U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

COMPARAÇÃO DA UTILIZAÇÃO DE LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS E ALIGEIRADAS - INFLUÊNCIA DA SUA DEFORMABILIDADE NA FISSURAÇÃO DE ALVENARIAS INTERIORES

MANUEL ANTÓNIO DUARTE RODRIGUES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES CIVIS

Orientador: Professor Jorge Manuel Chaves Gomes Fernandes

JUNHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

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, 2009*.

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, Irmã e Marta

Hold fast to dreams
for if dreams die,
life is a broken winged bird that cannot fly

Langston Hughes

AGRADECIMENTOS

Gostaria de prestar o meu profundo agradecimento a todos aqueles que me ajudaram ao longo deste caminho, que, nem sempre sendo fácil, ficou muito mais facilitado com o contributo de cada um. Gostaria assim de agradecer:

Ao meu orientador, Prof. Jorge Chaves Fernandes, por toda a disponibilidade e dedicação demonstrada, pelos seus conhecimentos transmitidos sempre com generosidade, humildade e boa disposição, que em muito facilitou e ajudou ao desenvolvimento deste trabalho.

Aos meus amigos, com quem muito aprendi, sem os quais não seria metade daquilo que hoje sou. Alguns deles são para mim família. Pelo seu companheirismo e amizade, a eles, os meus sentidos agradecimentos.

Às empregadas da "Minha Residência", que dela conseguiram fazer a minha segunda casa. Estas são para mim uma segunda família, das quais guardo as melhores recordações. Este trabalho não seria o mesmo sem elas. Obrigado por sempre saberem brincar, e por sempre saberem ajudar!

Aos meus pais e irmã, por todo o carinho e compreensão que sempre deles recebi. Nunca poderei retribuir todo o apoio que me prestaram. Sem eles este trabalho não seria possível, por todas as razões e mais algumas. Obrigado!

À Marta, um agradecimento muito especial, pelo apoio e confiança que sempre depositou em mim, e essencialmente pelo grande sacrifício que foi esta nossa caminhada.

Obrigado por teres sempre feito parte deste trabalho, e especialmente por sempre acreditares em mim!

Por fim, um obrigado a todos aqueles que embora não tenham sido atrás mencionados, de uma ou de outra forma contribuíram para que este trabalho se realizasse.

RESUMO

O objectivo base deste trabalho consiste na comparação de duas soluções construtivas de lajes tendo por base o mesmo projecto de arquitectura: lajes fungiformes maciças e lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis, e a sua influência no aparecimento de patologias em paredes de alvenaria, mais particularmente, a sua fissuração.

A deformação dos elementos estruturais depende de vários factores, e varia mediante as propriedades do elemento estrutural usado. Sabendo a importância da deformação das lajes no aparecimento de patologias em paredes de alvenaria interiores, particularmente ao nível da fissuração, é importante conhecer o comportamento destas, em termos de deformação a longo prazo. A comparação entre estas duas soluções de lajes será feita em termos das suas deformações a tempo infinito, calculadas através do método bilinear.

A ocorrência de fissurações nas alvenarias interiores, causadas por deformação excessiva do suporte, é um fenómeno corrente e grave nos edifícios. Assim, é necessário compreender se as exigências presentes na regulamentação em vigor, no que respeita às deformações máximas admitidas, são permissivas ou não relativamente à deformação máxima admitida para os elementos não estruturais.

As modelações das estruturas serão feitas com o auxílio do programa Robot 2010, que servirá de base para o dimensionamento da estrutura, realizado segundo o eurocódigo 2.

Elaborar-se-ão também peças desenhadas de projecto de estabilidade, com a apresentação das armaduras principais, armaduras estas necessárias para o cálculo da deformação.

A análise da deformação do suporte e sua influência no desempenho das paredes de alvenaria interior será feita através da comparação entre as deformações máximas impostas pelos regulamentos, as deformações máximas passíveis de serem absorvidas pelas alvenarias, sem que ocorra fissuração das mesmas, e ainda os valores obtidos pelo cálculo da deformação da estrutura através do método bilinear.

Ainda no que respeita à deformação dos elementos estruturais, será feita uma análise á influencia da data de carregamento da estrutura na sua deformação a longo prazo. Para isso efectuar-se-á a comparação entre a estrutura carregada aos oito, quinze e vinte e oito dias, em função das propriedades do betão nessa data.

PALAVRAS-CHAVE: Alvenarias interiores, Deformação, Projecto, Edifício, Fissuração de elementos cerâmicos.

ABSTRACT

The basic aim of this study involves the comparison of two building solutions of slabs, based on the same architectural design: flat slabs and ribbed floor with returnable plastic molds, and their influence on the onset of pathologies in masonry walls, more particularly cracking.

The deformation of structural elements depends on several factors, and varies depending on the structural properties of the element used. Knowing the importance of the deformation of slabs in the onset of pathologies in interior masonry walls, particularly at the level of cracking, it is important to know their behavior in terms of deformation in the long term. The comparison between these two slabs' solutions will be made in terms of deformations at infinite time, calculated using the bilinear method.

The occurrence of cracking in interior masonries, caused by excessive deformation of the support is a serious and widespread phenomenon in buildings. It is, therefore, necessary to understand if the requirements found in regulations, in respect of maximum permissible deformation, are permissive or not, concerning the maximum deflection allowed for non-structural elements.

The modeling of the structure will be made through the program Robot 2010, as the basis for design the structure according to Eurocode 2.

Drawings of stability design with a presentation of the main armors needed to calculate the deformation will also be drafted.

The analysis of the deformation of the support and its influence on the performance of interior masonry walls will be made by comparing the maximum deformations imposed by the regulations, the maximum deformations "allowed" by the masonry without the occurrence of cracking and also the values obtained by calculating the structure through the bilinear method.

Still concerning deformation of structural elements, an analysis will be made to the influence of the structure's date of loading on its deformation in the long run. To do so, a comparison between the structure loaded at eight, fifteen and twenty-eight days will be made, in function of the properties of concrete on that date.

KEYWORDS: Interior Masonry, Deformation, Design, Building, Cracking of ceramic elements.

Índice Geral

Agradecimentos i
Resumo iii
Abstract v

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO 1
1.2. OBJECTIVOS 1

2. ALVENARIAS 3
2.1. ALVENARIAS 3
2.1.1. IMPORTÂNCIA HISTÓRICA DAS ALVENARIAS EM EDIFÍCIOS 3
2.2. ALVENARIAS EM PORTUGAL 3
2.2.1. AS ALVENARIAS NA CONSTRUÇÃO PORTUGUESA ACTUAL 3
2.2.1.1. Definição de alvenaria 3
2.2.1.2. Importância 3
2.2.2. MATERIAIS PARA ALVENARIA 5
2.2.3. CLASSIFICAÇÃO DAS ALVENARIAS DE TIJOLO 6
2.2.4. ALVENARIA NÃO ESTRUTURAL 7
2.2.5. CLASSIFICAÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA 8
2.2.5.1. Paredes simples 8
2.2.5.2. Paredes duplas 9
2.2.5.3. Paredes compostas 9
2.2.5.4. Paredes de face á vista 9
2.2.5.5. Paredes com juntas descontinuas 9
2.2.5.6. Paredes Cortina 10
2.2.6. EVOLUÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA EM PORTUGAL 10
2.2.7. MATERIAIS CONSTITUINTES DAS PAREDES DE ALVENARIA 11
2.3. ALVENARIAS INTERIORES 12
2.3.1. EXIGÊNCIAS REGULAMENTARES 12
2.3.1.1. Estabilidade 12
2.3.1.2. Segurança contra riscos de incêndio 12

2.3.1.3. Segurança na utilização 13
2.3.1.4. Estanquidade à água 13
2.3.1.5. Estanquidade ao ar 13
2.3.1.6. Conforto térmico 13
2.3.1.7. Conforto acústico 14
2.4. PATOLOGIAS NAS PAREDES DE ALVENARIA 16
2.4.1. CAUSAS 16
2.4.1.1. Erros de projecto 18
2.4.1.2. Erros de execução 18
2.4.1.3. Acções ambientais 19
2.4.1.4. Acções acidentais de origem humana 19
2.4.1.5. Falhas na manutenção e alteração das condições inicialmente previstas 19
2.4.2. FISSURAÇÃO 19
2.4.3. FISSURAÇÃO DEVIDO A DEFORMAÇÃO DO SUPORTE 20
2.4.3.1. O componente de apoio deforma-se mais que o componente superior 20
2.4.3.2. O componente de apoio deforma-se menos que o componente superior 21
2.4.3.3. O componente de apoio e componente superior apresentam deformações aproximadamente iguais 21
2.4.4. FISSURAÇÃO DEVIDA À DEFORMAÇÃO DO SUPORTE QUANDO AS PAREDES TÊM ABERTURAS 22
2.4.5. FISSURA DEVIDA À DEFORMAÇÃO DE CONSOLAS 22
2.4.6. FISSURAÇÃO DEVIDA À ROTAÇÃO DO PAVIMENTO NO APOIO POR EXCESSIVA DEFORMAÇÃO DA LAJE 22
2.4.7. VALORES MÁXIMOS DE DEFORMAÇÃO 23

3. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO E CONCEPCÇÃO ESTRUTURAL 25
3.1. INTRODUÇÃO 25
3.2. O EDIFÍCIO 25
3.2.1. INTRODUÇÃO 26
3.2.2.PAREDES DE FACHADA 26
3.2.3. PAREDES INTERIORES 26
3.2.4. PAVIMENTOS 27
3.2.5. COBERTURAS 27

3.2.6. ENVIDRAÇADOS 27
3.2.7. PISO-TIPO 27
3.3. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL 28
3.3.1.TIPO DE ESTRUTURAS 28
3.3.2. NORMAS E REGULAMENTOS 29
3.3.3. MATERIAIS 29
3.3.4. LAJES FUNGIFORMES 29
3.3.4.1. Laje Fungiforme Maciça 30
3.3.4.2. Laje Fungiforme Aligeirada 30
3.3.4.3. Laje Fungiforme Aligeirada com blocos recuperáveis 31
3.3.5. VIGAS DE BORDADURA 32
3.3.6. PILARES 32

4. SEGURANÇA E ACÇÕES 33
4.1. INTRODUÇÃO 33
4.2. ACÇÕES 33
4.2.1. CLASSIFICAÇÃO DAS ACÇÕES 33
4.2.2. QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES 34
4.2.2.1. Acções permanentes 34
4.2.2.2. Acções Variáveis – Sobrecarga 34
4.1. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA 35
4.3.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS 35
4.3.1.1 Combinações Fundamentais 36
4.3.1.2. Combinações de acidente 36
4.3.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO 38
4.3.2.1. Combinação característica 39
4.3.2.2. Combinação frequente 39
4.3.2.3. Combinação quase-permanente 39
4.3.2.4. Valores dos coeficientes ψ 40

5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO E MODELAÇÃO 41
5.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO 41
5.2. LAJES 41

5.3. VIGAS ... 42
5.3.1. ALTURA MÍNIMA FACE À DEFORMAÇÃO ... 43
5.3.1. ALTURA MÍNIMA FACE AOS ESFORÇOS ACTUANTES ... 43
5.4. PILARES ... 44
5.4.1. ACÇÕES ... 46
5.4.2. PROCEDIMENTO DE CÁLCULO ... 47
5.4.3. RESULTADOS DE PRÉ-DIMENSIOMANENTO DE PILARES ... 48
5.5. PAREDES BETÃO ARMADO (CAIXA DE ESCADAS E ELEVADORES) ... 48
5.5.1. CAIXA DE ESCADAS ... 49
5.5.1. CAIXA DE ELEVADORES ... 49
5.6. MODELO DE CÁLCULO ... 50
5.7. MODELAÇÃO ... 50

6. DIMENSIONAMENTO ... 53
6.1. INTRODUÇÃO ... 53
6.2. ESTRUTURA COM LAJE FUNGIFORME MACIÇA ... 53
6.2.1. CÁLCULO DE ARMADURA TRANSVERSAL EM VIGAS DE BORDADURA ... 53
6.2.1.1. Dimensionamento das armaduras nas vigas V1 a V6 ... 55
6.2.2. CÁLCULO DE ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO EM VIGAS DE BORDADURA ... 57
6.2.2.1. Método geral de verificação segundo o eurocódigo 2 ... 58
6.2.2.2. Elementos para os quais não é requerida armadura de esforço transverso ... 58
6.2.3. CALCULO DAS ARMADURAS DE ESFORÇO TRANSVERSO PARA AS VIGAS V1 A V6 ... 61
6.2.3.1. Introdução ... 61
6.2.3.2. Esquema de cálculo das vigas (exemplo vigas V1 a V6) ... 62
6.2.4. CÁLCULO DE ARMADURA NAS LAJES ... 63
6.2.4.1. Armadura longitudinal mínima ... 64
6.2.4.2. Armadura longitudinal para os momentos positivos (armadura inferior) ... 65
6.2.4.3. Armadura longitudinal para os momentos negativos (armadura superior) ... 66
6.2.5. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO ... 70
6.3. ESTRUTURA COM LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM MOLDES PLÁSTICOS RECUPERÁVEIS 71
6.3.1. CONSIDERAÇÕES ... 71
6.3.2. CÁLCULO DE ARMADURA TRANSVERSAL EM VIGAS DE BORDADURA ... 71
6.3.3. CÁLCULO DE ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO EM VIGAS DE BORDADURA ... 72

6.3.4. CÁLCULO DE ARMADURA NAS LAJES 72
6.3.4.1. Armadura longitudinal mínima 73
6.3.4.2. Armadura longitudinal para os momentos positivos (armadura inferior) 73
6.3.4.3. Armadura longitudinal para os momentos negativos (armadura superior) 75
6.3.5. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO 80

7. DEFORMAÇÃO 81
7.1. INTRODUÇÃO 82
7.2. CONTROLO DA DEFORMAÇÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 2 82
7.2.1. CASOS EM QUE O CÁLCULO PODE SER DISPENSADO (7.4.2 DO EUROCÓDIGO 2) 82
7.2.2. VERIFICAÇÃO DA RELAÇÃO VÃO/ALTURA) 82
7.2.2.1. Laje fungiforme maciça 83
7.2.2.2. Laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis 84
7.3. FLECHA ELÁSTICA 85
7.3.1. LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS 85
7.3.2. LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS COM MOLDES PLÁSTICOS RECUPERÁVEIS 86
7.3.2. LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS COM MOLDES PLÁSTICOS RECUPERÁVEIS 86
7.4. FLECHA A LONGO PRAZO 86
7.4.1. MÉTODO BILINEAR 86
7.4.1.1 Flexão simples – simplificações utilizadas 87
7.4.1.2. Cálculo da flecha provável 88
7.4.1.3. Extensão do método ao cálculo de flechas em lajes 91
7.4.2. CÁLCULO DO COEFICIENTE DE FLUÊNCIA 92
7.4.3. APLICAÇÃO DO MÉTODO BILINEAR AO CASO DA LAJE FUNGIFORME MACIÇA 92
7.4.3.1. Cálculo do coeficiente de fluência 92
7.4.3.2. Coeficientes $k_a^I, k_\psi^I, k_a^{II}, k_\psi^{II}$ 92
7.4.3.3.Coeficientes de Repartição ζ 94
7.4.3.4. Determinação da flecha a_I e a_{II_0} 95
7.4.3.5. Determinação da Flecha provável α 95
7.4.4.APLICAÇÃO DO MÉTODO BILINEAR AO CASO DA LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADAS COM MOLDES PLÁSTICOS RECUPERÁVEIS 95
7.4.4.1. Cálculo do coeficiente de fluência 95

7.4.4.2.Coeficientes $k_a^I, k_\psi^I, k_a^{II}, k_\psi^{II}$ 96

7.4.4.3.Coeficientes de Repartição ζ 98

7.4.4.4. Determinação da flecha a_I e a_{II_0} 98

7.4.4.5. Determinação da Flecha provável α 99

7.5. EFEITO DA DATA DE CARREGAMENTO DA ESTRUTURA NA DEFORMAÇÃO DA LAJE 99

7.5.1. INTRODUÇÃO 99

7.5.2. PROPRIEDADES DO BETÃO EM FUNÇÃO DA IDADE 99

7.5.3. ESTRUTURA COM LAJE FUNGIFORME MACIÇA CARREGADA AOS 8 DIAS 100

7.5.3.1. Aplicação do método bilinear 101

7.5.4. ESTRUTURA COM LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADAS COM MOLDES PLÁSTICOS RECUPERÁVEIS CARREGADA AOS 8 DIAS 103

7.5.4.1. Aplicação do método bilinear 103

7.5.5. PROPRIEDADES DO BETÃO AOS 15 DIAS DE IDADE 105

7.5.6. ESTRUTURA COM LAJE FUNGIFORME MACIÇA CARREGADA AOS 15 DIAS 105

7.5.6.1. Aplicação do método bilinear 106

7.5.7. ESTRUTURA COM LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADAS COM MOLDES PLÁSTICOS RECUPERÁVEIS CARREGADA AOS 15 DIAS 107

7.5.7.1. Aplicação do método bilinear 107

7.6. ANÁLISE DOS RESULTADOS 109

8. CONCLUSÃO 111

8.1. CONSIDERAÇÕES 111

8.2. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM OS VALORES LIMITE RECOMENDADOS 111

8.2.1. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS 111

8.2.2. LIMITES IMPOSTOS PELO EUROCÓDIGO 2 112

8.2.3. LIMITES RECOMENDADOS PARA AS ALVENARIAS 112

8.2.4. LAJE FUNGIFORME MACIÇA 113

8.2.5. LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM MOLDES PLÁSTICOS RECUPERÁVEIS 113

8.3. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS DE LAJES 113

8.3.1. ESTRUTURAS CARREGADAS AOS 28 DIAS DE IDADE 113

8.3.2. ESTRUTURAS CARREGADAS AOS 8 DIAS DE IDADE 114

8.3.3. ESTRUTURAS CARREGADAS AOS 15 DIAS DE IDADE 114

8.4. CONCLUSÃO 114

Índice de Figuras

Fig.2.1 - Peso relativo dos vários tipos de obras em Portugal 4
Fig.2.2- Peso relativo dos vários tipos de obras em Portugal 4
Fig. 2.3 - Uso do tipo de tijolo em paredes interiores 5
Fig. 2.4 - Características mais importantes dos tijolos cerâmicos correntes em Portugal [8,9] 7
Fig. 2.5 - Paredes sem juntas longitudinais 8
Fig. 2.6 - Paredes com juntas longitudinais 8
Fig. 2.7 - Exemplo de secções de paredes duplas 9
Fig. 2.8 - Exemplo de secção de parede composta 9
Fig. 2.9 - Exemplo de secção de parede face á vista 9
Fig. 2.10 - Exemplo de secção de parede com juntas descontinuas 9
Fig. 2.11 - Exemplo de secção de parede cortina 9
Fig. 2.12 - Síntese aproximada da evolução das paredes exteriores em Portugal [6] 10
Fig. 2.13 - Classificação de desempenho de resistência ao fogo padrão para paredes divisórias 13
Fig. 2.14 - Fissuração devido á deformação do suporte: pavimento inferior mais deformável que o superior 21
Fig. 2.15 - Fissuração devido á deformação do suporte: pavimento inferior menos deformável que o superior 21
Fig. 2.16 - Fissuração devido á deformação do suporte: pavimento superior e inferior com deformação 21
Fig. 2.17 - Fissuras em paredes com aberturas, causadas pela deformação dos componentes..... 22
Fig. 2.18 - Fissuras na alvenaria, provocadas por deformação do suporte na região em consola 22
Fig. 2.19 - Fissuração devida à rotação do pavimento por excessiva deformação da laje 22
Fig. 3.1 - Disposição do complexo habitacional 29
Fig. 3.2 - Corte B-B' - Bloco 2 30
Fig. 3.3 - Corte da cobertura 31
Fig. 3.4 - Planta arquitectónica piso tipo 31
Fig. 3.5 - Planta isométrica do piso tipo 32
Fig. 3.6 - Esquema estrutural do piso tipo 32
Fig. 3.7 - Classificação das lajes fungiformes segundo (Tesoro, 2003) [1]. 25
Fig. 3.8 - Laje fungiforme maciça 26
Fig. 3.9 - Laje fungiforme aligeirada 27
Fig. 3.10 - Colocação de moldes plásticos recuperáveis numa laje fungiforme aligeirada 27

Fig. 5.1 - Localização da Viga V7 no piso tipo 45
Fig. 5.2 - Pormenor viga V7 46
Fig. 5.3 - Áreas de influencia dos pilares 48
Fig. 5.4 - Distribuição das vigas consoante as áreas de influência 48
Fig. 5.5 - Esquema estrutural de Pilares 50
Fig. 5.6 – Área de influência de caixa de escadas e caixa de elevadores 51
Fig. 5.7 - Modelo estrutural a usar no cálculo da estrutura 52
Fig. 5.8 - Esquema moldes plásticos 53
Fig. 5.9 - Laje usada no modelo estrutural 53
Fig. 5.10 - Esquema das condições de apoio 54
Fig. 5.11 - Modelo de cálculo do Robot com elementos finitos 54
Fig. 6.1 - Distribuição das vigas e pilares na estrutura 56
Fig. 6.2 - Diagrama de momentos para o estado limite último das Vigas V1 a V6 respectivamente 57
Fig. 6.3 - Definição de Asl nas expressões (6.8) e (6.9) 61
Fig. 6.4 - Modelo de treliça e notações para elementos com armaduras de esforço transverso 62
Fig. 6.5 - Modelo de treliça e notações para elementos com armaduras de esforço transverso 63
Fig. 6.6 - Diagrama de esforço transverso para as vigas V1 a V6 63
Fig. 6.7- Cálculo armadura esforço transverso vigas V1 a V6 65
Fig. 6.8 - Esquema gráfico de cálculo das vigas V1 a V6 65
Fig. 6.9 - Mapa de momentos flectores positivos na direcção “x” para os estados limite últimos 67
Fig. 6.10 - Mapa de momentos flectores positivos na direcção “y” para os estados limite últimos 68
Fig. 6.11 - Mapa de momentos segundo a direcção "x" para o estado limite último 69
Fig. 6.12 – Painel Cut na zona de momento máximo segundo “x” no pilar P9 70
Fig. 6.13 - Mapa de momentos segundo a direcção "y" para o estado limite último 71
Fig. 6.14 - Painel Cut na zona de momento máximo segundo “y” no pilar P12 71
Fig. 6.15 - Valores recomendados para β 73
Fig. 6.16 – Localização de vigas e pilares na estrutura 74
Fig. 6.17 - Mapa de momentos flectores positivos na direcção “x” para os estados limite últimos 76
Fig. 6.18 - Fig. - Mapa de momentos flectores na direcção “y” para os estados limite últimos 76
Fig. 6.19 - Mapa de momentos segundo a direcção "x" para o estado limite último 78
Fig. 6.20 – Painel Cut na zona de momento máximo segundo direcção “x” no pilar P9 79
Fig. 6.21 - "painel cut" na zona de momento máximo segundo a direcção “x” no pilar P8 79
Fig. 6.22 - Mapa de momentos negativos segundo a direcção "y" para o estado limite último 81

Fig. 6.23 - "*painel cut*" segundo a direcção x no pilar P8 81
Fig. 7.1 - Esquema da deformação elástica na laje maciça 87
Fig. 7.2 - Deformação elástica na laje fungiforme maciça para o estado limite de utilização 87
Fig. 7.3 - Esquema da deformação elástica na laje maciça fungiforme aligeirada com moldes plásticos 88
Fig. 7.4 - Deformação elástica da laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos para o estado limite de utilização 88
Fig. 7.5 - Relação bilinear momento-flecha 89
Fig. 7.6- Definição dos valores ζ, $\mathrm{M_r}$ e $\mathrm{M_0}$ 92
Fig. 7.7 - $k_a^I = 0,94$ 95
Fig. 7.8 - $k_a^{II} = 6$ 95
Fig.7.9 - $k_\psi^I = 0,76$ 96
Fig. 7.10 - $k_\psi^{II} = 0.10$ 96
Fig. 7.11 - $k_a^I = 0,87$ 98
Fig. 7.12 - $k_a^{II} = 3$ 99
Fig. 7.13 - $k_\psi^I = 0,66$ 99
Fig. 7.14 - $k_\psi^{II} = 0.14$ 99
Fig. 7.15 - Propriedades da secção da laje de moldes plásticos 100
Fig. 7.16 - Deformação base da estrutura carregada aos 8 dias 103
Fig. 7.17 - Deformação base da estrutura carregada aos 8 dias 105
Fig. 7.18 - Deformação base da estrutura carregada aos 15 dias 107
Fig. 7.19- Deformação base da estrutura carregada aos 15 dias 109
Fig. 8.1 - Influência da data de carregamento da estrutura na flecha provável a longo prazo 113

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 - Materiais e acessórios constituintes de uma alvenaria de tijolo. [12] 11

Tabela 2.3 - Valores convencionais do factor τ [11] 14

Tabela 2.2 - Coeficientes de transmissão térmica superficiais [U] máximos admissíveis [w/m2ºC] 14

Tabela 2.4 - Limites de isolamento em paredes divisórias 15

Tabela 2.5 - Isolamento acústico de soluções correntes de paredes em alvenaria 16

Tabela 2.6 - Classificação proposta das causas de anomalias 16

Tabela 2.7 - Causas da fissuração em paredes de alvenaria 20

Tabela 2.8 - Valores de deformação das alvenarias. 23

Tabela 4.1 - Quantificação das acções permanentes 36

Tabela 4.2 - Quantificação das sobrecargas segundo e Eurocódigo1 37

Tabela 4.3 - Tabela A1.1 do Eurocódigo 2 relativa aos valores de ψ para edifícios 39

Tabela 4.4 - Tabela A1.2(B) do Eurocódigo 2 relativa aos valores de cálculo das acções (STR/GEO) 40

Tabela 4.5 - Tabela A1.2(C) do Eurocódigo 2 relativa aos valores de cálculo das acções (STR/GEO) 40

Tabela 4.6 - Tabela A1.4 do Eurocódigo 2 relativa aos valores de cálculo das acções a utilizar na combinação de acções. 42

Tabela 4.1 - Armadura longitudinal nas vigas v1 a v6 59

Tabela 7.1 - Valores básicos da relação vão/altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão 85

Tabela 7.2 - Propriedades do betão aos 8 e aos 28 dias de idade 102

Tabela 7.3 - Propriedades do betão aos 8 e aos 28 dias de idade 107

Tabela 7.4 - Valores da flecha provável a longo prazo (mm) 111

Símbolos e Abreviaturas

A - Área da secção transversal do betão

A_{sw}- Área da secção da armadura de esforço transverso

A_{cal} - Secção da armadura requerida pelo cálculo

A_i - Área do elemento que separa o espaço útil interior do local não-aquecido

A_{inf}- Área de influência do pilar

A_{ret} - Armadura de retracção

A_s - Área da secção de uma armadura para betão armado

$A_{s,ef}$ - Secção da armadura efectivamente adoptada

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

$A_{s,prov}$ - área da secção de armaduras existente na secção

$A_{s,req}$ - área da secção de armaduras necessária na secção no estado limite último

A_u - Área do elemento que separa o local não-aquecido do ambiente exterior

a_I- Flecha no estado I

a_0^{II} - Flecha no estado II 0

b - Largura da secção

b_t- Largura média da zona traccionada

b_w- Largura da alma da secção

d' - Distância da armadura de compressão à face

d- Altura útil da secção

E_d - valor de cálculo do efeito das acções, tal como esforço, ou um vector representando vários esforços

f_{bd} - Valor de cálculo da tensão de rotura de aderência

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples aos 28 dias de idade

f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço das armaduras de betão

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tracção do aço e das armaduras ordinárias

h - Altura total de uma secção transversal

h_0 - espessura equivalente do elemento

l - vão teórico

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

M_D - Momento flector actuante na secção determinante

M_{rD} - Momento de fendilhação na secção determinante

M_{sd}- Valor de cálculo do momento flector actuante

R_d- Valor de cálculo do esforço resistente

RH - humidade relativa do meio ambiente, em %;

s - Espaçamento dos estribos

S_d- Valor de cálculo do esforço actuante

t - idade do betão, em dias, na data considerada

t_0 - idade do betão, em dias, à data do carregamento

$t - t0$ - duração não corrigida do carregamento, em dias

U - Coeficientes de transmissão térmica superficiais

u - Perímetro em contacto com o exterior

V_{cd}- Valor corrector da teoria de Morsh

V_{rd}- Valor de cálculo do esforço transverso resistente

V_{wd} - Resistência das armaduras de esforço transverso segundo a teoria de Morsh

α - Coeficiente que tem em conta as condições de apoio da laje;

β_H - coeficiente que depende da humidade relativa e da espessura equivalente do elemento

$\beta_c(t,t_0)$ coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento

$\beta(f_{cm})$ - factor que tem em conta a influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional

$\beta(t_0)$ - factor que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência:

μ – Momento reduzido do valor de cálculo do momento flector resistente

ϕ – Diâmetro do varão ou diâmetro equivalente do agrupamento

φ - Coeficiente de fluência

ϕ_{RH} - factor que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência

η – Coeficiente que tem em conta o tipo de aço utilizado

k_{φ}^{I} - Coeficiente que tem em consideração o efeito da fluência

k_{a}^{I} - Coeficiente que tem em consideração o efeito das armaduras

k_{φ}^{II} - Coeficiente que tem em consideração o efeito da fluência

k_{a}^{II} - Coeficiente que tem em consideração o efeito das armaduras

ζ – Coeficiente de repartição

ρ – Percentagem de armadura de tracção

ρ' - Percentagem de armadura de compressão

α – Coeficiente de homogeneização

1
INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO

O presente trabalho pretende ser uma análise da influência que as deformações dos elementos estruturais, particularmente as lajes, têm na ocorrência das patologias das paredes interiores, mais especificamente na fissuração.

A ocorrência de fissurações nas alvenarias interiores, causadas por deformação excessiva do suporte é um fenómeno corrente e grave nos edifícios. Assim, é necessário compreender se as exigências presentes na regulamentação em vigor, no que respeita às deformações máximas admitidas, são permissivas ou não relativamente à deformação máxima admitida para os elementos não estruturais.

A necessidade da compatibilização de soluções construtivas aumenta à medida que se adoptam vãos estruturais cada vez maiores. A utilização de aços e betões mais resistentes assim como a necessidade crescente de espaço útil nos edifícios leva a soluções construtivas com secções cada vez menores, o que exige uma optimização de recursos e espaço exigente e adequada.

A deformação dos elementos estruturais depende de vários factores, e varia mediante as propriedades do elemento estrutural usado. Neste trabalho tentar-se-á fazer uma análise comparativa entre duas soluções de lajes distintas tendo por base o mesmo projecto de arquitectura: lajes fungiformes maciças e lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis. A comparação entre estas duas soluções de lajes será feita em termos de deformações a tempo infinito.

Outro dos factores que pode influenciar a deformação dos elementos estruturais é o intervalo de tempo que passa entre a betonagem e a descofragem/carregamento da estrutura. Os prazos apertados e as questões orçamentais que estes implicam, originam por vezes uma descofragem precoce e um carregamento da estrutura quando esta possui ainda apenas parte das suas capacidades resistentes, e as suas propriedades não são ainda aquelas para a qual foi projectada. Isto pode levar a deformações excessivas e/ou comportamento não previsto na fase de projecto que pode ter consequências graves no funcionamento do edifício.

1.2. OBJECTIVOS

O objectivo base deste trabalho passa pela comparação de duas soluções construtivas distintas ao nível das lajes (lajes fungiformes maciças e lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis) e a sua influência no aparecimento de patologias em paredes de alvenaria, mais particularmente, a fissuração

Sabendo a importância da deformação das lajes no aparecimento de patologias em paredes de alvenaria interiores, particularmente ao nível da fissuração, é importante conhecer o comportamento destas, em termos de deformação a longo prazo.

Tem-se então como objectivo a definição das condições exigênciais relativas à deformação de elementos não estruturais, nomeadamente de paredes de alvenaria interior, assim como a especificação das condições exigênciais a contemplar na elaboração de um projecto de estabilidade de um edifício de habitação, tendo em vista um correcto comportamento a longo prazo das alvenarias interiores.

Para tal preceder-se-á à modelização das estruturas com vista ao cálculo automático com recurso ao programa Robot 2010, na qual se procederá à caracterização e definição das principais acções que actuam na estrutura. A modelização será efectuada para o piso tipo.

Para o cálculo e análise do comportamento da estrutura em termos de deformação é necessário proceder ao cálculo da estrutura, com especial ênfase na verificação dos estados limite de deformação que afectem o desempenho de paredes de alvenaria interior.

Elaborar-se-ão também peças desenhadas de projecto de estabilidade, com a apresentação das armaduras principais, armaduras estas necessárias para o cálculo da deformação.

A análise da deformação do suporte e sua influência no desempenho das paredes de alvenaria interior será feita através da comparação entre as deformações máximas impostas pelos regulamentos, pelas deformações máximas "permitidas" pelas alvenarias sem que ocorra fissuração das mesmas e ainda pelos valores obtidos pelo cálculo da estrutura.

Ainda dentro da deformação dos elementos estruturais será feita uma análise à influência da data de carregamento da estrutura na deformação a longo prazo da mesma. Para isso efectuar-se-á a comparação entre a estrutura carregada aos oito, quinze e vinte e oito dias, em função das propriedades do betão a essa data.

2
ALVENARIAS

2.1. ALVENARIA AO LONGO DA HISTÓRIA

2.1.1. IMPORTÂNCIA HISTÓRICA DAS ALVENARIAS EM EDIFÍCIOS

Sabe-se que os edifícios são espaços habitáveis, concebidos e realizados fundamentalmente de acordo com exigências e tecnologias variáveis com os utentes, as épocas, os locais e os materiais disponíveis.

Desde a antiguidade que a construção de abrigos permanentes para os humanos, evoluindo progressivamente até aos edifícios, está, na maior parte das civilizações, associada à alvenaria.

Desde então a alvenaria vem sendo largamente utilizada como forma de construção em habitações, monumentos e templos religiosos. Exemplos famosos deste tipo de técnica construtiva são as Pirâmides do Antigo Egipto e o Farol de Alexandria.

Admite-se que as primeiras construções em alvenaria datam do ano 10 000 A.C., quando os Assírios e Persas construíam com tijolos cozidos ao sol. Já em 3 000 A.C., estes mesmos povos utilizavam os tijolos cozidos em fornos. Nos séculos XII a XVII, as grandes catedrais, que se conservam até aos dias de hoje, são exemplos de alvenaria como estrutura de edifícios de grande altura. Como exemplos do século XIX, solares e palacetes foram construídos e são actualmente característica referenciadora da época em Portugal. Todavia, as construções em alvenaria eram dimensionadas empiricamente e a concepção estrutural era intuitiva, daí o motivo de encontrarmos nestas antigas construções paredes que variam de 0,30 m a 1,30 m.

2.2. ALVENARIAS EM PORTUGAL

2.2.1. AS ALVENARIAS NA CONSTRUÇÃO PORTUGUESA ACTUAL

2.2.1.1. Definição de alvenaria

Alvenaria – associação de elementos naturais ou artificiais, constituindo uma construção. Correntemente a ligação entre os elementos é assegurada por um ligante (argamassa). Os elementos aglutinados naturais são pedras irregulares ou regulares, os artificiais podem ser cerâmicos, de betão ou outros. A alvenaria pode ser reforçada com armaduras. [2]

2.2.1.2. Importância

Actualmente, em 2010, apesar de vir a acumular perdas sucessivas de actividade há cinco anos, numa quebra acumulada que é já superior a 24%, o sector da construção representa 10,7% do emprego, cerca de 5,2% do PIB e 48,8% do total do investimento feito no país. São números significativos mas que,

apesar de mostrarem a importância do sector na actividade económica e na estabilidade social do país, ficam aquém dos que se registam nos países europeus que apresentam maiores índices de crescimento económico. [3]

Dentro da actividade construção, a parcela que diz respeito aos edifícios, e ainda dentro destes, os edifícios de habitação, representam ainda a parcela mais importante.

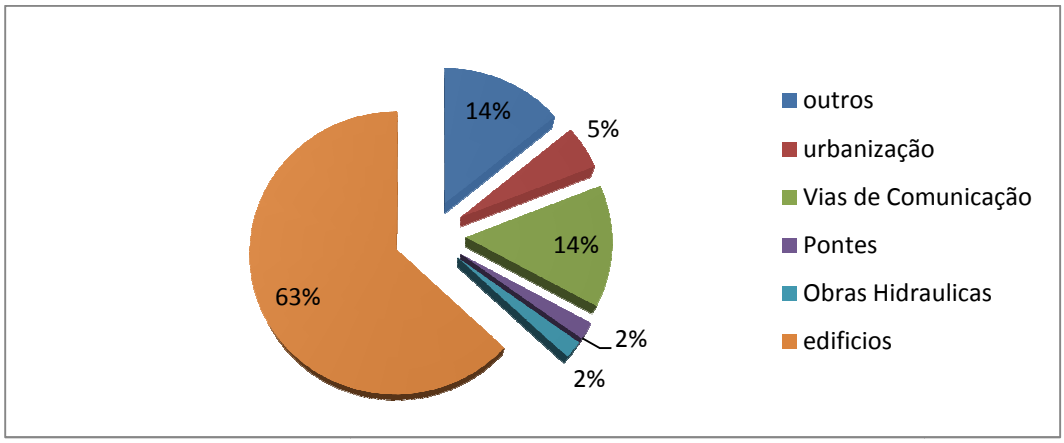


Fig.2.1 - Peso relativo dos vários tipos de obras em Portugal

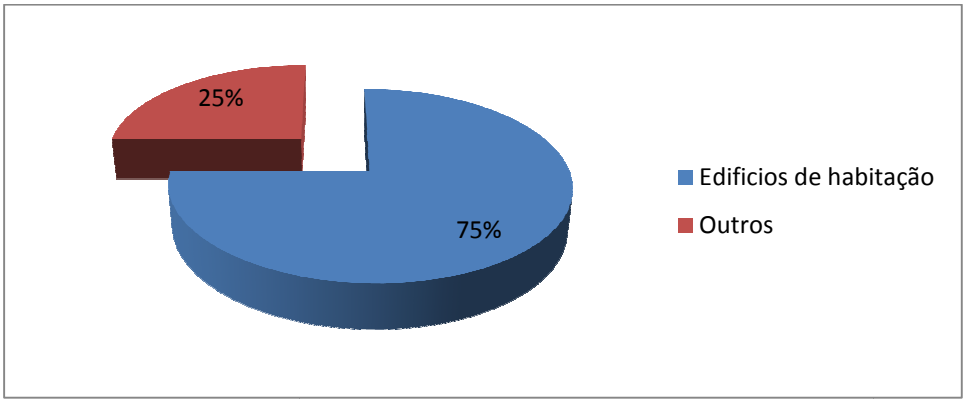


Fig.2.2- Peso relativo dos vários tipos de obras em edifícios em Portugal

O custo dos trabalhos em alvenarias, incluindo revestimentos, representa em Portugal cerca de 12% a 17% do custo global dos edifícios, valor que só é excedido pelas estruturas de betão.

Apesar da inegável importância das alvenarias, este elemento construtivo é ainda, em geral, objecto de poucos cuidados, para o que contribuem as suas particularidades como elemento construtivo:

- Constituem a tecnologia construtiva mais antiga, sendo o resultado, ao nível dos materiais e das tecnologias, da herança construtiva das regiões, o que justifica a grande diversidade de materiais e soluções;
- Asseguram várias exigências funcionais, sendo o seu desempenho fortemente condicionado pela qualidade construtiva;
- O estudo das alvenarias através de métodos modernos veio a ocorrer muito mais tarde do que o verificado noutros domínios da engenharia e da construção;
- A caracterização experimental nas alvenarias é muito mais complexa e envolve em geral custos mais avultados do que noutros materiais de construção.

2.2.2. MATERIAIS PARA ALVENARIA [3]

Na actualidade, no mercado português, coexistem unidade ou elementos para alvenaria ("units" na terminologia da normalização europeia) tradicionais com larga tradição de uso, outros mais recentes, mas já com alguma utilização e materiais emergentes com aplicação ainda muito reduzida. Regista-se também o aparecimento fugaz de algumas soluções que não conseguiram implantar-se.

Os elementos com aplicação mais destacada são naturalmente os tijolos cerâmicos de furação horizontal, utilizados na realização de paredes exteriores e de compartimentação em edifícios, devendo representar pelo menos 90% dos elementos empregues na realização de paredes em Portugal.

Para além destes, importa referir ainda os tijolos cerâmicos de pequeno formato, maciços ou perfurados, usados sobretudo em alvenaria à vista e os blocos de betão de agregados correntes e leves, estes últimos de utilização muito mais recente. As características mais relevantes dos produtos mais correntes sintetizam-se na figura 2.4

Quanto à pedra natural o seu emprego é residual e está limitado a algumas zonas em que a sua aplicação à vista é considerada distintiva.

Utilizados apenas em paredes de compartimentação, elementos à base de gesso e cerâmicos revestidos a gesso, entre outros, têm vindo a ser introduzidos no nosso mercado.

Apesar da obrigatoriedade de certificação [4] que veio melhorar um pouco o controlo destes materiais, os tijolos provenientes de Portugal são predominantemente de qualidade mediana ou fraca, não tendo havido por parte desta indústria apostas na melhoria significativa da qualidade dos produtos. Da mesma forma a optimização dos formatos existentes ou o desenvolvimento de produtos complementares não tem também ocorrido. [2]

Refere-se todavia que em termos industriais tem havido modernização das unidades, mas dirigida sobretudo para a redução de custos e aumento da capacidade de produção. [2]

Para esta inércia talvez contribua a pouca exigência do mercado, a selecção dos produtos fundamentalmente através de critérios de preço, bem como a importância do transporte no custo do tijolo que impede uma maior penetração de produtos estrangeiros, designadamente Espanhóis.

Tem ainda utilização em Portugal as seguintes unidades de alvenaria, embora o seu emprego seja muito inferior ao dos tijolos cerâmicos correntes_

- Tijolos cerâmicos perfurados ou maciços para alvenaria à vista;
- Blocos de betão de inertes correntes ou leves, em alguns casos dirigidos para aplicação à vista
- Blocos de gesso ou revestidos a gesso em compartimentação interior

No âmbito de uma Tese de Mestrado [5], efectuou-se um estudo estatístico as obra licenciadas pela Câmara Municipal do Porto entre 1991 e 1997, incluindo visitas a obras, na qual se concluiu:

- Na altura as paredes mais empregues são duplas de tijolo de 15+11, tendo as soluções 11+11,11+15 e 15+7 vindo a perder importância
- A adopção de paredes duplas associando betões/tijolos vazados ou tijolo à vista/tijolos vazados tem vindo a crescer
- Nas divisórias interiores predominam as alvenarias de tijolo de 7, Figura 3.
- O emprego de isolamento térmico nas caixas-de-ar é hoje uma realidade, motivado pela introdução do RCCTE, e pela importância cada vez maior que os utentes atribuem ao conforto.

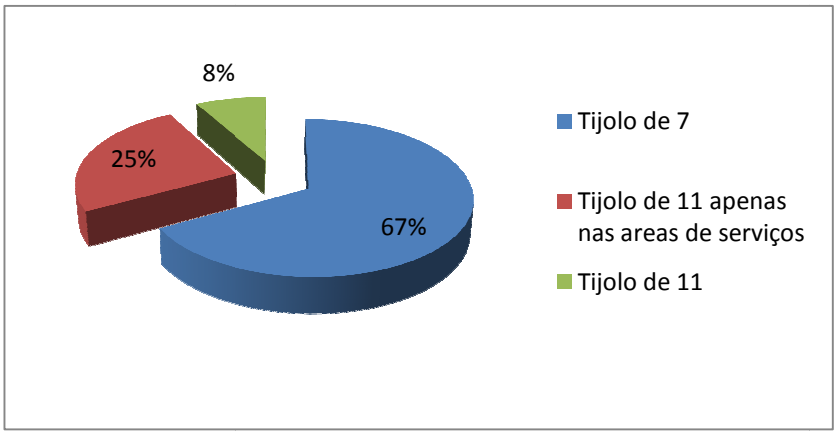


Fig. 2.3 - Uso do tipo de tijolo em paredes interiores

2.2.3. CLASSIFICAÇÃO DAS ALVENARIAS DE TIJOLO

Em Portugal, como referido anteriormente, a utilização de tijolos cerâmicos de furacão horizontal utilizados na realização de paredes exteriores e de compartimentação em edifícios, representa cerca de 90% dos elementos de alvenaria empregues na realização de paredes em Portugal.

As paredes de alvenaria de tijolo podem ter a seguinte classificação quanto à função que desempenham:

- Paredes em alvenaria de tijolo com função estrutural;
- Paredes em alvenaria de tijolo sem função estrutural;
- Paredes em alvenaria de tijolo divisória e de bordo livre;
- Paredes em alvenaria de tijolo com função especial [6].

Uma vez que no âmbito deste trabalho apenas vão ser tratadas paredes em alvenaria de tijolo sem função estrutural, serão estas a serem descritas de seguida.

De seguida são apresentadas na figura 2.4 as características mais importantes dos tijolos cerâmicos usados em Portugal.

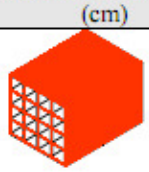
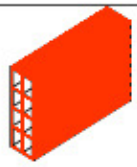
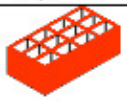
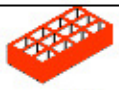
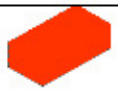
	Dimensão e formas (comp. x alt. x esp.) (cm)	Peso aprox. (kg)	Furação (%)	Resistência à compressão [2] (MPa)
Furação horizontal	 30 x20 x22 [1]	7-11	55-70	1.9-3.9
	 30 x20 x15 [1]	5-7	50-65	2.5-4.9
	 30 x20 x11 [1]	4-6	50-65	2.8-5.2
	 30 x 20 x 9	3.5-5.5	40-60	3.0-5.7
	30 x 20 x 7 [1]	3-5	40-60	3.7-7.0
	 30 x20 x4	2-3	40-50	6.0-7.0
Furação vertical	 22 x11 x7 [1]	1.5-2.5	25-40	8.0-9.5
	 22 x11 x5	1.2-1.7	25-40	8.0-9.5
Sólido	 22 x11 x7 [1]	2.5-3.5	-	17.0-48.0

Fig. 2.4 - Características mais importantes dos tijolos cerâmicos correntes em Portugal [8,9]

2.2.4. ALVENARIA NÃO ESTRUTURAL

A alvenaria sem função estrutural é uma alvenaria não-resistente, sendo dividida em duas categorias: de enchimento ou de compartimentação. Assim, tem-se que:

- As alvenarias de enchimento têm como objectivo principal constituir separação entre o ambiente habitado e o exterior, tendo uma grande utilização nos edifícios de estrutura reticulada e mesmo na execução de paredes de enchimento de edifícios com estrutura de alvenaria;
- As alvenarias de compartimentação têm, tal como o próprio nome indica, função de divisão, nomeadamente na separação do espaço interior e limitação dos diferentes espaços. Utilizam-se geralmente com espessuras entre os 7 e os 15cm. Como requisitos fundamentais aparecem, apesar de, por vezes contraditórios, a sua leveza e o isolamento acústico [1].

2.2.5. CLASSIFICAÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA

As paredes de alvenaria são habitualmente classificadas em função dos principais constituintes utilizados para a sua construção, designados por elementos, unidades ou blocos e correntemente intitulados por tijolos.

Todavia a classificação das paredes poderia atender às características físicas, químicas e geométricas dos tijolos mas também aos restantes constituintes, tipo de argamassa de assentamento, número de panos de parede e suas ligações, tipo de revestimento, existência ou não de isolamento térmico, acústico, e barreiras pára-vapor, localização da parede (fachada, interior do edifício e independente no exterior). O Eurocódigo 6, dedicado essencialmente às paredes de alvenaria com função estrutural, classifica-as de acordo com o tipo de panos e juntas de assentamento.

Este classifica as paredes em paredes simples, paredes duplas, paredes compostas, paredes de face à vista, paredes com juntas contínuas e paredes-cortina.

Estas podem ainda ser classificadas segundo possuírem ou não juntas longitudinais.

2.2.5.1. Paredes simples

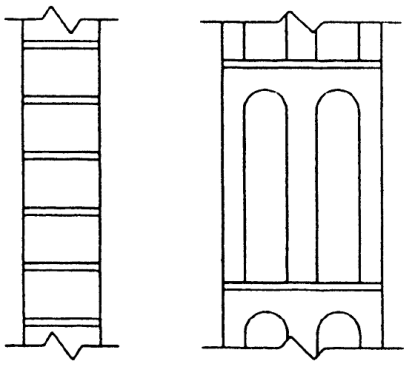


Fig. 2.5 - Paredes sem juntas longitudinais

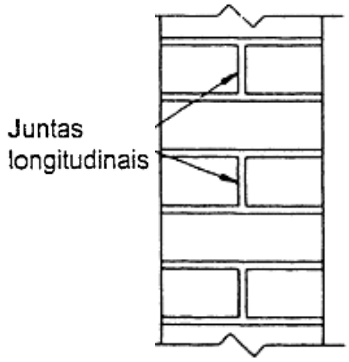


Fig. 2.6 - Paredes com juntas longitudinais

2.2.5.2. Paredes duplas

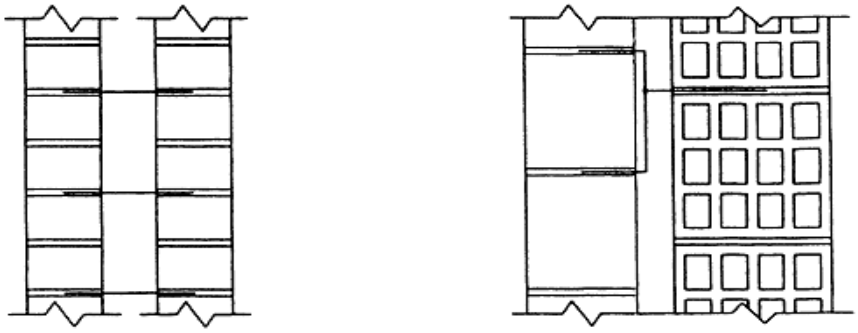


Fig. 2.7 - Exemplo de secções de paredes duplas

2.2.5.3. Paredes compostas

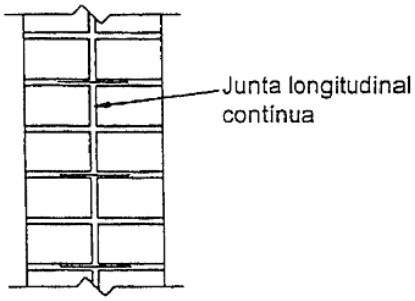


Fig. 2.8 - Exemplo de secção de parede composta

2.2.5.4. Paredes de face à vista

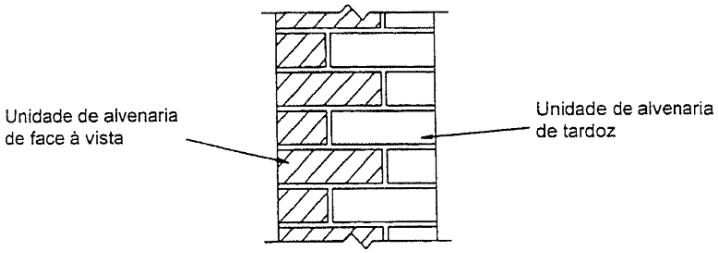


Fig. 2.9 - Exemplo de secção de parede face à vista

2.2.5.5. Paredes com juntas descontinuas

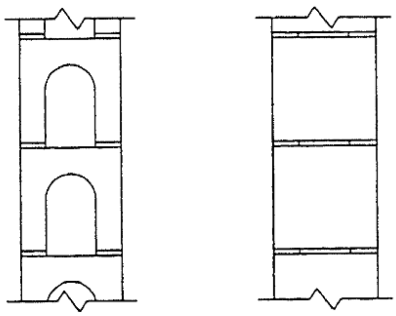


Fig. 2.10 - Exemplo de secção de parede com juntas descontinuas

2.2.5.6. Paredes Cortina

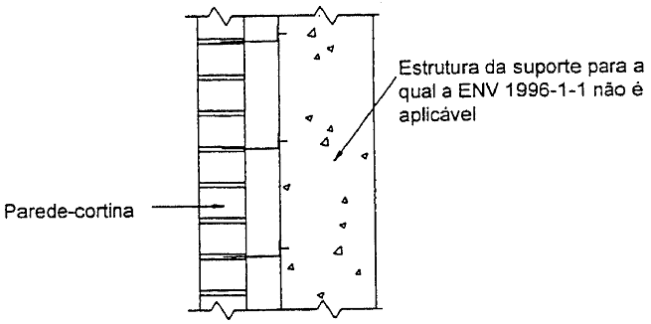


Fig. 2.11 - Exemplo de secção de parede cortina

2.2.6. EVOLUÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA EM PORTUGAL

As paredes de alvenaria de tijolo e blocos de betão sucederam, em Portugal, às paredes de pedra, com a seguinte sequência, durante o século XX

- Paredes simples de tijolo maciço ou perfurado e espessas;
- Paredes de pedra com pano interior de tijolo furado e eventual caixa-de-ar;
- Paredes duplas de tijolo com um pano espesso;
- Paredes duplas de tijolo furado com panos de espessura média ou reduzida;
- Paredes duplas de tijolo furado com isolamento térmico, preenchendo total ou parcialmente a caixa-de-ar.

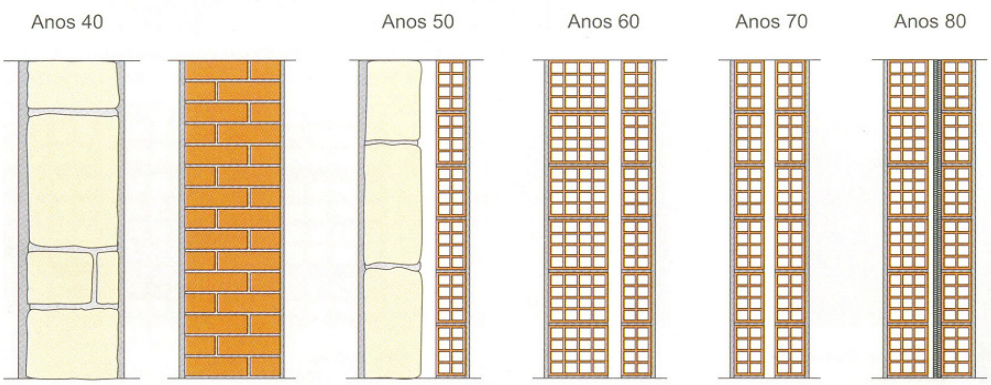


Fig. 2.12 - Síntese aproximada da evolução das paredes exteriores em Portugal [21]

As paredes simples como paredes exteriores têm caído em desuso e o seu ressurgimento, essencialmente com recurso a blocos de betão, está ligado a soluções inovadoras de isolamento térmico pelo exterior, sistema ETICS, quer com revestimento delgado armado, quer sob "placagens" de protecção.

Actualmente no sentido da resolução de problemas acústicos, começa por se adoptar paredes duplas com recurso a panos com características diferentes, sendo um deles em alvenaria de tijolo e o outro em alvenaria de bloco de betão. Outras soluções mais recentes não têm, ainda, a necessária divulgação: alvenarias resistentes de furação vertical, alvenarias armadas (com inserção de armaduras, quer verticais, quer horizontais), alvenarias de montagem simplificada (com encaixes optimizados, rectificação dos blocos e redução das juntas de argamassa), alvenarias executadas por autómatos e alvenarias com peças complementares, criando soluções construtivas globais para as paredes (peças de remate, padieiras, protecção térmica da estrutura, etc.).

2.2.7. MATERIAIS CONSTITUINTES DAS PAREDES DE ALVENARIA

As paredes de alvenaria para além das unidades ou blocos, designados no presente trabalho como tijolos, e já caracterizados anteriormente, integram também outros elementos, como argamassa de assentamento, juntas e revestimento. Têm também a possibilidade de incorporar isolamento térmico, como já referido. As paredes integram ainda outros elementos construtivos e acessórios que utilizam a parede como suporte, como portas, ductos de ventilação, canalizações, etc.

Os principais materiais e acessórios constituintes de uma alvenaria interior encontram-se resumidos na tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Materiais e acessórios constituintes de uma alvenaria de tijolo. [13]

Material ou acessório	Tipos e Materiais	Observações
Tijolo	Maciço	Variantes de Furação: Septos alinhados, Septos desalinhados, Face de assentamento contínua, Face de assentamento descontínua
	Perfurado	
	Furado (furação horizontal)	
	Furado (furação vertical)	
	Materiais porosos	
Argamassa de Assentamento	Argamassa de cimento	Variantes de composição: Tipo de ligante(s), Adjuvantes; Traço (tipo e proporção dos constituintes)
	Argamassa de cal	
	Argamassa bastarda	
	Argamassas prontas	
	Argamassas industriais (pré-doseadas)	
Cimento-cola		No contacto com elementos de betão para criar rugosidade
Materiais para isolamento térmico	Placas rígidas sintéticas	Materiais associados, geralmente, ao revestimento de paredes
	Placas rígidas de origem vegetal	
	Placas rígidas de origem mineral	
	Mantas flexíveis	
	Materiais projectados	
	Espumas	
	Materiais a granel	
	Películas de elevada emissividade	
Materiais para isolamento acústico	Membranas contínuas de grande densidade e estanquidade	
	Painéis contínuos de revestimentos	
Argamassa para reboco interior		
Acessórios de ligação aos pilares	Varão Roscado	
	Chapa de aço zincada	
Membranas Resilientes para apoio de alvenarias	Bandas de espuma ou borracha	
	Bandas de poliestireno	
	Bandas de aglomerado de cortiça	

2.3. ALVENARIAS INTERIORES

2.3.1. EXIGÊNCIAS REGULAMENTARES

O desempenho global de uma parede pode não depender apenas de um dos seus componentes, mas sim da globalidade do conjunto. As exigências funcionais dependem de agentes mecânicos, electromagnéticos, térmicos, químicos ou biológicos. Alguns destes agentes actuam mais sobre o revestimento, outros mais sobre o tosco e outros ainda sobre todo o conjunto.

As principais exigências funcionais que devem ser satisfeitas pelas paredes estão indicadas nos pontos seguintes.

2.3.1.1. Estabilidade

A parede deverá ser capaz de assegurar um perfeito comportamento durante a construção e durante todo o seu período de vida. Os esforços a que as paredes vão estar sujeitas durante a construção serão idênticos quer se esteja a falar de paredes de enchimento (sem função estrutural) quer se esteja a falar de paredes resistentes (com função resistente vertical e horizontal). Já no que toca aos esforços a que irão estar sujeitas durante toda a sua vida útil, eles poderão ser bem diferentes.

Durante a construção a parede deve ter capacidade para resistir a acções devidas ao equipamento de construção e ser estável em situações transitórias de execução. Durante a sua vida útil as alvenarias de enchimento deverão ser autoportantes tanto para cargas verticais como para cargas normais ao seu plano. Quanto às acções de acidente como choques violentos ou explosões deverá haver uma ponderação prévia para analisar se será economicamente viável dimensionar uma parede de enchimento para este tipo de esforços. Quanto às paredes resistentes as exigências de estabilidade durante a sua vida útil deverão ser maiores. As paredes deverão ser estáveis sob as acções verticais e horizontais a que irão estar submetidas e contribuir para o contraventamento da construção. Quanto às acções de acidente estas também deverão ser consideradas sob o risco de um desmoronamento progressivo.

2.3.1.2. Segurança contra riscos de incêndio

As paredes devem ser concebidas, dimensionadas e construídas de forma a limitar os riscos de incêndio e do seu desenvolvimento.

Os materiais e elementos de construção devem apresentar respectivamente uma reacção (contributo dos materiais constituintes para a origem e desenvolvimento do incêndio) e uma resistência ao fogo (impedimento da propagação do incêndio de um local para outro) de acordo com as disposições regulamentares. Para as paredes estruturais interessa a estabilidade ao fogo (tempo entre o início do fogo e o momento que se esgota a capacidade resistente), para as de compartimentação interessa o momento em que se atingem determinados limiares de temperatura na face não-exposta. Para elementos que desempenham as duas funções temos que analisar os dois critérios.

O regulamento de segurança contra incêndio em edifícios de habitação, publicado com o Decreto-Lei n.º 220/2008, define as condições que os elementos construtivos mais significativos devem respeitar no que concerne ao seu comportamento em caso de incêndio.

A aplicação das exigências é feita tendo em consideração a altura do edifício e o tipo de ocupação prevista. Assim no que se refere às paredes divisórias, o regulamento classifica a resistência ao fogo padrão de acordo com a qualificação da reacção ao fogo dos materiais de construção (Figura 2.13).

Normas EN 13501-2; EN 1364-1; EN 1992-1.2; EN 1993-1.2; EN 1995-1.2; EN 1996-1.2; EN 1999-1.2

Classificação	Duração «em minuto»									
E		20	30		60	90	120			
EI	15	20	30	45	60	90	120	180	240	
EI-M			30		60	90	120			
EW		20	30		60	90	120			

Fig. 2.13 - Classificação de desempenho de resistência ao fogo padrão para paredes divisórias [10]

2.3.1.3. Segurança na utilização

Traduz-se pela segurança no contacto (segurança dos utilizadores em evitar lesões por contacto) e pela segurança às intrusões humanas ou de animais.

2.3.1.4. Estanquidade à água

As paredes devem ser estanques à água quer ela seja proveniente do exterior quer do interior. A satisfação dos requisitos de estanquidade consegue-se por interposições de barreiras estanques e disposições drenantes. De acordo com a D.T.U. 20.1. a resistência à penetração da chuva depende dos materiais constituintes da parede, da existência de corte hídrico, da existência de parede dupla correctamente executada e da existência de revestimento exterior estanque.

2.3.1.5. Estanquidade ao ar

Na estanquidade ao ar e aos gases deve-se ter em atenção a ventilação mínima imprescindível e os limites máximos de forma a evitar desconforto.

2.3.1.6. Conforto térmico

No interior do edifício devem-se ter condições ambientais satisfatórias em termos de temperatura, humidade, velocidade e qualidade do ar. O conforto higrotérmico traduz-se pelo isolamento térmico (resistência da parede à passagem de calor), pela secura dos paramentos interiores (inexistências de condensações superficiais) e pela secura interna (inexistência de condensações internas).

As paredes de separação entre os espaços úteis interiores (aquecidos) e os locais não-aquecidos (espaços não-uteis) devem satisfazer aos requisitos mínimos indicados nos *Tabelas 2.2 e 2.3* Os valores aplicáveis dependem da temperatura convencional do local não-aquecido, a qual se admite estar, em geral, compreendida entre as temperaturas exterior e interior, facto que no novo RCCTE é traduzido pelo factor τ . Se o valor do factor τ do local não-aquecido for igual ou inferior a 0,7, à parede interior de separação aplicam-se os requisitos respeitantes aos elementos interiores, caso contrário os requisitos mínimos são os mesmos de uma parede exterior.

No âmbito da aplicação do RCCTE, um caso particular da envolvente interior dos edifícios são as paredes de separação entre edifícios adjacentes. No caso de o edifício adjacente ainda não estar construído (ou não estar em fase de construção) a parede de separação deve pura e simplesmente ser considerada e tratada como se de uma parede exterior se tratasse, caso contrário o coeficiente τ assume o valor convencional de 0,6 e a exigência aplicável pode ser facilmente satisfeita com um pano simples de alvenaria. No caso da parede de separação entre edifícios ser uma parede estrutural de betão haverá que definir uma solução de isolamento térmico adequada. Preferencialmente essa solução

deverá ser colocada no espaço entre paredes de separação dos edifícios adjacentes, de modo a permitir tirar partido da massa dessas paredes para a inércia térmica interior.

No caso de paredes interiores que separam locais aquecidos não lhe são impostas condições, contando estas apenas para a inércia térmica do edifício.

Tabela 2.2 - Coeficientes de transmissão térmica superficiais [U] máximos admissíveis [w/m^{2}ºC]

Elemento da envolvente	Zona climática		
	I1	I2	I3
Elementos **exteriores** em zona corrente (*):			
Zonas opacas verticais	1,8	1,60	1,45
Elementos **interiores** em zona corrente: (**)			
Zonas opacas verticais	2,00	2,00	1,90

* - Incluindo elementos interiores em situações em que $\tau > 0,7$

** - Para outros edifícios e zonas anexas *não-úteis* (*locais não-aquecidos*

Tabela 2.3 - Valores convencionais do factor τ [11]

Tipo de *espaço não-útil*		A_i/A_u (*)		
		0 a 1	1 a 10	> 10
CIRCULAÇÃO COMUM				
sem abertura directa para o exterior		0,6	0,3	0
com abertura permanente para o exterior (p.ex., para ventilação ou desenfumagem)	a) Área de aberturas permanentes /volume total $< 0,05$ m^2/m^3	0,8	0,5	0,1
	b) Área de aberturas permanentes /volume total $\geq 0,05$ m^2/m^3	0,9	0,7	0,3
ESPAÇOS COMERCIAIS		0,8	0,6	0,2
EDIFÍCIOS ADJACENTES		0,6	0,6	0,6
ARMAZÉNS		0,95	0,7	0,3
GARAGENS				
5.1 Privada		0,8	0,5	0,3
5.2 Colectiva		0,9	0,7	0,4
5.3 Pública		0,95	0,8	0,5
VARANDAS, MARQUISES E SIMILARES		0,8	0,6	0,2

* - A_i – Área do elemento que separa o espaço útil interior do local não-aquecido
A_u – Área do elemento que separa o local não-aquecido do ambiente exterior

2.3.1.7. Conforto acústico

A concepção das paredes em termos acústicos deverá assegurar isolamento sonoro aos sons aéreos (abaixamento de nível dos ruídos aéreos), tempos de reverberação adequados à utilização dos espaços, minimização dos ruídos de percussão e dos ruídos emitidos pelas paredes.

O Regulamento Geral do Ruído, publicado com o Decreto-Lei n.º 9/2007 de 17 de Janeiro e o Regulamento dos Requisitos Acústicos dos Edifícios, publicado com o Decreto-Lei n.º 96/2008, o qual altera o Decreto-Lei n.º 129/2002 de 11 de Maio remetem para a necessidade de controlos preventivos ao nível do licenciamento municipal. Não deverá nenhum edifício estar liberto de cumprir os requisitos acústicos que lhe são directamente exigidos pela legislação.

Estes documentos estabelecem diversos critérios de controlo de comportamento acústico para os edifícios, relativos à emissão de ruído para o exterior, à potencial incomodidade pelo funcionamento do edifício, às condições acústicas interiores e ao isolamento acústico.

A satisfação do grau de incomodidade é conseguida através da limitação dos níveis de ruído produzidos no local "perturbador" e/ou impondo um isolamento acústico mínimo dos elementos de construção que separam o local dos locais vizinhos.

Relativamente às condições acústicas interiores, o regulamento impõe limites para os tempos de reverberação (não aplicável em edifícios de habitação), e para os níveis sonoros do ruído ambiente (definidos para instalações muito ruidosas e em locais onde se exerçam actividades que requerem concentração e sossego, o que não se encontra no âmbito dos edifícios de habitação).

Quanto ao critério de isolamento, são definidos no regulamento limites de isolamento conferidos pelas paredes. Na *tabela 2.4*, encontram-se resumidos os limites de isolamento em edifícios de habitação, impostos pelo regulamento, para diferentes tipos de paredes divisórias.

Tabela 2.4 - Limites de isolamento em paredes divisórias

Tipo de Parede	Mínimo Regulamentar
Divisória de compartimentos de um fogo como local emissor e quartos ou zonas de estar de outro fogo como local receptor	$D_{nT,w} \geq 50$ dB
Divisórias de zonas de circulação comum do edifício como locais emissores e quartos ou zonas de estar de outros fogos como locais receptores	$D_{nT,w} \geq 48$ dB
	$D_{nT,w} \geq 40$ dB (se o local emissor for um caminho de circulação vertical quando o edifício é servido por ascensores)
	$D_{nT,w} \geq 50$ dB (se o local emissor for uma garagem de parqueamento automóvel)
Divisórias de zonas do edifício destinadas a comércio, indústria, serviços ou diversão como locais emissores e quartos ou zonas de estar de outros fogos como locais receptores	$D_{nT,w} \geq 58$ dB

O isolamento das paredes de alvenaria que separam dois espaços contíguos do mesmo piso depende, de forma directa, das características físicas e mecânicas dos seus constituintes. Assim a tabela *2.5* resume para as diferentes soluções construtivas, os valores aproximados para o isolamento acústico.

Tabela 2.5 - Isolamento acústico de soluções correntes de paredes em alvenaria

Solução construtiva	Isolamento acústico
Parede Simples em tijolo vazado de 11 cm, rebocada	Rw=40 dB (*)
Parede Simples em tijolo vazado de 15 cm, rebocada	Rw=46 dB (*)
Parede Simples em tijolo vazado de 20 cm, rebocada	
Parede dupla em tijolo vazado de 15 cm com caixa-de-ar de 70 mm preenchida parcialmente com painel de lã de rocha PN40 de 40 mm, rebocada em ambas as faces	Rw=50 dB(**)
Parede dupla em tijolo vazado de 15 cm com caixa-de-ar de 70 mm reenchida parcialmente com painel de lã de rocha PN70 de 40 mm, rebocada em ambas as faces	Rw=52 dB(**)

(*) dados fornecidos pela base de dados do programa de cálculo Acoubat; (**)J.Patrício, acústica nos Edifícios

Importante referir ainda, que todas as exigências anteriormente referidas deixarão, ou poderão deixar de ser satisfeitas, se houver manifestação de patologias nas paredes (ex.: fissuração) durante a sua vida útil.

2.4. PATOLOGIAS NAS PAREDES DE ALVENARIA

2.4.1. CAUSAS

As causas das patologias nas paredes de alvenaria podem ser diversas. Podem-se apontar as patologias aos erros de projecto, de execução, às acções exteriores (ambientais e de origem humana), à falta de manutenção durante a fase de exploração e à alteração das condições inicialmente previstas.

Ainda no que respeita à própria parede, as patologias podem ter origem nos diversos elementos que constituem a parede, sejam eles a argamassa de assentamento, os blocos, revestimentos ou isolamentos.

Adelaide Gonçalves [17] propõe um sistema classificativo das causas prováveis de anomalias em paredes de alvenaria de edifícios. Esta autora propõe uma divisão em seis grupos, que indicam a natureza das causas. A organização das causas por grupos segue um critério cronológico. Assim, são primeiro apresentados os erros de projecto, seguindo-se os erros de execução, surgindo finalmente as acções exteriores (ambientais e de origem humana), a falta de manutenção durante a fase de exploração e a alteração das condições inicialmente previstas.

Dentro de cada um destes grupos, as causas foram também ordenadas por ordem de acontecimento e, nos casos dos grupos C-C a C-F, por ordem de gravidade e probabilidade de ocorrência.

Na tabela *2.6* está representado o sistema classificativo proposto.

