



PROCESSO DE CÁLCULO AUTOMÁTICO DE COLUNAS MISTAS

JOSÉ MANUEL MARTINS FERREIRA DOS SANTOS

Outubro de 2015



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DO PORTO

PROCESSO DE CÁLCULO AUTOMÁTICO DE COLUNAS MISTAS

JOSÉ MANUEL MARTINS FERREIRA DOS SANTOS

Relatório de Estágio apresentado ao Instituto Superior de Engenharia do Porto

para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil – Ramo de Estruturas

realizada sob supervisão do Engenheiro Adriano Lopes e a orientação do Engenheiro Carlos Félix

do Departamento de Engenharia Civil do

Instituto Superior de Engenharia do Porto

Outubro 2015

(Esta página foi deixada em branco propositadamente)

“And everything under the sun is in tune

But the sun is eclipsed by the moon.”

Roger Waters

(Esta página foi deixada em branco propositadamente)

ÍNDICE GERAL

RESUMOiii

ABSTRACTv

AGRADECIMENTOS.....vii

ÍNDICE DE TEXTO ix

ÍNDICE DE FIGURAS xiii

ÍNDICE DE TABELAS xvii

ÍNDICE DE ABREVIATURAS xxi

1. INTRODUÇÃO 1

2. ESTRUTURAS MISTAS AÇO-BETÃO 7

3. DIMENSIONAMENTO COLUNAS MISTAS AÇO-BETÃO – EN 1994-1-1..... 31

4. PROCESSO DE CÁLCULO AUTOMÁTICO 75

5. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE..... 96

6. CASO DE ESTUDO 105

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS..... 121

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 123

ANEXOS 127

(Esta página foi deixada em branco propositadamente)

RESUMO

Este relatório é elaborado no âmbito do estágio curricular no regime de parceria entre o Instituto Superior de Engenharia do Porto e o gabinete de projetos SE2P – Sociedade de Engenharia, Projetos e Planeamento, Lda. O tema do estágio é o estudo de colunas mistas aço-betão na vertente de projeto, mais concretamente através da criação dum processo de cálculo automático integrado com o modelo estrutural global. Aplicam-se os métodos de dimensionamento dos eurocódigos estruturais na avaliação da segurança dos estados limites. Avaliam-se as propriedades geométricas, determina-se a curva de interação, calcula-se a posição do eixo neutro donde se inferem os estados de tensão em flexão desviada ao nível da secção, necessários às verificações de segurança.

O processo de cálculo tem por base uma folha de cálculo desenvolvida em *Excel* que, com ajuda do *Visual Basic for Applications*, comunica com o *software* de modelação e cálculo estrutural *Autodesk Robot Professional Analysis*. Cria-se fluxos de informação que possibilitam o cálculo iterativo de colunas mistas permitindo ajustar e por esta via otimizar as soluções de dimensionamento. A exportação de relatórios de cálculo detalhados para cada coluna constitui uma mais-valia para gabinetes de engenharia quando comparada com outras soluções de dimensionamento existentes no mercado.

A aplicação do processo de cálculo desenvolvido a múltiplas combinações de soluções de colunas mistas permitiu analisar comparativamente os resultados obtidos e a criação de tabelas e ábacos que poderão ser úteis em cenários de pré-dimensionamento e de anteprojecto.

Palavras-Chave: Processo de cálculo, colunas mistas, EN 1994-1-1, Excel, RSA, VBA;

(Esta página foi deixada em branco propositadamente)

ABSTRACT

This thesis is elaborated in the curriculum stage in partnership with the *Institute of Engineering of Porto* and project office *SE2P – Engineering Society, Projects and Planning, Lda*. The main theme is the study of steel-concrete composite columns in concern to the project by creating an automatic calculation process integrated with the global structural model. The dimensioning methods of structural euro codes are applied in the assessment of the state limits. The geometrical properties are evaluated, the interaction curve is determined, the position of neutral axis from which to infer the stress state in diverted flexion to the section level needed to check security is calculated.

The calculation process is developed based on an *Excel* sheet that with help of *Visual Basic for Applications* communicates with the modeling software and structural calculator *Autodesk Robot Professional Analysis*. Flows of information are created enabling the fast iterative calculation allowing to put into practice the dimensioning adjustments to the conditions of use of each column. Compared to the existing solutions in the market, the detailed calculation reports exportation for each column is of great value to the engineering firms.

The calculation process also allowed multiple combinations of solutions and benchmark results, creating tables that may be useful in scenarios of preliminary design and preliminary draft.

Keywords: Calculation process, composite columns, EN 1994-1-1, Excel, RSA, VBA;

(Esta página foi deixada em branco propositadamente)

AGRADECIMENTOS

Muito obrigado a todas as pessoas que sempre se mostraram disponíveis na ajuda, na paciência, na crítica e na (re)construção dialética deste projeto.

Ao Engenheiro Carlos Félix por me ter acompanhado neste trabalho com os conselhos e conhecimentos académicos que foram úteis para a o entendimento e desenvolvimento do tema.

Ao Engenheiro Adriano Lopes, sobretudo, por me dar a oportunidade de colaborar com ele e com a SE2P com o conhecimento científico e técnico de elaboração de projetos.

À SE2P e a todos os colaboradores, por me proporcionarem condições de estágio excelentes, nomeadamente, o espírito de equipa e entreajuda, partilha de conhecimento, o contato com *softwares* de referência, a nível nacional, disponíveis na empresa e pela abertura a sugestões de formas e processos de trabalho inovadores.

Aos meus colegas que me acompanharam durante todo o meu percurso académico.

Por último, à minha família e à Susana.

(Esta página foi deixada em branco propositadamente)

ÍNDICE DE TEXTO

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1	Enquadramento.....	1
1.2	Objetivos	5
1.3	Estrutura relatório.....	5
2.	ESTRUTURAS MISTAS AÇO-BETÃO	7
2.1	Estado de arte	7
2.2	Materiais	9
2.2.1	Coeficientes parciais materiais.....	9
2.2.2	Betão	11
2.2.3	Aço estrutural.....	17
2.2.4	Aço armaduras	20
2.3	Conexão de corte	22
2.3.1	Conexão e interação entre materiais.....	22
2.3.2	Formas de conexão entre materiais.....	22
2.4	Análise e modelação estrutural.....	25
2.4.1	Sistemas estruturais	25
2.4.2	Métodos de análise de estabilidade	26
2.4.3	Imperfeições.....	29
3.	DIMENSIONAMENTO COLUNAS MISTAS AÇO-BETÃO – EN 1994-1-1.....	31
3.1	Enquadramento geral.....	31
3.2	Métodos de cálculo	33

3.2.1	Método geral de cálculo.....	35
3.2.2	Método simplificado de cálculo	36
3.3	Abordagem de dimensionamento de elementos mistos comprimidos.....	37
3.3.1	Resistência ao nível da secção transversal.....	39
3.3.2	Resistência e estabilidade ao nível do elemento	54
3.3.3	Transferência de esforços na interface dos materiais	62
3.3.4	Verificações regulamentares.....	65
3.3.5	Disposições construtivas	68
3.4	Validação experimental do processo de cálculo	71
3.5	Considerações finais.....	73
4.	PROCESSO DE CÁLCULO AUTOMÁTICO.....	75
4.1	Introdução ao processo de dimensionamento	75
4.1.1	Âmbito e objetivo	75
4.1.2	Interface Robot-Excel	76
4.1.3	Evolução do desenvolvimento do processo de cálculo.....	77
4.2	Apresentação do processo de cálculo automático	79
4.2.1	Organização.....	79
4.2.2	Descrição de dados de entrada	81
4.2.3	Descrição de processos de cálculo	86
4.3	Fluxo de trabalho.....	94
5.	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE.....	96
5.1	Introdução	96

5.2	Classe dos materiais	96
5.3	Disposição da solução de armadura longitudinal	98
5.4	Séries H em função da altura do pilar e do esforço de compressão N_{Ed}	103
6.	CASO DE ESTUDO	105
6.1	Apresentação do caso estudo	105
6.2	Materiais	107
6.3	Ações	107
6.3.1	Ações permanentes.....	107
6.3.2	Sobrecargas	107
6.3.3	Ação sísmica	108
6.4	Dimensionamento de uma coluna mista preenchida por betão	108
6.4.1	Resistência à compressão	111
6.4.2	Resistência ao esforço de corte	111
6.4.3	Resistência à flexão composta com compressão.....	111
6.4.4	Resistência à flexão desviada	113
6.4.5	Resistência ao corte longitudinal	114
6.4.6	Disposições construtivas	115
6.5	Processo construtivo	116
6.6	Conclusões.....	117
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	121
7.1	Conclusões.....	121
7.2	Futuros desenvolvimentos	122

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123
ANEXOS	127

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 –Fleet Place House, Londres.	1
Figura 1.2 –Peckham Library, Londres.	2
Figura 1.3 –Exemplos de construções em que os elementos metálicos assumem a função de cofragem.	3
Figura 1.4 – Edifício Burgo em fase construtiva.....	3
Figura 1.5 – Exemplos de elementos estruturais mistos: a) Pilar Misto, b) Viga e lajes mistas, c) Ligação mista.....	4
Figura 2.1 - Estudos de Pilares Mistos distribuídos pelo Mundo.....	8
Figura 2.2 - Diferentes tipos de meio de conexão.	23
Figura 2.3 – Meio de conexão em colunas mistas tubulares preenchidas de betão com conectores do tipo “HILTI Nail X-DSH32 P10”.....	23
Figura 2.4 – Representação de pórtico não contraventado (Esquerda) e pórtico contraventado (Direita).	25
Figura 2.5 – Efeitos de segunda ordem locais e globais de uma coluna-viga.	28
Figura 2.6 – Modos de instabilidade com deslocamentos laterais (Esquerda) e Modos de instabilidade sem deslocamentos laterais (Direita).....	29
Figura 2.7 – Fluxograma resumo de considerações a ter em conta na análise de estruturas mistas.	29
Figura 2.8 – Representação das imperfeições geométricas globais.	30
Figura 3.1 – Tipos de secções correntes em pilares mistos.	31
Figura 3.2 – Redução da capacidade resistente da peça em função dos esforços normais instalados. (CALADO, et al., 2010).....	34
Figura 3.3 - Representação genérica de forças plásticas internas que mobilizam o momento plástico resistente.....	40

Figura 3.4 – Curva de Interação e linha poligonal.....	43
Figura 3.5 : Exemplo de secção simétrica válida para cálculo da curva de interação dividida em três zonas.....	44
Figura 3.6 - Representação das forças internas plásticas em flexão pura – Ponto B.....	45
Figura 3.7 - Representação das forças internas plásticas em flexão composta – Ponto C.	47
Figura 3.8 - Representação das forças internas plásticas em flexão composta – Ponto D.	48
Figura 3.9– Disposições de estribos em secções parcialmente revestidas de betão: (1) Disposição de estribos atravessando a alma do perfil de aço; (2) Disposição de estribos soldados à alma do perfil de aço; (3) Disposição de estribos fechados.....	51
Figura 3.10 – Representação da redução da tensão de cedência no aço estrutural na zona da secção resistente ao corte.	52
Figura 3.11 - Resultados obtidos em ensaios experimentais comparando com curva regulamentar para dimensionamento.	57
Figura 3.12 – Representação gráfica das diferentes curvas de encurvadura e respetivos fatores de imperfeição.	57
Figura 3.13.– Relação entre o coeficiente de amplificação K e o coeficiente α_{cr} , considerando $\beta = 1$	60
Figura 3.14.– Influência dos efeitos de segunda na curva de interação.....	61
Figura 3.15.– Relação entre momentos fletores de extremidade ($-1 \leq r \leq 1$);	62
Figura 3.16 – Modos de transferência de esforços viga-pilar.	64
Figura 3.17 – Forças de atrito adicionais em colunas mistas.....	65
Figura 3.18 – Esquema da secção e dispositivo de ensaio.....	72
Figura 3.19 – Comparações entre curvas de interação entre o processo de cálculo e um ensaio experimental.	72

Figura 3.20 – Comparações entre os coeficientes de amplificação medidos experimentalmente e determinados pela EN 1994-1-1.	73
Figura 4.1 – Representação de plataformas API entre RSA e Excel sob o ponto de vista gráfico e de código.	76
Figura 4.2 – Fluxos de informações possíveis entre Excel-RSA	77
Figura 4.3 – 1ª versão do processo de cálculo	78
Figura 4.4 – 2ª versão do processo de cálculo	78
Figura 4.5 – 3ª versão do processo de cálculo	79
Figura 4.6 – 4ª versão do processo de cálculo	79
Figura 4.7 – Esquema de sentidos da informação dentro do processo de cálculo	81
Figura 4.8 – Exemplos de tipologias de armadura longitudinal.	84
Figura 4.9 – Orientação espacial da secção, pilar da esquerda “YLocal//YGlobal”, pilar da direita “Zlocal//YGlobal”	85
Figura 4.10 – Representação do funcionamento idealizado para os processos de cálculo	87
Figura 4.11 – Exemplo de tomada de decisão para fim de ciclo de cálculo do eixo neutro	90
Figura 4.12 – Organização dos dados e dos resultados do cálculo de cada pilar.	92
Figura 4.13 – Linha de código de avaliação de rácio de verificação da segurança condicionante (Adaptado).	93
Figura 5.1 – Acréscimos $M_{pl}, R_{d,y}$ SPR: HEB 300 ($\varnothing 20$)	103
Figura 6.1 – Vista Tridimensional “Edifício de Escritórios”	105
Figura 6.2 – Planta de identificação de corpos constituintes do “Edifício de Escritórios”	106
Figura 6.3 – Identificação de sobrecargas no piso 1.	108
Figura 6.4 – Planta de identificação de P1.6	109

Figura 6.5 – Curva de Interação em torno do eixo y 113

Figura 6.6 – Solução do pilar misto CHS 457.0 x 10.0 mm 10Ø20, Meio de conexão: 11x24 X-DSH32 P10..... 116

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 – Exemplo de construções a nível mundial constituídas por elementos mistos.....	4
Tabela 2.1 – Tabela de coeficientes parciais.....	10
Tabela 2.2 – Tabela resumo de coeficiente associado ao módulo de elasticidade do betão.....	14
Tabela 2.3 – Tabela de consumos de aço- por regiões no mundo.....	18
Tabela 2.4 – Classes do aço de armaduras.....	21
Tabela 2.5– Avaliação da conexão e interação em função do tipo de elemento estrutural.	22
Tabela 3.1 - Valores limites das relações espessuras/alturas para desprezar os efeitos de encurvadura local.....	34
Tabela 3.2 – Tabela resumo de excentricidades para imperfeições locais e seleção de curvas para efeitos de segunda ordem locais.	58
Tabela 3.3 – Tabela de momentos equivalentes. (EN 1994-1-1)	59
Tabela 3.4 – Tabela de valores de cálculo da resistência de corte τR_d	63
Tabela 4.1 – Tabela de coeficientes parciais.....	84
Tabela 5.1 – Influência das classes dos materiais nos valores de N_{pl}, R_d	97
Tabela 5.2 – Influência das classes dos materiais nos valores de N_{pm}, R_d	97
Tabela 5.3 – Influência das classes dos materiais nos valores de M_{pl}, R_d, y	97
Tabela 5.4 – Influência das classes dos materiais nos valores de $M_{máx}, R_d, y$	97
Tabela 5.5 – Resultados de cálculo da solução base HEB 300/ 4Varões/ $\varnothing 12\text{mm}$	99
Tabela 5.6 – Valores de A_s (%) entre para as disposições de armaduras e diâmetros de varão analisados.....	99
Tabela 5.7 – Influência das disposições de armaduras e diâmetros de varão nos valores de N_{pl}, R_d	99

Tabela 5.8 – Influência das disposições de armaduras e diâmetros de varão nos valores de N_{pm}, R_d .	100
Tabela 5.9 – Influência das disposições de armaduras e diâmetros de varão nos valores de M_{pl}, R_d, y .	100
Tabela 5.10 – Influência das disposições de armaduras e diâmetros de varão nos valores de $M_{máx}, R_d, y$.	101
Tabela 5.11 – Influência das disposições de armaduras e diâmetros de varão nos valores de M_{pl}, R_d, z .	101
Tabela 5.12 – Influência das disposições de armaduras e diâmetros de varão nos valores de $M_{máx}, R_d, z$.	102
Tabela 5.13 – Relação entre variáveis “input” e “output” do estudo em função das séries H.....	104
Tabela 6.1 –Propriedades dos materiais.	107
Tabela 6.2 – Categorias de sobrecargas nos pavimentos.	108
Tabela 6.3 – Parâmetros caracterização ação sísmica.	108
Tabela 6.4 – Resultados dos valores dos esforços instalados no pilar 111.....	109
Tabela 6.5 – Resultados dos valores dos momentos de imperfeições equivalentes.....	110
Tabela 6.6 – Resultados dos parâmetros de cálculo da coluna mista.....	111
Tabela 6.7 – Resultados verificação segurança resistência à compressão.	111
Tabela 6.8 – Resultados dos parâmetros de cálculo para cálculo da curva de interação e verificação da segurança.	112
Tabela 6.9 – Resultados verificação segurança resistência à flexão composta com compressão.	112
Tabela 6.10 – Resultados verificação segurança resistência à flexão desviada, considerando imperfeições equivalentes na direção Y.....	113
Tabela 6.11 – Resultados verificação segurança resistência à flexão desviada, considerando imperfeições equivalentes na direção Z.....	114

Tabela 6.12 – Resultados verificação segurança resistência à flexão desviada.....	115
Tabela 6.13 – Comparação dos valores de rigidez à flexão entre o pilar de betão e a coluna mista.	118
Tabela 6.14 – Comparação económica entre a solução pilar betão e a solução de coluna mista.	118

(Esta página foi deixada em branco propositadamente)

ÍNDICE DE ABREVIATURAS

A – área da secção transversal da secção de aço estrutural

A_a – área da secção transversal da secção de aço estrutural

A_c – área da secção transversal do betão

A_s – área da secção de uma armadura para betão armado

A_v – área de corte de uma secção de aço estrutural

E_a – módulo de elasticidade do aço estrutural

$E_{c,eff}$ – módulo de elasticidade efetivo para o betão

E_{cm} – módulo de elasticidade secante do betão

E_s – valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço para o betão armado

$(EI)_{eff}$ – rigidez de flexão efetiva para o cálculo da esbelteza normalizada

$(EI)_{eff,II}$ – rigidez de flexão efetiva para análise de segunda ordem

I – momento de inércia da secção mista efetiva desprezando o betão tracionado

I_a – momento de inércia da secção de aço estrutural

I_c – momento de inércia da secção de betão não fendilhada

I_s – momento de inércia das armaduras

$K_e, K_{e,II}$ – coeficientes de correcção a utilizar no cálculo de colunas mistas

K_o – coeficiente de calibração a utilizar no cálculo de colunas mistas

L – comprimento; vão; vão efetivo

L_e – vão equivalente

L_i – vão

M_a – contribuição da secção de aço estrutural para o valor de cálculo do momento resistente plástico da secção mista

$M_{a,Ed}$ – valor de cálculo do momento fletor atuante na secção de aço estrutural

M_{Ed} – valor de cálculo do momento fletor atuante

$M_{max,Rd}$ – valor de cálculo máximo do momento fletor resistente na presença de um esforço normal de compressão

$M_{pl,a,Rd}$ – valor de cálculo do momento fletor resistente plástico da secção de aço estrutural

$M_{pl,N,Rd}$ – valor de cálculo do momento fletor resistente plástico da secção mista tendo em conta o esforço normal de compressão

$M_{pl,Rd}$ – valor de cálculo do momento fletor resistente plástico da secção mista com conexão total

$M_{pl,y,Rd}$ – valor de cálculo do momento fletor resistente plástico segundo o eixo $y - y$ da secção mista com conexão total

$M_{pl,z,Rd}$ – valor de cálculo do momento fletor resistente plástico segundo o eixo $z - z$ da secção mista com conexão total

$M_{y,Ed}$ – valor de cálculo do momento fletor atuante na secção mista segundo o eixo $y - y$

$M_{z,Ed}$ – valor de cálculo do momento fletor atuante na secção mista segundo o eixo $z - z$

N – esforço normal de compressão; número de ciclos de variação de tensões; número de conectores

N_{cr} – valor crítico elástico do esforço normal

N_{cl} – valor de cálculo do esforço normal calculado para efeitos da introdução de cargas

N_{Ed} – valor de cálculo do esforço normal de compressão atuante

$N_{G,Ed}$ – valor de cálculo da parte permanente do esforço normal de compressão atuante

$N_{pl,a}$ – valor de cálculo de resistência plástica da secção de aço estrutural ao esforço normal

$N_{pl,Rd}$ – valor de cálculo de resistência plástica da secção mista ao esforço normal de compressão

$N_{pl,Rk}$ – valor característico da resistência plástica da secção mista ao esforço normal de compressão

$N_{pm,Rd}$ – valor de cálculo da resistência do betão ao esforço normal de compressão

$V_{a,Ed}$ – valor de cálculo do esforço de corte atuante na secção de aço estrutural

$V_{c,Ed}$ – valor de cálculo do esforço de corte atuante no enchimento de betão armado da alma

V_{Ed} – valor de cálculo do esforço de corte atuante na secção mista

$V_{l,Rd}$ – valor de cálculo da resistência de corte

$V_{pl,Rd}$ – valor de cálculo da resistência plástica da secção mista ao esforço transversal

$V_{pl,a,Rd}$ – valor de cálculo da resistência plástica da secção de aço estrutural ao esforço transversal

V_{Rd} – valor de cálculo da resistência plástica da secção mista ao esforço transversal

b – largura do banzo de uma secção de aço; largura de uma laje

b_c – largura do revestimento de betão de uma secção de aço

b_f – largura do banzo de uma secção de aço

c – largura do ressalto de um banzo de aço; perímetro efetivo de um varão de armadura

c_y, c_z – espessura do recobrimento de betão

d – altura livre da alma da secção de aço; diâmetro da espiga de um perno de cabeça; diâmetro total de uma secção tubular circular

e – excentricidade das cargas; distância entre o centro de gravidade de uma chapa perfilada de aço e a fibra comprimida extrema da laje mista

e_D – distância ao bordo

e_g – espaço entre a armadura e a chapa de extremidade de uma coluna mista

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ck} – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade

f_{cm} – valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

f_{sd} – valor de cálculo da tensão de cedência do aço para betão armado

f_{sk} – valor característico da tensão de cedência do aço para betão armado

f_u – resistência última especificada à tração

f_y – valor nominal da tensão de cedência do aço estrutural

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência do aço estrutural

h – altura total; espessura

h_a – altura da secção de aço estrutural

h_c – altura do revestimento de betão de uma secção de aço; espessura do banzo de betão; espessura do betão acima da superfície plana principal do topo das nervuras das chapas

h_f – espessura do banzo de betão; espessura dos acabamentos

h_n – posição do eixo neutro

h_{sc} – altura nominal total de um perno de cabeça

k – coeficiente de amplificação para os efeitos de segunda ordem; coeficiente empírico; para o valor de cálculo da resistência ao corte

l_0 – comprimento de introdução de cargas

n – coeficiente de homogeneização; número de conectores

r – relação entre os momentos de extremidade

s – afastamento longitudinal entre centros de conectores; escorregamento

s_t – afastamento transversal entre centros de conectores

t – idade; espessura

t_f – espessura de um banzo da secção de aço estrutural

t_w – espessura da alma da secção de aço estrutural

V_{Ed} – valor de cálculo da tensão de corte longitudinal

x_{pl} – distância entre o eixo neutro plástico e a fibra comprimida extrema da laje de betão

y – eixo da secção transversal paralelo aos banzos

z – eixo da secção transversal perpendicular aos banzos; braço do binário

α – coeficiente; parâmetro

α_{cr} – fator pelo qual as ações de cálculo teriam que ser multiplicadas para provocar uma instabilidade elástica

α_M – coeficiente relacionado com a flexão de uma coluna mista

$\alpha_{M,y}, \alpha_{M,z}$ – coeficiente relacionado com a flexão de uma coluna mista, respetivamente em relação ao eixo y-y e ao eixo z-z

β – fator; parâmetro de transformação

β_c, β_i – parâmetros

γ_C – coeficiente parcial para o betão

γ_M – coeficiente parcial para uma propriedade de um material, que também tem em conta as incertezas de modelação e os desvios nas dimensões

γ_{M0} – coeficiente parcial para o aço estrutural aplicado à resistência das secções transversais; ver a EN 1993-1-1, 6.1 (1)

γ_{M1} – coeficiente parcial para o aço estrutural aplicado à resistência dos elementos à instabilidade avaliada por verificação dos elementos; ver a EN 1993-1-1, 6.1 (1)

γ_S – coeficiente parcial para o aço para betão armado

γ_V – coeficiente parcial para o valor de cálculo da resistência ao corte de um perno de cabeça

δ – coeficiente; relação da contribuição do aço; flecha central

ε – $\sqrt{235/f_y}$, em que f_y é em N/mm²

η – grau de conexão; coeficiente

η_a, η_{ao} – fatores relacionados com a cintagem do betão

$\eta_c, \eta_{co}, \eta_{cL}$ – fatores relacionados com a cintagem do betão

λ – Esbelteza Normalizada

μ – coeficiente de atrito; fator nominal

μ_d – coeficiente relacionado com o cálculo para a compressão e a flexão composta com a compressão

μ_{dy}, μ_{dz} – coeficiente μ_d relacionado com o plano de flexão

\emptyset – diâmetro (tamanho) de um varão de aço de armadura para betão armado; fator de dano equivalente de impacto

φ_t – coeficiente de fluência

$\varphi(t, t_0)$ – coeficiente de fluência do betão entre as idades t e t_0 relativo à deformação elástica aos 28 dias

χ – coeficiente de redução para a encurvadura por flexão

1. INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

O sector da construção utiliza predominantemente o betão, o aço e a madeira para edificar as suas construções, embora a evolução tecnológica permite idealizar soluções com outros materiais e/ou junções entre materiais. Exemplos disso são as fibras de carbono para soluções de reabilitação de elementos estruturais e as soluções mistas aço-betão que podem ser aplicadas em edificações novas ou em edificações com necessidades de reabilitação.

As construções mistas caracterizam-se por serem estruturas de dimensões reduzidas permitindo compatibilizar exigências arquitetónicas e funcionais aliadas a exigências de comportamento estrutural, como por exemplo:

- A “*Fleet Place House*”, apresentada na Figura 1.1 (HICKS, et al., 2002), é um edifício de escritórios localizado em Londres junto a estação *Thameslink*. Caracteriza-se por ser uma estrutura alta com 8 pisos concebida com pilares mistos circulares preenchidos com betão permitindo criar espaços amplos no seu interior e uma fachada singular.



Figura 1.1 –*Fleet Place House*, Londres.

(HICKS, et al., 2002)

O projeto de estruturas é da autoria da “*Waterman Partnership*” cujo dimensionamento determinou um pilar com um diâmetro externo igual a 324 mm, embora as espessuras dos elementos tubulares variem entre pisos. Os pilares do piso 1 são dotados de espessuras

com 30 mm, enquanto que os pilares do piso 2 e 5 reduzem a espessura para 16mm e os restantes pisos com 12.5 mm. O projeto de segurança determinou que o tempo de exposição ao fogo fosse de 35 minutos, embora o betão garanta um tempo de exposição igual a 45 minutos, não sendo necessários elementos externos de proteção ao fogo.



Figura 1.2 –Peckham Library, Londres.

(HICKS, et al., 2002)

- Na Figura 1.2 é apresentada uma biblioteca na cidade de Londres, a *Peckham Library* com uma arquitetura arrojada e excêntrica. A fachada inclui 7 colunas mistas circulares preenchidas por betão que suportam o edifício no quarto piso impondo-lhes uma altura de 18 metros. Relativamente às soluções das secções foram utilizadas secções com diâmetro externo de 324mm e espessuras de 20 e 16 mm. Para além disso e com o propósito de garantir uma exposição ao fogo de 1hora, foram adicionadas uma armadura composta por 8 varões longitudinais de 12 mm e cintas de 6 mm espaçadas a 175 mm.

Para além da sua utilidade no ponto de visto arquitetónico e de conceção de projeto estrutural, as estruturas mistas são estruturas leves e de fácil manuseamento, permitindo rapidez de execução e facilidade de montagem. Exemplo disso são as lajes perfiladas e alguns tipos de colunas mistas que permitem o uso do aço estrutural como cofragem, reduzindo assim custos de montagem.



Figura 1.3 – Exemplos de construções em que os elementos metálicos assumem a função de cofragem.

(SSEDTA, 2001)

As estruturas mistas tendem a ser a solução mais económica em muitas situações de projeto embora nem sempre se justifique o uso de elementos mistos. No caso dos pilares mistos a sua utilização torna-se justificável em situações muito particulares como edifícios que devido à sua altura ou área em planta tendem a elevados graus de solicitação, tais como parque de estacionamento, edifícios arranha-céus. Em Portugal, existem vários exemplos de estruturas de grande porte que recorreram a soluções mistas, como é o caso do edifício Burgo situado na cidade do Porto (ver Figura 1.4) foi concebido com recurso de pilares mistos revestidos totalmente betão.



Figura 1.4 – Edifício Burgo em fase construtiva.

(RODRIGUES, 2008)

À escala mundial, a aplicação de pilares mistos (entre outros elementos mistos) está adjacente às grandes construções do mundo, tal como apresentado na Tabela 1.1.

Tabela 1.1 – Exemplo de construções a nível mundial constituídas por elementos mistos.

(PIMENTEL, 2013)

Edifício	Cidade	País	Construção	Altura (m)
Willis Tower ou Sears Tower	Chicago	E.U.A.	1970-1973	442.1
Shanghai World Financial Center	Shanghai	China	1997-2008	492
Taipai 101	Taipei	Tailândia	1999-2004	508
Burj Khalifa	Dubai	E.A.U.	2004-2009	828
One World Trade Center	N. York	E.U.A.	2006-?	541.3

A construção mista engloba todo o tipo de elementos estruturais tais como pilares, vigas, lajes e ligações, como o representado na Figura 1.5.

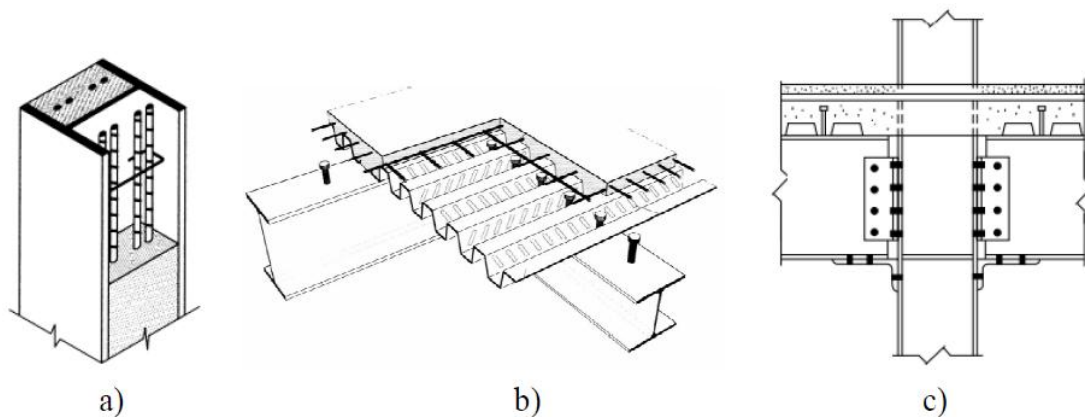


Figura 1.5 – Exemplos de elementos estruturais mistos: a) Pilar Misto, b) Viga e lajes mistas, c) Ligação mista.

(PIMENTEL, 2013)

Entende-se elemento misto como um elemento constituído por aço estrutural e betão ligados entre si de modo a limitar as deformações relativas entre os materiais e a separação entre os mesmos.

A ligação entre os dois materiais designa-se por conexão de corte e deve ser observada sobre o domínio da resistência e da rigidez pelo que a avaliação entre os vários elementos mistos não é idêntica. Os elementos têm requisitos de comportamento distintos, por exemplo a conexão de corte dos pilares é discreta e localizada em zonas de concentração de muita carga idealizando um deslizamento nulo entre os dois materiais, enquanto que a conexão das vigas e lajes é contínua ao

longo do elemento, permitindo experimentar algum deslizamento entre os materiais sem prejuízo da resistência da secção.

A seleção da secção mista e dos respetivos materiais pretende tirar maior rendimento das qualidades de cada material e do efeito conjunto entre os mesmos. O betão para além de ter um comportamento eficiente à compressão impede fenómenos de instabilidade local e global dos elementos de aço. Por sua vez, o aço possui um excelente comportamento à tração que lhe confere ductilidade às estruturas tornando-as interessantes em situações sísmicas devido à sua capacidade de dissipação de energia. Em situações de exposição ao fogo, estas soluções melhoram o seu comportamento na presença do betão.

1.2 Objetivos

O principal objetivo deste estudo procura garantir um processo de dimensionamento que possibilite a conceção de pilares mistos, em conformidade regulamentar. O processo de dimensionamento deve estar preparado para realizar múltiplas combinações de secções, materiais, esquemas estruturais, ações e respetivas combinações de ações.

Como segundo objetivo, são apresentados estudos comparativos entre soluções de pilares mistos constituídos por perfis em I ou H parcialmente revestidos de betão de modo a fazer uma compreensão e comparação mais próxima entre soluções. O estudo pretende avaliar a capacidade resistente da secção em função do tipo de materiais, secção de aço, solução de armaduras.

Por último, são apresentados os resultados do cálculo relativo a um dimensionamento de um pilar misto inserido numa estrutura.

1.3 Estrutura relatório

O presente relatório desenvolve-se em 6 capítulos. No capítulo 1 é feita uma introdução ao tema em apreço onde são apresentadas noções gerais para o enquadramento das estruturas mistas e da construção mista, assim como os objetivos que se pretendem atingir.

No capítulo 2 designado estruturas mistas, é apresentado um breve resumo sobre o estado de arte referente ao dimensionamento de pilares mistos assim como a sua evolução histórica. Neste

capítulo é apresentado também um enquadramento relativamente a materiais, formas de conexão e análise e modelação de estruturas mistas.

O capítulo 3 apresenta os conceitos relativos ao dimensionamento colunas mistas aço-betão segundo a EN 1994-1-1, neste ponto são observadas as metodologias propostas pela EN 1994-1-1 relativamente ao dimensionamento de pilares mistos, assim como metodologias complementares não regulamentares mas consideradas na comunidade científica.

O capítulo 4 dedicado ao processo de cálculo de dimensionamento automático de colunas mistas aço-betão. Neste capítulo é feita uma apresentação do processo de cálculo.

O capítulo 5 resume uma análise de sensibilidade realizada para colunas mistas constituídas por perfis I ou H parcialmente revestidos de betão, onde se pretende avaliar o impacto que as diferentes soluções de secções e materiais têm nos valores dos parâmetros que constituem a curva de interação característica deste tipo de elementos.

No capítulo 6 é apresentado o caso de estudo, onde se dá especial ênfase aos resultados dos cálculos relativos a um pilar misto assim como as considerações mais importantes relativas ao seu dimensionamento.

O capítulo 7 é dedicado às conclusões sendo apresentadas as observações finais sobre o tema desenvolvido em três domínios: ponto de vista regulamentar, ponto de vista da implementação do processo e do ponto de vista construtivo, assim como observações finais relativas ao estágio.

2. ESTRUTURAS MISTAS AÇO-BETÃO

2.1 Estado de arte

Nas últimas duas décadas do século XX tem-se assistido a uma crescente utilização de estruturas mistas na construção e a adesão dos engenheiros projetistas a este tipo de estruturas por se tornar uma solução eficiente e económica, como verificado em alguns dos casos de aplicabilidade enunciados anteriormente.

Os primeiros estudos a serem publicados de estruturas mistas tiveram lugar na América do Norte, nos anos 20, sobre vigas mistas envolvidas em betão, não obstante as primeiras manifestações de estruturas mistas terem sido registadas no século XIX, cujos elementos de ferro forjado eram envolvidos em betão para proteção à ação do fogo. Nos anos 30, as estruturas mistas já eram um tema estudado em três partes do mundo: América do Norte (EUA, Canada), Europa (Suíça), Oceânia (Austrália) onde as principais atenções se focalizavam no processo construtivo e na necessidade de materialização de conexão entre os dois materiais. É exatamente neste momento que as dúvidas de difícil resposta surgem, tais como a resistência última da secção transversal, comportamento dos diferentes conectores, separação entre os materiais e atrito desenvolvido na interface, o que provocou um desinteresse e afastamento da comunidade científica de arquitetos e engenheiros sobre este tipo de soluções.

Relativamente a pilares mistos, a partir da década de 60 no Reino Unido e na Nova Zelândia foram efetuados estudos de ensaios de carga excêntricas e as primeiras propostas de métodos numéricos analíticos para avaliação de esbelteza, relações de espessuras e alturas do elemento de aço como também as tensões resistentes dos materiais.

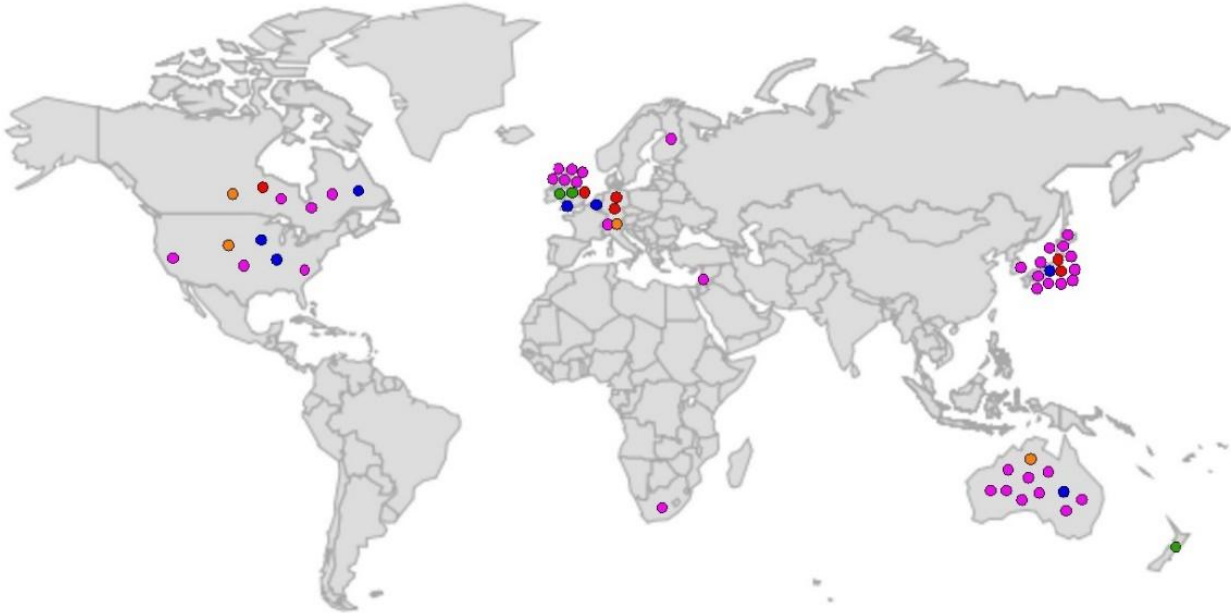


Figura 2.1 - Estudos de Pilares Mistos distribuídos pelo Mundo.

(Shanmugam, et al., 2001)

Legenda:

- Primeiros estudos de estruturas mistas antes 1960;
- Estudos de pilares mistos entre 1960-1970;
- Estudos de pilares mistos entre 1970-1980;
- Estudos de pilares mistos entre 1980-1990;
- Estudos de pilares mistos entre 1990-2000;

Na década de 70 e principalmente nos anos 80 verificou-se uma grande evolução tecnológica e científica de pilares mistos na Europa. Em 1984, na Alemanha, *Roik* e *Bergmann* apresentaram uma proposta de dimensionamento com recurso a equações de interação para estimar a resistência da secção transversal. Este método serviu como base na regulamentação europeia de dimensionamento de pilares mistos (EN 1994-1).

Contudo o período da história onde se verificou maior adesão da comunidade científica para o estudo deste tipo de pilares foi claramente nos anos 90. Por todo o mundo registaram-se inúmeros estudos sobre a temática, como está representado na Figura 2.1. Na figura identificam-se 4 grandes

focos de estudo: América do Norte (EUA e Canadá), Europa (Reino Unido e Alemanha), Ásia (Japão) e Oceânia (Austrália), sendo que nos anos 90 o Reino Unido, a Austrália e o Japão foram os países onde acolheram a maior parte dos estudos. Em consequência da sua localização geográfica e das suas necessidades sísmicas, o Japão foi um centro de grande desenvolvimento tecnológico e científico dos pilares mistos por serem uma solução de grande fiabilidade face à atuação da ação sísmica.

Atualmente no mercado nacional é possível encontrar uma oferta científica, técnica e comercial de vigas mistas e lajes mistas, embora os pilares mistos estejam em desvantagem face às soluções tradicionais como pilares de betão armado e pilares de aço estrutural. A reduzida aplicação de pilares mistos em território nacional dever-se-á:

- Difusão reduzida do conhecimento científico;
- Reduzida especialização por parte das construtoras;
- Nas situações de projeto mais correntes, os pilares mistos têm tendência a ser uma solução mais dispendiosa, daí a preferência de soluções tradicionais por parte das construtoras e das equipas de projeto;

2.2 Materiais

2.2.1 Coeficientes parciais materiais

O método dos coeficientes parciais está descrito na EN 1990 e têm como princípio garantir a verificação da segurança da estrutura em qualquer situação de projeto, isto é, deve garantir que nenhum estado limite (Último ou Utilização) é excedido com base nos valores de cálculo das variáveis do modelo estrutural. Independentemente da natureza da situação de projeto, seja ela persistente, transitória, acidental ou sísmica, as variáveis básicas a considerar na verificação de segurança são:

- Ações;
- Propriedades dos Materiais;
- Propriedades dos Produtos;

- Grandezas Geométricas;

Relativamente a o projeto de estruturas mistas aço-betão a EN 1994-1-1 estabelece na cláusula 2.4.1 os procedimentos para a determinação do valor de cálculo das variáveis básicas. A EN 1994-1 indica que o valor de cálculo das propriedades dos materiais deve ser obtido aplicando isoladamente um coeficiente de segurança a cada material de acordo com as normas associadas ao mesmo. Genericamente, para o cálculo das propriedades de um material pode ser aplicada a seguinte equação (6.6c EN1990):

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad \text{Eq. 2.1}$$

Em que:

- R_d – Valor de Cálculo de Resistência;
- R_k – Valor Característico de Resistência;
- γ_M – Coeficiente parcial relativo a uma propriedade de uma material;

A Tabela 2.1 indica os valores do coeficiente parcial de segurança que devem ser utilizados em situações de projeto persistentes ou transitórias para a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos.

Tabela 2.1 – Tabela de coeficientes parciais

Material	Norma	Coeficiente parcial γ_M
Betão	EN 1992-1-1	1,50
Aço Armaduras	EN 1992-1-1	1,15
Aço Estrutural	EN 1993-1-1	1,00 (1,25 em secções de ligação)
Meio de Conexão	EN 1994-1-1	1,25

Os valores de cálculo da resistência de uma estrutura mista são função dos valores característicos de resistência e dos respetivos coeficientes de segurança associados ao material. A EN 1994-1-1 prevê a aplicação da equação 6.6a da EN 1990 para o cálculo da resistência de uma estrutura mista.

$$R_d = R \left\{ \eta_i \frac{R_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; \alpha_d \right\}; i \geq 1 \quad \text{Eq. 2.2}$$

Em que:

- η – Fator de conversão;

O cálculo da resistência de uma estrutura mista prevê não só a aplicação de um coeficiente parcial mas também um fator de conversão η para garantir a consideração de fenómenos relevantes na estrutura, tais como variações de volume, escala, humidade e temperatura.

2.2.2 Betão

Devido à grande importância e aplicação na construção civil o betão é um dos materiais mais consumidos no mundo. O fato deste material ser uma mistura composta por agregado, água e um ligante hidráulico, e o seu processo de fabrico ser exigente, a qualidade de fabrico, a durabilidade e a conformidade com o projeto são objeto de uma regulamentação extensa e individualizada a cada tema, deste modo, a regulamentação aplicável ao betão pode ser compreendida em três campos:

- Regulamentação referente ao projeto de estruturas de betão;
- Regulamentação referente à execução de estruturas de betão armado;
- Regulamentação referente à especificação do betão;

No domínio do projeto a EN 1992-1-1 estabelece os princípios e as regras que devem ser adotadas para betão normal e de alta resistência para avaliação da resistência e deformabilidade das estruturas concebidas por este material.

No domínio da execução a EN13670-1 visa garantir a concordância entre o projeto e a execução, através de procedimentos normalizados que assegurem a troca de informação relevante para o projeto entre a entidade construtora e a entidade projetista.

No domínio da especificação a EN 206-1 tem como objetivo indicar especificações relativas aos materiais constituintes do betão, às suas propriedades ao longo da sua fase de endurecimento, assim como procedimentos de especificação do betão e respetiva avaliação da conformidade. Juntamente com a EN 206-1 existem referências normativas que indicam informações mais detalhadas sobre as especificações de cada material (agregado, água, ligante hidráulico):

- EN12620 – Agregados para betão;
- EN 1008 – Água de amassadura. Especificações para a amostragem, ensaio e avaliação da aptidão da água, incluindo água recuperada nos processos da indústria de betão, para o fabrico de betão.
- EN 197 – 1: Composição, especificações e critérios de conformidade para cimentos correntes;

No projeto de estruturas mistas aço-betão as propriedades do betão devem ser avaliadas conforme indicado na EN 1992-1-1, tendo em consideração as adaptações sugeridas na EN 1994-1-1 com o objetivo de representar mais aproximadamente as propriedades do material. Neste estudo a abordagem relativa às propriedades do betão incide genericamente em dois campos: resistência e deformabilidade, assim como os princípios e fenómenos associados.

Resistência:

Na avaliação da resistência, o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão deve ser determinado de acordo com a seguinte equação:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad \text{Eq. 2.3}$$

Em que:

- γ_c – Coeficiente parcial de segurança do betão;

- f_{ck} – valor característico da tensão de rotura à compressão do betão referido a provetes cilíndricos, de acordo com a EN 206-1, aos 28 dias de idade;

Esta equação é ligeiramente diferente da equação sugerida pela EN 1992-1-1, omitindo o coeficiente α_{cc} responsável pelos efeitos a longo prazo na resistência à compressão do betão, assumindo o valor de 1.0. O valor característico da tensão de rotura à compressão do betão assim como outros valores característicos de resistência são apresentados na tabela 3.1 da EN 1992-1-1 e são dependentes da classe de betão. A EN 1994-1-1 não abrange todas as classes de betão disponíveis na EN 1992-1-1, sendo que para o projeto de estruturas mistas as classes de betão devem estar compreendidas entre os seguintes limites:

- C20/25 a C 60/75 para betão de densidade normal ($\rho \geq 2200 \text{ kg/m}^3$);
- LC 20/22 e LC 60/66 para betão leve;

Os limites regulamentares para a classe do betão foram definidos com base nos estudos de calibração realizados por *Johnson, Huang e Anderson* (CALADO, et al., 2010). A escassez de informação sobre o comportamento de estruturas mistas compostas por betões de fraca e alta resistência não permite fazer considerações sobre fenómenos, tais como: a redistribuição da força de corte longitudinal na interface do aço e betão, redistribuição de momentos em vigas contínuas e avaliação da resistência de colunas mistas.

Os estudos realizados por *Johnson* (CALADO, et al., 2010) permitiram estabelecer limites para a classe de betão, como também estabelecer princípios de cálculo do comportamento do betão para efeitos da resistência da secção transversal mista. Esses princípios de cálculo estão descritos no ponto 6.2.1.2 da EN 1994-1-1 indicando que a secção efetiva de betão comprimido equilibra uma tensão de $0.85f_{cd}$, constante em toda a altura entre o eixo neutro plástico e a fibra mais comprimida do betão, verificando-se assim a plastificação de toda a secção de betão.

Deformabilidade

Genericamente a deformação é uma grandeza dependente de variáveis, como por exemplo, valor da ação, elasticidade do material e variações de temperatura. Associado ao betão existem outras variáveis de extrema relevância responsáveis pela deformação do material, é o caso da fluência e a retração.

O módulo de elasticidade estabelece a relação entre a tensão e a deformação, em regime elástico. Em consequência da heterogeneidade do betão, a avaliação do módulo de elasticidade está dependente sobretudo da composição do betão e das propriedades do agregado.

No âmbito regulamentar, o módulo de elasticidade secante do betão (E_{cm}) é definido no ponto 3.1.3 (2) da EN 1992-1-1 como o módulo secante entre $\sigma_c = 0$ e $\sigma_c = 0.4f_{cm}$ e (valor médio da tensão de rotura à compressão). No quadro 3.1 da EN 1992-1-1 são apresentados os valores do módulo de elasticidade para betões, cujo agregado seja quartzito. Para outros tipos de agregados o módulo de elasticidade secante deverá ser afetado por um coeficiente, conforme o indicado na tabela seguinte:

Tabela 2.2 – Tabela resumo de coeficiente associado ao módulo de elasticidade do betão.

(NP EN 1992-1-1)

Tipo de Agregado	Coeficiente
Basalto	1,20
Quartzíticos	1,00
Calcário	0,90
Grés	0,70

Durante o tempo de vida do betão o módulo de elasticidade não é constante, e pode ser estimado através da expressão 3.5 da EN 1992-1-1 que indica que o módulo de elasticidade à idade $E_{cm(t)}$ é dependente da tensão média de rotura do betão e do tipo de cimento utilizado na composição do betão

$$E_{cm(t)} = \beta_{cc}^{0.30} \times E_{cm} \quad \text{Eq. 2.4}$$

$$\beta_{cc} = e^{\left\{s \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{0.50}\right)\right\}} \quad \text{Eq. 2.5}$$

Comparando os resultados de $\beta_{cc}^{0.30}$ para as diferentes classes de cimento verifica-se que a tempo infinito, o módulo de elasticidade do betão pode aumentar ligeiramente:

- Classe R : $E_{cm(t=\infty)} = 1.055 E_{cm}$;
- Classe N : $E_{cm(t=\infty)} = 1.069 E_{cm}$;

- Classe S : $E_{cm(t=\infty)}=1.107 E_{cm}$;

Resumindo, na composição do betão, o agregado é responsável pelo valor de cálculo do módulo de elasticidade, enquanto que o cimento é responsável pelo aumento reduzido do módulo de elasticidade, a tempo infinito.

Por definição, fluência é a deformação imposta numa peça devido à ação de uma carga permanente ao longo do tempo. A modelação da fluência em estruturas de betão é obtida através de um coeficiente de fluência ($\varphi_{(t,t_0)}$) dependente da relação entre as seguintes grandezas:

- Dimensões do elemento:
 - A_c ; – Área da secção transversal de betão;
 - u ; – Perímetro exposto à secagem;
 - h_0 ; – Espessura equivalente $h_0 = 2A_c/u$;
- Constituintes do material (betão):
 - Classe Cimento;
 - Classe Betão;
- Idade do betão (em dias) no primeiro carregamento (t);
- Humidade Relativa do meio ambiente (HR (%));

A determinação do coeficiente de fluência ($\varphi_{(t,t_0)}$) pode ser realizada através do recurso aos ábacos apresentados em 3.1.4 ou com recurso às expressões apresentadas no Anexo B da EN 1992-1-1.

A retração do betão é um fenómeno que surge durante o endurecimento do betão, este pode ser modelado através da soma de duas parcelas: a retração autogénea e a retração por secagem.

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t) \quad \text{Eq. 2.6}$$

- $\varepsilon_{ca}(t)$ – Retracção autogénea: originada essencialmente pelo calor de hidratação, desenvolve-se nos primeiros dias de cura do betão e está diretamente relacionada com a resistência do betão e com a idade. (EN 1992-1-1)

- $\varepsilon_{cd}(t)$ – Retracção secagem : originada essencialmente pelo percurso realizado pela água no interior da peça de betão. Caracteriza-se por ser um processo lento que tem início após alguns dias depois da betonagem e é função de vários fatores tais como, tipo de cimento, resistência do betão, condições ambientais e, dimensões da peça.

Idealmente é este o modelo protagonizado pela EN 1992-1-1 para estruturas de betão. No projeto de estruturas mistas, EN 1994-1-1 fornece indicações mais simples para a avaliação do betão. À semelhança da EN 1992-1-1, o ponto 3.1(3) prevê que no projeto de estruturas mistas a retração deve ser determinada em função das dimensões do elemento, da condições ambiente e da composição do betão. Contudo nos pontos seguintes a norma prevê que a retração autógena (ε_{ca}) pode ser desprezada na determinação de tensões e extensões desde que seja considerada a ação mista nos edifícios.

A experiência permite assumir que na generalidade das aplicações a avaliação da retração de uma estrutura mista através do modelo protagonizado pela EN 1992-1-1 pode sobreavaliar os valores da extensão por retração. A EN 1994-1-1 prevê no Anexo C valores nominais da deformação final da retração que devem ser utilizados quando for necessário um controlo preciso sobre a deformada da estrutura.

Nas estruturas mistas, e especialmente nas colunas mistas são feitas algumas simplificações de modo a contabilizar de uma forma mais conservadora as propriedades do betão em função do tempo. Devido às incertezas associadas na modelação da fluência, é prática corrente não considerar o acréscimo do valor do módulo de elasticidade a tempo infinito originado pela classe de cimento. Relativamente aos efeitos da fluência nas colunas mistas a EN 1994-1-1 prevê uma redução na rigidez à flexão elástica através da afetação do módulo de elasticidade. O ponto 6.7.3.3(4) prevê que os efeitos de longa duração sobre a flexão efetiva elástica devam ser quantificados com a redução do módulo de elasticidade:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \times \frac{1}{1 + \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}}\right)\varphi t} \quad \text{Eq. 2.7}$$

A EN 1994-1-1 modela o valor do módulo de elasticidade do betão em colunas mistas em função do coeficiente de fluência e da relação entre as cargas permanentes e carga total da combinação de ações em análise. A relação entre as ações permanentes e as ações totais deve ser determinada em função do elemento e da combinação a analisar, embora alguns autores defendam que esta

relação deve ser um valor estimado representativo para todo o projeto (JOHNSON, 1994). Analisando com mais atenção a equação apresentada e atribuindo valores representativos ao coeficiente de fluência e à relação entre cargas pode-se caracterizar um intervalo para o módulo de elasticidade efetivo do betão.

Considerando $\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}} = 0.70$ e $1.50 < \varphi t < 2.50$ verifica-se que :

$$E_{c,eff} = E_{cm} \times \frac{1}{1 + 0.70 \times 1.50} = E_{cm} \times \frac{1}{1 + 1.05} \approx E_{cm}/2 \quad \text{Eq. 2.8}$$

$$E_{c,eff} = E_{cm} \times \frac{1}{1 + 0.70 \times 2.50} = E_{cm} \times \frac{1}{1 + 1.75} \approx E_{cm}/3 \quad \text{Eq. 2.9}$$

De um modo geral, podemos estimar que o valor do módulo de elasticidade efetivo do betão se encontra entre a terça parte e a metade do valor do módulo de elasticidade do betão.

No caso de secções tubulares preenchidas por betão o facto de o betão estar envolvido no perfil de aço reduz significativamente a secagem do betão, pelo que a Eq. 2.10 torna-se uma boa aproximação desse efeito no coeficiente de fluência.

$$\varphi_{t,eff} = \frac{\varphi(t, t_0)}{4} \quad \text{Eq. 2.10}$$

2.2.3 Aço estrutural

O aço estrutural é um material com uma enorme aplicabilidade na indústria em geral, isto deve-se ao facto este material apresentar características e propriedades físicas que o distinguem de outros materiais. A construção civil é o sector que mais consome esta matéria prima na industria transformadora. O portal de informação da indústria do aço “*Steelonthenet*” avança com um estudo datado de 2014 indicando que o continente asiático é o que mais consome em todo o mundo, um resultado de alguma forma esperado devido à sua crescente economia e industria transformadora.

Tabela 2.3 – Tabela de consumos de aço- por regiões no mundo.

Fonte: <http://www.steelonthenet.com/consumption.html>

Região	Consumo (MT)	%
União Europeia	144	9,36%
Restante Europa	37	2,41%
Ex-URSS	56	3,64%
EUA, Canadá, México	136	8,84%
América Central e do Sul	47	3,06%
Médio Oriente e África	85	5,53%
Ásia e Oceânia	1034	67,23%
Total	1538	100,00%

MT - Milhões de Toneladas

As estruturas metálicas e as construções metálicas são realizadas com diferentes aços, de modo a beneficiar de algumas propriedades tais como, resistência e ductilidade, dependentes do processo de fabrico do material. A EN 1993-1 permite a utilização de 2 tipos de Aços:

- i. Aço laminado a quente – aço utilizado em estruturas sujeitas a uma intensidade elevada de cargas;
- ii. Aço enformado a frio – aço utilizado em estruturas de carácter mais leve, tais como montagem de paredes, coberturas leves.

