

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DO PORTO

## PROJETOS DE ESTABILIDADE E FUNDAÇÕES

MARIANA NOVAIS FERNANDES

Dissertação apresentada ao Instituto Superior de Engenharia do Porto  
para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil,  
realizada sob supervisão do Professor Engenheiro José Lello  
do Departamento de Engenharia Civil do  
Instituto Superior de Engenharia do Porto

OUTUBRO 2014



*Aos meus Pais*



## ÍNDICE GERAL

RESUMO.....	vi
ABSTRACT .....	vii
AGRADECIMENTOS .....	viii
ÍNDICE DE TEXTO .....	ix
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiii
ÍNDICE DE QUADROS.....	xvii
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO .....	1
CAPÍTULO II - APRESENTAÇÃO DO ESTÁGIO.....	3
CAPÍTULO III - ESTAÇÕES DE TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS.....	18
CAPÍTULO IV - ASPETOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO.....	21
CAPÍTULO V - QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES.....	30
CAPÍTULO VI – METODOLOGIA DE CÁLCULO .....	63
CAPÍTULO VII - APRESENTAÇÃO DE PROJETOS.....	70
CAPÍTULO VIII – VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA .....	109
CAPÍTULO IX – CONCLUSÃO .....	134
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	136

## RESUMO

O presente relatório final refere-se ao trabalho desenvolvido durante o período de estágio curricular enquadrado no ciclo de estudos do segundo ano do Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto. O estágio decorreu ao longo de seis meses, desde Fevereiro até Julho de 2014, na empresa CCAD em ambiente de gabinete, para a obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil.

A abordagem do documento passará por enquadrar o estágio e a sua importância e apresentar a empresa onde teve lugar.

Durante os seis meses foram desenvolvidos projetos de estabilidade de estruturas em betão armado, sendo possível analisar e dimensionar os elementos através de programas de cálculo que serão apresentados a seguir.

Estabelecem-se recomendações gerais de forma a garantir a durabilidade e o bom comportamento das estruturas. Aborda-se o dimensionamento dos elementos de betão armado, onde se salienta uma atenção especial dada ao controlo da fendilhação.

Ao longo do documento serão descritos os projetos elaborados e a área em que estão inseridos.

Neste relatório apresentam-se as metodologias para a determinação de armaduras tendo em conta os diversos fatores intervenientes.

Finalmente, enunciam-se algumas conclusões de carácter geral decorrentes do trabalho desenvolvido.

Palavras-chave: Projeto, Estágio, Estruturas de Betão Armado, Fendilhação.

## ABSTRACT

This final report refers to the work developed during the curricular internship framed in the cycle of studies of the second year of the Master's degree in Civil Engineering of the Instituto Superior de Engenharia do Porto.

The internship took place over a period of six months, from February until July 2014, in company CCAD, to obtain the master degree in Civil Engineering.

The approach of the document will frame the internship and its importance and introduce the company where it took place.

During the six months, structure stability projects were developed in reinforced concrete, making it possible to analyse and size the elements using software calculation which are presented below.

This document sets out general recommendations to ensure the durability and good behaviour of the structures. In the design of reinforced concrete elements special attention was given to the crack control.

In this report the methodologies are presented for the determination of the reinforcement, regarding to the various factors involved.

Finally, general conclusions about the work developed are presented.

Keywords: Internship, Project, Structures in Reinforced Concrete, Cracking.

## AGRADECIMENTOS

Ao terminar este trabalho, expresso o meu profundo e sincero agradecimento a todas as pessoas e entidades que contribuíram, de alguma forma, para a sua concretização.

Como tal, pretendo agradecer a quem por direito o merece.

- Ao ISEP, pela criação dos protocolos com as várias empresas. A oportunidade de realização de um estágio revelou-se de facto numa grande experiência.
- Ao Engenheiro José Lello, orientador do estágio, agradeço todos os meios que colocou ao meu dispor, bem como a oportunidade de desenvolver os meus conhecimentos. Agradeço sinceramente todos os ensinamentos transmitidos e a permanente disponibilidade.
- Aos Engenheiros Miguel Carvalho, João Esteves, Pedro Duarte, João Milheiro, Jorge Pinheiro, António Guedes e Pedro Calisto, da CCAD, pela forma como me receberam, e pelos ensinamentos e discussões proporcionadas, que muito contribuíram para a minha evolução.
- Agradeço ainda, e de forma especial, ao Engenheiro Pedro Silva, da CCAD, que sempre me orientou e ajudou, estando sempre disponível para o esclarecimento de dúvidas e conselhos.
- A todos os meus amigos pela amizade e incentivo demonstrados.
- Aos meus avós, Pureza Soares e José Novais que estão sempre presentes na minha memória, e Glória Pires e Arnaldo Fernandes pelo exemplo de vida e pelos ensinamentos;
- Aos meus pais, Alice Novais e António Fernandes, agradeço-lhes o apoio, o incentivo, os conselhos que me transmitiram e pelo esforço que fizeram para que esta etapa da minha vida fosse possível.

## ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO .....	1
1.1 ENQUADRAMENTO.....	1
1.2 ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO .....	2
CAPÍTULO II - APRESENTAÇÃO DO ESTÁGIO.....	3
2.1 APRESENTAÇÃO DA EMPRESA.....	3
2.2 TRABALHO DESENVOLVIDO NO ESTÁGIO .....	6
CAPÍTULO III - ESTAÇÕES DE TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS.....	18
3.1 INTRODUÇÃO .....	18
3.2 SISTEMAS DE TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS .....	18
3.2.1 FASES DE TRATAMENTO.....	20
CAPÍTULO IV - ASPETOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO.....	21
4.1 INTRODUÇÃO.....	21
4.2 ESTADOS LIMITES .....	22
4.2.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS .....	22
4.2.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO.....	23
4.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS.....	25
4.3.1 BETÃO .....	25
4.3.1.1 RESISTÊNCIA .....	25
4.3.1.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO.....	26
4.3.1.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	27
4.3.1.4 COEFICIENTE DE POISSON .....	27
4.3.1.5 COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA LINEAR.....	27
4.3.2 AÇO PARA BETÃO ARMADO .....	28

4.3.2.1	RESISTÊNCIA .....	28
4.3.2.2	DUCTILIDADE .....	29
4.3.2.3	MÓDULO DE ELASTICIDADE .....	29
CAPÍTULO V - QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES.....		30
5.1	INTRODUÇÃO.....	30
5.2	AÇÕES .....	31
5.2.1	CARGAS PERMANENTES .....	31
5.2.2	PRESSÃO HIDROSTÁTICA.....	31
5.2.3	IMPULSO HIDROSTÁTICO.....	32
5.2.4	IMPULSO DE TERRAS.....	32
5.2.5	SOBRECARGA DE UTILIZAÇÃO .....	34
5.2.6	RETRAÇÃO.....	37
5.2.7	TEMPERATURA .....	40
5.2.7.1	TEMPERATURA UNIFORME .....	41
5.2.7.2	VARIAÇÃO DIFERENCIAL DA TEMPERATURA.....	44
5.2.8	AÇÃO SÍSMICA .....	44
5.3	COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	59
CAPÍTULO VI – METODOLOGIA DE CÁLCULO.....		63
6.1	INTRODUÇÃO.....	63
6.2	AUTOCAD .....	63
6.3	ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS .....	64
6.3.1	MODELOS DESENVOLVIDOS.....	64
6.4	GALA REINFORCEMENT .....	67
6.5	FAGUS-6 .....	68
6.6	REGULAMENTAÇÃO .....	69

CAPÍTULO VII - APRESENTAÇÃO DE PROJETOS.....	70
7.1 INTRODUÇÃO.....	70
7.2 CONDICIONAMENTOS GERAIS.....	70
7.3 MATERIAIS E RECOBRIMENTOS.....	71
7.4 EDIFÍCIO DE TRATAMENTO DE LAMAS E EXPLORAÇÃO - VILA MEÃ	72
7.4.1 ELEMENTOS BASE.....	72
7.4.2 CONCEÇÃO ESTRUTURAL.....	73
7.4.2.1 MATERIAIS E RECOBRIMENTOS.....	75
7.4.2.2 DEFINIÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES.....	76
7.4.2.3 COMBINAÇÕES.....	79
7.4.3 MODELO DE CÁLCULO.....	79
7.4.4 PEÇAS DESENHADAS.....	85
7.5 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA INICIAL - OVELHA.....	86
7.5.1 ELEMENTOS BASE.....	86
7.5.2 CONCEÇÃO ESTRUTURAL.....	87
7.5.2.1 MATERIAIS E RECOBRIMENTOS.....	88
7.5.2.2 DEFINIÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES.....	88
7.5.2.3 COMBINAÇÕES.....	92
7.5.3 MODELO DE CÁLCULO.....	92
7.5.4 PEÇAS DESENHADAS.....	97
7.6 ESPESSADOR GRAVÍTICO – ESPOSENDE.....	98
7.6.1 ELEMENTOS BASE.....	98
7.6.2 CONCEÇÃO ESTRUTURAL.....	100
7.6.2.1 MATERIAIS E RECOBRIMENTOS.....	101
7.6.2.2 DEFINIÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES.....	101

7.6.2.3	COMBINAÇÕES.....	104
7.6.3	MODELO DE CÁLCULO.....	104
7.6.4	PEÇAS DESENHADAS.....	108
CAPÍTULO VIII – VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA .....		109
8.1	INTRODUÇÃO.....	109
8.2	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	109
8.2.1	RESISTÊNCIA À FLEXÃO .....	109
8.2.2	RESISTÊNCIA À FLEXÃO COMPOSTA .....	113
8.2.3	RESISTÊNCIA À FLEXÃO DESVIADA .....	114
8.2.4	RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO E TORÇÃO .....	116
8.2.4.1	TORÇÃO .....	119
8.2.5	VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO .....	121
8.3	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO.....	125
8.3.1	FENDILHAÇÃO .....	125
8.3.2	CONTROLO DA DEFORMAÇÃO.....	128
8.4	VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO SOLO DE FUNDAÇÃO .....	132
8.5	VERIFICAÇÃO DE ASSENTAMENTOS .....	132
CAPÍTULO IX – CONCLUSÃO .....		134
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		136

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Subconcessão Douro Interior (Autoestrada) – Portugal.....	3
Figura 2 – Complexo Njimbu – Angola (50.000 m <sup>2</sup> ) .....	4
Figura 3 – Modelo – Mangualde – Portugal .....	4
Figura 4 – Países de intervenção .....	5
Figura 5 – Layout da implantação geral da ETAR de Ovelha.....	7
Figura 6 – Layout da implantação geral da ETAR de Vila Meã .....	9
Figura 7 – Layout da implantação geral da ETAR de Neiva.....	10
Figura 8 – Layout da implantação geral da ETAR de Esposende.....	12
Figura 9 – Layout da implantação geral da ETAR das Marinhas.....	15
Figura 10 – Layout da implantação geral da ETAR de Companheira .....	16
Figura 11 – Sistema de tratamento por lagoa – ETAR de Portimão .....	18
Figura 12 – Reator Biológico ETAR Serzedo .....	19
Figura 13 – Perfil Hidráulico ETAR de Neiva.....	20
Figura 14 – Representação esquemática da relação tensões-extensões para a análise estrutural.....	27
Figura 15 – Diagrama tensões-extensão do aço para betão armado. ....	29
Figura 16 – Relação entre $kh$ e $h_0$ .....	39
Figura 17 – Zoneamento Térmico para as condições de Verão e Inverno.....	43
Figura 18 – Comportamento Linear .....	47
Figura 19 – Comportamento não Linear.....	48
Figura 20 – Espectro de resposta elástico vs. Espectro de cálculo .....	49
Figura 21 – Zoneamento sísmico RSA e NP EN1998-1 2010.....	57
Figura 22 – Microtamisação / Desinfecção / Reutilização – ETAR das Marinhas.....	65

Figura 23 – Edifício de Tratamento – ETAR de Ovelha.....	66
Figura 24 – Estação Elevatória de Pardilhó.....	66
Figura 25 – Apresentação do programa de cálculo.....	67
Figura 26 – Apresentação do programa de cálculo FAGUS. ....	68
Figura 27 – Visualização 3D do Edifício de Tratamento.....	72
Figura 28 – Planta piso 0 .....	72
Figura 29 – Corte A .....	73
Figura 30 – Cortes E e G.....	73
Figura 31 – Espectros de cálculo.....	78
Figura 32 – Modelo numérico do edifício de tratamento .....	80
Figura 33 – Ação peso próprio.....	80
Figura 34 – Ação paredes exteriores .....	80
Figura 35 – Ação restante carga permanente.....	81
Figura 36 – Ação sobrecarga piso .....	81
Figura 37 – Ação sobrecarga cobertura.....	81
Figura 38 – Ação sobrecarga equipamento.....	82
Figura 39 – Ação do líquido no interior .....	82
Figura 40 – Ação impulso de terras .....	82
Figura 41 – Ação da temperatura 1 .....	83
Figura 42 – Ação da temperatura 2 .....	83
Figura 43 – Ação retração .....	83
Figura 44 – Ação monocarril 1.....	84
Figura 45 – Ação monocarril 2.....	84
Figura 46 – Plantas .....	86
Figura 47 – Cortes A e B.....	86

Figura 48 – Cortes C e D.....	87
Figura 49 – Espectros de cálculo .....	90
Figura 50 – Modelo numérico da estação elevatória .....	93
Figura 51 – Ação peso próprio .....	93
Figura 52 – Ação efluente .....	94
Figura 53 – Ação restante carga permanente .....	94
Figura 54 – Ação peso do equipamento.....	94
Figura 55 – Ação retração.....	95
Figura 56 – Ação sobrecarga .....	95
Figura 57 – Ação da temperatura 1.....	95
Figura 58 – Ação da temperatura 2.....	96
Figura 59 – Ação impulso de terras.....	96
Figura 60 – Ação da pressão hidrostática.....	96
Figura 61 – Planta da cobertura .....	98
Figura 62 – Corte A-A.....	99
Figura 63 – Corte B-B .....	99
Figura 64 – Cortes C-C, D-D e E-E .....	99
Figura 65 – Espectros de cálculo .....	103
Figura 66 – Modelo numérico do espessador.....	104
Figura 67 – Ação peso próprio .....	105
Figura 68 – Ação efluente .....	105
Figura 69 – Ação peso do equipamento.....	105
Figura 70 – Ação restante carga permanente .....	106
Figura 71 – Ação sobrecarga .....	106
Figura 72 – Ação da temperatura 1.....	106

Figura 73 – Ação da temperatura 2 .....	107
Figura 74 – Ação impulso de terras .....	107
Figura 75 – Ação retração .....	107
Figura 76 – Modelo Treliça.....	117
Figura 77 – Exemplos de armaduras de esforço transverso .....	118
Figura 78 – Primeiro perímetro de controlo em torno de áreas carregadas.....	122
Figura 79 – Assentamento imediato.....	132

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Órgãos da ETAR de Ovelha.....	7
Quadro 2 – Órgãos projetados da ETAR de Ovelha.....	8
Quadro 3 – Órgãos da ETAR de Vila Meã.....	8
Quadro 4 – Órgãos projetados da ETAR de Vila Meã .....	9
Quadro 5 – Órgãos da ETAR de Neiva.....	10
Quadro 6 – Órgãos projetados da ETAR de Neiva.....	11
Quadro 7 – Órgãos da ETAR de Esposende.....	12
Quadro 8 – Órgãos desenvolvidos da ETAR de Esposende.....	13
Quadro 9 – Órgãos da ETAR das Marinhas.....	14
Quadro 10 – Órgãos pré-dimensionados da ETAR das Marinhas .....	14
Quadro 11 – Órgãos da ETAR da Companheira .....	16
Quadro 12 – Classes de resistência do cimento.....	26
Quadro 13 – Coeficientes parciais para ações .....	33
Quadro 14 – Coeficientes parciais para parâmetros do terreno .....	33
Quadro 15 – Categorias de utilização .....	35
Quadro 16 – Valores de sobrecarga por categoria* .....	36
Quadro 17 – Valores de $kh$ .....	38
Quadro 18 – Valores de $ads1$ e $ads2$ .....	39
Quadro 19 – Temperaturas .....	41
Quadro 20 – Temperaturas indicativas para ambientes interiores.....	42
Quadro 21 – Temperaturas em função das zonas .....	43
Quadro 22 – Temperaturas indicativas para ambientes interiores.....	43
Quadro 23 – Aceleração máxima de referências nas várias zonas sísmicas .....	45
Quadro 24 – Valores dos parâmetros espectrais da ação sísmica tipo 1 .....	46

Quadro 25 – Valores dos parâmetros espectrais da ação sísmica tipo 1.....	47
Quadro 26 – Descrição do perfil estratigráfico .....	55
Quadro 27 – Natureza do terreno .....	56
Quadro 28 – Comparação dos tipos de terreno .....	56
Quadro 29 – Valores de coeficiente de sismicidade, $\alpha$ .....	58
Quadro 30 – Valores reduzidos das ações em edifícios (EC0).....	61
Quadro 31 – Valores de cálculo das ações.....	61
Quadro 32 – Coeficientes parciais de segurança .....	62
Quadro 33 – Combinações de ações do Edifício de Tratamento .....	79
Quadro 34 – Peças desenhadas - Edifício de tratamento de lamas .....	85
Quadro 35 – Combinações de ações da Estação Elevatória .....	92
Quadro 36 – Peças desenhadas – Espessador Gravítico.....	97
Quadro 37 – Combinações de ações do Espessador Gravítico.....	104
Quadro 38 – Peças desenhadas – Espessador Gravítico.....	108
Quadro 39 – Valor do coeficiente “a” .....	115
Quadro 40 – Valores de cálculo .....	127
Quadro 41 – Valores básicos da relação $l/d$ .....	129
Quadro 42 – Valores de $\lambda_0$ para uma taxa de armadura $\rho = 0,5\%$ .....	130
Quadro 43 – Valores de $\lambda_0$ para uma taxa de armadura $\rho = 1,5\%$ .....	130

# CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO

## 1.1 ENQUADRAMENTO

Este documento servirá para apresentar o estágio integrado na Unidade Curricular de DIPRE (Dissertação/Projeto/Estágio) do Mestrado de Engenharia Civil.

O programa “estágio” torna-se crucial na formação, estabelecendo a ponte entre a teoria e a prática, que complementa as competências socioprofissionais e o conhecimento do mundo profissional. Considera-se portanto como o desenvolvimento de uma experiência prática, em contexto de trabalho, com o objetivo de promover a inserção no mercado de trabalho.

O relatório apresentado inclui a descrição das atividades exercidas durante o estágio. O estágio teve com objetivo a integração numa equipa ligada, essencialmente, a projetos de estações de tratamento de águas residuais e consistiu na elaboração de vários projetos de estabilidade.

A participação nesses projetos abrangeu um campo de conhecimento alargado no âmbito da Engenharia Civil e nas diversas fases de conceção de um projeto.

Durante o estágio foi possível desenvolver conhecimentos adquiridos durante o ciclo de estudos e colocá-los em prática.

Ao longo deste documento será apresentado o trabalho elaborado, a regulamentação utilizada e as metodologias adotadas.

## 1.2 ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO

A estrutura do presente relatório surge como uma consequência dos objetivos enunciados, tendo o respetivo texto sido organizado em nove capítulos. Nos parágrafos que se seguem é efetuada uma descrição sumária de cada um desses capítulos.

No Capítulo I faz-se o enquadramento do tema do relatório e são apresentados os objetivos do documento bem como a caracterização dos capítulos que o compõem.

No Capítulo II é feita a apresentação da empresa assim como os seus objetivos, e uma descrição de todos os trabalhos desenvolvidos durante o estágio.

No Capítulo III resume-se o funcionamento de Estações de Tratamento de Águas Residuais.

No Capítulo IV são apresentados os aspetos gerais de dimensionamento considerados, dando especial atenção aos estados limites e às propriedades dos materiais a utilizar em cada projeto.

No Capítulo V são apresentadas todas as ações consideradas no cálculo das estruturas e a forma de as quantificar. Neste capítulo são descritos os princípios gerais e regras a adotar para combinar ações tendo em conta as características e comportamentos das estruturas.

No Capítulo VI são indicados os programas de cálculo utilizados durante o estágio e a regulamentação aplicável a cada projeto.

No Capítulo VII são apresentados três projetos fazendo uma descrição da conceção estrutural, que inclui os materiais e recobrimentos, a definição e quantificação de ações e as respetivas combinações.

No Capítulo VIII são apresentadas as verificações da segurança de forma a ser possível o correto dimensionamento dos elementos estruturais, tendo em conta as regulamentações e normas em vigor.

Por último, no Capítulo IX, são apresentadas as conclusões gerais do trabalho desenvolvido, bem como uma análise dos conhecimentos adquiridos durante o estágio.

## CAPÍTULO II - APRESENTAÇÃO DO ESTÁGIO

### 2.1 APRESENTAÇÃO DA EMPRESA

A CCAD – Serviços de Engenharia, Lda., criada em Junho de 2005, é a uma empresa de elevado *know-how*, na área da engenharia de estruturas.

Tornando-se numa empresa com um alargado conhecimento em diversas áreas de intervenção, a CCAD é conhecida pela execução de diferentes projetos de obras de arte, edifícios industriais, habitação, comércio, distribuição, serviços e educação, contenções especiais, estações de tratamento de águas e de águas residuais. Atua não só na área de reforço e reabilitação de estruturas mas também em revisão de projetos, peritagens e pareceres técnicos. Pode ver-se da Figura 1 à Figura 3 a variedade de projetos desenvolvidos.

#### OBRAS DE ARTE



*Figura 1 – Subconcessão Douro Interior (Autoestrada) – Portugal  
(Fonte: <http://www.ccad.pt/pontes/>)*

## HABITAÇÃO, COMÉRCIO E SERVIÇOS



*Figura 2 – Complexo Njimbu – Angola (50.000 m<sup>2</sup>)*  
(Fonte: <http://www.ccad.pt/habitacao-comercio-e-servicos/>)

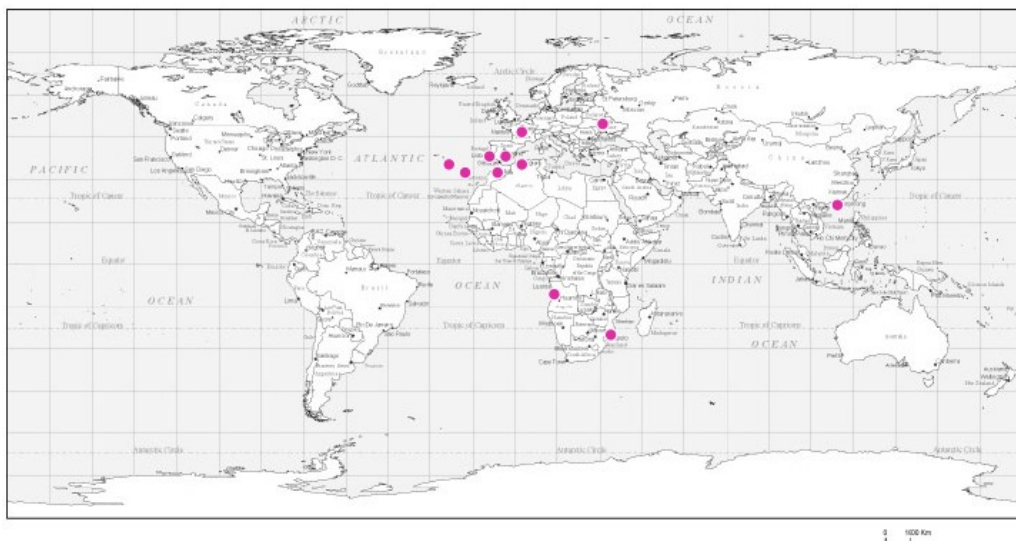
## DISTRIBUIÇÃO



*Figura 3 – Modelo – Mangualde – Portugal*  
(Fonte: <http://www.ccad.pt/distribuicao/page/2/>)

A empresa é conhecida pela execução de projetos em estruturas pré-fabricadas de betão, estruturas metálicas, em betão armado e pré-esforçado, procurando sempre a otimização estrutural e de custos.

Com a intenção de apostar noutros mercados, a CCAD tem elaborado projetos em Espanha, Angola, Moçambique, Marrocos, Argélia, Macau e Ucrânia.



*Figura 4 – Países de intervenção*

*(Fonte: <http://www.ccad.pt/>)*

Desde a sua fundação que a área relacionada com os projetos de obras de arte se tornou na de maior desenvolvimento, tendo elaborado mais de 100 projetos em Portugal, Angola e Moçambique.

Suportada por uma equipa de reconhecida competência, a CCAD procura ser uma empresa de referência em Portugal através da busca permanente da qualidade, garantindo a satisfação e confiança dos clientes e colaboradores, através de soluções inovadoras e de excelência.

## **2.2 TRABALHO DESENVOLVIDO NO ESTÁGIO**

No decorrer do estágio foram desenvolvidos vários projetos de estabilidade, a construir no âmbito das empreitadas de conceção/construção e exploração de quatro estações de tratamento de águas residuais, ETAR de Vila Meã, ETAR de Ovelha, ETAR de Neiva e ETAR de Esposende. Para além dos projetos anteriores, foi possível a colaboração na elaboração de dois concursos da ETAR das Marinhas e da ETAR da Companheira.

Será feita uma apresentação geral de cada ETAR incluindo os órgãos dimensionados de cada uma.

### **ETAR OVELHA E VILA MEÃ, E NEIVA**

As três primeiras ETAR's referidas fizeram parte do mesmo concurso público adjudicado pela Águas do Ave, S.A., designada por "AR 68.0.09 - EMPREITADA DE EXECUÇÃO DAS ETAR DE OVELHA E VILA MEÃ (FD14), E NEIVA (FD 12) ", à empresa Domingues da Silva Teixeira, S.A. (DST), que convidou a CCAD para a elaboração dos projetos de estabilidade.

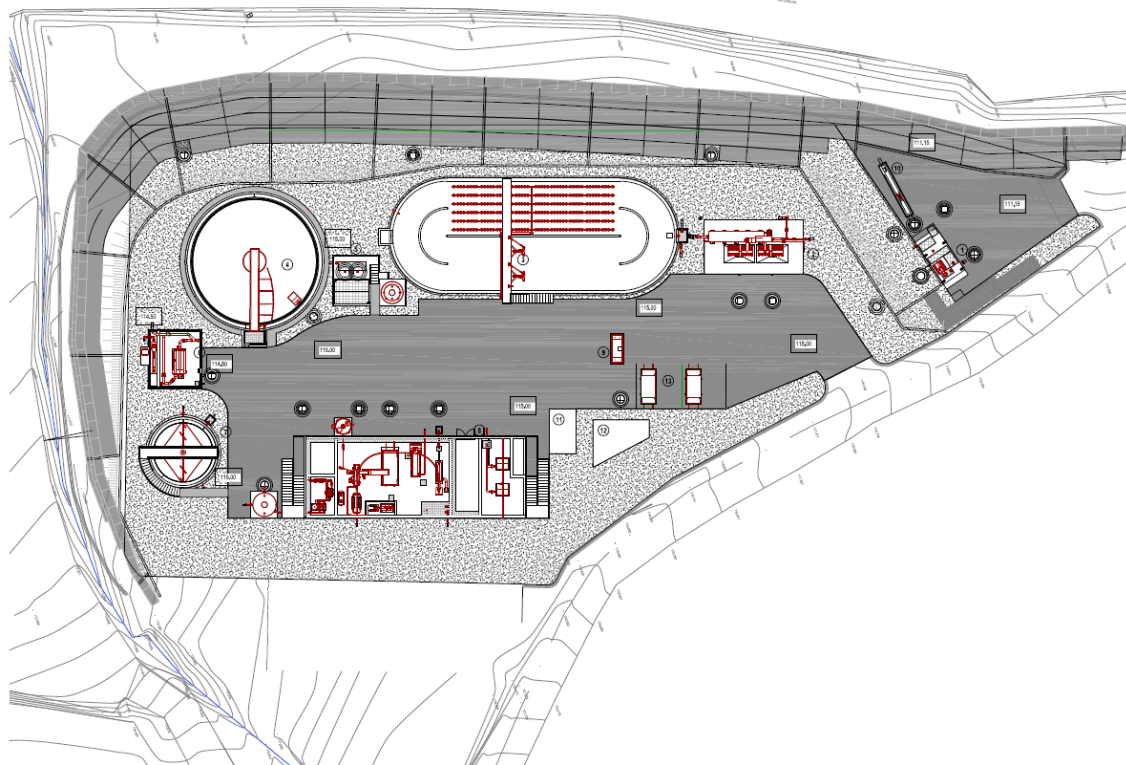
Pretendia-se a conceção-construção das seguintes infraestruturas:

- Construção da ETAR de Ovelha e da Estação Elevatória (EE) de Ovelha;

O projeto da ETAR de Ovelha teve como objetivo o tratamento das águas residuais produzidas na bacia do rio Ovelha, no Município de Amarante. Devido à evolução populacional verificada no concelho, a ETAR foi projetada para um ano horizonte de 30 anos.

Para além da ETAR de Ovelha, está prevista também a execução de uma estação elevatória, a qual será implantada na freguesia de Várzea, concelho de Amarante.

A implantação geral e final da ETAR é apresentada na Figura 5.



*Figura 5 – Layout da implantação geral da ETAR de Ovelha  
(Fonte: Desenhos Fornecidos “A.EM.0001.D - IMPLANTAÇÃO GERAL”)*

A ETAR é composta pelos seguintes órgãos:

*Quadro 1 – Órgãos da ETAR de Ovelha*

1. Estação Elevatória Inicial	8. Edifício de Tratamento de Lamas
2. Pré-Tratamento	9. Pesa-Eixos
3. Reator Biológico	10. Canal Parshall
4. Decantador Secundário	11. Gerador de Emergência
5. Estação Elevatória de Recirculação de Lamas	12. Desodorização /Espaço Reserva
6. Tratamento Terciário	13. Contentores $V=6,0 \text{ m}^3$
7. Espessador Gravítico	

Dos órgãos anteriores foram projetados, durante o estágio:

*Quadro 2 – Órgãos projetados da ETAR de Ovelha*

1. Estação Elevatória Inicial	11. Canal Parshall
2. Pré-Tratamento	12. Gerador de Emergência
7. Tratamento Terciário	14. Laje de Contentores V=6,0 m <sup>3</sup>
9. Edifício de Tratamento de Lamas	

- Remodelação e ampliação da Estação de Tratamento de Águas Residuais de Vila Meã;

A remodelação da ETAR passa pelo desmantelamento da antiga linha de tratamento e construção de uma nova. Durante os trabalhos parte da linha foi mantida em funcionamento, de forma a garantir a qualidade do efluente tratado.

A ETAR de Vila Meã localiza-se no Concelho de Amarante, tendo sido inaugurada no ano de 1999.

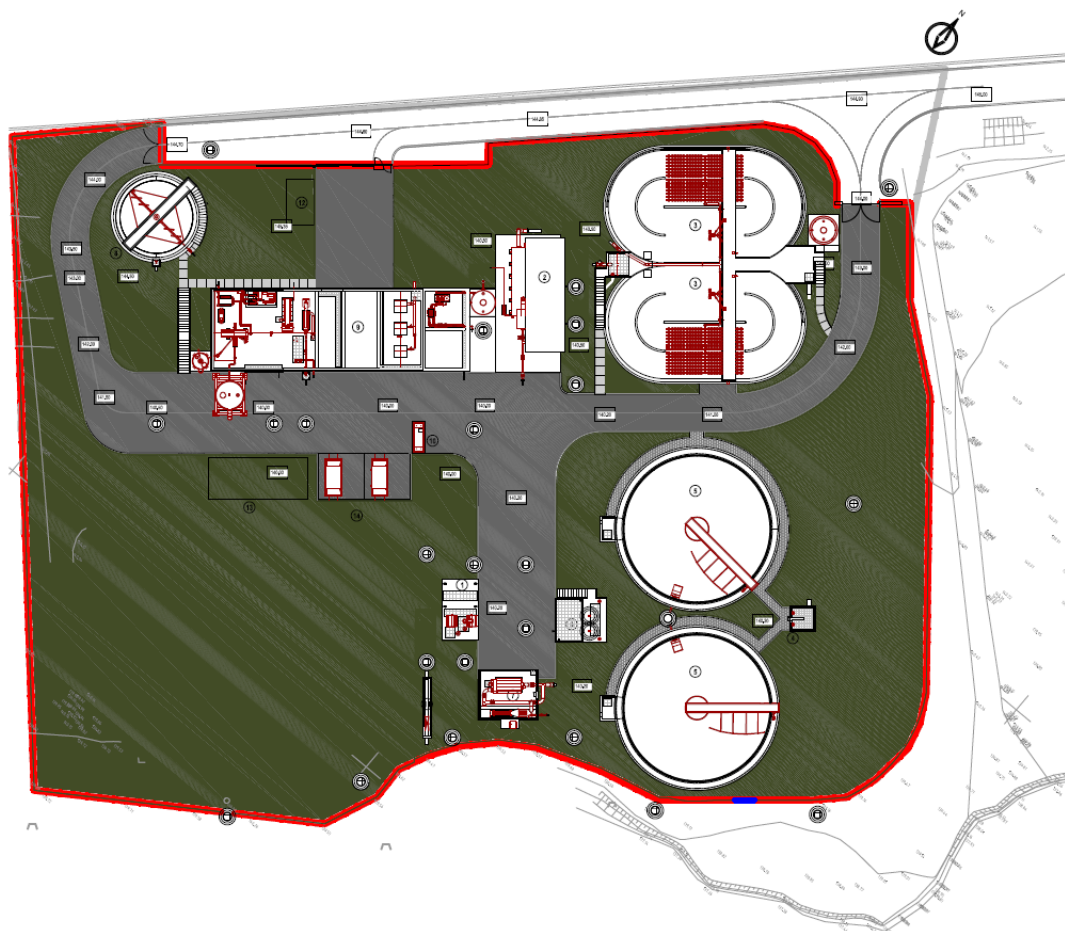
Atualmente atingiu a afluência prevista, em horizonte de projeto, tornando-se necessária a adaptação das suas infraestruturas.

A ETAR é composta pelos seguintes órgãos

*Quadro 3 – Órgãos da ETAR de Vila Meã*

1. Estação Elevatória Inicial	8. Espessador Gravítico
2. Pré-Tratamento	9. Edifício de Tratamento de Lamas
3. Reator Biológico	10. Pesa-Eixos
4. Caixa de Repartição	11. Canal Parshall
5. Decantador Secundário	12. Gerador de Emergência
6. Estação Elevatória de Recirculação de Lamas	13. Desodorização /Espaço Reserva
7. Tratamento Terciário	14. Laje de Contentores V=6,0 m <sup>3</sup>

A Figura 6 apresenta a implantação geral e final da ETAR, sendo possível ver não só a disposição dos órgãos que a constituem mas também os acessos aos mesmos.



*Figura 6 – Layout da implantação geral da ETAR de Vila Meã  
(Fonte: Desenhos Fornecidos “B.EM.0001.C - IMPLANTAÇÃO GERAL”)*

Dos órgãos anteriores foram projetados:

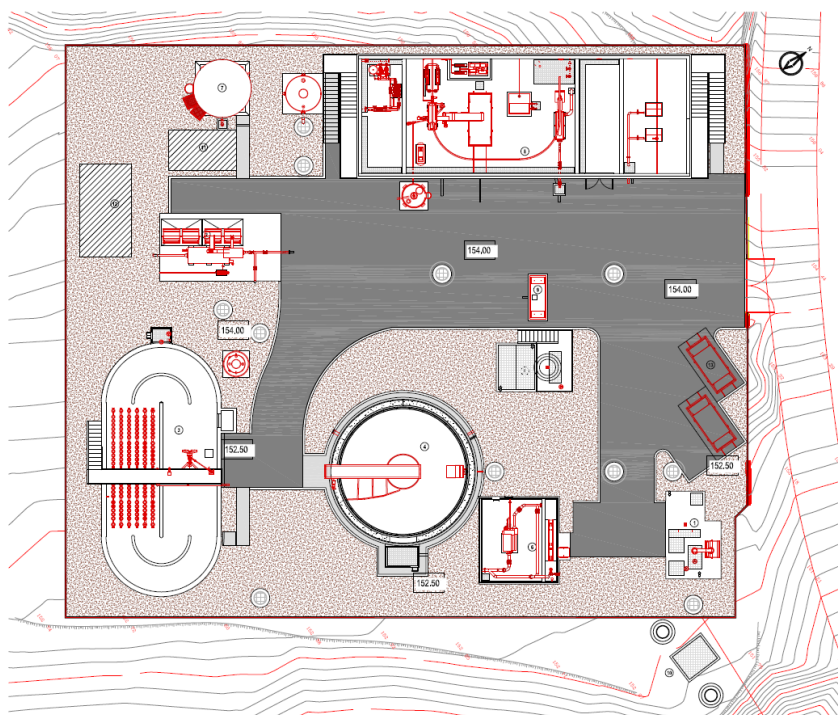
*Quadro 4 – Órgãos projetados da ETAR de Vila Meã*

1. Estação Elevatória Inicial	11. Canal Parshall
2. Pré-Tratamento	12. Gerador de Emergência
7. Tratamento Terciário	14. Laje de Contentores V=6,0 m <sup>3</sup>
9. Edifício de Tratamento de Lamas	

- A construção da ETAR de Neiva;

No que respeita à ETAR de Neiva, foi dimensionada para dar resposta a uma população de 3 092 habitantes equivalentes, correspondentes a um ano de horizonte de projeto de 25 anos. A estação de tratamento de águas residuais de Neiva pertence ao concelho de Vila Verde, distrito de Braga.

A Figura 7 apresenta a implantação geral e final da ETAR.



*Figura 7 – Layout da implantação geral da ETAR de Neiva  
(Fonte: Desenhos Fornecidos “C.EM.0001.B - IMPLANTAÇÃO GERAL”)*

A ETAR é composta pelos seguintes órgãos:

*Quadro 5 – Órgãos da ETAR de Neiva*

1. Estação Elevatória Inicial	8. Edifício de Tratamento de Lamas
2. Pré-Tratamento	9. Pesa-Eixos
3. Reator Biológico	10. Medição de Caudal de Bypass
4. Decantador Secundário	11. Gerador de Emergência
5. Estação Elevatória de Recirculação de Lamas	12. Desodorização /Espaço Reserva
6. Tratamento Terciário	13. Contentores $V=6,0 \text{ m}^3$
7. Silo Espessador	

Dos órgãos anteriores foram desenvolvidos os projetos:

*Quadro 6 – Órgãos projetados da ETAR de Neiva*

1. Estação Elevatória Inicial	10. Medição de Caudal de Bypass
2. Pré-Tratamento	11. Gerador de Emergência
5. Estação Elevatória de Recirculação de Lamas	13. Contentores $V=6,0 \text{ m}^3$
8. Edifício de Tratamento de Lamas	

Atendendo às características específicas dos efluentes a tratar, bem como a qualidade exigida para as descargas, as ETAR's serão construídas e equipadas de forma a submeter os efluentes a diversas fases de tratamento. Analisando os perfis hidráulicos das três ETAR's o efluente é sujeito a tratamentos em duas fases: líquida e sólida.

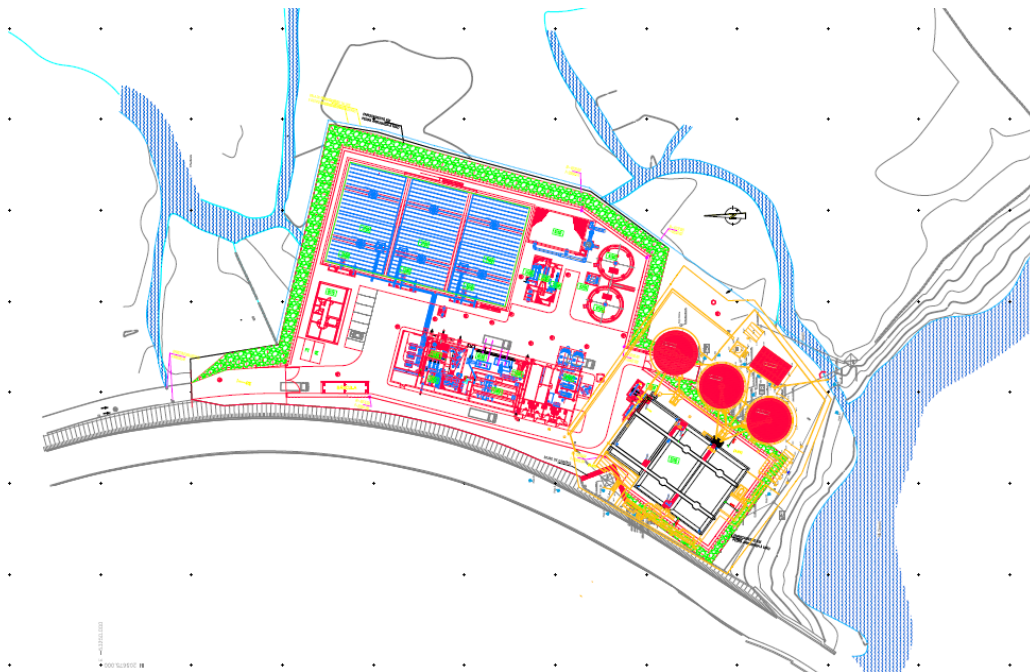
### **ETAR ESPOSENDE**

O concurso público designado por “AR 2195 - EMPREITADA DE EXECUÇÃO DA ETAR DE ESPOSENDE” diz respeito ao projeto de Remodelação/Ampliação da ETAR de Esposende. Este foi adjudicado pela Águas do Noroeste, S.A., à DST, S.A., que, tal como aconteceu nas ETAR's anteriores, contou com a colaboração da CCAD nos projetos de estabilidade.

Situada na freguesia de Esposende, concelho de Esposende, encontra-se em funcionamento desde Abril de 1991. A ETAR sofreu uma ampliação em 2000 de forma a dar resposta ao aumento crescente da população no concelho. A exploração esteve a cargo da Esposende Ambiente até 2007, tendo sido transferida posteriormente para a Águas do Ave.

Tendo em consideração as condições de afluência do ano de referência (2036), a remodelação e ampliação da ETAR de Esposende é dimensionada para dar resposta a uma população de 40 892 habitantes equivalentes em época alta, e de 22 248 habitantes equivalentes em época baixa.

O esquema de tratamento biológico desenvolve-se segundo três linhas e está dimensionado, em termos hidráulicos e processuais, para o ano horizonte de projeto em época alta. Baseia-se num sistema de tratamento biológico por lamas ativas operado em regime de arejamento prolongado, concretizado em três reatores biológicos. A ETAR será construída e equipada de forma a ser possível incluir os circuitos das fases líquidas, sólida e gasosa do esquema de tratamento, tendo em consideração as características dos efluentes a tratar.



*Figura 8 – Layout da implantação geral da ETAR de Esposende  
(Fonte: Desenhos Fornecidos “00\_E23198ES-PB-GER-0003B-IMPLANTACAO”)*

A ETAR é composta pelos seguintes órgãos:

*Quadro 7 – Órgãos da ETAR de Esposende*

1. Edifício de Exploração	4. Reator Biológico
2. Edifício do Tratamento Preliminar, Elevação Inicial, Produção de ar e Desidratação de Lamas	5. Edifício de Microtamisação, Desinfecção e Reutilização
3. Edifício de Equalização e Elevação Intermédia	6. Espessador Gravítico de Lamas Biológicas
	7. Biofiltração

Foram projetados:

*Quadro 8 – Órgãos desenvolvidos da ETAR de Esposende*

- |   |
|---|
| <ol style="list-style-type: none"><li>5. Edifício de Microtamisação, Desinfecção e Reutilização (colaboração)</li><li>6. Espessador Gravítico de Lamas Biológicas</li></ol> |
|---|

A execução das infraestruturas referidas pretende garantir não só a gestão económica dos sistemas de abastecimento de água e de saneamento mas também o cumprimento das exigências de depuração, de acordo com a legislação aplicável, para que os caudais de águas residuais possam ser tratados antes da sua descarga no meio recetor.

## CONCURSOS

Como referido no início do subcapítulo, foi possível, durante o estágio, fazer parte do processo de concurso de duas ETAR's. A seguir serão descritas algumas especificações de cada um dos concursos.

### ETAR DAS MARINHAS

Enquadra-se na empreitada “AR 2223 - EMPREITADA DE EXECUÇÃO DA ETAR DAS MARINHAS (FD 11)”, adjudicada pela Águas do Noroeste, S.A., no concelho de Esposende. A ETAR será constituída por um conjunto de edifícios, órgãos e canais para o tratamento das águas residuais da área de influência prevista.

Os principais órgãos e edifícios a executar são:

*Quadro 9 – Órgãos da ETAR das Marinhas*

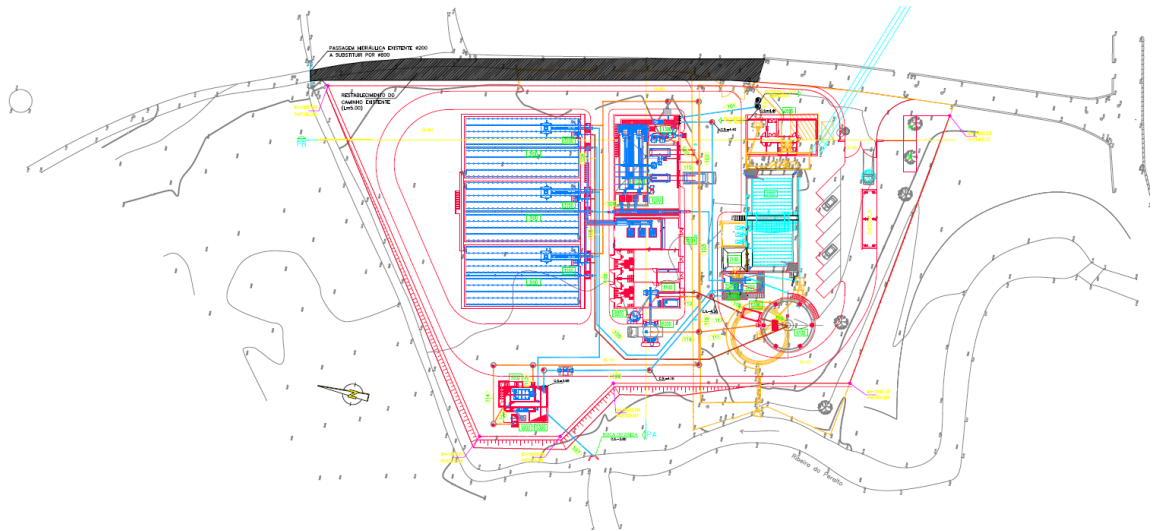
1. Edifício de Exploração;	5. Espessador de Lamas;
2. Edifício de Tratamento Preliminar, Elevação inicial e Lamas;	6. Microtamisação / Desinfecção / Reutilização de Efluente Tratado
3. Reator Biológico;	7. Báscula;
4. Equalização e Elevação Intermédia	

Dos órgãos anteriores foram desenvolvidos os modelos e pré-dimensionamento:

*Quadro 10 – Órgãos pré-dimensionados da ETAR das Marinhas*

4. Equalização e Elevação Intermédia
6. Microtamisação / Desinfecção / Reutilização de Efluente Tratado

As implantações propostas permitem a integração da ETAR, tirando partido da topografia local. A Figura 9 mostra a implantação referida e os circuitos propostos.



*Figura 9 – Layout da implantação geral da ETAR das Marinhas  
(Fonte: Desenhos Fornecidos “00\_0003C-IMPLANTACAO”)*

## **ETAR COMPANHEIRA**

A atual ETAR da Companheira entrou em funcionamento em 1982, utilizando um sistema de lagunagem constituído por uma lagoa facultativa de 4ha, seguida de uma lagoa de manutenção com 3ha, destinada a servir a população de 18.000 habitantes equivalentes em época alta e de 7.000 em época baixa. Em 1995 foi alvo de obras de remodelação e ampliação, a cargo da Câmara Municipal de Portimão, de forma a servir 135.000 habitantes no ano horizonte 2030. A ETAR ocupa uma área de 23ha. De forma a incluir os efluentes do concelho de Monchique, a Câmara Municipal chegou a conclusão que a ETAR existente com o sistema de lagunagem teria de ser substituída por uma ETAR baseada no processo de lamas ativas. Foi então desenvolvida uma proposta em 2008 para a alteração da ETAR. A área de implantação da nova ETAR da Companheira localiza-se na margem da ribeira da Boina, junto à confluência com o rio Arade, a noroeste da cidade de Portimão.



*Figura 10 – Layout da implantação geral da ETAR de Companheira  
(Fonte: EM.0001 - IMPLANTAÇÃO E CIRCUITOS – taludes)*

Os principais órgãos e edifícios a construir são:

*Quadro 11 – Órgãos da ETAR da Companheira*

1. Tratamento Preliminar/Elevação Intermédia	9. Desidratação de Lamas
2. Tanque de Equalização/Homogeneização	10. Báscula
3. Seletores / Reatores Biológicos	11. Desodorização
4. Edifício de Produção de Ar	12. Posto de Transformação/Posto de Seccionamento
5. Decantadores Secundários	13. Edifício das Oficinas
6. Estação Elevatória de Lamas Secundarias	14. Edifício de Exploração
7. Tratamento Terciário	15. Espaço de Reserva para Pavilhão de Lamas
8. Espessador Gravíticos	

A colaboração, em cada concurso, traduziu-se no pré-dimensionamento de alguns órgãos, assim como a elaboração de desenhos de geometrias, medições e memórias descritivas.

Para além das ETAR's referidas foram também executados dois projetos independentes.

O primeiro refere-se ao projeto, de licenciamento e execução, da ampliação da cobertura do cais de descargas do Modelo Continente de Beja, que a Modelo Continente Hipermercados, S.A. pretende levar a efeito.

A intervenção estrutural necessária para conceber a nova cobertura esteve de acordo com as linhas base do projeto de arquitetura e consiste em executar uma estrutura metálica com ligação à existente.

A solução estrutural consiste numa cobertura metálica isolada composta por madres transversais de vão variável, treliçadas. As madres serão apoiadas na viga existente e num pórtico metálico.

O segundo projeto consistiu na definição da solução estrutural da Estação Elevatória a construir no âmbito do projeto de ampliação norte da ligação a Pardilhó, no concelho de Estarreja.

Durante o período de estágio foram desenvolvidos projetos de execução, concurso e licenciamento e revisões de projeto dos quais fizeram parte, memórias descritivas e justificativas, cadernos de encargos, listas de desenhos, modelos numéricos, dimensionamento de elementos de forma otimizada, desenhos de armaduras e geometrias (*layouts*, impressões), mapas de quantidades e medições.

## CAPÍTULO III - ESTAÇÕES DE TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS

### 3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo resume-se o que são Estações de Tratamento de Águas Residuais, explicando, sem entrar em pormenores, em que consiste cada etapa do tratamento. Pretende-se apenas explicar alguns dos termos utilizados anteriormente.

### 3.2 SISTEMAS DE TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUAIS

Os sistemas de tratamento de águas residuais podem dividir-se em dois grupos:

**Sistemas extensivos ou naturais** – São processos naturais, sem grande recurso a consumos energéticos e que ocupam áreas superiores de implantação (lagoas, fito-ETAR's e sistemas de tratamento pelo solo).

Os sistemas de lagunagem (Sistemas de Tratamento por Lagoas) são constituídos por grandes bacias, limitadas por diques construídos com o próprio terreno, nas quais a purificação das águas se processa através da atividade biológica das bactérias e algas. A

Figura 11 é um exemplo de um sistema de lagunagem em Portugal.



*Figura 11 – Sistema de tratamento por lagoa – ETAR de Portimão  
(Fonte: <https://www.google.pt/maps/place/Portimão>)*

Este sistema exige elevados tempos de retenção por se tratar de processos inteiramente naturais. No tratamento por lagunagem, a água residual atravessa um conjunto de lagoas onde o efluente é encaminhado graviticamente e em contínuo para lagoas com diferentes profundidades e dimensões.

**Sistemas intensivos ou convencionais** – São sistemas cujos consumos energéticos são elevados dado que, durante o seu processo, são utilizados equipamentos eletromecânicos. Estes sistemas, ao contrário dos sistemas de lagoas, utilizam pequenas áreas de implantação (lamas ativadas e leitos percoladores).

O sistema de Lamas Ativadas é um dos processos de tratamento biológico mais frequente no tratamento de águas residuais em todo o mundo. Trata-se de um processo biológico de biomassa suspensa que transforma matéria solúvel em matéria decantável.

O sistema mais utilizado em Portugal, em ETAR's de grandes dimensões, é o sistema de biomassa suspensa, por lamas ativadas, que pode apresentar várias configurações, como tanques de arejamento convencionais e reatores biológicos (SBR).



*Figura 12 – Reator Biológico ETAR Serzedo*

*(Fonte: <http://www.newton.pt/pt/projectos-engenharia-portfolio/ambiente.aspx>)*

O efluente é encaminhado para um tanque de arejamento, onde é fornecido o oxigénio para que os microrganismos metabolizem a matéria orgânica.

De seguida, estes são removidos num decantador secundário, onde ocorre a separação da fase líquida (efluente tratado) e da fase sólida (lamas secundárias).

### 3.2.1 FASES DE TRATAMENTO

O tratamento de águas residuais apresenta duas fases distintas de tratamento.

A primeira corresponde à fase líquida, cujo objetivo é o tratamento da água residual de forma a cumprir as condições exigidas para a descarga no meio recetor. A outra corresponde ao tratamento da fase sólida, em que os sólidos removidos da água residual na fase líquida são tratados.

Como forma de complemento destas duas fases, pode ser necessário o tratamento dos odores, que resultam da degradação da matéria orgânica removida ao longo do processo de tratamento das ETAR. Esta fase denomina-se por fase gasosa.

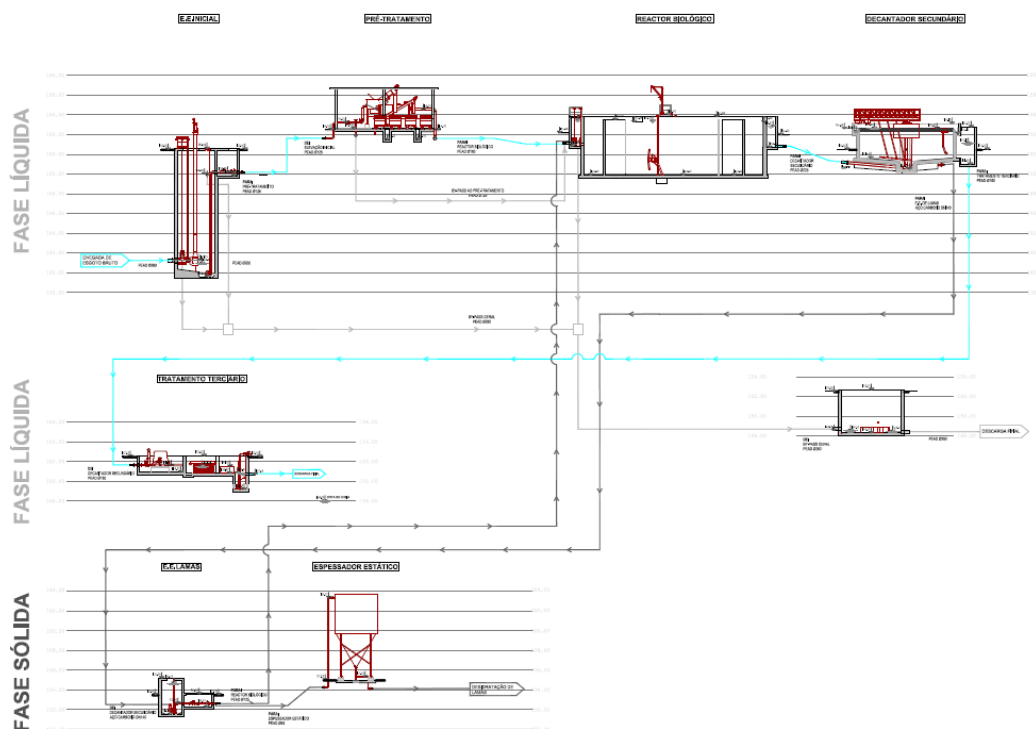


Figura 13 – Perfil Hidráulico ETAR de Neiva  
(Fonte: C.PR.0201.A - PERFIL HIDRÁULICO)

## CAPÍTULO IV - ASPETOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

### 4.1 INTRODUÇÃO

Considera-se que uma estrutura ou elemento atingiu o “estado limite” quando a sua capacidade de desempenhar as funções que lhe estão atribuídas está, total ou parcialmente, posta em causa.

De forma geral, devem ser distinguidos dois tipos de estados limites, dependendo dos prejuízos que resultam da sua ocorrência:

- Estados limites últimos
- Estados limites de utilização

Os regulamentos, relativos aos diferentes tipos de estruturas e materiais, indicam os estados limites a considerar em cada caso, bem como a sua definição e caracterização. A sua verificação deve ter em consideração, principalmente, a natureza da utilização e as condições ambientais.

As diferenças entre os dois estados resultam da formulação das condições e dos níveis de fiabilidade assumidos para cada um. Considerando estes estados limites é possível traduzir as situações de rotura, a ter em conta nas verificações de segurança dos elementos.

Durante o período de vida útil de um elemento ocorrem variações das ações atuantes, das condições ambientais e das características estruturais que devem ser consideradas no seu dimensionamento.

## 4.2 ESTADOS LIMITES

### 4.2.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Na verificação da segurança da estrutura em relação aos estados limites últimos consideraram-se as combinações fundamentais regulamentares.

Os estados limites últimos podem referir-se a roturas em secções dos elementos, instabilidade de elementos da estrutura ou da estrutura no seu conjunto. Em todos estes casos, que são os mais correntes e analisados como estados limites últimos, está comprometida a capacidade resistente.

Os estados limites últimos devem ser encarados como estados cuja ocorrência provoca prejuízos severos nas estruturas.

No dimensionamento dos diversos elementos teve-se em conta as prescrições regulamentares que constam no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) e na norma europeia NP EN 1992-1-1 2010.

A seguir serão definidos os estados limites últimos considerados.

#### **Estado Limite Último de Equilíbrio – EQU**

Verifica-se que este estado ocorre quando uma estrutura, ou parte dela, perde o equilíbrio estático, em que as propriedades resistentes dos materiais e do terreno não têm influência significativa na capacidade resistente. As pequenas variações no valor ou distribuição das ações têm grande efeito neste estado.

#### **Estado Limite Último de Resistência ou Deformação Excessiva (estrutura) - STR**

Tal como o nome indica, este estado corresponde à rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais (sapatas, muros de caves, estacas). Ao contrário do estado limite último de equilíbrio, a resistência dos materiais da estrutura é condicionante.

### **Estado Limite Último de Resistência ou Deformação Excessiva (terreno) - GEO**

Este estado refere-se à rotura ou deformação excessiva do terreno, cujas características resistentes são significativas para a resistência da estrutura.

### **Estado Limite Último de Levantamento Global – UPL**

Refere-se à perda de equilíbrio da estrutura ou terreno devido ao levantamento global, provocado pela pressão da água, ou por outras ações verticais.

## **4.2.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO**

Os estados limites de utilização são estados dos quais resultam prejuízos pouco severos para a estrutura e estão associados à duração das ações.

No dimensionamento dos diversos elementos estruturais são considerados os seguintes estados limites de utilização: a limitação de tensões, a deformação não compatível com as condições de serviço e a fendilhação que poderão diminuir a capacidade resistente ou tornar os elementos esteticamente inaceitáveis.

Para este tipo de estados limites, é admissível considerar que a probabilidade de ocorrência é superior à dos estados limites últimos.

Considera-se por isso que os estados limites de utilização correspondem a situações em que os requisitos de utilização especificados para uma estrutura ou elemento estrutural, deixam de ser satisfeitos.

Estes estados podem ser considerados como reversíveis ou irreversíveis dependendo das consequências que têm nas estruturas.

### **Estados Limites de Utilização Irreversíveis:**

Estados limites de utilização que surgem quando parte das consequências se mantém, depois de retirar as ações que excedem os requisitos de utilização especificados.

### **Estados Limites de Utilização Reversíveis:**

Estes estados limites acontecem sempre que as estruturas recuperam as suas condições iniciais, quando deixam de ser solicitadas pelas ações que ultrapassam os requisitos de utilização especificados.

Relativamente ao trabalho executado, no decorrer do estágio, torna-se necessário referir que os órgãos que fazem parte das ETAR's são estruturas sujeitas à agressividade de ambientes desfavoráveis, e cujo tipo de utilização obriga à estanquidade das peças estruturais e a elevados desempenhos quanto a deformações. Estes aspetos têm particular importância no desenvolvimento do projeto.

Estas estruturas podem ser afetadas pelos danos associados aos estados limites de utilização, como a sua durabilidade e funcionalidade.

Os estados limites de utilização considerados corresponderam ao controlo das deformações e ao controlo da fendilhação.

## 4.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

### 4.3.1 BETÃO

#### 4.3.1.1 RESISTÊNCIA

A resistência à compressão é a característica mecânica mais importante do betão. Este material é utilizado para resistir, principalmente, a esforços de compressão.

As classes de resistência dos betões são definidas pelo valor característico da resistência à compressão aos 28 dias de idade ( $f_{ck}$ ), em ensaios sobre provetes cilíndricos submetidos a solicitações axiais.

As propriedades de resistência dos betões, até a classe C90, são apresentadas na NP EN 1992-1-1 2010 no Quadro 3.1.

As classes de resistência para o betão normal são definidas por  $C f_{ck}/f_{ck,cube}$ , em que  $f_{ck}$  e  $f_{ck,cube}$  são, respetivamente, a resistência à compressão em provetes cilíndricos e provetes cúbicos em MPa, como por exemplo C20/25.

No que diz respeito às classes de betão aplicadas nos projetos é importante referir que foram adotadas tendo em consideração a funcionalidade dos elementos e as resistências que lhes são diretamente exigidas, de acordo com as normas em vigor, nomeadamente a EN 206-1:2007 e as Especificação do LNEC.

A tensão de rotura do betão à compressão, na idade  $t$ , pode ser determinada através da expressão:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ (MPa)} \quad \text{para } 3 \text{ dias} < t < 28 \text{ dias} \quad (1)$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \quad \text{para } t \geq 28 \text{ dias} \quad (2)$$

$f_{cm}(t)$  – Tensão média de rotura do betão à compressão à idade de  $t$  dias;

$f_{cm}$  – Tensão média de rotura aos 28 dias de idade.

Valores mais precisos obtidos em ensaios,  $t \leq 3 \text{ dias}$ ,

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3)$$

em que  $\beta_{cc}(t)$  é um coeficiente que depende da idade do betão e do tipo de cimento:

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left(s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right]\right) \quad (4)$$

O parâmetro “s” depende do tipo de cimento e é dado por:

*Quadro 12 – Classes de resistência do cimento*

Classes de resistência do cimento		s
CEM42.5R, CEM52.5N e CEM52.5R	Classe R	0,20
CEM32.5R, CEM42.5N	Classe N	0,25
CEM32.5N	Classe S	0,38

#### 4.3.1.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

A resistência à tração representa a tensão mais elevada atingida sob esforços de tração simples. Quando os valores da resistência à tração forem determinados como a tensão de rotura à tração por compressão diametral,  $f_{ct,sp}$ , pode considerar-se, para valor aproximado da tensão de rotura à tração simples,  $f_{ct}$ .

$$f_{ct} = 0,9f_{ct,sp} \quad (5)$$

A evolução da resistência à tração é influenciada pelas condições de cura, de secagem e pelas dimensões dos elementos estruturais. Por aproximação pode admitir-se que a resistência à tração  $f_{ctm}(t)$  é igual a:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (6)$$

em que  $\beta_{cc}(t)$  é obtido pela expressão (4)

$$\alpha = 1 \quad \text{para } t < 28 \text{ dias}$$

$$\alpha = 2/3 \quad \text{para } t \geq 28 \text{ dias}$$

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{2/3} \leq C50/60 \quad (7)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60 \quad (8)$$

### 4.3.1.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE

O valor aproximado do módulo de elasticidade, para cada classe de resistência,  $E_{cm}$ , é definido como o módulo de elasticidade secante, obtido a partir da curva que relaciona tensões-deformações do betão, entre  $\sigma_c = 0$  e  $\sigma_c = 0,4f_{cm}$ , conforme esquematizado na Figura 14.

