U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

ESTUDO DA DEFORMABILIDADE DE REVESTIMENTOS CERÂMICOS APLICADOS SOBRE PAREDES DE ALVENARIA INTERIOR NA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO - COMPARAÇÃO ENTRE A UTILIZAÇÃO DE LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS COM CAPITÉIS E LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS COM MOLDES PLÁSTICOS RECUPERÁVEIS

ADÉLIO SARMENTO OLIVEIRA SOUSA MORENO

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES CIVIS

Orientador: Professor Jorge Manuel Chaves Gomes Fernandes

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/20010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais, Irmãos, Amigos e Familiares

Conhecimento é Poder

Francis Bacon

estudo da deformabilidade de revestimentos cerâmicos aplicados sobre paredes de alvenaria interior na concepção estrutural de um edifício - comparação entre a utilização de lajes fungiformes maciças com capitéis e lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i

RESUMO iii

ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. ASPECTOS GERAIS 1

1.2. OBJECTIVOS/ESTRUTURAS DO TRABALHO 2

2. REVESTIMENTOS CERÂMICOS 3

2.1. LADRILHOS CERÂMICOS COMO PRODUTOS DE CONSTRUÇÃO 3

2.2. TIPOS DE REVESTIMENTOS CERÂMICOS 3

2.3. REVESTIMENTOS CERÂMICOS DE PAREDES INTERIORES 5

2.3.1. Exigências funcionais 5

2.3.2. Patologias 6

2.3.3. Causas das patologias 6

2.3.3.1. Deslocamentos e Empolamento 6

2.3.3.2. Fissuração 7

2.3.4. Prevenção das patologias 8

2.4. DEFORMABILIDADE DE REVESTIMENTOS CERÂMICOS DE ALVENARIA DE PAREDE INTERIOR 8

3. CONCEPÇÃO E APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO 12

3.1. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL 12

3.2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO/ESTRUTURA A ESTUDAR 13

3.2.1. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO 13

3.2.2. ESTRUTURA DO EDIFÍCIO 14

3.2.2.1. Lajes Fungiformes Aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis 14

3.2.2.2. Vigas de bordadura 16

3.2.2.3. Pilares 16

3.2.2.4. Paredes - Estruturas de contraventamento 18

3.2.3. MATERIAIS ESCOLHIDOS 18
3.2.4. REGULAMENTAÇÃO 18

4. CRITÉRIOS GERAIS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA 19
4.1. INTRODUÇÃO 19
4.2. CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES 20
4.2.1. DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES 21
4.2.1.1. Acções Permanentes 21
4.2.1.2. Acções Variáveis 22
4.3. SEGURANÇA E FUNCIONALIDADE DAS ESTRUTURAS 22
4.3.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS 22
4.3.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO 24

5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO 25
5.1. INTRODUÇÃO 25
5.2. LAJE MACIÇA 25
5.3. LAJE ALIGEIRADA 29
5.4. LAJE EM CONSOLA 31
5.5. VIGAS 31
5.6. PILARES 34
5.7. PAREDES RESISTENTES DA CAIXA DE ELEVADORES 37

6. DIMENSIONAMENTO 38
6.1. MODELO ESTRUTURAL 38
6.2. DISPOSIÇÕES RELATIVAS A ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM LAJE FUNGIFORME MACIÇA 39
6.2.1. ARMADURAS PRINCIPAIS E SECUNDÁRIAS 39
6.2.2. DISTÂNCIA MÍNIMA ENTRE ARMADURAS 40
6.2.3. RECOBRIMENTO MÍNIMO DAS ARMADURAS 40
6.2.4. ADERÊNCIA DAS ARMADURAS DE BETÃO 41
6.2.5. ARMADURAS DE VARÕES DE ARMADURAS ORDINÁRIAS 41
6.3. ARMADURAS EM VIGAS 43
6.3.1. ARMADURA LONGITUDINAL 43
6.3.1.1. Dispensa de armaduras longitudinal 48

6.3.2. ARMADURA TRANSVERSAL 51
6.3.2.1. Posição da Armadura Transversal 56
6.4. ARMADURAS EM LAJES FUNGIFORME MACIÇA 57
6.4.1. ARMADURA LONGITUDINAL 57
6.4.1.1. Armaduras inferiores da Laje 58
6.4.1.2. Armaduras superiores da Laje 62
6.4.5. VERIFICAÇÃO DE PUNÇOAMENTO 68
6.5. ARMADURAS EM LAJES FUNGIFORME ALIGEIRADAS 72
6.5.1. ARMADURA LONGITUDINAL 72
6.5.1.1. Armadura Inferior da Laje 73
6.5.1.2. Armadura Superior da Laje 76
6.5.2. VERIFICAÇÃO DE PUNÇOAMENTO 81

7. DEFORMAÇÃO 83
7.1. INTRODUÇÃO 83
7.2. FLECHA ELÁSTICA 83
7.3. MÉTODO BILINEAR 86
7.3.1. CÁLCULO DA FLECHA PROVÁVEL 87
7.3.1.1. Flecha a_c - valor de base 87
7.3.1.2. Flecha a_I - estado I 87
7.3.1.3. Flecha a_{II0} - estado II_0 88
7.3.1.4. Flecha provável a 88
7.3.1.5. Coeficiente de fluência 89
7.3.1.6. Coeficiente k_A^I, k_ψ^I, k_A^{II}, k_ψ^{II} 93
7.3.1.7. Coeficiente de repartição 96
7.3.1.8. Determinação da flecha a_I e a_{II} 98
7.3.1.9. Determinação da flecha provável a_c 98
7.4. ANÁLISE DE RESULTADOS 100
7.4.1. LIMITE DE DEFORMAÇÃO DO ELEMENTO DE SUPORTE 100
7.4.1.1. Legislação portuguesa 100
7.4.1.2. Deformação provável do elemento de suporte 100
7.4.1.3. Crítica sobre os resultados 100
7.4.2. ESTUDO DO NOVO CASO 101

7.4.3. CÁLCULO DA FLECHA A LONGO PRAZO 102

7.4.3.1. Flecha elástica 102

7.4.3.2. Coeficiente k_A^{I}, k_ψ^{I}, k_A^{II}, k_ψ^{II} 103

7.4.3.3. Coeficiente de repartição 107

7.4.3.4. Determinação da flecha a_I e a_{II} 109

7.4.3.5. Determinação da flecha provável a_c 109

7.4.4. CRITICAS SOBRE OS RESULTADOS 110

8. CONCLUSÕES 112

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Aplicação de revestimento cerâmico 4
Figura 2.2 - Exemplo de material cerâmico (Klinker) 4
Figura 2.3 - Fissuração devida à deformação do suporte superior à deformação da parte superior 8
Figura 2.4 - Fissuração devida à deformação do suporte inferior à deformação da parte superior 9
Figura 2.5 - Fissuração originada pela deformação idêntica na parte superior e inferior do painel de parede 9

Figura 3.1 - Representação da parte do edifício em estudo 13
Figura 3.2 - Corte transversal do edifício 14
Figura 3.3 - Lajes fungiformes com blocos de aligeiramento 15
Figura 3.4 - Lajes fungiformes maciças 15
Figura 3.5 - Vigas de bordo 16
Figura 3.6 - Disposições dos pilares do piso tipo 17
Figura 3.7 - Áreas de influência dos pilares 17
Figura 3.8 - Caixa de escadas e elevadores 18

Figura 5.1 - Representação da estrutura 25
Figura 5.2 - Divisão em faixas de cada pórtico equivalente 27
Figura 5.3 - Modelo de Laje Fungiforme Aligeirada do programa de cálculo 29
Figura 5.4 - Condicionantes regulamentares (REBAP) para lajes aligeiradas 30
Figura 5.5 - Viga mais condicionada do piso tipo assinalada a vermelho 32
Figura 5.6 - Pilar P2(central) do piso tipo em estudo 36
Figura 5.7 - Pilar P2(central) da cave 36
Figura 5.8 - Parede resistente 37

Figura 6.1 - Modelo estrutural do piso tipo, vista 3D 38
Figura 6.2 - Modelo estrutural do piso tipo, vista 2D 39
Figura 6.3 - Tipos de amarração de armaduras 42
Figura 6.4 - Valores do comprimento de amarração 43

Figura 6.5 - Diagrama dos momentos flectores referentes à zona maciça para laje aligeirada.....43

Figura 6.6 - Representação da distância entre varões superiores em corte da viga 46

Figura 6.7 - Representação da banda maciça da viga 1 em estudo para a laje aligeirada.....47

Figura 6.8 - Diagrama dos esforços transversos referentes à zona maciça para laje aligeirada.....47

Figura 6.9 - Desenho esquemático da interrupção da armadura longitudinal 48

Figura 6.10 - Representação esquemática da dispensa das armaduras longitudinais por tramo de viga 50

Figura 6.11 - Simplificação do método de dispensa de armadura transversa por tramo de viga 55

Figura 6.12 - Mapa das áreas de influência de momentos flectores positivos na direcção x 58

Figura 6.13 - Áreas de influência de momentos flectores positivos máximos na direcção x 59

Figura 6.14 - Detalhe das áreas de influência de momentos flectores positivos da zona mais gravosa na direcção x 59

Figura 6.15 - Mapa das áreas de influência de momentos flectores positivos na direcção y 60

Figura 6.16 - Áreas de influência de momentos flectores positivos máximos na direcção y 61

Figura 6.17 - Detalhe das áreas de influência de momentos flectores positivos da zona mais gravosa na direcção y 61

Figura 6.18 - Mapa das áreas de influência de momentos flectores negativos na direcção x 62

Figura 6.19 - Áreas de influência de momentos flectores negativos máximos na direcção x 63

Figura 6.20 - Detalhe das áreas de influência de momentos flectores negativos da zona mais gravosa na direcção x no pilar central 2 64

Figura 6.21 - Detalhe do painel cut, áreas de influencia de momentos negativos direcção x.....64

Figura 6.22 - Áreas de influência de momentos negativos direcção y 66

Figura 6.23 - Áreas de influência de momentos negativos direcção y 66

Figura 6.24 - Detalhe das áreas de influência de momentos negativos direcção y 66

Figura 6.25 - Detalhe do painel cut, áreas de influencia de momentos negativos direcção y.....67

8Figura 6.26 - Mecanismo de rotura por punçoamento de um pavimento de lajes.....68

Figura 6.27 - Mecanismos de resistência ao punçoamento 69

Figura 6.28 - Mecanismos de resistência ao punçoamento 69

Figura 6.29 - Perímetro de controlo à distância 0,5d que define a zona onde é necessária armadura de punçoamento 70

Figura 6.30 - Pilar P2 (central) do piso tipo.....71

Figura 6.31 - Pilares P3 do piso tipo 71

Figura 6.32 - Esforço axial no Pilar 2 (central).....71

Figura 6.33 - Áreas de influência de momentos flectores positivos máximos na direcção x 73

Figura 6.34 - Detalhe das áreas de influência de momentos flectores positivos da zona mais gravosa na direcção x no pilar central 2 74

Figura 6.35 - Áreas de influência de momentos flectores positivos máximos na direcção y 75

Figura 6.36 - Detalhe das áreas de influência de momentos flectores positivos da zona mais gravosa na direcção y no pilar central 2 75

Figura 6.37 - Áreas de influência de momentos flectores negativos máximos na direcção x 76

Figura 6.38 - Detalhe das áreas de influência de momentos flectores negativos da zona mais gravosa na direcção x no pilar central 2 77

Figura 6.39 - Detalhe do painel cut, áreas de influencia de momentos negativos direcção x....77

Figura 6.40 - Áreas de influência de momentos flectores negativos máximos na direcção y 79

Figura 6.41 - Detalhe das áreas de influência de momentos flectores negativos da zona mais gravosa na direcção y no pilar central 2 79

Figura 6.42 - Detalhe do painel cut, áreas de influência de momentos negativos direcção y....80

Figura 6.43 - Esforço axial no Pilar 2 (central)....81

Figura 7.1 - Mapa das deformações sofridas pela laje, em 3D. 84

Figura 7.2 - Mapa das deformações sofridas pela laje, em 2D. 84

Figura 7.3 - Valores máximos das deformações sofridas pela laje maciça, em ELS. 85

Figura 7.4 - Detalhe dos valores máximos das deformações em ELS. 85

Figura 7.5 - Relação bilinear momento-flecha. 86

Figura 7.6 - Relação bilinear momento-flecha – Flexão Simples. 89

Figura 7.7 - Ábaco com valores da Função $\beta_d\left(t-t_0\right)$ em função do tempo de carregamento. 90

Figura 7.8 - Ábaco da função βt.. 92

Figura 7.9 - Ábaco do coeficiente k_A^I 94

Figura 7.10 - Ábaco do coeficiente k_A^{II} 95

Figura 7.11- Ábaco do coeficiente k_ψ^I 95

Figura 7.12 - Ábaco do coeficiente k_ψ^{II} 96

Figura 7.13 - Momentos flectores máximos negativos na direcção x 97

Figura 7.14 - Momentos flectores máximos negativos na direcção y 97

Figura 7.15 - Deformações elástica da laje, sob peso próprio em cm. 99

Figura 7.16 - Mapa das deformações sofridas pela laje aligeirada, em 3D. 101

Figura 7.17 - Mapa das deformações sofridas pela laje aligeirada, em 2D. 101

Figura 7.18 - Valores máximos das deformações sofridas pela laje aligeirada, em cm para ELS. 103

Figura 7.19 - Valores das deformações na laje aligeirada, em cm. 103

Figura 7.20 - Ábaco do coeficiente k_A^I 105

Figura 7.21 - Ábaco do coeficiente k_ψ^{II} 105

Figura 7.22 - Ábaco do coeficiente k_ψ^I 106

Figura 7.23 - Ábaco do coeficiente k_ψ^{II} 106

Figura 7.24 - Momentos flectores máximos negativos na direcção y 107

Figura 7.25 - Momentos flectores máximos negativos na direcção x 107

Figura 7.26 – Detalhes dos valores dos momentos flectores máximos negativos na direcção x 108

Figura 7.27 - Deformações elástica da laje, sob peso próprio em cm. 110

Figura 7.28 – Limites das deformações elástica da laje maciça e aligeirada comparativamente com a legislação nacional e os diversos autores. 111

estudo da deformabilidade de revestimentos cerâmicos aplicados sobre paredes de alvenaria interior na concepção estrutural de um edifício - comparação entre a utilização de lajes fungiformes maciças com capitéis e lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 - Acções Permanentes 21
Quadro 4.2 - Acções Variáveis - Sobrecarga 22

Quadro 5.1 - Distribuição dos momentos flectores nas lajes fungiformes (em percentagem do momento total) 27
Quadro 5.2 - Dimensão dos Elementos da Figura 5.3 29

Quadro 6.1 - Recobrimento mínimo das armaduras (cm) 40
Quadro 6.2 - Valores de cálculo da tensão de rotura da aderência, f_{bd}, de armaduras ordinárias (MPa) 41
Quadro 6.3 - Valores de Momentos e distâncias ao início do tramo 44
Quadro 6.4 - Espaçamento máximo dos varões da armadura longitudinal de vigas (cm) 45
Quadro 6.5 - Valores de esforços transversos e distâncias ao início do tramo 47
Quadro 6.6 - Solução de armadura longitudinal para a banda maciça da viga 1 48
Quadro 6.7 - Valores de tensão τ_2 (MPa) 49
Quadro 6.8 - Valores de tensão τ_1 (MPa) 52
Quadro 6.9 - Percentagem mínima de estribos (%) 53
Quadro 6.10 – Solução da armadura transversal para a viga 1 56
Quadro 6.11 - Verificação de punçoamento. 72
Quadro 6.12 - Verificação de punçoamento. 82

Quadro 7.1 - Quadro com valores do coeficiente 91
Quadro 7.2 - Valores do coeficiente φ_{f2} em função da espessura fictícia do elemento 91
Quadro 7.3 - Quadro com valores do coeficiente 103
Quadro 7.4 - Valores do coeficiente φ_{f2} em função da espessura fictícia do elemento 103

estudo da deformabilidade de revestimentos cerâmicos aplicados sobre paredes de alvenaria interior na concepção estrutural de um edifício - comparação entre a utilização de lajes fungiformes maciças com capitéis e lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

K - coeficiente de transmissão térmica [$W/m^2{}^oK$]

E - módulo de elasticidade [GPa]

A_c - área da secção transversal de betão.

A_{inf} - área de influencia.

A_s - área da secção de uma armadura para betão armado.

$A_{s,cal}$ - área da secção de armadura requerida para o calculo.

$A_{s,eff}$ - área da secção da armadura efectivamente adoptada.

$A_{s,min}$ - área da secção mínima de armadura.

A_{sw} - área da secção de uma armadura de esforço transverso.

E_c - modulo de elasticidade do betão.

E_s - modulo de elasticidade do aço.

M_{sd} - valor de calculo do momento flector actuante.

M_{rD} - momento de fendilhação na secção determinante.

M_D - momento flector actuante na secção determinante.

R_d - valor de calculo do esforço resistente.

S_d - valor de calculo do esforço actuante.

V_{cd} - parcela do valor de calculo do esforço transverso resistente que depende da resistência do betão.

V_{rd} - valor de calculo do esforço transverso resistente.

V_{wd} - parcela do valor de calculo do esforço transverso resistente que depende da armadura de esforço transverso.

a_l - translação do diagrama de forcas $M_{sd/z}$.

b - largura de uma secção.

b_t - largura media da zona traccionada da secção.

b_w - largura da alma de uma secção.

c - recobrimento de uma armadura.

d - altura útil de uma secção.

d' - distancia da armadura de compressão a face.

f_{bd} - valor de calculo da tensão de rotura da aderência.

f_{cd} - valor de calculo da tensão de rotura do betão a compressão.

f_{ctm} - valor médio da tensão de rotura do betão a tracção simples aos 28 dias de idade.

f_k - valor característico de acção.

f_{syd} - valor de calculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%. à tracção do aço das armaduras ordinárias.

h - altura total de uma seccao.

h_0 - espessura fictícia de um elemento (retracção e fluência do betao.

l - vão teórico.

l_b - valor de base do comprimento de amarração de uma armadura.

$l_{b,net}$ - comprimento de amarração de uma armadura.

l_i - vão equivalente de uma viga ou de uma laje

s - espaçamento de estribos.

u - perímetro.

w - taxa de armadura mecânica.

a_I - Flecha no estado I.

a_{II0} - Flecha no estado II_0.

α - coeficiente de homogeneização; angulo.

$\beta_a(t_0)$ –função relativa a deformação inicial do betão (fluência).

$\beta_d(t-t_0)$ –função relativa a elasticidade diferida do betão no intervalo de tempo $t-t_0$ (fluências).

$\beta_f(t)$ - função relativa a variação no tempo da plasticidade diferida do betão (fluência)

β1 - coeficiente que considera as propriedades de aderência dos varoes.

β2 - coeficiente que considera a duração ou a repetição de cargas.

k_{AI} - coeficiente que tem em consideração o efeito das armaduras.

k_{AII} - coeficiente que tem em consideração o efeito da fluência.

$k_{\psi I}$ - coeficiente que tem em consideração o efeito das armaduras.

$k_{\psi II}$ - coeficiente que tem em consideração o efeito da fluência.

Ψ - coeficiente de redução.

Ø - diâmetro do varão.

ζ - coeficiente de repartição.

μ - momento reduzido do valor de calculo do momento flector.

λ - coeficiente dependente das condições higrométricas do ambiente.

ρ - percentagem de armadura de tracção.

ρ' - percentagem de armadura de compressão.

ρ_w – percentagem de armadura de esforço transverso.

$\varphi_c(t-t_0)$ - coeficiente de fluência do betão na idade t, correspondente a aplicação da tensão a idade t_0.

estudo da deformabilidade de revestimentos cerâmicos aplicados sobre paredes de alvenaria interior na concepção estrutural de um edifício - comparação entre a utilização de lajes fungiformes maciças com capitéis e lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Jorge Chaves Fernandes, meu orientador, um agradecimento especial pela transmissão do seu conhecimento, pela sua total disponibilidade, tempo dispendido, imenso apoio e estímulo na elaboração e concretização efectiva da minha Tese de Mestrado. A sua peculiar boa disposição permitiu que nunca vacilasse perante tão grande desafio!

Aos meus Pais e Irmãos que foram e continuarão a ser a principal fonte de inspiração para a minha formação pessoal.

Á Joelma pela sua amizade especial, dedicação e apoio incomensurável na minha vida.

Aos meus Amigos, que desde sempre me motivaram, facilitaram o processo difícil de adaptação, e de diversas formas contribuíram para a finalização desta tão importante etapa da vida.

A todos aqueles não mencionados, mas que de uma forma ou de outra ofereceram a sua colaboração para que este trabalho tornasse realidade.

estudo da deformabilidade de revestimentos cerâmicos aplicados sobre paredes de alvenaria interior na concepção estrutural de um edifício - comparação entre a utilização de lajes fungiformes maciças com capitéis e lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis

RESUMO

Um projecto de estruturas é concebido com base em regulamentos que têm como objectivo garantir a estabilidade estrutural das construções, no entanto, é necessário conjugar os elementos estruturais com os não estruturais, que têm um papel preponderante de assegurem a sua estabilidade, desempenho e funcionalidade. Faz-se referência aos elementos não estruturais, pois estes assumem especial destaque na qualidade do produto final.

Procurou-se, no presente trabalho, avaliar a influência da deformabilidade de revestimentos cerâmicos aplicados sobre paredes de alvenaria interior na concepção estrutural de um edifício de habitação, recorrendo a lajes fungiformes maciças com capitéis e lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis.

Para a análise comparativa das deformações utilizaram-se as limitações impostas pelos regulamentos em vigor no país, REBAP (Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado) e, RSA (Regulamento de segurança e acções para Estruturas de Edifícios e Pontes) e os estudos efectuados por alguns autores sobre alvenarias. Para isso serviu de base um projecto de arquitectura, do qual se retirou um piso tipo para a análise.

Numa primeira fase pretendeu-se avaliar as exigências necessárias a aplicar aos revestimentos cerâmicos de alvenaria interiores de modo a terem um bom desempenho nas suas funções, dadas as patologias que poderão ocorrer. De entre as principais funções que lhes são requeridas foi analisada uma em particular, a sua capacidade resistente quando submetida a deformações de elementos estruturais, no caso em estudo vigas e lajes.
Ainda nesta fase foram definidos os limites de deformação regulamentares para as estruturas de betão armado e os limites admissíveis para o elemento de suporte dos revestimentos (paredes de alvenaria).

Numa segunda fase procedeu-se a análise e interpretação estrutural de um edifício, constituído por elementos estruturais (lajes fungiformes maciças com capitéis, lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos, pilares, vigas de bordo e paredes) e elementos não estruturais (paredes de alvenaria interior, revestimentos cerâmicos). Posteriormente procedeu-se à elaboração de um modelo estrutural com apoio do programa de cálculo Robot Structural Analysis, considerado piso tipo em duas situações distintas.

Por fim, foi efectuada a avaliação da deformabilidade do elemento de suporte dos revestimentos cerâmicos e foi feita a posterior comparação dos resultados obtidos com os limites recomendados para a não ocorrência de patologias nas paredes de alvenaria e por conseguinte nos revestimentos cerâmicos.

Após analisados os resultados foram retiradas as conclusões daí inerentes e apresentadas algumas soluções para melhoramento do desempenho das alvenarias.
O objectivo primordial deste trabalho foi verificar se os requisitos legislativos são adequados e compatíveis com a aplicação de revestimentos cerâmicos em edifícios do tipo estudado.

PALAVRAS-CHAVE: Revestimentos cerâmicos sobre paredes de alvenaria interior, Projecto de estruturas, Deformações, Fissuração de elementos cerâmicos.

ABSTRACT

A draft structure is designed based on regulations which aim to ensure the structural stability of buildings, however, is necessary to combine the structural elements with non-structural elements, which have a leading role in ensuring its stability, performance and functionality. Reference is made to non-structural elements, since these are particularly prominent in the final product quality.

It was, in this study was to evaluate the influence of the deformability of ceramic coatings applied to interior masonry walls in the structural design of a residential building, using massive slabs of capitals and fungiform fungiform relaxed slabs with plastic molds recovered.

For the comparative analysis of the deformations we used the constraints imposed by existing regulations in the country, REBAP (Rules of concrete structures and prestressed) and RSA (Regulation and safety measures for Structural Buildings and Bridges) and Studies by some authors on masonry. For that was the basis of a proposed architecture, which withdrew a floor type for analysis.

Initially we sought to assess the necessary requirements to be applied to interior masonry tiles in order to have a good performance in office, given the conditions that may occur. Among the main tasks they are required was considered one in particular, its bearing capacity when subjected to deformation of structural elements, in this study beams and slabs. Even at this stage were defined the limits of deformation regulations for reinforced concrete structures and the limits to the support bracket of the coatings (masonry walls).

In a second step involved the analysis and structural interpretation of a building, consisting of structural elements (slabs fungiform with massive capitals, fungiform relaxed slabs with plastic moldings, columns, beams and wall board) and non-structural elements (interior masonry walls , tiles). Later we proceeded to develop a model with structural support calculation program Robot Structural Analysis, floor type considered in two different situations.

Finally, assessment has been made of the deformability of the abutment and the tile was made after comparing the results with the limits recommended for the non-occurrence of pathologies in the masonry walls and therefore on the tiles.

After analyzing the results were the conclusions drawn therefrom inherent and presented some solutions to improve the performance of the masonry.
The primary objective of this study was to determine whether the legislative requirements are appropriate and consistent with the application of ceramic tiles in buildings of the type studied.

KEY WORDS: ceramic coatings on interior masonry walls, project structures, Deformation, Cracking of ceramic elements.

1
1.INTRODUÇÃO

1.1. ASPECTOS GERAIS

A idealização de um projecto de construção, mais precisamente a de estrutura, é influenciada por uma diversidade de soluções, dependendo do tipo de material utilizado, das tecnologias existentes e do modo de execução. Nesta o projectista deve ter especial atenção para que a solução encontrada seja a mais adequada, de modo que o projecto final tenha um bom funcionamento, baixo custo e qualidade elevada.

O projecto estrutural é constituído por um conjunto de elementos estruturais (fundações, pilares, vigas, lajes e paredes). No entanto, para cada caso, estes elementos irão tornar a concepção do projecto única, respeitando as imposições arquitectónicas e a regulamentação aplicável existente.

Contudo, um edifício não é só constituído pelos elementos estruturais. Existem outros elementos necessários para tornar o edifício funcional, designados por elementos não estruturais (alvenarias, revestimentos, caixilharias, entre outros), elementos estes, fundamentais no que respeita ao desempenho do edifício a longo prazo.

Respeitante à regulamentação, esta tem como finalidade estabelecer exigências em termos de verificação dos estados limites últimos e os estados limites de serviço, incluindo nestes últimos os estados limites de deformação e os estados limites de fendilhação. Sendo porem que se continua a verificar com alguma frequência o aparecimento de patologias nos referidos elementos não estruturais mesmo respeitando na integra os limites impostos pelos regulamentos. Existem várias justificações possíveis para essa situação, tais como deficiente execução em obra dos elementos, utilização inapropriada mediante o tipo de uso definido para cada elemento, pessoal não especializado na realização das tarefas, entre outras.

Partindo do princípio que os elementos não estruturais foram executadas de forma correcta e a utilização que lhes foi dada corresponde ao uso previsto, põe-se em causa o dimensionamento estrutural como origem do aparecimento destas patologias. Ir-se-à estudar neste trabalho a relação entre os valores limites de deformação indicados regulamentarmente e aqueles que se verificam na realidade.

Dos diversos elementos não estruturais realçam-se os revestimentos cerâmicos de paredes interiores, objecto de estudo deste trabalho.

1.2. OBJECTIVOS/ESTRUTURAS DO TRABALHO

A elaboração deste trabalho tem como principal objectivo verificar se os elementos estruturais horizontais (vigas e lajes), dimensionados de acordo com o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) e Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), apresentam uma deformabilidade compatível com a deformação máxima prevista para as paredes de alvenaria (elementos de suporte dos revestimentos cerâmicos). Pretende-se assim, verificar se os limites impostos quer pelo REBAP quer pelo Eurocódigo 2 (EC2) são adequados, no que diz respeito à não ocorrência de patologias, patologias estas que se devem à deformação excessiva dos elementos de suporte nos revestimentos cerâmicos.

Para cumprir esse objectivo estruturou-se o presente documento em oito capítulos, dos quais o presente é o primeiro:

No segundo, será feita uma abordagem do elemento não estrutural em estudo - revestimentos cerâmicos de paredes interiores - e definidos os limites admissíveis para as deformações dos elementos de suporte (paredes de alvenaria);

Do terceiro ao sexto será referido todo o processo de dimensionamento, desde a descrição do edifício e concepção estrutural (capítulo 3), passando pela definição das acções (capítulo 4), pré-dimensionamento (capítulo 5) e por fim dimensionamento (capítulo 6), no qual se recorrerá ao programa de cálculo Robot Millennium.

No sétimo serão apresentados dois casos de estudo, sendo o primeiro referente à deformabilidade de uma laje fungiforme maciça com capitéis e com vigas de bordo, que servem de suporte ao sistema parede-revestimentos e o segundo respeitante à deformabilidade da uma laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis, com vigas de bordo, soluções essas diferentes para a mesma arquitectura. Em ambos os casos foram analisados os resultados e comparados com os limites admissíveis para paredes de alvenarias referenciados no capítulo 2.

No oitavo e último será verificado se, cumprindo os requisitos estipulados pelo REBAP no dimensionamento dos elementos horizontais, não ocorrerão patologias nos revestimentos cerâmicos.

2
2.REVESTIMENTOS CERÂMICOS

2.1. LADRILHOS CERÂMICOS COMO PRODUTOS DE CONSTRUÇÃO

Percorrendo Portugal de Norte a Sul depara-se com uma grande diversidade de revestimentos cerâmicos.

Para ter uma melhor percepção deste tipo de material ir-se-á fazer uma breve viagem ao passado.

Herança deixada pelas comunidades árabes, entre os séculos V e XIV na Península Ibérica, em que estes produtos eram conhecidos por *al Zalaicj* (termo conotado com as pedras semipreciosas de origem mesopotâmica conhecida como "lápis-lazuli".

Inicialmente começaram por ser aplicados em paredes interiores, presença constante na arquitectura portuguesa, civil e religiosa.

Com uma criatividade muito *sui generis*, os portugueses foram aperfeiçoando, desenvolvendo e diversificando este legado até à arquitectura do século XXI.

O sucesso obtido na utilização deste material até aos nossos dias, como principal revestimento de paredes, deve-se a vários factores, onde se destacam o facto de não exigir manutenção e de poder funcionar como primeira camada impermeabilizante, para além do seu valor estético, económico e técnico.

No entanto, e apesar de todo este progresso, houve sempre o cuidado de garantir um nível de qualidade elevado, pelo que se procurou racionalizar e normalizar requisitos em relação as suas características e aplicações. [1]

2.2. TIPOS DE REVESTIMENTOS CERÂMICOS

Um "revestimento cerâmico" é considerado como um "sistema de revestimento" constituído pelos ladrilhos cerâmicos, pelo produto de assentamento ou estrutura de fixação ao suporte, e pelo produto de preenchimento (refechamento) das juntas entre ladrilhos, ficando solidarizado com a parede de alvenaria.

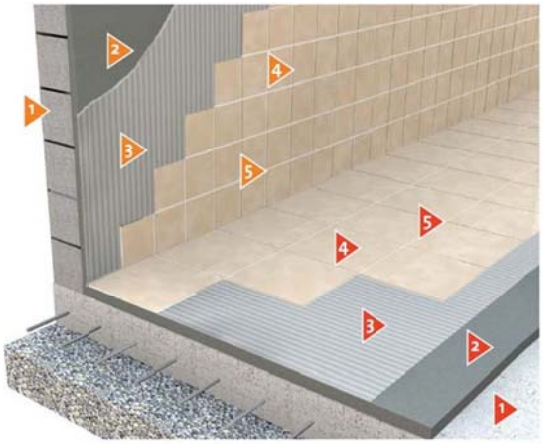


Figura 2.1 - Aplicação de revestimento cerâmico [8]

Todos os materiais cerâmicos enquadram-se em tipologias de acordo com as suas características técnicas e de adequação ao uso. Estes materiais podem ser classificados consoante o processo de fabrico (extrudido, prensado a seco ou moldagem manual) e da absorção de água. Os ladrilhos mais comuns são os de barro vermelho (ou rústicos), de grés (ou semi-grés) e os porcelânicos. [1]

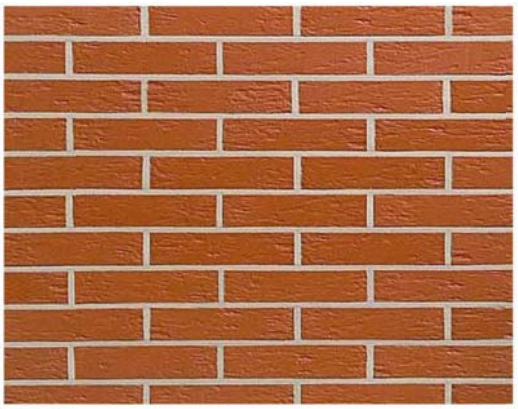


Figura 2.2 - Exemplo de material cerâmico (Klinker).

No que respeita aos métodos de aplicação de revestimentos cerâmicos, estes encontram-se em constante evolução, consoante o desenvolvimento dos produtos cerâmicos e dos sistemas de fixação.

Genericamente são considerados dois grandes processos de fixação:

- Por contacto;
- Por fixação mecânica.

O primeiro processo consiste em provocar a adesão entre dois corpos distintos que se mantêm unidos por forças coesivas de origem molecular, usando materiais como argamassa tradicional, cimento cola, colas em dispersão aquosa e colas de resinas de reacção. Como exemplos têm-se:

- Revestimentos "aderentes tradicionais", em que os ladrilhos são assentes directamente nos suportes com argamassas espessas tradicionais;

- Revestimentos "aderentes colados", em que os ladrilhos são assentes directamente nos suportes com argamassas espessas tradicionais; [4]

O segundo processo utiliza um sistema de ancoragem mecânica de grande formato entre o suporte resistente e a peça cerâmica. Uma vez que é criado um espaço de ar, este processo tem a vantagem de permitir ganhos notáveis no comportamento higrotérmico da fachada (fachada ventilada). [1]

É um processo que ganha cada vez mais adeptos na medida em que garante o conforto na habitação (aspecto cada vez mais relevante na concepção de um edifico), maior facilidade de manutenção, fiabilidade na aplicação e segurança para as pessoas.

Por fim têm-se as juntas entre ladrilhos. Entre os diversos tipos de juntas existentes destacam-se as juntas de construção que têm como objectivo limitar o risco de levantamento e rupturas provocadas por movimentos estruturais (contracção/expansão, flexão).

As juntas entre ladrilhos podem ser concebidas por métodos tradicionais, utilizando pasta de cimento (caso estas sejam estreitas) ou argamassa de cimento (se forem largas), ou com produtos pré-doseados em fábrica. [4]

Deste modo, e combinando os diferentes elementos existentes, é possível conceber uma imensa variedade de sistemas de revestimentos cerâmicos, decorrentes de factores de ordem económica, funcional, construtiva e estética.

2.3. REVESTIMENTOS CERÂMICOS DE PAREDES INTERIORES

2.3.1. EXIGÊNCIAS FUNCIONAIS

Como mencionado anteriormente os revestimento cerâmicos têm como funcionalidade proteger o tosco da parede das acções dos diversos agentes agressivos, resistindo eles próprios a esses agentes, contribuindo dessa forma para:

- a estanquidade à água da parede;
- conferir à parede características aceitáveis de planeza;
- a verticalidade e regularidade superficial;
- proporcionar à parede o efeito pretendido, mantendo-a limpa ou pelo menos tornar fácil a sua limpeza.

Para isso será necessário que estes produtos satisfaçam as exigências funcionais relativas a revestimento de paredes. É de realçar que as exigências funcionais dos revestimentos de parede são indissociáveis das exigências das paredes, na medida em que as funções atribuídas ao conjunto tosco - parede-revestimento podem ser exercidas com maior ou menor contributo de cada um dos componentes. [5]

A Directiva Europeia dos Produtos da Construção (89/106/CE) estabeleceu que os produtos, materiais e sistemas (neste caso referente ao conjunto parede-revestimento), a utilizar na construção civil, devem possuir um comprovativo de que respeitam os seguintes Requisitos Essenciais:

- Resistência mecânica e estabilidade (EE1);
- Segurança em caso de incêndio (EE2);
- Higiene, saúde e ambiente (EE3);

- Segurança na utilização (EE4);
- Protecção contra o ruído (EE5);
- Economia de energia e retenção de calor. [1]

Na concepção e projecto de sistemas de revestimentos cerâmicos devem ser tidas em conta as exigências de:

- Compatibilidade com o suporte;
- Conforto visual e táctil;
- Durabilidade;
- Adaptação à utilização normal.

2.3.2. PATOLOGIAS

Existem essencialmente dois grupos de patologias possíveis nos revestimentos cerâmicos.
O primeiro, implica a rotura do sistema de revestimentos e poderá manifestar-se através de:

- Descolamento/desprendimento;
- Fendilhação;
- Esmagamento ou lascagem dos bordos dos ladrilhos.

O segundo engloba as anomalias que se manifestam essencialmente à superfície do sistema:

- Descamação;
- Desgaste ou riscagem;
- Insuficiente resistência ao escorregamento;
- Enodoamento irreversível;
- Alteração de cor ou de brilho;
- Eflorescências;
- Deficiência de planeza;
- Fissuração ou descamação do vidrado.

2.3.3. CAUSAS DAS PATOLOGIAS

Entre as patologias mencionadas, são consideradas como as mais gravosas o descolamento ou empolamento e fissuração, pelas questões de segurança que se levantam, por ser inevitável a sua reparação e por serem elevados os custos que essas reparações acarretam.
Poderão ser diversas as causas destas anomalias como de seguida se refere.

2.3.3.1. Descolamento e Empolamento

Algumas das causas que poderão conduzir ao descolamento ou empolamento dos revestimentos poderão ser:

- Deformações do suporte devido a movimentos diferenciais da estrutura do edifício ou de assentamentos diferenciais das suas fundações;
- Acções de choque mecânico;
- Elevada expansão irreversível do revestimento cerâmico, não compensada pelas juntas de assentamento e esquartelamento e pelo seu material de preenchimento;
- Aderência insuficiente entre camadas do sistema de revestimento;
- Falta de juntas elásticas no contorno do revestimento;
- Deficiências do suporte (deficiências de limpeza, planeza, porosidade);
- Reduzida flexibilidade e resistência da camada de colagem;
- Áreas de trabalho demasiado extensas;
- Transição entre suportes distintos;
- Falta de pressão adequada dos ladrilhos no acto de assentamento;
- Falta de planeamento do trabalho e deficiente qualificação da mão-de-obra.

Estas causas podem originar dois tipos de descolamentos:

Descolamentos localizados ou pontuais – associados a deficiências locais de aplicação ou de suporte, com os seguintes sintomas:

- Pequena fissura local, que em geral, se verifica nos cantos dos vãos;
- Zona de concentração de tensões na parede (mudança de secção ou carga concentrada). Neste poderá ocorrer fissuração em vez de descolamento, caso a resistência da ligação não seja muito elevada e a resistência dos landrilhos for média/alta.
- Entradas pontuais de água para o suporte ou zonas de remate de trabalho, com argamassas/cimento-cola no limite do seu tempo de abertura, isto é, da sua capacidade de garantir a colagem.

Descolamentos generalizados (com empolamento) – associado a material cerâmico de revestimento com franca expansão irreversível, não compensada por juntas estruturais e de assentamento com largura e espaçamentos compatíveis. [1]

2.3.3.2. Fissuração

São diversos os factores que podem contribuir para a fissuração dos revestimentos cerâmicos:

- Fendilhação do suporte, ou movimentos diferenciais suporte-revestimento que provocam tracção nos ladrilhos;
- Contracção ou expansão do produto de assentamento dos ladrilhos;
- Choque violento ou choque em ladrilhos mal assentes;
- Rotura por flexão em ladrilhos mal assentes.
- Deformação do suporte incompatível com a elasticidade do produto de colagem, com a resistência à tracção dos ladrilhos e com a dimensão das juntas e sua colmatação.

2.3.4. PREVENÇÃO DAS PATOLOGIAS

Uma vez que a superfície do revestimento estará sujeita às acções inerentes ao uso, de tipo e severidade muito diversificada conforme o elemento revestido, à sua localização e ao tipo de edifício, cabe a quem projecta considerar a complexidade do funcionamento do conjunto solidário revestimento-suporte ou da diversidade das acções inerentes ao uso e explicitar adequadamente no Caderno de Encargos o sistema concebido, no que se refere às especificações exigências dos constituintes, à adequação funcional do sistema e às regras de execução a adoptar em obra. [3]

Desta forma evitar-se-ão comportamentos anómalos dos revestimentos cerâmicos.

2.4. DEFORMABILIDADE DE REVESTIMENTOS CERÂMICOS DE ALVENARIA DE PAREDE INTERIOR

Uma vez feita a abordagem geral dos revestimentos cerâmicos, será abordado no presente capítulo o caso que é objecto de estudo do presente trabalho. Existem casos na construção em que as causas das patologias existente nos revestimentos não se devem ao facto de erros/omissões de projecto ou de execução dos revestimentos, mas sim à deformação ocorrida no elemento não estrutural que serve de suporte ao revestimento cerâmico, que neste caso é a parede de alvenaria.

Quando o suporte de apoio superior da alvenaria se deforma mais que o inferior, formam-se fissuras inclinadas nos cantos superiores da parede, originadas no carregamento que não é uniforme da viga superior sobre o painel, pois há uma tendência para o maior carregamento se situar junto aos cantos da parede. Na parte inferior é habitual aparecer uma fissura horizontal. No caso do comprimento de parede ser superior à altura ocorre o efeito arco, que desvia a fissura horizontal em direcção aos vértices inferiores do painel de parede. O que é comum neste caso é observar apenas a parte horizontal da fissura. No caso de a alvenaria ser bastante resistente à tracção e ao corte, ocorre o efeito arco e há uma separação na interface, separando-se a alvenaria e o elemento de suporte. [2]

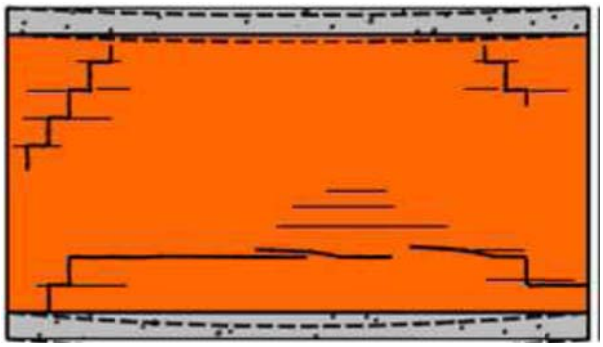


Figura 2.3 - Fissuração devida à deformação do suporte superior à deformação da parte superior. [2]

No caso de a deformação da parte inferior de apoio do painel de parede ser inferior à parte superior, as fissuras provenientes, assemelham-se às de uma viga de betão armado, quando sujeita a esforços de flexão.

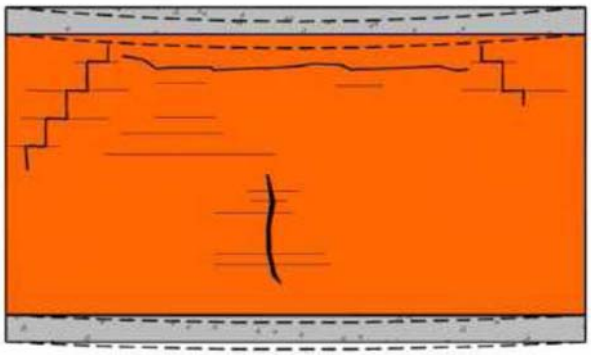


Figura 2.4 - Fissuração devida à deformação do suporte inferior à deformação da parte superior. [2]

Quando as deformações apresentadas entre a parte superior e a inferior são aproximadamente iguais, a parede é submetida principalmente a tensões de corte. O painel apresenta uma fissuração similar às vigas de betão, quando estas se encontram insuficientemente armadas em relação ao esforço transverso. As fissuras aparecem segundo um ângulo de 45º em relação aos vértices inferiores do painel de parede.

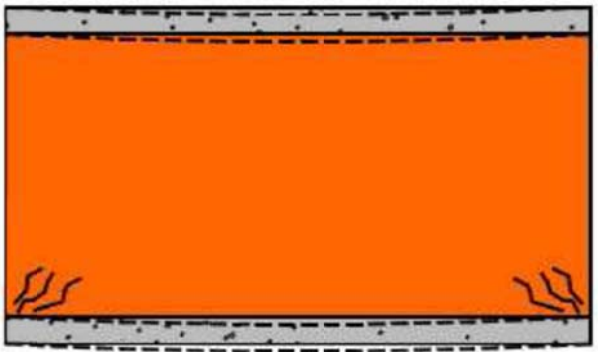


Figura 2.5 - Fissuração originada pela deformação idêntica na parte superior e inferior do painel de parede. [2]

Assim sendo, pretende-se avaliar o comportamento do elemento parede de alvenaria aos quais os revestimentos se encontram ligados, quando submetido a deformações resultantes dos elementos estruturais

Este estudo visa apurar se a deformação sofrida por estes elementos é compatível com a sua resistência à deformação.

Caso o suporte e os constituintes do sistema de revestimentos funcionassem como elementos independentes, apresentariam variações dimensionais diferentes quando sujeitos a uma acção, uma vez que são diferentes as suas características mecânicas, os coeficientes de dilatação térmica e os coeficientes de dilatação com a humidade. Acrescentando a esta hipótese a aplicação de um produto de colagem com capacidade de deformação transversal ao longo da sua espessura - de modo a minimizar, na interface com o ladrilho, a concentração de tensões verificada na interface com o suporte - não ocorreriam fissurações.

Contudo a realidade é diferente, uma vez que os constituintes estão rigidamente ligados entre si e ao suporte. Este facto conduz à restrição da componente diferencial das suas variações dimensionais,

originada pela variação de temperatura, do teor de humidade e da deformação sob carga constante (fluência), resultando assim a instalação de tensões no conjunto.

Para evitar a existência de anomalias nos revestimentos é necessário que estes sejam compatíveis com os suportes que irão revestir, do ponto de vista mecânico, geométrico e químico.

Como tal, é de extrema importância conhecer qual a deformação máxima admissível no elemento estrutural que serve de suporte ao revestimento cerâmico, uma vez que esta deformação está directamente relacionada com a capacidade do próprio cerâmico se deformar.

Regulamentarmente a prevenção da fissuração das paredes, devida a deformação excessiva do suporte, é realizada pela limitação da relação entre a flecha e o vão do elemento estrutural, cuja verificação pode, em geral, ser dispensada, caso sejam cumpridas as relações máximas entre a altura da secção e o vão das peças de betão armado, estabelecidas em função das respectivas condições de apoio. [15]

Contudo, os critérios e limites definidos nos diversos regulamentos nacionais e os limites considerados por diversos autores que se dedicaram ao estudo deste tipo de casos são bastante distintos.

Em estudos levados a cabo por Pfeffermann com alvenarias de tijolos de barro, paredes de 7,50 m de comprimento e 2,50 m de altura, constataram-se o aparecimento das primeiras fissuras em alvenaria quando a flecha da viga de suporte era de 6,54 mm, ou seja, 1/1150. O autor ainda cita que tem constatado o aparecimento de fissuras nas alvenarias mesmo com flechas da ordem de 1/1500. As prescrições belgas, bastante mais severas, recomendam que a flecha relativa instantânea de lajes sobre as quais se apoiam paredes não ultrapasse 1/2500. Mathez da "Comissão de Deformações Admissíveis" do Conseil International du Bâtiment, citado por Pfeffermann, recomenda que a flecha máxima em laje de piso não ultrapasse a 1/1000.

Em Portugal, o Artigo 72º do REBAP admite satisfeitas as exigências regulamentares se a flecha não ultrapassar 1/400 do vão para combinações frequentes de acções, estabelecidas de acordo com o RSA. Acrescenta ainda que, se a deformação do elemento afectar paredes divisórias, e a menos que a fendilhação dessas paredes seja contrariada por medidas adequadas, aquela flecha não deve ser tomada com valor superior a 1,5 cm. [16]

Segundo o Eurocódigo 2 (EC2), as flechas que ocorram depois da construção devem ser limitadas a 1/500 para acções quase permanentes. Refere ainda que podem ser considerados outros limites em função da sensibilidade dos elementos adjacentes.

Em Portugal, foi realizado um ensaio, por Manuel Pereira e José Aguiar, em paredes de alvenaria de tijolo furado 30x20x11 cm, usando dois tipos distintos de argamassa de assentamento dos elementos cerâmicos: uma argamassa de cimento e areia ao traço volumétrico 1:5 e uma argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia ao traço volumétrico 1:2:9. No primeiro ensaio, concluiu-se que os suportes ou os componentes superiores das paredes não deveriam ultrapassar a flecha a longo prazo de 1/1073, enquanto o no segundo ensaio o valor da flecha a longo prazo deve apresentar valores inferiores a 1/769. [12]

É evidente que apenas com um ensaio não é possível determinar resultados concretos, pelo que existe, na realidade, a necessidade de serem efectuados mais estudos sobre este assunto, de modo a ser possível compatibilizar as deformações das estruturas com as dos demais componentes da construção.