Tabela 2.6 - Classificação proposta das causas de anomalias

C-A ERROS DE PROJECTO
C-A1 deformabilidade excessiva da estrutura / má concepção do projecto de estabilidade
C-A2 falta de coordenação entre os projectos de arquitectura e das especialidades
C-A3 inadequação / incompatibilidade / má qualidade dos materiais prescritos
C-A4 insuficiente estabilidade / resistência da parede
C-A5 humidade do terreno
C-A6 humidade de precipitação

C-A7 má concepção de ligações das paredes a outros elementos

C-A8 incumprimento das regras de concepção dos revestimentos

C- A9 inexistente / insuficiente isolamento térmico

C-A10 inexistente / insuficiente ventilação

C-A11 deficiente isolamento acústico da parede

C-A12 má concepção / pormenorização das redes de distribuição e drenagem de águas

C-A13 caderno de encargos deficiente

C-A14 pormenorização incompleta, com utilização excessiva de desenhos tipo desadequados à obra

C-B ERROS DE EXECUÇÃO

C-B1 incumprimento dos projectos

C-B2 pessoal inexperiente

C-B3 compactação / estabilização deficiente do solo

C-B4 descofragem precoce / inadequada

C-B5 armazenagem deficiente dos materiais

C-B6 indevidas condições de aplicação

C-B7 instalação incorrecta de barreiras de impermeabilização e drenagem de paredes enterradas

C-B8 má execução dos panos de alvenaria e de remates

C-B9 má execução da caixa-de-ar de paredes duplas

C-B10 incorrecta ligação entre paredes e à estrutura

C-B11 má execução da verga

C-B12 incorrecta execução dos revestimentos

C-B13 insuficiente regularização das superfícies acabadas

C-B14 má execução da cobertura, respectivos remates e platibandas

C-B15 inexistência de pingadeiras nas zonas inferiores de elementos horizontais

C-B16 má execução dos sistemas de distribuição de água e drenagem de águas residuais / pluviais

C-C ACÇÕES AMBIENTAIS

C-C1 variações térmicas C-C5 exposição solar

C-C2 chuva

C-C3 variações de humidade

C-C4 vento

C-C6 poluição atmosférica

C-C7 acção biológica

C-C8 gelo (ciclos gelo / degelo)

C-D ACÇÕES ACIDENTAIS DE ORIGEM HUMANA

C-D1 vandalismo / graffiti

C-D2 impactos fortuitos / acidente de tráfego

C-E FALHAS NA MANUTENÇÃO

C-E1 corrosão em elementos metálicos

C-E2 anomalias em canalizações

C-E3 juntas de dilatação com funcionamento deficiente

C-E4 ventilação insuficiente em interiores

C-E5 temperatura interior baixa

C-E6 inexistência de limpeza / manutenção em revestimentos
C-E7 falta manutenção em elementos secundários
C-E8 envelhecimento natural
C-E9 presença de vegetação / ninhos de animais

C-F ALTERAÇÃO DAS CONDIÇÕES INICIALMENTE PREVISTAS

C-F1 escavações na vizinhança do edifício
C-F2 concentração de cargas e de esforços
C-F3 aumento do nível do solo adjacente à parede
C-F4 alteração das condições de utilização C-F1 escavações na vizinhança do edifício
C-F5 alteração dos parâmetros de conforto
C-F6 economia de energia

2.4.1.1. Erros de projecto

Alberto Pinto (2003) [14] refere que as falhas de concepção e do projecto são devidas à falta de conhecimento dos projectistas, à repetição dos mesmos erros e à falta de informação disponível e de comunicação, contribuindo para uma acelerada degradação com altos custos de manutenção. A economia e rapidez pretendida na elaboração de projectos de estabilidade, o aparecimento de novos materiais, as soluções arquitectónicas arrojadas, a errada avaliação da resistência do solo de fundação, a incorrecta utilização de programas de cálculo automático e o desrespeito pelas possíveis deformações da solução construtiva adoptada conduzem a deformações induzidas pelo edifício e a maiores tensões na alvenaria.

Das situações de deformações impostas às paredes de alvenaria, destacam-se os casos mais frequentes que se referem a assentamentos diferenciais da fundação e à deformação por flexão excessiva de pavimentos e vigas.

2.4.1.2. Erros de execução

As falhas durante a fase de execução podem ser vastas e de natureza diversa, podendo ir desde a deficiente compreensão do projecto, no que respeita aos pormenores construtivos e às características a exigir aos materiais, até às deficiências no planeamento, utilização de tecnologia desadequada e mão-de-obra não qualificada.

As paredes de alvenaria podem ser afectadas por um comportamento negligente perante outros elementos construtivos ou outras etapas da edificação, como por exemplo, a descofragem precoce, não respeitando os valores indicados em regulamentação própria, facto que pode provocar deformações da estrutura por carregamento precoce que induzem cargas importantes nas paredes, mobilizando a resistência à flexão e efeitos de arcos nas paredes.

O desrespeito pelas condições de aplicação constitui a origem de inúmeros casos de anomalias que podem ocorrer no suporte, rebocos e revestimentos finais. Com o tempo seco, é preferível a aplicação da argamassa tijolo a tijolo a fim de evitar a sua secagem precoce e diminuição da trabalhabilidade. A retracção da argamassa das juntas de assentamento, causa da manifestação de fissuração que acompanha o contorno das juntas entre blocos, é uma preocupação cujo controlo reside na fase de execução (sobretudo na aplicação e cura).

2.4.1.3. Acções ambientais

As acções ambientais fazem-se sentir especialmente na envolvente exterior dos edifícios. O seu nível de gravidade depende da intensidade com que actuam e do grau de exposição da parede. As acções ambientais deveriam ter um papel preponderante na escolha dos materiais, métodos e técnicas construtivas e nas suas condições de aplicação.

As variações de temperatura provocam a dilatação e contracção das paredes, dos elementos confinantes e dos diversos materiais que os compõem, gerando tensões significativas não só nas paredes mas também nas ligações destas a outros elementos.

As mudanças higroscópicas provocam variações dimensionais (expansão e contracção) nos materiais porosos. Enquanto que o betão e as argamassas de base cimenticia apresentam retracções da ordem dos 0,6 e 1,0 mm/m, respectivamente, a alvenaria e os ladrilhos cerâmicos apresentam expansões máximas irreversíveis no valor de 0,6-1,0 e 0,6 mm/m, respectivamente. No caso da existência de vínculos que impeçam ou restrinjam essas movimentações, poderão ocorrer elevadas concentrações de tensões, levando à fissuração.

Dos agentes externos que actuam nas paredes, essencialmente paredes exteriores, é de salientar ainda as acções da chuva incidente batida pelo vento. As fachadas viradas a Sul são as mais expostas à chuva incidente acompanhada de vento, o que se conjuga negativamente com o facto de a fissuração resultante dos efeitos da temperatura ser mais expressiva precisamente na zona Sul do edifício, em especial junto à cobertura. A ocorrência de infiltrações de água implica o aparecimento de outras anomalias, nomeadamente a degradação dos materiais, criptoflorescências, eflorescências, descolamento de ladrilhos cerâmicos e placas de pedra (por degradação da camada de assentamento), diminuição das condições de salubridade e conforto, entre outras.

2.4.1.4. Acções acidentais de origem humana

As cargas fortuitas podem provocar anomalias, especialmente em paredes exteriores. Os cantos salientes e as zonas próximas da base são as áreas mais susceptíveis a este tipo de acção.

O vandalismo é uma acção que é realizada propositadamente com o objectivo de provocar determinada reacção / destruição. Esta pode ser uma causa de diversas patologias.

2.4.1.5. Falhas na manutenção e alteração das condições inicialmente previstas

As acções de manutenção correspondem a uma série de medidas, preventivas ou outras, aplicadas à construção de forma a permitir que esta desempenhe as suas funções de forma satisfatória durante o seu período de vida. A implementação de planos de manutenção permite detectar previamente as anomalias, impedindo o seu agravamento e evolução com repercussões ao nível das condições de habitabilidade e com o aumento dos custos de reparação associados, ou, ainda, evitar o seu aparecimento.

A alteração das condições inicialmente previstas implica uma alteração na envolvente, no elemento, no seu uso ou nas exigências dos utilizadores, perante o previsto em projecto e na fase de execução. Estas alterações, se não forem correctamente assimiladas e tidas em conta, podem incorrer em anomalias.

2.4.2. FISSURAÇÃO

As patologias relacionadas com a fissuração das paredes de alvenaria podem ter diversas origens. Na tabela *2.7* apresenta-se uma possível lista de origens de fissuras em paredes de alvenaria.

Tabela 2.7 - Causas da fissuração em paredes de alvenaria [6]

Assentamento diferencial de fundações	Fissuração devida a movimentos diferenciais das fundações
	Fissuração devida à variação da humidade do solo
	Fissuração devida à deformação do solo e /ou da estrutura reticulada de suporte
Deformação excessiva do suporte	Fissuração devida à deformação do suporte por diferença de deformabilidade
	Fissuração devida à colocação em carga do pavimento
	Fissuração devida à deformação do suporte quando as paredes têm aberturas
	Fissuração entre painéis pré-fabricados devida à deformação da estrutura
	Fissuração devida à rotação do pavimento no apoio por excessiva deformação da laje
	Fissura devida à deformação de consolas
Concentração de esforços	Fissuração devida à acção de vigas transversais e/ou outras cargas localizadas
	Fissuração devida à concentração de tensões nas zonas de apoio de lintéis
	Fissuração devida à concentração de esforços em zonas enfraquecidas da parede, aberturas ou alteração de secção

As patologias referentes à deformação excessiva do suporte serão tratadas mais aprofundadamente nos pontos seguintes, pois são as que se integram no âmbito deste trabalho.

2.4.3. FISSURAÇÃO DEVIDO A DEFORMAÇÃO DO SUPORTE

Vigas e lajes deformam-se naturalmente sob acção do peso próprio, das demais cargas permanentes e acidentais e mesmo sob efeito da retracção e da deformação lenta do betão. Os componentes estruturais admitem flechas que podem não comprometer em nada a sua própria estética, a estabilidade e a resistência da construção, no entretanto, podem ser incompatíveis com a capacidade de deformação de paredes ou outros componentes que integram os edifícios.

A fissuração em paredes de alvenaria com origem na deformação dos elementos de suporte é restringida pela deformabilidade dos elementos de suporte que confinam as respectivas paredes. No âmbito deste trabalho em particular tem especial interesse a deformação das lajes e vigas que suportam as paredes de alvenaria.

De acordo com a deformabilidade dos elementos de suporte podemos considerar três tipos de casos:

- O componente de apoio deforma-se mais que o componente superior
- O componente de apoio deforma-se menos que o componente superior
- O componente de apoio e o componente superior apresentam deformações aproximadamente iguais

Dentro destes três tipos de casos podemos ter ainda alguns casos típicos de fissuração.

2.4.3.1. O componente de apoio deforma-se mais que o componente superior

Neste caso surgem geralmente fissuras inclinadas nos cantos superiores da parede, devido ao carregamento não uniforme da viga superior sobre o painel, já que existe a tendência de ocorrer maior carregamento junto aos cantos das paredes. Na parte inferior do painel normalmente surge uma fissura horizontal.

Quando o comprimento da parede é superior à sua altura aparece o efeito de arco e a fissura horizontal desvia-se em direcção aos vértices inferiores do painel (normalmente o que se pode observar, contudo, é somente o troço horizontal da fissura). Para alvenarias com boa resistência à tracção e ao corte, o

painel pode permanecer apoiado nas extremidades da viga (efeito de arco), resultando um destacamento entre a base da alvenaria e a viga suporte. [6]

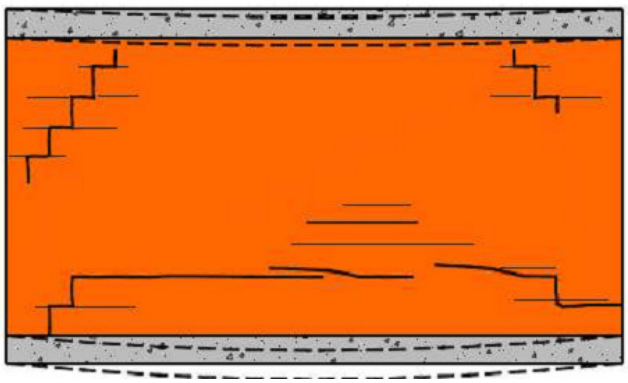


Fig. 2.14 - Fissuração devido à deformação do suporte: pavimento inferior mais deformável que o superior

2.4.3.2. O componente de apoio deforma-se menos que o componente superior

Neste caso, a parede comporta-se como viga, resultando em fissuras semelhantes às de flexão de vigas de betão armado. Para além das fissuras inclinadas nos cantos superiores, devido a tensões de corte, surgem fissuras verticais, resultantes de excessivas tensões de flexão.

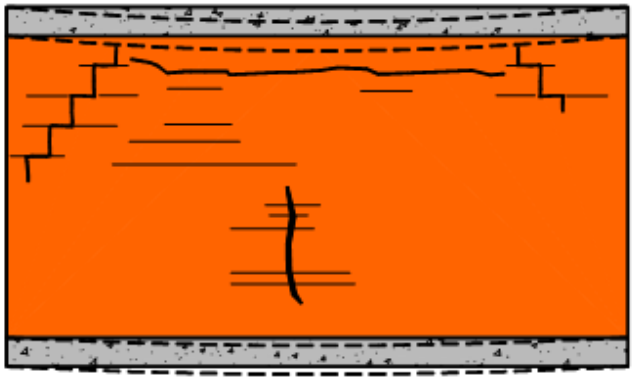


Fig. 2.15 - Fissuração devido à deformação do suporte: pavimento inferior menos deformável que o superior

2.4.3.3. O componente de apoio e o componente superior apresentam deformações aproximadamente iguais

Nessa circunstância a parede é submetida principalmente a tensões de corte, comportando-se o painel de maneira semelhante a vigas de betão deficientemente armadas ao esforço transverso. As fissuras iniciam-se nos vértices inferiores do painel, propagando-se aproximadamente a 45°.

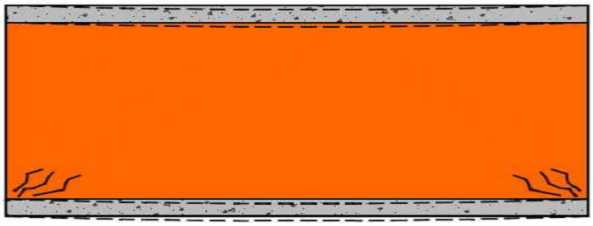


Fig. 2.16 - Fissuração devido à deformação do suporte: pavimento superior e inferior com deformação

2.4.4. FISSURAÇÃO DEVIDA À DEFORMAÇÃO DO SUPORTE QUANDO AS PAREDES TÊM ABERTURAS

Nas alvenarias de compartimentação com presença de aberturas, as fissuras poderão ganhar configurações diversas, em função da extensão da parede, da intensidade da movimentação, do tamanho e da posição dessas aberturas; em geral, podem ser observadas manifestações idênticas àquelas representadas na figura 2.17

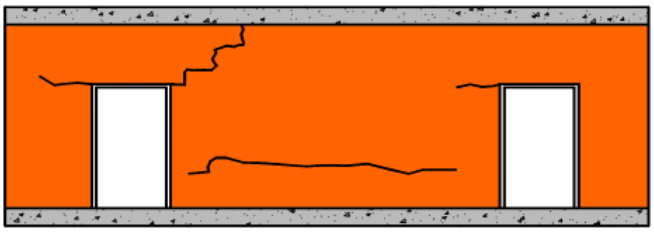


Fig. 2.17 - Fissuras em paredes com aberturas, causadas pela deformação dos componentes

2.4.5. FISSURA DEVIDA À DEFORMAÇÃO DE CONSOLAS

Um caso bastante típico de fissuração provocada pela falta de rigidez estrutural é aquele que, se observa nas regiões em balanço de vigas. A deformação da viga na região do balanço normalmente provoca o aparecimento de fissuras de corte na alvenaria e/ou o destacamento entre a parede e a estrutura.

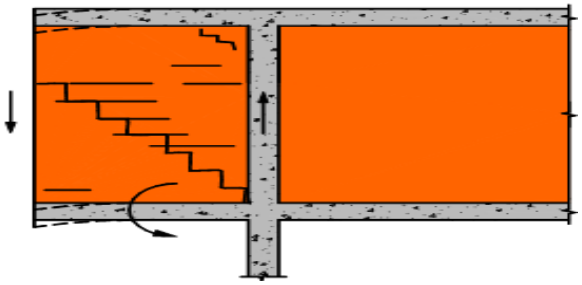


Fig. 2.18 - Fissuras na alvenaria, provocadas por deformação do suporte na região em consola

2.4.6. FISSURAÇÃO DEVIDA À ROTAÇÃO DO PAVIMENTO NO APOIO POR EXCESSIVA DEFORMAÇÃO DA LAJE

Outro caso típico de fissuração é aquele provocado pela excessiva deformação de lajes ancoradas nas paredes, introduzindo nestas esforços de torção. Sob essa solicitação, desenvolve-se próxima à base da parede uma fissura horizontal, que se estende praticamente por toda a parede.

Este tipo de fissuração ocorre principalmente em parede portantes (Estruturais)

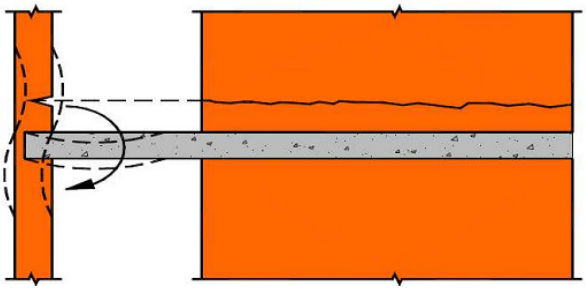


Fig. 2.19 - Fissuração devida à rotação do pavimento por excessiva deformação da laje

2.4.7. VALORES MÁXIMOS DE DEFORMAÇÃO

As alvenarias são um elemento construtivo muito susceptível à ocorrência de fissuras. Como referido anteriormente estas são em grande parte causadas pela deformação do seu suporte.

"A enorme diversidade de configurações geométricas das lajes e dos seus apoios, bem como das paredes interiores conduz a um tão grande número de combinações de deformação que praticamente impossibilita a previsão do modelo de fissuração para cada caso." [18]

Os estudos realizados no sentido de determinar os valores máximos de deformação para a ocorrência de fissuras nas alvenarias não chegaram a valores consensuais. Talvez, como referido anteriormente, o grande número de variáveis que influencia a forma como as alvenarias se deformam, não permite a obtenção de valores exactos e consensuais.

No entanto, temos actualmente, quer estudos realizados na área, quer legislação que limita estes valores.

Na tabela *2.8* temos alguns dos valores propostos pelos diversos autores e legislação.

Tabela 2.8 - Valores de deformação das alvenarias [13]

Flecha máxima a longo prazo - a (m)	**Investigador/Entidade**	**Objecto de Estudo**
L/1150	Pfeffermann	Alvenarias de tijolo cerâmico; paredes com7,50m de comprimento e 2,50m de altura
L/1500		
L/2500	Normas Belgas	
L/1000	CSTB (Centre Scientifique et Techenique de la Construction)	
	Mathez / Conseil nternational du Bâtiment	
<L/1000	J.Mendes da Silva e V. Abrantes / Seminário sobre paredes de alvenaria, 2007	
L/1073	José Aguiar e Manuel Pereira/ Universidade do Minho [6]	Alvenarias em tijolo furado 30x20x11cm, juntas de assentamento em argamassa de cimento e areia ao traço volumétrico 1:5,paredes duplamente apoiadas com 4 m de comprimento e 2 m de altura
L/769		Alvenarias em tijolo furado 30x20x11cm, juntas de assentamento em argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia ao traço volumétrico 1:2:9; paredes duplamente apoiadas com 4 m de comprimento e 2 m de altura

3
DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO E CONCEPCÇÃO ESTRUTURAL

3.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo tem como objectivo apresentar o edifício referente ao objecto de estudo. Serão apresentados os elementos arquitectónicos como paredes, pavimentos, vãos envidraçados e cobertura, assim como os elementos estruturais como lajes, vigas e pilares. Apresentar-se-á ainda o piso-tipo do edifício.

3.2. O EDIFÍCIO

3.2.1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho tem como base de aplicação prática um corpo de um complexo habitacional, inserido na periferia da cidade do Porto.

O complexo de edifícios é constituído por seis corpos.

O edifício em causa é o corpo dois deste complexo, indicado na figura 3.1 e apresenta-se independente, estrutural e funcionalmente, dos restantes corpos do complexo habitacional.

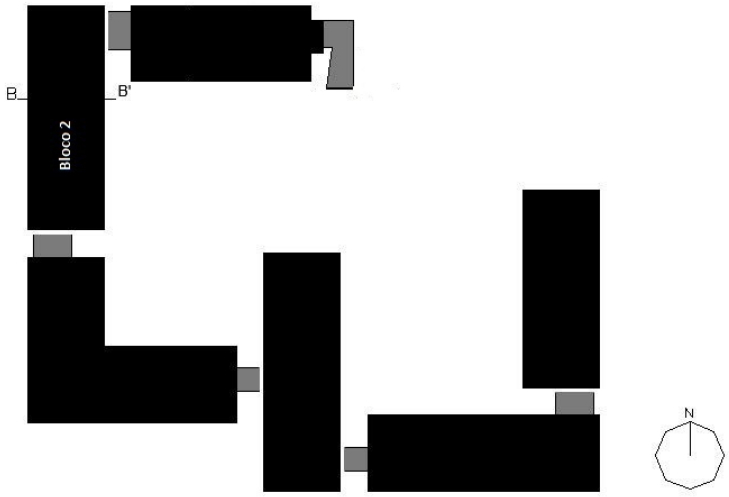


Fig. 3.1 - Disposição do complexo habitacional

De acordo com o projecto de arquitectura, o corpo em questão é constituído por 10 pisos, estando dois completamente enterrados (Cave no piso -3 e piso -2) e piso -1 parcialmente enterrado. Todos os restantes sete pisos se encontram acima da cota do terreno.

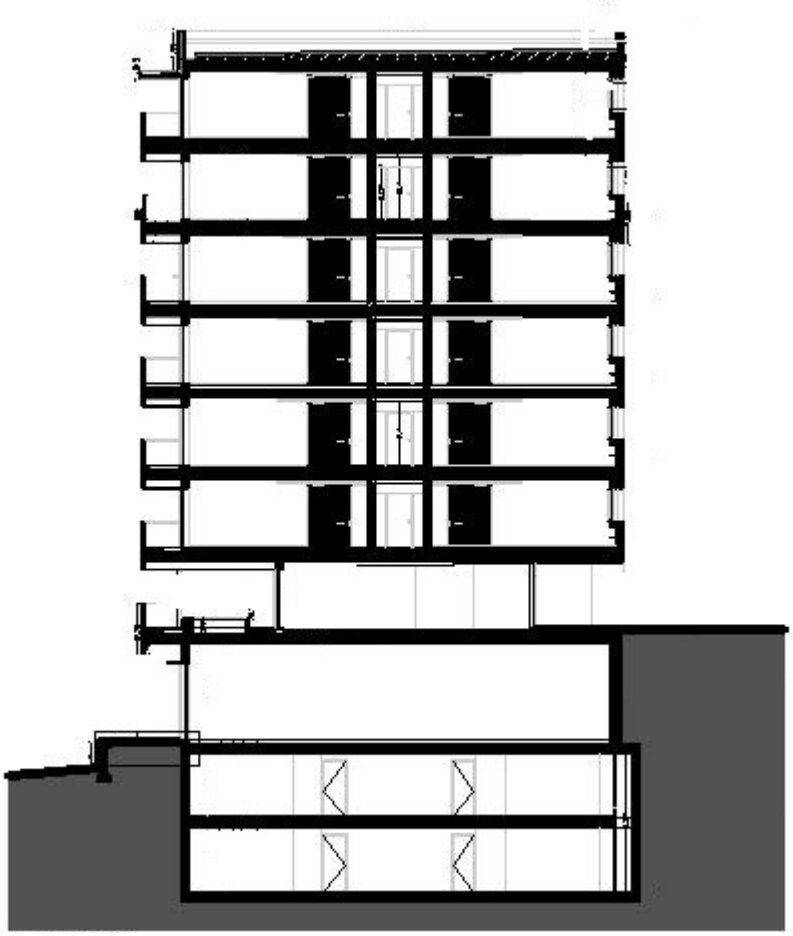


Fig. 3.2 - Corte B-B' - Bloco 2

As caves nos pisos -2 e -3 funcionam como parque de estacionamento. A cave no piso -1 funciona como área comercial, e o rés-do-chão que agrupa as funções de área comercial e arrumos. Os restantes pisos são de uso exclusivamente habitacional, apresentando sempre a mesma disposição, sendo cada piso constituído por dois T2 e um T4.

Os acessos verticais são efectuados por meio de elevador ou escadas, existindo ambos em todos os pisos. Relativamente aos espaços comuns, existe sempre um pequeno hall, que separa a entrada das fracções da entrada para os acessos verticais.

As plantas e os cortes da arquitectura encontram-se no Anexo 1, onde se pode verificar com mais detalhe a constituição de cada piso e divisões de cada fracção.

3.2.2. PAREDES DE FACHADA

As paredes de fachada são paredes duplas com isolamento térmico colado no pano interior.

3.2.3. PAREDES INTERIORES

No projecto de arquitectura têm-se representados dois tipos de paredes interiores. Paredes divisórias entre habitações em alvenaria de tijolo furado de 15 cm, e no interior das habitações tem-se alvenaria de tijolo de 11 cm.

3.2.4. PAVIMENTOS

Existem vários tipos de revestimentos de pavimento consoante o uso a que estão associados. De forma genérica no interior da habitação existem dois tipos. Nas cozinhas e casas de banho, revestimentos cerâmicos e no resto da habitação pavimento em madeira.

3.2.5. COBERTURAS

As coberturas são planas, não acessíveis. Na figura 3.3 é apresentado um corte da zona corrente da cobertura

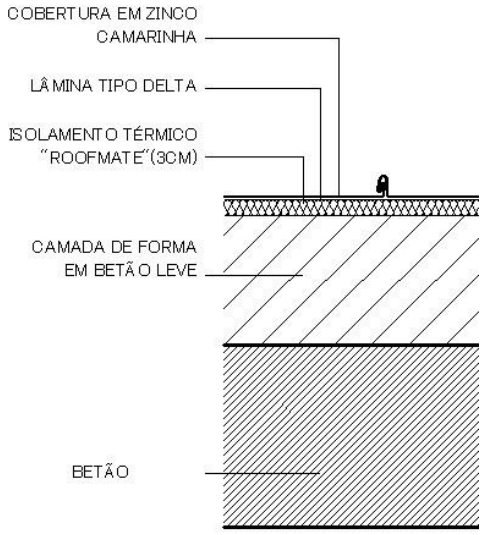


Fig. 3.3 - Corte da cobertura

3.2.6. ENVIDRAÇADOS

Estão previstas janelas de correr com vidros duplos.

3.2.7. PISO-TIPO

O nosso piso tipo será aquele que se repetir o maior número de vezes ao longo dos diversos pisos. Neste caso, para o edifício em estudo, visto que os pisos 1, 2, 3, 4, 5 e 6 são iguais, será utilizado para análise o piso tipo representado na figura 3.4.

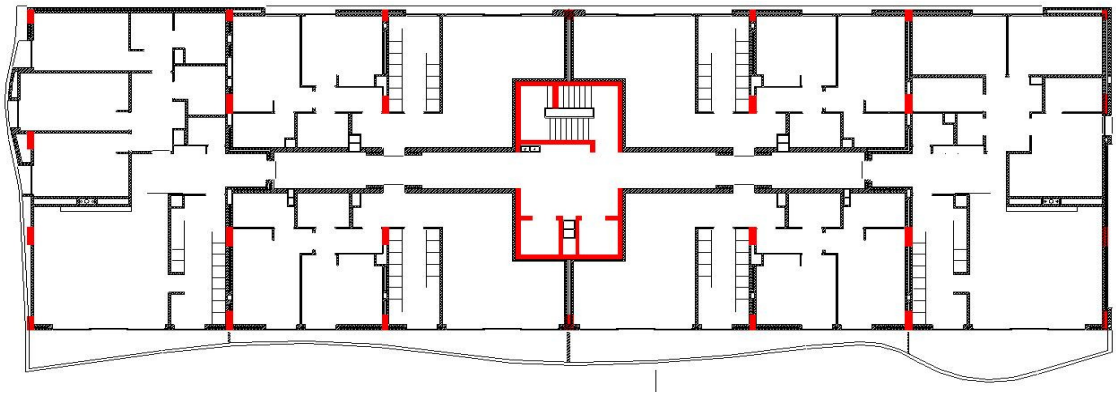


Fig. 3.4 – Planta arquitectónica piso tipo

O nosso piso tipo é constituído por quatro T2 e dois T3.

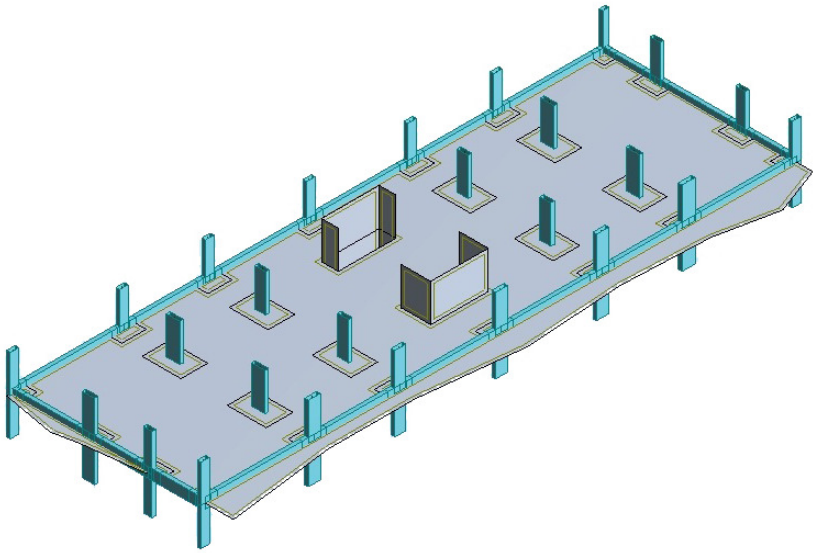


Fig. 3.5 - Planta isométrica do piso tipo

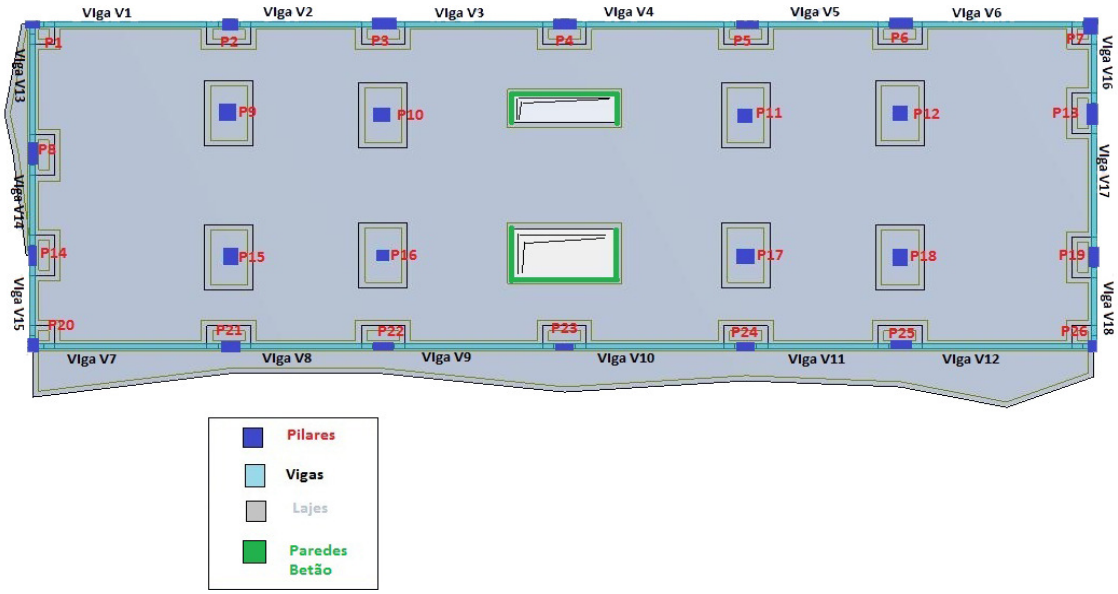


Fig. 3.6 - Esquema estrutural do piso tipo

3.3. CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

3.3.1. TIPO DE ESTRUTURAS

A estrutura do edifício é constituída por uma laje, apoiada em vigas e pilares de betão armado. O apoio da laje no interior do edifício é feito directamente nos pilares, evitando assim a existência de vigas aparentes entre estes elementos no interior das habitações, garantindo uma maior flexibilidade em termos de divisão do espaço assim como uma maior fiabilidade arquitectónica.

O núcleo de escadas e elevadores, da base ao topo do edifício, é constituído por paredes em betão armado de forma a criar um núcleo rígido que contribui para a estabilidade do edifício devido à sua resistência a acções horizontais, diminuindo as deformações sob estas acções.

3.3.2. NORMAS E REGULAMENTOS

O dimensionamento dos elementos estruturais será realizado com base no Eurocódigo 2 e no Eurocódigo 1

3.3.3. MATERIAIS

Para o presente trabalho está prevista a utilização de betão da classe C25/30, correspondente à classe B30 e aço da classe A500NR.

3.3.4. LAJES FUNGIFORMES

Designam-se por lajes fungiformes as lajes contínuas apoiadas directamente em pilares, armadas em duas direcções ortogonais configurando uma placa nervurada e que podem ser aligeiradas nas zonas centrais dos vãos. Estes tipos de lajes, maciças ou aligeiradas, transferem as suas acções directamente para os pilares sem a interferência explícita de vigas aparentes [1].

Este tipo de laje oferece algumas vantagens como:

- Menor espessura, implica menor altura do edifício;
- Tectos planos, facilita a instalação de condutas;
- Facilidade de colocação de divisórias;
- Simplicidade de execução, menor custo.

No entanto estas podem apresentar algumas falhas:

- Concentração de deformações nos apoios e deformabilidade em geral;
- Concentração de esforços nos apoios (Flexão e punçoamento);
- Flexibilidade às acções horizontais;
- Comportamento sísmico

As lajes fungiformes pertencem à categoria das lajes planas. Para o nosso estudo de caso importam essencialmente dois tipos de lajes planas:

- Bidireccionais (Aligeiradas com blocos perdidos ou recuperáveis);
- Multi-direccionais (Maciças).

Tesouro propõe a seguinte divisão das lajes fungiformes [1]:

<table>
<tr><td rowspan="13">Lajes Fungiformes</td><td rowspan="2">Maciças</td><td colspan="2">Armadas</td></tr>
<tr><td colspan="2">Pós-tensionadas</td></tr>
<tr><td rowspan="11">Aligeiradas</td><td rowspan="3">Com blocos perdidos</td><td>Cerâmicos</td></tr>
<tr><td>Betão</td></tr>
<tr><td>Betão Leve</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Com blocos recuperáveis</td><td>Armados</td></tr>
<tr><td>Pós-tensionados</td></tr>
<tr><td rowspan="5">Com blocos especiais</td><td>Poliestireno</td></tr>
<tr><td>Metálicos</td></tr>
<tr><td>Plásticos</td></tr>
<tr><td>Fibras</td></tr>
<tr><td>etc.</td></tr>
</table>

Fig. 3.7- Classificação das lajes fungiformes segundo (Tesoro, 2003) [1].

No nosso estudo de caso importam salientar dois tipos de lajes fungiformes:

- lajes fungiformes maciças (armadas)
- lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis (armadas)

3.3.4.1. Laje Fungiforme Maciça

Em lajes maciças a trajectória de cargas é feita de uma forma multi-direccional, progredindo para os pilares que a suportam ou para as vigas de bordo, no caso de estas existirem.

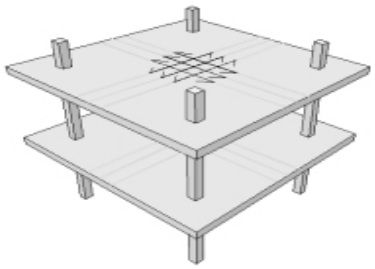


Fig.3.8 - Laje fungiforme maciça

Estas são geralmente utilizadas em vãos na ordem dos 4 a 6 metros para cargas de utilização de valor moderado. Para cargas e/ou vãos maiores, a espessura necessária para transmitir as acções verticais aos pilares excede a exigida pela flexão. Para vãos de 6 a 10 metros poder-se-á proceder ao espessamento da laje junto ao pilar e/ou alargamento da secção da zona superior deste, formando um capitel. O espessamento da laje fornece uma resistência aos momentos e esforços de corte na região do pilar [1].

Uma outra opção para evitar alterações de secção nas lajes pode passar pelo reforço das armaduras de punçoamento/esforço transverso na zona junto dos pilares

3.3.4.2. Laje Fungiforme Aligeirada

Este tipo de lajes é constituído por um sistema de nervuras nas duas direcções, combinado com uma zona maciça junto do pilar e eventualmente com vigas no alinhamento dos pilares que se designam por bandas de acerto, com altura igual à espessura da laje. O uso deste tipo de bandas permite uma maior resistência para transmitir esforços transversos e momentos aos pilares, fornecendo maior resistência e rigidez para receber forças horizontais

A zona de aligeiramento pode ter dimensões variadas, que resultam em geral das disposições regulamentares que indicam as condições para que as lajes aligeiradas possam ser tratadas como lajes maciças para efeitos de análise.

Do sistema de nervuras ortogonais com zona maciça junto ao pilar resulta uma rigidez e comportamento idêntico à laje maciça com espessamento na região do pilar [1].

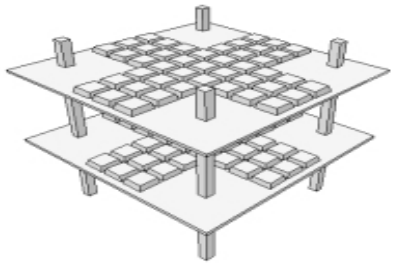


Fig.3.9 - Laje fungiforme aligeirada

3.3.4.3. Laje Fungiforme Aligeirada com blocos recuperáveis

O aligeiramento deste tipo de lajes é realizado pela utilização de moldes de plástico reutilizáveis, uma vez alcançada a presa do betão, são recuperados para uso posterior. Estes são utilizados como cofragem da laje e ao mesmo tempo como aligeiramento da mesma.



Fig. 3.10 - Colocação de moldes plásticos recuperáveis numa laje fungiforme aligeirada

A modelação geométrica em planta é importante neste tipo de lajes devido à rigidez geométrica imposta pelos moldes. Se essa modelação não se realizar adequadamente, os maciços junto aos pilares e vigas de bordo tornar-se-ão maiores que o previsto, aumentando assim de forma anormal os consumos de betão e o peso da laje.

O uso de pré-esforço neste tipo de lajes é uma solução que pode ajudar a resolver, não todos, mas alguns dos problemas relacionados com a deformação excessiva em lajes fungiformes aligeiradas, e de uma forma geral em todo o tipo de lajes fungiformes. No entanto, para os casos de estudo deste trabalho, esta solução não é utilizada.

3.3.5. VIGAS DE BORDADURA

Como as lajes fungiformes não apresentam um comportamento muito satisfatório em termos de deformações na bordadura, em parte devido à acção do peso das paredes de fachada, o edifício irá possuir vigas no contorno exterior de forma a garantir que as paredes exteriores assentem em elementos muito rígidos, diminuindo a sua deformação.

Na *figura 3.6* foi apresentado o esquema de vigas de bordadura adoptado.

3.3.6. PILARES

Na *figura 3.6* foi apresentado o esquema dos pilares proposto pela arquitectura, que será usado na análise do nosso edifício, através do piso-tipo anteriormente apresentado.

4

SEGURANÇA E ACÇÕES

4.1. INTRODUÇÃO

Durante o seu tempo de vida útil, cada estrutura deve garantir segurança e durabilidade adequada, mediante as funções para que vai ser utilizada. Cada estrutura deve ser projectada de forma a que, sejam minimizadas as necessidades de manutenção, reparação e/ou intervenção na mesma.

De forma a garantir que a estrutura respeita as condições referidas, estas são dimensionadas para estados limites, que são estados a partir dos quais a estrutura fica total ou parcialmente afectada na sua aptidão de desempenhar as funções que lhe foram atribuídas. A verificação de segurança é feita através da comparação entre estes e os estados a que a estrutura é levada pela actuação das acções a que se encontra submetida.

O Eurocódigo 1 admite dois estados limites:

- Estados limites últimos – de cuja ocorrência resultam prejuízos muito severos;
- Estados limites de utilização – de cuja utilização resultam prejuízos pouco severos.

Para efeitos de verificação será usado o Eurocódigo 1: Acções em estruturas[20] e o Eurocódigo 2[29].

4.2. ACÇÕES

No processo de dimensionamento de um edifício, as acções a que este se encontra submetido podem ser diversas e actuar simultaneamente, umas de forma permanente e outras variando no espaço e no tempo. Por esta razão, surge a necessidade de, por um lado, caracterizar estas mesmas acções e, por outro, quantificar e combinar as mesmas, sendo que isto é vital para um dimensionamento correcto.

Para a definição dos diferentes tipos de acções, assim como as combinações possíveis entre estas, será utilizado o Eurocódigo 1.

4.2.1. CLASSIFICAÇÃO DAS ACÇÕES

Mediante o modo como estas variam no tempo, o Eurocódigo 1 divide as acções em três tipos.

Acções permanentes (G), que se manifestam de forma constante ao longo de praticamente toda a vida da estrutura, como por exemplo, o peso próprio das estruturas, dos equipamentos fixos e dos revestimentos de pavimentos, e as acções indirectas causadas pela retracção e assentamentos diferenciais.

Acções variáveis (Q), que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio durante a vida da estrutura, como por exemplo, as sobrecargas nos pavimentos, vigam e coberturas dos edifícios, a acção do vento e a acção da neve.

Acções de acidente (A), que têm fraca probabilidade de assumir valores significativos durante a vida da estrutura, como por exemplo, explosões ou choques provocados por veículos.

4.2.2. QUANTIFICAÇÃO DAS ACÇÕES VERTICAIS

As acções são em geral quantificadas por valores característicos, porém no caso das acções variáveis também são utilizados valores reduzidos.

4.2.2.1. Acções permanentes

As acções verticais permanentes consideradas no presente trabalho são o peso próprio dos elementos estruturais, as paredes exteriores, os revestimentos e as paredes divisórias. Os pesos próprios dos elementos estruturais são determinados através do peso volúmico do betão armado, considerado $25kN/m^3$.

Tabela 4.1 - Quantificação das acções permanentes

Cargas Permanentes	
Peso Próprio betão	$25kN/m^3$
Peso Próprio laje fungiforme maciça	$7,5kN/m^2$
Peso Próprio laje fungiforme aligeirada moldes plásticos (80cm)	$4,40kN/m^2$
Revestimentos	$2,0\ kN/m^2$
Divisórias	$2,5kN/m^2$

Na Cobertura, pelo lado da segurança considera-se o mesmo valor das acções permanentes que os valores utilizado nos pisos de habitação (piso tipo).

4.2.2.2. Acções Variáveis – Sobrecarga

Este tipo de acções varia de acordo com o tipo de utilização do edifício, e/ou zona do edifício. De acordo com o Eurocódigo 1 temos as seguintes sobrecargas consoante a utilização do edifício, apresentadas na tabela 4.2

Como referido para as cargas permanentes, as acções consideradas para a cobertura são as mesmas que consideradas para os pisos de habitação (piso tipo).

Tabela 4.2 - Quantificação das sobrecargas segundo e Eurocódigo1

Sobrecarga			
		qk	Adoptado
		[kN/m^2]	[kN/m^2]
Categoria			
(A) Habitação	Pavimentos	1,5 a 2,0	2,0
	Varandas	2,5 a 4,0	3,0
(D1) Actividades comerciais	Zonas de lojas em geral	4,0 a 5,0	4,0
(F) Garagens; Zonas de estacionamento	Peso bruto veículo ≤30kN	1,5 a 2,5	2,5

4.3. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Tal como já foi referido, existem dois estados limites a considerar na verificação da segurança, os Estados limites últimos e os Estados limites de utilização.

A verificação de segurança efectua-se então, estabelecendo comparação entre esforços resistentes calculados e esforços actuantes obtidos através de combinação de acções. As combinações de acções a ter em conta são aquelas cuja actuação simultânea seja verosímil e que gerem na estrutura os efeitos mais desfavoráveis possíveis.

Desta forma, as acções permanentes devem estar presentes em todas as combinações, ao passo que as acções variáveis apenas devem surgir quando os seus efeitos forem desfavoráveis para o cálculo da estrutura.

De seguida serão descritos detalhadamente os dois estados limites assim como o tipo de combinações existentes para 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.

O dimensionamento das armaduras é fundamental para proceder ao cálculo da deformação a tempo infinito.

4.3.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Para estes estados, a sua ocorrência corresponde a uma situação limite, independentemente portanto da sua duração. A sua ocorrência pode implicar prejuízos muito elevados que podem por em causa a capacidade de suporte da estrutura.

Convém realçar que os estados limites a considerar em cada caso, assim como a sua definição e caracterização, são objecto dos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais.

De acordo com o Eurocódigo 1, os estados limites que devem ser verificados quando pertinentes, são:

a) UQE: Perda de equilíbrio estático do conjunto ou parte da estrutura considerada como corpo rígido, em que: sejam significativas pequenas variações no valor ou na distribuição espacial das acções com a mesma origem, e não sejam, em geral, condicionantes as resistências dos materiais de construção ou do terreno.

b) STR: rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais, incluindo sapatas, estacas, muros de suporte, etc., em que a resistência dos materiais da estrutura é condicionante.

c) GEO: rotura ou deformação excessiva do terreno em que as características resistentes do solo ou da rocha são significativas para a resistência da estrutura.

d) FAT: Rotura por fadiga da estrutura ou dos elementos estruturais.

Os valores de cálculo das acções devem estar de acordo com o estipulado no Anexo A do Eurocódigo 1. [20]

Quando se considera um estado limite de rotura, ou de deformação excessiva de uma secção, de um elemento ou de ligação (STR e /ou GEO), deve verificar-se que:

$$E_d \leq R_d \qquad (4.1)$$

Em que:

E_d é o valor de cálculo do efeito das acções, tal como esforço, ou um vector representando vários esforços;

R_d é o valor de cálculo da resistência correspondente

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

- Combinações fundamentais;
- Combinações de acidente.

4.3.1.1 Combinações Fundamentais

O formato geral dos efeitos das acções deve ser:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \text{ "+" } \gamma_{q,1} Q_{k,1} \text{ "+" } \sum_{i\geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \qquad (4.2)$$

Em que:

"+" - significa "a combinar com"

$\sum$ - significa "o efeito combinado de"

4.3.1.2. Combinações de acidente

O formato geral dos efeitos das acções deve ser:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } A_d \text{ "+" } (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,i} \text{ "+" } \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \qquad (4.3)$$

A escolha entre $\psi_{1,1} Q_{k,i}$ ou $\psi_{2,1} Q_{k,i}$ deve ter em conta a situação de projecto acidental considerada.

As combinações de acções para situações de projecto de acidentais devem envolver uma acção de acidente explícita A (incêndio ou impacto), ou referir-se a uma situação após a ocorrência de um acidente (A=0).

Os valores dos coeficientes ψ e γ das acções devem ser os indicados na EN 1991 e no Anexo A do Eurocódigo 1. Esses valores são apresentados na *tabela 4.3.*

Tabela 4.3 - Tabela A1.1 do Eurocódigo 2 relativa aos valores de ψ para edifícios [20]

Acção	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecargas em edifícios (ver a EN 1991-1-1)			
Categoria A: zonas de habitação	0,7	0,5	0,3
Categoria B: zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C: zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D: zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria E: zonas de armazenamento	1,0	0,9	0,8
Categoria F: zonas de tráfego, peso dos veículos ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G: zonas de tráfego, 30 kN < peso dos veículos ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H: coberturas	0	0	0
Acção da neve em edifícios (ver a EN 1991-1-3) *)			
– Finlândia, Islândia, Noruega, Suécia	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude H > 1000 m acima do nível do mar	0,70	0,50	0,20
– Restantes Estados-Membros do CEN, para obras localizadas à altitude H ≤ 1000 m acima do nível do mar	0,50	0,20	0
Acção do vento em edifícios (ver a EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatura (excepto incêndio) em edifícios (ver a EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0

NOTA: *Os valores de ψ poderão ser definidos no Anexo Nacional.*
**) Para os países não mencionados, considerar as condições locais relevantes.*

Tabela 4.4 - Tabela A1.2(B) do Eurocódigo 2 relativa aos valores de cálculo das acções (STR/GEO) [20]

Situações de projecto persistentes e transitórias	Acções permanentes		Acção variável de base da combinação *)	Acções variáveis acompanhantes *)	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principais (caso existam)	Outras
	$\gamma_{Gj,sup}G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$
	$\gamma_{Gj,sup}G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}G_{kj,inf}$		$\gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$
	$\xi\gamma_{Gj,sup}G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$

*) *As acções variáveis são as consideradas no Quadro A1.1.*

NOTA 1: *A escolha entre (6.10), ou (6.10a) e (6.10b), será feita no Anexo Nacional. No caso de (6.10a) e (6.10b), o Anexo Nacional poderá ainda modificar (6.10a) de forma a incluir apenas acções permanentes.*

NOTA 2: *Os valores de γ e de ξ poderão ser definidos no Anexo Nacional. Recomendam-se os seguintes valores para γ e ξ quando se utilizam as expressões (6.10), ou (6.10a) e (6.10b):*
$\gamma_{Gj,sup} = 1,35$
$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$
$\gamma_{Q,1} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
$\gamma_{Q,i} = 1,50$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
$\xi = 0,85$ (de modo que $\xi\gamma_{Gj,sup} = 0,85 \times 1,35 \simeq 1,15$).
Ver também as EN 1991 a EN 1999 relativamente aos valores de γ a utilizar para as deformações impostas.

NOTA 3: *Os valores característicos de todas as acções permanentes com a mesma origem são multiplicados por $\gamma_{Gj,sup}$, caso o efeito total das acções resultante seja desfavorável, e por $\gamma_{Gj,inf}$, caso o efeito total das acções resultante seja favorável. Por exemplo, todas as acções devidas ao peso próprio da estrutura poderão ser consideradas como sendo da mesma origem; tal também se aplica se estiverem envolvidos diferentes materiais.*

NOTA 4: *Para determinadas verificações, os valores de γ_G e de γ_Q poderão ser subdivididos em γ_g e γ_q e no coeficiente de incerteza do modelo γ_{Sd}. Na maioria dos casos correntes, pode utilizar-se um valor de γ_{Sd} variando entre 1,05 e 1,15, o qual pode ser modificado no Anexo Nacional.*

Tabela 4.5 - Tabela A1.2(C) do Eurocódigo 2 relativa aos valores de cálculo das acções (STR/GEO) [20]

Situações de projecto persistentes e transitórias	Acções permanentes		Acção variável de base da combinação *)	Acções variáveis acompanhantes *)	
	Desfavoráveis	Favoráveis		Principais (caso existam)	Outras
	$\gamma_{Gj,sup}G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1}Q_{k,1}$		$\gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}$

*) *As acções variáveis são as consideradas no Quadro A1.1.*
NOTA: *Os valores de γ poderão ser definidos no Anexo Nacional. O conjunto de valores recomendados para γ é:*
$\gamma_{Gj,sup} = 1,00$
$\gamma_{Gj,inf} = 1,00$
$\gamma_{Q,1} = 1,30$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)
$\gamma_{Q,i} = 1,30$ nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)

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. Estes podem afectar o funcionamento da mesma, o aspecto da construção e o conforto dos utilizadores.

Segundo o Eurocódigo 2, podem-se ter três estados limites de utilização correntes:

- Limitação de tensões;
- Controlo da fendilhação;
- Controlo da deformação;

Para o caso deste trabalho tem especial interesse o controlo da deformação, visto que é a deformação das lajes que transmite as deformações para os elementos suportados, neste caso as alvenarias. No nosso caso de estudo, as deformações impostas às alvenarias serão totalmente limitadas e impostas pela deformação dos elementos de suporte, as lajes e vigas.

Para se cumprir o critério de segurança, deve-se verificar:

$$E_d \leq C_d \qquad (4.4)$$

Em que:

C_d é o valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização.

E_d é o valor de cálculo dos efeitos das acções especificadas no critério de utilização, determinado com base na combinação em causa.

Um determinado comportamento da estrutura só corresponderá a um estado limite de utilização quando permanecer durante uma certa parcela do período de vida da estrutura. Em função da parcela de período de vida correspondente, podemos ter três tipos de combinações:

- Combinação característica
- Combinação frequente
- Combinação quase-permanente

Nas combinações seguintes os coeficientes parciais γ_M relativos às propriedades dos materiais foram considerados iguais a 1,0. O parâmetro "P" relativo ao pré-esforço pode ser também, para o nosso caso de estudo, ser desprezado, uma vez que a estrutura não contém peças pré-esforçadas.

4.3.2.1. Combinação característica

A combinação característica é normalmente utilizada para os estados limites irreversíveis, e é dada por:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \qquad (4.5)$$

4.3.2.2. Combinação frequente

A combinação frequente é normalmente utilizada para os estados limites reversíveis, e é dada por:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" \psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \qquad (4.6)$$

4.3.2.3. Combinação quase-permanente

A combinação quase-permanente é normalmente utilizada para os efeitos a longo prazo e para o aspecto da estrutura. Esta é dada pela expressão:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} "+" \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \qquad (4.7)$$

A combinação quase-permanente relativa aos estados limites de utilização será a combinação a tomar como base para o cálculo da análise da deformação.

4.3.2.4. Valores dos coeficientes ψ

Os valores recomendados para os coeficientes ψ relativos às acções mais usuais são indicados na tabela 4.3 apresentado anteriormente.

Tabela 4.6 - Tabela A1.4 do Eurocódigo 2 relativa aos valores de cálculo das acções a utilizar na combinação de acções. [20]

Combinação	Acções permanentes G_d		Acções variáveis Q_d	
	Desfavoráveis	Favoráveis	De base da combinação	Outras
Característica	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i}\, Q_{k,i}$
Frequente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{1,1}\, Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}\, Q_{k,i}$
Quase-permanente	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{2,1}\, Q_{k,1}$	$\psi_{2,i}\, Q_{k,i}$

Para os estados limites de utilização, os coeficientes parciais relativos às acções devem ser tomados iguais a 1,0, salvo indicação em contrário nas EN 1991 e EN 1999 [20].

5
PRÉ-DIMENSIONAMENTO E MODELAÇÃO

5.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Hoje em dia é cada vez mais importante, para obter um bom dimensionamento, definir à partida as secções dos diversos elementos do sistema estrutural, tais como lajes, pilares, vigas, ou seja, deve ser efectuado um correcto pré-dimensionamento. Tal situação irá facilitar o processo de dimensionamento, uma vez que um bom pré-dimensionamento pode evitar posteriores alterações das secções, o que levará a uma nova análise da estrutura.

5.2. LAJES

O pré-dimensionamento da laje é feito em função do Artigo 102º do REBAP, o qual define a altura mínima, tendo em conta a deformação não excessiva do elemento. Desta forma, utiliza-se o maior vão livre existente na estrutura, ou seja, aquele que será possivelmente o mais desfavorável. A expressão utilizada é a seguinte:

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

Em que,

h – altura da laje;

li =α.l – vão equivalente da laje, em que l corresponde ao vão teórico e α a um coeficiente cujos valores são apresentados na tabela XV do REBAP que tem em conta as condições de apoio da laje;

η – Coeficiente que tem em conta o tipo de aço utilizado. (Artigo 89.º do REBAP).

Utilizando:

η =0,8 (Aço A500);

α =0,8, admitindo uma laje apoiada num bordo e encastrada no outro, armada numa só direcção;

l =9.0 m.

Aplicando (5.1):

$$h \geq \frac{9 \times 0,8}{30 \times 0,8} \Leftrightarrow h \geq 0.30m \qquad (5.2)$$

De forma a verificar a adequabilidade da solução, deve-se verificar o momento reduzido para esta espessura de laje. Neste caso o momento reduzido deverá ser inferior a 0,20, de forma a obter uma solução económica.

As acções verticais permanentes a considerar são:

- Peso Próprio (Betão armado): 25,00 kN/m^3
- Revestimentos: 2,00 kN/m^2
- Divisórias: 2,50 kN/m^2

As sobrecargas verticais:

- Habitação: 2,00 kN/m^2

Utilizando os valores dos esforços anteriormente apresentados tem-se:

$$P = 25 \times 0,30 + 4,5 + 2 = 14 kN/m^2 \qquad (5.3)$$

$$M = \frac{P \times l^2}{8} = 141,75 kN.m \qquad (5.4)$$

Admitindo que:

- f_{cd}(C25/30) = 25000/1,5 = 16.7MPa
- d=0.26

Tem-se um momento reduzido (μ) dado por:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad (5.5)$$

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.

Aplicando (5.5), tem-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1,5 \times 141,75}{1,0 \times 0,26^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,188 \leq 0,20$$

5.3. VIGAS

A secção das vigas pode ser pré-dimensionada em função dos limites impostos para a deformação e em função das cargas actuantes.

Vamos começar por limitar a nossa secção de vigas pelo critério de deformação, e posteriormente fazer a verificação em função das cargas actuantes.

5.3.1. ALTURA MÍNIMA FACE À DEFORMAÇÃO

De acordo com os limites face à deformação propostos pelo Eurocódigo 2, clausula 7.4.2, tabela 7.4N, a altura relação vão/altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão pode ser, mediante as seguintes considerações, dado por:

$$\frac{l}{h} = 14 \qquad (5.6)$$

De acordo com o Eurocódigo 2, no caso de vigas e de lajes, com excepção de lajes fungiformes, com vãos superiores a 7m, que suportam divisórias que possam ser danificadas por flechas excessivas, os valores de l/d dados pela expressão (7.16 do Eurocódigo 2) devem ser multiplicados por $7/l_{eff}$ (l_{eff} em metros) [19].

Tendo em conta as considerações anteriores, e admitindo que o sistema estrutural é uma viga simplesmente apoiada, com um vão de 9m, aplicando a expressão (5.6), tem-se:

$$\frac{l}{h} = 14 \times \frac{7}{9} \Leftrightarrow h = \frac{9}{10,9} = 0,83m$$

Como os valores recomendados no Eurocódigo 2 são indicativos e conservativos, por motivos de compatibilização com as aberturas nas paredes (portas e janelas) considerou-se para as vigas uma altura *h* de 80cm. De seguida será feita a verificação em função das cargas actuantes.

5.3.1. ALTURA MÍNIMA FACE AOS ESFORÇOS ACTUANTES

O parâmetro, tipicamente mais condicionante para o pré-dimensionamento de vigas é o momento reduzido nas zonas de momentos flectores máximos. Deve procurar-se que este assuma próximos de 0,20 a 0,25.

O momento reduzido (μ), pode ser obtido pela expressão (5.5) apresentada anteriormente aquando da verificação das lajes.

Pré-dimensionando para o caso mais desfavorável, neste caso, numa primeira análise, procede-se à análise para uma das vigas com maior vão. De acordo com o esquema estrutural do piso tipo, apresentado anteriormente na figura 5.1, considera-se a viga V7 para efeitos de pré-dimensionamento.

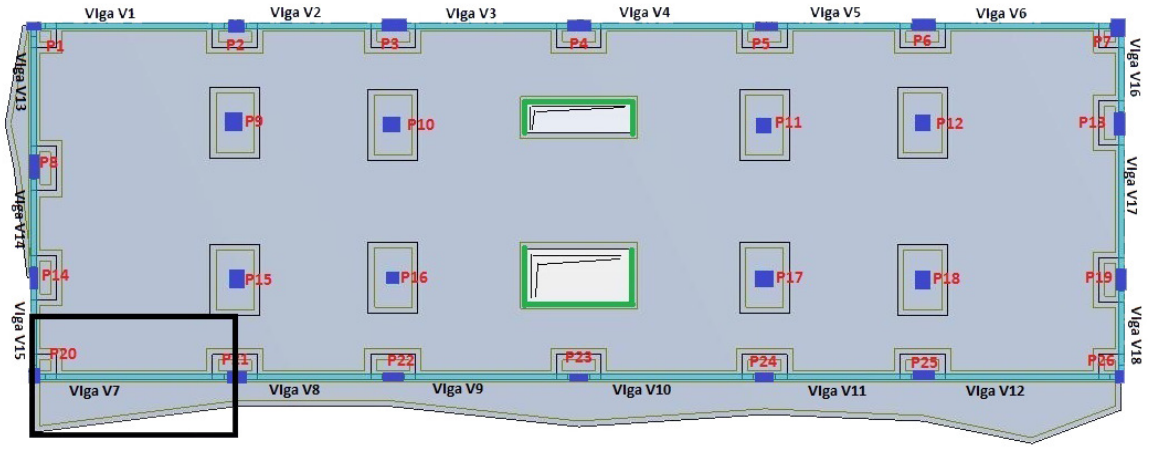


Fig. 5.1 - Localização da Viga V7 no piso tipo

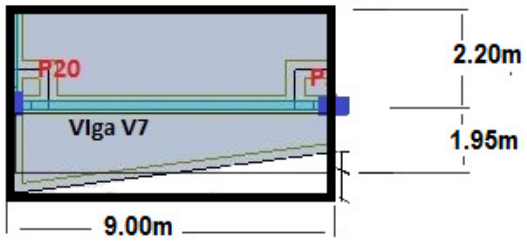


Fig. 5.2 - Pormenor viga V7

Considerando um caso corrente de cargas permanentes e sobrecargas no piso tipo de habitação, tem-se as seguintes cargas actuantes:

- Peso Próprio da laje $= 25 \times 0,30 = 7,5 kN/m^2$
- Peso Próprio da Viga $= 0,30 \times 0,80 \times 25 = 6,0 kN/m$
- Peso Próprio da Parede exterior (linear) $= 1,8 \times [1,8 + 2,4 + 0,06 \times 24] = 1,8 \times 5,64 = 10,2 kN/m$
- Revestimentos e divisórias $= 4,5 kN/m^2$
- Sobrecarga em varandas $= 3,0 kN/m^2$
- Sobrecarga Habitação $= 2,0 kN/m^2$

Tem-se uma carga actuante de:

$$p = 6,0 + 2,2 \times (7,5 + 4,5 + 2) + 1,92 \times (7,5 + 3) + 10,2 = 67,16 \text{kN/m}$$

$$p_{sd} = p \times 1,5 = 68 \times 1,5 = 101 \text{kN/m}$$

Uma vez que a viga tem continuidade com um tramo adjacente, o momento flector máximo é inferior a $pl^2/8$, admitindo-se $pl^2/11$. Desta forma o momento flector na viga será:

$$M_{sd} = \frac{p_{sd} \times l^2}{11} = \frac{101 \times 9^2}{11} = 744 \text{kN} \times \text{m} \qquad (5.7)$$

Admitindo que:

- f_{cd}(C25/30) = 25000/1,5 = 16.7MPa
- d=0,76m

Tem-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} = \frac{751}{0,30 \times 0,76^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,26$$

Admite-se assim uma altura de 0.80m para as vigas, ficando a secção das vigas definidas para 0.30x0.80m.

5.4. PILARES

Os pilares serão pré-dimensionados considerando apenas o valor da carga axial, apesar da existência de momentos nos pilares que pode levar a um aumento de área. Através da disposição dos pilares de acordo com o projecto de arquitectura e da área de influência destes, como indica a figura 5.3, foram dimensionados os pilares para a situação mais desfavorável, ou seja, para as cargas suportadas no piso -3.

A verificação de segurança para peças sujeitas a compressão simples é realizada através da expressão seguinte, a qual se baseia na comparação entre os esforços actuantes (N_{sd}) e os esforços resistentes (N_{rd}).

$$N_{sd} \leq N_{rd} \qquad (5.8)$$

Os esforços resistentes (N_{rd}) podem ser calculados a partir da expressão (5.9), que tem em conta a contribuição de cada um dos materiais, aço e betão. Considerou-se uma percentagem de aço de 1% da área de betão. A classe de betão considerada foi A500.

$$N_{sd} = f_{cd} \times A_c + f_{syd} \times A_s \qquad (5.9)$$

Considerando:

$A_s=0.01A_c$

f_{cd}=16700KPa

f_{syd}=435000KPa

Através do desenvolvimento expressão anterior (5.9), podemos determinar a área de betão:

$$N_{sd} = 16700 \times A_c + 435000 \times 0.01 \times A_c$$
$$\Updownarrow$$
$$N_{sd} = 21050 \times A_c \Leftrightarrow A_c = \frac{N_{sd}}{21050}$$

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_{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.

Os esforços actuantes podem ser calculados por:

$$N = p \times A_{inf} \qquad (5.10)$$

$$N_{sd} = 1{,}5 \times N \qquad (5.11)$$

Em que:

p - Esforço actuante

A_{inf} – Área de influência do pilar

N_{sd} – Esforço axial de cálculo do pilar

O peso próprio do pilar foi desprezado.

A planta com as áreas de influência está exemplificada na figura 5.3.

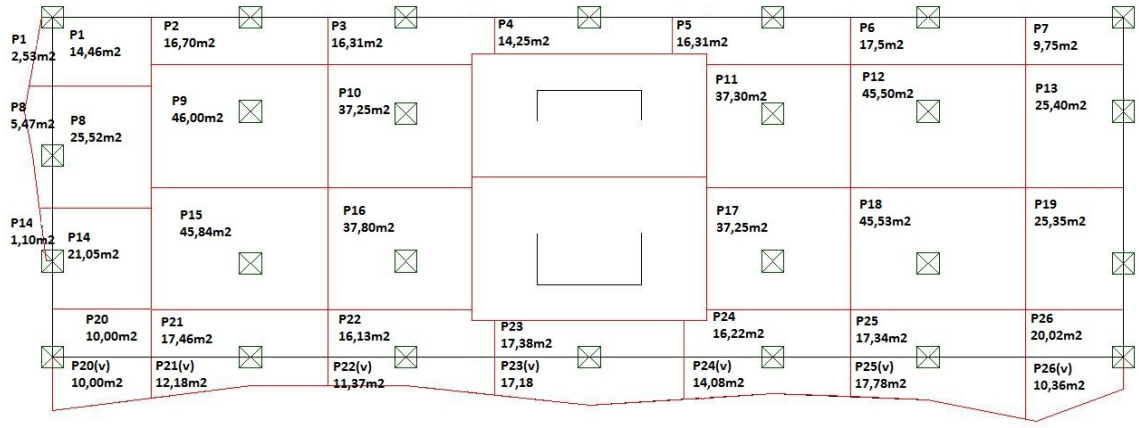


Fig. 5.3 - Áreas de influencia dos pilares

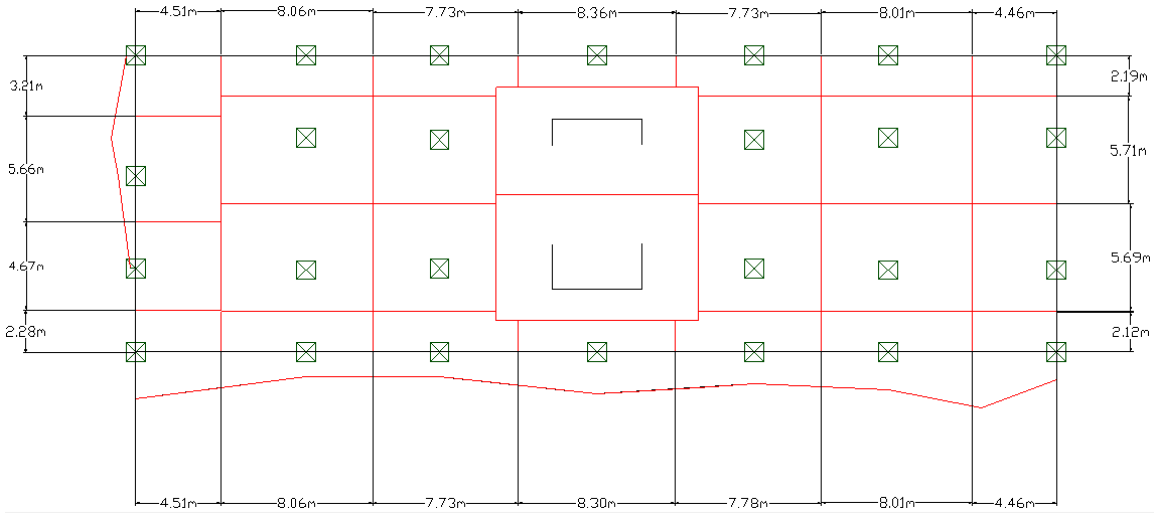


Fig. 5.4 - Distribuição das vigas consoante as áreas de influência

5.4.1. ACÇÕES

Para o cálculo dos esforços actuantes foram consideradas as acções descritas a seguir.

Piso -3 e -2:

- Peso Próprio da laje $= 25 \times 0,30 = 7,5 kN/m^2$
- Peso Próprio das Vigas $= 0,30 \times 0,8 \times 25 = 6,0 kN/m$
- Peso Próprio da Parede exterior (linear) $= 1,8 \times [1,8 + 2,4 + 0,06 \times 24] = 1,8 \times 5,64 = 10,2 kN/m$
- Revestimentos $= 2,0 kN/m^2$
- Sobrecarga zonas de estacionamento $= 2,5 kN/m^2$

Piso -1 e rés-do-chão:

- Peso Próprio da laje $= 25 \times 0,30 = 7,5 kN/m^2$
- Peso Próprio das Vigas $= 0,30 \times 0,80 \times 25 = 6,0 kN/m$
- Peso Próprio da Parede exterior (linear) $= 1,8 \times [1,8 + 2,4 + 0,06 \times 24] = 1,8 \times 5,64 = 10,2 kN/m$
- Revestimentos $= 2,0 kN/m^2$
- Sobrecarga zona comercial $= 4,0 kN/m^2$

Piso 1 a 6:

- Peso Próprio da laje $= 25 \times 0,30 = 7,5 kN/m^2$
- Peso Próprio das Vigas $= 0,30 \times 0,80 \times 25 = 6,0 kN/m$
- Peso Próprio da Parede exterior (linear) $= 1,8 \times [1,8 + 2,4 + 0,06 \times 24] = 1,8 \times 5,64 = 10,2 kN/m$
- Revestimentos e divisórias $= 4,5 kN/m^2$
- Sobrecarga Habitação $= 2,0 kN/m^2$
- Sobrecarga em varandas $= 3,0 kN/m^2$
- Revestimentos em varandas $= 2,0 kN/m^2$

Cobertura:

Como simplificação, sabendo que se está pelo lado da segurança, considerou-se as acções da cobertura como mais um piso de habitação.

5.4.2. PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

Tendo em conta as anteriores considerações, o valor do esforço actuante (N) vem dado pela soma das parcelas correspondentes a cada piso, em função do seu tipo de ocupação.

No Anexo 2 é exibida a tabela onde são apresentados os cálculos de pré-dimensionamento, que tem como base o seguinte procedimento, exemplificado apenas para um pilar, visto que para todos os outros o processo é análogo.

Como referido anteriormente:

$$N_i = \sum p_n \times A_{\inf_n}$$

Sendo:

N_i - Esforço que descarrega no pilar, referente a cada piso.

p_n – Cargas actuantes. Estas podem variar mediante o tipo de utilização do espaço em questão

A_{infn} – Área de influência do pilar. A área de influência pode ser dividida consoante o seu tipo de utilização. Neste caso temos a área no interior do edifício e a área que diz respeito às varandas. Em cada uma delas, que dizem respeito ao mesmo pilar, teremos acções diferentes.

$$N_{sd} = 1,5 \times \sum N_i$$

Considerando o pré-dimensionamento referente ao pilar P1, e aplicando-se as expressões anteriores, tem-se:

$$\sum N_i = 3031,49 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times 3031,49 = 4547,24 \text{kN}$$

Aplicando o desenvolvimento da expressão (5.9), achamos a área do pilar (A_c)

$$A_c = \frac{N_{sd}}{21050} = \frac{4547,24}{21050} = 0.216 m^2$$

Sabendo que:

$$A_c = b \times d \Leftrightarrow d = \frac{A_c}{b}$$

Considerando que por questões arquitectónicas, uma das dimensões do pilar seria de 30cm, temos:

$$d = \frac{0,216}{0.3} = 0,72m$$

Logo o pilar terá uma dimensão de 0.30x0.70m

5.4.3. RESULTADOS DE PRÉ-DIMENSIOMANENTO DE PILARES

No Anexo 2 encontra-se a tabela de pré-dimensionamento dos pilares

De seguida é apresentada na *figura 5.5* com o esquema da localização e secção dos pilares.