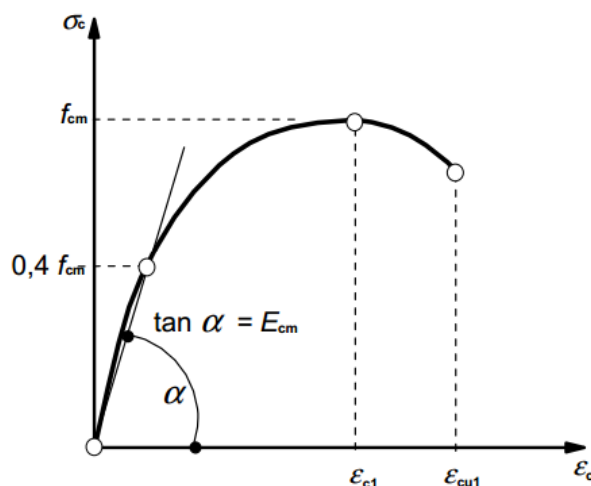


Figura 14 – Representação esquemática da relação tensões-extensões para a análise estrutural.  
(Fonte: NP EN 1992-1-1 2010 Figura 3.2)

Este valor do módulo de elasticidade deve ser entendido como um valor aproximado.

$$E_{cm}(t) = \left( \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (9)$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (10)$$

### 4.3.1.4 COEFICIENTE DE POISSON

O coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), segundo a NP EN 1992-1-1, 3.1.3 (4), pode ser considerado igual a 0,20 para betão não fendilhado, e igual a 0 para betão fendilhado.

### 4.3.1.5 COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA LINEAR

$$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1} \quad (11)$$

## 4.3.2 AÇO PARA BETÃO ARMADO

A introdução deste elemento no betão permite melhorar o seu comportamento, porque, após a fendilhação, as tensões de tração passam a ser resistidas pelas armaduras.

As regras de aplicação relativas ao projeto e às disposições construtivas são válidas para tensões de cedência no intervalo  $400 \text{ MPa} < f_{yk} < 600 \text{ MPa}$ , segundo a NP EN 1992-1-1 ponto 3.2.2 (3).

Classificação das armaduras:

- Processo de fabrico
  - Aço natural (laminado a quente) (N)
  - Aço endurecido a frio (E)
- Aderência
  - Alta aderência (superfície rugosa ou nervurada) (R)
  - Aderência normal (superfície lisa) (L)
- Resistência
  - A400, A500

Designação das armaduras: A500 NR

### 4.3.2.1 RESISTÊNCIA

Os aços são caracterizados pelo valor característico da sua tensão de cedência ( $f_{yk}$ ) que é definida como o valor característico da força de cedência a dividir pela área nominal da secção transversal da armadura. Também a resistência à tração ( $f_{tk}$ ) é dada pelo valor característico da força máxima de tração simples, divididos pela mesma área.

### 4.3.2.2 DUCTILIDADE

A ductilidade do aço para betão armado é definida pela relação entre a resistência à tração (tensão máxima) e a tensão de cedência  $(f_t/f_y)_k$  e pela extensão de carga máxima  $\epsilon_{uk}$ .

A Figura 15 representa as curvas tensões-extensão para aço típico laminado a quente e endurecido a frio.

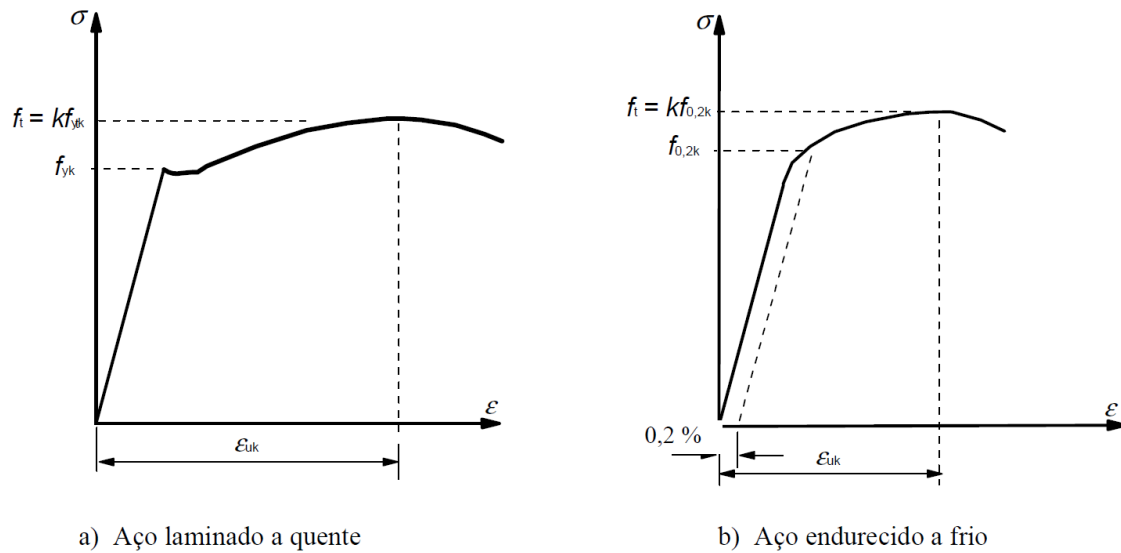


Figura 15 – Diagrama tensões-extensão do aço para betão armado.  
(Fonte: NP EN 1992-1-1 2010 Figura 3.7)

### 4.3.2.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE

O módulo de elasticidade a considerar para o aço é  $E_s = 200 \text{ GPa}$ .

## CAPÍTULO V - QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

### 5.1 INTRODUÇÃO

As ações são forças aplicadas às estruturas e podem ser designadas como diretas ou indiretas. São exemplos de ações diretas o peso próprio, revestimentos ou sobrecargas de utilização, enquanto as variações de temperatura ou assentamentos de apoios são consideradas como ações indiretas.

As ações são classificadas, de acordo com a sua variação no tempo, como permanentes, variáveis ou acidentais. As ações permanentes resultam da atuação durante toda a vida da estrutura, como peso próprio, peso de equipamentos e revestimentos e impulsos de terras. As ações variáveis, tal como o nome indica, variam durante a vida da estrutura, como as sobrecargas, vento, sismos, variações de temperatura, entre outras.

As ações, cuja probabilidade de ocorrerem é bastante reduzida, são designadas como ações acidentais. É o caso do choque de veículos em pilares de pontes, de uma explosão ou incêndio em edifícios.

As solicitações consideradas ao longo do estágio serão apresentadas a seguir, incluindo o método de cálculo, referindo os regulamentos que os suportam. Note-se que foram utilizados como base de cálculo o “Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes” e as Normas Europeias aplicáveis.

## 5.2 AÇÕES

### 5.2.1 CARGAS PERMANENTES

No que diz respeito às cargas permanentes foram integradas nos projetos as seguintes ações:

- Peso próprio da estrutura em betão armado – Peso específico =  $25 \text{ kN/m}^3$ ;
- Restantes cargas permanentes – Dependente do projeto;
- Alvenarias com peso específico - Dependente do projeto;
- Enchimentos com betão - Peso específico =  $24 \text{ kN/m}^3$ ;
- Cargas de equipamentos: quantificadas em função das respetivas características.

### 5.2.2 PRESSÃO HIDROSTÁTICA

Esta ação foi considerada nas paredes exteriores e lajes de fundo de alguns órgãos tendo em atenção os impulsos hidrostáticos resultantes das águas freáticas e níveis de cheia, com um peso específico da água de  $10,0 \text{ kN/m}^3$ .

O levantamento hidráulico é um dos fenómenos que ocorre em estruturas inseridas em solos onde existem níveis freáticos elevados, sendo por isso necessária a sua verificação. O levantamento hidráulico foi verificado impondo que o peso próprio da estrutura seria suficiente para contrariar o efeito da pressão hidrostática, garantindo um fator de segurança de 1,3.

$$\frac{\text{Força estabilizadora}}{\text{Força destabilizadora}} \geq 1,3 \quad (12)$$

O valor da pressão é calculado através da seguinte expressão:

$$I = \gamma \times h \quad (13)$$

$I$  – Valor da pressão hidrostática ( $\text{kN/m}^2$ )

$\gamma$  – Peso específico da água ( $\text{kN/m}^3$ )

$h$  - Altura do nível freático ( $m$ )

### 5.2.3 IMPULSO HIDROSTÁTICO

As ações provocadas pelo impulso hidrostático podem ser consideradas como ações permanentes e/ou variáveis, dependendo da variação de intensidade.

Este impulso é exercido sobre as paredes e as lajes de fundo, pelo fluido armazenado num reservatório e depende do peso volúmico do próprio fluido. No caso dos órgãos dimensionados e tendo em conta que é feito o tratamento de lamas, o peso específico considerado para este impulso assume o valor de  $11,0 \text{ kN/m}^3$ .

No caso de reservatórios múltiplos é possível considerar que todos os compartimentos estão cheios em simultâneo. Na verdade, deve ser analisada a distribuição de cargas mais desfavorável, pelos diversos compartimentos. Num reservatório sem compartimentação interior mas enterrado, deve ser contemplada a atuação do impulso lateral do terreno numa situação do reservatório vazio.

O método de cálculo do valor deste impulso é igual ao da pressão hidrostática.

### 5.2.4 IMPULSO DE TERRAS

Segundo a NP EN 1997-1 2010, ponto 9.5.2 (1), quando não existe movimento relativo entre a estrutura e o terreno as pressões provocadas pelo impulso das terras devem ser calculadas a partir do estado de tensão em repouso.

Tendo em consideração o estado de tensão em repouso e sabendo que a pressão do solo, sobre as paredes, assume a forma de uma carga triangular, de valor igual à tensão horizontal de repouso, será necessário calcular o coeficiente de impulso em repouso ( $K_0$ ).

No ponto 9.5.2 (3) da mesma norma está estipulado que  $K_0$  pode ser determinado pela seguinte expressão semi-empírica,

$$K_0 = (1 - \sin \phi'_d) \sqrt{OCR} \quad (14)$$

O valor de OCR (*over consolidation ratio*) representa o grau de consolidação dos solos sendo obtido pela razão entre a tensão efetiva de pré-consolidação e a tensão efetiva vertical de repouso. Para solos normalmente consolidados OCR será igual a 1 ou seja o valor do coeficiente de impulso é igual a:

$$K_0 = (1 - \sin \phi'_d) \quad (15)$$

A tensão vertical de repouso é dada pela equação  $\sigma_{v0}(H) = \gamma \times H$  e a tensão horizontal de repouso por  $\sigma_{h0}(H) = K_0 \times \sigma_v$ .

No cálculo dos valores das ações e das propriedades dos materiais são utilizados coeficientes de segurança parciais referentes aos parâmetros de resistência do terreno ( $\gamma_M$ ) e às ações ( $\gamma_F$ ).

Para a verificação dos estados limites de rotura estrutural (STR) ou do terreno (GEO) a norma europeia acima referida disponibiliza dois conjuntos de coeficientes parciais referentes a duas combinações de ações. No Quadro 13 e Quadro 14 estão apresentados os coeficientes já referidos.

*Quadro 13 – Coeficientes parciais para ações*

Ação $\gamma_F$		Símbolo	Conjunto	
			Comb 1	Comb 2
Permanente	Desfavorável	$\gamma_G$	1.35	1
	Favorável		1	1
Variável	Desfavorável	$\gamma_Q$	1.5	1.3
	Favorável		0	0

(Fonte: NP EN 1997-1 2010 Anexo A.3)

*Quadro 14 – Coeficientes parciais para parâmetros do terreno*

Parâmetro do terreno $\gamma_M$	Símbolo	Conjunto	
		Comb 1	Comb 2
Angulo de atrito em tensões efetivas	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesão em tensões efetivas	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistência ao corte não drenada	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Resistência à compressão uniaxial	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Peso volúmico	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

(Fonte: NP EN 1997-1 2010 Anexo A.3)

Pretende-se com o estudo desta ação o dimensionamento das estruturas, ou seja da verificação dos estados limites que dependem da resistência dos elementos, chegando-se à conclusão que a combinação 1 será a mais gravosa.

Para que seja obtido o valor do impulso sobre as paredes dos órgãos é necessário saber os parâmetros do terreno, tais como o ângulo de resistência ao corte ( $\phi'_k$ ) e o peso volúmico do solo ( $\gamma$ ).

O coeficiente de impulso  $K_0$  já referido depende do valor de cálculo do coeficiente de resistência ao corte que pode ser determinado utilizando o respetivo coeficiente de segurança parcial,  $\gamma_{\phi'}$ . Sendo assim:

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} \quad (16)$$

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left( \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_{\phi'}} \right) \quad (17)$$

A ação será então representada por uma carga distribuída triangular e pode ser determinada pela equação:

$$\sigma = \frac{1}{2} \times \gamma \times h \times K_0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (18)$$

### 5.2.5 SOBRECARGA DE UTILIZAÇÃO

As sobrecargas em edifícios são ações resultantes da sua ocupação por pessoas, mobiliário e objetos móveis, veículos entre outras.

Esta ação pode ser reproduzida através de cargas lineares, superficiais ou concentradas. Na determinação das sobrecargas, as áreas dos pavimentos e coberturas são classificadas por categorias tendo em conta a sua utilização conforme mostra o Quadro 15.

Quadro 15 – Categorias de utilização

<b>Categoria</b>	<b>Utilização específica</b>	<b>Exemplos</b>
A	Atividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação; quartos e enfermarias
B	Escritórios	
C	Locais de reunião (com exceção das utilizações A, B, D)	<p>C1: zonas com mesas: escolas, restaurantes, salas de leitura.</p> <p>C2: zonas com assentos: salas de teatros, cinemas, salas de reuniões, salas de aulas e de espera.</p> <p>C3: zonas sem obstáculos à movimentação de pessoas (museus, salas de exposição) e em acessos de edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais átrios de estações de comboio.</p> <p>C4: zonas de atividades físicas: salões de dança, ginásios, palcos</p> <p>C5: zonas de acolhimento de multidões: edifício de eventos públicos, salas de concertos, bancadas, terraços e zonas de acesso; plataformas ferroviárias</p>
D	Atividades comerciais	<p>D1: zonas de lojas em geral</p> <p>D2: zonas de grandes armazéns</p>
E	Zonas de armazenamento e atividades industriais	<p>E1: locais suscetíveis de acumulação de mercadorias, incluindo zonas de acesso: zonas de armazenamento, incluindo livros e outros documentos.</p> <p>E2: atividades industriais.</p>
F	Locais de circulação e de estacionamento de veículos ligeiros ( $\leq 30$ kN de peso bruto e $\leq 8$ lugares, não incluindo o do condutor)	Garagens; zonas de estacionamento; zonas de estacionamento em altura.
G	Locais de circulação e de estacionamento de veículos ligeiros ( $> 30$ kN, $\leq 160$ kN de peso bruto em 2 eixos)	Vias de acesso; zonas de carga e descarga; zonas acessíveis a veículos de bombeiros.
H	Coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparação correntes.	
I	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas categorias A a G	
K	Coberturas acessíveis para utilizações especiais	Aterragem de helicópteros.

(Fonte: NP EN 1991-1-1 2009)

A norma referida apresenta, para cada categoria, um conjunto de valores característicos  $q_k$  para cargas uniformemente distribuídas e  $Q_k$  para cargas concentradas.

Os valores das sobrecargas estão apresentados no Quadro 16.

Quadro 16 – Valores de sobrecarga por categoria\*

Categoria de zonas carregadas	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_k$ (kN)
Categoria A		
- Pavimentos	1,5 a <u>2,0</u>	<u>2,0</u> a 3,0
- Escadas	<u>2,0</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 4,0
- Varandas	<u>2,5</u> a 4,0	<u>2,0</u> a 3,0
Categoria B	2,0 a <u>3,0</u>	1,5 a <u>4,5</u>
Categoria C		
- C1	2,0 a <u>3,0</u>	3,0 a <u>4,0</u>
- C2	3,0 a <u>4,0</u>	2,5 a 7,0 ( <u>4,0</u> )
- C3	3,0 a <u>5,0</u>	<u>4,0</u> a 7,0
- C4	4,5 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> a 7,5	3,5 a <u>4,5</u>
Categoria D		
- D1	<u>4,0</u> a 5,0	3,5 a 7,0 ( <u>4,0</u> )
- D2	4,0 a <u>5,0</u>	3,5 a <u>7,0</u>
Categoria E		
- E1	7,5	7,0
Categoria F	1,5 a 2,5	10 a 20
Categoria G	5,0	40 a 90
Categoria H	0 a 1,0	0,9 a 1,5
Categoria I	Categorias A a G	
Categoria K	Depende da classe de helicóptero	

(Fonte: NP EN 1991-1-1 2009)

\*As sobrecargas sublinhadas representam os valores correntemente utilizados.

As sobrecargas a adotar serão as definidas na norma NP EN 1991-1-1 2009 ou, caso o dono de obra imponha a utilização de outra legislação, como por exemplo as estipuladas pelo R.S.A.

## 5.2.6 RETRAÇÃO

A retração do betão é uma propriedade reológica cujos efeitos afetam a fendilhação e a deformação dos elementos estruturais, devendo por isso ser considerados na verificação dos estados limites de utilização. Estas ações dependem essencialmente da humidade do ambiente, das dimensões do elemento e da composição do betão.

Tendo como base a norma NP EN 1992-1-1 2010, a extensão total de retração  $\varepsilon_{cs}$  é constituída por duas componentes: a extensão de retração por secagem  $\varepsilon_{cd}$  e a extensão de retração autogénea  $\varepsilon_{ca}$ .

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (19)$$

A extensão de retração por secagem evolui mais lentamente por estar dependente da remoção da água presente no betão, enquanto a autogénea se desenvolve maioritariamente nos primeiros dias após ser betonada a estrutura.

A extensão de retração autogénea  $\varepsilon_{ca}$  ocorre principalmente devido às reações de hidratação do cimento, libertação de calor e redução do volume de betão, durante os primeiros dias de idade. De acordo com o apresentado na norma NP EN 1992-1-1 2010, o seu valor está diretamente relacionado com a resistência do betão e com a idade do mesmo através da expressão:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty) \quad (20)$$

onde:

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2t^{0,5})} \quad (21)$$

e

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (22)$$

em que t é expresso em dias.

A extensão de retração por secagem  $\varepsilon_{cd}$  é originada pela perda de água de amassadura por evaporação e tem início, em geral, alguns dias após a betonagem.

Depende de vários fatores: da resistência do betão, das condições ambientais em que a peça está inserida e o mais importante, do tipo de cimento.

O seu valor pode ser obtido a partir da expressão:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (23)$$

em que:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}} \quad (24)$$

$t$  - Idade do betão na data considerada, em dias;

$t_s$  - Idade do betão (dias) no início da retração por secagem (ou expansão); normalmente corresponde ao fim da cura;

$k_h$  - Coeficiente que depende da espessura equivalente,  $h_0$

$h_0$  - Espessura equivalente dada por  $2A_c/u$ ;

$A_c$  - Área da secção transversal do betão;

$u$  - Perímetro da parte exposta à secagem.

Quadro 17 – Valores de  $k_h$

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

(Fonte: NP EN1992 1-1 2010 Quadro 3.3)

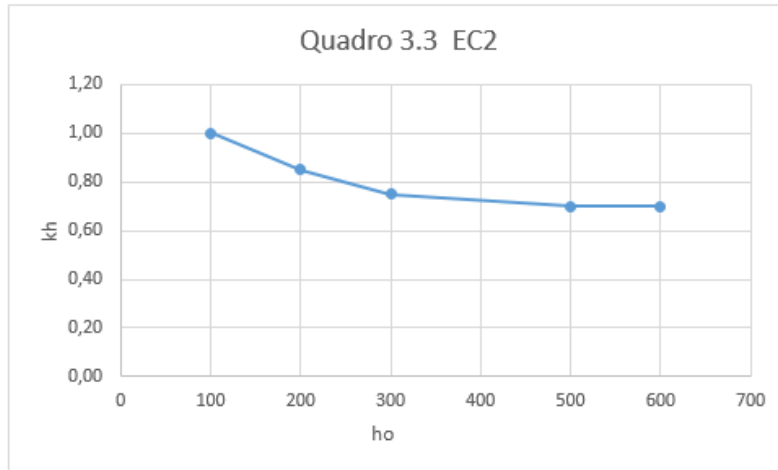


Figura 16 – Relação entre  $k_h$  e  $h_0$

Segundo o anexo B.2 da NP EN 1992 1-1 2010:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[ (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (25)$$

$f_{cm}$  - Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (MPa);

$f_{cmo}$  - 10 MPa;

$\alpha_{ds1}$  e  $\alpha_{ds2}$  são coeficientes dependentes do cimento

Quadro 18 – Valores de  $\alpha_{ds1}$  e  $\alpha_{ds2}$

Cimento	$\alpha_{ds1}$	$\alpha_{ds2}$
Classe S	3	0,13
Classe N	4	0,12
Classe R	6	0,11

(Fonte: NP EN1992 1-1 2010 Quadro 3.9)

$\beta_{RH}$  depende da humidade relativa do ambiente:

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (26)$$

$RH$  - Humidade relativa

$RH_0$  - 100%.

Para o valor característico da ação, devem ser analisadas as tensões de tração nos elementos para determinar onde se excede o valor de  $f_{ctm}$ . Nos casos em que  $f_{ctm}$  seja excedido devem conjugar-se os efeitos da extensão nas armaduras que equilibram  $f_{ctm}$  com a extensão provocada pelas ações exteriores. Nas zonas em que  $f_{ctm}$  não é excedido, o efeito da retração não se conjuga com as restantes ações uma vez que o betão não chega a fendilhar. Para o cálculo da temperatura equivalente da retração, considera-se para a entrada em serviço da estrutura um período de tempo de 90 dias desde a betonagem.

### 5.2.7 TEMPERATURA

As variações de temperatura numa estrutura conduzem à variação diferencial de volume dos seus elementos. As estruturas estão sujeitas a variações de temperatura tanto diárias como sazonais.

Esta ação pode manifestar-se de duas formas: por uma temperatura uniforme a que está sujeita a estrutura e a variações diferenciais da temperatura.

As variações uniformes correspondem a variações anuais da temperatura ambiente, cujo lento processo conduz a estados térmicos que se podem supor uniformes, em todos os elementos da estrutura. Por outro lado as variações diferenciais são rápidas e com características da evolução diária, originando gradientes térmicos na estrutura.

Quando uma estrutura fica sujeita a esta ação são geradas tensões de tração cujo valor deve ser inferior à tensão resistente à tração do betão, caso contrário poderá ocorrer a fendilhação da mesma.

Ao contrário do que acontece com os efeitos do gradiente térmico devido à hidratação do cimento, que originam tensões de tração associadas com a betonagem, as alterações ambientais na temperatura podem ser mais gravosas porque afetam toda a estrutura. Estas variações diárias ou sazonais podem provocar a reabertura de fendas já existentes.

### 5.2.7.1 TEMPERATURA UNIFORME

O Regulamento de Segurança e Ações define os valores das variações uniformes de temperatura para cada tipo de estrutura como se apresenta no quadro seguinte.

*Quadro 19 – Temperaturas*

TIPO DE ESTRUTURA	TEMPERATURA
Estruturas metálicas não protegidas	<b>+ 35°C – 25°C</b>
Estruturas metálicas protegidas	± 10°
Estruturas de betão armado e pré esforçado não protegidas constituídas por elementos de pequena espessura	± 15°
Estruturas de betão armado pré esforçado protegidas ou constituídas por elementos de grande espessura, e estruturas de alvenaria	± 10°
Estruturas de madeira	± 10°

*(Fonte: RSA Artigo 18°)*

Por outro lado a NP EN 1991-1-5 2009 permite o cálculo desta ação tendo em consideração a zona do país e as estações do ano através das expressões a seguir apresentadas.

As variações da temperatura uniforme ( $\Delta T_u$ ) são dadas pela diferença entre a temperatura média do elemento ( $T$ ), devida a variações sazonais e operacionais dos equipamentos, e a temperatura do elemento no instante inicial ( $T_0$ ).

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (27)$$

O valor da temperatura no instante inicial ( $T_0$ ) é muito semelhante ao valor da temperatura média do ar no local da obra durante o período de construção. Caso não existam informações sobre a temperatura, pode considerar-se  $T_0$  igual a 15°C.

A temperatura  $T$  é determinada para as condições de Verão/Inverno a partir da temperatura indicativa para o ambiente exterior ( $T_{out}$ ) e interior ( $T_{in}$ ).

Caso o elemento estrutural seja constituído por um único material e as condições do ambiente exterior e interior sejam idênticas, a temperatura T é dada, de forma simplificada:

$$T = \frac{T_{out} + T_{in}}{2} \quad (28)$$

Os valores da temperatura exterior ( $T_{out}$ ) dependem da estação do ano, da localização da estrutura relativamente ao nível do terreno, enterrada ou acima do solo, da orientação da estrutura e das características das superfícies exteriores.

*Quadro 20 – Temperaturas indicativas para ambientes interiores*

Estação	Zona do edifício	Fator significativo		Temperatura ( $T_{out}$ )
Verão	Acima do solo	Cor da superfície	Clara brilhante	$T_{max}$
			Clara	$T_{max}+2$
			Escura	$T_{max}+5$
	Enterrada	Profundidade abaixo do solo	>1m	18
			0 a 1m	15
Inverno	Acima do solo	-		$T_{min}$
	Enterrada	Profundidade abaixo do solo	>1m	0(Zona A)
				5(Zona B)
				10(Zona C)
			0 a 1m	3(Zona A)
				8(Zona B)
				13(Zona C)

*(Fonte: NP EN 1991-1-5 2009 quadro NA-5.2 e NA – 5.3)*

As zonas são classificadas de A a C de acordo com uma escala de cores estipulada na NP EN 1991-1-5 2009 conforme se verifica na Figura 17.

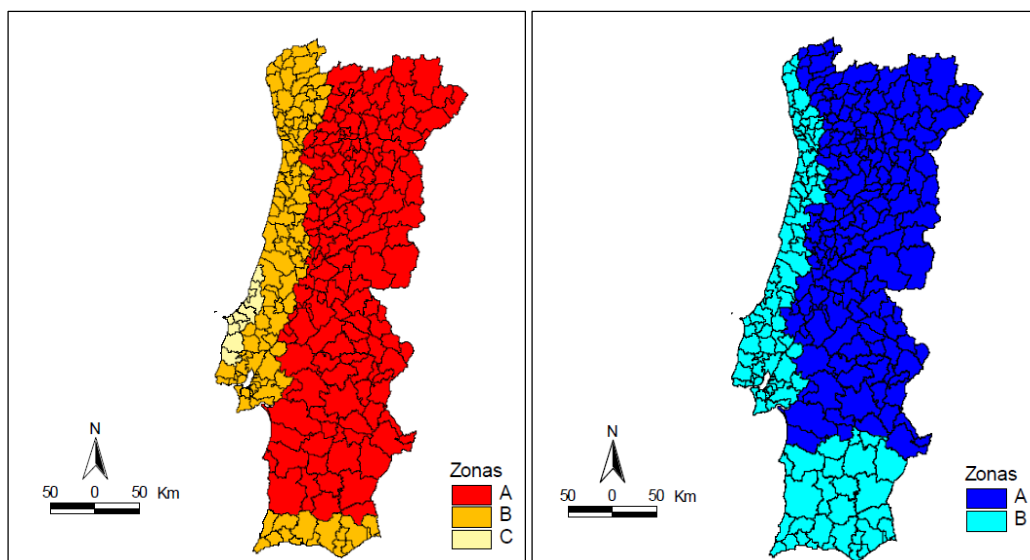


Figura 17 – Zoneamento Térmico para as condições de Verão e Inverno  
(Fonte: NP EN 1991-1-5 2009)

As temperaturas  $T_{max}$  de cada zona e estação de ano são apresentadas no Quadro 21:

Quadro 21 – Temperaturas em função das zonas

Estação /Zona	Temperaturas (°C)		
	A	B	C
Verão $T_{max}$	45	40	35
Inverno $T_{min}$	-5	0	5

(Fonte: NP EN 1991-1-5 2009 Quadro NA.I e NA.II)

A norma especifica que aos valores de  $T_{max}$  indicados deve ser subtraído 1,0 °C por cada 100 m de altitude e aos valores de  $T_{min}$ , 0,5 °C a cada 100 m de altitude.

Quadro 22 – Temperaturas indicativas para ambientes interiores

Estação	Temperatura $T_{in}$
Verão	25°C
Inverno	18°C

(Fonte: NP EN 1991-1-5 2009 quadro NA-5.1)

Tendo em conta que a maioria dos órgãos contém líquido no seu interior, as temperaturas interiores poderão ser inferiores às indicadas no Quadro 22.

### 5.2.7.2 VARIAÇÃO DIFERENCIAL DA TEMPERATURA

Segundo a NP EN 1991-1-5 2009 as variações diferenciais da temperatura são calculadas com base na diferença entre a temperatura indicativa interior ( $T_{in}$ ) e exterior ( $T_{out}$ ):

$$\Delta T_m = T_{in} - T_{out} \quad (29)$$

No que diz respeito ao definido no RSA é referido que os valores diferenciais são obtidos por análises computacionais, em cada caso, de acordo com as condições climáticas do local e as características térmicas da estrutura.

### 5.2.8 AÇÃO SÍSMICA

O comportamento sísmico dos edifícios é uma das análises mais importantes durante o seu dimensionamento. A destruição provável que ocorre durante um sismo é um flagelo que se pretende combater, estudando o comportamento das estruturas, prevenindo os seus efeitos e adotando soluções construtivas adequadas.

A Norma NP EN1998-1 (2010) aplica-se ao projeto e construção de edifícios e de outras obras de engenharia civil em regiões sísmicas. Espera-se, com a utilização desta norma, conseguir, em caso de ocorrência de sismos, a proteção da vida dos utilizadores, limitar os danos provocados e garantir que as estruturas importantes para a proteção civil se mantêm operacionais.

Um edifício em zona sísmica deve suportar não só as cargas verticais devidas ao peso próprio, revestimentos e sobrecargas, mas também as forças horizontais provocadas por excitação no plano, decorrente de ações sísmicas. A NP EN1998-1 (2010) considera a utilização de espectros de resposta que representam o movimento sísmico, num determinado ponto da superfície do terreno, sendo este espectro denominado por espectro de resposta elástica.

Estes espectros são dependentes da zona sísmica em que cada edifício é construído. O anexo NA.1 da NP EN1998-1 (2010) apresenta o zonamento sísmico de Portugal e distingue para cada tipo de ação sísmica uma zona sísmica correspondente, 6 para ações do tipo 1 e 5 para ações do tipo 2.

A definição dos espectros de resposta elásticos pode ser obtida a partir das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (30)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (31)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (32)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (33)$$

O valor da aceleração à superfície do terreno  $a_g$  é dado pela multiplicação do valor de referência da aceleração máxima à superfície ( $a_{gR}$ ) e o coeficiente de importância atribuído a cada estrutura ( $\gamma_I$ ).

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_I \quad (34)$$

Quadro 23 – Aceleração máxima de referências nas várias zonas sísmicas

AÇÃO SÍSMICA TIPO 1		AÇÃO SÍSMICA TIPO 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2	2.2	2
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	-	-

(Fonte: NP EN 1998-1 2010 c)NA3.2.1 (2))

Os edifícios são classificados em 4 classes de importância, que se distinguem em função da importância que têm para a segurança pública e proteção civil e das consequências que um sismo tem em vidas humanas.

O coeficiente de importância sísmica está definido, para edifícios, no Anexo Nacional da NP EN1998-1 (2010), dependendo o seu valor do tipo da ação sísmica e da classe de importância do edifício. O valor do coeficiente de solo  $S$ , em Portugal, é obtido a partir de uma das seguintes expressões, dependendo do valor da aceleração à superfície calculada pela expressão:

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_I \quad (34)$$

$$a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} \quad (35)$$

$$1 \text{ m/s}^2 \leq a_g \leq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} (a_g - 1) \quad (36)$$

$$a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1,0 \quad (37)$$

O valor do coeficiente de correção do amortecimento  $\eta$  inerente a cada estrutura pode ser obtido pela expressão:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (38)$$

O amortecimento  $\xi$ , tratando-se de estruturas em betão armado, assume um valor igual a 5% e 2% no caso de estruturas metálicas.

Os valores a atribuir a  $T_B, T_C, T_D$  e  $S_{max}$  são definidos no Anexo Nacional em função do tipo de ação sísmica e do tipo de terreno, sendo apresentados a seguir.

Quadro 24 – Valores dos parâmetros espectrais da ação sísmica tipo 1

VALORES DOS PARÂMETROS ACÇÃO TIPO 1				
Tipo de terreno	$S_{max}$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1,00	0,10	0,60	2,00
B	1,35	0,10	0,60	2,00
C	1,60	0,10	0,60	2,00
D	2,00	0,10	0,80	2,00
E	1,80	0,10	0,60	2,00

(Fonte: NP EN 1998-1 2010 Quadro NA-3.2)

Quadro 25 – Valores dos parâmetros espectrais da ação sísmica tipo 1

VALORES DOS PARÂMETROS ACÇÃO TIPO 2				
Tipo de terreno	$S_{max}$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1,00	0,10	0,25	2,00
B	1,35	0,10	0,25	2,00
C	1,60	0,10	0,25	2,00
D	2,00	0,10	0,30	2,00
E	1,80	0,10	0,25	2,00

(Fonte: NP EN 1998-1 2010 Quadro NA-3.3)

$T_B$  – 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;

A aplicação das expressões e dos parâmetros referidos anteriormente, em função do tipo de ação sísmica e do tipo de terreno a analisar, permite a obtenção dos diferentes espectros de resposta elástica.

O conceito de espectro elástico surge admitindo que quando um sismo atinge um certo nível de força numa estrutura e deixa de atuar, esta recupera a posição inicial, cumprindo exatamente o seguinte comportamento linear.

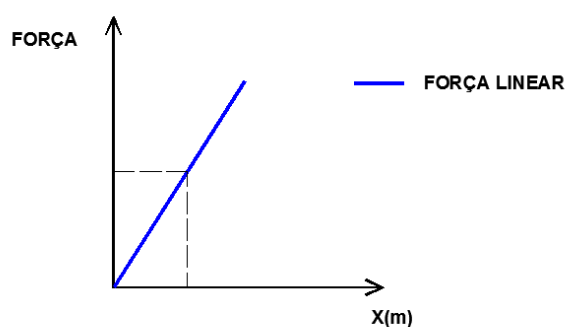
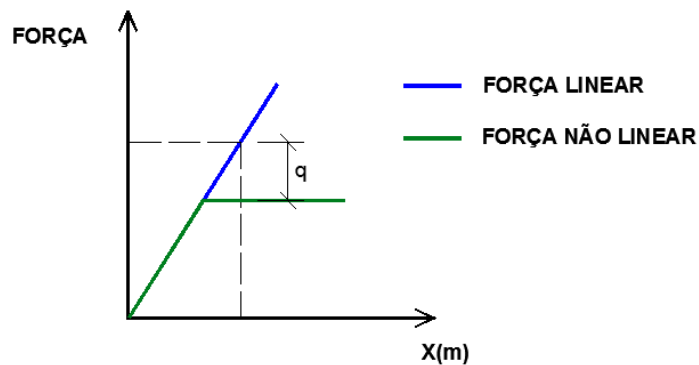


Figura 18 – Comportamento Linear

É portanto admitido que a estrutura, independentemente do nível de vibração a que está sujeita, mantém a sua integridade, o que não se verifica. A estrutura fendilha.

Na realidade dá-se a plastificação da estrutura quando esta é atingida por um determinado nível de força, em função das suas características. Ou seja, o nível de força que se atingiria no regime de força linear, na prática nunca é atingido. Antes do nível de força linear ser atingido, a estrutura já plastificou para um nível de força inferior, logo quando deixa de ser solicitada o seu deslocamento mantém-se, daí o conceito de força não linear. A estrutura só consegue suportar um determinado nível de força até plastificar e entrar em patamar.



*Figura 19 – Comportamento não Linear*

A correção das forças elásticas para as forças não lineares é feita a partir de um coeficiente de comportamento  $q$ . Este coeficiente corrige os espectros para atender a que as estruturas não têm sempre um comportamento elástico linear.

Isto acontece devido à capacidade de dissipação de energia, obtida pelo comportamento dúctil dos elementos que constituem uma estrutura.

A NP EN1998-1 (2010) permite efetuar o cálculo da capacidade dos sistemas em regime não linear, para resistirem a forças sísmicas inferiores às que corresponderiam a uma resposta elástica linear.

Sendo assim, a análise elástica é baseada num espectro de resposta reduzido em relação ao espectro de resposta elástico denominado “espectro de cálculo”.

A diferença dos dois espectros é visível na Figura 20, que para a mesma zona sísmica, terreno e coeficiente de importância apresentam resultados bastante distintos. O efeito do coeficiente de comportamento é notório. O espectro de resposta elástico atinge respostas superiores para os mesmos períodos.

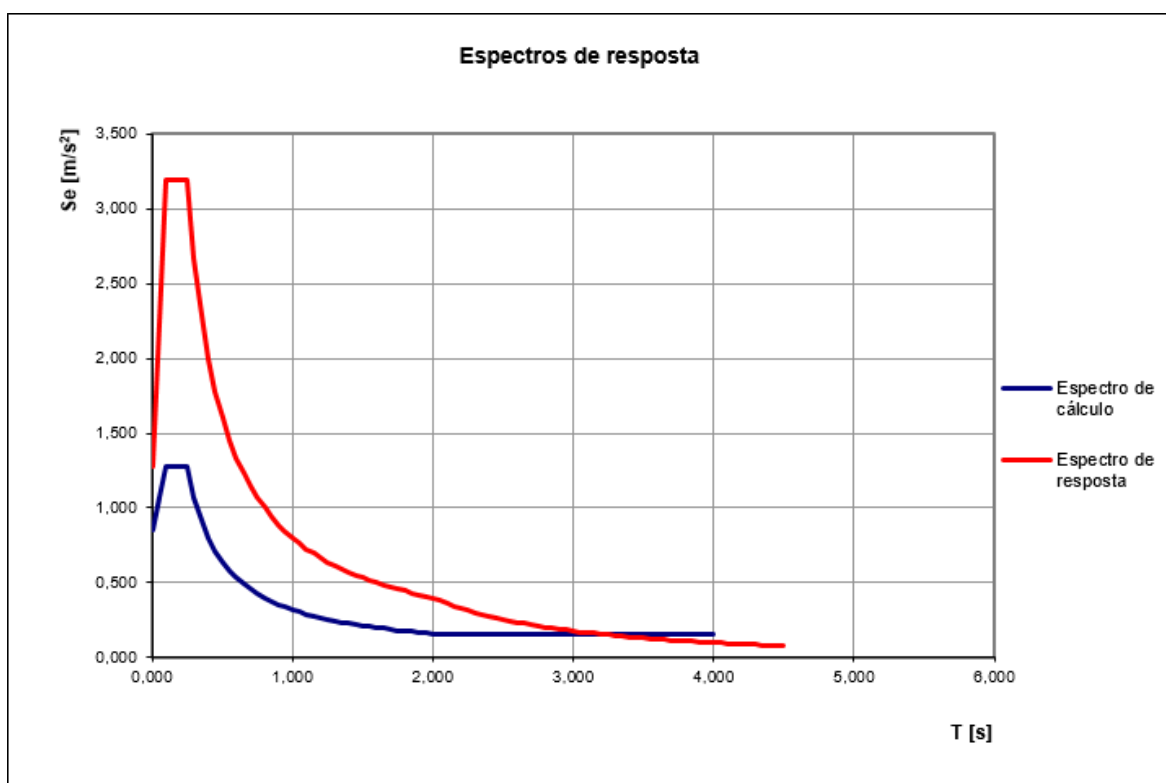


Figura 20 – Espectro de resposta elástico vs. Espectro de cálculo

Tal como já foi referido, o coeficiente de comportamento para ações sísmicas horizontais permite ter em conta a capacidade dissipativa de energia e é dado pela expressão seguinte:

$$q = q_0 \times k_w \quad (39)$$

O valor  $q_0$ , valor básico do coeficiente de comportamento, é obtido em função do tipo de estrutura e da sua regularidade em altura.

A NP EN1998-1 (2010) define 3 classes de ductilidade que podem ser consideradas no

dimensionamento de estruturas de betão armado: ductilidade baixa, DCL (*low*), ductilidade média, DCM (*medium*), e ainda ductilidade elevada, DCH (*high*).

As exigências no dimensionamento para as diferentes classes de ductilidade variam, tornando-se o dimensionamento mais restrito e exigente nas classes de ductilidade superiores (DCM e DCH). A classe considerada vai interferir no valor do coeficiente de comportamento considerado na estrutura.

É comum então adotar-se um coeficiente correspondente à classe de ductilidade média. Esta decisão justifica-se, essencialmente, para estruturas mistas pórtico-parede, uma vez que conduz a uma solução mais económica face às restantes classes de dimensionamento, facto que assume especial importância no projeto das estruturas.

Aplicando então as seguintes expressões, que definem os espectros de resposta de cálculo, e admitindo um coeficiente de comportamento  $q$ , obtêm-se os espectros de cálculo para os dois tipos de ação, tipo de terreno e de zona sísmica.

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (40)$$

$$T_B \leq T \leq T_c: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (41)$$

$$T_c \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_c}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (42)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_c T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (43)$$

$$\beta = 0,2 \quad (44)$$

O valor  $\beta$  corresponde ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

Como foi referido anteriormente existe a possibilidade de analisar a resposta da estrutura, quando atua um sismo, de duas formas. Nas análises efetuadas foram considerados os espectros de cálculo, de forma a reproduzir os resultados mais reais possíveis. Estes espectros foram transferidos para o programa de cálculo para se obter a resposta da estrutura.

## ANÁLISE MODAL

A análise sísmica tem como base o comportamento das estruturas, que se traduz pelos modos de vibração característicos, conforme o tipo de estrutura e as frequências de vibração a que poderão estar sujeitos. Deste modo, antes de qualquer análise sísmica, é imperativo fazer-se uma análise modal das estruturas.

A análise modal consiste em analisar os modos de vibração de cada estrutura tendo em conta alguns pontos importantes. Entende-se por modos relevantes de vibração, os que mobilizam a maior percentagem de massa da estrutura. Geralmente os modos relevantes são os três primeiros, que genericamente correspondem a dois módulos de translação, nas duas direções ortogonais, e um de torção. Este é o comportamento esperado de uma estrutura, sendo este mais evidente quanto menor for a distância entre o centro de rigidez e o centro de massa.

Na NP EN1998-1 (2010) (3.2.4) é estabelecido que os efeitos de inércia de uma estrutura devem ser calculados tendo em conta a seguinte combinação de ações:

$$\sum G_{kj} + \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{kj} \quad (45)$$

No ponto 4.2.4 (2) a norma estabelece também que para o cálculo dos esforços sísmicos, os coeficientes de combinação das ações variáveis devem ser determinados por:

$$\psi_{Ei} = \varphi \psi_{2i} \quad (46)$$

Este coeficiente tem em consideração a possibilidade de as ações variáveis terem um efeito reduzido quando transformadas em massa, por se considerar que apenas parte dessas ações estarão presentes numa estrutura quando atua um sismo. O valor de  $\psi_{2i}$  é obtido por consulta da NP EN1990-2009.

No que diz respeito às cargas permanentes, são contabilizadas como massa estrutural, ou seja, todas as cargas permanentes participam quando um sismo atua.

Como a análise modal é um elemento fundamental para a análise sísmica, considera-se à partida a contribuição das ações variáveis de acordo com o que a NP EN1998-1 (2010) impõe para ações sísmicas.

O EC8 define que, numa análise sísmica, pode apenas ser contabilizado um determinado número de modos de vibração, desde que se cumpra pelo menos um dos seguintes critérios:

- 1- Escolher o modo de vibração que corresponde a pelo menos 90% da massa acumulada para as duas direções;
- 2- Sejam contabilizados todos os modos de vibração cuja participação em massa é superior a 5%.

A ação sísmica deve ser simulada em duas direções ortogonais (segundo a maior e menor dimensão em planta do edifício), recorrendo a uma análise tridimensional da estrutura por espectros de resposta das ações sísmicas tipo 1 e 2.

É possível quantificar através de espectros de resposta os valores máximos de resposta de uma estrutura de vários graus de liberdade. Esta resposta pode ser imaginada como a sobreposição das respostas para cada modo de vibração.

O método da sobreposição modal é um método no qual as equações de movimento dos pisos são transformadas a partir de equações diferenciais num conjunto de equações independentes.

A resposta elástica da estrutura sob a ação sísmica é obtida por sobreposição de efeitos.

Um dos mais importantes conceitos deste método é a combinação das respostas modais de forma a obter um valor aceitável da resposta global da estrutura. Para este efeito encontram-se diversos métodos recomendados, dos quais se realçam:

- A soma dos valores máximos de cada uma das respostas modais. Esta hipótese corresponde a um limite superior da resposta global, tendo baixa probabilidade de

ocorrência pois é muito pouco provável que os valores máximos da resposta, em cada modo, ocorram simultaneamente.

$$Q_{max} = \sum_{n=1}^N Q_{n,max} \quad (47)$$

- O processo mais comum para obter as respostas máximas é a SRSS (*square root of the sum of the squares*) ou CQS – combinação quadrática simples. Esta combinação permite que o valor máximo da resposta possa ser estimado através da raiz quadrada da soma dos quadrados da resposta dessa grandeza em cada modo:

$$Q_{max} = \sqrt{\sum_{n=1}^N Q_{n,max}^2} \quad (48)$$

Q pode ser um deslocamento, aceleração, esforço, etc. sendo assim, por exemplo, pode calcular-se o deslocamento máximo por:

$$u_{max} = \sqrt{\sum_{n=1}^N u_{n,max}^2} \quad (49)$$

$$u_{max} = \sqrt{u_{1,max}^2 + u_{2,max}^2 + \dots + u_{n,max}^2} \quad (50)$$

A aplicação do SRSS apresenta resultados aceitáveis desde que os períodos dos vários modos estejam suficientemente afastados. Pela NP EN1998-1 (2010) as respostas de dois modos de vibração i e j podem ser consideradas afastadas, caso:

$$\frac{T_j}{T_i} \leq 0,9 \quad , \quad j \leq i \quad (51)$$

Caso existam modos de vibração próximos, as respostas devem ser adicionadas e o resultado ser sobreposto quadraticamente às restantes respostas ou seja:

Imaginando modo 3 e 4 próximos.

$$u_{max} = \sqrt{u_{1,max}^2 + u_{2,max}^2 + (u_{3,max} + u_{4,max})^2 \dots + u_{n,max}^2} \quad (52)$$

No entanto, no caso de existirem frequências próximas que correspondam a modos de vibração com componentes de torção importantes, o método pode causar erros significativos.

Nestes casos é aconselhável aplicar a combinação quadrática completa.

- A CQC (*complete quadratic combination*) – combinação quadrática completa é um método baseado no SRSS mas que considera a correlação existente entre as diversas frequências próprias de cada modo.

De forma sucinta, a aplicação destes métodos consiste em determinar um espectro de resposta de cálculo e efetuar a análise da estrutura de forma a obter as frequências e modos de vibração. Sabendo o período de cada modo, é possível calcular a respetiva resposta espectral e determinar a participação modal de cada modo. Desta forma opta-se por um dos métodos citados, obtendo a resposta máxima combinada permitindo obter os esforços máximos atuantes nos elementos da estrutura.

## COMBINAÇÃO DOS EFEITOS

Durante a análise sísmica devem ter-se em consideração as combinações de Newmark. Estas admitem que quando o sismo atua com o valor máximo na direção X, o mesmo não atua com o valor máximo na outra direção, o que significa que os máximos nunca ocorrem ao mesmo tempo.

A NP EN1998-1 (2010) define a combinação dos efeitos das componentes da ação sísmica, que visa combinar a ação sísmica nas duas direções principais em que o edifício se desenvolve, x e y. A ação sísmica é considerada de forma independente nas direções ortogonais, tendo:

$$E_d = E_{Edx} \pm 0,3E_{Edy} \quad (53)$$

$$E_d = 0,3E_{Edx} \pm E_{Edy} \quad (54)$$

$E_{Edx}$  - Representa a ação sísmica na direção x.

$E_{Edy}$  - Representa a ação sísmica na direção y.

Para a obtenção dos esforços e para a verificação de segurança das estruturas aos estados limites é considerada a seguinte combinação de ações:

$$E_d = \sum G_K + AE_d + \sum \psi_{2,i} \times Q_{K,j} \quad (55)$$

Fazendo-se assim a combinação de todas as cargas permanentes e variáveis com a ação sísmica.

## COMPARAÇÃO ENTRE RSA E O EC8

Nesta secção procura-se mostrar, as diferenças entre o regulamento nacional, RSA, e o regulamento Europeu NP EN1998-1 (2010), no que diz respeito à análise sísmica do território nacional.

Relativamente à NP EN1998-1 (2010), tal como referido apresenta os seguintes tipos de terrenos.

*Quadro 26 – Descrição do perfil estratigráfico*

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros
D	Depósito de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura.
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial do tipo C ou D e uma espessura com valores de $v_s$ entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com: $v_s > 800$ m/s
S1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ( $PI > 40$ ) e um elevado teor em água
S2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A - E ou S1

*(Fonte: NP EN 1998-1 2010)*

Segundo o Artigo 29º do RSA classificam-se os terrenos da seguinte forma.

*Quadro 27 – Natureza do terreno*

Tipo de terreno	Natureza do terreno
I	Rochas e solos coerentes rijos
II	Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos
III	Solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos.

*(Fonte: RSA)*

O quadro seguinte apresenta uma correspondência entre os vários tipos de terreno admitidos pelos diferentes regulamentos obtendo-se a seguinte, possível, correlação.

*Quadro 28 – Comparação dos tipos de terreno*

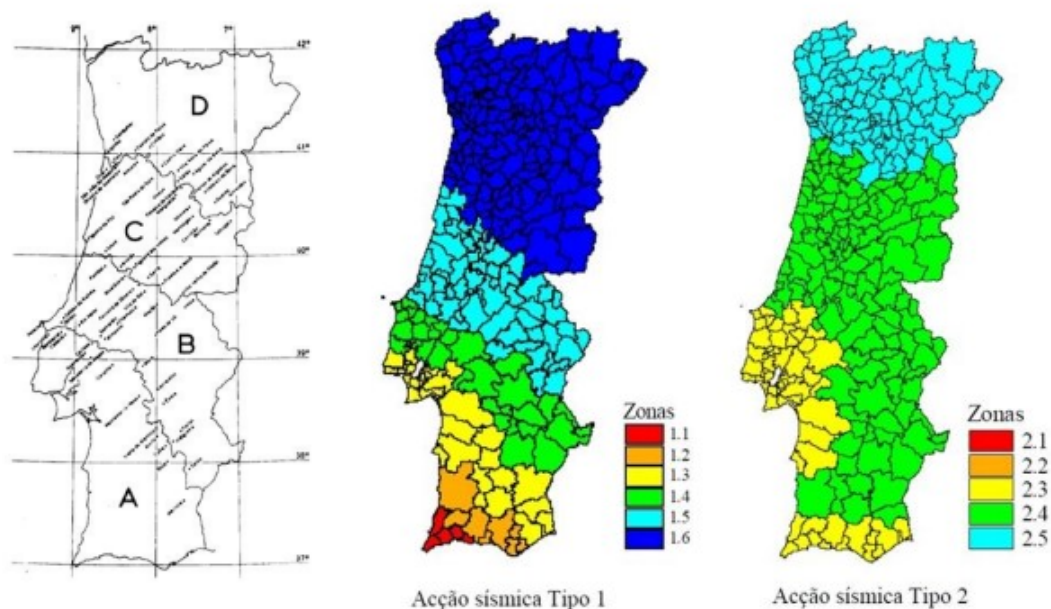
TIPOS DE TERRENO	
ECS	RSA
A	I
B	
C	II
D	III
E	-
S1	
S2	

Como se sabe, o tipo de solo de implantação tem grande influência na ação sísmica, daí que o rigor conseguido pela NP EN1998-1 (2010) se traduza numa alteração importante.

Após uma análise cuidada do quadro 3.1 da NP EN1998-1 (2010) e do artigo 29 do RSA, verifica-se que a NP EN1998-1 (2010) é mais rigorosa face ao RSA, visto considerar 7 diferentes tipos de terreno, contrariamente aos 3 tipos de terrenos indicados pelo RSA.

No que diz respeito às zonas sísmicas no território português, estes regulamentos apresentam algumas diferenças.

Para a quantificação da ação sísmica considera-se o território nacional dividido em diferentes zonas sísmicas. Esta divisão é efetuada de maneira distinta nos dois regulamentos, como se pode verificar comparando os seguintes mapas de zonamento do RSA e da NP EN1998-1 (2010), respetivamente.



*Figura 21 – Zoneamento sísmico RSA e NP EN1998-1 2010*

Como é possível ver na figura anterior, o RSA divide o território em 4 zonas, por ordem decrescente de sismicidade, designadas por A, B, C e D independentemente do tipo de ação sísmica a analisar.

Por outro lado a NP EN1998-1 (2010) faz uma divisão do território nacional mais detalhada, comparativamente com o RSA. Este regulamento considera dois zonamentos distintos, consoante a ação sísmica, tipo 1 (Afastada) ou tipo 2 (Próxima). A definição das diferentes zonas é efetuada por intermédio de uma escala numérica de 1 a 6 na ação sísmica tipo 1 e de 1 a 5 na ação sísmica tipo 2, sendo as zonas designadas com 1 as de maior sismicidade.

A ação sísmica é representada, em ambos os regulamentos, por espectros de resposta, definidos para cada zona sísmica tendo em conta vários aspetos, nomeadamente, tipo de ação sísmica, tipo de terreno e amortecimento.

A NP EN1998-1 (2010) define dois tipos de ação sísmica em função da proximidade do epicentro do sismo ao território nacional. Assim, a ação sísmica tipo 1 corresponde a um cenário “afastado” e a ação sísmica tipo 2 corresponde a um cenário “próximo” referente aos sismos com epicentro no território Continental ou no Arquipélago dos Açores.

Para as componentes horizontais da ação sísmica e para os dois tipos de ação sísmica referidos, o espectro de resposta elástico,  $S_e(T)$ , é definido pelas expressões já referidas no presente documento.

O RSA por outro lado, define a ação sísmica tipo 1 como um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal e ação sísmica tipo 2 corresponde a um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal.

Comparando as ações sísmicas referidas com as ações definidas pelo EC8, verifica-se que as designações das mesmas estão trocadas, ou seja, a ação sísmica tipo 1 do EC8 corresponde à ação sísmica tipo 2 do RSA e vice-versa.

Os espectros de resposta do RSA são apresentados no anexo III do regulamento. Os espectros estão definidos para os dois tipos de ação, os três tipos de terreno e para três valores de amortecimento (2%,5%,10%) no entanto apenas dizem respeito à zona A (zona de maior sismicidade).

Os espectros de resposta das restantes zonas são obtidos afetando as ordenadas do espectro da zona A, por um coeficiente de sismicidade  $\alpha$ .

*Quadro 29 – Valores de coeficiente de sismicidade,  $\alpha$*

Valores de coeficiente de sismicidade, $\alpha$	
Zona Sísmica	$\alpha$
A	1,0
B	0,7
C	0,5
D	0,3

*(Fonte: Quadro I do artigo 29º RSA)*

Chega-se então à conclusão que a análise feita com base na NP EN1998-1 (2010) é mais rigorosa tanto no que diz respeito ao tipo de terreno como aos espectros de respostas. O EC8 apresenta acelerações superiores às do RSA, provocando maiores esforços e deslocamentos das estruturas.

Os espectros de resposta da NP EN1998-1 (2010) consideram-se mais realistas para cada tipo de sismo, tipo de terreno e localização.

Depois de definidas todas as ações que atuam numa estrutura, é necessário combiná-las de forma a considerar as várias situações de carga a que podem estar sujeitas.

### 5.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Nesta secção serão apresentados os princípios gerais e regras a adotar para combinar ações e indicações para a sua quantificação, tendo em conta as características e comportamentos das estruturas.

A combinação dos efeitos das ações a considerar deve ser baseada no valor de cálculo da ação variável predominante e nos valores de combinação de cálculo das outras ações variáveis. As ações são classificadas em 4 tipos:

- Ações Permanentes ( $G$ ) – Ex: o peso próprio das estruturas, revestimentos;
- Ações Variáveis ( $Q$ ) - Ex: as sobrecargas;
- Ações de Acidente ( $A$ ) – Ex: explosões;
- Ações Sísmicas ( $A_E$ ).

## ESTADO LIMITE ÚLTIMO (ELU)

Quando se considera um estado limite de equilíbrio estático da estrutura (EQU), deve verificar-se:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,std} \quad (56)$$

$E_{d,dst}$  - Valor de cálculo do efeito das ações não estabilizantes

$E_{d,std}$  - Valor de cálculo do efeito das ações estabilizantes

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

$$E_d \leq R_d \quad (57)$$

$E_d$  - Valor de cálculo do efeito das ações

$R_d$  - Valor de cálculo da resistência

### *Equação Combinações Fundamentais*

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (58)$$

### *Equação Combinações Acidentais*

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (59)$$

A escolha entre  $\psi_{1,1}Q_{k,1}$  ou  $\psi_{2,1}Q_{k,1}$  dependerá da situação acidental considerada (impacto, incêndio...)

### *Equação Combinações Sísmicas*

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (60)$$

No Quadro 30 apresentam-se os valores dos coeficientes  $\psi$  definidos no EC0 a considerar em edifícios, de acordo com a sua categoria.

Quadro 30 – Valores reduzidos das ações em edifícios (EC0).

Ações em edifícios		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecarga (NP EN 1991-1-1)	Categoria A: áreas residenciais (quartos de hotéis e hospitais)	0,7	0,5	0,3
	Categoria B: escritórios	0,7	0,5	0,3
	Categoria C: escolas, restaurantes, igrejas, teatros, ...	0,7	0,7	0,6
	Categoria D: áreas comerciais	0,7	0,7	0,6
	Categoria E: áreas de arquivo	1,0	0,9	0,8
	Categoria F: estacionamento, acessos (veículos <30 kN)	0,7	0,7	0,6
	Categoria G: estacionamento, acessos (veículos <160 kN)	0,7	0,5	0,3
	Categoria H: coberturas não acessíveis	0	0	0
	Categoria I: coberturas acessíveis (categorias A a D)			
Neve (NP EN 1991-1-3)	Locais situados a altitude > 1000m	0,7	0,5	0,2
	Locais situados a altitude < 1000m	0,5	0,2	0
Vento (NP EN 1991-1-4)		0,6	0,2	0
Temperatura (NP EN 1991-1-5)		0,6	0,5	0

(Fonte: NP EN 1990 2009)

### Coefficientes parciais de segurança das ações

Estão resumidos no Quadro 31 os coeficientes parciais de segurança a adotar para as ações na verificação da segurança em relação aos estados limites últimos.

Quadro 31 – Valores de cálculo das ações

Situações de projeto	Ações permanentes	Ações variáveis		Ações acidentais
		Ação base	Restantes ações	
Persistente e transitória (Combinações fundamentais)	$\gamma_g \cdot G_k$	$\gamma_{q,1} \cdot Q_{k,1}$	$\gamma_{q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	-
Acidental	$\gamma_g \cdot G_k$	-	$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$	$A_d$
Sísmica	$G_k$	-	$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$	$A_{Ed}$

(Fonte: NP EN 1990 2009)

Quadro 32 – Coeficientes parciais de segurança

Ações		Símbolos	Ações acidentais	
			Persistente e transitória	Acidental
Permanente	Equilíbrio estático			
	Desfavorável	$\gamma_{G,sup}$	1,1	1,0
	Favorável	$\gamma_{G,inf}$	0,9	1,0
	Rotura e Geotécnico			
	Desfavorável	$\gamma_{G,sup}$	1,35	1,0
	Favorável	$\gamma_{G,inf}$	1,0	1,0
Variável	Desfavorável	$\gamma_Q$	1,5	1,0
Acidental	Desfavorável	$\gamma_A$	-	1,0

(Fonte: NP EN 1990 2009)

### ESTADO LIMITE UTILIZAÇÃO (ELS)

O valor de cálculo correspondente ao valor limite de utilização  $C_d$  deve ser superior ao valor de cálculo das ações  $E_d$  ou seja:

$$E_d \leq C_d \quad (61)$$

$E_d$  – Valor de cálculo do efeito das ações

$C_d$  – Valor de cálculo que corresponde ao valor limite de utilização

#### Equação Combinação Raras

Correspondem a estados limites de muito curta duração.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (62)$$

#### Equação Combinações Frequentes

Combinação de ações de curta duração da ordem dos 5% do período de vida da estrutura.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (63)$$

#### Equação Combinações quase-permanentes

Corresponde a estados limites de longa duração.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (64)$$

## CAPÍTULO VI – METODOLOGIA DE CÁLCULO

### 6.1 INTRODUÇÃO

As ferramentas de cálculo utilizadas, tanto para a análise estrutural como para o cálculo e desenho dos elementos, revelaram-se indispensáveis na elaboração dos projetos. A seguir serão apresentados quatro tipos de *software* que foram adotados durante o estágio.

### 6.2 AUTOCAD

O *AUTOCAD* é um dos mais conceituados e populares programas de desenvolvimento de projetos 2D e 3D, dos quais surgem desenhos técnicos e plantas arquitetônicas. Por ser um programa voltado para o uso profissional, é constituído por inúmeras ferramentas de auxílio de forma a obter resultados com grande precisão.

É um *software* orientado para a criação e gestão de projetos de qualquer área (arquitetura, engenharia, design, etc.). Como principais características destacam-se a precisão, o rigor, a rapidez de execução e a partilha de desenhos. Destaca-se também a capacidade de modelação e representação tridimensional.

Foram desenvolvidos desenhos de geometrias, alçados de armaduras, pormenores de armaduras e de ligação.

Os desenhos elaborados serão apresentados num volume anexo ao presente documento.

## 6.3 ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

O *Autodesk Robot Structural Analysis Professional* é uma ferramenta poderosa, eficiente e de fácil utilização. Permite ir além das capacidades tradicionais de análise de outras aplicações de *software*. A possibilidade de explorar alternativas de projeto e investigar o comportamento linear e não-linear de uma estrutura é uma mais-valia do *software*.

Oferece ferramentas que são líderes em análise dinâmica de estruturas. Os sistemas de resolução dinâmicos garantem que a análise dinâmica possa ser facilmente efetuada para estruturas mais exigentes.

O *Robot Structural Analysis Professional* calcula modelos mais complexos, graças à criação automática de malhas de elementos finitos, algoritmos não-lineares e um conjunto completo de códigos de projeto.

Este *software* de cálculo foi utilizado para simulações e análises complexas de estruturas.

A fase de análise estrutural consiste na definição de modelos numéricos que simulam a estrutura, na introdução das ações que a solicitam e no cálculo dos esforços internos e das deformações dos diferentes elementos estruturais.

As estruturas podem ser concebidas recorrendo aos materiais mais tradicionais como o betão armado e o aço, mas também é possível recorrer a outros materiais, como a madeira e o alumínio, sendo também possível conceber estruturas que combinem diferentes tipos de materiais estruturais.