Do mesmo modo que o betão, o aço utilizado na construção civil e em particular nas construções mistas é regulamentado sobre três domínios:

- Projeto de Estruturas Metálicas – EN 1993;
- Execução de Estruturas Metálicas – EN 1090;
- Garantia de Qualidade Fabricação do material:
 - Aços Laminados a quente – EN10025;
 - Aços para secções tubulares – EN 1020-1;

A EN 1993-1-1, em concordância com a EN 1994-1-1, estabelece no quadro 3.1 os tipos de aço que devem ser utilizados no projeto de estruturas mistas, contudo o ponto 3.3(2) da EN 1994-1-1 refere que a tensão de cedência nominal não deve exceder 460 N/mm^2 . Relativamente aos pilares mistos a coleção de aços encontra-se entre as classes S235 a S460. Depois de conhecer a gama de classes que o projetista pode selecionar é importante referir que a utilização de aços com tensões de cedência elevadas pode não ser favorável ao comportamento misto da peça devido à possível rotura prematura do betão. Estas conclusões foram retiradas de vários estudos experimentais (CALADO, et al., 2010):

- Morino, 2000
- Hegger e Doinghaus, 2002
- Hoffmeister et al, 2002

A norma prevê alguns cuidados a ter em consideração quando se pretende utilizar aços com tensões de cedência superiores a 355 N/mm^2 , ou seja, tipicamente aços de classe S 420 e S460. Os pontos seguintes indicam situações cuja aplicação de aços com tensões elevadas impõe regras de cálculo mais exigentes (CALADO, et al., 2010):

- Redistribuição de momentos 5.4.4(6);
- Capacidade de rotação 5.4.5(4a);
- Momento resistente plástico 6.2.1.2 (2);
- Resistência de Colunas 6.7.3.6 (1);

O ponto 6.7.3.6 (1) da EN 1994-1-1 indica os rácios limites de segurança mais conservadores na verificação da segurança de pilares sujeitos a esforços de flexão, com o objetivo de corrigir a não contabilização das deformações no cálculo da resistência da secção transversal.

As relações tensões-extensões do aço podem ser avaliadas através de um diagrama bilinear preconizado na figura 5.8 da EN 1993-1-1 para as classes de aço apresentadas pela norma na secção 3.

Ductilidade

A EN 1993-1-1, 3.2.2 indica que para os aços é requerida uma ductilidade mínima que deverá conter a relação entre os valores mínimos nominais especificados para a tensão de cedência e a tensão última, bem como os respetivos valores de extensões. Consideram-se satisfeitos os requisitos de ductilidade para aços que se enquadrem nos seguintes limites:

$$\frac{f_u}{f_y} \geq 1,10 \quad \text{Eq. 2.11}$$

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \geq 15 \quad \text{Eq. 2.12}$$

Em alternativa, a EN 1993-1-1 considera os requisitos de ductilidade satisfeitos se o aço estiver em conformidade com as classes do aço apresentadas na secção 3 da norma.

Propriedades Geométricas

O módulo de elasticidade a adotar nos cálculos deve respeitar a EN 1993-1-1,3.2.6 (1), que indica um valor de 210 GPa para o módulo de elasticidade do aço estrutural.

O coeficiente de *Poisson* para aço estrutural, segundo a EN 1993-1-1, 3.2.6 (1) deverá ser considerado igual a 0,3.

O coeficiente de dilatação térmica do aço é igual a $12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$, contudo nas estruturas mistas é considerado o valor de $10 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

2.2.4 Aço armaduras

Principais propriedades

As regras de aplicação que constam na EN 1992-1-1 e EN 1994-1-1 relativas ao projeto e às disposições construtivas são válidas para aços em que o valor característico da tensão de cedência à tração (f_{sk}) varia entre 400 MPa a 600 MPa, (EN 1992-1-1, 3.2.2 (3)).

Quanto à ductilidade, a EN 1992-1-1 prevê para Portugal, três tipos de ductilidade, conforme se resume no quadro 4.3.

Tabela 2.4 – Classes do aço de armaduras.

(NP EN 1992-1-1)

Armaduras	Classe
A400 ou A500NRSD	C
A400 ou A500NR	B
A500EL ou ER	A

O projeto de estruturas mistas admite secções de aço da classe 1 e 2 e cuja armadura na zona efetiva de betão deve possuir ductilidade de classe B ou C. O módulo de elasticidade do aço das armaduras deve ser considerado $E_s = 210GPa$.

Relação tensões-extensões

O valor de cálculo da tensão de cedência é definido por:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad \text{Eq. 2.13}$$

Em que:

- γ_s - coeficiente de segurança relativo às armaduras definido na EN 1992-1-1, 2.4.2.4 e assume o valor de 1,15;
- f_{sk} - valor característico da tensão de cedência do aço para armaduras.

2.3 Conexão de corte

2.3.1 Conexão e interação entre materiais

A conexão está relacionada com a força desenvolvida na interface dos dois materiais e com o modo como o aço e o betão interagem garantindo a resistência do elemento misto. A interação está relacionada com a rigidez do meio de conexão e o escorregamento entre o aço e o betão.

Conexão Total: significa que um aumento da quantidade de conexão aplicada não se vai refletir em mais resistência. A resistência da secção é a resistência máxima da secção do elemento misto;

Conexão Nula: significa ausência de meio de conexão, originando resistência nula e escorregamento entre o aço e o betão (Interação nula). A resistência da secção é igual à resistência da secção de aço;

Interação Total: significa que os deslocamentos presentes entre os dois materiais são suficientemente pequenos para serem desprezados. É de salientar que só existiriam deslocamentos nulos se a conexão fosse infinitamente rígida. A vantagem de se garantir interação total é que o diagrama de extensões é contínuo;

Interação Nula: à semelhança da conexão nula a interação nula pressupõe inexistência do meio de conexão, logo existe escorregamento entre os dois materiais.

Tabela 2.5– Avaliação da conexão e interação em função do tipo de elemento estrutural.

(NP EN 1992-1-1)

Elemento	Conexão	Interação
Viga Mista	Total	Parcial/ Total
Pilar Misto	Total	Total

2.3.2 Formas de conexão entre materiais

A materialização da conexão de corte entre o perfil de aço e a secção de betão pode ser avaliada de várias formas, tais como: aderência, atrito, conectores de corte, interligação de chapas perfiladas. No âmbito dos pilares mistos a conexão é garantida através do atrito desenvolvido entre os materiais e quando este não for suficiente deverá ser prevista a aplicação de um meio mecânico para garantir a transferência das forças de corte longitudinais.

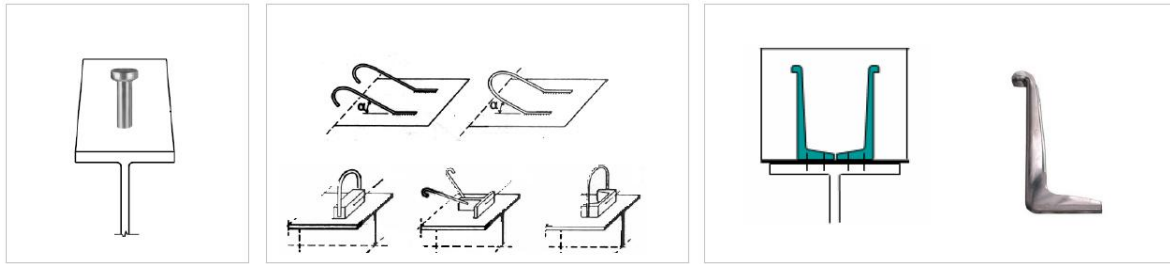


Figura 2.2 - Diferentes tipos de meio de conexão.

(Hilti , 2010)

No mercado existem diversas soluções para o meio mecânico de conexão tais como: pernos de cabeça, cantoneiras, ganchos (Ver Figura 2.2), embora para os pilares mistos sejam os pernos de cabeça os mais utilizados em virtude da EN 1994-1-1. A aplicação de outro tipo de conectores implica a validação da resistência através de ensaios experimentais calibrados com modelos teóricos.

Na prática, a aplicação de conectores do tipo perno de cabeça torna-se uma solução bastante atrativa devido à sua facilidade e velocidade de aplicação, contudo estas vantagens são apenas válidas para secções de aço I ou H totalmente ou parcialmente betonadas. Para secções de aço tubulares preenchidas com betão, a aplicação deste tipo de conectores torna-se uma grande desvantagem devido à dificuldade de cravação do conector dentro do tubo de aço. Num passado mais recente, tem se assistido a uma evolução tecnológica para contornar este problema, exemplo disso é a solução de conexão utilizada no edifício “Citibank Duisburg” na Alemanha (“Nailing technique”) ver Figura 2.3. Nas colunas mistas tubulares deste edifício foram utilizados conectores de dimensão reduzida e de aplicação mais prática neste tipo de secções, garantindo a resistência e a ductilidade necessárias.

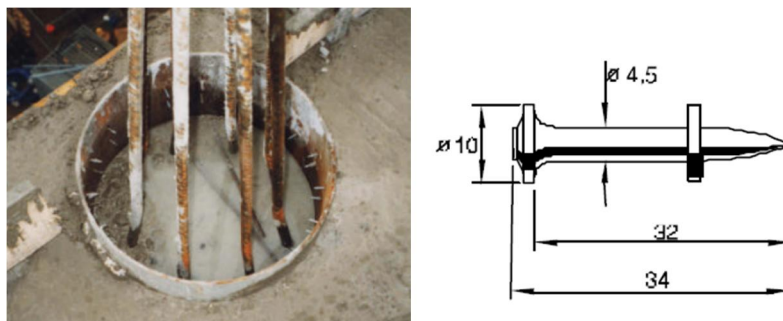


Figura 2.3 – Meio de conexão em colunas mistas tubulares preenchidas de betão com conectores do tipo “HILTI Nail X-DSH32 P10”.

(SSEDTA, 2001)

No ano de 2014 foi publicado um estudo da Universidade Politécnica de Timisoara, Roménia cujo objetivo era avaliar o comportamento deste tipo de conectores numa coluna mista tubular preenchida com betão sujeita a cargas cíclicas através de ensaios experimentais e calibração de um modelo de cálculo teórico. As conclusões deste estudo revelam que para carregamentos estáticos o conector possui uma resistência mecânica superior à sua resistência de corte basal, embora apresente um comportamento de rotura frágil para carregamentos cíclicos alternados. O estudo também conclui obter resultados mais aproximados entre o modelo experimental e modelo de cálculo para betões de alta resistência.

Os conectores mecânicos frequentemente utilizados são os denominados como “pernos de cabeça” cujos valores de cálculo de resistência ao corte, em função do seu modo de rotura são os seguintes:

- Modo de rotura por corte do perno:

$$P_{Rd,1} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_v} \quad \text{Eq. 2.14}$$

- Modo de rotura por esmagamento de betão:

$$P_{Rd,2} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \quad \text{Eq. 2.15}$$

Em que:

- γ_v - Coeficiente de segurança relativo à conexão, em que o valor recomendado é de 1,25;
- d - Diâmetro da espiga do perno, que normalmente varia entre 16 e 25 mm;
- f_u - Valor da tensão última do perno, inferior a 500 MPa;
- f_{ck} - Valor característico da tensão de rotura à compressão aos 28 dias de idade;
- h_{sc} - Altura total do perno.

Os valores de α são dados pelas seguintes expressões:

$$\alpha = 0,2 * \left(\frac{hsc}{d} + 1 \right) \text{ Para } 3 \leq \frac{hsc}{d} \leq 4 \quad \text{Eq. 2.16}$$

$$\alpha = 1 \text{ Para } \frac{hsc}{d} \geq 4 \quad \text{Eq. 2.17}$$

2.4 Análise e modelação estrutural

O modelo estrutural de uma estrutura mista deve ser concebido de forma mais aproximada à realidade, embora do ponto de vista regulamentar se possam realizar algumas aproximações. A análise de estruturas mistas é válida apenas em estruturas que sejam maioritariamente de aço ou mistas, embora elementos mistos inseridos numa estrutura maioritariamente de betão armado ou pré-esforçado devem ser analisados de acordo com a EN 1992-1-1. As ligações devem ser avaliadas conjuntamente com a secção 8 da EN 1994-1-1 e com a EN 1993-1-8, a interação com o terreno deve ser avaliada com a EN 1997.

2.4.1 Sistemas estruturais

A seleção de um sistema estrutural deve ser observada sobre o ponto de vista da estabilidade e da sua resistência. Os sistemas estruturais podem ser categorizados em dois tipos:

- Sistemas não-contraventados, capazes de absorver esforços verticais e horizontais através das suas ligações de continuidade.
- Sistemas contraventados, estrutura concebida para absorver as cargas verticais auxiliada por um sistema de contraventamento destinado a transmitir as ações horizontais ao terreno (Travamento em X nos painéis, Núcleos, Paredes).

Os sistemas contraventados são garantidos quando o sistema de contraventamento reduz em 80 % os deslocamentos do sistema não contraventado (Ver Figura 2.4)

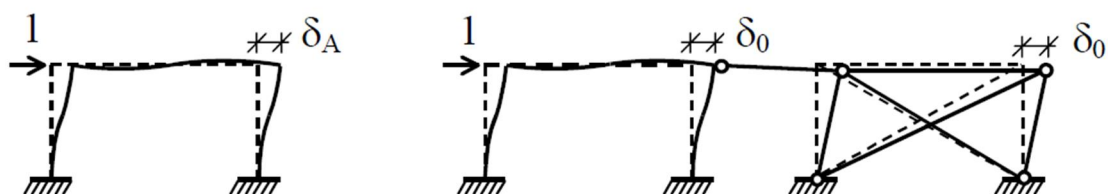


Figura 2.4 – Representação de pórtico não contraventado (Esquerda) e pórtico contraventado (Direita).

2.4.2 Métodos de análise de estabilidade

A análise de estabilidade de estruturas mistas é válida se os esforços forem calculados através de análises de (1ª Ordem ou de 2ª Ordem se necessário) assim como devem ter em conta os efeitos das imperfeições. A análise de 1ª ordem pode ser obtida por meio de uma análise global elástica, pelo que se recorre ao conceito de homogeneização em aço permitindo utilizar um valor de inércia equivalente (Ver Eq. 2.19).

A determinação dos esforços a rigidez efetiva deve ser ligeiramente alterada a apresentada na Eq. 3.71 devido a estudos realizados por Johnson e Anderson (CALADO, et al., 2010) que sugerem uma redução de 10% à rigidez efetiva do conjunto da secção mista $K_o = 0.9$ e alteração do coeficiente representativo dos fenómenos de fendilhação do betão $K_{e,II} = 0.5$.

$$(EI)_{eff,II} = K_o(E_a I_a + K_{e,II} E_c,eff I_c + E_s I_s) \quad Eq. 2.18$$

$$I_{Eq,Aço} = \frac{K_o(E_a I_a + K_{e,II} E_c,eff I_c + E_s I_s)}{E_a} \quad Eq. 2.19$$

A cláusula 5.2.1(3) estabelece um limite que define a necessidade ou não de aplicação de uma análise de segunda ordem. Este limite é estabelecido através da verificação do seguinte critério:

$$\alpha_{cr} \geq 10 \quad Eq. 2.20$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} = \frac{N_{cr,eff}}{N_{Ed}} \quad Eq. 2.21$$

Em que:

α_{cr} – Coeficiente pelo qual as acções de cálculo devem ser multiplicadas para provocar instabilidade elástica;

$N_{cr,eff}$ – Esforço normal crítico aplicável ao modo de rotura considerado, tendo em conta a rigidez à flexão de segunda ordem assim como um comprimento efetivo de encurvadura igual ao comprimento da coluna;

N_{Ed} – Esforço normal de cálculo dependente da combinação de ação utilizada;

Em alternativa, e no caso de a estrutura em estudo seja um pórtico plano, é possível calcular o parâmetro α_{cr} através da 5.2.1(4) EN 1993-1-1. O valor de α_{cr} assume o menor valor calculado para cada piso da estrutura.

Em conclusão, pilares mistos que apresentem um α_{cr} superior a 10 (elementos robustos) é possível considerar uma análise de primeira ordem, por outro lado, pilares mistos que apresentem um α_{cr} inferior a 10 (elementos esbeltos) é apenas possível considerar a análise de segunda ordem. Repare-se que a aplicação de uma análise de segunda ordem varia em função da combinação de ação em estudo, pelo que este processo de decisão deve ser verificado para todas as combinações de ações.

Segundo (REIS, et al., 2012) análise de 2ª Ordem implica a consideração de efeitos de 2ª Ordem locais ($P - \delta$) e globais ($P - \Delta$) pelo que pode ser obtida através de três processos:

- i. Análises de segunda ordem rigorosas que caracterizam temporalmente a deformação e o comportamento da estrutura conforme o seu carregamento, recorrendo a programas de cálculo avançados.
- ii. Análises de segunda ordem aproximadas que caracterizam o comportamento da estrutura baseando-se na sua configuração indeformada e os efeitos não lineares são adicionados de forma indireta.
- iii. Análises de primeira ordem devidamente amplificadas em função da relação entre o nível de carregamento da coluna e a resistência elástica da coluna e a configuração dos diagramas de momentos fletores.

Na cláusula 6.7.3.4 respeitante a colunas mistas a norma indica que a avaliação dos elementos a análise estrutural deverá basear-se num cálculo elástico de segunda ordem, sugerindo a aplicação de um coeficiente de amplificação K_i para momentos fletores (Ver 3.3.2)

$$K_i = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,effII}}} \quad \text{Eq. 2.22}$$

As análises de segunda ordem obtidas através de ampliações devem ser cuidadosamente avaliadas de modo a evitar incoerências entre o modelo de cálculo e modelo real. A análise dos efeitos de segunda ordem de colunas-vigas pode ser idealizada sobre dois modos:

- Colunas-viga com deslocamentos relativo das extremidades, cujo cálculo deve contabilizar os efeitos de segunda ordem de natureza local do elemento e de natureza global da estrutura (Modos de instabilidade com deslocamentos laterais MCDL).

$$M_{II} = M_I + M_{\Delta} + M_{\delta} \quad \text{Eq. 2.23}$$

- Colunas-viga sem deslocamentos relativo das extremidades, cujo cálculo deve contabilizar os efeitos de segunda ordem locais, pelo que os globais não são contabilizados visto que não existe deslocamentos relativos entre as extremidades (Modos de instabilidade sem deslocamentos laterais MSDL).

$$M_{II} = M_I + M_{\delta} \quad \text{Eq. 2.24}$$

$$M_{\delta} = \frac{C_m}{1 - N/N_{cr}} M_I \quad \text{Eq. 2.25}$$

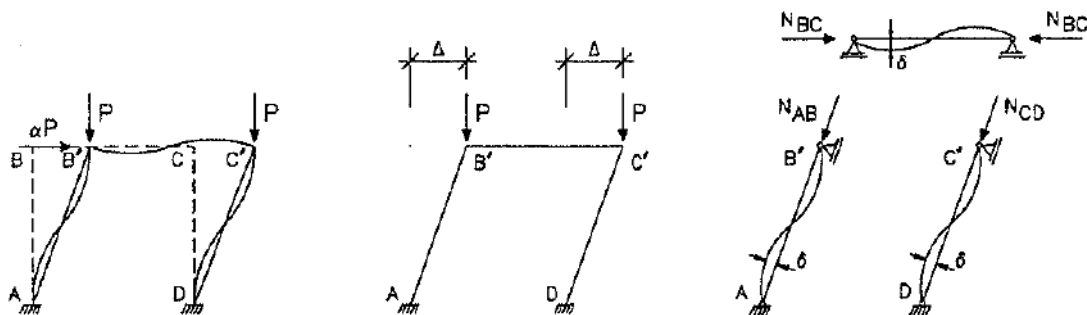


Figura 2.5 – Efeitos de segunda ordem locais e globais de uma coluna-viga.

(REIS, et al., 2012)

O método de amplificação proposto pela norma é válida apenas para elementos incluídos em pórticos sem deslocamentos relativos entre extremidade, o que na prática significa que só é válida para pórticos contraventados (MSDL) apropriadamente. A norma não indica nenhum método alternativo ou simplificado para contabilizar os efeitos de segunda ordem globais (MCDL).

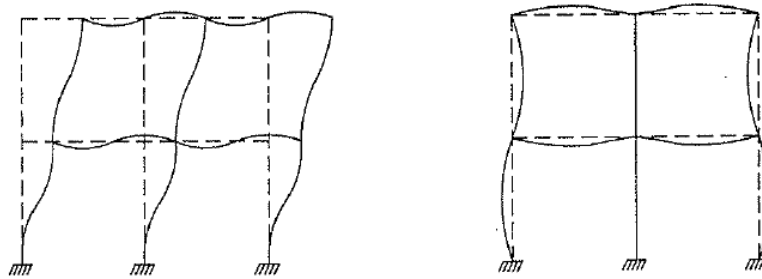


Figura 2.6 – Modos de instabilidade com deslocamentos laterais (Esquerda) e Modos de instabilidade sem deslocamentos laterais (Direita).

(REIS, et al., 2012)

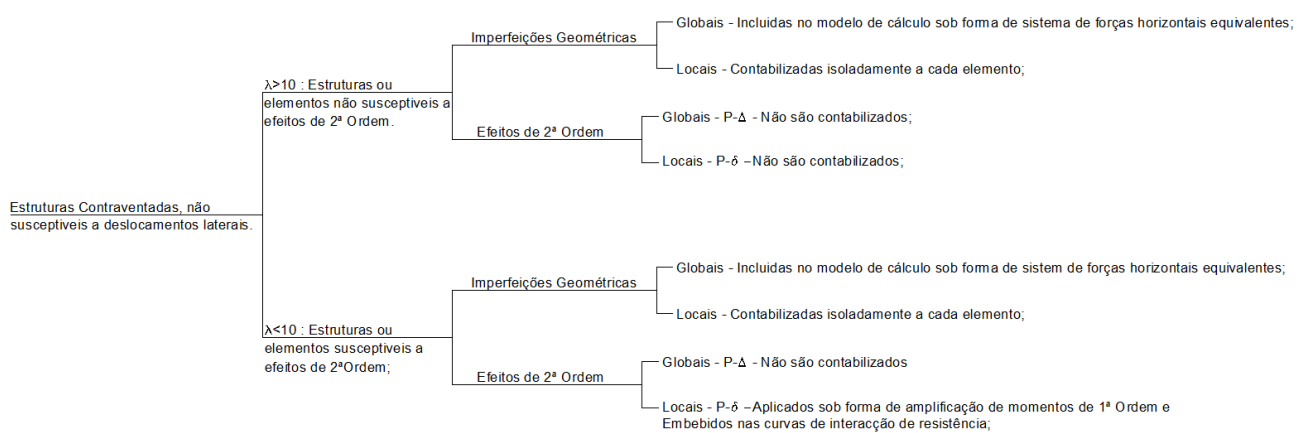


Figura 2.7 – Fluxograma resumo de considerações a ter em conta na análise de estruturas mistas.

2.4.3 Imperfeições

O projeto de estruturas mistas prevê a utilização de imperfeições geométricas equivalentes para traduzir os efeitos das imperfeições globais e locais. Entende-se efeitos das imperfeições como os efeitos devido a defeitos na verticalidade ou ortogonalidade de uma estrutura, excentricidades nas ligações.

A EN 1994-1-1 indica que ao nível dos elementos as imperfeições geométricas podem ser desprezadas quando seja utilizada uma análise de primeira ordem ou quando se esteja a utilizar uma análise de 2ª Ordem com esforço de compressão atuante inferior a 25% da carga crítica elástica do elemento ($N_{pL,Rk}$) como indica a equação Eq. 2.26:

$$\lambda \leq 0.5 \sqrt{N_{pl,Rk}/N_{Ed}} \quad \text{Eq. 2.26}$$

Contudo, a norma no ponto 5.3.2.1(3) indica que para a verificação da estabilidade a fenómenos de flexão simples ou desviada com compressão, a aplicação das imperfeições nos elementos devem ser sempre consideradas ao longo do comprimento do elemento.

As imperfeições geométricas globais devem ser aplicadas de acordo com o preconizado na EN 1993-1-1 5.3.2. A norma indica que para pórticos suscetíveis a modos de encurvadura com deslocamentos laterais, o efeito das imperfeições é simulado através de uma inclinação imposta aos elementos verticais da estrutura traduzida num sistema de forças horizontais que atuam nos diafragmas dos pisos. Este sistema de forças é dependente das cargas verticais que atuam no edifício e da inclinação regulamentar imposta ao edifício.

$$H_{Ed} = \phi V_{Ed} \quad \text{Eq. 2.27}$$

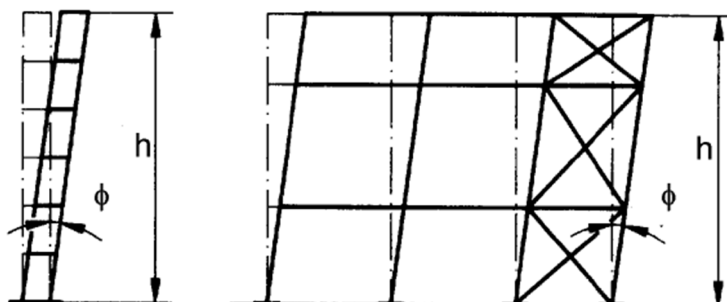


Figura 2.8 – Representação das imperfeições geométricas globais.

(NP EN1993-1-1)

3. DIMENSIONAMENTO COLUNAS MISTAS AÇO-BETÃO – EN 1994-1-1

3.1 Enquadramento geral

Relativamente a elementos comprimidos mistos ou colunas mistas, a EN 1994-1-1 é válida para todos os elementos comprimidos isolados ou inseridos numa estrutura reticulada constituída maioritariamente por elementos mistos ou de aço. A norma prevê, para o cálculo de elementos comprimidos mistos, a utilização de três tipos de secções:

- Secções de aço revestidas totalmente de betão (ver Figura 3.1 a);
- Secções de aço revestidas parcialmente de betão (ver Figura 3.1 b e c);
- Secções de aço tubulares preenchidas de betão (ver Figura 3.1 d a f);

As secções tubulares preenchidas de betão com uma secção de aço (exemplo I ou H) no seu interior também podem ser adotadas desde que justificadas com um método de cálculo apropriado. No âmbito deste estágio as secções analisadas com mais detalhe são:

- Secções de aço I ou H revestidas parcialmente de betão;
- Secções tubulares circulares preenchidas de betão;

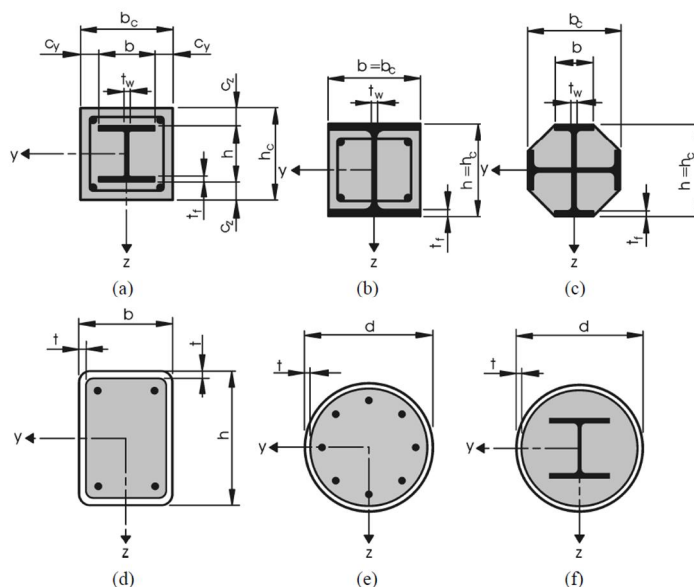


Figura 3.1 – Tipos de secções correntes em pilares mistos.

(NP EN 1994-1-1)

O dimensionamento de pilares mistos é válido apenas para determinados intervalos de classe dos materiais, pelo que o betão (densidade normal) deve situar-se entre as classes C20/25 e C50/60. Por outro lado, o aço estrutural deve encontrar-se entre as classes S 235 e S460.

O dimensionamento deve garantir que uma coluna compósita possua um comportamento misto, desta forma é importante referir que nem todas as colunas compósitas, aço/ betão, possuam intrinsecamente um comportamento misto. Esta distinção de comportamento é estabelecida em função da relação de contribuição do aço (δ). Nesta equação verifica-se o impacto do aço na contribuição da resistência plástica à compressão da secção mista:

$$\delta = \frac{A_a \times f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad \text{Eq. 3.1}$$

- $\delta < 0.2$ – Elemento cujo comportamento deve ser analisado como um elemento de betão armado;
- $0.2 < \delta < 0.9$ – Elemento cujo comportamento deve ser analisado como um elemento misto;
- $\delta > 0.9$ – Elemento cujo comportamento deve ser analisado como um elemento de aço;

O dimensionamento deve contemplar a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos e estabelece as seguintes situações a analisar:

- Resistência à encurvadura local da secção de aço;
- Resistência do elemento a:
 - Compressão (Encurvadura);
 - Flexão composta desviada;
 - Corte;
 - Combinação de Esforços;
- Resistência na interface entre o aço estrutural e o betão;

3.2 Métodos de cálculo

Devido à complexidade de cálculo deste tipo de elementos a EN 1994-1-1 propõe duas metodologias para avaliar a resistência de elementos comprimidos mistos:

- Método geral de cálculo, dedicado a qualquer tipo de forma geométrica de secções mistas;
- Método simplificado de cálculo, dedicado apenas a secções mistas bi-simétricas e uniformes ao longo do comprimento da coluna;

Contudo, a norma prevê indicações comuns aos dois métodos, nomeadamente no que diz respeito à influência da encurvadura local da secção de aço e em situações cujas ações atuantes no elemento proporcionem um aumento da resistência do elemento.

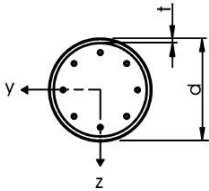
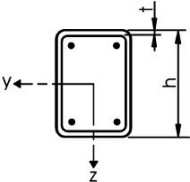
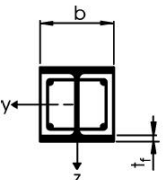
Relativamente à encurvadura local da secção de aço a EN 1994-1-1 prevê algumas simplificações a serem consideradas numa coluna mista, devido à presença do betão que restringe os deslocamentos indesejáveis do aço. O fenómeno da encurvadura local nas colunas mistas pode ser compreendido como a capacidade que o aço tem em deformar-se na zona plástica do seu diagrama de tensões-extensões sem sofrer fenómenos de instabilidade local dos seus elementos mais esbeltos.

Para secções totalmente revestidas de betão e desde que a secção de aço possua os recobrimentos mínimos, os efeitos de encurvadura local podem ser desprezados devido à presença do betão que impede a encurvadura da alma e confere rigidez aos banzos diminuindo a rotação dos mesmos.

Para secções parcialmente betonadas e secções tubulares preenchidas de betão a norma prevê limites máximos para a relação das dimensões dos elementos suscetíveis a sofrer este fenómeno, ou seja, banzos almas e paredes de tubos. O cumprimento destes critérios permite considerar que os efeitos de encurvadura local são desprezados (Ver Tabela 3.1).

Tabela 3.1 - Valores limites das relações espessuras/alturas para desprezar os efeitos de encurvadura local.

(NP EN 1994-1-1)

Secção transversal		max (d/t), max (h/t) e max (b/t)
Secções tubulares circulares de aço		$\max(d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
Secções tubulares rectangulares de aço		$\max(h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
Secções em I parcialmente revestidas		$\max(b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Nas situações em que uma coluna mista é sujeita a esforços de flexão e compressão independentes, a norma prevê a diminuição em 20 % da capacidade resistente do elemento sempre que os esforços normais conduzam a um aumento da resistência da secção. A aplicação deste princípio é esquematizada na Figura 3.2 exemplificando o diagrama de interação de esforços normais e de flexão tipicamente utilizado em colunas mistas e/ou betão armado.

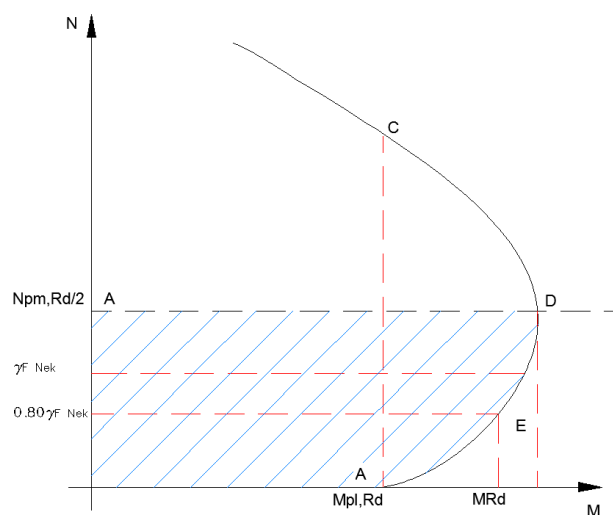


Figura 3.2 – Redução da capacidade resistente da peça em função dos esforços normais instalados. (CALADO, et al., 2010)

Analisando a figura verifica-se que na região a tracejado o aumento do esforço normal (compressão) induz um aumento do momento plástico resistente da secção mista. Portanto, o esforço normal ($\gamma F N_{ek}$) deve ser reduzido em 20 %, atenuando assim o valor do momento plástico resistente concomitante a esse esforço normal. Este princípio tem como objetivo evitar sobrestimar o momento fletor resistente da secção mista, por esforço normal independente.

3.2.1 Método geral de cálculo

O método geral de cálculo é o método mais adequado e o mais eficaz na modelação do comportamento de uma coluna mista, visto que abrange qualquer tipo de secção mista independentemente da sua forma geométrica e não-linearidade no comprimento do elemento. Na realidade, a norma europeia no ponto 6.7.2 não descreve um “método de cálculo” mas explicita um conjunto de princípios, que devem ser respeitados na modelação das colunas e na respetiva verificação da segurança. Idealmente, os princípios do método geral indicados na EN 1994-1-1, devem ser articulados e organizados num programa de cálculo que consiga modelar da forma mais precisa o comportamento de uma coluna mista. As alternativas para a aplicação do método passam pela criação de um algoritmo de cálculo ou a utilização de programas de cálculo automático avançados que aliados com uma correta modelação podem ser úteis para o dimensionamento de colunas mistas de qualquer secção.

A utilização deste método de cálculo deve garantir a verificação da segurança nos domínios da resistência mecânica (interação de esforço axial, flexão e transverso) e da estabilidade estrutural para a mais gravosa combinação de ação em estado limite último. O modelo de cálculo deve contemplar os seguintes requisitos:

- Efeitos de segunda ordem;
- Tensões residuais;
- Imperfeições geométricas;
- Instabilidade local;
- Fendilhação do betão;
- Efeitos da fluência e retração;

- Efeitos de cedência do aço das armaduras e estrutural;

A quantificação de esforços deve ser obtida através de uma análise elasto-plástica assumindo que as secções se mantêm planas e que o seu comportamento misto é garantido até à rotura. Ambos os métodos de cálculo desprezam a resistência do betão à tração, embora o método geral permita considerar os efeitos da rigidez à tração do betão entre fendas. Os diagramas de tensões-extensões deverão ser determinados através de uma análise não-linear, para cada material.

3.2.2 Método simplificado de cálculo

O método simplificado de cálculo é bastante mais limitado que o método geral no que diz respeito à diversidade de soluções disponíveis, embora seja capaz de ser incluído na maior parte dos projetos de estruturas mistas. O método simplificado é fundamentado e calibrado através de ensaios experimentais causando uma abordagem mais conservadora na verificação da segurança de colunas mistas. A metodologia de dimensionamento deste método de cálculo é baseada nas curvas de encurvadura europeias apresentadas na EN 1993-1-1, ou seja segue um dimensionamento idêntico ao das colunas de aço. Genericamente, o método de cálculo simplificado admite:

- Interação total entre os dois materiais até ao momento da rotura;
- Resistências plásticas axiais e de flexão, afetadas de coeficientes redução devido à esbelteza e classe do aço estrutural, por exemplo;
- Coeficientes parciais de segurança aplicados individualmente a cada material.
- O método simplificado é válido para elementos com:
 - Secção transversal simétrica nas duas direções;
 - Secção uniforme ao longo do comprimento
 - Aço Laminado a quente, Enformado a frio ou soldado;

Elementos com duas ou mais secções de aço não ligadas entre si não são abrangidos por este método, devido à sua imprecisão na avaliação do escorregamento entre materiais o que não garante a rigidez e o comportamento misto da secção no momento de rotura.

Relativamente às armaduras de betão, a valor percentual da sua área deve ser inferior a 6 %, valor superior aos 4 % definido no dimensionamento de pilares de betão armado.

No conjunto, a secção da coluna mista deverá ter uma relação altura/largura entre 0.2 e 5.0 e a esbelteza normalizada (λ) da coluna deverá ser inferior a 2.0.

$$0.20 \leq \frac{h_c}{b_c} \leq 5.0 \quad \text{Eq. 3.2}$$

$$\lambda \leq 2.0 \quad \text{Eq. 3.3}$$

A limitação da esbelteza normalizada surge devido à gama de ensaios experimentais disponíveis para a calibração do método, pelo que o comportamento de colunas mistas com uma esbelteza superior não é assegurado pelo método de cálculo simplificado. Por outro lado, a limitação da relação das dimensões da secção têm o objetivo de prevenir a utilização de secções suscetíveis de encurvadura lateral por efeitos de torção.

3.3 Abordagem de dimensionamento de elementos mistos comprimidos

Neste subcapítulo são apresentadas as metodologias de cálculo utilizadas para a avaliação da segurança de elementos comprimidos mistos de dois tipos de secções:

- Elementos com secções I ou H parcialmente revestidos de betão (SPR);
- Elementos com secções circulares tubulares preenchidos de betão (CFS);

A implementação deste método de cálculo pressupõe o conhecimento prévio de algumas variáveis de cálculo, tais como, geometria da secção, esforços instalados nas extremidades e no comprimento do elemento. Deste modo, a aplicação deste método de cálculo implica que a verificação da segurança seja realizada apenas num sentido, impossibilitando o pré-dimensionamento por via analítica.

O procedimento de cálculo idealizado para a verificação da segurança de colunas mistas sujeitas à compressão através do método simplificado pode ser sintetizado nos seguintes passos:

- Verificação dos limites regulamentares do método simplificado:

- Relação da contribuição do aço;
- Efeitos da encurvadura local;
- Esbelteza normalizada;
- Percentagem de área de armadura longitudinal;
- Relação altura-Largura;
- Cálculo das propriedades geométricas da secção transversal:
 - Áreas;
 - Inércias e módulos de flexão;
 - Módulos de elasticidade;
 - Módulo de rigidez axial e módulos de rigidez à flexão de 1ª e 2ª Ordem;
- Cálculo da resistência da secção transversal:
 - Interação de esforço axial e esforços de flexão;
 - Influência do esforço transversal;
- Cálculo da resistência e estabilidade do elemento:
 - Carga crítica de instabilização do elemento;
 - Esbelteza normalizada e coeficientes de redução, segundo as curvas europeias de encurvadura;
 - Aplicação de imperfeições geométricas e averiguação de efeitos de 2ª Ordem;
- Cálculo da transferência de esforços internos entre os materiais:
 - Avaliação da transferência de esforços internos por atrito;
 - Averiguação de meio mecânico para conexão;
- Verificações regulamentares:

- Resistência dos elementos em compressão axial;
- Resistência de elementos em flexão composta com compressão;
- Resistência de elementos em flexão desviada com compressão;
- Resistência de elementos ao esforço de corte transversal;
- Resistência de elementos ao esforço de corte longitudinal;
- Disposições Construtivas:
 - Recobrimentos de armaduras;
 - Percentagens Mínimas e Máximas de área de Armadura Longitudinal e transversal;
 - Diâmetros mínimos e máximos de varões;
 - Espaçamentos Máximos e Mínimos entre varões de armadura longitudinal, e entre cintas;
 - Dimensões do meio de conexão e respetivo espaçamento entre conectores;

3.3.1 Resistência ao nível da secção transversal

Uma qualquer secção mista abrangida pela EN 1994-1-1 é composta por três materiais: betão, aço armaduras e aço estrutural, logo a avaliação da resistência da secção transversal torna-se muito mais complexa em comparação com uma secção de betão armado ou apenas de aço estrutural. O dimensionamento prevê um conjunto de hipóteses ou princípios que têm como objetivo simplificar o problema que por natureza é complexo, portanto existem um conjunto de hipóteses que devem ser assumidas para validarem a avaliação da resistência da secção transversal. A avaliação da resistência de uma secção mista deve ser determinada através de uma análise rígido-plástica e deve garantir as seguintes hipóteses de cálculo:

- Existência de interação total entre os três materiais que compõe a secção mista;
- A secção efetiva do aço estrutural é solicitada a uma tensão igual à sua tensão de cedência de cálculo f_y em tração ou compressão;

- À semelhança do aço estrutural, as armaduras longitudinais são sujeitas a uma tensão igual à tensão de cedência f_{sd} , em tração ou compressão;
- A secção de betão é sujeita à ação de uma tensão uniforme em toda a altura comprimida de betão entre o eixo neutro plástico e a fibra mais comprimida de betão. A tensão instalada na secção de betão deve tomar o valor de $0.85f_{cd}$;

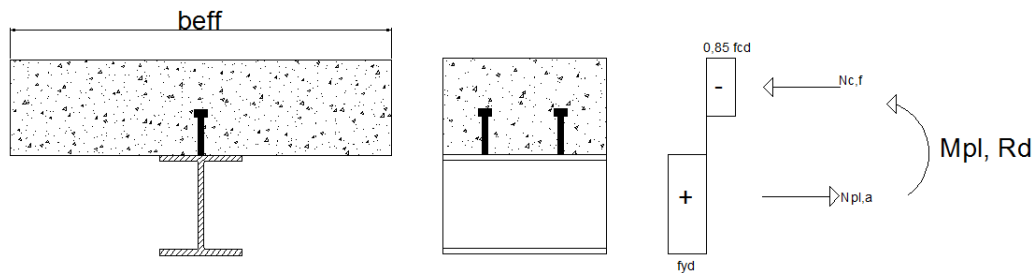


Figura 3.3 - Representação genérica de forças plásticas internas que mobilizam o momento plástico resistente.

Resumidamente, as hipóteses de cálculo preveem que a resistência de uma secção mista deve ser calculada em função das resistências plásticas de cada material, admitindo que tanto o aço estrutural e aço das armaduras estão num regime de cedência e que o betão está num regime de esmagamento.

3.3.1.1 Resistência plástica à compressão

Genericamente, a resistência plástica à compressão é obtida pela soma de todas as resistências plásticas associadas a cada material e respetiva área da secção transversal, respeitando as hipóteses de cálculo acima enunciadas:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0.85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad \text{Eq. 3.4}$$

Esta expressão é válida para colunas mistas cuja secção são do tipo:

- Secções de aço revestidas totalmente de betão;

- Secções de aço revestidas parcialmente de betão;

Devido ao confinamento do betão e ao melhor processo de cura, as secções tubulares preenchidas de betão admitem a substituição do coeficiente 0.85 para o valor de 1.0 pelo que nestes casos a expressão de cálculo da resistência plástica de uma secção mista tubular preenchida com betão assume a seguinte expressão:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 1.0 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad \text{Eq. 3.5}$$

Apesar de a EN 1994-1-1 apresentar esta solução de cálculo para secções tubulares preenchidas com betão, a própria norma prevê um cálculo particular para secções circulares tubulares preenchidas de betão. Apesar de ambas apresentarem um aumento da resistência devido ao confinamento do betão, as secções tubulares circulares tendem a serem mais capacitadas para estas situações do que as secções tubulares quadradas ou retangulares. De facto, as secções tubulares circulares conseguem garantir um estado de compressão triaxial uniforme no betão aumentando a sua tensão de rotura à compressão e reduzindo a tensão de cedência do aço estrutural, devido a este estar sujeito a tensões circunferenciais de tração. A utilização deste procedimento implica que o tubo circular seja suficientemente rígido para impedir a dilatação transversal do betão.

Regulamentarmente, são previstas duas condições para a aplicação de um aumento da resistência plástica à compressão, que impõem limites à esbelteza da coluna e à relação entre os esforços da coluna e o seu diâmetro:

- $\lambda \leq 0.50$: Utilização de peças robustas cujo modo de rotura é por perda de resistência da secção transversal.
- $e/d < 0.10$: Utilização de peças cujos esforços actuantes não resultem em excentricidades superiores a 10 % do diâmetro.

Em que:

$$e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \quad \text{Eq. 3.6}$$

Reescrevendo as equações de outra forma e tendo em conta a gama de perfis comerciais disponíveis no mercado, obtém-se que:

$$M_{Ed} < 0.10 \times d \times N_{Ed} \quad \text{Eq. 3.7}$$

$$0.114 \leq d \leq 0.660 \quad \text{Eq. 3.8}$$

Concluindo assim, que de uma maneira geral a aplicação deste cálculo implica que os esforços de flexão estejam compreendidos entre 1% e 6% do esforços de compressão consoante o diâmetro da secção.

Desta forma, a EN 1994-1-1 determina que a resistência plástica à compressão poderá ser calculada a partir da seguinte expressão:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t f_y}{d f_{ck}} \right) + A_s f_s \quad \text{Eq. 3.9}$$

Em que :

t – espessura da parede da secção tubular;

$$\eta_a = \eta_{ao} + (1 - \eta_{ao}) \left(10^{e/d} \right); \quad \text{Eq. 3.10}$$

$$\eta_c = \eta_{co} \left(1 - 10^{e/d} \right); \quad \text{Eq. 3.11}$$

$$\eta_{ao} = 0.25(3 + 2\lambda) \leq 1.0; \quad \text{Eq. 3.12}$$

$$\eta_c = 4.90 - 18.50\lambda + 17\lambda^2 \geq 0; \quad \text{Eq. 3.13}$$

Nota: Para situações em que $e/d = 0$, os valores de $\eta_a = \eta_{ao}$ e $\eta_c = \eta_{co}$.

3.3.1.2 Resistência flexão composta – Curva de interação

A cláusula 6.7.3.2(2) EN 1994-1-1 apresenta o comportamento da resistência plástica da secção quando sujeita à flexão composta através de curvas de interação N-M. A determinação da curva de interação pode ser obtida através de métodos computacionais avançados que definem a curva de interação ponto a ponto sob a forma parabólica ou através de um método simplificado que aproxima da curva a uma linha poligonal. Ambos os métodos determinam a curva de interação segundo os mesmos critérios, divergindo apenas no traçado da curva e na determinação do eixo neutro plástico.

Método Simplificado EN 1994-1-1 – Linha Poligonal:

De acordo com o estabelecido na cláusula 6.7.3.2 (5) a curva de interação N-M pode ser simplificada a uma linha poligonal que é obtida através do cálculo de quatro pontos extremos (ACDB). Este método é válido para secções transversais simétricas em relação ao eixo de flexão, visto que a sua formulação é fundamentada na simetria da secção e é válido para um qualquer número de materiais desde que estes tenham um comportamento rígido-plástico.

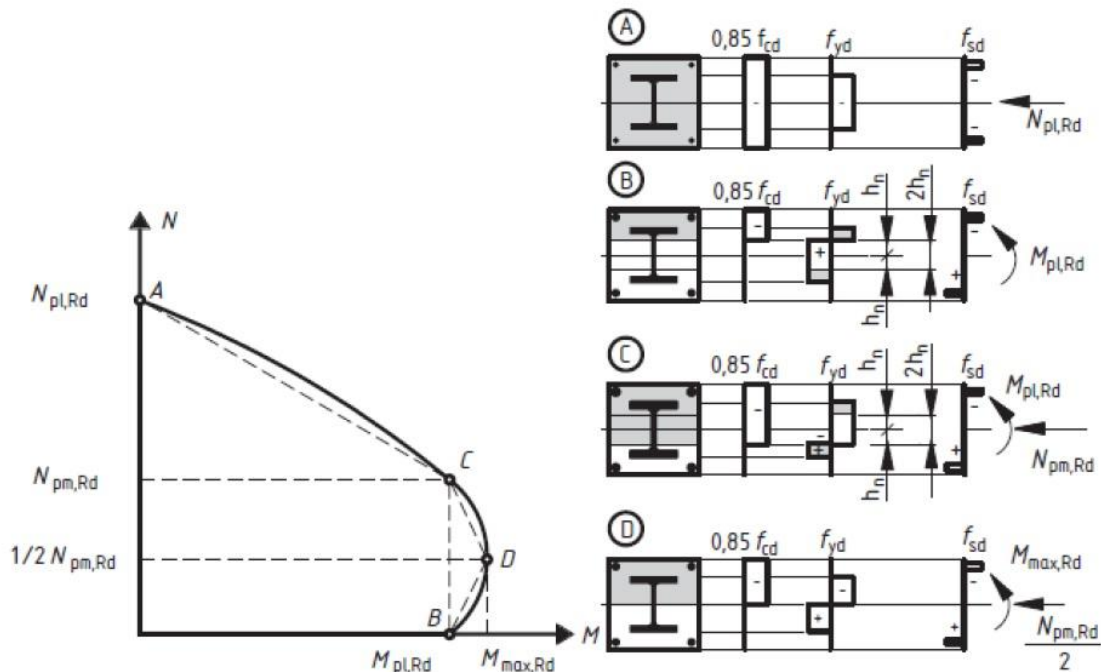


Figura 3.4 – Curva de Interação e linha poligonal.

O método simplificado da EN 1994-1-1 é fundamentado no método proposto por *Roik e Bergmann* (CALADO, et al., 2010), que é válido para secções simétricas em relação ao eixo de flexão. Devido à simetria da peça é possível admitir hipóteses iniciais para o cálculo simplificado da curva de interação. Por uma questão prática de simplificação matemática do problema, *Roik e Bergmann* sugerem dividir uma qualquer secção transversal constituída por n materiais e simétrica em três zonas (1,2 e 3).

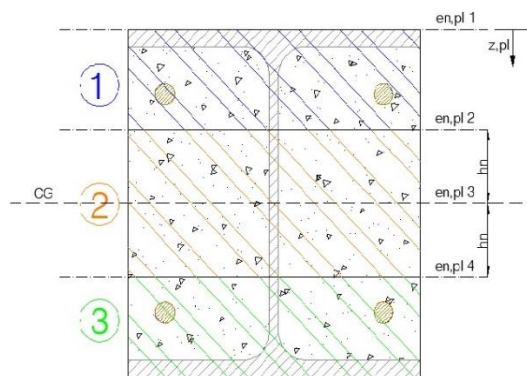


Figura 3.5 : Exemplo de secção simétrica válida para cálculo da curva de interação dividida em três zonas.

Para cada zona verifica-se a existência de forças internas resistentes em cada material, pelo que a Eq. 3.14 descreve genericamente como se deve calcular cada força interna:

$$R_{ij} = A_{ij} \times f_i, \{i = \text{índice material}, j = \text{índice zona}\} \quad \text{Eq. 3.14}$$

Na Figura 3.4 encontra-se representada a linha poligonal por quatro pontos (ACDB) em que cada ponto particulariza posições específicas do eixo neutro plástico que por sua vez permite calcular os momentos fletores resistentes associados à posição do eixo neutro plástico.

Ponto A ($0; N_{pl,Rd}$) Compressão pura: a secção encontra-se totalmente submetida ao esforço máximo de compressão resistido pela mesma, pelo que o seu valor de cálculo deverá ser igual à soma de todas as resistências plásticas do material, não permitindo existência de momento fletores resistentes.

$$N_{Ed} = N_{pl,Rd} \quad \text{Eq. 3.15}$$

$$N_{pl,Rd} = R_{a,1} + R_{a,2} + R_{a,3} + R_{c,1} + R_{c,2} + R_{c,3} + R_{s,1} + R_{s,2} + R_{s,3} \quad \text{Eq. 3.16}$$

- $R_{a,i}$ = Força resistente de compressão do aço estrutural na zona i
- $R_{c,i}$ = Força resistente de compressão do betão na zona i
- $R_{s,i}$ = Força resistente de compressão do aço das armaduras na zona i

Ponto B ($M_{pl,Rd}; 0$) Flexão pura: a secção encontra-se submetida unicamente a um momento fletor. O valor de cálculo do momento plástico resistente da secção é condicionado pela posição do eixo neutro plástico, e como não existe nenhum esforço de compressão presente e o betão não tem resistência à tração, o eixo neutro plástico deve situar-se numa zona que garanta igualdade entre forças plásticas internas de compressão e tração dos materiais.

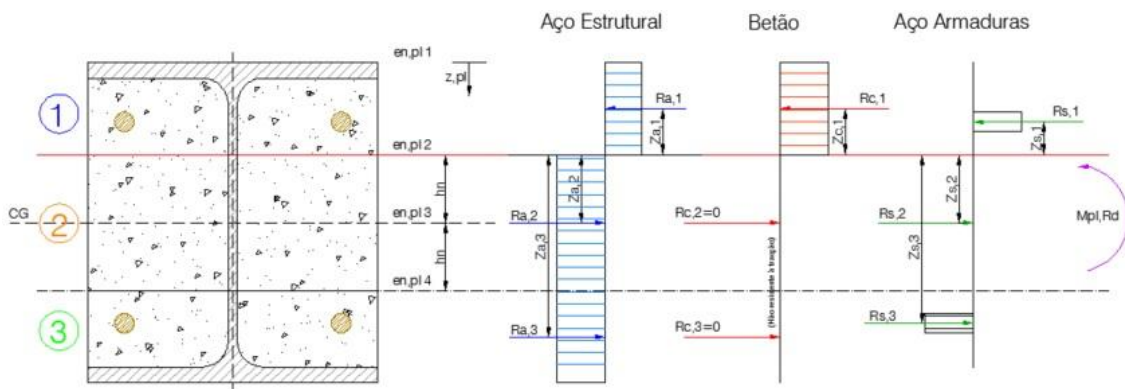


Figura 3.6 - Representação das forças internas plásticas em flexão pura – Ponto B.

$$\sum R_{Internas} = 0 \quad \text{Eq. 3.17}$$

$$R_{a,1} + R_{c,1} + R_{s,1} = (R_{a,2} + R_{a,3}) + (R_{s,2} + R_{s,3}) \quad \text{Eq. 3.18}$$

Devido à simetria da secção, pode-se estabelecer algumas igualdades de maneira a simplificar a equação:

$$R_{a,1} = R_{a,3} \quad \text{Eq. 3.19}$$

$$R_{s,1} = R_{s,3} \quad \text{Eq. 3.20}$$

$$R_{c,1} = R_{a,1} + R_{s,2} \quad \text{Eq. 3.21}$$

Os valores de cada força interna resistente varia consoante a posição do eixo neutro, o que implica o arbitrio da posição do eixo neutro e respetiva validação da posição obtida. Depois de conhecida a profundidade do eixo neutro, é possível calcular o momento plástico resistente através de um somatório de momentos provocados por cada força interna.

$$M_{pl,Rd} = \sum R_{ij} \times Z_{ij} \quad \text{Eq. 3.22}$$

Ponto C ($M_{pl,Rd}; N_{pm,Rd}$) Flexão Composta: à semelhança do ponto B, o ponto C consegue garantir o mesmo momento plástico resistente embora esteja associado a presença de um esforço de compressão. O esforço de compressão que permite obter um momento plástico resistente (Ponto B) é igual a:

$$N_{pm,Rd} = K A_c f_{cd} \quad \text{Eq. 3.23}$$

Em que:

$K = 0.85$ – Secções totalmente ou parcialmente revestidas de betão;

$K = 1.0$ – Secções tubulares preenchidas de betão;

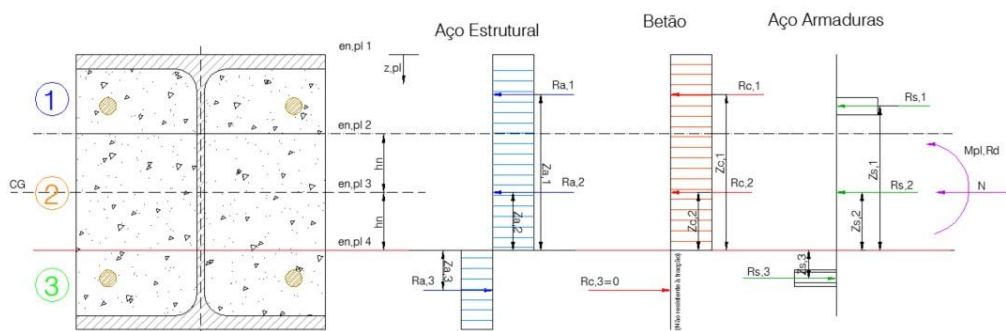


Figura 3.7 - Representação das forças internas plásticas em flexão composta – Ponto C.

$$\sum R_{Internas} = N \quad Eq. 3.24$$

$$N = (R_{a,1} + R_{a,2} - R_{a,3}) + (R_{c,1} + R_{c,2}) + (R_{s,1} + R_{s,2} - R_{s,3}) \quad Eq. 3.25$$

À semelhança do ponto B, pode-se estabelecer algumas igualdades de maneira a simplificar a equação:

$$R_{a,1} = R_{a,3} \quad Eq. 3.26$$

$$R_{s,1} = R_{s,3} \quad Eq. 3.27$$

$$N = R_{a,2} + (R_{c,1} + R_{c,2}) + R_{s,2} \quad Eq. 3.28$$

Admitindo:

$$R_{c,1} = R_{a,2} + R_{s,2} \quad Eq. 3.29$$

$$R_{c,1} = R_{c,3} \quad Eq. 3.30$$

$$N = 2R_{c,1} + R_{c,2} \quad Eq. 3.31$$

$$N = R_{c,1} + R_{c,2} + R_{c,3} \quad Eq. 3.32$$

$$N = N_{pm,Rd} \tag{Eq. 3.33}$$

Ponto D ($M_{Máx,Rd}; 1/2 N_{pm,Rd}$) Flexão composta: face à presença de um esforço de compressão com o valor de metade da capacidade resistente de betão ($N_{pm,Rd}$), a secção mista adquire a sua maior capacidade de resistir a um momento fletor ($M_{Máx,Rd}$). Tendo em conta a distribuição plástica de tensões resistentes, a posição do eixo neutro plástico que maximiza o cálculo da resistência do cálculo à flexão é coincidente com o centro de geométrico da secção.

