

DIMENSIONAMENTO DE PILARES MISTOS AÇO-
BETÃO SEGUNDO A EN1994-1-1 ATRAVÉS DE
UMA APLICAÇÃO INFORMÁTICA

Pedro Miguel Monteiro Lopes Neves

Dissertação para a obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil

Orientador: Professor Doutor Carlos Manuel Da Silva Félix

Co-Orientador: Eng.º Adriano Alves De Sousa Da Costa Lopes

Outubro 2014

Aos meus pais

Agradecimentos

Ao Professor Carlos Félix, o meu sincero agradecimento, pela orientação, aconselhamento, disponibilidade e conhecimentos transmitidos ao longo da elaboração do trabalho, que de outra forma não seria possível chegar ao resultado final pretendido.

Ao meu Co-orientador Eng.º Adriano Lopes, pela oportunidade de Estágio numa empresa prestigiada como a SE2P - Sociedade de Engenharia Projectos e Planeamento, Lda., e pela sua orientação e disponibilidade ao longo do desenvolvimento da aplicação informática.

A todos os elementos da SE2P- Sociedade de Engenharia Projectos e Planeamento, Lda., que me acolheram durante o período de estágio e que a todos os níveis muitos ensinamentos me transmitiram.

À minha família, que sempre me apoiaram, e sempre acreditaram em mim.

Aos meus amigos, que de uma forma ou de outra sempre estiveram do meu lado.

Resumo

O presente trabalho debruça-se sobre as estruturas mistas aço-betão, com foco nos pilares mistos e no seu dimensionamento segundo a norma europeia EN1994-1-1 (EC4) [1].

Um pilar misto aço-betão pode definir-se como um elemento de aço, laminado ou composto, que trabalha em conjunto com o betão, podendo as secções serem classificadas como revestidas ou preenchidas.

Com a crescente evolução das técnicas construtivas, as estruturas mistas aço-betão aparecem como soluções viáveis e seguras, tornando-se numa opção competitiva em relação às soluções tradicionais de betão armado e de aço estrutural. Isto, devido à grande capacidade de carga proporcionada por secções mais reduzidas, à boa relação de rigidez e bom comportamento perante os fenómenos de encurvadura. Com o surgimento da recente norma europeia EC4, não obstante a complexidade das metodologias de verificação da segurança propostas, há uma maior confiança na utilização deste tipo de estrutura por parte dos projetistas.

É neste contexto que surge a necessidade de desenvolver ferramentas de cálculo expedito que possam ser utilizadas em gabinete de projeto, salvaguardando todos os aspetos regulamentares de verificação da segurança preconizados no EC4, de que é exemplo o dimensionamento de pilares mistos abordados no presente trabalho.

De forma a validar a ferramenta desenvolvida é proposto um caso de estudo, com o objetivo de obter soluções de pilares mistos com dimensões otimizadas, fazendo as verificações previstas no EC4. Os resultados obtidos na ferramenta são comparados com os resultados obtidos através de cálculos analíticos.

Palavras-Chave: estruturas mistas aço-betão; pilar misto, Eurocódigo 4, Excel, Robot

Abstract

This dissertation focuses on the design of composite steel-concrete columns according to the European standard EN1994-1-1 (EC4)[1].

A composite steel-concrete column can be define as a steel element, laminated or compost, associated with concrete, and can be classified as filled or encased section.

With the increasing evolution of construction techniques, the composite steel-concrete structure appear as a viable and safe solution, making it a competitive option compared with the traditional solutions of reinforced concrete and structural steel, due to the high load capacity provided by smaller section, the good ratio of stiffness and proper behavior towards buckling phenomena. The emergence of European standard EC4, despite the complexity of the proposed methodology for safety requirement, provided and increase of confidence in the use of this type of structure by designers.

It is in this context that the development of an expeditiously calculation that can be used in an office, safeguarding all regulatory aspects of safety requirement recommended in EC4, is essential for nowadays features.

In order to validate the developed tool is proposed a case study, aiming to obtain solutions of composite columns with optimized sections, making the verifications provide for in EC4.

The results obtained in the tool are compared with the results obtained from analytical calculation.

Keywords: composite steel-concrete structures; composite column, Eurocode 4, Excel, Robot

Índice

1.	Introdução	1
1.1	Considerações Gerais	1
1.2	Objetivo.....	6
1.3	Organização	6
2.	Aplicações de Pilares Mistos em Edifícios.....	9
2.1	Introdução	9
2.2	Comportamento Estrutural	12
2.3	Ligações Viga-Pilar	16
2.4	Sequência Construtiva.....	17
2.5	Vantagens e Desvantagens	19
2.6	Casos de Obras.....	22
3.	Dimensionamento de Pilares Mistos Aço-Betão Segundo a EN1994-1-1.....	28
3.1	Introdução	28
3.2	Propriedades dos Materiais.....	28
3.2.1	Betão	28
3.2.2	Armadura Ordinária.....	32
3.2.3	Aço Estrutural.....	33
3.3	Encurvadura Local dos Elementos de Aço	35
3.4	Métodos de Dimensionamento de Pilares Mistos.....	36
3.4.1	Método Simplificado de Cálculo	37
3.4.2	Considerações Finais	58

4.	Dimensionamento Assistido de Pilares Mistos	60
4.1	Introdução	60
4.2	Campo de Aplicação	62
4.3	Descrição da Ferramenta Desenvolvida	62
4.3.1	Considerações Gerais	62
4.3.2	Folha Dados do Robot	63
4.3.3	Folha Análise Geral	65
4.3.4	Folha Análise Detalhada	74
4.4	Disposições Relativas à Armadura Ordinária	79
4.5	Eixo Neutro Plástico	81
4.6	Considerações Finais	84
5.	Caso de Estudo	86
5.1	Introdução	86
5.2	Descrição do Edifício	86
5.3	Norma South African National Standard 10160	87
5.4	Modelo Estrutural	96
5.5	Dimensionamento dos Pilares	111
5.6	Considerações Finais	138
6.	Considerações Finais	141
6.1	Conclusões	141
6.2	Recomendações de Desenvolvimentos Futuros	142

7. Bibliografia	145
Anexo A.....	150
Anexo B.....	169

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Seções mistas aço-betão correntes: a) totalmente revestidos; b) parcialmente revestidos; c) e d) preenchidos [9].....	11
Figura 2.2 - Exemplo de ligação mista.....	17
Figura 2.3 – Sequência construtiva [3].....	19
Figura 2.4 - Chevron Tower, Three Houston Center Gulf Tower [32].....	23
Figura 2.5 – Casselden Place [25].....	23
Figura 2.6 – Commerzbank Tower [26].....	24
Figura 2.7 – Seção com perfil metálico interior [31].....	24
Figura 2.8 – Millenium Tower [27].....	25
Figura 2.9 – Seção com núcleo sólido [31].	25
Figura 2.10 – Shanghai Tower (Edifício do meio) [28].....	25
Figura 3.1 – Relação “tensão-extensão” para a análise estrutural [18].	30
Figura 3.2 – Gráfico para um RH=50% [18].....	31
Figura 3.3 - Gráfico para um RH=80% [18]	31
Figura 3.4 – Modo de utilização dos gráficos [18]	32
Figura 3.5 – Diagramas tensões-extensões do aço típico de armaduras para betão [18].....	33
Figura 3.6 – Relação bilinear tensão-extensão do aço estrutural [19]	35
Figura 3.7 – Curva de interação para a flexão composta com compressão [1]	44
Figura 3.8 – Curva de Interação M-N para flexão composta [5].	45
Figura 3.9 – Blocos de tensões para os diferentes pontos da curva de interação [1].	46
Figura 3.10 – Resistência a esforço normal e flexão uniaxial [5]	51
Figura 3.11– Cálculo para a flexão desviada composta com compressão [1]	53
Figura 3.12 – Transferência de forças numa união mista viga-pilar [5].....	56

Figura 3.13 – Forças de atrito adicionais em colunas mistas por meio de utilização de pernos de cabeça [1].....	58
Figura 4.1 – Fluxograma da interação entre as folhas	61
Figura 4.2 – Excerto da folha Dados do Robot.....	64
Figura 4.3 – Excerto da folha Análise Geral.....	66
Figura 4.4 – Excerto da folha Análise Geral.....	67
Figura 4.5 - Excerto da folha Análise Geral.	68
Figura 4.6 - Excerto da folha Análise Geral (condições de apoio).	68
Figura 4.7 - Apresentação da folha Análise Geral (forças excêntricas).....	69
Figura 4.8- Excerto da folha Análise Geral (efeitos de 2ª ordem e imperfeições iniciais)...	70
Figura 4.9 - Apresentação da folha Análise Geral (esforços resistentes)	71
Figura 4.10- Excerto da folha Análise Geral (verificação à compressão).	72
Figura 4.11 - Excerto da folha Análise Geral (verificação à flexão composta).....	73
Figura 4.12 - Excerto da folha Análise Geral (verificação à flexão desviada)	73
Figura 4.13 – Excerto da folha Análise Detalhada.....	74
Figura 4.14 – Excerto da folha Análise Detalhada (informações auxiliares)	75
Figura 4.15 - Excerto da folha Análise Detalhada (conexão de corte).....	76
Figura 4.16 - Excerto da folha Análise Detalhada (conectores).....	77
Figura 4.17 – Áreas de betão direta e não diretamente ligadas [1]	78
Figura 4.18 – Excerto da folha Análise Detalhada (curva de interação M-N)	79
Figura 4.19 – Disposição da armadura ordinária	80
Figura 4.20 - Apresentação da folha Análise Detalhada (posição do eixo neutro plástico) 83	
Figura 5.1 – Fachada do alinhamento D.....	96
Figura 5.2 - Fachada do alinhamento A	97
Figura 5.3 – Valor das cargas no <i>Robot</i>	97

Figura 5.4 – Combinações de ações no <i>Robot</i>	98
Figura 5.5– Pilares da fachada D.....	100
Figura 5.6 – Eixos de referência.....	100
Figura 5.7 – Combinação de ação com a sobrecarga como ação base.....	101
Figura 5.8 – Diagrama do esforço axial	102
Figura 5.9 – Diagrama do esforço transverso F_y	102
Figura 5.10 – Diagrama do momento fletor M_y	103
Figura 5.11 – Diagrama do esforço transverso F_z	103
Figura 5.12 – Diagrama do momento fletor M_z	104
Figura 5.13 – Combinação de ações com o vento como ação base.....	105
Figura 5.14 – Diagrama do esforço axial.....	105
Figura 5.15 – Diagrama do esforço transverso F_y	106
Figura 5.16 – Diagrama do momento fletor M_y	106
Figura 5.17 – Diagrama do esforço transverso F_z	107
Figura 5.18 – Diagrama do momento fletor M_z	107
Figura 5.19 – Combinação de ações com sismo como ação base.....	108
Figura 5.20 – Diagrama do esforço axial.....	108
Figura 5.21 – Diagrama do esforço transverso F_y	109
Figura 5.22 – Diagrama do momento fletor M_y	109
Figura 5.23 – Diagrama do esforço transverso F_z	110
Figura 5.24 – Diagrama do momento fletor M_z	110
Figura 5.25 – Pilar 6.....	118
Figura 5.26 – Tramo 105	118
Figura 5.27 – Curva de interação no eixo de maior inércia.	129
Figura 5.28 - Curva de interação no eixo de menor inércia.	130

Figura 5.29 – fator crítico α_{co} 136

Índice de Quadros

Quadro 3.1 – Principais características de betões de massa volúmica normal.	29
Quadro 3.2– Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tração f_u para aços estruturais laminados a quente [19].....	34
Quadro 3.3 – Valores máximos (d/t) , (h/t) e (b/t_f) com f_y em N/mm ² [1].....	36
Quadro 3.4 – Curva de encurvadura e imperfeições de elementos para colunas mistas [1]	43
Quadro 3.5 – Valores do fator de imperfeição [19].....	44
Quadro 3.6 – Fatores β para determinação dos momentos de acordo com a teoria de segunda ordem [1].....	50
Quadro 3.7 – Valor de cálculo da resistência ao corte τ_{Rd} [1].....	56
Quadro 5.1– Coeficientes de redução para ações variáveis [21].....	88
Quadro 5.2 – Coeficientes parciais de segurança para o estado limite último [21].....	90
Quadro 5.3– Sobrecargas para edifícios [22].....	92
Quadro 5.4 – Sobrecargas para edifícios (continuação) [22].....	93
Quadro 5.5– Sobrecargas para as coberturas [22].....	94
Quadro 5.6 – Procedimento de cálculo [23].....	95
Quadro 5.7 – Secções iniciais fachada A	112
Quadro 5.8 - Secções iniciais fachada D.....	113
Quadro 5.9 - Secções finais dos pilares da fachada A	115
Quadro 5.10 - Secções finais dos pilares da fachada D.....	116
Quadro 5.11 – Coeficientes parciais de segurança dos materiais.....	117
Quadro 5.12 – Caraterísticas do betão.....	117
Quadro 5.13 - Caraterísticas do aço.....	117
Quadro 5.14 - Caraterísticas da armadura.....	117
Quadro 5.15 - Perfil de aço (HEA180) e armadura adotados.	119

Quadro 5.16 – Secções equivalentes da fachada A	135
Quadro 5.17 – Secções equivalentes da fachada D	136

Lista de Símbolos

A_a	Área de aço estrutural
A_c	Área de betão
A_s	Área de armadura longitudinal
A_v	Área de corte da secção de aço estrutural
b	Largura do banzo de perfis I/H
b_c	Largura da secção mista
c_y	Recobrimento do perfil na direção y-y
c_z	Recobrimento do perfil na direção z-z
E_a	Módulo de elasticidade do aço estrutural
E_{cm}	Módulo de elasticidade médio secante do betão
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidade médio secante do betão efetivo
$(EI)_{eff}$	Rigidez efetiva de uma secção mista
$(EI)_{eff,II}$	Rigidez efetiva de uma secção mista
E_s	Módulo de elasticidade do aço da armadura
f_{cd}	Tensão de cálculo resistente à compressão do betão
f_{ck}	Tensão característica resistente à compressão do betão
f_{ctm}	Tensão resistente à tração do betão
f_{sd}	Tensão de cálculo de cedência do aço da armadura
f_{sk}	Tensão característica de cedência do aço da armadura

f_u	Tensão última à tração do aço estrutural
f_{yd}	Tensão cálculo de cedência do aço estrutural
f_y	Tensão característica de cedência do aço estrutural
h	Altura do perfil metálico
h_c	Altura da secção mista
h_i	Altura entre banzos de um perfil I/H
h_n	Altura da linha neutral relativamente ao eixo da secção
I_a	Momento de inércia do aço estrutural
I_c	Momento de inércia do betão
I_s	Momento de inércia da armadura
k	Fator de amplificação do momento de 1 ^a ordem
k_e	Fator de correção usado na determinação da efetiva
k_θ	Fator de correção usado na determinação da rigidez efetiva
L	Comprimento do pilar misto
l_e	Comprimento efetivo do pilar misto
M	Momento fletor
M_{Ed}	Momento fletor atuante
M_n	Momento fletor associado a uma secção de altura $2h_n$
M_{pl}	Momento plástico
M_{Rd}	Momento resistente de cálculo

N	Esforço axial
N_{cr}	Carga crítica de Euler
$N_{cr,eff}$	Carga crítica efetiva de Euler
N_{Ed}	Esforço axial atuante de cálculo
N_G	Esforço axial permanente
N_{pl}	Esforço axial plástico
N_{pm}	Esforço axial resistente associado à área de betão na secção mista
N_{Rd}	Esforço axial resistente de cálculo
N_{Rk}	Esforço axial resistente característico
P_{Rd}	Resistência ao corte dos conectores
r	Relação entre os momentos de extremidade
t_f	Espessura dos banzos de perfil I/H
t_w	Espessura da alma de perfil I/H
u	Perímetro da secção de aço
V_{Ed}	Esforço de corte atuante
V_{pl}	Esforço de corte plástico
V_{Rd}	Esforço de corte resistente de cálculo
W_{pa}	Módulo de flexão plástico do aço estrutural
W_{pan}	Módulo de flexão plástico do aço estrutural situado numa altura $2h_n$
W_{pc}	Módulo de flexão plástico do betão

W_{pcn}	Módulo de flexão plástico do betão situado numa altura $2h_n$
W_{ps}	Módulo de flexão plástico da armadura
W_{psn}	Módulo de flexão plástico da armadura situado numa altura $2h_n$
α	Fator de imperfeição dos perfis de aço estrutural
α_M	Fator que tem em conta as simplificações no método de cálculo
β	Coefficiente genérico utilizado no cálculo do fator k
γ_a	Coefficiente de segurança do aço estrutural
γ_c	Coefficiente de segurança do betão
γ_s	Coefficiente de segurança da armadura
δ	Contribuição relativa da secção de aço estrutural
ε_s	Extensão do aço da armadura
ε_{uk}	Extensão última do aço da armadura
η	Fator genérico usado no cálculo da resistência dos betões leves
η_a	Coefficiente usado no cálculo da resistência à compressão de uma secção mista composta por perfil tubular circular preenchido
η_{a0}	Valor de η_a para uma excentricidade nula
η_c	Coefficiente usado no cálculo da resistência à compressão de uma secção mista composta por perfil tubular circular preenchido
η_{c0}	Valor de η_c para uma excentricidade nula
$\bar{\lambda}$	Esbelteza relativa de um pilar misto

μ	Coeficiente de atrito
μ_d	Valor de cálculo do momento fletor reduzido
ρ	Peso volúmico
φ	Coeficiente de fluência do betão
Φ	Coeficiente utilizado no cálculo do fator χ
χ	Fator de redução da resistência por encurvadura

1. Introdução

1.1 Considerações Gerais

A Engenharia Civil é um ramo muito importante no universo da ciência da engenharia, pois é capaz de moldar a própria sociedade em que vivemos. Dentro da Engenharia Civil tem-se um campo de ação muito vasto, contendo várias áreas de especialização que por sua vez têm muito a ser exploradas.

A Engenharia Civil engloba atividades desde a concepção, execução, e manutenção de todo tipo de infraestruturas existentes numa sociedade, além da coordenação e gestão de todas estas atividades. E ainda o engenheiro civil deverá ter consciência ambiental, tendo sempre em conta os impactos ambientais das obras que estão sob a sua responsabilidade.

Dentro do leque das áreas de especialização, a área das Estruturas é aquela que se dedica à verificação da segurança e ao comportamento em serviço do mais diverso tipo de estruturas, como sejam as pontes, tuneis, edifícios, muros de contenção, barragens, etc. Para o efeito, recorre-se frequentemente ao cálculo estrutural que resulta da aplicação dos fundamentos da Resistência dos Materiais e da Mecânica, de uma forma mais ampla. Apesar de ser uma atividade que se desenvolve o trabalho em gabinete, é fundamental ter conhecimentos das técnicas construtivas e dos processos de execução, para que no final a solução projetada seja a mais adequada à resolução do problema em causa.

Nos nossos dias existem vários tipos de materiais e de técnicas construtivas, levando a que seja possível ter uma grande variedade de soluções estruturais para responder a um mesmo problema. Compete ao dono da obra, junto com o arquiteto e o engenheiro, chegar à melhor solução, escolhendo os materiais e os métodos construtivos mais adequados para o tipo de obra em questão, tendo em atenção os diversos aspetos envolvidos, desde o fim pretendido

à localização da mesma, sem negligenciar as limitações financeiras mas também focando na satisfação ou no bem-estar dos futuros utentes.

De entre as várias soluções estruturais, as estruturas mistas aço-betão têm tido recentemente uma maior utilização devido às suas diversas potencialidades, seja pela sua elevada capacidade de carga em secções reduzidas, pelo seu bom comportamento aos fenómenos de encurvadura ou pela sua facilidade e rapidez de execução. Por outro lado, a recente publicação da norma europeia relativa às estruturas mistas aço-betão colmatou um hiato a nível nacional em termos do estabelecimento de critérios de verificação à segurança e fomentando deste modo a utilização desta solução.

A presente dissertação, subordinada ao tema “Dimensionamento de Pilares Mistos Aço-Betão segundo a NP EN1994-1-1 através de um Aplicação Informática”, aborda os aspetos essenciais do comportamento dos pilares mistos e analisa as metodologias de verificação da segurança. Tem por objetivo aprofundar os conhecimentos nesta área e contribuir para o desenvolvimento de ferramentas de cálculo.

Apesar do desenvolvimento das técnicas construtivas e de uma crescente utilização deste tipo de solução estrutural, pode-se dizer que em termos de projeto as ferramentas de cálculo automático para as estruturas mistas, existentes em Portugal, ainda têm pouca expressão. É neste sentido que o desenvolvimento de uma aplicação informática de dimensionamento de elementos mistos, no caso particular dos pilares mistos, que siga as mais recentes regras de verificação da segurança e seja de utilização expedita é uma mais-valia de grande interesse para um gabinete de projetos. Nesta dissertação recorre-se à utilização conjunta do *Robot Structural Analysis* da *Autodesk (Robot)* e da *Microsoft Office Excel (Excel)* tendo-se comprovado as potencialidades, a disponibilidade e a generalização de utilização que estas duas plataformas oferecem.

Estruturas Mistas

As soluções estruturais mistas aço-betão são do ponto de vista arquitetónico, económico e estrutural, alternativas muito competitivas em relação às soluções mais tradicionais (betão armado e aço estrutural), pelo que têm tido um papel relevante na modernização e desenvolvimento de métodos construtivos.

As estruturas mistas aço-betão já são estruturas com alguma história, sendo uma técnica com pelo menos um século de existência.

Segundo Griffis (1994) *apud* Figueiredo (1998) há referências de estruturas mistas nos Estados Unidos da América desde o ano de 1894. Estas estruturas foram executadas com vigas de aço revestidos de betão, protegendo assim o aço da corrosão e do fogo. Ainda o mesmo autor aponta para o fato de nas décadas de 20 e 30 terem sido executados muitos edifícios altos, como o fator mais relevante para uma certa intensificação da utilização desta técnica. No entanto a combinação destes dois materiais não tinha como objetivo final tirar proveito das vantagens do betão em termos mecânicos, por exemplo da resistência, mas sim aproveitar o betão como um meio económico de proteger o aço.

Em 1930 as estruturas mistas foram objeto de normalização ao serem introduzidas no *New York City Building Code*.

Pode-se afirmar então que as estruturas mistas surgiram, numa primeira instância, como uma técnica para proteger o aço como elemento estrutural principal, pois era economicamente vantajosa. Ou seja, só depois do desenvolvimento do processo construtivo, teve-se o interesse em criar processos de cálculos contemplando o betão como parte do elemento estrutural. Como pressuposto era preciso desenvolver teorias, validando-as com investigações e experimentos, de forma a fundamentar os procedimentos de cálculo, aproveitando assim ao máximo as vantagens da combinação destes dois materiais, tanto em

termos mecânicos como também em termos construtivos. Assim deu-se a evolução das estruturas mistas como as conhecemos no presente.

O desenvolvimento económico, técnico e científico proporcionou uma acentuada evolução de sistemas estruturais, não só a nível do betão armado e do aço estrutural como elementos de construção dominantes, como também de novas técnicas, métodos e sistemas construtivos, que permitem mais soluções no momento de selecionar o material e o esquema estrutural a se implementar num projeto. As estruturas mistas aparecem como uma solução de construção que oferece resultados finais com secções de menor dimensões, mas com uma elevada capacidade resistente, quando comparada com as referidas secções mais convencionais atuando de forma isolada [3].

“Do ponto de vista da engenharia, as características e comportamentos dos dois materiais são distintas mas complementares. O betão alia resistência à compressão e elevada rigidez à capacidade de providenciar proteção da corrosão e fogo à estrutura. O aço reúne características complementares, apresentando elevada resistência à tração e esbelteza dos elementos. Além disso, ambos os materiais apresentam coeficientes de dilatação térmicos próximos, não originando deformações térmicas diferenciais significativas” [4].

Quando comparadas com as estruturas de betão armado, os sistemas mistos aço-betão apresentam vantagens em termos de rapidez de execução e de redução do peso total da estrutura, resultando assim fundações mais económicas, tornando as estruturas mistas muito competitivas no mercado da construção [5]

Pilares Mistos

Pilares mistos são elementos estruturais submetidos predominantemente à compressão (pura ou com flexão). No caso concreto de pilares mistos aço-betão, a peça metálica (perfil

metálico) é combinada com o betão (armado ou não), sendo que estas peças trabalham em conjunto de forma solidária.

Como já foi mencionado, nesse tipo de elemento a peça metálica e o betão complementam-se, resultando numa eficiente solução estrutural: o betão oferece boa resistência à compressão, proteção contra corrosão, melhor resistência à ação do fogo e aumento da rigidez; a peça metálica colabora com resistência mecânica, facilidade na execução, elevado grau de industrialização e precisão dimensional.

As peças metálicas em questão são os perfis metálicos em aço estrutural, que podem ser simples ou compostos, laminados ou soldados, e o betão deverá ter uma classe de resistência mínima à compressão que deverá ser cumprida de forma a atingir os objetivos pressupostos ao juntar estes dois materiais.

Os pilares mistos podem associar o aço e o betão de diversas formas sendo os mais comuns: perfil de aço totalmente revestido pelo betão, perfil de aço parcialmente revestido pelo betão, ou perfil de aço totalmente preenchido de betão.

O EC4 prevê que as secções podem ser agrupadas basicamente em dois grupos: os revestidos e os preenchidos. É preciso fazer uma análise cuidadosa e distinta conforme se esteja num caso ou noutro, pois para cada situação são definidas características geométricas e comportamentos estruturais específicos a cada grupo.

Citando Figueiredo (1998), nos primeiros pilares mistos usava-se um betão de baixa resistência e como consequência os ganhos em rigidez e resistência, provenientes da associação do aço e do betão, não eram considerados nos cálculos finais. Então começou a surgir a necessidade de realizar pesquisas com o intuito de analisar e compreender o comportamento dos elementos mistos.

Griffis (1994) *apud* Figueiredo (1998) aponta os Laboratórios de Engenharia Civil da Universidade de Columbia como os primeiros a desenvolverem os ensaios em pilares mistos em 1908. Este tipo de pesquisa procurava mostrar que um pilar misto aço-betão tinha uma capacidade de carga maior do que um pilar de aço ou de betão armado isolado.

Como os pilares são elementos estruturais essencialmente sujeitos à compressão, o que resulta em pequenos esforços de corte, as principais normas existentes empregáveis admitem como hipótese inicial que existe interação completa entre os elementos de aço e betão em pilares mistos. No entanto deve-se ter sempre em atenção os esforços atuantes, pois a tensão resistente de corte pode ser ultrapassada sendo necessário o uso de conetores.

1.2 Objetivo

Considerando o grande potencial de desenvolvimento passível de ser gerado pelo setor da construção civil na utilização das estruturas mistas aço-betão, este trabalho tem como objetivo principal o desenvolvimento de uma ferramenta de cálculo expedito que possa ser utilizada em gabinete de trabalho, fazendo as verificações previstas no EC4 relativos a pilares mistos.

1.3 Organização

O trabalho se desenvolve ao longo de 6 capítulos iniciando-se com uma introdução no Capítulo 1, destinado a introduzir o tema, apresentando algumas características das

estruturas mistas, particularizando os pilares mistos e fazendo uma breve referência à sua evolução ao longo dos anos.

No Capítulo 2 é abordada a aplicação de pilares mistos em edifícios, indicando-se as vantagens e desvantagens, métodos construtivos, e ainda a apresentação de alguns casos de obra, onde foram utilizados pilares mistos como solução.

O Capítulo 3 é dedicado ao dimensionamento de pilares mistos segundo o EC4. Nesta fase do trabalho, é desenvolvido o tema principal começando por fazer-se uma introdução ao EC 4, apresentando-se em subcapítulos os materiais e os métodos de cálculo dos pilares. Especial atenção é dedicada aos pilares revestidos e aos pilares tubulares preenchidos retangulares/quadrados.

No Capítulo 4 é apresentada e discutida a ferramenta informática desenvolvida, assente na folha de cálculo.

A validação e verificação das potencialidades da ferramenta desenvolvida são apresentadas no Capítulo 5, através da análise dos resultados de um caso de estudo.

Por fim, no Capítulo 6, tecem-se considerações finais ao trabalho desenvolvido e fazem-se sugestões para desenvolvimentos futuros.

2. Aplicações de Pilares Mistos em Edifícios

2.1 Introdução

Os pilares mistos são soluções competitivas a nível de estruturas de média a elevada dimensão, sendo que é nos edifícios altos e em infraestruturas como pontes que têm a sua principal aplicabilidade e de onde se retira um melhor proveito do seu potencial. Com a combinação do aço com o betão obtêm-se secções de reduzidas dimensões, mas com capacidade de carga e rigidez elevada, tornando assim essa solução mais económica.

Os pilares mistos podem ainda ser utilizados no reforço de estruturas devido à flexibilidade de execução que provém deste tipo de técnica. Pode-se revestir um pilar metálico com betão, aumentando a rigidez e reduzindo a probabilidade de ocorrência de encurvadura lateral local e também global no pilar ou ainda aumentar a resistência de um pilar de betão armado adicionando perfis metálicos à volta do pilar, por exemplo perfis em L ou mesmo em U.

Desta forma é possível modificar as características mecânicas de um pilar sem haver alterações significativas em termos de arquitetura e na disposição dos elementos estruturais, ou seja não há a necessidade de reduzir espaço aos compartimentos existentes. Além de conferir uma maior resistência à ação do fogo ao pilar.

Ainda os pilares mistos conferem uma maior resistência a ações cíclicas, como a ação sísmica, devido à sua boa resistência a esforços transversos e de ter um bom comportamento dúctil, apesar de quando submetido a esforços elevados de flexão poder ocorrer fissuração do betão, apresentando nessas situações como desvantagens a consequente diminuição da sua rigidez.

Os pilares mistos podem ser classificados de acordo com a posição que o betão ocupa numa secção mista. Podem ser reunidos em dois grupos, os revestidos (ver Figura 2.1 a e b) e os preenchidos (ver Figura 2.1 c e d). Os pilares revestidos podem subdividir-se por sua vez em

dois tipos de secções mais correntes, os totalmente revestidos (Figura 2.1 a) e os parcialmente revestidos (Figura 2.1 b), sendo que estes últimos resultam da aplicação do betão apenas na alma do perfil não ultrapassando os banzos do perfil. Os pilares revestidos são normalmente perfis I ou H envoltos por betão. Enquanto os pilares preenchidos são perfis tubulares com secções circulares (Figura 2.1 d), quadradas ou retangulares (Figura 2.1 c) que têm o seu interior preenchido por betão.

Os pilares descritos são os mais correntes e também os que foram abordados por estudos e experimentos de forma mais exaustiva, pelo que fazem parte das principais normas internacionais (BS5400, NBR8800, AISC-LFRD, EC4, CAN/CSA-S16) aplicáveis a estruturas mistas. Outros tipos de secção podem existir, conjugando o betão e o aço estrutural de diferentes formas, no entanto é preciso fazer uma análise mais cuidada da situação em que se esteja inserido de modo a atingir e garantir os requisitos mínimos de segurança.

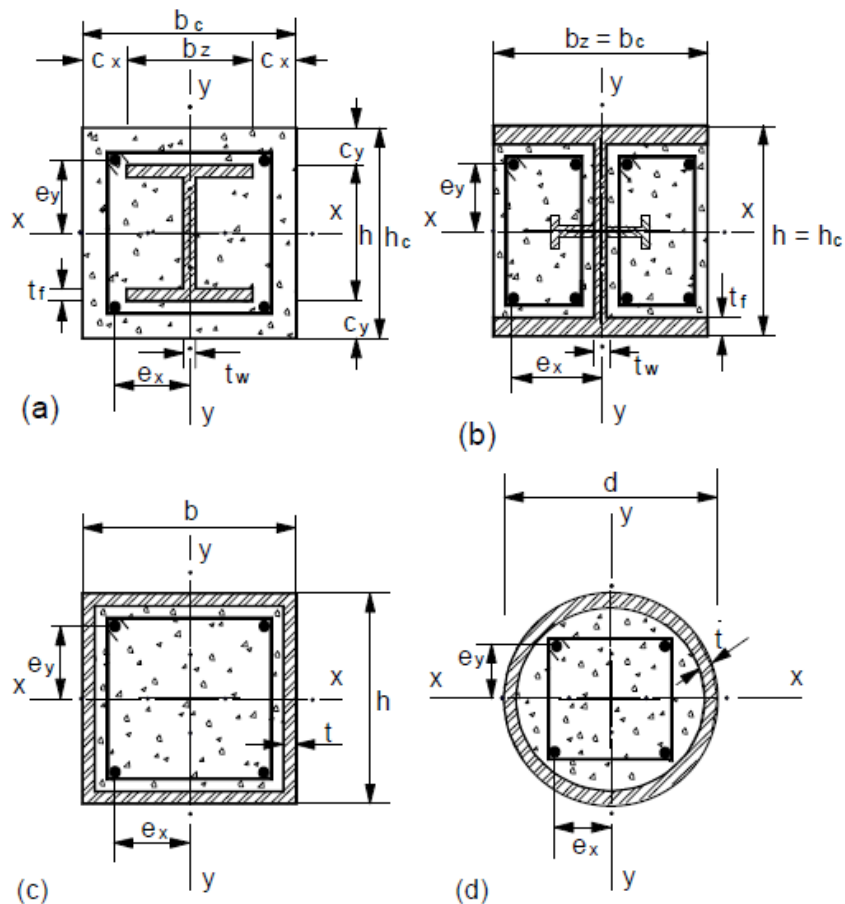


Figura 2.1 - Secções mistas aço-betão correntes: a) totalmente revestidos; b) parcialmente revestidos; c) e d) preenchidos [9].

Nos pilares revestidos é preciso introduzir armaduras transversais de modo a evitar a expansão lateral do betão e também é necessário o uso de cofragem. Nos pilares preenchidos o uso de cofragem está dispensado porquanto a contenção do betão fresco é feita pelo próprio perfil tubular. Se a ação do fogo não for condicionante ou se não for tida em consideração, pode-se também dispensar o uso de armadura no seu interior. Por outro lado apresentam uma maior resistência à compressão devido ao efeito de confinamento proporcionado pelo perfil metálico tubular, principalmente nos perfis metálicos tubulares circulares.

2.2 Comportamento Estrutural

Para caracterizar o comportamento de um pilar misto temos de ter em conta que é preciso avaliar com rigor alguns parâmetros, para que se possa chegar a resultados fidedignos e com a precisão desejável.

É importante saber como se comporta o pilar em termos de encurvadura local e global e ainda é preciso obter a resistência proporcionada pela combinação dos dois materiais, aço e betão. Os parâmetros envolvidos na avaliação da resistência de um pilar misto são, a aderência, o efeito de confinamento do betão, esbelteza do pilar, a classe de resistência do betão, o limite de cedência do aço, a fluência e a retração do betão, o modo de carregamento, a forma da seção transversal, entre outros.

Como seria de esperar, os parâmetros mencionados interferem de formas diferentes na resistência final de um pilar, sendo que alguns deles têm maior influência no resultado final. Como a aplicação direta em projeto de cada um destes parâmetros poderia ser pouco prática e mesmo muito trabalhosa, ao longo dos anos foram desenvolvidos vários estudos de forma a encontrar modelos mais expeditos e eficientes para a aplicação em projeto, baseados em análises experimentais e numéricas.

Fatores que Influenciam a Resistência do Pilar Misto

Aderência

A aderência é um dos principais fatores que influenciam a resistência final do pilar, pois a transferência de esforços nas estruturas mistas na interface entre o aço e betão é feita por aderência. Pode-se dividir este parâmetro em três parcelas, a aderência química ou adesão, aderência por atrito e ainda a aderência mecânica.

Após ser ultrapassado o limite da aderência química, a transferência de esforços é feita pela aderência por atrito, portanto, a superfície de pressão entre os dois materiais também é um fator de alguma importância no efeito da tensão de aderência entre o aço e o betão, pois a área da interface entre os dois materiais é proporcional á força normal aplicada.

Admitindo que a máxima tensão que ocorre na interface do perfil de aço e do betão até que ocorra o deslizamento do betão em relação ao perfil de aço, como a tensão limite de aderência que possa ocorrer nesta secção, basta que a tensão de corte atuante entre estes dois materiais seja menor que a referida tensão máxima de aderência, para que se possa considerar a interação completa e a dispensa do uso de conectores de corte para promover a aderência mecânica.

As principais normas (BS5400, NBR8800, AISC-LFRD, DIN, EC4, CAN/CSA-S16) existentes que abordam o estudo dos pilares mistos admitem a total interação entre o perfil de aço e o betão, basicamente porque este tipo de elemento estrutural está sujeito a esforços de corte reduzidos, devido ao seu estado predominante de compressão. Seguindo as especificações destas normas podemos garantir esta interação total.

Efeito de confinamento do betão

Em pilares tipo I ou H revestidos, pode-se considerar três regiões com níveis de confinamento do betão distintas: (1) a parte externa aos estribos, ou seja o recobrimento nominal da secção, é uma região sem confinamento do betão, (2) na parte interna aos estribos temos uma região com betão parcialmente confinado e por último (3) temos uma região com o betão efetivamente confinado entre os banzos e a alma do perfil. Em pilares preenchidos o betão está totalmente confinado e, no caso de secções circulares, o efeito de arco de tensão

no tubo causado pelo confinamento, intensifica a resistência do betão a ponto de, nestes casos, haver considerações especiais no dimensionamento fornecido pelas normas [3].

Segundo Fabrizzi (2007) [10] o esforço de tração tangencial a que o perfil tubular fica submetido ao confinar o betão tem como resultado, a ocorrência de dois fenómenos em simultâneo. O primeiro é a capacidade do betão em atingir uma maior resistência à compressão axial devido aos esforços triaxiais a que está submetido, e o segundo é por sua vez, a falta de capacidade do perfil de aço em atingir a tensão de cedência sob compressão devido ao esforço de tração a que está submetido. No entanto, normalmente, o ganho na resistência do betão ultrapassa a perda na resistência do aço, sendo que são aplicados os coeficientes convenientes tendo em conta o efeito de confinamento na resistência final do pilar misto. Apesar de tudo, também é preciso constatar que há alguns fatores que diminuem o efeito de confinamento, como a aplicação de um momento fletor que pode diminuir a compressão axial do betão e conseqüentemente a expansão lateral, e ainda a esbelteza do pilar, que ao provocar os efeitos de segunda ordem aumentam o momento fletor aplicado, diminuindo assim a compressão axial.

Efeitos da retração e da fluência

O comportamento misto é caracterizado pela interação entre o betão e o aço, ou seja quando estes dois materiais começam a trabalhar em conjunto podemos afirmar que estamos perante um elemento misto, e isso acontece quando o betão endurece. Os efeitos da retração e da fluência já se começam a sentir a partir do momento do endurecimento do betão, produzindo deformações adicionais ao betão e conseqüente transferência destes efeitos para o perfil. A fluência conduz a deformações por carregamentos constantes de longa duração. Os efeitos da retração em pilares mistos são menores quando comparados com pilares de betão armado,

pois existe a proteção do perfil de aço diante das intempéries, no caso de pilares preenchidos. O acréscimo de deformações produzido pela fluência e pela retração do betão pode induzir à cedência ou a encurvadura local do perfil tubular de aço em pilares preenchidos. A partir do trabalho realizado por Gomes (1994) apud De Nardin (1999) conclui-se que os efeitos da retração do betão sobre a resistência à compressão do pilar misto são pouco significativos. Outra conclusão do trabalho está relacionada com os efeitos da fluência em função da resistência do betão: menores serão esses efeitos quanto maior for a resistência do betão. Os efeitos da fluência podem ser minimizados, com o aumento da resistência do betão de preenchimento e com a colocação de barras longitudinais de armadura [9].

Outros fatores

A classe de resistência do betão é outro fator que tem alguma influência na capacidade de carga de pilares mistos e, com o grande interesse em pesquisas sobre o betão de alta resistência, muitos trabalhos (e.g. De Nardin (1999)) foram e têm sido realizados com o objetivo de avaliar a interferência da resistência à compressão do betão. Segundo De Nardin (1999), a utilização de betões de alta resistência aumenta, de fato, a capacidade do pilar misto, porém esse acréscimo é mais significativo em pilares curtos que em pilares esbeltos.

A encurvadura local do perfil de aço em pilares preenchidos também pode afetar o comportamento da secção mista. As principais normas aplicáveis apresentam valores máximos de relação largura/espessura que podem ser adotados para os perfis tubulares de aço, sem que seja necessária a verificação da encurvadura local.

2.3 Ligações Viga-Pilar

As ligações mistas não são objeto principal do trabalho. Pretende-se apenas, descrevê-las e dar a conhecer a importância que possuem num contexto geral de uma estrutura.

A ligação entre dois elementos mistos, ou a ligação entre um elemento misto e um elemento de aço ou ainda a ligação entre um elemento misto e um elemento de betão armado, é considerado como uma ligação mista (Figura 2.2). A armadura longitudinal, normalmente da lajeta da viga mista, é considerada na avaliação da rigidez do nó e na resistência funcional, quando se trata deste tipo de ligação.

Além do papel importante na rigidez da estrutura e dos elementos que a compõem, as ligações mistas têm uma grande influência no processo de fabricação e montagem, ou seja, é preciso uma boa coordenação no planeamento e execução da obra. Como consequência, as ligações mistas implicam uma importante percentagem do custo final da estrutura [10]. Como já foi referido, uma ligação é então dita mista quando o betão participa da transmissão de momento fletor de uma viga mista para um pilar misto ou para outra viga, através da armadura longitudinal. Pode-se classificar as ligações mistas de duas formas:

- Quanto à rigidez, ou seja, à capacidade de rotação da ligação, flexível (rotulada), semi-rígida e rígida;
- Quanto à resistência, ou seja, em relação à resistência dos elementos que a compõem, de parcialmente ou totalmente rotulada.

A rigidez da ligação depende dos elementos que a compõem bem como da forma como são ligados [10].

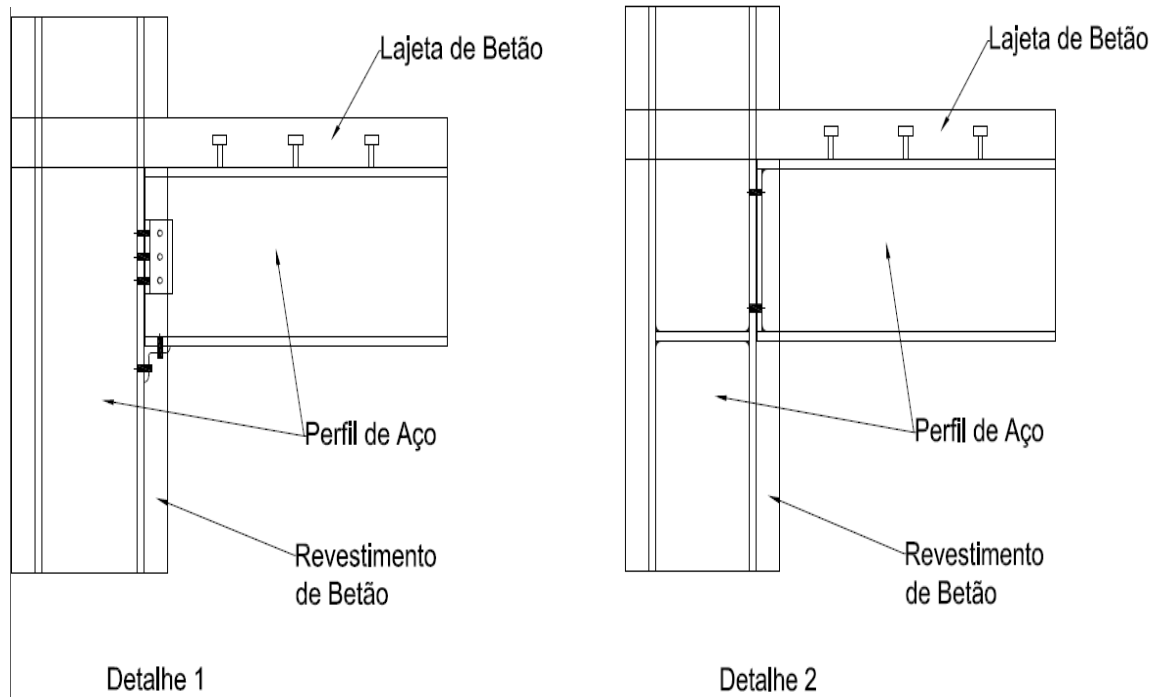


Figura 2.2 - Exemplo de ligação mista.

2.4 Sequência Construtiva

Relativamente à sequência construtiva de uma estrutura mista, especialmente se se tratar de uma estrutura com pilares mistos preenchidos, é preciso existir uma cuidadosa coordenação entre o responsável pelo projeto e o responsável pela execução da obra.

Se um número elevado de pisos for montado sem a correspondente betonagem, além de sobrecarregar os pilares de aço dos primeiros pisos, pode haver problemas de estabilidade do edifício devido a ações horizontais provocadas pelo vento, pois a resistência e a estabilidade final não é atingida até que o betão tenha terminado o seu processo de endurecimento. Se as atividades relacionadas com a montagem da estrutura metálica e a betonagem, ou seja, o planeamento de execução destas tarefas estiverem muito próximas no tempo, poderá ocorrer uma perda da eficiência na construção. Por estas razões que se deve limitar o número de pisos por etapas de betonagem, durante a fase construtiva [9].

A técnica construtiva utilizada em edifícios de múltiplos andares que empregam pilares mistos preenchidos em seu sistema estrutural inicia-se com a fixação dos perfis tubulares e das vigas de aço, com posterior projeção de betão para o interior dos tubos. Devido à presença do betão fresco, em fase de cura, o perfil tubular de aço encontra-se submetido a uma pressão hidrostática lateral. Esta pressão hidrostática, que cresce com o número de pisos betonados, pode causar deslocamentos laterais excessivos, devendo-se, portanto, limitar, de maneira adequada, a esbelteza da parede do perfil tubular, a fim de limitar os deslocamentos laterais. Uma forma de reduzir esses deslocamentos passaria por colocar escoramento nos perfis tubulares a meia altura. No entanto as vantagens e a eficiência desta solução são questionáveis, necessitando de uma melhor análise, pois a opção de não escorar o pilar é mais apelativa [9]. No entanto, é importante notar que, embora seja necessário garantir a estabilidade da estrutura e a segurança dos trabalhadores durante o período de montagem, as principais normas que tratam do projeto de pilares mistos, incluindo o EC 4, não apresentam praticamente informações quanto à fase construtiva desses elementos [4].