### 6.3.1 MODELOS DESENVOLVIDOS

As estruturas foram analisadas através de modelos tridimensionais de elementos finitos de casca e de barra. Durante o estágio foram desenvolvidos inúmeros modelos de cálculo. A seguir serão apresentados alguns dos modelos elaborados.

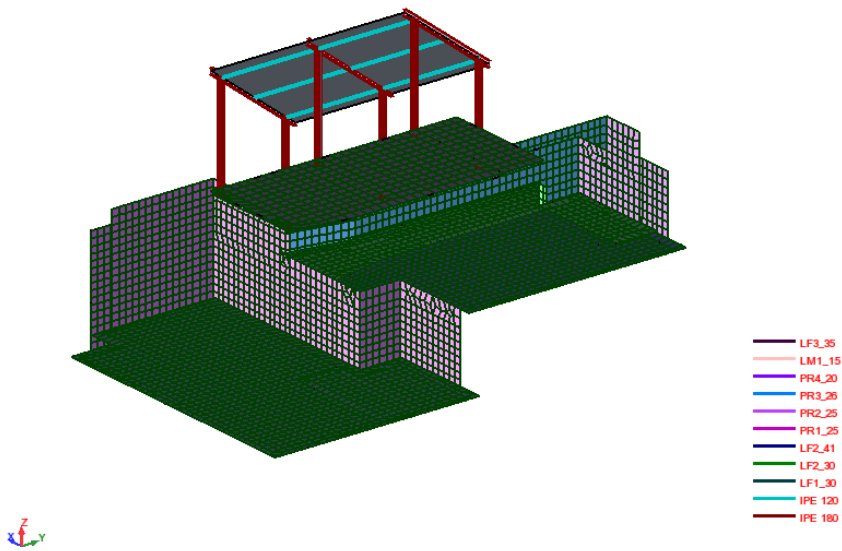
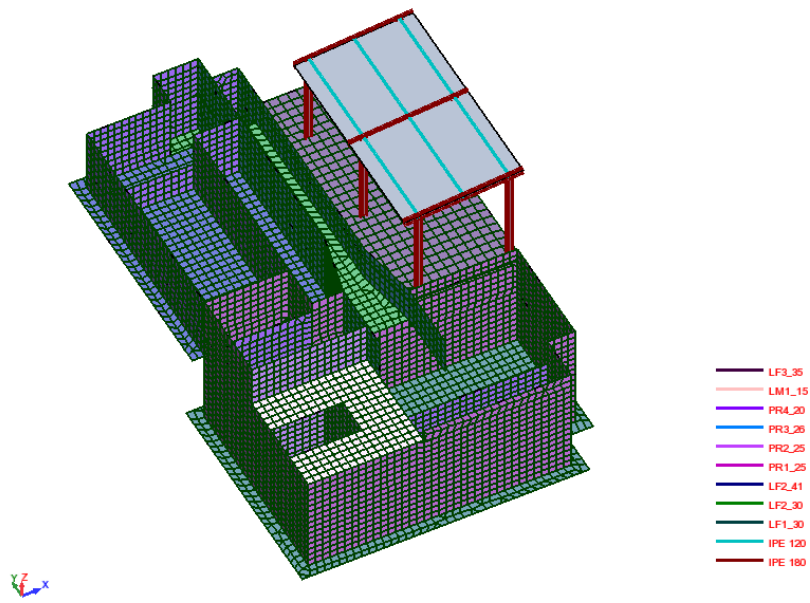
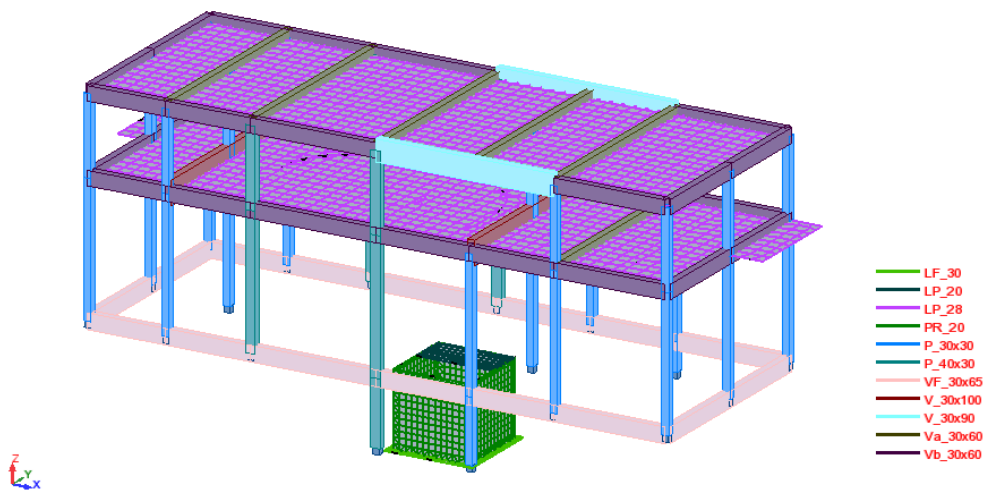


Figura 22 – Microtamisação / Desinfecção / Reutilização – ETAR das Marinhas



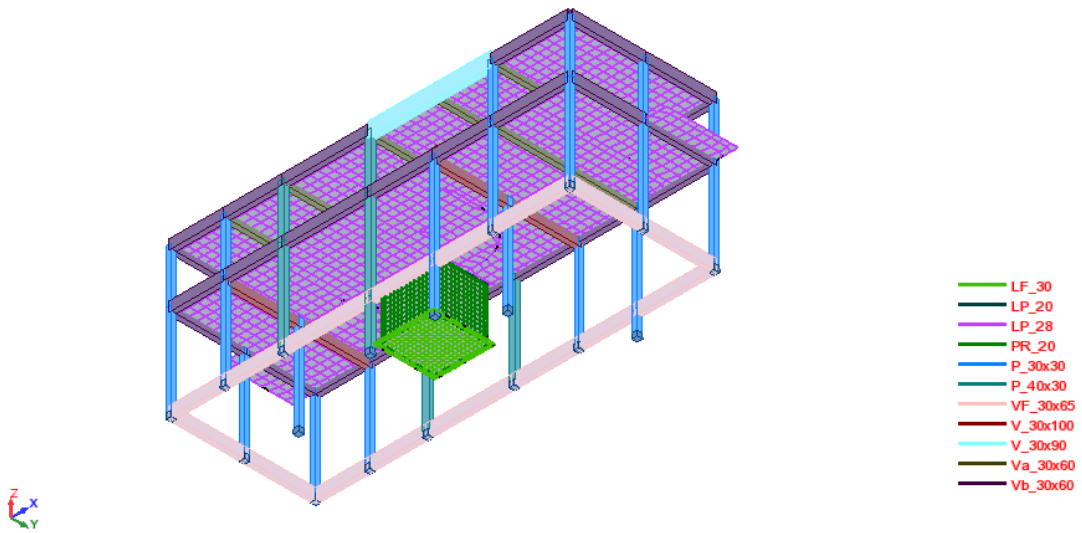


Figura 23 – Edifício de Tratamento – ETAR de Ovelha

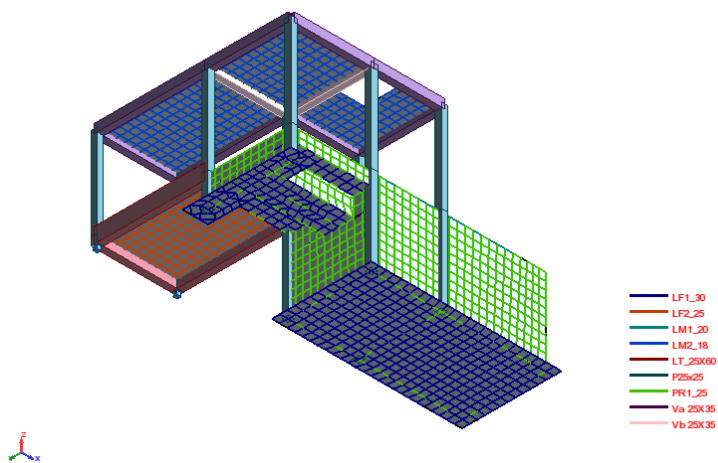
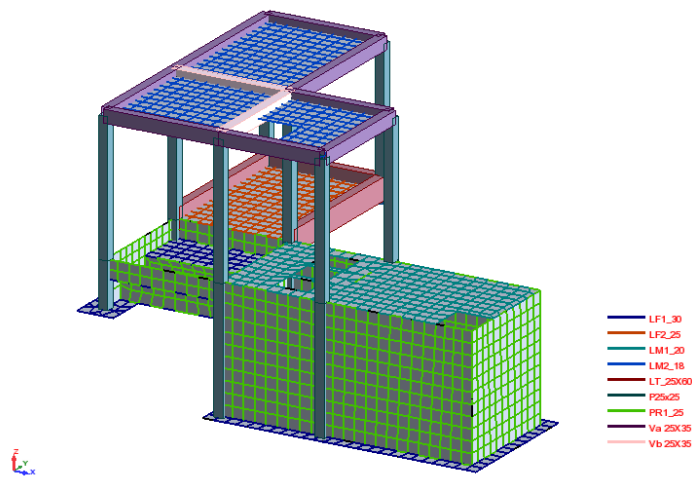


Figura 24 – Estação Elevatória de Pardilhó

## 6.4 GALA REINFORCEMENT

O Gala Reinforcement é um programa desenvolvido pelo Dr. Ilia Alashki. Este *software* é conhecido como um dos programas mais poderosos do mundo na sua área, não só no cálculo da largura de fendas como na análise do betão fendilhado. O programa suporta análises não-lineares, geometrias de secções transversais arbitrárias, disposição de armaduras arbitrárias, cargas axiais, flexão composta, desviada entre outras.

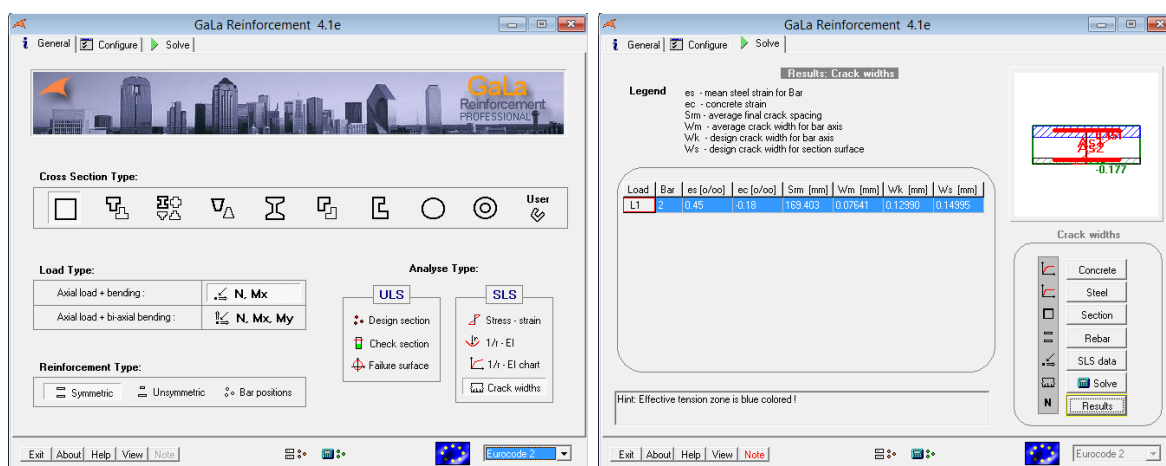


Figura 25 – Apresentação do programa de cálculo.

(Fonte: <http://www.alashki.com/software.htm>)

Este programa é utilizado em cerca de 30 países. O programa permite adaptar o cálculo às legislações em vigor nos países em que é utilizado: ACI 318-99, AASHTO LRFD 1997, Eurocódigo 2, BS 8110, CSA-A23.3-94, entre outros.

Este *software* foi utilizado no cálculo de paredes e lajes dos órgãos dimensionados. No sentido de tirar partido das possibilidades deste programa, o controlo da fendilhação foi o cálculo mais utilizado e por vezes condicionante.

## 6.5 FAGUS-6

O FAGUS-6 é um programa desenvolvido pela *CUBUS Software España sl.*

O módulo de análise resolve uma ampla gama de análises para todas as secções transversais, especialmente secções de betão armado. Este programa permite o dimensionamento de elementos tendo em conta todo o tipo de esforços a que estão sujeitos. Esta aplicação permite definir as secções transversais a calcular. A cada secção é atribuído um material da biblioteca de materiais, sendo assim possível a análise de secções mistas.

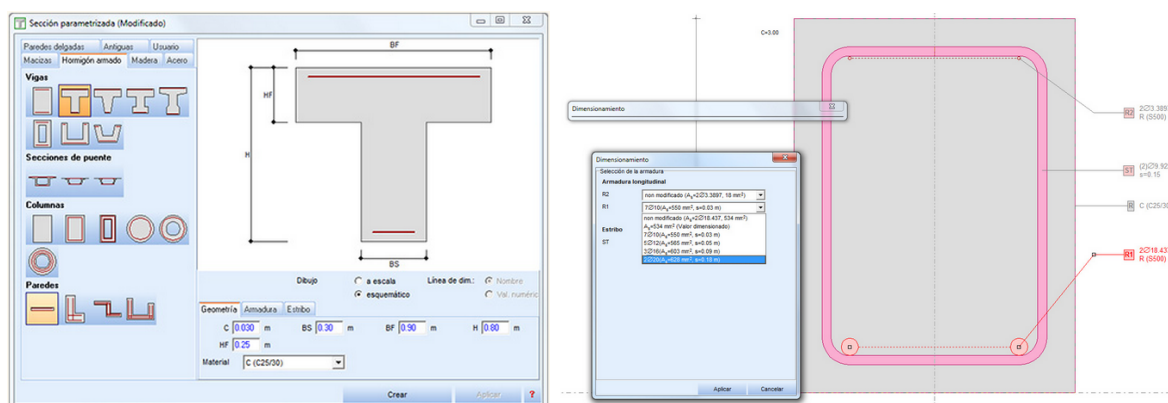


Figura 26 – Apresentação do programa de cálculo FAGUS.

(Fonte: [http://www.cubus-software.com/Guests/Produkte/Fagus/e\\_main.html](http://www.cubus-software.com/Guests/Produkte/Fagus/e_main.html))

O FAGUS foi utilizado no cálculo dos pilares dos edifícios. Os resultados podem ser obtidos através de tabelas ou gráficos.

## 6.6 REGULAMENTAÇÃO

Os projetos estão elaborados de acordo com a regulamentação e especificações em vigor, complementada por outras normativas ou recomendações, com prioridade para os Eurocódigos. Respeitaram-se todas as prescrições regulamentares aplicáveis, nomeadamente:

- Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.E.E.P)
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (R.E.B.A.P.)

Foram utilizados os seguintes Eurocódigos:

- NP EN 1990 2009 Bases para o projeto de estruturas
- NP EN 1991-1-1 2009 – Ações em estruturas – Ações gerais. Pesos volúmico, pesos próprios, sobrecargas em edifícios.
- NP EN 1991-1-5 2010 – Ações em estruturas – Ações gerais. Ações térmicas.
- NP EN 1992-1-1 2010 – Projeto de estruturas de betão armado – Regras gerais e regras para edifícios.
- NP EN 1997-1 2010 – Projeto geotécnico – Regras gerais.
- NP EN 1998-1 2010 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos, regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios.

As Normas Portuguesas NP EN 206-1:2007 e NP EN 13670-1:2007 e as normas do LNEC, em especial a E464, foram também consultadas.

As especificações relativas ao betão, nomeadamente as classes de resistência, composição do mesmo e recobrimentos foram consultadas na Especificação LNEC E464-2007 – “Betões – Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às ações ambientais”, sendo as classes de exposição definidas de acordo com a norma NP EN 206-1 de 2007. A NP EN 13670-1:2007 “Execução de estruturas de betão – Parte 1: Regras gerais” define os aspetos relacionados com a colocação, compactação e cura do betão.

## **CAPÍTULO VII - APRESENTAÇÃO DE PROJETOS**

### **7.1 INTRODUÇÃO**

Neste capítulo serão apresentados três projetos desenvolvidos durante o estágio. A abordagem feita a cada projeto teve em consideração os elementos que serviram de base à realização do projeto como a definição das cotas e geometrias dos órgãos a construir. Para cada projeto foram estudadas as condicionantes estruturais definidas assim como as ações e as combinações.

### **7.2 CONDICIONAMENTOS GERAIS**

No dimensionamento dos órgãos foram considerados os seguintes pressupostos:

As dimensões internas e as aberturas existentes são definidas pelo dimensionamento hidráulico-sanitário.

A partir destas características dimensionais definiu-se a espessura final dos diversos elementos tendo por base os seguintes critérios:

- O não levantamento do elemento devido à pressão hidrostática;
- A deformação máxima a longo prazo de 15 mm;

A definição das armaduras teve por base os seguintes critérios:

- A resistência aos estados limites últimos;
- A não plastificação das armaduras;
- A limitação de abertura de fendas de acordo com regulamentação em vigor para elementos em contacto com a água e restantes elementos;
- A uniformidade e facilidade de execução das malhas;
- A limitação dos afastamentos dos varões.

As combinações de ações tiveram em consideração as circunstâncias de execução dos órgãos, de modo a estabelecer os estados aos quais ficarão sujeitos. Uma das principais situações refere-se aos ensaios de estanquidade. Estes devem ser realizados antes do aterro no perímetro do reservatório, e antes de serem aplicados eventuais produtos impermeabilizantes nas superfícies, de maneira a poderem ser verificadas eventuais fugas de líquido ou qualquer fissuração para o exterior, durante um período de observação mínimo de 48 horas. Neste período os órgãos estarão cheios de líquido e sem forças exteriores que compensem essa ação. Deste modo é necessário prever esta situação por se tratar de uma combinação por vezes condicionante para o cálculo.

### **7.3 MATERIAIS E RECOBRIMENTOS**

Os materiais considerados no dimensionamento e que respeitam os projetos de estabilidade obedecem à regulamentação correspondente em vigor e às Especificações Técnicas, sujeitando-se ainda a sua aplicação a resultados de ensaios obtidos em laboratórios oficiais. Os critérios de durabilidade e segurança foram estabelecidos para uma vida útil da estrutura de 50 anos. Os recobrimentos adotados tiveram em consideração a agressividade do meio e dos materiais em contacto com os elementos estruturais. O EC2 em paralelo com a Especificação do LNEC E 464 define o valor dos recobrimentos mínimos e nominais para períodos de vida de 50 a 100 anos tendo em conta a classe de exposição considerada.

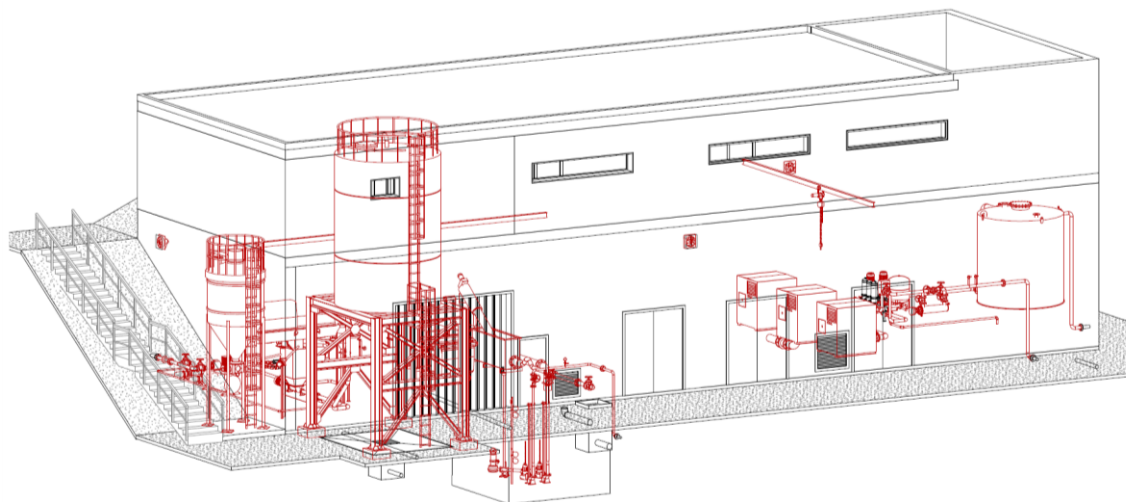
## 7.4 EDIFÍCIO DE TRATAMENTO DE LAMAS E EXPLORAÇÃO - VILA MEÃ

A seguir será apresentada a definição da solução estrutural do Edifício a construir no âmbito da empreitada de conceção/construção e exploração da estação de tratamento de águas residuais de Vila Meã, concelho de Amarante.

### 7.4.1 ELEMENTOS BASE

Os elementos que serviram de base à realização do projeto foram os seguintes:

- Projeto elaborado pela Efacec-Engenharia e Sistemas, S.A.;
- Relatórios Geológico-Geotécnicos.



30 VISUALIZAÇÃO 3D

Figura 27 – Visualização 3D do Edifício de Tratamento

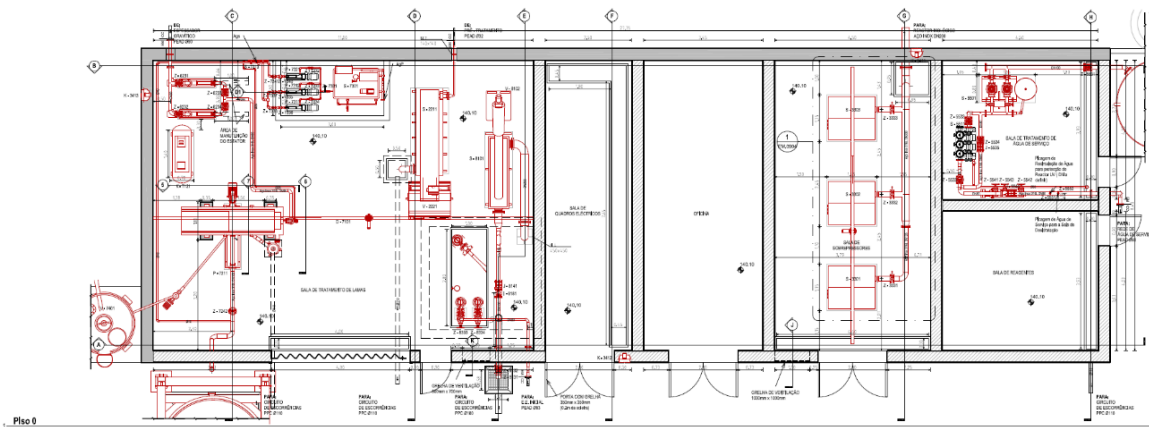


Figura 28 – Planta piso 0

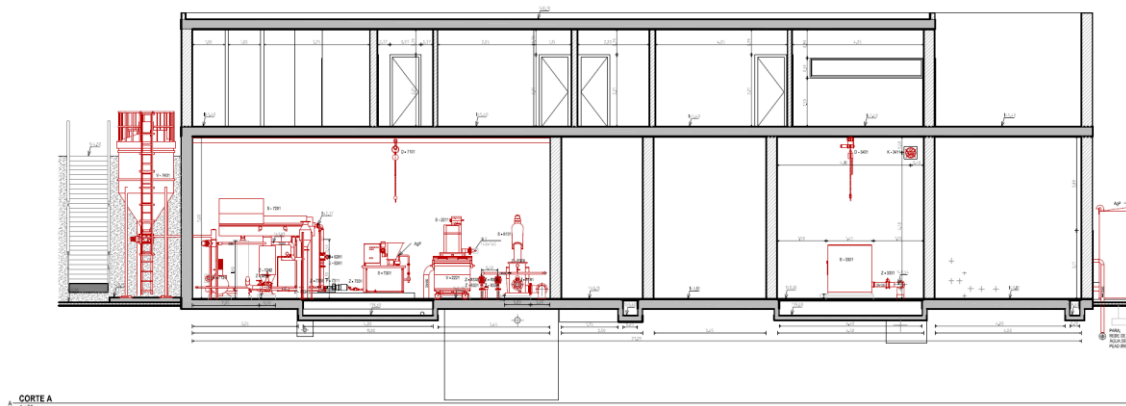


Figura 29 – Corte A

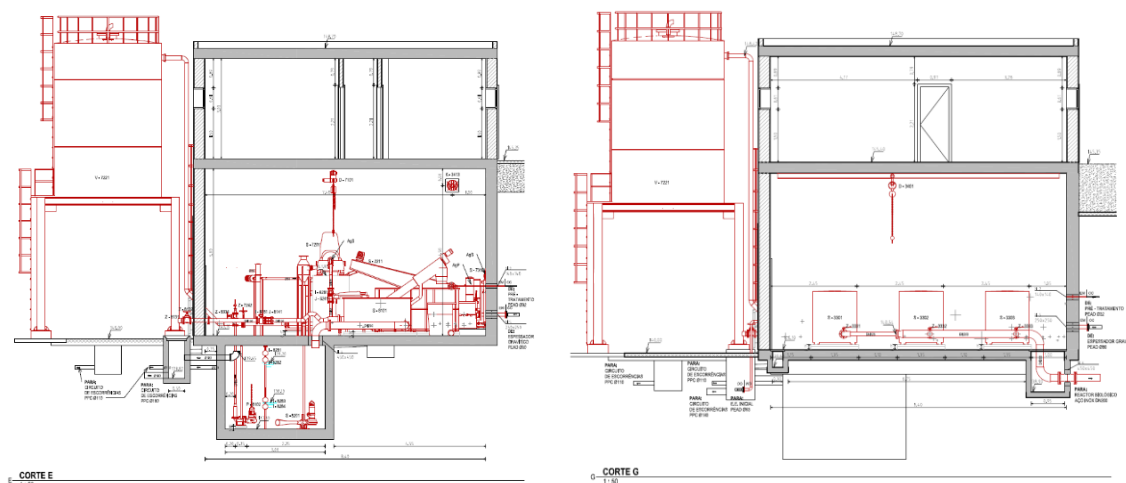


Figura 30 – Cortes E e G

## 7.4.2 CONCEÇÃO ESTRUTURAL

No presente projeto, a solução estrutural proposta para o edifício de tratamento procurou conciliar os aspetos funcionais com os aspetos estruturais, considerando ainda as questões de durabilidade e manutenção do mesmo. Atendeu-se também aos aspetos relacionados com a sua flexibilidade no sentido de se adaptar a alterações funcionais no futuro com intervenções estruturais mínimas.

O edifício terá geometria retangular com área de implantação de sensivelmente 243 m<sup>2</sup>, tendo uma altura total de 8,60 m dividida pelo piso 0 (rés-do-chão), pisos 1 e 2 (cobertura). A cobertura tem uma área de 200 m<sup>2</sup>.

Relativamente à tipologia dos pisos, o piso 0 (cota 140,10 m) destina-se exclusivamente à zona técnica do edifício; o piso 1 (cota 145,40 m) inclui escritórios e salas de reuniões existindo também uma zona de cobertura acessível; o piso 2 (cota 148,70 m) materializa a cobertura do edifício não acessível. O acesso entre pisos será feito pelo exterior.

Concebeu-se então uma estrutura porticada em betão armado com lajes maciças com 0,25 m de espessura para ambos os pisos. Os pisos são vigados perimetral e transversalmente por vigas que servirão também de travamento dos pilares. A secção dos pilares é constante em altura assumindo três secções distintas de 0,30 x 0,30 m<sup>2</sup>, 0,30 x 0,60 m<sup>2</sup> e 0,30 x 0,80 m<sup>2</sup>.

Uma das laterais, do piso 0, encontra-se parcialmente enterrada, permitindo o acesso ao piso superior. O acesso ao Piso 1 será à cota 145,35 m. Por esse motivo é necessário que o piso 0 se encontre totalmente enterrado na zona de acesso.

Sendo assim, serão adotadas duas paredes resistentes em betão armado, que servirão de contenção das terras, sendo que a primeira terá 0,20 m de espessura e a segunda terá espessura variável de 0,25 m a 0,35 m. As deformações obtidas com o cálculo revelaram-se elevadas devido à diferença de rigidez das laterais do edifício. Sendo assim foi necessário reduzir essa diferença aumentando a rigidez da lateral menos rígida, tendo sido concebido um contraforte com 0,30 m de espessura, e aumentadas as secções dos dois pilares, no mesmo alinhamento, para 0,30 x 0,60 m<sup>2</sup> e 0,30 x 0,80 m<sup>2</sup>. A cobertura adotada foi uma laje maciça em betão armado, que apoia em vigas e pilares formando uma malha ortogonal e enquadrando-se na arquitetura pretendida.

Para as fundações dos pilares optou-se por sapatas isoladas.

Relativamente ao reservatório enterrado a construir no piso 0 as paredes serão realizadas em betão armado, com 0,20 m de espessura e as lajes de fundo e topo deste elemento têm espessura de 0,30 m e 0,20 m, respetivamente.

Na ligação da estrutura ao exterior (terreno de fundação) foram estabelecidas fundações através de lajes de fundo em contacto direto com o solo e/ou sapatas, compatíveis com as características da estrutura e dos níveis de carga instalados.

Nos aspetos gerais de conceção procurou-se respeitar os princípios básicos que garantem um bom comportamento estrutural face a ações horizontais, nomeadamente à ação sísmica.

#### 7.4.2.1 MATERIAIS E RECOBRIMENTOS

##### Betão:

Regularização:..... C12/15;X0 (P); Cl1,0; D25; S3

##### Estrutural:

Sapatas ..... C30/37; XC2 (P); Cl 0,40; D22; S3

Lajes, Pilares, Vigas, Vigas de Fundação ..... C30/37; XC4 (P); Cl 0,40; D22; S3

Paredes de contenção ..... C30/37; XC4 (P); Cl 0,40; D22; S3

Lajes e Paredes da Caixa ..... C35/45; XA2 (P); Cl 0,20; D22; S3

##### As armaduras ordinárias a utilizar nos elementos de betão armado são:

Em varão.....Aço A400NR

O recobrimento mínimo das armaduras nos elementos como a laje de fundo será de 40 mm, enquanto na laje de topo e nas paredes da caixa de 30 mm. Considerou-se também um recobrimento de 35 mm para as vigas e pilares. No caso das sapatas o recobrimento será de 50 mm e nas vigas de fundação e muros de contenção de 40 mm.

### 7.4.2.2 DEFINIÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

Procurou-se atender ao número de ações e combinações consideradas relevantes. No entanto, é conveniente proceder a algumas simplificações de forma a tornar o cálculo eficiente e claro.

Desta forma consideraram-se as seguintes ações.

#### Ações permanentes

- Peso próprio da estrutura

- Elementos em betão armado:.....25,0  $kN/m^3$

- Outras cargas permanentes

- Efluente, com peso específico de: ..... 11,0  $kN/m^3$

- Restantes cargas permanentes piso 1: .....1,5  $kN/m^2$

- Restantes cargas permanentes cobertura: .....3,53  $kN/m^2$

- Alvenarias com peso específico de:..... 3,1  $kN/m^3$

- Paredes divisórias:..... 1,5  $kN/m^2$

- Enchimentos, com peso específico:.....24,0  $kN/m^3$

- Cargas de equipamentos: quantificadas em função das respetivas características

- Impulsos de terras

Para quantificação dos impulsos de terras (peso específico de 19  $kN/m^3$ ) sobre as paredes periféricas são adotados os valores médios dos ângulos de atrito interno ( $30^\circ$ ).

- Retração

Para o cálculo da temperatura equivalente da retração, considera-se para a entrada em serviço da estrutura um período de tempo de 90 dias desde a betonagem.

Exemplo de cálculo para um elemento de 0,30 m de espessura:

<i>Betão</i>	C35/45		<i>ads1</i>	<i>ads2</i>
<i>Cimento</i>	Classe N		4	0,12
<i>fck</i> =	35,00	MPa		
<i>fctm</i> =	3,2	MPa	$\beta_{ds}(t, ts) =$	0,285
<i>fcm</i> =	43	MPa	$\beta_{as}(t, ts) =$	0,8500
			$\beta_{RH}(t, ts) =$	0,7564
<i>Ac</i> =	0,30	(m <sup>2</sup> )	$\epsilon_{cd,0} =$	0,000253
<i>u</i> =	2	(m)	$\epsilon_{cd} =$	0,000054
<i>h0</i> =	300	(mm)	$\epsilon_{ca}(\infty) =$	0,000063
<i>RH</i> =	80	(%)	$\epsilon_{ca} =$	0,000053
<i>ts</i> =	7	dias	$\epsilon_{cs} =$	0,000107
<i>t</i> =	90	dias		
<i>s</i> =	0,25		$\Delta T_{eq} =$	10,7
<i>kh</i> =	0,75			(°C)

#### Ações variáveis

- Sobrecargas
  - Zona de circulação na periferia: ..... 5,0 kN/m<sup>2</sup>
  - Zona piso 1: ..... 3,0 kN/m<sup>2</sup>
  - Laje de topo da caixa e Equipamentos do piso térreo: ..... 5,0 kN/m<sup>2</sup>
  - Cobertura: ..... 1,0 kN/m<sup>2</sup>
  - Equipamentos do piso 1 (monocarril 1 e 2): ..... 12,0 kN
- Temperatura
  - Variação diferencial de temperatura de  $\pm 10$  °C.
- Ação do sismo

A quantificação da ação do sismo é baseada no estipulado no EC8, para as zonas sísmicas correspondentes a cada tipo de ação sísmica (1 ou 2) na zona de Amarante e um solo de classe C. A determinação dos efeitos da ação do sismo foi elaborada por método de análise dinâmica, através de cálculo automático, utilizando o método da análise modal.

A resposta da estrutura é calculada recorrendo ao método de análise por espectros de resposta para os quais são utilizados os espectros de cálculo apresentados no EC8. De notar ainda que esta ação não se refletiu como sendo a ação em combinação mais gravosa.

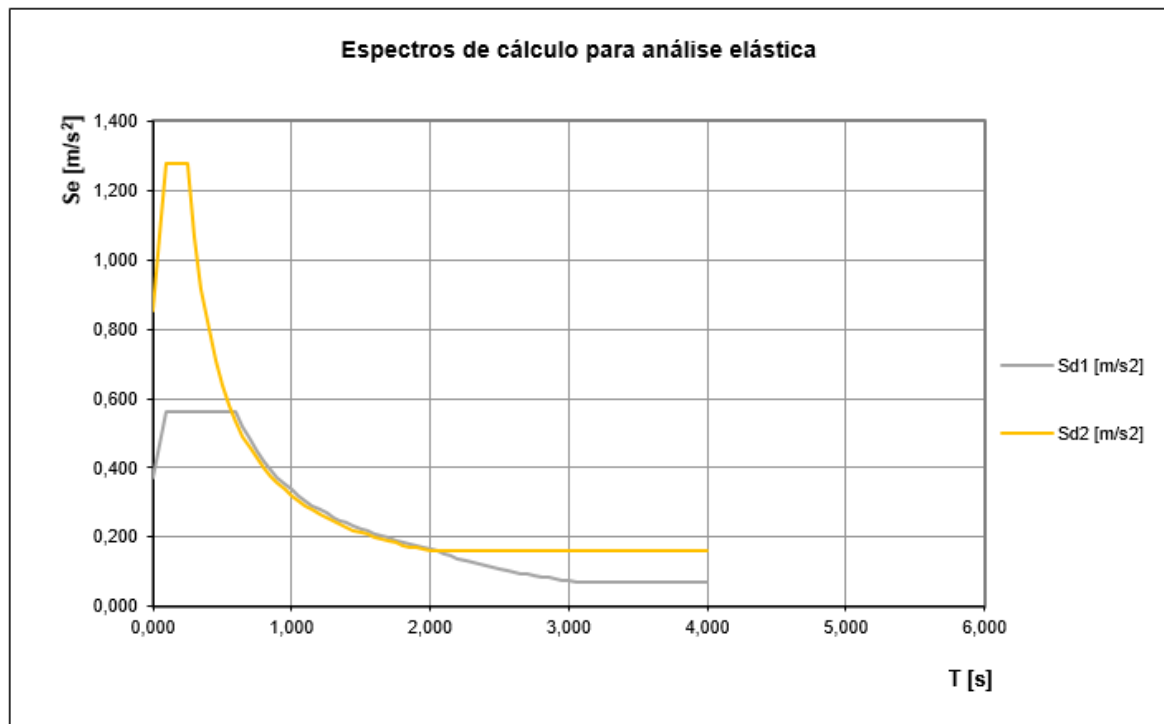


Figura 31 – Espectros de cálculo

### 7.4.2.3 COMBINAÇÕES

Quadro 33 – Combinações de ações do Edifício de Tratamento

	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.
C1_ELU	1	1,35	2	1,5	3	1,5	4	1,5	5	1,5	6	1,5	8	1,5	9	0,9	12	1,5	13	1,5
C2_ELU	1	1,35	2	1,5	3	1,5	4	1,05	6	1,05	8	1,5	9	1,5	12	1,05	13	1,05		
C3_ELU	1	1,35	2	1,5	3	1,5	4	1,5	5	1,5	6	1,5	7	1,5	9	0,9	12	1,5	13	1,5
C4_ELU	1	1,35	2	1,5	3	1,5	4	1,05	6	1,05	7	1,5	9	1,5	12	1,05	13	1,05		
C5_ELU	1	1,35	2	1,5	3	1,5	4	1,5	5	1,5	6	1,5	8	1,5	10	0,9	12	1,5	13	1,5
C6_ELU	1	1,35	2	1,5	3	1,5	4	1,05	6	1,05	8	1,5	10	1,5	12	1,05	13	1,05		
C7_ELU	1	1,35	2	1,5	3	1,5	4	1,5	5	1,5	6	1,5	7	1,5	10	0,9	12	1,5	13	1,5
C8_ELU	1	1,35	2	1,5	3	1,5	4	1,05	6	1,05	7	1,5	10	1,5	12	1,05	13	1,05		
C9_ELU	1	1,35	2	1,5	3	1,5	7	1,5	9	1,5										
C10_ELU	1	1,35	2	1,5	3	1,5	7	1,5	10	1,5										
C1_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	6	0,6	8	1	9	0,3	12	0,6	13	0,6		
C2_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,4	6	0,4	8	1	9	0,5	12	0,4	13	0,4		
C3_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	6	0,6	7	1	9	0,3	12	0,6	13	0,6		
C4_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,4	6	0,6	7	1	9	0,5	12	0,4	13	0,4		
C5_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	6	0,6	8	1	10	0,3	12	0,6	13	0,6		
C6_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,4	6	0,4	8	1	10	0,5	12	0,4	13	0,4		
C7_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	6	0,6	7	1	10	0,3	12	0,6	13	0,6		
C8_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,4	6	0,6	7	1	10	0,5	12	0,4	13	0,4		
C9_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	6	0,6	8	1	9	1	12	0,6	13	0,6		
C10_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	6	0,6	8	1	9	1	12	0,6	13	0,6		
C11_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	6	0,6	7	1	9	1	12	0,6	13	0,6		
C12_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	6	0,6	7	1	9	1	12	0,6	13	0,6		
C13_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	6	0,6	8	1	10	1	12	0,6	13	0,6		
C14_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	6	0,6	8	1	10	1	12	0,6	13	0,6		
C15_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	6	0,6	7	1	10	1	12	0,6	13	0,6		
C16_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	6	0,6	7	1	10	1	12	0,6	13	0,6		
Comb Sismo	1	1	2	1	3	1	4	0,4	5	0,4	6	0,4								
1*X 0,3*Y	122	1	123	0,3	41	1														
1*X -0,3*Y	122	1	123	-0,3	41	1														
0,3*X 1*Y	122	0,3	123	1	41	1														
0,3*X -1*Y	122	0,3	123	-1	41	1														
-1*X 0,3*Y	122	-1	123	0,3	41	1														
-1*X -0,3*Y	122	-1	123	-0,3	41	1														
-0,3*X 1*Y	122	-0,3	123	1	41	1														
-0,3*X -1*Y	122	-0,3	123	-1	41	1														
1*X 0,3*Y	124	1	125	0,3	41	1														
1*X -0,3*Y	124	1	125	-0,3	41	1														
0,3*X 1*Y	124	0,3	125	1	41	1														
0,3*X -1*Y	124	0,3	125	-1	41	1														
-1*X 0,3*Y	124	-1	125	0,3	41	1														
-1*X -0,3*Y	124	-1	125	-0,3	41	1														
-0,3*X 1*Y	124	-0,3	125	1	41	1														
-0,3*X -1*Y	124	-0,3	125	-1	41	1														

- 1-Peso Proprio
- 2-Paredes
- 3-R.C.P.
- 4-Sobrecarga Piso
- 5-Sobrecarga cobertura
- 6-Sobrecarga Equipamento
- 7-Efluente
- 8-Impulso de Terras
- 9-Temperatura 1

- 10-Temperatura 2
- 11-Retração
- 12-Monocarril 1
- 13-Monocarril 2
- 122 -Spectral AST1 Direction\_X
- 123 -Spectral AST1 Direction\_Y
- 124 -Spectral AST2 Direction\_X
- 125 -Spectral AST2 Direction\_Y
- 41 - Comb sismo

### 7.4.3 MODELO DE CÁLCULO

A estrutura em questão foi analisada, tendo sido concebido um modelo tridimensional de elementos finitos de casca e de barra. A quantificação das capacidades resistentes de secções de betão armado foi feita com recurso a rotinas de cálculo automático baseadas nos princípios expostos anteriormente.

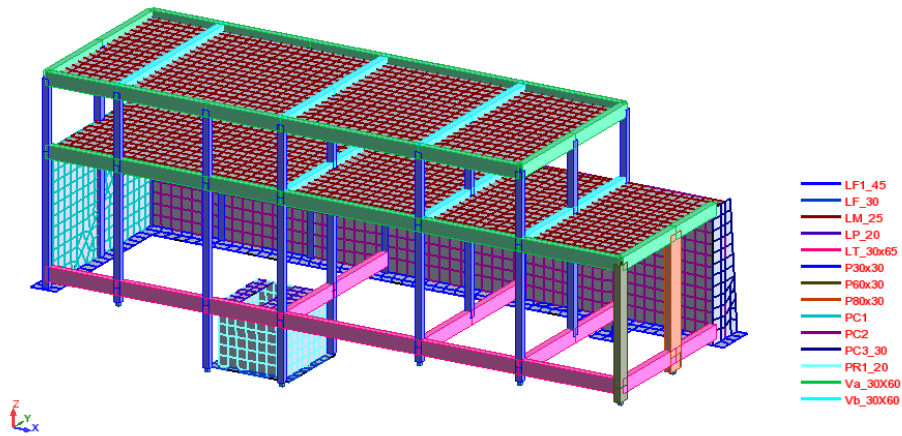


Figura 32 – Modelo numérico do edifício de tratamento

Ações

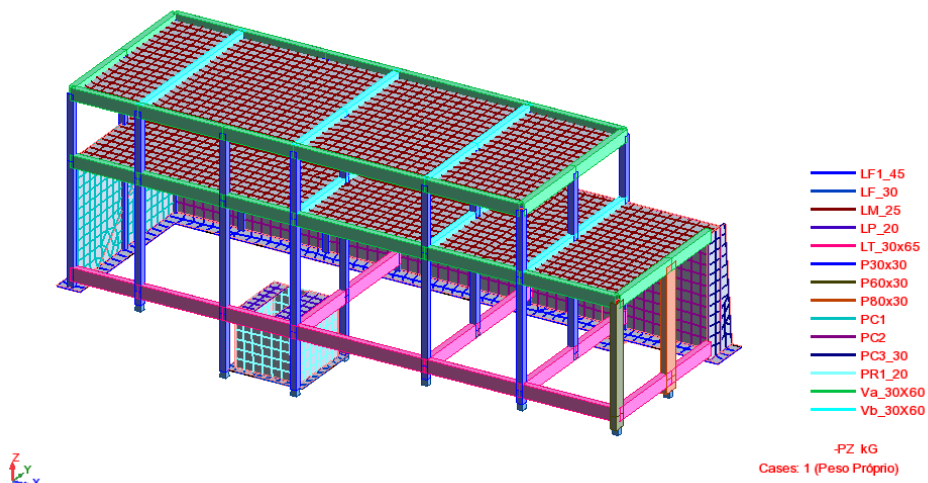


Figura 33 – Ação peso próprio

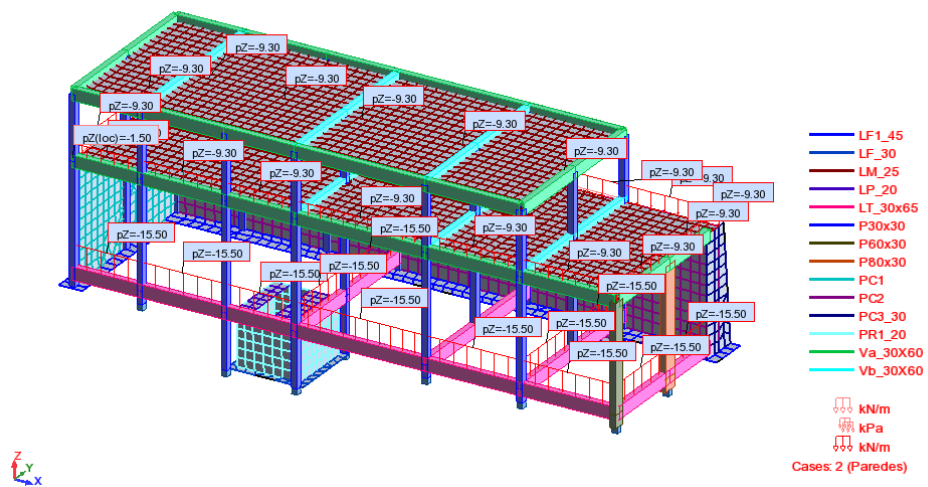


Figura 34 – Ação paredes exteriores

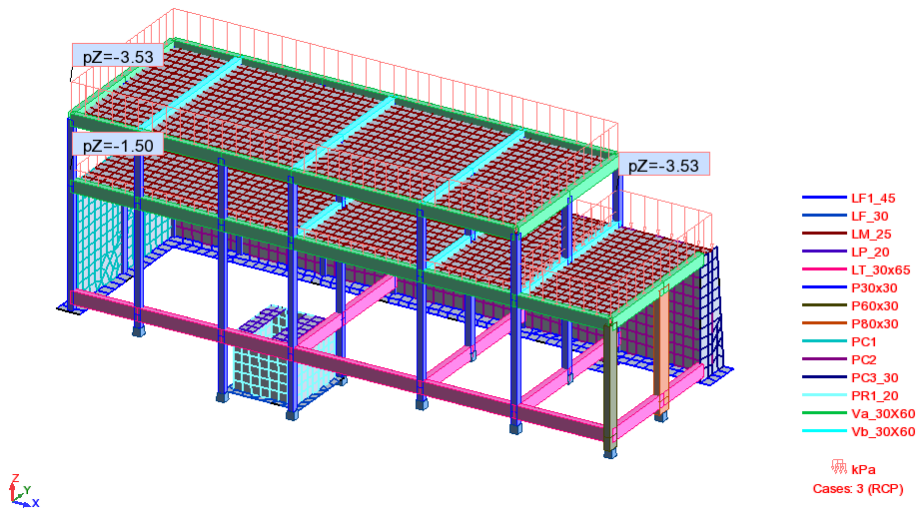


Figura 35 – Ação restante carga permanente

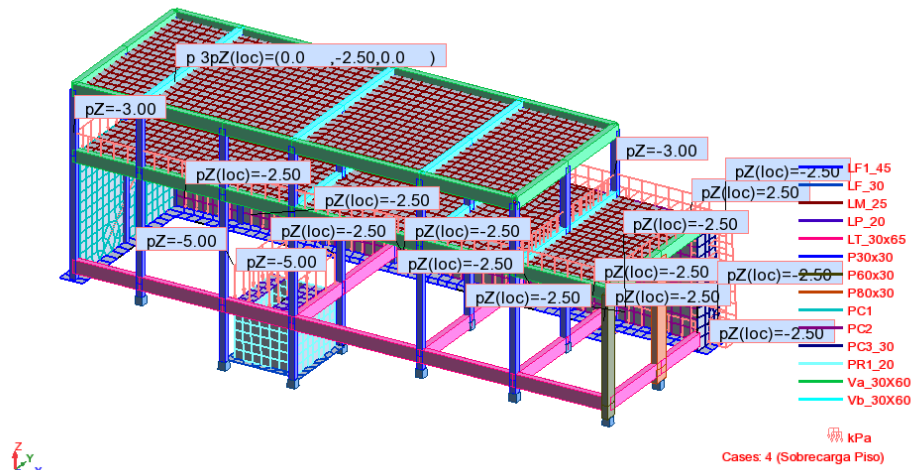


Figura 36 – Ação sobrecarga piso

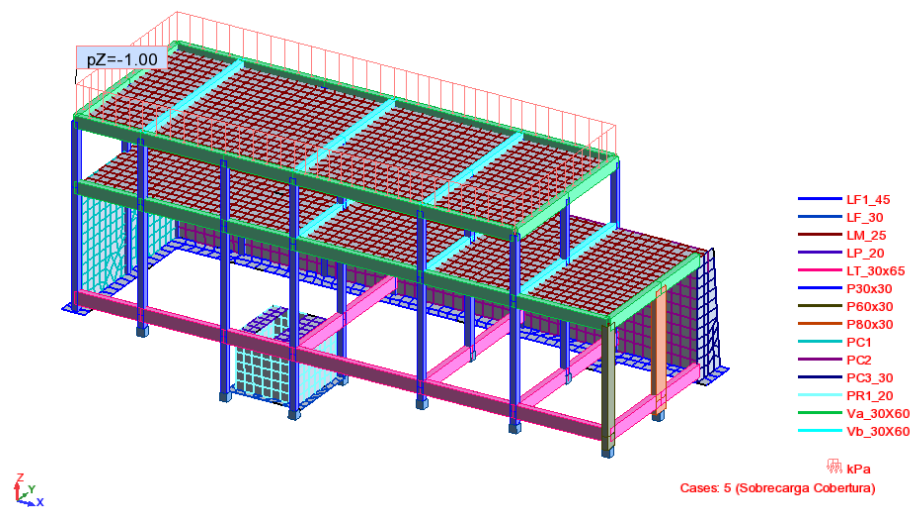


Figura 37 – Ação sobrecarga cobertura

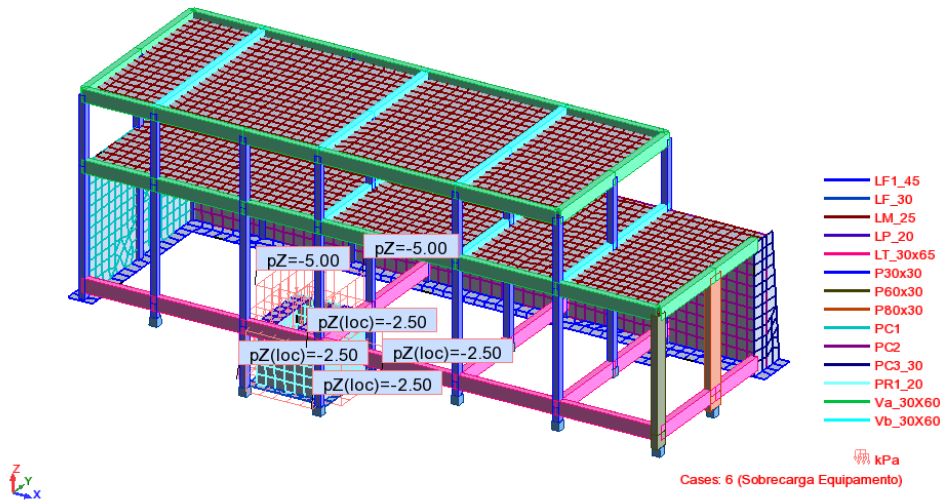


Figura 38 – Ação sobrecarga equipamento

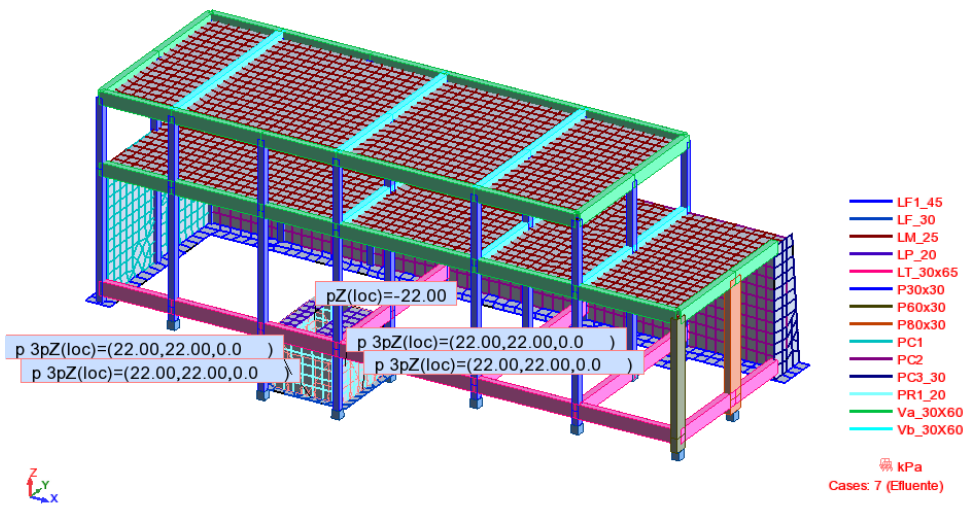


Figura 39 – Ação do líquido no interior

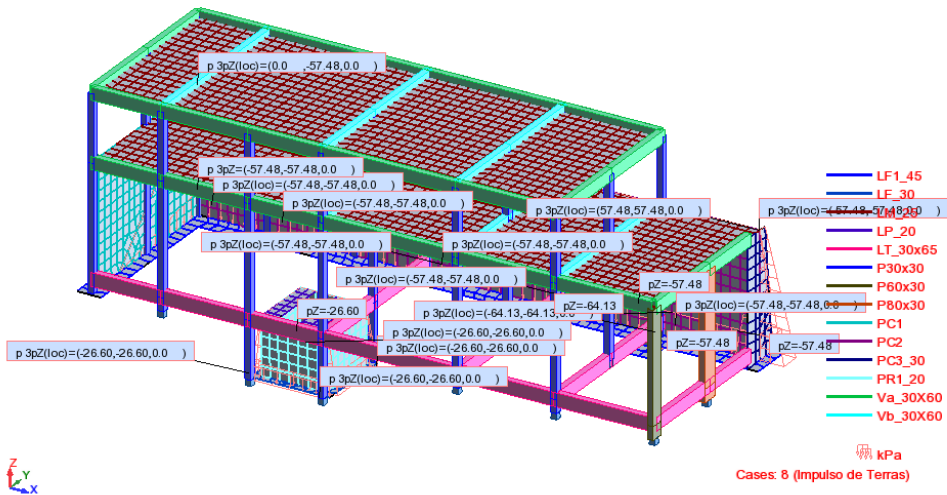


Figura 40 – Ação impulso de terras

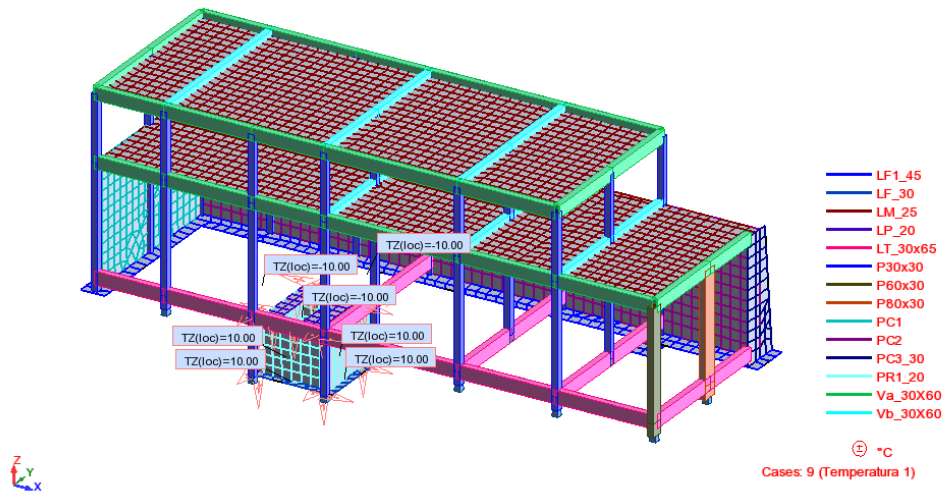


Figura 41 – Ação da temperatura 1

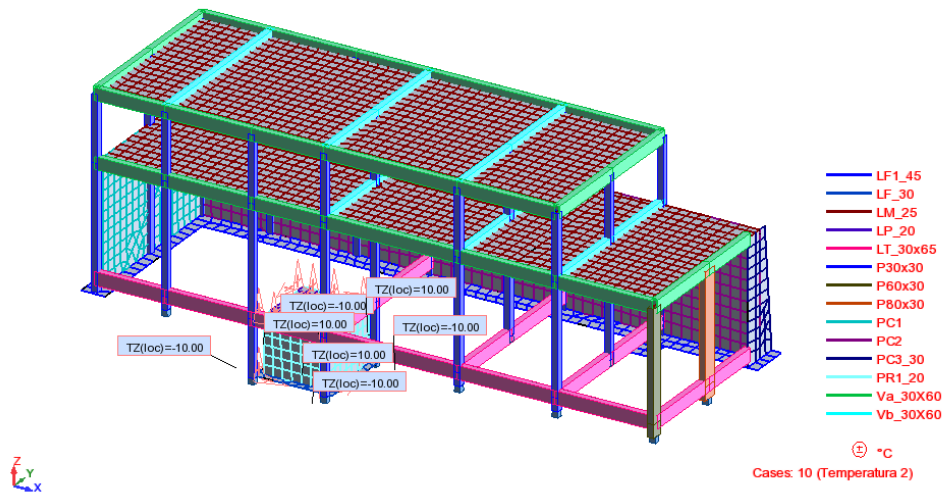


Figura 42 – Ação da temperatura 2

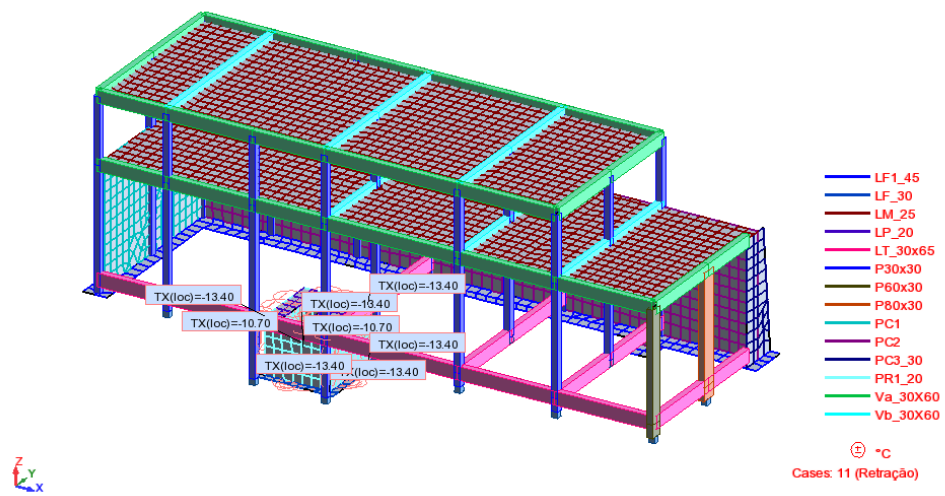


Figura 43 – Ação retração

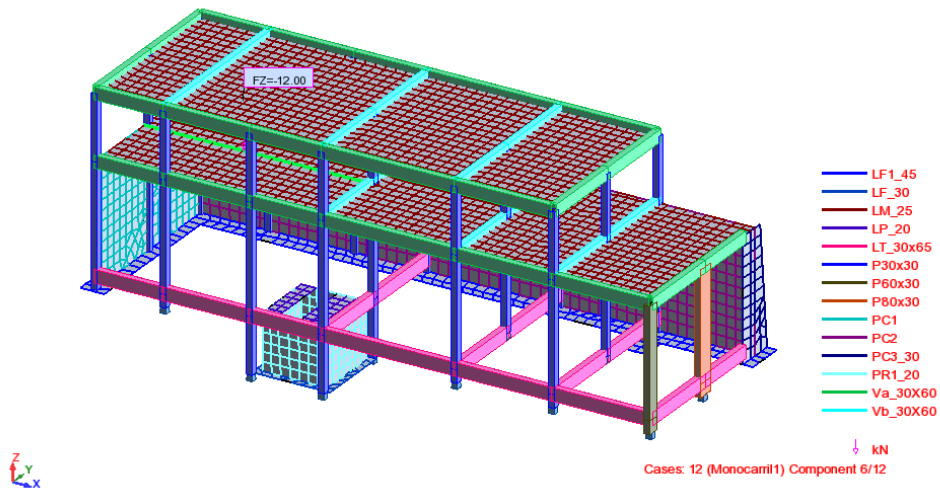


Figura 44 – Ação monocarril 1

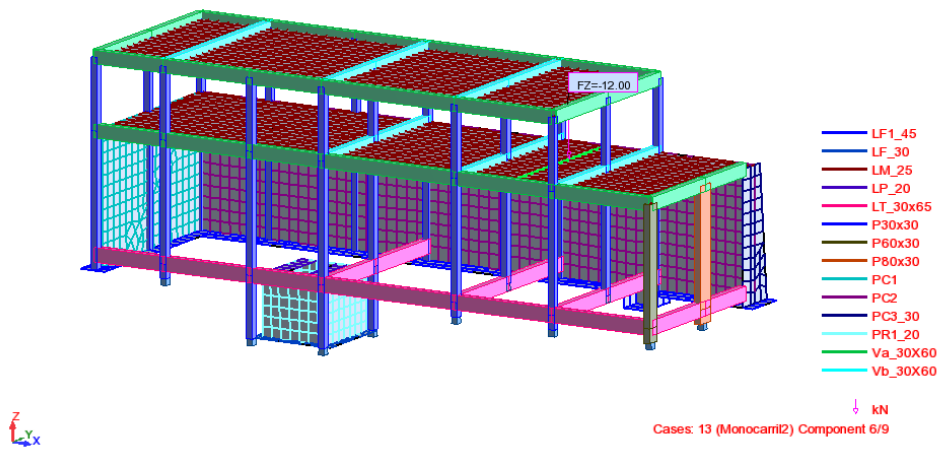


Figura 45 – Ação monocarril 2

#### 7.4.4 PEÇAS DESENHADAS

Do projeto referido fizeram parte 17 peças desenhadas conforme se apresenta no Quadro 34.

*Quadro 34 – Peças desenhadas - Edifício de tratamento de lamas*

EST.1401	Edifício de tratamento de lamas - planta de fundações, piso 0, piso 1, piso 2 (Geometrias)
EST.1402	Edifício de tratamento de lamas – cortes A-A, B-B, C-C, D-D E E-E (Geometrias)
EST.1403	Edifício de tratamento de lamas - quadros de sapatas e pilares e pormenores tipo
EST.1404	Edifício de tratamento de lamas - parede PC1 - alçado, cortes 1-1 e 3-3 (Armaduras)
EST.1405	Edifício de tratamento de lamas - parede PC1 - alçado, cortes 2-2 e 3-3 (Armaduras)
EST.1406	Edifício de tratamento de lamas - parede PC2 - alçado (Armaduras)
EST.1407	Edifício de tratamento de lamas - PC2 - corte 4-4, contraforte e Pormenores (Armaduras)
EST.1408	Edifício de tratamento de lamas - tanque de fossas sépticas (Armaduras)
EST.1409	Edifício de tratamento de lamas - vigas de fundação VF1 A VF5 (Armaduras)
EST.1410	Edifício de tratamento de lamas - viga V1.1 - piso 1 (Armaduras)
EST.1411	Edifício de tratamento de lamas - vigas V2.1, V3.1, V4.1, V5.1 piso 1 (Armaduras)
EST.1412	Edifício de tratamento de lamas - vigas V1.2 e V6.2 piso 2 (Armaduras)
EST.1413	Edifício de tratamento de lamas - vigas V2.2, V3.2, V4.2, V5.2 E V7.2 piso 2 (Armaduras)
EST.1414	Edifício de tratamento de lamas - planta estrutural do piso 1 – Armaduras
EST.1415	Edifício de tratamento de lamas - planta estrutural do piso 1 – Armadura de corte
EST.1416	Edifício de tratamento de lamas - planta estrutural do piso 2 – Armaduras
EST.1417	Edifício de tratamento de lamas - planta estrutural do piso 2 – Armadura de corte

A título de exemplo serão apresentados em anexo alguns desenhos como, EST.1401, EST.1402, EST.1403, EST.1413, EST.1416 e EST.1417.