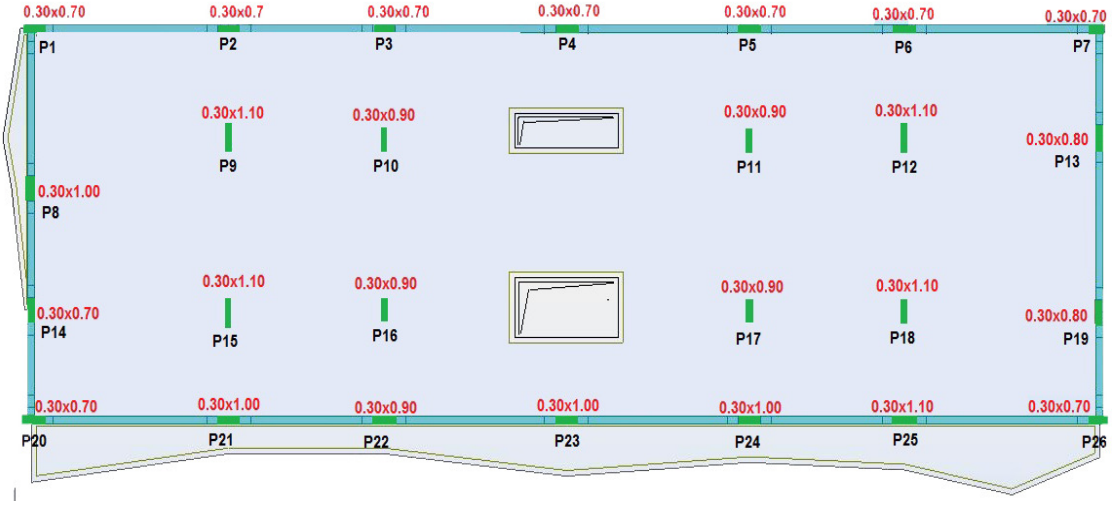


Fig. 5.5 - Esquema estrutural de Pilares

5.5. PAREDES BETÃO ARMADO (CAIXA DE ESCADAS E ELEVADORES)

As paredes de betão armado referentes às caixas de elevadores e escadas foram dimensionadas de forma análoga aos pilares

Na *figura 5.6* estão representadas as áreas de influência e as respectivas localizações das paredes de betão armado.

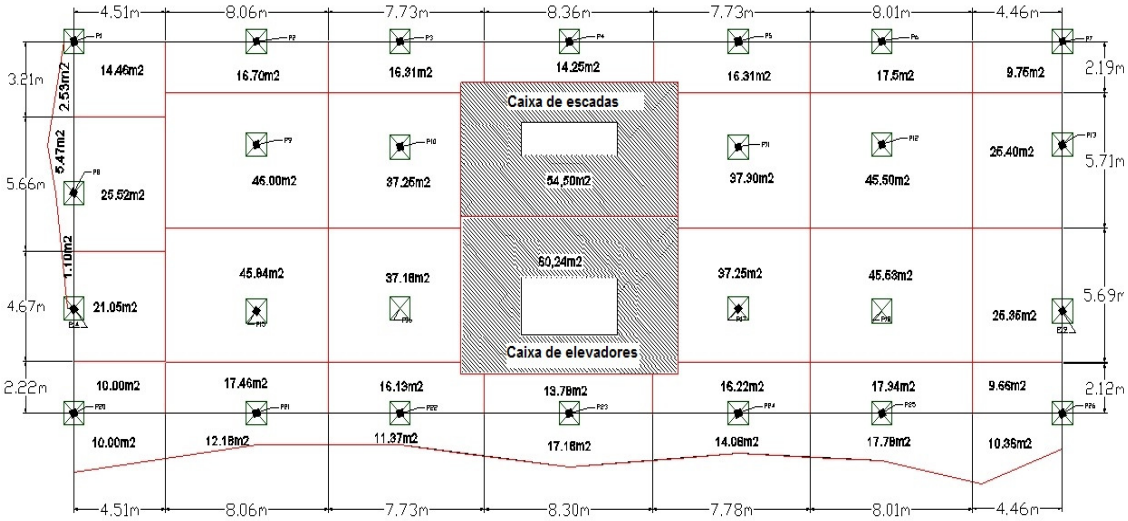


Fig. 5.6 – Área de influência de caixa de escadas e caixa de elevadores

5.5.1. CAIXA DE ESCADAS

Sabendo que:

$$A_{inf} = 54,50m^2$$

Tem-se:

$$N_{sd} = 1,5 \times 6759,07 = 10138,61kN$$

$$A_c = \frac{N_{sd}}{21050} = \frac{10138,61}{21050} = 0,482m^2$$

Sabendo que as paredes têm um desenvolvimento de cerca de 6m, teríamos uma secção:

$$d = \frac{0,482}{6,0} = 0,08m$$

De modo a permitir a sua correcta execução, em particular durante o processo de betonagem, admitiu-se que estas teriam uma espessura de 25cm. Por outro lado, sendo estes elementos os que conferem rigidez horizontal ao edifício, embora esta não seja tomada em conta neste trabalho, convêm que estes tenham capacidade para absorver essas acções.

5.5.1. CAIXA DE ELEVADORES

Sabendo que:

$$A_{inf} = 60,24m^2$$

Tem-se:

$$N_{sd} = 1,5 \times 7391,58 = 11087,37kN$$

$$A_c = \frac{N_{sd}}{21050} = \frac{11087,37}{21050} = 0,527m^2$$

Sabendo que as paredes têm um desenvolvimento de cerca de 6m, teríamos uma secção:

$$d = \frac{0,527}{6,0} = 0,09m$$

Da mesma forma que as caixa de escadas, para a permitir a sua correcta execução, em particular durante o processo de betonagem, e para conferir rigidez ao edifício, admitiu-se que estas teriam uma espessura de 25cm.

5.6. MODELO DE CÁLCULO

Do pré-dimensionamento resultou um piso tipo, com uma laje de 30cm, vigas de bordadura com uma secção de 30x85cm, e pilares com secções que variam entre os 148cm^2 (30x50) e 329cm^2

(30x110).

Na figura seguinte está ilustrado o piso tipo usado para o modelo de cálculo.

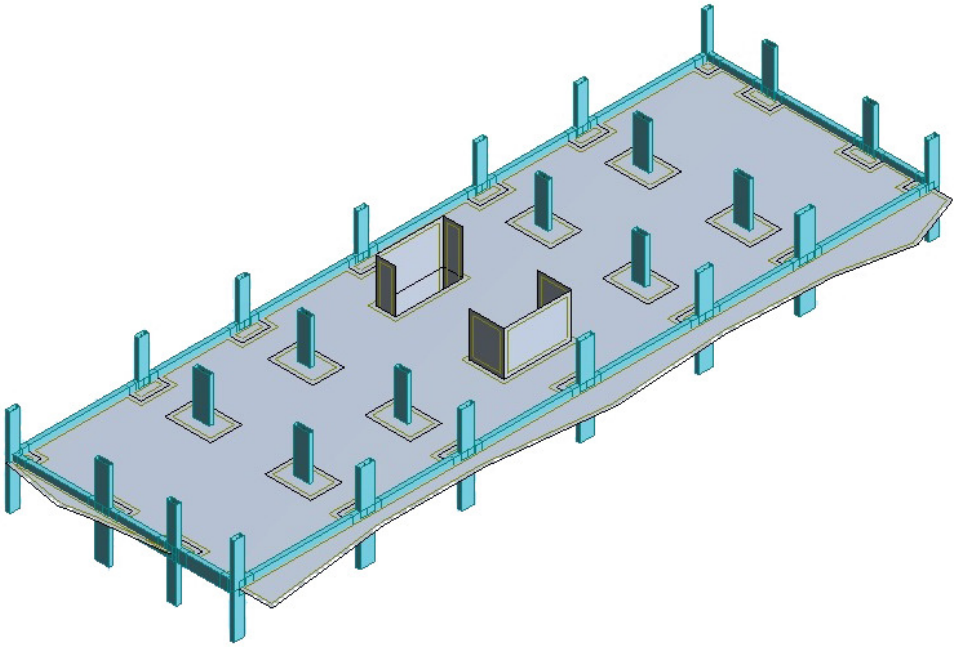


Fig. 5.7 - Modelo estrutural a usar no cálculo da estrutura

5.7. MODELAÇÃO

Para a modelação estrutural do nosso piso tipo foi usado o programa *Autodesk Robot 2010*®. Na construção do modelo estrutural do nosso piso tipo tentou-se que este fosse o mais aproximado possível do modelo real.

Os resultados obtidos no pré-dimensionamento serviram como base para a construção do modelo estrutural, sendo as secções obtidas no pré-dimensionamento as usadas no mesmo.

Os pilares foram introduzidos com uma altura de 3,1 metros acima e abaixo do piso e com secções que foram calculadas no pré-dimensionamento.

Relativamente às condições de apoio, considerou-se os pilares como encastrados na 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. Na parte superior das paredes de betão foram considerados apoios que apenas

restringem os movimentos segundo X e Y, deixando liberdade à estrutura para se mover segundo Z (vertical) e podendo executar todas as rotações.

Os elementos finitos foram definidos com uma malha quadrada com 50cm de lado (aproximadamente).

Relativamente às lajes, como um dos objectivos deste trabalho reside na comparação entre diferentes soluções de lajes, foram considerados dois tipos de lajes, e consequentemente, tendo assim dois modelos estruturais semelhantes, diferindo apenas no tipo de laje.

Para uma primeira solução considerou-se uma laje fungiforme maciça, com uma espessura de 30cm. A outra solução construtiva considerada foi uma laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis. Os moldes usados têm as dimensões representadas na figura 5.8.

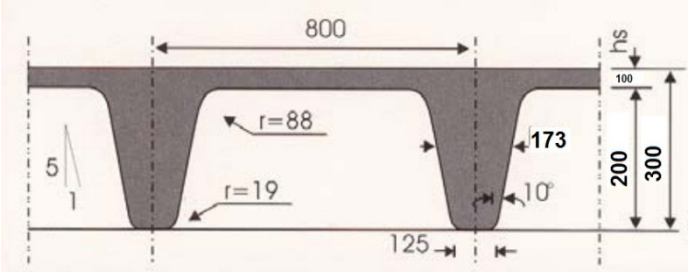


Fig. 5.8 - Esquema moldes plásticos

No nosso modelo de cálculo foi considerado um modelo aproximado, com as características apresentadas na figura seguinte.

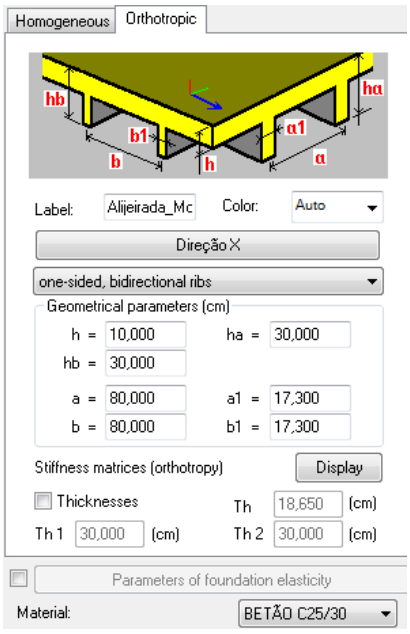


Fig. 5.9 - Laje usada no modelo estrutural

Ambas as lajes são de betão armado, com betão de classe C25/30 e aço A500. O modelo estrutural de cálculo fica então como representado na figura seguinte.

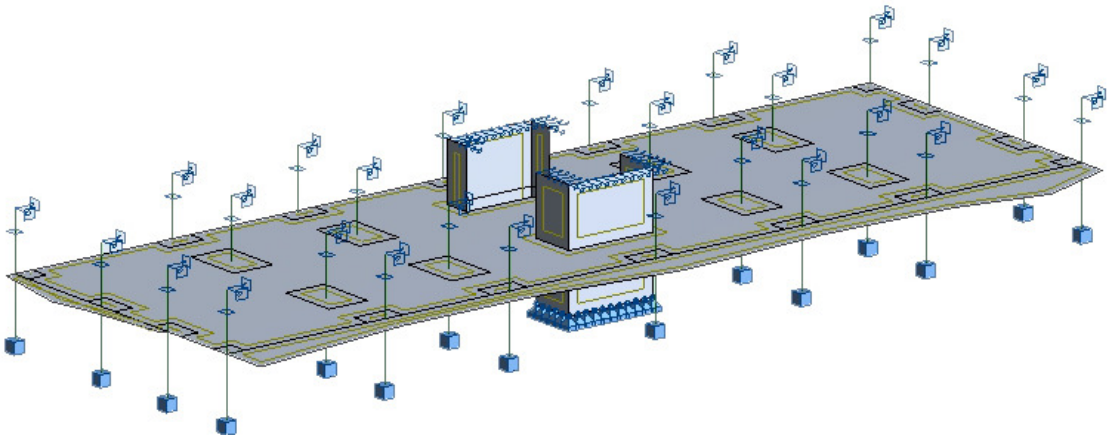


Fig. 5.10 - Esquema das condições de apoio

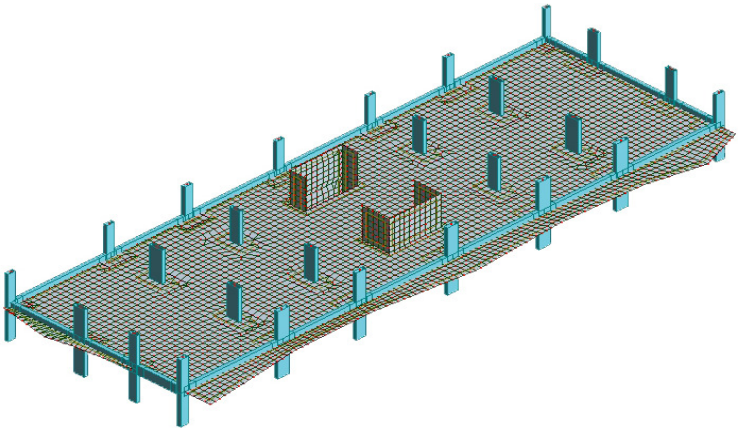


Fig. 5.11 - Modelo de cálculo do Robot com elementos finitos

Depois de definidas as secções, foram introduzidas as acções actuantes na estrutura. As acções introduzidas correspondem às acções relativas ao piso-tipo de habitação, caracterizadas anteriormente no capítulo de pré-dimensionamento. As cargas consideradas foram as seguintes:

- Peso Próprio da Parede exterior (linear) $= 1,8 \times [1,8 + 2,4 + 0,06 \times 24] = 1,8 \times 5,64 = 10,2 kN/m$
- Revestimentos e divisórias $= 4,5 kN/m^2$
- Sobrecarga em varandas $= 3,0 kN/m^2$
- Sobrecarga Habitação $= 2,0 kN/m^2$

O peso próprio dos elementos estruturais (Vigas, pilares e lajes) é definido e considerado automaticamente pelo programa.

Para o processo de dimensionamento, foi considerada a combinação relativa aos estados limites últimos, em que a combinação e os coeficientes considerados foram:

$$S_d = 1,35 \times PP" + "1,35 \times RCP" + "1,5 \times "Sob" \qquad (5.12)$$

Em que:

PP é o peso próprio dos elementos estruturais

RCP é a restante carga permanente (Como paredes exteriores, paredes interiores e revestimentos)

Sob é a sobrecarga a considerar em função do tipo de utilização do espaço.

6

DIMENSIONAMENTO

6.1. INTRODUÇÃO

O dimensionamento será feito tendo como base o Eurocódigo 2.

Foram utilizadas as dimensões para os elementos estruturais (secções de lajes, vigas e pilares) já determinadas no pré-dimensionamento.

6.2. ESTRUTURA COM LAJE FUNGIFORME MACIÇA

6.2.1. CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL EM VIGAS DE BORDADURA

O cálculo das armaduras transversais para as vigas será feito dividindo o nosso edifício por vertentes (fachadas), calculando as armaduras em função do respectivo diagrama de momentos retirado do programa de cálculo Robot 2010®.

Os diagramas de momentos serão também apresentados no Anexo 3 com mais detalhe.

Para este cálculo foram usadas duas fórmulas que são aplicáveis sem margem de erro significativa para momentos reduzidos inferiores a 0,3. As fórmulas são:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \qquad (6.1)$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \qquad (6.2)$$

Em ambas as fórmulas é necessário definir "d", ou seja, a altura útil da secção. Uma vez que se considera estar num ambiente pouco agressivo é exigido um recobrimento mínimo de 2cm.

Considerando então o possível uso de varões Ø25, isso faz com que o valor a retirar à altura da secção seja, pelo lado da segurança, de 4cm.

Para a armadura longitudinal superior, interessam os momentos negativos, nomeadamente o mais gravoso. Desta forma, fez-se uma análise para cada um dos momentos máximos, que neste caso correspondem aos extremos de cada tramo, ou seja, a zona dos apoios.

Como a secção das vigas é constante ao longo da estrutura, o valor da das áreas mínimas e máximas de armadura nas vigas é o mesmo para toda a estrutura, e para as duas soluções construtivas em análise.

Segundo o Eurocódigo 2, a área da armadura longitudinal de tracção não deve ser inferior a $A_{s,min}$. O valor de $A_{s,min}$ recomendado é dado pela seguinte expressão:

$$A_{s,\min} = 0,26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \qquad \text{mas não inferior a } \boldsymbol{0,0013 b_t d} \qquad (6.3)$$

Em que:

$\mathbf{b_t}$ representa a largura média da zona traccionada

$\mathbf{f_{ctm}}$ deve ser determinado relativamente à classe de resistência aplicável

Para este caso tem-se:

$$A_{s,\min} = 0,26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26\times\frac{2,9}{500}\times 0,3\times 0,76 = 0,000344 m^2 = 3,08 cm^2$$

$$0,0013 b_t d = 0.0013 x 0.3 x 0.76 = 0,00029 m^2 = 2,9 cm^2 \le 3,08 cm^2$$

O Eurocódigo 2 impõe ainda que a área das secções de armadura, quer de tracção quer de compressão, não seja superior a $As_{,max}$, excluindo zonas de sobreposição.

O valor recomendado é dado por:

$$A_{s,\max} = 0,04 A_c = 0,04\times 0.3\times 0.76 = 0,00912 m^2 = 91,2 cm^2 \qquad (6.4)$$

A localização das vigas e pilares da estrutura é representada na figura 6.1 Representada a seguir.

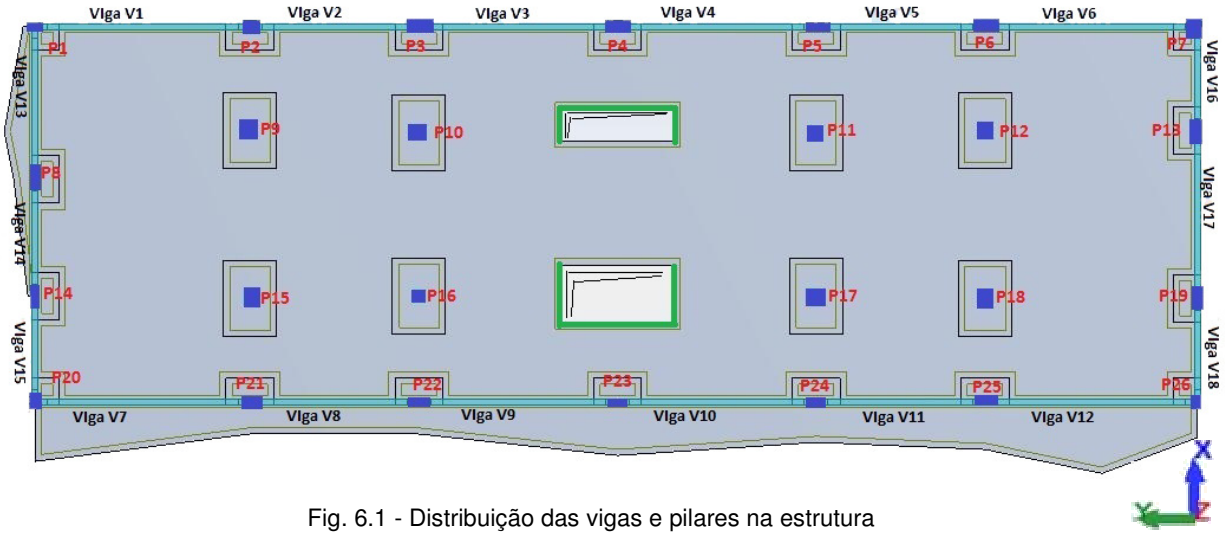


Fig. 6.1 - Distribuição das vigas e pilares na estrutura

6.2.1.1. Dimensionamento das armaduras nas vigas V1 a V6

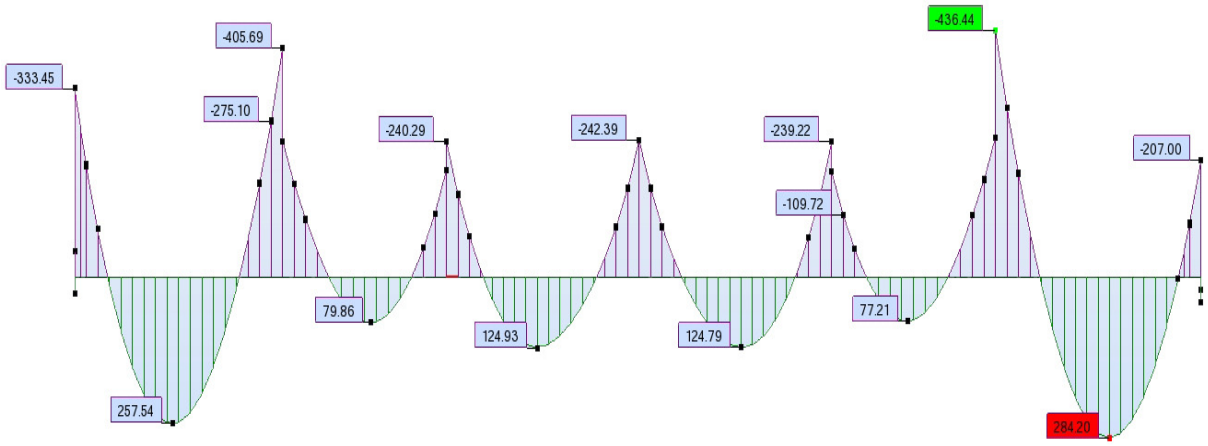


Fig. 6.2 - Diagrama de momentos para o estado limite último das Vigas V1 a V6 respectivamente

Tendo em conta que a secção da viga é de 0,30x0,80m, fcd=16,7MPa e fsyd=435MPa, tem-se para o momento negativo do primeiro apoio (Pilar P1):

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{333,45}{0,30 \times 0,76^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,12$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,12 \times (1+0,12) \times 0,30 \times 0,76 \times \frac{16,7}{435} = 0,00117 m^2 = 12 cm^2$$

$$\Rightarrow 4\phi 20 \Rightarrow As_{eff} = 12,57 cm^2$$

Para o momento positivo do primeiro tramo (viga V1) tem-se:

$$\mu = \frac{257,54}{0,30 \times 0,76^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,089$$

$$A_s = 0,089 \times (1+0,089) \times 0,30 \times 0,76 \times \frac{16,7}{435} = 0,00085 m^2 = 8,5 cm^2$$

$$\Rightarrow 5\phi 16 \Rightarrow As_{eff} = 10,05 cm^2$$

Para o momento negativo do segundo apoio (Pilar P2) tem-se:

$$\mu = \frac{405,69}{0,30 \times 0,76^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,14$$

$$A_s = 0,14 \times (1+0,14) \times 0,30 \times 0,76 \times \frac{16,7}{435} = 0,0014 m^2 = 14 cm^2$$

$$\Rightarrow 5\phi 20 \Rightarrow As_{eff} = 15,7 cm^2$$

Como os momentos positivos do 3º e 4º tramos, correspondente as vigas V3 e V4, são sensivelmente os mesmos, arbitra-se a mesma taxa de armadura para as mesmas. Para o 2º e 5º tramo, vigas V2 e V5 respectivamente, admite-se a mesma taxa de armadura que as anteriores, visto que nestas teríamos

valores inferiores à armadura mínima. Logo, e pelo lado da segurança, tem-se a mesma taxa de armadura para os momentos positivos nas vigas V2, V3,V4 e V5.

A quantidade de armadura é dada, para o caso mais desfavorável dos quatro, por:

$$\mu = \frac{124,93}{0,30 \times 0,76^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,043$$

$$A_s = 0,043 \times (1 + 0,043) \times 0,30 \times 0,76 \times \frac{16,7}{435} = 0,0004 m^2 = 4 cm^2$$

$$\Rightarrow As_{\min} = 2\phi 16 \Rightarrow As_{eff} = 4,02 cm^2$$

Para o momento negativo do terceiro (Pilar P3), quarto (Pilar P4) e quinto apoio (Pilar P5), visto que os momentos são sensivelmente os mesmos, tem-se:

$$\mu = \frac{242,39}{0,30 \times 0,76^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,08$$

$$A_s = 0,08 \times (1 + 0,08) \times 0,30 \times 0,76 \times \frac{16,7}{435} = 0,000795 m^2 = 7,95 cm^2$$

$$\Rightarrow 3\phi 20 \Rightarrow As_{eff} = 9,4 cm^2$$

Para o momento negativo do sexto apoio (pilar P6) tem-se:

$$\mu = \frac{436,44}{0,30 \times 0,76^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,151$$

$$A_s = 0,151 \times (1 + 0,151) \times 0,30 \times 0,76 \times \frac{16,7}{435} = 0,00152 m^2 = 15,2 cm^2$$

$$\Rightarrow 5\phi 20 \Rightarrow As_{eff} = 15,7 cm^2$$

Para o momento positivo do sexto tramo (viga V6) tem-se:

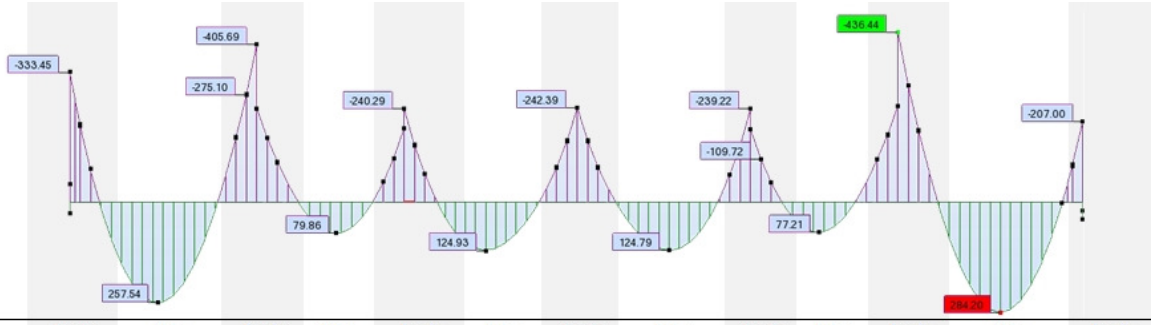
$$\mu = \frac{284,20}{0,30 \times 0,76^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,098$$

$$A_s = 0,098 \times (1 + 0,098) \times 0,30 \times 0,76 \times \frac{16,7}{435} = 0,00095 m^2 = 9,5 cm^2$$

$$\Rightarrow 5\phi 16 \Rightarrow As_{eff} = 10,6 cm^2$$

A tabela de dimensionamento da armadura longitudinal das respectivas vigas V1 a V6 é apresentada a seguir na tabela 6.1

Tabela 6.1 - Armadura longitudinal nas vigas v1 a v6



	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio
Pilar	P1		P2		P3		P4		P5		P6		P7
Viga		**V1**		**V2**		**V3**		**V4**		**V5**		**V6**	
Msd	333,45	**257,54**	405,69	**76,86**	240,29	**124,93**	242,39	**124,79**	239,22	**77,21**	436,44	**284,20**	207,00
μ	0,12	**0,09**	0,14	**0,03**	0,08	**0,04**	0,08	**0,04**	0,08	**0,03**	0,15	**0,10**	0,07
Asc (m2)	0,00112	**0,00085**	0,00140	**0,00024**	0,00079	**0,00039**	0,00079	**0,00039**	0,00078	**0,00024**	0,00152	**0,00094**	0,00067
Asc (cm2)	11,25	**8,48**	13,99	**2,39**	7,87	**3,94**	7,95	**3,94**	7,83	**2,40**	15,19	**9,44**	6,71
Arm	4ϕ20	5ϕ16	5ϕ20	2ϕ16	3ϕ20	2ϕ16	3ϕ20	2ϕ16	3ϕ20	2ϕ16	5ϕ20	5ϕ16	3ϕ20
Asef(cm2)	12,60	10,05	15,70	4,02	9,40	4,02	9,40	4,02	9,40	4,02	15,70	10,05	9,40
	ok	*ok*	*ok*	*Asmin*	*ok*	*Asmin*	*ok*	*Asmin*	*ok*	*Asmin*	*ok*	*ok*	*ok*

Para as restantes vigas será usado o mesmo procedimento que para a sequência de vigas anterior, no entanto o cálculo será condensado em folha de cálculo que serão apresentadas no Anexo 3.

6.2.2. CÁLCULO DE ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO EM VIGAS DE BORDADURA [19]

A armadura de esforço transverso deve formar um ângulo α entre 45º e 90º com o eixo longitudinal do elemento estrutural.

A taxa de armadura de esforço transverso é dada pela expressão:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w \times \sin\alpha} \qquad (6.5)$$

Em que:

ρ_w é a taxa de armadura de esforço transverso.

A_{sw} é a área das armaduras de esforço transverso existente no comprimento *s*.

s é o espaçamento das armaduras de esforço transverso, medido ao longo do eixo longitudinal do elemento.

b_w é a largura da alma do elemento

α é ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal.

O valor de $\rho_{w,min}$ recomendado para vigas é dado pela expressão:

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \qquad (6.6)$$

Para o nosso caso tem-se:

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08\sqrt{25}}{500} = 0.0008$$

O espaçamento longitudinal máximo entre armaduras do esforço transverso não deve ser superior a $S_{I,Max}$. O valor de $S_{I,Max}$ é dado pela expressão:

$$S_{l,max} = 0,75 \times d \times (1 + \cot \alpha) \qquad (6.6)$$

Para este caso tem-se:

$$S_{l,max} = 0,75 \times 0,76 \times (1 + \cot(90)) = 0,57m$$

O espaçamento transversal entre ramos de estribos não deve ser superior a $S_{t,Max}$. O valor de $S_{t,Max}$ é dado pela expressão:

$$S_{t,max} = 0,75 \times d \leq 600mm \qquad (6.7)$$

Para este caso tem-se:

$$S_{t,max} = 0,6 \times 0,76 = 0,46m \leq 600mm$$

6.2.2.1. Método geral de verificação segundo o Eurocódigo 2 [19]

Para a verificação da resistência em relação ao esforço transverso, definem-se os seguintes valores:

$V_{Rd,c}$ - valor de cálculo do esforço transverso resistente do elemento sem armadura de esforço transverso

$V_{Rd,s}$ - valor de cálculo do esforço transverso equilibrado pela armadura de esforço transverso na tensão de cedência

$V_{Rd,Max}$ - valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas

Em regiões do elemento em que $\mathbf{V_{Ed} \leq VR_{d,c}}$, não é necessário o cálculo da armadura de esforço transverso. $\mathbf{V_{Ed}}$ é o valor de cálculo do esforço transverso na secção considerada resultante das acções exteriores e do pré-esforço (aderente ou não aderente).

Quando, com base na verificação do esforço transverso, não for necessária nenhuma deverá prever-se uma armadura mínima de esforço transverso de acordo com a *expressão (6.6)* apresentada anteriormente.

Esta armadura mínima de esforço transverso poderá ser omitida em elementos como lajes (maciças, nervuradas ou vazadas) em que é possível a redistribuição transversal das acções. A armadura mínima também poderá ser omitida em elementos de pequena importância (por exemplo, lintéis com vão ≤ 2 m) que não contribuam de modo significativo para a resistência e estabilidade globais da estrutura.

Nas zonas em que $\mathbf{V_{Ed} > V_{Rd,c}}$ deverá adoptar-se uma armadura de esforço transverso suficiente de forma a que $\mathbf{V_{Ed} \leq V_{Rd}}$.

Em qualquer ponto do elemento, a soma do valor de cálculo do esforço transverso com as contribuições dos banzos, não deverá exceder o valor máximo admissível $\mathbf{V_{Rd,Max}}$.

6.2.2.2. Elementos para os quais não é requerida armadura de esforço transverso

O valor de cálculo do esforço transverso resistente $\mathbf{V_{Rd,c}}$ é obtido por:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,ck} \left(100\, \rho_1\, f_{ck}\right)^{1/3} + k_1\, \sigma_{cp} \right] b_w d \qquad (6.8)$$

Com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})\, b_w d \quad V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})\, b_w d \qquad (6.9)$$

em que:

f_{ck} em MPa

$k = 1+\sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$ com d em mm;

$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0{,}02$

$\mathbf{A_{sl}}$ é a área da armadura de tracção prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada

$\mathbf{b_w}$ menor largura da secção transversal na área traccionada [mm]

$\boldsymbol{\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0{,}2\ fcd}$ [MPa]

$\mathbf{N_{Ed}}$ esforço normal na secção devido às acções aplicadas ou ao pré-esforço [em N] ($\mathbf{N_{Ed}} > 0$ para compressão). Em $\mathbf{N_{Ed}}$, a influência das deformações impostas poderá ser ignorada.

$\mathbf{A_c}$ área da secção transversal de betão [mm^2];

$\mathbf{V_{Rd,c}}$ em [N].

NOTA: *Os valores de $C_{Rd,c}$, v_{min} e k_1 a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado de $C_{Rd,c}$ é 0,18/γ_c, o de v_{min} é obtido pela expressão (6.10) e o de k_1 é 0,15.*

$$v_{min} = 0{,}035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \qquad (6.10)$$

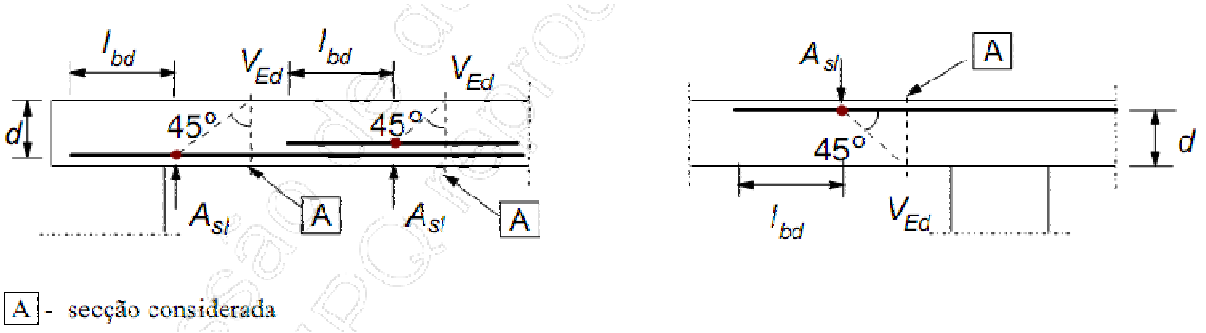


Fig. 6.3 - Definição de A_{sl} nas expressões (6.8) e (6.9)

O esforço transverso V_{Ed}, calculado sem aplicar o coeficiente de redução β, deverá, no entanto, satisfazer sempre a condição:

$$V_{Ed} \leq 0{,}5\, b_w d\ \nu\ f_{cd} \qquad (6.11)$$

Em que:

ν coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso.

NOTA: O valor de ν a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado é obtido por:

$$\nu = 0{,}6\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right] \quad f_{ck} \text{ em MPa} \qquad (6.12)$$

O cálculo de elementos com armadura de esforço transverso baseia-se num modelo de treliça *(ver a Figura 6.4)*. Os valores limites para o ângulo θ das escoras inclinadas na alma são indicados na *expressão (6.13)*. Na *Figura 6.5* são apresentadas as seguintes notações:

α ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga (medido positivo como representado na *Figura 6.4;*

θ ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga;

$\mathbf{F_{td}}$ valor de cálculo da força de tracção na armadura longitudinal;

$\mathbf{F_{cd}}$ valor de cálculo da força de compressão no betão na direcção do eixo longitudinal do elemento;

$\mathbf{b_w}$ menor largura da secção entre os banzos traccionados e comprimidos;

z braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento flector no elemento considerado. Na verificação em relação ao esforço transverso numa secção de betão armado sem esforço normal, poderá geralmente utilizar-se o valor aproximado

z = 0,9d.

O ângulo θ deverá ser limitado. Os valores limites de cotθ a utilizar num determinado país poderão ser indicados no respectivo Anexo Nacional. Os limites recomendados são obtidos pela expressão (6.13):

$$1 \leq \cot\theta \leq 2{,}5 \qquad (6.13)$$

No caso de elementos com armaduras de esforço transverso constituída por estribos verticais, o valor de cálculo do esforço transverso resistente, V_{Rd}, é o menor dos valores:

$$V_{rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z\, f_{ywd} \cot\theta \qquad (6.14)$$

e:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw}\, b_w z\, \nu_1\, f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \qquad (6.15)$$

em que:

$\mathbf{A_{sw}}$ área da secção transversal das armaduras de esforço transverso;

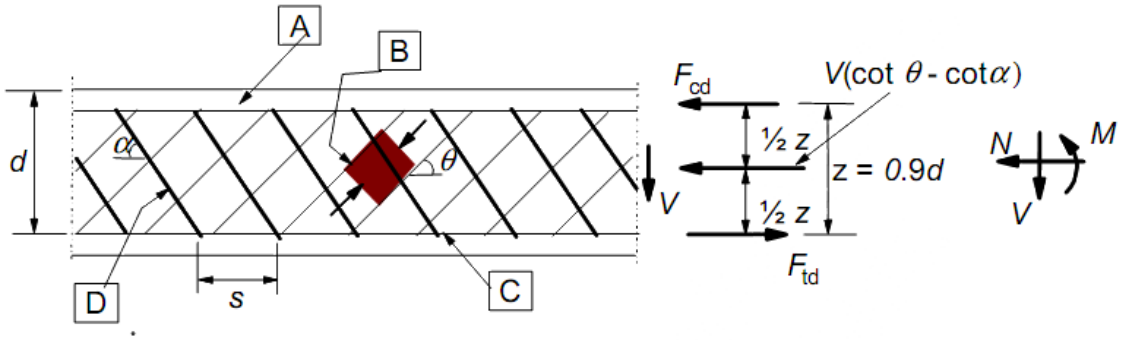
s espaçamento dos estribos;

f_{ywd} valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso;

$\mathbf{\nu_1}$ coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso;

$\mathbf{\alpha_{cw}}$ coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido.

NOTA: O valor de ν_1 e de α_{cw} a utilizar num determinado país poderá ser indicado no respectivo Anexo Nacional. O valor recomendado de ν_1 é ν (ver a *expressão (6.12)*)



A - banzo comprimido, B - escoras, C - banzo traccionado, D - armadura de esforço transverso

Fig. 6.4 - Modelo de treliça e notações para elementos com armaduras de esforço transverso

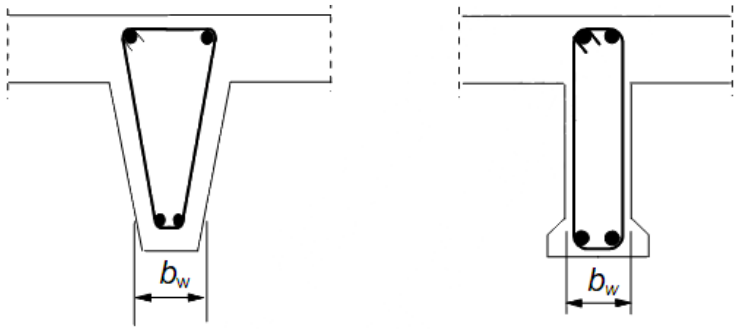


Fig. 6.5 - Modelo de treliça e notações para elementos com armaduras de esforço transverso

6.2.3. CALCULO DAS ARMADURAS DE ESFORÇO TRANSVERSO PARA AS VIGAS V1 A V6

6.2.3.1. Introdução

Este cálculo visa provar que as secções admitidas para as peças estruturais são compatíveis com os esforços instalados e correspondem a valores correntes.

O esquema de cálculo especificado para as vigas V1 a V6 será o mesmo usado para as vigas restantes, e para a solução construtiva com laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis, pelo que, a partir deste ponto, o procedimento usado para as restantes vigas será omitido e subentendido como semelhante ao tomado neste ponto.

Tomemos então como exemplo as vigas V1 a V6

6.2.3.2. Esquema de cálculo das vigas (exemplo vigas V1 a V6)

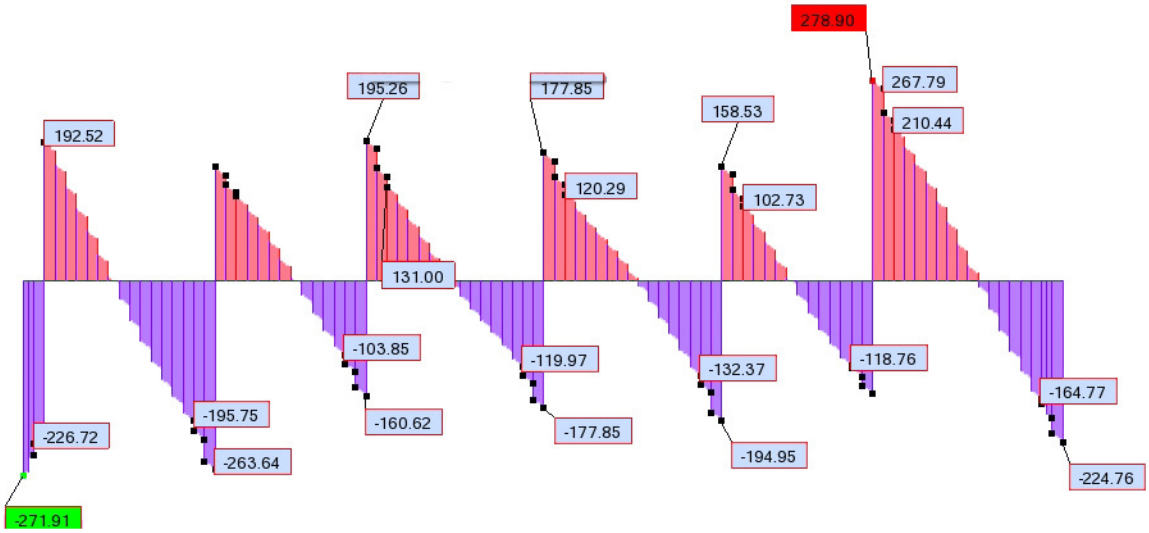


Fig. 6.6 - Diagrama de esforço transverso para as vigas V1 a V6

Aplicando a expressão (6.6), tem-se:

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0.08\sqrt{25}}{500} = 0.0008$$

Tiramos a armadura mínima pela expressão (6.5)

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w \times \sin\alpha} \Leftrightarrow 0.0008 = \frac{A_{sw}}{s \times 30 \times \sin\alpha} \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 0.024$$

Utilizando:

$$\phi 6_{2ramos} \Rightarrow \frac{0,57}{s} \geq 2,4cm_2 / m \Rightarrow s \leq 0.24m$$

Logo tem-se como armadura mínima de esforço transverso:

$$\phi 6_{2ramos} / /.20 \Rightarrow A_{sef} = 2,8cm^2 / m$$

Substituindo na expressão (6.14) tem-se o $V_{rd,min}$, ou seja, o valor de esforço transverso resistente para a armadura mínima.

$$V_{rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z\, f_{ywd} \cot\theta = \frac{0.57.10^{-4}}{0,20} \times 0.9 \times 0.76 \times 435.10^3 \times \cot\theta$$

Arbitrando um valor para cotθ de 2, tem-se de verificar se respeita o Vrd,Max. Substituindo na expressão (6.15) tem-se:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw}\, b_w z\, \nu_1\, f_{cd} / (\cot\theta + t\tan\theta) = 1 \times 0,30 \times 0,9 \times 0,76 \times 0,6 \times 16,7.10^3 / (2 + 1/2) = 822kN,$$

Logo o $V_{rd,Max}$ verifica as condições impostas apara o esforço máximo no apoio, para cotθ=2. Aplicando na expressão (6.14) tem-se o esforço resistente da armadura mínima de esforço transverso.

$$V_{rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z\, f_{ywd} \cot\theta = \frac{0.57.10^{-4}}{0,20} \times 0.9 \times 0.76 \times 435.10^3 \times 2 = 169,59kN$$

Este valor será a referência para todo o cálculo como o valor do esforço transverso abaixo do qual será usada a armadura mínima.

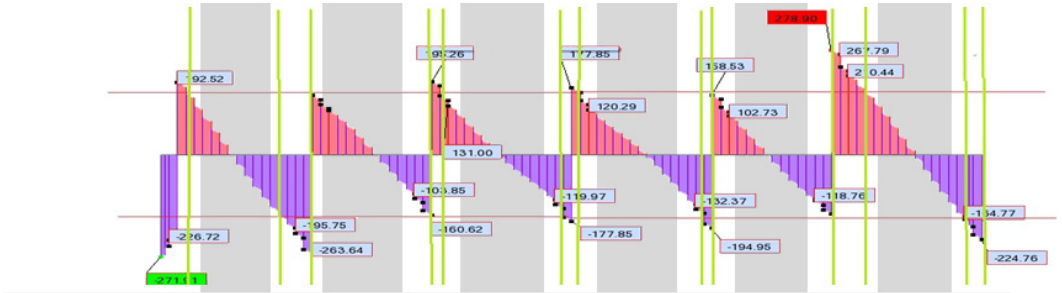
Para os restantes pontos em que o esforço transverso é superior ao esforço resistente da armadura mínima, a armadura será calculada pela expressão (6.14). Para um esforço transverso de 272kN tem-se que:

$$V_{rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z\, f_{ywd} \cot\theta \Leftrightarrow 272 = \frac{A_{sw}}{s} \times 0.9 \times 0.76 \times 435.10^3 \times 2 \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 4.56cm2$$

Considerando ϕ8_2ramos (2r ϕ8) tem-se:

$$s \leq \frac{1.00}{4,56} \Leftrightarrow s \leq 0.22 \Rightarrow \phi 8_2ramos / /.20 \Rightarrow A_{seff} = 5,03cm^2$$

Para os restantes pontos em que é necessário o cálculo da armadura de esforço transverso superior à armadura mínima será usado este mesmo procedimento. Para sintetizar os cálculos serão apresentadas tabelas que seguem o procedimento descrito acima.



Vrd	kN	**271**		**263**		**195,26**		**177,9**		**194,95**		**278,9**		**224,76**
Armadura	cm2	10,5		15,7	**4,02**	9,4	**4,02**	9,4	**4,02**	9,4	**4,02**	15,7	**10,05**	10,5
Vrdc	kN	93,47		106,89		90,89		90,09		90,09		106,89		93,47
Vrd,max	kN	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2
Asw/s	cm2/m	4,56	Aswmin	4,42	Aswmin	3,28	Aswmin	3,00	Aswmin	3,28	Aswmin	4,69	Aswmin	3,78
Ø	mm	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r
Armadura		2rØ8//,20	2rØ6//,20	2rØ8//,20	2rØ6//,20	2rØ6//,15	2rØ6//,20	2rØ6//,15	2rØ6//,20	2rØ6//,15	2rØ6//,20	2rØ8//,20	2rØ6//,20	2rØ8//,20
Aseff	cm2	5,03	**2,85**	5,03	**2,85**	3,8	**2,85**	3,8		3,8		5,03		5,03
L	*m*	***1,50***	***5,86***	***1,67***	***7,10***	***0,50***	***7,48***	***0,77***	***7,46***	***0,50***	***7,10***	***1,99***	***5,93***	***1,00***

Fig. 6.7- Cálculo armadura esforço transverso vigas V1 a V6

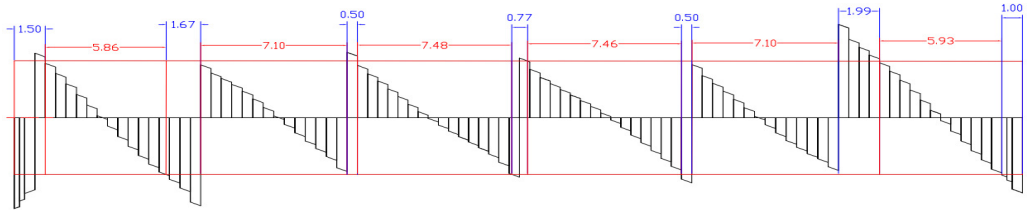


Fig. 6.8 - Esquema gráfico de cálculo das vigas V1 a V6

O cálculo das armaduras de esforço transverso das restantes vigas é feito de forma análoga e as tabelas de dimensionamento estão apresentadas no Anexo 3

6.2.4. CÁLCULO DE ARMADURA NAS LAJES

Para este caso de estudo tem-se lajes fungiformes, ou seja, lajes contínuas apoiadas directamente em pilares e armadas em duas direcções. As disposições construtivas para lajes fungiformes são baseadas no regulamentado pelo Eurocódigo 2.

Convém também verificar, durante o processo de dimensionamento, se são cumpridos todos os requisitos relativos a armaduras máximas e momentos reduzidos. Se em alguma faixa da laje, tais requisitos não forem cumpridos, será então necessário adoptar uma nova secção.

Na análise das figuras que apresentam os mapas de momentos na lajes tem-se de ter especial atenção ao sinal dos momentos indicados. Devido à atribuição de sinais do programa Robot 2010, os momentos respeitantes aos momentos positivos aparecem com sinal negativo e vice-versa. Devemos ter então em conta este aspecto, e a análise dos valores deve ser feita para o módulo do valor, sendo indicado sempre junto à figura respeitante se esta diz respeito aos momentos positivos ou negativos.

6.2.4.1. Armadura longitudinal mínima

O dimensionamento das lajes é efectuado com base nos momentos flectores obtidos através do programa Robot 2010®, tendo como base as regras estabelecidas no Eurocódigo 2.

No que diz respeito à armadura principal mínima a adoptar, a sua percentagem não deve ser inferior aos valores mínimos impostos pelo EC2. O valor da armadura mínima de flexão é calculada de forma análoga às vigas, sendo dada por:

$$A_{s,\min} = 0,26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad \text{mas não inferior a } \boldsymbol{0,0013 b_t d} \qquad (6.3)$$

Em que:

b_t representa a largura média da zona traccionada. No caso da laje a análise é feita por metro

f_{ctm} deve ser determinado relativamente à classe de resistência aplicável

Para o este caso, para h=0.30m, d=0.26m, f_{cd}=16.7MPa e f_{syd}=435MPa tem-se:

$$A_{s,\min} = 0,26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 0,26 = 0,00039 m^2 = 3,9 cm^2$$

$$0,0013 b_t d = 0.0013 x 1,0 x 0.26 = 0,00034 m^2 = 3,4 cm^2 \leq 3,9 cm^2$$

O Eurocódigo 2 impõe ainda que a área das secções de armadura, quer de tracção quer de compressão, não seja superior a $A_{s,max}$, excluindo zonas de sobreposição.

O valor recomendado é dado por:

$$A_{s,\max} = 0,04 A_c = 0,04 \times 1,0 \times 0,26 = 0,0104 m^2 = 104 cm^2 \qquad (6.4)$$

O espaçamento máximo dos varões não deve ser superior a $S_{max,slabs}$, que é dado por:

- $3h \leq 400mm$ para armaduras principais, em que h é a espessura da laje
- $3,5h \leq 450mm$ para armaduras de distribuição

Em zonas de cargas concentradas ou zonas de momento máximo, essas disposições passam as ser:

- $2h \leq 250mm$ para armaduras principais
- $3h \leq 400mm$ para armaduras de distribuição

No entanto de acordo com requisitos ligados à fendilhação adopta-se um espaçamento mínimo de 200mm.

A quantidade mínima de armadura de retracção imposta pelo Eurocódigo 2 para controlar a fendilhação é dada pela expressão:

$$A_{s,\min}\sigma_s = K_c K f_{ct,eff} A_{ct} \qquad (6.16)$$

Em que:

- **K** é um coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas. Segundo o EC2 o seu valor é dado por 1.0 para almas com h≤300mm, 0.65 para almas com h≥800mm e os valores intermédios podem ser obtidos por interpolação.
- **Kc** assume o valor de 1.0 para tracção simples.
- $f_{ct,eff}$ pode ser considerado igual ao fctm se se prever fendilhação antes dos 28 dias.

Aplicando a expressão (6.16) tem-se:

$$A_{s,\min} = 1 \times 1 \times 1,0 \times 0,30 \times \frac{2,6}{500} = 15,6 cm^2 / m = 7,8 cm2 / m / face$$

Como neste caso a laje é armada em duas direcções, o condicionamento destas imposições aplica-se a cada uma das duas armaduras principais.

6.2.4.2. Armadura longitudinal para os momentos positivos (armadura inferior)

No cálculo da armadura longitudinal positiva teve-se em conta que, devido a questões construtivas, de forma a facilitar a colocação das armaduras em obra, não se vai proceder à dispensa de armadura positiva.

O cálculo dos momentos flectores foi efectuado no programa ROBOT 2010®, e foram segundo estes, que se efectuou o cálculo das armaduras.

Na figura seguinte é apresentado o mapa de momentos flectores segundo a **direcção "x"** para o estado limite último na laje.

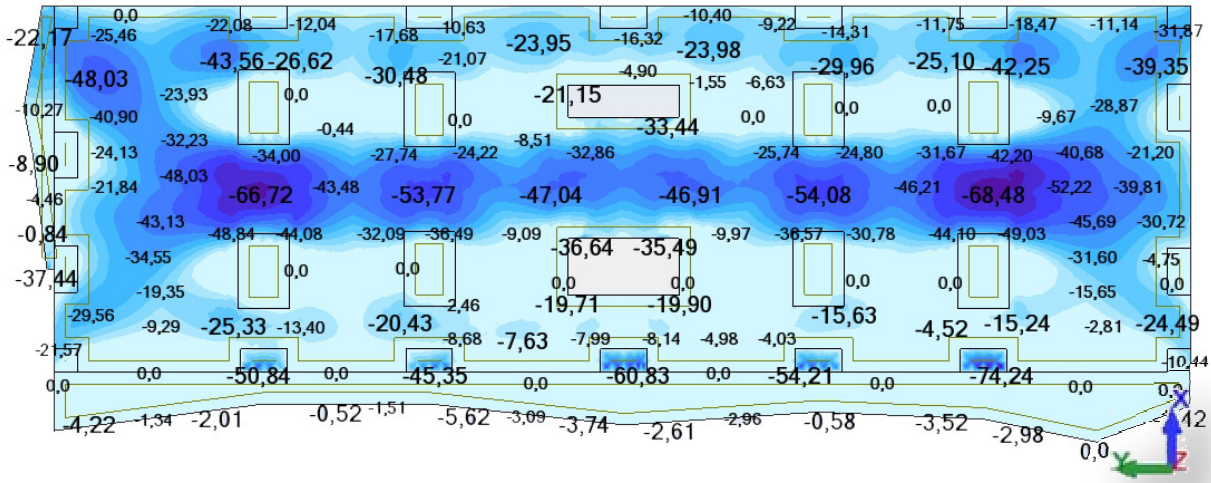


Fig. 6.9 - Mapa de momentos flectores **positivos** na **direcção "x"** para os estados limite últimos

Para o momento negativo mais gravoso tem-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{68,48}{1,0 \times 0,26^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,061$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,061 \times (1+0,061) \times 1,0 \times 0,26 \times \frac{16,7}{435} = 0,00064 m^2 = 6,4 cm^2$$

Como a armadura da secção é calculada por metro, tem-se 7cm^2/m. Vem:

$$\Rightarrow \phi 12 / /.15 \Rightarrow As_{eff} = 7.5 cm^2 / m$$

Segundo a **direcção "y"** tem-se o mapa de momentos na laje para os estados limites últimos apresentado na figura 6.10

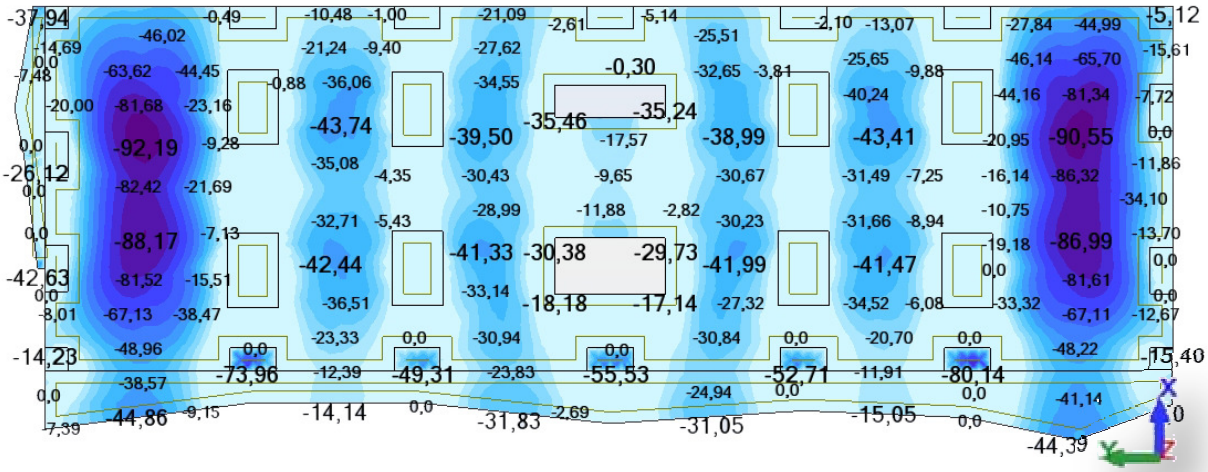


Fig. 6.10 - Mapa de momentos flectores **positivos** na **direcção "y"** para os estados limite últimos

Para os momentos máximos tem-se:

$$\mu = \frac{92,19}{1,0 \times 0,26^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,082$$

$$A_s = 0,082 \times (1 + 0,082) \times 1,0 \times 0,26 \times \frac{16,7}{435} = 0,00084 m^2 = 8,4 cm^2$$

Tem-se então:

$$\Rightarrow \phi 12 / /.12,5 \Rightarrow As_{eff} = 9,05 cm^2$$

Esta quantidade de armadura é válida para os vãos de laje nas extremidades e de maior vão, em que os momentos máximos assumem valores próximos.

Para os momentos intermédios, considerando que os momentos máximos locais intermédios são da mesma gama de valores, vamos fazer o dimensionamento para o mais gravoso entre estes. Consideremos então a secção com momento negativo de 43,74kN.m

$$\mu = \frac{43,74}{1,0 \times 0,26^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,039$$

$$A_s = 0,039 \times (1 + 0,039) \times 1,0 \times 0,26 \times \frac{16,7}{435} = 0,0004 m^2 = 4 cm^2$$

Tem-se então:

$$\Rightarrow \phi 10 / /.125 \Rightarrow As_{eff} = 6,28 cm^2$$

6.2.4.3. Armadura longitudinal para os momentos negativos (armadura superior)

Para as armaduras superiores optou-se por aplicar uma armadura mínima ao longo de toda a laje, para cada direcção, x e y, e reforçá-la nas zonas de maior momento, que são geralmente as zonas dos pilares.

Neste caso, para serem respeitadas as quantidades mínimas de armadura, limitadas pela armadura de retracção, valor calculado anteriormente pela *expressão (6.16)*, é necessário ter em conta o valor mínimo de armadura para a mesma direcção nos momentos positivos.

Na **direcção "x"**, para os momentos positivos, tem-se uma quantidade mínima de armadura efectiva de $\phi 12//15 \Rightarrow As_{eff} = 7.5cm^2/m$. Sendo assim é necessário ter pelo menos 8,1cm^2 de armadura superior segundo a direcção "x" para perfazer os 15,6cm^2 de armadura mínima (armadura de retracção). Tem-se então:

$$A_{s,\min,X} \Rightarrow \phi 12//.12,5 \Rightarrow As_{eff} = 9,05cm^2/m$$

Sendo assim, tem-se:

$$7,5cm^2/m + 9,05cm^2/m = 16,55cm^2/m \geq 15,6cm^2/m \Rightarrow OK$$

Na **direcção "y"** a quantidade mínima de armadura efectiva para os momentos positivos na zona intermédia da laje é de $\phi 10//.125 \Rightarrow As_{eff} = 6,28cm^2$. Sendo assim tem-se na parte superior da laje pelo menos 9,32cm^2/m, ou seja:

$$A_{s,\min,Y} \Rightarrow \phi 16//.20 \Rightarrow As_{eff} = 10,05cm^2$$

Sendo assim, tem-se:

$$6,28cm^2/m + 10,05cm^2/m = 16,33cm^2/m \geq 15,6cm^2/m \Rightarrow OK$$

Na zona da laje em que os momentos segundo a direcção y são máximos tem-se uma quantidade de armadura de:

$$\phi 12//.125 \Rightarrow As_{eff} = 9,05cm^2$$

Logo tem-se de ter pelo menos 6.55cm^2, logo tem-se:

$$\phi 12//.15 \Rightarrow As_{eff} = 7,54cm^2$$

Na figura seguinte é apresentado o mapa de momentos flectores negativos segundo a **direcção "x"** para o estado limite último na laje.

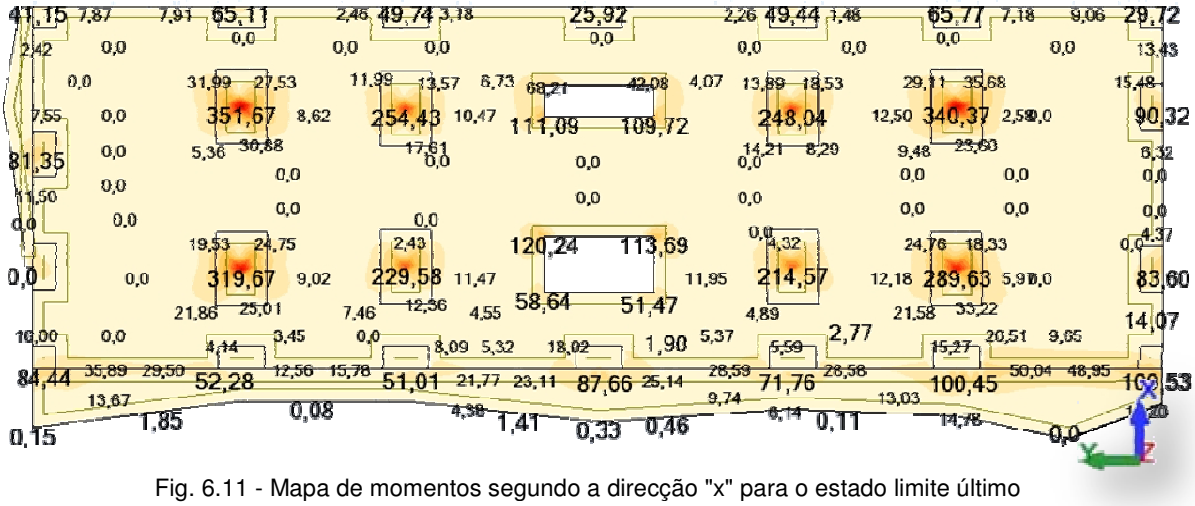


Fig. 6.11 - Mapa de momentos segundo a direcção "x" para o estado limite último

Analisando os pontos mais gravosos, podemos dividir a nossa análise em três categorias de esforços.

Tem-se as zonas de momento máximo, que ocorrem nos pilares P9, P10, P11, P12,P15, P16, P17 e P18. Como os valores dos momentos estão dentro da mesma ordem de grandeza, a análise será feita para o mais gravoso dos quatro, e o dimensionamento será comum a todos os restantes.

Tem-se também a restante área da laje em que será usada a armadura mínima.

A zona em consola será dimensionada á parte.

Na zona dos pilares foram efectuados cortes segundo as direcções necessárias a partir do centro do pilar, corte este que assume o valor total de 4,0m, suficiente para cobrir a mancha de momentos mais gravosos em torno deste mesmo pilar.

Assim, para o pilar P9, que se apresenta como o caso mais gravoso, segundo a direcção "x" tem-se:

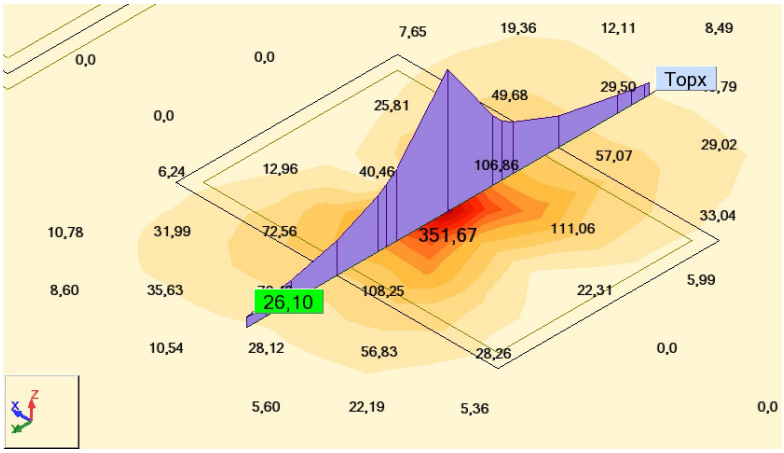


Fig. 6.12 – Panel cut na zona de momento máximo segundo "x" no pilar P9

O valor do integral do momento retirado do programa Robot 2010® foi de 499,75kN.m. sabendo que:

$$\text{l} = 4\text{m} \Rightarrow \int Mx = 499,75kN.m$$

$$M_{sd} = M/_{m} = \frac{\int Mx = 499,75kN.m}{l = 4} = 125kN.m$$

Aplicando as expressões (6.1) e (6.2) tem-se:

$$\mu = \frac{125}{1,0 \times 0,26^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,11$$

$$A_s = 0,11 \times (1+0,11) \times 1,0 \times 0,26 \times \frac{16,7}{435} = 0,00123m^2 = 12.3cm^2 / m$$

Na zona junto ao apoio tem-se:

$\Rightarrow \phi 12 / /.25 + \phi 16 / /.25 \Rightarrow As_{eff} = 12,57cm^2 / m$, sendo os varões de diferentes diâmetros intercalados, sendo os varões de $\phi 12$ interrompidos.

Na restante zona da laje é adoptada a armadura mínima calculada já anteriormente, ou seja:

$$A_{s,\min,X} \Rightarrow \phi 12 / /.125 \Rightarrow As_{eff} = 9,05cm^2 / m$$

Na zona da laje em consola respeitante á varanda o método de dimensionamento usado passa por determinar qual o momento na zona de encastramento, devido às cargas verticais a que a laje se encontra sujeita. Para o efeito vai ser considerada a zona da consola de maior dimensão e adoptada a armadura obtida para a restante laje em consola.

$$P_{laje} = 0,3 \times 25 + 2.0 + 3 = 13kN / m^2$$

$$M_{sd} = 1,5 \times \frac{P \times l^2}{2} = 1,5 \times \frac{13 \times 2.2^2}{2} = 47 kN.m$$

$$\mu = \frac{47.19}{1,0 \times 0,26^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,042$$

$$A_s = 0,042 \times (1+0,042) \times 1,0 \times 0,26 \times \frac{16,7}{435} = 0,00043 m^2 = 4,3 cm^2 / m$$

Como a armadura de cálculo é inferior à armadura mínima, é adoptada a armadura mínima de retracção para a zona da laje em consola. O mesmo acontece para a direcção "y" e para o caso da laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis.

Na figura seguinte é apresentado o mapa de momentos flectores **negativos** segundo a **direcção "y"** para o estado limite último na laje.

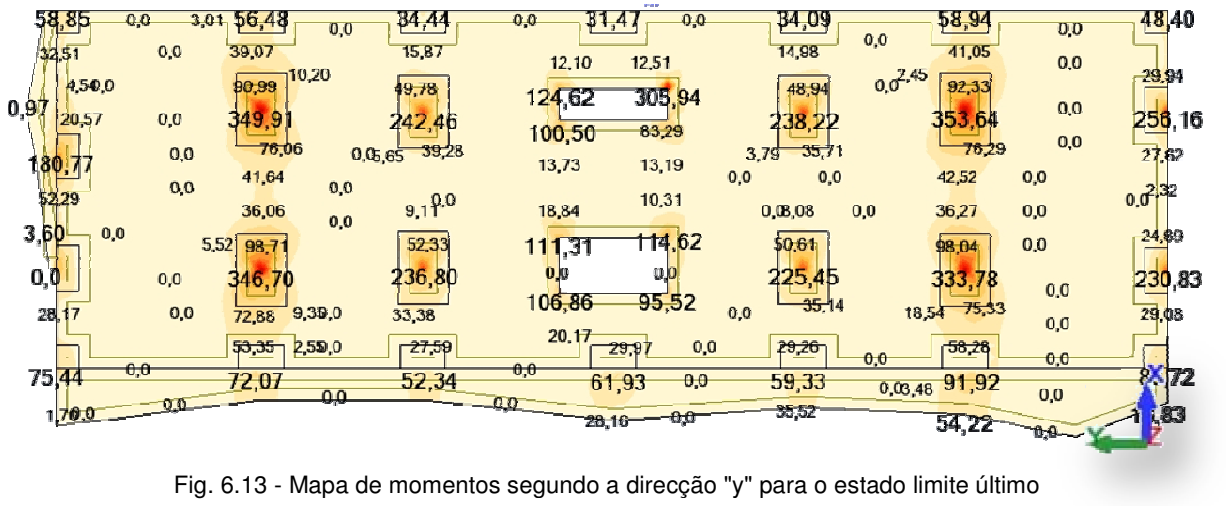


Fig. 6.13 - Mapa de momentos segundo a direcção "y" para o estado limite último

O procedimento adoptado é semelhante ao utilizado no cálculo das armaduras segundo a direcção "x". Considere-se então a zona junto ao pilar P12 que apresenta o caso mais desfavorável:

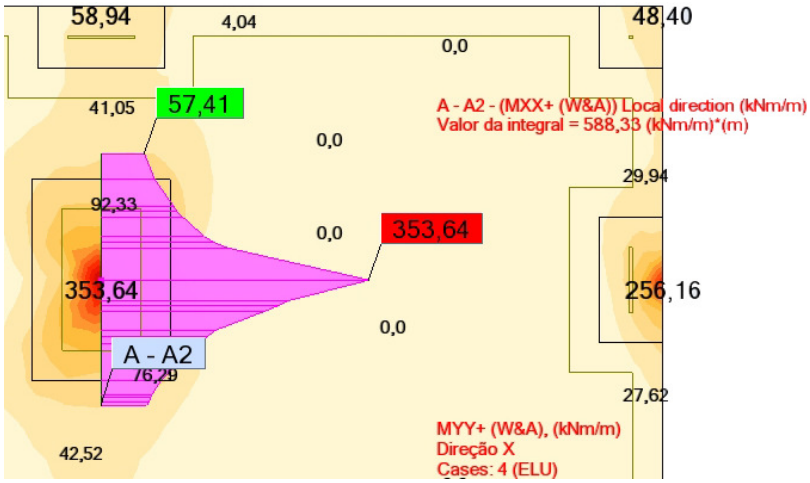


Fig. 6.14 - Panel cut na zona de momento máximo segundo "y" no pilar P12

O valor do integral do momento retirado do programa Robot 2010® foi de 588,33kN.m. sabendo que:

$$l = 4m \Rightarrow \int Mx = 588,33 kN.m$$

$$M_{sd} = M/_{m} = \frac{\int Mx = 588,33 kN.m}{l = 4} = 147.1 kN.m$$

Aplicando as expressões (6.1) e (6.2) tem-se:

$$\mu = \frac{147.1}{1,0 \times 0,26^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,13$$

$$A_s = 0,13 \times (1 + 0,13) \times 1,0 \times 0,26 \times \frac{16,7}{435} = 0,00147 m^2 = 14,7 cm^2 / m$$

Na zona junto ao apoio tem-se:

$\Rightarrow \phi 16 / /.20 + \phi 12 / /.20 \Rightarrow As_{eff} = 15,7 cm^2 / m$, sendo os varões de diferentes diâmetros intercalados.