Ainda Salva (2000) cita Vallenilla & Bjorhovde (1990) que propõem que o sistema estrutural final do edifício seja formado por pórticos mistos nos primeiros pavimentos, por vigas mistas nos pavimentos intermediários, e por elementos de aço isolados nos últimos pavimentos (ver Figura 2.3).

Em alguns estudos efetuados nesta área de investigação é salientado que reduzir ao máximo o número de operações de betonagem, respeitando-se os limites de resistência do pilar de aço isolado na fase de execução, é um procedimento vantajoso nesse tipo de edifícios [4]. Segundo Guimarães (2009), alguns exemplos podem ser mencionados com relação ao número de pisos montados por cada operação de betonagem. No edifício *Casselden Place*, localizado em Melbourne, na Austrália, realizou-se a montagem de seis pisos para cada operação de betonagem, resultando num total de sete operações. Já no edifício *Commonwealth Center*,

também em Melbourne, realizou-se um total de doze operações de betonagem, uma para cada quatro pisos montados.

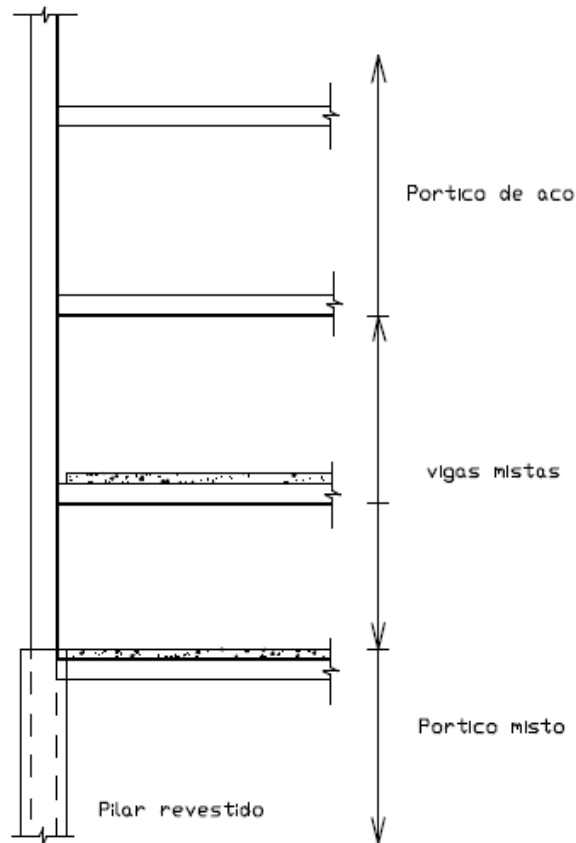


Figura 2.3 – Sequência construtiva [3].

2.5 Vantagens e Desvantagens

As estruturas mistas, como todo tipo de estruturas, tem as suas vantagens e desvantagens, e cabe aos principais intervenientes de todo o processo de aplicação deste tipo de estruturas, avaliar e analisar as vantagens e desvantagens inerentes a esse tipo de estruturas de forma a ter uma solução coerente e que satisfaça todos os requisitos e objetivos que se tenham almejado.

Em seguida está disposto algumas das vantagens e desvantagens que possam existir quando se opte pelas estruturas mistas, particularizando os pilares mistos, como solução estrutural. Segundo Rodrigues (2008) a utilização de pilares mistos têm as seguintes vantagens e desvantagens:

Vantagens

- Uma secção transversal de menores dimensões exteriores pode suportar cargas mais elevadas;
- Para edifícios altos, a utilização de pilares de betão armado ao nível dos pisos inferiores, torna-se por vezes solução incompatível com a distribuição de espaços, nomeadamente estacionamento e circulação entre pisos;
- Maximização dos espaços úteis e economia nos acabamentos dos pilares, nomeadamente pinturas, justificando eventualmente o acréscimo de custo direto na execução dos pilares mistos;
- Diferentes secções transversais com as mesmas dimensões exteriores podem suportar cargas muito diferentes, variando a secção de aço, a resistência do betão e a área da armadura ordinária. Podem-se manter as mesmas dimensões do pilar ao longo de vários pisos de um mesmo edifício, o que traz inúmeras vantagens do ponto de visto funcional e arquitetónico;
- No caso de secções ocas preenchidas com betão, o perfil de aço assegura uma cofragem permanente ao betão. Isto permite, por exemplo, que seja montada a estrutura de aço e posteriormente preencher as secções com betão, ganhando assim em tempo e custos de montagem;

- As secções ocas de aço permitem ainda aumentar a resistência à compressão, devido ao confinamento que conferem ao betão. Este por sua vez ajuda a prevenir a encurvadura local das paredes do perfil;
- Nas secções de aço completamente embebidas, o betão proporciona normalmente, suficiente proteção contra incêndio e corrosão;
- As secções parcialmente envolvidas em betão apresentam a vantagem de poderem funcionar como cofragem, sendo que o betão se coloca em duas etapas com a secção disposta horizontalmente, girando a peça 24 horas depois de colocar a primeira camada de betão;
- As superfícies de aço que ficam expostas nas secções mistas parcialmente envolvidas em betão podem ser utilizadas na conexão com vigas ou outros elementos estruturais.

Desvantagens

- Dificuldades práticas na realização das ligações entre o pilar misto e os restantes elementos estruturais;
- Necessidade de cofragem em pilares completamente envolvidos por betão leva ao incremento de mais uma etapa construtiva quando se compara ao uso de pilares de aço;
- Quando os pilares mistos dão apoio a uma laje fungiforme existe uma maior necessidade de pormenorização das armaduras de punçoamento, tendo em conta os “atravancamentos” que resultam dos perfis embebidos;
- De um modo geral a execução de pilares mistos exige mão-de-obra altamente qualificada, aumentando assim o custo da fabricação;
- Atenção especial tem que ser dada ao uso do betão nos pilares mistos, pois fatores como a retração e a fluência têm que ser tidos em conta. Estes efeitos, após o endurecimento do

betão, produzem deformações adicionais ao betão e que são gradualmente transferidas para o aço.

Estas vantagens e desvantagens podem ser entendidas como um resumo de tudo o que já foi debatido, funcionando como uma conclusão do que foi dito até aqui.

2.6 Casos de Obras

Os pilares mistos, como solução estrutural, são muito utilizados em todo mundo, devido às potencialidades já referidas neste capítulo. Como tal é apresentado neste ponto alguns casos de obras nos quais foi adotada este tipo de solução.

O edifício Three Houston Center Gulf Tower (Figura 2.4) localizado em Houston, Texas, com 52 andares, 221,03 m de altura e com sistema estrutural tubular, foi projetado por Walter P. Moore e Associados e destaca-se pela diferença de 12 andares entre as operações de montagem da estrutura de aço e a betonagem [3].



Figura 2.4 - Chevron Tower, Three Houston Center Gulf Tower [32]

Ainda há aplicação dos pilares mistos em edifícios altos na Austrália, tais como: Casselden Place (Figura 2.5), Commonwealth Plaza, Westralia Square, Forrest Centre e Myer Centre.

A Casselden Place tem 166 m de altura e com 43 pisos, foi construído no ano de 1992 e tem uma altura entre pisos de 3,76 m [29]. O tipo de secção utilizado neste edifício foi a secção tubular preenchida [30]



Figura 2.5 – Casselden Place [25]

O segundo edifício mais alto da Europa, o Commerzbank (Figura 2.6), construído em 1997, em Frankfurt, na Alemanha tem 259 m de altura em tem 56 pisos. As secções utilizadas são principalmente secções tubulares preenchidos com betão e ainda com perfil metálicos no interior (Figura 2.7).



Figura 2.6 – Commerzbank Tower [26]



Figura 2.7 – Secção com perfil metálico interior [31].

A Millennium Tower (Figura 2.8) encontra-se situada na zona norte do centro da cidade de Viena. Com uma altura de 171 m é o segundo maior edifício da Áustria. As secções, como no edifício anterior, são perfis tubulares preenchidos com perfis metálicos no interior (ver Figura 2.9).



Figura 2.8 – Millennium Tower [27]



Figura 2.9 – Secção com núcleo sólido [31].



Figura 2.10 – Shanghai Tower (Edifício do meio) [28]

O Shanghai Tower (Figura 2.10) localizado em Shanghai teve como início de construção o ano de 2008 e em 2015 é esperado que seja aberto ao público, tem 632,11 m de altura e também é constituído por uma estrutura mista.

Os pilares mistos do Shanghai Tower são em secções totalmente revestidas [31].

Em alguns destes edifícios citados acima, principalmente os mais altos, usam-se pilares mistos com betão de alta resistência, obtendo-se pilares ainda mais resistentes e sem precisar ter secções transversais muito grandes, o que comprometeria a arquitetura do edifício.

3. Dimensionamento de Pilares Mistos Aço-Betão

Segundo a EN1994-1-1

3.1 Introdução

Nos anos 80 o CEC - *Commission of the European Communities* iniciou a preparação de uma coleção de normas a nível europeu, relacionados com o cálculo estrutural, tendo em conta os vários tipos de técnicas e materiais de construção disponíveis no mercado. De entre estas normas está o EC4 que aborda o tema das estruturas mistas aço-betão, estabelecendo assim um conjunto de regras a serem cumpridas sobretudo no projeto deste tipo de estruturas. No conjunto destas normas, há regras gerais comuns a todas as normas fazendo assim, que tenham uma base que serve de partida para todos os tipos de estruturas abordados nelas. O EC4 bem como a EN1993 (EC3) [19] têm as suas regras baseadas na *European Convention for Constructional Steelwork (ECCS (1981))*.

Neste capítulo será apresentado as principais propriedades dos materiais utilizados em pilares mistos aço-betão, e também é abordado os aspetos relativos ao dimensionamento dos pilares mistos, segundo o EC4, destacando o método simplificado como o método a adotar neste trabalho.

3.2 Propriedades dos Materiais

O EC4 especifica as propriedades dos materiais constituintes das secções.

3.2.1 Betão

O EC4 faz referência ao EC2 parte 1-1 quando se trata dos betões, apontando assim as propriedades que se deve exigir para o betão a ser utilizado.

Os betões a utilizar são os betões de massa volúmica normal ($\rho \approx 2400 \text{ kg/m}^3$) ou betões leves (ρ compreendido entre 1600 e 1800 kg/m^3). Ainda, tendo em conta os pilares mistos, o EC4 impõe limites na classe de resistência do betão, que é compreendida entre as classes C20/25 e C60/75 para o betão de densidade normal e para o betão leve a classe de resistência está compreendida entre a classe LC20/22 e LC60/66. Para os betões de massa volúmica normal, o Quadro 3.1 apresenta os valores de três propriedades essenciais para classes de resistência do betão entre C20/25 e C50/60:

- f_{ck} é a resistência característica à compressão de um cilindro de betão, aos 28 dias;
- f_{ctm} é a resistência média de tração, para o mesmo período;
- E_{cm} é o módulo de elasticidade secante.

Classe de Resistência	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck} (N/mm ²)	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm} (N/mm ²)	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
E_{cm} (kN/mm ²)	30	31	33	34	35	36	37

Quadro 3.1 – Principais características de betões de massa volúmica normal.

A relação “tensão - deformação” do betão em ensaios de compressão é não linear. No entanto, para níveis de tensão relativamente reduzidos é em geral suficiente, admitir um comportamento elástico-linear, sendo E_{cm} interpretado como um módulo secante médio para cargas de curta duração (Ver Figura 3.1).

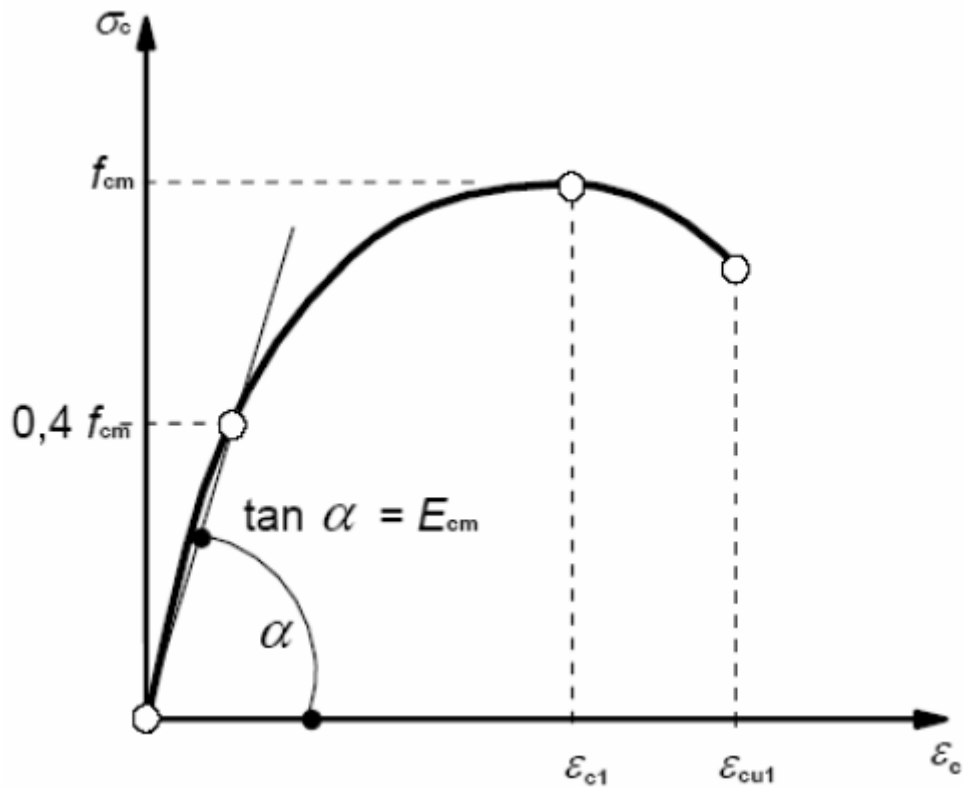


Figura 3.1 – Relação “tensão-extensão” para a análise estrutural [18].

O valor da resistência de cálculo do betão é obtido dividindo a sua resistência característica por um coeficiente de segurança γ_c que toma o valor de 1,5:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.1)$$

Fluência

A fluência é um fenómeno reológico que afeta a deformação do betão quando solicitado a uma tensão de compressão com carácter permanente. Depende das condições de humidade ambiente, das dimensões das peças e da composição do betão. Além destes fatores está também relacionada com a intensidade e a duração da carga e com a maturidade do betão à data do carregamento. Desde que a tensão de compressão no betão não exceda o valor de $0,45f_{ck}(t_0)$ na idade t_0 , idade do betão à data do primeiro carregamento, pode considerar-se que a fluência se desenvolve no domínio linear. Caso contrário, deve considerar-se a não linearidade da fluência [17].

Para as situações em que não é necessária elevada precisão, poderá ser suficiente a obtenção do valor final do coeficiente de fluência $\varphi(\infty, t_0)$ a partir dos gráficos das Figuras 3.2 e 3.3, que são válidos no domínio da fluência linear, para temperaturas ambientes compreendidas entre -40°C e $+40^\circ\text{C}$ e humidade relativa média entre $\text{RH}=40\%$ e $\text{RH}=100$ [17].

a) Ambiente interior $\text{RH} = 50\%$

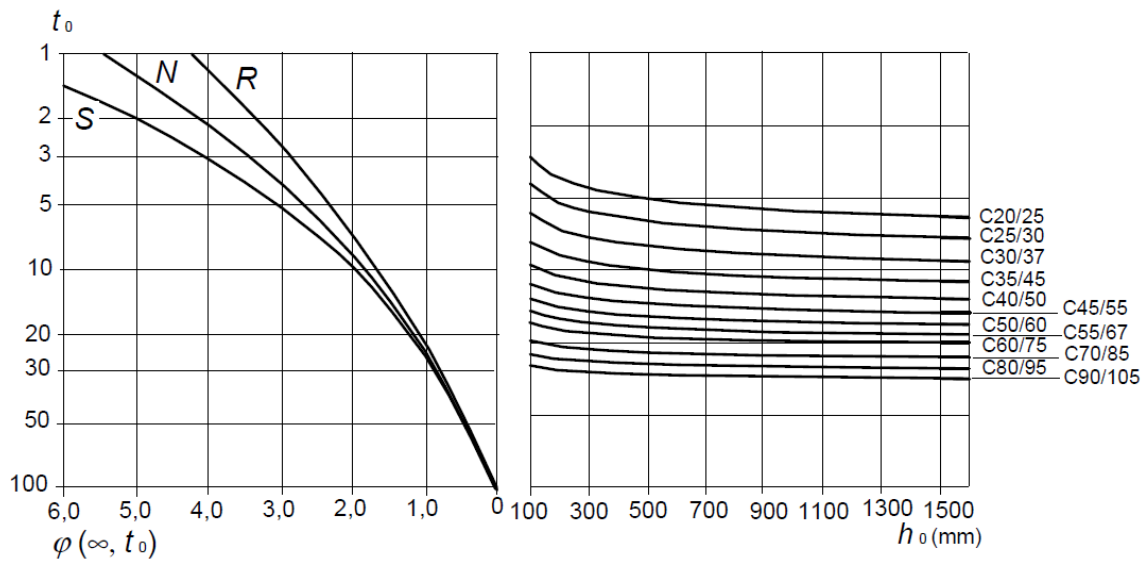


Figura 3.2 – Gráfico para um $\text{RH}=50\%$ [18]

b) Ambiente interior $\text{RH} = 80\%$

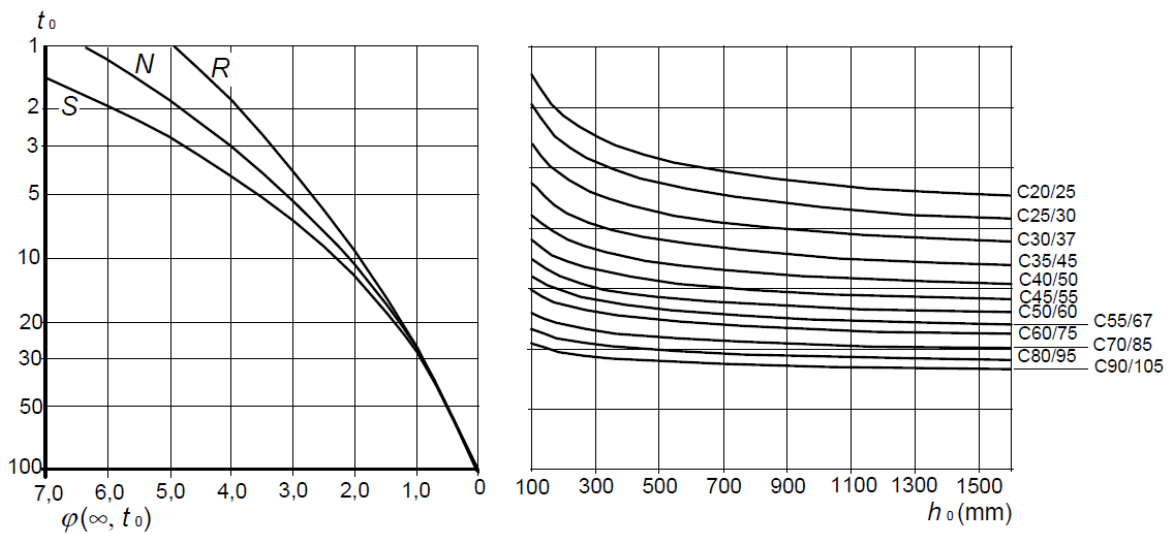


Figura 3.3 - Gráfico para um $\text{RH}=80\%$ [18]

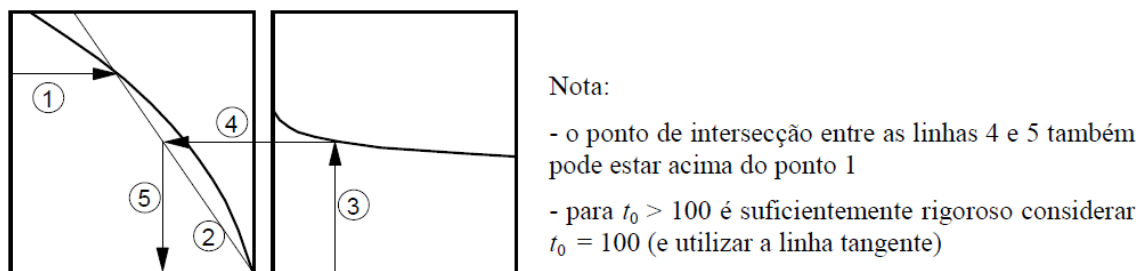


Figura 3.4 – Modo de utilização dos gráficos [18]

Na Figura 3.4 está ilustrado como se deve proceder para fazer o correto uso dos gráficos das Figura 3.2 e Figura 3.3.

No Capítulo 2 já foi referido que a retração exerce pouca influência no comportamento estrutural de um pilar misto, pelo que não é feito mais desenvolvimentos sobre o assunto.

3.2.2 Armadura Ordinária

Como no caso anterior, o EC4 nos remete para a EN1992-1-1 (EC2) quando se trata das propriedades do aço para a armadura ordinária, no entanto, no que diz respeito ao módulo de elasticidade E_s , o EC4 recomenda a utilização das regras referidas no EC3 parte 1-1 de modo a ter um módulo de elasticidade igual ao do aço estrutural que neste caso é de 210 GPa.

As classes de resistência a ser utilizadas só podem ser de S400 a S600, mas conforme indica o EC2 no Anexo Nacional, em Portugal só se pode utilizar até à classe S500.

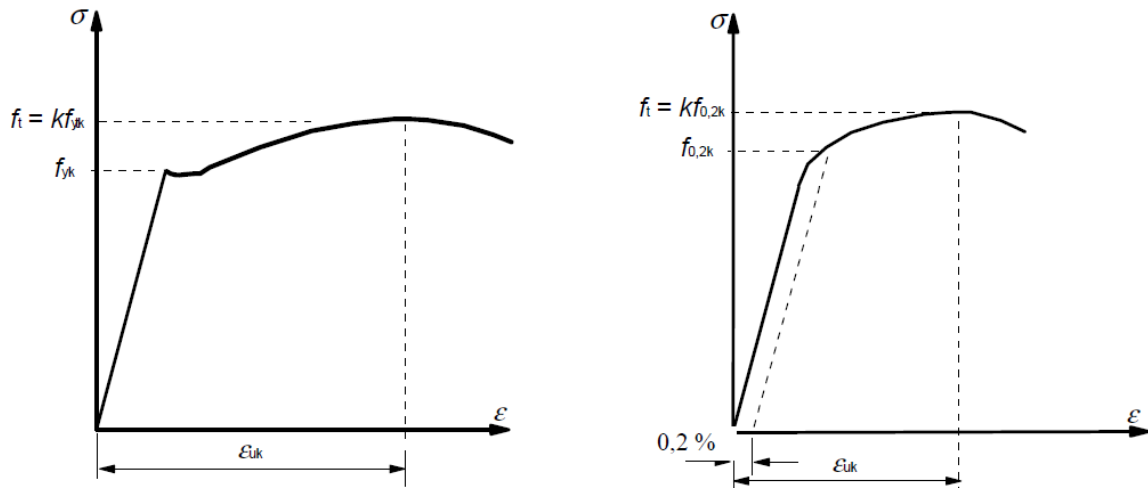


Figura 3.5 – Diagramas tensões-extensões do aço típico de armaduras para betão [18].

O valor da tensão característica de cedência (f_{yk}) é que caracteriza o aço, que se pode utilizar para definir a resistência do aço (Figura 3.5).

Ainda referente ao dimensionamento e verificação de segurança é utilizado o valor da resistência de cálculo dado por:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (3.2)$$

Em que γ_s é o coeficiente parcial de segurança relativo às armaduras ordinárias, sendo igual a 1,15 de acordo com o EC2.

3.2.3 Aço Estrutural

Nas estruturas mistas aço-betão as propriedades com particular importância do aço estrutural são a elevada resistência comparada com os restantes materiais usados, e a ductilidade. A ductilidade consiste na capacidade substancial de deformação do aço quando em compressão ou tração antes do colapso. Outras propriedades importantes do aço estrutural prendem-se com a sua generalizada disponibilidade no mercado e durabilidade, particularmente quando protegido dos fatores agressivos do meio ambiente. As formas mais

frequentes sob as quais o aço estrutural é usado são as secções laminadas I, H, cantoneiras, as secções compostas por chapas soldadas entre si, as secções enformadas a frio e as secções ocas. O EC3 define as tensões características de cedência e de rotura em função do tipo de aço fabricado. O Quadro 3.2 detalha a informação anterior para o aço estrutural laminado a quente, grupo ao qual pertencem os perfis usados na constituição dos pilares mistos [5].

Quadro 3.2– Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão última à tração f_u para aços estruturais laminados a quente [19].

Standard and steel grade	Nominal thickness of the element t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Considera-se que para efeitos de dimensionamento e análise, que o aço possui um comportamento elástico e perfeitamente plástico que se representa através de um gráfico bilinear (Figura 3.6). O valor da resistência de cálculo obtém-se dividindo a resistência característica pelo respetivo coeficiente de segurança $\gamma_a=1,0$:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_a} \quad (3.3)$$

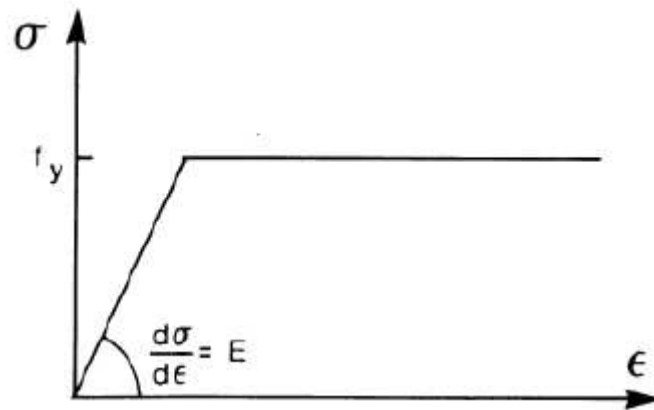
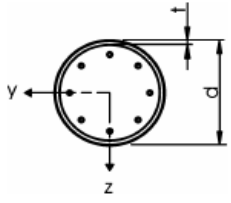
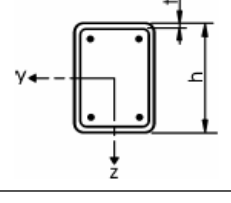
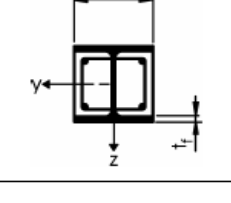


Figura 3.6 – Relação bilinear tensão-extensão do aço estrutural [19]

3.3 Encurvadura Local dos Elementos de Aço

No dimensionamento pelo estado limite último é considerado que a peça irá atingir a sua capacidade resistente plástica total. Porém, devemos assegurar que não ocorra colapso prematuro dos membros esbeltos de aço devido à instabilidade local [4]. No caso dos pilares revestidos o recobrimento não poderá ser inferior ao máximo dos dois valores seguintes, 40 mm e 1/6 da largura do banzo. Este recobrimento, que pretende evitar a separação prematura do betão, deve ser reforçado lateralmente, para proteger o pilar contra danos por impactos acidentais, proporcionar uma adequada contenção face à encurvadura local da alma do perfil e permitir ainda a inclusão de armadura transversal [5].

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		$\max (h/t) = 52 \frac{235}{f_y}$
Secções em I parcialmente revestidas		$\max (b/t_f) = 44 \frac{235}{f_y}$

Quadro 3.3 – Valores máximos (d/t) , (h/t) e (b/t_f) com f_y em N/mm^2 [1]

Para os pilares parcialmente revestidos em betão e perfis tubulares, a esbelteza dos elementos da secção deverá satisfazer as condições que são apresentadas no Quadro 3.3, com $\varepsilon = (235/f_y)^{1/2}$, onde f_y é a tensão de cedência do aço.

3.4 Métodos de Dimensionamento de Pilares Mistos

Há dois métodos de dimensionamento de pilares mistos preconizados no EC4.

Um **método geral** aplicável a secções transversais tanto simétricas quanto assimétricas, podendo ser variáveis ao longo da altura. Tem consideração os efeitos de segunda ordem, incluindo as imperfeições geométricas do pilar tornando-se necessária a utilização de métodos numéricos para a sua aplicação [9].

Um **método simplificado** que utiliza as curvas europeias de encurvadura dos pilares de aço, nas quais as imperfeições são consideradas implicitamente. A aplicação deste método está

limitada ao cálculo de pilares mistos de secção uniforme em toda a altura e duplamente simétrica [5].

Estes dois métodos baseiam-se nas seguintes suposições:

- Há uma interação total entre a secção de aço e betão no momento da rotura;
- As imperfeições geométricas e as tensões residuais são tidas em conta no cálculo;
- As secções planas permanecem planas após a deformação;

3.4.1 Método Simplificado de Cálculo

Restrições ao uso do método

A aplicação do método simplificado está submetida a algumas limitações e restrições.

Nomeadamente:

1- A secção transversal do pilar deve ser simétrica em ambos os eixos ao longo de toda a sua altura, com a relação entre dimensões da secção transversal (h_c e b_c) dentro dos seguintes limites:

$$- 0,2 \leq \frac{h_c}{b_c} \leq 5,0 \quad (3.4)$$

Com,

h_c – altura da secção de betão;

b_c – largura da secção de betão.

2- A contribuição relativa da secção de aço para a resistência de cálculo da secção mista,

$\delta = \left(\frac{A_a f_y}{N_{pl,Rd}} \right)$ deve estar compreendida dentro dos seguintes limites:

$$- 0,2 \leq \left(\frac{A_a f_y}{N_{pl,Rd}} \right) \leq 0,9 \quad (3.5)$$

Com,

A_a – área da secção de aço;

f_y – tensão de cedência do aço;

$N_{p,Rd}$ – Resistência à compressão da secção mista.

3- A esbelteza relativa $\bar{\lambda}$ do pilar misto deve ser menor que 2,0.

4- Para secções revestidas em betão, a área de armadura longitudinal deve ser no mínimo 0,3% da área de betão na secção transversal.

5- A mesma armadura de reforço a ser considerada no cálculo não deverá exceder 6% da área de betão, ainda que por razões de resistência a incêndio ela seja requerida.

6- A categoria do perfil de aço deve estar entre S235 e S460, enquanto o betão deve ter uma resistência característica entre 20MPa e 50MPa, ou seja classe C20/25 a C50/60.

7- Para os perfis totalmente revestidos por betão, as espessuras de recobrimento máximas que podem ser usadas no cálculo são:

$$- c_z = 0,3h \quad (3.6)$$

$$- c_y = 0,4b \quad (3.7)$$

Onde,

h – é a altura do perfil metálico;

b – é a largura do perfil metálico.

Frequentemente poderá ter que ser usado um recobrimento mais significativo (por razões de resistência a incêndio), mas é conveniente ignorar esse suplemento para o cálculo.

Esbelteza Relativa de um Pilar Misto

A carga crítica elástica de um pilar misto é calculada pela equação de Euler:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2(EI)_{eff}}{l_e^2} \quad (3.8)$$

Onde $(EI)_{eff}$ é a rigidez à flexão efetiva da secção mista referente ao eixo perpendicular ao plano de encurvadura considerado e l_e o comprimento de encurvadura do pilar.

Para as cargas de curta duração a rigidez elástica efetiva à flexão $(EI)_{eff}$ da secção transversal de um pilar misto é dada por:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c \quad (3.9)$$

Onde I_a , I_s , I_c são, respetivamente os momentos de inércia de flexão para o plano de flexão considerado do aço estrutural, da armadura ordinária e do betão (que se supõe não fissurado); E_a , e E_s os módulos de elasticidade do aço e da armadura. E_{cm} é o módulo secante do betão; K_e é um fator de correção para a fissuração do betão que se pode tomar igual a 0,6.

No caso de cargas de longa duração a rigidez à flexão do betão obtém-se substituindo o módulo de elasticidade secante do betão E_{cm} , por um valor reduzido $E_{c,eff}$ que tem em conta os efeitos de fluência e retração do betão:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1+(N_{G,Ed}/N_{Ed})\varphi} \quad (3.10)$$

$N_{G,Ed}$ é parcela permanente do esforço axial de cálculo N_{Ed} . φ é o coeficiente de fluência do betão, tomado em geral, no caso dos edifícios, pelo seu valor a tempo infinito.

A esbelteza relativa de um pilar misto ($\bar{\lambda}$) no plano de flexão considerado é dada pela expressão:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (3.11)$$

Onde $N_{pl,Rk}$ é o valor característico da resistência plástica à compressão, ou seja é o valor de $N_{pl,Rd}$, com os coeficientes de segurança iguais a 1,0.

Pilares Mistos Submetidos a Compressão Simples

Resistência da Secção Transversal

A resistência em compressão simples da secção transversal é obtida adicionando as resistências plásticas dos seus elementos constituintes, como se segue:

Para secções total ou parcialmente revestidas em betão:

$$N_{pl,Rd} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} + 0,85 \times A_c \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (3.12)$$

Para secções tubulares preenchidas de betão:

$$N_{pl,Rd} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (3.13)$$

Onde A_a , A_c , A_s são, respetivamente as áreas das secções de aço, do betão e da armadura, γ_a , γ_c , e γ_s são os coeficientes parciais de segurança dos materiais, aço, betão e armadura respetivamente. O aumento da resistência do betão de $0,85f_{ck}$ (Equação 3.12) a f_{ck} (Equação 3.13) para as secções preenchidas com betão deve-se ao efeito de confinamento.

Para os perfis tubulares de secção circular preenchidos com betão, um incremento adicional da resistência à compressão é produzido pela contenção da deformação transversal tridimensional do betão. Este efeito só tem lugar se o perfil tubular de aço for suficientemente rígido para evitar a expansão lateral do betão quando carregado axialmente. Este aumento de resistência não é possível em perfis tubulares retangulares, pois as dobras dos perfis não são suficientemente rígidas para se oporem à expansão do betão [5].

A resistência suplementar do betão devida ao efeito de confinamento pode ser utilizada no cálculo quando a esbelteza relativa $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pL,Rk}}{N_{cr}}}$ de um pilar misto formado por um tubo de aço circular preenchido com betão não ultrapasse o valor 0,5 e o maior momento fletor M_{Ed} não seja superior ao valor $0,1N_{Ed}d$, onde d é o diâmetro exterior do pilar e N_{Ed} o esforço de compressão de cálculo aplicado. Nas condições expostas, a resistência plástica à compressão da secção tubular circular preenchida por betão pode ser calculada mediante a expressão:

$$N_{pL,Rd} = A_a \eta_a \frac{f_y}{\gamma_a} + A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \left[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right] + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (3.14)$$

Sendo t a espessura da parede do tubo de aço e η_a e η_c uns coeficientes dados por:

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) \left(10 \frac{e}{d} \right) \quad (3.15)$$

$$\eta_c = \eta_{c0} \left(1 - 10 \frac{e}{d} \right) \quad (3.16)$$

Expressões válidas para $0 < e \leq \frac{d}{10}$, onde e representa a excentricidade eficaz do esforço axial dada por $e = \frac{M_{máx,Ed}}{N_{Ed}}$.

Quando $e > \frac{d}{10}$ é necessário tomar $\eta_a=1$ e $\eta_c=0$. Nas equações anteriores η_{a0} e η_{c0} são os valores de η_a e η_c para uma excentricidade e nula. Estes expressam-se como funções da esbelteza relativa $\bar{\lambda}$, como se segue:

$$\eta_{a0} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1 \quad (3.17)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0 \quad (3.18)$$

A presença de um momento fletor M_{Ed} reduz as tensões médias de compressão no pilar, reduzindo deste modo o efeito favorável do confinamento sobre a resistência do pilar. As condições sobre a excentricidade e e sobre a esbelteza reduzida $\bar{\lambda}$ traduzem essa restrição.

Resistência à Encurvadura

Um pilar misto apresentará suficiente resistência à encurvadura se, para cada um dos planos de encurvadura, o esforço axial N_{Ed} satisfizer a seguinte condição:

$$N_{Ed} \leq \chi \cdot N_{pl,Rd} \quad (3.19)$$

Onde, χ representa o fator de redução da resistência no plano de encurvadura considerado e é uma função da esbelteza relativa $\bar{\lambda}$ e da curva de encurvadura apropriada.

Para a escolha de encurvadura apropriada, são critérios, o tipo de secção transversal mista e o eixo de flexão do pilar. O Quadro 3.4 apresenta as curvas de encurvadura apropriadas aos pilares mistos.

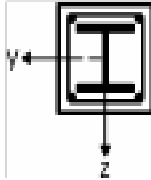
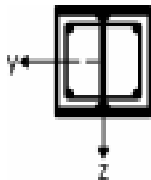
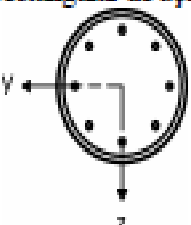
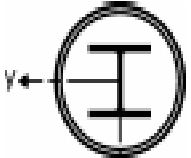
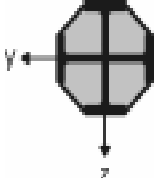
É possível calcular o fator de redução da resistência χ mediante a expressão:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{(\phi^2 - \bar{\lambda}^2)}} \leq 1,0 \quad (3.20)$$

Onde:

$$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (3.21)$$

Sendo α um parâmetro generalizado de imperfeição que tem em conta os efeitos desfavoráveis da falta de linearidade inicial do perfil e das tensões residuais. Os valores de α podem ser obtidos dos Quadro 3.4 e Quadro 3.5.

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

Quadro 3.4 – Curva de encurvadura e imperfeições de elementos para colunas mistas [1]

<i>Curva de encurvadura</i>	a	b	c	d
<i>Factor de imperfeição α_{LT}</i>	0,21	0,34	0,49	0,76

Quadro 3.5 – Valores do fator de imperfeição [19]

Resistência em Compressão e Flexão

Resistência da secção transversal submetida a esforço axial e momento fletor

Para verificar a resistência da secção transversal de um pilar misto submetida a esforço axial e momento fletor é necessário satisfazer os requisitos de resistência de cada um dos planos principais, tendo em conta a esbelteza, o diagrama de momentos fletores e resistência à flexão no plano considerado [5].

A resistência da secção transversal de um pilar misto submetido a flexão composta num só plano é dada por uma curva de interação Momento (M) – Esforço Axial (N), assumindo diagramas retangulares de tensões para a resistência plástica, como ilustra na Figura 3.7:

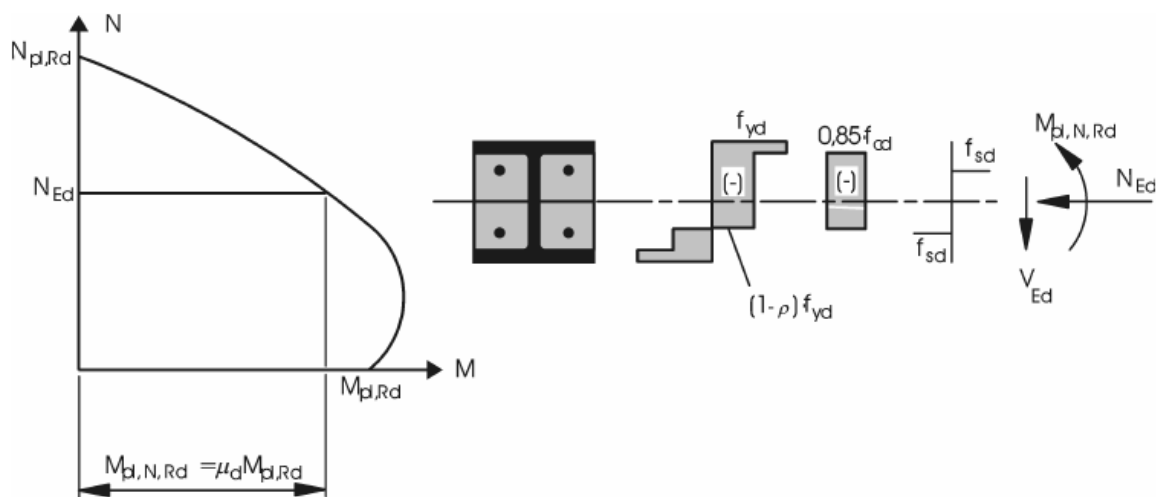


Figura 3.7 – Curva de interação para a flexão composta com compressão [1]

A curva de interação é construída considerando diferentes posições do eixo neutro plástico, no plano principal considerado. Os valores de resistência ao esforço axial e ao momento obtêm-se a partir das distribuições de tensões, e do estabelecimento de condições de equilíbrio na secção.

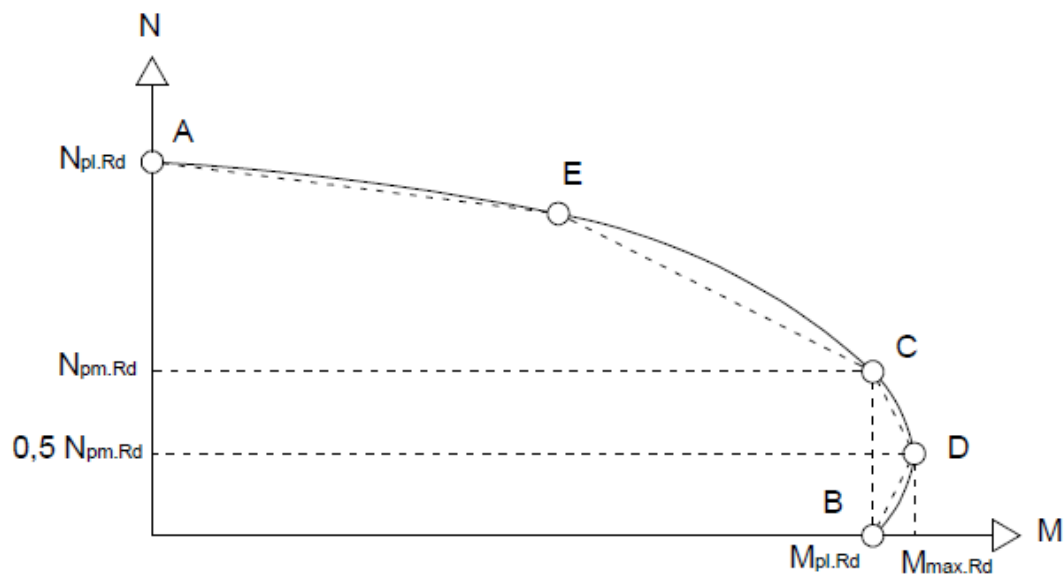


Figura 3.8 – Curva de Interação M-N para flexão composta [5].

O ponto D sobre esta curva de interação (Figura 3.8) representa o máximo momento resistente $M_{máx,Rd}$ que a secção pode abarcar. Este é maior que $M_{pl,Rd}$, pois o esforço axial de compressão inibe a fissuração do betão por tração do betão, aumentando deste modo a resistência à flexão.

A Figura 3.9 ilustra o processo de construção ponto a ponto desta curva de interação, para uma secção totalmente revestida em betão, considerando quatro posições particulares do eixo neutro plástico que correspondem respetivamente aos pontos A, B, C e D assinalados na Figura 3.8.

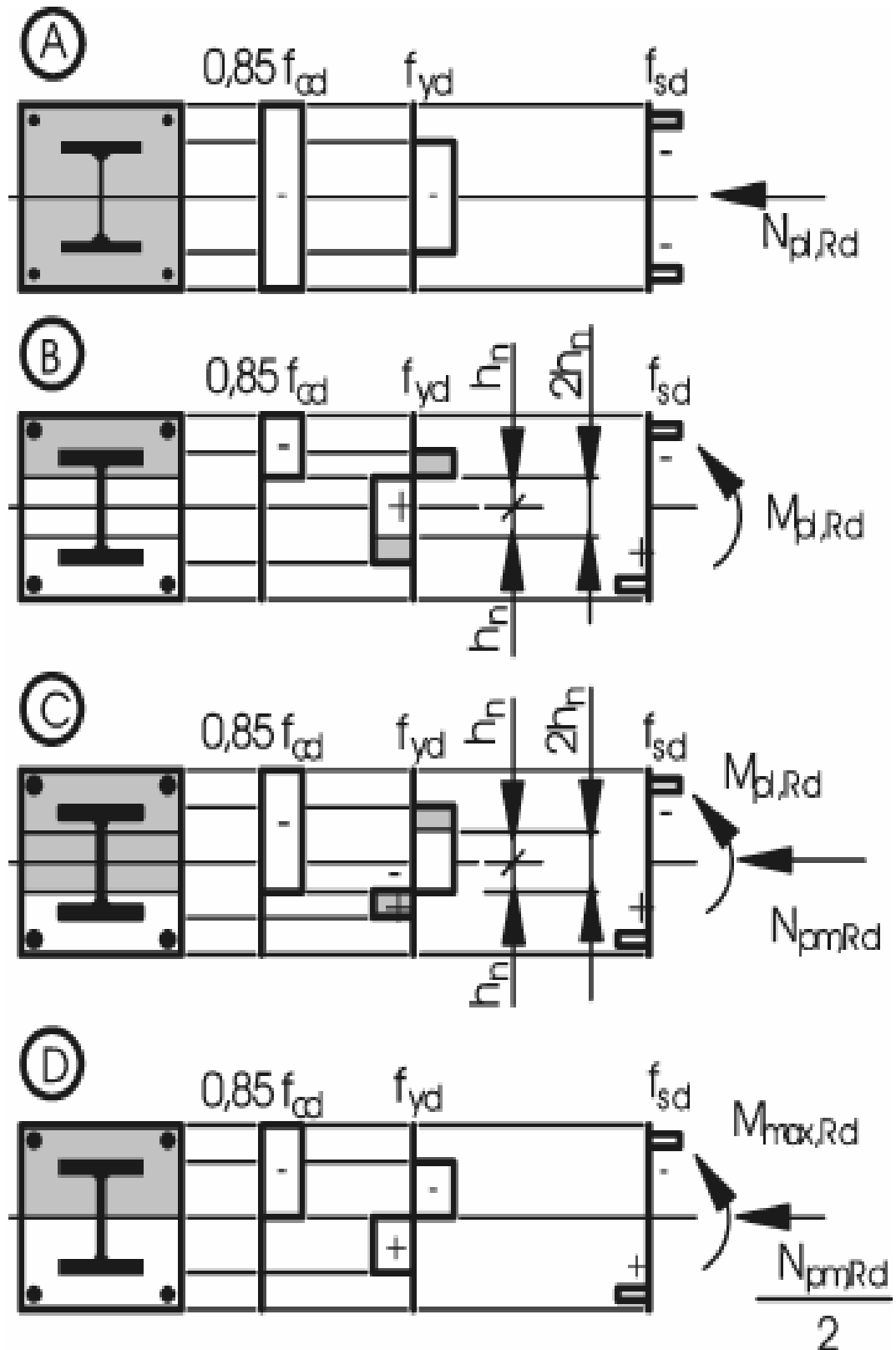


Figura 3.9 – Blocos de tensões para os diferentes pontos da curva de interação [1].