## 7.5 ESTAÇÃO ELEVATÓRIA INICIAL - OVELHA

A definição da solução estrutural da Estação Elevatória Inicial pertencente à estação de tratamento de águas residuais de Ovelha em Vila Nova, concelho de Amarante, será descrita a seguir.

### 7.5.1 ELEMENTOS BASE

Os elementos que serviram de base à realização do projeto foram os seguintes:

- Projeto elaborado pela Efacec-Engenharia e Sistemas, S.A.;
- Relatórios Geológico-Geotécnicos.

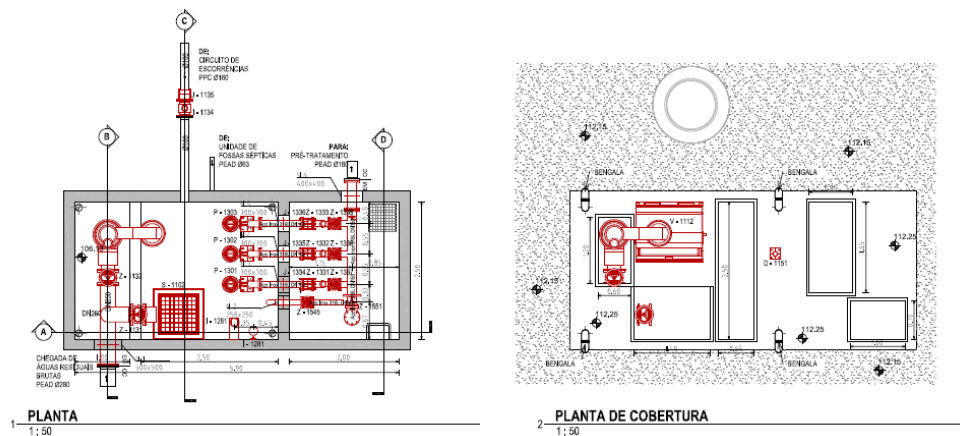


Figura 46 – Plantas

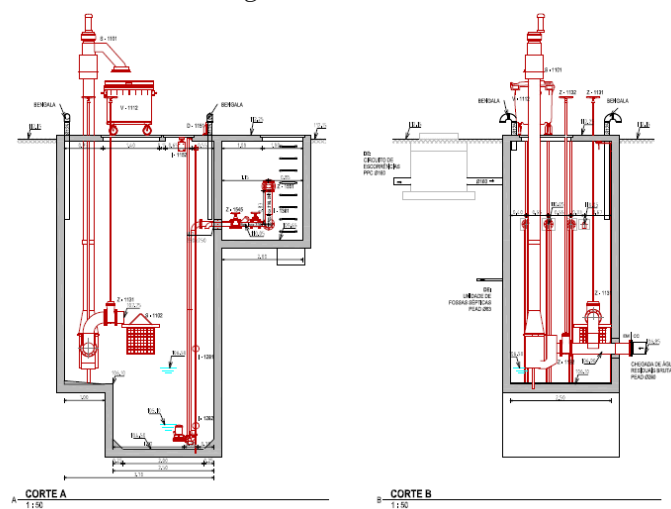


Figura 47 – Cortes A e B

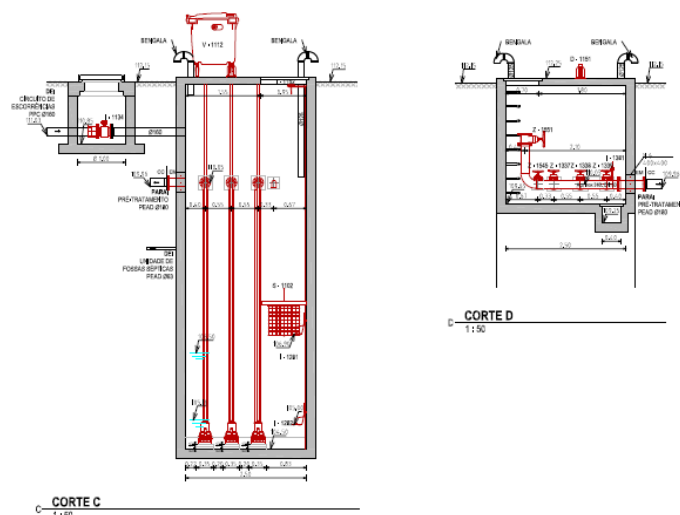


Figura 48 – Cortes C e D

## 7.5.2 CONCEÇÃO ESTRUTURAL

No presente projeto, a solução estrutural proposta para a estação elevatória inicial procurou conciliar os aspetos funcionais com os estruturais, considerando ainda as questões de durabilidade e manutenção do órgão de tratamento.

Relativamente ao tipo de estrutura utilizada para a conceção deste órgão, esta consiste numa estrutura em elementos laminares. De modo a garantir que a estrutura tem um funcionamento monolítico, optou-se por soluções com o máximo de continuidade. Procurou-se respeitar os princípios básicos que garantem um bom comportamento estrutural face a ações horizontais, como a ação sísmica, que neste caso não se verificou ser condicionante. Para os apoios das grades, a instalar na cobertura, foram adotadas três vigas, apoiadas nas paredes, com secção  $0,16 \times 0,30 \text{ m}^2$ .

Atendendo às condicionantes geológicas do local de implantação da estação elevatória inicial, entendeu-se que esta deve ser fundada de modo direto, com recurso ao solo existente, de modo a acautelar problemas de capacidade de carga do solo e de assentamentos que comprometam o seu comportamento e durabilidade. Por isso, a estação elevatória será apoiada no solo existente que deverá garantir uma tensão admissível de  $250 \text{ kPa}$ .

### 7.5.2.1 MATERIAIS E RECOBRIMENTOS

Betão:

Regularização: .....C12/15;X0 (P); Cl1,0; D25; S3

Estrutural:

Lajes Fundo e Paredes.....C35/45; XA2 (P); Cl 0,20; D22; S3

Lajes Topo e Vigas .....C35/45; XC4 (P); Cl 0,40; D22; S3

As armaduras ordinárias a utilizar nos elementos de betão armado são:

Em varão.....Aço A400NR

O recobrimento mínimo das armaduras nos elementos como as lajes de fundo e as paredes da caixa principal será de 40 mm, enquanto na laje de topo e nas vigas se admitiu 30 mm.

### 7.5.2.2 DEFINIÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

Procurou-se atender ao número de ações e combinações consideradas relevantes. No entanto, é conveniente proceder a algumas simplificações de forma a tornar o cálculo eficiente e claro.

Desta forma consideraram-se as seguintes ações.

Ações permanentes

- Peso próprio da estrutura

- Elementos em betão armado:.....25,0  $kN/m^3$

- Outras cargas permanentes

- Efluente, com peso específico de: ..... 11,0  $kN/m^3$

- Restantes cargas permanentes: ..... 1,5  $kN/m^2$

- Enchimentos, com peso específico:.....24,0  $kN/m^3$

- Cargas de equipamentos: quantificadas em função das respetivas características

- Impulsos de terras

Para quantificação dos impulsos de terras (peso específico de  $19 \text{ kN/m}^3$ ) sobre as paredes periféricas são adotados os valores médios dos ângulos de atrito interno ( $30^\circ$ ).

- Retração

Para o cálculo da temperatura equivalente da retração, considera-se para a entrada em serviço da estrutura um período de tempo de 90 dias desde a betonagem.

Exemplo de cálculo para um elemento de 0,20 m de espessura:

Betão	C35/45		<i>ads1</i>	<i>ads2</i>
Cimento	Classe N		4	0,12
<i>fck</i> =	35,00	MPa		
<i>fctm</i> =	3,2	MPa	$\beta_{ds}(t, ts) =$	0,285
<i>fcu</i> =	43	MPa	$\beta_{as}(t, ts) =$	0,8500
			$\beta_{RH}(t, ts) =$	0,7564
<i>Ac</i> =	0,2	(m <sup>2</sup> )	$\epsilon_{cd,0} =$	0,000253
<i>u</i> =	2	(m)	$\epsilon_{cd} =$	0,000091
<i>h0</i> =	200	(mm)	$\epsilon_{ca}(\infty) =$	0,000063
<i>RH</i> =	80	(%)	$\epsilon_{ca} =$	0,000053
<i>ts</i> =	7	dias	$\epsilon_{cs} =$	0,000144
<i>t</i> =	90	dias		
<i>s</i> =	0,25		$\Delta T_{eq} =$	14,4
<i>kh</i> =	0,85			(°C)

Ações variáveis

- Sobrecargas

- Zonas destinadas a circulação na periferia e sobre a estação elevatória de lamas para operações de manutenção: .....  $4,0 \text{ kN/m}^2$

- Zonas destinadas a circulação: .....  $3,0 \text{ kN/m}^2$

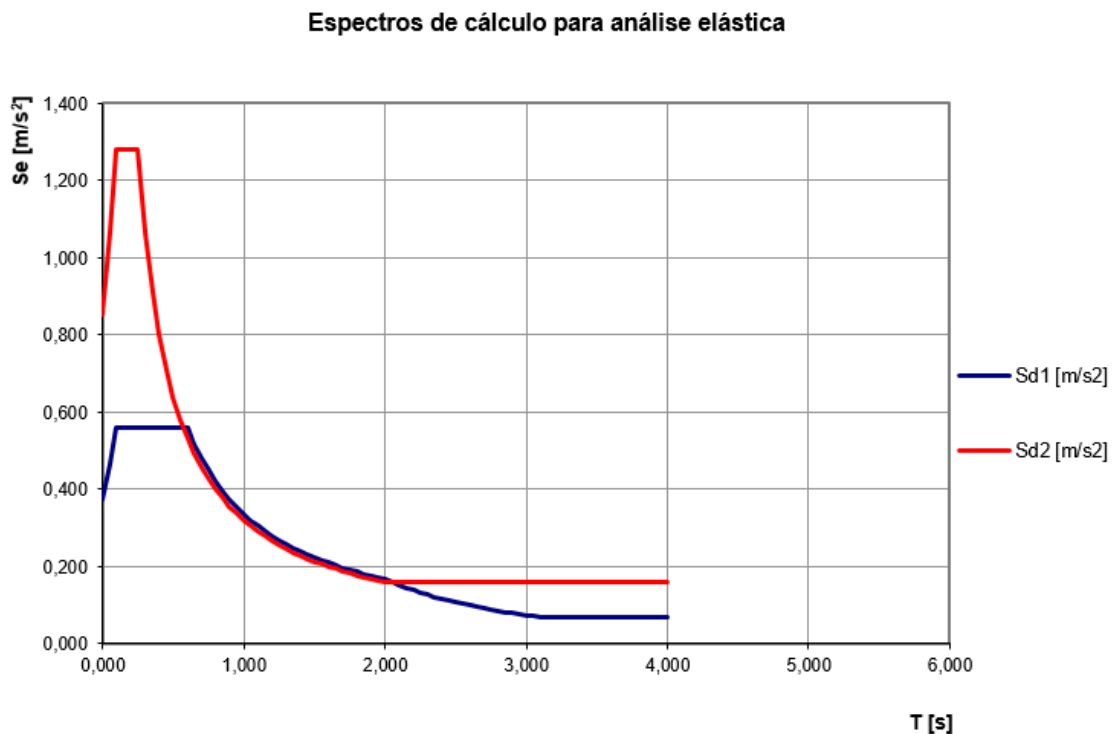
- Temperatura

- Variação diferencial de temperatura de  $\pm 10$  °C.

- Ação do sismo

A quantificação da ação do sismo é baseada no estipulado no EC8, para as zonas sísmicas correspondentes a cada tipo de ação sísmica (1 ou 2) na zona de Amarante e um solo do classe C. A determinação dos efeitos da ação do sismo foi elaborada por método de análise dinâmica, através de cálculo automático, utilizando o método da análise modal. A resposta da estrutura é calculada recorrendo ao método de análise por espectros de resposta para os quais são utilizados os espectros de cálculo apresentados no EC8. De notar ainda que esta ação não se refletiu como sendo a ação em combinação mais gravosa.

A Figura 49 representa o espectro de resposta da ação sísmica a considerar no cálculo.



*Figura 49 – Espectros de cálculo*

- Pressão hidrostática

Nas paredes exteriores e laje fundo são considerados os impulsos hidrostáticos resultantes das águas freáticas e nível de cheia, com peso específico da água de 10,0 kN/m<sup>3</sup>.

<i>Elemento</i>	<i>e (m)</i>	<i>A (m<sup>2</sup>)</i>	<i>n<sup>o</sup></i>	<i>Y (kN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Total(kN)</i>	
<b>Paredes</b>	0,35	18,84	1	25	164,85	
	0,35	5,12	1	25	44,80	
	0,35	24,96	1	25	218,40	
	0,35	5,27	2	25	92,23	
	0,35	19,5	2	25	341,25	
	0,35	8,48	1	25	74,20	
	0,35	5,3	2	25	92,75	
<b>Total</b>					<b>1028,48</b>	
<b>Lajes</b>	<i>e (m)</i>	<i>A (m<sup>2</sup>)</i>	<i>n<sup>o</sup></i>	<i>Y (kN/m<sup>3</sup>)</i>		
	Laje de topo	0,2	8,556		25	42,78
	Laje de fundo 1	0,9	14,44		25	324,90
	Laje de fundo 2	0,9	5,7		25	128,25
	Laje de fundo 3	0,55	10,07		25	138,46
<b>Total</b>					<b>634,39</b>	
Betão de enchimento		<i>A (m<sup>2</sup>)</i>	<i>n<sup>o</sup></i>	<i>Y (kN/m<sup>3</sup>)</i>		
		0,27	1	24	6,48	
<b>Total</b>					<b>6,48</b>	
Terras	<i>h (m)</i>	<i>A (m<sup>2</sup>)</i>		<i>Y (kN/m<sup>3</sup>)</i>		
	1,4	2,5498		9	32,13	
	4,95	1,8598		9	82,85	
	6,55	1,92		9	113,18	
	0,7	1,14		9	7,18	
	4,55	1,14		9	46,68	
	1,15	2,5498		19	55,71	
	1,15	1,8598		19	40,64	
1,15	1,92		19	41,95		
<b>Total</b>					<b>420,33</b>	
<b>Força estabilizadora total</b>					<b>2089,68</b>	

<i>Elemento</i>	<i>e (m)</i>	<i>A (m<sup>2</sup>)</i>	<i>h (m)</i>	<i>Y (kN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Total(kN)</i>
Laje de fundo 1:	0,9	14,4	7,45	10	1075,78
Laje de fundo 2:	0,9	5,7	5,85	10	333,45
Laje de fundo 3:	0,55	10,1	1,95	10	196,37
<b>Força destabilizadora total</b>					<b>1605,60</b>

$$\frac{\text{Força estabilizadora}}{\text{Força destabilizadora}} = \frac{2089,68}{1605,60} = 1,3015 \geq 1,3$$

### 7.5.2.3 COMBINAÇÕES

Quadro 35 – Combinações de ações da Estação Elevatória

	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.	Caso	Coef.
C1_ELU	1	1,35	2	0	3	1,5	4	1,5	5	0	6	1,5	7	0,9	8	0	9	1,5	10	1,35
C2_ELU	1	1,35	2	0	3	1,5	4	1,05	5	0	6	1,05	7	1,5	8	0	9	1,5	10	1,35
C3_ELU	1	1,35	2	1,5	3	1,5	4	1,5	5	0	6	1,5	7	0,9	8	0	9	0	10	0
C4_ELU	1	1,35	2	1,5	3	1,5	4	1,05	5	0	6	1,05	7	1,5	8	0	9	0	10	0
C5_ELU	1	1,35	2	0	3	1,5	4	1,5	5	0	6	1,5	7	0	8	0,9	9	1,5	10	1,35
C6_ELU	1	1,35	2	0	3	1,5	4	1,05	5	0	6	1,05	7	0	8	1,5	9	1,5	10	1,35
C7_ELU	1	1,35	2	1,5	3	1,5	4	1,5	5	0	6	1,5	7	0	8	0,9	9	0	10	0
C8_ELU	1	1,35	2	1,5	3	1,5	4	1,05	5	0	6	1,05	7	0	8	1,5	9	0	10	0
C9_ELU	1	1,35	2	1,5	3	1,5	4	0	5	0	6	0	7	1,5	8	0	9	0	10	0
C10_ELU	1	1,35	2	1,5	3	1,5	4	0	5	0	6	0	7	0	8	1,5	9	0	10	0
C1_ELS	1	1	2	0	3	1	4	0,6	5	0	6	0,6	7	0,3	8	0	9	1	10	1
C2_ELS	1	1	2	0	3	1	4	0,4	5	0	6	0,4	7	0,5	8	0	9	1	10	1
C3_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	5	0	6	0,6	7	0,3	8	0	9	0	10	0
C4_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	5	0	6	0,4	7	0,5	8	0	9	0	10	0
C5_ELS	1	1	2	0	3	1	4	0,6	5	0	6	0,6	7	0	8	0,3	9	1	10	1
C6_ELS	1	1	2	0	3	1	4	0,4	5	0	6	0,4	7	0	8	0,5	9	1	10	1
C7_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	5	0	6	0,6	7	0	8	0,3	9	0	10	0
C8_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	5	0	6	0,4	7	0	8	0,5	9	0	10	0
C9_ELS	1	1	2	0	3	1	4	0,6	5	0	6	0,6	7	1	8	0	9	1	10	1
C10_ELS	1	1	2	0	3	1	4	0,6	5	0	6	0,6	7	1	8	0	9	1	10	1
C11_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	5	0	6	0,6	7	1	8	0	9	0	10	0
C12_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	5	0	6	0,6	7	1	8	0	9	0	10	0
C13_ELS	1	1	2	0	3	1	4	0,6	5	0	6	0,6	7	0	8	1	9	1	10	1
C14_ELS	1	1	2	0	3	1	4	0,6	5	0	6	0,6	7	0	8	1	9	1	10	1
C15_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	5	0	6	0,6	7	0	8	1	9	0	10	0
C16_ELS	1	1	2	1	3	1	4	0,6	5	0	6	0,6	7	0	8	1	9	0	10	0

1-Peso Proprio  
2-Efluente  
3-R.C.P.  
4-Peso equipamento  
5-Retração

6-Sobrecarga  
7-Temperatura 1  
8-Temperatura 2  
9-Impulso de Terras  
10-Pressão Hidroestática

### 7.5.3 MODELO DE CÁLCULO

A estrutura em questão foi analisada através de um programa de cálculo automático, tendo para esse efeito sido concebido um modelo tridimensional de elementos finitos de casca e de barra, como se pode observar na Figura 50.

Os apoios da estrutura foram modelados através de apoios elásticos, de forma a simular a deformabilidade do solo, considerando-se um coeficiente de mola de 25.000 kN/m<sup>3</sup>.

A quantificação da capacidade resistente de secções de betão armado foi efetuada com recurso a rotinas de cálculo automático baseadas nos princípios da “Resistência dos Materiais” e da “Teoria das Estruturas”.

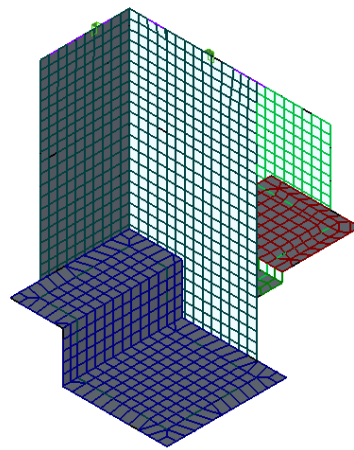
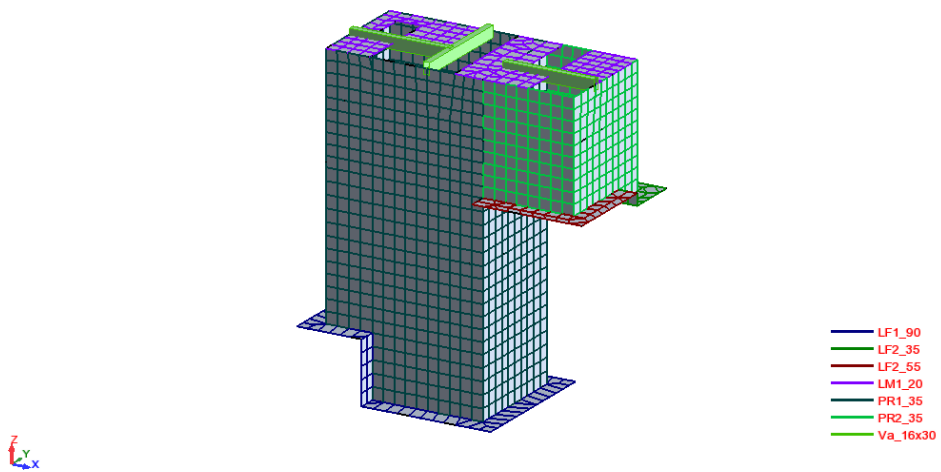


Figura 50 – Modelo numérico da estação elevatória

## Ações

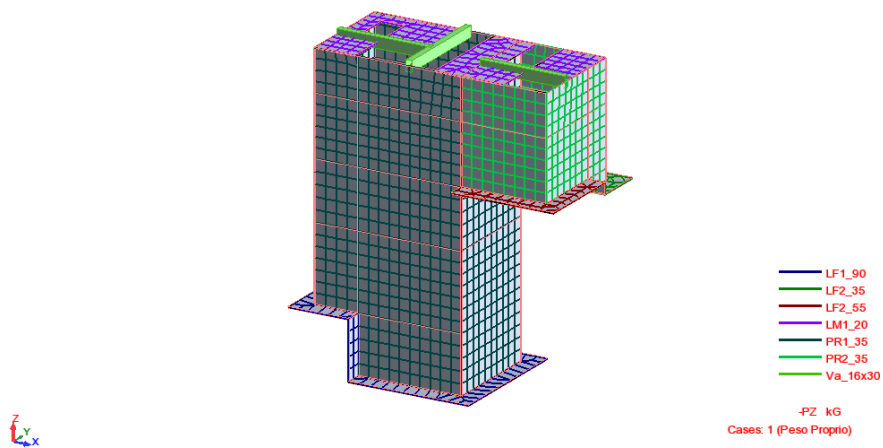


Figura 51 – Ação peso próprio



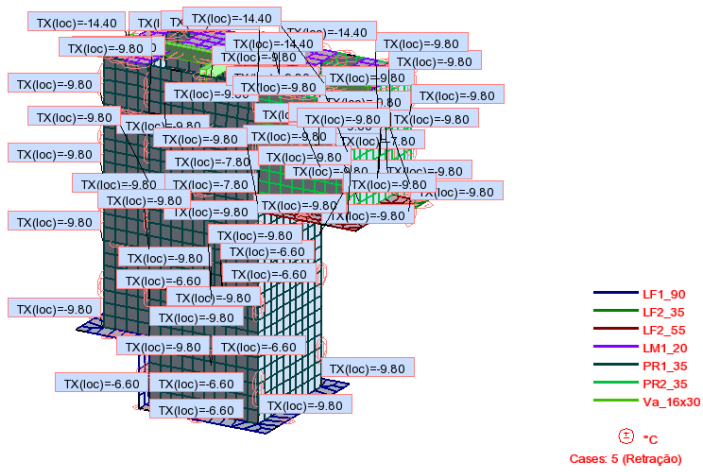


Figura 55 – Ação retração

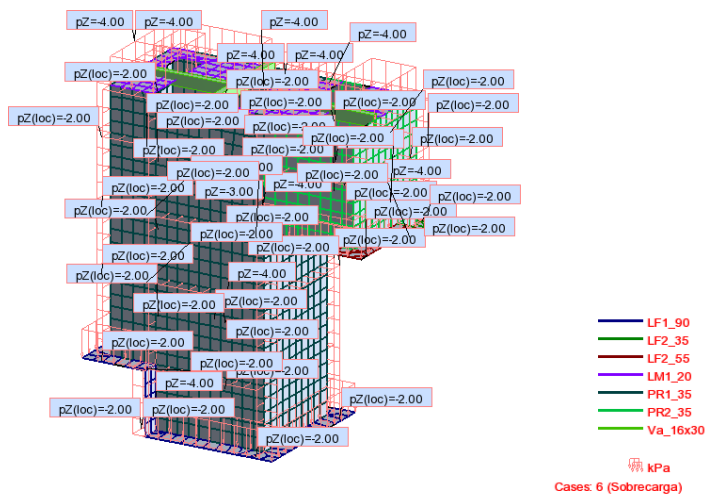


Figura 56 – Ação sobrecarga

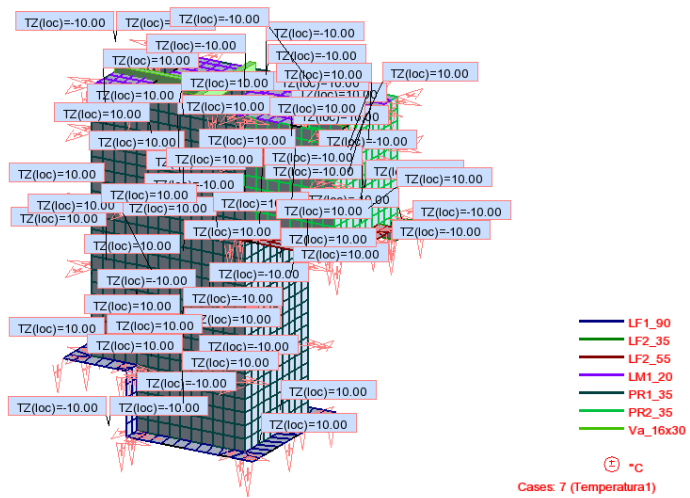


Figura 57 – Ação da temperatura 1

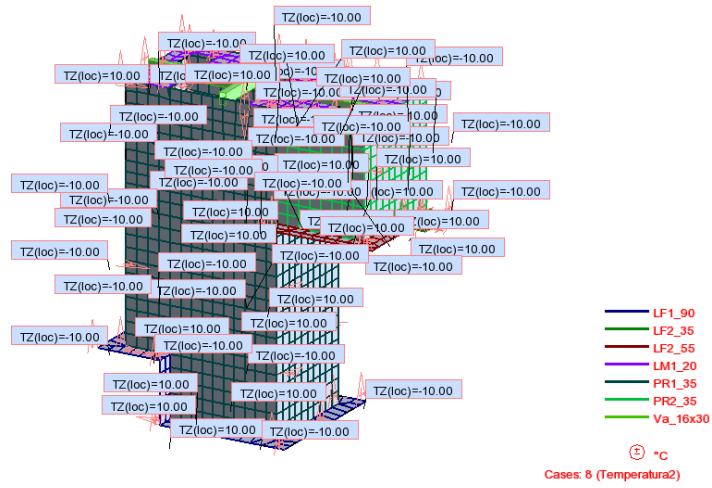


Figura 58 – Ação da temperatura 2

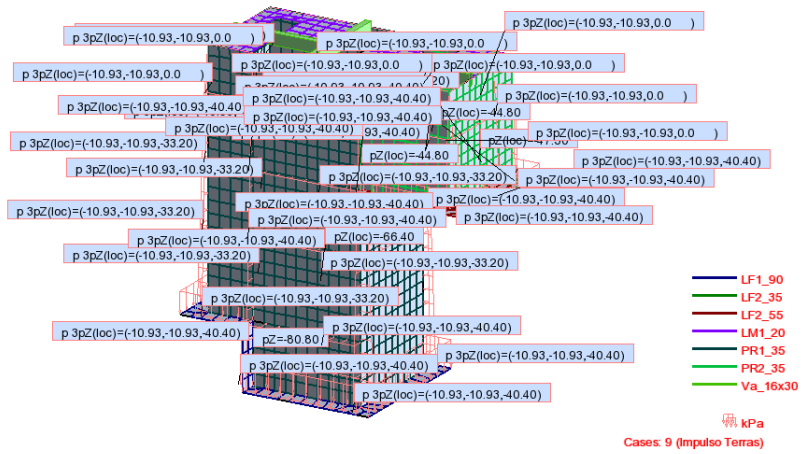


Figura 59 – Ação impulso de terras

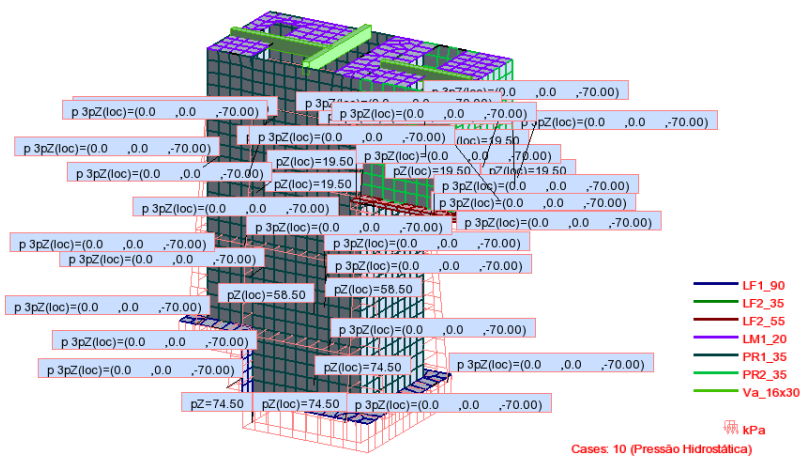


Figura 60 – Ação da pressão hidrostática.

#### 7.5.4 PEÇAS DESENHADAS

Do projeto referido fizeram parte 3 peças desenhadas conforme se apresenta no Quadro 36.

*Quadro 36 – Peças desenhadas – Espessador Gravítico*

EST.0101	E. ELEVATÓRIA INICIAL - PLANTAS E CORTES (Geometrias)
EST.0102	E. ELEVATÓRIA INICIAL - ALÇADOS PAREDES (Armaduras)
EST.0103	E. ELEVATÓRIA INICIAL - CORTES E PORMENORES (Armaduras)

As referidas peças desenhadas serão apresentadas em anexo ao documento.

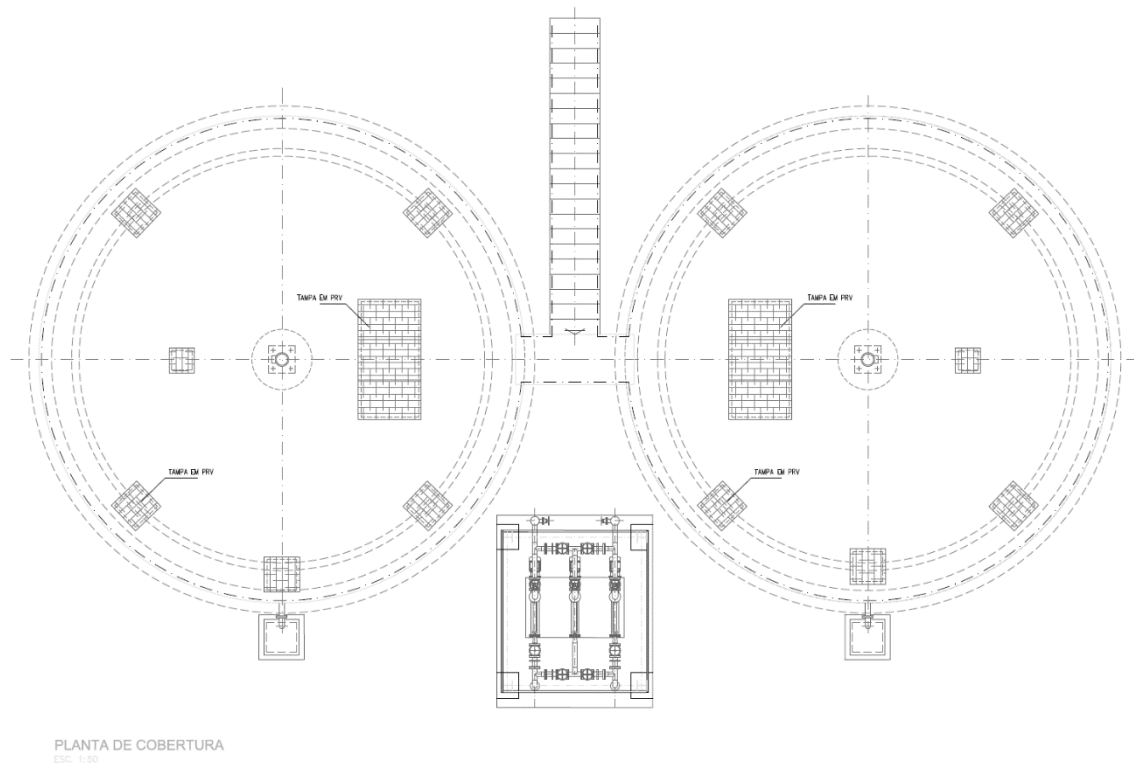
## 7.6 ESPESSADOR GRAVÍTICO – ESPOSENDE

A solução estrutural do Espessador Gravítico a construir no âmbito da empreitada de conceção/construção e exploração da estação de tratamento de águas residuais de Esposende será apresentada a seguir.

### 7.6.1 ELEMENTOS BASE

Os elementos que serviram de base à realização do projeto foram os seguintes:

- Projeto elaborado pela Weber – Ingénieure GMBH;
- Relatórios Geológico-Geotécnicos.



*Figura 61 – Planta da cobertura*

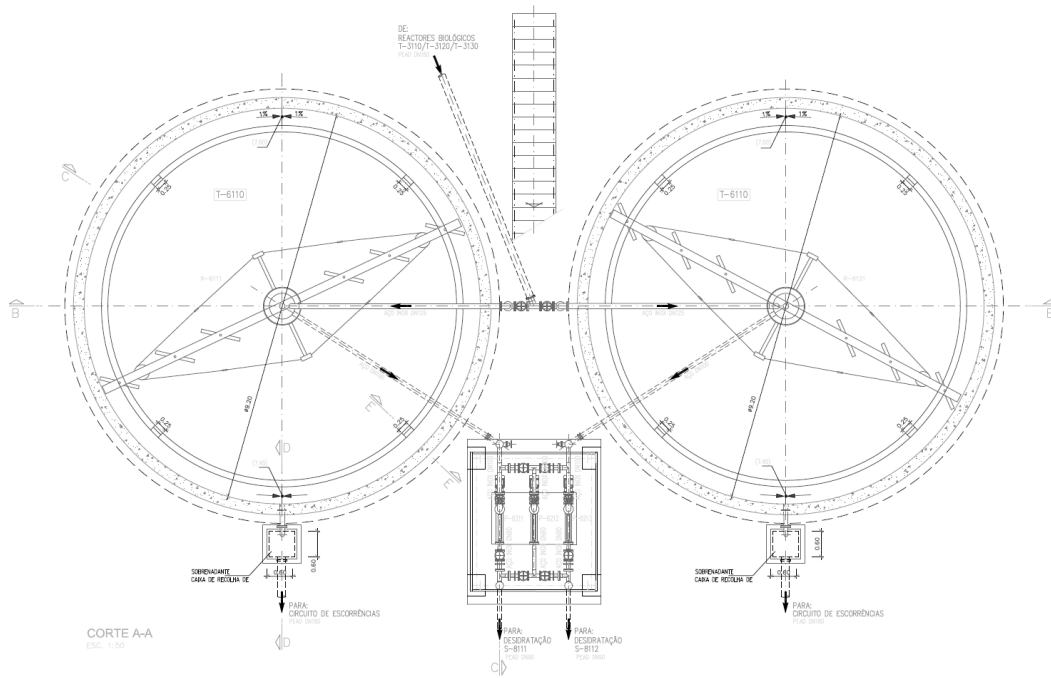


Figura 62 – Corte A-A

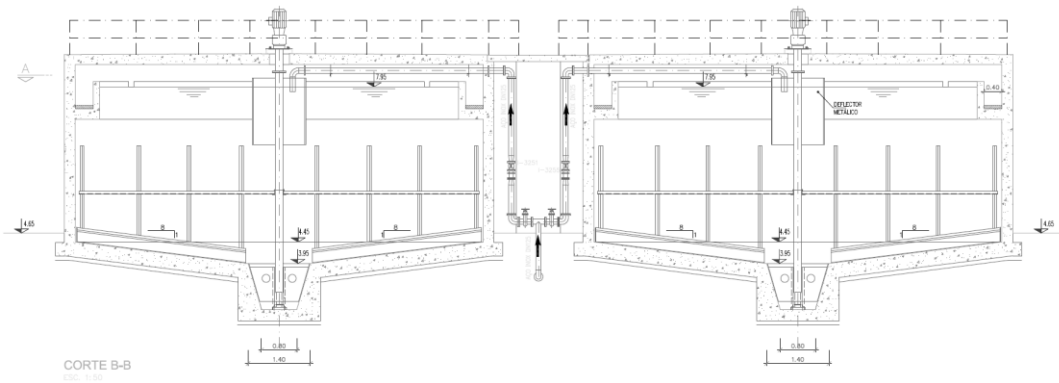


Figura 63 – Corte B-B

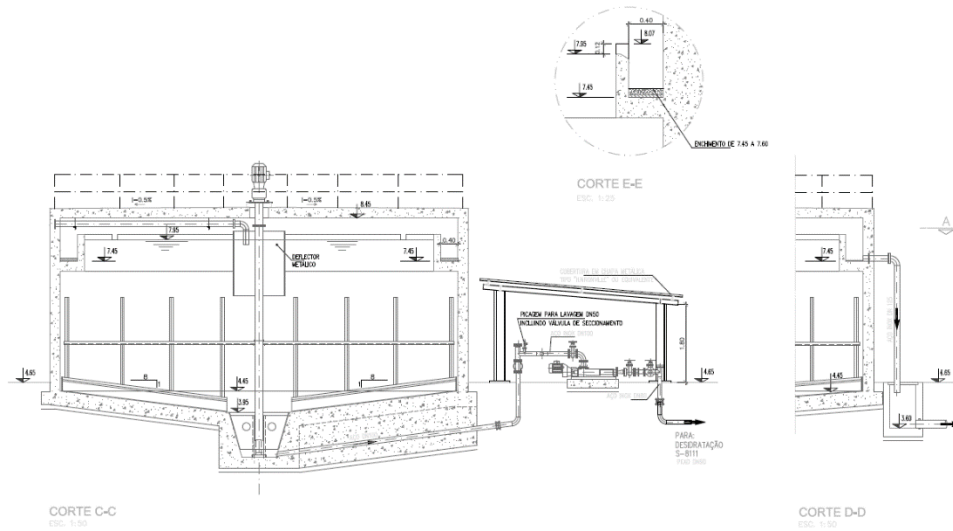


Figura 64 – Cortes C-C, D-D e E-E

## 7.6.2 CONCEÇÃO ESTRUTURAL

A solução estrutural proposta para o órgão procurou conciliar os aspetos funcionais com os aspetos estruturais. Foram ainda consideradas as questões de durabilidade e manutenção da unidade, assim como os aspetos relativos à sua flexibilidade, no sentido de se adaptar a intervenções estruturais mínimas com alterações funcionais no futuro.

Relativamente à estrutura idealizada para a conceção do órgão, esta é constituída por elementos laminares, que englobam paredes e lajes. O órgão é constituído por dois edifícios em betão armado de planta circular com 9,60 m de diâmetro, 4 m de altura e cobertura.

As paredes, de 0,25 m de espessura, são calculadas em continuidade com a laje de fundo de 0,35 m. A cobertura é uma laje maciça de espessura variável (0,23 m a 0,25 m) e simplesmente apoiada nas paredes.

A par deste órgão será executada uma laje de escadas que dará acesso à parte superior do espessador. Deste órgão fará também parte uma laje de fundo, para equipamentos, na qual se inclui um telheiro em estrutura metálica porticada composta por perfis de aço, pilares, vigas e madres que servirão de suporte à chapa da cobertura. As vigas e pilares do telheiro foram modelados através de elementos de barra, sendo que a cobertura foi considerada isolada de uma vertente.

De modo a garantir que o órgão tenha um funcionamento monolítico e apresente uma distribuição mais uniforme e equilibrada dos esforços, optou-se por soluções com o máximo de continuidade.

Atendendo às condicionantes geológicas do local de implantação do espessador gravítico, entendeu-se assim que este deve ser fundado de modo direto, com recurso ao solo existente, de modo a acautelar problemas de capacidade de carga do solo e de assentamentos que comprometam o seu comportamento. Por isso, será apoiado no solo existente que deverá garantir uma tensão admissível de 150 kPa.

### 7.6.2.1 MATERIAIS E RECOBRIMENTOS

Betão:

Regularização:..... C12/15;X0 (P); C11,0; D25; S3

Estrutural:

Paredes do órgão em contacto com o efluente ..... C35/45; XA2 (P); C1 0,20; D22; S3

Lajes do órgão em contacto com o efluente ..... C35/45; XA2 (P); C1 0,20; D22; S3

Lajes maciças sem contacto com o efluente ..... C35/45; XA2 (P); C1 0,20; D22; S3

Laje, pilar, vigas e sapata das escadas..... C30/37; XC4 (P); C1 0,40; D22; S3

Laje do telheiro ..... C30/37; XC4 (P); C1 0,40; D22; S3

As armaduras ordinárias a utilizar nos elementos de betão armado são:

Em varão ..... Aço A400NR

O recobrimento mínimo das armaduras nos elementos como as lajes (escadas, telheiro e órgão) e as paredes será de 40 mm, nos pilares e vigas admitiu-se 35 mm. As sapatas terão um recobrimento mínimo de 50 mm.

### 7.6.2.2 DEFINIÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

Procurou-se atender ao número de ações e combinações consideradas relevantes. No entanto, é conveniente proceder a algumas simplificações de forma a tornar o cálculo eficiente e claro.

Desta forma consideraram-se as seguintes ações.

Ações permanentes

- Peso próprio da estrutura

- Elementos em betão armado: ..... 25,0  $kN/m^3$

- Chapa de cobertura: ..... 0,10  $kN/m^2$

- Outras cargas permanentes

- Efluente, com peso específico de: ..... 11,0  $kN/m^3$

- Restantes cargas permanentes: ..... 1,5  $kN/m^2$

- Restantes cargas permanentes do telheiro: ..... 0,15  $kN/m^2$

- Enchimentos, com peso específico: ..... 24,0  $kN/m^3$

- Cargas de equipamentos: quantificadas em função das respectivas características

- Impulsos de terras

Para quantificação dos impulsos de terras (peso específico de 20  $kN/m^3$ ) sobre as paredes periféricas são adotados os valores médios dos ângulos de atrito interno ( $30^\circ$ ).

- Temperatura

Variação diferencial de temperatura de  $\pm 10^\circ C$ .

- Retração

Para o cálculo da temperatura equivalente da retração, considera-se para a entrada em serviço da estrutura um período de tempo de 90 dias desde a betonagem.

Exemplo de cálculo para um elemento de 0,25 m de espessura:

Betão	C35/45		ads1	ads2
Cimento	Classe N		4	0,12
$f_{ck} =$	35,00	MPa		
$f_{ctm} =$	3,2	MPa	$\beta_{ds}(t, ts) =$	0,344
$f_{cm} =$	43	MPa	$\beta_{as}(t, ts) =$	0,8500
			$\beta_{RH}(t, ts) =$	0,7564
$A_c =$	0,25	( $m^2$ )	$\epsilon_{cd,0} =$	0,000253
$u =$	2	( $m$ )	$\epsilon_{cd} =$	0,000070
$h_0 =$	250	( $mm$ )	$\epsilon_{ca}(\infty) =$	0,000063
$RH =$	80	(%)	$\epsilon_{ca} =$	0,000053
$ts =$	7	dias	$\epsilon_{cs} =$	0,000123
$t =$	90	dias		
$s =$	0,25		$\Delta T_{eq} =$	12,3
$kh =$	0,80			( $^\circ C$ )

## Ações Variáveis

- Sobrecargas

- Zonas destinadas a circulação na periferia:.....  $5,0 \text{ kN/m}^2$

- Zonas destinadas a circulação: .....  $3,0 \text{ kN/m}^2$

- Cobertura do telheiro:.....  $0,3 \text{ kN/m}^2$

- Ação do sismo

A quantificação da ação do sismo é baseada no estipulado no EC8, para as zonas sísmicas correspondentes a cada tipo de ação sísmica (1 ou 2) na zona de Esposende e um solo do classe C. A determinação dos efeitos da ação do sismo foi elaborada por método de análise dinâmica, através de cálculo automático, utilizando o método da análise modal. A resposta da estrutura é calculada recorrendo ao método de análise por espectros de resposta para os quais são utilizados os espectros de cálculo apresentados no EC8. De notar ainda que esta ação não se refletiu como sendo a ação em combinação mais gravosa.

A Figura 65 mostra o espectro de resposta representativo da ação sísmica considerada no cálculo.

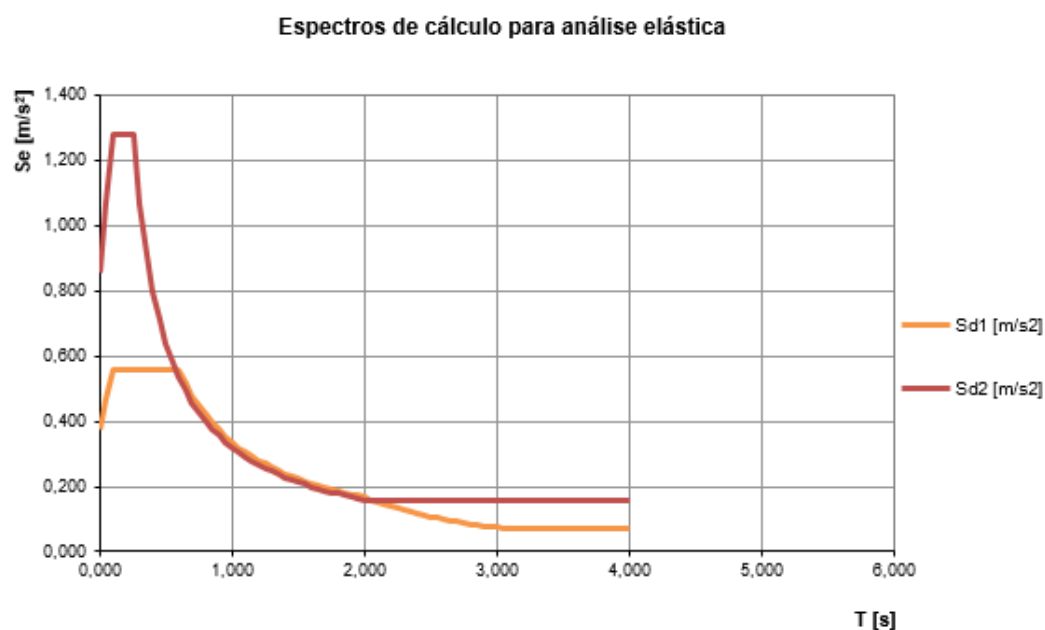


Figura 65 – Espectros de cálculo

### 7.6.2.3 COMBINAÇÕES

Quadro 37 – Combinações de ações do Espessador Gravítico

Combinations	Name	Comb type	PP	Coeff.	Liq.	Coeff.	Peso Eq.	Coeff.	RCP	Coeff.	Sobrecarga	Coeff.	Temp1	Coeff.	Temp2	Coeff.	Terras	Coeff.
10 (C)	ELU_1	ULS	1	1.35	2	0	3	1.5	4	1.5	5	1.05	6	1.5	7	0	8	1.5
11 (C)	ELU_2	ULS	1	1.35	2	0	3	1.5	4	1.5	5	1.05	6	0	7	1.5	8	1.5
12 (C)	ELU_3	ULS	1	1.35	2	0	3	1.5	4	1.5	5	1.5	6	0.9	7	0	8	1.5
13 (C)	ELU_4	ULS	1	1.35	2	0	3	1.5	4	1.5	5	1.5	6	0	7	0.9	8	1.5
14 (C)	ELU_5	ULS	1	1.35	2	1.35	3	1.5	4	1.5	5	1.5	6	0.9	7	0	8	1.5
15 (C)	ELU_6	ULS	1	1.35	2	1.35	3	1.5	4	1.5	5	1.5	6	0	7	0.9	8	1.5
16 (C)	ELU_7	ULS	1	1.35	2	1.35	3	1.5	4	1.5	5	1.05	6	1.5	7	0	8	1.5
17 (C)	ELU_8	ULS	1	1.35	2	1.35	3	1.5	4	1.5	5	1.05	6	0	7	1.5	8	1.5
18 (C)	ELU_9	ULS	1	1.35	2	1.35	3	1.5	4	1.5	5	1.5	6	0.9	7	0	8	0
19 (C)	ELU_10	ULS	1	1.35	2	1.35	3	1.5	4	1.5	5	1.5	6	0	7	0.9	8	0
20 (C)	ELU_11	ULS	1	1.35	2	1.35	3	1.5	4	1.5	5	1.05	6	1.5	7	0	8	0
21 (C)	ELU_12	ULS	1	1.35	2	1.35	3	1.5	4	1.5	5	1.05	6	0	7	1.5	8	0
22 (C)	ELS_1	SLS	1	1	2	0	3	1	4	1	5	0.6	6	1	7	0	8	1
23 (C)	ELS_2	SLS	1	1	2	0	3	1	4	1	5	0.6	6	0	7	1	8	1
24 (C)	ELS_3	SLS	1	1	2	0	3	1	4	1	5	1	6	0.5	7	0	8	1
25 (C)	ELS_4	SLS	1	1	2	0	3	1	4	1	5	1	6	0	7	0.5	8	1
26 (C)	ELS_5	SLS	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	0.5	7	0	8	1
27 (C)	ELS_6	SLS	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	0	7	0.5	8	1
28 (C)	ELS_7	SLS	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0.6	6	1	7	0	8	1
29 (C)	ELS_8	SLS	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0.6	6	0	7	1	8	1
30 (C)	ELS_9	SLS	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	0.5	7	0	8	0
31 (C)	ELS_10	SLS	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	0	7	0.5	8	0
32 (C)	ELS_11	SLS	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0.6	6	1	7	0	8	0
33 (C)	ELS_12	SLS	1	1	2	1	3	1	4	1	5	0.6	6	0	7	1	8	0

### 7.6.3 MODELO DE CÁLCULO

A estrutura em questão foi analisada num programa de cálculo estrutural automático, onde foi concebido um modelo tridimensional de elementos finitos de casca, para simular as lajes e paredes, e de barra para representar as vigas e pilares do telheiro. Para complementar o estudo, foram criados modelos parciais de zonas específicas, também com recurso ao mesmo programa, com o objetivo de validação e detalhe do modelo global, apresentado de seguida. Os apoios da estrutura foram modelados através de apoios elásticos, de forma a simular a deformabilidade do solo, considerando-se um coeficiente de mola de 15.000 kN/m<sup>3</sup>.

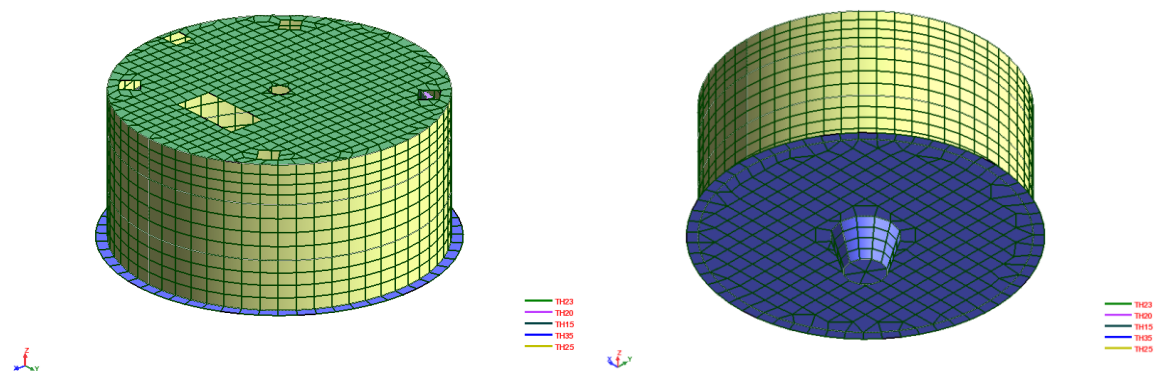


Figura 66 – Modelo numérico do espessador

# Ações

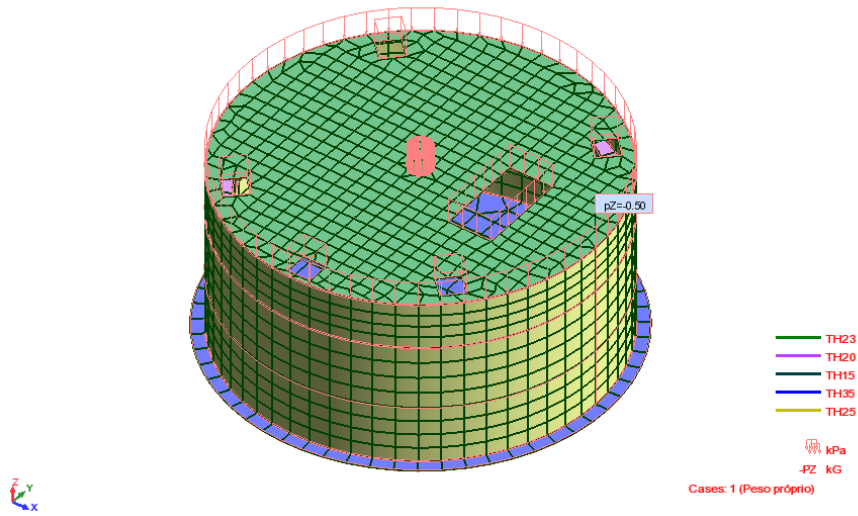


Figura 67 – Ação peso próprio

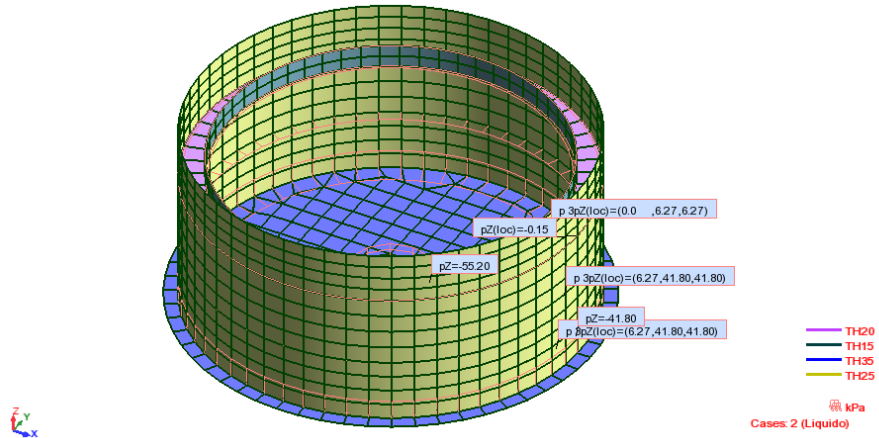


Figura 68 – Ação efluente

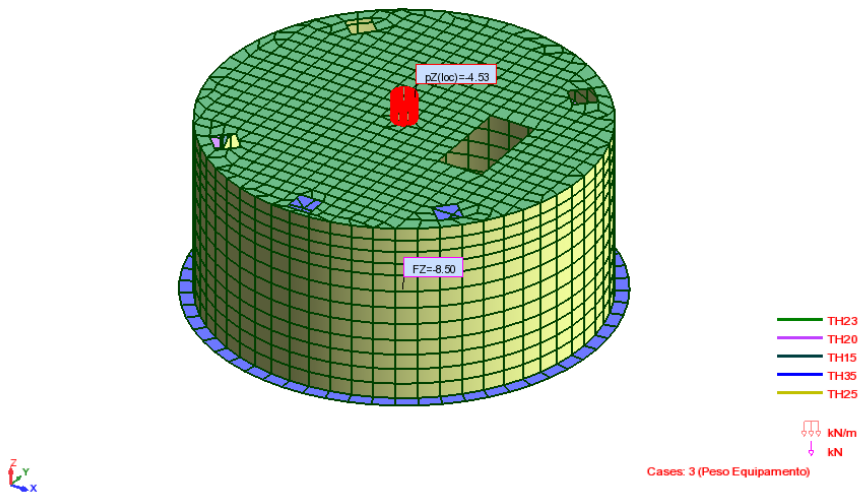


Figura 69 – Ação peso do equipamento

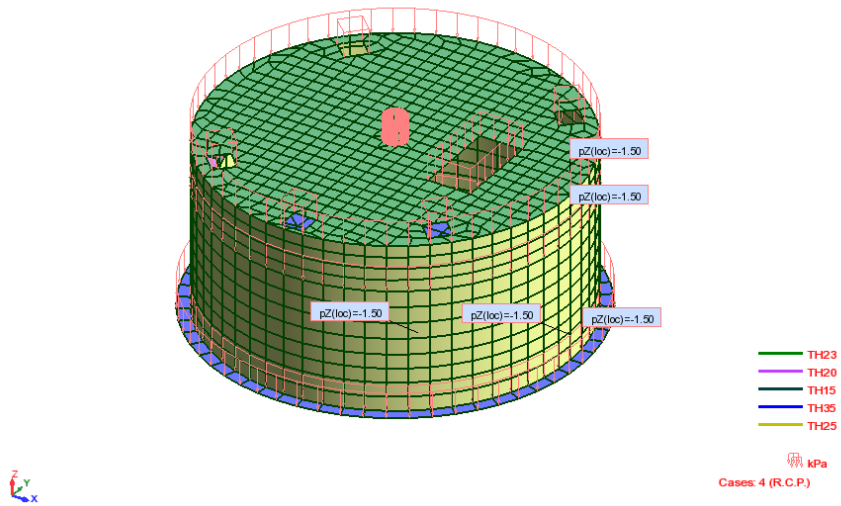


Figura 70 – Ação restante carga permanente

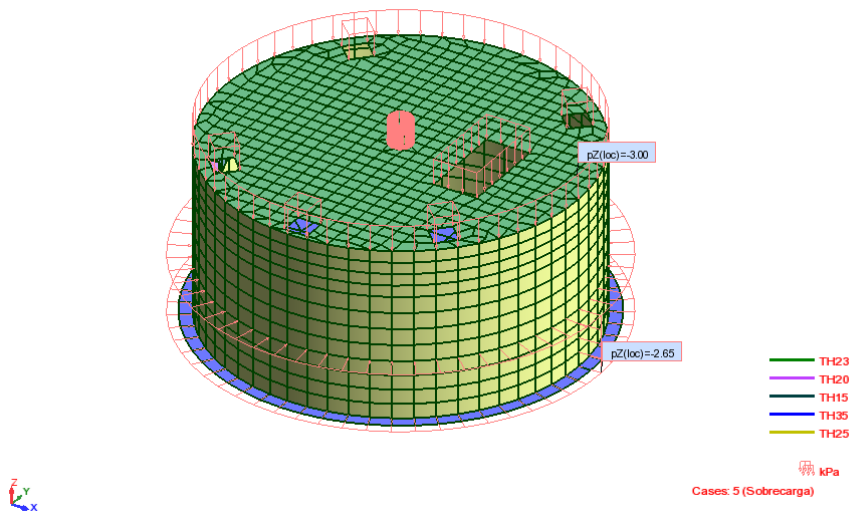


Figura 71 – Ação sobrecarga

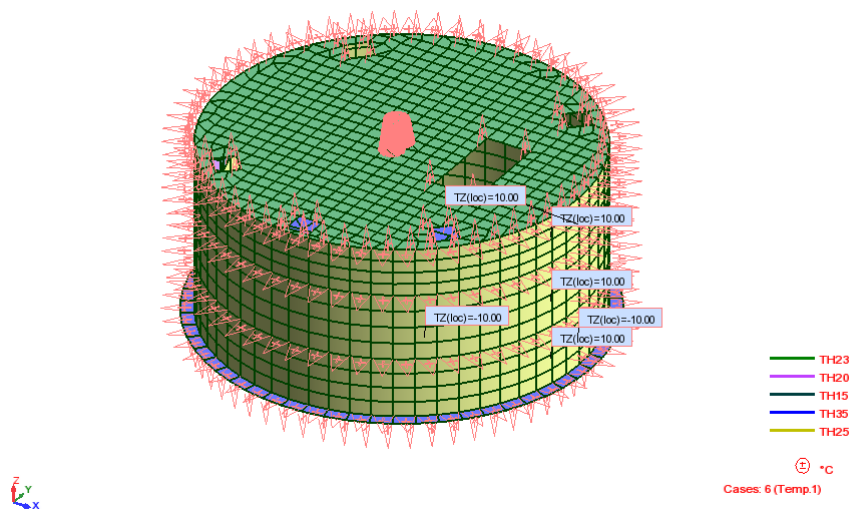


Figura 72 – Ação da temperatura 1

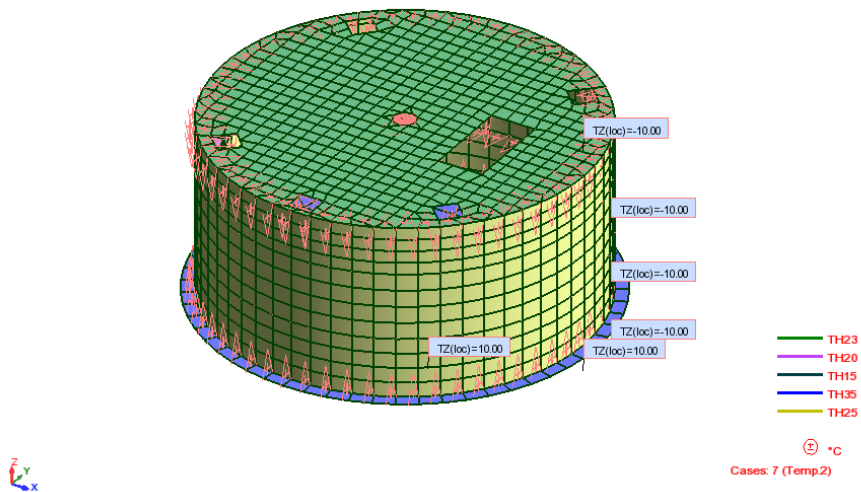


Figura 73 – Ação da temperatura 2

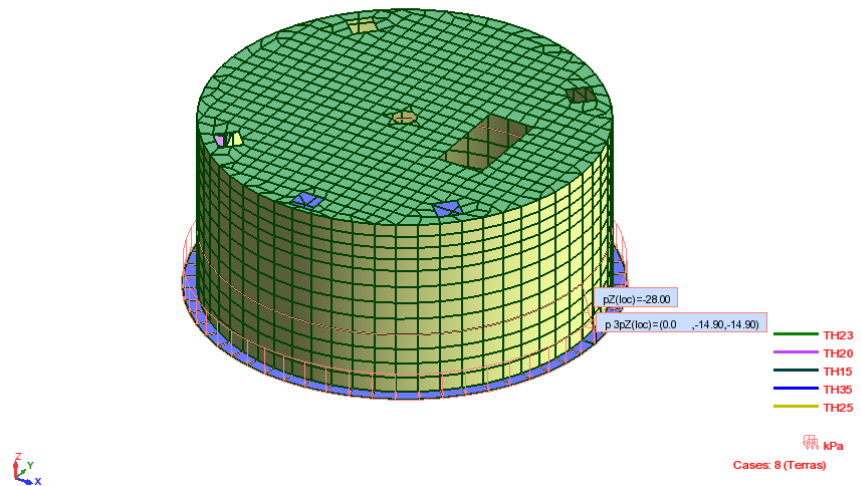


Figura 74 – Ação impulso de terras

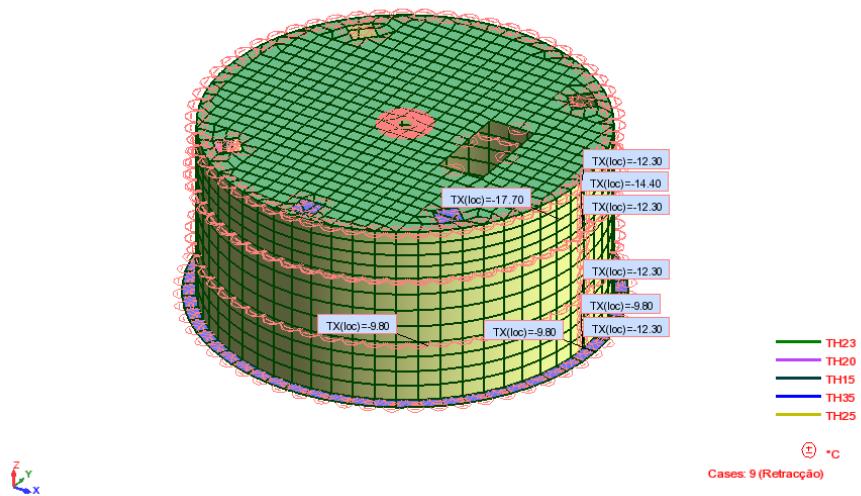


Figura 75 – Ação retração

## 7.6.4 PEÇAS DESENHADAS

Do projeto referido fizeram parte 9 peças desenhadas conforme se apresenta no Quadro 38.

