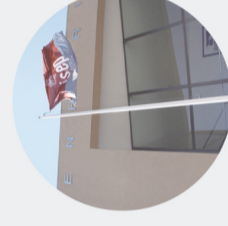




PROJETO DE ESTABILIDADE DE UMA HABITAÇÃO UNIFAMILIAR RECORRENDO A PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

FÁBIO ANDRÉ SOUSA ROCHA NUNES

novembro de 2017



PROJETO DE ESTABILIDADE DE UMA HABITAÇÃO UNIFAMILIAR RECORRENDO A PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

PROJETO DE ESTABILIDADE DE UMA HABITAÇÃO UNIFAMILIAR RECORRENDO
A PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

FÁBIO ANDRÉ SOUSA ROCHA NUNES
Outubro de 2017

FÁBIO ANDRÉ SOUSA ROCHA NUNES
Outubro de 2017



PROJETO DE ESTABILIDADE DE UMA HABITAÇÃO UNIFAMILIAR

RECORRENDO A PROGRAMAS DE CÁLCULO AUTOMÁTICO

FÁBIO ANDRÉ SOUSA ROCHA NUNES

Projeto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Isabel Maria Alvim Teles

OUTUBRO DE 2017

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xiii
Índice de Tabelas.....	xvii
Capítulo 1 Introdução	1
Capítulo 2 Arquitetura e solução estrutural	3
Capítulo 3 Pré-dimensionamento.....	15
Capítulo 4 Regulamentação e Ações de projeto.....	23
Capítulo 5 Modelação estrutural com programas de cálculo.....	51
Capítulo 6 Análise e Dimensionamento.....	77
Capítulo 7 Considerações Finais	109
Referências Bibliográficas	113
Anexos	115
Anexo 1 -Projetos de arquitetura.....	117
Anexo 2 – Projeto de estabilidade	119
Anexo 3 – Exemplos de memórias de cálculo do CYPE	121

RESUMO

O presente documento é referente à realização de um projeto de estabilidade estrutural em betão armado, no âmbito da disciplina DIPRE (Dissertação/ Projeto / Estágio).

A escolha deste tema teve como objetivo aplicar conhecimentos adquiridos ao longo do curso de engenharia civil, especialmente os obtidos nas unidades curriculares referentes ao ramo de estruturas. Para além disso, pretendeu-se o estudo e a utilização de programas informáticos de cálculo de estruturas que permitissem a aquisição de competências que se esperam úteis no desenvolvimento da atividade de projetista no mercado de trabalho.

O trabalho desenvolvido refere-se a um projeto de estabilidade estrutural de uma habitação unifamiliar situada na freguesia de Avintes, Vila Nova de Gaia. Foi efetuado recorrendo às funcionalidades dos programas de cálculo Robot Structural Analysis Professional e ao CYPE e sob orientação da Engenheira Isabel Maria Alvim Teles.

Com este projeto pretendeu-se seguir todas as fases de execução de um projeto de estabilidade, desde a análise da arquitetura até à elaboração das peças desenhadas, utilizando os regulamentos nacionais e europeus, nomeadamente o REBAP e os Eurocódigos.

As peças desenhadas constituintes do projeto de estabilidade final estão apresentadas na secção Anexos deste documento.

Palavras-chave: Projeto de estabilidade, CYPE, Robot, REBAP, Eurocódigos.

ABSTRACT

The present document is related to the realization of a structural stability project in reinforced concrete, in the discipline of DIPRE (Dissertation / Project / Internship).

The choice of this theme had the purpose of applying knowledge acquired during the course of civil engineering, especially those obtained in the curricular units regarding structural stability. In addition, it is intended the study and use of software for structure calculations that will allow the acquisition of skills expected to be useful during the development of activity as a designer in the labor market.

The work developed refers to a structural stability project of a residence house located in the parish of Avintes, Vila Nova de Gaia. It was achieved by using the features of software such as Robot Structural Analysis and CYPE and under the guidance of the Engineer Isabel Maria Alvim Teles.

The aim of this project was to follow all the stages of execution of a stability project, since the architecture analysis to the elaboration of the final drawings, using national and European regulations, as REBAP and Eurocodes.

The design drawings of the final stability project are presented in the Annexes section of this document.

Keywords: stability Project, CYPE, Robot, REBAP, Eurocodes

AGRADECIMENTOS

Durante a realização deste projeto foram vários os apoios e incentivos que tornaram possível a conclusão de mais uma etapa, pelos quais ficarei eternamente grato. Segue este pequeno texto de forma a demonstrar o meu reconhecimento a todo o apoio dado durante esta fase.

Inicialmente gostaria de agradecer aos meus pais, que criaram desde início todas as condições necessárias para que hoje concluísse um sonho. Todo o apoio e paciência durante o meu percurso académico foi de extrema importância. É com imenso amor e carinho que lhes dedico este projeto.

Gostaria de agradecer à Engenheira Isabel Maria Alvim Teles, orientadora deste projeto, pela paciência, opiniões e críticas construtivas, total colaboração para solucionar todos os problemas e disponibilidade durante todo o projeto. Levo-a como exemplo para o futuro na minha carreira profissional.

À minha namorada, Ana Costa, todo o apoio fornecido sempre que precisei. Obrigado por todos os conselhos e paciência durante esta etapa da minha vida académica.

Aos meus amigos: Ana Cristina Pires, André Alves, Ana Rente, Bruno Pereira, Carla Sequeira, Cristiano Barroso, Duarte Barbosa, Emanuel Ferreira, Filipa Baptista, Hugo Faria, João Vasconcelos, Jorge Gonçalves, José Aleixo, José Miguel Rodrigues, Maria Leitão, Marisa Carvalho, Miki Itabashi, Natálio Camilo, Raquel Correia, Rui Azevedo. A vossa constante amizade e presença foi fundamental para enfrentar a vida académica e deixou momentos inesquecíveis. O meu muito obrigado por tudo. Levo comigo momentos inesquecíveis que vivi convosco.

ÍNDICE DE TEXTO

Capítulo 1	Introdução	1
1.1	Enquadramento do projeto	1
Capítulo 2	Arquitetura e solução estrutural	3
2.1	Arquitetura.....	3
2.2	Conceção Estrutural.....	10
Capítulo 3	Pré-dimensionamento.....	15
3.1	Introdução.....	15
3.2	Lajes	15
3.3	Vigas.....	20
3.4	Pilares e Muro de cave.....	22
Capítulo 4	Regulamentação e Ações de projeto.....	23
4.1	Regulamentação	23
4.2	Ações.....	24
4.2.1	Ações Permanentes	24
4.2.2	Ações variáveis	35
Capítulo 5	Modelação estrutural com programas de cálculo.....	51
5.1	Introdução.....	51
5.2	CYPE	52
5.2.1	Procedimento de modelação no CYPE	53
5.3	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017	64
5.3.1	Procedimento de modelação no Robot.....	65

ÍNDICE DE TEXTO

5.4	Programa de cálculo de muros de gabião Gawacwin	72
5.4.1	Procedimento de modelação no Gawacwin	73
Capítulo 6	Análise e Dimensionamento	77
6.1	Introdução.....	77
6.2	Dimensionamento das vigas	79
6.2.1	Estado limite ultimo de resistência.....	79
6.2.2	Verificação dos estados limite de serviço: fendilhação e deformação	94
6.3	Dimensionamento das lajes	98
6.3.1	Estado limite ultimo de resistência.....	98
6.4	Pilares.....	101
6.5	Muros, paredes e sapatas	105
Capítulo 7	Considerações Finais.....	109

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Planta da cave	4
Figura 2.2 - Planta do rés do chão	4
Figura 2.3 - Planta do piso 1	5
Figura 2.4 - Planta da cobertura	5
Figura 2.5 - Corte 55'	6
Figura 2.6 - Corte 66'	6
Figura 2.7 - Corte 77'	6
Figura 2.8 - Alçado 11'	7
Figura 2.9 - Alçado 22'	7
Figura 2.10 - Alçado corte 33'	7
Figura 2.11 - Alçado corte 44	8
Figura 2.12 - Alçado 77	8
Figura 2.13 – Vista geral frente	9
Figura 2.14 - Vista geral secundária	9
Figura 2.15 – Planta estrutural do rés do chão	11
Figura 2.16 - Planta estrutural do piso 1	12
Figura 2.17- Planta estrutural da cobertura.....	13
Figura 2.18 - Esquadro em torno das janelas	13
Figura 3.1 - Programa de cálculo (2).....	19
Figura 4.1 – Pormenor construtivo da cobertura (arquitetura).....	25
Figura 4.2 – Pormenor construtivo do piso 1 (arquitetura)	26
Figura 4.3 - Pormenor construtivo do rés do chão (arquitetura).....	27

Figura 4.4 - Solução de bloco com 3 peças (11)	28
Figura 4.5 - Características da laje FungiLeca (11).....	29
Figura 4.6 - Solução da laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas (2)	29
Figura 4.7 - Dados geométricos e mecânicos da laje de vigotas	30
Figura 4.8 – Revestimentos da parede exterior (arquitetura).....	30
Figura 4.9 - Corte da cave	33
Figura 4.10 - Corte transversal da garagem	35
Figura 4.11 - Quadro NA-6.2 (4)	36
Figura 4.12 - Quadro NA-6.10 (4)	36
Figura 4.13 - Coeficiente de exposição, $C_e(z)$ (5)	38
Figura 4.14 - Categorias do terreno.....	39
Figura 4.15 - Altura de referência Z_e em função de h e b (5).....	40
Figura 4.16 - Localização das zonas de cálculo do C_{pe} (5)	41
Figura 4.17 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior (5)	41
Figura 4.18 - Exemplo de aplicação da carga do vento	43
Figura 4.19 - Introdução do vento no programa CYPE	43
Figura 4.20 - Caracterização das placas tectónicas de Portugal (13)	44
Figura 4.21 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (8).....	45
Figura 4.22 - Valor básico de q_0 , para sistemas regulares em altura (8)	46
Figura 4.23 - Espectros elásticos e de cálculo sísmicos	49
Figura 5.1 - Modelo 3D fornecido pelo CYPE.....	52
Figura 5.2 - Editor dos dados de obra.....	53
Figura 5.3 - Editor de plantas.....	54
Figura 5.4 - Editor de grupos	55
Figura 5.5 - Gestor de vistas de máscaras	56
Figura 5.6 - Introdução de pilar	57
Figura 5.7 - Introdução de Vigas.....	58

Figura 5.8 - Introdução de muros.....	59
Figura 5.9 - Gestão de lajes	60
Figura 5.10- Definição dos elementos de fundação.....	61
Figura 5.11 - Introdução do núcleo de escadas.....	62
Figura 5.12 - Introdução das cargas lineares em vigas.....	63
Figura 5.13 - Modelo 3D no Robot	64
Figura 5.14 - Menu “job preferences”	65
Figura 5.15 - Submenu “Strutural Axis”	66
Figura 5.16 - Dois tipos de submenu para a modelação de elementos de barra	67
Figura 5.17 - Submenu “Panel”	67
Figura 5.18 - Definição da laje aligeirada de vigotas como laje maciça equivalente	68
Figura 5.19 - Definição da laje nervurada betonada in situ	69
Figura 5.20 - Exemplo de aplicação de cargas verticais	70
Figura 5.21 - Dimensões dos muros de gabião (Maccaferri).....	72
Figura 5.22 -Dados gerais do muro	73
Figura 5.23 - Dados sobre a geometria do muro.....	74
Figura 5.24 - Dados do terraplano.....	74
Figura 5.25 - Dados da fundação.....	75
Figura 5.26 – Cargas sobre o terraplano	75
Figura 6.1 - Área de influência do pilar P6	78
Figura 6.2 – Exemplo de cálculo de esforços axiais do pilar P6	78
Figura 6.3 – Diagrama envolvente dos momentos de cálculo atuantes no tramo V1-4.....	81
Figura 6.4 - Gráficos de áreas de armaduras.....	82
Figura 6.5 – Envolvente do esforço transversal de cálculo atuante no tramo V1-4.....	84
Figura 6.6 - Áreas de aço dos estribos necessárias para resistir ao esforço transversal	85
Figura 6.7 - Colocação da armadura de suspensão na interseção das duas vigas (6).....	86
Figura 6.8 - Notação e definições a serem utilizadas no cálculo (6)	89

Figura 6.9 – Diagrama de momento torsor de cálculo do tramo V1-12.....	91
Figura 6.10 - Solução final de armaduras da viga.....	92
Figura 6.11 - Espaçamentos dos estribos segundo o EC8	93
Figura 6.12 - Valores recomendados de W_{max}	95
Figura 6.13 - Exemplo de verificação da largura de fendas recorrendo ao CYPE.....	96
Figura 6.14 - Cálculo da flecha da viga do eixo 3 pelo CYPE.....	97
Figura 6.15 - Solução do CYPE para armaduras superiores paralelas ao menor lado da laje	99
Figura 6.16 - Solução uniformizada para armaduras superiores paralelas ao menor lado da laje	100
Figura 6.17- Deformada instantânea da laje LMN1 para combinação quase permanente (mm).....	101
Figura 6.18 - Modos de encurvadura e correspondentes tipos de comprimentos efetivos	103
Figura 6.19 - Gráficos de análise da resistência dos pilares	103
Figura 6.20 – Análise da resistência do pilar P10	104
Figura 6.21 - Erro de dimensionamento das vigas primárias	105
Figura 6.22 – Cálculo de muro da cave e parede superior	106
Figura 6.23 - Listagem das ações desfavoráveis.....	106
Figura 6.24 - Exemplo das listagens fornecidas pelo CYPE.....	107
Figura 6.25 - Solução de armaduras para a sapata do pilar P1	108
Figura 6.26 - Visualização 3D de armaduras de sapatas	108
Figura 7.1 - Modelo do Robot.....	110
Figura 7.2 - Deformação da estrutura	111
Figura 7.3 - Modo de vibração.....	111

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3-1 - Coeficiente K tendo em conta o sistema estrutural (1)	16
Tabela 3-2 - Relação l/d (1)	17
Tabela 3-3 - Pré-dimensionamento das lajes	18
Tabela 3-4 - Pré-dimensionamento das vigas	22
Tabela 4-1- Cargas permanentes na cobertura	25
Tabela 4-2- Cargas permanentes no piso 1	26
Tabela 4-3- Cargas permanentes no rés do chão	27
Tabela 4-4 - Peso da parede exterior	31
Tabela 4-5 - Peso próprio das paredes divisórias	31
Tabela 4-6 – Carga correspondente às paredes divisórias	32
Tabela 4-7 - Resumo do cálculo da ação do vento	42
Tabela 5-1 - Tabela de combinações de ações	71

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO DO PROJETO

No presente relatório está exposto o projeto realizado durante a Unidade Curricular de DIPRE (Dissertação/Projeto/Estágio), do Mestrado de Engenharia Civil do ramo de Estruturas.

O presente trabalho é um caso de estudo de uma habitação unifamiliar, situada na freguesia de Avintes, Vila Nova de Gaia, sob a orientação e supervisão da Engenheira Isabel Maria Alvim Teles.

O objetivo primordial era a aplicação prática dos conhecimentos adquiridos ao longo de todo o curso de engenharia civil bem como a aquisição de novas competências e conhecimentos. Assim, pretendia-se seguir todas as fases de execução de um projeto de estabilidade, recorrendo a meios informáticos disponíveis no mercado e ferramentas usuais nos gabinetes de Engenharia Civil.

Todas as peças desenhadas de arquitetura foram fornecidas em formato digital compatível com AutoCad, tendo sido utilizados vários programas de modelação e cálculo de estruturas: Robot Strutural Analysis, CYPE, GAWACWIN, etc., cujo funcionamento será descrito ao longo deste trabalho.

A utilização dos programas de cálculo tem um papel fundamental no desempenho da atividade de projetista de estabilidade, pois estes permitem a simulação do comportamento das estruturas, determinando a sua reação às diferentes solicitações e possibilitando o estudo e otimização de soluções estruturais. É também importante referir que as mais recentes atualizações de alguns regulamentos apresentam formulações que devido a sua complexidade só são passíveis de ser implementadas recorrendo a ferramentas informáticas.

Sendo o presente trabalho um projeto académico, foram empregues várias soluções estruturais, tais como lajes maciças armadas em duas direções apoiadas em vigas, lajes nervuradas e aligeiradas de vigotas, entre outras, tendo em conta a adequação da estrutura ao projeto de arquitetura, mas também o objetivo de estudar diferentes opções.

CAPÍTULO 1

Pretende-se também com este trabalho a produção das peças desenhadas do projeto de execução de estabilidade de uma habitação unifamiliar (ver Anexo 2), utilizando as potencialidades dos programas informáticos empregues.

CAPÍTULO 2

ARQUITETURA E SOLUÇÃO ESTRUTURAL

2.1 ARQUITETURA

O projeto arquitetónico que servirá de base ao projeto de estabilidade deste trabalho é uma habitação unifamiliar constituída por um piso enterrado ou cave, rés do chão e um piso elevado. Está implantada num terreno com acentuado declive, num lote de área 819.70 m², sendo proposto utilizar 156.60 m² para habitação, 36 m² para anexo (ver Anexo 1).

A cércea máxima do edifício é de 6.86 m.

O local da obra situa-se em Avintes, freguesia pertencente ao concelho de Vila Nova de Gaia.

O edifício apresenta um saguão e claraboias na cobertura, de forma a permitir a entrada de luz natural no edifício.

Seguidamente é apresentado o projeto de arquitetura, constituído por plantas, cortes e alçados (ver Figura 2.1 a Figura 2.12).

O desenvolvimento do projeto de estabilidade implica o conhecimento aprofundado da arquitetura e dos seus condicionamentos, pelo que se realizou uma modelação 3D do edifício (ver Figura 2.13 e Figura 2.14), permitindo assim um melhor entendimento e discernimento aquando da escolha das soluções estruturais.

▪ Plantas de arquitetura

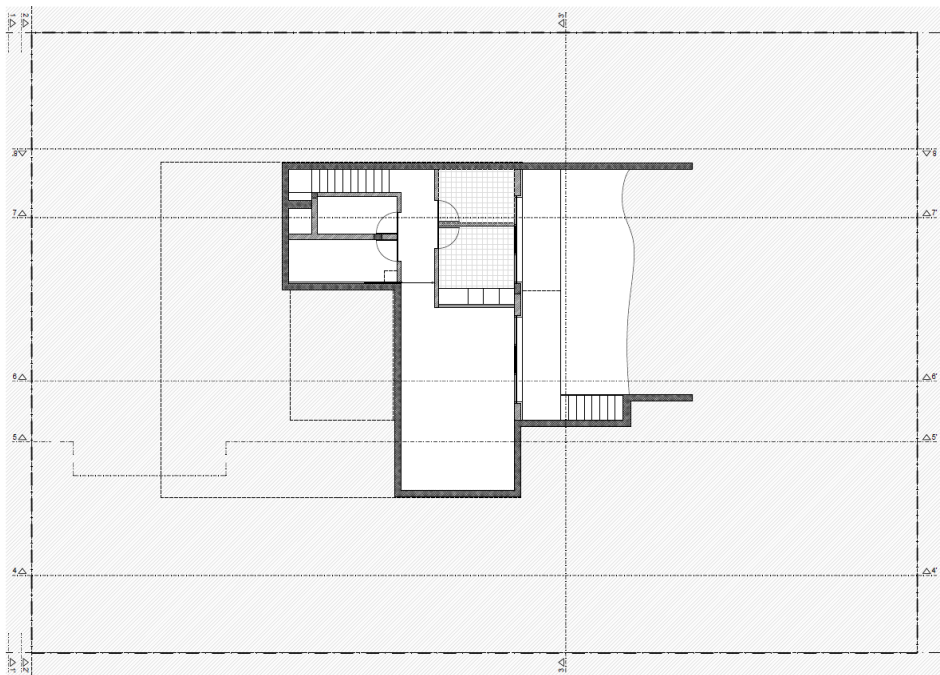


Figura 2.1 - Planta da cave

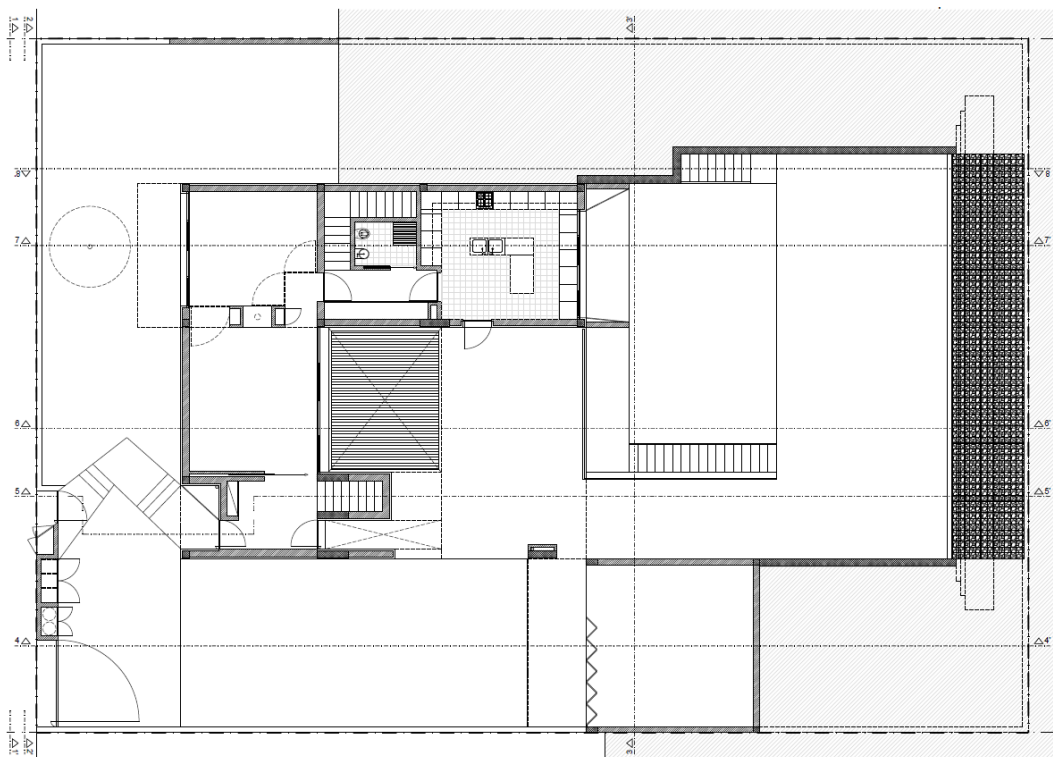


Figura 2.2 - Planta do rés do chão

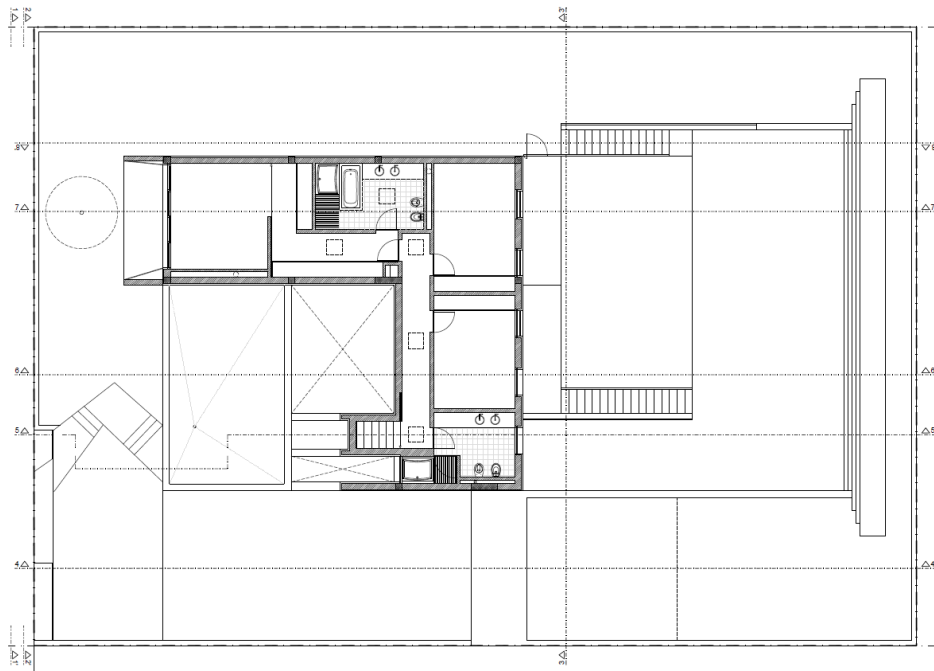


Figura 2.3 - Planta do piso 1

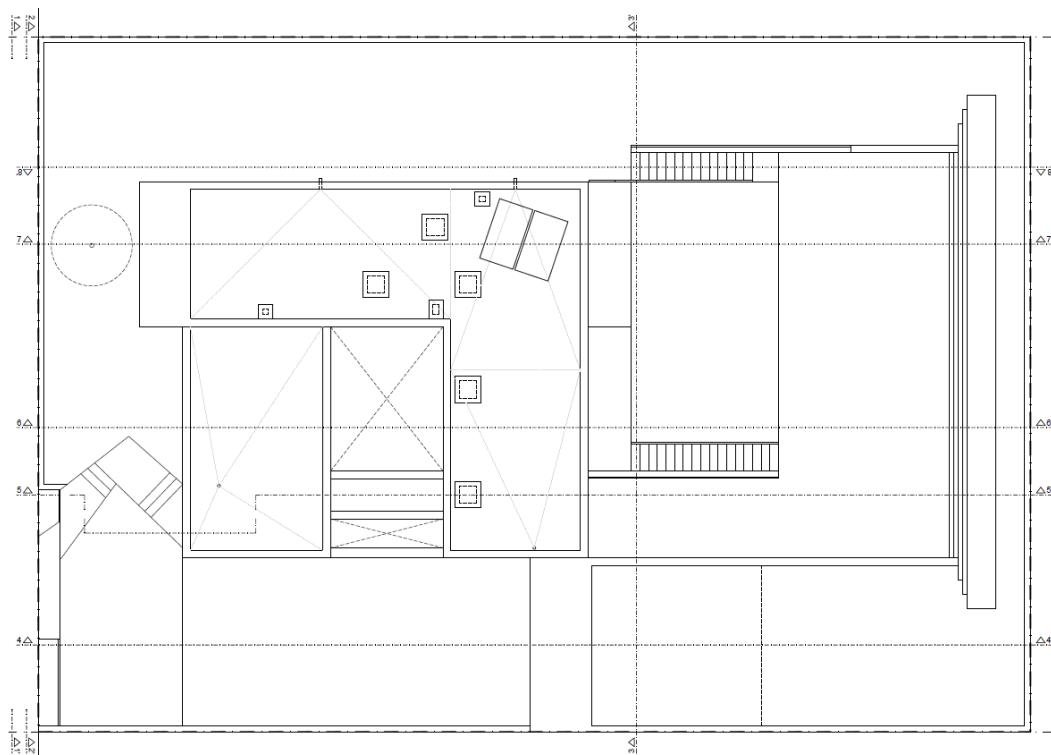


Figura 2.4 - Planta da cobertura

▪ Cortes

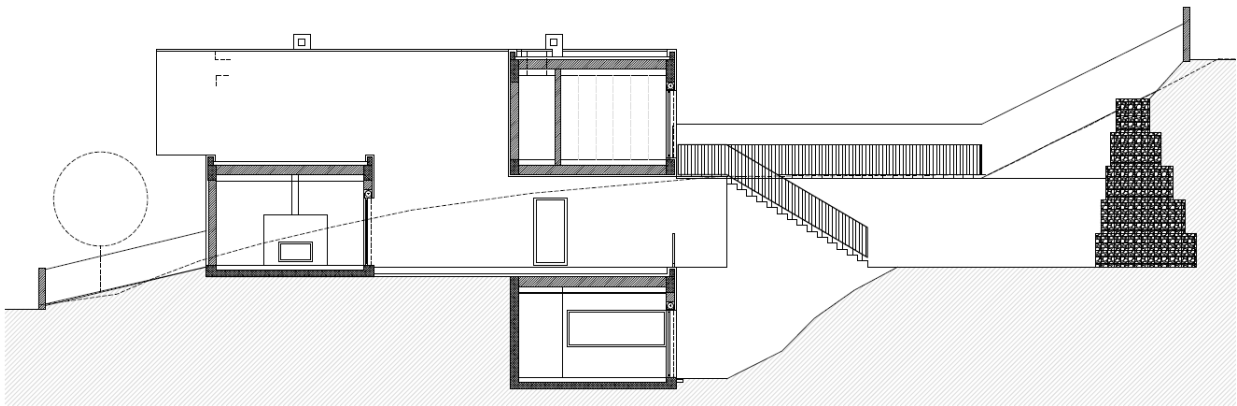


Figura 2.5 - Corte 55'

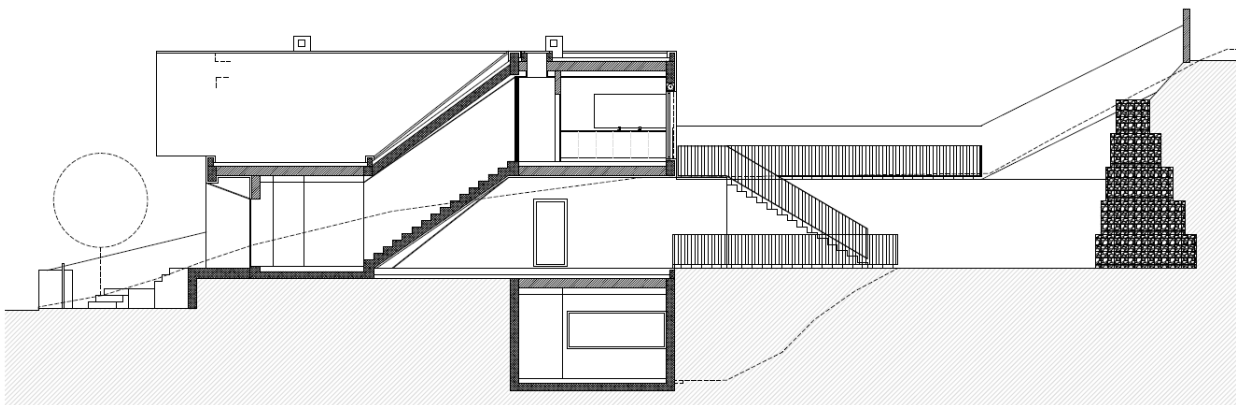


Figura 2.6 - Corte 66'

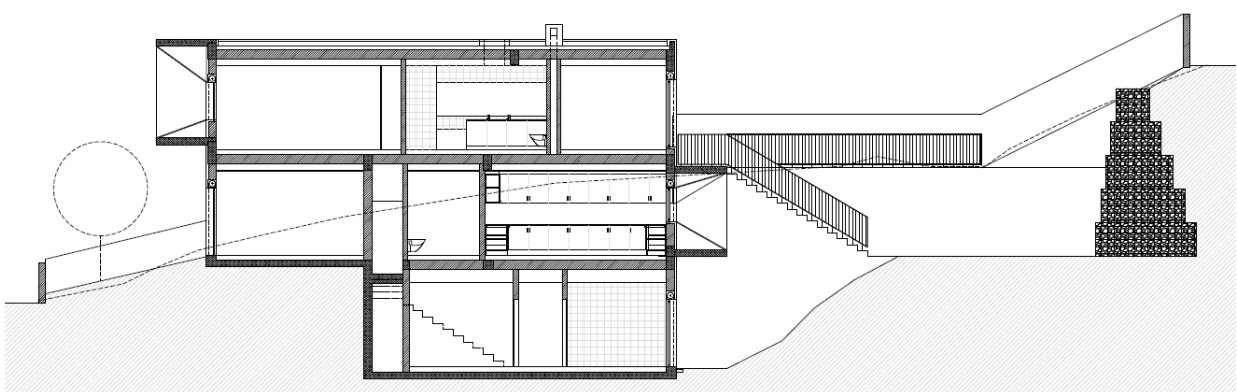


Figura 2.7 - Corte 77'

▪ Alçados

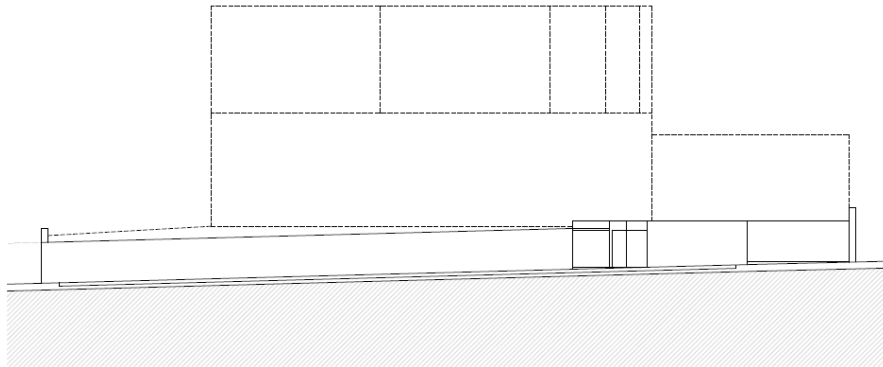


Figura 2.8 - Alçado 11'

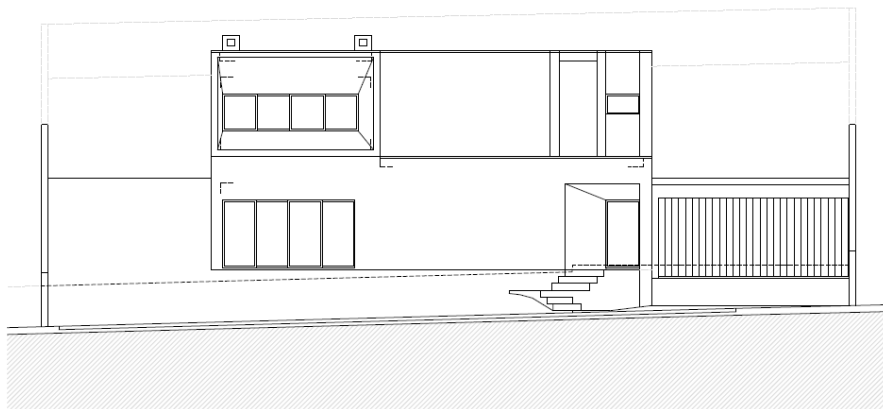


Figura 2.9 - Alçado 22'

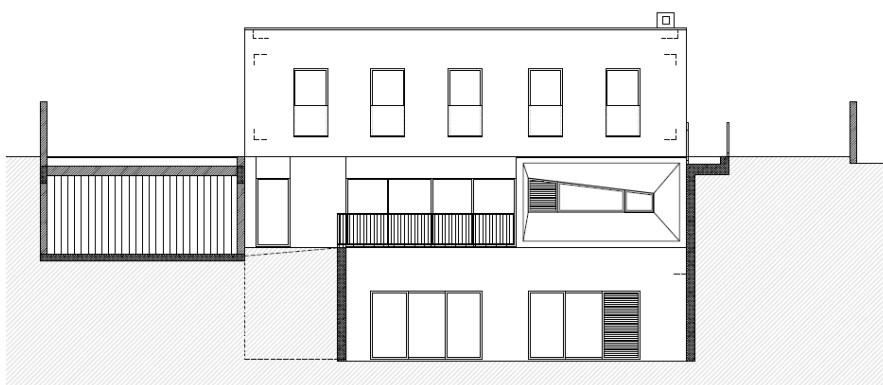


Figura 2.10 - Alçado corte 33'

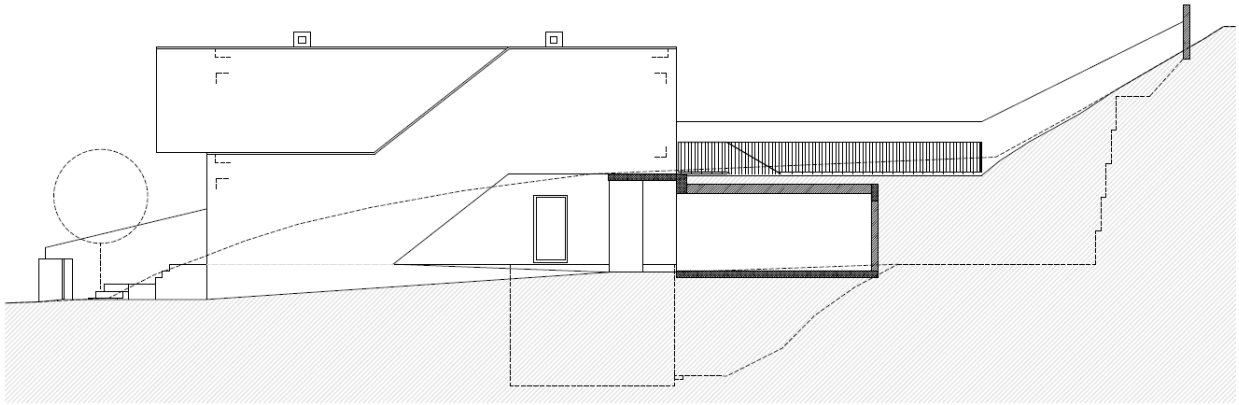


Figura 2.11 - Alçado corte 44

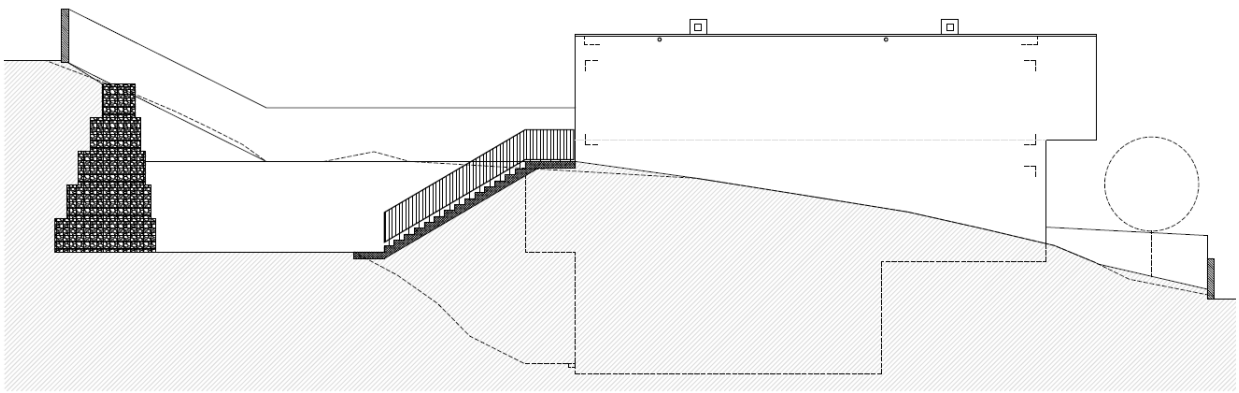


Figura 2.12 - Alçado 77

▪ Visualização 3D

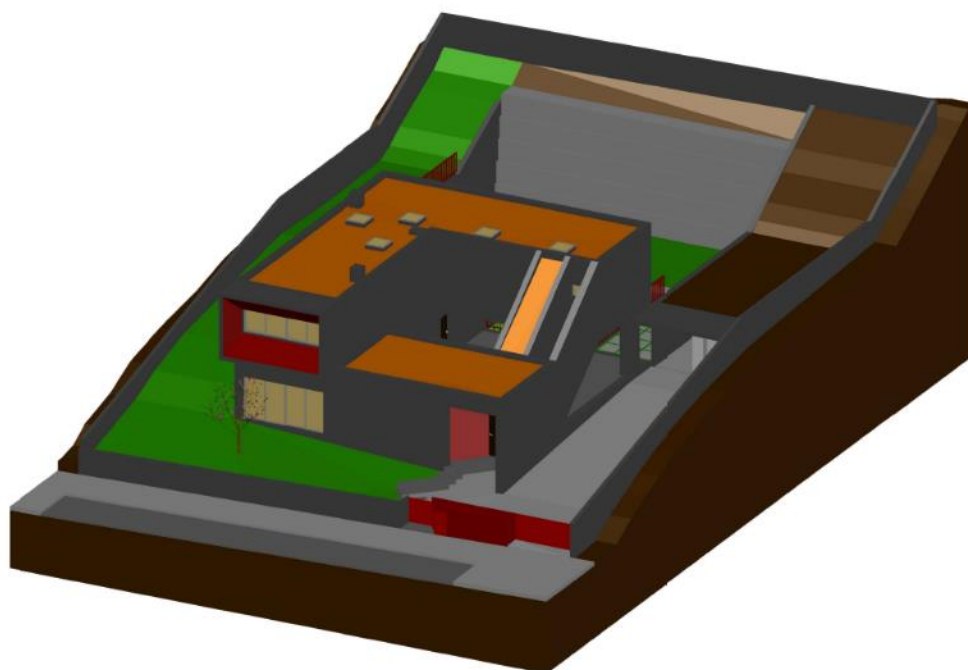


Figura 2.13 – Vista geral frente

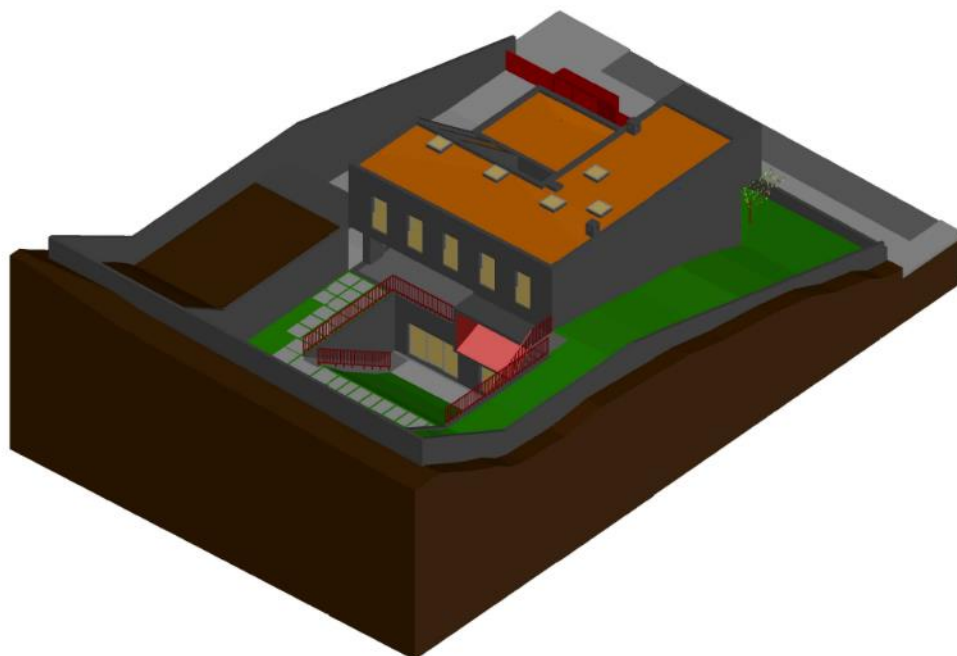


Figura 2.14 - Vista geral secundária

2.2 CONCEÇÃO ESTRUTURAL

A fase da conceção estrutural só é iniciada após um conhecimento rigoroso da arquitetura, dos seus condicionalismos e especificidades.

Na realização deste projeto foram feitas várias opções estruturais, tendo em conta, sempre que possível, os seguintes pressupostos:

- Respeito pela arquitetura apresentada;
- Escolha criteriosa dos vãos a adotar para os elementos estruturais, tendo em conta as suas condicionantes;
- Otimização das soluções estruturais, garantindo assim a economia das soluções globais;
- Cumprimento integral dos regulamentos e dos critérios de segurança de forma a obter um bom comportamento estrutural de todos os elementos;
- Escolha de soluções estruturais de simples execução e correntes para minorar o custo de execução da obra.

Sendo a arquitetura da habitação muito irregular, com um saguão interior, muitas palas e claraboias, optou-se por uma estrutura em betão armado que se mostrou adequada às especificidades do presente projeto.

A cave encontra-se enterrada em 3 frentes, sendo as paredes de contenção de terras de betão armado com 25 cm de espessura.

Algumas vigas apresentam vãos consideráveis (da ordem dos 8 metros) e com dimensões condicionadas pela arquitetura. Para controlar as flechas, tendo também em conta a verificação ao Estado Limite Último, optou-se pela utilização de lajes aligeiradas de modo a minimizar as cargas.

Como um dos objetivos deste trabalho foi o estudo e utilização de programas informáticos, neste projeto foram utilizados vários tipos de lajes: maciças, aligeiradas de vigotas pré-esforçadas e aligeiradas nervuradas betonadas *in situ*. É necessário sublinhar que esta solução só se justifica pelo carácter académico deste trabalho, pois num projeto real evitar-se-ia este rol tão diverso de tipos de laje.

No piso do rés do chão utilizou-se uma laje maciça para realização do vão onde descarrega uma escada (ver Lm1 na Figura 2.15) constituída também por laje maciça. Como os seus apoios estão limitados pelo negativo do vão da escada, uma laje maciça permite, com maior facilidade, o reencaminhamento e redistribuição de esforços.

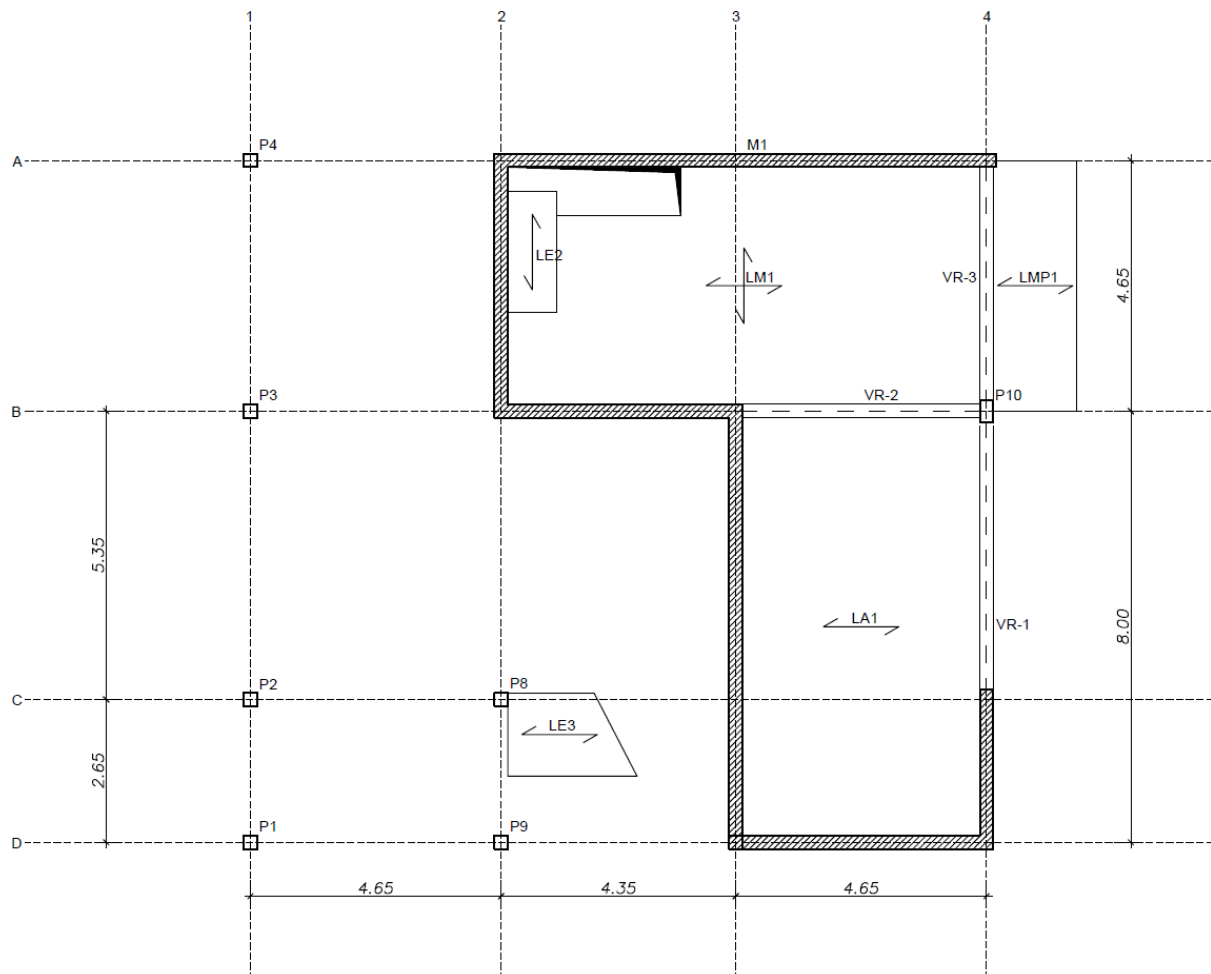


Figura 2.15 – Planta estrutural do rés do chão

Tal como anteriormente referido, na Figura 2.16 está representada a laje aligeirada nervurada (LMN1) realizada com blocos incorporados que constituem nervuras com 15 cm de largura e espaçamentos a eixo de 95 cm, nas duas direções. Os aligeiramentos que constituem esta laje são blocos de betão ultraleve de Leca que se encontram definidos posteriormente aquando da definição de ações.

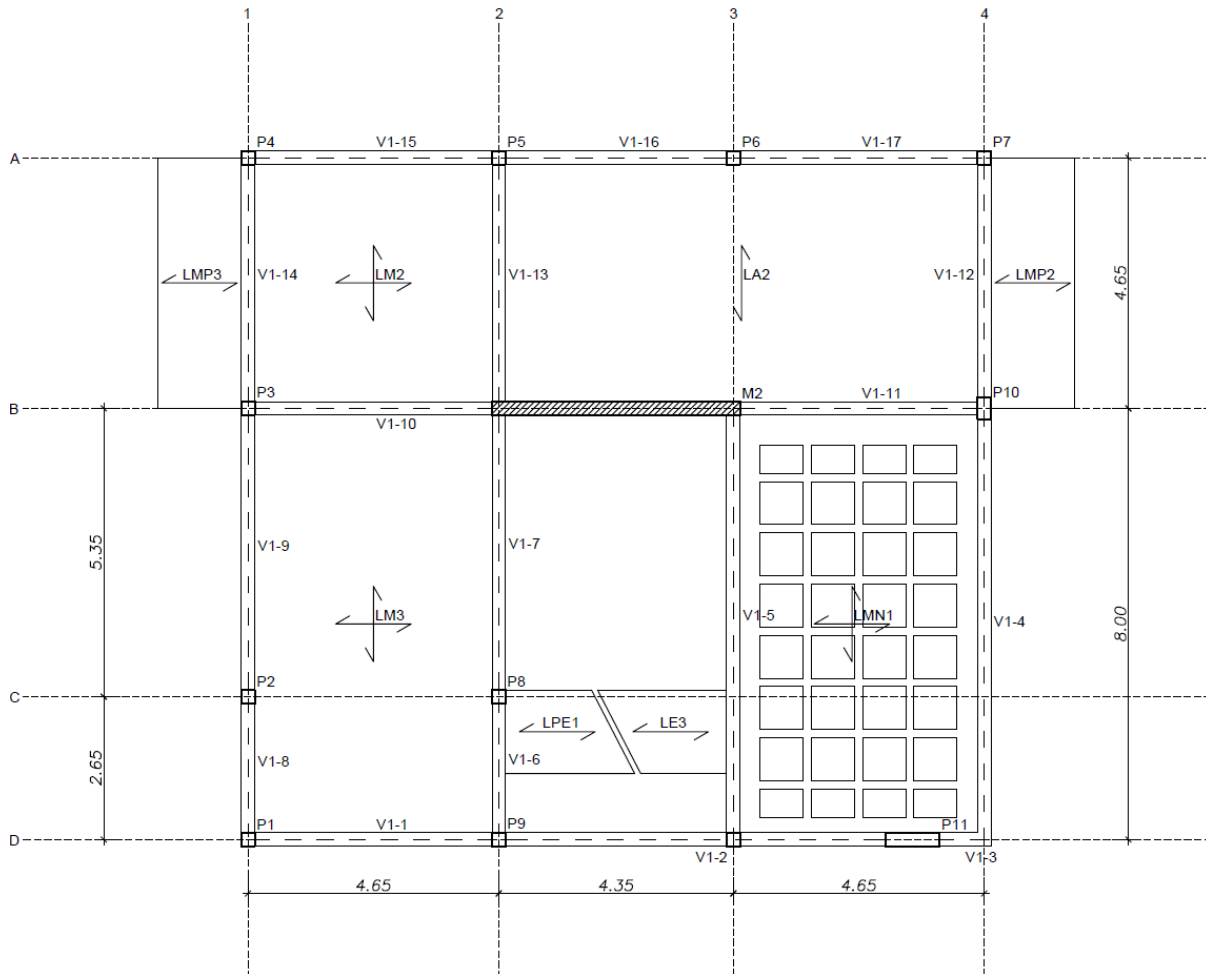


Figura 2.16 - Planta estrutural do piso 1

A existência de várias claraboias na Cobertura levou à adoção de lajes maciças e aligeiradas nervuradas com emaciamentos na zona das aberturas (ver Figura 2.17)

Para a realização das lajes de escadas (LE) e para a laje de cobertura da escada (LPE) escolheu-se uma solução estrutural composta por lajes maciças.

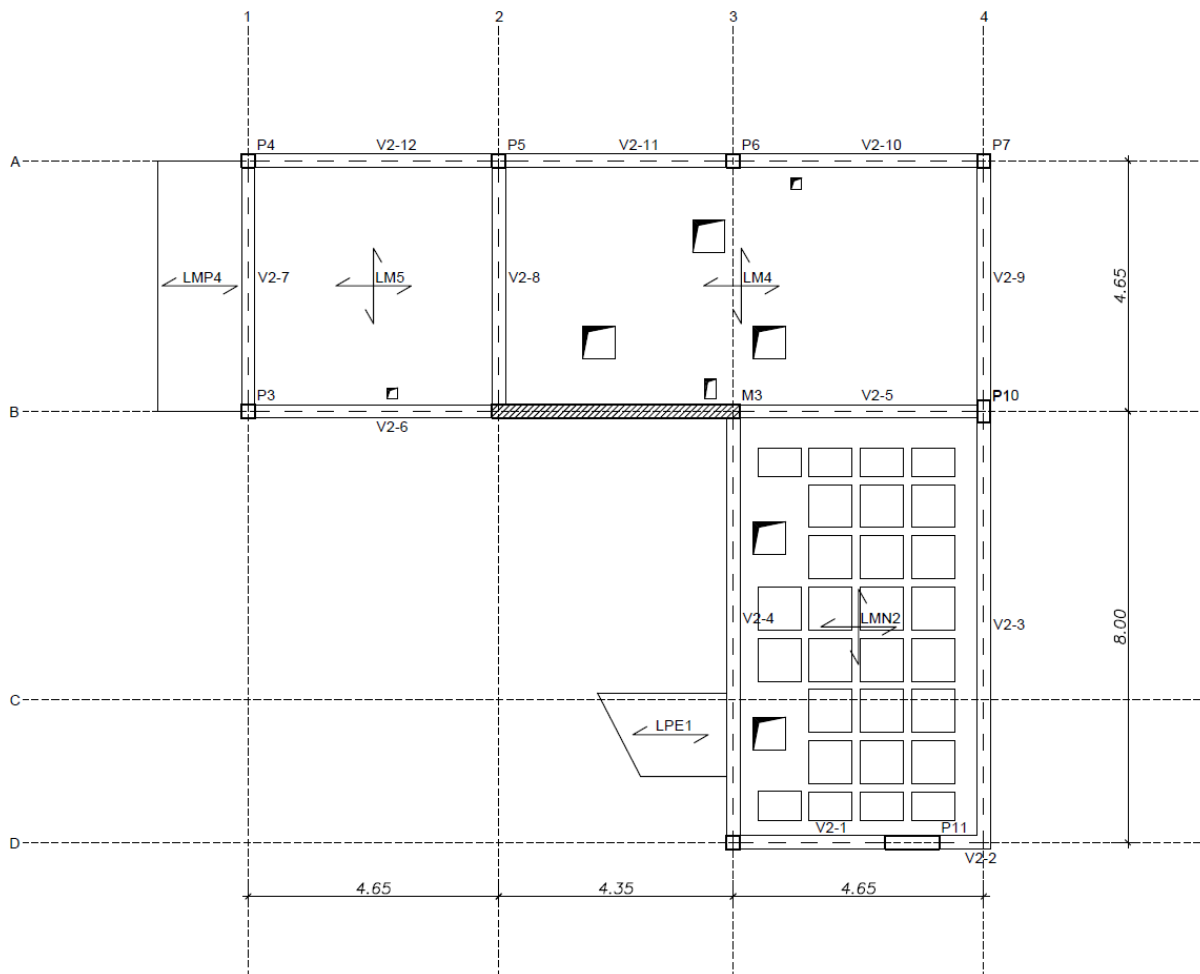


Figura 2.17- Planta estrutural da cobertura

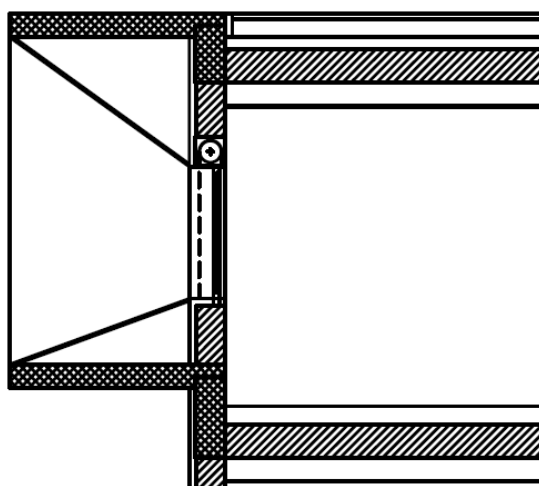


Figura 2.18 - Esquadro em torno das janelas

CAPÍTULO 2

A arquitetura apresenta dois grandes esquadros salientes em torno de duas janelas (ver Figura 2.18), que estruturalmente foram realizados em betão armado. As lajes superior e inferior destes elementos estão desniveladas em relação à cota dos pisos, pelo que a sua estabilidade será realizada por torção de equilíbrio das vigas que lhe dão apoio. A torção em elementos de betão armado não pertence ao currículo de qualquer unidade curricular do curso de Engenharia Civil do ISEP, pelo que foi um dos assuntos que teve de ser estudado para a realização deste projeto.

CAPÍTULO 3

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

3.1 INTRODUÇÃO

Após a definição da solução estrutural, realizou-se um pré-dimensionamento dos elementos estruturais, de forma a obter as dimensões que possivelmente satisfazem as condições de segurança para a verificação ao estado limite último e aos estados limites de utilização.

No pré-dimensionamento foram consideradas as imposições do projeto de arquitetura, tais como a altura máxima de vigas para cumprir os pormenores de fachada e introdução de tetos falsos, posicionamento de pilares e paredes e existência de aberturas correspondentes a claraboias.

A fase do pré-dimensionamento é muito importante pois dela depende uma mais rápida convergência para a solução ideal. Um bom pré-dimensionamento facilita a fase posterior de dimensionamento e verificação das soluções estruturais.

3.2 LAJES

A solução estrutural prevê que todas as lajes serão apoiadas diretamente sobre vigas, tendo as seguintes tipologias:

- Lajes maciças armadas em duas direções;
- Lajes maciças nervuradas de cofragem perdida, armadas em duas direções;
- Lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas.

No caso das lajes maciças em análise, para o pré-dimensionamento seguiu-se o critério de limitação da flecha pela relação entre o vão e altura útil da secção (l/d), proposto pelo Eurocódigo 2. Este critério define que para lajes armadas em duas direções, a verificação deverá ser efetuada em relação ao menor vão.

O Eurocódigo 2 define este critério pelas seguintes equações:

$$\frac{l}{d} = K \times [11 + (1.5 \times \sqrt{f_{ck}} \times \frac{\rho_0}{\rho}) + 3.2 \times \sqrt{f_{ck}} \times (\frac{\rho_0}{\rho} - 1)^2] \text{ se } \rho \leq \rho_0 \quad (3.1)$$

$$\frac{l}{d} = K \times [11 + (1.5 \times \sqrt{f_{ck}} \times \frac{\rho_0}{\rho - \rho'}) + \frac{1}{2} \sqrt{f_{ck}} \times \sqrt{\frac{\rho'}{\rho}}] \text{ se } \rho > \rho_0 \quad (3.2)$$

onde:

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 = $10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$

ρ — taxa de armaduras de tração necessária a meio vão (ou no apoio no caso de consolas) para equilibrar o momento devido às ações 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 ações de cálculo;

f_{ck} — em MPa.

Os diferentes tipos estruturais com as suas condições de apoio condicionam o valor das flechas numa peça sujeita à flexão.

Tabela 3-1 - Coeficiente K tendo em conta o sistema estrutural (1)

Sistema estrutural	K
Consola	0.4
Viga simplesmente apoiada Laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direções	1.0
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme), sendo l o vão maior	1.2
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa só direção ou de uma laje armada em duas direções contínua ao longo do lado maior	1.3
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direções	1.5

Segundo Carlos Félix (1), as relações l/d são resultantes de um estudo paramétrico realizado a partir das equações (3.1)(3.2), para uma série de vigas e lajes. Estas relações são aplicáveis para o caso de uma secção retangular com aço na secção de meio vão, ou secção de apoio para as consolas, e sujeito a uma tensão $\sigma_s = 310$ MPa correspondente ao uso de um aço com $f_{yk} = 500$ MPa e para vão até os 7m. (p.11.40)

Tabela 3-2 - Relação l/d (1)

K	f _{ck} [MPa]								f _{ck} [MPa]							
	16	20	25	30	35	40	45	50	16	20	25	30	35	40	45	50
	ρ=0.5% (lajes)								ρ=1.5% (vigas)							
0.4	6	7	7	8	9	10	12	13	5	5	5	6	6	6	6	6
1	16	17	19	21	23	26	29	32	13	13	14	14	15	15	16	16
1.2	19	20	22	25	28	31	35	38	15	16	16	17	17	18	19	19
1.3	21	22	24	27	30	33	37	42	16	17	18	18	19	20	20	21
1.5	24	26	28	31	34	39	43	48	19	20	20	21	22	23	23	24

Em outras situações, deve-se afetar as expressões (3.1)(3.2), dos seguintes fatores corretivos:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{\text{corr}} = \frac{l}{d} \times K_T \times K_\sigma \times K_l \times K_f \quad (3.3)$$

onde:

- **K_T, Fator corretivo para secções em T**

Para o caso de secções em T e tendo em conta a largura do banzo e a largura da alma, os valores de l/d devem ser multiplicados por:

$$K_T = 0.8, \text{ para } \frac{b}{b_w} > 3 \quad (3.4)$$

$$K_T = 1, \text{ para } \frac{b}{b_w} < 3 \quad (3.5)$$

onde:

b — largura do banzo;

b_w — menor largura da secção entre os banzos tracionado e comprimido.

- **K_σ, Fator corretivo devido a tensão no aço**

Como referido anteriormente, a relação l/d foi obtida tendo em conta uma tensão σ = 310 MPa, correspondendo aproximadamente a um aço com f_{yk} = 500 MPa. Para outros tipos de aço é preciso afetar o valor de l/d com:

$$K_\sigma = \left(\frac{500}{f_{yk}}\right) \times \left(\frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}}\right) \quad (3.6)$$

onde:

A_{s,req} — área da secção de armaduras existentes na secção;

A_{s,prov} — área da secção de armaduras necessária na secção no estado limite último;

f_{yk} — tensão característica do aço.

Considerando $A_{s,req} = A_{s,prov}$, simplifica-se a expressão anterior ficando:

$$K_{\sigma} = \left(\frac{500}{f_{yk}} \right) \tag{3.7}$$

Como se optou por um aço A500 para a realização do projeto estrutural, o valor final de K_{σ} é igual a 1.

▪ **K_l , Fator corretivo para vãos superiores a 7 m**

Para as lajes e vigas com vão superiores a 7m, exceto as lajes fungiformes, e que suportem divisórias suscetíveis de danos devidos a flechas excessivas, o valor de l/d deve ser afetado com o fator corretivo expresso pela equação (3.8).

$$K_l = \left(\frac{7}{l_{eff}} \right) \text{ para } l_{eff} > 7 \text{ m} \tag{3.8}$$

▪ **K_f , Fator corretivo para lajes fungiformes com vãos superiores a 8.5 m**

Para lajes fungiformes, com vãos superiores a 8.5 m, que suportem divisórias suscetíveis de danos devidos a flechas excessivas, o valor l/d deve ser afetado pelo fator corretivo expresso pela equação

$$K_l = \left(\frac{8.5}{l_{eff}} \right) \text{ para } l_{eff} > 8.5 \text{ m} \tag{3.9}$$

Assim tendo o critério fornecido pelo Eurocódigo 2 e todos os fatores corretivos, recorreu-se a uma folha de Excel para realizar o cálculo do pré-dimensionamento de todas as lajes, incluindo as lajes da garagem.

Tabela 3-3 - Pré-dimensionamento das lajes

Lajes Maciças													
Garagem	Coeficientes												
	$l_{eff}(m)$	K	λ_0	KT	K_{σ}	KL	KF	$(l/d)_{corrig}$	d(m)	h(m)	$f_{yk}(Mpa)$	A_{sreq}/A_{sprov}	
Laje de cobertura	5.8	1.3	24	1	1	1.00	1	24.00	0.24	0.28	500	1	
Pala	2	0.4	7	1	1	1.00	1	7.00	0.29	0.33	500	1	
Habituação													
Laje maciça 1	4.65	1.3	24	1	1	1.00	1	24.00	0.19	0.23	500	1	
Laje Maciça2	4.65	1.3	24	1	1	1.00	1	24.00	0.19	0.23	500	1	
Laje maciça 3	4.65	1.3	24	1	1	1.00	1	24.00	0.19	0.23	500	1	
Laje maciça 4	4.65	1.3	24	1	1	1.00	1	24.00	0.19	0.23	500	1	
Laje maciça 5	4.65	1.3	24	1	1	1.00	1	24.00	0.19	0.23	500	1	
Laje maciça nervurada 1	4.65	1.3	24	1	1	1.00	1	24.00	0.19	0.23	500	1	
Laje maciça nervurada 2	4.65	1.3	24	1	1	1.00	1	24.00	0.19	0.23	500	1	

Após o cálculo da pala da garagem verificou-se que, pelo critério para dispensa do cálculo das flechas, a altura da laje seria excessiva, optando-se por um $h = 0.15$ m para todas as palas do edifício. As deformações destes elementos deverão ser verificadas com os programas de cálculo.

Tal como apresentado na Tabela 3-3, o h mínimo para todas as lajes da habitação é de 0.23 m, tendo sido adotada como solução inicial, lajes com espessura de 0.24 m para uma homogeneização ao nível de cada

piso. Para a laje de cobertura da garagem, o pré-dimensionamento requer um h mínimo de 0.28 m, tendo sido adotada uma solução inicial de 0.30 m, uma vez que se trata de uma laje com cargas superiores às comuns devido à presença de um jardim.

Nas lajes de escadas, optou-se por adotar a espessura que constava nos cortes da arquitetura. Após o cálculo com as ferramentas informáticas, serão verificadas as flechas a que as lajes ficam sujeitas.

Para as lajes aligeirada de vigotas pré-esforçadas, o pré-dimensionamento é já o seu dimensionamento, pois é realizado recorrendo aos programas disponibilizados pelos fabricantes. No presente projeto foram utilizadas as lajes da empresa Presdouro (ver Figura 3.1).