O ponto da curva de interação, que é obtido quando a linha neutra coincide exatamente com o eixo da secção é designado o ponto D nas Figura 3.8 e Figura 3.9 observando a distribuição de tensões neste ponto (ver Figura 3.9) pode-se afirmar que a força normal interna resultante é metade da resistência plástica associada à área de betão da secção transversal. Tal deve-se ao fato de as forças no aço estrutural e na armadura se anularem, uma vez que são iguais e de sentidos opostos. O momento interno $M_D = M_{máx,Ed}$ pertencente a esta distribuição, pode ser calculado a partir da expressão:

$$M_D = M_{máx,Rd} = W_{pa} \times \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{ps} \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{1}{2} \times 0,85 \times W_{pc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.22)$$

Onde:

W_{pa} , W_{ps} e W_{pc} são respetivamente os módulos resistentes plásticos da secção de aço, da armadura de reforço e do betão.

f_y , f_{ck} e f_{sk} correspondem às resistências características de acordo com o subcapítulo 3.2.

$$N_{D,Rd} = \frac{1}{2} N_{pm,Rd} = \frac{1}{2} A_c \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.23)$$

Comparando a distribuição de tensões do ponto B, onde a força normal interna é nula, e o ponto D (Figura 3.9) a linha neutra elevou-se uma distância h_n . Deste modo, a força normal interna do ponto D, $N_{D,Rd}$ pode ser determinada através da parte em compressão adicional da secção.

Se o momento interno resultante, associado às partes em compressão, $M_{n,Rd}$, for subtraído a $M_{D,Rd}$, o momento fletor resistente $M_{B,Rd} = M_{pl,Rd}$ é dado por:

$$M_{pl,Rd} = M_{B,Rd} = M_{D,Rd} - M_{n,Rd} \quad (3.24)$$

onde $M_{n,Rd}$ pode ser interpretado como o momento resistente da secção de altura $2h_n$ dado por:

$$M_{n,Rd} = W_{pan} \times \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{psn} \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{1}{2} \times 0,85 \times W_{pcn} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.25)$$

onde W_{pan} , W_{psn} e W_{pcn} são respetivamente os módulos resistentes plásticos da secção de aço, da armadura de reforço e do betão na região de $2h_n$.

Atendendo à distribuição de tensões no ponto C, (ver Figura 3.9), a distância da linha neutra ao eixo da secção é novamente h_n . O momento interno $M_{C,Rd}$ é igual ao momento $M_{B,Rd}$, porque as secções adicionais comprimidas não incrementam o momento interno resultando:

$$M_{C,Rd} = M_{B,Rd} = M_{pl,Rd} \quad (3.26)$$

$$N_{C,Rd} = 2 \times N_{D,Rd} = N_{pm,Rd} \quad (3.27)$$

A partir do par de valores M-N de cada ponto facilmente se constrói a curva de interação necessária à verificação das secções. As equações que definem esses pares de valores encontram-se aqui sintetizadas:

- Ponto A: resistência à compressão axial simples:

$$N_A = N_{pl,Rd} \quad (3.28)$$

$$M_A = 0 \quad (3.29)$$

- Ponto B: resistência à flexão simples num só plano:

$$N_B = 0 \quad (3.30)$$

$$M_B = M_{pl,Rd} \quad (3.31)$$

- Ponto C: resistência à flexão simples num só plano, idêntica ao ponto B, mas com esforço de compressão não nulo:

$$N_C = N_{pm,Rd} = A_c \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ (secção revestida em betão)} \quad (3.32)$$

$$N_C = N_{pm,Rd} = A_c \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ (secção tubular preenchida com betão)} \quad (3.33)$$

Nota: a resistência f_{ck} pode ser aumentada para uma secção tubular circular preenchida por betão.

- Ponto D: Momento resistente máximo:

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm,Rd} = \frac{1}{2} A_c \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ (secção revestida em betão)}$$

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm,Rd} = \frac{1}{2} A_c \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \text{ (secção tubular preenchida com betão)} \quad (3.34)$$

De novo a resistência característica do betão pode ser incrementada para uma secção tubular circular preenchida por betão.

$$M_D = W_{pa} \times \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{ps} \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{1}{2} \times 0,85 \times W_{pc} \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.35)$$

- Ponto E: situado a meia distância entre A e C

O aumento da resistência no ponto E é pouco maior que o proporcionado pela interpolação linear direta entre A e C, e portanto pode omitir-se o seu cálculo.

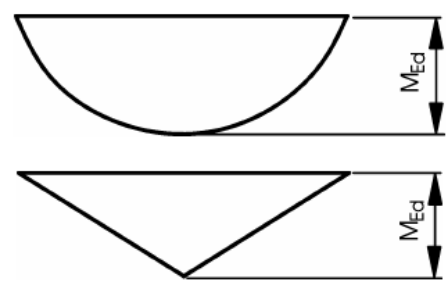
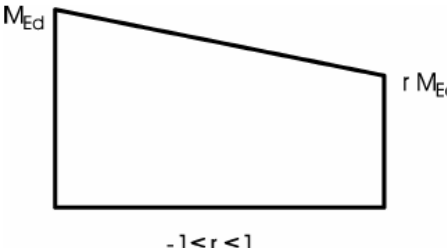
Momentos Fletores de Segunda Ordem

É necessário considerar a influência local dos efeitos de segunda ordem sobre uma peça individual, em particular a amplificação dos momentos de primeira ordem que existem no pilar devido à maior excentricidade com que o esforço axial atua (resultante das imperfeições de construção). No entanto estes podem ser ignorados se o pilar for impedido de deslocar lateralmente ou se estiver contido por pórticos rígidos, desde que:

$$\frac{N_{cr}}{N_{Ed}} \geq 10 \quad (3.36)$$

Quando houver necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem, estes podem contabilizar-se de forma aproximada, aplicando um fator de amplificação k ao momento fletor máximo de primeira ordem M_{Ed} . Esse fator vem dado por:

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff}} \geq 1,0 \quad (3.37)$$

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

Quadro 3.6 – Factores β para determinação dos momentos de acordo com a teoria de segunda ordem [1].

Na presença simultânea de esforço axial e momentos de extremidade, β não deve tomar-se nunca menor que 1,0 a não ser que seja calculado por um método mais exato.

No cálculo da carga crítica $N_{cr,eff}$, deve ter-se em conta que o comprimento de encurvadura l_e deve ser tomado como o comprimento do pilar enquanto a rigidez efetiva $(EI)_{eff}$, deve ser substituída por $(EI)_{eff,II}$, definida como:

$$(EI)_{eff,II} = K_0(E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_c E_{c,eff} I_c) \quad (3.38)$$

Onde:

$K_{e,II}$ é um fator de correção que deve ser tomado como 0,5;

K_0 é um fator de calibração que deve ser tomado como 0,9.

O EC4 permite ainda, de forma simplificada, considerar a influência da geometria e da imperfeição estrutural através de imperfeições geométricas equivalentes. Estas imperfeições

equivalentes para os perfis de aço são dadas na tabela 3.1, em função do comprimento do pilar L .

Resistência da Secção Submetida a Compressão Axial e Momento Fletor numa Direção

A Figura 3.10 representa uma versão normalizada da curva de interação para a resistência de secções transversais submetidas a esforço axial e a momento fletor numa só direção [5].

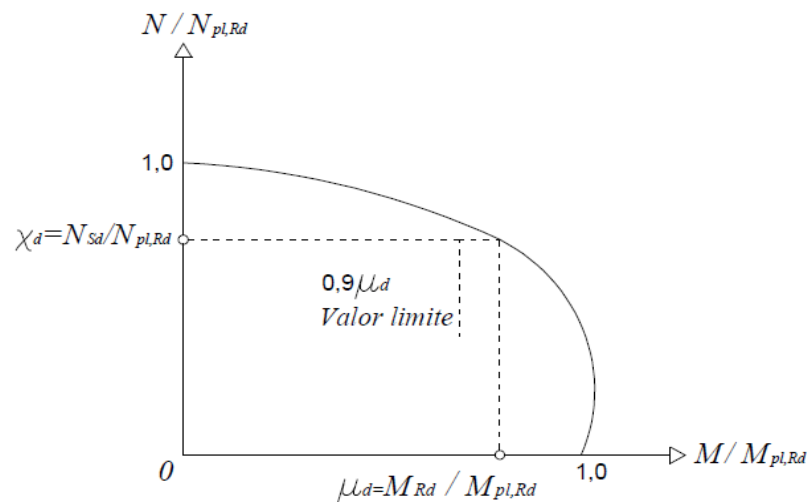


Figura 3.10 – Resistência a esforço normal e flexão uniaxial [5]

O momento M_{Ed} é o momento máximo que se produz ao longo do comprimento do pilar, incluindo qualquer incremento resultante de imperfeições e amplificação dos momentos totais de primeira ordem devidos ao efeito “ $P-\delta$ ”. Assim, quando a secção está submetida a um esforço axial N_{Ed} , o pilar só tem resistência suficiente na seguinte condição:

$$M_{Ed} \leq \alpha_M \mu_d M_{pl,Rd} \quad (3.39)$$

Em que α_M deve ser tomado como 0,9 para categorias de aço entre S235 e S355 e 0,8 para categorias S420 e S460.

A redução da resistência indicada pelo fator α_M compensa simplificações realizadas no cálculo. Por exemplo, a curva de interação foi obtida sem ter em conta os limites de

deformação do betão. Por isso, os momentos fletores, incluindo os efeitos de segunda ordem, foram obtidos utilizando a rigidez à flexão efetiva $(EI)_{eff}$, obtida tendo em conta a área completa da secção transversal do betão.

A Figura 3.7 evidencia que os valores de μ_d podem valer quanto muito 1,0 na região do ponto D. Na prática, valores de μ_d superiores a 1,0 apenas devem ser usados quando o momento fletor de cálculo M_{Ed} depende diretamente da força normal N_{Ed} , por exemplo quando M_{Ed} resulta de uma excentricidade da força N_{Ed} .

Resistência da Secção em Flexão Desviada

Quando um pilar misto está sujeito a compressão junto com flexão em dois planos, ou seja submetido a flexão composta desviada, é necessário partir da verificação de resistência à compressão e flexão uniaxial em cada plano. No entanto, esta verificação não é suficiente e há que realizar uma verificação de interação para a flexão biaxial. Deste modo as imperfeições apenas devem ser consideradas no plano em que seja mais provável ocorrer a rotura. Para o outro plano despreza-se o efeito das imperfeições. Se não for evidente em qual dos planos é mais suscetível de ocorrer rotura, os efeitos das imperfeições devem ser considerados em ambos [5].

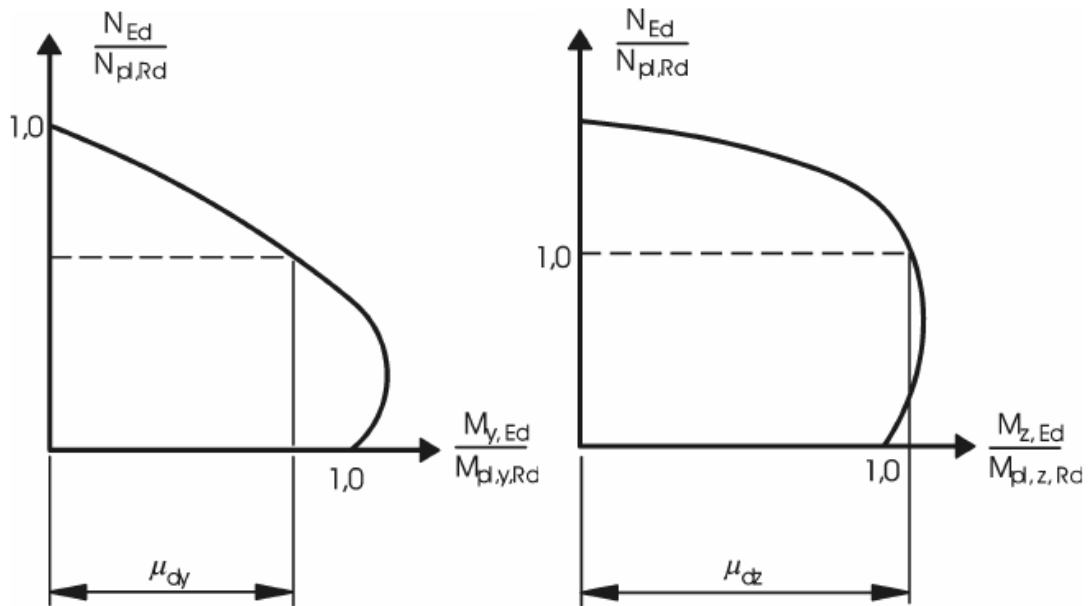


Figura 3.11– Cálculo para a flexão desviada composta com compressão [1]

Isto pode ser representado mediante duas condições simultâneas (aço S235 a S355):

$$M_{y,Ed} \leq 0,9\mu_{dy}M_{pl,y,Rd} \quad (3.40)$$

$$M_{z,Ed} \leq 0,9\mu_{dz}M_{pl,z,Rd} \quad (3.41)$$

Para ter em conta os picos de tensões induzidos pelos momentos entre os limites dados pelas desigualdades em cima, atuando sobre dois eixos ortogonais, deverá satisfazer-se também uma fórmula de integração linear entre os dois momentos de cálculo. Os momentos são novamente calculados considerando as imperfeições e amplificação devido ao efeito “ $P-\delta$ ” de segunda ordem:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{d,y}M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{d,z}M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.42)$$

Estas condições definem o lugar geométrico de resistência última em termos de momentos de cálculo ortogonais para o valor do esforço axial de compressão de cálculo N_{Ed} .

Resistência ao Esforço de Corte Transversal

Na determinação da curva de interação de flexão composta, deverá considerar-se a influência do esforço transversal se o esforço $V_{a,Ed}$ na secção de aço for superior a 50% do valor de cálculo da resistência ao esforço transversal $V_{pl,Rd}$ dessa secção de aço. Este valor restringe a solicitação da secção a esforços transversos inferiores à real capacidade de resistência, para evitar fenómenos de instabilidade no elemento, agravados pela influência que um esforço de corte elevado provocaria (Figura 3.5).

Se, $\frac{V_{a,Ed}}{V_{pl,a,Rd}} > 0,5$ considera-se a interação do transversal com o diagrama de tensões resistentes em flexão composta;

Se, $\frac{V_{a,Ed}}{V_{pl,a,Rd}} \leq 0,5$ não se considera a interação do transversal com o diagrama de tensões resistentes em flexão composta.

Em que $\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{a,Ed}}{V_{pl,a,Rd}} - 1\right)^2 \cdot f_{yd}$, reduzindo a tensão de cedência para $f'_{yd} = (1 - \rho) \cdot f_{yd}$.

Esta medida, torna os elementos mais estáveis, porque não permite a atuação em simultâneo de tensões elevadas, com transversal elevado. Interação indesejável e perigosa para a estabilidade do pilar.

O esforço transversal $V_{a,Ed}$ não deverá ser superior à resistência ao esforço transversal da secção de aço.

O esforço transversal atuante, V_{Ed} poderá ser distribuído entre $V_{a,Ed}$ no aço e $V_{c,Ed}$ na secção de betão armado na mesma proporção com que cada um destes $V_{a,Ed}$ (aço) e $V_{c,Ed}$ (betão) contribui para o momento fletor resistente da secção, $M_{pl,Rd}$.

$$\text{Perfil Metálico deverá resistir a } V_{a,Ed} = \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \cdot V_{Ed} \quad (3.43)$$

$$\text{Área de betão deverá resistir a } V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (3.44)$$

Como simplificação, o EC4 permite assumir V_{Ed} atuando apenas no perfil de aço estrutural [4].

Transferência de Esforços Entre o Aço e o Betão em Uniões Viga-Pilar

As forças transmitidas desde uma viga através de uma conexão viga-pilar devem distribuir-se entre as partes de aço e betão do pilar misto. A natureza desta transferência de força do aço para o betão depende dos detalhes estruturais e segue uma trajetória que deve ser claramente identificada. O comprimento p , necessário para o completo desenvolvimento do esforço de compressão na parte de betão do pilar não deve superar $2d$ ou $L/3$ (ver Figura 3.12) onde d é a menor dimensão transversal do pilar e L o comprimento do mesmo [5].

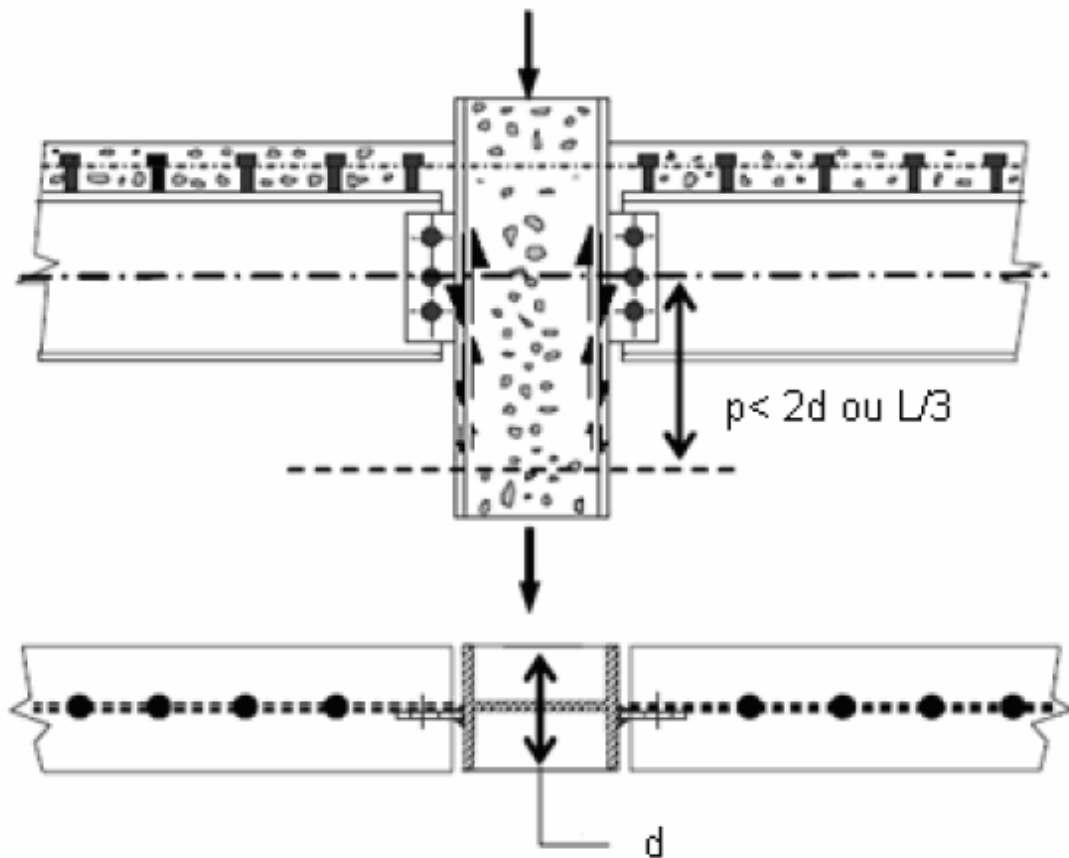


Figura 3.12 – Transferência de forças numa união mista viga-pilar [5]

Para o cálculo recomenda-se que a resistência ao corte a considerar na interface aço-betão não se suponha maior que os valores apresentados no Quadro 3.7:

Quadro 3.7 – Valor de cálculo da resistência ao corte τ_{Rd} [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

O cálculo detalhado da conexão viga-pilar tem influência notável na resistência ao corte e os efeitos de aumento de tensão, confinamento e fricção estão intimamente ligados ao tipo da ligação. A força transmitida neste comprimento não é uma reação total, sendo apenas a parte que se transfere ao betão da secção mista. Uma parte da reação deve ser sempre suportada pelo betão para que a secção trabalhe adequadamente. No caso particular de um pilar misto revestido em betão para o qual a resistência de aderência entre o aço e o betão seja insuficiente para que tenha lugar a transferência à parte do betão, dentro do comprimento disponível, é possível utilizar conetores de perno soldados à alma do perfil de aço. Neste caso é possível ter em conta a resistência de corte P_{Rd} dos conetores, como reforço da aderência entre o aço e o betão. Nos casos em que haja conetores de perno ligados à alma da secção de aço envolvida em betão, a deformação lateral do betão que provocam é impedida pelos banzos de aço adjacentes. As forças de atrito resultantes conferem resistência ao corte longitudinal adicional [5].

Pode considerar-se que esta resistência adicional é igual a $\mu \cdot P_{Rd}/2$ em cada banzo, para cada fiada de pernos de cabeça, tal como se ilustra na Figura 3.13, em que P_{Rd} é a resistência de cálculo de um conetor e μ é o coeficiente de atrito que pode tomar-se como 0,5 (secções sem pintura). Esta suposição só é válida se a distância entre banzos for menor que os valores apresentados na Figura 3.13.

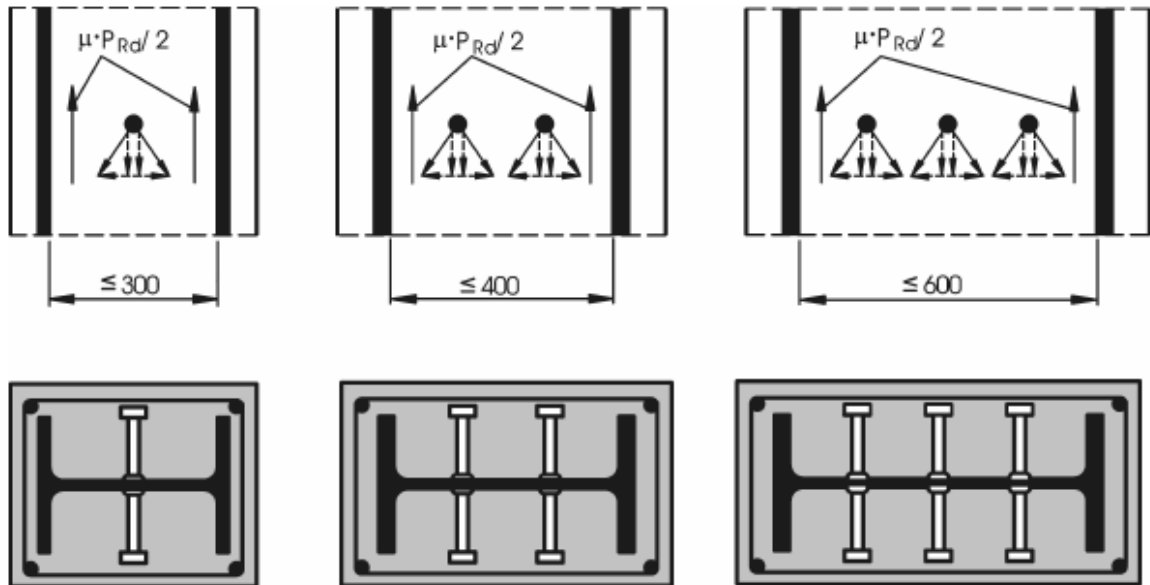


Figura 3.13 – Forças de atrito adicionais em colunas mistas por meio de utilização de pernos de cabeça [1].

3.4.2 Considerações Finais

O método simplificado, quando comparado ao método geral, é de utilização mais expedita, e a sua aplicação abrange uma gama de secções variada e de uso corrente como soluções de pilares mistos em edifícios. Deste modo, o método não limita muito o projetista em termos de soluções, uma vez que os resultados obtidos, para as secções de uso corrente, são bastante satisfatórios.

4. Dimensionamento Assistido de Pilares Mistos

4.1 Introdução

Neste capítulo descreve-se a folha de cálculo desenvolvida para o dimensionamento assistido de pilares mistos aço-betão segundo o EC4. Faz-se uma apresentação dos seus vários componentes, e mostra-se a forma de funcionamento.

Como referido no Capítulo 1, a plataforma de escolha principal foi o *Excel*, interagindo com o *Robot*, graças à utilização de API's (*Application Programming Interface*) [20] que permitem a troca de informação entre as duas plataformas.

A linguagem de programação utilizada é o da *Visual Basic for Applications* (VBA) que neste caso em particular recolhe a informação pretendida do modelo desenvolvido no *Robot*, e coloca a informação na folha de cálculo. Isto é feito através de uma API especialmente desenvolvida para fazer essa interação entre o *Excel* e o *Robot*.

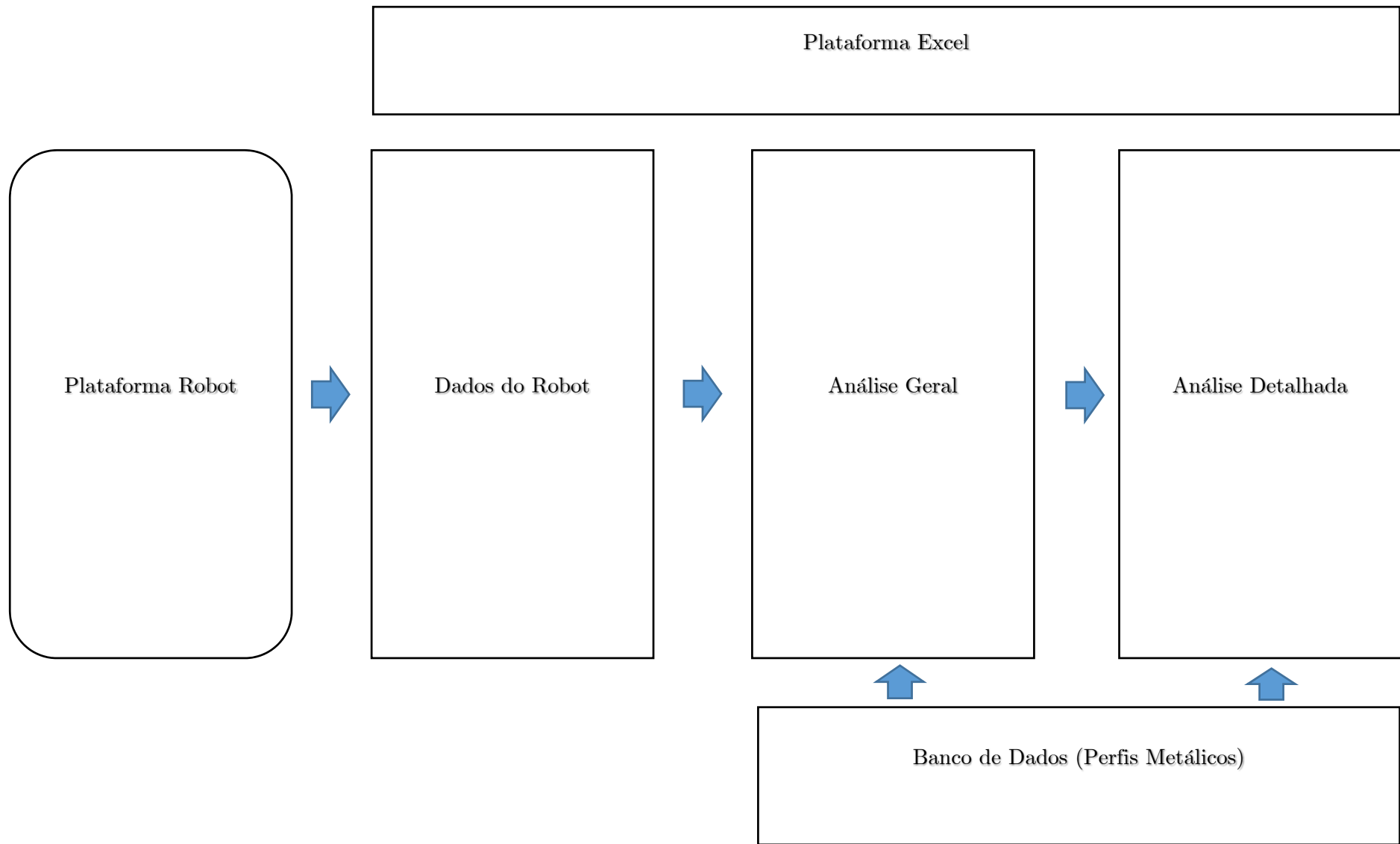
Após a recolha dos dados necessários a folha de cálculo faz as verificações preconizadas no EC4 para os pilares mistos.

De salientar que a folha está formatada para a análise de um pilar de cada vez, sendo feita uma avaliação de secção a secção ao longo de todo o pilar até se encontrar a secção mais condicionante. Neste processo é deixado ao cuidado do utilizador a definição do número de secções do pilar onde pretende verificar a segurança.

No final é possível obter um relatório com as verificações efetuadas.

Na Figura 4.1 está um fluxograma ilustrando a interação entre as folhas e o *Robot*.

Figura 4.1 – Fluxograma da interação entre as folhas



4.2 Campo de Aplicação

A folha de cálculo desenvolvida para o dimensionamento de pilares mistos aço-betão está formatada para fazer as diversas verificações presentes no EC4, no Capítulo 6, em particular em 6.7, referente às colunas mistas, sendo direcionado unicamente para as secções mistas totalmente revestidas em betão e para as secções mistas tubulares preenchidas quadradas/retangulares.

O método utilizado, é o método simplificado e como consequência é preciso ter em atenção as limitações que o uso deste método impõe (ver Capítulo 3).

4.3 Descrição da Ferramenta Desenvolvida

4.3.1 Considerações Gerais

A ferramenta desenvolvida assenta em três folhas principais, que têm as funções de recolha dos dados no programa da *Robot* (designada “Dados do Robot”), fazer as verificações para o número de secções definidas de uma forma geral (designada “Análise Geral”) e por fim, uma folha que poderá servir de relatório final que pode ser anexado ao projeto, sendo que nesta última folha é feita uma análise mais pormenorizada da secção mais condicionante encontrada (designada “Análise Detalhada”).

Além destas três folhas principais, esta ferramenta contempla uma base de dados referente aos perfis metálicos de secções em I e H, além das secções tubulares quadradas/retangulares. Em folhas separadas são disponibilizadas algumas disposições regulamentares de outros Eurocódigos como o EC2, que se achou conveniente apresentar, que em alguns casos são de carácter informativo e noutras não, como é o caso do Quadro 3.1 do EC2 referente às características do betão.

Na folha de verificação geral (“Análise Geral”) do pilar é dedicada especial atenção à capacidade resistente do pilar, e apesar de serem tidos em conta outras condicionantes preconizadas no EC4, só é disponibilizado os resultados referentes à capacidade resistente. Na folha de verificação detalhada (“Análise Detalhada”) são apresentados todos os fatores necessários para que se tenha uma análise completa de um pilar misto, de acordo com o EC4. É nestas duas folhas que se introduzem os dados de entrada necessários, como as características da secção e o comprimento do pilar, por exemplo. Estas duas folhas estão relacionadas entre si, pelo que é preciso seguir uma ordem de passos para que se possa chegar à solução desejada, ou seja, ao se encontrar a secção mais condicionante na folha “Análise Geral”, passa-se à folha de “Análise Detalhada” para uma análise mais rigorosa, podendo a partir deste momento modificar as características da secção de forma a otimizar a solução. No entanto pode-se utilizar a folha “Análise Detalhada” sem ter interação com a folha “Análise Geral”, selecionando de forma adequada na folha, a opção para tal. O objetivo por trás desta funcionalidade, é a possibilidade de testar uma certa secção para um par de valores de esforços em particular, ou forma de testar o seu limite máximo.

4.3.2 Folha Dados do Robot

Para utilizar as rotinas de dimensionamento das secções o modelo da estrutura onde se insere o pilar deve estar aberto no Robot. Uma mensagem de erro é gerada nas situações em que, não havendo nenhum modelo aberto, seja dado o comando para que sejam extraídos os esforços para a folha de cálculo.

Aberto o modelo, escolhe-se o pilar que se vai analisar e as combinações de ações das quais se queira obter os resultados. Na folha “Dados do Robot” indica-se o número de secções em que se pretende analisar o pilar, tendo em conta o nível de detalhe que se queira atingir. Ao

selecionar por exemplo duas secções, só se obterá os valores referentes às extremidades do pilar. Ao aumentar o número de divisões do pilar é possível proceder à verificação da segurança de outras secções intermédias, para além das de extremidade.

Esta folha, da qual se apresenta um excerto na Figura 4.2, tem como finalidade extrair do modelo do *Robot* os esforços axiais, os momentos fletores e os esforços transversos do pilar escolhido (Barra n^o), podendo-se seleccionar as combinações de ações a analisar (Caso de Carga n^o) e onde se define o número de partes em que se vai dividir o pilar em altura (Número de Divisões na Barra) e onde a segurança vai ser analisada. Em caixas de texto é ainda disponibilizada informação complementar, como a identificação do projeto (Projeto) ou a fase de progresso na folha (Progresso). O botão de comando “Extrair Dados do Robot” tem como base a linguagem de programação VBA e permite avançar no processo de recolha de dados.

Projeto	180_v28_2	Extrair Dados do Robot	Progress	1 / 1
---------	-----------	------------------------	----------	-------

Barras (n ^o)	89
Caso de Carga (n ^o)	100 150 410 500 511to514 521to524 601 602
Número de Divisões na Barra	20

Barra	Nó	Caso de Carga	FX -[kN]	FX+ [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	I
89	152	100		300,334834	0,650414686	20,96671481	0,552912287	-37,74289686	5,
89	152	150		407,7612521	3,150406678	27,93522182	0,636824765	-50,28219432	10,
89	152	410		24,78202914	12,38604354	3,654966874	0,835112649	-4,29583346	1,
89	152	500		634,1284983	8,169094768	56,61770246	1,559651513	-100,2598242	2,
89	152	511		270,8231233	1,25340458	18,94322785	0,49118256	-34,20426565	5,
89	152	512		271,3317549	-3,754228535	19,57701552	0,430009684	-34,82397386	-1,
89	152	513		275,3908578	1,184488892	18,69295855	0,487974905	-34,0300309	6,
89	152	514		268,0691843	-0,748736821	5,39407526	0,313116556	-26,87190896	1
89	152	521		532,4603965	5,828130781	40,20881619	1,012566737	-72,09680948	15,
89	152	522		532,9012105	1,488182081	40,75809883	0,959550245	-72,63388993	10,

Figura 4.2 – Excerto da folha Dados do Robot.

Como referido anteriormente, a metodologia de cálculo desenvolvida assenta na verificação da segurança pilar a pilar. Daí que nesta folha deverá sempre ser selecionada uma barra e apenas uma. Uma situação de erro que se pode encontrar, é quando não se escolhe um pilar em particular, pelo que o programa pergunta se quer extrair os dados de todas as barras

existentes no modelo. Quando se refere a todas as barras, está-se a incluir as vigas, pelo que só neste sentido já se está fora do âmbito deste trabalho, e ainda são incluídos todos os pilares, que também por sua vez está mais uma vez fora do âmbito deste trabalho, que se quer focado apenas em um pilar de cada vez.

Outra nota de atenção que se pode colocar em relação aos casos de carga se não for indicado nenhum caso de carga, o programa pergunta se pretende seleccionar todos os casos. Em caso afirmativo, o pilar será analisado para todas as combinações de ações disponibilizadas pelo *Robot*.

Finalmente refira-se que o número mínimo de divisões da barra a considerar tem de ser dois, não podendo a rotina de cálculo avançar se este limite não for cumprido.

4.3.3 Folha Análise Geral

Ao avançar para a análise geral do pilar é preciso fornecer com detalhe todas as características do pilar, como por exemplo, as características geométricas da secção, as propriedades dos materiais, as condições de apoio do pilar e, o seu comprimento.

Além destas informações é possível indicar a classe de exposição e a classe estrutural conveniente, e o caso de carga que está associado às cargas permanentes pois é uma informação que influencia diretamente o módulo de elasticidade efetivo ($E_{c,eff}$) a ser usado.

Nas figuras a apresentar, nota-se algumas células realçadas com a cor amarela e outras com cor mais a laranja. As células amarelas marcam os lugares onde deverão ser introduzidos os dados de entrada, e as células laranja estão as informações que se mantêm inalteradas (salvo

alguma exceção bem justificada). Haverá casos, como com as cargas excêntricas, em que pode não existir um dado de entrada, pelo que neste caso tem-se uma célula sem registo.

As células sem realce das cores referidas (em branco) são de preenchimento automático e contêm os resultados provenientes do uso dos dados de entrada.

Aço Estrutural			Betão			Armadura		
S275			C30/37			S500		
f _{yk} (MPa)	f _{yd} (MPa)	E _a (GPa)	f _{ck} (MPa)	f _{cd} (MPa)	E _c (GPa)	f _{sk} (MPa)	f _{sd} (MPa)	E _s (GPa)
275	275	210	30	20,00	33	500	434,78	210

Classe Estrutural	Classe de Exposição
S4	XC4

Dimensão do Agregado	
d _g (mm)	15

Recobrimento Nominal	
c _{nom} (mm)	40

Coeficientes Parciais de Segurança dos Materiais		
γ _a	γ _c	γ _s
1	1,5	1,15

Nº do caso de carga no ROBOT que contem a combinação das cargas axiais permanentes	150
Coefficiente de Fluência ψ	2,74
Ned,G (kN)	407,76
Módulo de Elasticidade Efetivo E _{c,eff} (GPa)	12,39

Fixar o E_{c,eff}*

* Caso o valor estiver fixo, será utilizado o mesmo E_{c,eff} em todas as secções. O coeficiente de fluência também irá manter-se constante.

Figura 4.3 – Excerto da folha Análise Geral.

A Figura 4.3 ilustra um excerto da folha “Análise Geral”, onde num primeiro grupo de dados se fornece informação acerca das propriedades dos materiais (aço estrutural, betão e armadura), informação relativa à Classe estrutural, a dimensão máxima do agregado e também o recobrimento nominal. Além disso é preciso indicar qual o caso de carga que representa o somatório das cargas axiais permanentes no modelo desenvolvido no *Robot*.

Permite ainda que o valor de $E_{c,eff}$ seja fixado para que se possa considerar um mesmo módulo de elasticidade efetivo para todas as secções do pilar, caos contrário pode variar, de acordo com o esforço axial devido às forças permanentes que por sua vez variam ao longo do pilar.

Betão	
hc (mm)	350
bc (mm)	350
Ac (mm ²)	110366
Ic,y (mm ⁴)	1040492941
Wpc,y (mm ³)	9212586
Ic,z (mm ⁴)	1169162141
Wpc,z (mm ³)	9922086

Eixo y-y	
Comprimento real da coluna Ly (mm)	4200
Coeficiente	1,000
Comprimento efetivo da coluna* Ly (mm)	4200

*Sem ter em conta os efeitos de encurvadura

Armadura	
Φlong (mm)	16
nº total de varões nv	4
nº de varões intermédios,z nvz	0
nº de varões intermédios,y nvy	0
Φcint (mm)	6
Espaçamento entre Cintas (mm)	150
As (mm ²)	804
Is,y (mm ⁴)	11787859
Wps,y (mm ³)	97314
Is,z (mm ⁴)	11787859
Wps,z (mm ³)	97314

Eixo z-z	
Comprimento real da coluna Lz (mm)	4200
Coeficiente	1,000
Comprimento efetivo da coluna* Lz (mm)	4200

*Sem ter em conta os efeitos de encurvadura

Figura 4.4 – Excerto da folha Análise Geral.

Na Figura 4.4 são apresentadas as características da secção em termos das componentes em betão e da armadura ordinária. Em termos da armadura ordinária pode-se notar que é preciso indicar o número de varões intermédios (caso existam), sendo os varões de canto sempre considerados como um dado implícito.

Ainda na Figura 4.4 observa-se a opção de indicar o comprimento do pilar, dividido em duas partes, uma real e um efetivo. A diferença entre estas duas medidas está no coeficiente indicado entre os dois comprimentos, que se pode traduzir como ter-se, ou não, alguma forma de travar o movimento do pilar, sem que este travamento seja entendido como uma condição de apoio, mas sim uma condição construtiva ou de disposição dos elementos estruturais.

Aço Estrutural	
Tipo de Perfil	
Laminado	H
Designação	
HE 220 A	
hw (mm)	210
bw (mm)	220
tw (mm)	7
tf (mm)	11
r (mm)	18
Aa (mm ²)	6430
Iay (mm ⁴)	54100000
Way (mm ³)	568500
Avz (mm ²)	2067
Iaz (mm ⁴)	19550000
Waz (mm ³)	270600
Avy (mm ²)	5366
hi (mm)	188

Centro de Gravidade	
yg (mm)	175,0
zg (mm)	175,0

Espaçamento entre Varões	
sz (mm)	226,0
sy (mm)	226,0

Recobrimento dos Banzos	
cz (mm)	70,0
cy (mm)	65,0

Eixo Neutro Plástico	
zpl,y (mm)	80,5
hn,y (mm)	87,5
zpl,z (mm)	141,2
hn,z (mm)	33,8

Figura 4.5 - Excerto da folha Análise Geral.

A informação apresentada na Figura 4.5 é referente ao aço estrutural e das distâncias relevantes existentes numa secção mista, desde a posição do centro de gravidade ao eixo neutro plástico.

Eixo y-y	
Condições de Apoio	
Base - Apoio Duplo	Topo - Apoio Duplo
Ky	1

Eixo z-z	
Condições de Apoio	
Base - Apoio Duplo	Topo - Apoio Duplo
Kz	1

Figura 4.6 - Excerto da folha Análise Geral (condições de apoio).

A Figura 4.6 ilustra a introdução de dados relativos às condições de apoio do pilar em cada uma das duas direções, onde os coeficientes k_y e k_z estabelecem a relação respetiva entre o comprimento efetivo de encurvadura e a distância entre eixos de apoio.

Forças Excêntricas		Momento Resultante
Ned (kN)		0
ez (mm)		
Ned (kN)		0
ey (mm)		

Figura 4.7 - Apresentação da folha Análise Geral (forças excêntricas).

No caso de existirem forças atuando com alguma excentricidade é preciso indicar os valores e as excentricidades para cada eixo. Sempre que se tenha mais do que uma força atuando em simultâneo com excentricidades diferentes em relação a um dos eixos, é preciso reduzir esse sistema de forças a uma força total e uma excentricidade equivalente, de forma a introduzir os dados no quadro ilustrado na Figura 4.7.

Eixo y-y					
Cálculo do β_y					
Med1 (kNxm)	69,25	r	-1,00	β_y	0,44
Med2 (kNxm)	-100,26				

Eixo z-z					
Cálculo do β_z					
Med1 (kNxm)	-8,93	r	-1,00	β_z	0,44
Med2 (kNxm)	21,43				

*Valores referentes à secção mais condicionante

Indicar os momentos atuantes

Med1 - Refere-se ao momento atuante no topo

Med2 - Refere-se ao momento atuante na base

Eixo y-y		
Esforço axial* Ned (kN)		634,13
e0 (mm)	L / 200	21,00
Momento flector M0,y (kNxm)	Ned x L / 200	17,76

*Valor referente à secção mais condicionante

Eixo z-z		
Esforço axial* Ned (kN)		634,13
e0 (mm)	L / 150	28,00
Momento flector M0,z (kNxm)	Ned x L / 150	13,32

*Valor referente à secção mais condicionante

Figura 4.8- Excerto da folha Análise Geral (efeitos de 2ª ordem e imperfeições iniciais)

A Figura 4.8 apresenta os valores referentes aos momentos de extremidade do pilar seleccionado (retirados da folha Dados do Robot) e os valores correspondentes de r e β que são necessários para o cálculo do fator de amplificação (k) do momento fletor para a consideração dos efeitos de segunda ordem nos cálculos.

Além dos momentos fletores de extremidade são apresentados os momentos fletores devido às imperfeições em cada eixo.

Esforços Resistentes	
Axial resistente plástico característico $N_{pl,Rk}$ (kN)	4984,70
Axial resistente plástico de cálculo $N_{pl,Rd}$ (kN)	3994,14
Axial resistente do betão $N_{pm,Rd}$ (kN)	1876,22
Transverso resistente plástico $V_{pl,y,Rd}$ (kN)	851,97
Transverso resistente plástico $V_{pl,z,Rd}$ (kN)	328,18
Momento flector resistente $M_{pl,y,Rd}$ (kNm)	239,92
Momento flector resistente $M_{pl,z,Rd}$ (kNm)	190,48
Momento flector resistente $M_{máx,y,Rd}$ (kNm)	276,95
Momento flector resistente $M_{máx,z,Rd}$ (kNm)	201,06

Figura 4.9 - Apresentação da folha Análise Geral (esforços resistentes)

Os resultados do cálculo dos esforços resistentes são reunidos no quadro que se ilustra na Figura 4.9 e resumem todos os dados necessários para avaliar o pilar em termos globais. Por cima deste surgem dois botões de comando: um deles, designado Calcular/Atualizar, ao ser selecionado, permite o cálculo ou a atualização dos dados, o outro, designado Limpar, faz a limpeza dos dados.

Nesta folha os critérios de verificação são selecionados automaticamente, mediante o tipo de esforço a que o pilar está sujeito, por exemplo, flexão composta ou flexão desviada, para além da verificação à compressão simples que é sempre avaliada.