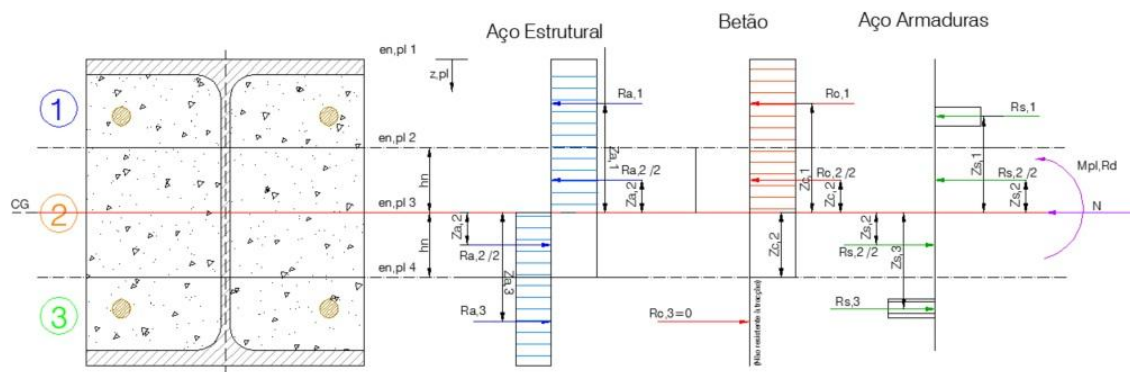


Figura 3.8 - Representação das forças internas plásticas em flexão composta – Ponto D.

$$\sum R_{Internas} = N \tag{Eq. 3.34}$$

$$N = (R_{a,1} + R_{a,2}/2 - R_{a,2}/2 - R_{a,3}) + (R_{c,1} + R_{c,2}/2) + (R_{a,1} + R_{a,2}/2 - R_{a,2}/2 - R_{a,3}) \tag{Eq. 3.35}$$

Sabendo que:

$$R_{a,1} = R_{a,3} \tag{Eq. 3.36}$$

$$R_{s,1} = R_{s,3} \tag{Eq. 3.37}$$

Então:

$$N = \left(R_{c,1} + \frac{R_{c,2}}{2} \right) = \frac{1}{2} N_{pm,Rd} \quad \text{Eq. 3.38}$$

A norma EN 1994-1-1 não prevê qualquer metodologia de cálculo para as seguintes variáveis:

- Posição do eixo neutro (z_{pl}) ou Zona 2 delimitada por $2 h_n$;
- Momento plástico resistente ($M_{pl,Rd}$);
- Momento Máximo Resistente ($M_{Máx,Rd}$);

Contudo o Anexo C da versão provisória da EN 1994-1-1 (ENV 1994-1-1 – Anexo C) continha métodos manuais de cálculo para a posição do eixo neutro nas direções de maior e menor inércia para as secções:

- Perfil de aço totalmente ou parcialmente betonado;
- Tubulares retangulares ou circulares preenchidas com betão;

Este método de cálculo utiliza um artifício matemático para estimar os valores do eixo neutro plástico assim como os momentos plásticos resistentes associados a este. O método sugere que a diferença entre o momento máximo resistido pela secção e o momento plástico é igual ao momento gerado pelos módulos de flexão plásticos de cada material, localizados na zona 2 da secção transversal (Ver Figura 3.8). Ou seja:

$$M_{Máx,Rd} = W_{pa} \times f_{yd} + W_{ps} \times f_{sd} + W_{pc} \times \frac{K f_{cd}}{2} \quad \text{Eq. 3.39}$$

$$M_{n,Rd} = W_{pa,n} \times f_{yd} + W_{ps,n} \times f_{sd} + W_{pc,n} \times \frac{K f_{cd}}{2} \quad \text{Eq. 3.40}$$

$$M_{pl,Rd} = M_{Máx,Rd} - M_{n,Rd} \quad \text{Eq. 3.41}$$

3.3.1.3 Interferência do esforço transversal

A EN 1994-1-1 indica que a influência do esforço transversal deverá ser tida em conta sempre que o esforço total atuante seja superior a 50% do esforço resistente da secção mista.

Simplificadamente a abordagem de cálculo de colunas mistas sujeitas ao esforço transversal permite a aplicação de duas hipóteses de cálculo:

- $V_{pl,Rd} = V_{pl,a,Rd}$: A resistência da secção mista ao esforço transversal contabiliza apenas a contribuição do perfil de aço de acordo com a EN 1993-1-1, 6.2.6.
- $V_{Ed} = V_{a,Ed}$: O esforço de corte é mobilizado na sua totalidade para o perfil de aço.

Deste modo o efeito da influência do esforço transversal na curva de interação N+M deverá ser contabilizado sempre que se verifique a seguinte condição:

$$V_{Ed} > 0.50V_{pl,Rd} \Leftrightarrow V_{a,Ed} > 0.50V_{pl,a,Rd} \quad \text{Eq. 3.42}$$

Na eventualidade do valor de esforço total atuante ser superior a 50% do valor resistente pelo perfil de aço, a norma prevê a possibilidade de contabilizar com a contribuição da secção de betão para a resistência da secção mista. Deste modo o esforço instalado no perfil de aço é menor, evitando assim a influência do esforço transversal na curva de interação N+M. Nestes casos as hipóteses de cálculo são:

$$V_{pl,Rd} = V_{pl,a,Rd} + V_{c,Rd} \quad \text{Eq. 3.43}$$

$$V_{Ed} = V_{a,Ed} + V_{c,Ed} \quad \text{Eq. 3.44}$$

A repartição de esforços atuantes pelas secções de aço e de betão armado é determinada proporcionalmente em função da contribuição de cada material no domínio da resistência à flexão.

$$V_{a,Ed} = \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} V_{Ed} \quad \text{Eq. 3.45}$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad \text{Eq. 3.46}$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad \text{Eq. 3.47}$$

Analogamente ao método de cálculo da resistência ao esforço transversal de vigas mistas com revestimento parcial, a norma prevê a utilização da contribuição da secção de betão para a resistência da secção mista desde que se garanta uma conexão entre o perfil e a secção de aço. Esta conexão é garantida através da soldadura de estribos abertos à secção de perfil ou estribos que atravessem a alma, contudo, uma solução de estribos fechados não contribui para a resistência da secção transversal.

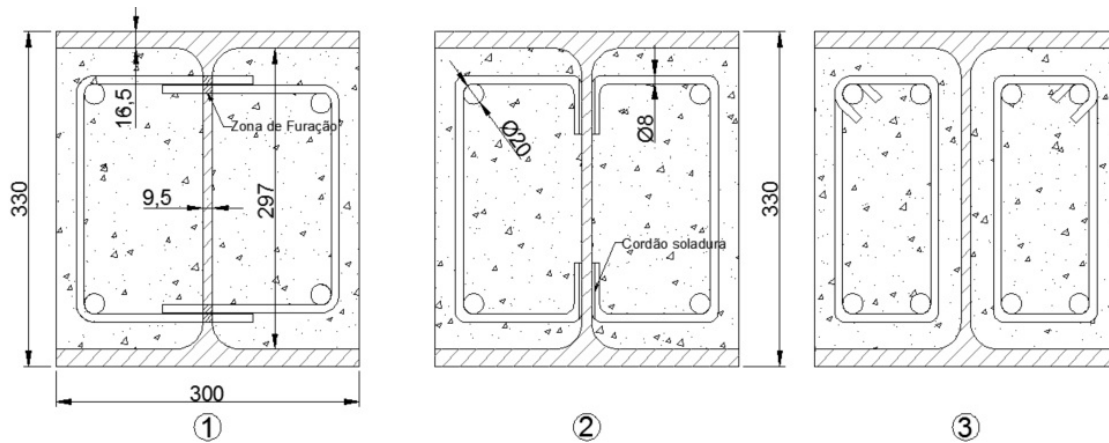


Figura 3.9– Disposições de estribos em secções parcialmente revestidas de betão: (1) Disposição de estribos atravessando a alma do perfil de aço; (2) Disposição de estribos soldados à alma do perfil de aço; (3) Disposição de estribos fechados.

A norma prevê que a influência do esforço transversal na curva de interação, é garantida através da afetação apenas do aço estrutural. Sempre que a condição $V_{a,Ed} > 0.50V_{pl,a,Rd}$ é verificada, os efeitos da influência do esforço transversal deverão ser contabilizados através da redução da tensão de cedência da área resistente ao esforço transversal.

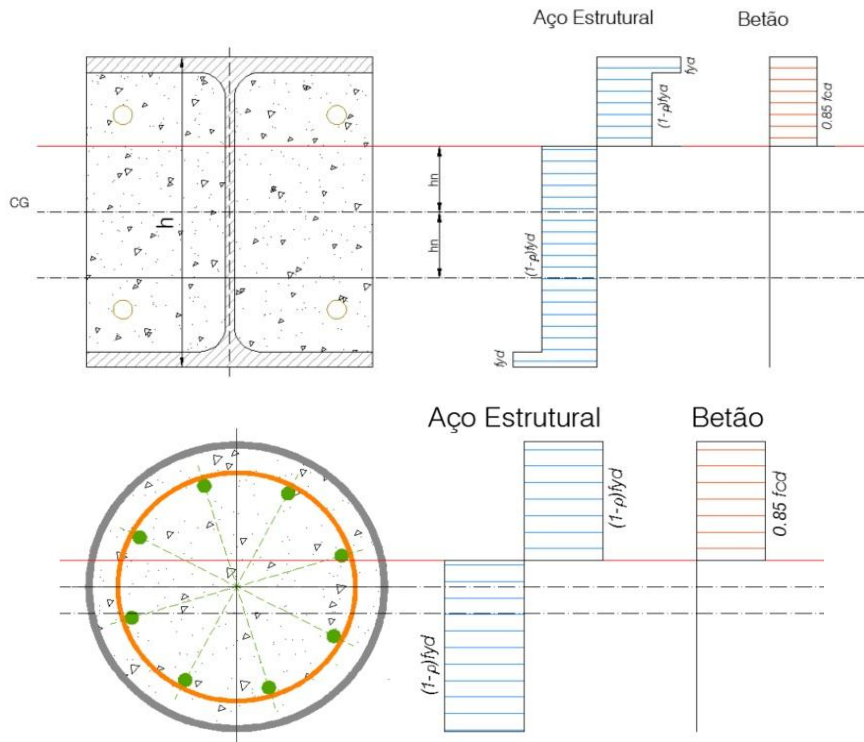


Figura 3.10 – Representação da redução da tensão de cedência no aço estrutural na zona da secção resistente ao corte.

A norma prevê, de forma conservadora, que a influência do esforço transversal na curva de interação, é garantida através da afetação da tensão de cedência da secção de aço.

$$f_{yd,corr} = (1 - \rho)f_{yd} \quad \text{Eq. 3.48}$$

$$\rho = \left[\left(\frac{2V_{a,Ed}}{V_{pl,a,Rd}} \right) - 1 \right]^2 \quad \text{Eq. 3.49}$$

Como simplificação de cálculo o efeito da influência do esforço transversal na curva de interação N+M pode ser garantido através de uma redução semelhante à das tensões de cedência mas aplicada à espessura da área de corte resistente, dada por:

$$t_{corr} = (1 - \rho)t \quad \text{Eq. 3.50}$$

No caso de secções parcialmente revestidas t_{corr} corresponde a:

- Redução da espessura dos banzos para corte na direção Y;
- Redução da espessura da alma para corte na direção Z;

No caso de secções tubulares circulares preenchidas de betão, a redução da espessura do tubo é independentemente da direção da ação de corte.

A metodologia de cálculo da resistência da secção mista pode ser resumida do seguinte modo:

1. Definição do valor de cálculo dos esforços de atuantes e resistentes:

$$V_{Ed} = V_{a,Ed} + V_{c,Ed} \quad \text{Eq. 3.51}$$

$$V_{pl,Rd} = V_{pl,a,Rd} + V_{c,Rd} \quad \text{Eq. 3.52}$$

2. Verificação da interação N+M+V

- $V_{Ed} \leq 0.50V_{pl,a,Rd}$ – Não existe interação entre o esforço transversal e a resistência da secção transversal; Despreza-se a resistência da secção de betão armado:

$$V_{c,Rd} = 0 \quad \text{Eq. 3.53}$$

$$V_{pl,Rd} = V_{pl,a,Rd} \quad \text{Eq. 3.54}$$

$$V_{c,Ed} = 0 \quad \text{Eq. 3.55}$$

$$V_{Ed} = V_{a,Ed} \quad \text{Eq. 3.56}$$

$$t = t \quad \text{Eq. 3.57}$$

- $V_{Ed} > 0.50V_{pl,a,Rd}$ e $V_{a,Ed} < 0.50V_{pl,a,Rd}$ - Não existe interação entre o esforço transversal e a resistência da secção transversal. Neste caso a resistência da secção de betão armado é contabilizada do seguinte modo:

$$V_{c,Rd} = V_{c,Rd} \quad \text{Eq. 3.58}$$

$$V_{pl,Rd} = V_{pl,a,Rd} + V_{c,Rd} \quad \text{Eq. 3.59}$$

$$V_{c,Ed} = V_{c,Ed} \quad \text{Eq. 3.60}$$

$$V_{Ed} = V_{a,Ed} + V_{c,Ed} \quad \text{Eq. 3.61}$$

$$t = t \quad \text{Eq. 3.62}$$

- $V_{Ed} > 0.50V_{pl,a,Rd}$ e $V_{a,Ed} > 0.50V_{pl,a,Rd}$ – Existe interação entre o esforço transversal e a resistência da secção transversal. Neste caso a resistência da secção de betão armado é contabilizada do seguinte modo:

$$V_{c,Rd} = V_{c,Rd} \quad \text{Eq. 3.63}$$

$$V_{pl,Rd} = V_{pl,a,Rd} + V_{c,Rd} \quad \text{Eq. 3.64}$$

$$V_{c,Ed} = V_{c,Ed} \quad \text{Eq. 3.65}$$

$$V_{Ed} = V_{a,Ed} + V_{c,Ed} \quad \text{Eq. 3.66}$$

$$t = t_{corr} \quad \text{Eq. 3.67}$$

3. Recálculo da curva de interação N+M, se necessário;
4. Verificação da segurança da secção à ação de esforço transversal: $V_{Ed} < V_{pl,Rd}$

3.3.2 Resistência e estabilidade ao nível do elemento

Nesta secção pretende-se analisar a resistência e estabilidade de uma coluna mista inserida numa estrutura, contemplando as diretrizes normativas da EN 1994-1-1 assim como alguma

documentação técnica auxiliar. O projeto de estruturas mistas, à semelhança do projeto de estruturas metálicas permite a utilização de elementos estruturais e estruturas esbeltas, isto é elementos com propriedades geométricas reduzidas ao máximo, o que permite uma redução de material. Contudo esta redução de secções transversais potencia fenómenos de instabilidade cujos modos de rotura devem ser cuidadosamente analisados aplicando conceitos de estabilidade ao nível do elemento e da superestrutura.

3.3.2.1 Esbelteza normalizada

A esbelteza normalizada deve ser calculada através da seguinte equação, descrita em 6.7.3.3(2):

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr,I}}} \quad \text{Eq. 3.68}$$

Em que:

$N_{pl,Rk}$ – Valor característico da resistência plástica à compressão:

$$N_{pl,Rk} = A_a f_y + A_c \alpha_{cc} f_{ck} + A_s f_{sd} \quad \text{Eq. 3.69}$$

N_{cr} – Valor de esforço normal de instabilidade elástica para o modo de encurvadura considerado:

$$N_{cr,i} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L^2} \quad \text{Eq. 3.70}$$

A determinação de $N_{pl,Rk}$ é idêntica à Eq. 3.4 com a diferença de não aplicar coeficientes de segurança aos materiais, utilizando os seus valores de tensões características.

3.3.2.1 Fenómeno de encurvadura

O cálculo da carga crítica elástica $N_{cr,I}$ referido na norma admite que existe uma interação total entre os materiais permitindo considerar que a rigidez à flexão é igual ao somatório da rigidez de cada material, embora sejam aplicados coeficientes corretivos à rigidez à flexão do betão.

$$(EI)_{eff,I} = E_a I_a + K_e E_{c,eff} I_c + E_s I_s \quad Eq. 3.71$$

O valor do módulo de elasticidade do betão deverá ser corrigido para um valor efetivo $E_{c,eff}$ devido aos efeitos de fluência, enquanto que o coeficiente K_e permite a consideração de fendilhação na secção de betão. O coeficiente K_e deve ser considerado a 0,6.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \left(\frac{N_{G,Ed}}{N_{Ed}}\right) \varphi_t} \quad Eq. 3.72$$

Para uma avaliação conservadora da estabilidade do elemento, alguns autores propõem que independentemente da caracterização da estrutura em nós móveis ou nós fixos, o comprimento de encurvadura deve ser igual ao comprimento real do elemento, excetuando-se casos cujos elementos se encontrem em consola.

Relativamente à verificação da segurança as colunas mistas adotam as mesmas regras que os elementos de aço à compressão, ou seja, através de curvas “curvas de dimensionamento” com o objetivo de determinar um coeficiente X que tem por função diminuir a capacidade resistente do elemento:

$$N_{b,Rd} = X \times N_{pl,Rd} \quad Eq. 3.73$$

$$X = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} \quad Eq. 3.74$$

$$\varphi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2] \quad Eq. 3.75$$

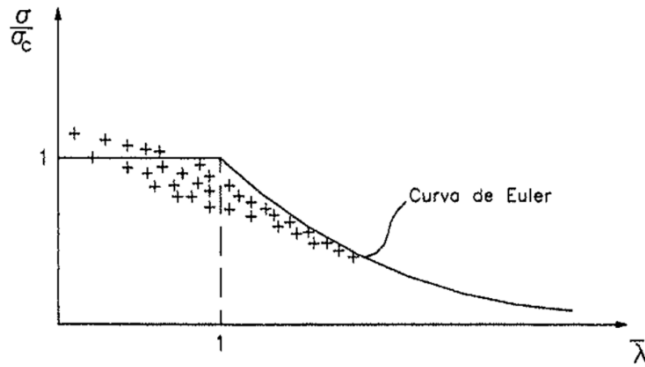


Figura 3.11 - Resultados obtidos em ensaios experimentais comparando com curva regulamentar para dimensionamento.

(REIS, et al., 2012)

O dimensionamento de elementos metálicos ou mistos à compressão pressupõe que sejam considerados as imperfeições geométricas, a tensão de cedência e tensões residuais. Este método simplifica o dimensionamento de colunas metálicas e mistas, pois está assente num conjunto de dados probabilísticos que relacionam a tensão média associada ao colapso com a esbelteza normalizada do elemento.

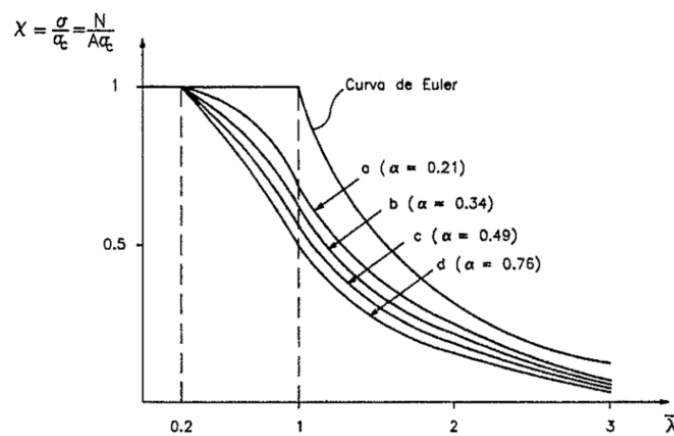


Figura 3.12 – Representação gráfica das diferentes curvas de encurvadura e respetivos fatores de imperfeição.

(REIS, et al., 2012)

O fator de imperfeição α é função do tipo de curva utilizada o que permite adaptar a configuração da curva (Ver Figura 3.12) em relação ao tipo de secção e da direcção mobilizada (Ver Tabela 3.2).

3.3.2.2 Imperfeições equivalentes

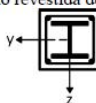
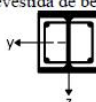
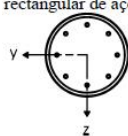
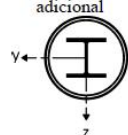
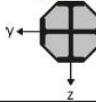
Para colunas mistas ou para elementos mistos comprimidos os efeitos de imperfeições locais, tensões residuais, excentricidades da ligação podem ser incluídos através da inclusão de imperfeições equivalentes como apresentado na Tabela 3.2. A inclusão das imperfeições equivalentes é obtida pela multiplicação da carga axial atuante pela excentricidade (Imperfeição equivalente e_0^*).

$$M_{Ed, Imperfeições} = N_{Ed} e_0^* \tag{Eq. 3.76}$$

A aplicação das imperfeições equivalentes é independente do tipo de análise utilizada para avaliação de esforços na estrutura.

Tabela 3.2 – Tabela resumo de excentricidades para imperfeições locais e seleção de curvas para efeitos de segunda ordem locais.

(EN 1994-1-1)

Secção transversal	Limites	Eixo de encurvadura	Curva de encurvadura	Imperfeição do elemento
secção revestida de betão 		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
secção parcialmente revestida de betão 		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
secção tubular circular e rectangular de aço 	$\rho_s \leq 3\%$	qualquer	a	L/300
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	qualquer	b	L/200
secção tubular circular de aço com um perfil em I adicional 		y-y	b	L/200
		z-z	b	L/200
secção parcialmente revestida de betão com perfis em I dispostos em cruz 		qualquer	b	L/200

3.3.2.3 Efeitos de segunda ordem locais

Anteriormente, verificou-se que existem várias formas de garantir os efeitos de segunda ordem no modelo de cálculo de estruturas mistas, contudo, a EN 1994-1-1 explicita um método para a contabilização dos efeitos de segunda ordem sob forma de amplificação ponderada da análise de primeira ordem. A norma indica que os efeitos de segunda ordem são obtidos através da multiplicação do maior valor de cálculo do maior momento fletor de primeira ordem por um fator K_i dado pela seguinte expressão:

$$M_{Ed,II} = K \times M_{Ed,I} \tag{Eq. 3.77}$$

$$K = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,effII}}} \tag{Eq. 3.78}$$

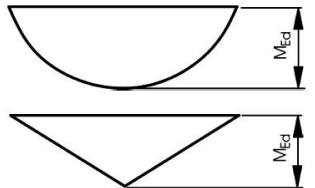
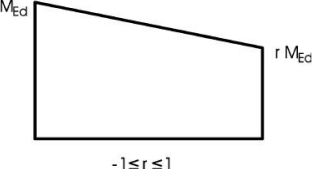
Em que:

$N_{cr,effII}$ – Valor de esforço normal de instabilidade elástica da coluna mista, para o modo de encurvadura, determinado em função da rigidez de segunda ordem, direção do plano e com um comprimento efetivo igual ao comprimento real da coluna.

β – Fator de momento equivalente fornecido na Tabela 3.3

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr,effII}} = \frac{1}{\alpha_{cr}} \tag{Eq. 3.79}$$

Tabela 3.3 – Tabela de momentos equivalentes. (EN 1994-1-1)

Distribuição de momentos	Factores de momento β	Comentário
	<p>Momentos flectores de primeira ordem resultantes de imperfeições do elemento ou de cargas transversais:</p> <p>$\beta = 1,0$</p>	<p>M_{Ed} é o momento flector máximo no comprimento da coluna ignorando os efeitos de segunda ordem</p>
	<p>Momentos de extremidade:</p> <p>$\beta = 0,66 + 0,44 r$ mas $\beta \geq 0,44$</p>	<p>M_{Ed} e $r M_{Ed}$ são os momentos de extremidade resultantes da análise global de primeira ordem ou de segunda ordem</p>

O fator β deve ser sempre superior a 0.44, como indicado na Tabela 3.3, esta condição é imposta com o objetivo de evitar fenómenos de instabilidade por “*snap-trough*” (CALADO, et al., 2010). O valor deste fator deve ser avaliado em função do tipo de diagrama de momentos fletores, isto é considera-se o cálculo de dois coeficientes de amplificação distintos:

- K_{Global} – Coeficiente de amplificação dos momentos da análise de primeira ordem;
- K_{Imp} – Coeficiente de amplificação dos momentos resultantes de imperfeições;

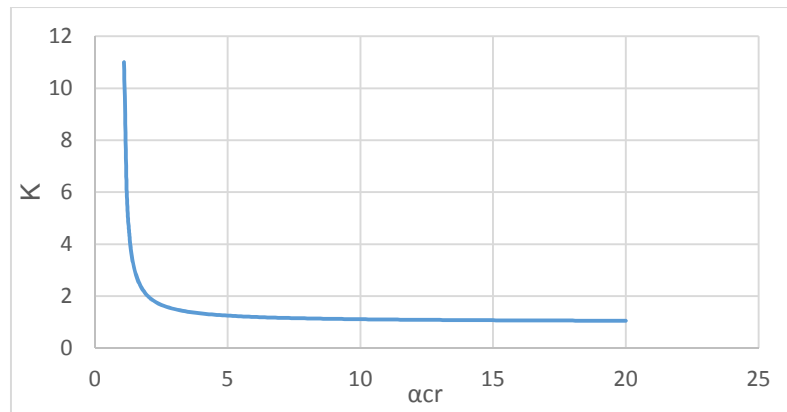


Figura 3.13.– Relação entre o coeficiente de amplificação K e o coeficiente α_{cr} , considerando $\beta = 1$

Analisando a Figura 3.13, verifica-se que os valores do coeficiente K para valores de α_{cr} compreendidos entre 0 e 10 são gravosos enquanto valores de α_{cr} superiores a 10 tendem para uma assíntota horizontal com o valor de 1.0.

Os efeitos de segunda ordem locais são considerados na verificação da segurança à compressão e a flexão. Relativamente à verificação da segurança de colunas mistas à flexão, a EN 1994-1-1 prevê uma metodologia assente na cláusula 6.7.2.(9) que prevê a aplicação de imperfeições iniciais geométricas que equivalem à consideração dos efeitos das tensões residuais e imperfeições, podendo ser aplicadas independentemente da análise global da estrutura, como indicado na Tabela 3.2.

$$M_{Ed,Calc} = K_{Global} \times M_{Ed,1ªOrdem} + K_{Imp} \times M_{Ed,Imperfeições} \quad Eq. 3.80$$

3.3.2.4 Influência dos efeitos de segunda ordem na curva de interação

Como foi observado anteriormente, os efeitos de segunda ordem manifestam-se no cálculo através da amplificação de momentos, no entanto, muitas publicações sugerem a aplicação de uma redução na área ocupada pela linha poligonal da curva de interação. Essa redução tem a influência de dois parâmetros:

- Capacidade de carga plástica e elástica do elemento;
- Curva de momentos fletor, nomeadamente relação entre momentos de extremidade;

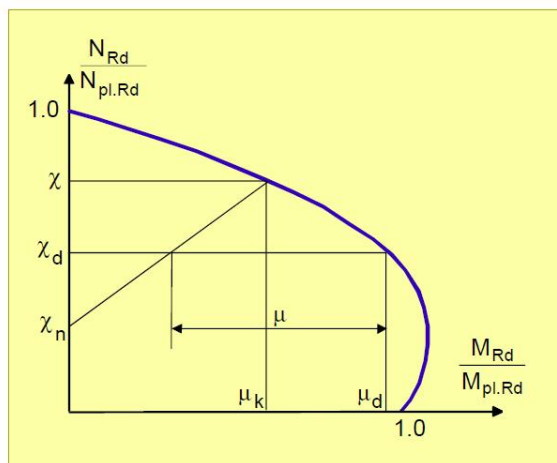


Figura 3.14.– Influência dos efeitos de segunda na curva de interação.

(WARDENIER, 2001)

A Figura 3.14 representa a metodologia para determinar o momento fletor resistente do elemento. O valor de μ fica limitado pela capacidade resistente plástica da secção e por uma função linear entre as coordenadas χ e χ_n , representativas da carga crítica elástica e de uma carga influenciada pela configuração da curva de momentos flectores (Ver Figura 3.15).

$$\chi_n = \chi \frac{1 - r}{4} \quad \text{Eq. 3.81}$$

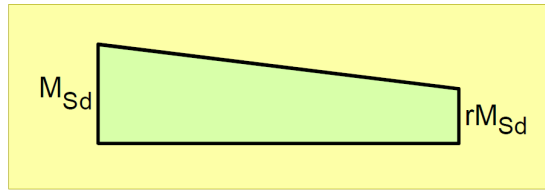


Figura 3.15.– Relação entre momentos fletores de extremidade ($-1 \leq r \leq 1$);

(WARDENIER, 2001)

O valor de X_n tem por objetivo reduzir a capacidade resistente do elemento consoante a configuração deformada da estrutura.

- $r = -1$ Momentos de extremidade de sinais contrários;
- $r = 1$ Momentos de extremidade do mesmo sinal;

A configuração de momentos fletores de sinais contrários torna-se deste modo mais exigente do que uma configuração de flexão de sinais iguais. Por simplificação é possível adotar, conservativamente, $X_n = 0$.

O método de redução da área da curva de interação caracteriza-se por ser conservativo até pela forma como avalia a influência dos momentos fletores, embora não exista uma justificação clara para a sua utilização (CAMOTIM, et al., 2014).

3.3.3 Transferência de esforços na interface dos materiais

A avaliação da transferência de esforços em elementos comprimidos deve considerar uma conexão de corte que imponha uma interação total entre os materiais aço-betão de forma a minimizar os deslocamentos relativos entre os materiais e assegurando as hipóteses de cálculo assumidas anteriormente na resistência plástica da secção mista. A EN 1994-1-1 distingue duas zonas do elemento onde a conexão de corte deve ser avaliada: zona de introdução de cargas e zona sem introdução de cargas.

Na zona de introdução de cargas deverão ser previstos meios de conexão que assegurem a transferência de cargas. O valor de cálculo da resistência de corte τ_{Rd} pode ser consultado na

Tabela 3.4, desde que a superfície de aço em contacto com o betão esteja isenta de pinturas, óleos, gordura, ferrugem.

Tabela 3.4 – Tabela de valores de cálculo da resistência de corte τ_{Rd}

(EN 1994-1-1)

Tipo de secção transversal	τ_{Rd} (N/mm ²)
Secções de aço totalmente revestidas de betão	0,30
Secções tubulares circulares cheias de betão	0,55
Secções tubulares rectangulares cheias de betão	0,40
Banzos de secções parcialmente revestidas de betão	0,20
Almas de secções parcialmente revestidas	0,00

A norma indica que na falta de um método mais preciso o comprimento da zona de introdução de cargas (l_v) pode ser determinada em função do menor dos seguintes valores:

- $2d$, em que d representa a menor dimensão da secção transversal;
- $L/3$, em que L representa o comprimento do elemento;

A avaliação da transferência de esforços é dependente do tipo de solução de ligação idealizado, por consequência as ligações são idealizadas em função do tipo de coluna mista em análise. Resumidamente, pode-se assumir que existem três formas (Ver Figura 3.16) de transferir esforços de uma viga para uma coluna mista:

- a) Transferência através da secção de aço;
- b) Transferência através da secção de betão;
- c) Transferência através de chapas de topo;

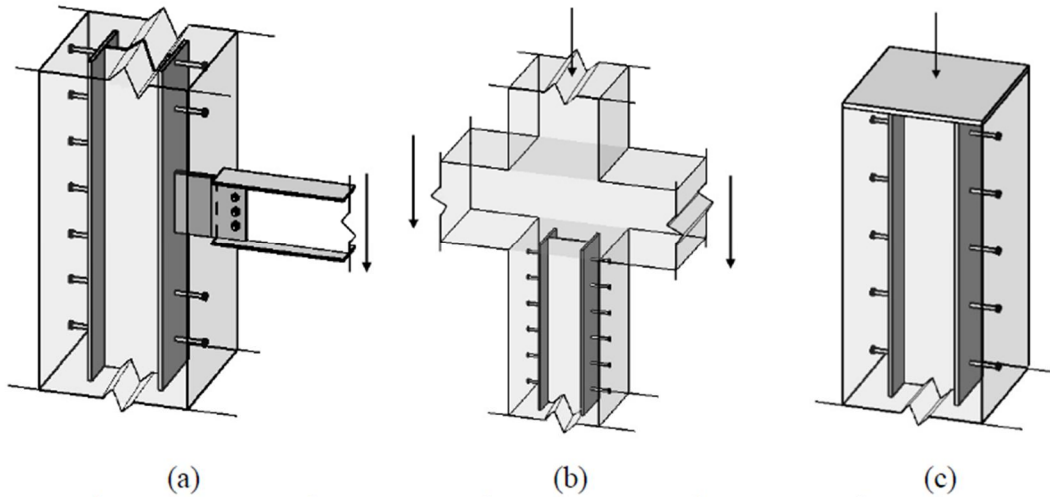


Figura 3.16 – Modos de transferência de esforços viga-pilar.

(JACOBS, et al., 2010)

Na realidade não existe uma metodologia estabelecida pela EN 1994-1-1 com objetivo de averiguar a transferência de esforços entre materiais, embora surjam algumas simplificações que permitem abordar o problema, distribuindo as ações em cada material em função das resistências plásticas.

$$VL_{Ed} = \text{máx}(N_{Ed,c+s}; N_{Ed,a}) \quad \text{Eq. 3.82}$$

$$N_{Ed,a} = N_{Ed} \times \left(\frac{N_{pl,Rd,a}}{N_{pl,Rd}} \right) \quad \text{Eq. 3.83}$$

$$N_{Ed,c+s} = N_{Ed} \times \left(1 - \frac{N_{pl,Rd,a}}{N_{pl,Rd}} \right) \quad \text{Eq. 3.84}$$

$$\tau_{Ed} = \frac{VL_{Ed}}{u_a \times l_v} \quad \text{Eq. 3.85}$$

Na eventualidade de o atrito gerado na superfície de contacto entre os materiais não for suficiente, deverá ser previsto a aplicação de meio mecânico de conexão.

Desta forma, o valor de cálculo da resistência ao corte longitudinal do pilar pode ser obtido da seguinte forma:

$$V_{L,Rd,Meio\ conexão} = N^{\circ}_{Conectores} \times P_{Rd,conector} \quad Eq. 3.86$$

Contudo nas colunas mistas constituídas por uma secção de aço I ou H totalmente ou parcialmente revestida de betão, podem ser consideradas forças de atrito adicionais como representado na Figura 3.17. Tal facto deve-se ao impedimento da deformação lateral do betão originada pelo confinamento dos banzos. Estas forças adicionais devem ser contabilizadas em cada banzo e em cada fiada horizontal com o valor de $\mu P_{Rd}/2$.

$$V_{L,Rd,Meio\ conexão} = N^{\circ}_{Conectores} \times P_{Rd} + (2 \times \mu P_{Rd}/2 \times N^{\circ}_{Fiadas\ Horizontais}) \quad Eq. 3.87$$

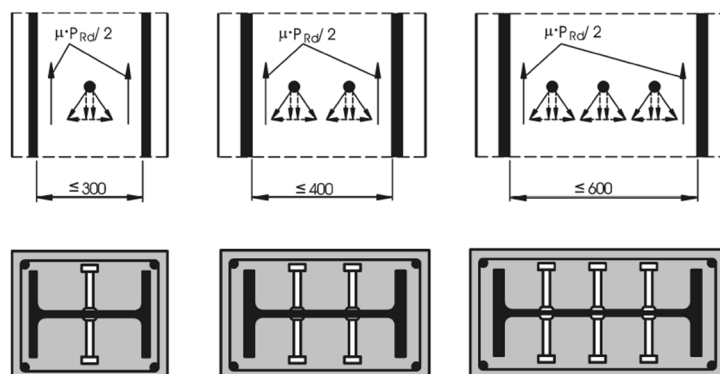


Figura 3.17 – Forças de atrito adicionais em colunas mistas

(EN 1994-1-1)

3.3.4 Verificações regulamentares

As verificações regulamentares que devem ser efetuadas a pilares mistos podem ser categorizadas sob duas formas:

- Verificações no âmbito da aplicação do método de cálculo;
- Verificações de segurança em relação aos estados limites últimos;

No âmbito da aplicação do método de cálculo, como apresentado anteriormente, devem ser verificadas as seguintes condições:

- Limites da relação de contribuição da secção de aço: $0.2 \leq \delta \leq 0.9$;
- Limites para desprezar os efeitos da encurvadura local (Tabela 3.1);

- Limites da esbelteza normalizada no plano: $\lambda_i \leq 2.0$;
- Limites da taxa de armadura longitudinal: $0.3\% \leq A_s \leq 6.0\%$;
- Limites da relação altura-largura: $0.2 \leq h/b \leq 5.0$;

No âmbito da verificação da segurança a EN 1994-1-1 indica que devem ser satisfeitas as seguintes verificações resumidas nos pontos seguintes:

3.3.4.1 Resistência dos elementos em compressão axial:

Como simplificação, para os elementos em compressão axial, o valor de cálculo do esforço normal N_{Ed} deverá satisfazer a condição:

$$N_{Ed} \leq X N_{pl,Rd} \quad \text{Eq. 3.88}$$

Em que X representa o coeficiente de redução para o modo de encurvadura fornecido na EN 1993-1-1 determinado em função da esbelteza normalizada. $N_{pl,Rd}$ representa a resistência plástica à compressão da secção mista determinada de acordo com 6.7.3.2 da EN 1994-1-1.

3.3.4.2 Resistência de elementos em flexão composta com compressão:

$$\frac{M_{Ed,i}}{\mu_{d,i} M_{pl,Rd,i}} \leq \alpha_M \quad \text{Eq. 3.89}$$

O valor de $\mu_{d,i}$ deve ser averiguado tendo em conta os efeitos locais do elemento conforme o apresentado em 3.3.2. O valor de α_M surge com o objectivo de ter em conta efeitos de deformabilidade no aço que não são considerados no cálculo. O valor de α_M deverá ser considerado igual a 0.9 para aços cuja classe de resistência seja inferior ou igual a S 355, pelo que para aços de classe mais altas deverá ser adotado α_M igual a 0.8.

O valor de μ_d deve ser retirado directamente na curva de interacção de esforços axial-momento fletor, pelo que o seu valor deverá ser cuidadosamente averiguado para a contabilização ou não de efeitos de segunda ordem locais (P- δ).

3.3.4.3 Resistência de elementos em flexão desviada composta com compressão:

Depois de ser efetuada a verificação da segurança, contabilizando as imperfeições e os efeitos de 2ª ordem isoladamente em cada plano de rotura, a norma prevê que sejam efetuadas verificações que permitam avaliar a segurança de um pilar misto solicitado por esforços de flexão nos dois planos do elemento.

$$\frac{M_{Ed,y}}{\mu_{d,y}M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{\mu_{d,z}M_{pl,Rd,z}} \leq 1 \quad \text{Eq. 3.90}$$

A norma indica ainda que esta verificação deverá ser efetuada, tendo em conta o plano de rotura considerado, ou seja só deverão ser contabilizados as imperfeições no plano onde ocorre a rotura, pelo que no outro plano deverá ser contabilizado os esforços resultantes de uma análise de 1ª ordem. Deste modo, e sempre que o plano de rotura condicionante não for evidente, esta verificação deverá ser efetuada para cada plano de rotura.

3.3.4.4 Resistência de elementos ao esforço transverso:

A verificação da segurança ao esforço transverso de secções mistas deverá ser efetuado de acordo com a EN 1993-1-1, e como já apresentado anteriormente deve respeitar a seguinte condição.

$$V_{Ed} < V_{pl,Rd} \quad \text{Eq. 3.91}$$

3.3.4.5 Resistência de elementos ao esforço de corte longitudinal:

Embora a norma não estabeleça condições para a averiguação da segurança relativa ao esforço de corte longitudinal, no âmbito dos pilares mistos poderá ser considerado que se verifica a segurança no cumprimento de uma das seguintes condições:

- Em regime de tensões tangenciais: $\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd}$

- Em regime de esforço de corte: $VL_{Ed} \leq VL_{Rd}$

3.3.5 Disposições construtivas

Relativamente a disposições construtivas e respetivo detalhe, os pilares mistos devem ser avaliados de acordo com a EN 1994-1-1 que prevalece em relação à EN 1992-1-1 (Betão) e EN 1993-1-1 (Aço). Algumas limitações do método estão indiretamente contabilizadas nas disposições construtivas indicadas pela EN 1994-1-1, tais como taxa de armadura longitudinal, relação altura-largura. As disposições construtivas que devem ser tidas em consideração no projeto de pilares mistos são as seguintes:

- Recobrimento de Perfis e Armadura longitudinal (EN 1994-1-1):

As secções totalmente revestidas de betão devem conter um recobrimento mínimo de betão que proporcione o contacto efetivo entre as forças de aderência, a proteção do aço contra a corrosão e o não destacamento do betão. A norma indica que o recobrimento de betão do banzo superior de uma secção de aço totalmente revestida não deverá ser inferior a 40 mm ou a um sexto do banzo da largura do banzo. Este tipo de secções deve garantir no mínimo 0.3% da secção de betão.

- Pormenorização de armaduras longitudinais e transversais (EN 1992-1-1):

A pormenorização de armaduras deve ser efetuada de acordo com o ponto 9.5 da EN 1992-1-1, sendo os valores dos recobrimentos determinados com o capítulo da durabilidade da EN 1992-1-1.

A taxa de armadura prevista pela EN 1992-1-1 deve situar-se entre $A_{s,min}$ e $A_{s,Máx}$ determinados de acordo com a Eq. 3.92 e Eq. 3.93. Nas zonas de emendas por sobreposição a taxa máxima de armadura poderá ser aumentada até 8% da secção de betão.

$$A_{s,min} = \frac{0.10N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0.002A_c \quad \text{Eq. 3.92}$$

$$A_{s,Máx} = 0.04A_c \quad \text{Eq. 3.93}$$

O anexo nacional indica que a armadura longitudinal deve garantir que o diâmetro mínimo de 10mm e a armadura transversal deve garantir um diâmetro mínimo de 6mm ou um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais. O agrupamento 3 ou mais varões deve garantir que cada direção do agrupamento não possui mais do que dois varões em contacto. Agrupamentos de 4 varões só são possíveis de aplicar em pilares cuja armadura esteja permanentemente comprimida. As armaduras longitudinais devem garantir uma distância livre mínima entre varões garantindo uma betonagem e compactação em boas condições, condições eficientes de aderência entre o betão e as armaduras. A distância livre mínima deve ser inferior a:

- ϕ (menor diâmetro da armadura longitudinal);
- $D_g + 5\text{mm}$, onde D_g representa a máxima dimensão do agregado;
- 20 mm;

O espaçamento das armaduras transversais $S_{cl,M\acute{a}x}$ deve ser inferior a:

- $15 \phi_{m\acute{i}n}$ onde $\phi_{m\acute{i}n}$ representa o menor diâmetro da armadura;
- A menor dimensão do pilar;
- 300 mm;

Este espaçamento deverá ser reduzido por um fator igual a 0.6 nas zonas de emendas ou zonas vizinhas ao nó de ligação. O encurtamento do espaçamento das armaduras deverá ser garantido até a uma zona inferior à maior dimensão da secção do pilar.

- Pormenorização do meio de conexão (EN 1994-1-1);

Resistência à separação: a superfície de um conetor que resiste a forças de separação deverá prolongar-se no mínimo 30mm acima da armadura inferior.

Recobrimento e betonagem para os edifícios: Quando é exigido um recobrimento dos conetores, este deverá ser menor ou igual ao maior dos valores:

- 20mm
- Menos 5mm do valor indicado no quadro 4.4 da EN 1992-1-1 para recobrimento de armaduras para betão.

Durante a execução dever-se-á ter atenção à velocidade e sequência de betonagem de modo que o betão não seja danificado devido a uma ação parcial provocada por deformações. Sempre que

possível deve-se evitar impor deformações a uma conexão antes do betão ter atingido uma tensão de rotura de pelo menos 20MPa.

No caso em que se admite que um banzo comprimido de aço, que noutras circunstâncias seria de classe superior a 2, em resultado do travamento dado pelos conetores na direção longitudinal, o espaçamento entre conectores não deverá ser inferior aos seguintes limites:

- No caso em que a laje está em contacto ao longo de todo o comprimento (laje maciça):

$$E_l \leq 22t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{Eq. 3.94}$$

- No caso em que a laje não está em contacto ao longo de todo o comprimento (laje com nervura transversal à viga):

$$E_l \leq 15t_f \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{Eq. 3.95}$$

- Distância livre entre o bordo de um banzo comprimido e a fiada mais próxima de conetores não deve ser superior a:

$$E_d \leq 9t_f \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \text{Eq. 3.96}$$

Em edifícios, o espaçamento longitudinal máximo entre eixos de conetores deve ser menor que 6 vezes a espessura da laje e inferior a 800 mm.

Pernos de cabeça:

- A altura total, h , de um perno de cabeça não deverá ser inferior a $3d$;
- A cabeça do perno deverá ter um diâmetro não inferior a $1,5d$ e uma altura da cabeça superior ou igual a $0,4d$;

- O espaçamento dos conetores na direção da força de corte deverá ser maior ou igual a $5d$;
- O espaçamento dos conetores na direção transversal à força de corte deverá ser superior ou igual a $2,5d$ para lajes maciças e superior ou igual a $4d$ para as restantes lajes;
- Exceto nos casos em que os pernos estão no eixo da alma, o diâmetro de um perno soldado não deverá ser superior a 2,5 vezes a espessura à qual está soldado. Isto é: $d \leq 2,5t_f$.

Em que:

- d – Diâmetro da espiga do perno;
- t_f – Espessura do banzo do aço estrutural;
- f_y – Valor nominal da tensão de cedência;

3.4 Validação experimental do processo de cálculo

Os resultados obtidos através do processo de cálculo descrito anteriormente foram sujeitos a uma validação experimental com recurso a uma campanha de ensaios à flexão composta com compressão de colunas mistas. O ensaio foi realizado na Eslováquia (GRAMBLICKA, et al., 2008), e tinha como objetivo principal comparar os resultados experimentais e os resultados obtidos a partir da curva poligonal de interação pelo método simplificado e a contabilização dos efeitos de 2ª ordem proposto pela EN 1994-1-1.

Na Figura 3.18 encontra-se esquematizada a secção transversal das colunas mistas e o dispositivo de ensaio que permitiu a aplicação de excentricidades nos ensaios à compressão das colunas mistas. Na campanha de ensaios foram observadas 12 colunas mistas com secções I ou H parcialmente revestidas em duas séries: i) a primeira série com um comprimento igual 3 metros e com uma excentricidade de aplicação de carga de 3 e 8 centímetros; ii) a segunda série é composta por colunas com um comprimento igual a 4 metros e excentricidades de 4 e 6 centímetros.

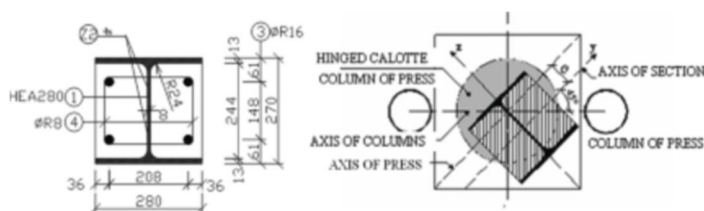


Figura 3.18 – Esquema da secção e dispositivo de ensaio.

A secção ensaiada é definida por um perfil comercial HEA 280 (S235), cujo betão pertence à classe C30/37 e armado com 4 varões de 16 mm. A secção caracteriza-se por distribuir as resistências plásticas internas à compressão com os valores de 61 %, 30% e 9% para o aço estrutural, betão e armaduras respetivamente.

Na Figura 3.19 à esquerda estão representados os resultados obtidos experimentalmente para o eixo y, enquanto que à direita é feito o confronto com os resultados obtidos no âmbito do presente trabalho utilizando o processo de cálculo descrito anteriormente.

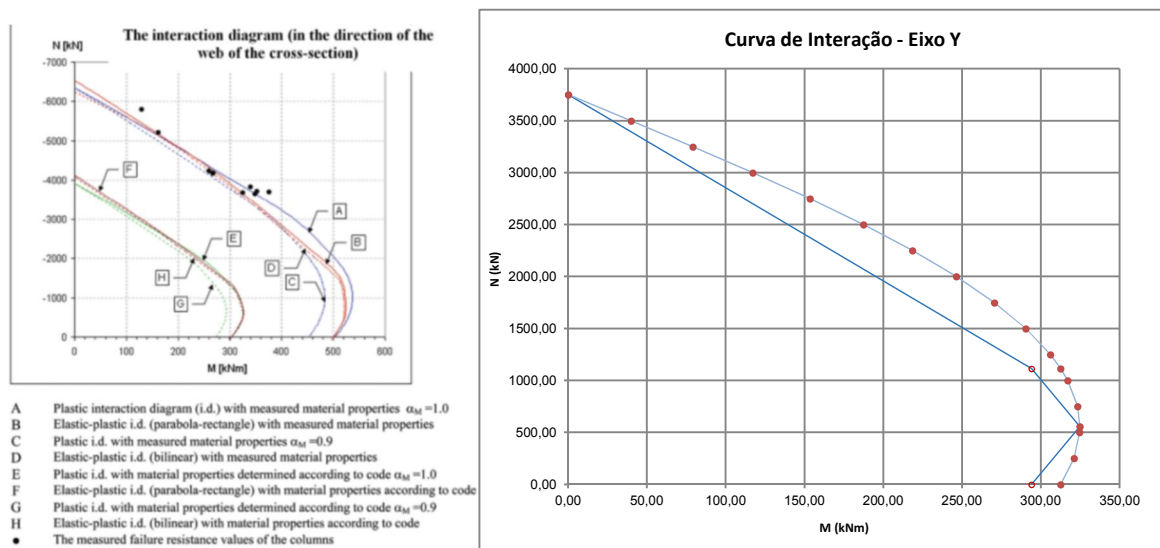


Figura 3.19 – Comparações entre curvas de interação entre o processo de cálculo e um ensaio experimental.

Verifica-se portanto que as curvas E, H, G e F são curvas determinadas em regime elástico e plástico através da EN 1994-1-1, pelo que os valores de referência de momentos flectores e esforços axiais resistentes são 300 kNm e 3700 kN respetivamente. O autor propõe uma metodologia para a avaliação da curva de interação através de uma equação sinusoidal, cujos parâmetros de entrada são os valores de $N_{pl,Rd}$, $N_{pm,Rd}$ e $M_{Máx,Rd}$:

$$M_{(N)} = M_{Máx,Rd} \times \sin\left(\pi \frac{N_{pm,Rd} - N - N_{pl,Rd}}{N_{pm,Rd} - 2N_{pl,Rd}}\right) \quad \text{Eq. 3.97}$$

Embora seja uma proposta interessante visto que avaliar a grandeza dos parâmetros da equação é relativamente simples, os resultados indicam que o grau de aproximação desta equação não é perfeito. A avaliação do momento plástico desta secção difere em $\frac{312.6-294.14}{312.6} \times 100 = 5.9\%$

Por outro lado, os resultados experimentais possibilitaram uma análise relativamente ao método de contabilização dos efeitos de segunda ordem tendo-se concluído existir uma boa aproximação entre ambos. Exemplo disso é evidenciado na Figura 3.20, que demonstra haver uma boa aproximação entre os valores calculados e os valores obtidos experimentalmente para o coeficiente de amplificação de momentos fletores, embora se tenha registado resultados mais favoráveis para as amostras da série 1.

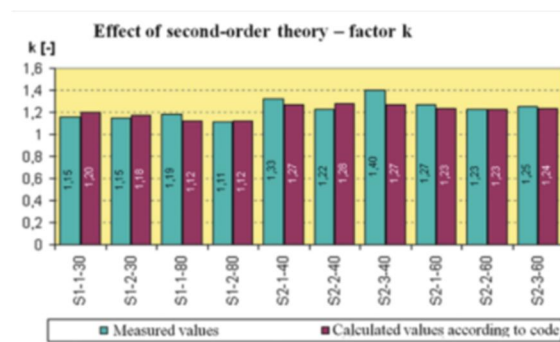


Figura 3.20 – Comparações entre os coeficientes de amplificação medidos experimentalmente e determinados pela EN 1994-1-1.

3.5 Considerações finais

Do ponto de vista regulamentar a EN 1994-1-1 estabelece limites de aplicabilidade tanto do ponto de vista da estrutura como dos seus elementos. As colunas mistas são elementos sujeitos a várias imposições que limitam a sua utilização nas construções. Do ponto de vista da secção e focando apenas o método simplificado de cálculo existem vários critérios que devem ser cumpridos para validação do cálculo, tais como, esbelteza normalizada, percentagem de armadura, relações entre dimensões em planta, relações de dimensões entre componentes do aço, classes de materiais. Embora seja necessário o cumprimento de numerosos critérios, este método abrange um conjunto diversificado de soluções. Do ponto de vista do elemento verifica-se que a EN 1994-1-1 regulamenta pilares mistos incluídos numa estrutura não suscetível a efeitos globais de 2ª Ordem, sendo previsto no regulamento metodologias de verificação da segurança que incluem apenas os efeitos de segunda ordem locais. Estruturas que incluam núcleos de betão ou um sistema de contraventamento poderão ser classificadas como estruturas não suscetíveis a efeitos de 2ª Ordem globais. Resumindo a aplicação de pilares mistos está dependente de critérios ao nível do elemento e critérios do ponto de vista da estrutura.

A transferência de esforços entre materiais, no ponto de vista regulamentar não indica considerações ou metodologias de cálculo aprofundadas, contudo faz referência a que alguns critérios sejam cumpridos tais como definição de caminho de cargas, avaliação da resistência mobilizada pelo atrito num comprimento que assume o menor dos valores entre $L/3$ e a menor dimensão em planta. Embora do ponto de vista regulamentar a informação seja reduzida, do ponto de vista técnico-científico existem avanços significativos que podiam ser considerados nas futuras revisões à EN 1994-1-1 tais como, a definição do caminho de cargas e distribuição das forças pela sua capacidade à compressão, inclusão de sistemas de conexão tipo “*Shot Fired Nails*” visto que é um sistema de aplicação fácil e prática em perfis tubulares.

4. PROCESSO DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

4.1 Introdução ao processo de dimensionamento

4.1.1 Âmbito e objetivo

O processo de cálculo automático de colunas mistas foi desenvolvido com o objetivo de ser uma ferramenta rigorosa que satisfaça os requisitos de simplicidade e de versatilidade de cálculo. Estes requisitos podem ser compreendidos nas seguintes condições:

- Conformidade integral com as normas aplicáveis à conceção de estruturas e materiais;
- Contribuição eficiente no processo de conceção;
- Diminuição do tempo de resposta;
- Otimização de custos;

A conceção de projetos de estabilidade centra-se no desenvolvimento de peças escritas e peças desenhadas. A ferramenta foi desenvolvida de modo a que os seus dados de saída possam ser incluídos como anexo a uma justificação de cálculo, detalhando os resultados obtidos em função das decisões tomadas no cálculo. Apesar de não oferecer peças desenhadas de qualidade para a construção dos elementos, possui esquemas e gráficos que facilitam a interpretação dos resultados. A eficiência desta ferramenta na conceção de estruturas que incluem pilares mistos, reflete-se no equilíbrio entre a quantidade de informação inserida (*INPUT*) e quantidade de informação retirada (*OUTPUT*), e no controlo e organização da informação de forma a evitar desvios, erros ou perdas de informação. Devido à elevada quantidade de variáveis o cálculo de pilares mistos permite apenas avaliar a resistência e realizar a verificação da segurança de uma solução, dificultando o seu pré-dimensionamento por via analítica. Contudo o pré-dimensionamento de pilares mistos pode ser obtido através de uma organização de dados de várias combinações de secções mistas. Deste modo este processo de cálculo têm como objeto procurar responder de forma rápida a várias alternativas de secções mistas, contribuindo assim para uma avaliação mais exigente no domínio da viabilidade e dos custos da solução.

