

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS MISTOS AÇO-BETÃO

JORGE AGOSTINHO TEIXEIRA GUIMARÃES

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Carvalho Marques de Faria

Co-Orientador: Professor Doutor José Miguel Castro

FEVEREIRO DE 2009

À minha família, a minha vida:
Agostinho, Céu, Hugo, Pedro e Alícia.

Ne Plus Ultra

AGRADECIMENTOS

Começo por enaltecer as minhas famílias Guimarães e Menau que foram as fundações de todo o trabalho por mim desenvolvido, sem o seu apoio nada seria possível. Agradeço em particular o amor dos meus avós “Eulália” (sempre mais que uma mãe), “Sãozinha” (estás sempre comigo) e “Costa”(a matemática começou com a tabuada do avô).

Aos meus padrinhos por todo o carinho, à madrinha “Zé” pelo incentivo e demonstrar que seria capaz de mais, ao padrinho “Jorge” pela oportunidade de expandir horizontes.

Aos meus Grandes Amigos Tiago, Costa, “Timon”, “Morsa”, “Zé”, “Feio” e “Pinho”, por estarem comigo em todos os bons e maus momentos, até onde a memória consegue alcançar. Ao Emanuel, Leandro e “Chris” por me acompanharem nesta árdua recta final de formação superior, em especial ao “Manu” simplesmente pela pessoa que é.

À família Lopes, Sr.Lopes e D^a.Dircêa, pelo apoio incondicional e possibilidade de viver experiências verdadeiramente únicas, inspirando-me a ambicionar algo mais.

Ao distinto Professor Rui Faria, pela orientação, confiança e amizade não só ao longo deste trabalho, como pela fonte de inspiração que constitui como pessoa entusiasta e reconhecida na área da Engenharia Civil. Uma palavra de apreço para o Professor José Miguel Castro, pela sua colaboração e amizade.

Não posso finalizar sem exprimir uma palavra de agradecimento a todas as pessoas que se cruzaram na minha vida e que de alguma forma directa ou indirectamente, através de qualquer tipo de transmissão de conhecimento ou vivências influenciaram o meu crescimento como aluno, mas fundamentalmente como pessoa.

RESUMO

Este trabalho apresenta uma abordagem abrangente das estruturas mistas aço-betão, com ênfase nos pórticos mistos, conseqüentemente em edifícios e principais elementos que compõem o sistema estrutural, como as vigas mistas, simplesmente apoiadas e contínuas, os pilares mistos, as ligações mistas e breve referência às lajes mistas. Estes elementos foram inicialmente abordados de forma isolada, no que concerne aos aspectos construtivos, comportamento estrutural e procedimentos para dimensionamento recomendados pela EN1994, efectuando breves referências comparativas com a norma norte-americana do AISC. A título de comprovação das teorias e procedimentos preconizados nos capítulos anteriores, no final do trabalho é desenvolvido um exemplo de dimensionamento, onde se procura fornecer algum contributo para melhor compreensão do funcionamento estrutural misto, como um todo.

PALAVRAS-CHAVE: estruturas mistas aço-betão, pilares mistos, vigas mistas, pórtico misto, conectores

ABSTRACT

This study consists of a broad analysis of composite structures, with particular emphasis on buildings, and the principal elements that make up this system, i.e., continuous and simply supported composite beams, composite slabs, composite columns and composite connections. Several aspects of construction are broached, as well as structural behaviour based on the procedures for design approached by the main code recommended in Portugal by the EN1994, making brief comparative references to the American regulation of AISC.

On the demand to obtain approval by the theories and mentioned procedures, it will be developed an example of structural design, that will be a contribute for a better understanding of the structural composite behaviour.

Keywords: composite structures, composite beams, composite slabs, composite columns, composite frame, shear-connectors

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL	1
1.2. ENQUADRAMENTO NORMATIVO	2
1.3. OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	3
2. ANÁLISE ESTRUTURAL	5
2.1. NORMALIZAÇÃO APLICÁVEL	5
2.2. CONCEPÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL	5
2.2.1. MÉTODOS DE ANÁLISE PARA EDIFÍCIOS	7
2.2.2. ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA	8
2.2.3. ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA COM REDISTRIBUIÇÃO PARA EDIFÍCIOS	9
2.2.4. ANÁLISE GLOBAL PLÁSTICA PARA EDIFÍCIOS	9
2.2.5. CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES TRANSVERSAIS	9
3. VIGAS MISTAS	11
3.1. CONCEITOS BASE	11
3.1.1. SECÇÕES TRANSVERSAIS	12
3.1.2. MÉTODOS CONSTRUTIVOS	13
3.2. LAJES MISTAS	14
3.2.1. ASPECTOS CONSTRUTIVOS	15
3.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	18
3.3.1. INTERACÇÃO VS CONEXÃO	18
3.3.2. INTERACÇÃO COMPLETA OU PARCIAL	19
3.3.3. VIGAS SIMPLEMENTE APOIADAS OU CONTÍNUAS	20
3.3.4. LARGURA EFECTIVA	22
3.3.5. INSTABILIDADE POR ENCURVADURA LATERAL	23
3.4. EFEITO DA FLUÊNCIA E RETRACÇÃO	24

3.5. CONECTORES DE CORTE	26
3.6 PROCESSO DIMENSIONAMENTO – SEGUNDO O EC4	27
3.6.1. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	27
3.6.1.1. Processo de Cálculo do Momento Plástico Resistente Positivo.....	29
3.6.1.2. Processo de Cálculo do Momento Plástico Resistente Negativo.....	33
3.6.1.3. Análise Plástica em Vigas com Conexão Parcial.....	35
3.6.1.4. Resistência ao Esforço Transverso.....	36
3.6.1.5. Vigas Mistas Parcialmente Revestidas em Betão.....	37
3.6.1.6. Encurvadura Lateral por Flexão.....	38
3.6.1.7. Resistência ao Corte Longitudinal.....	40
3.6.1.8. Reforço Mínimo de Armaduras Transversais.....	41
3.6.2. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE UTILIZAÇÃO.....	42
3.6.2.1. Deformações.....	42
3.6.2.2. Fendilhação do Betão.....	44
4.PILARES MISTOS	47
4.1. CONCEITOS BASE	47
4.1.1. CLASSIFICAÇÃO DE PILARES MISTOS.....	47
4.2. SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA	50
4.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	51
4.3.1. CONEXÃO AÇO-BETÃO.....	51
4.3.2. RETRACÇÃO E FLUÊNCIA.....	52
4.3.3. ARMADURA TRANSVERSAL E LONGITUDINAL.....	52
4.4. ENCURVADURA LOCAL/GLOBAL	53
4.5. PROCESSO DIMENSIONAMENTO – SEGUNDO O EC4	54
4.5.1 VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	55
4.5.1.1. Resistência Axial Plástica em Secções Mistas.....	57
4.5.1.2. Resistência à Flexão Composta em Secções Mistas.....	59
4.5.1.3. Processo de Cálculo do Momento Plástico Resistente.....	62
4.5.1.4. Influência do Esforço Transverso na Resistência Plástica de Secções Mistas.....	66
4.5.1.5. Procedimento de Verificação Elementar e Imperfeições Elementares.....	67
4.5.1.6. Verificação Elementar de peças sujeitas a Compressão Simples.....	68
4.5.1.7. Verificação Elementar de peças sujeitas a Flexão Composta.....	69

4.5.1.8. Verificação Elementar de peças sujeitas a Flexão Desviada	69
4.5.1.9. Introdução de Cargas e Conexão Longitudinal.....	70
5.LIGAÇÕES VIGA-PILAR MISTO	75
5.1. CONCEITOS BASE.....	75
5.1.1. CLASSIFICAÇÃO DE LIGAÇÕES	76
5.2. COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES MISTAS AÇO-BETÃO	80
5.3. RÍGIDIFICADOR DE ALMA DO PILAR	82
5.4. TIPO DE CARREGAMENTO (SIMÉTRICO OU ASSIMÉTRICO) E POSIÇÃO DA LIGAÇÃO NA ESTRUTURA (PILAR INTERNO OU DE EXTREMIDADE).....	83
5.5. PROCESSO DIMENSIONAMENTO – SEGUNDO O EC 4.....	84
6.EXEMPLO PRÁTICO	87
6.1. INTRODUÇÃO	87
6.2. PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO – SEGUNDO EC 4	88
6.2.1. BASES DE CÁLCULO.....	89
6.2.2. Verificação ao ELU (segundo EC 4, Capítulo 6).....	91
6.2.2.1. Verificação elementar dos Pilares Mistos sujeitos a Flexão composta	93
6.2.2.2. Introdução de Cargas e Conexão Longitudinal.....	97
6.2.2.3. Verificação elementar das Vigas Mistas	97
6.2.3. Verificação ao ELS (segundo EC 4, Capítulo 7).....	98
6.2.4. Ligações	100
6.3. CONCLUSÃO.....	108
7.CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	109
7.1. CONCLUSÕES.....	109
7.2. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	110
BIBLIOGRAFIA.....	113
ANEXOS	115

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Deformações por piso, ilustração dos parâmetros para α_{cr}	6
Fig.2.2 – Inclinação inicial do pórtico	7
Fig.3.1 – Comportamento de vigas com funcionamento como elemento simples ou misto.....	11
Fig.3.2 – Exemplos tipo de secções transversais	12
Fig.3.3 – Idealização da transferência de esforços entre aço e betão	13
Fig.3.4 – <i>Exemplo do sistema de lajes mistas- Steel Deck CE-75 – catálogo CODEME</i>	15
Fig.3.5 – Formas típicas de ligações em lajes mistas.....	16
Fig.3.6 – Dimensões da chapa e betão	17
Fig.3.7 – Comprimentos mínimos de apoio	17
Fig.3.8 – Conexão nula, parcial, total.....	19
Fig.3.9 – Interação nula, parcial, total	19
Fig.3.10 – Interação aço-betão no comportamento de vigas mistas	20
Fig.3.11 – Secção não fendilhada.....	21
Fig.3.12 – Secção fendilhada.....	21
Fig.3.13 – Tensões axiais não uniformes, efeito “shear lag”	22
Fig.3.14 – Vão equivalente, para determinação da largura efectiva, segundo EC4.....	23
Fig.3.15 – Encurvadura lateral com torção, Instabilidade associada à distorção da secção transversal da viga de aço respectivamente.....	23
Fig.3.16 – Encurvadura lateral, numa viga mista contínua.....	24
Fig.3.17 – Exemplos de tipos de conectores	26
Fig.3.18 – Conectores rígidos	27
Fig.3.19 – Tipo de análise a adoptar, em função da classe da secção	28
Fig.3.20 – Exemplos da distribuição de tensões, para uma viga mista com conexão total, a meio vão e apoio interno.....	29
Fig.3.21 – Distribuição de tensões, flexão positiva com eixo neutro na laje	30
Fig.3.22 – Distribuição de tensões, flexão positiva com eixo neutro no banzo superior	31
Fig.3.23 – Distribuição de tensões, flexão positiva com eixo neutro na alma	32
Fig.3.24 – Factor de redução β para $M_{pl,Rd}$	33
Fig.3.25 – Distribuição de tensões, flexão negativa com eixo neutro no banzo superior.....	34
Fig.3.26 – Distribuição de tensões, flexão negativa com eixo neutro na alma.....	34
Fig.3.27 – Relação entre M_{Rd} e N_c , para conectores dúcteis	36
Fig.3.28 – Redução de M_{Rd} , devido à influência de esforço transversal	37

Fig.3.29 – Secções tipo de vigas mistas parcialmente revestidas	37
Fig.3.30 – Distribuição de tensões plásticas em secções efectivas, parcialmente revestidas	38
Fig.3.31 – Tipos de ligação ao corte na alma	38
Fig.3.32 – Modelo “U-invertido”	39
Fig.3.33 – Relação carga-escorregamento para conectores dúcteis soldados	40
Fig.3.34 – Potenciais superfícies de rotura por corte	41
Fig.3.35 – Factor de redução f_1 para momentos flectores em apoios de continuidade	43
Fig.3.36 – Factor de redução f_1 e f_2 para avaliação das deformações numa viga mista continua	44
Fig.4.1 – Secções revestidas	48
Fig.4.2 – Exemplo de pilar parcialmente revestido em perspectiva e corte transversal	48
Fig.4.3 – Betonagem horizontal de um pilar parcialmente revestido	49
Fig.4.4 – Pilar misto tipo “battened”	49
Fig.4.5 – Tipos de pilares mistos preenchidos	50
Fig.4.6 – Mecanismos naturais de aderência aço-betão	51
Fig.4.7 – Disposições possíveis de reforço da armadura transversal	53
Fig.4.8 – Encurvadura local para perfis tubulares e mistos respectivamente	54
Fig.4.9 – Secção mista totalmente revestida	57
Fig.4.10 – Representação das tensões plásticas resistentes	58
Fig.4.11 – Curvas de interacção para pilares mistos sujeitos a Flexão Composta	60
Fig.4.12 – Curvas de interacção e correspondentes diagramas de tensão em pilares mistos sujeitos a flexão composta	62
Fig.4.13 – Parâmetros para a análise plástica de secções mistas revestidas e parcialmente revestidas respectivamente	63
Fig.4.14 – Parâmetros para a análise plástica de secções mistas preenchidas, rectangulares e circulares respectivamente	65
Fig.4.15 – Influência do esforço transversal na curva de interacção para secções sujeitas a flexão composta	66
Fig.4.16 – Verificação do pilar sujeito a flexão composta, análise 1ª ordem (esquerda), 2ª ordem (direita)	70
Fig.4.17 – Exemplo prático de uma zona de introdução de cargas com reforço por conectores	71
Fig.4.18 – Resistências friccionais adicionais em pilares mistos com conectores tipo pino com cabeça	73
Fig.4.19 – Esforço axial desenvolvido pelas diferentes formas de conexão na secção mista	74
Fig.5.1 – Exemplos de Ligações Mistas	75
Fig.5.2 – Comportamento idealizado, pórtico de nós rígidos	76
Fig.5.3 – Comportamento idealizado, pórtico de nós flexíveis	76

Fig.5.4 – Tipos de Ligações	77
Fig.5.5 – Medidas de rotação na ligação	78
Fig.5.6 – Parâmetros componentes da curva $M-\phi$ de uma ligação.....	78
Fig.5.7 – Classificação da ligação quanto à sua rigidez	79
Fig.5.8 – Classificação da ligação quanto à sua resistência	79
Fig.5.9 – Comportamento $M-\phi$ das ligações mistas.....	80
Fig.5.10 – Comportamento $M-\phi$ das ligações mistas.....	81
Fig.5.11 – Rigidificadores de alma do pilar com chapa soldada e revestimento de betão respectivamente	82
Fig.5.12 – Influência da taxa de armadura em ligações com chapa de topo	83
Fig.5.13 – Deformações na alma do pilar	83
Fig.5.14 – Modelo escoras-tirantes numa ligação mista.....	86
Fig.6.1 – Modelo esquemático 3D – vista geral do edifício	88
Fig.6.2 – Modelo esquemático 2D, vigas principais contínuas na direcção yy.....	89

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Limites de redistribuição para redução de momentos	9
Quadro 3.1 – Máxima altura h (em mm) dos perfis metálicos em vigas mistas	39
Quadro 4.1 – Limites para o valor da esbelteza	55
Quadro 4.2 – Factor β para determinação de momentos de segunda ordem	68
Quadro 4.3 – Curvas de encurvadura e imperfeições elementares em pilares mistos	68
Quadro 4.4 – Tensão de resistência ao corte longitudinal.....	71
Quadro 5.1 – Distribuição de Forças para determinar M_j, R_d	85
Quadro 6.1 – Coeficientes ψ recomendados para edifícios	90

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

O desenvolvimento económico, técnico e científico fez surgir diversos sistemas estruturais e construtivos, entre os quais estão os sistemas formados por elementos mistos aço-betão, cuja combinação de perfis de aço e betão visa aproveitar as vantagens inerentes às qualidades intrínsecas de cada material, tanto em termos estruturais como construtivos.

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 protecção da corrosão e fogo à estrutura. O aço, reúne características complementares, apresentando elevada resistência à tracção e esbelteza dos elementos. Além disso, ambos os materiais apresentam coeficientes de dilatação térmicos próximos, não originando deformações térmicas diferenciais significativas.

A história da construção mista está intimamente ligada ao desenvolvimento do betão armado e das estruturas em aço. Na construção, o betão foi utilizado numa fase embrionária da solução mista como material de revestimento, protegendo apenas os perfis de aço contra o fogo e a corrosão. Embora a sua participação em termos estruturais fosse efectiva, a sua contribuição na resistência era ignorada.

A ideia de associar perfis tubulares de aço e betão simples, gerando elementos mistos vem do século XIX, quando os pioneiros do betão armado utilizavam cantoneiras, barras e perfis de ferro fundido e posteriormente, de aço, como armaduras. Como não existiam expressões consagradas para determinação da capacidade resistente destes elementos, sua utilização tinha por base ensaios experimentais realizados com cada tipo de secção transversal a ser usada nos projectos.

A intensificação do uso de soluções mistas surge nas décadas de 20 e 30, nos Estados Unidos da América, devido ao grande número de edificações em altura construídas. O primeiro registo de normalização de estruturas mistas é de 1930, pelo *New York City Building Code*.

É possível constatar-se que as estruturas mistas tiveram um processo de desenvolvimento, onde primeiro surgiu a técnica, que trazia vantagens económicas, somente após o desenvolvimento do processo construtivo e de sua utilização é que surge a motivação para o desenvolvimento de pesquisas, que resultariam em teorias de cálculo, de modo a que se qualificasse e quantificasse o problema.

Actualmente, os sistemas estruturais mistos são largamente empregues em estruturas de pontes e edifícios altos. Como grandes pólos de utilização citam-se países como Estados Unidos, Canadá, Inglaterra, Alemanha, Austrália, China e Japão.

Em Portugal tem-se assistido a um aumento progressivo da construção metálica, o qual reflecte o aumento de competitividade deste tipo de solução estrutural em algumas áreas da indústria da construção (pontes, edifícios industriais, comerciais e de escritórios, parques de estacionamento, entre outros). O consumo de aço para estrutura metálica, ultrapassa as duzentas mil toneladas por ano, das quais cem mil para estruturas principais.

Efectuando-se uma comparação inevitável, com as condições correntes do betão armado, a construção em sistema misto aço-betão apresenta-se mais competitiva para estruturas de vãos médios a elevados, caracterizando-se pela rapidez de execução e significativa redução do peso total da estrutura, propiciando assim fundações mais económicas.

Logicamente que os materiais e as combinações de materiais têm diferentes aplicações dentro da Engenharia e o melhor sistema estrutural depende de vários factores, como a finalidade da edificação, projecto arquitectónico, acções actuantes, vãos a vencer, protecção ao fogo e corrosão, método construtivo, mão de obra e tecnologia disponíveis, prazo de execução da obra, custo global da obra e retorno do capital investido. Apenas depois de uma análise cuidadosa desta panóplia de factores intervenientes é que estarão reunidas as condições para optar pelo melhor sistema estrutural.

A construção metálica e mista exige um rigor de uma ordem de grandeza superior ao projecto de construção de betão armado, porque o fabrico tem de ser sujeito a um rigor extremo, tanto no projecto como na execução. Esse rigor só é conseguido de maneira competitiva se utilizarem programas de fabrico completamente automatizados, que consigam controlar as máquinas que depois executam essas estruturas, programas que já existem de forma consolidada, desde a década de noventa, não havendo empresa que, hoje em dia, trabalhe no sector que não opere dessa forma.

O actual panorama de avanço tecnológico em conjunto com a elaborada audácia arquitectónica, exige da parte do engenheiro projectista uma concepção estrutural que se caracteriza por uma busca incessante de soluções estruturais versáteis e dotadas da necessária viabilidade económica. Todos estes factores, revelam-se decisivos para a escolha de elementos mistos como componentes dos sistemas estruturais resistentes.

1.2. ENQUADRAMENTO NORMATIVO

Com o objectivo de uniformizar regras de cálculo e dimensionamento para os diversos tipos de estruturas, foi criada em 1990 no seio do Comité Europeu de Normalização, a Comissão Técnica CEN/TC 250, que lentamente e de forma gradual tem vindo a introduzir os eurocódigos estruturais em Portugal.

No âmbito do meu trabalho a normalização directamente aplicável é a EN1994 Eurocódigo 4 (EC 4), para projecto de estruturas mistas aço-betão, com particular interacção com a EN 1993 Eurocódigo 3 (EC 3), para projecto de estruturas metálicas, tal como seria de esperar, derivada do facto da utilização de perfis metálicos nas secções mistas. A restante regulamentação necessária cingiu-se à EN 1992 Eurocódigo 2 (EC 2), para projecto de estruturas de betão, juntamente com as normas base, EN 1990 Eurocódigo (EC 0), para Bases de projecto e EN 1991 Eurocódigo 1 (EC 1), para acções em estruturas, necessárias para projectos de qualquer tipo de aplicação.

Ao contrário do projecto de estruturas de betão armado, que sempre contou com um forte apoio em termos de regulamentação nacional, para fazer projecto de qualidade em estruturas metálicas era necessário recorrer à regulamentação estrangeira. Sensivelmente a partir da década de sessenta a realidade portuguesa começou a divergir, o Regulamento de Estruturas de Aço em Edifícios deixou de ser actualizado a partir de 1965, mantendo-se no entanto em vigor como Decreto-Lei até hoje, com

uma alteração cosmética em 1986. Ora, a evolução tecnológica e científica foi de tal maneira forte que, obviamente, essa regulamentação está, desde há muitos anos, completamente desactualizada.

Vários factores contribuíram para a estagnação durante várias décadas do sector da construção metálica e mista, do lado das universidades, a construção metálica não era ensinada com profundidade suficiente para permitir que a alternativa em aço aparecesse em pé de igualdade com outros materiais. Por outro lado, em termos de investigação científica, não existiam núcleos de investigação nessa área e, portanto, competências de ponta em número suficiente para permitir, por exemplo, a actualização contínua de regulamentos.

A iminente entrada em vigor dos eurocódigos de estruturas, nomeadamente do EC3 e do EC4 põem em pé de igualdade, em termos formais, todos os materiais, o que é extremamente positivo, dando maior liberdade na procura das melhores soluções. A maior parte dos projectistas portugueses utilizam os eurocódigos desde 1992 (a sua versão pré-norma) como suporte aos projectos de estruturas em aço, fruto da deficiente regulamentação portuguesa nessa área. Os eurocódigos vêm assim consolidar uma situação já existente, funcionando como um desbloqueio ao nível do ensino e ao nível da regulamentação, o que constitui um passo muito importante na evolução técnica da construção metálica e mista em Portugal.

1.3. OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O cerne deste trabalho assume um grau de complexidade elevado, na abrangência da engenharia civil. Relativamente ao conhecimento e informação disponível sobre soluções estruturais mistas, pode-se afirmar que a comunidade científica internacional encontra-se num estado mais avançado no que diz respeito ao comportamento e fenómenos actuantes no cálculo estrutural. No entanto denota-se uma grande lacuna no que diz respeito às disposições construtivas das ligações viga-pilar misto e dificuldades em definir com exactidão o comportamento das ligações viga-pilar. O objectivo deste trabalho prende-se com o estudo do funcionamento do pórtico misto aço-betão, efectuando uma aplicação prática, no âmbito de um estudo mais focalizado no comportamento estrutural do pilar misto. Dado que este é o elemento estrutural misto com maiores lacunas de estudo e informação científica a nível nacional. Pretende-se com este trabalho clarificar procedimentos de cálculo segundo o EC 4 e perspectivar desenvolvimentos futuros.

A organização do trabalho desenvolve-se em 7 capítulos que de uma forma geral, introduzem conceitos e pressupostos fundamentais, com o objectivo de enquadramento no ponto em questão, para consequentemente analisar e expor procedimentos de cálculo para cada elemento misto sujeito a reflexão neste trabalho.

Após breve introdução realizada no presente capítulo, apresentam-se as definições e procedimentos necessários para se efectuar uma análise global da estrutura, recorrendo-se das considerações do EC 4, para a definição mais fiel possível do modelo a idealizar para dimensionamento.

Os capítulos três, quatro e cinco adoptam uma abordagem muito semelhante no que respeita ao princípio de cálculo, são analisados e clarificados os fenómenos intervenientes no comportamento estrutural do elemento ou ligação, culminando com o processo de dimensionamento segundo o EC 4.

No sexto capítulo é dimensionado um edifício regular em planta, constituído por pórticos mistos com uma altura total de 25,3m (rés/chão mais seis pisos), em que para as vigas foram utilizados perfis metálicos do tipo I e para os pilares perfis tipo H. É neste capítulo que se materializa o trabalho de pesquisa e procedimentos de cálculo realizados previamente, de onde é possível obter esforços, para se

efectuar o dimensionamento da estrutura a um nível global e de seguida uma verificação elementar segundo o EC 4, quer para os Estados limite de Utilização, quer para o Último.

Finalmente o sétimo capítulo é inteiramente dedicado a considerações finais, expõem-se conclusões e sugerem-se desenvolvimentos futuros.

2

ANÁLISE ESTRUTURAL

2.1. NORMALIZAÇÃO APLICÁVEL

O campo de aplicação do EC4 (EN 1994) abrange o projecto de estruturas mistas aço-betão tratando apenas dos requisitos associados com a resistência, utilização, durabilidade e resistência ao fogo. Requisitos como, por exemplo, os associados com o isolamento térmico ou acústico não são considerados.

O EC4 destina-se a ser utilizado em conjunto com as restantes normas europeias, de forma a cumprir as mais diversas exigências, que um projecto requer (como exemplo é dimensionado um edifício misto nesta dissertação de aplicação prática). O documento divide-se em três partes:

- - Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios (EN 1994-1-1);
- -Parte 1.2: Verificação da resistência ao fogo (EN 1994-1-2);
- -Parte 2: Regras gerais e regras para pontes (EN 1994-2).

Associado ao Eurocódigo 4 e respectivas partes, existem os Anexos Nacionais que contêm informações sobre os parâmetros deixados em aberto no Eurocódigo para escolha nacional, designados por Parâmetros Determinados a nível Nacional (NDP), a utilizar no projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil no país em questão.

2.2. CONCEPÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL

A estabilidade global da estrutura é resultado da combinação de efeitos das acções actuantes na estrutura. Os efeitos das cargas a actuantes pode ser geralmente determinado utilizando uma análise de 1ª Ordem, adoptando como base a geometria inicial da estrutura, ou recorrendo a uma análise de 2ª Ordem na qual já é necessário considerar a influência da deformação da estrutura.

Os efeitos de 2ª Ordem devem ser considerados se o incremento das acções modificar significativamente o comportamento da estrutura. Para estudar a influência das acções o regulamento define um factor α_{cr} cuja grandeza, determinará o tipo de análise a proceder.

$$\alpha_{cr} \geq 10 \quad (2.1.)$$

Este factor traduz o valor pelo qual as acções de cálculo deveriam ser multiplicadas, para provocar a instabilidade elástica num modo global.

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad (2.2.)$$

Os parâmetros intervenientes F_{Ed} e F_{cr} representam o valor de cálculo do carregamento da estrutura e valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez iniciais, respectivamente.

O factor assume um valor superior para a análise plástica, o que se deve ao facto do comportamento estrutural poder ser significativamente influenciado pela não linearidade material no estado limite último (por exemplo, no caso de se formarem na estrutura rótulas plásticas com redistribuição de momentos ou quando ocorrerem deformações não lineares significativas provocadas por ligações semi-rígidas).

Para o caso de edifícios regulares, constituídos por pórticos de travessas inclinadas com declives pouco acentuados e pórticos planos com vigas e colunas, podem ser verificados em relação ao colapso com deslocamentos laterais entre pisos, através de uma análise de primeira ordem verificada pela seguinte relação da expressão 2.3.

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (2.3.)$$

Em que H_{Ed} é o valor de cálculo da reacção horizontal, na base do piso, provocada pelas cargas horizontais aplicadas (vento) e fictícias (originadas pelas imperfeições geométricas), V_{Ed} representa o valor de cálculo da carga vertical total aplicada na estrutura, acima da base do piso, $\delta_{H,Ed}$ é o deslocamento horizontal no topo do piso, medido em relação à sua base, quando se considera um carregamento do pórtico definido pelos valores de cálculo das acções horizontais (por exemplo, devidas ao vento) e das cargas horizontais fictícias, aplicadas ao nível de cada piso, a altura do piso é representada por h (Figura 2.1).

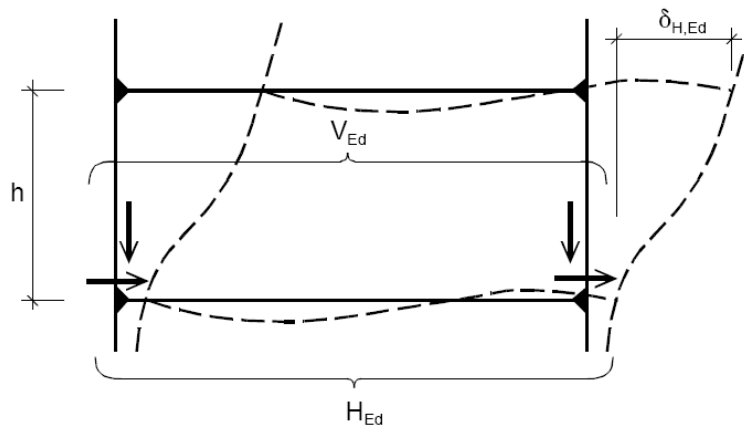


Fig.2.1 – Deformações por piso, ilustração dos parâmetros para α_{cr} [1]

Esta verificação é válida, desde que a compressão axial nas vigas ou travessas não seja significativa. Conclui-se que as forças horizontais a considerar são resultado das acções aplicadas, por exemplo o vento deverá ser uma acção a considerar na generalidade dos casos, no entanto deve ser previsto um acréscimo de modo adequado, pelos efeitos das imperfeições, incluindo tensões residuais e imperfeições geométricas, tais como a falta de verticalidade, de rectilinearidade, de planura ou de ajustamento, e ainda pequenas excentricidades nas ligações da estrutura existentes antes da aplicação do carregamento. Resultando a expressão 2.4 para traduzir os esforços horizontais na totalidade.

$$H_{Ed} = H_{Ed}^W + H_{Ed}^{Ficticias} \quad (2.4.)$$

Devem ser consideradas as imperfeições globais em pórticos e sistemas de contraventamento, bem como as imperfeições locais em elementos considerados individualmente, e a sua configuração admitida para as imperfeições globais e locais pode ser obtida com base no modo de encurvadura elástico do pórtico no plano de encurvadura considerado.

Com recurso ao método de imperfeições globais equivalentes, obtenho os deslocamentos a rotação estimada do pórtico (Fig.2.2).

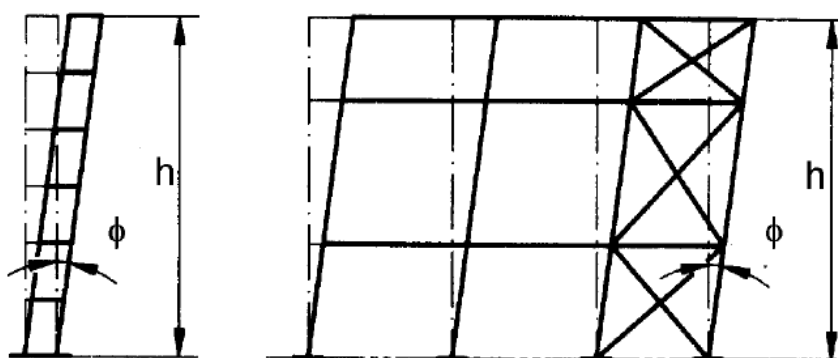


Fig.2.2 – Inclinação inicial do pórtico [1]

O valor da rotação é determinada a partir da expressão 2.7, em que ϕ_0 é o valor de base $1/200$, αh traduz um coeficiente de redução, calculado em função da altura do edifício através da expressão 2.5. Também se aplica um coeficiente de redução associado ao número de colunas num piso (αm), pela expressão 2.6 e que m representa o número de colunas num piso, incluindo apenas aquelas que estão submetidas a um esforço axial N_{Ed} superior ou igual a 50% do valor médio por coluna no plano vertical considerado.

2.2.1. MÉTODOS DE ANÁLISE PARA EDIFÍCIOS

A estabilidade à flexão para elementos mistos à compressão pode ser verificada recorrendo a um de três métodos possíveis. A verificação da estabilidade dos pórticos ou de uma das suas partes deve ser efectuada considerando as imperfeições e os efeitos de segunda ordem, de acordo com o tipo de pórtico e de análise global, os efeitos de segunda ordem e as imperfeições podem ser considerados através de um de três métodos:

- Pela análise global, com a resistência das secções transversais verificadas de acordo com os pontos 4.5.1.7 e 4.5.1.8 deste trabalho.
- Pela análise elementar, com a resistência das secções transversais verificadas de acordo com os pontos 4.5.1.7 e 4.5.1.8 deste trabalho.
- Para elementos sujeitos a compressão, pelo uso das curvas de encurvadura de acordo com o ponto 4.5.1.6 deste trabalho.

2.2.2. ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA

Este tipo de análise pode ser utilizado, desde que os efeitos devido à fendilhação, fluência e retracção do betão sejam devidamente considerados. Também é necessário prever a sequência construtiva e aplicação de pré-esforço, se for caso disso.

A retracção e fluência são directamente incluídas no cálculo, pela consideração de um coeficiente de homogeneização considerado pela expressão 2.8.

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \psi_L \cdot \phi_h) \quad (2.8)$$

Em que n_0 representa a relação de módulos de elasticidade entre aço e betão (E_a/E_{cm}), logo para acções de curta duração, ϕ_h é o coeficiente de fluência obtido directamente através dos passos descritos na Figura 3.1 do EC 2. ψ_L é um coeficiente que afecta directamente ϕ_h e pode assumir o valor de 1,1 para cargas permanentes, 0,55 para efeitos de retracção primários e secundários e 1,5 para deformações impostas por aplicação de pré-esforço.

Para simplificação de projecto, em edifícios cuja função principal não seja armazenagem nem sejam aplicadas deformações pelo pré-esforço, os efeitos de fluência em vigas mistas pode ser simplesmente considerado ao substituir A_c (áreas de betão) pela área da aço equivalente A_c/n , quer para curta duração quer para longa duração, onde n é um rácio nominal para o betão tomado por $E_{cm}/2$.

Para as vigas contínuas devem-se efectuar reduções de rigidezes em zonas próximas dos apoios, prevendo a sua fendilhação devido aos esforços de tracção que se irão instalar (Figuras 3.11 e 3.12).

Relativamente ao faseamento construtivo, considerações próprias deverão ser aplicadas, principalmente para a verificação ao Estados Limite de Serviço (deformações), distinguindo a **fase metálica** em que temporariamente a resistência é fornecida somente pelos perfis metálicos e apenas tem de suportar os pesos próprios da estrutura e uma sobrecarga de construção prevista no EC 0 ($Q_{construção}$ considero 1 KN/m², para deslocações de operários e equipamento móvel), á qual deve ser adicionada a deformação do elemento já em funcionamento resistente de **fase mista**, sujeito á combinação quase-permanente das acções (expressão 2.9). Valor que deverá ser inferior a um limite preconizado pela prática corrente de $L/250$ (L é o vão da viga).

$$\delta_{TOTAL} = \delta_{METÁLICA}^{Construção} + \delta_{MISTA}^{QP} \leq \frac{L_{viga}}{250} \quad (2.9)$$

2.2.3. ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA COM REDISTRIBUIÇÃO PARA EDIFÍCIOS

Com a condição de que os efeitos de 2º Ordem não necessitam de ser considerados, este tipo de análise pode ser aplicado a vigas contínuas para os estados limite que não o da fadiga. Para aplicação da redistribuição em vigas mista é necessário que as ligações de continuidade sejam rígidas, os vãos das vigas têm alturas uniformes e não poderá haver necessidade de verificação ao fenómeno de encurvadura lateral (por exemplo recorrendo à conexão total).

Preenchidos os requisitos acima descritos, aos momentos flectores negativos podem-se aplicar redistribuições limitadas pelos valores do Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Limites de redistribuição para redução de momentos [1]

Class of cross-section in hogging moment region	1	2	3	4
For un-cracked analysis	40	30	20	10
For cracked analysis	25	15	10	0

2.2.4. ANÁLISE GLOBAL PLÁSTICA PARA EDIFÍCIOS

Os efeitos de 2ª Ordem neste tipo de análise não necessitam de ser considerados, isto acontece porque a análise elástica de uma estrutura é importante para estudar o seu comportamento sob a acção das cargas de serviço, entretanto se o carregamento aumentar em direcção à carga última, as secções mais solicitadas da estrutura plastificam-se e formam rótulas plásticas que transformam a estrutura num mecanismo, podendo esta análise ser utilizada para verificação aos estados limite últimos, que não o da fadiga.

A análise só poderá ser aplicada se todos os membros e ligações do pórtico forem metálicos ou mistos, se o aço preencher os requisitos de ductilidade preconizados no EC 3 (ponto 3.2.2), se todas as secções transversais de aço satisfizerem o disposto no EC 3 (ponto 5.6) e, por fim, que todas as ligações sejam dotadas de capacidade suficiente de rotação para absorver os próprios momentos plásticos resistentes.

Para edifícios mistos, a capacidade de rotação pode ser assumida como suficiente, caso a classe do aço não exceda S355 e a contribuição de qualquer reforço por revestimento em betão à compressão tem de ser desprezado no cálculo do momento resistente de cálculo. Todas as secções transversais, onde se formem as rotulas plásticas têm de ser classe 1 e as restantes efectivas terão de se situar entre a classe 1 e classe 2 e cada ligação viga-pilar demonstre capacidade de rotação em cálculo suficiente, ou possua um momento resistente de pelo menos 1,2 vezes o momento plástico da viga que assegura a ligação.

2.2.5. CLASSIFICAÇÃO DE SECÇÕES TRANSVERSAIS

A classificação das secções transversais tem como objectivo identificar em que medida a sua resistência e a sua capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura local. O sistema de classificação definido no EC 3 (parte 1-1, 5.5.2) aplica-se às secções mistas.

As secções transversais da Classe 1 são aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência.

As secções transversais da Classe 2 são aquelas que podem atingir o momento plástico resistente, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local.

As secções transversais da Classe 3 são aquelas em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento plástico resistente seja atingido.

As secções transversais da Classe 4 são aquelas em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

A classificação de uma secção mista deve ser atribuída de acordo com a classe mais desfavorável dos componentes metálicos à compressão.

Para secções com armadura longitudinal à tracção, em Classe 1 e 2, em que o momento resistente seja determinado pela resistência plástica, terá de ser disposta uma quantidade mínima de armadura A_s na largura efectiva de betão.

$$A_s = \rho_s \cdot A_c \quad (2.10)$$

$$\rho_s = \delta\rho \cdot \frac{f_y}{235} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad (2.11)$$

3

VIGAS MISTAS

3.1. CONCEITOS BASE

Vigas metálicas são frequentemente utilizadas, em pontes e edifícios como elementos para suporte de lajes. A resistência poderá ser mobilizada de forma independente, caso não existam restrições, ocorrendo escorregamento relativo entre faces da laje e viga.

O comportamento global de um elemento misto depende fundamentalmente da ligação ao corte aço-betão. Com a variação do momento flector (existência de esforço transversal) ao longo das peças surgem esforços de escorregamento ao longo das superfícies de contacto entre o aço e o betão, que se não forem absorvidos, condicionam o comportamento conjunto dos dois materiais Figura 3.1.

A resistência de uma viga mista depende directamente do grau de conexão e interação entre o aço e o betão. Importa ressaltar que na realidade, algum escorregamento relativo ocorre, mesmo em vigas com grau de conexão total, no entanto, o termo conexão total é utilizado principalmente nas normas, pois entende-se que o escorregamento relativo entre aço e betão pode ser desprezado no cálculo.

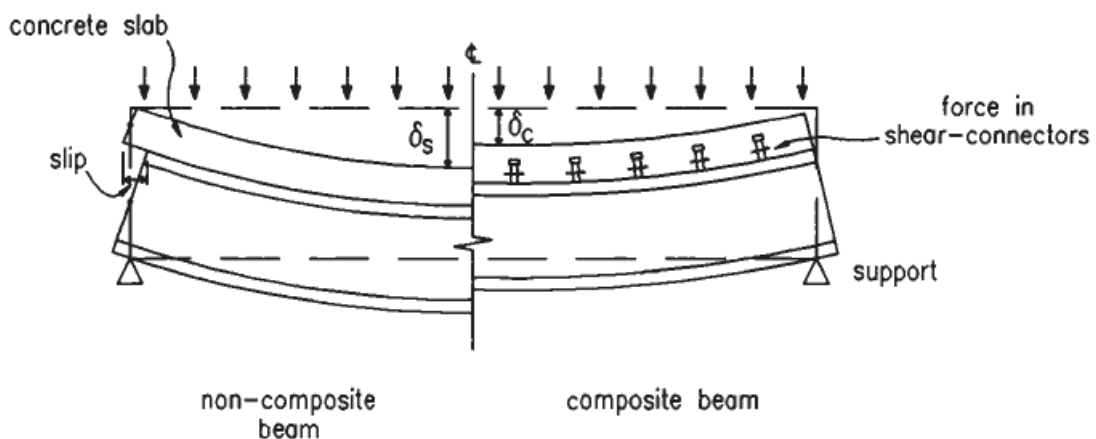


Fig.3.1 – Comportamento de vigas com funcionamento como elemento simples ou misto [2]

A utilização de vigas mistas em edifícios com vários pisos apresenta-se vantajosa pelo acréscimo de resistência e rigidez propiciados pela associação dos elementos de aço e de betão, o que possibilita a redução da altura dos elementos estruturais, resultando em economia de material. Atingem-se reduções

de quantidades de aço na ordem dos 30% a 50%, relativamente às vigas sem interacção, possibilitando ainda uma rápida execução construtiva. A principal desvantagem reside na necessidade de aplicar conectores na interface aço-betão [2].

As vigas mistas podem ser simplesmente apoiadas ou contínuas. As simplesmente apoiadas contribuem para a maior eficiência do sistema misto, pois a viga de aço trabalha predominantemente à tracção e a laje de betão à compressão. Em relação ao método construtivo, pode-se optar pelo não escoramento da laje devido à necessidade de velocidade de construção. Por outro lado, o escoramento da laje pode ser apropriado caso seja necessário limitar os deslocamentos verticais da viga de aço na fase construtiva, existindo ainda outra solução que passará pela aplicação de uma contra-flecha.

3.1.1. SECÇÕES TRANSVERSAIS

A classificação das secções transversais tem como objectivo identificar em que medida a sua resistência e a sua capacidade rotacional são limitadas pela ocorrência de encurvadura local. A secção mista deve ser classificada de acordo com a classe menos favorável do elemento aço à compressão. São definidas quatro classes de secções transversais:

- As secções transversais da Classe 1 são aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência.
- As secções transversais da Classe 2 são aquelas que podem atingir o momento plástico resistente, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local.
- As secções transversais da Classe 3 são aquelas em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento plástico resistente seja atingido.
- As secções transversais da Classe 4 são aquelas em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

Apresentam-se algumas das secções transversais tipo, utilizadas com funcionamento misto na Figura 3.2.