*Quadro 38 – Peças desenhadas – Espessador Gravítico*

13050.05.D.PE.101.00	PLANTA DE FUNDAÇÕES - COTA 4,75 PLANTA - VISTA SUPERIOR
13050.05.D.PE.201.00	CORTES A-A, B-B e C-C
13050.05.D.PE.301.00	LAJE LF1 - ARMADURA INFERIOR E SUPERIOR
13050.05.D.PE.302.00	LAJE LM2 - ARMADURA INFERIOR E SUPERIOR
13050.05.D.PE.401.00	CORTE B-B - ARMADURAS PORMENORES DE LIGAÇÃO
13050.05.D.PE.402.00	PORMENORES DE BETÃO ARMADO PORMENOR DE SOLUÇÃO DE ATERRO
13050.05.D.PE.403.00	CORTE A-A - ARMADURAS
13050.05.D.PE.404.00	CORTE HORIZONTAL - CORTE 1-1 ARMADURAS
13050.05.D.PE.405.00	CORTE HORIZONTAL - CORTE 2-2 ARMADURAS

A título de exemplo serão apresentados em anexo ao documento alguns desenhos como:

13050.05.D.PE.101.00

13050.05.D.PE.201.00

13050.05.D.PE.301.00

13050.05.D.PE.403.00

## **CAPÍTULO VIII – VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA**

### **8.1 INTRODUÇÃO**

Na verificação da segurança dos elementos estruturais foram adotadas as regulamentações e normas em vigor referidas no CAPÍTULO VI – METODOLOGIA DE CÁLCULO.

Com vista ao dimensionamento dos diversos elementos estruturais foram considerados os esforços correspondentes às combinações de estados limites mais gravosas.

### **8.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS**

A quantidade de armadura a considerar, para verificar a segurança, é a situação mais corrente que se encara depois de ser feita a análise estrutural, de avaliar a distribuição de esforços atuantes e de definir a geometria e os materiais da secção.

O dimensionamento dos vários elementos de betão armado foi realizado de acordo com o definido no Eurocódigo 2 (NP EN 1992-1-1). Para os valores de cálculo dos esforços axiais, de flexão (simples, composta ou desviada), esforço transversal, torção e punção, a capacidade resistente das secções foi determinada de acordo com as formulações que a norma indica.

#### **8.2.1 RESISTÊNCIA À FLEXÃO**

O esforço de flexão é resultante da ação de carregamentos que tendem a deformar um elemento e que geram uma distribuição de tensões no seu interior.

Segundo a norma NP EN 1992-1-1 2010 os momentos flectores obtidos podem ser redistribuídos desde que a distribuição de momentos daí resultante continue a equilibrar as cargas aplicadas.

Nos casos das vigas e das lajes contínuas, uma vez que estão solicitadas à flexão, os esforços podem ser redistribuídos sem uma verificação explícita da capacidade de rotação, desde que:

$$\delta \geq k_1 + k_2 \cdot \frac{x_u}{d} \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (65)$$

$$k_1 = 0,44 \quad k_2 = 1,25 \cdot \left( 0,6 + \frac{0,0014}{\varepsilon_{cu2}} \right) \quad (66)$$

$$\varepsilon_{cu2} = 3,5\text{‰} \quad (67)$$

Em que:

$\delta$  - Relação entre o momento após a redistribuição e o momento fletor elástico;

$x_u$  - Profundidade do eixo neutro no estado limite último após a redistribuição;

$d$  - Altura útil da secção.

$$M_{Ed \text{ após distribuição}} \geq \delta \times M_{Ed \text{ antes distribuição}} \quad (68)$$

Depois de analisar os esforços obtidos e da sua redistribuição é feito o dimensionamento admitindo inicialmente que a armadura se encontra em cedência, para isso é necessário que se verifique a seguinte relação:

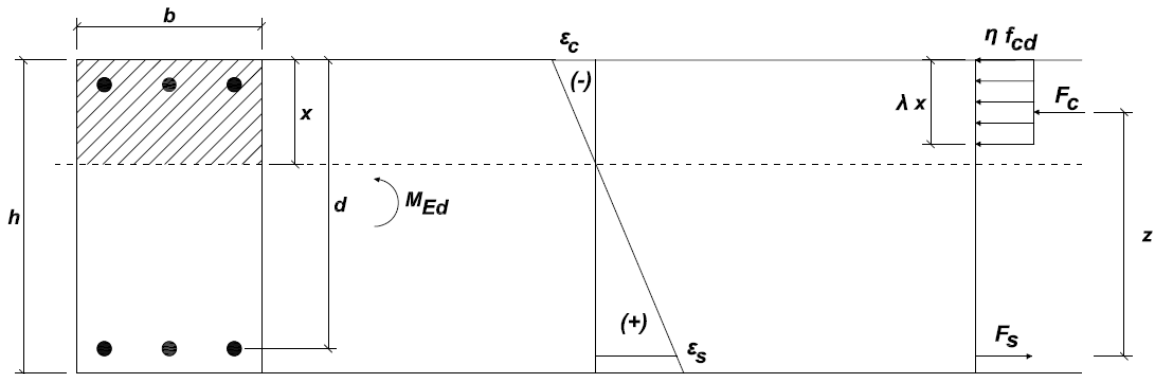
$$\varepsilon_s > \varepsilon_{syd} \quad (69)$$

Deverá garantir-se que as armaduras se encontram em cedência, por ser necessário que a peça apresente ductilidade disponível na situação de rotura. As peças devem poder evidenciar deformações apreciáveis por cedência das armaduras, sem perda de capacidade resistente. Por outro lado pretende-se, por uma questão económica, que a capacidade resistente da armadura seja mobilizada integralmente de forma a otimizar os resultados finais de dimensionamento.

O dimensionamento passa pelo cálculo da armadura necessária, que garante a resistência dos elementos, quando solicitados pelas ações de projeto.

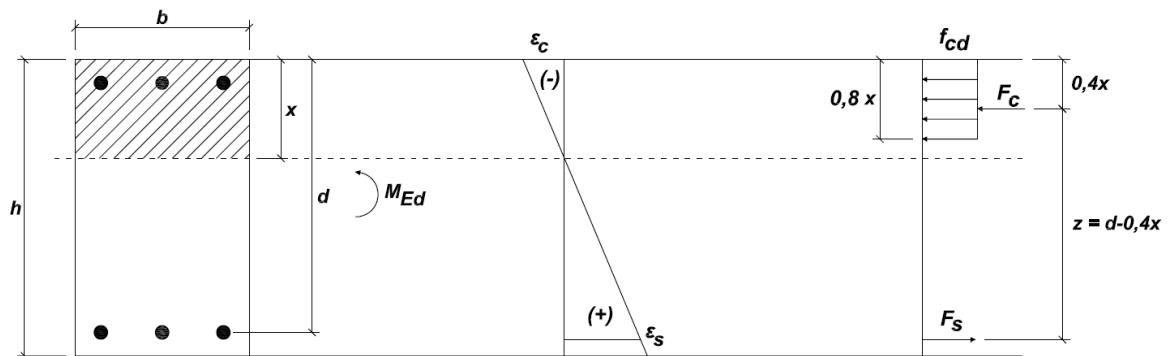
O cálculo das armaduras pode ser obtido através de equações de equilíbrio estático.

No cálculo de secções à flexão pode considerar-se uma distribuição retangular de tensões.



Para betões com  $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$ , os parâmetros  $\lambda$  e  $\eta$  tomam os seguintes valores:  $\lambda = 0,8$ ;  $\eta = 1$

Sendo assim:



Equações de equilíbrio

Equilíbrio axial:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_c = F_s \quad (70)$$

Equilíbrio de momentos:

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_{Ed} = F_c \cdot z \quad (71)$$

Sabendo que:

$$F_c = 0,8 \cdot x \cdot f_{cd} \cdot b \quad (72)$$

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} \quad (73)$$

Resultando o sistema de equações seguinte:

$$\left[ \begin{array}{l} f_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b = A_s \cdot f_{yd} \Rightarrow A_s = \dots \end{array} \right. \quad (74)$$

$$\left[ \begin{array}{l} M_{Ed} = 0,8 \cdot x \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (d - 0,4 \cdot x) \Rightarrow x = \dots \end{array} \right. \quad (75)$$

$$d = h - c - \frac{\emptyset_{var\tilde{a}o}}{2} \quad (76)$$

Verificação da primeira hipótese (armaduras em cedência)

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{syd} \quad (77)$$

A extensão nas armaduras  $\varepsilon_s$  é obtida pela expressão e admitindo  $\varepsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$  :

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{(d - x)} \quad (78)$$

Tendo em conta que este processo de cálculo é um pouco demorado, na prática recorre-se a tabelas de cálculo e ábacos de dimensionamento de secções de betão.

Momento fletor reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (79)$$

Percentagem mecânica de armadura, obtida:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad (80)$$

Obtém-se então a armadura necessária:

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (81)$$

As soluções de armadura resultantes dos momentos máximos positivos e negativos têm de obedecer aos seguintes requisitos:

$$A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,m\acute{a}x} \quad (82)$$

Armadura mínima:

$$A_{s,min} \geq 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad (83)$$

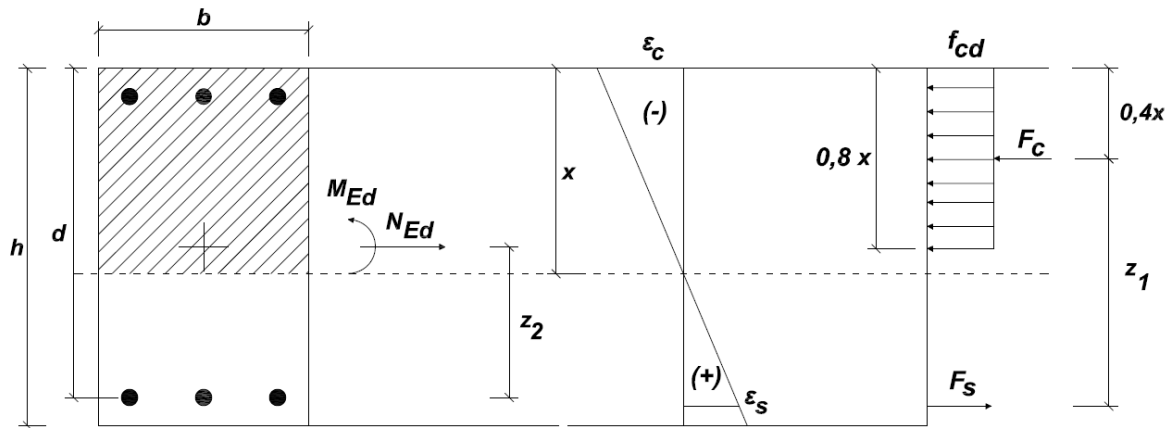
$$A_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (84)$$

Armadura máxima:

$$A_{s,m\acute{a}x} \leq 0,04 \cdot b_t \cdot h \quad (85)$$

## 8.2.2 RESISTÊNCIA À FLEXÃO COMPOSTA

O cálculo da armadura em elementos sujeitos a flexão composta, seja com esforços de tração ou de compressão, pode ser determinado também através de equações de equilíbrio.



Equações de equilíbrio

Equilíbrio axial:

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_c = N_{Ed} + F_s \quad (86)$$

Equilíbrio de momentos:

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_{Ed} = F_c \cdot z_1 - N_{Ed} \cdot z_2 \quad (87)$$

Resultando o sistema de equações seguinte:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b = N_{Ed} + A_s \cdot f_{yd} \Rightarrow A_s = \dots \end{array} \right. \quad (88)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{Ed} = 0,8 \cdot x \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \left( h - c - \frac{\phi_{var\tilde{a}o}}{2} - 0,4 \cdot x \right) - N_{Ed} \cdot \left( \frac{h}{2} - c - \frac{\phi_{var\tilde{a}o}}{2} \right) \Rightarrow x = \dots \end{array} \right. \quad (89)$$

$$z_1 = d - 0,4x = h - c - \frac{\phi_{var\tilde{a}o}}{2} - 0,4x \quad (90)$$

$$z_2 = \frac{h}{2} - c - \frac{\phi_{var\tilde{a}o}}{2} \quad (91)$$

Por simplificação no cálculo, a armadura necessária para resistir aos esforços será calculada utilizando as tabelas de dimensionamento.

Esforço normal reduzido:

$$v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (92)$$

Momento fletor reduzido e percentagem mecânica de armadura:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad \omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (93)$$

Obtém-se então a armadura necessária:

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (94)$$

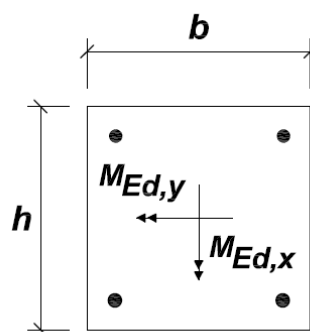
As soluções de armadura resultantes devem também obedecer aos requisitos:

$$A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,máx} \quad (95)$$

### 8.2.3 RESISTÊNCIA À FLEXÃO DESVIADA

No que diz respeito à flexão desviada o problema da determinação dos esforços resistentes pode ser resolvido de modo aproximado.

Por simplificação no cálculo, a armadura necessária para resistir aos esforços foi calculada pelas tabelas de dimensionamento.



Momentos fletores reduzidos:

$$\mu_y = \frac{M_{Ed,y}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_x = \frac{M_{Ed,x}}{b^2 \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (96)$$

Esforço normal reduzido:

$$v = \frac{N_{ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (97)$$

Percentagem de armadura:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \Leftrightarrow A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \quad (98)$$

Existe a possibilidade de dividir o problema nas duas direções e resolvê-lo como se se tratasse de um problema de flexão composta em cada direção. Neste caso, é necessário verificar no final a seguinte condição:

$$\left( \frac{M_{sd,y}}{M_{Rd,y}} \right)^a + \left( \frac{M_{sd,z}}{M_{Rd,z}} \right)^a \leq 1,0 \quad (99)$$

$a$  - é um coeficiente que depende da forma da secção transversal e que toma os seguintes valores:

Secções transversais circulares ou elípticas:  $a = 2$

Secções transversais retangulares

*Quadro 39 – Valor do coeficiente “a”*

$N_{sd}/N_{Rd}$	$\leq 0,1$	<b>0,7</b>	<b>1,0</b>
<b>a</b>	1,0	1,5	2,0

As soluções de armadura resultantes devem também obedecer aos requisitos:

$$A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,máx} \quad (100)$$

## 8.2.4 RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO E TORÇÃO

Ao contrário do que acontece quando um elemento está sujeito à flexão, existe uma diversidade de fenómenos que contribuem para que a capacidade resistente das peças de betão armado seja afetada quando submetidas a esforço transverso.

A evolução não linear das tensões, nas zonas submetidas ao esforço transverso, pode provocar a rotura em fase fendilhada do betão, daí a importância da verificação da segurança em relação ao estado limite último.

### Elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transverso

Os elementos para os quais não é exigida armadura de esforço transverso respeitam a seguinte relação:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (101)$$

O valor de cálculo do esforço transverso resistente é obtido por

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \geq 0,0035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot d \quad (102)$$

Em que:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c = 1,5} = 0,12 \quad (103)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad \text{com } d \text{ em mm} \quad (104)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad v = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (105)$$

$A_{sl}$  – Área da armadura tracionada

$b_w$  – Menor largura da secção transversal

## Elementos para os quais é exigida armadura de esforço transverso

O cálculo da armadura em elementos para os quais é exigida baseia-se num modelo de treliça representado na figura

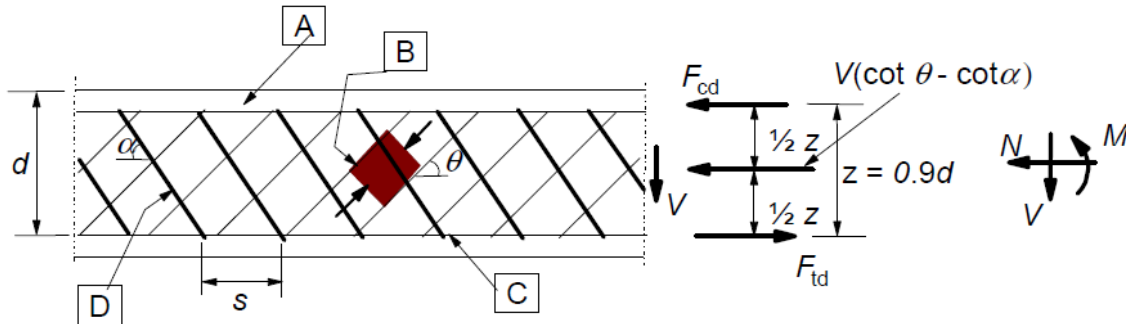


Figura 76 – Modelo Treliça  
(Fonte: NP EN1992-1-2010 Figura 6.5)

$\alpha$  - Ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da viga

$\theta$  - Ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga

$z$  - Braço do binário das forças interiores correspondente ao momento fletor no elemento considerado.

$$z = 0,9 \times d \quad (106)$$

Segundo o ponto 6.2.3 do EC2 o ângulo  $\theta$  tem um valor limitado. Os limites recomendados são:

$$1 < \cot(\theta) \leq 2,5 \quad (107)$$

Em elementos com armaduras de esforço transverso constituída por estribos verticais, o valor de cálculo do esforço transverso resistente,  $V_{Rd}$ , é dado pelo menor dos valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) \quad (108)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} \quad (109)$$

$A_{sw}$  - Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso existente no comprimento  $s$

$s$  – Espaçamento entre estribos

$f_{ywd}$  – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal

$\alpha_{cw}$  – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido;  $\alpha_{cw} = 1$ , para estruturas não pré-esforçadas.

$v_1$  – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal

$$v_1 = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (110)$$

O cálculo das armaduras de esforço transversal é dado por:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)} \quad (111)$$

A armadura de esforço transversal deve envolver a armadura longitudinal de tração e ser eficazmente amarrada na zona de compressão. O EC2 apresenta exemplos de armaduras de esforço transversal.

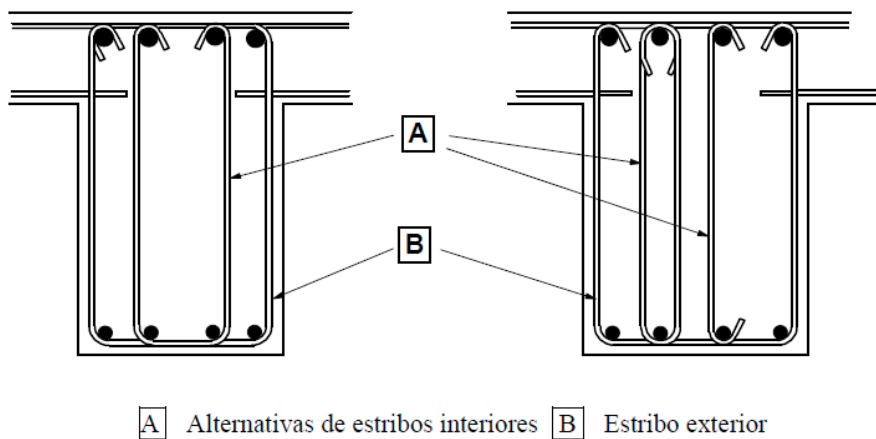


Figura 77 – Exemplos de armaduras de esforço transversal  
(Fonte: NP EN1992-1-2010 Figura 6.5)

A taxa de armadura de esforço transversal é dada pela expressão

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s} \cdot b_w \quad (112)$$

$$\rho_w \geq \rho_{w,min} \quad (113)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{(0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \quad (114)$$

$$\frac{A_{sw}}{s}, min = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} b_w \quad (115)$$

O espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal depende da altura útil do elemento e da inclinação dos estribos

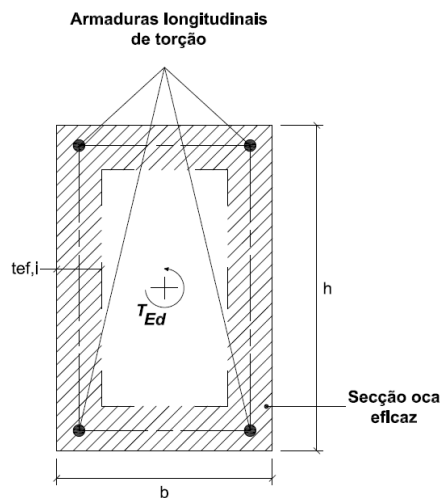
$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d (1 + \cot \alpha) \quad (116)$$

O espaçamento transversal entre ramos

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600 \text{ mm} \quad (117)$$

### 8.2.4.1 TORÇÃO

O EC2 define que a resistência das secções à torção pode ser calculada com base numa secção fechada de paredes finas, na qual o equilíbrio é satisfeito através de tensões tangenciais. Sendo assim as secções cheias podem ser idealizadas como secções ocas equivalentes.



A distribuição dos momentos torsores deve ser proporcional à rigidez de torção do elemento quando este não está fendilhado.

A tensão tangencial de uma secção de parede sujeita a um momento torsor pode ser obtida pela expressão seguinte:

$$\tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (118)$$

$T_{Ed}$  – Valor de cálculo do momento torsor aplicado

O esforço tangencial  $V_{ed,i}$  pode ser calculado por

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} \cdot z_i \quad (119)$$

$z_i$  - Representa o comprimento da parede, definido pelos pontos de intersecção entre paredes adjacentes. No caso das vigas considera-se  $z_i = 0,9 \cdot d$

$A_k$  - Área limitada pelas linhas médias incluindo as zonas ocas

$$A_k = (b - t_{ef,i})(h - t_{ef,i}) \quad (120)$$

O valor da espessura eficaz da parede,  $t_{ef,i}$ , pode ser considerada como o maior valor entre o dobro da distância entre a face exterior e o eixo das armaduras e  $A/u$ , sendo  $A$  a área total da secção transversal e  $u$  o perímetro do controlo exterior da secção,

$$t_{ef,i} \geq \frac{A}{u} \quad (121)$$

$$\geq 2 \times \left( c + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{varão}}{2} \right) \quad (122)$$

$A$  - Área da secção de betão ( $m^2$ )

$u$  - Perímetro da secção de betão ( $m$ )

Pode considerar-se que a resistência de um elemento não é excedida se a seguinte condição for verificada:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1,0 \quad (123)$$

O valor de cálculo do momento torsor resistente é obtido por:

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot \alpha_{cw} \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \quad (124)$$

O cálculo da armadura longitudinal de torção  $A_{sl}$  pode ser determinada pela expressão:

$$A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k \cdot \cot \theta}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \quad (125)$$

O perímetro da área  $A_k$  pode ser calculado por:

$$u_k = (b - t_{ef,i} + h - t_{ef,i}) \times 2 \quad (126)$$

Os varões longitudinais devem ser dispostos de modo a que haja pelo menos um varão em cada canto. Os varões são distribuídos ao longo do contorno interno das cintas com um espaçamento máximo de 350 mm.

Em secções retangulares só é necessária uma armadura mínima caso a seguinte condição se verifique:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1,0 \quad (127)$$

$T_{Rd,c}$  – momento torsor de fendilhação impondo  $\tau_{t,i} = f_{ctd}$

Os efeitos de torção e do esforço transversal podem ser sobrepostos. Sendo assim é possível obter a armadura necessária para a verificação dos elementos estruturais em causa.

A armadura transversal de torção é calculada por:

$$\frac{A_{st}}{s} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta} \quad (128)$$

$\frac{A_{st}}{s}$  - Área de cada ramo do estribo

Por fim, a área resultante da combinação da torção com o esforço transversal é dada por:

$$\frac{A_{sw,total}}{s} = 2 \times \frac{A_{st}}{s} + \frac{A_{sw}}{s} \quad (129)$$

## 8.2.5 VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO PUNÇOAMENTO

O punçoamento é um problema de esforço transversal que se desenvolve em torno de uma área carregada de uma laje. A resistência a este fenómeno depende da espessura da laje, da geometria do pilar ou da área carregada, da resistência do betão, entre outros.

As situações mais usuais em que a segurança ao punçoamento tem de ser verificada são:

- Zonas envolventes dos pilares em lajes fungiformes.
- Lajes sujeitas a cargas concentradas.
- Fundações diretas.

Neste capítulo será apenas apresentada a verificação feita em sapatas.

A verificação da segurança ao punçoamento deve começar por verificar se é excedido o valor limite de esmagamento do betão.

O método de cálculo baseia-se na verificação da zona à face do pilar  $u_0$  e no primeiro perímetro de controlo  $u_1$ .

Segundo o EC2 o primeiro perímetro de controlo dista  $2d$  da área carregada, e deve ter um desenvolvimento mínimo como os exemplos apresentados na Figura 78.

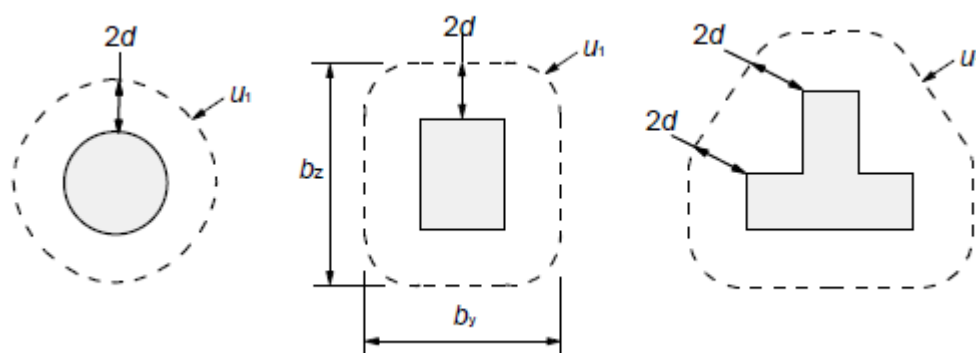


Figura 78 – Primeiro perímetro de controlo em torno de áreas carregadas.  
(Fonte: NP EN 1992-1-1 2010 Figura 6.13)

No perímetro do pilar a tensão atuante não deve exceder o valor máximo da tensão de punçoamento

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} \quad (130)$$

Para efeitos da verificação, a que se refere a expressão anterior, deve considerar-se que a tensão máxima resistente ao punçoamento é dada por:

$$v_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (131)$$

Nas situações em que esta condição não se verifique, será necessário redimensionar a secção, aumentando as dimensões da área carregada ou a espessura do elemento.

É possível distinguir as situações em que a armadura de punçoamento é necessária daquelas em que o seu cálculo está dispensado.

Não é necessário o cálculo da armadura de punçoamento nas regiões do elemento em que se verifique a condição:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (132)$$

Caso se verifique o contrário é necessário quantificar a armadura.

O valor de cálculo da tensão de punçoamento devido a uma ação aplicada com uma certa excentricidade é dado pela expressão:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d} \quad (133)$$

$\beta$  - Fator de agravamento da resultante do esforço de punçoamento.

$V_{Ed}$  - Esforço de punçoamento (reação de apoio ou carga aplicada)

$d$  - Altura útil da laje

A existência de momentos fletores na ligação do pilar à sapata condiciona a distribuição de tensões na secção de controlo. Se os momentos fletores transmitidos forem reduzidos é aceitável admitir que a distribuição de tensões é uniforme desde que a resultante  $V_{Ed}$  seja agravada pelo fator  $\beta$ . Nas situações em que não exista excentricidade de aplicação da carga considera-se  $\beta = 1,0$ .

No caso de um pilar retangular interior em que a carga é excêntrica o valor de  $\beta$  pode ser calculado por:

$$\beta = 1 + 1,8 \cdot \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (134)$$

No caso das sapatas de fundação, a verificação da segurança ao punçoamento deve ser realizada noutros perímetros de controlo.

O esforço de punçoamento  $V_{Ed}$  deve ser reduzido do valor da pressão do solo que atua no interior do perímetro de controlo considerado, ou seja,  $V_{Ed}$  pode ser substituído por  $V_{Ed,red}$ , dado por:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} \quad (135)$$

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_{gd} \cdot A_{cont} \quad (136)$$

$$\sigma_{gd} = \frac{V_{Ed}}{B \cdot L} \quad (137)$$

Sendo B e L as dimensões da sapata

A resistência ao punçoamento de sapatas deve ser verificada em perímetros de controlo localizados entre o perímetro definido pelo pilar ( $u_0$ ) e o primeiro perímetro de controlo ( $u_1$ ), através da expressão:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} \quad (138)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \times \rho_{lx}} \leq 0,02 \quad (139)$$

$\rho_{ly}$  e  $\rho_{lx}$  representam as percentagens de armadura de tração nas direções y e x.

Deve ser verificado que o valor de  $V_{Rd,c}$  seja superior ou igual a:

$$V_{Rd,c} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot \frac{2d}{a} \quad (140)$$

Em que “a” representa a distância da face do pilar ao perímetro de controlo considerado. É frequente a secção condicionante localizar-se entre 0.5d e d da face do pilar.

Verificando as condições anteriores dispensa-se a colocação de armadura de punçoamento.

## 8.3 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

### 8.3.1 FENDILHAÇÃO

O EC2 estabelece regras práticas para o controlo da fendilhação em elementos de betão armado de forma a garantir a sua durabilidade.

O aparecimento de fendas é quase inevitável em estruturas de betão armado. Nas estruturas estudadas a possibilidade de fuga de água ou outro líquido armazenado, através das fendas, deve ser considerada.

Para isso, a verificação efetua-se com análise através do definido no Eurocódigo 2.

O valor a considerar para a largura das fendas será obtido a partir da expressão

$$w_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (141)$$

$S_{r,max}$  – Distância máxima entre fendas.

$\varepsilon_{sm}$  – Extensão média da armadura para a combinação de ações considerada.

$\varepsilon_{cm}$  – Extensão média no betão entre fendas.

Em que:

$$S_{r,max} = k_3c + k_1k_2k_4 \frac{\phi}{\rho_{P,eff}} \quad (142)$$

$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$  poderá ser calculado pela expressão:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{P,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{P,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (143)$$

$$\rho_{P,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad \alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (144)$$

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

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,ef} \quad (145)$$

$h_{c,ef}$  – altura efetiva igual ao menor dos seguintes valores:

$$2,5 \cdot (h - d) \quad ; \quad \frac{(h - x)}{3} \quad ; \quad \frac{h}{2} \quad (146)$$

A fendilhação dá-se quando as tensões de tração atuantes ultrapassam o valor médio da tensão de rotura do betão ( $f_{ctm}$ ). Sendo assim é possível saber se uma peça vai fendilhar, tendo em conta os esforços a que está submetida, caso o momento atuante seja superior ao momento de fendilhação.

Chega-se portanto à conclusão que a fendilhação só ocorre quando a tensão  $\sigma_s$ , tensão na armadura de tração calculada com base na secção fendilhada, é superior à tensão na armadura de tração calculada nas condições de carregamento, que provocam o início da fendilhação  $\sigma_{sr}$ .

$$\sigma_{sr} \geq \sigma_s \quad (147)$$

Admitindo:

$$f_{ctm} = \frac{M_{fend}}{w_c} \Rightarrow M_{fend} = f_{ctm} \cdot w_c \Rightarrow M_{fend} = f_{ctm} \cdot \frac{bh^2}{6} \quad (148)$$

$$\sigma_{sr} = \sigma_s = C_s \frac{M_{fend}}{bd^2} \quad (149)$$

$$\sigma_{sr} = C_s \cdot f_{ctm} \cdot \frac{bh^2}{6} \cdot \frac{1}{bd^2} = \frac{C_s \cdot f_{ctm} \cdot h^2}{6 \cdot d^2} \quad (150)$$

$$\sigma_{sr} = \frac{C_s \cdot f_{ctm} \cdot h^2}{6 \cdot d^2} \quad (151)$$

Para a obtenção do valor de  $\sigma_s$  utilizam-se os valores do Quadro 40, onde, a partir do valor de percentagem de armadura ( $\rho$ ), se obtém a profundidade do eixo neutro ( $\xi$ ) e o valor de um coeficiente  $C_s$  que permite calcular o valor da tensão instalada na armadura ( $\sigma_s$ ), de acordo com as expressões indicadas.

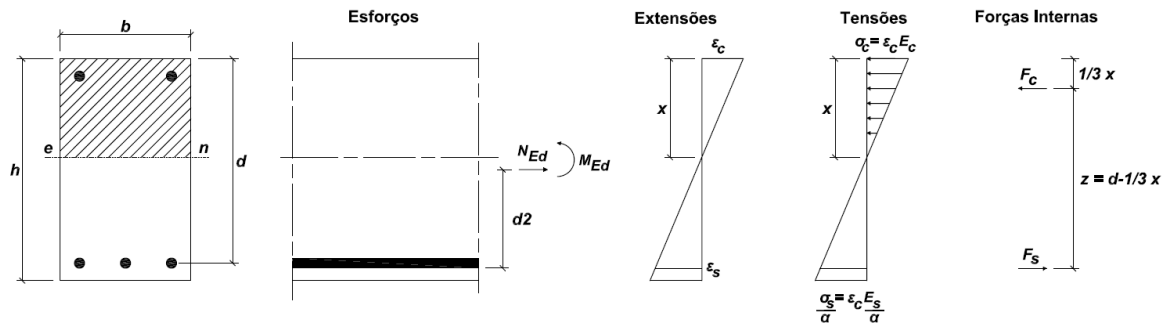
$$\xi = \frac{x}{d} \quad \rho = \frac{As}{bd} \quad \sigma_s = C_s \frac{M}{bd^2} \quad \sigma_c = C_c \frac{M}{bd^2} \quad (152)$$

Quadro 40 – Valores de cálculo

$\rho$ %	$\xi$	$Cc$	$Cs$	$\zeta$	$\rho$ %	$x$	$Cc$	$Cs$	$\zeta$
0,10	0,132	15,87	1045,94	0,956	1,06	0,366	6,22	107,47	0,878
0,12	0,143	14,65	875,16	0,952	1,08	0,369	6,18	105,58	0,877
0,14	0,154	13,70	752,91	0,949	1,10	0,372	6,14	103,77	0,876
0,16	0,164	12,93	661,05	0,945	1,12	0,374	6,10	102,02	0,875
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...

A partir do valor obtido para  $\sigma_s$  pode calcular-se o valor de  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$  e em seguida o valor da distância máxima entre fendas ( $S_{r,max}$ ). Por fim obtém-se o valor característico da largura das fendas.

No caso de elementos sujeitos a flexão composta a análise das tensões não se processa da mesma forma. Para o cálculo das tensões na secção é necessário saber a posição do eixo neutro da secção. Esta pode ser encontrada por condições de equilíbrio estático para uma secção retangular sujeita a um momento fletor.



$$\begin{cases} F_c = F_s + N_{Ed} & (153) \\ M_{Ed} = F_c \left( d - \frac{1}{3}x \right) - N_{Ed} d_2 & (154) \\ \frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d-x} \Leftrightarrow \frac{\sigma_c}{x} = \frac{\sigma_s}{\alpha(d-x)} & (155) \end{cases}$$

$$F_c = \frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot b \cdot x \quad F_s = A \cdot \sigma_s \quad \alpha = \frac{E_s}{E_c} \quad (156)$$

$$d = h - c - \frac{\phi_{variação}}{2} \quad d_2 = \frac{h}{2} - c - \frac{\phi_{variação}}{2} \quad (157)$$

Resolvendo a primeira equação de equilíbrio em ordem a  $\sigma_c$  obtém-se:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{\frac{1}{2} \cdot x \cdot b - A_s \cdot \alpha \cdot \frac{(d-x)}{x}} \quad (158)$$

Desenvolvendo o sistema de equações é possível obter a expressão para o cálculo da posição do eixo neutro:

$$\frac{1}{6}b \cdot N_{Ed} \cdot x^3 + \left( \frac{1}{2}b \cdot M_{Ed} - \frac{1}{2}N_{Ed} \cdot d_2 \cdot b - \frac{1}{2}b \cdot d \cdot N_{Ed} \right) x^2 + (M_{Ed} \cdot A_s \cdot \alpha + N_{Ed} \cdot A_s \cdot \alpha \cdot d_2) x - M_{Ed} \cdot A_s \cdot \alpha \cdot d - N_{Ed} \cdot A_s \cdot \alpha \cdot d_2 \cdot d = 0 \quad (159)$$

$$x = \dots$$

Depois de se obter a posição do eixo neutro é possível calcular a tensão de compressão no betão.

A tensão na armadura de tração pode ser calculada por:

$$\sigma_s = \frac{\alpha(d-x)}{x} \sigma_c \quad (160)$$

Nas combinações de serviço, impôs-se o nível máximo de abertura de fendas de 0,15 mm para os diversos elementos em contacto com o efluente na combinação rara de ações.

Para os restantes elementos (lajes, vigas), na combinação frequente de ações, impôs-se um limite máximo de abertura de fendas de 0,3 mm.

### 8.3.2 CONTROLO DA DEFORMAÇÃO

A deformação de um elemento ou estrutura não deve por em causa o seu funcionamento.

Tendo em conta a função da estrutura e a sua natureza devem ser estabelecidos valores limite para as deformações.

No caso de vigas ou lajes não é necessário calcular as flechas se forem respeitados os limites da relação vão/altura como se especifica a seguir.

No que diz respeito aos limites da flecha de um elemento, o EC2 admite dois valores possíveis.

- 1/250 – funcionamento adequado
- 1/500 – danos em elementos não estruturais.

Em geral, os elementos que satisfaçam a seguinte relação vão / altura ( $l/d$ ), não excedem os limites de deformação.

$$\frac{l}{d} \leq \lambda = \lambda_0 \cdot K_T \cdot K_l \cdot K_\sigma \quad (161)$$

Sendo que:

$\lambda_0$  – Valor base da relação  $l/d$  (Quadro 41) (Os valores apresentados correspondem a casos correntes para a classe de resistência do betão de C30,  $\sigma_s = 310 \text{ MPa}$ , diferentes sistemas estruturais e percentagens de armaduras  $\rho = 1,5\%$  e  $\rho = 0,5\%$ )

*Quadro 41 – Valores básicos da relação  $l/d$*

Sistema Estrutural	K	Betão fortemente Solicitado $\rho = 1,5\%$	Betão levemente Solicitado $\rho = 0,5\%$
Viga simplesmente apoiada, lajes simplesmente apoiada armada numa em duas direções	1,0	14	20
Vão extremo de uma viga de uma viga contínua; laje contínua armada numa direção ou de uma laje armada em duas direções contínua ao longo do lado maior	1,3	18	26
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou duas direção	1,5	20	30
Laje sem vigas apoiado sobre pilares (laje fungiforme) (em relação ao maior vão)	1,2	17	24
Consola	0,1	6	8

(Fonte: NP EN 1992-1-1 2010 Quadro 7.4N)

No caso de o valor das percentagens de armaduras ou o tipo de betão serem diferentes das consideradas, o valor de  $l/d$  pode ser calculado a partir das expressões seguintes.

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{se } \rho \leq \rho_0 \quad (162)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{se } \rho > \rho_0 \quad (163)$$

$\rho_0$  - Taxa de armaduras de referência  $10^{-3}\sqrt{f_{ck}}$

$\rho'$  - Taxas de armadura de compressão necessária a meio vão

$\rho$  - Taxas de armadura de tração necessária a meio vão

Utilizando então as expressões anteriores é possível obter-se os valores de  $l/d$ , que correspondem às várias classes de resistências e aos diferentes esquemas estruturais.

Quadro 42 – Valores de  $\lambda_0$  para uma taxa de armadura  $\rho = 0,5\%$

K	$f_{ck}$ (MPa)							
	16	20	25	30	35	40	45	50
	$\rho = 0,5\%$							
0.4	6	7	7	8	9	10	12	13
1	16	17	19	21	23	26	29	32
1.2	19	20	22	25	28	31	35	38
1.3	21	22	24	27	30	33	37	42
1.5	24	26	28	31	34	39	43	48

Quadro 43 – Valores de  $\lambda_0$  para uma taxa de armadura  $\rho = 1,5\%$

K	$f_{ck}$ (MPa)							
	16	20	25	30	35	40	45	50
	$\rho = 1,5\%$							
0,4	5	5	5	6	6	6	6	6
1	13	13	14	14	15	15	16	16
1,2	15	16	16	17	17	18	19	19
1,3	16	17	18	18	19	20	20	21
1,5	19	20	20	21	22	23	23	24

$K_T = 1$ , Secções retangulares

= 0,8 Secções em T

$K_l = \frac{7}{l_{eff}}$ , vigas e lajes suportando divisórias com  $l_{eff} \geq 7,0$  m

= 1, para  $l_{eff} \leq 7,0$  m

=  $\frac{8,5}{l_{eff}}$ , lajes fungiformes com  $l_{eff} \geq 8,5$  m

$K_\sigma$  – Correção de armadura

$$K_\sigma = \frac{500}{f_{yk} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}}} \quad (164)$$

$A_{s,req}$  – Área da secção de armadura existente na secção

$A_{s,prov}$  – Área de secção de armaduras necessária na secção para estado limite último.

Admitindo  $A_{s,req} = A_{s,prov}$

$$K_\sigma = \frac{500}{f_{yk}} \quad (165)$$

$K_\sigma = 1$ , para A500

= 1,25, para A400

Nas verificações desenvolvidas durante a elaboração dos projetos, nos elementos em que não se verifique a relação anterior, a verificação da deformação da estrutura admite-se para as deformações máximas a tempo infinito:

–  $\delta \text{ máx} = 15\text{mm}$

–  $L/400$

## 8.4 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NO SOLO DE FUNDAÇÃO

A verificação das tensões no solo de fundação deve garantir que a tensão atuante é inferior à tensão admissível do solo, garantindo assim a integridade do solo de fundação e conseqüentemente da estrutura. Esta verificação deve ser feita tanto para estados limites últimos como de utilização.

$$\sigma_{caracteristica} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{cálculo} < \sigma_{adm} \times \gamma_{R,v}$$

$\gamma_{R,v}$  – Coeficiente parcial da capacidade resistente para fundações superficiais

## 8.5 VERIFICAÇÃO DE ASSENTAMENTOS

O cálculo dos assentamentos imediatos em lajes de fundação é considerado de acordo com o Anexo F do EC7.

No cálculo dos deslocamentos da fundação, para verificação dos estados limites de utilização, foram usadas as ações de cálculo correspondentes.

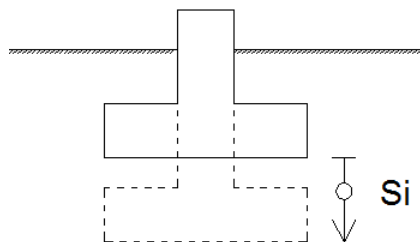


Figura 79 – Assentamento imediato

O assentamento total imediato de uma fundação em solos coesivos ou não coesivos pode ser avaliado utilizando a teoria da elasticidade:

$$S_i = p \times B \times \frac{(1 - \nu^2)}{E} \times I_s \quad (166)$$

O valor obtido, no fim da análise estrutural, deve enquadrar-se nos parâmetros considerados para deformabilidade das lajes de fundo, e no par ação/reação do solo, cujo valor máximo permitido é dado pela tensão admissível.

No desenvolvimento dos modelos de cálculo, a resistência do solo foi simulada através de um coeficiente de mola elástico calculado a partir da tensão admissível do terreno e admitindo que o assentamento máximo será igual a 10 mm.

Deste modo calculam-se as constantes elásticas do solo:

$$K_s = \frac{p}{S_i} \Leftrightarrow K_s = \frac{\sigma_{adm}}{s} \Leftrightarrow K_s = \frac{\sigma_{adm}}{0,01} \text{ (kN/m}^3\text{)} \quad (167)$$

Deve então garantir-se que o valor dos assentamentos diferenciais calculados para a totalidade das ações características está na ordem dos 8 a 10 mm.

As condições anteriores foram verificadas através de folhas de cálculo em *Excel* e dos programas de cálculo já referidos. A programação de folhas de cálculo permite que o processo de dimensionamento se torne mais rápido podendo analisar-se várias combinações em simultâneo.

Será apresentado, em anexo, um exemplo das verificações feitas a cada tipo de elemento. Os resultados apresentados dizem respeito aos projetos tratados neste documento. O anexo apresentará portanto os diagramas de esforços obtidos no *Robot Structural Analysis* e os resultados finais.

## CAPÍTULO IX – CONCLUSÃO

O estágio revelou ser uma experiência fundamental, na consolidação e aquisição de conhecimentos práticos, que permitiram uma abordagem global e metódica de questões envolvidas no exercício da profissão de um engenheiro projetista. Para além disso, desenvolveram-se competências e metodologias que contribuíram para melhorar a qualidade do trabalho.

A integração numa equipa de trabalho experiente permitiu o contacto com diferentes questões técnicas, o que estimulou a capacidade de adaptação a novas situações, despertando características de dinamismo e capacidade de trabalho que devem estar presentes no exercício da profissão.

Durante o estágio estudou-se a segurança das estruturas, tendo em conta todas as exigências de projeto, como a utilização, durabilidade, comportamento e solicitações, concebendo soluções que garantam a integridade das estruturas durante o seu período de vida útil. Acredita-se então que os objetivos propostos pela empresa durante o estágio foram conseguidos.

Sendo o estágio um período de formação e aprendizagem, em ambiente empresarial, foi possível consolidar os conhecimentos adquiridos durante toda a licenciatura e mestrado, beneficiando da colaboração com engenheiros experientes.

A oportunidade de lidar diariamente com a realidade da Engenharia Civil revelou-se numa experiência fundamental, permitindo ter noção da envolvimento e interação de todas as atividades que qualquer projeto abrange.

Este período possibilitou a aquisição de novos conhecimentos técnicos numa permanente articulação entre a formação académica e as experiências tidas em contexto de trabalho.

Salienta-se que para além da prática adquirida a nível técnico, estes seis meses de estágio foram fundamentalmente enriquecedores a nível pessoal, graças à contínua oportunidade de conhecimento, relacionamento e trabalho com outros profissionais da mesma área.

No que respeita ao início da atividade profissional, sente-se que existe um caminho a seguir de aprendizagem e de iniciação da profissão na qualidade de engenheiro.

A Engenharia Civil é uma atividade de elevada visibilidade por parte da sociedade, no que toca à funcionalidade e durabilidade das estruturas. Deste modo é essencial manter a consciência das responsabilidades associadas aos projetos que se elaboram.

Para finalizar, e tendo em conta a vertente teórica do percurso académico, chega-se à conclusão que o estágio constitui um período necessário para a formação e integração na vida profissional, uma vez que permite uma adaptação gradual ao ritmo de trabalho e às responsabilidades inerentes à profissão.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### Apontamentos

Figueiras J. 1997 – Verificação aos estados limites de utilização; Apontamentos da disciplina Estruturas de Betão 2 – Faculdade de Engenharia da U.P;

Félix C., Guedes P., Neves T., 2010 e 2011 – Apontamentos da disciplina Estruturas de Betão 1 e 2 – Instituto Superior de Engenharia do Porto

Félix C., Trigo J. 2011 – Apontamentos da disciplina Fundações e Estruturas de Suporte – Instituto Superior de Engenharia do Porto

Camara J. N. 2013 – Apontamentos da disciplina Estruturas de Betão I – Instituto Superior Técnico

Jacinto L. A. 2009 – Determinação de armaduras transversais em almas de vigas-caixão - Unidade curricular: Pontes e viadutos Secção 6 – Dimensionamento de estruturas Instituto Superior De Engenharia de Lisboa;

### Artigos Técnicos

Brito C., Santos D. 2010 – “Tratamento de efluentes por processos naturais”;

Simões C, Rosmaninho I, Henriques A 2008 – “Guia para a Avaliação de Impacte Ambiental de Estações de Tratamento de Águas Residuais”

Appleton. J, França. P – Implementação do Eurocódigo 2 – (EN1992-1) Em Portugal. Comparação com o REBAP

## Dissertações e/ou Monografias

Ferreira A. M., 2009. – Análise e dimensionamento de reservatórios circulares de betão armado pré-esforçado. Universidade do Porto. (Dissertação de Mestrado);

Moreira J. T., 2009. – Indicadores de ecoeficiência como parte do Sistema de Gestão Ambiental da Águas do Ave, S.A.: aplicação às ETAR de S. Gonçalo, Esposende e Vila Meã. Universidade do Porto. (Dissertação de Mestrado);

Ramos J. M., 2010. – Análise e dimensionamento de reservatórios semienterrados circulares de betão armado pré-esforçado. Universidade do Porto. (Dissertação de Mestrado).

Santos P. M 2010. – Projeto de estruturas de um edifício Dimensionado de acordo com os Eurocódigos EC1, EC2 e EC8. Instituto Superior Técnico de Lisboa (Dissertação de Mestrado);

Maduro L. 2011. – Relatório de Estágio - Ampliação do reservatório de Custóias. Instituto Superior de Engenharia do Porto (Dissertação de Mestrado);

Monteiro J. 2011. – Relatório de Estágio - Idealização, Projetos e Construção, Lda. Instituto Politécnico da Guarda; (Relatório para a inserção na A.N.E.T.);

Perdigão L. 2011. – Relatório de Estágio - Projeto de Estabilidade. Instituto Politécnico da Guarda; (Relatório para a inserção na A.N.E.T.);

Matos N. 2010. – Relatório de Estágio - Instituto Politécnico da Guarda;

Barroso A. 2012 – Avaliação do desempenho de uma ETAR de lamas ativadas através do estudo das comunidades microbiológicas do licor misto – Universidade do Minho (Dissertação de Mestrado)

## Normas ou regulamentos

R.S.A.E.E.P – Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes – aprovado pelo Decreto- lei nº 235/83 de 31 de maio;

R.E.B.A.P. – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado – Decreto-lei nº 349-C/83, de 30 julho;

NP EN 1990 2009 – Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas;

NP EN 1991-1-1 2009 – Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 1-1 Ações gerais - Pesos volúmico, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;

NP EN 1991-1-5 2010 – Eurocódigo 1 -Ações em estruturas Parte 1-5 Ações gerais Ações térmica;

NP EN 1992-1-1 2010 – Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão armados Parte1-1 Regras gerais e regras para edifícios;

NP EN 1998-1 2010 – Projeto geotécnico – Regras gerais;

NP EN 1998-1 2010 – Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos Parte1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios;

EN 206-1:2007 – Betão – Comportamento, produção, colocação e critérios de conformidade;

NP EN 13670-1:2007 – Betão – Execução de estruturas em betão;

Especificação do LNEC, E464 – Betões – Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às ações ambientais;

## **Livros**

Barros H. e Figueiras J. 2008. – “Design tables and abacus under Eurocode 2 for sections subject to bending and axial forces”.

Favre R, Jaccoud J-P, Burdet O e Charif H - “Dimensionnement des structures en béton: aptitude au service, éléments de structures (TGC volume 8) »

## ***Sites***

[www.ccad.pt](http://www.ccad.pt) (consultado em 5 de Agosto de 2014).

<https://www.google.pt/maps/place/Portimão> (consultado em 30 de Agosto de 2014)

<http://www.newton.pt/pt/projectos-engenharia-portfolio/ambiente.aspx> (consultado em 30 de Agosto de 2014)

<http://www.alashki.com/software.htm> (consultado em 21 de Agosto de 2014)

[http://www.cubus-software.com/Guests/Produkte/Fagus/e\\_main.html](http://www.cubus-software.com/Guests/Produkte/Fagus/e_main.html) (consultado em 21 de Agosto de 2014)



## **ANEXO I – ANEXO DE CÁLCULO**

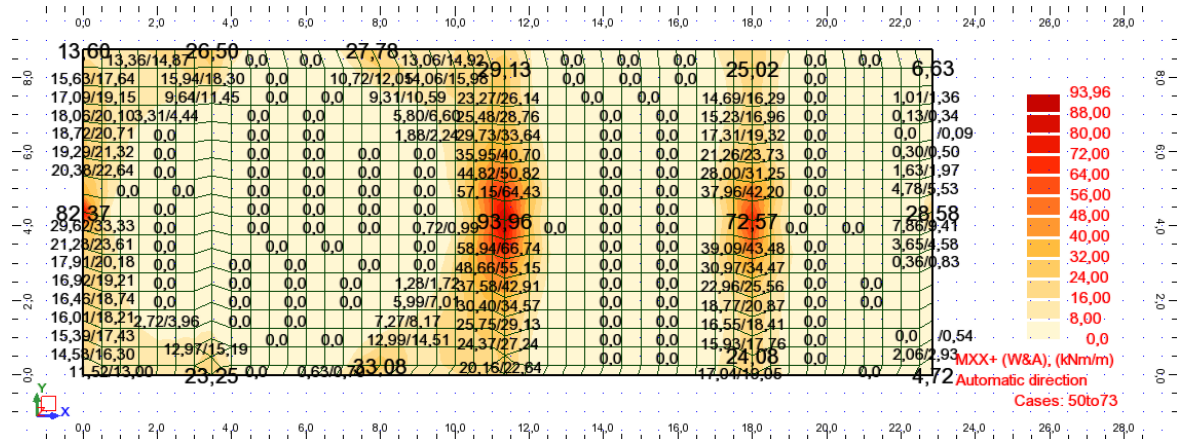


# EDIFÍCIO DE TRATAMENTO DE VILA MEÃ

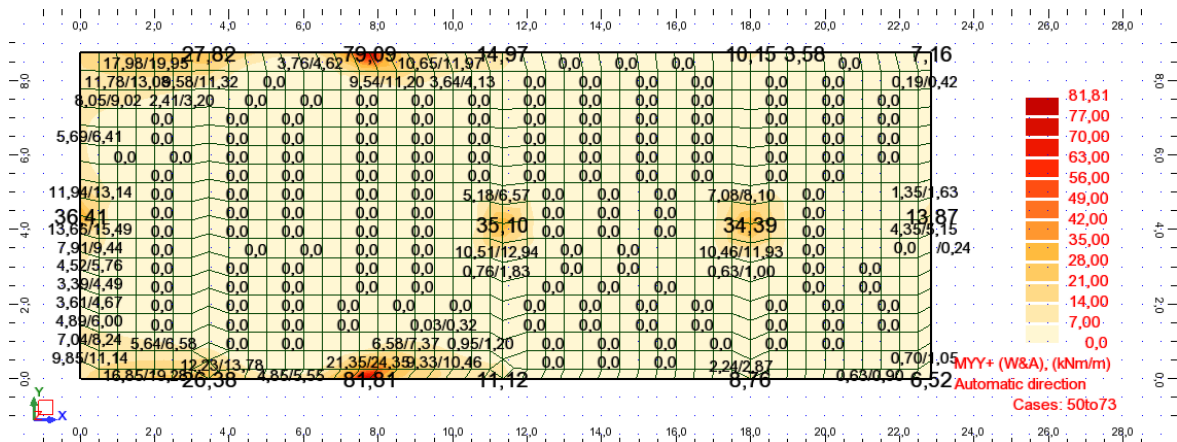
LAJE COBERTURA LM2 – ESP=0,25 m

## ELU de Resistência à Flexão

Direção X (momento fletor face superior)



Direção Y (momento fletor face superior)



$$A_{s.min} = 0,26 \times \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$$

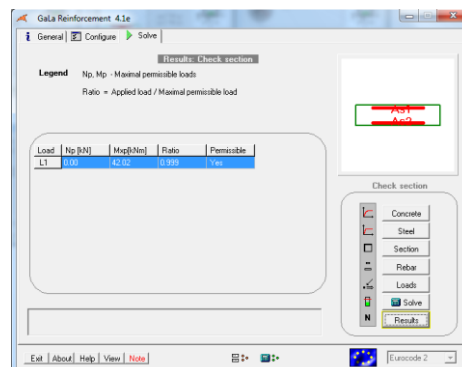
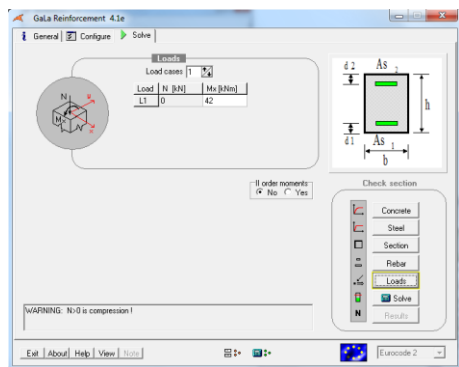
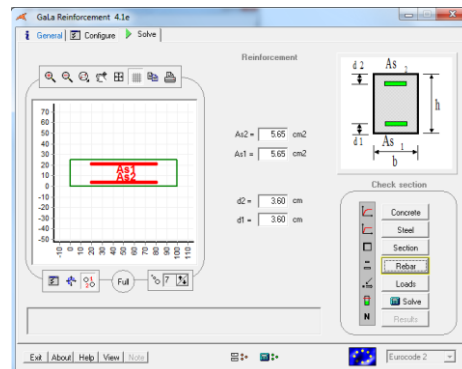
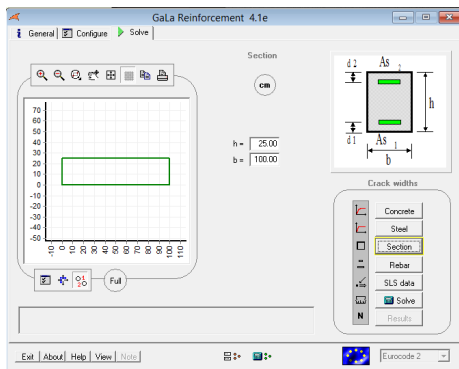
$$A_{s.min} = 0,26 \times \left( \frac{3,2}{400} \right) \times 1,00 \times 0,214 \geq 0,0013 \times 1,00 \times 0,214$$

$$A_{s.min} = 4,45 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 2,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s.min} = \emptyset 12 // 0,20 \text{ m} (5,65 \text{ cm}^2/\text{m})$$

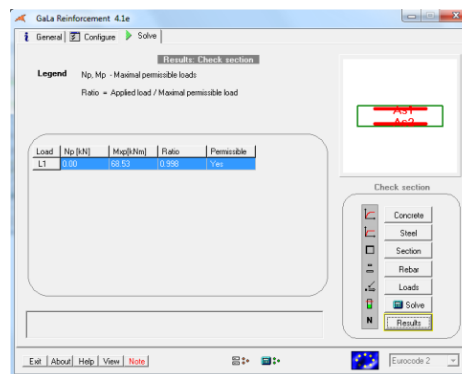
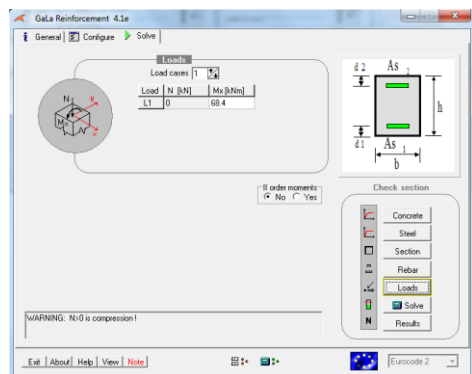
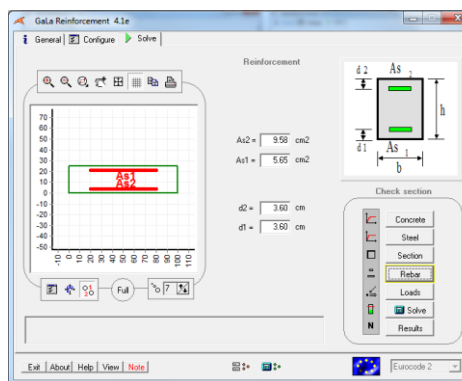
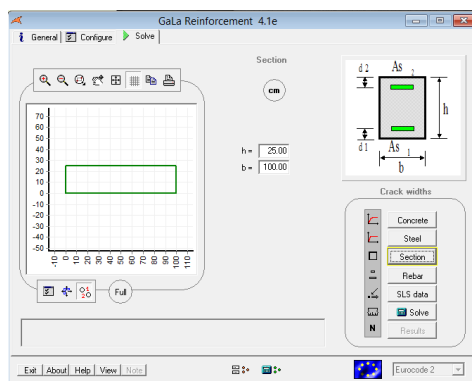
## Armadura Corrente Face Superior - $\phi$ 12//0,20 m

Direção X e Direção Y

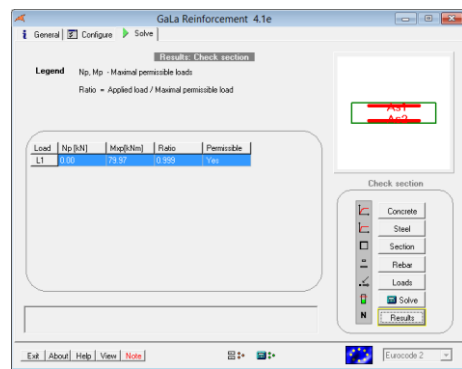
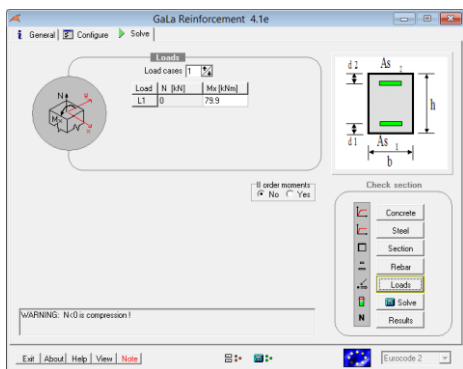
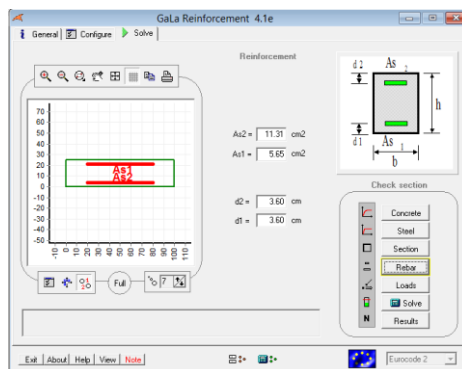
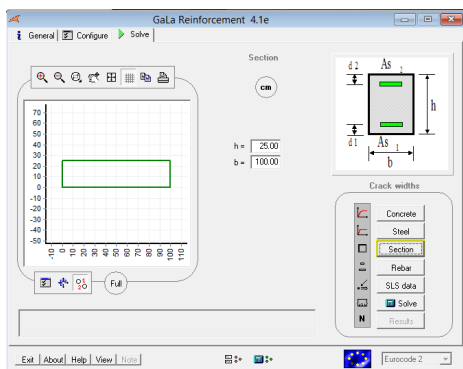