Nas Figura 4.10 a Figura 4.12, ilustra-se, em sequência as verificações de segurança realizadas ao nível de cada secção do pilar, uma linha por secção. Na Figura 4.10 resumem-

se os principais resultados obtidos na verificação da segurança à compressão simples. A secção condicionante é assinalada automaticamente e está relacionada com o maior valor da relação $\frac{N_{Ed}}{\chi \times N_{pl,Rd}}$ também representada. As células a verde na coluna de Observações, com a indicação Verifica! Passam a vermelho numa dada secção se nessa mesma secção a relação $\frac{N_{Ed}}{\chi \times N_{pl,Rd}}$ for superior à unidade.

Coluna Mista à Compressão								
Eixo y-y					Obs.			
λ_y	α_y	Φ_y	χ_y	$N_{ed} / \chi_y \times N_{pl,Rd}$		λ_z	α_z	
0,70	0,34	0,83	0,78	0,10	Verifica!	0,88	0,4	
0,68	0,34	0,81	0,80	0,13	Verifica!	0,84	0,4	
0,79	0,34	0,91	0,73	0,01	Verifica!	1,12	0,4	
0,65	0,34	0,79	0,81	0,20	Verifica!	Secção Mais Condicionante!	0,77	0,4
0,71	0,34	0,84	0,78	0,09	Verifica!	0,90	0,4	
0,71	0,34	0,84	0,78	0,09	Verifica!	0,90	0,4	
0,71	0,34	0,83	0,78	0,09	Verifica!	0,89	0,4	
0,71	0,34	0,84	0,78	0,09	Verifica!	0,90	0,4	
0,66	0,34	0,80	0,81	0,17	Verifica!	0,80	0,4	

Figura 4.10- Excerto da folha Análise Geral (verificação à compressão).

Na Figura 4.10 está representado apenas um dos eixos considerados como exemplo.

Os resultados relativos à verificação da segurança à flexão composta estão ilustrados na Figura 4.11, onde é apresentado todos os fatores que influenciam na relação final $\frac{M_{Ed}}{\mu_d \times M_{pl,Rd}}$, sendo a maior relação classificada como a secção mais condicionante, na coluna Observações.

Ainda na coluna Observações é indicado se a segurança é ou não verificada, conforme a relação $\frac{M_{Ed}}{\mu_d \times M_{pl,Rd}}$ cumpra os limites superiores de 0,9 para as classes do aço estrutural de S235 a S355, ou 0,8 para as classes do aço estrutural de S420 e S460, e por fim é indicado se os efeitos de segunda ordem foram tidos em conta na verificação da segurança, conforme o valor do $\alpha_{cr} = \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}$ for maior ou igual a 10.

Coluna Mista à Flexão Composta com Compressão							
Eixo Condicionante							
MO (kNxm)	β	K	β_{imp}	K_{imp}	Med' (kNxm)	μd	Med'/($\mu d \times M_{pl,Rd}$)
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-

Figura 4.11 - Excerto da folha Análise Geral (verificação à flexão composta)

Quanto à verificação à flexão desviada composta com compressão, é preciso analisar discriminadamente cada eixo e por último fazer uma análise da ação combinada dos momentos nas duas direções (como já foi retratado no Capítulo 3). A Figura 4.12 apresenta apenas a parte referente à verificação ao efeito combinado, porque a verificação a um eixo em particular está configurada da mesma forma que a verificação à flexão composta com compressão, já ilustrada na Figura 4.11. Nesta verificação a relação $\frac{M_{Ed,y}}{\mu_{d,y} \times M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{Ed,z}}{\mu_{d,z} \times M_{pl,z,Rd}}$ deverá ser menor ou igual à unidade para que a segurança seja verificada e esta informação é apresentada na coluna Observações junto com a secção mais condicionante.

	Efeito Combinado	Obs.	
	Med',y/ $\mu_{d,y} \times M_{pl,y,Rd}$ + Med',z/ $\mu_{d,z} \times M_{pl,z,Rd}$		
	0,23	Verifica!	-
	0,33	Verifica!	-
	0,11	Verifica!	-
	0,59	Verifica!	Secção Mais Condicionante!
	0,20	Verifica!	-
	0,18	Verifica!	-
	0,20	Verifica!	-
	0,15	Verifica!	-
	0,44	Verifica!	-
	0,41	Verifica!	-

Figura 4.12 - Excerto da folha Análise Geral (verificação à flexão desviada)

4.3.4. Folha Análise Detalhada

Esta folha de análise detalhada está concebida, como o nome sugere, para aprofundar e alargar o estudo da secção mais condicionante encontrada na folha de “Análise Geral”, justificando assim a adoção de uma solução que vá de encontro com as exigências do EC4.

Nesta folha é fornecida informação complementar, como por exemplo, a identificação nos Eurocódigos do articulado onde constam os valores (ver Figura 4.13) ou as expressões adotadas (ver Figura 4.14)

	Aço Estrutural	Betão	Armadura
Classe	S275	C30/37	S500
f_k (MPa)	275	30	500
f_d (MPa)	275	20,0	434,8
E (GPa)	210	33	210

Cláusulas 3.2.1 e 3.2.6 da EN1993-1-1 para o aço estrutural
Cláusulas 3.1.2 e 3.1.3 da EN1992-1-1 para o betão

Figura 4.13 – Excerto da folha Análise Detalhada

As informações são apresentadas junto dos quadros de cálculo ou numa folha ao lado, folha esta que não irá fazer parte do relatório final, pois esta informação tem como único objetivo auxiliar e orientar o utilizador da ferramenta, para que ele possa saber como atuar ao introduzir os dados de entrada, e também para que ele possa confrontar e interpretar resultados sabendo sempre as premissas por trás dos dados de saída.

Cláusula 6.7.3.3 (1) da EN1994-1-1

$$\delta = \frac{Aa \times f_{yd}}{N_{pl, Rd}}$$

Cláusula 6.7.3.1 (1) da EN1994-1-1

Cláusula 6.7.3.3 (2) da EN1994-1-1

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{pl, Rk}}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times (EI), eff}{L^2}$$

Cláusula 6.7.3.3 (3) da EN1994-1-1

$$(EI), eff = E_a \times I_a + E_s \times I_s + K_e \times E_c, eff \times I_c$$

Cláusula 6.7.5.2 (1) da EN1994-1-1

(1) A armadura longitudinal de colunas revestidas de betão, que é tida em conta na resistência da secção, não deverá ser inferior a 0,3 % da secção de betão. Em secções tubulares cheias de betão não é geralmente necessária armadura longitudinal se não for necessário justificar a resistência ao fogo.

$$A_s \geq A_{s, \min} = 0,3\% \times A_c$$

Figura 4.14 – Excerto da folha Análise Detalhada (informações auxiliares)

Conexão de Corte

Uma das principais diferenças entre a folha “Análise Geral” e folha “Análise Detalhada” é a verificação à conexão de corte de forma a saber da necessidade, ou não, do uso de conetores na secção. Além dessa verificação é também calculada, se necessário, a quantidade de conetores que se deve dispor no pilar.

A Figura 4.15 apresenta os diversos intervenientes que são necessários para a avaliação da conexão de corte, sendo ilustrado o perímetro do perfil de aço, o comprimento de contato e a área de contato resultado desses dois parâmetros. É também indicado a força atuante nesta área. Por fim é indicado se o valor τ_{Ed} está dentro do limite máximo regulamentar (τ_{Rd}), e no caso de não verificar, é indicado que é preciso o uso de conetores.

Conexão de Corte

Zona de introdução de carga

Perímetro u (mm)	1286		
Comprimento L_e (mm)	700		
Área A mm ²	900200		
Ped (kN)	712,15		
τ_{ed} (MPa)	0,79		
β_c	1,00		
τ_{Rd} (MPa)	0,3	Verificação	Não Verifica!
		Obs.:	É preciso conectores!

Cláusula 6.7.4.3 da EN1994-1-1

Figura 4.15 - Excerto da folha Análise Detalhada (conexão de corte)

Depois de ter chegado à conclusão que é preciso o uso de conectores segue-se para o cálculo do número de conectores totais necessários para que se atinja a segurança exigida como ilustrado na Figura 4.16.

Na Figura 4.16 está também indicado a designação do conector e as suas características geométricas, a sua tensão última de rotura, o coeficiente de atrito considerado e a tensão de corte resistente resultante.

Conectores			
Designação	16x35		
d (mm)	16	PRd (kN)	54,05
f _u (MPa)	420	nº de Pernos	14
h _{sc} (mm)	30,5	PRd,Total (kN)	810,68
μ	0,5	τ _{Rd} (MPa)	0,90

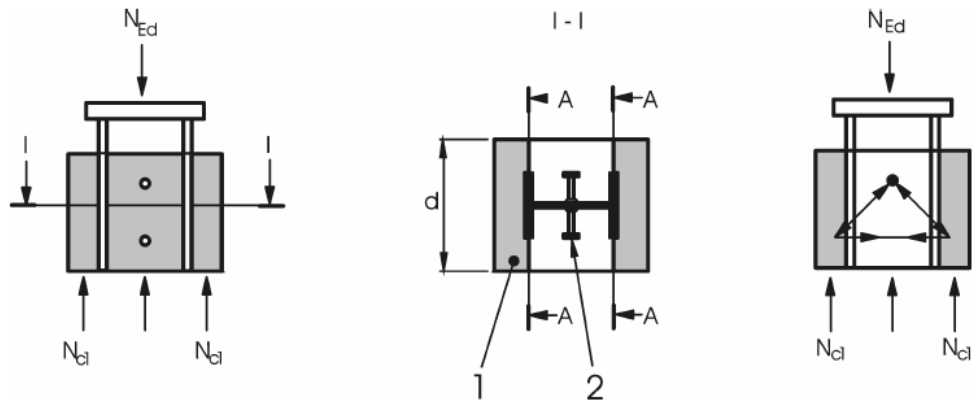
Figura 4.16 - Excerto da folha Análise Detalhada (conectores)

A verificação da conexão de corte é feita para duas zonas do pilar. A primeira é na zona de introdução de cargas, como por exemplo os apoios, e uma zona fora da zona de introdução de cargas.

Verificação da necessidade de reforço da armadura

Em sequência é feita uma verificação que não está prevista na folha de “Análise Geral”, que é a referente à cláusula 6.7.4.2 (9) do EC4, que procura a necessidade de reforço da armadura transversal.

Este cálculo tem em consideração duas zonas distintas como se pode ver na Figura 4.17, uma que está diretamente ligada aos conectores e outra que não está diretamente ligada aos conectores. Logo conclui-se que esta questão só se coloca quando há necessidade do uso de conectores, ou seja, quando a conexão de corte promovida pela simples aderência entre o aço estrutural e o betão não se verifica.

**Legenda:**

- 1 não directamente ligada
- 2 directamente ligada

Figura 4.17 – Áreas de betão direta e não diretamente ligadas [1]

Curvas de Interação M-N

Por fim são apresentadas as curvas de interação momento fletor e esforço axial para cada eixo de inércia considerado para a secção mais condicionante (ver Figura 4.18).

Estes gráficos facilitam a leitura dos resultados finais e dessa forma o ajuste dos dados de entrada para que se chegue a uma solução final otimizada, alterando a secção, aumentando ou reduzindo as inércias e a áreas conforme se queira alterar os esforços resistentes. Isto porque a partir do gráfico é possível localizar o esforço atuante (carga axial) dentro da área limitada pelos esforços resistentes e dessa forma pode-se concluir se o esforço atuante (carga axial) está perto dos limites regulamentares.

Eixo de Maior Inércia

Pontos	NRd	MRd
A	3994,1	0
C	1876,2	239,9
D	938,1	277,0
B	0	239,9

NEd	MEd
1277,87	186,38

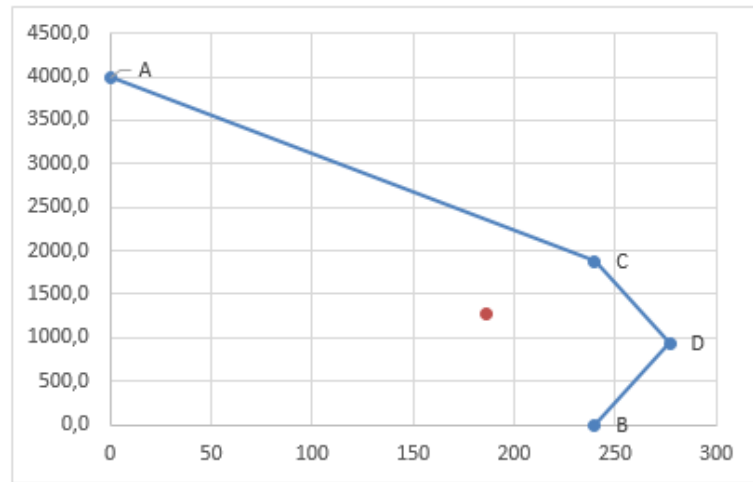


Figura 4.18 – Excerto da folha Análise Detalhada (curva de interação M-N)

4.4 Disposições Relativas à Armadura Ordinária

Apesar de a armadura ordinária não desempenhar um papel tão importante na resistência final do pilar misto, ela tem um papel importante em termos de disposições construtivas, mais concretamente na cintagem do betão.

Nas folhas apresentadas, “Análise Geral” e “Análise Detalhada”, a armadura ordinária é considerada em termos de varões em cada face da secção, com as armaduras de canto sempre como parte integrante inicial.

Um dos aspetos considerados neste trabalho é o de adotar varões com espaçamentos divididos de forma igual, conforme o número de varões que se pretenda utilizar e o espaço disponível para os introduzir. Ou seja, os varões são distribuídos equitativamente no espaço disponível tendo em conta as condicionantes que o EC2 impõe em termos de espaçamento máximo que deve existir entre os varões, resguardando também as distâncias mínimas recomendadas pelo mesmo documento.

É de salientar que um dos maiores problemas encontrados no desenvolvimento do código para a implementação das macros foi conseguir saber a localização dos varões da armadura dentro da secção, pelo que a opção que se tomou de distribuir de forma equidistante os varões, foi a solução que se achou ser a mais adequada.

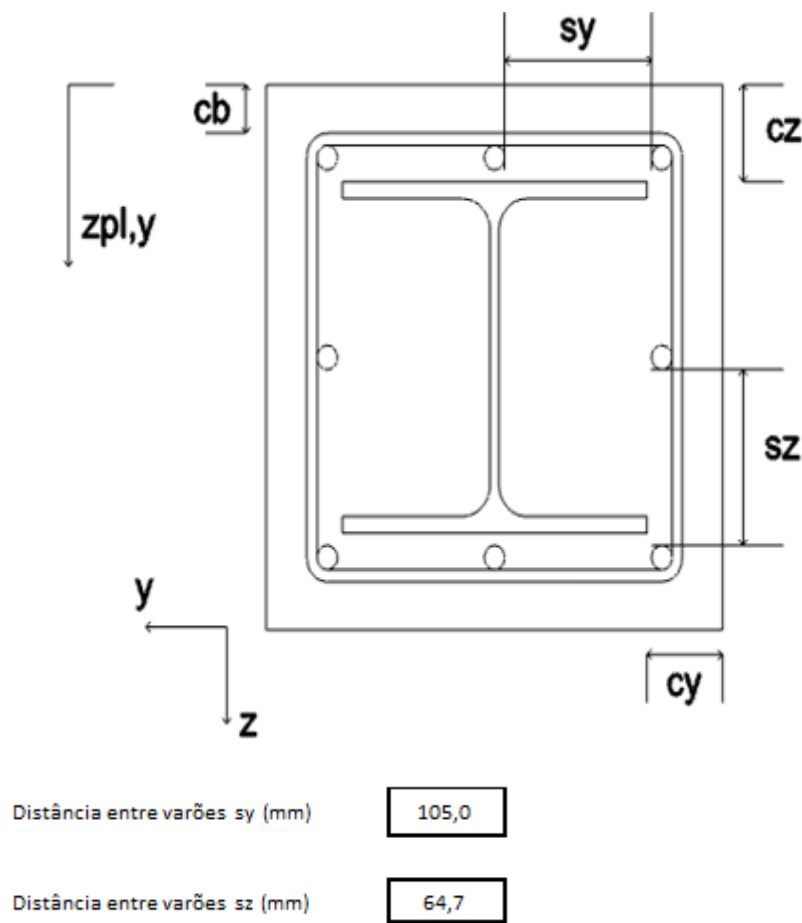


Figura 4.19 – Disposição da armadura ordinária

Na Figura 4.19 pode-se ver como a informação é apresentada e ainda como se deve interpretar a nomenclatura utilizada, sendo por exemplo, s_y a distância entre varões ao longo do eixo y-y.

4.5 Eixo Neutro Plástico

O cálculo do eixo neutro plástico é um fator fundamental no dimensionamento de pilares mistos, por isso deve ser feito de forma mais precisa possível, ou pelo menos que o resultado seja o mais aproximado possível do valor real.

O método utilizado para calcular o eixo neutro plástico é o equilíbrio das forças resistentes internas da secção, de compressão e tração, sendo o ponto onde estas forças se anulam, a localização do eixo neutro plástico.

A partir do eixo neutro plástico, é feito o cálculo dos módulos de flexão plásticos de cada material constituinte da secção para que se possa obter o momento plástico resistente.

Este cálculo é feito após encontrar a localização do eixo neutro dentro da secção pois é preciso saber qual a equação a utilizar para calcular os módulos de flexão plásticos do perfil metálico e conseqüentemente calcular os momentos fletores resistentes pretendidos.

Para o cálculo do momento fletor resistente máximo é utilizado os módulos de flexão plásticos fornecidos pelas tabelas técnicas de perfis metálicos que se pode encontrar no mercado e para os módulos de flexão plásticos das secções de betão e da armadura temos as seguintes expressões:

Como nomenclatura adotada, z_{pl} é a distância do eixo neutro plástico.

- Altura h_n

$$h_{n,y} = \frac{hc}{2} - z_{pl,y} \quad (4.1)$$

$$h_{n,z} = \frac{bc}{2} - z_{pl,z} \quad (4.2)$$

- Módulo de flexão plástico da armadura ordinária

$$W_{ps,n} = \sum_{i=1}^{nv} |A_{sn,i} \times e_{,i}|$$

(4.3)

- Módulo de flexão plástico secção de betão

$$W_{pc,y} = \frac{bc \times hc^2}{4} - W_{pay} - W_{psy} \quad (4.4)$$

$$W_{pc,z} = \frac{hc \times bc^2}{4} - W_{paz} - W_{psz} \quad (4.5)$$

- Momento fletor resistente máximo

$$M_{max,y,Rd} = W_{pa,y} \times f_{yd} + W_{ps,y} \times f_{sd} + W_{pc,y} \times \frac{0,85 \times f_{cd}}{2}$$

$$M_{max,z,Rd} = W_{pa,z} \times f_{zd} + W_{ps,z} \times f_{sd} + W_{pc,z} \times \frac{0,85 \times f_{cd}}{2}$$

- Momento fletor resistente plástico

$$M_{pl,y,Rd} = M_{max,y,Rd} - M_{n,y,Rd} \quad (4.6)$$

$$M_{pl,z,Rd} = M_{max,z,Rd} - M_{n,z,Rd} \quad (4.7)$$

Para o cálculo do momento fletor resistente $M_{n,Rd}$ é preciso calcular novos módulos de flexão plásticos tendo em conta a posição do eixo neutro plástico.

- Módulo de flexão plástico secção de aço

Eixo neutro na alma

$$W_{pa,y,n} = tw \times hn, y^2 \quad (4.8)$$

$$W_{pa,z,n} = hw \times hn, z^2 \quad (4.9)$$

Eixo neutro nos banzos

$$W_{pa,y,n} = bw \times hn, y^2 - \frac{(bw - tw) \times (hw - 2 \times tf)^2}{4} \quad (4.10)$$

$$W_{pa,z,n} = 2 \times tf \times hn, z^2 + \frac{(hw - 2 \times tf) \times tw^2}{4} \quad (4.11)$$

Eixo neutro fora da secção de aço

$$W_{pa,y,n} = W_{pa,y} \quad (4.12)$$

$$Wpa, z, n = Wpa, z \quad (4.13)$$

- Cálculo do módulo de flexão plástico da secção da armadura:

$$Wps, n = \sum_{i=1}^{nv} |Asn, i \times e, i| \quad (4.14)$$

- Cálculo do módulo de flexão plástico da secção de betão:

$$Wpc, y, n = bc \times hn, y^2 - Wpa, y, n - Wps, y, n \quad (4.15)$$

$$Wpc, z, n = hc \times hn, z^2 - Wpa, z, n - Wps, z, n \quad (4.16)$$

- Momento fletor resistente $M_{n,Rd}$

$$Mn, y, Rd = Wpa, y, n \times fyd + Wps, y, n \times fsd + Wpc, y, n \times \frac{0,85 \times fcd}{2} \quad (4.17)$$

$$Mn, z, Rd = Wpa, z, n \times fyd + Wps, z, n \times fsd + Wpc, z, n \times \frac{0,85 \times fcd}{2} \quad (4.18)$$

Na folha “Análise Detalhada” além de indicar a posição do eixo neutro em valores, também é indicado localização do eixo neutro plástico no perfil metálico, como indicado na Figura 4.20.

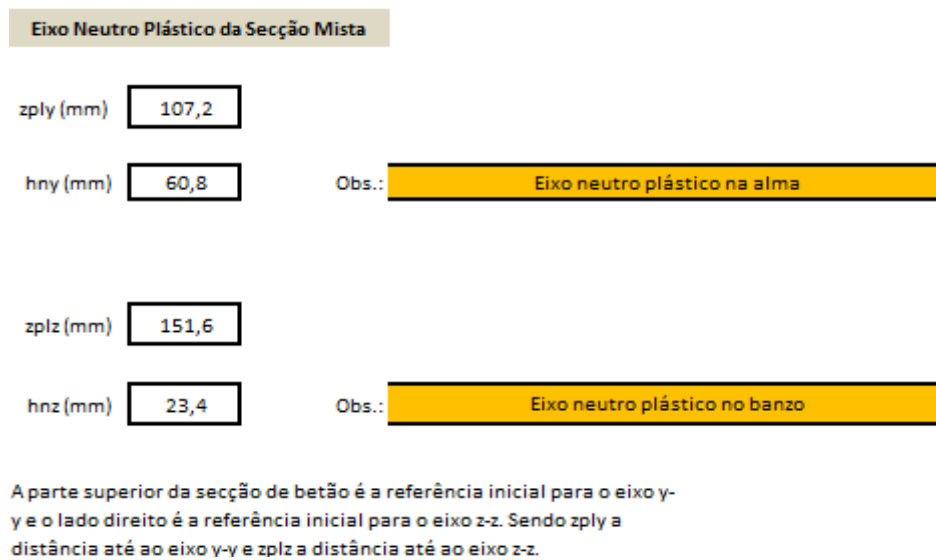


Figura 4.20 - Apresentação da folha Análise Detalhada (posição do eixo neutro plástico)

4.6 Considerações Finais

A metodologia desenvolvida para a verificação da segurança de pilares mistos, sobretudo no que diz respeito à decisão acerca das plataformas a utilizar, responde na íntegra aos requisitos propostos pela empresa onde decorreu o estágio, no seio da qual se desenvolveu o presente trabalho: utilização do *Robot* para o cálculo de esforços na estrutura; utilização do Excel para a verificação da segurança dos pilares mistos ao nível das secções.

As verificações da segurança seguem o especificado no EC4 e seguem a seguinte sequência: verificação das restrições do método simplificado e disposições construtivas; verificação da segurança à compressão simples; verificação da necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem; verificação da segurança à flexão composta com compressão; verificação da segurança à flexão desviada com compressão; verificação da conexão de corte.

A aplicação desenvolvida permite o cálculo expedito de secções, não obstante responder com rigor aos requisitos de segurança. No essencial responde aos requisitos definidos inicialmente.

5. Caso de Estudo

5.1 Introdução

Como forma de validação da folha de cálculo desenvolvida é apresentado um caso de estudo. Esta validação será feita de forma a comparar os resultados obtidos pela folha de cálculo e alguns exemplos de cálculo efetuados analiticamente.

5.2 Descrição do Edifício

O edifício em análise divide-se em duas sub-estruturas: um edifício central de três pisos, com 14 m de altura total e com dimensões em planta de 36x21,5 m², destinado a serviços de comunicação (Centro de Comando Operacional) e um corpo em anexo de apenas um piso, com 3 m de altura. Este edifício, a executar na África do sul, foi um dos projetos que foi acompanhado durante o estágio na Empresa SE2P.

A estrutura é constituída por: lajes maciças de betão armado com 20 cm de espessura nos pisos, apoiadas diretamente em vigas que no 1º piso têm as secções a variarem de 30x50 cm², 30x80 cm², 40x80 cm² e 30x110 cm², e no 2º piso são de 30x100 cm². As vigas nos pisos são em betão armado e na cobertura as vigas principais são em perfis metálicos com altura variável e as secundárias de travamento em perfis IPE200, sendo as vigas em betão armado com secções de 30x60 cm², 30x100 cm².

Os pilares são em betão armado, com os pilares periféricos com secção de 40x50 cm² e os interiores com secção de 40x40 cm², fundadas em sapatas maciças.

A caixa de elevador e de escada são os núcleos resistentes da estrutura, e são constituídos por paredes de betão armado com 30 cm de espessura.

A classe de resistência do betão utilizado é C30/37, a do aço para a armadura é S500 e a classe de resistência do aço estrutural é S275.

5.3 Norma South African National Standard 10160

Considerações Gerais

A norma South African National Standard 10160 (SANS -10160) [21] [22] [23] [24] sucede à SABS 0160:1989 (*Edition 2*) e consiste em 8 partes, da SANS 10160-1 a SANS 10160-8. A SANS 10160 tem como âmbito definir as bases e os princípios para o dimensionamento, a quantificação das ações e ainda os aspetos relativos aos materiais a considerar num projeto. Para o cálculo estrutural esta norma usa os modelos dos estados limites baseados nos fatores parciais de segurança e níveis de fiabilidade adequados para que se tenham estruturas seguras. Apesar de a norma anterior, SABS 0160, servir de referência tanto como base mas também em termos do âmbito, esta nova regulamentação baseia-se também nos Eurocódigos Estruturais, nas partes pertinentes. Ajustamentos para as condições ambientais locais são necessários, sendo que outras alterações são efetuadas, ao nível da fiabilidade ou limitações nos procedimentos de cálculo, podendo estas condicionantes serem encaradas como os Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP) que cada país tem direito na Europa [21].

O Capítulo 6 da norma SANS -10160-1 aborda as combinações de ações variáveis e apresenta os coeficientes de redução que devem ser aplicados quando há mais do que um tipo de ações variáveis a atuar na estrutura. Ainda no Capítulo 6 chama-se a atenção para a verificação da relação dependente da ação variável base com a ação variável secundária, sendo neste sentido afetado o coeficiente de redução.

Todos esses coeficientes são apresentados no Quadro 5.1 e dependem, como no Eurocódigo, do tipo de utilização do compartimento em análise.

1	2	3	4	5
Variable actions	SANS 10160 Part	Category	Specific use	Combination factor ψ
Imposed loads for occupancy class category	2	A	Domestic and residential areas	0,3
		B	Public areas not susceptible to crowding	0,3
		C	Public areas where people may congregate	0,3
		D	Shopping areas	0,3
		E1	Light industrial use	0,5
		E2	Industrial use	0,6
		E3	Storage areas	0,8
		FL ₁ – FL ₆	Fork lifts	0,6
		F	Traffic and parking areas for vehicles ≤ 25 kN	0,8
		G	Traffic and parking areas for vehicles 25 kN to 160 kN	0,3
		H	Inaccessible roofs	0
		J	Accessible flat roofs, excluding occupancy categories A to D	0,3
		K	Accessible flat roofs with occupancies A to D	In accordance with categories A to D
Wind actions	3		Applied to accompanying action	0
			Applied to reversible and long-term serviceability actions	0,3
Geotechnical actions: Variable	5			$\psi_{\text{geotechnical}}$
			Groundwater	(1,0)
			Ground water (Fluids)	(1,0)
Actions due to cranes (horizontal and vertical)	6			ψ_{crane}^a
Thermal actions	7			0,3
Other types of variable loads not considered above (for example material loads) in the absence of more detailed information				ψ^b
^a Refer to SANS 10160-6 for the determination of an appropriate value of ψ_{crane} .				
^b Appropriate value, based on value of variable action with similar arbitrary-point-in-time properties.				

Quadro 5.1– Coeficientes de redução para ações variáveis [21].

No Capítulo 7 da mesma norma que é dedicado à verificação ao estado limite último, depara-se com as expressões de combinação de ação, dependendo do tipo de estado limite último, e por fim são apresentados, no Quadro 5.2, os coeficientes de majoração das ações permanentes e variáveis (base), que possam atuar numa estrutura.

Ainda neste capítulo é apresentado o critério geral de verificação que deve ser cumprido em estados limites últimos dado por:

$$E_D \leq R_D \quad (5.1)$$

Onde,

E_D é a ação de cálculo resultante da combinação das ações;

R_D é a resistência de cálculo da secção.

Na cláusula 7.3.2 tem-se a expressão de combinação de ação para a resistência estrutural que representa o estado limite de resistência.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + P + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \times \Psi_i \times Q_{k,i} \quad (5.2)$$

Onde,

“+” combina com;

\mathcal{E} efeito da combinação de;

$\gamma_{G,j}$ coeficiente parcial de segurança para as ações permanentes;

$G_{k,j}$ é o valor característico da ação permanente;

P é o valor da ação do pré-esforço;

$\gamma_{Q,1}$ é o coeficiente de segurança parcial da ação variável base;

$Q_{k,1}$ é o valor característico da ação variável base;

$\gamma_{Q,i}$ é o coeficiente de segurança parcial da ação variável, i ;

$Q_{k,i}$ é o valor característico da ação variável, i ;

Ψ_i é o coeficiente de redução da ação variável,

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Type of action			Part	Partial action factor γ_F									
				Ultimate limit state									
				STR		STR-P		EQU		GEO		ACC	
				Un-F ^d	F ^e	Un-F ^d	F ^e	Un-F ^d	F ^e	Un-F ^d	F ^e	Un-F ^d	F ^e
Permanent actions	Self-weight		2	1,2	0,9	1,35	-	1,2	0,9	1,0	1,0	1,0	
	Geotechnical actions	Soil parameters un-factored	5	1,2	0,9	1,35	-	Not applicable				1,0 ^(a)	
		Soil parameters factored		Not applicable				1,0		1,0			
	Loads from fluids with a physical control on the maximum fluid level		5	1,2	0	1,35	0	1,2	0	1,0	0	1,0	0
	Imposed deformations due to pre-stressing			1,0	1,0	1,0	1,0	b		b		1,0	
Other imposed permanent deformations (for example, settlement)			1,2	-	1,2	-	b		b		1,0		
Variable actions	Imposed loads: floors and roofs		2	1,6	0	1,0	0	1,6	0	1,3	0	1,0	
	Wind action		3	1,3 ^c	0	1,0	0	1,3 ^c	0	1,3 ^c	0	1,0	
	Imposed variable deformation (for example, temperature)		1 and 7	1,6		1,0	0	b		b		1,0	
	Overhead travelling cranes and machinery		6	1,6	0	1,0	0	1,6	0	1,3	0	1,0	
	Geotechnical actions	Soil parameters un-factored	5	1,6	0	1,0	0	Not applicable				1,0 ^a	
		Soil parameters factored		Not applicable				1,0		1,0			
	Loads from fluids that vary with time		5	1,6	0	1,0	0	1,6	0	1,3	0	1,0	0
Other types of variable loads not considered above (for example material loads) in the absence of more detailed information			1,6	0	1,0	0	1,6	0	1,3	0	1,0	0	
Accidental and seismic actions		1 and 4	Not applicable									1,0	

^a Soil parameters for the accidental design situation are determined in accordance with SANS 10160-5.
^b Imposed deformations need not be considered in cases where the achievement of the limit state involves large deformations or bodily movement.
^c For slender non-redundant structures that exhibit significant cross-wind response, $\gamma_F = 15$.
^d Un-F = Un-favourable.
^e F = Favourable.

Quadro 5.2 – Coeficientes parciais de segurança para o estado limite último [21].

Em termos de estados limites de serviço, a norma SANS 10160-1 remete-nos para o ponto 8 em que o assunto é desenvolvido, apontando as verificações que são necessários cumprir.

Da mesma forma que os estados limites últimos são tratados, fazendo a comparação entre as ações atuantes e as resistências dos elementos, na cláusula 8.1 tem-se o mesmo tipo de verificação só que as ações devem ser resultado de uma combinação conveniente e o parâmetro a que esta ação deve ser comparada deve ter em conta um critério que seja relevante para o estado limite de serviço.

$$E_D \leq C_D \quad (5.3)$$

Onde,

E_D é a ação atuante resultante de uma combinação pertinente;

C_D critério de relevância para o estado limite de serviço.

Os critérios de relevância para os estados limites de serviço podem ser as flechas e as vibrações.

Quanto à combinação de ação utilizada para o estado limite de serviço tem-se a seguinte expressão:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \times \Psi_i \times Q_{k,i} \quad (5.4)$$

Onde,

$\gamma_{G,j} = 1,1$ quando a ação é desfavorável, e

$= 1,0$ quando é uma ação favorável;

$\gamma_Q = 0,6$ para a ação variável base;

$\gamma_{Q,i} = 1,0$ para as restantes ações variáveis, i.

Para obter os valores das ações variáveis de sobrecarga deve-se consultar a SANS 10160-2.

Conforme for o tipo de utilização que um determinado compartimento de uma estrutura irá estar sujeita, assim deverá ser adotada um valor apropriado para a sobrecarga. Nos Quadros 5.3 e Quadro 5.4, que correspondem à tabela 1 do regulamento, estão descritos os tipos de utilização e as respectivas sobrecargas.

1	2	3	4	5	6
Category	Specific use	Sub-category	Example	q_k kN/m ²	Q_k kN
A	Areas for domestic and residential activities	A1	All rooms in a dwelling unit and a dwelling house, including corridors and lobbies	1,5	1,5
		A2	Bedrooms, wards, dormitories, private bathrooms and toilets in hospitals, hotels, hostels and other institutional residential occupancies	2,0	1,5
		A3	Stairs and escape routes in residential occupancies for example, serving hospitals, hotels, hostels and other institutional residential occupancies	3,0	1,5
		A4	Balconies accessible to domestic and residential occupancy areas	4,0	3,0
B ^a	Public areas (not susceptible to crowding)	B1	Office areas for general use	2,5	4,5
		B2	Public libraries, excluding stack areas	3,0	4,5
		B3	Kitchens, communal bathrooms and toilets in educational buildings, hotels, office buildings and other institutional occupancies	3,0	5,0
		B4	Light laboratories, operating theatres, X-ray rooms	3,0	5,0
		B5	Filing and office storage areas and stack areas in libraries and archives	2,5 m per stack height, but $\geq 5,0$	5,0
NOTE 1 Depending on their anticipated uses, areas likely to be categorised as C2, C3 or C4 may be categorised as C5 by decision of the client or the relevant authority.					
NOTE 2 See 9.3.2 for storage or industrial activity.					
NOTE 3 The concentrated load, Q_k , is applied over an area of 0,1 m × 0,1 m.					
NOTE 4 See 9.3.1.9 for loads due to movable partition for categories B and C.					
^a Escape routes for categories B and D shall be designed according to category C5.					

Quadro 5.3– Sobrecargas para edifícios [22].

1	2	3	4	5	6
Category	Specific use	Sub-category	Example	q_k kN/m ²	Q_k kN
C	Public areas where people may congregate (with the exception of areas defined under category A, B and D)	C1	Areas with movable furniture, tables etc. for example, class rooms, areas in schools, cafés, restaurants, dining halls, reading rooms, reception areas, banking halls	3,0	5,0
		C2	Areas with fixed seats, for example, areas in churches, theatres or cinemas, conference rooms, lecture halls, assembly halls, waiting rooms, railway waiting rooms; grandstands with fixed individual seating	4,0	3,0
		C3	Areas without obstacles for moving people, all without fixed individual seating for example, assembly halls and areas, sport complexes, grandstands, areas in museums or exhibition rooms, and access areas in public and administration buildings, hotels, hospitals, airports, railway station forecourts and terminals; stairs, corridors, landings; cantilever balconies accessible to the public	5,0	3,0
		C4	Areas with possible physical activities, for example, dance halls, gymnastic rooms, stages	5,0	5,0
		C5	Areas susceptible to large crowds, for example, in buildings for public events like concert halls, exhibition halls, sports halls including stands, terraces, access areas, escape routes and railway platforms	5,0	5,0
D ^a	Shopping areas	D	Areas in general retail shops and department stores	5,0	5,0
NOTE 1 Depending on their anticipated uses, areas likely to be categorised as C2, C3 or C4 may be categorised as C5 by decision of the client or the relevant authority.					
NOTE 2 See 9.3.2 for storage or industrial activity.					
NOTE 3 The concentrated load, Q_k , is applied over an area of 0,1 m × 0,1 m.					
NOTE 4 See 9.3.1.9 for loads due to movable partition for categories B and C.					
^a Escape routes for categories B and D shall be designed according to category C5.					

Quadro 5.4 – Sobrecargas para edifícios (continuação) [22].

Ainda é apresentado as sobrecargas para as mesmas situações dispostas na norma Europeia EN 1991-1-1 (EC1), como as sobrecargas para as estruturas industriais, os parques de estacionamento. No entanto para este trabalho não é relevante abordar especificamente estes casos.

Apenas as sobrecargas apresentadas nos dois quadros anteriores e as sobrecargas nas coberturas serão utilizados. No Quadro 5.5 (tabela 5 do regulamento) estão indicados os valores mínimos que se devem adotar para as coberturas.

1	2	3		4	5
Category	Specific use	Example		q_k kN/m ²	Q_k kN
H	Inaccessible roofs	H1	Inaccessible roofs during construction ^a	0,75 for $A \leq 3 \text{ m}^2$ 0,25 for $A \geq 15 \text{ m}^2$	1,0 over an area of 0,1 m × 0,1 m
		H2	For normal maintenance and repair ^a	0,50 for $A \leq 3 \text{ m}^2$ 0,25 for $A \geq 15 \text{ m}^2$	1,0 over an area of 0,1 m × 0,1 m
J	Accessible flat roofs	Where access is provided in addition to access necessary for maintenance, excluding occupancy in accordance with categories A to D		2,0	2,0 over an area of 0,1 m × 0,1 m
K	Accessible flat roofs	Where access is provided in accordance with occupancy categories A to D		As per tables 1, 2 and 4 in accordance with the specific use	
L	Roofs accessible for special services	Helicopter landing areas		Not applicable	see table 6
^a A is the loaded area for the member under consideration or the area of the roof slab confined by the perimeter of supporting members, measured on plan in square metres (m ²). For a loaded area of between 3 m ² , and 15 m ² the following interpolation formula shall be used: For category H1: $q_k = \left(0,25 + \frac{15 - A}{24} \right)$ For category H2: $q_k = \left(0,25 + \frac{15 - A}{48} \right)$					

Quadro 5.5- Sobrecargas para as coberturas [22].

Quanto à ação do vento é preciso consultar a norma SANS 10160-3 na qual é definido os critérios e metodologias que devem ser seguidos para uma correta quantificação dessa ação. Como nos outros casos a norma é muito semelhante à parte do Eurocódigo que estuda a ação do vento, a EN1991-1-4.

No Quadro 5.6 (tabela 5 do regulamento) está um resumo dos procedimentos de cálculo que deve ser adotado para a quantificação do vento.

1	2	3
Description	Symbol	Reference
Fundamental basic wind speed	$v_{b,0}$	Figure 1
Basic wind speed	v_b	Equation (1)
Terrain category	A, B, C, D	Table 2
Reference height	z_e	7.5.2.2
Topography coefficient	$c_0(z)$	7.3.3
Roughness/Height coefficient	$c_r(z)$	7.3.2
Peak wind speed	$v_p(z)$	Equations (3) and (4)
Peak wind speed pressure	$q_p(z)$	Equation (6)
Internal pressure coefficient	c_{pi}	8.3.9
External pressure coefficient	c_{pe}	8.3.2 to 8.3.8
Internal wind pressure	w_i	Equation (7)
External wind pressure	w_e	Equation (8)
Wind force calculated from force coefficient	F_w	Equations (9) and (10)
Internal forces	$F_{w,i}$	Equation (11)
External forces	$F_{w,e}$	Equation (12)
Friction forces	F_{fr}	Equation (13)

Quadro 5.6 – Procedimento de cálculo [23]

Para o cálculo da ação sísmica nos edifícios é preciso fazer uso da norma SANS 10160-4.

Como já foi mencionado nos parágrafos anteriores, esta parte também tem como base as principais considerações do Eurocódigo nas partes que estudam este tópico, especificamente a EN1998.

5.4 Modelo Estrutural

Tendo em vista o dimensionamento do edifício foi desenvolvido um modelo da estrutura em *Robot* usando elementos de barra na simulação dos pilares e das vigas e elementos de casca para as lajes e as paredes.

Foi proposto fazer a análise somente dos pilares de duas fachadas, sem contar com os pilares de canto, de forma a encontrar uma solução de pilares mistos totalmente revestidos que reduza a dimensão dos pilares iniciais, que têm uma secção de $40 \times 50 \text{cm}^2$.

As fachadas consideradas são as que estão nos alinhamentos A e D no modelo desenvolvido no *Robot* e que estão assinaladas nas figuras, Figura 5.1e Figura 5.2.

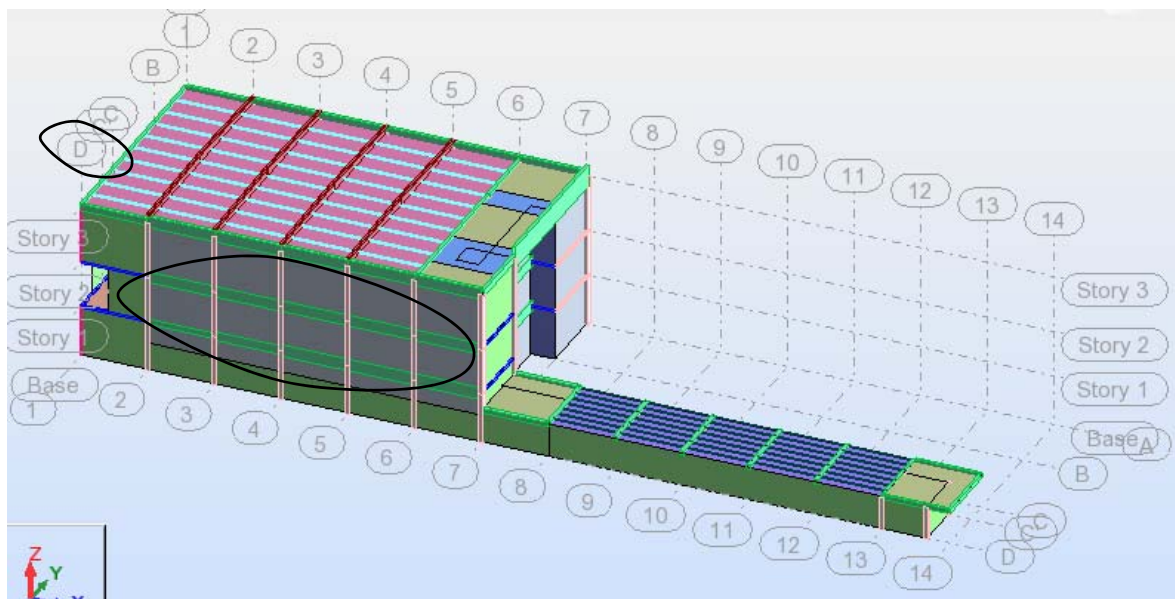


Figura 5.1 – Fachada do alinhamento D

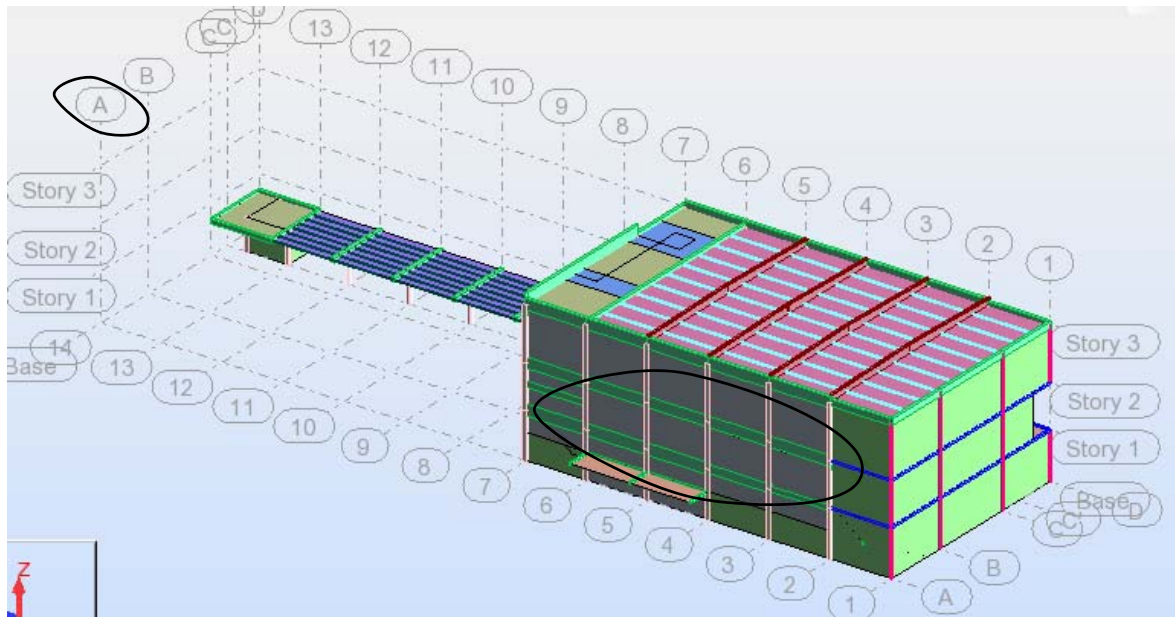


Figura 5.2 - Fachada do alinhamento A

No modelo desenvolvido e apresentado, foram consideradas as ações e calculadas as combinações de ações de acordo com a norma SANS 10160.