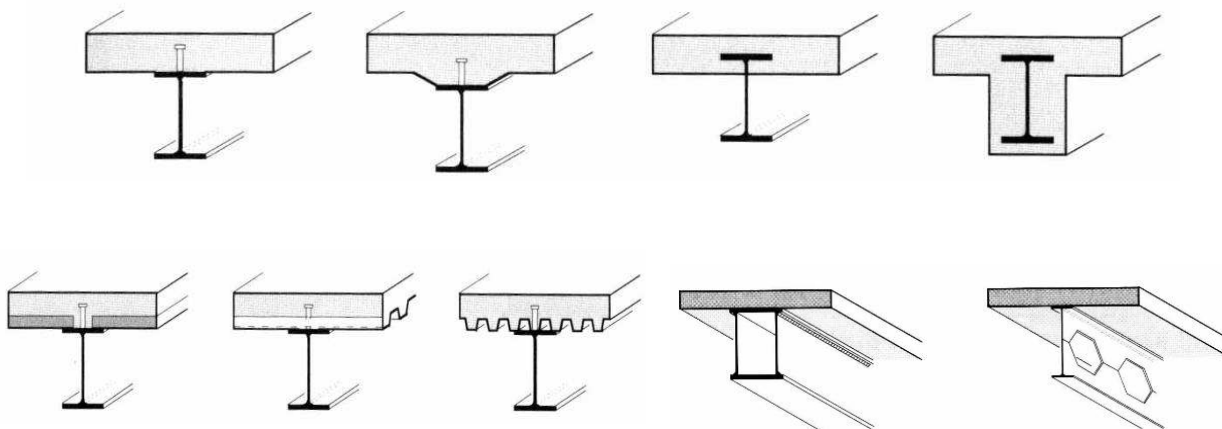


Fig.3.2 – Exemplos tipo de secções transversais [3]

A análise elástica é baseada na rigidez dos elementos, admitindo-se que os esforços internos variam linearmente ao longo do elemento, independentemente do nível de tensões. No caso de vigas mistas, a secção é homogeneizada para uma secção teórica de aço, contabilizando apenas a largura de betão efectiva colaborante, determinando-se assim os esforços solicitantes na secção estudada. A análise elástica é sempre utilizada na determinação dos estados limites de utilização. Esta análise pode ser utilizada sempre pois é mais conservadora que a plástica, logicamente respeitando-se os limites de encurvadura local dos elementos que compõem o perfil de aço.

Pode-se igualmente recorrer ao estudo elástico, caso se verifique que os efeitos de 2ª ordem não necessitam de ser considerados, aplicando-se ao estudo de vigas contínuas, para verificação ao estado limite último (excepto o fenómeno da fadiga), utilizando uma redistribuição limitada para edifícios. Esta redistribuição é perfeitamente adequada, na medida em que os momentos resultantes nos apoios são sobrestimados, devido à fendilhação do betão, a rigidez da secção é reduzida e permite uma diminuição do momento flector.

Uma aproximação simplificada poderá ser obtida, utilizando os valores expressos na Tabela 5.1 EN1994-1-1:2004 (EC4), efectuando uma distinção entre análise fendilhada e não fendilhada, sendo óbvio que a limitação é mais restritiva para a análise fendilhada

A resistência última à flexão de uma secção mista pode ser determinada pela análise plástica. Assume-se que as extensões ao longo da secção são suficientemente elevadas de forma a que as tensões no aço se encontrem em valores de cedência e que as tensões no betão estejam na resistência de cálculo. Por consequência os blocos de tensão plásticos são rectangulares, ao contrário do cálculo linear elástico. Uma secção mista pode ser dimensionada através da análise plástica desde que esteja nas classes 1 ou 2. Secções nas demais classes devem ser verificadas através da análise elástica e verificados os estados limites de encurvadura local dos elementos que a compõem. A Figura 3.3 elucida os pressupostos distintos em que se baseiam as análises elástica e plástica.

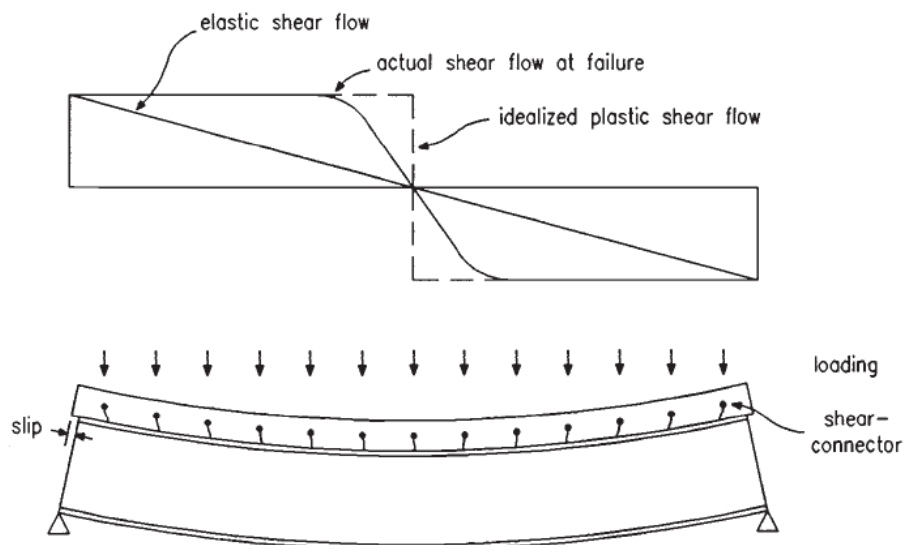


Fig.3.3 – Idealização da transferência de esforços entre aço e betão [2]

3.1.2. MÉTODOS CONSTRUTIVOS

A escolha do processo construtivo influencia as tensões que se desenvolvem em ambos os materiais. Em estruturas mistas, o processo escorado pode ser utilizado, pelo facto de que a limitação de tensões no perfil metálico pode ser condicionante em seu dimensionamento. Enveredando pelo processo mais rápido de execução (não escorado), serão claramente distinguidas duas fases resistentes.

A etapa inicial da sequência construtiva pode ser denominada por **fase metálica**, condição resistente prévia ao ganho de presa do betão em que o perfil de aço é submetido ao peso próprio dos materiais, betão em fase de cura (maior peso do betão nesta fase) e sobrecarga construtiva prevendo a movimentação de operários e eventuais equipamentos. Normalmente provocando deformações elevadas que terão de ser acrescidas de uma parcela respeitante à deformação da viga já em **fase mista**, para a combinação quase permanente das acções. A soma destas componentes deverá respeitar o limite $1/250$.

$$\delta_i = \delta^{Construção} + \delta^{QP} \quad (3.1.)$$

Em construções escoradas será apenas necessária a verificação das deformações para **fase mista**, após o betão atingir 75 % da sua resistência característica à compressão, submetida às acções de cálculo actuantes no pavimento. O procedimento de verificação e conseqüente tipo de análise depende da posição do eixo neutro na secção transversal da viga mista.

3.2 LAJES MISTAS

O sistema de lajes mistas consiste na utilização de uma forma de aço nervurada como forma permanente de suporte para o betão antes da cura e das cargas de utilização. Após a cura do betão, os dois materiais, combinam-se estruturalmente, formando o sistema misto. A forma de aço substitui então a armadura positiva da laje.

Na Europa e nos Estados Unidos, a utilização deste sistema em edifícios e pontes é comum. Os primeiros sistemas de lajes mistas surgiram no final da década de 30 [4], apresentando-se como substitutos ao sistema tradicional de lajes de betão armado e sendo utilizados inicialmente em edifícios altos. Na Europa, o sistema de lajes mistas apareceu no final da década de 50, utilizando-se formas de aço corrugadas, apoiadas em vigas de aço. A interacção entre a forma de aço e o betão, na época, realizava-se unicamente por atrito. Na metade da década de 60, as formas de aço perfiladas foram introduzidas dos Estados Unidos para a Europa. Actualmente, vários sistemas têm sido utilizados no processo de construção de formas para suportar o betão durante a fase de execução das lajes, destacando-se o “*steel deck*” que se constitui como um dos mais apropriados em termos de construção de lajes (Figura 3.4). Este sistema tem se transformado em tecnologia padrão nos países industrializados.

São diversas as vantagens e funções das formas de aço empregues em lajes mistas. Além de funcionarem como armadura positiva da laje, suportam os carregamentos durante a construção e funcionam como plataforma de trabalho, contraventam lateralmente a estrutura, desempenhando o papel de diafragma horizontal. Além disso, pelo facto de distribuírem as deformações por retracção, evitam a fendilhação excessiva do betão. Os sistemas de lajes mistas apresentam algumas vantagens. Entre elas, pode-se citar a possibilidade de dispensa do escoramento da laje, dispensa de escoramento

e redução dos gastos com desperdício de material, a alta qualidade de acabamento da face interna da laje, facilidade de instalação e maior rapidez construtiva.

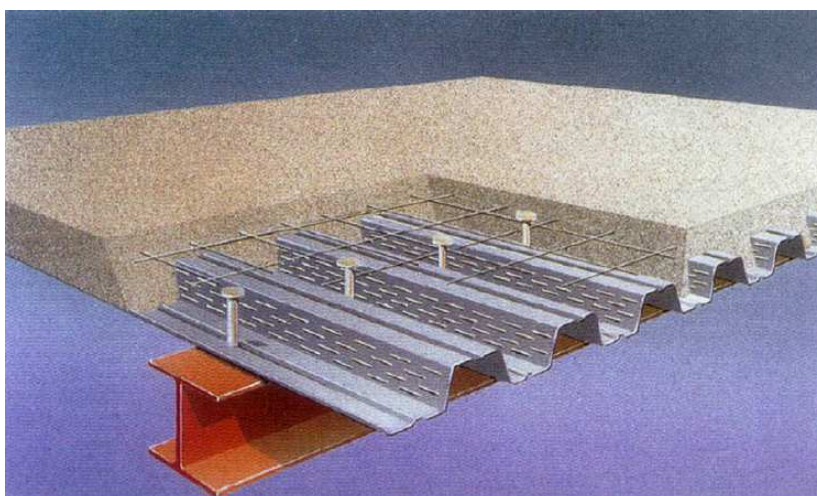


Fig.3.4 – Exemplo do sistema de lajes mistas- Steel Deck CE-75 – catálogo CODEME

O EC 4 permite que o corte longitudinal seja resistido por meios mecânicos através de reentrâncias e mossas no perfil da chapa metálica, atrito entre a superfície de betão e de aço, ancoragem nos extremos proporcionada por conectores soldados.

Os tipos de lajes mistas variam por forma, profundidade e espaçamento das nervuras e espessura da chapa. A chapa de aço tem espessura comercial variando entre 0,75 e 1,50mm aproximadamente, e como ficará exposta ao meio ambiente, é necessário que seja galvanizada para protegê-la contra a corrosão.

O deslocamento vertical é uma função da rigidez da laje e, muitas vezes, é o estado limite de utilização que governa o dimensionamento da mesma, portanto, a utilização de aço com alta resistência pode não ser vantajosa.

Por norma, os fabricantes deste tipo de laje fornecem, em forma de catálogos ou especificações técnicas, sobrecarga, vão e características técnicas da forma de aço. O betão da laje pode ter armadura inferior adicional à forma de aço e deve ter armadura superior para controlo de fendilhação ou para resistir a momentos negativos conferidos pela continuidade da laje em apoios intermediários. O dimensionamento das lajes mistas deve considerar duas situações distintas:

- Durante a construção, considera-se peso próprio da chapa e do betão não endurecido, além de sobrecargas de construção, inclusive carregamentos devido a armazenamento de materiais, quando aplicáveis.
- Durante a vida útil da estrutura como laje mista, considerando o estado limite último e os estados limites de utilização.

3.2.1. ASPECTOS CONSTRUTIVOS

O comportamento misto é alcançado após o endurecimento do betão da laje, quando a forma de aço transmite as tensões de corte horizontais na interface com o betão. A Figura 3.5 ilustra os procedimentos de algumas ligações típicas em lajes mistas, os quais conferem o comportamento misto à estrutura:

- a) Ligações mecânicas fornecidas por saliências e reentrâncias (mossas) existentes na forma;
- b) Ligações por atrito em perfis de chapa modelados numa forma reentrante;
- c) Ancoragem de extremidade fornecida por conectores tipo *stud* ou por outro tipo de ligação local, em combinação com a) e b);
- d) Ancoragem de extremidade obtida pela deformação das nervuras na extremidade da forma, em combinação com b).

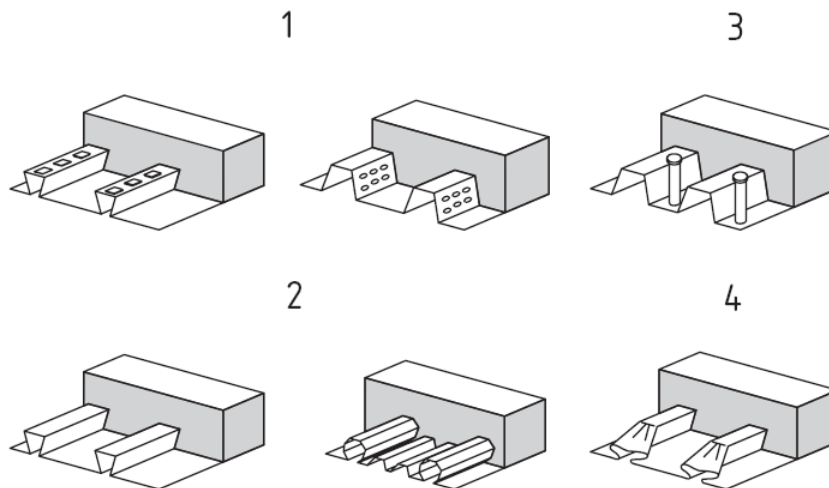


Fig.3.5 – Formas típicas de ligações em lajes mistas [1]

O EC 4 faz as seguintes recomendações em relação às dimensões da forma de aço e da laje de betão (Fig.3.6):

- a) A altura total da laje mista h deve ser maior ou igual que 80 mm. A altura de betão h_c , medida a partir da superfície plana superior até as nervuras da forma deve ser maior ou igual a 40 mm.
- b) Se a laje actua como parte de uma viga mista ou é utilizada como diafragma, a altura total deve ser maior ou igual a 90 mm e h_c maior ou igual a 50 mm.
- c) Quando for necessária a colocação de armadura dentro da altura h_c do betão, o espaçamento máximo dos varões deve atender o item 5.4.3.2.1 do EC 2, com base na altura total h da laje mista, excepto quando se deseja um espaçamento inferior, a fim de controlar a fendilhação.

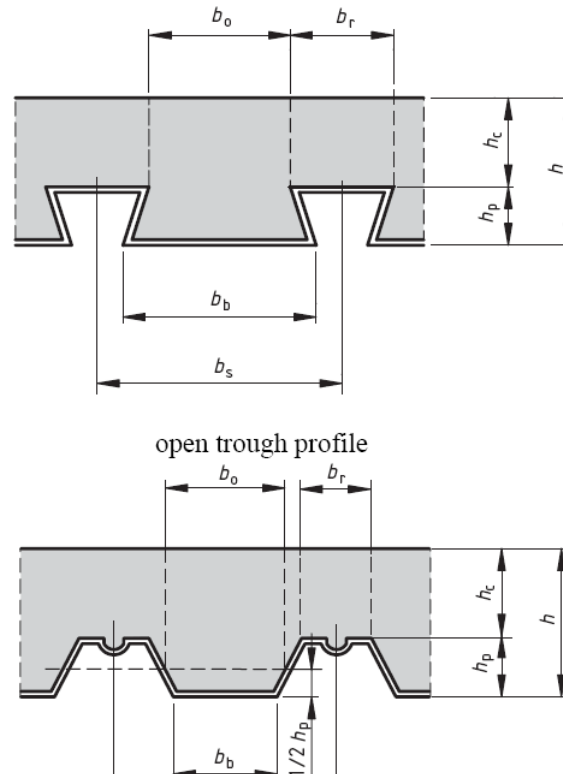


Fig.3.6 – Dimensões da chapa e betão [1]

A discriminação adequada dos apoios é essencial para o uso seguro da forma de aço como plataforma. Segundo o EC 4, os apoios devem obedecer os seguintes requisitos:

- Lajes mistas que se apoiam em betão ou em aço devem ter um comprimento mínimo de apoio igual a 75 mm, com um apoio extremo para a forma de aço de, no mínimo, 50 mm, conforme a Figura 3.7.
- Para lajes mistas que se apoiam em outros materiais, esses valores aumentam para 100mm e 70 mm, respectivamente, conforme a Figura 3.7.
- Em formas sobrepostas e em formas contínuas, o comprimento mínimo de apoio deve ser de 75 mm para lajes mistas que se apoiem em betão ou em aço e 100 mm para apoios constituídos de outros materiais, conforme a Figura 3.7.

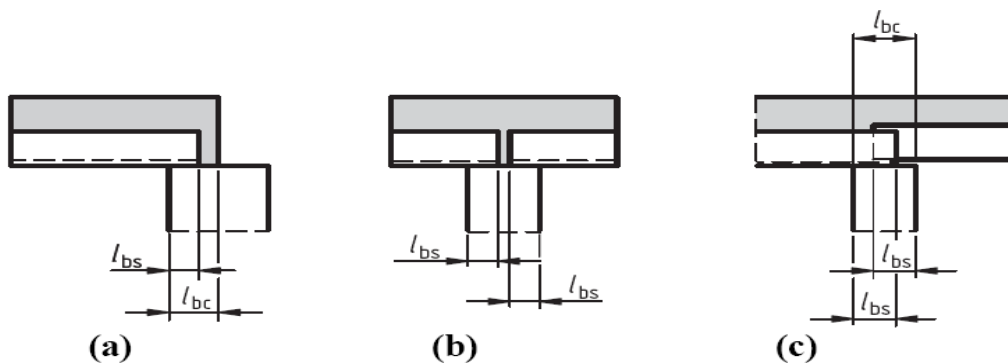


Fig.3.7 – Comprimentos mínimos de apoio [1]

Após a conclusão da montagem das vigas de aço da estrutura pode-se prosseguir com a instalação dos painéis das formas de aço e de seus acessórios. Antes, porém, alguns procedimentos devem ser tomados a fim de garantir a eficiência da fixação da forma. Entre estas verificações, recomendadas também pelo EC 4, pode-se citar:

- Nivelamento correcto do banzo superior da viga de aço, de modo que se tenha um perfeito contacto entre a forma e a viga;
- Remoção de ferrugem e de outras sujeiras;
- Remoção da pintura nas proximidades da região de soldagem

Após o término da montagem da forma de aço, devem ser fixados os conectores de corte. Estes conectores deverão ser soldados na viga, através da forma de aço, mediante uma solda de electrofusão. O conector mais utilizado no sistema de lajes mistas é o tipo pino com cabeça (*stud bolt*).

Alguns cuidados devem ser tomados na execução da fixação dos conectores. O EC 4 recomenda que se verifiquem alguns procedimentos:

- Evitar a presença de humidade na soldagem do conector. Por esse motivo é mais conveniente que a aplicação dos conectores seja feita logo após a montagem da forma de aço, evitando a possibilidade de acumulação de água entre os painéis e a face superior das vigas de aço;
- Os conectores não devem ser soldados através de mais de um painel de forma.
- A espessura total da forma de aço não deve exceder 1,25 mm para formas galvanizadas e 1,50 mm no caso de formas não galvanizadas.

Após a conclusão da montagem, da fixação da forma e da instalação dos conectores de corte, pode-se dar início a instalação das armaduras adicionais das lajes.

3.3 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

O dimensionamento de vigas mistas submetidas à flexão é definido pela caracterização do comportamento ao nível da ligação aço-betão. Apresentam-se duas orientações possíveis de cálculo, denominadas por **interacção total**, em que o colapso da secção acontece através da plastificação excessiva da viga metálica ou rotura do betão e **interacção parcial**, quando a resistência nominal da ligação aço-betão é inferior à tensão de cedência da viga de aço e/ou à tensão de rotura da laje de betão, portanto, a secção não atinge a plastificação devido ao facto do colapso da secção mista ocorrer pela insuficiência na conexão.

3.3.1. INTERACÇÃO VS CONEXÃO

É importante efectuar a clara distinção entre os fenómenos da **conexão total** (Fig.3.8) e **interacção completa** (Fig.3.9), embora na prática se confundam. Existe distinção entre interacção, que está associado ao escorregamento relativo na interface e consequentemente com a rigidez do meio de conexão, e grau de conexão, que está associado à capacidade da viga em atingir o máximo momento resistente sem a rotura da ligação. Na realidade algum escorregamento relativo ocorre, mesmo em vigas com grau de conexão total, e que o termo interacção completa continua a ser usado, pois entende-se que o escorregamento relativo entre aço e betão pode ser desprezado nos cálculos [5].

OEHLERS et al. descreveram o efeito da interacção parcial em vigas mistas com grau de conexão total [6]. Mostraram que para vigas mistas usuais em edifícios, onde a resultante de compressão da secção de betão é maior que a resultante de tracção na secção de aço, a interacção parcial tem poucos efeitos sobre a capacidade da viga à flexão. Por outro lado, a interacção parcial pode reduzir a resistência de vigas mistas com secções robustas de aço, onde a resultante de tracção na secção de aço seja consideravelmente maior que a resultante de compressão no betão. Entretanto, o grande efeito da interacção parcial parece estar relacionado com a redução das deformações nos elementos de aço.

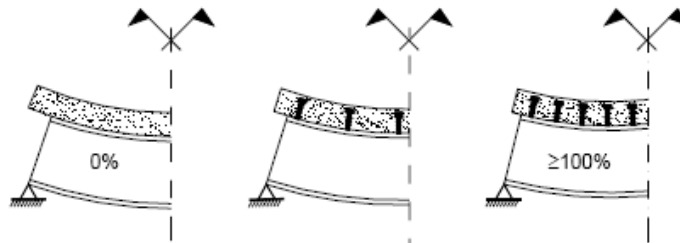


Fig.3.8 – Conexão nula, parcial, total [7]

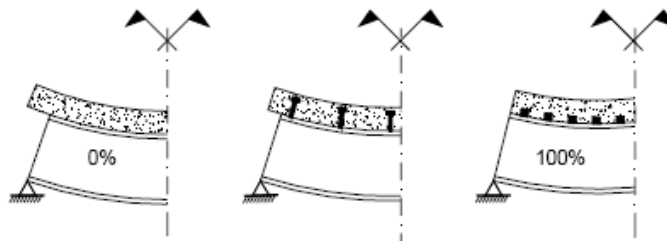


Fig.3.9 – Interacção nula, parcial, total [7]

3.3.2. INTERACÇÃO COMPLETA OU PARCIAL

Na interacção completa, considera-se que existe uma ligação perfeita entre o aço e betão, podendo-se assumir que as secções planas permanecem planas. Neste caso, não há escorregamento longitudinal nem afastamento vertical relativo, conseqüentemente na distribuição de deformações, verifica-se a existência de um único eixo neutro, conforme mostra, de forma simplificada, a Figura 3.10.

Quando ocorre escorregamento relativo ao nível da ligação aço-betão, há uma descontinuidade no diagrama de deformações, caracterizando a interacção parcial (Fig.3.10). Em consequência disso, a secção transversal da viga apresenta dois eixos neutros, comportamento lógico para dois materiais distintos, que deixam de funcionar em termos de resistência como um só material misto. O efeito do escorregamento afecta a distribuição de tensões na secção, a distribuição do fluxo de corte longitudinal na conexão e, conseqüentemente, a deformabilidade das vigas. Esta última assume particular relevância em verificações no estado limite de utilização da estrutura.

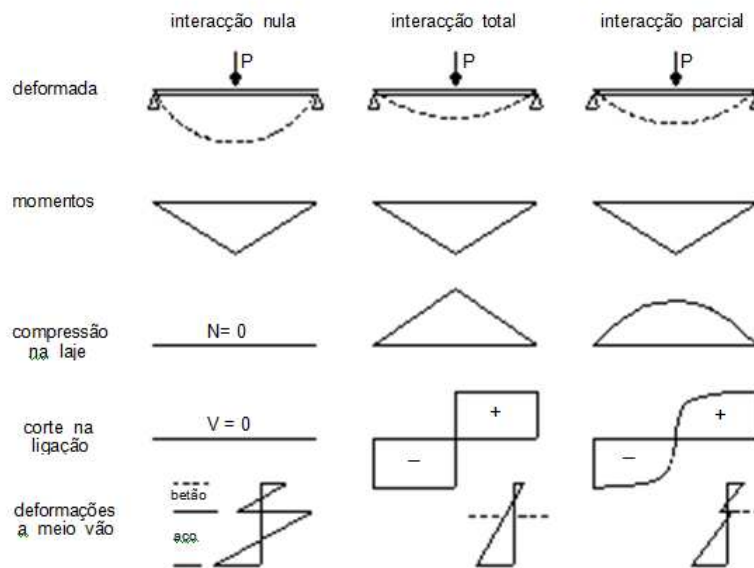


Fig.3.10 – Interacção aço-betão no comportamento de vigas mistas [5]

As principais vantagens das vigas mistas contínuas em relação às simplesmente apoiadas, para um determinado tipo de laje e de carregamento, por unidade de comprimento da viga, são a possibilidade de se utilizar maiores relações de vão/altura para uma dada flecha admissível e o facto da estrutura do pavimento como um todo, ser menos susceptível ao efeito da vibração causado pelo movimento de pessoas [8].

As vantagens citadas estão associadas ao ganho de rigidez global da estrutura, favorecido pelas conexões viga/coluna. Estudos que têm como objectivo avaliar a influência do tipo de conexão viga/coluna no comportamento de vigas mistas em pórticos, verificam que existe uma redução significativa dos deslocamentos quando se considera as vigas mistas como parte do pórtico, ao invés de considerá-las como elementos isolados e simplesmente apoiados.

Contudo, a continuidade dos tramos não traz apenas vantagens, a existência de regiões de momentos negativos causam uma perda na eficiência do sistema misto, pois além de diminuírem a resistência à flexão provocada pela fendilhação do betão traccionado, sujeitam a zona comprimida à encurvadura local ou à instabilidade por torção do perfil metálico (bambeamento). Além disso, os procedimentos de cálculo são mais complexos comparativamente com o caso de vigas simplesmente apoiadas. Devido à fendilhação há uma diminuição na precisão das avaliações relativas a tensões e deformações, ampliada pelos efeitos de fluência e retracção desenvolvidos no elemento betão.

A diferença verificada entre uma viga mista fissurada nas zonas de continuidade (Fig. 3.12) e outra sem fendilhação (Fig. 3.11) é significativa no que respeita a rigidez à flexão, conduzindo a incertezas quanto à distribuição de momentos flectores ao longo da viga. Torna-se claro, que a análise plástica deve ser preferencialmente utilizada pois privilegia a economia, ao invés da análise elástica, pois esta última super estima os momentos nos apoios.

Para se efectuar uma análise plástica, existem três condições a serem satisfeitas, são elas o equilíbrio, a plastificação (em nenhuma secção ocorre momento superior ao momento de plastificação) e o mecanismo (a plastificação torna a estrutura hipostática).

Devido à grande dificuldade de se lidar com todas as condições simultaneamente, existem duas abordagens distintas:

- Método estático (ou do limite inferior): pesquisa soluções em equilíbrio na qual seja respeitada a condição de plastificação. Como não forma necessariamente um mecanismo, a carga última obtida é igual ou inferior à real (a favor da segurança).
- Método cinemático (ou do limite superior): pesquisa mecanismos possíveis, normalmente em equilíbrio. Como a condição de plastificação não é garantida, pois podem haver momentos superiores ao de plastificação em certos pontos, a carga última obtida é igual ou superior à real (contrária à segurança).

No entanto, se o estudo realizado à estrutura for elástico, pode-se utilizar a redistribuição limitada, precisamente para considerar de uma forma simples e directa os parâmetros contemplados na análise plástica, aplicando percentagens de redistribuição normalizadas (Tabela 5.1, EC4), atendendo ao tipo de análise escolhido para a determinação de esforços (análise fendilhada ou não fendilhada).

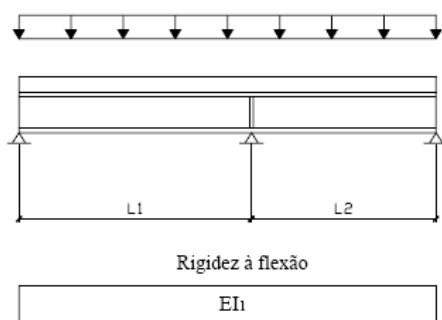


Fig.3.11 – Seção não fendilhada

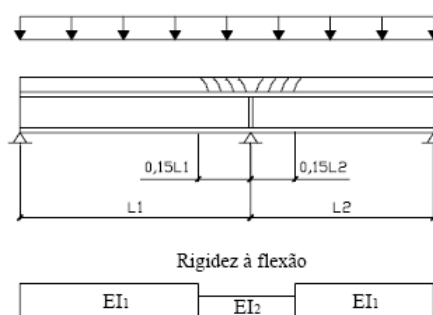


Fig.3.12 – Seção fendilhada

A resistência ao momento flector de vigas mistas submetidas a momento positivo é limitada pela resistência do betão e da viga de aço, um cálculo simples baseado na plastificação total da secção obtém-se o correspondente momento resistente com uma precisão bastante apreciável. Para regiões de momento negativo, verificações devem ser efectuadas, devido à possível ocorrência de encurvadura lateral, visto que a zona comprimida da viga não é directamente restringida pela laje de betão.

A fendilhação do betão normalmente ocorre para níveis de carregamento baixos (cerca de 30% do momento resistente da viga), influenciando também a capacidade da secção quanto à redistribuição dos momentos flectores. Dekker et al. apresentam e discutem os factores que influenciam o comportamento de vigas mistas sob momento flector negativo, relacionando-os com a geometria da secção e relação entre vãos [9].

Propuseram um modelo teórico que fornece uma base para a avaliação da influência da restrição à torção, oferecida pela laje ao perfil de aço. Os modelos teóricos são comparados com resultados experimentais obtidos a partir de ensaios em vigas mistas. O modelo é então utilizado como base para um cálculo iterativo aproximado, que também considera a encurvadura local do banzo e da alma. Os factores que influenciam a resistência de vigas mistas contínuas ao momento negativo são:

- **Taxa de armadura longitudinal existente na laje:** A altura da zona comprimida da alma é controlada pela força resistente da armadura da laje. A encurvadura local da alma e as tensões

de compressão no banzo da viga de aço, por consequência limitam a taxa da armadura longitudinal da laje.

- **Encurvadura associada à torção da secção:** Uma considerável restrição lateral é oferecida pela laje de betão ao banzo traccionado da viga de aço. A resistência a este tipo de encurvadura depende, portanto, da altura da alma capaz de transmitir a restrição ao banzo comprimido instável.
- **Encurvadura local/lateral da alma e do banzo comprimido:** O momento resistente é reduzido quando a secção é suficientemente esbelta a fim de permitir que a encurvadura local/lateral se desenvolva para níveis de carregamentos abaixo dos que provocariam encurvadura por torção.

3.3.4. LARGURA EFECTIVA

O sistema estrutural de um pavimento misto é essencialmente discriminado numa série de vigas em “T” paralelas, com banzos efectivos resistentes. A contribuição do banzo de betão sujeito a compressão é limitado pela influência do efeito “shear lag”. A distribuição das tensões na laje não é uniforme (Fig. 3.13) e não se deve considerar que a largura total da laje contribua para a resistência da secção mista. Para simular este efeito, a largura da laje é reduzida, de modo que se possa assumir que as tensões sejam uniformes nesta largura.

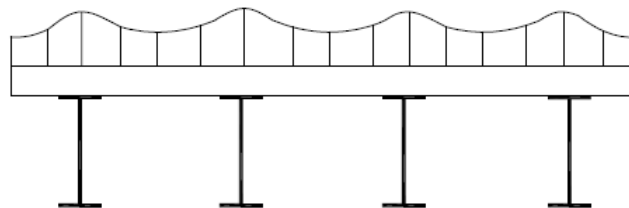


Fig.3.13 – Tensões axiais não uniformes, efeito “shear lag” [10]

O cálculo exacto da largura efectiva no regime elástico depende de um conjunto de factores, tais como as condições de apoio, tipos de carregamento e consequente distribuição de momentos, proporção entre espessura da laje e altura da viga e armadura longitudinal disposta na laje. O cálculo é baseado na teoria da elasticidade, tornando-se desta forma muito laborioso, visto ser necessário avaliar não somente os factores já citados, como também resolver as equações que regem o fenómeno, o que inviabiliza o seu cálculo em nível de projecto. Por esse motivo o efeito "shear lag" é levado em consideração pelas regulamentações através de recomendações práticas (Fig. 3.14), para a determinação do valor da largura efectiva.

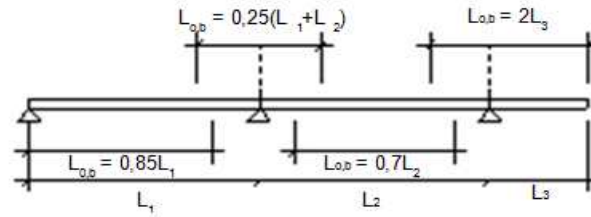


Fig.3.14 – Vão equivalente, para determinação da largura efectiva, segundo EC4

$$b_{eff} = b_o + \sum b_{ei} \quad (3.2.)$$

Ao aplicar a análise elástica global, pode ser utilizada uma largura efectiva constante ao longo de todo o vão, como medida simplificativa de cálculo. Para os edifícios, b_o pode ser considerado nulo e b_{ei} medido a partir do centro da alma da viga. No que respeita à análise plástica, uma aproximação comum de cálculo é considerar uma largura efectiva proporcional ao vão da viga, tipicamente os valores situam-se entre os 20% e 33% [2]. Estes pressupostos verificam-se porque as condições na rotura são diferentes da elástica, e a capacidade resistente plástica de uma secção mista é relativamente insensível ao valor preciso da largura efectiva utilizada.

3.3.5. INSTABILIDADE POR ENCURVADURA LATERAL

O banzo superior da viga de aço pode ser sempre considerado lateralmente estável, pois encontra-se convenientemente ligado à laje de betão por meio dos conectores. Para o banzo inferior comprimido deve ser sempre verificada a estabilidade. Nas regiões de momentos negativos pode ocorrer a instabilidade associada à distorção da secção, visto a laje de betão não conseguir evitar os deslocamentos laterais em toda a secção de aço. Neste caso a forma da secção transversal não é mantida, diferente do caso da instabilidade lateral com torção, onde ocorrem apenas deslocamentos verticais, horizontais e rotações. A Figura 3.15 ilustra os dois tipos de instabilidade lateral.



Fig.3.15 – Encurvadura lateral com torção, Instabilidade associada à distorção da secção transversal da viga de aço respectivamente [9]

No entanto, na fase de construção, tendo em conta o grau de escoramento utilizado, a viga deve ser verificada quanto à encurvadura lateral, considerando apenas a parte metálica.

Em vigas mistas, a verificação da encurvadura lateral restringe-se quase exclusivamente às zonas de momento flector negativo, junto aos apoios intermédios (ao longo de um comprimento L_{cr}), onde o banzo inferior da viga metálica fica submetido a compressão e em geral apenas é contraventado lateralmente nas secções dos apoios (Fig.3.16) [9].

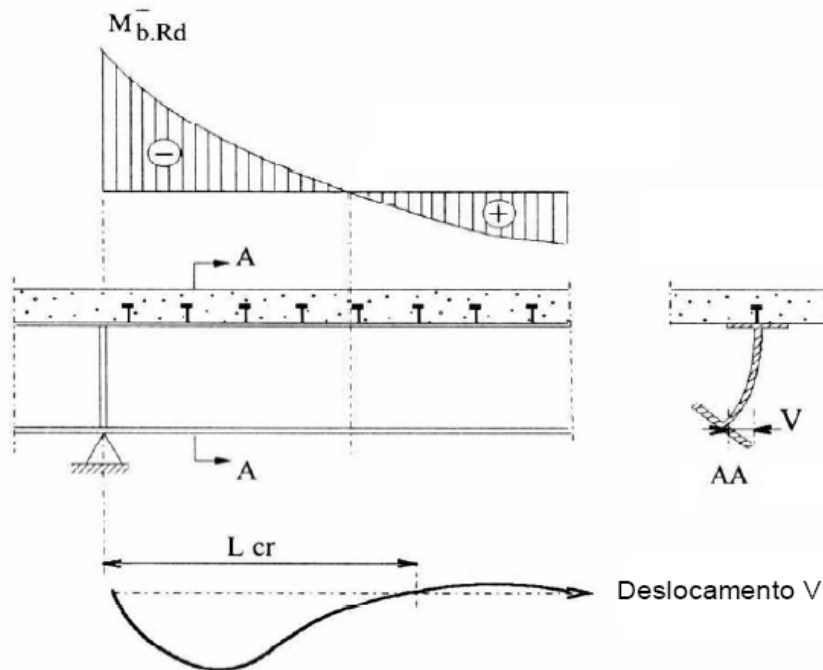


Fig.3.16 – Encurvadura lateral, numa viga mista contínua [9]

O fenómeno de encurvadura lateral em vigas mistas é diferente daquele que se verifica em vigas metálicas, pois o pavimento ao impedir a torção obriga à distorção da secção. O deslocamento lateral do banzo inferior é máximo a uma distância do apoio igual a duas a três vezes a altura da viga.

3.4. EFEITO DA FLUÊNCIA E RETRACÇÃO

A fluência está intimamente associada à redução do módulo de elasticidade do betão em função do tempo. Como consequência, ocorre o aumento progressivo do coeficiente de homogeneização, ou seja, a relação entre o módulo de elasticidade do aço e do betão, reflectindo o efeito da relaxação do betão.

Relativamente à retracção, a deformação resultante da redução do volume de betão provoca deformações adicionais no elemento misto. Assim, os efeitos da retracção e fluência podem ser responsáveis por conduzir a deformações por carregamentos de longa duração significativamente maiores que a sua deformação instantânea.

Várias pesquisas foram levadas a cabo no sentido de estudar o fenómeno, detalhando o seu desenvolvimento e consequências, que descrevem um modelo analítico de uma viga mista contínua

formada por dois vãos iguais, sob carregamento constante [11]. Os efeitos da fluência, retracção e fendilhação na região de momento negativo foram analisados. As deformações e esforços previstos pelo modelo teórico foram comparados com a resposta da viga ensaiada em laboratório durante 340 dias.

A análise levou em conta a não-linearidade do material causada pela fendilhação do betão na zona de momento negativo e as deformações causadas pelos efeitos da fluência e da retracção. Os resultados experimentais e teóricos apresentaram uma semelhança apreciável entre si. Foi também possível concluir que o comportamento de vigas mistas contínuas é afectado pela influência da retracção do betão, mesmo em regime de utilização.

A retracção é um fenómeno que deve ser considerado em vigas mistas, dependendo de uma série de factores enumerados de seguida, assumirá uma maior ou menor influência no comportamento do elemento. A retracção do betão tem como principais causas as seguintes:

- Retracção química provocada pelas contracções da água quimicamente combinada;
- Retracção por perda de água absorvida através da evaporação, ou seja, evaporação parcial de água capilar;
- Retracção por carbonatação, ocasionando diminuição de volume;
- Retracção devido ao processo de hidratação do cimento.

Os factores que influenciam a retracção são relativos ao ambiente de exposição e à composição do betão, como seguem:

- Geometria da peça: proporção entre volume e superfície exposta; quanto maior a superfície exposta maior a retracção;
- Idade do betão: a retracção é mais efectiva nas primeiras idades do betão, justamente quando este apresenta menor resistência;
- Factor água cimento (a/c): quanto maior esta relação, maior a evaporação de água e consequentemente maior a retracção;
- Composição química do cimento;
- Quantidade de armadura, pois esta combate os efeitos da retracção;
- Aditivos utilizados na produção do betão;
- Cura do betão: hidratação contínua do betão durante sua cura diminui a evaporação de água, diminuindo a retracção.

A retracção do betão é também influenciada pela modificação do módulo de elasticidade do betão ao longo da sua vida e também pelo efeito da fluência.

Este estudo suporta o referido no EC4, 7.3.1. (8) que recomenda a verificação dos efeitos de retracção quando a relação vão/altura da viga mista for superior a 20.

Testes realizados por Wright et al. descrevem a análise do efeito da fluência e da retracção em vigas mistas com conexão parcial [12]. Submeteram-se dois tipos de vigas, utilizando betão de densidade normal e de baixa densidade respectivamente. O comportamento das vigas e as condições do meio (temperatura, humidade relativa, etc.) foram observados durante um período de dois anos. Para efeito de comparação de resultados e avaliação dos efeitos da fluência e retracção, a norma britânica para estruturas de betão (BS 8110/1986) foi utilizada como referência.

Foi possível concluir que os efeitos da fluência e da retração em vigas mistas formadas por betão de baixa densidade podem ser menores que no caso de vigas mistas constituídas de betão de densidade normal. Também se concluiu que os métodos de cálculo disponíveis para avaliação de flechas devido à fluência e retração do betão tendem a subestimar estes deslocamentos no caso de vigas mistas constituídas por betão de densidade normal.

3.5. CONECTORES DE CORTE

O comportamento das estruturas mistas é fundamentado na acção conjunta entre a viga de aço e o betão. Para materializar essa interacção, é necessário desenvolver na interface aço-betão uma ligação capaz de resistir às tensões tangenciais na superfície de contacto entre os dois materiais, impedindo o seu deslocamento relativo.

A conexão ao corte é total, se o aumento da resistência ao corte longitudinal, não aumentar a resistência à flexão do elemento. Caso contrário, a conexão é considerada parcial e o número de conectores será determinado com base numa teoria de conexão parcial, que considera a capacidade de deformação dos conectores. Os conectores classificam-se em flexíveis e rígidos. O conceito de rigidez, neste caso, está relacionado com a capacidade de restrição ao escorregamento imposta pela ligação viga de aço/laje.

A aderência natural e o atrito não são levados em consideração no cálculo, sendo necessária a utilização de conectores para resistir a esforços de corte nas duas direcções, gerados na referida interface, impedindo o deslizamento relativo e a separação da viga de aço com a laje. A provisão adequada de conectores de corte pode produzir um acréscimo não somente na resistência ao momento flector, mas também na rigidez da viga. Isso pode conduzir a uma redução de custos, visto a possibilidade de se reduzir as dimensões da secção para o mesmo carregamento.

Os conectores classificados como flexíveis (Fig. 3.17 (a) e (b)), oferecem um comportamento dúctil na ligação aço/betão. Este comportamento caracteriza-se pela possibilidade do conector continuar a deformar-se após atingir a sua resistência máxima, sem que ocorra uma rotura abrupta, proporcionando aos conectores vizinhos a absorção das forças de corte longitudinais actuantes, num processo de uniformização da resistência da conexão. Esta característica permite espaçar igualmente estes conectores, sem diminuir a resistência máxima da conexão. Os conectores do tipo pino com cabeça (Fig. 3.17 (a)) são os mais utilizados entre os flexíveis, na maioria dos países, devido à facilidade de fabricação utilizando o processo de soldagem semi-automático.

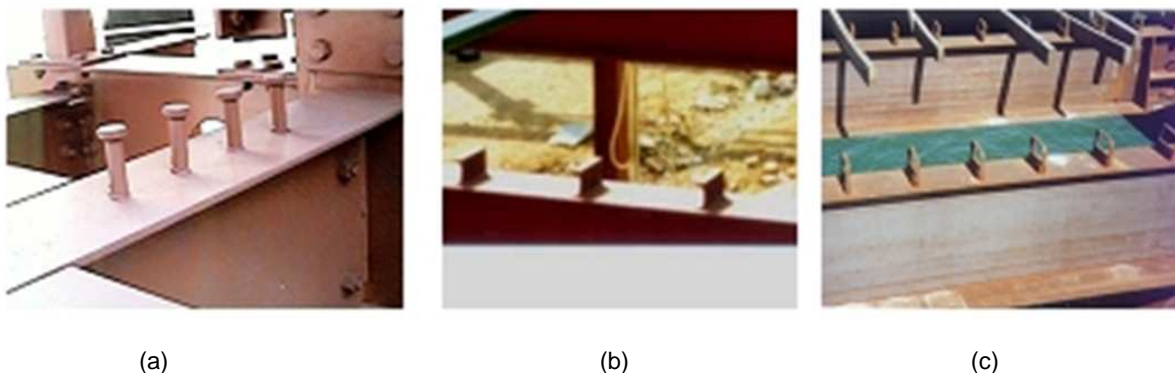


Fig.3.17 – Exemplos de tipos de conectores

Podem ser observados na Figura 3.18 os conectores com características rígidas (sendo que na Fig. 3.17 (c) já è apresentado um exemplo em construção de conectores rígidos de barra com alça), cujas propriedades apresentadas se distinguem dos conectores com comportamento dúctil. Os conectores rígidos são formados por plaquetas e perfis soldados ao banzo superior da viga de aço. De forma a aumentar a resistência do conjunto e de certa forma oferecer uma ductilidade à ligação, são adicionados elementos ganchos ou alças.