## Armadura Reforço Pilares P8 e P10 - $\phi$ 12//0,20 + $\phi$ 10//0,20 m

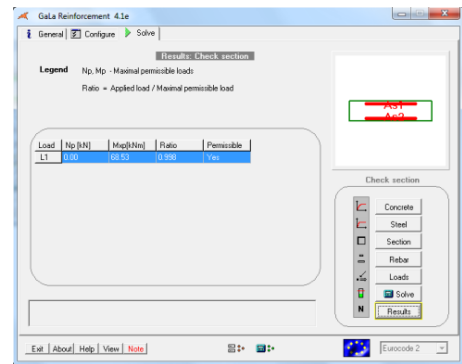
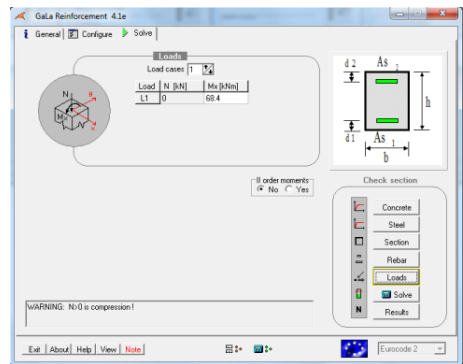
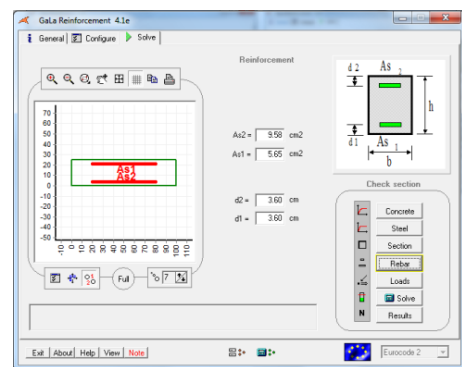
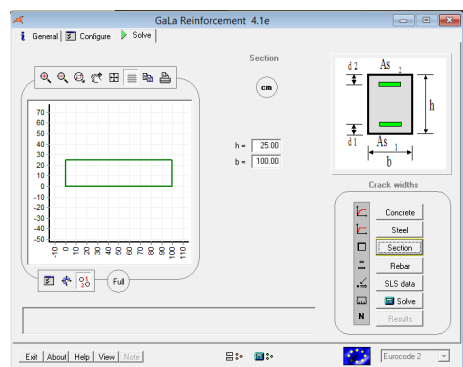
Face Superior – Direção X



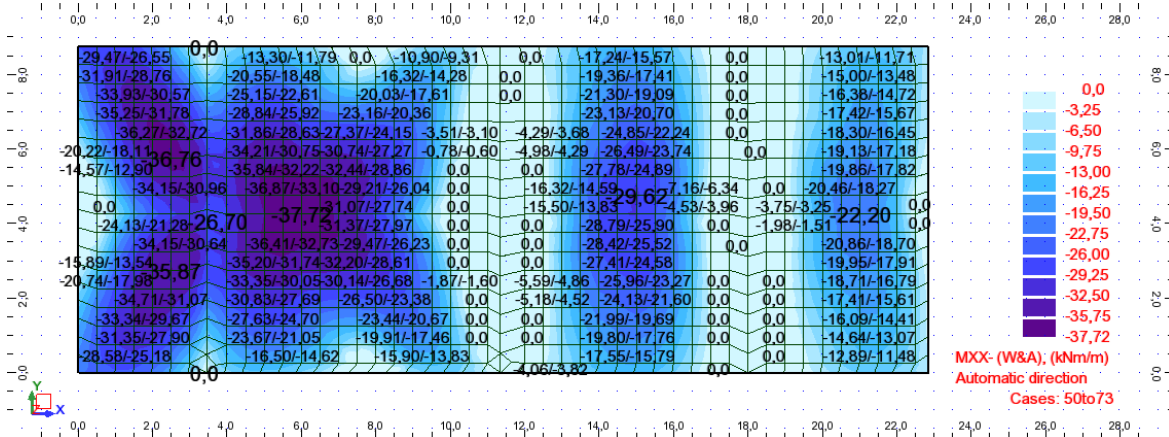
## Armadura Reforço Pilares P9 $\varnothing 12//0,20 + \varnothing 12//0,20$ m Face Superior – Direção X



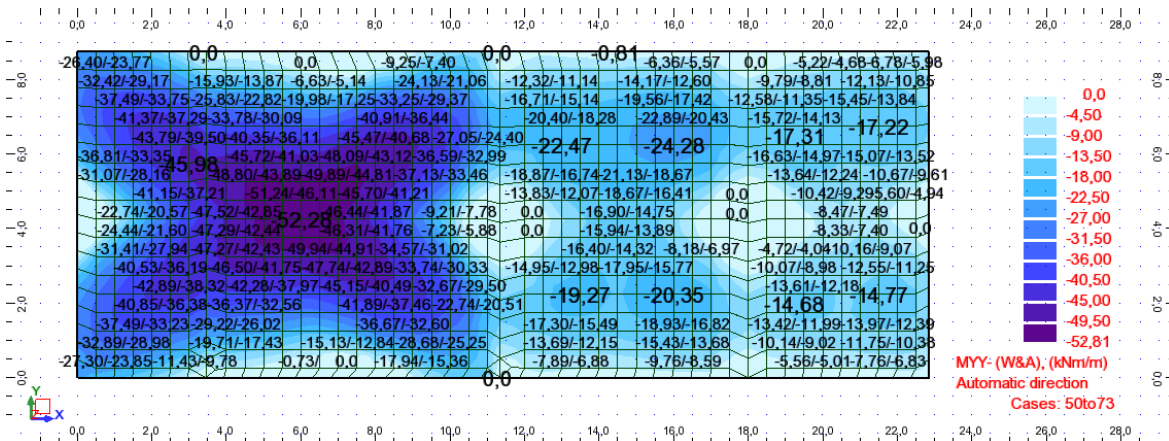
## Armadura Reforço Pilares P3 e P15 - $\varnothing 12//0,20 + \varnothing 10//0,20$ m Face Superior – Direção Y



### Direção X (momento fletor face inferior)



### Direção Y (momento fletor face inferior)



$$A_{s.min} = 0,26 \times \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$$

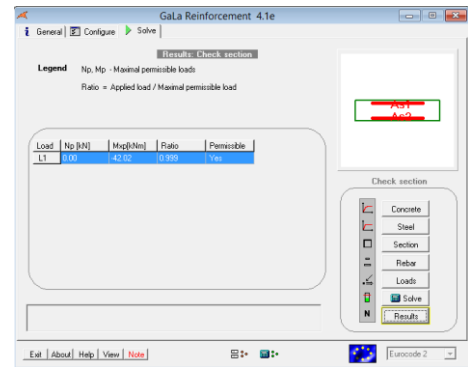
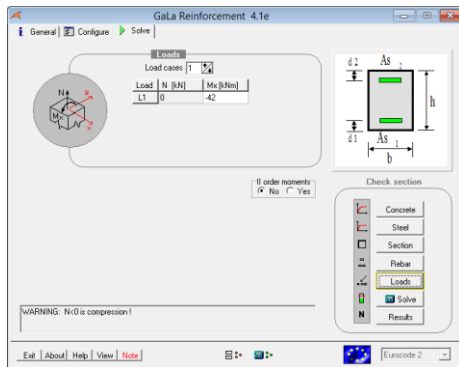
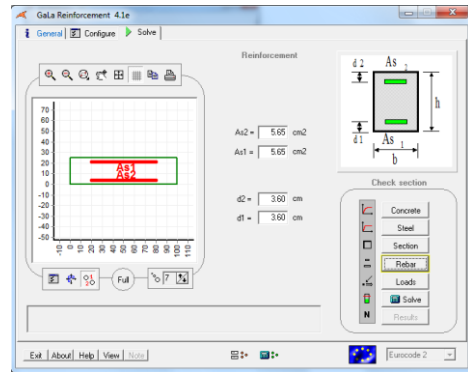
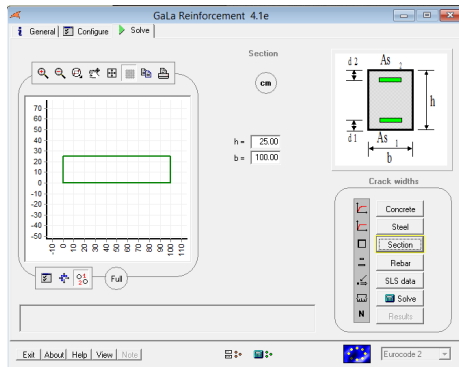
$$A_{s.min} = 0,26 \times \left( \frac{3,2}{400} \right) \times 1,00 \times 0,214 \geq 0,0013 \times 1,00 \times 0,214$$

$$A_{s.min} = 4,45 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 2,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s.min} = \varnothing 12 // 0,20 \text{ m} (5,65 \text{ cm}^2/\text{m})$$

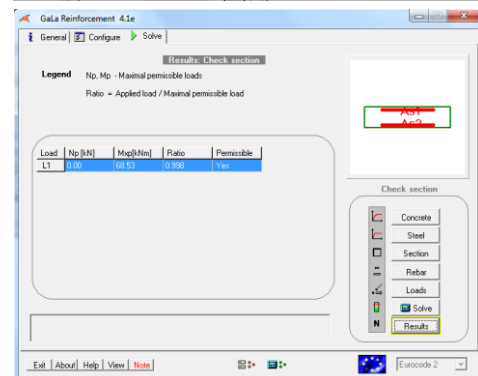
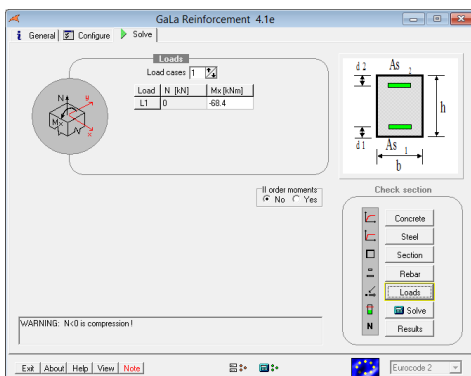
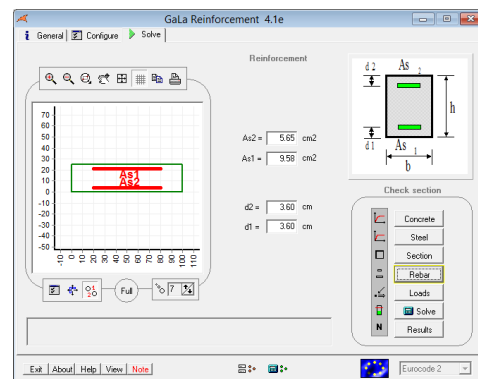
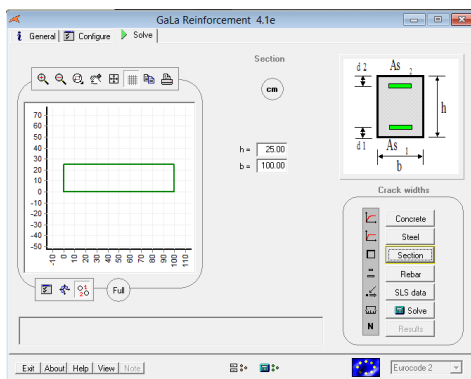
## Armadura Corrente Face Inferior - $\varnothing 12//0,20$ m

Direção X e Direção Y

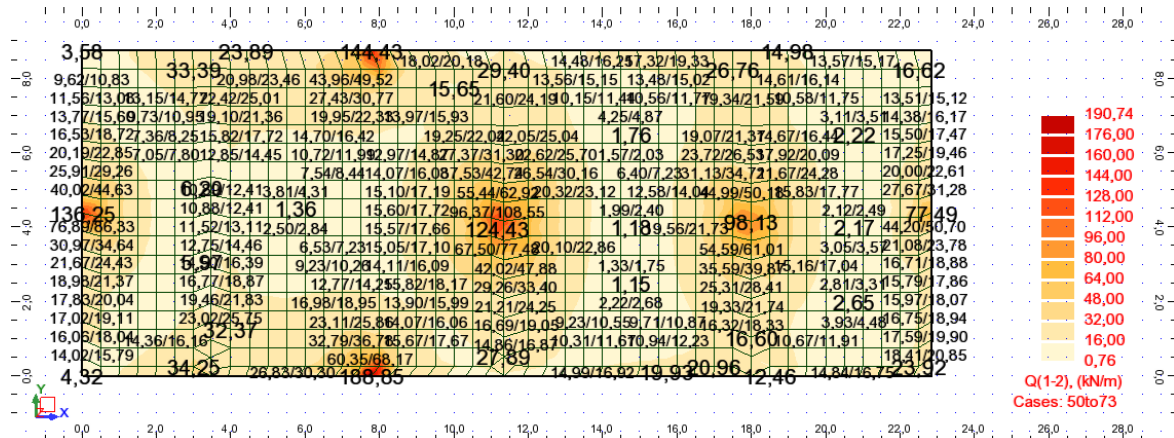


## Armadura Reforço Laje - $\varnothing 12//0,20 + \varnothing 10//0,20$ m

Face Inferior – Direção Y



## ELU de Resistência ao Esforço Transverso



### Pilar P9

#### Armadura de Corte EC2

$V_{Ed} =$	124,43	kN	$\rho_t = \frac{A_{St}}{b_w \cdot d}$
$b =$	1,00	m	
$h =$	0,25	m	
$d =$	0,214	m	
$A_{St} =$	11,31	cm <sup>2</sup>	
			$k = 1,967 \leq 2,0$
			$\rho_l = 0,00529 \leq 0,02$
$f_{ck} =$	30,0	MPa	$f_{cd} = 20,0$ MPa
$f_{yk} =$	400,0	MPa	$f_{syd} = 348,0$ MPa
$\theta =$	30,0	°	
$\alpha =$	90,0	°	

#### Esforço transverso resistente da secção de betão

$V_{Rd,c} =$   KN

$V_{Rd,c,min} =$   KN

$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{td}$   KN

Não é necessária armadura de esforço transverso

### Pilar P10

#### Armadura de Corte EC2

$V_{Ed} =$	98,13	kN	$\rho_t = \frac{A_{St}}{b_w \cdot d}$
$b =$	1,00	m	
$h =$	0,25	m	
$d =$	0,214	m	
$A_{St} =$	5,65	cm <sup>2</sup>	
			$k = 1,967 \leq 2,0$
			$\rho_l = 0,00264 \leq 0,02$
$f_{ck} =$	30,0	MPa	$f_{cd} = 20,0$ MPa
$f_{yk} =$	400,0	MPa	$f_{syd} = 348,0$ MPa
$\theta =$	30,0	°	
$\alpha =$	90,0	°	

#### Esforço transverso resistente da secção de betão

$V_{Rd,c} =$   KN

$V_{Rd,c,min} =$   KN

$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{td}$   KN

Não é necessária armadura de esforço transverso

## Pilar P8 e P15

### **Armadura de Corte**      EC2

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 136,25 && \text{kN} \\ b &= 1,00 && \text{m} \\ h &= 0,25 && \text{m} \\ d &= 0,214 && \text{m} \\ A_{sl} &= 9,58 && \text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 30,0 && \text{MPa} \\ f_{yk} &= 400,0 && \text{MPa} \\ \theta &= 30,0 && ^\circ \\ \alpha &= 90,0 && ^\circ \end{aligned}$$

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

$$\begin{aligned} k &= 1,967 && \leq 2,0 \\ \rho_l &= 0,00448 && \leq 0,02 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cd} &= 20,0 && \text{MPa} \\ f_{syd} &= 348,0 && \text{MPa} \end{aligned}$$

### **Esforço transversal resistente da secção de betão**

$$V_{Rd,c} = 120,05 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = 113,15 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 1129,92 \text{ kN}$$

**Necessária armadura de esforço transversal**

### **Armadura de esforço transversal necessária**

$$\begin{aligned} A_{ew}/s &= 11,74 && \text{cm}^2/\text{m} \\ s &= 20,0 && \text{cm} \\ A_{ew} &= 2,35 && \text{cm}^2/\text{linha} \\ A_{varão} &= 0,5 && \text{cm}^2 \\ \text{N}^\circ \text{ de ramos} &= 4,69 && /\text{linha} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{w,min} &= 0,0010954 \\ A_{ew}/s_{min} &= 10,95 && \text{cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{cw} &= 1 \\ V_{Rd,max} &= 880,69 && \text{kN} \end{aligned}$$

**VEd verifica o máximo**

### **Solução de armadura adoptada**

$$\begin{aligned} \text{n}^\circ \text{ de linhas de estribos} &= 5 \\ \text{n}^\circ \text{ de ramos} &= 6 \\ \text{Total de ramos} &= 30 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{l,max,estribo} &= 21,1 && \text{cm} \\ S_{l,max,ramos} &= 21,4 && \text{cm} \\ S_{t,max,estribo} &= 32,1 && \text{cm} \end{aligned}$$

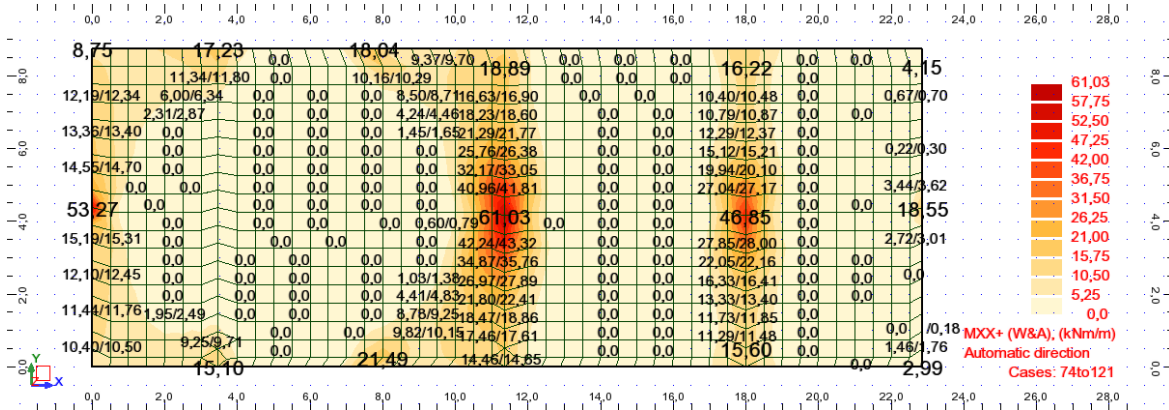
$$\begin{aligned} \Phi_{estribo} &= 8 && \text{mm} \\ \text{Secção} &= 0,5 && \text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Área total} = 15 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

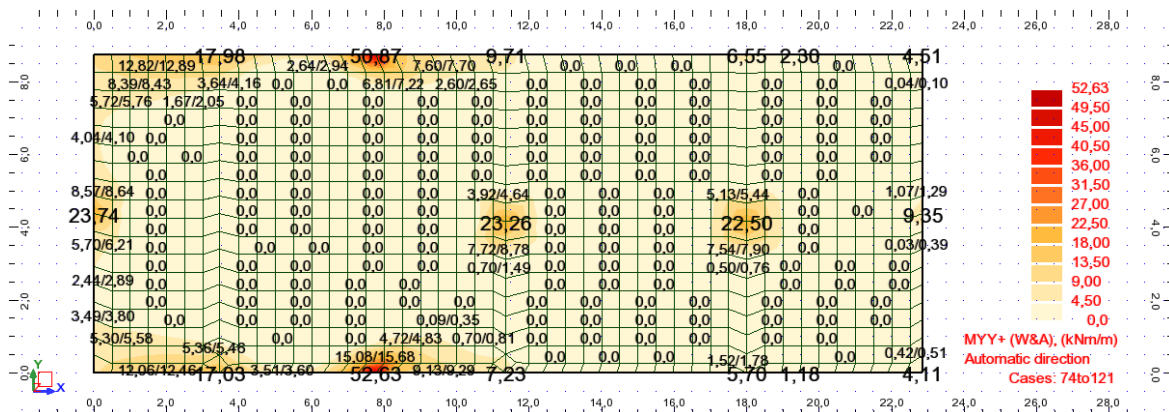
ELS – Verificação da Fendilhação

$$W_{kmax} = 0,3mm$$

Direção X (momento fletor face superior)



Direção Y (momento fletor face superior)



$$A_{s.min} = 0,26 \times \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$$

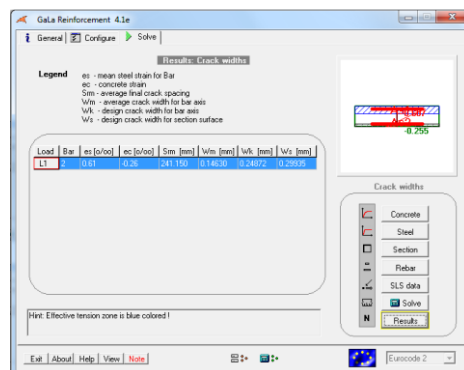
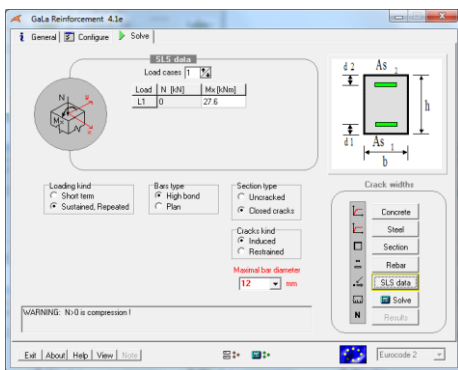
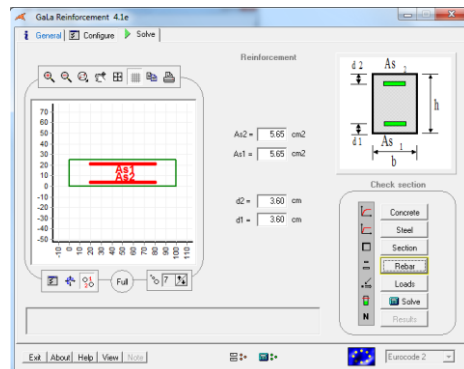
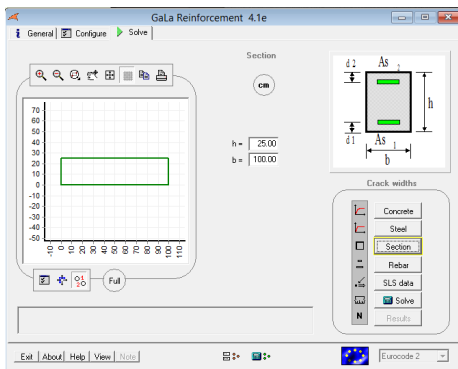
$$A_{s.min} = 0,26 \times \left( \frac{3,2}{400} \right) \times 1,00 \times 0,214 \geq 0,0013 \times 1,00 \times 0,214$$

$$A_{s.min} = 4,45 \text{ cm}^2/m \geq 2,78 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s.min} = \emptyset 12 // 0,20 \text{ m} (5,65 \text{ cm}^2/m)$$

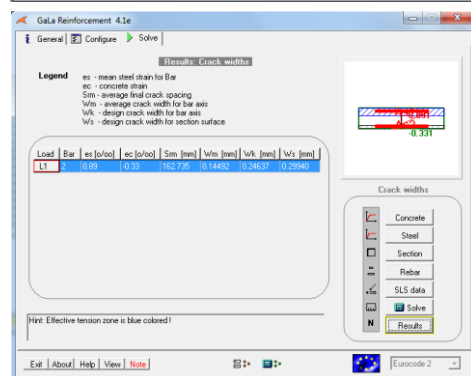
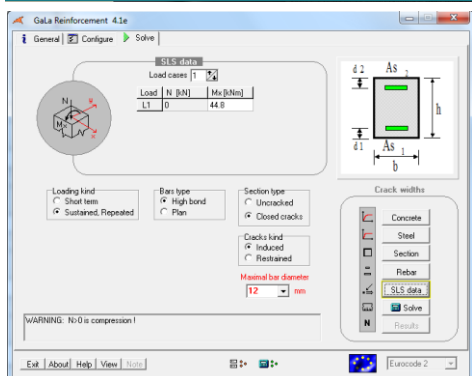
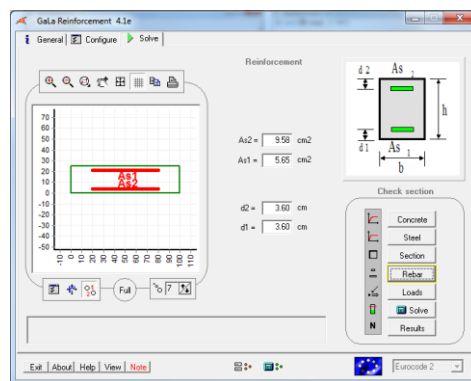
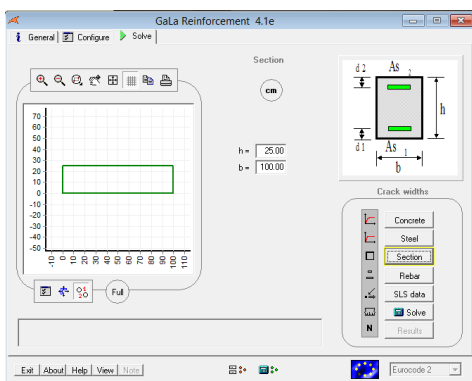
## Armadura Corrente Face Superior - $\varnothing 12//0,20$ m

Direção X e Direção Y



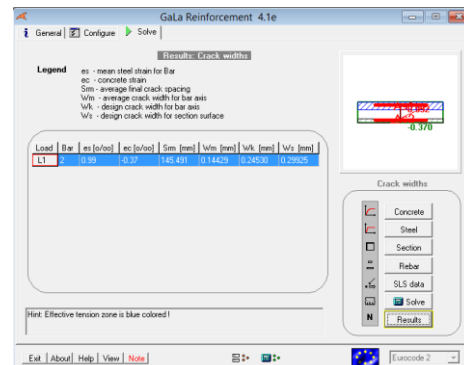
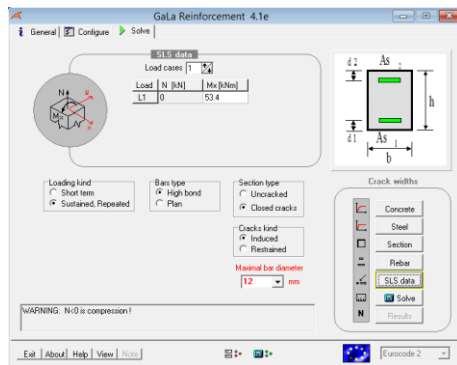
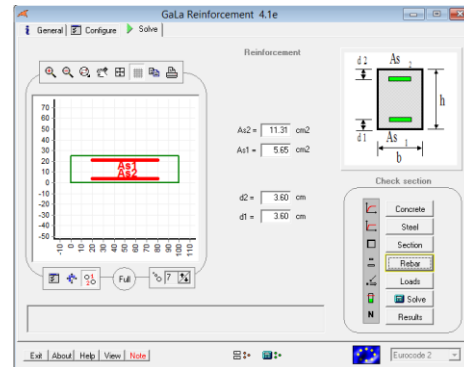
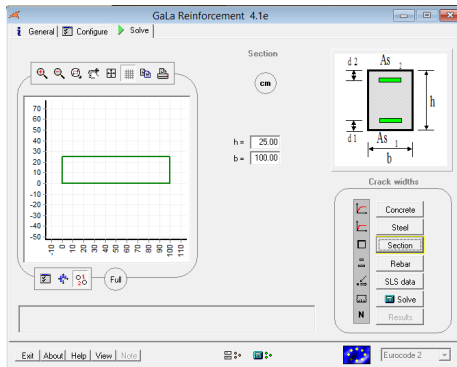
## Armadura Reforço Pilares P8 e P10 - $\varnothing 12//0,20 + \varnothing 10//0,20$ m

Face Superior - Direção X



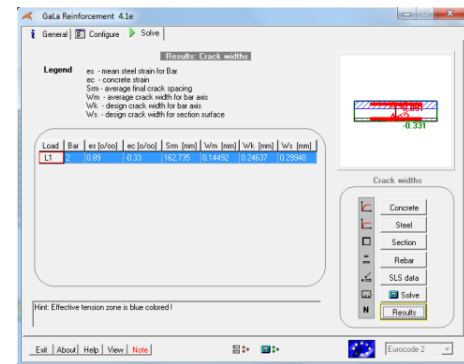
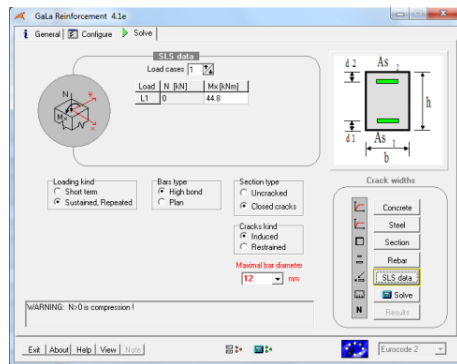
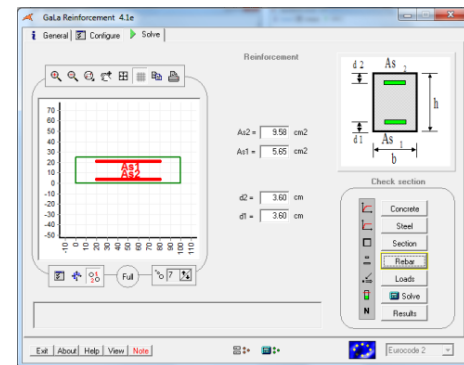
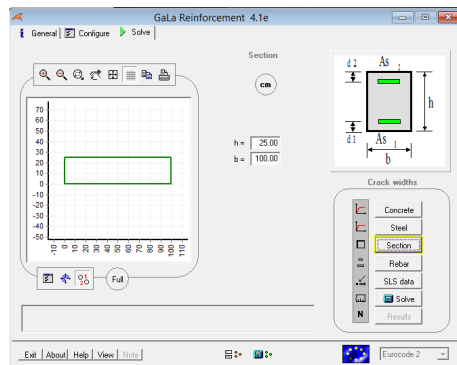
## Armadura Reforço Pilares P9 $\varnothing 12//0,20 + \varnothing 12//0,20$ m

Face Superior – Direção X

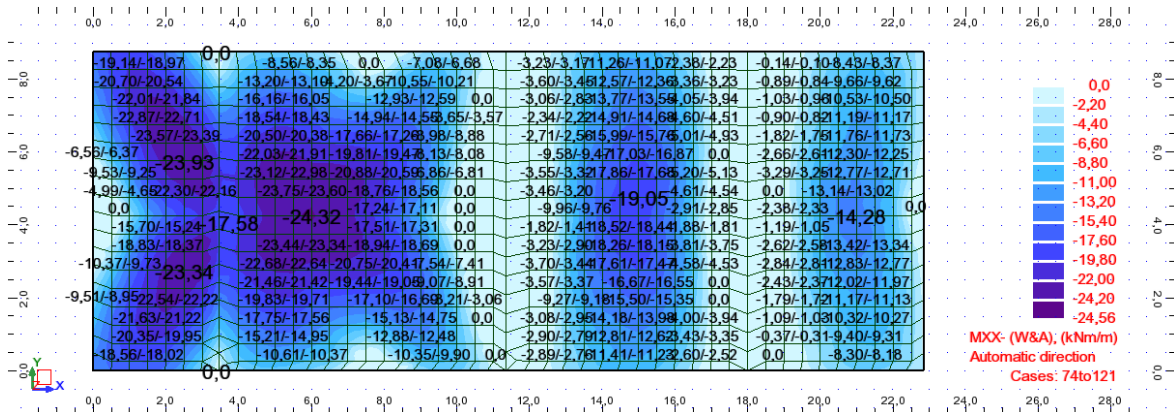


## Armadura Reforço Pilares P3 e P15 - $\varnothing 12//0,20 + \varnothing 10//0,20$ m

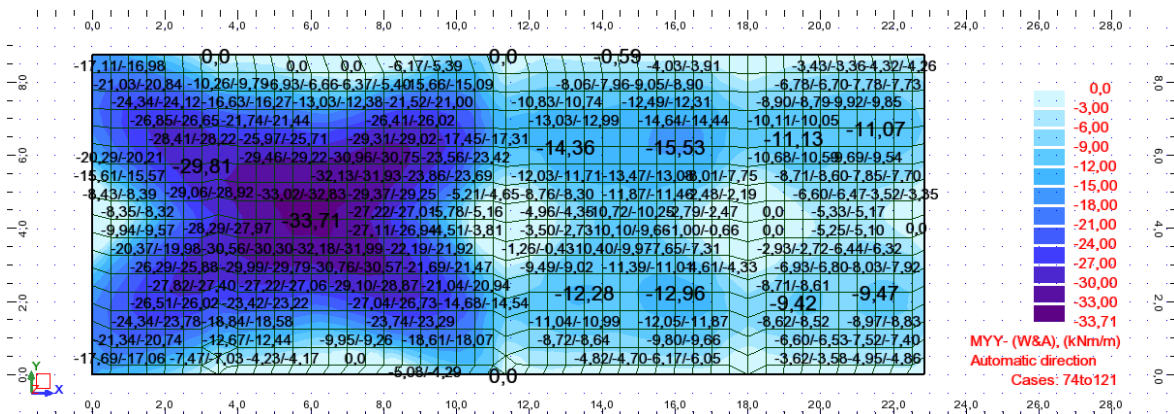
Face Superior – Direção Y



### Direção X (momento fletor face inferior)



### Direção Y (momento fletor face inferior)



$$A_{s,min} = 0,26 \times \left( \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$$

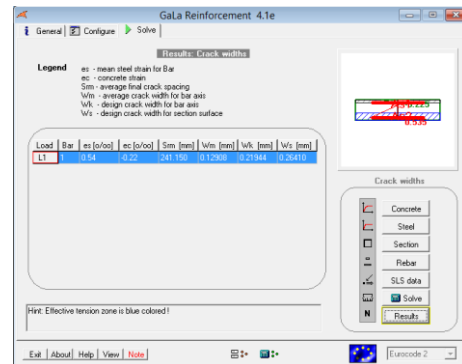
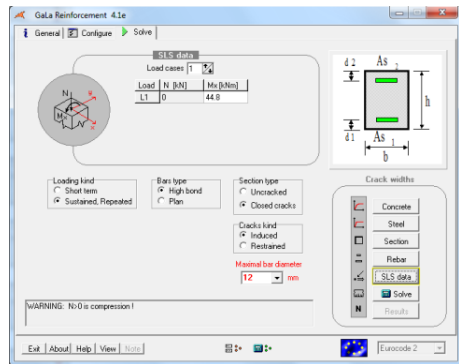
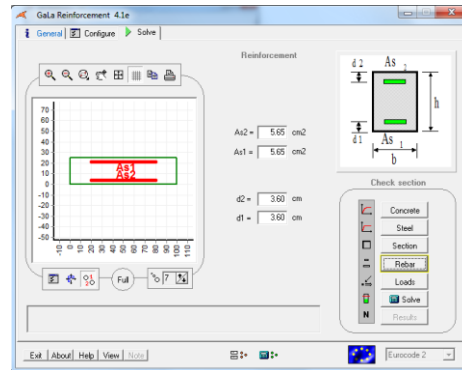
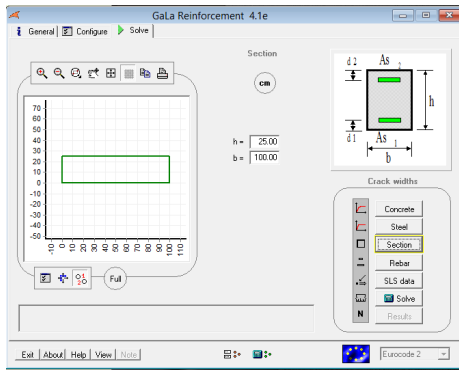
$$A_{s,min} = 0,26 \times \left( \frac{3,2}{400} \right) \times 1,00 \times 0,214 \geq 0,0013 \times 1,00 \times 0,214$$

$$A_{sl,min} = 4,45 \text{ cm}^2/\text{m} \geq 2,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,min} = \emptyset 12//0,20 \text{ m} (5,65 \text{ cm}^2/\text{m})$$

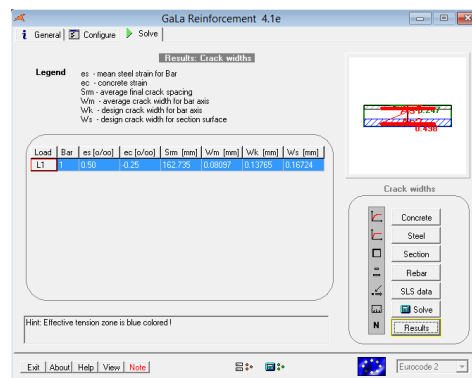
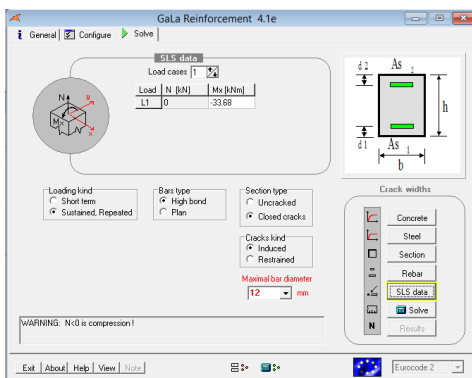
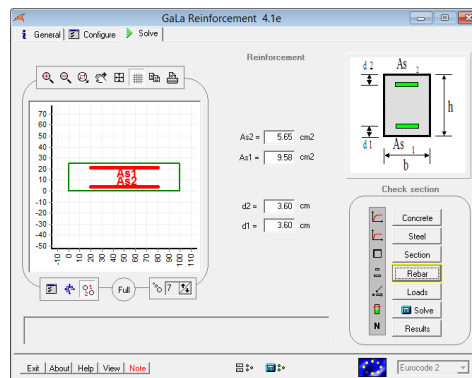
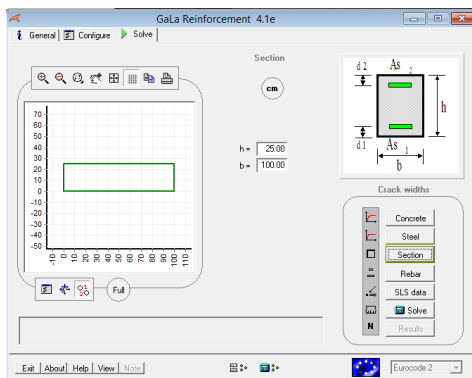
## Armadura Corrente Face Inferior - $\phi 12//0,20$ m

Direção X e Direção Y

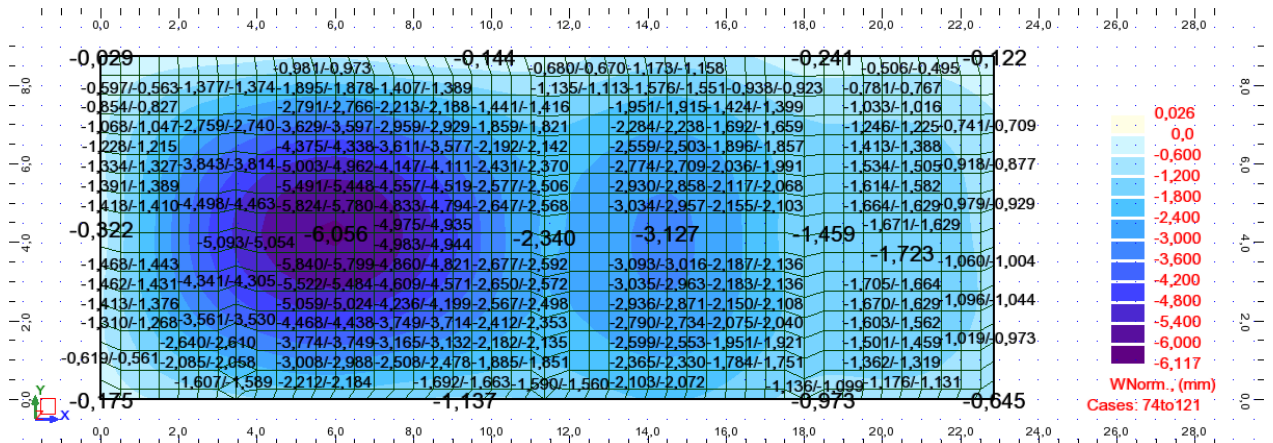


## Armadura Reforço Laje - $\phi 12//0,20 + \phi 10//0,20$ m

Face Inferior - Direção Y



## ELS – Verificação da Deformação



$$\Delta v, \text{elástica (mm)} = 6,056 - 0,53 = 5,53 \text{ mm}$$

$$\Delta v, \text{tempo infinito (mm)} = 5,53 \times 3,5 = 19,36 \text{ mm}$$

$$\Delta v, \text{máx (mm)} = L/400 = 8,75/400 = 21,88 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica}$$

$$\Delta v, \text{elástica (mm)} = 6,056 - 0,32 = 5,74 \text{ mm}$$

$$\Delta v, \text{tempo infinito (mm)} = 5,74 \times 3,5 = 20,09 \text{ mm}$$

$$\Delta v, \text{máx (mm)} = L/400 = 11,35/400 = 28,38 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica}$$

### Solução de armadura adotada:

#### Armadura Corrente:

$$A_{s,\text{sup}} \text{ e } A_{s,\text{inf}} - \text{Dir X} = \phi 12//0,20 \text{ (5,65 cm}^2/\text{m)};$$

$$A_{s,\text{sup}} \text{ e } A_{s,\text{inf}} - \text{Dir Y} = \phi 12//0,20 \text{ (5,65 cm}^2/\text{m)};$$

#### Armadura Reforço:

$$A_{s,\text{sup}} \text{ (apoio Pilar P8 e P10)} - \text{Dir X} = \phi 12//0,20 + \phi 10//0,20 \text{ (9,58 cm}^2/\text{m)};$$

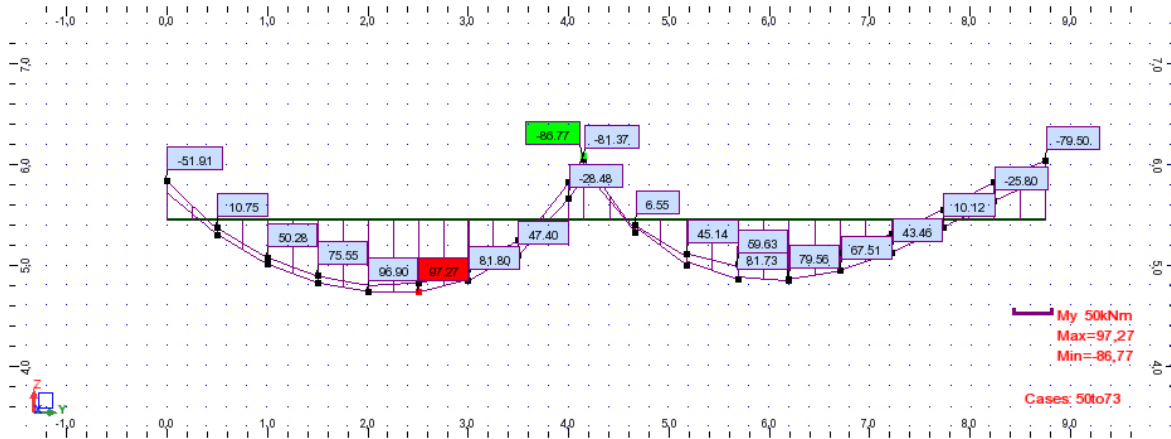
$$A_{s,\text{sup}} \text{ (apoio Pilar P9)} - \text{Dir X} = \phi 12//0,20 + \phi 12//0,20 \text{ (11,31 cm}^2/\text{m)};$$

$$A_{s,\text{sup}} \text{ (apoio Pilar P3 e P15)} - \text{Dir Y} = \phi 12//0,20 + \phi 10//0,20 \text{ (9,58 cm}^2/\text{m)};$$

$$A_{s,\text{inf}} \text{ (reforço laje)} - \text{Dir Y} = \phi 12//0,20 + \phi 10//0,20 \text{ (9,58 cm}^2/\text{m)};$$

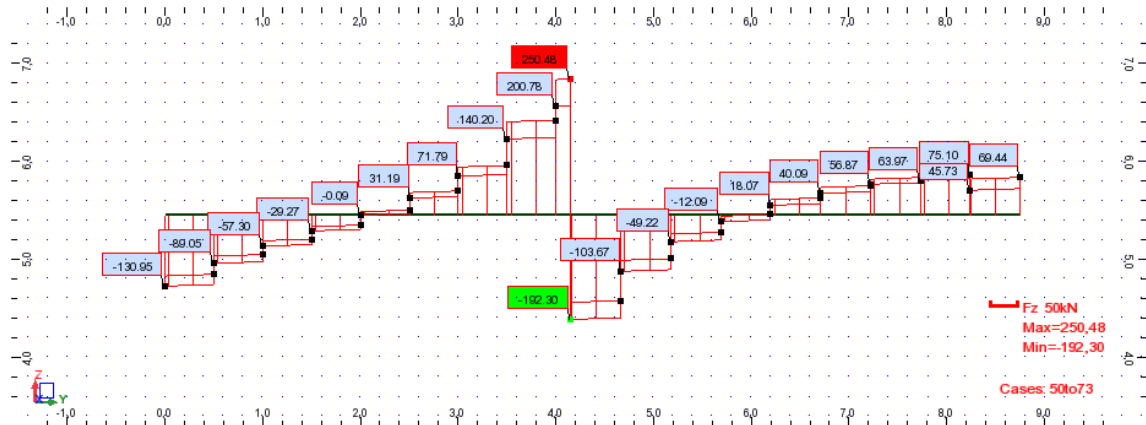
## VIGA 2.1

### ELU – Verificação à flexão



Barra 75/76		AS Superior	
AS Inferior		AS Superior	
Msd =	114,62 kN.m	Msd =	81,00 kN.m
b =	0,30 m	b =	0,30 m
h =	0,60 m	h =	0,60 m
d =	0,55 m	d =	0,55 m
Aço	A400	Aço	A400
Betão	c30/37	Betão	c30/37
fyk =	400 MPa	fyk =	400 MPa
fsyd =	348 MPa	fsyd =	348 MPa
fcd =	20,00 MPa	fcd =	20,00 MPa
fctm =	2,9 MPa	fctm =	2,9 MPa
$\mu$ =	0,063	$\mu$ =	0,045
$\omega$ =	0,066	$\omega$ =	0,047
As =	6,28 cm <sup>2</sup>	As =	4,42 cm <sup>2</sup>
Solução:	2 $\Phi$ 12 + 2 $\Phi$ 16 6,28 cm <sup>2</sup>	Solução:	4 $\Phi$ 12 4,52 cm <sup>2</sup>
As <sub>min</sub> =	3,11 cm <sup>2</sup>	As <sub>min</sub> =	3,11 cm <sup>2</sup>
>0,0013b.d	2,145 cm <sup>2</sup>	>0,0013b.d	2,145 cm <sup>2</sup>
As <sub>máx</sub> =	72,00 cm <sup>2</sup>	As <sub>máx</sub> =	72,00 cm <sup>2</sup>

# ELU de Resistência ao Esforço Transverso



**Armadura de Corte EC2**

<p><math>V_{Ed} = 172,84</math> kN</p> <p><math>b = 0,30</math> m</p> <p><math>h = 0,50</math> m</p> <p><math>d = 0,45</math> m</p> <p><math>Asl = 4,52</math> cm<sup>2</sup></p> <p><math>f_{ck} = 30</math> MPa</p> <p><math>f_{yk} = 400</math> MPa</p> <p><math>\theta = 33</math> °</p> <p><math>\alpha = 90</math> °</p>	<p><b>Aço</b> A400</p> <p><b>Betão</b> c30/37</p> <p>Pré-esforço Não</p> <p><math>k = 1,667 \leq 2,0</math></p> <p><math>\rho_t = 0,00335 \leq 0,02</math></p> <p><math>f_{cd} = 20,00</math> MPa</p> <p><math>f_{syd} = 348</math> MPa</p>
--	---

$$\rho_t = \frac{A_{sl}}{b_{eff} \cdot d}$$

**Esforço transverso resistente da secção de betão**

$V_{Rd,c} = 58,26$  kN

$V_{Rd,c,min} = 55,68$  kN

$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{ctd} = 712,80$  kN

**Armadura de Esforço transverso necessária**

<p><math>A_{w/s} = 7,97</math> cm<sup>2</sup>/m</p> <p><math>s = 10</math> cm</p> <p><math>A_{w} = 0,80</math> cm<sup>2</sup></p> <p><math>A_{w,add} = 0,5</math> cm<sup>2</sup></p> <p>Nº de ramos = 1,6</p> <p><math>\alpha_{CW} = 1,00</math></p> <p><math>V_{Rd,max} = 586,06</math> kN</p>	<p><b>Afastamentos</b></p> <p><math>s_{l,max} = 33,75</math> cm</p> <p><math>s_{t,max} = 33,75</math> cm</p> <p style="text-align: center;">60 cm</p> <table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Ramos</th> <th>Diametro</th> <th>Espaçamento (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">2</td> <td style="text-align: center;">Φ 8</td> <td style="text-align: center;">0,10</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;"><b>Asw/s = 10,05 cm<sup>2</sup></b></p>	Ramos	Diametro	Espaçamento (m)	2	Φ 8	0,10
Ramos	Diametro	Espaçamento (m)					
2	Φ 8	0,10					

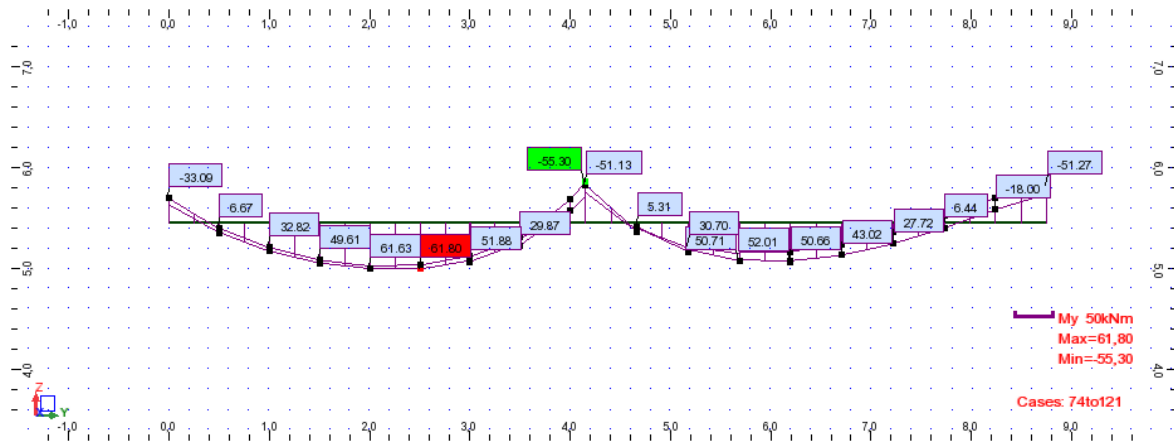
**Ved verifica o máximo**

**Armadura mínima de esforço transverso**

<p><math>A_{w,min}/s = 3,29</math> cm<sup>2</sup>/m</p> <p><math>s = 15</math> cm</p> <p><math>A_{w,min} = 0,49</math> cm<sup>2</sup></p> <p><math>A_{w,add} = 0,28</math> cm<sup>2</sup></p> <p>Nº de ramos = 1,8</p> <p>Nº de ramos a colocar = 2</p> <p><math>V_{Rd,Asw,min} = 80,98</math> kN</p>	<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Ramos</th> <th>Diametro</th> <th>Espaçamento (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">2</td> <td style="text-align: center;">Φ 6</td> <td style="text-align: center;">0,15</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;"><b>Asw/s = 3,77 cm<sup>2</sup></b></p> <p style="text-align: center;"><b>Esforço resistente da armadura mínima</b></p>	Ramos	Diametro	Espaçamento (m)	2	Φ 6	0,15
Ramos	Diametro	Espaçamento (m)					
2	Φ 6	0,15					

**Necessária armadura de esforço transverso**

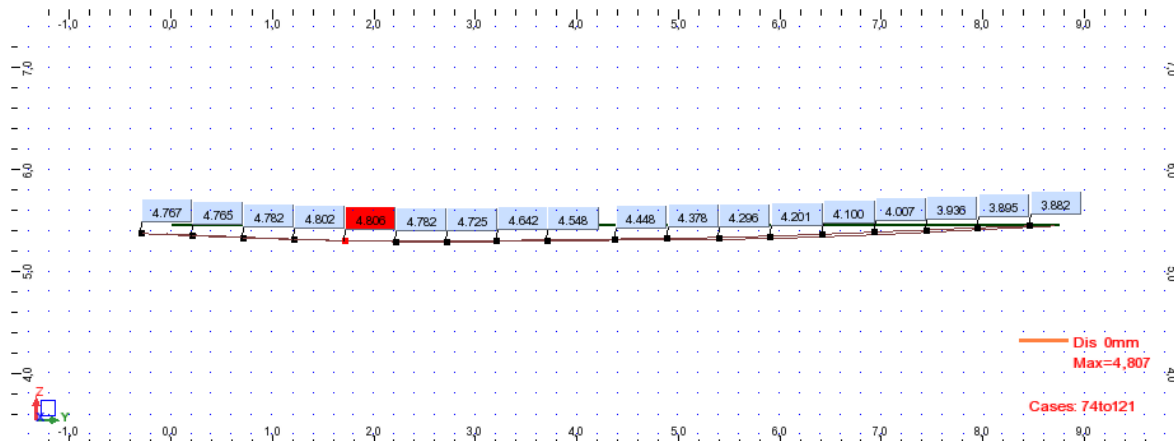
## ELS – Verificação da Fendilhação



h=	60	cm	Aço	A400
d=	55	cm	Betão	c30/37
b=	30	cm		
f <sub>ctm</sub> =	2,9	MPa		
E <sub>cm</sub> =	33	GPa		

	M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	ρ	ξ	C <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>sr</sub>	0,6σ <sub>s</sub> /E <sub>s</sub>	expressão 7.9 EC2	E <sub>ser</sub> /E <sub>cm</sub>	h <sub>car</sub>	Ac,eff	ρ <sub>r</sub>	s <sub>m</sub>	w <sub>k</sub> (EC2)			
	(kN.m)	(cm <sup>2</sup> )	(%)			(MPa)	(MPa)				(cm)	(cm <sup>2</sup> )		(mm)	(mm)			
c 12 n° 4	55,30	4,52	0,274	0,208	392,143	239,0	225,6	0,000717	0,000679	0,000717	12,5	16,2	30,0	375	0,01206	339,19	0,24	<0,30
c 12 n° 2 + c 16 n° 2	72,86	6,28	0,381	0,240	285,633	229,3	164,3	0,000688	0,000765	0,000765	12,5	15,6	30,0	375	0,01675	291,82	0,22	<0,30

## ELS – Verificação da Deformação



Barra 76

$$\Delta v, \text{elástica (mm)} = 4,806 - 4,448 = 0,358 \text{ mm}$$

$$\Delta v, \text{tempo infinito (mm)} = 0,358 \times 3,5 = 1,253 \text{ mm}$$

$$\Delta v, \text{máx (mm)} = 4,375 / 400 \times 1000 = 10,9 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica}$$

Barra 75

$$\Delta v, \text{ elástica (mm)} = 4,448 - 3,882 = 0,566 \text{ mm}$$

$$\Delta v, \text{ tempo infinito (mm)} = 0,566 \times 3,5 = 1,981 \text{ mm}$$

$$\Delta v, \text{ máx (mm)} = 4,375/400 \times 1000 = 10,9 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica}$$

Solução adotada

As,sup - 4 $\phi$ 12

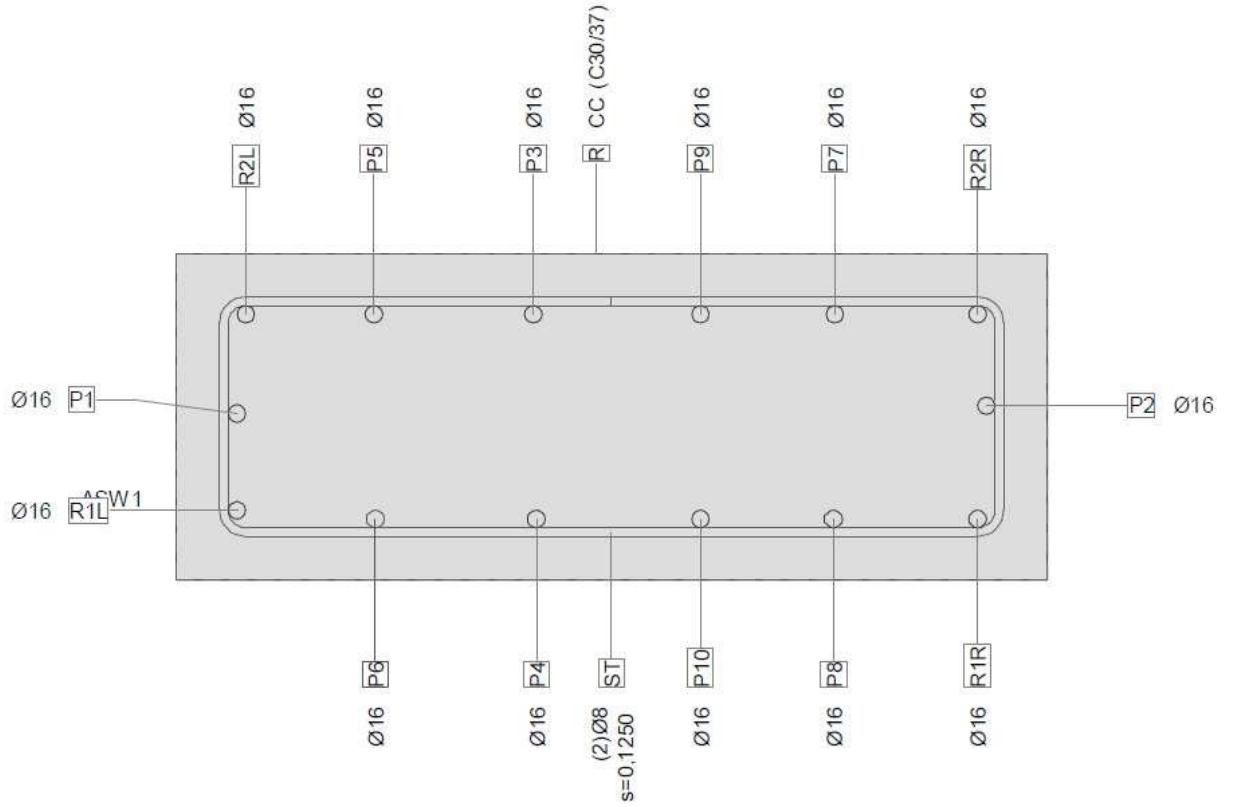
As,inf - 2 $\phi$ 12 + 2 $\phi$ 16



ELU Resistência à Flexão Desviada:

Dimensionamento da armadura: FAGUS

Cross-section P12 (C30/37;S400): Outline, Reinforcements, without shear walls



Solução de Armadura:  $A_s$ , vertical =  $14\phi 16$  ( $28,14 \text{ cm}^2$ )

$A_s$ , transversal = cintas  $\phi 8 // 0,125$



# SAPATA DO PILAR P5

## Dimensionamento de fundações directas

Elemento: **P5**

**Aço** A400  
 $f_{yk} = 400$  MPa  
 $f_{yd} = 348$  MPa  
 $E_s = 200$  GPa

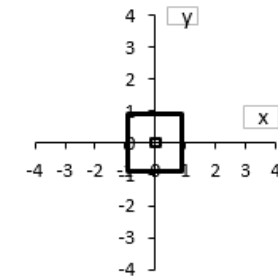
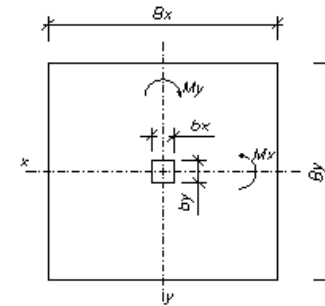
Arm. X =  $\Phi 12 // 0,125$  9,05 cm<sup>2</sup>/m  
 Arm. Y =  $\Phi 12 // 0,125$  9,05 cm<sup>2</sup>/m

**Betão** C30/37  
 Recob. 5,0 cm  
 $f_{ck} = 30$  MPa  
 $f_{cd} = 20$  MPa  
 $f_{ctm} = 2,9$  MPa  
 $E_{cm} = 33$  GPa  
 $\gamma_b = 25$  kN/m<sup>3</sup>

**Sapata**  
 $B_x = 1,80$  m  
 $B_y = 1,80$  m  
 $h = 0,40$  m  
 $V = 1,3$  m<sup>3</sup>  
 $h_{req,x} = 0,40$  m  
 $h_{req,y} = 0,40$  m  
 $\gamma_{Gi} = 1,35$   
 $\sigma_{Rd} = 285$  kPa

**Pilar**  
 $b_x = 0,30$  m  
 $b_y = 0,30$  m

**Aterro**  
 $h_{terras} = 0,65$  m  
 $\gamma_s = 19,0$  kN/m<sup>3</sup>



$N < 0$  para força axial descendente

Rácios		
% apoio	100%	OK
$h_{req}$	1,01	OK
Tensões	1,08	OK
Arm. x	1,15	OK
Arm. Min. x	1,44	OK
Arm. y	1,16	OK
Arm. Min. y	1,40	OK
Punçoamento	2,63	OK
Corte x	1,45	OK
Corte y	1,43	OK