Chega-se à conclusão que não existe consenso sobre os valores admissíveis das flechas, para vigas ou lajes onde serão apoiadas as alvenarias. No entanto, constata-se que os limites referenciados pelos diversos autores mencionados anteriormente são muito mais restritivos que os valores regulamentados em Portugal.

Na análise da deformabilidade do elemento que serve de suporte às paredes de alvenaria, que por sua vez servem de suporte aos revestimentos cerâmicos, será tido em conta um limite de flecha intermédio dos enunciados anteriormente correspondendo a 1/1100.

3
3.CONCEPÇÃO E APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

3.1. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

A concepção é uma das fases mais relevantes do projecto de estruturas, na medida em que condiciona todo o projecto nas vertentes funcional, construtiva e económica. Uma concepção inicial deficiente torna-se muitas vezes na origem de graves patologias de diversas ordens. [11]

Um dos principais fundamentos na concepção de um projecto é garantir resistência adequada à estrutura, de baixo do efeito das acções a que irá estar sujeita, com o mínimo de custos possível.

É indispensável que o engenheiro tenha uma boa compreensão do projecto arquitectónico, de modo a ser possível concretizar a proposta de uma solução estrutural ao nível da definição geral da estrutura, dos sistemas estruturais e da escolha prévia dos materiais.

Existe um conjunto de soluções estruturais que proporcionam diversas escolhas para a solução a adoptar caso a caso. Deste modo, é necessário que o engenheiro tenha um espírito crítico na interpretação de projectos, para que possa seleccionar a solução que melhor se adapta ao projecto base de arquitectura.

Um edifício estruturalmente bem concebido é uma mais-valia na garantia de qualidade, desempenho e funcionalidade estrutural durante a sua vida útil. [10]

A análise e interpretação do projecto de arquitectura fornecido para a elaboração deste trabalho, bem como a solução estrutural adoptada, tiveram como princípio os aspectos mencionados.

Deste modo, foram escolhidas duas soluções cujo desempenho irá ser comparado, em que se utilizou, para pavimentos e varandas, lajes fungiformes maciças com capitéis e lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis, que descarregam sobre pilares e vigas de bordadura e paredes resistentes.

Posteriormente serão descritos sucintamente os elementos estruturais constituintes do edifício.

3.2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO/ESTRUTURA A ESTUDAR

3.2.1. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício no qual está baseado o presente trabalho tem as seguintes características: é constituído por habitações multifamiliares do tipo T3. Como o edifício tem um comprimento superior a 30 metros, encontra-se separado em dois corpos por uma junta de dilatação. Para o estudo a elaborar apenas será tida em conta a parte esquerda do edifício, representada na figura seguinte:

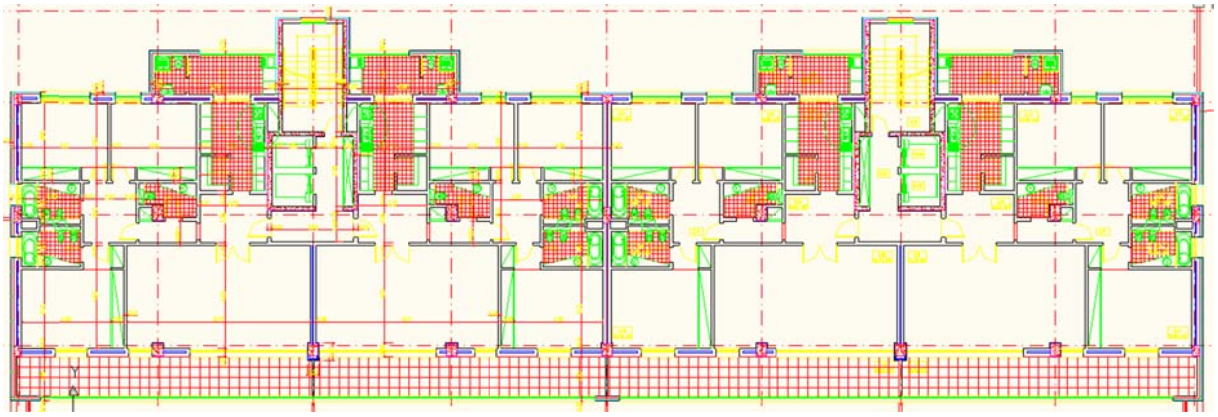


Figura 3.1 - Representação da parte do edifício em estudo.

Através das plantas e dos cortes disponíveis verifica-se que o edifício é constituído por 18 pisos sendo que a sub-cave e a cave se encontram totalmente enterradas e destinam-se a estacionamento e arrumos e os restantes a habitação conforme a figura 3.2. Do 1º piso ao 15º pisos existem quatro habitações por piso, todas T3.

Todos os pisos são servidos por uma caixa de elevador e uma caixa de escadas até à cobertura, situadas numa zona mais ou menos central do edifício. Separando ambas as caixas das entradas das fracções, temos uma comunicação horizontal comum.

É de realçar que o edifício vai ser estudado isoladamente, sem a presença das construções adjacentes, que se encontram representadas no projecto de arquitectura fornecido.

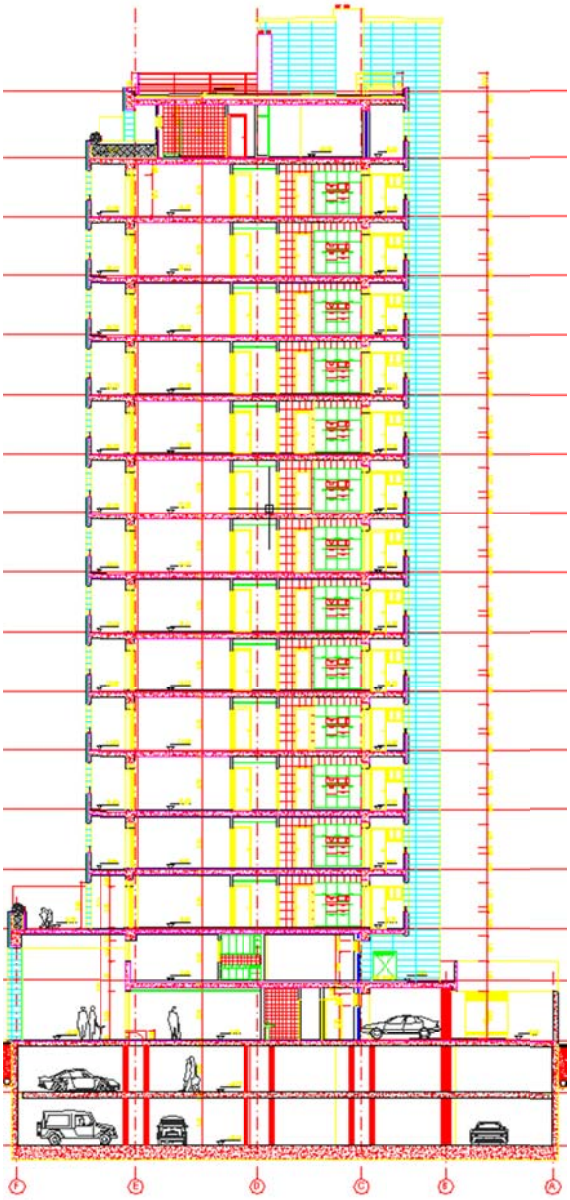


Figura 3.2 - Corte transversal do edifício

3.2.2. ESTRUTURA DO EDIFÍCIO

3.2.2.1. Lajes Fungiformes Aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis

Entendem-se por lajes fungiformes, lajes apoiadas directamente em pilares. Estas devem ser utilizadas em edifícios que possuam vãos relativamente grandes, na ordem de 6 a 10 metros e quando a malha de pilares não for regular. Desta forma, garante-se uma maior liberdade na gestão de espaços, facilidade na instalação/passagem de condutas e na colocação de divisórias e simplicidade de execução. Uma das desvantagens, é estarem sujeitas a deformações que podem ser relativamente grandes, terem grandes concentrações de esforços nos apoios (flexão e punçoamento) e terem igualmente grande flexibilidade às acções horizontais. [9]

As lajes fungiformes aligeiradas permitem reduzir o peso próprio da estrutura com a inclusão de blocos de aligeiramento no seu interior, moldes plásticos recuperáveis caso do estudo. Na zona do pilar é corrente existir uma concentração de esforços, resolvida com uma zona maciça que permite resistir aos esforços de corte e ao punçoamento, figura 3.3.

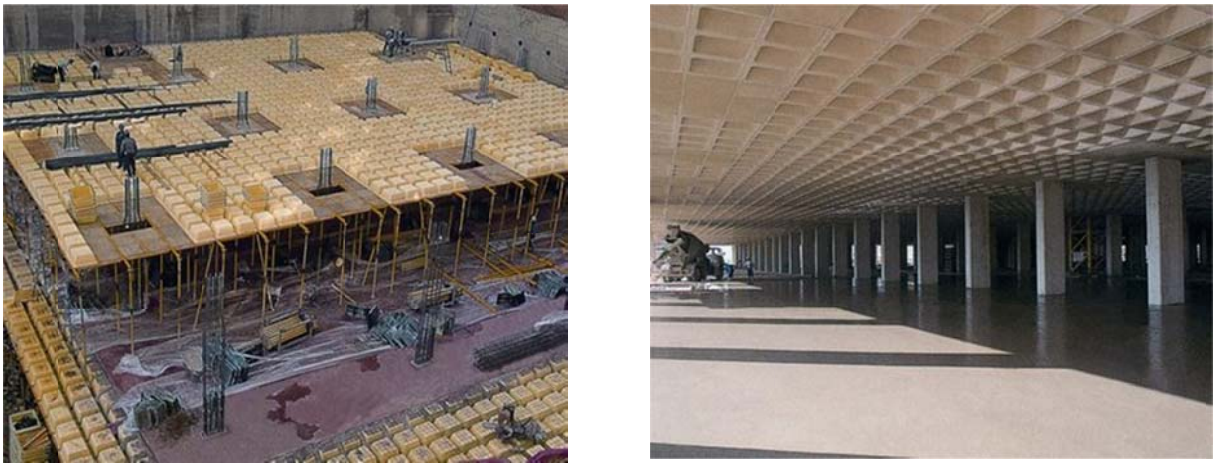


Figura 3.3 – Lajes fungiformes com blocos de aligeiramento

De seguida, apresentar-se-á o tipo de lajes fungiformes maciças, uma das soluções escolhida para a realização dos pavimentos e varandas no edifício em estudo.

As lajes fungiformes maciças, ilustradas na figura 3.4, são utilizadas para vãos compreendidos entre 6 a 8 metros, cuja carga seja normal em habitações.

Estas lajes constituem a solução mais económica para vãos desta grandeza. A sua vantagem económica resulta ainda na facilidade de execução e da menor incorporação de mão-de-obra face a outras soluções.



Figura 3.4 – Lajes fungiformes maciças [6], [7]

3.2.2.2. Vigas de Bordadura

Como já foi visto, as lajes fungiformes não apresentam um comportamento satisfatório em termos de deformações, nomeadamente na bordadura devido à acção do peso das paredes de fachada. Assim, o edifício irá possuir vigas no contorno exterior, de forma a garantir que as paredes exteriores assentem em elementos rígidos, diminuindo a sua deformação. Estas vigas aumentam assim consideravelmente a rigidez das fachadas, vigas a vermelho figura 3.5.

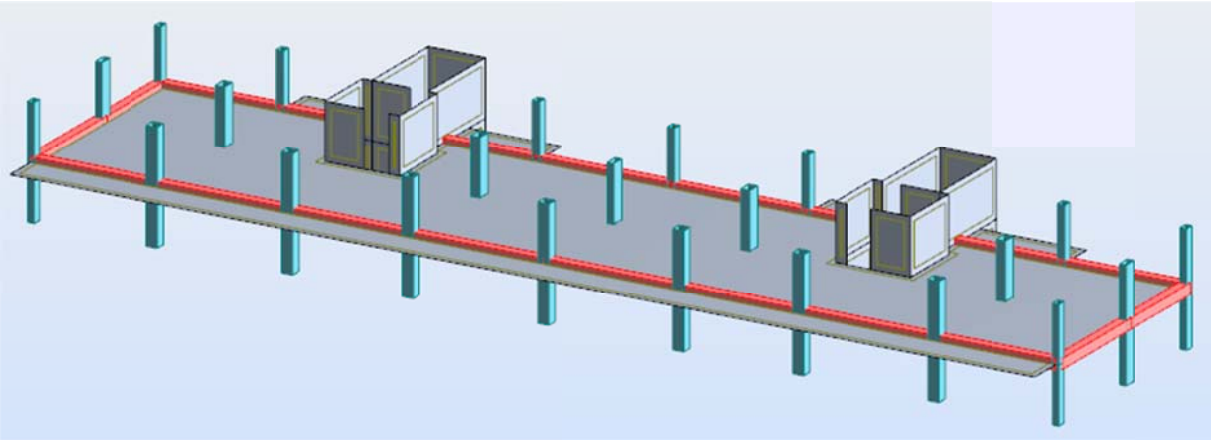


Figura 3.5 – Vigas de bordo

3.2.2.3. Pilares

Segundo o Professor Aníbal Guimarães da Costa, para a obtenção de uma solução estrutural adequada, a escolha do posicionamento dos pilares deve respeitar determinados aspectos, tais como:

- Procurar colocar os pilares em todos os vértices do contorno das lajes, exceptuando as zonas avançadas e varandas, onde se admitem consolas;
- Devem ser, preferencialmente, localizados em paredes de alvenaria ou em zonas já previstas na arquitectura;
- Respeitando a arquitectura do piso em análise, inserir uma malha de pilares, com a máxima regularidade possível (apesar em edifícios com lajes fungiformes não ser necessário), procurando formar pórticos;
- Evitar a colocação de pilares em espaços amplos, em circulações, em vãos de fachadas, entre outros;
- Procurar que a malha de pilares direccione, indirectamente, a painéis de lajes com vãos máximos inferiores a 7,0/8,0 m, em lajes bidireccionais, e a vigas com vãos máximos inferiores a 7,0/8,0 m;
- Compatibilização dos pilares com as soluções encontradas para os vários pisos, ou seja, colocar os pilares de forma a existir uma continuidade vertical desde as fundações até à sua cota superior;
- Tentar construir uma malha o mais ortogonal possível, apesar de em lajes fungiformes, tal não ser necessário; [11]

Tendo em conta os aspectos referenciados, apresentou-se a seguinte disposição dos pilares assinalados a vermelho na figura 3.6., considerando-se que esta é a solução estrutural adequada que conduz a uma boa distribuição dos apoios.

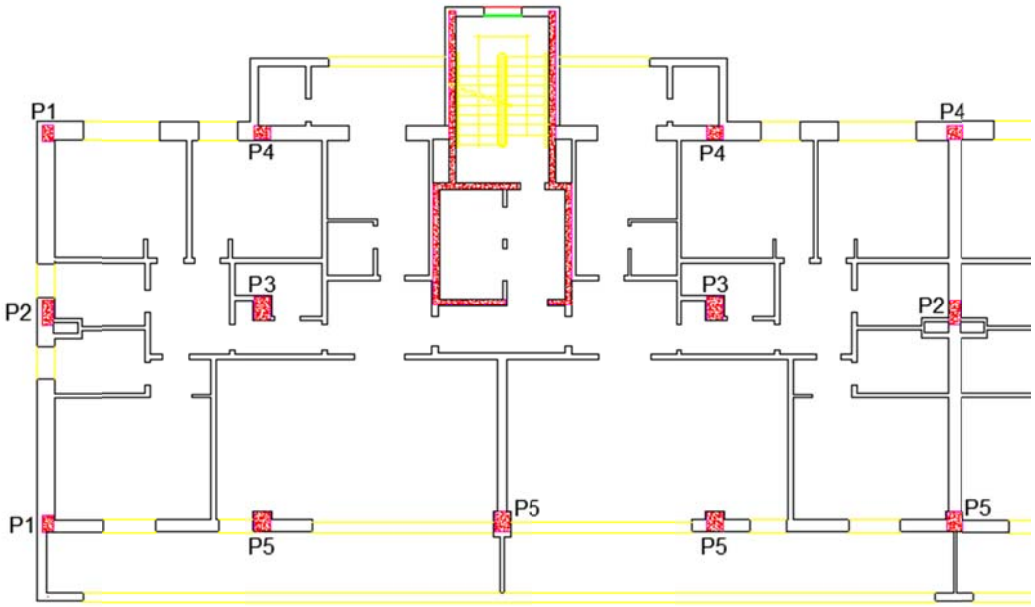


Figura 3.6 – Disposições dos pilares do piso tipo

Foi ainda determinada a área de influência de cada um dos pilares, uma vez que irá ser necessária para o processo de pré-dimensionamento, figura 3.7

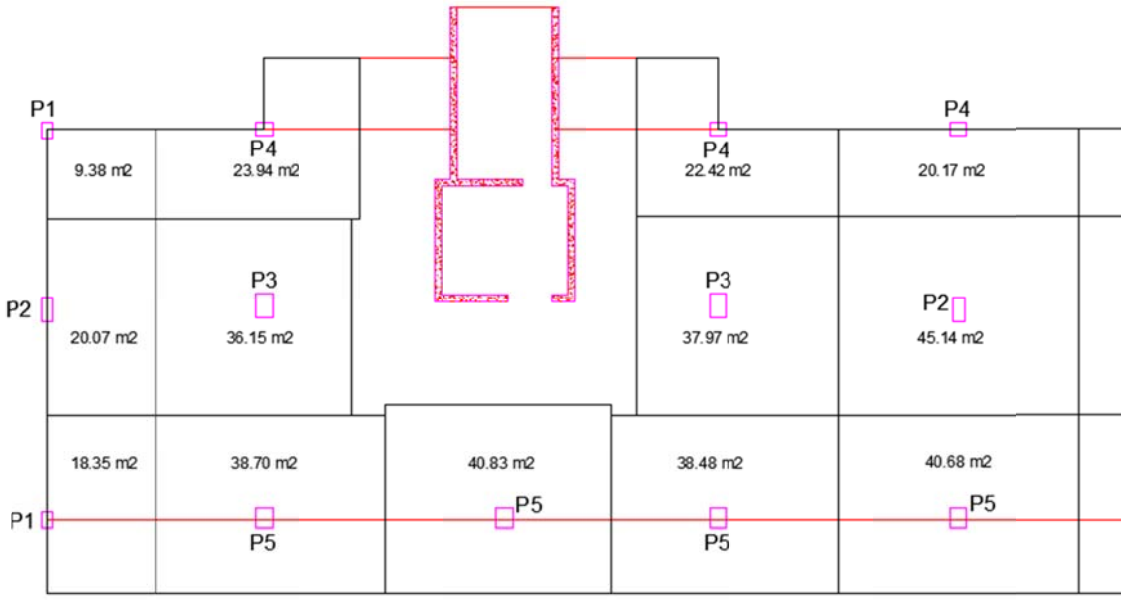


Figura 3.7 - Áreas de influência dos pilares

3.2.2.4. Paredes – Estruturas de contraventamentos

As caixas de escadas e elevadores são sistemas resultantes da associação de elementos verticais de parede, capazes de resistir isoladamente a todos os esforços actuantes na estrutura de um edifício.
Têm como funções a transmissão de cargas verticais à fundação e fornecimento de rigidez (lateral e torsional) adequado ao edifício. Figura 3.8, [19]

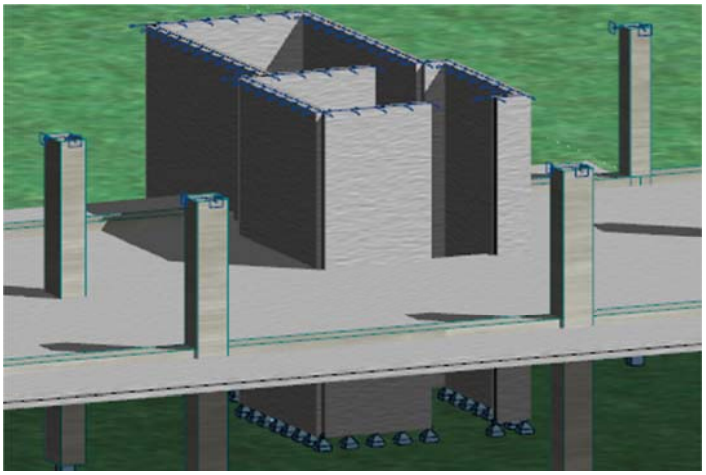


Figura 3.8 – Caixa de escadas e elevadores

3.2.3. MATERIAIS ESCOLHIDOS

Para o presente trabalho foi previsto a utilização de betão da classe C25/30 e aço da classe A500.

3.2.4. REGULAMENTAÇÃO

O dimensionamento dos elementos estruturais foi realizado com base no estipulado na regulamentação aplicável actualmente em Portugal, nomeadamente o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e o Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte1-1:Regras gerais e regras para edifícios.

4

4.CRITERIOS GERAIS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

4.1. INTRODUÇÃO

A concepção de um edifício é realizada tendo em vista um período de vida útil de aproximadamente 50 anos, período no qual o edifício desempenhará correctamente as suas funções, com graus de segurança adequados, sem perder de vista os aspectos económicos e, em certos casos, estéticos. [16]

Para que a estrutura possa ser dimensionada de forma a garantir a sua segurança e durabilidade, é necessário cumprir os requisitos estabelecidos quer no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) quer no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP). Existem dois tipos de estados limites a considerar na verificação da segurança as quais apenas diferem na dimensão dos prejuízos resultantes da sua ocorrência. Estes são [18]:

Estados limites últimos - de cuja ocorrência resultam prejuízos muito severos;

- Estados limites de resistência: rotura, ou deformação excessiva, em secções dos elementos da estrutura, envolvendo ou não fadiga;
- Estados limites de encurvadura: instabilidade de elementos da estrutura ou da estrutura no seu conjunto;
- Estados limites de equilíbrio: perda de equilíbrio de parte ou do conjunto da estrutura considerada como um corpo rígido.

Estados limites de utilização - de cuja utilização resultam prejuízos pouco severos.

- Estados limites de fendilhação: consoante os casos podem ser relativos, quer à descompressão (anulamento da tensão normal de compressão numa fibra especificada da secção), quer à largura de fendas (ocorrência de fendas com largura superior a dados limites).
- Estados limites de deformação: correspondentes à ocorrência de níveis de deformações que prejudicam o desempenho das funções atribuídas à estrutura.

Para este último tipo dos estados limites, podem ser definidas diversas durações de referência:

- muito curta duração (poucas horas no período de vida da estrutura);
- curta duração (5% do período de vida da estrutura);
- longa duração (50% do período de vida da estrutura).

É de notar que, por período de vida útil da estrutura, se entende um intervalo de tempo de referência em relação ao qual são estabelecidas as condições de segurança e quantificados os valores das acções. Durante esse tempo a estrutura não deverá apresentar qualquer tipo de patologias.

Outro aspecto bastante relevante a ter em conta na concepção de um edifício são as diversas acções que irão actuar simultaneamente sobre este, quer de modo contínuo, quer descontínuo. Estas acções dependem da sua variação no espaço (fixas ou móveis), do seu modo de actuação (estática ou dinâmica) ou até da sua variação no tempo (permanentes, variáveis ou acidentais). Surge então a necessidade de quantificar e caracterizar estas acções de modo a efectuar um correcto dimensionamento das estruturas.

4.2. CARACTERIZAÇÃO DAS ACÇÕES

A classificação e quantificação das acções foram realizadas com o auxílio do RSA. Este documento permite definir os diferentes tipos de acções, independentemente da natureza dos materiais e considerando a sua variabilidade no tempo.

Fundamentalmente são consideradas as acções:

- Permanentes: acções que actuam durante toda ou praticamente toda a vida da estrutura, sofrendo apenas variações em torno do seu valor médio.

Consideram-se acções permanentes os pesos próprios dos elementos estruturais e não estruturais da construção, os pesos dos equipamentos fixos, os impulsos de terras, certos casos de pressões hidrostáticas, os pré-esforços e os efeitos da retracção do betão e dos assentamentos de apoios.

- Variáveis: acções que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio durante a vida da estrutura.

Consideram-se como acções variáveis as sobrecargas e as acções do vento, os sismos, as variações de temperatura, a neve, os atritos em aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

- Acidental: acções cuja probabilidade de assumirem valores significativos durante a vida útil da estrutura, é muito baixa e a quantificação apenas podem, em geral, ser feita por meio de valores nominais estrategicamente escolhidos.

Consideram-se como acções acidentais as que resultam de causas, tais como: explosões, choques de veículos e incêndios.

De um modo geral, a quantificação das acções é realizada através de valores característicos (F_k), definidos de acordo com os critérios estabelecidos no RSA, embora, no caso das acções variáveis, também por valores reduzidos, obtidos a partir dos valores característicos, multiplicados por coeficientes de redução, (ψ). Estes últimos têm como função quantificar as acções tendo em conta a sua combinação e o estado limite em consideração.

Geralmente, para uma dada acção e em função do seu valor característico (F_k), os valores reduzidos são expressos do seguinte modo.

- $\psi_0 F_k$ - valor de combinação;
- $\psi_1 F_k$ - valor frequente;
- $\psi_2 F_k$ - valor quase permanente.

Em habitações e no que respeita à acção variável sobrecarga, os valores dos coeficientes (ψ) tomam os seguintes valores:

- ψ_0 - 0,4;
- ψ_1 - 0,3;
- ψ_3 - 0,2.

4.2.1. DEFINIÇÃO DAS ACÇÕES

4.2.1.1. Acções Permanentes

As acções verticais consideradas no estudo do edifício em causa foram:

- o peso próprio dos elementos estruturais;
- o peso das paredes exteriores;
- o peso dos revestimentos;
- o peso das paredes divisórias.

Em relação ao peso próprio dos elementos estruturais, este foi determinado através do peso volúmico do betão armado, adoptado igual a 25,0 kN/m^3.

Os valores utilizados para as restantes acções são apresentados no quadro 4.1

Quadro 4.1 - Acções Permanentes

Garagem	Revestimentos	2,0 kN/m²
Habitação	Revestimentos	2,0 kN/m²
	Divisórias	1,5 kN/m²
Varanda	Revestimentos	3,5 kN/m²
Cobertura	Revestimentos	3,5 kN/m²
Paredes Exteriores		10,0 kN/m

Em relação aos valores tabelados é necessário fazer algumas anotações.

- Garagem - foi considerada um revestimento na ordem dos 5 cm de betão na face superior e 3 cm na face inferior, resultando numa acção de 2,0 kN/m^2.
- Habitação - foi considerada um revestimento na ordem dos 6 cm de betão na face superior e 2 cm na face inferior, resultando numa acção de 2,0 kN/m^2. No que respeita às paredes divisórias considerou-se o seu peso próprio igual a 40% do peso de um metro linear de parede [18].
- Cobertura - pelo lado da segurança considerou-se o mesmo valor de revestimentos + divisórias utilizado nos pisos de habitação.

4.2.1.2. Acções Variáveis

Estes tipos de acções variam de acordo com o tipo de utilização do edifício. Desta forma, temos as seguintes sobrecargas, quadro 4.2 [17]:

Quadro 4.2 – Acções Variáveis - Sobrecarga

Garagem	4,0 kN/m²
Habitação	2,0 kN/m²
Varanda	5,0 kN/m²
Cobertura	1,0 kN/m²

Em relação a estes valores também é necessário fazer algumas anotações.

- Garagem - "Garagens para automóveis ligeiros particulares - 4,0 kN/m^2 ".
- Cobertura - "Terraços não acessíveis - 1,0 kN/m^2".

4.3. SEGURANÇA E FUNCIONALIDADE DAS ESTRUTURAS

A verificação de segurança efectua-se então, estabelecendo comparação entre parâmetros que definem esses estados e valores obtidos através de combinação de acções. As combinações de acções a ter em conta são aquelas cuja actuação simultânea seja possível e que gerem na estrutura os efeitos mais desfavoráveis possíveis.

Em relação às acções permanentes, estas devem estar presentes em todas as combinações, ao passo que as acções variáveis apenas devem surgir quando os seus efeitos forem desfavoráveis à estrutura. De seguida serão descritos detalhadamente os dois estados limites assim como o tipo de combinações existentes para ambos.

Seguidamente serão descritos pormenorizadamente os dois estados limites considerados, bem como o tipo de combinações adoptados em ambos.

Convém realçar que o dimensionamento de armaduras é feito em termos de estados limites últimos e a determinação de deformações é feita em termos de estados limites de utilização.

4.3.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos é efectuada em termos de esforços e consiste em respeitar a seguinte condição:

$$S_d \leq R_d \tag{4.1}$$

em que:

- S_d - valor de cálculo do esforço actuante;
- R_d - valor de cálculo do esforço resistente

Nas situações em que por conveniência ou necessidade, a verificação da segurança for feita em termos de outras grandezas que não esforços, por exemplo, tensões, deverá utilizar-se a mesma formulação acima indicada, substituindo apenas os esforços pela grandeza de comparação escolhida. [18]

Para a verificação da segurança, os valores de cálculo dos esforços actuantes devem ser calculados de acordo com as regras de combinação que se seguem:

- Combinação fundamental: intervêm as acções permanentes e as variáveis

$$S_d = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{gi} \, . \, S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{0j} \, . \, S_{Qjk} \right] \tag{4.2}$$

- Combinação acidental: intervêm as acções permanentes e variáveis e as acidentais

$$S_d = \sum_{i=1}^{m} S_{Gik} + S_{Fa} + \sum_{j=1}^{n} \psi_{2j} \, . \, S_{Qjk} \tag{4.3}$$

em que:

- S_{Gik} - esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;
- S_{G1k} - esforço resultante de uma acção variável considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;
- S_{Gjk} - esforço resultante de uma acção variável distinta da acção de base, tomada com o seu valor característico;
- S_{Fa} - esforço resultante de uma acção de acidente, tomada com o seu valor nominal;
- γ_{gi} - coeficiente de segurança relativo às acções permanentes;
- γ_q - coeficiente de segurança relativo às acções variáveis;
- ψ_{0i} , ψ_{0j} - coeficientes ψ correspondentes à acção variável de ordem j.

Os coeficientes de segurança relativos às acções, γ_g e γ_q que figuram nas combinações fundamentais, devem tomar os seguintes valores:

- $\gamma_g = 1{,}5$ no caso de a acção permanente em causa ter efeito desfavorável;
- $\gamma_g = 1{,}0$ para todas as acções permanentes cujo efeito seja favorável;
- $\gamma_q = 1{,}5$ para todas as acções variáveis. [18]

Utilizou-se a seguinte combinação para o ELU:

$$S_d = 1,5 \times S_{Gik} + 1,5 \times S_{Qjk} \quad (4.4)$$

4.3.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Os estados limites de utilização são definidos através da duração, ou seja, estão relacionados com a permanência na estrutura. Tal significa que determinado comportamento da estrutura só corresponderá a um estado limite de utilização quando permanecer durante uma certa parcela do período de vida da estrutura. Estes podem afectar o funcionamento da mesma, o aspecto da construção e o conforto dos utilizadores [18].

No REBAP, existem dois estados limites de utilização a ter em conta, que são:

- Estados limites de fendilhação, que consoante os casos, podem ser relativos à descompressão (anulamento da tensão normal de compressão numa fibra especificada da secção – geralmente a fibra extrema) ou à largura de fendas (ocorrência de fendas com largura superior a limites especificados);
- Estados limites de deformação, que correspondem à ocorrência de deformações na estrutura que prejudiquem o desempenho das funções que lhe são atribuídas.

A verificação da segurança em relação aos estados limites de utilização deve ser efectuada, excepto indicação em contrário por parte dos documentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e materiais, utilizando valores unitários para os coeficientes de segurança, γ.

Para se cumprir o critério de segurança, tem que se assegurar que os valores dos parâmetros que definem os estados limites são iguais ou superiores aos obtidos a partir das seguintes acções combinadas [18]:

- Estados limites de muito curta duração – combinações raras:

$$\sum G_{i,m} + Q_{1,k} + \sum \psi_{1,j} \cdot Q_{j,k} \quad (4.5)$$

- Estados limites de curta duração - combinações frequentes:

$$\sum G_{i,m} + \psi_{1,1} Q_{1,k} + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{j,k} \quad (4.6)$$

- Estados limites de longa duração - combinações quase permanentes:

$$\sum G_{i,m}(+P) + Q_{1,k} + \sum \psi_{2,j} \cdot Q_{j,k} \quad (4.7)$$

A deformação, objecto de estudo deste trabalho, corresponde a combinações frequentes de acções (Artigo 72.º do REBAP).

Utilizou-se a seguinte combinação para o ELS:

$$S_d = 1,0 \times S_{Gik} + 0,3 \times S_{Qjk} \quad (4.8)$$

5
5.PRÉ-DIMENSIONAMENTO

5.1. INTRODUÇÃO

O pré-dimensionamento é uma das fases fundamentais na idealização de um projecto estrutural, sendo um dos principais objectivos definir a geometria da estrutura, dos sistemas estruturais e dos materiais, as secções dos diversos elementos estruturais existentes, tendo em conta o carregamento a que o edifício estará sujeito, o mais próximo possível da realidade, evitando deste modo grandes alterações no dimensionamento estrutural, nomeadamente alterações nas diversas secções e longos processos iterativos.

5.2. LAJE MACIÇA

O pré-dimensionamento da mesma foi necessário para quantificar as cargas que são direccionadas para as vigas, pilares e paredes, tentando perceber através de métodos simplificados se a solução encontrada é capaz de funcionar correctamente, tendo em conta os esforços actuantes.

O primeiro passo nesta fase é definir o vão teórico que irá influenciar a espessura mínima da laje adoptar, apresentado na figura seguinte:

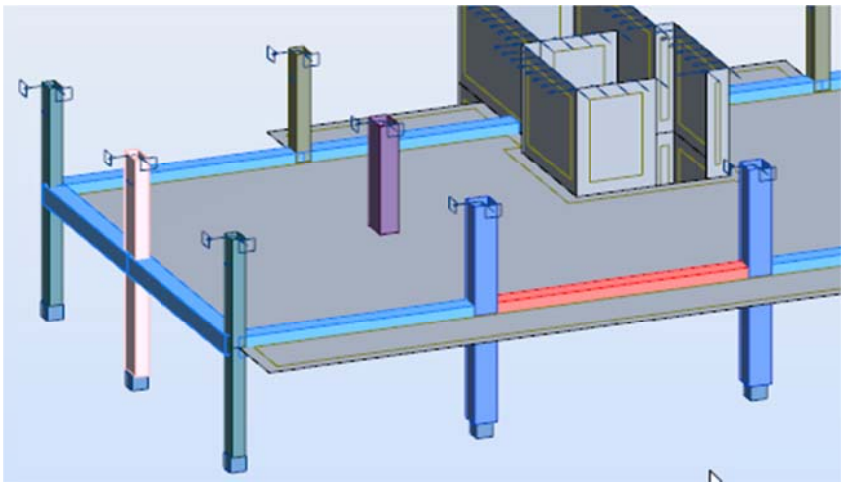


Figura 5.1 - Representação da estrutura.

Segundo o REBAP para lajes apoiadas directamente em pilares, a sua espessura tem de ser igual ou superior a 15 cm. [9] No Artigo 102º. do mesmo, será dispensada a verificação ao estado limite de deformação na laje se, uma vez verificada a segurança ao estado limite último e as restantes

disposições regulamentares, a sua espessura for igual ou superior ao valor dado pela expressão seguinte:

$$\frac{l_i}{h} \leq 30\eta \qquad (5.1)$$

Sendo:

- h – espessura da laje;
- $l_i = \alpha \times l$ - vão equivalente da laje, sendo l o vão teórico e α um coeficiente cujos valores são dados no Quadro XV do REBAP para os vários tipos de condições de apoio da laje;
- η - coeficiente que tem em conta o tipo de aço utilizado. (Artigo 89º. do REBAP)

Dados utilizados:

- α = 0.8 (Considerou-se a laje apoiada num bordo e encastrada no outro, armada numa só direcção).

Dado tratar-se do pré-dimensionamento de lajes fungiformes foi necessário ter em conta que neste tipo de lajes, os maiores esforços, devido às acções verticais, surgem segundo o maior vão, correspondente à direcção principal de flexão, uma vez que as faixas entre pilares, no menor vão, são mais rígidas. [13]

- l = 7,40 m – maior vão livre existente na estrutura, considerando laje com vigas de bordo;
- η = 0,80 (Aço A500).

Aplicando a expressão,

- Lajes com vigas de bordo:

$$h \geq \frac{0.8 \times 7.40}{30 \times 0.80} \Leftrightarrow h \geq 0.25\text{m}$$

O valor estipulado para a espessura da laje foi fixado em 25 cm. Determinada a espessura da laje, foi necessário fazer uma verificação de segurança em relação aos esforços actuantes. No que diz respeito ao momento flector, Msd, ao dimensionar-se a laje considera-se que a rotura se inicia para uma extensão na armadura de tracção próxima do limite ($\varepsilon_s \cong 8$ a 10%), correspondendo a um valor de momento reduzido $\mu \leq 0{,}20$. [20]

As acções verticais permanentes a considerar são:

- Peso próprio (Betão armado): 25 kN/m^3
- Revestimentos: 2,0 kN/m^2
- Divisórias: 1,5 kN/m^2

As sobrecargas verticais a considerar são:

- Habitações: 2,0 kN/m^2

Pelo artigo 119.º do REBAP para determinação de esforços em lajes fungiformes, utiliza-se um método simplificado, o método dos pórticos equivalentes, onde se criam duas faixas, uma central e uma lateral, nas quais se distribuem os esforços, distribuição em fracções do momento total, que de um modo simplificado apresenta a distribuição real dos esforços. [16]

As fracções do momento actuante em cada faixa estão apresentados no quadro 5.1, divididos caso se trate da zona de momentos negativos ou positivos.

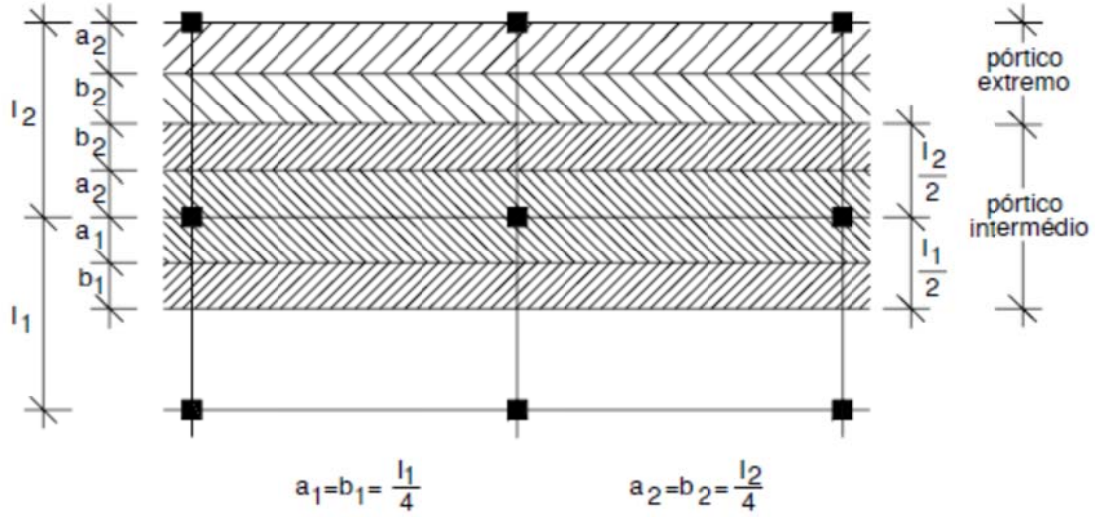


Figura 5.2 - Divisão em faixas de cada pórtico equivalente [16]

Quadro 5.1 - Distribuição dos momentos flectores nas lajes fungiformes (em percentagem do momento total). [16]

Momentos flectores	Faixa central da travessa	Faixa lateral da travessa
Pórticos intermédios	a1 + a2	b1 + b2
Pórticos extremos	a2	b2
Momentos positivos	55	45
Momentos negativos	75	25

Tendo em conta os valores expostos foi possível determinar os Momentos Flectores Negativos.

$Carga_{total}$ (P) = Peso Próprio da laje + Peso Próprio dos revestimentos + Peso Próprio das divisórias + Sobrecarga (5.2)

$$p = 25 \times 0,25 + 2,0 + 1,5 + 2,0 \Leftrightarrow p = 11,80 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{sd}^{-} = \frac{p \times l^2}{10} = \frac{11,8 \times 7,4^2}{10} = 64,62 \text{ kN.m} \tag{5.3}$$

$$M_{Total} = M/m \times 1 \tag{5.4}$$

$$M_{Faixa\ Central} = 0,75 \times M_{Total} = 0,75 \times \frac{M}{m} \times 1 \tag{5.5}$$

$$M/m_{(Faixa\ Central)} = 0,75 \times \frac{M}{m} \times 1 \times \frac{1}{1/2} = 1,5 \times \frac{M}{m} \tag{5.6}$$

$$M_{sd}/m = 1,5 \times 64,62 = 96,93 \text{ kNm/m}$$

A expressão que permite calcular o momento reduzido, μ, é a seguinte:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} \tag{5.7}$$

$$\mu = \frac{96,93}{1,0 \times 0,21^2 \times 16700} = 0,13161$$

em que,

- μ - momento reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente
- M_{sd} - valor de cálculo do momento flector actuante
- b = 1,0 m porque a análise é feita por metro linear de laje, largura da secção.
- d = 0,25 - 0,04 = 0,21 m e traduz a altura útil da laje ou secção.
- $f_{cd}\left(25/30\right) = 25000/1.5 = 16.7$ MPa e traduz o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Dado que o momento reduzido se encontrou no intervalo estabelecido, pôde-se considerar verificada a segurança em relação aos esforços actuantes. Deste modo e uma vez que a espessura da laje cumpriu o estabelecido no REBAP, foi considerada uma espessura de laje igual a 25 cm.

5.3. LAJE ALIGEIRADA

$$h \geq \frac{0.8 \times 7.40}{30 \times 0.80} \Leftrightarrow h \geq 0.25\text{m} \Rightarrow h = 0,275\text{m}$$

O valor estipulado para a espessura da laje fungiforme aligeirada é h = 27,5cm diferente da laje fungiforme maciça h = 25cm, pelos seguintes motivos. Devido à Segurança Contra Incêndio, devido a própria colocação de armaduras num espaço tão reduzido, provocando um mau funcionamento da estrutura, sendo que todos os espaços entre as armaduras e a cofragem não foram preenchidas pelo betão.

O modelo introduzido para o estudo no programa de cálculo foi o seguinte:

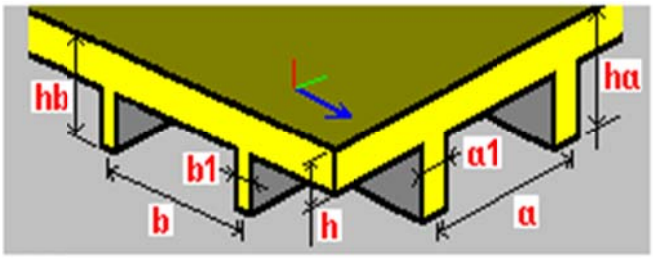


Figura 5.3 - Modelo de Laje Fungiforme Aligeirada do programa de cálculo.

Os elementos da figura 5.3 - têm as seguintes dimensões:

Quadro 5.2 - Dimensão dos Elementos da Figura 5.3

Parâmetro	ha (m)	hb (m)	a1 (m)	b1 (m)	h (m)	a (m)	b (m)
Dimensões	0,275	0,275	0,15	0,15	0,075	0,8	0,8

A estrutura foi carregada com as acções apresentadas no capítulo 4 (Estado limite último).

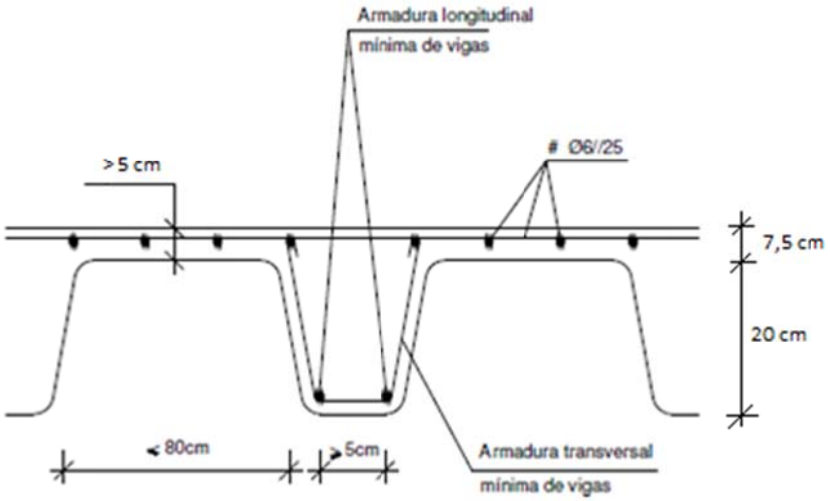


Figura 5.4 - Condicionantes regulamentares (REBAP) para lajes aligeiradas. [16]

$$p = 25 \times 0,275 + 2,0 + 1,5 + 2,0 \Leftrightarrow p = 12,375 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{sd}^{-} = \frac{p \times l^2}{10} = \frac{12,375 \times 7,4^2}{10} = 67,77 \text{ kN.m}$$

$$M_{Total} = M/m \times 1$$

$$M_{\text{Faixa Central}} = 0,75 \times M_{\text{Total}} = 0,75 \times \frac{M}{m} \times 1$$

$$M/m_{(\text{Faixa Central})} = 0,75 \times \frac{M}{m} \times 1 \times \frac{1}{1/2} = 1,5 \times \frac{M}{m}$$

$$M_{sd}/m = 1,5 \times 67,77 = 101,65 \text{ kNm/m}$$

A expressão que permite calcular o momento reduzido, μ, é a seguinte:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{101,65}{0,8 \times 0,235^2 \times 16700} = 0,1377$$

5.4. LAJES EM CONSOLA

Nas lajes (em consola) que constituem as varandas e os avançados foi considerado uma espessura igual à da laje que constituí o piso h = 0,25m. Deste modo e recorrendo ao Artigo 102º. do REBAP foi necessário verificar se seria viável tal consideração.

Dados utilizados:

- α = 0.8 (Considerou-se a laje apoiada num bordo e encastrada no outro, armada numa só direcção).
- l = 7,40 m – maior vão livre existente na estrutura, considerando laje com vigas de bordo;
- η = 0,80 (Aço A500).

Aplicando a expressão (5.1.) obteve-se:

$$h \geq \frac{2,4 \times 2,1}{30 \times 0,80} \Leftrightarrow h \geq 0,21m$$

Tendo sido a espessura considerada para a laje em consola igual a 25 cm, conclui-se que é viável a consideração feita.

5.5. VIGAS

As vigas são elementos lineares horizontais que têm como função suportar as lajes que nelas descarregam.

Quando na utilização de lajes fungiformes, apenas são colocadas vigas no bordo destas, designadas vigas de bordadura. As vigas não só são importantes devido à rigidez que estas conferem, mas também pelo facto de evitarem grandes deformações, nomeadamente na bordadura, causadas pela transmissão das acções das paredes da fachada.

Quando se procede ao pré-dimensionamento de uma, viga é essencial ter em atenção os aspectos arquitectónicos associados ao edifício, uma vez que estes vão condicionar as secções das vigas existentes, assim, e sempre que seja possível, as vigas devem ser dimensionadas de modo a ficarem embutidas nas paredes.

Tomando como princípio este pressuposto, a sua largura será condicionada pela espessura da parede, enquanto que a altura dependerá da existência de aberturas nas paredes, como é o caso de portas e janelas, com os respectivos lintéis.
De seguida irá ser apresentado o pré-dimensionamento de uma viga a título exemplificativo. As restantes vigas foram pré-dimensionados de forma análoga.

Sendo assim, e uma vez que as paredes constituintes do edifício em estudo são paredes duplas e têm uma espessura de 45 cm, e considerando 2,5 cm para reboco e/ou revestimentos, a largura das vigas fica condicionada a um valor inferior ou igual a 40 cm. Para o pré-dimensionamento das vigas estipulou-se uma largura de 50 cm cuja altura máxima permitida é dada pela seguinte equação:

$$Hmax_{viga} = \text{Pé-direito - Altura do envidraçado - Altura da caixa de estore (m)} \quad (5.8)$$

$$H\max_{viga} = 3,12 - 2,10 - 0,20 = 0,82 \text{ m}$$

Pegando no modelo estrutural e considerando a carga total actuante, majorada pelo respectivo coeficiente de segurança, definiu-se a altura da viga. Essa altura foi determinada com base no valor do momento reduzido, utilizado para o cálculo de elementos submetidos a esforços de flexão, como este caso, e limitando-se a 0,25, valor recomendado.

Para fazer um correcto pré-dimensionamento é necessário determinar a viga mais crítica do piso em questão, ou seja, aquela com o maior vão.

De uma análise da planta estrutural, vê-se que as vigas sujeitas a um maior carregamento são aquelas que suportam as varandas e avançados do edifício.

Analisando todas as vigas em questão, escolheu-se a viga que possuía maior vão, estimando-se de seguida o valor da altura correspondente ao valor do momento reduzido atrás mencionado.

De seguida são apresentados os cálculos efectuados no pré-dimensionamento da viga mais crítica figura 5.5, com os resultados que conduziram ao valor geométrico das secções atribuídas às vigas do piso tipo.