4.1.2 Interface Robot-Excel

Para a realização deste processo de cálculo automático foi necessário o domínio de ferramentas informáticas mais versáteis, nomeadamente a linguagem de programação *Visual Basic for Applications (VBA)* e tecnologia *Component Object Model (COM)* permitindo assim uma interface de programação de aplicações (*API*) aberta e flexível entre o *RSA (Autodesk Robot Structural Analysis)* e o *Excel*.

```

For i_comb = 1 To Colecção_Combinações.Count

    Set Combinação_i = Colecção_Combinações.Get(i_comb)

    Set BFD_0 = BarForceServer.Value(Numero_barra, Combinação_i.Number, Point_0)
    Set BFD_1 = BarForceServer.Value(Numero_barra, Combinação_i.Number, Point_1)

    'Caracterização Combinações
    Cells(Linha_Inicio_folhabarra + i_comb, 2) = Combinação_i.Number
    Cells(Linha_Inicio_folhabarra + i_comb, 3) = Combinação_i.Name
    Cells(Linha_Inicio_folhabarra + i_comb, 4) = Combinação_i.AnalyzeType
    Cells(Linha_Inicio_folhabarra + i_comb, 5) = Combinação_i.Type
    Cells(Linha_Inicio_folhabarra + i_comb, 6) = Combinação_i.NatureName

    'Esforços Base
    Cells(Linha_Inicio_folhabarra + i_comb, 9) = BFD_0.FX / 1000
    Cells(Linha_Inicio_folhabarra + i_comb, 10) = BFD_0.FY / 1000
    Cells(Linha_Inicio_folhabarra + i_comb, 11) = BFD_0.FZ / 1000

    Cells(Linha_Inicio_folhabarra + i_comb, 12) = BFD_0.Mx / 1000
    Cells(Linha_Inicio_folhabarra + i_comb, 13) = BFD_0.MY / 1000
    Cells(Linha_Inicio_folhabarra + i_comb, 14) = BFD_0.MZ / 1000

    'Esforços Topo
    Cells(Linha_Inicio_folhabarra + i_comb, 16) = BFD_1.FX / 1000
    Cells(Linha_Inicio_folhabarra + i_comb, 17) = BFD_1.FY / 1000
    Cells(Linha_Inicio_folhabarra + i_comb, 18) = BFD_1.FZ / 1000

    Cells(Linha_Inicio_folhabarra + i_comb, 19) = BFD_1.Mx / 1000
    Cells(Linha_Inicio_folhabarra + i_comb, 20) = BFD_1.MY / 1000
    Cells(Linha_Inicio_folhabarra + i_comb, 21) = BFD_1.MZ / 1000

Next i_comb

```

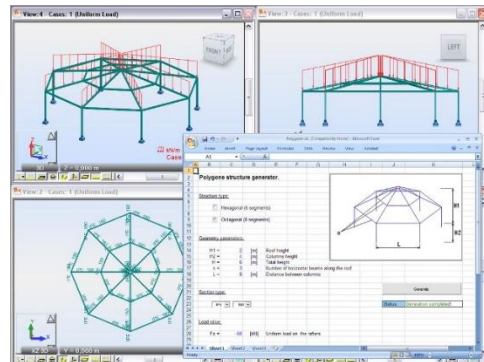


Figura 4.1 – Representação de plataformas API entre RSA e Excel sob o ponto de vista gráfico e de código.

A opção de realizar um processo de cálculo assente numa interface entre os dois *softwares* surge devido à necessidade de organizar informação dos pilares mistos (*Excel*) e calcular estruturas (*RSA*) com base na informação previamente organizada. Para o *RSA* realizar convenientemente toda a análise estrutural da estrutura é necessário que as características físicas e geométricas das secções sejam definidas de acordo com a regulamentação e o mais próximo possível do modelo real. O *RSA* está especialmente vocacionado para análise estrutural de três tipos de materiais: betão, aço e madeiras. Contudo, o cálculo de estruturas mistas neste *software* é possível através da simulação de uma barra com secções “*User-Defined*”, ou seja, secções fictícias com propriedades geométricas (área, inércias, módulo de Flexão, distâncias, orientação espacial da secção) arbitradas pelo utilizador. Assim sendo, e utilizando análises elásticas lineares é possível, à luz, da EN 1994-1-1 avaliar esforços e deformações de estruturas mistas através do *RSA*. A Figura 4.2 ilustra as trocas de informações idealizadas para o dimensionamento de pilares mistos.

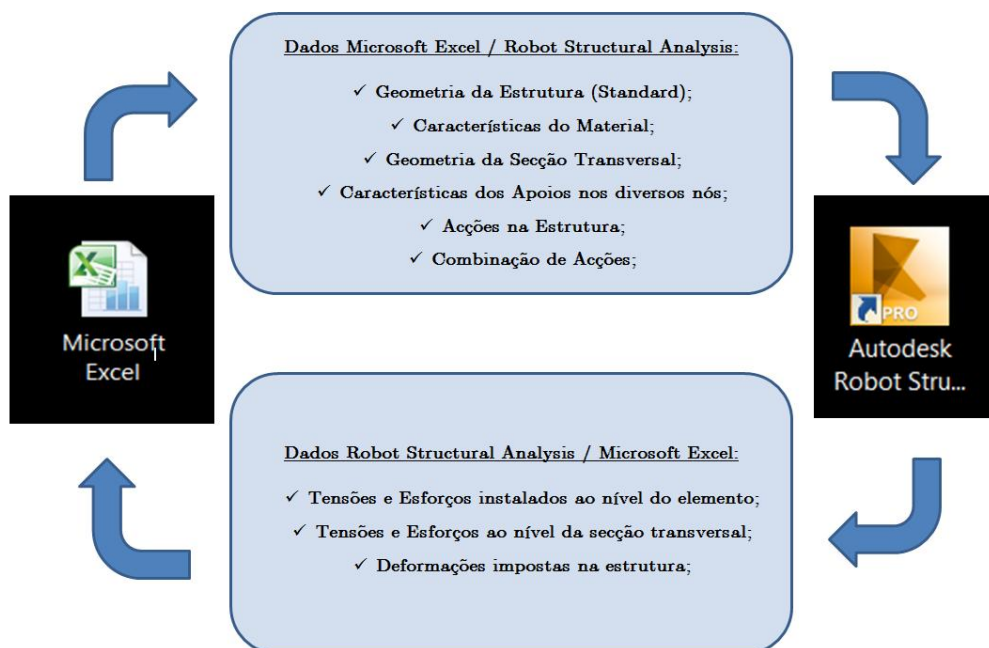


Figura 4.2 – Fluxos de informações possíveis entre Excel-RSA.

4.1.3 Evolução do desenvolvimento do processo de cálculo

Para a obtenção deste processo de cálculo como produto final, o seu desenvolvimento passou por quatro fases ou versões de processos que se diferenciam pelo aumento de funcionalidades ou rigor no cálculo, culminado assim num produto final que se caracteriza por retirar as melhores qualidades de cada versão.

- 1ª Versão: Desenvolvimento de processo de cálculo atendendo às exigências de cálculo da EN 1994-1-1, valorizando apenas os requisitos de como deve ser efetuado o cálculo de pilares mistos estruturando e organizando os parâmetros de cálculo. Nesta fase é apenas possível dimensionar um pilar de cada vez, sem interações entre o Excel-RSA;

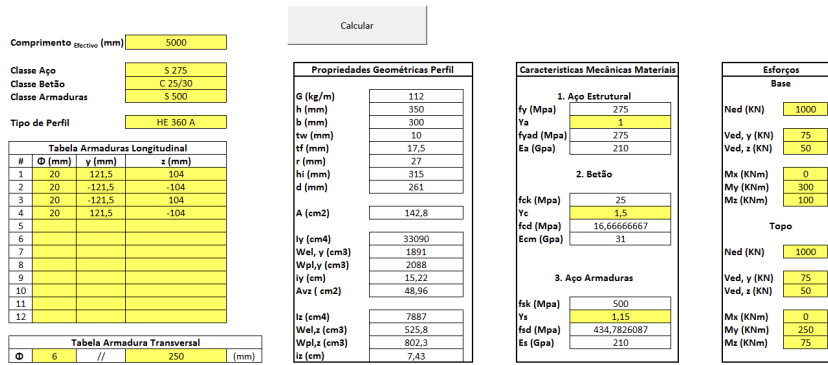


Figura 4.3 – 1ª versão do processo de cálculo.

- 2ª Versão (ver Figura 4.4): Desenvolvimento de processo de cálculo idêntico ao da primeira fase, mas com o objetivo de estruturar o processo num formato *Layout* de relatório de cálculo. Nesta fase, a intercomunicação entre *Excel* e *RSA* é obtida através de ferramenta fornecida pela *Autodesk* (Versão Teste – *Project Octopus*), embora seja uma intercomunicação num sentido, ou seja, obtenção de informação do *RSA* não permitindo o envio de informação. Esta versão realiza o processo de forma individualizada para cada pilar/barra;

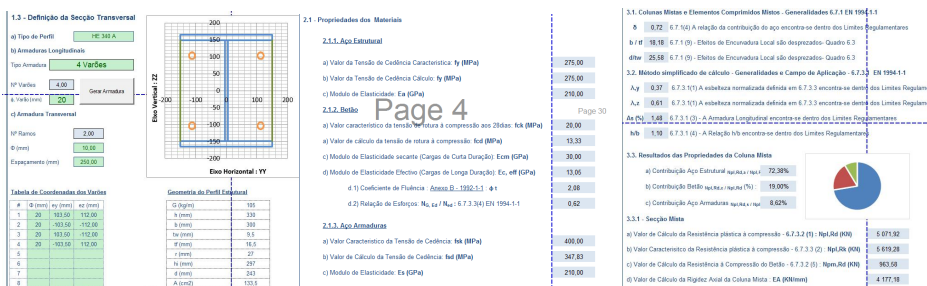


Figura 4.4 – 2ª versão do processo de cálculo.

- 3ª Versão (ver Figura 4.5): Desenvolvimento de processo de cálculo, automatizado para dimensionamento de n pilares, descrevendo todas as variáveis de cálculo de um pilar por cada linha da folha de cálculo. Nesta fase a interação do *Excel* com o *RSA* já é formalizada em dois sentidos no envio e na receção de informação;

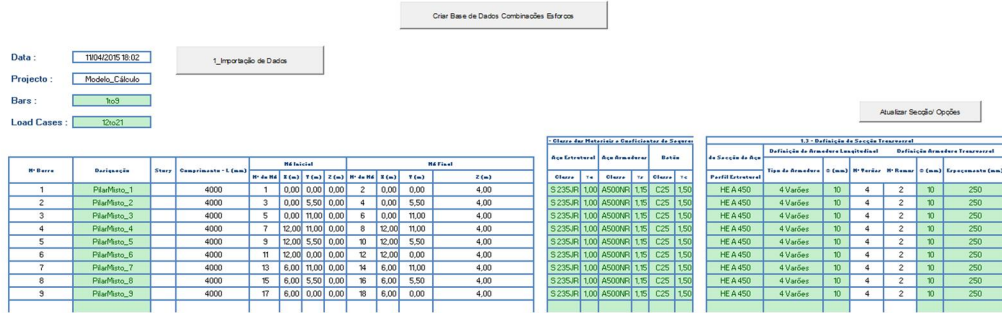


Figura 4.5 – 3ª versão do processo de cálculo.

- 4ª Versão: A quarta versão do processo de cálculo corresponde a uma evolução da terceira versão, tendo sido incluídas mais opções de cálculo, tornando a seleção e o controlo de informação mais versátil, organizado e de fácil entendimento.

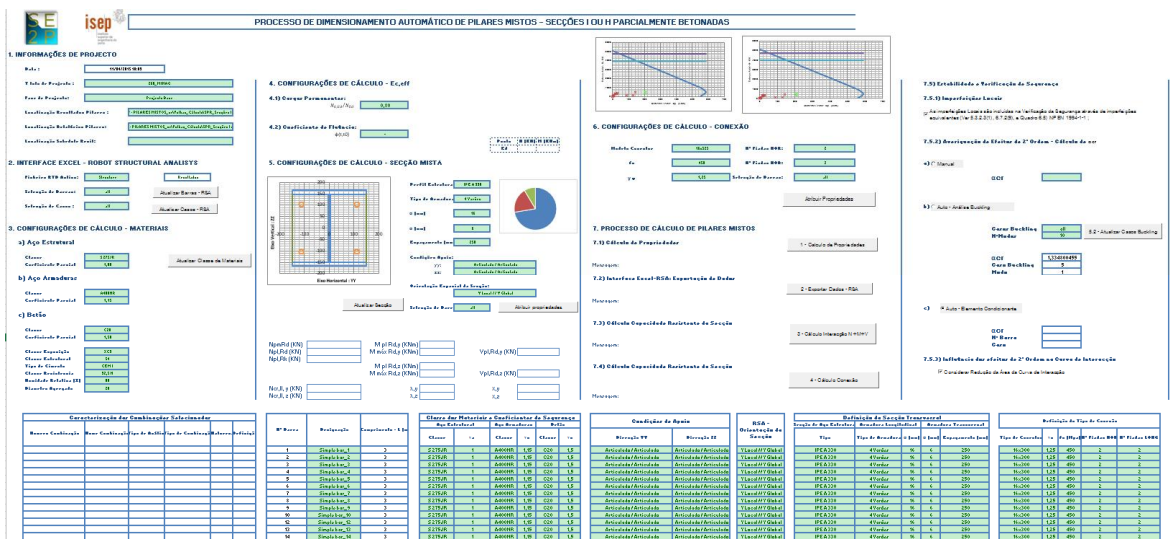


Figura 4.6 – 4ª versão do processo de cálculo.

4.2 Apresentação do processo de cálculo automático

4.2.1 Organização

Na concepção do processo de cálculo automático de colunas mistas decidiu-se realizar procedimentos independentes para cada secção. Genericamente, os processos são semelhantes, devido ao facto de partilharem grande parte dos parâmetros de cálculo (*Dados Output*). Contudo, os dados de entrada são bastante diferentes daí a opção de se realizar folhas de cálculo distintas.

Os resultados finais do estágio culminam com a elaboração de dois processos de cálculo: “DimensionamentoPilaresEC4_SPR_IH.xlsm” e “CHS_Calculo_Lista.xlsm”, para secções parcialmente revestidas de betão do tipo I ou H e secções circulares tubulares preenchidas de betão, respetivamente. O primeiro processo inclui cálculo idealizado no estágio, o segundo processo embora tenha ficado numa fase descolvimento oferece uma dinâmica de trabalho semelhante ao primeiro, ficando em desvantagem do ponto de vista gráfico. O processo de cálculo “DimensionamentoPilaresEC4_SPR_IH.xlsm” apresenta a seguinte estrutura:

1. **MENU INICIAL:** Painel de controlo do cálculo, plataforma responsável pelas opções de cálculo (Seleção de pilares, combinações, materiais, averiguação de efeitos de imperfeições e efeitos de segunda ordem);
2. **BD Estrutura:** Base de dados dos parâmetros determinados em função dos pilares selecionados para o cálculo de uma estrutura;
3. **BD Secções I H ou BD Secções Circulares:** Base de dados de consulta de propriedades geométricas das secções de aço, de acordo com os catálogos dos fabricantes;
4. **BD Geral:** Base de dados geral de consulta de diversos parâmetros (propriedades materiais, características dos conectores, armadura ordinária e respetivos diâmetros, etc.)
5. **EXP RES Elemento:** Exportação resultados ao nível de cada elemento, pré definição de organização de dados e avaliação da segurança de cada pilar;
6. **EXP REL Elemento:** Exportação de relatório ao nível de cada elemento, pré definição de organização de dados para elaboração de relatório de cálculo automático para cada pilar;

A criação destes 6 separadores (ver Figura 4.7) está aliada à funcionalidade que cada separador possui, podendo distinguir-se três funcionalidades: Tomadas de Decisão (*MENU_INICIAL*), Consultas de parâmetros calculados e/ou consultados (*BD_*) e exportação de resultados (*EXP_*). A utilização deste processo pode ser resumida ao *MENU_INICIAL*, embora seja aconselhável uma consulta constante à *BD_Estrutura* por uma questão de garantia que as opções tomadas estão a ser devidamente utilizadas e assumidas no cálculo dos pilares. Existem duas funções associadas à *BD_Secções I H*: a função de consulta de propriedades geométricas dos perfis ou a função de adicionar mais perfis ao processo de cálculo. Por outro lado, a *BD_Geral* têm apenas a

funcionalidade de consulta de dados, sendo que a adição de informação deverá ser devidamente programada. Relativamente aos separadores de exportação, foram distinguidos dois tipos de exportações:

- Exportações de Resultados ao Nível do elemento: Criação de ficheiro .xls cujos separadores representam cada pilar (Barra) selecionados para o cálculo, encontrando-se definidos os resultados da secção mais desfavorável do pilar para cada uma das combinações de ações selecionadas. Esta exportação é importante para todo o cálculo visto que troca informações com o processo de cálculo, que irá ser detalhado no sub-capítulo 4.2.2.
- Exportações de Relatórios ao Nível do elemento: Criação de ficheiro “.xls” cujos separadores apresentam um relatório de cálculo para cada pilar. Este relatório de cálculo foi baseado integralmente na 2ª Versão do processo de cálculo.

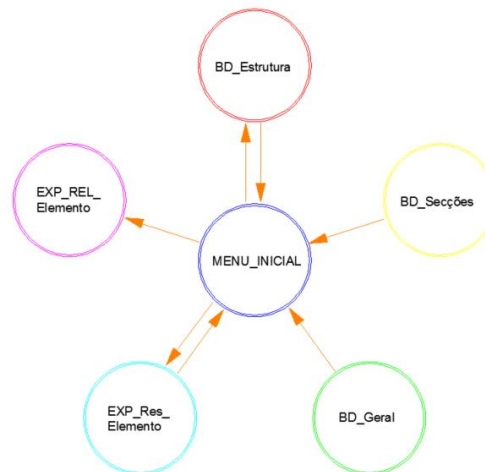


Figura 4.7 – Esquema de sentidos da informação dentro do processo de cálculo.

A Figura 4.7 resume de forma esquemática o fluxo de informação que o utilizador dispõe no processo de cálculo, nomeadamente na troca de informação entre os três separadores.

4.2.2 Descrição de dados de entrada

Como foi referido anteriormente, as tomadas de decisão e os processos de cálculo estão incluídos no *MENU_INICIAL*. O *MENU_INICIAL* é resumido a oito campos de informação e a uma tabela de organização de parâmetros. Os oito campos de informação são os seguintes:

1. Informações de projeto
2. Interface *Excel-Robot Analisys*

3. Configurações de cálculo – Materiais
4. Configurações de cálculo – E_c, eff
5. Configurações de cálculo – Secção Mista
6. Configurações de cálculo – Conexão
7. Processo de cálculo de pilares mistos
8. Exportação individual de resultados

O campo Informações de Projeto inclui campos de preenchimento de informação de carácter processual do projeto tais como “Nome Projeto” e “Fase Projeto” e campos de carácter processual do cálculo, como a localização das pastas onde se pretende guardar as exportações de resultados e de relatórios.

Por sua vez, o campo Interface Excel-Robot Structural Analysis inclui dois campos de consulta: Ficheiro .RTD ativo e a disponibilidade de resultados de cálculo. Inclui também dois campos de preenchimento, a seleção de barras e a seleção de casos de carga. Estas seleções devem ser preenchidas exatamente da mesma forma que o RSA determina no seu ambiente gráfico. Juntamente a estes dois campos existem dois botões cuja função é importar os parâmetros relativos aos elementos selecionados.

No campo Configurações de Cálculo – Materiais pode-se atribuir as propriedades e os respetivos coeficientes parciais de segurança de cada material, a todas as barras importadas previamente. As propriedades são as seguintes:

- Aço estrutural – permite selecionar a classe do aço em função da tensão de cedência e da sua ductilidade (energia de impacto) (Exemplo: S 275JR);
- Betão – permite selecionar a classe do betão, a classe de exposição, classe estrutural, tipo de cimento, classe de resistência do cimento, humidade relativa (%) e diâmetro do agregado (exemplo: C25/30; XC3; S4; CEM I; 32.5N; 80%; 20mm);
- Aço de armaduras – permite selecionar o aço em função da sua tensão de cedência (exemplo: A 400 NR);

O campo Configurações de Cálculo – E_c, eff permite controlar de certa forma a rigidez mobilizada pela secção de betão condicionando parâmetros como o coeficiente de fluência e a razão entre o nível de cargas permanentes em função das cargas totais (Ver Eq. 2.7). A célula da razão entre cargas permanentes e cargas totais deve estar sempre preenchida por um valor que será atribuído a todos os pilares. O valor referente ao coeficiente de fluência pode ser introduzido manualmente, inserindo o valor definido na célula ou inserindo nessa mesma célula o valor “-” que remeterá ao cálculo com base no Anexo B da EN 1992-1-1. A disponibilização destes dois parâmetros deve-se ao facto de existir uma constante necessidade de se realizarem simplificações na atribuição da rigidez do elemento (ou estrutura).

No campo Configurações de Cálculo – Secção Mista são tomadas as decisões relativas à secção mista que se pretende dimensionar. Com o intuito de proporcionar alguma versatilidade no pré-dimensionamento dos elementos, definiram-se duas operações: A operação de atribuir parâmetros de uma secção a um conjunto de pilares e a operação de avaliar a capacidade resistente ao nível da secção e do elemento. Graficamente o processo fornece representações da secção idealizada, rácios comparativos acerca da distribuição plástica de cada material e por último, traçado poligonal da curva de interação nas duas direções, assim como um ponto (N+M) representativo de uma ação comum nas duas direções. Os parâmetros definidos para caracterizar a secção mista são os seguintes:

- Perfil estrutural: a definição do perfil está aliada à informação disponível no separador *BD_Secções I H*. Por defeito estão disponíveis as gamas (HE AA, HE A, HE B, HE M, IPE, IPE A, IPE O e IPN) perfis do tipo PRS podem ser adicionados desde que sejam parametrizados do mesmo modo que o separador idealiza).
- Tipo de Armadura: o tipo de armadura disponibilizado pelo processo de cálculo dependente do tipo de secção. No caso de secções circulares preenchidas (SCP) é possível definir o número total de varões, a distância mais próxima entre o bordo exterior do varão mais afastado e o bordo interior do perfil de aço (u_s) e um ângulo de inclinação inicial do conjunto de varões ($\Delta\alpha$). Para secções parcialmente revestidas foram definidos 10 tipos de armadura cuja geometria está representada no ANEXO II. e na Figura 4.8. As tipologias foram definidas até a um número máximo de 16 varões, compreendendo 3 tipologias para um número total de 12 varões, 2 tipologias para um número total de 10 e 8 varões e apenas 1 tipologia para 4, 6 e 16 varões.

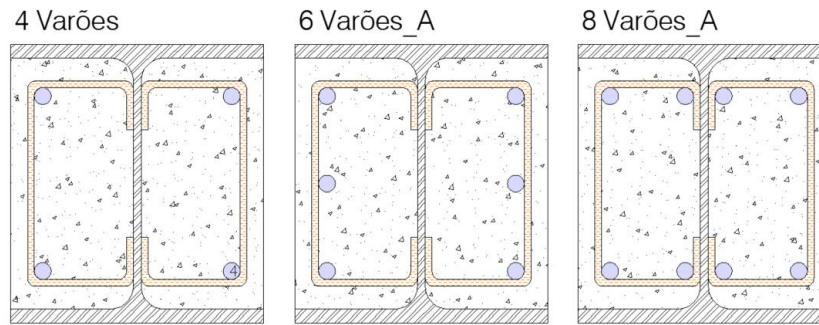


Figura 4.8 – Exemplos de tipologias de armadura longitudinal.

No caso das secções SCP o processo de cálculo distribui a quantidade de varões uniformemente pelo perímetro limitado pela distância u_s . Nas secções SPR o processo distribui a armadura tendo em conta os requisitos definidos na EN 1994-1-1 e EN 1992-1-1 de disposições construtivas relativas a varões da armadura longitudinal.

- Varão Longitudinal: definição de diâmetro do varão longitudinal (10, 12, 16, 20, 25, 32 mm);
- Varão Transversal: definição de diâmetro do varão transversal (8, 10, 12, 16, 20, 25, 32 mm);
- Espaçamento transversal: definição do espaçamento da armadura transversal.
- Condições de Apoio: definição das condições de apoio para as duas direções, de acordo com a resistência dos materiais (Articulado/articulado, Encastrado-Articulado, Encastrado-encastrado, Encastrado-Livre), embora seja aconselhado utilizar (Articulado/Articulado) garantido um comprimento de encurvadura igual ao comprimento do elemento;
- Orientação Espacial: definição da orientação espacial da secção do pilar inserido na superestrutura sendo possível alinhar o “Y_{Local}//Y_{Global}” ou “Z_{Local}//Y_{Global}”. Esta parametrização é de carácter importante para a definição do “Gamma Angle” da secção no RSA.

Orientação Espacial	Gamma Angle
Y _{Local} // Y _{Global}	0
Z _{Local} // Y _{Global}	90

Tabela 4.1 – Tabela de coeficientes parciais

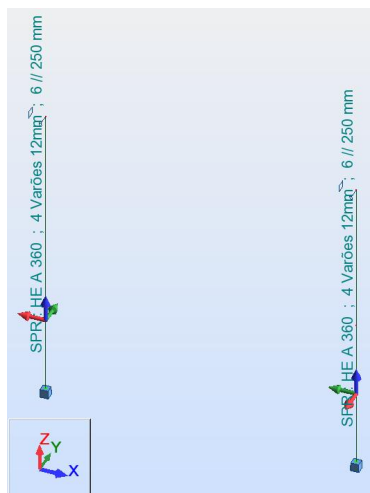


Figura 4.9 – Orientação espacial da secção, pilar da esquerda “YLocal//YGlobal”, pilar da direita “Zlocal//YGlobal”.

Depois da caracterização da secção o processo de cálculo desenvolvido permite realizar as duas operações referidas anteriormente:

- Atribuição de parâmetros de uma secção a uma seleção de pilares, preenchendo a célula “Seleção de Barras” o processo de cálculo atribui os parâmetros selecionados anteriormente ao conjunto de barras selecionadas;
- Avaliação a capacidade resistente ao nível da secção e do elemento, publicação de resultados relativos à capacidade resistente do pilar ao nível da secção tais como, $M_{pl,Rd}$, $M_{Máx,Rd}$, $N_{pl,Rd}$, $N_{pm,Rd}$ e ao nível do elemento como por exemplo, λ_i , N_{cr} . Esta avaliação prévia da secção torna-se útil para que antes da atribuição da secção a um pilar se perceber se esta preenche os requisitos mínimos face às solicitações que estão previstas para o pilar.

O campo Configurações de Cálculo – Conexão, à semelhança do ponto anterior permite realizar um conjunto de opções sobre o meio de conexão e realizar as atribuições dessas mesmas opções a uma seleção de barras. Neste campo de informação o processo de cálculo permite introduzir os seguintes dados:

- Modelo do Conector: Indicação do modelo do conector do tipo Perno de cabeça (exemplo: 16x525 mm). As características de cada conector estão apresentadas no separador “BD_Geral” e foram baseadas nos conectores da marca alemã “KOCO”;
- Tensão última de cedência (f_u): Indicação do valor da tensão última de cedência em MPa;

- Coeficiente Parcial de segurança: Indicação do valor do coeficiente parcial de segurança dos conectores ($\gamma_v = 1.25$);
- Distribuição de conectores no pilar: A distribuição de conectores em cada face de um pilar misto foi idealizada com base em dois parâmetros, o número de fiadas horizontais e o número de fiadas verticais em cada face, cujo resultado representa uma malha de conectores por cada face de pilar;

4.2.3 Descrição de processos de cálculo

No final da organização e parametrização dos pilares mistos, o processo de cálculo está em perfeitas condições de avançar para o dimensionamento dos elementos organizados e parametrizados. O início do cálculo/dimensionamento encontra-se no ponto 7 do separador “MENU_INICIAL” onde se pode observar, inicialmente, um conjunto de quatro botões, seguidos de um conjunto de definições referentes a critérios de cálculo de estabilidade e terminando com um conjunto de mais três botões de cálculo, ordenados da seguinte forma:

- 1 – Cálculo de propriedades;
- 2 – Interface Excel-RSA: exportação de dados;
- 3 – Cálculo capacidade resistente da secção;
- 4 – Cálculo da conexão;
- 5 – Definição de critérios de estabilidade;
- 6 – Criação de base de dados de resultados;
- 7 – Atualização de verificações da segurança;
- 8 – Atualização de disposições construtivas;

O funcionamento idealizado para cada botão de cálculo está representado de forma esquemática na Figura 4.10, o que permite observar que cada processo está subdividido em três subprocessos, sendo o segundo subprocesso responsável pelos conjuntos de cálculos e tomadas de decisão que se pretende averiguar no dimensionamento. O primeiro e o terceiro subprocesso são responsáveis pela pesquisa e publicação de dados respetivamente.

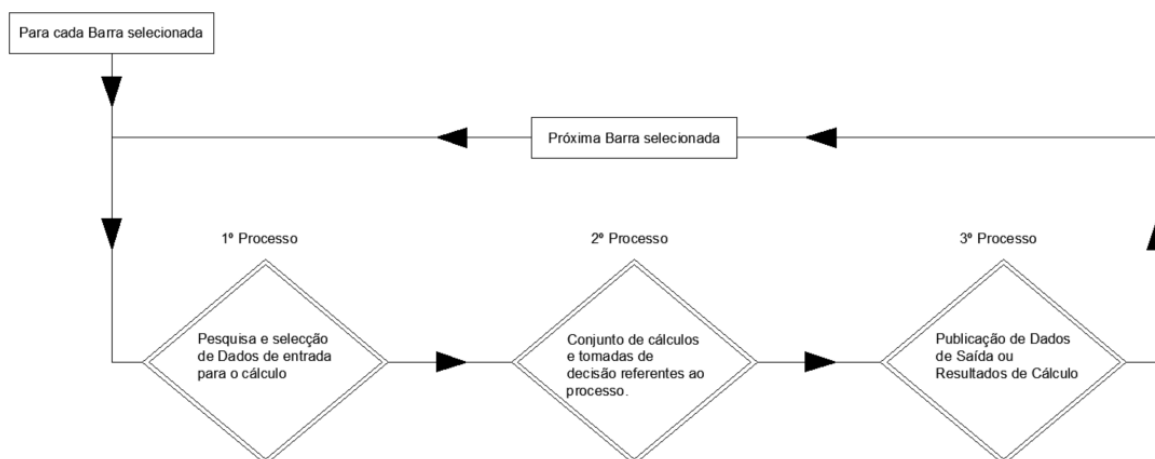


Figura 4.10 – Representação do funcionamento idealizado para os processos de cálculo.

No anexo I são apresentados fluxogramas de informação referentes ao cálculo e verificação de segurança de uma coluna mista assim como estruturas de decisão relativas à determinação do módulo de elasticidade, cálculo do eixo neutro, contabilização de imperfeições equivalentes, averiguação de efeitos de 2ª ordem e cálculo de rácios de verificação de segurança.

4.2.3.1 Cálculo de propriedades

As propriedades dos elementos podem ser distinguidas sob três formas: (i) propriedades geométricas da secção transversal, tais como a geometria da secção de aço e a distribuição da armadura longitudinal na secção; (ii) propriedades físicas de cada material, como por exemplo o módulo de elasticidade do betão e as tensões de cada material; (iii) propriedades da coluna mista, tal como rigidez à flexão mobilizada pelo pilar misto nas duas direcções consequentemente a esbelteza de cada pilar.

- **Propriedades geométricas da secção transversal:** após a leitura e importação da parametrização dos dados de entrada, o processo calcula as características geométricas (áreas, módulos de flexão plásticos e momentos de inércias) da secção de cada material ou conjunto de secções no caso da armadura longitudinal, no caso desta última, são calculados as posições geométricas de cada varão, tendo em conta o recobrimento nominal e de aderência e os limites impostos pelo perfil, e a dupla simetria.
- **Propriedades físicas de cada material:** após a pesquisa da informação inerente às classes atribuídas a cada material são calculados parâmetros relativos às tensões de cálculo, módulos de elasticidade, e no caso do betão o módulo de elasticidade é averiguado em função das opções tomadas nas configurações de cálculo.

- **Propriedades da coluna mista:** depois de calculada a parametrização citada anteriormente, o processo de cálculo avança para o cálculo de variáveis relativas aos pilares mistos, tais como a resistência plástica à compressão e respetivos rácios por material, a carga crítica elástica assim como o valor da esbelteza do pilar. Neste ponto o processo de cálculo indica as primeiras verificações efetuadas (Ver 3.3).

4.2.3.2 Interface Excel-RSA: Exportação de dados

O processo de exportação de dados é responsável pela parametrização das barras no RSA. A parametrização automática só pode ser efetuada após a averiguação das propriedades da coluna mista, nomeadamente às propriedades do material, secção transversal, e orientação espacial. Os parâmetros exportados para o RSA são os seguintes:

- Orientação da secção: definido anteriormente na atribuição das propriedades à secção;
- Label: definido automaticamente com a associação de variáveis descritivas da secção, como por exemplo “SPR: HE B 550| 6 Varões 12mm| 8 // 250 mm”.
- Material: definido automaticamente através da seleção dos cinco primeiros caracteres do parâmetro da classe do aço, por exemplo à classe S 275 JR é associado o tipo de material S275 que por defeito deve estar incluído nas bibliotecas de materiais disponíveis no RSA;
- Gamma Angle: definido através do parâmetro “Orientação da secção”;
- Ax (cm²): Área da secção homogeneizada em aço;
- Ix (cm⁴): Inércia da secção de aço estrutural;
- Iy (cm⁴): Inércia à flexão em torno do eixo y, homogeneizada em aço (Eq. 2.19);
- Iz (cm⁴): Inércia à flexão em torno do eixo z, homogeneizada em aço (Eq. 2.19)
- Vy (cm): Distância positiva do ponto mais afastado ao eixo z;
- Vpy (cm): Distância negativa do ponto mais afastado ao eixo z;
- Vz (cm): Distância positiva do ponto mais afastado ao eixo y;
- Vpz (cm): Distância negativa do ponto mais afastado ao eixo y;

(Nota: Estes parâmetros foram considerados suficientes para que o RSA execute uma avaliação das forças e das deformações.)

Após a atribuição das propriedades às barras que vão simular o comportamento dos pilares mistos, e o ajuste se necessário no modelo de cálculo, procede-se ao cálculo da estrutura e avaliação dos resultados obtidos.

4.2.3.3 Cálculo da capacidade resistente da secção

O processo de cálculo para avaliação da capacidade resistente da secção é dos processos que realiza mais operações e que portanto, consome mais tempo de cálculo. O funcionamento do processo, idealizado para cada barra, assenta na seguinte diretriz:

- 1) Avaliação dos valores máximos das forças de corte nas direções y e z em todas as combinações de ações selecionadas. Esta avaliação preliminar surge no sentido de acautelar a necessidade de recalcular a curva de interação.
- 2) As variáveis são determinadas, para cada um dos eixos locais da secção, com a seguinte sequência:
 - a. Avaliação do eixo neutro através de uma iteração da posição do eixo neutro na secção transversal. Esta iteração considera-se satisfeita quando se verifica que as forças de tração são superiores às forças de compressão. A metodologia desenvolvida procura encontrar o eixo neutro idealizado no ponto B do método simplificado. O eixo neutro experimenta uma quantidade de posições definidas através do parâmetro “Step hn (mm)”.

$$N_{Iterações} = \frac{h}{Step_{hn}} (Eixo y); \quad Eq. 4.1$$

O sentido de deslocamento do eixo neutro é definido de cima para baixo, abaixo do eixo neutro localizam-se as áreas sujeitas a trações acima localizam-se as áreas sujeitas a compressões. Para a avaliação das forças de tração e de compressão foram criadas rotinas de decisão para averiguar a posição geométrica do eixo neutro face à secção e consequentemente o contributo de cada material (Ver Figura 3.6 e Figura 4.11).

```

Fcompressao_y = (Fcomp_a_y + Fcomp_s_y + Fcomp_c_y) * 10 ^ -3
Ftraçao_y = (Ftraçao_a_y + Ftraçao_s_y + Ftraçao_c_y) * 10 ^ -3
If Fcompressao_y - Ftraçao_y > 0 Then
    GoTo Fim_ciclo_y
End If

```

Figura 4.11 – Exemplo de tomada de decisão para fim de ciclo de cálculo do eixo neutro.

- b. Após a determinação de h_n , são avaliadas as variáveis dependentes do mesmo, nomeadamente, $M_{pl,Rd}$ (Eq. 3.22) e $M_{máx,Rd}$ (Eq. 3.39).
- c. O cálculo de avaliação da resistência ao esforço transversal é o último a ser efetuado para que no caso de se verificar a condição imposta na Eq. 3.42 o processo possua as variáveis que necessita para avaliar a Eq. 3.45. A averiguação da necessidade de realizar novo cálculo da curva de interação N+M é realizada conforme indicado em 3.3.1.3.

4.2.3.4 Cálculo da conexão

Relativamente ao cálculo da conexão entre materiais e da introdução de cargas, o processo aborda a temática sob duas formas: a resistência mobilizada através de atrito entre os materiais e a resistência mobilizada por um meio mecânico que garanta a transferência de esforços. O processo de cálculo da conexão está de acordo com o descrito em 3.3.3, e é descrito na seguinte sequência:

- 1) Pesquisa do valor mais elevado do esforço axial das combinações de ações ou casos de carga selecionados;
- 2) Averiguação se o esforço de corte longitudinal actante é menor que o esforço de corte longitudinal resistente mobilizado pelo atrito/aderência entre os materiais;
- 3) Averiguação se o esforço de corte longitudinal atuante é menor que o esforço de corte longitudinal resistente mobilizado pelo meio mecânico selecionado previamente;

4.2.3.5 Definição de critérios de estabilidade

O objetivo da definição de critérios de estabilidade não é descrever um processo mas descrever um conjunto de opções que o projetista pode tomar para validar a verificação da segurança e o dimensionamento de um ou vários pilares mistos. A definição de critérios foi separada em três pontos:

- Imperfeições Locais: o processo permite a inclusão das imperfeições equivalentes na verificação da segurança. Na eventualidade de as imperfeições equivalentes não serem incluídas na verificação da segurança, estas devem ser avaliadas convenientemente no modelo de cálculo.
- Efeitos de 2ª Ordem – Cálculo do parâmetro α_{cr} : a avaliação dos efeitos de 2ª Ordem pode ser realizada sob três formas:
 - Indicação manual do valor de α_{cr} , pelo que obriga a avaliação preliminar do parâmetro;
 - Avaliação automática através de análises de encurvadura disponíveis no RSA (*Buckling Analysis*), esta avaliação necessita de ser acompanhada da indicação dos casos de carga “*Buckling*” e o número de modos a analisar.
 - Avaliação automática através da determinação individual do parâmetro α_{cr} sendo seleccionado o parâmetro mais gravoso e aplicado ao conjunto de pilares importados/calculados;
- Influência dos efeitos de 2ª Ordem na curva de interação: avalia a inclusão ou não dos efeitos de 2ª ordem na curva de interação, conforme indicado em 3.3.2.4.

Estas opções são de carácter importante para as tomadas de decisão do próximo processo que consiste em criar uma base de dados de resultados associados à verificação da segurança.

4.2.3.6 Criação de base de dados de resultados

O processo de criar uma base de dados de resultados têm como objetivo calcular e organizar os resultados relativos à verificação da segurança dos pilares. A organização do processo consiste na criação de um ficheiro “.xls” constituído por um número de folhas iguais ao número total de pilares importados para o cálculo. Os dados de cálculo e resultados de cada pilar estão organizados em cada folha como representado na Figura 4.12, a organização da folha para cada pilar separa três grupos de informação:

- Dados relativos à informação do pilar no modelo de cálculo;
- Dados relativos ao cálculo da resistência ao nível da secção transversal e do elemento;

- Tabela de dados relativos à verificação da segurança em que cada linha representa cada caso de carga inserido no modelo de cálculo;

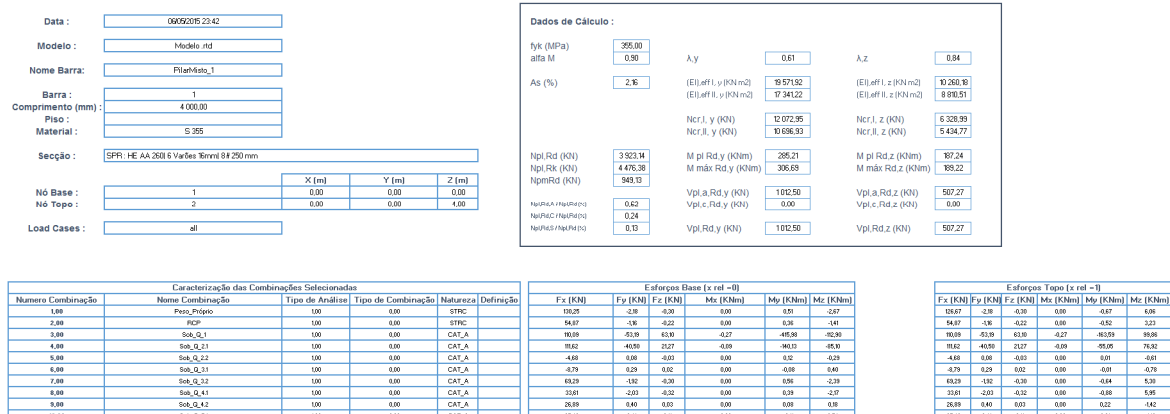


Figura 4.12 – Organização dos dados e dos resultados do cálculo de cada pilar.

A verificação da segurança para cada caso de carga procura garantir que as relações E_d/R_d se mantenham dentro dos limites regulamentares. Embora a ferramenta realize os cálculos de todas as secções do pilar, esta apenas publica os resultados correspondentes à secção mais condicionante. O processo foi idealizado desta forma, de modo a garantir a verificação da segurança em cada secção a par dos respetivos esforços concomitantes.

Numa primeira fase a ferramenta importa os valores dos esforços nas extremidades das barras para futuras avaliações da relação de momentos de extremidade.

```

For i_barra = 1 To Num_Total_Barras
  For i_comb = 1 To Num_Total_Combinações

    ponto_condicionante = 0
    racio_condicionante = 0

    For relative_point = 0 To (1 + step_point) Step step_point

      Set BFD = BarForceServer.Value(Numero_barra, Num_Combinação, relative_point)

      Ned = Abs(BFD.FX / 1000)
      Ved_y = Abs(BFD.FY / 1000)
      Ved_z = Abs(BFD.FZ / 1000)
      Mx = Abs(BFD.Mx / 1000)
      Med_y = Abs(BFD.MY / 1000)
      Med_z = Abs(BFD.MZ / 1000)

      Call Aplicação_Imperfeições_Efeitos2Ordem_CHS
      Call Verificações_Regulamentares_CHS

      racio_max = WorksheetFunction.Max(r(n), r(vy), r(vz), r(Mx), r(MY), r(MZ), r(MYZ))
      If racio_max >= racio_condicionante Then

        racio_condicionante = racio_max
        ponto_condicionante = relative_point

      Else

        racio_condicionante = racio_condicionante
        ponto_condicionante = ponto_condicionante

      End If

    Next relative_point

  Next i_comb
Next i_barra

```

Figura 4.13 – Linha de código de avaliação de rácio de verificação da segurança condicionante (Adaptado).

Depois de importar os esforços o processo realiza, para cada combinação de ação e com os critérios de estabilidade definidos anteriormente, os cálculos para a avaliação da segurança, que consistem em alterar/amplificar os esforços obtidos pelo modelo de cálculo e avaliar a segurança.

4.2.3.7 Atualização de verificações da segurança

O processo de atualização das verificações regulamentares caracteriza-se por ser um motor de busca que têm como função identificar qual a combinação mais condicionante para cada pilar no ficheiro “/Resultados Pilares” e atualizar os resultados no separador “BD_Estrutura”. Assim, no separador “BD_Estrutura” serão apenas publicados os resultados para a combinação mais condicionante e a respetiva secção condicionante.

4.2.3.8 Atualização de disposições construtivas

O processo de atualização das disposições construtivas têm como função calcular e avaliar se as soluções escolhidas para cada pilar se encontram dentro dos limites regulamentares. As disposições que são avaliadas dizem respeito sobretudo ao nível da secção de betão, ou seja, recobrimentos mínimos nominais e de aderência, diâmetros de varões máximos e mínimos, espaçamentos entre varões longitudinais ou espaçamento entre cintas do pilar, áreas mínimas e máximas de armadura

longitudinal. Por outro lado, o processo também verifica as disposições relativas a EN 1994-1-1 tais como, as dimensões do conector, os espaçamentos entre conectores.

4.3 Fluxo de trabalho

O processo de cálculo foi idealizado para ser conduzido percorrendo os seguintes passos:

- 1) Preenchimento das Informações de Projeto
 - a. Nome do Projeto
 - b. Fase Projeto
 - c. Diretório de pasta para o .xls “Resultados de Pilares”
 - d. Diretório de pasta para o .xls “Relatórios de Pilares”
 - e. Diretório de pasta para o .xls “Backup”
- 2) Interface *Excel-Robot Structural Analysis*
 - a. Copiar/colar seleção de barras e importar dados.
 - b. Copiar/colar seleção de casos de carga e importar dados.
- 3) Configurações de cálculo – materiais
 - a. Preencher dados de entrada associados a cada material e atualizar classes dos materiais.
- 4) Configurações de cálculo – E_c, eff
 - a. Preenchimento de valor de $N_{G,Ed}/N_{Ed}$ para ser contabilizado no cálculo;
 - b. Preenchimento de valor coeficiente de fluência ou preencher com “-” para ser calculado de acordo com o Anexo B da EN 1992-1-1.
- 5) Configurações de cálculo – secção mista
 - a. Preencher os dados de entrada associados à secção e ao pilar.

- b. Preencher seleção de barras à qual se pretende atribuir as opções feitas em 5)a e atribuir as propriedades às barras.

6) Configurações de cálculo – conexão

- a. Preencher dados associados ao meio de conexão idealizado.
- b. Preencher seleção de barras à qual se pretende atribuir as opções feitas em 6)a e atribuir as propriedades às barras.

Antes de iniciar o cálculo dos pilares é necessário exportar os dados para o separador “*BD_Estrutura*”, de seguida poder-se-á realizar o cálculo sob duas formas: ou clicando no botão 7.01, ou clicando individualmente e ordenadamente nos botões 7.1, 7.2, 7.3, 7.5.

7) Processo de Cálculo de Pilares Mistos

- a. O cálculo pode ser realizado sob duas formas: ou clicando no botão 7.01, ou clicando individualmente e ordenadamente nos botões 7.1, 7.2, 7.3, 7.5. O botão 7.3 possui um *Input* associado a ele, nomeadamente, o “passo” em milímetros que o ciclo de cálculo utiliza para iterar o eixo neutro da secção.
- b. Preenchimento dos critérios de estabilidade referentes às imperfeições locais, aos efeitos de segunda ordem e à influência dos efeitos de segunda ordem na curva de interação. No caso de se utilizar uma combinação *buckling* para definir o valor da carga crítica da estrutura.
- c. Preenchimento de *input* referente ao “passo” em valor relativo para o número de secções que se pretende analisar em cada barra.
- d. Exportação dos resultados dos pilares clicando no botão 7.6.
- e. Atualização das verificações regulamentares.
- f. Atualização das disposições construtivas.

8) Atualização de rácios – MENU_INICIAL

- a. Clicar no botão 8 para atualização da tabela no *MENU_INICIAL* dos valores dos seguintes parâmetros: valores dos rácios regulamentares, a validação ou não das cláusulas regulamentares inerentes a este tipo de elementos, e o seu custo.

- 9) Exportação de relatórios de pilares mistos
- a. Preenchimento da seleção de barras à qual se pretende retirar um relatório detalhado de cálculo;

Em todas estas atividades do processo de cálculo é aconselhável acompanhar o desenvolvimento dos valores dos resultados de cálculo no separador “*BD_Estrutura*” assim como nos ficheiros de resultados exportados.

5. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

5.1 Introdução

No presente capítulo é utilizada a metodologia de cálculo apresentada anteriormente para realizar uma análise comparativa dos resultados associados à resistência da secção e do elemento, fazendo-se variar propriedades das secções ou dos materiais. Como foi referido anteriormente, o cálculo de pilares mistos envolve um elevado número de variáveis, pelo que neste estudo pretende-se averiguar a resistência da secção em função das geometrias das secções, classes dos materiais, altura e nível de carregamento. Esta análise é conduzida tendo em vista a obtenção da curva de interação e das grandezas associadas à estabilidade do elemento, tais como esbelteza, cargas críticas elásticas, coeficientes de redução e imperfeições equivalentes.

5.2 Classe dos materiais

O presente estudo pretende comparar os valores de resistência obtidos fazendo variar as classes dos materiais aço e betão. O objetivo é compreender de que forma é que variam os parâmetros que compõem a curva de interação característica das colunas mistas. Como exemplo foi selecionado uma secção mista I ou H parcialmente revestida com as seguintes características:

- Perfil Estrutural: HEB 300;
- Solução de Armadura Longitudinal: 4 ϕ 12 mm (A500);
- $\varphi(t,t_0)=2.0$ e $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0.75$;

Com esta secção experimentaram-se várias combinações de classes de materiais, para o material aço foram selecionadas as classes S235, S275 e S355 enquanto que para o material betão foram

selecionadas a classe C30, C40 e C50. Os resultados estão resumidos nas Tabela 5.1 a Tabela 5.4, por uma questão de facilidade de interpretação, os valores obtidos foram normalizados em função do valor mais baixo.

Tabela 5.1 – Influência das classes dos materiais nos valores de $N_{pl,Rd}$.

	C30	C40	C50
S 235JR	1,00	1,09	1,17
S 275JR	1,12	1,21	1,29
S 355JR	1,36	1,44	1,53

Tabela 5.2 – Influência das classes dos materiais nos valores de $N_{pm,Rd}$.

	C30	C40	C50
S 235JR	1,00	1,33	1,67
S 275JR	1,00	1,33	1,67
S 355JR	1,00	1,33	1,67

Tabela 5.3 – Influência das classes dos materiais nos valores de $M_{pl,Rd,y}$.

	C30	C40	C50
S 235JR	1,00	1,01	1,01
S 275JR	1,16	1,17	1,17
S 355JR	1,47	1,48	1,49

Tabela 5.4 – Influência das classes dos materiais nos valores de $M_{máx,Rd,y}$.

	C30	C40	C50
S 235JR	1,00	1,03	1,05
S 275JR	1,15	1,18	1,20
S 355JR	1,45	1,48	1,50

Dos resultados apresentados pode concluir-se o seguinte:

- Relativamente ao valor de $N_{pl,Rd}$ (ver Tabela 5.1) verificou-se que um acréscimo de 8% entre as classes de betão e um acréscimo de 12 % e 24 % entre as classes de aço estrutural. Deste modo a utilização de classes de aço elevadas e classes de betão de alto desempenho possibilita um acréscimo de 53 % face a uma solução com classes mais correntes. O valor de $N_{pm,Rd}$ (ver Tabela 5.2) sofre acréscimos de 33% entre classes de betão, o que é favorável para elevar os pontos C e D da curva de interação.
- A resistência à flexão é condicionada pelo aço (ver Tabela 5.3 e Tabela 5.4), enquanto que a influência das classes de betão assume valores muito reduzidos. Contudo a variação entre as classes de aço permitem atingir no máximo cerca 45 % de acréscimo aos parâmetros de resistência à flexão.
- Genericamente, verifica-se que, a utilização de classes S355 e C50 permitem um aumento de 50 % em relação às classes S235 e C30, em todos os parâmetros que compõem a curva de interação.

5.3 Disposição da solução de armadura longitudinal

Nesta análise pretende-se averiguar a influência nos valores de resistência ao nível da secção dos vários tipos de disposição de armaduras e do diâmetro do varão das armaduras. Para isso foram fixados os seguintes parâmetros, que compõem a solução base:

- Perfil Estrutural: HEB 300;
- Classe Materiais: S355, C30 e A500;
- $\varphi(t,t_0)=2.0$ e $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0.75$;

Com estas variáveis fixas, realizaram-se 36 combinações entre tipos de armadura e diâmetros de varões:

- Diâmetros de Varão: $\emptyset 12\text{mm}$, $\emptyset 16\text{mm}$, $\emptyset 20\text{mm}$, $\emptyset 25\text{mm}$;
- Disposições de Armaduras: 4 varões, 6 varões, 8 varões_A, 8 varões_B, 10 varões_A , 10 varões_B; 12 varões_A, 12 varões_B, 12 varões_C;

Nesta análise, considerou uma solução de base constituída por 4 varões com diâmetro de 12mm cujos resultados estão resumidos na Tabela 5.5.

Os resultados da análise para os restantes casos estão resumidos nas Tabela 5.6 à Tabela 5.12, e estão normalizados em ordem à solução base.

Tabela 5.5 – Resultados de cálculo da solução base HEB 300/ 4Varões/ Ø12mm

As (%)	N _{pl,Rd} (KN)	N _{pm,Rd} (KN)	M _{pl,Rd,y} (KNm)	M _{max,Rd,y} (KNm)	M _{pl,Rd,z} (KNm)	M _{max,Rd,z} (KNm)
0,60	6769,26	1279,52	683,51	724,65	374,98	378,34

Tabela 5.6 – Valores de As (%) entre para as disposições de armaduras e diâmetros de varão analisados.

	12	16	20	25
4 Varões	0,60	1,07	1,69	2,66
6 Varões	0,90	1,62	2,55	4,05
8 Varões_A	1,21	2,17	3,43	5,47
8 Varões_B	1,21	2,17	3,43	5,47
10 Varões_A	1,52	2,73	4,33	-
10 Varões_B	1,52	2,73	4,33	-
12 Varões_A	1,83	3,29	5,24	-
12 Varões_B	1,83	3,29	5,24	-
12 Varões_C	1,83	3,29	5,24	-

Tabela 5.7 – Influência das disposições de armaduras e diâmetros de varão nos valores de N_{pl,Rd}.

	12	16	20	25
4 Varões	1,00	1,02	1,05	1,09
6 Varões	1,01	1,05	1,09	1,15
8 Varões_A	1,03	1,07	1,13	1,21
8 Varões_B	1,03	1,07	1,13	1,21
10 Varões_A	1,04	1,10	1,17	-
10 Varões_B	1,04	1,10	1,17	-
12 Varões_A	1,06	1,12	1,20	-
12 Varões_B	1,06	1,12	1,20	-
12 Varões_C	1,06	1,12	1,20	-

Tabela 5.8 – Influência das disposições de armaduras e diâmetros de varão nos valores de $N_{pm,Rd}$.

	12	16	20	25
4 Varões	1,00	1,00	0,99	0,98
6 Varões	1,00	0,99	0,98	0,97
8 Varões_A	0,99	0,98	0,97	0,95
8 Varões_B	0,99	0,98	0,97	0,95
10 Varões_A	0,99	0,98	0,96	-
10 Varões_B	0,99	0,98	0,96	-
12 Varões_A	0,99	0,97	0,96	-
12 Varões_B	0,99	0,97	0,96	-
12 Varões_C	0,99	0,97	0,96	-

Tabela 5.9 – Influência das disposições de armaduras e diâmetros de varão nos valores de $M_{pl,Rd,y}$.

	12	16	20	25
4 Varões	1,00	1,02	1,04	1,08
6 Varões	1,01	1,03	1,06	1,10
8 Varões_A	1,03	1,07	1,12	1,18
8 Varões_B	1,01	1,04	1,07	1,12
10 Varões_A	1,04	1,08	1,14	-
10 Varões_B	1,02	1,05	1,10	-
12 Varões_A	1,04	1,09	1,15	-
12 Varões_B	1,06	1,11	1,18	-
12 Varões_C	1,04	1,08	1,13	-

Tabela 5.10 – Influência das disposições de armaduras e diâmetros de varão nos valores de $M_{máx,Rd,y}$.

	12	16	20	25
4 Varões	1,00	1,02	1,04	1,07
6 Varões	1,00	1,02	1,04	1,07
8 Varões_A	1,03	1,06	1,11	1,17
8 Varões_B	1,01	1,03	1,06	1,10
10 Varões_A	1,03	1,06	1,11	-
10 Varões_B	1,01	1,04	1,08	-
12 Varões_A	1,04	1,08	1,13	-
12 Varões_B	1,05	1,10	1,16	-
12 Varões_C	1,03	1,06	1,10	-

Tabela 5.11 – Influência das disposições de armaduras e diâmetros de varão nos valores de $M_{pl,Rd,z}$.

	12	16	20	25
4 Varões	1,00	1,04	1,09	1,16
6 Varões	1,03	1,08	1,16	1,27
8 Varões_A	1,01	1,06	1,12	1,22
8 Varões_B	1,05	1,13	1,23	1,37
10 Varões_A	1,04	1,10	1,19	-
10 Varões_B	1,08	1,18	1,30	-
12 Varões_A	1,06	1,15	1,26	-
12 Varões_B	1,06	1,15	1,26	-
12 Varões_C	1,10	1,22	1,37	-

Tabela 5.12 – Influência das disposições de armaduras e diâmetros de varão nos valores de $M_{máx,Rd,z}$.