Na restante zona da laje, assim como na zona em consola será usada a armadura mínima segundo esta direcção calculada anteriormente.

$$A_{s,\min,Y} \Rightarrow \phi 16 / /.20 \Rightarrow As_{eff} = 10,05 cm^2$$

Os desenhos das armaduras são apresentados no anexo 4.

6.2.5. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO

A verificação da resistência ao punçoamento será feita tendo em conta as recomendações do Eurocódigo 2, considerando-se:

$\mathbf{V_{Rd,c}}$ valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;

$\mathbf{V_{Rd,cs}}$ valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje com armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;

$\mathbf{V_{Rd,max}}$ valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada.

Deverão efectuar-se as seguintes verificações:

No perímetro do pilar, ou no perímetro da área carregada, não deverá ser excedido o valor máximo da tensão de punçoamento:

$\mathbf{V_{Ed} \leq V_{Rd,max}}$

(b) Não é necessária armadura de punçoamento se:

$\mathbf{V_{Ed} \leq V_{Rd,c}}$

(c) No caso de $\mathbf{V_{Ed}}$ **exceder o valor** $\mathbf{V_{Rd,c}}$ para a secção de controlo considerada, deverá adoptar-se uma armadura de punçoamento. Essa armadura pode ser obtida através da expressão (6.17)

$$V_{Rd,cs} = 0,75\ V_{Rd,c} + 1,5\ (d/s_r)\ A_{sw}\ f_{ywd,ef}\ (1/(u_1 d))\ \text{sen}\alpha \qquad (6.17)$$

Em que:

$\mathbf{A_{sw}}$ área de um perímetro de armaduras de punçoamento em torno do pilar [mm^2];

$\mathbf{s_r}$ espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento [mm];

$\mathbf{f_{ywd,ef}}$ valor de cálculo da tensão efectiva de cedência das armaduras de punçoamento, obtida por

$\mathbf{f_{ywd,ef}} = 250 + 0{,}25\ d \leq f_{ywd}$ [MPa];

d média das alturas úteis nas direcções ortogonais [mm];

α ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje

Considerando ainda que:

$V_{Ed} = (\beta * V_{ed})/(u*d)$

$k = min(2;1+(200/(d))^{(1/2)})$

$V_{rd,c} = C_{rd,c} \times k \times (100 \times \rho \times fck)^{(1/3)} \times (u \times d)$

$V_{rd,c,max} = 0{,}5 \times \nu \times fcd \times (u \times d)$

β é um coeficiente que é dado em função da localização do pilar. Esse valor é exemplificado na *figura 6.15*.

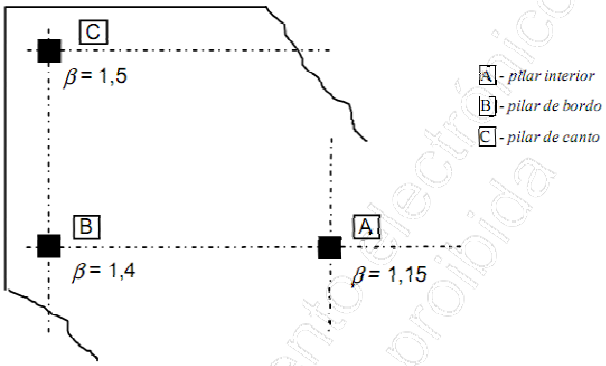


Fig. 6.15 - Valores recomendados para β

Para cada pilar foi retirado do programa Robot 2010 os diagramas de esforços nos pilares, dos quais se retiraram os valores de V_{ed} necessários à verificação da resistência ao punçoamento.

As Tabelas de dimensionamento serão apresentadas no Anexo 3.

O mesmo procedimento será usado para a laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis.

6.3. ESTRUTURA COM LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM MOLDES PLÁSTICOS RECUPERÁVEIS

6.3.1. CONSIDERAÇÕES

Para se proceder ao cálculo das estrutura com laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis serão utilizadas as mesmas expressões e metodologias que no anterior calculo da estrutura com laje maciça fungiforme. Por essa razão, e por uma questão de simplificação, algumas partes do procedimento serão omitidas, para evitar a repetição de procedimentos.

6.3.2. CÁLCULO DE ARMADURA TRANSVERSAL EM VIGAS DE BORDADURA

O cálculo das armaduras transversais para as vigas será feito dividindo o nosso edifício por vertentes.

Considerando então o possível uso de varões Ø25, faz com que o valor a retirar à altura da secção seja, pelo lado da segurança, de 4cm.

Como a secção das vigas é constante ao longo da estrutura, o valor da das áreas mínimas e máximas de armadura nas vigas é o mesmo para toda a estrutura, e foi já calculada anteriormente. O seu valor é dado por:

$$A_{s,max} = 0,04A_c = 0,04 \times 0.3 \times 0.76 = 0,00912m^2 = 91,2cm^2$$

$$A_{s,min} = 0,26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}b_t d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 0,3 \times 0,76 = 0,000344m^2 = 3,08cm^2$$

$$0,0013b_t d = 0.0013x0.3x0.76 = 0,00029m^2 = 2,9cm^2 \leq 3,08cm^2$$

A localização das vigas e pilares no edifício é apresentada na *figura 6.16*

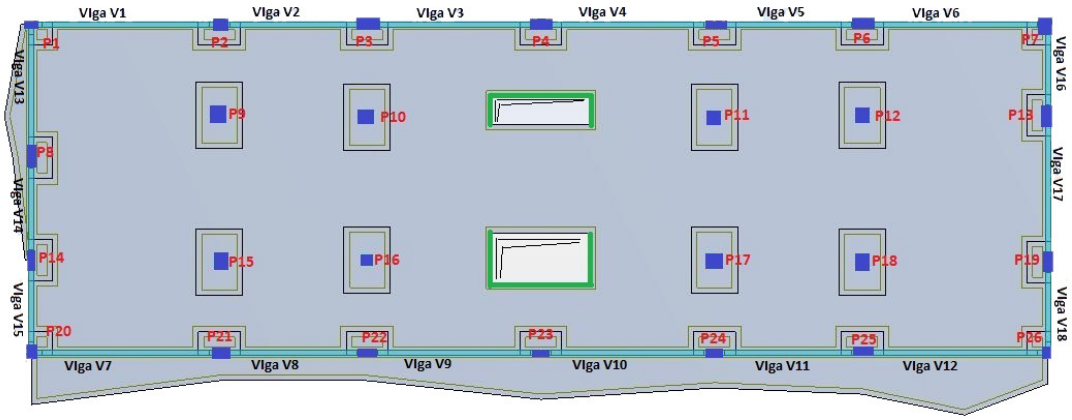


Fig. 6.16 – Localização de vigas e pilares na estrutura

As tabelas de dimensionamento estão apresentadas no Anexo 3 e seguem o mesmo procedimento que usado para a laje maciça no ponto 6.2.2

6.3.3. CÁLCULO DE ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO EM VIGAS DE BORDADURA [19]

O esquema de cálculo usado é o mesmo que foi usada no ponto 6.2.3, para a laje fungiforme maciça, assim como os valores da armadura mínima e correspondente esforço resistente, por isso a parte dos cálculos é omissa, apresentando-se no Anexo 3 as tabelas de cálculo.

6.3.4. CÁLCULO DE ARMADURA NAS LAJES

As lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis possuem maciços de encabeçamento junto aos pilares. Nessas zonas a laje é dimensionada como laje maciça. O mesmo acontece para a zona das varandas.

As disposições construtivas para lajes fungiformes estão de acordo com o Eurocódigo 2.

Convém verificar durante o processo de dimensionamento, se cumprem todos os requisitos relativos a armaduras máximas e momentos reduzidos. Caso em alguma faixa da laje, tais requisitos não forem cumpridos, será necessário adoptar uma nova secção.

Na análise das figuras que apresentam os mapas de momentos na lajes há que ter especial atenção ao sinal dos momentos indicados. Devido à atribuição de sinais do programa Robot 2010, os momentos respeitantes aos momentos positivos aparecem com sinal negativo e vice-versa. Deve-se ter então em conta este aspecto, e a análise dos valores deve ser feita para o módulo do valor, sendo indicado sempre junto à figura respeitante se esta diz respeito aos momentos positivos ou negativos.

6.3.4.1. Armadura longitudinal mínima

O dimensionamento das lajes é efectuado através dos momentos flectores obtidos através do programa Robot 2010®, tendo como base as regras estabelecidas no Eurocódigo 2.

No que diz respeito à armadura principal mínima esta já foi calculada anteriormente e é dada por:

$$A_{s,\min} = 0,26\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1,0 \times 0,26 = 0,00039 m^2 / m = 3,9 cm^2 / m$$

$$0,0013 b_t d = 0.0013 x 1,0 x 0.26 = 0,00034 m^2 / m = 3,4 cm^2 / m \leq 3,9 cm^2 / m$$

O Eurocódigo 2 impõe ainda que a área das secções de armadura, quer de tracção quer de compressão, não seja superior a $A_{s,max}$, excluindo zonas de sobreposição.

O valor recomendado é dado por:

$$A_{s,\max} = 0,04 A_c = 0,04 \times 1,0 \times 0,26 = 0,0104 m^2 / m = 104 cm^2 / m \qquad (6.4)$$

O espaçamento máximo dos varões não deve ser superior a $S_{max,slabs}$, que é dado por:

- $3h \leq 400 mm$ para armaduras principais, em que h é a espessura da laje
- $3,5h \leq 450 mm$ para armaduras de distribuição

Em zonas de cargas concentradas ou zonas de momento máximo, essas disposições passam as ser:

- $2h \leq 250 mm$ para armaduras principais
- $3h \leq 400 mm$ para armaduras de distribuição

A quantidade mínima de armadura de retracção imposta pelo Eurocódigo 2 para controlar a fendilhação é dada pela expressão (6.3) apresentada anteriormente, dada por:

$$A_{s,\min} = 1 \times 1 \times 1,0 \times 0,30 \times \frac{2,6}{500} = 15,6 cm^2 / m \Rightarrow 7,8 cm^2 / face$$

O valor da armadura mínima deve ser obtido pela soma das armaduras superior e inferior, não obrigatoriamente distribuídas de igual forma por ambas as faces.

Como neste caso a laje é armada em duas direcções, o condicionamento destas imposições aplica-se a cada uma das duas direcções das armaduras principais.

6.3.4.2. Armadura longitudinal para os momentos positivos (armadura inferior)

No cálculo da armadura longitudinal positiva teve-se em conta que:

Devido a questões construtivas, de forma a facilitar a colocação das armaduras em obra, não se vai proceder à dispensa de armadura positiva.

Neste caso é necessário separar o dimensionamento das armaduras na zona dos moldes plásticos e na zona dos maciços de encabeçamento. Na zona dos maciços a armadura será calculada por metro, e a sua distribuição será uniforme. Na parte dos moldes plásticos a armadura será disposta nas nervuras, logo a armadura será calculada não por metro, mas por nervura. Os moldes são quadrados com 80cm de largura.

O cálculo dos momentos flectores foi efectuado no programa ROBOT 2010®, e foram segundo estes, que se efectuou o cálculo das armaduras.

Na figura seguinte é apresentado o mapa de momentos flectores segundo a **direcção "x"** para o estado limite último na laje.

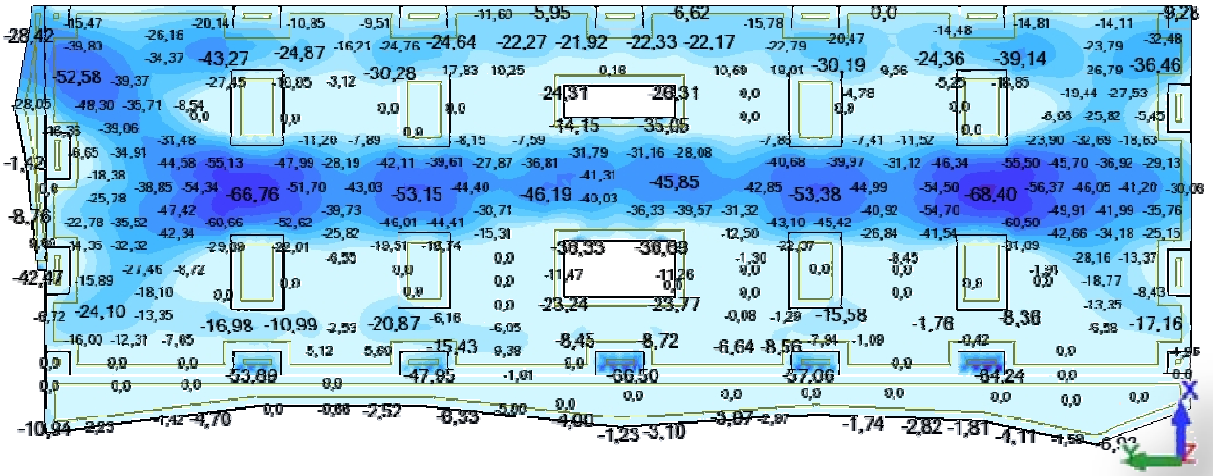


Fig. 6.17 - Mapa de momentos flectores **positivo**s na **direcção "x"** para os estados limite último**s**

Nos maciços, assim como na zona das varandas será usada a armadura mínima, e tem o valor de 3,9cm^2/m.

$$\Rightarrow \phi 12 \,//\, 20 \Rightarrow As_{eff} = 5{,}65 cm^2 / m$$

Na zona da laje correspondente aos moldes plásticos tem-se, para o momento máximo nessa zona de 68,40kN.m, mas como se tem moldes de 80cm, a disposição das armaduras terá de ser feita de 80 em 80cm, e colocada nas nervuras. Logo tem-se:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{68{,}40 \times 0.8}{0{,}8 \times 0{,}26^2 \times 16{,}7 \times 10^3} = 0{,}061$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0{,}061 \times (1+0{,}061) \times 0{,}8 \times 0{,}26 \times \frac{16{,}7}{435} = 0{,}00051 m^2 / nervura = 5{,}1 cm^2 / nervura$$

Logo tem-se:

$$\Rightarrow 2\phi 20 / nervura \Rightarrow As_{eff} = 6{,}28 cm^2 / nervura$$

Segundo a **direcção "y"** tem-se o mapa de momentos na laje para os estados limites últimos apresentado na *figura 6.18*

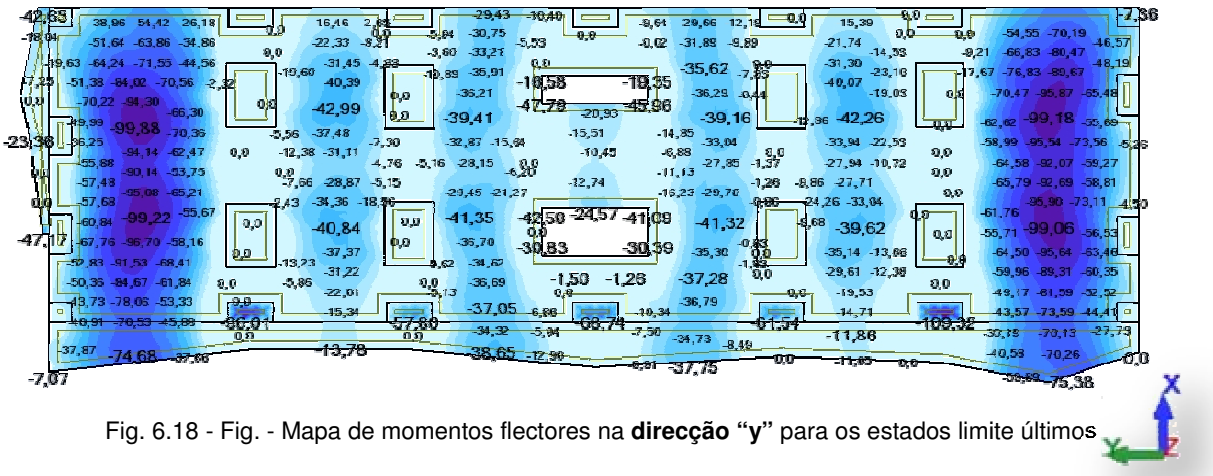


Fig. 6.18 - Fig. - Mapa de momentos flectores na **direcção "y"** para os estados limite últimos

Para os maciços será adoptada a armadura mínima, já calculada anteriormente, que tem o valor de 3,9cm^2.

$$\Rightarrow \phi 12 \,/\, /20 \Rightarrow As_{eff} = 5,65 cm^2 \,/\, m$$

A zona da laje correspondente aos moldes plásticos pode ser dividia em duas zonas de dimensionamento. Uma das zonas é as extremidades da laje, onde se verificam os momentos máximos, e a outra é a zona intermédia da laje, onde se têm momentos intermédios. Como tem-se moldes de 80cm, a disposição das armaduras terá de ser feita de 80 em 80cm, e colocada nas nervuras. Logo tem-se para a zona de maior momento:

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{99,88 \times 0,8}{0,8 \times 0,26^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,08$$

$$A_s = \mu \times (1+\mu) \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{syd}} = 0,089 \times (1+0,089) \times 0,8 \times 0,76 \times \frac{16,7}{435} = 0,0007 m^2 \,/\, nervura = 7 cm^2 \,/\, nervura$$

Logo tem-se:

$$\Rightarrow 2\phi 25 \,/\, nervura \Rightarrow As_{eff} = 9,8 cm^2 \,/\, nervura$$

Esta quantidade de armadura é válida para os vãos de laje nas extremidades e de maior vão, em que os momentos máximos assumem valores próximos.

Para os momentos intermédios, considerando que os momentos máximos locais intermédios são da mesma gama de valores, fez-se o dimensionamento para o mais gravoso entre estes. Considera-se então a secção com momento negativo de 43,74kN.m

$$\mu = \frac{47,79 \times 0,8}{0,8 \times 0,26^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,042$$

$$A_s = 0,042 \times (1+0,042) \times 0,8 \times 0,26 \times \frac{16,7}{435} = 0,00035 m^2 \,/\, nervura = 3,5 cm^2 \,/\, nervura$$

Tem-se então:

$$\Rightarrow 2\phi 16 \,/\, nervura \Rightarrow As_{eff} = 4.0 cm^2 \,/\, nervura$$

6.3.4.3. Armadura longitudinal para os momentos negativos (armadura superior)

Para as armaduras superiores adoptou-se aplicar a armadura mínima necessária ao longo de toda a laje, para cada direcção, x e y, e reforçá-la nas zonas de maior momento, que são geralmente as zonas dos pilares, correspondente aos apoios.

Deve-se ter em conta que a armadura colocada na zona dos moldes plásticos é prolongada até à zona do pilar.

Neste caso, para serem respeitadas as quantidades mínimas de armadura, limitadas pela armadura de retracção, valor calculado anteriormente na expressão (6.14), é necessário ter em conta o valor mínimo de armadura para a mesma direcção nos momentos positivos.

Para a zona dos moldes plásticos, na **direcção "x"** para os momentos positivos, tem-se uma quantidade mínima de armadura usada de $2\phi 20 \,/\, nervura \Rightarrow As_{eff} = 6,28 cm^2 \,/\, nervura \Rightarrow As_{eff} = 7,85 cm^2 \,/\, m$. Sendo assim, e necessário ter pelo menos 7,75cm^2 de armadura superior segundo a direcção "x" para perfazer os 15,6cm^2 de armadura mínima (armadura de retracção). Tem-se então:

$$\phi 16 \,/\, /20 \Rightarrow As_{eff} = 10,05 cm^2 \,/\, m$$

Na **direcção "y"** a quantidade mínima de armadura usada na zona dos moldes para os momentos positivos é de $2\phi16 / nervura \Rightarrow As_{eff} = 4,02cm^2 / nervura \Rightarrow As_{eff} = 5,03cm^2 / m$. Sendo assim, na parte superior da laje é necessário pelo menos 10,57cm^2/m, ou seja:

$$A_{s,\min,Y} \Rightarrow \phi16 / /15 \Rightarrow As_{eff} = 13,4cm^2 / m$$

Na zona dos maciços a verificação da armadura mínima de retracção será verificada individualmente.

Na figura seguinte é apresentado o mapa de momentos flectores negativos segundo a **direcção "x"** para o estado limite último na laje.

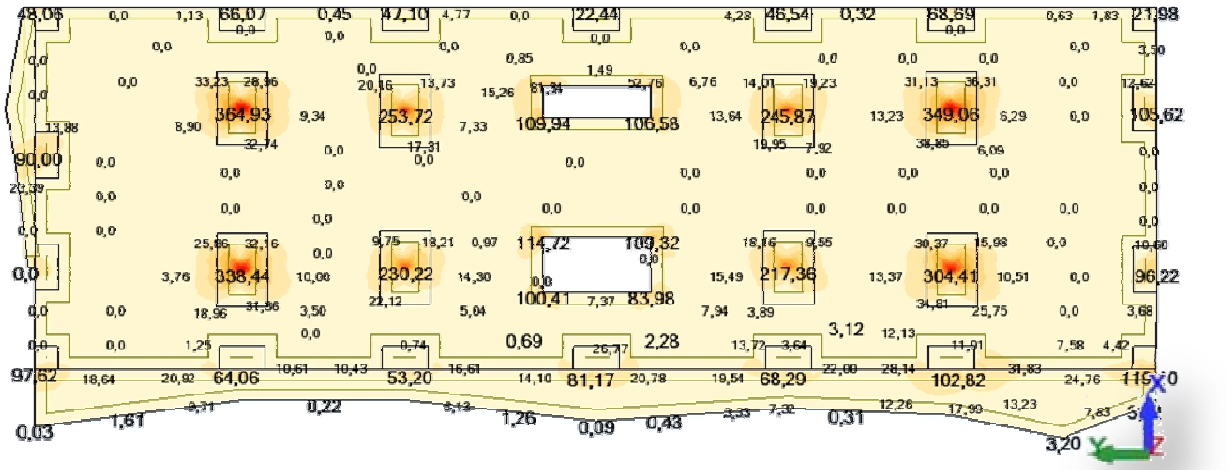


Fig. 6.19 - Mapa de momentos segundo a direcção "x" para o estado limite último

Analisando os pontos mais gravosos, podemos dividir a nossa análise em três zonas. Tem-se as zonas dos maciços de encabeçamento dos pilares interiores, as zonas com os moldes plásticos e a zona das varandas.

Na zona dos maciços de encabeçamento pode-se dividir a análise em duas zonas: as zonas dos maciços de encabeçamento junto aos pilares interiores, onde se verificam os momentos máximos, e as zonas junto dos pilares de bordo, com momentos bastante reduzidos.

Nestes procedimentos foram efectuados cortes segundo as direcções necessárias a partir do centro do pilar, com um cumprimento total de 4,0m, suficiente para cobrir a mancha de momentos mais gravosos em torno deste mesmo pilar.

Na zona dos pilares interiores tem-se, para o momento máximo de 364kN.m junto do pilar P9:

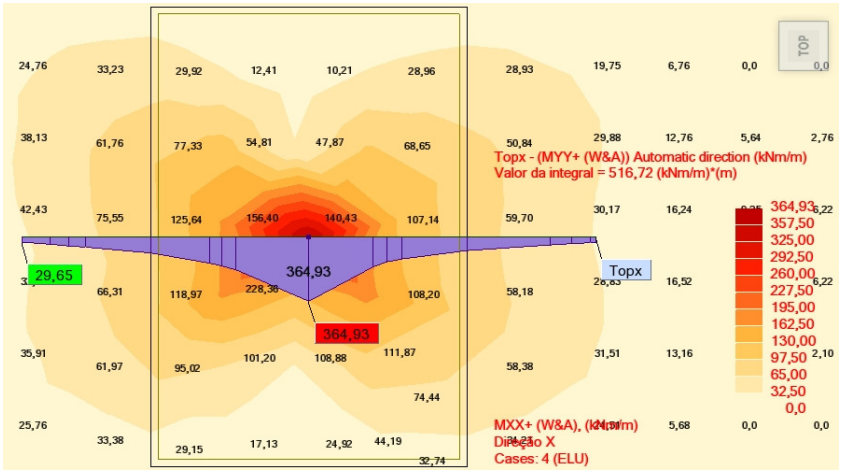


Fig. 6.20 – Panel cut na zona de momento máximo segundo direcção "x" no pilar P9

O valor do integral do momento retirado do programa Robot 2010® foi de 516,72kN.m. sabendo que:

$$l = 4\text{m} \Rightarrow \int Mx = 516,72 kN.m$$

$$M_{sd} = M/_{m} = \frac{\int Mx = 516,72 kN.m}{l = 4} = 129,18 kN.m$$

Aplicando as expressões (6.1) e (6.2) tem-se:

$$\mu = \frac{129,18}{1,0 \times 0,26^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,114$$

$$A_s = 0,114 \times (1 + 0,114) \times 1,0 \times 0,26 \times \frac{16,7}{435} = 0,00127 m^2 = 12.7 cm^2 / m$$

Na zona junto ao apoio tem-se:

$\Rightarrow \phi 16 / /20 + \phi 12 / /20 \Rightarrow As_{eff} = 15,7 cm^2 / m$ sendo os varões de diferentes diâmetros intercalados.

Para os restantes maciços, correspondente à zona dos pilares exteriores, dimensiona-se para a armadura mínima, visto que para os momentos actuantes na estrutura não se cobre essa armadura mínima, como podemos verificar a seguir.

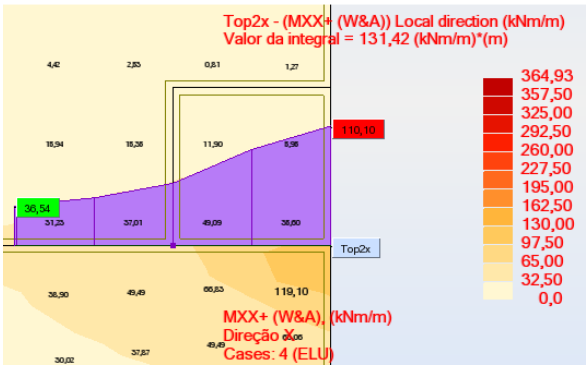


Fig. 6.21 - "*panel cut*" na zona de momento máximo segundo a direcção "x" no pilar P8

O valor do integral do momento retirado do programa Robot 2010® foi de 131,42kN.m. sabendo que:

$$\text{l} = 4\text{m} \Rightarrow \int Mx = 131,42kN.m$$

$$M_{sd} = M/_{m} = \frac{\int Mx = 131,42kN.m}{l = 2} = 65,71kN.m$$

Aplicando as expressões (6.1) e (6.2) tem-se:

$$\mu = \frac{65,71}{1,0 \times 0,26^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,058$$

$$A_s = 0,058 \times (1+0,58) \times 1,0 \times 0,26 \times \frac{16,7}{435} = 0,00061m^2 = 6,1cm^2 / m$$

Como não verifica a armadura mínima, será adoptada a armadura mínima de retracção. Como para o momento positivo na direcção "x" se tem $\Rightarrow \phi 12 / /20 + 2\phi 20 / nervura \Rightarrow As_{eff} = 13,51cm^2 / m$, tem-se assim na face superior pelo menos 2,09cm^2. Logo tem-se:

$$A_{s,\min} \Rightarrow \phi 12 / /20 \Rightarrow As_{eff} = 5,66cm^2 / m$$

Nas zonas com os moldes plásticos as armaduras superiores segundo a direcção "x" serão dimensionadas segundo a armadura mínima.

Como na armadura para os momentos positivos se tem:

$$2\phi 20 / nervura \Rightarrow As_{eff} = 6,28cm^2 / nervura \Rightarrow As_{eff} = 7,85cm^2 / m$$

Na armadura de momentos negativos é necessário pelo menos 7,75cm^2 para respeitar a armadura de retracção. Pelo lado da segurança, e para respeitar os níveis mínimos tem-se:

$$\phi 16 / /20 \Rightarrow As_{eff} = 10,05cm^2 / m$$

Nas zonas das varandas, como calculado para o caso da laje maciça, a armadura calculada não excede a armadura mínima de retracção, pelo que será esta a usada na zona das lajes em consola. Na figura seguinte é apresentado o mapa de momentos flectores negativos segundo a **direcção "Y"** para o estado limite último na laje.

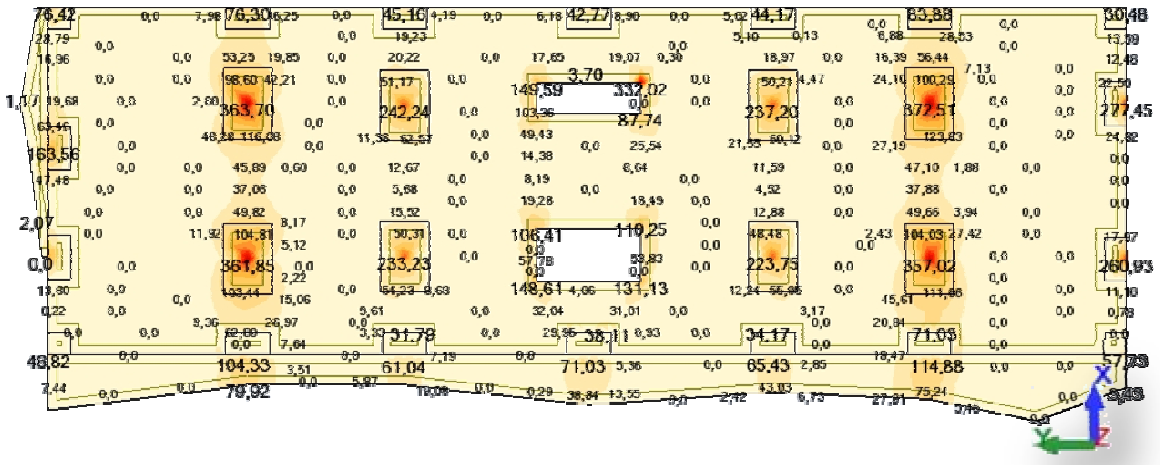


Fig. 6.22 - Mapa de momentos **negativos** segundo a **direcção "y**" para o estado limite último

O procedimento adoptado é semelhante ao usado no cálculo das armaduras segundo a direcção "x". Considere-se então a zona junto ao pilar P12 que apresenta o caso mais desfavorável:

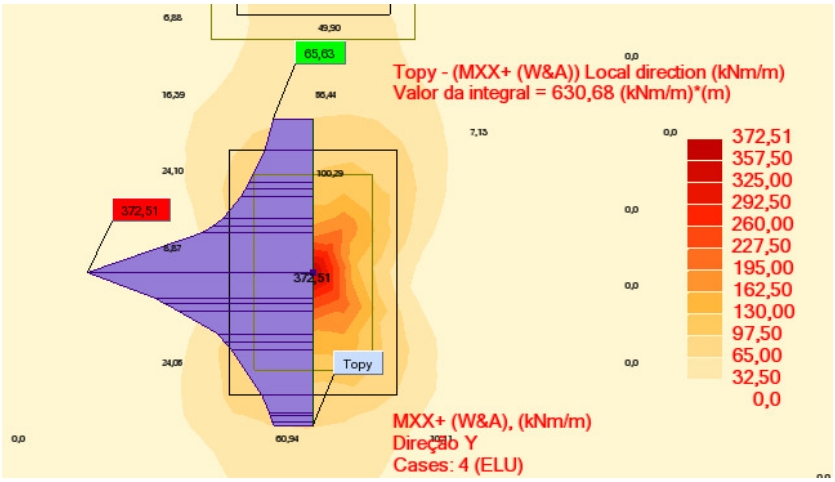


Fig. 6.23 - "*panel cut*" segundo a direcção x no pilar P8

O valor do integral do momento retirado do programa Robot 2010® foi de 588,33kN.m. sabendo que:

$$\text{l} = 4\text{m} \Rightarrow \int Mx = 630,68 kN.m$$

$$M_{sd} = M/_{m} = \frac{\int Mx = 630,68 kN.m}{l = 4} = 157.7 kN.m$$

Aplicando as expressões (6.1) e (6.2) tem-se:

$$\mu = \frac{157.7}{1,0 \times 0,26^2 \times 16,7 \times 10^3} = 0,14$$

$$A_s = 0,14 \times (1 + 0,14) \times 1,0 \times 0,26 \times \frac{16,7}{435} = 0,00159 m^2 = 15,9 cm^2 / m$$

Na zona dos maciços junto aos pilares P9, P10, P11, P12, P13, P15, P16, P17, P18 3 P19 tem-se:

$$\Rightarrow \phi 16 / /.15 + \phi 10 / /.15 \Rightarrow As_{eff} = 18,64 cm^2 / m$$

Nos restantes maciços tem-se de verificar a armadura mínima de retracção. Segundo a direcção "y" para os momentos positivos, é necessário dividir a laje em duas zonas. Numa das zonas tem-se um mínimo de $\phi 12 / /.20 + 2\phi 20 / nervura \Rightarrow As_{eff} = 13,51 cm^2 / m$, para obter a armadura mínima de retracção, 15,6cm^2/m, tem-se de ter pelo menos 2,09cm^2/m na armadura superior nesta direcção. Logo tem-se:

$$\Rightarrow \phi 12 / /.20 \Rightarrow As_{eff} = 5,66 cm^2 / m$$

Como se verificará a seguir, a armadura na zona corrente da laje é superior a esta, pelo que será usada a armadura calculada de seguida, por uma questão de simplificação do processo construtivo.

Nas zonas de laje com moldes plásticos, tem-se de verificar a armadura mínima. Como segundo a direcção "y" para os momentos positivos tinha-se uma quantidade mínima de armadura, na zona dos momentos intermédios, de $2\phi 16 / nervura \Rightarrow As_{eff} = 4.02 cm^2 / nervura \Rightarrow As_{eff} = 5,03 cm^2 / m$, tem-se de ter pelo menos 10,57cm^2/m.

$$\Rightarrow \phi 16 / /.15 \Rightarrow As_{eff} = 13,4 cm^2 / m$$

Para as zonas de momentos positivos máximos segundo a direcção "y" tem-se:

$$2\phi 25 / nervura \Rightarrow As_{eff} = 9,8 cm^2 / nervura \Rightarrow As_{eff} = 12,3 cm^2 / m$$

Logo tem-se um mínimo de armadura de 3.3cm^2. tem-se então:

$$\phi 10 / /.20 \Rightarrow As_{eff} = 3,93 cm^2 / m$$

Nas zonas das varandas, como explicado anteriormente é usada a armadura mínima de retracção.

Os desenhos das armaduras são apresentados no anexo 4.

6.3.5. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO

O procedimento a adoptar é o mesmo que explicado no ponto 6.2.3., logo, para o caso das lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis apresentar-se-á no Anexo 3 as tabelas de cálculo.

7

DEFORMAÇÃO

7.1. INTRODUÇÃO

A deformação das estruturas durante o seu tempo de vida útil pode comprometer o desempenho adequado das funções para as quais foram projectadas. Mas, por vezes, tão ou mais importante que o desempenho da estrutura projectada, é o desempenho das estruturas ou elementos que lhe são adjacentes e cujo desempenho está associado ao desempenho dos elementos estruturais principais.

Por exemplo, no caso das paredes de alvenaria e mais particularmente no âmbito deste trabalho, respeitante às paredes de alvenaria interiores, podemos dizer que o desempenho destas, em termos de deformação, está directamente ligado ao desempenho das lajes de suporte.

Vários factores podem influenciar a deformação das lajes, como por exemplo a altura destas, o tipo de betão (classe de resistência), as armaduras, a idade do carregamento, etc..

Muitas vezes, por motivos ligados a prazos de execução, a construção das paredes de alvenaria não é feita ao fim dos recomendados 28 dias após a betonagem, mas sim logo após alguns dias. Se por um lado obriga a estrutura a suportar cargas suplementares quando esta ainda não tem a rigidez necessária, por outro lado, obriga as alvenarias a "absorver" as deformações impostas à estrutura durante esse período.

Relativamente aos cálculos necessários para a determinação das deformações em peças de betão armado fissurado, tendo em conta as combinações de acções, a fluência e a retracção do betão, visto que estes são métodos bastante complexos e trabalhosos, serão usados métodos simplificados, para previsão das deformações a longo prazo; adoptou-se o Método Bilinear.

A deformação elástica da estrutura será calculada através do programa Robot 2010®; a deformação a longo prazo será calculada pelo Método Bilinear.

Nos próximos pontos a apresentar serão comparadas duas soluções construtivas. Faremos a comparação, em termos de deformação, dos dois tipos de lajes já devidamente caracterizadas e descritas anteriormente. Iremos assim comparar o comportamento das lajes fungiformes maciças e das lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis, aplicadas ao mesmo projecto de Arquitectura.

Tentar-se-á ainda, para cada uma delas, analisar qual a influência do tempo decorrido após a betonagem até ao inicio da execução das alvenarias interiores na deformação, particularmente no aparecimento de patologias ligadas à fissuração das mesmas.

7.2. CONTROLO DA DEFORMAÇÃO SEGUNDO O EUROCÓDIGO 2

Segundo o Eurocódigo 2, o aspecto e as condições de utilização da estrutura podem ser alterados quando a flecha calculada de uma viga, laje ou consola sujeitas a acções quase-permanentes for superior a vão/250. A flecha é calculada em relação aos apoios. Poderá prever-se uma contra-flecha para compensar parcial ou totalmente as deformações, mas, em geral, qualquer contra-flecha não deverá ser superior a vão/250.

As flechas susceptíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura deverão ser limitadas. Para as flechas que ocorram depois da construção, o limite vão/500 é normalmente adequado para as acções quase-permanentes. Poderão ser adoptados outros limites em função da sensibilidade dos elementos adjacentes.

De acordo com o Eurocódigo 2[19] o estado limite de deformação poderá ser verificado:

- limitando a relação vão/altura, de acordo com 7.4.2 do Eurocódigo 2; ou
- comparando uma flecha calculada com um valor limite, de acordo com 7.4.3 do Eurocódigo 2 [19]

7.2.1. CASOS EM QUE O CÁLCULO PODE SER DISPENSADO (7.4.2 DO EUROCÓDIGO 2)

Em geral, não é necessário um cálculo explícito das flechas, uma vez que nos casos correntes são suficientes regras simples, tais como a limitação da relação vão/altura, para evitar, em situações normais, problemas de flecha. Verificações mais rigorosas são necessárias para os elementos que não respeitem esses limites ou nos casos em que sejam convenientes outros limites que não os considerados nos métodos simplificados.

Desde que as vigas ou as lajes de betão armado de edifícios sejam dimensionadas de forma a satisfazerem os limites vão/altura especificados nesta secção, poderá admitir-se que a respectiva flecha não irá exceder os limites estabelecidos anteriormente em **7.2,** limites definidos em 7.4.1(4) e (5) do Eurocódigo 2.

O valor limite da relação vão/altura poderá ser obtido pelas expressões (7.16.a) e (7.16.b) do Eurocódigo 2 (expressão (7.1)), multiplicando o valor assim obtido por coeficientes de correcção para ter em conta o tipo das armaduras utilizadas assim como outras variáveis. Na formulação destas expressões não foi tida em conta qualquer contra-flecha.

Mesmo atribuindo às peças estruturais dimensões que respeitam os limites que dispensam o cálculo explícito das deformações, este cálculo será efectuado mais à frente neste trabalho.

7.2.2. VERIFICAÇÃO DA RELAÇÃO VÃO/ALTURA

A relação vão/ altura útil (l/d) pode ser dada por:

$$\frac{l}{d} = K\left[11 + 1{,}5\sqrt{f_{ck}}\,\frac{\rho_0}{\rho} + 3{,}2\sqrt{f_{ck}}\left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{3/2}\right] \quad \text{se } \rho \leq \rho_0 \qquad (7.1a)$$

Em que:

l/d - valor limite da relação vão/altura;

K - coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais;

ρ_0 - taxa de armaduras de referência = $\sqrt{f_{ck}}\,10^{-3}$

ρ - taxa de armaduras de tracção necessária a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para equilibrar o momento devido às acções de cálculo;

ρ´ - taxa de armaduras de compressão necessária a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para equilibrar o momento devido às acções de cálculo.

Tabela 7.1 - Valores básicos da relação vão/altura útil para elementos de betão armado sem esforço normal de compressão

Sistema estrutural	*K*	*Betão fortemente solicitado* $\rho = 1,5\ \%$	*Betão levemente solicitado* $\rho = 0,5\ \%$
Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direcções	*1,0*	*14*	*20*
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa direcção ou de uma laje armada em duas direcções contínua ao longo do lado maior	*1,3*	*18*	*26*
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direcções	*1,5*	*20*	*30*
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme) (em relação ao maior vão)	*1,2*	*17*	*24*
Consola	*0,4*	*6*	*8*
***NOTA 1**: Em geral, os valores indicados são conservativos, e o cálculo poderá frequentemente revelar que é possível utilizar elementos mais esbeltos.*			
***NOTA 2**: Para lajes armadas em duas direcções, a verificação deverá ser efectuada em relação ao menor vão. Para lajes fungiformes deverá considerar-se o maior vão.*			
***NOTA 3**: Os limites indicados para lajes fungiformes correspondem, para a flecha a meio vão, a uma limitação menos exigente do que a de vão/250. A experiência demonstrou que estes limites são satisfatórios.*			

7.2.2.1. Laje fungiforme maciça

Aplicando (7.1), tem-se o valor limite de l/d:

$$\frac{l}{d} = 1,2 \times \left[11 + 1,5 \times \sqrt{25} \times \frac{0.005}{0.0035} + 3,2\sqrt{25}\left(\frac{0.005}{0.0035} - 1 \right)^{3/2} \right] = 31.5$$

Aplicando ainda o factor de correcção para as tensões nas armaduras, dado por:

$$K_s = 310 / \sigma_s \leq 500 / \left(f_{yk}\ A_{s,req} / A_{s,prov} \right) \qquad (7.2)$$

Em que:

σ_s tensão de tracção no aço a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para as acções de cálculo no estado limite de utilização;

$A_{s,prov}$ área da secção de armaduras existente na secção;

$A_{s,req}$ área da secção de armaduras necessária na secção no estado limite último.

Aplicando (7.2) tem-se:

$$K_s = \frac{500}{\frac{500 \times 8,4}{9,05}} = 1,1$$

Ainda de acordo com o Eurocódigo 2, No caso de lajes fungiformes em que o vão maior é superior a 8,5 m e que suportam divisórias que possam ser danificadas por flechas excessivas, os valores de l/d obtidos deverão ser multiplicados por 8,5 / leff (leff em metros). Tem-se então:

$$\frac{l}{d} = 31{,}5 \times 1{,}1 \times \left(\frac{8{,}5}{9 - 0{,}3} \right) = 34$$

Para a laje maciça apresentada tem-se uma secção com 0.30m de altura e foi considerada uma altura útil de 0.26m, mas sempre pelo lado da segurança, pelo que se poderia facilmente considerar um recobrimento de apenas de 3cm ou apenas 2cm, cumprindo ainda assim o regulamentado. Por outro lado, como mencionado na Nota 1 apresentada na tabela 7.1, em geral, os valores indicados são conservativos, e o cálculo poderá frequentemente revelar que é possível utilizar elementos mais esbeltos. Tem-se assim:

$\frac{l}{d} = \frac{9}{0.26} = 34{,}6$ para um recobrimento de 4cm. Para um recobrimento de 3cm tem-se:

$$\frac{l}{d} = \frac{9}{0.27} = 33.3 \leq 34 \Rightarrow ok$$

Uma vez que se utilizou uma laje com h = 0.30 m, estas condições foram verificados, sendo assim dispensado o cálculo explícito das flechas.

7.2.2.2. Laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis

Considerando os limites recomendados na tabela 7.1, tem-se:

$$\frac{l}{d} = 24$$

$$K_s = \frac{500}{\frac{500 \times 7}{9{,}8}} = 1.4$$

$$\frac{l}{d} = 24 \times 1{,}4 \times \left(\frac{8{,}5}{9 - 0.3} \right) = 33$$

Para a laje apresentada tem-se uma secção com 0.30m de altura tendo sido considerada uma altura útil de 0.27m, tem-se:

$$\frac{l}{d} = \frac{9}{0.27} = 33$$

Ficando assim verificada a relação l/d que nos dispensa do cálculo explícito das flechas. No entanto, como mencionado na Nota 1 apresentada na tabela 7.1, em geral, os valores indicados são conservativos, e o cálculo poderá frequentemente revelar que é possível utilizar elementos mais esbeltos.

Os valores obtidos são próximos dos regulamentares; no entanto devemos ainda ter em conta que a zona que apresenta as deformações máximas, segundo os resultados do programa de cálculo Robot 2010, não coincidem exactamente com as zonas de momento máximo.

7.3. FLECHA ELÁSTICA

Utilizando o modelo de análise e as cargas aplicadas na estrutura, já caracterizadas no modelo estrutural atrás referido, feito utilizando o programa Robot 2010, foi determinada a flecha elástico da laje, tendo em conta uma nova combinação de acções, relativa a Estados Limites de Utilização.

A combinação usada, relativa à combinação quase-permanente, é dada por:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{"+"} \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \qquad (7.3)$$

Sendo $\psi_{2,i} = 0.3$

Os resultados obtidos para cada tipo de laje são apresentados de seguida.

7.3.1. LAJES FUNGIFORMES MACIÇAS

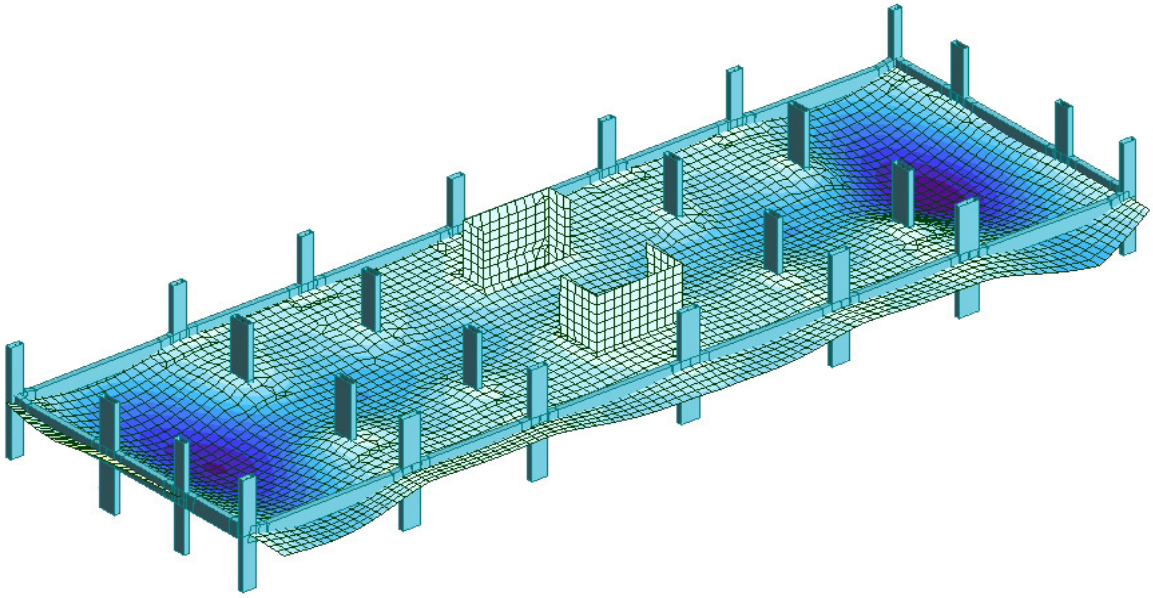


Fig. 7.1 - Esquema da deformação elástica na laje maciça de capitéis

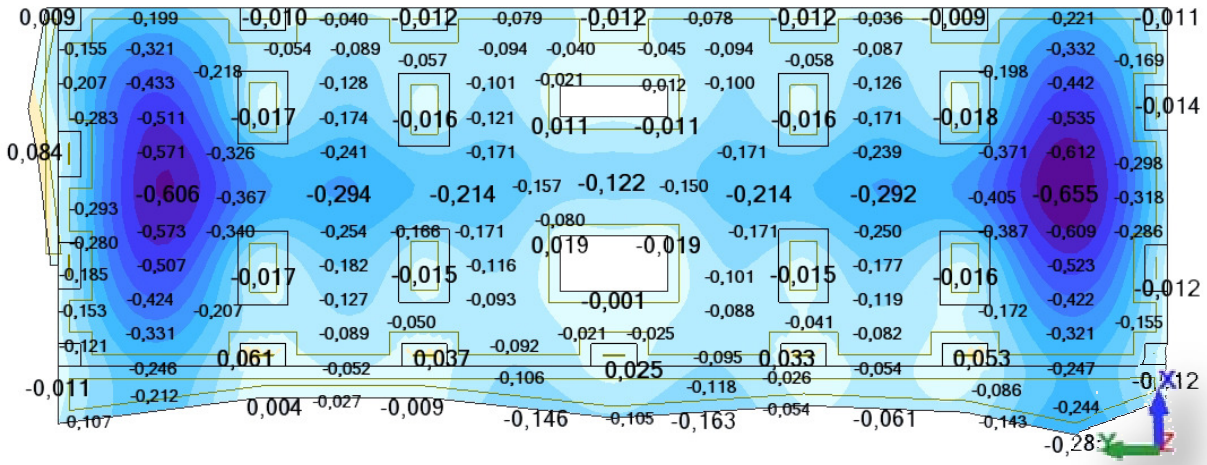


Fig. 7.2 - Deformação elástica na laje fungiforme maciça para o estado limite de utilização

7.3.2. LAJES FUNGIFORMES ALIGEIRADAS COM MOLDES PLÁSTICOS RECUPERÁVEIS

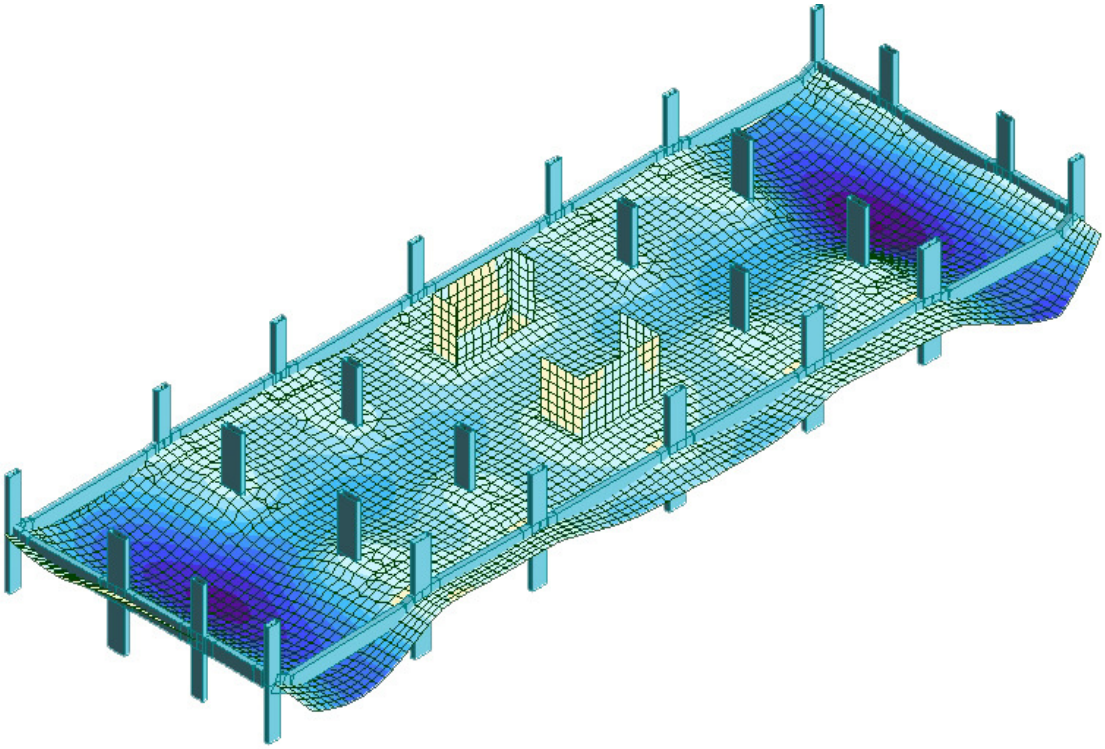


Fig. 7.3 - Esquema da deformação elástica na laje maciça fungiforme aligeirada com moldes plásticos

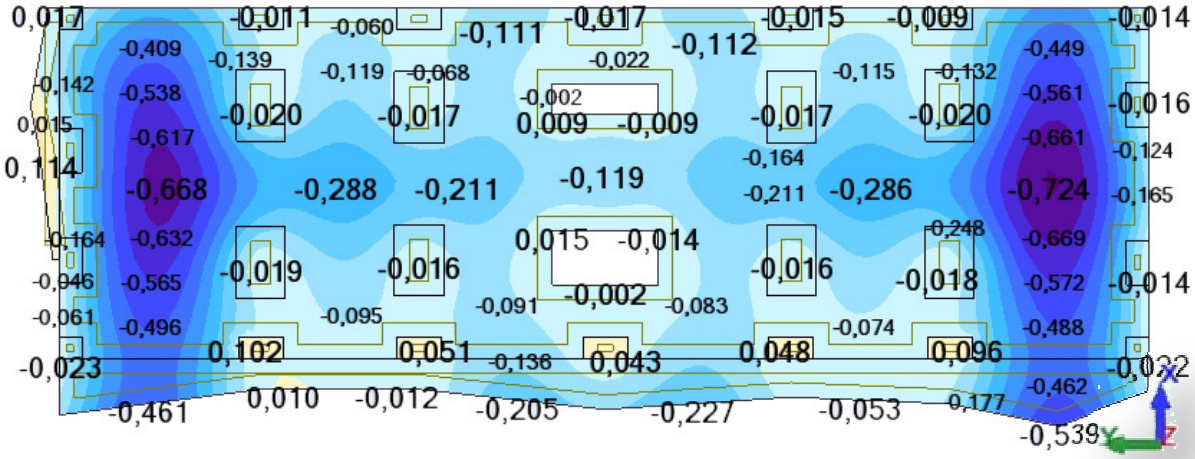


Fig. 7.4 - Deformação elástica da laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos para o estado limite de utilização

7.4. FLECHA A LONGO PRAZO

7.4.1. MÉTODO BILINEAR

O método bilinear é um método simplificado, que está limitado ao cálculo de flechas. É baseado na constatação que, no estado de serviço, a relação momento-flecha pode ser aproximada por meio de uma lei bilinear (ver figura) que representa de algum modo uma lei ponderada das relações momento-curvatura.

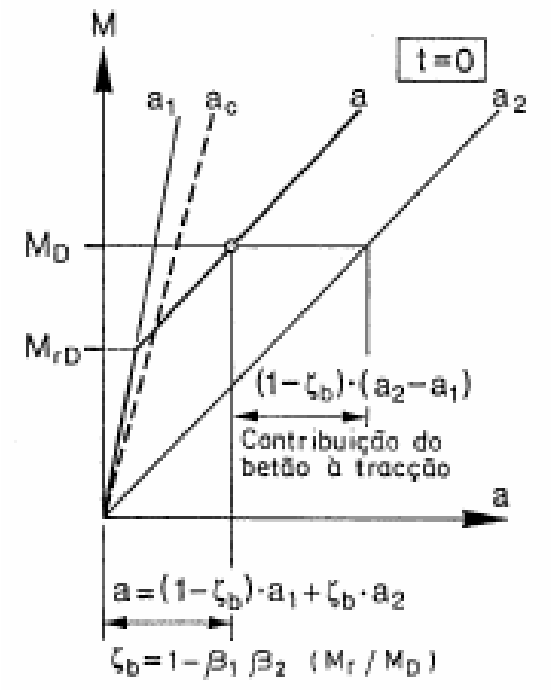


Fig. 7.5 - Relação bilinear momento-flecha

O método consiste em calcular, a partir da flecha de base a_c (resultante de um cálculo elástico com rigidez $E_c I_c$ do betão apenas), os valores extremos a_1 e a_2 da flecha nos estados I e II_0 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.

7.4.1.1 Flexão simples – simplificações utilizadas

- Simplificação relativa ao coeficiente de repartição, ζ

$$\zeta = 1 - \beta_1 . \beta_2 . \frac{M_r^2}{M^2} \qquad (7.4.)$$

$$= 0 \text{ para } M < M_r \qquad (7.5.)$$

Para um dado nível de carga este coeficiente é variável ao longo do elemento. Admitem-se no entanto as seguintes simplificações:

- O momento de fendilhação M_r é suposto constante ao longo do elemento e igual ao momento de fendilhação calculado na secção determinante:

$$M_r = M_{rD} \qquad (7.6.)$$

- O momento flector M, variável, é suposto constante; admite-se igual à média geométrica dos momentos M_{rD} M_D na secção determinante, onde M_D é o momento total devido às cargas nesta secção, para a combinação em análise:

$$M = \sqrt{M_{rD} \cdot M_D} \qquad (7.7.)$$

O coeficiente de repartição, ζ, para o método bilinear é assim:

$$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_{rD}}{M_D} \qquad (7.8.)$$

$$= 0 \text{ para } M_D < M_{rD} \qquad (7.9.)$$

Com

M_D – momento flector total, sob a combinação das acções consideradas, na secção determinante;

M_{rD} – momento de fendilhação na secção determinante;

β_1 – coeficiente que considera as propriedades de aderência dos varões, toma o valor de 1,0 se os varões forem de alta aderência e 0,5 se os varões forem lisos;

β_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.

- Simplificação relativa às flechas extremas a_1 e a_2

Se a variação das armaduras na zona determinante é ligeira, pode-se calcular as flechas extremas a_1 e a_2 duma maneira aproximada, apenas considerando as características da secção determinante.

As flechas extremas a_1 e a_2 para os estados I e II_0 são obtidas a partir da flecha a_c (considerando o betão no estado I e desprezando a armadura) multiplicando esta flecha por coeficientes de correcção k a fim de ter em conta:

- O efeito das armaduras (coeficientes k_{s1} e k_{s2}, para os estados I e II_0 ou k_A^I ou k_A^{II};
- O efeito da fluência (coeficientes $k_{\psi 1}$ e $k_{\psi 2}$, ou k_ψ^I ou k_ψ^{II})
- O efeito da retracção (coeficientes k_{cs1} e k_{cs2}, ou k_s^I ou k_s^{II}).

7.4.1.2. Cálculo da flecha provável

- Flecha a_c – valor de base, a flecha a_c é a flecha de um elemento não fendilhado, admitindo secções homogéneas e sem ter em conta a armadura ($EI = E_c I_c$). Representa o valor de base que permite exprimir os dois valores extremos a_I e a_{II_0} (a_1 e a_2) da flecha a.

- Flecha a_1 – estado I

O valor de base, a flecha a_c, é calculada sem considerar a influência da armadura (traccionada e comprimida) sobre as características geométricas da secção. Esta influência não é desprezável a partir de um certo valor da percentagem ($\rho > 0,5\%$) e provoca um aumento da rigidez e um deslocamento do centro de gravidade.

Considerando o efeito da armadura, obtém-se uma flecha $a_1 < a_c$. A introdução do efeito das armaduras pode obter-se com a ajuda de um coeficiente de correcção k_A^I e do valor de base a_c para $t = 0$.

$$a_I^{t=0} = k_A^I \,.\, a_c \qquad (7.10.)$$

Para obter a flecha no tempo t, introduz-se o coeficiente k_ψ^I (para a fluência) e os coeficientes α_s, k_s^I (para a retracção) e encontra-se:

$$a_I^t = a_t^{t=0} + a_{IG}^{t=0} \,.\, k_\psi^I \,.\, \varphi \,.\, + \alpha_s \,.\, k_s^I \,.\, |\varepsilon_{cs}| \,.\, l^2 / d \qquad (7.11.)$$

Se se considerar apenas a parcela de cargas permanentes:

$$a_{IG}^t = k_A^I \,.\, (1 + k_\psi^I \,.\, \varphi) \,.\, a_{cG} \qquad (7.12.)$$

Nestas expressões o significado dos símbolos é o seguinte:

a_{cG} – flecha de base devida às cargas permanentes;

a_I $(= a_1)$ – flecha no estado I;

a_{IG} – flecha a_I devida às cargas permanentes;

k_A^I, k_ψ^I, k_s^I – coeficientes de correcção obtidos graficamente

α_s – coeficiente dependendo do sistema estático e da distribuição longitudinal das armaduras, com valores aproximados de:

α_s = 1/16 viga duplamente encastrada;

α_s = 1/8 viga simplesmente apoiada;

α_s = 1/2 viga em consola.

φ – coeficiente de fluência (φ_c);

ε_{cs} – retracção específica;

d – altura útil (para secções em T, d deve ser substituído pela altura total h);

l – vão.

- Flecha a_{II_0} – estado II_0

Desprezando a participação do betão traccionado entre fendas, obtém-se uma flecha $a_{II_0} > a_c$ que evidentemente, pode ser considerada como o extremo superior da flecha provável a.

Exprimindo a flecha a_{II_0} com a ajuda do valor de base a_c e de um coeficiente de correcção k_A^{II}, obtêm-se para $t = 0$:

$$a_{II_0}^{t=0} = k_A^{II} \,.\, a_c \text{ (Secção rectangular)} \qquad (7.13.)$$

$$a_{II_0}^{t=0} = k_A^{II} \,.\, \left(\frac{h}{d}\right)^3 \,.\, \frac{b_1}{b} \,.\, a_c \text{ (Secção em T)} \qquad (7.14.)$$

Esta é a expressão (7.12) utilizada no caso das lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos.

Introduzindo o coeficiente k_{ψ}^{II} (para a fluência) e os coeficientes α_s, k_s^{II} (para a retracção), obtém-se para o tempo t:

$$a_{II_0}^{t} = a_{II_0}^{t=0} + a_{II_{0G}}^{t=0} \cdot k_{\psi}^{II} \varphi . + \alpha_s \cdot k_s^{II} \cdot \left|\varepsilon_{cs}\right| \cdot l^2 / d \qquad (7.15.)$$

Para uma secção rectangular e considerando apenas as cargas permanentes:

$$a_{II_{0G}}^{t} = k_A^{II} \cdot (1 + k_{\psi}^{II} \cdot \varphi) \cdot a_{cG} \qquad (7.16.)$$

a_{II_0} – flecha no estado II_0;

$a_{II_{0G}}$ – flecha a_{II_0} devida às cargas permanentes;

k_A^{II}, k_{ψ}^{II}, k_s^{II} – coeficientes de correcção obtidos graficamente.

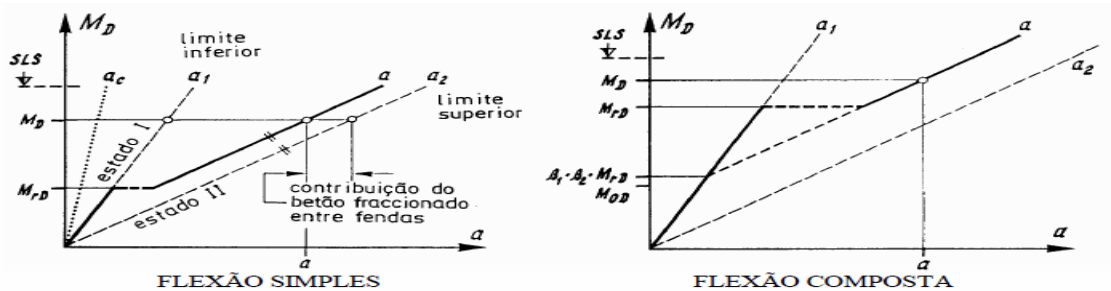
- Flecha provável a

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

$$a = a_1 \text{ se } M < M_r \qquad (7.17.)$$

$$a = (1 - \zeta) \cdot a_I + \zeta \cdot a_{II_0} \text{ se } M > M_r \qquad (7.18.)$$

Com M e M_r definidos na secção determinante D (M_D, M_{rD}) e ζ e M_r definidos de acordo com a figura 7.6



$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_{rD}}{M_D}$

$= 0$ para $M_D < M_{rD}$

$M_{rD} = W_{1D} \cdot f_{ct} \cong W_c \cdot f_{ct}$

$\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \frac{M_{rD}}{M_D}$ [para $\beta_1 \cdot \beta_2 \cdot M_{rD} \geq M_{0D}$]

$= 0$ para $M_D < M_{rD}$

$\zeta = 1 - \frac{M_{0D}}{M_D}$ [$\beta_1 \cdot \beta_2 \cdot M_{rD} < M_{0D}$]

$= 0$ para $M_D < M_{0D}$

$M_{rD} = W_1 \left(f_{ct} - \frac{N}{A_1} \right) \cong W_c \cdot \left(f_{ct} - \frac{N}{A_c} \right)$

$M_{0D} = -N \cdot x_{12}^{(*)} \cdot \frac{1}{1 - k_s^I / k_s^{II}}$

* x_{12} - distância entre a posição do eixo neutro no estado I e no estado II_0.

Fig. 7.6- Definição dos valores ζ, M_r e M_0

7.4.1.3. Extensão do método ao cálculo de flechas em lajes

Para determinar a flecha provável de uma laje de betão armado ou pré-esforçado pode-se aplicar o método bilinear, procedendo como se segue:

- Cálculo de a_c por um método clássico da elasticidade. A este nível, o efeito da anisotropia pose ser introduzido, sendo no entanto desprezável na maior parte dos casos;
- Cálculo dos momentos máximos por faixa de largura unitária, $m_{x,max}$, $m_{y,max}$. A secção na qual actua o maior momento positivo é a determinante (esta secção não coincide necessariamente com a secção de flecha máxima a_c); calcula-se para esta secção o momento de fendilhação e todos os coeficientes de correcção.
- Cálculo de a_I a_{II_0} e da flecha provável a. As quantidades m_r, ρ e ρ' – são valores por unidade de largura.

7.4.2. CÁLCULO DO COEFICIENTE DE FLUÊNCIA

De acordo com o Eurocódigo 2, O coeficiente de fluência, $\phi(t,t_0)$, poderá ser calculado a partir de:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t,t_0) \qquad (7.19.)$$

Em que:

ϕ_0 coeficiente de fluência que poderá ser calculado a partir de:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta_{(fcm)} \times \beta_{(t_0)} \qquad (7.20)$$

ϕ_{RH} factor que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - HR/100}{0{,}1 \times \sqrt[3]{h_0}} \qquad \text{para } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \qquad (7.21.)$$

RH humidade relativa do meio ambiente, em %;

$\beta(f_{cm})$ factor que tem em conta a influência da resistência do betão no coeficiente de fluência convencional;

$$\beta_{(fcm)} = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \qquad (7.22)$$

f_{cm} valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, em MPa, aos 28 dias de idade;

$\beta(t_0)$ factor que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência:

$$\beta_{(t_0)} = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} \qquad (7.23)$$

h_0 espessura equivalente do elemento, em mm, em que:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \qquad (7.24)$$

A_c área da secção transversal;

u parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente;

$\beta_c(t,t_0)$ coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento, e que poderá ser estimado pela seguinte expressão:

$$\beta_c(t,t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3} \qquad (7.25)$$

t idade do betão, em dias, na data considerada;

t_0 idade do betão, em dias, à data do carregamento;

t – t0 duração não corrigida do carregamento, em dias;

β_H coeficiente que depende da humidade relativa (RH em %) e da espessura equivalente do elemento (h0 em mm). Poderá ser estimado a partir de:

$$\beta_H = 1{,}5[1+(0.012RH)^{18}]h_0 + 250 \le 1500 \text{ para } f_{cm} \le 35 \qquad (7.26)$$

7.4.3.APLICAÇÃO DO MÉTODO BILINEAR AO CASO DA LAJE FUNGIFORME MACIÇA

7.4.3.1. Cálculo do coeficiente de fluência

Considerando:

- $b = 1{,}0m$
- $d = 0{,}26m$
- $A_c = 1{,}0 * 0{,}26 = 0{,}26m^2$
- $t = \infty$
- $t_0 = 28$ dias
- HR=40%
- $u = 2m$

Aplicando as expressões mencionadas anteriormente tem-se:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 * 0{,}26}{2} = 0{,}26m = 260mm$$

$$\beta_H = 1{,}5[1+(0.012RH)^{18}]h_0 + 250 = 1{,}5\times[1+(0.012 * 40)^{18}]\times 260 + 250 = 640 \le 1500 \Rightarrow OK$$

$$\beta_{(t_0)} = \frac{1}{(0.1+t_0^{0.20})} = \frac{1}{(0.1+28^{0.20})} = \quad 0{,}48845$$

$$\beta_{(fcm)} = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{33}} = \quad 2{,}925$$

$$\varphi_{RH} = 1+\frac{1-HR/100}{0{,}1\times\sqrt[3]{h_0}} = 1+\frac{1-40/100}{0{,}1\times\sqrt[3]{260}} = \quad 1{,}94007$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH}\times\beta_{(fcm)}\times\beta_{(t_0)} = \quad 1{,}94\times 2{,}925\times 0{,}49 = \quad 2{,}77$$

7.4.3.2.Coeficientes $k_a^I, k_\psi^I, k_a^{II}, k_\psi^{II}$

Estes coeficientes são obtidos através da análise de ábacos mas para tal é necessário definir alguns parâmetros. Os parâmetros a definir são:

$$d/h = 0{,}26/0{,}30 = 0.867 \approx 0.9$$

$$d'/h = 0{,}04/0{,}30 = \quad 0{,}133$$

$$\chi\cdot\varphi = 0{,}8\times 3.896 = 11{,}69$$

$$\alpha\cdot\rho \Rightarrow \left\{\begin{array}{l} \alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{210}{31} = 6{,}77 \\ \rho = \frac{A_s(\phi 12//12{,}5)}{b\times d} = \frac{9{,}05cm^2}{100*26} = 0.0035 \end{array}\right\} \Rightarrow 6{,}77\times 0.0035 = 0{,}0235$$

$$\rho'/\rho \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \rho' = \frac{A_s(\phi 12//.15)}{b \times d} = \frac{7{,}54 cm^2}{100 \times 26} = 0{,}0039 \\ \rho = \frac{A_s(\phi 12//.12{,}5)}{b \times d} = \frac{9{,}05 cm^2}{100 \times 26} = 0.0035 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{0{,}0029}{0.0035} = 0.83$$

Pelos ábacos tem-se:

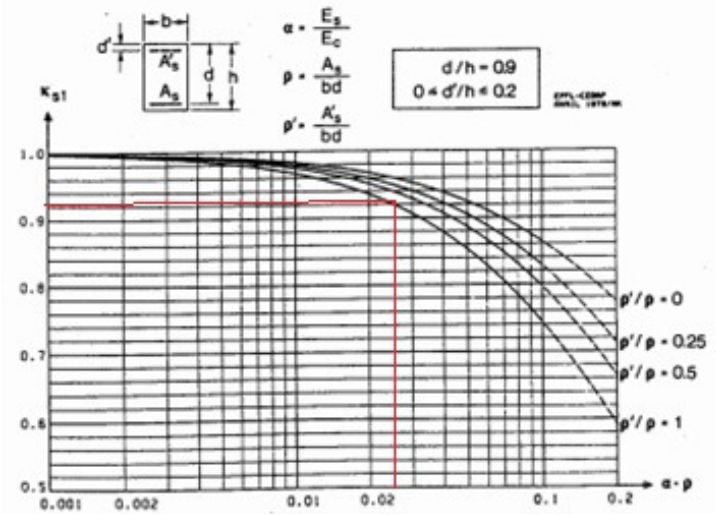


Fig. 7.7 - $k_a^I = 0,94$

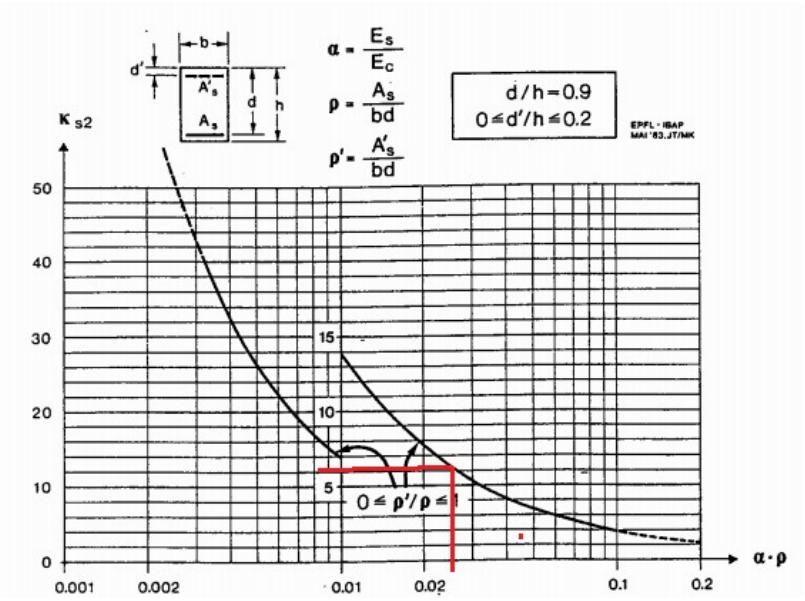


Fig. 7.8 - $k_a^{II} = 6$

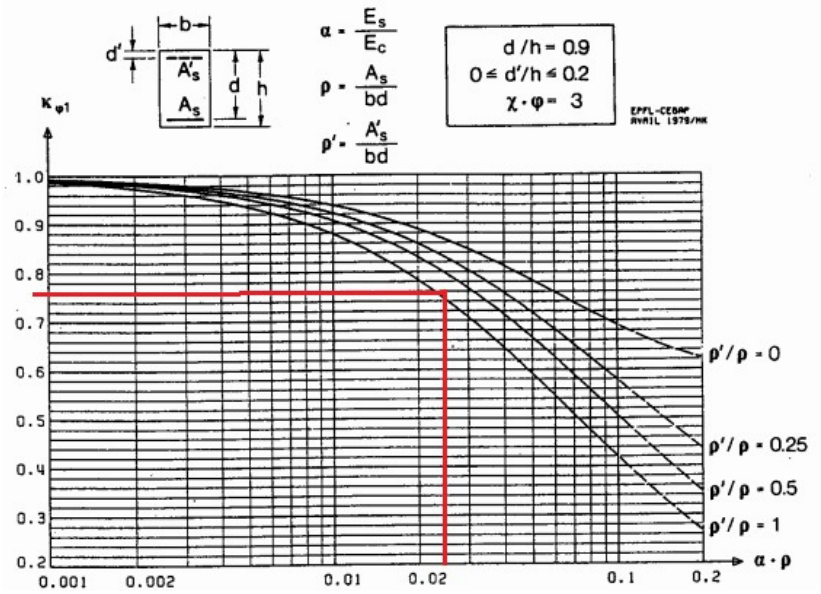


Fig.7.9 - $k_{\psi}^{I} = 0,76$

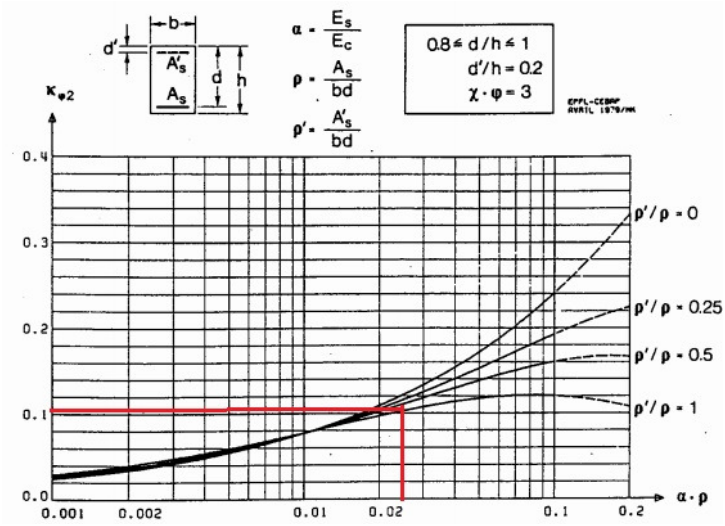


Fig. 7.10 - $k_{\psi}^{II} = 0.10$

7.4.3.3.Coeficientes de Repartição ζ

Para a definição do coeficiente de repartição é necessário calcular o momento de fendilhação na secção determinante M_{rd} e o momento flector máximo M_d, resultante da combinação de acções considerada na secção determinante. Desta forma, o momento máximo a considerar será o maior valor e momento negativo existente retirado dos diagramas de momentos obtidos no Robot, para o estado limite de serviço, E.L.S..