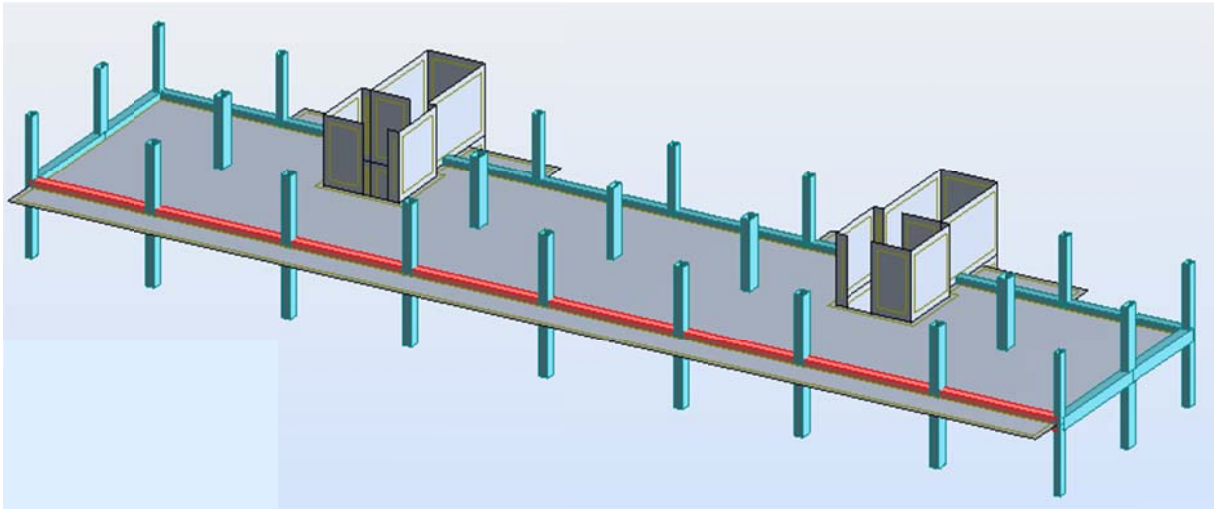


Figura 5.5 - Viga mais condicionada do piso tipo assinalada a vermelho.

As acções verticais permanentes a considerar são:

- Peso Próprio (Betão armado): 25,0 kN/m^3
- Revestimentos: 2,0 kN/m^2;
- Divisórias: 1,5 kN/m^2 ;
- Paredes Exteriores: 10,0 kN/m^2;

As sobrecargas verticais a considerar são:

- Habitação: 2,0 kN/m^2.

l = 7,4 m - maior vão livre existente na estrutura

A carga na viga, P_{sd}, e o momento flector da viga, M_{sd}, ficam definidos da seguinte forma:

$$P_{sd} = 1,5 \times 0,60 \times \left[\frac{7,4}{2} \times \left(0,25 \times 25 + 2,0 + 1,5 + 2,0 \right) + 10 \right] = 48,13 \text{ kN/m}^2 \quad (5.9)$$

$$M_{sd} = \frac{P_{sd} \times l^2}{10} = \text{kN.m}$$

$$M_{sd} = 1,5 \times \frac{48,13 \times 7,4^2}{10} = 395,32 \text{ kN.m}$$

Aplicando a expressão 5.7:

$$0,25 = \frac{395,32}{0,4 \times \left(0,9 \times h \right)^2 \times 16700} \Leftrightarrow h = 0,54\text{m}$$

Adoptando uma altura de 55 cm, foi necessário verificar se o momento reduzido ainda se encontrava no intervalo estabelecido.

$$\mu = \frac{395,32}{0,4 \times \left(0,9 \times 0,55 \right)^2 \times 16700} = 0,24$$

A viga considerada tem altura de 55 cm e largura de 40 cm.

5.6. PILARES

Os pilares são elementos lineares verticais que merecem especial atenção, dado que o seu colapso conduz, geralmente, à rotura global da estrutura.

À medida que se percorre o edifício desde a cobertura até às fundações, as acções actuantes nos pilares vão aumentando. Para poder determinar as secções de cada pilar foi necessário determinar a carga vertical correspondente que lhe provoca um esforço axial. Para isso foi utilizado um processo expedito, o cálculo das áreas de influência. Este processo consistiu em determinar a área de influência de cada pilar em cada piso e multiplicar essa área pela carga total e pelo número de pisos.

Sabendo a disposição dos pilares e determinada a área de influência, foi efectuado o seu pré dimensionamento que consistiu em estimar a carga axial que neles descarrega seguida da verificação de segurança para peças sujeitas a compressão simples. Esta verificação baseia-se na comparação entre os esforços actuantes (N_{sd}) e os esforços resistentes (N_{rd}). Os esforços resistentes são calculados a partir da soma dos esforços resistentes de cada um dos materiais utilizados, do aço e do betão. [10]

$$N_{sd} \leq N_{rd} \tag{5.10}$$

Considerou-se uma percentagem de aço A500 na ordem de 1% da área de betão. Apresenta-se de seguida a expressão da qual se obtém a área de betão:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \cong 1\% \tag{5.11}$$

$$N_{sd} = f_{cd} \times A_c + f_{syd} \times A_s \tag{5.12}$$

Uma vez que:

- $A_s = 0{,}01A_c$
- $f_{cd} = 16700$ kPa
- $f_{syd} = 435000$ kPa

temos,

$$N_{sd} = 16700 \times A_c + 435000 \times 0{,}01 \times A_c$$

$$N_{sd} = 21050 \times A_c$$

$$A_c = \frac{N_{sd}}{21050}$$

em que,

- A_c – Área da secção do pilar;
- A_s – Área de aço;
- N_{sd} – Valor de cálculo do esforço normal actuante;
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura de do betão à compressão;
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tracção do aço das armaduras ordinárias.

Relativamente aos esforços actuantes, a combinação utilizada foi a seguinte:

$$N = p \times A_{inf} \times n'de\ pisos \tag{5.13}$$

cuja,

$$N_{sd} = 1,5 \times N_{total} \tag{5.15}$$

As acções verticais permanentes a considerar são:

- Peso Próprio (Betão armado): 25,0 kN/m^3
- Revestimentos: 2,0 kN/m^2;
- Divisórias: 1,5 kN/m^2 ;

As sobrecargas verticais a considerar são:

- Habitação: 2,0 kN/m^2.

em que,

- p - Esforço axial suportado pelo pilar;
- A_{inf} - Área de influência do pilar;

Por este método foram retirados os valores da área de betão e consequentemente definidas as secções dos pilares ao nível da sua base, visto ser aí que se obtêm os valores mais condicionantes.

De seguida irá ser apresentado o pré-dimensionamento de um pilar do piso tipo e de um pilar de fundação, a título exemplificativo. Os restantes pilares foram pré-dimensionados de forma análoga.

Para o pilar P2 (central) do piso tipo, conforme indicada na figura a vermelho, temos:

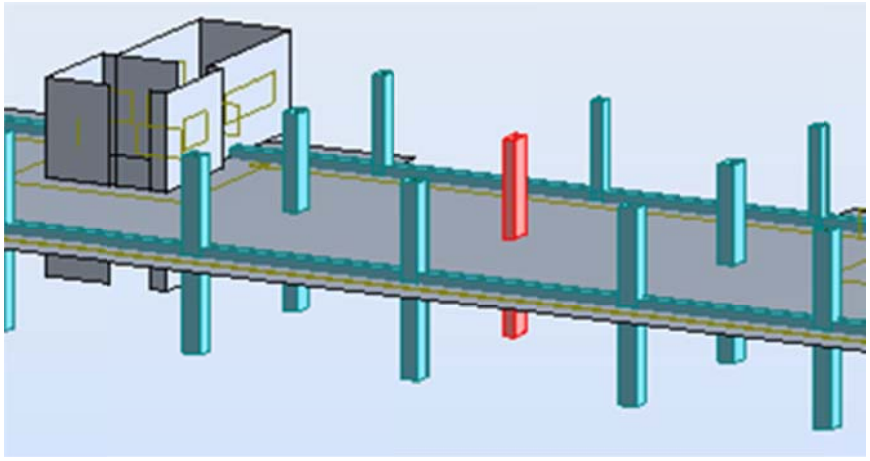


Figura 5.6 - Pilar P2 (central) do piso tipo em estudo.

$$N = (6,3+3,5+2,0)\times 45,14\times 7 = 3728,56 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1,5\times 3728,56 = 5592,85 \text{ kN}$$

$$A_c = \frac{5592,56}{21050} = 0,26569 \text{ m}^2$$

As acções a considerar para o pré-dimensionamento do pilar, são:

$$A_c\left(P2_{central}\right) = (0,35\times 0,75) = 0,2626 \text{ m}^2$$

Para pilar da cave temos:

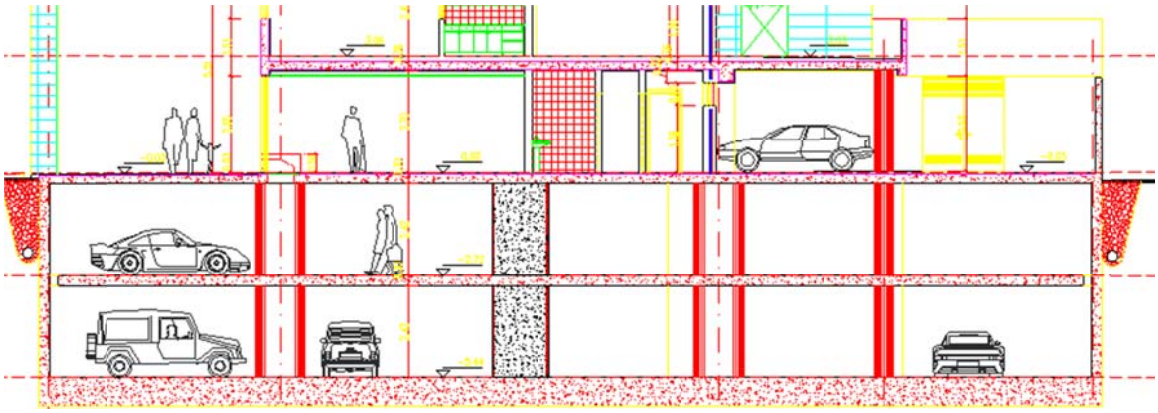


Figura 5.7 - Pilar P2 (central) da cave.

$$N = (6,3 + 3,5 + 2,0) \times 45,14 \times 18 = 9587,74 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times 9587,74 = 14381,60 \text{ kN}$$

$$A_c = \frac{14381,60}{21050} = 0,68 \text{ m}^2$$

As acções a considerar para o pré-dimensionamento do pilar, são:

$$A_c\left(P2_{central}\right) = (0,60 \times 1,10) = 0,66 \text{ m}^2$$

5.7. PAREDES RESISTENTES DA CAIXA DE ELEVADORES

De forma a permitir uma betonagem correctamente efectuada e disposição de armadura correcta optou-se como é usual nestes edifícios por uma parede com a espessura mínima de 20 cm, que se verificou ser suficiente.

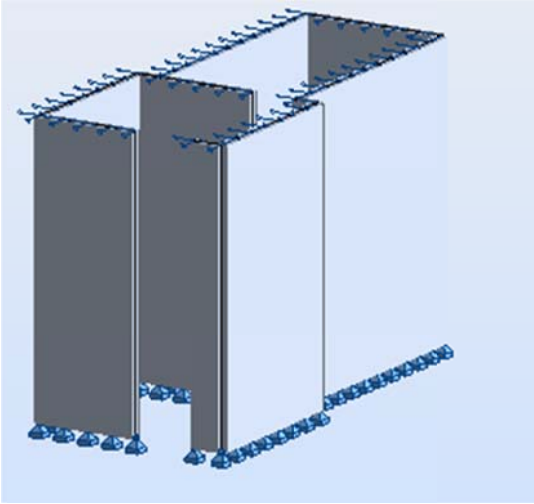


Figura 5.8 - Parede resistente.

6
6.DIMENSIONAMENTO

6.1. MODELO ESTRUTURAL

Para a execução do dimensionamento dos elementos estruturais utilizou-se como ferramenta de cálculo o programa Robot Millennium, que se baseia no método dos elementos finitos e no método dos deslocamentos. Terminado o processo de pré-dimensionamento e definidas as secções dos elementos estruturais, introduziu-se o modelo estrutural do piso tipo no programa de cálculo.

Neste modelo, os pilares foram considerados como encastrados na sua extremidade inferior e, na sua extremidade superior, foram restringidos todos os deslocamentos e rotações excepto o deslocamento vertical (encastramento deslizante). Na base das paredes foram considerados apoios que restringem os três movimentos mas que permitem as três rotações.

No que diz respeito aos elementos finitos, foi definida uma malha quadrada com 50cm de lado (aproximadamente). Os elementos verticais, neste caso os pilares, foram introduzidos com uma altura de 3,06 metros acima e abaixo do piso.

Assim, o aspecto do modelo em estudo, a três dimensões pode ser visto nas figuras 6.1, e 6.2.

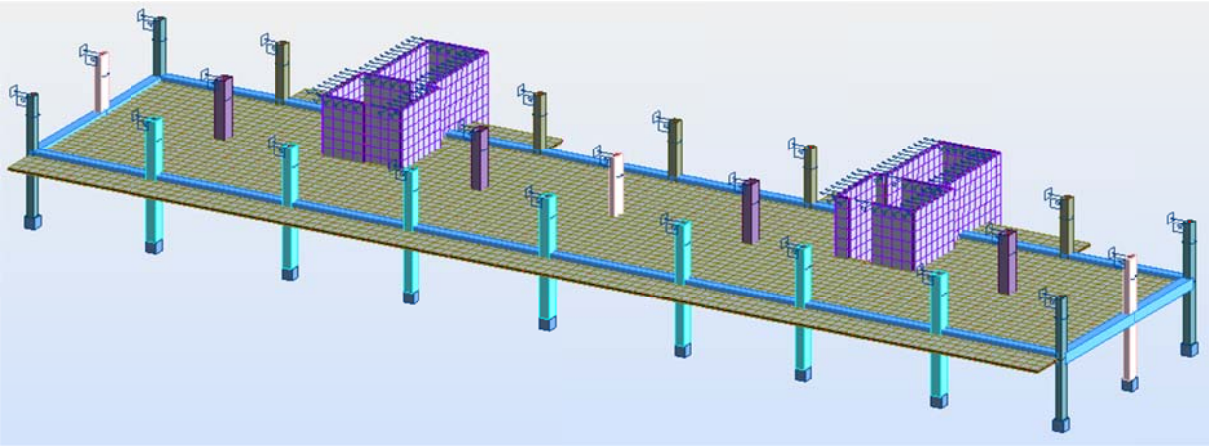


Figura 6.1 - Modelo estrutural do piso tipo, vista 3D

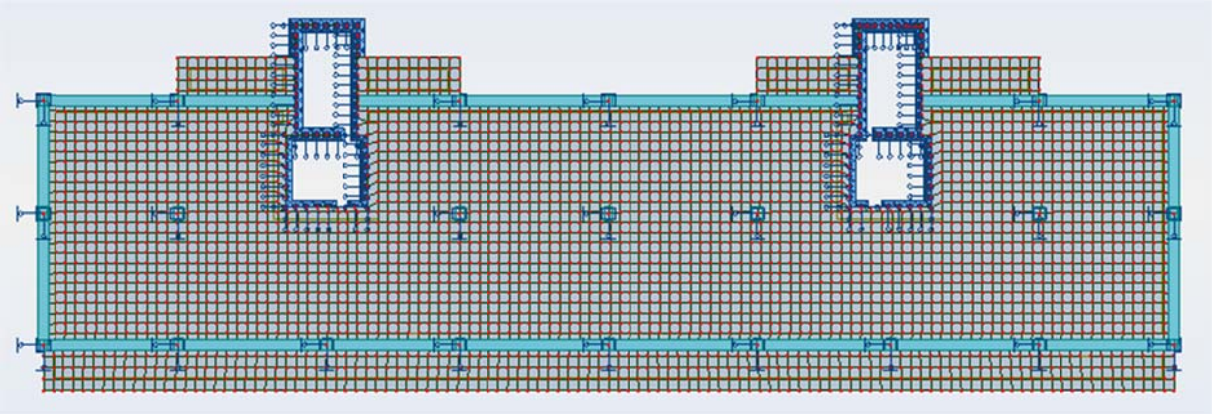


Figura 6.2 - Modelo estrutural do piso tipo, vista 2D

Definido o modelo, foram introduzidas as acções verticais actuantes: peso próprio, restante carga permanente e sobrecargas. Todas estas acções já foram caracterizadas no capítulo 4 do presente trabalho. Assim o objectivo é o dimensionamento dos elementos horizontais, vigas e lajes, fazendo a verificação para o estado limite último, segundo o RSA e o REBAP. Para tal, foi utilizada a combinação fundamental, que se traduz em:

$$S_d = \gamma_g \times S_G + \gamma_q \times S_G \tag{6.1}$$

em que,

- S_G – peso próprio e restante carga permanente;
- S_Q – sobrecarga;
- $\gamma_g = 1,5$ no caso de a acção permanente em causa ter efeito desfavorável;
- $\gamma_g = 1,0$ para todas as acções permanentes cujo efeito seja favorável;
- $\gamma_q = 1,5$ para todas as acções variáveis.

Estado Limite Último:

$$S_d = 1,5 \times S_G + 1,5 \times S_G$$

6.2. DISPOSIÇÕES RELATIVAS A ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM LAJE FUNGIFORME MACIÇA

6.2.1 ARMADURAS PRINCIPAIS E SECUNDÁRIAS

No presente capítulo será referido um conjunto de regras para o dimensionamento das lajes e vigas em estudo. As disposições dizem respeito a armaduras, distâncias e diâmetros mínimos e ao número de camadas de varões.
Em betão armado é necessário dimensionar dois tipos de armaduras: as primeiras, directamente relacionadas com os esforços, são designadas como principais; as segundas, essencialmente construtivas, são designadas como secundárias. Estas últimas são utilizadas aquando da existência de

singularidades localizadas, devidas quer a variações bruscas de geometria das peças (nós, aberturas, variações de secção, etc.), quer a actuação de forças em zonas restritas dos elementos estruturais (cargas concentradas, zonas de emendas e amarração de varões). [16]

6.2.2. DISTÂNCIA MÍNIMA ENTRE ARMADURAS

Entre as armaduras ou seus agrupamentos deve existir uma distância mínima para que se possa realizar a betonagem em boas condições, assegurando-lhes, assim, um bom envolvimento pelo betão, bem como as necessárias condições de aderência.

No que respeita às armaduras ordinárias, a distância livre entre varões não deve ser inferior ao maior dos varões em causa (ou ao diâmetro equivalente dos seus agrupamentos), com o mínimo de 2 cm.

As distâncias entre armaduras, além de obedecerem aos mínimos aqui indicados, devem ser também compatibilizadas com a máxima dimensão do inerte utilizado, com vista a assegurar um eficaz envolvimento das armaduras pelo betão. Nos casos em que haja grande densidade de armaduras, os varões devem ficar alinhados em planos verticais, com reserva de espaço para passagem de uma agulha de vibrador. [16]

6.2.3. RECOBRIMENTO MÍNIMO DAS ARMADURAS

Para se efectuar a betonagem em boas condições e assegurar quer a protecção necessária contra a corrosão, quer a eficiente transmissão das forças entre as armaduras e o betão, será necessário garantir um recobrimento mínimo das armaduras e seus agrupamentos.

Os recobrimentos mínimos a adoptar, em elementos não laminares em que se utilize betão de classe inferior a B30 (C25/30) e armaduras ordinárias, devem ser os indicados no quadro 6.1.

Quadro 6.1 - Recobrimento mínimo das armaduras (cm)

Em ambientes poucos agressivos	2,0
Em ambientes poucos moderadamente agressivos	3,0
Em ambientes poucos muito agressivos	4,0

Estes valores podem, no entanto ser diminuídos de 0,5cm, no caso de elementos laminares e para betões da classe B30, B35 e B40; de 1,0cm, para betões de classes superiores a B40. Estas diminuições são cumulativas, no entanto, não se deve, em caso algum, adoptar recobrimentos inferiores a 1,5 cm. [16]
Dado que o edifício se situa num ambiente pouco agressivo, apenas seria necessário um recobrimento de 2 cm; no entanto, para garantir um dimensionamento pelo lado da segurança, foi escolhido um recobrimento de 4 cm.

6.2.4. ADERÊNCIA DAS ARMADURAS DE BETÃO

A aderência das armaduras ao betão é uma propriedade que assume um papel de relevância no que concerne quer ao problema do funcionamento conjunto dos dois materiais, quer à definição dos critérios de amarração e de emenda de armaduras.

A sua quantificação baseia-se na definição de uma tensão de rotura de aderência, cujos valores dependem das características de aderência das armaduras, da classe do betão e das condições de envolvimento das armaduras pelo betão.

Em termos de aderência é possível classificar as armaduras ordinárias em armaduras de alta ou de normal aderência.

Em relação às condições dependentes do envolvimento dos varões pelo betão, considera-se que estes se encontram em condições de boa aderência quando, na ocasião da betonagem, formem com a horizontal um ângulo pertencente ao intervalo de 45º a 90º, ou quando os varões estejam integrados em elementos cuja espessura, na direcção da betonagem, não exceda 25 cm. Em caso afirmativo, considera-se que os varões estão ainda em condições de boa aderência se se situarem:

- na metade inferior do elemento;
- na metade inferior da parte betonada numa mesma fase de betonagem);
- a mais de 30 cm da sua face superior.

No quadro seguinte serão indicados os valores de cálculo da tensão de rotura da aderência, f_{bd}, das armaduras ordinárias. [16]

Quadro 6.2 – Valores de cálculo da tensão de rotura da aderência, f_{bd}, de armaduras ordinárias (1) (MPa)

Características de aderência dos varões	Classe do betão								
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
Aderência normal	0,8	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
Aderência alta	1,8	2,1	2,4	2,7	3,0	3,3	3,6	3,9	4,2

(1) Os valores de cálculo indicados referem-se a varões betonados em condições de boa aderência; para outras condições de aderência, estes valores devem ser multiplicadas por 0,7.

6.2.5. ARMADURAS DE VARÕES DE ARMADURAS ORDINÁRIAS

As extremidades dos varões das armaduras ordinárias devem ser fixadas ao betão através de amarrações. Estas amarrações, dependendo das condições de aderência do betão, podem ser efectuadas através de um prolongamento recto ou curvo dos varões, por laços ou por dispositivos mecânicos especiais [16].

Caso se tratem de varões de aderência normal devem ser utilizadas apenas amarrações com ganchos, exceptuando se os varões estiverem sempre sujeita a compressão, caso em que convirá utilizar amarrações. Para varões de alta aderência devem ser utilizadas amarrações rectas, exceptuando se os

varões estiverem sempre sujeitos a tracção, caso em que se permite a utilização de ganchos ou cotovelos.

Na figura seguinte, estão explícitos os tipos de amarração das armaduras.

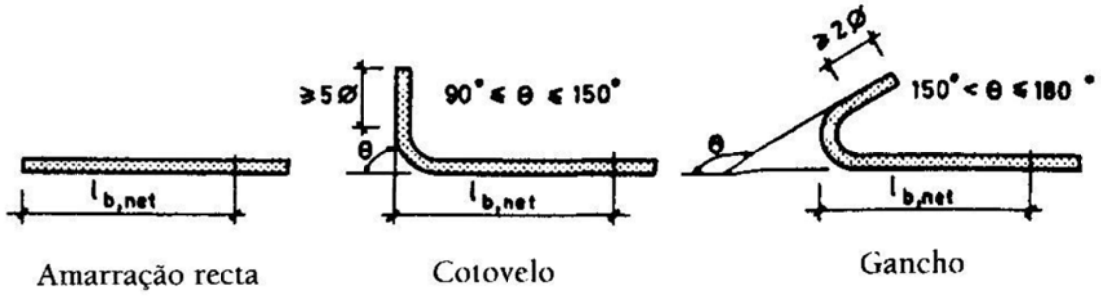


Figura 6.3 - Tipos de amarração de armaduras [16]

Os comprimentos de amarração, $l_{b,net}$, são definidos pela seguinte expressão:

$$l_{b,net} = l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \alpha_1 \tag{6.2}$$

em que,

$$l_b = \frac{\phi}{4} \frac{f_{syd}}{f_{bd}} \tag{6.3}$$

Não devendo em nenhum caso, ser tomados inferiores a qualquer dos seguintes valores:

- 10Ø;
- 100 mm;
- 0,3 l_b, no caso de varões traccionados;
- 0,6 l_b, no caso de varões comprimidos

cuja:

- $A_{s,cal}$ - secção da armadura requerida pelo cálculo;
- $A_{s,ef}$ - secção da armadura efectivamente adoptada;
- α_1 - coeficiente cujo valor é 0,7, no caso de amarrações curvas em tracção, e é igual à unidade nos restantes casos;
- Ø - diâmetro do varão ou diâmetro equivalente do agrupamento;
- f_{syd} - valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% do aço;
- f_{bd} - valor de cálculo da tensão de rotura de aderência, cujos valores estão expressos no quadro 6.2.

Os valores do comprimento de amarração, $l_{b,net}$, estão representados num quadro do REBAP, que a seguir se apresenta como figura 6.4.

Valores do comprimento de amarração, $l_{b,net}$

Tipo de aço	Tipo de amarração	Classes do betão e condições de aderência							
		B20		B25		B30		B35	
		A	B	A	B	A	B	A	B
A235 NL	Com gancho	35 Ø	50 Ø	30 Ø	45 Ø	30 Ø	45 Ø	25 Ø	40 Ø
A235 NR	Recta	25 Ø	35 Ø	20 Ø	30 Ø	20 Ø	25 Ø	15 Ø	25 Ø
A400 NR A400 ER	Recta	40 Ø	60 Ø	35 Ø	50 Ø	30 Ø	45 Ø	30 Ø	40 Ø
A400 EL	Com gancho	60 Ø	85 Ø	55 Ø	80 Ø	50 Ø	75 Ø	45 Ø	65 Ø
A500 NR A500 ER	Recta	50 Ø	75 Ø	45 Ø	65 Ø	40 Ø	60 Ø	35 Ø	50 Ø

A – Condições de boa aderência.
B – Outras condições de aderência.

Figura 6.4 - Valores do comprimento de amarração. [16]

6.3. ARMADURAS EM VIGAS

6.3.1. ARMADURA LONGITUDINAL

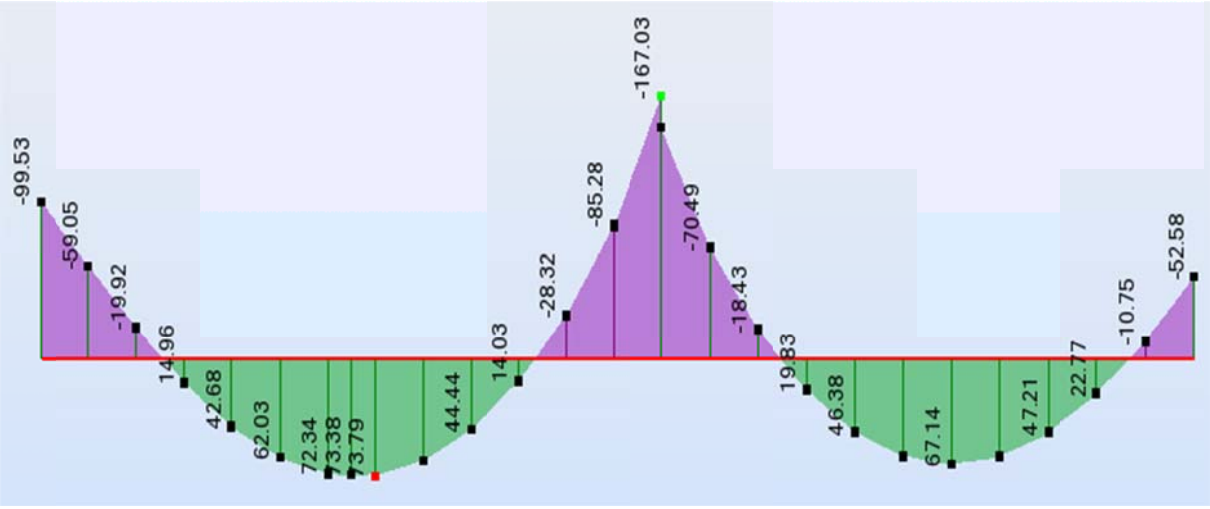


Figura 6.5 - Diagrama dos momentos flectores referentes à zona maciça para laje aligeirada

Deste diagrama, convém realçar determinados valores (pontos notáveis: $M = 0$; M^{-}_{esq} ; M^{-}_{dir} ; M^{+}_{max}). Esta viga contém dois tramos.

Quadro 6.3 - Valores de Momentos e distâncias ao início do tramo:

Tramo	X (m)	Msd (kN.m)
1 L = 6,5 m	0	-100
	1,28	0
	3,50	74
	5,17	0
	6,50	-167
2 L = 5,58 m	0	-167
	1,26	0
	3,05	67
	4,91	0
	5,58	-54

A percentagem de armadura longitudinal de tracção nas vigas, no caso de armaduras de aço A500, não deve ser inferior a 0,12, sendo definida pela seguinte relação:

$$\rho = \frac{A_s}{b_t \times d} \times 100 \qquad (6.4)$$

em que,

- ρ - percentagem de armadura longitudinal;
- A_s - área da secção de armadura;
- A_c - área da secção da viga;
- b_t - largura média da zona traccionada da secção;
- d - altura útil da secção.

A área máxima de armaduras longitudinais presentes em vigas, sejam de compressão ou tracção, não deve exceder 4% da área total da secção da viga. [12]

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c \qquad (6.5)$$

O espaçamento máximo dos varões de armadura longitudinal de tracção na zona de momentos flectores máximos não deve ser superior aos valores do quadro seguinte.

Quadro 6.4 - Espaçamento máximo dos varões da armadura longitudinal de vigas (cm)

Ambientes	Tipo de aço	
	A400	A500
Pouco agressivo (w = 0,3 mm)	12,5	10,0
Moderadamente agressivo (w = 0,2 mm)	7,5	5,0

Uma vez que o edifício em estudo se encontra num ambiente pouco agressivo o espaçamento máximo dos varões da armadura longitudinal a considerar foi de 10 cm. Ao ser respeitada a condição mencionada não será necessário verificar o estado limite de fendilhação.

Pelas tabelas de "Betão Armado – Esforços Normais e de Flexão" é possível em determinados casos utilizar fórmulas simplificadas, desde que se respeite a condição.

Para a determinação da quantidade de armadura necessária para resistir aos momentos flectores, recorreu-se às seguintes fórmulas:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b_w d^2 f_{cd}} \times 100 \tag{6.6}$$

$$As = \mu \times (1 + \mu) \times b_w \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \qquad (\mu \leq 0{,}30) \tag{6.7}$$

em que,

- μ - momento reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente;
- M_{sd} - valor de cálculo do momento flector actuante;
- b - largura da secção;
- d - altura útil da secção.
- f_{cd} - valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.
- f_{syd} - valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% à tracção do aço das armaduras ordinárias.

Na determinação da quantidade de armadura superior consideraram-se os momentos negativos mais gravosos, nomeadamente nos apoios.

Na escolha da armadura teve-se em conta dois critérios:

- Evitar a formação de duas camadas de varões, de modo a manter a altura útil da viga;
- Escolha de uma armadura superior corrida; reforçada nos apoios, sem esquecer o cumprimento do espaçamento máximo dos varões para a verificação da fendilhação.

Quanto à quantidade de armadura inferior tiveram-se em conta os momentos positivos mais gravosos. Efectuada as escolhas das soluções foi necessário verificar a distância mínima entre as armaduras ou

seus agrupamentos, definida no em 6.2.2. É um cálculo bastante simples, que traduz a distância representada na seguinte figura 6.6.

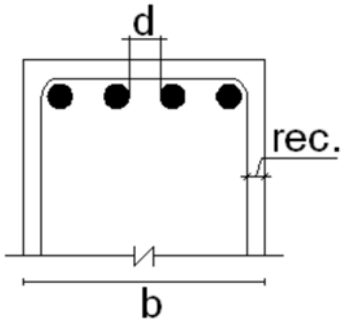


Figura 6.6 - Representação da distância entre varões superiores em corte da viga

$$d = \frac{b - n^{o}\ \text{de varões} - 2 \times \text{rec}}{n^{o}\ \text{de varões} - 1} \tag{6.8}$$

para armaduras inferiores temos:

$$d = \frac{0,4 - 5 \times 0,012 - 2 \times 0,04}{5 - 1} = 0,07 > \phi$$

para armaduras superiores temos:

$$d = \frac{0,4 - \left(4 \times 0,012 + 2 \times 0,016\right) - 2 \times 0,04}{\left(4 - 1\right) + \left(2 - 1\right)} = 0,06 > \phi$$

A distância, d, tem de ser superior ao diâmetro do varão para garantir a realização da betonagem em boas condições, com um mínimo de 2,00 cm, asseguram-se assim um bom envolvimento do betão com as armaduras e as condições necessárias de aderência.

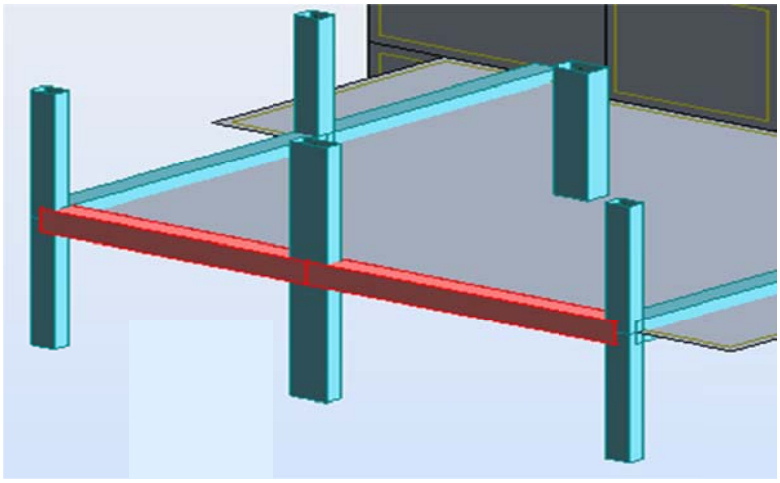


Figura 6.7 - Representação da banda maciça da viga 1 em estudo para a laje aligeirada

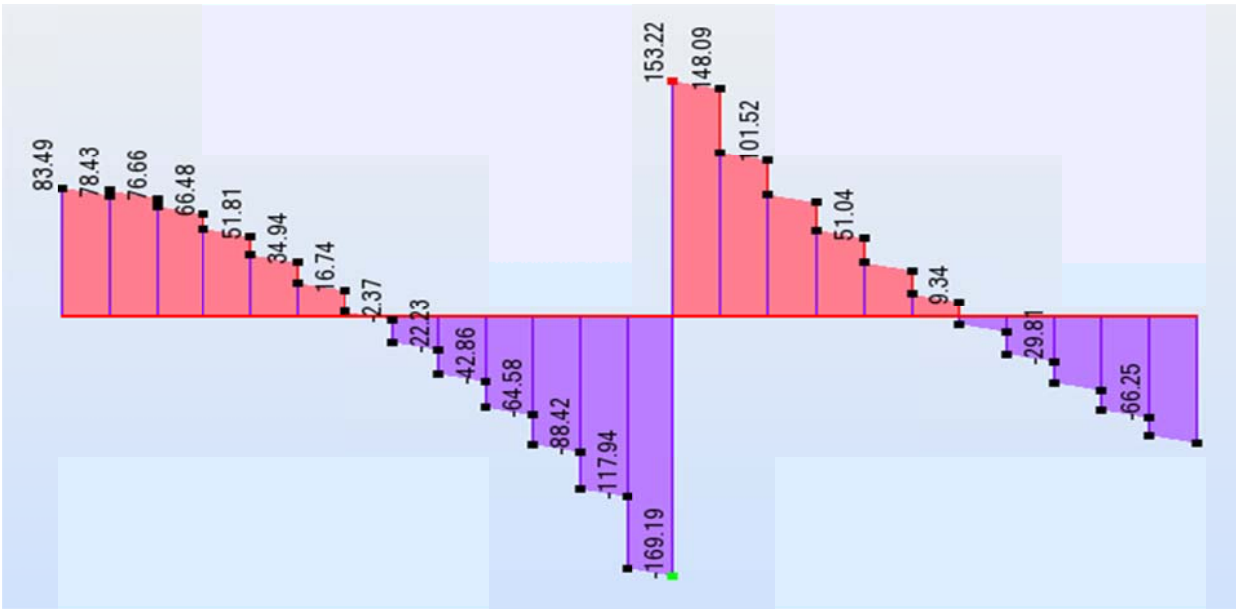


Figura 6.8 - Diagrama dos esforços transversos referentes à zona maciça para laje aligeirada

Quadro 6.5 – Valores de esforços transversos e distâncias ao início do tramo

Tramo	X (m)	Vsd (kN)
1 L = 6,5 m	0	83,5
	3,27	0
	6,50	-153
2 L = 5,58 m	0	169
	3,04	0
	5,58	-83

De seguida será apresentado o quadro 6.6, com os resultados finais respeitantes à viga 1 em análise.

Quadro 6.6 - Solução de armadura longitudinal para a banda maciça da viga 1

Banda maciça da viga 1						
Armaduras	Msd (kN.m)	μ	Ac,cal (cm²)	solução	As,ef f(cm²)	ρ (%)
superior	100	0,0461	4,72	5Ø12	5,65	0,22
	167	0,0770	8,11	2Ø16 + 4Ø12	8,55	0,34
	53	0,0245	2,45	5Ø12	5,65	0,22
inferior	74	0,0341	3,45	4Ø12	4,52	0,18
	67	0,0309	3,11	5Ø12	5,65	0,22

6.3.1.1. Dispensa de armaduras longitudinal

Para possibilitar a interrupção das armaduras é obrigatório garantir a absorção das forças de tracção correspondentes a um diagrama obtido por translação, paralela ao eixo da viga, do diagrama de Msd/z, e em que Msd é o valor de cálculo do momento actuante numa dada secção e z é o braço do binário das forças interiores na mesma secção, figura 6.5. [16]

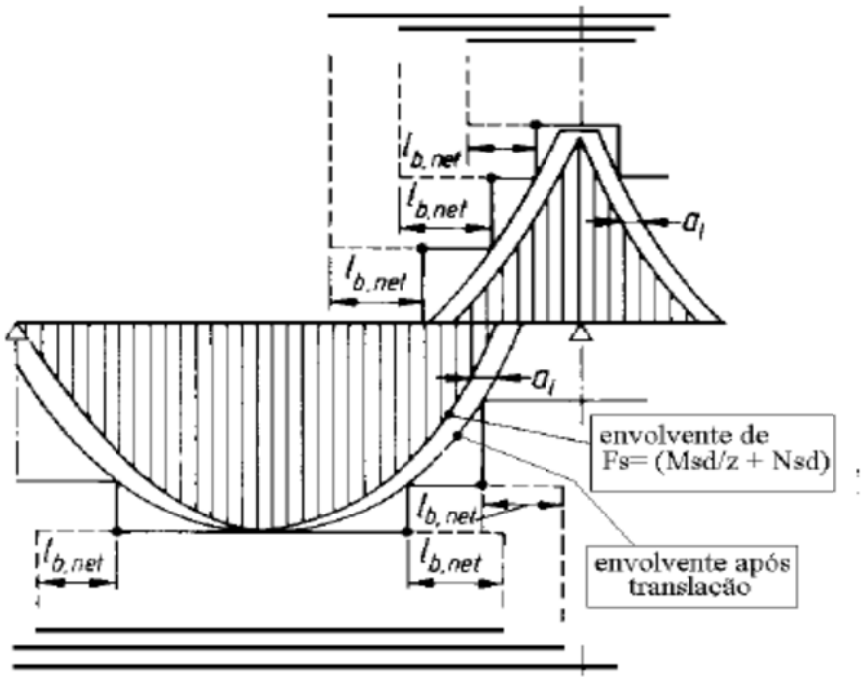


Figura 6.9 - Desenho esquemático da interrupção da armadura longitudinal [16]

Esta translação a_l varia com o valor de cálculo do esforço transverso actuante, Vsd, e com o tipo de armadura de esforço transverso. Apresenta-se de seguida os valores no caso da solução escolhida ser de estribos verticais, como no presente estudo:

$$V_{sd} \leq \frac{2}{3}\tau_2 b_w d \qquad \text{se} \qquad a_1 = d$$

$$V_{sd} \geq \frac{2}{3}\tau_2 b_w d \qquad \text{se} \qquad a_1 = 0{,}75d$$

em que,

- τ_2 - valor de tensão tangencial máxima quadro 6.7;
- V_{sd} - valor de cálculo do esforço transverso actuante;
- b_w - largura da alma da secção;
- d - altura útil da secção.

Quadro 6.7 - Valores de tensão τ_2 (MPa) [16]

Classe do betão	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
τ2	2,40	3,20	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00

Para se proceder à dispensa das armaduras recorreu-se ao programa de cálculo Robot Millenium, determinando a localização da viga onde os diagramas dos momentos, positivos e negativos, se anulavam. A localização é dada pelo parâmetro L1, figura 6.10, correspondente à distância compreendida entre o apoio, onde se verifica o maior valor do momento negativo e o local da viga onde este momento se anula.

Uma vez que as vigas estão divididas por tramos, constituindo cada extremidade um apoio, essas distâncias serão dadas a partir dos apoios colocados nas extremidades esquerda ou direita, consoante se esteja a analisar o momento negativo verificado numa ou noutra extremidade.

Para tornar mais fácil a determinação da distância à qual a armadura corrida garante a resistência ao momento flector da envolvente, X, figura 6.10, foi efectuada uma simplificação a nível dos diagramas de momentos, ou seja, assumiu-se o seu desenvolvimento como linear em vez de parabólico, situação real, estando esta hipótese pelo lado da segurança. A simplificação efectuada é demonstrada nas ilustrações seguintes, para os momentos negativos, uma vez que para os momentos positivos não foi efectuada dispensa de armadura. [16]

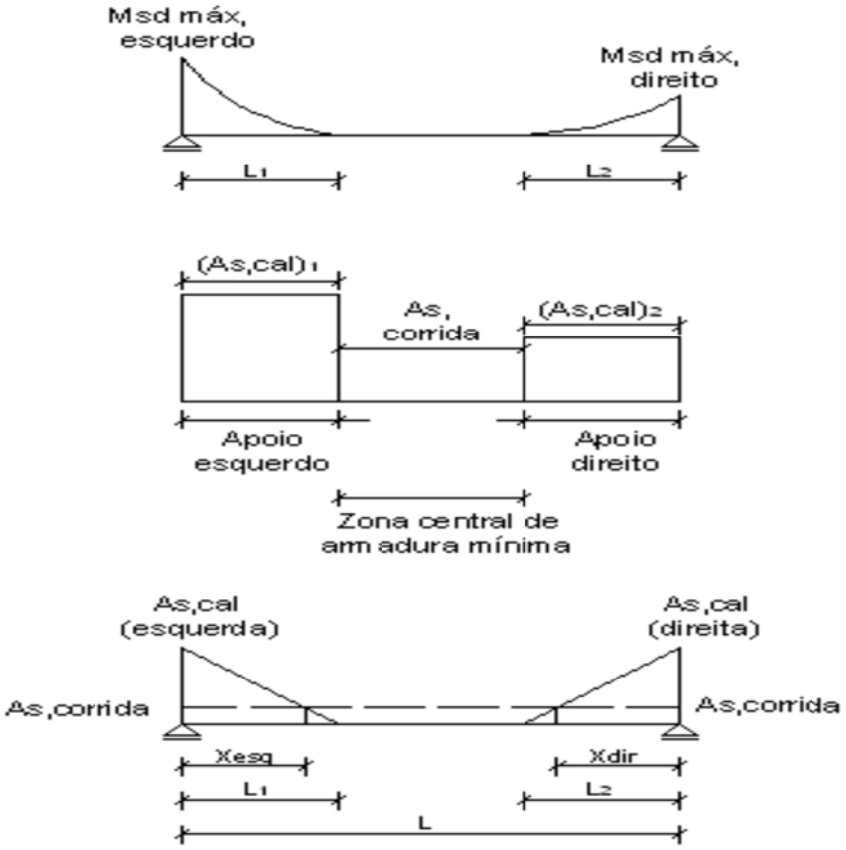


Figura 6.10 - Representação esquemática da dispensa das armaduras longitudinais por tramo de viga. [16]

em que,

- L_1 e L_2 – distância compreendida entre o valor do momento máximo negativo e momento nulo;
- L – comprimento do tramo de viga;
- $A_{s,calc}$ – armadura de cálculo;
- $A_{s,corrida}$ – armadura corrida ao longo do tramo de viga;
- X – distância correspondente ao momento resistente da armadura corrida em relação ao apoio.

Determinação de X:

Para o lado esquerdo

$$X_{esq} = L_1 \times \frac{A_{s,cal(esq)} - A_{s,corrida}}{A_{s,cal(esq)}} \tag{6.9}$$

Para o lado direito

$$X_{dir} = L_2 \times \frac{A_{s,cal(dir)} - A_{s,corrida}}{A_{s,cal(dir)}} \tag{6.10}$$

Assim, a dispensa da armadura é efectuada a partir de um comprimento, designado por L_{total}, que vai desde o apoio até ao ponto onde a armadura é dispensada. Esse parâmetro é definido por:

$$L_{total} = X + a_l + l_{b,net} \tag{6.11}$$

6.3.2. ARMADURA TRANSVERSAL

Segundo o REBAP, o valor de cálculo do esforço transverso resistente de elementos sujeitos a flexão simples ou composta (neste caso, vigas) é determinado com base na teoria da treliça de Morsch, convenientemente corrigida. Desta forma, o valor de cálculo do esforço transverso resistente V_{Rd} é obtido pela seguinte expressão,

Assim o valor de cálculo do esforço transverso resistente é obtido pela expressão:

$$V_{rd} = V_{cd} + V_{wd} \tag{6.12}$$

em que,

- V_{cd} - termo corrector da teoria de Mörsch;
- V_{wd} - valor da resistência das armaduras de esforço transverso segundo a mesma teoria.

O termo V_{cd} representa a correcção da teoria de Mörsch e é calculado através de:

$$V_{cd} = \tau_1 \times b_w \times d \tag{6.13}$$

O termo V_{wd} traduz a resistência das armaduras do esforço transverso segundo a mesma teoria e calcula-se através de:

$$V_{wd} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{syd} \times (1 + \cot g\ \alpha) \times \text{sen}\ \alpha \tag{6.14}$$

em que,

- τ_1 - valor de tensão, quadro 6.8;
- A_{sw} - área da secção da armadura de esforço transverso (no caso de estribos, compreende os vários ramos do estribo);
- s - espaçamento das armaduras de esforço transverso;
- d - altura útil da secção;
- α - ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso com o eixo do elemento $(45^o \leq \alpha \leq 90^o)$

Uma vez que foram utilizados estribos verticais, $\alpha = 90^{o}$, para todas a vigas em estudo, foi possível simplificar a expressão anterior.

$$V_{wd} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{syd} \tag{6.15}$$

Os símbolos das equações já se encontram definidos acima, excepto o parâmetro τ_1 que é uma tensão definida no quadro seguinte:

Quadro 6.8 - Valores de tensão τ_1 [16]
(MPa)

Classe do betão	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
τ1	0,50	0,60	0,65	0,75	0,85	0,90	1,00	1,10	1,15

No entanto, o valor de cálculo do esforço transverso resistente, depois de determinado, deve ainda satisfazer a seguinte condição,

$$V_{rd} \leq \tau_2 \times b_w \times d \tag{6.16}$$

Determinado o método de cálculo das armaduras transversais é necessário analisar as disposições construtivas associadas a estes elementos, de acordo com o estipulado pelo REBAP.

Estas devem ser colocadas ao longo de todo o vão das vigas, abrangendo a totalidade das suas alturas e envolvendo quer a armadura longitudinal de tracção quer a de compressão, quando esta seja considerada como resistente.

Respeitantes às suas extremidades, estas devem terminar por meio de ganchos, podendo ser empregues cotovelos caso os varões sejam de alta aderência, devendo ser executados como indicado na figura 6.3.

O espaçamento dos estribos, deve, no caso de estribos verticais, respeitar as seguintes condições:

- $V_{sd} \leq \frac{1}{6}\tau_2 b_w d$ se $s \leq 0,9 \times d$ com maximo de 30 cm
- $\frac{1}{6}\tau_2 b_w d < V_{sd} \leq \frac{2}{3}\tau_2 b_w d$ se $s \leq 0,5 \times d$ com maximo de 25 cm
- $V_{sd} > \frac{1}{6}\tau_2 b_w d$ se $s \leq 0,3 \times d$ com maximo de 20 cm

A distância entre dois ramos consecutivos do mesmo estribo não deve exceder a altura útil da viga nem 60 cm.

A percentagem de estribos, ρ_w, é definida pela expressão seguinte e não deve ser inferior aos limites especificados pelo quadro 6.8.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \times s \times \text{sen}\alpha} \times 100 \tag{6.17}$$

Quadro 6.9 - Percentagem mínima de estribos [16]

(%)

Armaduras de aço	ρw
A235	0,16
A400	0,10
A500	0,08

Nas zonas das vigas em que se verifique a condição $V_{sd} < \tau_1 b_w d$ estes valores mínimos de percentagem de estribos poderão ser reduzidos multiplicando-os pela relação $\frac{V_{sd}}{\tau_1 b_w d}$, em que τ_1 toma os valores referidos no quadro 6.7.

Tendo em conta os aspectos mencionados anteriormente e visto que em determinadas situações será apenas necessária a armadura mínima, o primeiro procedimento passa por a definir e contabilizar a sua capacidade resistente.

$$\rho_w = 0,08\%$$

Para a viga em estudo de dimensões 40×55 cm .