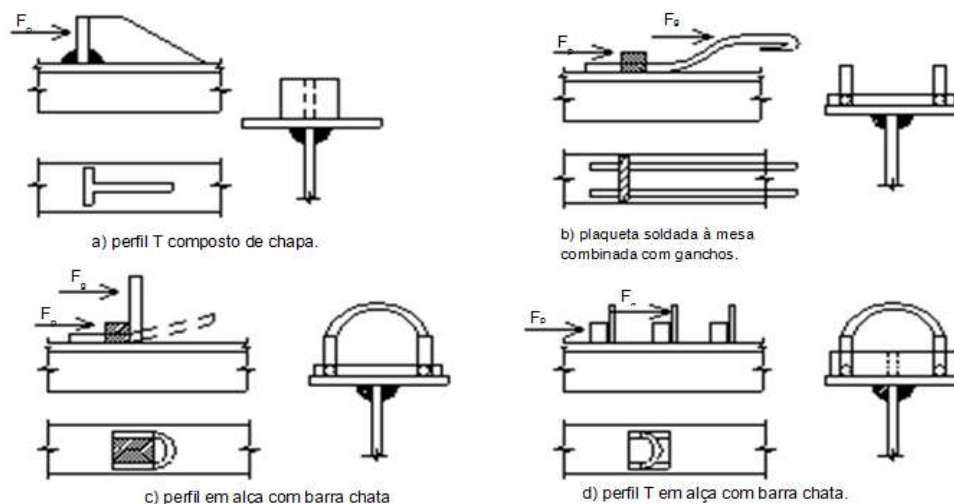


Fig.3.18 – Conectores rígidos

3.6. PROCESSO DIMENSIONAMENTO – SEGUNDO O EC 4

3.6.1. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

O valor de cálculo da resistência à flexão pode ser determinado através de uma **análise plástica**, em secções mistas de Classe 1 ou 2, nos restantes casos, deve ser utilizada uma **análise elástica**. Em ambos os casos devem ser consideradas válidas as seguintes hipóteses:

- A resistência à tracção do betão é desprezada;
- As secções transversais planas das partes de aço estrutural e de betão armado de uma viga mista, mantêm-se planas.

As Vigas Mistas para cumprirem as exigências de resistência, devem ser verificadas e calculadas de acordo com o ponto 6.1.1 (3) do EC4, para os seguintes aspectos:

- Resistência das Secções Transversais Críticas (6.2 e 6.3);
- Resistência à Encurvadura Lateral por Flexão (Bambeamento) (6.4);
- Resistência à Encurvadura por Esforço Transverso (6.2.2.3) e Corte na Alma (6.5);
- Resistência ao Corte Longitudinal (6.6).

Incluindo-se como Secções Transversais Críticas, as secções de máximo momento flector, os apoios, secções sujeitas a cargas concentradas ou reacções e locais onde ocorrem súbitas alterações de secções transversais, não sendo as referidas alterações a considerar, provocadas pela fendilhação do betão.

Para efectuar as verificações das secções, é necessário definir uma largura efectiva de betão que se encontra conectado ao perfil metálico. No ponto 6.1.2 (1)/(2), a largura deve ser determinada de acordo com o ponto 5.4.1.2, que considera a flexibilidade do banzo de betão em corte no seu plano (“shear lag”). Como simplificação para edifícios, a largura efectiva pode ser assumida como constante ao longo do tramo em análise, dependendo do vão e região de momentos em causa, tal como traduz a expressão (1.1).

No cálculo da resistência à flexão das vigas, a classe da secção transversal exerce grande influência, demonstrada no ponto 6.2.1.1 (ver (1) e (2) para definir tipo de análise) pelo condicionamento do tipo de análise a efectuar, em função da respectiva classe (Fig. 3.19). A classe de uma alma, por exemplo, depende não somente da relação largura/espessura como também da distribuição de tensões ao longo da alma, ou seja, posição do eixo neutro na secção.

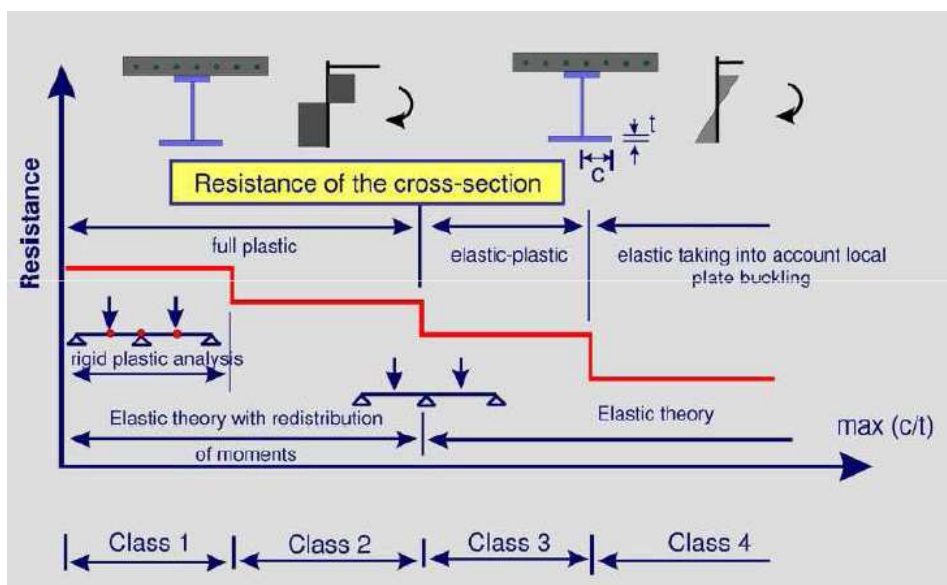


Fig.3.19 – Tipo de análise a adoptar, em função da classe da secção [13]

Será descrito de seguida o procedimento de cálculo da resistência ao momento flector assumindo uma análise plástica, ou seja, os elementos que compõem a viga mista são capazes de desenvolver sua capacidade máxima com redistribuição de tensões. Tal como representado na Figura 3.19, a formulação plástica aplica-se apenas a secções transversais pertencentes às classes 1 ou 2. Para determinação do momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$ de uma secção composta (Fig. 3.20), determinadas premissas terão de ser consideradas, tais como:

- Existir interacção total entre o aço estrutural, as armaduras e o betão;
- A secção efectiva do perfil é solicitada até atingir a sua tensão de cedência de cálculo (f_y/γ_a), quer seja solicitado à tracção ou compressão.
- As secções efectivas das armaduras longitudinais traccionadas e comprimidas são solicitadas até atingirem a tensão de cedência de cálculo (f_{sk}/γ_s) em tracção ou compressão. Como alternativa, as armaduras comprimidas de uma laje de betão podem ser desprezadas.
- Deve admitir-se que a secção efectiva de betão comprimido resiste a uma tensão de $0,85f_{cd}$, constante em toda a altura entre o eixo neutro plástico e a fibra mais comprimida do betão.

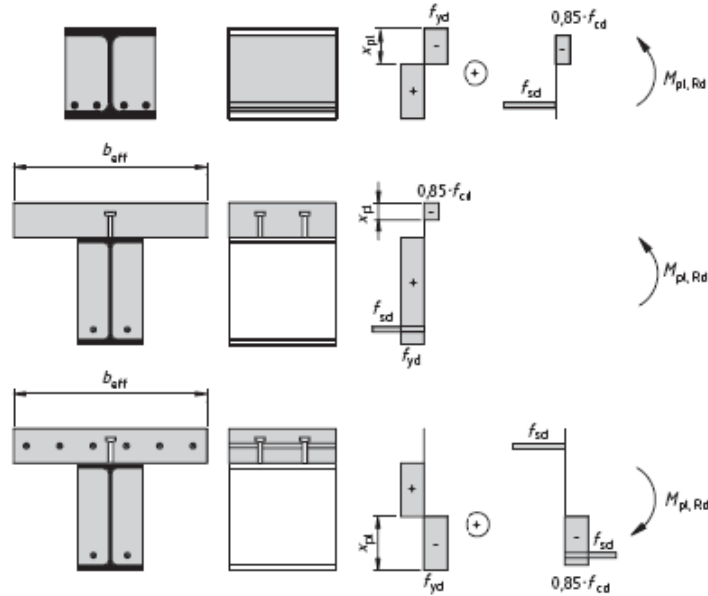


Fig.3.20 – Exemplos da distribuição de tensões, para uma viga mista com conexão total, a meio vão e apoio interno

3.6.1.1. Processo de Cálculo do Momento Plástico Resistente Positivo

A seguir descreve-se o processo de cálculo do momento plástico resistente positivo de uma viga mista, constituída por uma secção metálica em I, ligada a uma laje em betão com cofragem metálica colaborante, com as nervuras perpendiculares ao eixo da viga. No caso da laje ser maciça, as expressões apresentadas continuam a ser válidas, fazendo-se $h_p = 0$.

No cálculo do momento resistente positivo são consideradas três situações, no que respeita à posição do eixo neutro plástico: eixo neutro na **laje de betão**, eixo neutro no **banzo superior**, eixo neutro na **alma**.

i. Eixo neutro na laje de betão

Para esta situação, os diagramas de tensões são representados na Figura 3.21, onde as forças F_a e F_c , dadas pelas expressões seguintes, representam as resistências plásticas à tracção do aço e à compressão do betão, respectivamente:

$$F_a = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (3.3.)$$

$$F_c = h_c \cdot b_{eff} \cdot \left(0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) \quad (3.4.)$$

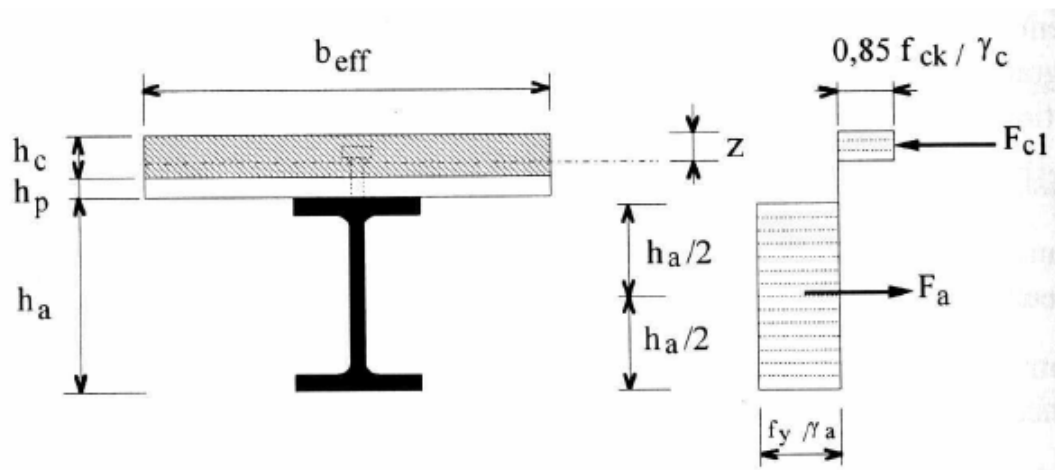


Fig.3.21 – Distribuição de tensões, flexão positiva com eixo neutro na laje

Se $F_c > F_a$, o eixo neutro localiza-se na laje, a uma distância z da face superior, obtida por resolução da seguinte equação:

$$F_a = z \cdot b_{eff} \left(0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) \Leftrightarrow z = \left[\frac{F_a}{b_{eff} \left(0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)} \right] \leq h_c \quad (3.5.)$$

O momento flector resistente pode ser obtido avaliando os momentos em relação ao centro de gravidade, através da expressão:

$$M_{pl,Rd} = F_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) \quad (3.6.)$$

ii. Eixo neutro no banzo superior

Esta situação, cujos diagramas de tensões são representados na figura seguinte, surge quando $F_c < F_a$ e ainda é verificada a seguinte condição:

$$F_a - F_c \leq 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (3.7.)$$

A distância z (posição do eixo neutro) pode ser determinada, admitindo que a resistência do aço à compressão é $2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$, de modo que a força F_a e a sua linha de acção se mantenham, através da seguinte equação:

$$F_a = F_c + 2 \cdot b_f \cdot (z - h_c - h_p) \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (3.8.)$$

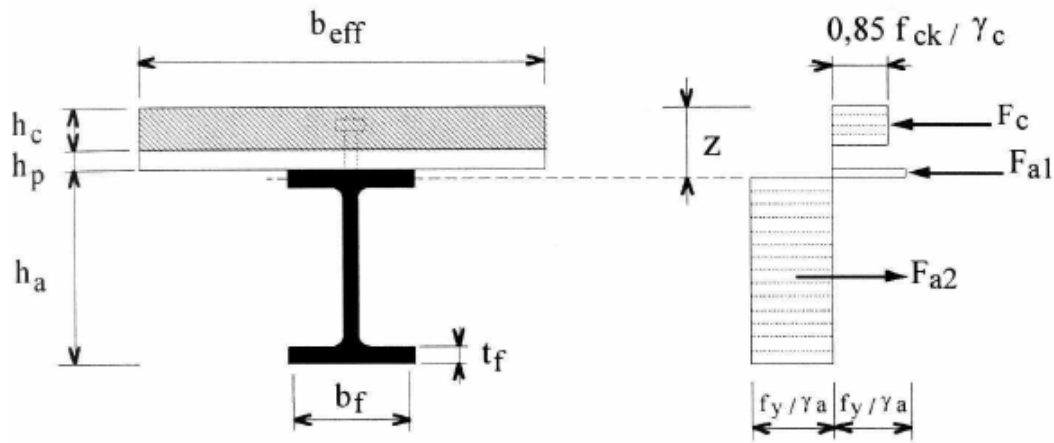


Fig.3.22 – Distribuição de tensões, flexão positiva com eixo neutro no banzo superior

O momento flector resistente é calculado de uma forma semelhante à considerada acima, através da seguinte expressão:

$$M_{pl,Rd} = F_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - \frac{(F_a - F_c) \cdot (z + h_p)}{2} \quad (3.9.)$$

iii. Eixo neutro na alma

Quando $F_c < F_a$ e $F_a - F_c > 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$, o eixo neutro localiza-se na alma do perfil, sendo os diagramas de tensões para esta situação representados na figura seguinte.

A posição do eixo neutro z_w , correspondente à altura da alma em tração acima do centro de gravidade do perfil metálico, pode ser determinada admitindo que a resistência do aço ao longo desta altura é $2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$, de modo a ter uma distribuição uniforme de tensões de compressão $\frac{f_y}{\gamma_a}$, na metade superior

do perfil $\frac{h_a}{2}$. Nestas condições z_w é dado por:

$$z_w = \left(\frac{F_c}{2 \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}} \right) \quad (3.10.)$$

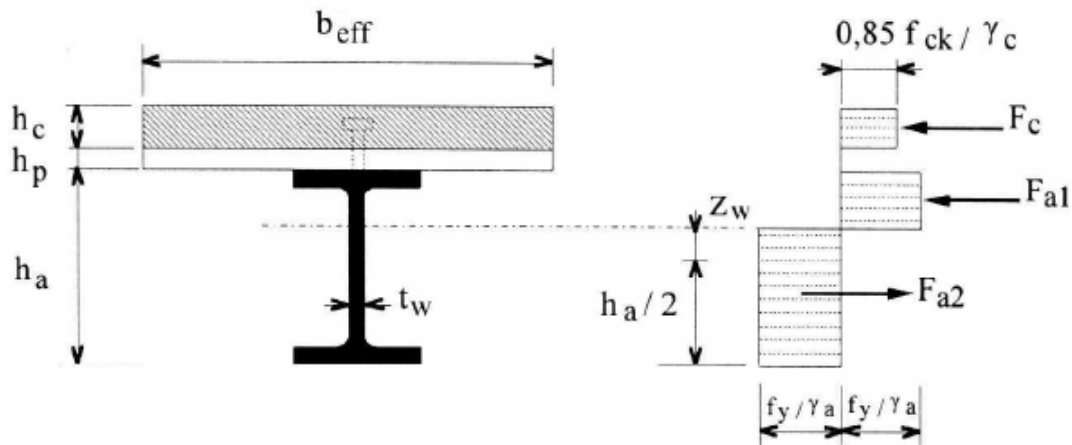


Fig.3.23 – Distribuição de tensões, flexão positiva com eixo neutro na alma

O momento flector resistente é calculado em relação ao centro de gravidade do perfil metálico, através da seguinte expressão:

$$M_{pl,Rd} = M_{a,pl,Rd} + F_c \cdot \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - \frac{(F_c \cdot z_w)}{2} \quad (3.11.)$$

$$M_{pl,Rd} = M_{a,pl,Rd} + F_c \cdot \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - \left(\frac{F_c^2}{4 \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}} \right) \quad (3.12.)$$

Para secções transversais mistas, compostas por perfis metálicos, cuja classe de resistência seja elevada (S420 ou S460), o ponto 6.2.1.2 (2) diz que é necessário considerar um factor de redução β (Fig. 3.24), para os casos em que o eixo neutro plástico nos momentos positivos se situa em profundidade. A resistência plástica à flexão é limitada pelo esmagamento do betão na fibra extrema, da laje de betão.

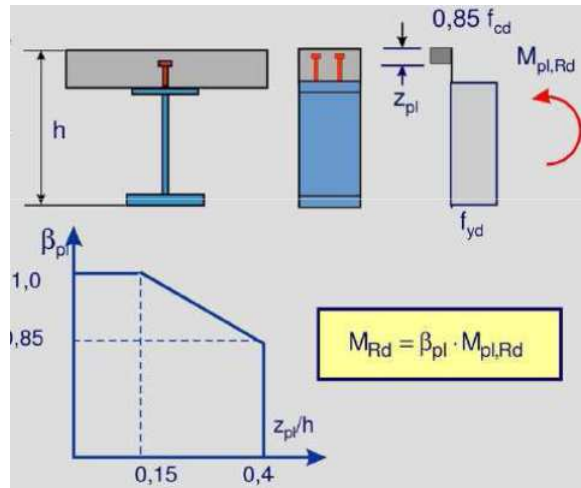


Fig.3.24 – Factor de redução β para $M_{pl,Rd}$ [13]

O funcionamento do mecanismo de forças e pressupostos adoptados para a determinação da resistência plástica, com armadura longitudinal solicitada à tracção (apoios de continuidade), tem de ser assegurado segundo o ponto 6.2.1.2 (3), um reforço mínimo de armadura longitudinal de acordo com 5.5.1 (5).

$$A_s = \rho_s \cdot A_s \quad (3.13.)$$

$$\rho_s = \delta \cdot \frac{f_y}{235} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot \sqrt{k_c} \quad (3.14.)$$

3.6.1.2. Processo de Cálculo do Momento Plástico Resistente Negativo

O momento resistente negativo de uma secção mista depende apenas da resistência da armadura da laje e da resistência do perfil metálico, pois a resistência do betão é desprezada, por em geral este se encontrar na zona traccionada.

As duas situações mais correntes, no que respeita à posição do eixo neutro, são: eixo neutro no **banzo superior** e eixo neutro na **alma**.

i. Eixo neutro no **banzo superior**

A força de tracção resistente (designada por F_s) da armadura de reforço (com área A_s), localizada ao longo da secção efectiva de uma viga mista, é dada pela seguinte expressão:

$$F_s = A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (3.15.)$$

O eixo neutro plástico localiza-se no banzo superior sempre que se verifiquem as condições: $F_a > F_s$

$$(3.16.) \quad e \quad F_a - F_s \leq 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (3.17.)$$

A posição do eixo neutro é dada pela espessura z_f do banzo superior em tracção, que pode ser obtida tal como anteriormente, admitindo que a resistência do aço à tracção é $2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$, de modo que a força F_a e a sua linha de acção se mantenham, através da seguinte condição:

$$F_a = F_s + 2 \cdot b_f \cdot z_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (3.18.)$$

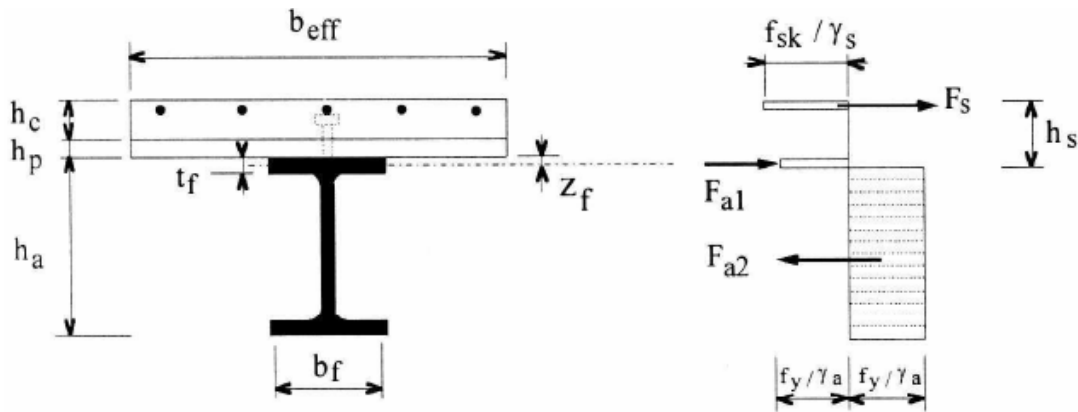


Fig.3.25 – Distribuição de tensões, flexão negativa com eixo neutro no banzo superior

O momento flector resistente é calculado em relação ao centro de gravidade da armadura do pavimento, através da seguinte expressão:

$$M_{pl,Rd} = F_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_s \right) - (F_a - F_s) \cdot \left(\frac{z_f}{2} + h_s \right) \quad (3.19.)$$

ii. Eixo neutro na alma

O eixo neutro plástico localiza-se na alma sempre que se verifiquem as condições:

$$F_a > F_s \quad (3.20.) \quad \text{e} \quad F_a - F_s > 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} \quad (3.21.)$$

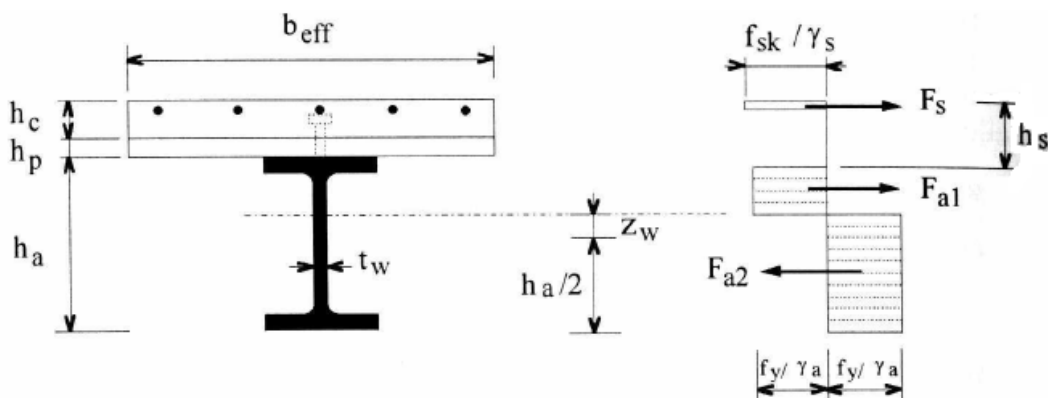


Fig.3.26 – Distribuição de tensões, flexão negativa com eixo neutro na alma

A posição do eixo neutro z_w , correspondente à altura da alma em compressão acima do centro de gravidade do perfil metálico, pode ser determinada admitindo que a resistência do aço ao longo desta altura é $2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}$, de modo a ter uma distribuição uniforme de tensões de tracção $\frac{f_y}{\gamma_a}$, ao longo da metade $\frac{h_a}{2}$ superior do perfil. Nestas condições, z_w é dado por:

$$z_w = \left(\frac{F_c}{2 \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}} \right) \quad (3.22.)$$

O momento flector resistente é calculado em relação ao centro de gravidade do perfil metálico, através da seguinte expressão:

$$M_{pl,Rd} = M_{a,pl,Rd} + F_s \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_s \right) - \left(\frac{F_s^2}{4 \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}} \right) \quad (3.23.)$$

3.6.1.3. Análise Plástica em Vigas com Conexão Parcial

Os pressupostos descritos anteriormente para o cálculo plástico, serão alterados quando se aplicar apenas conexão parcial em edifícios. Esta situação surge normalmente nas vigas mistas com chapas perfiladas como cofragens colaborantes, com nervuras transversais. Como os conectores só podem ser colocados nas nervuras, pode não se conseguir colocar um número de conectores n superior ou igual ao número mínimo de conectores nf necessários para garantir conexão total.

O ponto 6.2.1.3 permite que este tipo de conexão seja utilizado, mas apenas em zonas de flexão positiva e desde que os conectores cumpram as disposições dos pontos 6.6.1 e 6.6.2.2.

No entanto nas regiões de flexão negativa, a quantidade de conectores, deve ser tal que permita à armadura de reforço atingir a tensão de cedência. Utilizando-se conectores dúcteis, é possível determinar o momento resistente da secção (M_{Rd}), pela teoria plástica e de acordo com o ponto 6.2.1.2 previamente demonstrado, com o ajuste da força de compressão aplicada na laje de betão N_{cf} em vez de N_c . A relação $\eta = N_c/N_{cf}$, de esforços actuantes de compressão, representa o grau de conexão ao corte instalado na secção.

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot \frac{N_c}{N_{cf}} \quad (3.24.)$$

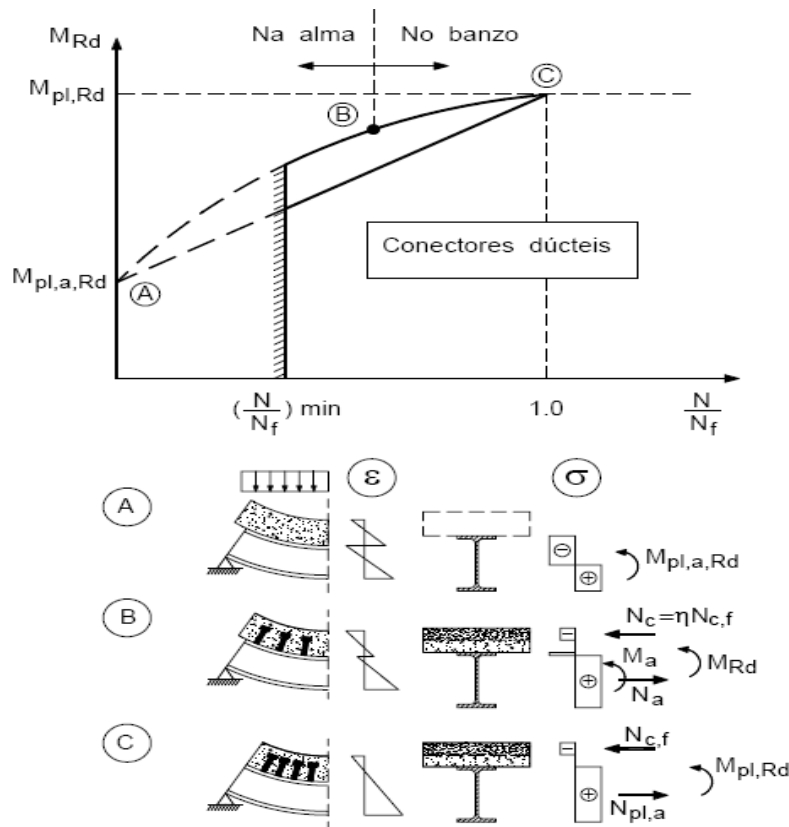


Fig.3.27 – Relação entre M_{Rd} e N_c , para conectores dúcteis

3.6.1.4. Resistência ao Esforço Transverso

Numa viga mista, o esforço transverso vertical é resistido pelo betão da laje e pelo perfil metálico. No entanto, como a contribuição do betão é bastante reduzida quando comparada com a contribuição do aço do perfil, e também porque não existe nenhum modelo de dimensionamento bem definido que contabilize a resistência da laje, na prática assume-se que o esforço transverso vertical é totalmente resistido pela viga metálica.

Logo, de acordo com o ponto 6.2.2 a verificação do esforço transverso é efectuada como se de uma secção metálica se tratasse, ou seja:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_a \cdot \sqrt{3}} \right) \quad (3.25.)$$

A resistência à encurvadura da alma por esforço transverso ($V_{b,Rd}$) ou resistência à aplicação de cargas concentradas, deve ser verificada de acordo com a EN1993 (EC3), Parte 1.5.

Em secções de classe 1 ou 2, se $V_{Ed} > 50\%$ de $V_{pl,Rd}$ ou V_{brd} (o mínimo será condicionante), o momento plástico resistente deve ser avaliado, considerando uma tensão resistente reduzida dada por

$(1 - \rho) \cdot f_{yd}$ ao longo da área de corte, com $\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2$, conforme se ilustra na Figura 3.28.

O dimensionamento de vigas mistas parcialmente revestidas pode ser efectuado com base na teoria plástica e deve ser efectuado de um modo semelhante ao considerado no dimensionamento de outras vigas, conforme se exemplifica na Figura 3.30. A conexão entre o perfil metálico e o betão que reveste a alma deve ser total.

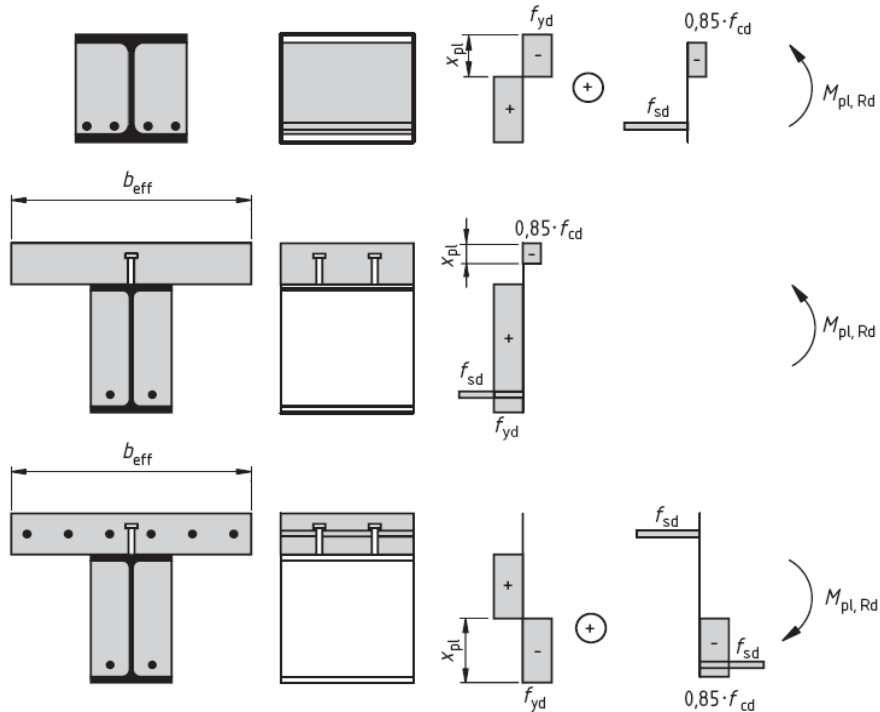


Fig.3.30 – Distribuição de tensões plásticas em secções efectivas, parcialmente revestidas [1]

Na resistência ao esforço transversal, pode ser considerada a contribuição do betão e armaduras envolventes da alma (resistência avaliada de acordo com a EN 1992 (EC2)), se existir uma ligação efectiva à alma da viga, como se ilustra na Figura 3.31, a solução mais prática e conseqüentemente mais rápida é a da esquerda, pois não implicaria furar o perfil (direita) nem soldar os estribos ao mesmo (central). No entanto em termos de cintagem do betão a solução da direita aparenta maior eficácia pois permite uma ligação efectiva entre as partes de betão pelos estribos. Nestas condições o esforço transversal actuante pode ser distribuído pela alma metálica e pela secção de betão envolvente, proporcionalmente à contribuição de cada uma das partes para a resistência à flexão da secção mista.

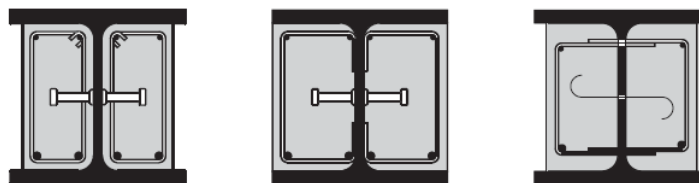


Fig.3.31 – Tipos de ligação ao corte na alma [1]

3.6.1.6 Encurvadura Lateral por Flexão

Um perfil metálico cuja conexão a uma laje de betão ou mista, esteja de acordo com o ponto 6.6 do EC

4, pode-se admitir lateralmente estável, desde que seja fiável assumir que a laje de betão é lateralmente estável (premissa de prática corrente, visto que o diafragma do piso apresenta uma rigidez muito elevada). Logo, vigas mistas nestas condições dispensam imediatamente a verificação à encurvadura lateral. Todos os banzos sujeitos a esforços de compressão devem ser verificados quanto à sua instabilidade lateral.

A verificação da encurvadura lateral de vigas mistas pode ser efectuada de acordo com o sub-capítulo 6.4.2 do EC4. Neste sub-capítulo é apresentada uma metodologia geral, semelhante à considerada no EC3 para a verificação da encurvadura lateral de vigas metálicas, com base na condição:

$$M_{Ed} \leq M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{Rd} \quad (3.27.)$$

Em que χ_{LT} (função da esbelteza reduzida $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}}$ e das imperfeições) representa o factor de

redução do momento negativo resistente devido à encurvadura lateral e M_{Rd} é o momento resistente negativo da secção mista. O momento M_{cr} é avaliado com base num modelo "U-invertido" com se ilustra na Figura 3.32, em função de um coeficiente de rigidez k_s , dependente da rigidez do pavimento e da alma do perfil metálico.

Em edifícios é comum que várias vigas de aço estejam conectadas à mesma laje de betão. A tendência dos banzos inferiores comprimidos de deslocar-se lateralmente provoca uma deformada em forma de um pórtico tipo "U" invertido entre duas vigas de aço adjacentes e a laje de betão, conforme ilustra a Figura 3.32.

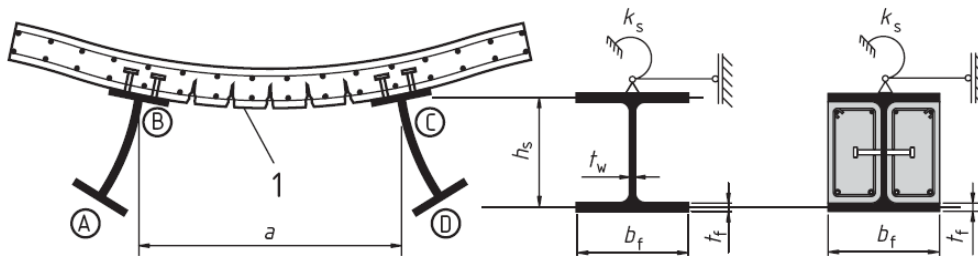


Fig.3.32 – Modelo "U-invertido" [1]

Apresenta-se também uma metodologia simplificada para edifícios, que permite a dispensa da verificação da encurvadura lateral em vigas mistas contínuas, desde de que todas as condições expostas no ponto 6.4.3 (1) sejam cumpridas. Através da relação directa representada no Quadro 1, a altura máxima da viga com o tipo e classe de aço do perfil (mais usuais IPE e HE).

Quadro 3.1 – Máxima altura h (em mm) dos perfis metálicos em vigas mistas

Perfil	Classe do aço			
	S 235	S 275	S 355	S 420 e S 460
IPE	600	550	400	270
HE	800	700	650	500

3.6.1.7 Resistência ao Corte Longitudinal

A resistência ao corte longitudinal numa viga mista, em geral é obtida através de conectores e armaduras transversais colocadas no pavimento.

O comportamento da ligação aço-betão depende essencialmente do número e tipo de conectores utilizados. Consoante a sua maior ou menor deformabilidade ao corte, os conectores correntes são classificados em conectores **dúcteis** e conectores **não dúcteis** (Fig.3.33). Segundo o EC4 (6.6.1.1) um conector para ser considerado dúctil deve ter uma capacidade de deformação suficiente, que justifique o idealizar do comportamento plástico. Deformação que pode ser obtida através de ensaios normalizados (Anexo B do EC4), não inferior a 6 mm. Os conectores **circulares de cabeça** (os mais utilizados na construção mista) com $h \geq 4 \cdot d$ e $16\text{mm} \leq d \leq 25\text{mm}$, em geral apresentam comportamento dúctil.

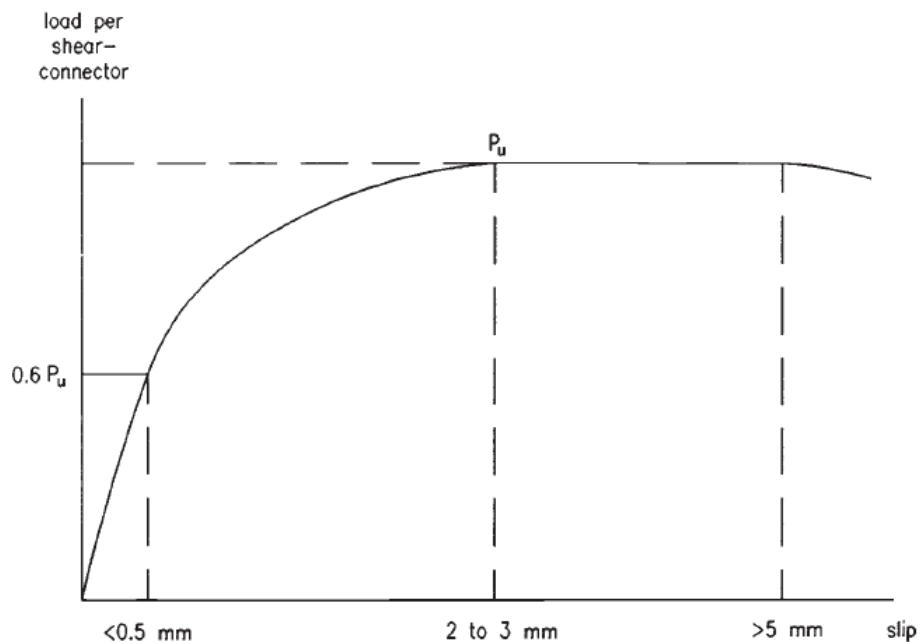


Fig.3.33 – Relação carga-escorregamento para conectores dúcteis soldados [2]

Os conectores de corte devem ser capazes de resistir a uma força de tracção, perpendicular ao plano do banzo metálico (força de levantamento) não inferior a 10% da sua resistência ao corte. Os conectores circulares de cabeça, nas condições estabelecidas em 6.6.5.7 do EC4, verificam esta condição.

No dimensionamento dos conectores, para além da resistência, devem ser respeitadas as disposições construtivas descritas em 6.6.5 EC4, respeitantes a recobrimentos, reforços locais (zonas de extremidade e nervuras de betão), espaçamentos, geometria, entre outros.

Quando as vigas mistas são calculadas através da teoria elástica, o esforço de corte longitudinal por unidade de comprimento (também designado por esforço de escorregamento) deve ser calculado por

meio da teoria elástica a partir do esforço transversal vertical. Nestas circunstâncias, o espaçamento entre conectores ao longo da viga deve acompanhar o diagrama de esforço transversal.

Para a maior parte dos casos, onde se utiliza a teoria plástica no dimensionamento das vigas, o esforço de corte longitudinal pode ser obtido através de uma análise plástica (embora também possa ser avaliado através de uma análise elástica). Nestas condições, os conectores podem ser igualmente espaçados ao longo da viga, de forma a resistir ao esforço de corte longitudinal. Segundo o ponto 6.6.1.3 do EC4, a consideração de conectores igualmente espaçados implica a verificação das seguintes condições:

- Conectores dúcteis;
- Secções críticas de classe 1 ou 2;
- Verificação dos limites para a conexão parcial (6.6.1.2 do EC4);
- Momento resistente da viga mista não superior a 2.5 vezes o momento resistente da viga metálica.

Numa viga dimensionada com conexão total, segundo uma teoria plástica, o valor de cálculo do esforço de corte longitudinal total, deve ser resistido pelos conectores de corte, entre a secção de momento flector máximo positivo e um apoio simples de extremidade.

3.6.1.8 Reforço Mínimo de Armaduras Transversais

As vigas mistas devem ter uma armadura transversal suficiente para evitar a rotura por corte longitudinal, ao longo de uma superfície crítica, de acordo com o ponto 6.6.6.3 (Figura 3.4). Na mesma figura indica-se a quantificação da armadura A_{sf} por unidade de comprimento, a considerar na avaliação da resistência ao corte, para diversas superfícies de rotura.

O comprimento da superfície de corte, exemplificando para a superfície **b-b** ilustrada na Figura 3.34, deve ser tomado como sendo $2h_{sc}+d_c+st$. Na prática, os limites que definem a altura mínima dos conectores implicam que em lajes maciças de espessura uniforme, as superfícies do tipo **a-a** sejam condicionantes.

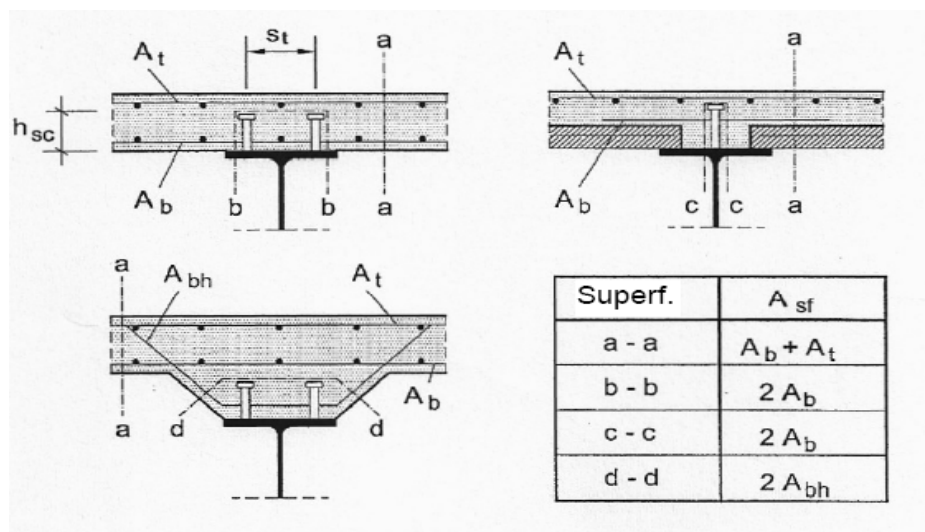


Fig.3.34 – Potenciais superfícies de rotura por corte [1]

Para lajes colaborantes, a necessidade de reforço com armaduras transversais mínimas, relaciona-se apenas com a área de betão acima da chapa metálica.

As armaduras transversais devem ser ancoradas para além da largura efectiva do banzo de betão da viga mista.

3.6.2. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE UTILIZAÇÃO

Em vigas mistas os estados limites de utilização normalmente considerados são os relativos às **deformações, fendilhação do betão e vibrações**, abordados nos pontos 7.3, 7.3.2, 7.4 respectivamente, do EC4. Devem ser verificados de acordo com os critérios estabelecidos na EN 1990 - Bases de Projecto (EC0).