Presdouro Calc

Software para Cálculo de Lajes
BY BELCHIOR, versão Hbr15

[Ver documentos](#) [Ver parâmetros](#) [Ver vigotas](#) [Ver abobadilhas](#) [Calcular laje](#)

Cálculo de lajes e pré-esforçadas

BY BELCHIOR, ZAnet Software, Lda



O cálculo é feito em acordo com os regulamentos EC1, EC2, os diagramas de esforços e deformadas por um método de elementos finitos

Os dados (MRD, VRD, MFCTK, a E1) homologados e calculados pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, o novo Documento Técnico DT PD0016

dados geométricos e cargas em unidades do sistema internacional Medida: metros, Força: kN (kilo Newton), Massa: (kg)

Distância entre apoios (metros) Vão em metros: 4.35

Cargas permanentes dist. (kN/m²) Betonilhas: Divisórias: Outras:

Cargas permanentes lineares(kN/m) Valor da carga linear: Distância a um apoio:

SobreCargas (kN/m²) Valor: Psi 1-: Descritivo:

Filtros de Cálculo

VERIFICAR: ▼

Vigota: ▼

Abobadilhas: ▼

Tipo: ▼

Altura Laje: ▼

CALCULAR

Figura 3.1 - Programa de cálculo (2)

O programa de cálculo da Presdouro permite definir a distância entre apoios, a carga permanente distribuída na laje, separando esta em betonilhas, paredes divisórias e outras. Este programa tem em conta as sobrecargas e o fator de combinação da sobrecarga.

Optou-se por este programa de cálculo, devido ao facto de realizar o cálculo de acordo com o Eurocódigo 1 e o Eurocódigo 2 e estar disponível on-line.

3.3 VIGAS

As vigas foram pré-dimensionadas tendo em conta o momento reduzido (μ) económico e considerando as suas condições de apoio, de acordo com o REBAP.

Assim o processo de cálculo realizado foi:

- 1º - Medir o vão (l), distância entre eixos de apoio;
- 2º - Calcular o vão equivalente (l_i);

$$l_i = \alpha \times l \quad (3.10)$$

onde:

$\alpha = 1$, se simplesmente apoiada;

$\alpha = 0.9$, se contínua para um apoio;

$\alpha = 0.8$, se contínua para 2 apoios.

- 3º - Cálculo da altura mínima (h_{\min})

$$h_{\min} = \frac{l_i}{20\eta} \quad (3.11)$$

onde:

$\eta = 0.8$ para A500;

$\eta = 1$ para A400;

$\eta = 1.4$ para A 235.

O valor de η escolhido foi de 0.8, por se ter optado pelo A500 na realização das peças de betão armado.

- 4º - Escolha da altura (h)

A escolha da altura da viga realizou-se tendo em conta a altura mínima requerida e pelas condicionantes arquitetónicas. Para a largura da viga (b) optou-se por fixar nos 0.30 m, respeitando a largura da fachada exterior.

- 5º - Cálculo da carga a atuar na viga (S_d)

$$S_d = 1.35 \times pp_{\text{viga}} + 1.35 \times pp_{\text{paredes exteriores}} + \sum (Vsd \text{ da laje}) + \sum 0.5 \times sd_{\text{lajes armadas paralelas}}. \quad (3.12)$$

onde:

pp_{viga} — peso próprio da viga;

$p_{p_{\text{paredes exteriores}}}$ — peso próprio das paredes exteriores;

- 6º - Cálculo do momento atuante (M_{Ed})

$$M_{Ed} = \frac{Sd \times l^2}{\eta} \quad (3.13)$$

onde:

- $\eta = 8$ para simplesmente apoiada;
- $\eta = 10$ para contínua para um apoio;
- $\eta = 12$ para contínua para dois apoios.

- 7º - Cálculo do momento reduzido (μ)

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (3.14)$$

onde:

- b — largura da viga;
- d — altura útil da viga;
- f_{cd} — valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão

O betão utilizado para o cálculo da estrutura do edifício será o betão C25/30 tendo um f_{cd} de 16.7 MPa.

Utilizando este método de cálculo, recorreu-se a uma folha de Excel para se realizar o pré-dimensionamento de todas as vigas do edifício.

Tabela 3-4 - Pré-dimensionamento das vigas

Pré-dimensionamento de vigas												
Vigas	Vão- L(m)	α (condição de apoio)	Li	hmin	b	h	d	pp	Sd	Msd	μ (condição económica)	
VR-1	5.5	0.8	4.40	0.28	0.3	0.35	0.3	2.63	43.73	110.25	0.24	
VR-2	4.7	0.9	4.23	0.26	0.3	0.35	0.3	2.63	29.55	65.28	0.14	
VR-3	4.7	0.9	4.23	0.26	0.3	0.35	0.3	2.63	41.22	91.06	0.20	
V1-1	4.7	0.9	4.23	0.26	0.3	0.4	0.35	3.00	41.73	92.18	0.15	
V1-2	7.5	0.8	6.00	0.38	0.3	0.6	0.55	4.50	43.76	205.10	0.14	
V1-3	1.3	0.9	1.17	0.07	0.3	0.6	0.55	4.50	43.76	7.39	0.00	
V1-4	8	0.9	7.20	0.45	0.3	0.5	0.45	3.75	42.74	273.55	0.27	
V1-5	8	1	8.00	0.50	0.3	0.6	0.55	4.50	43.76	350.04	0.23	
V1-6	2.5	0.9	2.25	0.14	0.3	0.4	0.35	3.00	41.73	26.08	0.04	
V1-7	5.5	0.8	4.40	0.28	0.3	0.4	0.35	3.00	41.73	105.19	0.17	
V1-8	2.5	0.9	2.25	0.14	0.3	0.4	0.35	3.00	41.73	26.08	0.04	
V1-9	5.5	0.8	4.40	0.28	0.3	0.4	0.35	3.00	41.73	105.19	0.17	
V1-10	4.7	0.9	4.23	0.26	0.3	0.4	0.35	3.00	55.75	123.15	0.20	
V1-11	4.7	0.9	4.23	0.26	0.3	0.4	0.35	3.00	58.26	128.70	0.21	
V1-12	4.7	0.9	4.23	0.26	0.3	0.4	0.35	3.00	30.06	66.40	0.11	
V1-13	4.7	0.9	4.23	0.26	0.3	0.4	0.35	3.00	44.08	97.37	0.16	
V1-14	4.7	0.9	4.23	0.26	0.3	0.4	0.35	3.00	41.73	92.18	0.15	
V1-15	4.7	0.9	4.23	0.26	0.3	0.4	0.35	3.00	41.73	92.18	0.15	
V1-16	4.3	0.8	3.44	0.22	0.3	0.4	0.35	3.00	44.24	81.80	0.13	
V1-17	4.7	0.9	4.23	0.26	0.3	0.4	0.35	3.00	44.24	97.73	0.16	
V2-1	3.35	1	3.35	0.21	0.3	0.55	0.5	4.13	43.25	48.54	0.04	
V2-2	1.3	0.9	1.17	0.07	0.3	0.55	0.5	4.13	43.25	7.31	0.01	
V2-3	8	1	8.00	0.50	0.3	0.55	0.5	4.13	43.25	276.79	0.22	
V2-4	4.65	0.9	4.19	0.26	0.3	0.4	0.35	3.00	41.73	112.79	0.18	
V2-5	4.65	0.9	4.19	0.26	0.3	0.4	0.35	3.00	15.88	34.34	0.06	
V2-6	4.65	1	4.65	0.29	0.3	0.4	0.35	3.00	15.88	34.34	0.06	
V2-7	4.65	1	4.65	0.29	0.3	0.4	0.35	3.00	29.90	64.65	0.11	
V2-8	4.65	0.9	4.19	0.26	0.3	0.4	0.35	3.00	41.73	90.23	0.15	
V2-9	4.65	0.9	4.19	0.26	0.3	0.4	0.35	3.00	41.73	90.23	0.15	
V2-10	4.35	0.8	3.48	0.22	0.3	0.4	0.35	3.00	41.73	78.96	0.13	
V2-11	4.65	0.9	4.19	0.26	0.3	0.4	0.35	3.00	41.73	75.19	0.12	

3.4 PILARES E MURO DE CAVE

Uma vez que o edifício em estudo só apresenta dois pisos, para o pré-dimensionamento dos pilares considerou-se as dimensões propostas pela arquitetura uma vez que cumpriam o disposto no REBAP, onde se define que as dimensões da secção transversal não devem ser inferiores a 0.20 m. As secções serão alteradas após análise nos programas de cálculo para cumprirem as verificações relativas a cada estado limite.

Para os muros da cave considerou-se o proposto pela arquitetura e após uma reunião com a orientadora, decidiu-se optar por uma espessura de 0.25 m, sendo posteriormente verificadas as suas dimensões e alteradas caso não respeitem as verificações dos estados limites.

CAPÍTULO 4

REGULAMENTAÇÃO E AÇÕES DE PROJETO

4.1 REGULAMENTAÇÃO

Para a determinação de ações, combinações, dimensionamento e verificações de segurança neste projeto de estabilidade adotaram-se disposições da regulamentação e normas portuguesas e europeias, nomeadamente:

- NP EN 1990, 2009, EC0 – Eurocódigo 0: Bases Para o projeto de Estruturas; (3)
- NP EN 1991-1-1, 2009, EC1 – Eurocódigo 1: Ações em estruturas;
 - Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecarga em edifícios; (4)
 - Parte 1-4: Ações gerais – Ação do vento. (5)
- NP EN 1992-1-1, 2010, EC2 – Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão Armado; (6)
- NP EN 1997-1, 2010, EC7 – Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico; (7)
- NP EN 1998-1, 2010; EC8 – Eurocódigo 8: Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos;
 - Parte 1: Regras Gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. (8)
- Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (9)

Foram também consultados livros técnicos, como por exemplo as Tabelas Técnicas (10).

4.2 AÇÕES

Nesta secção apresentam-se, de forma sucinta, as ações a considerar no dimensionamento e verificação das estruturas, assim como a sua classificação segundo o Eurocódigo 0.

As ações atuantes podem ser classificadas, de acordo com a sua variação no tempo da seguinte forma:

- Ações permanentes (G) – Peso próprio da estrutura, dos equipamentos fixos e dos pavimentos rodoviários e as ações indiretas causadas por retração e assentamentos diferenciais;
- Ações variáveis (Q) – As sobrecargas nos pavimentos, vigas e coberturas dos edifícios, a ação do vento ou ação da neve;
- Ações acidentais (A) – Explosões ou coque provocado por veículos;

As ações indiretas causadas por deformações impostas podem ser ou não variáveis, e certas ações, como o sismo e a neve, poderão ser consideradas acidentais e/ou variáveis dependendo do local da obra (ver a EN 1991 e a EN1998).

Para além do sismo e da neve, as ações provocadas pela água poderão ser consideradas ações permanentes e/ou variáveis, dependendo não do local, mas sim da sua variação no tempo.

Na classificação das ações é tida em conta a sua variação e intensidade no tempo, mas também devem ser classificadas:

- De acordo com a sua origem, como diretas e indiretas;
- De acordo com a sua variação no espaço, como fixas ou livres;
- De acordo com a sua natureza e/ou com a resposta estrutural, como estáticas ou dinâmicas.

4.2.1 AÇÕES PERMANENTES

Tem-se por ações permanentes (G) todas as ações cuja variação de intensidade no tempo é desprezável, estando presentes na estrutura ao longo de toda a sua vida.

Vão ser consideradas como ações permanentes o peso próprio de todos os elementos estruturais, revestimentos e paredes divisórias, assim como os impulsos de terras nos muros da cave.

Após análise cuidada dos pormenores da arquitetura referentes a lajes e paredes, foi recolhida toda a informação que permitiu, recorrendo ao Eurocódigo 1 e Tabelas Técnicas, quantificar as ações permanentes adotadas neste projeto de estabilidade.

Seguidamente listam-se as cargas permanentes utilizadas no projeto e a sua quantificação.

▪ **Cobertura**

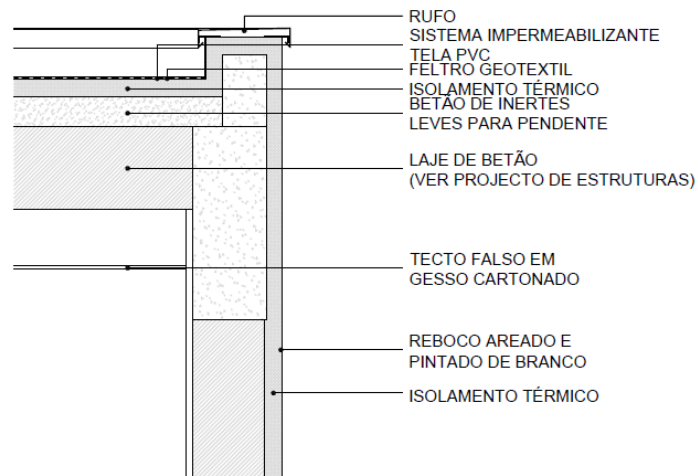


Figura 4.1 – Pormenor construtivo da cobertura (arquitectura)

Tabela 4-1- Cargas permanentes na cobertura

Descrição	Espessura (m)	Peso volúmico (kN/m ³)	Carga (kN/m ²)
Betão leve para pendentes	0.1	8	0.8
Isolamento térmico	0.06	0.3	0.018
Teto Falso	0.013	-	0.2
Total	-	-	1.02

▪ Piso 1

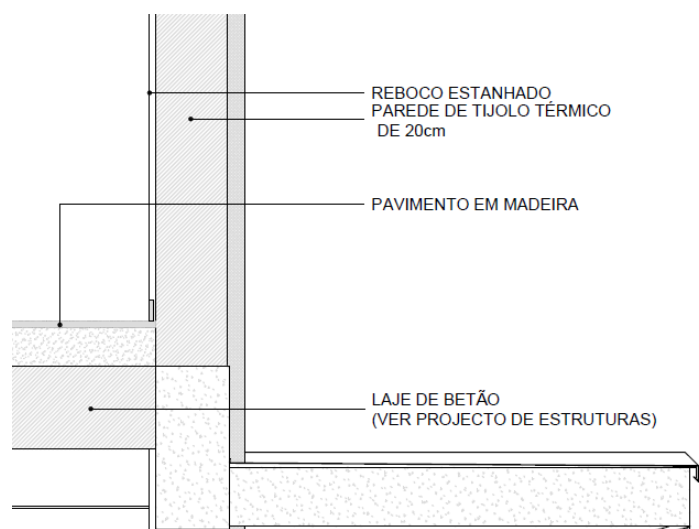


Figura 4.2 – Pormenor construtivo do piso 1 (arquitetura)

Tabela 4-2- Cargas permanentes no piso 1

Descrição	Espessura (m)	Peso volúmico (kN/m ³)	Carga (kN/m ²)
Betão leve para enchimento	0.1	8	0.8
Isolamento térmico	0.06	0.3	0.018
Teto Falso	0.013	-	0.2
Pavimento em madeira	0.02	8	0.16
Total	-	-	1.16

- **Rés do Chão**

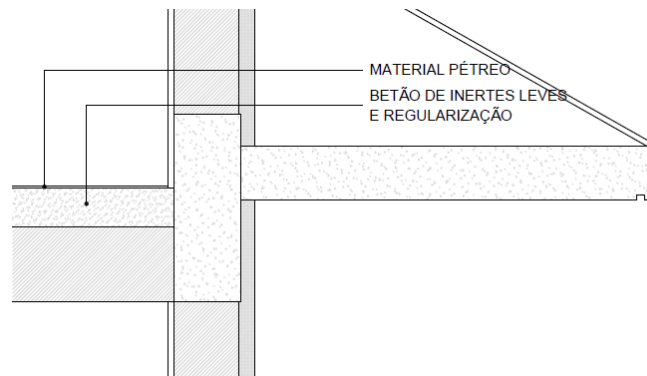


Figura 4.3 - Pormenor construtivo do rés do chão (arquitectura)

Tabela 4-3- Cargas permanentes no rés do chão

Descrição	Espessura (m)	Peso unitário (kN/m ³)	Carga (kN/m ²)
Betão leve para enchimento	0.1	8	0.8
Isolamento térmico	0.06	0.3	0.018
Teto Falso	0.013	-	0.2
Material Pétreo	0.03	28	0.84
Total	-	-	1.85

Pelo lado da segurança, adotou-se um valor correspondente aos revestimentos de 1.9 kN/m².

O peso próprio das lajes maciças é assumido automaticamente pelos programas de cálculo de estruturas utilizados (CYPE e ROBOT). Relativamente às lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas e às lajes nervuradas é necessário definir o peso próprio aquando da sua introdução nos modelos de cálculo.

▪ **Lajes Nervuradas**

Para realização das lajes nervuradas recorreu-se a blocos de aligeiramento da empresa Pavicer, denominados Fungileca, tendo sido utilizadas as suas características no cálculo e modelação numérica.

Os blocos utilizados nas lajes nervuradas são elementos de 0.8m de lado e altura h de 0.20m, sendo cada bloco constituído por três elementos (Figura 4.4).

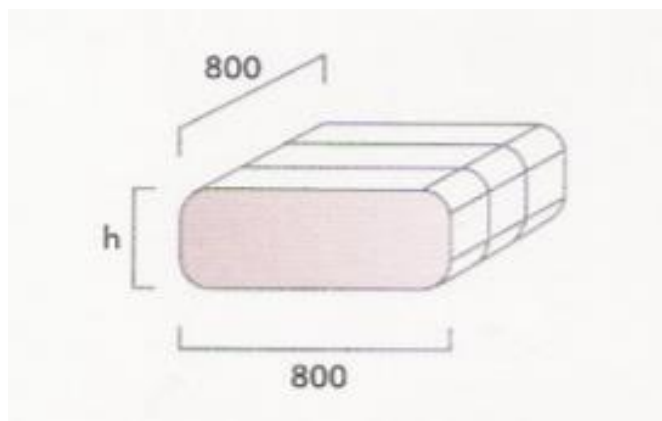


Figura 4.4 - Solução de bloco com 3 peças (11)

Para cumprir a altura mínima fornecida pelo pré-dimensionamento para as lajes nervuradas, foram consideradas lajes com 0.25m de altura total (Figura 4.5), ou seja, com 5 cm de lajeta de compressão.

Adotou-se nervuras com 0.15m de largura espessura que permitem alojar as armaduras longitudinais resistentes à flexão e armaduras transversais resistentes aos esforços transversos.

Assim, por indicação do fabricante, teríamos um peso próprio de 3.655 kN/m² (Figura 4.5) tendo sido adotado o valor arredondado de 3.7 kN/m².

Neste tipo de soluções é necessário a realização de zonas maciças junto aos apoios, exigindo uma especial atenção às dimensões dos mesmos para que nestas zonas sejam só retirados um dos elementos do bloco de modo a que o bloco possa ser fechado, impedindo assim a entrada de betão para os seus orifícios, reduzindo o aligeiramento e aumentando o peso da laje.

L _{min} (cm)	Tipo de Fungil Leça [®]	Designação do Laje	L (cm)	Características Fungil Leça [®]				Elementos de dimensionamento para módulos de três peças					Coeficiente de transmissão térmica		
				C (cm)	H (cm)	Peso Un. (Kg)	Ht (cm)	Lamina de compressão, L _c (cm)	Vol. betão (m ³ /m ²)	Peso Fungil Leça [®] (KN/m ²)	Peso da Laje (KN/m ²)	Inercia (cm ⁴)	Fluxo ascendente (W/m ² , °C)	Fluxo descendente (W/m ² , °C)	Classe de resistência ao fogo
10	FL 20	FL 25n10	80	26,6	20	16	25	5	0,092	0,581	2,881	29691	2,31	1,86	CF90
	FL 25	FL 30n10	80	26,6	25	18	30	5	0,102	0,654	3,216	51130	2,24	1,81	CF120
	FL 30	FL 35n10	80	26,6	30	20	35	5	0,113	0,727	3,551	80109	2,18	1,77	CF120
	FL 35	FL 40n10	80	26,6	35	21	40	5	0,123	0,763	3,849	117698	2,13	1,74	CF180
	FL 40	FL 45n10	80	26,6	40	22	45	5	0,134	0,799	4,148	164712	2,09	1,71	CF180
12	H 20	FL 25n12	80	26,6	20	16	25	5	0,099	0,556	3,026	34264	2,30	1,85	CF90
	FL 25	FL 30n12	80	26,6	25	18	30	5	0,111	0,626	3,400	58501	2,22	1,79	CF120
	FL 30	FL 35n12	80	26,6	30	20	35	5	0,123	0,695	3,774	91465	2,15	1,75	CF120
	FL 35	FL 40n12	80	26,6	35	21	40	5	0,135	0,730	4,114	134128	2,09	1,71	CF180
	FL 40	FL 45n12	80	26,6	40	22	45	5	0,148	0,765	4,454	187406	2,05	1,68	CF180
15	FL 20	FL 25n15	80	26,6	20	16	25	5	0,108	0,522	3,226	40410	2,20	1,04	CF90
	FL 25	FL 30n15	80	26,6	25	18	30	5	0,123	0,587	3,655	68821	2,19	1,78	CF120
	FL 30	FL 35n15	80	26,6	30	20	35	5	0,137	0,652	4,084	107339	2,12	1,73	CF120
	FL 35	FL 40n15	80	26,6	35	21	40	5	0,152	0,685	4,480	157090	2,05	1,68	CF180
	FL 40	FL 45n15	80	26,6	40	22	45	5	0,166	0,717	4,876	219150	1,99	1,64	CF180

Figura 4.5 - Características da laje FungilLeça (11)

▪ **Lajes Aligeiradas de Vigotas Pré-Esforçadas**

Para as lajes aligeiradas de vigotas pré-esforçadas, adotou-se a solução fornecida pelo fabricante PRESDOURO. A laje escolhida foi a laje de vigotas P5-BL33X21-24 (Figura 4.6).

Esta solução verifica a altura mínima do pré dimensionamento assim como a segurança aos estados limites últimos, fendilhação e deformação.

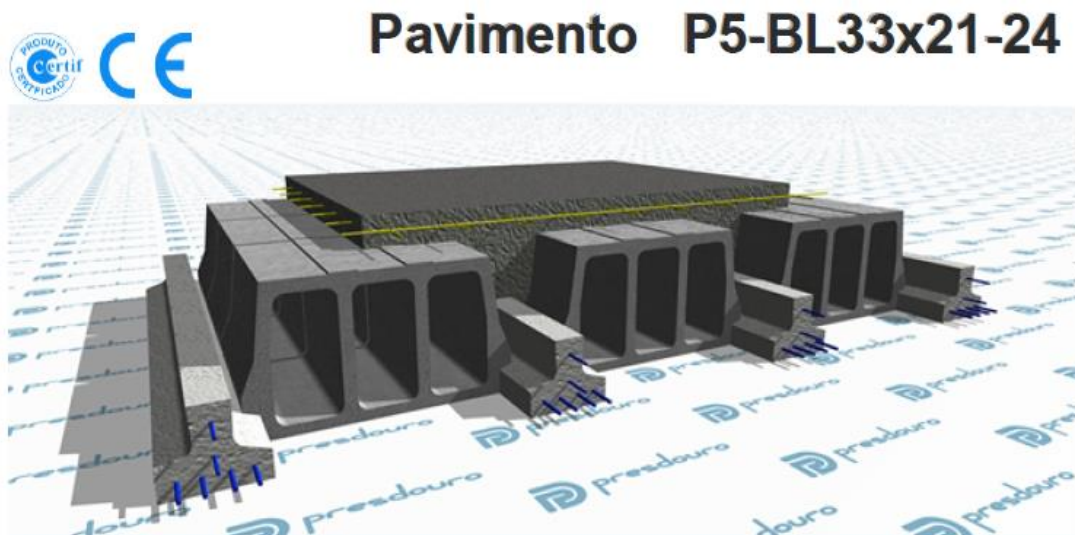


Figura 4.6 - Solução da laje aligeirada de vigotas pré-esforçadas (2)

É de notar que também é possível obter os dados geométricos e mecânicos da laje de vigotas para modelação posterior com os programas de cálculo, ficando estes mais próximos da realidade. A informação fornecida pelo fabricante (ver Figura 4.7) contempla dados geométricos e mecânicos que permitem fazer as verificações de segurança regulamentares.

Apesar de o peso próprio da laje ser 2.66 kN/m², utilizou-se 3.35 kN/m², pois poderão ser utilizadas lajes de outro fornecedor, estando-se assim pelo lado da segurança relativamente ao cálculo e permitindo outras opções para a realização desta laje.

Dados Geométricos

Altura total ...	240 mm
Acima da abobadilha...	30 mm
Quantidade vigotas ...	2.22 metros /m2
Quantidade abobadilhas...	8.77 Unidades /m2
Betão enchimento...	67.7 Litros /m2
Distância entre vigotas ...	456 mm
Distância entre abobadilhas...	330 mm

Dados Mecânicos

Peso total ...	2.66 kN /m2
EI ...	14650 kN.m2/m
MRd ...	64.7 kN.m/m
Mfctk ...	35.5 kN.m/m
VRd ...	28.5 kN /m

Armadura de distribuição (transversal com as vigotas) : 188 mm²/ m para A400 ou 151 mm²/ m em A500
 Armadura de distribuição (alinhamento das vigotas) : 94 mm²/ m para A400 ou 75 mm²/ m em A500

Figura 4.7 - Dados geométricos e mecânicos da laje de vigotas

▪ Paredes Exteriores

Na modelação do edifício nos programas de cálculo automático, considerou-se uma carga linear sobre as vigas onde a fachada exterior se apoia. Para o cálculo do peso das paredes exteriores teve-se em conta o corte fornecido no projeto de arquitetura, e as indicações do Eurocódigo 1 e das Tabelas Técnicas. Com base na Figura 4.8, obteve-se os valores fornecidos na Tabela 4-4:

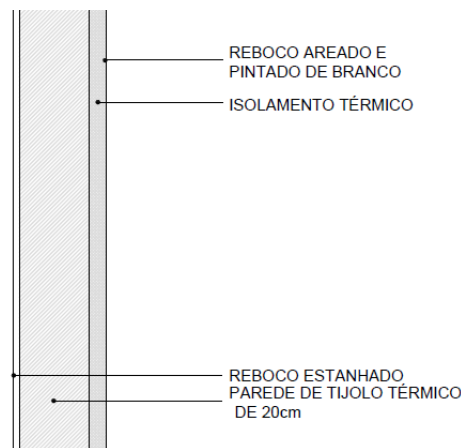


Figura 4.8 – Revestimentos da parede exterior (arquitetura)

Tabela 4-4 - Peso da parede exterior

Descrição	Espessura (m)	Altura (m)	Peso volúmico (kN/m ³)	Carga (kN/m)
Reboco estanhado	0.02	3.4	12	0.82
Isolamento térmico	0.06	3.4	0.3	0.06
Alvenaria de tijolo	0.2	3.4	14	9.52
Reboco areado	0.02	3.4	21	1.43
Total	-	-	-	11.83

Apesar de no corte da arquitetura estar especificada alvenaria de tijolo térmico, optou-se por usar o peso de alvenaria de tijolo furado vulgar por ter um peso volúmico mais condicionante que o térmico. Para ter em conta a presença de janelas e portas nas paredes exteriores, retirou-se 15% na quantificação da carga linear correspondente às fachadas.

Assim, o valor utilizado para a carga correspondente às paredes exteriores foi de:

$$11.83 - (0.15 \times 11.83) = 10.05 \text{ KN/m} \quad (4.1)$$

▪ Paredes divisórias

O projeto de arquitetura não possuía informação quanto à constituição das paredes divisórias, tendo-se optado por considerar paredes com 0.15m de espessura e com as características abaixo descritas.

Tabela 4-5 - Peso próprio das paredes divisórias

Descrição	Altura (m)	Peso unitário (kN/m ²)	Carga (kN/m)
Parede de tijolo cerâmico furado de 11 cm com reboco em ambas as faces	2.85	1.4	3.99

De acordo com NP EN 1991-1-1 6.3.1.2(8), as paredes divisórias podem ser consideradas como carga uniformemente distribuída q_k , ou seja, como variável que deve ser adicionada às sobrecargas dos pavimentos, desde que o pavimento possua uma constituição que permita uma distribuição eficaz de cargas.

Essa carga uniformemente distribuída depende do peso próprio das divisórias, tomando os seguintes valores:

- Para divisórias amovíveis com um peso próprio ≤ 1.0 kN/m de comprimento de parede: $q_k=0.5\text{kN/m}^2$;
- Para divisórias amovíveis com um peso próprio $> 1\text{kN/m}$ e ≤ 2.0 kN/m de comprimento de parede: $q_k=0.8\text{kN/m}^2$;
- Para divisórias amovíveis com um peso próprio > 2.0 kN/m e ≤ 3 kN/m de comprimento de parede: $q_k=1.2\text{kN/m}^2$.

Tendo em conta o definido pelo NP EN 1991-1-1 6.3.1.2(8) e a Tabela 4-5, as paredes divisórias do projeto não podem ser consideradas como paredes divisórias amovíveis.

Segundo o artigo publicado pela empresa New Steel Construction (12), se uma parede divisória estiver definida nas plantas de arquitetura essas paredes podem ser calculadas como carga permanente.

Aplicando os conhecimentos adquiridos ao longo do curso e o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP), segundo o Artº15, se o edifício possui pavimentos na sua constituição que garantam uma distribuição eficaz das cargas, o peso das paredes divisórias poderá se assimilar a uma carga permanente distribuída em todo o pavimento com os valores característicos por metro quadrado, que corresponde a uma percentagem do peso de uma parede com o comprimento de 1 m e com altura da parede. Esta percentagem será igual a 40% no caso de pavimentos com utilização do tipo “Habitação”.

A carga correspondente às paredes divisórias foi considerada permanente e, aplicando o artigo 15 do RASEEP, obteve-se o seguinte valor:

Tabela 4-6 – Carga correspondente às paredes divisórias

Descrição	Altura (m)	Peso unitário (kN/m ²)	Carga (kN/m)	Percentagem	Carga Final (kN/m ²)
Parede de tijolo cerâmico furado de 11 cm com reboco em ambas as faces	2.85	1.4	3.99	0.4	1.6

Nos modelos estruturais dos programas de cálculo, considerou-se para carga das paredes divisórias um valor final de 1.6 kN/m².

▪ **Impulso das Terras**

Segundo a NP EN 1997-1 9.5.2(1), as pressões das terras devem ser calculadas a partir do estado de tensão em repouso, se não se desenvolverem movimentos relativos entre a estrutura de suporte e o terreno.

No presente projeto, os muros da cave estão sempre travados ao nível superior pelas lajes e vigas dos pavimentos, tal como é possível de ver na Figura 4.9, não havendo assim movimentos relativos entre a estrutura e o terreno.

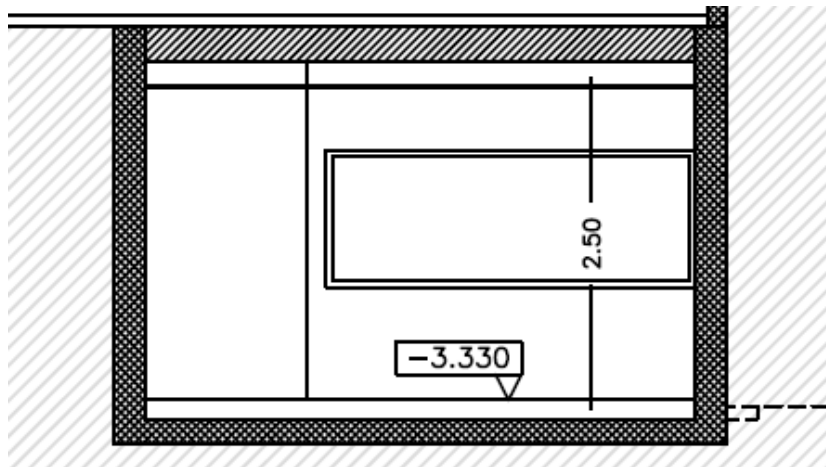


Figura 4.9 - Corte da cave

Para quantificação dos impulsos das terras foi considerado o diagrama triangular de pressões correspondente aos impulsos em repouso, cujo coeficiente se define de seguida.

$$K_0 = (1 - \sin\phi'd) \quad (4.2)$$

onde:

K_0 — coeficiente de impulso em repouso;

$\phi'd$ — ângulo de atrito de cálculo.

Considerando um ângulo de atrito de cálculo de 30° obteve-se um K_0 de:

$$K_0 = (1 - \sin 30) = 0.5 \quad (4.3)$$

Para se obter a tensão horizontal em repouso necessária para efetuar o cálculo do impulso das terras, é necessário a tensão vertical em repouso das mesmas.

A tensão total vertical em repouso obtém-se somando a tensão vertical efetiva com a tensão da água:

$$\sigma_v = \sigma_v' + \mu \quad (4.4)$$

onde:

σ_v — tensão vertical total;

σ_v' — tensão vertical efetiva;

μ — tensão da água.

CAPÍTULO 4

Como os muros serão todos drenados, para evitar problemas futuros dentro da cave e da garagem devido a presença da água, considerou-se $\mu = 0$.

Tem-se:

$$\sigma_v = \sigma_v' \quad (4.5)$$

A tensão total vertical é calculada pela seguinte equação:

$$\sigma_v = \gamma \times h \quad (4.6)$$

onde:

γ — peso volúmico das terras;

h — altura das terras.

Como a tensão vertical total é igual à tensão vertical efetiva, e considerando um peso volúmico de 19 kN/m^3 , tem-se:

$$\sigma_v' = 19 \times 3.33 = 63.27 \text{ kN/m}^2 \quad (4.7)$$

A tensão horizontal efetiva é obtida multiplicando a tensão vertical efetiva pelo coeficiente de impulso em repouso, demonstrado na expressão (4.8).

$$\sigma_h' = K_0 \times \sigma_v' \quad (4.8)$$

onde:

σ_h' — tensão horizontal efetiva.

Como indicado anteriormente, a tensão da água será zero, assim temos:

$$\sigma_h = \sigma_h' \quad (4.9)$$

Assim, sabendo que a tensão a considerar no tardo do muro de contenção é calculada pela expressão(4.8), temos:

$$\sigma_h' = 0.5 \times 63.27 = 31.64 \text{ kN/m}^2 \quad (4.10)$$

Portanto, o impulso das terras a considerar no tardo do muro da cave e da garagem tem uma distribuição triangular com um máximo de 31.64 kN/m^2 .

A cobertura da garagem tem um revestimento vegetal com 0.25m de altura. Considerando o cálculo da expressão (4.6), tem-se um peso de:

$$\sigma_v' = 19 \times 0.25 = 4.75 \text{ kN/m}^2 \quad (4.11)$$

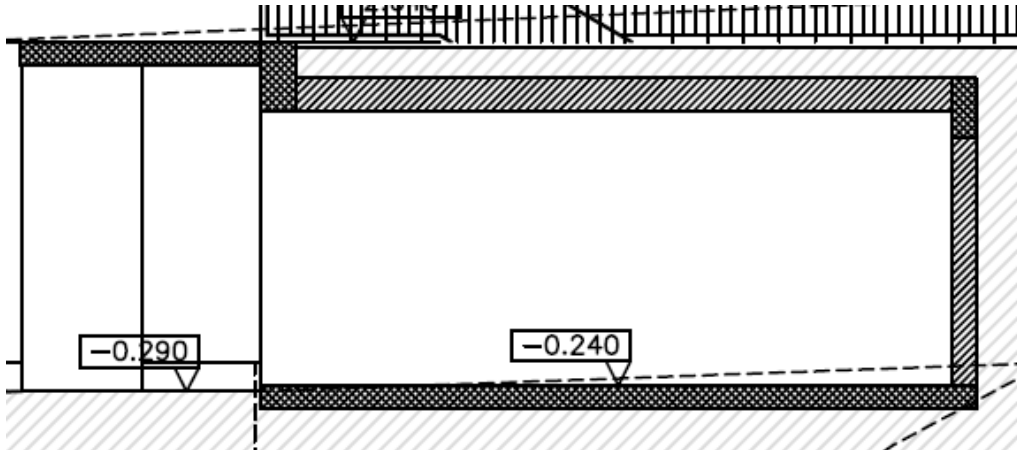


Figura 4.10 - Corte transversal da garagem

▪ Escadas

Para o cálculo das escadas considerou-se os mesmos revestimentos contabilizados para os pisos, ou seja, o valor 1.9 kN/m².

Para além desta carga permanente contabilizou-se o peso dos degraus, considerando-se uma espessura de betão correspondente à sua meia altura (altura dos degraus aproximadamente 0.20m), sendo o valor adotado de 2.5 kN/m², fornecido pela expressão (4.12).

$$P_{pdegraus} = 25 \times 0.1 = 2.5 \text{ kN/m}^2 \quad (4.12)$$

4.2.2 AÇÕES VARIÁVEIS

▪ Sobrecargas

As sobrecargas foram quantificadas segundo o Eurocódigo 1, Anexo Nacional, onde no Quadro NA-6.2 (Figura 4.11) se definem as sobrecargas em pavimentos, varandas e escadas de edifícios.

<i>Categorias de zonas carregadas</i>	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
<i>Pavimentos</i>		
<i>Categoria A</i>	2,0	2,0
<i>Categoria B</i>	3,0	4,0
<i>Categoria C</i>		
<i>C1</i>	3,0	4,0
<i>C2</i>	4,0	4,0
<i>C3</i>	5,0	4,0
<i>C4</i>	5,0	7,0
<i>C5</i>	6,0	4,5
<i>Categoria D</i>		
<i>D1</i>	4,0	4,0
<i>D2</i>	5,0	6,0
<i>Varandas</i>	<i>Ver a Nota 1</i>	<i>Ver a Nota 3</i>
<i>Escadas</i>	<i>Ver a Nota 2</i>	<i>Ver a Nota 3</i>
<i>NOTA 1: Deve adoptar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente, com um mínimo de 5,0 kN/m² numa faixa de 1 m de largura adjacente ao parapeito.</i>		
<i>NOTA 2: Deve adoptar-se uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente, com um mínimo de 3,0 kN/m².</i>		
<i>NOTA 3: Deve adoptar-se uma sobrecarga concentrada idêntica à do pavimento adjacente.</i>		

Figura 4.11 - Quadro NA-6.2 (4)

O Eurocódigo 1 define a categoria A para atividades domésticas e residenciais, tendo sido adotado o valor de 2 kN/m² para a sobrecarga em todas as divisões da habitação, exceto a cobertura.

Para as escadas o Eurocódigo define que se deve adotar uma sobrecarga uniformemente distribuída idêntica à do pavimento adjacente com um mínimo de 3.0 kN/m².

Com esta imposição, e dado que o valor adotado para os pisos adjacentes foi de 2 kN/m², o valor adotado para as escadas foi o mínimo imposto de 3.0 kN/m².

O Eurocódigo 1, define no Quadro NA-6.10 (Figura 4.12), as sobrecargas para coberturas não acessíveis.

<i>Cobertura</i>	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
<i>Categoria H</i>	0,4	1,0
<i>NOTA: A sobrecarga uniformemente distribuída q_k pode actuar em toda ou em parte da área da cobertura.</i>		

Figura 4.12 - Quadro NA-6.10 (4)

O Eurocódigo 1 define como categoria H as coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparação correntes.

Apesar do Quadro NA-6.10 sugerir uma sobrecarga de 0.4, o valor escolhido foi de 1 kN/m² estando assim pelo lado da segurança, contabilizando os equipamentos e a opção de ir uma pessoa ao topo da cobertura para realizar manutenção.

▪ Ação Variável Vento

Para determinação da ação do vento, considerou-se o Eurocódigo 1 Parte 1-4 (5), definiu-se um procedimento de cálculo, que teve em conta os passos necessários para se obter o valor final da pressão do vento. O procedimento adotado foi:

1. Escolha do valor básico da velocidade de referência do vento – $v_{b,0}$

Para o valor básico do vento consideram-se duas zonas no país, a zona A e B. Na zona A considera-se toda a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B. Na zona B considera-se os arquipélagos dos Açores e da Madeira e regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou altitudes superiores a 600 m.

A habitação objeto deste projeto situa-se no concelho de Vila Nova de Gaia, na freguesia de Avintes, estando assim a mais de 5km da zona costeira e com uma altitude inferior a 600 m, tendo sido considerada a Zona A para $v_{b,0}$.

2. Cálculo da do valor de referência da velocidade do vento, v_b

$$v_b = C_{dir} \times C_{season} \times v_{b,0} \quad (4.13)$$

onde:

v_b — valor de referência da velocidade do vento, definido em função da direção do vento e da época do ano a uma altura de 10 m acima da superfície de um terreno de categoria II;

C_{dir} — coeficiente de direção;

C_{season} — coeficiente de sazão;

$v_{b,0}$ — valor básico da velocidade de referência do vento.

Segundo o Eurocódigo 1 Parte 1-4 (5), o valor recomendado para C_{dir} e para C_{season} é de 1.0, estando sujeito a alterações de acordo com os anexos nacionais de cada país.

Portanto, tem-se que o valor base é igual ao valor de referência:

$$v_b = v_{b,0} \quad (4.14)$$

3. Cálculo da pressão dinâmica de referência, q_b

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad (4.15)$$

onde:

ρ — massa volúmica do ar, a qual depende da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica para a região, sendo o valor recomendado de 1.25 Kg/m³.

4. Pressão dinâmica de pico, q_p

Após o cálculo da pressão dinâmica de referência, procede-se ao cálculo da pressão dinâmica de pico, onde se tem em conta a variação da exposição do vento dependendo da altura acima do solo do edifício. Esta pressão é dada por:

$$q_p = C_e(z) \times q_b \tag{4.16}$$

onde:

$C_e(z)$ — coeficiente de exposição.

O coeficiente de exposição é obtido tendo em conta a altura acima do solo e a categoria do terreno, e pode ser obtido consultando o gráfico fornecido pelo Eurocódigo 1 (ver Figura 4.13), considerando o coeficiente de orografia (C_o) igual a 1 e um coeficiente de turbulência (K_t) igual a 1.

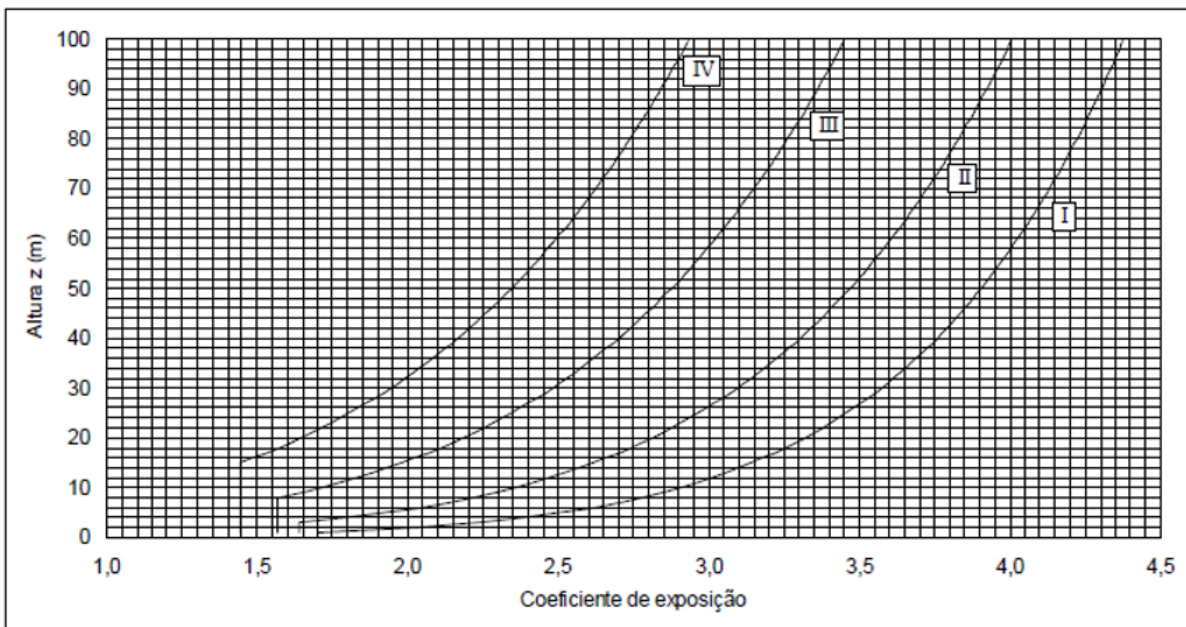


Figura 4.13 - Coeficiente de exposição, $C_e(z)$ (5)

As categorias do terreno estão organizadas na norma em quatro zonas distintas como é possível ver na Figura 4.14.

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15
<i>NOTA 1: As categorias de terreno II, III e IV estão ilustradas em A.1.</i>			
<i>NOTA 2: O coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$, é ilustrado na Figura NA.1.</i>			

Figura 4.14 - Categorias do terreno

5. Cálculo da pressão exterior, W_e

$$W_e = q_p(z_e) \times C_{pe} \quad (4.17)$$

onde:

(z_e) — altura de referência para a pressão exterior;

C_{pe} — coeficiente de pressão exterior.

A altura de referência do edifício a ter em conta é definida no Eurocódigo 1, considerando as dimensões do edifício, h e b , sendo h a altura e b a fachada do edifício. Estas alturas são determinadas segundo a Figura 4.15.

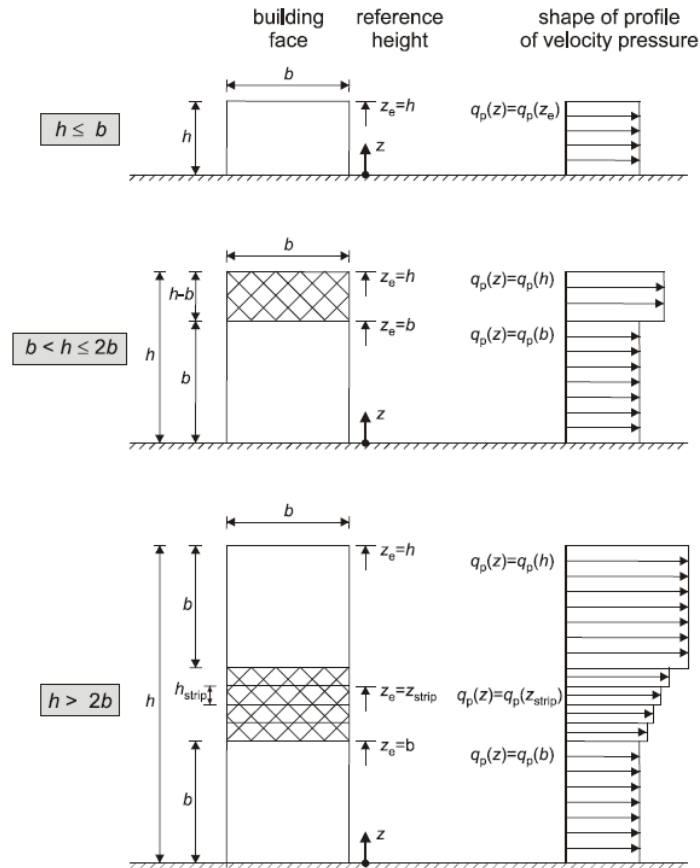


Figura 4.15 - Altura de referência z_e em função de h e b (5)

Os coeficientes de pressão exterior dependem das dimensões da fachada ou do elemento carregado. Os coeficientes são fornecidos para elementos de 1 m^2 e de 10 m^2 . O coeficiente para elementos de 1 m^2 é representado por $C_{pe,1}$ (coeficientes locais) e por $C_{pe,10}$ (coeficientes globais).

Dado que o vento será calculado para as fachadas exteriores, tendo elas áreas superiores a 10 m^2 , o C_{pe} utilizado foi o $C_{pe,10}$.

Para o cálculo do $C_{pe,10}$, foi necessário determinar primeiro a localização das zonas de cálculo, como exemplificado na Figura 4.16

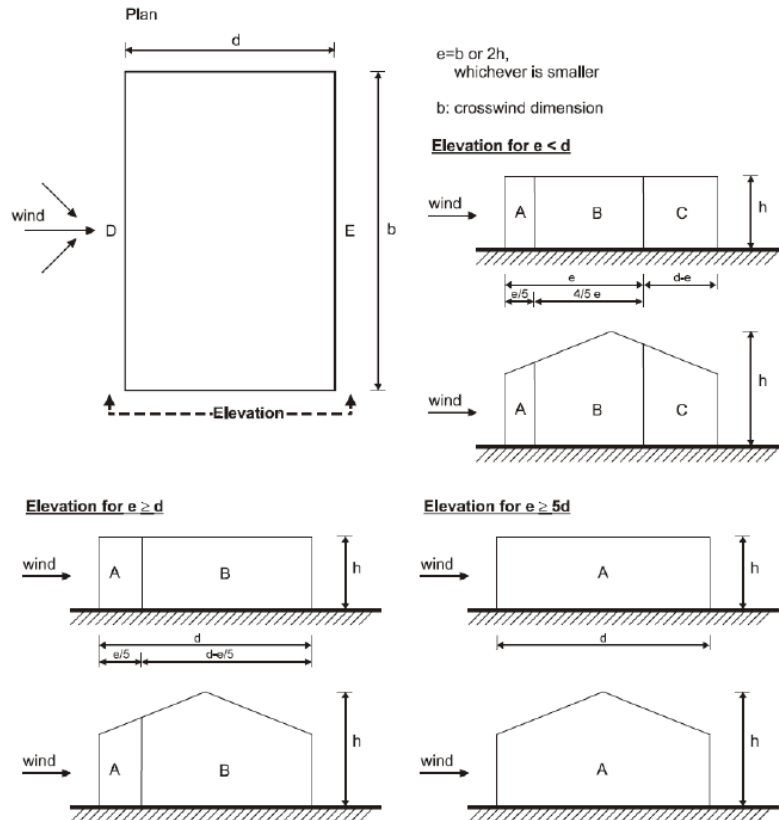


Figura 4.16 - Localização das zonas de cálculo do C_{pe} (5)

Após a definição das zonas de cálculo, procede-se ao cálculo do $C_{pe,10}$, utilizando os valores de cálculo recomendados do Eurocódigo 1, Figura 4.17. É de notar que se o valor de h/d não corresponder ao enunciado na Figura 4.17 é necessário recorrer a uma interpolação linear.

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Figura 4.17 - Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior (5)

Para o edifício em análise, situado em Avintes, Vila Nova de Gaia, considera-se a zona de localização A e categoria de terreno II.

Assim para a direção X e Y, tem-se resumido na Tabela 4-7 os valores de cálculo utilizados para realizar o cálculo da ação característica do vento.

Para o valor final da ação do vento realizou-se uma soma vetorial das suas ações correspondentes as zonas D e E, dado por:

$$W_{ex} = 0.70 + 0.34 = 1.04 \quad (4.18)$$

$$W_{ey} = 0.70 + 0.34 = 1.04 \quad (4.19)$$

Tabela 4-7 - Resumo do cálculo da ação do vento

Coeficientes	Direção X	Direção Y
vb	27	27
Ze	6.5	6.5
qb	0.456 kPa	0.456 kPa
Ce(6.5)	2.1	2.1
qp	0.957 kPa	0.957 kPa
h	6.50	6.50
b	13	14
d	14	14
h/d	0.46	0.5
e	13	13
Cpe,A	-1.2	-1.2
Cpe,B	-0.8	-0.8
Cpe,C	-0.5	-
Cpe,D	0.72	0.73
We,A	-1.15	-1.15
We,B	-0.76	-0.76
We,C	-0.48	-
We,D	0.70	0.70
We,E	-0.34	-0.34

A materialização do efeito do vento no Robot foi realizada recorrendo aos “cladings” nas fachadas e aplicando a carga nos mesmos, como se pode verificar pela Figura 4.18.

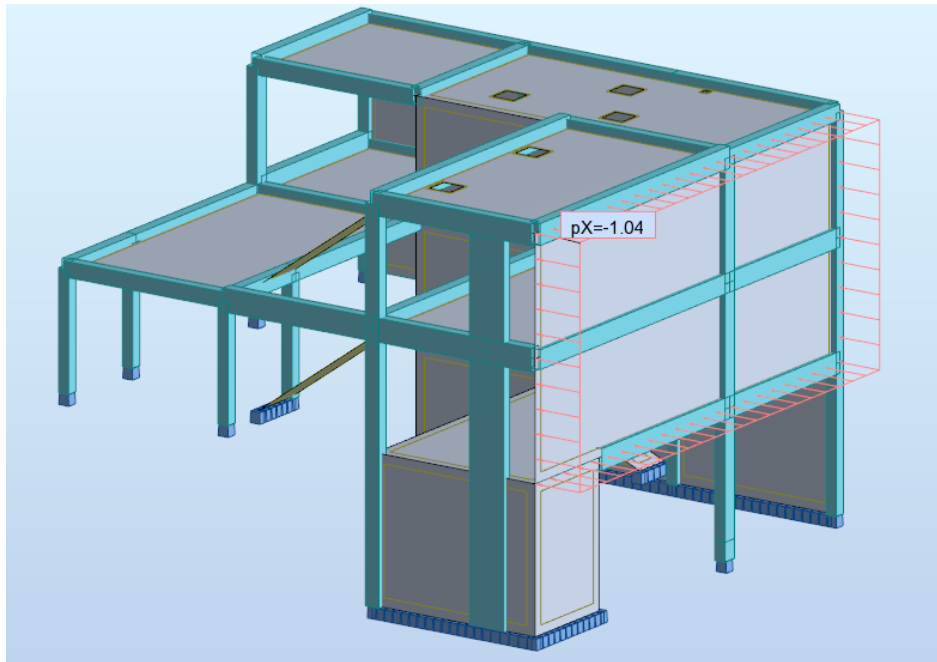


Figura 4.18 - Exemplo de aplicação da carga do vento

A introdução do vento no CYPE é mais simplificada, exigindo apenas a definição do país, as ações em cada direção, os dados da localização, categoria do terreno e a orografia, como exemplificado na Figura 4.19.

Norma para o cálculo da sobrecarga de vento

- Portugal
- UE
- Método geral
- Alemanha
- Bélgica
- Bulgária
- Cyprus
- Espanha
- França
- Itália
- Reino Unido
- Roménia
- Rússia
- África do Sul
- Argélia
- Marrocos
- Argentina
- Bolívia
- Brasil
- Chile
- Colômbia
- Costa Rica
- Cuba
- El Salvador
- Equador
- Guatemala
- Honduras
- México
- Nicarágua
- Panamá
- Paraguai
- Peru
- República Dominicana
- Uruguai
- Venezuela
- Canadá
- USA
- China
- Índia
- Singapura

Eurocódigo 1 RSA

NP EN 1991-1-4 (2005)
Eurocódigo 1: Acções em Estruturas.
Parte 1-4: Acções Gerais - Acções de vento.
Documento Nacional de Aplicação para Portugal (NP EN 1991-1-4/NA (2010))

Acção de vento segundo X + X 1.04 - X 1.04
 Acção de vento segundo Y + Y 1.04 - Y 1.04

Larguras de banda: Y 13.00 X 14.00

Dados da localização
Zona
 A (27 m/s) B (30 m/s)
A generalidade do território, excepto as regiões pertencentes à zona B

Com Coeficiente direccional

Categoria do terreno
 Única Segundo direcção
 I II III IV
Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura

Orografia do terreno
Direcção transversal (X) Direcção longitudinal (Y)
 Plano Ascendente Descendente Colina

Figura 4.19 - Introdução do vento no programa CYPE

▪ **Ação Sísmica**

Análise sísmica é uma análise de elevada importância, devido ao historial sísmico português. Portugal encontra-se situado na placa Euro-Asiática, limitada a sul pela falha Açores-Gibraltar sendo esta a fronteira entre as placas Euro-Asiática e a placa Africana, e a oeste pela placa Norte Americana.



Figura 4.20 - Caracterização das placas tectónicas de Portugal (13)

Tendo em consideração que o sismo é um fenómeno natural e que a sua imprevisibilidade é elevada, o cálculo das ações sísmicas é de extrema importância. Para este cálculo, deve-se fazer análise na direção X e Y mas tendo sempre em conta a componente Z.

A componente Z torna-se importante quando a arquitetura contempla elementos sujeitos a entrar em ressonância devido a este efeito, como por exemplo, palas, varandas, etc.

Segundo o Eurocódigo temos dois tipos de ações sísmicas, Tipo 1 e 2.

A ação sísmica Tipo 1 refere-se a sismos com epicentro no mar, a grande distância do continente e tem como origem os movimentos inter-placas das placas europeia e africana. Este tipo de sismo caracteriza-se por uma grande distância focal, uma duração maior, geralmente acima dos 30 segundos, com frequências predominantemente baixas, em torno de 1 Hz e um componente vertical pouco importante em relação à componente horizontal.

A ação sísmica Tipo 2 refere-se a sismos com epicentro em terra, tem como origem movimentos intra-placas. Este tipo de sismo caracteriza-se por pequena distância focal, uma duração menor do que a do Tipo 1, entre os 7 e 14 segundos e com frequências predominantemente altas, entre os 3 e 3.5 Hz. A componente vertical é importante, podendo mesmo chegar à ordem de grandeza da componente horizontal.

A quantificação de ações pode ser feita através de acelerações, de acordo com espectros de potência, sendo esta uma análise dinâmica, mas do domínio da frequência, ou de acordo com espectros de resposta, sendo esta uma análise dinâmica, modal e Rayleigh.

O caso de estudo foi calculado recorrendo a espectros de resposta elástica e de cálculo. Estes espectros dependem da zona do território em que o edifício se encontra implantado, zonas sísmicas, coeficiente de comportamento, tipo do terreno, classe e coeficiente de importância do edifício e do amortecimento viscoso.

As zonas sísmicas são divididas, no Eurocódigo 8, em 6 zonas para o sismo Tipo 1 e em 5 zonas para o sismo Tipo 2, como se pode verificar na Figura 4.21.

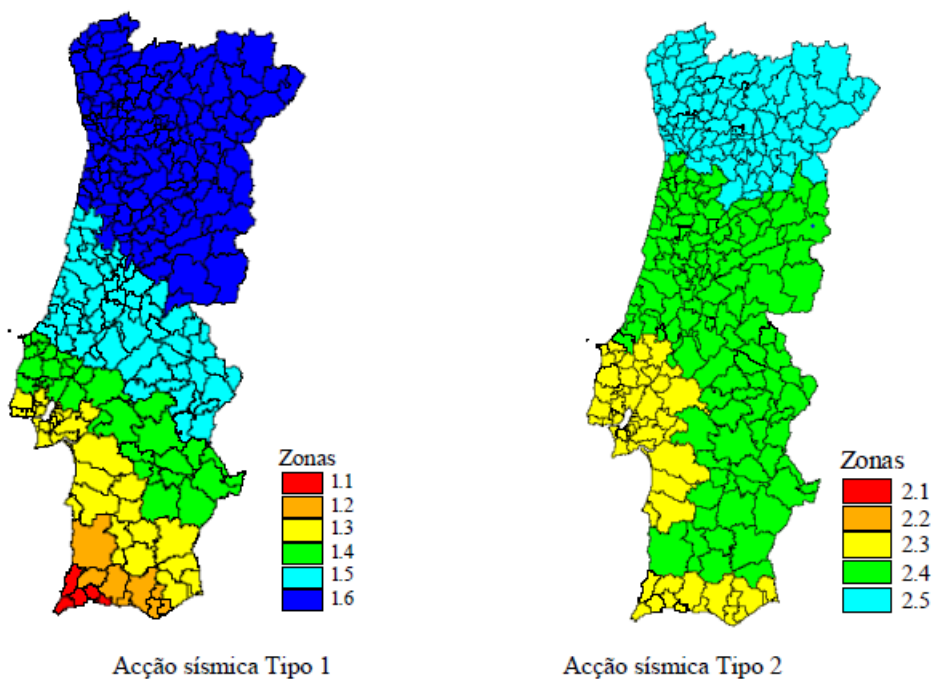


Figura 4.21 - Zonamento sísmico em Portugal Continental (8)

O edifício em estudo, dada a sua localização, está numa zona sísmica 1.6 e 2.5. O tipo de terreno considerado foi o tipo D, devido a não existirem ensaios de prospeção geotécnica, estando assim pelo lado da segurança.

Para o edifício em questão definiu-se a classe de importância II, uma vez que é um edifício corrente. O coeficiente de importância é definido no Eurocódigo 8 – 1 4.2.5(5) de valor 1 para edifícios de classe II. O amortecimento viscoso foi definido com 5%, sendo uma prática de boa utilização para os cálculos.

O coeficiente de comportamento é um coeficiente onde se tem em conta a ductilidade dos elementos estruturais, isto é, a capacidade de dissipar energia. Após a ocorrência de sismos fortes as secções de betão frequentemente têm fissuração generalizada passando assim do domínio elástico para o domínio plástico.

Devido à complexidade das análises não lineares, o Eurocódigo 8 permite que se realize um cálculo pelos espectros de cálculo para a obtenção dos esforços. Para a obtenção dos deslocamentos finais é necessário multiplicar os deslocamentos obtidos no espectro de cálculo pelo coeficiente de comportamento, para se obter os deslocamentos reais.

O coeficiente de comportamento, q , é obtido pela seguinte expressão:

$$q = q_0 \times K_w \geq 1.5 \tag{4.20}$$

onde:

q_0 — coeficiente de comportamento de referência;

K_w — coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0\alpha_w/\alpha_1$	$4,5\alpha_w/\alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0\alpha_w/\alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Figura 4.22 - Valor básico de q_0 , para sistemas regulares em altura (8)

O coeficiente de comportamento de referência pode ser obtido pela Figura 4.22, onde se tem em conta o tipo estrutural do caso de estudo, para o qual se considera um sistema porticado. Assim sendo, o valor q_0 é obtido por:

$$q_0 = 3.0 \times \frac{\alpha_u}{\alpha_l} \tag{4.21}$$

onde:

α_u — valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo;

α_l — valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez resistência à flexão em qualquer elemento de estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo.

O Eurocódigo 8 define que se o valor de α_u/α_l não tiver sido calculado por um método explícito, pode-se adotar o valor de $\alpha_u/\alpha_l = 1.3$ para edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos.

O valor de K_w pode ser obtido por:

$$K_w = \begin{cases} 1.0 & \text{para sistemas porticados} \\ (1+\alpha_0)/3 \leq 1, \text{ mas não inferior a } 0.5, & \text{para sistemas parede} \end{cases} \quad (4.22)$$

onde:

α_0 — esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural.

Assim o valor de K_w adotado foi 1.0. Sabendo os valores de q_0 e de K_w , o valor do coeficiente de comportamento é de:

$$q = (3.0 \times 1.3) \times 1 = 3.9 \quad (4.23)$$

O Eurocódigo 8 propõe para o cálculo dos espectros de resposta o seguinte método:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = ag \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} + \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.24)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = ag \times S \times \left(\frac{2.5}{q} \right) \quad (4.25)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = ag \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \times ag \quad (4.26)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = ag \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \geq \beta \times ag \quad (4.27)$$

onde:

S_d — espectro de cálculo;

T — período de vibração;

a_g — aceleração de projeto à superfície para um terreno do tipo A;

T_B — limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C — limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D — valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S — coeficiente de solo;

β — coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

O cálculo dos espectros de resposta realizou-se recorrendo a uma folha de Excel, da auditoria do aluno Santos, A nº 1970780 facultada nas aulas de dinâmica, estando esta preparada para fornecer a envolvente dos espectros de cálculo para o programa de cálculo Robot Structural Analysis Professional.

Após a introdução dos dados, a folha fornece os espectros de cálculo, elásticos e a envolvente dos espectros da ação sísmica a atuar no local da obra, com a possibilidade de gerar os espectros para introdução no programa de cálculo Robot Structural Analysis Professional,

Esta opção não será necessária para o programa de cálculo CYPE, dado que o programa realiza a análise sísmica, conforme está explicitado no Anexo 3.

Como se pode verificar pela Figura 4.23, a ação do Tipo 2 é a ação mais gravosa para a situação de projeto da estrutura em análise, sendo esta a definir os maiores limites superiores no patamar de aceleração constante e para a envolvente.

NP EN 1998-1 (2010)
Espectros de Resposta Horizontais, para a Análise Elástica Linear

Dados da Estrutura:

Local da Obra, Concelho: **Manteigas**
 Código do Município: **908**

Tipo de Terreno: **D** Descrição: Depósitos de solos não coesivos de compacidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura.

Classe de Importância: **II** Descrição: Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.

Coefficiente de Amortecimento (ξ): **5%** (5.2.2(1)P)

Tipo Estrutural: **Pórtico, estrutura mista ou paredes acopladas** (5.2.2(2))

Sistema Regular em altura: **Sim** Características do Edifício: **Edifícios de vários pisos e vários vãos** $\alpha_u / \alpha_1 = 1.30$ $q_0 = 3.90$
 $kw = 1.00$

Coefficiente de Comportamento (q): **3.90** (5.2.2(1))

Espectros de Resposta Horizontais, para a Análise Elástica:

Ação Sísmica TIPO 1

Zona: 1.6 {NA - 3.2.1(2)}
 $a_{gR} = 0.35$ {NA - 3.2.1(2)}
 $\gamma_1 = 1.00$ {NA - 4.2.5(5)P}
 $a_g = 0.35$ {3.2.2(1)}
 $S = 2.00$ {NA - 3.2.2(2)}
 $S_{max} = 2.00$ {NA - 3.2.2(2)P}
 $TB(s) = 0.10$ {NA - 3.2.2(2)P}
 $TC(s) = 0.80$ {NA - 3.2.2(2)P}
 $TD(s) = 2.00$ {NA - 3.2.2(2)P}
 $\eta = 1.00$ {3.2.2(3)}
 $\beta = 0.20$

Ação Sísmica TIPO 2

Zona: 2.4 {NA - 3.2.1(2)}
 $a_{gR} = 1.10$ {NA - 3.2.1(2)}
 $\gamma_1 = 1.00$ {NA - 4.2.5(5)P}
 $a_g = 1.10$ {3.2.2(1)}
 $S = 1.97$ {NA - 3.2.2(2)P}
 $S_{max} = 2.00$ {NA - 3.2.2(2)P}
 $TB(s) = 0.10$ {NA - 3.2.2(2)P}
 $TC(s) = 0.30$ {NA - 3.2.2(2)P}
 $TD(s) = 2.00$ {NA - 3.2.2(2)P}
 $\eta = 1.00$ {3.2.2(3)}
 $\beta = 0.20$

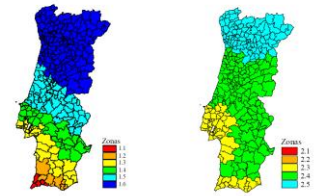
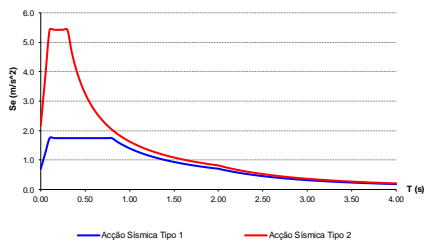
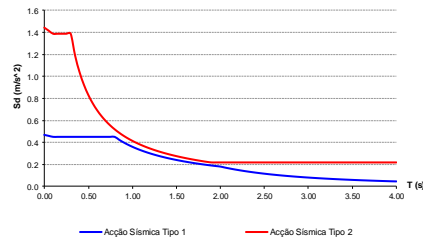


Figura NA1 - Zonamento sísmico em Portugal Continental

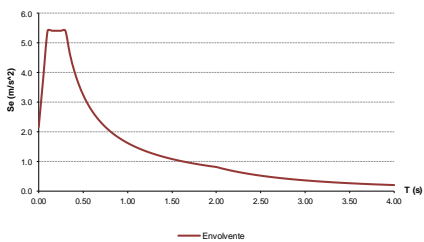
Espectro de Resposta Elástico Horizontal $S_e(T)$



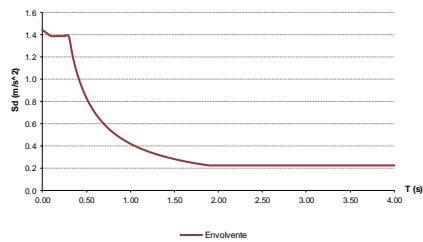
Espectro de Cálculo $S_d(T)$, Resposta Horizontal



Envolvente do Espectro de Resposta Elástico Horizontal $S_e(T)$



Envolvente do Espectro de Cálculo $S_d(T)$, Resposta Horizontal



Exportar Espectros de Cálculo para o Robot Structural Analysis

Acção Sísmica Tipo 1
 Nome do Ficheiro: Espectro_Manteigas_TTD_AST1.spe
Acção Sísmica Tipo 2
 Nome do Ficheiro: Espectro_Manteigas_TTD_AST2.spe
Envolvente
 Nome do Ficheiro: Espectro_Manteigas_TTD_Envolv_AST1-2.spe

Gerar Espectros de Cálculo para o software Robot Structural Analysis

Figura 4.23 - Espectros elásticos e de cálculo sísmicos

CAPÍTULO 5

MODELAÇÃO ESTRUTURAL COM PROGRAMAS DE CÁLCULO

5.1 INTRODUÇÃO

Pretendia-se com este trabalho utilizar ferramentas informáticas para modelação da estrutura. Recorreu-se a dois programas comerciais, CYPE e o Robot Structural Analysis Professional, pois encontram-se amplamente divulgados no mercado e possuem protocolos de utilização gratuita para a comunidade ISEP.