Dados						Resultados - Tensões														
			Esforços na base do pilar			Esforços na base da sapata					Excentricidades				Sapata totalmente apoiada					
No.	Ação	Caso	NSd (kN)	MSdx (kN.m)	MSdy (kN.m)	Nsapata (kN)	Nterras (kN)	NSd total (kN)	MSdx (kN.m)	MSdy (kN.m)	ey (m)	ex (m)	$\frac{ex}{Bx} + \frac{ey}{By}$	1/6	$\sigma_1$ (kPa)	$\sigma_2$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_4$ (kPa)	$\sigma_{ref}$ (kPa)	$\frac{\sigma_d}{\sigma_{ref}}$ (-)
1	Estática	C1_ELU+	-665,62	52,16	16,17	43,7	52,5	843,6	6,0	1,9	0,007	0,002	0,005	0,167	268,6	264,6	256,2	252,2	264,5	1,08
2	Estática	C1_ELU-	-653,84	51,16	15,73	43,7	52,5	834,8	6,1	1,9	0,007	0,002	0,005	0,167	265,9	261,9	253,4	249,4	261,8	1,09
3	Estática	C2_ELU+	-613,74	48,13	14,91	43,7	52,5	806,3	6,1	1,8	0,008	0,002	0,005	0,167	257,0	253,3	244,5	240,8	252,9	1,13
4	Estática	C2_ELU-	-605,50	47,42	14,60	43,7	52,5	800,1	6,1	1,8	0,008	0,002	0,005	0,167	255,1	251,4	242,5	238,8	251,0	1,14
5	Estática	C3_ELU+	-665,62	52,16	16,17	43,7	52,5	828,8	8,3	1,0	0,010	0,001	0,006	0,167	265,4	263,4	248,3	246,2	260,6	1,09
6	Estática	C3_ELU-	-653,84	51,16	15,73	43,7	52,5	820,0	8,4	1,0	0,010	0,001	0,006	0,167	262,7	260,6	245,5	243,4	257,9	1,11
7	Estática	C4_ELU+	-613,74	48,13	14,91	43,7	52,5	791,6	8,4	0,9	0,011	0,001	0,006	0,167	253,8	252,1	236,6	234,8	249,1	1,14
8	Estática	C4_ELU-	-605,50	47,42	14,60	43,7	52,5	785,4	8,4	0,9	0,011	0,001	0,007	0,167	251,9	250,2	234,7	232,9	247,2	1,15
9	Estática	C5_ELU+	-665,62	52,16	16,17	43,7	52,5	843,6	6,0	1,9	0,007	0,002	0,005	0,167	268,6	264,6	256,2	252,2	264,5	1,08
10	Estática	C5_ELU-	-653,84	51,16	15,73	43,7	52,5	834,8	6,1	1,9	0,007	0,002	0,005	0,167	265,9	261,9	253,4	249,4	261,8	1,09
11	Estática	C6_ELU+	-613,74	48,13	14,91	43,7	52,5	806,3	6,1	1,8	0,008	0,002	0,005	0,167	257,0	253,3	244,5	240,8	252,9	1,13
12	Estática	C6_ELU-	-605,50	47,42	14,60	43,7	52,5	800,1	6,1	1,8	0,008	0,002	0,005	0,167	255,1	251,4	242,5	238,8	251,0	1,14
13	Estática	C7_ELU+	-665,62	52,16	16,17	43,7	52,5	828,8	8,3	1,0	0,010	0,001	0,006	0,167	265,4	263,4	248,3	246,2	260,6	1,09
14	Estática	C7_ELU-	-653,84	51,16	15,73	43,7	52,5	820,0	8,4	1,0	0,010	0,001	0,006	0,167	262,7	260,6	245,5	243,4	257,9	1,11
15	Estática	C8_ELU+	-613,74	48,13	14,91	43,7	52,5	791,6	8,4	0,9	0,011	0,001	0,006	0,167	253,8	252,1	236,6	234,8	249,1	1,14
16	Estática	C8_ELU-	-605,50	47,42	14,60	43,7	52,5	785,4	8,4	0,9	0,011	0,001	0,007	0,167	251,9	250,2	234,7	232,9	247,2	1,15
17	Sismo	126 (C) (CQC)	-445,14	54,80	17,18	43,7	52,5	579,0	5,8	0,5	0,010	0,001	0,006	0,167	185,2	184,1	173,3	172,2	181,9	2,35
18	Sismo	127 (C) (CQC)	-444,90	54,72	16,67	43,7	52,5	577,6	5,8	0,5	0,010	0,001	0,006	0,167	184,7	183,6	172,9	171,8	181,5	2,36
19	Sismo	128 (C) (CQC)	-437,49	31,95	31,73	43,7	52,5	580,1	5,8	0,5	0,010	0,001	0,006	0,167	185,6	184,5	173,6	172,5	182,3	2,35
20	Sismo	129 (C) (CQC)	-436,68	31,69	31,32	43,7	52,5	575,4	5,7	0,5	0,010	0,001	0,006	0,167	184,0	182,9	172,3	171,2	180,8	2,36

21	Sismo	130 (C) (CQC)	-422,48	64,91	16,46	43,7	52,5	577,6	5,8	0,5	0,010	0,001	0,006	0,167	184,7	183,6	172,9	171,8	181,5	2,36
22	Sismo	131 (C) (CQC)	-422,24	64,96	16,30	43,7	52,5	576,2	5,7	0,5	0,010	0,001	0,006	0,167	184,3	183,2	172,5	171,4	181,1	2,36
23	Sismo	132 (C) (CQC)	-430,70	42,92	31,52	43,7	52,5	579,7	5,8	0,5	0,010	0,001	0,006	0,167	185,4	184,4	173,5	172,4	182,2	2,35
24	Sismo	133 (C) (CQC)	-429,88	43,09	31,21	43,7	52,5	575,0	5,7	0,5	0,010	0,001	0,006	0,167	183,9	182,8	172,2	171,0	180,7	2,37
25	Sismo	134 (C) (CQC)	-444,70	53,54	16,92	43,7	52,5	580,4	5,8	0,5	0,010	0,001	0,006	0,167	185,6	184,6	173,6	172,6	182,4	2,34
26	Sismo	135 (C) (CQC)	-444,47	53,47	16,42	43,7	52,5	577,6	5,8	0,5	0,010	0,001	0,006	0,167	184,7	183,6	172,9	171,8	181,5	2,36
27	Sismo	136 (C) (CQC)	-437,35	31,57	30,92	43,7	52,5	582,6	5,9	0,5	0,010	0,001	0,006	0,167	186,4	185,4	174,3	173,3	183,1	2,33
28	Sismo	137 (C) (CQC)	-436,57	31,31	30,51	43,7	52,5	573,3	5,7	0,6	0,010	0,001	0,006	0,167	183,4	182,2	171,7	170,5	180,1	2,37
29	Sismo	138 (C) (CQC)	-422,91	63,71	16,23	43,7	52,5	577,6	5,8	0,5	0,010	0,001	0,006	0,167	184,7	183,6	172,9	171,8	181,5	2,36
30	Sismo	139 (C) (CQC)	-422,67	63,76	16,06	43,7	52,5	574,8	5,7	0,6	0,010	0,001	0,006	0,167	183,8	182,7	172,1	171,0	180,6	2,37
31	Sismo	140 (C) (CQC)	-430,81	42,56	30,71	43,7	52,5	581,8	5,9	0,5	0,010	0,001	0,006	0,167	186,1	185,1	174,0	173,0	182,8	2,34
32	Sismo	141 (C) (CQC)	-430,03	42,72	30,40	43,7	52,5	572,5	5,6	0,6	0,010	0,001	0,006	0,167	183,1	181,9	171,5	170,3	179,9	2,38

Dados			Esforços na base do pilar			Dim. Arm. x		Dim. Arm. Y		Verif. ao Punçamento			Verif. Vsd na dir. x			Verif. Vsd na dir. y		
No.	Acção	Caso	NSd (kN)	MSdx (kN.m)	MSdy (kN.m)	Asmin (x) (cm <sup>2</sup> /m)	Asreq (x) (cm <sup>2</sup> /m)	Asmin (y) (cm <sup>2</sup> /m)	Asreq (y) (cm <sup>2</sup> /m)	vRd, máx (kPa)	vRd, C (kPa)	$\frac{vRd}{vEd}$	VEd (x) (kN)	VRd, C (x) (kN)	$\frac{VRd, C}{VEd}^X$	VEd (y) (kN)	VRd, C (y) (kN)	$\frac{VRd, C}{VEd}^Y$
1	Estática	C1_ELU+	-665,62	52,16	16,17	6,5	7,9	6,5	7,8	5280,0	598,1	2,6	191,4	277,7	1,5	193,8	277,7	1,4
2	Estática	C1_ELU-	-653,84	51,16	15,73	6,5	7,8	6,5	7,7	5280,0	598,1	2,7	189,4	277,7	1,5	191,8	277,7	1,4
3	Estática	C2_ELU+	-613,74	48,13	14,91	6,5	7,5	6,5	7,5	5280,0	598,1	2,8	182,9	277,7	1,5	185,4	277,7	1,5
4	Estática	C2_ELU-	-605,50	47,42	14,60	6,5	7,5	6,5	7,4	5280,0	598,1	2,8	181,5	277,7	1,5	184,0	277,7	1,5
5	Estática	C3_ELU+	-665,62	52,16	16,17	6,5	7,8	6,5	7,7	5280,0	598,1	2,7	187,5	277,7	1,5	191,8	277,7	1,4
6	Estática	C3_ELU-	-653,84	51,16	15,73	6,5	7,7	6,5	7,6	5280,0	598,1	2,7	185,6	277,7	1,5	189,8	277,7	1,5
7	Estática	C4_ELU+	-613,74	48,13	14,91	6,5	7,4	6,5	7,4	5280,0	598,1	2,8	179,0	277,7	1,6	183,4	277,7	1,5
8	Estática	C4_ELU-	-605,50	47,42	14,60	6,5	7,4	6,5	7,3	5280,0	598,1	2,9	177,7	277,7	1,6	182,0	277,7	1,5
9	Estática	C5_ELU+	-665,62	52,16	16,17	6,5	7,9	6,5	7,8	5280,0	598,1	2,6	191,4	277,7	1,5	193,8	277,7	1,4
10	Estática	C5_ELU-	-653,84	51,16	15,73	6,5	7,8	6,5	7,7	5280,0	598,1	2,7	189,4	277,7	1,5	191,8	277,7	1,4
11	Estática	C6_ELU+	-613,74	48,13	14,91	6,5	7,5	6,5	7,5	5280,0	598,1	2,8	182,9	277,7	1,5	185,4	277,7	1,5
12	Estática	C6_ELU-	-605,50	47,42	14,60	6,5	7,5	6,5	7,4	5280,0	598,1	2,8	181,5	277,7	1,5	184,0	277,7	1,5
13	Estática	C7_ELU+	-665,62	52,16	16,17	6,5	7,8	6,5	7,7	5280,0	598,1	2,7	187,5	277,7	1,5	191,8	277,7	1,4
14	Estática	C7_ELU-	-653,84	51,16	15,73	6,5	7,7	6,5	7,6	5280,0	598,1	2,7	185,6	277,7	1,5	189,8	277,7	1,5
15	Estática	C8_ELU+	-613,74	48,13	14,91	6,5	7,4	6,5	7,4	5280,0	598,1	2,8	179,0	277,7	1,6	183,4	277,7	1,5
16	Estática	C8_ELU-	-605,50	47,42	14,60	6,5	7,4	6,5	7,3	5280,0	598,1	2,9	177,7	277,7	1,6	182,0	277,7	1,5
17	Sismo	132 (C) (CQC)	-445,14	54,80	17,18	6,5	5,4	6,5	5,4	5280,0	598,1	4,4	130,9	277,7	2,1	134,0	277,7	2,1
18	Sismo	133 (C) (CQC)	-444,90	54,72	16,67	6,5	5,4	6,5	5,4	5280,0	598,1	4,4	130,6	277,7	2,1	133,6	277,7	2,1
19	Sismo	134 (C) (CQC)	-437,49	31,95	31,73	6,5	5,4	6,5	5,4	5280,0	598,1	4,4	131,1	277,7	2,1	134,2	277,7	2,1
20	Sismo	135 (C) (CQC)	-436,68	31,69	31,32	6,5	5,4	6,5	5,4	5280,0	598,1	4,4	130,6	277,7	2,1	133,6	277,7	2,1
21	Sismo	136 (C) (CQC)	-422,48	64,91	16,46	6,5	5,4	6,5	5,4	5280,0	598,1	4,4	130,3	277,7	2,1	133,3	277,7	2,1

22	Sismo	137 (C) (CQC)	-422,24	64,96	16,30	6,5	5,4	6,5	5,4	5280,0	598,1	4,4	131,0	277,7	2,1	134,1	277,7	2,1
23	Sismo	138 (C) (CQC)	-430,70	42,92	31,52	6,5	5,4	6,5	5,3	5280,0	598,1	4,4	130,0	277,7	2,1	133,0	277,7	2,1
24	Sismo	139 (C) (CQC)	-429,88	43,09	31,21	6,5	5,4	6,5	5,4	5280,0	598,1	4,4	131,2	277,7	2,1	134,3	277,7	2,1
25	Sismo	140 (C) (CQC)	-444,70	53,54	16,92	6,5	5,4	6,5	5,4	5280,0	598,1	4,4	130,6	277,7	2,1	133,6	277,7	2,1
26	Sismo	141 (C) (CQC)	-444,47	53,47	16,42	6,5	5,5	6,5	5,4	5280,0	598,1	4,3	131,7	277,7	2,1	134,8	277,7	2,1
27	Sismo	142 (C) (CQC)	-437,35	31,57	30,92	6,5	5,4	6,5	5,3	5280,0	598,1	4,4	129,6	277,7	2,1	132,6	277,7	2,1
28	Sismo	143 (C) (CQC)	-436,57	31,31	30,51	6,5	5,4	6,5	5,4	5280,0	598,1	4,4	130,6	277,7	2,1	133,6	277,7	2,1
29	Sismo	144 (C) (CQC)	-422,91	63,71	16,23	6,5	5,4	6,5	5,3	5280,0	598,1	4,4	130,0	277,7	2,1	133,0	277,7	2,1
30	Sismo	145 (C) (CQC)	-422,67	63,76	16,06	6,5	5,5	6,5	5,4	5280,0	598,1	4,3	131,5	277,7	2,1	134,6	277,7	2,1
31	Sismo	146 (C) (CQC)	-430,81	42,56	30,71	6,5	5,4	6,5	5,3	5280,0	598,1	4,5	129,5	277,7	2,1	132,4	277,7	2,1
32	Sismo	147 (C) (CQC)	-430,03	42,72	30,40	6,5	5,4	6,5	5,4	5280,0	598,1	4,4	130,6	277,7	2,1	133,6	277,7	2,1

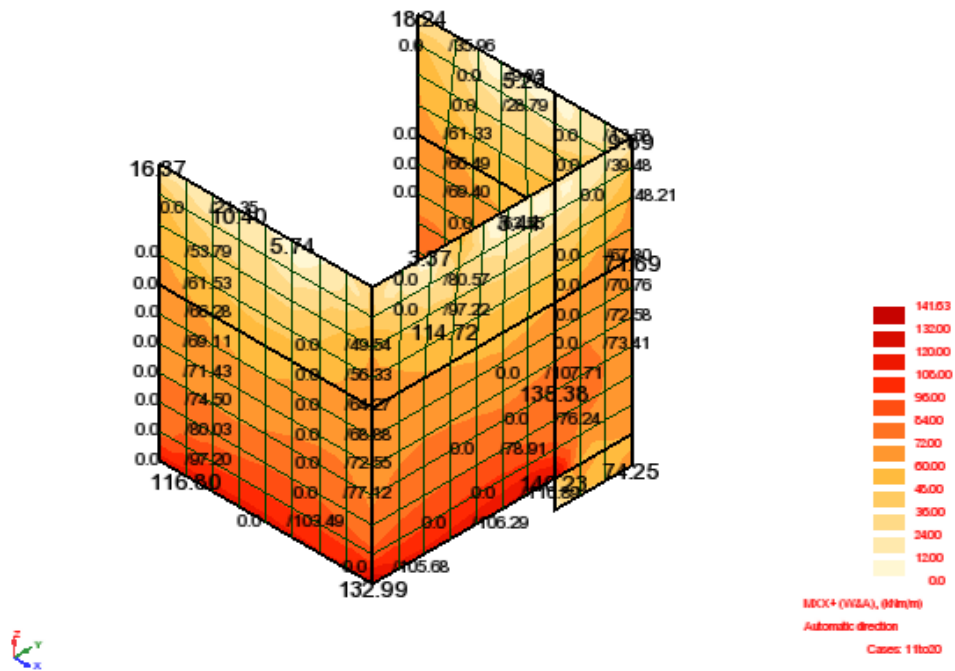


# ESTAÇÃO ELEVATÓRIA – ETAR OVELHA

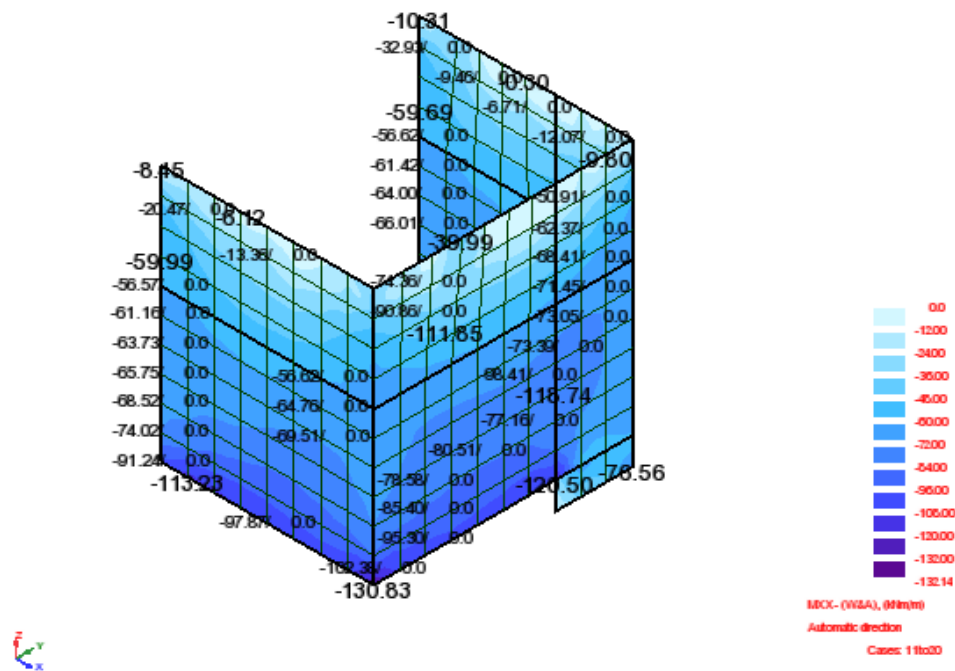
PAREDES PR1, PR2 E PR5 – ESP = 0,35m

## ELU de Resistência à Flexão Composta

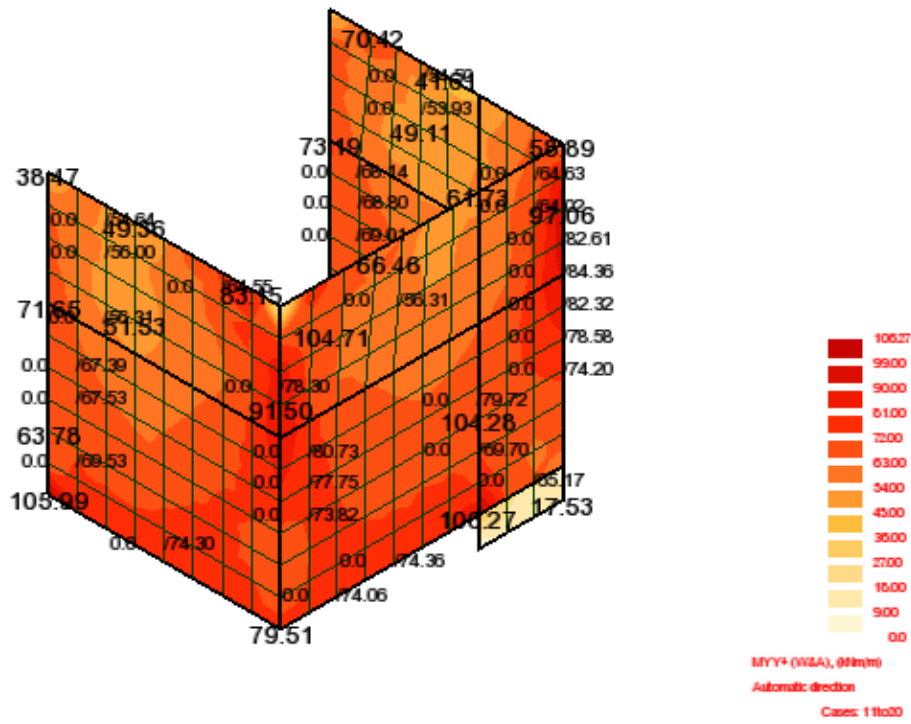
Flexão direção vertical (face exterior):



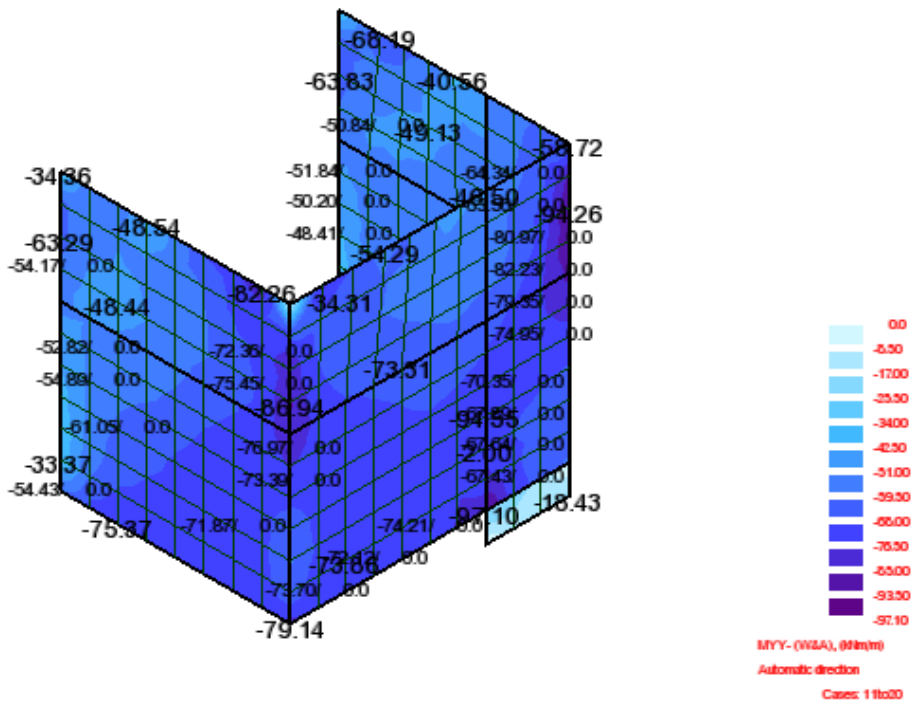
Flexão direção vertical (face interior):



Flexão direção horizontal (face exterior):



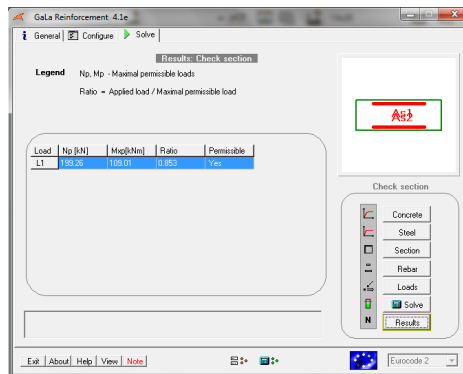
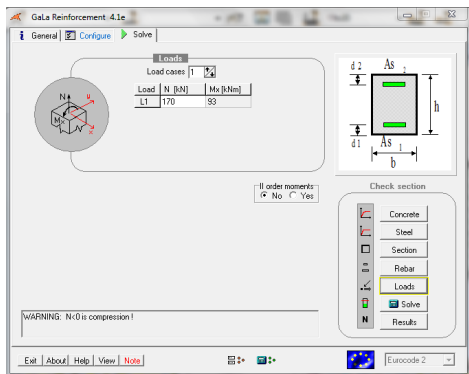
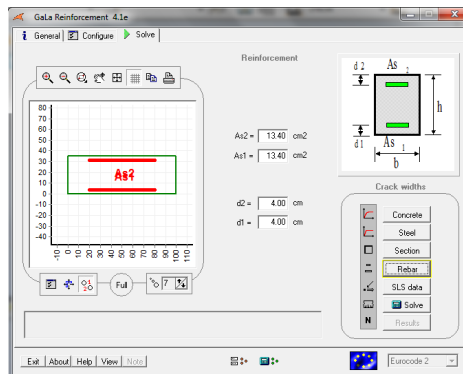
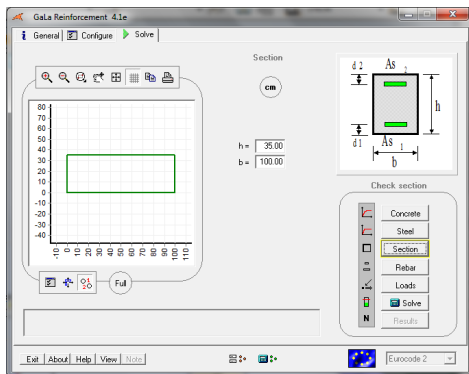
Flexão direção horizontal (face interior):





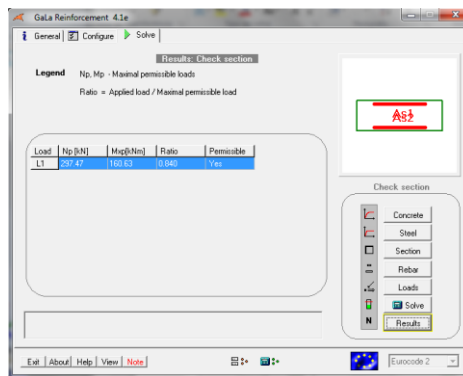
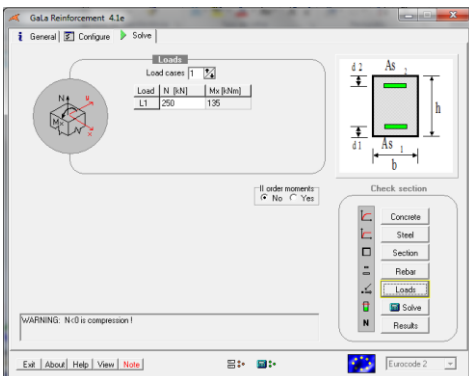
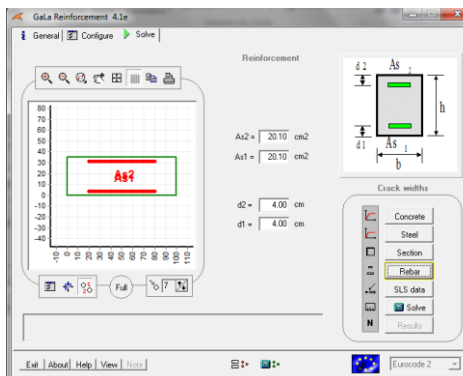
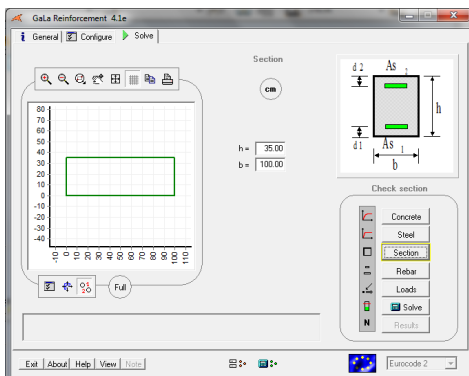
## Armadura Vertical Exterior

( $\phi 16//0,15$ )

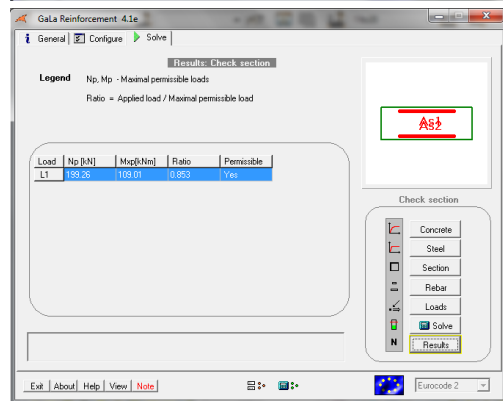
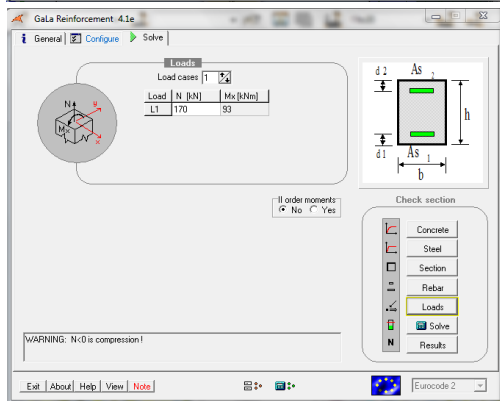
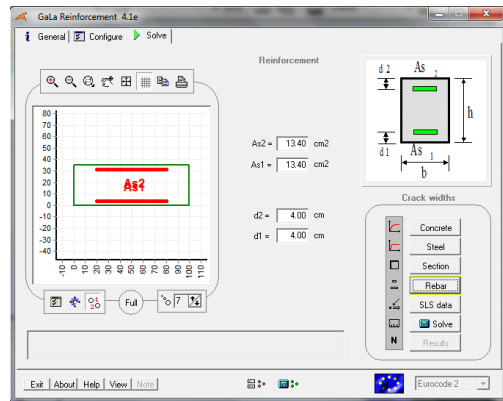
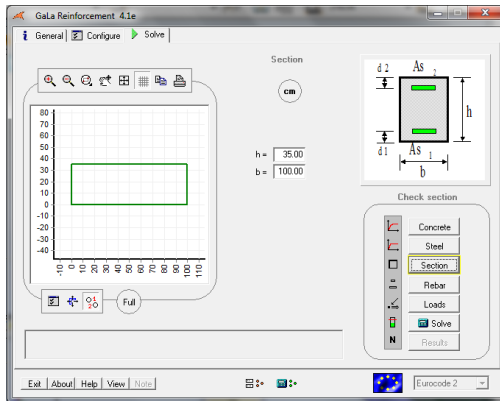


## Armadura Vertical Exterior Reforço

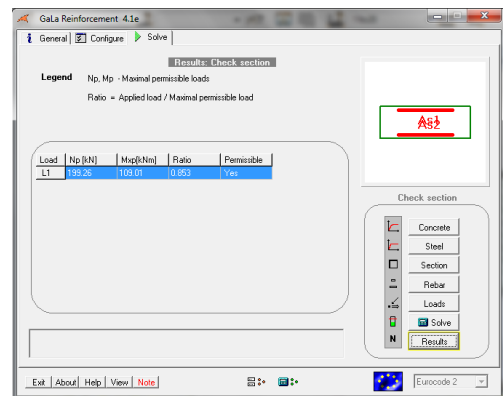
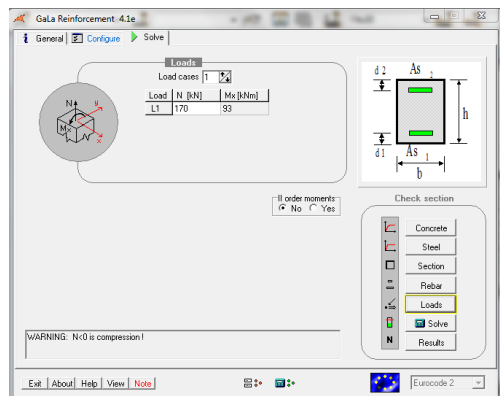
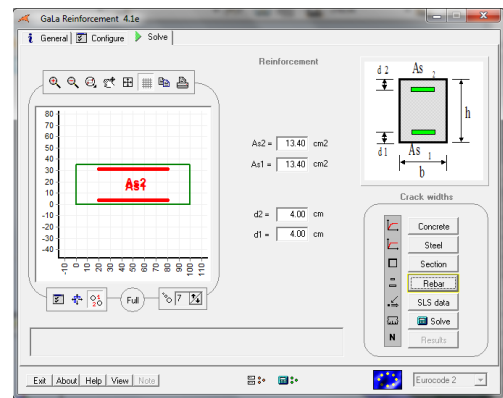
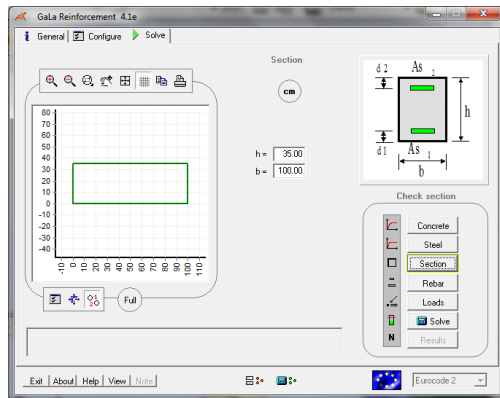
( $\phi 16//0,15 + \phi 16//0,30$ )



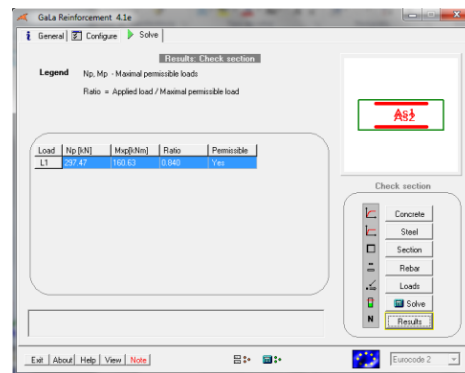
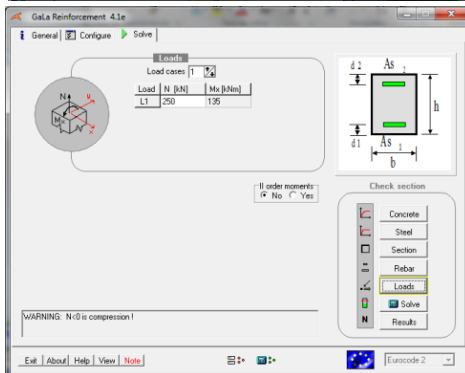
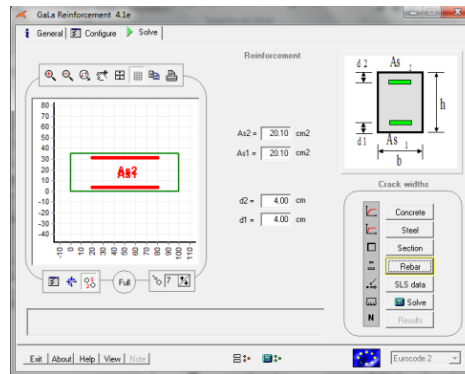
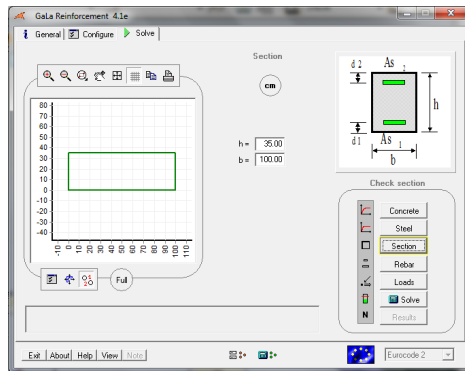
## Armadura Horizontal Exterior ( $\phi 16/0,15$ )



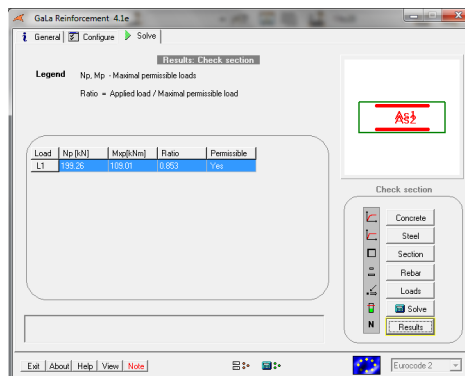
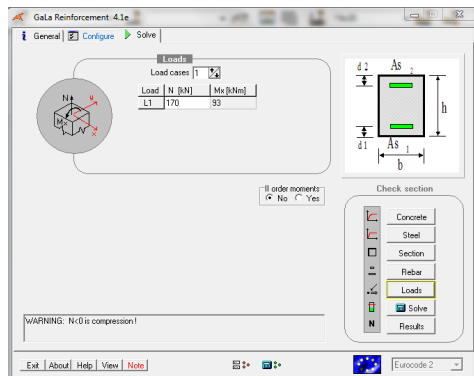
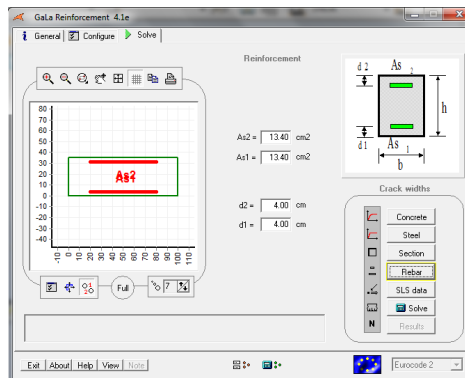
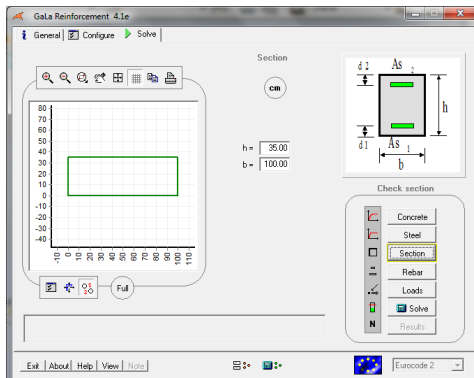
## Armadura Vertical Interior ( $\phi 16/0,15$ )



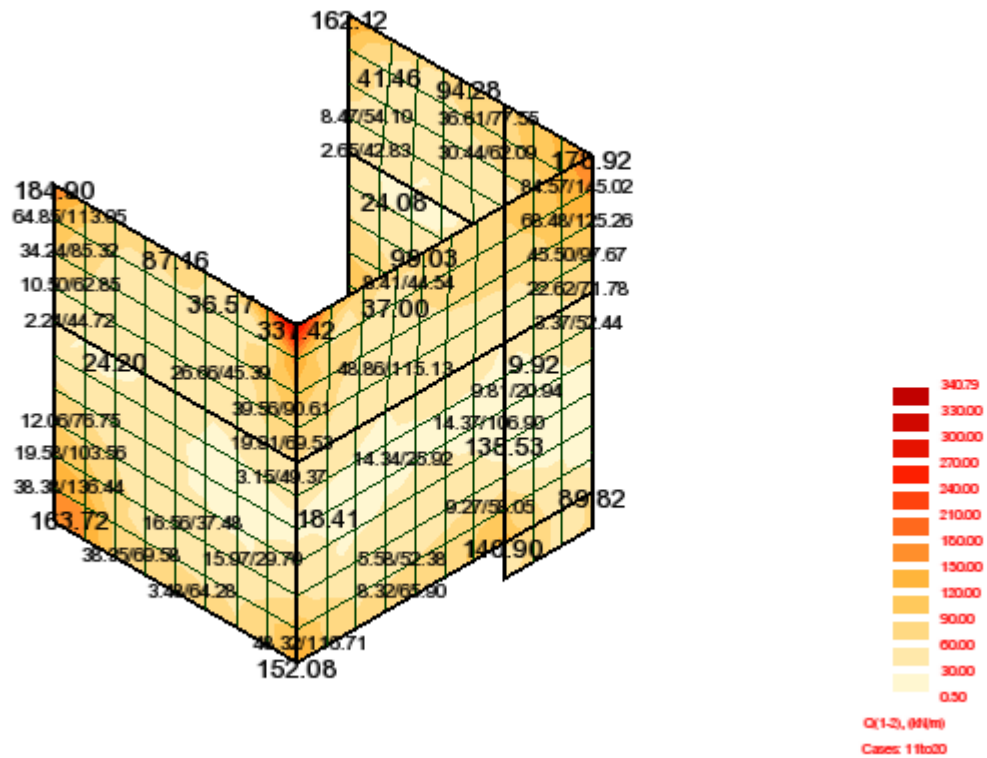
## Armadura Vertical Interior Reforço ( $\phi 16//0,15 + \phi 16//0,30$ )



## Armadura Horizontal Interior ( $\phi 16//0,15$ )



ELU de Resistência ao Esforço Transverso



**Armadura de Corte** EC2

$V_{Ed}$	185	kN
$b$	1.00	m
$h$	0.35	m
$d$	0.310	m
$A_{sl}$	20.10	cm <sup>2</sup>
$f_{ck}$	35.0	MPa
$f_{yk}$	400.0	MPa
$\theta$	30.0	°
$\alpha$	90.0	°

$$\rho_s = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

$$k = 1.803 \leq 2,0$$

$$\rho_l = 0.00648 \leq 0,02$$

$f_{cd}$	23.3	MPa
$f_{syd}$	348.0	MPa

**Esforço transversal resistente da secção de betão**

$$V_{Rd,c} = 189.91 \text{ KN}$$

$$V_{Rd,c,min} = 155.43 \text{ KN}$$

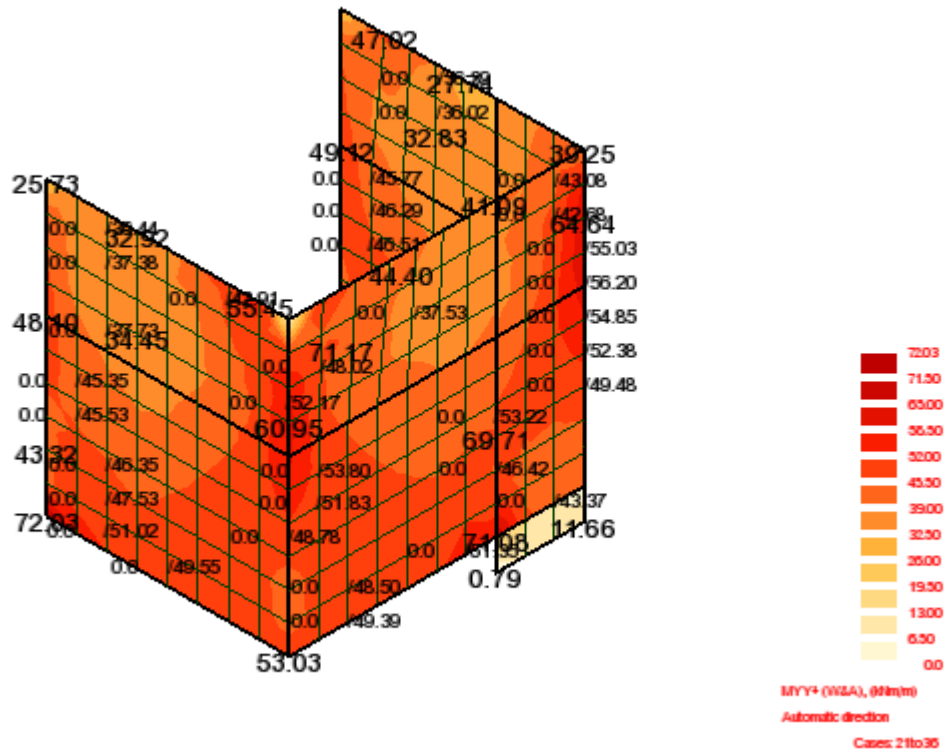
$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 1866.20 \text{ KN}$$

**Não é necessária armadura de esforço transversal**

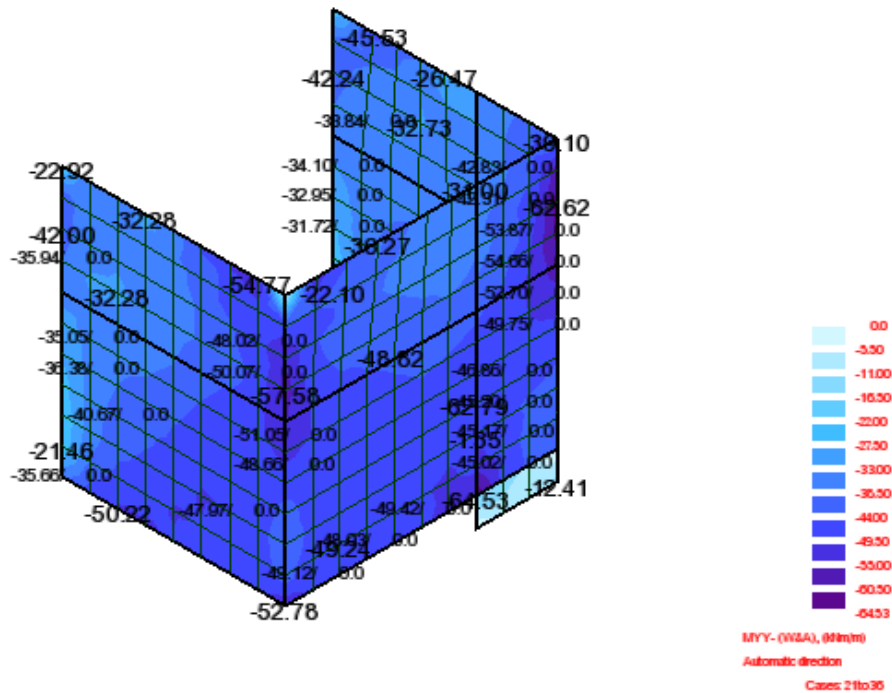
Solução: Não é necessária armadura de esforço transversal.



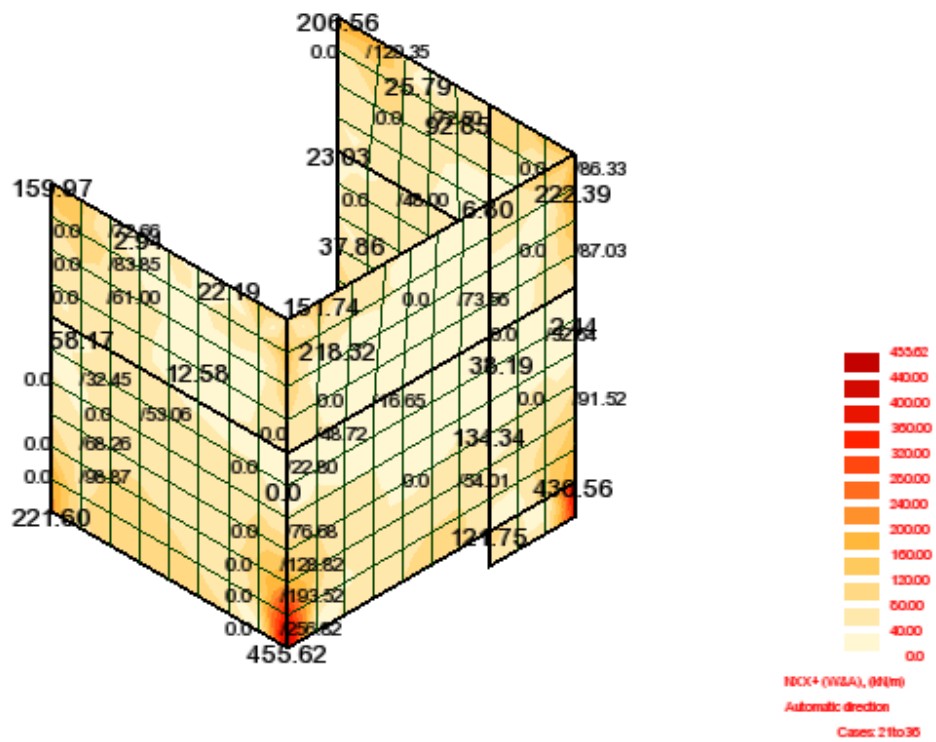
Flexão direcção horizontal (face exterior):



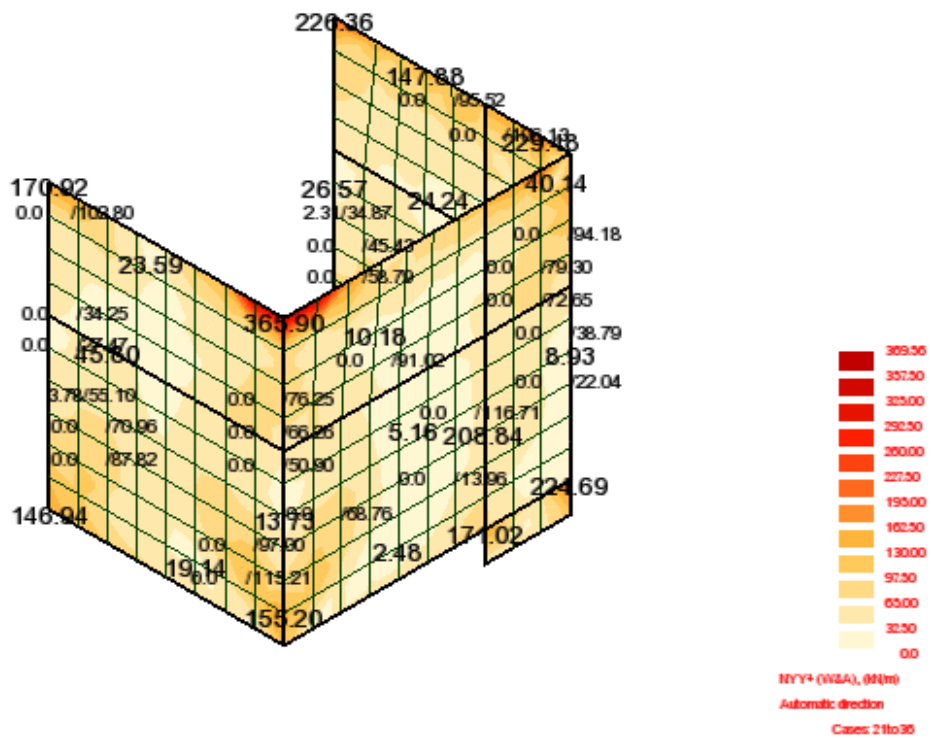
Flexão direcção horizontal (face interior):



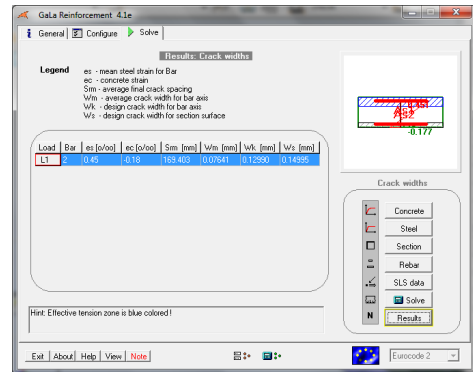
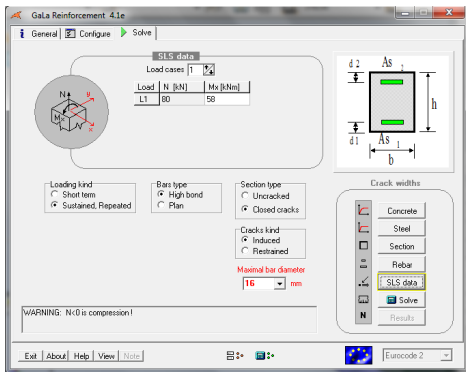
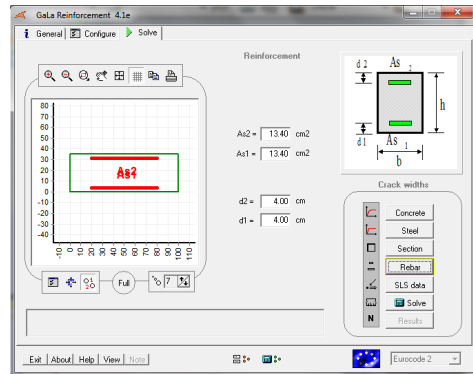
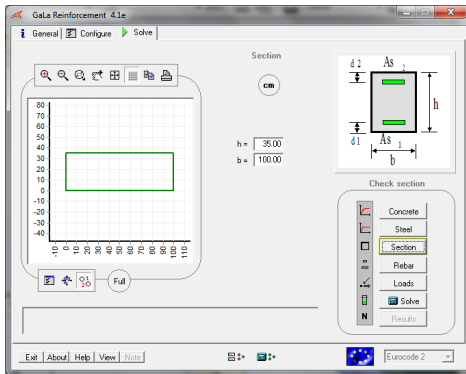
Axial, direcção vertical (tracção)



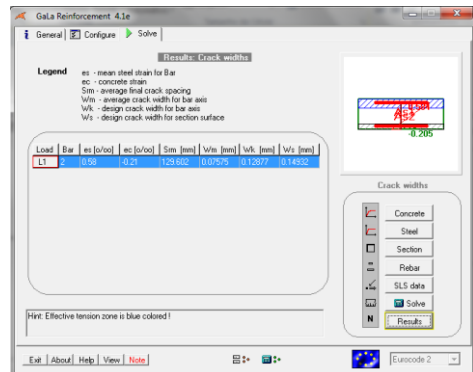
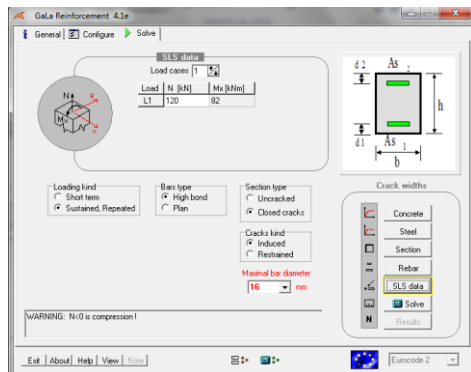
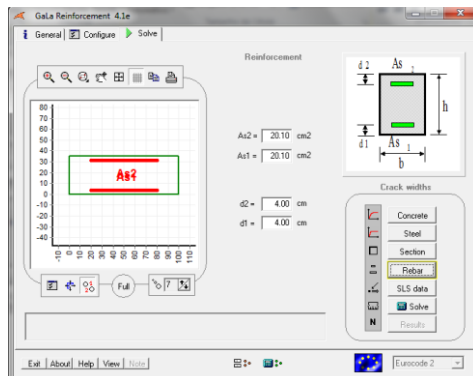
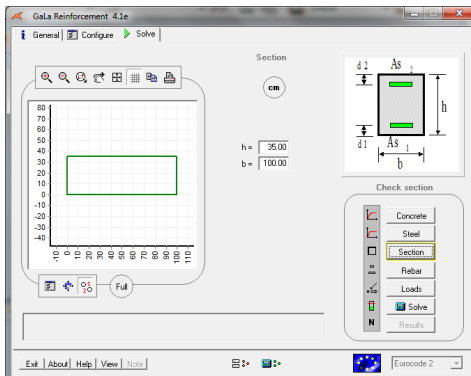
Axial, direcção horizontal (tracção)



## Armadura Vertical Exterior ( $\phi 16//0,15$ )

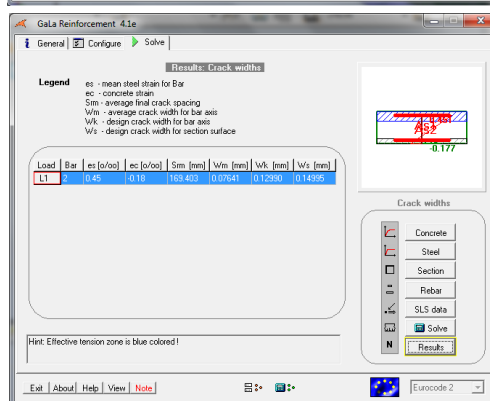
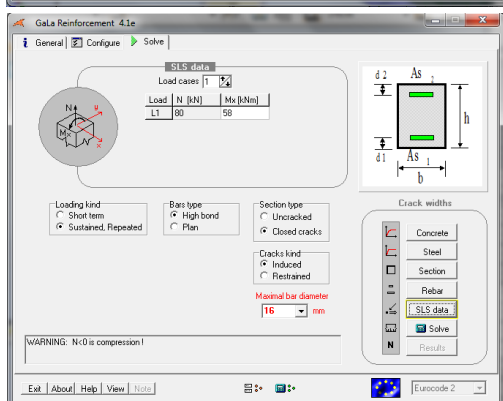
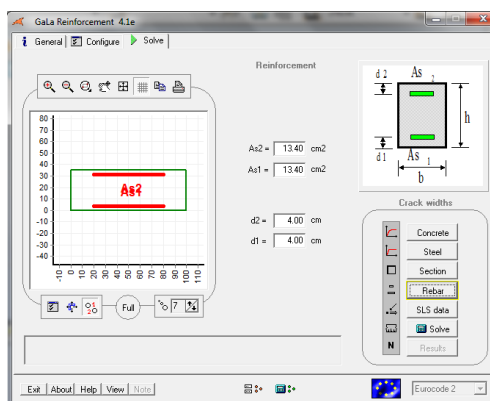
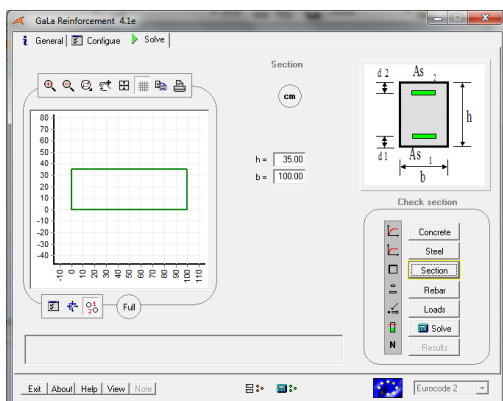


## Armadura Vertical Exterior Reforço ( $\phi 16//0,15 + \phi 16//0,30$ )



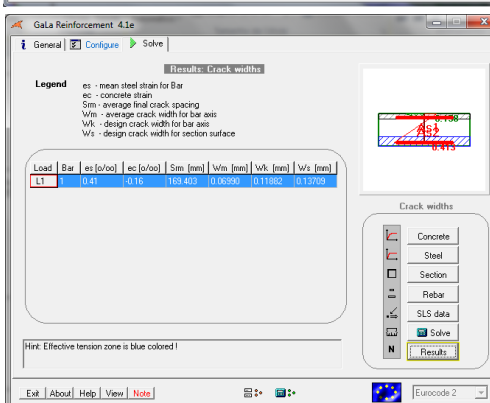
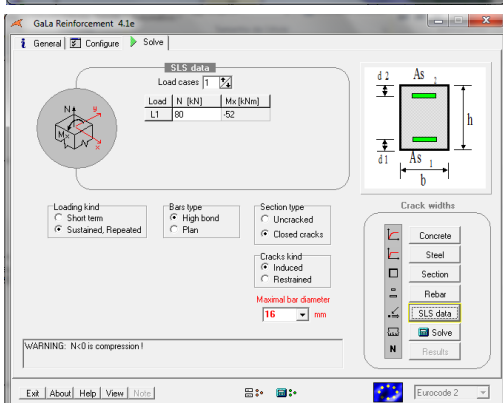
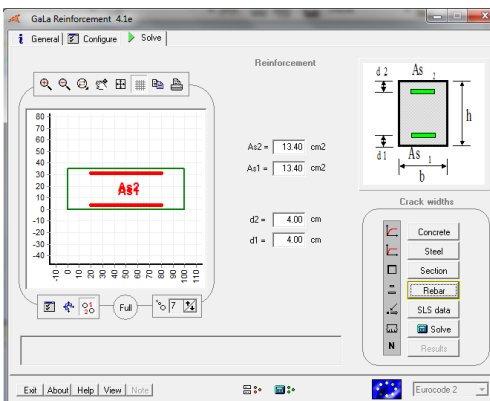
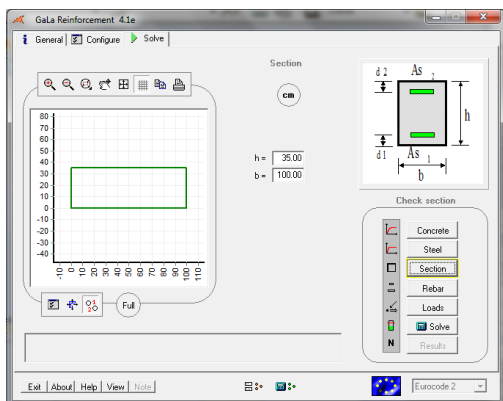
## Armadura Horizontal Exterior

( $\phi 16//0,15$ )



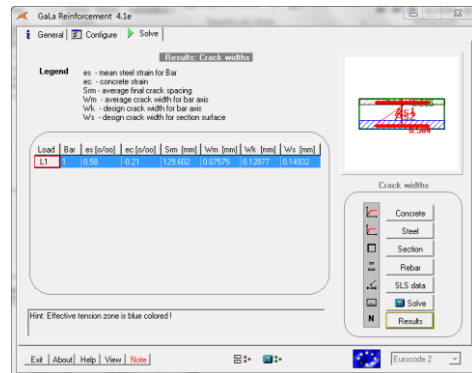
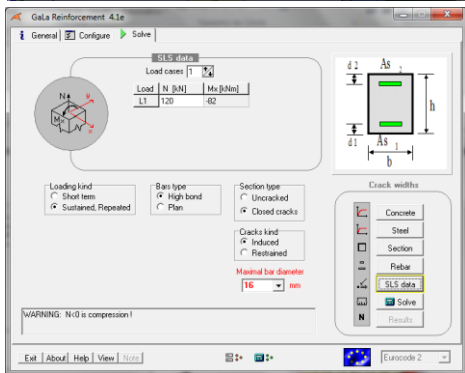
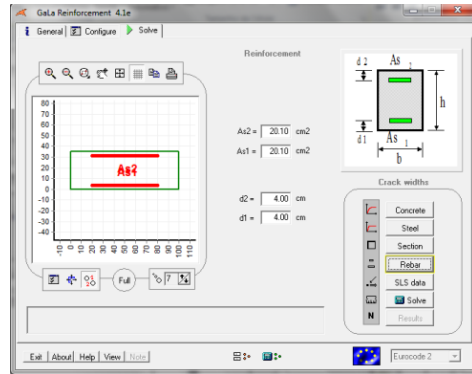
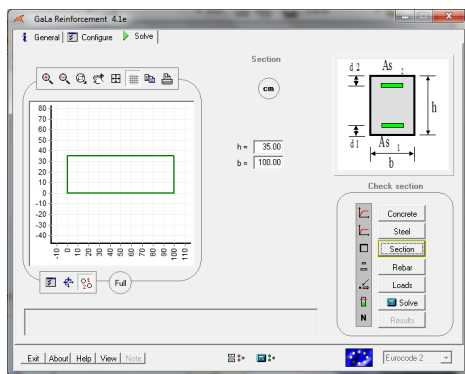
## Armadura Vertical Interior

( $\phi 16//0,15$ )



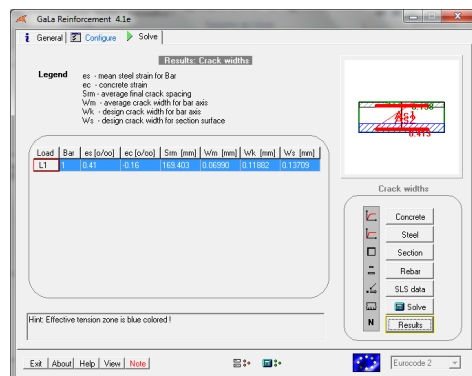
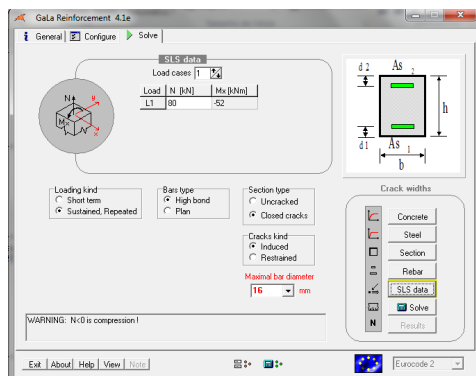
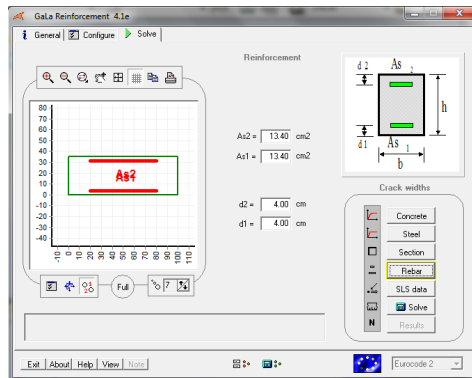
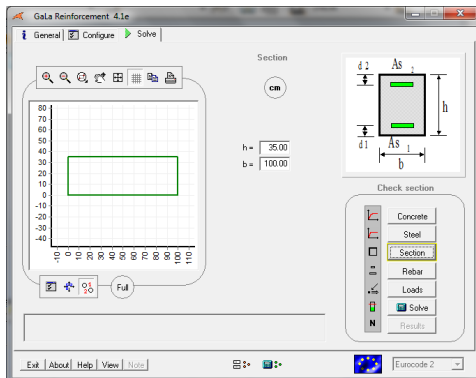
## Armadura Vertical Interior Reforço

( $\phi 16//0,15 + \phi 16//0,30$ )

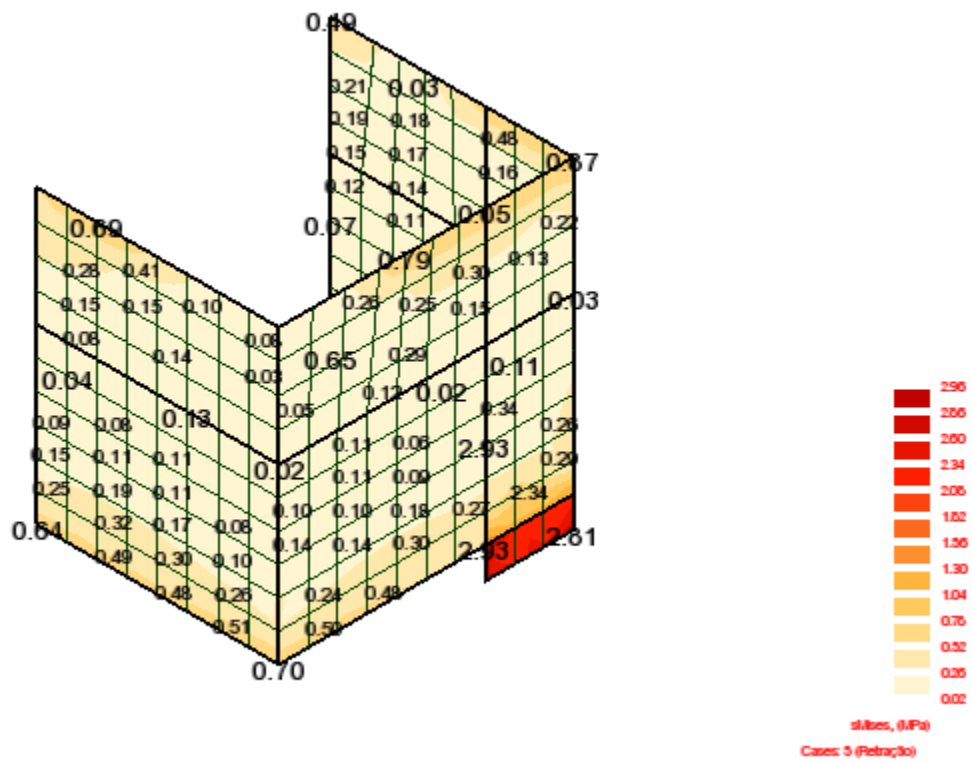


## Armadura Horizontal Interior

( $\phi 16//0,15$ )

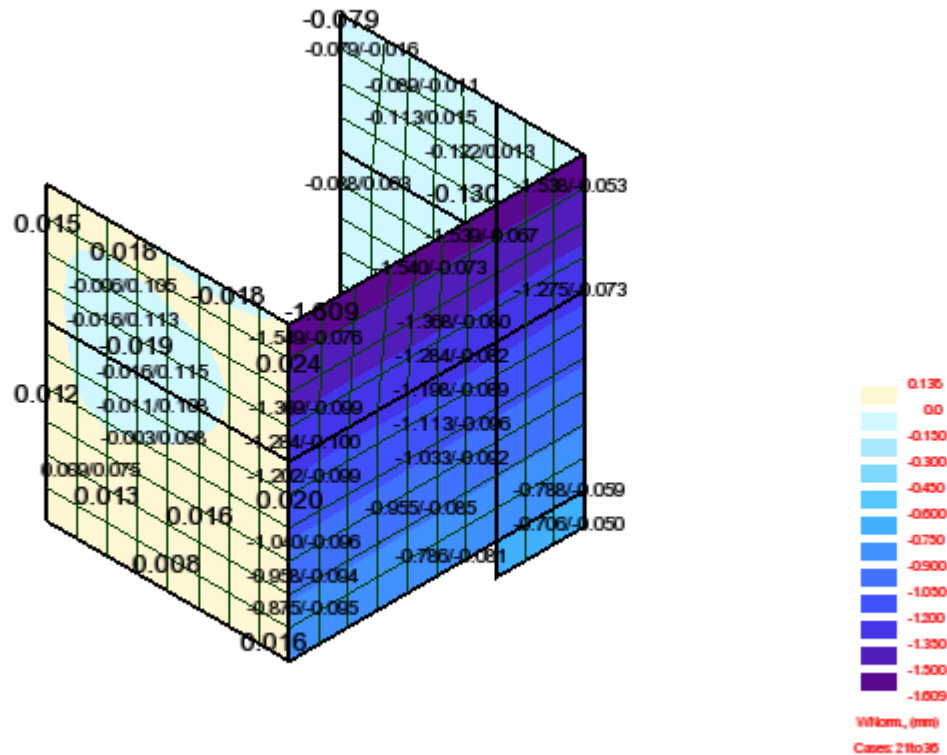


## Cálculo do efeito da ação retração



O efeito da retração na parede exterior da estação provoca a ocorrência de tensões no betão, junto à laje de fundo. Estas tensões são no entanto inferiores (2,93 MPa) a  $f_{ctm} = 3,2$  MPa (C35/45), pelo que se conclui que o efeito da retração do betão não implica o aparecimento das fendas, não sendo portanto necessário reforçar a armadura ordinária.