O momento de fendilhação na secção determinante é calculado da seguinte forma:

$$M_{rd} = \frac{b \times h^2}{6} \times f_{ctm} = \frac{1,0 \times 0,30^2}{6} \times 2,6 \times 10^3 = \quad 39kN \qquad (7.27)$$

O momento flector máximo sob a combinação de acções permanente foi obtido através do programa de cálculo ROBOT e ao seguinte valor:

$$M_d = \text{máx}\ (M_{x\,Max}, M_{y\,Max}) = 57\text{kN} \qquad (7.28)$$

Uma vez que se encontram definidos todos os parâmetros, é possível determinar o coeficiente de repartição, da seguinte forma,

Para t=0 $\Rightarrow \zeta = 1 - \beta_1.\beta_2.\frac{M_{rD}}{M_D} = 1 - 1\times 1\times \frac{39}{57} = \ 0,316$

Para t=t $\Rightarrow \zeta = 1 - \beta_1.\beta_2.\frac{M_{rD}}{M_D} = 1 - 1\times 0,5\times \frac{39}{57} = \ 0,658$

7.4.3.4. Determinação da flecha a_I e a_{II_0}

Flecha no estado I:

Para t=0, $a_1 = k_A^I \times a_c = 0,94\times 6,55 = 6,157mm$

Para t=t, $a_1 = k_A^I \times (1 + k_\psi^I \times \varphi)\times a_c = 0,94\times(1 + 0,46\times 2.77)\times 6,55 = 19,12\text{mm}$

Flecha no estado II_0:

Para t=0, $a_{II_0} = k_A^{II} \times a_c = 6 * 6.55 = \ 39,30mm$

Para t=t, $a_{II_0} = k_A^{II} \times (1 + k_\psi^{II} \times \varphi)\times a_c = 6\times(1 + 0,1\times 2,77)\times 6,55 = 50,19mm$

7.4.3.5. Determinação da Flecha provável α

$$\alpha = (1-\xi)\times a_I + \xi \times a_{II} \quad \text{se } M \geq M_r$$

Para t=0, $\alpha = (1-\xi)\times a_I + \xi \times a_{II} = (1-0,316)\times 6.16 + 0,316\times 39.30 = 16,62mm$

Para t=t, $\alpha = (1-\xi)\times a_I + \xi \times a_{II} = (1-0,568)\times 19,12 + 0,658\times 50,19 = 39,56mm$

7.4.4. APLICAÇÃO DO MÉTODO BILINEAR AO CASO DA LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADAS COM MOLDES PLÁSTICOS RECUPERÁVEIS

7.4.4.1. Cálculo do coeficiente de fluência

Considerando:

- $b = 0,8\text{m}$ ver figura 9.15
- $d = 0,26\text{m}$ ver figura 9.15
- $A_c = 0,111m^2$ ver figura 9.15
- $t = \infty$
- $t_0 = 28$ dias
- HR=40%
- $u = 1,85\text{m}$

Aplicando as expressões mencionadas anteriormente tem-se:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 * 0,111}{1,85} = 0,12m = 120mm$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250 = 1,5\times[1 + (0.012 * 40)^{18}]\times 120 + 250 = \ 430 \leq 1500 \Rightarrow OK$$

$$\beta_{(t_0)} = \frac{1}{(0.1+t_0^{0.20})} = \frac{1}{(0.1+28^{0.20})} = \quad 0,48845$$

$$\beta_{(fcm)} = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{33}} = 2,925$$

$$\varphi_{RH} = 1+\frac{1-HR/100}{0,1\times\sqrt[3]{h_0}} = \quad 2,22$$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH}\times\beta_{(fcm)}\times\beta_{(t_0)} = \quad 3,17$$

7.4.4.2.Coeficientes $k_a^I, k_\psi^I, k_a^{II}, k_\psi^{II}$

Estes coeficientes são obtidos através da análise de ábacos mas para tal é necessário definir alguns parâmetros. Os parâmetros a definir são:

$$d/h = 0,26/0,30 = 0.867 \approx 0.9$$

$$d'/h = 0,04/0,30 = \quad 0,133$$

$$\chi\cdot\varphi = 0,8\times3,17 = 2,53$$

$$\alpha\cdot\rho \Rightarrow \left\{\begin{array}{l}\alpha=\frac{E_s}{E_c}=\frac{210}{31}=6,77\\ \rho=\frac{A_s(2\phi25)}{1110}=\frac{9,05cm^2}{1110}=0.00885\end{array}\right\} \Rightarrow 6,77\times0.00885 = 0,060$$

$$\rho'/\rho \Rightarrow \left\{\begin{array}{l}\rho'=\frac{A_s(\phi10//.20)\times0,8}{1110}=\frac{3,144cm^2}{1110}=0,0028\\ \rho=\frac{A_s(2\phi25)}{1110}=\frac{9,82cm^2}{1110}=0.00885\end{array}\right\} \Rightarrow \frac{0,0028}{0.00885} = 0,32$$

Pelos ábacos tem-se:

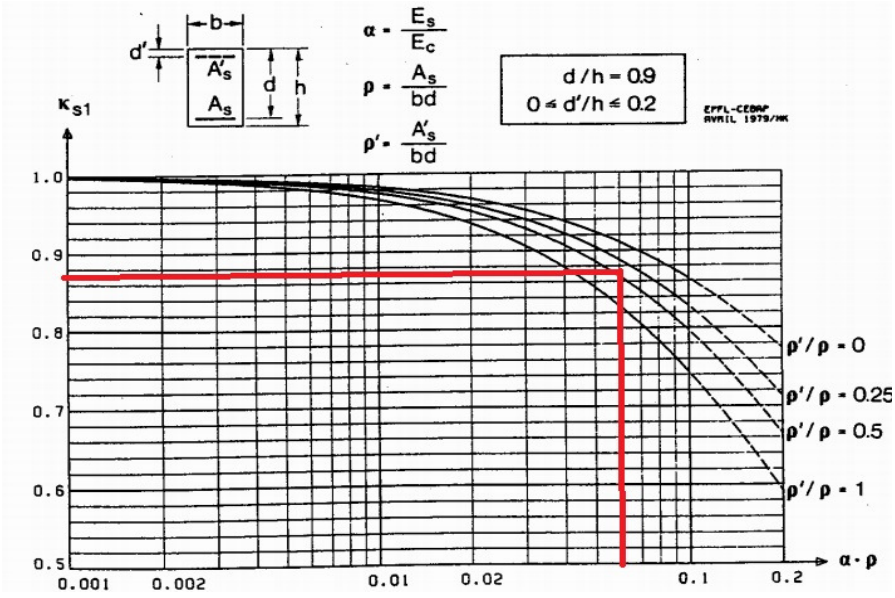


Fig. 7.11 - $k_a^I = 0,87$

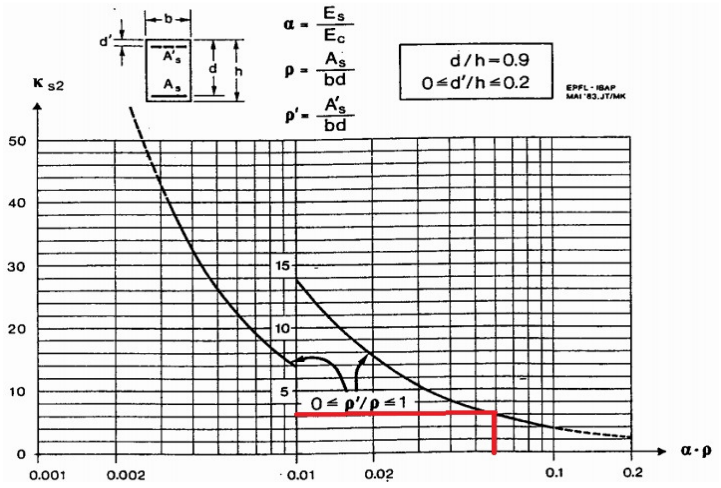


Fig. 7.12 - $k_a^{II} = 3$

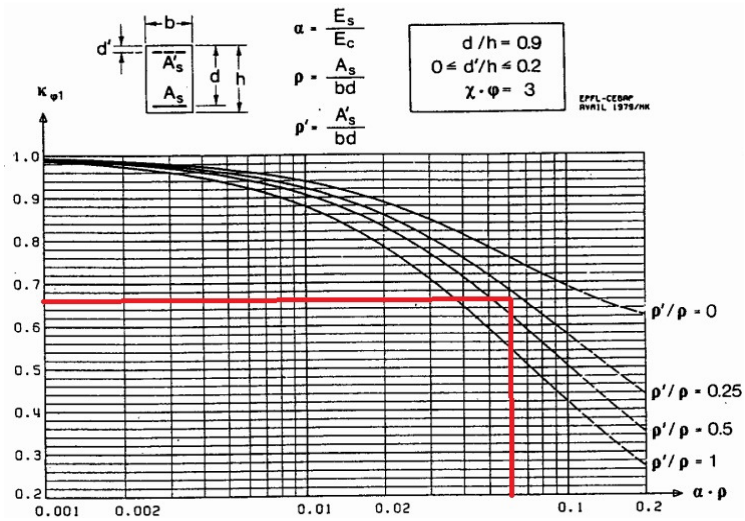


Fig. 7.13 - $k_\psi^I = 0,66$

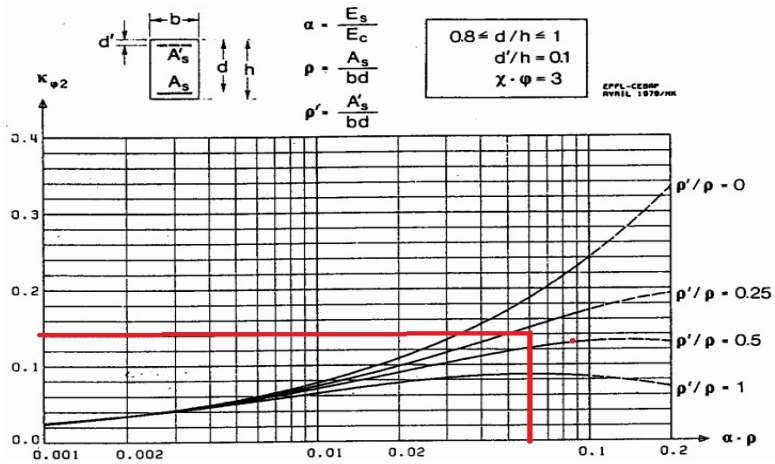


Fig. 7.14 - $k_\psi^{II} = 0.14$

7.4.4.3.Coeficientes de Repartição ζ

Para a definição do coeficiente de repartição é necessário calcular o momento de fendilhação na secção determinante M_{rd} e o momento flector máximo M_d, resultante da combinação de acções considerada na secção determinante. Desta forma, o momento máximo a considerar será o maior valor e momento negativo existente retirado dos diagramas de momentos obtidos no Robot, para os estados limites de serviço. E.L.S..

O momento de fendilhação na secção determinante é calculado da seguinte forma:

$$M_{rd} = \frac{I_x}{v_2} \times f_{ctm} = \frac{0.00072}{0.2053} \times 2,6 \times 10^3 = \ 9,08 kN.m \qquad (7.29)$$

Em que:

I_x é o momento de inércia em relação ao eixo x que passa pelo centro de gravidade da peça, considerando a laje de moldes como uma viga em T

V_2 é a distância do centro de gravidade à zona da laje mais fortemente traccionada.

O esquema exemplificativo da laje de moldes é apresentado na figura seguinte:

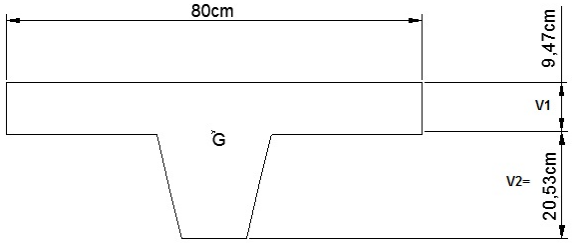


Fig. 7.15 - Propriedades da secção da laje de moldes plásticos

O momento flector máximo sob a combinação de acções permanente foi obtido através do programa de cálculo ROBOT e ao seguinte valor:

M_d= máx ($M_{x\,Max}$, $M_{y\,Max}$) = 39,6kN.m

Como se tem uma secção com base de 80cm, temos um momento flector de:

$M_d = 39,6 \times 0,8 = 31,68 kN.nervura$

Uma vez que se encontram definidos todos os parâmetros, é possível determinar o coeficiente de repartição, da seguinte forma,

Para t=0 $\Rightarrow \zeta = 1 - \beta_1.\beta_2.\frac{M_{rD}}{M_D} = 1 - 1 \times 1 \times \frac{9,08}{31,68} = 0,713$

Para t=t $\Rightarrow \zeta = 1 - \beta_1.\beta_2.\frac{M_{rD}}{M_D} = 1 - 1 \times 0,5 \times \frac{9,08}{31,68} = 0,857$

7.4.4.4. Determinação da flecha a_I e a_{II_0}

Flecha no estado I:

Para t=0, $a_1 = k_A^I \times a_c = 0,87 \times 7.24 = 6,3 mm$

Para t=t, $a_1 = k_A^I \times (1 + k_\psi^I \times \varphi) \times a_c = 0,87 \times (1 + 0,66 \times 3.166) \times 7.24 = 19,46 mm$

Flecha no estado II_0:

Para t=0, $a_{II_0}^{t=0} = k_A^{II} \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot \frac{b_1}{b} \cdot a_c = 3 \times \left(\frac{0,30}{0,26}\right)^3 \times \frac{0,32}{0,8} \times 7,24 = 13,35\text{mm}$

Para t=t: $a_{II_0}^{t=t} = k_A^{II} \times (1 + k_\psi^{II} \times \varphi) \times a_c = 3 \times (1 + 0,14 \times 3,16) \times 7,24 = 31,36mm$

7.4.4.5. Determinação da Flecha provável α

$$\alpha = (1-\xi) \times a_I + \xi \times a_{II} \quad \text{se } M \geq M_r$$

Para t=0, $\alpha = (1-\xi) \times a_I + \xi \times a_{II} = (1-0,713) \times 6,3 + 0,713 \times 13,35 = 11,33mm$

Para t=t, $\alpha = (1-\xi) \times a_I + \xi \times a_{II} = (1-0,857) \times 19,46 + 0,857 \times 31,36 = 29,66mm$

7.5. EFEITO DA DATA DE CARREGAMENTO DA ESTRUTURA NA DEFORMAÇÃO DA LAJE

7.5.1. INTRODUÇÃO

As propriedades do betão variam com o tempo; o intervalo de tempo deixado entre a betonagem, a descofragem e o carregamento da estrutura influencia o desempenho da estrutura. Neste ponto tentar-se-á fazer uma análise comparativa entre a estrutura carregada aos 28 dias, quando o betão já tem o pleno das suas capacidades, e a mesma estrutura mas carregada ao 8 dias, que é o que por vezes acontece na realidade devido aos apertados prazos, e a custos que estes envolvem.

7.5.2. PROPRIEDADES DO BETÃO EM FUNÇÃO DA IDADE

O Eurocódigo 2 prevê a alteração das propriedades do betão em função da sua idade. Segundo este, se necessário especificar a tensão de rotura do betão à compressão, $f_{ck}(t)$, na idade t para uma série de fases (por exemplo, desmoldagem, transferência do pré-esforço), esta pode ser dada por:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8(\text{MPa}) \text{ para } 3 \text{ dias} < t < 28 \text{ dias} \tag{7.30}$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \text{ para } t \geq 28 \text{ d} \tag{7.31}$$

Valores mais precisos deverão basear-se em ensaios, nomeadamente para t ≤ 3 d.

A tensão de rotura do betão à compressão numa idade t depende do tipo de cimento, da temperatura e das condições de cura. Para uma temperatura média de 20 °C e uma cura de acordo com a EN 12390, a tensão de rotura do betão à compressão em várias idades, $f_{cm}(t)$, poderá ser estimada pelas expressões:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \tag{7.32}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left\{s\left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{1/2}\right]\right\} \tag{7.33}$$

em que:

$\boldsymbol{f_{cm}(t)}$ tensão média de rotura do betão à compressão à idade de t dias;

$\boldsymbol{f_{cm}}$ tensão média de rotura aos 28 d de idade, de acordo com a tabela 3.1;

$\boldsymbol{\beta_{cc}(t)}$ coeficiente que depende da idade do betão t;

t idade do betão, em dias;

s coeficiente que depende do tipo de cimento:

= 0,20 para cimento das classes de resistência CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (Classe R);
= 0,25 para cimento das classes de resistência CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (Classe N);
= 0,38 para cimento das classes de resistência CEM 32,5 N (Classe S).

NOTA: exp{ } tem o mesmo significado de $e^{( )}$

A evolução com o tempo da resistência à tracção é fortemente influenciada pelas condições de cura e de secagem e também pelas dimensões dos elementos estruturais. Em primeira aproximação, poderá admitir-se que a resistência à tracção $f_{ctm}(t)$ é igual a:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} \times f_{ctm} \tag{7.34}$$

em que $\beta_{cc}(t)$ é obtido pela expressão (7.30) e

$\alpha = 1$ para $t < 28$

$\alpha = 2/3$ para $t \geq 28$.

A variação do módulo de elasticidade com o tempo pode ser estimada por:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0.3} E_{cm} \tag{7.35}$$

Em que $E_{cm}(t)$ e $f_{cm}(t)$ são os valores na idade de t dias, e E_{cm} e f_{cm} são os valores determinados à idade de 28 dias. A relação entre $f_{cm}(t)$ e f_{cm} é obtida pela expressão (7.34).

O coeficiente de Poisson poderá ser considerado igual a **0,2** para betão não fendilhado e a **0** para betão fendilhado.

Na falta de informações mais rigorosas, o coeficiente de dilatação térmica linear poderá ser considerado igual a $10 \cdot 10^{-6}$ K^{-1}. [19]

Aplicando as expressões anteriores à classe de betão C25/30, para um t igual a 8 dias, tem-se:

Tabela 7.2 - Propriedades do betão aos 8 e aos 28 dias de idade

t=8 dias			***t=28 dias***		
βcc(t=8)	0,80				
$f_{cm}(t=8)$	26,54	MPa	f_{cm}	33,00	MPa
$f_{ck}(t=8)$	18,54	MPa	f_{ck}	25,00	MPa
$f_{ctm}(t=8)$	2,09	MPa	f_{ctm}	2,60	MPa
$E_{cm}(t=8)$	29,04	GPa	E	31,00	GPa

7.5.3. ESTRUTURA COM LAJE FUNGIFORME MACIÇA CARREGADA AOS 8 DIAS

Para a determinação da deformação da estrutura, começando esta a ser carregada aos 8 dias, determinou-se no robot a flecha elástica da estrutura, apenas para as cargas permanentes, com as propriedades do betão aos 8 dias de idade. Esta será usada como flecha base. A figura (7.16) mostra a deformação da estrutura para esse caso.

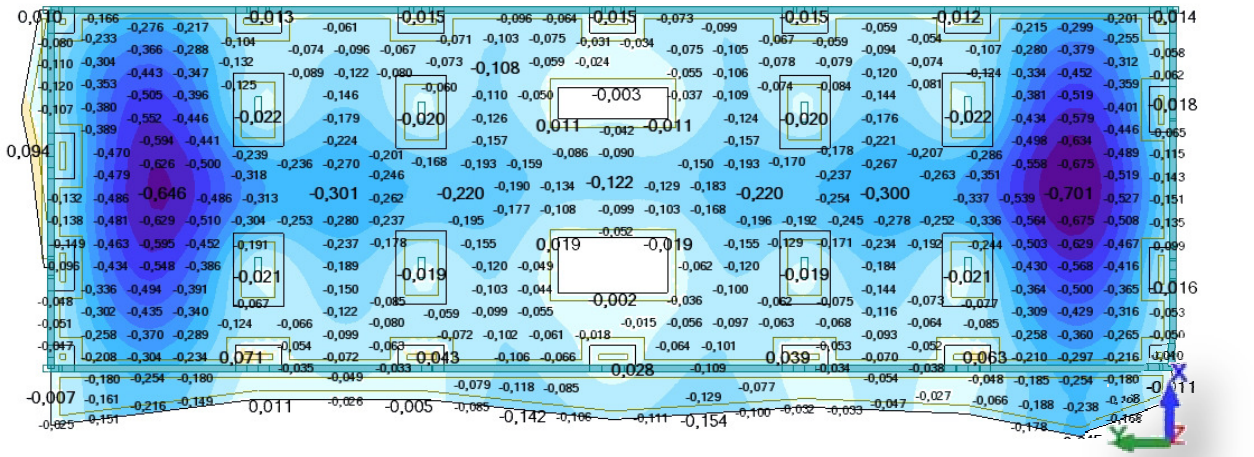


Fig. 7.16 - Deformação base da estrutura carregada aos 8 dias

Na figura tem-se uma deformação máxima, que será tomada como flecha base, de ***7,01mm***

7.5.3.1. Aplicação do método bilinear

Por uma questão de simplificação, vão ser omitidos todos os passos intermédios e cálculos para o método bilinear, pois o método usado é em tudo semelhante ao ponto **7.4.** deste trabalho. Tem-se então:

Para a determinação do coeficiente de fluência:

- $b = 1{,}0m$
- $d = 0{,}26m$
- $A_c = 0{,}26m^2$
- $t = \infty$
- $t_0 = 8$ dias
- HR=40%
- $u = 2{,}0m$
- f_{cm}=33MPa
- f_{ctm}=2,6MPa

Daqui tem-se:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta_{(fcm)} \times \beta_{(t_0)} = 3{,}512$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - HR/100}{0{,}1 \times \sqrt[3]{h_0}} = 1{,}94$$

$$\beta_{(fcm)} = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2{,}92$$

$$\beta_{(t_0)} = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0{,}619$$

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = 260$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3} = 1$$

$\beta_H = 1{,}5[1+(0.012RH)^{18}]h_0 + 250 = 640 \le 1500$

Aplicando o método bilinear, sendo os coeficientes $k_a^I, k_\psi^I, k_a^{II}, k_\psi^{II}$ obtidos através da análise de ábacos em função dos seguintes parâmetros:

$d/h = 0{,}26/0{,}30 = 0.867 \approx 0.9$

$d'/h = 0{,}04/0{,}30 = \quad 0{,}133$

$\chi \cdot \varphi = 0{,}8 \times 3{,}512 = 2{,}81$

$\alpha \cdot \rho = 0{,}025$

$$\rho'/\rho \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \rho' = \frac{A_s(\phi 12//.15)}{b \times d} = \frac{7{,}54 cm^2}{100 \times 26} = 0{,}0039 \\ \rho = \frac{A_s(\phi 12//.12{,}5)}{b \times d} = \frac{9{,}05 cm^2}{100 \times 26} = 0.0035 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{0{,}0029}{0.0035} = 0.83$$

Pelos ábacos tem-se:

$k_a^I = 0{,}9$

$k_a^{II} = 8$

$k_\psi^I = 0{,}78$

$k_\psi^{II} = 0.10$

O momento de fendilhação na secção determinante é calculado da seguinte forma:

$$M_{rd} = \frac{b \times h^2}{6} \times f_{ctm} = \frac{1{,}0 \times 0{,}30^2}{6} \times 2{,}09 \times 10^3 = \quad 31{,}37 kN$$

O momento flector máximo sob a combinação de acções permanente foi obtido através do programa de cálculo ROBOT e ao seguinte valor:

M_d= máx ($M_{x\,Max}$, $M_{y\,Max}$) = 57kN

De acordo com os valores determinados anteriormente, o Coeficientes de Repartição ζ é dado por:

Para t=0 $\Rightarrow \zeta = 1 - \beta_1.\beta_2.\frac{M_{rD}}{M_D} = 1 - 1 \times 1 \times \frac{31{,}37}{57} = \quad 0{,}45$

Para t=t $\Rightarrow \zeta = 1 - \beta_1.\beta_2.\frac{M_{rD}}{M_D} = 1 - 1 \times 0{,}5 \times \frac{31{,}37}{57} = \quad 0{,}725$

Sabendo que a flecha base, a_c, retirada da *figura 7.1* é de 7,01cm, tem-se então:

Flecha no estado I:

Para t=0, $a_1 = k_A^I \times a_c = 0{,}90 \times 7{,}01 = 6{,}31 mm$

Para t=t, $a_1 = k_A^I \times (1 + k_\psi^I \times \varphi) \times a_c = 0{,}9 \times (1 + 0{,}78 \times 3.51) \times 7.01 = 23{,}59 mm$

Flecha no estado II_0:

Para t=0, $a_{II_0} = k_A^{II} \times a_c = 8 \times 7,01 = 56,08 mm$

Para t=t, $a_{II_0} = k_A^{II} \times (1 + k_\psi^{II} \times \varphi) \times a_c = 8 \times (1 + 0,1 \times 3,512) \times 7,01 = 75,78 mm$

A flecha provável, α, é então dada por:

Para t=0, $\alpha = (1-\xi) \times a_I + \xi \times a_{II} = (1-0,45) \times 6.31 + 0,45 \times 56,08 = 28,69 mm$

Para t=t, $\alpha = (1-\xi) \times a_I + \xi \times a_{II} = (1-0,725) \times 23,59 + 0,725 \times 75,78 = 61,43 mm$

7.5.4. ESTRUTURA COM LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADAS COM MOLDES PLÁSTICOS RECUPERÁVEIS CARREGADA AOS 8 DIAS

A figura (7.17) mostra a deformação da estrutura para esse caso, e para as propriedades do betão aos 8 dias de idade.

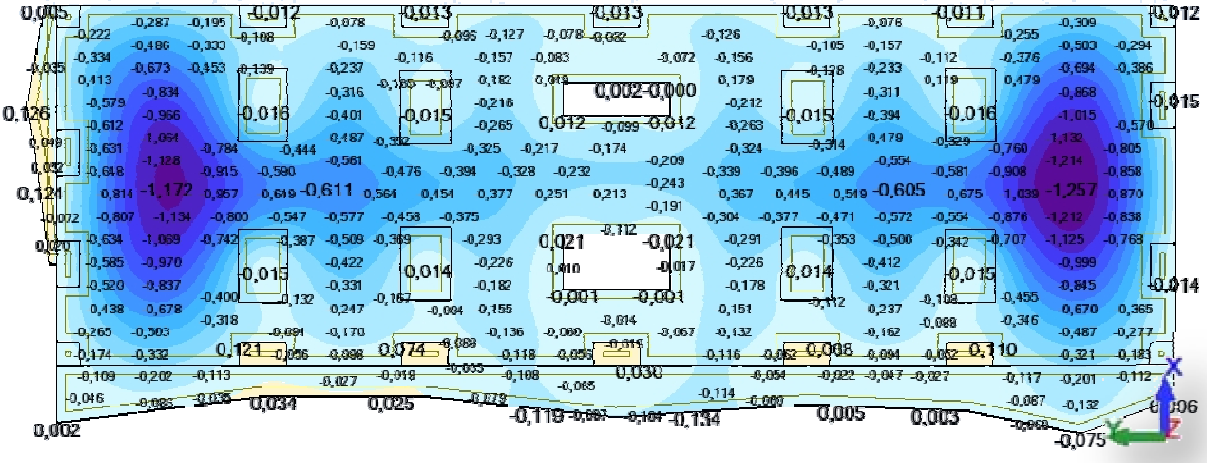


Fig. 7.17 - Deformação base da estrutura carregada aos 8 dias

Na figura tem-se uma deformação máxima, que será tomada como flecha base, de ***12,6mm.*** A flecha calculada é fruto apenas das cargas permanentes

7.5.4.1. Aplicação do método bilinear

Por uma questão de simplificação, vão ser omitidos todos os passos intermédios e cálculos para o método bilinear, pois o método usado é em tudo semelhante ao ponto **7.3.** deste trabalho. Tem-se então:

Para a determinação do coeficiente de fluência:

- $b = 0,8m$
- $d = 0,26m$
- $A_c = 0,111 m^2$
- $t = \infty$
- $t_0 = 8$ dias
- HR=40%
- $u = 1,85m$
- f_{cm}=33MPa
- f_{ctm}=2,6MPa

Daqui tem-se:

$\varphi_0 = \varphi_{RH\times}\beta_{(fcm)} \times \beta_{(t_0)} = 4{,}01$

Aplicando o método bilinear, sendo os coeficientes $k_a^I, k_\psi^I, k_a^{II}, k_\psi^{II}$ obtidos através da análise de ábacos em função dos seguintes parâmetros:

$d/h = 0{,}26/0{,}30 = 0.867 \approx 0.9$

$d'/h = 0{,}04/0{,}30 = \ 0{,}133$

$\chi \cdot \varphi = 0{,}8 \times 4.01 = 3{,}21$

$\alpha \cdot \rho = 0{,}032$

$\rho'/\rho = 0{,}32$

Pelos ábacos tem-se:

$k_a^I = 0{,}93$

$k_a^{II} = 4{,}5$

$k_\psi^I = 0{,}78$

$k_\psi^{II} = 0.1$

O momento de fendilhação na secção determinante é calculado da seguinte forma:

$$M_{rd} = \frac{I_x}{v_2} \times f_{ctm} = \frac{0.00072}{0.2053} \times 2{,}09 \times 10^3 = 7{,}3 kN.m$$

O momento flector máximo sob a combinação de acções permanente foi obtido através do programa de cálculo ROBOT e ao seguinte valor:

M_d= máx ($M_{x\,Max}$, $M_{y\,Max}$) = 38kN.m

M_d=38*0.8=30,4kN.m por molde

De acordo com os valores determinados anteriormente, o Coeficientes de Repartição ζ é dado por:

Para t=0 $\Rightarrow \zeta = 1 - \beta_1.\beta_2.\frac{M_{rD}}{M_D} = 1 - 1 \times 1 \times \frac{7{,}3}{30{,}4} = \ 0{,}760$

Para t=t $\Rightarrow \zeta = 1 - \beta_1.\beta_2.\frac{M_{rD}}{M_D} = 1 - 1 \times 0{,}5 \times \frac{7{,}3}{30{,}4} = \ 0{,}880$

Sabendo que a flecha base, a_c, retirada da *figura 7.1* é de 12,6cm, tem-se então:

Flecha no estado I:

Para t=0, $a_1 = k_A^I \times a_c = 0{,}93 \times 12{,}6 = 11{,}7 mm$

Para t=t, $a_1 = k_A^I \times (1 + k_\psi^I \times \varphi) \times a_c = 0{,}93 \times (1 + 0{,}78 \times 4{,}01) \times 12{,}6 = 48{,}37 mm$

Flecha no estado II_0:

Para t=0, $a_{II_0} = k_A^{II} \times \left(\frac{h}{d}\right)^3 \times \frac{b_1}{b} \times a_c = 4{,}5 \times \left(\frac{0{,}30}{0{,}26}\right)^3 \times \frac{0{,}32}{0{,}80} \times 12{,}6 = 34{,}84mm$

Para t=t: $a_{II_0} = k_A^{II} \times (1 + k_\psi^{II} \times \varphi) \times a_c = 4{,}5 \times (1 + 0{,}1 \times 4{,}01) \times 12{,}6 = 79{,}44mm$

A flecha provável, a, é então dada por:

Para t=0, $a = (1-\xi) \times a_I + \xi \times a_{II} = (1-0{,}760) \times 11{,}7 + 0{,}760 \times 34{,}84 = 29{,}29mm$

Para t=t, $a = (1-\xi) \times a_I + \xi \times a_{II} = (1-0{,}880) \times 48{,}37 + 0{,}880 \times 79{,}44 = 75{,}71mm$

7.5.5. PROPRIEDADES DO BETÃO AOS 15 DIAS DE IDADE

Tabela 7.4 - Propriedades do betão aos 15 e aos 28 dias de idade

t=15 dias			*t=28 dias*		
βcc(t=15)	0,91				
f_{cm}(t=15)	30,11	MPa	f_{cm}	33,00	MPa
f_{ck}(t=15)	22,11	MPa	f_{ck}	25,00	MPa
f_{ctm}(t=15)	2,37	MPa	f_{ctm}	2,60	MPa
E_{cm}(t=15)	30,16	GPa	E	31,00	GPa

7.5.6. ESTRUTURA COM LAJE FUNGIFORME MACIÇA CARREGADA AOS 15 DIAS

Para a determinação da deformação da estrutura, começando esta a ser carregada aos 15 dias, determinou-se no robot a flecha elástica da estrutura, apenas para as cargas permanentes, a qual será usada como flecha base. A figura (7.18) mostra a deformação da estrutura para esse caso, e para as propriedades do betão aos 8 dias de idade.

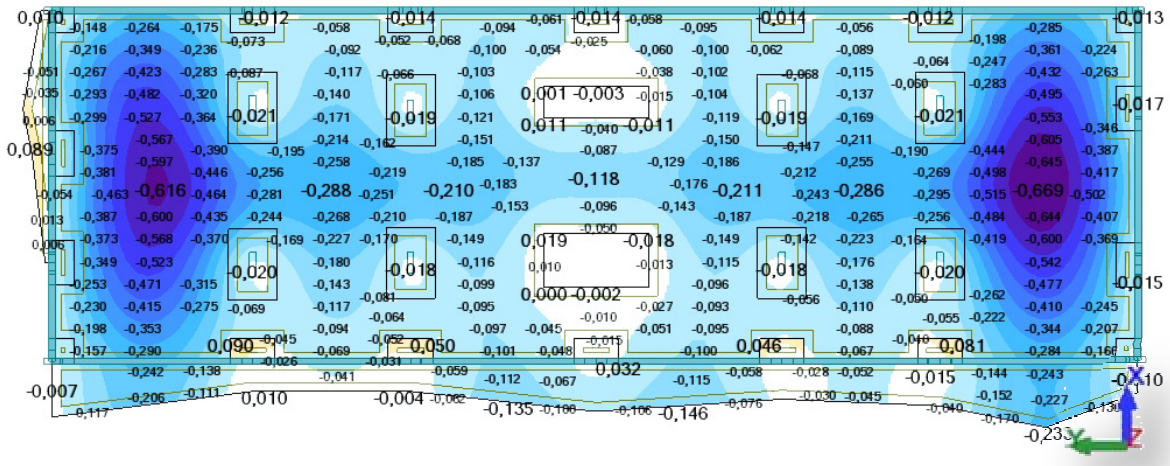


Fig. 7.18 - Deformação base da estrutura carregada aos 15 dias

Na figura tem-se uma deformação máxima, que será tomada como flecha base, de ***6,69mm***

7.5.6.1. Aplicação do método bilinear

Para a determinação do coeficiente de fluência:

- $b = 1m$
- $d = 0,26m$
- $A_c = 0,26m^2$
- $t = \infty$
- $t_0 = 16$ dias
- HR=40%
- $u = 2,0m$
- f_{cm}=33MPa
- f_{ctm}=2,6MPa

Daqui tem-se:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta_{(fcm)} \times \beta_{(t_0)} = \ 3,12$$

Aplicando o método bilinear, sendo os coeficientes $k_a^I, k_\psi^I, k_a^{II}, k_\psi^{II}$ obtidos através da análise de ábacos em função dos seguintes parâmetros:

$$d/h = 0,26/0,30 = 0.867 \approx 0.9$$

$$d'/h = 0,04/0,30 = \ 0,133$$

$$\chi \cdot \varphi = 0,8 \times 3,915 = 2,50$$

$$\alpha \cdot \rho = 0,019$$

$$\rho'/\rho \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \rho' = \frac{A_s(\phi 12//.15)}{b \times d} = \frac{7,54cm^2}{100 \times 26} = 0,0039 \\ \rho = \frac{A_s(\phi 12//.12,5)}{b \times d} = \frac{9,05cm^2}{100 \times 26} = 0.0035 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{0,0029}{0.0035} = 0.83$$

Pelos ábacos tem-se:

$k_a^I = 0,94$

$k_a^{II} = 7$

$k_\psi^I = 0,79$

$k_\psi^{II} = 0.08$

O momento de fendilhação na secção determinante é calculado da seguinte forma:

$$M_{rd} = \frac{b \times h^2}{6} \times f_{ctm} = \frac{1,0 \times 0,30^2}{6} \times 2,37 \times 10^3 = \ 35,6kN$$

O momento flector máximo sob a combinação de acções permanente foi obtido através do programa de cálculo ROBOT e ao seguinte valor:

M_d= máx ($M_{x\ Max}$, $M_{y\ Max}$) = 57kN

De acordo com os valores determinados anteriormente, o Coeficientes de Repartição ζ é dado por:

Para t=0 $\Rightarrow \zeta = 1-\beta_1.\beta_2.\frac{M_{rD}}{M_D} = 1-1\times1\times\frac{35,6}{57} = \quad 0,401$

Para t=t $\Rightarrow \zeta = 1-\beta_1.\beta_2.\frac{M_{rD}}{M_D} = 1-1\times0,5\times\frac{35,6}{59,4} = \quad 0,700$

Sabendo que a flecha base, a_c, retirada da *figura 7.17* é de 6,69cm, tem-se então:

Flecha no estado I:

Para t=0, $a_1 = 6,29$

Para t=t, $a_1 = 21,79\text{mm}$

Flecha no estado II_0:

Para t=0, $a_{II_0} = 46,83mm$

Para t=t, $a_{II_0} = 58,52mm$

A flecha provável, α, é então dada por:

Para t=0, $\alpha = (1-\xi)\times a_I + \xi \times a_{II} = (1-0,401)\times 6,29 + 0,401\times 46,83 = 22,54mm$

Para t=t, $\alpha = (1-\xi)\times a_I + \xi \times a_{II} = (1-0,700)\times 21,79 + 0,700\times 58,52 = 47,50mm$

7.5.7. ESTRUTURA COM LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADAS COM MOLDES PLÁSTICOS RECUPERÁVEIS CARREGADA AOS 15 DIAS

A figura 7.19 mostra a deformação da estrutura para esse caso, e para as propriedades do betão aos 8 dias de idade.

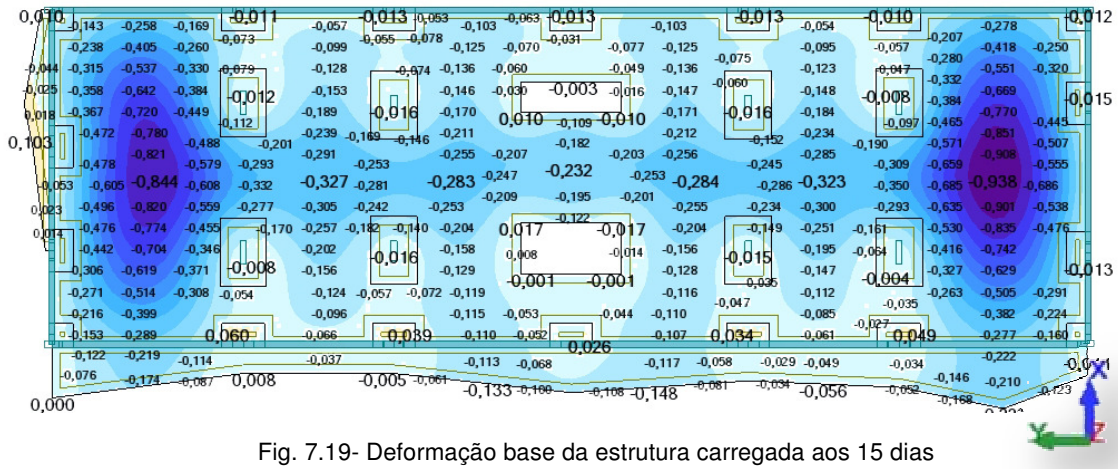


Fig. 7.19- Deformação base da estrutura carregada aos 15 dias

Na figura tem-se uma deformação máxima, que será tomada como flecha base, de ***9,38mm***

7.5.7.1. Aplicação do método bilinear

Para a determinação do coeficiente de fluência:

- b = 0,8m
- d = 0,26m
- $A_c = 0,111m^2$
- t = ∞

- $t_0 = 15$ dias
- HR=40%
- $u = 1{,}85$m
- f_{cm}=33MPa
- f_{ctm}=2,6MPa

Daqui tem-se:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta_{(fcm)} \times \beta_{(t_0)} = \ 3{,}56$$

Aplicando o método bilinear, sendo os coeficientes $k_a^I, k_\psi^I, k_a^{II}, k_\psi^{II}$ obtidos através da análise de ábacos em função dos seguintes parâmetros:

$d/h = 0{,}26/0{,}30 = 0.867 \approx 0.9$

$d'/h = 0{,}04/0{,}30 = \ 0{,}133$

$\chi \cdot \varphi = 0{,}8 \times 3{,}73 = 2{,}85$

$\alpha \cdot \rho = 0{,}056$

$\rho'/\rho = 0{,}32$

Pelos ábacos tem-se:

$k_a^I = 0{,}80$

$k_a^{II} = 3$

$k_\psi^I = 0{,}68$

$k_\psi^{II} = 0.16$

O momento de fendilhação na secção determinante é calculado da seguinte forma:

$$M_{rd} = \frac{I_x}{v_2} \times f_{ctm} = \frac{0.00072}{0.2053} \times 2{,}37 \times 10^3 = 8{,}31 kN.m$$

O momento flector máximo sob a combinação de acções permanente foi obtido através do programa de cálculo ROBOT e ao seguinte valor:

M_d= máx ($M_{x\,Max}$, $M_{y\,Max}$) = 38kN.m. Como temos moldes de 80cm, temos M_d=38*0,8=30,4kN.m

De acordo com os valores determinados anteriormente, o Coeficientes de Repartição ζ é dado por:

Para t=0 $\Rightarrow \zeta = 1 - \beta_1.\beta_2.\frac{M_{rD}}{M_D} = 1 - 1 \times 1 \times \frac{8{,}31}{30{,}4} = 0{,}727$

Para t=t $\Rightarrow \zeta = 1 - \beta_1.\beta_2.\frac{M_{rD}}{M_D} = 1 - 1 \times 0{,}5 \times \frac{8{,}31}{30{,}4} = 0{,}863$

Sabendo que a flecha base, a_c, retirada da *figura 7.19* é de 7.38, tem-se então:

Flecha no estado I:

Para t=0, $a_1 = 7,50mm$

Para t=t, $a_1 = 25,67mm$

Flecha no estado II_0:

Para t=0, $a_{II_0} = 17,29mm$

Para t=t, $a_{II_0} = 44,17mm$

A flecha provável, α, é então dada por:

Para t=0, $\alpha = 14,61mm$

Para t=t, $\alpha = 41,64mm$ 1

Tabela 7.4 - Valores da flecha provável a longo prazo (mm)

Flecha provável			
		Laje Maciça	Laje aligeirada com moldes plásticos
		mm	mm
T=28 dias	t=0	16,62	11,33
	t=t	39,56	29,66
T=15dias	t=0	22,54	16,61
	t=t	48,11	42,42
T=8dias	t=0	28,69	29,29
	t=t	63,6	84,82

7.6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

As deformações reais poderão diferir dos valores estimados, especialmente se os valores dos momentos actuantes são próximos do momento de fendilhação. As diferenças dependerão da dispersão das propriedades dos materiais, das condições ambientais, da história do carregamento, do grau de encastramento nos apoios, das condições do terreno, etc. [19]

Antes de se proceder à análise dos resultados obtidos, convêm ressalvar que estes valores são indicativos e aproximados.

Numa rápida análise aos resultados podemos ver uma diferença clara nas deformações consoante a data de carregamento.

Os valores da flecha provável são especialmente elevados para a estrutura carregada aos 8 dias de idade, o que parece lógico.

Em termos de comparação entre tipos de lajes pode-se observar que, para a estrutura carregada aos 28 dias, a flecha provável a longo prazo para as lajes fungiformes maciças é ligeiramente superior à prevista para as lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis, mas para a estrutura carregada aos 15 dias de idade, essa diferença desaparece, pelo que os valores da flecha provável a longo prazo são bastante parecidos.

Nas estrutura carregada aos 8 dias de idade a estrutura com uma laje fungiforme maciça apresenta valores bastante mais reduzidos para a flecha provável a longo prazo do que a laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis.

8

CONCLUSÃO

8.1. CONSIDERAÇÕES

A análise dos resultados será efectuada segundo vários pontos de vista.

Teremos uma análise comparativa entre os valores impostos pela regulamentação e os valores obtidos para a flecha provável para cada caso. Ainda para cada caso será analisada a compatibilidade de deformações entre a laje e os valores máximos de deformação que levam ao aparecimento de patologias nas paredes de alvenaria, em particular a fissuração.

Ter-se-á num segundo ponto a análise comparativa entre duas soluções para lajes, neste caso particular, entre lajes fungiformes maciças e lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis, ao nível das deformações prováveis para cada caso.

Teremos ainda uma análise para cada solução, em que será comparada a deformação provável para cada tipo de laje, mediante a idade em que esta começa a ser carregada. Serão analisadas estruturas carregadas aos 8, 15 e 28 dias

8.2. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM OS VALORES LIMITE RECOMENDADOS

8.2.1. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

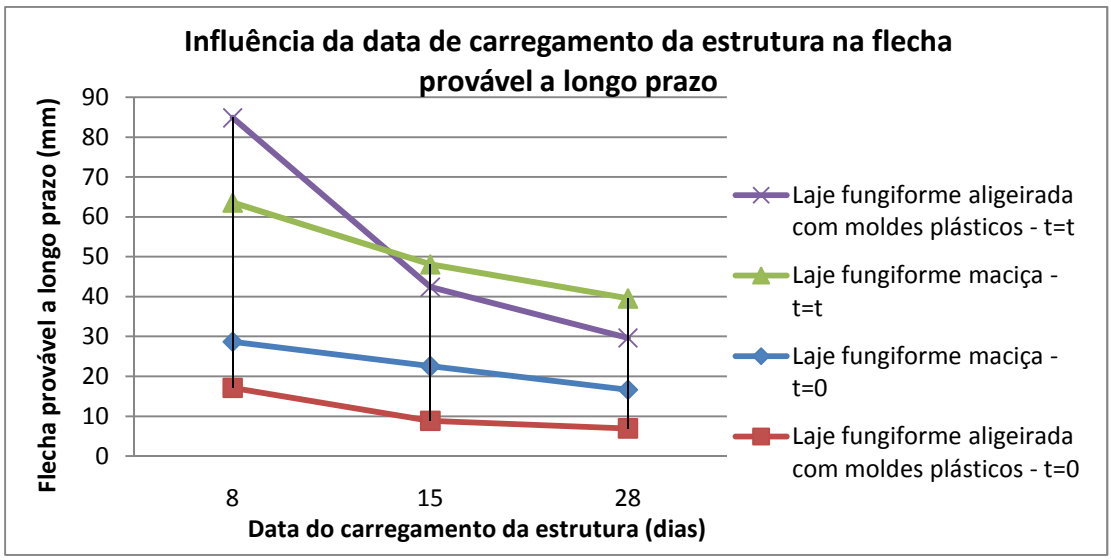


Fig. 8.1 - Influência da data de carregamento da estrutura na flecha provável a longo prazo

Na figura 8.1 é apresentado um gráfico com os resultados da flecha provável obtidos para os diferentes tipos de lajes, para diferentes datas de carregamento da estrutura. Os resultados apresentados foram obtidos através da aplicação do método bilinear, explicitado no capítulo 9 referente à deformação.

A discussão dos resultados será feita com base nos valores apresentados na figura 8.1.

8.2.2. LIMITES IMPOSTOS PELO EUROCÓDIGO 2

O que o Eurocódigo diz é o seguinte:

As deformações não deverão exceder os valores compatíveis com as deformações de outros elementos ligados à estrutura, tais como divisórias, envidraçados, revestimentos, redes ou acabamentos. Em certos casos poderá ser necessário limitar as deformações de modo a garantir o correcto funcionamento de máquinas ou de aparelhos suportados pela estrutura, ou de modo a evitar a acumulação de águas pluviais em coberturas planas.

Os valores limites das flechas deverão garantir em geral um comportamento satisfatório dos edifícios, tais como edifícios de habitação e de escritórios, edifícios públicos ou fábricas. Deverá assegurar-se que os limites são adequados à estrutura considerada e que não há requisitos especiais a satisfazer. Outras informações relativas a flechas e aos seus valores limites poderão ser obtidas da ISO 4356.

Como referido anteriormente em **7.2.**, os limites recomendados pelo Eurocódigo são os seguintes:

O aspecto e as condições de utilização da estrutura podem ser alterados quando a flecha calculada de uma viga, laje ou consola sujeitas a acções quase-permanentes for superior a vão/250. A flecha é calculada em relação aos apoios. Poderá prever-se uma contra-flecha para compensar parcial ou totalmente as deformações, mas, em geral, qualquer contra-flecha não deverá ser superior a vão/250.

As flechas susceptíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura deverão ser limitadas. Para as flechas que ocorram depois da construção, o limite vão/500 é normalmente adequado para as acções quase-permanentes. Poderão ser adoptados outros limites em função da sensibilidade dos elementos adjacentes. [19]

8.2.3. LIMITES RECOMENDADOS PARA AS ALVENARIAS

No que respeita as alvenarias, e aos aspectos mencionados anteriormente no capitulo 2, importa retirar daí especialmente os valores referentes à deformação máxima a partir da qual ocorrem patologias, em particular fissuração, nas paredes de alvenaria.

Os valores para tal ocorrência são díspares e variados, pois são função de inúmeros factores e diferem de autor para autor. Temos autores como Pfeffermann que defendem que as primeiras fissuras aparecem para deformações na ordem dos L/1500, temos as normas belgas que definem um limite de vão/2500 para as deformações de elementos de alvenaria de tijolo. Mas a nível nacional temos maiores referencias a valores na ordem nos vão/1000, como J. Mendes da Silva e V. Abrantes no Seminário sobre paredes de alvenaria, 2007 [18], que defendem que as primeiras fissuras ocorrem para deformações na ordem dos vão/1000. Mais alguns autores, entre eles alguns nacionais como José Aguiar e Manuel Pereira da Universidade do Minho [6], também apontam o valor L/1000 para a ocorrência das primeiras fissuras em paredes de alvenaria de tijolo.

Tendo em conta todas as ressalvas que este valor pode apresentar, considerar-se-á o valor de vão/1000 como referência, não obstante da imprecisão ou relatividade que este possa apresentar.

De referir ainda que por si só, os limites impostos pelo Eurocódigo e os recomendados pelos diversos autores para as paredes de alvenaria são incompatíveis. A legislação em Portugal, neste caso o Eurocódigo 2 impõe um limite para a deformação de vão/500 ao passo que alguns autores defendem

que a fissuração nas alvenarias aparece para deformações na ordem dos vão/1000, chegando autores a afirmar vão/2500, valores completamente incompatíveis com a legislação estrutural.

8.2.4. LAJE FUNGIFORME MACIÇA

Considerando o limite imposto pelo Eurocódigo de vão/500 e contrapondo com o valor calculado para a flecha provável a longo prazo para a estrutura carregada aos 28 dias, chega-se à conclusão que, com todas as ressalvas que este valor requer, o valor esperado da deformação a longo prazo é muito superior ao limite mencionado. Sabendo que para o vão de nove metros, com o limite mencionado, a flecha máxima admissível segundo o Eurocódigo 2 seria de 18mm, quando a flecha provável calculada pelo método bilinear aponta para os 40mm, tendo sido cumpridas as restrições geométricas impostas pelo Eurocódigo 2.

Se analisarmos os valores obtidos para a estrutura carregada aos oito e aos 15 dias essa diferença para o valor regulamentar é ainda maior, no entanto, é necessário ter em atenção que o facto de a estrutura ser carregada prematuramente não é tido em conta no Eurocódigo, pelo que não pode ser comparado directamente com o valor regulamentar.

Comparando o valor da flecha provável a longo prazo, em condições de carregamento normais, com os valores recomendados para as alvenarias, encontramos uma grande disparidade de resultados. Para uma parede de alvenaria com nove metros de vão, o valor da deformação admissível, considerando o limite de vão/1000, seria de 9mm, ao passo que o valor calculado para a flecha provável é de cerca de 40mm. Mesmo retirando os 3.9mm referentes à flecha instantânea devido ao peso próprio, continua a ser um valor muito elevado quando comparado com os valores limite para as alvenarias

8.2.5. LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM MOLDES PLÁSTICOS RECUPERÁVEIS

Tendo em conta os limites impostos pelo Eurocódigo 2 mencionados anteriormente verifica-se que o valor da flecha provável a longo prazo para a estrutura carregada aos 28 dias ultrapassa em muito o valor limite imposto pelo Eurocódigo 2. A diferença entre os 18mm impostos pelo Eurocódigo e os 30mm obtidos para a flecha provável a longo prazo é ainda bastante grande, e a situação agrava-se ainda mais à medida que diminui o tempo passado entre a betonagem e o carregamento da estrutura.

Comparando ainda estes valores com os limites estudados para as alvenarias, essa diferença é ainda maior. Tendo em conta o valor recomendado por alguns autores para a deformação limite das alvenarias face à ocorrência de fissuras, que aponta para o vão/1000, ou seja, 9mm neste caso, quando comparado com os 30mm previstos para a flecha a longo prazo a disparidade é evidente. Mesmo retirando os 4.3mm referentes à flecha instantânea devido ao peso próprio continua a ser um valor muito elevado quando comparado com os valores limite para as alvenarias

8.3. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS DE LAJES

8.3.1. ESTRUTURAS CARREGADAS AOS 28 DIAS DE IDADE

Comparando as soluções construtivas estudadas ao nível da flecha provável podemos constatar que para estruturas carregadas em condições normais, ou seja, em que a estrutura é carregada quando esta está no pleno das suas capacidades, as lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis apresentam uma deformação menor a longo prazo. A Laje fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis apresenta um flecha provável a longo prazo de cerca de 30mm ao passo que a laje fungiforme maciça apresenta uma flecha provável de cerca de 40mm, embora esta, pelos dados do Robot 2010, apresente uma flecha instantânea menor que a laje aligeirada em estudo.

8.3.2. ESTRUTURAS CARREGADAS AOS 8 DIAS DE IDADE

Ao compararmos os valores da flecha provável a longo prazo para as estruturas carregadas aos 8 dias de idade, a primeira consideração a fazer vai para o facto de estes serem bastante altos. Nas lajes maciças a flecha provável é na ordem dos 62mm ao passo que na laje aligeirada esta atinge valores na ordem dos 76mm, ambos valores muitíssimo altos quando comparado com os valores limite recomendados pelo Eurocódigo 2.

De ressalvar nesta análise que o caso da estrutura carregada aos 8 dias é um caso que geralmente não se verifica na prática, mas numa situação hipotética em que esta se verificasse, as consequências para a estrutura poderiam ser bastante graves, principalmente no caso das lajes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis, mas também no caso da laje maciça.

8.3.3. ESTRUTURAS CARREGADAS AOS 15 DIAS DE IDADE

A hipótese de uma estrutura ser carregada aos 15 dias de idade é bastante mais plausível do que aos 8 dias, é até mesmo um cenário provável na construção, com consideração que na maioria dos casos a estrutura é carregada por volta dessa data, mas não mantidos os escoramentos, mesmo que se retirem grande parte das cofragens, o que confere à estrutura condições de apoio diferentes das consideradas para a nossa análise. Neste caso considera-se um caso mais gravoso, em que todas as escoras e cofragens são removidas, que mesmo sendo um cenário bastante improvável, não é de todo impossível. Na construção, particularmente em Portugal, a lei de Murphy ganha especial relevância: "Se algo poder correr mal, correrá!"

Tendo em conta as considerações anteriormente mencionadas e o carácter meramente indicativo e aproximado dos valores obtidos, constatou-se que, para a estrutura carregada aos 28 dias, os valores da flecha provável para as duas soluções são bastante mais próximos do que nos casos anteriores. A laje maciça apresenta uma flecha provável a longo prazo de cerca de 47mm ao passo que a flecha provável na laje com moldes plásticos recuperáveis é de cerca de 42mm. Ainda assim estes ficam bastante longe dos níveis fixados no Eurocódigo 2.

8.4. CONCLUSÃO

Após a análise dos dados, mesmo tendo em conta o erro que pode estar subjacente a estes valores, chega-se à conclusão que os valores impostos pela legislação ficam muitos longe dos valores reais, quer para as lajes fungiformes maciças , quer para as lajes fungiformes aligeiradas com moldes plásticos recuperáveis.

No que diz respeito à fissuração das alvenarias, os valores obtidos para ambos os casos para a flecha provável ultrapassam em muito os limites aconselhados por muitos autores, o que evidencia um total incompatibilidade entre a deformação do elemento de suporte e a deformação suportada pelas alvenarias, prevendo-se assim o aparecimento de fissuras, se não mesmo comprometendo a estabilidade e o desempenho das suas funções.

Mesmo respeitando a legislação, não se garante que não haverá patologias, particularmente fissuração nas alvenarias, pois, comparando os limites impostos pelo Eurocódigo 2 com os limites propostos por alguns autores verifica-se que estes não são suficientes para evitar o aparecimento de fissuras.

Chega-se então à conclusão que mesmo respeitando as regras de dimensionamento e até mesmo os limites de deformação impostos pelo Eurocódigo 2, não se garante o não aparecimento de fissuras nas paredes de alvenaria.

No que diz respeito à data de carregamento da estrutura podemos constatar através dos resultados obtidos que o carregamento precoce poderá trazer sérios problemas à estrutura. Para além de diminuir

em muito o momento de fendilhação da estrutura, aumenta consideravelmente a flecha provável a longo prazo. Os valores atingidos para a estrutura carregada aos 8 dias, embora este seja um caso meramente hipotético, são muito elevados, cerca de L/105na laje fungiforme aligeirada e L/140 na fungiforme maciça. O atraso do carregamento para os 15 dias de idade diminui consideravelmente os valores da flecha provável a longo prazo, para cerca de metade nas fungiformes aligeiradas e de L/145 para L/187 nas fungiformes maciças, que é um valor já mais próximo do obtido para um carregamento normal aos 28 dias de idade.

Pode-se concluir pela análise destes valores que a influência da data de carregamento é maior nas lajes fungiformes aligeiradas do que nas lajes fungiformes maciças.

BIBLIOGRAFIA

[1] Trindade, Micael de Oliveira, *"Estudo da configuração económica de lajes fungiformes em função da sua geometria e materiais"*, dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Mecânica Estrutural

[2] - Sousa, Hipólito, *"Materiais para alvenaria. Apreciação de algumas produções e sugestões visando a melhoria da sua qualidade"*, Tese de Mestrado em Construção de Edifícios. Porto, FEUP, 1988

[3] – AICCOPN, Portugal 2010 - http://www.aiccopn.pt/news.php?news_id=739, Maio de 2010

[4] – Portugal – Leis, decretos, etc. – *Obrigatoriedade de certificação de materiais cerâmicos de construção* – D.L. nº304/90 de 27 de Setembro

[5] - Sousa, Hipólito, *"Inovação e desenvolvimento nas alvenarias ",* Comunicação das 7.as jornadas de Construções Civis, Porto, FEUP, 1999

[6] - Pereira, M. F. P.. *Anomalias em Paredes de Alvenaria sem Função Estrutural*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, 2005.

[7] - Vicente, Romeu**.** *Patologia das Paredes de Fachada. Estudo do Comportamento Mecânico das Paredes de Fachada com Correcção Exterior das Pontes Térmicas*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FCTUC, Coimbra, 2002.

[8] LNEC – *Inquérito à Produção Nacional de Materiais para Alvenaria.* Lisboa, LNEC, 1986

[9] Rei, João – *Edifícios de Pequeno Porte em Alvenaria Resistente. Viabilidade Técnico-económica*. Tese de Mestrado. Porto, FEUP, 1999

[10] – *Regulamento de Segurança Contra incêndios em Edifício (RSCIE),* Decreto-Lei nº220/2008 de 12 de Novembro.

[11] - /P/ - Leis, decretos, etc. – *Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios* (Decreto-Lei n.º 80/2006, de 4 de Abril). Lisboa: Imprensa Nacional, 2006.

[12] - /P/ - Leis, decretos, etc. – *Regulamento dos Requisitos Acústicos dos Edifícios* (Decreto-Lei n.º 129/2002, de 11 de Maio). Lisboa: Imprensa Nacional, 2002.

[13] - Costa, Joana. *Influência da deformabilidade de alvenarias interiores na concepção estrutural de um edifício***.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, FEUP, Porto , 2009.

[14] - Pinto, Alberto. *O Desenho das Envolventes Exteriores Verticais dos Edifícios e a Existência de Falhas, num Processo de Degradação. 3º Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios* (Tema III). LNEC, Lisboa, 2003. pp. 1209-1217.

[15] Apicer. *Manual de Alvenaria de Tijolo. Centro Tecnológico da Cerâmica e do Vidro*, Coimbra, 2000.

[16] - Silva, J. Mendes da. *Alvenarias Não Estruturais. Patologias e Estratégias de Reabilitação.* Seminário sobre Paredes de Alvenaria. Porto, 2002. pp. 187-206.

[17] - Gonçalves, Adelaide. *Reabilitação de Paredes de Alvenaria*. Dissertação de Mestrado em Construção, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2007.

[18] - Mendes da Silva, J., Abrantes, V., *Patologia em Paredes de Alvenaria: Causas e Soluções*. Seminário sobre Paredes de Alvenaria, 2007.

[19] – *Eurocódigo 2***:** *Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, Norma Europeia EN 1992-1-1:2010.

[20] – *Eurocódigo 1*: *Acções em estruturas – Parte 1-1:Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*, Norma Europeia EN 1991-1-1:2002.

[21] – Carvalho F.; Abrantes V., *"Rain water tightness of single leaf and cavity walls*", Proceedings of International Symposium on Moisture Problems in Building Walls, Edited by Vasco Freitas e Vítor Abrantes, Porto 1995

ANEXO 1

ARQUITECTURA

A.1.1 Plantas cotadas: bloco 2 - cave -3 e cave -2

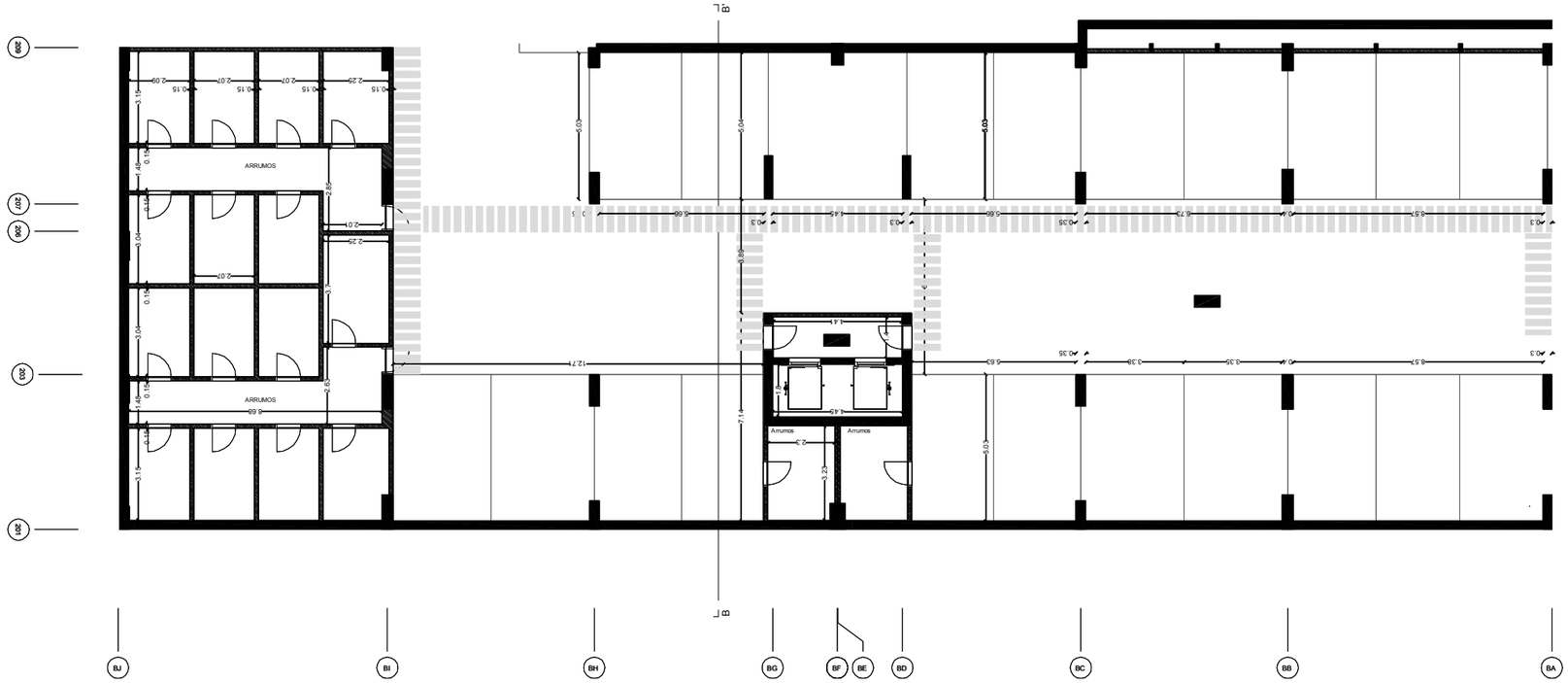
A.1.2 Plantas cotadas: bloco 2 - cave -1 e Piso 0

A.1.3 Plantas cotadas: bloco 2 - Piso 1, Piso 2 e Piso 3

A.1.4 Plantas cotadas: bloco 2 - Piso 4 e Piso 5

A.1.5 Plantas cotadas: bloco 2 - Cobertura

A.1.6 Alçados: bloco 2



PLANTA DA CAVE -3

TECTO FALSO (gesso cartonado 1,3cm de espessura) :

. GALERIAS COBERTAS EXTERIORES - BLOCOS 2, 4 E 6:

- tecto falso (hidrófugo) acabado à cota 2.55m (pé direito)

. INTERIORES DAS HABITAÇÕES - HALLS, CORREDORES, WC's, QUARTOS :

- tecto falso acabado à cota 2.35m (pé-direito)

. INTERIORES DAS HABITAÇÕES - WC's :

- tecto falso (hidrófugo) acabado à cota 2.35m (pé-direito)

. VARANDAS DAS HABITAÇÕES:

- tecto falso (hidrófugo) acabado à cota 2.20m (pé-direito); consultar Pormenores de Fachada

TECTO FALSO ACÚSTICO (2 x gesso cartonado de 1.3cm espessura + lã de rocha 5cm e 70kg /m3).