O cálculo de tensões e deformações em vigas mistas, no estado limite de utilização, de um modo geral deve ter em conta os seguintes efeitos:

- "Shear lag";
- Fluência e retracção do betão;
- Fendilhação do betão;
- Sequência de construção;
- Conexão parcial;
- Cedência do aço estrutural e armaduras;
- Efeitos da torção.

3.6.2.1 Deformações

Nas situações práticas os limites de deformação são em geral verificados pela relação limite:

$$\delta^{Utilização} \leq \frac{L_{Viga}}{250} \quad (3.28.)$$

As deformações numa viga mista devem ser avaliadas através de uma análise elástica considerando uma secção equivalente homogeneizada, tendo em conta, quando necessário, os efeitos referidos anteriormente.

A sequência de construção deve ser tida em conta, em particular quando as vigas não são escoradas na fase de construção. Nesse caso a deformação da fase de construção (secção metálica) deve ser adicionada à deformação na fase de utilização (secção mista).

$$\delta_{TOTAL}^{Utilização} = \delta_{Metálica}^{Construção} + \delta_{Mista}^{Utilização} \quad (3.29.)$$

O efeito do "shear lag" em geral já é considerado na definição da largura efectiva de betão. O efeito do escorregamento em vigas mistas dimensionadas com conexão parcial no estado limite último, com um grau de conexão não inferior a 0.5, segundo 7.3.1 (4) do EC4 pode não ser considerado.

O efeito da fendilhação do betão nas zonas de momento flector negativo pode ser tido em conta através de uma análise elástica considerando o betão fissurado na zona dos apoios intermédios (5.4.2.3 do EC4), ou utilizando um método simplificado (aplicável a secções de classe 1, 2 ou 3); este método consiste em multiplicar os momentos flectores negativos (se provocarem tensões superiores a $1.5 f_{ctm}$) sobre o apoios intermédios (obtidos através de uma análise elástica com o betão não fendilhado) por um coeficiente de redução f_1 (corrigindo os momentos flectores positivos nos vãos adjacentes), dado por:

$$f_1 = \left(\frac{E_a I_1}{E_a I_2} \right)^{-0,35} \geq 0,6 \quad (3.30.)$$

se as cargas distribuídas por unidade de comprimento forem iguais em todos os vãos e os respectivos comprimentos não apresentarem diferenças superiores a 25%. Noutros casos deve considerar-se do lado da segurança $f_1 = 0,6$ (Fig.2.30). Na expressão anterior I_1 I_2 representam as inércias da secção mista em estado não fendilhado e em estado fendilhado, respectivamente.

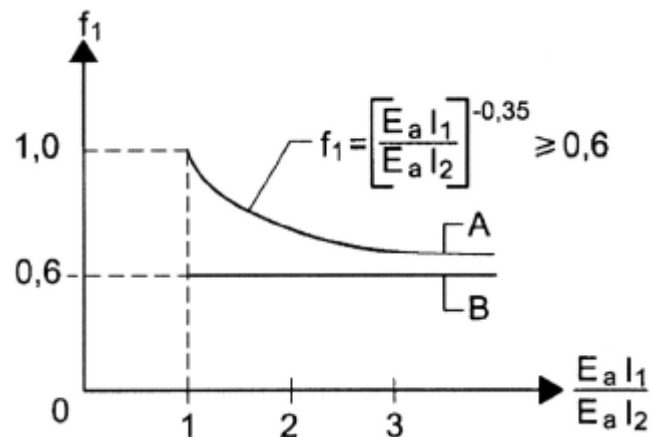


Fig.3.35 – Factor de redução f_1 para momentos flectores em apoios de continuidade [1]

A influência da cedência do aço estrutural (em vigas mistas não escoradas durante a fase de construção) sobre os apoios intermédios pode ser tida em conta multiplicando os momentos flectores respectivos por um coeficiente de redução adicional dado por $f_1=0,5$ se f_y for atingido antes do endurecimento do betão da laje e por $f_2=0,7$ se f_y for atingido depois do endurecimento do betão da laje.

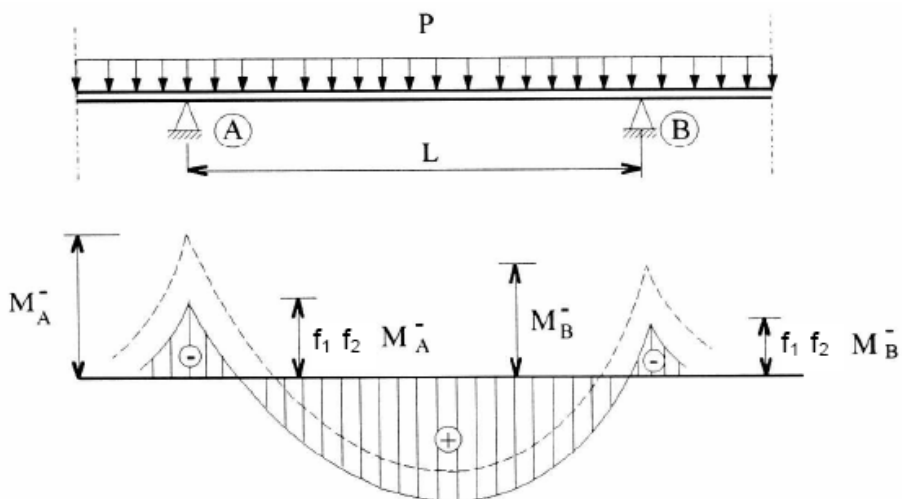


Fig.3.36 – Factor de redução f_1 e f_2 para avaliação das deformações numa viga mista contínua [9]

Em geral, para vigas com uma relação vão/altura não superior a 20, não é necessário entrar em conta com o efeito da retração do betão.

O estado limite de utilização relativo à ocorrência de **vibrações** de valor significativo deve ser verificado de acordo com 7.3.2 do EC4, que por sua vez remete para EN 1990, A1.4.4.

3.6.2.2 Fendilhação do Betão

O estado limite de largura de fendas pode ser verificado de acordo com 7.3.1 do EC2. No entanto, em vigas mistas este estado limite pode ser verificado de uma forma simplificada, cumprindo os limites estabelecidos em 7.4 do EC4, relativos a áreas mínimas de armadura longitudinal e valores máximos de espaçamento e diâmetro dos varões.

Sobre os apoios de vigas calculadas, como simplesmente apoiadas, deve ser colocada uma armadura mínima de 0.4% ou 0.2% da área de betão (na largura efectiva) para o caso de a viga ser escorada ou não escorada, respectivamente. Esta armadura deve-se prolongar a longo de um comprimento mínimo de 0.25 vezes o comprimento da viga.

Noutros casos deve ser usada um armadura mínima A_s (na largura efectiva), dada por:

$$A_s = \left(\frac{K_s \cdot K_c \cdot K \cdot f_{ct,eff} \cdot Act}{\sigma_s} \right) \quad (3.31.)$$

Esta armadura mínima deve respeitar também o diâmetro máximo do varão a utilizar na sua composição, valor obtido pela aplicação da expressão 3.32.

$$\phi = \phi^{**} \cdot \left(\frac{f_{ct,eff}}{f_{ct,0}} \right) \quad (3.32.)$$

Com o valor da armadura mínima A_s calculada pela expressão 3.31, utilizando os Quadros 7.1 e 7.2 apresentados em 7.4 do EC4, é possível efectuar o controlo da fendilhação sem recorrer ao cálculo explícito da largura de fendas. Define-se o espaçamento e diâmetro dos varões a adoptar para larguras de fendas máximas a considerar, de 0.2, 0.3 ou 0.4 mm e dispensa-se o cálculo moroso das fendas.

4

PILARES MISTOS

4.1. CONCEITOS BASE

A associação de betão ao aço, formando um elemento misto surgiu como uma alternativa simples e pouco onerosa de protecção contra o fogo e corrosão, portanto, sem função estrutural. É a ideia de protecção dos pilares metálicos que impulsiona o surgimento dos primeiros pilares mistos aço-betão. Posteriormente, a evolução da construção, fazendo uso de edifícios cada vez mais altos, levou a comunidade técnica e científica a desenvolver metodologias de cálculo em que o aço e o betão trabalhassem em conjunto, o aço contribuindo com elevada resistência e leveza e o betão com sua grande rigidez e inércia. A crescente demanda pelo uso de pilares mistos tem motivado o aprofundamento de estudos para representar seu comportamento com objectivo de serem obtidos pilares mais seguros e económicos.

A combinação dos dois materiais em pilares mistos propicia além da protecção ao fogo e à corrosão, o aumento da resistência do pilar, contribuindo para o aumento da rigidez da estrutura aos carregamentos horizontais. A ductilidade é outro ponto que diferencia os pilares mistos, os quais apresentam um comportamento mais "dúctil" quando comparados aos pilares de betão armado.

Outra aplicação actual dos pilares mistos é a recuperação de estruturas. É possível, com certa facilidade, transformar um pilar de aço ou de betão em pilar misto sem grandes modificações de arquitectura ou "layout". No primeiro caso, com a utilização de formas e acréscimos de armaduras, é possível aumentar a rigidez facilmente. No segundo caso, pode-se "colar" ou chumbar chapas metálicas em torno do pilar de betão, criando um pilar misto mais resistente. Em estruturas sujeitas a carregamento sísmico, os pilares mistos revestidos têm sido preferidos devido ao facto de que, sob esforços elevados de flexão, apesar da fendilhação diminuir a rigidez, o núcleo de aço possui grande resistência ao transversal e comportamento dúctil a carregamentos cíclicos.

Uma das dificuldades no dimensionamento dos pilares é a consideração das não-linearidades envolvidas, geométrica e física. O betão é um material com diferentes respostas à tracção e à compressão, quando traccionado a resistência é baixa, a ponto de ser desprezada nos cálculos. Já o aço exhibe um comportamento elastoplástico tanto na tracção quanto na compressão e os perfis de aço possuem tensão residual devido ao seu processo de fabricação.

4.1.1. CLASSIFICAÇÃO DE PILARES MISTOS

De uma maneira geral, um pilar misto de aço e betão é um elemento estrutural sujeito a forças predominantes de compressão, no qual a parcela de aço é formada por um ou mais perfis de aço

estrutural. Em função da posição que o betão ocupa na secção mista, os pilares podem ser classificados como **revestidos** (Fig. 4.1), **parcialmente revestidos** (Fig. 4.2) ou **preenchidos** (Fig. 4.4), embora existam outras formas de associação, de entre as quais se destacam os pilares mistos tipo "battened" (Fig 4.3).

Os pilares mistos revestidos caracterizam-se por um ou mais perfis de aço totalmente envolvidos por betão. Os perfis com maior utilização são dos tipos I e H.

A capacidade resistente do perfil de aço é incrementada pela presença do betão estrutural como revestimento, o funcionamento conjunto dos materiais minimiza os fenómenos de encurvadura local e global do pilar de aço. Além dos aspectos vantajosos de protecção à corrosão e ao fogo, outra vantagem atribuída aos pilares revestidos é a variabilidade de formas que a secção final mista pode apresentar [14]. Recomenda-se o emprego de uma armadura para combater a expansão lateral do betão e também para prevenir a desagregação do revestimento de betão.

Contraopondo-se às vantagens, a execução deste tipo de pilar exige a utilização de formas durante a betonagem e cuidados no posicionamento e fixação dos perfis e dos varões de armadura. A armadura ordinária é necessária e recomendada pelas normas com a finalidade de controlar a fendilhação no revestimento.

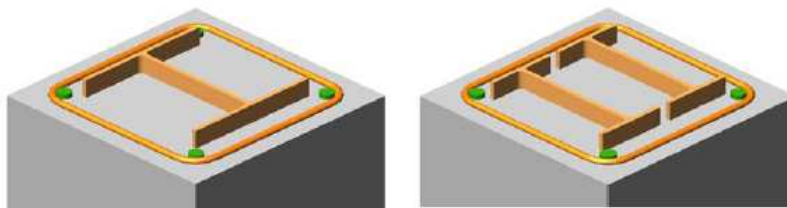


Fig.4.1 – Secções revestidas [15]

Um outro tipo de pilar misto que não pode ser tratado como revestido nem preenchido é o pilar parcialmente revestido. Assumem a mesma configuração geral do tipo revestido, no entanto, é preenchido com betão apenas no espaço entre os banzos e a alma, conforme mostra a Figura 4.2. O EC 4, é a primeira norma a trazer recomendações específicas para este tipo de pilares.

Este tipo de pilar não proporciona protecção suficiente contra o fogo, logo para as secções parcialmente revestidas de betão, bem como para as preenchidas, deve-se usar uma armadura adicional para propiciar tal protecção, pois essa armadura controla a expansão lateral do betão, bem como a desagregação do revestimento em betão [16].



Fig.4.2 – Exemplo de pilar parcialmente revestido em perspectiva e corte transversal [15]

Possuem também vantagens construtivas a referenciar, pois a parte inicial do pilar pode ser preenchida de betão, estando o pilar colocado na posição horizontal (Fig.4.3), vinte e quatro horas depois o pilar pode ser virado, e assim, finaliza-se a betonagem do outro lado. O deslocamento do betão em relação ao aço, ao se movimentar o pilar, deve ser evitado por meio de mecanismos construtivos, como a utilização de conectores tipo pino com cabeça ou similar [17]. Outra vantagem deste tipo de pilar é a facilidade de efectuar a soldadura com os outros elementos estruturais, pois parte da secção de aço fica aparente.



Fig.4.3 – Betonagem horizontal de um pilar parcialmente revestido [15]

Os pilares tipo "battened" são formados por dois perfis tipo U, ligados entre si por talas e preenchidos com betão (Fig. 4.4). A sua utilização restringe-se a investigações experimentais devido à facilidade de instrumentação do betão.

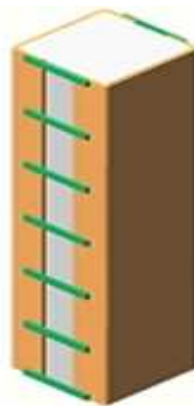


Fig.4.4 – Pilar misto tipo "battened" [15]

No que respeita aos pilares mistos preenchidos, estes apresentam qualidades que abrangem aspectos construtivos, económicos e de comportamento estrutural (Fig. 4.5). O perfil de aço confina lateralmente o betão de preenchimento, aumentando a sua resistência à compressão e em contrapartida, o betão previne e minimiza a possibilidade de ocorrência de encurvadura local do perfil tubular, sem aumentar significativamente as dimensões externas.

A alta resistência e o baixo peso do pilar misto são factores que se somam, contribuindo para um melhor comportamento frente às acções sísmicas [17]. A resistência da secção ao fogo é melhorada porque o núcleo de betão funciona como uma espécie de "dissipador" de calor, a tal ponto de tornar desnecessário o uso de materiais específicos para este fim [18]. Durante o processo construtivo, o perfil tubular é usado como elemento resistente às acções construtivas, de lançamento e/ou bombeamento do betão, até que este atinja resistência adequada para colaborar na capacidade resistente. O perfil funciona como forma permanente, minimizando custos com materiais e mão-de-obra.



Fig.4.5 – Tipos de pilares mistos preenchidos [15]

4.2. SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA

Adoptando-se uma solução estrutural mista, a sequência construtiva de um edifício constituído por pilares mistos, em particular os pilares preenchidos de betão, deve ser considerada cuidadosamente tanto pelo projectista, quanto pelo responsável pela execução da obra.

Importa evidenciar que a estabilidade e a resistência finais frente às acções horizontais do vento não são imediatamente atingidas até o endurecimento do betão, problemas de estabilidade do edifício podem ocorrer, se um número elevado de pisos for montado sem a correspondente betonagem, além de sobrecarregar os pilares de aço dos primeiros pisos [19]. É por esta razão que se deve limitar o número de pisos por etapas de betonagem, durante a fase construtiva. Por outro lado, se as actividades relacionadas com a montagem da estrutura metálica e a betonagem estiverem muito próximas no tempo, poderá ocorrer uma perda da eficiência na construção.

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 projecto de pilares mistos, incluindo o EC 4 não apresentam praticamente informações quanto à fase construtiva desses elementos. 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 projecção de betão para o interior dos tubos.

Certos estudos salientam 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 [20]. 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.

Convém alertar também que 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 [21], devendo-se, portanto, limitar, de maneira adequada, a esbelteza da parede do perfil tubular, a fim de limitar os deslocamentos laterais. Uma solução proposta para 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.

4.3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Os procedimentos de cálculos de pilares mistos podem ser divididos em duas perspectivas:

- Pilares de betão com armaduras especiais constituídas pelo perfil de aço;
- Pilares de aço com resistência e rigidez majoradas pela presença do betão.

Diversos parâmetros influenciam o comportamento conjunto dos componentes aço e betão, conseqüentemente, o comportamento do pilar misto. Entre esses parâmetros, estão o efeito do confinamento do betão, o efeito da fluência e retração, a aderência, a forma da secção transversal, a esbelteza, a razão entre as áreas do perfil de aço e a área total da secção, entre outros. No entanto, alguns desses factores são mais significativos do que outros na avaliação da resistência final do pilar. Várias pesquisas foram realizadas no sentido de avaliar a influência desses parâmetros, de modo que possam ser considerados no projecto de pilares mistos de maneira prática e eficiente.

4.3.1. CONEXÃO AÇO-BETÃO

A transferência de esforços na interface dos dois materiais, aço e betão, ocorre por aderência. Essa transmissão de esforços pode ser feita simplesmente por adesão e atrito, cuja força é proporcional à área da interface aço-betão e ao esforço normal aplicado (Fig.4.6). A transmissão de esforços pode também realizar-se por conexão mecânica, utilizando-se conectores de corte. Algumas pesquisas já realizadas tiveram por objectivo estudar os factores que influenciam a aderência entre aço e betão, também procuraram investigar como é que a resistência do pilar misto é afectada pela aderência.

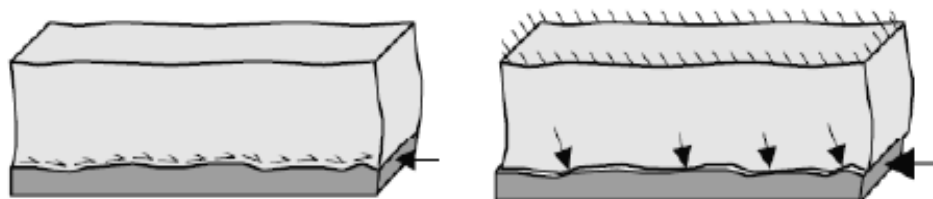


Fig.4.6 – Mecanismos naturais de aderência aço-betão [21]

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

Os valores de carga em que ocorre a perda da ligação química são bastante variáveis, dependendo de factores tais como o rácio água-cimento, desenvolvimento de fendas, retracção do betão, tensões devidas à variação de temperatura, falhas locais de contacto entre o betão e o aço, devidas a problemas durante a execução, entre outros. É também notório um rompimento prematuro da adesão química em ensaios dinâmicos, ou nos que ocorrem ciclos de carregamento e descarregamento, levando a uma redução de confiança no sistema.

As normas consideram como hipótese básica para o dimensionamento de pilares mistos a perfeita acção conjunta entre os dois materiais, ou seja, a interacção completa. Para a manutenção dessa hipótese não deve haver deslizamento relativo excessivo entre os dois materiais. É por esse motivo que o EC 4, por exemplo, estabelece a tensão máxima de corte longitudinal que pode ocorrer na interface aço-betão, sem que seja necessário recorrer à aplicação de conectores de corte. Com base em resultados experimentais realizados em pilares mistos revestidos, investigou-se a transmissão de esforços de corte ao longo da superfície aço-betão por meio da aderência por atrito [22]. Considerou-se no estudo alguns parâmetros que interferem nessa transmissão, tais como o recobrimento de betão, a taxa de armadura longitudinal adoptada, as dimensões do pilar de aço a ser revestido e a retracção do betão. Uma das mais importantes conclusões extraídas dessa investigação é o facto de a máxima tensão resistente de aderência ser dependente das dimensões do perfil de aço, ou seja, quanto maior a largura do perfil, maior a fendilhação do betão e conseqüentemente, menor a intensidade da força transferida por aderência. Outro resultado obtido deste trabalho foram as tensões últimas de aderência obtidas experimentalmente, as quais assumiram valores consideravelmente menores (aproximadamente 50%) em relação a tensão limite fornecida pelo EC 4.

4.3.2. RETRACÇÃO E FLUÊNCIA

Após o endurecimento do betão, aço e betão trabalham em conjunto, caracterizando o comportamento misto. A partir desse momento, os efeitos da fluência e da retracção produzem deformações adicionais ao betão, as quais serão gradualmente transferidas ao perfil de aço. A fluência conduz a deformações por carregamentos constantes de longa duração. Os efeitos da retracção em pilares mistos são menores quando comparados com pilares de betão armado, pois existe a protecção do perfil de aço diante das intempéries, no caso de pilares preenchidos. O acréscimo de deformações produzido pela fluência e pela retracção do betão pode induzir à cedência ou à encurvadura local do perfil tubular de aço em pilares preenchidos. Realizaram-se estudos para analisar os efeitos da retracção e da fluência sobre as tensões no betão em pilares mistos tubulares axialmente comprimidos [14]. Segundo as conclusões do referido estudo, os efeitos da retracção 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 armaduras longitudinalmente.

4.3.3. ARMADURA TRANSVERSAL E LONGITUDINAL

Em pilares mistos preenchidos, em geral, não é necessária a colocação de armadura longitudinal. Entretanto, para os pilares revestidos e parcialmente revestidos, deve-se dispor tanto de armadura longitudinal quanto de armadura transversal (Fig.4.7). As normas apresentam recomendações com relação à armadura mínima a ser utilizada nestes casos. Em alguns casos, para satisfazer requisitos de protecção contra incêndio são necessárias maiores taxas de armadura longitudinal.

Algumas normas também fazem recomendações com relação ao espaçamento dos estribos. Em pilares revestidos a norma americana AISC recomenda um espaçamento máximo entre estribos igual a $2/3$ da menor dimensão da secção mista e a norma britânica BS 5400: Parte 5, igual a 200 mm.

A NBR 14323 apresenta as seguintes disposições construtivas a serem obedecidas para os pilares parcialmente revestidos:

- O betão entre os banzos do perfil de aço deve ser fixado por meio de estribos e/ou conectores de corte;
- Os estribos podem ser soldados na alma ou penetrar a alma do perfil através de furos. Os conectores, por sua vez, devem ser soldados na alma do perfil;
- O espaçamento dos estribos ou conectores de corte ao longo do comprimento do pilar não deve exceder 500 mm.

Devem ainda ser respeitadas dimensões mínimas da secção transversal, de recobrimento mínimo de betão e distâncias mínimas dos eixos dos varões da armadura à face do betão, de acordo com as especificações referentes a pilares mistos em situação de incêndio.

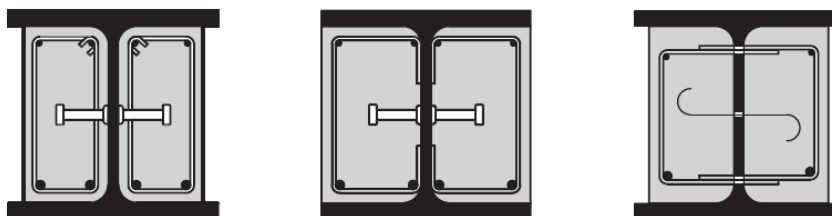


Fig.4.7 – Disposições possíveis de reforço da armadura transversal [1]

4.4. ENCURVADURA LOCAL/GLOBAL

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.

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

As diferenças na configuração da encurvadura local para pilares de aço isolados e para pilares preenchidos de betão, ambos com secções tubulares rectangulares, estão ilustradas na Figura 4.8. Em pilares de aço isolados observa-se que as paredes do tubo podem deslocar-se para dentro do perfil, o

que não é verificado em pilares mistos preenchidos, devido à presença do núcleo de betão. Neste caso, o deslocamento das paredes do tubo somente se dá para fora do pilar [23].

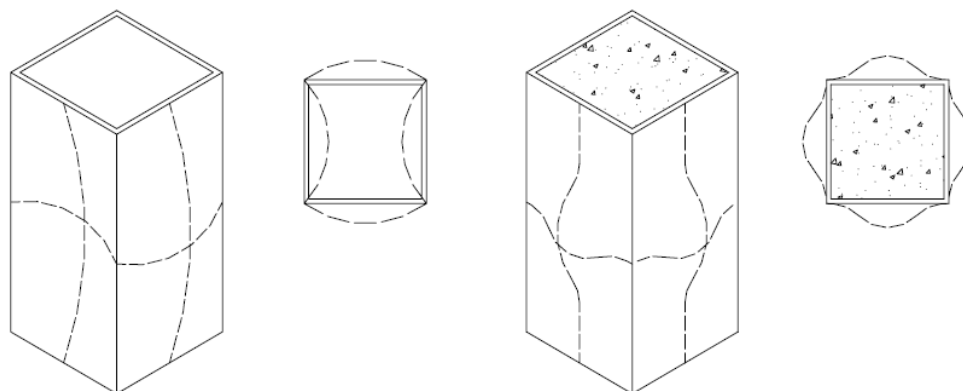


Fig.4.8 – Encurvadura local para perfis tubulares e mistos respectivamente [23]

Claramente, os perfis mistos revestidos e preenchidos possuem resistência à encurvadura local superior aos perfis de aço correspondentes, o que não invalida a possibilidade deste fenómeno afectar o elemento. São estabelecidos limites, de forma a impedir a encurvadura local dos elementos de aço.

4.5. PROCESSO DIMENSIONAMENTO – SEGUNDO O EC4

O EC 4 regulamenta o dimensionamento para estado limite último dos pilares mistos e elementos sujeitos a compressão, para secções dos tipos acima discriminados no ponto 4.1.1 deste capítulo. Qualquer tipo de secção transversal deve ser verificada para:

- Resistência do Elemento (6.7.2 e 6.7.3);
- Resistência à Encurvadura Local (6.7.1 (8) e (9));
- Introdução de Cargas (6.7.4.2);
- Resistência ao Corte Longitudinal (6.7.4.3).

São apresentados nos pontos 6.7.2 e 6.7.3, dois procedimentos de cálculo que permitem avaliar as resistências dos elementos em estudo. Ambos os métodos são baseados nas hipóteses de existir interacção total entre o perfil metálico e o betão até que ocorra o colapso, imperfeições geométricas e tensões residuais são contabilizadas na análise através da consideração de imperfeições iniciais e finalmente as secções planas permanecem planas, após a deformação da coluna.

No entanto, a distinção de trâmites processuais surge pela possível aplicação de um conjunto de verificações simplificadas, em relação aos processos gerais, limitando no entanto o seu campo de aplicação.

O **Método Geral de Cálculo** exposto em 6.7.2 é aplicável tanto a secções transversais simétricas, quanto assimétricas, podendo ser variáveis ao longo da altura. A aplicação deste método inclui as imperfeições geométricas do pilar e considera o efeito de segunda ordem na direcção mais propensa a atingir a rotura, caso necessário. Para efectuar uma análise não linear, é necessária a utilização de ferramentas de cálculo poderosas, mas complexas para a aplicação deste método.

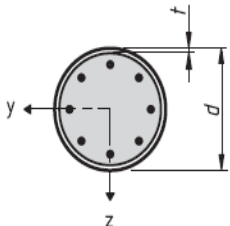
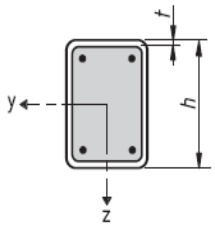
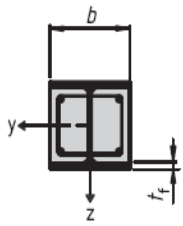
Abordando o **Método Simplificado de Cálculo** surgem restrições pela utilização de processos de cálculo mais simples, em que a verificação do pilar misto pode ser realizada, sem necessidade de se recorrer a métodos complexos e bastante laboriosos. Contudo é apenas aplicável a secções transversais, com ambos os eixos principais centrais de inércia simétricos e constantes ao longo da altura (na prática tem uma vasta abrangência de secções adoptadas para construção, perfis I e H). Este método não se aplica a duas ou mais componentes de aço estrutural não conectadas e recorre às curvas Europeias de resistência à compressão, retratadas no EC 3 para perfis de aço estrutural, como base de cálculo.

4.5.1. VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Enveredando-se pelo método simplificado, existem várias limitações estruturais e geométricas a obedecer, expostas no ponto 6.7.3.1.

Os efeitos da encurvadura local poderão ser desprezados quando as secções de aço estão totalmente revestidas de betão ou no que respeita a outros tipos de secções, desde que não sejam ultrapassados os valores máximos ilustrados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Limites para o valor da esbelteza [1]

Cross-section	Max (d/t), max (h/t) and max (b/t)
<p>Circular hollow steel sections</p> 	$\max (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
<p>Rectangular hollow steel sections</p> 	$\max (h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
<p>Partially encased I-sections</p> 	$\max (b/t_f) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

Quando as relações entre a largura e espessura superam os valores máximos traduzidos no Quadro 1, os efeitos da encurvadura local devem ser avaliados através de um método apropriado, confirmado experimentalmente.

O parâmetro de contribuição do aço, δ , apresentado na expressão (4.1), deve estar compreendido entre 0,2 e 0,9. Quando δ for inferior a 0,2, a secção deve ser dimensionada como se trata-se de um pilar de betão armado, de acordo com o regulamento próprio (EC 2). Se δ for maior que 0,9, então a secção deve ser dimensionada como um simples pilar de aço (EC 3).

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (4.1.)$$

O índice de esbelteza relativa, λ , conforme a expressão (4.2), não deve ser superior a 2,0.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (4.2.)$$

O valor característico de resistência plástica à compressão $N_{pl,Rk}$ é obtido utilizando a expressão 4.8., substituindo as tensões resistentes de cálculo pelas tensões características dos materiais em consideração.

O valor da força axial elástica crítico (N_{cr}) deve ser calculado para a direcção de encurvadura em estudo (direcção condicionante do cálculo global da estrutura) e considerando uma rigidez à flexão efectiva (EI_{eff}), que é obtida pelas expressões 4.3. no caso de cargas actuantes de curta duração e 4.4. para longa duração.

$$(EI)_{eff} = E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + K_e \cdot E_{cm} \cdot I_c \quad (4.3.)$$

De forma a considerar o efeito das cargas de longa duração no betão deve ser levado em conta, para traduzir o efeito da fluência na parcela de betão que compõe a secção mista. Em consequência o E_{cm} deve ser reduzido para um modulo de elasticidade efectivo, de acordo com a expressão 4.4..

$$E_{c,eff} = E_{cm} \cdot \frac{1}{1 + (N_{G,Eds} / N_{Ed}) \cdot \varphi_t} \quad (4.4.)$$

Na posse destes valores determina-se o valor de N_{cr} (expressão 4.5.) a utilizar, para obter de forma precisa, a esbelteza relativa da secção mista (expressão 4.2).

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{Mista}^{Direcção\ em\ Estudo}}{N_{pl,Rd}} \quad (4.5.)$$

Os recobrimentos do perfil metálico estão compreendidos entre valores mínimos, o menor valor de 40mm ou 1/6 da largura do banzo do perfil. Limites máximos são definidos por $c_z^{Max} = 0,3 \cdot h$ e $c_y^{Max} = 0,4 \cdot b$, restrições válidas para as duas direcções, de acordo com a Figura 4.9, para pilares totalmente revestidos.

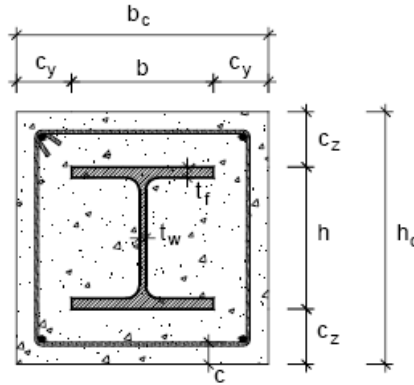


Fig.4.9 – Secção mista totalmente revestida [1]

Também o reforço de armadura longitudinal está limitado a um valor máximo de 6% da área de betão da secção transversal a ser considerada nos cálculos. Para secções revestidas o reforço de armadura longitudinal, não é permitido dispor menos do que 0,3% da área de betão da secção.

$$A_s^{Max} = 0,06 \cdot A_c \quad (4.6.)$$

$$A_s^{Min} = 0,003 \cdot A_c$$

A relação entre a altura e largura da secção mista deverá situar-se entre os limites 0,2 e 5,0.

$$0,2 \leq \frac{h_{Mista}}{b_{Mista}} \leq 5,0 \quad (4.7.)$$

4.5.1.1. Resistência Axial Plástica em Secções Mistas

Por serem elementos essencialmente comprimidos, o cálculo dos pilares mistos segundo o ponto 6.7.3.2 determina a resistência plástica da secção transversal a carregamentos axiais, sem considerar qualquer influência do comprimento. A resistência plástica à compressão $N_{pl,Rd}$ de uma secção mista é calculada pela soma das resistências plásticas dos seus componentes (Fig. 4.10).

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} \quad (4.8.)$$

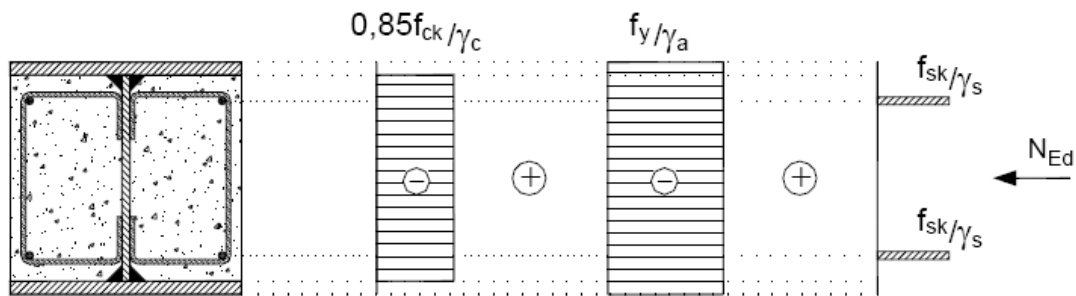


Fig.4.10 – Representação das tensões plásticas resistentes [7]

Esta expressão aplica-se às secções de aço revestidas de betão e parcialmente revestidas de betão. Nas secções ocas (quadradas ou rectangulares) preenchidas de betão, o coeficiente 0,85 poderá ser substituído por 1,0. A majoração da contribuição da parcela resistente do betão, nas secções preenchidas em relação às revestidas é lógica, pelo contributo ao confinamento e estabilização do betão.

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} \quad (4.9.)$$

No caso de secções ocas circulares cheias de betão, poderá ter-se em conta o aumento da resistência do betão devido ao confinamento, sempre que o índice de esbelteza reduzido λ (expressão 4.2) for menor que 0,5 e a excentricidade e inferior ao valor de $0,1.d$, o efeito de confinamento será considerado com a aplicação de η_a e η_c são coeficientes que consideram o acréscimo de resistência devido ao efeito de confinamento, majorando o aço estrutural e o betão respectivamente.

$$N_{pl,Rd} = \eta_a \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{ckk}} \right) + A_s \cdot f_{sd} \quad (4.10.)$$

O efeito de confinamento ocorre quando, a partir de um certo nível de carregamento do pilar, a expansão lateral do betão é maior que a do perfil de aço, desenvolvendo-se, assim, pressões radiais na interface aço-betão, estando o betão submetido a um estado triaxial de tensões. O desenvolvimento dessas pressões radiais, combinadas com a força de compressão actuante, reduzem a resistência última do perfil de aço, de acordo com o critério de Von Mises. Por outro lado, ocorre um acréscimo de resistência à compressão do betão quando comparado ao betão não confinado. O resultado final desse efeito nos dois materiais é um ganho na capacidade do pilar misto.

O acréscimo de resistência à capacidade do pilar devido ao confinamento depende de alguns factores, tais como a espessura do perfil tubular, a esbelteza do pilar misto, a excentricidade da força normal, a resistência característica do betão à compressão, a resistência do aço e a forma da secção transversal. A magnitude do confinamento e seus efeitos benéficos são maiores em pilares curtos do que em pilares esbeltos.

4.5.1.2. Resistência à Flexão Composta em Secções Mistas

A maior parte dos pilares mistos são solicitados por esforços de compressão e flexão em simultâneo. O primeiro, devido a sua função principal de transferir os esforços verticais das lajes e vigas para as fundações. O segundo, devido à sua função de garantir a estabilidade global do edifício, absorvendo os esforços laterais de vento, para além do efeito de continuidade entre pavimentos e ligações rígidas e semi-rígidas com as vigas, disposições estruturais que introduzem momentos no pilar.

Constata-se que os procedimentos para o dimensionamento das estruturas mistas são, geralmente, extrapolações dos procedimentos para as estruturas de aço ou de betão, sendo exemplos o American Institute of Steel Construction (*AISC*), Steel Construction Institute e EC 4.

Uma das dificuldades no dimensionamento de pilares sujeitos à flexão composta é a consideração das não-linearidades envolvidas, geométrica e física. O betão é um material frágil, com diferentes respostas à tracção e à compressão, a sua resistência à tracção é pequena, a ponto de ser desprezada nos cálculos. Já o aço exibe um comportamento elastoplástico tanto na tracção quanto na compressão e os perfis de aço possuem tensão residual devido ao seu processo de fabricação. As ligações entre os componentes de aço e betão contribuem para a não-linearidade das estruturas mistas por meio do mecanismo de transferência de esforços entre os diferentes componentes que, por sua vez, podem exibir comportamentos complicados e altamente não-lineares.

As técnicas comumente empregues para análise teórica da capacidade resistente das secções mistas sujeitas a flexão composta têm por base a interacção entre a força axial e a flexão dos elementos mistos de aço e betão por meio de relações simplificadas, onde o equilíbrio das zonas traccionada e comprimida é obtido a partir da posição do eixo neutro, à semelhança do que ocorre no dimensionamento de peças em betão armado.

O cálculo da capacidade resistente pode ser feito tanto pelo critério de distribuição plástica de tensões, f_y de compressão ou tracção no aço e $0,85f_{cd}$ de compressão no betão, quanto pelo método de compatibilidade de deformações. O critério da compatibilidade de deformações estabelece uma distribuição linear da deformação linear específica na secção transversal, com a máxima deformação do betão igual a $0,003 \text{ mm/mm}$ [25]. Recomenda-se o uso deste critério para a determinação da capacidade resistente de pilares mistos com secção transversal irregular. Importa salientar que o método de compatibilidade de deformações é o mais preciso para avaliação da capacidade resistente, porém demanda um maior esforço de cálculo. O método de distribuição plástica de tensões é uma simplificação do primeiro critério, proporcionando um método de cálculo simples e conveniente para a maioria das situações de projecto.

Quando se trabalha com pilares mistos sujeitos a flexão composta de secção bissimétrica, que é uma geometria usual nas construções, a *AISC* permite que as equações de dimensionamento nas expressões 4.11 e 4.12 possam ser aplicadas, para verificação de segurança em estado de flexão composta.

$$\text{Se, } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \qquad \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (4.11.)$$

$$\text{Se, } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \qquad \frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (4.12.)$$

Nas expressões 4.11 e 4.12, N_{Sd} é o valor de cálculo esforço axial actuante no pilar, N_{Rd} é o valor de cálculo do esforço axial resistente do pilar misto, MRd é o valor de cálculo do momento resistente do pilar misto, MSd é o valor de cálculo do momento actuante do pilar, incluindo imperfeições e os efeitos da não-linearidade geométrica, efeitos que são considerados pela aplicação de coeficientes majorativos.

As expressões 4.11 e 4.12 foram apresentadas na versão de 1994 para pilares de aço e permitiu-se o seu uso para pilares mistos de aço e betão. As equações são geralmente mais conservadoras para elementos mistos com betão de alta resistência do que em relação àqueles constituídos por betão corrente. Importa referir que as equações de interacção para os pilares de aço foram concebidas a partir das boas qualidades do material, que possui igual resistência à tracção e compressão.

No entanto quando se analisa o betão conhece-se, *a priori*, que o mesmo tem diferentes resistências à tracção e compressão, sendo este o aspecto principal a considerar nos pilares mistos. Para resolver esse problema surgem alternativas de dimensionamento. Tal como o desenvolvimento da superfície de interacção para flexão composta, que serve de base à aplicação do método da distribuição plástica de tensões. Este tratamento é usado pelo *EC 4* e permitido pela *AISC*. Os resultados nas superfícies de interacção são similares aos mostrados na Figura 4.11, onde os cinco pontos identificados são definidos recorrendo à distribuição plástica de tensões. O ponto *A* corresponde à força axial resistente da secção assumindo que a peça seja apenas solicitada axialmente. O ponto *B* é determinado tendo em conta o momento flector resistente da secção transversal, ou seja, sem carga axial. O ponto *C* considera a localização do eixo neutro utilizado para obter o ponto *B*, introduzindo o efeito da força axial de compressão. O ponto *D* corresponde à metade do esforço resistente obtido no ponto *C*. Já o ponto *E* é geralmente obtido a partir da interpolação linear entre os pontos *A* e *C*.

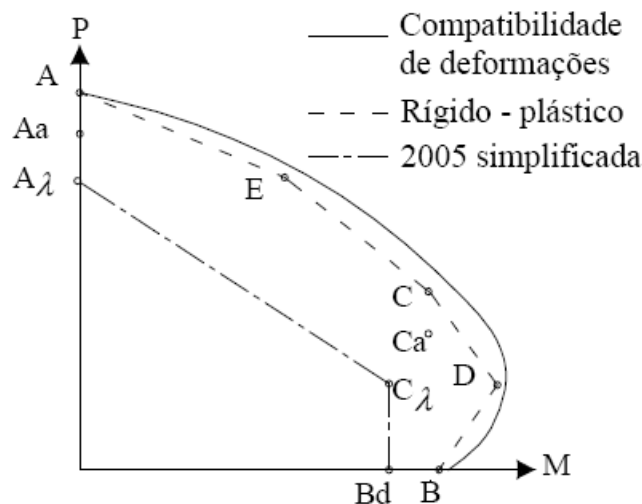


Fig.4.11 – Curvas de interacção para pilares mistos sujeitos a Flexão Composta [24]

Recomenda-se que ao posicionar-se o ponto *D* deve-se tomar cuidado a fim de reduzir a capacidade de compressão relacionada (valor associado no eixo da ordenadas) ou para considerar a esbelteza do elemento. Esta redução é de importante aplicação, pois pode conduzir a uma situação de insegurança

devido ao momento flector resistente determinado nesse ponto e portanto recomenda-se a utilização de valores menores de resistência à compressão, do que os estimados para a secção transversal. O *AISC* propõe uma simplificação bi-linear como mostrada na Figura 4.11. A resistência axial do pilar (ponto *A*) é minorada devido ao efeito da esbelteza e o adequado coeficiente de ponderação. O ponto no eixo horizontal *Bd* é determinado por meio do momento resistente da secção transversal, ponto *B*, afectado pelo coeficiente de ponderação. O ponto *C* é ajustado para baixo pela mesma redução decorrente da esbelteza aplicada ao ponto *A*, para obter o ponto *Ca*. O ponto *Ca* é então ajustado para baixo e para esquerda utilizando os coeficientes de ponderação adequados, alcançando-se a posição *Cλ*. A utilização da aproximação pela linha recta pode ser determinada ligando-se os pontos *Aλ*, *Cλ* e *Bd* como ilustrado na Figura 4.11. Logo, as seguintes equações podem ser derivadas para os pilares mistos sob acção conjunta de compressão e flexão (expressões 4.13 e 4.14).

$$\text{Se, } N_{Sd} < N_c \quad \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.13.)$$

$$\text{Se, } N_{Sd} \geq N_c \quad \left(\frac{N_{Sd} - N_c}{N_{Rd} - N_c} \right) + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.14.)$$

Nas expressões 4.13 e 4.14, N_{Sd} é o valor de cálculo esforço axial actuante no pilar, N_{Rd} é o valor de cálculo do esforço axial resistente (ponto *A*), N_c é o valor de cálculo do esforço axial da parcela resistente de betão (ponto *C*), M_{Rd} é o valor de cálculo do momento resistente do pilar misto (ponto *C*), M_{Sd} é o valor de cálculo do momento actuante. Convém referir que esta forma de curva derivada das aproximações da *AISC* da Figura 4.10, é muito similar às curvas utilizadas quer pelo *SCI*, quer pelo *EC 4* (Figura 4.12).