Case	Load type	List	Load values (m) (kN) (Deg)
100:pp	self-weight	1 2 4to6 8to2	'PZ Negative Factor=1,00
101:deck	(FE) uniform	166 231 380	'PZ=-0,50(kN/m2)
102:rcp	(FE) uniform	8 67 157to16	'PZ=-2,00(kN/m2)
102:rcp	(FE) uniform	156 170 175	'PZ=-4,00(kN/m2)
200:sob_cob	(FE) uniform	1 231	'PZ=-0,30(kN/m2)
200:sob_cob	(FE) uniform	156 170 175	'PZ=-2,00(kN/m2)
201:sob piso	(FE) uniform	8 67 157to16	'PZ=-4,00(kN/m2)
301:vento_x+	(FE) uniform	198to200 32	'PX=1,00(kN/m2)
302:vento_x-	(FE) uniform	100 204 341	'PX=-1,00(kN/m2)
303:vento_y+	(FE) uniform	231	'PZ=-1,50(kN/m2)
303:vento_y+	(FE) uniform	78 143 189to	'PY=1,00(kN/m2)
304:vento_y-	(FE) uniform	231	'PZ=1,50(kN/m2)
304:vento_y-	(FE) uniform	80 87 106 14	'PY=-1,00(kN/m2)
*			

Figura 5.3 – Valor das cargas no *Robot*

Na Figura 5.3 resume-se as ações que atuam na estrutura onde, na coluna *case*, as siglas têm o seguinte significado:

- 100:pp – Peso próprio;
- 101:deck – Peso da deck;

- 102:rep – Restantes cargas permanentes;
- 200:sob_sob – Sobrecarga na cobertura;
- 201:sob piso – sobrecarga nos pisos
- 301:vento a 304:vento – são as ações do vento nas direções x-x e y-y.

Combinations	Name	Analysis type	Combination type	Case nature	Definition
150 (C)	perm	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103)*1.00$
410 (C) (CQC)	Sismo	Quadratic Combination	ULS_QUA	Structural	$\text{SQRT}((401;402)*1.00)$
500 (C)	ULS_S	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+102+103)*1.20+(200+201)*1.60$
511 (C)	ULS_Wx+	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+103)*0.90+301*1.50$
512 (C)	ULS_Wx-	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+103)*0.90+302*1.50$
513 (C)	ULS_Wy+	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+103)*0.90+303*1.50$
514 (C)	ULS_Wy-	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+103)*0.90+304*1.50$
521 (C)	ULS_Wx+_G	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+102+103)*1.20+(200+201)*0.48+301*1.30$
522 (C)	ULS_Wx-_G	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+102+103)*1.20+(200+201)*0.48+302*1.30$
523 (C)	ULS_Wy+_G	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+102+103)*1.20+(200+201)*0.48+303*1.30$
524 (C)	ULS_Wy-_G	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+102+103)*1.20+(200+201)*0.48+304*1.30$
601 (C) (CQC)	ULS_Sis+	Linear Combination	ULS	seismic	$(100+101+102+103)*1.00+(200+201)*0.30+410*1.40$
602 (C) (CQC)	ULS_Sis-	Linear Combination	ULS	seismic	$(100+101+102+103)*1.00+(200+201)*0.30+410*1.40$
700 (C)	SLS_S	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00$
701 (C)	SLS_S_wx+	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00+301*0.30$
702 (C)	SLS_S_wx-	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00+302*0.30$
703 (C)	SLS_S_wy+	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00+303*0.30$
704 (C)	SLS_S_wy-	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00+304*0.30$

Figura 5.4 – Combinações de ações no *Robot*

Onde,

- 150:perm – Cargas permanentes;
- 410:Sismo – Combinação quadrática para o cálculo da ação do sismo;
- 500:ULS_S – Estado limite último com a sobrecarga como variável base;
- 511 a 514:ULS_W - Estado limite último com o vento como variável base;
- 521 a 524:ULS_W_G - Estado limite último com o vento como variável base mais a permanente;
- 601 a 602:ULS_Sis - Estado limite último com o sismo como variável base mais a permanente.

Na Figura 5.4 está listada as combinações de ações, e como pode-se perceber está também indicado os coeficientes utilizados e quais as cargas que entram para cada combinação, por exemplo, utilizando as cargas apresentadas na Figura 5.3, para a combinação 511:ULS_Wx+ que é traduzido como a combinação para o estado limite último com ação variável do vento na direção x-x como a ação variável base, obtém-se a seguinte expressão:

$$- (100 + 101 + 103) \times 0,9 + 301 \times 1,5 \quad (5.5)$$

Onde,

- 100+101+103 – Cargas permanentes;
- 301 - Carga variável referente à ação do vento na direção x-x +.

E do Quadro 5.2 obtém-se os valores dos coeficientes parciais de segurança utilizados, com 0,9 a representar a carga permanente que neste caso foi considerado com sendo favorável e o coeficiente 1,5 que representa o valor da majoração para um edifício com elevada solicitação à ação de ventos cruzados.

Esforços nos Pilares

Das diversas combinações de ações necessárias para analisar a estrutura, serão aqui abordadas apenas as combinações de ações relevantes para o estado limite último, e como tal só serão apresentados os esforços resultantes destas combinações.

Partindo da numeração adotada no modelo desenvolvido no *Robot*, são apresentados os resultados dos esforços axiais, transversos e os momentos. Só são apresentados os resultados da fachada do alinhamento D (Figura 5.5), porque os esforços na fachada do alinhamento A são similares.

Ainda é de se salientar que foi adotado a seguinte convenção em termos de eixos (ver Figura 5.6):

- As ações são consideradas em termos do eixo em torno do qual atuam.

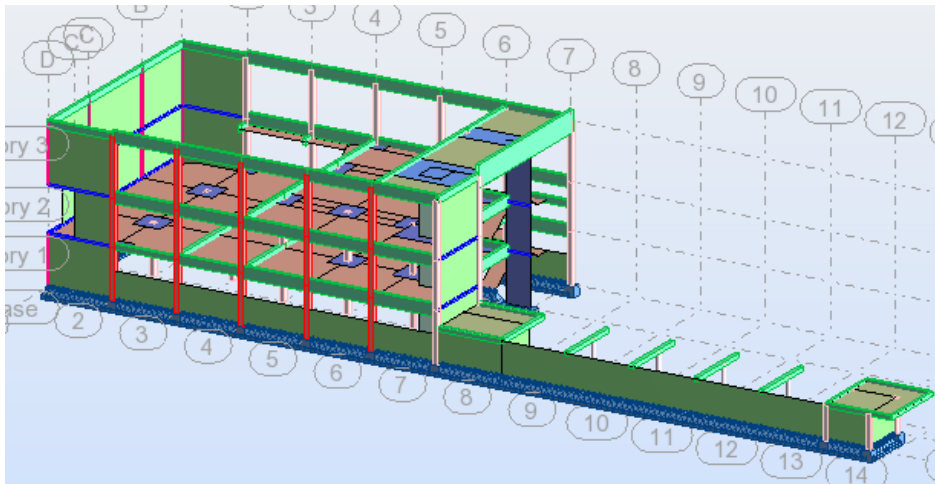


Figura 5.5– Pilares da fachada D.

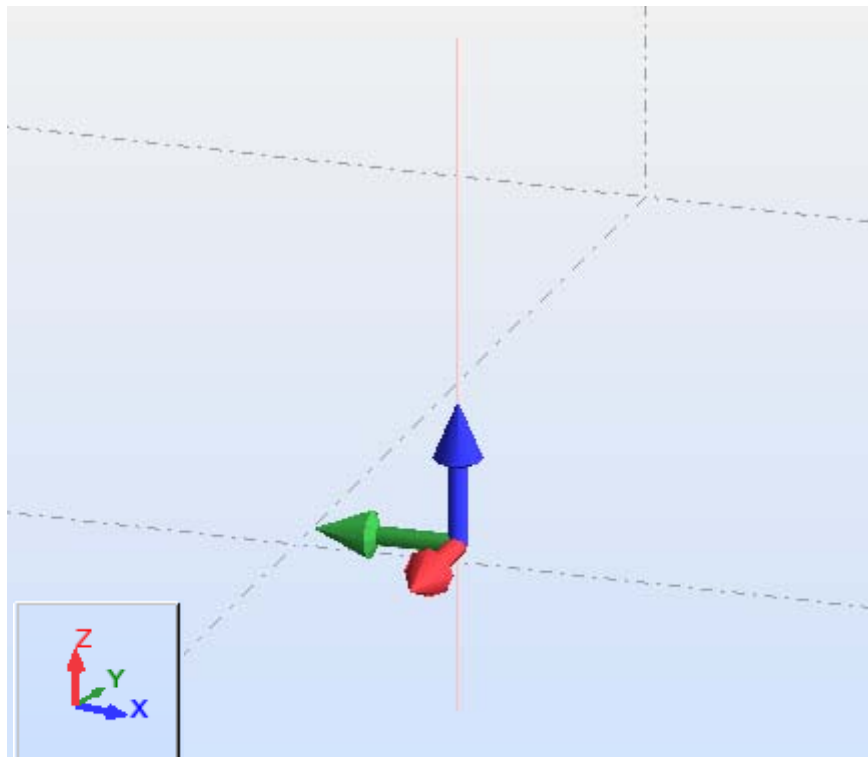


Figura 5.6 – Eixos de referência

O momento em torno do eixo x-x é o momento torsor e como não é um dado para a análise que se propõe neste trabalho, não será feito nenhum tipo de menção neste capítulo.

A primeira combinação de ação a ser apresentada (Figura 5.7) é a 500:ULS_S que tem como ação variável base a sobrecarga.

Combinations	Name	Analysis type	Combination type	Case nature	Definition
150 (C)	perm	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103)*1.00$
410 (C) (CQC)	Sismo	Quadratic Combination	ULS_QUA	Structural	$SQRT((401;402)*1.00)$
500 (C)	ULS_S	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+102+103)*1.20+(200+201)*1.60$
511 (C)	ULS_Wx+	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+103)*0.90+301*1.50$
512 (C)	ULS_Wx-	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+103)*0.90+302*1.50$
513 (C)	ULS_Wy+	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+103)*0.90+303*1.50$
514 (C)	ULS_Wy-	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+103)*0.90+304*1.50$
521 (C)	ULS_Wx+_G	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+102+103)*1.20+(200+201)*0.48+301*1.30$
522 (C)	ULS_Wx-_G	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+102+103)*1.20+(200+201)*0.48+302*1.30$
523 (C)	ULS_Wy+_G	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+102+103)*1.20+(200+201)*0.48+303*1.30$
524 (C)	ULS_Wy-_G	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+102+103)*1.20+(200+201)*0.48+304*1.30$
601 (C) (CQC)	ULS_Sis+	Linear Combination	ULS	seismic	$(100+101+102+103)*1.00+(200+201)*0.30+410*1.40$
602 (C) (CQC)	ULS_Sis-	Linear Combination	ULS	seismic	$(100+101+102+103)*1.00+(200+201)*0.30+410*-1.40$
700 (C)	SLS_S	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00$
701 (C)	SLS_S_wx+	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00+301*0.30$
702 (C)	SLS_S_wx-	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00+302*0.30$
703 (C)	SLS_S_wy+	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00+303*0.30$
704 (C)	SLS_S_wy-	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00+304*0.30$

Figura 5.7 – Combinação de ação com a sobrecarga como ação base.

Esforços no eixo x-x

A Figura 5.8 ilustra os diagramas dos esforços axiais para os pilares na fachada D, para a combinação de ações de ação base sobrecarga. O esforço axial máximo é de 1450,29 kN enquanto o valor mínimo é igual a 226,67 kN.

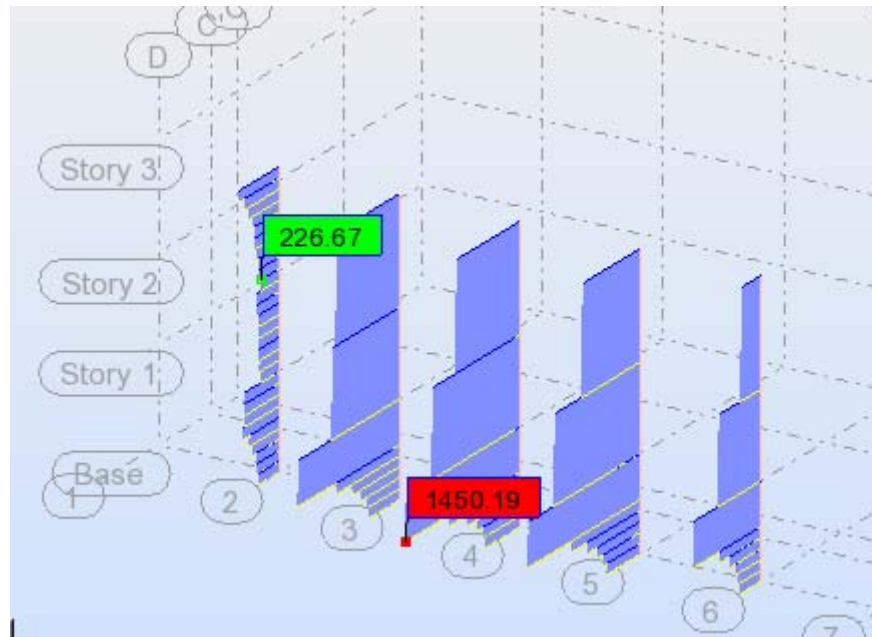


Figura 5.8 – Diagrama do esforço axial

Esforços em torno do eixo y-y

Na Figura 5.9 está ilustrado os diagramas de esforço transverso apresentando um valor máximo positivo de 25,20 kN e um valor máximo negativo de -95,55 kN.

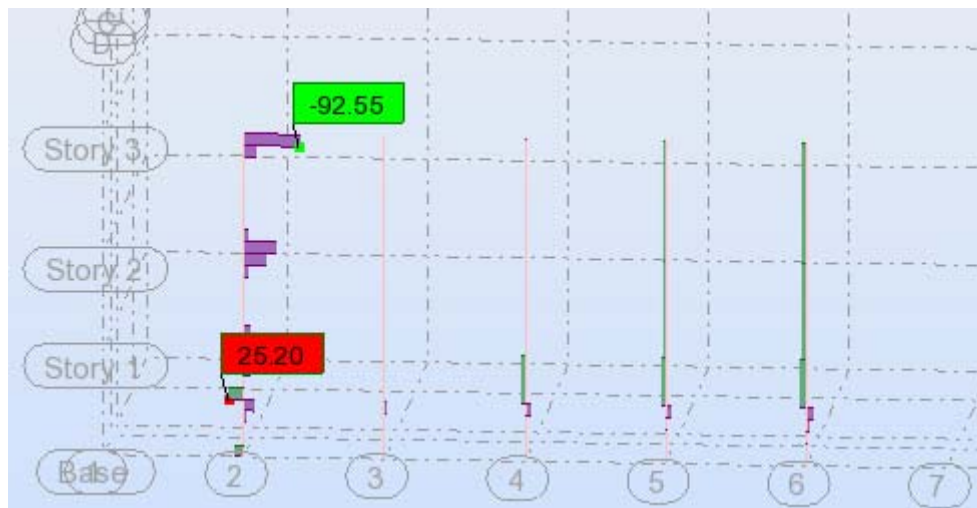


Figura 5.9 – Diagrama do esforço transverso F_y

A Figura 5.10 apresenta o diagrama do momento fletor com o valor máximo positivo de 116,26 kNm, e valor máximo negativo de -151,78 kNm.

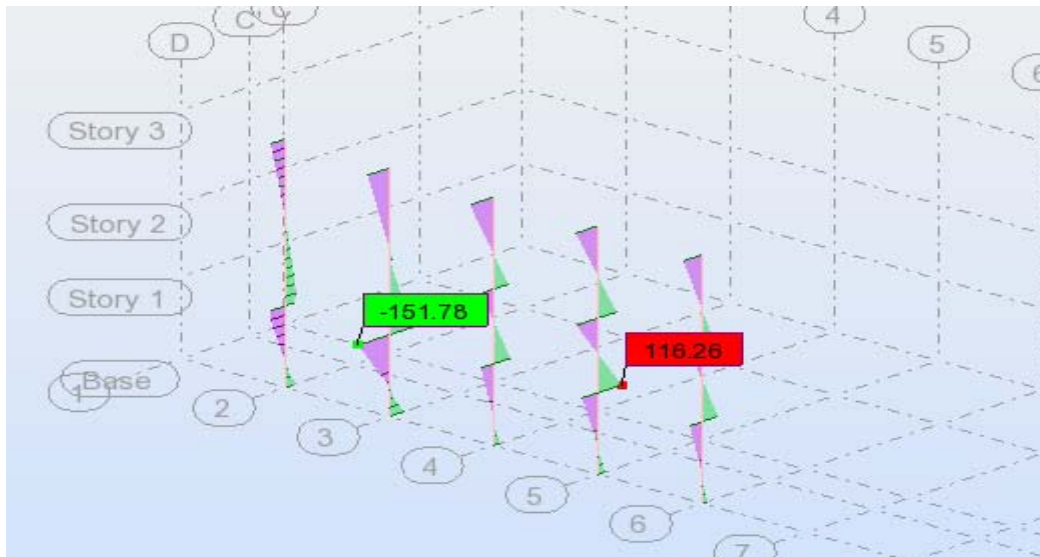


Figura 5.10 – Diagrama do momento fletor M_y

Esforços em torno do eixo z-z

Na Figura 5.11 está ilustrado os diagramas de esforço transverso apresentando um valor máximo positivo de 9 kN e um valor máximo negativo de -67,18 kN.

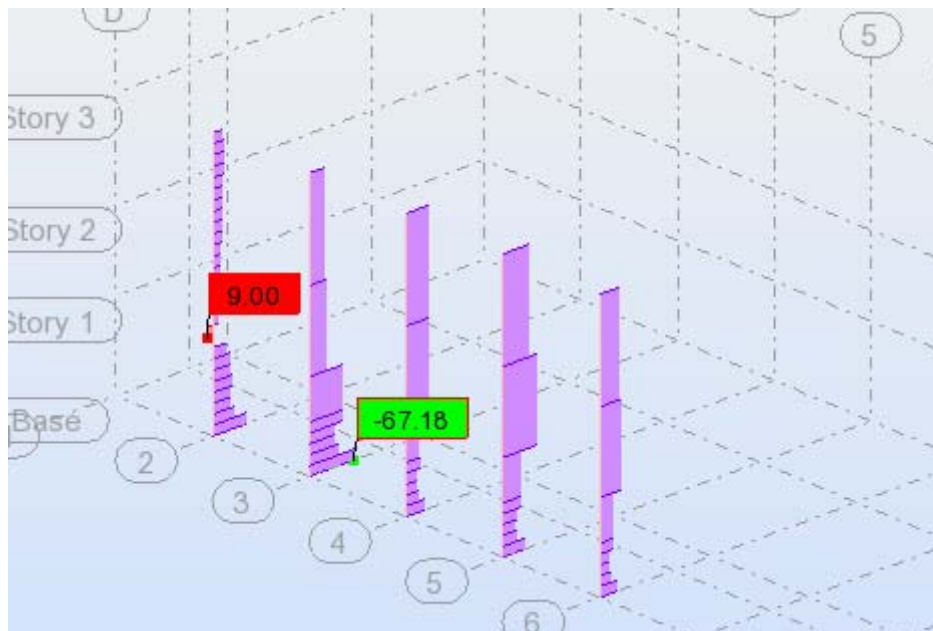


Figura 5.11 – Diagrama do esforço transversal F_z

A Figura 5.12 apresenta o diagrama do momento fletor com o valor máximo positivo de 53,59 kNxm, e valor máximo negativo de -30,42 kNxm.

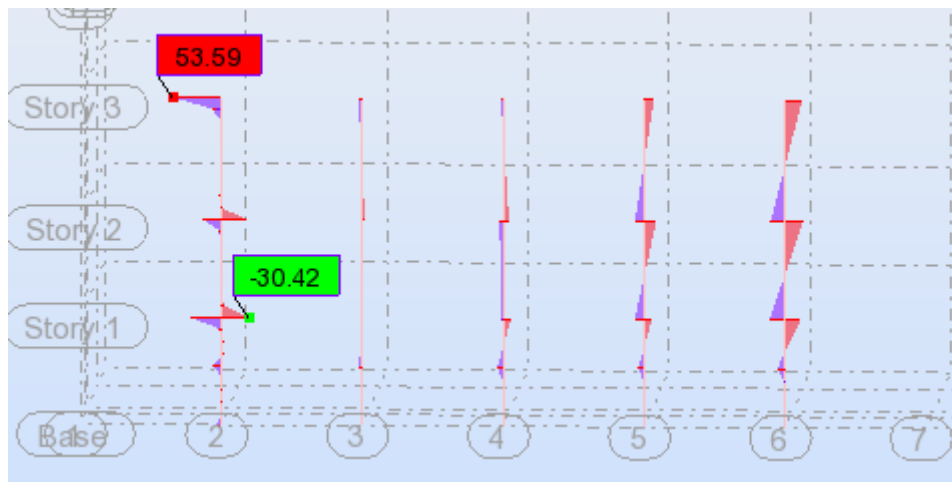


Figura 5.12 – Diagrama do momento fletor Mz

As combinações de ações que se seguem são as que têm o vento como a ação base (Figura 5.13). Nas primeiras combinações só se considera as ações permanentes e as ações do vento nas direções x-x e y-y. Num segundo tipo de combinação foi acrescentado a ação das sobrecargas como sendo ações variáveis secundários e como tal têm um coeficiente redutor associado a eles que no caso é $\psi=0,3$ que multiplicado pelo coeficiente de majoração 1,6 associado a sobrecargas tem como resultado o valor 0,48 que pode-se ver nas combinações 521 a 524.

Combinations	Name	Analysis type	Combination type	Case nature	Definition
150 (C)	perm	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103)*1.00$
410 (C) (CQC)	Sismo	Quadratic Combination	ULS_QUA	Structural	$\text{SQRT}((401;402)*1.00)$
500 (C)	ULS_S	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+102+103)*1.20+(200+201)*1.60$
511 (C)	ULS_Wx+	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+103)*0.90+301*1.50$
512 (C)	ULS_Wx-	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+103)*0.90+302*1.50$
513 (C)	ULS_Wy+	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+103)*0.90+303*1.50$
514 (C)	ULS_Wy-	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+103)*0.90+304*1.50$
521 (C)	ULS_Wx+_G	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+102+103)*1.20+(200+201)*0.48+301*1.30$
522 (C)	ULS_Wx-_G	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+102+103)*1.20+(200+201)*0.48+302*1.30$
523 (C)	ULS_Wy+_G	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+102+103)*1.20+(200+201)*0.48+303*1.30$
524 (C)	ULS_Wy-_G	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+102+103)*1.20+(200+201)*0.48+304*1.30$
601 (C) (CQC)	ULS_Sis+	Linear Combination	ULS	seismic	$(100+101+102+103)*1.00+(200+201)*0.30+410*1.40$
602 (C) (CQC)	ULS_Sis-	Linear Combination	ULS	seismic	$(100+101+102+103)*1.00+(200+201)*0.30+410*1.40$
700 (C)	SLS_S	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00$
701 (C)	SLS_S_wx+	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00+301*0.30$
702 (C)	SLS_S_wx-	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00+302*0.30$
703 (C)	SLS_S_wy+	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00+303*0.30$
704 (C)	SLS_S_wy-	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00+304*0.30$

Figura 5.13 – Combinação de ações com o vento como ação base

Como simplificação, os esforços resultantes das ações na direção x-x serão agrupados acontecendo o mesmo para os esforços resultantes das ações na direção y-y.

Ações na direção x-x

Esforços no eixo x-x

A Figura 5.14 ilustra os diagramas dos esforços axiais para os pilares na fachada D, para a combinação de ações de ação base vento. O esforço axial máximo é de 1172,80 kN enquanto o valor mínimo é igual a 56,63 kN.

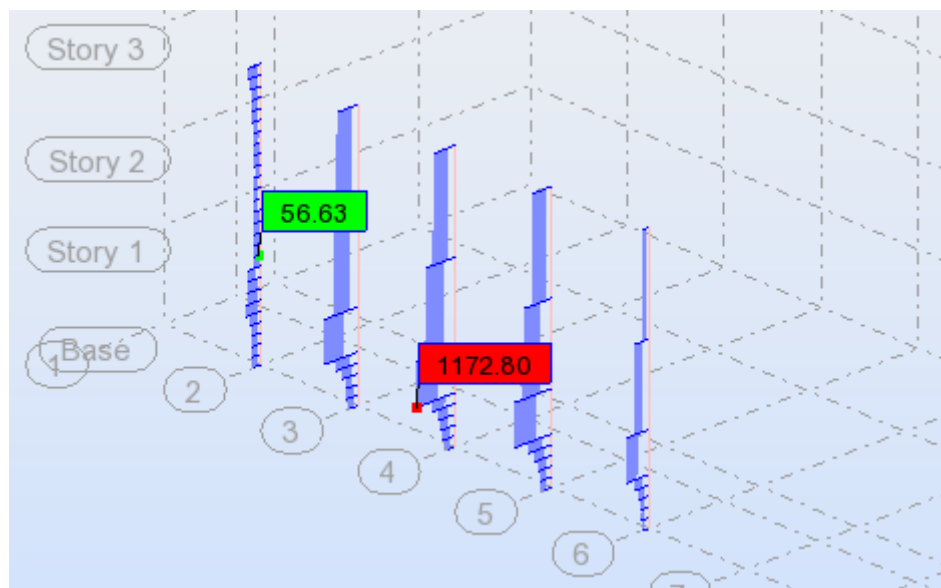


Figura 5.14 – Diagrama do esforço axial

Esforço em torno do eixo y-y

Na Figura 5.15 está ilustrado os diagramas de esforço transverso apresentando um valor máximo positivo de 26,30 kN e um valor máximo negativo de -86,41 kN.



Figura 5.15 – Diagrama do esforço transversal F_y

A Figura 5.16 apresenta o diagrama do momento fletor com o valor máximo positivo de 84,85 kNm, e valor máximo negativo de -108,71 kNm.

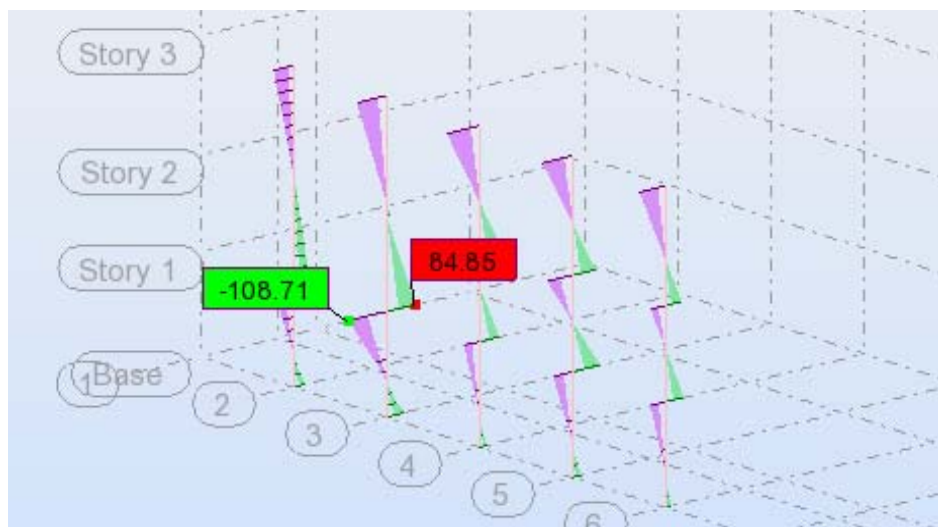
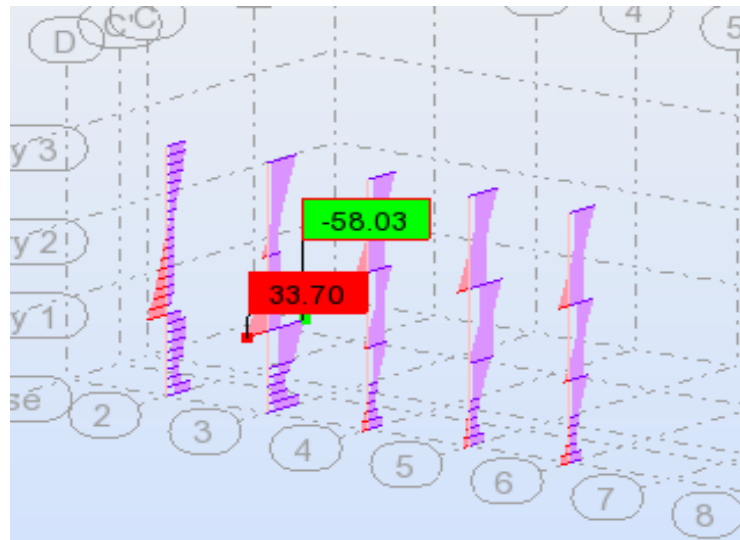


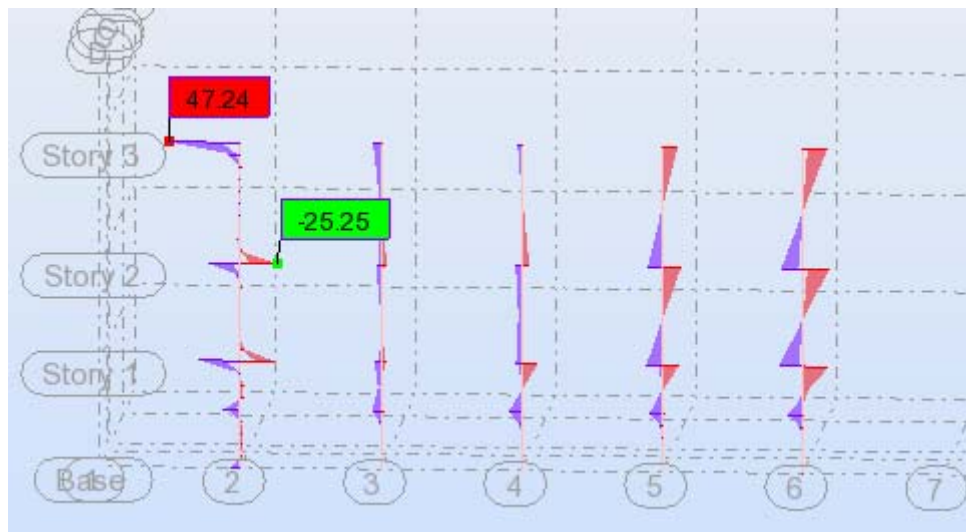
Figura 5.16 – Diagrama do momento fletor M_y

Esforços em torno do eixo z-z

Na Figura 5.17 está ilustrado os diagramas de esforço transversal apresentando um valor máximo positivo de 33,70 kN e um valor máximo negativo de -58,03 kN.

Figura 5.17 – Diagrama do esforço transversal F_z

A Figura 5.18 apresenta o diagrama do momento fletor com o valor máximo positivo de 47,24 kNm, e valor máximo negativo de -25,25 kNm.

Figura 5.18 – Diagrama do momento fletor M_z

Os últimos esforços a serem apresentados são referentes à ação do sismo, de 601 a 602, que diferenciam do caso 410:Sismo pelo fato de ser introduzido as cargas permanentes e as sobrecargas combinando assim com a ação do sismo (Figura 5.19).

Combinations	Name	Analysis type	Combination type	Case nature	Definition
150 (C)	perm	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103)*1.00$
410 (C) (CQC)	Sismo	Quadratic Combination	ULS_QUA	Structural	$\text{SQRT}((401;402)*1.00)$
500 (C)	ULS_S	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+102+103)*1.20+(200+201)*1.60$
511 (C)	ULS_Wx+	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+103)*0.90+301*1.50$
512 (C)	ULS_Wx-	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+103)*0.90+302*1.50$
513 (C)	ULS_Wy+	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+103)*0.90+303*1.50$
514 (C)	ULS_Wy-	Linear Combination	ULS	live	$(100+101+103)*0.90+304*1.50$
521 (C)	ULS_Wx+_G	Linear Combination	ULS	live	$+101+102+103)*1.20+(200+201)*0.48+301*1.30$
522 (C)	ULS_Wx-_G	Linear Combination	ULS	live	$+101+102+103)*1.20+(200+201)*0.48+302*1.30$
523 (C)	ULS_Wy+_G	Linear Combination	ULS	live	$+101+102+103)*1.20+(200+201)*0.48+303*1.30$
524 (C)	ULS_Wy-_G	Linear Combination	ULS	live	$+101+102+103)*1.20+(200+201)*0.48+304*1.30$
601 (C) (CQC)	ULS_Sis+	Linear Combination	ULS	seismic	$+101+102+103)*1.00+(200+201)*0.30+410*1.40$
602 (C) (CQC)	ULS_Sis-	Linear Combination	ULS	seismic	$+101+102+103)*1.00+(200+201)*0.30+410*-1.40$
700 (C)	SLS_S	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00$
701 (C)	SLS_S_wx+	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00+301*0.30$
702 (C)	SLS_S_wx-	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00+302*0.30$
703 (C)	SLS_S_wy+	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00+303*0.30$
704 (C)	SLS_S_wy-	Linear Combination	SLS	live	$(100+101+102+103+200+201)*1.00+304*0.30$

Figura 5.19 – Combinação de ações com sismo como ação base

Ações na direção x-x

Esforços no eixo x-x

A Figura 5.20 ilustra os diagramas dos esforços axiais para os pilares na fachada D, para a combinação de ações de ação base sismo. O esforço axial máximo é de 977,45 kN enquanto o valor mínimo é igual a 195,31 kN.

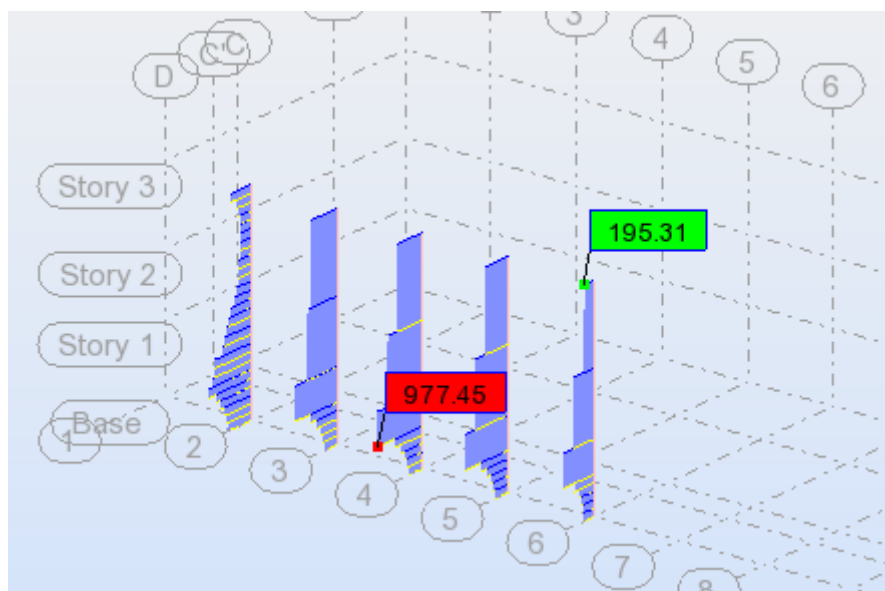


Figura 5.20 – Diagrama do esforço axial

Esforços em torno do eixo y-y

Na Figura 5.21 está ilustrado os diagramas de esforço transversor apresentando um valor máximo positivo de 75,18 kN e um valor máximo negativo de -21,38 kN.

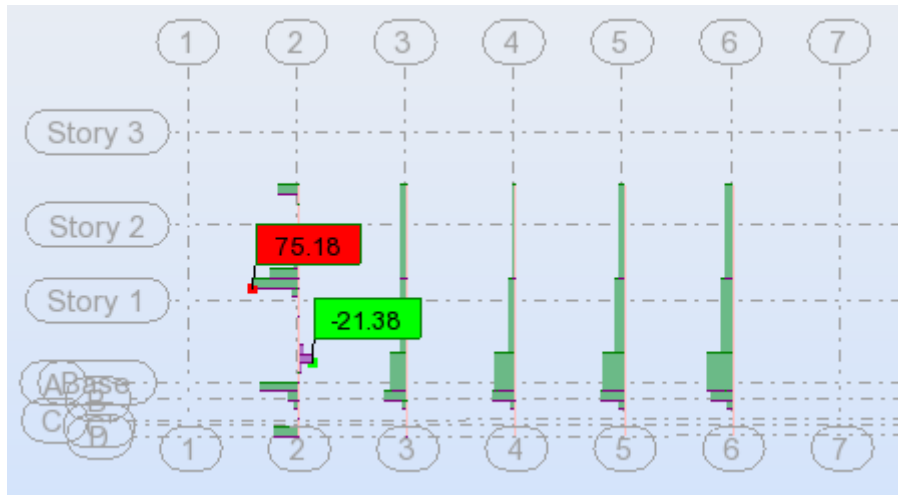


Figura 5.21 – Diagrama do esforço transversor F_y

- A Figura 5.22 apresenta o diagrama do momento fletor com o valor máximo positivo de 54,45 kNm, e valor máximo negativo de -91,14 kNm.

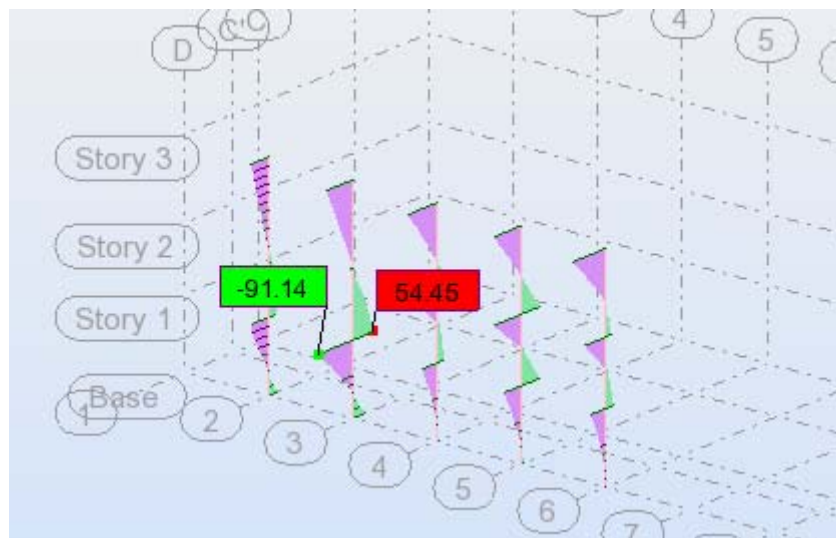


Figura 5.22 – Diagrama do momento fletor M_y

Esforços em torno do eixo z-z

Na Figura 5.23 está ilustrado os diagramas de esforço transverso apresentando um valor máximo positivo de 7,53 kN e um valor máximo negativo de -32,54 kN.

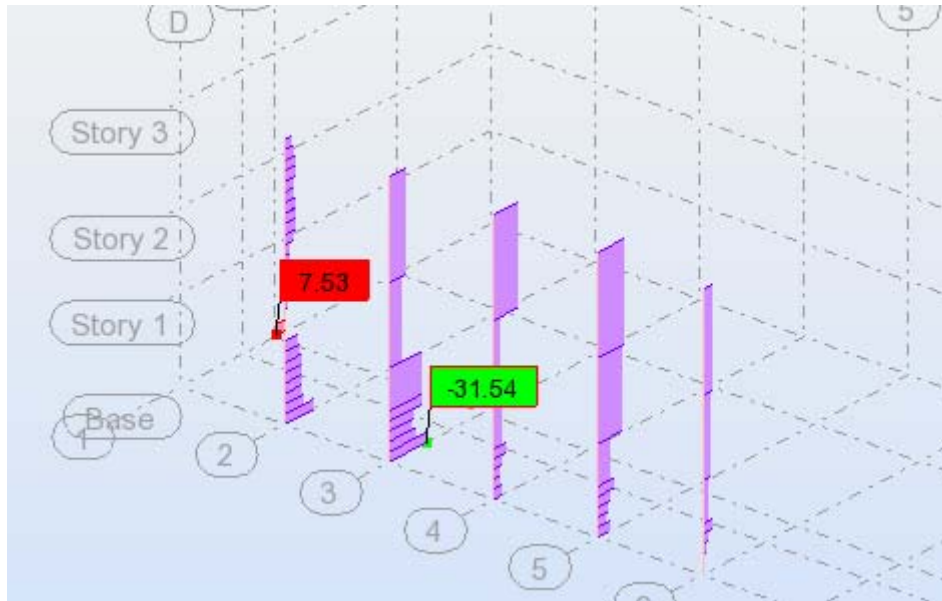


Figura 5.23 – Digrama do esforço transverso Fz

A Figura 5.24 apresenta o diagrama do momento fletor com o valor máximo positivo de 83,30 kNm, e valor máximo negativo de -2,20 kNm.

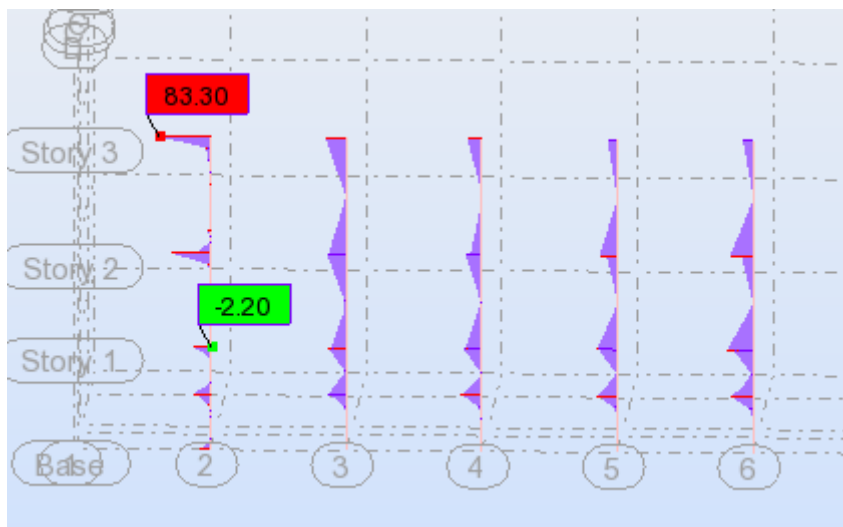


Figura 5.24 – Diagrama do momento fletor Mz

Fazendo uma análise dos resultados obtidos conclui-se que na combinação de ação 500:ULS_S com a sobrecarga como a ação variável base, obtém-se os esforços mais agravados em termos de compressão e sendo os pilares elementos que funcionam principalmente à compressão, esta combinação de ação será a utilizada para o exemplo de cálculo e de verificação do pilar escolhido.

5.5 Dimensionamento dos Pilares

Em todos os processos de dimensionamento de qualquer estrutura, é necessário adotar uma solução inicial, pois é preciso ter um ponto de partida, e durante o processo de cálculo são feitas alterações à solução inicial recorrendo a interações sucessivas, até que se possa chegar a uma solução que satisfaça os requisitos pretendidos.

Como tal, foi feito um pré-dimensionamento dos pilares, e como em cada pilar os esforços são diferentes, foi encontrado vários valores para o módulo de elasticidade efetivo. Então como forma de simplificação, os cálculos serão efetuados considerando o mesmo módulo de elasticidade efetivo para todos os pilares, ou seja depois de analisar os pilares será adotado um valor uniformizado para o $E_{c,eff}$. No caso, será o menor valor encontrado, para obter-se a situação mais desfavorável em termos de rigidez.

Nos quadros 5.7 e 5.8 apresentam-se os resultados obtidos, preliminarmente, sem uniformizar o módulo de elasticidade efetivo, e representam as duas fachadas A e D. Cada pilar encontra-se dividido em tramos, e ainda cada pilar é identificado pelo número referente ao alinhamento adotado na modelação da estrutura (alinhamento transversal à fachada).

Barra que condiciona a solução final

Fachada A

	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 2	56	350x350	HEA220	4 ϕ 16	ϕ 6//150	4600	4600	234,09	12,17
	55	350x350	HEA220	4 ϕ 16	ϕ 6//150	9400	4200	191,73	12,77
	129	350x350	HEA220	4 ϕ 16	ϕ 6//150	9400	5200	328,58	12,28
	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 3	60	350x350	HEB220	8 ϕ 16	ϕ 6//150	4600	4600	838,35	12,44
	59	350x350	HEB220	8 ϕ 16	ϕ 6//150	9400	4200	603,82	12,41
	127	350x350	HEB220	4 ϕ 16	ϕ 6//150	9400	5200	501,09	12,12
	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 4	63	350x350	HEA200	8 ϕ 16	ϕ 6//150	4600	4600	903,40	12,26
	62	350x350	HEA200	6 ϕ 16	ϕ 6//150	4200	4200	712,48	12,21
	123	350x350	HEA200	6 ϕ 16	ϕ 6//150	5200	5200	519,50	11,83
	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 5	93	350x350	HEA200	8 ϕ 16	ϕ 6//150	4600	4600	973,69	11,15
	90	350x350	HEA200	4 ϕ 16	ϕ 6//150	4200	4200	650,52	12,33
	119	350x350	HEA200	4 ϕ 16	ϕ 6//150	5200	5200	457,14	11,75
	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 6	92	350x350	HEA200	4 ϕ 12	ϕ 6//150	4600	4600	556,23	11,79
	89	350x350	HEA200	4 ϕ 12	ϕ 6//150	4200	4200	407,76	11,83
	116	350x350	HEA200	4 ϕ 12	ϕ 6//150	5200	5200	219,21	10,81

Quadro 5.7 – Secções iniciais fachada A

Fachada D

	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 2	73	350x350	HEA200	4 ϕ 16	ϕ 6//150	4600	4600	303,32	11,42
	71	350x350	HEA200	4 ϕ 16	ϕ 6//150	9400	4200	186,28	11,40
	130	350x350	HEA200	4 ϕ 16	ϕ 6//150	9400	5200	321,73	12,14
	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 3	76	350x350	HEB220	6 ϕ 12	ϕ 6//150	4600	4600	785,76	12,31
	74	350x350	HEB220	6 ϕ 12	ϕ 6//150	9400	4200	556,38	11,83
	128	350x350	HEB220	4 ϕ 12	ϕ 6//150	9400	5200	505,30	11,95
	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 4	86	350x350	HEA200	8 ϕ 12	ϕ 6//150	4600	4600	876,42	12,24
	83	350x350	HEA200	6 ϕ 12	ϕ 6//150	4200	4200	691,18	12,17
	126	350x350	HEA200	6 ϕ 12	ϕ 6//150	5200	5200	513,53	11,83
	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 5	99	350x350	HEA200	4 ϕ 16	ϕ 6//150	4600	4600	847,27	12,36
	96	350x350	HEA200	4 ϕ 16	ϕ 6//150	4200	4200	666,29	12,31
	122	350x350	HEA200	4 ϕ 16	ϕ 6//150	5200	5200	471,69	11,76
	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 6	105	350x350	HEA180	4 ϕ 12	ϕ 6//150	4600	4600	522,74	11,90
	102	350x350	HEA180	4 ϕ 12	ϕ 6//150	4200	4200	349,59	11,74
	118	350x350	HEA180	4 ϕ 12	ϕ 6//150	5200	5200	182,66	10,28

Quadro 5.8 - Secções iniciais fachada D

Após análise dos esforços em cada pilar, é na barra 118 (Pilar 6) que se pode encontrar a maior relação entre o valor do esforço axial devido às cargas permanentes e o valor do esforço axial de cálculo na combinação de ações mais condicionante, e conseqüentemente é a partir deste pilar, que resultará um módulo de elasticidade efetivo comum a todos os outros pilares.