. ESTABELECIMENTOS COMERCIAIS - BLOCOS 1, 2 E 3

TECTO FALSO (gesso cartonado 1,3cm de espessura)

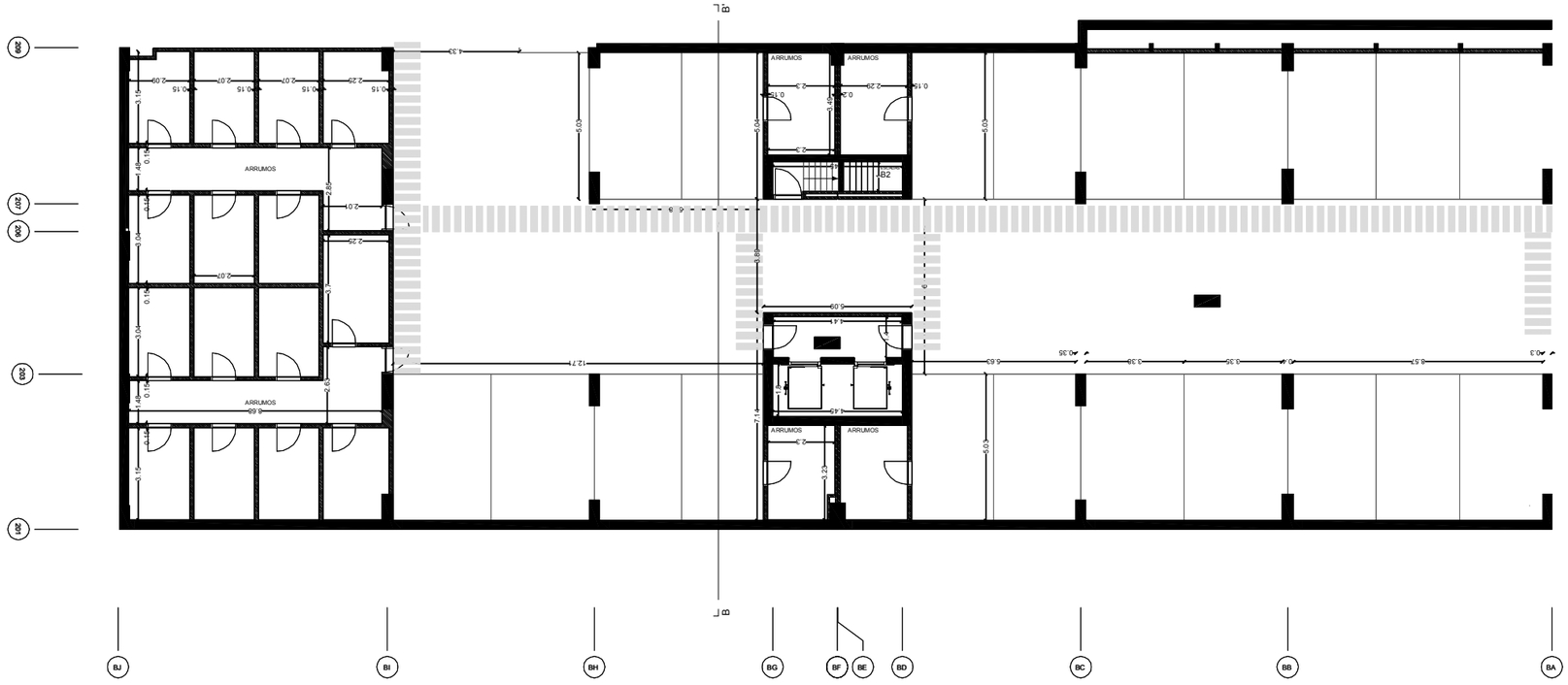
TECTO FALSO ACÚSTICO (tipo "KNAUFF - STO SILENT PANEL - acabamento extra-fino")

. ÁTRIOS DE ENTRADA BLOCOS 2, 4 e 6:

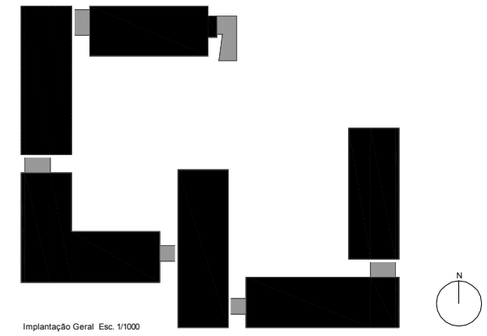
- tecto falso acabado à cota 2.40m / 2.55m (pé direito)

. CIRCULAÇÕES COMUNS, ESCADAS E SALA DE CONDOMÍNIO:

- tecto falso acabado à cota 2.40m (pé direito)

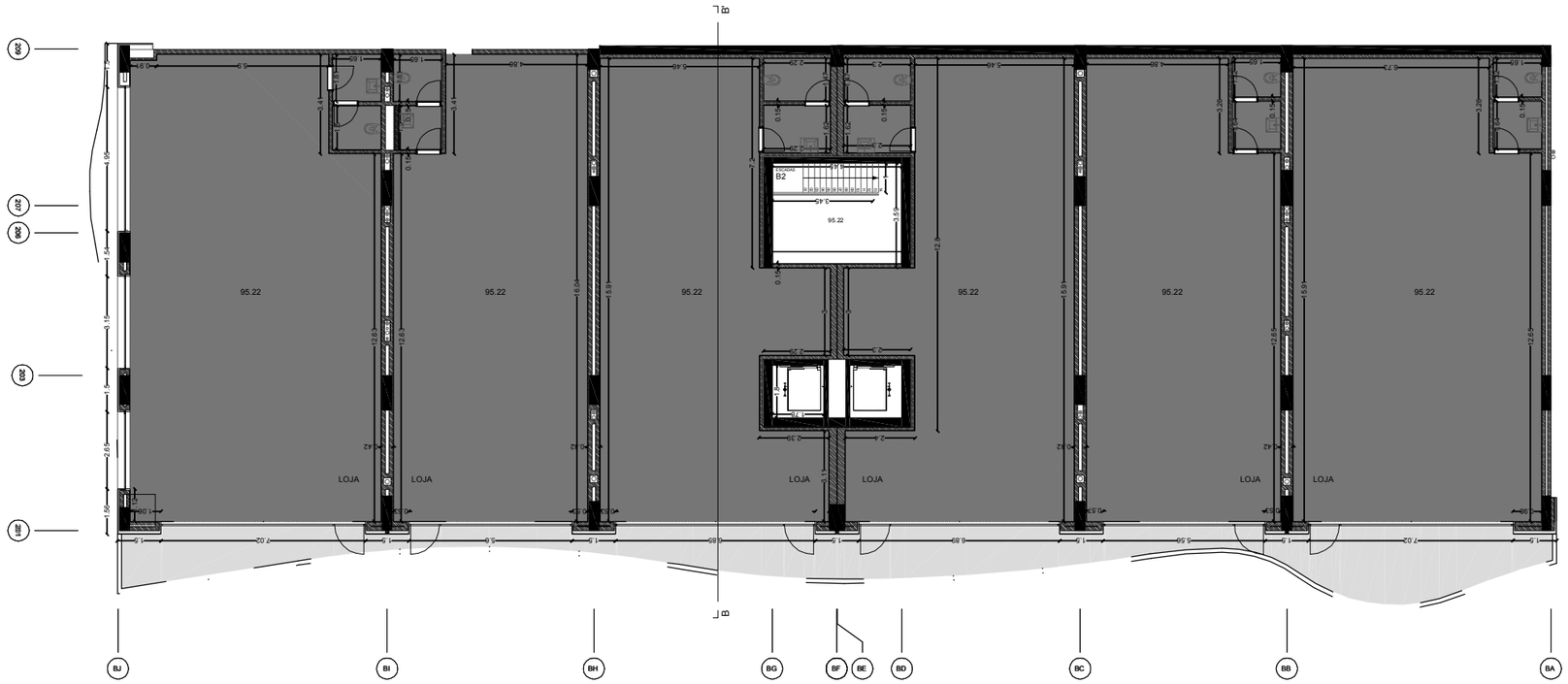


PLANTA DA CAVE -2



Implantação Geral Esc. 1/1000

			14
PLANTAS COTADAS - BLOCO 2	PROJECTO DE EXECUÇÃO		A.1.1
cave -3 [cota 89.52] e cave -2 [cota 92.34]	ESC. 1 / 100	MARÇO DE 2006	



PLANTA DA CAVE -1

TECTO FALSO (gesso cartonado 1,3cm de espessura) :

. GALERIAS COBERTAS EXTERIORES - BLOCOS 2, 4 E 6:

- tecto falso (hidrófugo) acabado à cota 2.55m (pé direito)

. INTERIORES DAS HABITAÇÕES - HALLS, CORREDORES, WC's, QUARTOS :

- tecto falso acabado à cota 2.35m (pé-direito)

. INTERIORES DAS HABITAÇÕES - WC's :

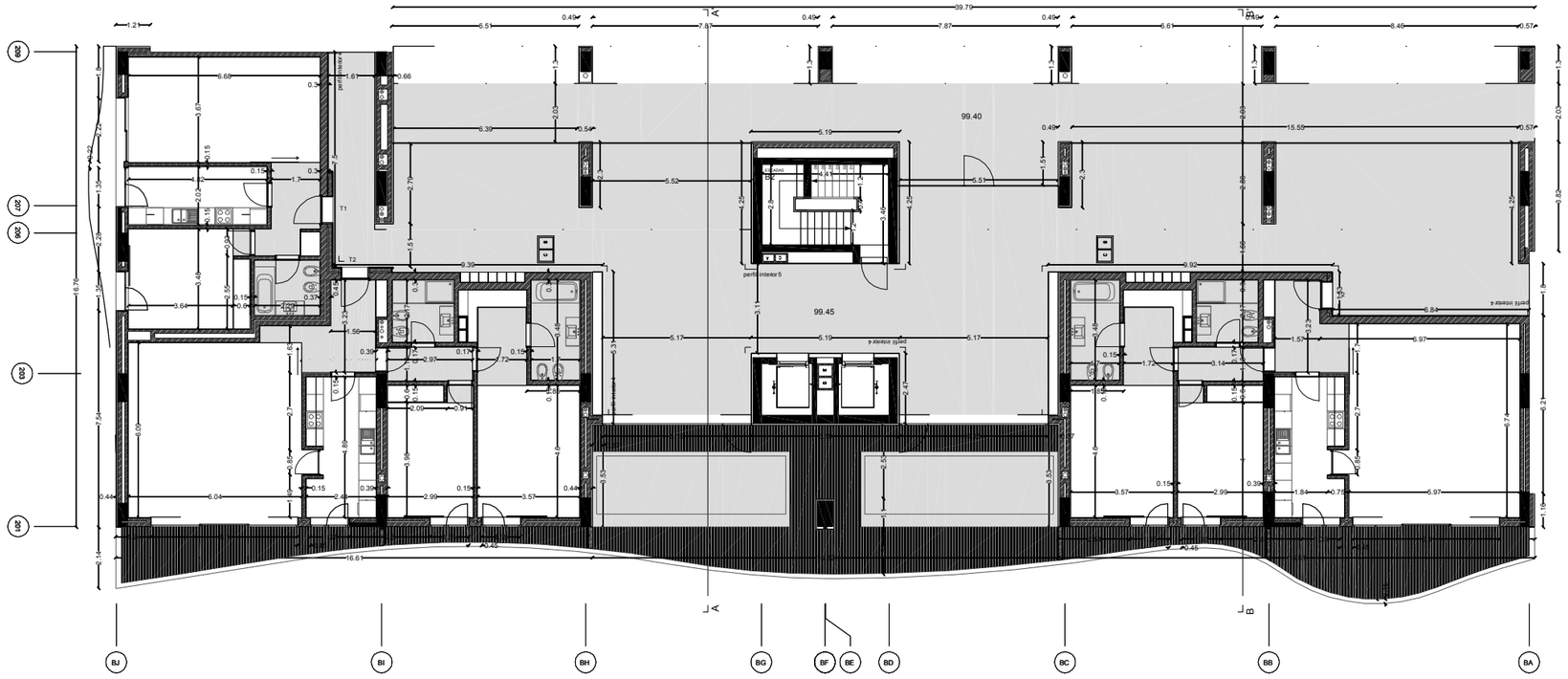
- tecto falso (hidrófugo) acabado à cota 2.35m (pé-direito)

. VARANDAS DAS HABITAÇÕES:

- tecto falso (hidrófugo) acabado à cota 2.20m (pé-direito); consultar Pormenores de Fachada

TECTO FALSO ACÚSTICO (2 x gesso cartonado de 1.3cm espessura + lã de rocha 5cm e 70kg /m3).

. ESTABELECIMENTOS COMERCIAIS - BLOCOS 1, 2 E 3



PLANTA DO PISO 0

TECTO FALSO (gesso cartonado 1,3cm de espessura)

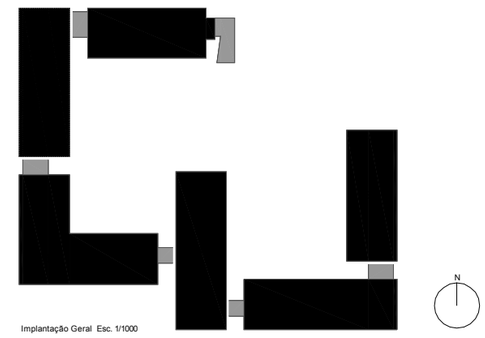
TECTO FALSO ACÚSTICO (tipo "KNAUFF - STO SILENT PANEL - acabamento extra-fino")

. ÁTRIOS DE ENTRADA BLOCOS 2, 4 e 6:

- tecto falso acabado à cota 2.40m / 2.55m (pé direito)

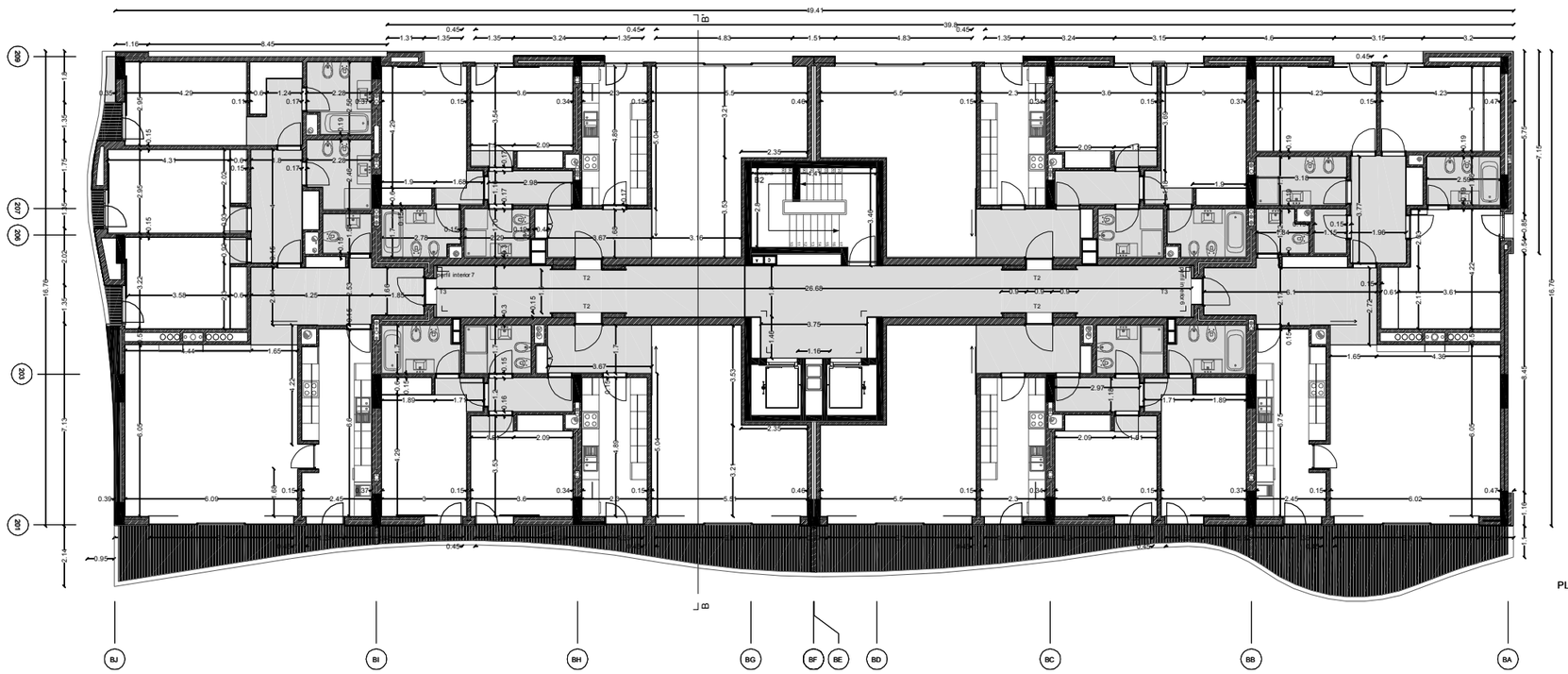
. CIRCULAÇÕES COMUNS, ESCADAS E SALA DE CONDOMÍNIO:

- tecto falso acabado à cota 2.40m (pé direito)



Implantação Geral Esc. 1/1000

			15
PLANTAS COTADAS - BLOCO 2	PROJECTO DE EXECUÇÃO		A.1.2
cave -1 [cota 95.22] e piso 0 [cota 99.45]	ESC. 1 / 100	MARÇO DE 2006	



PLANTA DOS PISOS 1 E 2

TECTO FALSO (gesso cartonado 1,3cm de espessura) :

. GALERIAS COBERTAS EXTERIORES - BLOCOS 2, 4 E 6:

- tecto falso (hidrófugo) acabado à cota 2.55m (pé direito)

. INTERIORES DAS HABITAÇÕES - HALLS, CORREDORES, WC's, QUARTOS :

- tecto falso acabado à cota 2.35m (pé-direito)

. INTERIORES DAS HABITAÇÕES - WC's :

- tecto falso (hidrófugo) acabado à cota 2.35m (pé-direito)

. VARANDAS DAS HABITAÇÕES:

- tecto falso (hidrófugo) acabado à cota 2.20m (pé-direito); consultar Pormenores de Fachada

TECTO FALSO ACÚSTICO (2 x gesso cartonado de 1.3cm espessura + lã de rocha 5cm e 70kg /m3).

. ESTABELECIMENTOS COMERCIAIS - BLOCOS 1, 2 E 3

TECTO FALSO (gesso cartonado 1,3cm de espessura)

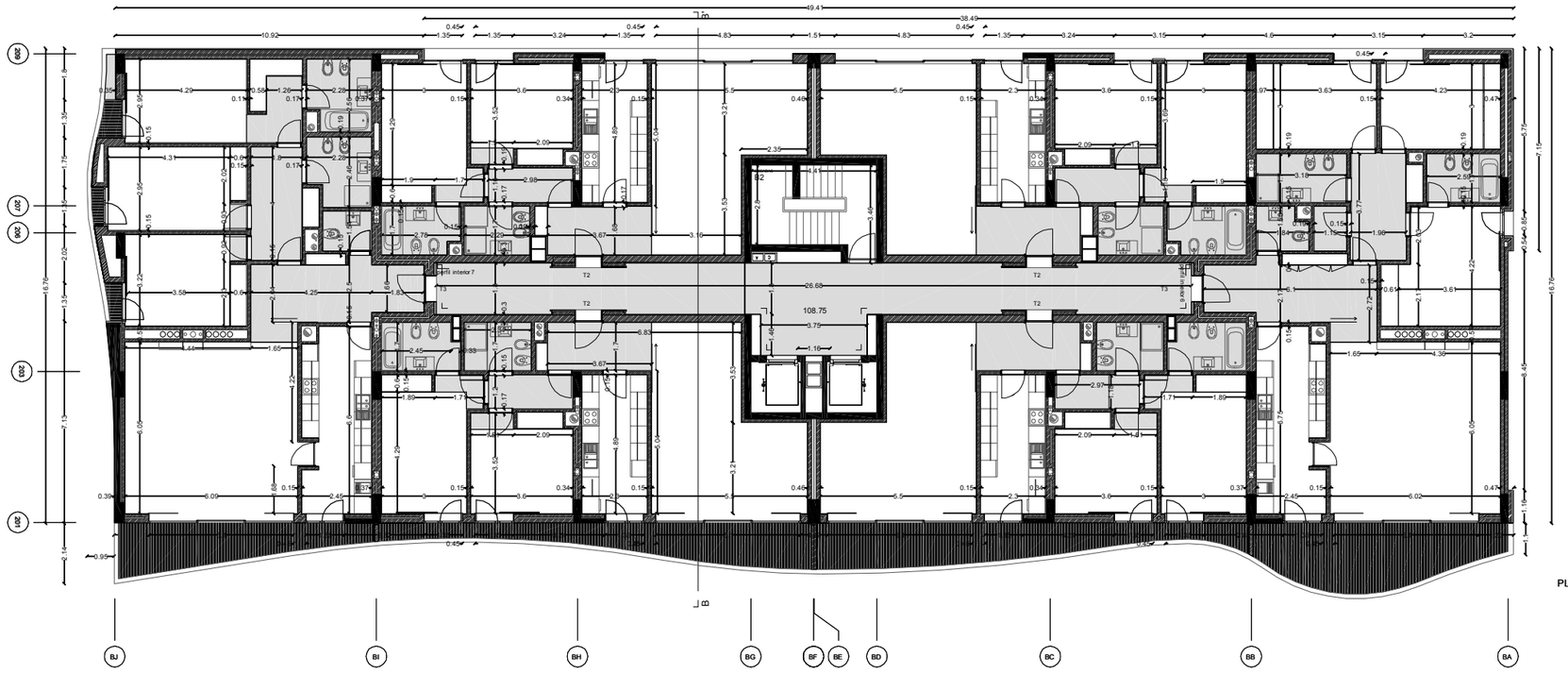
TECTO FALSO ACÚSTICO (tipo "KNAUFF - STO SILENT PANEL - acabamento extra-fino")

. ÁTRIOS DE ENTRADA BLOCOS 2, 4 e 6:

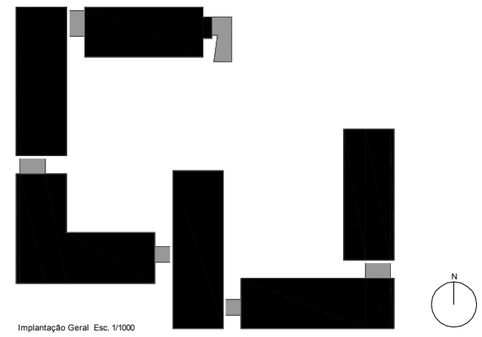
- tecto falso acabado à cota 2.40m / 2.55m (pé direito)

. CIRCULAÇÕES COMUNS, ESCADAS E SALA DE CONDOMÍNIO:

- tecto falso acabado à cota 2.40m (pé direito)

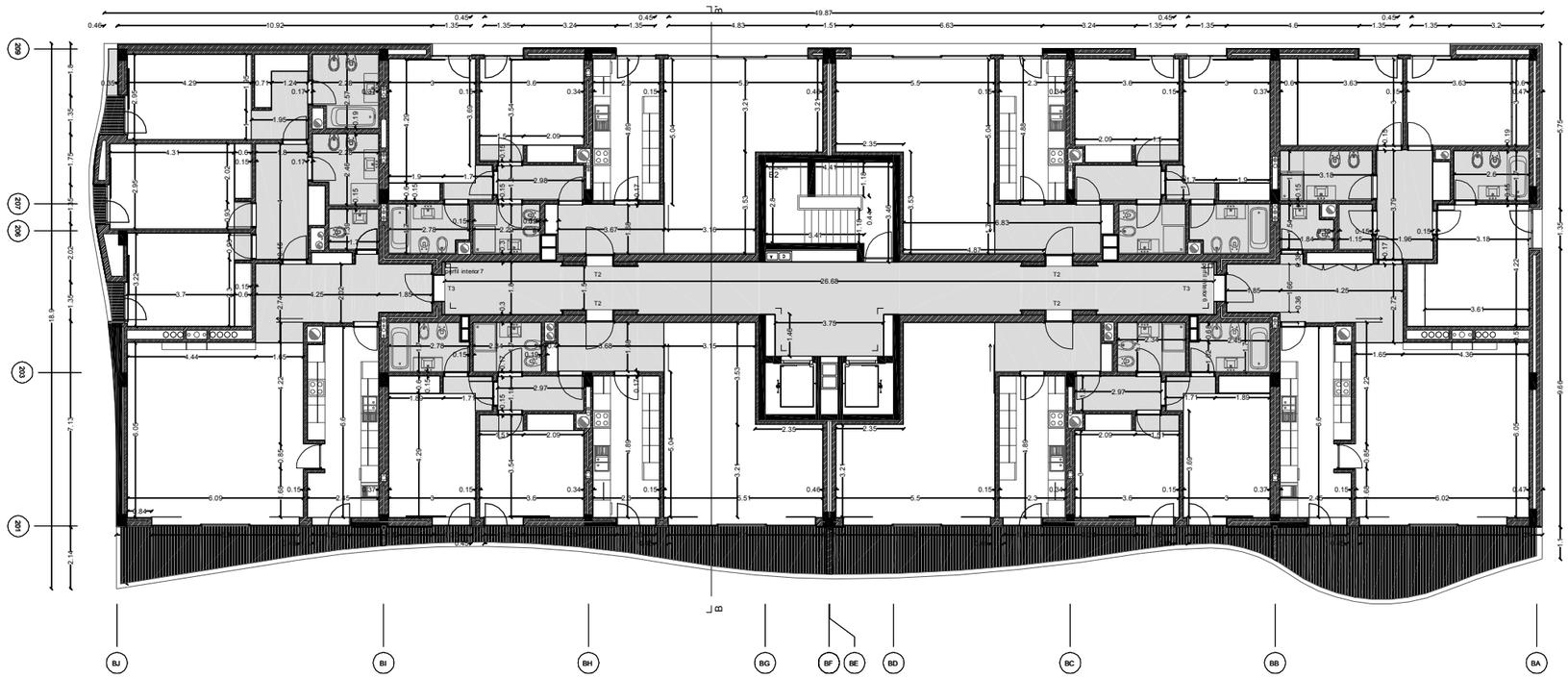


PLANTA DO PISO 3



Implantação Geral Esc. 1/1000

			16
PLANTAS COTADAS - BLOCO 2	PROJECTO DE EXECUÇÃO		A.1.3
piso 1 [cota 102.55], piso 2 [cota 105.65] e piso 3 [cota 108.75]	ESC. 1 / 100	MARÇO DE 2006	



PLANTA DOS PISOS 4 e 5

TECTO FALSO (gesso cartonado 1,3cm de espessura) :

. GALERIAS COBERTAS EXTERIORES - BLOCOS 2, 4 E 6:

- tecto falso (hidrófugo) acabado à cota 2.55m (pé direito)

. INTERIORES DAS HABITAÇÕES - HALLS, CORREDORES, WC's, QUARTOS :

- tecto falso acabado à cota 2.35m (pé-direito)

. INTERIORES DAS HABITAÇÕES - WC's :

- tecto falso (hidrófugo) acabado à cota 2.35m (pé-direito)

. VARANDAS DAS HABITAÇÕES:

- tecto falso (hidrófugo) acabado à cota 2.20m (pé-direito); consultar Pormenores de Fachada

TECTO FALSO ACÚSTICO (2 x gesso cartonado de 1.3cm espessura + lã de rocha 5cm e 70kg /m3).

. ESTABELECIMENTOS COMERCIAIS - BLOCOS 1, 2 E 3

TECTO FALSO (gesso cartonado 1,3cm de espessura)

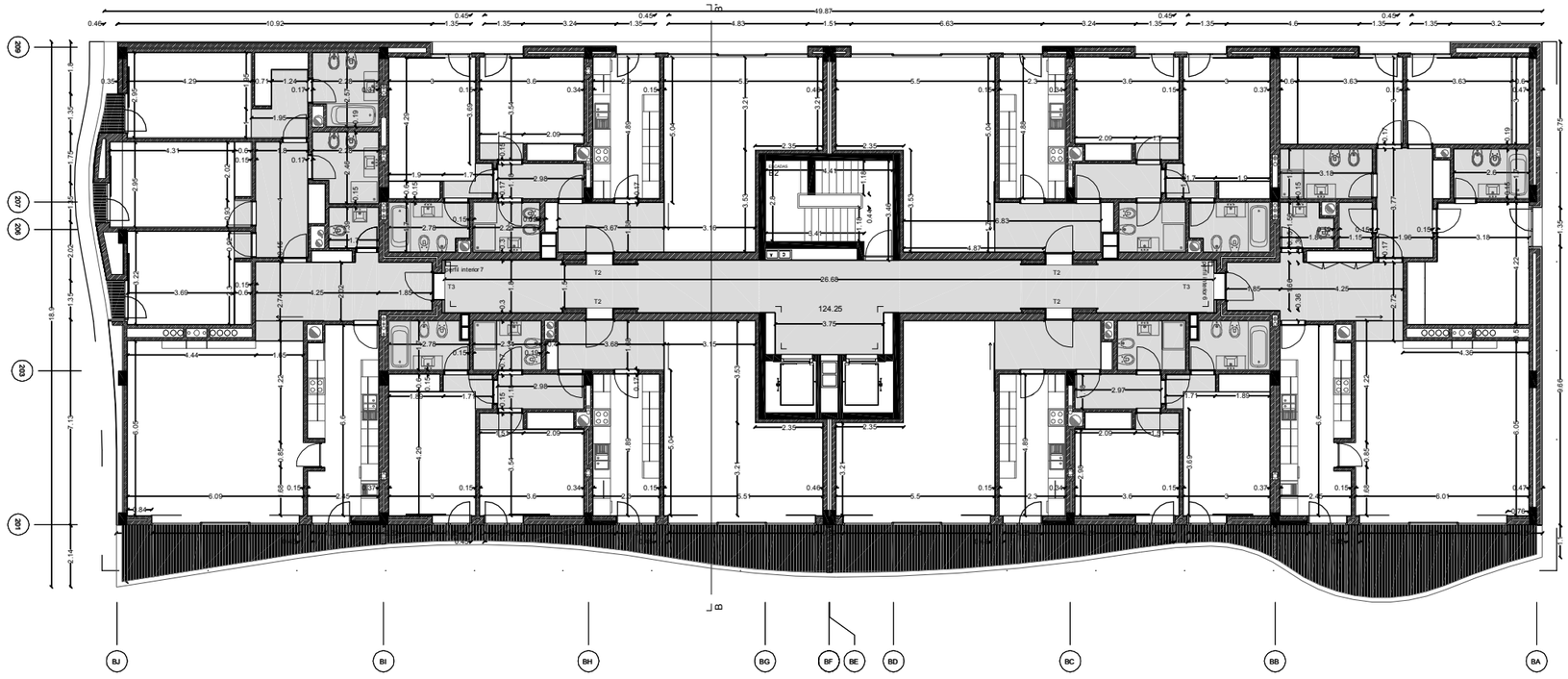
TECTO FALSO ACÚSTICO (tipo "KNAUFF - STO SILENT PANEL - acabamento extra-fino")

. ÁTRIOS DE ENTRADA BLOCOS 2, 4 e 6:

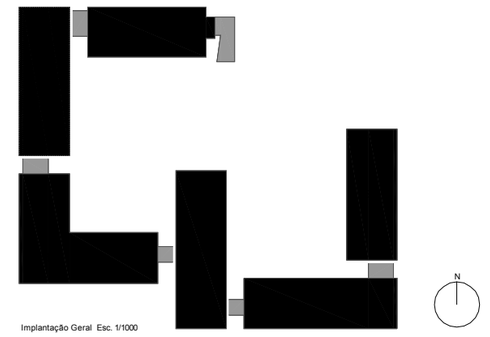
- tecto falso acabado à cota 2.40m / 2.55m (pé direito)

. CIRCULAÇÕES COMUNS, ESCADAS E SALA DE CONDOMÍNIO:

- tecto falso acabado à cota 2.40m (pé direito)

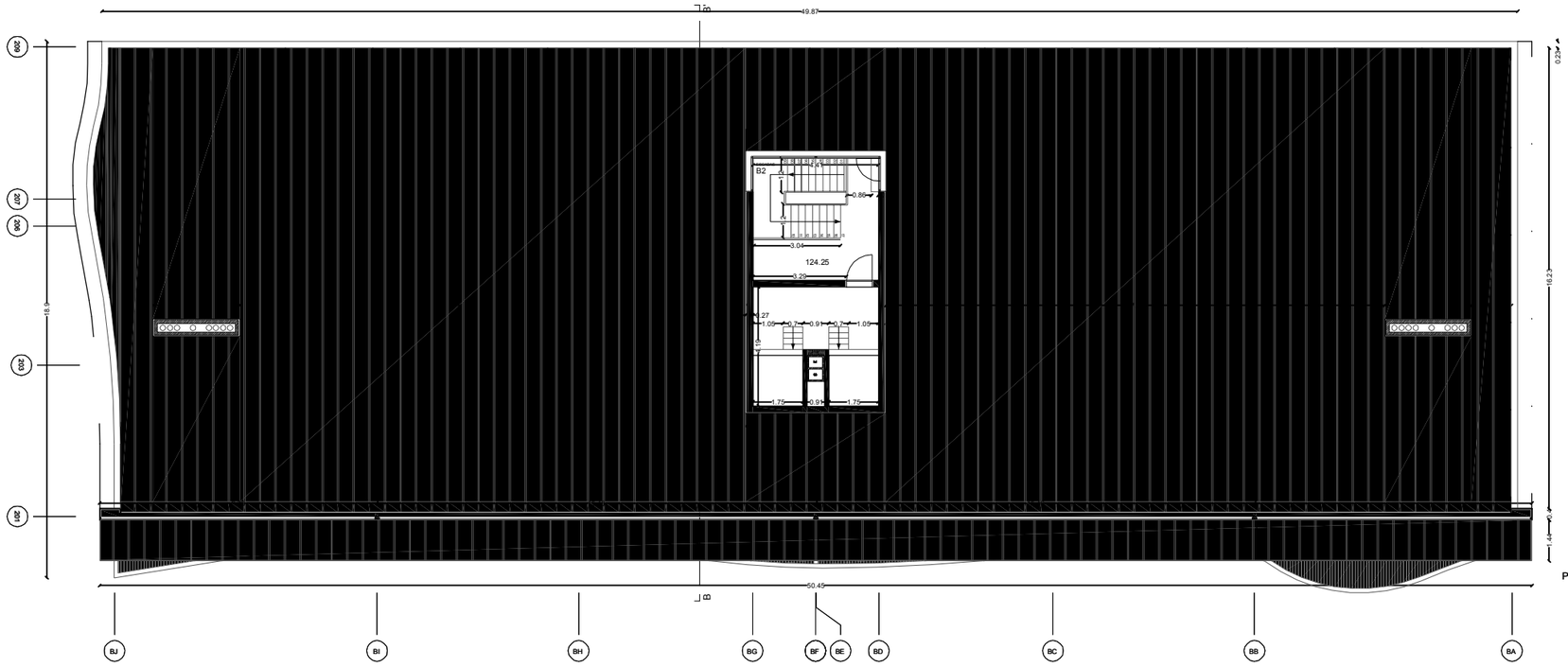


PLANTA DO PISO 6



Implantação Geral Esc. 1/1000

			17
PLANTAS COTADAS - BLOCO 2	PROJECTO DE EXECUÇÃO		A.1.4
piso 4 [cota 111.85], piso 5 [cota 114.95] e piso 6 [cota 118.05]	ESC. 1 / 100	MARÇO DE 2006	



PLANTA DA COBERTURA

TECTO FALSO (gesso cartonado 1,3cm de espessura) :

. GALERIAS COBERTAS EXTERIORES - BLOCOS 2, 4 E 6:

- tecto falso (hidrófugo) acabado à cota 2.55m (pé direito)

. INTERIORES DAS HABITAÇÕES - HALLS, CORREDORES, WC's, QUARTOS :

- tecto falso acabado à cota 2.35m (pé-direito)

. INTERIORES DAS HABITAÇÕES - WC's :

- tecto falso (hidrófugo) acabado à cota 2.35m (pé-direito)

. VARANDAS DAS HABITAÇÕES:

- tecto falso (hidrófugo) acabado à cota 2.20m (pé-direito); consultar Pormenores de Fachada

TECTO FALSO ACÚSTICO (2 x gesso cartonado de 1.3cm espessura + lã de rocha 5cm e 70kg /m3).

. ESTABELECIMENTOS COMERCIAIS - BLOCOS 1, 2 E 3

TECTO FALSO (gesso cartonado 1,3cm de espessura)

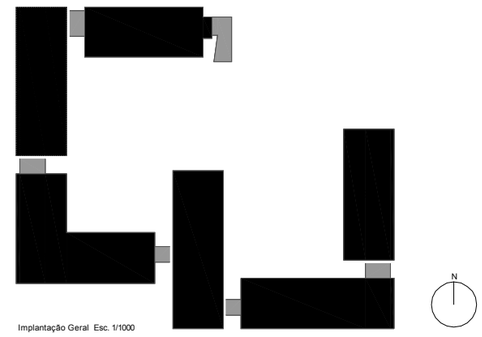
TECTO FALSO ACÚSTICO (tipo "KNAUFF - STO SILENT PANEL - acabamento extra-fino")

. ÁTRIOS DE ENTRADA BLOCOS 2, 4 e 6:

- tecto falso acabado à cota 2.40m / 2.55m (pé direito)

. CIRCULAÇÕES COMUNS, ESCADAS E SALA DE CONDOMÍNIO:

- tecto falso acabado à cota 2.40m (pé direito)



Implantação Geral Esc. 1/1000

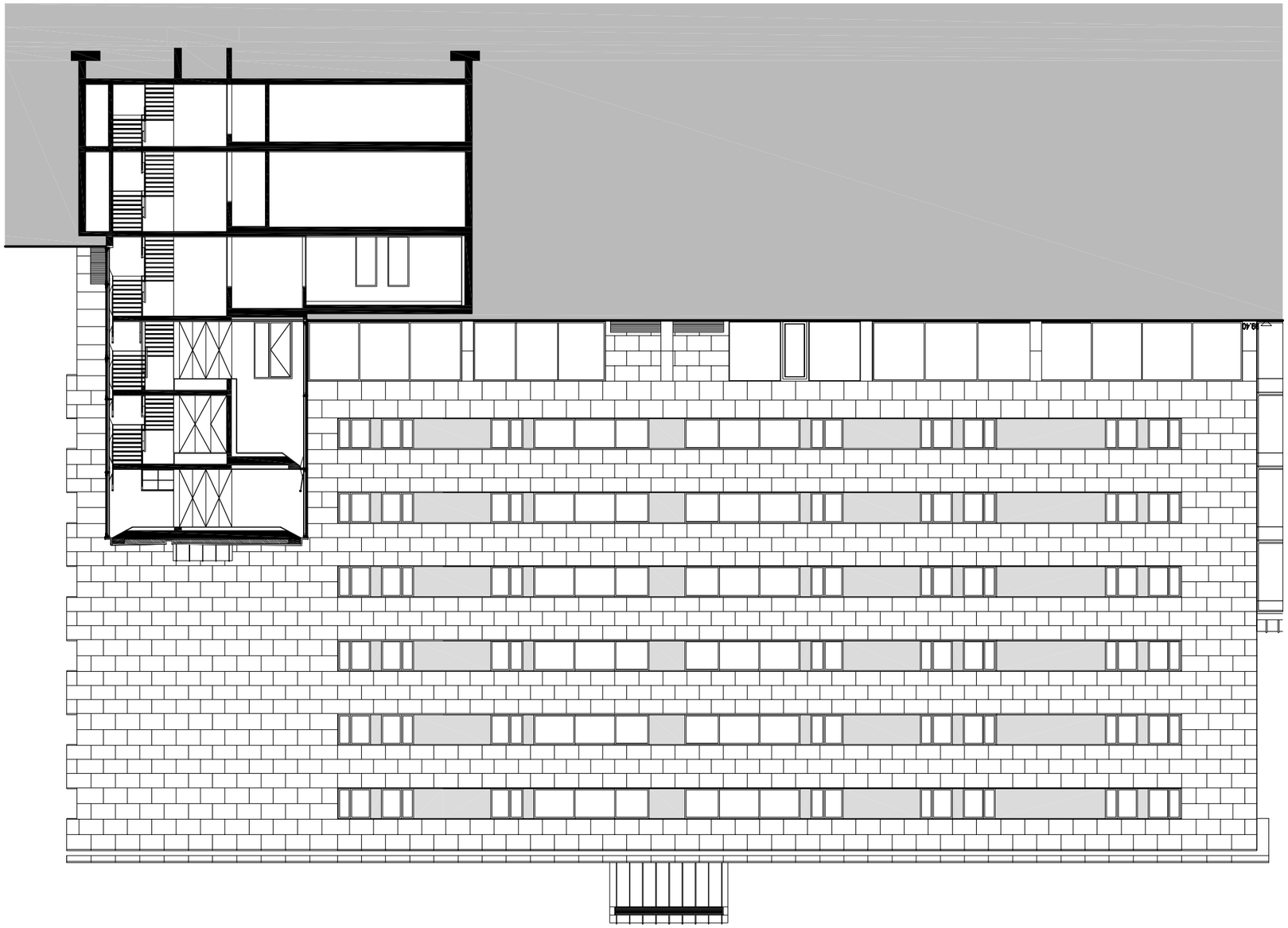
			18
PLANTAS COTADAS - BLOCO 2	PROJECTO DE EXECUÇÃO		A.1.5
cobertura [cota 122.12]	ESC. 1 / 100	MARÇO DE 2006	

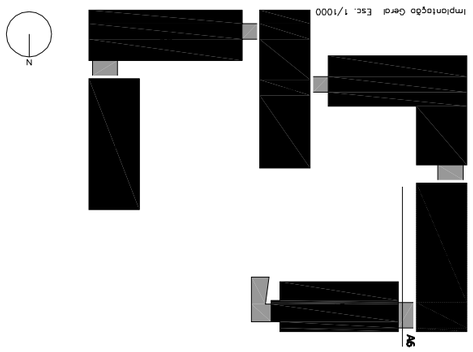
LEGENDA: AZULEJO "CERÂMICA – TVM 1111F3 VIDRO "EMALIT" BMM DA SAINT–GOBA ALUMÍNIO ANODIZADO A COR DA CAIXILHARIA GRANITO GRAMPEADO COM 30MM DE ESPESSURA

ALÇADOS - BLOCO2	PROJECTO DE EXECUÇÃO
alçado A5 [Rua Basso Leite]	MARÇO DE 20
76	

A.1.6

ALÇADO A6



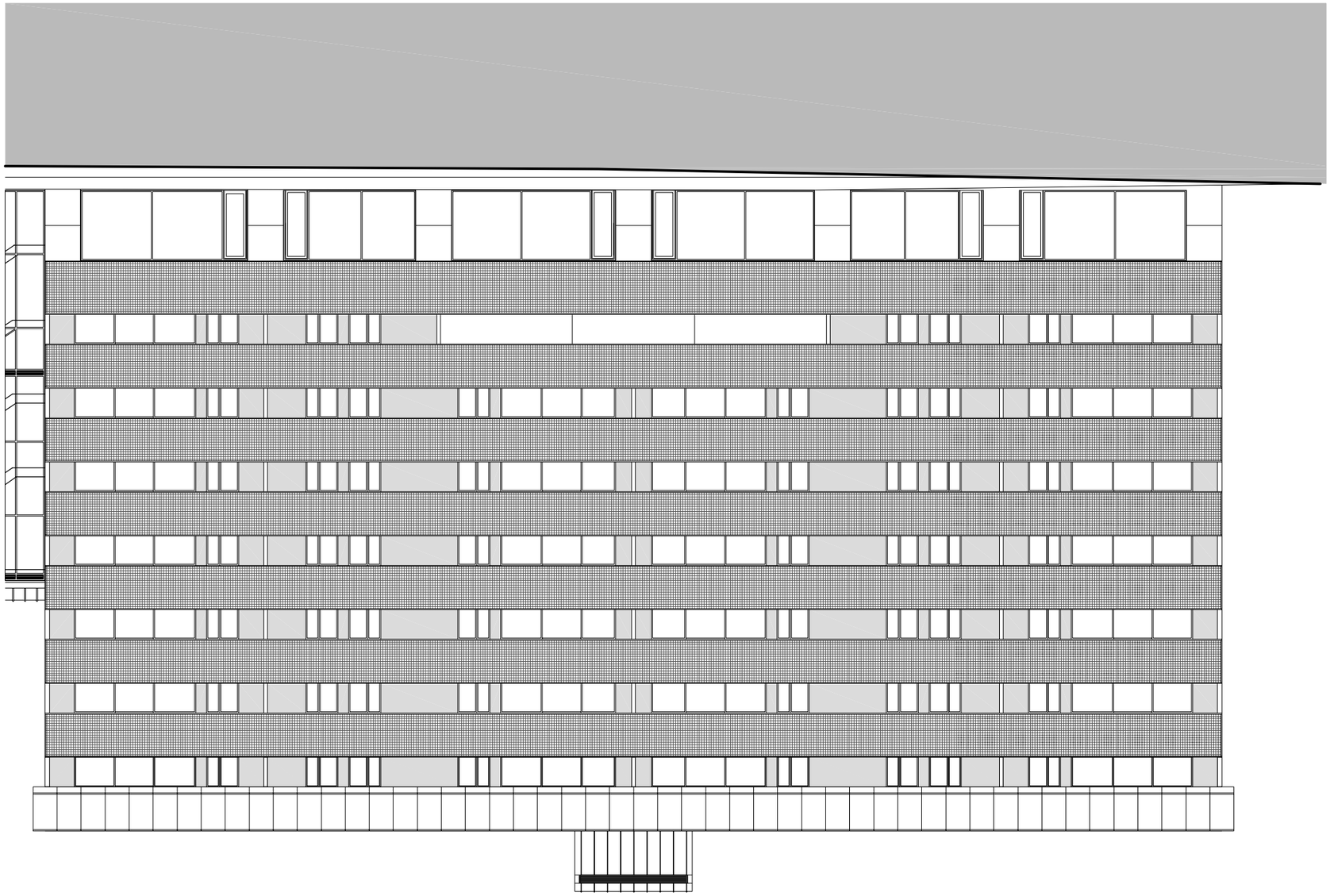


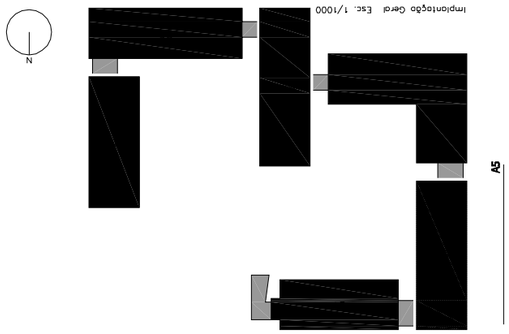
LEGENDA: AZULEJO "CERRAN - TVM 11112 VIDRO "EMALIT" BMM DA SAINT-GOBA ALUMINIO ANODIZADO A COR DA CAIXILHARIA GRANITO GRAMPEADO COM 30MM DE ESPESSURA

ALÇADOS - BLOCO2	PROJECTO DE EXECUÇÃO
alçado A6	MARÇO DE 20
	77

A.1.7

ALÇADO A5
[Rua Bessa Leite]

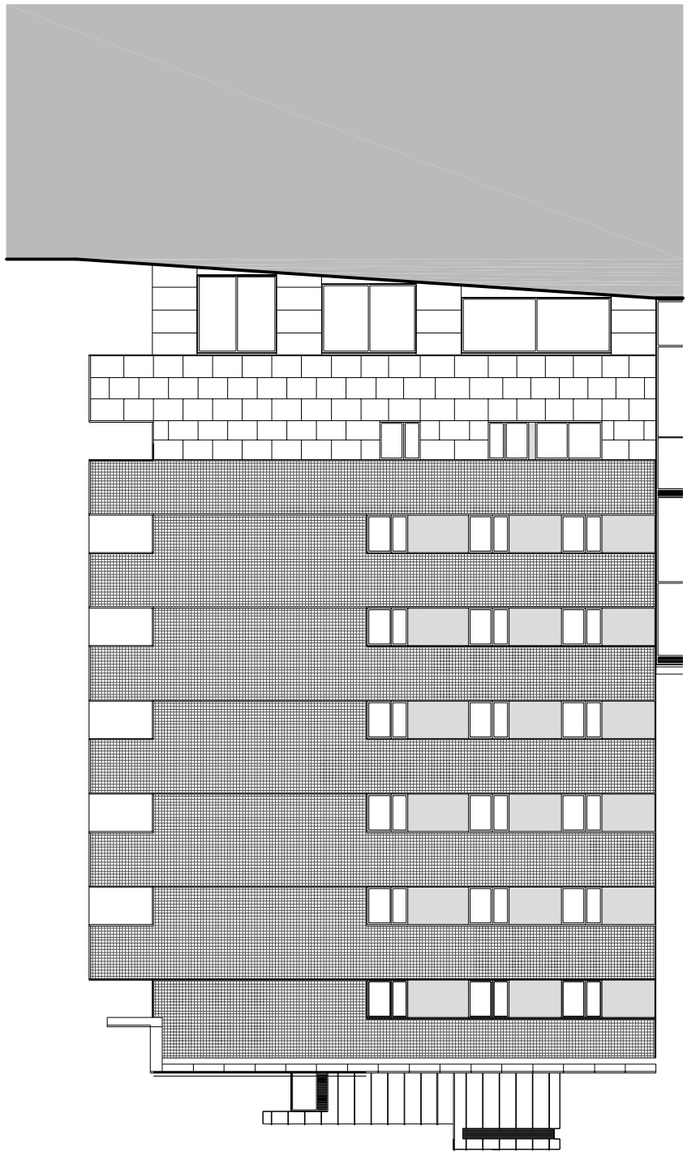




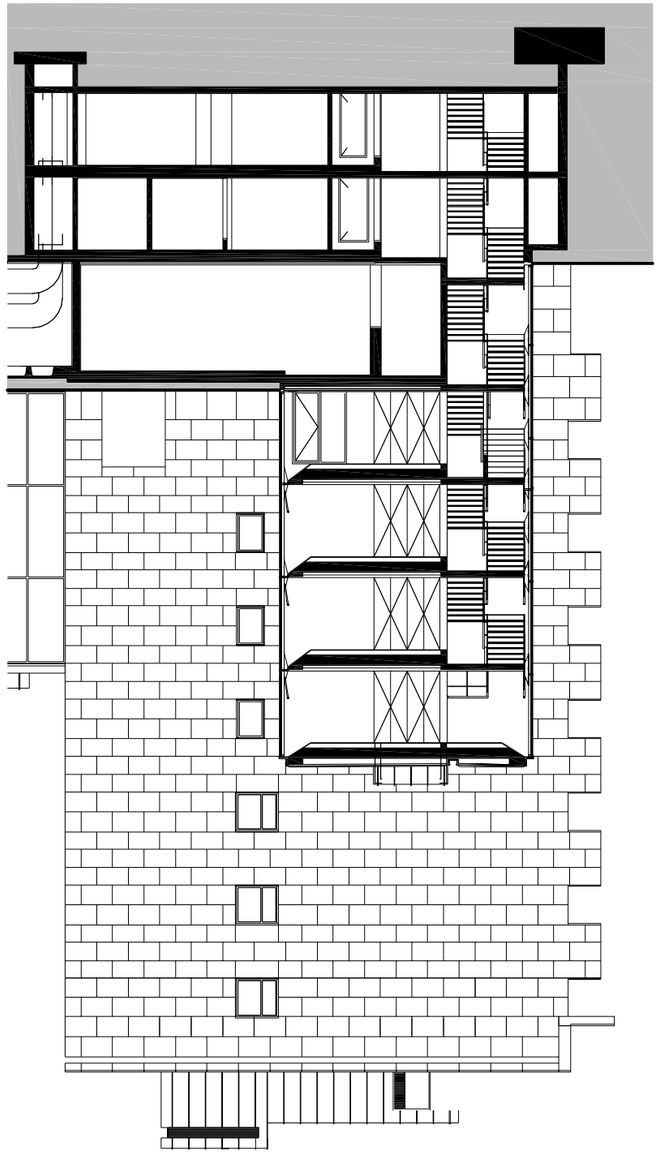
Implantação Geral Esc. 1/1000

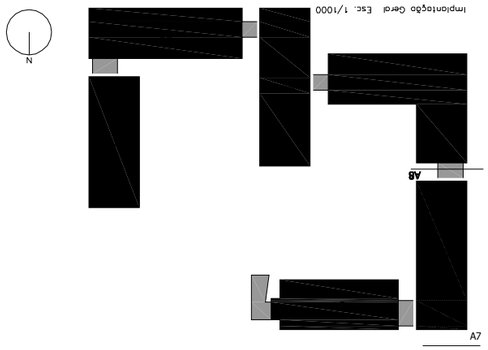
LEGENDA:
AZULEJO "CERÂMICA - TVM 1111F3" VIDRO "EMALIT" BMM DA SAINT-GOBAIN ALUMÍNIO ANODIZADO A COR DA CAIXILHARIA GRANITO GRAMPEADO COM 30MM DE ESPESSURA

ALÇADO A7
[Rua da Venezuela]



ALÇADO A8





Implantação Geral Esc. 1/1000

		78
ALÇADOS - BLOCO2	PROJECTO DE EXECUÇÃO	
alçado A7 [Rua da Venezuela] e A8	MARÇO DE 20	

A.1.8

ANEXO 2

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A.2.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

A.2.1

					habitação			area comercial		Estacionamento										
	Ainf											Vigas				N	Nsd	Ac	b	d
Pilar	Lajes	Varanda	PP(laje)	RCP	Sob (habitação)	Sob (varanda)	Nº pisos	Sob (area comercial)	nº pisos	Sob (estacionamento)	nº pisos	PP(Vigas)	PP(parede exterior)	L(vigas)	nº pisos	kN	kN	m2	m	om
	m2	m2	kN/m2	kN/m2	kN/m2	kN/m2		kN/m2		kN/m2		kN/m	kN/m	m						
1	16,99	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	7,72	10	2898,67	4348,01	0,207	0,3	0,7
2	16,7	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	8,06	10	2925,62	4388,43	0,208	0,3	0,7
3	16,31	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	7,73	10	2834,33	4251,50	0,202	0,3	0,7
4	14,25	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	8,36	10	2736,57	4104,86	0,195	0,3	0,7
5	16,31	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	7,73	10	2834,33	4251,50	0,202	0,3	0,7
6	17,5	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	8,01	10	2995,12	4492,68	0,213	0,3	0,7
7	9,75	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	6,65	10	2023,05	3034,58	0,144	0,3	0,5
8	30,99	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	5,66	10	3922,95	5884,43	0,280	0,3	0,9
9	46	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	0	10	4462,00	6693,00	0,318	0,3	1,1
10	37,25	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	0	10	3613,25	5419,88	0,257	0,3	0,9
11	37,3	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	0	10	3618,10	5427,15	0,258	0,3	0,9
12	45,5	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	0	10	4413,50	6620,25	0,315	0,3	1,0
13	25,4	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	5,71	10	3388,82	5083,23	0,241	0,3	0,8
14	22,15	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	4,67	10	2905,09	4357,64	0,207	0,3	0,7
15	45,84	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	0	10	4446,48	6669,72	0,317	0,3	1,1
16	37,18	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	0	10	3606,46	5409,69	0,257	0,3	0,9
17	37,25	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	0	10	3613,25	5419,88	0,257	0,3	0,9
18	45,53	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	0	10	4416,41	6624,62	0,315	0,3	1,0
19	25,35	0	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	5,69	10	3380,73	5071,10	0,241	0,3	0,8
20	10	10	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	6,79	10	2819,98	4229,97	0,201	0,3	0,7
21	17,46	12,18	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	8,06	10	3912,84	5869,26	0,279	0,3	0,9
22	16,13	11,37	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	7,73	10	3669,62	5504,43	0,261	0,3	0,9
23	13,78	17,18	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	8,3	10	3969,76	5954,64	0,283	0,3	0,9
24	16,22	14,08	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	7,78	10	3889,70	5834,55	0,277	0,3	0,9
25	17,34	17,78	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	8,01	10	4313,10	6469,65	0,307	0,3	1,0
26	9,66	10,36	7,5	4,5	2	5	6	4	2	2,5	2	6,0	10,2	6,58	10	2779,98	4169,97	0,198	0,3	0,7

ANEXO 3

DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA COM LAJE FUNJIFORME MACIÇA COM CAPITEIS

A.3.1 TABELAS DE DIMENSIONAMENTO ARMADURA LONGITUDINAL

A.3.1.1 Vigas v1 a v6

A.3.1.2 Vigas V7 a V12

A.3.1.3 Vigas V13 a V15

A.3.1.4 Vigas V16 a V18

A.3.2 TABELAS DE DIMENSIONAMENTO ESFORÇO TRANSVERSO

A.3.2.1 Vigas v1 a v6

A.3.2.2 Vigas V7 a V12

A.3.2.3 Vigas V13 a V15

A.3.2.4 Vigas V16 a V18

A.3.3 VERIFICAÇÃO PUNÇOAMENTO

A.3.4 DESENHOS ARMADURAS

A.3.4.1 Vigas v1 e V2

A.3.4.2 Vigas v3 e V4

A.3.4.3 Vigas v5 e V6

A.3.4.4 Vigas v7 e V8

A.3.4.5 Vigas v9 e V10

A.3.4.6 Vigas v11 e V12

A.3.4.7 Vigas v13 e V15

A.3.4.8 Vigas v16 e V18

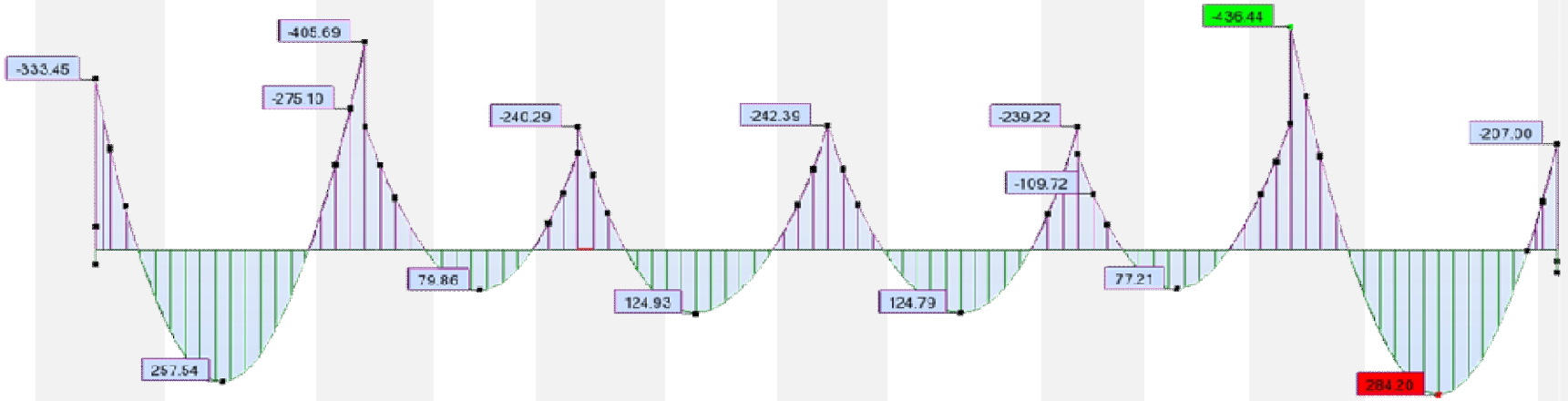
A.3.4.9 Armadura superior da laje

A.3.4.10 Armadura inferior da laje

A.3.1.1

Armadura longitudinal

Vigas V1 a V6

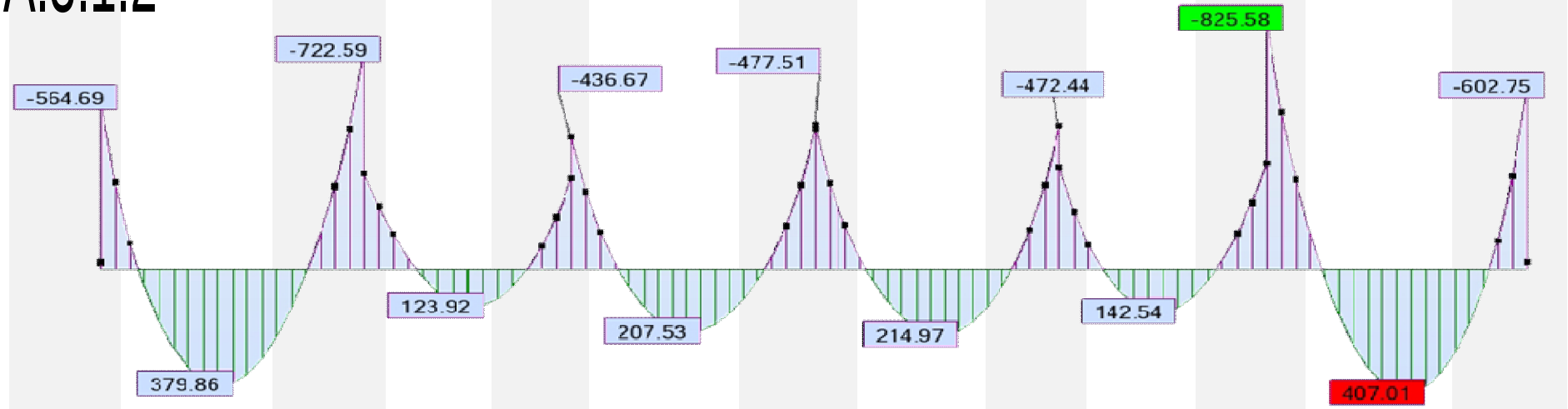


	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio
Pilar	P1		P2		P3		P4		P5		P6		P7
Viga		**V1**		**V2**		**V3**		**V4**		**V5**		**V6**	
Msd	333,45	**257,54**	405,69	**76,86**	240,29	**124,93**	242,39	**124,79**	239,22	**77,21**	436,44	**284,20**	207,00
μ	0,12	**0,09**	0,14	**0,03**	0,08	**0,04**	0,08	**0,04**	0,08	**0,03**	0,15	**0,10**	0,07
Asc (m2)	0,00112	**0,00085**	0,00140	**0,00024**	0,00079	**0,00039**	0,00079	**0,00039**	0,00078	**0,00024**	0,00152	**0,00094**	0,00067
Asc (cm2)	11,25	**8,48**	13,99	**2,39**	7,87	**3,94**	7,95	**3,94**	7,83	**2,40**	15,19	**9,44**	6,71
Arm	4ϕ20	**5ϕ16**	5ϕ20	**2ϕ16**	3ϕ20	**2ϕ16**	3ϕ20	**2ϕ16**	3ϕ20	**2ϕ16**	5ϕ20	**5ϕ16**	3ϕ20
Asef(cm2)	12,60	**10,05**	15,70	**4,02**	9,40	**4,02**	9,40	**4,02**	9,40	**4,02**	15,70	**10,05**	9,40
	ok	*ok*	*ok*	*Asmin*	*ok*	*Asmin*	*ok*	*Asmin*	*ok*	*Asmin*	*ok*	*ok*	*ok*

A.3.1.2

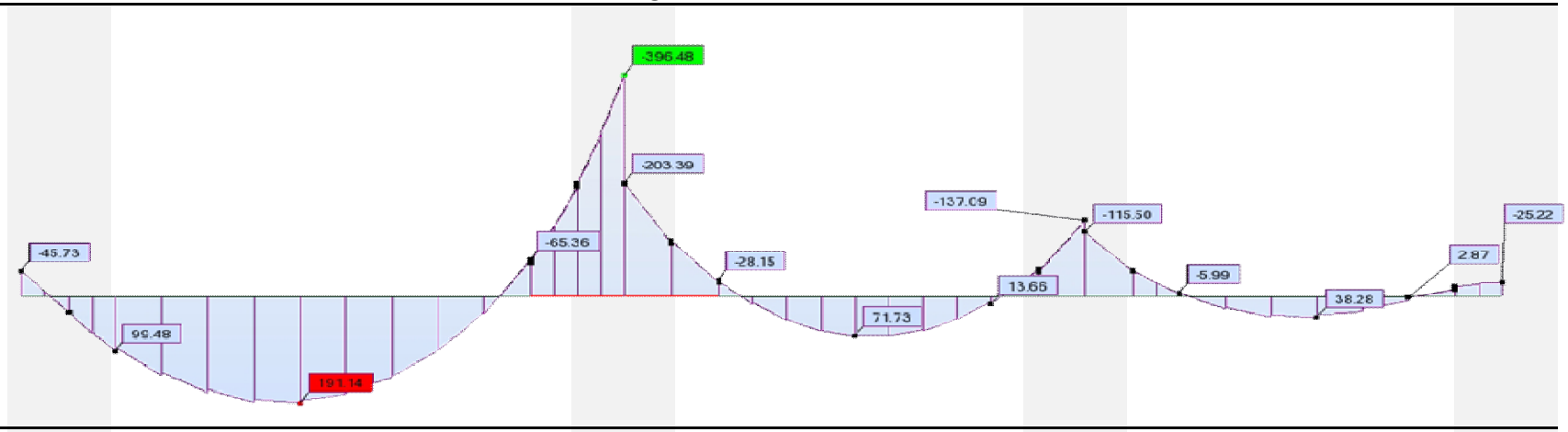
Armadura longitudinal

Vigas V7 a V12

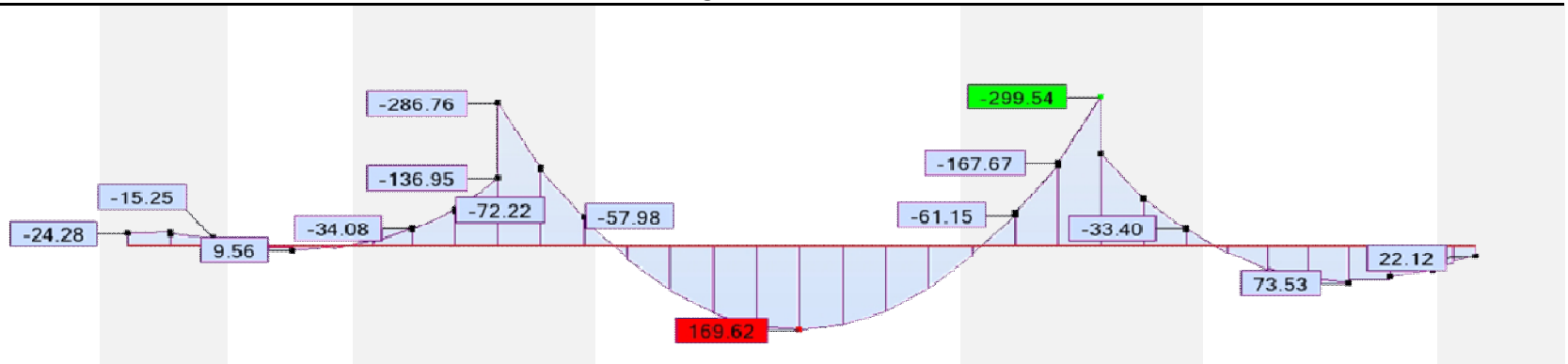


	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio
Pilar	P20		P21		P22		P23		P24		P25		P26
Viga		**V7**		**V8**		**V9**		**V10**		**V11**		**V12**	
Msd	564,69	**379,86**	722,59	**123,92**	436,67	**207,53**	477,51	**214,97**	472,44	**142,54**	825,58	**407,01**	602,75
μ	0,20	**0,13**	0,25	**0,04**	0,15	**0,07**	0,17	**0,07**	0,16	**0,05**	0,29	**0,14**	0,21
Asc (m2)	0,00204	**0,00130**	0,00273	**0,00039**	0,00152	**0,00067**	0,00168	**0,00070**	0,00166	**0,00045**	0,00321	**0,00140**	0,00220
Asc (cm2)	20,41	**13,00**	27,31	**3,91**	15,20	**6,73**	16,83	**6,99**	16,62	**4,52**	32,10	**14,04**	22,03
Arm	5ϕ25	**5ϕ20**	6ϕ25	**3ϕ20**	4ϕ25	**3ϕ20**	4ϕ25	**3ϕ20**	4ϕ25	**3ϕ20**	7ϕ25	**5ϕ20**	5ϕ25
Asef(cm2)	24,50	**15,70**	29,45	**9,42**	19,64	**9,42**	19,64	**9,42**	19,64	**9,42**	34,36	**15,70**	24,54

A.3.1.3

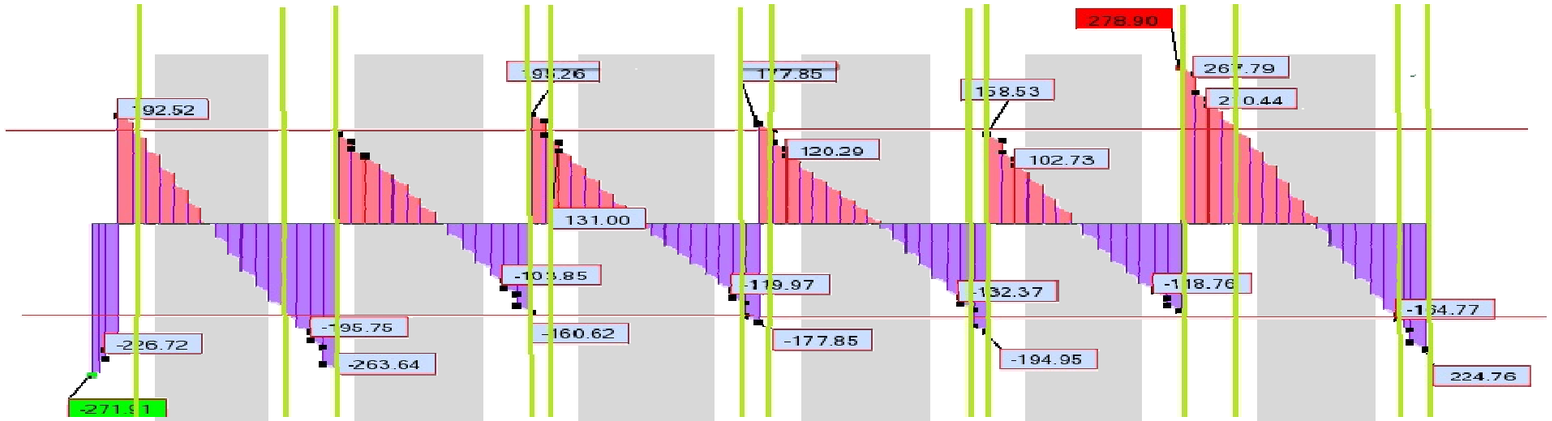
Armadura longitudinal							
Vigas V13 a V15							
						
	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio
Pilar	P1		P8		P14		P20
Viga		**V13**		**V14**		**V15**	
Msd	45,73	**191,14**	396,48	**71,73**	137,09	**38,28**	25,22
μ	0,016	**0,066**	0,137	**0,025**	0,047	**0,013**	0,009
Asc (m2)	0,00014	**0,00062**	0,00136	**0,00022**	0,00043	**0,00012**	0,00008
Asc (cm2)	1,41	**6,16**	13,64	**2,22**	4,34	**1,17**	0,77
Arm	2ϕ20	**4ϕ16**	5ϕ20	**2ϕ16**	2ϕ20	**2ϕ16**	2ϕ20
Asef(cm2)	6,28	**8,04**	15,71	**4,02**	6,28	**4,02**	6,28
	Asmin	*ok*	*ok*	*Asmin*	*ok*	*Asmin*	*Asmin*