De seguida será dado ênfase ao cálculo do momento plástico resistente a flexão composta pelo *EC 4*.

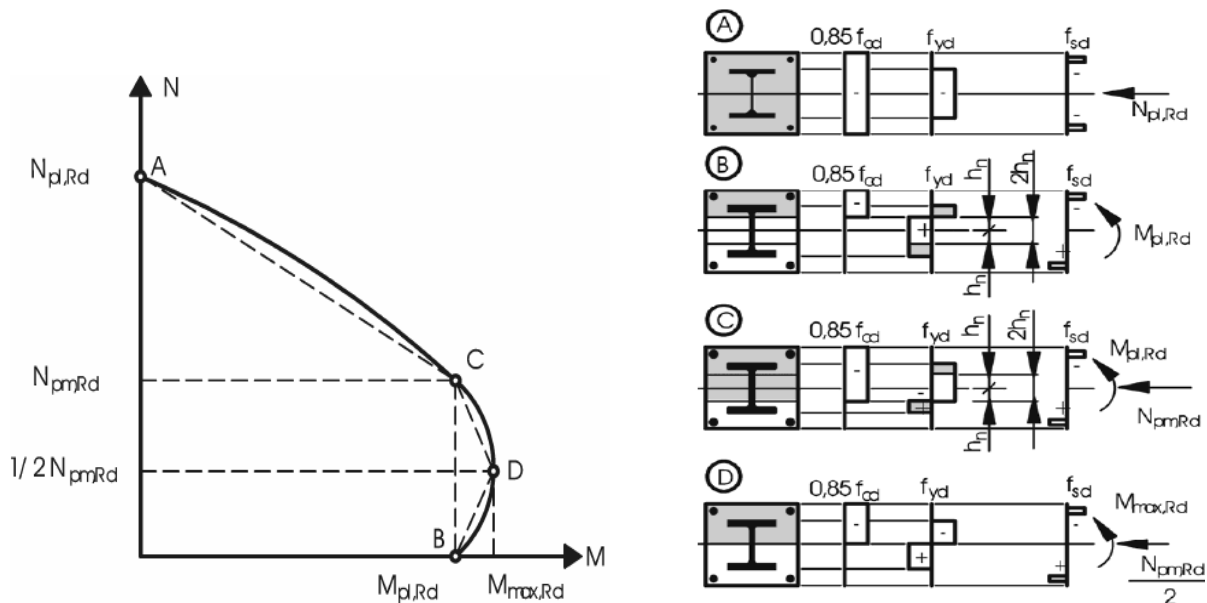


Fig.4.12 – Curvas de interacção e correspondentes diagramas de tensão em pilares mistos sujeitos a flexão composta [1]

A determinação exacta da curva de interacção é possível, mas apenas por meio de análise numérica através do uso de programas computacionais, subentende-se um processo moroso e complexo, não se revelando prática a sua adopção em projecto. O EC 4 apresenta uma aproximação linear desta curva que pode ser adoptada sem prejuízo significativo dos objectivos, que garantam a verificação da segurança do elemento sujeito a flexão composta. É sugerido um método simplificado, materializado numa curva poligonal, para a verificação da interacção da força axial e momento flector (Fig. 4.12). Vários métodos foram estudados por diversos autores, porém o método adoptado pela norma europeia é de fácil utilização e compreensão.

4.5.1.3. Processo de Cálculo do Momento Plástico Resistente

A resistência à flexão é determinada considerando a plastificação total da secção, desprezando todo o betão traccionado. Em função da determinação da posição do eixo neutro plástico, calculam-se os módulos de flexão plásticos da secção mista, o procedimento de cálculo começa por discriminar em parcelas independentes para o módulo de flexão do aço Z_{pa} , betão Z_{pc} e armadura ordinária Z_{ps} , conseqüentemente, o momento resistente com plastificação total da secção, é obtido com a combinação dos módulos de flexão parcelares.

$$M_{Rd,pl} = \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot (Z_{pa} - Z_{pan}) + 0,5 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot (Z_{pc} - Z_{pcn}) + \frac{f_s}{\gamma_s} \cdot (Z_{pa} - Z_{pan}) \quad (4.15.)$$

- O momento resistente plástico para **secções revestidas e parcialmente revestidas**, baseia-se nos parâmetros definidos nas Figura 4.13.

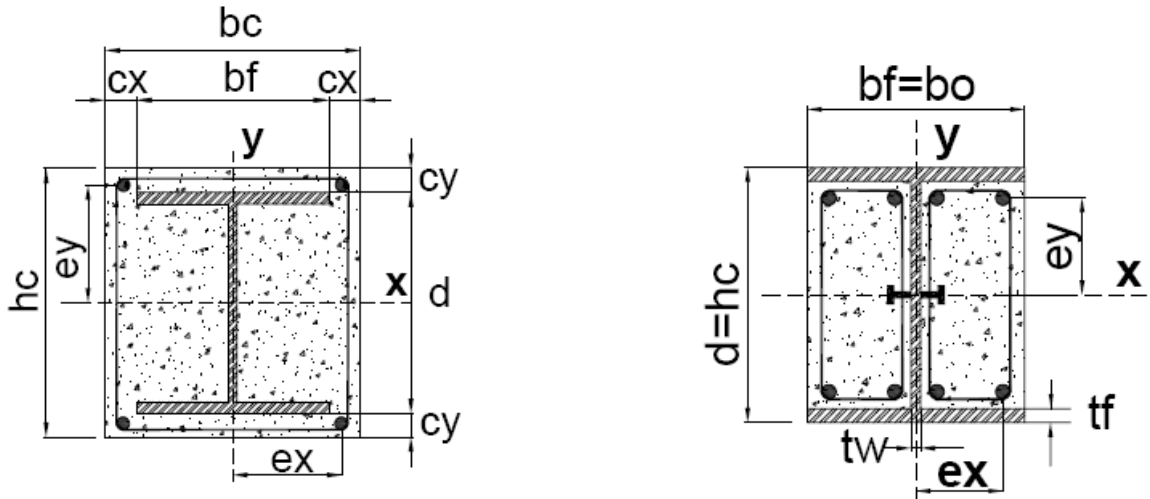


Fig.4.13 – Parâmetros para a análise plástica de secções mistas revestidas e parcialmente revestidas respectivamente [25]

- Módulo de Flexão Plástico, do Perfil Metálico para todo o tipo de secções, relativamente ao eixo baricêntrico (xx).

$$Z_{pa} = W_{pl,y}^{Perfil} \quad (4.16.)$$

- Módulos de Flexão Plásticos, em Secções Revestidas, relativamente ao eixo baricêntrico (xx).

$$Z_{ps} = \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot e_i \quad (4.17.)$$

$$Z_{pc} = \frac{b_c \cdot h_c^2}{4} - Z_{pa} - Z_{ps} \quad (4.18.)$$

Os módulos de flexão relativamente ao eixo neutro dependem exclusivamente das características geométricas da secção, de seguida determino a posição do eixo neutro plástico, consequentemente obtenho os módulos plásticos de flexão relativamente à posição do eixo neutro.

O passo seguinte será de tentativa-erro, pois o eixo neutro plástico tem três localizações possíveis, originando três vias distintas de cálculo:

- Eixo neutro na Alma do perfil;

$$h_n = \frac{A_c \cdot f_{cd} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{sd} - f_{cd})}{2 \cdot b_c \cdot f_{cd} + 2 \cdot t_w \cdot (2 \cdot f_{yd} - f_{cd})} \quad (4.19.)$$

$$Z_{pan} = t_w \cdot h_n^2 \quad (4.20.)$$

$$Z_{psn} = \sum_{i=1}^n A_{sni} \cdot e_{yi} \quad (4.21.)$$

$$Z_{pcn} = b_c \cdot h_n^2 - Z_{pan} - Z_{psn} \quad (4.22.)$$

- Eixo neutro no Banzo do perfil;

$$h_n = \frac{A_c \cdot f_{cd} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{sd} - f_{cd}) + (b_f - t_w) \cdot (d - 2t_f) \cdot (2 \cdot f_{yd} - f_{cd})}{2 \cdot b_c \cdot f_{cd} + 2 \cdot b_f \cdot (2 \cdot f_{yd} - f_{cd})} \quad (4.23.)$$

$$Z_{pan} = b_f \cdot h_n^2 - \frac{(b_f - t_w) \cdot (d - 2 \cdot t_f)^2}{4} \quad (4.24.) \quad Z_{psn} = \sum_{i=1}^n A_{sni} \cdot e_{yi} \quad (4.25.)$$

$$Z_{pcn} = b_c \cdot h_n^2 - Z_{pan} - Z_{psn} \quad (4.26.)$$

- Eixo neutro Fora do perfil.

$$h_n = \frac{A_c \cdot f_{cd} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{sd} - f_{cd}) - A_a \cdot (2 \cdot f_{yd} - f_{cd})}{2 \cdot b_c \cdot f_{cd}} \quad (4.27.)$$

$$Z_{pan} = Z_{pa} \quad (4.28.) \quad Z_{psn} = \sum_{i=1}^n A_{sni} \cdot e_{yi} \quad (4.29.)$$

$$Z_{pcn} = b_c \cdot h_n^2 - Z_{pan} - Z_{psn} \quad (4.30.)$$

- O momento resistente plástico para **secções preenchidas**, baseia-se nos parâmetros definidos na Figura 4.14.

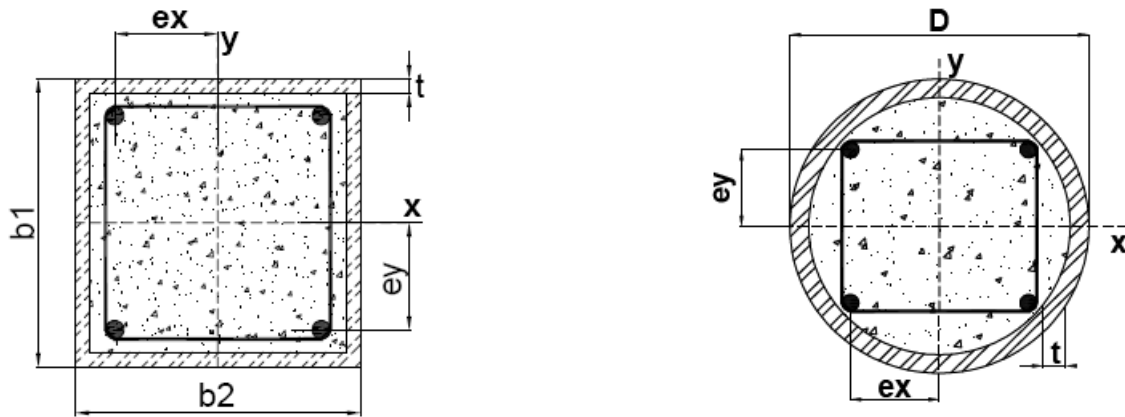


Fig.4.14 – Parâmetros para a análise plástica de secções mistas preenchidas, rectangulares e circulares respectivamente [25]

- Módulos de Flexão Plásticos, em Secções Preenchidas, relativamente ao eixo baricêntrico (xx).

$$Z_{ps} = \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot e_i \quad (4.31.)$$

$$Z_{pc} = \frac{(b_2 - 2 \cdot t) \cdot (b_1 - 2 \cdot t)^2}{4} - \frac{2}{3} \cdot r^3 - r^2(4 - \pi) \cdot \left(\frac{b_1}{2} - t - r \right) - Z_{ps} \quad (4.32.)$$

- Módulos de Flexão Plásticos, em Secções Rectangulares Preenchidas, relativamente ao eixo neutro.

$$Z_{pcn} = (b_2 - 2t)h_n^2 - Z_{psn} \quad (4.33.)$$

$$Z_{pan} = b_2 \cdot h_n^2 - Z_{pcn} - Z_{psn} \quad (4.34.)$$

Para determinação da secção preenchida circular utiliza-se as equações das secções rectangulares, efectuando apenas a troca de dois parâmetros, \$b_1\$ e \$b_2\$ por \$d\$ e também \$r\$ por \$(d/2 - t)\$.

O valor do momento resistente com plastificação total da secção transversal mista é obtido com a combinação dos módulos de flexão parcelares.

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot (Z_{pa} - Z_{pan}) + 0,5 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot (Z_{pc} - Z_{pcn}) + \frac{f_s}{\gamma_s} \cdot (Z_{ps} - Z_{psn}) \quad (4.35.)$$

A curva simplificada de interacção é facilmente traçada, com o \$M_{pl,Rd}\$ sendo o ponto B (axial nulo), o ponto A é o valor da resistência plástica à compressão \$N_{pl,Rd}\$ (momento nulo), calculado através de

uma das três expressões 4.8 a 4.10 (depende do tipo de secção). O ponto C é obtido pela intersecção de B com $N_{pm,Rd}$, que deverá ser considerado igual a $0,85 f_{cd} A_c$ para as secções revestidas de betão e parcialmente revestidas ($N_{pm,Rd}$ deverá ser considerado igual a $f_{cd} A_c$ para as secções ocas preenchidas de betão). Com A, B e C marcados, através de metade do valor de $N_{pm,Rd}$, alcança-se o ponto D, que corresponde ao valor do momento máximo resistente (superior a $M_{pl,Rd}$).

4.5.1.4. Influência do Esforço Transverso na Resistência Plástica de Secções Mistas

Na determinação da curva de interacção de flexão composta, deverá considerar-se a influência do esforço transverso se o esforço $V_{a,Ed}$ na secção de aço for superior a 50 % do valor de cálculo da resistência ao esforço transverso $V_{pl,a,Rd}$ 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 (Fig. 4.15).

Se, $\frac{V_{a,Ed}}{V_{pl,a,Rd}} > 0,5$ considera-se a interacção do transverso 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 interacção do transverso 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 actuação em simultâneo de tensões elevadas, com transverso elevado. Interação indesejável e perigosa para a estabilidade do pilar.

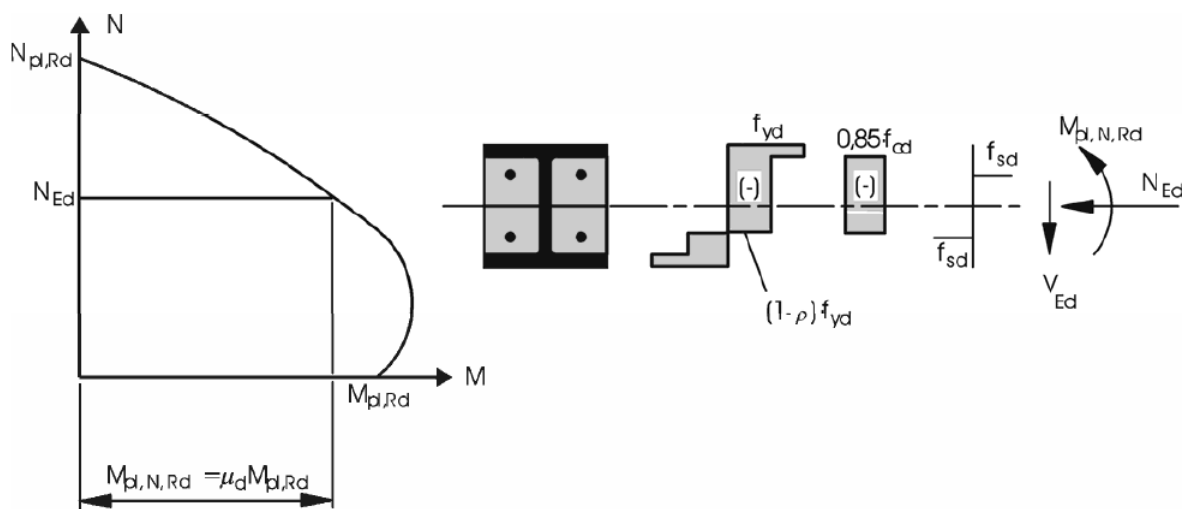


Fig.4.15 – Influência do esforço transversal na curva de interacção para secções sujeitas a flexão composta [1]

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

O esforço transversal actuante, 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 flector resistente da secção, $M_{pl,Rd}$ (expressões 3.32 e 3.33).

$$\text{Perfil Metálico deverá resistir a} \quad V_{a,Ed} = \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \cdot V_{Ed} \quad (4.36.)$$

$$\text{Área de Betão deverá resistir a} \quad V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (4.37.)$$

Como simplificação, o EC 4 permite assumir V_{Ed} actuando apenas no perfil de aço estrutural.

4.5.1.5. Procedimento de Verificação Elementar e Imperfeições Elementares

A verificação do elemento isolado deve ser baseada numa análise de segunda ordem. Naturalmente a rigidez da secção mobilizada em segunda ordem vai sofrer uma diminuição, recorrendo-se a factores redutores de dois tipos. Um factor de redução $K_{e,II}$ (valor de 0,5), ligeiramente inferior ao adoptado na rigidez com comportamento estrutural de nós fixos ou primeira ordem e um factor de calibração K_o (valor de 0,5) que irá afectar todas as parcelas contribuintes para o cálculo da rigidez da secção mista.

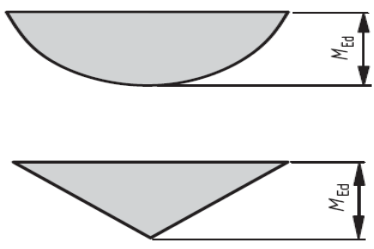
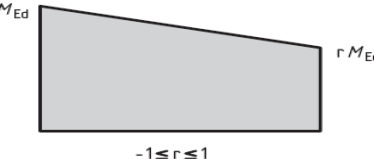
$$(EI)_{eff,II} = K_o \cdot (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + K_{e,II} \cdot E_{c,eff} \cdot I_c) \quad (4.38.)$$

Os efeitos de segunda ordem poderão ser contabilizados de forma simplificada, multiplicando o máximo momento actuante (M_{Ed} a considerar na verificação da resistência plástica de um pilar sujeito a flexão composta, expressão 4.41) pelo factor k que é calculado com recurso à expressão 4.39.

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed} / N_{cr,eff}} \geq 1,0 \quad (4.39.)$$

O valor da força axial elástica crítico ($N_{cr,eff}$) deve ser calculado para a direcção de encurvadura em estudo (direcção condicionante do cálculo global da estrutura) e considerando uma rigidez à flexão efectiva $(EI)_{eff,II}$ de segunda ordem, que é obtida pela expressão 4.38. O valor de β representa um factor de momento equivalente que depende da distribuição de momentos (Quadro 4.2). Quando existir carregamento transversal no pilar, β pode ser considerado igual a 1,0, caso contrário, pode ser determinado por meio da expressão definida no Quadro 4.2, em que r varia entre 1 e -1.

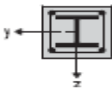
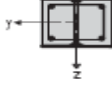
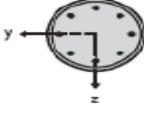


Quadro 4.2 – Factor β para determinação de momentos de segunda ordem [1]

Moment distribution	Moment factors β	Comment
	<p>First-order bending moments from member imperfection or lateral load:</p> $\beta = 1,0$	<p>M_{Ed} is the maximum bending moment within the column length ignoring second-order effects</p>
	<p>End moments:</p> $\beta = 0,66 + 0,44r$ <p>but $\beta \geq 0,44$</p>	<p>M_{Ed} and $r M_{Ed}$ are the end moments from first-order or second-order global analysis</p>

Porém os efeitos de segunda ordem poderão ser desprezados se a verificação realizada na análise global da estrutura for cumprida.

A influência das imperfeições geométricas pode ser considerada no cálculo, adoptando imperfeições geométricas equivalentes para pilares mistos, em função da altura (L) do elemento (Quadro 4.3).

Quadro 4.3 – Curvas de encurvadura e imperfeições elementares em pilares mistos [1]

Cross-section	Limits	Axis of buckling	Buckling curve	Member imperfection
concrete encased section 		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
partially concrete encased section 		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
circular and rectangular hollow steel section 	$\rho_s \leq 3\%$	any	a	L/300
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	any	b	L/200
circular hollow steel sections with additional I-section 		y-y	b	L/200
		z-z	b	L/200
partially concrete encased section with crossed I-sections 		any	b	L/200

4.5.1.6. Verificação Elementar de peças sujeitas a Compressão Simples

Tal como no cálculo de pilares metálicos, para pilares mistos também é necessário que se verifiquem os problemas derivados da instabilidade do elemento comprimido. O EC4 recomenda a aplicação de um factor de redução χ à resistência à compressão axial da secção transversal, para o modo de encurvadura relevante, remetendo para o EC 3-1-1, 6.3.1.2 a determinação deste coeficiente.

A verificação de um pilar misto sujeito apenas a esforços de compressão é bastante directa segundo a expressão 4.40.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.40.)$$

4.5.1.7. Verificação Elementar de peças sujeitas a Flexão Composta

A verificação da resistência plástica de um pilar sujeito a esforços axiais e flexão é abordada no ponto 6.7.3.6, em que a limitação da resistência plástica è efectuada em função da curva de interacção simplificada (Fig 4.15). O elemento depende essencialmente da interacção entre a resistência plástica à flexão e axial da secção em estudo. Valor final afectado pelo tipo de perfil e revestimentos adoptados.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d \cdot M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (4.41.)$$

Em que M_{Ed} é o máximo momento actuante no ao longo do desenvolvimento do elemento, este valor incluirá apenas as imperfeições, caso se trate de uma análise de primeira ordem (Fig. 4.16), se necessário os efeitos de segunda ordem serão considerados (Fig. 4.16). $M_{pl,N,Rd}$ é o momento flector resistente plástico, em função da solicitação axial a que está submetido, sendo extraído da aplicação da curva de interacção simplificada. É de fácil compreensão o facto do carregamento axial no pilar até um certo ponto (de acordo com a curva de interacção está compreendido entre 0 e $N_{pm,Rd}$) exercer uma influência benéfica na estabilidade do elemento, aumentando mesmo a resistência máxima da secção à flexão, para o intervalo de valores atrás referido. Contudo valores axiais elevados, diminuem gradualmente a capacidade resistente à flexão da secção.

Para aços estruturais de classe entre S235 e S355 inclusive, o coeficiente α_M assume o valor de 0,9, ao passo que para as classes S420 S460 adopta-se 0,8.

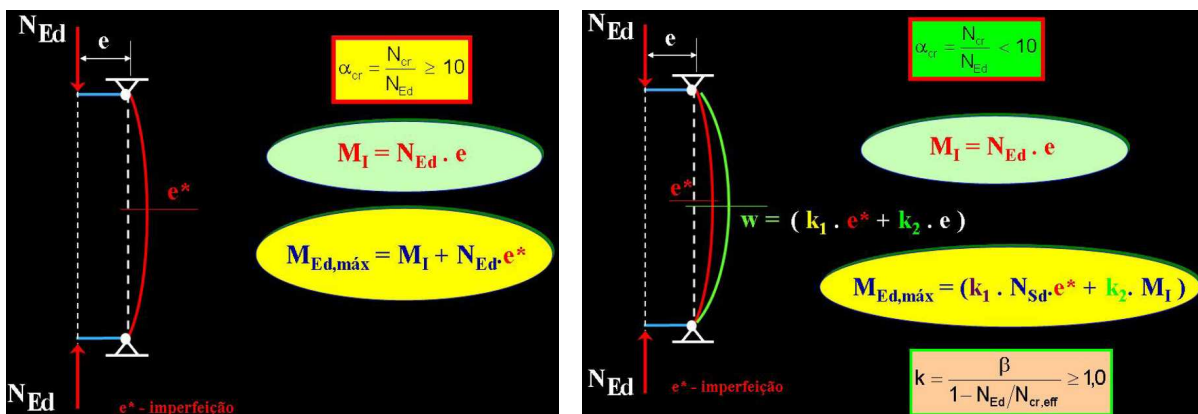


Fig.4.16 – Verificação do pilar sujeito a flexão composta, análise 1ªordem (esquerda), 2ªordem (direita) [7]

4.5.1.8. Verificação Elementar de peças sujeitas a Flexão Desviada

O procedimento de cálculo é bastante similar ao da flexão composta, devendo-se realizar as verificações realizadas no 3.5.1.8 deste trabalho, nos dois eixos de flexão (y e z) separadamente. As imperfeições devem ser consideradas apenas para a direcção em que é esperada a rotura. Caso não seja facilmente perceptível qual o plano crítico, as imperfeições serão consideradas para ambas as direcções.

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,N,Rd}} = \frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_M \quad (4.42.) \quad \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,N,Rd}} = \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_M \quad (4.43.)$$

Além da verificação isolada da flexão para cada eixo, o EC 4 sugere a verificação das flexões de forma combinada, da maneira expressa em (4.44)

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.44)$$

4.5.1.9. Introdução de Cargas e Conexão Longitudinal

Devem ser consideradas regiões de introdução de cargas (Fig. 4.17), zonas onde ocorrem variações de esforços actuantes devido à ligação da viga com o pilar, ou seja, os nós de estruturas em pórtico. Nestas regiões é necessário definir claramente, um percurso da carga para não ocorrerem deslizamentos na interface de contacto aço-betão, que imediatamente invalidaria as premissas de cálculo assumidas pelo projectista, isto é, a interacção total entre os materiais.

O comprimento da região de introdução de carga (L_v) pode ser determinado como o valor mínimo entre $2d$, em que d representa a menor dimensão transversal da secção ou $L/3$, em que L é o comprimento do pilar (Fig. 4.17).



Fig.4.17 – Exemplo prático de uma zona de introdução de cargas com reforço por conectores [26]

Se a tensão de corte longitudinal actuante (τ_{sd}) for inferior à tensão limite de aderência (τ_{Rd} , Quadro 4.4), então pode-se considerar a interacção completa entre os dois materiais, visto que não existe escorregamento relativo significativo, não havendo necessidade do uso de conectores.

Quadro 4.4 – Tensão de resistência ao corte longitudinal [1]

Type of cross section	τ_{Rd} (N/mm ²)
Completely concrete encased steel sections	0,30
Concrete filled circular hollow sections	0,55
Concrete filled rectangular hollow sections	0,40
Flanges of partially encased sections	0,20
Webs of partially encased sections	0,00

A tensão de resistência representada no Quadro 4.4 é aplicável para o recobrimento mínimo do perfil de acordo com o ponto 6.7.5.2, para secções revestidas. Caso o valor do recobrimento utilizado seja superior, é possível considerar uma resistência superior, recorrendo do cálculo de um coeficiente de majoração β_c .

$$\beta_c = 1 + 0,02 \cdot c_z \cdot \left(1 - \frac{c_{z\min}}{c_z} \right) \quad (4.45.)$$

Não existe um procedimento bem estabelecido para se determinar a tensão de corte na interface aço-betão, no entanto, é comum a utilização de um valor aproximado dessa tensão, calculado pela expressão 4.46 [8].

$$\tau_{sd} = \frac{N_{Sc}}{\mu_a \cdot L_v} \quad (4.46.)$$

Em que $N_{S,c}$ é a força de corte longitudinal na interface aço-betão, admitida como parcela da força actuante de cálculo N_{Sd} , e determinada pela expressão 4.47.

$$N_{S,c} = N_{Sd} \cdot \left(1 - \frac{A_a}{A_{Hom}} \right) \quad (4.47.)$$

Em que A_a é a área da secção transversal do perfil de aço A_{Hom} é a área da secção transversal homogeneizada do pilar misto, u_a é o perímetro do perfil de aço, L_v é o comprimento de transferência do esforço de corte por aderência.

Algumas simulações feitas em pilares revestidos, utilizando as expressões (4.46) e (4.47), mostraram que a tensão de corte na interface aço-betão assume valores significativamente maiores que a tensão limite de aderência fornecida pela norma [8].

A solução para o inconveniente, da tensão actuante ultrapassar a resistente, recai na utilização de conectores. Em pilares mistos revestidos, quando houver necessidade de se utilizar conectores de corte (tipo pino com cabeça) e estes forem fixados à alma do perfil de aço, pode-se considerar um aumento de resistência ao corte, provocado por um certo grau de confinamento do betão, pois a expansão lateral do betão é impedida entre alma e os banzos adjacentes do perfil de aço. Essa resistência adicional pode ser tomada igual à expressão 4.48 para cada banzo e para cada fila de conectores, independentemente do número de conectores por fila.

$$R_{Fric} = \frac{\mu \cdot P_{Rd}}{2} \quad (4.48.)$$

Em que μ é o coeficiente de fricção com o valor de 0,5, para perfis não pintados e P_{Rd} é a resistência individual de cálculo de um conector. Estes valores somente devem ser utilizados se a distância livre entre banzos respeitar os limites ilustrados na Figura 4.18.

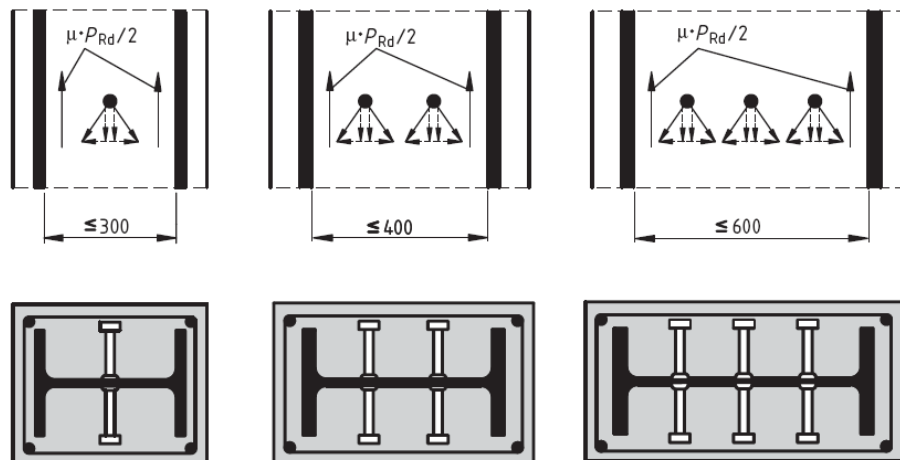


Fig.4.18 – Resistências friccionais adicionais em pilares mistos com conectores tipo pino com cabeça [1]

A resistência individual ao corte do conector é dada pelo mínimo das expressões 4.49 e 4.50.

$$P_{Rd} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_v} \quad (4.49.)$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} \quad (4.50.)$$

A resistência total ao corte da secção com estas características é obtida pela expressão 4.51.

$$P_{Rd}^{TOTAL} = P_{Rd} + [R_{Fric} \cdot (2 + N^\circ \text{ Filas Horizontais Conectores})] \quad (4.51.)$$

O 2 representa o número de banzos, logo é fixo, variando apenas o número de filas horizontais de conectores que se utilizam na secção, para garantir a interacção completa.

No caso de cargas introduzidas através somente do perfil ou do betão, para perfis totalmente revestidos, a armadura transversal de reforço deverá ser dimensionada para transmitir a força axial (N_{c1} da Figura 4.19) das partes directamente conectadas ao perfil por conectores de corte para as partes exteriores aos banzos, logo não conectadas. O dimensionamento dos estribos deverão efectuar-se recorrendo-se ao modelo de “Escoras e Tirantes” com a biela de compressão a funcionar 45° do eixo do elemento, de forma análoga ao funcionamento da viga de betão armado ao transverso.

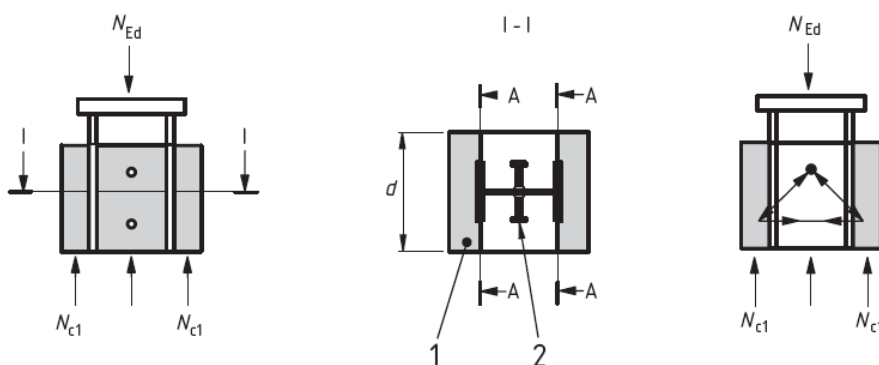


Fig.4.19 – Esforço axial desenvolvido pelas diferentes formas de conexão na secção mista [1]

Para secções parcialmente revestidas, sujeitas a corte na direcção de menor inércia, conectores terão sempre de ser dispostos. Se a resistência ao corte da secção considerada não for apenas a resistência do perfil de aço, então o reforço necessário de armadura transversal para $V_{c,Ed}$ deve ser soldado à alma do perfil ou trespassar a mesma (Fig. 3.31).

5

LIGAÇÕES VIGA MISTA – PILAR MISTO

5.1. CONCEITOS BASE

Uma ligação mista pode ser considerada como uma ligação entre dois elementos mistos ou um elemento misto e um elemento de aço ou betão armado. Neste tipo de ligação, a armadura de reforço longitudinal fornecerá o seu contributo para a rigidez do nó e resistência funcional.

Ao se considerar a laje, e por consequência a sua armadura, no comportamento da ligação, estamos a tratar de ligações mistas (5.1). Isto implica considerar uma semi-continuidade entre vigas separadas por um pilar. As ligações mistas são mais resistentes e rígidas se comparadas com a mesma ligação em aço sem a laje e, portanto, prever a contribuição da laje no projecto de pórticos de aço significa procurar um equilíbrio entre economia e eficiência estrutural.

Na análise global de estruturas convencionais pode-se discriminar a estrutura em barras unidimensionais interligadas e os pontos de intersecção destas barras denominam-se de pontos nodais (nós). Porém, durante muito tempo, na análise dos elementos da estrutura considerou-se a ligação entre estes elementos como simples pontos nodais com comportamento idealizado de nó rígido ou rotulado.

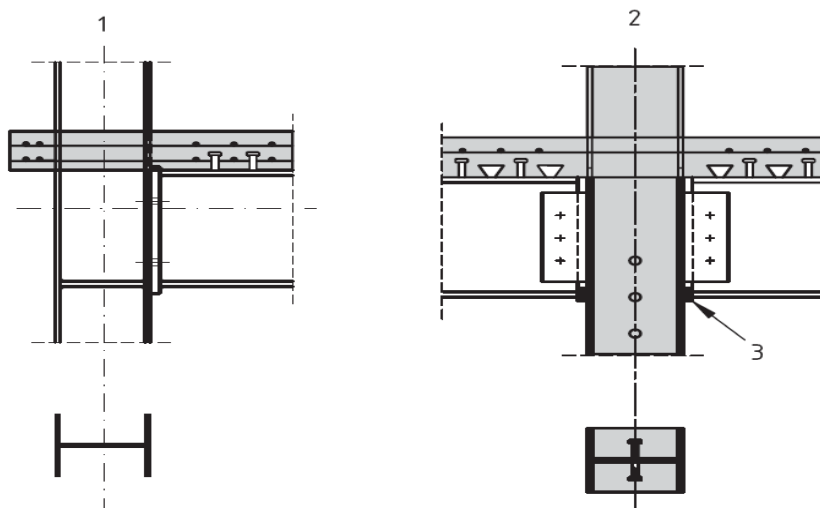


Fig.5.1 – Exemplos de ligações mistas [27]

Os estudos que vêm sendo desenvolvidos nesta área procuram a compreensão do comportamento semi-rígido das ligações com maior detalhe, de modo que este possa ser incorporado nas etapas de análise dos esforços internos e no dimensionamento das estruturas.

Vários trabalhos experimentais foram realizados em diferentes institutos de pesquisas comprovando o consenso da importância dos estudos em ligações em estruturas de aço considerando a contribuição da laje [28]. Os trabalhos consistiram de ensaios de laboratório, algumas vezes seguido de análise numérica, que procuravam quantificar a interferência no comportamento da ligação de diferentes variáveis entre as quais, a taxa de armadura da laje, detalhe da ligação, perfil da viga, conectores de corte, posição do pilar em relação à estrutura (externo ou interno), entre outras.

Com os resultados destes ensaios foi possível identificar a interferência destas variáveis no comportamento de algumas ligações. Com estes dados e com resultados de análises numéricas foi possível desenvolver modelos analíticos que representassem o comportamento das ligações mistas. Muitos destes modelos adaptaram o Método dos Componentes, adotado pelo EC 3 para previsão do comportamento de ligações viga-pilar em elementos de aço, na análise de ligações mistas. O Método dos Componentes consiste em determinar o comportamento global da ligação a partir do comportamento individual das várias componentes da ligação.

5.1.1. CLASSIFICAÇÃO DE LIGAÇÕES

O ângulo descrito entre os elementos de um nó rígido considera-se que permanece essencialmente o mesmo, após a actuação do carregamento, ocorrendo a total transmissão de momento flector (Fig. 5.2). De forma oposta num nó articulado, ou rotulado, não há transmissão de momento flector logo, ocorre alteração no ângulo entre os elementos. Este comportamento idealizado é demonstrado na Figura 5.3.

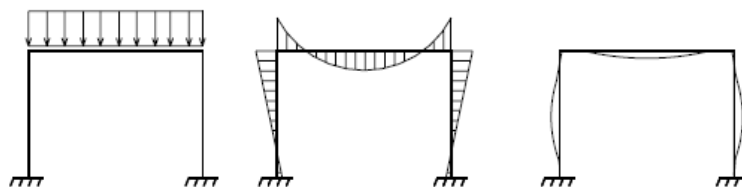


Fig.5.2 – Comportamento idealizado, pórtico de nós rígidos [27]

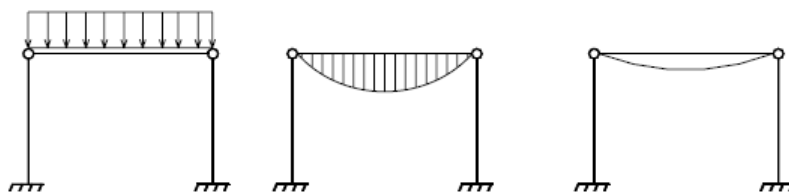


Fig.5.3 – Comportamento idealizado, pórtico de nós articulados [27]

Entretanto, tanto pesquisas realizadas nesta área, quanto a prática demonstram a inadequação de classificar os nós somente como rígidos e rotulados. As pesquisas mostraram que esta classificação seguia conceitos muito imprecisos uma vez que correspondem a situações idealizadas, difíceis de serem atingidas em situações correntes. Para definir o comportamento intermediário usa-se o termo "*ligações semi-rígidas*". Nas estruturas metálicas as ligações possuem comportamento típico semi-

rígido, a variação deste parâmetro é relevante e significativa, desempenhando um importante papel no comportamento global da estrutura.

As ligações entre as vigas e pilares em estruturas de aço, por não terem o monolitismo característico das estruturas convencionais de betão (moldadas *in situ*), são origens de descontinuidades geométricas e mecânicas que devem ser observadas e tratadas com cuidado [29]. Nas estruturas metálicas devido à diversidade de configurações, meios e dispositivos de ligação, não é possível obter-se um perfeito encastramento entre vigas e pilares, conduzindo a uma rigidez parcial das ligações. Normalmente, em pórticos de aço, o pilar é o elemento contínuo e as vigas estão conectadas a ele por ligações que podem ser de diferentes tipos, alguns dos quais mostrados na Figura 5.4.

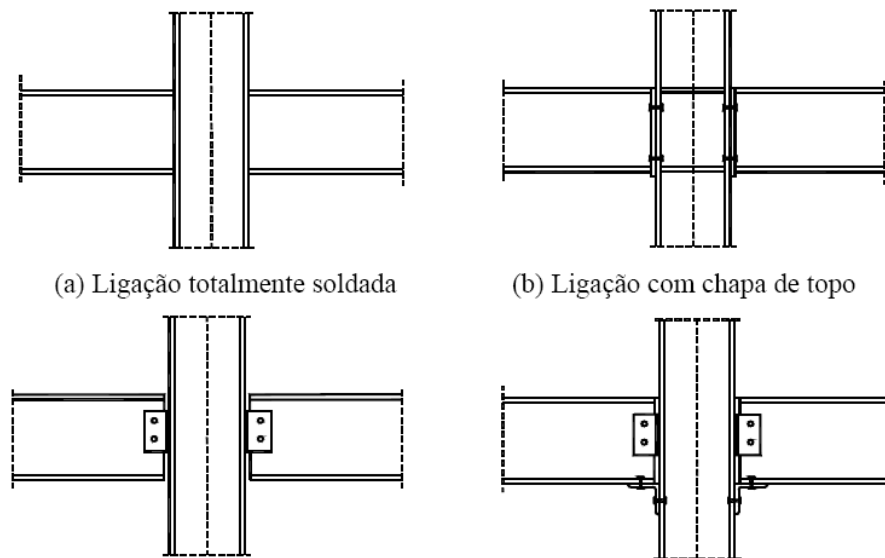


Fig.5.4 – Tipos de ligações [14]

Para descrever o comportamento semi-rígido de uma ligação deve-se conhecer a resposta rotacional da mesma, por meio de uma curva $M-\phi$, onde M é o momento na face do pilar e ϕ é a rotação relativa entre os eixos do pilar e da viga. A possibilidade de prever esta curva para cada tipo de ligação é o objectivo principal das pesquisas nesta área já que é um dado que pode ser incluído em diferentes etapas do projecto estrutural. Primeiramente porque o comportamento de um pórtico (esforços deslocamentos) será dependente, entre outros factores, da resposta rotacional de cada ligação (nó). Além disso, pela descrição do comportamento $M-\phi$ é possível prever mais precisamente os esforços em cada elemento componente da ligação permitindo seu dimensionamento mais adequado.

A curva $M-\phi$ apresenta a relação entre o momento actuante na ligação (M) e a resposta desta ligação a este momento que é sua rotação (ϕ). A relação entre o momento e a rotação é a rigidez rotacional K definida na expressão 5.1.

$$M = K\phi \quad (5.1.)$$

A rotação total da ligação é dada pela razão entre o deslocamento horizontal do ponto da face superior da viga localizado no seu plano médio vertical, pela distância deste ponto até o centro de rotação. Na Figura 5.5 (a), no caso de um carregamento equilibrado, a rotação da ligação é a rotação ϕB medida na interface da viga com o pilar. No caso de carregamento não-equilibrado, é preciso descontar a rotação

do pilar. Na Figura 5.5 (b), que ilustra um pilar de extremidade, a rotação da ligação é dada pela rotação medida na interface ϕ_B menos a rotação do pilar ϕ_A .

Quando não é possível medir a rotação na interface da viga com o pilar, deve-se descontar a curvatura da viga. Se, por exemplo, é medida a rotação em C (Figura 5.5 (a) e (b)), a rotação na interface da viga com o pilar será a rotação medida em C (ϕ_C) menos a curvatura da viga no trecho BC.