Da cláusula 6.7.3.3 (4) do EC4 e da expressão 3.27 resulta:

$$E_{cm} = 33 \text{ GPa (betão C30/37)}$$

$$N_{G,Ed} = 182,66 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 236,74 \text{ kN (Combinação mais condicionante 500:ULS_S)}$$

$$\varphi = 2,87$$

$$E_{c,eff} = 33 \times \frac{1}{1+(182,656/236,744) \times 2,865}$$

$$E_{c,eff} = 10,28 \text{ GPa}$$

Este será o valor adotado para todos os pilares.

Barra que condiciona a solução final

Fachada A

	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 2	56	350x350	HEA220	4 ϕ 16	ϕ 6//150	4600	4600	234,09	10,28
	55	350x350	HEA220	4 ϕ 16	ϕ 6//150	9400	4200	191,73	10,28
	129	350x350	HEA220	4 ϕ 16	ϕ 6//150	9400	5200	328,58	10,28
	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 3	60	350x350	HEB220	8 ϕ 16	ϕ 6//150	4600	4600	838,35	10,28
	59	350x350	HEB220	8 ϕ 16	ϕ 6//150	9400	4200	603,82	10,28
	127	350x350	HEB220	4 ϕ 16	ϕ 6//150	9400	5200	501,09	10,28
	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 4	63	350x350	HEA200	8 ϕ 16	ϕ 6//150	4600	4600	903,40	10,28
	62	350x350	HEA200	6 ϕ 16	ϕ 6//150	4200	4200	712,48	10,28
	123	350x350	HEA200	6 ϕ 16	ϕ 6//150	5200	5200	519,50	10,28
	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 5	93	350x350	HEA200	8 ϕ 16	ϕ 6//150	4600	4600	973,69	10,28
	90	350x350	HEA200	4 ϕ 16	ϕ 6//150	4200	4200	650,52	10,28
	119	350x350	HEA200	4 ϕ 16	ϕ 6//150	5200	5200	457,14	10,28
	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 6	92	350x350	HEA200	4 ϕ 12	ϕ 6//150	4600	4600	556,23	10,28
	89	350x350	HEA200	4 ϕ 12	ϕ 6//150	4200	4200	407,76	10,28
	116	350x350	HEA200	4 ϕ 12	ϕ 6//150	5200	5200	219,21	10,28

Quadro 5.9 - Secções finais dos pilares da fachada A

Fachada D

	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 2	73	350x350	HEA200	4 ϕ 16	ϕ 6//150	4600	4600	303,32	10,28
	71	350x350	HEA200	4 ϕ 16	ϕ 6//150	9400	4200	186,28	10,28
	130	350x350	HEA200	4 ϕ 16	ϕ 6//150	9400	5200	321,73	10,28
	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 3	76	350x350	HEB220	6 ϕ 12	ϕ 6//150	4600	4600	785,76	10,28
	74	350x350	HEB220	6 ϕ 12	ϕ 6//150	9400	4200	556,38	10,28
	128	350x350	HEB220	4 ϕ 12	ϕ 6//150	9400	5200	505,30	10,28
	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 4	86	350x350	HEA200	8 ϕ 12	ϕ 6//150	4600	4600	876,42	10,28
	83	350x350	HEA200	8 ϕ 12	ϕ 6//150	4200	4200	691,18	10,28
	126	350x350	HEA200	8 ϕ 12	ϕ 6//150	5200	5200	513,53	10,28
	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 5	99	350x350	HEA200	6 ϕ 16	ϕ 6//150	4600	4600	847,27	10,28
	96	350x350	HEA200	6 ϕ 16	ϕ 6//150	4200	4200	666,29	10,28
	122	350x350	HEA200	6 ϕ 16	ϕ 6//150	5200	5200	471,69	10,28
	Barra	Secção de Betão	Secção de Aço Estrutural	Armadura Longitudinal	Armadura Transversal	Ly	Lz	NG,Ed	Ec,eff
Pilar 6	105	350x350	HEA180	4 ϕ 12	ϕ 6//150	4600	4600	522,74	10,28
	102	350x350	HEA180	4 ϕ 12	ϕ 6//150	4200	4200	349,59	10,28
	118	350x350	HEA180	4 ϕ 12	ϕ 6//150	5200	5200	182,66	10,28

Quadro 5.10 - Secções finais dos pilares da fachada D

Validação da Folha de Cálculo

Para fazer a validação dos cálculos efetuados no algoritmo desenvolvido, seleciona-se o tramo 105 do Pilar 6. Este pilar está dividido pelos tramos 105, 102 e 118. Os quadros 5.11 a 5.14 resumem os dados gerais utilizados nos cálculos.

γ_a	γ_c	γ_s	γ_v
1,0	1,5	1,15	1,25

Quadro 5.11 – Coeficientes parciais de segurança dos materiais

Betão	Classe de Resistência	f_{ck} (MPa)	f_{cd} (MPa)	E_{cm} (GPa)	ϕ	$E_{c,eff}$ (GPa)
	C30/37	30	20	33	2,87	10,28

Quadro 5.12 – Características do betão

Aço Estrutural	Classe de Resistência	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)	E_y (GPa)
	S275	275	275	210

Quadro 5.13 - Características do aço

Aço da Armadura	Classe de Resistência	f_{sk} (MPa)	f_{sd} (MPa)	E_s (GPa)
	S500	500	434,8	210

Quadro 5.14 - Características da armadura

Será adotado um recobrimento nominal de $c_{nom} = 40$ mm.

Nas Figuras 5.25 e 5.26 está indicado a localização do Pilar 6 na fachada D, e o tramo 105 respetivamente.

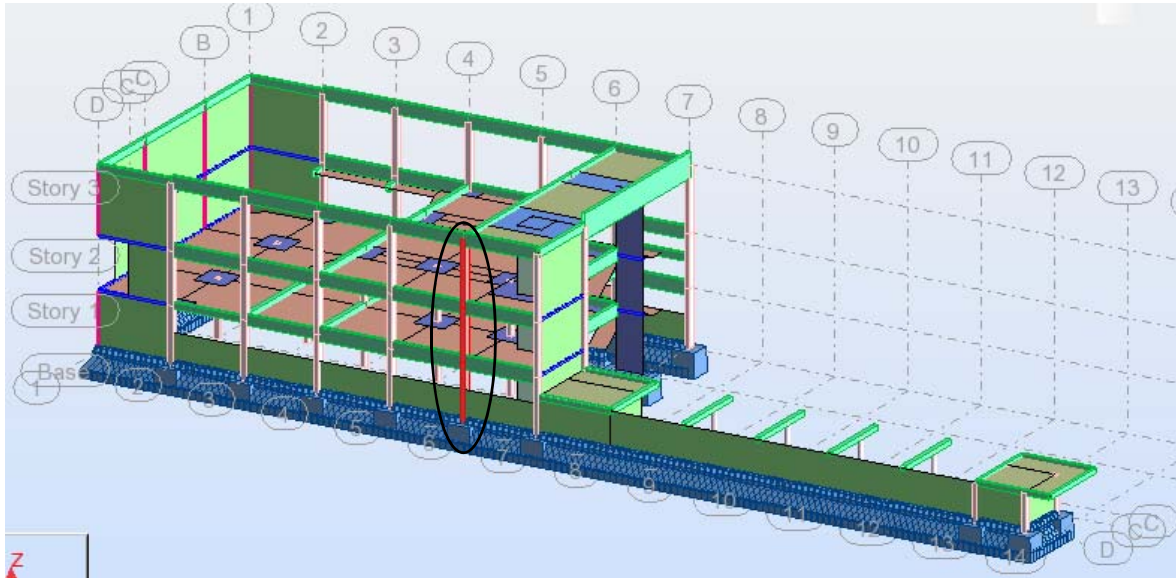


Figura 5.25 – Pilar 6

Tramo 105

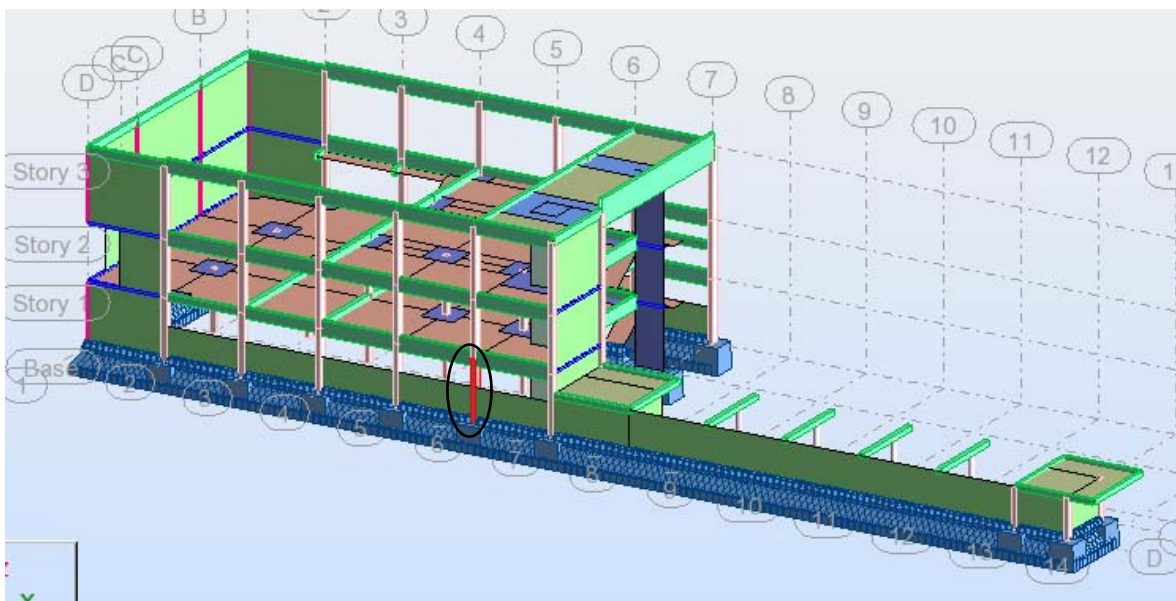


Figura 5.26 – Tramo 105

Comprimentos reais:

$$L_y = 4600 \text{ mm}$$

$$L_z = 4600 \text{ mm}$$

Combinação de ações condicionante: 500:ULS_S

Condições de Apoio:

Encastramento – Apoio Duplo

Esforços (obtidos no *Robot*):

$$N_{G,Ed} = 522,59 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 845,07 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,y} = 12,33 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,z} = -19,67 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,y} = -59,50 \text{ kNxm}$$

$$M_{Ed,z} = -16,80 \text{ kNxm}$$

Características Geométricas da Secção:

As características geométricas do perfil de aço são retiradas das tabelas técnicas (Quadro 5.15).

Aço Estrutural	
HEA 180	
hw (mm)	171
bw (mm)	180
tw (mm)	6
tf (mm)	9,5
r (mm)	15
hi (mm)	4530
Aa (mm ²)	25100000
Iay (mm ⁴)	324900
Way (mm ³)	1447
Avz (mm ²)	9246000
Iaz (mm ⁴)	156500
Waz (mm ³)	3798
Avy (mm ²)	152

Armadura	
Φlong (mm)	12
nº total de varões nv	4
nº de varões intermédios,z nvz	0
nº de varões intermédios,y nvy	0
Φcint (mm)	6
Espaçamento entre Cintas (mm)	150

Quadro 5.15 - Perfil de aço (HEA180) e armadura adotados.

As restantes características geométricas da armadura e da secção de betão são calculados a no Anexo A.

Cálculo da Altura h_n **Eixo y-y**

Admitindo o eixo neutro na alma do perfil

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd} - A_{sn}(2f_{sd} - \alpha_{cc}f_{cd})}{2b_c\alpha_{cc}f_{cd} + 2t_w(2f_{yd} - \alpha_{cc}f_{cd})}$$

$$h_n = \frac{1422,8 \times 10^3 - 0}{2 \times 324 \times 0,85 \times 20 + 2 \times 6 \times (2 \times 275 - 0,85 \times 20)}$$

$$h_n = 81,7 \text{ mm} > \frac{h_w}{2} - t_f = \frac{171}{2} - 9,5 = 76 \text{ mm}, \text{ não está na alma do perfil.}$$

Admitindo o eixo neutro no banzo do perfil

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd} - A_{sn}(2f_{sd} - \alpha_{cc}f_{cd}) + (b_w - t_w)(h_w - 2t_f)(2f_{yd} - \alpha_{cc}f_{cd})}{2b_c\alpha_{cc}f_{cd} + 2b_w(2f_{yd} - \alpha_{cc}f_{cd})}$$

$$h_n = \frac{1422,8 \times 10^3 - 0 + (180 - 6) \times (171 - 2 \times 9,5) \times (2 \times 275 - 0,85 \times 20)}{2 \times 324 \times 0,85 \times 20 + 2 \times 180 \times (2 \times 275 - 0,85 \times 20)}$$

$$h_n = 76,5 \text{ mm} > \frac{h_w}{2} - t_f = \frac{171}{2} - 9,5 = 76 \text{ mm} \text{ e } h_n < \frac{h_w}{2} = \frac{171}{2} = 85,5 \text{ mm}, \text{ o eixo neutro se encontra no banzo do perfil.}$$

Eixo z-z

Admitindo o eixo neutro no banzo do perfil

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd} - A_{sn}(2f_{sd} - \alpha_{cc}f_{cd}) + t_w(2t_f - h_w)(2f_{yd} - \alpha_{cc}f_{cd})}{2h_c\alpha_{cc}f_{cd} + 4t_f(2f_{yd} - \alpha_{cc}f_{cd})}$$

$$h_n = \frac{1422,8 \times 10^3 - 0 + 6 \times (2 \times 9,5 - 171) \times (2 \times 275 - 0,85 \times 20)}{2 \times 273,6 \times 0,85 \times 20 + 4 \times 9,5 \times (2 \times 275 - 0,85 \times 20)}$$

$$h_n = 31,7 \text{ mm} > \frac{t_w}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ mm} \text{ e } h_n < \frac{b_w}{2} = \frac{180}{2} = 90 \text{ mm}, \text{ o eixo neutro se encontra no banzo.}$$

Cálculo das Resistências

No Anexo A está o cálculo exaustivo das resistências.

$$N_{pl,Rk} = 3605,2 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = 2864,6 \text{ kN}$$

$$N_{pm,Rd} = 1422,8 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd,y} = 603 \text{ kN} \quad (5.6)$$

$$\frac{V_{Ed,y}}{V_{pl,Rd,y}} = \frac{12,33}{603} = 0,02 < 0,5, \text{ logo não há interação entre o esforço transversal e o momento}$$

$$V_{pl,Rd,z} = 229,7 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed,z}}{V_{pl,Rd,z}} = \frac{19,67}{229,7} = 0,08 < 0,5, \text{ logo não há interação entre o esforço transversal e o momento}$$

$$M_{máx,y} = 161,84 \text{ kN} \times m$$

$$M_{máx,z} = 126,5 \text{ kN} \times m$$

$$M_{n,y,Rd} = 29,01 \text{ kN} \times m$$

$$M_{n,z,Rd} = 7,79 \text{ kN} \times m$$

$$M_{pl,y,Rd} = 161,84 - 29,01 = 132,83 \text{ kN} \times m$$

$$M_{pl,z,Rd} = 126,5 - 7,79 = 118,71 \text{ kN} \times m$$

Verificações Regulamentares

No Anexo A está o cálculo exaustivo das disposições construtivas.

- Disposições Construtivas

Cláusula 6.7.5.1 (2) – Recobrimento mínimo do perfil

$$c = \min\{c_y; c_z\}$$

$$c = \min\{85; 89,5\}$$

$$c = 85$$

$$c \geq \left\{ \frac{bw}{6} = \frac{180}{6} = 30 \text{ mm} \right.$$

Logo, o recobrimento mínimo do perfil é verificado.

Cláusula 6.7.5.2 (1) – Armadura mínima.

$$A_s = 456 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} \geq 0,3\%A_c$$

$$A_{s,min} \geq 251 \text{ mm}^2$$

Logo, a armadura mínima é verificada.

Cláusula 6.7.3.1 (3) - Armadura máxima.

$$A_{s,máx} \leq 6\%A_c$$

$$A_{s,máx} \leq 5020 \text{ mm}^2$$

Logo, a armadura máxima é verificada.

- Relação de Contribuição do Aço δ

Cláusula 6.7.1 (4)

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9$$

Cláusula 6.7.3.3 (1)

$$\delta = \frac{A_a \times f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (3.25)$$

$$\delta = 0,43$$

Conclui-se que está dentro do intervalo admissível.

- Esbelteza Normalizada

Cláusula 6.7.3.1 (1)

$$\bar{\lambda} \leq 2,0$$

Cláusula 6.7.3.3 (2)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}$$

Cláusula 6.7.3.3 (3) – Rigidez efetiva.

$$k_e = 0,6$$

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + k_e \times E_{c,eff} I_c$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times (EI)_{eff}}{L^2}$$

Eixo y-y

$$(EI)_{eff,y} = 9,92288 \times 10^{12} N \times mm^2$$

$$N_{cr,y} = 9445517,2 N$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,62$$

Eixo z-z

$$(EI)_{eff,z} = 8,06368 \times 10^{12} N \times mm^2$$

$$N_{cr,z} = 7675758,2 N$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,68$$

Logo, a esbelteza normalizada está verificada nas duas direções.

- Relação altura-largura

$$0,2 \leq \frac{h}{b} \leq 5,0$$

$$\frac{h}{c} = \frac{350}{350} = 1$$

Conclui-se que a relação altura-largura está dentro do intervalo admissível.

- Efeitos da Configuração Deformada da Estrutura

Cláusula 6.7.3.4 (2) – Rigidez efetiva de segunda ordem

$$k_{e,II} = 0,5$$

$$k_0 = 0,9$$

$$(EI)_{eff,II} = k_0(E_a I_a + E_s I_s + k_{e,II} \times E_{c,eff} I_c)$$

Cláusula 6.7.3.4 (3) – Carga crítica de segunda ordem.

$$N_{cr,eff} = \frac{\pi^2 \times (EI)_{eff,II}}{L^2}$$

Cláusula 5.2.1 (3) – Fator de multiplicação para obter instabilidade elástica.

$$\alpha_{cr} \geq 10$$

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr,eff}}{N_{Ed}}$$

Eixo y-y

$$(EI)_{eff,II,y} = 8,44853 \times 10^{12}$$

$$N_{cr,eff,y} = 3940626 \text{ N}$$

$$\alpha_{cr,y} = 4,66$$

O resultado indica que é preciso ter em conta os efeitos de segunda ordem.

Eixo z-z

$$(EI)_{eff,II,z} = 6,55473 \times 10^{12}$$

$$N_{cr,eff,y} = 3057306 \text{ N}$$

$$\alpha_{cr,z} = 3,62$$

O resultado indica que é preciso ter em conta os efeitos de segunda ordem.

Cláusula 6.7.3.4 (5) – Fator de amplificação dos momentos fletores para ter em conta os efeitos de segunda ordem.

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

$$\beta = 0,66 + 0,44 \times r$$

Eixo y-y

$$r_y = \frac{28,01}{-59,50} = -0,47$$

$$\beta_y = 0,45$$

$$k_y = 0,57 \rightarrow 1$$

Eixo z-z

$$r_z = \frac{-0,05}{-16,80} = 0,003$$

$$\beta_z = 0,66$$

$$k_z = 0,91 \rightarrow 1$$

Amplificação dos momentos devido às imperfeições iniciais.

$$\beta_{imp} = 1$$

$$k_{imp} = \frac{1}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff}} \geq 1,0$$

Eixo y-y

$$k_{imp,y} = 1,27$$

Eixo z-z

$$k_{imp,z} = 1,38$$

- Imperfeições Iniciais do Elemento

De acordo com o quadro 6.5:

Eixo de Encurvadura y-y

$$e_{0,z} = \frac{L_y}{200} \quad (5.7)$$

$$e_{0,z} = 23 \text{ mm}$$

$$M_{0,y} = N_{Ed} \times e_{0,z} \quad (5.8)$$

$$M_{0,y} = 19,44 \text{ kN} \times \text{m}$$

Eixo de Encurvadura z-z

$$e_{0,y} = \frac{L_z}{150} \quad (5.9)$$

$$e_{0,y} = 30,7 \text{ mm}$$

$$M_{0,z} = N_{Ed} \times e_{0,y}$$

$$M_{0,z} = 25,94 \text{ kN} \times \text{m}$$

Verificação da Segurança

Os cálculos da verificação da segurança estão descritos de forma exaustiva no Anexo A.

- Coluna Mista à Compressão (Cláusula 6.7.3.5)

Cláusula 6.7.3.5 (2)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \times N_{pl,Rd}} \leq 1$$

Cláusula 6.3.1.2 (1) da EN1993-1-1

Coefficiente de Redução

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

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

α - Fator de Imperfeição no Quadro 6.5 do EC4

Eixo y-y

$$\alpha_y = 0,34 - \text{curva b}$$

$$\phi_y = 0,76$$

$$\chi_y = 0,83$$

$$\frac{845,07}{0,83 \times 2864,6} = 0,36$$

Eixo z-z

$$\alpha_z = 0,49 - \text{curva c}$$

$$\phi_z = 0,85$$

$$\chi_z = 0,74$$

$$\frac{845,07}{0,74 \times 2864,6} = 0,40$$

A coluna está verificada à compressão nas duas direções.

- Coluna Mista à Flexão Desviada com Compressão (Cláusula 6.7.3.7)

Por existir momentos a atuar nas duas direções está-se perante uma flexão desviada.

Cláusula 6.7.3.7 (2)

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

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

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

Eixo y-y

Cláusula 6.7.3.6 (2)

$$\alpha_{M,y} = 0,9 \text{ (S275)}$$

Para uma $N_{Ed} = 845,07 \text{ kN}$

Primeiro é preciso enquadrar o esforço axial atuante nas curvas de interação M-N (ver Figura 3.8).

$$N_{pm,Rd} > N_{Ed} > \frac{N_{pm,Rd}}{2}$$

$$1422,8 > 845,07 > \frac{1422,8}{2} = 711,4$$

A partir da localização do esforço axial atuante é possível chegar ao momento resistente e ao coeficiente μ_d conforme a Figura 3.8.

$$M_{pL,N,y,Rd} = \frac{(N_{pm,Rd} - N_{Ed}) \times (M_{máx,y,Rd} - M_{pL,y,Rd})}{\frac{N_{pm,Rd}}{2}} + M_{pL,y,Rd} \quad (5.10)$$

$$M_{pL,N,z,Rd} = \frac{(1422,8 - 845,07) \times (161,84 - 132,83)}{\frac{1422,8}{2}} + 132,83 = 156,4 \text{ kN} \times m$$

$$\mu_{dy} = \frac{156,4}{132,83} = 1,2$$

$$M'_{Ed,y} = k_y \times M_{Ed,y} + k_{imp,y} \times M_{0,y} = 1 \times 59,50 + 1,27 \times 19,44 = 84,2 \text{ kN} \times m$$

$$\frac{84,2}{1,2 \times 132,83} = 0,53$$

A flexão composta é verificada para o eixo y-y.

Eixo z-z

Cláusula 6.7.3.6 (2)

$$\alpha_{M,z} = 0,9 \text{ (S275)}$$

Para uma $N_{Ed} = 845,07 \text{ kN}$

$$N_{pm,Rd} > N_{Ed} > \frac{N_{pm,Rd}}{2}$$

$$M_{pl,N,z,Rd} = \frac{(N_{pm,Rd} - N_{Ed}) \times (M_{máx,z,Rd} - M_{pl,z,Rd})}{\frac{N_{pm,Rd}}{2}} + M_{pl,z,Rd}$$

$$M_{pl,N,z,Rd} = \frac{(1422,8 - 845,07) \times (126,5 - 118,71)}{\frac{1422,8}{2}} + 118,71 = 125,04 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$\mu_{dz} = \frac{125,04}{118,71} = 1,05$$

$$M'_{Ed,z} = k_z \times M_{Ed,z} + k_{imp,z} \times M_{0,z} = 1 \times 16,80 + 1,38 \times 25,94 = 52,6 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$\frac{52,6}{1,05 \times 118,71} = 0,42$$

A flexão composta é verificada para o eixo z-z.

Resistência Combinada

$$\frac{84,2}{1,2 \times 132,83} + \frac{52,6}{1,05 \times 118,71} = 0,95$$

A flexão desviada é verificada para a combinação dos dois eixos de solicitação.

Curvas de Interação

Eixo de Maior Inércia

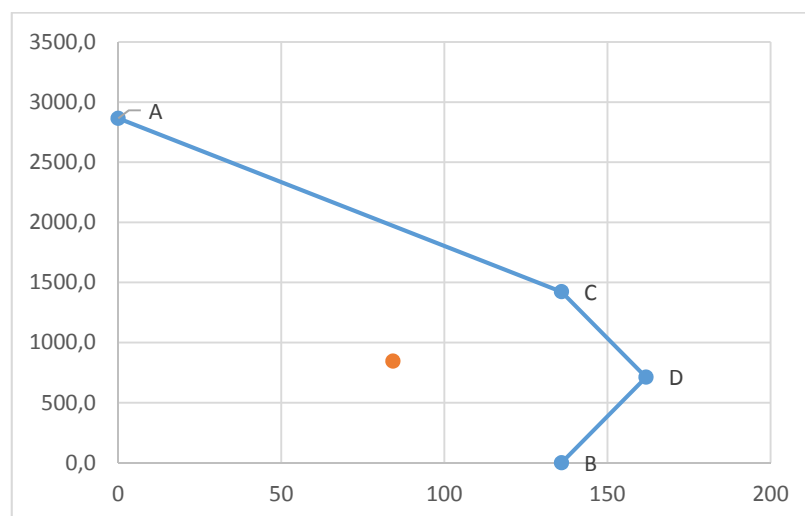


Figura 5.27 – Curva de interação no eixo de maior inércia.

Eixo de Menor Inércia

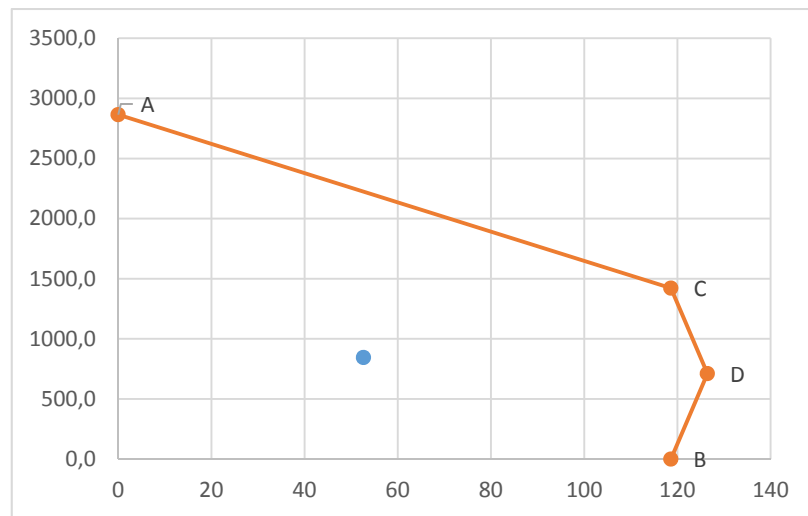


Figura 5.28 - Curva de interação no eixo de menor inércia.

Conexão de Corte

- Zona de Introdução de Carga

$$P_{Ed} = N_{Ed} \left(1 - \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}} \right) \quad (5.11)$$

$$P_{Ed} = 477,6 \text{ kN}$$

Cláusula 6.7.4.2 (2) – Comprimento da zona de introdução de cargas.

$$L_e \leq \begin{cases} 2d \\ \frac{L}{3} \end{cases} \leq \begin{cases} 2 \times 350 \\ \frac{4600}{3} \end{cases}$$

$$L_e = 700 \text{ mm}$$

$$u = h_i \times 2 + b_w \times 2 + t_f \times 4 + \left(\frac{b_w}{2} - \frac{t_w}{2} \right) \times 4, \text{ perímetro da secção do perfil.} \quad (5.12)$$

$$u = 1050 \text{ mm}$$

$$A = u \times L_e, \text{ área de corte.} \quad (5.13)$$

$$A = 735000 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{Ed} = \frac{P_{Ed}}{A}, \text{ tensão de corte atuante} \quad (5.14)$$

$$\tau_{Ed} = 0,65 \text{ N/mm}^2$$

De acordo com o Quadro 6.6 do EC4 τ_{Rd} para uma secção totalmente revestida é igual a 0,3 N/mm².

Da cláusula 6.7.4.3 (4) – Fator de majoração da resistência ao corte.

$$\beta_c = 1 + 0,02 \times c_z \left(1 - \frac{c_{z,min}}{c_z} \right) \quad (5.15)$$

$$\beta_c = 1,99$$

$$\tau_{Rd} = 1,99 \times 0,3$$

$$\tau_{Rd} = 0,60 \text{ N/mm}^2$$

Logo, é preciso o usar conetores.

- N° de conetores necessários

Cláusula 6.6.3.1 (1) – Resistência dos conetores

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times f_u \times \pi \times \frac{d^2}{4}}{\gamma_v} \\ \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right. \quad (5.16)$$

Adotando conetores, pernos de cabeça, 16x75 com um f_u de 420 MPa e considerando um coeficiente de atrito de $\mu=0,5$:

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{75}{16} = 4,4 \rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 54,045 \text{ kN} \\ 59,094 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = 54,045 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd} = \frac{P_{Rd,Total}}{A}$$

Resistência total

$$P_{Rd,Total} = n \times P_{Rd} + \mu \times P_{Rd} \quad (5.17)$$

$$\text{Fazendo } \tau_{Ed} = \tau_{Rd} = 0,65 = \frac{n \times 54,045 \times 10^3 + 0,5 \times 54,045 \times 10^3}{735000}$$

$n = 8,33 = 9$ pernos de cabeça.

- Fora da Zona de Introdução de Carga**Coefficiente de homogeneização**

$$n = \frac{E_a}{\frac{E_{cm}}{2}} \quad (5.18)$$

$$n = 12,73$$

$$I_{y,eq} = I_{c,y} + n(I_{a,y} + I_{s,y}), \text{ momento de inércia equivalente.} \quad (5.19)$$

$$I_{y,eq} = 927736542,1 \text{ mm}^4$$

Momento estático

$$Q_y = b_c \times c_z \times \left(\frac{h_c}{2} - \frac{c_z}{2} \right) \quad (5.20)$$

$$Q_y = 4080081$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed,z} \times Q_y}{b \times I_{y,eq}} \quad (5.21)$$

$$\tau_{Ed} = 0,25 \text{ N/mm}^2$$

De acordo com o Quadro 6.6 do EC4 τ_{Rd} para uma secção totalmente revestida é igual a 0,3 N/mm².

$$\beta_c = 1,99$$

$$\tau_{Rd} = 1,99 \times 0,3$$

$$\tau_{Rd} = 0,60 \text{ N/mm}^2$$

Logo, não é preciso usar conetores.

Confirmação da Dispensa de uma Análise de Segunda Ordem

Ao fazer-se uma análise estrutural pode-se deparar com dois aspetos importantes quanto ao tipo de análise que se deve fazer. O primeiro aspeto é a amplitude da análise, global e ao nível do elemento, e o outro aspeto é a ferramenta usada para fazer essas análises. Ou seja, é preciso ter uma ferramenta que tenha capacidade para fazer esta análise quando há a necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem. Com o uso do programa *Robot* é possível considerar os efeitos de segunda ordem ao se fazer uma análise global da estrutura.

No entanto na cláusula 5.2.1 (3) é disposto uma condição para que essa análise seja dispensada. Para comprovar se é possível fazer esta dispensa, é analisado, através do *Robot*, o comportamento dos pilares à encurvadura, obtendo-se os valores do fator pelo qual as ações de cálculo teriam de ser multiplicados para que houvesse instabilidade elástica, α_c .

Cláusula 5.2.1 (3)

$$\alpha_{cr} \geq 10$$

No modelo desenvolvido no *Robot*, as secções são em betão pelo que é preciso fazer uma convergência das secções mistas para secções equivalentes em betão. Esta convergência será para secções em betão com um módulo de elasticidade $E_{cm} = 33$ GPa.

$$I_y = \frac{b \times h^3}{12} \quad (5.22)$$

$$I_z = \frac{h \times b^3}{12} \quad (5.23)$$

$$\begin{cases} EI_{eff,II,y} = E_{cm} \times I_y \\ EI_{eff,II,z} = E_{cm} \times I_z \end{cases}$$

- Para o pilar 6

Tramo 105

$$\begin{cases} 8,44853 \times 10^{12} = 33 \times 10^3 \times \frac{b \times h^3}{12} \\ 6,55473 \times 10^{12} = 33 \times 10^3 \times \frac{h \times b^3}{12} \end{cases} = \begin{cases} b = 214 \text{ mm} \\ h = 243 \text{ mm} \end{cases}$$

Nos quadros 5.16 e 5.17 estão os resultados obtidos para as secções que serão implementadas no *Robot* para as fachadas A e D.

Fachada A

Dimensão a ser utilizada

Pilar	Barra	$EI_{eff,II,y}$ (Nxmm ²)	$EI_{eff,II,z}$ (Nxmm ²)	b (mm)	h (mm)
P2	56	1,72661E+13	1,13314E+13	240	297
	55	1,72661E+13	1,13314E+13	240	297
	129	1,72661E+13	1,13314E+13	240	297
Pilar	Barra	$EI_{eff,II,y}$ (Nxmm ²)	$EI_{eff,II,z}$ (Nxmm ²)	b (mm)	h (mm)
P3	60	2,39639E+13	1,42879E+13	252	326
	59	2,39639E+13	1,42879E+13	252	326
	127	2,2876E+13	1,32E+13	246	323
Pilar	Barra	$EI_{eff,II,y}$ (Nxmm ²)	$EI_{eff,II,z}$ (Nxmm ²)	b (mm)	h (mm)
P4	63	1,3859E+13	1,07491E+13	242	275
	62	1,27723E+13	1,07479E+13	245	267
	123	1,27723E+13	1,07479E+13	245	267
Pilar	Barra	$EI_{eff,II,y}$ (Nxmm ²)	$EI_{eff,II,z}$ (Nxmm ²)	b (mm)	h (mm)
P5	93	1,3859E+13	1,07491E+13	242	275
	90	1,27711E+13	9,66122E+12	235	270
	119	1,27711E+13	9,66122E+12	235	270
Pilar	Barra	$EI_{eff,II,y}$ (Nxmm ²)	$EI_{eff,II,z}$ (Nxmm ²)	b (mm)	h (mm)
P6	92	1,18604E+13	8,75049E+12	229	266
	89	1,18604E+13	8,75049E+12	229	266
	116	1,18604E+13	8,75049E+12	229	266

Quadro 5.16 – Secções equivalentes da fachada A

Fachada D

Dimensão a ser utilizada

Pilar	Barra	$EI_{eff,II,y}$ (Nxmm ²)	$EI_{eff,II,z}$ (Nxmm ²)	b (mm)	h (mm)
P2	73	1,27711E+13	9,66122E+12	235	270
	71	1,27711E+13	9,66122E+12	235	270
	130	1,27711E+13	9,66122E+12	235	270
Pilar	Barra	$EI_{eff,II,y}$ (Nxmm ²)	$EI_{eff,II,z}$ (Nxmm ²)	b (mm)	h (mm)
P3	76	2,19656E+13	1,29206E+13	245	319
	74	2,19656E+13	1,29206E+13	245	319
	128	2,19653E+13	1,22893E+13	240	321
Pilar	Barra	$EI_{eff,II,y}$ (Nxmm ²)	$EI_{eff,II,z}$ (Nxmm ²)	b (mm)	h (mm)
P4	86	1,24921E+13	9,38218E+12	233	269
	83	1,24921E+13	9,38218E+12	233	269
	126	1,24921E+13	9,38218E+12	233	269
Pilar	Barra	$EI_{eff,II,y}$ (Nxmm ²)	$EI_{eff,II,z}$ (Nxmm ²)	b (mm)	h (mm)
P5	99	1,27723E+13	1,07479E+13	245	267
	96	1,27723E+13	1,07479E+13	245	267
	122	1,27723E+13	1,07479E+13	245	267
Pilar	Barra	$EI_{eff,II,y}$ (Nxmm ²)	$EI_{eff,II,z}$ (Nxmm ²)	b (mm)	h (mm)
P6	105	8,44853E+12	6,55473E+12	214	243
	102	8,44853E+12	6,55473E+12	214	243
	118	8,44805E+12	6,55403E+12	214	243

Quadro 5.17 – Secções equivalentes da fachada D

Substituindo no *Robot* as secções dos pilares apresentados nos quadros 5.16 e 5.17, é feito uma análise à encurvadura e obteve-se os resultados apresentados na Figura 5.29. Na Figura 5.29 pode-se observar que os valores vão aumentando à medida que os modos de encurvadura aumentam.

View:1	View:2	View:3	Loads	Load Combination	Buckling Analysis Results
Case/Mode		Critical coef.	Precision		
500/ 1		2,42045e+001	,04640e-004		
500/ 2		2,79229e+001	,72337e-004		
500/ 3		2,84954e+001	,41452e-004		
500/ 4		3,30042e+001	,56951e-003		
500/ 5		3,79480e+001	,19184e-004		
500/ 6		4,83741e+001	,31195e-003		
500/ 7		4,85386e+001	,74967e-003		
500/ 8		5,04980e+001	,33709e-003		
500/ 9		5,13334e+001	,05578e-003		
500/ 10		5,62315e+001	,03776e-003		
500/ 11		5,77250e+001	,73761e-004		
500/ 12		6,58598e+001	,98108e-003		
500/ 13		6,85008e+001	,56854e-003		
500/ 14		6,90483e+001	,09258e-003		
500/ 15		7,37719e+001	,02553e-003		
500/ 16		8,02344e+001	,51669e-003		
500/ 17		8,02904e+001	,13232e-003		
500/ 18		8,46290e+001	,03524e-003		
500/ 19		8,66407e+001	,56727e-004		
500/ 20		9,19881e+001	,04384e-004		
500/ 21		9,31732e+001	,00673e-004		
500/ 22		9,88223e+001	,49882e-003		
500/ 23		1,02817e+002	,88096e-004		
500/ 24		1,05031e+002	,33022e-003		
500/ 25		1,07033e+002	,12963e-004		
500/ 26		1,11336e+002	,53675e-004		
500/ 27		1,12720e+002	,78916e-003		

Figura 5.29 – fator crítico α_{cc} .

Pela Figura 5.29 conclui-se que está dispensada uma análise de 2ª ordem com os valores a ultrapassarem o limite mínimo de 10, sendo o valor mínimo observado de 24,2 no 1º modo de encurvadura.

Solução Final

Com os resultados encontrados conclui-se que as dimensões adotadas para o pilar são coerentes e satisfazem os requisitos de segurança propostos pelo EC4. Em anexo (Anexo B) é apresentado o relatório completo para todos os tramos do Pilar 6.

Análise dos Resultados

Fazendo uma análise comparativa dos resultados obtidos, conclui-se que para o cálculo do momento plástico em torno do eixo y-y registou-se a maior discrepância entre os valores, no entanto o erro associado é reduzido como se pode ver a seguir:

- $M_{pl,y,Rd} = 132,83 \text{ kNm}$ (Cálculos analíticos)

- $M_{pl,y,Rd} = 135,93 \text{ kNm}$ (Folha de cálculo, ver Anexo B)

- erro associado de $\Delta = 1 - \frac{132,83}{135,93} = 0,028 = 2,28\%$

Esta diferença de valores tem como causa o cálculo do eixo neutro e da altura h_n sendo que a diferença entre os dois meios de cálculo está nas décimas do milímetro:

- $h_{ny} = 76,5 \text{ mm}$ (Cálculos analíticos)

- $h_{ny} = 76,1 \text{ mm}$ (Folha de cálculo, ver Anexo B)

- erro associado de $\Delta = 1 - \frac{76,1}{76,5} = 0,0052 = 0,52\%$

No entanto nas verificações de segurança, os erros obtidos foram desprezáveis, principalmente na verificação à flexão desviada composta com compressão, com as diferenças a fazerem-se sentir nas casas das centésimas.

$$\text{Ação Combinada} - \frac{M_{Ed,y}}{\mu_{dy}M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{Ed,z}}{\mu_{dz}M_{pl,z,Rd}} \leq 0,95 \text{ (Cálculos analíticos)}$$

$$\text{Ação Combinada} - \frac{M_{Ed,y}}{\mu_{dy}M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{Ed,z}}{\mu_{dz}M_{pl,z,Rd}} \leq 0,96 \text{ (Folha de cálculo, ver Anexo B)}$$

Ainda observa-se uma redução das secções:

Secção de betão armado inicial

- 40x50 cm²;

Secção mista aço-betão

- 35x35 cm².

Ou seja obteve-se uma redução de 12,5% em relação à menor dimensão da secção em betão armado, e uma redução máxima de 30% em relação à dimensão máxima da secção de betão.

5.6 Considerações Finais

No presente capítulo procedeu-se à aplicação das rotinas de cálculo desenvolvidas a um caso de obra disponibilizado pela Empresa onde o estágio decorreu.

No âmbito deste trabalho, procedeu-se inicialmente ao estudo das normas Sul Africanas que se utilizaram para a quantificação das ações no edifício, e estudou-se o modelo desenvolvido de forma a conhecer as características gerais do edifício. Deste modo foi possível identificar os esforços mais condicionantes e os pilares mais solicitados.

Através da aplicação das rotinas desenvolvidas procedeu-se ao pré-dimensionamento e depois à verificação da segurança das secções. Inicialmente foi considerada uma análise de primeira ordem admitindo que uma análise de segunda ordem estaria dispensada segundo as

recomendações regulamentares do EC4. No final foi comprovada a validade da hipótese considerada inicialmente.

Procedeu-se então à validação dos cálculos efetuados nas rotinas desenvolvidas através de cálculos feitos à mão e com recurso a métodos simplificados. A comparação dos resultados obtidos por um e outro processo permitiu concluir da adequabilidade da solução encontrada.

A utilização desta ferramenta de cálculo demonstrou as potencialidades na obtenção de soluções otimizadas de pilares mistos aço-betão. Por outro lado, constitui uma solução excelente ao nível de gabinete de projeto porquanto, com elevado nível de interatividade permite de um modo rápido testar diversas soluções de secções.

6. Considerações Finais

6.1 Conclusões

Do objetivo inicial deste trabalho, estudo de estruturas mistas aço-betão, em concreto o estudo de pilares mistos, verifica-se que o emprego deste tipo de solução representa não só uma opção válida e competitiva em termos de solução estrutural, mas também uma solução com numerosas vantagens nos processos construtivos.

Das soluções estruturais possíveis de se implementar, os pilares com secção mista, apresentam dimensões mais reduzidas, mas com elevada capacidade de carga, maior rigidez devido associação do aço ao betão e ainda melhor desempenho sob os efeitos de encurvadura, ou seja têm o potencial de aumentar assim a área útil nos edifícios. Nos processos construtivos pode ser dispensado o uso de cofragens, quando se utiliza secções mistas preenchidas, proporcionando um local de trabalho mais limpo e com mais espaço de manobra, permitindo também economizar em termos de custo de construção e de tempo de execução.

No campo regulamentar, o uso do método simplificado recomendado pelo EC4, é uma mais-valia para o projetista, pois além de abranger a maior parte das secções que mais são utilizados, é um método que permite obter resultados coerentes e rigorosos sem recorrer a modelos de análise avançados, que muitas vezes não está ao alcance de todos.

Com o desenvolvimento de uma ferramenta de cálculo, apoiada numa plataforma informática, quis-se atingir o objetivo de conseguir um processo de cálculo que fosse expedito, útil e com relativa facilidade de manuseamento de dados. Esta ferramenta faz uso do método simplificado, já referido, para o dimensionamento dos pilares mistos, pelo que o utilizador deve pelo menos ter as noções básicas do campo de aplicação e dos limites inerentes a este

método. Com o caso de estudo que foi analisado durante o trabalho e a validação dos resultados recorrendo ao dimensionamento de um dos pilares como exemplo analítico, pode-se afirmar que o objetivo principal da ferramenta apresentada no trabalho foi alcançado. No entanto é preciso salientar que se a ferramenta for comparada com modelos de análise avançados que têm maior precisão de cálculo, recorrendo mesmo ao uso do método geral, também preconizado no EC4, é previsível que se tenha um erro associado nos dados de saída, no entanto este erro deverá de ser de reduzida escala. Como alternativa, esta ferramenta pode ser utilizada num processo de pré-dimensionamento das soluções, partindo depois para uma análise mais avançada.