Estes dois programas têm abordagens diferentes, sobretudo na entrada de dados e modelação. O CYPE é de mais fácil utilização, estando vocacionado para estruturas correntes porticada e regulares em altura. Tem já saídas gráficas muito desenvolvidas que permitem a manipulação dos desenhos estruturais e o controlo de resultados segundo a regulamentação escolhida.

A modelação da estrutura no programa Robot exige um maior investimento inicial do utilizador, mas permite resolver uma grande variedade de tipos de estruturas. Recorre a elementos de casca (shell) para modelação de elementos laminares (lajes e muros) e a elementos barra para modelação de elementos lineares, como pilares e vigas. Na análise e modelação da estrutura admitiu-se o comportamento linear e elástico dos materiais, tendo-se recorrido a espectros de cálculo para a definição da ação sísmica. Estes espectros foram simplificados para uma análise elástica, afetando-os do coeficiente de comportamento da estrutura. Estes espectros representam uma simplificação permitida pelo Eurocódigo 8.

Durante a avaliação de resultados foi possível notar que o Robot permite um refinamento na análise dos picos de esforços, recorrendo a técnicas como os “panel cuts”, processo que será descrito posteriormente, enquanto o CYPE apresenta os picos como valor máximo sendo necessário uma criteriosa análise dos resultados obtidos.

5.2 CYPE

O CYPE é um programa de cálculo automático concebido para realizar projetos de betão armado, aço, de alumínio e de madeiras. Pode ser inclusive utilizado para projetos de infraestruturas e de conforto térmico tendo uma vertente direcionada para o BIM.

Para se efetuar o cálculo e dimensionamento da estrutura de betão armado do presente trabalho utilizou-se a função CYPECad. Esta função permite o cálculo das soluções estruturais de betão armado, realizando com facilidade a definição das ações de cálculo e a introdução dos elementos estruturais como pilares, paredes, lajes maciças, nervuradas ou de vigotas, etc.

Esta facilidade deve-se ao facto de o programa possuir funcionalidades que permitem a geração automática de algumas ações e a opção de importação de dados do projeto de arquitetura que vão facilitar a introdução da estrutura.

Após terminada a introdução de todos os dados estruturais procede-se ao cálculo e obtenção de resultados. O programa possibilita visualizar e imprimir os desenhos que compõem um projeto de estabilidade, tais como plantas estruturais e desenhos de armaduras de lajes, vigas, pilares, escadas e muros. O CYPE permite também a visualização 3D da estrutura em qualquer fase da sua modelação, tal como ilustrado na Figura 5.1.

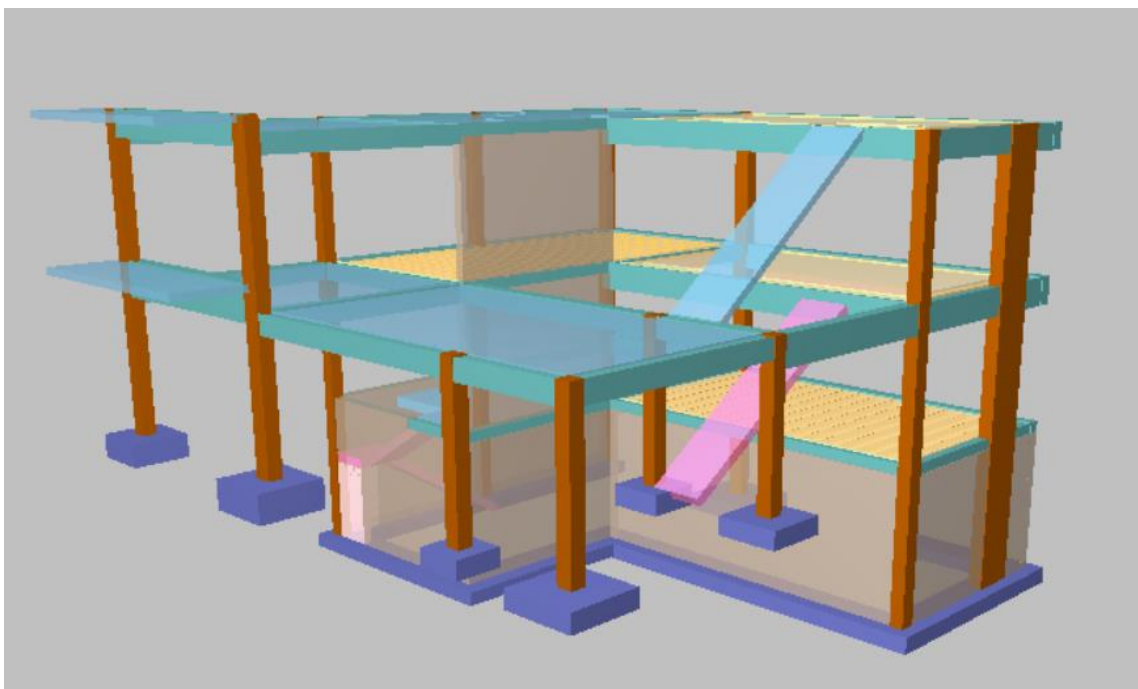


Figura 5.1 - Modelo 3D fornecido pelo CYPE

5.2.1 PROCEDIMENTO DE MODELAÇÃO NO CYPE

1. Introdução dos dados gerais da obra

O primeiro processo a realizar no programa é a introdução dos dados gerais da obra (ver Figura 5.2). São escolhidos os materiais a utilizar em cada tipo de elemento estrutural, nomeadamente os tipos de betão e aço em varão. Poderão também ser definidos os tipos de materiais a utilizar em estruturas metálicas, de madeira ou de alumínio.

Este menu permite também a definição das normas a considerar nos cálculos, tanto na fase de quantificação de ações como na posterior verificação dos elementos estruturais.

É também possível indicar disposições construtivas como, por exemplo, comprimento máximo de varões, recobrimentos, tipo de amarração, etc.

Figura 5.2 - Editor dos dados de obra

2. Editar plantas

No menu “editar plantas” o programa permite definir o número de pisos que a estrutura terá, não sendo contabilizada a planta de fundações devido a esta ser gerada automaticamente pelo programa.

O número de pisos está organizado em grupos, sendo definidas as suas cotas de implantação e altura entre pisos.

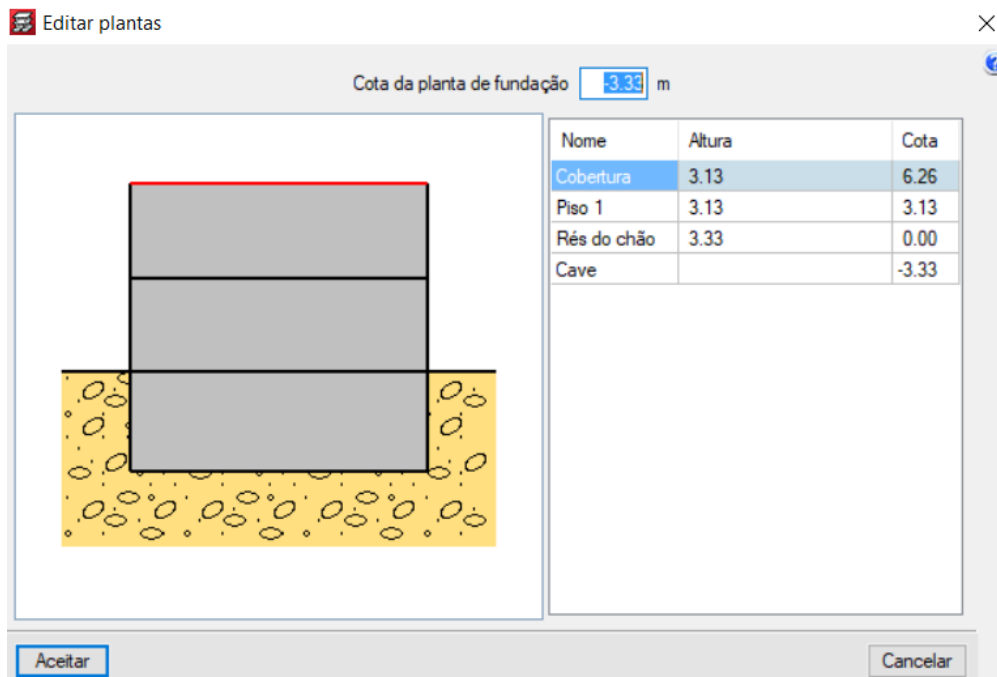


Figura 5.3 - Editor de plantas

3. Editar grupos

No menu “editar grupos” indicam-se as categorias de utilização de cada planta definida no ponto anterior. Neste menu é também possível definir as restantes cargas permanentes a atuar em cada piso assim como as sobrecargas referentes a cada categoria de utilização.

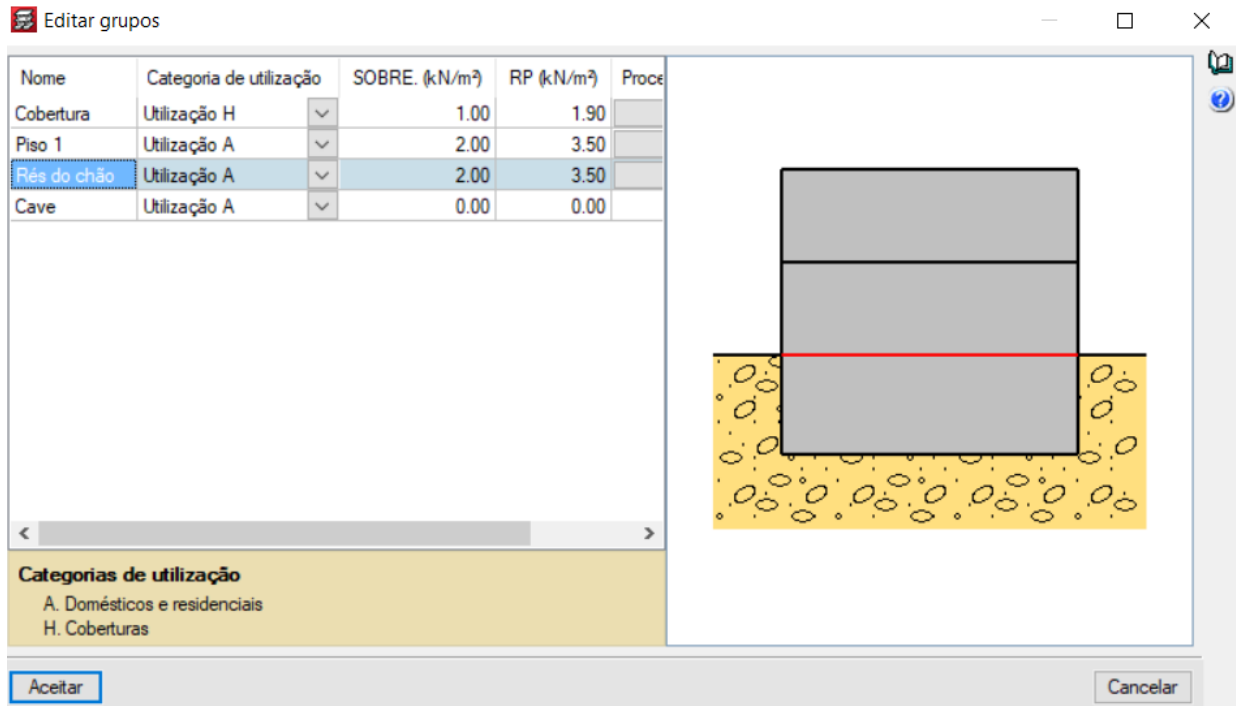


Figura 5.4 - Editor de grupos

4. Gestão de vistas de máscaras

Este menu permite importar ficheiros DWG diretamente para o programa de forma a que a modelação seja mais intuitiva e mais fácil definir todos os elementos estruturais.

Assim realiza-se o carregamento das plantas, atribuindo cada uma delas aos grupos correspondentes, optando pela opção visível ou ténue conforme a necessidade de visibilidade das máscaras.

Antes da introdução das máscaras no programa é aconselhável realizar um trabalho preparatório no AutoCad, alinhando as plantas e movendo-as para as coordenadas (0;0;0) do programa.

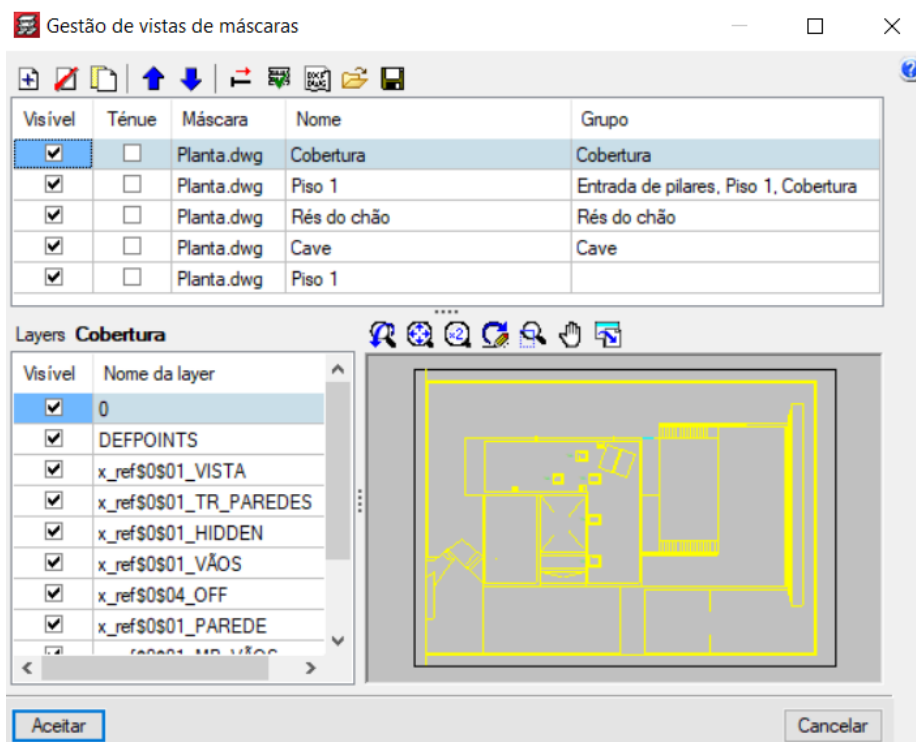


Figura 5.5 - Gestor de vistas de máscaras

5. Introdução de pilares

Após concluídos os passos anteriores segue-se a introdução dos pilares. A introdução de pilares foi realizada no submenu “Novo pilar”. Aqui podemos definir as dimensões geométricas e o grupo inicial e o grupo final do pilar. É também aqui que se indica se o pilar vai ter fundação, ou seja, se vai ter vinculação exterior.

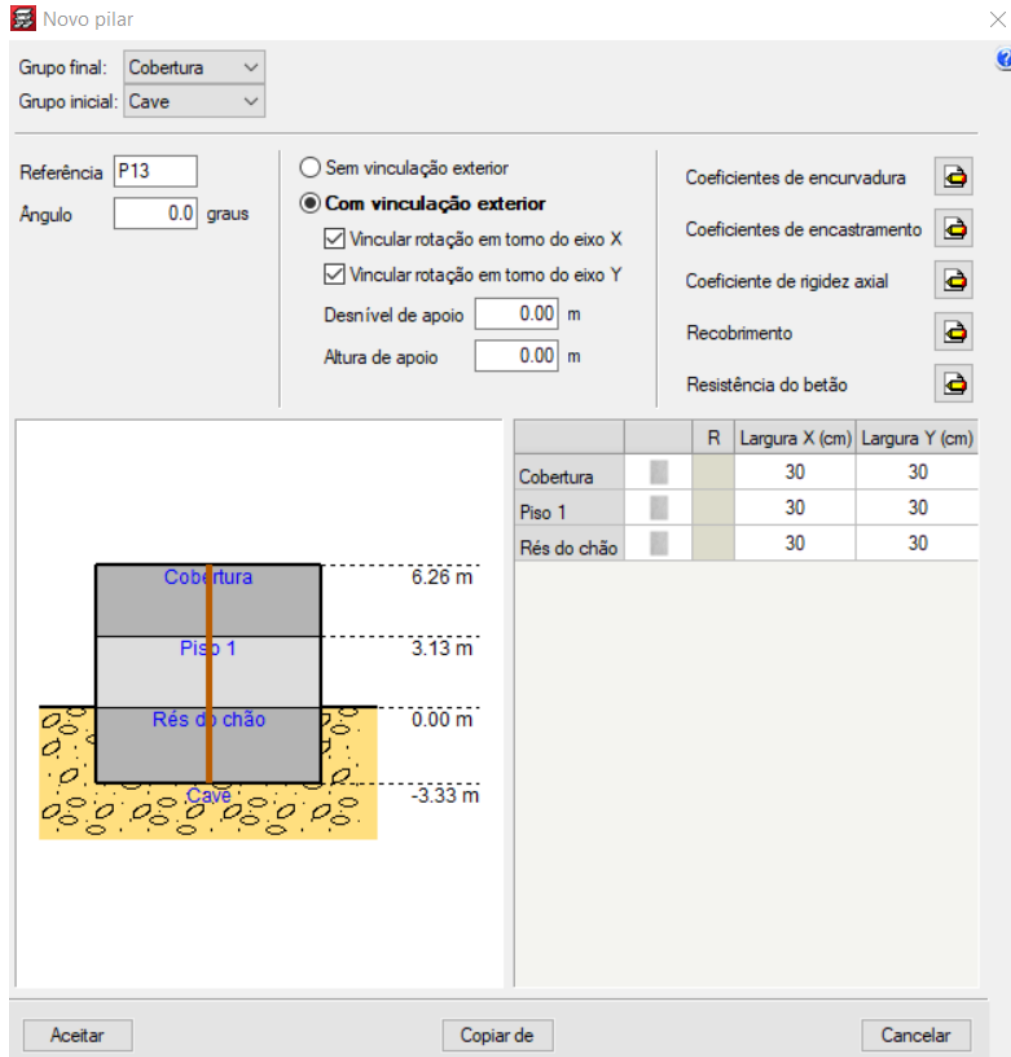


Figura 5.6 - Introdução de pilar

6. Introdução de vigas

As vigas foram modeladas recorrendo ao submenu de “Vigas/Muros”. Neste submenu definiu-se as dimensões das vigas calculadas no pré-dimensionamento e o seu tipo.

O CYPE permite definir vários tipos de vigas, tais como: vigas de betão armado rasas, vigas altas, vigas invertidas, vigas metálicas, etc.

Neste submenu possibilita a introdução de lintéis não estruturais ou limites de largura zero, muito utilizados para delimitar as lajes de palas ou varandas.

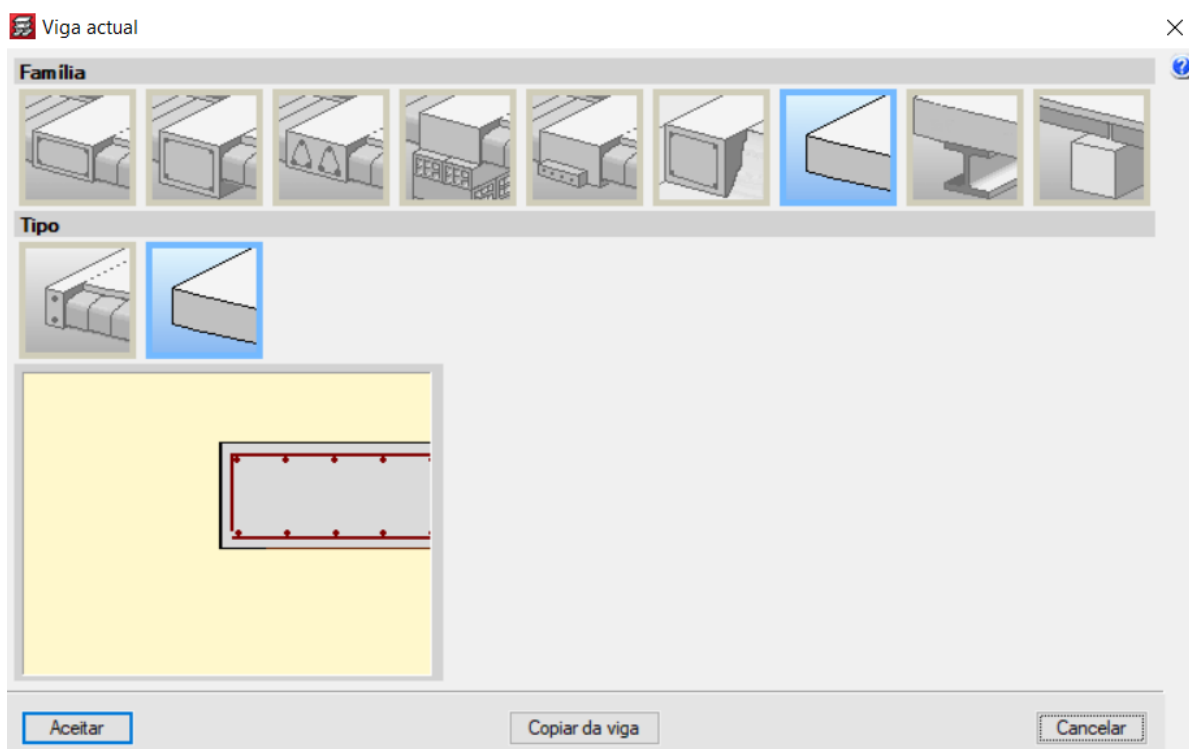


Figura 5.7 - Introdução de Vigas

7. Introdução de Muros

Utilizando o mesmo submenu da introdução das vigas, o CYPE permite também a introdução de muros.

Na definição de muros, o programa permite a escolha da espessura do muro, o tipo de fundação pretendida e o piso inicial e o final.

O programa permite a definição da ação das terras sobre os muros, realizando automaticamente o diagrama triangular dos impulsos das terras e hidrostáticos. Para isso é necessário caracterizar a geometria do talude e as propriedades dos terrenos, fornecendo os seguintes dados: densidade do terreno, ângulo de atrito interno, alturas de terras do tardo do muro e nível freático.

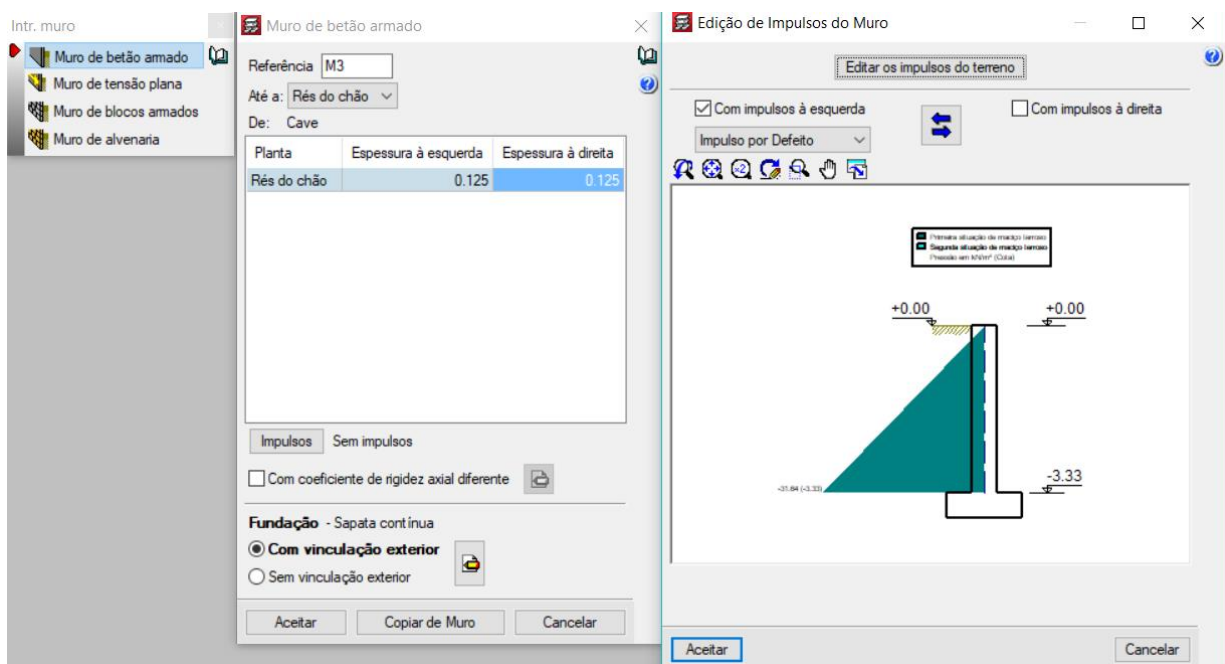


Figura 5.8 - Introdução de muros

8. Introdução de lajes

As lajes foram modeladas com as alturas definidas no pré-dimensionamento. Neste submenu podem-se definir lajes maciças, mistas, de vigotas, etc.

As lajes nervuradas de cofragem perdida utilizadas na estrutura do presente trabalho foram previamente definidas (ver Figura 5.9), tendo sido caracterizadas a largura da nervura, as dimensões dos blocos de aligeiramento e a altura total com a camada de compressão. Ao introduzir a laje foi assumido um peso específico superior ao definido pelo fornecedor, como já explicado anteriormente.

Para definir no CYPE as lajes de vigotas previamente calculadas com o programa do fornecedor, foram introduzidas todas as suas características, tais como: altura da abobadilha, espessura da camada de compressão, largura da vigota, etc., assim como o seu peso próprio que o programa vai transmitir automaticamente às vigas onde as lajes se apoiam.

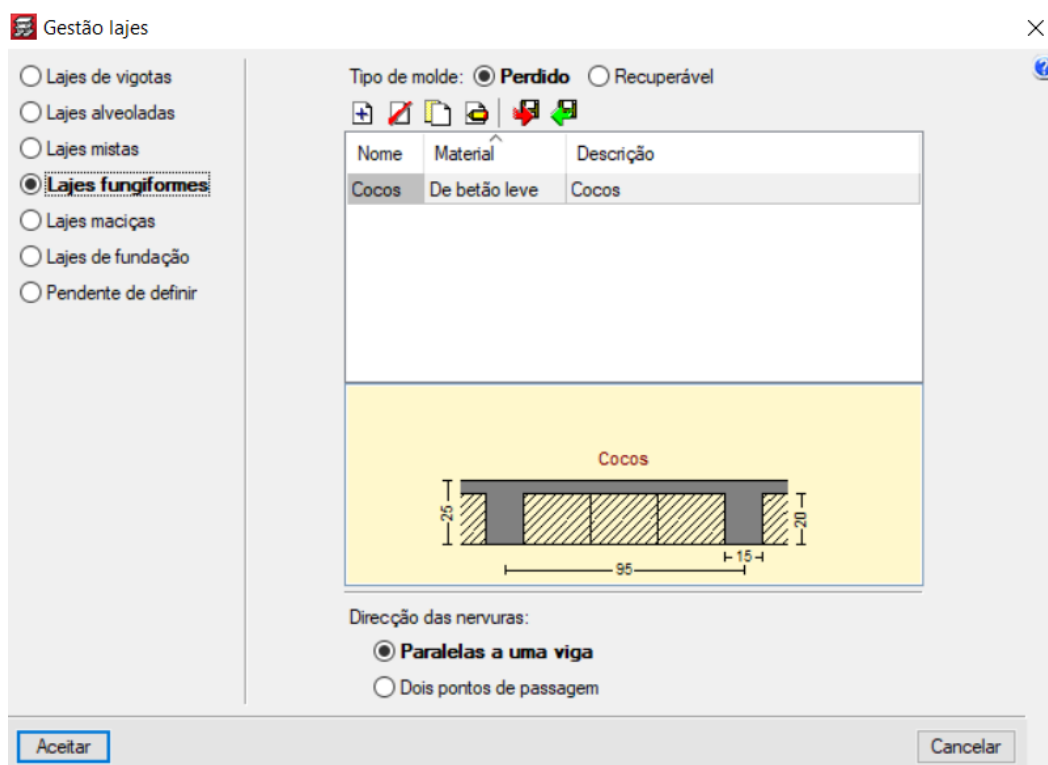


Figura 5.9 - Gestão de lajes

9. Introdução de elementos de fundação

Após a modelação de todos os elementos estruturais do edifício procede-se à introdução dos elementos de fundação tais como sapatas, vigas-lintel ou vigas de equilíbrio. O CYPE permite modelar sapatas centradas ou excêntricas, condicionadas pelos limites do terreno. Permite também fazer elementos de fundação comuns a vários pilares ou até mesmo ensoleiramentos gerais.

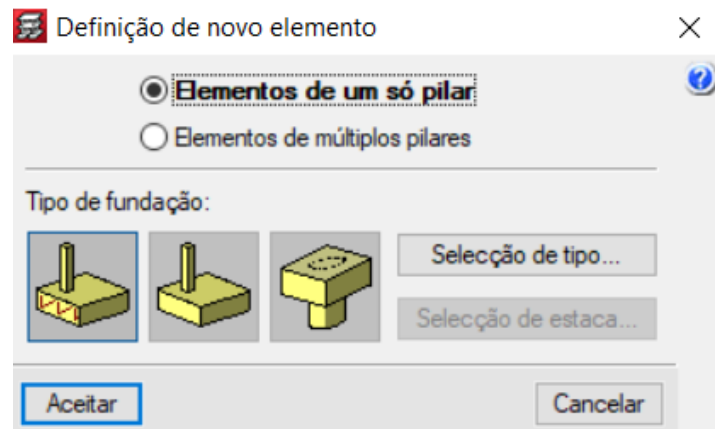


Figura 5.10- Definição dos elementos de fundação

10. Introdução de escadas

A introdução de escadas efetua-se após a modelação do edifício. Neste submenu é permitido ao utilizador caracterizar toda a geometria da escada, definindo a altura do patim e do espelho, assim como a largura da escada e o número de degraus.

Tem-se a opção de definir a sobrecarga a atuar na escada e a sua categoria de utilização.

O cálculo da escada pode ser realizado autonomamente, o que permite verificar se a introdução deste elemento na estrutura global foi bem executada.

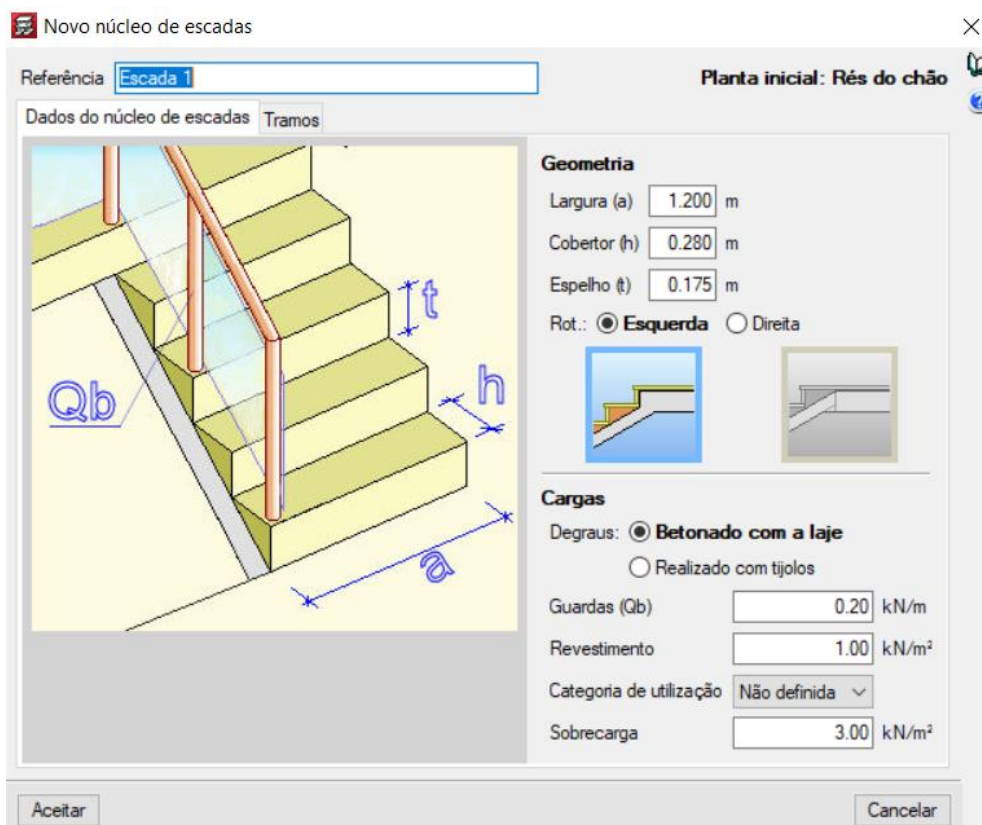


Figura 5.11 - Introdução do núcleo de escadas

11. Cargas

Após a modelação é necessário introduzir as cargas não contempladas no 3º passo. Aí foram definidas as cargas correspondentes aos pesos de revestimentos, paredes divisórias e sobrecarga a colocar em toda a extensão do piso. Zonas com cargas superiores às anteriormente definidas, deverão ser agora introduzidas. Também é neste passo que são aplicadas sobre as vigas das fachadas as cargas correspondentes às paredes exteriores.

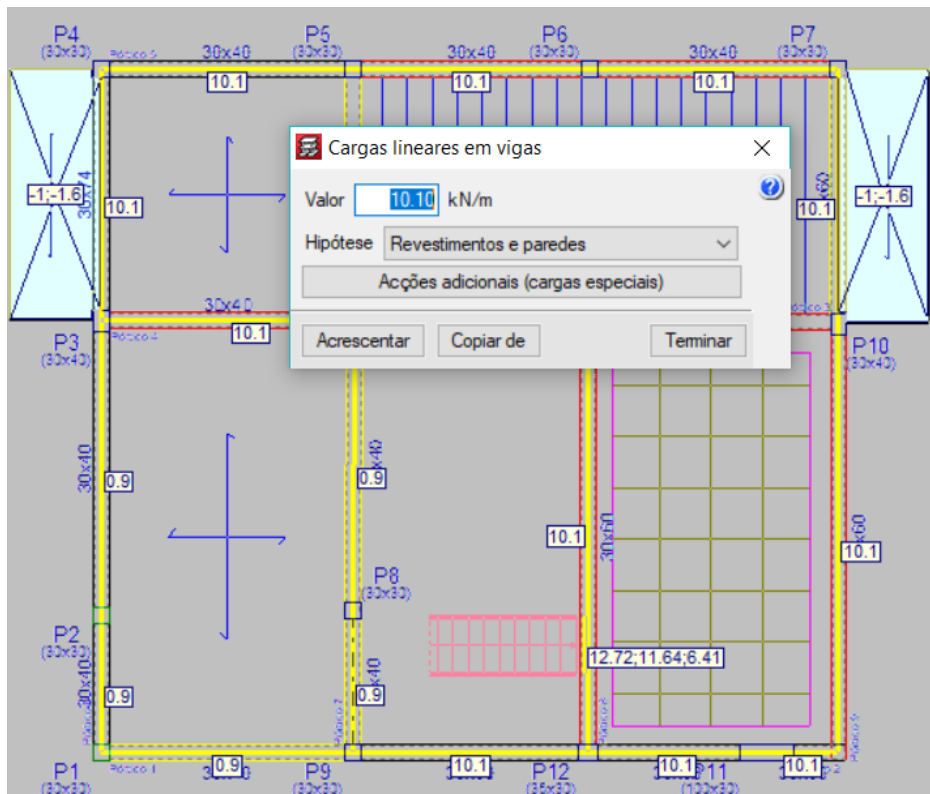


Figura 5.12 - Introdução das cargas lineares em vigas

Como é possível verificar pela Figura 5.12, existem cargas aplicadas negativas. Estas cargas foram aplicadas de modo a corrigir as cargas consideradas em todos os grupos, devido a existência de zonas não acessíveis como as palas que não é necessário ter aplicado a sobrecarga de habitação.

A sobrecarga no grupo foi definida no 3º passo com o valor de 2 kN/m², tendo sido corrigida na pala para 1 kN/m², uma vez que se trata de um elemento não acessível.

O valor negativo de 1.6 kN/m² foi aplicado para realizar a correção do valor das paredes divisórias, que não existem nas palas.

5.3 AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL 2017

O Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017 é uma ferramenta de cálculo automático que permite o cálculo de vários tipos de estruturas, tais como: pórticos, edifícios 3D, elementos de casca, treliças, etc. Trata-se de uma poderosa ferramenta de cálculo com ampla implementação no mundo profissional da engenharia.

Com este programa podem-se realizar análises estruturais e simular o comportamento em situações correntes e/ou acidentais, possuindo ferramentas próprias para a definição da estrutura, desde o material até a secção. É um programa com mais capacidades que o CYPE, exigindo, no entanto, um tempo de aprendizagem superior. É de destacar as potencialidades visuais do ROBOT que permitem o controlo dos dados introduzidos e posteriormente a análise dos resultados, recorrendo a mapas, diagramas e deformadas para apresentação dos resultados do cálculo de todos os elementos estruturais.

O ROBOT fornece listagens e tabelas com toda a informação necessária ao controlo do cálculo, quer na fase de introdução de dados, quer na de análise de resultados, possuindo também funções de cálculo de armaduras para elementos de betão armado.

No presente trabalho, foi modelada a estrutura do edifício em estudo com o ROBOT (ver Figura 5.13), o que permitiu uma aplicação deste programa a um caso prático e posterior comparação com o cálculo realizado com o CYPE.

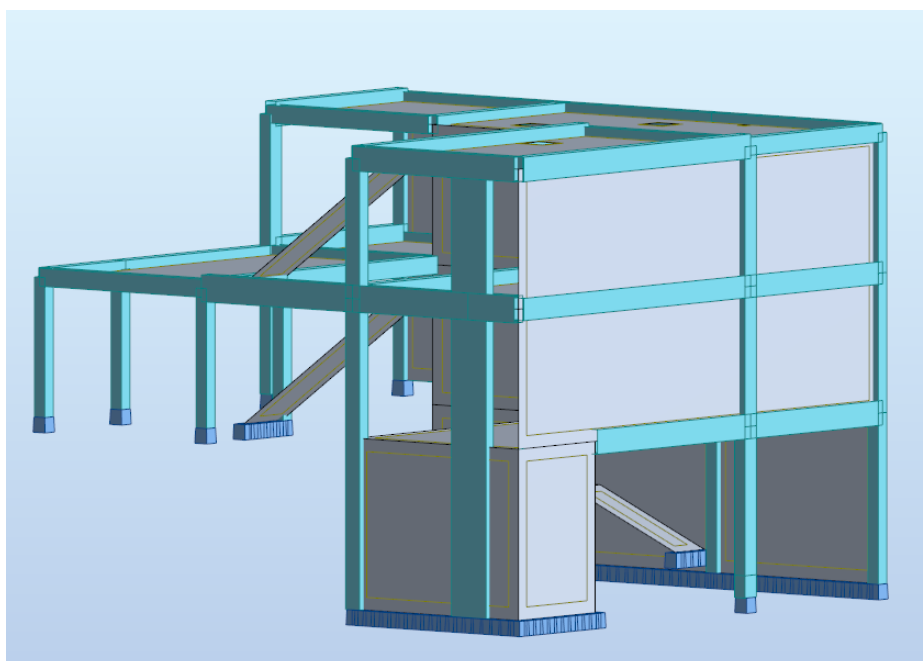


Figura 5.13 - Modelo 3D no Robot

5.3.1 PROCEDIMENTO DE MODELAÇÃO NO ROBOT

1. Escolha dos materiais e dos Eurocódigos a utilizar

Neste primeiro passo foram definidos os materiais a utilizar na construção da estrutura do edifício e os Eurocódigos a ter em conta na verificação da segurança. Para isso utilizou-se o comando “*job preferences*”.

Neste menu podemos definir as unidades que queremos para as forças, momentos e tensões. Permite também a escolha das unidades para os deslocamentos, rotações., pesos, temperaturas, etc.

No menu “*databases*” temos a opção de definir os Eurocódigos para perfis de aço, madeira, cargas de veículos, solos de fundação, entre outros.

Este menu tem de ser estudado e avaliado com cuidado pois irá ter interferência no processo de cálculo do programa.

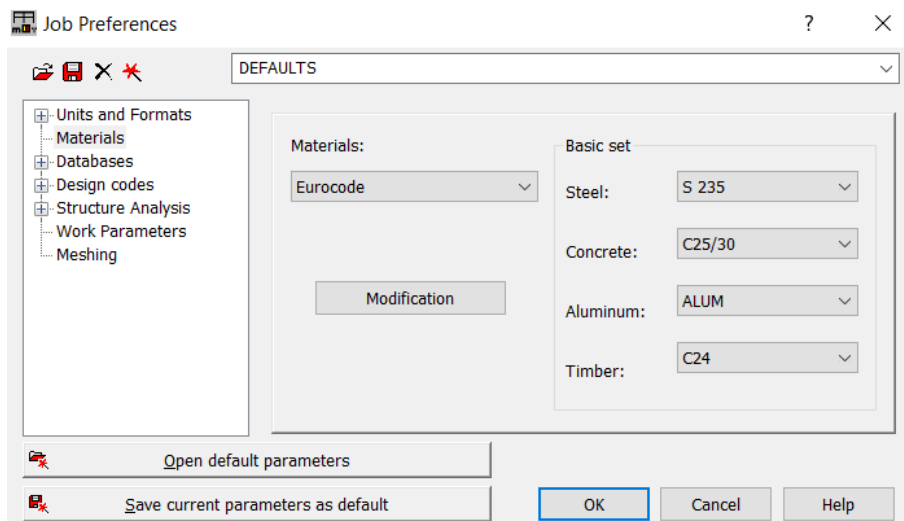


Figura 5.14 - Menu “*job preferences*”

2. Definição dos eixos estruturais

Para uma melhor introdução dos elementos estruturais, definiram-se no programa os eixos estruturais principais da estrutura. Recorrendo ao Autocad, foram determinadas as coordenadas cartesianas dos eixos, o que permitiu uma maior facilidade de introdução da estrutura e rapidez e precisão no posicionamento das claraboias.

Para isso recorreu-se ao submenu “*Structural Axis*” que permite definir as coordenadas nas direções X,Y e Z dos eixos.

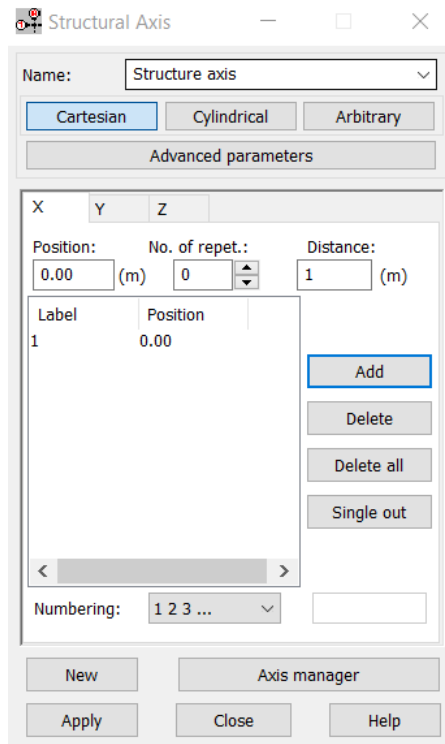


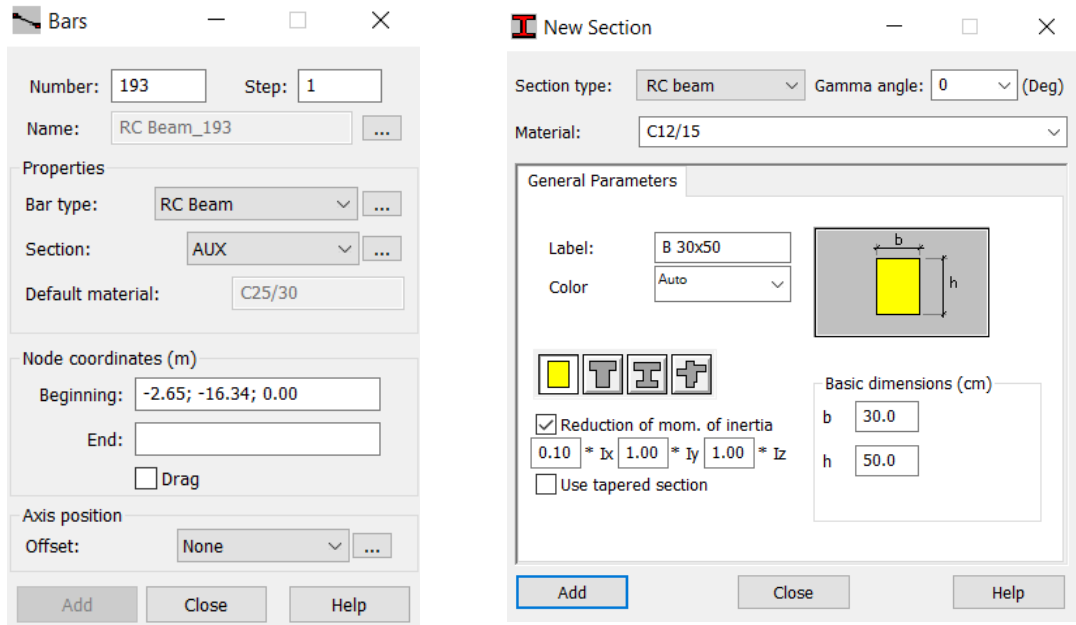
Figura 5.15 - Submenu “*Strutural Axis*”

Neste submenu temos também a opção de mudar os nomes dos eixos para corresponderem aos da arquitetura.

3. Modelação dos elementos de barra (vigas e pilares)

Os pilares e vigas foram modelados recorrendo ao submenu “*bars*”. Aqui pode-se definir o tipo de barra (pilar ou viga) e a sua secção, introduzindo as barras entre dois pontos definidos anteriormente pelos eixos estruturais (ver Figura 5.16 a)).

Na modelação das vigas foi considerada uma redução da sua inércia à torção para se ter em conta a fendilhação provocada pela torção de compatibilidade. Esta redução foi realizada no submenu “*New section*” considerando uma inércia à torção de 10% de I_x (ver Figura 5.16 b)). Nas vigas onde existe torção de equilíbrio esta redução não foi considerada, tendo sido contabilizado o esforço de torção e calculadas as respetivas armaduras.



a) Submenu “bars”

b) Redução de rigidez

Figura 5.16 - Dois tipos de submenu para a modelação de elementos de barra

4. Modelação dos elementos de casca (lajes, muros)

As lajes e os muros foram modelados recorrendo ao submenu “Panel”. Neste submenu podemos definir se queremos um elemento de betão armada de laje, parede ou de casca.

Para efeitos de simplificação foram considerados todos os elementos como elementos de casca, desde as lajes maciças aos muros, com exceção das lajes aligeiradas de vigotas e das lajes nervuradas aligeiradas.

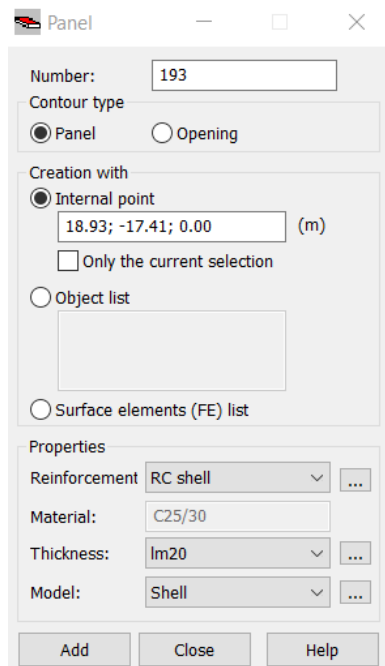


Figura 5.17 - Submenu “Panel”

Para as lajes aligeiradas de vigotas, pretendia-se ter no modelo uma solução que definisse o comportamento real de uma laje de vigotas.

Para isso calculou-se a espessura necessária de uma laje maciça, através da sua inércia, para aproximar o modelo da situação real. Para além disso, o elemento *Shell* foi definido como armado só numa direção.

Assim utilizando a informação fornecido pelo fornecedor das lajes aligeiradas de vigotas (Figura 4.7) e considerando o modulo de elasticidade (E) para o betão C25/30 e uma base de secção de 1 m, temos:

$$I = \frac{EI}{E} = \frac{14650}{31000000} = 0.000472581 \text{ m}^4 \quad (5.1)$$

$$0.000472581 = \frac{b \times h^3}{12} \leftrightarrow h = 0.178 \text{ m} \quad (5.2)$$

onde:

I — inércia da secção;

b — base da secção;

h — altura da secção.

Após ter sido determinada a altura necessária da laje maciça equivalente à aligeirada de vigotas, modelou-se no programa utilizando o submenu “*FE Thickness*” e com a opção “*New Thickness*”. (ver Figura 5.18)

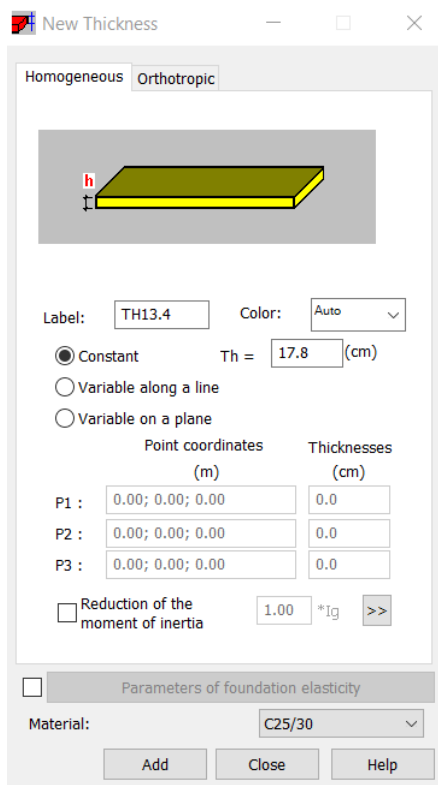


Figura 5.18 - Definição da laje aligeirada de vigotas como laje maciça equivalente

Para as lajes nervuradas betonadas *in situ* utilizou-se o mesmo comando descrito anteriormente (Figura 5.18), mas em vez de se utilizar a opção “Homogeneous”, recorreu-se a opção “Orthotropic” (ver Figura 5.19).

Esta opção permite a modelação da laje nervurada utilizando as características geométricas fornecidas pelo seu fabricante, ficando assim este elemento de casca o mais similar ao caso real e garantindo uma rigidez e um peso equivalente à laje escolhida.

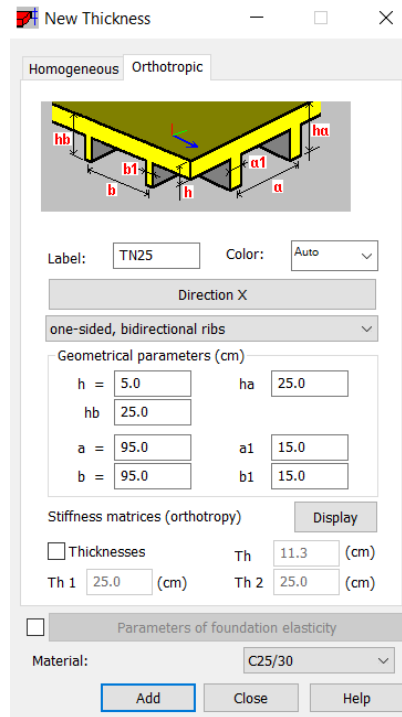


Figura 5.19 - Definição da laje nervurada betonada *in situ*

5. Definição das ações

As ações nos pisos foram materializadas recorrendo a cargas uniformemente distribuídas sobre os elementos de casca correspondentes às lajes (ver Figura 5.20). A carga das paredes exteriores foi considerada como carga linear sobre as vigas da fachada.

A carga horizontal do vento foi aplicada recorrendo a uma carga uniformemente distribuída, aplicada sobre *claddings* que permitiram distribuir esta ação para os pisos.

A carga horizontal corresponde aos impulsos das terras foi modelada como carga triangular e aplicada aos muros de contenção da cave.

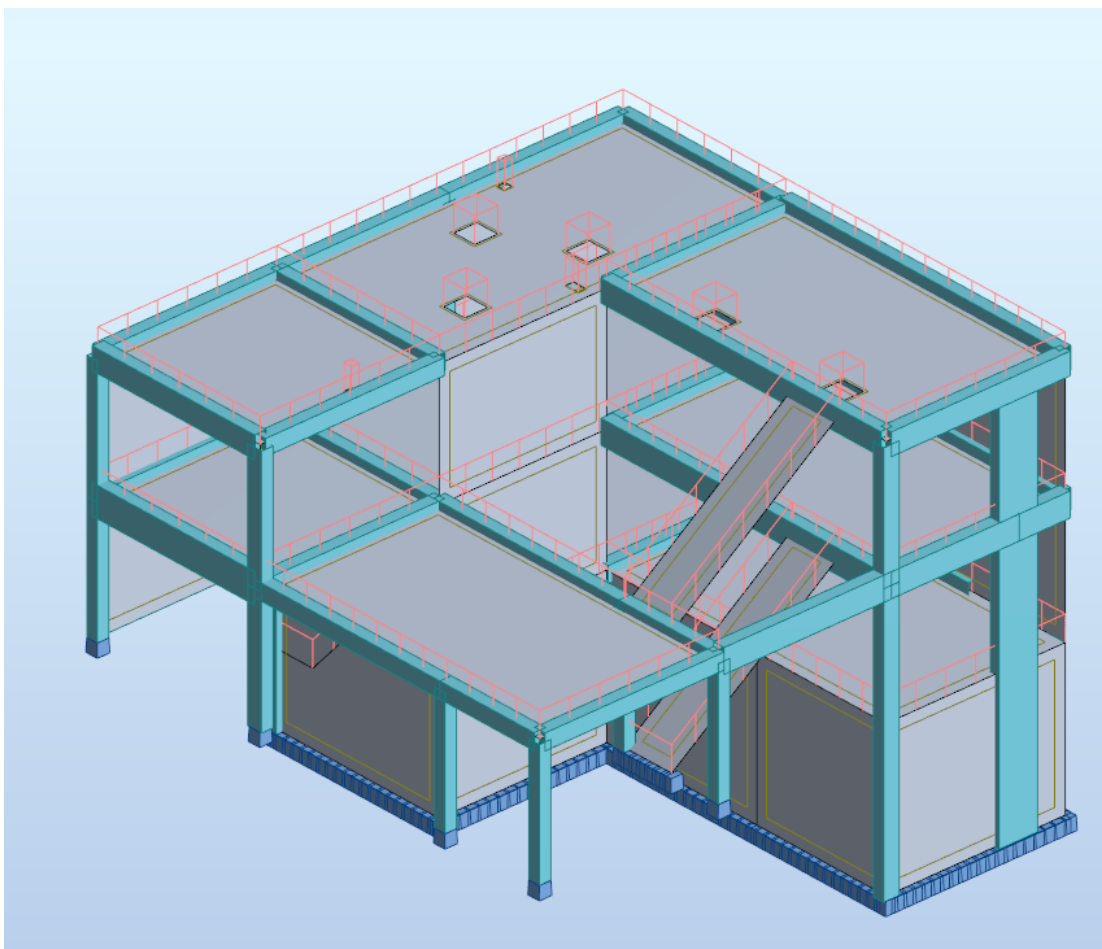


Figura 5.20 - Exemplo de aplicação de cargas verticais

6. Combinações de ações

Concluída a definição das ações, procedeu-se à definição das combinações de ações, tendo sido consideradas combinações de estado limite último, estado limite de serviço e sísmicas, de acordo com o Eurocódigo 0 e o Eurocódigo 8 (ver Tabela 5-1).

Tabela 5-1 - Tabela de combinações de ações

Combinação	Name	Tipo de análise	Tipo de combinação	Natureza	Defenição
100 (C)	ULS-G	Linear Combination	ULS	Structural	(1+4+5+6+7+8+9)*1.00
101 (C)	ULS-Qh+Vx+	Linear Combination	ULS	Structural	(1+4+5+6+7+8+9)*1.35+2*1.50+11*0.90
102 (C)	ULS-Qh+Vx-	Linear Combination	ULS	Structural	(1+4+5+6+7+8+9)*1.35+2*1.50+11*-0.90
103 (C)	ULS-Qh+Vy+	Linear Combination	ULS	Structural	(1+4+5+6+7+8+9)*1.35+2*1.50+12*0.90
104 (C)	ULS-Qh+Vy-	Linear Combination	ULS	Structural	(1+4+5+6+7+8+9)*1.35+2*1.50+12*-0.90
105 (C)	ULS-Qc+Vx+	Linear Combination	ULS	Structural	(1+4+5+6+7+8+9)*1.35+2*1.05+(3+10)*1.50
106 (C)	ULS-Qc+Vx-	Linear Combination	ULS	Structural	(1+4+5+6+7+8+9)*1.35+2*1.05+(3+10)*1.50
107 (C)	ULS-Qc+Vy+	Linear Combination	ULS	Structural	(1+4+5+6+7+8+9)*1.35+2*1.05+(3+10)*1.50
108 (C)	ULS-Qc+Vy-	Linear Combination	ULS	Structural	(1+4+5+6+7+8+9)*1.35+2*1.05+(3+10)*1.50
109 (C)	ULS-Vx+	Linear Combination	ULS	Structural	(1+4+5+6+7+8+9)*1.35+2*1.05+11*1.50
110 (C)	ULS-Vx-	Linear Combination	ULS	Structural	(1+4+5+6+7+8+9)*1.35+2*1.05+11*-1.50
111 (C)	ULS-Vy+	Linear Combination	ULS	Structural	(1+4+5+6+7+8+9)*1.35+2*1.05+12*1.50
112 (C)	ULS-Vy-	Linear Combination	ULS	Structural	(1+4+5+6+7+8+9)*1.35+2*1.05+12*-1.50
113 (C)	1.35G+1.5G	Linear Combination	ULS	Structural	(1+4+5+6+7+8+9)*1.35+(2+3+10)*1.50
114 (C)	ULS-G+Q	Linear Combination	ULS	Structural	(1+2+3+4+5+6+8+9+10+11+12)*1.00
200 (C)	SLS	Linear Combination	ULS	Structural	(1+4+5+6+7+8+9)*1.00+2*0.30
304 (C) (CQC)	1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	301*1.00+(302+303)*0.30
305 (C) (CQC)	1 * X -0.3 * Y 0.3 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	301*1.00+302*-0.30+303*0.30
306 (C) (CQC)	1 * X -0.3 * Y -0.3 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	301*1.00+(302+303)*-0.30
307 (C) (CQC)	1 * X 0.3 * Y -0.3 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	301*1.00+302*0.30+303*-0.30
308 (C) (CQC)	0.3 * X 1 * Y 0.3 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	(301+303)*0.30+302*1.00
309 (C) (CQC)	0.3 * X -1 * Y 0.3 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	(301+303)*0.30+302*-1.00
310 (C) (CQC)	0.3 * X -1 * Y -0.3 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	301*0.30+302*-1.00+303*-0.30
311 (C) (CQC)	0.3 * X 1 * Y -0.3 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	301*0.30+302*1.00+303*-0.30
312 (C) (CQC)	0.3 * X 0.3 * Y 1 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	(301+302)*0.30+303*1.00
313 (C) (CQC)	0.3 * X -0.3 * Y 1 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	301*0.30+302*-0.30+303*1.00
314 (C) (CQC)	0.3 * X -0.3 * Y -1 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	301*0.30+302*-0.30+303*-1.00
315 (C) (CQC)	0.3 * X 0.3 * Y -1 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	(301+302)*0.30+303*-1.00
316 (C) (CQC)	1 * X 1 * Y 1 * Z	Quadratic Combination	ULS_QUA	seismic	SQRT((301;302;303)*1.00)
317 (C) (CQC)	ULS-Sismo1	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9+304)*1.00+2*0.30
318 (C) (CQC)	ULS-Sismo2	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9+305)*1.00+2*0.30
319 (C) (CQC)	ULS-Sismo3	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9+306)*1.00+2*0.30
320 (C) (CQC)	ULS-Sismo4	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9+307)*1.00+2*0.30
321 (C) (CQC)	ULS-Sismo5	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9+308)*1.00+2*0.30
322 (C) (CQC)	ULS-Sismo6	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9+309)*1.00+2*0.30
323 (C) (CQC)	ULS-Sismo7	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9+310)*1.00+2*0.30
324 (C) (CQC)	ULS-Sismo8	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9+311)*1.00+2*0.30
325 (C) (CQC)	ULS-Sismo9	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9+312)*1.00+2*0.30
326 (C) (CQC)	ULS-Sismo10	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9+313)*1.00+2*0.30
327 (C) (CQC)	ULS-Sismo11	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9+314)*1.00+2*0.30
328 (C) (CQC)	ULS-Sismo12	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9+315)*1.00+2*0.30
329 (C) (CQC)	ULS-Sismo13	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9+316)*1.00+2*0.30
330 (C) (CQC)	ULS-Sismo14	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9)*1.00+2*0.30+304*-1.00
331 (C) (CQC)	ULS-Sismo15	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9)*1.00+2*0.30+305*-1.00
332 (C) (CQC)	ULS-Sismo16	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9)*1.00+2*0.30+306*-1.00
333 (C) (CQC)	ULS-Sismo17	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9)*1.00+2*0.30+307*-1.00
334 (C) (CQC)	ULS-Sismo18	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9)*1.00+2*0.30+308*-1.00
335 (C) (CQC)	ULS-Sismo19	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9)*1.00+2*0.30+309*-1.00
336 (C) (CQC)	ULS-Sismo20	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9)*1.00+2*0.30+310*-1.00
337 (C) (CQC)	ULS-Sismo21	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9)*1.00+2*0.30+311*-1.00
338 (C) (CQC)	ULS-Sismo22	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9)*1.00+2*0.30+312*-1.00
339 (C) (CQC)	ULS-Sismo23	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9)*1.00+2*0.30+313*-1.00
340 (C) (CQC)	ULS-Sismo24	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9)*1.00+2*0.30+314*-1.00
341 (C) (CQC)	ULS-Sismo25	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9)*1.00+2*0.30+315*-1.00
342 (C) (CQC)	ULS-Sismo26	Linear Combination	ULS	seismic	(1+4+5+6+7+8+9)*1.00+2*0.30+316*-1.00
346 (C) (SRSS)	1 * X 0.3 * Y 0.3 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	343*1.00+(344+345)*0.30
347 (C) (SRSS)	1 * X -0.3 * Y 0.3 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	343*1.00+344*-0.30+345*0.30
348 (C) (SRSS)	1 * X -0.3 * Y -0.3 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	343*1.00+(344+345)*-0.30
349 (C) (SRSS)	1 * X 0.3 * Y -0.3 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	343*1.00+344*0.30+345*-0.30
350 (C) (SRSS)	0.3 * X 1 * Y 0.3 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	(343+345)*0.30+344*1.00
351 (C) (SRSS)	0.3 * X -1 * Y 0.3 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	(343+345)*0.30+344*-1.00
352 (C) (SRSS)	0.3 * X -1 * Y -0.3 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	343*0.30+344*-1.00+345*-0.30
353 (C) (SRSS)	0.3 * X 1 * Y -0.3 * Z	Linear Combination	ULS	seismic	343*0.30+344*1.00+345*-0.30
354 (C) (SRSS)	1 * X 1 * Y 1 * Z	Quadratic Combination	ULS_QUA	seismic	SQRT((343;344;345)*1.00)

5.4 PROGRAMA DE CÁLCULO DE MUROS DE GABIÃO GAWACWIN

No projeto de arquitetura estava previsto a utilização de um muro de gabião para a realização do desnível de terreno no limite do lote.

Os muros de gabião são muros gravidade com alta permeabilidade, realizados por sobreposição de caixotões de rede cheios de seixo ou pedra britada. São muitas vezes utilizados devido à sua economia em mão de obra, à excelente integração no meio ambiente e em situações de terrenos permeáveis onde é importante a drenagem. As suas dimensões estão pré-definidas pelas empresas fornecedoras, conforme se pode observar na Figura 5.21.

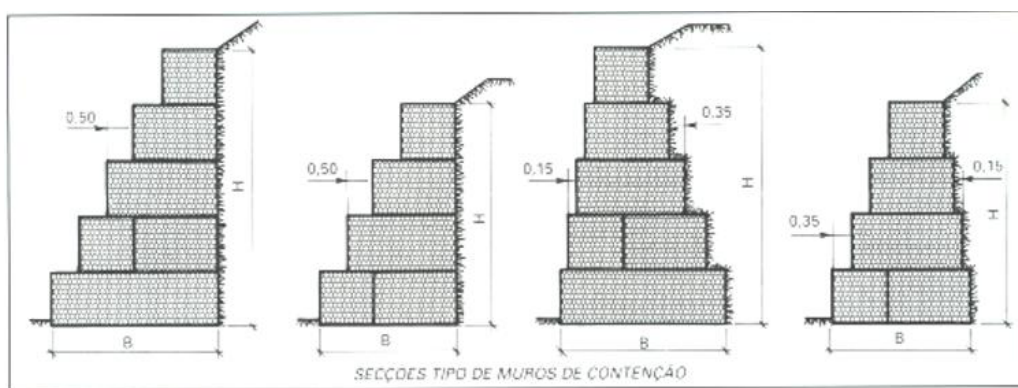


Figura 5.21 - Dimensões dos muros de gabião (Maccaferri)

Para o cálculo do muro de gabião foi utilizado o programa Gawacwin que é um programa disponibilizado pela empresa Maccaferri. Este tipo de programas é bastante útil no dia a dia de um projetista pois permite um rápido cálculo para muros de gabião, utilizando as dimensões comerciais dos gabiões comercializados pelas empresas.