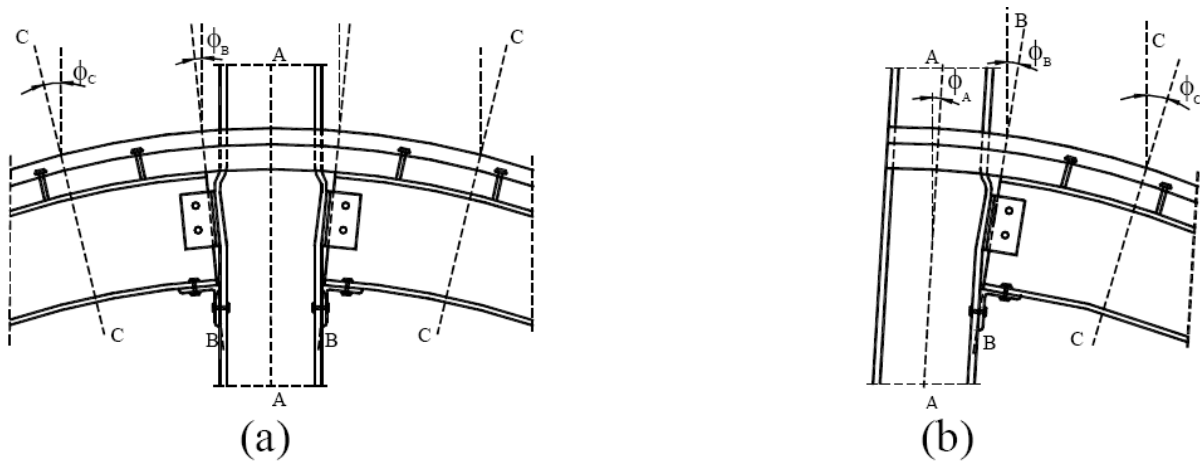


Fig.5.5 – Medidas de rotação na ligação [14]

O comportamento de uma ligação é caracterizado por 3 parâmetros principais (M_R - Momento resistente, K_i - Rigidez inicial e ϕ_{ult} - Capacidade rotacional) que podem ser visualizados na Figura 5.6.

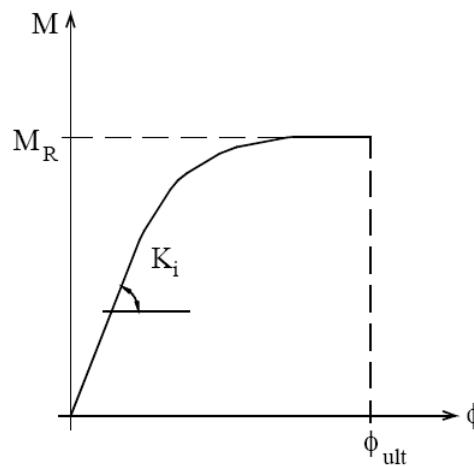


Fig.5.6 – Parâmetros componentes da curva $M-\phi$ de uma ligação [27]

A curva $M-\phi$ de uma ligação permite classificá-la quanto à sua **rigidez, resistência e ductilidade**. Quanto à sua **rigidez**, conforme definido anteriormente, a ligação pode ser rígida, semi-rígida ou flexível. A ligação não pode ser classificada por si só, mas baseada na sua influência no comportamento da estrutura. Portanto, a mesma ligação em diferentes estruturas poderia ser

classificada de maneira diferente (rígida, semi-rígida ou flexível). A Figura 5.7 apresenta limites ilustrativos para classificar uma ligação. Existem diferentes expressões analíticas para estabelecer estes limites.

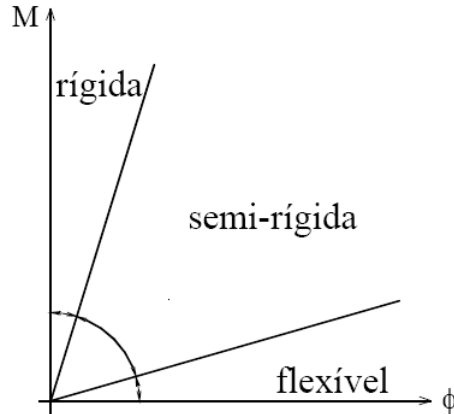


Fig.5.7 – Classificação da ligação quanto à sua rigidez [27]

Comparativamente ao EC 3, o AISC classifica as ligações estabelecendo limites da **rotação relativa** entre os elementos conectados, da seguinte forma:

- *Rígida*: menor que 10% da rotação correspondente à rótula perfeita.
- *Flexível*: maior que 80% da rotação correspondente à rótula perfeita.
- *Semi-rígida*: entre 10% e 80% da rotação correspondente à rótula perfeita.

Também é possível classificar a ligação quanto à sua **resistência**. Uma ligação é dita de resistência total se tem momento resistente maior ou igual ao momento resistente da viga. Ao contrário, se o momento resistente da ligação for menor que o momento resistente da viga, a ligação é de resistência parcial. Na Figura 5.8 a Ligação 1 é de resistência total e a Ligação 2 é de resistência parcial.

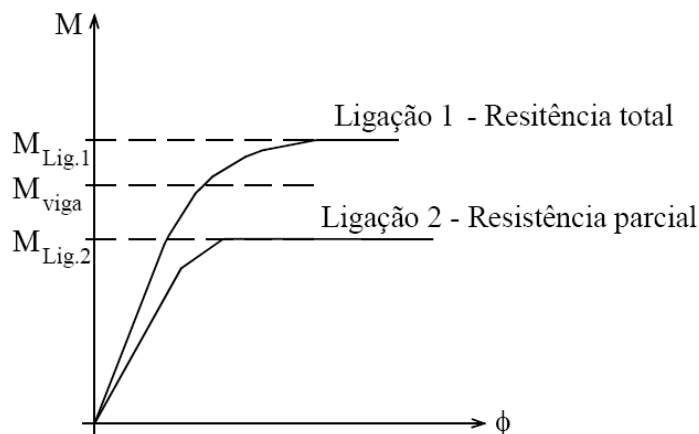


Fig.5.8 – Classificação da ligação quanto à sua resistência [27]

Ainda é possível classificar uma ligação quanto à sua **ductilidade** que está relacionada à sua capacidade rotacional. Quanto maior a capacidade rotacional da ligação após sua resistência ser atingida, mais dúctil é considerada.

5.2. COMPORTAMENTO DE LIGAÇÕES MISTAS AÇO-BETÃO

A resposta do comportamento de uma ligação mista é caracterizada pela relação momento-rotação ($M-\phi$), na qual é obtida basicamente pela determinação da rigidez inicial e momento resistente da ligação.

O EC 4, com base no EC 3, propõe uma curva não-linear na qual não é limitada pela capacidade rotacional. No entanto, o documento indica algumas disposições construtivas para que a ligação mista tenha capacidade rotacional suficiente para análise global plástica. A relação consiste de um primeiro troço linear até $2/3$ do momento resistente ($M_{j,Rd}$) com inclinação relativa à rigidez inicial ($S_{j,ini}$). Entre $2/3$ do momento resistente e o momento resistente a curva é não-linear. Após o momento resistente ser encontrado, a relação é uma recta horizontal. A relação $M-\phi$ é apresentada na Figura 5.9.

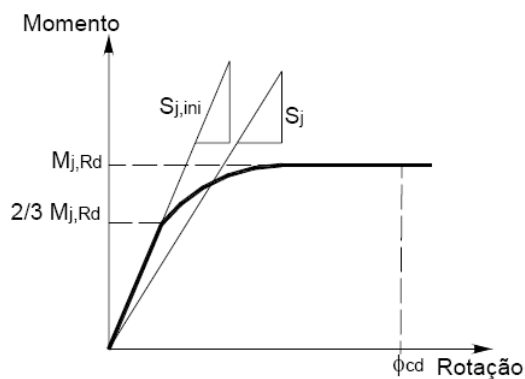


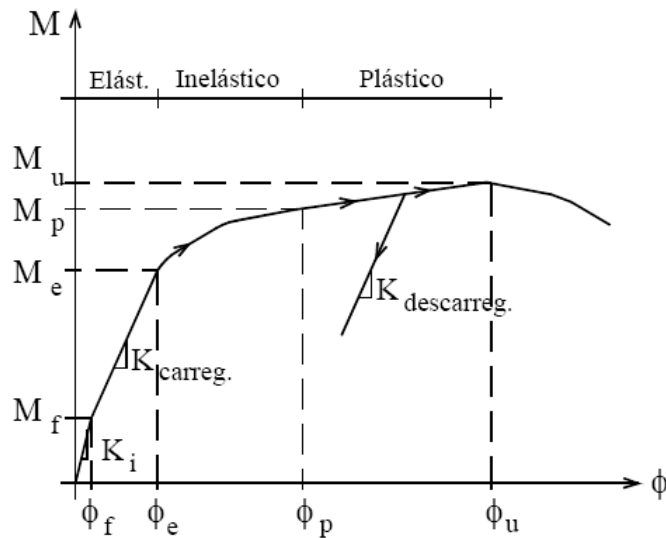
Fig.5.9 – Comportamento $M-\phi$ das ligações mistas [1]

A forma da curva não-linear obtida pela expressão 5.2 envolve parâmetros como rigidez inicial, momento resistente da ligação e o momento actuante na ligação (M_{Sd}).

$$S_j = \left(\frac{S_{j,ini}}{\frac{1,5 \cdot M_{Sd}}{M_{Rd}}} \right)^\psi \quad (5.2)$$

Onde ψ é 2,7 para ligações com chapa de topo e ψ é 3,1 para ligações com cantoneiras.

O modelo americano retrata, o comportamento $M-\phi$ das ligações mistas em três fases conforme a Figura 5.10.

Fig.5.10 – Comportamento $M-\phi$ das ligações mistas [27]

▪ Fase Elástica

A fase elástica da curva $M-\phi$ pode ser dividida em duas etapas, uma antes do betão fendilhar e outra após a fendilhação do betão.

- Com betão não fendilhado

Todos os modelos apresentaram comportamento linear até o betão fendilhar (M_f 20-25% de M_u). Também foram observados altos valores de rigidez inicial mesmo para os modelos com detalhes mais flexíveis, o que indica que o comportamento inicial é governado basicamente pela rigidez axial à tracção da laje de betão.

- Com betão fendilhado

Quando se inicia a fendilhação próxima ao pilar, o comportamento da ligação entra em nova fase, com rigidez um pouco menor que a inicial, porém com comportamento próximo do linear. As fendas na face do pilar rapidamente se espalham para as extremidades da laje. O desenho das fendas depende do tipo de ligação viga-pilar. Ligações mais flexíveis e com ligação de corte (laje-viga) menos efectiva permitem uma distribuição mais uniforme das fendas na laje, na direcção transversal ao eixo da viga.

Ligações mais rígidas resultam na inclinação das fendas. Aumenta diâmetro das da armadura também assegura uma distribuição mais uniforme das fendas. Sugere-se uma taxa de armadura de 0,8% [28].

▪ Fase Inelástica

Geralmente a não linearidade de ligações mista é consequência de um conjunto de factores de diferentes naturezas:

(i) Não linearidade física dos materiais: Cedência da armadura longitudinal, cedência dos perfis de aço, cedência de elementos da ligação (chapas, parafusos)

Aumento de extensão e de abertura das fendas do betão da laje e do revestimento do pilar, quando for o caso.

(ii) Fenómenos inelásticos: deslizamento entre pilar e viga a laje e o perfil de aço da viga;

(iii) Não linearidade geométrica: mudança de comportamento de uma região da ligação ou de um elemento. Por exemplo: mudança da zona de contacto entre os elementos da ligação e, diminuição do efeito de *shear lag* devido à fendilhação.

As imperfeições iniciais dos perfis de aço também podem colaborar para a configuração da curva $M-\phi$ nesta etapa do comportamento da ligação. Como consequência do grande número de variáveis envolvidas, ainda não é possível avaliar a contribuição de cada uma delas no comportamento da ligação nesta fase. Apesar disso, é possível estimar que M_p (Momento de plastificação) esteja por volta de 75% a 90% de M_u (Momento último) e é resultado da cedência significativa de um dos componentes chave da ligação ou da armadura longitudinal, ou do banzo inferior da viga.

▪ **Fase plástica**

A fase plástica da ligação é consequência de deformações plásticas da armadura longitudinal e devido à resistência inerente das ligações. Os ensaios mostraram que todas as barras da armadura chegaram à tensão de cedência. As vantagens do comportamento semi-rígido são totalmente exploradas se o cálculo é feito no regime plástico. Como a resistência da viga mista é em geral maior que da ligação, para que a viga atinja sua capacidade máxima, a ligação deve ter boa ductilidade, isto é, boa capacidade rotacional. Por isso, torna-se importante conhecer o comportamento completo da ligação, inclusive no regime plástico.

5.3. RIGIDIFICADOR DE ALMA DO PILAR

Poderão existir rigidificadores para a alma do pilar na forma de revestimento de betão ou chapas soldadas conforme ilustra a Figura 5.11. Os rigidificadores influenciam o comportamento da ligação impedindo a encurvadura na alma do pilar que constitui um modo de falha da ligação.

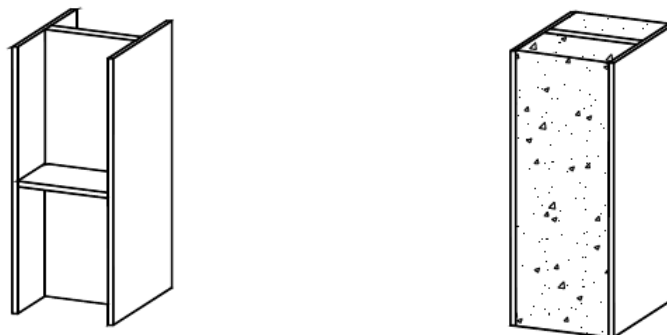


Fig.5.11 – Rigidificadores de alma do pilar com chapa soldada e revestimento de betão respectivamente [27]

Nos primeiros programas experimentais os pilares contavam com rigidificadores de alma ou revestimento de betão, além de estarem sob condições favoráveis de carregamento (simétrico). Por isso, não era possível observar influência dos rigidificadores no comportamento da ligação. No entanto, novos ensaios mostraram que numa ligação sem rigidificador, a alma do pilar pode tornar-se o componente mais fraco da ligação e governar o seu comportamento [28]. Numa ligação ensaiada sem rigidificador observou-se a encurvadura da alma do pilar a um valor do momento aplicado referente a 55% do momento resistente da ligação com rigidificador em forma de chapa soldada à mesa do pilar.

A Figura 5.12 ilustra os ganhos de resistência de uma ligação com rigidificador a partir da comparação de sua curva $M-\phi$ com a curva de uma ligação sem rigidificador [29].

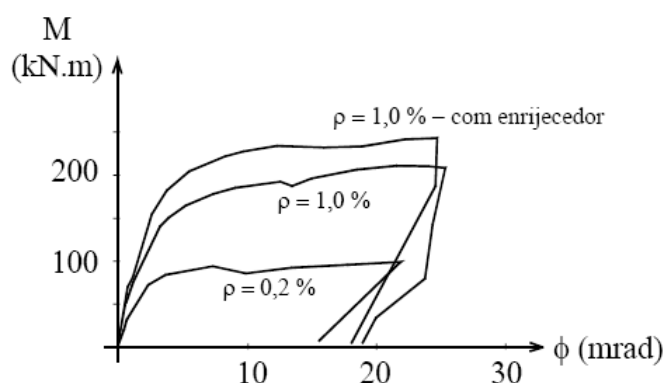


Fig.5.12 – Influência da taxa de armadura em ligações com chapa de topo [29]

5.4. TIPO DE CARREGAMENTO (SIMÉTRICO OU ASSIMÉTRICO) E POSIÇÃO DA LIGAÇÃO NA ESTRUTURA (PILAR INTERNO OU DE EXTREMIDADE)

Na prática, podem ocorrer condições de carregamento assimétrico e ligações em só um lado do pilar.

Quando o carregamento é simétrico, ocorre equilíbrio e nenhum momento adicional é transferido para o pilar. No caso de carregamento assimétrico, a diferença entre os momentos actuantes de um lado e de outro devem ser introduzidos no pilar.

No caso da ligação num só lado do pilar (pilar de extremidade) todo o momento actuante na ligação será transferido para o pilar. Ocorrerão deformações por corte na alma do pilar e uma mudança no ângulo entre o eixo do pilar e o eixo da viga. O lado mais carregado terá acréscimos em suas rotações, enquanto que o lado menos carregado terá um decréscimo (Figura 5.13).

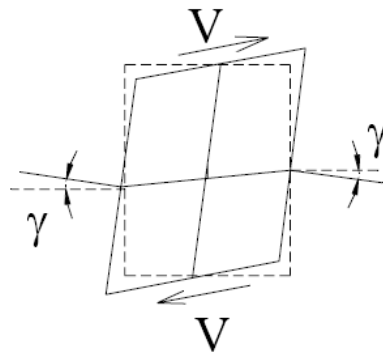


Fig.5.13 – Deformações na alma do pilar [27]

Experimentalmente, foi possível observar que nos modelos com carregamento assimétrico a falha geralmente ocorre por rotura do betão no lado menos carregado [29]. A resistência da alma do pilar é pequena, mas não significa que a falha ocorrerá nela porque há a influência da ligação do outro lado do pilar.

Já em pilares de extremidade, onde só há ligação num dos banzos do pilar, a contribuição da alma do pilar nas deformações da ligação é muito maior. Nestes casos, a falha deve ocorrer por cedência das almas do pilar e da viga de aço. Portanto, a ligação terá sua resistência limitada pela resistência da alma do pilar e sua capacidade rotacional deverá ser consideravelmente maior.

As forças na zona de compressão e na zona de tracção na ligação de aço são introduzidas na alma do pilar directamente. A força de tracção na laje não é transferida para o pilar directamente, uma vez que a armadura da laje não é ancorada no pilar.

Esta transferência é feita por contacto da laje ao pilar no lado menos carregado da ligação. As forças de tracção do lado mais carregado devem ser transferidas internamente, pela própria laje, para o lado menos carregado. Devido a esta transferência de forças em torno do pilar, pilares com carregamentos assimétricos devem ser providos com armadura adicional para resistir ao esmagamento do betão e a forças de tracção. Ensaio evidenciaram a importância de se ancorar o lado menos carregado, a armadura deve estar o mais próxima possível do pilar.

Conforme visto anteriormente, a alma do pilar pode ser rigidificada gerando um aumento da rigidez, da resistência e da ductilidade da alma do pilar.

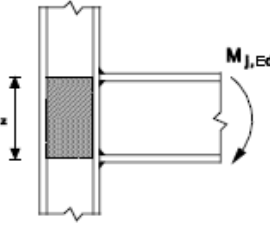
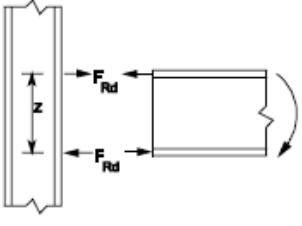
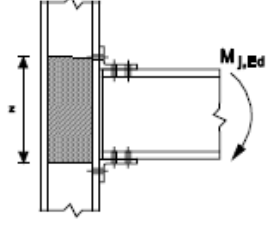
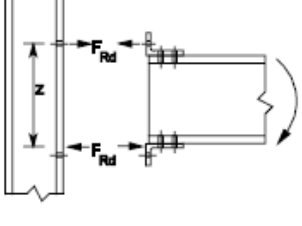
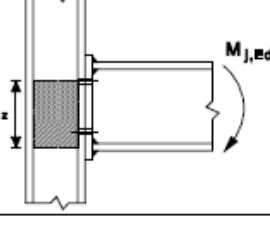
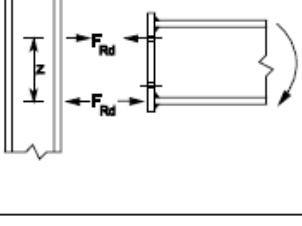
5.5. PROCESSO DIMENSIONAMENTO – SEGUNDO O EC 4

No regulamento em causa, o capítulo 8 é vocacionado para o dimensionamento no estado limite último das ligações mistas, no entanto remete em grande parte dos seus pontos para o EC 3 (Parte 1-8), portanto é fácil deduzir que o “esqueleto” propriamente dita, encontrando nesta regulamentação específica, abrangendo com detalhe os mais variados tipos de ligações metálicas. O EC 4, no fundo vem apenas introduzir procedimentos e verificações que reflectam correctamente o contributo do funcionamento misto no cálculo das ligações. Contributo este, desprezado há algum tempo atrás de forma conservadora, por falta de conhecimento científico sobre o tema. Refira-se também que o atraso no aparecimento de dados científicos para reflectir o comportamento real é provavelmente o detalhe de mais complexa análise em estruturas mistas, aliás presentemente ainda existem dificuldades neste campo, mais especificamente na pormenorização construtiva.

Nas ligações viga-pilar para determinação da resistência do momento resistente, considera-se apenas a contribuição da viga de aço e da armadura longitudinal da laje contida na largura efectiva, desprezando-se o betão submetido tanto à tracção.

A largura efectiva da laje, no caso de vigas contínuas, pode ser determinada conforme o ponto 3.3.4. deste trabalho.

Quadro 5.1 – Distribuição de Forças para determinar $M_{j,Rd}$ [30]

Type of connection	Centre of compression	Lever arm	Force distributions
a) Welded connection 	In line with the mid thickness of the compression flange	$z = h - t_{fb}$ h is the depth of the connected beam t_{fb} is the thickness of the beam flange	
b) Bolted connection with angle flange cleats 	In line with the mid-thickness of the leg of the angle cleat on the compression flange	Distance from the centre of compression to the bolt-row in tension	
c) Bolted end-plate connection with only one bolt-row active in tension 	In line with the mid-thickness of the compression flange	Distance from the centre of compression to the bolt-row in tension	

Caso o momento actuante exceda o resistente è necessário quantificar a armadura longitudinal de reforço, de forma a verificar a segurança global da ligação. É possível obter o momento resistente global pelo ponto 3.6.1.2 deste trabalho.

Segundo o EC 4 nos casos em que ocorrer um desequilíbrio de forças, pode-se aplicar a teoria do modelo de escoras-tirantes, para verificar a transmissão de forças da laje para o pilar, tal como ilustrado na Figura 5.14.

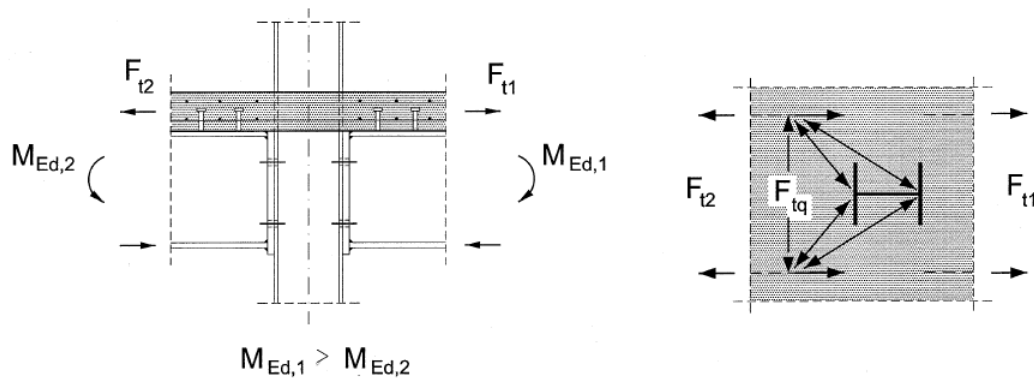


Fig.5.14 – Modelo escoras-tirantes numa ligação mista [1]

Para as ligações aparafusadas com chapa de topo terão de efectuar verificações relativamente à estabilidade da ligação.

- Verificação ao Corte dos Parafusos

$$F'_{V,Rd} = \left(\frac{K \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} \right) \quad (5.3)$$

- Verificação ao Esforço Transverso dos Parafusos

$$F'_{t,Rd} = \left(\frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} \right) \quad (5.4)$$

- Verificação ao Esmagamento da Chapa de Topo

$$F'_{t,Rd} = \left(2,5 \cdot \alpha \cdot \frac{f_u}{f_{ub}} \cdot d \cdot t \right) \quad (5.5)$$

Em que f_u e f_{ub} , são respectivamente as tensões de resistência à rotura do aço do perfil metálico e resistência à rotura por tracção dos parafusos. O perímetro do parafuso na zona lisa è representado por d e a espessura da chapa em análise por t . Pela expressão 5.6 define-se o parâmetro α .

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3do}; \frac{p_1}{3do} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right) \quad (5.6)$$

6

EXEMPLO PRÁTICO

6.1. INTRODUÇÃO

O objectivo principal deste trabalho culmina neste capítulo com a exemplificação e exposição de todo o conhecimento absorvido ao longo do trabalho de pesquisa. Deliberou-se que a análise recairia no dimensionamento estrutural de um edifício com previsão de funcionamento como Hotel e que apresentaria restrições geométricas para os elementos estruturais, esta é uma das razões para a solução mista. As elevadas cargas actuantes é outra das razões que justifica a adopção de um sistema estrutural misto para o edifício em questão.

O edifício em termos geométricos tem uma distribuição rectangular em planta (56mx40m do piso térreo e 56mx20m para a torre), com um piso térreo de altura 4,3m, desenvolvendo-se em altura em 6pisos com 3,5m de altura, perfazendo um total de 25,3m.

A caracterização estrutural do edifício em traços gerais é composto por seis pórticos numa direcção e oito na direcção ortogonal. O contraventamento da estrutura é materializado por uma caixa de elevador e outra caixa de escada em betão armado. A estrutura porticada é formada por elementos horizontais e verticais mistos, que conseqüentemente se encontram ligados por ligações mistas (Fig.6.1).

Os perfis adoptados para constituir os pilares mistos foram do tipo HEM200 para os dois primeiros pisos e HEB200 para os cinco pisos superiores, para as vigas mistas recorreu-se aos perfis tipo IPE numa maior gama de variedade para satisfazer as necessidades quer aos estados limite últimos (ELU), quer ao estado limite de serviço (ELS).

O dimensionamento de estruturas mistas é hoje em dia um tema relativamente bem conhecido no que diz respeito a carregamentos estáticos das mesmas. No entanto, a resposta das referidas estruturas a carregamentos dinâmicos, como é o caso da acção sísmica, é actualmente fonte de várias incertezas e isso reflecte-se na falta de regras de dimensionamento disponíveis para o projectista. As diferentes soluções estruturais usualmente adoptadas para os pórticos constituintes das estruturas mistas de edifícios são directamente responsáveis pelo tipo de resposta sísmica, sendo que o tipo de ligação utilizado nos pórticos (rígidas, parcialmente rígidas ou articuladas) define a classificação da estrutura quanto às suas capacidades de dissipação energética.

Não será efectuada qualquer consideração referente às fundações da estrutura, por não se enquadrar nos objectivos propostos para este trabalho.

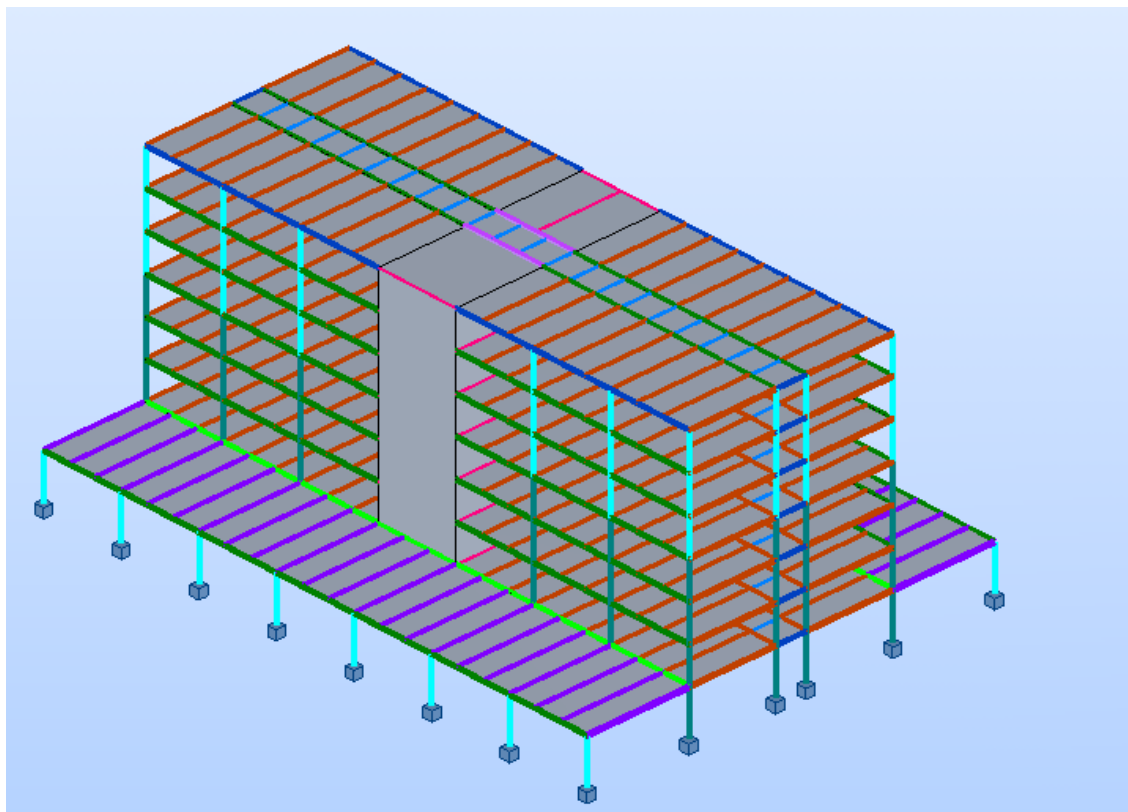


Fig.6.1 – Modelo esquemático 3D – vista geral do edifício

6.2. PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO – SEGUNDO EC 4

Antecedendo o cálculo orgânico da estrutura propriamente dita, tomaram-se certas decisões para obter um funcionamento estrutural seguro, tais como orientação da maior rigidez dos pilares mistos na direcção (yy) com menor inércia global conferido pelo núcleo de betão armado, em conjunto com a adopção de um sistema de vigas contínuas materializado através de ligações rígidas. Na direcção ortogonal (xx) as vigas assumem um carácter secundário, proporcionando vãos comportáveis (vãos constantes de 2,67m) para aplicação de lajes mistas, isto porque é mobilizada uma enorme rigidez pelo núcleo de betão (Fig.6.2).

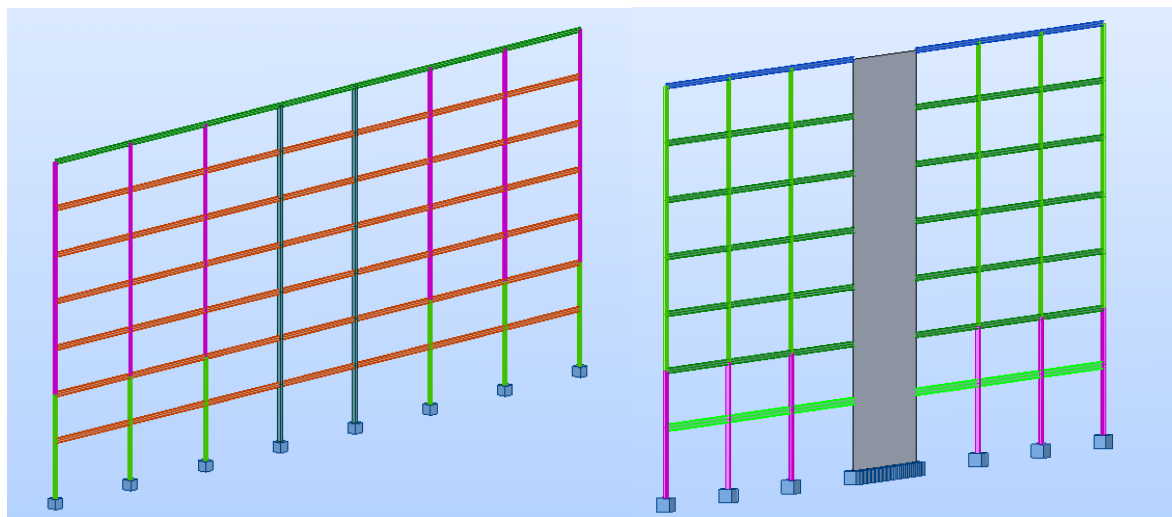


Fig.6.2 – Modelo esquemático 2D, vigas principais contínuas na direcção yy

6.2.1. BASES DE CÁLCULO

Recorreu-se à análise elástica para determinação dos esforços actuantes na estrutura. Optou-se pela utilização do programa de cálculo automático ROBOT Millennium V.20, que irá traduzir precisamente o comportamento e reposta elástica da estrutura.

Importa aferir a influência da rigidez do núcleo de betão armado na estrutura, procedendo à avaliação de deslocamentos da estrutura para uma força genérica de 100kN por piso, que aplicada separadamente na caixa de elevador e no respectivo pórtico isolado na direcção considerada, é possível obter uma relação de rigidezes, em que determino a contribuição da rigidez do pórtico em relação ao núcleo de betão.

Conclui-se que a direcção xx dispensa o estudo relativamente ao tipo de análise se 1ª ou 2ª Ordem, pois tal como é possível constatar nas imagens remetidas para Anexo, a caixa de elevador rege o comportamento total na direcção xx, logo admite-se que se trata de uma estrutura de nós fixos segundo xx e que os esforços horizontais em ELU serão absorvidos na totalidade pelo núcleo de betão. Com base nestes dados, dispensa-se a análise dos pórticos em xx de verificações relativas a quaisquer esforços horizontais (mesmo os fictícios derivados das imperfeições), pois considera-se a laje dos pisos como um diafragma indeformável com rigidez axial elevadíssima.

Passa-se então a focar a análise por pórticos na direcção yy, com os esforços actuantes horizontais adicionados da componente horizontal fictícia nesta direcção, englobando a parcela respeitante às imperfeições, que darão origem ao estado predominante de flexão composta nos elementos verticais que compõem os pórticos na direcção yy. Sujeitando esta direcção crítica à instabilidade por acções horizontais e cuja susceptibilidade aos efeitos de 2ª Ordem, têm de ser considerados.

O estudo da estrutura na direcção yy é dividido em PT1 (pórticos Interiores) e PT2 (pórticos de Extremidade da Torre).

Os materiais utilizados no dimensionamento foram o betão C30/37 e o aço estrutural S355, com características resistentes descritas nos Quadros 6.1.

- | | |
|--------------------|--------------|
| ▪ Betão C30/37 | Aço S355 |
| fck = 30 Mpa | fy = 355 Mpa |
| Ecm = 33 Gpa | Es = 210 Gpa |
| fcd = 20 Mpa | fu = 510 Mpa |
| fctm = 2,9 Mpa | |
| fck,0,05 = 2,0 Mpa | |

As acções consideradas foram obtidas com as imposições do EC 1, nomeadamente a quantificação da acção do vento (Parte 1-4: acções gerais – acções do vento) e valores recomendados para adoptar nos coeficientes de redução utilizados nas combinações das acções.

- Cargas Permanentes Gk:

P.P. $L_{CF51} = 3,25 \text{ KN/m}^2$ (caso considere em construção $3,26 \text{ KN/m}^2$ “WET” – catálogo comercial COMFLOR)

P.P. Divisórias = $1,50 \text{ KN/m}^2$ (EC 1, 6.3.1.2 (8))

P.P. Revestimentos = $1,00 \text{ KN/m}^2$

- Sobrecargas Qk:

Qk = $5,00 \text{ KN/m}^2$ (Quartos do hotel)

Qk = $4,00 \text{ KN/m}^2$ (Corredores e Coberturas do 1º piso e Torre)

- Quantificação da Acção do Vento W [segundo EC 1-1-4]:

O edifício localiza-se numa zona costeira, no interior urbano para efeitos de quantificação do vento, corresponde à zona de categoria III.

$$We = qp(ze) \cdot cpe \quad (6.1.)$$

Na direcção yy:

$$We1 = 1,46 \text{ KN/m}^2$$

$$We2 = 1,57 \text{ KN/m}^2$$

Na direcção xx:

$$We1 = 1,76 \text{ KN/m}^2$$

$$We2 = 1,89 \text{ KN/m}^2$$

A pressão We1 é exercida até uma altura de 18,3m e We2 actua pós 18,3m até ao topo do edifício.

- Coeficientes de Redução para Qk e W [segundo EC 0- Quadro A1.1]:

Quadro 6.1 – Coeficientes ψ recomendados para edifícios [1]

Acção/ ψ_i	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A-Qk	0,7	0,5	0,3
W	0,6	0,2	0,0

Segue-se então a verificação do ELU e ELS que tiveram por base o procedimento preconizado no EC 4 em consonância com o EC 3.

6.2.2. VERIFICAÇÃO AO ELU (SEGUNDO EC 4, CAPÍTULO 6)

- Verificação do tipo de análise a efectuar, pela determinação do factor α_{cr} :

Análise Global de 1ª Ordem se $\alpha_{cr} \geq 10$

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (6.2.)$$

A condição será analisada para as seguintes combinações ao ELU:

$$P_{sd-w} = 1,0 \cdot Gk + 1,5 \cdot Wyy + \psi_0^{Qk} \cdot 1,5 \cdot Qk \quad (6.3.) \text{ [Acção Base o vento]}$$

$$P_{sd-Q} = 1,0 \cdot Gk + 1,5 \cdot Qk + \psi_0^W \cdot 1,5 \cdot Wyy \quad (6.4.) \text{ [Acção Base a Sobrecarga]}$$

Os parâmetros são então determinados com o disposto em 2.2 deste trabalho:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ mas } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \quad \text{em que} \quad \alpha_h = 0,67 \quad (6.5.)$$

Com a distribuição regular e uniforme das acções posso admitir que m corresponde ao número total de pilares do piso em análise, m=22:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \quad \text{em que} \quad \alpha_m = 0,72 \quad (6.6.)$$

$$\Phi_0 = 1/200 = 0,005 \text{ rad}$$

Logo:

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad \text{em que } \phi = 0,0024 \text{ rad (6.7.)}$$

As imperfeições serão obtidas por:

$$H^{Ficticio} = N_{Ed}^{Piso i} \cdot \phi \quad (6.8.)$$

As acções horizontais totais são:

$$H_{Ed} = H_{Ed}^W + H_{Ed}^{Ficticias} \quad (6.9.)$$

- Acção Base Vento W, já afectado das imperfeições:

α_{cr} [Piso 7]= 125,4	α_{cr} [Piso 6]= 56,25
α_{cr} [Piso 5]= 32,4	α_{cr} [Piso 4]= 22,3
α_{cr} [Piso 3]= 20,8	α_{cr} [Piso 2]= 21,2
α_{cr} [Piso 1]= 46,7	

O valor mínimo é obtido para o piso 3.

- Acção Base Sobrecarga Qk, já afectado das imperfeições:

α_{cr} [Piso 7]= 62,0	α_{cr} [Piso 6]= 38,9
α_{cr} [Piso 5]= 30,2	α_{cr} [Piso 4]= 22,1
α_{cr} [Piso 3]= 17,4	α_{cr} [Piso 2]= 28,8
α_{cr} [Piso 1]= 47,1	

Conclui-se que o piso 3 é o que mais sofre com as acções horizontais e que é sujeito á combinação que tem por base a sobrecarga que se obtêm o valor mínimo de 17,4 que no entanto é superior a 10 e como tal a estrutura não necessita de considerar esforços suplementares de uma análise de 2ª Ordem.

6.2.2.1. Verificação elementar dos Pilares Mistos sujeitos a Flexão composta

Todas as disposições regulamentares a cumprir de acordo com o ponto 4.5.1, foram verificadas quer para o pilar HEM200 (30x35), quer para HEB200(30x35).

$$\bullet \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \leq 2,0 \quad (6.10)$$

Após análise de diversos pilares, conclui-se que o caso condicionante para HEM200 dá-se para o pilar de canto no 1º piso e que o caso condicionante para HEB200 dá-se para o pilar de canto no último piso, cujo procedimento será demonstrado, os restantes elementos foram sujeitos a umas análise análoga:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{Mista}^{Direcção\ em\ Estudo}}{N_{pl,Rd}} \quad (6.11)$$

Determinação de (EI)eff :

$$(EI)_{eff} = K_0 \cdot (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + K_{e,II} \cdot E_{cm} \cdot I_c) \quad (6.12)$$

Pilar misto HEM200 (30x35):

$$(EI)_{eff} = 30867,9$$

$$l_e = 2,6m$$

Pilar misto HEM200 (30x35):

$$(EI)_{eff} = 20485,5$$

$$l_e = 2,31m$$

- O desenho da Secção Transversal Tipo do pilar misto HEM200 (30x35), encontra-se em Anexo.

Determinação de Npl,Rk para ambos os casos.

$$N_{pl,Rk} = A_a \cdot f_{yk} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck} + A_s \cdot f_{sk} \quad (6.13)$$

HEM200 (30x35)

$$N_{pl,Rk} = 7565 \text{ KN}$$

$$N_{cr} = 0,41$$

HEB200 (30x35)

$$N_{pl,Rk} = 5676 \text{ KN}$$

$$N_{cr} = 0,39$$

A condição da esbelteza relativa fica assim assegurada:

$$\begin{aligned} \bullet \quad A_S^{Min} &= 0,003 \cdot A_c & A_S^{Min} &= 3,15 \text{ cm}^2 \\ & & & (6.14) \\ \bullet \quad A_S^{Max} &= 0,06 \cdot A_c & A_S^{Max} &= 63,0 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

A utilização de 4 $\phi 12$ ($A_s = 4,52 \text{ cm}^2$) cumpre as condições limitativas do reforço de armadura longitudinal.

$$\bullet \quad 0,2 \leq \frac{h_{Mista}}{b_{Mista}} \leq 5,0 \quad \Leftrightarrow \quad 0,2 \leq 1,17 \leq 5,0 \quad (6.15)$$

A influência do esforço transversal na resistência plástica de secções mistas.

$$\bullet \quad \frac{V_{a,Ed}}{V_{pl,a,Rd}} \leq 0,5 \quad \text{em que} \quad V_{pl,a,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\sqrt{3}} \quad \text{e} \quad V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (6.16)$$

Pilar misto HEM200 (30x35):

$$V_{pl,a,Rd} = 509 \text{ KN}$$

$$V_{a,Ed} \leq 254,5$$

$$M_{pl,a,Rd} = W_{pl}^y \cdot f_{yd} = 403 \text{ KN.m}$$

Pilar misto HEM200 (30x35):

$$V_{pl,a,Rd} = 841 \text{ KN}$$

$$V_{a,Ed} \leq 420,5$$

$$M_{pl,a,Rd} = W_{pl}^y \cdot f_{yd} = 228 \text{ KN.m}$$

Esforços Actuantes máximos:

$$V_{Ed}^{Max} = 124,5 \text{ KN}$$

$$V_{Ed}^{Max} = 106,0 \text{ KN}$$

Por simplificação posso admitir que o VEd actua só no perfil. Logo está verificado que o esforço transversal não exercerá influência na tensão resistente do perfil.

Para verificação dos pilares mistos à Flexão Composta, a combinação de máximos esforços (Nsd e Msd) revelou-se crítica, perante os casos de Msd e Nsd máximos absolutos.

Combinação Condicionante, num pilar interior do 1º piso, para ELU com a sobrecarga aplicada em todos os tramos do pórtico:

$$Msd = 82 \text{ KN.m}$$

$$Nsd = 5044 \text{ KN}$$

- Determinação da curva de interacção os quatro pontos (A, B, C, D), de acordo com os passos descritos no ponto 4.5.1.3 determino o Mpl,Rd.

Dados do perfil HEM200 que compõe o pilar misto solicitado:

$$h = 220 \text{ mm}$$

$$b = 206 \text{ mm}$$

$$t_w = 15 \text{ mm}$$

$$t_f = 25 \text{ mm}$$

$$A = 121,3 \text{ cm}^2$$

$$W_{pl,y} = 1135 \text{ cm}^3$$

Começa-se por determinar o **ponto B**. O revestimento é de 4cm adicionando 2,5cm da espessura do banzo, conclui-se que $h_n \geq 6,5 \text{ cm}$ para o eixo neutro se situar na alma do perfil.