	12	16	20	25
4 Varões	1,00	1,04	1,09	1,16
6 Varões	1,03	1,08	1,15	1,26
8 Varões_A	1,01	1,06	1,12	1,22
8 Varões_B	1,05	1,13	1,22	1,37
10 Varões_A	1,04	1,10	1,19	-
10 Varões_B	1,08	1,17	1,29	-
12 Varões_A	1,06	1,15	1,26	-
12 Varões_B	1,06	1,15	1,26	-
12 Varões_C	1,10	1,22	1,36	-

De acordo com os resultados obtidos podem ser retiradas as seguintes observações:

- A Tabela 5.7 indica que a influência da armadura para esforços de compressão assume valores muito reduzidos.
- A influência da disposição de armaduras no cálculo é notória nas disposições que favorecem mais cada eixo da secção, por exemplo:
 - A disposição de armaduras “12 Varões_C” assume o maior acréscimo para a resistência em torno do eixo z ($\varnothing 20$ mm atinge cerca de 36%) (Ver Tabela 5.11 e Tabela 5.12).
 - As disposições do tipo A garantem mais acréscimos nos parâmetros de resistência em torno do eixo y. A disposição “12 Varões_B” é a que mais beneficia os parâmetros embora assumam cerca de 16% com varão $\varnothing 20$ mm. A disposição “8 Varões_A” com varão $\varnothing 25$ mm também atinge cerca de 16 % (Ver Tabela 5.9, Tabela 5.10 e Figura 5.1).

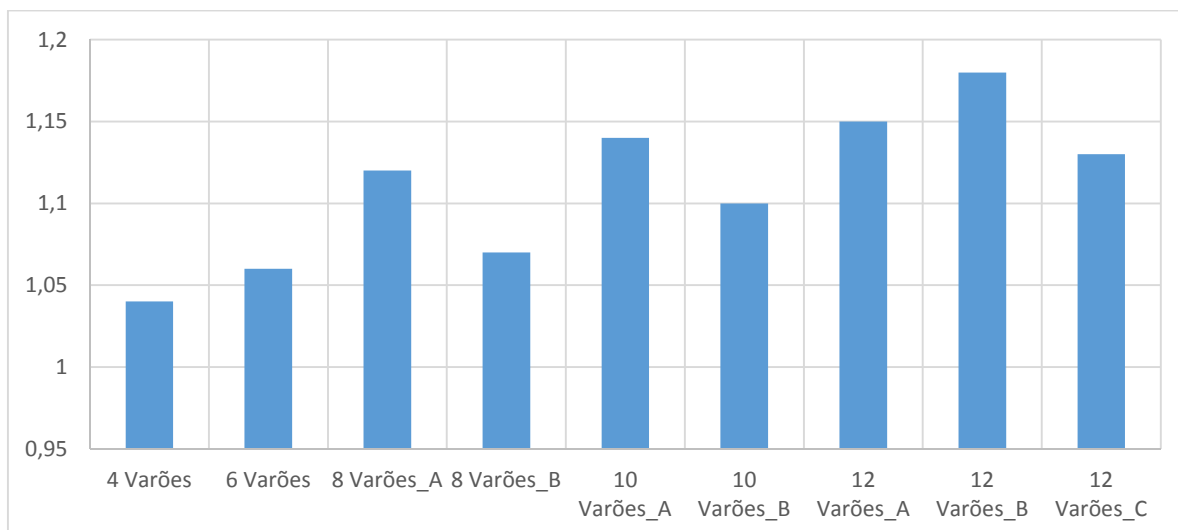


Figura 5.1 – Acréscimos M_{pl}, R_d, y SPR: HEB 300 ($\varnothing 20$)

5.4 Séries H em função da altura do pilar e do esforço de compressão N_{Ed}

Este estudo foi realizado com o objetivo principal de catalogar e comparar os resultados obtidos para cada uma das séries comerciais de perfis H, portanto foram selecionadas as séries: HEA, HEB e HEM. Para cada uma destas séries foram parametrizadas várias alturas e vários esforços de compressão, com o intuito de avaliar os resultados calculados. Os resultados deste estudo estão apresentados nos ANEXOS III, I e V para as séries HEA, HEB e HEM respetivamente.

A solução base adotada para o cálculo de cada série foi parametrizada da seguinte forma:

- Classe Materiais: S355, C30 e A500;
- $\phi(t,t_0)=2.0$ e $N_{G,Ed}/N_{Ed} = 0.75$;
- Disposições de Armaduras: 4 varões;
- Diâmetros de Varão: $\varnothing 12\text{mm}$;

Como foi observado anteriormente, o cálculo de pilares mistos envolve uma elevada quantidade de variáveis que é necessário fazer uma avaliação coerente e ponderada. Na Tabela 5.13

apresentam-se de forma esquemática uma relação das variáveis de entrada e de saída do estudo efetuado.

Tabela 5.13 – Relação entre variáveis “input” e “output” do estudo em função das séries H.

Tabela Anexo	Parâmetros de entrada	Parâmetros de saída
1	Geometria Secção	δ ; As; Npm,Rd; Npl,Rd; Mpl,Rd, y; M MáxRd,y; Mpl,Rd, z; M MáxRd,z;
2	Geometria Secção	Custo / metro linear
3 e 4	Altura	λ_y X,y ; λ_z X,z
5 e 6	Esforço Compressão (Ned)	Mpl,N,Rd,y; Mpl,N,Rd, z

Para cada série foram utilizados os seguintes parâmetros de entrada:

- Altura Perfil (mm): 200, 220, 240, 280, 300, 320, 340, 360, 400, 450, 500, 550, 600, 650, 700, 800, 900, 1000;
- Altura Pilar (m): 3, 4, 5, 8, 12;
- Esforços de Compressão (kN): 100, 250, 500, 750, 1000, 2500, 5000, 7500, 10000, 15000;

Cada um dos anexos é constituído por 6 tabelas de resultados de cálculo e 4 gráficos representativos das curvas de interação. A tabela 1 (de cada anexo) organiza os parâmetros de cálculo que constituem a curva de interação para cada altura de perfil possibilitando pré-dimensionamento da secção mista. A tabela 2 representa para cada perfil o custo por metro linear de cada material envolvido na solução mista permitindo realizar uma seleção da secção, tendo em conta não só a resistência mas também a economia. A tabela 3 e 4 procuram representar a variação da esbelteza e do coeficiente de encurvadura em função da altura do pilar, para as direções y e z respetivamente. A tabela 5 e 6 representam a variação dos momentos resistentes plásticos mobilizados por uma gama de esforços de compressão, para cada uma das direções y e z. Por último, os gráficos da curva de interação foram separados nas direções y e z e em duas gamas de altura de perfis 200-400mm e 450-1000mm, totalizando um conjunto de 4 gráficos.

6. CASO DE ESTUDO

6.1 Apresentação do caso estudo

Tendo por objetivo a avaliação das potencialidades do processo de cálculo desenvolvido e a sua adequabilidade ao projeto de colunas mistas, desenvolve-se no presente capítulo um caso de estudo. Trata-se do projeto de um edifício de escritórios constituído por dois corpos complementares, o Bloco A e o Bloco B, representados na Figura 6.1 de cor verde e azul respetivamente. O edifício do Bloco A, é constituído por 8 pisos elevados e uma cobertura. Na entrada do edifício do Bloco A desenvolve-se uma pala com cerca de 18 metros. O edifício do Bloco B é constituído por 1 piso elevado e uma cobertura.

A estrutura foi concebida de modo a poder desempenhar as funções a que se destina, durante um período de vida útil de 50 anos, com níveis de segurança adequados, tendo em conta a economia e a compatibilização com o projeto de arquitetura.



Figura 6.1 – Vista Tridimensional “Edifício de Escritórios”

A conceção estrutural caracteriza-se por definir trajetórias claras e diretas para a transmissão das forças, que permitem uma modelação, uma análise, um dimensionamento e uma construção de comportamento mais previsível e controlável. A conceção da estrutura em apreço baseou-se nos seguintes aspetos:

- Resistência e rigidez às ações horizontais: é garantida através utilização de elementos estruturais regularmente distribuídos e de núcleos em betão armado como paredes, caixas de escadas;
- Resistência e rigidez rotacional: as estruturas dos edifícios devem possuir uma resistência e uma rigidez à torção adequadas, de forma a limitar o desenvolvimento de movimentos de torção, que tendem a esforçar de uma forma não uniforme, os diferentes elementos estruturais.
- Comportamento dos pavimentos como diafragmas rígidos: os pavimentos têm uma funcionalidade relevante no comportamento sísmico geral da estrutura, visto que atuam como diafragmas horizontais que não só recebem e transmitem as forças de inércia aos sistemas estruturais verticais mas também garantem que esses sistemas atuam solidariamente para a resistência à ação horizontal. Sendo assim é de relevante importância que os pavimentos sejam dotados de uma adequada rigidez e resistência no plano, assim como ligações eficazes aos sistemas estruturais verticais.
- Separação da estrutura através de junta: Um outro aspeto primordial é a avaliação da necessidade de separação da estrutura, em dois corpos estruturalmente independentes, por forma a “libertar” a estrutura dos esforços decorrentes das ações que induzem deformações impedidas, como é o caso das ações térmicas e da retração. A separação da estrutura em corpos independentes por forma a obter formas mais simples e regulares tanto em planta como em altura, favorece o comportamento dinâmico da estrutura face à ação sísmica.

Assim, com base nos pressupostos acima descritos, dividiu-se a estrutura dos edifícios principais por meio de juntas em duas subestruturas com funcionamento estrutural independente. Os blocos A e B do edifício principal partilham as fundações que são indiretas.

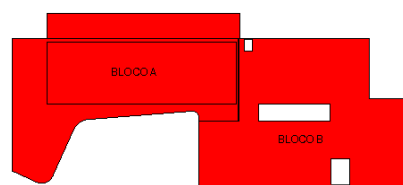


Figura 6.2 – Planta de identificação de corpos constituintes do “Edifício de Escritórios”

A estrutura, em betão armado, é caracterizada na sua grande maioria por uma distribuição regular de pilares em planta numa malha de 8mx9m no Bloco A e 7.5m por 6.5m no Bloco B. Devido à presença de um auditório no Bloco B o afastamento entre pilares aumenta para 6mx12m. Adicionalmente as caixas de escadas e de elevadores foram projetadas como núcleos em betão armado por forma a garantirem, em conjunto com os pilares, o apoio dos pisos e o sistema de contraventamento da estrutura para fazer face às ações horizontais.

Para a definição da estrutura dos pisos recorreu-se ao sistema de lajes fungiformes aligeiradas por blocos recuperáveis, tipo Ferca FG900, com uma espessura total de 30 cm (22.5 cm de bloco mais uma lâmina de compressão de 7.5cm). A pala do Bloco A é constituída por uma laje maciça de 0.30m de espessura.

6.2 Materiais

Os materiais considerados no dimensionamento das colunas mistas são os resumidos na Tabela 6.1:

Tabela 6.1 –Propriedades dos materiais.

Material	Classe	γ_v	Tensão de Cálculo (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
Aço Estrutural	S 355	1,00	355,00	210,00
Betão	C 30/37	1,50	20,00	16,50
Aço Armaduras	S 500	1,15	434,78	210,00

6.3 Ações

6.3.1 Ações permanentes

As ações permanentes adotadas foram de 2.50kN/m² e 3.50 kN/m² para pavimentos interiores e coberturas, respetivamente. O peso próprio das fachadas foi modelado através de uma carga linear uniformemente distribuída nos bordos da laje com o valor de 10 kN/m².

6.3.2 Sobrecargas

As sobrecargas foram definidas em função da ocupação e tipo de utilização das diversas zonas do edifício em concordância com a EN 1991-1-1. A Figura 6.3 e a Tabela 6.2 esquematizam a distribuição das sobrecargas adotadas ao nível do piso 1, nos restantes pisos a sobrecarga é única e pertence à categoria B.

Tabela 6.2 – Categorias de sobrecargas nos pavimentos.

ID	Categoria	qk [kN/m2]	Qk [kN]
	B	3.0	4.5
	C1	3.0	4.0
	C2	4.0	4.0
	H	1.0	1.5

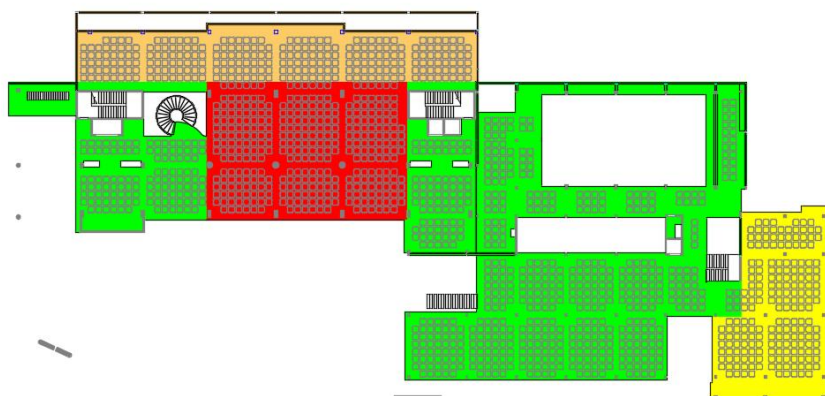


Figura 6.3 – Identificação de sobrecargas no piso 1.

6.3.3 Ação sísmica

Os parâmetros de caracterização da ação sísmica estão resumidos na Tabela 6.3:

Tabela 6.3 – Parâmetros caracterização ação sísmica.

a_{gr}	Tipo de Terreno	Classe de importância III		Coefficiente de Comportamento
		γ_1	ν	q
0.4 m/s^2	D	1,2	0,4	1,5

6.4 Dimensionamento de uma coluna mista preenchida por betão

Apresenta-se a título de exemplo o dimensionamento do pilar P1.6 selecionado por ser um pilar circular de diâmetro 70cm, localizado entre as duas caixas de escadas que compõem o edifício do Bloco A. A solução original de armaduras deste pilar no piso 0 é constituída por 16 varões longitudinais $\varnothing 20\text{mm}$ e cintas de $\varnothing 8\text{mm}$ espaçadas a 0.20m.

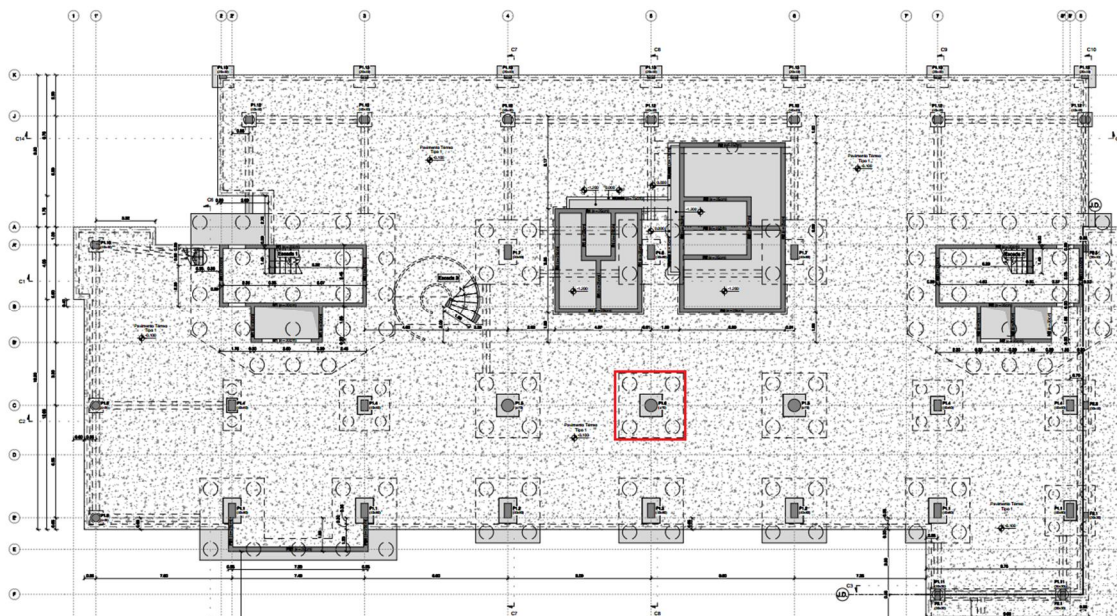


Figura 6.4 – Planta de identificação de P1.6

Os valores dos esforços do modelo global de cálculo têm em consideração a rigidez do pilar de betão. Para o dimensionamento do Pilar P1.6 (Barra 111 no modelo de cálculo) foram identificadas as combinações de ações condicionantes. A Tabela 6.4 apresenta os valores de cálculo dos esforços instalados nas extremidades do pilar:

Tabela 6.4 – Resultados dos valores dos esforços instalados no pilar 111.

Node	Case	Case Name	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
17	102	Fachadas	-97,77	-0,22	1,83	-0,01	-3,95	-0,47
123	102	Fachadas	-97,77	-0,22	1,83	-0,01	3,37	0,41
17	501	Seismic Direction X	1,14	25,73	4,72	4,41	-10,64	77,36
123	501	Seismic Direction X	1,14	25,73	4,72	4,41	-8,38	25,75
17	624 (C)	STR_ULS_S_WY+_T-	8023,94	-1,37	8,00	-0,49	-38,99	-1,93
123	624 (C)	STR_ULS_S_WY+_T-	7972,96	-1,37	8,00	-0,49	-6,98	3,55
17	804 (C) (CQC)	ACC_-X_+0,3Y	4642,62	-27,35	-13,41	-4,81	37,54	-80,79
123	804 (C) (CQC)	ACC_-X_+0,3Y	4604,86	-27,35	-13,41	-4,81	5,91	-24,26
17	805 (C) (CQC)	ACC_-0,3X_+Y	4745,97	8,68	26,30	1,44	-101,24	26,74
123	805 (C) (CQC)	ACC_-0,3X_+Y	4708,21	8,68	26,30	1,44	-19,05	12,60
17	808 (C) (CQC)	ACC_-0,3X_-Y	4588,57	-10,73	-28,19	-1,99	97,37	-30,38
123	808 (C) (CQC)	ACC_-0,3X_-Y	4550,80	-10,73	-28,19	-1,99	7,63	-8,06

Na Tabela 6.4 foram identificados a cor vermelha os esforços com os valores extremos de cálculo, pelo que a cor azul foram identificados os valores de cálculo que acompanham os valores extremos e que têm influência no dimensionamento de devido às interações de esforços que foram sendo contempladas anteriormente.

Relativamente aos valores apresentados verifica-se que o pilar 111 está sujeito a esforços de tração de cerca 100kN. Quando sujeito ao caso de carga que representa as ações da fachada, do ponto de vista regulamentar não existe nenhuma recomendação relativa a pilares mistos sujeitos à tração.

Contudo e por simplicidade de cálculo e por se conservativo considerar-se-á apenas a resistência proporcionada pelo perfil de aço na secção corrente, admitindo que a segurança estará também assegurada nas secções de ligação. As situações que mobilizam mais esforços no pilar são, de facto, as ações permanentes mobilizadas no período de vida útil da estrutura e as ações sísmicas. Numa situação corrente o pilar está sujeito a um esforço de compressão de 8023.94 kN acompanhado de um momento fletor de 38.99 kNm, enquanto que numa situação sísmica é mobilizado um esforço de compressão de 4750 kN e um momento fletor de 101.24 kNm. Embora estas sejam de facto as situações limite representadas no modelo, os valores de cálculo para a avaliação da segurança ao nível do elemento deverão incluir as imperfeições geométricas equivalentes. Considerando uma taxa de armadura inferior a 3.0% o valor das imperfeições geométricas equivalentes assume o valor $L/300$ (Ver Tabela 3.2) que neste caso se manifesta sobre a forma de uma excentricidade de 0.01333 m. Na Tabela 6.5 estão sumarizados os valores dos momentos fletores equivalentes que devem ser considerados na avaliação da segurança ao nível do elemento.

Tabela 6.5 – Resultados dos valores dos momentos de imperfeições equivalentes.

Nº Combinação	Nome Combinação	Ned (kN)	e (m)	M Imperfeições (kNm)	My (KNm)	Med, y (KNm)	%	Mz (KNm)	Med, z (KNm)	%
501	Seismic EC 8 Direction_X	1,14	0,013	0,02	10,64	10,66	100%	77,36	77,38	100%
624	STR_ULS_S_WY+_T-	8023,94	0,013	106,99	38,99	145,98	374%	1,93	108,91	5653%
804	ACC_-X-0.3Y	4642,62	0,013	61,90	37,54	99,44	265%	80,79	142,69	177%
805	ACC_0.3X+Y	4745,97	0,013	63,28	101,24	164,52	163%	26,74	90,02	337%
808	ACC_-0.3X-Y	4588,57	0,013	61,18	97,37	158,55	163%	30,38	91,56	301%

Deste modo a combinação de ações nº 624 torna-se a combinação mais desfavorável visto que os momentos fletores que acompanham o esforço axial de 8023.94 kN aumentam cerca de 4 vezes exigindo um pilar que garanta não só uma resistência à compressão elevada como também uma boa capacidade à flexão na presença de um esforço axial desta grandeza.

A estabilidade e resistência do elemento à compressão é o primeiro critério a ser garantido, e portanto foram pré-dimensionadas 2 soluções base para o perfil tubular diâmetro 508.0 mm ou 457.0 mm:

- D=457.0mm e t=10.0 mm (W=110 kG/m);
- D=508mm e t=12.0 mm (W=147.0 kG/m);

Devido à classe do aço (S355), um perfil de diâmetro de 508.0 mm para cumprir os critérios de efeitos de encurvadura local e para que a classe da secção seja considerada 1 ou 2, a espessura do perfil têm de ser no mínimo 12.0mm, o que torna a solução menos atrativa. Embora a primeira solução se torne mais atrativa nesta fase, vai exigir um dimensionamento mais arrojado pois vai

precisar de uma taxa de armadura considerável. A solução que servirá de base para o dimensionamento de pilares mistos é: Perfil CHS 457.0mmx10.0mm + 10 Ø 20 mm.

Tabela 6.6 – Resultados dos parâmetros de cálculo da coluna mista.

Parâmetro	δ	d/t	λ_y	λ_z	As (%)
Valor de Cálculo	0,54	45,70	0,42	0,42	2,14
Limites	$0,2 < \delta < 0,9$	$d/t < 59,58$	$\lambda_y < 2,0$	$\lambda_z < 2,0$	$0,3 < As (\%) < 6$

Os resultados apresentados na Tabela 6.6 indicam que a coluna mista está dentro dos limites regulamentares no que diz respeito à relação da contribuição do aço, dos efeitos locais de encurvadura, esbelteza normalizada e taxa de armadura.

6.4.1 Resistência à compressão

Na Tabela 5 7 estão apresentados os resultados obtidos para a verificação da segurança de resistência à compressão, pelo que se verifica que o pilar têm capacidade suficiente para suportar as cargas de compressão associadas à combinação nº 624 referente a estado limite último com ação de base a sobrecarga e ações variáveis vento e temperatura.

Tabela 6.7 – Resultados verificação segurança resistência à compressão.

Nº	Nome Combinação	Ned (kN)	Curva	α	Φ	X	X Npl,Rd (kN)	Rácio
624	STR_ULS_S_WY+_T-	8023,939	a	0.21	0,612	0,947	8797,815	0,912

6.4.2 Resistência ao esforço de corte

A resistência ao corte do pilar misto não é afetada visto que o esforço máximo existente é avaliado em cerca de 30 kN, o perfil de aço do pilar mobiliza 1832.34 kN (Ver Tabela 6.8) de resistência ao corte. Avaliando a segurança estes dados resultam num rácio de 0.016.

6.4.3 Resistência à flexão composta com compressão

Para a avaliação da capacidade de flexão do pilar é necessário conhecer o valor das variáveis que compõem a curva de interação. Na Tabela 6.8 estão apresentados os dados de cálculo relativos à secção do pilar misto.

Tabela 6.8 – Resultados dos parâmetros de cálculo para cálculo da curva de interação e verificação da segurança.

fyk (MPa)	355	As (%)	2,14
		alfa M	0,90
λ_y	0,421	Ncr,II, y (KN)	54105,55
λ_z	0,421	Ncr,II, z (KN)	54105,55
Npl,Rd (KN)	9288,05	Vpl,Rd,y (KN)	1832,34
NpmRd (KN)	2936,90	Vpl,a,Rd,y (KN)	1832,34
M pl Rd,y (KNm)	965,13	Vpl,c,Rd,y (KN)	0,00
M máx Rd,y (KNm)	986,94		
M pl Rd,z (KNm)	959,32	Vpl,Rd,z (KN)	1832,34
M máx Rd,z (KNm)	994,06	Vpl,a,Rd,z (KN)	1832,34
		Vpl,c,Rd,z (KN)	0,00

Tabela 6.9 – Resultados verificação segurança resistência à flexão composta com compressão.

Nº	Nome Combinação	Ned (KN)	Med, y (KNm)	Med, z (KNm)
501	Seismic EC 8 Direction_X	1,14	10,66	77,38
624	STR_ULS_S_WY+_T-	8023,94	145,98	108,91
804	ACC_-X-0.3Y	4642,62	99,44	142,69
805	ACC_0.3X+Y	4745,97	164,52	90,02
808	ACC_-0.3X-Y	4588,57	158,55	91,56

Nº	ud, y	Mpl,N,Rd,y (KNm)	$\alpha M,y$	Rácio
501	1,00	965,14	0,9	0,01
624	0,20	192,10	0,9	0,76
804	0,73	705,93	0,9	0,14
805	0,72	690,22	0,9	0,24
808	0,74	714,14	0,9	0,22

Nº	ud, z	Mpl,N,Rd,z (KNm)	$\alpha M,z$	Rácio
501	1,00	959,34	0,9	0,08
624	0,20	190,94	0,9	0,57
804	0,73	701,67	0,9	0,20
805	0,72	686,06	0,9	0,13
808	0,74	709,84	0,9	0,13

Na Tabela 6.9 verifica-se que os resultados obtidos para a resistência à flexão composta com compressão revelam capacidade à flexão suficiente para resistir às combinações de ações mais desfavoráveis. A combinação de ação nº 624 é a combinação condicionante ao dimensionamento devido às imperfeições geométricas, tornando a sua combinação de esforços mais restritiva que as combinações relativas às ações sísmicas, como se pode verificar na Figura 6.5.

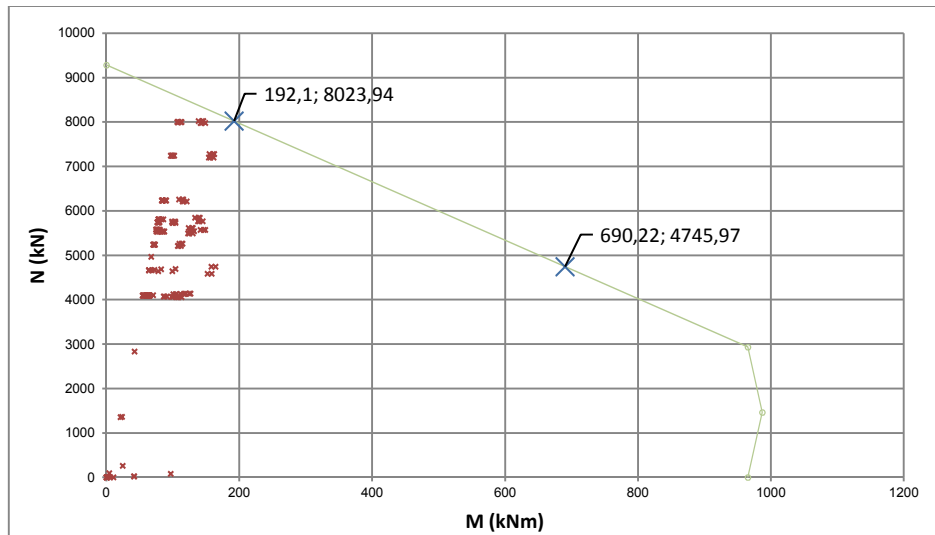


Figura 6.5 – Curva de Interação em torno do eixo y.

Na Figura 6.5 está representada a curva de interação para o eixo y assim como estão marcados dois pontos (Azul) correspondentes às combinações nº 624 e nº 805, pontos estes que representam o momento fletor resistente M,pl,N,rd mobilizado pelo esforço axial de compressão Ned. Os pontos de cor vermelha representam os pontos de coordenadas (Med, Ned) de todas as combinações de ações presentes no modelo de cálculo.

6.4.4 Resistência à flexão desviada

A resistência à flexão tendo em consideração as imperfeições equivalentes isoladamente para cada secção, verifica-se portanto que o limite regulamentar não é ultrapassado, sendo o rácio máximo de 0.53 para a combinação nº 624.

Tabela 6.10 – Resultados verificação segurança resistência à flexão desviada, considerando imperfeições equivalentes na direção Y

Nº Combinação	Nome Combinação	Ned (KN)	Med, y (KNm)	Mpl,N,Rd,y (KNm)	Rácio Y	Mz (KNm)	Mpl,N,Rd,z (KNm)	Rácio Z	Rácio Y+Z (YY)
501	Seismic EC 8 Direction_X	1,14	10,66	965,14	0,01	77,36	959,34	0,08	0,09
624	STR_ULS_S_WY+_T-	8023,94	145,98	192,10	0,76	1,93	190,94	0,01	0,77
804	ACC_-X-0.3Y	4642,62	99,44	705,93	0,14	80,79	701,67	0,12	0,26
805	ACC_0.3X+Y	4745,97	164,52	690,22	0,24	26,74	686,06	0,04	0,28
808	ACC_-0.3X-Y	4588,57	158,55	714,14	0,22	30,38	709,84	0,04	0,26

Tabela 6.11 – Resultados verificação segurança resistência à flexão desviada, considerando imperfeições equivalentes na direção Z

Nº Combinação	Nome Combinação	Ned (KN)	My (KNm)	Mpl,N,Rd,y (KNm)	Rácio Y	Med, z (KNm)	Mpl,N,Rd,z (KNm)	Rácio Z	Rácio Y+Z (ZZ)
501	Seismic EC 8 Direction_X	1,14	10,64	965,14	0,01	77,38	959,34	0,08	0,09
624	STR_ULS_S_WY+_T-	8023,94	38,99	192,10	0,20	108,91	190,94	0,57	0,77
804	ACC_-X-0.3Y	4642,62	37,54	705,93	0,05	142,69	701,67	0,20	0,26
805	ACC_0.3X+Y	4745,97	101,24	690,22	0,15	90,02	686,06	0,13	0,28
808	ACC_-0.3X-Y	4588,57	97,37	714,14	0,14	91,56	709,84	0,13	0,27

6.4.5 Resistência ao corte longitudinal

O meio de conexão escolhido para assegurar a transferência de cargas entre o aço e o betão são os conectores X-DSH32 P10 da HILTI. Embora não exista uma metodologia de dimensionamento regulamentar, existem propostas científicas baseadas em ensaios experimentais que permitem dimensionar o meio de conexão.

O valor da força de corte longitudinal conservadoramente pode ser considerado o maior valor entre as resistências à compressão que se desenvolve em cada material. Para uma avaliação mais precisa da força de corte longitudinal poderão ser adotados os seguintes critérios:

- Definição de caminho de cargas, ou seja identificar qual a secção e que material irão absorver todas as cargas e em seguida transferi-las para as outras secções;
- Avaliação da distribuição plástica das cargas pelas secções de betão e de aço e determinação da força de corte;
- A contabilização ou não das resistências mobilizadas pelo atrito depende essencialmente do nível de carregamento do elemento;

Após o contacto com a HILTI Portugal e consulta de artigos de diversos autores (Hanswille, et al., 2001) (Beck, 1999) foi possível atribuir valores a algumas características do conector Hilti X-DSH32 P10:

- Diâmetro : $\varnothing 4.50$ mm;
- Tensão última : $f_u = 2200$ N/mm²;

- Resistência característica ao corte: $R_k = 21.0 \text{ kN}$;
- Máquina de Aplicação do Conector: Hilti DX750G;

Na Tabela 6.12 estão apresentados os resultados relativos ao cálculo da transferência de cargas onde se pode verificar que o elemento é solicitado a um esforço de compressão que exige um meio de conexão extremamente resistente e que a resistência mobilizada pelo atrito embora represente 20% do esforço atuante não vai ser contabilizada no cálculo das resistências.

Tabela 6.12 – Resultados verificação segurança resistência à flexão desviada

Lv (mm)	u (mm)	$\zeta \text{ Rd (MPa)}$	VL, Rd Atrito (KN)
910,0	1372,88	0,55	687,12

Ned, Máx (KN)	δ	1- δ	VL,Ed (KN)	$\zeta \text{ sd (MPa)}$
8023,94	0,54	0,46	4306,74	3,45

Tipo de Conector	fu (Mpa)	Yv	Prd (KN)	Nº mínimo
X DSH32-P10	450	1,25	16,8	257

Nº Fiadas HOR	Nº Fiadas LONG	Nº Total	VL,Rd Conexão Mecânica (KN)	Rácio Conexão
11	24	264	4435,20	0,97

6.4.6 Disposições construtivas

Relativamente à disposição dos conectores no pilar os conectores devem ser dispostos de igual forma na zona do topo e na zona da base num comprimento máximo de 1015,0 mm. Os 24 conectores dispostos radialmente na secção distam 57,20 mm cerca de $14 \varnothing$ do conector, por uma questão de regularidade definiu-se um comprimento longitudinal entre conectores de 60,0 mm.

u (mm)	α°	Espaçamento Radial (mm)
1372,88	15,00	57,20

Nº Fiadas Horizontais	Espaçamento Longitudinal (mm)	Espaçamento Total (mm)
11	60,00	660,00

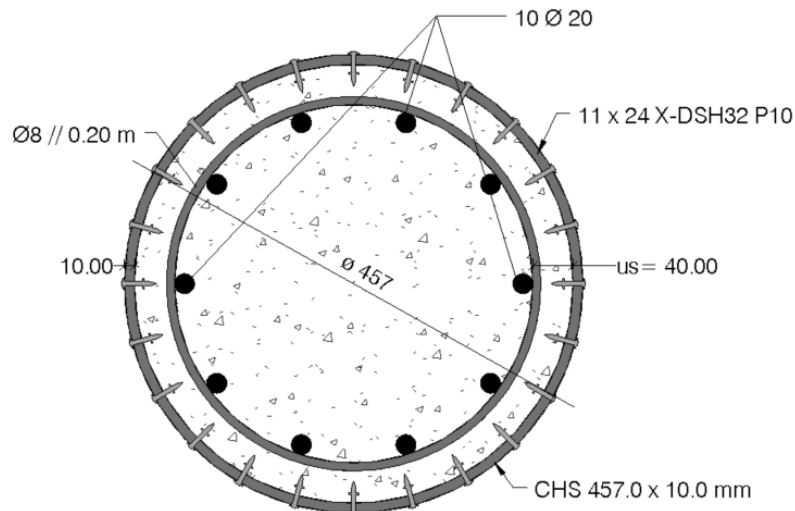


Figura 6.6 – Solução do pilar misto CHS 457.0 x 10.0 mm 10Ø20, Meio de conexão: 11x24 X-DSH32 P10.

6.5 Processo construtivo

A definição do processo construtivo é um elemento fundamental para a execução da construção, minimizando imprevistos e melhorando prazos e qualidade da construção. Neste sentido definiram-se cinco fases de execução (Ver Anexo VII):

1. Fundações:

- a. Limpeza e preparação de caboucos para execução dos maciços de fundação.
- b. Montagem das armaduras nos maciços de fundação e armaduras do pilar. As armaduras do pilar devem ser colocadas em espera.
- c. Betonagem dos maciços de fundação.

2. Preparação da base e cintas:

- a. Colocação de chapa de base perfurada de acordo com a geometria da armadura e respetiva fixação ao maciço através de chumbadouros
- b. Montagem e amarração de cintas ao longo do pilar;

3. Colocação do perfil tubular:

- a. Colocação do perfil tubular com recurso a grua;
- b. Fixação do perfil tubular à chapa de base com cordão de soldadura;

4. Betonagem pilar e montagem da laje do piso seguinte:

- a. Aplicação dos conectores “X-DSH32 P10” na zona de base e na zona de topo;
- b. Betonagem do pilar;
- c. Após o período de cura, fixação da chapa de topo ao perfil tubular com cordão de solda;
- d. Montagem e escoramento de cofragens da laje do piso 1;
- e. Montagem de armaduras e betonagem da laje do piso 1;

5. Execução de ligação de piso:

- a. Aplicação da chapa de base do pilar do nível seguinte;
- b. Fixação da chapa de topo e da chapa de base através de varões roscados;

Após a execução da ligação de piso o processo repete-se a partir do ponto 2. A aplicação dos conectores deve ser feita após a colocação das armaduras e do perfil tubular, facilitando a montagem do conjunto.

A ligação entre as chapas de topo do pilar e chapa de base do pilar do piso seguinte pode ser efetuada com recurso a pernos de cabeça em toda a chapa mobilizando transferência de cargas entre o betão e a chapa, ou com recurso a varões roscados apertados em cada face da laje. Nos casos em que o pilar esteja submetido a esforços de tração devem ser considerados os cuidados necessários para garantir a estabilidade e segurança da ligação.

6.6 Conclusões

Relativamente ao processo de cálculo observa-se que permitiu experimentar um número alargado de secções possibilitando uma escolha da secção e dos seus materiais mais fundamentada.

No que diz respeito ao dimensionamento, o processo de cálculo aplica metodologias propostas pela EN 1994-1-1, desde a definição da curva de interação, aplicação de imperfeições geométricas e

verificações regulamentares a estados limites últimos. Na aplicação das metodologias de cálculo da EN 1994-1-1, a aplicação de imperfeições geométricas foi interessante devido ao facto de se tornar condicionante no dimensionamento deste tipo de elementos quando sujeitos a esforços de compressão elevados. Por outro lado, as metodologias de cálculo do meio de conexão em colunas mistas têm um carácter bastante conservativo e pouco explorado. No domínio da rigidez a solução de pilar de betão proporciona uma rigidez à flexão superior em relação à rigidez mobilizada pela secção mista. Na Tabela 6.13 estão apresentados os valores da rigidez à flexão, para o pilar de betão no cálculo de $EI_{eff,I}$ considerou-se a totalidade do módulo de elasticidade enquanto no valor de $EI_{eff,II}$ foi considerado apenas metade do módulo de elasticidade. Na coluna mista, verifica-se que a rigidez à flexão que deve ser considerada na análise global considera uma parte reduzida da secção de betão, visto que devem ser considerados os efeitos de longa duração e aplicação de coeficientes corretivos de calibração previstos na EN 1994-1-1.

Tabela 6.13 – Comparação dos valores de rigidez à flexão entre o pilar de betão e a coluna mista.

	$(EI_{eff,I}) \text{ kNm}^2$	$(EI_{eff,II}) \text{ kNm}^2$
Pilar Betão	388 934,07	194 467,04
Coluna Mista	100 338,67	87 712,62

Do ponto de vista da arquitetura a solução é bastante atrativa visto que reduziu cerca de 35 % do seu diâmetro e cerca de 50 % da sua área em planta. Por outro lado, do ponto de vista económico a solução não se torna tão atrativa embora possa ser discutida face à solução anterior.

Tabela 6.14 – Comparação económica entre a solução pilar betão e a solução de coluna mista.

Variável	Uni	Custo Unitário (€)	Quantidades Pilar Betão	Quantidades Coluna Mista
Massa Aço	kg	1,0	0,00	528,00
Volume Betão	m ³	120,0	1,539	0,600
Massa Aço Armaduras	kg	0,9	154,00	96,00
Cofragens	m ²	65,0	2,800	0,000
Custo Total			505,3 €	686,4 €

Na Tabela 6.14 estão apresentadas as medições relativas ao pilar de betão da solução original e da solução de coluna mista verificando-se que esta última é mais cara 181.1€. Face a estes valores a solução mista só seria viável se o custo unitário de cofragem fosse superior a 128.5 €/m², por outro lado, a execução de um pilar de betão implica o tempo de aplicação e remoção de cofragens que

também deve ser contabilizado visto que a solução de coluna mista não compreende esses trabalhos. A solução de colunas mistas é uma solução válida e competitiva embora a sua aplicação não seja tão abrangente como as soluções tradicionais de betão ou de aço.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Conclusões

No presente relatório foi realizado um estudo acerca das metodologias atualmente disponíveis para o projeto de colunas mistas. A EN 1994-1-1 apresenta dois métodos para o dimensionamento de colunas mistas: o método geral e o método simplificado. O método geral permite maior versatilidade na conceção de colunas mistas, embora exija modelos de cálculo e *softwares* de cálculo mais avançados, de que são exemplo o *Abaqus* e *Ansys*. Por outro lado, o método simplificado abrange um grande número de soluções existentes no mercado e a sua aplicação está limitada a um conjunto de regras de cálculo que devem ser verificadas.

Durante o estágio, foi desenvolvida uma ferramenta de cálculo automático tendo como base as metodologias previstas no método simplificado. A ferramenta permite ao projetista avaliar a capacidade resistente de colunas mistas com secções de aço I ou H revestidas parcialmente de betão ou secções tubulares circulares preenchidas de betão, introduzindo dados de entrada como geometria da secção, disposição de armaduras, classes dos materiais e coeficientes de segurança, retirando dados de saída tais como, parâmetros de cálculo da curva de interação, imperfeições equivalentes, corte longitudinal e verificações de segurança. Entre a introdução de dados e a obtenção de parâmetros de cálculo, a ferramenta apoia o projetista na tomada de decisões de cálculo no que diz respeito ao cálculo do módulo de elasticidade do betão, determinação da curva de interação, inclusão de imperfeições, avaliação de estabilidade.

No final do relatório apresenta-se um caso de estudo de aplicação de uma coluna mista inserida numa estrutura, onde se avaliou a capacidade resistente da coluna face aos esforços obtidos no modelo de cálculo que permitiu fazer uma redução do diâmetro da solução original concebida em betão armado.

Relativamente à conceção e implementação de uma metodologia de cálculo de colunas mistas que fosse adequada ao projeto de estruturas opta-se pelo desenvolvimento de um programa que estabelece ligações automáticas entre *software* de cálculo (*RSA*) e o *software* de organização de dados (*Excel*) através da linguagem de programação *VBA*. O cálculo de um elemento torna-se bastante rápido mesmo que associado ao elemento esteja um número elevado de combinações de ações.

A validação dos resultados de cálculo foi realizada através da confrontação dos resultados com exemplos práticos resolvidos, com *software* registado como por exemplo *A3C da Arcelor-Mittal* e

ainda com folhas de cálculo disponibilizadas por outros colaboradores. O produto final do processo de dimensionamento automático resulta em dois ficheiros *.xls* : um ficheiro para dimensionamento de secções I H parcialmente betonadas e outro para dimensionamento de perfis tubulares circulares preenchidos com betão. Ambos os ficheiros têm por base a mesma programação embora o ficheiro das secções parcialmente revestidas esteja substancialmente mais desenvolvido do que os perfis tubulares preenchidos por betão.

O processo de cálculo em apreço viabiliza o dimensionamento de um número elevado de soluções de colunas mistas combinando soluções de perfil de aço e de betão. Nos ANEXOS III, IV e V são resumidos os resultados de um conjunto diversificado de soluções, úteis sobretudo em situações de pré-dimensionamento.

7.2 Futuros desenvolvimentos

Após a realização do estágio e do processo de cálculo conclui-se que existem desenvolvimentos futuros a serem considerados. Relativamente às colunas mistas e do ponto de vista regulamentar, verifica-se que o conhecimento e domínio de metodologias avançadas para dimensionamento de colunas mistas oferece mais garantias de confiança e segurança de resultados para validação de soluções em projeto de execução. No que diz respeito ao processo de cálculo, considera-se que o alargamento a mais tipologias de secções mistas e a disponibilização das mesmas no processo de cálculo é uma mais valia para o dimensionamento de colunas mistas. Por outro lado, existem processos (representativos da conjunção de vários subprocessos) que podem ser melhorados e articulados de uma forma que traduza os resultados de cálculo mais rapidamente. Por fim, considera-se que o domínio de linguagens de programação mais avançadas pode ser uma aposta válida nos domínios de volumes de cálculo e interface gráfica entre o utilizador e o processo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A Computer Method for Rapid Design of Composite Steel-concrete Cross-sections. **CHIOREN, Cosmin G. 2013.** Cluj-Napoca : The Open Civil Engineering Journal, 2013.

Arcelor. 2005. *Steel-concrete Composite construction using roleld-sections.* Luxembourg : Arcelor, 2005.

Beck, Hermann. 1999. *Nailed Shear Connection in Composite Tube Columns.* s.l. : ECCS, 1999.

BERGMANN, R, et al. 1995. *Design Guide for Concrete Filled Hollow Section Columns under Static and Seismic Loading.* Koln : CIDECT - Comité International pour le Développement et l'Etude de la Construction Tubulaire, 1995.

BURRIDGE, Jenny. *RC Detailing to Eurocode 2.* London : <http://www.concretecentre.com/>.

CALADO, Luís e SANTOS, João. 2010. *Estruturas Mistas de Aço e Betão.* Lisboa : IST PRESS, 2010.

CALADO, Luis. 2008. *Os Novos Eurocódigos Estruturais: Eurocódigo 4: Projeto de estruturas mistas aço-betão Parte 1-1.* Lisboa : LNEC, 2008.

CAMOTIM, Dinar, VINAGRE, João e SILVESTRE, Nuno. 2014. *Estabilidade de Estruturas de Betão, Aço e Mistas - Análise Comparativa das disposições dos eurocódigos 2,3 e 4.* Lisboa : IST, 2014.

COSENZA, E e ZANDONINI, R. 1999. *Composite Construction - Structural Engineering Handbook.* s.l. : CRC Press LLC, 1999.

Developments in Composite Column Design. **PEREA, Tiziano, et al. 2008.** Nashville : s.n., 2008.

ELNASHAI, A. S e BRODERICK, B. M. 1993. *Seismic Resistance of Composite Beam-Columns in Multi-Storey Structures. Part 1 : Experimental Studies.* London : Elsevier - Journal of Constructional Steel Research, 1993.

GRAMBLICKA, Stefan e VALACH, Pavol. 2008. *Analysis of composite steel-reinforced concrete (SRC) Columns.* Gliwice : The Silesian University of technology, 2008.

GUIMARÃES, Jorge. 2009. *Análise e Dimensionamento de Pórticos Mistos Aço-Betão.* Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009. (Tese de Mestrado).

Hanswille, Gerhard, Beck, Hermann, Beck e Neubauer, Till. 2001. *Design Concept of Nailed Shear Connections in Composite Tube Columns*. Stuttgart : University of Stuttgart, 2001.

HICKS, S.J e NEWMAN, M. 2002. *Design Guide for Concrete Filled Columns*. s.l. : Corus Tubes, 2002.

Hilti . 2010. *Conectores de Corte - Conectores de Fixação Directa Hilti X-HVB*. s.l. : Hilti - Departamento de Engenharia, 2010.

JACOBS, William e HAJJAR, Jerome. 2010. *Load Transfer in Composite Construction - AISC*. Illinois : University of Illinois, 2010.

JOHNSON, R. P. 1994. *Composite Structures of Steel and Concrete*. Warwick : Blackwell scientific publications, 1994.

JOHNSON, R.P e ANDERSON, D. 2004. *Designer's Guide to EN 1994-1-1 Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures*. London : Thomas Telford, 2004.

MONTEIRO, André. 2011. *Desenvolvimento de um programa de cálculo de secções de betão armado*. Aveiro : Universidade de Aveiro, 2011.

NP EN 1990. 2009. *Bases para o projecto de estruturas*. Bruxelas : CEN - Comité Europeu de Normalização, 2009.

NP EN 1992-1-1. 2010. *Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Bruxelas : CEN - Comité Europeu de Normalização, 2010.

NP EN 1993-1-1. 2010. *Projeto de estruturas de aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Bruxelas : CEN - Comité Europeu de Normalização, 2010.

NP EN 1993-1-8. 2010. *Projeto de estruturas de aço*. Bruxelas : CEN - Comité Europeu de Normalização, 2010.

NP EN 1994-1-1. 2011. *Projeto de estruturas mistas aço-betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Bruxelas : CEN - Comité Europeu de Normalização, 2011.

NP EN 1998-1. 2010. *Projeto de estruturas para resistência aos sismos, Parte1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Bruxelas : CEN - Comité Europeu de Normalização, 2010.

PIMENTEL, Ricardo. 2013. *Modelação de Estruturas Porticadas Mistas Aço-Betão*. Coimbra : FCTUC, 2013.

PRICKETT, Brent e DRIVER, Robert. 2006. *Behaviour of partially encased composite columns made with high performance concrete.* Edmonton : University of Alberta, 2006.

REIS, António e CAMOTIM, Dinar. 2012. *Estabilidade e Dimensionamento de Estruturas.* Amadora : Edições Orion, 2012.

RICLES, James M e PABOOJIAN, Shannon. 1992. *Behaviour of composite columns under seismic conditions.* Rotterdam : Earthquake Engineering, Tenth World Conference, 1992.

RODRIGUES, Luís. 2008. *Desenvolvimento de um toolkit em excel para o dimensionamento de pilares mistos segundo o Eurocódigo 4.* Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008. (Tese de Mestrado).

ROSMANIT, Miroslav e PARENICA, Premysl. *The software used as design application for composite steel-concrete columns.* Ostrava : Technical University of Ostrava. (Artigo Científico).

Shanmugam, N.E. e Lakshmi, B. 2001. *State of the art report on steel-concrete composite columns.* Singapore : Elsevier - Journal of Constructional Steel Research, 2001.

SIMÕES, Rui. 2007. *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas.* Coimbra : CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2007.

SSEDTA. 2001. *Course: Eurocode 4, Lecture 1: Introduction to composite construction of buildings.* s.l. : SSEDTA - Structural Steelwork Eurocodes - Development of a Trans-National Approach, 2001.

—. **2001.** *Course: Eurocode 4, Lecture 9: Composite joints.* s.l. : SSEDTA - Structural Steelwork Eurocodes - Development of a Trans-National Approach, 2001.

WARDENIER, Jaap. 2001. *Hollow Sections in Structural Applications.* Delft : CIDECT - Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire, 2001.