Este programa utiliza a teoria de Rankine e Coulomb para a determinação dos impulsos ativos para as mais abrangentes situações de projeto. Caso as condições específicas do problema analisado sejam mais complexas, o programa recorre ao método do equilíbrio limite.

Após os cálculos dos impulsos ativos, o programa realiza a verificação da estabilidade da estrutura de contenção aos diferentes tipos de rutura, nomeadamente:

- Rotura Global;
- Rotura de fundação;
- Deslizamento;
- Derrube;
- Rotura interna.

5.4.1 PROCEDIMENTO DE MODELAÇÃO NO GAWACWIN

1. Dados do muro

Neste primeiro passo é-nos permitido introduzir informação sobre a inclinação do muro, o peso específico do material constituinte e a sua porosidade. Permite também escolher se o projetista pretende geotêxtil sob a base e no terraplino.

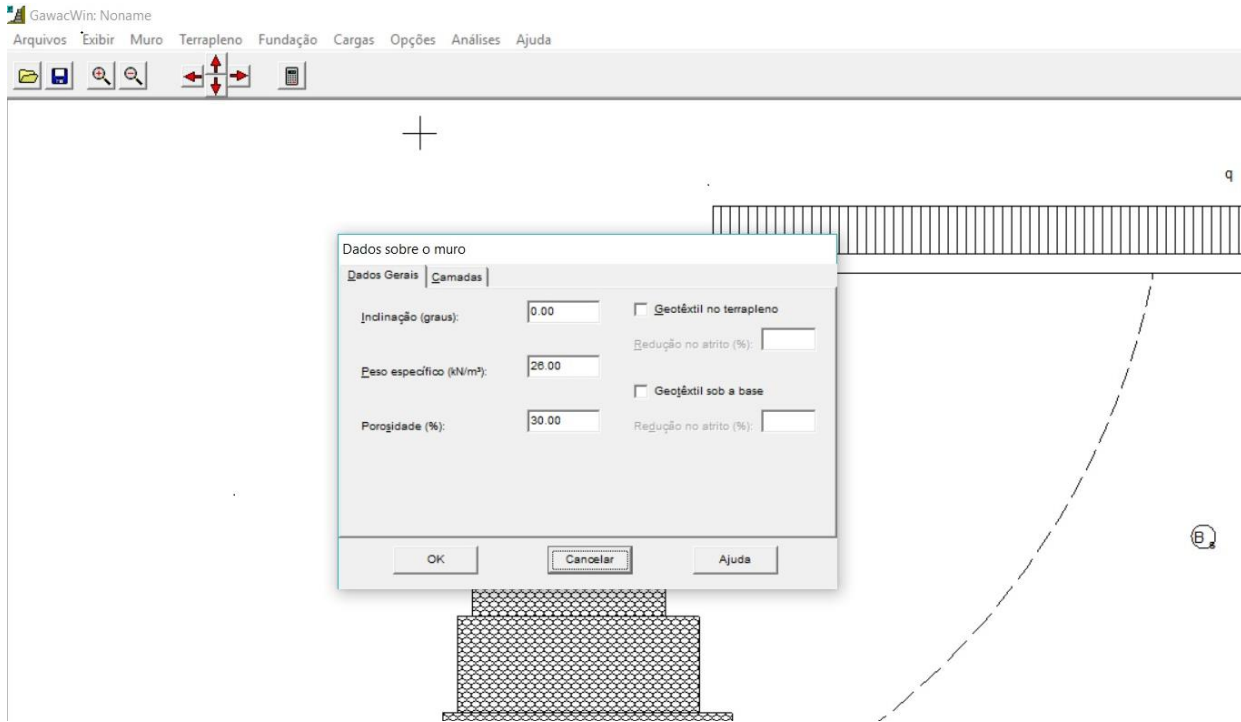


Figura 5.22 -Dados gerais do muro

2. Introdução das dimensões geométricas do muro

Nesta opção podemos introduzir as dimensões geométricas do muro, medidas nos cortes fornecidos pelo projeto de arquitetura assim como o posicionamento relativo entre dois blocos sucessivos do muro.

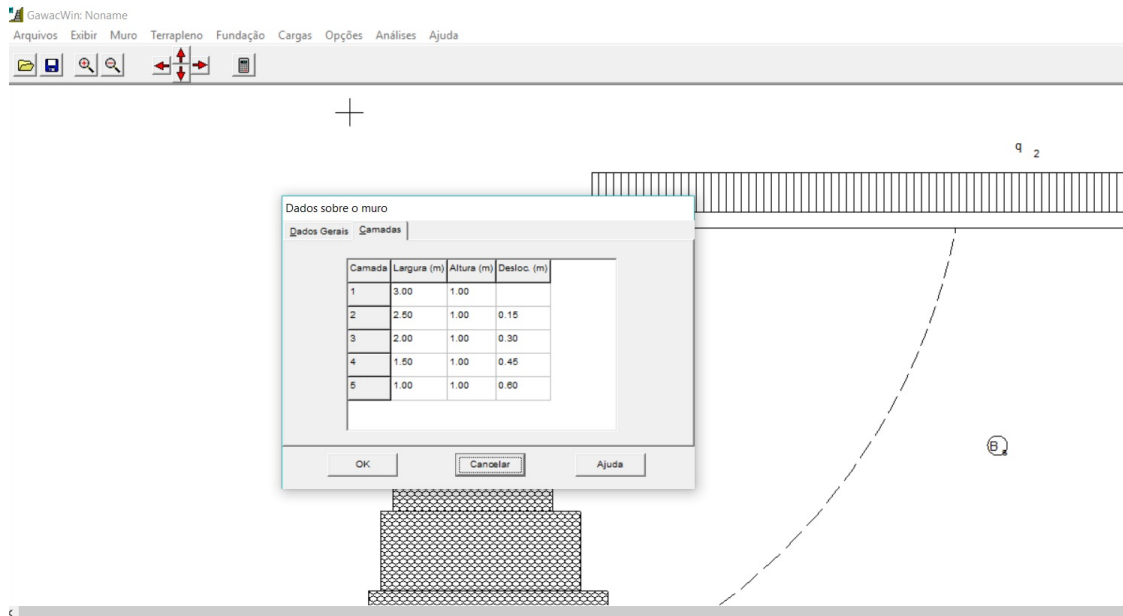


Figura 5.23 - Dados sobre a geometria do muro

3. Dados do terrapleno

Neste submenu é possível definir as propriedades do solo tais como o seu peso específico, o ângulo de atrito e a coesão. No presente projeto estes valores foram arbitrados para o cálculo, pois não se teve acesso a nenhum ensaio geotécnico, sendo necessário posteriormente validar estes valores no local da obra. Também nos é permitido dar informação quanto à geometria do terreno no tardo do muro (inclinação e comprimentos de dois trechos do talude).

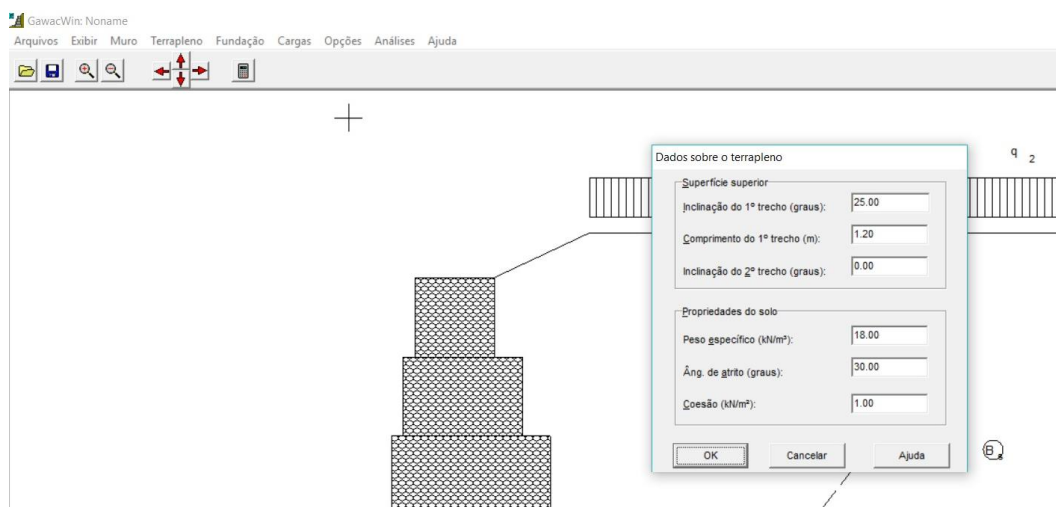


Figura 5.24 - Dados do terrapleno

4. Dados da fundação

Neste submenu temos a possibilidade de introduzir os dados sobre a geometria e características do terreno de fundação, tais como o peso específico, o ângulo de atrito e coesão. Permite também introduzir dados adicionais como a máxima tensão admissível do solo e a altura do nível da água. Como foi referido no ponto anterior, estes valores foram arbitrados sendo necessária a sua validação no terreno.

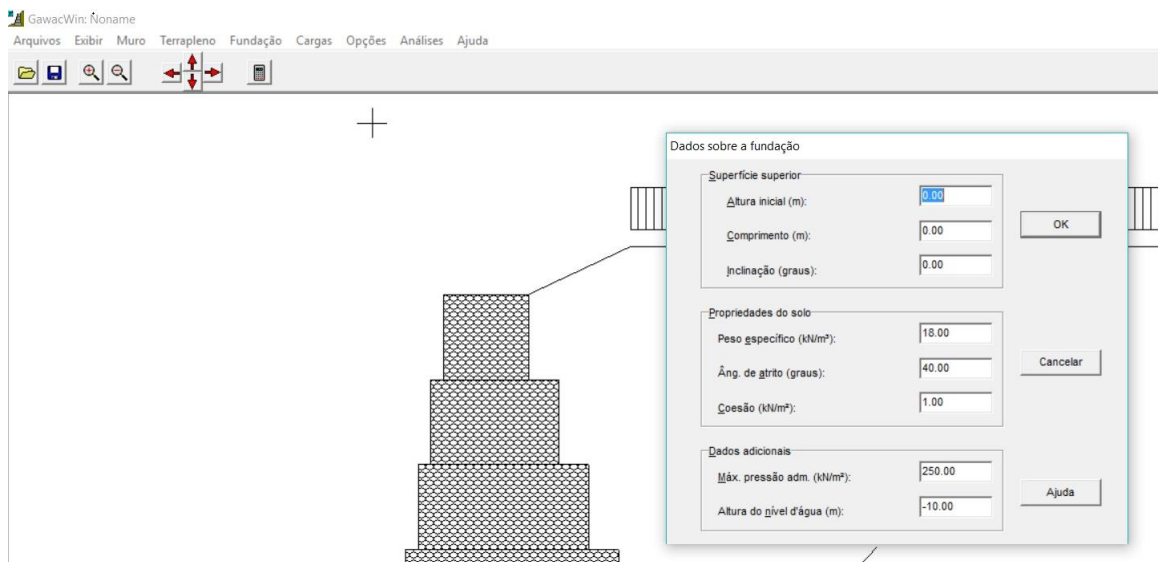


Figura 5.25 - Dados da fundação

5. Cargas sobre o terrapleno

Neste submenu podemos atribuir as cargas adicionais sobre o terrapleno, como cargas de construções, vias de comunicação, etc. No presente projeto foi considerada uma carga de 5 kN/m² para se ter em conta uma possível utilização dos terrenos adjacentes.

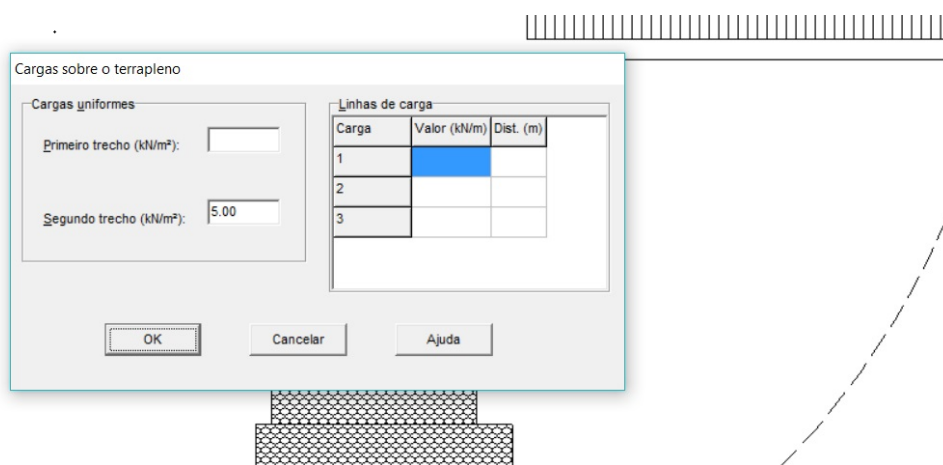


Figura 5.26 – Cargas sobre o terrapleno

6. Cálculo

Após a introdução de todos os dados, realizou-se o cálculo da estabilidade do muro tendo em conta os diferentes tipos de rotura anteriormente descritos. Neste cálculo é também considerada a ação do sismo.

Estes programas são de grande utilidade pois cada vez mais os arquitetos têm acesso aos catálogos fornecidos pelos fornecedores, o que lhes permite incluir no seu projeto uma solução de muros de gabião muito aproximada da solução final. Ao projeto de estabilidade compete fazer a verificação da segurança do muro definido pela arquitetura.

No Anexo 3 poderá ser consultada a memória de cálculo do muro gabião fornecida pelo programa GawacWin.

CAPÍTULO 6

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO

6.1 INTRODUÇÃO

Após a modelação e cálculo com os programas CYPE e ROBOT, procedeu-se à análise de todos os elementos estruturais, tendo sido criteriosamente avaliadas as soluções geométricas e de armaduras. O processo de cálculo é iterativo, pois é necessário ir resolvendo os erros e não-verificações regulamentares apontadas pelos programas, procedendo a alterações de secções ou até da própria estrutura.

Como referido anteriormente, os programas CYPE e ROBOT possuem um avançado sistema de visualização 3D que permite realizar um despiste de erros de introdução de dados, quer de geometria quer de ações. No entanto, é sempre necessário avaliar criteriosamente os resultados dos cálculos obtidos com ferramentas informáticas.

No presente trabalho fez-se uma validação prévia dos modelos do CYPE e do ROBOT para garantir a fiabilidade dos modelos, comparando alguns resultados obtidos pelos dois programas. O controlo expedito de resultados foi feito para as lajes, vigas e pilares recorrendo a cálculos simplificados desses elementos, tendo em conta as cargas atuantes resultantes das áreas de influência de cada elemento estrutural. Foi também realizada uma comparação entre os resultados obtidos com os dois programas. Como exemplo de validação, seguidamente apresenta-se a comparação do esforço axial a atuar no pilar P6 (ver Figura 6.1), no piso da cobertura, calculado com os dois programas informáticos e com cálculo simplificado expedito.

Considerando o cálculo expedito, tem-se o seguinte esforço axial correspondente ao peso próprio da estrutura (ver área de influência na Figura 6.1):

$$N_{sd} = 4.5 \times 2.325 \times 0.24 \times 25 = 62.8 \text{ kN} \quad (6.1)$$

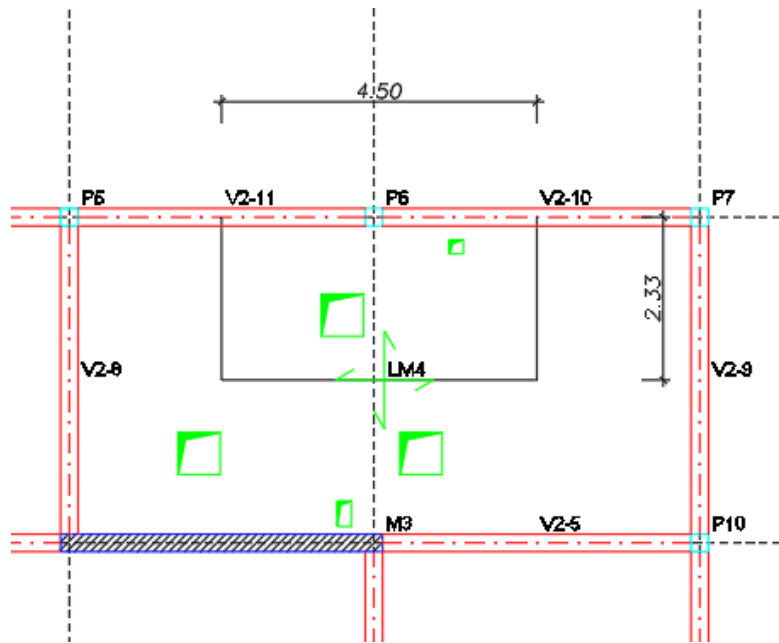
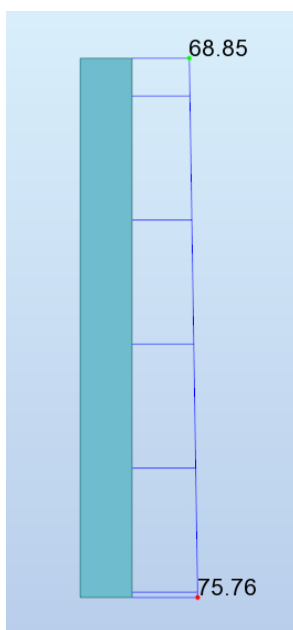
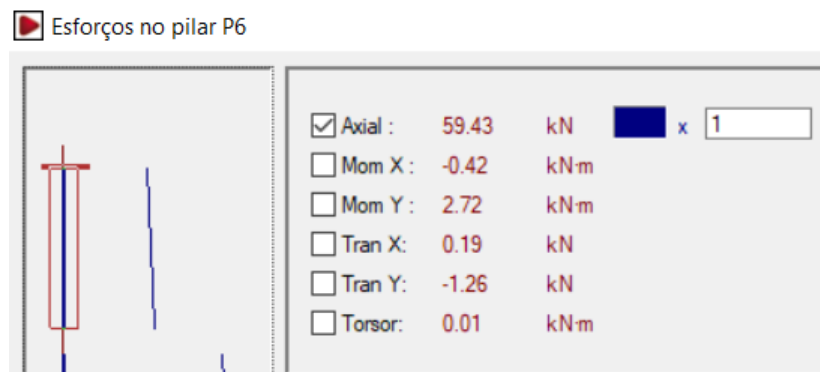


Figura 6.1 - Área de influência do pilar P6



a) Esforços axiais do pilar P6 calculados pelo Robot



b) Esforços axiais do pilar P6 calculados pelo CYPE

Figura 6.2 – Exemplo de cálculo de esforços axiais do pilar P6

Na Figura 6.2 estão apresentados os resultados do esforço axial do mesmo pilar calculados pelo Robot e pelo CYPE. Podemos verificar que os resultados assim obtidos são muito próximos dos valores esperados.

A variação do esforço axial obtida com o Robot foi:

$$\frac{(68.85 - 62.8)}{68.85} = 0.088 \rightarrow 8.8\% \quad (6.2)$$

A variação do esforço axial obtida com o CYPE foi:

$$\frac{(62.8 - 59.43)}{59.43} = 0.056 \rightarrow 5.6\% \quad (6.3)$$

Para o Robot temos uma variação de 8.8% e para o CYPE temos 5.6%. Tal como anteriormente explicitado, estas verificações estenderam-se a outros elementos estruturais, validando desta forma os modelos tanto no programa CYPE como no Robot, estando aptos para dar continuidade ao cálculo e dimensionamento de toda a estrutura.

Neste capítulo será apresentado o estudo de um elemento estrutural de cada tipo (viga, pilar, sapata, etc.) de modo a explicar os cálculos seguidos nas verificações regulamentares necessárias.

Em anexo encontram-se as peças desenhadas do projeto de estabilidade, resultantes de um trabalho de análise e homogeneização de soluções construtivas de modo a minimizar erros de execução e agilizar o processo construtivo.

6.2 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

6.2.1 ESTADO LIMITE ULTIMO DE RESISTÊNCIA

- **Armadura longitudinal**

Com o objetivo de comparar/validar as soluções de armadura longitudinal das vigas fornecidas pelo CYPE, realizou-se o cálculo manual de uma viga.

A viga analisada será a viga do eixo 4 do Piso 1 (Figura 2.16) com secção transversal 0.30mx0.60m. Esta viga foi a escolhida por ter um tramo com grande vão, apoiado indiretamente noutra viga e outro tramo com esforço de torção de equilíbrio.

O cálculo da armadura realizou-se considerando o momento máximo atuante, da seguinte forma:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (6.4)$$

onde:

μ — momento fletor reduzido;

M_{Ed} — momento máximo atuante.

Após o cálculo do momento fletor reduzido procedeu-se ao cálculo da percentagem mecânica de armadura (ω)

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}} \quad (6.5)$$

onde:

A_s — área da secção de armadura;

f_{yd} — valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias.

A escolha da armadura final encontra-se condicionada pela armadura mínima e máxima imposta pelos regulamentos e pelo espaçamento entre varões (d_{livre}).

A armadura mínima ($A_{s_{min}}$) e máxima ($A_{s_{máx}}$) obtém-se da seguinte forma (EC2):

$$A_{s_{min}} \geq \begin{cases} 0.26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \cdot b \cdot d \\ 0.0013 \cdot b \cdot d \end{cases} \quad (6.6)$$

$$A_{s_{máx}} = 0.04 \times A_c \quad (6.7)$$

onde:

f_{ctm} — valor médio da resistência à tração do betão;

f_{yk} — valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras ordinárias;

A_c — área de betão da secção.

O espaçamento de varões (d_{livre}) é calculado da seguinte forma:

$$d_{livre} = \frac{b - 2c_{nom} - (n^{\circ} \text{ estribos} \times \emptyset) - (\emptyset \times n^{\circ} \text{ varões})}{n^{\circ} \text{ espaços}} \quad (6.8)$$

onde:

c_{nom} — recobrimento nominal;

\emptyset — diâmetro da armadura.

Este valor tem de ser maior ou igual ao espaçamento mínimo. Este valor calcula-se da seguinte forma:

$$d_{min} \geq \begin{cases} \emptyset_{máx} \\ dg + 5 \\ 20 \text{ mm} \end{cases} \quad (6.9)$$

onde:

dg — dimensão nominal máxima do agregado.

Se as vigas se encontrarem simplesmente apoiadas é necessário calcular uma armadura de apoio, devido à presença de momentos negativos residuais em cima dos apoios.

$$A_{s_{\text{apoio}}} = 15\% \times A_{s_{\text{principal}}} \quad (6.10)$$

Assim, tomando o tramo V1-4, da viga do eixo 4 do Piso 1 (Figura 2.16) como exemplo e recorrendo ao programa de cálculo CYPE, começou-se por determinar o momento máximo positivo atuante na viga e calcula-se a armadura necessária para resistir a esse momento atuante, comparando-a com armadura que o programa assume ser necessária na mesma secção.

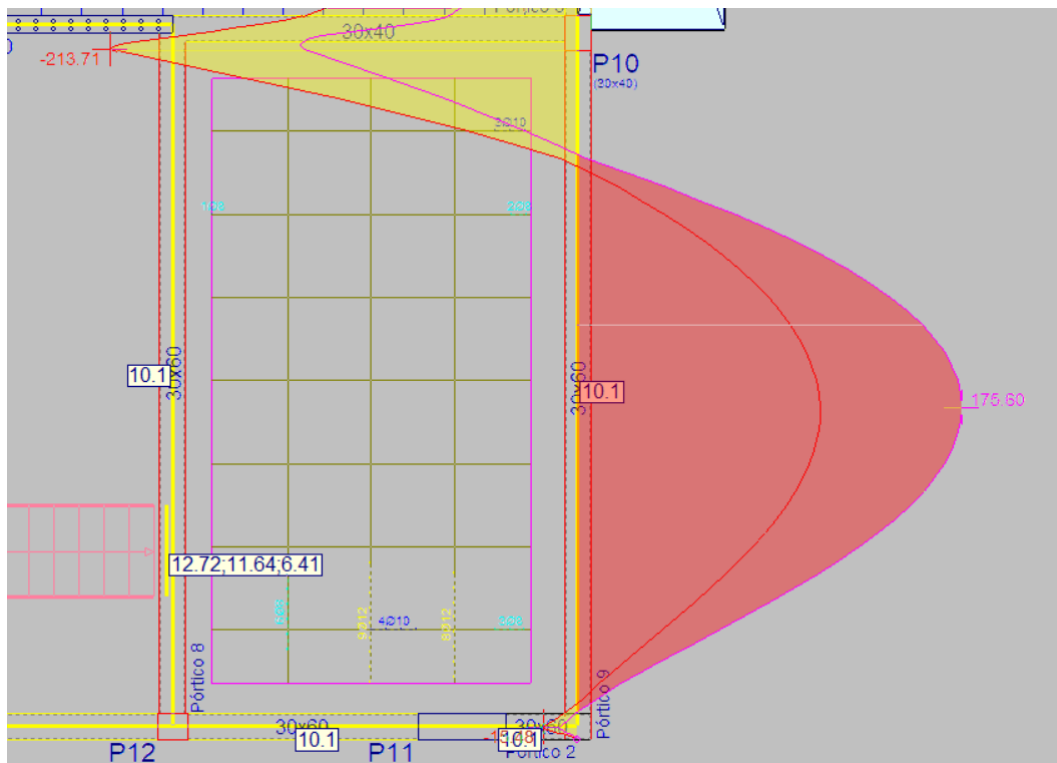


Figura 6.3 – Diagrama envolvente dos momentos de cálculo atuantes no tramo V1-4

Assim tomando o valor de momento positivo de 175.60 kN.m, obtiveram-se os seguintes valores:

$$\mu = \frac{175.60}{0.3 \times 0.55^2 \times 16700} = 0.116 \quad (6.11)$$

Recorrendo as Tabelas e Ábacos (14), interpolando os valores do momento fletor reduzido obteve-se uma percentagem mecânica de armadura (ω) de 0.124. O valor de armadura necessária é de:

$$0.124 = \frac{A_s \times 435000}{0.3 \times 0.55 \times 16700} \Leftrightarrow A_s = 0.0007845 \text{ m}^2 \quad (6.12)$$

Chegou-se então à conclusão, através do cálculo analítico, que eram necessários 7.85 cm² de armadura inferior para esta viga suportar o momento positivo a que está sujeita.

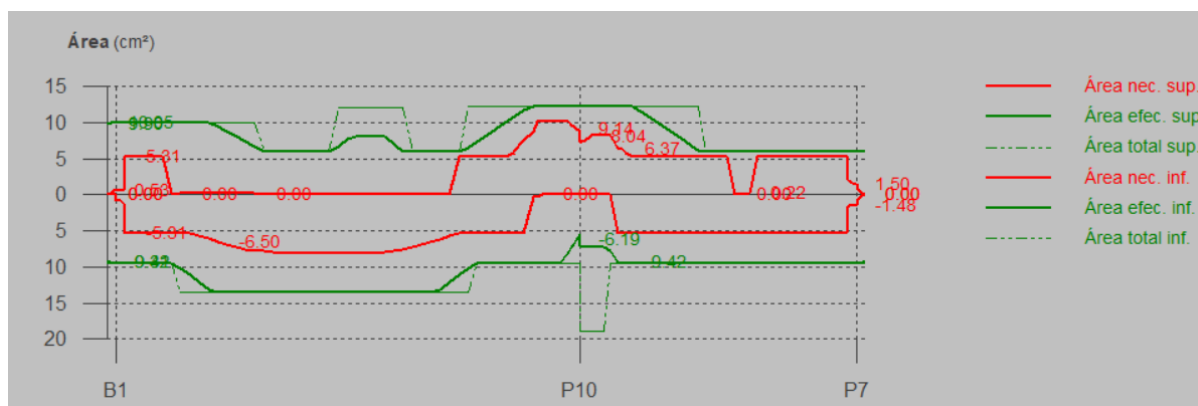


Figura 6.4 - Gráficos de áreas de armaduras

O programa CYPE apresenta diagramas com as áreas de armaduras necessárias superiores e inferiores (a vermelho na Figura 6.4), representando também para uma determinada solução de varões, a correspondente área total (traço verde tracejado) e área efetiva, ou seja, a área de armadura após descontar as amarrações (traço verde contínuo). Como é possível verificar pela Figura 6.4, o programa indica uma armadura inferior necessária de 6.50 cm², sendo este um valor muito próximo do obtido pelo cálculo analítico.

Antes da escolha de armadura final é necessário verificar as armaduras mínima e máxima da viga.

$$A_{s_{\min}} \geq \begin{cases} 0.26 \times \frac{2.6}{500} \times 0.3 \times 0.55 = 0.000223 \text{ m}^2 \\ 0.0013 \times 0.3 \times 0.55 = 0.0002145 \text{ m}^2 \end{cases} \quad (6.13)$$

$$A_{s_{\max}} = 0.04 \times 0.3 \times 0.6 = 0.0072 \text{ m}^2 \quad (6.14)$$

A armadura longitudinal calculada (7.85 cm² no cálculo manual e 6.5 cm² no cálculo do CYPE) cumpre as disposições regulamentares de armaduras mínimas e máximas.

Após o cálculo da armadura longitudinal para o momento máximo atuante positivo, procedeu-se ao cálculo da armadura longitudinal para o momento máximo atuante negativo.

Assim utilizando o método de cálculo anteriormente descrito e considerando o momento máximo negativo de 213.71 kN.m (ver Figura 6.3), obteve-se uma armadura longitudinal superior de 9.69 cm².

Consultando a Figura 6.4 vemos que o programa CYPE calculou uma armadura necessária de 9.14 cm², um valor quase idêntico ao calculado analiticamente.

▪ **Armaduras Transversais**

Terminado o cálculo das armaduras longitudinais, procedeu-se o cálculo das armaduras transversais.

No cálculo do esforço transversal e das correspondentes armaduras, o Eurocódigo 2 permite considerar valores de cot θ entre 1 e 2.5. Normalmente e sempre que possível, nos cálculos é considerada cot θ igual

a 2.5 pois conduz a soluções de estribos mais económicas. No entanto o CYPE utiliza $\cot \theta$ igual a 1. Nos cálculos analíticos seguintes considerou-se $\cot \theta$ igual a 2.5, analisando a influência desta opção nas soluções finais de estribos.

O cálculo da verificação do esforço transversal começa pela análise do esforço transversal máximo ($V_{Rd,max}$) que não poderá nunca ser ultrapassado.

O esforço transversal máximo ($V_{Rd,max}$) é obtido pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cm} \times b_w \times Z \times u \times f_{cd} \times \left(\frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} \right) \quad (6.15)$$

onde:

α_{cm} — coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido. Para secções sem pré-esforço, deve ser considerado igual a 1;

Z — braço do binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento fletor no elemento. Com $Z = 0.9 d$;

u — coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal.

$$\text{Com } u = 0.6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

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

O valor do esforço transversal resistente para secções com estribos ($V_{Rd,s}$) é obtido pela seguinte fórmula:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times Z \times f_{yd} \times \cot \theta \quad (6.16)$$

onde:

A_{sw} — área da secção transversal das armaduras de esforço transversal existentes no comprimento s ;

s — o espaçamento dos estribos, medido ao longo do eixo longitudinal.

As armaduras resistentes ao esforço transversal também têm que verificar quantidades mínimas estabelecidas nos regulamentos.

Segundo o Eurocódigo 2, a armadura mínima transversal é obtida por:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \rho_{\min} \times b_w \times \sin \alpha \quad (6.17)$$

onde:

ρ_{\min} — taxa de armadura mínima de esforço transversal. Obtido por $\rho_{\min} = 0.08 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$;

α — ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga. Como os estribos utilizados serão verticais, o valor de $\sin \alpha$ será considerado igual a 1.

O espaçamento longitudinal máximo entre as armaduras transversais depende da altura útil da viga e da inclinação dos estribos.

Segundo o Eurocódigo 2, o espaçamento longitudinal máximo ($s_{l,max}$) é dado por:

$$s_{l,max} = 0.75d \times (1 + \cot \alpha) \tag{6.18}$$

Este valor é prática corrente ser limitado a 300 mm, apesar não estar especificado no Eurocódigo 2.

O espaçamento transversal máximo ($s_{t,max}$) entre ramos de um mesmo estribo é dado por:

$$s_{t,max} \leq \begin{cases} 0.75d \\ 600 \text{ mm} \end{cases} \tag{6.19}$$

Utilizando o mesmo tramo e a mesma viga estudada anteriormente para as armaduras longitudinais, recorreu-se ao programa de cálculo para obtenção do esforço transverso atuante máximo para se realizar um cálculo analítico dos estribos e comparar com a solução obtida no programa.

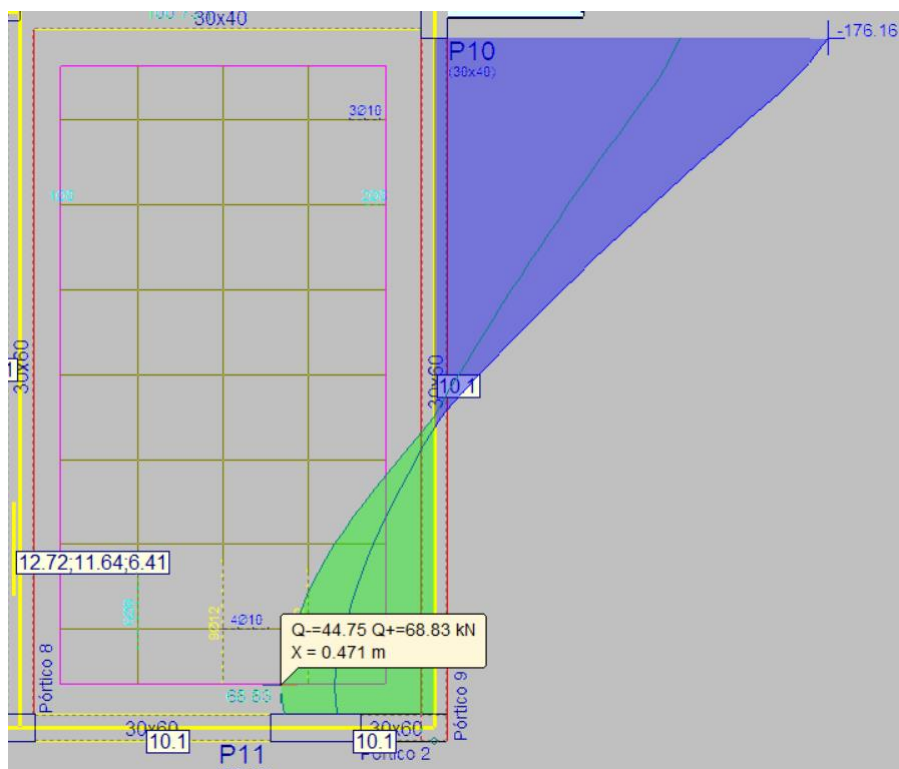


Figura 6.5 – Envoltura do esforço transversor de cálculo atuante no tramo V1-4

O esforço transversal máximo que a viga poderá suportar é de:

$$V_{rd,max} = 1 \times 0.3 \times 0.9 \times 0.55 \times 0.6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times 16700 \times \left(\frac{1}{2.5+0.4}\right) = 461.78 \text{ kN} \quad (6.20)$$

Como o esforço transversal máximo atuante é 176.16 kN, então é inferior ao máximo permitido.

Passa-se agora ao cálculo dos estribos da viga para um esforço transversal de 176.16 kN:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{176.16}{0.9 \times 0.55 \times 435000 \times 2.5} = 0.000327 \text{ m}^2/\text{m} \quad (6.21)$$

A armadura mínima transversal necessária para esta secção é de:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = 0.08 \times \frac{\sqrt{25}}{500} \times 0.3 = 0.00024 \text{ m}^2/\text{m} \quad (6.22)$$

Como é possível verificar a armadura necessária para suportar o esforço atuante é superior à armadura mínima, estando esta assim garantida.

Os espaçamentos máximos para este tramo de viga são respetivamente:

$$s_{l,max} = 0.75 \times 0.55 \times (1+0) = 413 \text{ mm} \quad (6.23)$$

$$s_{t,max} \leq \begin{cases} 0.75 \times 0.55 = 413 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \end{cases} \quad (6.24)$$

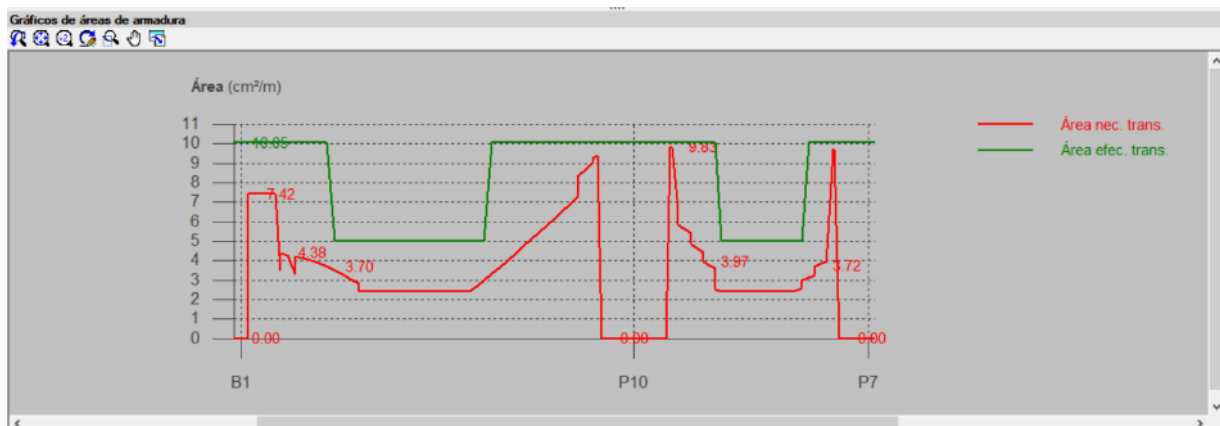


Figura 6.6 - Áreas de aço dos estribos necessárias para resistir ao esforço transversal

Para o tramo em análise, contido entre B1 e o P10 (Figura 6.6), o programa calculou uma área aproximadamente de 9 cm²/m. Esta diferença em relação ao cálculo analítico anteriormente apresentado, deve-se ao facto de o programa utilizar a cot θ igual a 1 como foi referido anteriormente.

Para comprovar o valor realizou-se o cálculo analítico das armaduras transversais assumindo o valor de cot θ igual a 1.

Assim sendo a armadura necessária de estribo seria de:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{176.16}{0.9 \times 0.55 \times 435000 \times 1} = 0.000818 \text{ m}^2/\text{m} \quad (6.25)$$

Como se pode verificar a alteração do valor do ângulo das bielas comprimidas de betão tem uma enorme importância no valor da área necessária para suportar o esforço transverso.

Contudo o valor de 8.18 cm²/m obtido analiticamente é um valor aproximado do obtido no CYPE, estando assim validado o cálculo de armaduras transversais do programa.

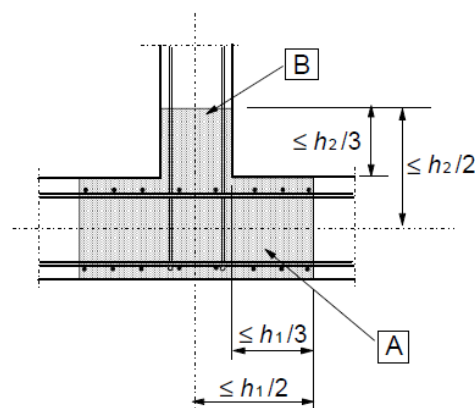
▪ **Apoios indiretos**

Outro assunto que é necessário tomar especial atenção são os apoios indiretos realizados pelas vigas do eixo 4 do Piso 1 e Piso de cobertura (Figura 2.16 e Figura 2.17). Uma viga tem um apoio indireto quando se apoia noutra viga e não num pilar ou parede.

Os apoios indiretos influenciam o cálculo das armaduras transversais, pois deverão ser adicionados estribos suplementares aos calculados para resistir ao esforço transverso.

Também deverá ser calculada uma armadura de suspensão realizada por estribos sempre que uma laje não apoie na parte superior de uma viga, como é por exemplo o caso da viga V1-14 e a laje LM2 do Piso 1.

Os apoios indiretos estão contemplados no Eurocódigo 2 no ponto 9.2.5. Neste ponto é ilustrada esquematicamente a zona onde se deve aplicar a armadura de suspensão no cruzamento das duas vigas.



[A] viga de apoio com altura h_1 [B] viga apoiada com altura h_2 ($h_1 \geq h_2$)

Figura 6.7 - Colocação da armadura de suspensão na interseção das duas vigas (6)

A armadura total transversal é contabilizada somando à armadura transversal necessária para resistir ao esforço transversal a armadura de suspensão de apoio indireto.

$$\left(\frac{Asw}{s}\right)_{total} = \left(\frac{Asw}{s}\right)_{transversal} + \left(\frac{Asw}{s}\right)_{suspensão} \quad (6.26)$$

Armadura de suspensão de apoio indireto é obtida por:

$$Asw_{suspensão} = \frac{V_{Ed,viga\ apoiada}}{f_{yd}} \quad (6.27)$$

$$\left(\frac{Asw}{s}\right)_{suspensão} = \frac{Asw_{suspensão}}{L_{eff}} \quad (6.28)$$

onde:

$V_{Ed,viga\ apoiada}$ — valor do esforço transversal a suspender;

L_{eff} — comprimento efetivo onde será realizada a disposição da armadura.

Para o cálculo deste comprimento é necessário ter em conta as condições impostas pelo Eurocódigo 2 para análise da zona onde é necessária esta armadura, conforme a Figura 6.7.

Assim assumindo a altura h_1 como altura da viga principal onde a viga suspensa irá se apoiar e h_2 a altura da viga suspensa, temos:

$$\frac{h_1}{2} = \frac{0.60}{2} = 0.30 \text{ m} \quad (6.29)$$

$$\frac{h_1}{3} = \frac{0.60}{3} = 0.20 \text{ m} \quad (6.30)$$

$$\frac{h_2}{2} = \frac{0.60}{2} = 0.30 \text{ m} \quad (6.31)$$

$$\frac{h_2}{3} = \frac{0.60}{3} = 0.20 \text{ m} \quad (6.32)$$

Tendo em conta que $h_1/2$ e $h_2/2$ são até ao eixo da viga, estas distâncias não são as mais condicionantes, pois se acrescentarmos metade da largura da viga ao $h_1/3$ e ao $h_2/3$, temos um L_{eff} da viga principal de:

$$L_{eff} = 0.20 + 0.15 = 0.35 \text{ m} \quad (6.33)$$

Para o L_{eff} final é necessário acrescentar a distância da viga secundária assim temos:

$$L_{eff_{final}} = 0.35 + 0.20 = 0.55 \text{ m} \quad (6.34)$$

Recorrendo ao Robot e ao CYPE, retirou-se o esforço transversal da viga a suspender de modo a realizar uma comparação entre os dois programas, obtendo-se o valor de 71.48 kN no Robot e de 68.83 kN no CYPE. Mais uma vez se verifica que os resultados fornecidos pelos dois programas são idênticos, o que leva a uma maior confiança nos modelos de cálculo por eles utilizados.

Para o cálculo da armadura de suspensão usou-se o valor de 72 kN como reação da viga secundária na viga principal.

Armadura de suspensão foi de:

$$A_{sw_{\text{suspensão}}} = \frac{72}{435000} = 0.000165 \text{ m}^2 \quad (6.35)$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{suspensão}} = \frac{0.000165}{0.55} = 0.000300 \text{ m}^2/\text{m} \quad (6.36)$$

Assim sendo armadura transversal final nesta zona é de:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\text{total}} = 0.000327 + 0.000300 = 0.000627 \text{ m}^2/\text{m} \quad (6.37)$$

▪ Torção de Equilíbrio

Na viga em estudo, mas noutro tramo, é necessário calcular as armaduras para resistir ao esforço de torção de equilíbrio.

Como no decorrer do curso de licenciatura e mestrado não foi abordado o cálculo das armaduras de torção, esta análise foi uma oportunidade de aprendizagem.

O tramo V1-12 da viga do eixo 4 dá apoio a uma pala que não tem continuidade com a laje do piso (ver Figura 2.7), pelo que introduz esforços de torção na referida viga que terão que ser considerados na verificação da segurança da mesma.

A torção de equilíbrio, segundo o Eurocódigo 2, deverá ser contabilizada sempre que o equilíbrio estático dependa da resistência à torção de elementos da estrutura.

Assim, o Eurocódigo 2 indica um método de cálculo para as armaduras resistentes à torção que será explanado em seguida. Este método idealiza as secções cheias como secções ocas equivalentes de paredes finas.

Segundo o Eurocódigo 2, a tensão tangencial numa parede de uma secção sujeita a um momento torsor circular poderá ser calculado por:

$$\tau_{t,i} \times t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (6.38)$$

onde:

$\tau_{t,i}$ — tensão tangencial de torção;

$t_{ef,i}$ — espessura eficaz da parede. Poderá ser considerada igual a A/u , mas não deverá ser inferior ao dobro da distância entre a face exterior da secção e o eixo das armaduras longitudinais;

A — área total da secção transversal definida pelo contorno exterior (incluindo áreas interiores ocas);

u — perímetro de contorno exterior da secção;

A_k — área limitada pelas linhas médias das paredes, incluindo áreas interiores ocas;

T_{Ed} — valor de cálculo do momento torsor atuante.

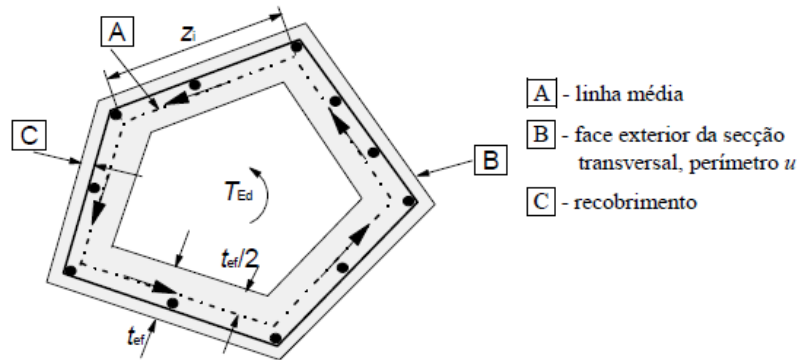


Figura 6.8 - Notação e definições a serem utilizadas no cálculo (6)

O esforço tangencial, $V_{Ed,i}$, numa parede i devido à torção é obtido por:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} \times t_{ef,i} \times z_i \quad (6.39)$$

onde:

z_i — comprimento da parede i , definido pela distância entre os pontos de interseção de paredes adjacentes.

A área da secção da armadura transversal de torção ($\frac{A_{st}}{s}$), pode ser calculado por:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2 \times A_k \times \cot \theta \times f_{yd}} \quad (6.40)$$

A espessura eficaz da parede ($t_{ef,i}$) tem de estar compreendido entre:

$$2c' \leq t_{ef,i} = \frac{A}{u} \quad (6.41)$$

onde:

A — área de secção externa;

u — perímetro de contorno exterior.

c' — recobrimento até ao eixo do varão longitudinal. Obtém-se por $c' = c + \frac{\phi_{long}}{2}$

A resistência máxima de um elemento sujeito simultaneamente aos esforços de torção e transverso é limitada por:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (6.42)$$

onde:

$T_{Rd,max}$ — valor de cálculo do máximo momento torsor resistente, obtido por:

$$T_{Rd,max} = 2 \times u \times \alpha_{cm} \times f_{cd} \times A_k \times t_{ef,i} \times \sin \theta \times \cos \theta \quad (6.43)$$

A área da secção transversal da armadura longitudinal de torção ($\sum A_{sl}$) pode ser calculada por:

$$\frac{\sum A_{sl} \times f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \times \cot \theta \quad (6.44)$$

onde:

u_k — perímetro da área A_k ;

f_{yd} — valor de cálculo da tensão de cedência da armadura longitudinal A_{sl} ;

A área da secção transversal da armadura longitudinal de torção, é uma área que o regulamento permite distribuir pelas faces do elemento resistente à torção.

A quantidade mínima da armadura de torção necessária é igual à de esforço transverso.

As disposições construtivas estão expostas no ponto 9.2.3 do Eurocódigo 2.

O espaçamento longitudinal das cintas deve ser de

$$s \leq \begin{cases} \frac{u}{8} \\ \text{menor dimensão da viga} \end{cases} \quad (6.45)$$

$$s_{l,max} = 0.75d \quad (6.46)$$

Assim recorrendo ao CYPE retirou-se o momento torsor máximo atuante no tramo V1-12 da viga do eixo 4 no Piso 1.

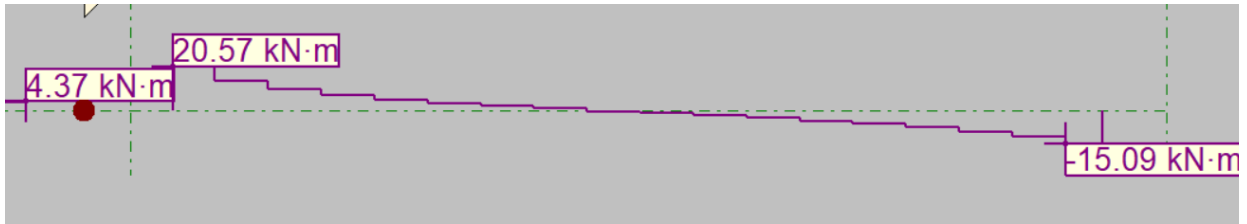


Figura 6.9 – Diagrama de momento torsor de cálculo do tramo V1-12

Tomando o valor máximo de 20.57 kN.m neste tramo, realizou-se o cálculo da armadura resistente ao esforço de torção

Seguindo o método de cálculo referido anteriormente temos:

$$2c' = 2 \times 0.05 = 0.10 \text{ m} \quad (6.47)$$

$$A = 0.60 \times 0.30 = 0.18 \text{ m}^2 \quad (6.48)$$

$$u = 2 \times 0.6 + 2 \times 0.30 = 1.8 \text{ m} \quad (6.49)$$

$$\frac{A}{u} = 0.10 \text{ m} \quad (6.50)$$

$$0.10 \leq t_{ef,i} = 0.10 \quad (6.51)$$

$$A_k = 0.20 \times 0.5 = 0.10 \text{ m}^2 \quad (6.52)$$

$$u_k = 2 \times 0.2 + 2 \times 0.5 = 1.4 \text{ m} \quad (6.53)$$

O valor para a espessura efetiva a ter em conta é de 0.10 m. Assim sendo temos uma tensão tangencial de torção de:

$$\tau_{t,i} \times 0.1 = \frac{20.57}{2 \times 0.1} \Leftrightarrow \tau_{t,i} = 1028.5 \text{ kPa} \quad (6.54)$$

O valor do esforço tangencial correspondente à torção, $V_{Ed,i}$, é de:

$$V_{Ed,i} = 1028.5 \times 0.1 \times 0.2 = 20.57 \text{ kN} \quad (6.55)$$

A armadura transversal de torção (em que A_{st} corresponde à área de um ramo de estribo), é de:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{20.57}{2 \times 0.1 \times 2.5 \times 435000} = 0.0000945 \text{ m}^2/\text{m} \quad (6.56)$$

Então para um estribo normal de 2 ramos temos uma área de:

$$\frac{A_{st}}{s_{2\text{ramos}}} = 0.0000945 \times 2 = 0.000189 \text{ m}^2/\text{m} \quad (6.57)$$

Esta armadura transversal de torção deverá ser somada à armadura necessária para resistir ao esforço transverso.

Efetuuou-se o cálculo do momento torsor máximo considerando um ângulo das bielas comprimidas de 21.80° (correspondente a cot θ=2.5). Assim o esforço foi de:

$$T_{Rd,max} = 2 \times 1 \times 0.6 \times \left[1 - \frac{25}{250} \right] \times 16700 \times 0.1 \times 0.1 \times \sin \theta \times \cos \theta = 62.19 \text{ kN.m} \quad (6.58)$$

A resistência máxima do elemento sujeito aos esforços de torção e transverso é de:

$$\frac{20.57}{62.19} + \frac{100.73}{461.78} = 0.51 \quad (6.59)$$

Este valor é inferior a 1, estando assim garantida a segurança em relação à atuação conjunta dos esforços de torção e transverso.

A armadura longitudinal necessária para o esforço de torção é de:

$$\frac{\sum A_{sl} \cdot 435000}{1.4} = \frac{20.57}{2 \times 0.10} \times 2.5 \Leftrightarrow \sum A_{sl} = 0.000827 \text{ m}^2 \quad (6.60)$$

Esta armadura longitudinal deverá ser distribuída pelas 4 faces da viga. Assim sendo a armadura final a acrescentar à armadura longitudinal necessária para o momento atuante é de:

$$\sum A_{sl,final} / \text{face} = \frac{0.000827}{4} = 0.000207 \text{ m}^2 / \text{face} \quad (6.61)$$

Após serem determinadas as áreas de armaduras necessárias e realizadas as todas as verificações, procedeu-se à escolha da solução de varões para armar a viga, sendo esta apresentada na Figura 6.10.

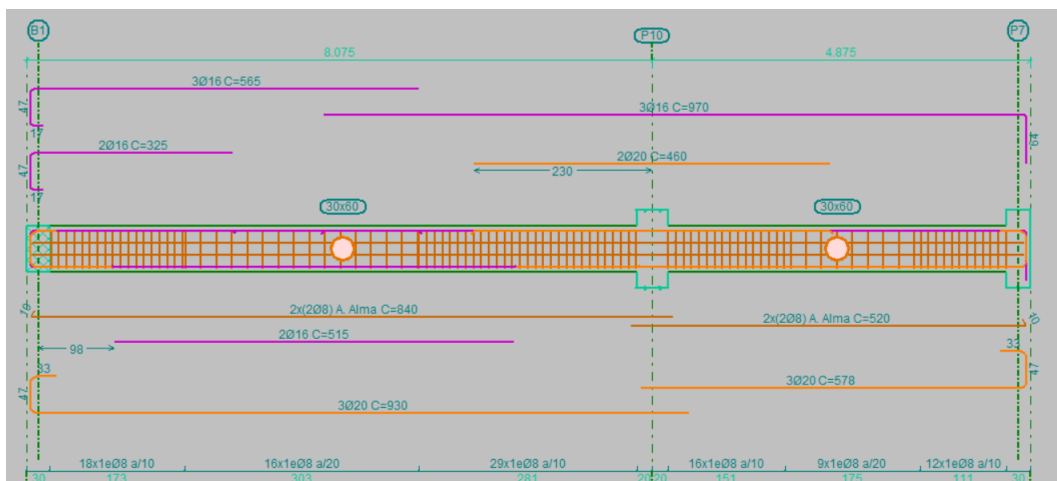


Figura 6.10 - Solução final de armaduras da viga

Na análise da solução proposta pelo CYPE para os estribos das vigas, detetou-se que eram necessários espaçamentos muito pequenos, não muito comuns na construção. Esta exigência do programa deve-se ao exposto no Eurocódigo 8 no ponto 5.4.3.1.2 (6)P que refere as disposições construtivas para a ductilidade local.

Neste ponto menciona que nas zonas críticas de vigas sísmicas primárias devem ser colocadas armaduras de confinamento que têm de satisfazer as seguintes condições:

- O diâmetro d_{bw} das armaduras de confinamento (em milímetros) não deve ser inferior a 6mm;
- O espaçamento, s , das armaduras de confinamento (em milímetros) não deve ser superior a:

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24 \times d_{bw}; 225; 8 \times d_{bl} \right\} \quad (6.62)$$

onde:

h_w — altura da viga;

d_{bl} — diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal (em milímetros);

d_{bw} — diâmetro de uma cinta.

É devido a estas imposições do Eurocódigo 8 que temos espaçamentos fora dos comuns em obra como é possível constatar na Figura 6.11.

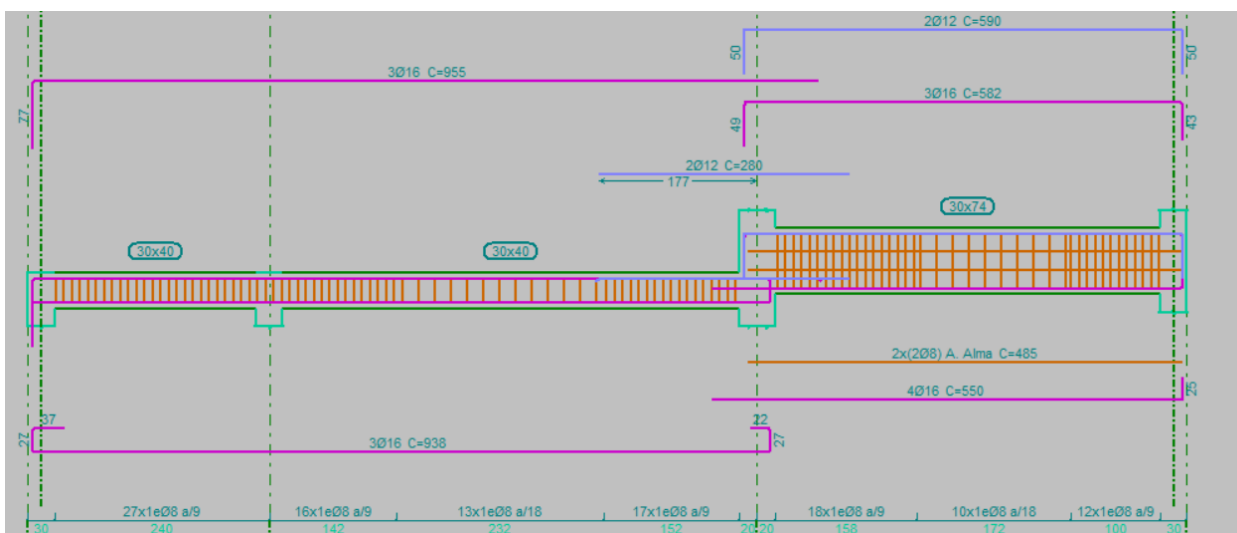


Figura 6.11 - Espaçamentos dos estribos segundo o EC8

6.2.2 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO: FENDILHAÇÃO E DEFORMAÇÃO

▪ Larguras de fendas

Segundo o Eurocódigo 2, a fendilhação deve ser limitada de modo a que não prejudique o funcionamento correto ou a durabilidade da estrutura e a que não torne o seu aspeto inaceitável.

A fendilhação é normal nas estruturas de betão armada sujeitas a esforços de flexão, transverso, torção ou tração que podem resultar de ações diretas ou coação ou de deformações impostas.

Poderão ser aceites fendas, sem procurar limitar a sua largura ou evitar a sua deformação, desde que não prejudiquem o funcionamento da estrutura.

Não deverá ser ultrapassada uma largura de fendas máxima (w_{max}) para a largura de fendas a ser calculadas (w_k), tendo em conta a função e a natureza da estrutura, ou seja, w_k deve ser inferior ou igual a w_{max} .

O Eurocódigo 2 no ponto 7.3.4 preconiza um método de cálculo das larguras de fendas.

A largura de fendas pode ser calculada por:

$$w_k = S_{r,max} \times (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (6.63)$$

onde:

$S_{r,max}$ — distância máxima entre fendas;

ε_{sm} — extensão média da armadura para a combinação de ações considerada, incluindo o efeito das deformações impostas e considerando a contribuição do betão tracionado;

ε_{cm} — extensão média no betão entre fendas.

O cálculo da diferença ($\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$) pode ser calculada por:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \times \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \times (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \times \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (6.64)$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (6.65)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (6.66)$$

onde:

σ_s — tensão na armadura de tração admitindo a secção fendilhada;

k_t — coeficiente de função da duração do carregamento ($k_t = 0.6$ para ações de curta duração; $k_t = 0.4$ para ações de longa duração);

$f_{ct,eff}$ — valor médio da resistência do betão à tração à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas, geralmente pode considerar-se igual ao f_{ctm} ;

A_s — área da armadura tracionada;

$A_{c,eff}$ — área da secção efetiva de betão tracionado dado por:

$$A_{c,eff} = b \times h_{c,eff} \quad (6.67)$$

$h_{c,eff}$ — altura efetiva da viga, igual ao menor dos seguintes valores:

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2.5(h-d); \frac{h-x}{3}; \frac{h}{2} \right\} \quad (6.68)$$

O cálculo da distância máxima entre fendas pode ser a partir de:

$$S_{r,max} = k_3 C + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} \quad (6.69)$$

onde:

\emptyset — diâmetro dos varões da armadura ordinária;

k_1 — coeficiente que tem em conta as propriedades de aderência dos varões das armaduras sendo igual a 0.8 para varões de alta aderência e 1.6 para varões de superfície lisa;

k_2 — coeficiente que tem em conta a distribuição das extensões, é igual a 0.5 para flexão e 1 para tração;

$k_3 = 3.4$ e $k_4 = 0.425$

A largura máxima de fendas é fornecida pelo Eurocódigo 2 e está ilustrada na Figura 6.12.

Classe de Exposição	Elementos de betão armado e elementos de betão pré-esforçado com armaduras não aderentes	Elementos de betão pré-esforçado com armaduras aderentes
	Combinação de acções quase-permanente	Combinação de acções frequente
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Descompressão

NOTA 1: Para as classes de exposição X0 e XC1, a largura de fendas não tem influência sobre a durabilidade e este limite é estabelecido para dar em geral um aspecto aceitável. Na ausência de especificações no que respeita ao aspecto, este limite poderá ser reduzido.

NOTA 2: Para estas classes de exposição deverá verificar-se, ainda, a descompressão para a combinação quase-permanente de acções.

Figura 6.12 - Valores recomendados de W_{max}

Os valores recomendados da largura máxima têm em conta a classe de exposição do betão e a sua execução.

A verificação da largura de fendas foi realizada recorrendo às funcionalidades do programa CYPE, sendo estas uma enorme ajuda nesta verificação de estado limite de serviço. A viga utilizada a título de exemplo foi a viga do eixo 3 do Piso 1.

2.- VERIFICAÇÃO DA FENDILHAÇÃO

Vão	VERIFICAÇÕES (EUROCÓDIGO 2 NP EN 1992-1-1:2010/NA:2010)						Estado
	$W_{k,F,sup.}$	$W_{k,F,Lat.Dir.}$	$W_{k,F,inf.}$	$W_{k,F,Lat.Esq.}$	σ_{sr}	V_{fend}	
P12 - B0	x: 0 m Verifica	x: 3.804 m Verifica	x: 3.804 m Verifica	x: 3.804 m Verifica	x: 0 m Verifica	Verifica	VERIFICA
<p>Anotação:</p> <p>$W_{k,F,sup.}$: Cálculo da largura de fenda: Face superior</p> <p>$W_{k,F,Lat.Dir.}$: Cálculo da largura de fenda: Face lateral direita</p> <p>$W_{k,F,inf.}$: Cálculo da largura de fenda: Face inferior</p> <p>$W_{k,F,Lat.Esq.}$: Cálculo da largura de fenda: Face lateral esquerda</p> <p>σ_{sr}: Área mínima de armadura</p> <p>V_{fend}: Fendilhação devida a tensões tangenciais de esforço transversal</p> <p>x: Distância à origem da barra</p> <p>η: Coeficiente de aproveitamento (%)</p>							

Figura 6.13 - Exemplo de verificação da largura de fendas recorrendo ao CYPE

▪ **Deformação**

De acordo com o Eurocódigo 2 no ponto 7.4.1, a deformação de um elemento não deve ser fator de mau funcionamento da estrutura. Tendo em conta a natureza da estrutura, dos acabamentos, das divisórias, etc., devem ser estabelecidos valores limite para as deformações.

As deformações não devem exceder os limites compatíveis com as deformações de outros elementos ligados à estrutura como por exemplo, envidraçados, revestimentos ou acabamentos.

Em situações de cobertura plana, como é o caso do edifício em estudo, deve-se limitar as deformações de forma a evitar a acumulação de águas pluviais, assegurando o seu correto funcionamento.

Para o cálculo da flecha de uma laje armada em duas direções, a verificação deverá ser efetuada em relação ao menor vão e para as lajes fungiformes devemos considerar o maior vão.

Para a situação de cargas quase permanentes, o Eurocódigo 2 admite dois valores possíveis para os limites da flecha de um elemento, sendo estas flechas calculadas relativamente aos apoios. Estes valores são:

$$\frac{\text{vão}}{250}, \text{ para flechas a tempo infinito;} \tag{6.70}$$

$$\frac{\text{vão}}{500}, \text{ para flechas instantâneas.} \tag{6.71}$$

Um processo usual para controlar flechas muito elevadas é aplicação de contra flechas durante o processo construtivo. No entanto esta contra-flecha não deve ser superior ao vão/250 segundo o ponto 7.4.1(4) do Eurocódigo 2.

O Eurocódigo apresenta uma metodologia para o cálculo das flechas, expressa pela seguinte equação:

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I \quad (6.72)$$

onde:

α — parâmetro de deformação considerado que poderá ser, por exemplo, uma extensão, uma curvatura ou uma rotação;

α_I, α_{II} — valores do parâmetro calculado, respetivamente, para os estados não fendilhado e totalmente fendilhado;

ζ — coeficiente de distribuição (que tem em conta a contribuição do betão tracionado entre fendas) obtido por:

$$\zeta = 1 - \beta \times \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (6.73)$$

$\zeta = 0$ para secções fendilhadas;

β — coeficiente que tem em conta a influencia na extensão média da duração do carregamento. É igual a 1 para um único carregamento de curta duração e igual a 0.5 para um carregamento de longa duração ou para repetidos carregamentos;

σ_s — tensão nas armaduras de tração, calculada na hipótese de secção fendilhada;

σ_{sr} — tensão nas armaduras de tração

O controlo da deformação foi realizado recorrendo ao programa CYPE, analisando criteriosamente os resultados por ele apresentados em todas as vigas. Este projeto permitiu utilizar as rotinas de verificação de deformação do CYPE, retirando o máximo proveito destas ferramentas informáticas.

Ao realizar o estudo percebeu-se que a viga V1-5 do piso 1 apresenta problemas de flecha ativa a partir do instante “3 meses” (ver Figura 6.14).

Flecha activa a partir do instante "3 meses", para a combinação de acções "Quase permanente"

Flecha activa a partir do instante "3 meses", para a combinação de acções "Quase permanente"

A flecha máxima produz-se na secção "3.80 m" para a combinação de acções: Peso próprio+Revestimentos e paredes - Parede interior+Revestimentos e paredes - Pavimento+0.3Sobrecarga (Utilização A)

$f_{s,max} \leq f_{s,lim}$ 21.68 mm ≤ 15.34 mm ✗

$f_{A,lim}$: limite estabelecido para a flecha activa $f_{A,lim}$: 15.34 mm

$f_{A,lim} = L/500$

L: comprimento de referência L: 7.67 m

$f_{A,max}$: flecha activa máxima produzida a partir do instante "3 meses" $f_{A,max}$: 21.68 mm

Flecha produzida a partir do instante "3 meses", calculada como a diferença entre a flecha total máxima e a flecha produzida até ao referido instante ($f(t_{ed})$)

$f_{s,max} = f_{s,max}(t_{ed}, \infty) - f(t_{ed})$

$f_{T,max}(t_{ed}, \infty)$: flecha total máxima produzida a partir do instante "3 meses" $f_{T,max}(t_{ed}, \infty)$: 23.77 mm

Figura 6.14 - Cálculo da flecha da viga do eixo 3 pelo CYPE

Como é possível verificar pela Figura 6.14 a flecha máxima desta viga a 3 meses é de 2.168 cm tendo como limite de flecha de 1.534 cm. A diferença entre flechas é de 0.634 cm. Para resolver estes problemas de flechas irá ser efetuada durante a execução uma contra-flecha de 1 cm.