- Primeira hipótese eixo neutro na alma do perfil;

$$h_n = \frac{A_c \cdot f_{cd} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{sd} - f_{cd})}{2 \cdot b_c \cdot f_{cd} + 2 \cdot t_w \cdot (2 \cdot f_{yd} - f_{cd})} = 0,047 \text{ m} \quad (6.17)$$

O eixo neutro não se encontra na alma.

- Eixo neutro no Banzo do perfil;

$$h_n = \frac{A_c \cdot f_{cd} - A_{sn} \cdot (2 \cdot f_{sd} - f_{cd}) + (b_f - t_w) \cdot (d - 2t_f) \cdot (2 \cdot f_{yd} - f_{cd})}{2 \cdot b_c \cdot f_{cd} + 2 \cdot b_f \cdot (2 \cdot f_{yd} - f_{cd})} = 0,043 \text{ m} \quad (6.18)$$

O eixo neutro plástico localiza-se no banzo, prossegue-se com a determinação dos módulos de flexão das componentes da secção mista.

$$Z_{pan} = b_f \cdot h_n^2 - \frac{(b_f - t_w) \cdot (d - 2 \cdot t_f)^2}{4} = 43,97 \text{ cm}^3 \quad (6.19)$$

$$Z_{pa} = W_{pl,y}^{Perfil} = 1135 \text{ cm}^3$$

$$Z_{psn} = \sum_{i=1}^n A_{sni} \cdot e_{yi} = 48,6 \text{ cm}^3 \quad (6.20)$$

$$Z_{ps} = \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot e_i = 51,8 \text{ cm}^3$$

$$Z_{pcn} = b_c \cdot h_n^2 - Z_{pan} - Z_{psn} = 554,6 \text{ cm}^3 \quad (6.21)$$

$$Z_{pc} = \frac{b_c \cdot h_c^2}{4} - Z_{pa} - Z_{ps} = 6691,2 \text{ cm}^3 \quad (6.22)$$

O valor do momento resistente com plastificação total da secção transversal mista é obtido com a combinação dos módulos de flexão parcelares.

$$M_{pl,Rd} = \frac{f_y}{\gamma_a} \cdot (Z_{pa} - Z_{pan}) + 0,5 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot (Z_{pc} - Z_{pcn}) + \frac{f_s}{\gamma_s} \cdot (Z_{pa} - Z_{pan}) = 448,8 \text{ KN.m} \quad (6.23) \text{ [ponto B]}$$

B]

Seguidamente, determino os pontos C e D.

$$N_{pm,Rd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_c = 1554 \text{ KN} \quad (6.24) \text{ [ponto C]}$$

$$\frac{1}{2} \cdot N_{pm,Rd} = 777 \text{ KN} \quad (6.25) \text{ [ponto D]}$$

Por fim determino o ponto A, para traçar a curva de interação simplificada e consequentemente, obter os momentos resistentes plásticos em função da solicitação axial.

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} = 6412 \text{ KN} \quad (6.26) \text{ [ponto A]}$$

Em relação ao caso de carga, obteve-se um

$$M_{pl,N,Rd} = 126,4 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d \cdot M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \Leftrightarrow \frac{82}{126,4} = 0,65 \leq 0,9 \quad (6.27)$$

Verifica-se a resistência da secção à acção conjunta de compressão e momentos flectores, por se tratar de um procedimento análogo e sem interesse informativo, os restantes cálculos não serão transcritos.

6.2.2.2. Introdução de Cargas e Conexão Longitudinal

Para se determinar a tensão de corte na interface aço-betão, verificou-se os nós em que a introdução de carga assumia maior relevo e determina-se para esta situação crítica, o valor da tensão de corte para aferir da necessidade de conectores para resistir a essa tensão actuante.

$$L_v = 60 \text{ cm} \quad \mu_a = 120,2 \text{ cm} \quad N_{sc} = 1112 \text{ KN}$$

$$\tau_{sd} = \frac{N_{sc}}{\mu_a \cdot L_v} = 1,54 \text{ Mpa} \quad (6.28)$$

Como o valor actuante é superior à resistência natural do contacto entre os materiais, é necessário prever conectores.

- Determinação de P_{RD}^{TOTAL} para os conectores:

$$hsc = 100\text{mm} \quad d = 19\text{mm} \quad f_u = 500 \text{ Mpa (limite máximo)}$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}{\gamma_v} = 90,7 \text{ KN} \quad (6.29)$$

$$P_{Rd} = \frac{0,8 \cdot f_u \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma_v} = 83,3 \text{ KN} \quad (6.30)$$

$$R_{Fric} = \frac{\mu \cdot P_{Rd}}{2} = 20,8 \text{ KN} \quad (6.31)$$

$$P_{Rd}^{TOTAL} = P_{Rd} + [R_{Fric} \cdot (2 + 1)] = 145,7 \text{ KN} \quad (6.32)$$

$$N^\circ \text{ Conectores} = \frac{N_{Ed}}{P_{Rd}^{TOTAL}} = 8 \quad (6.33)$$

$$\text{Esp. entre Conectores} = \frac{60}{8} = 7,5 \text{ cm} \quad (6.34)$$

6.2.2.3. Verificação elementar das Vigas Mistas

A verificação das vigas mistas relativamente à resistência das secções críticas, momentos máximos positivos no vão e momentos máximos negativos realizaram-se com o auxílio do programa de cálculo automático ROBOT, remetem-se para Anexo todos os esforços actuantes nos pórticos da estrutura, verificando-se que os momentos negativos são elevados comparativamente com os momentos

positivos, optando-se por isso efectuar uma redistribuição linear elástica nos apoios e respectivos vãos adjacentes de forma a aproveitar a resistência máxima das vigas mistas.

- Resistência ao Esforço Transverso

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\gamma_a \cdot \sqrt{3}} \right) \quad (6.35)$$

Verifica-se a resistência da secção crítica à acção do esforço transverso, novamente por se tratar de um procedimento análogo e sem interesse informativo, os restantes cálculos não serão transcritos. No 1º piso verifica-se a maior sollicitação ao corte da estrutura.

Viga mista IPE450:

$$V_{pl,a,Rd} = V_{pl,Rd} = 1042 \text{ KN}$$

$$V_{Ed} \leq 521 \text{ KN}$$

Esforços Actuantes máximos:

$$V_{Ed}^{Max} = 594 \text{ KN}$$

Apesar de não cumprir rigorosamente o limite, aplicando-se a redução é perceptível que nesta ordem de grandeza o efeito é praticamente nulo.

$$\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 = 0,02 \quad \text{vem que} \quad (1 - \rho) \cdot f_{yd} = 0,98 \cdot f_{yd}$$

Esta redução na prática é desprezável.

6.2.3. VERIFICAÇÃO AO ELS (SEGUNDO EC 4, CAPÍTULO 7)

Este capítulo abrange somente os elementos horizontais, no entanto é necessário para o sistema estrutural misto um cuidado especial em serviço, pela particularidade da estrutura resistir de forma diferente na sequência da construção. Na fase metálica o perfil terá de suportar sozinho as acções do peso próprio das lajes que são elevadas, para além da uma sobrecarga construtiva, prevista para operários e equipamentos móveis. É prática corrente verificar os limites de deformação para a relação limite L/250.

- Para a análise das vigas contínuas recorreu-se programa de cálculo automático ROBOT, que reflectirá o comportamento elástico da estrutura, no entanto os valores serão sempre conservadores, isto porque existirá sempre uma redistribuição de esforços, função da rigidez relativa de cada elemento.

$$\delta^{Utilização} \leq \frac{L_{Viga}}{250} \quad (6.36)$$

Os vãos das vigas são iguais e constantes (8m), logo a deformação limite para todas as vigas contínuas é fixa, com o valor de 32mm a ser respeitado.

$$\delta_{TOTAL}^{Utilização} = \delta_{Metálica}^{Construção} + \delta_{Mista}^{Utilização} \leq 32mm \quad (6.37)$$

As deformações podem ser visualizadas através das imagens remetidas para Anexo, com os valores devidamente representados.

- Para efectuar o efeito das deformações em ELS, não é necessário recorrer de qualquer programa de cálculo automático, o seu comportamento sendo simplesmente apoiado e sujeito a uma carga uniformemente distribuída, a análise das deformações em serviço foi efectuada, adoptando-se a inércia da viga mista para acções de longa duração e portanto considerando devidamente os efeitos de fluência e retracção no betão. Obtiveram-se resultados para todos os perfis, o procedimento de cálculo é aqui retratado para o perfil IPE360 ($L_{viga}=8,5m$).

$$\delta_{TOTAL}^{Utilização} = \frac{5 \cdot P^{Construção} \cdot L^4}{384 \cdot E_s \cdot I_s} + \frac{5 \cdot P^{QP} \cdot L^4}{384 \cdot E_s \cdot I_g^{Mista}} \leq \frac{L}{250} \quad (6.38)$$

- Cargas Actuantes

$$P^{Construção} = P \cdot P_{IPE360} + P \cdot P_{LCF51}^{WET} + Q^{Construção} = 12,1 \text{ KN / m} \quad (6.39)$$

$$P^{QP} = P \cdot P_{IPE360} + P \cdot P_{LCF51}^{WET} + G_K + Q_k = 19,77 \text{ KN / m}$$

$$\delta_{Metálica}^{Construção} = 24,2mm \quad (6.40)$$

$$\delta_{Mista}^{Utilização} = 7,8mm \quad (6.41)$$

$$\delta_{TOTAL}^{Utilização} = 32,0 \leq 34mm \quad (6.42)$$

- A Fendilhação é também uma preocupação no dimensionamento para ELS, de uma forma geral, é necessário dispor armadura mesmo nas vigas secundárias, caso a laje seja contínua.

- Reforço da armadura longitudinal no beff em vigas simplesmente apoiadas

$$A_{S_{Re forço}}^{Long} \geq 0,2\% A_c \quad [\text{Construção Não Escorada}] \quad (6.43)$$

Determinou-se as áreas mínimas necessárias, sendo certo que da secção com maior beff resultará a armadura máxima a utilizar na direcção das vigas secundárias. Determina-se para o IPE400 do 1º piso.

$$A_{S_{Re\ forço}}^{Long} \geq 2cm^2 / m \Rightarrow \phi 8 // 0,20m \quad [Armadura superior a dispor na direcção xx]$$

Para verificação directa da fendilhação, posso recorrer à tabela 7.1 do EC 4 para conjugar o limite máximo de fendilhação, com o diâmetro do varão e tensão na armadura em serviço. O limite de fendas imposto pelo EC 2 é de $W_k=0,3mm$ para a classe de exposição ambiental XC3. Com base neste limite utilizo a tabela para determinar a armadura mínima.

- Para $\phi 10$, a máxima tensão admissível em serviço é de 320Mpa, determina-se A_{smin} .

$$A_{S_{Re\ forço}}^{Long} = \frac{K_S \cdot K_c \cdot K \cdot f_{ctf,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_S} \quad (6.44)$$

Parâmetros:

$$K = 0,8$$

$$K_S = 0,9$$

$$f_{ct,eff} = 2,9 \text{ Mpa}$$

$$K_c = \frac{1}{1 + \frac{hc}{2 \cdot z_0}} + 0,3 \leq 1,0 \Rightarrow 0,916 \quad (6.45)$$

$$\sigma_S = 320 \text{ Mpa} \quad [\text{definido previamente para verificar directamente a fendilhação}]$$

$$A_{S_{Re\ forço}}^{Long} = \frac{K_S \cdot K_c \cdot K \cdot f_{ctf,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_S} \Rightarrow \phi 10 // 0,10m \quad [Armadura superior a dispor na direcção yy]$$

6.2.4. LIGAÇÕES

Serão detalhadas quatro tipos de ligações, que de uma forma generalista envolvem as ligações de toda a estrutura, todas as outras ligações são calculadas de forma análoga, não sendo representadas, além de que esta informação seria repetitiva, estendendo o trabalho para uma dimensão não aconselhada. Três ligações referem-se a ligações rígidas, transportando o momento entre vigas contínuas, a quarta ligação reveste-se de carácter generalista para exemplificar as ligações tipo nas vigas secundárias, sendo rotulada.

Caracterização do Material a ser empregue em ligações rígidas:

- Parafusos

$$M30, \text{ classe } 8.8 \quad A = 706,9 \text{ mm}^2 \quad f_{ub} = 800 \text{ Mpa}$$

$$d = 30\text{mm} \quad A_s = 560,6 \text{ mm}^2 \quad f_{yb} = 640 \text{ Mpa}$$

$d_0 = 33\text{mm}$

- Disposições Construtivas (segundo EC 3-1-8)

$$e_1 = 1,2 \cdot d_0 = 39,6\text{mm} \quad p_1 = 2,2 \cdot d_0 = 72,6\text{mm}$$

$$e_2 = 1,2 \cdot d_0 = 39,6\text{mm} \quad p_2 = 2,4 \cdot d_0 = 79,2\text{mm}$$

- 1) Ligação de Extremidade

Esta ligação pode ser definida geometricamente como rígida, pois transporta momentos entre elementos horizontais. Situa-se na extremidade de um pórtico e trata-se da ligação que oferece mais dificuldade na ancoragem da armadura ao pilar, pela restrição de espaço disponível, para ancorar convenientemente a armadura da laje que garante a transmissão do momento a ser absorvido pelo pilar. No entanto no exemplo prático aqui detalhado, não necessita da contribuição de armadura de laje para assegurar a resistência das ligações, isto aplica-se a todas as ligações.

- Esforços Actuantes

$$N_{sd} = + 23,6 \text{ KN (tração)}$$

$$V_{sd} = 338,7 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = -298,1 \text{ KN.m } [\delta_{\text{Redistribuição}} = 20\%]$$

- Características da Ligação

Betão C30/37

Aço S355

Parafusos M30

Espessura da chapa de topo ($t = 20\text{mm}$)

Dimensões da chapa $h_c = 640\text{mm}$

$bc = 190\text{mm}$

- Verificação ao Corte dos Parafusos

$$F'_{VRd} = \frac{K \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = 215,3 \text{ KN} \quad [\text{Um plano de Corte}]$$

$$F'_{VRd} = F'_{VRd} \cdot N^{\circ} \text{ parafusos} = 861,2 \text{ KN} \geq V_{sd}$$

Verifica.

- Verificação ao Esforço de tracção no parafuso

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = 322,9 \text{ KN}$$

$$F'_{t,Rd} = F_{t,Rd} \cdot N^{\circ} \text{ parafusos} = 645,8 \text{ KN} \geq V_{sd}$$

Verifica.

Esforço de Tracção Actuante:

$$F_{t,Sd}^{TOTAL} = N_{Sd} + \frac{M_{Sd}}{y_{parafusos}} = 565,6 \text{ KN}$$

$$y_{parafusos} = 0,55 \text{ m}$$

$y_{parafusos}$ representa o binário de forças mobilizadas pelos parafusos resistentes.

- Verificação ao Esmagamento da chapa de ligação

$$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot \frac{f_u}{f_{ub}} \cdot d \cdot t = 172,1 \text{ KN} / \text{parafuso} \geq V_{sd} / \text{parafuso}$$

Verifica.

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3do}; \frac{p_1}{3do} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\right) = 0,45$$

Esforço Actuante:

$$F'_{b,Sd} = \frac{V_{sd}}{N^{\circ} \text{ parafusos}} = 84,7 \text{ KN} \geq V_{sd}$$

A verificação das chapas ao esmagamento dos banzos dos perfis HEM e HEB também deveria ser efectuada, no entanto as chapas de ambos os perfis são mais espessas do que a de ligação, logo essa verificação perde o sentido.

- 2) Ligação Interior

Ligação rígida, transporta momentos entre elementos horizontais. Situa-se no interior de um pórtico e trata-se da ligação que oferece menos dificuldade na ancoragem da armadura ao pilar, garantindo a transmissão do momento a ser absorvido pelo pilar.

- Esforços Actuantes

$$N_{Sd} = - 61,0 \text{ KN (compressão)}$$

$$V_{Sd} = 593,5 \text{ KN}$$

$$M_{Sd} = -829,1 \text{ KN.m } [\delta_{\text{Redistribuição}} = 35\%]$$

- Características da Ligação

Betão C30/37

Aço S355

Parafusos M30

Espessura da chapa de topo (t= 20mm)

Dimensões da chapa hc = 700mm

bc = 190mm

- Verificação ao Corte dos Parafusos

$$F'_{VRd} = \frac{K \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = 215,3 \text{ KN} \quad [\text{Um plano de Corte}]$$

$$F'_{VRd} = F'_{VRd} \cdot N^{\circ} \text{ parafusos} = 1076,5 \text{ KN} \geq V_{sd}$$

Verifica.

- Verificação ao Esforço de tracção no parafuso

$$F'_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = 322,9 \text{ KN}$$

$$F'_{t,Rd} = F'_{t,Rd} \cdot N^{\circ} \text{ parafusos} = 968,7 \text{ KN} \geq V_{sd}$$

Verifica.

Esforço de Tracção Actuante:

$$F'_{t,Sd}{}^{TOTAL} = N_{Sd} + \frac{M_{Sd}}{y_{parafusos}} = 852,4 \text{ KN}$$

$$y_{parafusos} = 0,59 \text{ m}$$

$y_{parafusos}$ representa o binário de forças mobilizadas pelos parafusos resistentes.

- Verificação ao Esmagamento da chapa de ligação

$$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot \frac{f_u}{f_{ub}} \cdot d \cdot t = 172,1 \text{ KN} / \text{parafuso} \geq V_{sd} / \text{parafuso}$$

Verifica.

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3do}; \frac{p_1}{3do} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\right) = 0,45$$

Esforço Actuante:

$$F'_{b,Sd} = \frac{V_{sd}}{N^{\circ} \text{parafusos}} = 118,7 \text{ KN} \geq V_{sd}$$

- 3) Ligação à Caixa de Elevador

Ligação rígida, que liga às paredes da caixa de elevador em betão armado, terá de transmitir momentos, aqui o parafuso comum não se aplica, tendo de se recorrer a um catálogo comercial de buchas.

- Esforços Actuantes

$$N_{sd} = - 60,9 \text{ KN (compressão)}$$

$$V_{sd} = 453,8 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = -218,1 \text{ KN.m} [\delta_{\text{Redistribuição}} = 35\%]$$

- Características da Ligação

Betão C30/37

Aço S355

Buchas Comerciais

Espessura da chapa de topo (t = 20mm)

Dimensões da chapa hc = 530mm

bc = 340mm

- Verificação ao Corte dos Parafusos

$$F'_{VRd} = \frac{K \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = 215,3 \text{ KN} \quad [\text{Um plano de Corte}]$$

$$F'_{VRd} = F_{VRd} \cdot N^{\circ} \text{ parafusos} = 861,2 \text{ KN} \geq V_{sd}$$

Verifica.

- Verificação ao Esforço de tracção no parafuso

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = 322,9 \text{ KN}$$

$$F'_{t,Rd} = F_{t,Rd} \cdot N^{\circ} \text{ parafusos} = 968,7 \text{ KN} \geq V_{sd}$$

Verifica.

Esforço de Tracção Actuante:

$$F_{t,Sd}^{TOTAL} = N_{Sd} + \frac{M_{Sd}}{y_{parafusos}} = 852,4 \text{ KN}$$

$$y_{parafusos} = 0,59 \text{ m}$$

$y_{parafusos}$ representa o binário de forças mobilizadas pelos parafusos resistentes.

- Verificação ao Esmagamento da chapa

$$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot \frac{f_u}{f_{ub}} \cdot d \cdot t = 180,7 \text{ KN} / \text{parafuso} \geq V_{sd} / \text{parafuso}$$

Verifica.

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3do}; \frac{p_1}{3do} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0\right) = 0,50$$

Esforço Actuante:

$$F'_{b,Sd} = \frac{V_{sd}}{N^{\circ} \text{ parafusos}} = 113,45 \text{ KN} \geq V_{sd}$$

O tipo de bucha comercial a ser aplicada, deve cumprir todos os esforços actuantes na ligação.

- 4) Ligação Tipo Vigas Secundárias

Ligação rotulada, liga as vigas secundárias às vigas principais, não transmitindo momentos, apenas corte, no entanto nesta situação os parafusos estão sujeitos a corte duplo, portanto cada parafuso mobilizará o dobro da sua resistência.

Caracterização do Material a ser empregue em ligações rígidas:

- Parafusos

M20, classe 8.8	$A = 314,2 \text{ mm}^2$	$f_{ub} = 800 \text{ Mpa}$
$d = 20 \text{ mm}$	$A_s = 244,8 \text{ mm}^2$	$f_{yb} = 640 \text{ Mpa}$
$d_o = 22 \text{ mm}$		

- Disposições Construtivas (segundo EC 3-1-8)

$$e_1 = 1,2 \cdot d_o = 26,4 \text{ mm} \quad p_1 = 2,2 \cdot d_o = 48,4 \text{ mm}$$

$$e_2 = 1,2 \cdot d_o = 26,4 \text{ mm} \quad p_2 = 2,4 \cdot d_o = 52,8 \text{ mm}$$

- Esforços Actuantes a considerar, apenas de corte

$$V_{sd} = 47,0 \text{ KN [IPE200]}$$

$$V_{sd} = 163,0 \text{ KN [IPE360]}$$

$$V_{sd} = 210,0 \text{ KN [TOTAL]}$$

- Características da Ligação

Betão C30/37

Aço S355

Perfis 1150x150x10

- Verificação ao Corte dos parafusos

$$F'_{VRd} = \frac{K \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = 188 \text{ KN} \quad [\text{Corte Duplo}]$$

Na viga principal IPE330

$$V_{sd} = 210 \text{ KN} \leq 2 \times 188 \text{ KN}$$

Verifica.

Na viga secundária IPE360

$$V_{sd} = 163 \text{ KN} \leq 188 \text{ KN}$$

Verifica

Na viga principal IPE330

$$V_{sd} = 47 \text{ KN} \leq 188 \text{ KN}$$

Verifica

- Verificação ao Corte na Alma

Na viga secundária IPE360

$$V_{RD}^{ALMA} = A_V^{Net} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}} = 2324,8 \text{ mm}^2$$

$$A_V^{Net} = A_{Chapa}^{Total} - 2 \cdot t \cdot d_0 = 476,5 \text{ KN} \geq V_{Sd}^{IPE360}$$

Verifica

Na viga principal IPE200

$$V_{RD}^{ALMA} = A_V^{Net} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}} = 778,4 \text{ mm}^2$$

$$A_V^{Net} = A_{Chapa}^{Total} - 2 \cdot t \cdot d_0 = 159,5 \text{ KN} \geq V_{Sd}^{IPE200}$$

Verifica

Na viga principal IPE330

$$V_{RD}^{ALMA} = A_V^{Net} \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1}{\gamma_{M0}} = 1972,5 \text{ mm}^2$$

$$A_V^{Net} = A_{Chapa}^{Total} - 2 \cdot t \cdot d_0 = 404,3 \text{ KN} \geq V_{Sd}^{IPE330}$$

Verifica

Todos os desenhos ilustrativos dos pormenores das ligações foram remetidos para ANEXO.

6.3. CONCLUSÃO

Foi possível concluir que o ELS condiciona a solução final, pois a fase metálica é muito exigente para o perfil, visto que de uma maneira geral as deformações em fase metálica eram cerca de três vezes superiores às flechas verificadas com funcionamento misto em serviço. Os pilares mistos são excelentes soluções para cargas elevadas e considerando que o edifício tem uma altura considerável correspondente aos sete pisos, os perfis metálicos do nível HE200 foram suficientes para cumprir todas as disposições regulamentares, sabendo contudo que o desprezo dos efeitos de 2ª Ordem terá de ser completamente imputado ao núcleo de betão armado. As ligações tornam-se simples de

dimensionar, se os esforços actuantes forem inferiores à resistência da viga mista, aplicando-se apenas os princípios das ligações metálicas, na verificação de segurança da ligação.

7

CONSIDERAÇÕES FINAIS**7.1. CONCLUSÕES**

Nos cálculos de pré-dimensionamento procedeu-se a uma associação “tipo comboio” para determinar a real contribuição dos pórticos mistos na absorção de rigidez. Com um modelo simplificado em 2D foi possível concluir-se que na direcção xx (maior número de paredes de betão armado, direcção global de maior rigidez) a caixa de elevador absorve todas as forças horizontais, ou seja, considera-se imediatamente estrutura de 1ª Ordem. Já para a direcção yy verifica-se uma absorção de 30% da rigidez global da estrutura na direcção yy.

Para a direcção yy foi necessário verificar explicitamente através do ponto 5.2.3 do EC 4, que por sua vez remete para a verificação pelo EC 3. Realizados os cálculos obteve-se um α_{cr} mínimo no valor de 15,6, que sendo superior a 10 não necessita de verificações para os efeitos de 2ª Ordem. Outro cálculo importante para o correcto dimensionamento da estrutura, tem a ver com a verificação da caixa de elevador, que se concluiu não fendilhada para o estado limite último, beneficia de um contributo apreciável da compressão axial transmitida pelos pisos do edifício. O valor de f_{ctm} não é atingido, estando as tensões a um nível próximo da descompressão na base.

O vento foi calculado pelo EC1, verificando-se um valor actuante superior em cerca de 40%, relativamente ao valor determinado pelo RSA.

Relativamente à modelação do edifício apresentaram-se vários obstáculos para retratar fielmente o comportamento real da estrutura, como ferramenta de cálculo auxiliar optou-se pelo ROBOT. Inicialmente é trabalhosa a inserção das características da secção mista, que tiveram de ser previamente determinadas em Excel e introduzidas manualmente numa secção criada especificamente para o efeito, visto que o programa não possui secções pré-configuradas para vigas mistas.

Outro problema na modelação prende-se com a dificuldade de modelar a laje mista, para traduzir o diafragma indeformável, ou seja, com uma rigidez axial elevadíssima, que não permitirá deslocamentos relativos entre pórticos.

Todas as verificações relevantes para a certificação da segurança do elemento foram realizadas independentemente do estado limite em consideração quer seja referente à utilização ou último. Começa-se por referir, que tal como inicialmente se podia antecipar, para as vigas secundárias, a situação condicionante foi o estado limite de utilização e respectivas deformações em fase metálica, obtiveram-se valores de flechas na relação de três para um relativamente à flecha obtida para a combinação quase permanente das acções.

Para verificar o limite máximo de flechas optou-se por aumentar dois escalões no tipo de perfil I, visto que para verificar a resistência última à flexão bastaria a gama de perfil I dois escalões abaixo do adoptado. Existe ainda outra solução para combater a deformada aplicada na fase de construção, que passaria pela aplicação de uma contra-flecha. Solução comumente utilizada para contornar o problema das deformações em fase metálica, no entanto, optou-se pela não aplicação da contra-flecha, por uma questão de facilidade e conseqüente velocidade construtiva.

Relativamente ao estado limite último nas vigas mistas, o parâmetro mais próximo de restringir a solução adoptada é o esforço de corte actuante que se encontra na fronteira dos 50% da força de corte resistente plástica, ou seja, como consequência a tensão resistente da secção sofreria uma redução na sua tensão resistente.

Outro ponto estudado com detalhe é relativo à introdução de cargas. Como atrás foi referido a estrutura está sujeita a acções de valores elevados, logo a transmissão de cargas aos pilares é elevada, efectuando-se o cálculo da tensão de corte longitudinal esta é superior à tensão resistente de aderência definidos no EC 4. Consequentemente é necessária a disposição de conectores de corte ao longo do comprimento de introdução de carga, para resistir ao esforço actuante, para que todas as premissas sobre cálculo da secção mista sejam verdadeiras, a interacção entre os materiais tem de ser total.

Tal como seria de esperar, os pilares de extremidade são sujeitos a esforços flexionais superiores, isto deve-se à acção nefasta do vento e devido ao menor rigidez dos nós de extremidade.

A estrutura mista demonstra vantagens no que concerne á diminuição de dimensões de secções transversais, para os mesmos esforços, revelador de uma maior resistência. Apresenta vantagens relativamente a estruturas metálicas, pela maior resistência à acção do fogo e corrosão.

Ao dispor conectores nos pilares mistos e admitindo que a carga do piso transmitida pelas vigas é integralmente transmitida ao perfil do pilar, esforços de corte adicionais são gerados entre a área de betão directamente ligada aos conectores e a área de betão não ligada directamente (denominam-se por Nc1 segundo EC 4). Estas forças de compressão serão dirigidas segundo um ângulo de 45° com o eixo do conector, aplicando-se o modelo de escoras e tirantes, para materializar estes tirantes é necessário prever-se um reforço de armadura transversal.

A pesquisa bibliográfica levada a cabo para a realização do presente trabalho, revelou carências de informação relativamente a disposições construtivas de uma maneira geral, dificultando a percepção funcional do ponto em questão e também se percebe uma diferença significativa relativamente à quantidade de estudos e ensaios experimentais das vigas mistas relativamente aos pilares mistos. Tema que merece ser aprofundado, para beneficiar ainda mais das vantagens funcionais do sistema misto.

7.2. SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS

Como sugestões para avanços futuros, no que concerne à pormenorização construtiva das ligações viga-pilar misto è um tema que necessita maior atenção pela comunidade científica, visto que no decorrer do trabalho de pesquisa deparou-se com enorme dificuldade em recolher informação de qualidade. Na sequência da disposição construtiva, também o funcionamento de ligações em pilares revestidos é menos abordado em estudos técnicos, do que por exemplo em pilares preenchidos, no entanto sugere-se uma maior concentração de estudo nos pilares de uma forma geral, pois é perceptível uma diferença considerável de exploração científica. Esta diferença também se compreende, pela diferença de prática na aplicação das soluções estruturais, pois as vigas utilizam-se há mais tempo.

Outro assunto, que se pensa necessitar de um suporte científico mais sustentando, é o funcionamento da amarração/ancoragem das armaduras longitudinais em pilares de canto, cujo tema è bastante omisso nos regulamentos consultados.

BIBLIOGRAFIA

- [1] *Eurocode 4 - Design of Composite Steel and Concrete Structures. Parte 1-1: General rules for buildings*. Bruxelas, 2004.
- [2] *Steel designers' manual*. Edited by Buick Davison & Graham W. Owens, Oxford, Blackwell Scientific, 6^o edition, 2003.
- [3] www.dec.uc.pt, data de acesso 18 de Outubro de 2008.
- [4] Crisinel, M.; O'leary, D. Composite floor slab design and construction. In *Structural Engineering International*, v.6, n.1, p.41-6, 1996.
- [5] Malite, M., *Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 1990.
- [6] Oehlers, D. J., Nguyen, N. T.; Ahmed, M.; Bradford, M. A. *Partial Interaction in Composite Steel and Concrete Beams with Full Shear Connection*. Journal of Constructional Steel Research, 1997, v.41, n.2/3, p.235-48.
- [7] Laboratório nacional de Engenharia Civil. *Os Novos Eurocódigos Estruturais, Eurocódigo 4: Projecto de estruturas mistas aço-betão*, 26 de Novembro de 2008, Lisboa.
- [8] Johnson, R.P. *Composite Structures of Steel and Concrete*, v.1, 2.ed. Blackwell Scientific Publications, Oxford, 1994.
- [9] Dekker, N.W.; Kemp, A. R.; Trincherro, P. *Factors Influencing the Strength of Continuous Beams in Negative Bending*. Journal of Constructional Steel Research, 1995, v.34, n.2-3, p.161-65.
- [10] Evandro Catai, *Análise dos Efeitos da Retração e Fluência em Vigas Mistas*, Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2005
- [11] Gilbert, R. I.; Bradford, M. A. *Time-dependent behaviour of continuous composite beams at service loads*. Journal of Structural Engineering, 1995, v.121, n.2, p.319-27.
- [12] Wright, H. D.; Vitec, J. L.; Rakib, S. N. Long-term creep and shrinkage in composite beams with parcial connection. In *Proceedings of the Institute Civil Engineers Structs & Bldgs*, v.94, p.187-95, 1992.
- [13] Doutora Elsa de Sá Caetano, Aulas Teóricas, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, ano lectivo 2008/2009.
- [14] De Nardin, S. *Estudo Teórico-Experimental de Pilares Mistos Compostos por Tubos de Aço Preenchidos com Concreto de Alta Resistência*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.
- [15] Walter Luiz Andrade de Oliveira, *Análise Teórico-Experimental de Pilares Mistos Preenchidos de Seção Circular*. Tese de Doutoramento, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2008.
- [16] Bergmann, R.; Matsui, C.; Meinsma, C. and Dutta, D. *Design Guide for Concrete Filled Hollow Section Columns under Predominantly Static and Seismic Loading*, 1995.
- [17] UY, B.; Patil, S. B. Concrete filled high strength steel box columns for tall buildings: behaviour and design. *The structural design of tall buildings*, v.5, p.75-94, 1996.
- [18] Shakir-Khalil, H. Experimental study of concrete-filled rectangular hollows section columns. *Structural engineering review*, v. 06, n.2, p.85-96, 1994.

- [19] Vallenilla, C.R., Bjorhovde, R. *Behaviour of composite frames during construction*. Journal of Constructional Steel Research, 1990, v.15, n.1-2, p.3-21.
- [20] UY, B.; Das S. *Wet concrete loading of thin-walled steel box columns during the construction of a tall building*. Journal of Constructional Steel Research, 1997, v.42, n.2, p.95- 119.
- [21] Johansson, M. *Composite action and confinement effects in tubular steel-concrete columns*. Thesis for the degree of doctor of philosophy. Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden 2002
- [22] Wium, J.A.; Lebet, J.P. *Simplified calculation method for force transfer in composite columns*. Journal of Structural Engineering, 1994, v.120, n.3, p.728-46.
- [23] UY, B. *Local and post-local buckling of concrete-filled steel welded box columns*. Journal of Constructional Steel Research, 1998, v.47, n.1-2, p.47-72.
- [24] American Institute of Steel Construction. AISC. *Specification for steel buildings*, Chicago, 2005.
- [25] Silvana De Nardin, Alex Sander C. de Souza, Ana Lucia H. C. El Debs, *Procedimentos para Dimensionamento de Pilares Mistos Aço-Concreto Submetidos a Flexo-Compressão*, ANAIS do 48º Congresso Brasileiro do Concreto, 2006.
- [26] www.codeme.com.br, data de acesso 22 de Novembro de 2008.
- [27] Gustavo Alves Tristão, *Análise Teórica e Experimental de Ligações Viga Mista-Pilar de Extremidade com Cantoneiras de Assento e Alma*. Dissertação de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2006.
- [28] Zandonini, R. *Composite Construction Research and Practice: recent developments in Europe*. In: *Annual Task Group Technical Session*. Bethlehem Pennsylvania, Proceedings. Bethlehem, Reports on Current Research Activities. p.251-274, 1994.
- [29] Prelorentzou, P. A. *Um estudo sobre ligações viga-coluna em estruturas de aço*. Dissertação em Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 1991.
- [30] Cost C1. *Composite steel-concrete joints in braced frames for buildings*, Bruxelas, Luxemburgo, 1996.
- [31] *Eurocode 3 - Design of Steel Structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. Bruxelas, 2003.