A.3.1.4

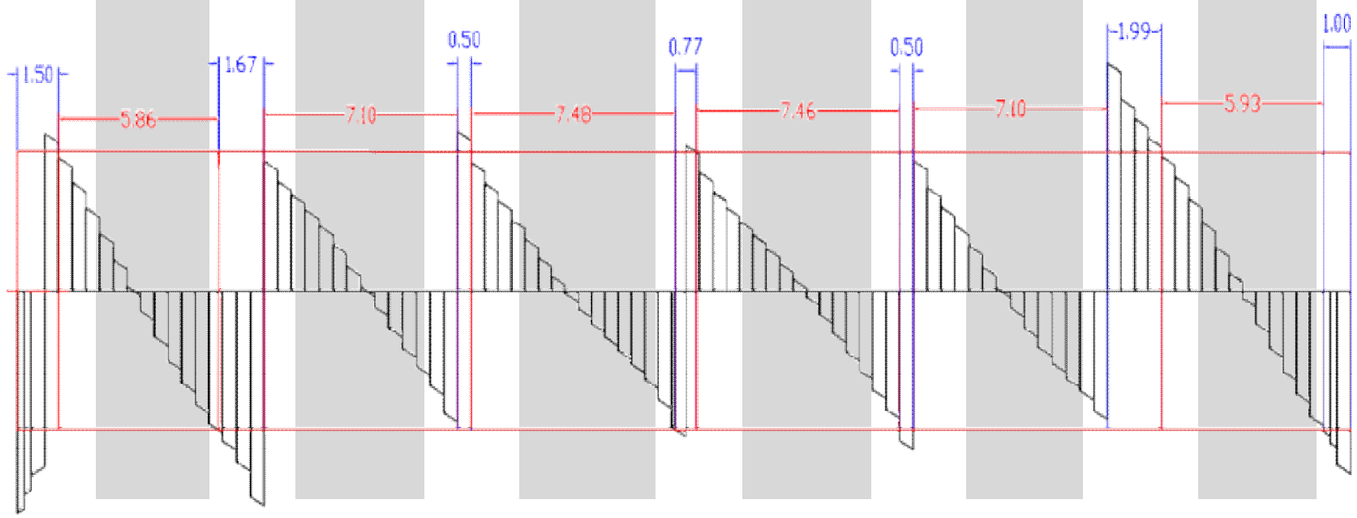
Armadura longitudinal							
Vigas V16 a V18							
							
	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio
Pilar	P7		P13		P19		P26
Viga		**V16**		**V17**		**V18**	
Msd	24,28	**9,56**	286,76	**169,62**	299,54	**73,53**	22,12
μ	0,008	**0,003**	0,099	**0,059**	0,104	**0,025**	0,008
Asc (m2)	0,00007	**0,00003**	0,00095	**0,00054**	0,00100	**0,00023**	0,00007
Asc (cm2)	0,74	**0,29**	9,53	**5,43**	10,00	**2,28**	0,67
Arm	2ϕ20	**2ϕ16**	4ϕ20	**3ϕ16**	4ϕ20	**2ϕ16**	2ϕ20
Asef(cm2)	6,28	**4,02**	12,57	**6,03**	12,57	**4,02**	6,28
	Asmin	*Asmin*	*ok*	*ok*	*ok*	*Asmin*	*Asmin*

Armadura de Esforço transverso
Vigas V1 a V6

A.3.2.1

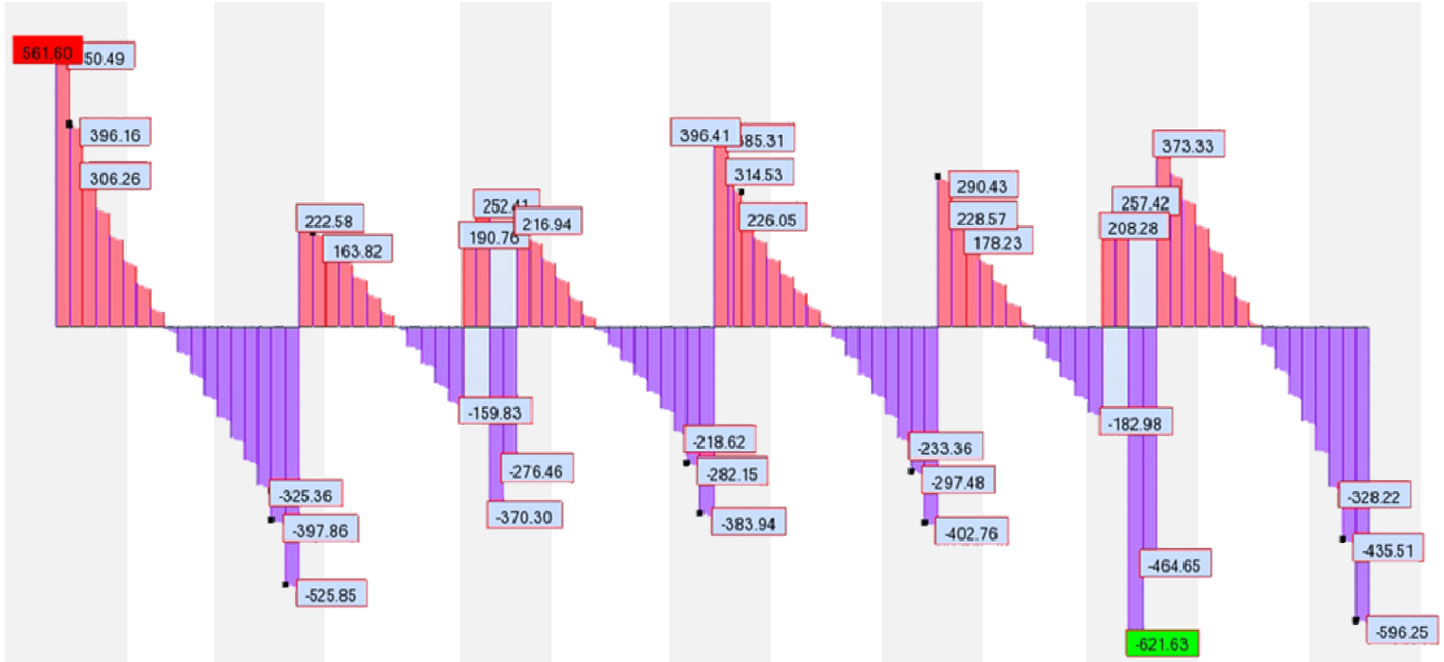


Vrd	kN	271		263		195,26		177,85		194,95		278,9		224,76
Armadura	cm2	10,5		15,7	4,02	9,4	4,02	9,4	4,02	9,4	4,02	15,7	10,05	10,5
Vrdc	kN	93,47		106,89		90,89		90,09		90,09		106,89		93,47
Vrd,max	kN	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2
Asw/s	cm2/m	4,56	Aswmin	4,42	Aswmin	3,28	Aswmin	3,00	Aswmin	3,28	Aswmin	4,69	Aswmin	3,78
Ø	mm	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r	Ø6_2r
Armadura		2rØ8//,20	2rØ6//,20	2rØ8//,20	2rØ6//,20	2rØ6//,15	2rØ6//,20	2rØ6//,15	2rØ6//,20	2rØ6//,15	2rØ6//,20	2rØ8//,20	2rØ6//,20	2rØ8//,20
Aseff	cm2	5,03	**2,85**	5,03	**2,85**	3,8	**2,85**	3,8		3,8		5,03		5,03
L	***m***	***1,50***	***5,86***	***1,67***	***7,10***	***0,50***	***7,48***	***0,77***	***7,46***	***0,50***	***7,10***	***1,99***	***5,93***	***1,00***

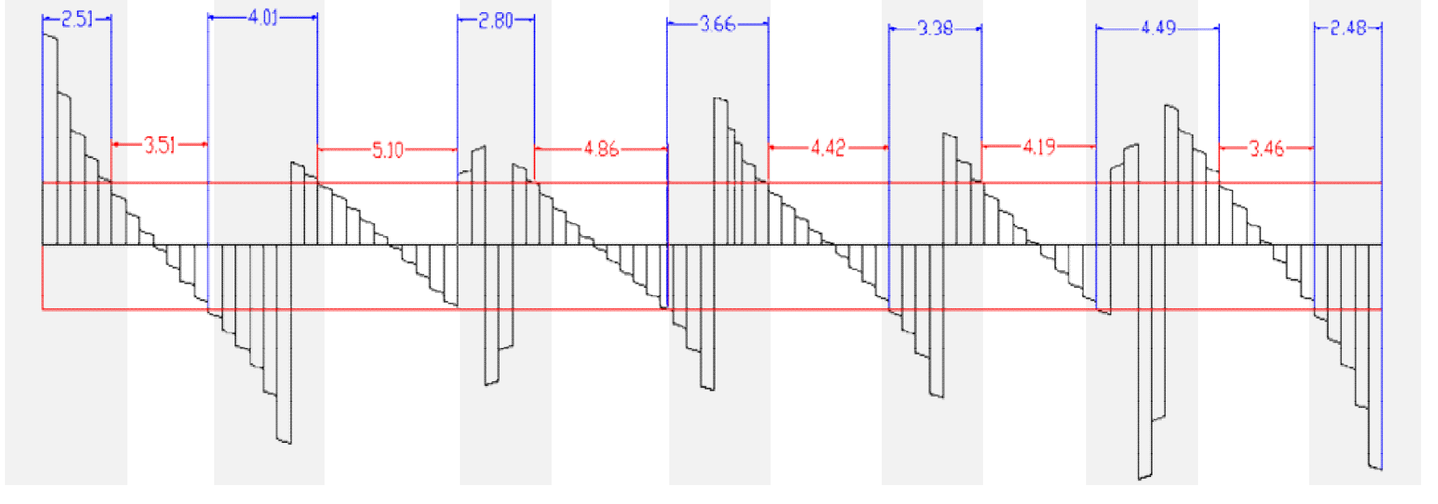


Armadura de Esforço transverso
Vigas V7 a V12

A.3.2.2

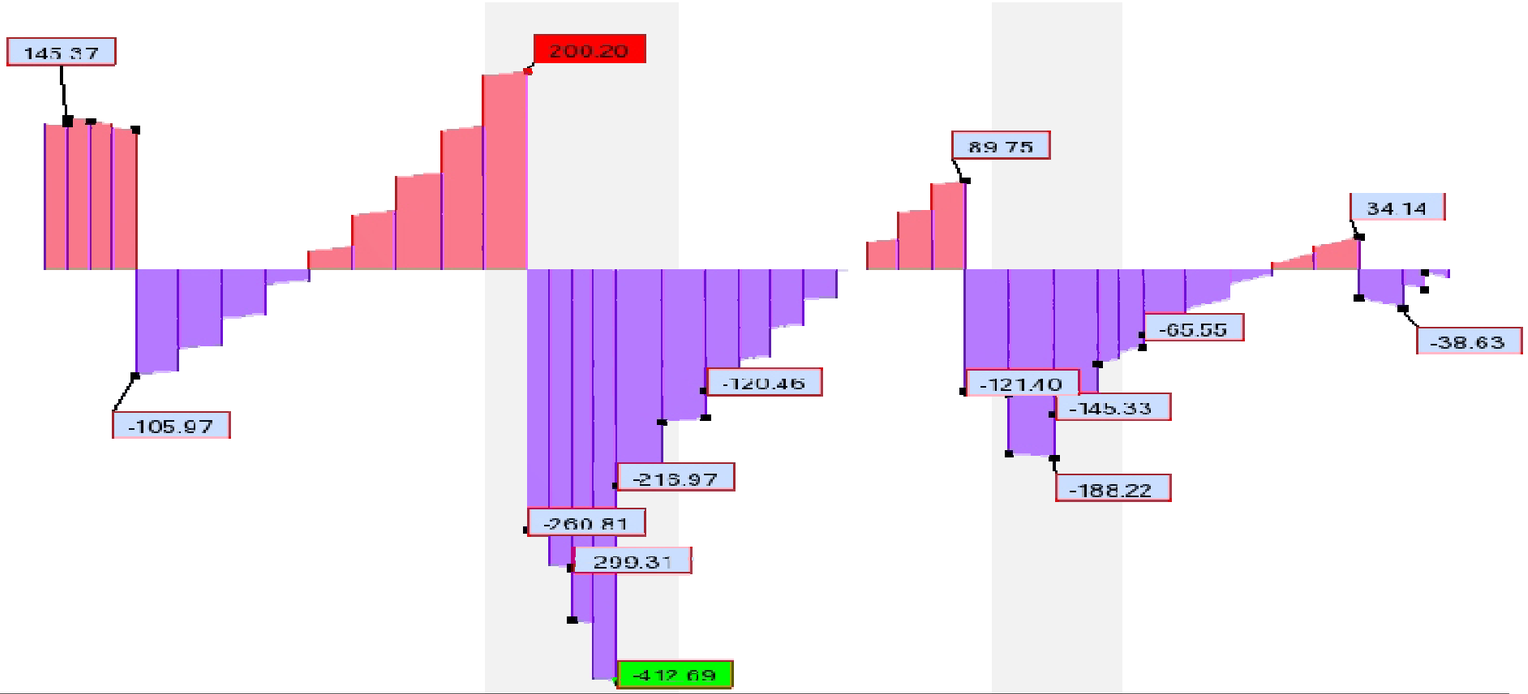


Vrd	**kN**	561		**525,85**		**370,3**		**396,41**		**402,76**		**621,63**		**596,25**
Vrd,max	kN	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2
Asw/s	cm2/m		Aswmin		Aswmin		Aswmin		Aswmin		Aswmin		Aswmin	
Armadura		2rØ10//,15	2rØ6//,20	2rØ10//,15	2rØ6//,20	2rØ10//,20	2rØ6//,20	2rØ10//,20	2rØ6//,20	2rØ10//,20	2rØ6//,20	2rØ10//,15	2rØ6//,20	2rØ10//,15
Aseff	cm2	10,47	**2,85**	10,47	**2,85**	**7,85**	**2,85**	**7,85**	**2,85**	**7,85**	**2,85**	10,47	**2,85**	10,47
L	m	2,51	3,51	4,00	5,10	2,80	4,86	3,66	4,42	3,38	4,19	4,49	3,46	2,48

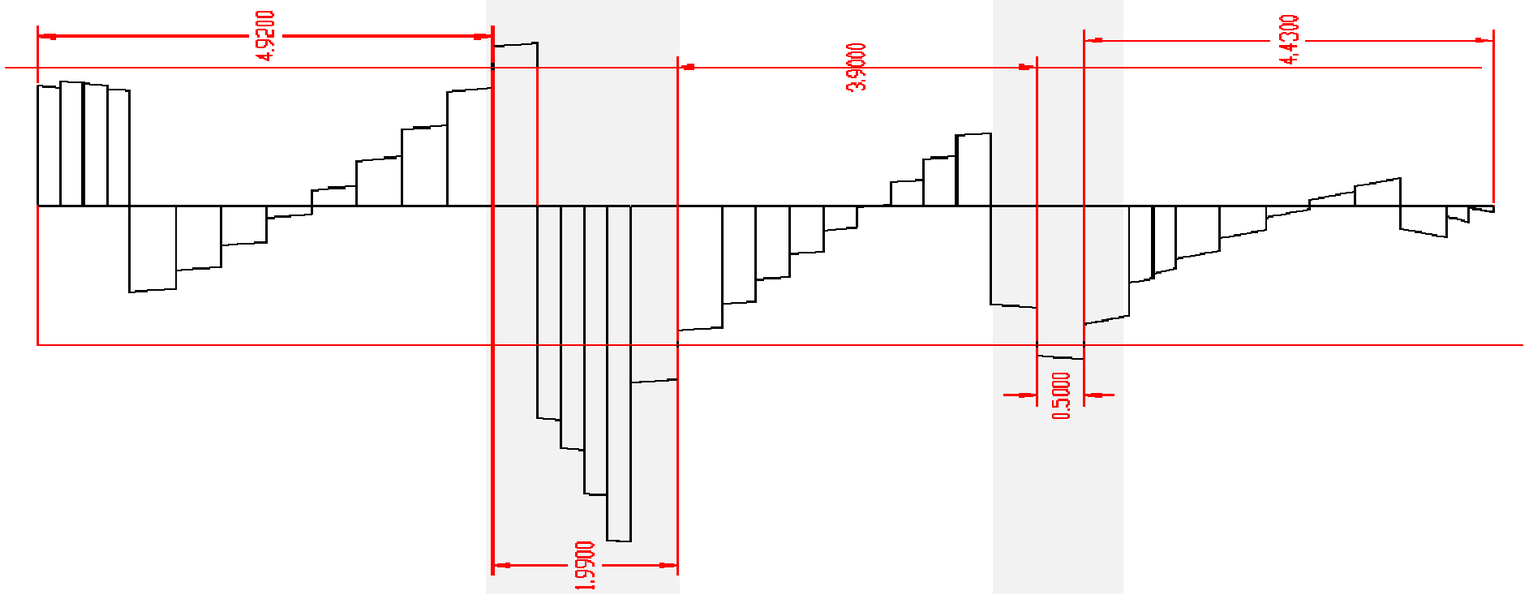


A.3.2.3

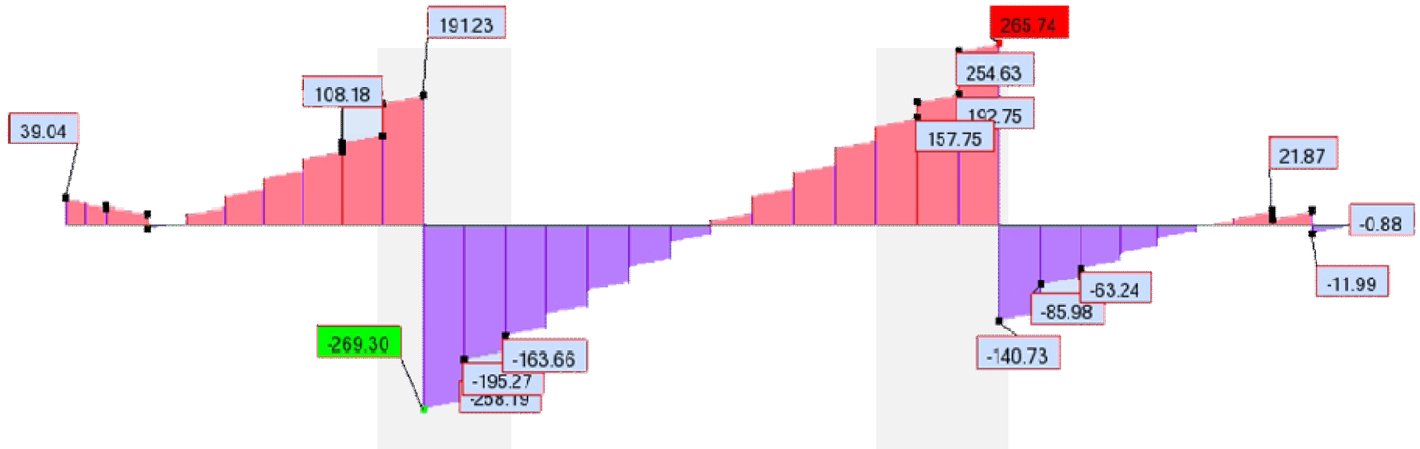
Armadura de Esforço transverso
Vigas V13 a V15



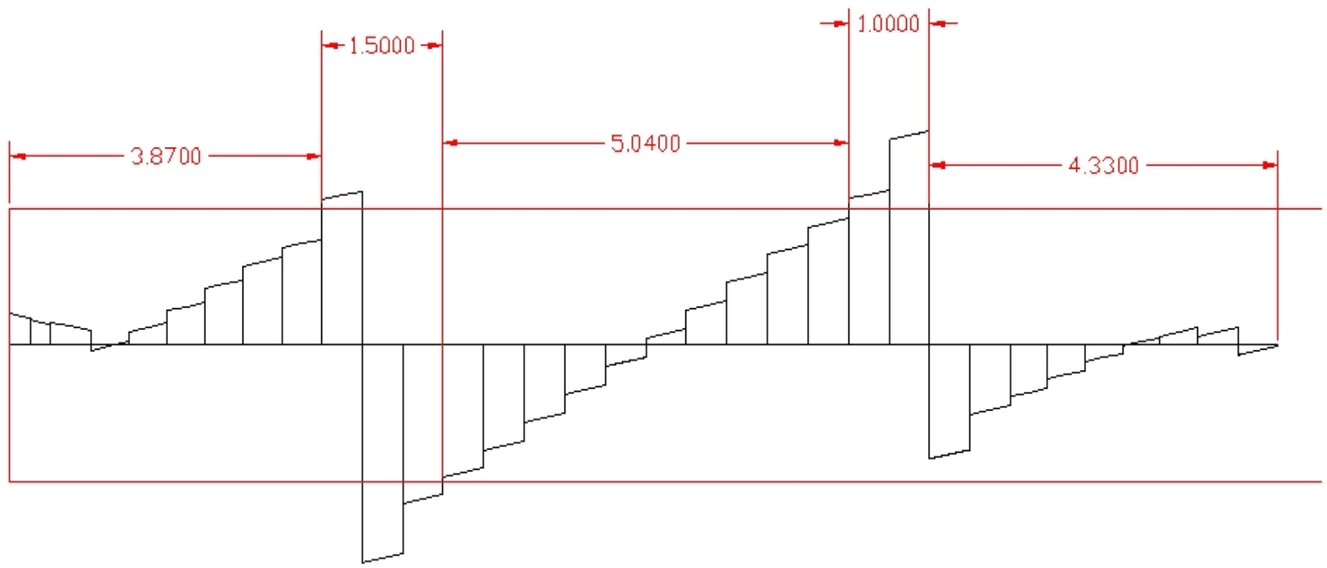
Vrd	kN	148	413	170	188	145
Asw/s	cm2/m	Aswmin	6,94	Aswmin	3,16	Aswmin
Armadura		2rØ6//,20	2rØ10//,20	2rØ6//,20	2rØ6//,15	2rØ6//,20
Aseff	cm2	**2,85**	7,85	**2,85**	**3,77**	**2,85**
L	***m***	***4,92***	1,99	***3,90***	***0,50***	***4,43***



Armadura de Esforço transverso
Vigas V16 a V18

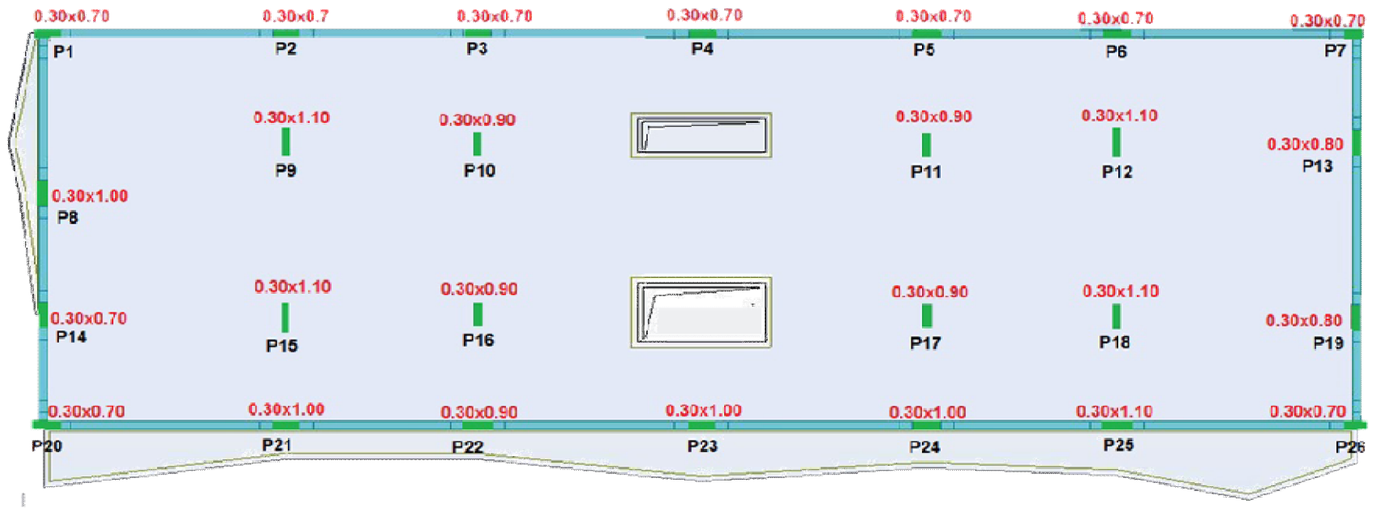


Vrd	**kN**	**170**	**269,3**	**170**	**265,74**	**140,73**
Asw/s	cm2/m	Aswmin	4,53	Aswmin	4,47	Aswmin
Armadura		2rØ6//,20	2rØ8//,20	2rØ6//,20	2rØ8//,20	2rØ6//,20
Aseff	cm2	**2,85**	5,03	**2,85**	5,03	**2,85**
L	***m***	***3,87***	1,50	***5,04***	***1,00***	***4,33***



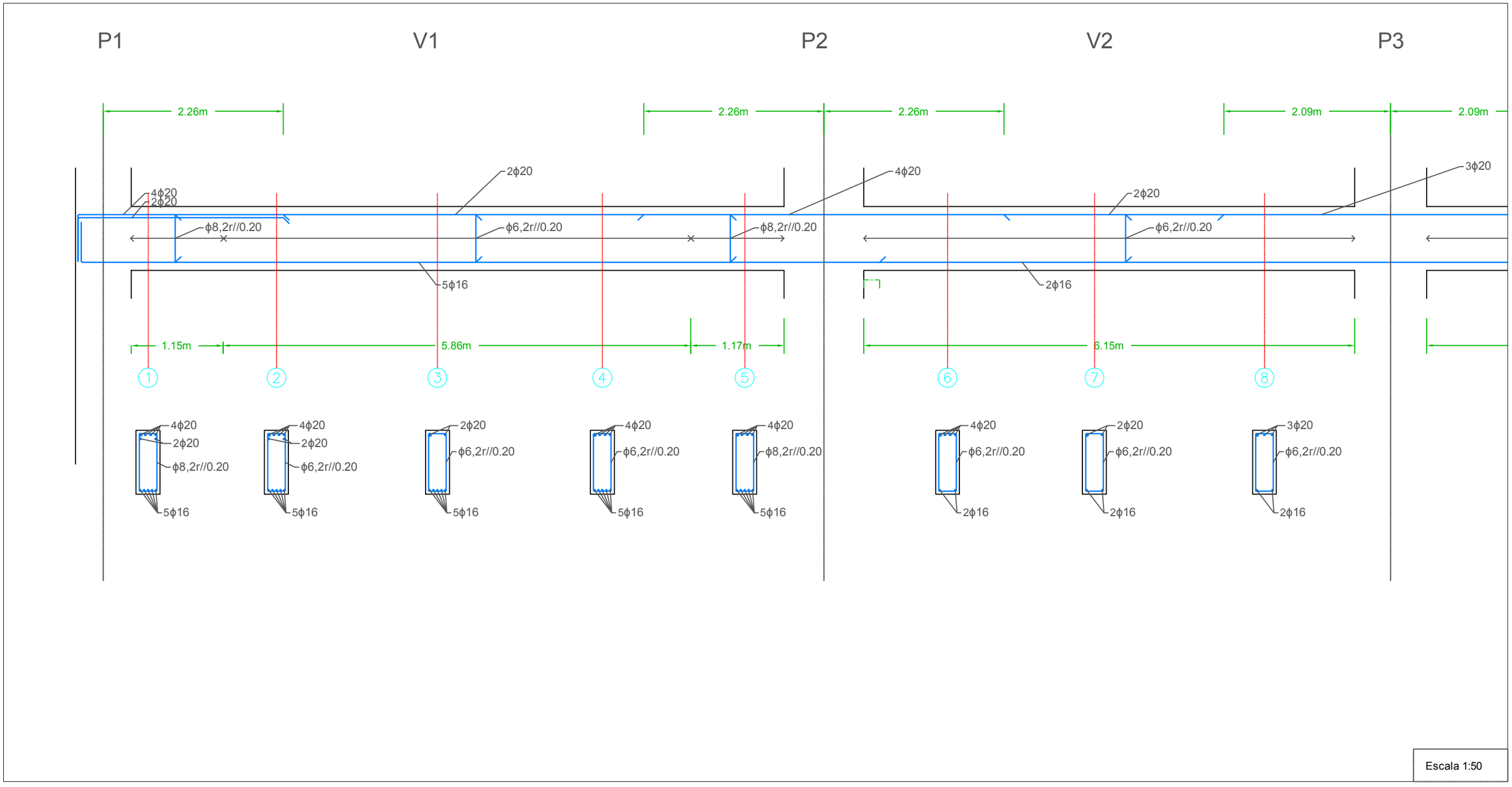
Laje Fungiforme Maciça com capiteis

Verificação ao punçoamento



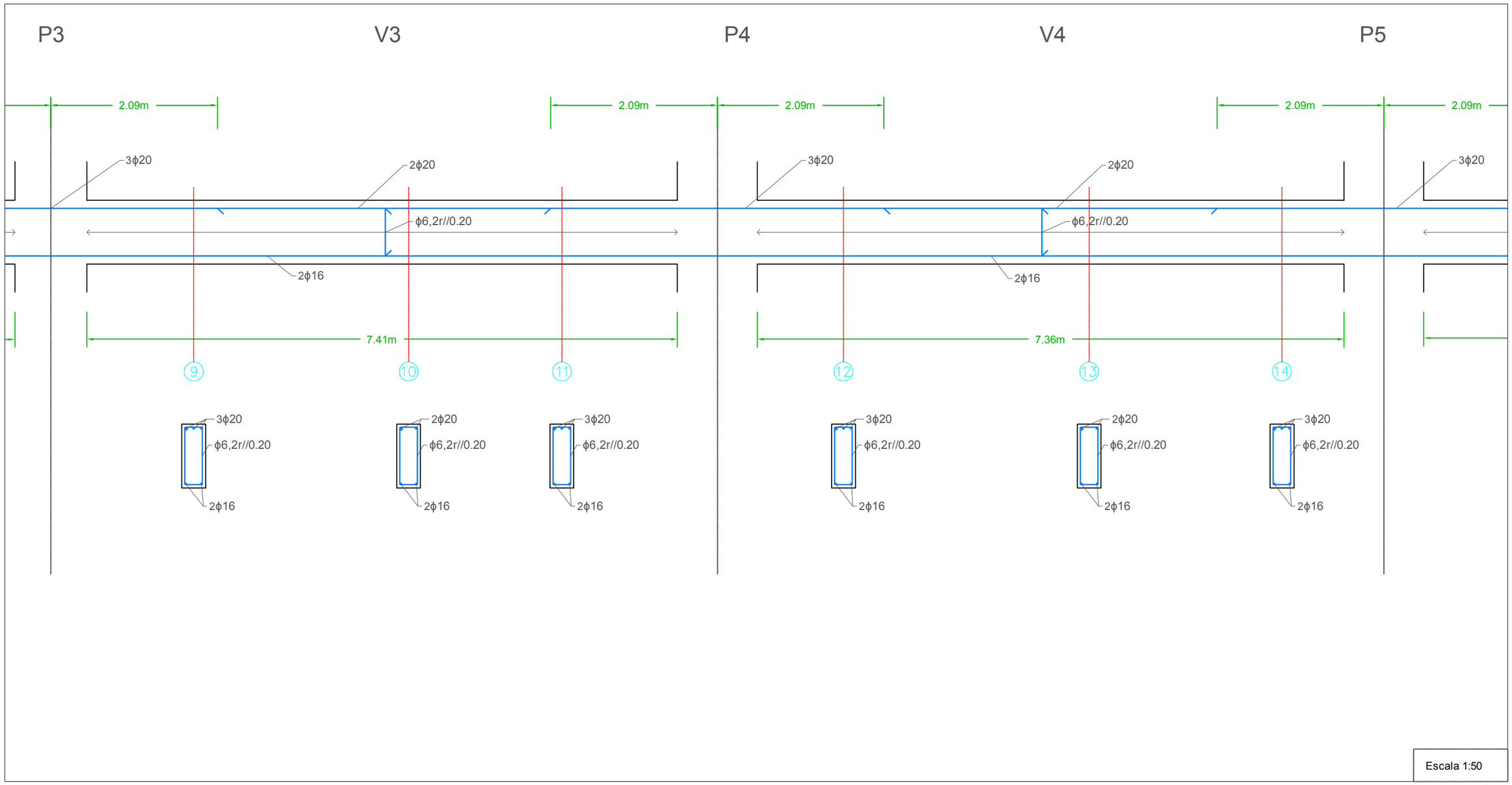
PiLar		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24	P25	P26
Asx total		**16,2**	**16,2**	**16,2**	**16,2**	**16,2**	**16,2**	**16,2**	**16,2**	**19,72**	**19,72**	**19,72**	**19,72**	**16,2**	**16,2**	**19,72**	**19,72**	**19,72**	**19,72**	**16,2**	**16,2**	**16,2**	**16,2**	**16,2**	**16,2**	**16,2**	**16,2**
Asy Tolal		**19,55**	**16,78**	**16,78**	**16,78**	**16,78**	**16,78**	**19,55**	**19,55**	**21,98**	**21,98**	**21,98**	**21,98**	**24,75**	**19,55**	**21,98**	**21,98**	**21,98**	**21,98**	**24,75**	**19,55**	**16,78**	**16,78**	**16,78**	**16,78**	**16,78**	**19,55**
N	sup	21,56	21,56	21,56	21,56	21,56	21,56	15,4	30,8	33,88	27,72	27,72	33,88	26,64	21,56	33,88	27,72	27,72	33,88	26,64	21,56	30,8	27,72	30,8	30,8	33,88	21,56
	inf	462	519	449	438	446	535	284	814	1083	812	811	1097	671	487	1018	759	736	983	592	616	927	798	991	892	1114	618
Ved	**KN**	**440**	**497**	**427**	**416**	**424**	**513**	**269**	**783**	**1049**	**784**	**783**	**1063**	**644**	**465**	**984**	**731**	**708**	**949**	**565**	**594**	**896**	**770**	**960**	**861**	**1080**	**596**
	b	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	d	70	70	70	70	70	70	70	100	110	90	90	110	80	70	110	90	90	110	80	70	100	90	100	100	110	70
VEd		660	696	598	583	594	719	403	1096	1206	902	901	1223	902	652	1132	841	815	1091	792	832	1031	886	1104	990	1242	835
Vrdc	kN	274	490	490	490	490	490	274	594	965	901	901	965	555	503	965	901	901	965	555	503	863	834	863	863	893	503
Vrdc,m	kN	913	1264	1264	1264	1264	1264	913	1264	3276	2808	2808	3276	1264	1264	3276	2808	2808	3276	1264	1264	3042	2808	3042	3042	3276	1264
Asw	**cm2**	**14,4**	**10,4**	**7,3**	**6,8**	**7,2**	**11,1**	**6,3**	**20,7**	**15,3**	**ok**	**ok**	**15,8**	**15,4**	**8,7**	**13,0**	**ok**	**ok**	**11,7**	**11,9**	**14,4**	**12,2**	**8,3**	**14,5**	**10,9**	**18,2**	**14,5**
u´1	m		3,33	3,33	3,33	3,33	3,33	1,82	3,93	1,53	1,53	1,53	1,53	3,53	3,33	1,53	1,53	1,53	1,53	3,53	3,33	1,53	1,53	1,53	1,53	1,53	3,33

VEd = (β*Ved)/(u*d)
k = min(2;1+(200/(d))^(1/2))
Vrd,c = Crd,c*k*(100*ρ*fck)^(1/3)*(u*d)
Vrd,c,max = 0,5*v*fcd*(u*d)



Escala 1:50

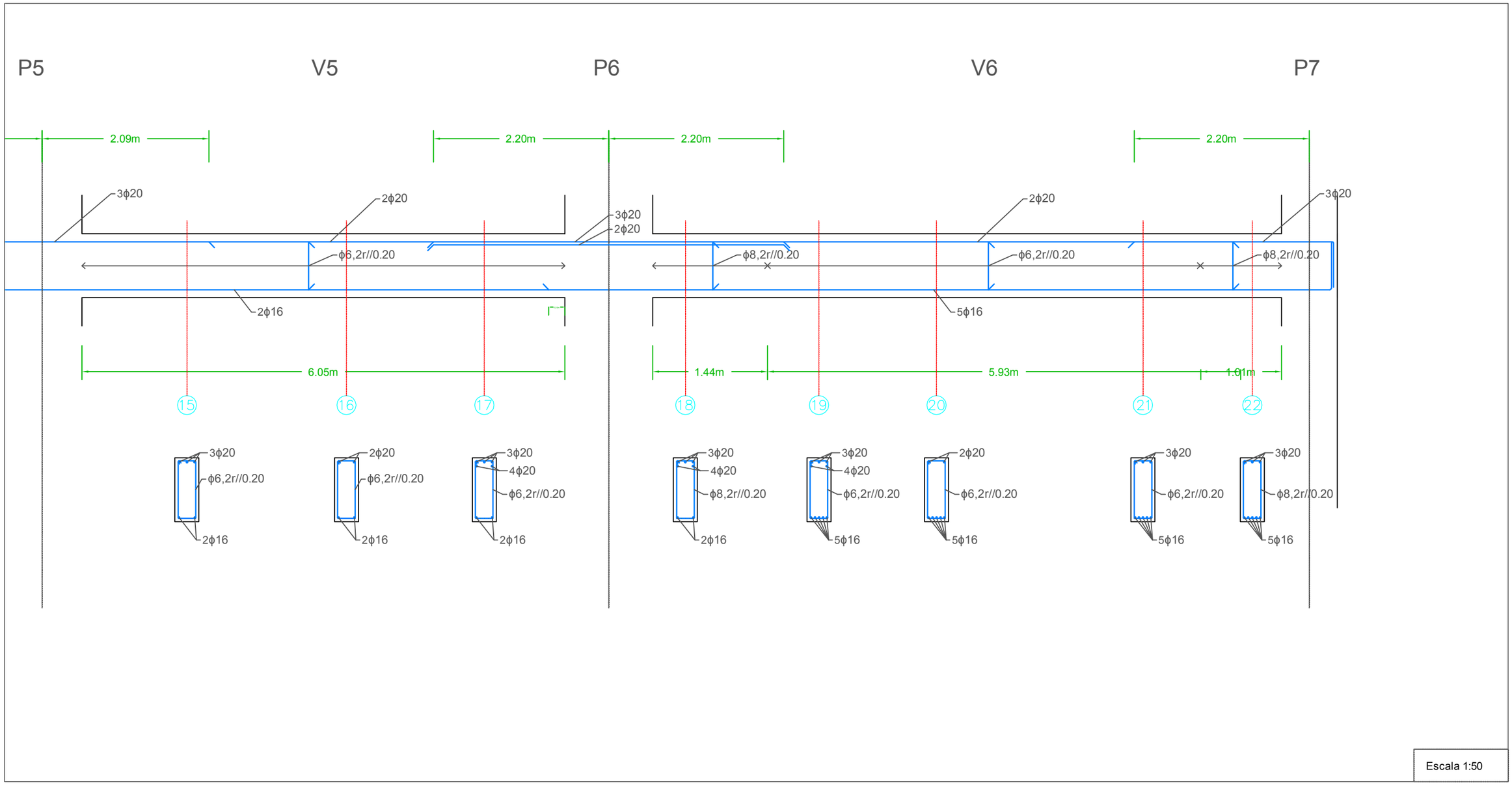
Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura das Vigas V1 e V2	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº 5	Lage fungiforme maciça	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010



Escala 1:50

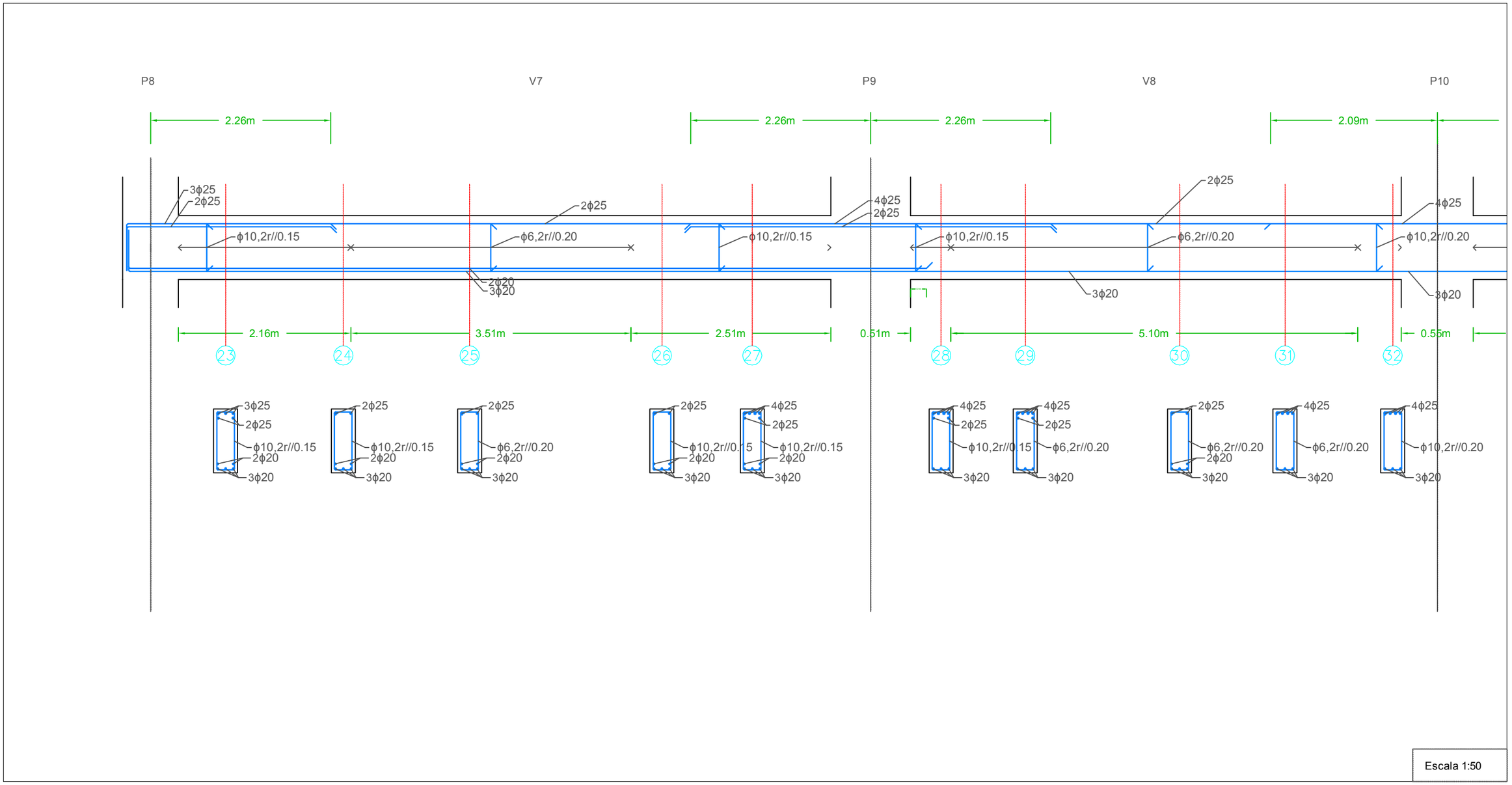
Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura das Vigas V3 e V4	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº6	Lage fungiforme maciça	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010

A.3.4.3



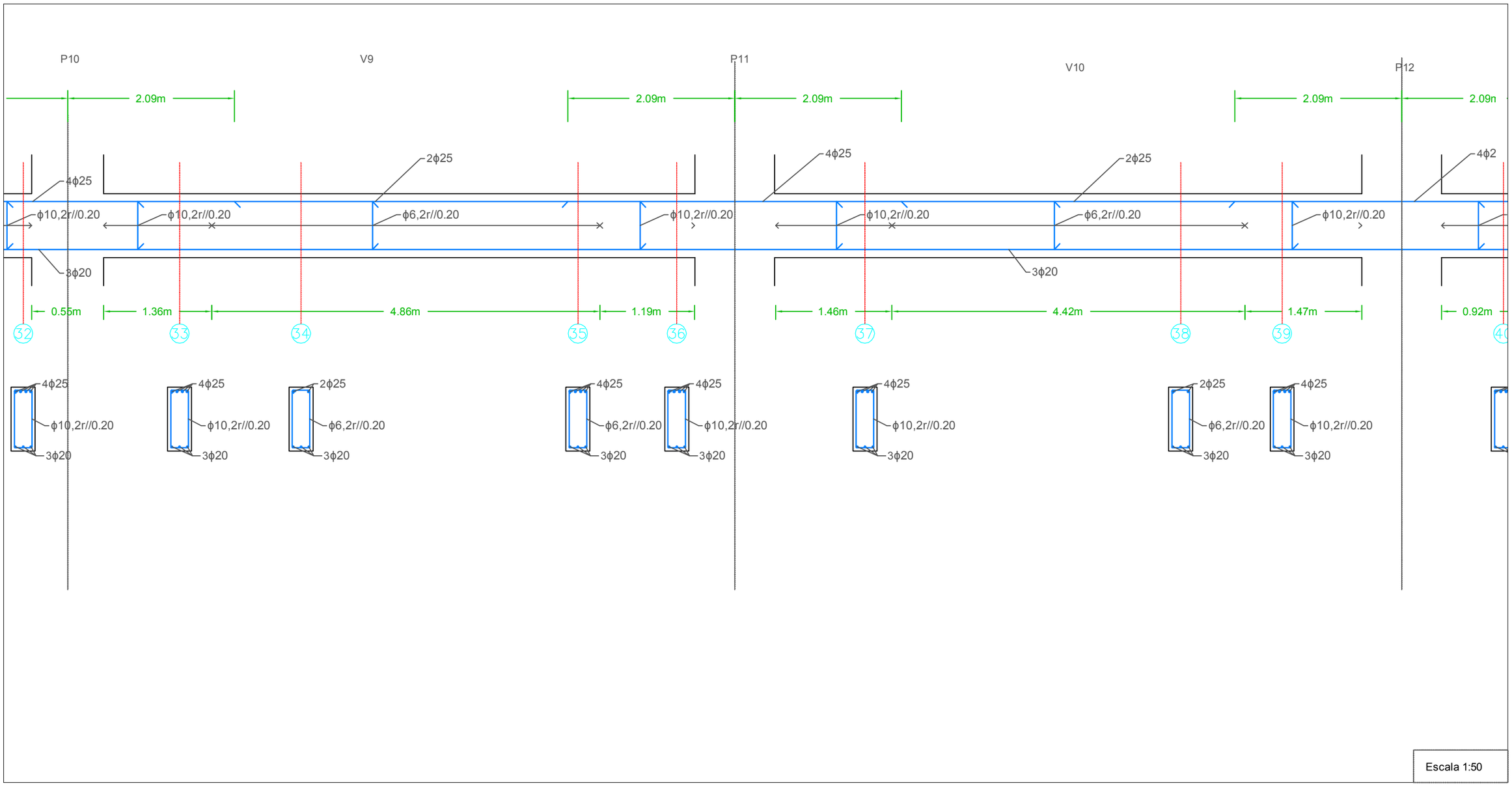
Escala 1:50

Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Planta da armadura das Vigas V5 e V6	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº 7	Lage fungiforme maciça	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010



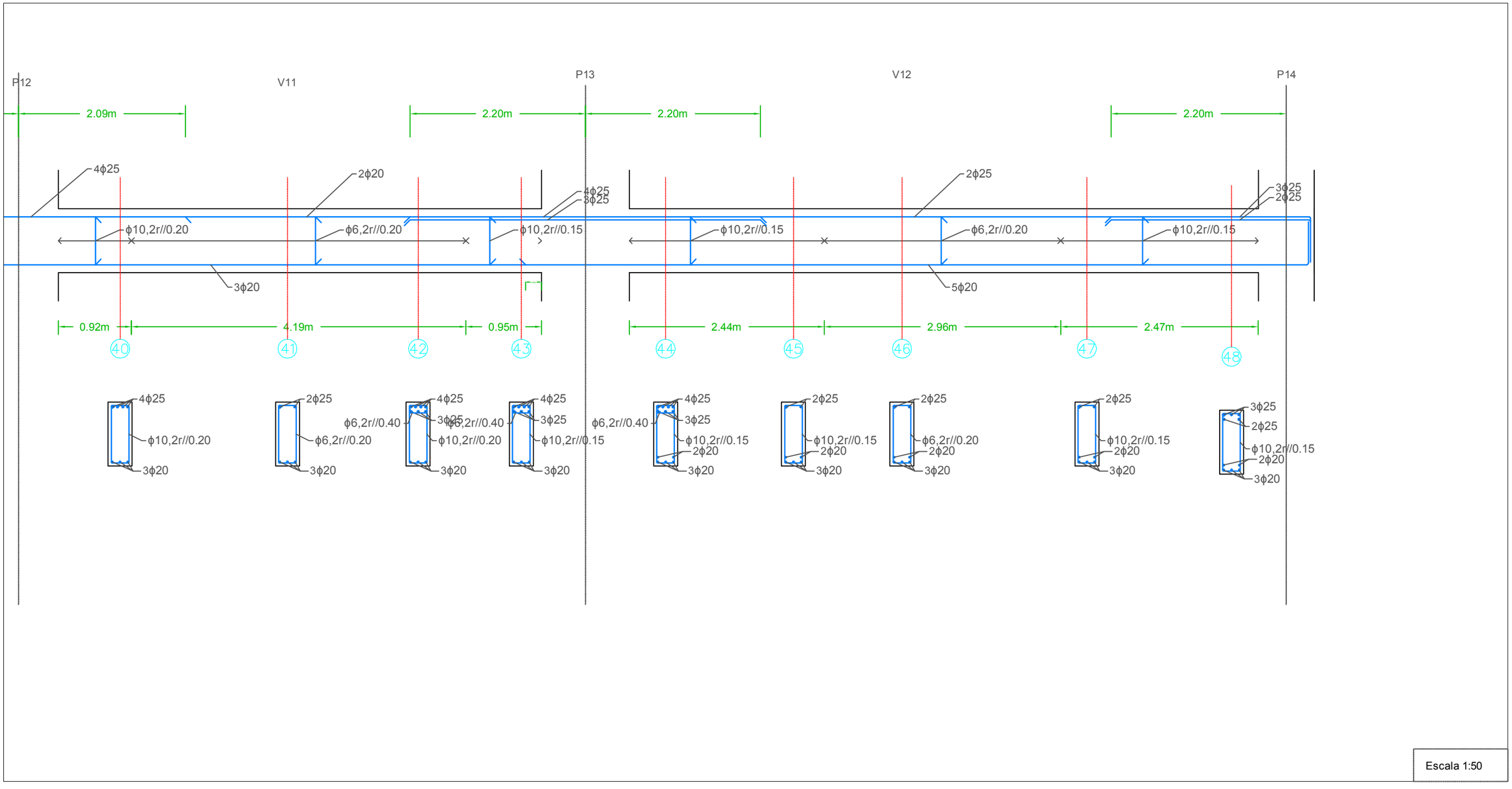
Escala 1:50

Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura das Vigas V7 e V8	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº 8	Lage fungiforme maciça	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010



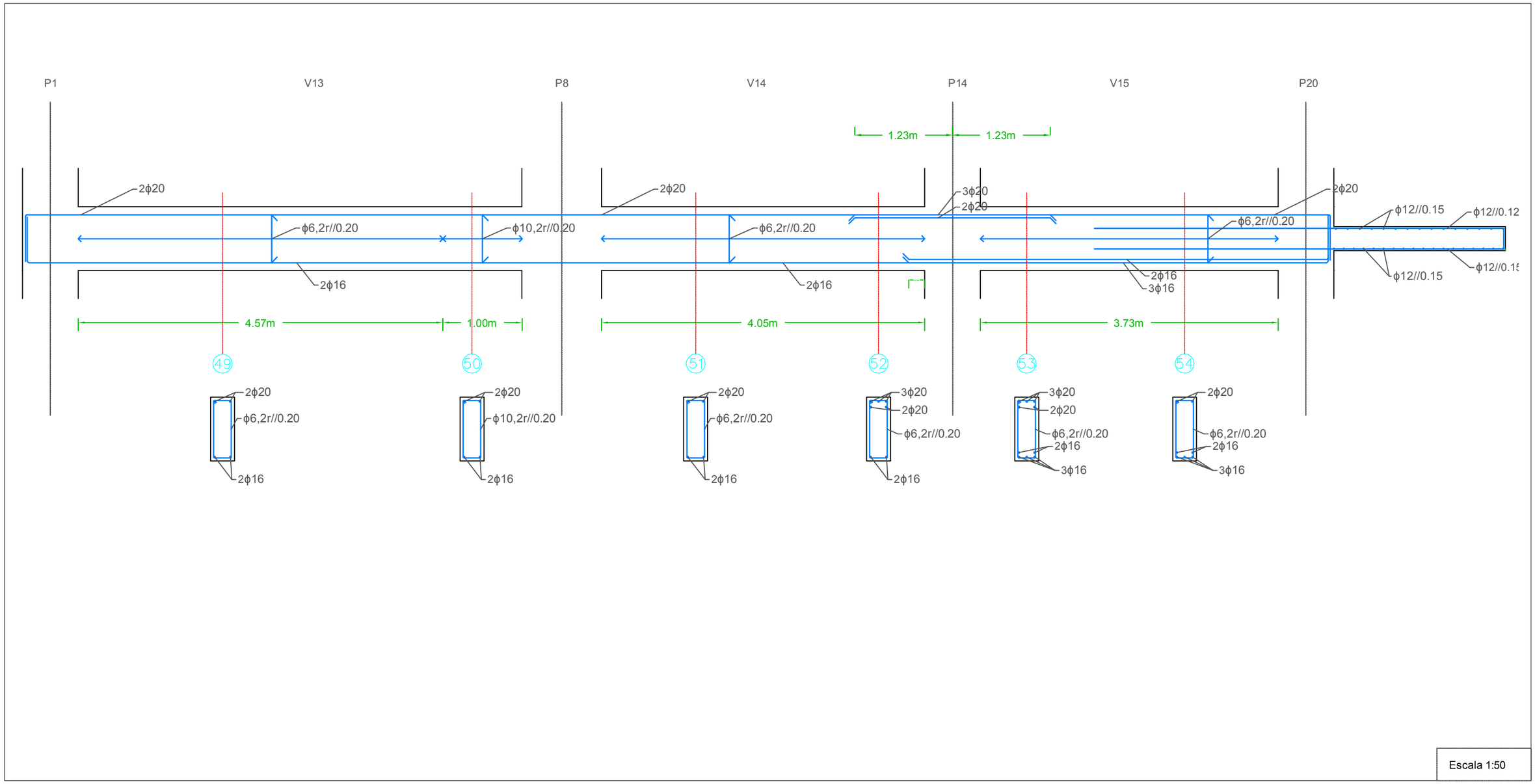
Escala 1:50

Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura das Vigas V9 e V10	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº 9	Lage fungiforme maciça	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010



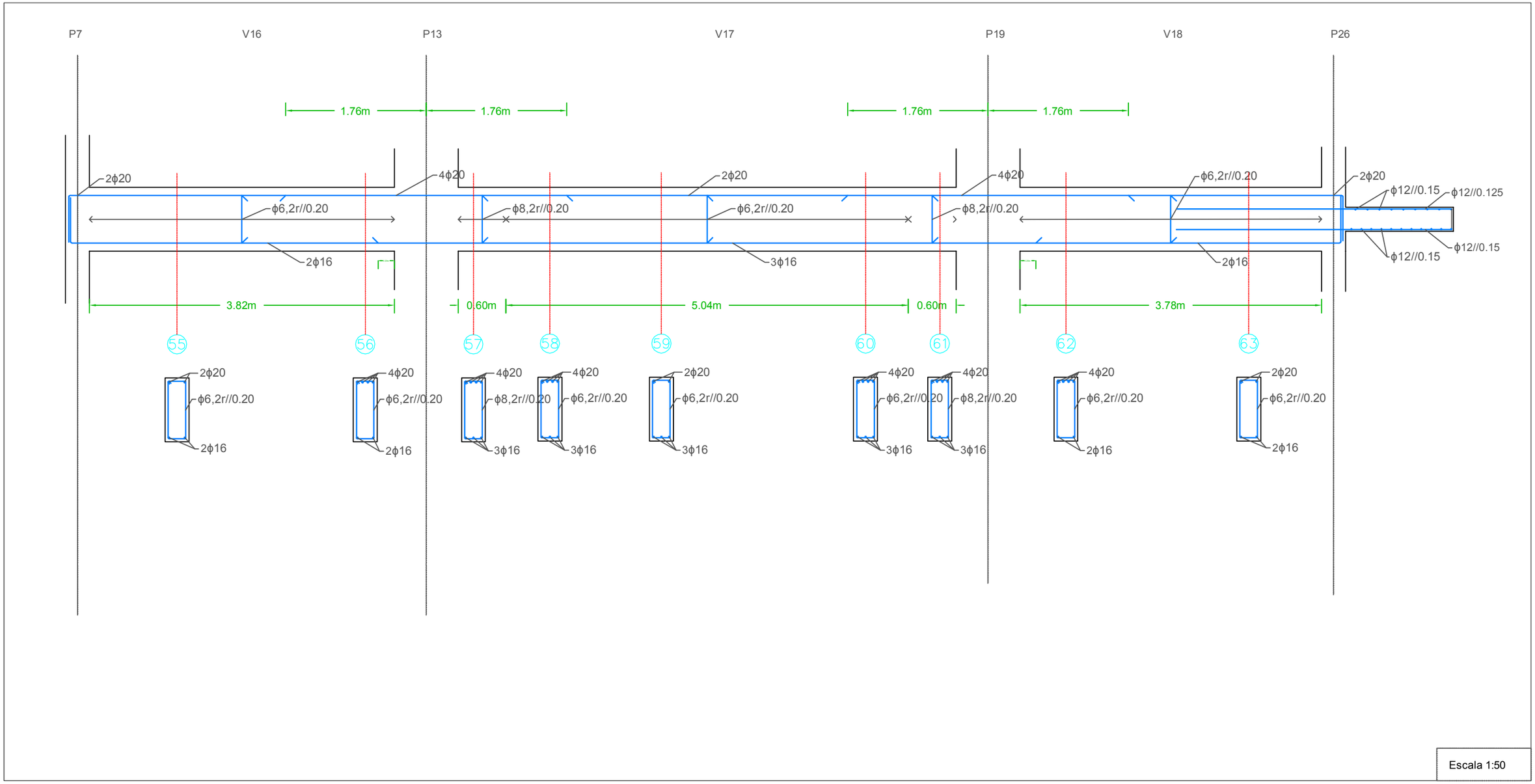
Escala 1:50

Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura das Vigas V11 e V12	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº 10	Lage fungiforme maciça	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010



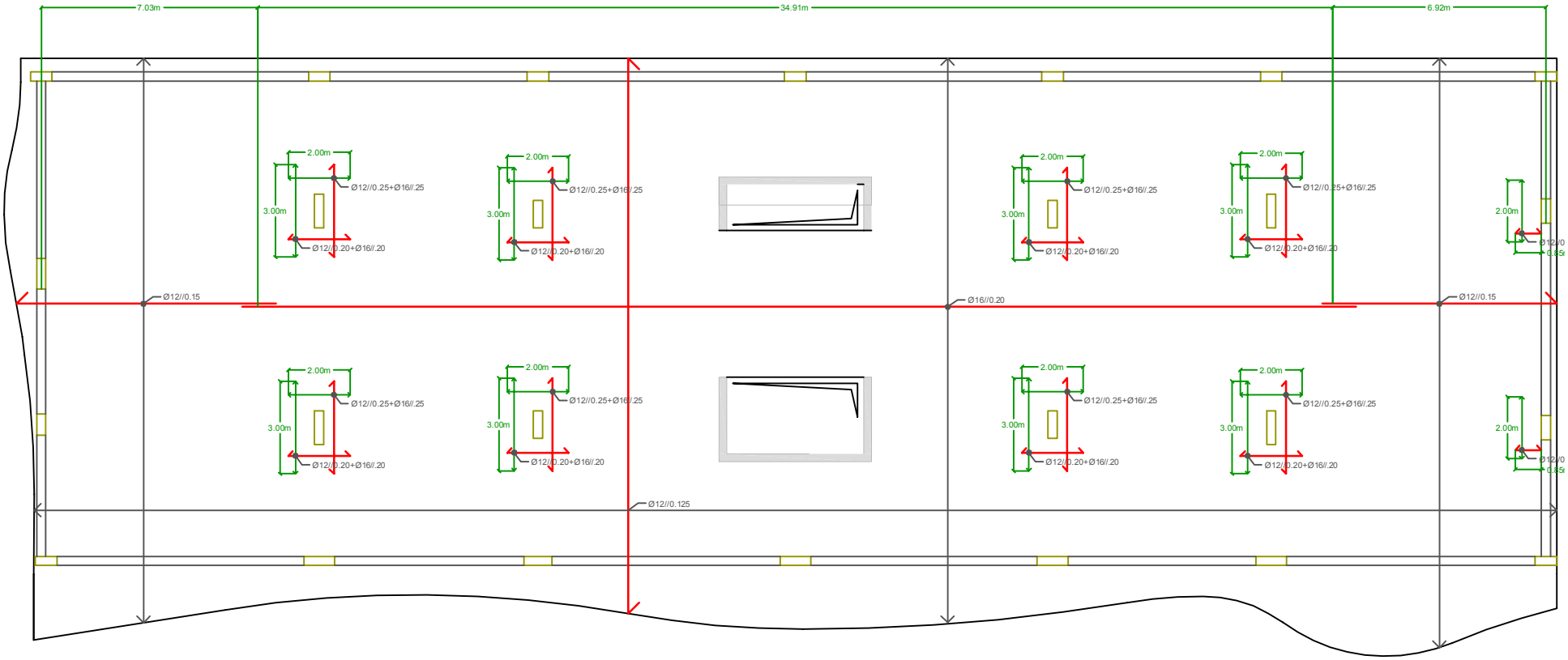
Escala 1:50

Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura das Vigas V13 a V15	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº11	Lage fungiforme maciça	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010



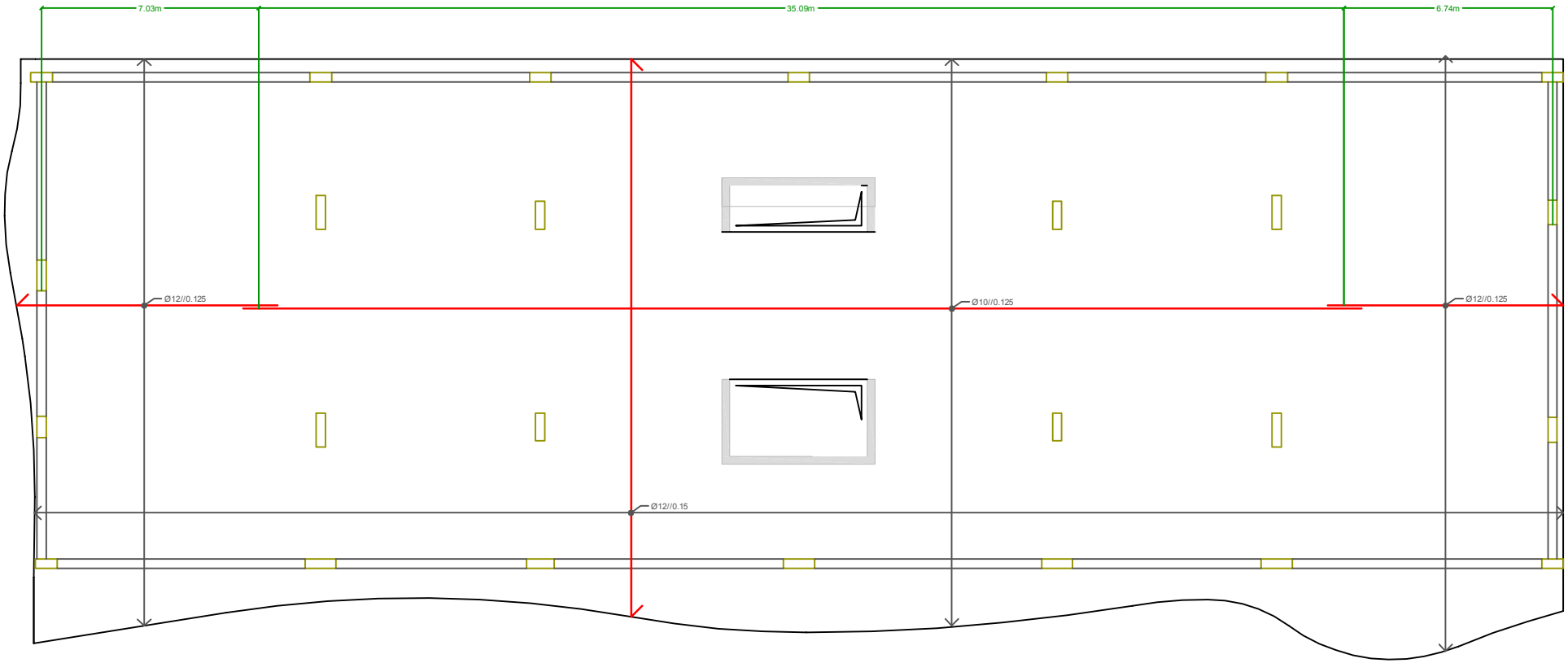
Escala 1:50

Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura das Vigas V16 a V18	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº 12	Lage fungiforme maciça	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010



Escala 1:200

Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº 1	Lage fungiforme maciça	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010



Escala 1:200

Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº 2	Lage fungiforme maciça	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010

ANEXO 4

DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA COM LAJE FUNGIFORME ALIGEIRADA COM MOLDES PLASTICOS RECUPERÁVEIS

A.4.1 TABELAS DE DIMENSIONAMENTO ARMADURA LONGITUDINAL

A.4.1.1 Vigas v1 a v6

A.4.1.2 Vigas V7 a V12

A.4.1.3 Vigas V13 a V15

A.4.1.4 Vigas V16 a V18

A.4.2 TABELAS DE DIMENSIONAMENTO ESFORÇO TRANSVERSO

A.4.2.1 Vigas v1 a v6

A.4.2.2 Vigas V7 a V12

A.4.2.3 Vigas V13 a V15

A.4.2.4 Vigas V16 a V18

A.4.3 VERIFICAÇÃO PUNÇOAMENTO

A.4.4 DESENHOS ARMADURAS

A.4.4.1 Vigas v1 e V2

A.4.4.2 Vigas v3 e V4

A.4.4.3 Vigas v5 e V6

A.4.4.4 Vigas v7 e V8

A.4.4.5 Vigas v9 e V10

A.4.4.6 Vigas v11 e V12

A.4.4.7 Vigas v13 e V15

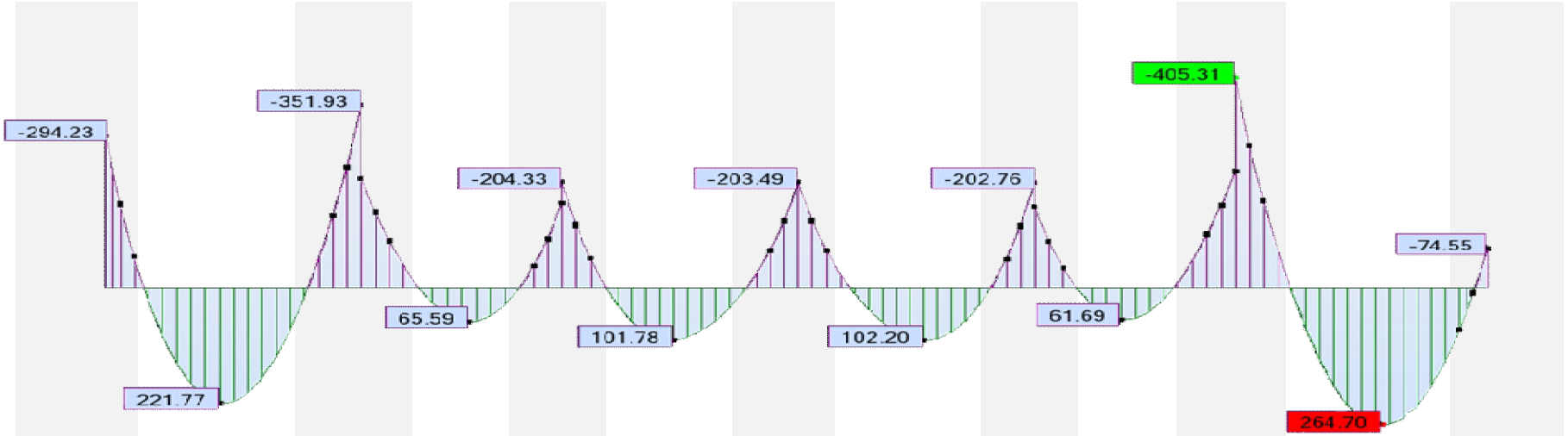
A.4.4.8 Vigas v16 e V18

A.4.4.9 Armadura superior da laje

A.4.4.10 Armadura inferior da laje

A.4.1.1

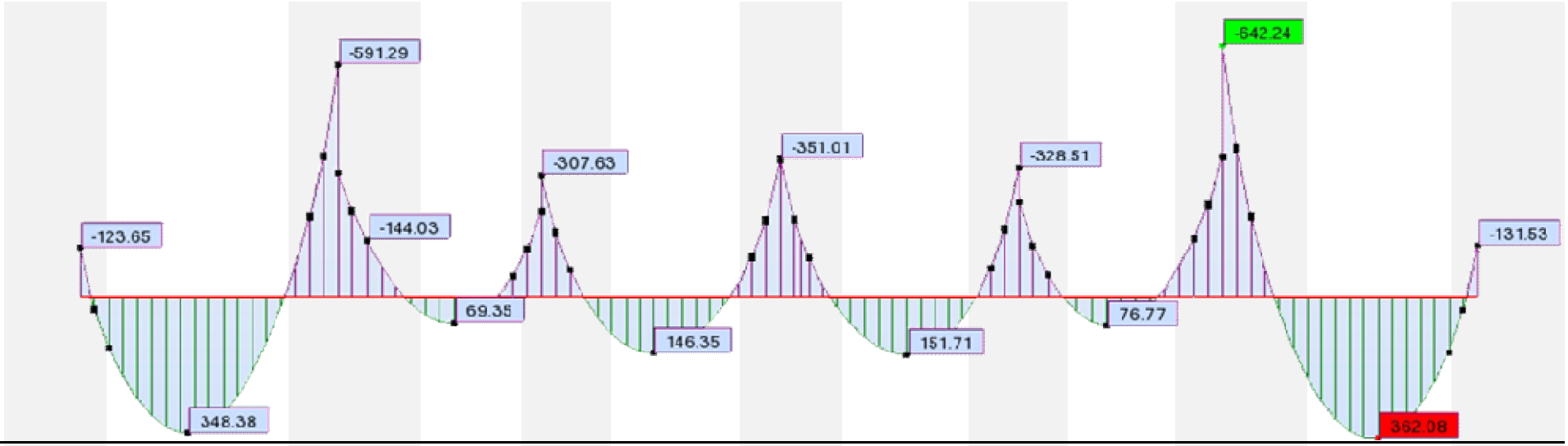
Armadura Longitudinal
V1 a V6



	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio
Pilar	P1		P2		P3		P4		P5		P6		P7
Viga		**V1**		**V2**		**V3**		**V4**		**V5**		**V6**	
Msd	294,23	**221,77**	351,93	**65,59**	204,33	**101,78**	203,49	**102,20**	202,76	**61,69**	405,31	**264,70**	74,55
μ	0,10	**0,08**	0,12	**0,02**	0,07	**0,04**	0,07	**0,04**	0,07	**0,02**	0,14	**0,09**	0,03
Asc (m2)	0,00098	**0,00072**	0,00119	**0,00020**	0,00066	**0,00032**	0,00066	**0,00032**	0,00066	**0,00019**	0,00140	**0,00087**	0,00023
Asc (cm2)	9,80	**7,22**	11,94	**2,03**	6,62	**3,19**	6,59	**3,20**	6,56	**1,91**	13,98	**8,74**	2,31
Arm	4ϕ20	**4ϕ16**	5ϕ20	**2ϕ16**	3ϕ20	**2ϕ16**	3ϕ20	**2ϕ16**	3ϕ20	**2ϕ16**	5ϕ20	**2ϕ16+2ϕ20**	2ϕ20
Asef(cm2)	12,60	**8,04**	15,70	**4,02**	9,40	**4,02**	9,40	**4,02**	9,40	**4,02**	15,70	**10,30**	4,02