Como enunciado anteriormente, o Eurocódigo 2 permite a execução de uma contra-flecha durante a fase de execução desde que não seja superior ao vão/250. Este valor máximo de contra flecha, considerando o comprimento de referência que o programa assume, é de:

$$\frac{\text{vão}}{250} = \frac{7.67}{250} = 0.03 \text{ m} \quad (6.74)$$

6.3 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

6.3.1 ESTADO LIMITE ULTIMO DE RESISTÊNCIA

- **Armaduras longitudinais**

O dimensionamento das armaduras das lajes maciças de betão armado é executado pelo mesmo processo de dimensionamento das armaduras longitudinais das vigas, considerando uma largura (b) igual a 1 m.

Assim sendo a armadura longitudinal para momentos positivos e negativos é calculada com:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (6.75)$$

Após o cálculo do momento fletor reduzido procedeu-se ao cálculo da percentagem mecânica de armadura (ω)

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}} \quad (6.76)$$

A armadura mínima ($A_{s_{min}}$) e máxima ($A_{s_{máx}}$) obtém-se da seguinte forma:

$$A_{s_{min}} \geq \begin{cases} 0.26 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) \cdot b \cdot d \\ 0.0013 \cdot b \cdot d \end{cases} \quad (6.77)$$

$$A_{s_{máx}} = 0.04 \cdot A_c \quad (6.78)$$

O espaçamento máximo das armaduras longitudinais é definido por:

$$S_{max} \leq \begin{cases} 2h \\ 250 \text{ mm} \end{cases} \text{ para as zonas de esforços máximos} \quad (6.79)$$

$$S_{max} \leq \begin{cases} 3h \\ 250 \text{ mm} \end{cases} \text{ para as restantes zonas} \quad (6.80)$$

onde:

h — altura da laje.

- **Armaduras transversais**

Normalmente pretende-se que as lajes não possuam armadura de esforço transverso, pelo que este deverá ser inteiramente resistido pelo betão.

O esforço transverso resistente de lajes sem armadura de esforço transverso é o maior valor de:

$$V_{Rd,c} \geq \begin{cases} 0.12 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} \times b_w \times d \\ 0.0035 \times k^{\frac{2}{3}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} \times b_w \times d \end{cases} \quad (6.81)$$

onde:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (6.82)$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b \times d} \quad (6.83)$$

A verificação do esforço transverso foi realizada através do CYPE.

- **Solução de armaduras de lajes**

O CYPE modela as lajes através de elementos de barra que formam uma grelha. As armaduras calculadas pelo programa não estão racionalizadas, apresentando vários diâmetros de varões e diferentes espaçamentos, o que tornaria a sua construção pouco otimizada (ver Figura 6.15).

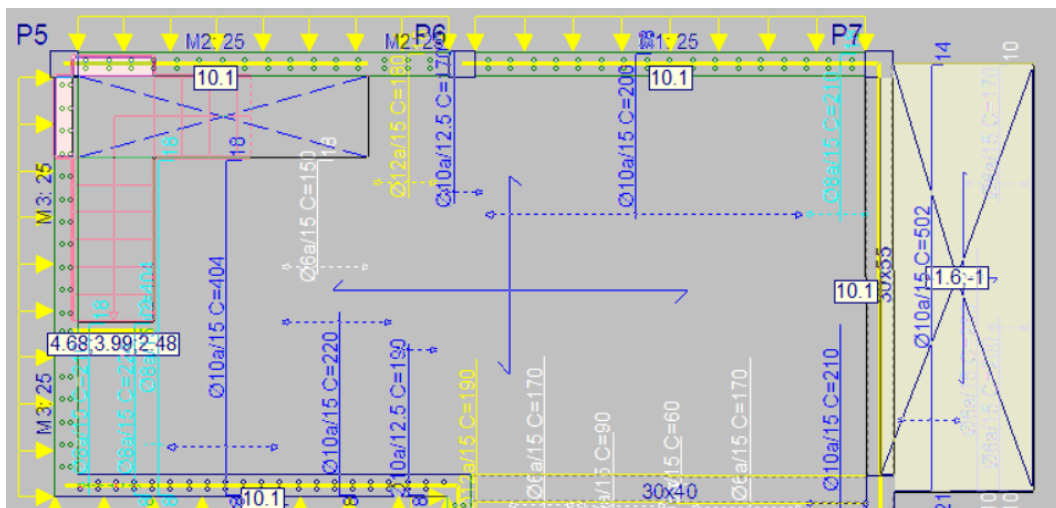


Figura 6.15 - Solução do CYPE para armaduras superiores paralelas ao menor lado da laje

Tendo em conta o exposto, foi realizado uma uniformização das armaduras, tanto em termos de diâmetros como de espaçamentos, de modo a obter uma solução de mais fácil e rápida execução em obra.

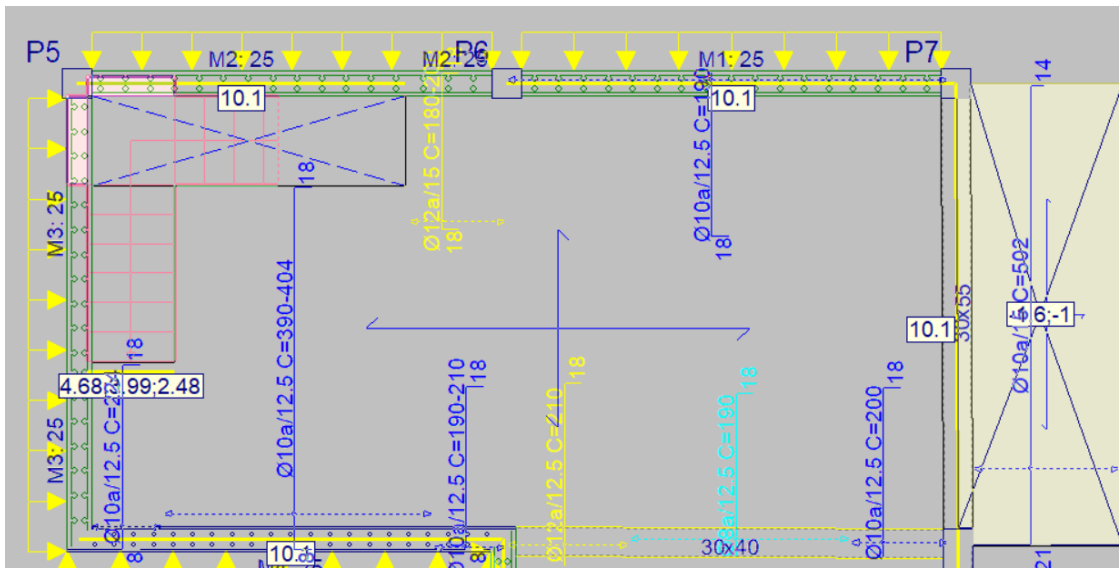


Figura 6.16 - Solução uniformizada para armaduras superiores paralelas ao menor lado da laje

A solução de armaduras após o trabalho de uniformização está representada na Figura 6.16, tendo sido somente utilizados espaçamentos de 12.5 cm.

▪ **Controlo da deformação**

O cálculo das deformadas segue o mesmo método explicitado anteriormente para as vigas, tendo-se no presente projeto recorrido aos mapas de deformação disponibilizados pelo programa CYPE.

A título de exemplo, analisou-se a laje LMN1 do Piso 1 cujas vigas de apoio apresentavam já uma flecha ativa a 3 meses da ordem dos 2 cm. Conforme se constata na Figura 6.17, a laje LMN1 apresenta uma flecha instantânea máxima de 4.8 mm. Dado que a laje é armada em duas direções com menor vão de 4.65 m (ver Figura 2.16) e considerando a equação (6.71) para o cálculo do limite da flecha instantânea temos um valor limite de 9.3 mm, estando verificada a flecha instantânea para este elemento.

Tendo em conta a regra amplamente aceite que estabelece que as flechas a longo prazo são da ordem de 3 vezes superiores às flechas instantâneas, poderemos avaliar a flecha a longo prazo como sendo da ordem de 1,4 cm, o que verifica a flecha limite de vão/250 que é 1.8 cm.

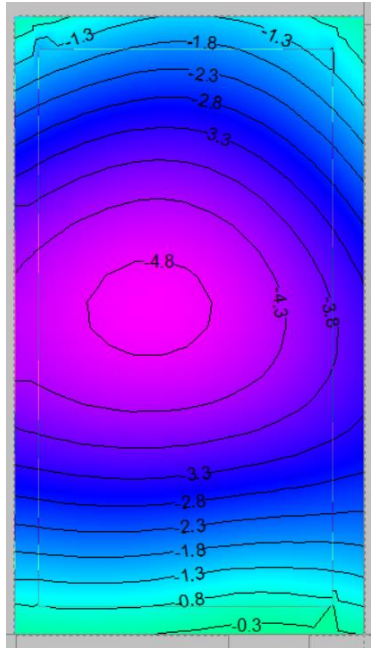


Figura 6.17- Deformada instantânea da laje LMN1 para combinação quase permanente (mm)

6.4 PILARES

Os programas de cálculo Robot e CYPE têm em consideração o Eurocódigo 2 e o Eurocódigo 8 no cálculo dos elementos à compressão, cumprindo as metodologias por eles preconizadas.

No entanto, ao longo do percurso académico no ISEP, o cálculo dos pilares foi lecionado tendo em consideração o REBAP. Segundo este regulamento, no estudo do efeito de encurvadura é necessário ter em conta a secção crítica dos elementos verticais, que está dependente de a estrutura ser de nós fixos ou de nós moveis. Para estruturas de nós fixos o efeito deve ser considerado aproximadamente a meia altura do pilar, pois as extremidades estão fixas. Para estruturas de nós moveis a secção crítica é considerada nas secções extremas.

Segundo o REBAP, uma estrutura é considerada de nós fixos se for verificada a seguinte expressão:

$$h_{\text{total}} \times \sqrt{\frac{\sum N}{\sum EI}} \leq \eta \quad (6.84)$$

onde:

h_{total} — altura total do edifício;

I — momento de inércia dos pilares;

E — módulo de elasticidade do betão;

$$\eta = \begin{cases} 0.2+0.1n, \text{ para } n \leq 4 \\ 0.6, \text{ para } n > 4 \end{cases}, \text{ sendo } n \text{ o número de pisos.}$$

Então considerando o estudo da mobilidade na direção yy, temos que:

$$I = 0.0125 \text{ m}^4 \quad (6.85)$$

$$E = 31 \text{ GPa} \quad (6.86)$$

Recorrendo ao programa Robot obteve-se o somatório das reações verticais referentes a cargas permanentes mais sobrecargas (não majoradas) de 5495.16 kN. Assim temos que:

$$6.86 \times \sqrt{\frac{5495.16}{31 \times 10^9 \times 0.0125}} = 0.025 \quad (6.87)$$

Como $\eta = 0.2 + (0.1 \times 2) = 0.4$, a estrutura é de nós fixos na direção yy.

Analisando a estrutura na direção xx, constata-se que apresenta maior inércia que na direção yy devido à presença de uma parede de grandes dimensões, o que permite deduzir que a estrutura também será de nós fixos na direção xx.

Como os programas de cálculo utilizam os Eurocódigos na verificação dos pilares, essa regulamentação foi estudada para análise dos resultados fornecidos pelo CYPE.

O Eurocódigo 2 no ponto 5.8.1 define encurvadura como sendo uma rotura por instabilidade de um elemento ou de uma estrutura em compressão axial e perfeitamente centrada.

Segundo o Eurocódigo 2, ponto 5.8.1, os pilares podem ser afetados por efeitos de primeira ordem, sendo estes efeitos das ações calculadas excluindo o efeito das deformações da estrutura, mas incluindo as imperfeições geométricas.

Para além dos efeitos de primeira ordem, o Eurocódigo 2 define também efeitos de segunda ordem, sendo estes efeitos resultantes das deformações da estrutura.

Estes efeitos são contabilizados em elementos e estruturas cujo comportamento poderá ser significativamente influenciado por estes. Sempre que se consideram estes efeitos é necessário realizar a verificação do equilíbrio e da resistência no estado deformado.

No ponto 5.8.3.2 o Eurocódigo 2 define a esbelteza (λ) como:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (6.88)$$

onde:

i — raio de giração da secção de betão não fendilhado.

Para a definição do comprimento efetivo (l_0) o Eurocódigo 2 disponibiliza vários comprimentos efetivos para diferentes tipos de encurvadura (ver Figura 6.18).

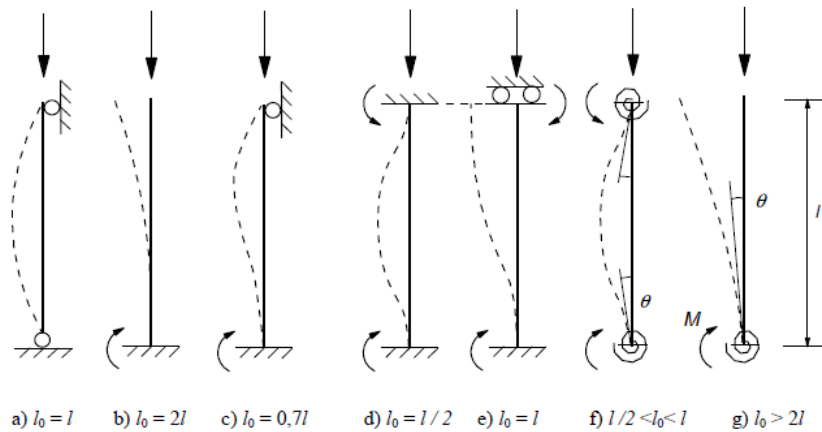


Figura 6.18 - Modos de encurvadura e correspondentes tipos de comprimentos efetivos

A verificação de estabilidade dos pilares foi realizada recorrendo às potencialidades de análise de cálculo fornecidas pelo programa CYPE. Para esta análise decidiu-se a título de exemplo mostrar as verificações fornecidas pelo CYPE para o pilar P10 (ver Figura 2.16).

Para a verificação para o estado limite último de resistência dos pilares, o CYPE apresenta gráficos tridimensionais de capacidade resistente em função do esforço axial e momentos flectores nas duas direções xx e yy . É possível por recurso visual analisar a resistência do pilar com uma determinada armadura e avaliar a reserva de resistência comparando o esforço atuante com o resistente. (ver Figura 6.19).

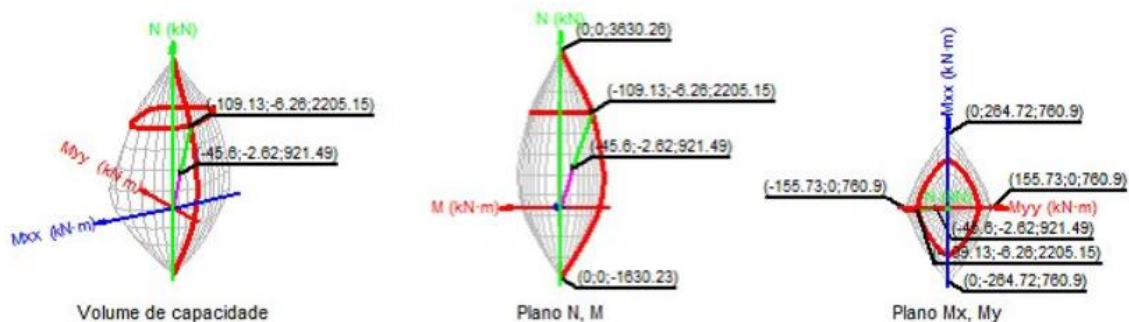


Figura 6.19 - Gráficos de análise da resistência dos pilares

Após a verificação da resistência do pilar aos estados limites últimos, procedeu-se à análise do pilar para a verificação pelo Eurocódigo 8.

Analisando os resultados do cálculo do pilar P10 do CYPE (ver Anexo 3), deparou-se com um problema ao nível do piso 1.

Segundo o Eurocódigo 8 no ponto 4.4.2.3, nos edifícios de vários pisos devemos evitar a formação de mecanismos plásticos uma vez que podem induzir nos pilares de piso flexível exigências de ductilidade local excessivas para estes pilares. Para além disso, na secção 4 estabelece-se que os pórticos com dois ou mais pisos deverão satisfazer em todos os nós das vigas sísmicas primárias ou secundárias a seguinte condição:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \times \sum M_{Rb} \tag{6.89}$$

onde:

$\sum M_{Rc}$ — soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó. Deve-se utilizar o valor mínimo dos momentos resistentes dos pilares na gama de esforços normais dos pilares devidos à situação de projeto sísmica;

$\sum M_{Rb}$ — soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

Assim o CYPE apresentou a seguinte verificação:

(1), com dois ou mais pisos, deverá satisfazer-se a seguinte condição em todos os nós das vigas sísmicas primárias ou secundárias com os pilares sísmicos primários:
 $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb}$ (4.29) 494.82 kN-m \geq 554.62 kN-m ✗
 em que:

$\sum M_{Rc}$: Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó. Na expressão (4.29) deverá utilizar-se o valor mínimo dos momentos resistentes dos pilares na gama de esforços normais dos pilares devidos à situação de projecto sísmica;
 $\sum M_{Rb}$: Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó. Quando são adoptadas ligações de resistência parcial, os momentos resistentes dessas ligações são tidos em conta no cálculo de $\sum M_{Rb}$.

	$\sum M_{Rc}$ (kN-m)	$\sum M_{Rb}$ (kN-m)	
X +	300.23	108.41	✓
X -	300.23	80.79	✓
Y +	494.82	412.91	✗
Y -	494.82	426.63	✗*

Figura 6.20 – Análise da resistência do pilar P10

As vigas que descarregam no pilar P10 vencem um grande vão apresentando dimensões elevadas e grandes armaduras, o que conduz a momentos resistentes elevados. Para que o pilar P10 tenha uma resistência 30% superior à das vigas que nele descarregam seria necessário aumentar as suas dimensões e armá-lo fortemente. No tipo de estruturas como a que aqui se estuda (habitação unifamiliar) tal solução não parece viável, conduzindo a pilares de dimensões não correntes para este tipo de estruturas.

Outra alteração necessária após análise da estrutura foi a modificação do pilar P12. Na solução estrutural inicial este pilar nascia sobre uma viga e desenvolvia-se entre o piso 1 e a cobertura (ver Figura 2.3). Após o cálculo da estrutura, o CYPE indicou a existência de um erro relacionado com as verificações de segurança impostas pelo Eurocódigo 8 no ponto 5.4.1.2.5 (2)P na alínea b (ver Figura 6.21).

Segundo este ponto, para uma viga sísmica primária onde se suporte pilares que sejam interrompidos abaixo dela, a viga deve ser suportada por pelo menos dois apoios diretos, tais como paredes ou pilares. Ora o pilar P12 nascia sobre a interseção de duas vigas, uma das quais se apoiava indiretamente na outra.

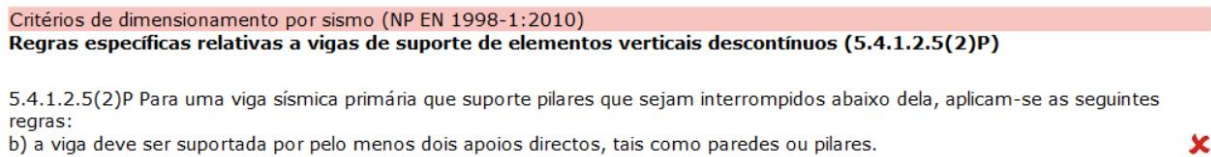


Figura 6.21 - Erro de dimensionamento das vigas primárias

Para resolver esta não-conformidade com o Eurocódigo 8, foi alterada a solução estrutural, tendo o pilar P12 sido prolongado até à fundação. Esta alteração não teve grandes implicações com o projeto de arquitetura, no entanto, se se tratasse de um projeto real, deveria ser discutida e colhido o seu aval junto das restantes especialidades.

6.5 MUROS, PAREDES E SAPATAS

▪ Muros e Paredes

A verificação de segurança dos muros e paredes foi realizada recorrendo às potencialidades do programa CYPE. Este programa permite verificar os esforços atuantes nos muros em estudo e verificar as armaduras necessárias para cumprir as verificações de segurança impostas pelos regulamentos adotados.

Tal como já referido para as lajes, as soluções de armaduras propostas para os muros foram analisadas para validação.

O CYPE permite um fator de cumprimento inferior a 100% para paredes e muros, ou seja, pontualmente permite que, por exemplo, as tensões ultrapassem as máximas, o que será equilibrado através de redistribuição de esforços. Assim sendo, é considerado aceitável fatores de cumprimento de aproximadamente 90%.

Conforme se pode constatar na Figura 6.22, são indicados graficamente a vermelho os pontos onde os esforços máximos resistentes são ultrapassados.

O CYPE permite ainda a escolha de armaduras verticais e horizontais (varões e espaçamentos), realizando a verificação de segurança.

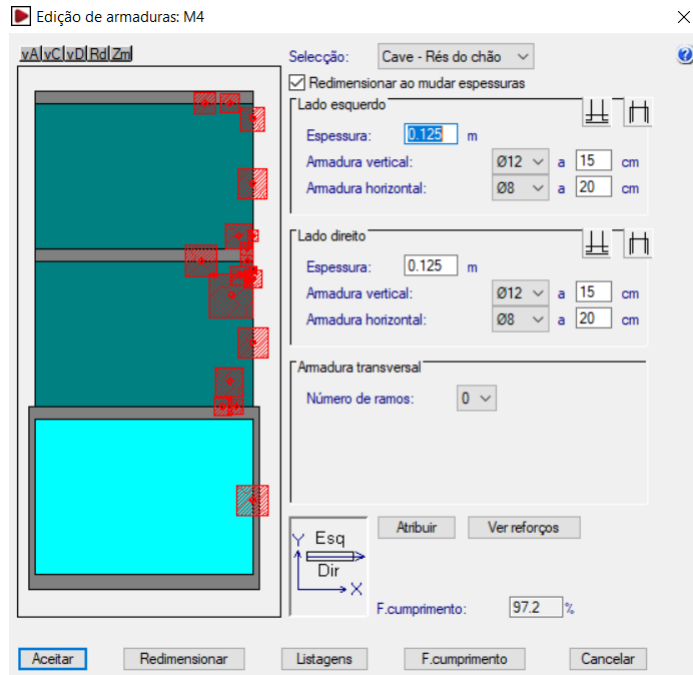


Figura 6.22 – Cálculo de muro da cave e parede superior

O programa disponibiliza toda a informação relativa ao cálculo dos muros e paredes para que possa ser realizado o seu controlo. A informação é fornecida graficamente ou em forma de listagem, sendo apresentada na Figura 6.23 um exemplo relativo a M4 (muro no tramo inferior e parede nos dois tramos superiores), com os valores dos esforços de cálculo mais desfavoráveis para cada tipo de armadura.

Referência: M4

Sector	Estado	Aproveitamento (%)	Esforços							
			Nx	Ny	Nxy	Mx	My	Mxy	Qx	Qy
Cave - Rés do chão	Arm. vert. dir.	54.59	-45.41	-21.32	-23.99	21.65	5.41	3.87	---	---
	Arm. horz. dir.	37.06	-130.47	50.19	-35.50	2.61	11.15	-1.40	---	---
	Arm. vert. esq.	8.52	-559.37	-58.11	-32.58	32.30	8.30	6.19	---	---
	Arm. horz. esq.	1.74	-415.65	-108.36	-15.87	9.16	8.38	1.28	---	---
	Betão	28.42	-559.37	-58.11	-32.58	32.30	8.30	6.19	---	---
	Arm. transve.	4.22	-415.65	-108.36	-15.87	---	---	---	25.31	25.13
Rés do chão - Piso 1	Arm. vert. dir.	61.91	-240.74	-31.34	-22.56	35.90	5.54	-0.16	---	---
	Arm. horz. dir.	27.91	-52.25	-334.28	133.22	1.05	-61.02	13.58	---	---
	Arm. vert. esq.	113.81	-594.94	-302.78	255.29	-59.27	-81.49	26.38	---	---
	Arm. horz. esq.	64.88	-594.94	-302.78	255.29	-59.27	-81.49	26.38	---	---
	Betão	183.81	-600.06	-302.74	256.18	12.00	-81.39	26.36	---	---
	Arm. transve.	32.39	-358.30	-274.10	110.43	---	---	---	181.23	-19.10
Piso 1 - Cobertura	Arm. vert. dir.	159.01	-28.64	3.30	35.86	81.15	10.34	11.38	---	---
	Arm. horz. dir.	23.96	-28.64	3.30	35.86	81.15	10.34	11.38	---	---
	Arm. vert. esq.	51.40	-447.63	-388.91	227.32	-31.37	-47.70	9.74	---	---
	Arm. horz. esq.	25.37	-447.63	-388.91	227.32	-31.37	-47.70	9.74	---	---
	Betão	169.03	-28.64	3.30	35.86	81.15	10.34	11.38	---	---
	Arm. transve.	13.73	-136.30	35.38	83.43	---	---	---	-51.49	-57.55

Aproveitamento: Nível de tensões (relação entre a tensão máxima e a admissível). Equivale ao inverso do coeficiente de segurança.
 Nx : Axial vertical (kN/m).
 Ny : Axial horizontal (kN/m).
 Nxy: Axial tangencial (kN/m).
 Mx : Momento vertical (em torno do eixo horizontal) (kN·m/m).
 My : Momento horizontal (em torno do eixo vertical) (kN·m/m).
 Mxy: Momento torsor (kN·m/m).
 Qx : Transverso transversal vertical (kN/m).
 Qy : Transverso transversal horizontal (kN/m).

Figura 6.23 - Listagem das ações desfavoráveis

▪ Sapatas

O CYPE possui ferramentas de cálculo de elementos de fundação, nomeadamente para sapatas de pilares e dos muros, vigas de equilíbrio e vigas-lintel.

O projetista pode verificar os esforços atuantes nos elementos de fundação e controlar as verificações necessárias dos regulamentos de segurança, tais como, as tensões no terreno, o derrube da sapata, esforços de flexão, etc.

Para estas verificações o programa fornece listagens dos cálculos e das verificações realizadas (ver Figura 6.24).

Verificação	Valores	Estado
Referência: M4 Dimensões: 110 x 35 Armaduras: Xi:Ø12a/20 Yi:Ø12a/20		
Tensões sobre o terreno: <i>critério de CYPE Ingenieros</i>		
-Tensão média em combinações fundamentais:	Máximo: 0.25 MPa Calculado: 0.18227 MPa	Verifica
-Tensão média em combinações fundamentais sísmicas:	Máximo: 0.3 MPa Calculado: 0.16883 MPa	Verifica
-Tensão máxima em combinações fundamentais sem vento:	Máximo: 0.312449 MPa Calculado: 0.246329 MPa	Verifica
-Tensão máxima em combinações fundamentais com vento:	Máximo: 0.312449 MPa Calculado: 0.260554 MPa	Verifica
-Tensão máxima em combinações fundamentais sísmicas:	Máximo: 0.374938 MPa Calculado: 0.33511 MPa	Verifica
Derrube da sapata: <i>Se % de reserva de segurança é maior que zero, quer dizer que os coeficientes de segurança ao derrube são maiores que os valores estritos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i>		
-Na direcção X:	Reserva segurança: 174.0 %	Verifica
-Na direcção Y:	Reserva segurança: 43427.6 %	Verifica
Flexão na sapata:		
-Na direcção X:	Momento: 0.00 kN-m	Verifica
-Na direcção Y:	Momento: 150.25 kN-m	Verifica
Esforço na sapata:		
-Na direcção X:	Transverso: 0.00 kN	Verifica
-Na direcção Y:	Transverso: 159.51 kN	Verifica
Compressão oblíqua na sapata: <i>critério de CYPE Ingenieros</i>		
-Combinações fundamentais:	Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 425.8 kN/m ²	Verifica
-Combinações fundamentais sísmicas:	Calculado: 295.9 kN/m ²	Verifica
Altura mínima: <i>critério de CYPE Ingenieros</i>		
	Mínimo: 15 cm Calculado: 35 cm	Verifica

Figura 6.24 - Exemplo das listagens fornecidas pelo CYPE

No Anexo 3 encontra-se uma listagem completa relativa à fundação do pilar P1.

O CYPE permite escolher vários tipos de fundação (por exemplo: sapatas centradas, excêntricas, sapatas conjuntas, etc.). O projetista pode facilmente modificar as dimensões das fundações para uniformização e testar várias soluções de armaduras.

Todas as características de geometria e armaduras das fundações, são apresentadas graficamente (ver Figura 6.25), com toda a pormenorização e informação necessária à sua construção.

O CYPE possibilita também a visualização das sapatas de fundação em 3D, representando a montagem das armaduras resistentes e os arranques dos pilares ou dos muros (ver Figura 6.26).

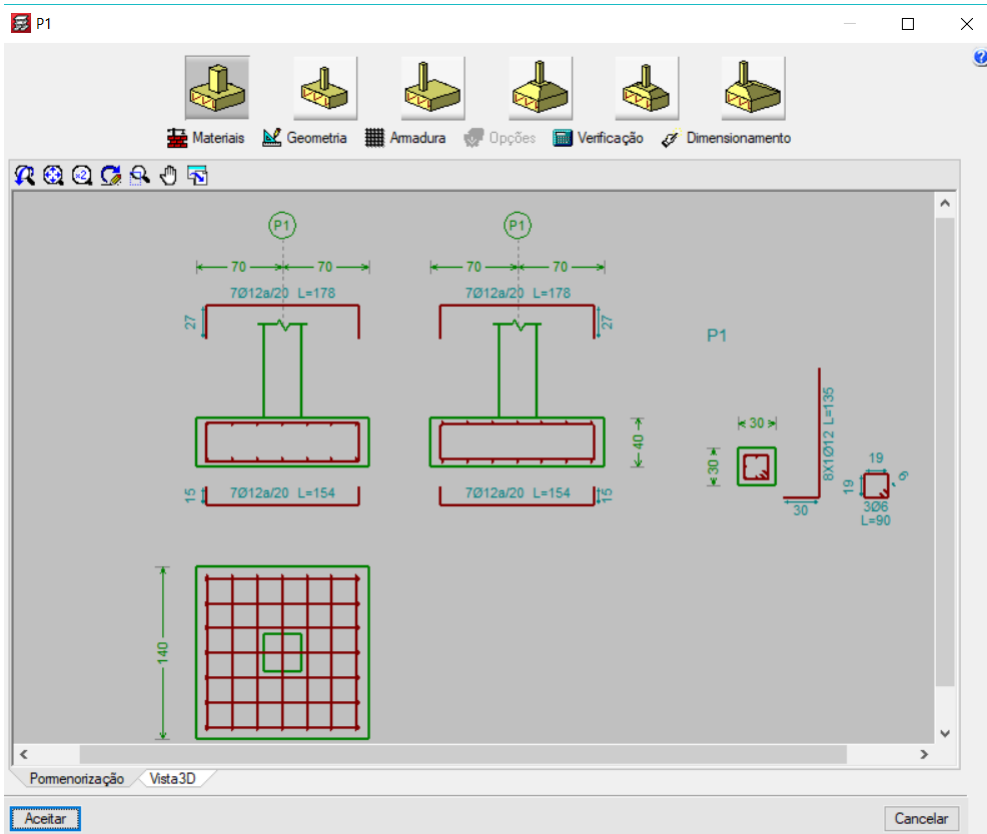


Figura 6.25 - Solução de armaduras para a sapata do pilar P1

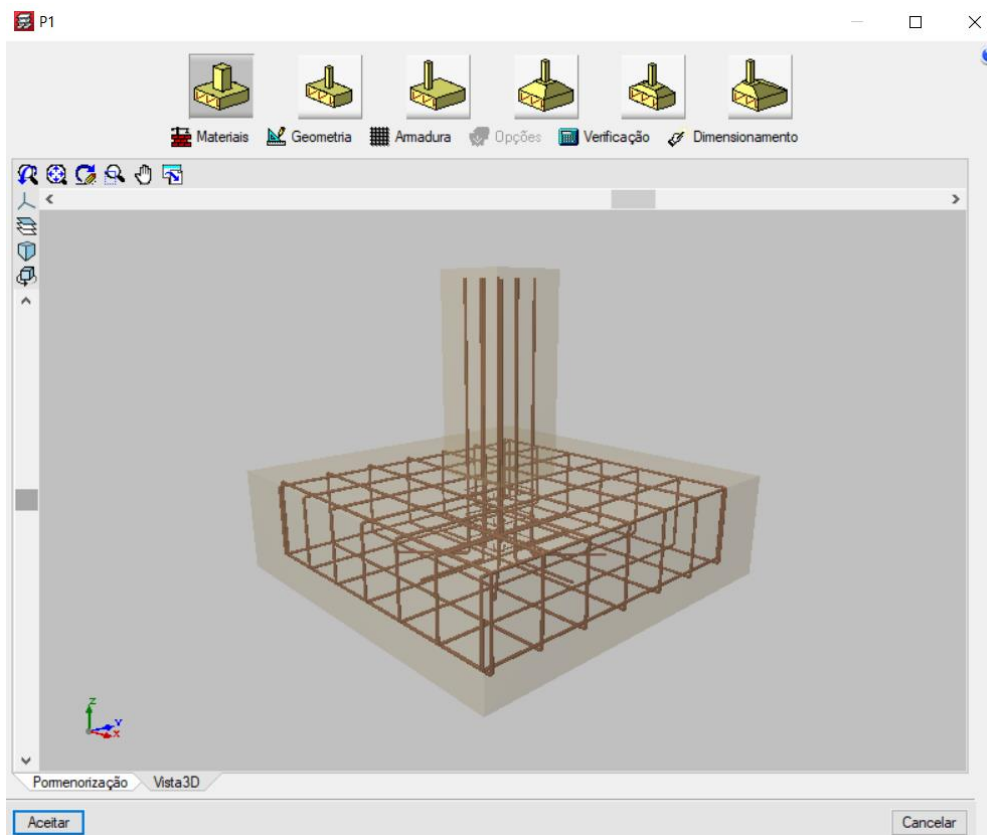


Figura 6.26 - Visualização 3D de armaduras de sapatas

CAPÍTULO 7

CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como principal objetivo a aplicação de conhecimentos adquiridos no curso de Engenharia Civil e o estudo de ferramentas informáticas de cálculo estrutural.

Pretendeu-se o desenvolvimento de um projeto de estabilidade de uma habitação desde a análise do projeto de arquitetura, discussão e avaliação de soluções estruturais alternativas, modelação e cálculo da estrutura e produção das peças desenhadas constituintes do projeto.

Tendo o projeto seguido as fases que normalmente tem um projeto real, a solução final só foi conseguida após várias iterações, sendo necessário fazer algumas alterações que deveriam ser propostas à Arquitetura, papel que no presente trabalho foi realizado pela Orientadora.

Contrariamente a um projeto real, e porque se tratava de um trabalho académico em que um dos objetivos era o estudo das potencialidades de programas informáticos de cálculo, optou-se por utilizar várias soluções estruturais, como por exemplo, vários tipos de lajes (maciças, aligeiradas de vigotas, aligeiradas nervuradas).

A utilização de ferramentas informáticas implica um investimento na sua aprendizagem, tendo no presente caso sido estudados os programas CYPE e Robot. Uma aplicação consciente desses programas requer a avaliação das suas potencialidades e limitações, pois uma utilização descuidada será um ato irresponsável que poderá ter implicações graves. Tanto o CYPE como o Robot possuem já na sua rotina de cálculo controlo de erros que são uma ajuda preciosa para o utilizador.

Sendo programas comerciais, ambos realizam as verificações de segurança segundo os Eurocódigos ou regulamentações nacionais se o utilizador o pretender. No presente trabalho foram usados os Eurocódigos, tendo sido constatado que a verificação do Eurocódigo 8 implica soluções estruturais por vezes muito gravosas, sobretudo no que respeita a cálculo de pilares e espaçamentos de estribos de vigas.

Em termos de comparação do CYPE e do Robot, foi constatado que este último tem maiores capacidades, pois permite a modelação com elementos finitos (ver Figura 7.1). No entanto, para estruturas regulares porticada o CYPE mostrou-se vantajoso, pois a modelação e introdução de ações é muito intuitiva e permite saídas de documentos e desenhos bastante próximos dos que poderão ser utilizados na vida profissional.

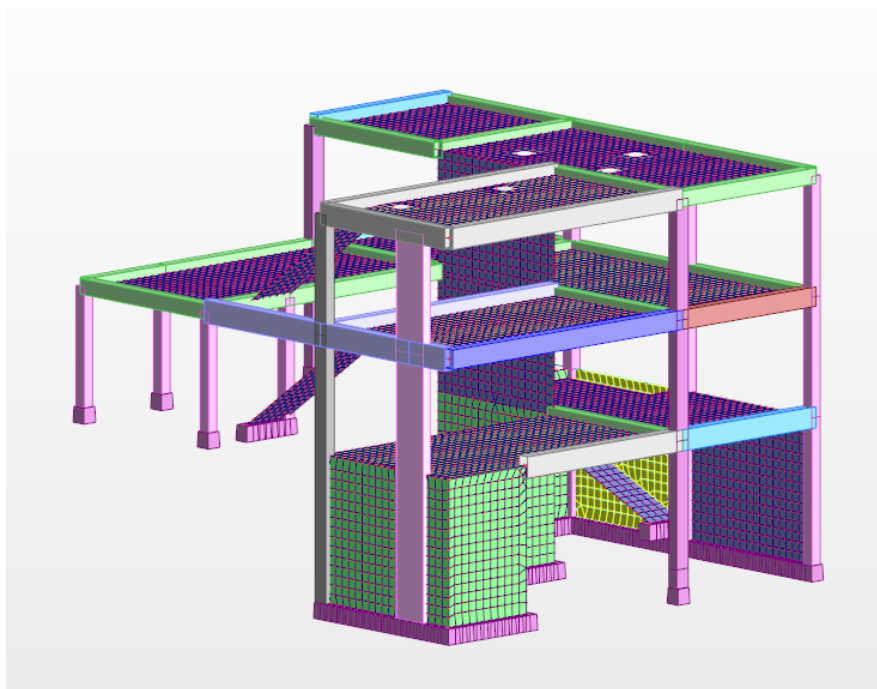


Figura 7.1 - Modelo do Robot

Para além dos programas informáticos, também foram praticados e alargados outros conhecimentos, como por exemplo: o cálculo da torção, muros de gabião, apoios indiretos, etc.

Outra competência adquirida com o presente trabalho, foi a produção de peças desenhadas correspondentes ao projeto de estabilidade. O domínio do programa de desenho AutoCad mostrou-se fundamental não só para a realização de peças desenhadas como também para a troca de informação com os outros intervenientes no projeto, nomeadamente a Arquitetura. Os desenhos produzidos pelo CYPE foram trabalhados e simplificados de forma a serem de fácil leitura e de acordo com o que é usual em Portugal. Podemos referir como exemplo que o CYPE coloca as armaduras superiores das lajes aligeiradas nervuradas na própria nervura, enquanto em Portugal é usual distribuir essa armadura na lajeta superior de compressão, pelo que assim foi feito no presente projeto.

Como desenvolvimento de conhecimentos ainda muito poderá ser investido no estudo do programa Robot, sobretudo nos módulos de cálculo e verificação de armaduras de elementos de betão armado, saídas de resultados gráficas (ver Figura 7.2 e Figura 7.3) e interação com outros programas, como por exemplo, o Revit.

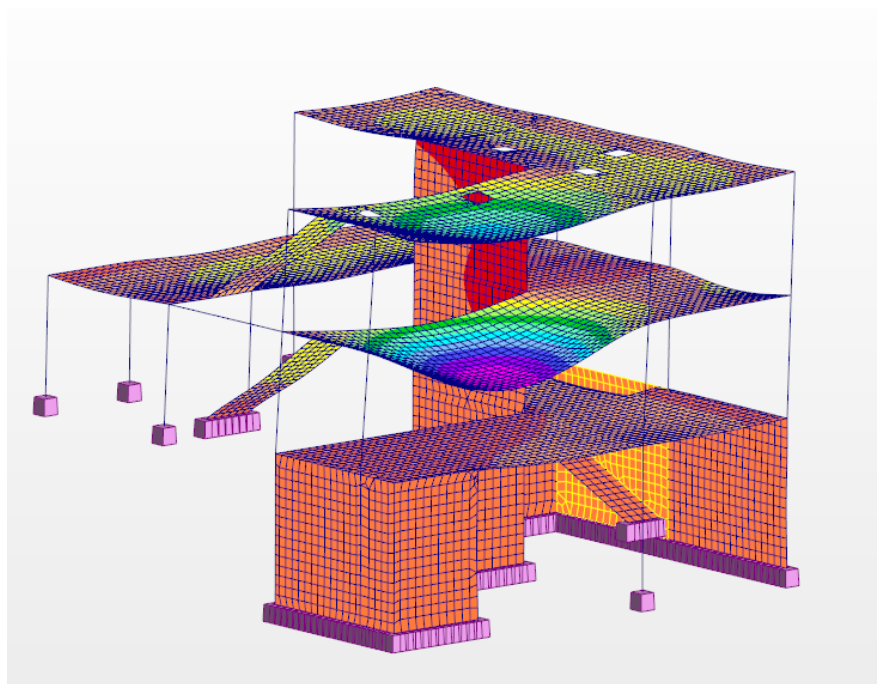


Figura 7.2 - Deformação da estrutura

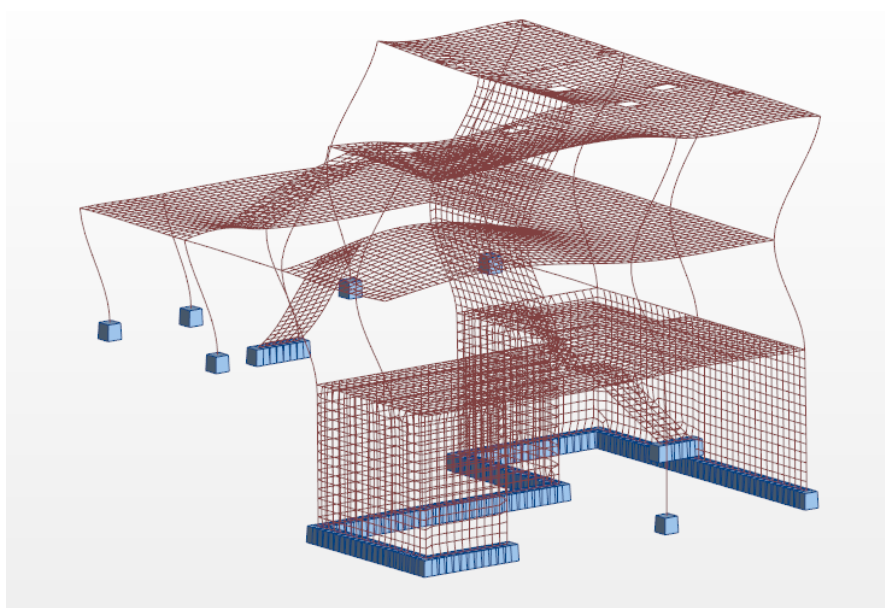


Figura 7.3 - Modo de vibração

A realização deste trabalho permitiu uma visão global do desenvolvimento do projeto de estruturas e o documento produzido será um elemento de consulta que se pretende que seja útil numa futura aplicação na vida profissional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

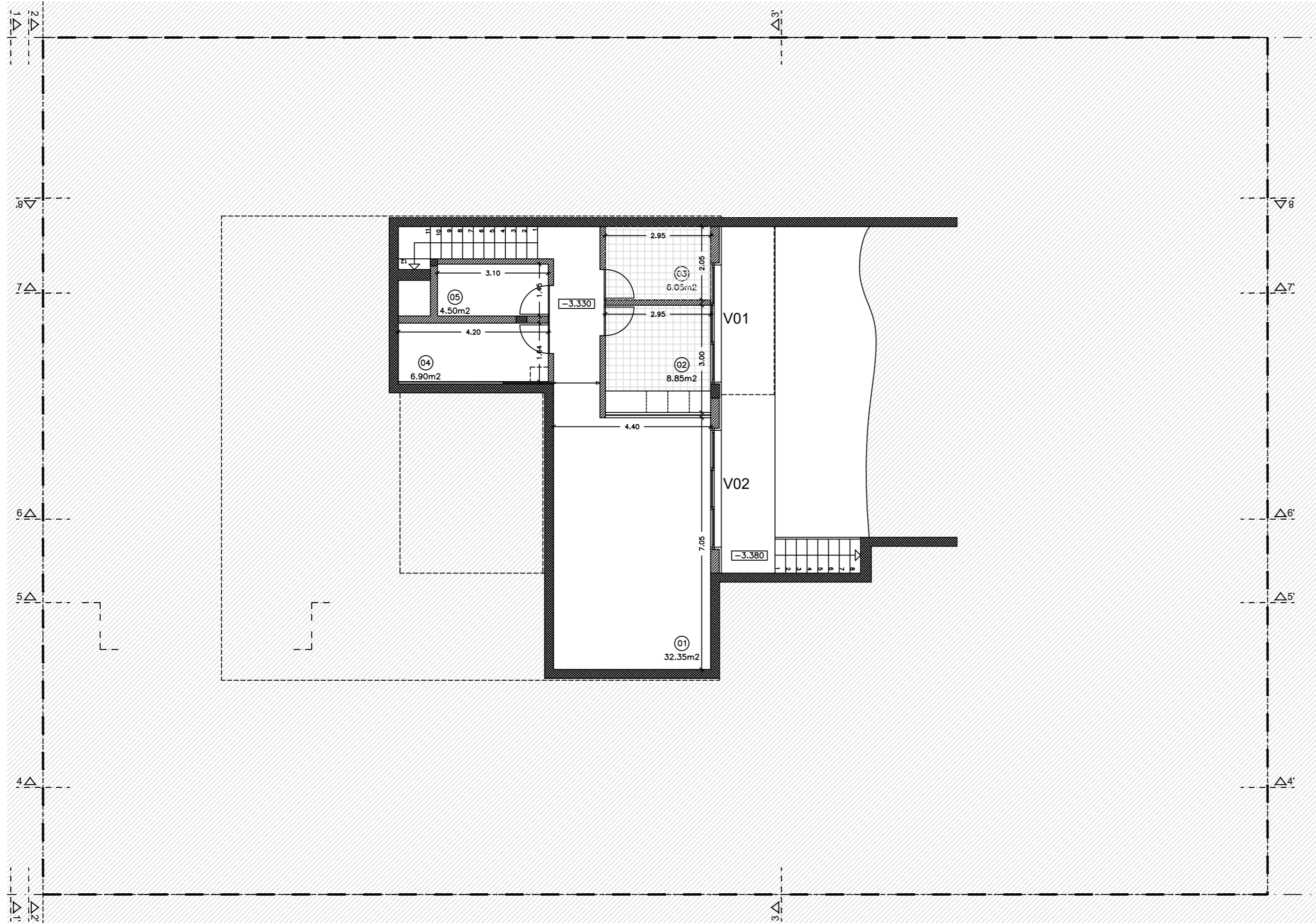
1. **Félix, Carlos.** *Apontamentos de Estruturas de Betão.* Porto : s.n., 2010.
2. **Belchior.** Presdouro Pré-esforçados Beira-Douro,SA. *Presdouro Pré-esforçados Beira-Douro,SA.* [Online] Presdouro, 2017. [Citação: 10 de 04 de 2017.] <http://www.presdouro.pt/lajes/>.
3. **LNEC, CT 115.** *NP EN 1990 - Eurocódigo - Base para o projeto de estruturas.* Caparica : Instituto Português da Qualidade, 2009.
4. —. *NP EN 1991-1-1 - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas, Parte 1: Acções gerais.* Caparica : Instituto Português da Qualidade, 2009.
5. —. *NP EN 1991-1-4 - Eurocódigo 1 - Ações em estruturas, Parte 1-4: Ações gerais, Ações do vento.* Caparica : Instituto Português de Qualidade, 2010.
6. —. *NP EN 1992-1-1 - Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifício.* Caparica : Instituto Português de Qualidade, 2010.
7. —. *NP EN 1997-1 - Eurocódigo 7 - Projeto geotécnico, Parte 1: Regras gerais.* Caparica : Instituto Português da Qualidade, 2010.
8. —. *NP EN 1998-1 - Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistências aos sismos, Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.* Caparica : Instituto Português da Qualidade, 2010.
9. **RSAEEP.** *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes.* Maia : Imprensa Nacional, 2010.
10. **Farinha, J.S. Brazão e Reis, A. Correia dos.** *Tabelas Técnicas.* Setubal : P.O.B, 1993.
11. **PAVICER.** PAVICER PAVIMENTOS CERÂMISCO,LDA. *PAVICER PAVIMENTOS CERÂMISCO,LDA.* [Online] [Citação: 8 de 05 de 2017.] <http://pavicer.pt/anexos/p188kjr8lk1qj815r717k91nmh12859.pdf>.
12. **NSC.** NSC. *Partitions: Dead or Alive.* [Online] 23 de 04 de 2017. <http://www.newsteelconstruction.com/wp/partitions-dead-or-alive/>.
13. **NESDE.** LNEC-Departamento de Estruturas. *Núcleo DE ENGENHARIA SÍSMICA E DINÂMICA DE ESTRUTURAS.* [Online] NESD, 22 de 04 de 2005. [Citação: 31 de 04 de 2017.] <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/tectonica.html>.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

14. **Figueiras, Joaquim e Barros, Helena.** *Tabela e Ábacos de Dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2.* Porto : FEUP edições, 2012.
15. **IST.** [Online] [Citação: 6 de 10 de 2017.]
http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/EBAP/DFA_EstruturasContencao%20%5BCompatibility%20Mode%5D.pdf.
16. **Câmara, José Noronha da.** Estruturas de betão I. *Folhas de apoio às aulas.* Lisboa : s.n., 2014/2015.
17. **Barros, Prof.Dr. Pérsio Leister de Almeida.** Obras de Contenção. *Manual Técnico.* São Paulo : MACCAFERRI do Brasil Ltda, não referido.

ANEXOS

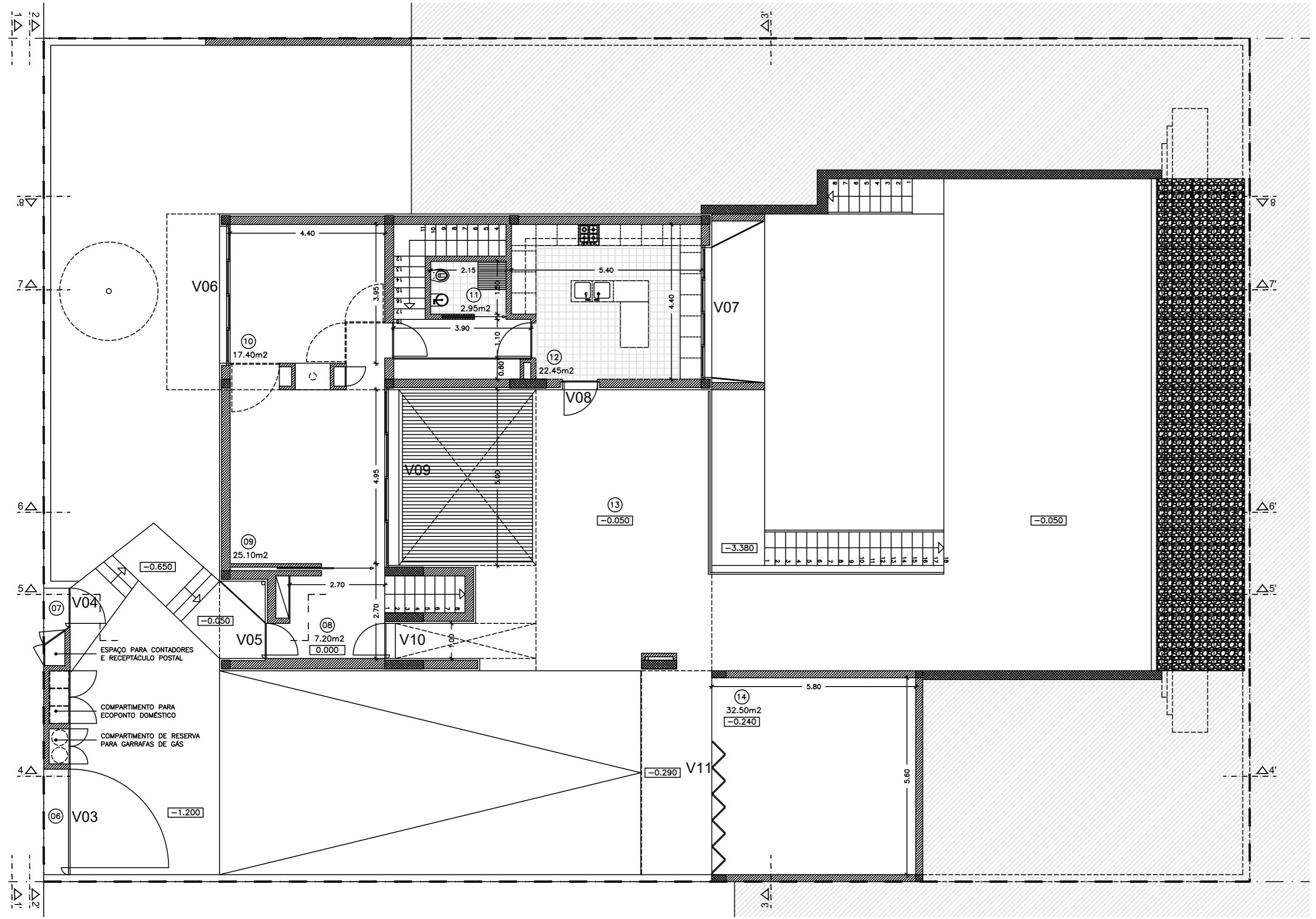
ANEXO 1 -PROJETOS DE ARQUITETURA



Planta da Cave
Escala 1/100

(594x297) mm

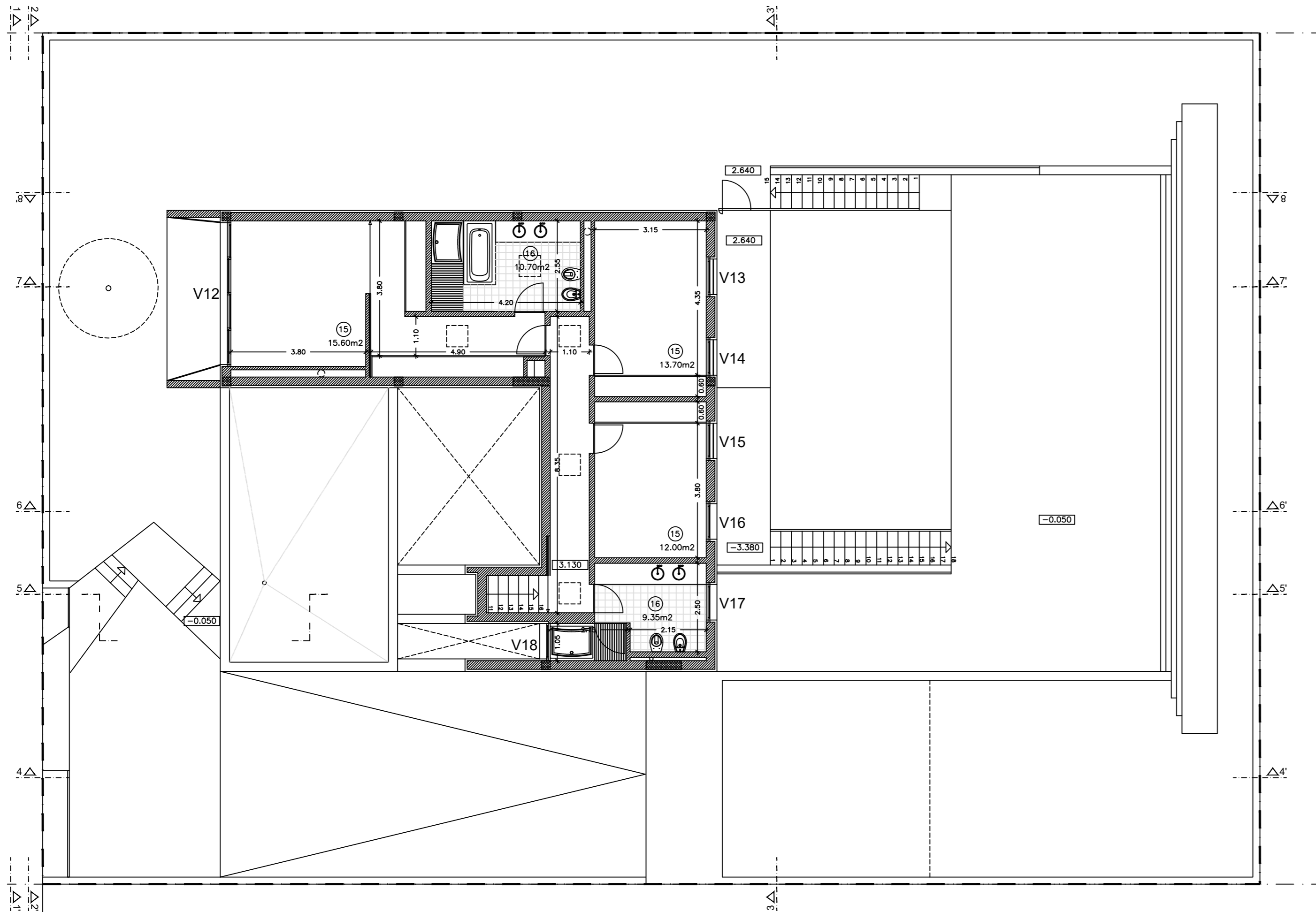
CLIENTE: Instituto Superior de Engenharia do Porto Mestrado em Engenharia Civil DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio	
PROJECTO: Habitação em Avintes	
AUTOR DO PROJETO: -	COLABORADORES: -
ESPECIALIDADE: Projeto de Arquitetura	FASE DO PROJETO: Execução
DESIGNAÇÃO: Planta da cave	ESCALA: 1/100
DATA: Outubro 2017	Nº Desenho: Arq-1



Planta do Rés do chão
Escala 1/100

(594x297) mm

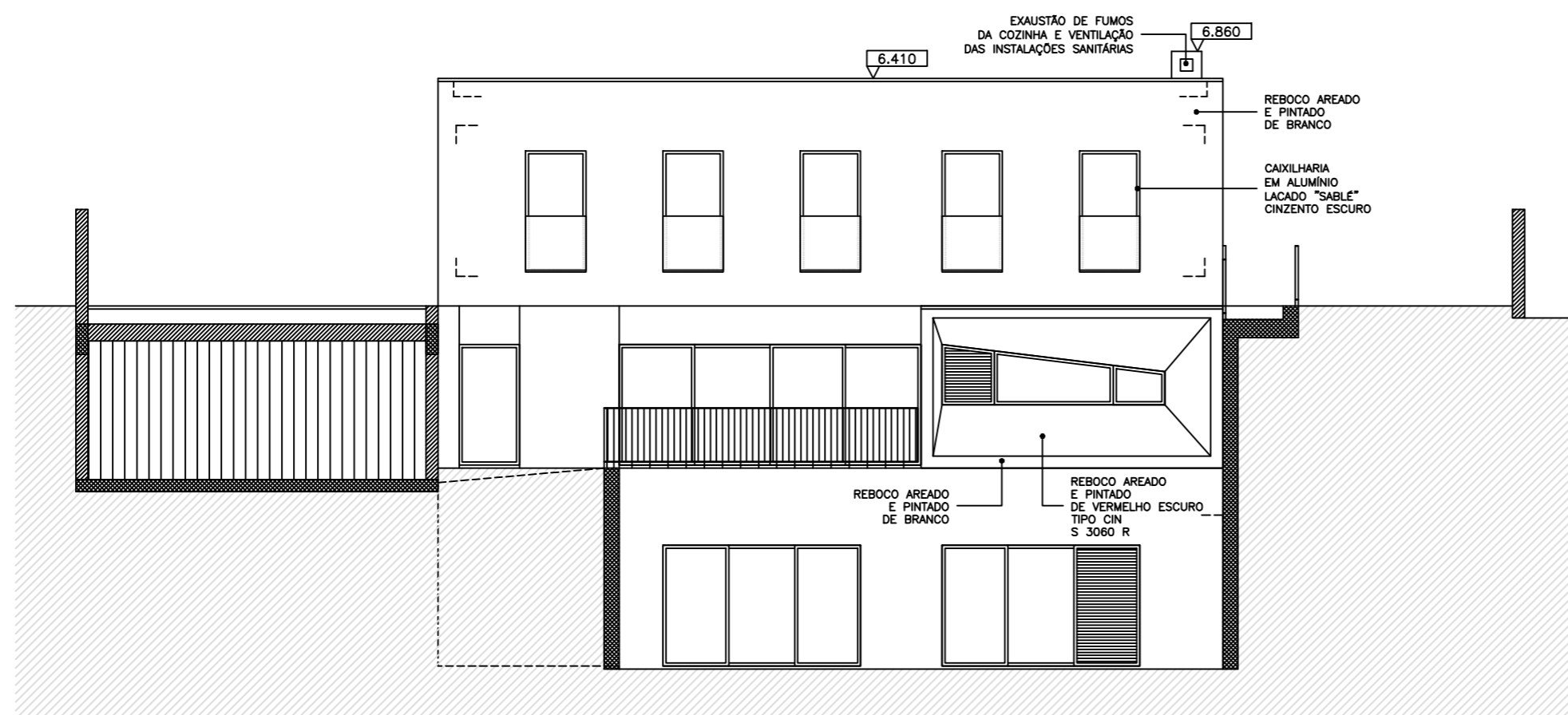
CLIENTE: Instituto Superior de Engenharia do Porto Mestrado em Engenharia Civil DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio	
PROJECTO: Habitação em Avintes	
AUTOR DO PROJETO: -	COLABORADORES: -
ESPECIALIDADE: Projeto de Arquitetura	FASE DO PROJETO: Execução
DESIGNAÇÃO: Planta do Rés do chão	ESCALA: 1/100
DATA: Outubro 2017	Nº Desenho: Arq-2



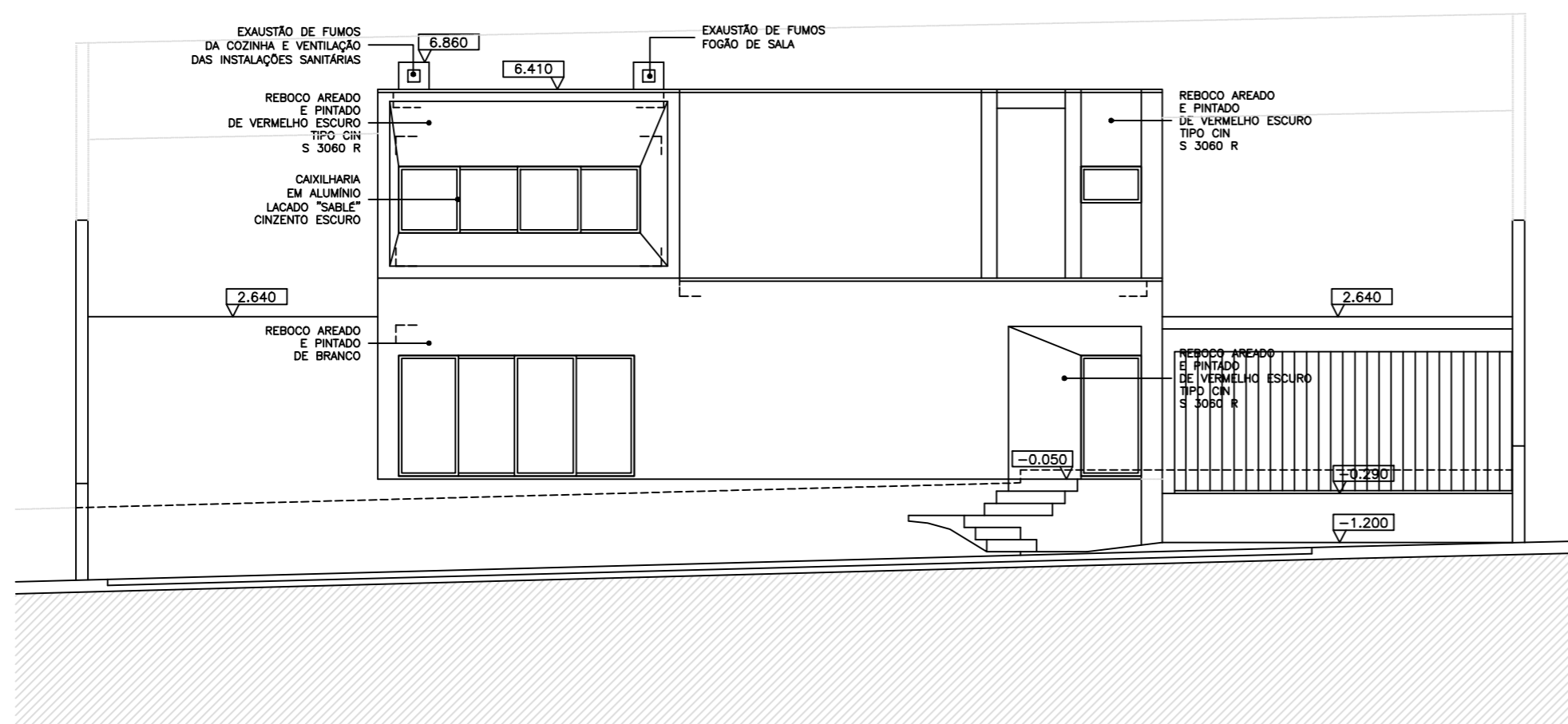
Planta do Piso 1
Escala 1/100

CLIENTE: Instituto Superior de Engenharia do Porto Mestrado em Engenharia Civil DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio	
PROJECTO: Habitação em Avintes	
AUTOR DO PROJETO: -	COLABORADORES: -
ESPECIALIDADE: Projeto de Arquitetura	FASE DO PROJETO: Execução
DESIGNAÇÃO: Planta do Piso 1	ESCALA: 1/100
DATA: Outubro 2017	Nº Desenho: Arq-3