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \times s \times \text{sen}\alpha} \times 100 \Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \frac{\rho_w \times b_w \times \text{sen}\alpha}{100} \tag{6.18}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \left[\frac{0,08 \times 0,40 \times \text{sen}(90)}{100}\right] \times 10^4 = 3,2 \text{ cm}^2/\text{m} \tag{6.19}$$

Considerando armadura Ø6 com dois ramos, que corresponde a uma área de 0,848 cm^2, obtém-se o seguinte espaçamento:

$$\Phi 6 \rightarrow s \leq \frac{0,848}{3,20} \Rightarrow s \leq 0,27 \text{ m}$$

Para a armadura mínima optou-se por,

$$\Phi 6 / /.20(3\mathrm{r}) \rightarrow \frac{A_s}{s} = \frac{0,84}{0,2} = 4,24 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow A_{s,eff} = 4,24 \text{cm}^2/\text{m}$$

Respeitante à capacidade resistente desta solução, esta é contabilizada do seguinte modo:

$$V_{rd} = V_{cd} + V_{wd} = 191,25 + 84,66 = 275,91 \text{ kN}$$

sendo,

$$V_{cd} = 0,75 \times 10^3 \times 0,50 \times 0,51 = 191,25 \text{ kN}$$

$$V_{wd} = 0,9 \times 0,51 \times 4,24 \times 10^{-4} \times 435 \times 10^3 = 84,66 \text{ kN}$$

De seguida apresenta-se o método de cálculo das armaduras de esforço transverso numa zona intermédia entre pilares.

Neste tipo de situação onde aparece um tramo com valores positivos e negativos do esforço transverso, existe uma zona intermédia onde será colocada uma solução de estribos que é a mínima exigida para garantir a segurança. Então o modelo de cálculo nestas situações consiste em calcular soluções de estribos para os valores máximos que se encontram nos extremos e calcular os pontos em que os valores do esforço transverso igualam os valores do esforço transverso resistente referentes à armadura mínima, onde se colocará uma solução de estribos mínima.

Para isso será utilizada uma simplificação próxima da utilizada em 6.3.1.1. para a dispensa da armadura transversal, utilizando também um método simplificado.

Na figura seguinte 6.11, apresenta-se um esquema geral, em que a primeira imagem ilustra uma representação genérica do esforço transverso e a segunda ilustra a armadura de esforço transverso relativa a cada um dos tramos considerados.

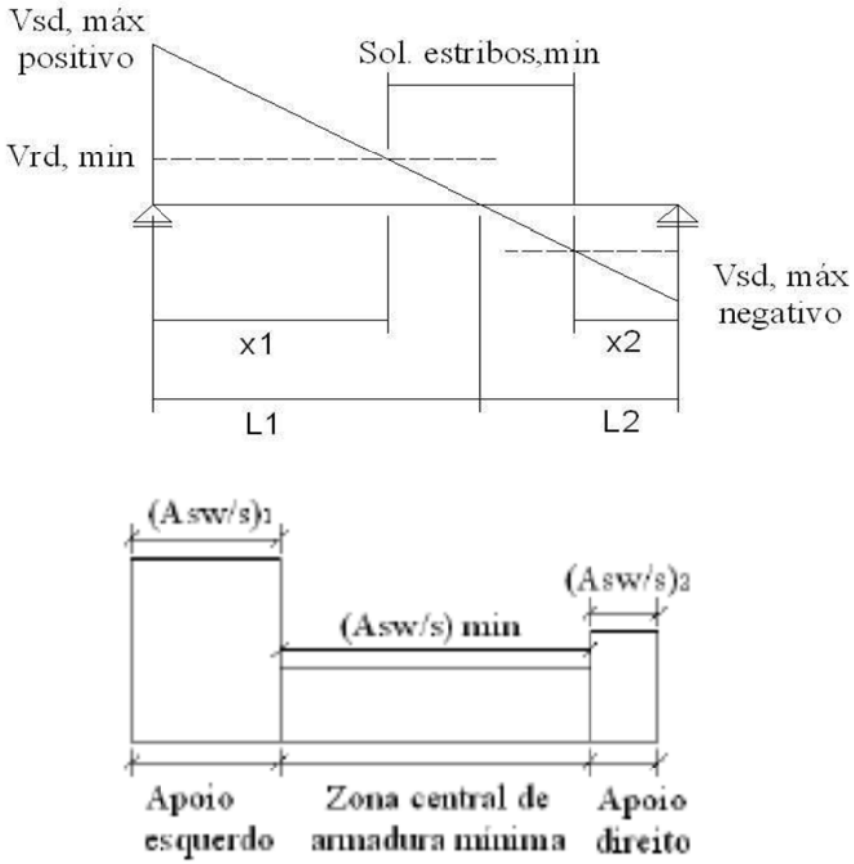


Figura 6.11 - Simplificação do método de dispensa de armadura transversa por tramo de viga

Entre os pilares e as distância X1 e X2 será colocada a solução de armadura referente ao $V_{sd,máx}$ positivo e $V_{sd,máx}$ negativo, respectivamente. Entre as distâncias X1 e X2 será colocada a armadura mínima, onde:

Para o lado esquerdo temos:

$$X_1 = L_1 \times \frac{V_{sd,max} - V_{rd,min}}{V_{sd,max}} \tag{6.20}$$

Para o lado direito temos:

$$X_2 = L_2 \times \frac{V_{sd,max} - V_{rd,min}}{V_{sd,max}} \tag{6.21}$$

O processo admitido para cada tramo consistiu em considerar o esforço máximo actuante, $V_{sd,max}$, igual ao esforço resistente, V_{rd}, para determinar V_{wd}, a partir do qual se obteve a área de armadura por m^2, $\frac{A_{sw}}{s}$. De seguida foi escolhido o tipo de solução que melhor se adaptava à área de armadura obtida, tendo sempre em atenção os requisitos mínimos necessários para a colocação de estribos, mencionados anteriormente.

Na viga 1 em estudo todos os valores de Vsd são inferiores ao valor encontrado para Vrd = 275,91 kN, valor resistente da armadura mínima, não é necessário calcular armadura, logo é a armadura mínima que vai existir ao longo desta como indicado no quadro seguinte.

Quadro 6.10 – Solução da armadura transversal para a viga 1

Tramos	Apoios	Vsd (kN)	Vcd (kN)	Vwd (kN)	(Asw/s),cal cm²/m	solução	(Asw/s),eff cm²/m
1	esquerda	83,5	191,25	-107,75	-	ϕ6//,20 (3r)	4,24
	direita	169	191,25	-22,25	-		4,24
2	esquerda	153	191,25	-38,25	-	ϕ6//,20 (3r)	4,24
	direita	83	191,25	-108,25	-		4,24

6.3.2.1. Posição da Armadura Transversal

Solucionada a armadura transversal, procedeu-se à determinação da distância a estribar. Este processo é análogo ao utilizado para a dispensa da armadura longitudinal.

Para tal recorreu-se ao programa de cálculo Robot Millenium, determinando a localização da viga onde os diagramas dos esforços transversos, positivos e negativos, se anulam. A localização é dada pelo parâmetro L1, correspondente à distância compreendida entre apoio, onde se verifica o maior valor do esforço transverso, negativo ou positivo, e o local da viga onde este esforço transverso se anula.

Desta forma, através da capacidade resistente ao esforço transverso dos estribos mínimos utilizados, calculou-se a distância X ao apoio na qual se colocará estribos diferentes. Esta distância será arredondada por excesso em função do espaçamento dos estribos, ou seja, para que estes fiquem certos. A figura 6.11, explica o método utilizado,.

Para o lado esquerdo temos:

$$X_1 = L_1 \times \frac{V_{sd,max} - V_{rd,min}}{V_{sd,max}} \qquad (6.20)$$

Para o lado direito temos:

$$X_2 = L_2 \times \frac{V_{sd,max} - V_{rd,min}}{V_{sd,max}} \tag{6.21}$$

6.4. ARMADURAS EM LAJE FUNGIFORME MACIÇA

6.4.1. ARMADURA LONGITUDINAL

A metodologia utilizada para análise e dimensionamento das armaduras de flexão apoia-se numa análise elástica da laje através de elementos finitos, recorrendo ao programa de cálculo Robot Millennium, e pelos critérios estipulados pelo REBAP.

Segundo este último, a percentagem de armadura principal mínima deve respeitar os limites dispostos para as vigas. Dado tratar-se de uma laje armada em duas direcções, o condicionamento desta imposição aplica-se a cada uma das duas armaduras principais.

Assim, considerando a percentagem mínima de armadura têm-se,

$$\rho_{min}\left(A500\right) = 0,12\%$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_t \times d} \times 100 \Leftrightarrow A_{s,min} = \left[\frac{0,12 \times 1,00 \times 0,21}{100}\right] \times 10^4 = 2,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Respeitante ao espaçamento máximo entre varões da armadura principal, este não deve ser superior a 1,5 vezes a espessura da laje, com máximo de 35 cm. Para que seja controlada a fendilhação, o espaçamento máximo dos varões não deve também exceder valores duplos dos indicados no quadro 6.4.

Tendo a laje em estudo, h = 25cm de espessura obtém-se um limite de espaçamento máximo de:

$$s_{max} \leq \min = \begin{cases} 1,5 \times h = 37,5 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm} \\ 2 \times 10 = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow s_{max} = 20 \text{ cm}$$

De forma a controlar a fendilhação por retracção na secção, deverá ainda observar-se:

$$A_{s,min} = 0,8 \times A_c \times \frac{f_{cm}}{f_{yk}} = 0,8 \times \left(1,0 \times 0,25\right) \times \frac{2,6 \times 10^3}{500 \times 10^3} = 10,4 \text{ cm}^2/\text{m} \tag{6.22}$$

Escolhendo Φ12 e com espaçamento de 20 cm temos:

$$\Phi 12 \rightarrow s \leq \frac{1,13}{0,2} \leq 5,65 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \Phi 12 / / .0,20 = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Como se pode verificar no seguinte cálculo, a armadura mínima para o controlo de fendilhação apresenta um valor superior à armadura mínima sugerida pelo REBAP, apesar de ter sido cumprido a distância máxima entre varões para controlo da fendilhação. Com a utilização desta armadura mínima reforça-se o controlo da fendilhação, por isso será esta a ser utilizada.

em que,

- $A_{s,min}$ - armadura de retracção;
- A_c - área da secção do betão;
- f_{cm} - valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples aos 28 dias de idade;
- f_{yk} - valor característico da tensão de cedência à tracção do aço e das armaduras ordinárias.

6.4.1.1. Armaduras Inferiores da Laje

Os mapas que serão apresentados de seguida possuem uma alternância de cores para representarem a variação do valor de momentos ao longo de toda a laje, correspondendo a cor mais escura ao maior momento, ou seja, ao mais gravoso, e a mais clara ao menor momento, ou seja, ao menos gravoso.

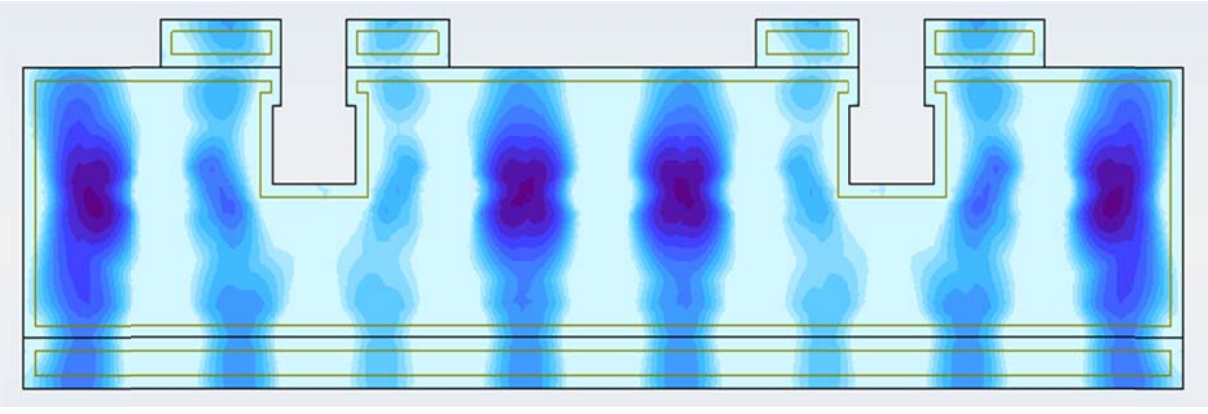


Figura 6.12 - Mapa das áreas de influência de momentos flectores positivos na direcção x

Como é possível visualizar existem quatro zonas nitidamente mais gravosas. Contudo, e recorrendo ao programa de calculo mencionado anteriormente, apenas será feita a análise para os momentos flectores do lado direito, pois apresentam momentos mais gravosos.
Para o dimensionamento da armadura inferior da laje, é necessário analisar os mapas referentes aos momentos flectores positivos nas duas direcções, "x" e "y" e ampliar o valor máximo do momento de cálculo obtido em 20% para contar com uma alternância de sobrecarga que não se teve em conta nas combinações de acções. Este valor é conservativo, proporcionando um cálculo das armaduras pelo lado da segurança.

Como os valores dos momentos positivos apresentam uma certa homogeneidade, os momentos máximos não se encontram muito afastados entre si, optando-se por não fazer nenhum tipo de dispensa na armadura, dimensionando para o momento máximo positivo global, em cada direcção, figura 6.23.

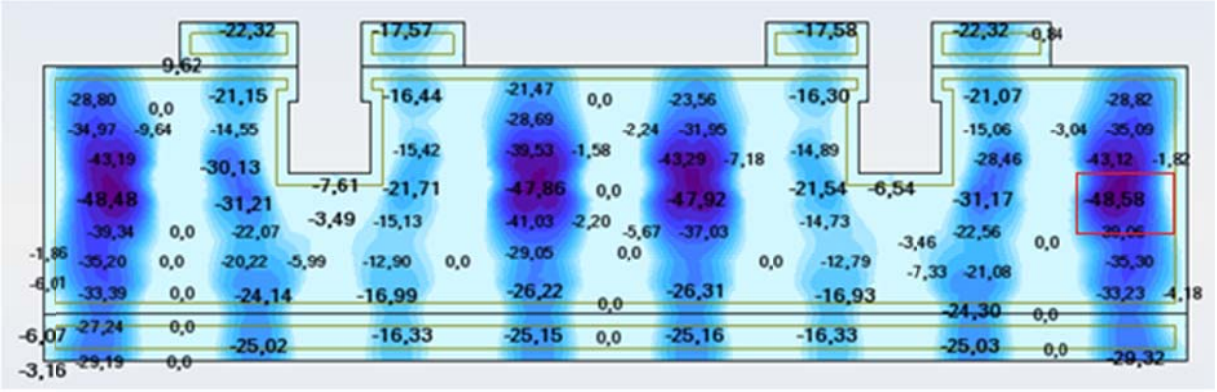


Figura 6.13 - Áreas de influência de momentos flectores positivos máximos na direcção x

Assim para o lado direito apresentam-se os seguintes valores de momentos flectores, figura 6.14

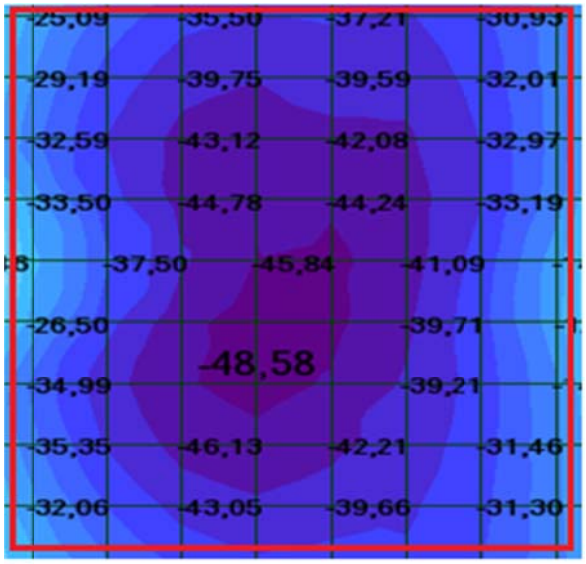


Figura 6.14 - Detalhe das áreas de influência de momentos flectores positivos da zona mais gravosa na direcção x

Analisando a figura verifica-se que o momento mais gravoso é igual a $M_{sd} = 48{,}58$ kN.m

$$M_{sd} = 48{,}58 \times 1{,}2 \Leftrightarrow M_{sd} = 58{,}30 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{58{,}30}{1{,}0 \times 0{,}21^2 \times 16{,}7 \times 10^3} = 0{,}0792$$

$$A_s = \mu(1+\mu)bd\frac{f_{cd}}{f_{syd}} = \left[0{,}0792 \times (1+0{,}0792) \times 1{,}00 \times 0{,}21 \times \frac{16{,}7}{435}\right] \times 10^4 = 6{,}89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Considerando $\Phi 12$ determinou-se o espaçamento máximo dos varões.

$$\Phi 12 \rightarrow s \leq \frac{1{,}13}{6{,}89} \Rightarrow s \leq 0{,}164 \text{ m}$$

Para um espaçamento de s = 0,125 obteve-se,

$$\Phi 12 / /.125 \rightarrow \frac{A_s}{s} = \frac{1{,}13}{0{,}125} = 9{,}04 \text{ cm}^2/\text{m} \Leftrightarrow (8\Phi 12/\text{m})$$

A solução é:

- Ø12//0,125 (8Ø12/m) = 9,04 cm^2/m
- A_s (total) = 9,04 cm^2/m

Para os momentos flectores positivos na direcção y temos:

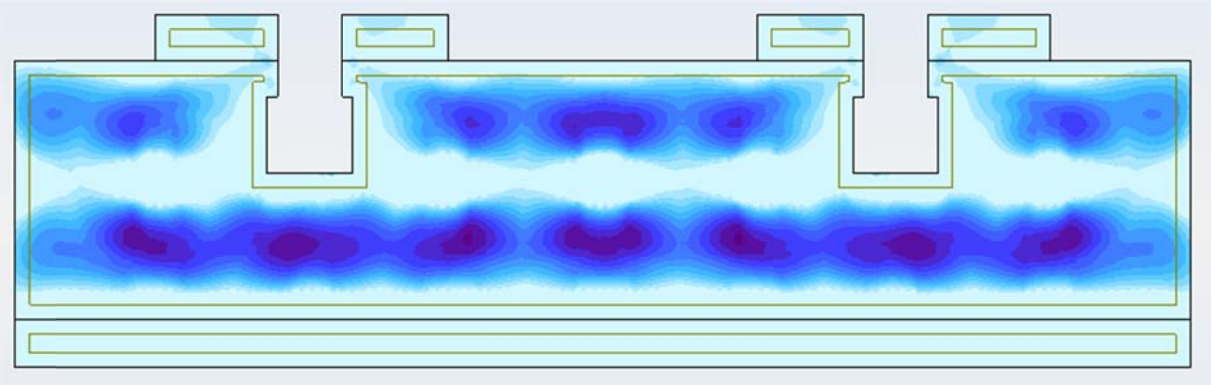


Figura 6.15 - Mapa das áreas de influência de momentos flectores positivos na direcção y

Efectuando um processo análogo ao da direcção x, apenas será feita a análise para os momentos flectores mais gravosos.

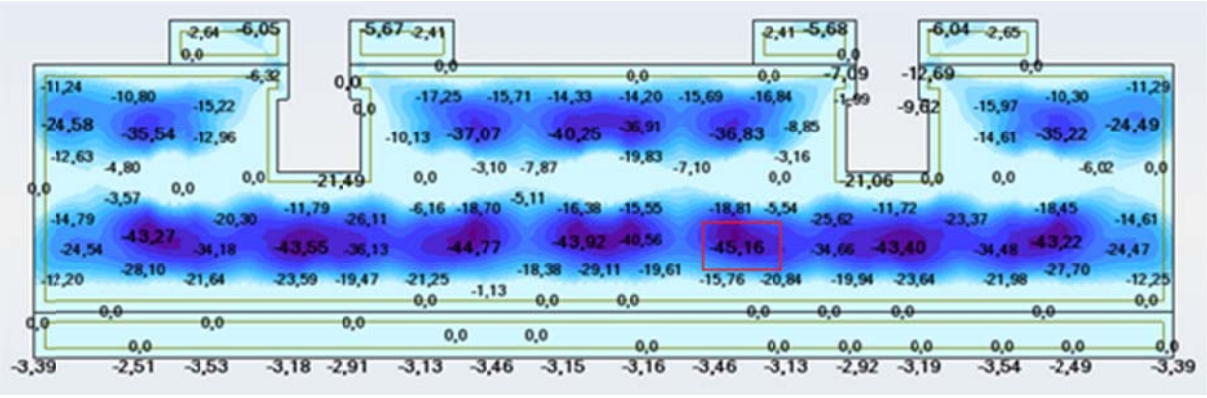


Figura 6.16 - Áreas de influência de momentos flectores positivos máximos na direcção y

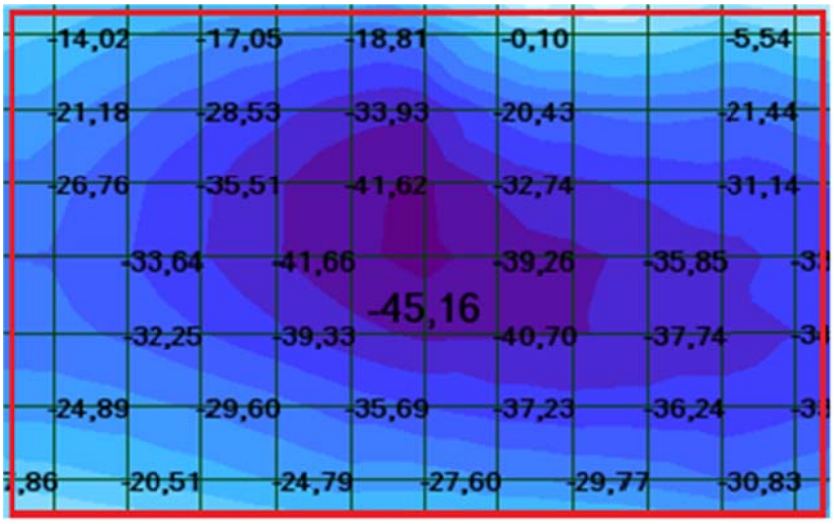


Figura 6.17 - Detalhe das áreas de influência de momentos flectores positivos da zona mais gravosa na direcção y

Analisando a figura verifica-se que o momento mais gravoso é igual a $M_{sd} = 45{,}16$ kN.m

$$M_{sd} = 45{,}16 \times 1{,}2 \Leftrightarrow M_{sd} = 54{,}19 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{54{,}19}{1{,}0 \times 0{,}21^2 \times 16{,}7 \times 10^3} = 0{,}0736$$

$$A_s = \mu(1+\mu)bd\frac{f_{cd}}{f_{syd}} = \left[0{,}0736 \times (1+0{,}0736) \times 1{,}00 \times 0{,}21 \times \frac{16{,}7}{435}\right] \times 10^4 = 6{,}37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Considerando $\Phi 12$ determinou-se o espaçamento máximo dos varões.

$$\Phi 12 \rightarrow s \leq \frac{1{,}13}{6{,}37} \Rightarrow s \leq 0{,}177 \text{ m}$$

Para um espaçamento de s = 0,125 obteve-se,

$$\Phi 12 \,//.125 \rightarrow \frac{A_s}{s} = \frac{1{,}13}{0{,}125} = 9{,}04 \text{ cm}^2/\text{m} \Leftrightarrow (8\Phi 12/\text{m})$$

A solução é:

- Ø12//0,125 (8Ø12/m) = 9,04 cm^2/m
- A_s (total) = 9,04 cm^2/m

6.4.1.2. Armaduras Superiores da Laje

Para definição da armadura superior consideram-se como critérios:

- Estender uma armadura mínima ao longo de toda a laje em cada direcção, x e y, reforçando-a nas zonas de maior momento, correspondentes às zonas dos pilares.
- Por uma questão de uniformização, optar pela solução de armadura de reforço para a situação mais gravosa, considerando-a para os restantes pilares.

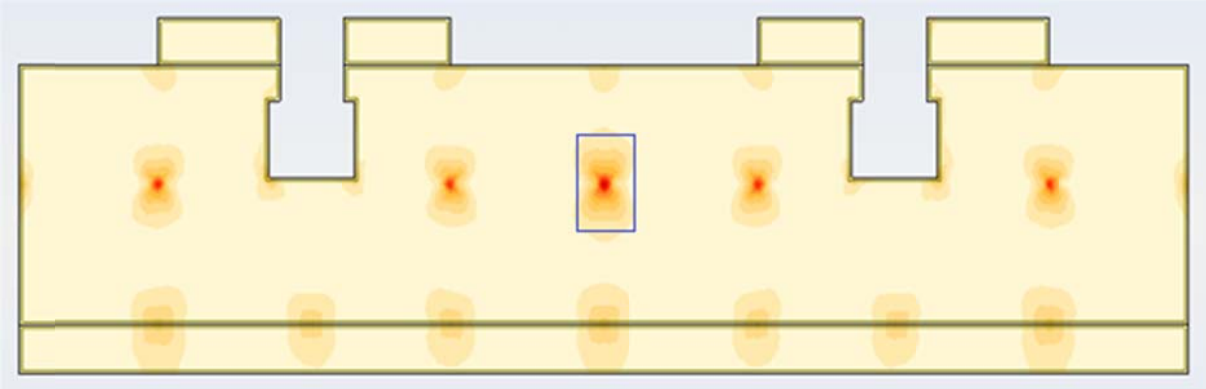


Figura 6.18 - Mapa das áreas de influência de momentos flectores negativos na direcção x

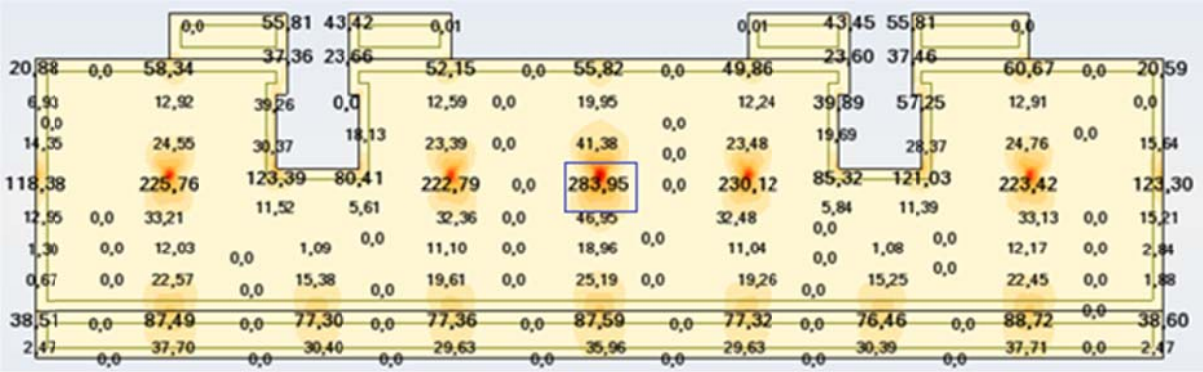


Figura 6.19 - Áreas de influência de momentos flectores negativos máximos na direcção x

No que diz respeito à armadura a dispor ao longo de toda a laje, uma vez que se optou por não utilizar diâmetros inferiores a 10mm e o espaçamento máximo entre varões é de 20cm, esta armadura será Ø12//0,20. Esta solução representa uma área de aço de 5,65cm2/m. Esta armadura é compatível com a armadura mínima de retracção, uma vez que somando a área de armaduras superior e inferior em cada zona da laje, o valor obtido é sempre superior ao mínimo determinado.

Para que esta parte não se torne demasiado extensa, apenas se vai demonstrar o método utilizado para a zona de um pilar, figura 6.18 e 6.19, sendo que para os restantes se aplica a mesma metodologia.

Nestes procedimentos foram efectuados cortes nos diagramas de $M^{(-)}$, segundo duas direcções ortogonais, X e Y, figura 6.21 e 6.24 a partir do centro do pilar, com um comprimento de 3,0m. Este valor foi adoptado tendo em conta o vão máximo existente entre pilares, determinando-se 1/4 da distância para cada lado. Assim, e como o vão máximo existente tem o valor aproximado de 7,4m, considerou-se o valor 1,5m aceitável para cada lado em relação ao centro do pilar. Tal foi confirmado aquando da aplicação do método, no qual se verificou que a distância escolhida é suficiente para cobrir a mancha de momentos mais gravosos em torno deste mesmo pilar. Este método está de acordo com o disposto no Artigo 118.º e 119.º do REBAP.

De seguida serão demonstrados os cálculos efectuados para o pilar central 2.

Nas ilustrações seguintes, figura 6.20, apresentam-se os momentos flectores máximos segundo a direcção x e o respectivo corte, figura 6.21, onde é possível verificar que este atravessa a mancha dos momentos flectores mais gravosos.

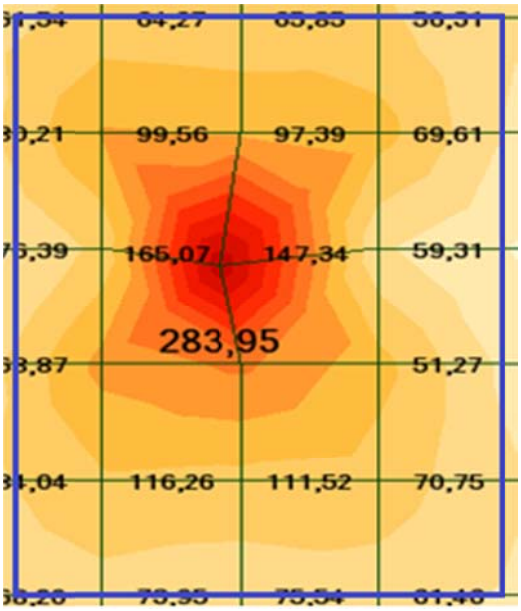


Figura 6.20 – Detalhe das áreas de influência de momentos flectores negativos da zona mais gravosa na direcção x no pilar central 2

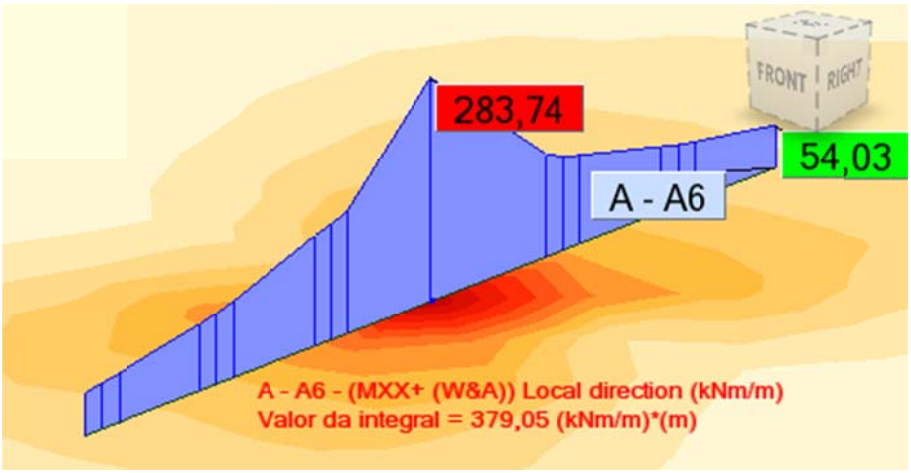


Figura 6.21 – Detalhe do painel cut, áreas de influencia de momentos negativos direcção x

O corte foi feito com a directriz que tem a direcção do vector-momento, neste caso direcção y, dando-nos o valor do integral de momentos flectores, necessário para dimensionar a armadura superior na direcção x.

O valor do integral refere-se ao valor do integral do diagrama de momentos flectores, na perpendicular à directriz de corte, servindo assim para dimensionar a armadura superior também na perpendicular às directrizes de corte.

$$l_{cut} = 3,0 \text{ m} \rightarrow \int = 379,05 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = M\!\!\diagup_{m} = \frac{379,05}{3,0} = 126,35 \text{ kN.m / m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{126,35}{1,0 \times 0,21^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,172$$

$$A_s = \mu(1+\mu) bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = \left[0,172 \times (1+0,172) \times 1,00 \times 0,21 \times \frac{16,7}{435} \right] \times 10^4 = 15,25 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Como nesta zona já existe armadura Ø12//0,20, a armadura de reforço apenas necessita de complementar a área requerida. Logo,

$$A_{s,reforco} = 15,25 - 5,65 = 9,60 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

No entanto, para que não exista incompatibilidade de espaçamentos, o espaçamento adoptado para esta armadura será igual ao da armadura mínima, ou seja, 20cm. Logo, considerando $\Phi 16$ determinou-se o espaçamento máximo dos varões.

$$\Phi 16 \rightarrow s \leq \frac{2,01}{10,6} \Rightarrow s \leq 0,20 \text{ m}$$

Para um espaçamento de s = 0,20 obteve-se,

$$\Phi 16 / / .20 \rightarrow \frac{A_s}{s} = \frac{2,01}{0,20} = 10,05 \text{ cm}^2 / \text{m} \Leftrightarrow (5\Phi 16 / \text{m})$$

A solução é:

- Ø12//0,20 (5Ø12/m) = 5,65 cm^2/m - armadura corrida
- Ø16//0,20 (5Ø16/m) = 10,05 cm^2/m - armadura de reforço

- A_s (total) = 15,70 cm^2/m

Efectuando um processo análogo ao da direcção y, apenas será feita a análise para os momentos flectores mais gravosos, figura 6.22 a 6.25.

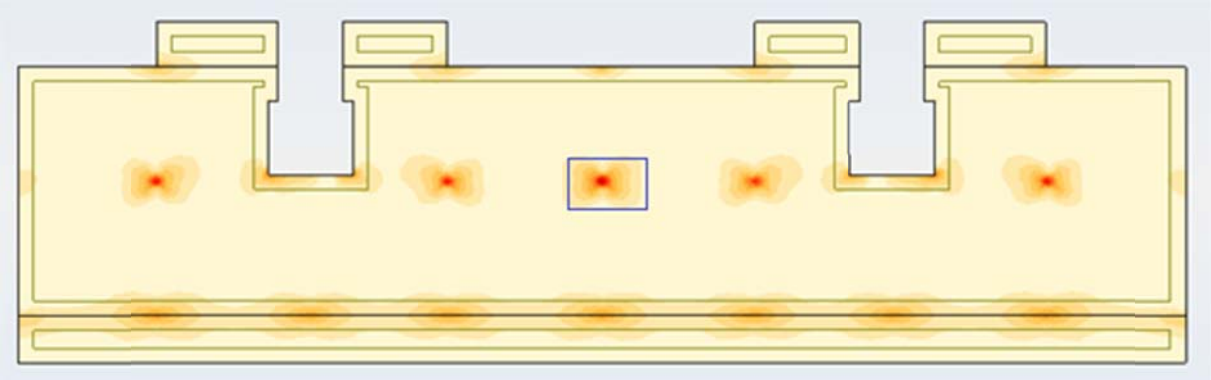


Figura 6.22 - Áreas de influência de momentos negativos direcção y

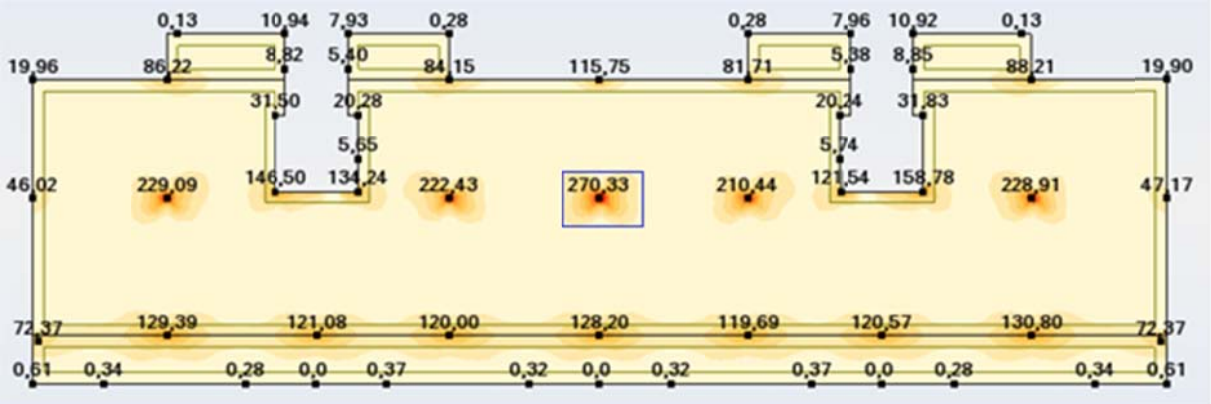


Figura 6.23 - Áreas de influência de momentos negativos direcção y

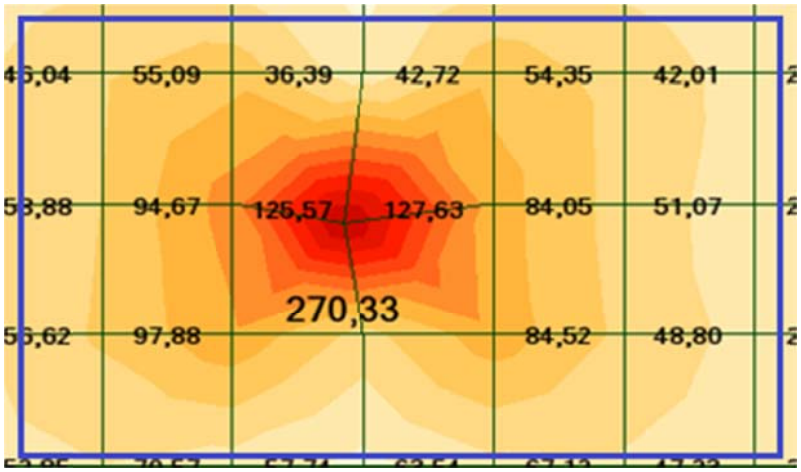


Figura 6.24 – Detalhe das áreas de influência de momentos negativos direcção y

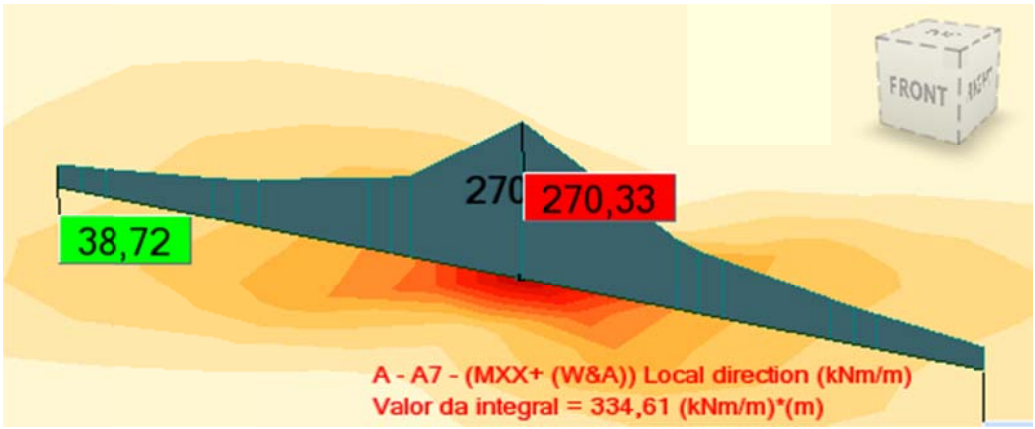


Figura 6.25 – Detalhe do painel cut, áreas de influência de momentos negativos direcção y

$$l_{cut} = 3,0 \text{ m} \rightarrow \int = 334,61 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = M/_{m} = \frac{334,61}{3,0} = 111,54 \text{ kN.m / m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{111,54}{1,0 \times 0,21^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,1511$$

$$A_s = \mu(1+\mu) bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = \left[0,1511 \times (1+0,1511) \times 1,00 \times 0,21 \times \frac{16,7}{435} \right] \times 10^4 = 14,02 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Como nesta zona já existe armadura Ø12//0,20, a armadura de reforço apenas necessita de complementar a área requerida. Logo,

$$A_s = 14,02 - 5,65 = 8,37 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

O espaçamento adoptado para esta armadura será igual ao da armadura mínima, ou seja, 20cm. Logo, considerando $\Phi 12$ determinou-se o espaçamento máximo dos varões.

$$\Phi 16 \rightarrow s \leq \frac{2,01}{8,37} \Rightarrow s \leq 0,24 \text{ m}$$

Para um espaçamento de s = 0,20 obteve-se,

$$\Phi 16 / / .20 \rightarrow \frac{A_s}{s} = \frac{2,01}{0,20} = 10,05 \text{ cm}^2/\text{m} \Leftrightarrow \left(5\Phi 16/\text{m}\right)$$

A solução é:

- Ø12//0,20 (5Ø12) = 5,65 cm^2/m - armadura corrida
- Ø16//0,20 (5Ø16) = 10,05 cm^2/m - armadura de reforço
- A_s (total) = 15,70 cm^2/m

6.4.5. VERIFICAÇÃO DE PUNÇOAMENTO

Os esforços de punçoamento ocorrem em lajes sem vigas (lajes fungiformes) na zona de transmissão de esforços aos pilares. Estes esforços são caracterizados pela rotura local ao corte num contorno da área de carga, sendo especialmente críticos quando as cargas são excêntricas. [14]
O estado limite último de punçoamento caracteriza-se pela formação de um tronco de cone, que por norma se desliga do resto da laje, ilustrado na figura 6.25, resultando da interacção de efeitos de corte e flexão na zona da laje próxima do pilar. É um mecanismo de colapso local associado a uma rotura frágil (sem aviso prévio notório), condicionada pela resistência à tracção e compressão do betão, e que pode gerar um colapso progressivo da estrutura, na medida em que a rotura junto ao pilar implica um incremento da carga em pilares vizinhos. [9]

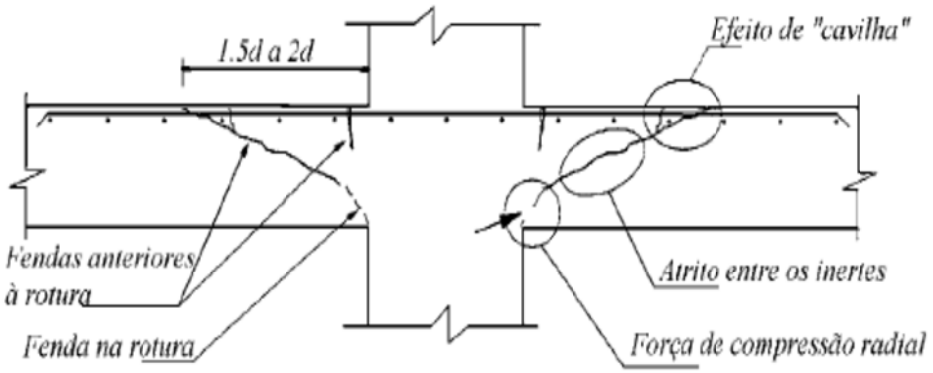


Fig. 6.26 - Mecanismo de rotura por punçoamento de um pavimento de lajes.

No perímetro do pilar, junto à superfície, zona provável de ocorrência de colapso, as forças de corte ou forças de punçoamento são resistidas figuras 6.26 e 6.27 pela:

- Força de compressão radial, inclinadas na zona comprimida (1);
- Força de atrito entre os inertes (2);
- Efeito de ferrolho das armaduras de flexão (3). [9]

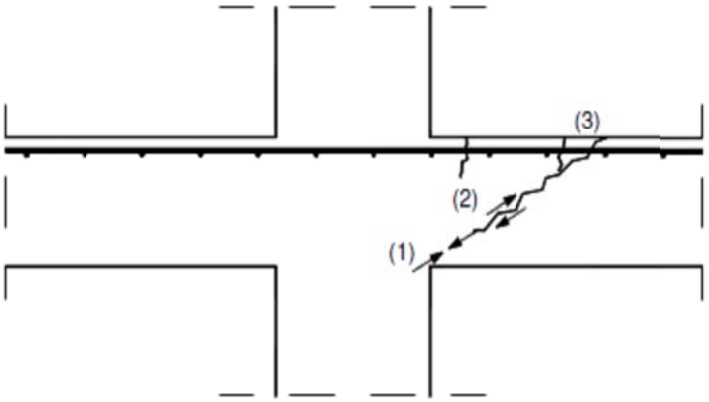


Fig. 6.27 - Mecanismos de resistência ao punçoamento. [9]

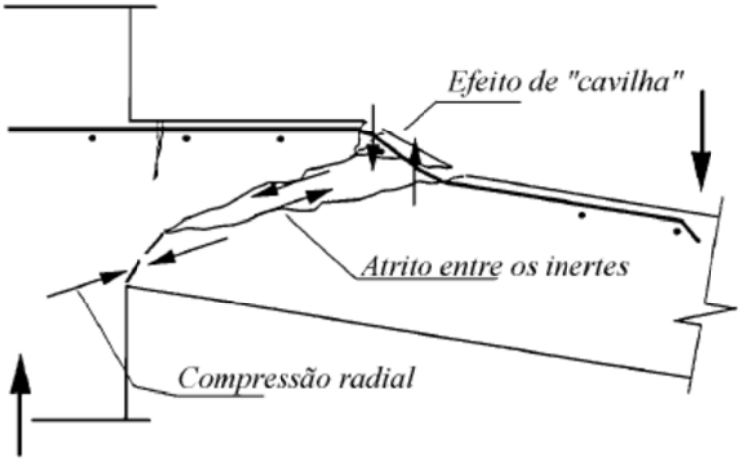


Fig. 6.28 - Mecanismos de resistência ao punçoamento. [9]

Segundo o disposto no REBAP, não será necessário adoptar armaduras específicas para resistir ao punçoamento caso o valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento, V_{Rd}, seja superior ou igual ao valor e cálculo do esforço actuante de punçoamento, V_{Sd}, ao longo do perímetro considerado.

$$V_{Rd} \geq V_{Sd}$$

No caso de não existirem armaduras específicas para resistir ao esforço resistente de punçoamento, este valor obtém-se por:

$$V_{Rd} = \upsilon_{Rd} \times u$$

em que:

$$\upsilon_{Rd} = \eta \times \tau_1 \times d$$

$$\eta = (1,6 - d)$$

$$u = 2 \times b + 2 \times h + \pi \times d$$

cuja:

- V_{rd} - valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento;
- υ_{rd} - valor de cálculo do esforço resistente de punçoamento por unidade de comprimento do contorno;
- u - perímetro do contorno crítico de punçoamento, definido por uma linha fechada envolvendo a área carregada a uma distância não inferior a d/2 e cujo perímetro é mínimo fig 6.28;
- η - coeficiente cujo valor é dado por (1,6 – d), com d expresso em metros, e que não deve ser tomado inferior à unidade;
- τ_1 - tensão (obtida no quadro 6.8.);
- d - altura útil da laje.

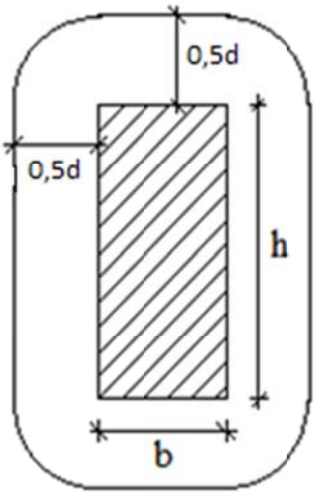


Figura 6.29 - Perímetro de controlo à distância 0,5d que define a zona onde é necessária armadura de punçoamento.

Apenas serão analisados os pilares interiores, P2 (central) figura 6.29, P3 figura 6.30, pois para os restantes, uma vez que existem vigas, os esforços da laje serão descarregadas nestas que por sua vez descarregam sobre pilares, que assim não necessitam de verificação ao punçoamento.

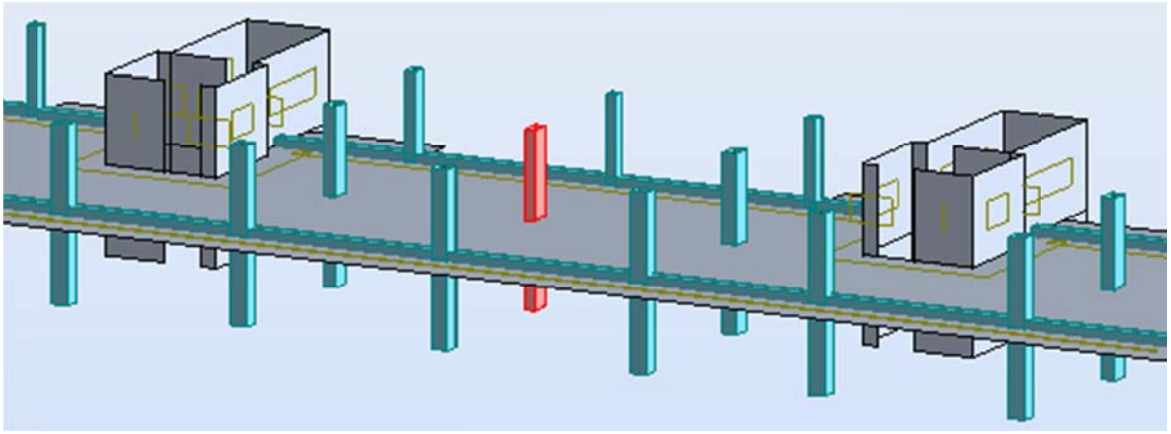


Figura 6.30 - Pilar P2 (central) do piso tipo.