6.2 Recomendações de Desenvolvimentos Futuros

Concluído este trabalho, é possível estabelecer algumas recomendações acerca de desenvolvimentos futuros nomeadamente:

- Aumentar a gama dos tipos de secções que podem ser analisadas pela ferramenta, passando para além das secções revestidas e das secções tubulares quadradas/retangulares, para as secções parcialmente revestidas, as secções tubulares circulares e outros tipos de secções que podem ser analisadas pelo método simplificado.
- Aumentar o número de pilares que podem ser analisados de cada vez, de forma a poder englobar todos os pilares pretendidos.
- Melhorar a interação entre as plataformas da *Microsoft Office Excel* com a *Autodesk Robot Structural Analysis*, transformando a comunicação entre elas em vias de dois sentidos, ou seja, aliar à via existente em que o *Excel* extrai os dados pertinentes do *Robot* à capacidade

de enviar dados do *Excel* para o *Robot*, alargando também o tipo de dados que se podem trocar entre estas duas plataformas.

- Introduzir uma vertente de verificação ao fogo tendo como base a Parte 1-2 do EC4.
- Avançar numa validação da metodologia simplificada de verificação das secções de pilares mistos aço-betão usada no presente trabalho, confrontando os resultados da sua aplicação com os obtidos a partir da aplicação de modelos de análise avançados.

7. Bibliografia

- [1] NP EN 1994-1-1 (2010) – Eurocódigo 4: Projeto de estruturas mistas aço-betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.
- [2] Estruturas Mistadas de Aço e Betão. Luís Calado e João Santos. IST Press, 2010
- [3] Figueiredo, Luciana. M. B., 1998. Projeto e Construção de Pilares Mistos Aço-Concreto. Universidade de São Paulo. (Dissertação de Mestrado)
- [4] Guimarães, Jorge A. T., 2009. Análise e Dimensionamento de Pórticos Mistos Aço-Betão. Universidade do Porto. (Dissertação de Mestrado)
- [5] Rodrigues, Luís F. P., 2008. Desenvolvimento de um Toolkit em Excel para o Dimensionamento de Pilares Mistos segundo o Eurocódigo 4. (Dissertação de Mestrado)
- [6] De Nardin, Silvana, 1999. Estudo Teórico-Experimental de Pilares Mistos Compostos por Tubos de Aço Preenchidos com Concreto de Alta Resistência. Universidade de São Paulo. (Dissertação de Mestrado)
- [7] De Nardin, Silvana, 2003. Pilares Mistos Preenchidos: Estudo da Flexo-Compressão e de Ligações Viga Pilar. Universidade de São Paulo. (Dissertação de Doutorado)
- [8] Mizuno, Camila M., 2012. Representação de Pilares Mistos Parcialmente Revestidos Utilizando Perfis de Aço: Utilização do Pacote Computacional SAP200. Universidade Federal de São Carlos
- [9] Alva, Gerson M. S., 2000. Sobre o Projeto de Edifícios em Estrutura Mista Aço-Concreto. Universidade de São Paulo. (Dissertação de Mestrado)

- [10] Fabrizzi, Marcela De A., 2007. Contribuição para o Projeto e Dimensionamento de Edifícios de Múltiplos Andares com Elementos Estruturais Mistos Aço-Betão. Universidade de São Paulo. (Dissertação de Mestrado)
- [11] Motim D, Vinagre J., Silvestre N. Estabilidade de Estruturas de Betão, Aço e Mistas. Análise Comparativa das Disposições dos Eurocódigos 2, 3 e 4.
- [12] Dos Santos, Rafael A., 2013. Comportamento Estrutural de Colunas Curtas Tubulares Mistas Aço-Betão. Instituto Superior Técnico de Lisboa. (Dissertação de Mestrado)
- [13] Alva G., Malite M., 2005. Comportamento Estrutural e Dimensionamento de Elementos Mistos Aço-Concreto. Cadernos de Engenharia de São Carlos, v. 7, n. 25, p. 51-84.
- [14] Da Silva, Romulo D., 2006. Estudo da Aderência Aço-Concreto em Pilares Mistos Preenchidos. Universidade de São Paulo. (Dissertação de Mestrado)
- [15] Shanmugam, N. E., Lakshmi, B., 2001. State of Art on Steel-Concrete Composite Column. Journal of Constructional Steel Research 57 (2001), p. 1041-1080.
- [16] Arcelor, Steel-Concrete Composite Construction Using Rolled Section. 2005
- [17] Félix, Carlos M., 2009. Elementos de Apoio à Disciplina Estruturas de Betão Armado 1, Materiais e suas Propriedades, Licenciatura em Engenharia Civil. Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- [18] NP EN 1992-1-1 (2010) – Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.
- [19] NP EN 1993-1-1 (2010) – Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.
- [20] API <http://forums.autodesk.com/t5/robot-structural-analysis>

- [21] South African National Standard: SANS 10160-1 (2010): Basis of Structural Design and Action for Building and Industrial Structures, Part 1: Basis of Structural Design
- [22] South African National Standard: SANS 10160-2 (2010): Basis of Structural Design and Action for Building and Industrial Structures, Part 2: Self-Weight and Imposed Loads
- [23] South African National Standard: SANS 10160-3 (2010): Basis of Structural Design and Action for Building and Industrial Structures, Part 3: Wind Actions
- [24] South African National Standard: SANS 10160-4 (2010): Basis of Structural Design and Action for Building and Industrial Structures, Part 1: Seismic Actions and General Requirements for Buildings
- [25] <https://www.flickr.com/photos/avlxyz/7463332428/> (Consultado em 01/10/2014).
- [26] <http://www.aviewoncities.com/frankfurt/commerzbanktower.htm> (Consultado em 01/10/2014).
- [27] http://en.wikipedia.org/wiki/Millennium_Tower_%28Vienna%29 (Consultado em 01/10/2014).
- [28] <http://www.emporis.com/building/shanghai-tower-shanghai-china> (Consultado em 01/10/2014)
- [29] <http://www.emporis.com/building/casseldenplace-melbourne-australia> (Consultado em 20/10/2014).
- [30] <http://www.ctbuh.org/LinkClick.aspx?fileticket=a1ppDY9UeqM%3D&tabid=1090&> (Consultado em 20/10/2014)
- [31] Hanswille, G. 2008. Eurocode 4 Composite Columns. Eurocodes, Background and applications, Dissemination of Information for Training, 18-20 February, Brussels,

[32] <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=39046> (Consultado em 20/10/2014).

Anexo A

Neste anexo estão reunidos todos os cálculos efetuados no Capítulo 5 de forma exaustiva, e seguem a mesma sequência apresentada no capítulo referido. Só será feita a numeração das equações que ainda não foram numeradas nos capítulos anteriores.

Armadura:

$$As = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \quad \text{Equação A. 1}$$

$$A = \frac{\pi \times 12^2}{4} = 452 \text{ mm}^2$$

$$Ws, y = 4 \times \frac{\pi \times \phi^2}{4} \times d \quad \text{Equação A. 2}$$

$$Ws, y = 4 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} \times \left(\frac{350}{2} - 40 - 6 - 6 \right) = 55644 \text{ mm}^3$$

$$Ws, z = 4 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} \times \left(\frac{350}{2} - 40 - 6 - 6 \right) = 55644 \text{ mm}^3$$

$$Is = 4 \times \left(\frac{\pi \times \phi^4}{64} + As \times d^2 \right) \quad \text{Equação A. 3}$$

$$Is, y = 4 \times \left(\frac{\pi \times 12^4}{64} + \frac{\pi \times 12^2}{4} \times \left(\frac{350}{2} - 40 - 6 - 6 \right)^2 \right) = 6848270 \text{ mm}^4$$

$$Is, z = 4 \times \left(\frac{\pi \times 12^4}{64} + \frac{\pi \times 12^2}{4} \times \left(\frac{350}{2} - 40 - 6 - 6 \right)^2 \right) = 6848270 \text{ mm}^4$$

Betão

Secção de betão adotado - 350x350

Verificação da secção máxima de betão a considerar - Cláusula 6.7.3.1 (2)

$$c_y = \frac{350}{2} - \frac{180}{2} = 85 \text{ mm} \leq 0,3b_w = 0,4 \times 180 = 72 \text{ mm} \text{ (Não Verifica!)}$$

$$\text{Logo, } b_c = b_w + 2 \times 0,4 \times b_w. \quad \text{Equação A. 4}$$

$$c_z = \frac{350}{2} - \frac{171}{2} = 89,5 \text{ mm} \leq 0,3h_w = 0,3 \times 171 = 51,3 \text{ mm} \text{ (Não Verifica!)}$$

Logo, $h_c = h_w + 2 \times 0,3 \times h_w$. Equação A. 5

$Ac = h_c \times b_c - A_a - A_s = 83664 \text{ mm}^2$ Equação A. 6

$Wc, pl, y = \frac{b_c \times h_c^2}{4} - W_{a,y} - W_{s,y} = 5682870 \text{ mm}^3$ Equação A. 7

$Wc, pl, z = \frac{h_c \times b_c^2}{4} - W_{a,z} - W_{s,z} = 6968214 \text{ mm}^3$ Equação A. 8

$Ic, y = \frac{b_c \times h_c^3}{12} - I_{a,y} - I_{s,y} = 521035065 \text{ mm}^4$ Equação A. 9

$Ic, z = \frac{h_c \times b_c^3}{12} - I_{a,z} - I_{s,z} = 759384437 \text{ mm}^4$ Equação A. 10

Cálculo da Altura h_n

Eixo y-y

Admitindo o eixo neutro na alma do perfil

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd} - A_{sn}(2f_{sd} - \alpha_{ccfcd})}{2b_c\alpha_{ccfcd} + 2t_w(2f_{yd} - \alpha_{ccfcd})}$$

$$h_n = \frac{1422,8 \times 10^3 - 0}{2 \times 324 \times 0,85 \times 20 + 2 \times 6 \times (2 \times 275 - 0,85 \times 20)}$$

$h_n = 81,7 \text{ mm} > \frac{h_w}{2} - t_f = \frac{171}{2} - 9,5 = 76 \text{ mm}$, não está na alma do perfil.

Admitindo o eixo neutro no banzo do perfil

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd} - A_{sn}(2f_{sd} - \alpha_{ccfcd}) + (b_w - t_w)(h_w - 2t_f)(2f_{yd} - \alpha_{ccfcd})}{2b_c\alpha_{ccfcd} + 2b_w(2f_{yd} - \alpha_{ccfcd})}$$

$$h_n = \frac{1422,8 \times 10^3 - 0 + (180 - 6) \times (171 - 2 \times 9,5) \times (2 \times 275 - 0,85 \times 20)}{2 \times 324 \times 0,85 \times 20 + 2 \times 180 \times (2 \times 275 - 0,85 \times 20)}$$

$h_n = 76,5 \text{ mm} > \frac{h_w}{2} - t_f = \frac{171}{2} - 9,5 = 76 \text{ mm}$ e $h_n < \frac{h_w}{2} = \frac{171}{2} = 85,5 \text{ mm}$, o eixo neutro se encontra no banzo do perfil.

Eixo z-z

Admitindo o eixo neutro no banzo do perfil

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd} - A_{sn}(2f_{sd} - \alpha_{ccfcd}) + t_w(2t_f - h_w)(2f_{yd} - \alpha_{ccfcd})}{2h_c\alpha_{ccfcd} + 4t_f(2f_{yd} - \alpha_{ccfcd})}$$

$$h_n = \frac{1422,8 \times 10^3 - 0 + 6 \times (2 \times 9,5 - 171) \times (2 \times 275 - 0,85 \times 20)}{2 \times 273,6 \times 0,85 \times 20 + 4 \times 9,5 \times (2 \times 275 - 0,85 \times 20)}$$

$h_n = 31,7 \text{ mm} > \frac{t_w}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ mm}$ e $h_n < \frac{b_w}{2} = \frac{180}{2} = 90 \text{ mm}$, o eixo neutro se encontra no banzo.

Cálculo das Resistências

De acordo com as expressões 3.18, 3.32, 3.33, 3.35, 3.42.

$$N_{pl,Rk} = 0,85 \times 83664 \times 30 + 4530 \times 275 + 452 \times 500 = 3605,2 \text{ kN}$$

$$N_{pl,Rd} = 0,85 \times 83664 \times 20 + 4530 \times 275 + 452 \times 434,8 = 2864,6 \text{ kN}$$

$$N_{pm,Rd} = 0,85 \times 83664 \times 20 = 1422,8 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd,y} = A_{vy} \times \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 3798 \times \frac{275}{\sqrt{3}} = 603 \text{ kN} \quad \text{Equação A. 11}$$

$$\frac{V_{Ed,y}}{V_{pl,Rd,y}} = \frac{12,33}{603} = 0,02 < 0,5, \text{ logo não há interação entre o esforço transversal e o momento}$$

$$V_{pl,Rd,z} = A_{vz} \times \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} = 1447 \times \frac{275}{\sqrt{3}} = 229,7 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed,z}}{V_{pl,Rd,z}} = \frac{19,67}{229,7} = 0,08 < 0,5, \text{ logo não há interação entre o esforço transversal e o momento}$$

$$M_{máx,y} = 324900 \times 275 + 55644 \times 434,8 + 5682870 \times 0,85 \times \frac{20}{2} = 161,84 \text{ kN} \times m$$

$$M_{máx,z} = 156500 \times 275 + 55644 \times 434,8 + 6968214 \times 0,85 \times \frac{20}{2} = 126,5 \text{ kN} \times m$$

$$W_{pa,y,n} = b_w \times h_n^2 - \frac{(b_w - t_w)(h_w - 2t_f)^2}{4} = 180 \times 76,5^2 - \frac{(180 - 6)(171 - 2 \times 9,5)^2}{4} = 48381 \text{ mm}^3$$

$$W_{pa,z,n} = 2t_f \times h_n^2 + \frac{(h_w - 2t_f)t_w^2}{4} = 2 \times 9,5 \times 31,7^2 + \frac{(171 - 2 \times 9,5) \times 6^2}{4} = 20460,9 \text{ mm}^3$$

$W_{ps,y,n} = 0$, nenhum varão da armadura está no alinhamento do eixo neutro plástico.

$W_{ps,z,n} = 0$, nenhum varão da armadura está no alinhamento do eixo neutro plástico.

$$W_{pc,y,n} = b_c h_n^2 - W_{pa,y,n} - W_{ps,y,n} = 324 \times 76,5^2 - 48381 = 1847748 \text{ mm}^3$$

$$W_{pc,z,n} = h_c h_n^2 - W_{pa,z,n} - W_{ps,z,n} = 273,6 \times 31,7^2 - 20460,9 = 254477 \text{ mm}^3$$

$$M_{n,y,Rd} = 48381 \times 275 + 0 \times 434,8 + 1847748 \times 0,85 \times \frac{20}{2} = 29,01 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$M_{n,z,Rd} = 20460,9 \times 275 + 0 \times 434,8 + 254477 \times 0,85 \times \frac{20}{2} = 7,79 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$M_{pl,y,Rd} = 161,84 - 29,01 = 132,83 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$M_{pl,z,Rd} = 126,5 - 7,79 = 118,71 \text{ kN} \times \text{m}$$

Verificações Regulamentares

- Disposições Construtivas

Cláusula 6.7.5.1 (2) – Recobrimento mínimo do perfil

$$c = \min\{c_y; c_z\}$$

$$c = \min\{85; 89,5\}$$

$$c = 85$$

$$c \geq \left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ mm} \\ \frac{bw}{6} = \frac{180}{6} = 30 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Logo, o recobrimento mínimo do perfil é verificado.

Cláusula 6.7.5.2 (1) – Armadura mínima.

$$A_s = 456 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} \geq 0,3\% A_c$$

$$A_{s,min} \geq 0,003 \times 83664$$

$$A_{s,min} \geq 251 \text{ mm}^2$$

Logo, a armadura mínima é verificada.

Cláusula 6.7.3.1 (3) - Armadura máxima.

$$A_s = 452 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,m\acute{a}x} \leq 6\%A_c$$

$$A_{s,m\acute{a}x} \leq 0,06 \times 83664$$

$$A_{s,m\acute{a}x} \leq 5020 \text{ mm}^2$$

Logo, a armadura máxima é verificada.

- Relacao de Contribuicao do Aço δ

Cláusula 6.7.1 (4)

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9$$

Cláusula 6.7.3.3 (1)

$$\delta = \frac{A_a \times f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (3.25)$$

$$\delta = \frac{4530 \times 275 \times 10^{-3}}{2864,6}$$

$$\delta = 0,43$$

Conclui-se que está dentro do intervalo admissível.

- Esbelteza Normalizada

Cláusula 6.7.3.1 (1)

$$\bar{\lambda} \leq 2,0$$

Cláusula 6.7.3.3 (2)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}$$

Cláusula 6.7.3.3 (3) – Rigidez efetiva.

$$k_e = 0,6$$

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + k_e \times E_{c,eff} I_c$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times (EI)_{eff}}{L^2}$$

Eixo y-y

$$(EI)_{eff,y} = E_a I_{a,y} + E_s I_{s,y} + k_e \times E_{c,eff} I_{c,y}$$

$$(EI)_{eff,y} = 210 \times 25100000 + 210 \times 6848270 + 0,6 \times 10,28 \times 521035065$$

$$(EI)_{eff,y} = 9,92288 \times 10^{12} N \times mm^2$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times (EI)_{eff,y}}{L_y^2}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \times 9,92288 \times 10^{12}}{(0,7 \times 4600)^2}$$

$$N_{cr,y} = 9445517,2 N$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{pL,Rk}}{N_{cr,y}}}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{3605,2 \times 10^3}{9445517,2}}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,62$$

Eixo z-z

$$(EI)_{eff,z} = E_a I_{a,z} + E_s I_{s,z} + k_e \times E_{c,eff} I_{c,z}$$

$$(EI)_{eff,z} = 210 \times 9246000 + 210 \times 6848270 + 0,6 \times 10,28 \times 759384437$$

$$(EI)_{eff,z} = 8,06368 \times 10^{12} N \times mm^2$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times (EI)_{eff,z}}{L_z^2}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \times 8,06368 \times 10^{12}}{(0,7 \times 4600)^2}$$

$$N_{cr,z} = 7675758,2 N$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{pL,Rk}}{N_{cr,z}}}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{3605,2 \times 10^3}{7675758,2}}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,68$$

Logo, a esbelteza normalizada está verificada nas duas direções.

- Relação altura-largura

$$0,2 \leq \frac{h}{b} \leq 5,0$$

$$\frac{h}{c} = \frac{350}{350} = 1$$

Conclui-se que a relação altura-largura está dentro do intervalo admissível.

- Efeitos da Configuração Deformada da Estrutura

Cláusula 6.7.3.4 (2) – Rigidez efetiva de segunda ordem

$$k_{e,II} = 0,5$$

$$k_{\theta} = 0,9$$

$$(EI)_{eff,II} = k_0(E_a I_a + E_s I_s + k_{e,II} \times E_{c,eff} I_c)$$

Cláusula 6.7.3.4 (3) – Carga crítica de segunda ordem.

$$N_{cr,eff} = \frac{\pi^2 \times (EI)_{eff,II}}{L^2}$$

Cláusula 5.2.1 (3) – Fator de multiplicação para obter instabilidade elástica.

$$\alpha_{cr} \geq 10$$

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr,eff}}{N_{Ed}}$$

Eixo y-y

$$(EI)_{eff,II,y} = k_0(E_a I_{a,y} + E_s I_{s,y} + k_{e,II} \times E_{c,eff} I_{c,y})$$

$$(EI)_{eff,II,y} = 0,9 \times (210 \times 25100000 + 210 \times 6848270 + 0,5 \times 10,28 \times 521035065)$$

$$(EI)_{eff,II,y} = 8,44853 \times 10^{12}$$

$$N_{cr,eff,y} = \frac{\pi^2 \times (EI)_{eff,II,y}}{L_y^2}$$

$$N_{cr,eff,y} = \frac{\pi^2 \times 8,44853 \times 10^{12}}{4600^2}$$

$$N_{cr,eff,y} = 3940626 \text{ N}$$

$$\alpha_{cr,y} = \frac{N_{cr,eff,y}}{N_{Ed}}$$

$$\alpha_{cr,y} = \frac{3940626}{845,07 \times 10^3}$$

$$\alpha_{cr,y} = 4,66$$

O resultado indica que é preciso ter em conta os efeitos de segunda ordem.

Eixo z-z

$$(EI)_{eff,II,z} = k_0(E_a I_{a,z} + E_s I_{s,z} + k_{e,II} \times E_{c,eff} I_{c,z})$$

$$(EI)_{eff,II,z} = 0,9 \times (210 \times 9246000 + 210 \times 6848270 + 0,5 \times 10,28 \times 759384437)$$

$$(EI)_{eff,II,z} = 6,55473 \times 10^{12}$$

$$N_{cr,eff,z} = \frac{\pi^2 \times (EI)_{eff,II,z}}{L_z^2}$$

$$N_{cr,eff,z} = \frac{\pi^2 \times 6,55473 \times 10^{12}}{4600^2}$$

$$N_{cr,eff,y} = 3057306 \text{ N}$$

$$\alpha_{cr,z} = \frac{N_{cr,eff,z}}{N_{Ed}}$$

$$\alpha_{cr,z} = \frac{3057306}{845,07}$$

$$\alpha_{cr,z} = 3,62$$

O resultado indica que é preciso ter em conta os efeitos de segunda ordem.

Cláusula 6.7.3.4 (5) – Fator de amplificação dos momentos fletores para ter em conta os efeitos de segunda ordem.

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

$$\beta = 0,66 + 0,44 \times r$$

Eixo y-y

$$k_y = \frac{\beta_y}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff,y}} \geq 1,0$$

$$\beta_y = 0,66 + 0,44 \times r_y$$

$$r_y = \frac{28,01}{-59,50} = -0,47$$

$$\beta_y = 0,66 + 0,44 \times (-0,47)$$

$$\beta_y = 0,45$$

$$k_y = \frac{0,45}{1 - 845,07 \times 10^3 / 3940626}$$

$$k_y = 0,57 \rightarrow 1$$

Eixo z-z

$$k_z = \frac{\beta_z}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff,z}} \geq 1,0$$

$$\beta_z = 0,66 + 0,44 \times r_z$$

$$r_z = \frac{-0,05}{-16,80} = 0,003$$

$$\beta_z = 0,66 + 0,44 \times 0,003$$

$$\beta_z = 0,66$$

$$k_z = \frac{0,66}{1 - 845,07 \times 10^3 / 3057306}$$

$$k_z = 0,91 \rightarrow 1$$

Amplificação dos momentos devido às imperfeições iniciais.

$$\beta_{imp} = 1$$

$$k_{imp} = \frac{1}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff}} \geq 1,0$$

Eixo y-y

$$k_{imp,y} = \frac{1}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff,y}} \geq 1,0$$

$$k_{imp,y} = \frac{1}{1 - 845,07 \times 10^3 / 3940626}$$

$$k_{imp,y} = 1,27$$

Eixo z-z

$$k_{imp,z} = \frac{1}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff,z}} \geq 1,0$$

$$k_{imp,z} = \frac{1}{1 - 845,07 \times 10^3 / 3057306}$$

$$k_{imp,z} = 1,38$$

- Imperfeições Iniciais do Elemento

De acordo com o quadro 6.5:

Eixo de Encurvadura y-y

$$e_{0,z} = \frac{L_y}{200} \quad (5.25)$$

$$e_{0,z} = \frac{4600}{200}$$

$$e_{0,z} = 23 \text{ mm}$$

$$M_{0,y} = N_{Ed} \times e_{0,z} \quad (5.26)$$

$$M_{0,y} = 845,07 \times 0,023$$

$$M_{0,y} = 19,44 \text{ kN} \times \text{m}$$

Eixo de Encurvadura z-z

$$e_{0,y} = \frac{L_z}{150} \quad (5.27)$$

$$e_{0,y} = \frac{4600}{150}$$

$$e_{0,y} = 30,7 \text{ mm}$$

$$M_{0,z} = N_{Ed} \times e_{0,y}$$

$$M_{0,z} = 845,07 \times 0,00307$$

$$M_{0,z} = 25,94 \text{ kN} \times \text{m}$$

Verificação da Segurança

- Coluna Mista à Compressão (Cláusula 6.7.3.5)

Cláusula 6.7.3.5 (2)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \times N_{pl,Rd}} \leq 1$$

Cláusula 6.3.1.2 (1) da EN1993-1-1

Coeficiente de Redução

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

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

α - Fator de Imperfeição no Quadro 6.5

Eixo y-y

$\alpha_y = 0,34$ – curva b

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\phi_y = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,62 - 0,2) + 0,62^2]$$

$$\phi_y = 0,76$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,76 + \sqrt{0,76^2 - 0,62^2}}$$

$$\chi_y = 0,83$$

$$\frac{845,07}{0,83 \times 2864,6} = 0,36$$

Eixo z-z

$\alpha_z = 0,49$ – curva c

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\phi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,68 - 0,2) + 0,68^2]$$

$$\phi_z = 0,85$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,85 + \sqrt{0,85^2 - 0,68^2}}$$

$$\chi_z = 0,74$$

$$\frac{845,07}{0,74 \times 2864,6} = 0,40$$

A coluna está verificada à compressão nas duas direções.

- Coluna Mista à Flexão Desviada com Compressão (Cláusula 6.7.3.7)

Por existir momentos a atuar nas duas direções está-se perante uma flexão desviada.

Cláusula 6.7.3.7 (2)

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

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

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

Eixo y-y

Cláusula 6.7.3.6 (2)

$$\alpha_{M,y} = 0,9$$

Para uma $N_{Ed} = 845,07$ kN

Primeiro é preciso enquadrar o esforço axial atuante nas curvas de interação M-N (ver figura 3.7).

$$N_{pm,Rd} > N_{Ed} > \frac{N_{pm,Rd}}{2}$$

$$1422,8 > 845,07 > \frac{1422,8}{2} = 711,4$$

A partir da localização do esforço axial atuante é possível chegar ao momento resistente e ao coeficiente μ_d conforme a figura 3.7.

$$M_{pl,N,y,Rd} = \frac{(N_{pm,Rd} - N_{Ed}) \times (M_{máx,y,Rd} - M_{pl,y,Rd})}{\frac{N_{pm,Rd}}{2}} + M_{pl,y,Rd} \quad (5.14)$$

$$M_{pl,N,z,Rd} = \frac{(1422,8 - 845,07) \times (161,84 - 132,83)}{\frac{1422,8}{2}} + 132,83 = 156,4 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$\mu_{dz} = \frac{156,4}{132,83} = 1,2$$

$$M'_{Ed,y} = k_y \times M_{Ed,y} + k_{imp,y} \times M_{0,y} = 1 \times 59,50 + 1,27 \times 19,44 = 84,2 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$\frac{84,2}{1,2 \times 132,83} = 0,53$$

A flexão composta é verificada para o eixo y-y.

Eixo z-z

Cláusula 6.7.3.6 (2)

$$\alpha_{M,z} = 0,9$$

Para uma $N_{Ed} = 845,07 \text{ kN}$

$$N_{pm,Rd} > N_{Ed} > \frac{N_{pm,Rd}}{2}$$

$$M_{pl,N,z,Rd} = \frac{(N_{pm,Rd} - N_{Ed}) \times (M_{máx,z,Rd} - M_{pl,z,Rd})}{\frac{N_{pm,Rd}}{2}} + M_{pl,z,Rd}$$

$$M_{pl,N,z,Rd} = \frac{(1422,8 - 845,07) \times (126,5 - 118,71)}{\frac{1422,8}{2}} + 118,71 = 125,04 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$\mu_{dz} = \frac{125,04}{118,71} = 1,05$$

$$M'_{Ed,z} = k_z \times M_{Ed,z} + k_{imp,z} \times M_{0,z} = 1 \times 16,80 + 1,38 \times 25,94 = 52,6 \text{ kN} \times \text{m}$$

$$\frac{52,6}{1,05 \times 118,71} = 0,42$$

A flexão composta é verificada para o eixo z-z.

Resistência Combinada

$$\frac{84,2}{1,2 \times 132,83} + \frac{52,6}{1,05 \times 118,71} = 0,95$$

A flexão desviada é verificada para a combinação dos dois eixos de solicitação.

Conexão de Corte

- Zona de Introdução de Carga

$$P_{Ed} = N_{Ed} \left(1 - \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}} \right) \quad (5.15)$$

$$P_{Ed} = 845,07 \left(1 - \frac{4530 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{2864,73} \right)$$

$$P_{Ed} = 477,6 \text{ kN}$$

Cláusula 6.7.4.2 (2) – Comprimento da zona de introdução de cargas.

$$L_e \leq \begin{cases} 2d \\ \frac{L}{3} \end{cases} \leq \begin{cases} 2 \times 350 \\ \frac{4600}{3} \end{cases}$$

$$L_e = 700 \text{ mm}$$

$$u = h_i \times 2 + b_w \times 2 + t_f \times 4 + \left(\frac{b_w}{2} - \frac{t_w}{2} \right) \times 4, \text{ perímetro da secção do perfil.} \quad (5.16)$$

$$u = 152 \times 2 + 180 \times 2 + 9,5 \times 4 + \left(\frac{180}{2} - \frac{6}{2} \right) \times 4$$

$$u = 1050 \text{ mm}$$

$$A = u \times L_e, \text{ área de corte.} \quad (5.17)$$

$$A = 1050 \times 700$$

$$A = 735000 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{Ed} = \frac{P_{Ed}}{A}, \text{ tensão de corte atuante} \quad (5.18)$$

$$\tau_{Ed} = \frac{477,6 \times 10^3}{735000}$$

$$\tau_{Ed} = 0,65 \text{ N/mm}^2$$

De acordo com o Quadro 6.6 τ_{Rd} para uma secção totalmente revestida é igual a 0,3 N/mm².

Da cláusula 6.7.4.3 (4) – Fator de majoração da resistência ao corte.

$$\beta_c = 1 + 0,02 \times c_z \left(1 - \frac{c_{z,min}}{c_z}\right) \quad (5.19)$$

$$\beta_c = 1 + 0,02 \times 89,5 \left(1 - \frac{40}{89,5}\right)$$

$$\beta_c = 1,99$$

$$\tau_{Rd} = 1,99 \times 0,3$$

$$\tau_{Rd} = 0,60 \text{ N/mm}^2$$

Logo, é preciso o usar conetores.

- N° de conetores necessários

Cláusula 6.6.3.1 (1) – Resistência dos conetores

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times f_u \times \pi \times \frac{d^2}{4}}{\gamma_v} \quad (5.20) \\ \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (5.21) \end{array} \right.$$

Adotando conetores, pernos de cabeça, 16x75 com um f_u de 420 MPa e considerando um coeficiente de atrito de $\mu=0,5$:

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{75}{16} = 4,4 \rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 420 \times \pi \times \frac{16^2}{4}}{1,25} \\ \frac{0,29 \times 1 \times 16^2 \sqrt{30 \times 33 \times 10^3}}{1,25} \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 54,045 \text{ kN} \\ 59,094 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = 54,045 \text{ kN}$$

$$\tau_{Rd} = \frac{P_{Rd,Total}}{A}$$

Resistência total

$$P_{Rd,Total} = n \times P_{Rd} + \mu \times P_{Rd} \quad (5.22)$$

$$\text{Fazendo } \tau_{Ed} = \tau_{Rd} = 0,65 = \frac{n \times 54,045 \times 10^3 + 0,5 \times 54,045 \times 10^3}{735000}$$

$$n = 8,33 = 9 \text{ pernos de cabeça.}$$

- Fora da Zona de Introdução de Carga

Coefficiente de homogeneização

$$n = \frac{E_a}{\frac{E_{cm}}{2}} \quad (5.23)$$

$$n = \frac{210}{\frac{33}{2}}$$

$$n = 12,73$$

$$I_{y,eq} = I_{c,y} + n(I_{a,y} + I_{s,y}), \text{ momento de inércia equivalente.} \quad (5.24)$$

$$I_{y,eq} = 521035065 + 12,73 \times (25100000 + 6848270)$$

$$I_{y,eq} = 927736542,1 \text{ mm}^4$$

Momento estático

$$Q_y = b_c \times c_z \times \left(\frac{h_c}{2} - \frac{c_z}{2} \right) \quad (5.25)$$

$$Q_y = 350 \times 89,5 \times \left(\frac{350}{2} - \frac{89,5}{2} \right)$$

$$Q_y = 4080081$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed,z} \times Q_y}{b \times I_{y,eq}} \quad (5.26)$$

$$\tau_{Ed} = \frac{19,67 \times 10^3 \times 4080081}{350 \times 927736542,1}$$

$$\tau_{Ed} = 0,25 \text{ N/mm}^2$$

De acordo com o Quadro 6.6 τ_{Rd} para uma secção totalmente revestida é igual a 0,3 N/mm².

$$\beta_c = 1,99$$

$$\tau_{Rd} = 1,99 \times 0,3$$

$$\tau_{Rd} = 0,60 \text{ N/mm}^2$$

Logo, não é preciso usar conetores.

Anexo B

Pilar Considerado

Barra	105
Nó Topo	162
Nó Base	15
Piso	1
Ly (mm)	4600
Lz (mm)	4600

Características Mecânicas dos Materiais

	Aço Estrutural	Betão	Armadura
Classe	S275	C30/37	S500
fk (MPa)	275	30	500
fd (MPa)	275	20,0	434,8
E (GPa)	210	33	210

Classe Estrutural	Classe de Exposição
S4	XC4

Dimensão do Agregado

dg (mm)	
15	

Cláusulas 3.2.1 e 3.2.6 da EN1993-1-1 para o aço estrutural

Cláusulas 3.1.2 e 3.1.3 da EN1992-1-1 para o betão

Cláusulas 3.2.2 da EN1992-1-1 e 3.2.6 da EN1993-1-1 para a armadura

Coeficientes Parciais de Segurança dos Materiais

γ_a	γ_c	γ_s	γ_v
1	1,5	1,15	1,25

Cláusula 6.1 da EN1993-1-1

Cláusula 2.4.2.4 (1) da EN1992-1-1

Condições de Apoio y-y

Base - Encastrado	Topo - Apoio Duplo
-------------------	--------------------

Condições de Apoio z-z

Base - Encastrado	Topo - Apoio Duplo
-------------------	--------------------

Coefficiente de Fluência φ	2,87
Módulo de Elasticidade Efetiva $E_{c,eff}$ (GPa)	10,28

Características da Secção do Pilar

Betão		Armadura*	
Altura h_c (mm)	350	Armadura longitudinal Φ (mm)	12
Largura b_c (mm)	350	nº total de varões n_v	4
Recobrimento do banzo c_y (mm)	85	nº de varões intermédios, z n_{vz}	0
Recobrimento do banzo c_z (mm)	89,5	nº de varões intermédios, y n_{vy}	0
Recobrimento nominal c^* (mm)	40	Cintas Φ_{cint} (mm)	6
Área A_c (mm ²)	83664	Área A_s (mm ²)	452
Momento de Inércia I_{cy} (mm ⁴)	521035065,1	Momento de Inércia I_{sy} (mm ⁴)	6848269,9
Módulo de flexão plástico W_{cy} (mm ³)	5682870	Módulo de flexão plástico W_{sy} (mm ³)	55644
Momento de Inércia I_{cz} (mm ⁴)	759384437,3	Momento de Inércia I_{sz} (mm ⁴)	6848269,9
Módulo de flexão plástico W_{cz} (mm ³)	6968215	Módulo de flexão plástico W_{sz} (mm ³)	55644

*Recobrimento de acordo com a secção 4 da EN1992-1-1

*É sempre considerado os 4 varões de canto. O nº de varões intermédios só se refere a uma face.

Centro de gravidade y_g (mm)

175

Distância entre varões s_y (mm)

234,0

Centro de gravidade z_g (mm)

175

Distância entre varões s_z (mm)

234,0

Aço Estrutural

Tipo de Perfil

Laminado

H

Designação

HE 180 A

hw (mm)

171

Iay (mm⁴)

25100000

G (kg/m)

35,50

bw (mm)

180

Way (mm³)

324900

∅

M 24

tw (mm)

6

Avz (mm²)

1447

 ρ_{min} (mm)

86

tf (mm)

9,5

iy (mm)

74,5

 ρ_{max} (mm)

92

r (mm)

15

Iaz (mm⁴)

9246000

AL (m²/m)

1,024

hi (mm)

152

Waz (mm³)

156500

As (m²/t)

28,83

d (mm)

122

Avy (mm²)

3798

Wely (mm³)

293600

Aa (mm²)

4530

iz (mm)

45,2

Welz (mm³)

102700

Eixo Neutro Plástico da Secção Mista

zply (mm)

60,7

hny (mm)

76,1

Obs.: Eixo neutro plástico no banzo

zplz (mm)

130,2

hnz (mm)

31,8

Obs.: Eixo neutro plástico no banzo

A parte superior da secção de betão é a referência inicial para o eixo y-y e o lado direito é a referência inicial para o eixo z-z. Sendo zply a distância até ao eixo y-y e zplz a distância até ao eixo z-z.

Esforços Atuantes

Esforços Resistentes

Combinação de Ação

Nº do caso de carga	Nome da combinação de ação
500	ULS_S

Esforço Axial Ned (kN)	845,07
Esforço transverso Ved,y (kN)	12,33
Esforço transverso Ved,z (kN)	-19,67
Momento fletor Med,y (kN.m)	-59,50
Momento fletor Med,z (kN.m)	-16,80

Axial resistente plástico característico Npl,Rk (kN)	3605,38
Axial resistente plástico de cálculo Npl,Rd (kN)	2864,73
Axial resistente Npm,Rd (kN)	1422,29
Transverso resistente plástico Vpl,y,Rd (kN)	603,01
Transverso resistente plástico Vpl,z,Rd (kN)	229,74
Momento fletor resistente Mpl,y,Rd (kN.m)	135,93
Momento fletor resistente Mpl,z,Rd (kN.m)	118,62
Momento fletor resistente Mmáx,y,Rd (kN.m)	161,84
Momento fletor resistente Mmáx,z,Rd (kN.m)	126,46

Esforços extraídos de Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

Obs.: Esforços da secção mais condicionante.

Forças atuando com excentricidades

Excentricidade inicial em z-z ez (mm)	0	
Axial com excentricidade Ned (kN)	0	Ned*ez (kN.m) 0
Excentricidade inicial em y-y ey (mm)	0	
Axial com excentricidade Ned (kN)	0	Ned*ey (kN.m) 0
Axial carga permanente NG (kN)	522,59	

Cláusula 6.2.5 (2) da EN1993-1-1
Cláusula 6.2.6 (2) da EN1993-1-1

Verificações Regulamentares

Disposições Construtivas

Recobrimento dos Banzos do Perfil

cp (mm)	85	Limite	40 mm	Verificação	Verifica!	$c \geq \max \{40\text{mm} ; b/6\}$
		Limite	bw/ 6	Verificação	Verifica!	bw é a largura do banzo do perfil Cláusula 6.7.5 da EN1994-1-1

Relação de Contribuição do Aço

δ	0,43	Limites	0,20	Verificação	Verifica!
		Limites	0,90	Verificação	Verifica!

Cláusula 6.7.1 (4) da EN1994-1-1

Armadura Longitudinal Mínima

Área A_s (mm ²)	452		
Área mínima $A_{s,mín}$ (mm ²)	251	Limite	0,003 * A_c Verificação Verifica!

Cláusula 6.7.5.2 (1) da EN1994-1-1

Verificação da Aplicabilidade do Método Simplificado

Esbelteza Normalizada

Eixo y-y

Coefficiente de correcção k_e	0,60		
Rigidez efectiva $(EI)_{eff,y}$ (N.mm ²)	9,92288E+12		
Esforço axial crítico elástico $N_{cr,y}$ (N)	9445518		
Esbelteza normalizada λ_y	0,62	Limite	2,00 Verificação Verifica!

Eixo z-z

Coefficiente de correcção k_e	0,60		
Rigidez efectiva $(EI)_{eff,z}$ (N.mm ²)	8,06368E+12		
Esforço axial crítico elástico $N_{cr,z}$ (N)	7675758		
Esbelteza normalizada λ_z	0,69	Limite	2,00 Verificação Verifica!

Cláusula 6.7.3.3 da EN1994-1-1

Armadura Longitudinal Máxima

Área A_s (mm ²)	452		
Área máxima $A_{s,máx}$ (mm ²)	5020	limite $0,06 * A_c$	Verificação Verifica!

Obs.: Pode-se considerar toda a armadura no cálculo da capacidade resistente da secção.

Cláusula 6.7.3.1 (3) da EN1994-1-1

Relação Altura-Largura

hc/bc	1,00	Limite 0,20	Verificação Verifica!
		Limite 5,00	Verificação Verifica!

Cláusula 6.7.3.1 (2) da EN1994-1-1

Espessura Máxima da Secção de Betão

cz (mm)	89,5	Limite $0,3 * h_w$	→	51,3	Obs.: A secção de betão a considerar está limitada a um $h_c = h_w + 2 * (0,3 * h_w)$.
cy (mm)	85	Limite $0,4 * b_w$	→	72	Obs.: A secção de betão a considerar está limitada a um $b_c = b_w + 2 * (0,4 * b_w)$.

Cláusula 6.7.3.1 (2) da EN1994-1-1

Efeitos da Configuração Deformada da Estrutura

Eixo y-y

Coefficiente de calibração K_0	0,90	
Coefficiente de correcção $K_{e,II}$	0,50	
Rigidez efectiva, 2ª ordem $(EI)_{eff,II,y}$ (N.mm ²)	8,44853E+12	
Esforço axial crítico elástico $N_{cr,eff,y}$ (N)	3940627	
Factor $\alpha_{cr,y}$	4,66	Obs.: É necessário considerar os efeitos de 2ª ordem.

Cláusula 5.2.1 (3) da EN1994-1-1

Cláusula 6.7.3.4 (2) da EN1994-1-1

Eixo z-z

Coeficiente de calibração K_0

0,90

Coeficiente de correcção $K_{e,II}$

0,50

Rigidez efectiva, 2ª ordem $(EI)_{eff,II,z}$ (N.mm²)

6,55473E+12

Esforço axial crítico elástico $N_{cr,eff,z}$ (N)

3057306

Factor $\alpha_{cr,z}$

3,62

É necessário considerar os efeitos de 2ª ordem.

Imperfeições Iniciais do Elemento

Eixo y-y

Esforço axial N_{ed} (kN)

845,07

 e_{0z} (mm)

L / 200

23,0

Momento flector
 $M_{0,y}$ (kN.m) $N_{ed} * L / 200$

19,44

Eixo z-z

Esforço axial N_{ed} (kN)

845,07

 e_{0y} (mm)

L / 150

30,7

Momento flector
 $M_{0,z}$ (kN.m) $N_{ed} * L / 150$

25,92

Quadro 6.5 da EN1994-1-1

Verificação da Segurança da Coluna

Coluna Mista à Compressão

Eixo y-y

Ned (kN)	845,07		
Esbelteza normalizada λ_y	0,62		
Coeficiente da curva de encurvadura α_y	0,34		
Coeficiente Φ_y	0,76		
Coeficiente redutor χ_y	0,83		
Ned / $\chi_y * N_{plRd}$	0,36	Limite	1,00
			Verifica!

Eixo z-z

Ned (kN)	845,07		
Esbelteza normalizada λ_z	0,69		
Coeficiente da curva de encurvadura α_z	0,49		
Coeficiente Φ_z	0,85		
coeficiente redutor χ_z	0,73		
Ned / $\chi_z * N_{plRd}$	0,40	Limite	1,00
			Verifica!

Cláusula 6.7.3.5 (1) da EN1994-1-1

Quadro 6.5 da EN1994-1-1

Coluna Mista à Flexão Composta com Compressão

Med (kN.m)	<input type="text" value="-"/>		
M0 (kN.m)	<input type="text" value="-"/>		
Factor de momento equivalente β	<input type="text" value="-"/>		
Coefficiente de amplificação K	<input type="text" value="-"/>		
Factor de momento equivalente β_{imp}	<input type="text" value="-"/>		
Coefficiente de amplificação K_{imp}	<input type="text" value="-"/>		
Med' (kN.m)	<input type="text" value="-"/>		
μ_d	<input type="text" value="-"/>		
Med'/($\mu_d * M_{plRd}$)	<input type="text" value="-"/>	Limite αM	<input type="text" value="0,90"/>
			<input type="text" value="-"/>

Cláusula 6.7.3.4 (5) da EN1994-1-1

Cláusula 6.7.3.6 (1) da EN1994-1-1

Coluna Mista à Flexão Desviada Composta com Compressão

Eixo y-y			
Med,y (kN.m)	<input type="text" value="59,50"/>		
M0,y (kN.m)	<input type="text" value="19,44"/>		
Factor de momento equivalente β_y	<input type="text" value="0,45"/>		
Coefficiente de amplificação K_y	<input type="text" value="1,00"/>		
Factor de momento equivalente $\beta_{imp,y}$	<input type="text" value="1,00"/>		
Coefficiente de amplificação $K_{imp,y}$	<input type="text" value="1,27"/>		
Med',y (kN.m)	<input type="text" value="84,25"/>		
$\mu_{d,y}$	<input type="text" value="1,15"/>		
Med',y/($\mu_{d,y} * M_{plRd,y}$)	<input type="text" value="0,54"/>	Limite αM	<input type="text" value="0,90"/>
			<input type="text" value="Verifica!"/>

Eixo z-z

Med,z (kN.m)	16,80		
M0,z (kN.m)	25,92		
Factor de momento equivalente β_z	0,66		
Coefficiente de amplificação Kz	1,00		
Factor de momento equivalente $\beta_{imp,z}$	1,00		
Coefficiente de amplificação Kimp,z	1,38		
Med',z (kN.m)	52,62		
$\mu_{d,z}$	1,05		
Med',z/($\mu_{d,z} * M_{plRd,z}$)	0,42	Limite α_M 0,90	Verifica!