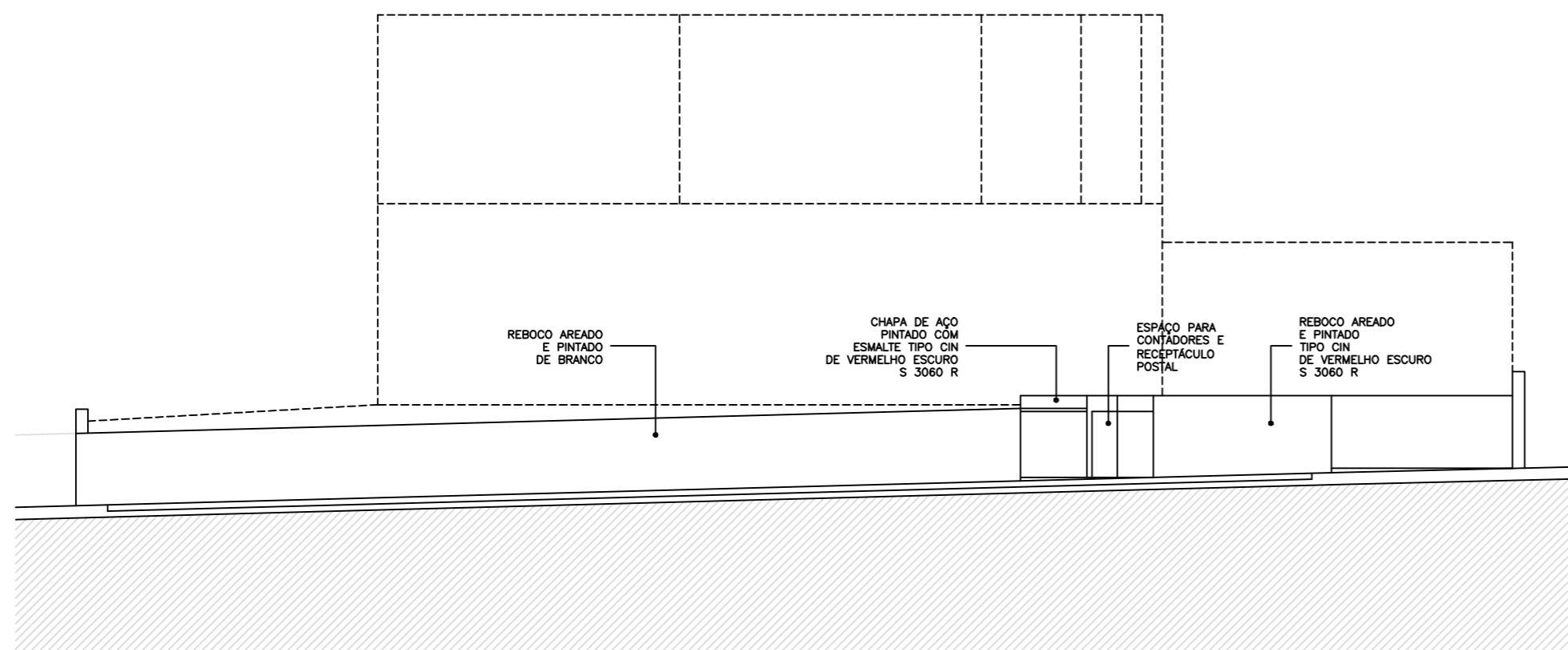
(594x297) mm



Alçado 3 - 3'
Escala 1/100

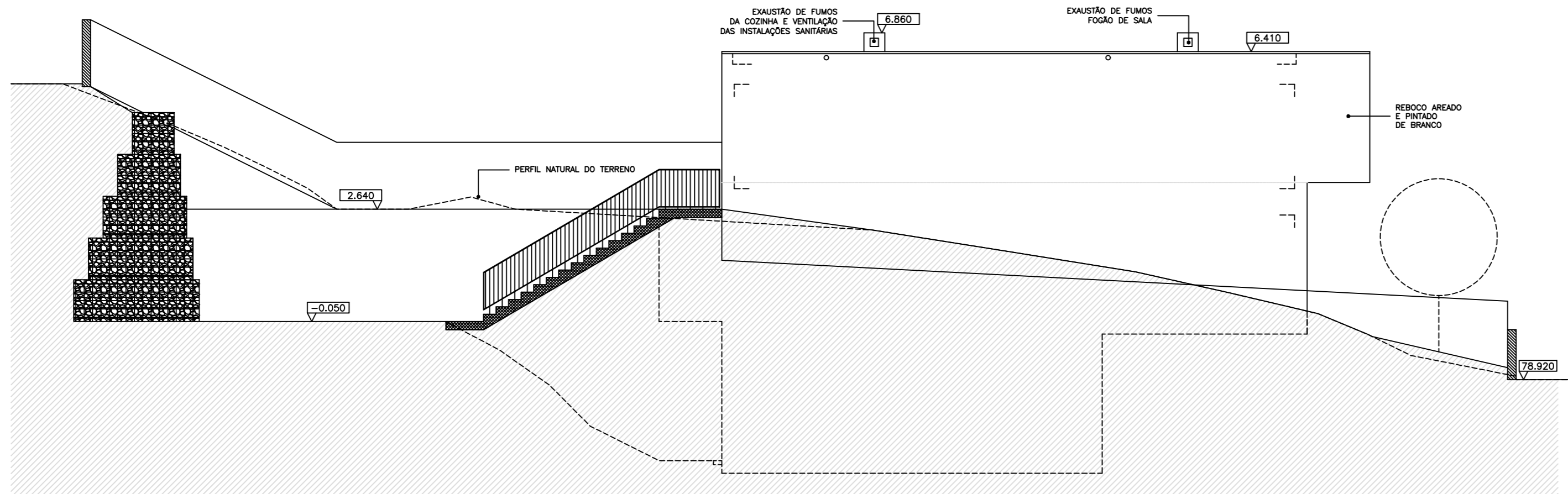


Alçado 2 - 2'
Escala 1/100

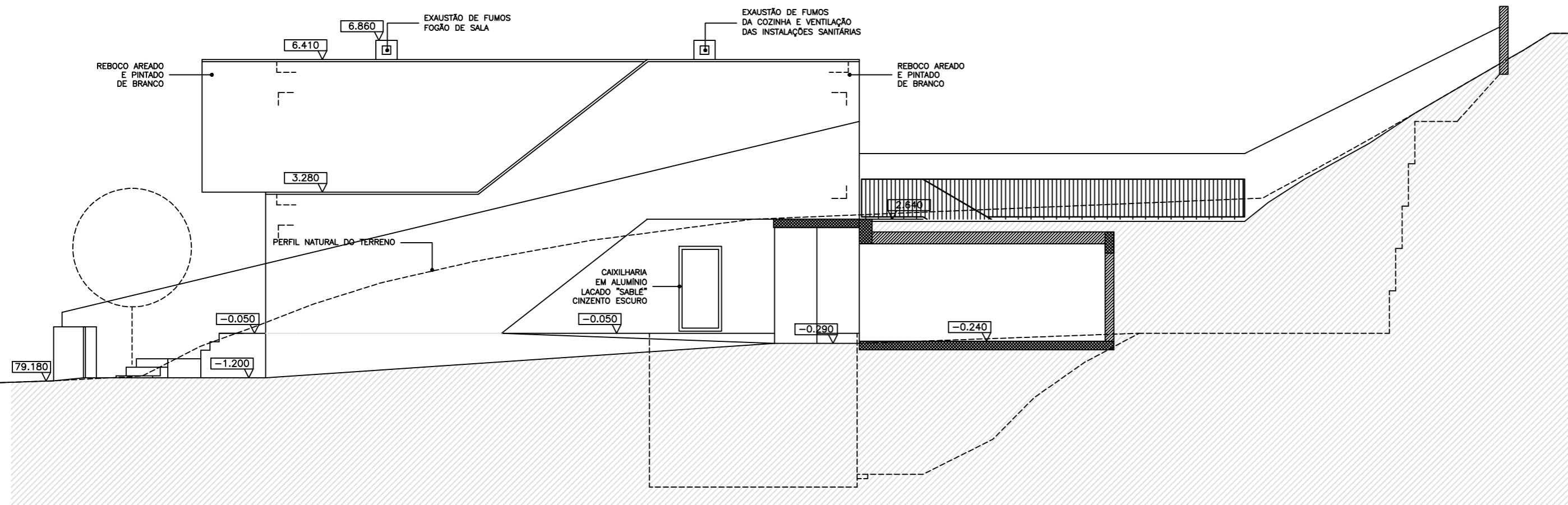


Alçado 1 - 1'
Escala 1/100

CLIENTE: Instituto Superior de Engenharia do Porto Mestrado em Engenharia Civil DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio	
PROJECTO: Habitação em Avintes	
AUTOR DO PROJETO: -	COLABORADORES: -
ESPECIALIDADE: Projeto de Arquitetura	FASE DO PROJETO: Execução
DESIGNAÇÃO: Alçado 1-1' até 3-3'	ESCALA: 1/100
DATA: Outubro 2017	Nº Desenho: Arq-5

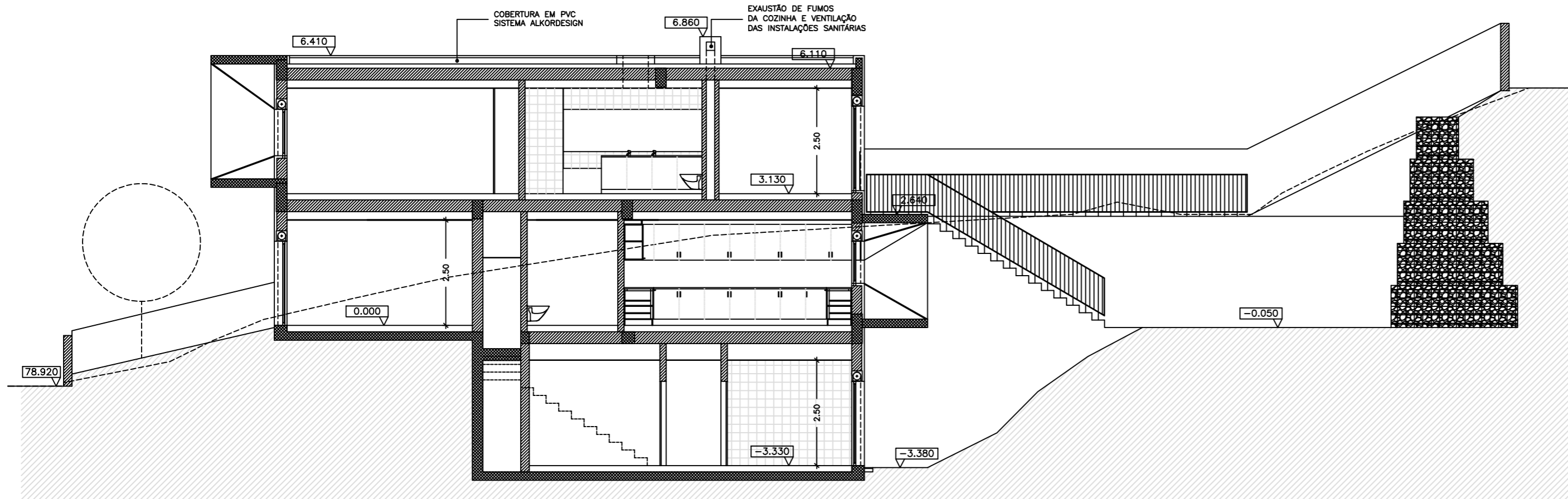


Alçado 8 - 8'
Escala 1/100

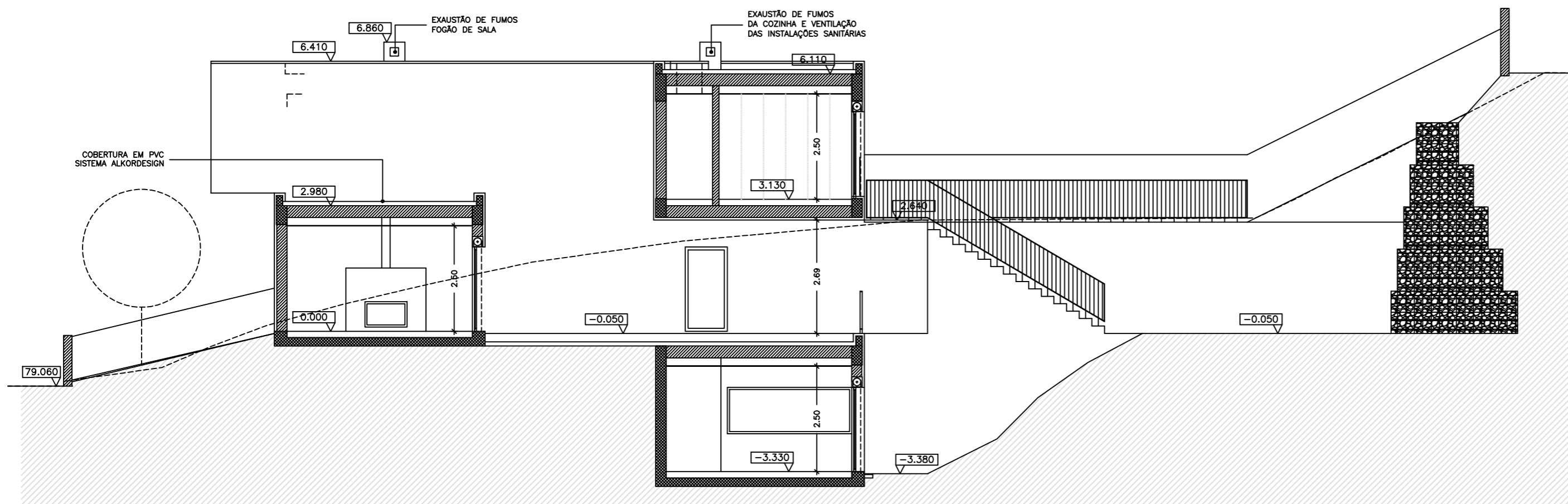


Alçado 4 - 4'
Escala 1/100

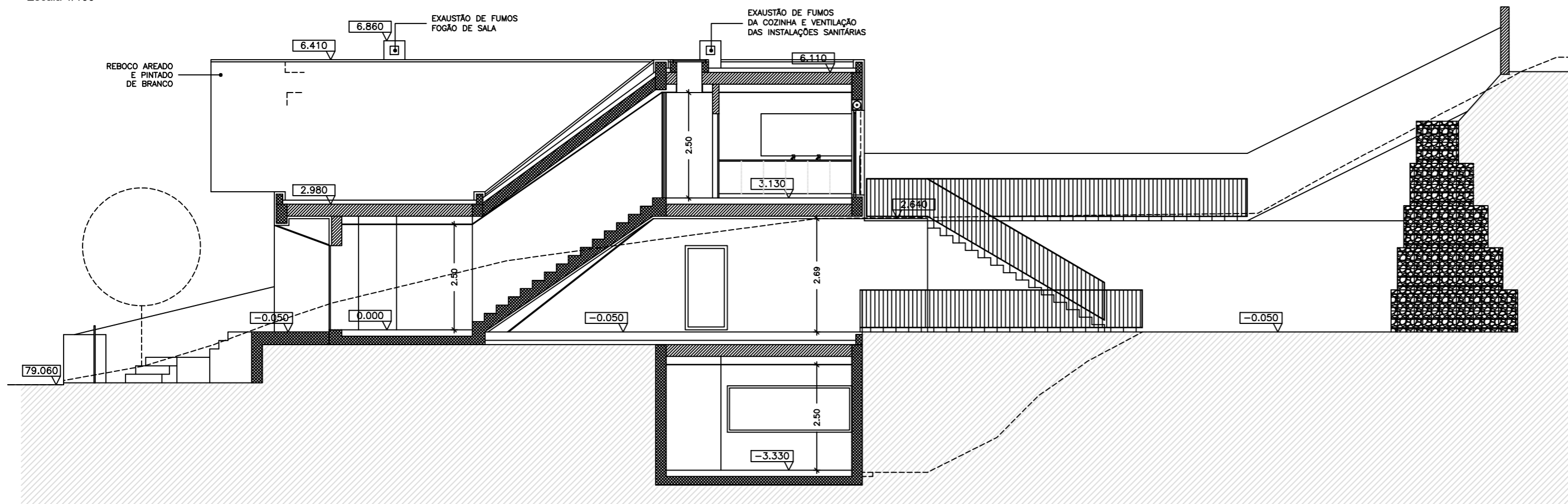
CLIENTE: Instituto Superior de Engenharia do Porto Mestrado em Engenharia Civil DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio	
PROJECTO: Habitação em Avintes	
AUTOR DO PROJETO: -	COLABORADORES: -
ESPECIALIDADE: Projeto de Arquitetura	FASE DO PROJETO: Execução
DESIGNAÇÃO: Alçado 4-4' e 8-8'	ESCALA: 1/100
DATA: Outubro 2017	Nº Desenho: Arq-6



Corte 7 - 7
Escala 1/100



Corte 6 - 6'
Escala 1/100



Corte 5 - 5'
Escala 1/100

CLIENTE: Instituto Superior de Engenharia do Porto Mestrado em Engenharia Civil DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio	
PROJECTO: Habitação em Avintes	
AUTOR DO PROJETO: -	COLABORADORES: -
ESPECIALIDADE: Projeto de Arquitetura	FASE DO PROJETO: Execução
DESIGNAÇÃO: Alçado 5-5' 6-6' 7-7'	ESCALA: 1/100
DATA: Outubro 2017	Nº Desenho: Arq-7

ANEXO 2 – PROJETO DE ESTABILIDADE

LISTA DE DESENHOS

Est-1 – Plantas Estruturais

Fundações, Rés do chão, Piso 1 e Cobertura

Est-2 – Quadros de Pilares e Sapatas

Pormenores de Fundação

Est-3 – Muros

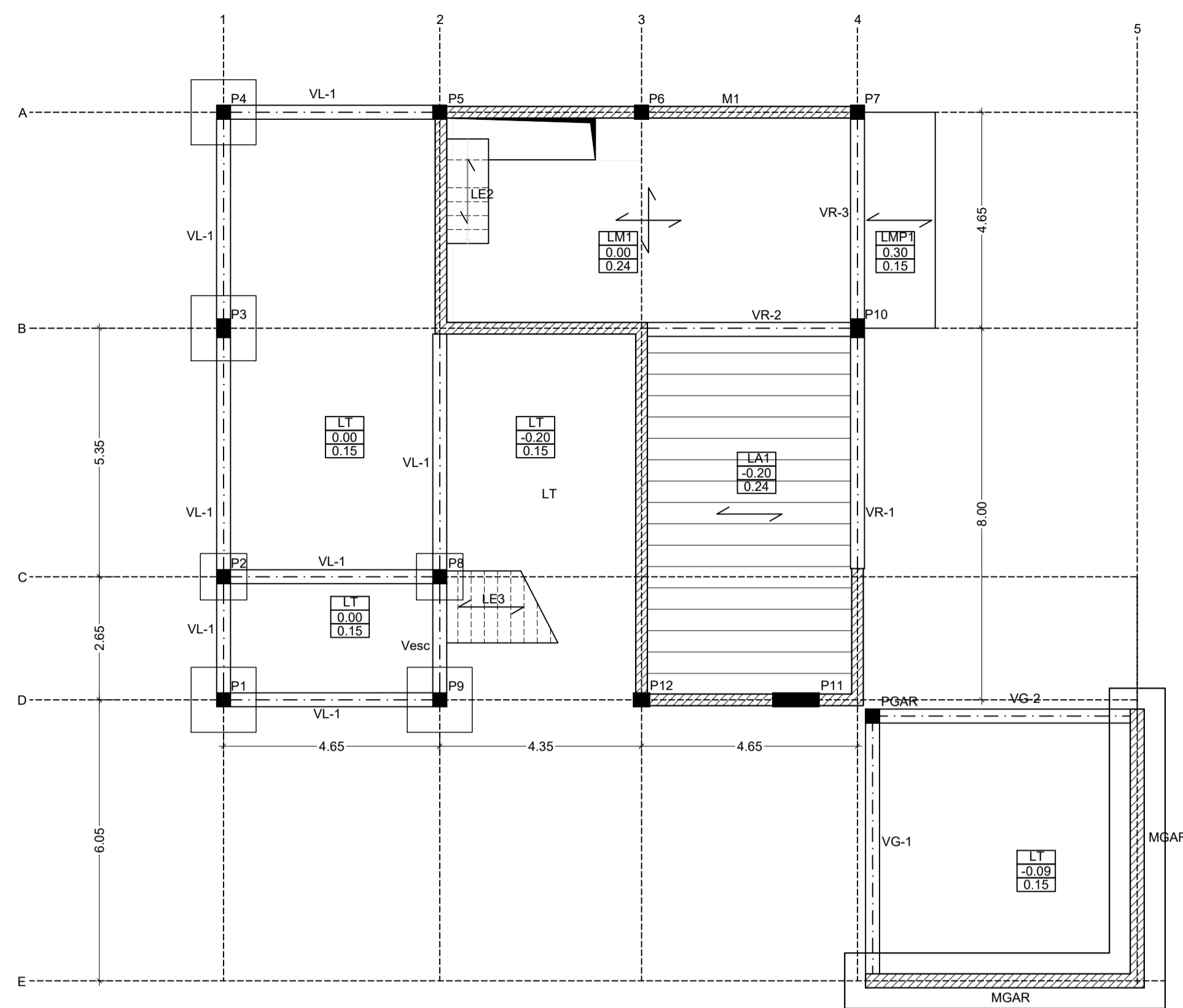
Est-4 – Lajes

Est-5 – Escada 1 e Escada 2

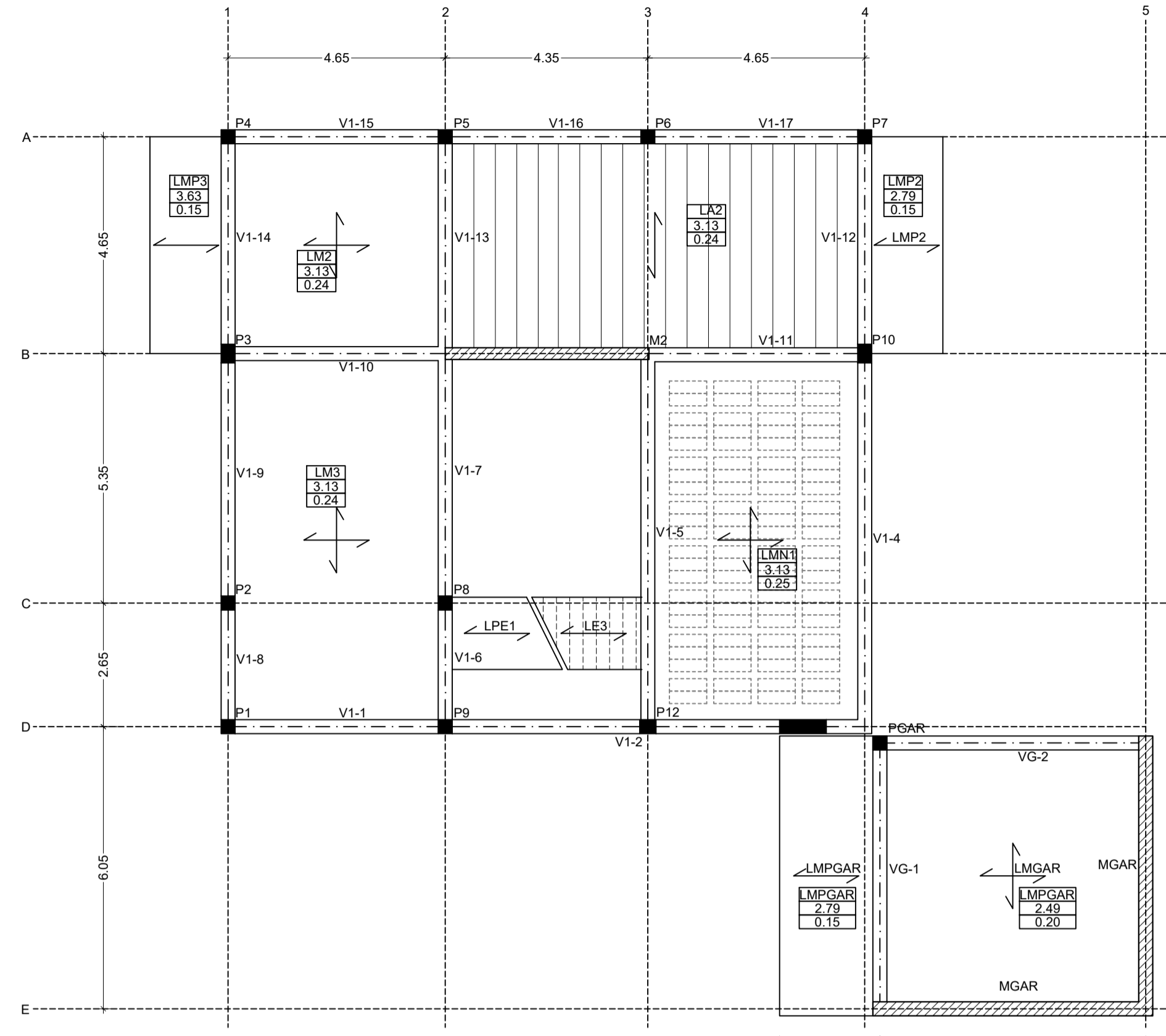
Cortes

Est-6 – Vigas 1/2

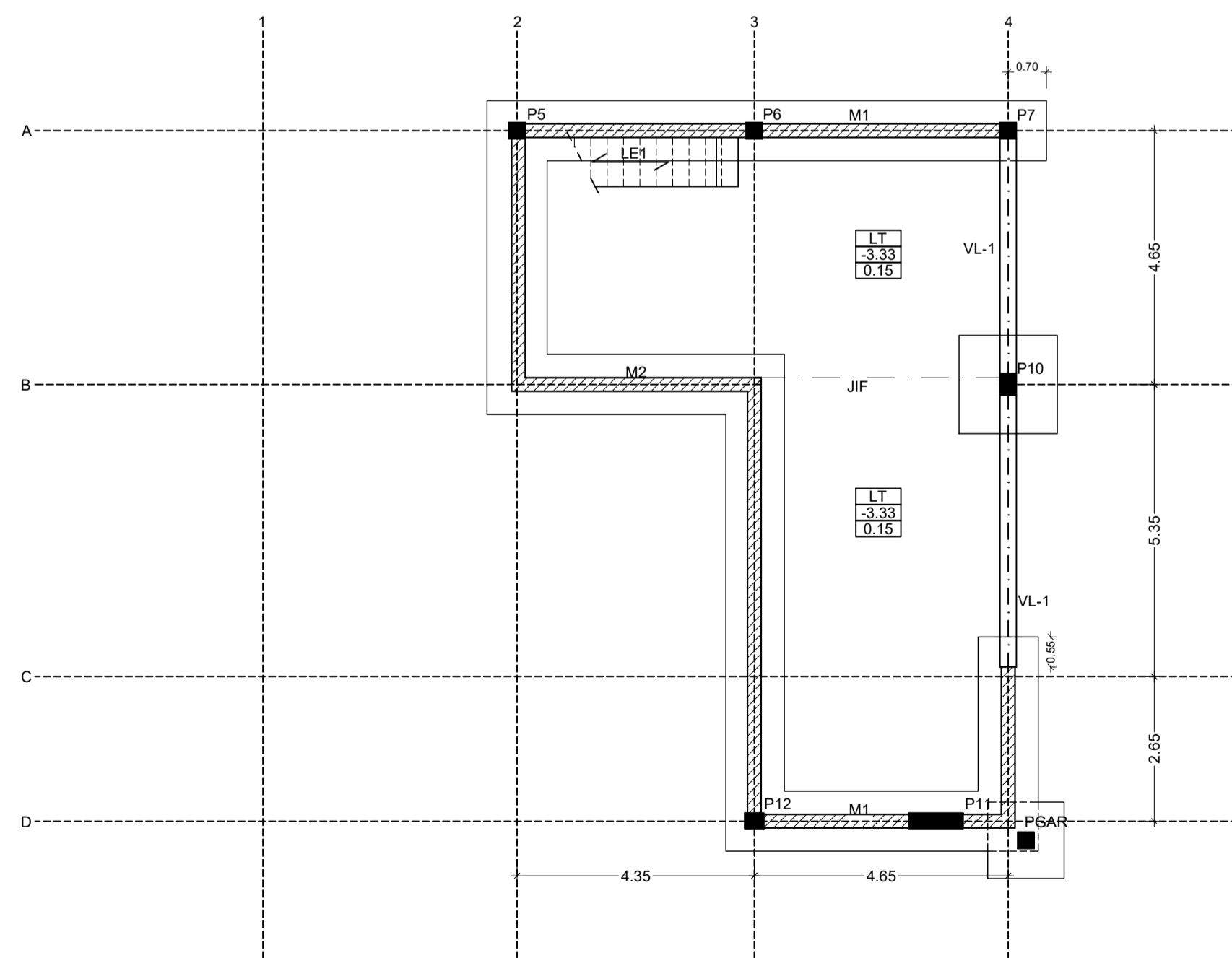
Est-7 – Vigas 2/2



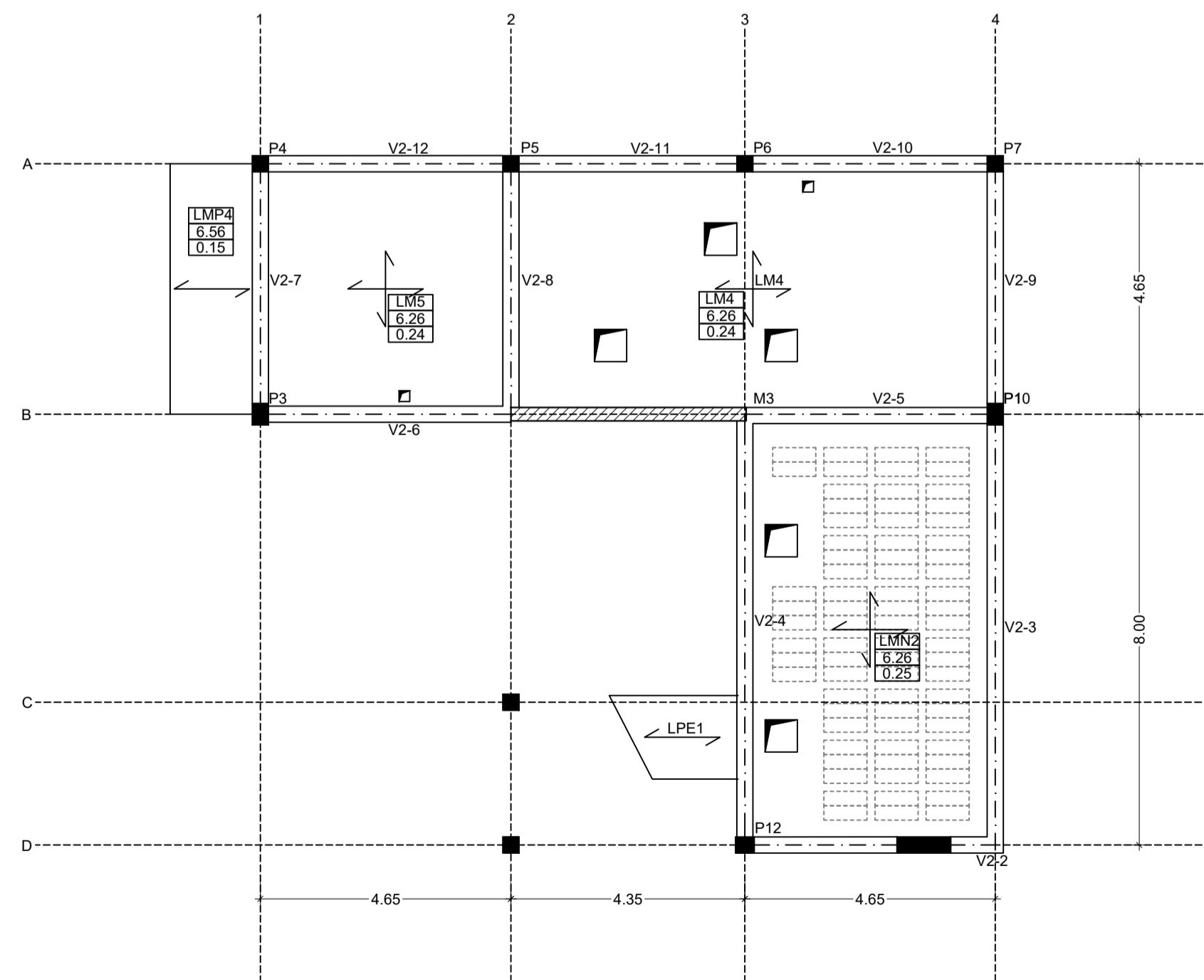
Planta estrutural do rés do chão
Escala 1/100



Planta estrutural do Piso 1
Escala 1/100



Planta de fundações
Escala 1/100



Planta estrutural da cobertura
Escala 1/100

ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

- No dimensionamento das fundações do edifício considerou-se uma tensão admissível para o solo igual a **250 kPa**. Este valor será obrigatoriamente confirmado em obra após abertura dos caboucos.
- Todas as superfícies de betão em contacto com o terreno deverão ser pintadas com duas demãos cruzadas de emulsão betuminosa do tipo "FLINTKOTE" ou equivalente, totalizando 2.0 Kg/m².

NOTAS GERAIS

- A solução poderá carecer de algumas adaptações às condições locais;
- A implantação dos elementos estruturais deverá ser compatibilizada pelo Empreiteiro em obra com a Arquitectura;
- Todas as dimensões devem ser confirmadas com o projecto de Arquitectura;
- Todos os trabalhos devem ser executados de forma a garantir a segurança da construção e dos trabalhadores.

LAJES TÉRREAS (LT)

Lajes Térreas - Corte-Tipo
Escala: 1/20

LEGENDA:

- Terreno compacto (95% PROCTOR Modificado);
- Material britado de granulometria extensa 0/40 compactado;
- Folha de polietileno de baixa densidade com juntas sobrepostas de 0.20m, sobre camada de regularização;
- Betão C25/30 vibrado com régua vibratória.

Juntas de Isolamento - Laje / Pilar ou Parede
Escala: 1/20

Juntas de Indução de Fendas
Escala: 1/20

Pormenor de reforço da Laje Térrea junto de esquinas de pilares, parades ou aberturas
S/ Escala

MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):

- Betão de limpeza - C16/20
- Betão em lajes térreas - C25/30
- Fundações e elementos em contacto com o terreno - C25/30; XC2(P); D20; Cl 0.4; S3, com hidrófugo - C25/30; XC3(P); D20; Cl 0.4; S3

Aço:

- Aço em varão - A500 NRSD
- Redes electrossoldadas - A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

- Lajes - 40 mm
- Vigas, escadas e pavimentos térreos - 50 mm
- Elementos em contacto com terras - 50 mm
- Pilares e restantes elementos estruturais - 50 mm

PLANTAS ESTRUTURAIS

Esquema de visualização	Legenda
	<ul style="list-style-type: none"> Laje Cota do fôcco Espessura (m)

PAVIMENTOS - CARACTERÍSTICAS DE UTILIZAÇÃO

Cargas Permanentes (exceto peso próprio)	Habituação	3.5 kN/m ²
	Coberturas planas	1.9 kN/m ²
Sobrecarga de utilização	Habituação	2.0 kN/m ²
	Acessos	3.0 kN/m ²
	Coberturas planas	1.0 kN/m ²

CLIENTE:
Instituto Superior de Engenharia do Porto
Mestrado em Engenharia Civil
DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio

PROJECTO:
Habituação em Avintes

AUTOR DO PROJETO:
Fabio Nunes

COLABORADORES:
-

ESPECIALIDADE:
Estabilidade Estrutural

FASE DO PROJETO:
Execução

DESIGNAÇÃO:
Plantas Estruturais
Fundações, Rés do chão, Piso 1 e Cobertura

ESCALA:
1/100 e 1/20

DATA:
Outubro 2017

Nº Desenho:
EST-1

QUADRO DE PILARES

Escala 1/20

	P1, P2	P3	P4	P5, P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	PGAR
COB.											
PISO 1											
PISO R/C											
FUNDAÇÃO											

PILARES - PORMENORES TIPO

LEGENDA
 ϕ - Diâmetro dos varões a emendar
D - Maior que 4 ϕ ou 5 cm

A. EMENDA DE VARÕES LONGITUDINAIS
 $C > H/2$

B. EMENDA DE VARÕES LONGITUDINAIS
 $C < H/2$
 $A1 > A2$

C. PORMENOR DE AMARRAÇÃO DA ARMADURA DOS PILARES NAS VIGAS OU NA ÚLTIMA LAJE
 $C < H/2$
 $A1 > A2$

D. EMENDAS

- Os varões verticais devem ser emendados o menos possível, e as amarrações devem ser rectas (comprimento de amarração $l_b = k\phi$).
- A armadura amarrada na mesma secção não deve exceder 1/2 da totalidade da armadura, quando esta for constituída por varões de diâmetro superior a 16mm.
- As emendas devem distar no mínimo de 1,5k ϕ .
- As emendas de agrupamentos de varões devem ser feitas varão a varão, distando entre si pelo menos 1,3k ϕ .

$\eta = 50\%$	K=80
$20\% < \eta < 50\%$	K=70
$\eta < 20\%$	K=65

η - percentagem de varões amarrados na mesma secção

CINTAS

As cintas devem envolver as armaduras e serem fechadas segundo esquema:

Viga lintel VL-1
Corte-tipo
Escala 1/20

MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):
Betão de limpeza
Fundações e elementos em contacto com o terreno
Restantes elementos estruturais

Aço:
Aço em varão
Redes electrossoldadas

- C16/20	- C25/30	- C25/30; XC2(P); D20; Cl 0,4; S3; com hidrófugo	- C25/30; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3
- A500 NRSD	- A500 EL		

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Lajes	- 40 mm
Vigas, escadas e pavimentos térreos	- 50 mm
Elementos em contacto com terras	- 50 mm
Pilares e restantes elementos estruturais	- 50 mm

QUADRO DE SAPATAS

SAPATAS ISOLADAS

SAPATAS CONJUNTAS DOS PILARES P5, P6, P7, P11 E P12 COM MURO DE SUPORTE

Sapata	Lx	Ly	H	C.T.	ARM. INFERIOR		ARM. SUPERIOR	
					AI.X	AI.Y	AS.X	AS.Y
P1	1.40	1.40	0.40	-0.55	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20
P2	1.00	1.00	0.40	-0.55	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20
P3	1.40	1.40	0.40	-0.55	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20
P4	1.40	1.40	0.40	-0.55	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20
P8	1.00	1.00	0.40	-0.55	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20
P9	1.40	1.40	0.40	-0.55	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20
P10	1.80	1.80	0.40	-3.83	Ø12/0.15	Ø12/0.15	Ø10/0.25	Ø10/0.25
PGAR (*)	1.40	1.40	0.40	-3.83	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20

Sapata	Lx	Ly	H	C.T.	ARM. INFERIOR		ARM. SUPERIOR	
					AI.X	AI.Y	AS.X	AS.Y
P5	*	1.10	0.40	-3.83	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20
P6	*	1.10	0.40	-3.83	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20
P7	*	1.10	0.40	-3.83	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20
P11	*	1.10	0.40	-3.83	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20
P12	*	1.10	0.40	-3.83	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20	Ø12/0.20

(*) Compatibilizar com a sapata do muro M1

ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

- No dimensionamento das fundações do edifício considerou-se uma tensão admissível para o solo a 250 kPa. Este valor será obrigatoriamente confirmado em obra após abertura dos caboucos.
- Todas as superfícies de betão em contacto com o terreno deverão ser pintadas com duas demãos cruzadas de emulsão betuminosa do tipo "FLINTKOTE" ou equivalente, totalizando 2.0 Kg/m².

CLIENTE:
Instituto Superior de Engenharia do Porto
Mestrado em Engenharia Civil
DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio

PROJECTO:
Habitação em Avintes

AUTOR DO PROJETO:
Fábio Nunes

COLABORADORES:
-

ESPECIALIDADE:
Estabilidade Estrutural

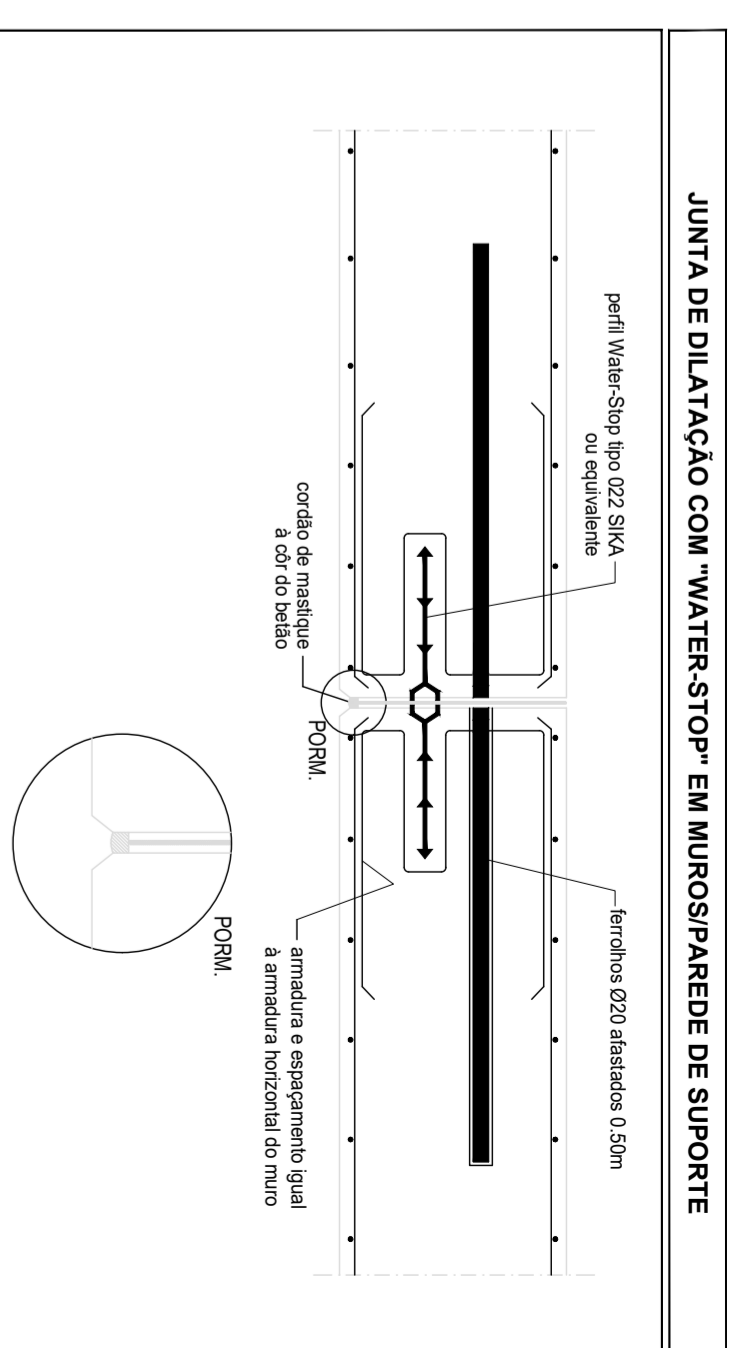
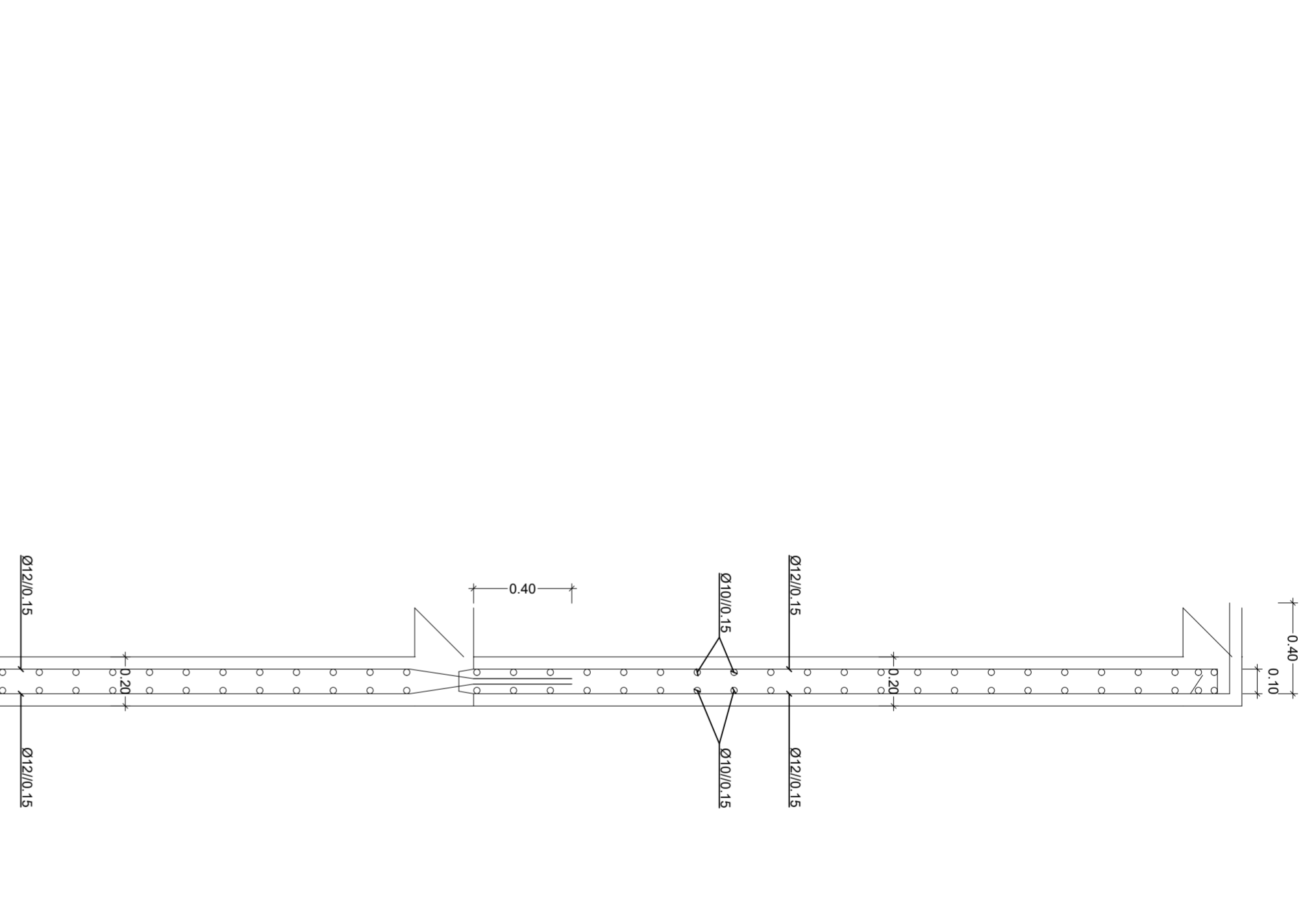
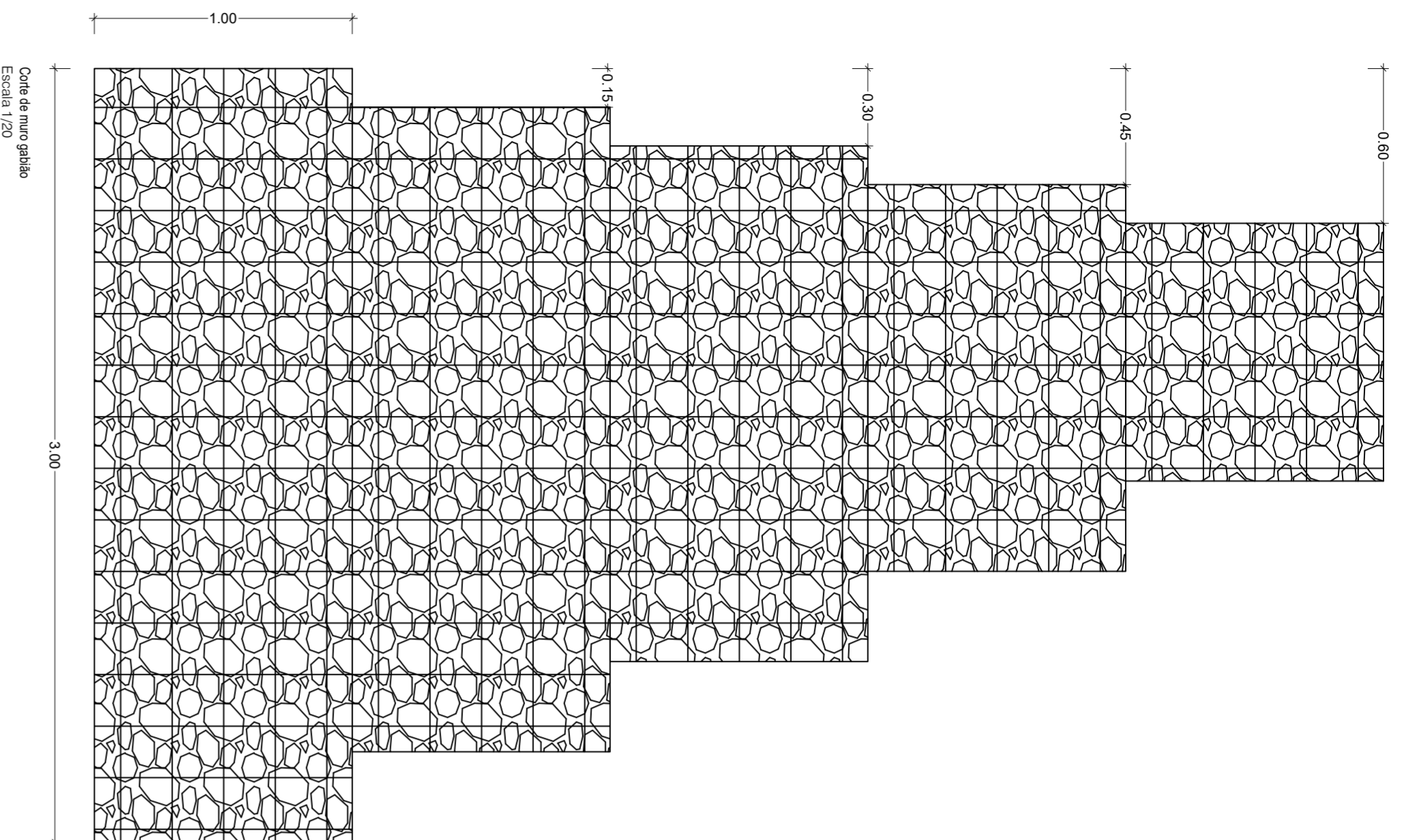
FASE DO PROJETO:
Execução

DESIGNAÇÃO:
Quadros de Pilares e Sapatas
Pormenores de fundação

ESCALA:
1/20; S/Esc.

DATA:
Outubro 2017

Nº Desenho:
EST-2



MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):
 Betão de limpeza
 Betão em ligas térras
 Fundações e elementos em contacto com o terreno
 Restantes elementos estruturais

Aço:
 Aço em varão
 Redes electrosoldadas

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Ligas, escadas e pavimentos térras
 Vigas, escadas e pavimentos térras
 Pilares e restantes elementos estruturais
 Pilares e restantes elementos estruturais

EMENDAS POR SOBREPÓSICÃO EM VIGAS OU LAJES

- A distância entre os dois varões que se pretendem emendar não pode exceder 4Ø
- As armaduras das faces superiores devem ser emendadas a meio vão, com complementos de sobreposição - lb (ver quadro)
- As armaduras principais das faces inferiores devem ser emendadas sobre os pilares com complementos de sobreposição - lb (ver quadro)

BETÃO	S500 (A500 R)
C25/30	40Ø
Amarração	recta

Ø - diâmetro do varão emendado

CLIENTE:

Instituto Superior de Engenharia do Porto
 Mestre em Engenharia Civil
 DIPRE - Dissertação / Projeto / Estágio

PROJECITO:

Habituação em Avintes

AUTOR DO PROJETO:

Fabio Nunes

COLABORADORES:

Estabilidade Estrutural

FASE DO PROJETO:

Execução

DESIGNAÇÃO:

Muros

ESCALA:

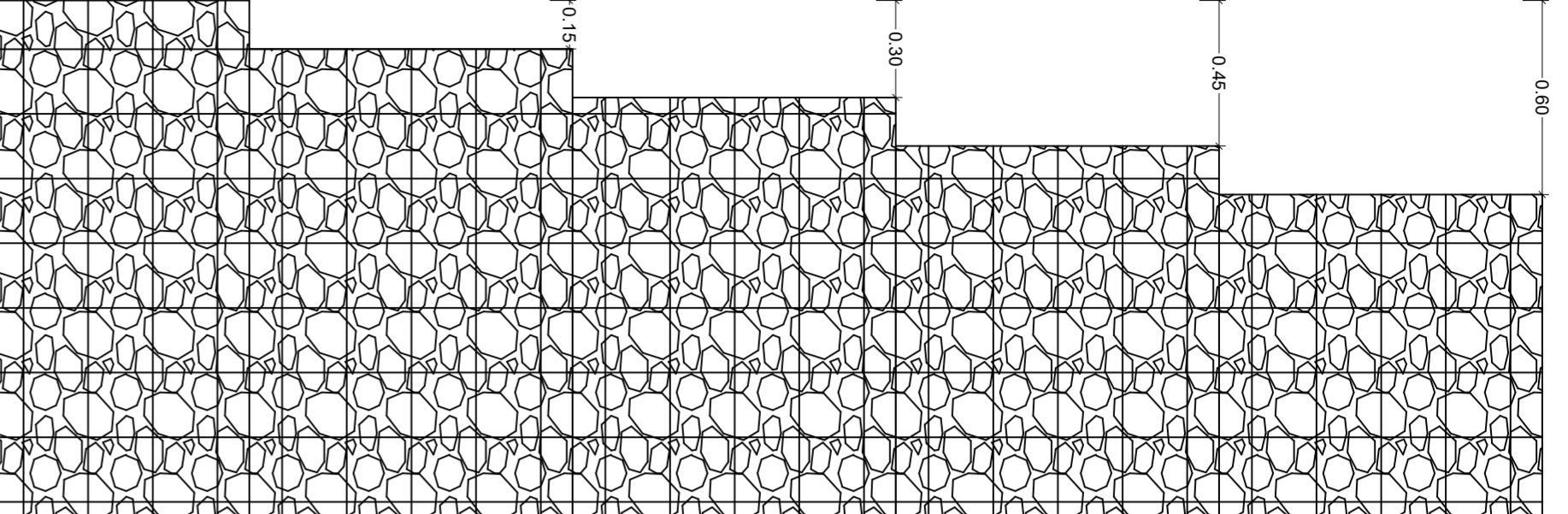
1/20

DATA:

Outubro 2017

Nº Desenho:

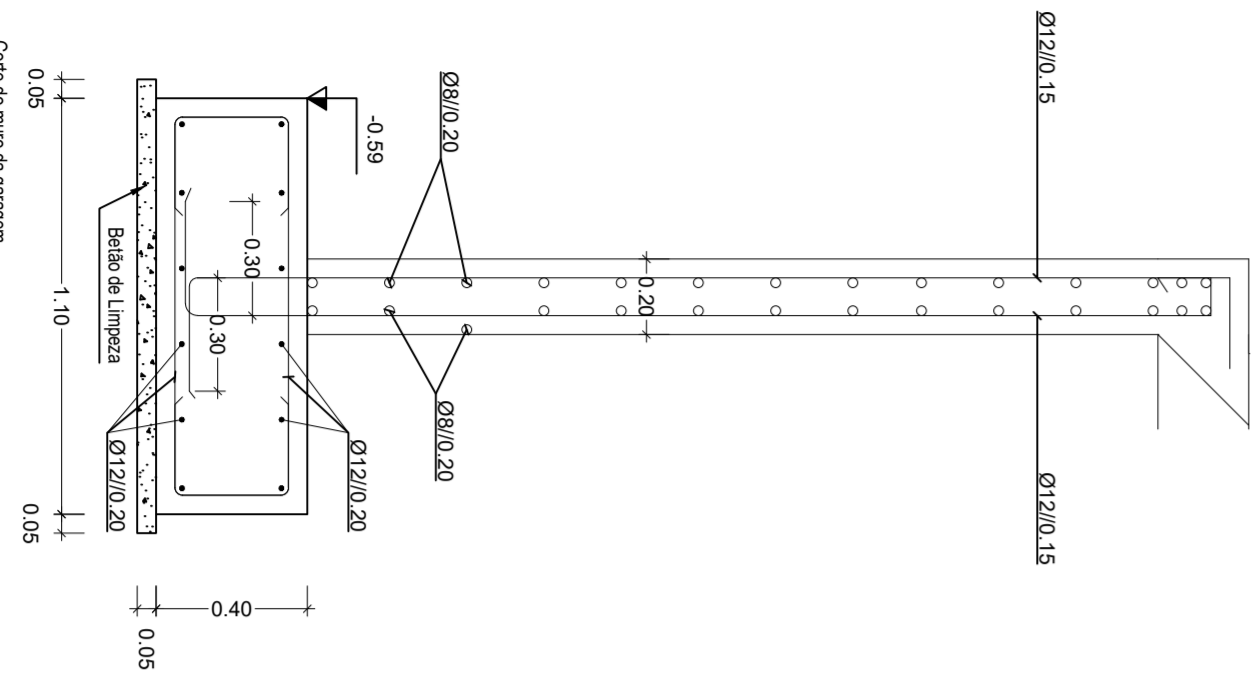
EST-3



Corte de muro gabião
Escala: 1/20

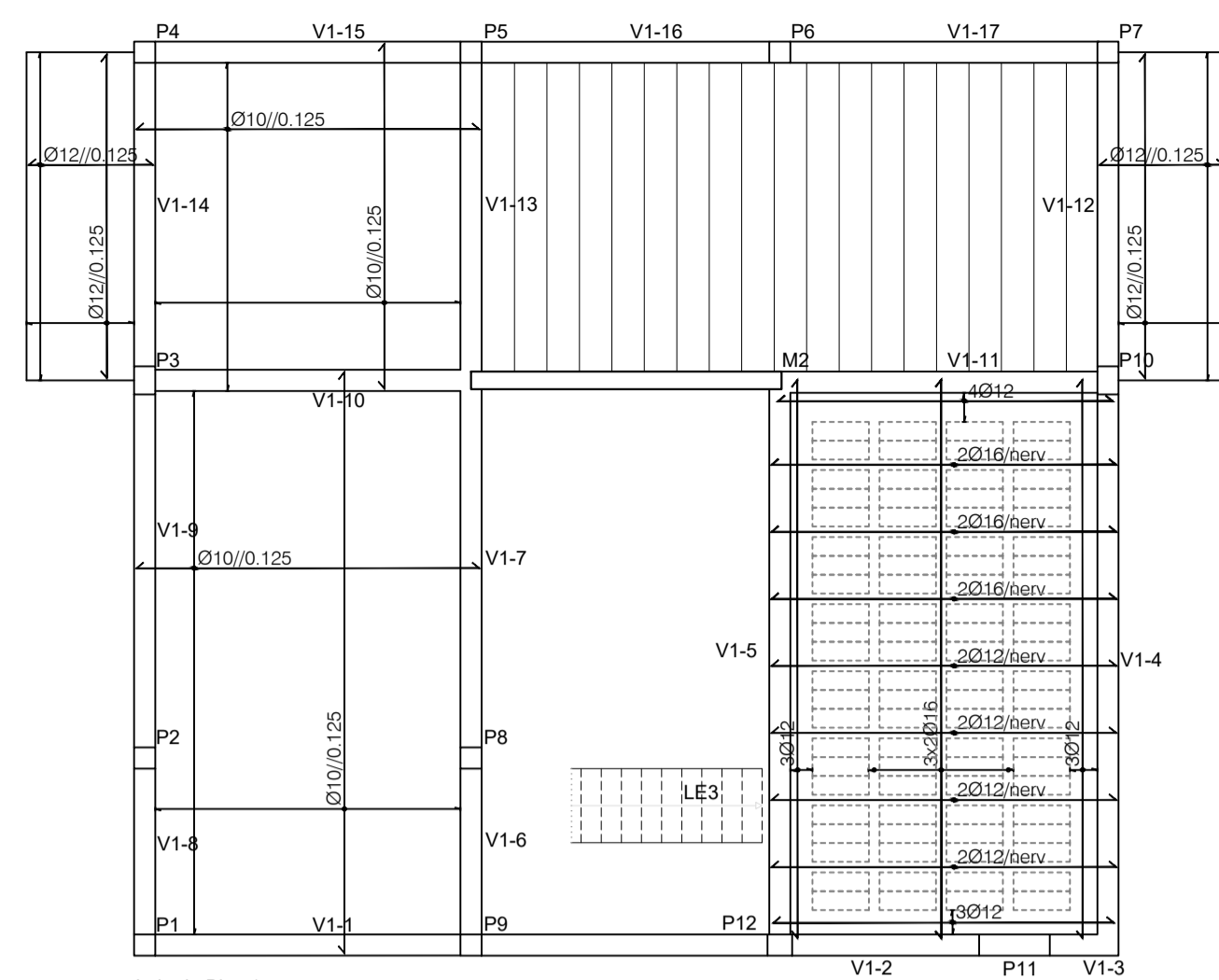


Corte de muro M1
Escala: 1/20

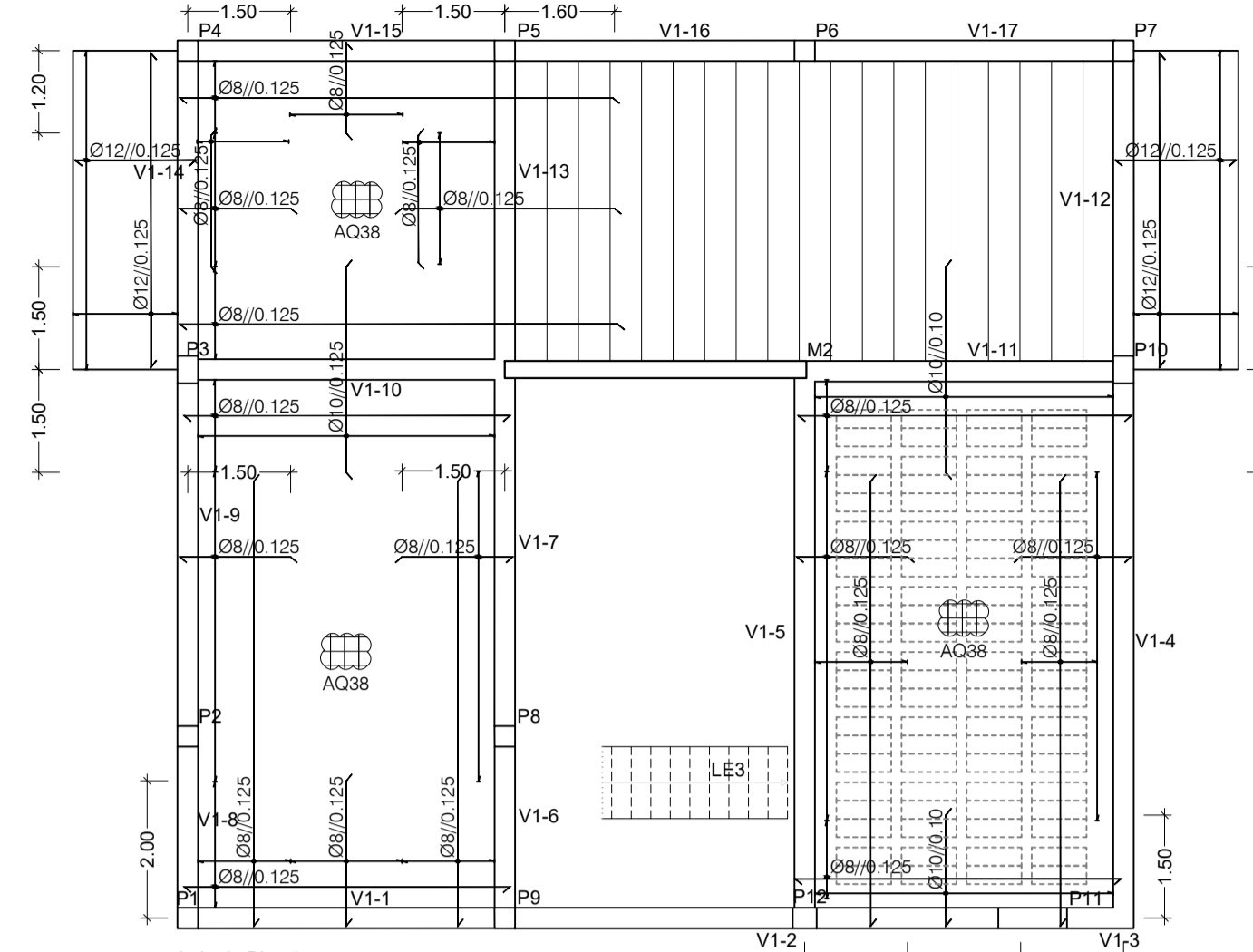


Corte de muro da garagem
Escala: 1/20

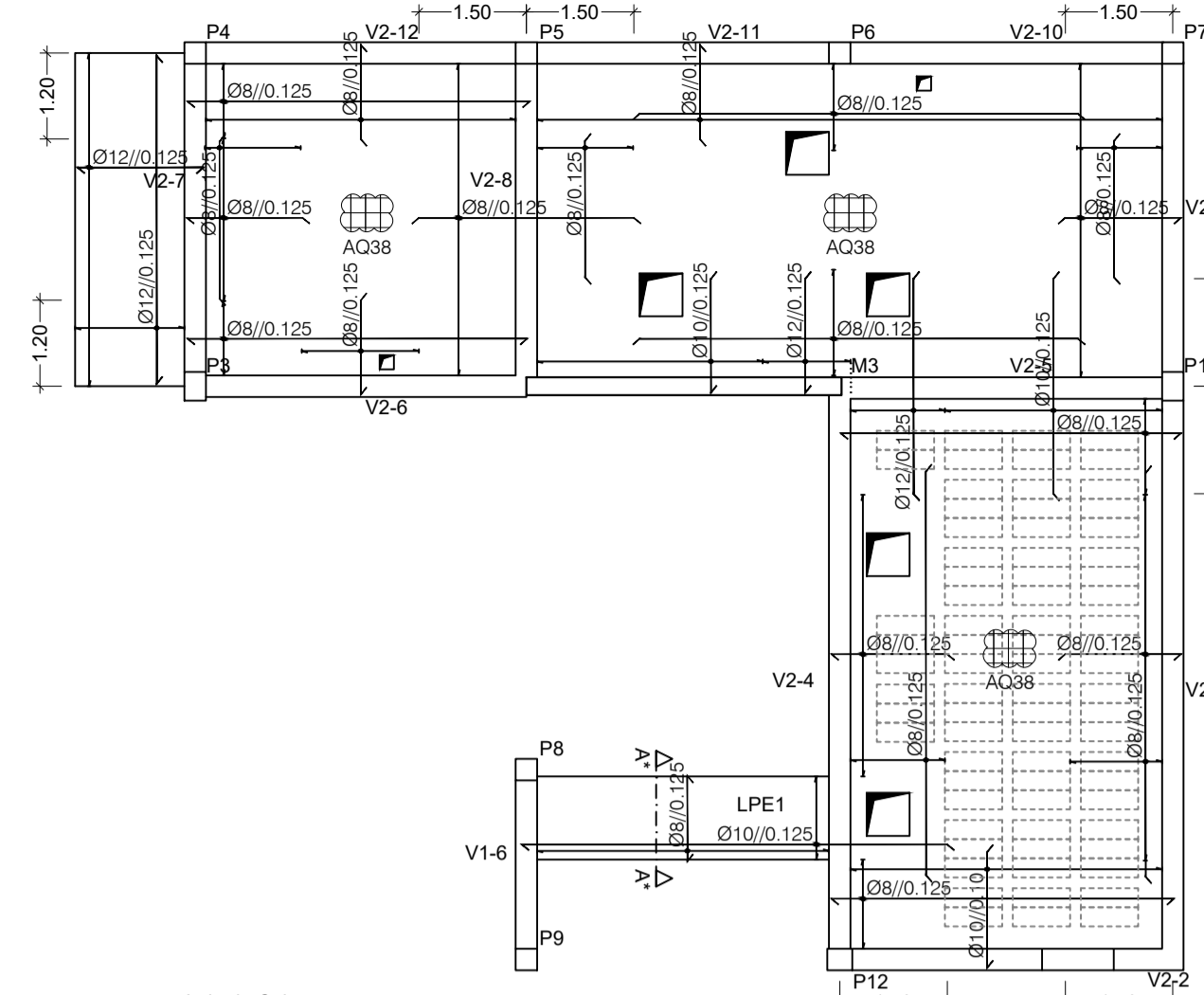
Corte de muro M2
Escala: 1/20



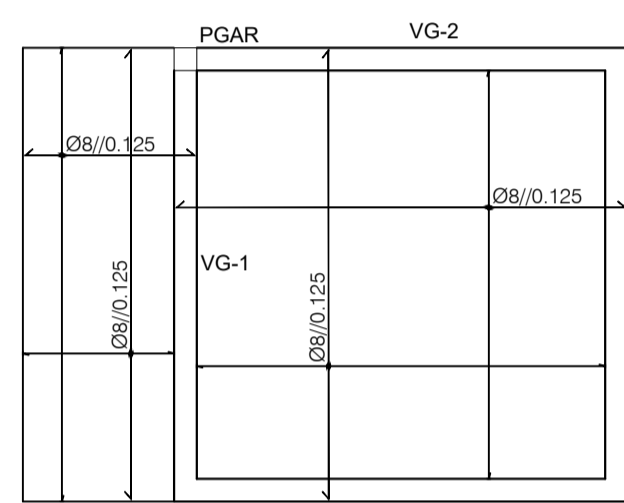
Laje do Piso 1
Armadura inferior
Escala 1/100