ANEXOS

ANEXO I – Fluxogramas de informação

ANEXO II – Soluções de armaduras

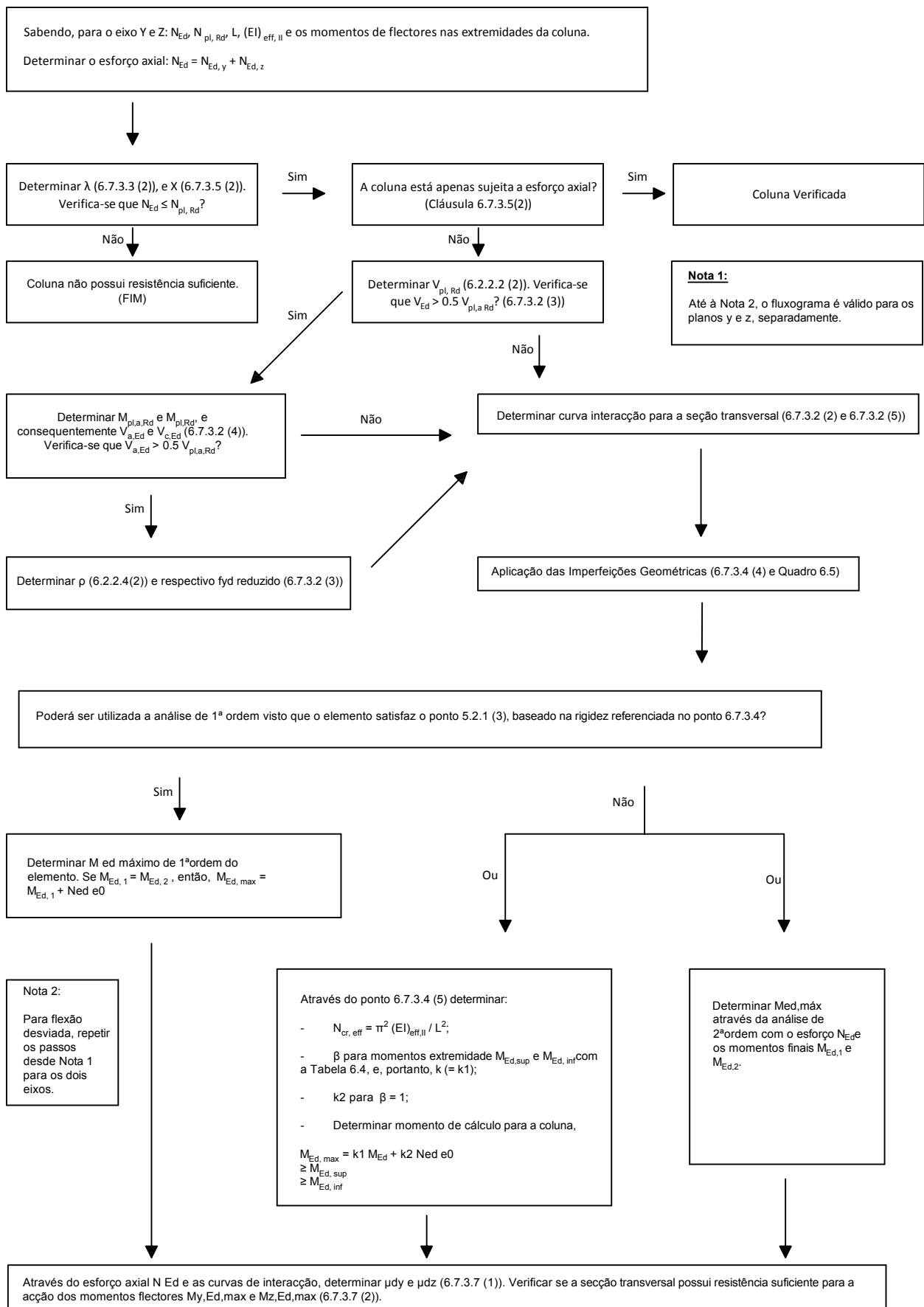
ANEXO III - Resultados de cálculo série HEA

ANEXO IV - Resultados de cálculo série HEB

ANEXO V - Resultados de cálculo série HEM

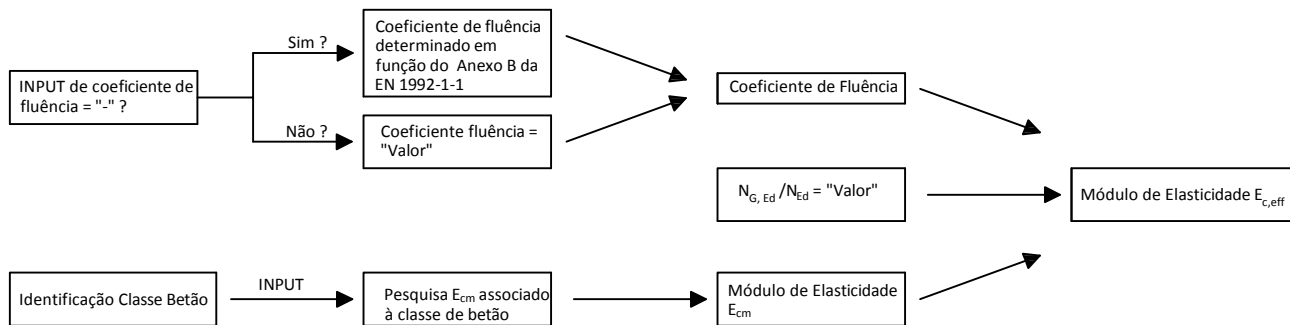
ANEXO VI - Resultados de cálculo pilar misto 111

ANEXO VII – Processo construtivo

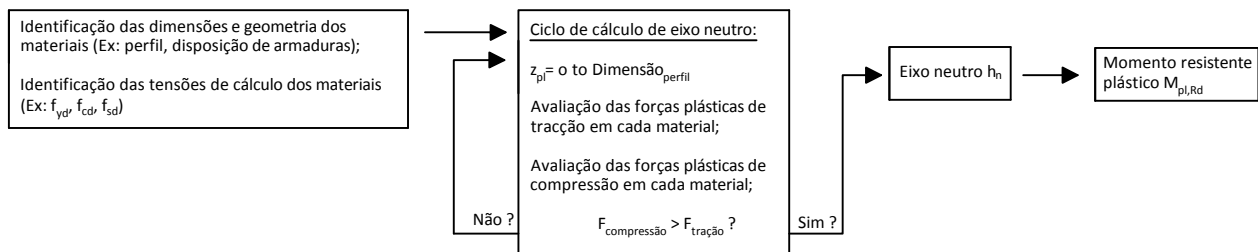


1 Fluxograma de cálculo e verificação de segurança de uma coluna mista

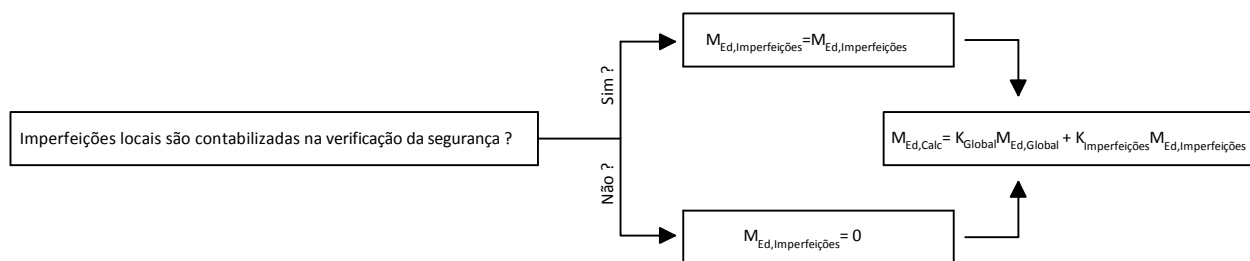
Título:
ANEXO I - FLUXOGRAMAS DE INFORMAÇÃO
FLUXOGRAMA DE DIMENSIONAMENTO DE COLUNA MISTA DE ACORDO COM A EN 1994-1-1



1 Fluxograma de cálculo do módulo de elasticidade



2 Fluxograma de cálculo do eixo neutro e momento resistente plástico



3 Fluxograma de cálculo imperfeições geométricas equivalentes

Título:

ANEXO I - FLUXOGRAMAS DE INFORMAÇÃO

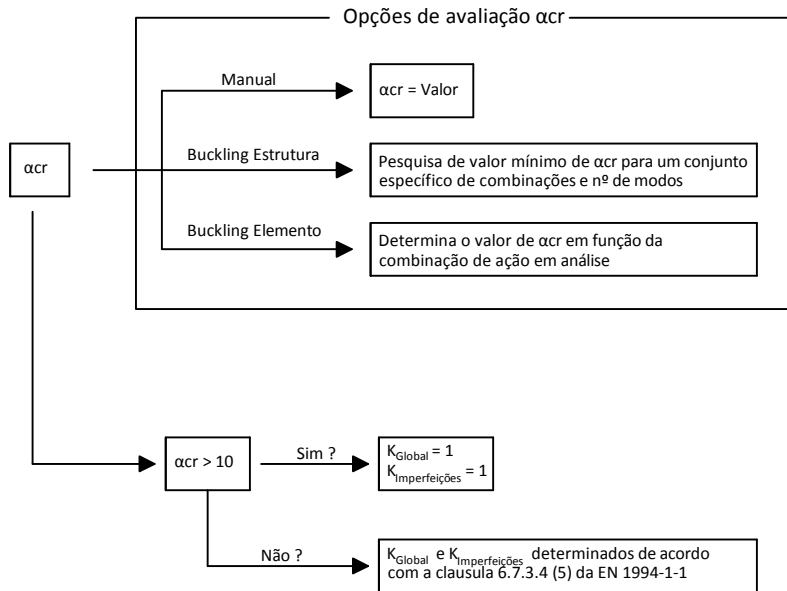
FLUXOGRAMA DE DIMENSIONAMENTO DE COLUNA MISTA DE ACORDO COM A EN 1994-1-1

Relatório:

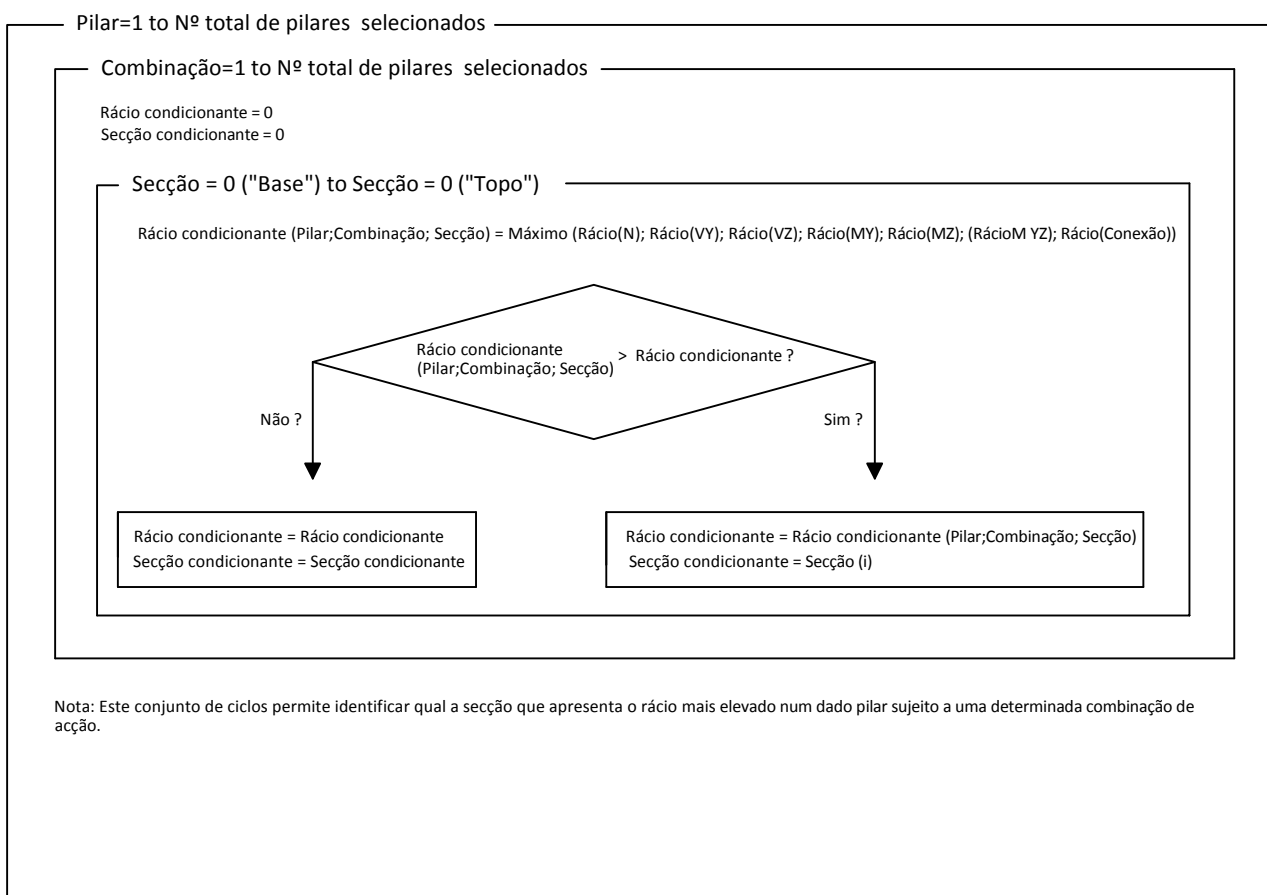
PROCESSO DE CÁLCULO AUTOMÁTICO DE COLUNAS MISTAS

Nº Página:

2



1 Fluxograma de cálculo do coeficiente de amplificação dos efeitos de 2ª Ordem



2 Fluxograma de cálculo rácios

Título:

ANEXO I - FLUXOGRAMAS DE INFORMAÇÃO

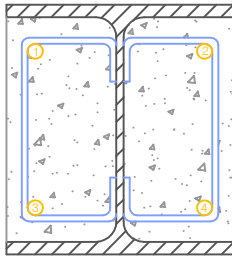
FLUXOGRAMA DE DIMENSIONAMENTO DE COLUNA MISTA DE ACORDO COM A EN 1994-1-1

Relatório:

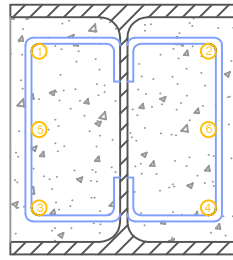
PROCESSO DE CÁLCULO AUTOMÁTICO DE COLUNAS MISTAS

Nº Página :

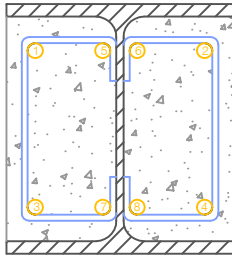
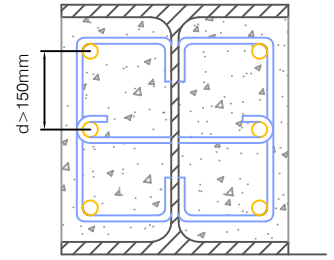
3



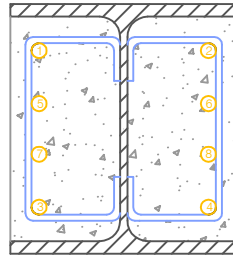
1 Solução 4 Varões
1 : 10



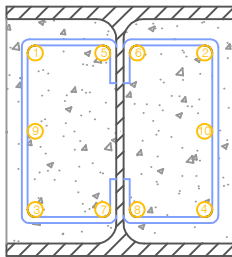
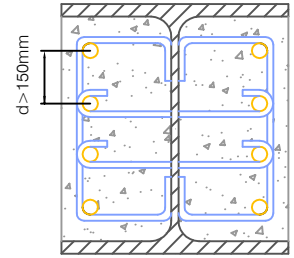
2 Solução 6 Varões
1 : 10



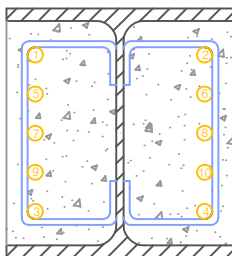
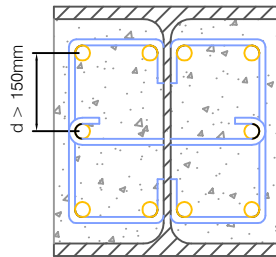
3 Solução 8 Varões - Tipo A
1 : 10



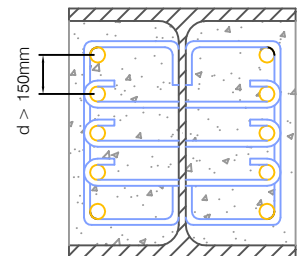
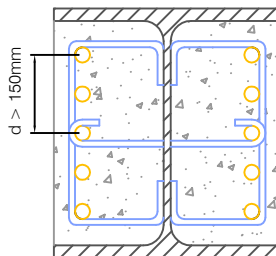
4 Solução 8 Varões - Tipo B
1 : 10



5 Solução 10 Varões - Tipo A
1 : 10



6 Solução 10 Varões - Tipo B
1 : 10



Nota: Os varões devem ser travados por meio de armaduras transversais, nas zonas de compressão nenhum varão deverá ficar localizado a mais de 150 mm de um varão travado. (NP EN 1992-1-1 - 9.5.3(6))

Título:

ANEXO II - SOLUÇÕES DE ARMADURAS
PILARES MISTOS I H PARCIALMENTE REVESTIDOS DE BETÃO

Relatório:

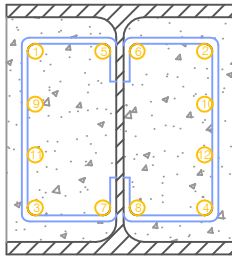
PROCESSO DE CÁLCULO AUTOMÁTICO DE COLUNAS MISTAS

Desenho nº:

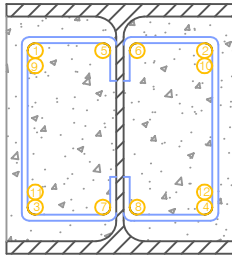
1

Escala:

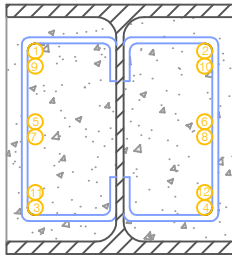
1/10



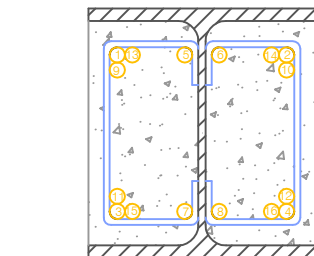
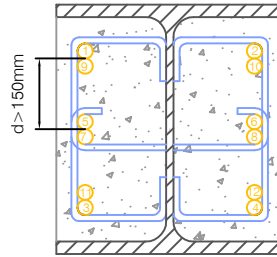
1 Solução 12 Varões - Tipo A
1 : 10



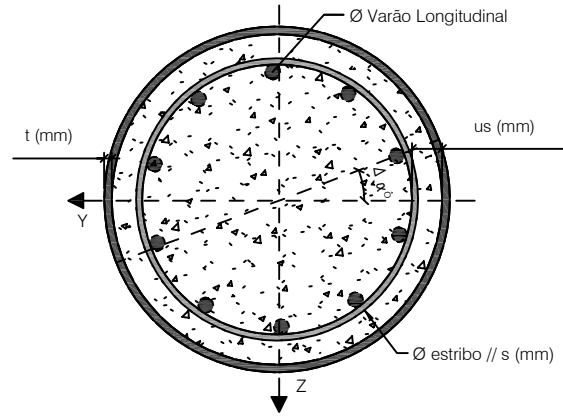
2 Solução 12 Varões - Tipo B
1 : 10



3 Solução 12 Varões - Tipo C
1 : 10



4 Solução 16 Varões
1 : 10



5 Parametrização da solução de armaduras de pilares circulares
1 : 10

Nota: Os varões devem ser travados por meio de armaduras transversais, nas zonas de compressão nenhum varão deverá ficar localizado a mais de 150 mm de um varão travado. (NP EN 1992-1-1 - 9.5.3(6))

Título:

ANEXO II - SOLUÇÕES DE ARMADURAS
PILARES MISTOS I H PARCIALMENTE REVESTIDOS DE BETÃO
PILARES MISTOS TUBULARES CIRCULARES PREENCHIDOS DE BETÃO

Relatório:

PROCESSO DE CÁLCULO AUTOMÁTICO DE COLUNAS MISTAS

Desenho nº:

2

Escala:

1/10

ANEXO III: Série HEA - 4Varões 12mm

Série Perfil	HEA
Tipo Armadura	4Varões
Ø (mm)	12
Material	
a) Aço Estrutural	
Classe	S 355
Ya	1,00
b) Aço Armaduras	
Classe	A500
Ys	1,15
c) Betão	
Classe	C30
Yc	1,50
Classe Exposição	XC3
Classe Estrutural	S4
Tipo de Cimento	CEM I
Classe Resistência	32,5 N
Humidade Relativa (%)	80
Diâmetro Agregado	20
d) Módulo Elasticidade Ec,eff	
NG,Ed / N Ed	0,75
Coef.Fluencia	2,00
e) Estimativa	
Custo Aço Estrutural (€/kg)	0,79
Transformação, Transporte, Montagem(€/kg)	0,40
Custo Aço Armaduras (€/kg)	0,90
Custo Betão (€/m³)	125,00

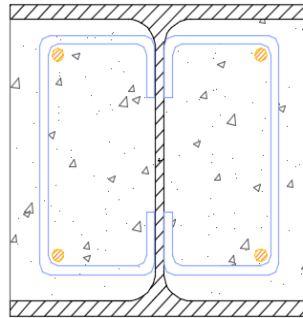


Tabela III.1

Série	δ	As (%)	Npm,Rd (KN)	Npl,Rd (KN)	Mpl,Rd, y (KNm)	M MáxRd,y (KNm)	Mpl,Rd, z (KNm)	M MáxRd,z (KNm)
200	0,72	1,39	551,52	2 658,12	163,03	174,96	95,62	96,60
220	0,72	1,14	673,06	3 152,40	215,51	230,14	126,03	127,12
240	0,73	0,95	806,52	3 729,62	278,67	299,25	162,14	163,71
260	0,73	0,80	958,12	4 236,21	340,77	369,34	198,43	200,60
280	0,72	0,69	1 120,57	4 771,41	413,14	446,62	239,71	242,05
300	0,73	0,60	1 290,65	5 481,09	508,94	552,49	293,96	297,12
320	0,74	0,56	1 372,52	5 985,41	599,39	646,68	321,43	324,68
340	0,74	0,53	1 459,04	6 394,98	682,34	733,49	341,14	344,51
360	0,74	0,50	1 545,26	6 811,35	771,20	826,37	360,90	364,41
400	0,75	0,45	1 721,69	7 562,88	949,26	1 013,05	392,76	396,52
450	0,75	0,40	1 944,30	8 459,99	1 194,74	1 270,55	434,21	438,17
500	0,75	0,36	2 166,13	9 374,07	1 470,27	1 558,61	475,76	480,13
550	0,74	0,32	2 396,96	10 112,55	1 727,30	1 829,27	501,85	506,33
600	0,74	0,29	2 626,97	10 864,41	2 006,26	2 122,16	528,06	532,87
650	0,74	0,27	2 856,16	11 629,65	2 307,79	2 438,35	554,41	559,41
700	0,74	0,25	3 079,14	12 523,58	2 652,26	2 795,83	581,69	586,99
800	0,73	0,22	3 548,54	13 891,13	3 282,66	3 477,25	618,74	625,17
900	0,73	0,19	3 999,55	15 573,99	4 095,93	4 325,07	672,79	679,64
1000	0,73	0,17	4 464,81	16 972,90	4 882,63	5 150,83	710,61	718,17

Tabela III.2

Série	Aço Est €/m	Aço Arm €/m	Betão €/m	Total €/m
200	49,94	3,18	4,06	57,17
220	59,68	3,18	4,95	67,81
240	71,29	3,18	5,93	80,39
260	80,57	3,18	7,05	90,79
280	90,31	3,18	8,24	101,73
300	104,42	3,18	9,49	117,09
320	115,47	3,18	10,09	128,74
340	123,91	3,18	10,73	137,82
360	132,55	3,18	11,36	147,08
400	147,58	3,18	12,66	163,42
450	165,22	3,18	14,30	182,69
500	183,32	3,18	15,93	202,42
550	196,59	3,18	17,62	217,39
600	210,24	3,18	19,32	232,73
650	224,25	3,18	21,00	248,43
700	241,80	3,18	22,64	267,61
800	265,28	3,18	26,09	294,55
900	297,49	3,18	29,41	330,07
1000	321,90	3,18	32,83	357,90

Tabela III.3

λ,y X,y	Série	Altura (m)				
		3,00	4,00	5,00	8,00	12,00
200	200	0,56 0,86	0,75 0,76	0,93 0,64	1,49 0,35	2,24 0,17
	220	0,5 0,88	0,67 0,8	0,84 0,7	1,34 0,41	2,01 0,21
	240	0,46 0,9	0,61 0,83	0,76 0,75	1,22 0,47	1,83 0,24
	260	0,42 0,92	0,56 0,86	0,7 0,78	1,12 0,52	1,68 0,28
	280	0,39 0,93	0,52 0,87	0,65 0,81	1,04 0,57	1,56 0,32
	300	0,36 0,94	0,48 0,89	0,6 0,83	0,97 0,62	1,45 0,36
	320	0,34 0,95	0,45 0,91	0,56 0,85	0,9 0,66	1,35 0,4
	340	0,32 0,96	0,42 0,92	0,53 0,87	0,85 0,69	1,27 0,44
	360	0,3 0,96	0,4 0,93	0,51 0,88	0,8 0,72	1,2 0,48
	400	0,27 0,97	0,36 0,94	0,45 0,9	0,72 0,77	1,08 0,54
	450	0,24 0,99	0,32 0,96	0,4 0,93	0,64 0,81	0,96 0,62
	500	0,22 0,99	0,29 0,97	0,36 0,94	0,58 0,85	0,87 0,68
	550	0,2 1	0,27 0,98	0,33 0,95	0,53 0,87	0,8 0,73
	600	0,18 1	0,24 0,98	0,31 0,96	0,49 0,89	0,73 0,76
	650	0,17 1	0,23 0,99	0,28 0,97	0,45 0,9	0,68 0,79
	700	0,16 1	0,21 1	0,27 0,98	0,42 0,92	0,64 0,82
800	0,14 1	0,19 1	0,23 0,99	0,38 0,94	0,56 0,85	
900	0,13 1	0,17 1	0,21 1	0,34 0,95	0,51 0,88	
1000	0,11 1	0,15 1	0,19 1	0,31 0,96	0,46 0,9	

Tabela III.4

λ,z X,z	Série	Altura (m)				
		3,00	4,00	5,00	8,00	12,00
200	200	0,82 0,65	1,09 0,49	1,36 0,36	2,18 0,17	3,27 0,08
	220	0,74 0,7	0,98 0,55	1,23 0,42	1,96 0,2	2,94 0,1
	240	0,67 0,74	0,9 0,6	1,12 0,47	1,79 0,24	2,69 0,12
	260	0,62 0,77	0,83 0,64	1,04 0,52	1,66 0,27	2,48 0,13
	280	0,58 0,8	0,77 0,68	0,96 0,56	1,54 0,3	2,31 0,15
	300	0,54 0,82	0,72 0,71	0,9 0,6	1,44 0,34	2,15 0,17
	320	0,54 0,82	0,72 0,71	0,9 0,6	1,43 0,34	2,15 0,17
	340	0,54 0,82	0,72 0,71	0,9 0,6	1,44 0,34	2,16 0,17
	360	0,54 0,82	0,72 0,71	0,9 0,6	1,44 0,33	2,16 0,17
	400	0,55 0,82	0,73 0,71	0,91 0,59	1,46 0,33	2,18 0,17
	450	0,55 0,82	0,73 0,71	0,91 0,59	1,46 0,33	2,19 0,17
	500	0,55 0,81	0,74 0,7	0,92 0,59	1,47 0,32	2,21 0,17
	550	0,56 0,81	0,74 0,7	0,93 0,58	1,49 0,32	2,23 0,16
	600	0,56 0,81	0,75 0,69	0,94 0,58	1,5 0,31	2,25 0,16
	650	0,57 0,8	0,76 0,69	0,95 0,57	1,52 0,31	2,27 0,16
	700	0,58 0,8	0,77 0,68	0,96 0,56	1,53 0,3	2,3 0,15
800	0,59 0,79	0,78 0,67	0,98 0,55	1,57 0,29	2,35 0,15	
900	0,6 0,79	0,79 0,67	0,99 0,54	1,59 0,29	2,38 0,14	
1000	0,61 0,78	0,81 0,66	1,01 0,54	1,61 0,28	2,42 0,14	

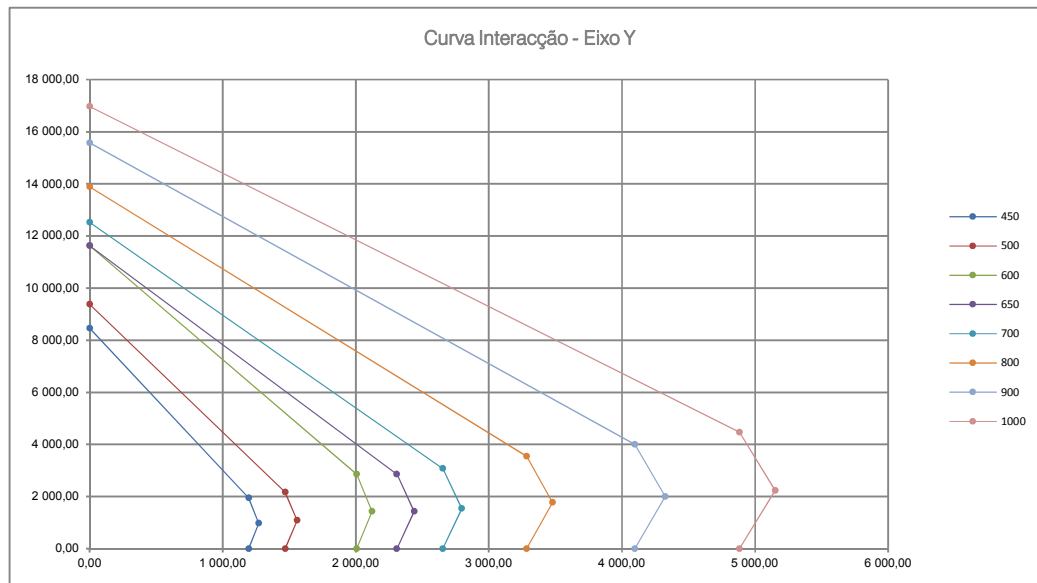
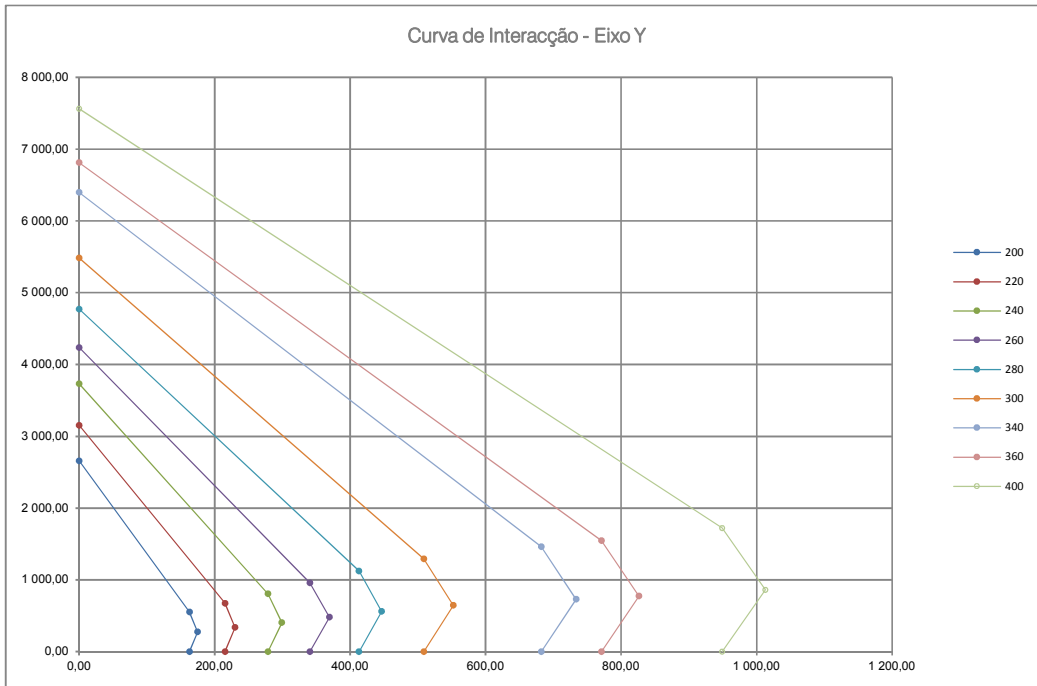


Tabela III.5

Série	Carga Axial Ned (KN)									
	100	250	500	750	1000	2500	5000	7500	10000	15000
200	166,49	171,68	165,26	147,68	128,33	12,26	-	-	-	-
220	218,99	224,20	223,03	208,82	187,09	56,70	-	-	-	-
240	282,76	288,88	294,32	281,56	260,23	117,22	-	-	-	-
260	345,54	352,70	368,10	353,18	336,41	180,48	-	-	-	-
280	417,92	425,09	437,04	435,28	420,35	257,05	-	-	-	-
300	514,34	522,44	535,94	545,43	528,55	362,04	58,40	-	-	-
320	604,90	613,17	626,95	642,28	625,06	452,88	128,04	-	-	-
340	687,95	696,36	710,39	732,06	714,53	538,44	192,84	-	-	-
360	776,91	785,48	799,76	814,04	810,13	631,40	265,29	-	-	-
400	955,19	964,08	978,90	993,72	1 002,73	822,77	416,50	10,22	-	-
450	1 200,98	1 210,34	1 225,93	1 241,53	1 268,38	1 092,84	634,43	176,01	-	-
500	1 476,79	1 486,58	1 502,89	1 519,21	1 535,52	1 402,15	892,19	382,24	-	-
550	1 734,11	1 744,32	1 761,33	1 778,35	1 795,36	1 704,23	1 144,55	584,86	25,18	-
600	2 013,32	2 023,91	2 041,56	2 059,21	2 076,86	2 017,47	1 428,29	819,40	210,51	-
650	2 315,11	2 326,08	2 344,36	2 362,64	2 380,93	2 340,35	1 742,87	1 086,26	428,65	-
700	2 659,72	2 670,91	2 689,53	2 708,21	2 726,86	2 706,27	2 112,84	1 410,78	708,72	-
800	3 291,43	3 304,59	3 326,53	3 348,46	3 370,40	3 397,65	2 821,96	2 028,48	1 234,99	-
900	4 105,09	4 118,84	4 141,76	4 164,68	4 187,59	4 267,75	3 741,90	2 857,22	1 972,54	203,17
1000	4 892,27	4 906,74	4 930,85	4 954,95	4 979,06	5 117,69	4 667,29	3 688,19	2 709,08	750,87

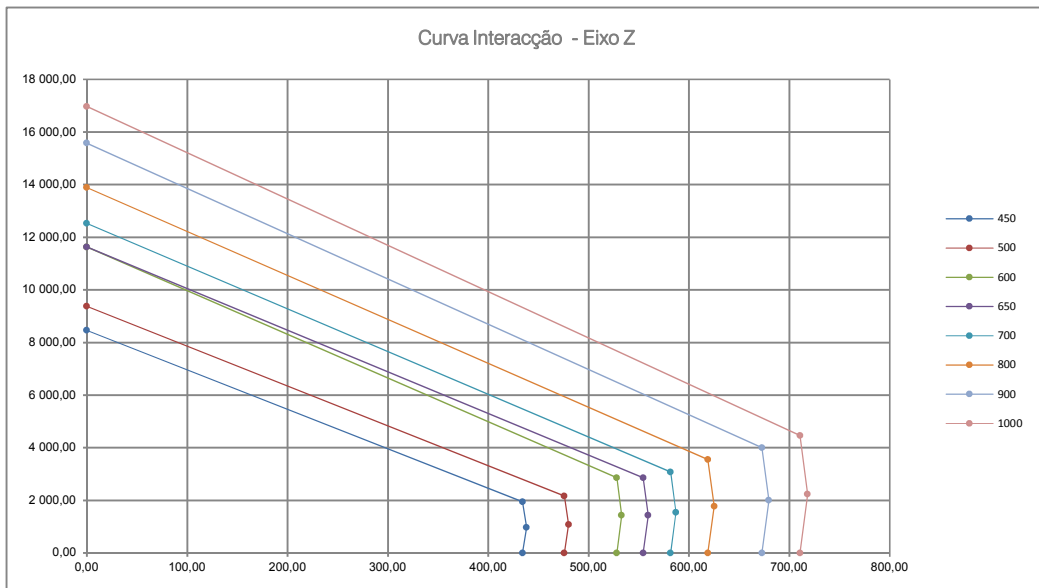
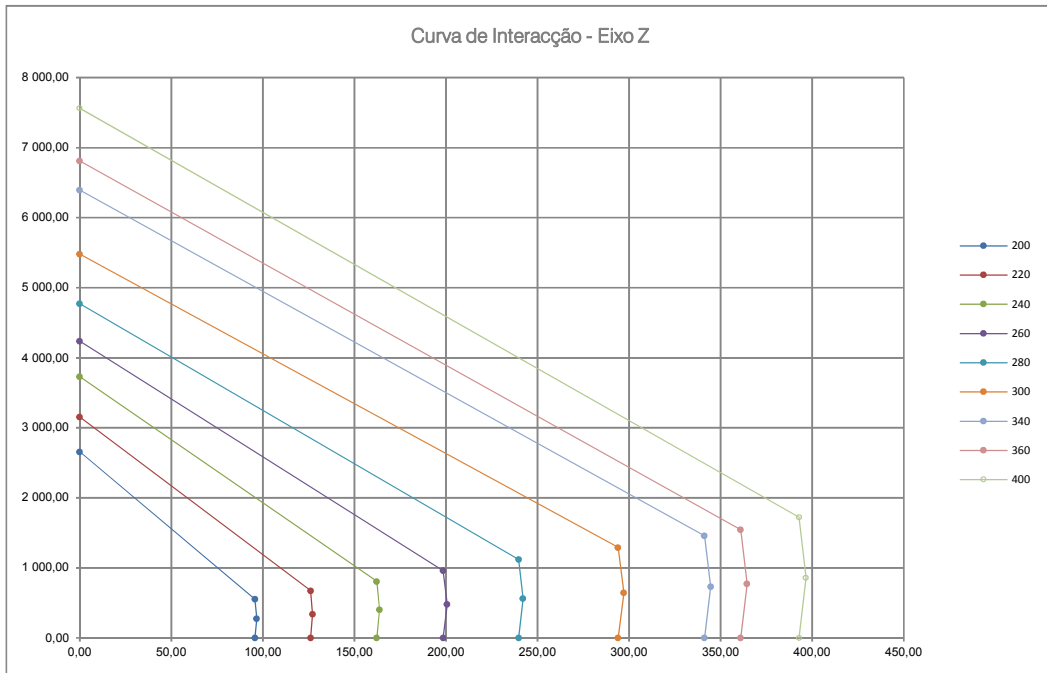


Tabela III.6

Mpl,N,Rd,z (kNm)	Carga Axial Ned (kN)										
	100	250	500	750	1000	2500	5000	7500	10000	15000	
200	95,91	96,33	95,81	86,62	75,27	7,19	-	-	-	-	
220	126,29	126,68	126,60	122,12	109,41	33,16	-	-	-	-	
240	162,45	162,92	163,33	162,36	151,40	68,20	-	-	-	-	
260	198,79	199,34	200,50	199,37	195,90	105,10	-	-	-	-	
280	240,05	240,55	241,38	241,26	240,22	149,14	-	-	-	-	
300	294,35	294,93	295,91	296,60	295,38	209,11	33,73	-	-	-	
320	321,81	322,37	323,32	324,37	323,19	242,86	68,66	-	-	-	
340	341,51	342,07	342,99	344,41	343,26	269,20	96,41	-	-	-	
360	361,27	361,81	362,72	363,63	363,38	295,48	124,15	-	-	-	
400	393,11	393,64	394,51	395,38	395,92	340,43	172,33	4,23	-	-	
450	434,53	435,02	435,84	436,65	438,06	397,17	230,57	63,97	-	-	
500	476,08	476,57	477,37	478,18	478,99	453,72	288,70	123,69	-	-	
550	502,15	502,59	503,34	504,09	504,84	495,14	332,53	169,92	-	-	
600	528,35	528,79	529,53	530,26	530,99	528,53	375,93	215,67	55,41	-	
650	554,69	555,11	555,81	556,51	557,21	555,66	418,93	260,96	102,98	-	
700	581,96	582,38	583,07	583,75	584,44	583,68	463,38	309,41	155,43	-	
800	619,03	619,47	620,19	620,92	621,64	622,54	531,91	382,34	232,78	-	
900	673,07	673,48	674,16	674,85	675,53	677,93	614,64	469,32	324,01	33,37	
1000	710,88	711,29	711,97	712,65	713,33	717,24	679,27	536,77	394,27	109,28	

ANEXO IV: Série HEB - 4Varões 12mm

Série Perfil	HEB
Tipo Armadura	4Varões
Ø (mm)	12
Materiais	
a) Aço Estrutural	
Classe	S 355
Ya	1,00
b) Aço Armaduras	
Classe	A500
Ys	1,15
c) Betão	
Classe	C30
Yc	1,50
Classe Exposição	
Classe Estrutural	XC3
Tipo de Cimento	
CEM I	54
Classe Resistência	
Humidade Relativa (%)	32,5 N
Diametro Agregado	80
	20
d) Modulo Elasticidade Ec,eff	
NG,Ed / N Ed	0,75
Coef.Fluencia	2,00
e) Estimativa	
Custo Aço Estrutural (€/kg)	0,79
Transformação, Transporte, Montagem(€/kg)	0,40
Custo Aço Armaduras (€/kg)	0,90
Custo Betão (€/m³)	125,00

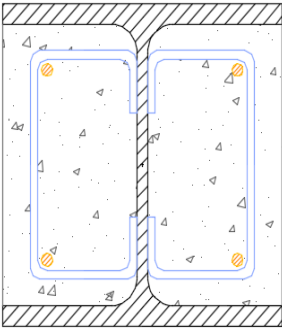


Tabela IV.1

Série	δ	As (%)	Npm,Rd (kN)	Npl,Rd (kN)	Mpl,Rd, γ (kNm)	M MáxRd,γ (kNm)	Mpl,Rd, z (kNm)	M MáxRd,z (kNm)
200	0,79	1,41	544,30	3 513,54	239,41	250,43	131,71	131,79
220	0,79	1,16	665,07	4 092,26	308,29	321,72	169,69	170,88
240	0,79	0,96	797,77	4 757,46	389,41	408,51	214,06	215,76
260	0,79	0,81	948,56	5 348,45	471,21	498,01	259,32	261,63
280	0,78	0,69	1 110,20	5 971,59	564,96	596,11	310,31	312,85
300	0,78	0,60	1 279,52	6 769,26	683,51	724,65	374,98	378,34
320	0,79	0,57	1 360,66	7 283,51	786,74	831,22	402,59	406,08
340	0,79	0,53	1 446,42	7 710,06	882,86	931,11	422,45	426,05
360	0,79	0,50	1 531,87	8 139,86	984,95	1 037,06	442,36	445,92
400	0,79	0,45	1 706,73	8 925,32	1 190,16	1 250,24	474,56	478,51
450	0,78	0,40	1 927,39	9 863,08	1 470,64	1 541,64	516,34	520,65
500	0,78	0,36	2 147,26	10 814,25	1 782,05	1 864,99	558,24	562,78
550	0,78	0,32	2 376,05	11 593,29	2 076,41	2 171,97	584,72	589,32
600	0,77	0,30	2 604,02	12 385,71	2 393,73	2 502,24	611,38	616,21
650	0,77	0,27	2 831,17	13 191,51	2 734,64	2 856,63	638,11	643,10
700	0,77	0,25	3 052,11	14 126,00	3 119,07	3 253,41	665,98	671,37
800	0,76	0,22	3 517,34	15 578,14	3 834,32	4 017,88	703,86	710,59
900	0,76	0,19	3 964,27	17 342,12	4 735,46	4 949,78	758,96	766,10
1000	0,75	0,17	4 425,37	18 822,06	5 615,50	5 870,38	797,71	805,32

Tabela IV.2

Série	Aço Est €/m	Aço Arm €/m	Betão €/m	Total €/m
200	72,49	3,18	4,00	79,67
220	84,47	3,18	4,89	92,53
240	98,39	3,18	5,87	107,43
260	109,90	3,18	6,97	120,05
280	121,97	3,18	8,16	133,30
300	138,39	3,18	9,41	150,98
320	149,72	3,18	10,00	162,90
340	158,63	3,18	10,64	172,44
360	167,63	3,18	11,26	182,07
400	183,60	3,18	12,55	199,32
450	202,35	3,18	14,17	219,70
500	221,47	3,18	15,79	240,43
550	235,86	3,18	17,47	256,50
600	250,61	3,18	19,15	272,94
650	265,74	3,18	20,82	289,74
700	284,40	3,18	22,44	310,02
800	310,20	3,18	25,86	339,24
900	344,64	3,18	29,15	376,97
1000	371,28	3,18	32,54	407,00

Tabela IV.3

λy Xy	Altura (m)					
	3,00	4,00	5,00	8,00		
Série	200	0,52 0,88	0,69 0,79	0,87 0,68	1,39 0,39	2,06 0,2
	220	0,47 0,9	0,63 0,82	0,79 0,73	1,26 0,45	1,89 0,23
	240	0,43 0,91	0,57 0,85	0,72 0,77	1,15 0,51	1,72 0,27
	260	0,4 0,93	0,53 0,87	0,66 0,8	1,08 0,56	1,59 0,31
	280	0,37 0,94	0,49 0,89	0,62 0,83	0,99 0,61	1,48 0,35
	300	0,34 0,95	0,46 0,9	0,57 0,85	0,92 0,65	1,38 0,39
	320	0,32 0,96	0,43 0,91	0,54 0,87	0,86 0,69	1,29 0,43
	340	0,3 0,96	0,41 0,92	0,51 0,88	0,81 0,72	1,22 0,47
	360	0,29 0,97	0,39 0,93	0,48 0,89	0,77 0,74	1,15 0,5
	400	0,26 0,98	0,35 0,95	0,44 0,91	0,71 0,79	1,04 0,57
	450	0,23 0,99	0,31 0,96	0,39 0,93	0,62 0,83	0,93 0,64
	500	0,21 1	0,28 0,97	0,35 0,95	0,56 0,86	0,84 0,7
	550	0,19 1	0,26 0,98	0,32 0,96	0,51 0,88	0,77 0,74
	600	0,18 1	0,24 0,99	0,3 0,97	0,48 0,89	0,71 0,78
	650	0,17 1	0,22 0,99	0,28 0,97	0,44 0,91	0,66 0,8
700	0,16 1	0,21 1	0,26 0,98	0,41 0,92	0,62 0,83	
800	0,14 1	0,18 1	0,23 0,99	0,37 0,94	0,55 0,86	
900	0,12 1	0,16 1	0,21 1	0,33 0,95	0,49 0,89	
1000	0,11 1	0,15 1	0,19 1	0,3 0,96	0,45 0,91	

Tabela IV.4

λz Xz	Altura (m)					
	3,00	4,00	5,00	8,00		
Série	200	0,8 0,67	1,06 0,51	1,33 0,38	2,12 0,18	3,18 0,09
	220	0,72 0,71	0,96 0,56	1,2 0,43	1,92 0,21	2,87 0,1
	240	0,66 0,75	0,88 0,61	1,1 0,49	1,76 0,24	2,63 0,12
	260	0,61 0,78	0,81 0,66	1,01 0,53	1,62 0,28	2,43 0,14
	280	0,57 0,81	0,75 0,69	0,94 0,57	1,51 0,31	2,26 0,16
	300	0,53 0,83	0,7 0,72	0,88 0,61	1,41 0,35	2,11 0,18
	320	0,53 0,83	0,71 0,72	0,88 0,61	1,41 0,35	2,12 0,18
	340	0,53 0,83	0,71 0,72	0,89 0,61	1,42 0,34	2,12 0,18
	360	0,53 0,82	0,71 0,72	0,89 0,61	1,42 0,34	2,13 0,18
	400	0,54 0,82	0,72 0,71	0,9 0,6	1,44 0,34	2,16 0,17
	450	0,54 0,82	0,72 0,71	0,91 0,6	1,45 0,33	2,17 0,17
	500	0,55 0,82	0,73 0,71	0,91 0,59	1,46 0,33	2,19 0,17
	550	0,55 0,81	0,74 0,7	0,92 0,59	1,47 0,32	2,21 0,16
	600	0,56 0,81	0,75 0,7	0,93 0,58	1,49 0,32	2,24 0,16
	650	0,56 0,81	0,75 0,69	0,94 0,57	1,51 0,31	2,26 0,16
700	0,57 0,8	0,76 0,68	0,95 0,57	1,53 0,31	2,29 0,16	
800	0,58 0,79	0,78 0,68	0,97 0,56	1,56 0,3	2,34 0,15	
900	0,59 0,79	0,79 0,67	0,99 0,55	1,58 0,29	2,37 0,15	
1000	0,6 0,78	0,8 0,66	1 0,54	1,61 0,28	2,41 0,14	

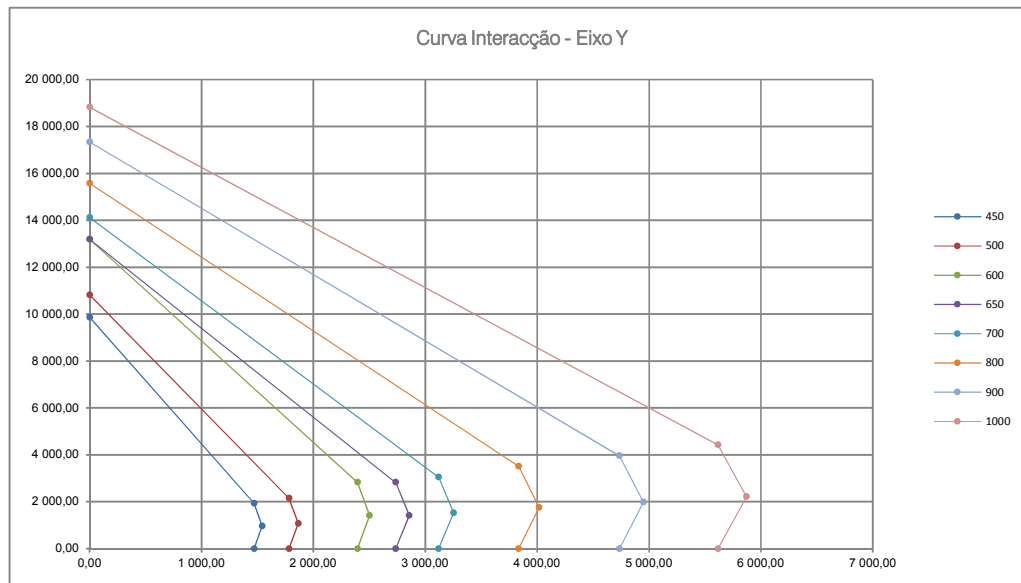
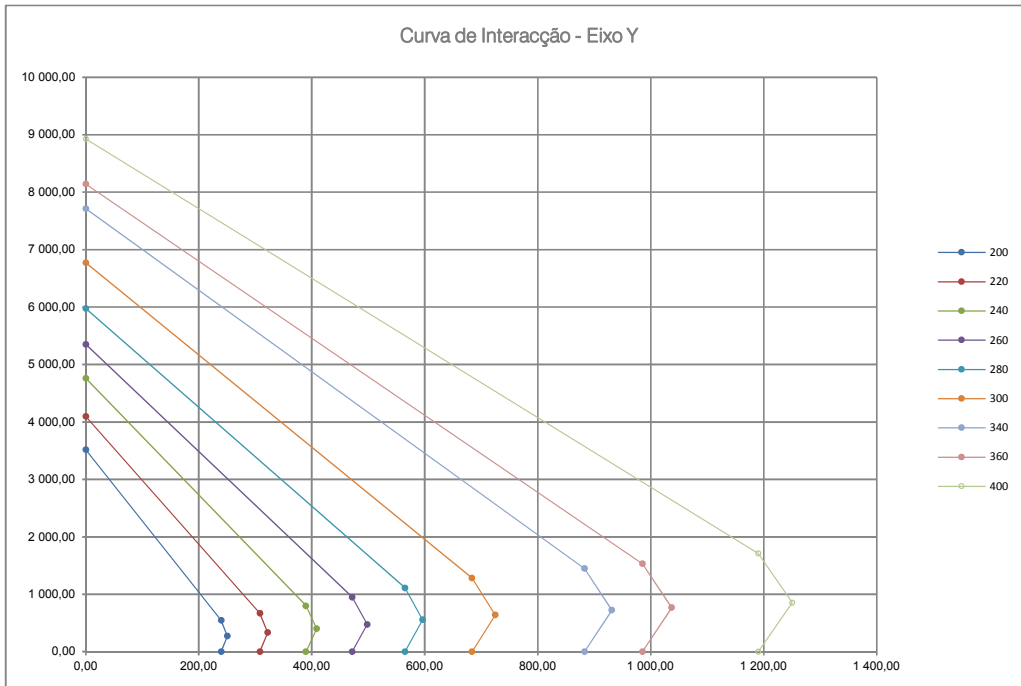


Tabela IV.5

Mpl,N,Rd,y (KNm)	Carga Axial Ned (KN)									
	100	250	500	750	1000	2500	5000	7500	10000	15000
200	242,65	247,51	241,21	222,84	202,68	81,75	-	-	-	-
220	311,52	316,37	314,96	300,65	278,16	143,22	-	-	-	-
240	393,24	398,99	403,67	391,70	369,52	222,00	-	-	-	-
260	475,73	482,51	496,56	482,43	465,70	305,06	37,32	-	-	-
280	569,45	576,18	587,41	585,18	571,15	403,45	112,93	-	-	-
300	688,66	696,37	709,24	717,56	701,48	531,53	220,25	-	-	-
320	791,97	799,82	812,89	826,66	810,32	635,40	303,32	-	-	-
340	888,20	896,20	909,55	929,32	912,64	734,35	381,98	29,60	-	-
360	990,40	998,56	1 012,17	1 025,77	1 021,14	840,66	468,04	95,41	-	-
400	1 195,79	1 204,24	1 218,32	1 232,40	1 239,91	1 059,37	647,18	235,00	-	-
450	1 476,53	1 485,37	1 500,11	1 514,85	1 538,96	1 364,52	901,21	437,91	-	-
500	1 788,23	1 797,50	1 812,95	1 828,40	1 843,85	1 709,51	1 195,46	681,42	167,37	-
550	2 082,85	2 092,50	2 108,59	2 124,68	2 140,76	2 048,49	1 485,29	922,10	358,91	-
600	2 400,40	2 410,40	2 427,07	2 443,74	2 460,40	2 403,40	1 807,39	1 195,59	583,80	-
650	2 741,55	2 751,90	2 769,17	2 786,43	2 803,69	2 763,22	2 162,17	1 502,28	842,40	-
700	3 126,11	3 136,68	3 154,28	3 171,89	3 189,50	3 167,68	2 570,44	1 866,30	1 162,36	-
800	3 842,67	3 855,19	3 876,07	3 896,94	3 917,82	3 940,50	3 362,95	2 568,15	1 773,36	183,77
900	4 744,11	4 757,08	4 778,71	4 800,33	4 821,96	4 893,79	4 368,85	3 483,91	2 598,98	829,10
1000	5 624,75	5 638,61	5 661,73	5 684,84	5 707,96	5 836,34	5 384,95	4 406,61	3 428,27	1 471,58

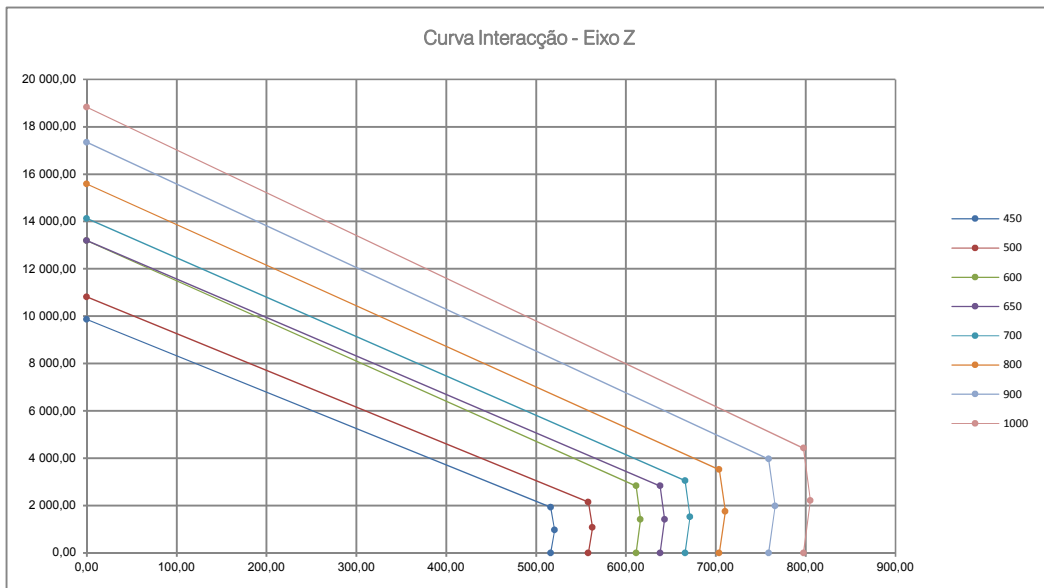
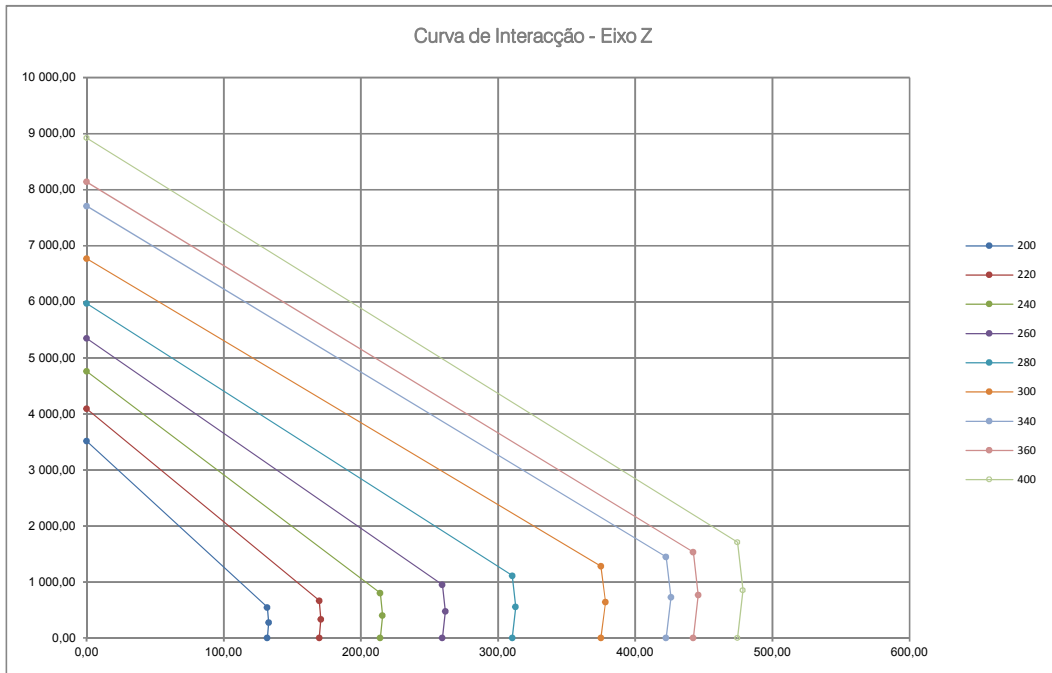


Tabela IV.6

Série	Mp[N.Rd.z (kNm)	Carga Axial Ned (kN)								
		100	250	500	750	1000	2500	5000	7500	10000
200	132,03	132,51	131,89	122,59	111,50	44,97	-	-	-	-
220	169,97	170,40	170,28	165,48	153,10	78,83	-	-	-	-
240	214,41	214,92	215,33	214,27	203,13	122,04	-	-	-	-
260	259,71	260,29	261,51	260,29	256,28	167,88	20,54	-	-	-
280	310,68	311,23	312,14	311,96	310,82	221,60	62,03	-	-	-
300	375,40	376,03	377,08	377,76	376,45	291,61	120,83	-	-	-
320	403,00	403,61	404,64	405,72	404,44	325,15	155,21	-	-	-
340	422,85	423,45	424,44	425,91	424,67	351,39	182,78	14,16	-	-
360	442,73	443,29	444,22	445,15	444,83	377,56	210,20	42,85	-	-
400	474,93	475,49	476,41	477,34	477,83	422,41	258,06	93,70	-	-
450	516,69	517,23	518,13	519,02	520,48	479,08	316,41	153,75	-	-
500	558,58	559,09	559,93	560,78	561,62	535,52	374,49	213,46	52,48	-
550	585,03	585,49	586,27	587,04	587,82	576,85	418,35	259,66	101,07	-
600	611,64	612,08	612,83	613,58	614,33	611,73	461,59	305,34	149,10	-
650	638,39	638,81	639,52	640,22	640,93	639,28	504,53	350,55	196,57	-
700	666,26	666,68	667,39	668,10	668,80	667,93	548,83	398,49	248,14	-
800	704,17	704,63	705,39	706,16	706,92	707,76	617,33	471,43	325,53	33,73
900	759,24	759,68	760,40	761,12	761,84	764,23	700,20	558,37	416,54	132,88
1000	797,99	798,40	799,09	799,78	800,47	804,30	764,96	625,98	487,00	209,05

ANEXO V: Série HEM - 4Varões 12mm

Série Perfil	HEM
Tipo Armadura	4Varões
Ø (mm)	12
Materiais	
a) Aço Estrutural	
Classe	S 355
Ya	1,00
b) Aço Armaduras	
Classe	A500
Ys	1,15
c) Betão	
Classe	C30
Yc	1,50
Classe Exposição	
Classe Estrutural	XC3
Tipo de Cimento	CEM I
Classe Resistência	32,5 N
Humidade Relativa (%)	80
Diâmetro Agregado	20
d) Modulo Elasticidade Ec,eff	
NG,Ed / N Ed	0,75
Coef.Fluencia	2,00
e) Estimativa	
Custo Aço Estrutural (€/kg)	0,79
Transformação, Transporte, Montagem(€/kg)	0,40
Custo Aço Armaduras (€/kg)	0,90
Custo Betão (€/m³)	125,00

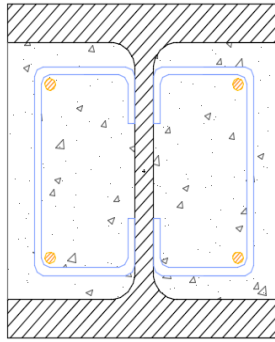


Tabela V.1

Série	δ	As (%)	Npm,Rd (KN)	Npl,Rd (KN)	Mpl,Rd, y (KNm)	M MáxRd, y (KNm)	Mpl,Rd, z (KNm)	M MáxRd, z (KNm)
200	0,86	1,41	544,30	5 402,14	415,34	425,26	217,12	218,47
220	0,86	1,16	665,07	6 165,46	520,06	531,88	272,06	273,53
240	0,88	0,96	797,77	8 080,26	769,29	786,23	396,13	398,33
260	0,87	0,81	948,56	9 941,05	914,57	938,56	470,89	473,68
280	0,87	0,69	1 110,20	9 833,99	1 076,78	1 104,47	553,78	557,02
300	0,88	0,60	1 279,52	12 236,26	1 472,84	1 508,85	748,45	752,73
320	0,88	0,57	1 358,29	12 630,98	1 603,61	1 642,66	764,71	769,21
340	0,87	0,53	1 446,42	12 854,01	1 708,47	1 751,16	768,98	773,55
360	0,87	0,50	1 529,19	13 043,29	1 809,67	1 855,59	768,36	772,78
400	0,86	0,45	1 703,73	13 466,32	2 026,77	2 080,45	772,17	776,80
450	0,85	0,40	1 927,39	14 030,78	2 311,91	2 375,53	782,95	787,75
500	0,84	0,36	2 143,49	14 562,83	2 599,81	2 673,83	788,72	793,76
550	0,83	0,32	2 376,05	15 153,94	2 917,38	3 003,38	799,91	805,04
600	0,82	0,30	2 599,83	15 707,47	3 237,05	3 335,11	805,98	811,26
650	0,81	0,27	2 831,17	16 294,21	3 575,23	3 686,46	817,11	822,83
700	0,81	0,25	3 052,11	16 845,30	3 914,04	4 039,02	823,01	828,87
800	0,79	0,22	3 511,11	18 060,45	4 647,03	4 819,60	840,27	847,32
900	0,78	0,19	3 957,22	19 191,71	5 404,21	5 609,33	856,84	864,43
1000	0,77	0,17	4 425,37	20 391,16	6 233,13	6 477,45	879,19	887,24