ANEXOS

DIAGRAMAS DE ESFORÇOS

PT1



Diagrama de Esforços Axiais referentes ao ponto 6.2.2.3 deste trabalho

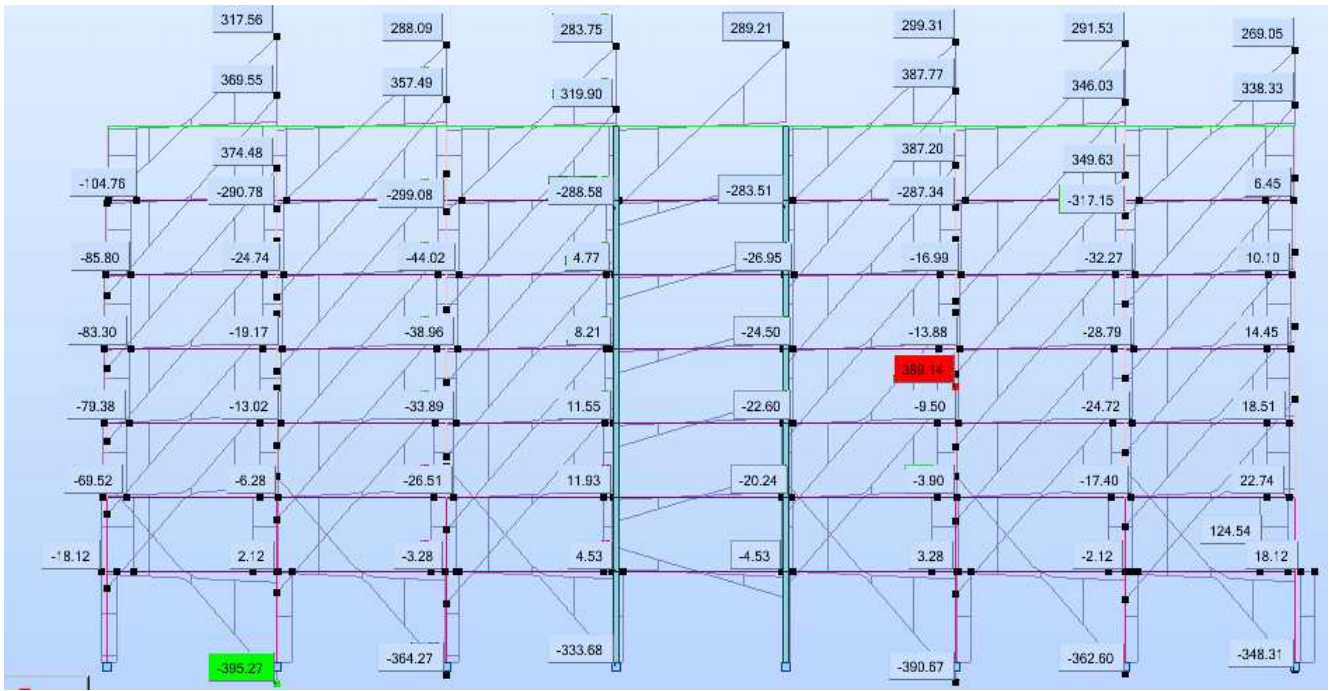


Diagrama de Esforço Transverso referente ao ponto 6.2.2.3 deste trabalho

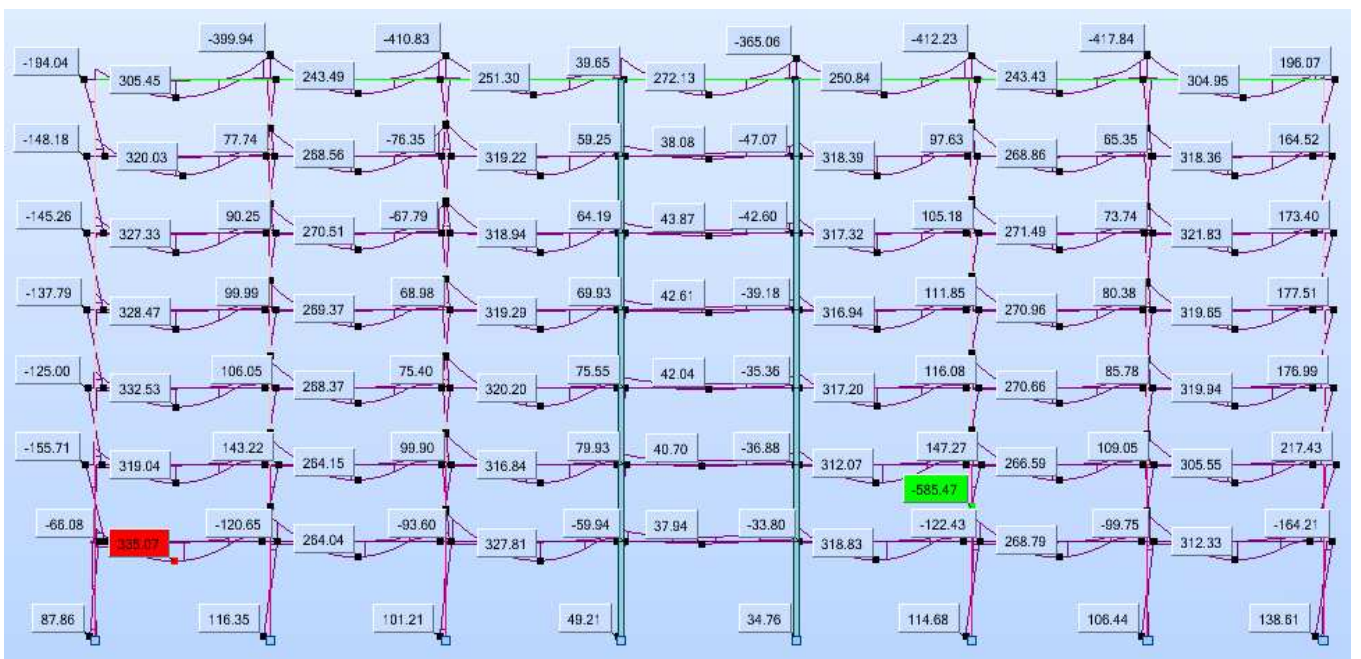


Diagrama de Momentos Flectores referentes ao ponto 6.2.2.3 deste trabalho

PT2

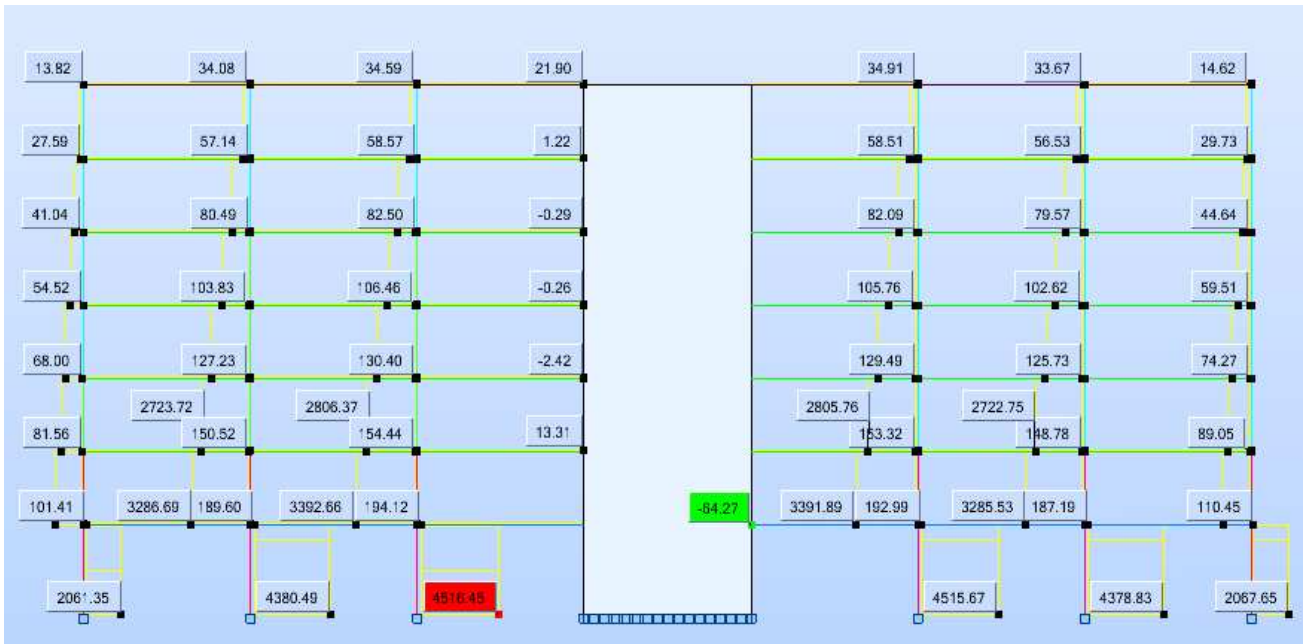


Diagrama de Esforços Axiais referentes ao ponto 6.2.2.3 deste trabalho

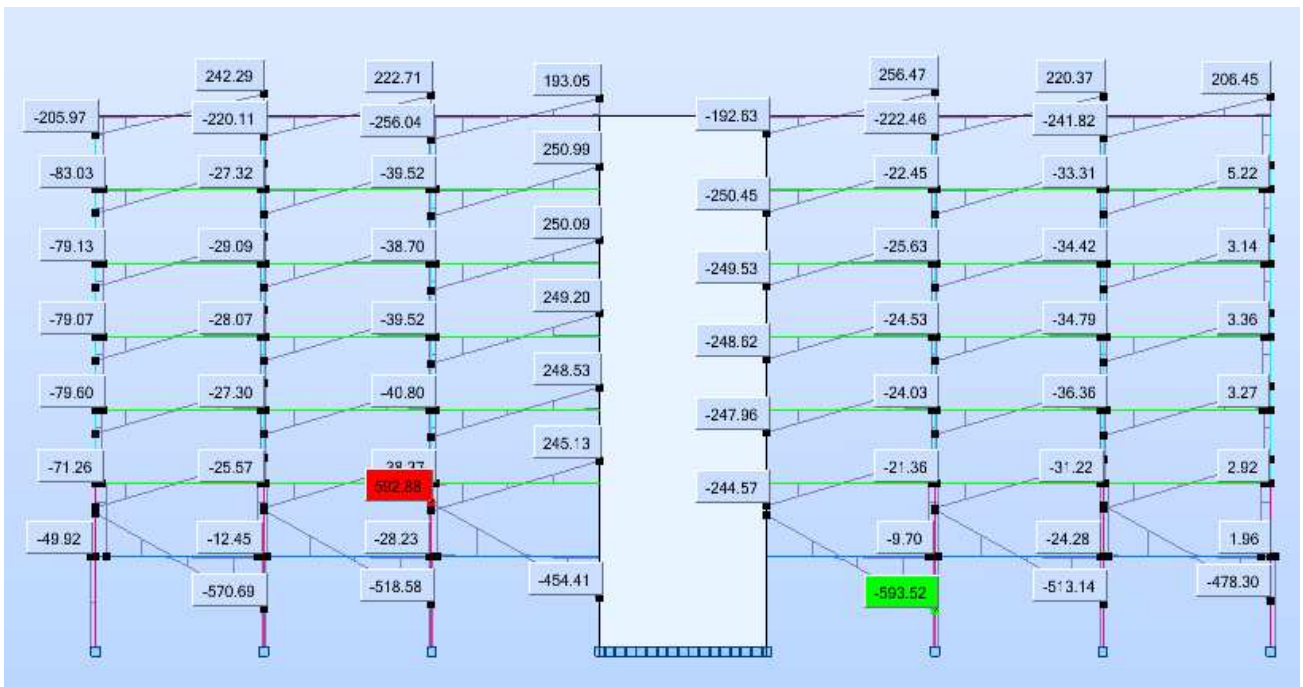


Diagrama de Esforço Transverso referente ao ponto 6.2.2.3 deste trabalho

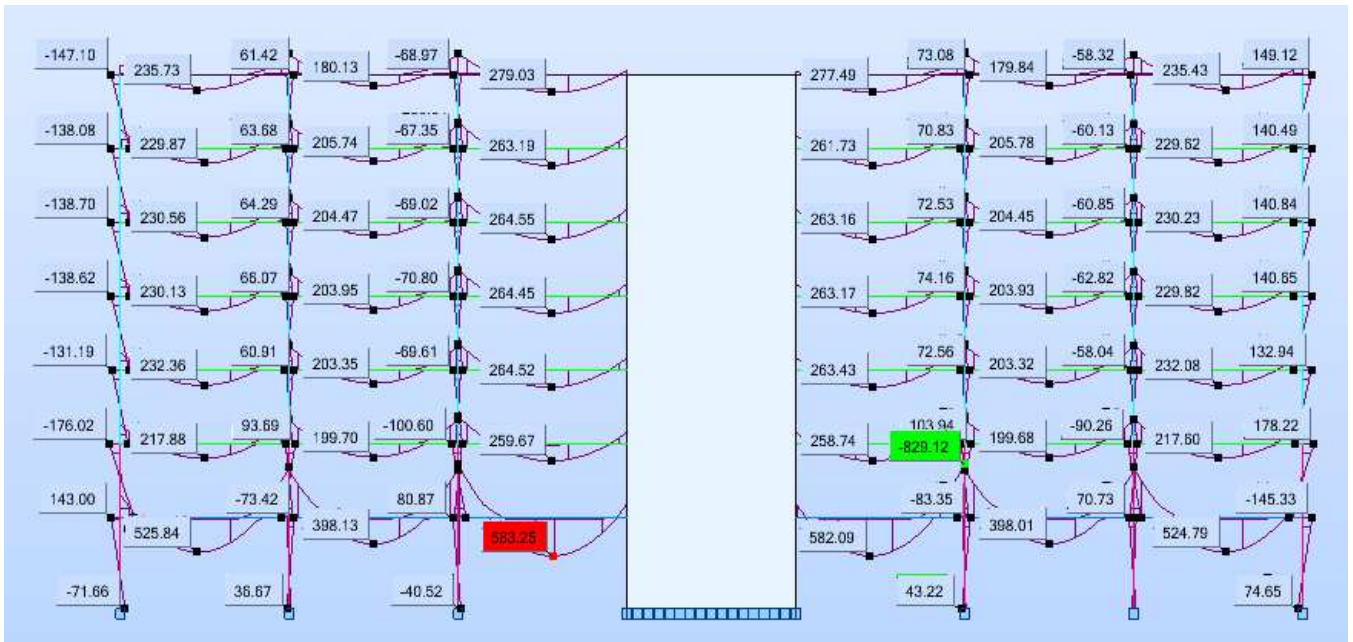


Diagrama dos momentos flectores referente ao ponto 6.2.2.3 deste trabalho

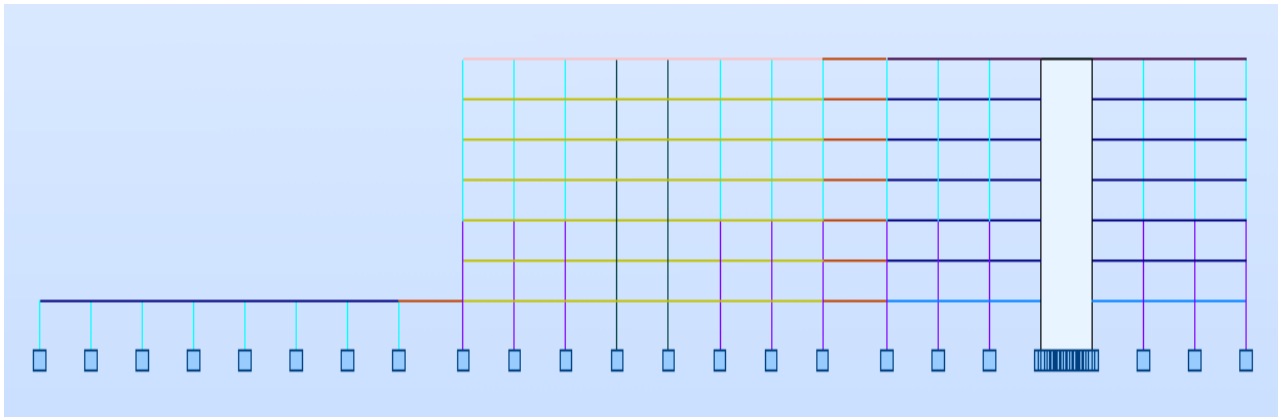
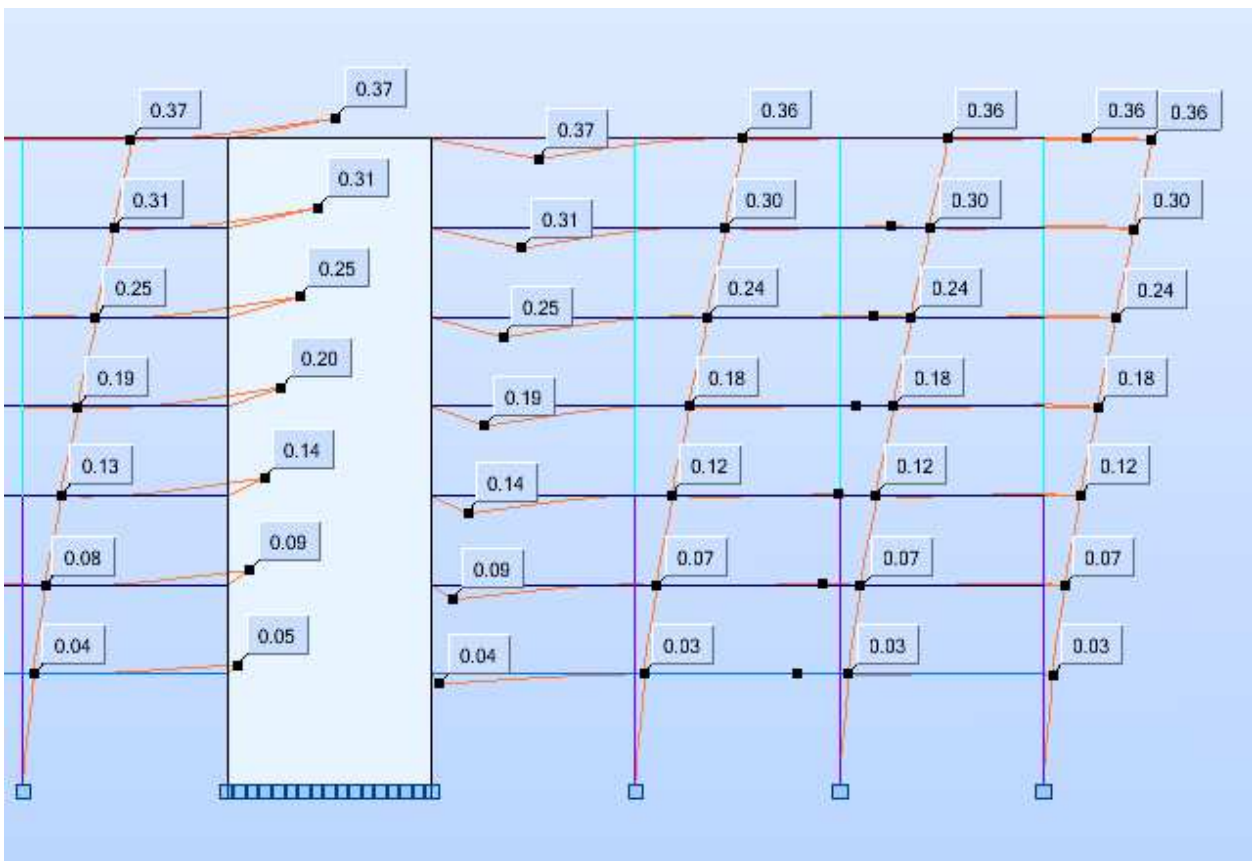
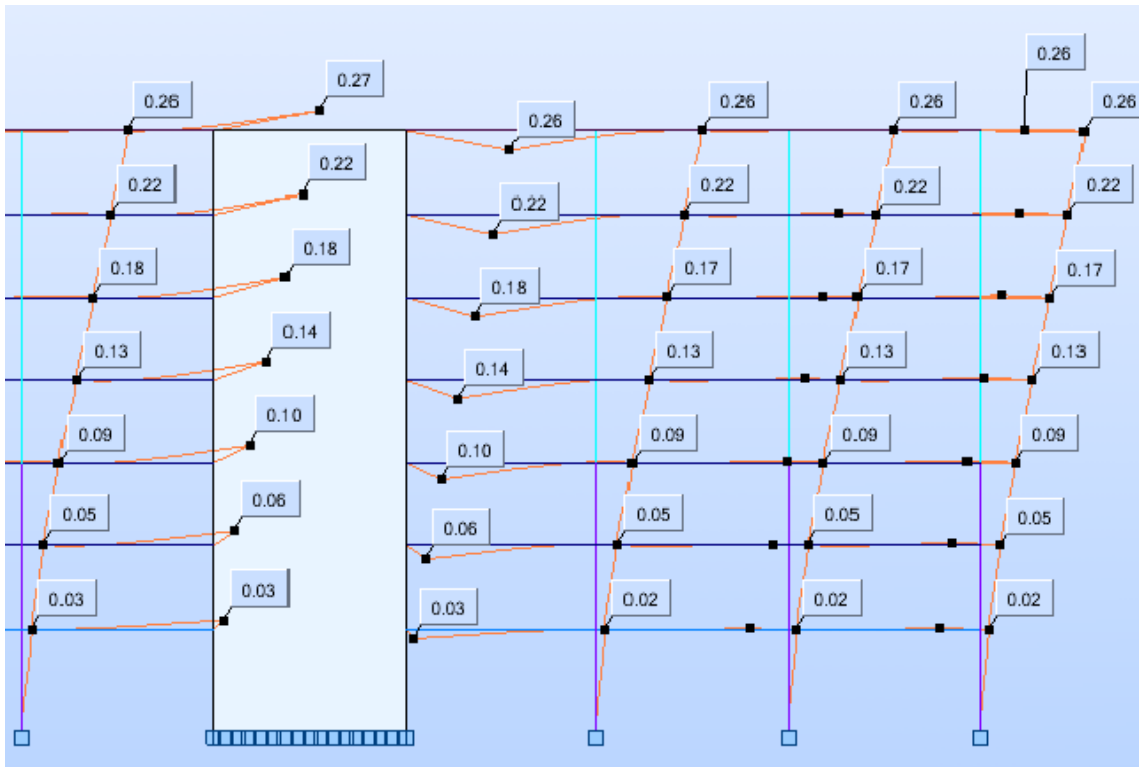


Imagem Global da disposição dos Pórticos constituintes da estrutura na direcção yy, em associação tipo comboio, referente ao ponto 6.2.2

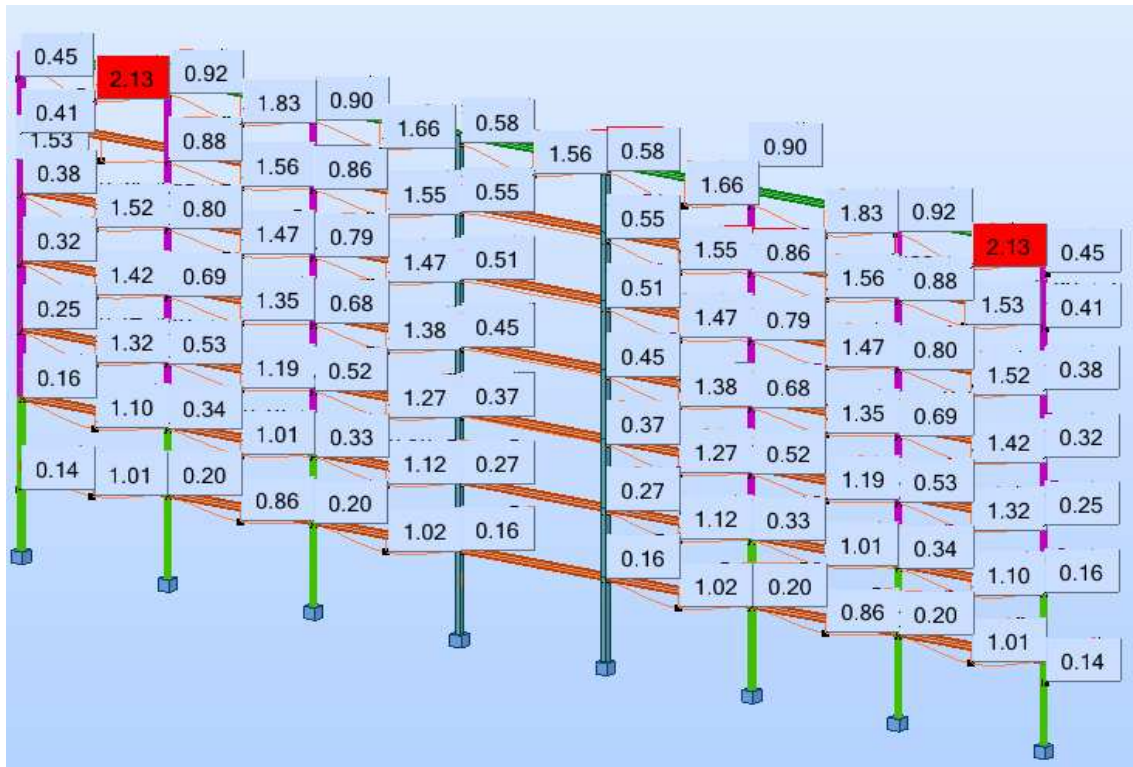


Deslocamentos Horizontais na estrutura devido à actuação das forças horizontais para o ELU, com W como base, referente ao ponto 6.2.2

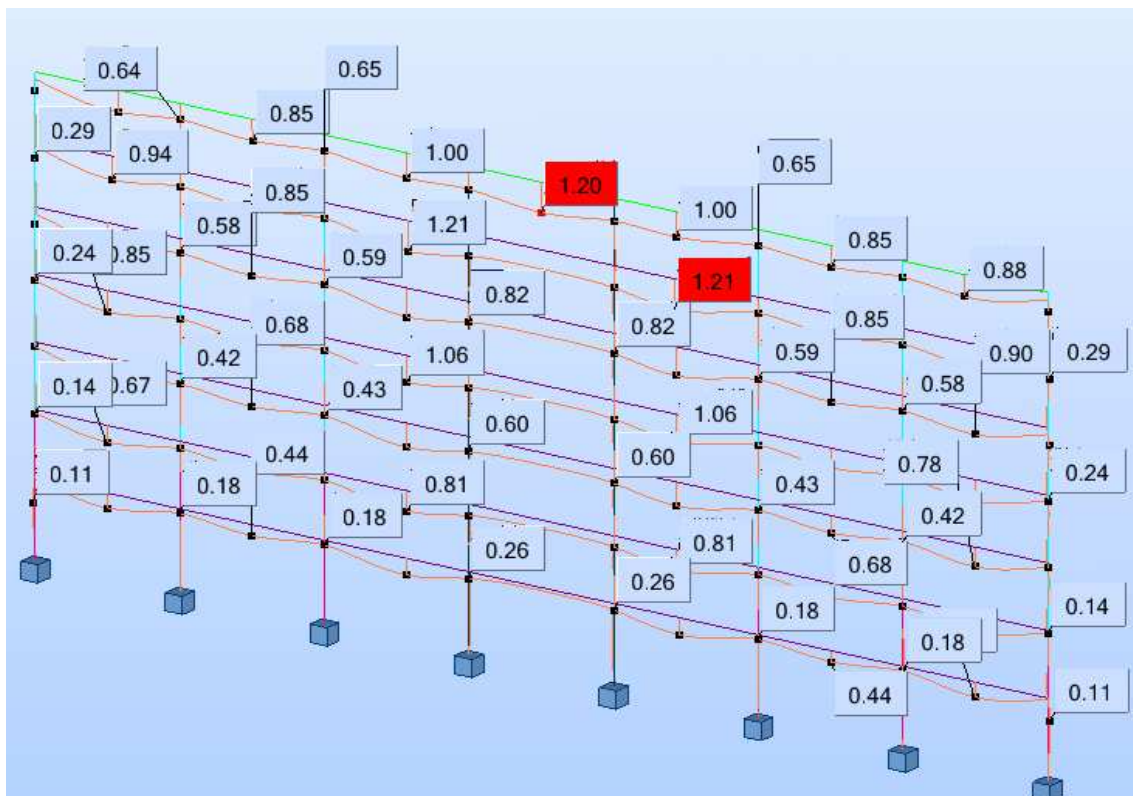


Deslocamentos Horizontais na estrutura devido à actuação das forças horizontais para o ELU, com Q_k como base.

PT1

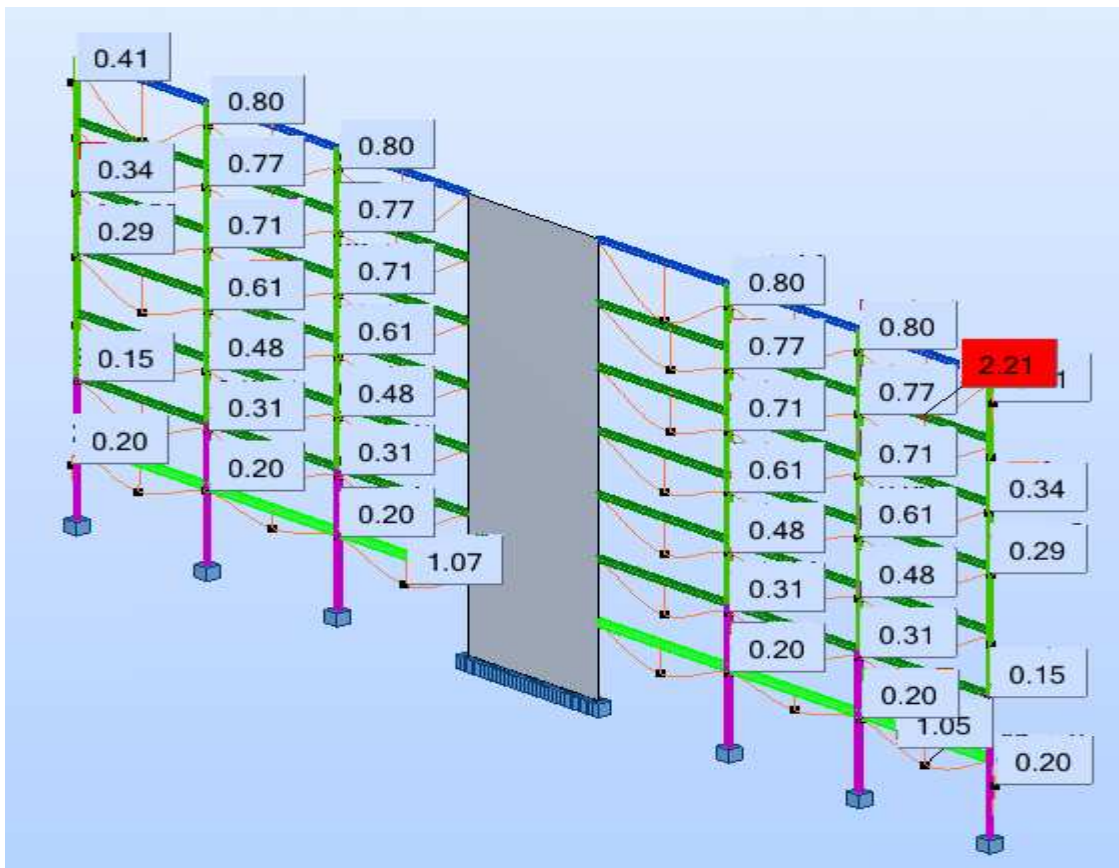


Flechas em Fase Metálica para a carga de construção referente ao ponto 6.2.3

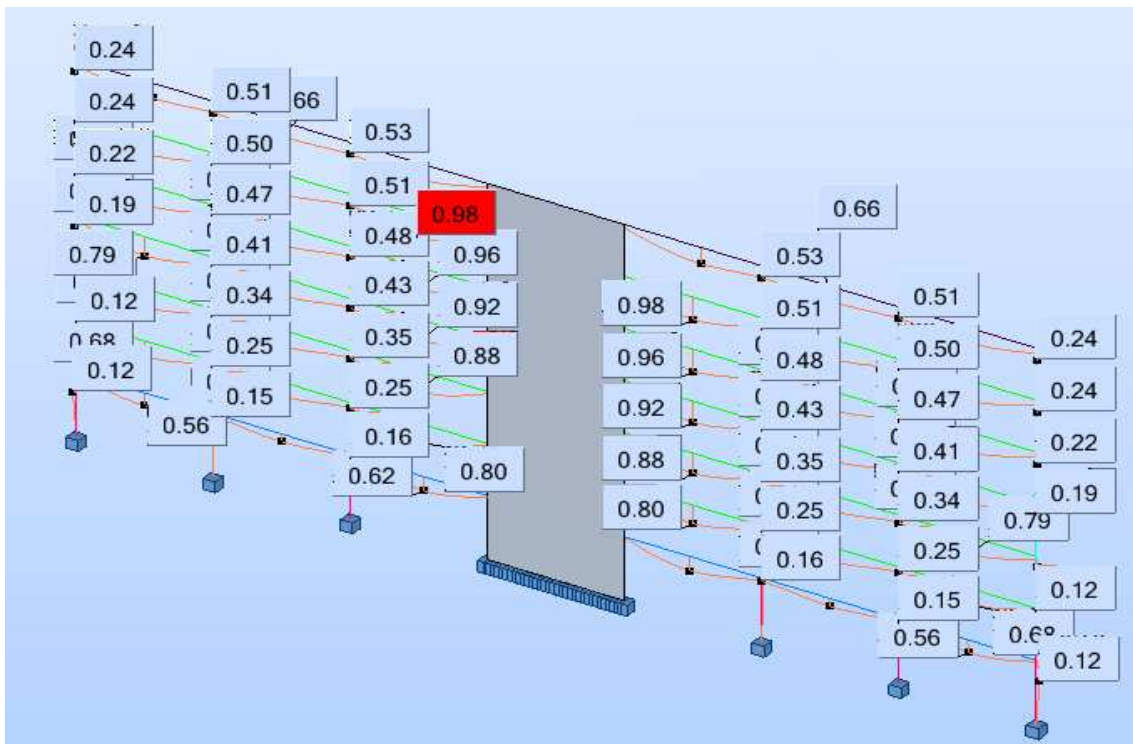


Flechas em Fase Mista para a Combinação Quase Permanente referente ao ponto 6.2.3

PT2

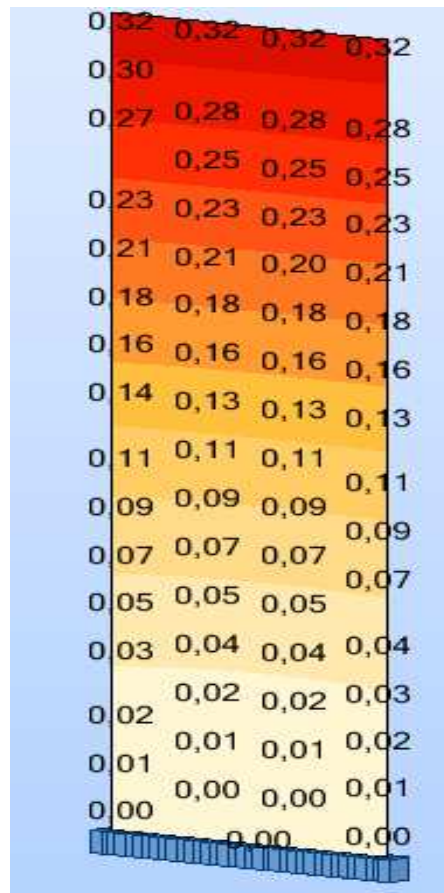


Flechas em Fase Metálica para a carga de construção referente ao ponto 6.2.3

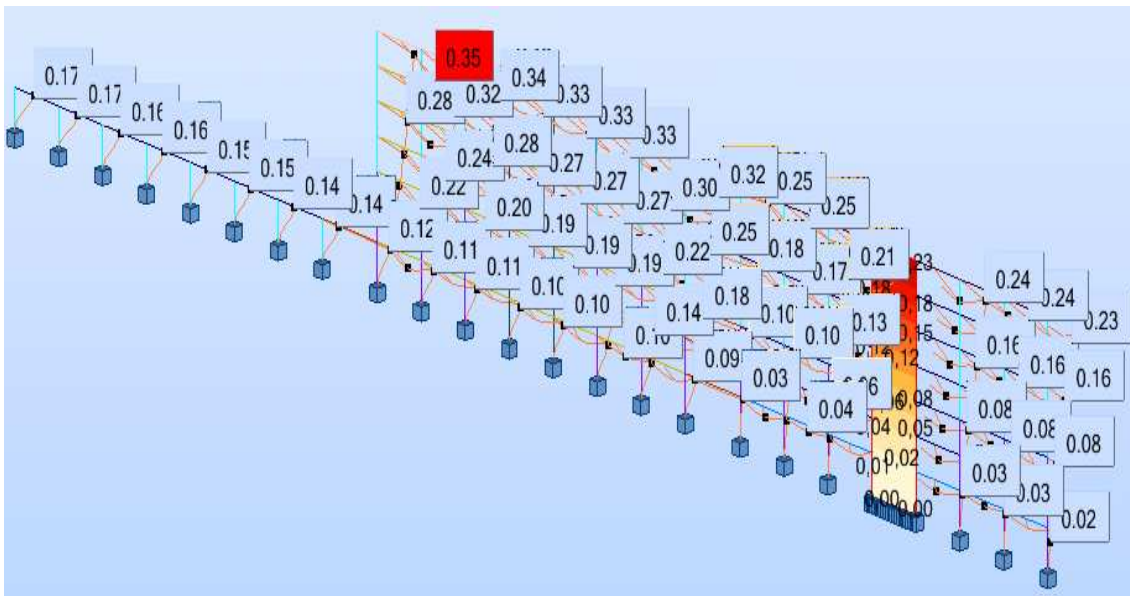


Flechas em Fase Mista para a Combinação Quase Permanente referente ao ponto 6.2.3

Direcção yy



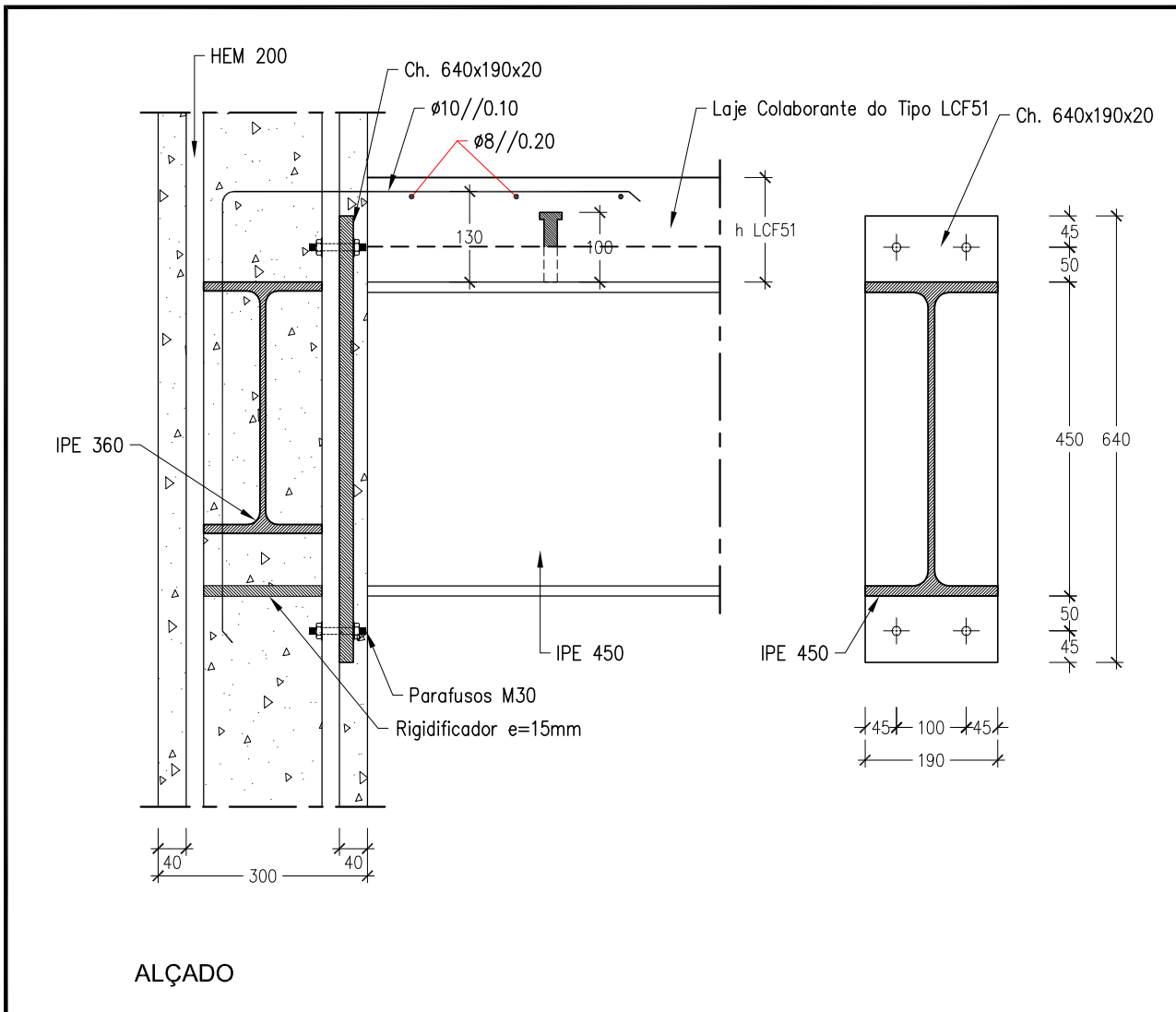
Deslocamentos verificados na direcção yy relativamente à caixa de elevador, para determinação da Rigidez yy, referente ao ponto 6.2.1



Deslocamentos verificados na direcção yy relativamente à associação de Pórticos em yy, para determinação da Rigidez yy, referente ao ponto 6.2.1

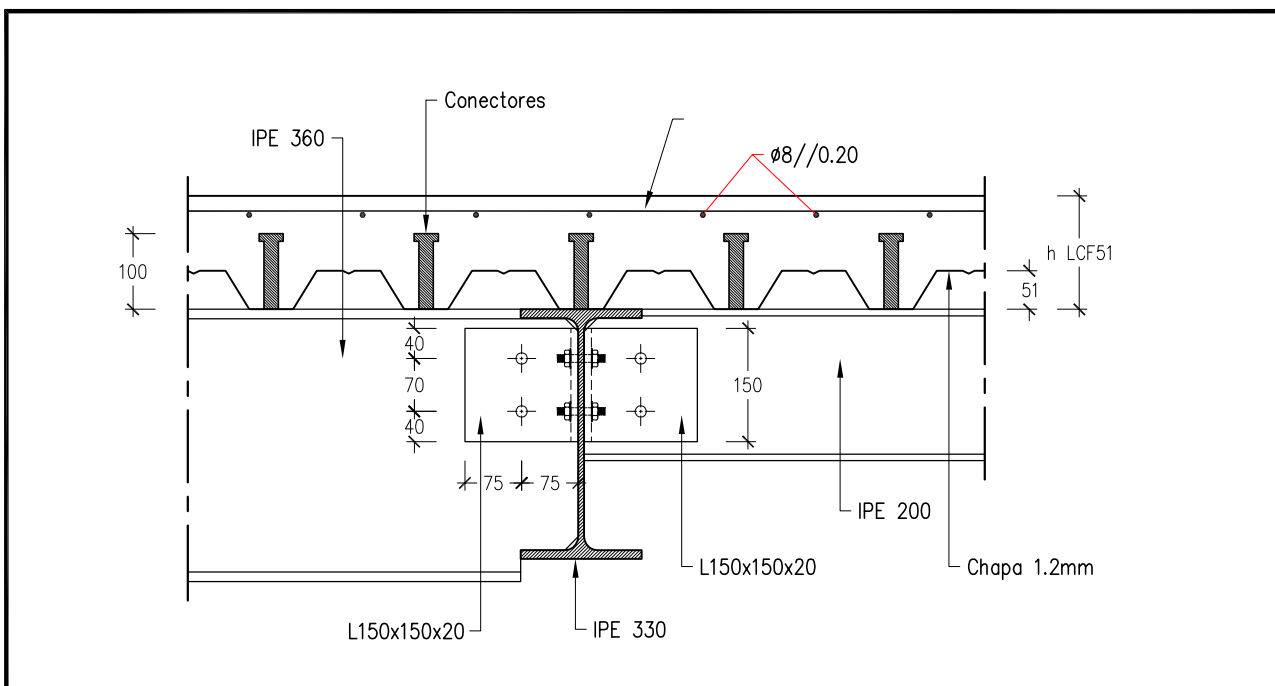
LIGAÇÃO DE EXTREMIDADE

ESCALA 1:10



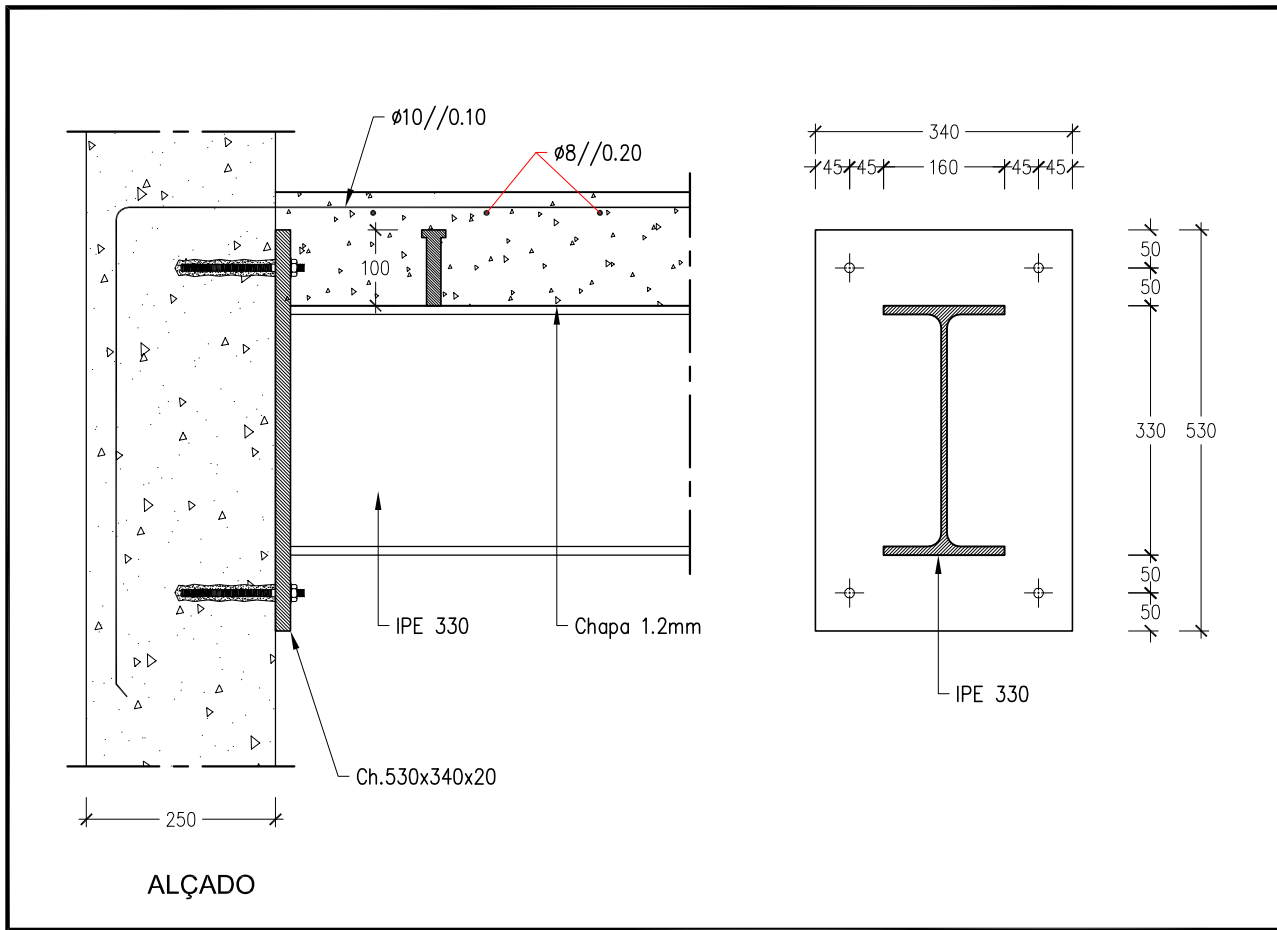
LIGAÇÃO TIPO VIGAS SECUNDÁRIAS

ESCALA 1:10



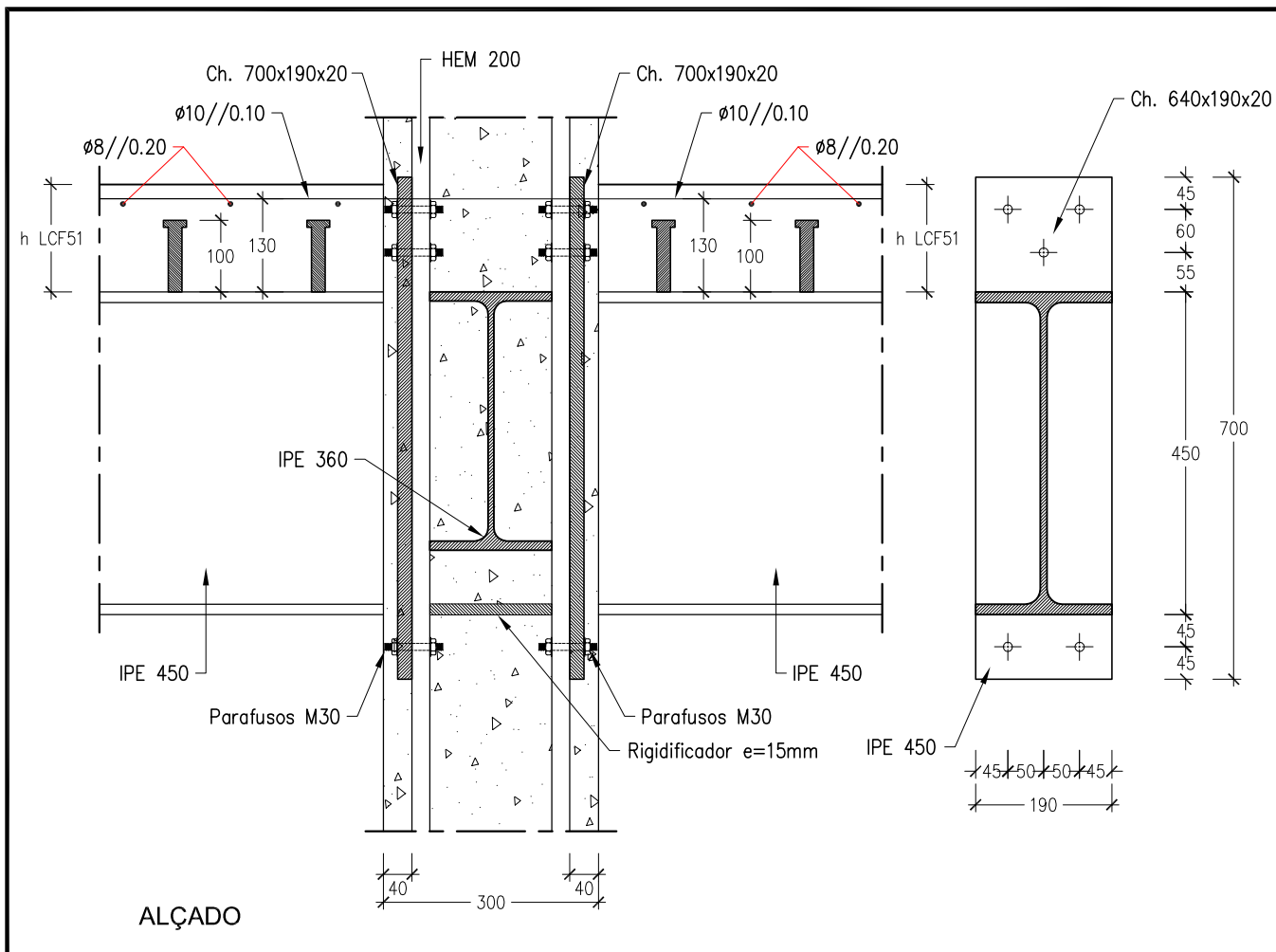
LIGAÇÃO À CAIXA DE ELEVADOR

ESCALA 1:10



LIGAÇÃO INTERIOR

ESCALA 1:10



PORMENOR TIPO DA SECÇÃO TRANSVERSAL DO PILAR MISTO HEM 200 (0.35x0.30)

ESCALA 1:10