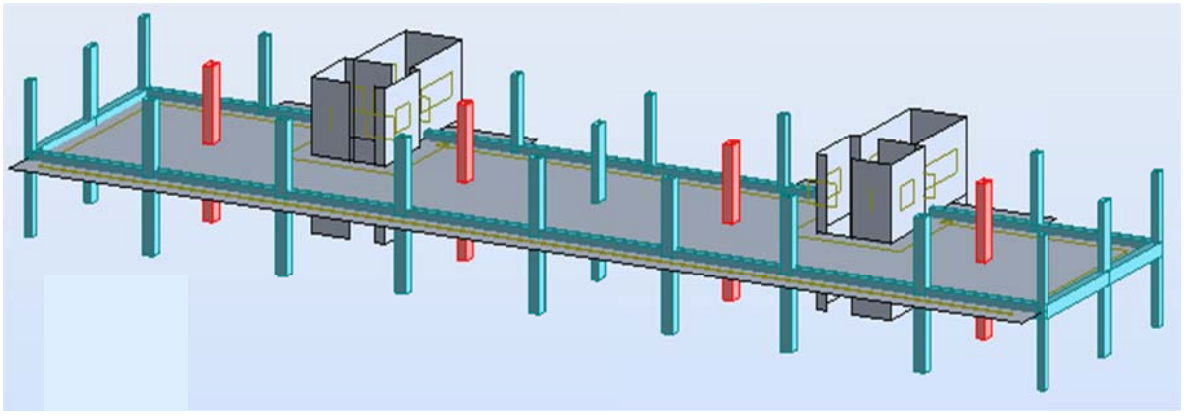


Figura 6.31 - Pilares P3 do piso tipo

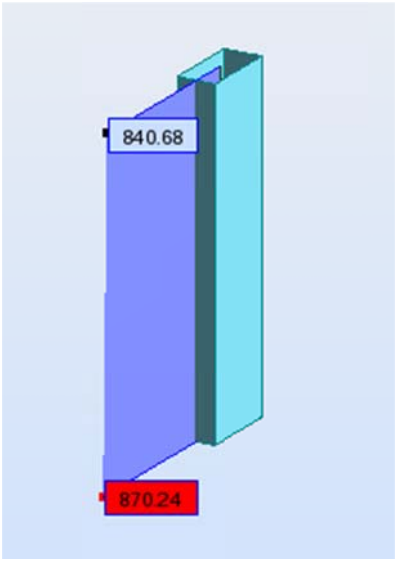


Figura 6.32 - Esforço axial no Pilar 2 (central).

Através da figura 6.31 temos que o valor de V_{sd} = 840,68 kN

De seguida apresentam-se o valor referente ao V_{rd}.

$$V_{Rd} = \upsilon_{Rd} \times u = 218,93 \times 4,08 = 893 \text{ kN}$$

em que:

$$\upsilon_{Rd} = 1,39 \times 0,75 \times 10^2 \times 0,21 = 218,93$$

$$u = 2 \times 0,35 + 2 \times 0,70 + \pi \times 0,21 \times 3 = 4,08$$

$$V_{Rd} = 893 \text{ kN} > V_{Sd} = 840,68 \text{ kN ok}$$

Quadro 6.11 - Verificação de punçoamento.

Pilares	b	h	d	u	η	τ1	vrd	Vrd	Vsd
P1	0,35	0,50	0,21	3,68	1,39	750	219	805	400,15
P2	0,35	0,70	0,21	4,08	1,39	750	219	893	840,68
P3	0,5	0,70	0,21	4,38	1,39	750	219	959	721,35
P4	0,4	0,50	0,21	3,78	1,39	750	219	827	514,92
P5	0,55	0,75	0,21	4,58	1,39	750	219	1003	992,91

Conclusão não é necessária armadura de punçoamento para os pilares.

6.5. ARMADURAS EM LAJES FUNGIFORME ALIGEIRADAS

6.5.1. ARMADURA LONGITUDINAL

Neste tipo de laje aplicam-se as disposições relativas a lajes maciças, com as adaptações convenientes.

Assim, considerando a percentagem mínima de armadura têm-se,

$$\rho_{min}\left(A500\right) = 0,12\%$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_t \times d} \times 100 \Leftrightarrow A_{s,min} = \left[\frac{0,12 \times 0,80 \times 0,235}{100}\right] \times 10^4 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Respeitante ao espaçamento máximo entre varões da armadura principal, este não deve ser superior a 1,5 vezes a espessura da laje, com máximo de 35 cm. Para que seja controlada a fendilhação, o espaçamento máximo dos varões não deve também exceder valores duplos dos indicados no quadro 6.4.

Tendo a laje em estudo, h = 27,5cm de espessura obtém-se um limite de espaçamento máximo de:

$$s_{max} \leq \min = \begin{cases} 1{,}5 \times h = 41{,}25 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm} \\ 2 \times 10 = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow s_{max} = 20 \text{ cm}$$

De forma a controlar a fendilhação por retracção, deverá ainda observar-se:

$$A_{s,min} = 0{,}8 \times A_c \times \frac{f_{cm}}{f_{yk}} = 0{,}8 \times (0{,}80 \times 0{,}275) \times \frac{2{,}6 \times 10^3}{500 \times 10^3} = 9{,}152 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

6.5.1.1. Armadura Inferior da Laje

Analisando as figuras 6.32 e 6.33, verifica-se que o momento mais gravoso para a direcção x é igual a $M_{sd} = 40{,}15 \text{ kN.m}$

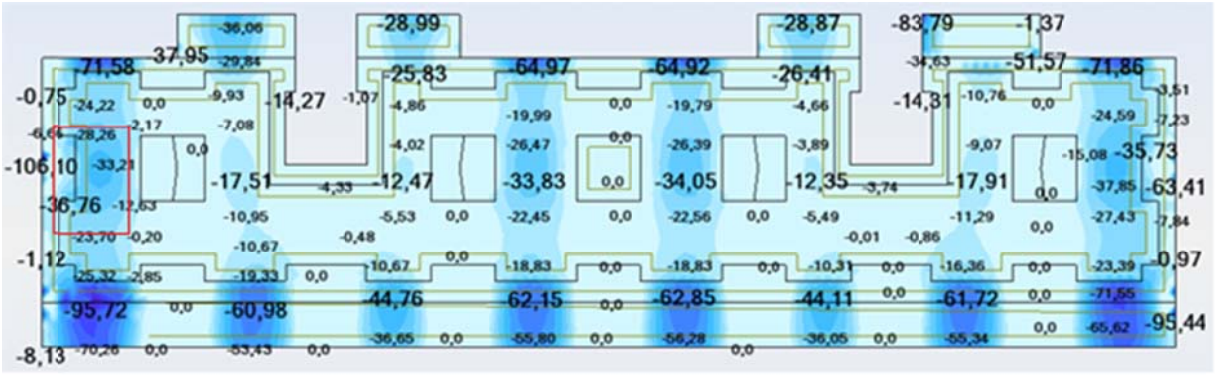


Figura 6.33- Áreas de influência de momentos flectores positivos máximos na direcção x

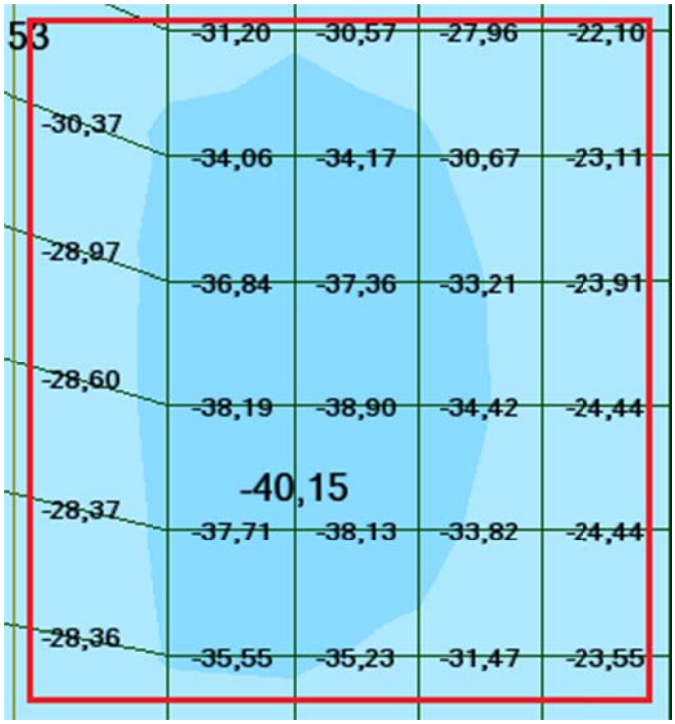


Figura 6.34 – Detalhe das áreas de influência de momentos flectores positivos da zona mais gravosa na direcção x no pilar central 2

$$M_{sd} = 40,15 \times 1,2 \Leftrightarrow M_{sd} = 48,18 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 48,18 \times 0,80 = 38,54 \Leftrightarrow M_{sd} = 38,54 \text{ kN.m / nervura}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{38,54}{0,80 \times 0,235^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,05224$$

$$A_s = \mu(1+\mu)bd\frac{f_{cd}}{f_{syd}} = \left[0,052 \times (1+0,052) \times 0,80 \times 0,235 \times \frac{16,7}{435}\right] \times 10^4 = 3,97 \text{ cm}^2 \text{ / nervura}$$

Adoptando uma solução com varões de 16 mm, cada nervura apresenta uma solução de 2Φ16 e 2 Φ12 na parte superior.

Analisando as figuras 6.24 e 6.25, verifica-se que o momento mais gravoso para a direcção y é igual a $M_{sd} = 31,14 \text{ kN.m}$

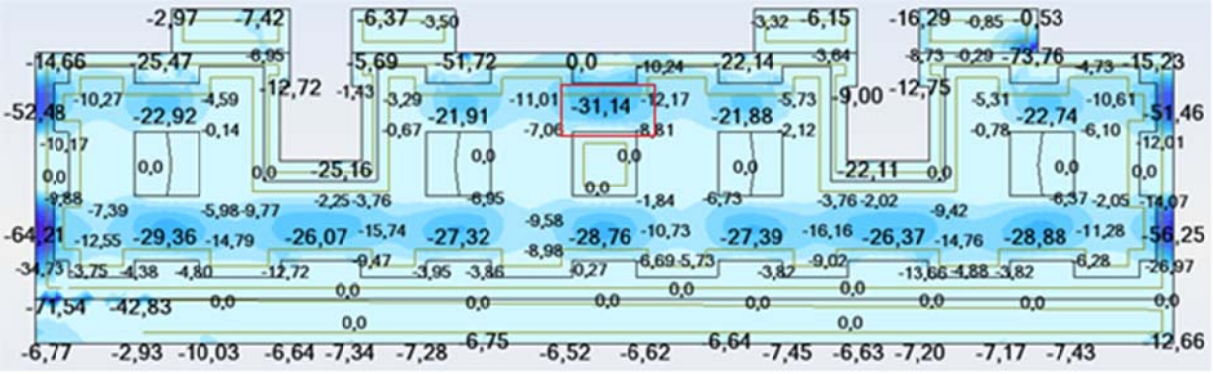


Figura 6.35 - Áreas de influência de momentos flectores positivos máximos na direcção y

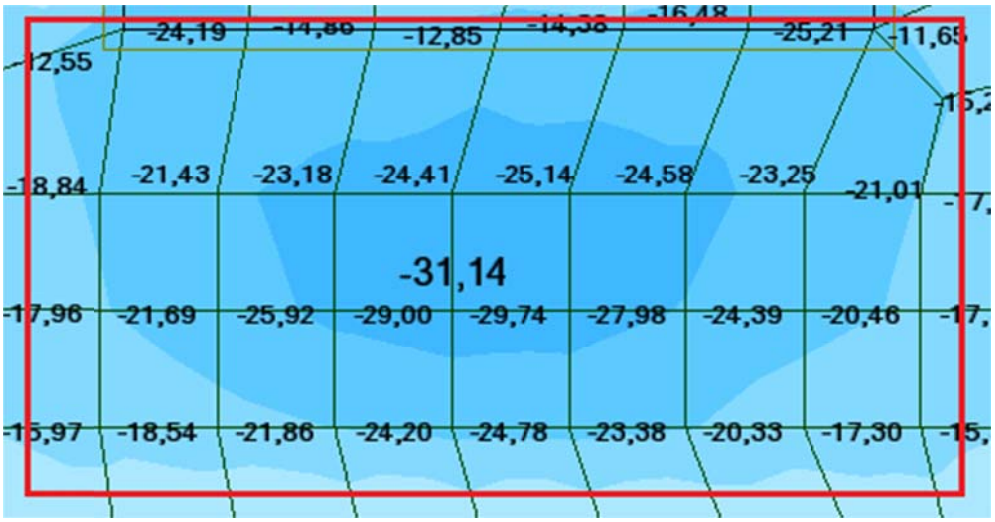


Figura 6.36 – Detalhe das áreas de influência de momentos flectores positivos da zona mais gravosa na direcção y no pilar central 2

$$M_{sd} = 31{,}14 \times 1{,}2 \Leftrightarrow M_{sd} = 37{,}37 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 37{,}37 \times 0{,}80 = 29{,}90 \Leftrightarrow M_{sd} = 29{,}90 \text{ kN.m / nervura}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{29{,}90}{0{,}80 \times 0{,}235^2 \times 16{,}7 \times 10^3} = 0{,}0405$$

$$A_s = \mu(1+\mu)bd\frac{f_{cd}}{f_{syd}} = \left[0{,}0405 \times (1+0{,}0405) \times 0{,}80 \times 0{,}235 \times \frac{16{,}7}{435}\right] \times 10^4 = 3{,}04 \text{ cm}^2 \text{ / nervura}$$

Adoptando uma solução com varões de 16 mm, cada nervura apresenta uma solução de 2Φ16 e 2 Φ12 na parte superior.

6.5.1.2. Armadura Superior da Laje

Para o dimensionamento da armadura superior da laje utilizou-se um procedimento diferente da armadura inferior. Optou-se por colocar uma armadura corrida, compatível com a armadura mínima de controlo da fendilhação e de seguida reforçaram-se as zonas dos momentos flectores negativos máximos, nos pilares, dimensionando para o pilar que apresente a situação mais gravosa e colocando em todos os pilares a mesma armadura de reforço.

Pelo cálculo no ponto 6.5.1, a armadura mínima necessária é de 9,152 cm^2/m na secção total; se se adoptar uma armadura corrida de Ø12//0.20 e somar este valor 5,65 cm^2/m ao valor da armadura já calculada para a parte inferior da laje, o valor obtido é sempre superior.

De seguida apresentam-se as zonas de influência de momentos flectores nas duas direcções, a zona do mapa mais gravosa e o respectivo cálculo das armaduras de reforço, figura 6.36 a 6.41.

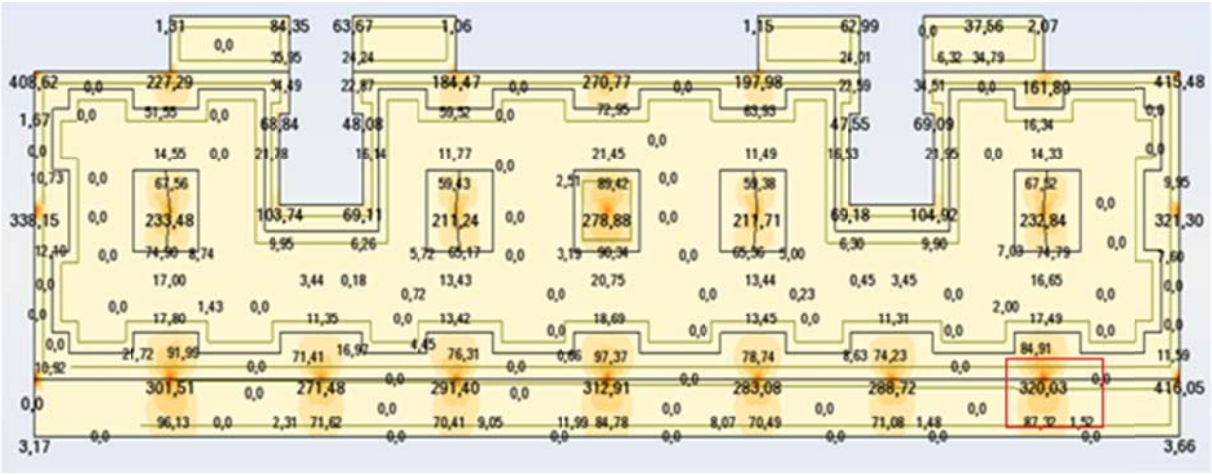


Figura 6.37 - Zonas de influência de momentos flectores negativos máximos na direcção x

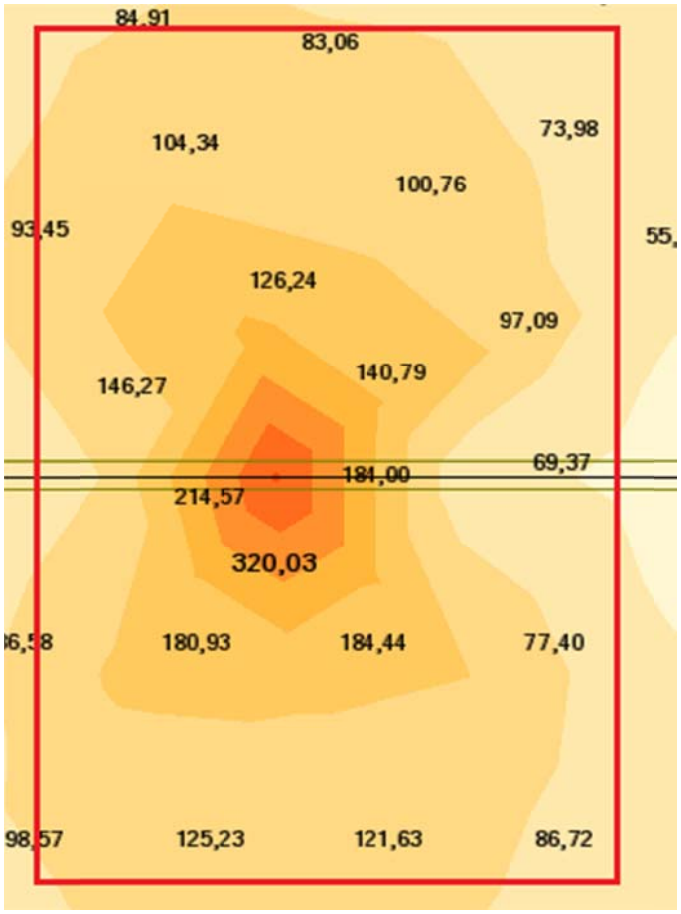


Figura 6.38 – Detalhe da zona de influência de momentos flectores negativos da zona mais gravosa na direcção x no pilar central 2

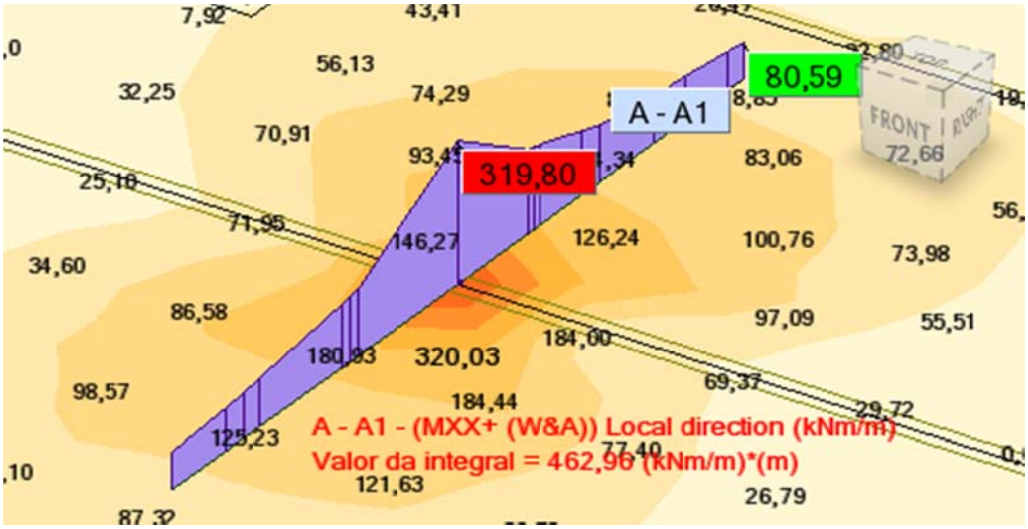


Figura 6.39 – Detalhe do painel cut, zona de influencia de momentos negativos direcção x

$$l_{cut} = 3,0 \text{ m} \rightarrow \int = 462,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = M/_{m} = \frac{462,95}{3,0} = 154,32 \text{ kN.m / m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{154,32}{1,00 \times 0,235^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,1673$$

$$A_s = \mu(1+\mu) bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = \left[0,1673 \times (1+0,1673) \times 1,00 \times 0,235 \times \frac{16,7}{435} \right] \times 10^4 = 17,62 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Como nesta zona já existe armadura Ø12//0,20 referente à armadura corrida, a armadura de reforço apenas necessita de complementar a área requerida. Logo,

$$A_s = 17,62 - 5,65 = 11,97 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

No entanto, para que não exista incompatibilidade de espaçamentos, o espaçamento adoptado para esta armadura será igual ao da armadura mínima, ou seja, 20 cm. Logo, considerando $\Phi 20$ determinou-se o espaçamento máximo dos varões.

$$\Phi 20 \rightarrow s \leq \frac{3,14}{11,97} \Rightarrow s \leq 0,26 \text{ m}$$

Para um espaçamento de s = 0,20 obteve-se,

$$\Phi 20 / / .20 \rightarrow \frac{A_s}{s} = \frac{3,14}{0,20} = 15,71 \text{ cm}^2 / \text{m} \Leftrightarrow (5\Phi 20 / \text{m})$$

A solução é:

- Ø12//0,20 (5Ø12/m) = 5,65 cm^2/m - armadura corrida
- Ø20//0,20 (5Ø20/m) = 15,71 cm^2/m - armadura de reforço
- 2Ø12 = 2,26 cm^2/m - armadura construtiva
- A_s (total) = 23,62 cm^2/m

Para os momentos flectores na direcção y temos:

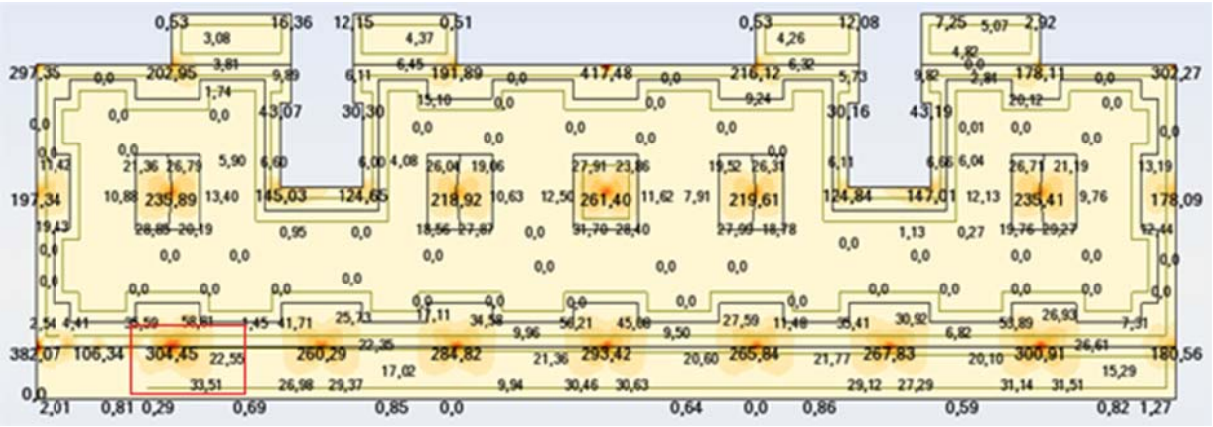


Figura 6.40- Zonas de influência de momentos flectores negativos máximos na direcção y

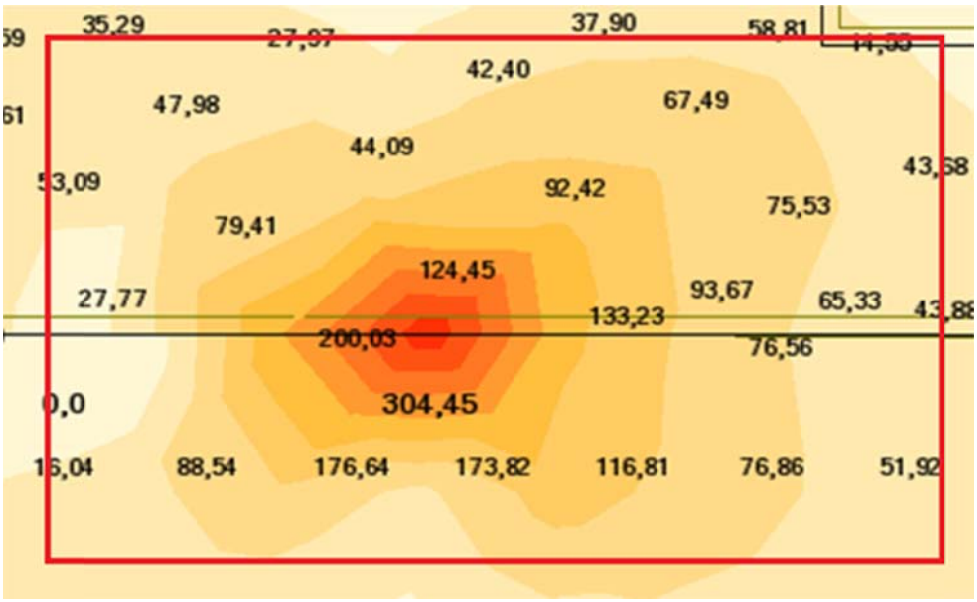


Figura 6.41 – Detalhe da zona de influência de momentos flectores negativos da zona mais gravosa na direcção y no pilar central 2

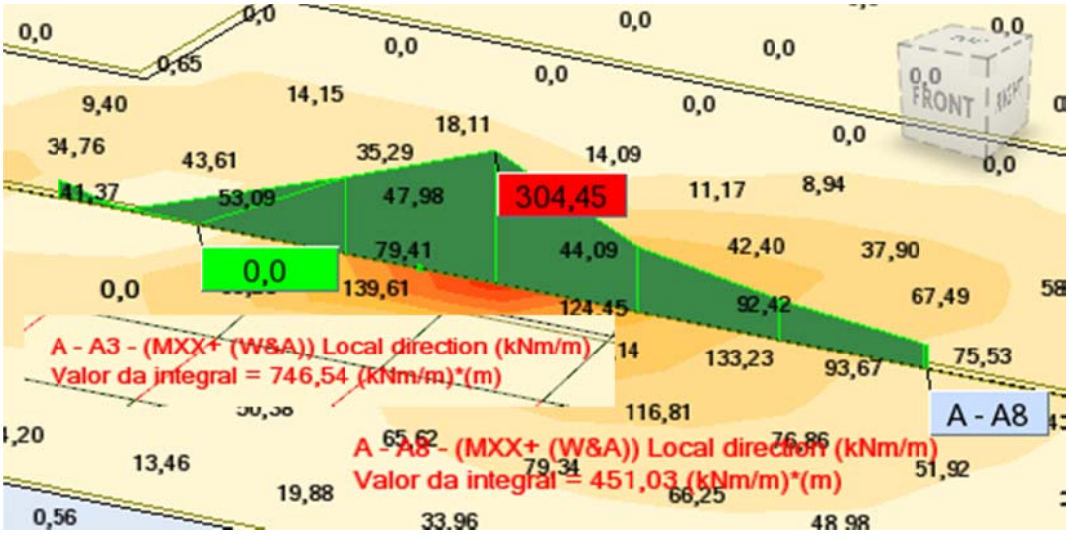


Figura 6.42 – Detalhe do painel cut, zona de influência de momentos negativos direcção y

$$l_{cut} = 3,0 \text{ m} \rightarrow \int = 451,03 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = M/_{m} = \frac{451,03}{3,0} = 150,34 \text{ kN.m / m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{bd^2 f_{cd}} = \frac{150,34}{1,00 \times 0,235^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,1630$$

$$A_s = \mu(1+\mu) bd \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = \left[0,1630 \times (1+0,1630) \times 1,00 \times 0,235 \times \frac{16,7}{435} \right] \times 10^4 = 17,10 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Como nesta zona já existe armadura Ø12//0,20, a armadura de reforço apenas necessita de complementar a área requerida. Logo,

$$A_s = 17,10 - 5,65 = 11,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\Phi 20 \rightarrow s \leq \frac{3,14}{11,45} \Rightarrow s \leq 0,27 \text{ m}$$

Para um espaçamento de s = 0,20 obteve-se,

$$\Phi 20 / /.20 \rightarrow \frac{A_s}{s} = \frac{3,14}{0,20} = 15,71 \text{ cm}^2 / \text{m} \Leftrightarrow \left(5\Phi 20 / \text{m}\right)$$

A solução é:

- Ø12//0,20 (5Ø12/m) = 5,65 cm^2/m - armadura corrida
- Ø20//0,20 (5Ø20/m) = 15,71 cm^2/m - armadura de reforço
- 2Ø12 = 2,26 cm^2/m - armadura construtiva
- A_s (total) = 23,62 cm^2/m

6.5.2. VERIFICAÇÃO DE PUNÇOAMENTO

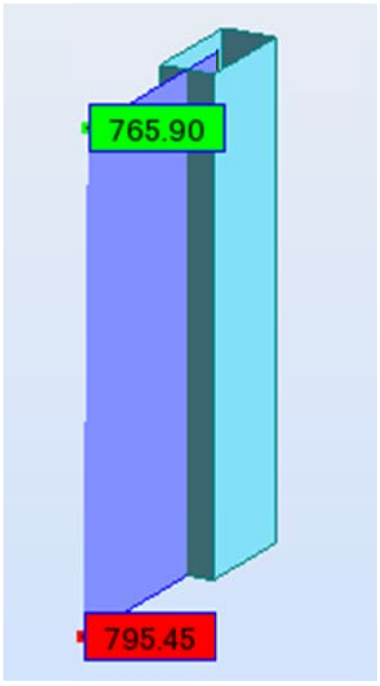


Figura 6.43 - Esforço axial no Pilar 2 (central).

Através da figura 6.42 temos que o valor de V_{sd} = 765,9 kN

De seguida apresentam-se o valor referente ao V_{rd}.

$$V_{Rd} = \upsilon_{Rd} \times u = 240,93 \times 4,31 = 1038 \text{ kN}$$

em que:

$$\upsilon_{Rd} = \eta \times \tau_1 \times d = 1,367 \times 0,75 \times 10^2 \times 0,235 = 240,93 \text{ kN}$$

$$\eta = (1,6 - d) = (1,6 - 0,235) = 1,367$$

$$u = 2 \times 0,35 + 2 \times 0,70 + \pi \times 0,235 \times 3 = 4,31$$

$$V_{Rd} = 1038 \text{ kN} > V_{Sd} = 765,90 \text{ kN ok}$$

Quadro 6.12 - Verificação de punçoamento

Pilares	b	h	d	u	η	τ1	vrd	Vrd	Vsd
P1	0,35	0,50	0,235	3,91	1,365	750	241	942	333,92
P2	0,35	0,70	0,235	4,31	1,365	750	241	1038	765,9
P3	0,5	0,70	0,235	4,61	1,365	750	241	1110	686,86
P4	0,4	0,50	0,235	4,01	1,365	750	241	966	378,31
P5	0,55	0,75	0,235	4,81	1,365	750	241	1158	892,32

Conclusão não é necessária armadura de punçoamento para pilares.

7
7.DEFORMAÇÃO

7.1. INTRODUÇÃO

As deformações das estruturas de betão armado devem ser limitadas para não prejudicar o correcto funcionamento das mesmas. Estas deformações não devem condicionar o funcionamento de máquinas nem devem permitir a acumulação de águas pluviais ou de qualquer outro tipo em lajes cujas deformações lhe permitam apresentar pontos com cotas ligeiramente inferiores, provocando infiltrações. Os envidraçados, paredes divisórias, revestimentos ou outros acabamentos e as alvenarias de fachada, podem ter o seu desempenho limitado se este problema não for devidamente estudado.

Os elementos de betão armado sujeitos a esforços de flexão e de tracção apresentam deformações instantâneas, logo após a sua execução e deformação diferida, em resultado da fluência e da retracção do betão.

A determinação das deformações em peças de betão armado fissurado tendo em conta as combinações de acções, a fluência e a retracção do betão leva a cálculos laboriosos e por vezes complexos. No entanto existem métodos simplificados que permitem o cálculo das flechas dos elementos de betão armado, tais como o Método Bilinear e o Método dos Coeficientes Globais.

7.2. FLECHA ELÁSTICA

Relembra-se que o objectivo deste trabalho prende-se com a avaliação da deformabilidade dos elementos estruturais (vigas e lajes) que sustentam os suportes (paredes de alvenaria) de aplicação de revestimentos cerâmicos, pelo que se pretende que essa deformação seja compatível com estes, de modo a não provocar a sua fissuração.

Com o modelo estrutural já definido anteriormente no Capitulo 6, é possível agora com auxílio do programa de cálculo Robot Millenium, obter os valores das flechas elásticas. Estas flechas não são as reais, pois o programa não contabiliza a fissuração, as armaduras existentes nas secções, nem os efeitos de duração do carregamento, como a fluência. Para isso utiliza-se um método de correcção, atrás mencionado, Método Bilinear.

A análise da deformação é feita com base na verificação aos estados limites de utilização, mais concretamente, estados limites de curta duração, ou seja, as combinações frequentes de acções definidas no capítulo 4.

Nesta combinação as acções permanentes são quantificadas pelos seus valores médios (G_m) e a acção variável, considerada como acção base, pelo seu valor frequente ($\Psi_{1,1}Q_{1,k}$). Assim, tem-se,

$$\sum G_{i,m} + \psi_{1,1} Q_{1,k} \tag{7.1}$$

em que,

- $\Psi_{1,1} = 0,3$

Após definida a combinação a utilizar, foi calculada a deformação do modelo estrutural com vista a determinar o ponto de flecha máxima. As imagens que se seguem representam os resultados obtidos, onde os valores que vão ser analisados são relativos às zonas da laje.

Após a sua introdução no Robot Millenium, as deformações apresentadas foram as seguintes

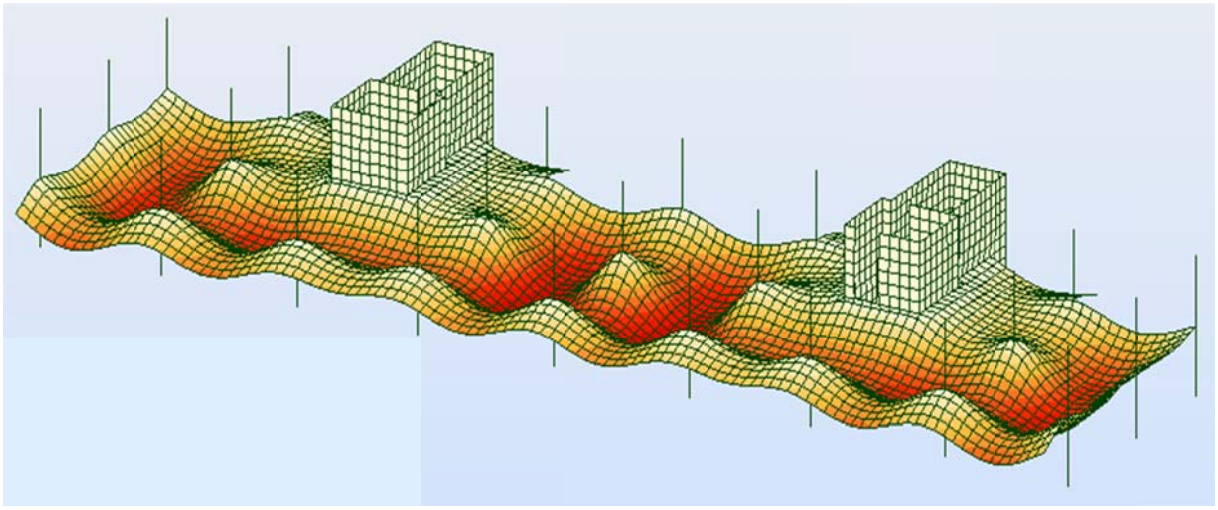


Figura 7.1 - Mapa das deformações sofridas pela laje maciça, em 3D.

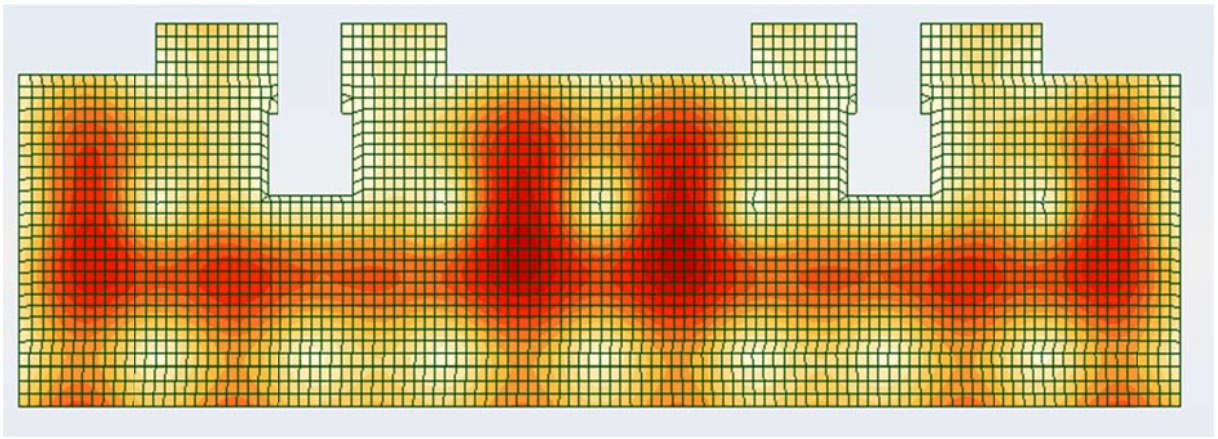


Figura 7.2 - Mapa das deformações sofridas pela laje maciça, em 2D.

Como se pode observar, existem várias zonas, figura 7.3, cujas deformações apresentam valores elevados; no entanto, uma vez que se pretende analisar as zonas que servem de suporte às paredes interiores, as deformações relativas ao contorno da laje, varandas e avançados (lajes em consola), não serão consideradas.

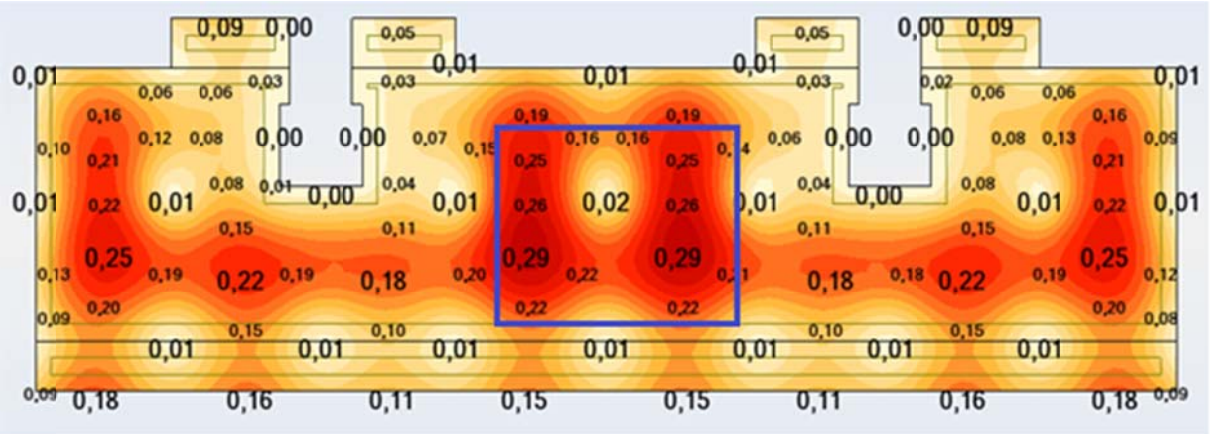


Figura 7.3 - Valores máximos das deformações sofridas pela laje maciça, em ELS.

Os valores 0,25 cm e 0,29 cm correspondem aos máximos obtidos na laje, respectivamente.

Analisando com mais pormenor a zona da laje, figura 7.4 obtiveram-se os seguintes valores de deformação.

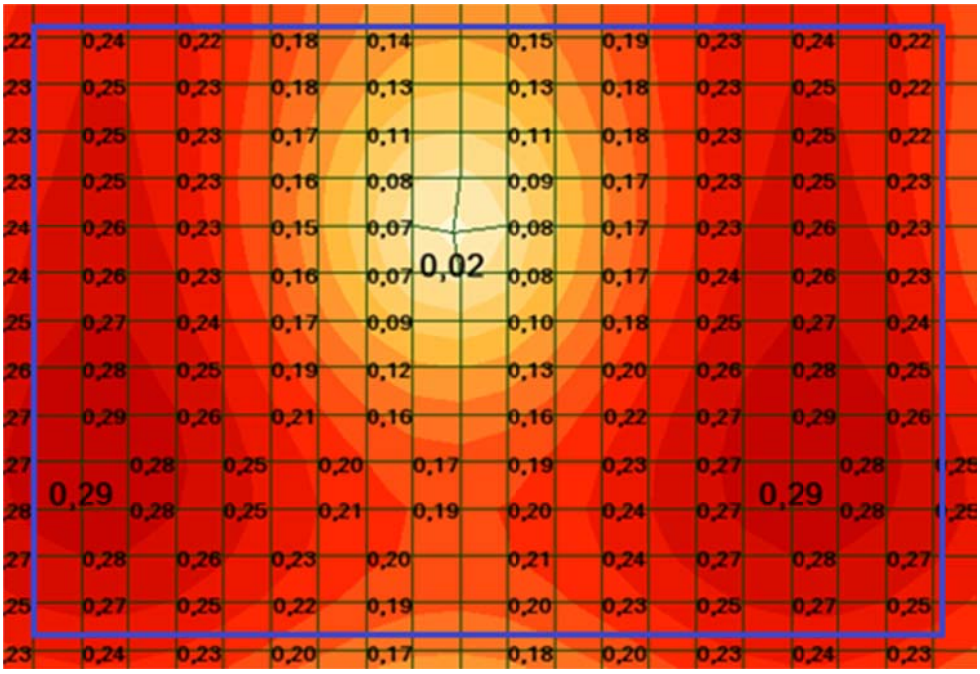


Figura 7.4 - Detalhe dos valores máximos das deformações em ELS.

7.3. MÉTODO BILINEAR

Dado que o programa de cálculo apenas dá informação sobre deformações elásticas, isto é, deformações que têm em consideração as propriedades apenas do betão considerado homogéneo, torna-se necessário corrigi-las, através do Método Bilinear, a fim de ter em conta os efeitos da armadura, da fendilhação e da fluência e assim obter-se a deformação real.

É um método simplificado utilizado para o cálculo de flechas, baseado na constatação que, no estado de serviço, a relação momento-flecha pode ser aproximada por meio de uma lei bilinear, figura 7.5, que representa de algum modo uma lei ponderada das relações momento-curvatura.

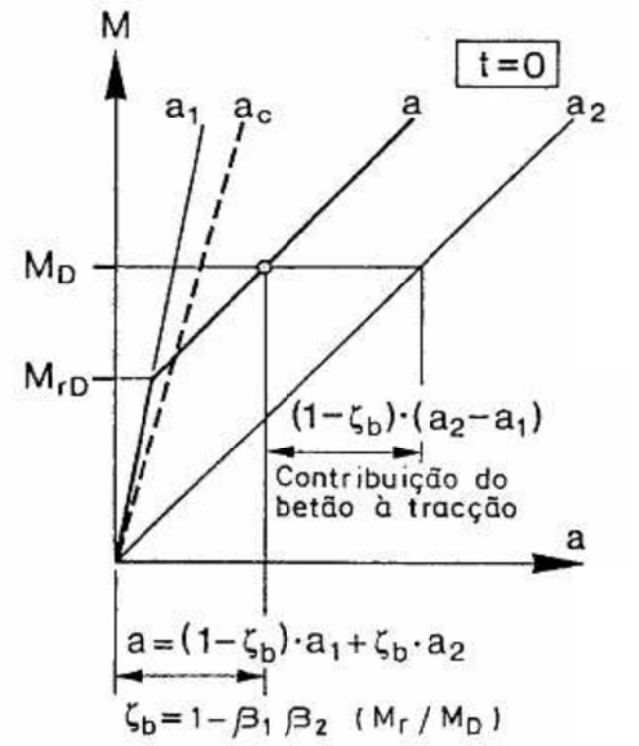


Figura 7.5 - Relação bilinear momento-flecha.

O método consiste em calcular em princípio, a partir da flecha base a_c (resultante de um cálculo elástico com rigidez EIc, do betão apenas), os valores extremos a_1 e a_2, da flecha nos estados I e II_0 Fig.7.5). O cálculo das flechas extremas a_1 e a_2 é efectuado considerando apenas as características da secção determinante o que leva a desprezar o efeito da variação da armadura e da solicitação ao longo do elemento. [21]

Como o estudo apresentado é sobre uma laje, é necessário fazer algumas considerações. Os momentos máximos deverão ser calculados considerando uma faixa de largura unitária. A secção determinante é aquela onde actua o maior momento positivo, não coincidindo necessariamente com a secção onde a flecha é maior. É com a secção determinante que se calcula o momento de fendilhação e os coeficientes de correcção.

7.3.1. CÁLCULO DA FLECHA PROVÁVEL

7.3.1.1. Flecha a_c - Valor de Base

A flecha a_c é referente a um elemento que não se encontra fissurado, fendilhado, partindo do princípio que as secções são homogéneas e sem disporem de armadura (traccionada e comprimida); a rigidez que a determinação desta flecha considera é a referente ao betão simples ($EI = E_cI_c$). Este valor permite exprimir os dois valores extremos a_1 e a_2 da flecha a.

O valor de a_c obtido foi de 0,29 cm, conforme ilustrado na figura 7.4

7.3.1.2. Flecha a_1 - Estado I

Neste valor da flecha, já são considerados os efeitos referentes à armadura. A partir de um certo valor de percentagem de armadura ($\rho > 0{,}5\%$), a sua influência deixa de ser desprezável, provocando um aumento de rigidez e um deslocamento do centro de gravidade.
Quando se considera este efeito da armadura a flecha passa a tomar valores inferiores aos da flecha base a_c. Este efeito é introduzido através do coeficiente de correcção k_A^I e do valor de base a_c, para t = 0.

$$a_I^{t=0} = k_A^I \times a_c \tag{7.2}$$

No cálculo da flecha para o tempo t, introduz-se o coeficiente k_Ψ^I, que considera os efeitos de fluência. Como nesta situação, serão apenas consideradas as cargas permanentes, a expressão que permite o cálculo para tempo t fica:

$$a_{IG}^t = k_A^I \left(1 + k_\psi^I \psi\right) a_{cG} \tag{7.3}$$

em que:

- a_{cG} – flecha de base devida às cargas permanentes;
- a_I – flecha no estado I;
- a_{IG} – flecha a_i devido às cargas permanentes;
- k_A^I – coeficiente que considera o efeito das armaduras (obtido graficamente);
- k_ψ^I – coeficiente que considera o efeito da fluência (obtido graficamente);
- ψ – coeficiente de fluência (ψ_c).

7.3.1.3. Flecha a_{II0} - Estado II_0

Neste caso a flecha é obtida desprezando a participação do betão traccionado entre fendas, obtendo-se uma flecha superior à flecha base, que pode ser considerada como o extremo superior da flecha provável a. Introduzindo um coeficiente que traduz o efeito da armadura, para t = 0 fica:

$$a_{II}^{t=0} = k_A^{II} \times a_c \tag{7.4}$$

Introduzindo o efeito da fluência e considerando apenas as cargas permanentes, a expressão que permite calcular a flecha no estado II_0 para t = t é a seguinte:

$$a_{II_0G}^{t} = k_A^{II}\left(1 + k_\psi^{II}\psi\right)a_{cG} \tag{7.5}$$

- $a_{II_0G}^{t}$ – flecha no estado II_0 considerando as cargas permanentes;
- k_A^{II} - coeficiente que considera o efeito das armaduras (obtido graficamente);
- k_ψ^{II} - coeficiente que considera o efeito da fluência (obtido graficamente);

7.3.1.4. Flecha provável a

Com a aproximação bilinear, a relação que determina a flecha provável a, no domínio das cargas de utilização, é a seguinte:

- $a = a_I$ se $M < M_r$ (7.6)
- $a = (1-\zeta)\times a_1 + \zeta \times a_{II_0}$ se $M > M_r$ (7.7)

com o coeficiente de repartição ζ calculado pela expressão seguinte:

$$\zeta = 1 - \beta 1 \times \beta 2 \times \frac{M_{rD}}{M_D} \tag{7.8}$$

Os momentos M e Mr são definidos na secção determinante D (M_D, M_{RD}) e ζ e M_r são definidos de acordo com a figura 7.6:

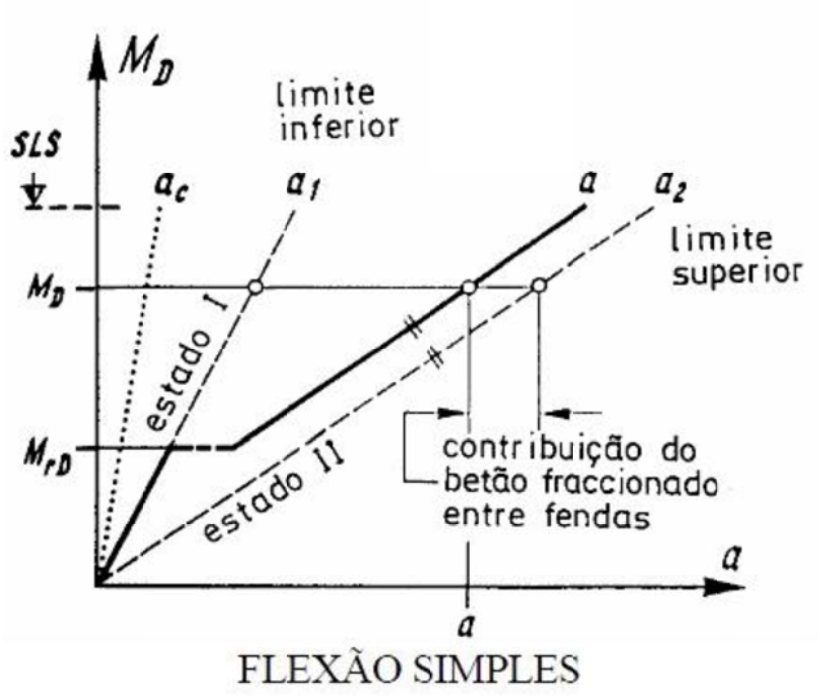


Figura 7.6 - Relação bilinear momento-flecha – Flexão Simples.

em que,

- ζ – coeficiente de repartição;
- $\beta 1$ – coeficiente que considera as propriedades de aderência dos varões; toma o valor 1,0 se os varões forem de alta aderência e 0,5 se os varões forem lisos;
- $\beta 2$ – coeficiente que considera a duração ou a repetição das cargas, toma o valor 1,0 para cargas únicas e de curta duração e 0,5 se as cargas actuarem com permanência ou para vários ciclos de cargas repetidas;
- M_{rD} – momento de fendilhação na secção determinante;
- M_D – momento flector total, sob a combinação das acções consideradas, na secção determinante.