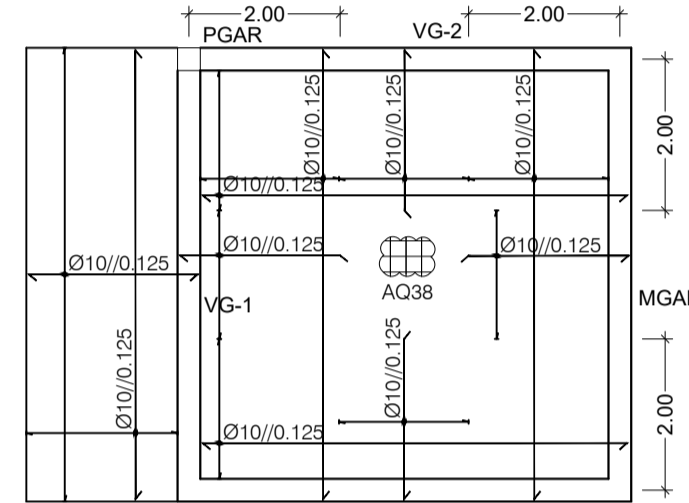
Laje do Piso 1
Armadura superior
Escala 1/100



Laje de Cobertura
Armadura superior
Escala 1/100



Lajes LMPGAR e LMGAR da Garagem
Armadura inferior
Escala 1/100



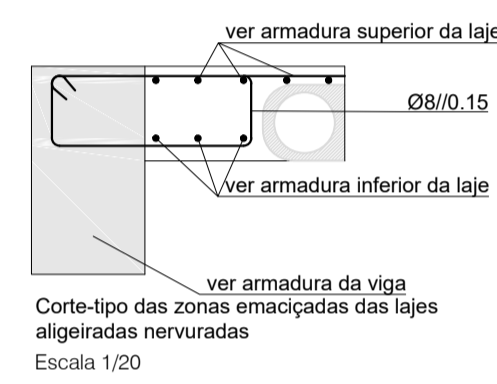
Lajes LMPGAR e LMGAR da Garagem
Armadura superior
Escala 1/100

ESTRIBOS NA LAJE NERVURADA ALIGEIRADA (VER DESENHO RESPECTIVO)

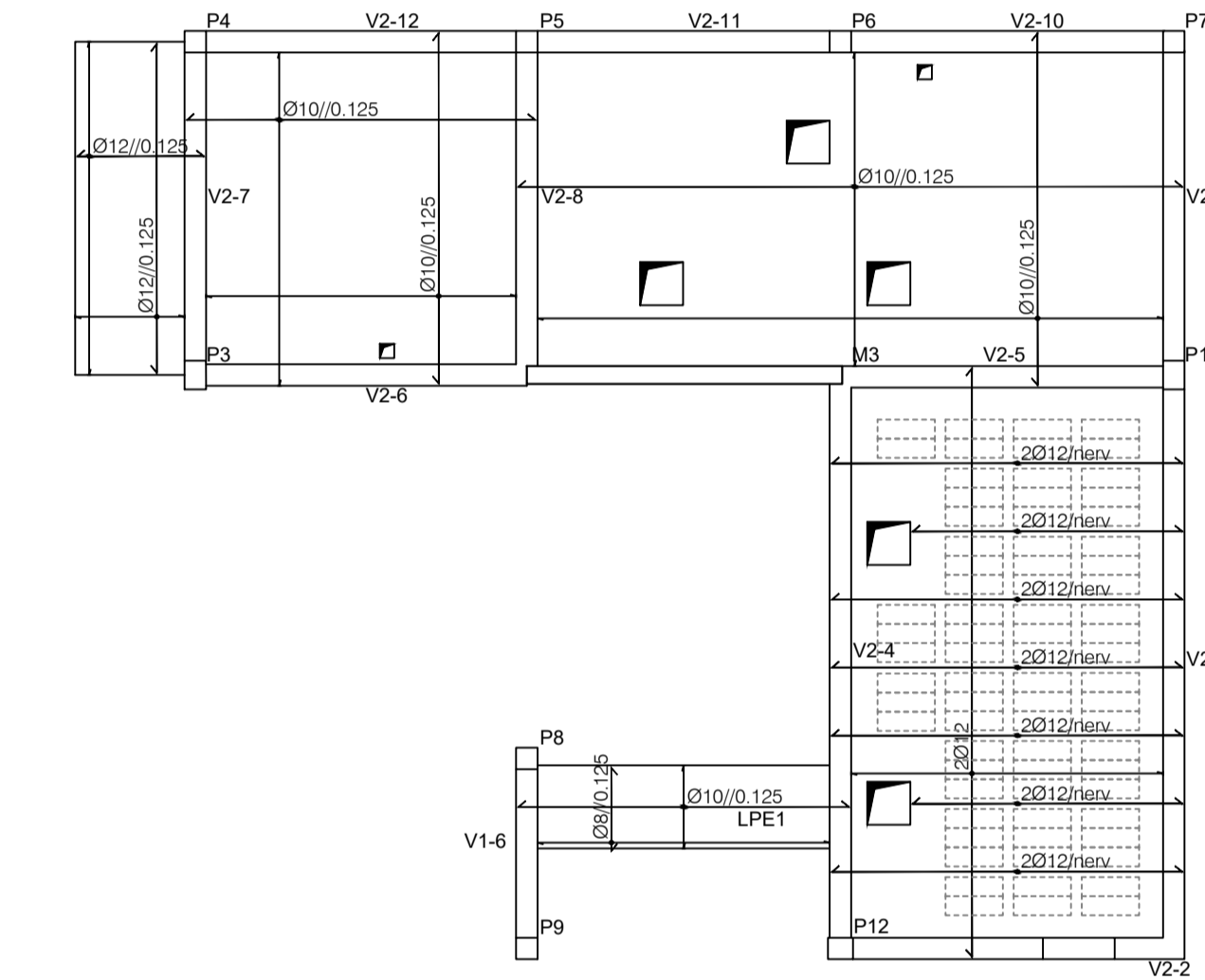
-Deverão colocar-se estribos nas nervuras e vigas nervura:

Nas nervuras:
Ø6af.0.15 no Piso da cobertura
Ø8af.0.15 no Piso 1

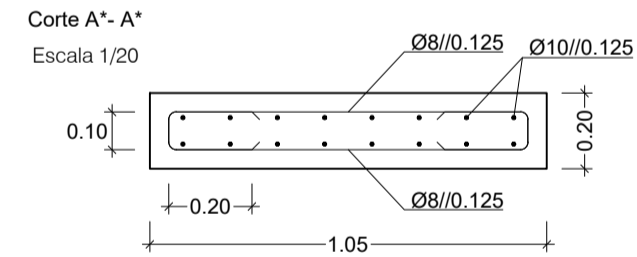
Nas vigas nervura:
de acordo com pormenor



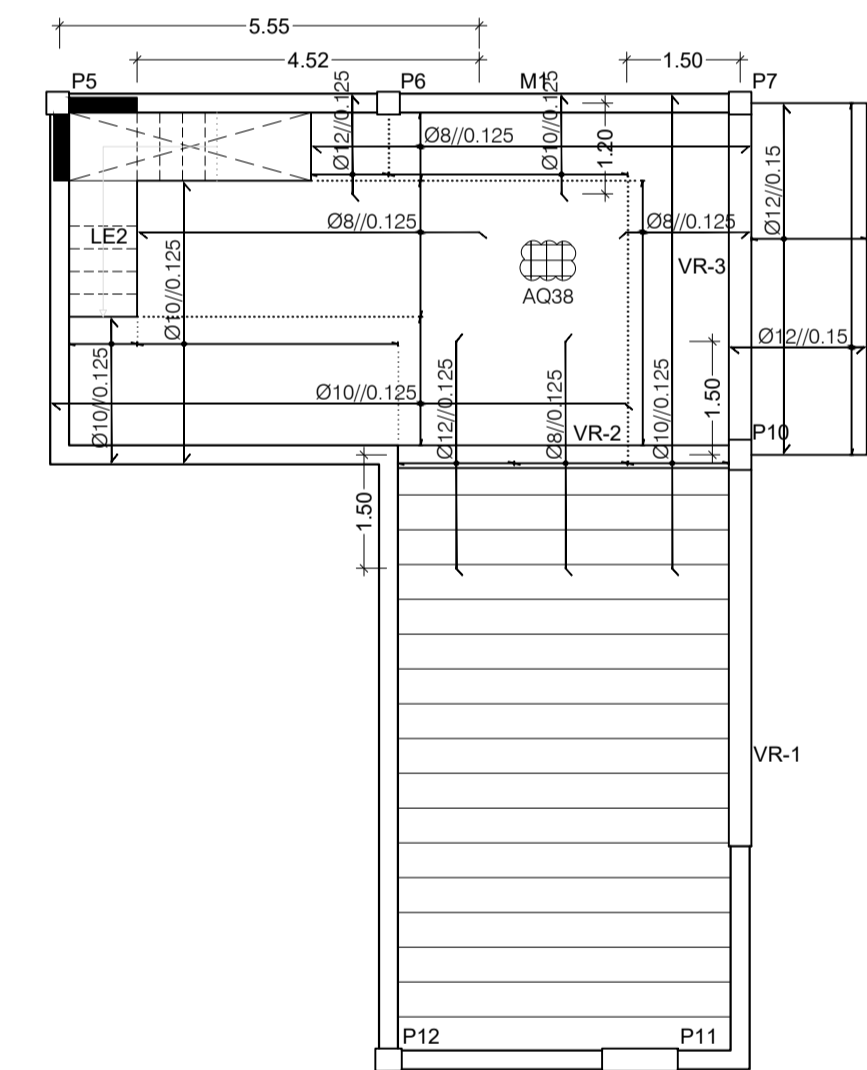
Corte-tipo das zonas emacipadas das lajes aligeiradas nervuradas
Escala 1/20



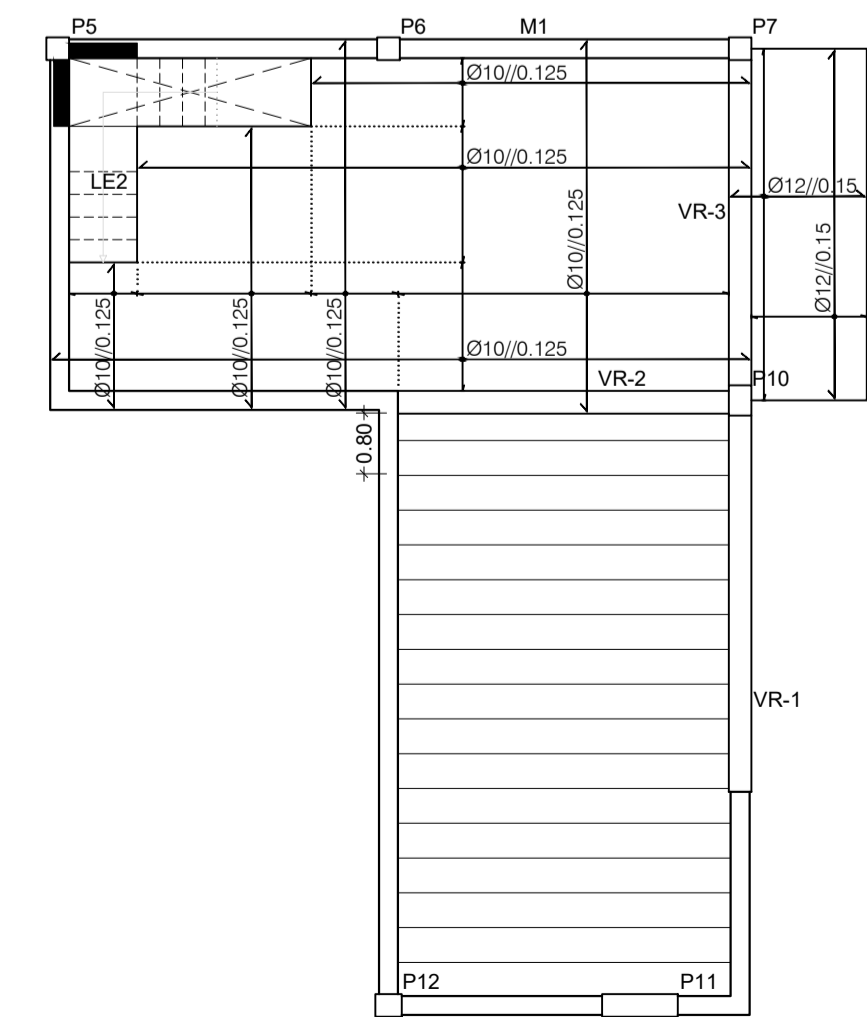
Laje de Cobertura
Armadura inferior
Escala 1/100



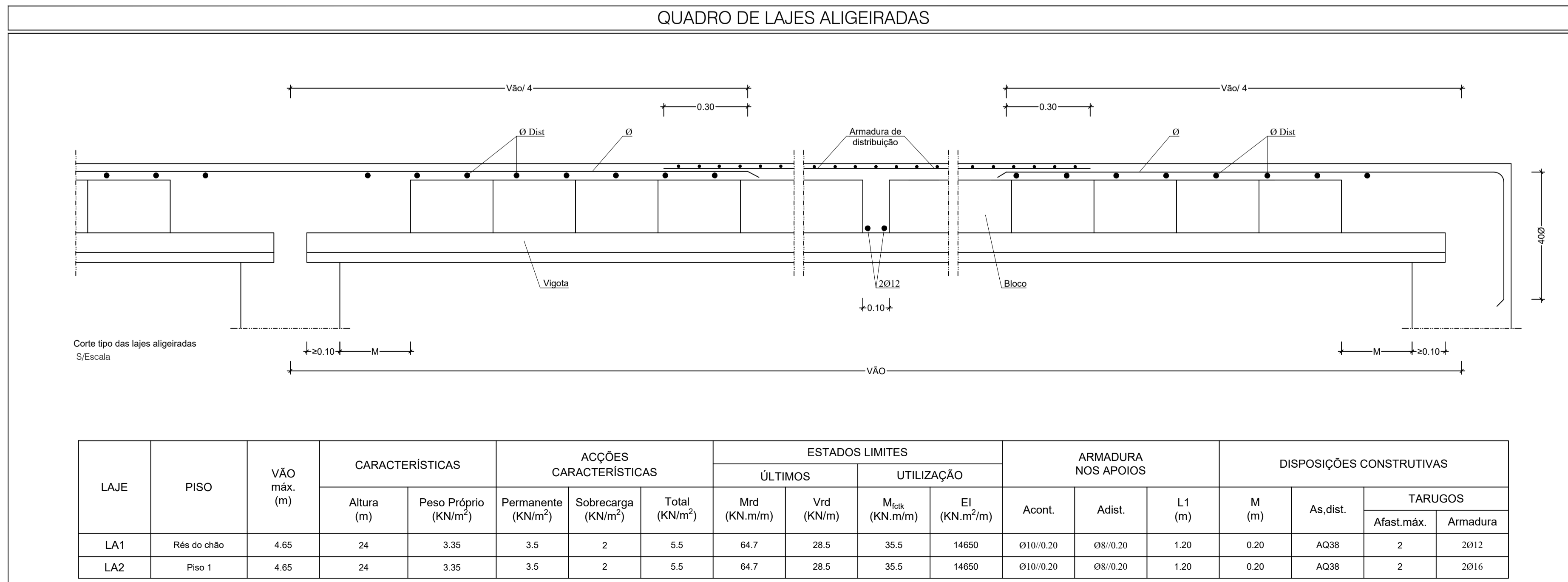
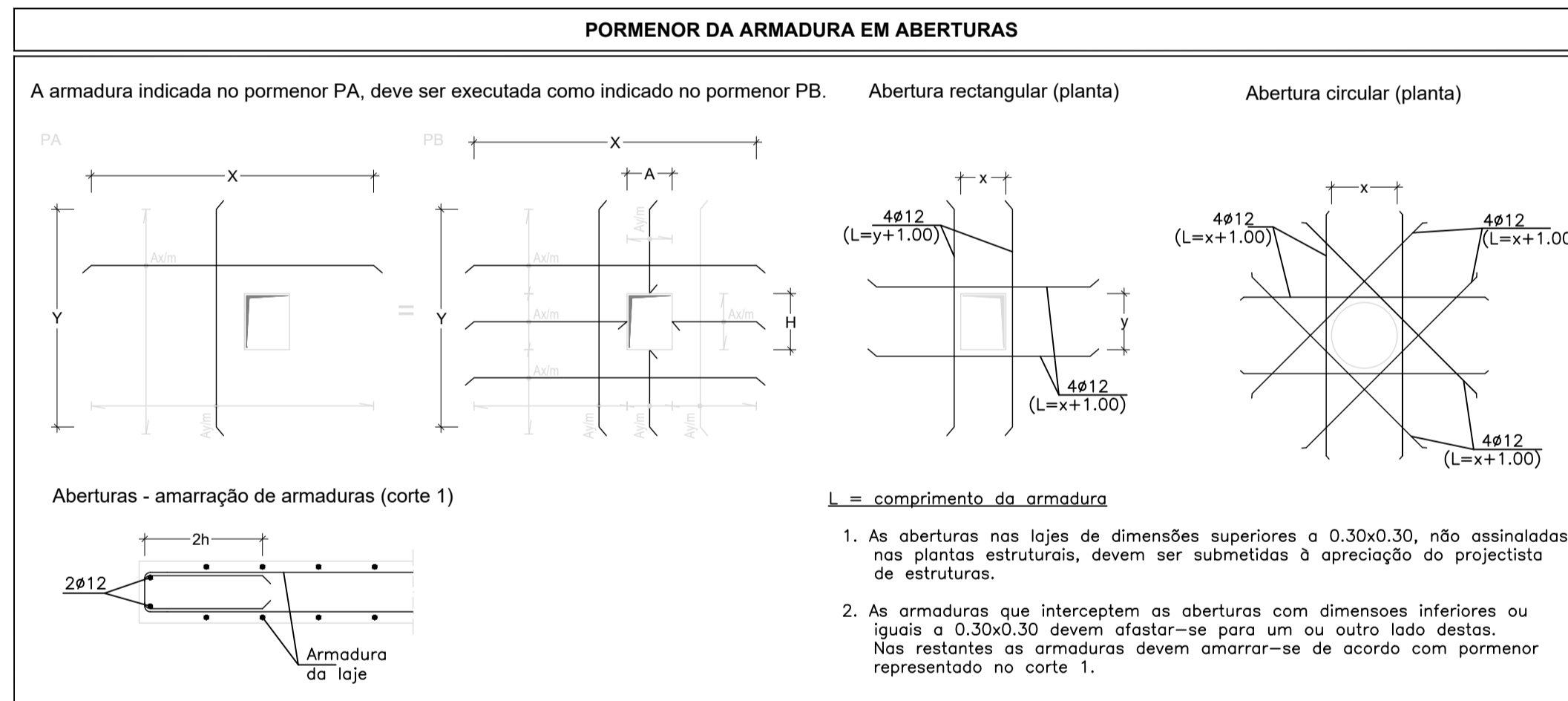
Corte A-A
Escala 1/20



Laje do Rés do chão
Armadura superior
Escala 1/100



Laje do Rés do chão
Armadura inferior
Escala 1/100



EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM VIGAS OU LAJES

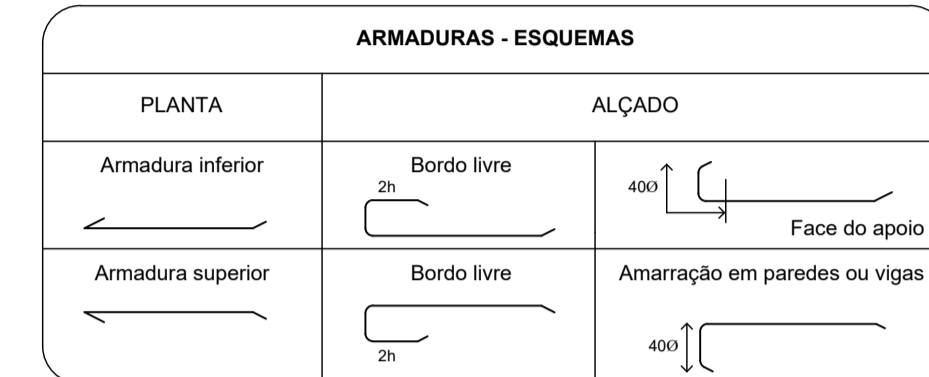
- A distância entre os dois varões que se pretendem emendar não pode exceder 4Ø
- As armaduras das faces superiores devem ser emendadas a meio vão, com comprimentos de sobreposição - lb (ver quadro)
- As armaduras principais das faces inferiores devem ser emendadas sobre os pilares com comprimentos de sobreposição - lb (ver quadro)

BETÃO	S500 (A500 R)
C25/30	40Ø
Amarração	recta

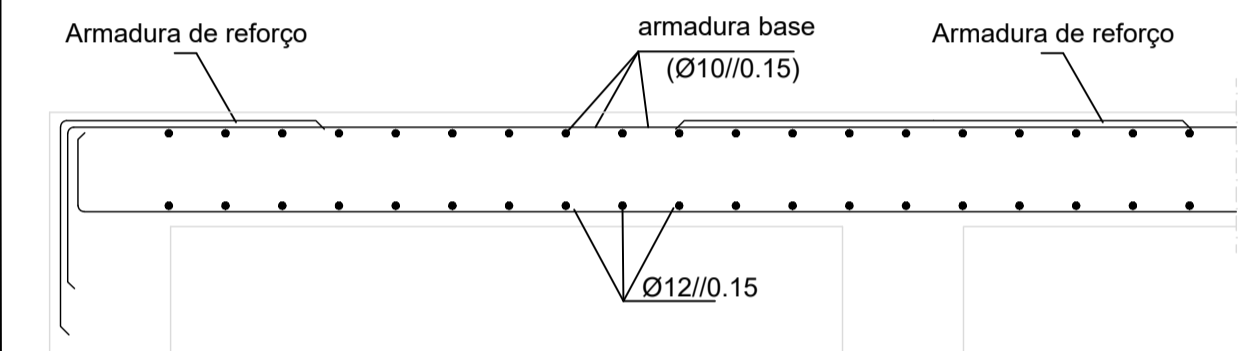
Ø - diâmetro do varão emendado

CRITÉRIOS DE REPRESENTAÇÃO DE ARMADURAS

As armaduras deverão ser colocadas nas lajes maciças em número e localização de acordo com plantas e cortes-tipo, amarradas ou emendadas conforme o respectivo pormenor (consultar também cortes das vigas e paredes).



CORTE TIPO - LAJES



ARMADURA BASE - armadura a colocar em toda a laje constituída pelos varões com espaçamento e direcção indicados nas plantas de armaduras.

ARMADURA DE REFORÇO - armadura a colocar nas áreas identificadas nas plantas de armaduras segundo os critérios de representação identificados no quadro.

As amarrações e emendas destas armaduras deverão obedecer às indicações dos quadros correspondentes inseridos neste desenho.

MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):
Betão de limpeza - C16/20
Betão em lajes térreas - C25/30
Fundações e elementos em contacto com o terreno - C25/30; XC2(P); D20; Cl 0.4; S3, com hidrófugo - C25/30; XC3(P); D20; Cl 0.4; S3

Restantes elementos estruturais

Aço:
Aço em varão - A500 NRSD
Redes electrossoldadas - A500 EL

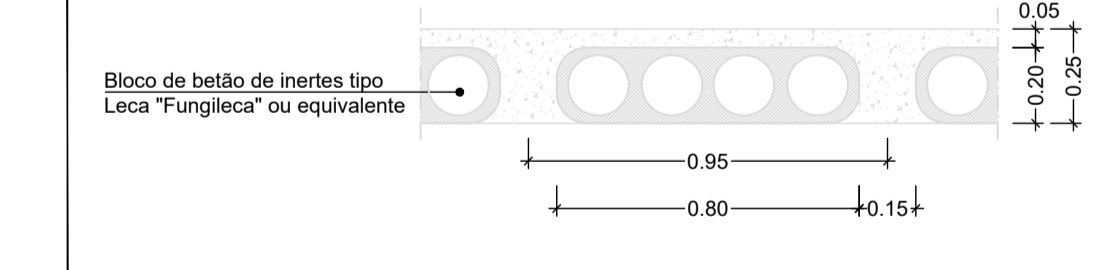
RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Lajes - 40 mm
Vigas, escadas e pavimentos térreos - 50 mm
Elementos em contacto com terras - 50 mm
Pilares e restantes elementos estruturais - 50 mm

LAJES FUNGIFORMES

CONSTITUIÇÃO DO PAVIMENTO

Escala: 1/20



CLIENTE:
Instituto Superior de Engenharia do Porto
Mestrado em Engenharia Civil
DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio

PROJECTO:
Habitação em Avintes

AUTOR DO PROJETO:
Fabio Nunes

COLABORADORES:
-

ESPECIALIDADE:
Estabilidade Estrutural

FASE DO PROJETO:
Execução

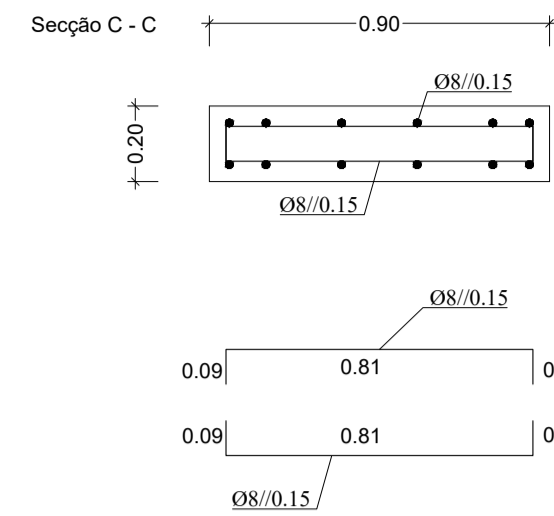
DESIGNAÇÃO:
Lajes

ESCALA:
1/20

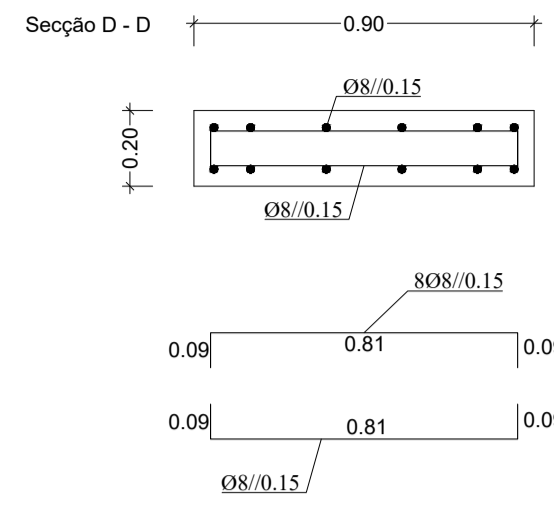
DATA:
Outubro 2017

Nº Desenho:
EST-4

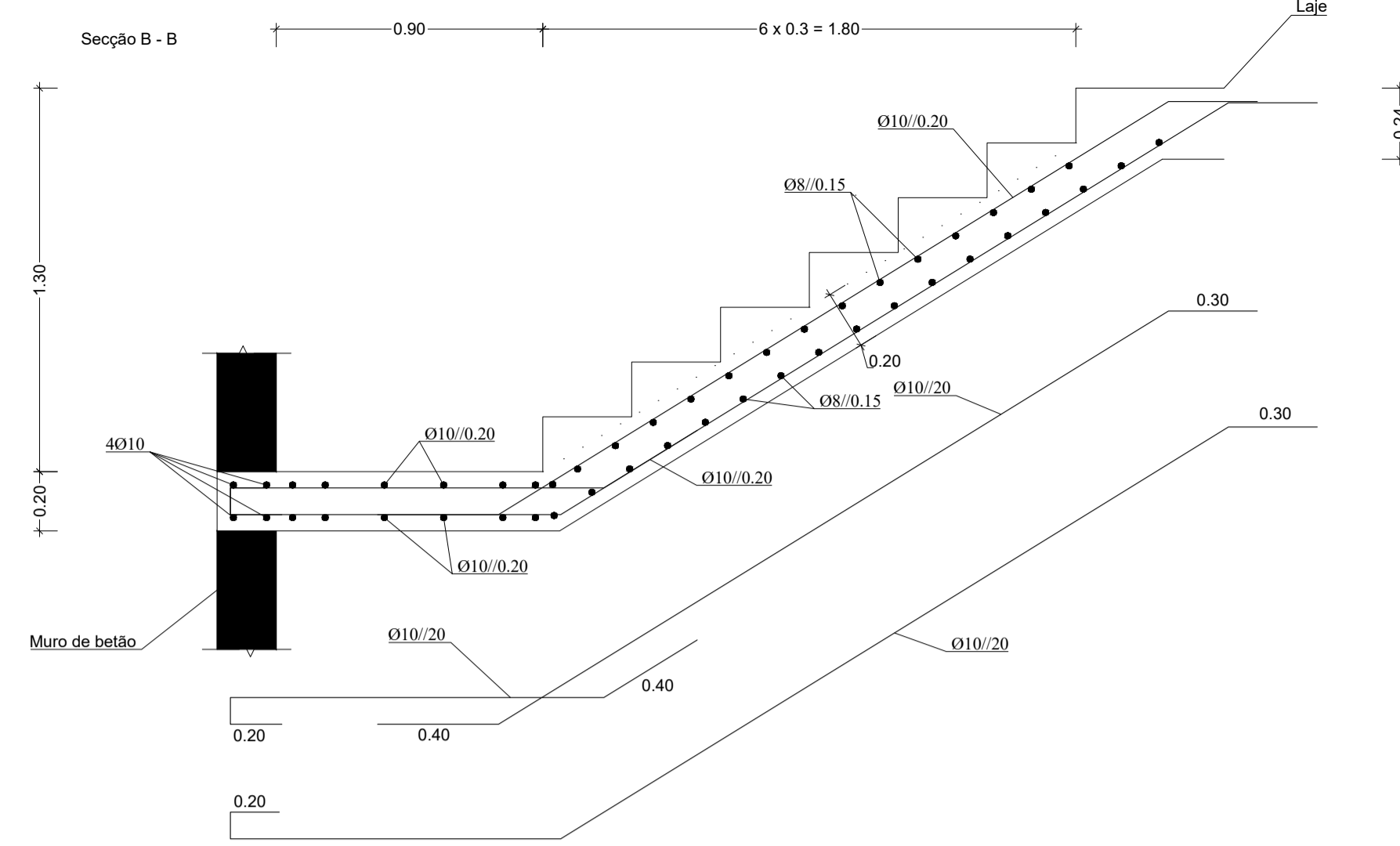
Escada 1 - Armaduras



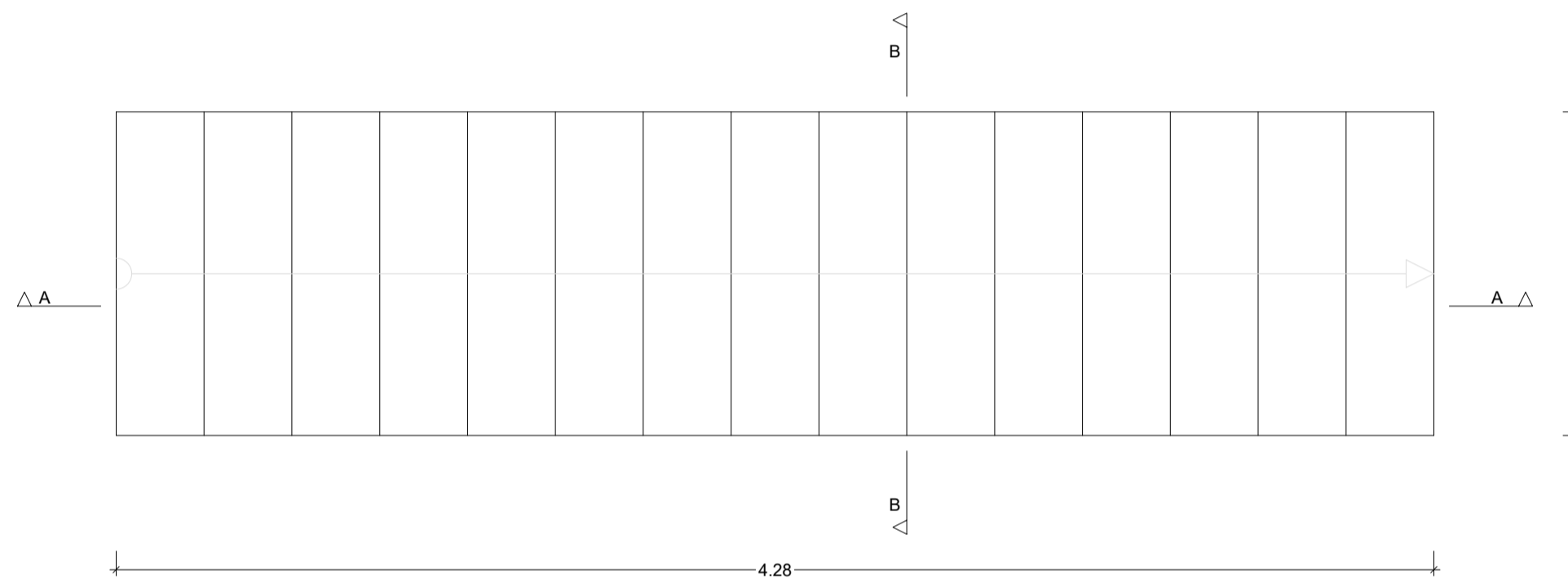
Escada 1 - Armaduras



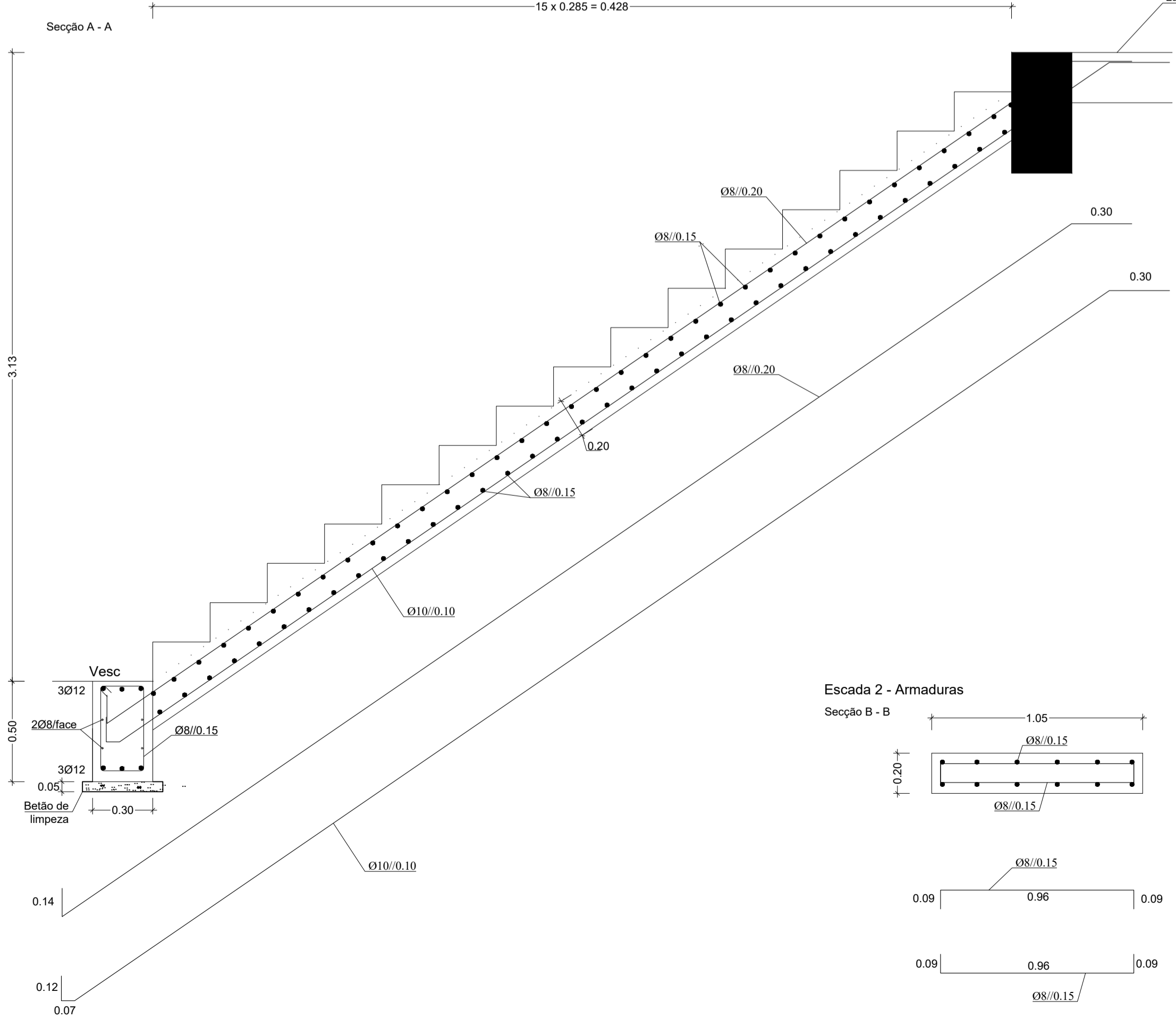
Escada 1 - Armaduras



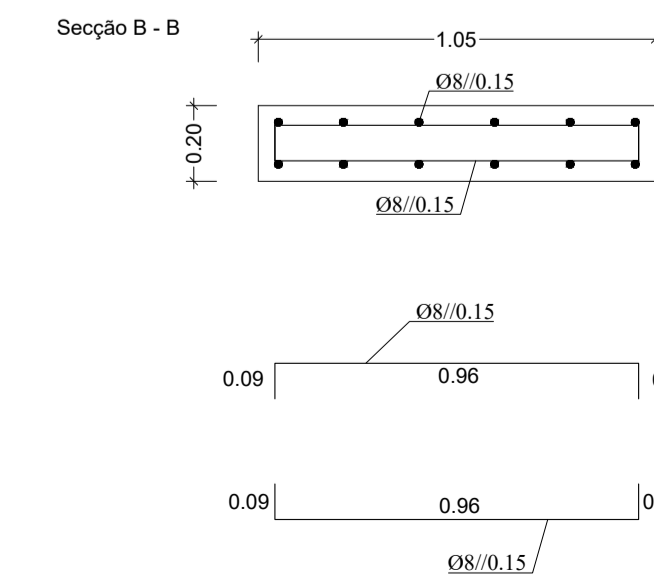
Escada 2 - Geometria - Planta



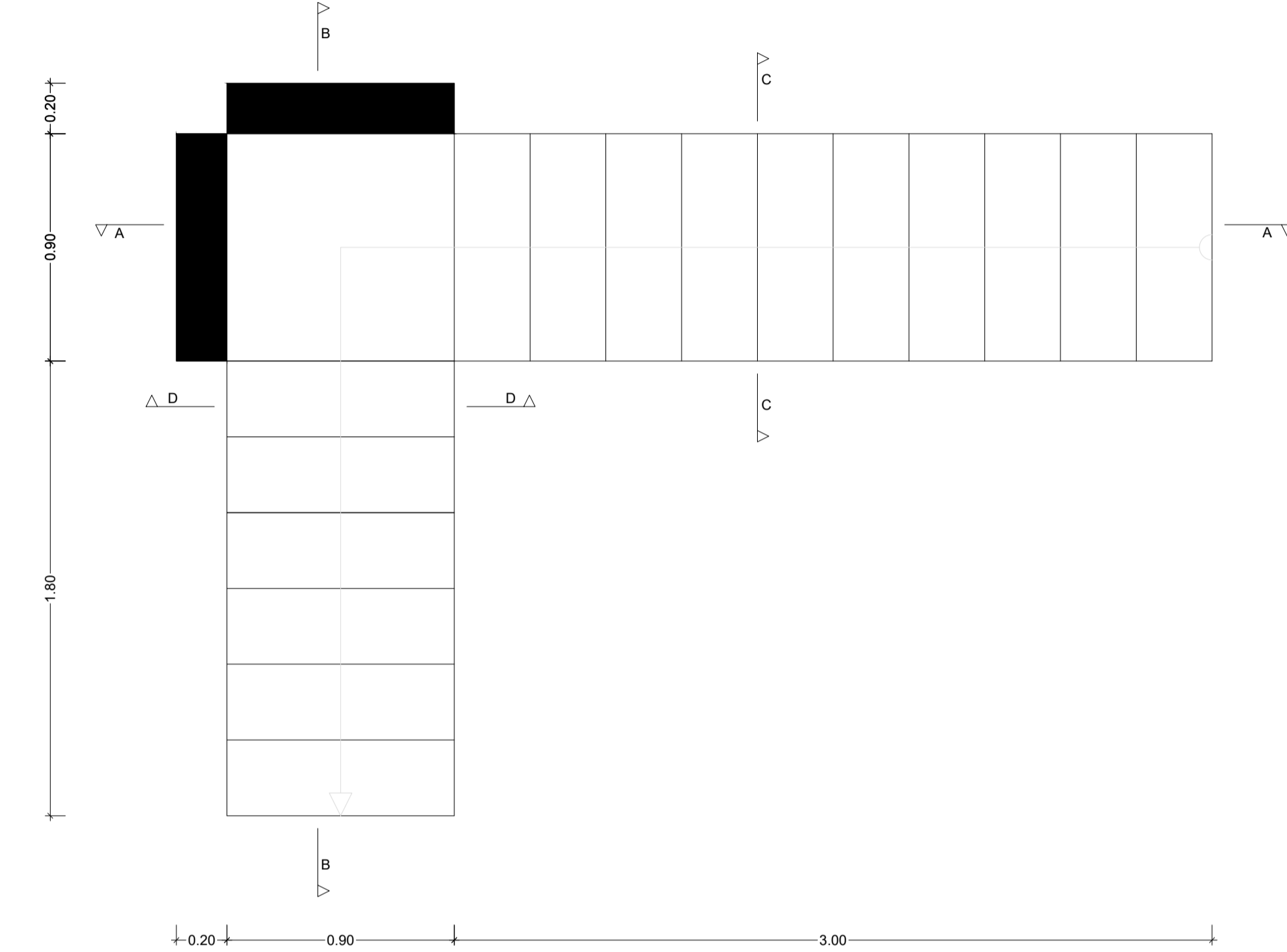
Escada 2 - Armaduras



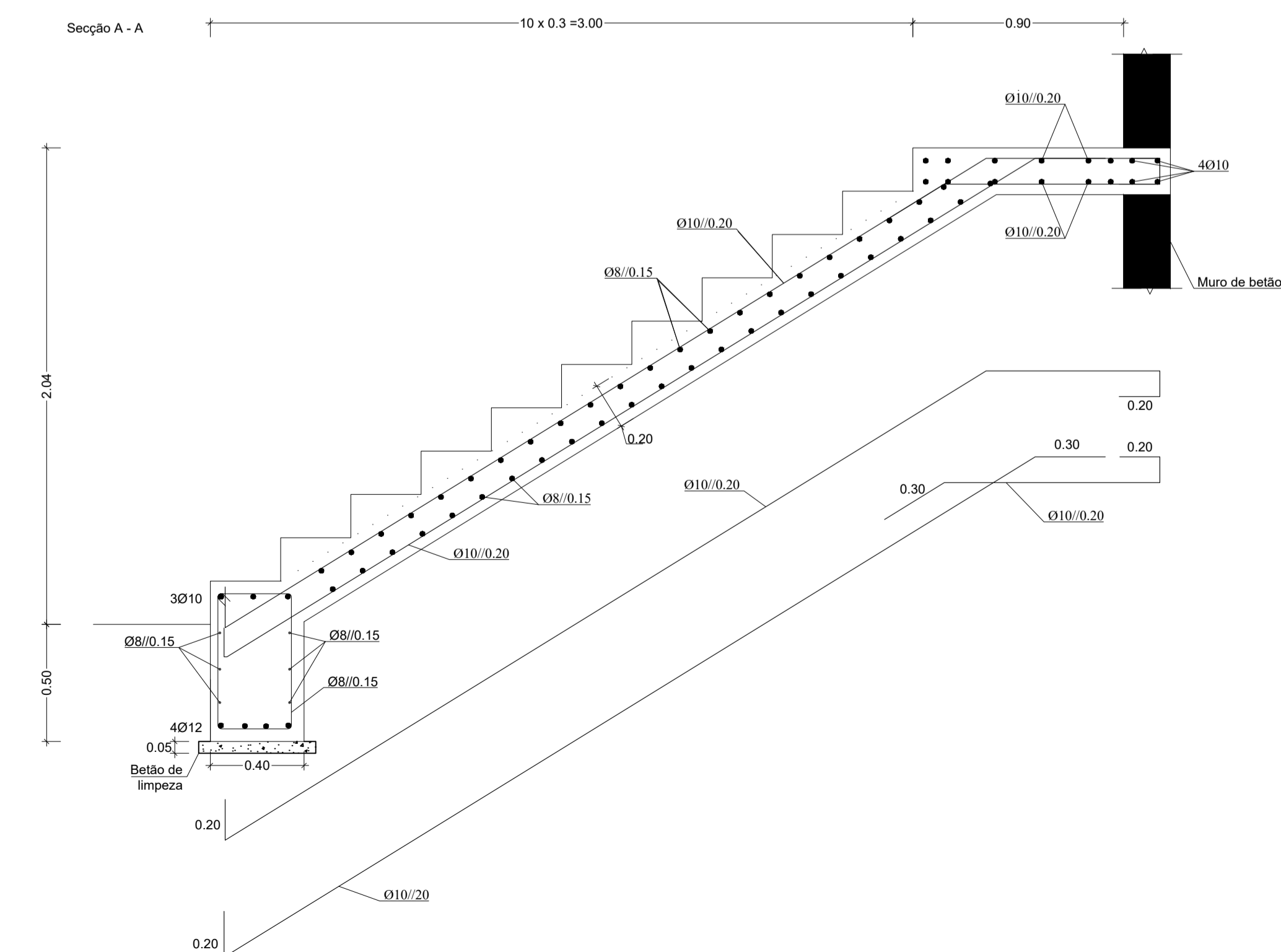
Escada 2 - Armaduras



Escada 1 - Geometria - Planta



Escada 1 - Armaduras



MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):	
Betão de limpeza	- C16/20
Betão em lajes térreas	- C25/30
Fundações e elementos em contacto com o terreno	- C25/30; XC2(P); D20; Cl 0.4; S3, com hidrófugo
Restantes elementos estruturais	- C25/30; XC3(P); D20; Cl 0.4; S3

Aço:	
Aço em varão	- A500 NRSD
Redes electrossoldadas	- A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Lajes	- 40 mm
Vigas, escadas e pavimentos térreos	- 50 mm
Elementos em contacto com terras	- 50 mm
Pilares e restantes elementos estruturais	- 50 mm

CLIENTE:

Instituto Superior de Engenharia do Porto
Mestrado em Engenharia Civil
DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio

PROJECTO:

Habitação em Avintes

AUTOR DO PROJETO:

Fabio Nunes

COLABORADORES:

-

ESPECIALIDADE:

Estabilidade Estrutural

FASE DO PROJETO:

Execução

DESIGNAÇÃO:

Escada 1 e Escada 2
Cortes

ESCALA:

1/20

DATA:

Outubro 2017

Nº Desenho:

EST-5

PORMENORES DE AMARRAÇÃO DE VIGAS (A EXECUTAR QUANDO OUTROS NÃO FOREM DEFINIDOS)

• PORMENORES DE LIGAÇÃO DE ELEMENTOS HORIZONTAIS (vigas, palas) A PILARES OU PAREDES

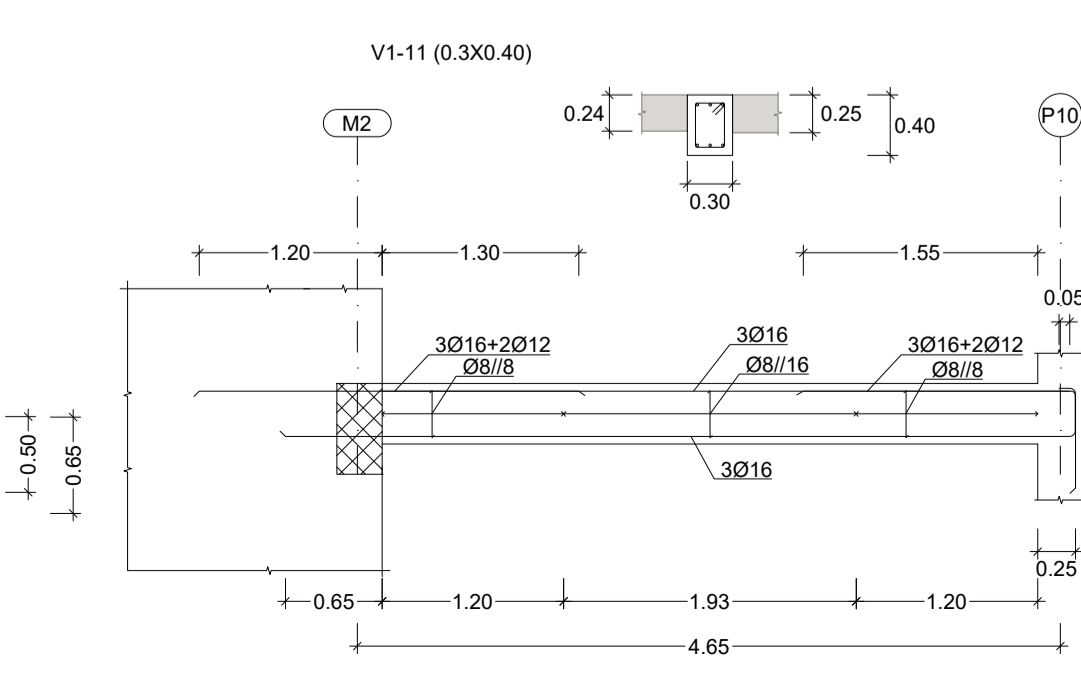
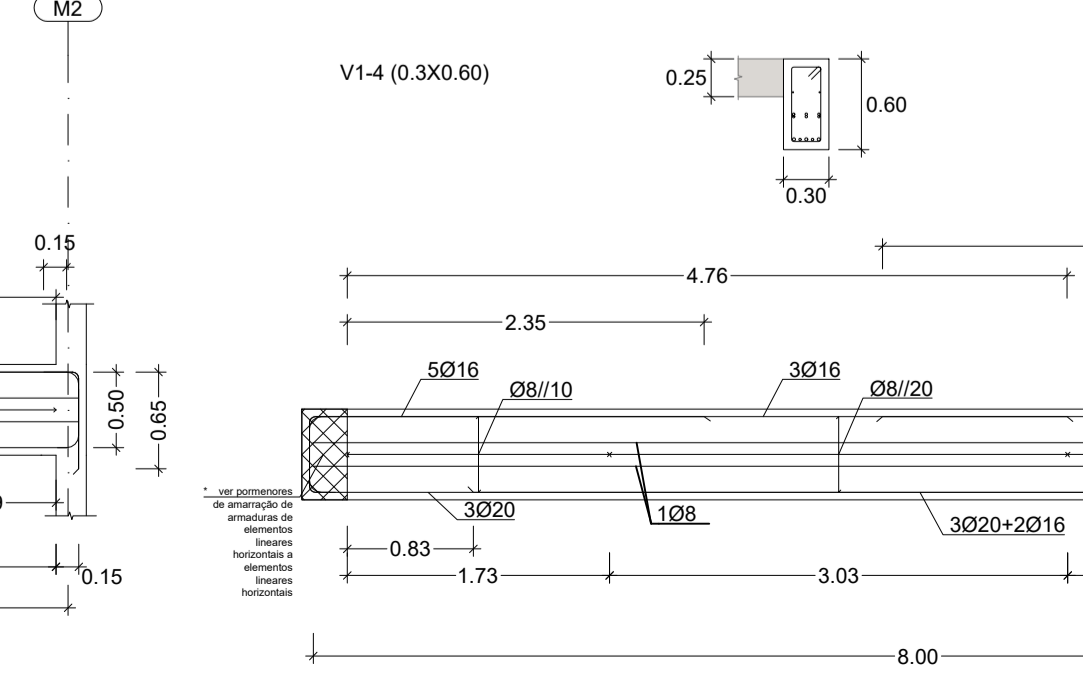
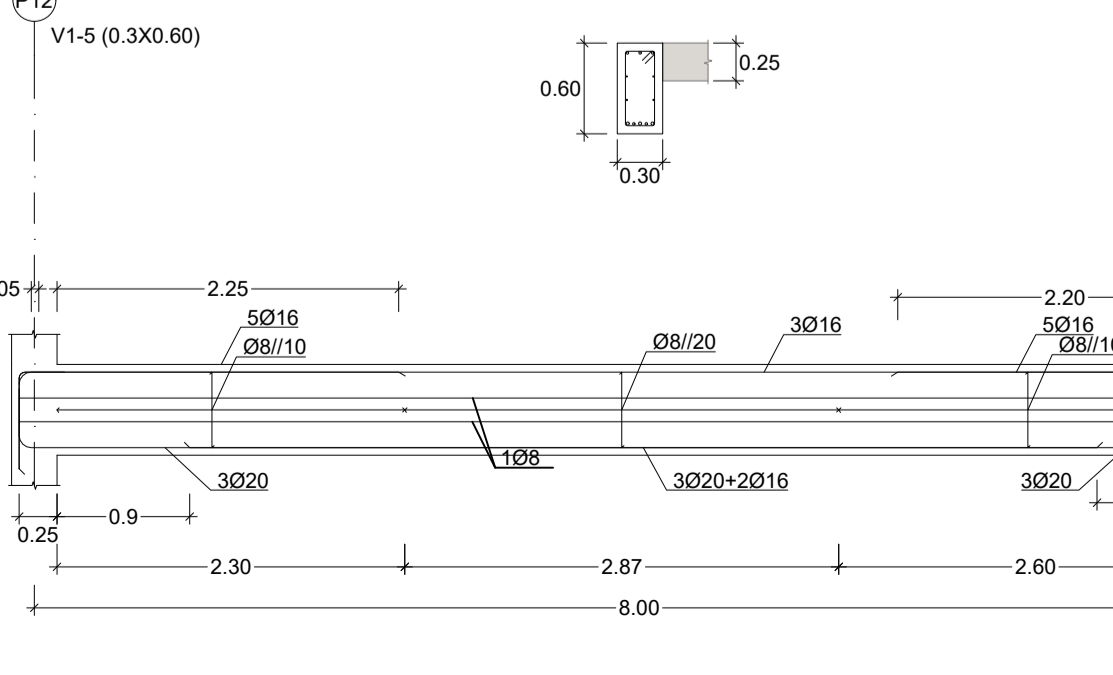
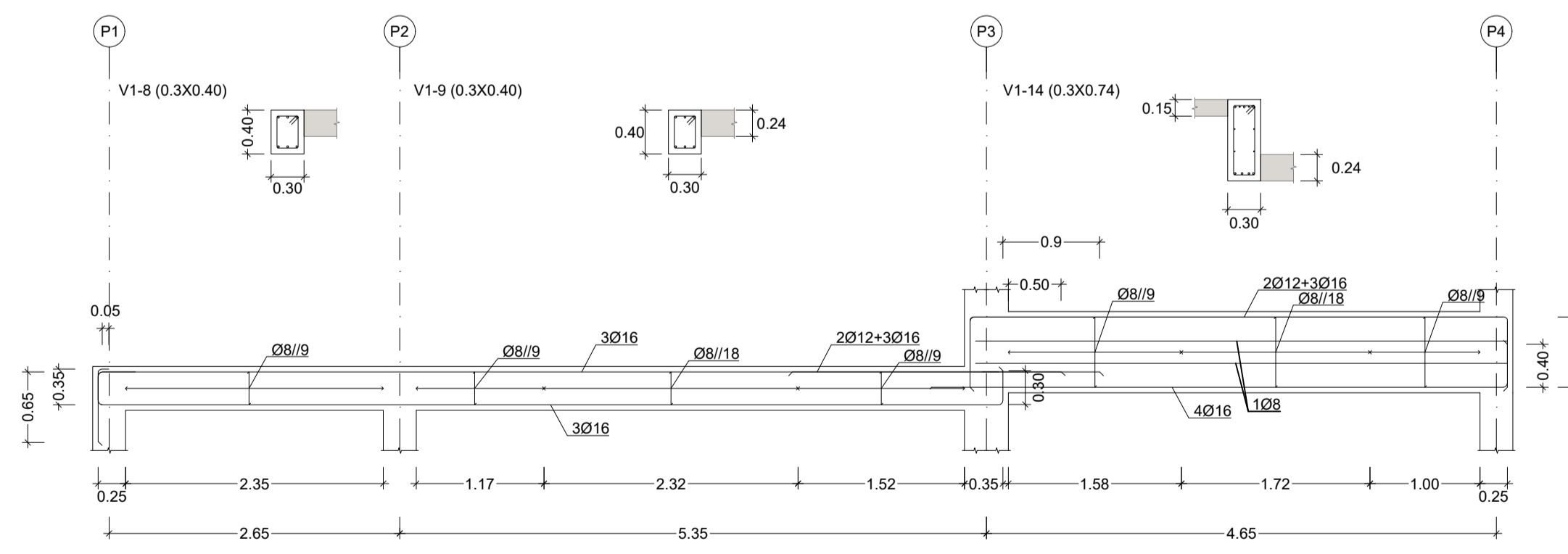
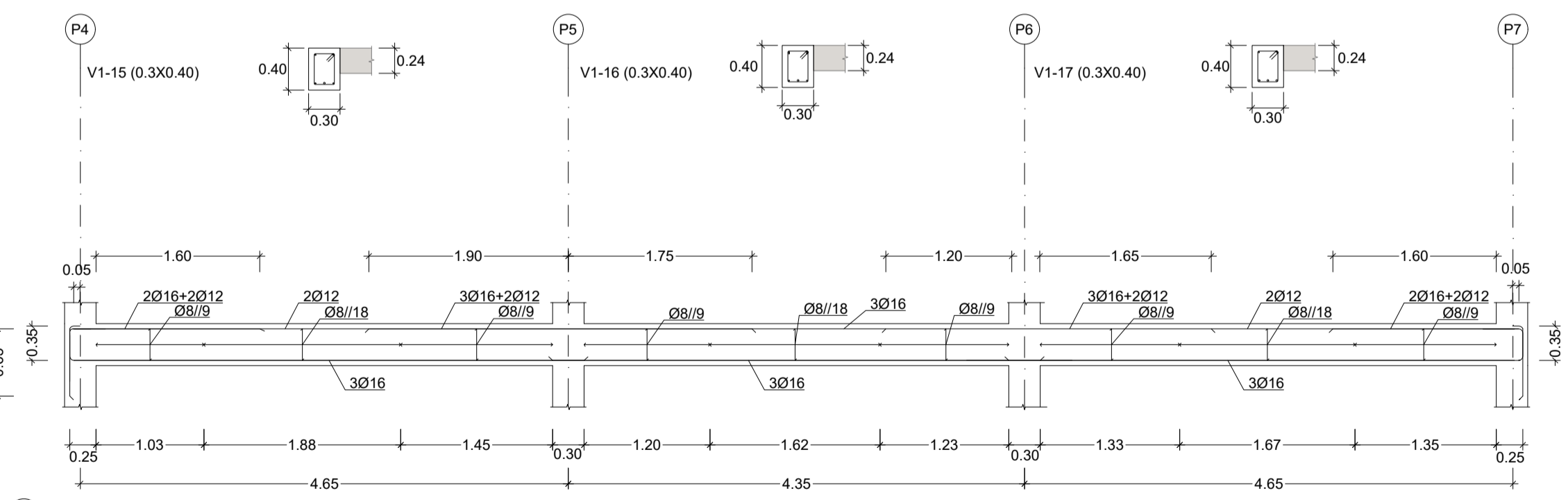
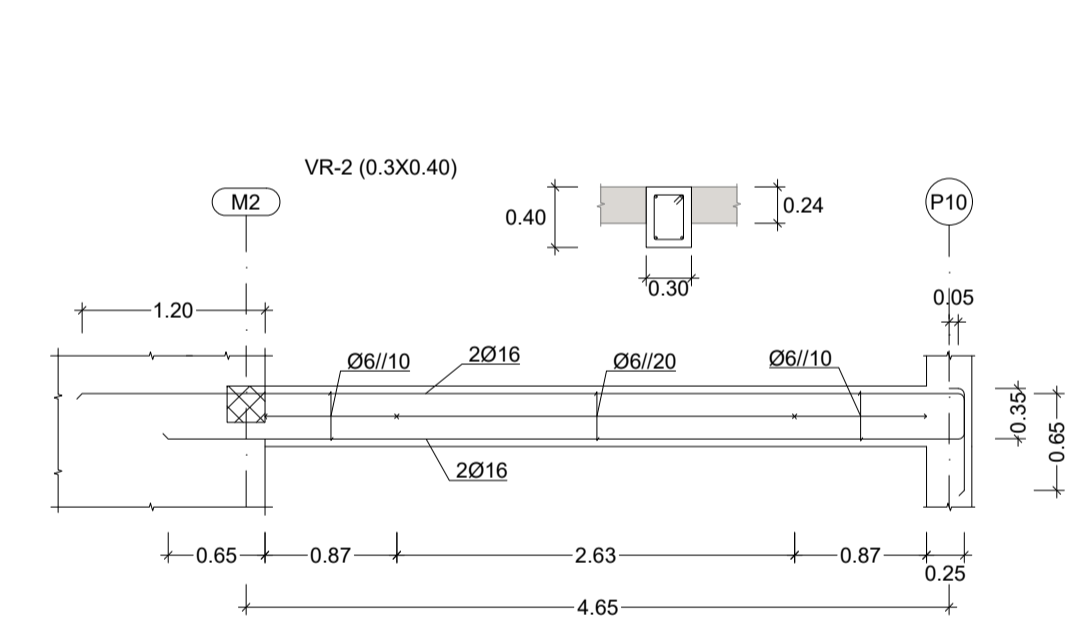
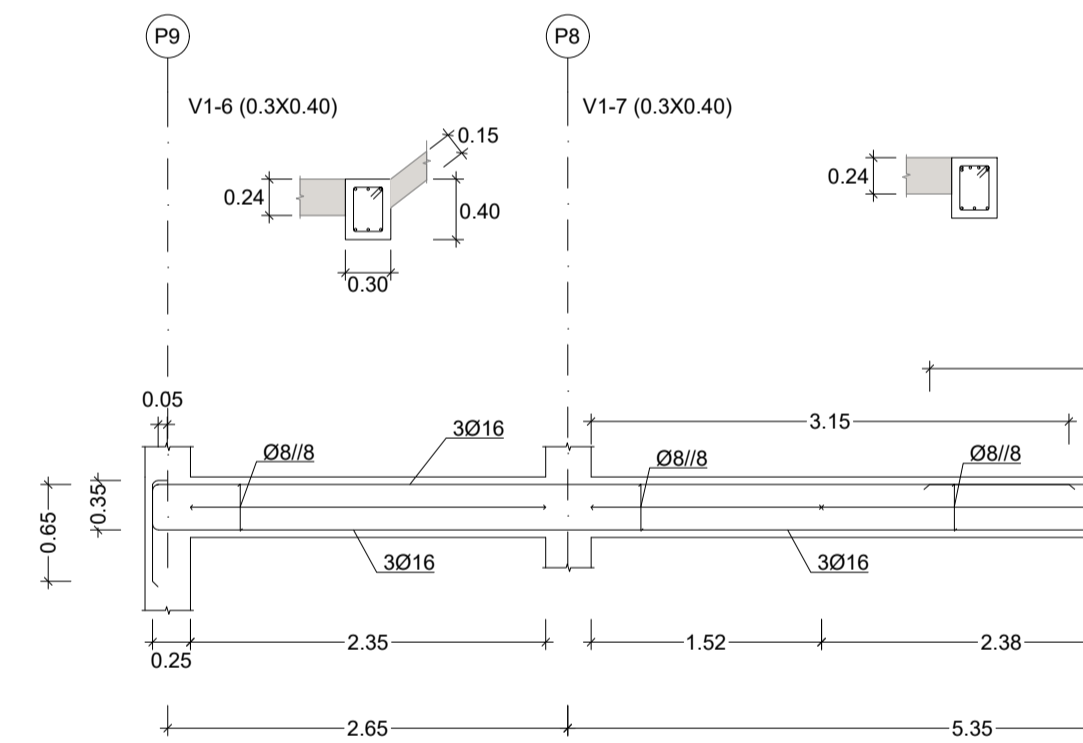
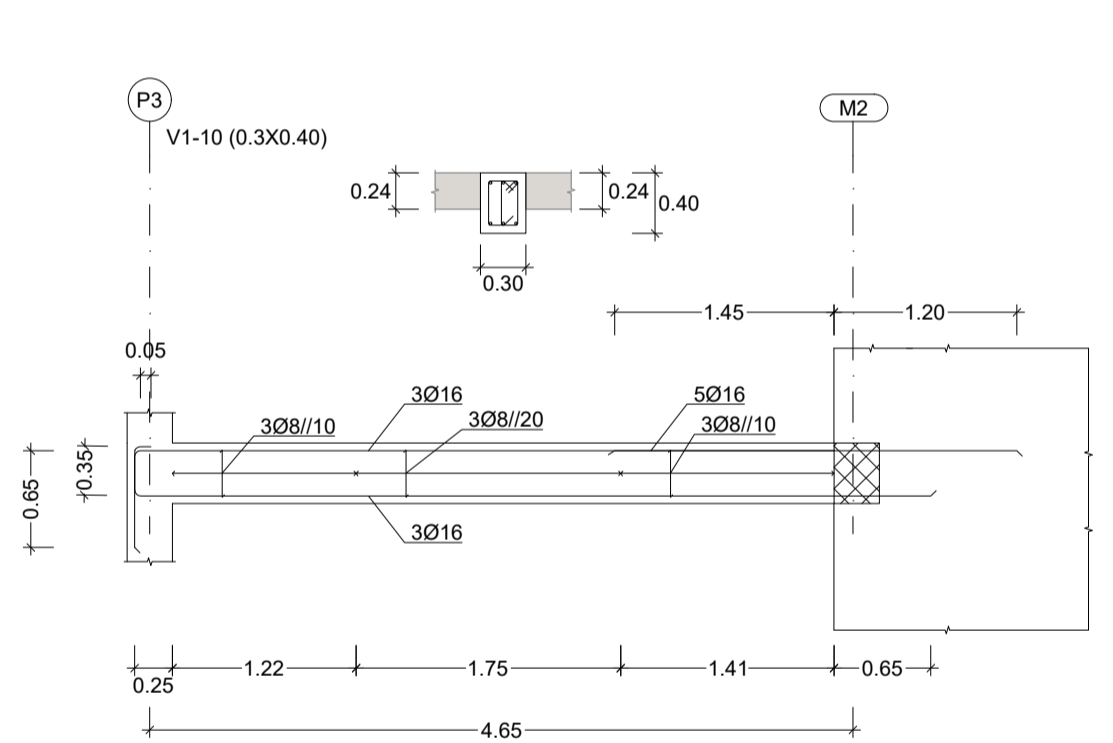
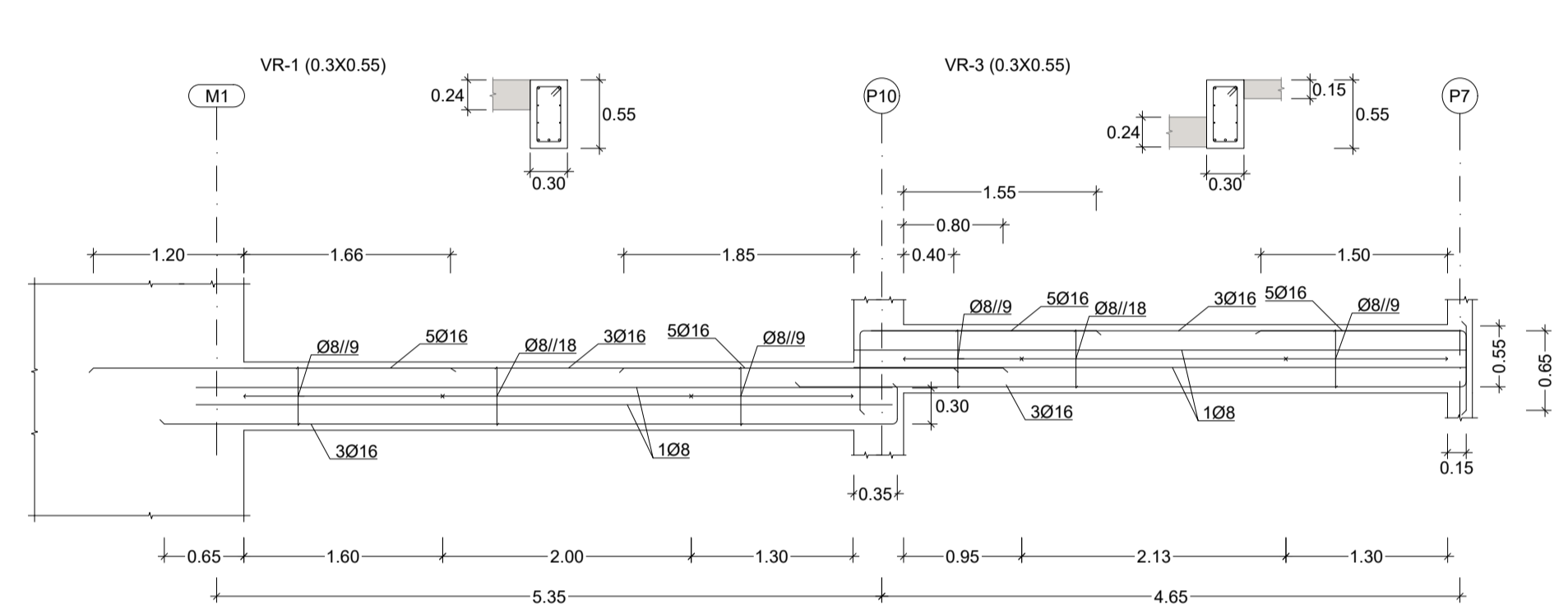
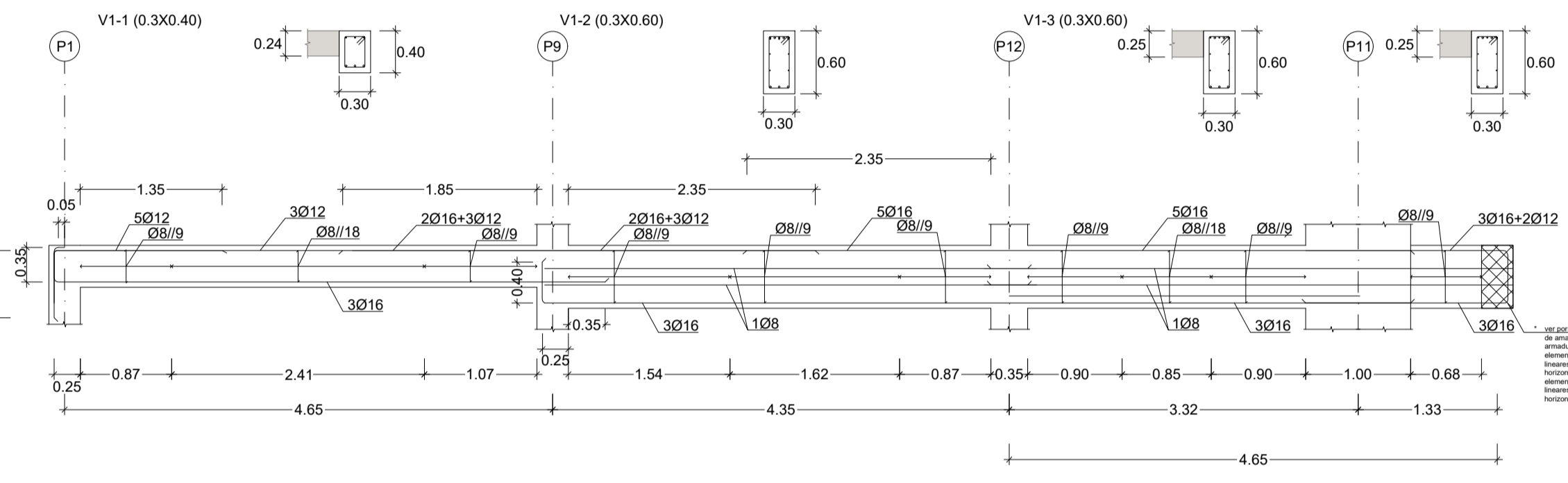
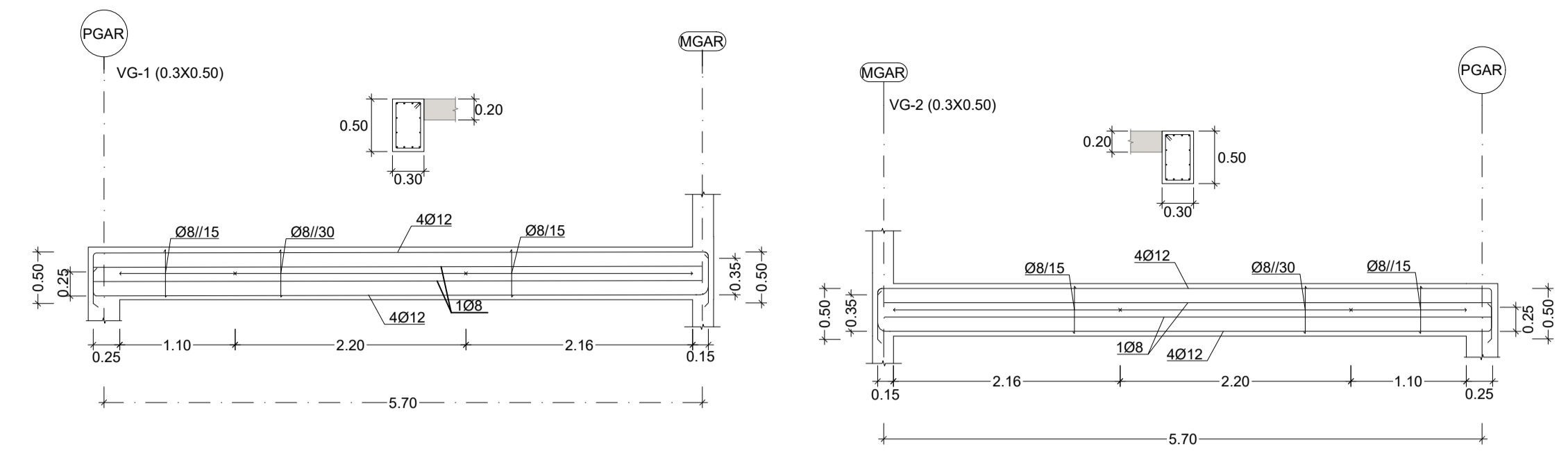
$a = \text{Min. } (b, 2d)$