Tabela V.2

Série	Aço Est €/m	Aço Arm €/m	Betão €/m	Total €/m
200	121,87	3,18	4,00	129,05
220	138,67	3,18	4,89	146,74
240	185,27	3,18	5,87	194,31
260	203,83	3,18	6,97	213,98
280	222,95	3,18	8,16	234,29
300	281,34	3,18	9,41	293,92
320	289,60	3,18	9,99	302,76
340	293,13	3,18	10,64	306,94
360	295,91	3,18	11,24	310,33
400	302,41	3,18	12,53	318,11
450	311,32	3,18	14,17	328,67
500	319,58	3,18	15,76	338,52
550	328,95	3,18	17,47	349,60
600	337,59	3,18	19,11	359,88
650	346,87	3,18	20,82	370,86
700	355,50	3,18	22,44	381,12
800	375,27	3,18	25,82	404,26
900	393,19	3,18	29,10	425,46
1000	412,31	3,18	32,54	448,02

Tabela V.3

λ, y x, y	Altura (m)					
	3,00	4,00	5,00	8,00	12,00	
Série	200	0,47 0,9	0,63 0,82	0,79 0,73	1,26 0,45	1,89 0,23
	220	0,43 0,91	0,58 0,85	0,72 0,77	1,15 0,51	1,73 0,27
	240	0,38 0,93	0,51 0,88	0,64 0,82	1,02 0,58	1,53 0,33
	260	0,36 0,94	0,47 0,9	0,59 0,84	0,95 0,63	1,42 0,37
	280	0,33 0,95	0,44 0,91	0,55 0,86	0,88 0,67	1,33 0,41
	300	0,3 0,96	0,4 0,92	0,5 0,88	0,81 0,72	1,21 0,47
	320	0,29 0,97	0,38 0,93	0,48 0,89	0,76 0,75	1,15 0,51
	340	0,27 0,97	0,36 0,94	0,45 0,9	0,73 0,77	1,09 0,54
	360	0,26 0,98	0,35 0,95	0,43 0,94	0,71 0,79	1,04 0,57
	400	0,24 0,99	0,32 0,96	0,4 0,93	0,64 0,82	0,96 0,62
	450	0,22 0,99	0,29 0,97	0,36 0,94	0,58 0,85	0,87 0,68
	500	0,21 1	0,27 0,98	0,33 0,95	0,53 0,87	0,8 0,73
	550	0,18 1 1	0,24 0,98	0,31 0,96	0,49 0,89	0,73 0,76
	600	0,17 1 1	0,23 0,99	0,28 0,97	0,46 0,9	0,68 0,79
650	0,16 1 1	0,21 1 1	0,27 0,98	0,43 0,92	0,64 0,82	
700	0,15 1 1	0,2 1 1	0,25 0,98	0,4 0,93	0,6 0,84	
800	0,13 1 1	0,18 1 1	0,22 0,99	0,36 0,94	0,53 0,87	
900	0,12 1 1	0,16 1 1	0,2 1 1	0,32 0,96	0,48 0,89	
1000	0,11 1 1	0,15 1 1	0,18 1 1	0,3 0,97	0,44 0,91	

Tabela V.4

λ, t x, z	Altura (m)					
	3,00	4,00	5,00	8,00	12,00	
Série	200	0,75 0,69	1 0,54	1,25 0,41	2 0,2	3,01 0,09
	220	0,68 0,73	0,91 0,59	1,14 0,46	1,82 0,23	2,74 0,11
	240	0,62 0,78	0,82 0,65	1,03 0,52	1,65 0,27	2,47 0,14
	260	0,57 0,8	0,76 0,69	0,95 0,57	1,53 0,31	2,29 0,15
	280	0,53 0,82	0,71 0,72	0,89 0,61	1,42 0,34	2,13 0,18
	300	0,49 0,85	0,66 0,75	0,82 0,65	1,31 0,38	1,97 0,2
	320	0,5 0,85	0,66 0,75	0,83 0,65	1,32 0,38	1,98 0,2
	340	0,5 0,84	0,67 0,75	0,83 0,64	1,33 0,38	2 0,2
	360	0,5 0,84	0,67 0,74	0,84 0,64	1,34 0,37	2,02 0,19
	400	0,51 0,84	0,68 0,74	0,85 0,63	1,37 0,36	2,05 0,19
	450	0,52 0,83	0,69 0,73	0,87 0,62	1,39 0,35	2,08 0,18
	500	0,53 0,83	0,7 0,72	0,88 0,61	1,41 0,35	2,11 0,18
	550	0,54 0,82	0,71 0,72	0,89 0,6	1,43 0,34	2,14 0,17
	600	0,54 0,82	0,73 0,71	0,91 0,6	1,45 0,33	2,18 0,17
650	0,55 0,81	0,73 0,7	0,92 0,59	1,47 0,32	2,2 0,17	
700	0,56 0,81	0,75 0,7	0,93 0,58	1,49 0,32	2,24 0,16	
800	0,57 0,8	0,77 0,68	0,95 0,57	1,53 0,3	2,31 0,15	
900	0,59 0,79	0,78 0,67	0,98 0,55	1,58 0,29	2,35 0,15	
1000	0,6 0,79	0,8 0,66	0,99 0,54	1,59 0,29	2,39 0,14	

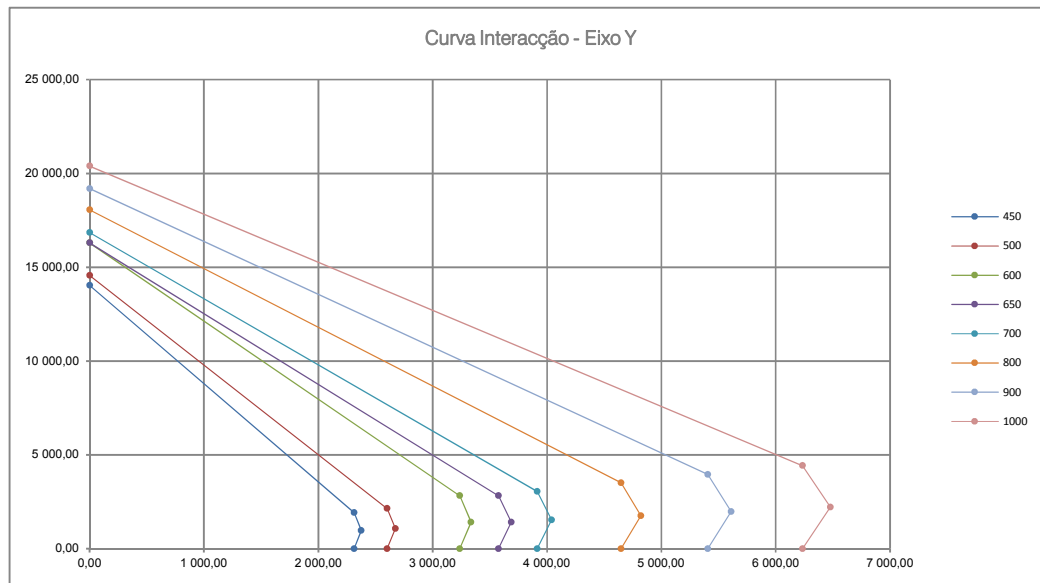
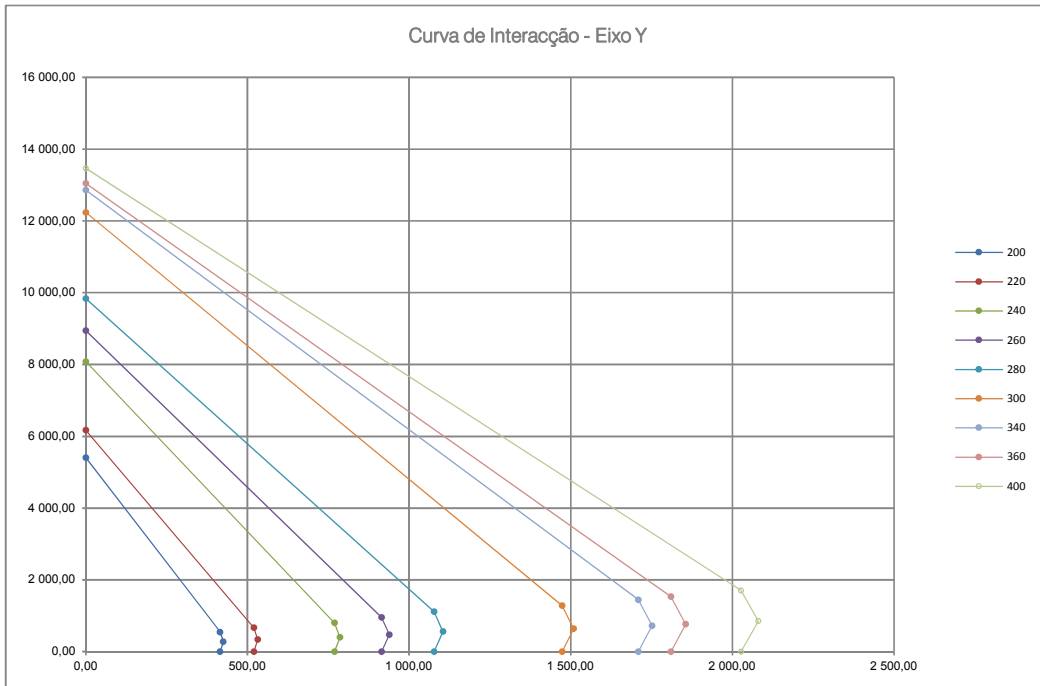


Tabela V.5

Mpl,N,Rd,y (KNm)	Carga Axial Ned (KN)									
	100	250	500	750	1000	2500	5000	7500	10000	15000
200	418,26	422,63	416,96	397,76	376,39	248,16	34,44	-	-	-
220	522,90	527,17	525,93	512,03	488,39	346,56	110,18	-	-	-
240	772,69	777,78	781,93	771,32	747,92	589,47	325,37	61,28	-	-
260	918,62	924,69	937,26	924,62	908,69	737,04	450,97	164,90	-	-
280	1 080,77	1 086,75	1 096,73	1 094,75	1 082,28	905,24	596,67	288,11	-	-
300	1 477,34	1 484,10	1 495,35	1 502,64	1 488,57	1 308,76	972,68	636,60	300,53	-
320	1 608,21	1 615,11	1 626,61	1 638,59	1 624,21	1 441,19	1 085,55	729,91	374,26	-
340	1 713,19	1 720,27	1 732,08	1 749,58	1 734,82	1 550,67	1 176,26	801,84	427,42	-
360	1 814,48	1 821,68	1 833,69	1 845,70	1 841,45	1 657,10	1 264,19	871,28	478,36	-
400	2 031,81	2 039,37	2 051,97	2 064,58	2 071,11	1 889,57	1 458,80	1 028,03	597,27	-
450	2 317,19	2 325,12	2 338,32	2 351,52	2 373,13	2 202,53	1 724,99	1 247,45	769,91	-
500	2 605,34	2 613,63	2 627,44	2 641,25	2 655,07	2 525,17	2 001,82	1 478,47	955,12	-
550	2 923,17	2 931,86	2 946,34	2 960,82	2 975,29	2 889,08	2 318,28	1 747,49	1 176,70	35,12
600	3 243,09	3 252,14	3 267,23	3 282,32	3 297,41	3 244,55	2 644,22	2 026,83	1 409,45	174,67
650	3 581,51	3 590,94	3 606,66	3 622,37	3 638,09	3 601,25	2 990,27	2 335,37	1 671,47	343,67
700	3 920,59	3 930,42	3 946,80	3 963,18	3 979,55	3 959,26	3 361,31	2 651,90	1 942,49	523,68
800	4 654,89	4 666,69	4 686,35	4 706,01	4 725,67	4 746,42	4 171,47	3 372,97	2 574,46	977,46
900	5 412,50	5 424,94	5 445,68	5 466,41	5 487,15	5 555,28	5 034,32	4 147,48	3 260,65	1 486,99
1000	6 241,99	6 255,29	6 277,44	6 299,60	6 321,76	6 444,82	6 002,37	5 023,14	4 043,92	2 085,47

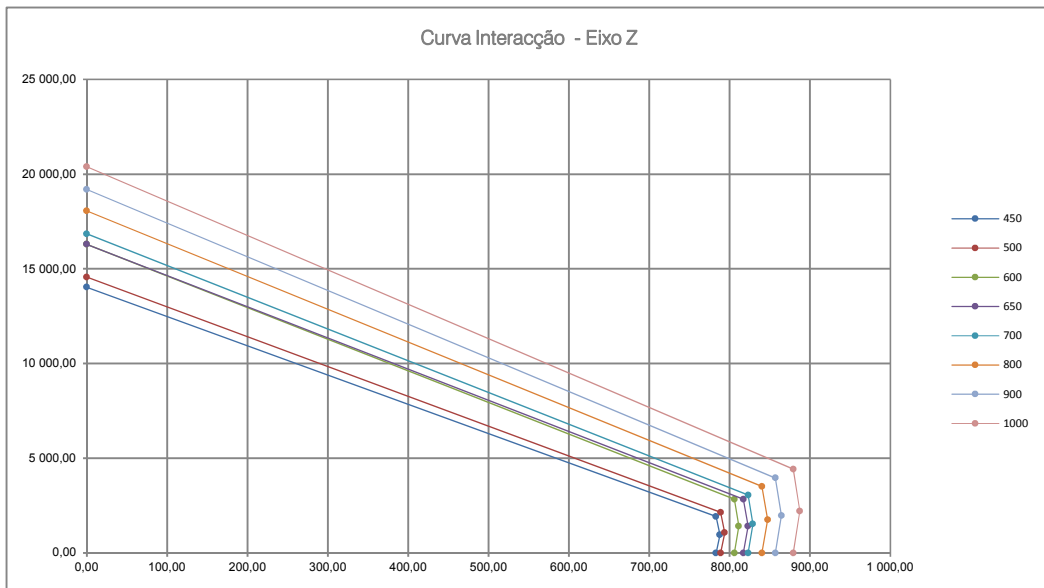
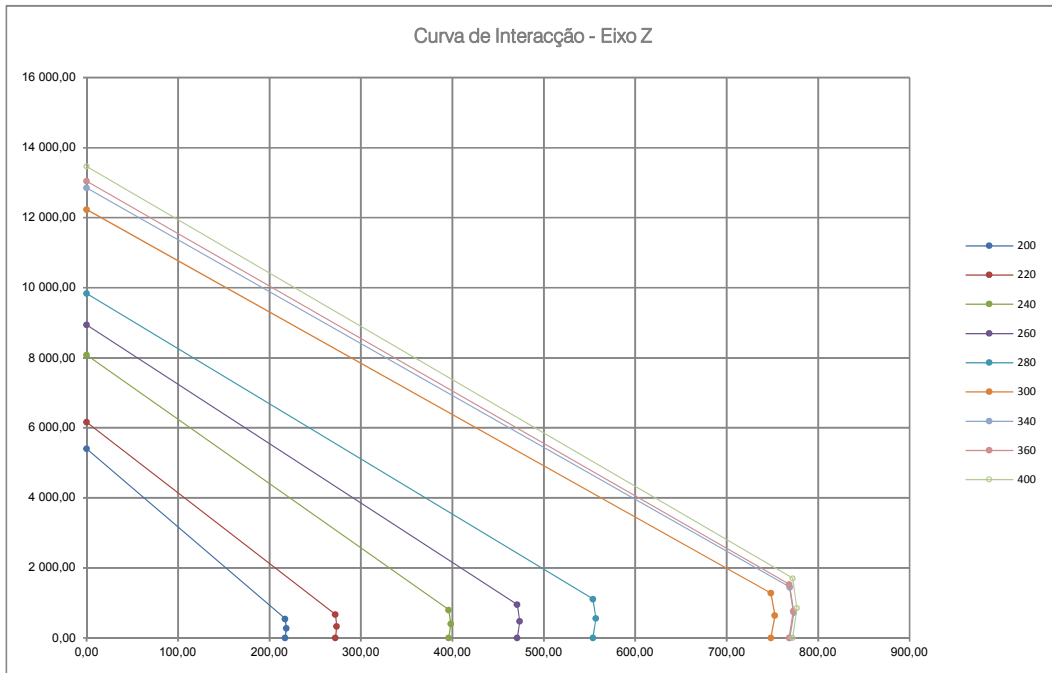


Tabela V.6

Série	Mp[N.Rd.z (kNm)	Carga Axial Ned (kN)									
		100	250	500	750	1000	2500	5000	7500	10000	15000
200	217,52	218,11	217,34	207,94	196,76	129,73	18,00	-	-	-	-
220	272,42	272,94	272,79	267,86	255,50	181,30	57,64	-	-	-	-
240	396,57	397,23	397,77	396,39	385,13	303,53	167,54	31,55	-	-	-
260	471,36	472,07	473,53	472,06	467,86	379,48	232,19	84,90	-	-	-
280	554,24	554,94	556,11	555,88	554,42	465,56	306,86	148,17	-	-	-
300	748,98	749,79	751,12	751,99	750,32	665,07	494,28	323,50	152,72	-	-
320	765,24	766,03	767,36	768,74	767,08	687,26	517,66	348,07	178,47	-	-
340	769,48	770,24	771,51	773,38	771,80	697,96	529,43	360,91	192,38	-	-
360	768,82	769,52	770,67	771,83	771,42	703,58	536,76	369,93	203,11	-	-
400	772,60	773,26	774,35	775,43	776,00	719,90	555,78	391,67	227,55	-	-
450	783,35	783,95	784,94	785,94	787,57	745,91	584,19	422,46	260,74	-	-
500	789,10	789,66	790,60	791,54	792,48	766,08	607,30	448,53	289,76	-	-
550	800,35	800,77	801,64	802,50	803,37	792,15	635,65	479,84	322,64	9,63	-
600	806,30	806,79	807,61	808,42	809,23	806,38	658,37	504,65	350,93	43,49	-
650	817,43	817,92	818,72	819,53	820,34	818,45	685,47	533,74	382,01	78,54	-
700	823,31	823,78	824,54	825,31	826,08	825,13	706,78	557,62	408,45	110,11	-
800	840,59	841,07	841,87	842,68	843,48	844,33	754,38	609,89	465,51	176,74	-
900	857,15	857,61	858,37	859,14	859,91	862,43	798,19	657,58	516,98	235,76	-
1000	879,48	879,92	880,65	881,38	882,11	886,16	846,64	708,52	570,40	294,16	-

ANEXO VI - RESULTADOS DE CÁLCULO - CASO DE ESTUDO

ANEXO VI.1 - RESULTADOS INDIVIDUAIS DE CÁLCULO PILAR MISTO 111

1 Definição de Variáveis de Projecto

Pilar	111		
Classe Estrutural	S4	Classe de Exposição	XC3
		Cmin,dur (mm)	30,00 (Quadro 4.4N - EN 1992-1)

1.1 - Classe dos Materiais e Coeficientes de Segurança (YM)

a) Classe Aço Estrutural	S 355JR	EN10025-2	Ya	1,00
b) Classe Betão	C30	EN 206-1	Yc	1,50
b.1) Tipo de Cimento	CEM II	Cimento Portland-Compósito: Tabela 1 - EN 197		
b.2) Classe de Resistência	32,5 R	Tabela 2 - EN 197		
b.3) Humidade Relativa (%)	80,00	Anexo B - EN 1992-1-1		
b.4) Diâmetro Agregado (mm)	20,00	EN 12620		
c) Classe Armaduras	A500NR	EN 10080	Ys	1,15

1.2 - Comprimento do Elemento e Condições de Apoio

	Comprimento da Coluna (mm)	4 000,00
a) Direcção YY		
a.1) Condições de Apoio:	Articulado / Articulado	
a.2) Coeficiente Comprimento Encurvadura : K,y	1,00	
a.3) Comprimento de Encurvadura : Le, y (mm)	4 000,00	
b) Direcção ZZ		
b.1) Condições de Apoio:	Articulado / Articulado	
b.2) Coeficiente Comprimento Encurvadura : K,z	1,00	
b.3) Comprimento de Encurvadura : Le, z (mm)	4 000,00	

1.3 - Definição da Secção Transversal

a) Tipo de Perfil **D: 457mm ; t: 10mm**

b) Armaduras Longitudinais

Nº Varões **10**

ϕ , Varão (mm) **20**

$\Delta \alpha$ (°) **0,00**

us (mm) **40,00**

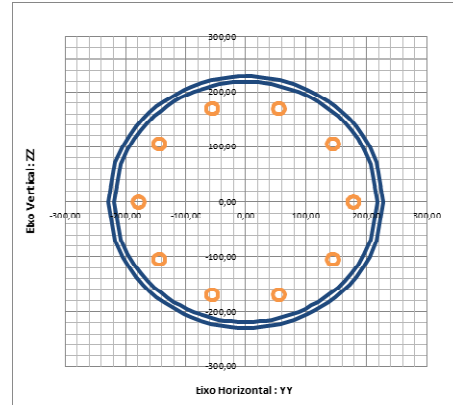
c) Armadura Transversal

Φ (mm) **6,00**

Espaçamento (mm) **200,00**

Tabela de Coordenadas dos Varões

#	Φ (mm)	e_y (mm)	e_z (mm)
1	20,00	0,00	168,50
2	20,00	99,04	136,32
3	20,00	160,25	52,07
4	20,00	160,25	-52,07
5	20,00	99,04	-136,32
6	20,00	0,00	-168,50
7	20,00	-99,04	-136,32
8	20,00	-99,04	-136,32
9	20,00	-160,25	52,07
10	20,00	-99,04	136,32
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			



Geometria do Perfil Estrutural

Diâmetro Exterior - D (mm)	457,00
Espessura - t (mm)	10,00

1.4 - Combinações de Acções e Esforços

1.4.1 - Tabela de Esforços

Combinação: STR_ULS_S_WY+ T- Nº Combinação: 624

Nº Barra (Autodesk Robot)

111

#	x (m)	Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mz (KNm)
0	0,00	8 023,94	-1,37	8,00	-0,49	-38,99	-1,93
1	0,20	8 021,39	-1,37	8,00	-0,49	-37,39	-1,65
2	0,40	8 018,84	-1,37	8,00	-0,49	-35,79	-1,38
3	0,60	8 016,29	-1,37	8,00	-0,49	-34,19	-1,10
4	0,80	8 013,74	-1,37	8,00	-0,49	-32,59	-0,83
5	1,00	8 011,19	-1,37	8,00	-0,49	-30,99	-0,56
6	1,20	8 008,65	-1,37	8,00	-0,49	-29,39	-0,28
7	1,40	8 006,10	-1,37	8,00	-0,49	-27,79	-0,01
8	1,60	8 003,55	-1,37	8,00	-0,49	-26,18	0,27
9	1,80	8 001,00	-1,37	8,00	-0,49	-24,58	0,54
10	2,00	7 998,45	-1,37	8,00	-0,49	-22,98	0,81
11	2,20	7 995,90	-1,37	8,00	-0,49	-21,38	1,09
12	2,40	7 993,35	-1,37	8,00	-0,49	-19,78	1,36
13	2,60	7 990,80	-1,37	8,00	-0,49	-18,18	1,64
14	2,80	7 988,26	-1,37	8,00	-0,49	-16,58	1,91
15	3,00	7 985,71	-1,37	8,00	-0,49	-14,98	2,18
16	3,20	7 983,16	-1,37	8,00	-0,49	-13,38	2,46
17	3,40	7 980,61	-1,37	8,00	-0,49	-11,78	2,73
18	3,60	7 978,06	-1,37	8,00	-0,49	-10,18	3,01
19	3,80	7 975,51	-1,37	8,00	-0,49	-8,58	3,28
20	4,00	7 972,96	-1,37	8,00	-0,49	-6,98	3,55
Valor Máximo (C)		8 023,94	-1,37	8,00	-0,49	-6,98	3,55
Valor Mínimo (C)		7 972,96	-1,37	8,00	-0,49	-38,99	-1,93

1.4.2- Valores de Cálculo de Esforços (1ª Ordem)

Ned (KN)	8 023,94	Med, x (KN)	0,49
Ved, y (KN)	1,37	Med, y (KN)	38,99
Ved, z (KN)	8,00	Med, z (KN)	3,55

2 Propriedades da Secção Transversal Mista

2.1 - Propriedades dos Materiais

2.1.1. Aço Estrutural

a) Valor da Tensão de Cedência Característica: fy (MPa)	355,00
b) Valor da Tensão de Cedência Cálculo: fy (MPa)	355,00
c) Modulo de Elasticidade: Ea (GPa)	210,00

2.1.2. Betão

a) Valor característico da tensão de rotura à compressão aos 28dias: fck (MPa)	30,00
a) Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão: fc d (MPa)	20,00
c) Modulo de Elasticidade secante (Cargas de Curta Duração): Ecm (GPa)	33,00
d) Modulo de Elasticidade Efectivo (Cargas de Longa Duração): Ec, eff (GPa)	16,50
d.1) Coeficiente de Fluência : Anexo B - 1992-1-1 : ϕt	2,00
d.2) Relação de Esforços: $N_{G, Ed} / N_{ed}$: 6.7.3.3(4) EN 1994-1-1	0,50

2.1.3. Aço Armaduras

a) Valor Característico da Tensão de Cedência: fsk (MPa)	500,00
b) Valor de Cálculo da Tensão de Cedência: fsd (MPa)	434,78
c) Modulo de Elasticidade: Es (GPa)	210,00

2.2 - Propriedades Geometricas

2.2.1. Áreas

a) Área de Secção de Aço Estrutural: Aa (cm²)	140,43
b) Área de Secção de Betão: Ac (cm²)	1 468,45
c) Área de Aço das Armaduras: As (cm²)	31,42

2.2.2. Módulos de Flexão

Eixo Forte - YY

a) Módulo de Flexão Plástico da Secção de Aço Estrutural: Wpl,a,y (cm³)	1 998,42
b) Módulo de Flexão da Secção de Betão: Wpc,y (cm³)	13 583,07
c) Módulo de Flexão Aço das Armaduras: Wps,y (cm³)	325,84

Eixo Forte - ZZ

a) Módulo de Flexão Plástico da Secção de Aço Estrutural: Wpl,a,z (cm³)	1 998,42
b) Módulo de Flexão da Secção de Betão: Wpc,z (cm³)	13 566,30
c) Módulo de Flexão Aço das Armaduras: Wps,z (cm³)	342,61

2.2.3. Momentos de Inércia

Eixo Forte - YY

a) Momento de Inércia da Secção de Aço Estrutural: Ia,y (cm⁴)	35 091,32
b) Momento de Inércia da Secção de Betão: Ic,y (cm⁴)	174 557,72
c) Momento de Inércia Aço das Armaduras: Is,y (cm⁴)	4 459,84

Eixo Forte - ZZ

a) Momento de Inércia da Secção de Aço Estrutural: Ia,z (cm⁴)	35 091,32
b) Momento de Inércia da Secção de Betão: Ic,z (cm⁴)	174 557,72
c) Momento de Inércia Aço das Armaduras: Is,z (cm⁴)	4 459,84

3 Propriedades Coluna Mista e Campo de Aplicação EN 1994-1

3.1. Colunas Mistas e Elementos Comprimidos Mistos - Generalidades 6.7.1 EN 1994-1-1

δ 0,54 6.7.1(4) A relação da contribuição do aço encontra-se dentro dos Limites Regulamentares

d/t 45,70 6.7.1 (9) - Efeitos de Encurvadura Local são desprezados- Quadro 6.3

3.2. Método simplificado de cálculo - Generalidades e Campo de Aplicação - 6.7.3.1 EN 1994-1-1

λ_y 0,42 6.7.3.1(1) A esbelteza normalizada definida em 6.7.3.3 encontra-se dentro dos Limites Regulamentares

λ_z 0,42 6.7.3.1(1) A esbelteza normalizada definida em 6.7.3.3 encontra-se dentro dos Limites Regulamentares

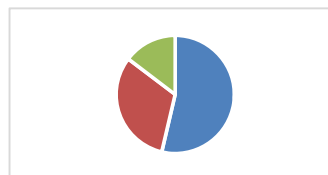
As (%) 2,14 6.7.3.1 (3) - A Armadura Longitudinal encontra-se dentro dos Limites Regulamentares

3.3. Resultados das Propriedades da Coluna Mista

a) Contribuição Aço Estrutural $N_{pl,Rd,a} / N_{pl,Rd}$ (%) : 53,67%

b) Contribuição Betão $N_{pl,Rd,c} / N_{pl,Rd}$ (%) : 31,62%

c) Contribuição Aço Armaduras $N_{pl,Rd,s} / N_{pl,Rd}$ (%) : 14,71%



3.3.1 - Secção Mista

a) Valor de Cálculo da Resistência plástica à compressão - 6.7.3.2 (1) : $N_{pl,Rd}$ (KN)	9 288,05
b) Valor Característico da Resistência plástica à compressão - 6.7.3.3 (2) : $N_{pl,Rk}$ (KN)	10 961,39
c) Valor de Cálculo da Resistência à Compressão do Betão - 6.7.3.2 (5) : $N_{pm,Rd}$ (KN)	2 936,90
d) Valor de Cálculo da Rigidez Axial da Coluna Mista : EA (KN/mm)	6 031 691,78

3.3.2 - Eixo Forte YY : Secção Mista

a) Valor Característico da Rigidez à Flexão Efectiva (1ª Ordem) - 6.7.3.3(3) : $(EI)_{eff I, y}$ (KN m2)	100 338,67
b) Valor esforço normal crítico elástico para o modo de encurvadura aplicável : $N_{cr,I, y}$ (KN)	61 893,93
c) Valor Característico da Rigidez à Flexão Efectiva (2ª Ordem) - 6.7.3.4 (2) : $(EI)_{eff II, y}$ (KN m2)	87 712,62
d) Valor esforço normal crítico elástico para o modo de encurvadura aplicável : $N_{cr,II, y}$ (KN)	54 105,55

3.3.2 - Eixo Forte ZZ : Secção Mista

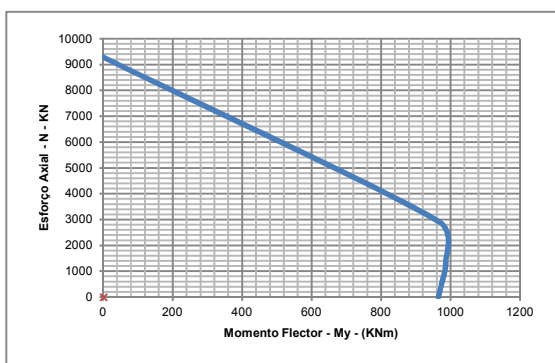
a) Valor Característico da Rigidez à Flexão Efectiva (1ª Ordem) - 6.7.3.3(3) : $(EI)_{eff I, z}$ (KN m2)	100 338,67
b) Valor esforço normal crítico elástico para o modo de encurvadura aplicável : $N_{cr,I, z}$ (KN)	61 893,93
c) Valor Característico da Rigidez à Flexão Efectiva (2ª Ordem) - 6.7.3.4 (2) : $(EI)_{eff II, z}$ (KN m2)	87 712,62
d) Valor esforço normal crítico elástico para o modo de encurvadura aplicável : $N_{cr,II, z}$ (KN)	54 105,55

4 Resistência da Secção Transversal : 6.7.3.2 - EN 1994-1-1

4.1 - Curva de Interação de Esforços M + N : 6.7.3.2 (2) EN 1994-1-1

4.1.1 - Resultados Curva de Interação: Eixo Forte YY

- | | |
|--|----------|
| a) Somatório das Forças de Compressão para Cálculo do Eixo Neutro : F Compressão (KN) | 3 694,77 |
| b) Somatório das Forças de Tração para Cálculo do Eixo Neutro : F Tração (KN) | 3 694,64 |
| c) Profundidade do Eixo Neutro quando sujeito a Flexão Pura : Zpl, y (mm) | 175,15 |
| d) Distância do Centro de gravidade da Secção onde o Eixo neutro se pode deslocar: hn, y (mm) | 53,35 |
| e) Momento Resistente Plástico da Secção Mista, em Flexão Pura : Mpl,Rd, y (KNm) | 965,13 |
| f) Momento Resistente Máximo da Secção Mista: M,máx,Rd, y (KNm) | 986,94 |



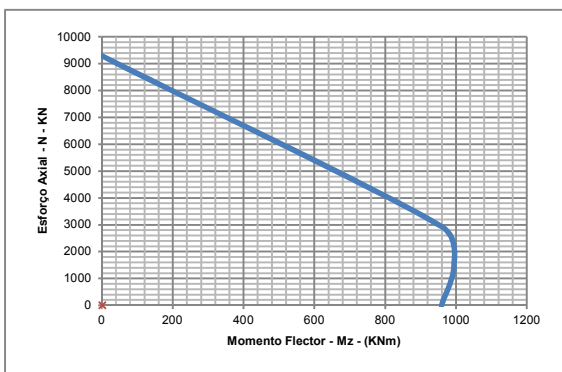
Ponto	N (KN)	M (KNm)
A	9 288,05	0,00
C	2 936,90	965,13
D	1 468,45	986,94
B	0,00	965,13

Ponto	N (KN)	M (KNm)
Ed		

4.1.2 - Resultados Curva de Interacção: Eixo Forte ZZ

a) Somatório das Forças de Compressão para Cálculo do Eixo Neutro : F Compressão (KN)	3 698,05
b) Somatório das Forças de Tracção para Cálculo do Eixo Neutro : F Tracção (KN)	3 697,89
c) Profundidade do Eixo Neutro quando sujeito a Flexão Pura : Zpl, z (mm)	175,92
d) Distância do Centro de gravidade da Secção onde o Eixo neutro se pode deslocar: hn, z (mm)	52,58
e) Momento Resistente Plástico da Secção Mista, em Flexão Pura : Mpl,Rd, z (KNm)	959,32
f) Momento Resistente Máximo da Secção Mista: M,máx,Rd, z (KNm)	994,06

Gráfico da Curva de Interacção de Esforços: M +N



Ponto	N (KN)	M (KNm)
A	9 288,05	0,00
C	2 936,90	959,32
D	1 468,45	994,06
B	0,00	959,32

Ponto	N (KN)	M (KNm)
Ed		

4.2 - Esforço Transverso : 6.2.2 ; 6.7.3.2 (3) (4) - EN 1994-1-1

4.2.1 - Resultados Esforço Transverso : Eixo Forte YY

Secção de Aço:

a) Área Resistente ao Esforço Transverso da Secção Aço : Av,y (cm2)	8 940,00
b) Momento Resistente Plástico da Secção Aço : Mpl,a,Rd, y (KNm)	709 440 283,33
c) Esforço Transverso Resistente Plástico da Secção de Aço : Vpl,a,Rd, y (KN)	1 832,34

Secção de Betão Armado:

a) Área Resistente ao Esforço Transverso da Secção Betão Armado : Asw,y / S (cm2/m)	56,55
b) Esforço Transverso Resistente da Secção de Betão Armado : Vc,Rd, y (KN)	96,70
c) Esforço Transverso Resistente da Secção de Betão Armado (Contabilizado) : Vpl,c,Rd, y (KN)	0,00

Secção Mista:

a) Esforço Transverso Resistente Plástico da Secção de Mista : Vpl,Rd, y (KN)	1 832,34
--	----------

4.2.1.1 - Interacção Esforços V + M:

a) Coeficiente de Redução da Capacidade Resistente do Aço: p	0,00
b) Espessura Reduzida do Perfil de Aço: t, red (mm)	

Comentário:

Não existe interacção entre os esforço transverso e a resistência da secção transversal; Despreza-se a resistência da secção de betão armado

4.2.1 - Resultados Esforço Transverso : Eixo Forte ZZ

Secção de Aço:

a) Área Resistente ao Esforço Transverso da Secção Aço : Av,z (cm²)	8 940,00
b) Momento Resistente Plástico da Secção Aço : Mpl,a,Rd, z (KNm)	709 440 283,33
c) Esforço Transverso Resistente Plástico da Secção de Aço : Vpl,a,Rd, z (KN)	1 832,34

Secção de Betão Armado:

a) Área Resistente ao Esforço Transverso da Secção Betão Armado : Asw,z / S (cm²/m)	56,55
b) Esforço Transverso Resistente da Secção de Betão Armado : Vc,Rd, z (KN)	96,70
c) Esforço Transverso Resistente da Secção de Betão Armado (Contabilizado) : Vpl,c,Rd, z (KN)	0,00

Secção Mista:

a) Esforço Transverso Resistente Plástico da Secção de Mista : Vpl,Rd, z (KN)	1 832,34
--	----------

4.2.1.1 - Interação Esforços V + M:

a) Coeficiente de Redução da Capacidade Resistente do Aço: p	0,00
b) Espessura Reduzida do Perfil de Aço: t, red (mm)	

Comentário:

Não existe interacção entre os esforço transverso e a resistência da secção transversal; Despreza-se a resistência da secção de betão armado

5 Métodos de Análise e Imperfeições dos Elementos : 6.7.3.4 - EN 1994-1-1

5.1 - Eixo Forte : YY

5.1.1 - Aplicação de Imperfeições Locais: 6.7.3.4 (4) EN 1994-1-1

a) Curva de Encurvadura : Quadro 6.5 - EN 1994-1-1	a
b) Imperfeição do Elemento : Quadro 6.5 - EN 1994-1-1	L/300
c) Factor de Imperfeição (α) Curvas Encurvadura : Quadro 6.1 - EN 1993-1-1	0,21
d) Excentricidade Inicial devida a Imperfeições Iniciais: e0 (mm) :	13,33
e) Momento Flector devido à excentricidade inicial : Med, e0 (KN m)	106,99

5.1.2 - Efeitos de 2º Ordem : 6.7.3.4 (1) (2) (3) (5) - EN 1994-1-1

5.1.2.1 - Efeitos da configuração deformada da estrutura : 5.2.1 (3) - EN 1994-1-1

a) α_{CR} - Factor pelo qual as acções de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar instabilidade elástica :	10,00
---	-------

Comentário :

Não são contabilizados os efeitos de 2º Ordem

5.1.2.2 - Amplificação dos Momentos de 1ª Ordem e Momentos devidos a Imperfeições Iniciais : 6.7.3.4 (5) - EN 1994-1-1

a) Momento Flector de Cálculo de 1ª Ordem : Med, y, 1ª (KN m)	38,99
a.1) Relação entre Momentos de Extremidade: r	1,00
a.2) Factor de Momento equivalente β : Quadro 6.4 - EN 1994-1-1	1,00
a.3) Coeficiente de Amplificação de Efeitos de 1ª Ordem: k	1,00
a.4) Momento Flector de Cálculo de 2ª Ordem: Med, y, 2ª (KN m)	38,99
b) Momento Flector devido à excentricidade inicial : Med, e0 (KN m)	106,99
b.1) Factor de Momento equivalente β : Quadro 6.4 - EN 1994-1-1	1,00
b.2) Coeficiente de Amplificação de Imperfeições Iniciais: k	1,00
b.3) Momento Flector devido à excentricidade inicial (2ª Ordem) : Med, e0, 2ª (KN m)	106,99

c) Momento Flector de Cálculo : **Med, y (KN m)** 145,98

5.2 - Eixo Forte : ZZ

5.2.1 - Aplicação de Imperfeições Locais: 6.7.3.4 (4) EN 1994-1-1

a) Curva de Encurvadura : Quadro 6.5 - EN 1994-1-1 a

b) Imperfeição do Elemento : Quadro 6.5 - EN 1994-1-1 L/300

c) Factor de Imperfeição (α) Curvas Encurvadura : Quadro 6.1 - EN 1993-1-1 0,21

d) Excentricidade Inicial devida a Imperfeições Iniciais: **e0 (mm)** : 13,33

e) Momento Flector devido à excentricidade inicial : **Med, z, e0 (KN m)** 106,99

5.2.2 - Efeitos de 2º Ordem : 6.7.3.4 (1) (2) (3) (5) - EN 1994-1-1

5.2.2.1 - Efeitos da configuração deformada da estrutura : 5.2.1 (3) - EN 1994-1-1

a) α CR - Factor pelo qual as acções de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar instabilidade elástica : 10,00

Comentário : Não são contabilizados os efeitos de 2º Ordem

5.2.2.2 - Amplificação dos Momentos de 1ª Ordem e Momentos devidos a Imperfeições Iniciais : 6.7.3.4 (5) - EN 1994-1-1

a) Momento Flector de Cálculo de 1ª Ordem : **Med, z, 1ª (KN m)** 1,93

a.1) Relação entre Momentos de Extremidade: r -0,54

a.2) Factor de Momento equivalente β : Quadro 6.4 - EN 1994-1-1 1,00

a.3) Coeficiente de Amplificação de Efeitos de 1ª Ordem: k 1,00

a.4) Momento Flector de Cálculo de 2ª Ordem: **Med, z, 2ª (KN m)** 1,93

b) Momento Flector devido à excentricidade inicial : **Med, z, e0 (KN m)** 106,99

b.1) Factor de Momento equivalente β : Quadro 6.4 - EN 1994-1-1 1,00

b.2) Coeficiente de Amplificação de Imperfeições Iniciais: k 1,00

b.3) Momento Flector devido à excentricidade inicial (2ª Ordem) : **Med, e0, 2ª (KN m)** 106,99

c) Momento Flector de Cálculo : **Med, z (KN m)** 108,91

6 Conexão de Corte e Introdução de Cargas : 6.7.4 - EN 1994-1-1

6.1 - Verificação da Necessidade de Conexão Mecânica

6.1.1 - Quantificação das Acções Actuantes

a) Comprimento de Introdução de Cargas: **Lv (mm)** 910,00

b) Perímetro de Contacto de Interface (mm) : **u (mm)** 1 372,88

c) Força Actuante Mobilizada na Interface Aço-Betão: **Vl, Ed (KN)** 4 306,74

c.1) Esforço Axial Condicionante: **Ned, Máximo (KN)** 8 023,94

d) Tensão Tangencial Actuante na Interface Aço-Betão: **ζ sd (MPa)** 3,45

6.1.2 - Quantificação das Acções Resistentes

a) Tensão Tangencial Resistente no perfil de aço: **ζ Rd, Perfil (MPa)** 0,55

c) Força Resistente Mobilizada na Interface Aço-Betão: **Vl, Rd Atrito (KN)** 687,12

6.1.3 - Verificação de Resistência : Ed < Rd

A aderência/atrito entre o aço e o betão NÃO assegura a transferência da força de corte longitudinal. Existe necessidade de colocação de conectores.

6.2 - Definição do Tipo de Conexão

a) Tipo de Conector	X DSH-P10	Yv	1,25
a.1) Resistência Última à Tracção: fu (Mpa)	450,00		
a.2) Diâmetro da Espiga Conector: φ mm	-		
a.3) Altura Nominal Total do Conector: hsc mm	-		
a.4) Diâmetro da Cabeça Conector: dc mm	-		
a.5) Altura Cabeça do Conector: hc mm	-		
b) Resistência de Cálculo de Conector : Prd (KN) - 6.6.3.1 : EN 1994-1-1			
b.1) Resistência ao Corte do Conector: Prd₍₁₎ (KN) - eq. 6.18 : EN 1994-1-1			-
b.2) Resistência por Esmagamento Betão: Prd₍₂₎ (KN) - eq. 6.19 : EN 1994-1-1			-
b.3) Resistência Mínima Conector: Prd_{min} (KN)			16,80
c) Disposição de Conectores na Zona de Introdução de Cargas - nº mínimo de conectores :			257,00
c.1) Número de fiadas Horizontais			11,00
c.2) Número de fiadas Longitudinais			24,00
c.3) Espaçamento Transversal à Direcção da Força de Corte Longitudinal			57,20
c.4) Espaçamento na Direcção da Força de Corte Longitudinal			81,00
c.5) Número Total de Conectores			264,00
d) Força Resistente Mobilizada Conexão Mecânica: VL, Rd, ConexãoMecânica (KN)			4 435,20

Verificação de Resistência : $E_d < R_d$

O Meio de Conexão selecionado assegura a transferência da força de corte longitudinal entre os materiais.

7 Verificações Regulamentares - EN 1994-1-1

7.1 - Resistência dos elementos em Compressão Axial : 6.7.3.5 - EN 1994-1-1

7.1.1 - Estado Limite Último de Compressão Simples

a) Valor de Cálculo da Resistência plástica à compressão - 6.7.3.2 (1) : Npl,Rd (KN)	9 288,05
b) Valor de Cálculo do Esforço Axial de Compressão: Ned (KN)	8 023,94
	0,86

Verificação Regulamentar :

Verifica-se a clausula 6.7.3.5 (2) relativa ao estado limite ultimo por compressão axial

7.1.2 - Estado Limite Último de Compressão : Encurvadura

7.1.2.1 - Eixo Forte : YY

a) Factor de Imperfeição para as Curvas Encurvadura : Quadro 6.1 - EN 1993-1-1 : α	0,21
b) Esbelteza Normalizada definida 6.7.3.3(2) - EN 1994-1-1 : λ,y	0,42
c) Valor auxiliar para determinar coeficiente X definido 6.3.1.2(1) - EN 1993-1-1 : Φ	0,61
d) Coeficiente de Redução de Encurvadura definido 6.3.1.2 (1) - EN 1993-1-1 : X,y	0,95
e) Valor de Cálculo da Resistência plástica à compressão Reduzido definido em 6.7.3.5 (2) - EN 1994-1-1 : X,y x Npl,Rd (KN)	8 797,81
f) Valor de Cálculo do Esforço Axial de Compressão: Ned (KN)	8 023,94
	0,91

Verificação Regulamentar :

Verifica-se a clausula 6.7.3.5 (2) relativa ao estado limite ultimo por compressão axial (Encurvadura YY)

7.1.2.2 - Eixo Forte : ZZ

a) Factor de Imperfeição para as Curvas Encurvadura : Quadro 6.1 - EN 1993-1-1 : α	0,21
b) Esbelteza Normalizada definida 6.7.3.3(2) - EN 1994-1-1: λ, z	0,42
c) Valor auxiliar para determinar coeficiente X definido 6.3.1.2(1) - EN 1993-1-1 : Φ	0,61
d) Coefficiente de Redução de Encurvadura definido 6.3.1.2 (1) - EN 1993-1-1 : X, z	0,95
e) Valor de Cálculo da Resistência plástica à compressão Reduzido definido em 6.7.3.5 (2) - EN 1994-1-1: $X, z \times N_{pl,Rd}$ (KN)	8 797,81
f) Valor de Cálculo do Esforço Axial de Compressão: Ned (KN)	8 023,94
	0,91

Verificação Regulamentar :

Verifica-se a clausula 6.7.3.5 (2) relativa ao estado limite ultimo por compressão axial (Encurvadura YY)

7.2 - Resistência dos elementos em Flexão Composta com Compressão: 6.7.3.6 - EN 1994-1-1

7.2.1 - Eixo Forte YY

a) Momento Resistente Plástico da Secção Mista, em Flexão Pura : Mpl,Rd, y (KNm)	965,13
b) Relação entre $M_{pl,N,Rd,y}$ e $M_{pl,Rd,y}$ (Ver Figura 6.18) - EN 1994-1-1 : $\mu_{d,y}$	0,20
c) Momento Resistente Plástico da Secção Mista, tendo em conta o esforço axial Ned : $\mu_{d,y} M_{pl,Rd,y} = M_{pl,N,Rd, y}$ (KNm)	192,10
d) Momento Flector de Cálculo : Med, y (KN m)	145,98
e) Limite máximo da relação entre Momentos Actuantes e Resistentes - 6.7.3.6 (1) EN 1994-1-1 : $\alpha M, y$	0,90
	0,76

Verificação Regulamentar :

Verifica-se a clausula 6.7.3.6 (1) relativa ao estado limite ultimo devido a flexão composta com compressão (YY)

7.2.2 - Eixo Fraco ZZ

a) Momento Resistente Plástico da Secção Mista, em Flexão Pura : Mpl,Rd, z (KNm)	959,32
b) Relação entre $M_{pl,N,Rd,z}$ e $M_{pl,Rd,z}$ (Ver Figura 6.18) - EN 1994-1-1 : $\mu_{d,z}$	0,20
c) Momento Resistente Plástico da Secção Mista, tendo em conta o esforço axial Ned : $\mu_{d,z} M_{pl,Rd,z} = M_{pl,N,Rd, z}$ (KNm)	190,94
d) Momento Flector de Cálculo : Med, z (KN m)	108,91
e) Limite máximo da relação entre Momentos Actuantes e Resistentes - 6.7.3.6 (1) EN 1994-1-1 : $\alpha M, z$	0,90
	0,57

Verificação Regulamentar :

Verifica-se a clausula 6.7.3.6 (1) relativa ao estado limite ultimo devido a flexão composta com compressão (ZZ)

7.3 - Flexão Desviada Composta Com Compressão : 6.7.3.7 - EN 1994-1-1

7.3.1 - Flexão Desviada C/ imperfeições no eixo Y : 6.7.3.7 - EN 1994-1-1

a) Relação entre $M_{pl,N,Rd,y}$ e $M_{pl,Rd,y}$ (Ver Figura 6.18) - EN 1994-1-1 : $\mu_{d,y}$	0,20
b) Relação entre $M_{pl,N,Rd,z}$ e $M_{pl,Rd,z}$ (Ver Figura 6.18) - EN 1994-1-1 : $\mu_{d,z}$	0,20
c) Relação entre Med, y e $M_{pl,N,Rd,y}$ - 6.7.3.7 - EN 1994-1-1	0,76
d) Relação entre Med, z e $M_{pl,N,Rd,z}$ - 6.7.3.7 - EN 1994-1-1	0,01
e) Relação entre $(Med, y / M_{pl,N,Rd,y}) + (Med, z / M_{pl,N,Rd,z})$ - 6.7.3.7 - EN 1994-1-1	0,77
f) Limite Máximo da relação $(Med, y / M_{pl,N,Rd,y}) + (Med, z / M_{pl,N,Rd,z})$ - 6.7.3.7 - EN 1994-1-1	1,00

Verificação Regulamentar :

Verifica-se a clausula 6.7.3.7 (2) relativa ao estado limite ultimo devido a flexão desviada composta com compressão (y & z)

7.3.2 - Flexão Desviada C/ imperfeições no eixo Z : 6.7.3.7 - EN 1994-1-1

a) Relação entre Mpl,N,Rd,y e Mpl,Rd,y (Ver Figura 6.18) - EN 1994-1-1 : $\mu d,y$	0,20
b) Relação entre Mpl,N,Rd,z e Mpl,Rd,z (Ver Figura 6.18) - EN 1994-1-1 : $\mu d,z$	0,20
c) Relação entre Med, y e Mpl,N,Rd,y - 6.7.3.7 - EN 1994-1-1	0,20
d) Relação entre Med, z e Mpl,N,Rd,z - 6.7.3.7 - EN 1994-1-1	0,57
e) Relação entre (Med, y / Mpl,N,Rd,y) + (Med, z / Mpl,N,Rd,z) - 6.7.3.7 - EN 1994-1-1	0,77
f) Limite Máximo da relação (Med, y / Mpl,N,Rd,y) + (Med, z / Mpl,N,Rd,z) - 6.7.3.7 - EN 1994-1-1	1,00

Verificação Regulamentar :

Verifica-se a cláusula 6.7.3.7 (2) relativa ao estado limite ultimo devido a flexão desviada composta com compressão (y & Z)

7.4 - Resistência da Secção Transversal ao Estado Limite Ultimo por Esforço Transverso: 6.2.2.2 - EN 1994-1-1 ; 6.2.6 - EN 1993-1-1 ; 6.2.3 - EN 1992-1-1

7.4.1 - Eixo Forte YY

a) Esforço Transverso Resistente Plástico da Secção de Mista : Vpl,Rd, y (KN)	1 832,34
b) Esforço Transverso Atuante : Ved, y (KN)	1,37
c) Relação entre Esforço Transverso Atuante e Esforço Transverso Resistente: Ved,y / Vpl,Rd,y	0,00

Verificação Regulamentar (Geral) :

Verifica-se a cláusula 6.2.2.2(1)(EN 1994-1), 6.2.6(1)(2) (EN 1993-1), 6.2.3 (EN 1992-1) relativa ao estado limite ultimo de esforço transverso

Verificação Regulamentar EN 1994-1-1 :

Verifica-se a cláusula 6.2.2.2 (EN 1994-1) relativa ao estado limite ultimo de esforço transverso

Verificação Regulamentar EN 1993-1-1 :

Verifica-se a cláusula 6.2.6(1)(2) (EN 1993-1) relativa ao estado limite ultimo de esforço transverso

Verificação Regulamentar EN 1992-1-1 :

Verifica-se a cláusula 6.2.3 (EN 1992-1) relativa ao estado limite ultimo de esforço transverso

7.4.2 - Eixo Forte ZZ

a) Esforço Transverso Resistente Plástico da Secção de Mista : Vpl,Rd, z (KN)	1 832,34
b) Esforço Transverso Atuante : Ved, z (KN)	8,00
c) Relação entre Esforço Transverso Atuante e Esforço Transverso Resistente: Ved,z / Vpl,Rd,z	0,00

Verificação Regulamentar (Geral) :

Verifica-se a cláusula 6.2.2.2(1)(EN 1994-1), 6.2.6(1)(2) (EN 1993-1), 6.2.3 (EN 1992-1) relativa ao estado limite ultimo de esforço transverso

Verificação Regulamentar EN 1994-1-1 :

Verifica-se a cláusula 6.2.2.2 (EN 1994-1) relativa ao estado limite ultimo de esforço transverso

Verificação Regulamentar EN 1993-1-1 :

Verifica-se a cláusula 6.2.6(1)(2) (EN 1993-1) relativa ao estado limite ultimo de esforço transverso

Verificação Regulamentar EN 1992-1-1 :

Verifica-se a cláusula 6.2.3 (EN 1992-1) relativa ao estado limite ultimo de esforço transverso

8 Disposições Construtivas

8.1 - Disposições Construtivas Relativas a Armaduras de Betão Armado: EN 1992-1-1 (8)

8.1.1 - Requisitos de Durabilidade e Recobrimento de Armaduras

a) Requisitos de Recobrimento de Aderência :

a.1) Recobrimento Mínimo Efectivo de Aderência : c,min,b eff (mm)	34,00
a.2) Recobrimento Mínimo de Aderência : c,min,b (mm)	20,00

Verificação Regulamentar EN 1992-1-1 :

Verifica-se a cláusula 4.4.1.1(3) relativa ao recobrimento mínimo das armaduras para requisitos de aderência

b) Requisitos de Recobrimento Nominal :

b.1) Recobrimento Nominal Efectivo: **c nom eff (mm)** 40,00

b.2) Recobrimento Nominal Mínimo : **c nom (mm)** 40,00

Verificação Regulamentar EN 1992-1-1 :

A cláusula 4.4.1.1(2) relativa ao recobrimento nominal não se aplica a este tipo de secção.

8.1.2 - Distância Livre entre Varões

a.1) Distância Livre efectiva entre Varões : **d livre eff (mm)** 84,14

a.2) Distância Livre Mínima entre Varões : **d livre mín (mm)** 25,00

Verificação Regulamentar EN 1992-1-1 :

Verifica-se a cláusula 8.2(2) EN 1992-1 relativa à distância regulamentar entre Varões Longitudinais.

8.2 - Disposições Construtivas Relativas a Pilares e Regras Particulares: EN 1992-1-1 (9.5)

8.2.1 - Pilares : Generalidades

a.1) Relação Altura/Largura efectiva : **h/b eff (mm)** 1,00

a.2) Relação Altura/Largura Máxima : **h/b Máx (mm)** 4,00

Verificação Regulamentar EN 1992-1-1 :

Verifica-se a cláusula 9.5.1(1) EN 1992-1 relativa à relação máxima entre as dimensões do pilar.

8.2.2 - Pilares : Armaduras Longitudinais

a) Diâmetro de Varões Longitudinais

a.1) Diâmetro Mínimo Efectivo : **φ min eff (mm)** 10,00

a.2) Diâmetro Mínimo Regulamentar: **φ min (mm)** 20,00

Verificação Regulamentar EN 1992-1-1 :

Verifica-se a cláusula NA - 9.5.2(1) EN 1992-1 relativa ao diâmetro mínimo do varão longitudinal.

b) Área de Armaduras Longitudinais:

b.1) Área de Armadura Longitudinal Efectiva : **As, Long, eff (cm²)** 31,42

b.2) Área Máxima de Armadura Longitudinal : **As, Long, Máx (cm²)** 58,74

b.3) Área Mínima de Armadura Longitudinal : **As, Long, Mín (cm²)** 18,46

Verificação Regulamentar EN 1992-1-1 :

Verifica-se a cláusula 9.5.2(2) EN 1992-1 relativa aos limites regulamentares da área de armadura longitudinal.