7.3.1.5. Coeficiente de fluência

O coeficiente de fluência é calculado com base no anexo I-3.4 do REBAP.

$$\varphi_c\left(t,t_0\right)=\beta_a\left(t_0\right)+\varphi_d\times\beta_d\left(t-t_0\right)+\varphi_f\times\left[\beta_f\left(t\right)-\beta_f\left(t_0\right)\right] \tag{7.9}$$

Nesta expressão existem três termos distintos, o primeiro traduz o efeito de deformação que se processa nos primeiros dias após a aplicação da carga (parcialmente recuperável), o segundo é referente à deformação elástica diferida, o terceiro e último é referente à deformação plástica diferida. As duas últimas processam-se lentamente ao longo do tempo.

O primeiro termo $\beta_a(t_0)$ é quantificado a partir dos valores da tensão de rotura por compressão do betão na idade do carregamento e a tempo infinito.

$$\beta_a(t_0) = 0,8 \times \left(1 - \frac{f_{c,t_0}}{f_{c,t_{oo}}}\right) = 0.8 \times \left(1 - \frac{1,00}{1,45}\right) = 0,25 \qquad (7.10)$$

em que,

- f_{c,t_0} - tensão de rotura por compressão do betão na idade do carregamento, pelo artigo 15º do REBAP, o seu valor é 1,0;
- $f_{c,t\infty}$ - tensão de rotura por compressão do betão a tempo infinito, pelo mesmo artigo do REBAP, o seu valor é 1,45.

Para a quantificação do segundo termo $\varphi_d \times \beta_d(t - t_0)$ é necessário considerar um valor de 0,4 para o coeficiente de elasticidade diferida φ_d e obter o valor de $\beta_d(t - t_0)$ graficamente, na figura 1-3 do anexo I do REBAP, figura 7.7.

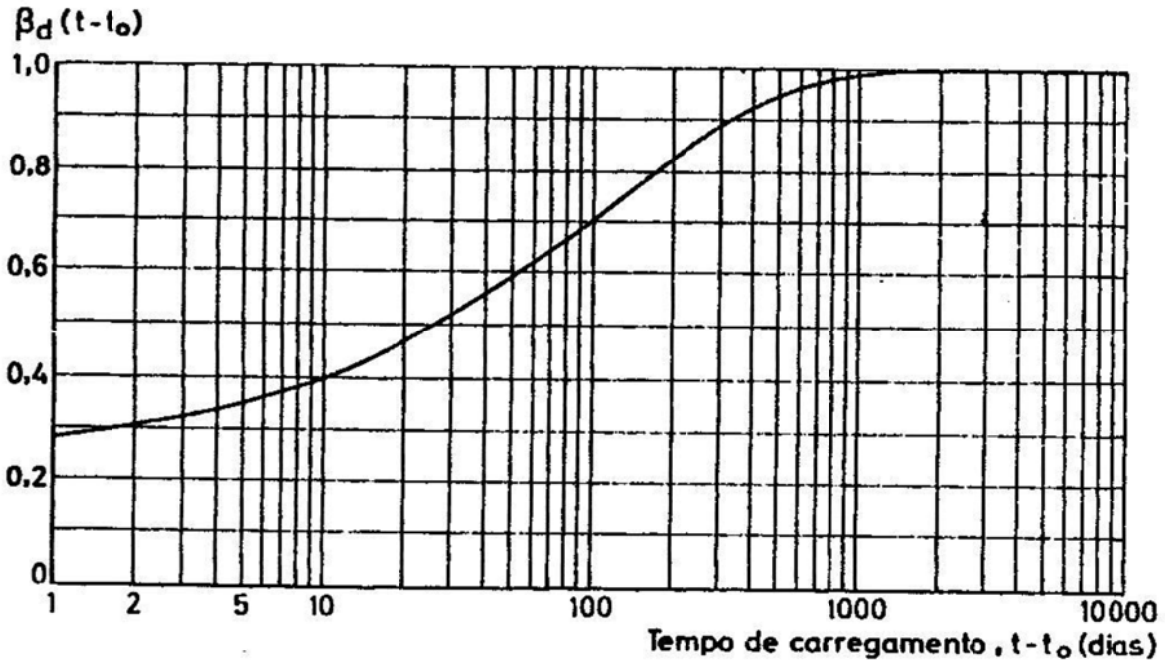


Figura 7.7 - Ábaco com valores da Função $\beta_d(t - t_0)$ em função do tempo de carregamento.

O terceiro termo, $\varphi_f \times [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]$, refere-se à deformação plástica diferida.

É constituído pelo coeficiente de plasticidade diferida e pelas funções $\beta_f(t) - \beta_f(t_0)$ [16]

$$\varphi_f = \varphi_{f1} \times \varphi_{f2} \tag{7.11}$$

O valor de φ_{f1} é obtido através do quadro 7.1, devendo o seu valor ser reduzido em 25% no caso de betões de consistência alta e aumentados de 25% para betões de consistência baixa.

Quadro 7.1 - Quadro com valores do coeficiente. [16]

Humidade relativa do ambiente	φ_{f_1}
Imersão em água	0,8
Alta (90%)	1,9
Média (70%)	2,0
Baixa (40%)	3,0

O valor de φ_{f2} é obtido no quadro 7.2, em função da espessura fictícia do elemento, h_0.

Quadro 7.2. – Valores do coeficiente φ_{f2} em função da espessura fictícia do elemento [16].

Espessura fictícia, h_o (cm)	$\leqslant 5$	10	20	40	80	$\geqslant 160$
φ_{f2}	1,85	1,70	1,55	1,40	1,25	1,12

A espessura específica é calculada através da expressão seguinte [16]:

$$h_0 = \lambda \frac{2 \times A_c}{u} = 1,5 \frac{2 \times (0,25)}{(2)} = 0,375 \text{ m} \Rightarrow h_0 = 38 \text{ cm} \tag{7.12}$$

em que:

- A_c – área da secção transversal do elemento;
- u – parte do perímetro da secção transversal do elemento em contacto com o ambiente.
- λ – coeficiente dependente das condições higrométricas do ambiente e que toma os seguintes valores:
  - em água $\lambda = 0,3$
  - Humidade relativa alta (90%) $\lambda = 5,0$
  - Humidade relativa média (70%) $\lambda = 1,5$
  - Humidade relativa baixa (40%) $\lambda = 1,0$

Considerando uma humidade relativa média 70%, obtém-se um $\lambda = 1,5$.

Deste modo é $\varphi_{f1} = 2,0$ e fazendo uma interpolação temos que $\varphi_{f2} = 1,42$.

Assim, o coeficiente de plasticidade diferida é:

$$\varphi_f = 2,0 \times 1,42 = 2,84$$

Por fim, para o cálculo de $\beta_f(t) - \beta_f(t_0)$ é determinado através do gráfico seguinte, na qual se considerou que o primeiro carregamento na estrutura foi aos 28 dias. [16]

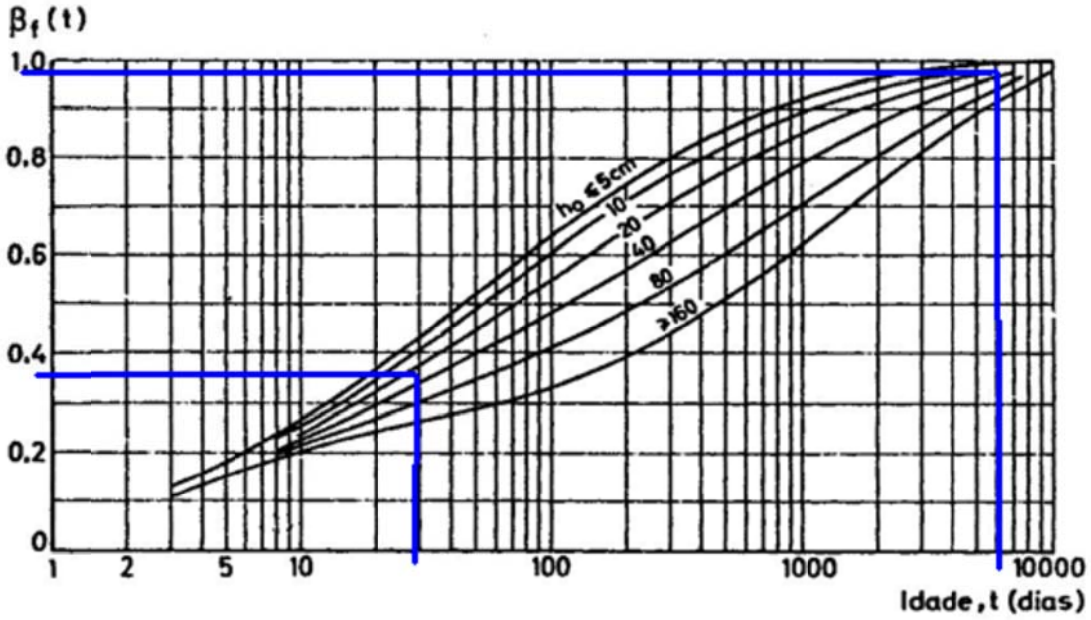


Figura 7.8 - Ábaco da função β_t.

Pela figura, o valor de $\beta_f(t)$ toma o valor de 0,97 e o de $\beta_f(t_0)$ o valor de 0,36.

Resultando assim no valor do coeficiente de fluência de:

$$\varphi_c(t, t_0) = 0,25 + 0,4 \times 1,0 + 2,84 \times [0,97 - 0,36] = 2,38$$

É de realçar que o segundo e terceiro termos processam-se lentamente ao longo do tempo.

7.3.1.6. Coeficiente k_A^I, k_Ψ^I, k_A^{II}, k_Ψ^{II}

Apesar de estes coeficientes serem obtidos graficamente, previamente é necessário proceder-se ao cálculo de alguns parâmetros que permitem utilizar os gráficos.

Os coeficientes k_A^I e k_A^{II} são obtidos em função das relações d/h, ρ'/ρ e $\alpha \times \rho$ em que:

- d – altura útil da secção;
- h – altura total;
- ρ' - percentagem de armadura de compressão ($A_{S'}$/bd);
- ρ – percentagem de armadura de tracção (A_S/bd) ;
- α – coeficiente de homogeneização (Es/Ec).

Antes da determinação dos parâmetros, relembre-se que na zona de deformação máxima, a armadura traccionada é de $8\Phi12$ e a armadura de compressão é de $5\Phi12$.

$$d/h\begin{cases} d = 0,21 \\ h = 0,25 \end{cases} \rightarrow d/h = 0,84 \cong 0,80$$

$$d'/h\begin{cases} d' = 0,04 \\ h = 0,25 \end{cases} \rightarrow d'/h = 0,16 \cong 0,20$$

$$\chi \times \varphi\begin{cases} \chi - 0,8 \\ \varphi - 2,38 \end{cases} \rightarrow \chi \times \varphi = 1,9 \cong 2,0$$

$$\alpha \times \rho\begin{cases} \alpha = \dfrac{E_s}{E_c} = \dfrac{210}{31} = 6,774 \\ \rho = \dfrac{A_s(8\phi12)}{b \times d} = \dfrac{9,04 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,21} = 0,0043 \end{cases} \rightarrow \alpha \times \rho = 0,029$$

$$\rho'/\rho\begin{cases} \rho' = \dfrac{A'_s(5\phi12)}{b \times d} = \dfrac{5,65 \times 10^{-4}}{10 \times 0,21} = 0,00269 \\ \rho = \dfrac{A_s(8\phi12)}{b \times d} = \dfrac{9,04 \times 10^{-4}}{1,0 \times 0,21} = 0,0043 \end{cases} \rightarrow \rho'/\rho = 0,63$$

Após definidos todos os parâmetros, foi possível através da análise dos gráficos correspondentes, obter os coeficientes necessários.

Nos ábacos, a nomenclatura não coincide com a utilizada neste capítulo. A ligação é a seguinte:

$$k_A^I \leftrightarrow k_{S1}$$
$$k_A^{II} \leftrightarrow k_{S2}$$
$$k_\psi^I \leftrightarrow k_{\varphi 1}$$
$$k_\psi^{II} \leftrightarrow k_{\varphi 2}$$

Os ábacos e os valores calculados são apresentados nas figuras seguintes:

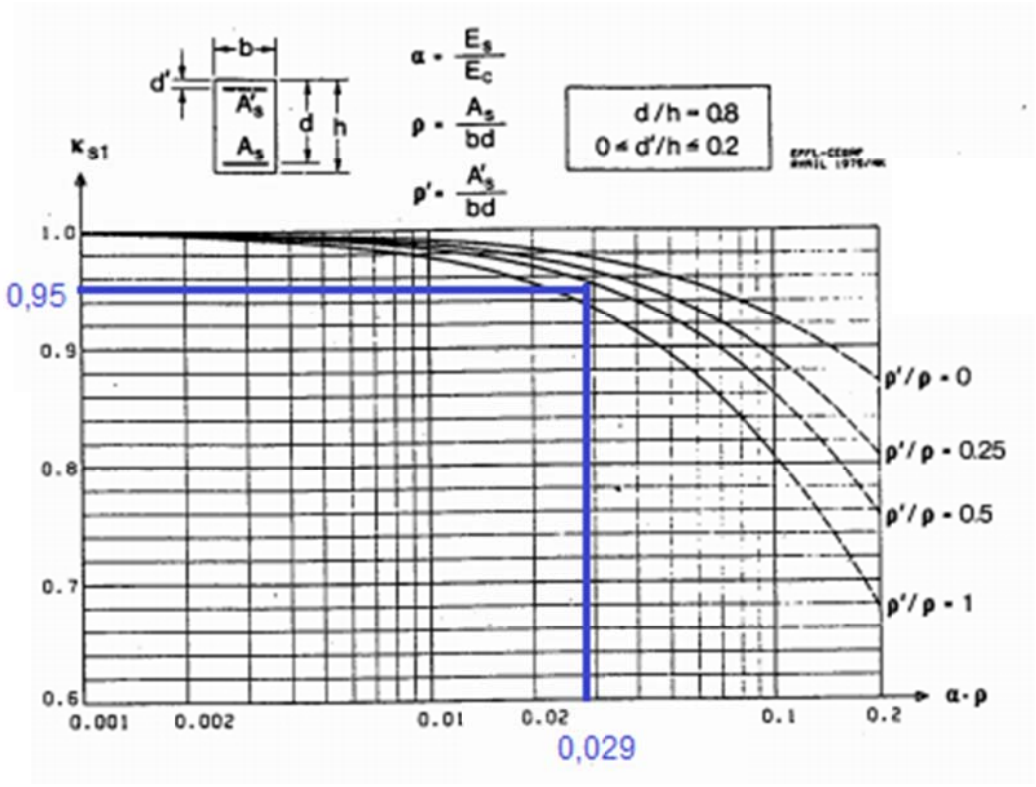


Figura 7.9 - Ábaco do coeficiente k_A^I

Através do ábaco, verifica-se que o valor do coeficiente $k_A^I = 0{,}95$.

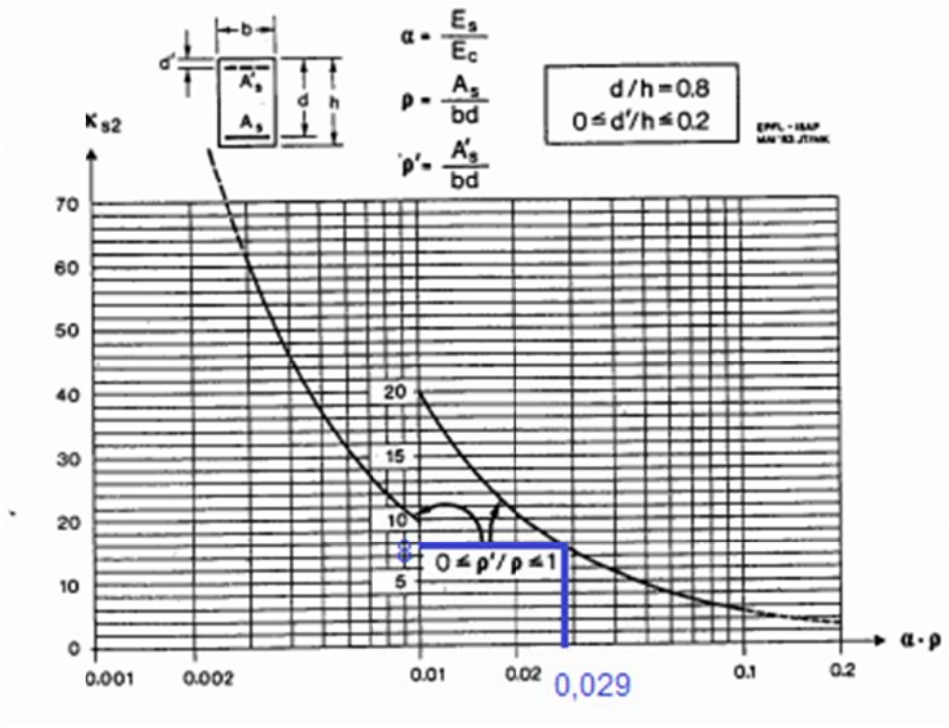


Figura 7.10 - Ábaco do coeficiente k_A^{II}

Através do ábaco, verifica-se que o valor do coeficiente $k_A^{II} = 8{,}0$

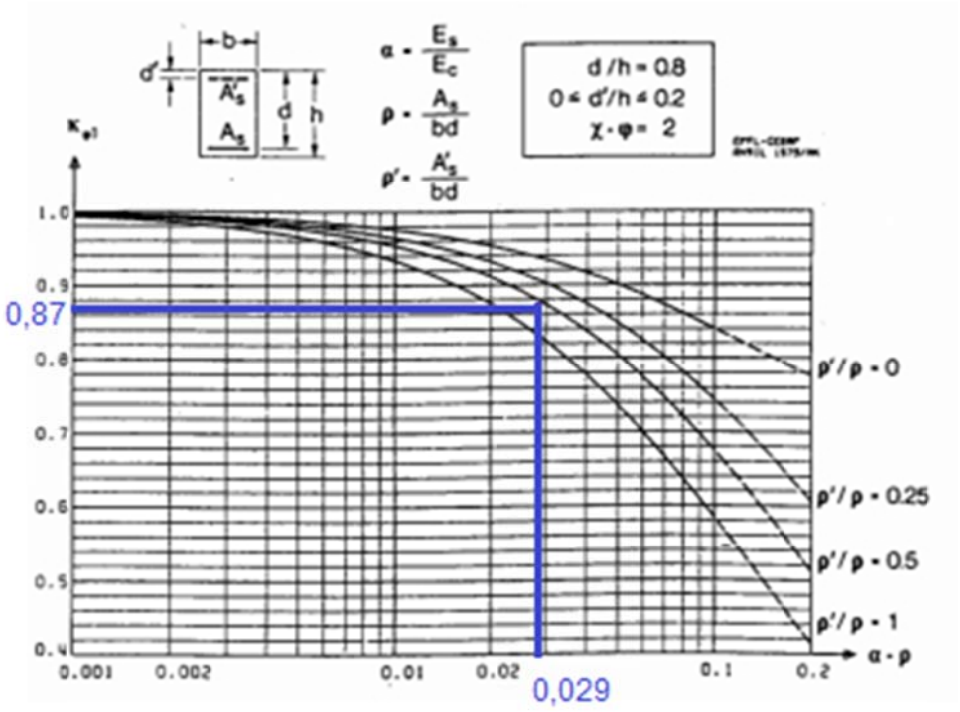


Figura 7.11 - Ábaco do coeficiente k_ψ^I

Através do ábaco, verifica-se que o valor do coeficiente $k_\psi^I = 0{,}87$

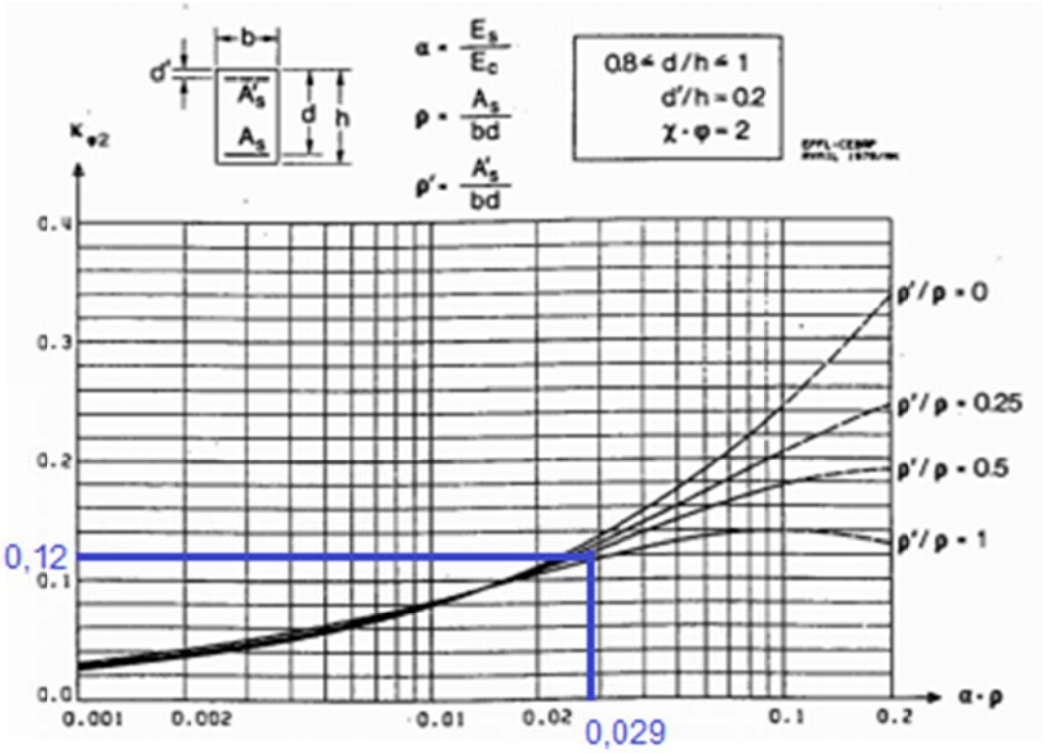


Figura 7.12 - Ábaco do coeficiente k_{ψ}^{II}

Através do ábaco, verifica-se que o valor do coeficiente $k_{\psi}^{II} = 0,12$

7.3.1.7. Coeficiente de repartição

Como se pôde verificar na expressão 7.8, o coeficiente de repartição é definido pelo momento de fendilhação na secção determinante M_{rD}, e pelo momento flector máximo M_D, resultante da combinação de acções e das cargas consideradas na secção determinante. Assim sendo, o momento flector máximo a considerar será o maior valor dos momentos negativos.

Respeitante ao valor do momento de fendilhação, este é determinado pela seguinte expressão:

$$M_{rD} = \frac{b \times h^2}{6} \times f_{ctm} = \frac{1,0 \times 0,25^2}{6} \times 2,60 \times 10^3 = 27,08 \text{kN.m} \qquad (7.13)$$

em que,

- f_{ctm} - valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples;
- b - largura da secção;
- h - altura da secção.

Como já referido, o momento flector total na secção determinante é calculado na região onde se encontra a deformação determinada. Para o seu cálculo é necessário utilizar a combinação frequente de acções, então a combinação de acções que se apresentou no capítulo 6, tem que ser alterada. Para a análise do estado limite de deformação o diagrama de momentos flectores máximo na secção determinante, $M_D = 28,51\ \text{kN.m}$, é o máximo comparativamente nas direcções x e y através do Robot Millenium, figura 7.13 e 7.14.

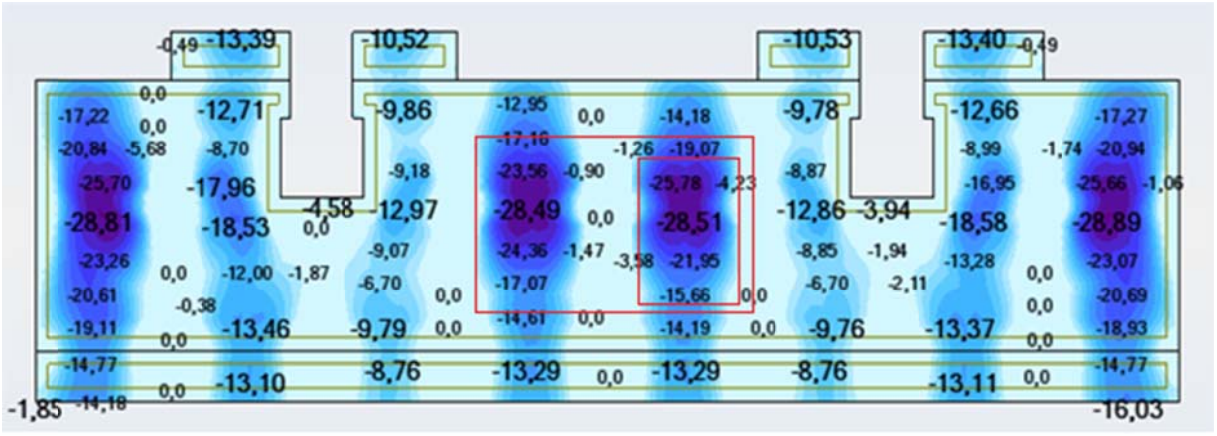


Figura 7.13 - Momentos flectores máximos negativos na direcção x, na secção determinante da a laje maciça.

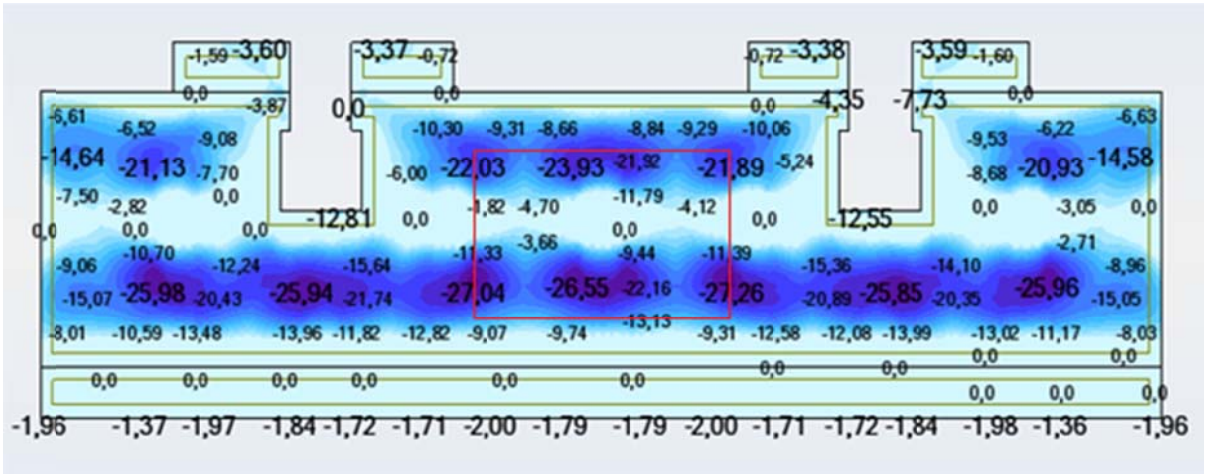


Figura 7.14 - Momentos flectores máximos negativos na direcção y, na secção determinante da laje maciça.

Calculados os valores dos momentos é possível determinar o coeficiente de repartição.

Para t = 0,

$$\zeta = 1 - 1 \times 1 \times \frac{27,08}{28,71} = 0,057$$

Para t = t,

$$\zeta = 1 - 1 \times 0,5 \times \frac{27,08}{28,71} = 0,528$$

7.3.1.8. Determinação da flecha a_I e a_{II}

Flecha no estado I:

Para t = 0,

$$a_I^{t=0} = k_A^I \times a_c = 0,95 \times 2,9 = 2,76 \text{ mm}$$

Para t = t,

$$a_{IG}^t = k_A^I \left(1 + k_\psi^I \psi\right) a_{cG} = 0,95\left(1 + 0,87 \times 2,38\right) \times 2,9 = 8,45 \text{ mm}$$

Flecha no estado II:

Para t = 0,

$$a_{II}^{t=0} = k_A^{II} \times a_c = 8,0 * 2,9 = 23,2 \text{ mm}$$

Para t = t,

$$a_{II_0G}^t = k_A^{II} \left(1 + k_\psi^{II} \psi\right) a_{cG} = 8,0\left(1 + 0,12 \times 2,38\right) \times 2,9 = 29,83 \text{ mm}$$

7.3.1.9. Determinação da flecha provável a

$$a = \left(1 - \zeta\right) \times a_1 + \zeta \times a_{II_0} \qquad \text{se } M > M_r$$

Para t = 0, flecha instantânea,

$$a = \left(1 - 0,057\right) \times 2,76 + 0,057 \times 23,2 = 3,93 \text{ mm}$$

Para t = t, flecha a longo prazo,

$$a = (1 - 0,528) \times 8,5 + 0,528 \times 29,83 = 19,76 \text{ mm}$$

O valor máximo da flecha a longo prazo verificada na laje é igual a 19,8 mm. O pensamento que ocorre de imediato é ser esta a deformação sofrida pelo suporte dos revestimentos cerâmicos (parede de alvenaria) colocado sobre a laje. Contudo esta hipótese é errada na medida em que a colocação da parede de alvenaria é realizada numa fase posterior à execução da estrutura. A sua execução já terá em conta a deformação existente na laje, pelo que o seu assentamento acompanhará, ao longo do seu plano, as deformações já introduzidas nos componentes adjacentes.

Desta forma, e de modo a ser possível determinar a deformação máxima do suporte dos revestimentos cerâmicos é necessário subtrair a deformação instantânea provocada pelo peso próprio dos elementos estruturais.

Para tal recorreu-se ao programa de cálculo existente, agora com os valores das deformações apenas sujeitas ao peso próprio, figura 7.15.

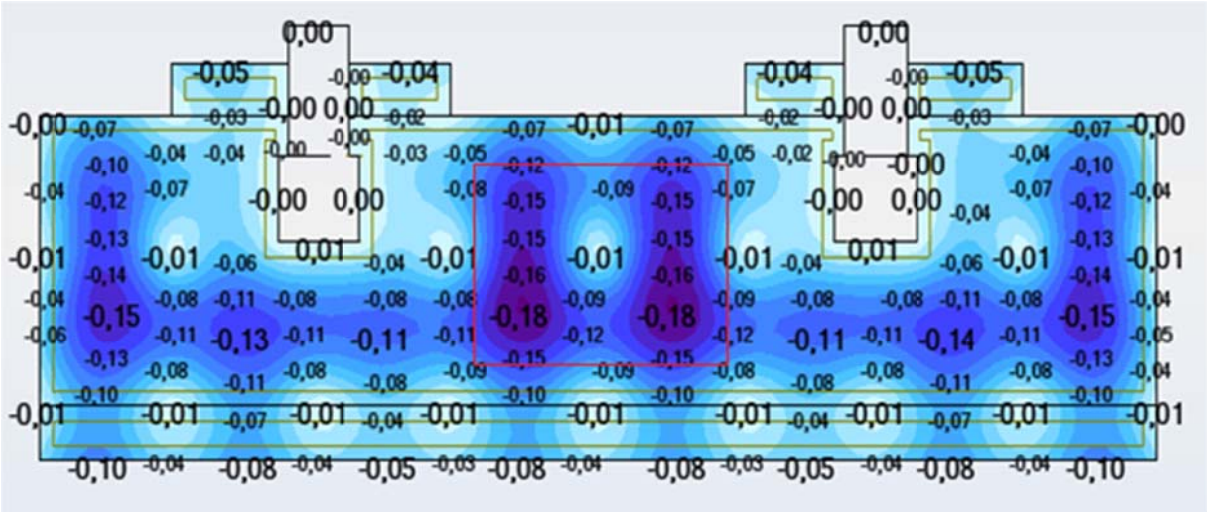


Figura 7.15 - Deformações elástica da laje, sob peso próprio em cm.

Como se pode observar o valor máximo da deformação é 0,18 cm

Subtraindo este valor à flecha correspondente à deformação a longo prazo, obtém-se uma deformação na parede de alvenaria igual a:

$$a_{c(\text{alvenaria})} = a_c - a_{pp} = 3,93 - 1,8 = 2,13 \text{ mm}$$

$$a_{c(\text{alvenaria})} = a_c - a_{pp} = 19,76 - 1,8 = 17,96 \text{ mm}$$

7.4. ANÁLISE DE RESULTADOS

7.4.1. LIMITE DE DEFORMAÇÃO DO ELEMENTO DE SUPORTE

No presente capítulo irão ser analisadas duas situações distintas: a primeira referente aos limites de deformação em vigor na legislação portuguesa, para os elementos, laje fungiforme maciças que servem de suporte às paredes de alvenaria, com o valor de cálculo obtido; a segunda para, laje fungiforme aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis que servem de suporte às paredes de alvenaria, embora comparado com o valor considerado em 2.4

7.4.1.1. Legislação portuguesa

Tal como referido em 2.4., o REBAP limita a deformação da laje a uma flecha igual a l/400 do vão, para combinações frequentes de acções. Uma vez que o maior vão da estrutura apresenta uma dimensão de 7,4m, o respectivo limite de deformação, é:

$$\text{flecha max} = \frac{7,4}{400} = 0,0185 \text{ m} = 18,5 \text{ mm}$$

segundo EC2, tem-se,

$$\text{flecha max} = \frac{7,4}{500} = 0,0148 \text{ m} = 14,8 \text{ mm}$$

7.4.1.2. Deformação provável do elemento de suporte

De acordo com os resultados obtidos quer no programa Robot, quer através da aplicação do método bilinear, tem-se para valores prováveis de deformação,

$$\text{Para } t = 0, \quad a = 2,13 \text{ mm}$$
$$\text{Para } t = t, \quad a = 17,96 \text{ mm}$$

7.4.1.3. Crítica sobre os resultados

Como se pode verificar existe à partida um desfasamento claro entre os valores máximos de deformação admitidos para os elementos de suporte, as lajes de betão armado, e as paredes não estruturais em alvenaria.

Como se verifica os valores encontram-se dentro dos limites regulamentares, ou seja, foi tudo dimensionado de acordo com as especificações do REBAP e tanto o valor da flecha a longo prazo como instantânea cumprem os limites estabelecidos. Concluindo, a solução encontra-se apropriada para execução em obra.

7.4.2. ESTUDO DO NOVO CASO

Deformações para laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis, figura 7.16 e 7.17

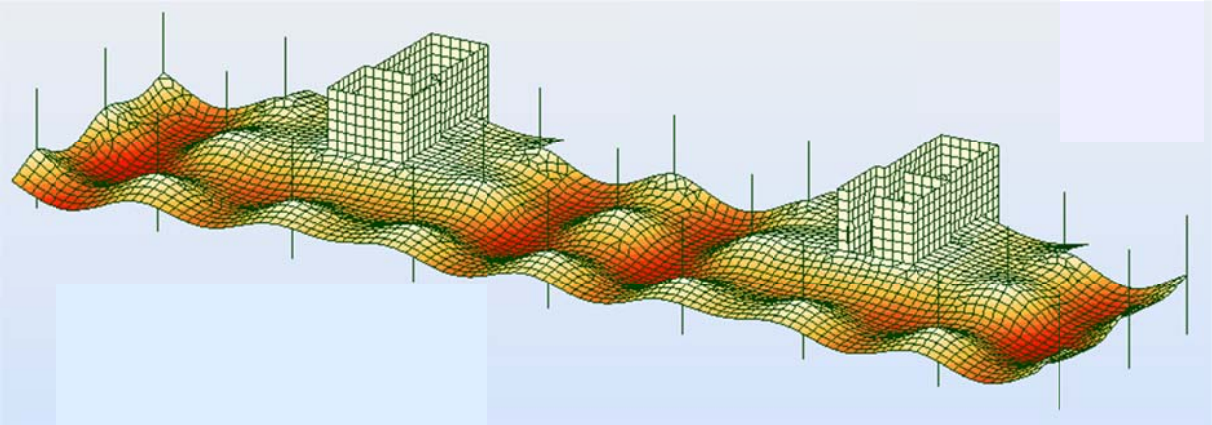


Figura 7.16 - Mapa das deformações sofridas pela laje aligeirada, em 3D.

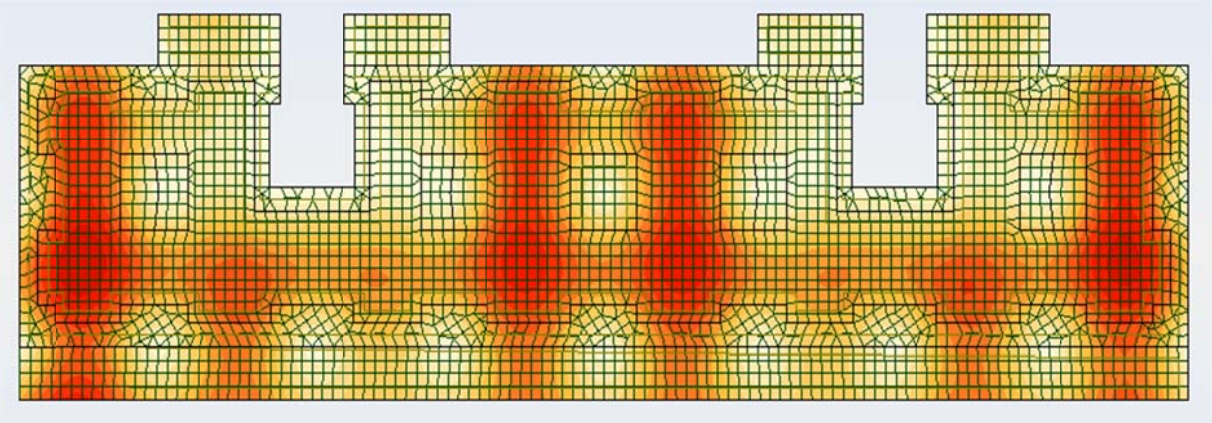


Figura 7.17 - Mapa das deformações sofridas pela laje aligeirada, em 2D.

Como se referiu anteriormente, a fissuração nos revestimentos é causada pela deformação excessiva do suporte. Deste modo ir-se-á analisar a deformabilidade da laje fungiforme maciça, seguindo a comparação dos seus resultados com os valores determinados para a laje fungiforme aligeirada.

Para o novo caso de estudo utilizou-se o mesmo modelo estrutural, bem como o programa de cálculo Robot Millenium, onde foram determinados novos momentos, de modo a ser possível determinar as novas armaduras e por conseguinte as novas flechas (flecha instantânea e a longo prazo).

7.4.3. CÁLCULO DA FLECHA A LONGO PRAZO

7.4.3.1. Flecha elástica

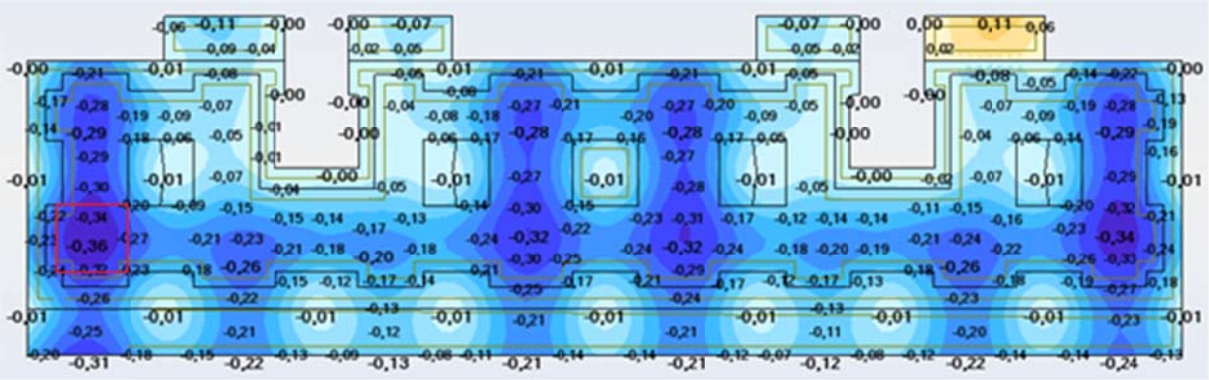


Figura 7.18 - Valores máximos das deformações sofridas pela laje aligeirada, em cm para ELS.

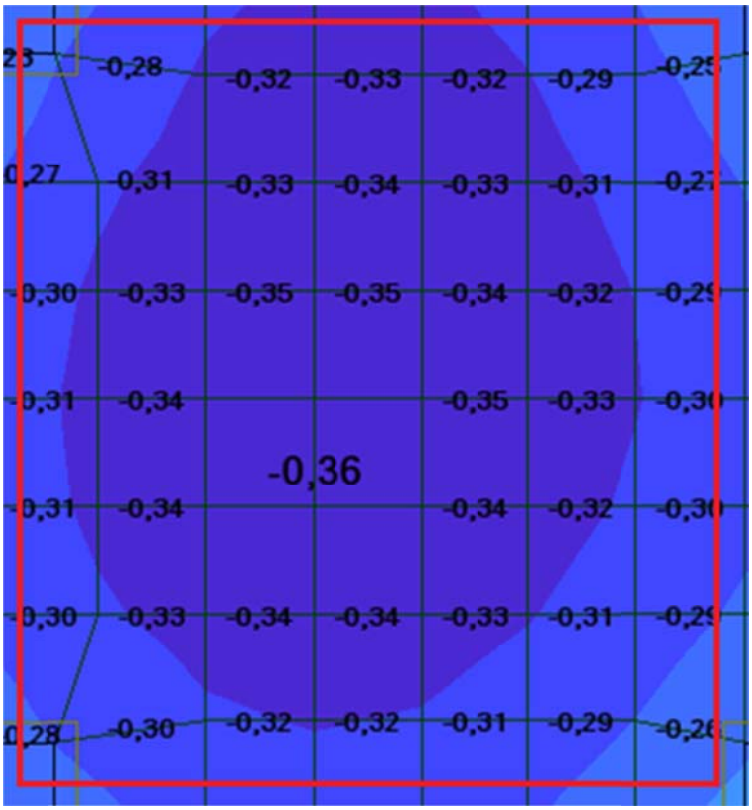


Figura 7.19 - Valores das deformações na laje aligeirada, em cm.

O valor de a_c obtido foi de 0,36 cm.

7.4.3.2. Coeficiente k_A^I, k_Ψ^I, k_A^{II}, k_Ψ^{II}

$$\varphi_c\left(t,t_0\right)=0,25+0,4\times1,0+3,32\times\left[0,97-0,36\right]=2,68$$

$$\beta_a\left(t_0\right)=0,8\times\left(1-\frac{f_{c,t_0}}{f_{c,t_{oo}}}\right)=0.8\times\left(1-\frac{1,00}{1,45}\right)=0,25$$

$$h_0=\lambda\frac{2\times A_c}{u}=1,5\frac{2\times\left(0,09\right)}{\left(2,15\right)}=0,126\text{ m}\ \Rightarrow h_{\ 0}=12,6\text{ cm}$$

$$A_c=0,8\times0,275-2\times0,325\times0,2=0,09$$

$$u=0,8+2\times\left(0,075+0,325+0,2\right)+0,15=2,15$$

Quadro 7.3 - Quadro com valores do coeficiente φ_{f1}. [16]

Humidade relativa do ambiente	φ_{f_1}
Imersão em água	0,8
Alta (90%)	1,9
Média (70%)	2,0
Baixa (40%)	3,0

O valor de φ_{f2} é obtido no quadro 7.4, em função da espessura fictícia do elemento, h_0.

Quadro 7.4 – Valores do coeficiente φ_{f2} em função da espessura fictícia do elemento [16].

Espessura fictícia, h_o (cm)	$\leqslant 5$	10	20	40	80	$\geqslant 160$
φ_{f2}	1,85	1,70	1,55	1,40	1,25	1,12

$$\varphi_f = \varphi_{f1} \times \varphi_{f2} = 2,0 \times 1,66 = 3,32$$

Antes da determinação dos parâmetros, relembre-se que na zona de deformação máxima, a armadura traccionada é de $10\Phi12$ e a armadura de compressão é de $4\Phi12$.

$$d/h \begin{cases} d = 0,235 \\ h = 0,275 \end{cases} \rightarrow d/h = 0,85 \cong 0,90$$

$$d'/h \begin{cases} d' = 0,04 \\ h = 0,275 \end{cases} \rightarrow d'/h = 0,15 \cong 0,20$$

$$\chi \times \varphi \begin{cases} \chi - 0,8 \\ \varphi - 2,68 \end{cases} \rightarrow \chi \times \varphi = 2,14 \cong 2,0$$

$$\alpha \times \rho \begin{cases} \alpha = \dfrac{E_s}{E_c} = \dfrac{210}{31} = 6,774 \\ \rho = \dfrac{A_s(10\phi12)}{b \times d} = \dfrac{11,30 \times 10^{-4}}{0,5 \times 0,235} = 0,00962 \end{cases} \rightarrow \alpha \times \rho = 0,065$$

$$\rho'/\rho \begin{cases} \rho' = \dfrac{A'_s(4\phi12)}{b \times d} = \dfrac{4,52 \times 10^{-4}}{0,5 \times 0,235} = 0,00385 \\ \rho = \dfrac{A_s(10\phi12)}{b \times d} = \dfrac{11,30 \times 10^{-4}}{0,5 \times 0,235} = 0,00962 \end{cases} \rightarrow \rho'/\rho = 0,40$$

$$k_A^I \leftrightarrow k_{S1}$$
$$k_A^{II} \leftrightarrow k_{S2}$$
$$k_\psi^I \leftrightarrow k_{\varphi 1}$$
$$k_\psi^{II} \leftrightarrow k_{\varphi 2}$$

Os ábacos e os valores calculados são apresentados nas figuras seguintes:

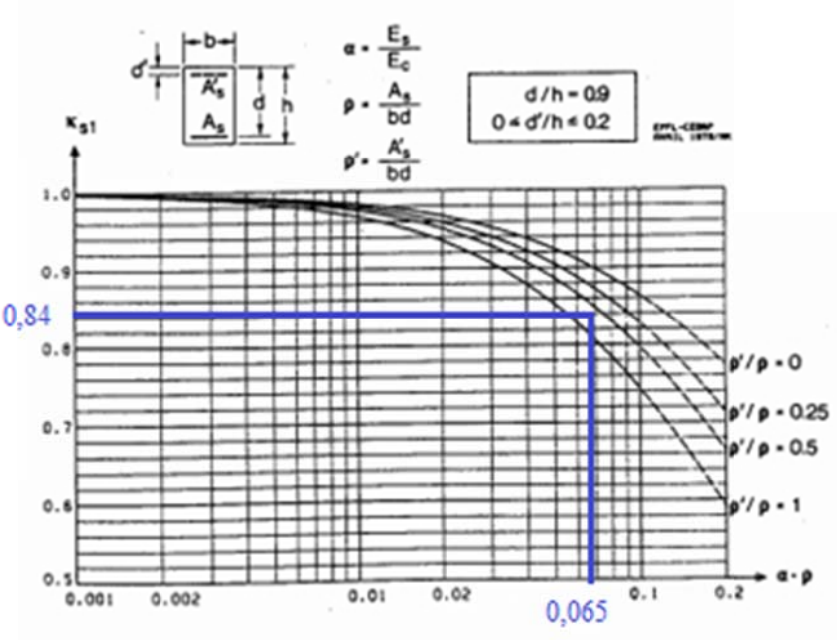


Figura 7.20 - Ábaco do coeficiente k_A^I

Através do ábaco, verifica-se que o valor do coeficiente $k_A^I = 0,84$.