• PORMENORES DE AMARRAÇÃO DE ARMADURAS DE ELEMENTOS LINEARES HORIZONTAIS (vigas, palas...)
A ELEMENTOS LINEARES HORIZONTAIS (vigas)

A500 R	C25/30		C30/37	
	A	B	40Ø	35Ø
			60Ø	50Ø

Valores de A, B (função de "Ø" - diâmetro do varão ou diâmetro equivalente do agrupamento)

LEGENDA:
A/B = (armadura inferior) / (armadura superior)



MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):
 Betão de limpeza - C16/20
 Betão em lajes térreas - C25/30
 Fundações e elementos em contacto com o terreno - C25/30; XC2(P); D20, CI 0.4; S3, com hidrófugo - C25/30; XC3(P); D20, CI 0.4; S3

Restantes elementos estruturais - A500 NRSD, A500 EL

Aço:
 Aço em varão - A500 NRSD
 Redes electrosoldadas - A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Lajes - 40 mm
 Vigas, escadas e pavimentos térreos - 50 mm
 Elementos em contacto com terras - 50 mm
 Pilares e restantes elementos estruturais - 50 mm

EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM VIGAS OU LAJES

- A distância entre os dois varões que se pretendem emendar não pode exceder 4Ø
- As armaduras das faces superiores devem ser emendadas a meio vão, com comprimentos de sobreposição - lb (ver quadro)
- As armaduras principais das faces inferiores devem ser emendadas sobre os pilares com comprimentos de sobreposição - lb (ver quadro)

BETÃO	S500 (A500 R)
C25/30	40Ø
Amarração	recta

Ø - diâmetro do varão emendado

CLIENTE:
 Instituto Superior de Engenharia do Porto
 Mestrado em Engenharia Civil
 DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio

PROJECTO:
 Habitação em Avintes

AUTOR DO PROJETO:
 Fábio Nunes

COLABORADORES:
 -

ESPECIALIDADE:
 Estabilidade Estrutural

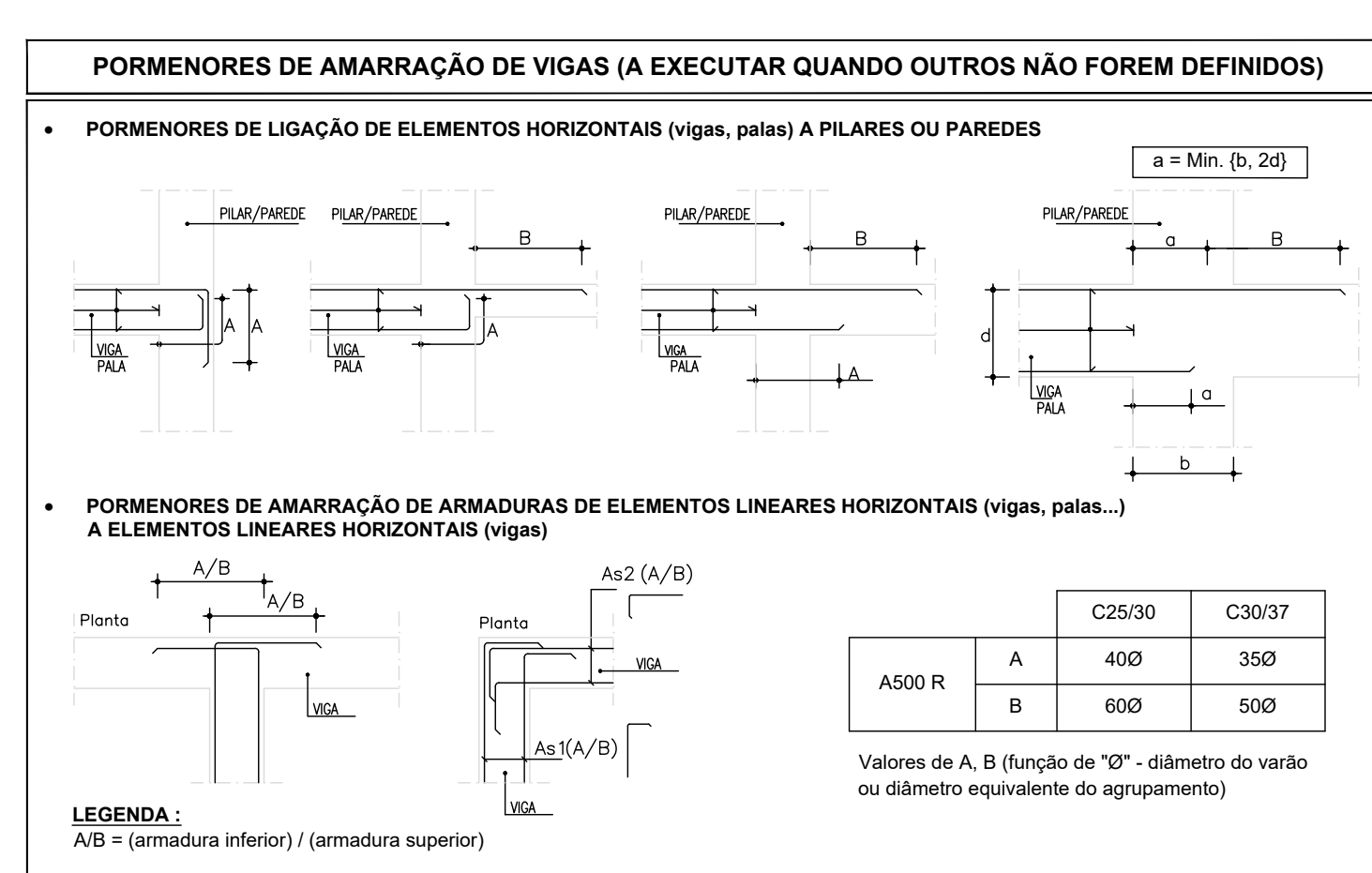
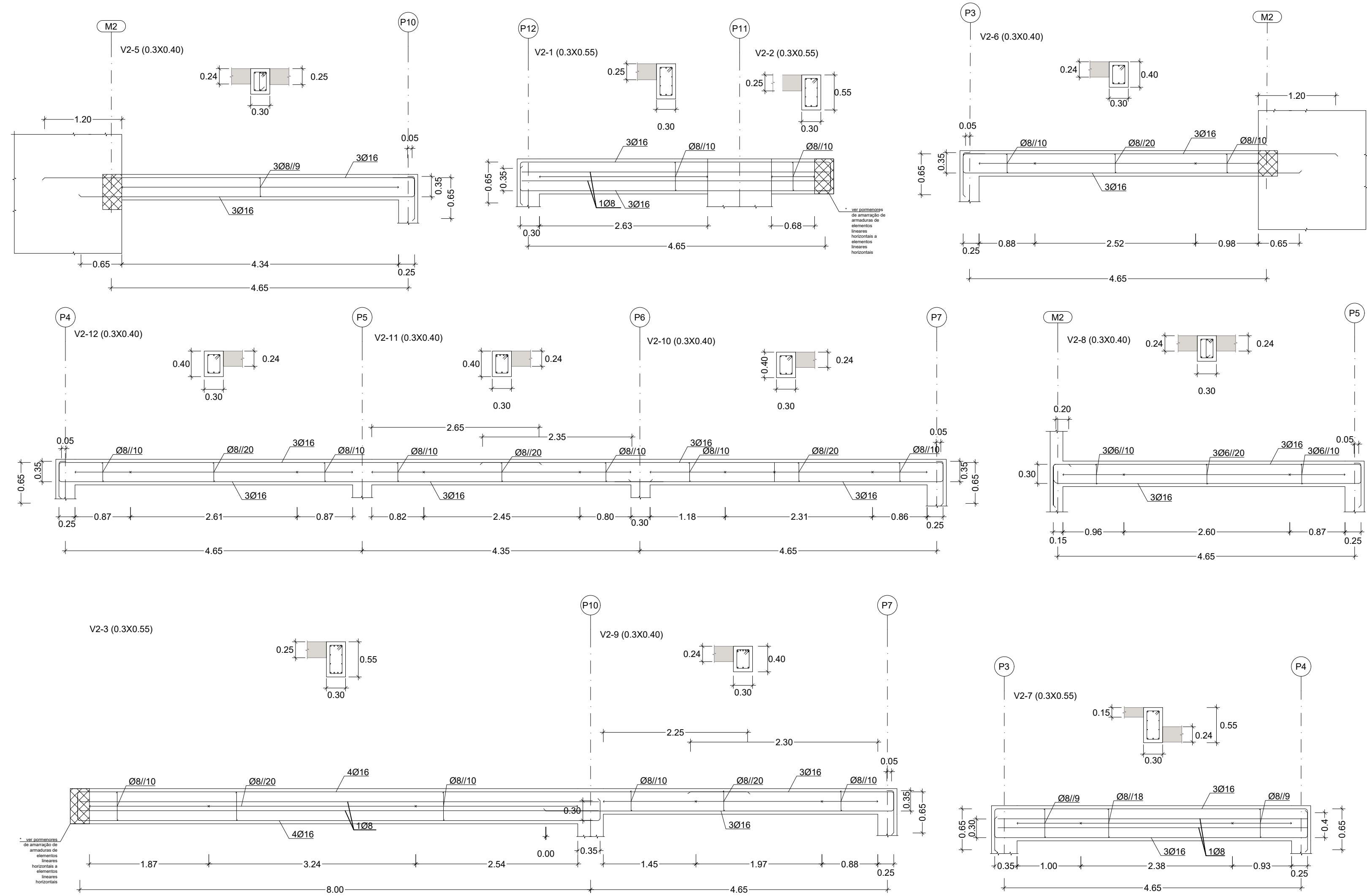
FASE DO PROJETO:
 Execução

DESIGNAÇÃO:
 Vigas 1/2

ESCALA:
 1/50

DATA:
 Outubro 2017

Nº Desenho:
 EST-6



MATERIAIS ESTRUTURAIS

Betão (NP EN 206-1):
 Betão de limpeza - C16/20
 Betão em lajes térras - C25/30
 Fundações e elementos em contacto com o terreno - C25/30; XC2(P); D20; Cl 0,4; S3, com hidrófugo
 Restantes elementos estruturais - C25/30; XC3(P); D20; Cl 0,4; S3

Aço:
 Aço em varão - A500 NRSD
 Redes electrossoldadas - A500 EL

RECOBRIMENTO DE ARMADURAS

Lajes - 40 mm
 Vigas, escadas e pavimentos térreos - 50 mm
 Elementos em contacto com terras - 50 mm
 Pilares e restantes elementos estruturais - 50 mm

EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM VIGAS OU LAJES

- A distância entre os dois varões que se pretendem emendar não pode exceder 4Ø
- As armaduras das faces superiores devem ser emendadas a meio vão, com comprimentos de sobreposição - **lb** (ver quadro)
- As armaduras principais das faces inferiores devem ser emendadas sobre os pilares com comprimentos de sobreposição - **lb** (ver quadro)

BETÃO	S500 (A500 R)
C25/30	40Ø
Amarração	recta

Ø - diâmetro do varão emendado

CLIENTE:
 Instituto Superior de Engenharia do Porto
 Mestrado em Engenharia Civil
 DIPRE - Dissertação / Projecto / Estágio

PROJECTO:
 Habitação em Avintes

AUTOR DO PROJETO:
 Fabio Nunes

ESPECIALIDADE:
 Estabilidade Estrutural

DESIGNAÇÃO:
 Vigas 2/2

DATA:
 Outubro 2017

COLABORADORES:
 -

FASE DO PROJETO:
 Execução

ESCALA:
 1/50

Nº Desenho:
 EST-7

ANEXO 3 – EXEMPLOS DE MEMÓRIAS DE CÁLCULO DO CYPE

Anexo 3.1. - Sismo

Anexo 3.2. - Pilar P10

Anexo 3.3. - Fundação do Pilar P1

Anexo 3.4. - Muros de gabião

Anexo 3.1-Sismo



1.- SISMO

Norma utilizada: NP EN 1998-1 (2010)

NP EN 1998-1 (2010)

Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos

Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios

Método de cálculo: Análise modal espectral (NP EN 1998-1 (2010), 4.3.3.3)

1.1.- Dados gerais de sismo

Caracterização da localização

Zonamento sísmico (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1): Portugal Continental

Zona sísmica - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1): 1.6

Zona sísmica - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1): 2.5

Tipo de solo (NP EN 1998-1 (2010), 3.1.2): D

Sistema estrutural

Geometria em altura (NP EN 1998-1 (2010), 4.2.3.3): Regular

q_x : Factor de comportamento (X) (NP EN 1998-1 (2010), 5.2.2.2)

q_x : 3.90

q_y : Factor de comportamento (Y) (NP EN 1998-1 (2010), 5.2.2.2)

q_y : 3.90

Importância da obra (NP EN 1998-1 (2010), 4.2.5 e Tabela 4.3): Categoria II

Parâmetros de cálculo

Número de modos de vibração que intervêm na análise: Segundo norma

Fracção de sobrecarga

: 0.30

Fracção de sobrecarga de neve

: 0.50

Não se realiza a análise dos efeitos de 2ª ordem

Critério de armadura a aplicar por ductilidade: Ductilidade média

Factores redutores de inércia (NP EN 1998-1 (2010), 4.3.1)

Vigas primárias face à acção sísmica: 0.5



Vigas secundárias face à acção sísmica: 0.01

Lajes primários face à acção sísmica: 0.5

Lajes secundárias face à acção sísmica: 0.01

Pilares: 0.5

Paredes: 0.5

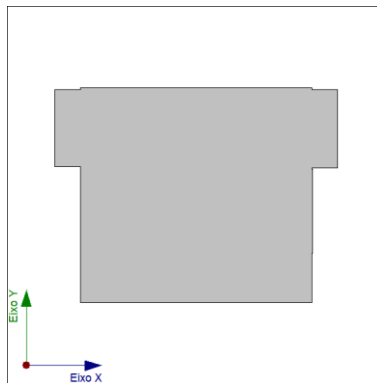
Muros: 0.5

Paredes resistentes de alvenaria: 0.5

Direcções de análise

Acção sísmica segundo X

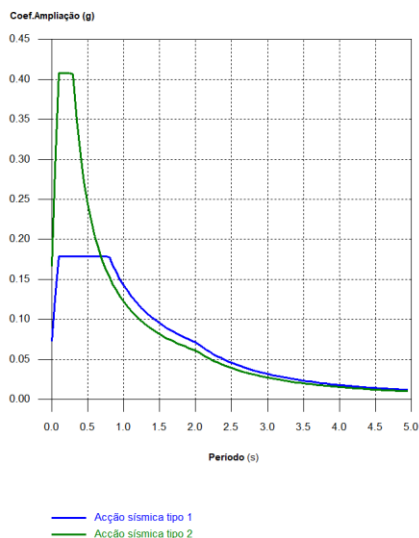
Acção sísmica segundo Y



Projecção em planta da obra

1.2.- Espectro de cálculo

1.2.1.- Espectro elástico de acelerações



Coef. Ampliação:

O valor máximo das ordenadas espectrais "Acção sísmica tipo 1" é 0.178 g.

O valor máximo das ordenadas espectrais "Acção sísmica tipo 2" é 0.408 g.



Parâmetros necessários para a definição do espectro

a_{gR1} : Aceleração pico de dimensionamento - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1) $a_{gR1} : 0.35 \text{ m/s}^2$

Zonamento sísmico: Portugal Continental

Zona sísmica - Acção sísmica tipo 1: 1.6

a_{gR2} : Aceleração pico de dimensionamento - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1) $a_{gR2} : 0.80 \text{ m/s}^2$

Zonamento sísmico: Portugal Continental

Zona sísmica - Acção sísmica tipo 2: 2.5

I_{11} : Factor de importância - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-4.2.5 e Tabela II) $I_{11} : 1.00$

I_{12} : Factor de importância - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-4.2.5 e Tabela II) $I_{12} : 1.00$

Zonamento sísmico (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1): Portugal Continental

Zona sísmica - Acção sísmica tipo 1: 1.6

Zona sísmica - Acção sísmica tipo 2: 2.5

Importância da obra (NP EN 1998-1 (2010), 4.2.5 e Tabela 4.3): Categoria II

S_1 : Factor de solo - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.2.2) $S_1 : 2.00$

S_2 : Factor de solo - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.2.2) $S_2 : 2.00$

a_{g1} : Aceleração de cálculo - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1 (3)) $a_{g1} : 0.35 \text{ m/s}^2$

a_{g2} : Aceleração de cálculo - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1 (3)) $a_{g2} : 0.80 \text{ m/s}^2$

a_{gR1} : Aceleração pico de dimensionamento - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1) $a_{gR1} : 0.35 \text{ m/s}^2$

a_{gR2} : Aceleração pico de dimensionamento - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1) $a_{gR2} : 0.80 \text{ m/s}^2$

I_{11} : Factor de importância - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-4.2.5 e Tabela II) $I_{11} : 1.00$

I_{12} : Factor de importância - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-4.2.5 e Tabela II) $I_{12} : 1.00$

S_{max1} : Parâmetro de solo - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-Tabela 3.2) $S_{max1} : 2.00$

S_{max2} : Parâmetro de solo - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-Tabela 3.3) $S_{max2} : 2.00$

Tipo de solo (NP EN 1998-1 (2010), 3.1.2): D

T_{B1} : Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-Tabela 3.2)

$T_{B1} : 0.10 \text{ s}$



T_{C1} : Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-Tabela 3.2)	T_{C1} : <u>0.80</u> s
T_{D1} : Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante - Acção sísmica tipo 1 (NP EN 1998-1 (2010), NA-Tabela 3.2)	T_{D1} : <u>2.00</u> s
T_{B2} : Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-Tabela 3.3)	T_{B2} : <u>0.10</u> s
T_{C2} : Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-Tabela 3.3)	T_{C2} : <u>0.30</u> s
T_{D2} : Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante - Acção sísmica tipo 2 (NP EN 1998-1 (2010), NA-Tabela 3.3)	T_{D2} : <u>2.00</u> s

Zonamento sísmico (NP EN 1998-1 (2010), NA-3.2.1): Portugal Continental

Zona sísmica - Acção sísmica tipo 1: 1.6

Zona sísmica - Acção sísmica tipo 2: 2.5

Tipo de solo (NP EN 1998-1 (2010), 3.1.2): D

1.2.2.- Espectro de dimensionamento de acelerações

O espectro de dimensionamento sísmico obtém-se reduzindo o espectro elástico para cada um dos tipos de acção sísmica pelo factor de comportamento (q), segundo as seguintes expressões:

Factor redutor de comportamento

q_x: Factor de comportamento (X) (NP EN 1998-1 (2010), 5.2.2.2) **q_x** : 3.90

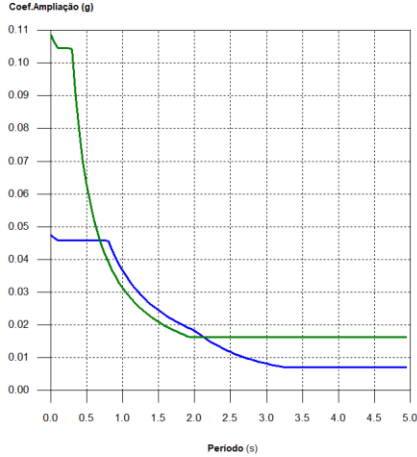
q_y: Factor de comportamento (Y) (NP EN 1998-1 (2010), 5.2.2.2) **q_y** : 3.90

Geometria em altura (NP EN 1998-1 (2010), 4.2.3.3): Regular

A estrutura define-se como regular em altura, pelo que não é necessário reduzir o factor de comportamento considerado em cada direcção de análise (NP EN 1998-1 (2010), 4.2.3.1 (7))

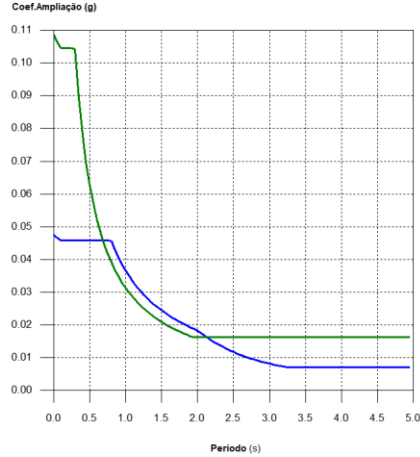


Espectro de dimensionamento segundo X



— Acção sísmica tipo 1
— Acção sísmica tipo 2

Espectro de dimensionamento segundo Y



— Acção sísmica tipo 1
— Acção sísmica tipo 2

1.3.- Coeficientes de participação

Modo	T	L _x	L _y	L _{gz}	M _x	M _y	Hipótese X(1)	Hipótese X(2)	Hipótese Y(1)	Hipótese Y(2)
Modo 1	0.389	0.0095	0.9617	0.2738	0.01 %	99.54 %	R = 3.9 A = 0.449 m/s ² D = 1.71633 mm	R = 3.9 A = 0.794 m/s ² D = 3.0387 mm	R = 3.9 A = 0.449 m/s ² D = 1.71633 mm	R = 3.9 A = 0.794 m/s ² D = 3.0387 mm
Modo 2	0.257	0.0072	0.0156 a 0.0196	0.9999	0.19 %	0.2 %	R = 3.9 A = 0.449 m/s ² D = 0.75241 mm	R = 3.9 A = 1.025 m/s ² D = 1.71908 mm	R = 3.9 A = 0.449 m/s ² D = 0.75241 mm	R = 3.9 A = 1.025 m/s ² D = 1.71908 mm
Modo 3	0.147	0.8697	0.0177	0.4932	83.28 %	0.04 %	R = 3.9 A = 0.449 m/s ² D = 0.24635 mm	R = 3.9 A = 1.026 m/s ² D = 0.56309 mm	R = 3.9 A = 0.449 m/s ² D = 0.24635 mm	R = 3.9 A = 1.026 m/s ² D = 0.56309 mm
Modo 4	0.078	0.2834	0.042	0.9581	7.46 %	0.17 %	R = 3.35 A = 0.453 m/s ² D = 0.07028 mm	R = 3.35 A = 1.035 m/s ² D = 0.16064 mm	R = 3.35 A = 0.453 m/s ² D = 0.07028 mm	R = 3.35 A = 1.035 m/s ² D = 0.16064 mm
Modo 5	0.051	0.3009	0.0699	0.9511	1 %	0.05 %	R = 2.71 A = 0.457 m/s ² D = 0.0304 mm	R = 2.71 A = 1.046 m/s ² D = 0.06948 mm	R = 2.71 A = 0.457 m/s ² D = 0.0304 mm	R = 2.71 A = 1.046 m/s ² D = 0.06948 mm
Modo 6	0.041	0.9518	0.004	0.3066	8.06 %	0 %	R = 2.46 A = 0.459 m/s ² D = 0.01948 mm	R = 2.46 A = 1.05 m/s ² D = 0.04452 mm	R = 2.46 A = 0.459 m/s ² D = 0.01948 mm	R = 2.46 A = 1.05 m/s ² D = 0.04452 mm
Total					100 %	100 %				

T: Período de vibração em segundos.

L_x, L_y: Coeficientes de participação normalizados em cada direcção da análise.

L_{gz}: Coeficiente de participação normalizado correspondente ao grau de liberdade rotacional.

M_x, M_y: Percentagem de massa deslocada por cada modo em cada direcção da análise.

R: Relação entre a aceleração de cálculo usando a ductilidade atribuída à estrutura e à aceleração de cálculo obtida sem ductilidade.

A: Aceleração de cálculo, incluindo a ductilidade.

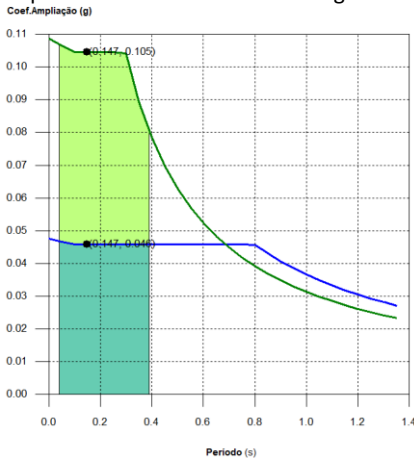
D: Coeficiente do modo. Equivale ao deslocamento máximo do grau de liberdade dinâmico.

Representação dos períodos modais



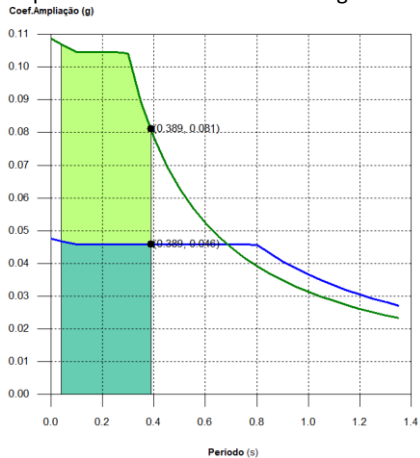
Justificação da acção sísmica

Espectro de dimensionamento segundo X



— Acção sísmica tipo 1
— Acção sísmica tipo 2

Espectro de dimensionamento segundo Y



— Acção sísmica tipo 1
— Acção sísmica tipo 2

Representa-se o intervalo de períodos abarcado pelos modos estudados, com indicação dos modos nos que se desloca mais de 30% da massa:

Hipótese Sismo X1		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 3	0.147	0.046

Hipótese Sismo Y1		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.389	0.046

Hipótese Sismo X2		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 3	0.147	0.105

Hipótese Sismo Y2		
Acção modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.389	0.081

1.4.- Centro de massa, centro de rigidez e excentricidades de cada piso

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e _x (m)	e _y (m)
Cobertura	(14.06, 15.05)	(10.87, 8.96)	3.19	6.09
Piso 1	(13.18, 13.97)	(10.89, 9.35)	2.29	4.63
Rés do chão	(16.40, 14.36)	(14.81, 15.34)	1.58	-0.98

c.d.m.: Coordenadas do centro de massas da planta (X,Y)

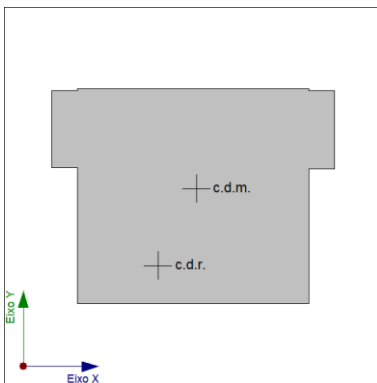
c.d.r.: Coordenadas do centro de rigidez da planta (X,Y)



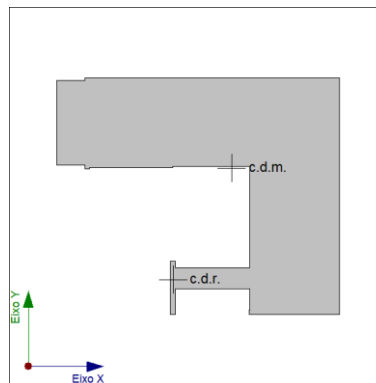
e_x : Excentricidade do centro de massa em relação ao centro de rigidez (X)

e_y : Excentricidade do centro de massa em relação ao centro de rigidez (Y)

Representação gráfica do centro de massa e do centro de rigidez por planta



Piso 1



Cobertura

1.5.- Esforço transversal sísmico combinado por planta

O valor máximo do esforço transversal por planta numa dada ação sísmica obtém-se através da Combinação Quadrática Completa (CQC) dos correspondentes esforços axiais modais.

Se a obra tem vigas com vinculação exterior ou estruturas 3D integradas, os esforços dos referidos elementos não serão mostrados na seguinte listagem.

1.5.1.- Esforço transversal sísmico combinado e força sísmica equivalente por planta

Os valores que se mostram nas seguintes tabelas não estão ajustados pelo factor de modificação calculado no ponto 'Correcção por esforço transversal na base'.

Hipótese de ação sísmica: Sismo X1

Planta	Q_x (kN)	$F_{eq,x}$ (kN)	Q_y (kN)	$F_{eq,y}$ (kN)
Cobertura	67.218	67.218	16.459	16.459
Piso 1	134.671	76.224	3.690	19.451
Rés do chão	131.280	3.567	4.183	1.591

Hipótese de ação sísmica: Sismo X2

Planta	Q_x (kN)	$F_{eq,x}$ (kN)	Q_y (kN)	$F_{eq,y}$ (kN)
Cobertura	153.642	153.642	37.611	37.611
Piso 1	307.819	174.226	8.127	44.430
Rés do chão	300.068	8.153	9.438	3.546



Justificação da acção sísmica

Hipótese de acção sísmica: Sismo Y1

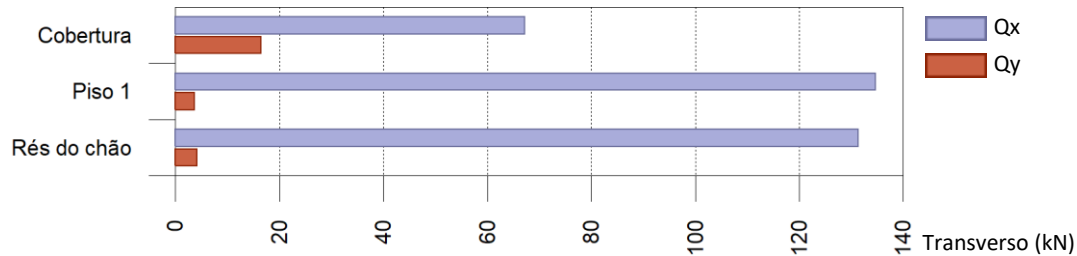
Planta	Q_x (kN)	$F_{eq,x}$ (kN)	Q_y (kN)	$F_{eq,y}$ (kN)
Cobertura	2.508	2.508	53.837	53.837
Piso 1	3.789	2.111	155.930	102.318
Rés do chão	3.603	1.298	103.328	52.895

Hipótese de acção sísmica: Sismo Y2

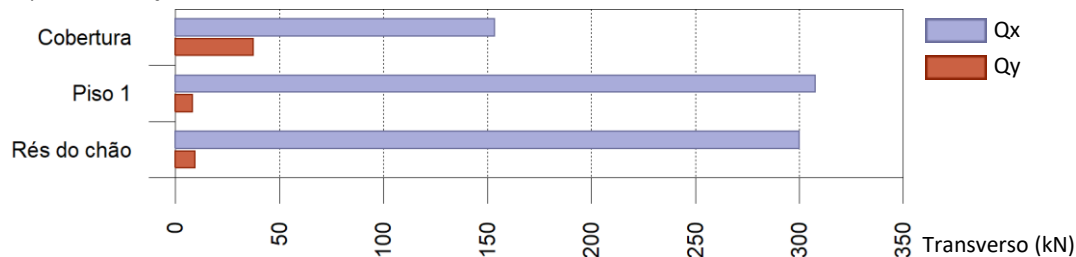
Planta	Q_x (kN)	$F_{eq,x}$ (kN)	Q_y (kN)	$F_{eq,y}$ (kN)
Cobertura	4.950	4.950	95.387	95.387
Piso 1	8.261	4.717	276.071	181.202
Rés do chão	8.002	2.313	182.944	93.661

Esforços transversos sísmicos máximos por planta

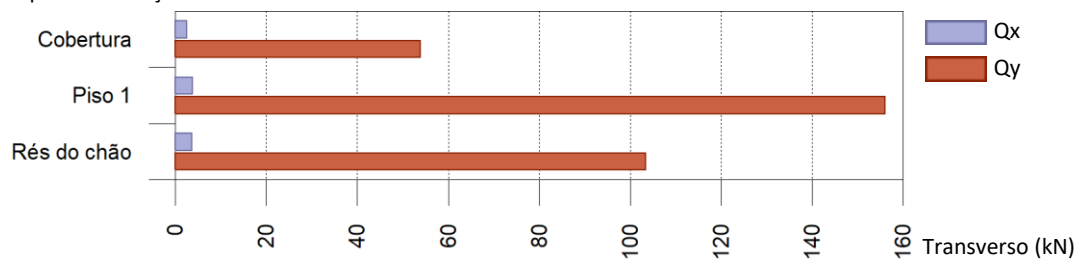
Hipótese de acção sísmica: Sismo X1



Hipótese de acção sísmica: Sismo X2



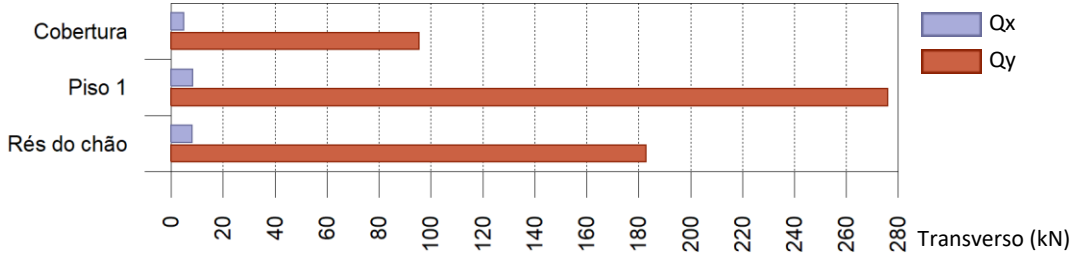
Hipótese de acção sísmica: Sismo Y1





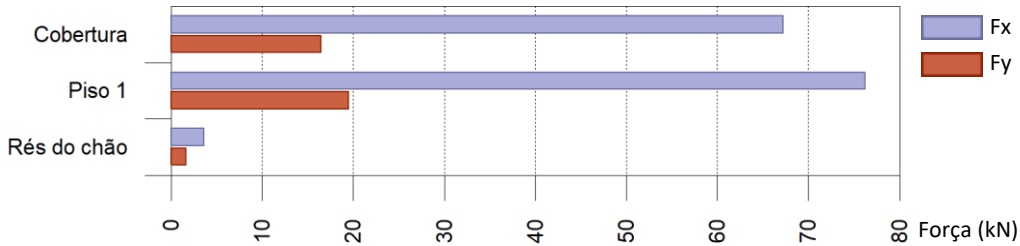
Justificação da ação sísmica

Hipótese de ação sísmica: Sismo Y2

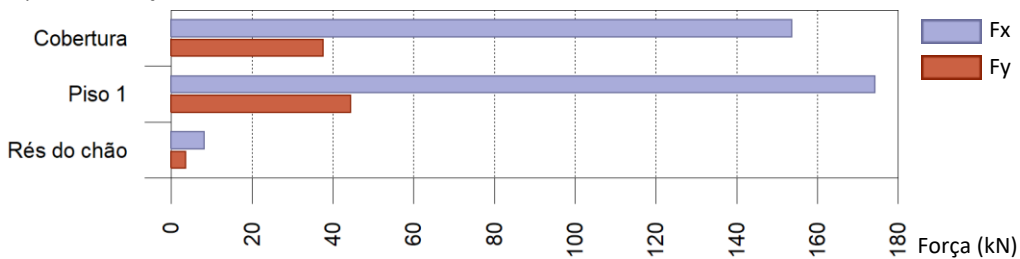


Forças sísmicas equivalentes por planta

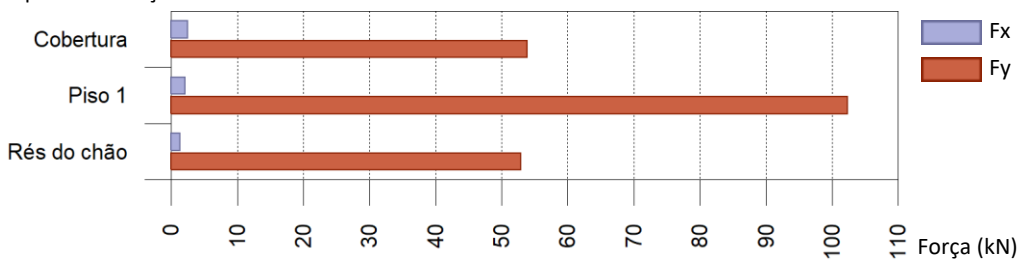
Hipótese de ação sísmica: Sismo X1



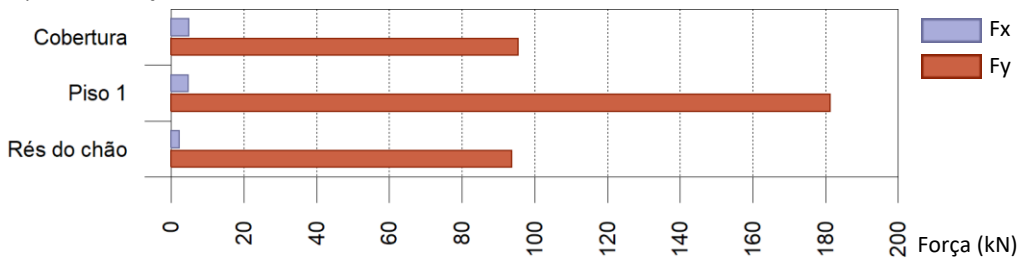
Hipótese de ação sísmica: Sismo X2



Hipótese de ação sísmica: Sismo Y1



Hipótese de ação sísmica: Sismo Y2





Justificação da acção sísmica

1.5.2.- Percentagem de esforço transversal sísmico resistido por tipo de suporte e por planta

A percentagem de esforço transversal sísmico da coluna 'Muros' inclui o esforço transversal resistido por muros, paredes e elementos de contraventamento.

Hipótese de acção sísmica: Sismo X1

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Cobertura	18.65	81.35	94.72	5.28
Piso 1	19.22	80.78	89.82	10.18
Rés do chão	8.08	91.92	3.53	96.47

Hipótese de acção sísmica: Sismo X2

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Cobertura	18.65	81.35	94.72	5.28
Piso 1	19.22	80.78	90.30	9.70
Rés do chão	8.08	91.92	3.50	96.50

Hipótese de acção sísmica: Sismo Y1

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Cobertura	48.69	51.31	92.87	7.13
Piso 1	46.84	53.16	84.70	15.30
Rés do chão	38.17	61.83	4.12	95.88

Hipótese de acção sísmica: Sismo Y2

Planta	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Cobertura	48.68	51.32	92.87	7.13
Piso 1	46.00	54.00	84.70	15.30
Rés do chão	35.35	64.65	4.12	95.88

1.5.3.- Percentagem de esforço sísmico resistido por tipo de suporte em arranques

A percentagem de esforço transversal sísmico da coluna 'Muros' inclui o esforço transversal resistido por muros, paredes e elementos de contraventamento.



Justificação da ação sísmica

Hipótese de acção sísmica	%Q _x		%Q _y	
	Pilares	Muros	Pilares	Muros
Sismo X1	10.44	89.56	27.57	72.43
Sismo X2	10.44	89.56	27.44	72.56
Sismo Y1	28.43	71.57	30.92	69.08
Sismo Y2	26.18	73.82	30.92	69.08

Anexo 3.2-Pilar P10



1.- ANOTAÇÃO (PILARES)

Nas tabelas de verificação de pilares de aço não se mostram as verificações com coeficiente de aproveitamento inferior a 10%.

Disp.: Disposições relativas às armaduras

Arm.: Armadura mínima e máxima

Q: Estado limite de resistência face ao esforço transverso

N,M: Estado limite de resistência face a solicitações normais

Disp. S.: Critérios de dimensionamento por sismo

Cap.: Dimensionamento por capacidade

2.- PILARES

2.1.- P10

Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Secção de betão							Esforços desfavoráveis						Estado	
			Verificações							Natureza	Verif.	N (kN)	Mxx (kN-m)	Myy (kN-m)	Qx (kN)		Qy (kN)
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)								
Cobertura (3.13 - 6.26 m)	30x40	Ext.Superior	Verifica	Verifica	42.5	26.7	Verifica	Verifica	42.5	G, SOBRE., V ⁽³⁾	Q	221.6	-24.5	-16.2	16.4	-28.9	Verifica
			G, SOBRE., V ⁽⁴⁾	N,M	221.9	-24.4	-16.4	16.5	-28.2								
		5.26 m	Verifica	Verifica	41.9	52.7	Verifica	Verifica	52.7	G, SOBRE., V ⁽³⁾	Q	231.9	50.2	26.0	16.4	-28.9	Verifica
			G, SOBRE., V ⁽³⁾	N,M	205.1	49.6	25.5	15.4	-27.7								
		3.58 m	Verifica	Verifica	41.9	52.7	Verifica	Verifica	52.7	G, SOBRE., V ⁽³⁾	Q	231.9	50.2	26.0	16.4	-28.9	Verifica
			G, SOBRE., V ⁽³⁾	N,M	205.1	49.6	25.5	15.4	-27.7								
		Ext.Inferior	Verifica	Verifica	41.9	52.7	Verifica	Verifica	52.7	G, SOBRE., V ⁽³⁾	Q	231.9	50.2	26.0	16.4	-28.9	Verifica
			G, SOBRE., V ⁽³⁾	N,M	205.1	49.6	25.5	15.4	-27.7								
Piso 1 (0.3 - 3.13 m)	30x40	Ext.Superior	Verifica	Verifica	69.8	49.2	Verifica	Não verifica ⁽²⁾	Não verifica	G, SOBRE., S ⁽⁶⁾	Q.S.	404.7	-95.0	-14.9	10.0	-78.6	Não verifica
			G, SOBRE., V ⁽⁷⁾	N,M	585.2	-78.8	-23.5	15.8	-59.1								
		2.08 m	Verifica	Verifica	69.8	49.2	Verifica	Verifica	69.8	G ⁽⁸⁾	Cap. N,M (B)	408.0	-39.2	-13.7	9.2	-27.2	Verifica
			G, SOBRE., S ⁽⁶⁾	Q.S.	404.7	-95.0	-14.9	10.0	-78.6								
		0.75 m	Verifica	Verifica	69.8	49.2	Verifica	Verifica	69.8	G, SOBRE., V ⁽⁷⁾	N,M	585.2	-78.8	-23.5	15.8	-59.1	Verifica
			G, SOBRE., S ⁽⁶⁾	Q.S.	404.7	-95.0	-14.9	10.0	-78.6								
		Ext.Inferior	Verifica	Verifica	69.8	40.2	Verifica	Verifica	69.8	G, SOBRE., V ⁽⁷⁾	N,M	585.2	-78.8	-23.5	15.8	-59.1	Verifica
			G, SOBRE., S ⁽⁶⁾	Q.S., N,M S.	411.3	80.3	7.3	10.0	-78.6								
Rés do chão (-3.33 - 0.3 m)	30x40	Ext.Superior	Verifica	Verifica	8.4	50.1	Verifica	Verifica	50.1	G, SOBRE., S ⁽⁶⁾	Q.S.	598.7	15.9	3.7	-2.1	9.3	Verifica
			G, SOBRE., V ⁽⁹⁾	N,M	902.8	8.6	5.8	-3.4	5.1								
		-1.013 m	Verifica	Verifica	8.4	50.1	Verifica	Verifica	50.1	G, SOBRE., S ⁽⁶⁾	Q.S.	598.7	15.9	3.7	-2.1	9.3	Verifica
			G, SOBRE., V ⁽⁹⁾	N,M	902.8	8.6	5.8	-3.4	5.1								
		-2.867 m	Verifica	Verifica	8.4	50.1	Verifica	Verifica	50.1	G, SOBRE., S ⁽⁶⁾	Q.S.	598.7	15.9	3.7	-2.1	9.3	Verifica
			G, SOBRE., V ⁽⁹⁾	N,M	902.8	8.6	5.8	-3.4	5.1								
		Ext.Inferior	Verifica	Verifica	8.4	49.8	Verifica	Verifica	49.8	G, SOBRE., S ⁽⁶⁾	Q.S.	606.9	-10.0	-2.3	-2.1	9.3	Verifica
			G, SOBRE., V ⁽⁹⁾	N,M	913.8	-5.5	-3.7	-3.4	5.1								
Cave	30x40	Arranque	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	2.4	49.3	N.P. ⁽¹⁾	Verifica	49.3	G, SOBRE., S ⁽⁶⁾	Q.S.	606.9	-10.0	-2.3	-2.1	9.3	Verifica
			G, SOBRE., V ⁽⁹⁾	N,M	913.8	-5.5	-3.7	-3.4	5.1								

Notas:

⁽¹⁾ A verificação não é necessária

⁽²⁾ Não verifica: 'Condições de ductilidade global e local (4.4.2.3)'

⁽³⁾ $1.35 PP + 1.35 RP + 1.05 Qa(A) + 1.5 Qa(H) + 0.9 V(-Yexc.-)$

⁽⁴⁾ $1.35 PP + 1.35 RP + 1.05 Qa(A) + 1.5 Qa(H) + 0.9 V(+Yexc.-)$

⁽⁵⁾ $1.35 PP + 1.35 RP + 1.5 Qa(A) + 0.9 V(-Yexc.-)$

⁽⁶⁾ $PP + RP + 0.3 Qa(A) - 0.3 Sux2 Sux2 Q$

⁽⁷⁾ $1.35 PP + 1.35 RP + 1.05 Qa(A) + 1.5 V(+Yexc.+)$

⁽⁸⁾ PP+RP

⁽⁹⁾ $1.35 PP + 1.35 RP + 1.5 Qa(A) + 0.9 V(+Yexc.+)$

Anexo 3.3-Fundação do Pilar P1



1.- LISTAGEM DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

1.1.- Descrição

Referências	Geometria	Armadura
P1	Sapata quadrada Largura: 140.0 cm Altura: 40.0 cm	Sup X: 7Ø12a/20 Sup Y: 7Ø12a/20 Inf X: 7Ø12a/20 Inf Y: 7Ø12a/20

1.2.- Verificação

Referência: P1 Dimensões: 140 x 140 x 40 Armaduras: Xi:Ø12a/20 Yi:Ø12a/20 Xs:Ø12a/20 Ys:Ø12a/20		
Verificação	Valores	Estado
Tensões sobre o terreno: <i>Critério de CYPE Ingenieros</i> - Tensão média em combinações fundamentais: - Tensão média em combinações fundamentais sísmicas: - Tensão máxima em combinações fundamentais sem vento: - Tensão máxima em combinações fundamentais com vento: - Tensão máxima em combinações fundamentais sísmicas:	 Máximo: 0.25 MPa Calculado: 0.0305091 MPa Máximo: 0.3 MPa Calculado: 0.0387495 MPa Máximo: 0.312449 MPa Calculado: 0.0429678 MPa Máximo: 0.312449 MPa Calculado: 0.0552303 MPa Máximo: 0.374938 MPa Calculado: 0.0916254 MPa	 Verifica Verifica Verifica Verifica
Derrube da sapata: <i>Se % de reserva de segurança é maior que zero, quer dizer que os coeficientes de segurança ao derrube são maiores que os valores estritos exigidos para todas as combinações de equilíbrio.</i> - Na direcção X: - Na direcção Y:	 Reserva segurança: 339.1 % Reserva segurança: 60.7 %	 Verifica Verifica
Flexão na sapata: - Na direcção X: - Na direcção Y:	 Momento: 9.85 kN·m Momento: 12.49 kN·m	 Verifica Verifica
Esforço na sapata: - Na direcção X: - Na direcção Y:	 Transverso: 12.07 kN Transverso: 16.09 kN	 Verifica Verifica
Compressão oblíqua na sapata: <i>Critério de CYPE Ingenieros</i> - Combinações fundamentais:	 Máximo: 5000 kN/m ² Calculado: 104.1 kN/m ²	 Verifica



Listagem de fundação

Referência: P1 Dimensões: 140 x 140 x 40 Armaduras: Xi:Ø12a/20 Yi:Ø12a/20 Xs:Ø12a/20 Ys:Ø12a/20		
Verificação	Valores	Estado
- Combinações fundamentais sísmicas:	Calculado: 89.6 kN/m ²	Verifica
Altura mínima: <i>Critério de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 15 cm Calculado: 40 cm	Verifica
Espaço para amarrar arranques na fundação: - P1:	Mínimo: 13 cm Calculado: 34 cm	Verifica
Quantidade geométrica mínima: <i>Norma EC-2. Artigo 9.2.1.1</i>	Mínimo: 0.0013	
- Armadura inferior direcção X:	Calculado: 0.0014	Verifica
- Armadura superior direcção X:	Calculado: 0.0014	Verifica
- Armadura inferior direcção Y:	Calculado: 0.0014	Verifica
- Armadura superior direcção Y:	Calculado: 0.0014	Verifica
Diâmetro mínimo dos varões: <i>Norma EC-2. Artigo 9.8.2.1</i>	Mínimo: 8 mm	
- Malha inferior:	Calculado: 12 mm	Verifica
- Malha superior:	Calculado: 12 mm	Verifica
Afastamento máximo entre varões: <i>Critério de CYPE Ingenieros</i>	Máximo: 30 cm	
- Armadura inferior direcção X:	Calculado: 20 cm	Verifica
- Armadura inferior direcção Y:	Calculado: 20 cm	Verifica
- Armadura superior direcção X:	Calculado: 20 cm	Verifica
- Armadura superior direcção Y:	Calculado: 20 cm	Verifica
Afastamento mínimo entre varões: <i>Critério de CYPE Ingenieros</i>	Mínimo: 10 cm	
- Armadura inferior direcção X:	Calculado: 20 cm	Verifica
- Armadura inferior direcção Y:	Calculado: 20 cm	Verifica
- Armadura superior direcção X:	Calculado: 20 cm	Verifica
- Armadura superior direcção Y:	Calculado: 20 cm	Verifica
Comprimento de amarração: <i>Norma EC-2. Artigo 8.4</i>		
- Armadura inf. direcção X para a dir:	Mínimo: 15 cm Calculado: 34 cm	Verifica
- Armadura inf. direcção X para a esq:	Mínimo: 15 cm Calculado: 34 cm	Verifica



Listagem de fundação

Referência: P1		
Dimensões: 140 x 140 x 40		
Armaduras: Xi:Ø12a/20 Yi:Ø12a/20 Xs:Ø12a/20 Ys:Ø12a/20		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura inf. direcção Y para cima:	Mínimo: 15 cm Calculado: 34 cm	Verifica
- Armadura inf. direcção Y para baixo:	Mínimo: 15 cm Calculado: 34 cm	Verifica
- Armadura sup. direcção X para a dir:	Mínimo: 26 cm Calculado: 43 cm	Verifica
- Armadura sup. direcção X para a esq:	Mínimo: 26 cm Calculado: 43 cm	Verifica
- Armadura sup. direcção Y para cima:	Mínimo: 29 cm Calculado: 46 cm	Verifica
- Armadura sup. direcção Y para baixo:	Mínimo: 29 cm Calculado: 46 cm	Verifica
Comprimento mínimo das patilhas:	Mínimo: 10 cm	
- Armadura inf. direcção X para a dir:	Calculado: 15 cm	Verifica
- Armadura inf. direcção X para a esq:	Calculado: 15 cm	Verifica
- Armadura inf. direcção Y para cima:	Calculado: 15 cm	Verifica
- Armadura inf. direcção Y para baixo:	Calculado: 15 cm	Verifica
- Armadura sup. direcção X para a dir:	Calculado: 27 cm	Verifica
- Armadura sup. direcção X para a esq:	Calculado: 27 cm	Verifica
- Armadura sup. direcção Y para cima:	Calculado: 27 cm	Verifica
- Armadura sup. direcção Y para baixo:	Calculado: 27 cm	Verifica
Cumrem-se todas as verificações		

Anexo 3.4-Muros de Gabião

Programa licenciado para: Isep

Projeto: Gabião 1

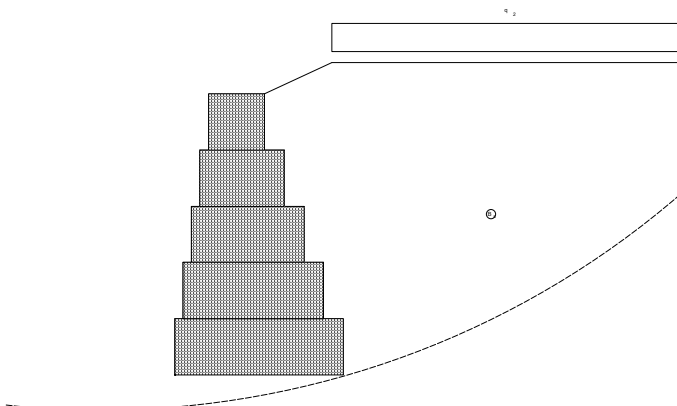
Arquivo: Noname

Data: 30/12/1899

DADOS DE ENTRADA**Dados sobre o muro**

Inclinação do muro : 0.00 graus
 Peso específico da pedra : 28.00 kN/m³
 Porosidade dos gabiões : 30.00 %
 Geotêxtil no terrapleno : Não
 Redução do atrito : %
 Geotêxtil sob a base : Não
 Redução do atrito : %

Camada	Compr. m	Altura m	Início m
1	3.00	1.00	-
2	2.50	1.00	0.15
3	2.00	1.00	0.30
4	1.50	1.00	0.45
5	1.00	1.00	0.60

**Dados sobre o terrapleno**

Inclinação do 1º trecho : 25.00 graus
 Comprimento do 1º trecho : 1.20 m
 Inclinação do 2º trecho : 0.00 graus
 Peso específico do solo : 18.00 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 30.00 graus
 Coesão do solo : 1.00 kN/m²

Camadas Adicionais no Terrapleno

Camada	Altura inicial m	Inclinação graus	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus

Programa licenciado para: Isep

Projeto: Gabião 1

Arquivo: Noname

Data: 30/12/1899

Dados sobre a fundação

Altura da sup. superior : 0.00 m
 Comprimento inicial : m
 Inclinação : 0.00 graus
 Peso específico do solo : 18.00 kN/m³
 Ângulo de atrito do solo : 40.00 graus
 Coesão do solo : 1.00 kN/m²
 Pressão adm. na fundação : 250.00 kN/m²
 Altura do nível d'água : -10.00 m

Camadas Adicionais na Fundação

Camada	Prof. m	Peso específico kN/m ³	Coesão kN/m ²	Ângulo de atrito graus
--------	------------	--------------------------------------	-----------------------------	---------------------------

Dados sobre a superfície freática

Altura inicial : m
 Inclinação do 1º trecho : graus
 Comprimento do 1º trecho : m
 Inclinação do 2º trecho : graus
 Comprimento do 2º trecho : m

Dados sobre as cargas

Cargas distribuídas sobre o terrapleno
 Primeiro trecho : kN/m²
 Segundo trecho : 5.00 kN/m²

Cargas distribuídas sobre o muro
 Carga : kN/m²

Linhas de carga sobre o terrapleno
 Carga 1 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 2 : kN/m Dist. ao topo do muro : m
 Carga 3 : kN/m Dist. ao topo do muro : m

Linha de carga sobre o muro
 Carga : kN/m Dist. ao topo do muro : m

Dados sobre as ações sísmicas

Coeficiente horizontal : 0.80 Coeficiente vertical : 0.36

Programa licenciado para: Isep

Projeto: Gabião 1

Arquivo: Noname

Data: 30/12/1899

RESULTADOS DAS ANÁLISES

Empuxos Ativo e Passivo

Empuxo Ativo	:	655.93 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	2.07 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	3.32 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	45.64 graus
Empuxo Passivo	:	0.00 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	0.00 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0.00 m
Direção do empuxo ref. ao eixo X	:	0.00 graus

Deslizamento

Força normal sob a base	:	594.42 kN/m
Ponto de apl. ref. ao eixo X	:	-1.00 m
Ponto de apl. ref. ao eixo Y	:	0.00 m
Força tangente sob a base	:	558.94 kN/m
Força resistente na base	:	500.28 kN/m

Coef. de Segurança Contra o Deslizamento : **0.90**

Tombamento

Momento Atuante	:	1730.51 kN/m x m
Momento Resistente	:	1137.35 kN/m x m

Coef. de Segurança Contra o Tombamento : **0.66**

Tensões Atuantes na Fundação

Excentricidade	:	2.50 m
Tensão normal na borda externa	:	-397.12 kN/m ²
Tensão normal na borda interna	:	0.00 kN/m ²
Tensão máx. admissível na fundação	:	250.00 kN/m ²

Aviso. A base não é totalmente utilizada!

 Programa licenciado para: Isep

Projeto: Gabião 1

Arquivo: Noname

Data: 30/12/1899

Estabilidade Global

Distância inicial à esquerda : m
 Distância inicial à direita : m
 Distância inicial abaixo da base : m
 Máxima profundidade permitida no cálculo : m
 Centro do arco ref. ao eixo X : -1.33 m
 Centro do arco ref. ao eixo Y : 15.18 m
 Raio do arco : 15.81 m
 Número de superfícies pesquisadas : 36

Coef. de Segurança Contra a Rup. Global : 0.39

Estabilidade Interna

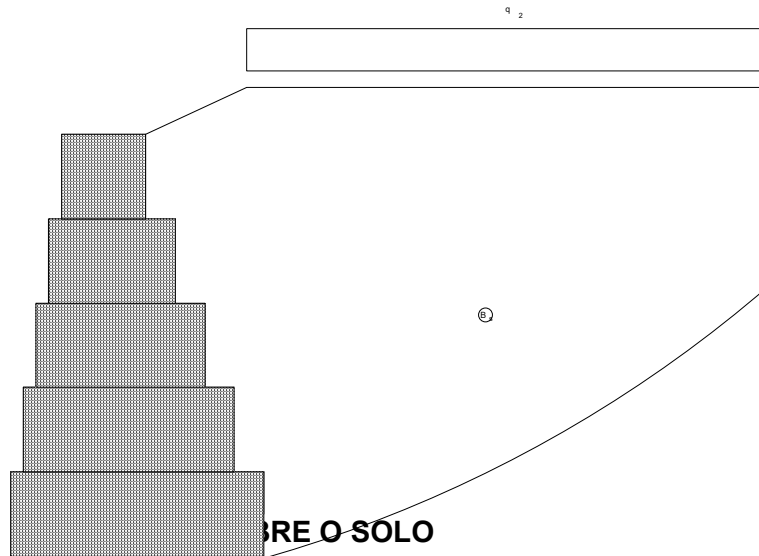
Camada	H m	N kN/m	T kN/m	M kN/m x m	τ Máx kN/m ²	τ Adm. kN/m ²	σ Máx kN/m ²	σ Adm. kN/m ²
1	4.00	391.54	377.08	-290.75	150.83	151.06	-263.63	
2	3.00	229.49	229.85	-115.15	114.93	115.97	-228.68	685.79
3	2.00	107.77	116.39	-32.33	77.59	80.02	-179.61	
4	1.00	28.61	37.87	-10.19	37.87	43.79	-40.16	

Programa licenciado para: Isep

Projeto: Gabião 1

Arquivo: Noname

Data: 30/12/1899



Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus	Solo	γ kN/m ³	c kN/m ²	ϕ graus
B _s	18.00	1.00	30.00	F _s	18.00	1.00	40.00

CARGAS

Carga	Valor kN/m ²	Carga	Valor kN/m
q ₂	5.00		

VERIFICAÇÕES DE ESTABILIDADE

Coef. de Seg. Deslizamento	0.90	Tensão na base (esquerda)	-397.12kN/m ²
Coef. de Seg. Tombamento	0.66	Tensão na base (direita)	0.00kN/m ²
Coef. de Seg. Rup. Global	0.39	Máxima tensão admissível	250.00kN/m ²