8.2.3 - Pilares : Armaduras Transversais

a) Diâmetro de Armaduras Transversais:

a.1) Diâmetro Mínimo Efectivo : **φ min eff (mm)** 6,00

a.2) Diâmetro Mínimo Regulamentar: **φ min (mm)** 6,00

Verificação Regulamentar EN 1992-1-1 :

Verifica-se a cláusula 9.5.3(1) EN 1992-1 relativa ao diâmetro mínimo do varão transversal (Cinta).

b) Espaçamento de Armaduras Transversais:

b.1) Espaçamento Efectivo : **Scl,t eff (mm)** 200,00

b.2) Espaçamento Máximo Regulamentar : **Scl,t Máx (mm)** 300,00

Verificação Regulamentar EN 1992-1-1 :

Verifica-se a cláusula NA - 9.5.3(3) EN 1992-1 relativa ao espaçamento máximo entre as armaduras transversais.

c) Espaçamento de Armaduras Transversais (em zonas de ligação ou emendas):

c.1) Espaçamento Efectivo : Scl,t eff (mm)	100,00
c.2) Espaçamento Máximo Regulamentar : Scl,t Máx (mm)	180,00

Verificação Regulamentar EN 1992-1-1 :

Verifica-se a cláusula 9.5.3(4) EN 1992-1 relativa ao espaçamento máximo entre as armaduras transversais, localizadas em zonas próximas de ligação com vigas/lajes, e/ou zonas de emendas por sobreposição.

8.3 - Disposições Construtivas Relativas ao Meio de Conexão Aço-Betão: EN 1994-1-1 (6.6)

8.3.1 - Dimensões do Perno de Cabeça: 6.6.5.7 - EN 1994-1-1

a) Altura do Perno de Cabeça (hsc):

a.1) Altura Nominal Efectiva: hsc (mm)	-
a.2) Altura Nominal Mínima: hsc min (mm)	-

Verificação Regulamentar EN 1994-1-1 :

b) Diâmetro da Espiga Conector (ϕ) :

b.1) Diâmetro Espiga Efectivo: ϕ mm	-
b.2) Diâmetro Máximo: ϕ máx mm	-

Verificação Regulamentar EN 1994-1-1 :

c) Diâmetro da Cabeça do Perno (dc):

c.1) Diâmetro Efectivo: dc (mm)	-
c.2) Diâmetro Mínimo: dc,min (mm)	-

Verificação Regulamentar EN 1994-1-1 :

d) Altura da Cabeça do Perno (hc):

d.1) Altura Efectiva: hc (mm)	-
d.2) Altura Mínima: hc,min (mm)	-

Verificação Regulamentar EN 1994-1-1 :

8.3.2 - Espaçamentos dos Conectores: 6.6.5.7 - EN 1994-1-1

a) Espaçamento Transversal à Direcção da Força de Corte Longitudinal

a.1) Espaçamento Transversal Efectivo: Esp Trans (mm)	-
a.2) Espaçamento Transversal Mínimo: Esp Trans Min (mm)	-

Verificação Regulamentar EN 1994-1-1 :

b) Espaçamento na Direcção da Força de Corte Longitudinal

b.1) Espaçamento Longitudinal Efectivo: Esp Long (mm)	-
b.2) Espaçamento Longitudinal Mínimo: Esp Long Min (mm)	-

Verificação Regulamentar EN 1994-1-1 :

ANEXO VI - RESULTADOS DE CÁLCULO - CASO DE ESTUDO

ANEXO VI.2 - MAPA VERIFICAÇÕES REGULAMENTARES PILAR MISTO 111

Nº	Nome Combinação	Verificações Regulamentares						
		R (N)	R (VY)	R (VZ)	R (MX)	R (MY)	R (MZ)	R (MY / MZ)
100	pp	0,32	0,00	0,00	1,00	0,04	0,04	0,05
101	rcp	0,15	0,00	0,00	1,00	0,02	0,02	0,02
102	fachadas	0,01	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,01
201	sob_piso_B	0,16	0,00	0,00	1,00	0,02	0,02	0,03
202	sob_cob_H	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00
203	sob_piso_C1	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00
204	sob_piso_C2	0,03	0,00	0,00	1,00	0,03	0,01	0,03
301	vento x+	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,01	0,01
302	vento x-	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,01	0,01
303	vento y+	0,00	0,00	0,01	1,00	0,04	0,00	0,04
304	vento y-	0,00	0,00	0,01	1,00	0,04	0,00	0,04
401	temp+	0,00	0,00	0,00	1,00	0,01	0,00	0,01
402	temp-	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00
500	Modal	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00
501	Seismic EC 8 Direction_X	0,00	0,01	0,00	1,00	0,01	0,08	0,09
502	Seismic EC 8 Direction_Y	0,01	0,00	0,01	1,00	0,10	0,01	0,11
600	STR_ULS_S	0,91	0,00	0,00	1,00	0,55	0,57	0,57
601	STR_ULS_WX+	0,63	0,00	0,00	1,00	0,15	0,15	0,17
602	STR_ULS_WX-	0,63	0,00	0,00	1,00	0,14	0,16	0,17
603	STR_ULS_WY+	0,63	0,00	0,01	1,00	0,26	0,13	0,26
604	STR_ULS_WY-	0,62	0,00	0,01	1,00	0,22	0,14	0,23
605	STR_ULS_T+	0,63	0,00	0,00	1,00	0,13	0,14	0,14
606	STR_ULS_T-	0,63	0,00	0,00	1,00	0,15	0,13	0,16
607	STR_ULS_G_WX+	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,08	0,10
608	STR_ULS_G_WX-	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,09	0,10
609	STR_ULS_G_WY+	0,47	0,00	0,01	1,00	0,16	0,07	0,16
610	STR_ULS_G_WY-	0,46	0,00	0,01	1,00	0,14	0,07	0,14
611	STR_ULS_G_T+	0,47	0,00	0,00	1,00	0,07	0,08	0,08
612	STR_ULS_G_T-	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,07	0,09
613	STR_ULS_S_WX+	0,91	0,00	0,00	1,00	0,55	0,57	0,57
614	STR_ULS_S_WX-	0,91	0,00	0,00	1,00	0,55	0,61	0,61
615	STR_ULS_S_WY+	0,91	0,00	0,00	1,00	0,75	0,57	0,76
616	STR_ULS_S_WY-	0,91	0,00	0,01	1,00	0,72	0,56	0,75
617	STR_ULS_S_T+	0,91	0,00	0,00	1,00	0,57	0,57	0,60
618	STR_ULS_S_T-	0,91	0,00	0,00	1,00	0,55	0,57	0,57
619	STR_ULS_S_WX+_T+	0,91	0,00	0,00	1,00	0,57	0,57	0,59
620	STR_ULS_S_WX+_T-	0,91	0,00	0,00	1,00	0,56	0,57	0,59
621	STR_ULS_S_WX-_T+	0,91	0,00	0,00	1,00	0,58	0,61	0,65
622	STR_ULS_S_WX-_T-	0,91	0,00	0,00	1,00	0,55	0,60	0,61
623	STR_ULS_S_WY+_T+	0,91	0,00	0,00	1,00	0,72	0,58	0,74
624	STR_ULS_S_WY+_T-	0,91	0,00	0,00	1,00	0,76	0,57	0,77
625	STR_ULS_S_WY-_T+	0,91	0,00	0,01	1,00	0,75	0,57	0,78
626	STR_ULS_S_WY-_T-	0,91	0,00	0,01	1,00	0,71	0,56	0,74
627	STR_ULS_WX+_S	0,82	0,00	0,00	1,00	0,32	0,34	0,35
628	STR_ULS_WX+_T+	0,63	0,00	0,00	1,00	0,14	0,15	0,16
629	STR_ULS_WX+_T-	0,63	0,00	0,00	1,00	0,15	0,15	0,17
630	STR_ULS_WX+_S_T+	0,82	0,00	0,00	1,00	0,32	0,34	0,35
631	STR_ULS_WX+_S_T-	0,82	0,00	0,00	1,00	0,32	0,35	0,36
632	STR_ULS_WX-_S	0,82	0,00	0,00	1,00	0,31	0,37	0,37
633	STR_ULS_WX-_T+	0,63	0,00	0,00	1,00	0,14	0,16	0,17
634	STR_ULS_WX-_T-	0,63	0,00	0,00	1,00	0,15	0,16	0,18
635	STR_ULS_WX-_S_T+	0,82	0,00	0,00	1,00	0,33	0,37	0,39
636	STR_ULS_WX-_S_T-	0,82	0,00	0,00	1,00	0,32	0,36	0,37
637	STR_ULS_WY+_S	0,83	0,00	0,01	1,00	0,53	0,33	0,53
638	STR_ULS_WY+_T+	0,63	0,00	0,01	1,00	0,25	0,14	0,25
639	STR_ULS_WY+_T-	0,63	0,00	0,01	1,00	0,26	0,13	0,26
640	STR_ULS_WY+_S_T+	0,83	0,00	0,01	1,00	0,51	0,33	0,52
641	STR_ULS_WY+_S_T-	0,83	0,00	0,01	1,00	0,53	0,32	0,54
642	STR_ULS_WY-_S	0,82	0,00	0,01	1,00	0,49	0,32	0,51

643	STR_ULS_WY-_T+	0,62	0,00	0,01	1,00	0,23	0,14	0,24
644	STR_ULS_WY-_T-	0,62	0,00	0,01	1,00	0,21	0,14	0,22
645	STR_ULS_WY-_S_T+	0,82	0,00	0,01	1,00	0,51	0,33	0,53
646	STR_ULS_WY-_S_T-	0,82	0,00	0,01	1,00	0,49	0,32	0,51
647	STR_ULS_G_WX+_S	0,66	0,00	0,00	1,00	0,15	0,17	0,17
648	STR_ULS_G_WX+_T+	0,47	0,00	0,00	1,00	0,07	0,08	0,09
649	STR_ULS_G_WX+_T-	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,08	0,10
650	STR_ULS_G_WX+_S_T+	0,66	0,00	0,00	1,00	0,16	0,17	0,18
651	STR_ULS_G_WX+_S_T-	0,66	0,00	0,00	1,00	0,15	0,17	0,17
652	STR_ULS_G_WX-_S	0,66	0,00	0,00	1,00	0,15	0,18	0,18
653	STR_ULS_G_WX-_T+	0,47	0,00	0,00	1,00	0,07	0,09	0,09
654	STR_ULS_G_WX-_T-	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,09	0,10
655	STR_ULS_G_WX-_S_T+	0,66	0,00	0,00	1,00	0,16	0,18	0,19
656	STR_ULS_G_WX-_S_T-	0,66	0,00	0,00	1,00	0,15	0,18	0,18
657	STR_ULS_G_WY+_S	0,66	0,00	0,01	1,00	0,27	0,15	0,27
658	STR_ULS_G_WY+_T+	0,47	0,00	0,01	1,00	0,15	0,07	0,15
659	STR_ULS_G_WY+_T-	0,47	0,00	0,01	1,00	0,16	0,07	0,16
660	STR_ULS_G_WY+_S_T+	0,66	0,00	0,01	1,00	0,26	0,15	0,26
661	STR_ULS_G_WY+_S_T-	0,66	0,00	0,01	1,00	0,27	0,15	0,27
662	STR_ULS_G_WY-_S	0,66	0,00	0,01	1,00	0,26	0,15	0,27
663	STR_ULS_G_WY-_T+	0,46	0,00	0,01	1,00	0,14	0,08	0,15
664	STR_ULS_G_WY-_T-	0,46	0,00	0,01	1,00	0,13	0,07	0,14
665	STR_ULS_G_WY-_S_T+	0,66	0,00	0,01	1,00	0,27	0,16	0,28
666	STR_ULS_G_WY-_S_T-	0,66	0,00	0,01	1,00	0,26	0,15	0,27
700	GEO_ULS_S	0,71	0,00	0,00	1,00	0,18	0,19	0,19
701	GEO_ULS_WX+	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,08	0,09
702	GEO_ULS_WX-	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,09	0,09
703	GEO_ULS_WY+	0,47	0,00	0,01	1,00	0,15	0,07	0,15
704	GEO_ULS_WY-	0,46	0,00	0,01	1,00	0,13	0,07	0,13
705	GEO_ULS_T+	0,47	0,00	0,00	1,00	0,07	0,07	0,07
706	GEO_ULS_T-	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,07	0,09
713	GEO_ULS_S_WX+	0,71	0,00	0,00	1,00	0,18	0,19	0,19
714	GEO_ULS_S_WX-	0,71	0,00	0,00	1,00	0,18	0,20	0,21
715	GEO_ULS_S_WY+	0,71	0,00	0,00	1,00	0,25	0,19	0,25
716	GEO_ULS_S_WY-	0,71	0,00	0,01	1,00	0,25	0,19	0,26
717	GEO_ULS_S_T+	0,71	0,00	0,00	1,00	0,19	0,19	0,20
718	GEO_ULS_S_T-	0,71	0,00	0,00	1,00	0,18	0,19	0,19
719	GEO_ULS_S_WX+_T+	0,71	0,00	0,00	1,00	0,19	0,19	0,20
720	GEO_ULS_S_WX+_T-	0,71	0,00	0,00	1,00	0,18	0,19	0,19
721	GEO_ULS_S_WX-_T+	0,71	0,00	0,00	1,00	0,19	0,20	0,22
722	GEO_ULS_S_WX-_T-	0,71	0,00	0,00	1,00	0,18	0,20	0,20
723	GEO_ULS_S_WY+_T+	0,71	0,00	0,00	1,00	0,24	0,19	0,25
724	GEO_ULS_S_WY+_T-	0,71	0,00	0,00	1,00	0,25	0,19	0,26
725	GEO_ULS_S_WY-_T+	0,71	0,00	0,01	1,00	0,26	0,19	0,27
726	GEO_ULS_S_WY-_T-	0,71	0,00	0,01	1,00	0,25	0,19	0,25
727	GEO_ULS_WX+_S	0,63	0,00	0,00	1,00	0,13	0,15	0,15
728	GEO_ULS_WX+_T+	0,47	0,00	0,00	1,00	0,07	0,08	0,09
729	GEO_ULS_WX+_T-	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,08	0,10
730	GEO_ULS_WX+_S_T+	0,63	0,00	0,00	1,00	0,14	0,15	0,15
731	GEO_ULS_WX+_S_T-	0,63	0,00	0,00	1,00	0,14	0,15	0,15
732	GEO_ULS_WX-_S	0,63	0,00	0,00	1,00	0,14	0,16	0,16
733	GEO_ULS_WX-_T+	0,47	0,00	0,00	1,00	0,07	0,09	0,09
734	GEO_ULS_WX-_T-	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,09	0,10
735	GEO_ULS_WX-_S_T+	0,63	0,00	0,00	1,00	0,14	0,16	0,17
736	GEO_ULS_WX-_S_T-	0,63	0,00	0,00	1,00	0,13	0,16	0,16
737	GEO_ULS_WY+_S	0,64	0,00	0,01	1,00	0,23	0,14	0,23
738	GEO_ULS_WY+_T+	0,47	0,00	0,01	1,00	0,14	0,07	0,15
739	GEO_ULS_WY+_T-	0,47	0,00	0,01	1,00	0,15	0,07	0,15
740	GEO_ULS_WY+_S_T+	0,64	0,00	0,01	1,00	0,22	0,14	0,23
741	GEO_ULS_WY+_S_T-	0,64	0,00	0,01	1,00	0,23	0,14	0,24
742	GEO_ULS_WY-_S	0,63	0,00	0,01	1,00	0,22	0,14	0,23
743	GEO_ULS_WY-_T+	0,46	0,00	0,01	1,00	0,13	0,08	0,14
744	GEO_ULS_WY-_T-	0,46	0,00	0,01	1,00	0,12	0,07	0,13
745	GEO_ULS_WY-_S_T+	0,63	0,00	0,01	1,00	0,23	0,14	0,24
746	GEO_ULS_WY-_S_T-	0,63	0,00	0,01	1,00	0,22	0,14	0,23
801	ACC_X+0.3Y	0,53	0,01	0,01	1,00	0,15	0,20	0,26
802	ACC_X-0.3Y	0,53	0,01	0,00	1,00	0,11	0,19	0,22

803	ACC_-X+0.3Y	0,53	0,01	0,00	1,00	0,12	0,20	0,23
804	ACC_-X-0.3Y	0,53	0,01	0,01	1,00	0,14	0,20	0,26
805	ACC_0.3X+Y	0,54	0,00	0,01	1,00	0,24	0,13	0,28
806	ACC_-0.3X+Y	0,54	0,00	0,01	1,00	0,23	0,12	0,26
807	ACC_0.3X-Y	0,52	0,00	0,01	1,00	0,21	0,11	0,24
808	ACC_-0.3X-Y	0,52	0,01	0,02	1,00	0,22	0,13	0,27
901	RARA_S	0,65	0,00	0,00	1,00	0,14	0,15	0,15
902	RARA_WX+	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,08	0,09
903	RARA_WX-	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,08	0,09
904	RARA_WY+	0,47	0,00	0,01	1,00	0,13	0,07	0,13
905	RARA_WY-	0,46	0,00	0,00	1,00	0,11	0,07	0,12
906	RARA_T+	0,47	0,00	0,00	1,00	0,07	0,07	0,08
907	RARA_T-	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,07	0,08
908	RARA_S_WX+	0,65	0,00	0,00	1,00	0,14	0,15	0,15
909	RARA_S_WX-	0,65	0,00	0,00	1,00	0,14	0,16	0,16
910	RARA_S_WY+	0,65	0,00	0,00	1,00	0,19	0,15	0,19
911	RARA_S_WY-	0,65	0,00	0,00	1,00	0,19	0,15	0,19
912	RARA_S_T+	0,65	0,00	0,00	1,00	0,15	0,15	0,16
913	RARA_S_T-	0,65	0,00	0,00	1,00	0,15	0,15	0,15
914	RARA_S_WX+_T+	0,65	0,00	0,00	1,00	0,15	0,15	0,15
915	RARA_S_WX+_T-	0,65	0,00	0,00	1,00	0,15	0,15	0,15
916	RARA_S_WX-_T+	0,65	0,00	0,00	1,00	0,15	0,16	0,17
917	RARA_S_WX-_T-	0,65	0,00	0,00	1,00	0,14	0,16	0,16
918	RARA_S_WY+_T+	0,65	0,00	0,00	1,00	0,18	0,15	0,19
919	RARA_S_WY+_T-	0,65	0,00	0,00	1,00	0,19	0,15	0,20
920	RARA_S_WY-_T+	0,65	0,00	0,01	1,00	0,19	0,15	0,20
921	RARA_S_WY-_T-	0,65	0,00	0,00	1,00	0,18	0,15	0,19
922	RARA_WX+_S	0,60	0,00	0,00	1,00	0,12	0,12	0,13
923	RARA_WX+_T+	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,08	0,08
924	RARA_WX+_T-	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,08	0,09
925	RARA_WX+_S_T+	0,60	0,00	0,00	1,00	0,12	0,12	0,13
926	RARA_WX+_S_T-	0,60	0,00	0,00	1,00	0,12	0,13	0,13
927	RARA_WX-_S	0,60	0,00	0,00	1,00	0,11	0,13	0,13
928	RARA_WX-_T+	0,47	0,00	0,00	1,00	0,07	0,08	0,09
929	RARA_WX-_T-	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,08	0,09
930	RARA_WX-_S_T+	0,60	0,00	0,00	1,00	0,12	0,13	0,14
931	RARA_WX-_S_T-	0,60	0,00	0,00	1,00	0,12	0,13	0,13
932	RARA_WY+_S	0,60	0,00	0,01	1,00	0,19	0,12	0,19
933	RARA_WY+_T+	0,47	0,00	0,01	1,00	0,13	0,07	0,13
934	RARA_WY+_T-	0,47	0,00	0,01	1,00	0,13	0,07	0,14
935	RARA_WY+_S_T+	0,60	0,00	0,01	1,00	0,18	0,12	0,18
936	RARA_WY+_S_T-	0,60	0,00	0,01	1,00	0,19	0,12	0,19
937	RARA_WY-_S	0,59	0,00	0,01	1,00	0,18	0,12	0,18
938	RARA_WY-_T+	0,46	0,00	0,01	1,00	0,12	0,07	0,12
939	RARA_WY-_T-	0,46	0,00	0,00	1,00	0,11	0,07	0,11
940	RARA_WY-_S_T+	0,59	0,00	0,01	1,00	0,18	0,12	0,19
941	RARA_WY-_S_T-	0,59	0,00	0,01	1,00	0,17	0,12	0,18
1 001	FREQ_S	0,56	0,00	0,00	1,00	0,10	0,10	0,11
1 002	FREQ_WX+	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,07	0,08
1 003	FREQ_WX-	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,07	0,08
1 004	FREQ_WY+	0,47	0,00	0,00	1,00	0,09	0,07	0,09
1 005	FREQ_WY-	0,47	0,00	0,00	1,00	0,07	0,07	0,07
1 006	FREQ_T+	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,07	0,08
1 007	FREQ_T-	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,07	0,08
1 008	FREQ_WX+_S	0,53	0,00	0,00	1,00	0,09	0,09	0,09
1 009	FREQ_WX-_S	0,53	0,00	0,00	1,00	0,09	0,09	0,10
1 010	FREQ_WY+_S	0,53	0,00	0,00	1,00	0,10	0,09	0,11
1 011	FREQ_WY-_S	0,53	0,00	0,00	1,00	0,10	0,09	0,10
1 100	CQP	0,47	0,00	0,00	1,00	0,08	0,07	0,08
1 101	CQP_S	0,53	0,00	0,00	1,00	0,09	0,09	0,09

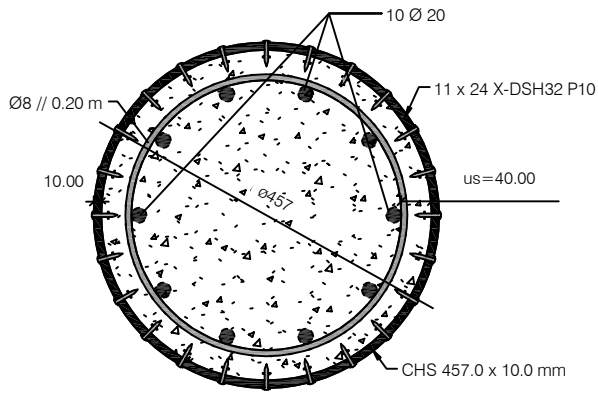
ANEXO VI - RESULTADOS DE CÁLCULO - CASO DE ESTUDO

ANEXO VI.3 - MAPA ESFORÇOS CÁLCULO PILAR MISTO 111

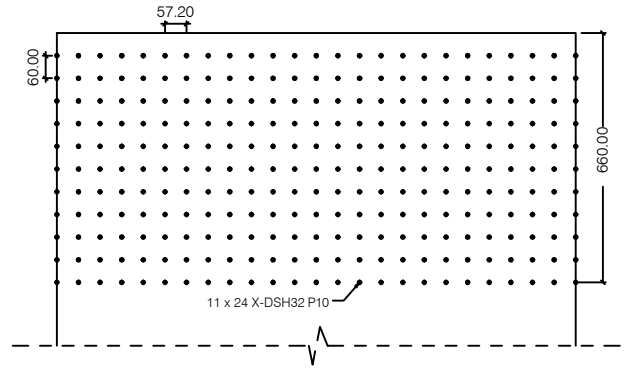
Nº	Nome Combinação	Esforços Modelo de Cálculo					
		Fx (KN)	Fy (KN)	Fz (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	Mz (KNm)
100	pp	2 837,13	1,21	2,41	0,19	4,84	1,87
101	rcp	1 359,81	0,03	1,06	0,07	3,00	0,13
102	fachadas	97,77	0,22	1,83	0,01	3,37	0,41
201	sob_piso_B	1 364,45	2,09	1,81	0,03	5,60	5,35
202	sob_cob_H	16,34	0,16	0,86	0,01	1,96	0,34
203	sob_piso_C1	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
204	sob_piso_C2	264,59	1,76	7,78	0,00	20,94	4,71
301	vento x+	0,06	2,93	0,37	0,13	0,63	9,13
302	vento x-	0,15	2,69	0,49	0,09	1,09	8,18
303	vento y+	24,34	0,55	12,07	0,14	41,48	1,48
304	vento y-	26,44	0,49	11,94	0,15	41,14	1,35
401	temp+	0,18	1,00	1,43	0,18	5,73	1,26
402	temp-	0,07	0,40	0,57	0,07	2,29	0,50
500	Modal	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
501	Seismic EC 8 Direction_X	1,14	25,73	4,72	4,41	10,64	77,36
502	Seismic EC 8 Direction_Y	78,36	1,99	25,83	0,39	96,11	5,35
600	STR_ULS_S	8 001,97	2,22	3,37	0,43	0,40	3,71
601	STR_ULS_WX+	5 533,99	2,44	4,85	0,56	11,14	10,56
602	STR_ULS_WX-	5 533,66	6,00	3,56	0,22	8,55	15,41
603	STR_ULS_WY+	5 570,41	1,14	22,40	0,57	72,41	0,92
604	STR_ULS_WY-	5 494,24	2,69	13,62	0,14	51,51	5,16
605	STR_ULS_T+	5 533,63	3,46	2,15	0,63	1,60	5,03
606	STR_ULS_T-	5 534,00	1,36	5,15	0,26	13,63	2,38
607	STR_ULS_G_WX+	4 099,27	2,95	3,73	0,47	8,50	11,37
608	STR_ULS_G_WX-	4 098,95	5,49	2,44	0,13	5,91	14,60
609	STR_ULS_G_WY+	4 135,70	0,64	21,29	0,47	69,77	0,11
610	STR_ULS_G_WY-	4 059,52	2,19	14,73	0,05	54,16	4,34
611	STR_ULS_G_T+	4 098,91	2,96	1,04	0,53	1,05	4,22
612	STR_ULS_G_T-	4 099,28	0,85	4,04	0,16	10,99	1,57
613	STR_ULS_S_WX+	8 002,02	0,42	3,04	0,55	0,16	4,51
614	STR_ULS_S_WX-	8 001,83	4,64	3,82	0,35	1,39	11,07
615	STR_ULS_S_WY+	8 023,88	1,73	7,49	0,55	36,93	2,38
616	STR_ULS_S_WY-	7 978,17	2,66	14,12	0,30	37,43	4,92
617	STR_ULS_S_T+	8 001,81	3,12	4,66	0,59	5,56	4,85
618	STR_ULS_S_T-	8 002,03	1,86	2,86	0,37	1,66	3,26
619	STR_ULS_S_WX+_T+	8 001,86	0,48	4,33	0,71	5,00	3,37
620	STR_ULS_S_WX+_T-	8 002,09	0,78	2,53	0,49	2,23	4,96
621	STR_ULS_S_WX-_T+	8 001,67	5,55	5,10	0,51	6,55	12,21
622	STR_ULS_S_WX-_T-	8 001,89	4,28	3,30	0,28	0,67	10,62
623	STR_ULS_S_WY+_T+	8 023,72	2,63	6,20	0,71	31,77	3,52
624	STR_ULS_S_WY+_T-	8 023,94	1,37	8,00	0,49	38,99	1,93
625	STR_ULS_S_WY-_T+	7 978,01	3,56	15,41	0,46	42,59	6,06
626	STR_ULS_S_WY-_T-	7 978,24	2,30	13,61	0,23	35,37	4,47
627	STR_ULS_WX+_S	7 244,48	2,09	1,42	0,60	2,18	9,85
628	STR_ULS_WX+_T+	5 533,83	1,54	3,56	0,72	5,98	9,42
629	STR_ULS_WX+_T-	5 534,05	2,80	5,36	0,50	13,21	11,01
630	STR_ULS_WX+_S_T+	7 244,32	1,19	2,71	0,75	2,98	8,72
631	STR_ULS_WX+_S_T-	7 244,54	2,45	0,91	0,53	4,25	10,31
632	STR_ULS_WX-_S	7 244,15	6,35	2,71	0,26	0,41	16,11
633	STR_ULS_WX-_T+	5 533,50	6,90	2,27	0,38	3,40	16,55
634	STR_ULS_WX-_T-	5 533,73	5,64	4,07	0,16	10,62	14,96
635	STR_ULS_WX-_S_T+	7 244,00	7,25	4,00	0,42	5,57	17,25
636	STR_ULS_WX-_S_T-	7 244,22	5,99	2,20	0,20	1,66	15,66
637	STR_ULS_WY+_S	7 280,90	1,49	16,13	0,60	63,45	1,63
638	STR_ULS_WY+_T+	5 570,25	2,04	21,12	0,73	67,26	2,06
639	STR_ULS_WY+_T-	5 570,47	0,78	22,92	0,50	74,48	0,47
640	STR_ULS_WY+_S_T+	7 280,74	2,39	14,85	0,76	58,29	2,76
641	STR_ULS_WY+_S_T-	7 280,96	1,13	16,65	0,54	65,52	1,17
642	STR_ULS_WY-_S	7 204,73	3,04	19,89	0,17	60,47	5,86

643	STR_ULS_WY-_T+	5 494,08	3,60	14,90	0,30	56,67	6,29
644	STR_ULS_WY-_T-	5 494,30	2,33	13,10	0,08	49,45	4,70
645	STR_ULS_WY-_S_T+	7 204,57	3,94	21,17	0,33	65,63	7,00
646	STR_ULS_WY-_S_T-	7 204,79	2,68	19,37	0,11	58,41	5,41
647	STR_ULS_G_WX+_S	5 809,77	2,60	2,54	0,50	0,46	10,67
648	STR_ULS_G_WX+_T+	4 099,12	2,05	2,45	0,63	3,34	10,24
649	STR_ULS_G_WX+_T-	4 099,34	3,31	4,25	0,40	10,56	11,83
650	STR_ULS_G_WX+_S_T+	5 809,61	1,70	3,82	0,66	5,62	9,53
651	STR_ULS_G_WX+_S_T-	5 809,83	2,96	2,02	0,44	1,60	11,12
652	STR_ULS_G_WX-_S	5 809,44	5,84	3,83	0,16	3,05	15,30
653	STR_ULS_G_WX-_T+	4 098,79	6,39	1,16	0,29	0,75	15,73
654	STR_ULS_G_WX-_T-	4 099,01	5,13	2,96	0,07	7,97	14,14
655	STR_ULS_G_WX-_S_T+	5 809,28	6,74	5,11	0,32	8,21	16,44
656	STR_ULS_G_WX-_S_T-	5 809,51	5,48	3,31	0,10	0,99	14,85
657	STR_ULS_G_WY+_S	5 846,19	0,98	15,02	0,51	60,81	0,81
658	STR_ULS_G_WY+_T+	4 135,54	1,54	20,00	0,63	64,61	1,24
659	STR_ULS_G_WY+_T-	4 135,76	0,27	21,80	0,41	71,84	0,35
660	STR_ULS_G_WY+_S_T+	5 846,03	1,88	13,73	0,67	55,65	1,95
661	STR_ULS_G_WY+_S_T-	5 846,25	0,62	15,53	0,44	62,87	0,36
662	STR_ULS_G_WY-_S	5 770,01	2,53	21,00	0,08	63,12	5,05
663	STR_ULS_G_WY-_T+	4 059,36	3,09	16,02	0,20	59,32	5,48
664	STR_ULS_G_WY-_T-	4 059,59	1,83	14,22	0,02	52,09	3,89
665	STR_ULS_G_WY-_S_T+	5 769,86	3,43	22,28	0,24	68,28	6,18
666	STR_ULS_G_WY-_S_T-	5 770,08	2,17	20,48	0,02	61,05	4,59
700	GEO_ULS_S	6 238,18	1,68	3,47	0,33	1,63	2,82
701	GEO_ULS_WX+	4 099,26	2,36	3,66	0,44	8,37	9,55
702	GEO_ULS_WX-	4 098,98	4,95	2,54	0,15	6,13	12,96
703	GEO_ULS_WY+	4 130,83	0,74	18,87	0,45	61,48	0,40
704	GEO_ULS_WY-	4 064,81	2,09	12,34	0,08	45,93	4,07
705	GEO_ULS_T+	4 098,95	2,76	1,32	0,50	0,10	3,96
706	GEO_ULS_T-	4 099,27	0,93	3,92	0,18	10,53	1,67
713	GEO_ULS_S_WX+	6 238,23	0,61	3,18	0,43	1,14	4,30
714	GEO_ULS_S_WX-	6 238,06	3,78	3,85	0,26	2,49	9,20
715	GEO_ULS_S_WY+	6 257,17	1,25	5,95	0,43	30,72	1,67
716	GEO_ULS_S_WY-	6 217,56	2,06	12,78	0,21	33,72	3,87
717	GEO_ULS_S_T+	6 238,04	2,46	4,58	0,47	6,11	3,80
718	GEO_ULS_S_T-	6 238,23	1,37	3,02	0,27	0,15	2,43
719	GEO_ULS_S_WX+_T+	6 238,09	0,17	4,29	0,57	5,61	3,32
720	GEO_ULS_S_WX+_T-	6 238,28	0,92	2,73	0,38	0,65	4,69
721	GEO_ULS_S_WX-_T+	6 237,92	4,56	4,96	0,39	6,96	10,19
722	GEO_ULS_S_WX-_T-	6 238,11	3,47	3,40	0,20	0,70	8,81
723	GEO_ULS_S_WY+_T+	6 257,03	2,03	4,84	0,57	26,25	2,65
724	GEO_ULS_S_WY+_T-	6 257,22	0,94	6,40	0,38	32,51	1,27
725	GEO_ULS_S_WY-_T+	6 217,42	2,84	13,89	0,35	38,19	4,85
726	GEO_ULS_S_WY-_T-	6 217,61	1,75	12,33	0,16	31,93	3,48
727	GEO_ULS_WX+_S	5 581,69	2,06	1,77	0,47	0,61	8,94
728	GEO_ULS_WX+_T+	4 099,12	1,58	2,54	0,58	3,90	8,56
729	GEO_ULS_WX+_T-	4 099,32	2,67	4,10	0,39	10,16	9,94
730	GEO_ULS_WX+_S_T+	5 581,55	1,28	2,89	0,61	3,86	7,95
731	GEO_ULS_WX+_S_T-	5 581,74	2,37	1,33	0,42	2,40	9,33
732	GEO_ULS_WX-_S	5 581,41	5,25	2,89	0,18	1,64	13,57
733	GEO_ULS_WX-_T+	4 098,84	5,73	1,43	0,29	1,66	13,95
734	GEO_ULS_WX-_T-	4 099,04	4,64	2,99	0,09	7,92	12,57
735	GEO_ULS_WX-_S_T+	5 581,27	6,03	4,01	0,32	6,11	14,55
736	GEO_ULS_WX-_S_T-	5 581,46	4,94	2,45	0,12	0,15	13,18
737	GEO_ULS_WY+_S	5 613,25	1,04	13,44	0,48	53,71	1,01
738	GEO_ULS_WY+_T+	4 130,69	1,53	17,76	0,58	57,00	1,39
739	GEO_ULS_WY+_T-	4 130,88	0,43	19,32	0,39	63,26	0,01
740	GEO_ULS_WY+_S_T+	5 613,12	1,82	12,33	0,61	49,24	2,00
741	GEO_ULS_WY+_S_T-	5 613,31	0,73	13,89	0,42	55,50	0,62
742	GEO_ULS_WY-_S	5 547,24	2,39	17,77	0,11	53,69	4,68
743	GEO_ULS_WY-_T+	4 064,67	2,87	13,46	0,21	50,40	5,06
744	GEO_ULS_WY-_T-	4 064,87	1,78	11,90	0,02	44,14	3,68
745	GEO_ULS_WY-_S_T+	5 547,10	3,17	18,89	0,24	58,17	5,67
746	GEO_ULS_WY-_S_T-	5 547,29	2,07	17,33	0,05	51,91	4,29
801	ACC_X+0.3Y	4 691,91	25,31	11,52	4,25	41,41	77,15
802	ACC_X-0.3Y	4 644,89	24,12	3,98	4,01	16,26	73,94

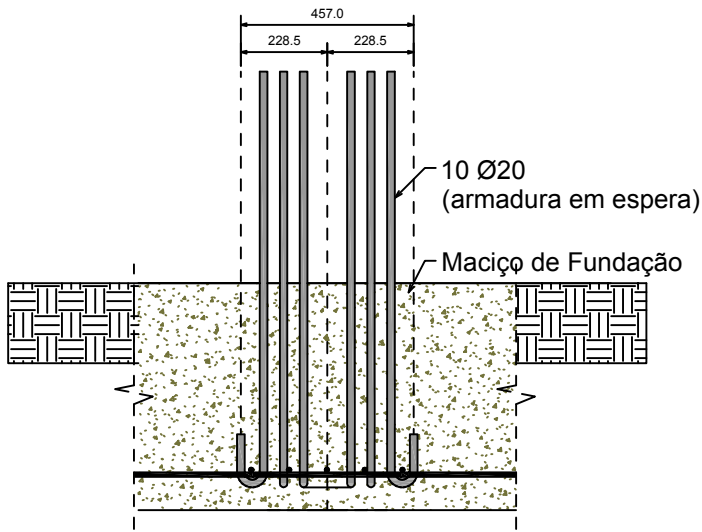
803	ACC_-X+0.3Y	4 689,64	26,16	2,09	4,57	20,13	77,58
804	ACC_-X-0.3Y	4 642,62	27,35	13,41	4,81	37,54	80,79
805	ACC_0.3X+Y	4 745,97	8,68	26,30	1,44	101,24	26,74
806	ACC_-0.3X+Y	4 745,29	6,76	23,47	1,21	94,85	19,68
807	ACC_0.3X-Y	4 589,25	4,71	25,36	0,65	90,99	16,04
808	ACC_-0.3X-Y	4 588,57	10,73	28,19	1,99	97,37	30,38
901	RARA_S	5 744,56	1,63	1,93	0,31	0,49	2,71
902	RARA_WX+	4 099,24	1,48	3,55	0,40	8,18	6,81
903	RARA_WX-	4 099,03	4,15	2,69	0,18	6,46	10,51
904	RARA_WY+	4 123,52	0,91	15,25	0,41	49,03	0,85
905	RARA_WY-	4 072,74	1,94	8,76	0,12	33,59	3,67
906	RARA_T+	4 099,00	2,46	1,75	0,45	1,82	3,59
907	RARA_T-	4 099,25	1,05	3,75	0,20	9,84	1,82
908	RARA_S_WX+	5 744,60	0,13	1,71	0,39	0,86	2,77
909	RARA_S_WX-	5 744,47	3,24	2,23	0,26	0,17	7,62
910	RARA_S_WY+	5 759,17	1,30	5,31	0,40	25,37	1,82
911	RARA_S_WY-	5 728,70	1,92	9,10	0,23	24,20	3,51
912	RARA_S_T+	5 744,46	2,23	2,79	0,42	2,95	3,46
913	RARA_S_T-	5 744,60	1,39	1,59	0,27	1,86	2,40
914	RARA_S_WX+_T+	5 744,49	0,47	2,57	0,50	2,57	2,02
915	RARA_S_WX+_T-	5 744,64	0,37	1,37	0,35	2,24	3,07
916	RARA_S_WX-_T+	5 744,36	3,84	3,08	0,36	3,61	8,37
917	RARA_S_WX-_T-	5 744,51	3,00	1,88	0,22	1,20	7,31
918	RARA_S_WY+_T+	5 759,06	1,90	4,45	0,50	21,93	2,58
919	RARA_S_WY+_T-	5 759,21	1,06	5,65	0,35	26,75	1,52
920	RARA_S_WY-_T+	5 728,59	2,52	9,95	0,33	27,64	4,27
921	RARA_S_WY-_T-	5 728,74	1,68	8,75	0,18	22,82	3,21
922	RARA_WX+_S	5 239,57	1,25	0,63	0,42	2,21	6,34
923	RARA_WX+_T+	4 099,14	0,88	2,69	0,51	4,74	6,05
924	RARA_WX+_T-	4 099,28	1,72	3,89	0,36	9,56	7,11
925	RARA_WX+_S_T+	5 239,46	0,65	1,49	0,53	1,23	5,58
926	RARA_WX+_S_T-	5 239,61	1,49	0,29	0,38	3,59	6,64
927	RARA_WX-_S	5 239,35	4,38	1,49	0,20	0,48	10,98
928	RARA_WX-_T+	4 098,92	4,75	1,83	0,28	3,02	11,26
929	RARA_WX-_T-	4 099,07	3,91	3,03	0,13	7,83	10,20
930	RARA_WX-_S_T+	5 239,25	4,98	2,35	0,31	2,96	11,73
931	RARA_WX-_S_T-	5 239,40	4,14	1,15	0,16	1,86	10,67
932	RARA_WY+_S	5 263,85	1,14	11,07	0,43	43,06	1,32
933	RARA_WY+_T+	4 123,42	1,51	14,39	0,51	45,59	1,60
934	RARA_WY+_T-	4 123,57	0,67	15,59	0,36	50,41	0,54
935	RARA_WY+_S_T+	5 263,75	1,74	10,22	0,53	39,62	2,07
936	RARA_WY+_S_T-	5 263,89	0,90	11,42	0,39	44,43	1,01
937	RARA_WY-_S	5 213,07	2,17	12,94	0,14	39,56	4,14
938	RARA_WY-_T+	4 072,64	2,54	9,62	0,23	37,03	4,43
939	RARA_WY-_T-	4 072,78	1,70	8,42	0,08	32,21	3,37
940	RARA_WY-_S_T+	5 212,96	2,77	13,80	0,25	43,00	4,90
941	RARA_WY-_S_T-	5 213,11	1,93	12,60	0,10	38,18	3,84
1 001	FREQ_S	4 966,62	1,27	1,36	0,29	1,25	2,19
1 002	FREQ_WX+	4 099,19	0,87	3,25	0,30	7,68	0,50
1 003	FREQ_WX-	4 099,15	1,99	3,08	0,25	7,33	3,96
1 004	FREQ_WY+	4 104,05	1,35	5,60	0,30	15,85	2,03
1 005	FREQ_WY-	4 093,89	1,55	0,79	0,24	0,68	2,59
1 006	FREQ_T+	4 099,09	1,95	2,47	0,36	4,69	2,96
1 007	FREQ_T-	4 099,21	1,25	3,47	0,23	8,70	2,07
1 008	FREQ_WX+_S	4 667,28	0,44	0,87	0,31	2,06	0,00
1 009	FREQ_WX-_S	4 667,24	1,56	1,04	0,26	1,72	3,46
1 010	FREQ_WY+_S	4 672,14	0,91	1,47	0,31	10,23	1,53
1 011	FREQ_WY-_S	4 661,98	1,12	3,33	0,25	6,29	2,09
1 100	CQP	4 099,18	1,45	3,18	0,27	7,55	2,32
1 101	CQP_S	4 667,27	1,02	0,94	0,28	1,93	1,82



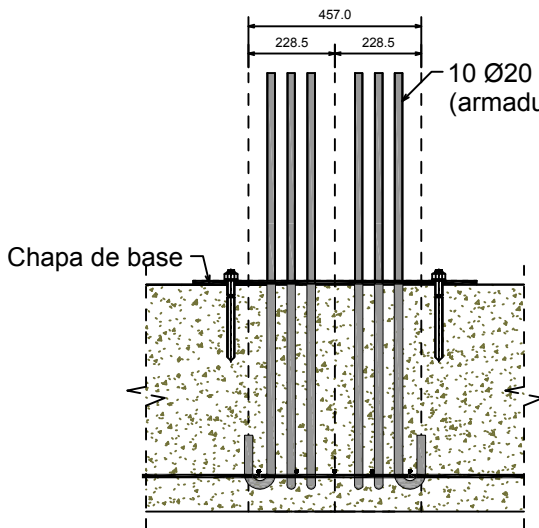
1 Secção Pilar Misto 111
1 : 10



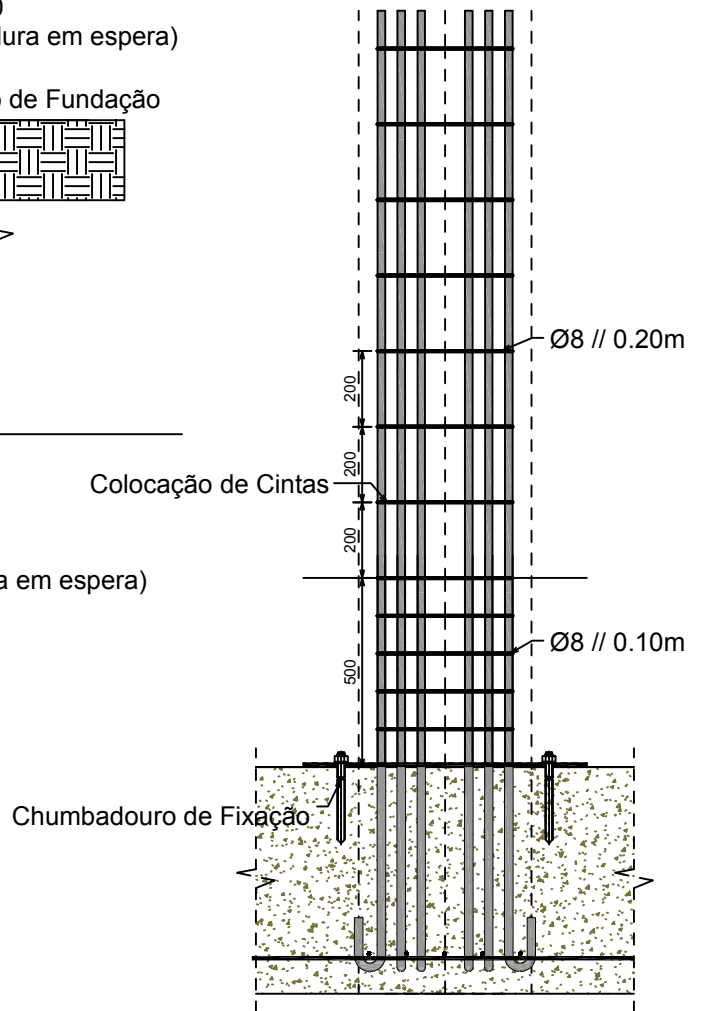
2 Planimetria do perfil e furações dos conectores X-DSH32 P10
1 : 20



3 Fase 1
1 : 20



4 Fase 2
1 : 20



Título:

ANEXO VII - PROCESSO CONSTRUTIVO

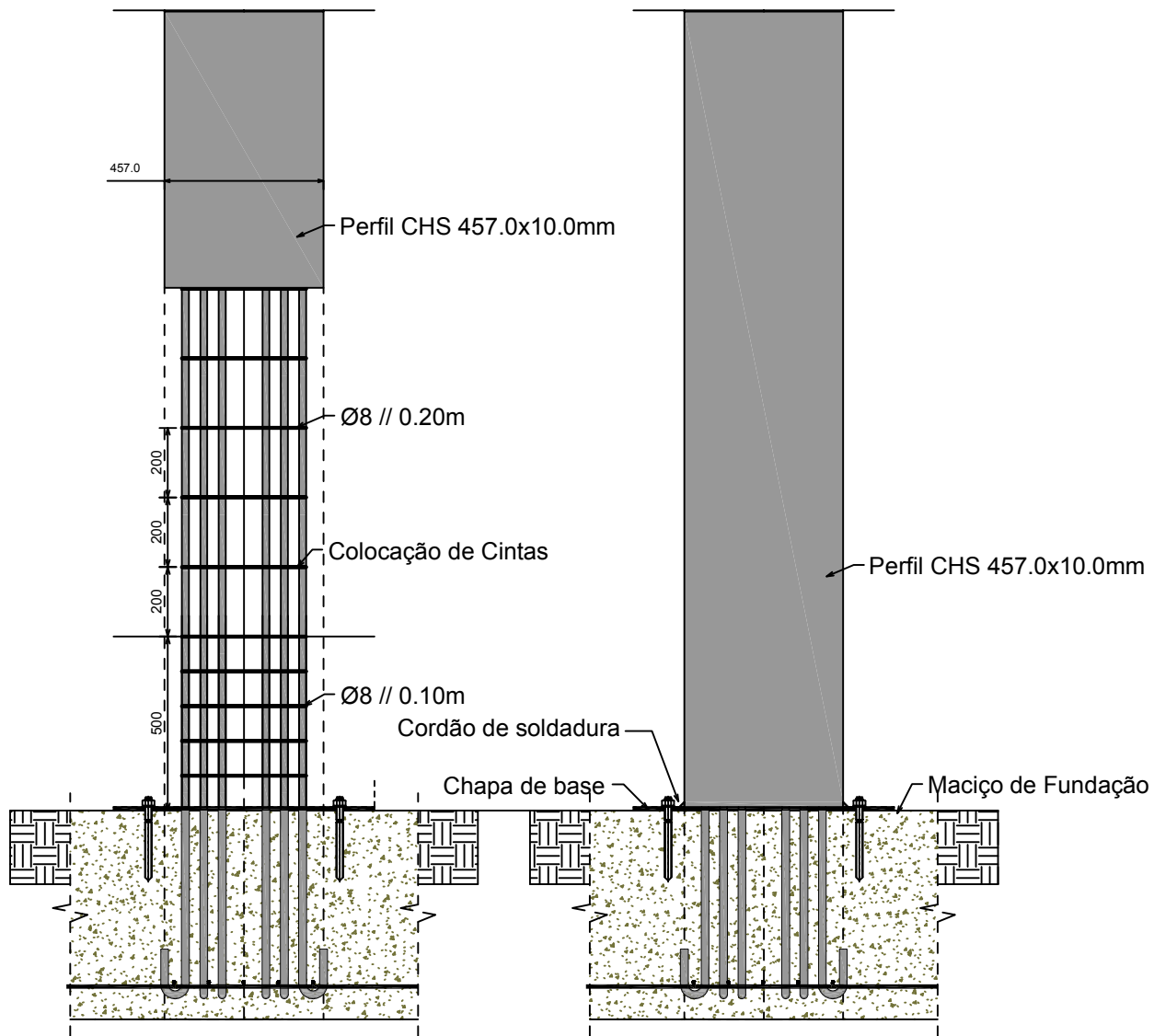
Relatório:

PROCESSO DE CÁLCULO AUTOMÁTICO DE COLUNAS MISTAS

Desenho nº:

1

Escala:
1/10
1/20



1 Fase 3
1 : 20

Título:

ANEXO VII - PROCESSO CONSTRUTIVO

Relatório:

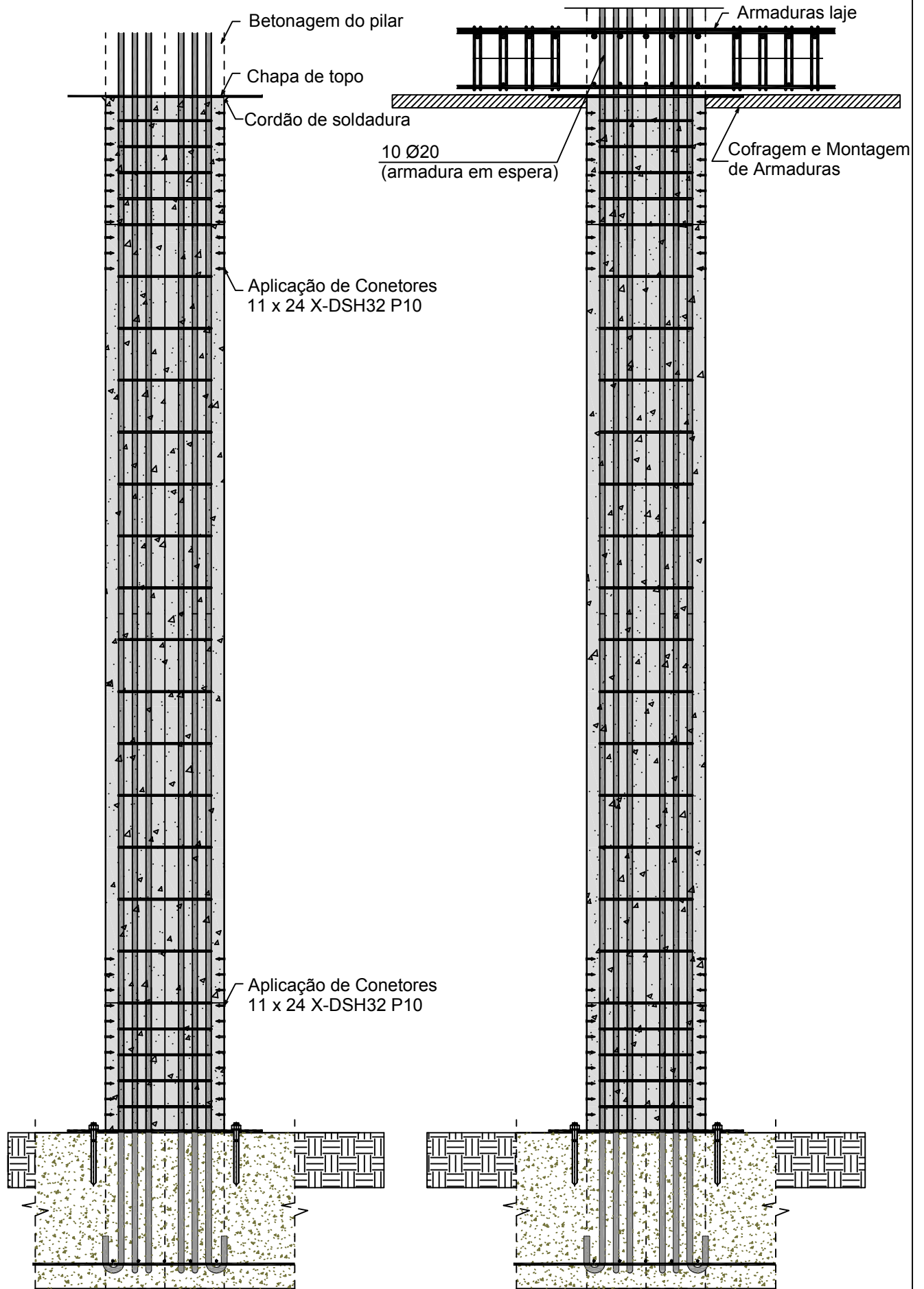
PROCESSO DE CÁLCULO AUTOMÁTICO DE COLUNAS MISTAS

Desenho nº:

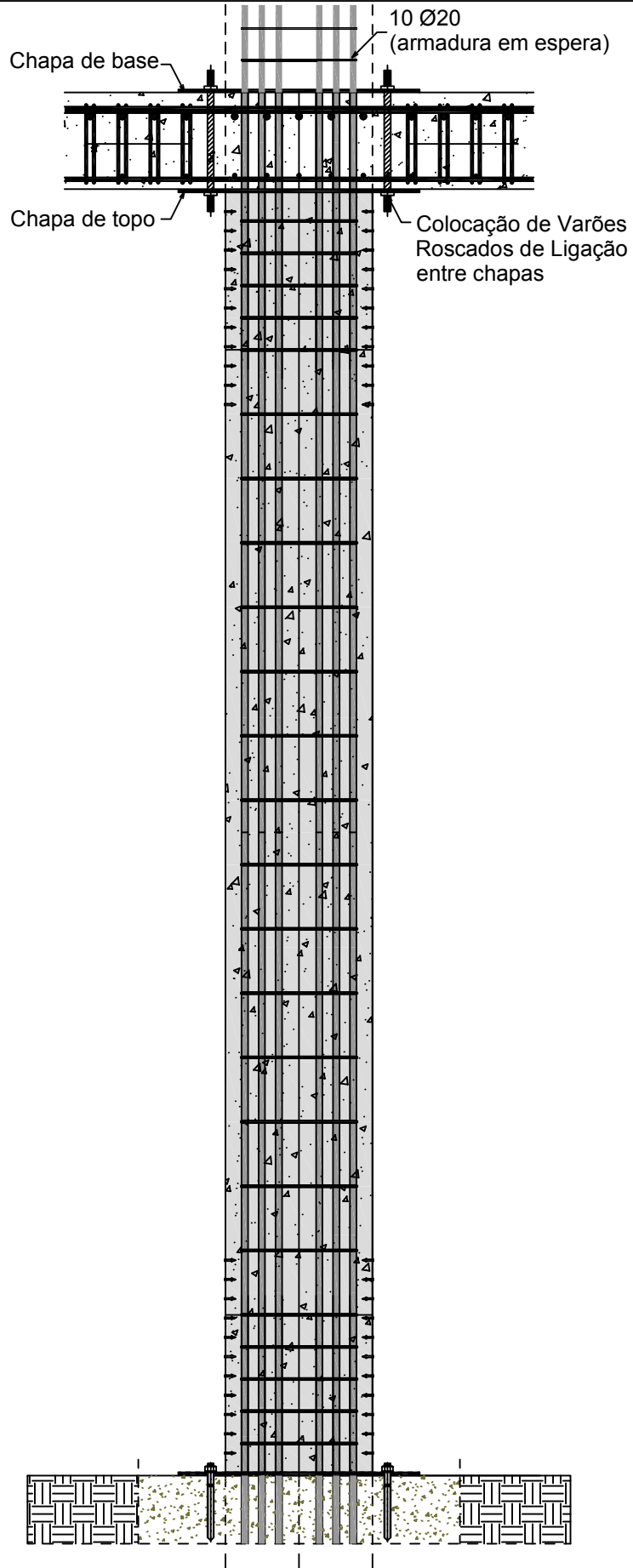
2

Escala:

1/20



1 Fase 4
1 : 20



1 Fase 5
1 : 20

Título:

ANEXO VII - PROCESSO CONSTRUTIVO

Relatório:

PROCESSO DE CÁLCULO AUTOMÁTICO DE COLUNAS MISTAS

Desenho nº:

4

Escala:

1/20