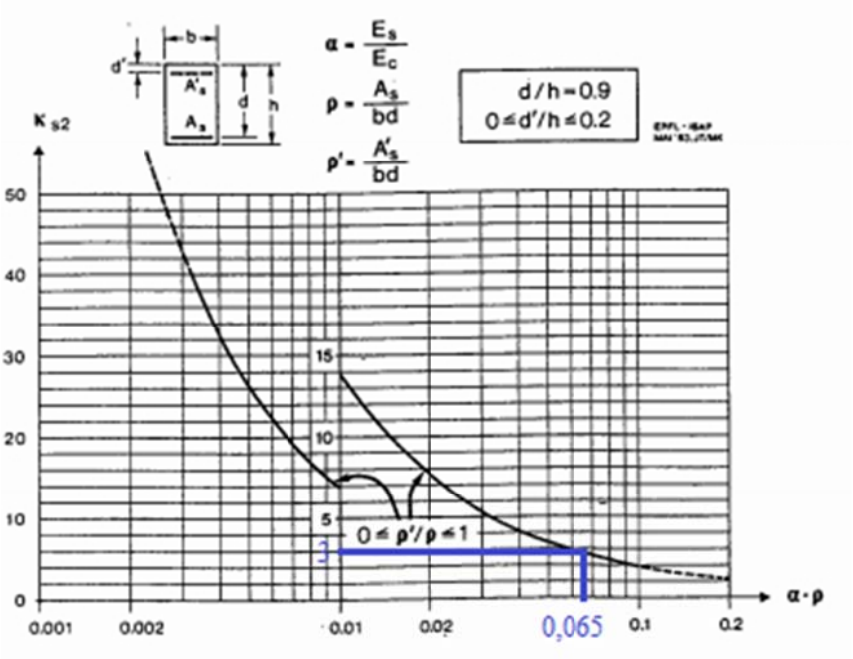


Figura 7.21 - Ábaco do coeficiente k_A^{II}

Através do ábaco, verifica-se que o valor do coeficiente $k_A^{II} = 3,0$

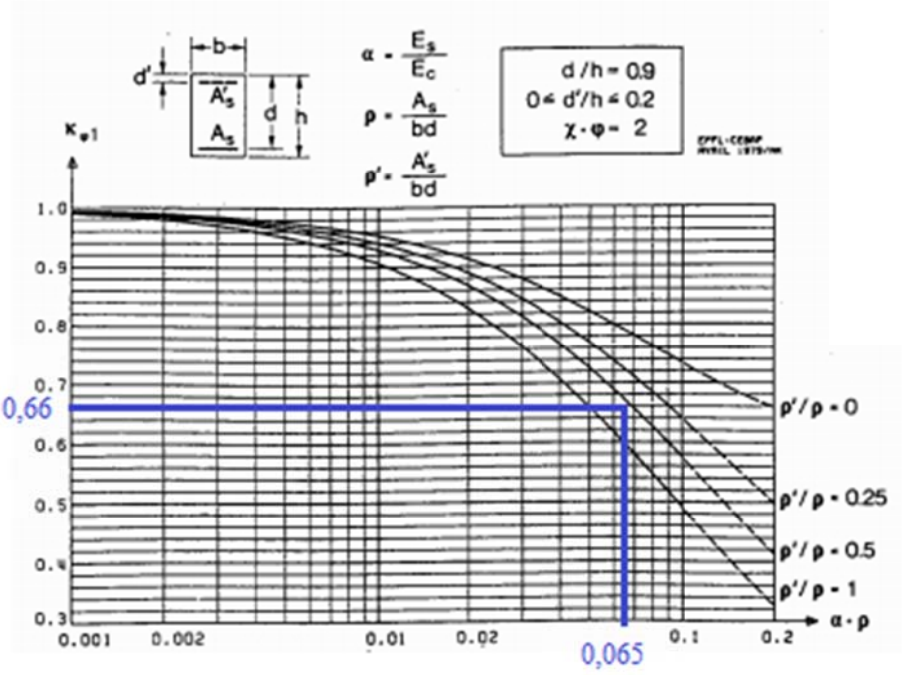


Figura 7.22 - Ábaco do coeficiente k_{ψ}^{I}

Através do ábaco, verifica-se que o valor do coeficiente $k_{\psi}^{I} = 0,66$

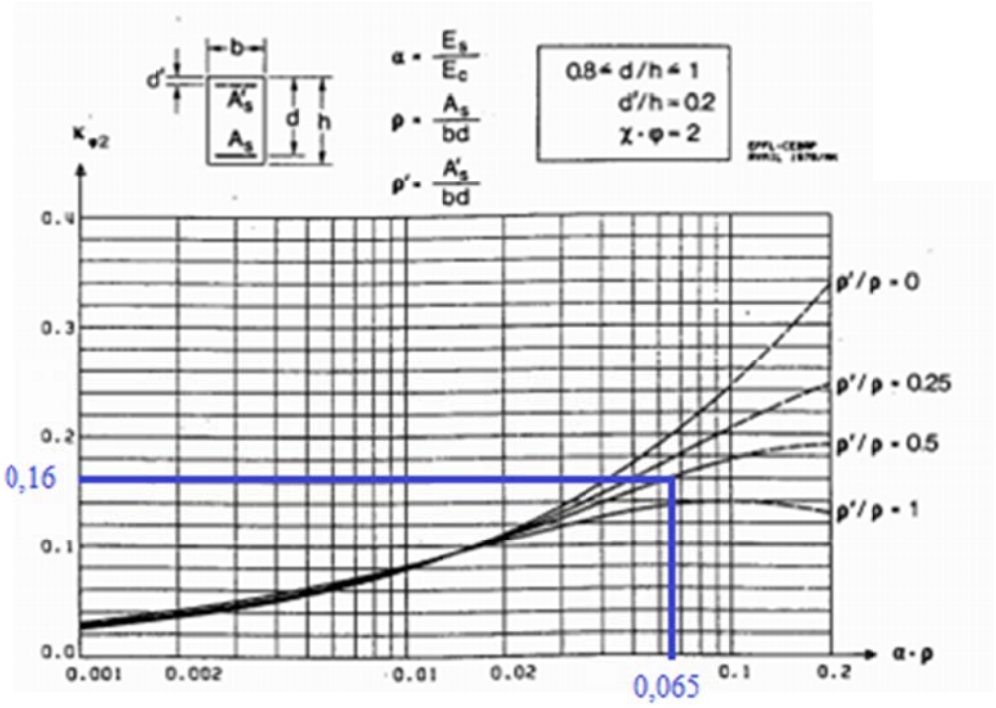


Figura 7.23 - Ábaco do coeficiente k_{ψ}^{II}

Através do ábaco, verifica-se que o valor do coeficiente $k_{\psi}^{II} = 0,16$

7.4.3.3. Coeficiente de repartição

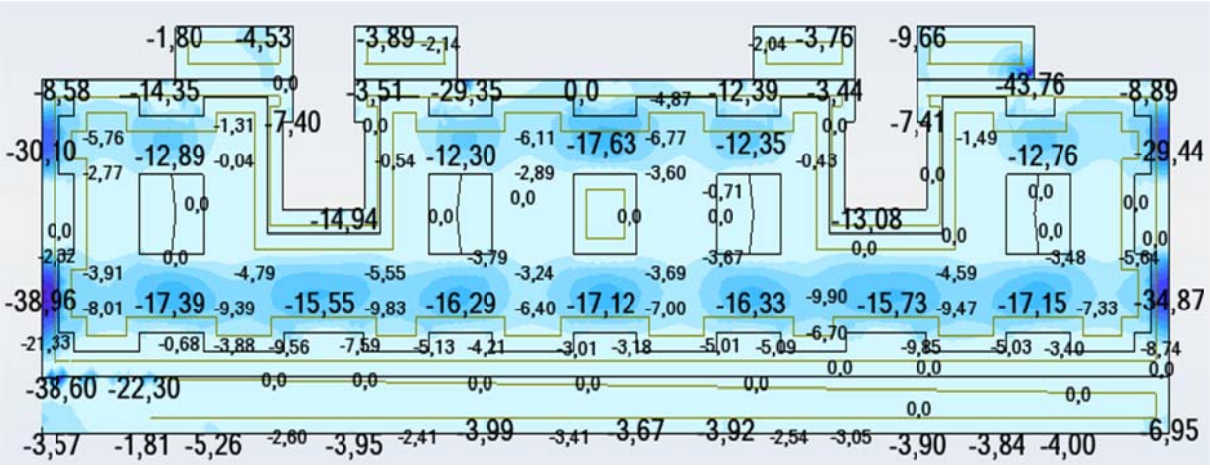


Figura 7.24 - Momentos flectores máximos negativos na direcção y

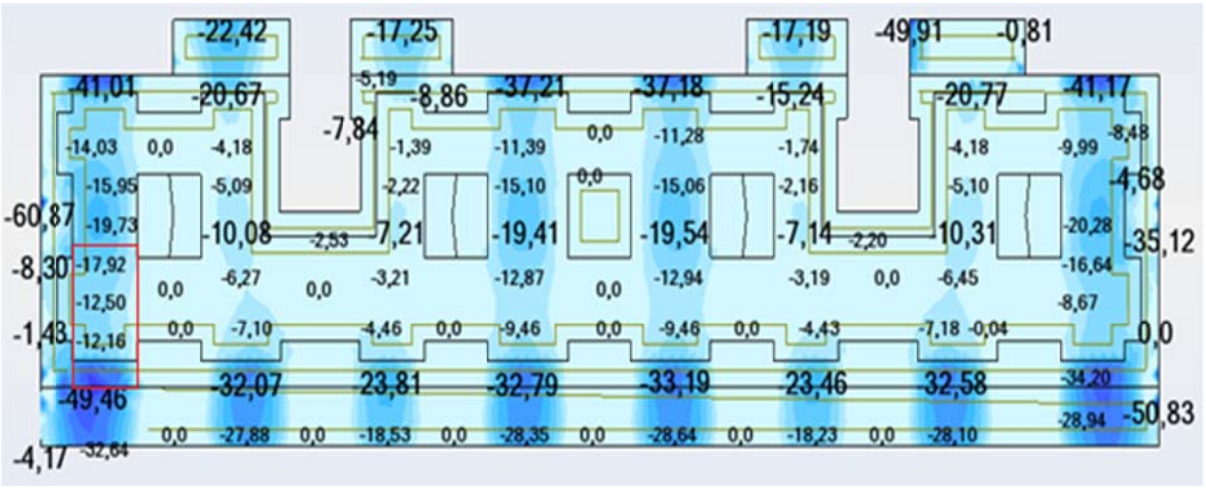


Figura 7.25 - Momentos flectores máximos negativos na direcção x

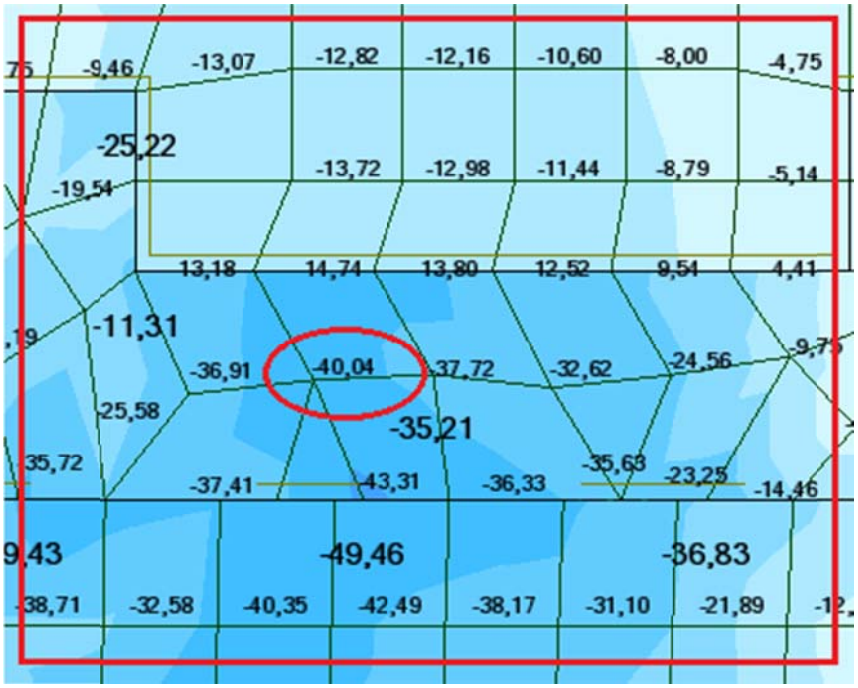


Figura 7.26 – Detalhe dos valores dos momentos flectores máximos negativos na direcção x

$$\sigma = \frac{M_{rD}}{w} = \frac{M_{rD}}{\frac{I_x}{v}} = f_{ctm}$$

$$M_{rD} = \frac{I_x}{v} \times f_{ctm} = \frac{0,00050626}{0,192} \times 2,60 \times 10^3 = 6,86 \text{ kN.m}$$

Para a análise do estado limite de deformação o diagrama de momentos flectores máximo na secção determinante, $M_D = 40,04 \text{ kN.m}$, figura 7.26, é o máximo comparativamente nas direcções x e y através do Robot Millenium, figura 7.25 e 7.24.

Calculados os valores dos momentos é possível determinar o coeficiente de repartição.

Para t = 0,

$$\zeta = 1 - 1 \times 1 \times \frac{6,86}{40,04} = 0,828$$

Para t = t,

$$\zeta = 1 - 1 \times 0,5 \times \frac{6,86}{40,06} = 0,914$$

7.4.3.4. Determinação da flecha a_I e a_{II}

Flecha no estado I:

Para t = 0,

$$a_I^{t=0} = k_A^I \times a_c = 0,84 \times 4,5 = 3,78 \text{ mm}$$

Para t = t,

$$a_{IG}^t = k_A^I \left(1 + k_\psi^I \psi\right) a_{cG} = 0,84\left(1 + 0,66 \times 2,57\right) \times 4,5 = 10,19 \text{ mm}$$

Flecha no estado II:

Para t = 0,

$$a_{II}^{t=0} = k_A^{II} \times a_c = 3,0 \times 4,5 = 13,50 \text{ mm}$$

Para t = t,

$$a_{II_0G}^t = k_A^{II} \left(1 + k_\psi^{II} \psi\right) a_{cG} = 3,0\left(1 + 0,16 \times 2,57\right) \times 4,5 = 19,05 \text{ mm}$$

7.4.3.5. Determinação da flecha provável a_c

$$a = \left(1 - \zeta\right) \times a_1 + \zeta \times a_{II_0} \qquad \text{se } M > M_r$$

Para t = 0, flecha instantânea,

$$a = \left(1 - 0,828\right) \times 3,78 + 0,828 \times 13,5 = 11,84 \text{ mm}$$

Para t = t, flecha a longo prazo,

$$a = \left(1 - 0,914\right) \times 10,19 + 0,914 \times 19,05 = 18,29 \text{ mm}$$

7.4.4. CRITICAS SOBRE OS RESULTADOS

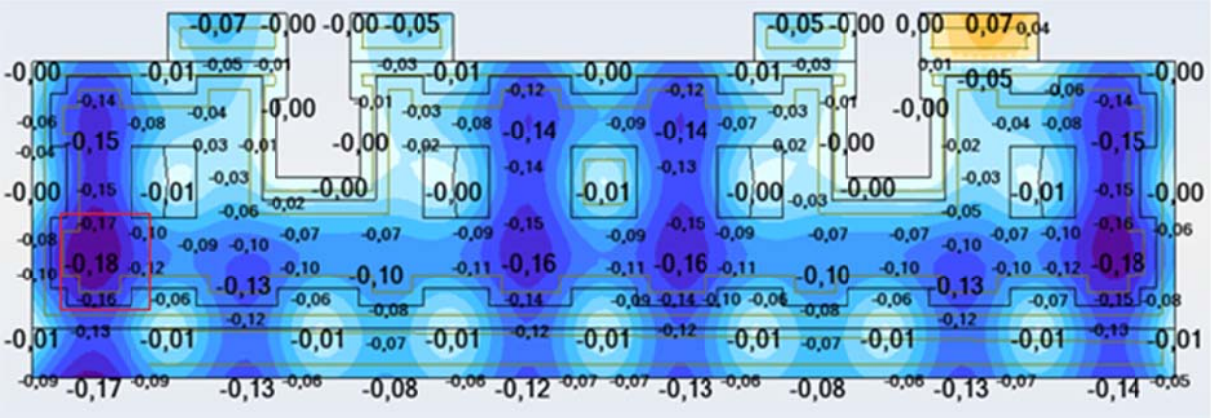


Figura 7.27 - Deformações elástica da laje, sob peso próprio em cm.

Como se pode observar o valor máximo da deformação é 0,18 cm, figura 7.27.

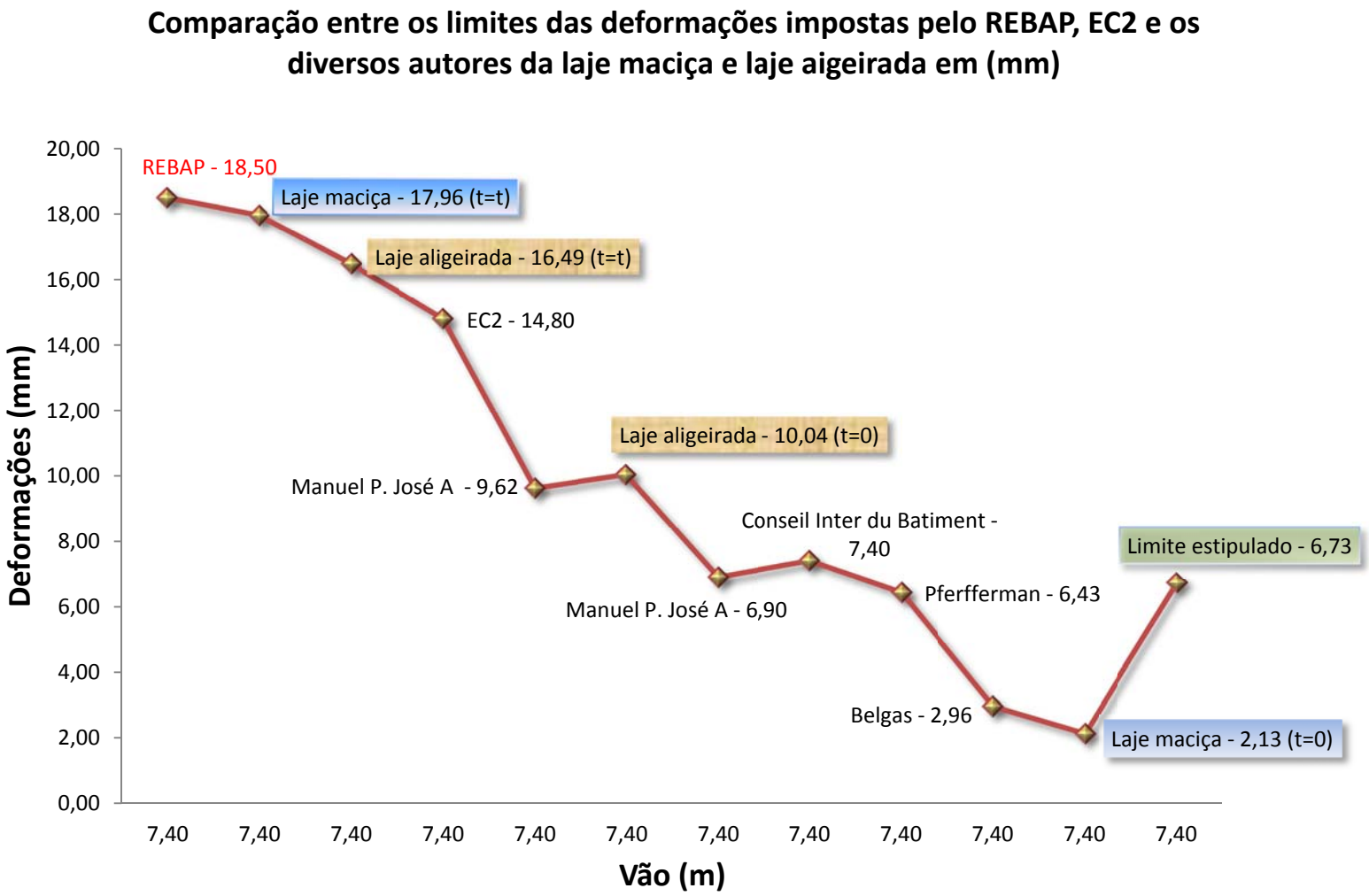
Subtraindo este valor à flecha correspondente à deformação a longo prazo, obtém-se uma deformação na parede de alvenaria igual a:

$$a_{c(\text{alvenaria})} = a_c - a_{pp} = 11,84 - 1,8 = 10,04 \text{ mm}$$

$$a_{c(\text{alvenaria})} = a_c - a_{pp} = 18,29 - 1,8 = 16,49 \text{ mm}$$

Como se verifica os valores encontram-se dentro dos limites regulamentares, ou seja, foi tudo dimensionado de acordo com as especificações do REBAP e tanto o valor da flecha a longo prazo como instantânea cumprem os limites estabelecidos. Concluindo, a solução encontra-se apropriada para execução em obra.

Figura 7.28 – Limites das deformações elástica da laje maciça e aligeirada comparativamente com a legislação nacional e os diversos autores.



8
8.CONCLUSÃO

No presente trabalho, todo o processo de dimensionamento do edifício em estudo foi realizado respeitando as condições impostas pelo REBAP, com uma referência especial para as limitações relativas aos estados limites de deformação. O dimensionamento foi realizado tendo em conta estas mesmas limitações, e segundo o artigo 72.º, quaisquer verificações exigidas, nomeadamente o limite de deformação igual uma flecha de l/400 do vão para combinações frequentes de acções, seriam consideradas satisfeitas caso se tenha cumprido expressamente o indicado nos artigos 89.º, 102.º e 113.º.

No entanto, como se pode ver no capítulo 7, tal é verificado. Com um vão máximo de 7,40 m seria de esperar uma flecha máxima igual a 18,50 mm. Na realidade verifica-se que a flecha provável a longo prazo assume o valor de 17,96 mm para laje fungiforme maciça e 16,49 mm para laje fungiforme aligeirada, que se encontram dentro dos limites estabelecido pelo regulamento.
Quando comparado com os limites impostos pelo EC2, a situação tornar-se-ia pior, visto que os limites de deformação impostos são mais rigorosos que os do REBAP.

Apesar do correcto dimensionamento dos elementos estruturais e do cumprimento dos limites de deformação a longo prazo associados às lajes e vigas em estudo (elementos estruturais que sustentam os suportes, paredes de alvenaria, de aplicação dos revestimentos cerâmicos), não será possível eliminar os fenómenos de fissuração das paredes e por conseguinte dos revestimentos cerâmicos, isso porque a legislação em vigor encontra-se muito permissiva na limitação das flechas em estado limite de utilização, existindo um grande desfasamento entre os limites impostos em termos de deformações admissíveis e os estudos elaborados por diversos autores e organismos para a compatibilização destas deformações com elementos não estruturais, figura 7.28. Estes regulamentos têm em conta as deformações dos elementos de betão armado, mas ainda não dispõem de uma metodologia de cálculo que permita conciliar estas deformações com os elementos não estruturais aos quais dão apoio.

Torna-se evidente a existência de incompatibilidade entre o funcionamento da estrutura e do sistema paredes de alvenaria e revestimento cerâmico. Após a colocação dos cerâmicos, os dois sistemas começam a trabalhar conjuntamente, em relativo equilíbrio, o que faz com que, na ocorrência de deformações excessivas, haja uma ruptura desse equilíbrio, conduzindo assim, à fissuração das paredes e por conseguintes dos revestimentos.

Conclui-se que os regulamentos em vigor não se encontram completamente eficientes e que apesar das dificuldades que se apresentam nas revisões destes documentos, eles devem ser revistos e reformulados para eliminar falhas que não podem ser atribuídas a nenhum interveniente do processo construtivo e que, de um modo ou de outro, limitam o sucesso das construções.

A grande questão e o principal objecto de estudo neste trabalho, relaciona-se com a deformação admitida pelas paredes de alvenaria não estrutural. Apesar da diversidade de limites indicados pelos

mais diversos autores, optou-se por, tal como já referido, adoptar o limite de l/1100, que se traduz em 6,73 mm. Conclui-se pela figura 7.28 que a partir desse valor, há grande probabilidade de virem a ocorrer fissuras nas paredes de alvenaria.

Por outras palavras, mesmo que o projectista cumpra todas as disposições regulamentares em vigor, poderão surgir patologias nos elementos não estruturais em causa, resultantes de uma deformação excessiva do suporte, que pode apresentar flechas bem superiores aos máximos admissíveis.

Alguns pontos a ter em conta, de forma a evitar as flechas instantâneas e deferidas, particularmente sob acções de longa duração:

- uso de valores baixos da relação vão/altura de modo a aumentar a rigidez do elemento;
- uso de sistemas estruturais que forneçam restrição às rotações nos suportes, por exemplo, por meio de continuidade;
- utilização de betões de alta resistência, tendo baixa relação de água/cimento – boa cura e endurecimento adequado antes da aplicação da carga e evitar carga excessiva durante a construção;
- Aumentar a resistência dos materiais utilizados, nomeadamente a do betão, aumentando desta modo o módulo de elasticidade, Ec;
- adicionar armadura de compressão, se as tensões de compressão para acções de longa duração forem altas;
- reduzir as zonas fendilhadas pré-esforçando;
- sobredimensionar os elementos em termos de armaduras longitudinais;
- reduzir as tensões, sobre-dimensionando a armadura de tracção longitudinal;
- aplicar as carga à estrutura o mais tarde possível. [21]

Por fim, a realização deste trabalho indica que se deve dar mais atenção a este tipo de casos; o projectista de estruturas de betão armado deve ter consciência que poderá intervir para melhorar o produto final ao tomar medidas que apesar de não se encontrarem regulamentadas, poderão prevenir situações como estudadas neste trabalho, em que os elementos de suporte não põe em causa a estabilidade da estrutura mas prejudicam o desempenho das alvenarias

Será então plausível sugerir uma revisão das disposições regulamentares relativas a estruturas de betão armado, nomeadamente na compatibilização destes dois diferentes sistemas da construção: uso de lajes fungiformes maciças com capitéis e lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos.

Para tal serão necessários estudos mais precisos no campo das deformações da alvenaria, sendo este um campo ainda pouco explorado.

ANEXO 1

ARQUITECTURA

A1.1. PLANTA DA SUBCAVE PISO -2

A1.2. PLANTA DA CAVE PISO -1

A1.3. PLANTA DA SOBRELOJA

A1.4. PLANTA DO RÉS-DO-CHÃO PISO 0

A1.5. PLANTA DO PISO 1

A1.6. PLANTA DO PISO 2 A 7

A1.7. PLANTA DO PISO 8 A 13

A1.8. PLANTA DO ANDAR RECUADO PISO 14

A1.9. PLANTA DA COBERTURA

A1.10. CORTE TRANSVERSAL

A1.11. ALÇADA NASCENTE

A1.12. ALÇADO NORTE

A1.13. ALÇADO POENTE

A1.14. ALÇADO SUL



FEUP
FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

edifi cio misto

planta da subcave (piso -2)

Elaborado por: Adélio Moreno

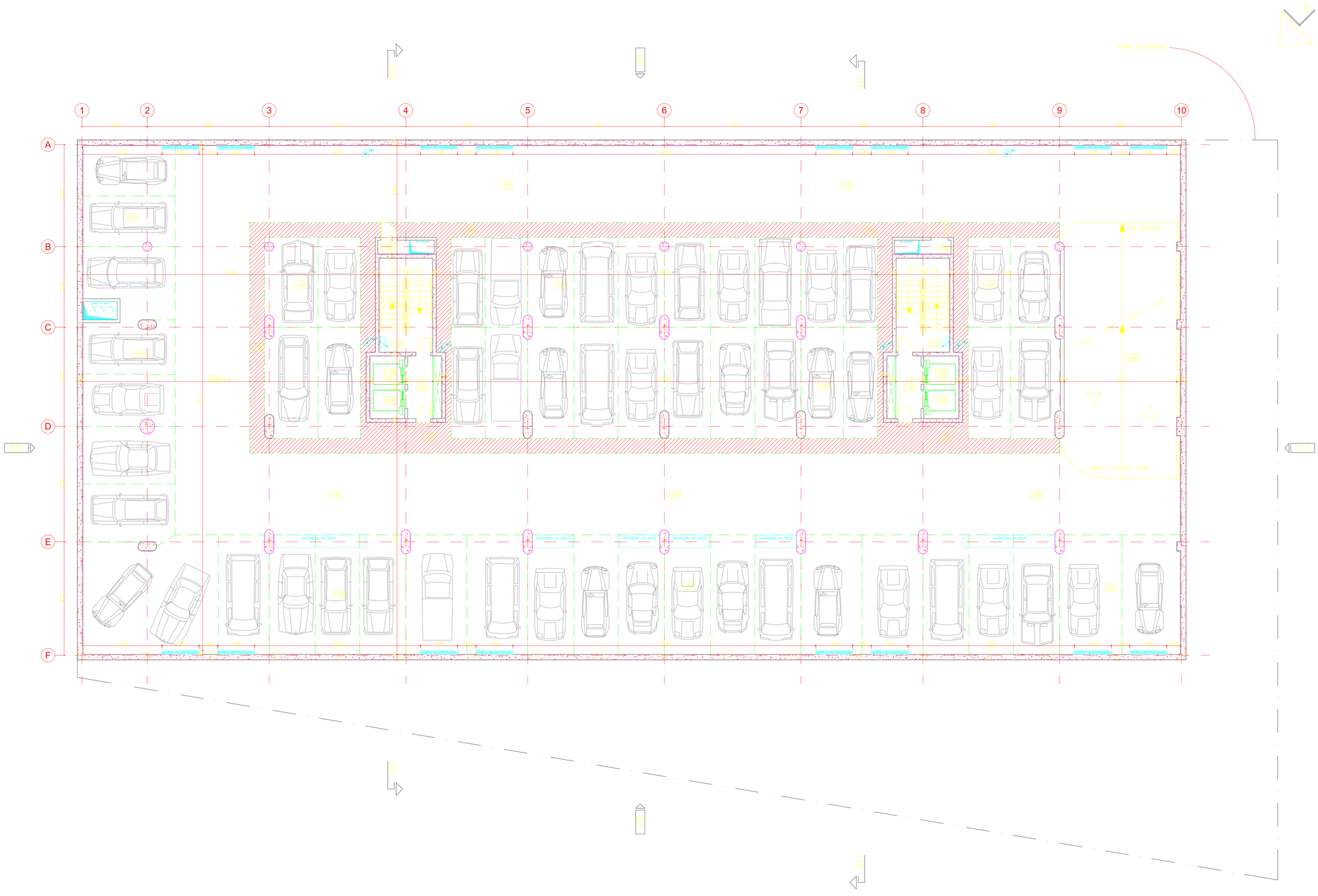
PROJECTO DE BETÃO ARMADO

data Julho,2010 | esc. 1/100

des. nº 1 | aluno: 990501244

Betão C25/30

Aço: A500



LEGENDA:

- Boca de Incêndio (Coluna Seca)
- Extintor Portátil de Co2
- Grelha de Ventilação

FEUP

FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

edif□cio misto

planta da cave (piso -1)

Elaborado por: Adélio Moreno

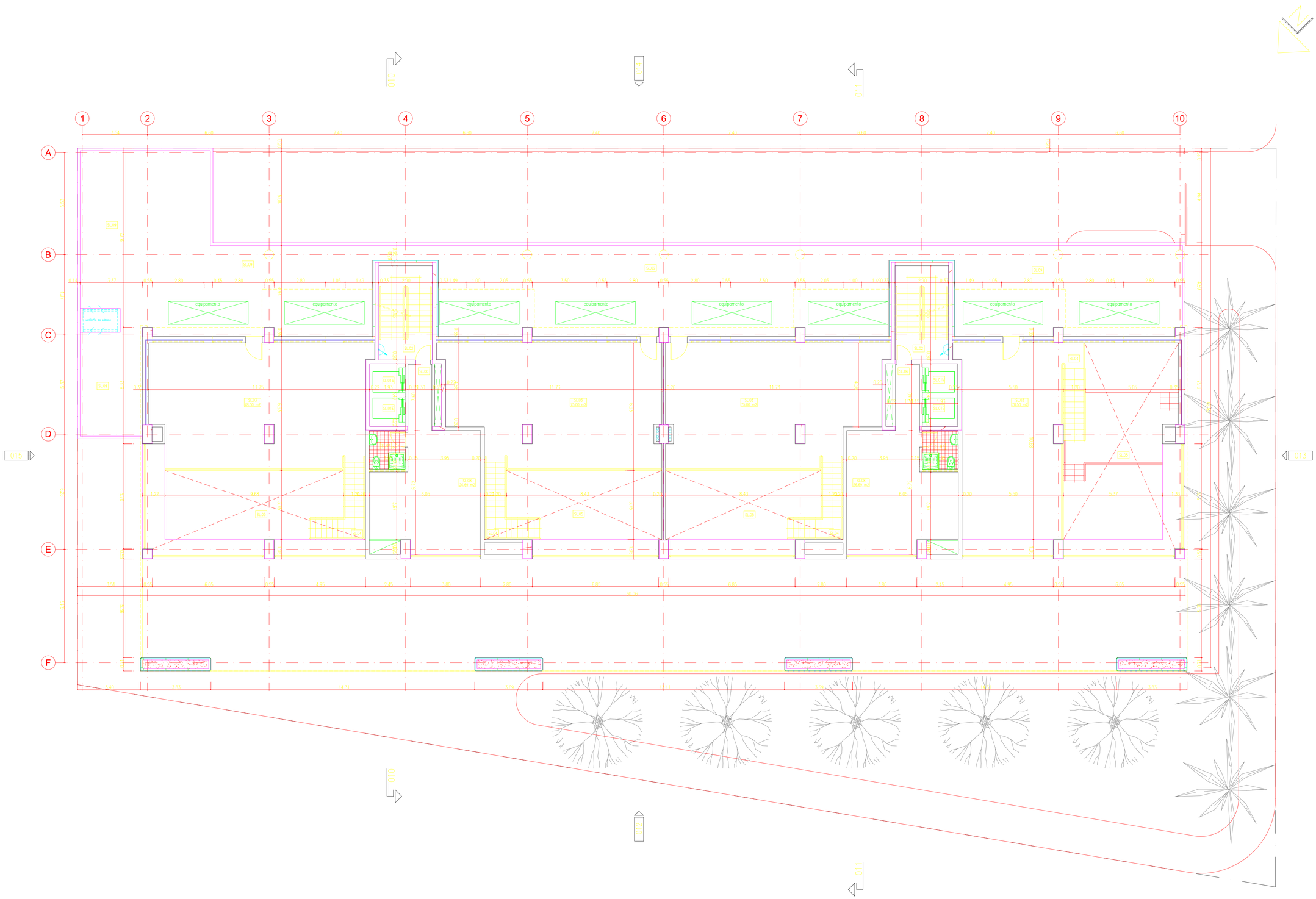
PROJECTO DE BETÃO ARMADO

data Julho./2010 | esc. 1/100

des. nº 2 | aluno: 990501244

Betão C25/30

Aço: A500



LEGENDA:

- Boca de Incêndio (Coluna Seca)

FEUP

FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

edifício misto

planta da sobreloja (piso s/1)

Elaborado por: Adélio Moreno

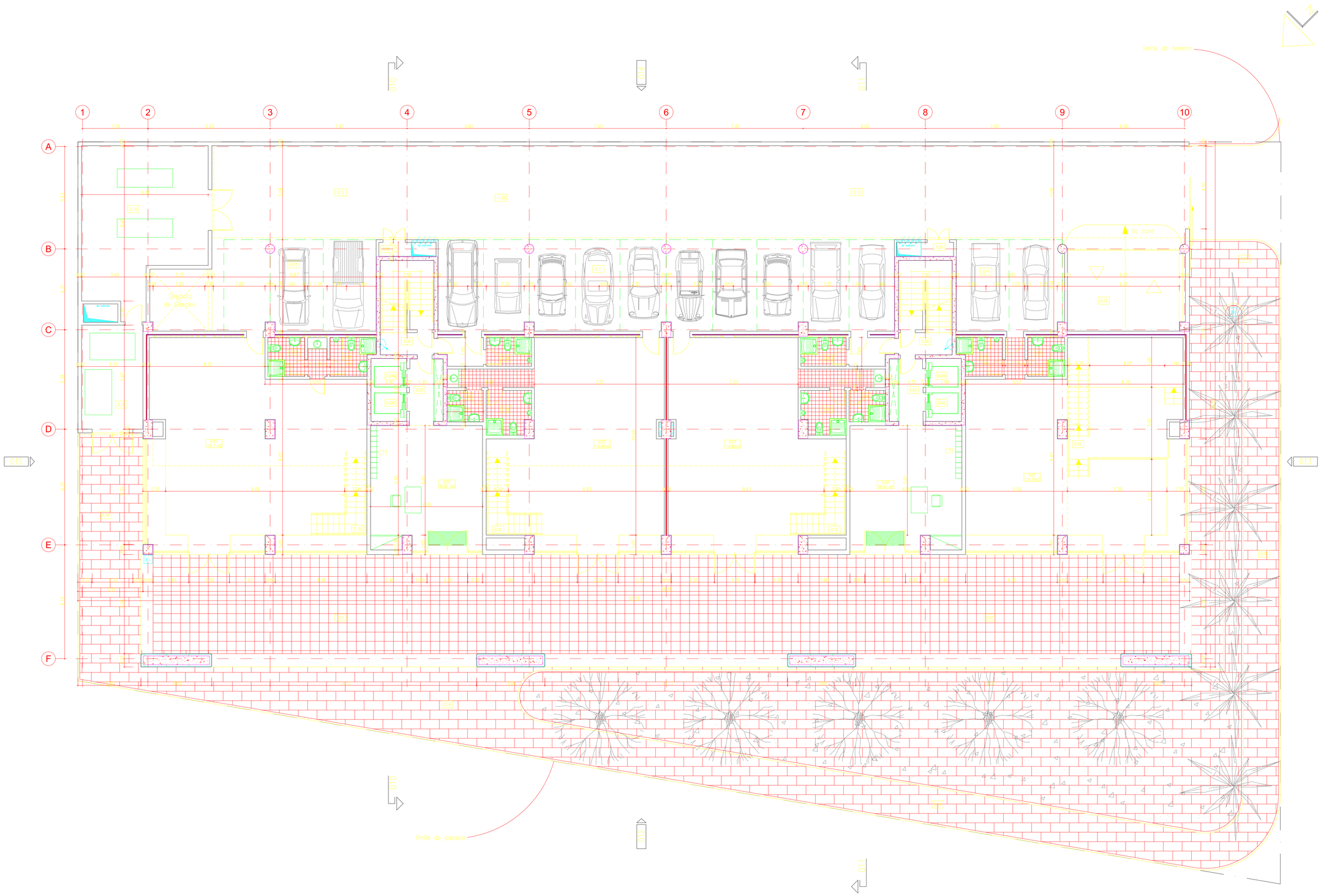
PROJECTO DE BETÃO ARMADO

data Julho./2010 | esc. 1/100

des. nº 4 | aluno: 990501244

Betão C25/30

Aço: A500



FEUP

FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

edif□cio misto

planta do rés do chçao (piso 0)

Elaborado por: Adélio Moreno

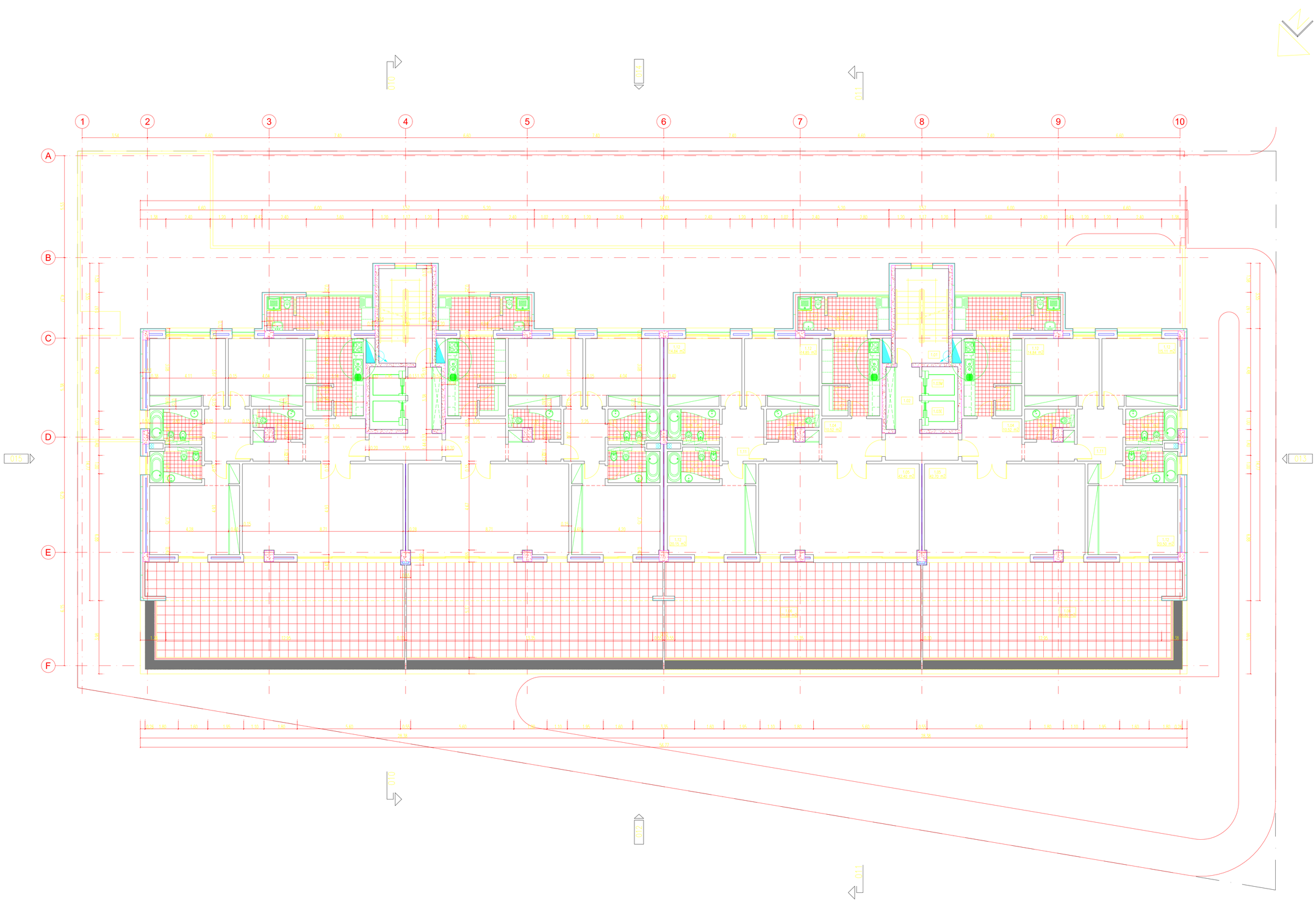
PROJECTO DE BETÃO ARMADO

data Julho./2010 | esc. 1/100

des. nº 3 | aluno: 990501244

Betão C25/30

Aço: A500



LEGENDA:

- Boca de Incêndio (Coluna Seca)
- Ventilação
- Evacuação de fumos

FEUP

FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

edif□cio misto

planta do 1º andar

Elaborado por: Adélio Moreno

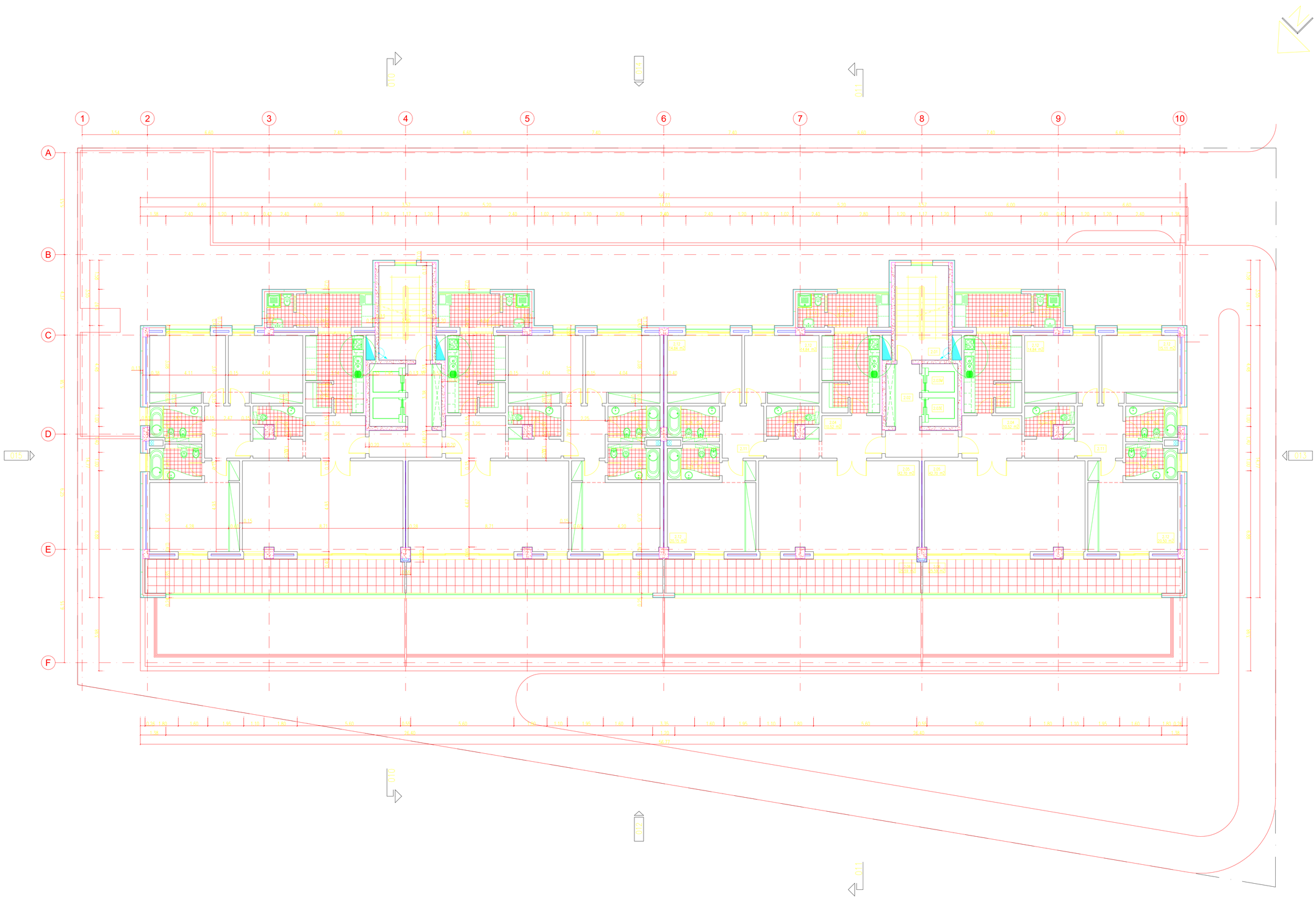
PROJECTO DE BETÃO ARMADO

data Julho,2010 | esc. 1/100

des. nº 5 | aluno: 990501244

Betão C25/30

Aço: A500



FEUP

FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

edif ício misto

planta do andar tipo (pisos 2 a 7)

Elaborado por: Adélio Moreno

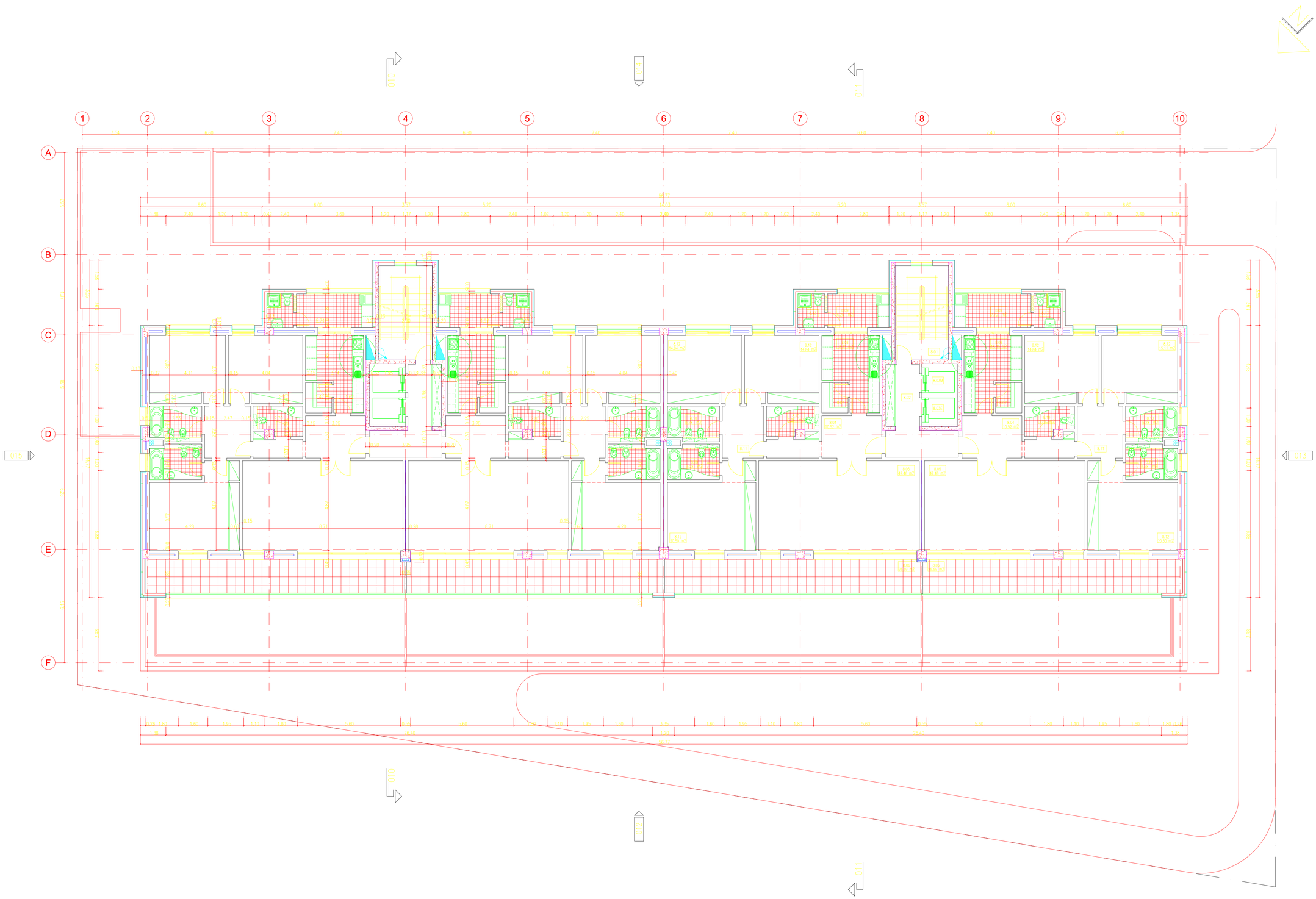
PROJECTO DE BETÃO ARMADO

data Julho./2010 | esc. 1/100

des. nº 6 | aluno: 990501244

Betão C25/30

Aço: A500



LEGENDA:

- Boca de Incêndio (Coluna Seca)
- Ventilação
- Evacuação de fumos

FEUP

FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

edifício misto

planta do andar tipo (pisos 8 a 13)

Elaborado por: Adélio Moreno

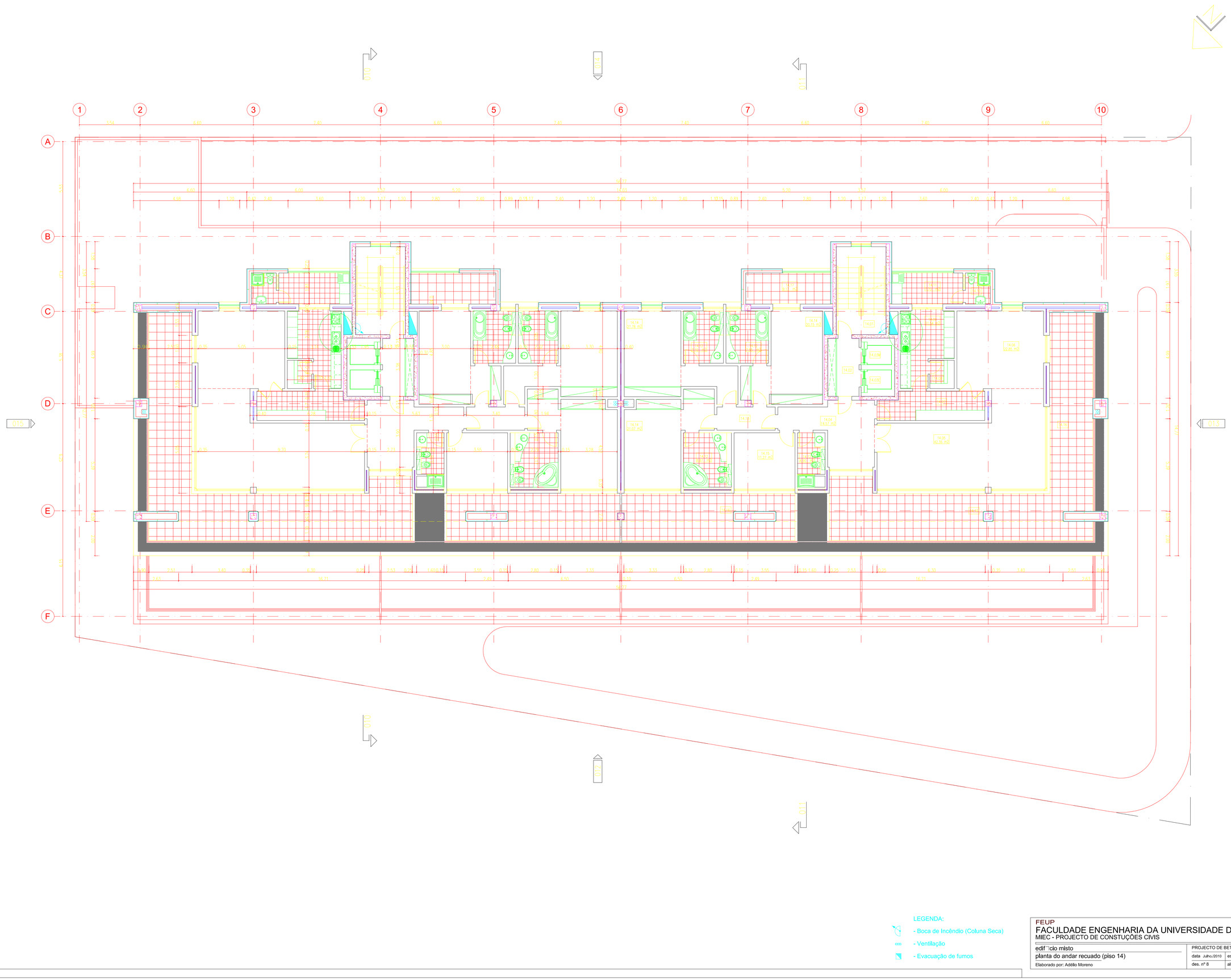
PROJECTO DE BETÃO ARMADO

data Julho/2010 | esc. 1/100

des. nº 7 | aluno: 990501244

Betão C25/30

Aço: A500



LEGENDA:

- Boca de Incêndio (Coluna Seca)
- Ventilação
- Evacuação de fumos

FEUP

FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

edif□cio misto

planta do andar recuado (piso 14)

Elaborado por: Adélio Moreno

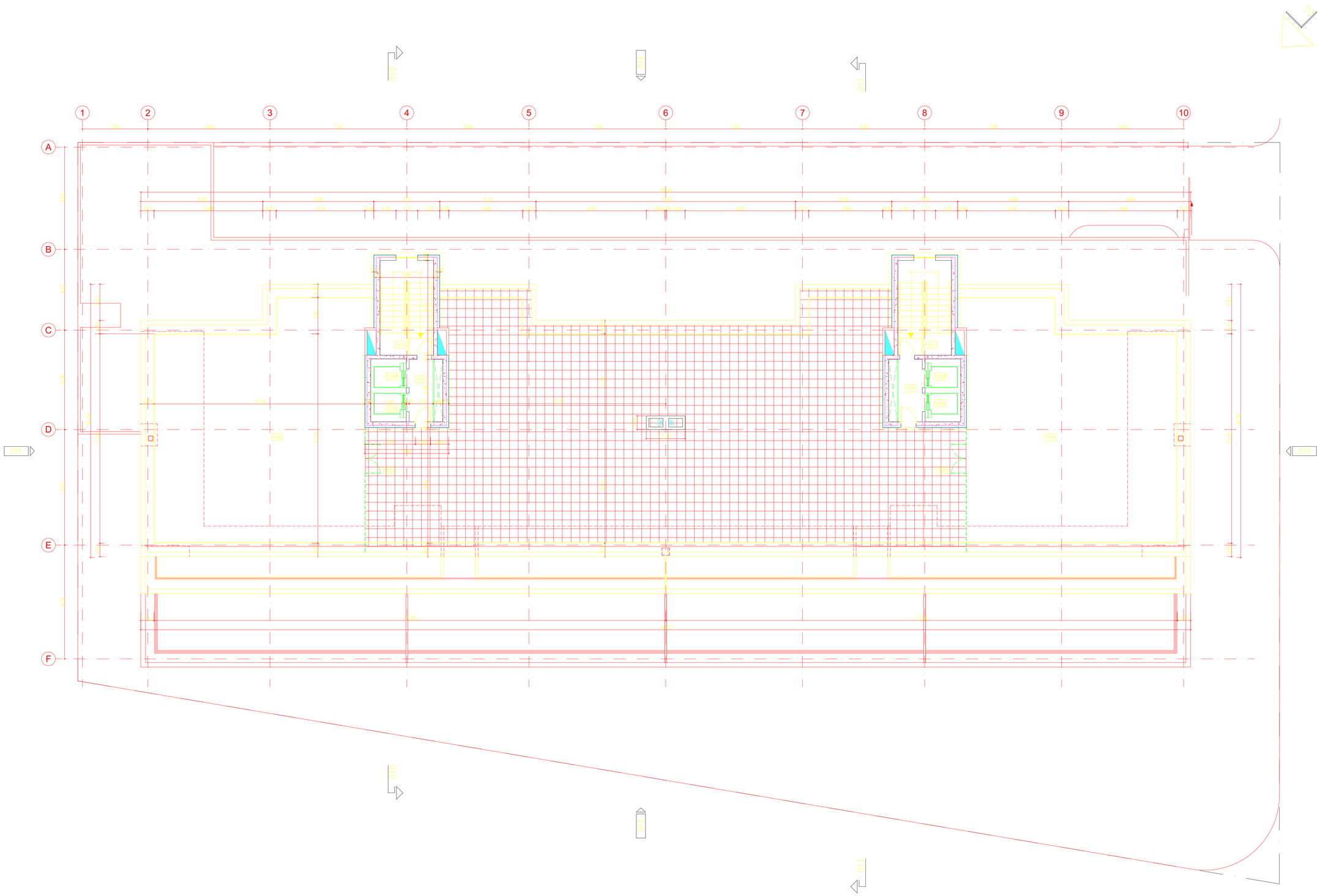
PROJECTO DE BETÃO ARMADO

data Julho./2010 | esc. 1/100

des. nº 8 | aluno: 990501244

Betão C25/30

Aço: A500



FEUP

FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

edif□cio misto

planta da cobertura

Elaborado por: Adélio Moreno

PROJECTO DE BETÃO ARMADO

data Julho./2010 | esc. 1/100

des. nº 9 | aluno: 990501244

Betão C25/30

Aço: A500



FEUP

FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

edifí cio misto

corte transversal

Elaborado por: Adélio Moreno

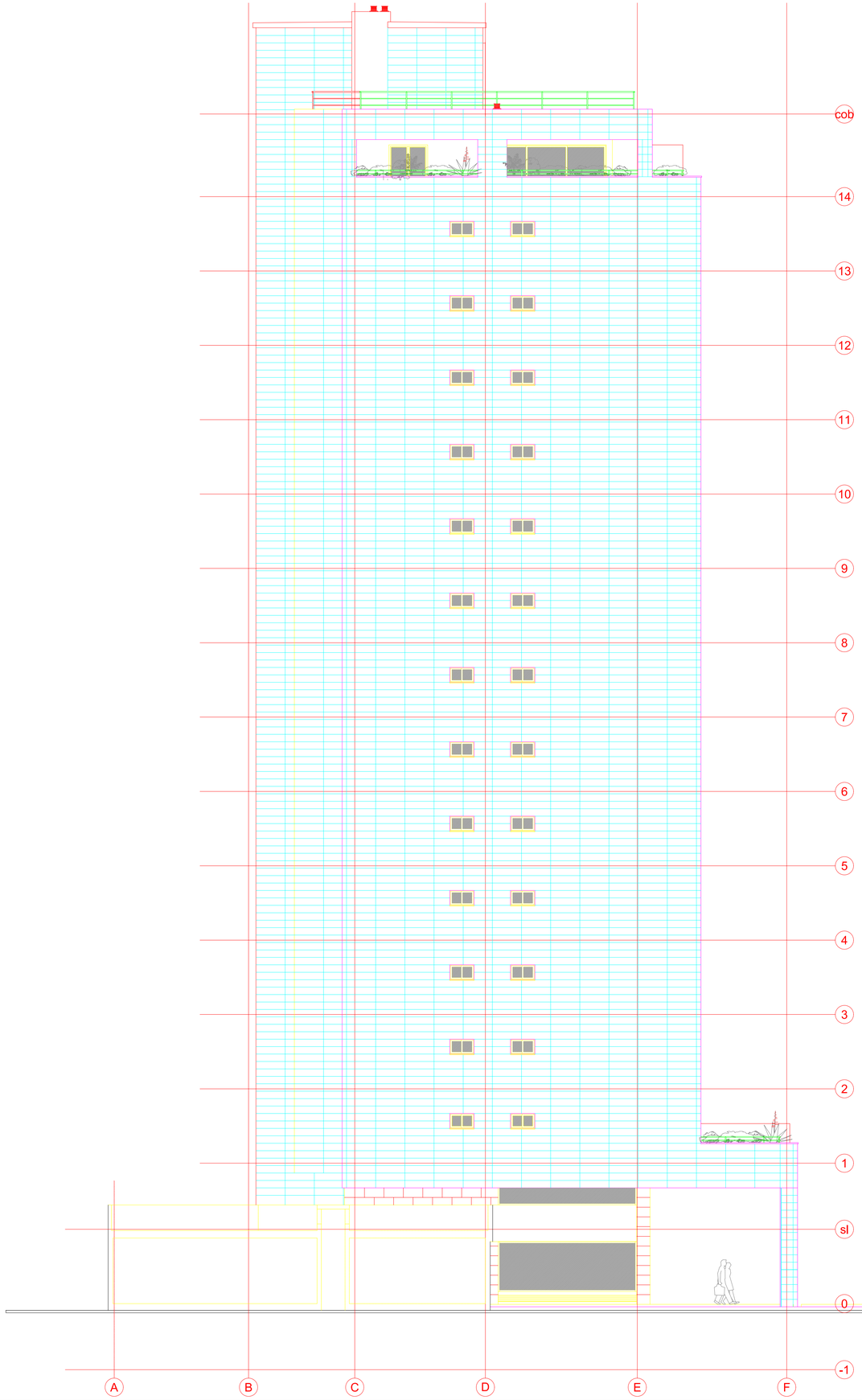
PROJECTO DE BETÃO ARMADO

data: Julho,2010 | esc. 1:100

des. nº 10 | alunos: 990501244

Betão C25/30

Aço: A500



FEUP

FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

edif¨cio misto

alçado nascente

Elaborado por: Adélio Moreno

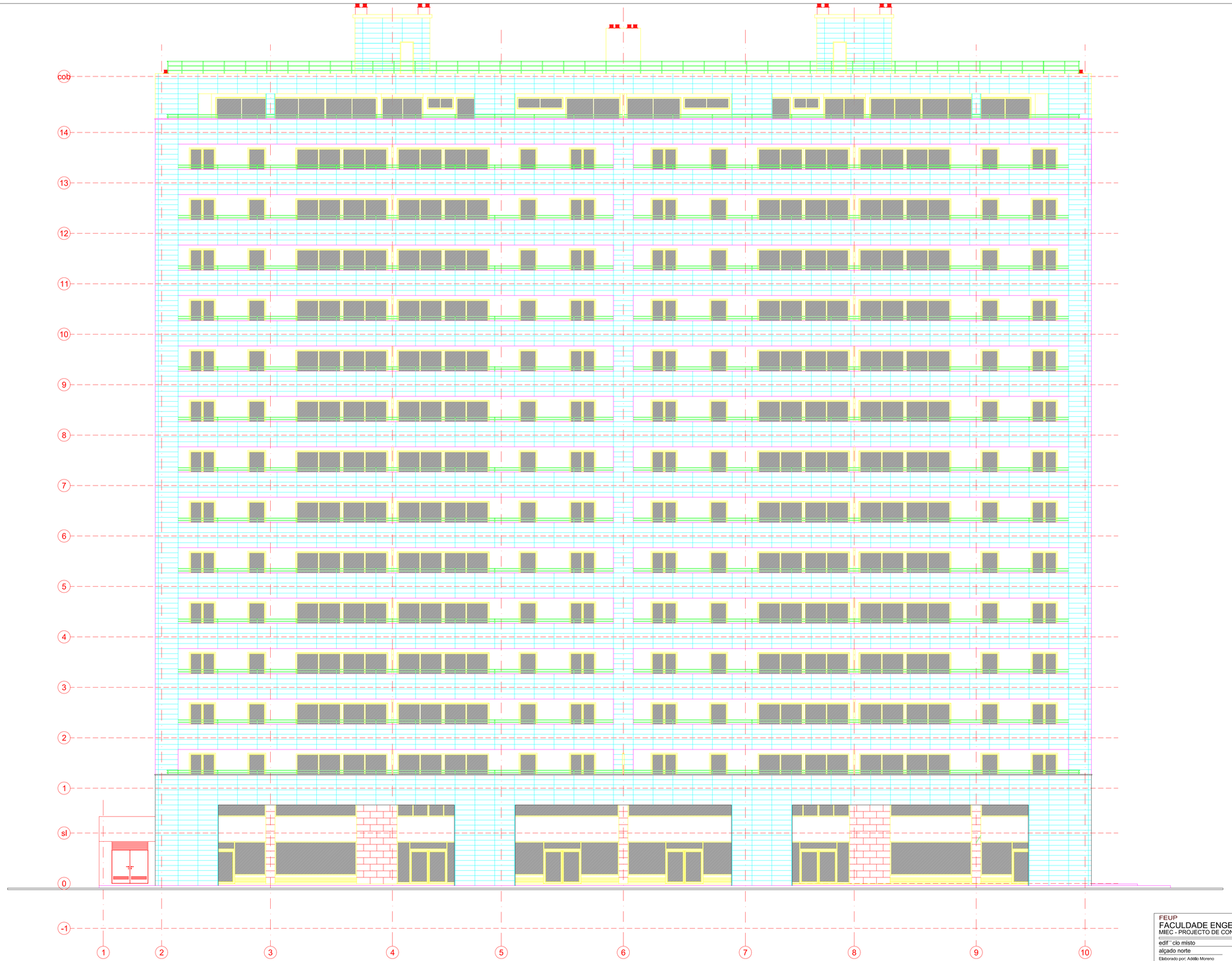
PROJECTO DE BETÃO ARMADO

data Julho,/2010 | esc. 1/100

des. nº 11 | aluno: 990501244

Betão C25/30

Aço: A500



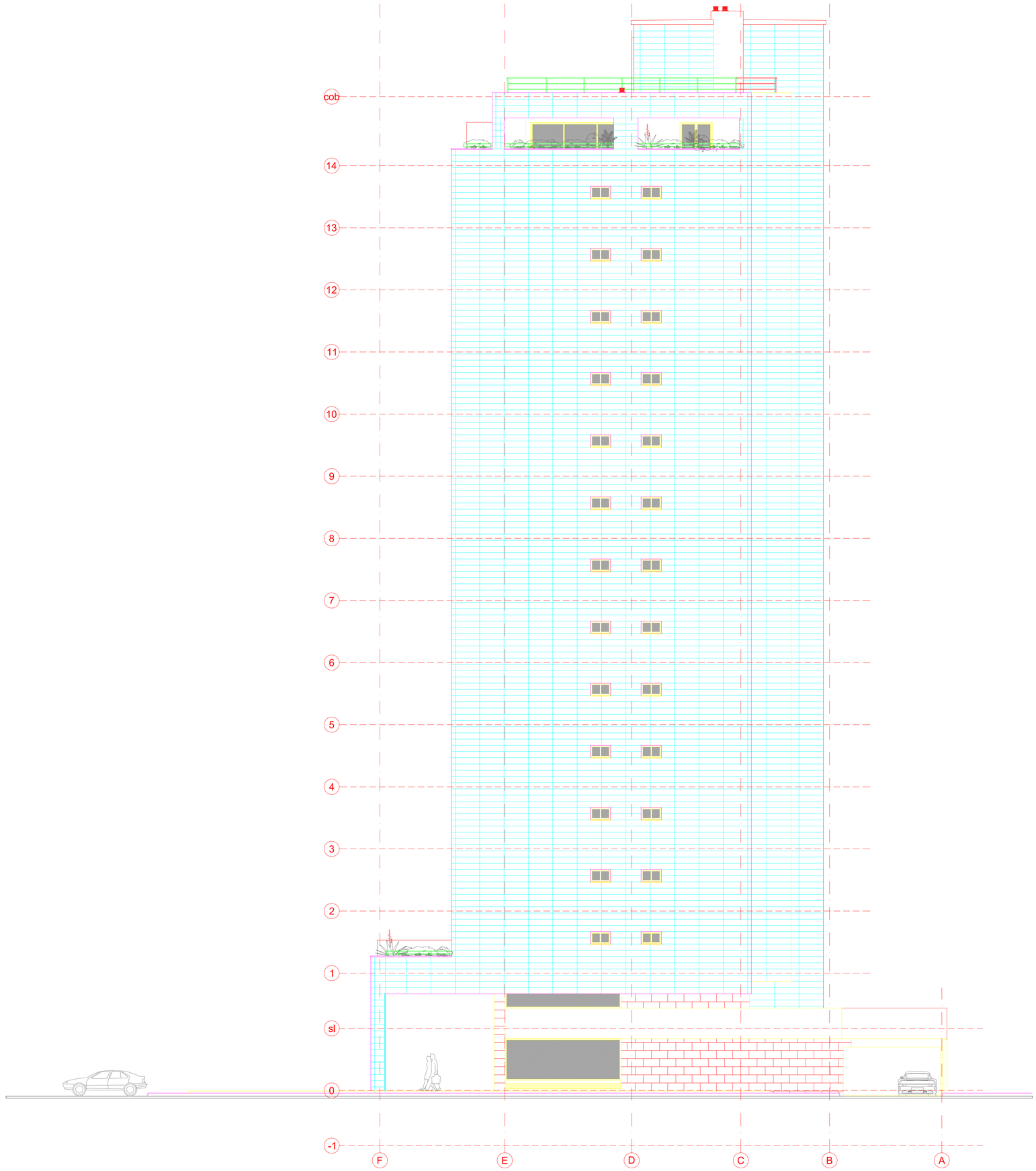
FEUP
FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

edif´cio misto
alçado norte
Elaborado por: Adélio Moreno

PROJECTO DE BETÃO ARMADO
data : Julho/2010 | esc.: 1/100
des. nº 12 | aluno: 990501244

Betão C25/30

Aço: A500



FEUP

FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

edif ̃cio misto

alçado poente

Elaborado por: Adélio Moreno

PROJECTO DE BETÃO ARMADO

data Julho/2010 | esc. 1/100

des. nº 13 | aluno: 99050124

Betão C25/30

Aço: A500



FEUP

FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

edif ´cio misto

alçado sul

Elaborado por: Adélio Moreno

PROJECTO DE BETÃO ARMADO

data: Julho,/2010

esc.: 1/100

aluno: 990501244

Betão C25/30

Aço: A500

ANEXO 2

DIMENSIONAMENTO

A2.1. LAJE MACIÇA - ARMADURA SUPERIOR E INFERIOR DO PISO TIPO

A2.2. LAJE ALIGEIRADA - ARMADURA SUPERIOR DO PISO TIPO

A2.2. LAJE ALIGEIRADA - ARMADURA INFERIOR NAS NERVURAS DO PISO TIPO

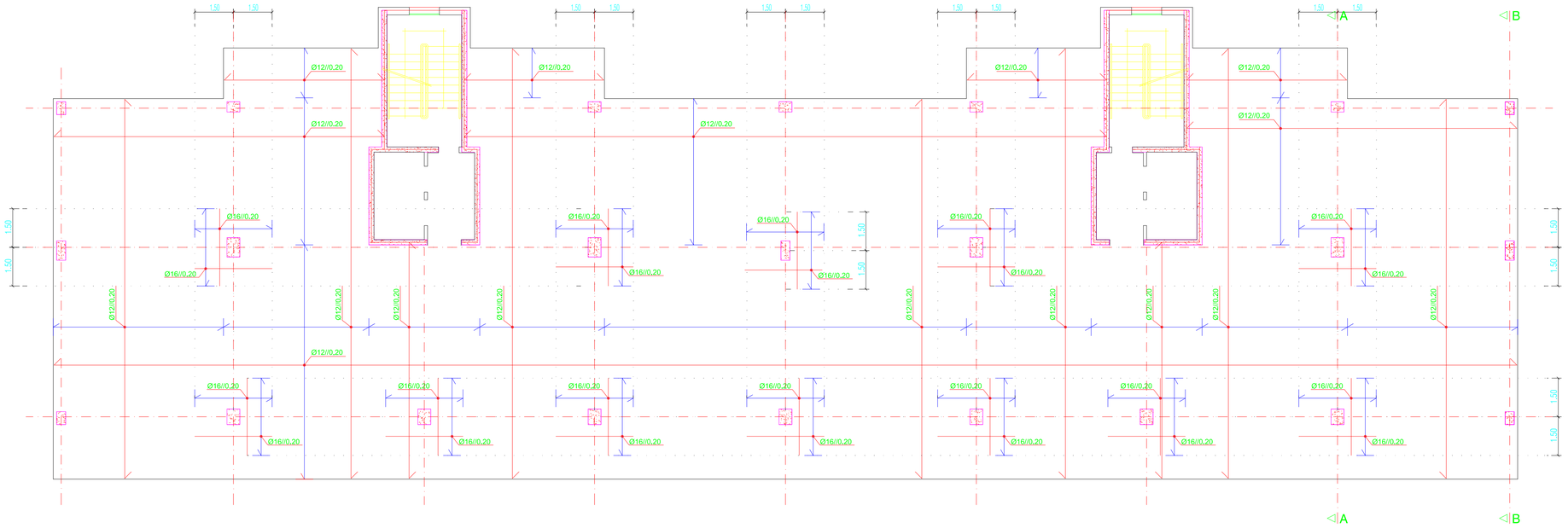
A2.3. LAJE ALIGEIRADA - ARMADURA INFERIOR NA BANDA MACIÇA DO PISO TIPO

A2.3. LAJE ALIGEIRADA - MOLDES PLÁSTICOS RECUPERÁVEIS (80*80) DO PISO TIPO

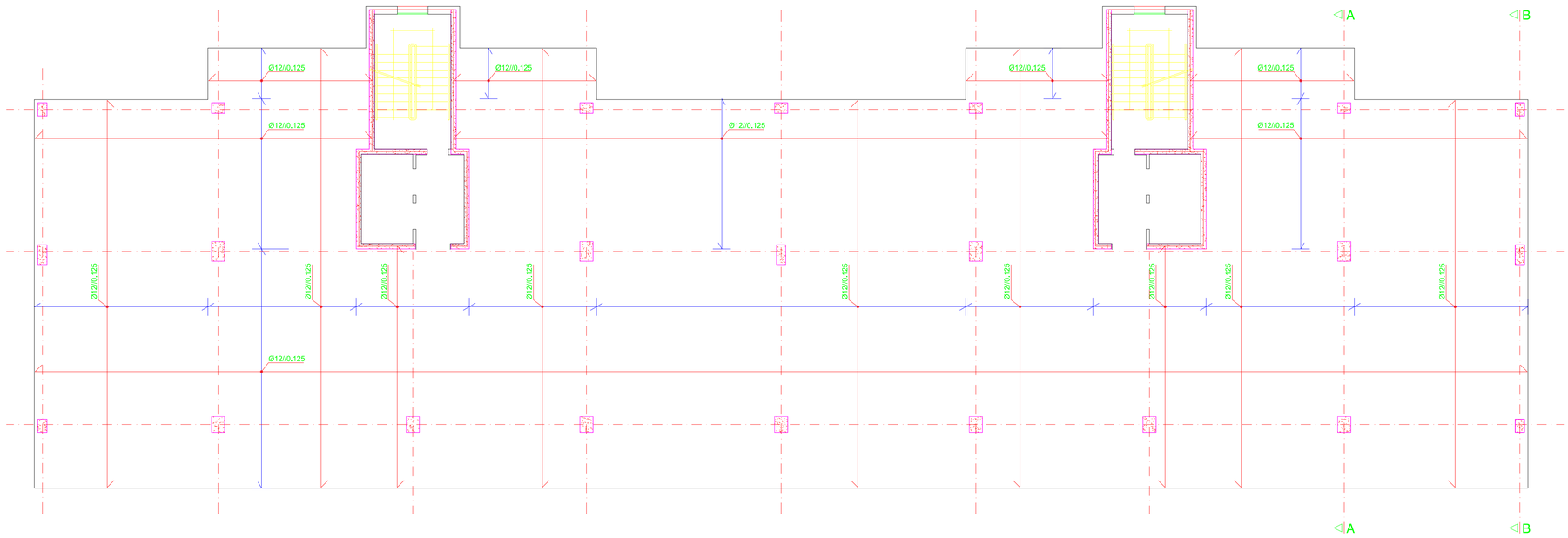
A2.4. LAJE ALIGEIRADA – CORTE A-A E CORTE B-B

A2.4. PORMENOR TIPO DA ARMADURA DA VIGA 1

A2.4. PORMENOR TIPO DAS NERVURAS – CORTE C-C



Armadura Superior para laje fungiforme maciça



Armadura Inferior para laje fungiforme maciça

FEUP

FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

plantas das armaduras da lage fungiforme maciça superiores e inferiores do piso tipo

Elaborado por: Adélio Moreno

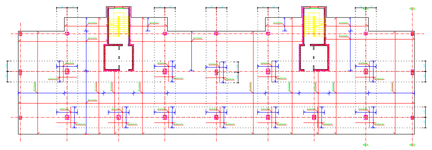
PROJECTO DE BETÃO ARMADO

data Julho./2010 | esc. 1/100

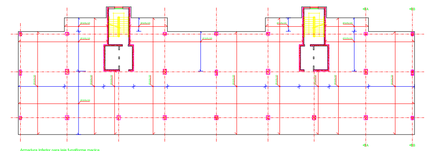
des. nº 1 | aluno: 990501244

Betão C25/30

Aço: A500



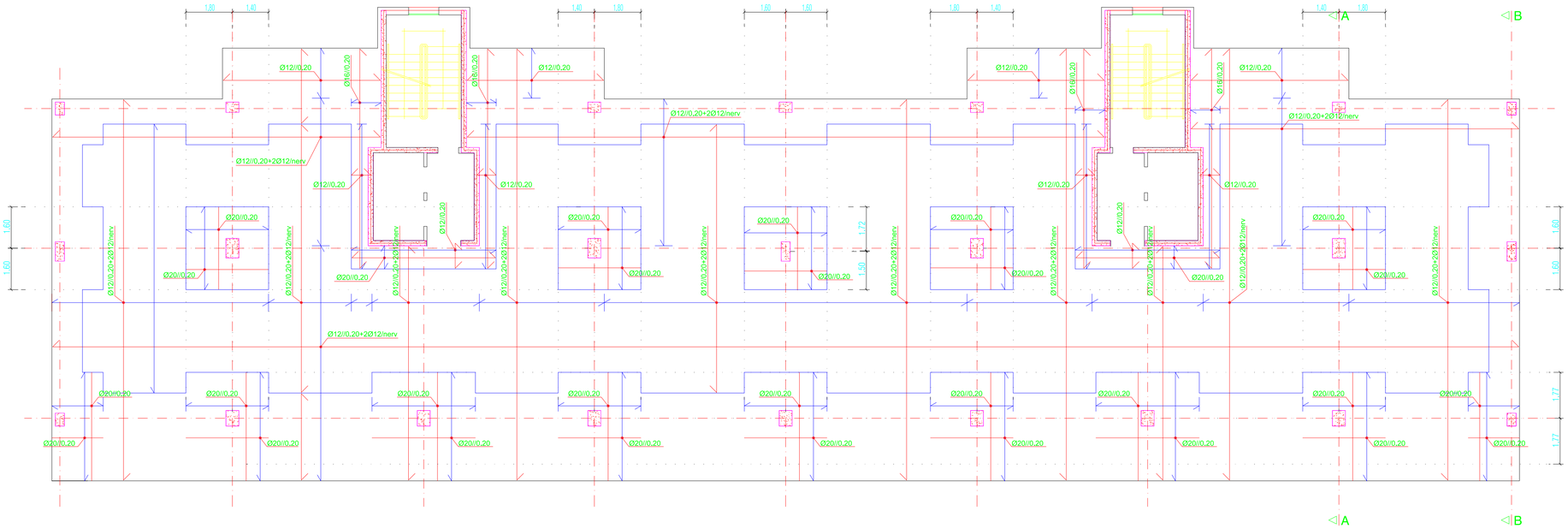
Armadura Superior para laje fungiforme maciça



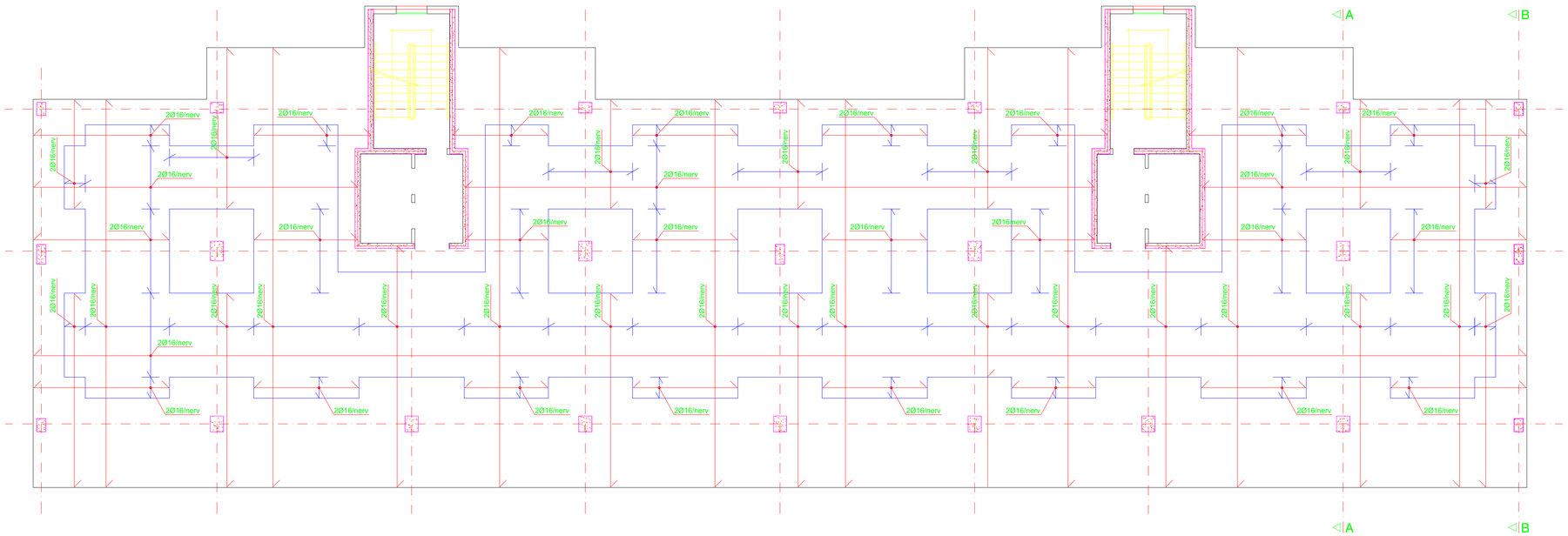
Armadura Inferior para laje fungiforme maciça

FEUP
FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
Rua Dr. Roberto Frias, s/n 4200-465 PORTO

Nome: LOIVA
Alunos:
Nº:



Armadura Superior para laje fungiforme aligeirada



Armadura Inferior para laje fungiforme aligeirada nas nervuras

FEUP

FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

plantas das armaduras da lage fungiforme aligeirada superiores e inferiores nas vervuras do piso tipo

Elaborado por: Adélio Moreno

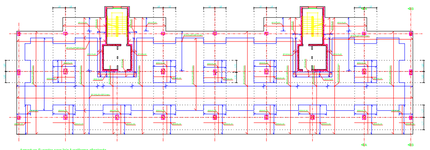
PROJECTO DE BETÃO ARMADO

data Julho,/2010 | esc. 1/100

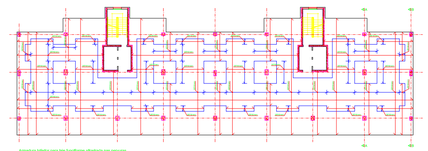
des. nº 2 | aluno: 990501244

Betão C25/30

Aço: A500



Armadura Superior para laje lungiforme aligeirada

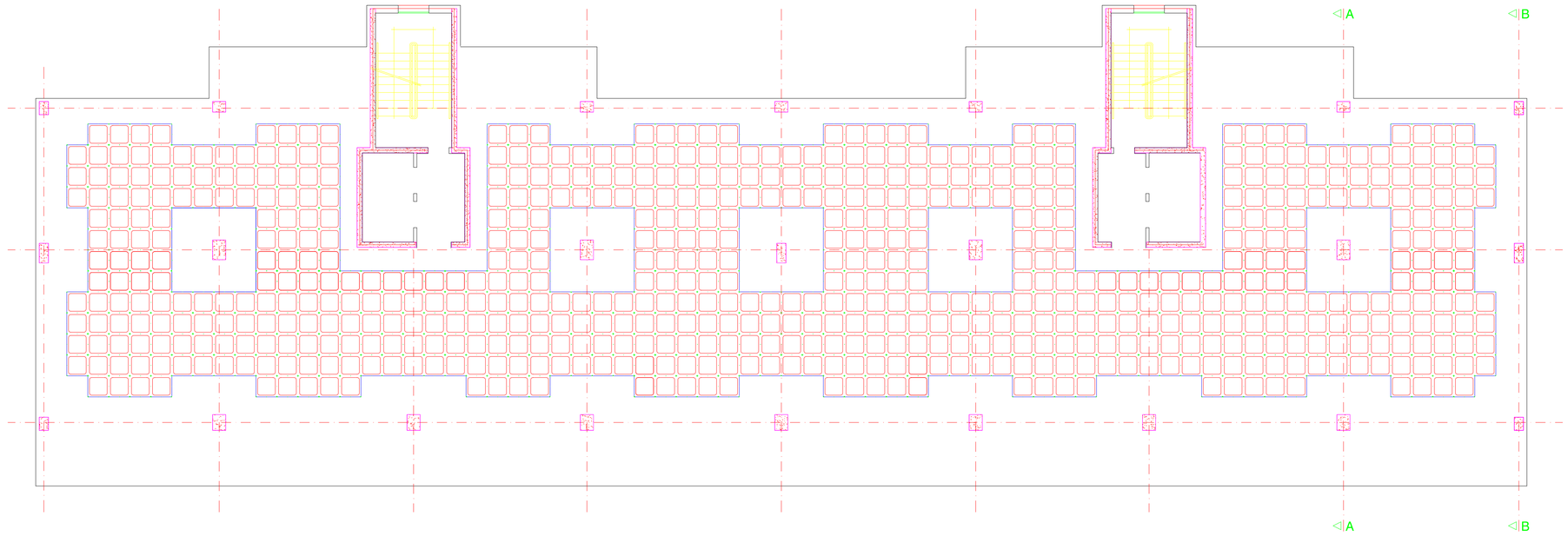


Armadura Inferior para laje lungiforme aligeirada nas nervuras

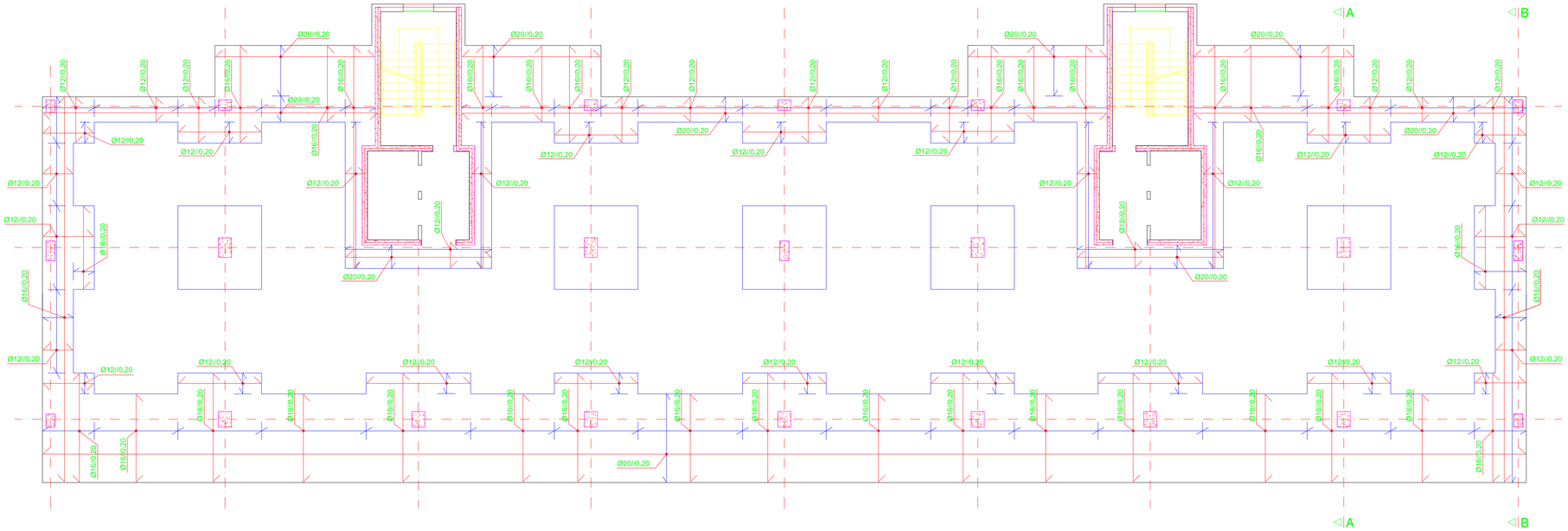
FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
DEPARTAMENTO ENGENHARIA CIVIL

Escala: 1:50 (A3)

Nº: 0000



laje fungiforme aligeirada com moldes plasticos recuperáveis (80*80)



Armadura Inferior para laje fungiforme aligeirada na banda maciça

FEUP

FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

plantas das armaduras da lage fungiforme aligeirada inferiores na banda maciça do piso tipo e dos moldes

Elaborado por: Adélio Moreno

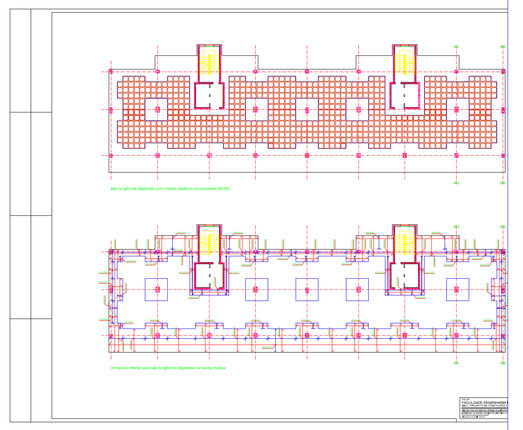
PROJECTO DE BETÃO ARMADO

data Julho./2010 | esc. 1/100

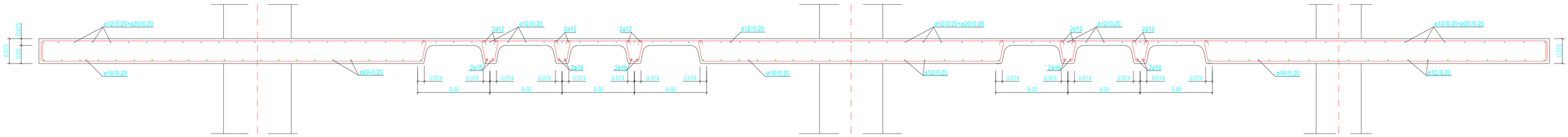
des. nº 3 | aluno: 990501244

Betão C25/30

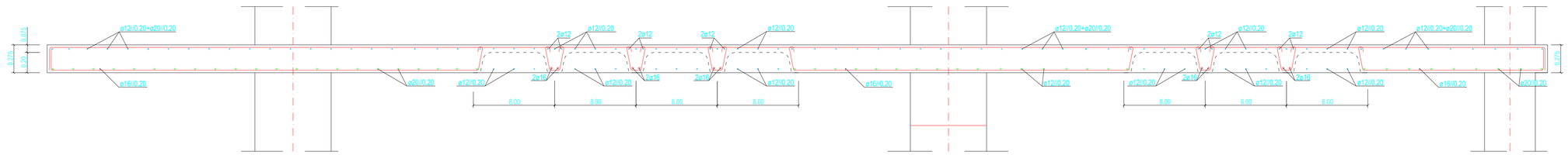
Aço: A500


laje lungiforme alageirată cum rnotea plastcos recuperabile (90*90)
Armatura inferior pura laje lungiforme alljatrată na banda marjiuă

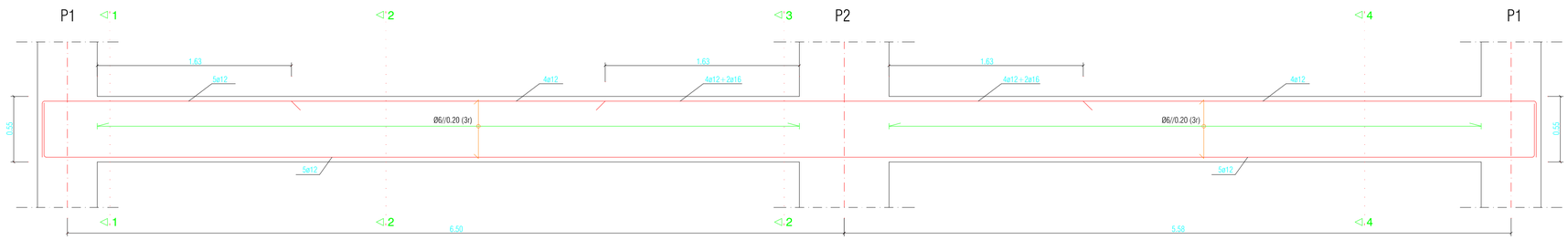
CORTE A-A



CORTE B-B



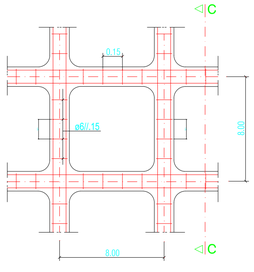
PORMENOR TIPO DA ARMADURA DA VIGA 1



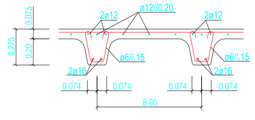


corte 1-1 | corte 2-2 | corte 3-3 | corte 4-4

PORMENOR TIPO DE NERVURAS



CORTE C-C



FEUP
FACULDADE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO
MIEC - PROJECTO DE CONSTUÇÕES CIVIS

pormenores das armaduras na laje aligeirada e na viga superiores e inferiores do piso tipo

Elaborado por: Adélio Moreno

PROJECTO DE BETÃO ARMADO
data Julho,/2010 | esc. 1/100
des. nº 4 | aluno: 990501244

Betão C25/30

Aço: A500

BIBLIOGRAFIA

[1] Sousa, A.V.S., Freitas, V. M. A. P., Silva, J. A. R. M., *Manual de aplicação de revestimentos cerâmicos*. Associação Portuguesa da Indústria de Cerâmica, Coimbra, 2003.

[2] Sousa, A.V.S., *Manual de alvenaria de tijolo.* APICER, Coimbra, 2000.

[3] Lucas, J. A. C., *Azulejos ou ladrilhos cerâmicos – Descrição geral, exigências normativas, classificação funcional*. LNEC, Lisboa, 2003.

[4] Lucas, J. A. C., *Anomalias em revestimentos cerâmicos colados*. LNEC, Lisboa, 2001.

[5] Lucas, J. A. C., *Exigências funcionais de revestimentos de paredes*. LNEC, Lisboa, 1990.

[6] http: //www.sitiodoalgarve.com/construir/laje-fungiforme.jpg&imgrefur

[7] http://forumdacasa.com

[8] http://www.weberquartzolit.com.br

[9] Marchao, C., Appleton, J.. *Betão Armado e Pré-Esforçado II: Módulo 2 – Lajes de Betão Armado.* Folhas de apoio às aulas, IST, Lisboa, 2007/2008.

[10] Costa, A.G. *Estruturas de Edifícios.* Apontamentos da cadeira de Concepção e Execução de Estruturas de Edifícios, FEUP, Porto, 1999.

[11] Pacheco, Pedro, Pouca, N.V.. *Manual de Apoio ao Trabalho de Projecto*. Apontamentos da cadeira de Estruturas de Betão 2, FEUP, Porto, 2006.

[12] Pereira, M.F.P. *Anomalias em Paredes de Alvenaria sem Função Estrutural*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, 2005.

[13] Gomes, A., Appleton, J., Almeida, João, *Betão Armado e Pré-esforçado II: Volume 1 - Dimensionamento e Pormenorização de Lajes*, IST, Lisboa, 1989.

[14] Pouca, N. V., Faria, R. M., *Esforço transverso. Torção. Punçoamento.* FEUP, 1997

[15] Silva, J. A. R. M., *Fissuração de Alvenarias - Estudo do comportamento das alvenarias sob acções térmicas*. Dissertação de Doutoramento, FCTUC, Coimbra, 1998

[16] *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado* (REBAP), Decreto-Lei n.º 349-C/83 de 30 de Julho.

[17] *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes* (RSA), Decreto-Lei n.º 235/83, de 31 de Maio.

[18] *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Norma Europeia EN 1992-1-1:2004*. Abril/2004.

[19] Oliveira, J. G. F. S., Ferreira, M., I., O, S. *Análise Global de Estruturas de Edifícios*. FEUP, Porto.

[20] Figueiras, J.A.. *Lajes Maciças.* FEUP, DEC/LEC, 2003/2004.

[21] Figueiras, J.A.. *Verificação aos Estados Limites de Utilização.* FEUP, DECivil, 1997.