Efeito Combinado

Med',y (kN.m)	84,25		
Med',z (kN.m)	52,62		
Med',y/ $\mu_{d,y} * M_{plRd,y} + Med',z / \mu_{d,z} * M_{plRd,z}$	0,96	1,00	Verifica!

Cláusula 6.7.3.7 da EN1994-1-1

Esforço Transverso

Eixo y-y

Ved,y (kN)	12,33	Ved,y/Vpl,Rd,y 0,02	1,00	Verifica!
Vpl,Rd,y (kN)	603,01	Obs.:	Não há interação entre o momento e o esforço transverso!	

Eixo z-z

Ved,z (kN)	19,67	Ved,z/Vpl,Rd,z 0,09	Limite 1,00	Verificação Verifica!
Vpl,Rd,z (kN)	229,74	Obs.:	Não há interação entre o momento e o esforço transverso!	

Cláusula 6.2.6 da EN1993-1-1

Cláusula 6.7.3 (4) da EN1994-1-1

Conexão de Corte

Zona de introdução de carga

Perímetro u (mm)	1050			
Comprimento L_e (mm)	700			
Área A mm ²	735000			
Ped (kN)	477,59			
τ_{ed} (MPa)	0,65			
β_c	1,99			
τ_{Rd} (MPa)	0,60	Verificação	Não Verifica!	Obs.: É preciso conectores!

Cláusula 6.7.4.3 da EN1994-1-1

Conectores

Designação	16x35		
d (mm)	16	PRd (kN)	54,05
f_u (MPa)	420	nº de Pernos	9
h_{sc} (mm)	30,5	PRd,Total (kN)	540,45
μ	0,5	τ_{Rd} (MPa)	0,74

Fora da zona de introdução de carga

$V_{ed,z}$ (kN)	19,67		
Q_y mm ³	4080081,25		
$I_{y,eq}$ mm ⁴	927649408,7		
b mm	350		
τ_{ed} (MPa)	0,25		
β_c	1,99		
τ_{Rd} (MPa)	0,60	Verificação	Verifica!
		Obs.:	Não é preciso conectores.

Conectores

Designação	16x35		
d (mm)	16	PRd (kN)	-
fu (MPa)	420	nº de Pernos	-
hsc (mm)	30,5	PRd,Total (kN)	-
μ	0,5	τ_{Rd} (MPa)	-

Verificação da cláusula 6.7.4.2 (9) do EC4 - Necessidade de reforço da armadura transversal

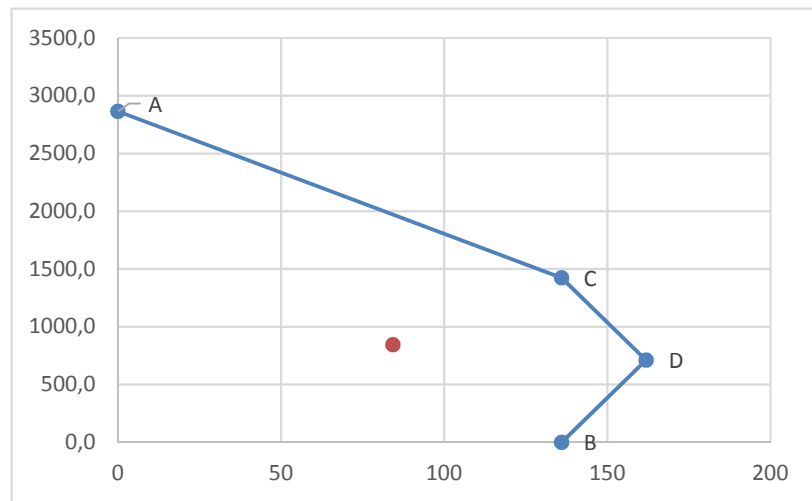
Axial actuante Ned kN	477,59	Corte longitudinal VL,1,ed kN	187,27	
Axial resistente do perfil Npl,a,Rd kN	1245,75	Recobrimento do banzo cy mm	85	
Axial resistente total Npl,Rd kN	2864,73	Coefficiente de redução u	0,528	
Corte longitudinal VL,ed kN	269,90	Comprimento Le mm	700	
Área total de betão Ac mm ²	83664,01	Inclinação das escora θ	45	
Área total de armadura As mm ²	452,39	cotg θ	1	
Área não diretamente ligada Ac1 mm ²	65975	Resistência das escoras VL,c1,Rd	1068,14	Verificação Verifica!
Área não diretamente ligada As1 mm ²	4	Resistência das armaduras VL,s1,Rd	458,95	Verificação Verifica!
Área de cintas Asf (2 Ramos) mm ²	56,55	Obs.:	Não é preciso um reforço da armadura transversal.	
Espaçamento entre cintas sf mm	150			

Curvas de Interação M-N

Eixo de Maior Inércia

Pontos	NRd	MRd
A	2864,7	0
C	1422,3	135,9
D	711,1	161,8
B	0	135,9

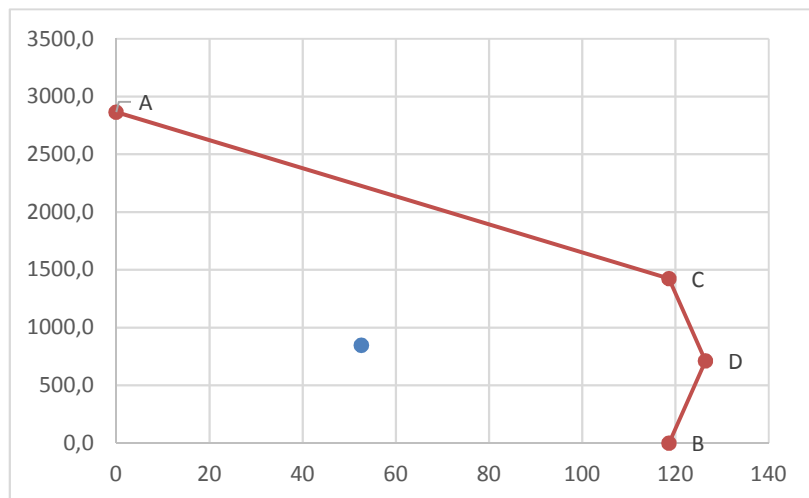
NEd	MEd
845,07	84,25



Eixo de Menor Inércia

Pontos	N	M
A	2864,7	0
C	1422,3	118,6
D	711,1	126,5
B	0,00	118,6

NEd	MEd
845,07	52,62



Observações Finais

Pilar Considerado		Características Mecânicas dos Materiais																								
Barra	102	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>Aço Estrutural</th> <th>Betão</th> <th>Armadura</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Classe</td> <td>S275</td> <td>C30/37</td> <td>S500</td> </tr> <tr> <td>fk (MPa)</td> <td>275</td> <td>30</td> <td>500</td> </tr> <tr> <td>fd (MPa)</td> <td>275</td> <td>20,0</td> <td>434,8</td> </tr> <tr> <td>E (GPa)</td> <td>210</td> <td>33</td> <td>210</td> </tr> </tbody> </table>				Aço Estrutural	Betão	Armadura	Classe	S275	C30/37	S500	fk (MPa)	275	30	500	fd (MPa)	275	20,0	434,8	E (GPa)	210	33	210	Classe Estrutural	Classe de Exposição
	Aço Estrutural	Betão	Armadura																							
Classe	S275	C30/37	S500																							
fk (MPa)	275	30	500																							
fd (MPa)	275	20,0	434,8																							
E (GPa)	210	33	210																							
Nó Topo	160				S4	XC4																				
Nó Base	162				Dimensão do Agregado																					
Piso	2	Cláusulas 3.2.1 e 3.2.6 da EN1993-1-1 para o aço estrutural			dg (mm)	15																				
Ly (mm)	4200	Cláusulas 3.1.2 e 3.1.3 da EN1992-1-1 para o betão																								
Lz (mm)	4200	Cláusulas 3.2.2 da EN1992-1-1 e 3.2.6 da EN1993-1-1 para a armadura																								
Coeficientes Parciais de Segurança dos Materiais																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>γ_a</th> <th>γ_c</th> <th>γ_s</th> <th>γ_v</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>1</td> <td>1,5</td> <td>1,15</td> <td>1,25</td> <td>Cláusula 6.1 da EN1993-1-1</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>Cláusula 2.4.2.4 (1) da EN1992-1-1</td> </tr> </tbody> </table>								γ_a	γ_c	γ_s	γ_v			1	1,5	1,15	1,25	Cláusula 6.1 da EN1993-1-1						Cláusula 2.4.2.4 (1) da EN1992-1-1		
	γ_a	γ_c	γ_s	γ_v																						
	1	1,5	1,15	1,25	Cláusula 6.1 da EN1993-1-1																					
					Cláusula 2.4.2.4 (1) da EN1992-1-1																					
Condições de Apoio y-y																										
Base - Apoio Duplo Topo - Apoio Duplo																										
Condições de Apoio z-z																										
Base - Apoio Duplo Topo - Apoio Duplo																										
<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Coeficiente de Fluência φ</td> <td>2,87</td> </tr> <tr> <td>Módulo de Elasticidade Efetiva $E_{c,eff}$ (GPa)</td> <td>10,28</td> </tr> </tbody> </table>							Coeficiente de Fluência φ	2,87	Módulo de Elasticidade Efetiva $E_{c,eff}$ (GPa)	10,28																
Coeficiente de Fluência φ	2,87																									
Módulo de Elasticidade Efetiva $E_{c,eff}$ (GPa)	10,28																									

Características da Secção do Pilar

Betão		Armadura*	
Altura h_c (mm)	350	Armadura longitudinal Φ (mm)	12
Largura b_c (mm)	350	nº total de varões n_v	4
Recobrimento do banzo c_y (mm)	85	nº de varões intermédios, z n_{vz}	0
Recobrimento do banzo c_z (mm)	89,5	nº de varões intermédios, y n_{vy}	0
Recobrimento nominal c^* (mm)	40	Cintas Φ_{cint} (mm)	6
Área A_c (mm ²)	83664	Área A_s (mm ²)	452
Momento de Inércia I_{cy} (mm ⁴)	521035065,1	Momento de Inércia I_{sy} (mm ⁴)	6848269,9
Módulo de flexão plástico W_{cy} (mm ³)	5682870	Módulo de flexão plástico W_{sy} (mm ³)	55644
Momento de Inércia I_{cz} (mm ⁴)	759384437,3	Momento de Inércia I_{sz} (mm ⁴)	6848269,9
Módulo de flexão plástico W_{cz} (mm ³)	6968215	Módulo de flexão plástico W_{sz} (mm ³)	55644

*Recobrimento de acordo com a secção 4 da EN1992-1-1

*É sempre considerado os 4 varões de canto. O nº de varões intermédios só se refere a uma face.

Centro de gravidade y_g (mm)

175

Distância entre varões s_y (mm)

234,0

Centro de gravidade z_g (mm)

175

Distância entre varões s_z (mm)

234,0

Aço Estrutural

Tipo de Perfil

Laminado

H

Designação

HE 180 A

hw (mm)

171

Iay (mm⁴)

25100000

G (kg/m)

35,50

bw (mm)

180

Way (mm³)

324900

∅

M 24

tw (mm)

6

Avz (mm²)

1447

 ρ_{min} (mm)

86

tf (mm)

9,5

iy (mm)

74,5

 ρ_{max} (mm)

92

r (mm)

15

Iaz (mm⁴)

9246000

AL (m²/m)

1,024

hi (mm)

152

Waz (mm³)

156500

As (m²/t)

28,83

d (mm)

122

Avy (mm²)

3798

Wely (mm³)

293600

Aa (mm²)

4530

iz (mm)

45,2

Welz (mm³)

102700

Eixo Neutro Plástico da Secção Mista

zply (mm)

60,7

hny (mm)

76,1

Obs.: Eixo neutro plástico no banzo

zplz (mm)

130,2

hnz (mm)

31,8

Obs.: Eixo neutro plástico no banzo

A parte superior da secção de betão é a referência inicial para o eixo y-y e o lado direito é a referência inicial para o eixo z-z. Sendo zply a distância até ao eixo y-y e zplz a distância até ao eixo z-z.

Esforços Atuantes

Combinação de Ação

Nº do caso de carga	Nome da combinação de ação
500	ULS_S

Esforço Axial Ned (kN)	552,79
Esforço transverso Ved,y (kN)	8,78
Esforço transverso Ved,z (kN)	-33,52
Momento fletor Med,y (kN.m)	78,53
Momento fletor Med,z (kN.m)	17,29

Esforços extraídos de Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

Obs.: Esforços da secção mais condicionante.

Forças atuando com excentricidades

Excentricidade inicial em z-z ez (mm)	0	
Axial com excentricidade Ned (kN)	0	Ned*ez (kN.m) 0
Excentricidade inicial em y-y ey (mm)	0	
Axial com excentricidade Ned (kN)	0	Ned*ey (kN.m) 0
Axial carga permanente NG (kN)	349,59	

Cláusula 6.2.5 (2) da EN1993-1-1
Cláusula 6.2.6 (2) da EN1993-1-1

Esforços Resistentes

Axial resistente plástico característico Npl,Rk (kN)	3605,38
Axial resistente plástico de cálculo Npl,Rd (kN)	2864,73
Axial resistente Npm,Rd (kN)	1422,29
Transverso resistente plástico Vpl,y,Rd (kN)	603,01
Transverso resistente plástico Vpl,z,Rd (kN)	229,74
Momento fletor resistente Mpl,y,Rd (kN.m)	135,93
Momento fletor resistente Mpl,z,Rd (kN.m)	118,62
Momento fletor resistente Mmáx,y,Rd (kN.m)	161,84
Momento fletor resistente Mmáx,z,Rd (kN.m)	126,46

Verificações Regulamentares

Disposições Construtivas

Recobrimento dos Banzos do Perfil

cp (mm)	85	Limite	40 mm	Verificação	Verifica!
		Limite	bw/ 6	Verificação	Verifica!

$c \geq \max \{40\text{mm} ; b/6\}$
bw é a largura do banzo do perfil
Cláusula 6.7.5 da EN1994-1-1

Relação de Contribuição do Aço

δ	0,43	Limites	0,20	Verificação	Verifica!
		Limites	0,90	Verificação	Verifica!

Cláusula 6.7.1 (4) da EN1994-1-1

Armadura Longitudinal Mínima

Área A_s (mm ²)	452		
Área mínima $A_{s,mín}$ (mm ²)	251	Limite	0,003 * A_c Verificação Verifica!

Cláusula 6.7.5.2 (1) da EN1994-1-1

Verificação da Aplicabilidade do Método Simplificado

Esbelteza Normalizada

Eixo y-y

Coefficiente de correcção k_e	0,60		
Rigidez efectiva $(EI)_{eff,y}$ (N.mm ²)	9,92288E+12		
Esforço axial crítico elástico $N_{cr,y}$ (N)	5551866		
Esbelteza normalizada λ_y	0,81	Limite	2,00 Verificação Verifica!

Eixo z-z

Coefficiente de correcção k_e	0,60		
Rigidez efectiva $(EI)_{eff,z}$ (N.mm ²)	8,06368E+12		
Esforço axial crítico elástico $N_{cr,z}$ (N)	4511640		
Esbelteza normalizada λ_z	0,89	Limite	2,00 Verificação Verifica!

Cláusula 6.7.3.3 da EN1994-1-1

Armadura Longitudinal Máxima

Área A_s (mm²)

452

Área máxima $A_{s,máx}$ (mm²)

5020

limite

 $0,06 * A_c$

Verificação

Verifica!

Obs.: Pode-se considerar toda a armadura no cálculo da capacidade resistente da secção.

Cláusula 6.7.3.1 (3) da EN1994-1-1

Relação Altura-Largura

hc/bc

1,00

Limite

0,20

Verificação

Verifica!

Limite

5,00

Verificação

Verifica!

Cláusula 6.7.3.1 (2) da EN1994-1-1

Espessura Máxima da Secção de Betão

cz (mm)

89,5

Limite

 $0,3 * h_w$

→

51,3

Obs.:

A secção de betão a considerar está limitada a um $h_c = h_w + 2 * (0,3 * h_w)$.

cy (mm)

85

Limite

 $0,4 * b_w$

→

72

Obs.:

A secção de betão a considerar está limitada a um $b_c = b_w + 2 * (0,4 * b_w)$.

Cláusula 6.7.3.1 (2) da EN1994-1-1

Efeitos da Configuração Deformada da Estrutura

Eixo y-y

Coeficiente de calibração K_0

0,90

Coeficiente de correcção $K_{e,II}$

0,50

Rigidez efectiva, 2ª ordem $(EI)_{eff,II,y}$ (N.mm²)

8,44853E+12

Esforço axial crítico elástico $N_{cr,eff,y}$ (N)

4726965

Factor $\alpha_{cr,y}$

8,55

Obs.:

É necessário considerar os efeitos de 2ª ordem.

Cláusula 5.2.1 (3) da EN1994-1-1

Cláusula 6.7.3.4 (2) da EN1994-1-1

Eixo z-z

Coeficiente de calibração K_0

0,90

Coeficiente de correcção $K_{e,II}$

0,50

Rigidez efectiva, 2ª ordem $(EI)_{eff,II,z}$ (N.mm²)

6,55473E+12

Esforço axial crítico elástico $N_{cr,eff,z}$ (N)

3667380

Factor $\alpha_{cr,z}$

6,63

É necessário considerar os efeitos de 2ª ordem.

Imperfeições Iniciais do Elemento

Eixo y-y

Esforço axial N_{ed} (kN)

552,79

 e_{0z} (mm)

L / 200

21,0

Momento flector
 $M_{0,y}$ (kN.m) $N_{ed} * L / 200$

11,61

Eixo z-z

Esforço axial N_{ed} (kN)

552,79

 e_{0y} (mm)

L / 150

28,0

Momento flector
 $M_{0,z}$ (kN.m) $N_{ed} * L / 150$

15,48

Quadro 6.5 da EN1994-1-1

Verificação da Segurança da Coluna

Coluna Mista à Compressão

Eixo y-y

Ned (kN)	552,79		
Esbelteza normalizada λ_y	0,81		
Coeficiente da curva de encurvadura α_y	0,34		
Coeficiente Φ_y	0,93		
Coeficiente redutor χ_y	0,72		
Ned / $\chi_y * N_{plRd}$	0,27	Limite	1,00
			Verifica!

Eixo z-z

Ned (kN)	552,79		
Esbelteza normalizada λ_z	0,89		
Coeficiente da curva de encurvadura α_z	0,49		
Coeficiente Φ_z	1,07		
coeficiente redutor χ_z	0,60		
Ned / $\chi_z * N_{plRd}$	0,32	Limite	1,00
			Verifica!

Cláusula 6.7.3.5 (1) da EN1994-1-1

Quadro 6.5 da EN1994-1-1

Coluna Mista à Flexão Composta com Compressão

Med (kN.m)	<input type="text" value="-"/>		
M0 (kN.m)	<input type="text" value="-"/>		
Factor de momento equivalente β	<input type="text" value="-"/>		
Coefficiente de amplificação K	<input type="text" value="-"/>		
Factor de momento equivalente β_{imp}	<input type="text" value="-"/>		
Coefficiente de amplificação K_{imp}	<input type="text" value="-"/>		
Med' (kN.m)	<input type="text" value="-"/>		
μ_d	<input type="text" value="-"/>		
Med'/($\mu_d * M_{plRd}$)	<input type="text" value="-"/>	Limite α_M	<input type="text" value="0,90"/>
			<input type="text" value="-"/>

Cláusula 6.7.3.4 (5) da EN1994-1-1

Cláusula 6.7.3.6 (1) da EN1994-1-1

Coluna Mista à Flexão Desviada Composta com Compressão

Eixo y-y			
Med,y (kN.m)	<input type="text" value="78,53"/>		
M0,y (kN.m)	<input type="text" value="11,61"/>		
Factor de momento equivalente β_y	<input type="text" value="0,44"/>		
Coefficiente de amplificação K_y	<input type="text" value="1,00"/>		
Factor de momento equivalente $\beta_{imp,y}$	<input type="text" value="1,00"/>		
Coefficiente de amplificação $K_{imp,y}$	<input type="text" value="1,13"/>		
Med',y (kN.m)	<input type="text" value="91,67"/>		
$\mu_{d,y}$	<input type="text" value="1,04"/>		
Med',y/($\mu_{d,y} * M_{plRd,y}$)	<input type="text" value="0,65"/>	Limite α_M	<input type="text" value="0,90"/>
			<input type="text" value="Verifica!"/>

Eixo z-z

Med,z (kN.m)	17,29		
M0,z (kN.m)	15,48		
Factor de momento equivalente β_z	0,44		
Coefficiente de amplificação Kz	1,00		
Factor de momento equivalente $\beta_{imp,z}$	1,00		
Coefficiente de amplificação Kimp,z	1,18		
Med',z (kN.m)	35,51		
$\mu_{d,z}$	1,01		
Med',z/($\mu_{d,z}$ * MplRd,z)	0,30	Limite αM 0,90	Verifica!

Efeito Combinado

Med',y (kN.m)	91,67		
Med',z (kN.m)	35,51		
Med',y/ $\mu_{d,y}$ *MplRd,y+Med',z/ $\mu_{d,z}$ *MplRd,z	0,94	1,00	Verifica!

Cláusula 6.7.3.7 da EN1994-1-1

Esforço Transverso

Eixo y-y

Ved,y (kN)	8,78	Ved,y/Vpl,Rd,y 0,01	1,00	Verifica!
Vpl,Rd,y (kN)	603,01	Obs.:	Não há interação entre o momento e o esforço transverso!	

Eixo z-z

Ved,z (kN)	33,52	Ved,z/Vpl,Rd,z 0,15	Limite 1,00	Verificação Verifica!
Vpl,Rd,z (kN)	229,74	Obs.:	Não há interação entre o momento e o esforço transverso!	

Cláusula 6.2.6 da EN1993-1-1

Cláusula 6.7.3 (4) da EN1994-1-1

Conexão de Corte

Zona de introdução de carga

Perímetro u (mm)	1050			
Comprimento L_e (mm)	700			
Área A mm ²	735000			
Ped (kN)	312,40			
τ_{ed} (MPa)	0,43			
β_c	1,99			
τ_{Rd} (MPa)	0,60	Verificação	Verifica!	Obs.: Não é preciso conectores.

Cláusula 6.7.4.3 da EN1994-1-1

Conectores

Designação	16x35		
d (mm)	16	PRd (kN)	-
f_u (MPa)	420	nº de Pernos	-
h_{sc} (mm)	30,5	PRd,Total (kN)	-
μ	0,5	τ_{Rd} (MPa)	-

Fora da zona de introdução de carga

$V_{ed,z}$ (kN)	33,52		
Q_y mm ³	4080081,25		
$I_{y,eq}$ mm ⁴	927649408,7		
b mm	350		
τ_{ed} (MPa)	0,42		
β_c	1,99		
τ_{Rd} (MPa)	0,60	Verificação	Verifica!
		Obs.:	Não é preciso conectores.

Conectores

Designação	16x35		
d (mm)	16	PRd (kN)	-
fu (MPa)	420	nº de Pernos	-
hsc (mm)	30,5	PRd,Total (kN)	-
μ	0,5	τ_{Rd} (MPa)	-

Verificação da cláusula 6.7.4.2 (9) do EC4 - Necessidade de reforço da armadura transversal

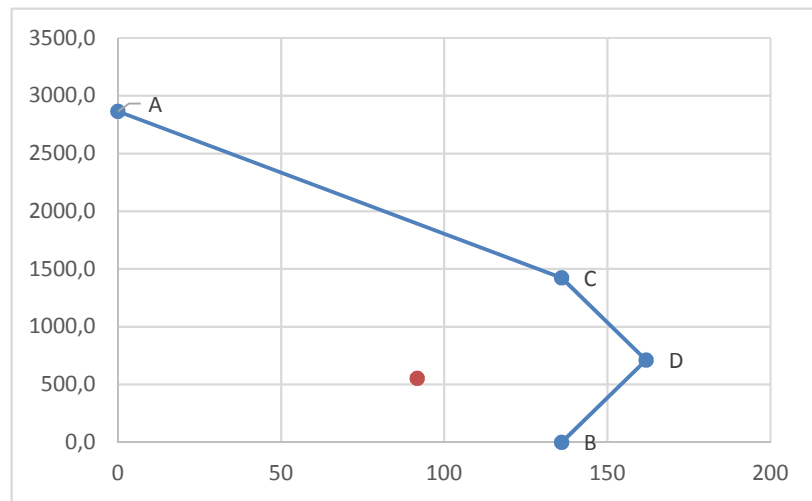
Axial actuante Ned kN	-	Corte longitudinal VL,1,ed kN	-
Axial resistente do perfil Npl,a,Rd kN	-	Recobrimento do banzo cy mm	-
Axial resistente total Npl,Rd kN	-	Coefficiente de redução u	-
Corte longitudinal VL,ed kN	-	Comprimento Le mm	-
Área total de betão Ac mm ²	-	Inclinação das escoras θ	45
Área total de armadura As mm ²	-	cotg θ	1
Área não diretamente ligada Ac1 mm ²	-	Resistência das escoras VL,c1,Rd	- Verificação -
Área não diretamente ligada As1 mm ²	-	Resistência das armaduras VL,s1,Rd	- Verificação -
Área de cintas Asf (2 Ramos) mm ²	-	Obs.:	-
Espaçamento entre cintas sf mm	-		

Curvas de Interação M-N

Eixo de Maior Inércia

Pontos	NRd	MRd
A	2864,7	0
C	1422,3	135,9
D	711,1	161,8
B	0	135,9

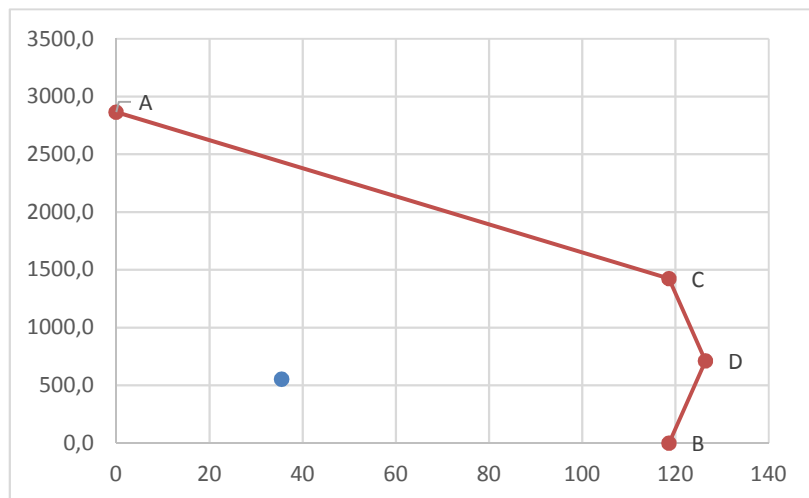
NEd	MEd
552,79	91,67



Eixo de Menor Inércia

Pontos	N	M
A	2864,7	0
C	1422,3	118,6
D	711,1	126,5
B	0,00	118,6

NEd	MEd
552,79	35,51



Observações Finais

Pilar Considerado

Barra	118
Nó Topo	93
Nó Base	160
Piso	3
Ly (mm)	5200
Lz (mm)	5200

Características Mecânicas dos Materiais

	Aço Estrutural	Betão	Armadura	Classe Estrutural	Classe de Exposição
Classe	S275	C30/37	S500	S4	XC4
fk (MPa)	275	30	500		
fd (MPa)	275	20,0	434,8		
E (GPa)	210	33	210		
				Dimensão do Agregado	
				dg (mm)	15

Cláusulas 3.2.1 e 3.2.6 da EN1993-1-1 para o aço estrutural

Cláusulas 3.1.2 e 3.1.3 da EN1992-1-1 para o betão

Cláusulas 3.2.2 da EN1992-1-1 e 3.2.6 da EN1993-1-1 para a armadura

Coeficientes Parciais de Segurança dos Materiais

γ_a	γ_c	γ_s	γ_v	
1	1,5	1,15	1,25	Cláusula 6.1 da EN1993-1-1 Cláusula 2.4.2.4 (1) da EN1992-1-1

Condições de Apoio y-y

Base - Apoio Duplo	Topo - Apoio Duplo
--------------------	--------------------

Condições de Apoio z-z

Base - Apoio Duplo	Topo - Apoio Duplo
--------------------	--------------------

Coefficiente de Fluência φ	2,87
Módulo de Elasticidade Efetiva $E_{c,eff}$ (GPa)	10,28

Características da Secção do Pilar

Betão		Armadura*	
Altura h_c (mm)	350	Armadura longitudinal Φ (mm)	12
Largura b_c (mm)	350	nº total de varões n_v	4
Recobrimento do banzo c_y (mm)	85	nº de varões intermédios, z n_{vz}	0
Recobrimento do banzo c_z (mm)	89,5	nº de varões intermédios, y n_{vy}	0
Recobrimento nominal c^* (mm)	40	Cintas Φ_{cint} (mm)	6
Área A_c (mm ²)	83664	Área A_s (mm ²)	452
Momento de Inércia I_{cy} (mm ⁴)	521035065,1	Momento de Inércia I_{sy} (mm ⁴)	6848269,9
Módulo de flexão plástico W_{cy} (mm ³)	5682870	Módulo de flexão plástico W_{sy} (mm ³)	55644
Momento de Inércia I_{cz} (mm ⁴)	759384437,3	Momento de Inércia I_{sz} (mm ⁴)	6848269,9
Módulo de flexão plástico W_{cz} (mm ³)	6968215	Módulo de flexão plástico W_{sz} (mm ³)	55644

*Recobrimento de acordo com a secção 4 da EN1992-1-1

*É sempre considerado os 4 varões de canto. O nº de varões intermédios só se refere a uma face.

Centro de gravidade y_g (mm)

175

Distância entre varões s_y (mm)

234,0

Centro de gravidade z_g (mm)

175

Distância entre varões s_z (mm)

234,0

Aço Estrutural

Tipo de Perfil

Laminado

H

Designação

HE 180 A

hw (mm)

171

Iay (mm⁴)

25100000

G (kg/m)

35,50

bw (mm)

180

Way (mm³)

324900

∅

M 24

tw (mm)

6

Avz (mm²)

1447

 ρ_{min} (mm)

86

tf (mm)

9,5

iy (mm)

74,5

 ρ_{max} (mm)

92

r (mm)

15

Iaz (mm⁴)

9246000

AL (m²/m)

1,024

hi (mm)

152

Waz (mm³)

156500

As (m²/t)

28,83

d (mm)

122

Avy (mm²)

3798

Wely (mm³)

293600

Aa (mm²)

4530

iz (mm)

45,2

Welz (mm³)

102700

Eixo Neutro Plástico da Secção Mista

zply (mm)

60,7

hny (mm)

76,1

Obs.: Eixo neutro plástico no banzo

zplz (mm)

130,2

hnz (mm)

31,8

Obs.: Eixo neutro plástico no banzo

A parte superior da secção de betão é a referência inicial para o eixo y-y e o lado direito é a referência inicial para o eixo z-z. Sendo zply a distância até ao eixo y-y e zplz a distância até ao eixo z-z.

Esforços Atuantes

Combinação de Ação

Nº do caso de carga	Nome da combinação de ação
500	ULS_S

Esforço Axial Ned (kN)	236,74
Esforço transverso Ved,y (kN)	6,69
Esforço transverso Ved,z (kN)	-29,61
Momento fletor Med,y (kN.m)	-90,86
Momento fletor Med,z (kN.m)	-18,69

Esforços extraídos de Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

Obs.: Esforços da secção mais condicionante.

Forças atuando com excentricidades

Excentricidade inicial em z-z ez (mm)	0	
Axial com excentricidade Ned (kN)	0	Ned*ez (kN.m) 0
Excentricidade inicial em y-y ey (mm)	0	
Axial com excentricidade Ned (kN)	0	Ned*ey (kN.m) 0
Axial carga permanente NG (kN)	182,66	

Cláusula 6.2.5 (2) da EN1993-1-1
Cláusula 6.2.6 (2) da EN1993-1-1

Esforços Resistentes

Axial resistente plástico característico Npl,Rk (kN)	3605,38
Axial resistente plástico de cálculo Npl,Rd (kN)	2864,73
Axial resistente Npm,Rd (kN)	1422,29
Transverso resistente plástico Vpl,y,Rd (kN)	603,01
Transverso resistente plástico Vpl,z,Rd (kN)	229,74
Momento fletor resistente Mpl,y,Rd (kN.m)	135,93
Momento fletor resistente Mpl,z,Rd (kN.m)	118,62
Momento fletor resistente Mmáx,y,Rd (kN.m)	161,84
Momento fletor resistente Mmáx,z,Rd (kN.m)	126,46

Verificações Regulamentares

Disposições Construtivas

Recobrimento dos Banzos do Perfil

cp (mm)	85	Limite	40 mm	Verificação	Verifica!
		Limite	bw/ 6	Verificação	Verifica!

$c \geq \max \{40\text{mm} ; b/6\}$
bw é a largura do banzo do perfil
Cláusula 6.7.5 da EN1994-1-1

Relação de Contribuição do Aço

 δ

0,43

Limites

0,20

Verificação

Verifica!

Limites

0,90

Verificação

Verifica!

Cláusula 6.7.1 (4) da EN1994-1-1

Armadura Longitudinal Mínima

Área A_s (mm²)

452

Área mínima $A_{s,mín}$ (mm²)

251

Limite

0,003 * A_c

Verificação

Verifica!

Cláusula 6.7.5.2 (1) da EN1994-1-1

Verificação da Aplicabilidade do Método Simplificado

Esbelteza Normalizada

Eixo y-y

Coeficiente de correcção k_e

0,60

Rigidez efectiva $(EI)_{eff,y}$ (N.mm²)

9,92288E+12

Esforço axial crítico elástico $N_{cr,y}$ (N)

3621853

Esbelteza normalizada λ_y

1,00

Limite

2,00

Verificação

Verifica!

Eixo z-z

Coeficiente de correcção k_e

0,60

Rigidez efectiva $(EI)_{eff,z}$ (N.mm²)

8,06368E+12

Esforço axial crítico elástico $N_{cr,z}$ (N)

2943244

Esbelteza normalizada λ_z

1,11

Limite

2,00

Verificação

Verifica!

Cláusula 6.7.3.3 da EN1994-1-1

Armadura Longitudinal Máxima

Área A_s (mm ²)	452		
Área máxima $A_{s,máx}$ (mm ²)	5020	limite $0,06 * A_c$	Verificação Verifica!

Obs.: Pode-se considerar toda a armadura no cálculo da capacidade resistente da secção.

Cláusula 6.7.3.1 (3) da EN1994-1-1

Relação Altura-Largura

hc/bc	1,00	Limite 0,20	Verificação Verifica!
		Limite 5,00	Verificação Verifica!

Cláusula 6.7.3.1 (2) da EN1994-1-1

Espessura Máxima da Secção de Betão

cz (mm)	89,5	Limite $0,3 * h_w$	→ 51,3	Obs.: A secção de betão a considerar está limitada a um $h_c = h_w + 2 * (0,3 * h_w)$.
cy (mm)	85	Limite $0,4 * b_w$	→ 72	Obs.: A secção de betão a considerar está limitada a um $b_c = b_w + 2 * (0,4 * b_w)$.

Cláusula 6.7.3.1 (2) da EN1994-1-1

Efeitos da Configuração Deformada da Estrutura

Eixo y-y

Coeficiente de calibração K_0	0,90	
Coeficiente de correcção $K_{e,II}$	0,50	
Rigidez efectiva, 2ª ordem $(EI)_{eff,II,y}$ (N.mm ²)	8,44853E+12	
Esforço axial crítico elástico $N_{cr,eff,y}$ (N)	3083715	
Factor $\alpha_{cr,y}$	13,03	Obs.: Não é necessário considerar os efeitos de 2ª ordem.

Cláusula 5.2.1 (3) da EN1994-1-1

Cláusula 6.7.3.4 (2) da EN1994-1-1

Eixo z-z

Coeficiente de calibração K_0

0,90

Coeficiente de correcção $K_{e,II}$

0,50

Rigidez efectiva, 2ª ordem $(EI)_{eff,II,z}$ (N.mm²)

6,55473E+12

Esforço axial crítico elástico $N_{cr,eff,z}$ (N)

2392477

Factor $\alpha_{cr,z}$

10,11

Não é necessário considerar os efeitos de 2ª ordem.

Imperfeições Iniciais do Elemento

Eixo y-y

Esforço axial N_{ed} (kN)

236,74

 e_{0z} (mm)

L / 200

26,0

Momento flector
 $M_{0,y}$ (kN.m) $N_{ed} * L / 200$

6,16

Eixo z-z

Esforço axial N_{ed} (kN)

236,74

 e_{0y} (mm)

L / 150

34,7

Momento flector
 $M_{0,z}$ (kN.m) $N_{ed} * L / 150$

8,21

Quadro 6.5 da EN1994-1-1

Verificação da Segurança da Coluna

Coluna Mista à Compressão

Eixo y-y

Ned (kN)	236,74		
Esbelteza normalizada λ_y	1,00		
Coeficiente da curva de encurvadura α_y	0,34		
Coeficiente Φ_y	1,13		
Coeficiente redutor χ_y	0,60		
Ned / $\chi_y * N_{plRd}$	0,14	Limite	1,00
			Verifica!

Eixo z-z

Ned (kN)	236,74		
Esbelteza normalizada λ_z	1,11		
Coeficiente da curva de encurvadura α_z	0,49		
Coeficiente Φ_z	1,33		
coeficiente redutor χ_z	0,48		
Ned / $\chi_z * N_{plRd}$	0,17	Limite	1,00
			Verifica!

Cláusula 6.7.3.5 (1) da EN1994-1-1

Quadro 6.5 da EN1994-1-1

Coluna Mista à Flexão Composta com Compressão

Med (kN.m)	<input type="text" value="-"/>		
M0 (kN.m)	<input type="text" value="-"/>		
Factor de momento equivalente β	<input type="text" value="-"/>		
Coefficiente de amplificação K	<input type="text" value="-"/>		
Factor de momento equivalente β_{imp}	<input type="text" value="-"/>		
Coefficiente de amplificação K_{imp}	<input type="text" value="-"/>		
Med' (kN.m)	<input type="text" value="-"/>		
μ_d	<input type="text" value="-"/>		
Med'/($\mu_d * M_{plRd}$)	<input type="text" value="-"/>	Limite α_M	<input type="text" value="0,90"/>
			<input type="text" value="-"/>

Cláusula 6.7.3.4 (5) da EN1994-1-1

Cláusula 6.7.3.6 (1) da EN1994-1-1

Coluna Mista à Flexão Desviada Composta com Compressão

Eixo y-y			
Med,y (kN.m)	<input type="text" value="90,86"/>		
M0,y (kN.m)	<input type="text" value="6,16"/>		
Factor de momento equivalente β_y	<input type="text" value="-"/>		
Coefficiente de amplificação K_y	<input type="text" value="1,00"/>		
Factor de momento equivalente $\beta_{imp,y}$	<input type="text" value="-"/>		
Coefficiente de amplificação $K_{imp,y}$	<input type="text" value="1,00"/>		
Med',y (kN.m)	<input type="text" value="97,01"/>		
$\mu_{d,y}$	<input type="text" value="1,13"/>		
Med',y/($\mu_{d,y} * M_{plRd,y}$)	<input type="text" value="0,63"/>	Limite α_M	<input type="text" value="0,90"/>
			<input type="text" value="Verifica!"/>

Eixo z-z

Med,z (kN.m)	18,69		
M0,z (kN.m)	8,21		
Factor de momento equivalente β_z	-		
Coefficiente de amplificação Kz	1,00		
Factor de momento equivalente $\beta_{imp,z}$	-		
Coefficiente de amplificação Kimp,z	1,00		
Med',z (kN.m)	26,89		
$\mu_{d,z}$	1,04		
Med',z/($\mu_{d,z}$ * MplRd,z)	0,22	Limite α_M 0,90	Verifica!

Efeito Combinado

Med',y (kN.m)	97,01		
Med',z (kN.m)	26,89		
Med',y/ $\mu_{d,y}$ *MplRd,y+Med',z/ $\mu_{d,z}$ *MplRd,z	0,85	1,00	Verifica!

Cláusula 6.7.3.7 da EN1994-1-1

Esforço Transverso

Eixo y-y

Ved,y (kN)	6,69	Ved,y/Vpl,Rd,y 0,01	1,00	Verifica!
Vpl,Rd,y (kN)	603,01	Obs.:	Não há interação entre o momento e o esforço transverso!	

Eixo z-z

Ved,z (kN)	29,61	Ved,z/Vpl,Rd,z 0,13	Limite 1,00	Verificação Verifica!
Vpl,Rd,z (kN)	229,74	Obs.:	Não há interação entre o momento e o esforço transverso!	

Cláusula 6.2.6 da EN1993-1-1

Cláusula 6.7.3 (4) da EN1994-1-1

Conexão de Corte

Zona de introdução de carga

Perímetro u (mm)	1050			
Comprimento L_e (mm)	700			
Área A mm ²	735000			
Ped (kN)	133,79			
τ_{ed} (MPa)	0,18			
β_c	1,99			
τ_{Rd} (MPa)	0,60	Verificação	Verifica!	Obs.: Não é preciso conectores.

Cláusula 6.7.4.3 da EN1994-1-1

Conectores

Designação	16x35		
d (mm)	16	PRd (kN)	-
f_u (MPa)	420	nº de Pernos	-
h_{sc} (mm)	30,5	PRd,Total (kN)	-
μ	0,5	τ_{Rd} (MPa)	-

Fora da zona de introdução de carga

$V_{ed,z}$ (kN)	29,61		
Q_y mm ³	4080081,25		
$I_{y,eq}$ mm ⁴	927649408,7		
b mm	350		
τ_{ed} (MPa)	0,37		
β_c	1,99		
τ_{Rd} (MPa)	0,60	Verificação	Verifica!
		Obs.:	Não é preciso conectores.

Conectores

Designação	16x35		
d (mm)	16	PRd (kN)	-
fu (MPa)	420	nº de Pernos	-
hsc (mm)	30,5	PRd,Total (kN)	-
μ	0,5	τ_{Rd} (MPa)	-

Verificação da cláusula 6.7.4.2 (9) do EC4 - Necessidade de reforço da armadura transversal

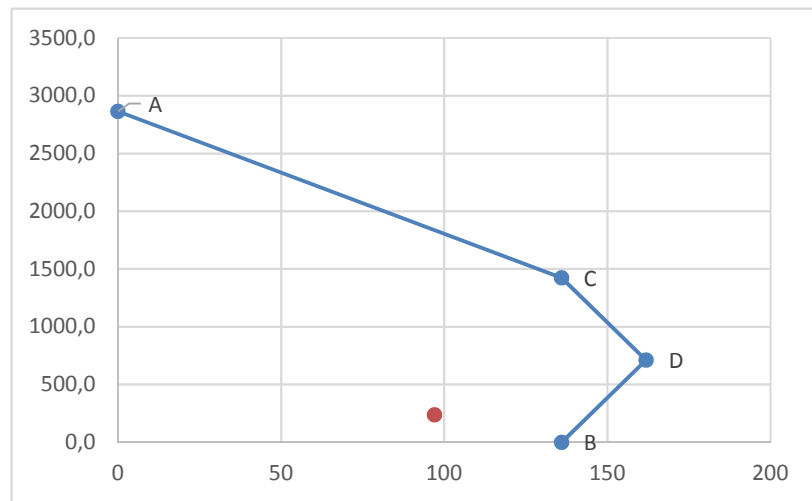
Axial actuante Ned kN	-	Corte longitudinal VL,1,ed kN	-
Axial resistente do perfil Npl,a,Rd kN	-	Recobrimento do banzo cy mm	-
Axial resistente total Npl,Rd kN	-	Coefficiente de redução u	-
Corte longitudinal VL,ed kN	-	Comprimento Le mm	-
Área total de betão Ac mm ²	-	Inclinação das escoras θ	45
Área total de armadura As mm ²	-	cotg θ	1
Área não diretamente ligada Ac1 mm ²	-	Resistência das escoras VL,c1,Rd	- Verificação -
Área não diretamente ligada As1 mm ²	-	Resistência das armaduras VL,s1,Rd	- Verificação -
Área de cintas Asf (2 Ramos) mm ²	-	Obs.:	-
Espaçamento entre cintas sf mm	-		

Curvas de Interação M-N

Eixo de Maior Inércia

Pontos	NRd	MRd
A	2864,7	0
C	1422,3	135,9
D	711,1	161,8
B	0	135,9

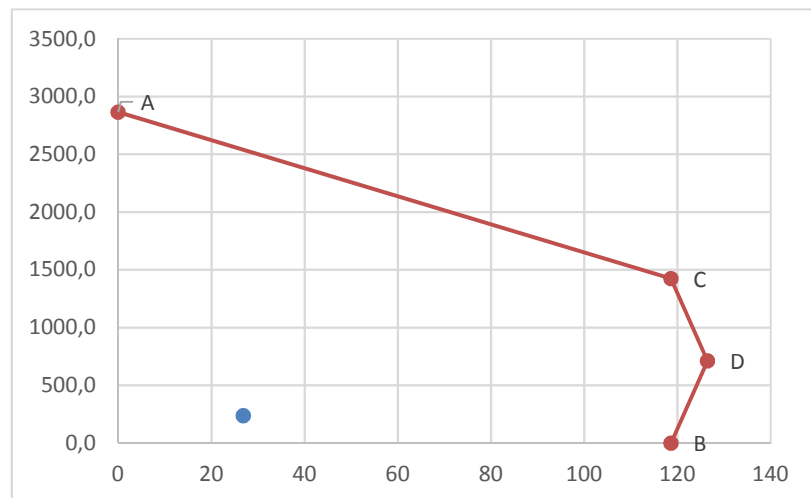
NEd	MEd
236,74	97,01



Eixo de Menor Inércia

Pontos	N	M
A	2864,7	0
C	1422,3	118,6
D	711,1	126,5
B	0,00	118,6

NEd	MEd
236,74	26,89



Observações Finais