Armadura Longitudinal
V7 a V12

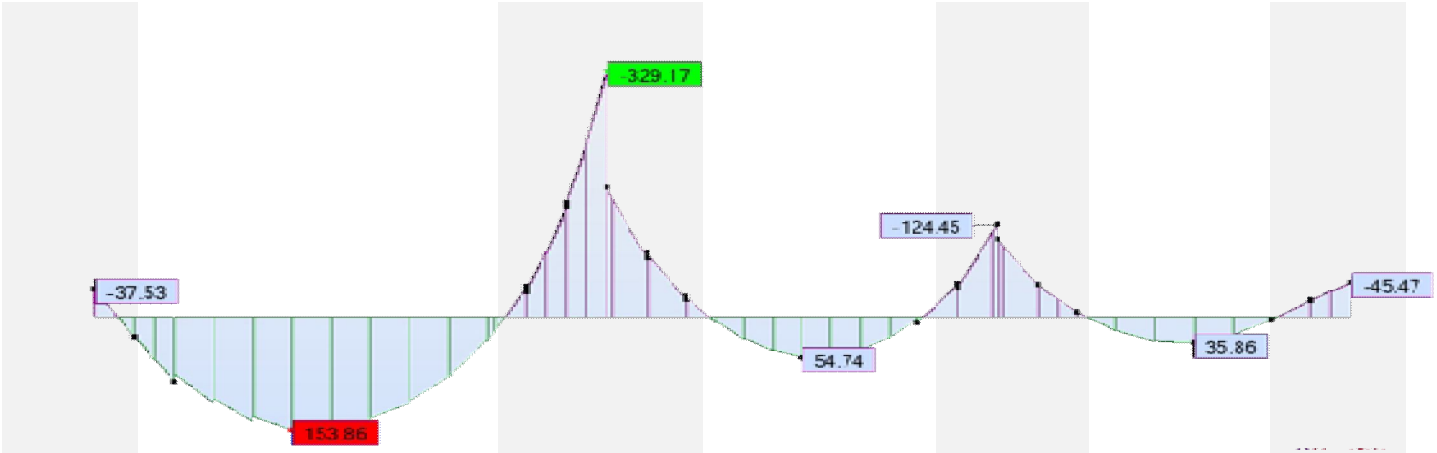
A.4.1.2



	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio
Pilar	P20		P21		P22		P23		P24		P25		P26
Viga		**V7**		**V8**		**V9**		**V10**		**V11**		**V12**	
Msd	123,65	**348,38**	591,29	**69,35**	307,63	**146,35**	351,01	**151,71**	328,51	**76,77**	642,24	**362,08**	131,53
μ	0,04	**0,12**	0,20	**0,02**	0,11	**0,05**	0,12	**0,05**	0,11	**0,03**	0,22	**0,13**	0,05
Asc (m2)	0,00039	**0,00118**	0,00215	**0,00021**	0,00103	**0,00047**	0,00119	**0,00048**	0,00111	**0,00024**	0,00237	**0,00123**	0,00042
Asc (cm2)	3,90	**11,81**	21,54	**2,15**	10,29	**4,65**	11,91	**4,83**	11,06	**2,38**	23,74	**12,32**	4,16
Arm	2ϕ20	**4ϕ20**	4ϕ25+2ϕ20	**2ϕ20**	4ϕ20	**2ϕ20**	4ϕ20	**2ϕ20**	4ϕ20	**2ϕ20**	4ϕ25+2ϕ20	**4ϕ20**	2ϕ20
Asef(cm2)	6,28	**12,57**	25,92	**6,28**	12,57	**6,28**	12,57	**6,28**	12,57	**6,28**	25,92	**12,57**	6,28

Armadura Longitudinal
V13 a V15

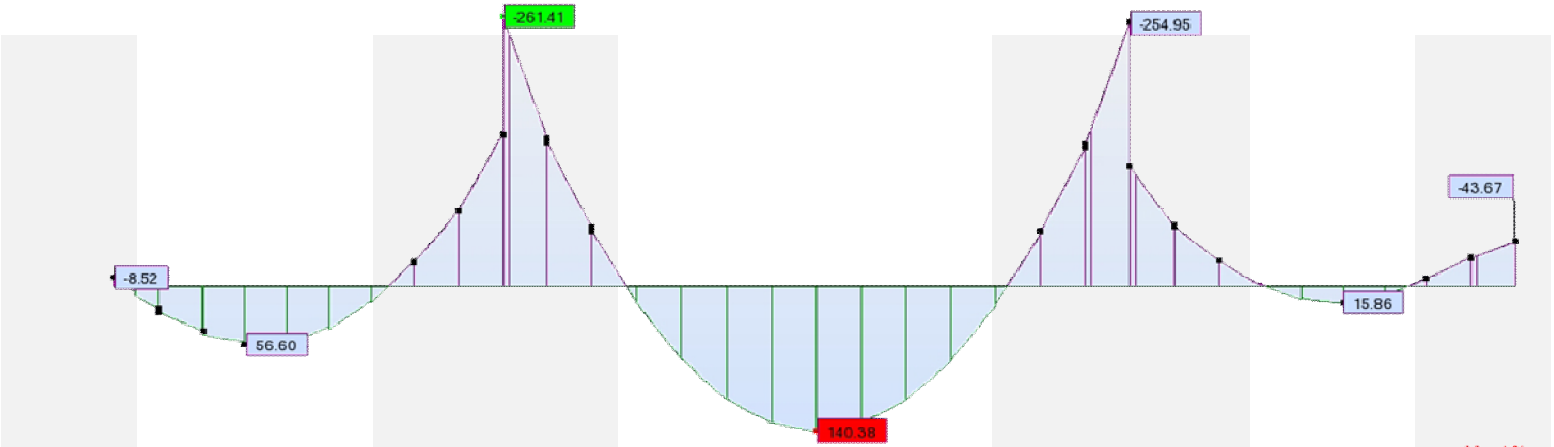
A.4.1.3



	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio
Pilar	P1		P8		P14		P20
Viga		**V13**		**V14**		**V15**	
Msd	37,53	**153,86**	329,17	**54,74**	124,45	**35,86**	45,47
μ	0,013	**0,053**	0,114	**0,019**	0,043	**0,012**	0,016
Asc (m2)	0,00011	**0,00049**	0,00111	**0,00017**	0,00039	**0,00011**	0,00014
Asc (cm2)	1,15	**4,90**	11,09	**1,69**	3,93	**1,10**	1,40
Arm	2ϕ16	**3ϕ16**	4ϕ16+2ϕ20	**2ϕ16**	2ϕ16	**2ϕ16**	2ϕ16
Asef(cm2)	4,02	**6,03**	14,32	**4,02**	4,02	**4,02**	4,02
	Asmin	*ok*	*ok*	*Asmin*	*Asmin*	*Asmin*	*Asmin*

A.4.1.4

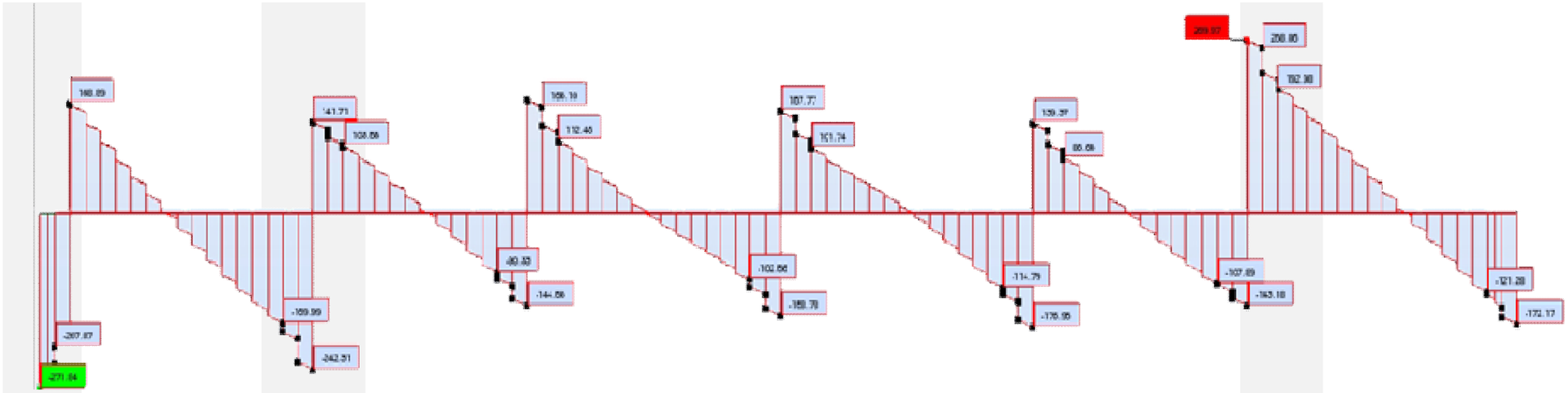
Armadura Longitudinal
V16 a V18



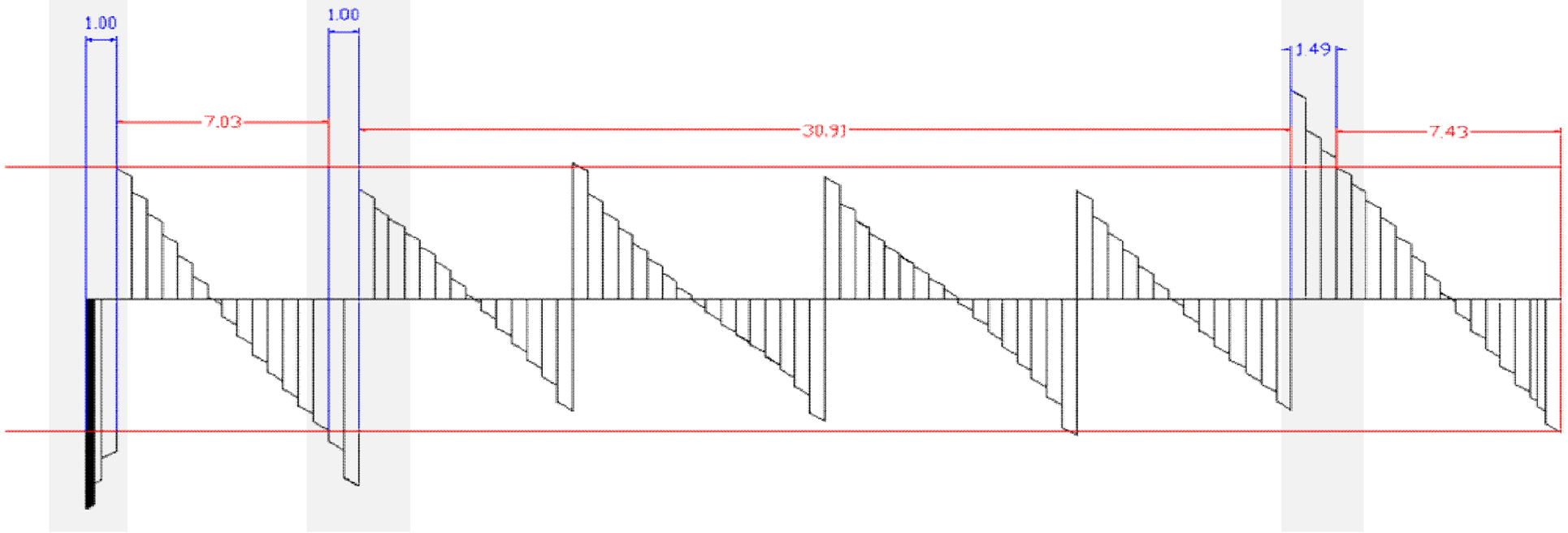
	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio	**Vão**	Apoio
Pilar	P2		P13		P19		P26
Viga		**V16**		**V17**		**V18**	
Msd	8,52	**56,60**	261,41	**140,38**	254,95	**15,86**	43,67
μ	0,003	**0,020**	0,090	**0,049**	0,088	**0,005**	0,015
Asc (m2)	0,00003	**0,00017**	0,00086	**0,00045**	0,00084	**0,00005**	0,00013
Asc (cm2)	0,26	**1,75**	8,62	**4,45**	8,39	**0,48**	1,34
Arm	2ϕ16	**2ϕ16**	2ϕ16+2ϕ20	**3ϕ16**	2ϕ16+2ϕ20	**2ϕ16**	2ϕ16
Asef(cm2)	4,02	**4,02**	10,30	**6,03**	10,30	**4,02**	4,02
	Asmin	*Asmin*	*ok*	*ok*	*ok*	*Asmin*	*Asmin*

A.4.2.1

Armadura esforço transverso
V1 a V6

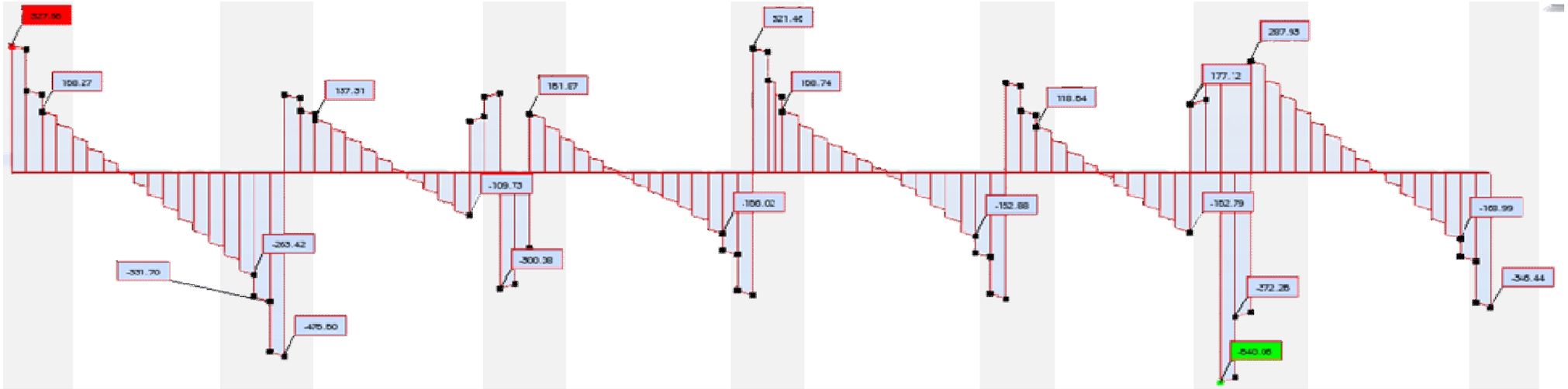


Vrd	**kN**	271,84		**342,31**		**270**	
Vrd,max	**kN**	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2	718,2
Asw/s	**cm2/m**	4,57	Aswmin	5,75	Aswmin	4,54	Aswmin
Armadura		2rØ8//,20	2rØ6//,20	2rØ8//,15	2rØ6//,20	2rØ8//,20	2rØ6//,20
Aseff	**cm2**	5,03	**2,85**	6,7	**2,85**	5,03	**2,85**
L	**m**	1,00	7,03	1,00	4,59	2,62	5,25

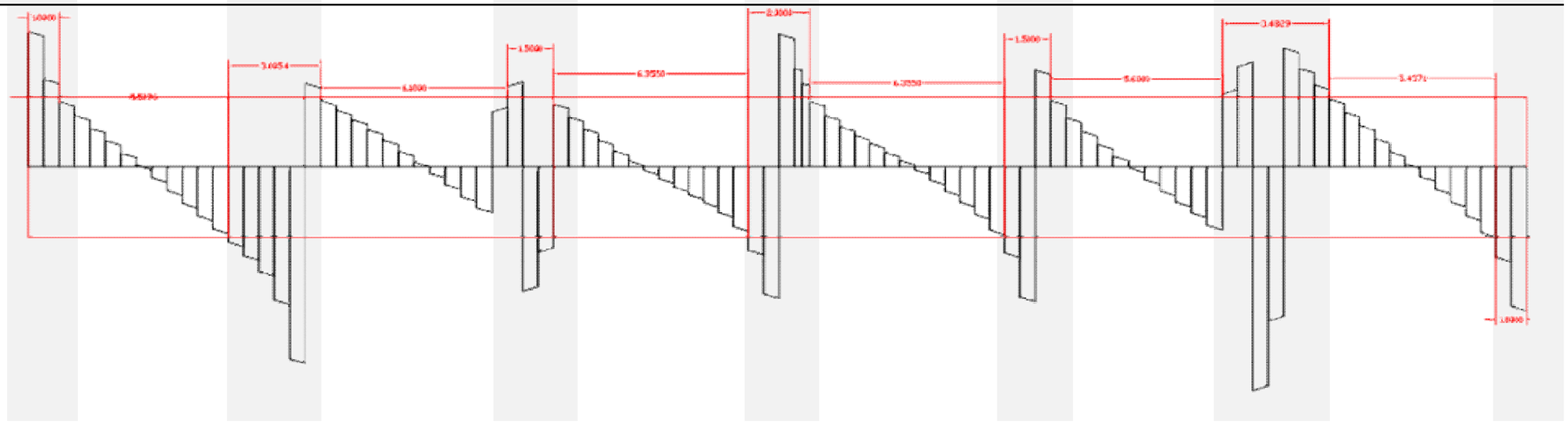


A.4.2.2

Armadura esforço transverso
V7 a V12

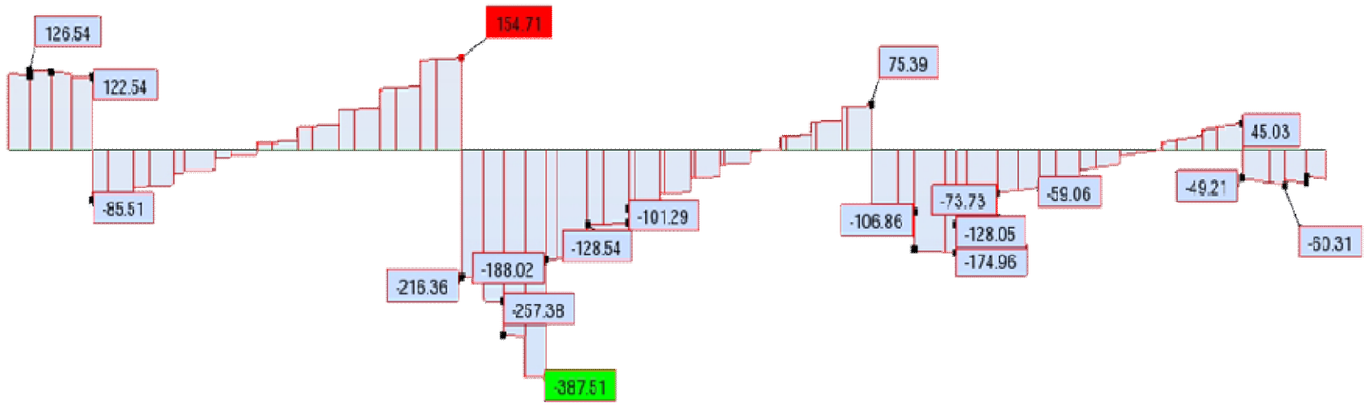


Nsd	**kN**	327,06		476,6		**300,1**		**321**		**325**		**540,06**		**346,44**
Asw/s	**cm2/m**	5,50	Aswmin	8,01	Aswmin	5,04	Aswmin	5,39	Aswmin	5,46	Aswmin	9,08	Aswmin	5,82
Armadura		2rØ8//,15	2rØ6//,20	2rØ10//,15	2rØ6//,20	2rØ8//,15	2rØ6//,20	2rØ8//,15	2rØ6//,20	2rØ8//,15	2rØ6//,20	2rØ10//,15	2rØ6//,20	2rØ8//,15
Aseff	**cm2**	6,7	**2,85**	10,47	**2,85**	**6,7**	**2,85**	**6,7**	**2,85**	**6,7**	**2,85**	10,47	**2,85**	**6,7**
L	**m**	1,00	5,52	3,00	6,10	1,50	6,36	2,00	6,35	1,50	5,60	3,48	5,44	1,00

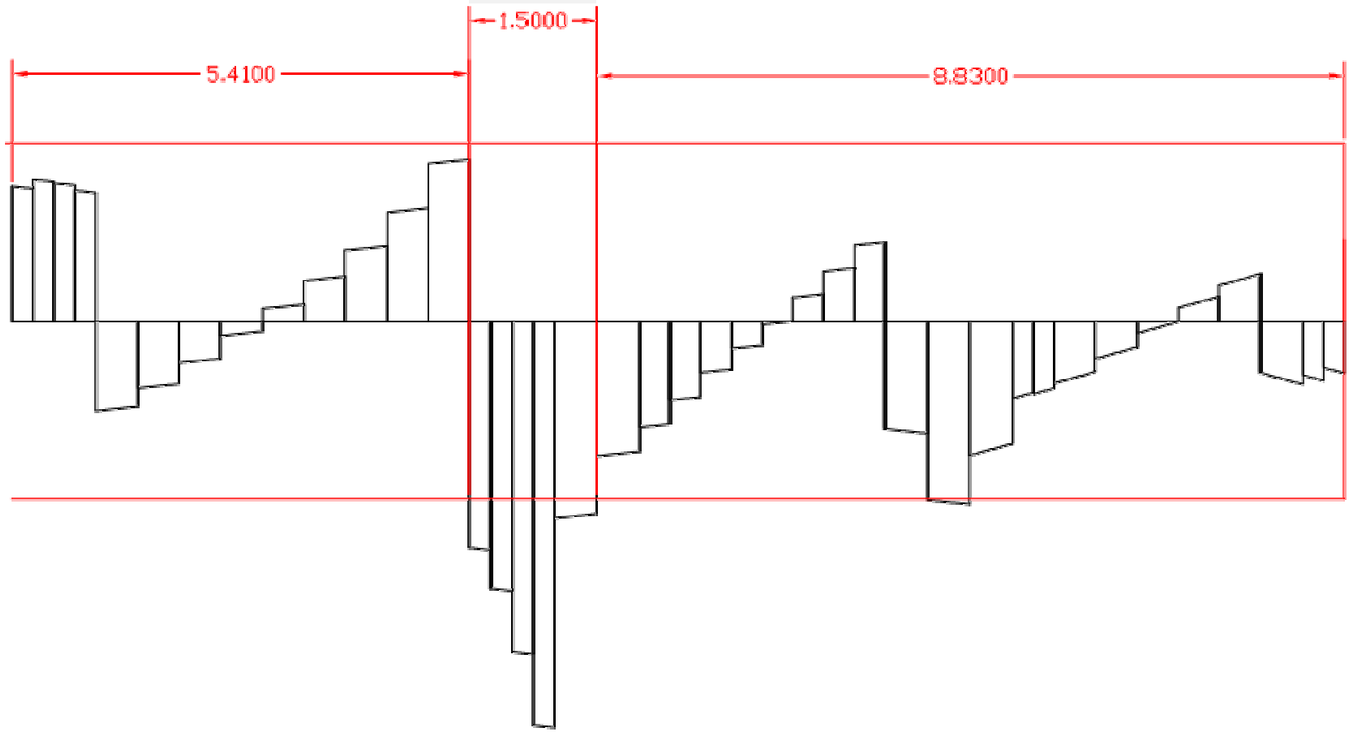


A.4.2.3

Armadura esforço transverso
V13 a V5

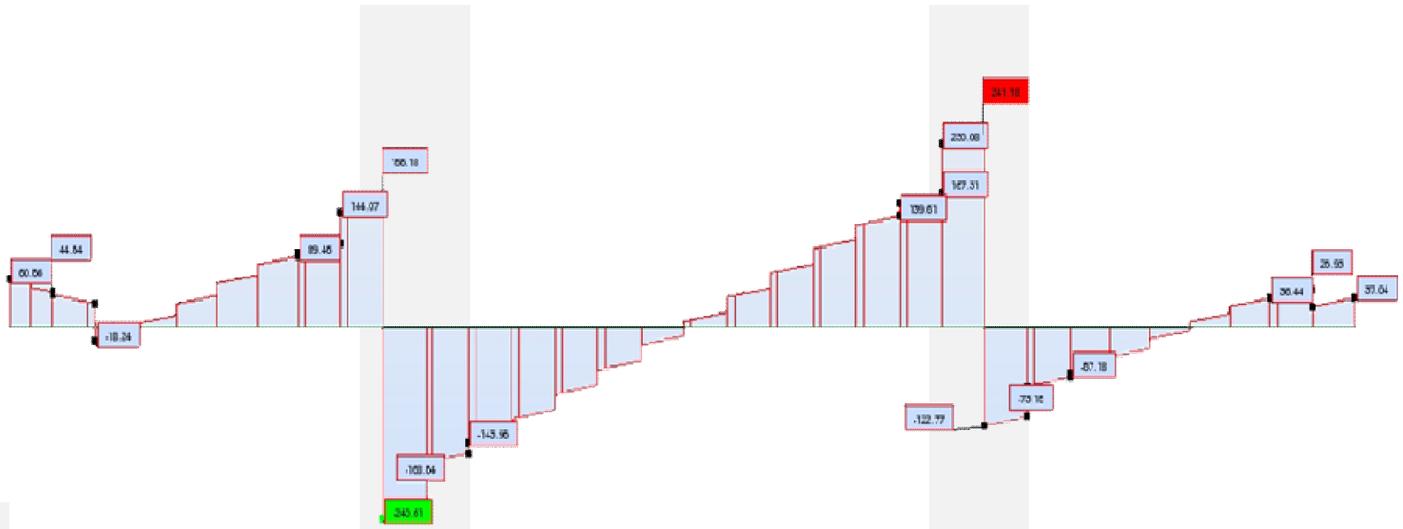


Nsd	**kN**		387,51	
Asw/s	**cm2/m**	Aswmin	6,51	Aswmin
Armadura		2rØ6//,20	2rØ8//,15	2rØ6//,20
Aseff	**cm2**	**2,85**	6,7	**2,85**
L	**m**	5,41	1,50	8,83

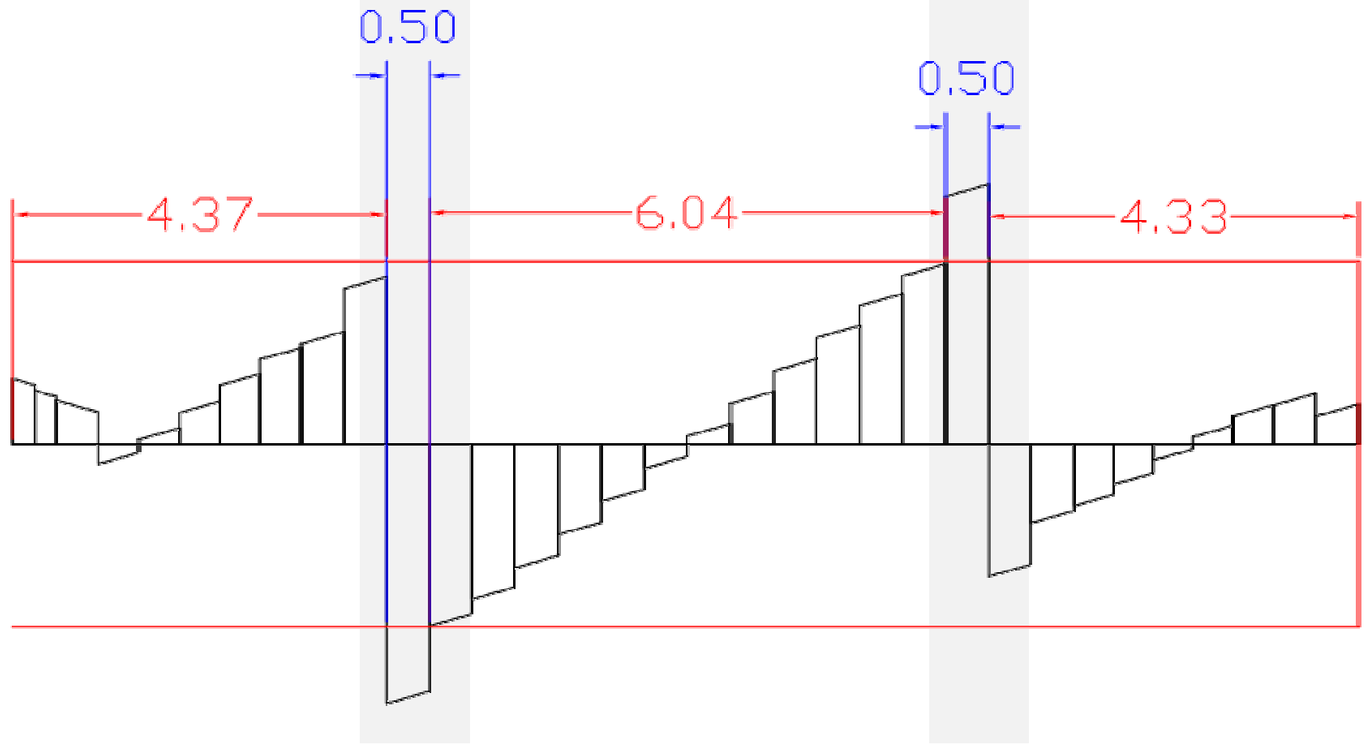


A.4.2.4

Armadura esforço transverso
V16 a V18



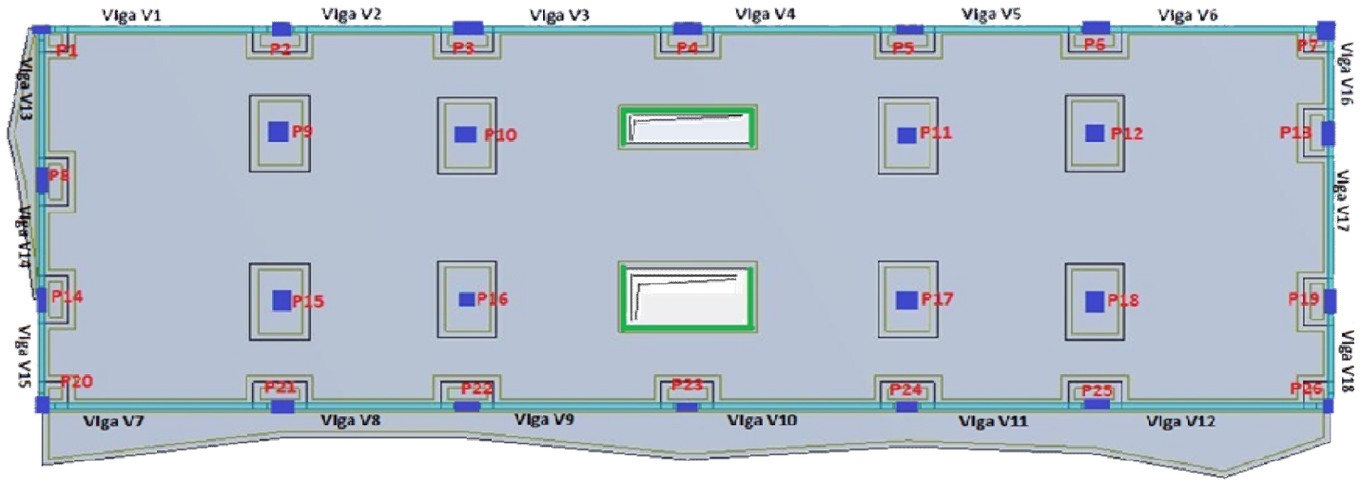
Nsd	**kN**		240,61		241,18	
Asw/s	**cm2/m**	Aswmin	4,04	Aswmin	4,05	Aswmin
Armadura		2rØ6//,20	2rØ8//,20	2rØ6//,20	2rØ8//,20	2rØ6//,20
Aseff	**cm2**	**2,85**	5,03	**2,85**	5,03	**2,85**
L	**m**	4,37	0,50	6,04	0,50	4,33



A.4.3

Laje Fungiforme aligeirada com moldes plásticos recuperáveis

Verificação ao punçoamento



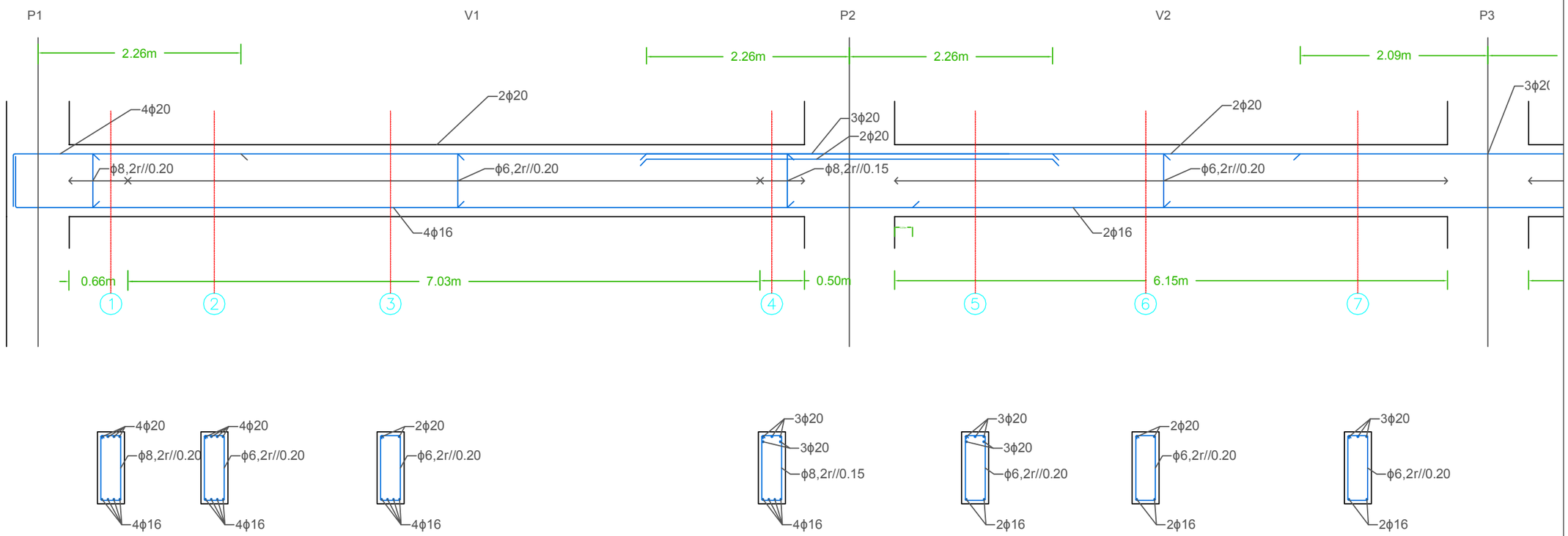
	PiLar	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	P20	P21	P22	P23	P24	P25	P26
Sup	Asy	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4	16,1	16,1	16,1	16,1	16,1	13,4	16,1	16,1	16,1	16,1	16,1	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4
	Asx	10,05	10,05	10,05	10,05	10,05	10,05	10,05	10,05	15,7	15,7	15,7	15,7	10,05	10,05	15,7	15,7	15,7	15,7	10,05	10,05	10,05	10,05	10,05	10,05	10,05	10,05
Inf	Asy	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	13,4	13,4	13,4	13,4	13,4	5,65
	Asx	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65	9,05	9,05	9,05	9,05	9,05	5,65
Asx total		**15,7**	**15,7**	**15,7**	**15,7**	**15,7**	**15,7**	**15,7**	**15,7**	**21,35**	**21,35**	**21,35**	**21,35**	**15,7**	**15,7**	**21,35**	**21,35**	**21,35**	**21,35**	**15,7**	**15,7**	**19,1**	**19,1**	**19,1**	**19,1**	**19,1**	**15,7**
Asy Tolal		**19,05**	**19,05**	**19,05**	**19,05**	**19,05**	**19,05**	**19,05**	**19,05**	**21,75**	**21,75**	**21,75**	**21,75**	**21,75**	**19,05**	**21,75**	**21,75**	**21,75**	**21,75**	**21,75**	**19,05**	**26,8**	**26,8**	**26,8**	**26,8**	**26,8**	**19,05**
N	sup	21,56	21,56	21,56	21,56	21,56	21,56	15,4	30,8	33,88	27,72	27,72	33,88	26,64	21,56	33,88	27,72	27,72	33,88	26,64	21,56	30,8	27,72	30,8	30,8	33,88	21,56
	inf	414,44	463,44	386,44	373,44	381,44	489,44	232,6	727,2	1075,1	779,28	776,28	1091,1	599,36	461,44	1023,1	724,28	700,28	990,12	548,36	448,44	836,2	635,28	823,2	702,2	993,12	446,44
Ved	KN	392,88	441,88	364,88	351,88	359,88	467,88	217,2	696,4	1041,2	751,56	748,56	1057,2	572,72	439,88	989,24	696,56	672,56	956,24	521,72	426,88	805,4	607,56	792,4	671,4	959,24	424,88
	b	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
	d	70	70	70	70	70	70	70	100	110	90	90	110	80	70	110	90	90	110	80	70	100	90	100	100	110	70
VEd		589	619	511	493	504	655	326	801	1197	864	861	1216	802	616	1138	801	773	1100	730	598	926	699	911	772	1103	595
Vrdc	kN	272	498	498	498	498	498	272	877	976	912	912	976	540	498	976	912	912	976	540	498	959	927	959	959	992	498
Vrdc,max		913	1264	1264	1264	1264	1264	913	3042	3276	2808	2808	3276	1264	1264	3276	2808	2808	3276	1264	1264	3042	2808	3042	3042	3276	1264
Asw		**12,24**	**7,77**	**4,35**	**ok**	**4,13**	**8,93**	**3,88**	**ok**	**14,78**	**ok**	**ok**	**15,36**	**12,60**	**7,69**	**12,88**	**ok**	**ok**	**11,67**	**10,33**	**7,11**	**ok**	**ok**	**ok**	**ok**	**11,40**	**7,02**
u´1		**1,82**	**3,33**	**3,33**	**3,33**	**3,33**	**3,33**	**1,82**	**1,53**	**1,53**	**1,53**	**1,53**	**1,53**	**3,53**	**3,33**	**1,53**	**1,53**	**1,53**	**1,53**	**3,53**	**3,33**	**1,53**	**1,53**	**1,53**	**1,53**	**1,53**	**3,33**

VEd = (β*Ved)/(u*d)

k = min(2;1+(200/(d))^(1/2))

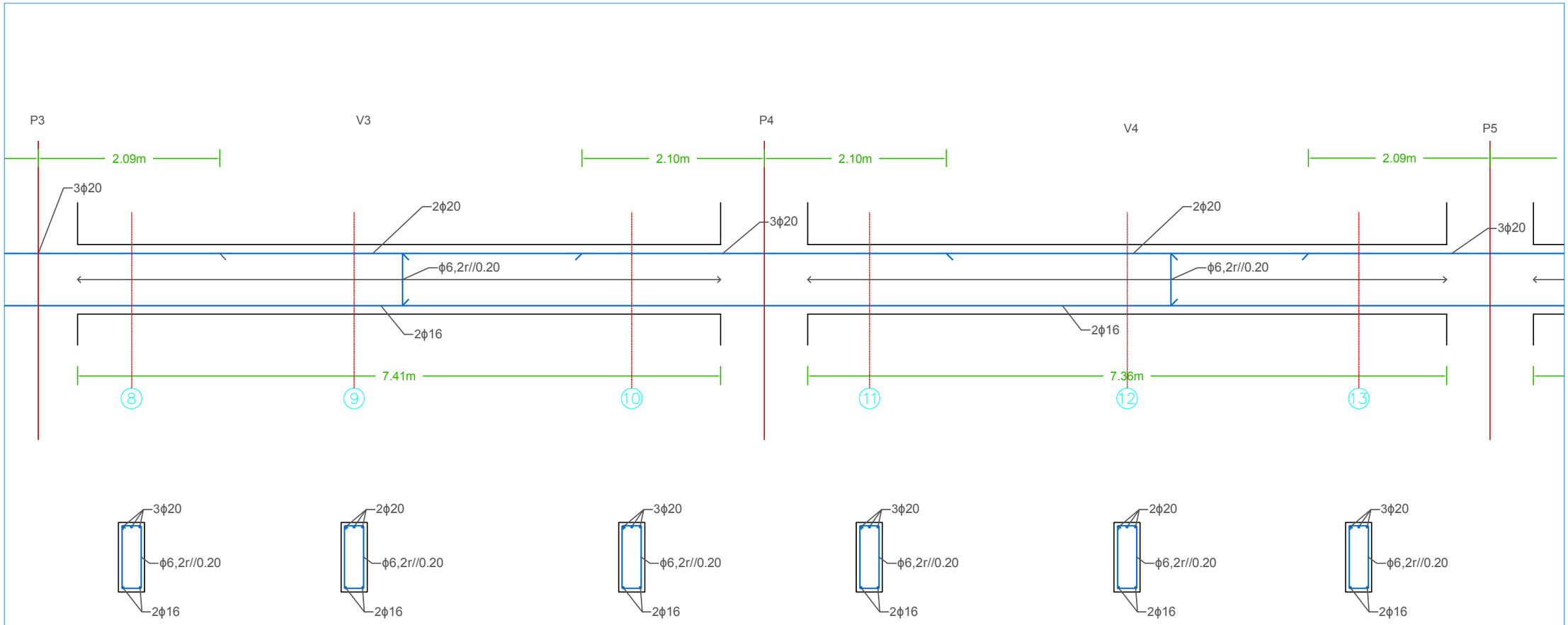
Vrd,c = Crd,c*k*(100*ρ*fck)^(1/3)*(u*d)

Vrd,c,max = 0,5*v*fcd*(u*d)



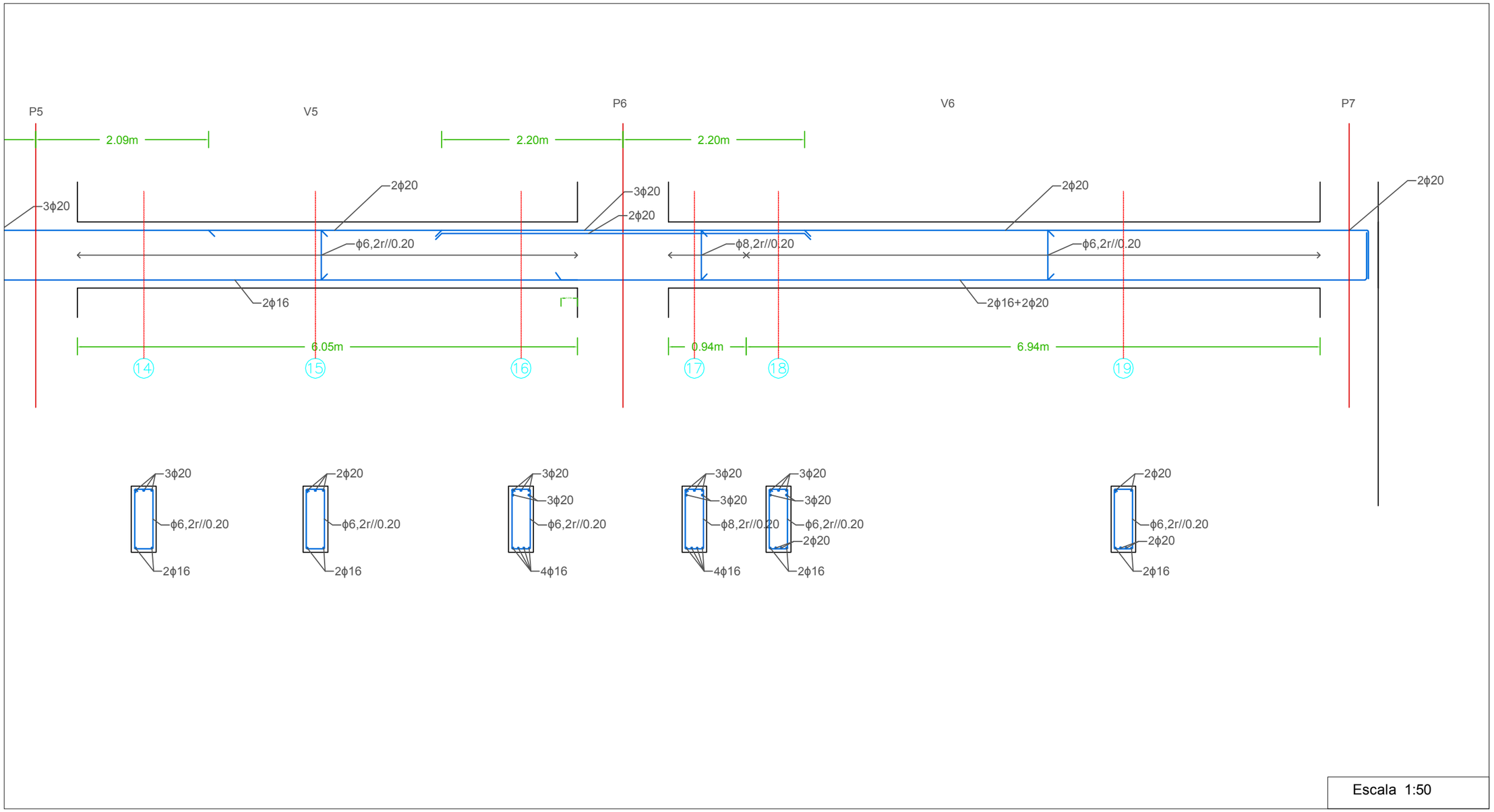
Escala 1:50

Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Vigas V1 a V6	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº 13	Lage fungiforme aligeirada com moldes plasticos	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010



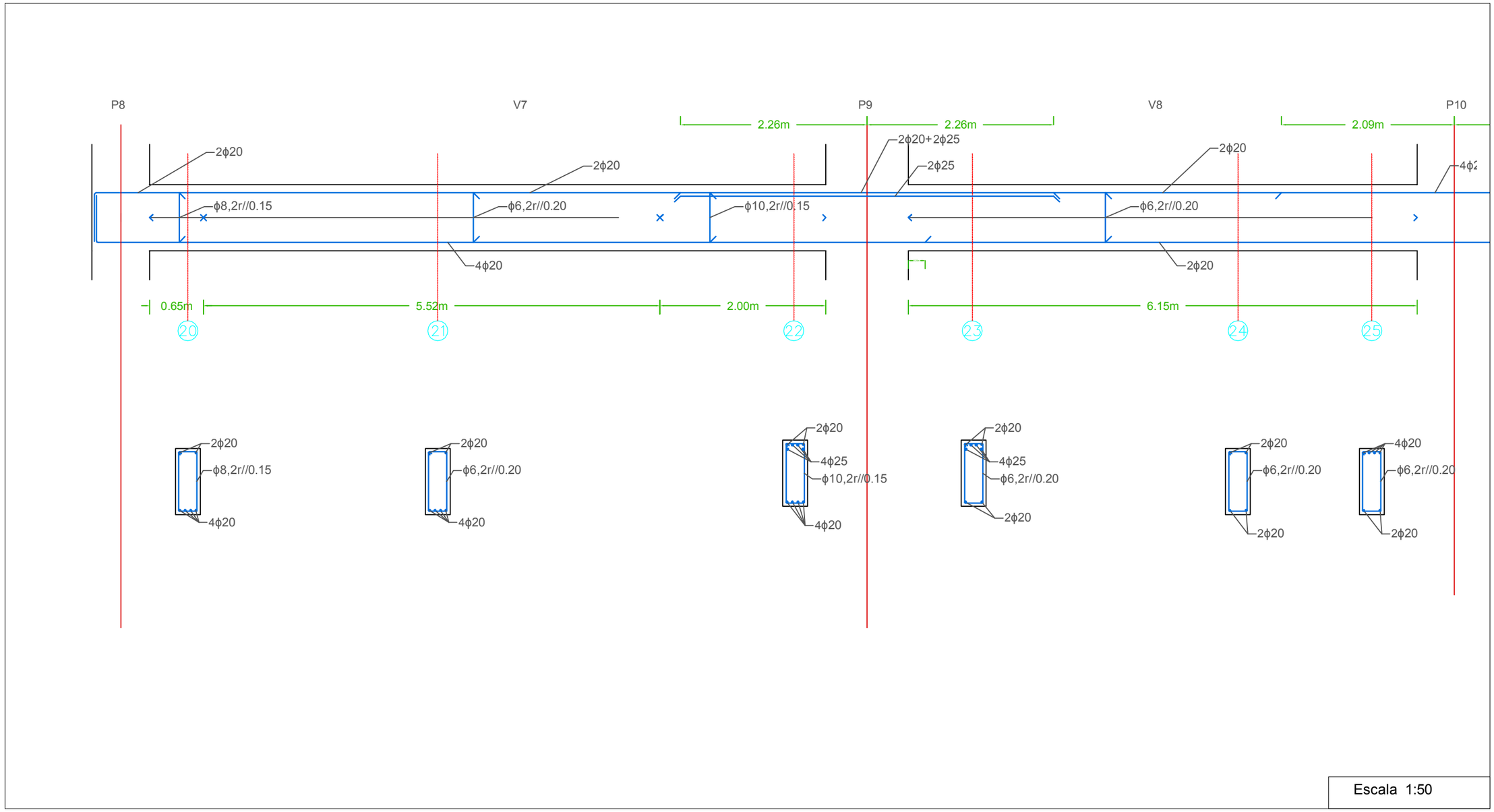
Escala 1:50

Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Vigas V3 a v4	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº 14	Lage fungiforme aligeirada com moldes plasticos	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010



Escala 1:50

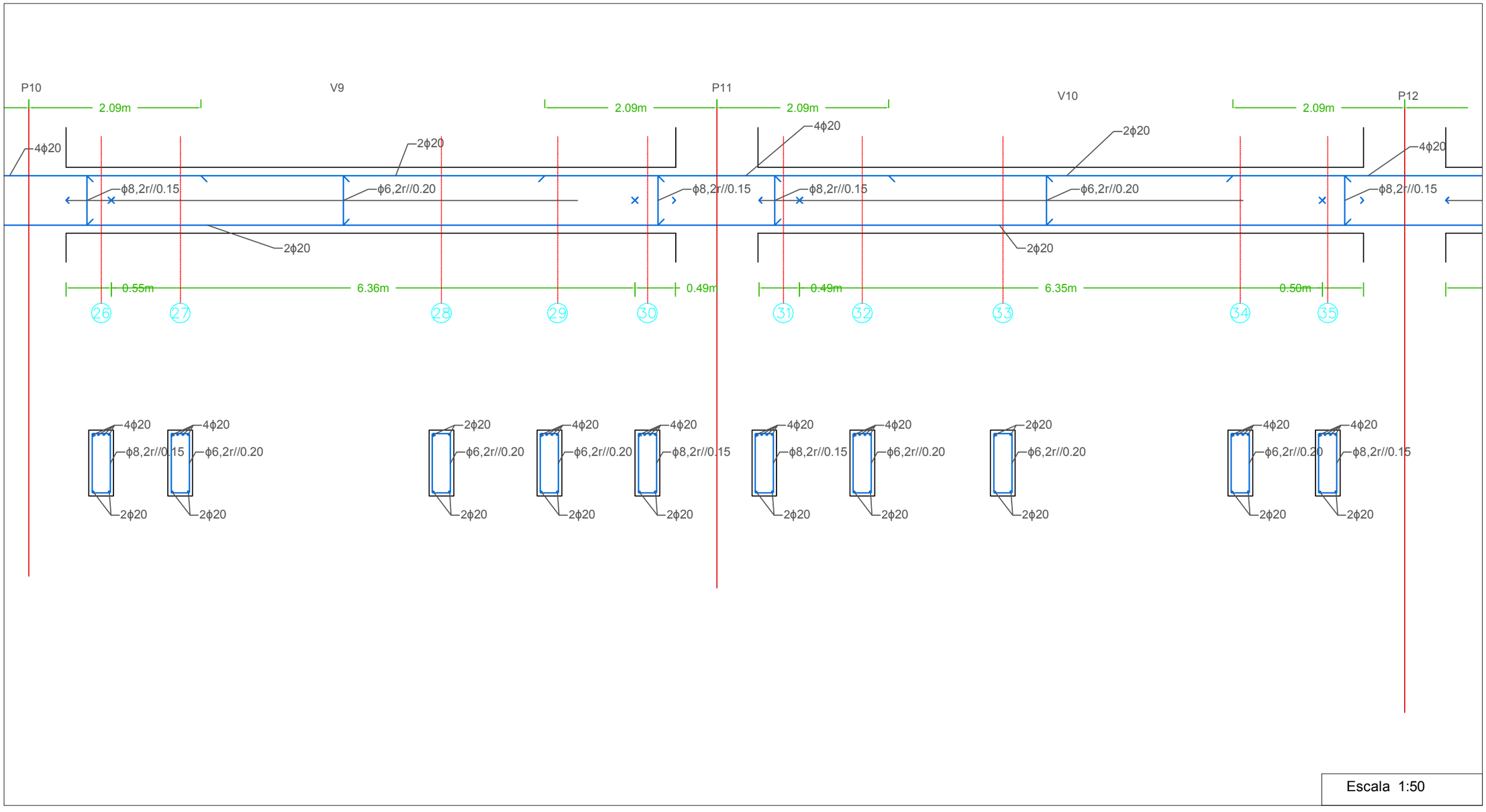
Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Vigas V3 a v4	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº15	Lage fungiforme aligeirada com moldes plasticos	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010



Escala 1:50

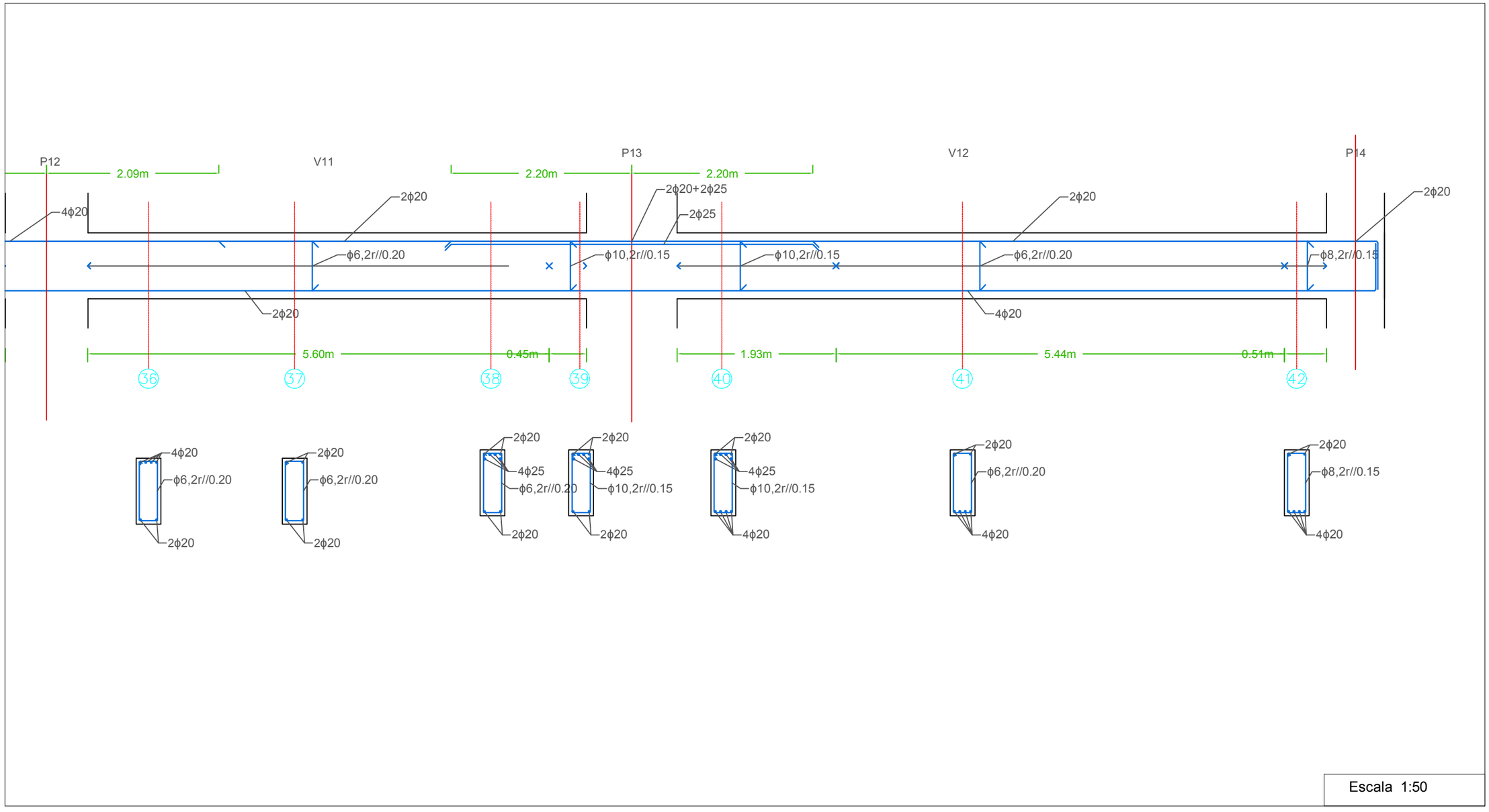
Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Vigas V7 a v8	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº 16	Lage fungiforme aligeirada com moldes plasticos	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010

A.4.4.5



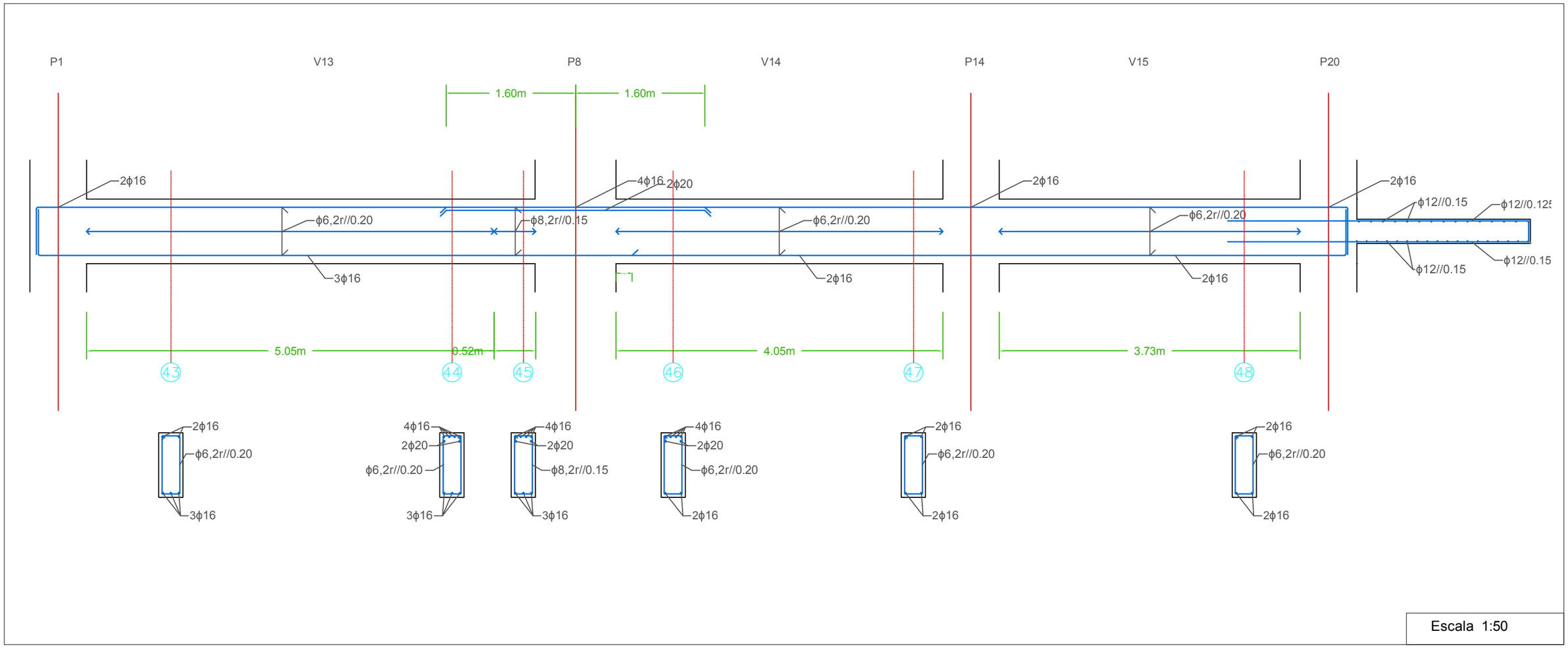
Escala 1:50

Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Vigas V9 a V10	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº 17	Lage fungiforme aligeirada com moldes plasticos	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010



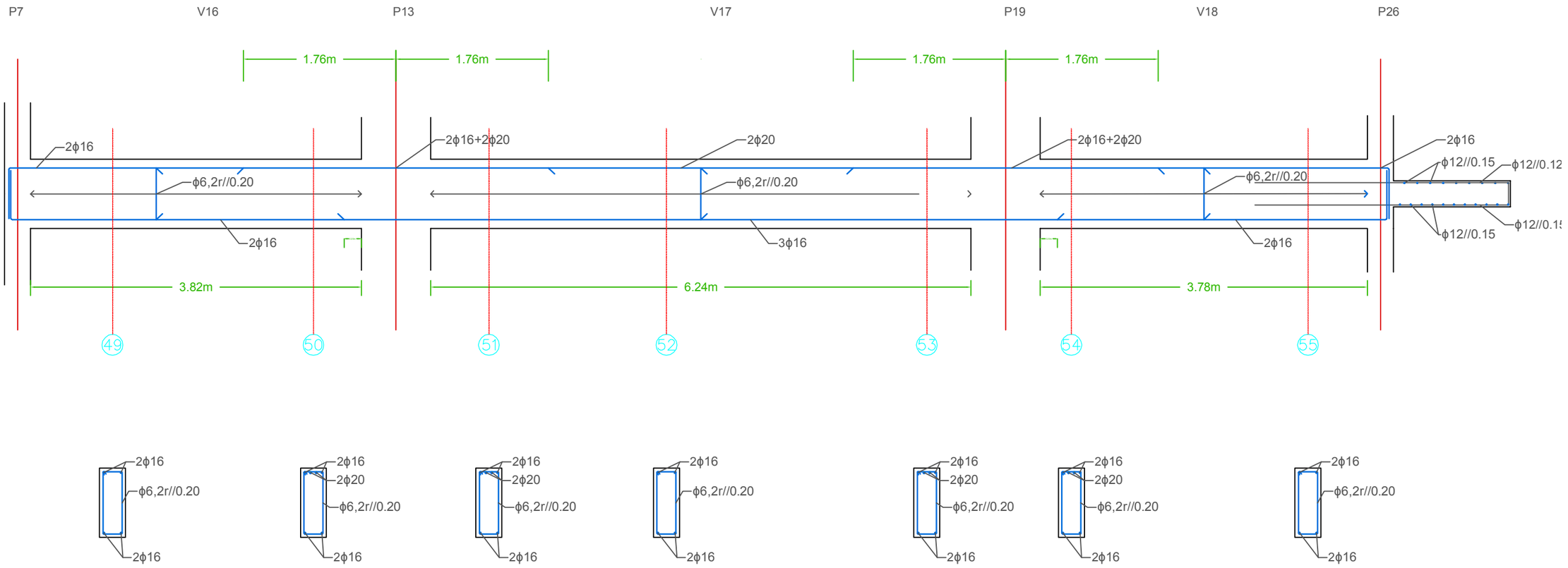
Escala 1:50

Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Vigas V11 a V12	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº 18	Lage fungiforme aligeirada com moldes plasticos	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010



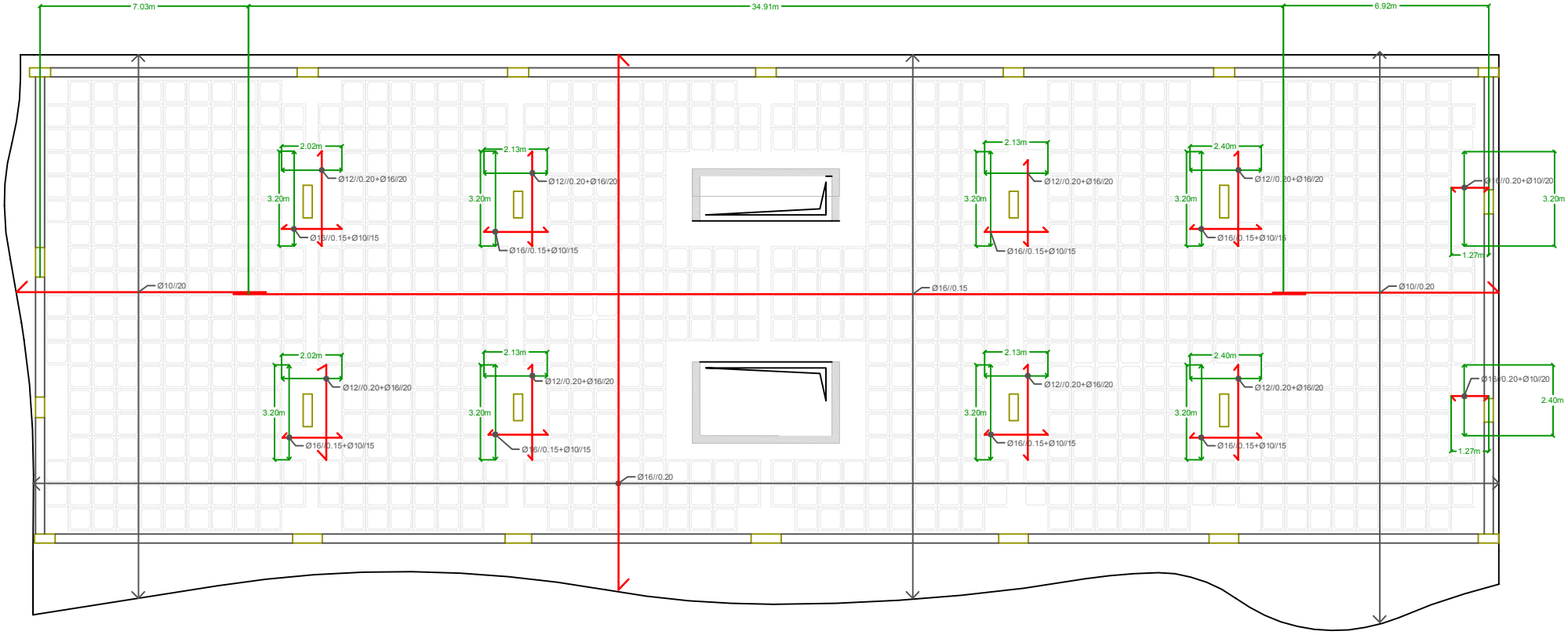
Escala 1:50

Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Vigas V13 a V15	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº 19	Lage fungiforme aligeirada com moldes plasticos	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010



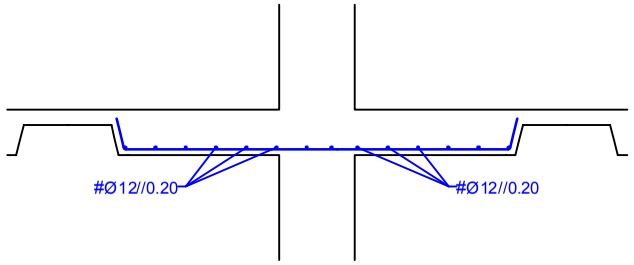
Escala 1:50

Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Vigas V16 a V18	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº20	Lage fungiforme aligeirada com moldes plasticos	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010



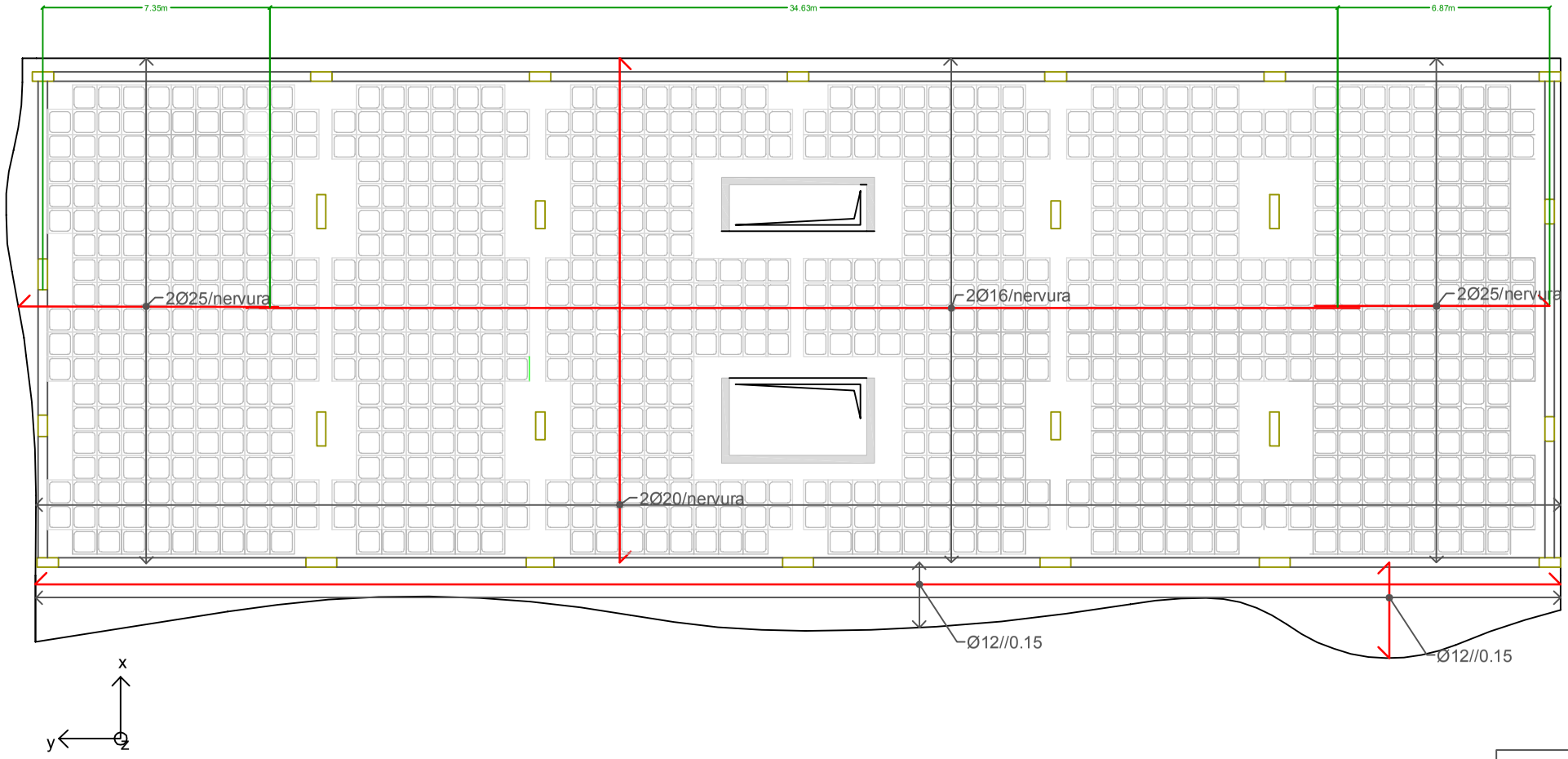
Escala 1:200

Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura superior	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº 3	Lage fungiforme aligeirada com moldes plasticos	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010

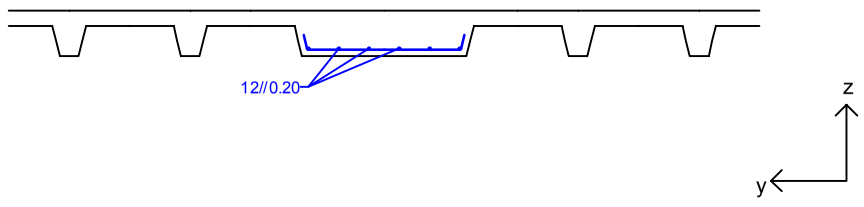


Esquema da armadura inferior dos capiteis a acrescentar á armadura representada em planta

Escala 1:50

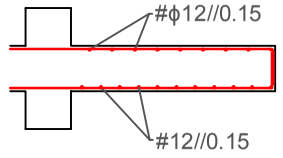


Escala 1:200



Esquema da armadura inferior dos maciços de acerto a acrescentar á armadura representada em planta

Escala 1:50



Esquema da armadura na zona da varanda em consola

Escala 1:50

Universidade do Porto FEUP Faculdade de Engenharia	FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO MIEC - Projecto de Construções Civis	
PROJECTO DE BETÃO ARMADO	Armadura inferior	Betão B30 (C25/30)
Desenho nº4	Lage fungiforme aligeirada com moldes plasticos	Aço A500
Elaborado por: Manuel Rodrigues	Aluno nº 020501144	Junho de 2010