## ELS – Verificação da Deformação



$\Delta v$ , elástica (mm) = 1,609 mm

$\Delta v$ , tempo infinito (mm) = 1,609 x 3,5= 5,632 mm

$\Delta v$ , máx (mm) =10mm => Verifica

### Solução de armadura adotada:

As, vertical, corrente, int =  $\phi 16//0,15$  (13.40 cm<sup>2</sup>/m)

As, vertical, Reforço arranque da parede, int =  $\phi 16//0,15 + \phi 16//0,30$  (20.10 cm<sup>2</sup>/m)

As, vertical, corrente, ext =  $\phi 16//0,15$  (13.40 cm<sup>2</sup>/m)

As, vertical, Reforço arranque da parede, ext =  $\phi 16//0,15 + \phi 16//0,30$  (20.10 cm<sup>2</sup>/m)

As, horizontal, corrente, int =  $\phi 16//0,15$  (13.40 cm<sup>2</sup>/m)

As, horizontal, corrente, ext =  $\phi 16//0,15$  (13.40 cm<sup>2</sup>/m)

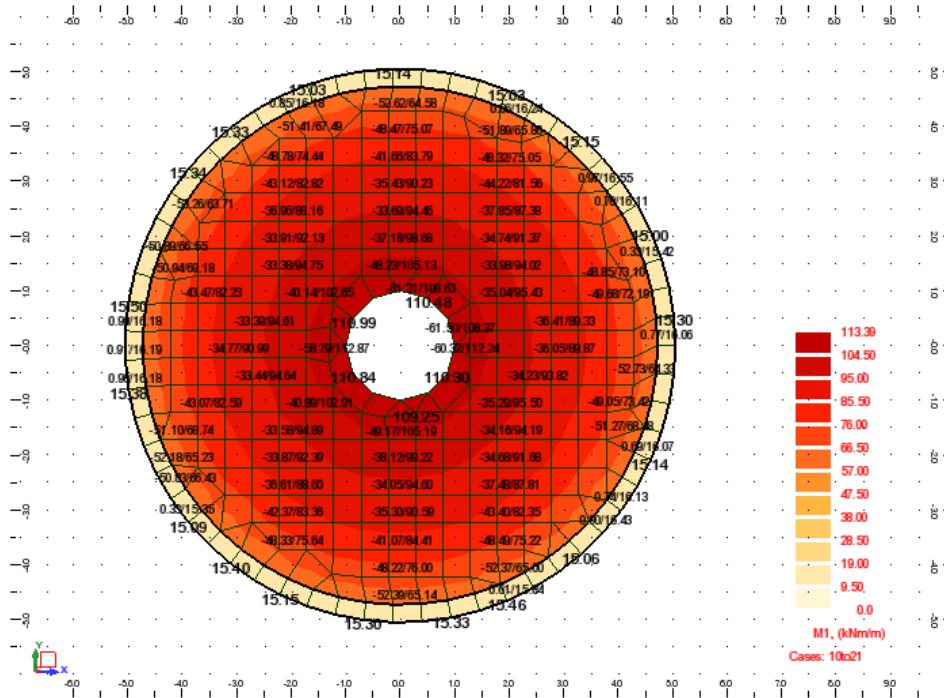


# ESPESSADOR GRAVÍTICO - ESPOSENDE

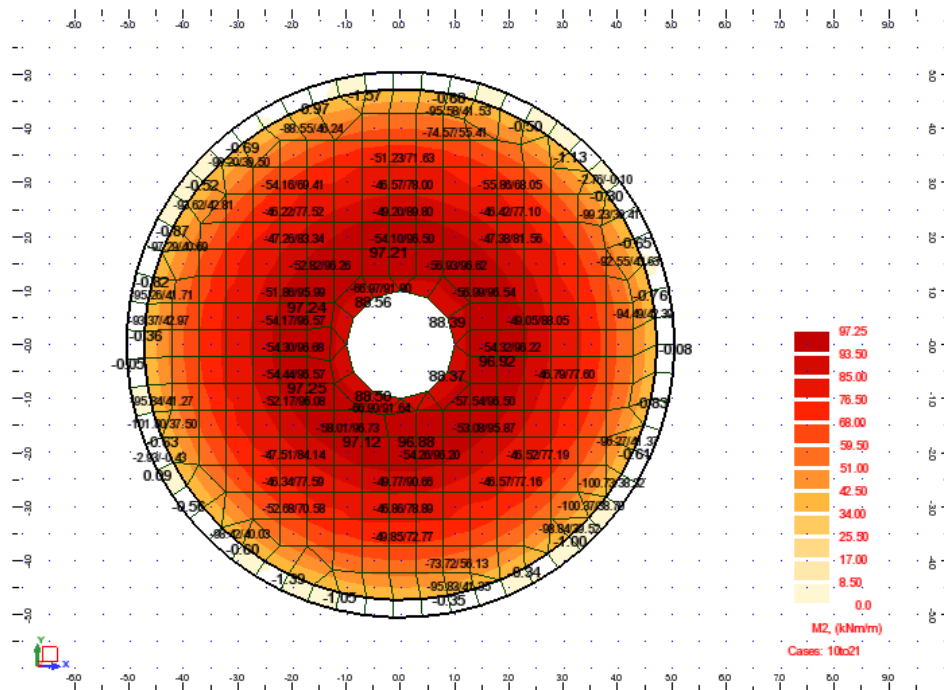
LAJE DE FUNDO – ESP = 0,35m

## ELU de Resistência à Flexão

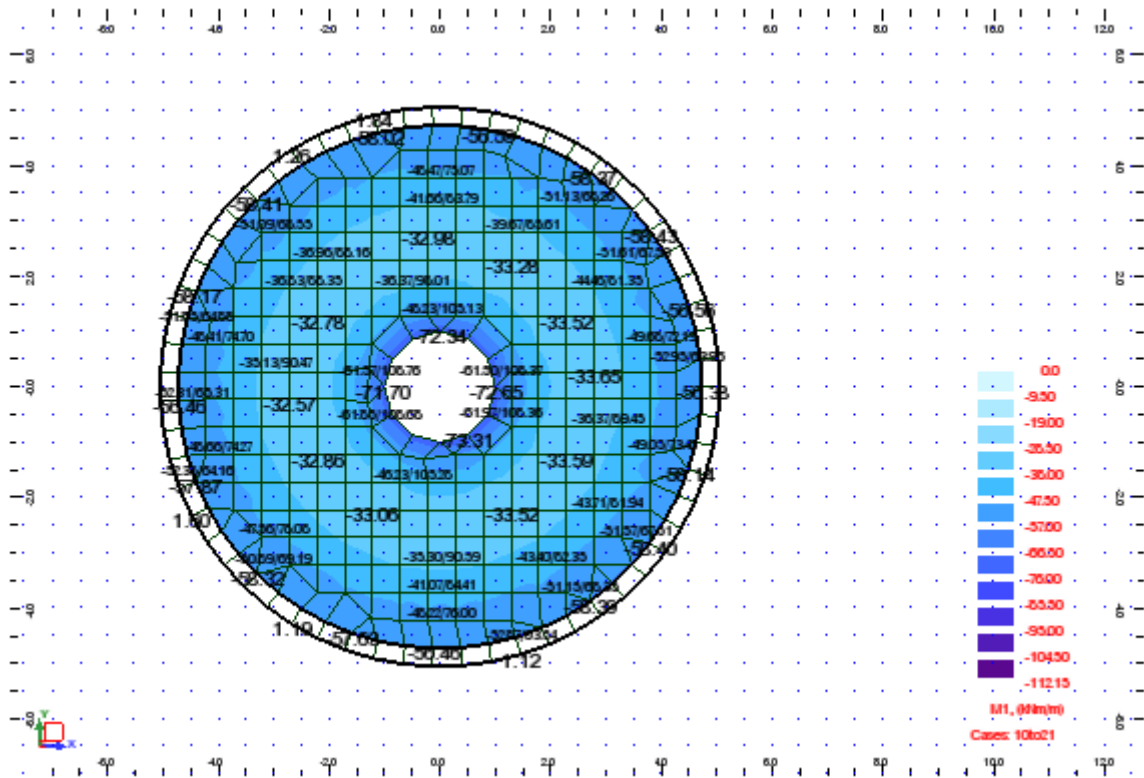
Direção Radial (momento fletor face superior)



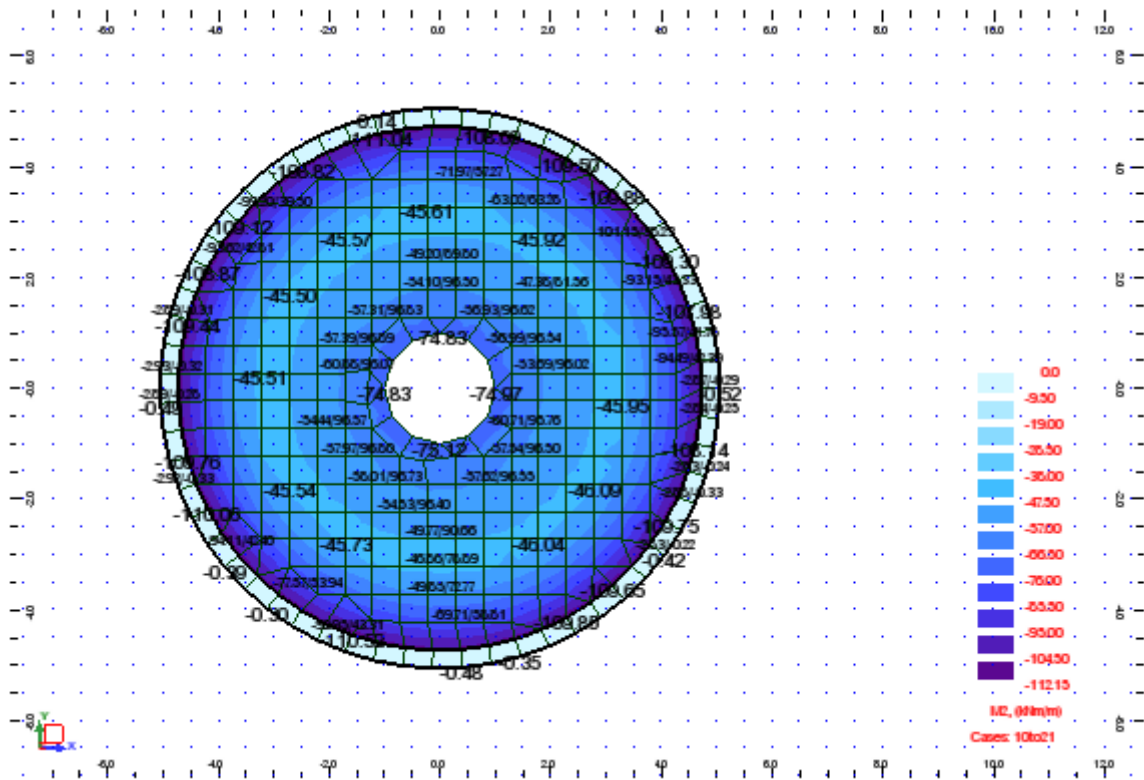
Direção Circular (momento fletor face superior)



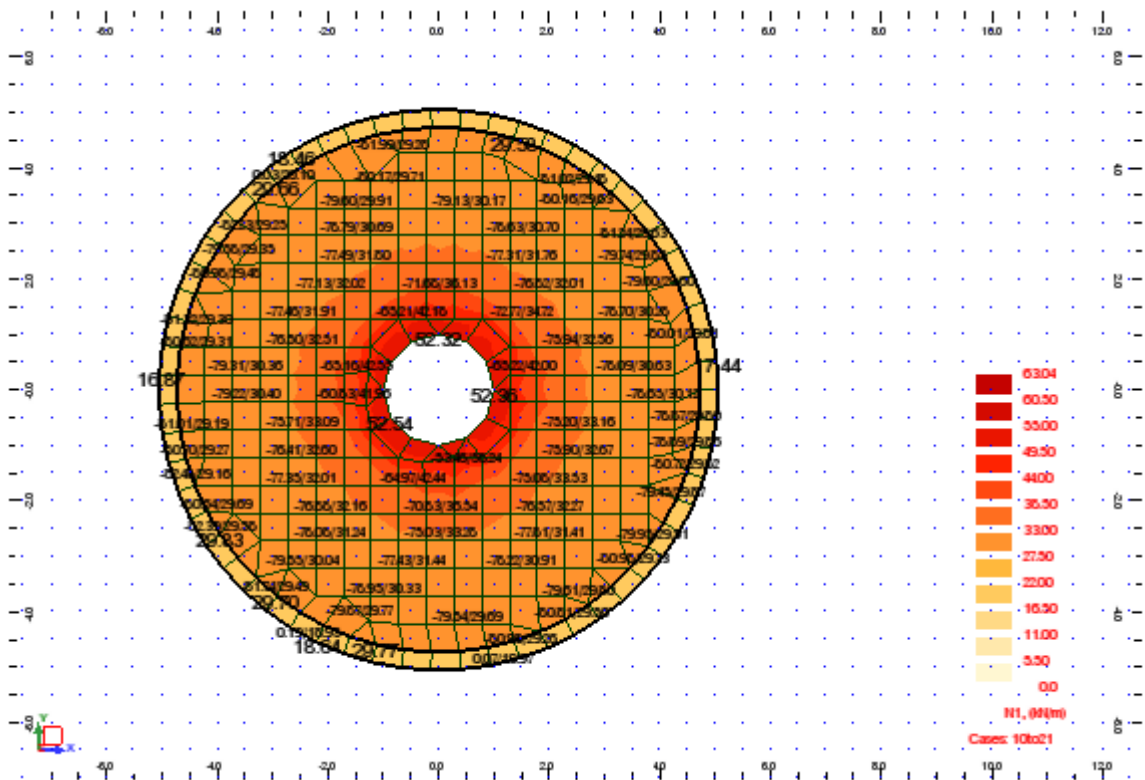
Direção Radial (momento fletor face Inferior)



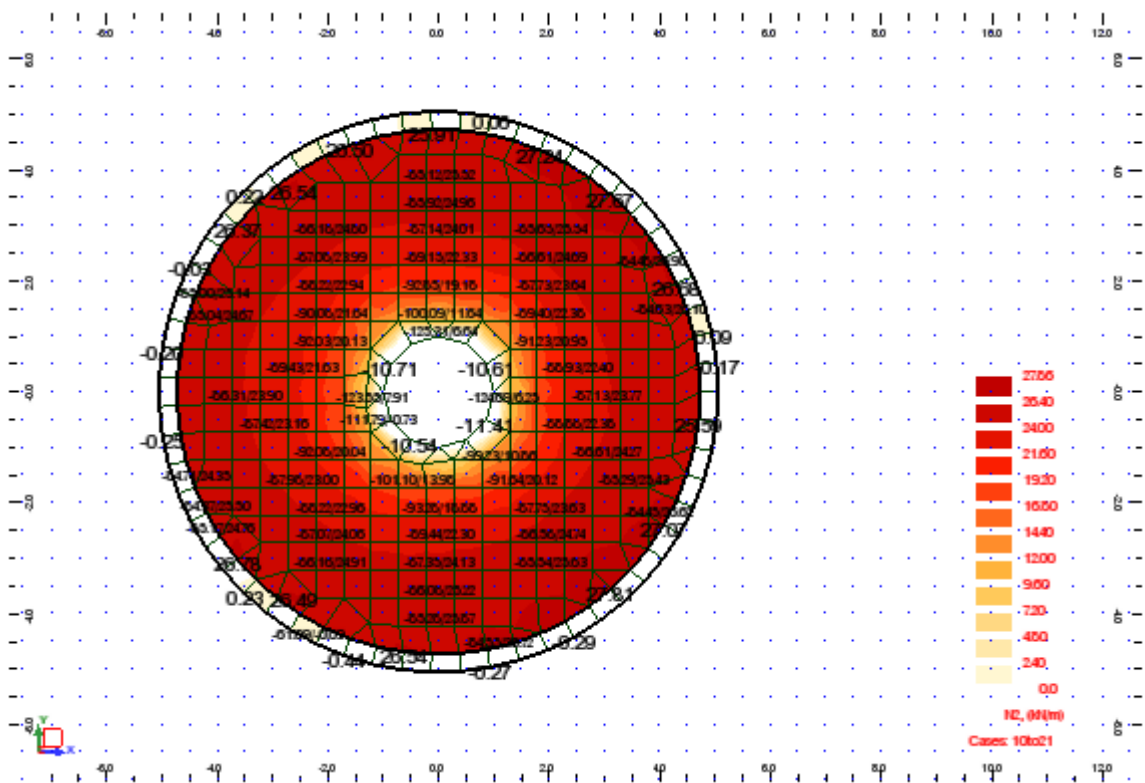
Direção Circular (momento fletor face Inferior)



### Direção Radial (esforço axial tração)



### Direção Circular (esforço axial tração)



### Armadura 1 - Direção Radial - Face Superior - $\phi$ 12//0,10 m

The screenshots show the software interface for designing and checking radial reinforcement in a circular slab. The parameters are as follows:

- Section:**  $h = 35.00$  cm,  $b = 100.00$  cm
- Reinforcement:**  $As2 = 11.31$  cm<sup>2</sup>,  $As1 = 7.54$  cm<sup>2</sup>,  $d2 = 4.50$  cm,  $d1 = 4.50$  cm
- Loads:**

Load cases	Load N [kN]	Mx [kNm]
L1	63.04	105
- Check section results:**

Load	Np [kN]	Mcp [kNm]	Ratio	Permissible
L1	64.22	106.97	0.982	Yes

### Armadura 1 - Direção Circular - Face Superior $\phi$ 12//0,125 m

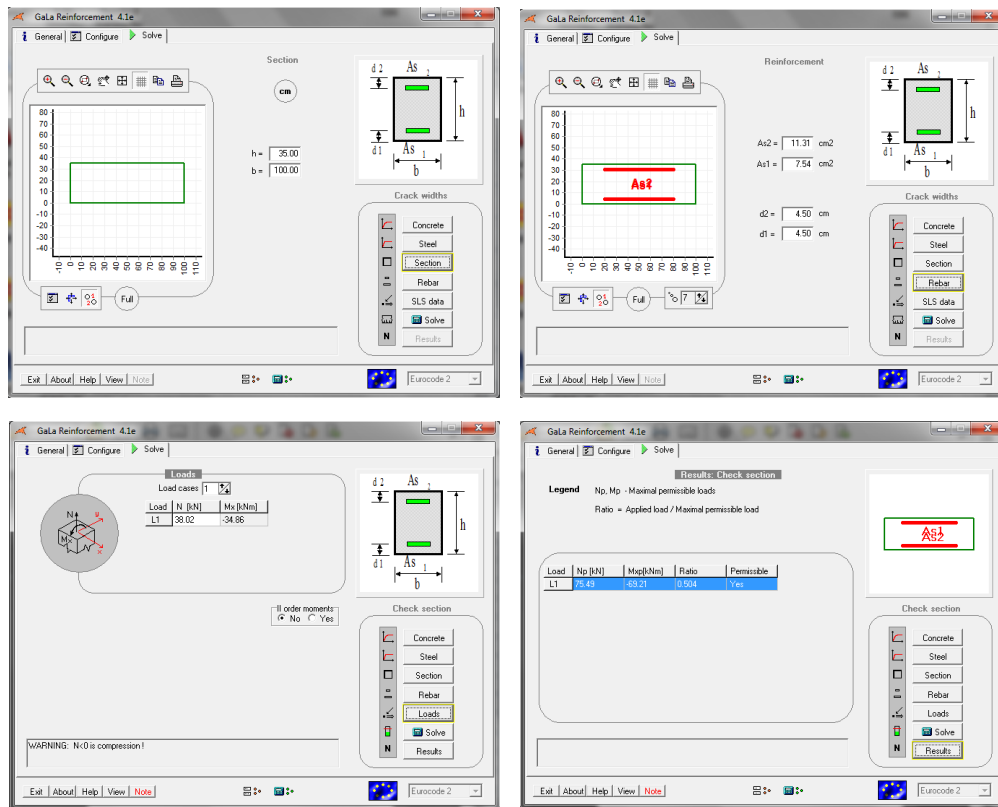
The screenshots show the software interface for designing and checking circular reinforcement in a circular slab. The parameters are as follows:

- Section:**  $h = 35.00$  cm,  $b = 100.00$  cm
- Reinforcement:**  $As2 = 9.05$  cm<sup>2</sup>,  $As1 = 12.19$  cm<sup>2</sup>,  $d2 = 4.50$  cm,  $d1 = 4.50$  cm
- Loads:**

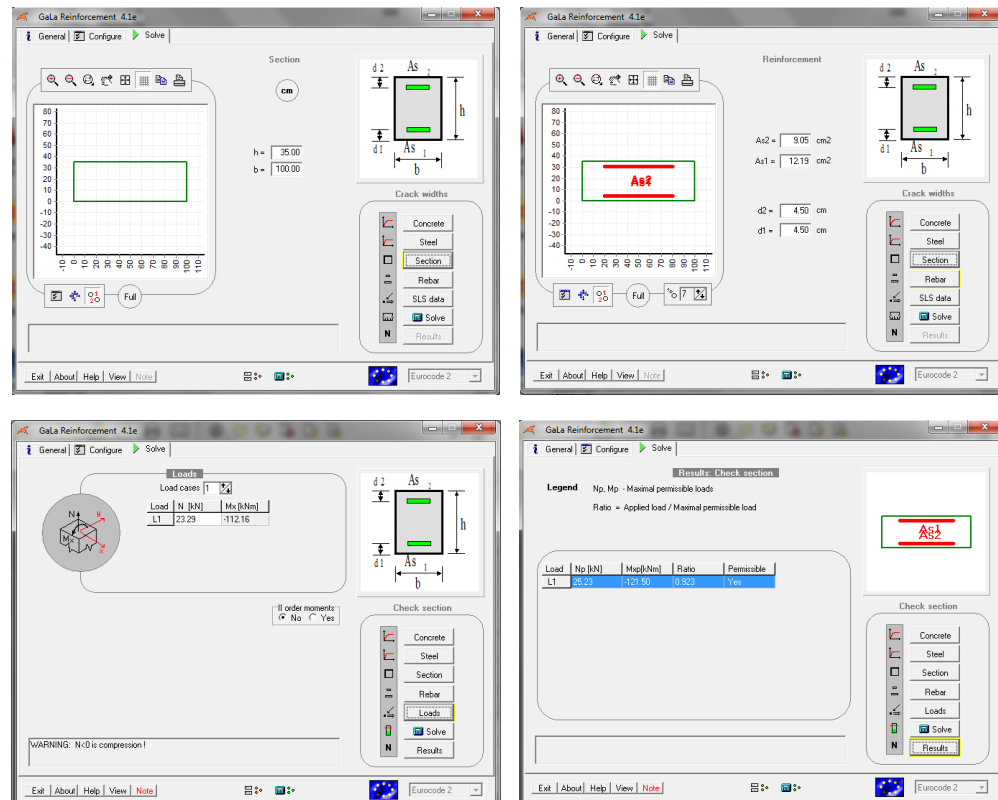
Load cases	Load N [kN]	Mx [kNm]
L1	24.92	57.36
- Check section results:**

Load	Np [kN]	Mcp [kNm]	Ratio	Permissible
L1	26.97	59.65	0.641	Yes

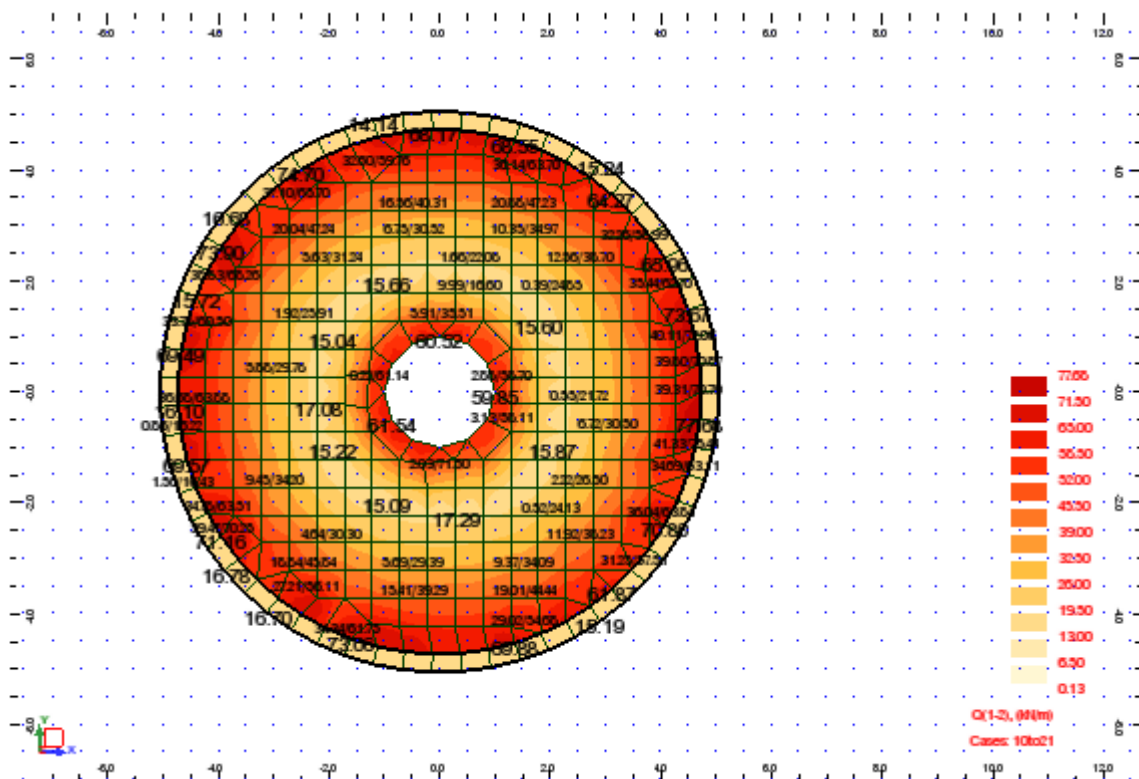
## Armadura 1 Direção Radial Face Inferior $\phi$ 12//0,15 m



## Armadura 1 Direção Circular Face Inferior $\phi$ 12//0,125 + 10//0.25m



## ELU de Resistência ao Esforço Transverso



### Armadura de Corte EC2

$V_{Ed}$	77.65	kN
$b$	1.00	m
$h$	0.35	m
$d$	0.305	m
$A_{sl}$	11.31	cm <sup>2</sup>

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

$k$	1.810	$\leq 2,0$
$\rho_l$	0.00371	$\leq 0,02$

$f_{ck}$	35.0	MPa
$f_{yk}$	400.0	MPa
$\theta$	30.0	°
$\alpha$	90.0	°

$f_{cd}$	23.3	MPa
$f_{syd}$	348.0	MPa

### Esforço transverso resistente da secção de betão

$$V_{Rd,c} = 155.66 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,min} = 153.76 \text{ kN}$$

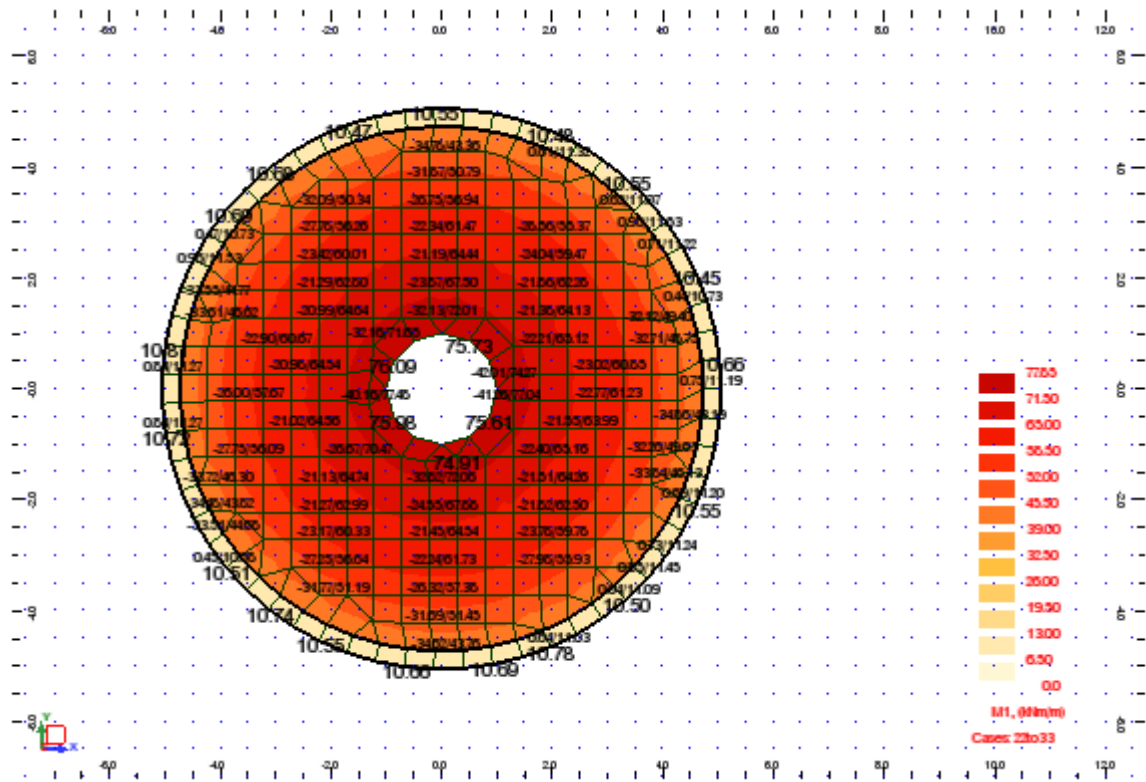
$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{od} = 1836.10 \text{ kN}$$

Não é necessária armadura de esforço transverso

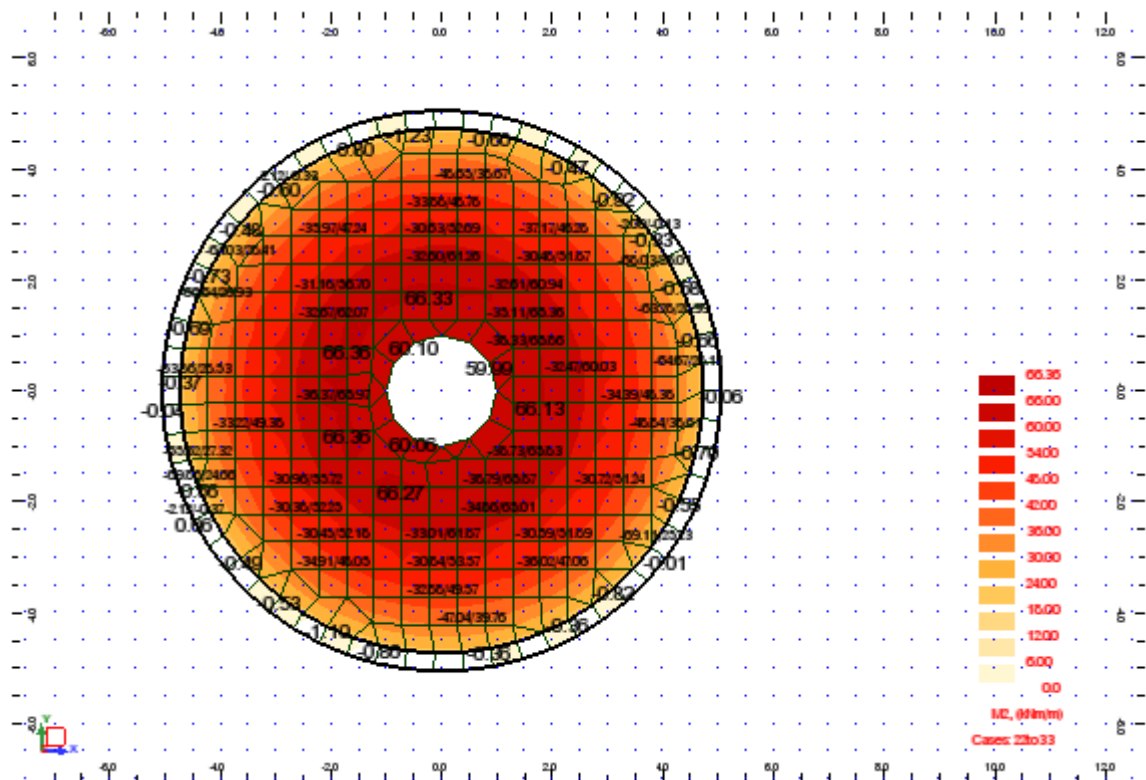
Solução: Não é necessária armadura de esforço transverso

ELS – Verificação da Fendilhação

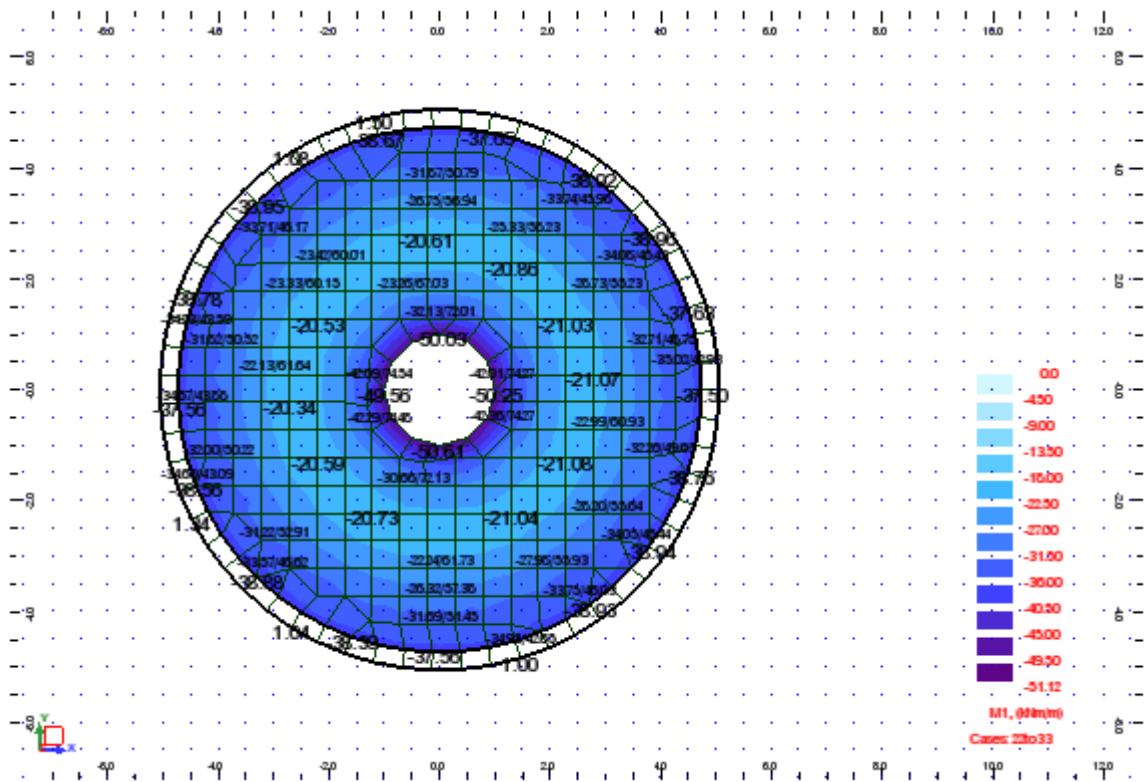
Direção Radial (momento fletor face superior)



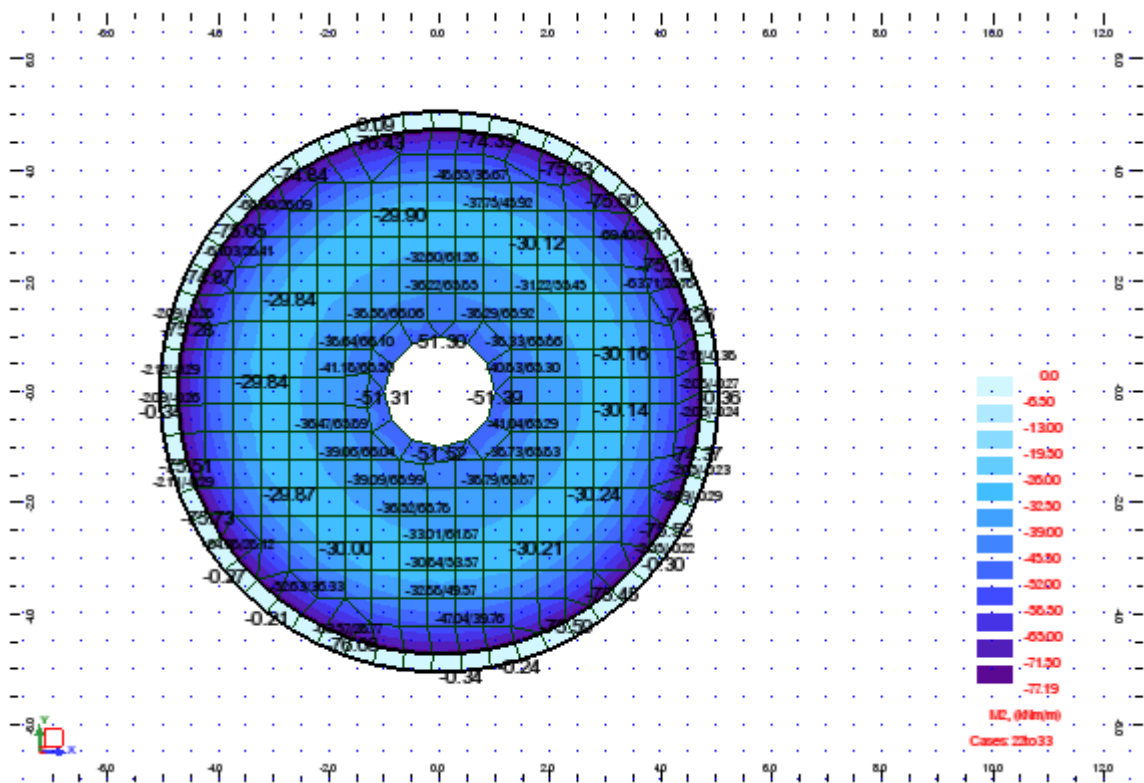
Direção Circular (momento fletor face superior)



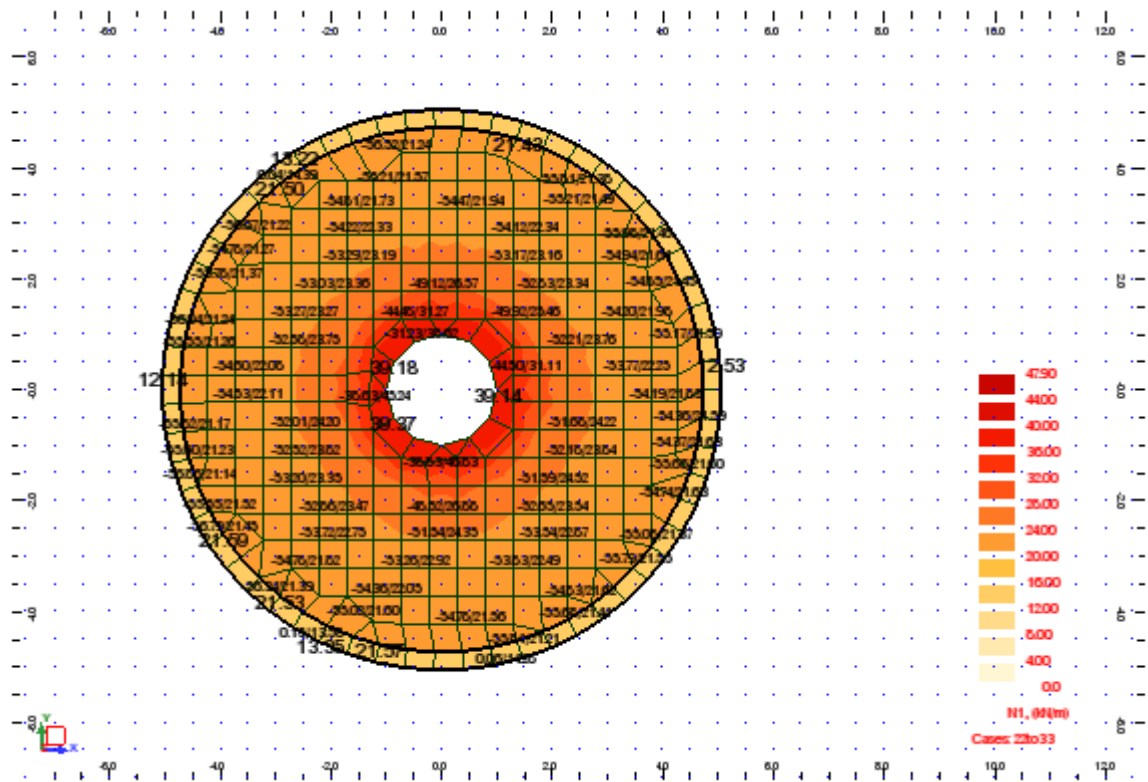
Direção Radial (momento fletor face Inferior)



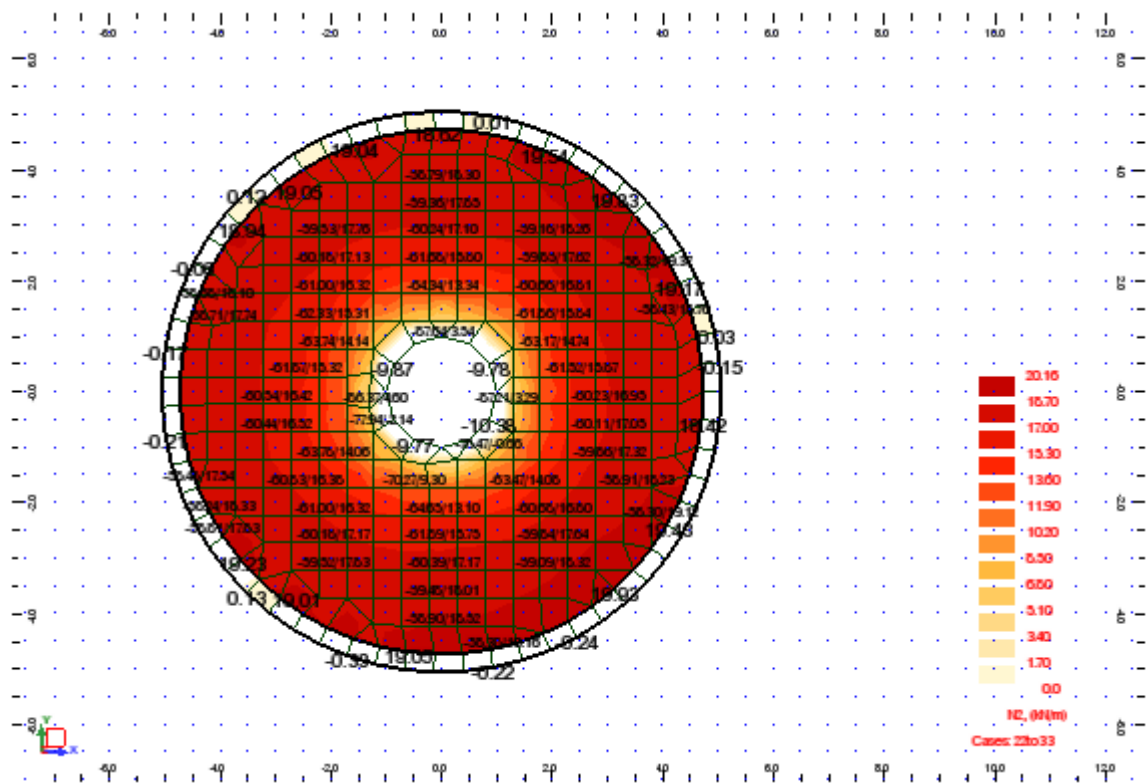
Direção Circular (momento fletor face Inferior)



### Direção Radial (esforço axial tração)



### Direção Circular (esforço axial tração)



## Armadura 1 - Direção Radial - Face Superior - $\phi$ 12//0,10 m

The software interface displays the following data for the radial reinforcement design:

- Section:**  $h = 35.00$  cm,  $b = 100.00$  cm.
- Reinforcement:**  $A_{s2} = 11.31$  cm<sup>2</sup>,  $A_{s1} = 7.54$  cm<sup>2</sup>,  $d_2 = 4.50$  cm,  $d_1 = 4.50$  cm.
- SLS data:** Load cases: 1, 2; Load  $N$  [kN]: 25;  $M_x$  [kNm]: 60.
- Results: Crack widths:**

Load	Bar	$\epsilon_s$ [‰]	$\epsilon_c$ [‰]	$S_{im}$ [mm]	$W_{im}$ [mm]	$W_k$ [mm]	$W_s$ [mm]
L1	2	0.45	-0.20	156.10	0.07584	0.12893	0.14904

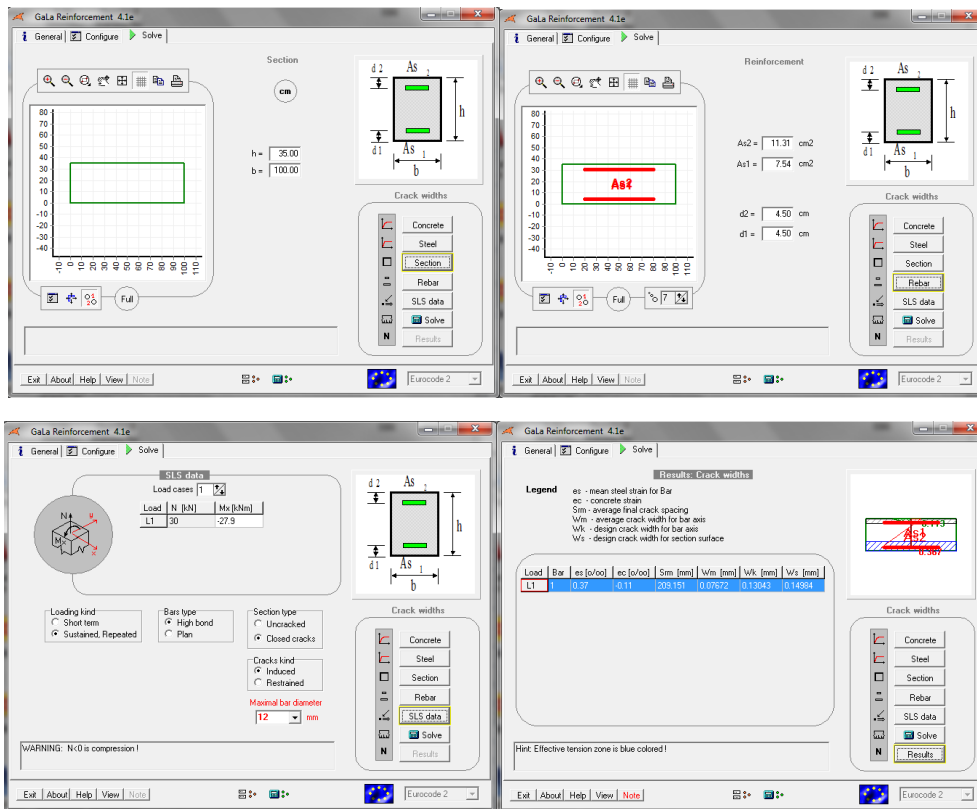
## Armadura 1 - Direção Circular - Face Superior $\phi$ 12//0,125 m

The software interface displays the following data for the circular reinforcement design:

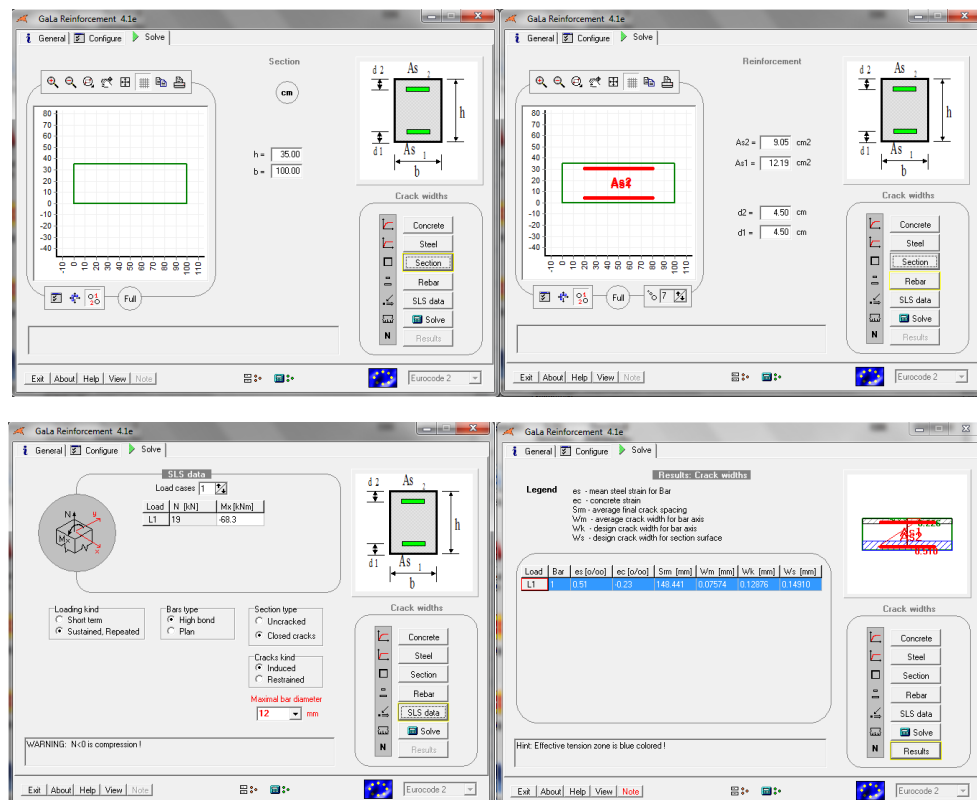
- Section:**  $h = 35.00$  cm,  $b = 100.00$  cm.
- Reinforcement:**  $A_{s2} = 9.05$  cm<sup>2</sup>,  $A_{s1} = 12.19$  cm<sup>2</sup>,  $d_2 = 4.50$  cm,  $d_1 = 4.50$  cm.
- SLS data:** Load cases: 1, 2; Load  $N$  [kN]: 20;  $M_x$  [kNm]: 41.
- Results: Crack widths:**

Load	Bar	$\epsilon_s$ [‰]	$\epsilon_c$ [‰]	$S_{im}$ [mm]	$W_{im}$ [mm]	$W_k$ [mm]	$W_s$ [mm]
L1	2	0.42	-0.15	182.597	0.107601	0.12921	0.14895

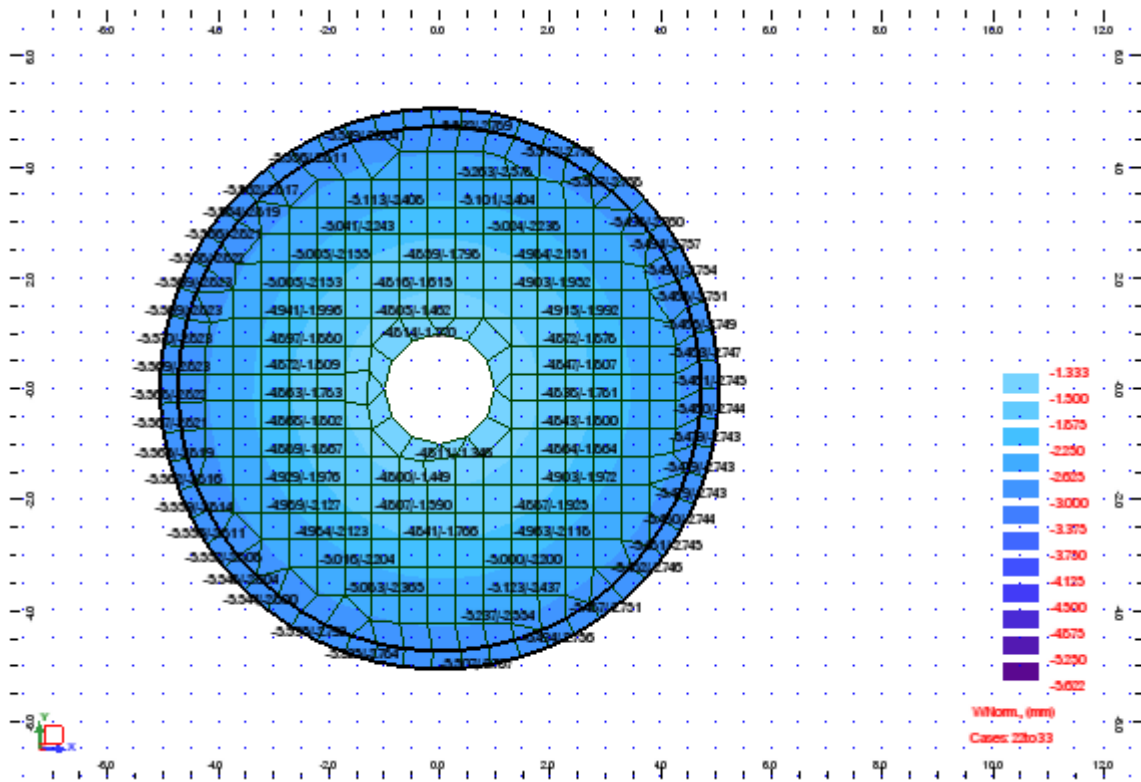
## Armadura 1 Direção Radial Face Inferior $\phi$ 12//0,15 m



## Armadura 1 Direção Circular Face Inferior $\phi$ 12//0,125 + 10//0.25m



ELS – Verificação da Deformação



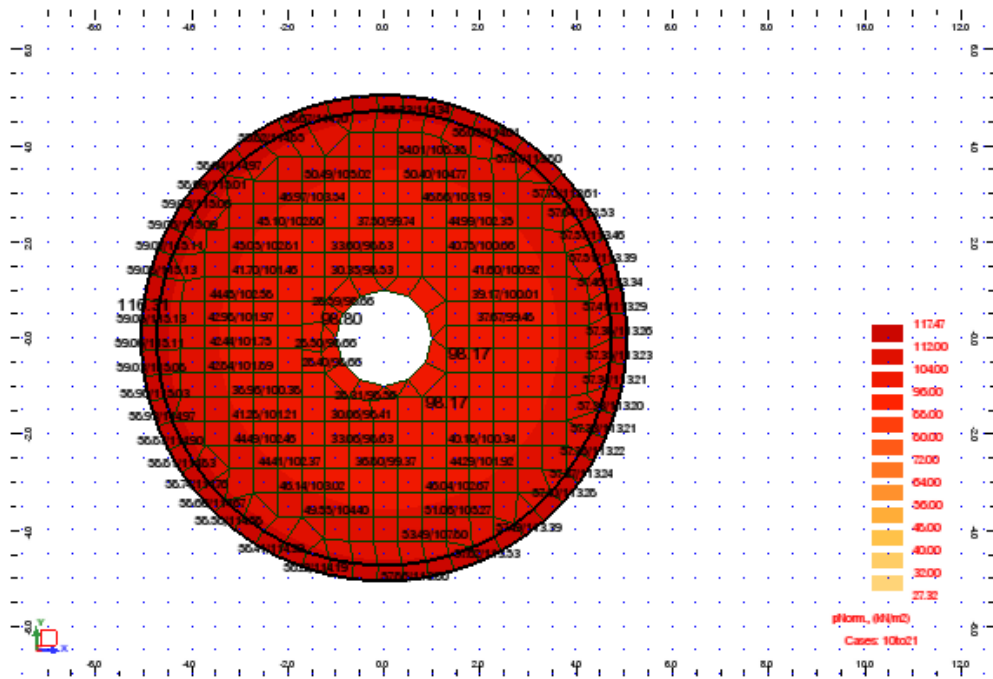
$$\Delta v, \text{elástica (mm)} = 5,622 - 4,5 = 1,122 \text{ mm}$$

$$\Delta v, \text{tempo infinito (mm)} = 1,122 \times 3,5 = 3,927 \text{ mm}$$

$$\Delta v, \text{máx (mm)} = 10 \text{ mm} > 3,927 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica}$$

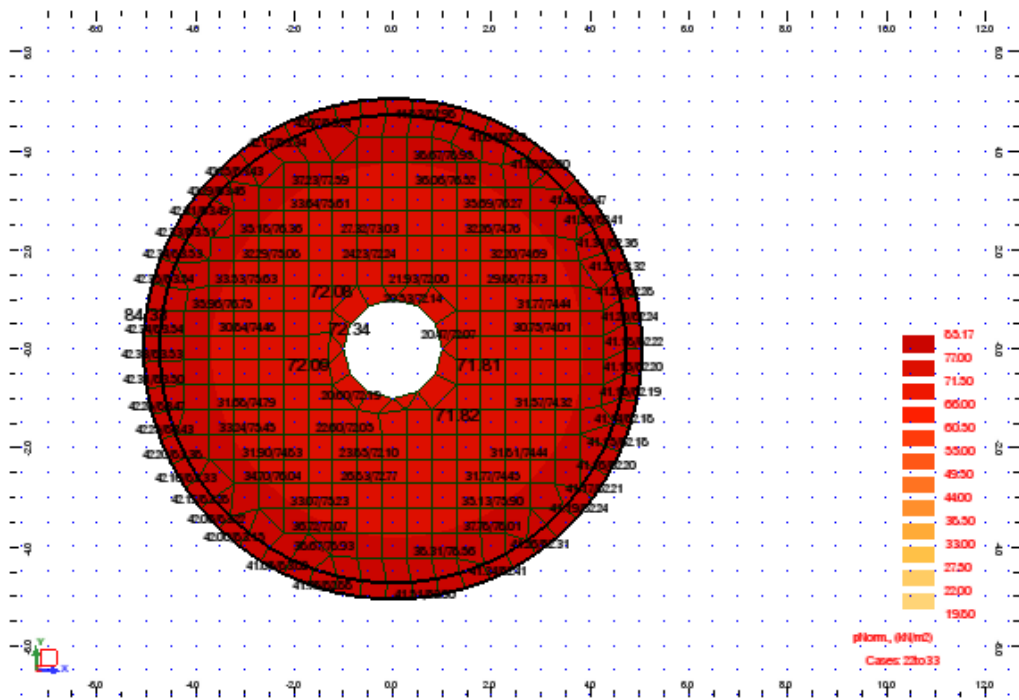
## Tensão Solo de Fundação

Reação máxima do solo para a envolvente de combinação em ELU:



$\sigma_{\text{cálculo}} = \text{kPa} < \sigma_{\text{máx}} = 210 \text{ kPa} \rightarrow \text{Verifica}$

Reação máxima do solo para a envolvente de combinação em ELS:



$\sigma_{\text{cálculo}} = \text{kPa} < \sigma_{\text{máx}} = 150 \text{ kPa} \rightarrow \text{Verifica}$

## Soluções de Armadura

Direção Radial Superior =  $\emptyset 12//0,10$  m

Direção Radial Superior =  $\emptyset 12//0,20 + \emptyset 12//0,25$  m

Direção Circular Superior =  $\emptyset 12//0,125$  m

Direção Circular Superior =  $\emptyset 12//0,10$  m

Direção Circular Superior =  $\emptyset 12//0,125 + 10//0,25$ m

Direção Radial Inferior =  $\emptyset 12//0,15$  m

Direção Radial Inferior =  $\emptyset 12//0,125$  m

Direção Circular Inferior =  $\emptyset 12//0,125 + 10//0,25$ m

Direção Circular Inferior =  $\emptyset 12//0,125$ m

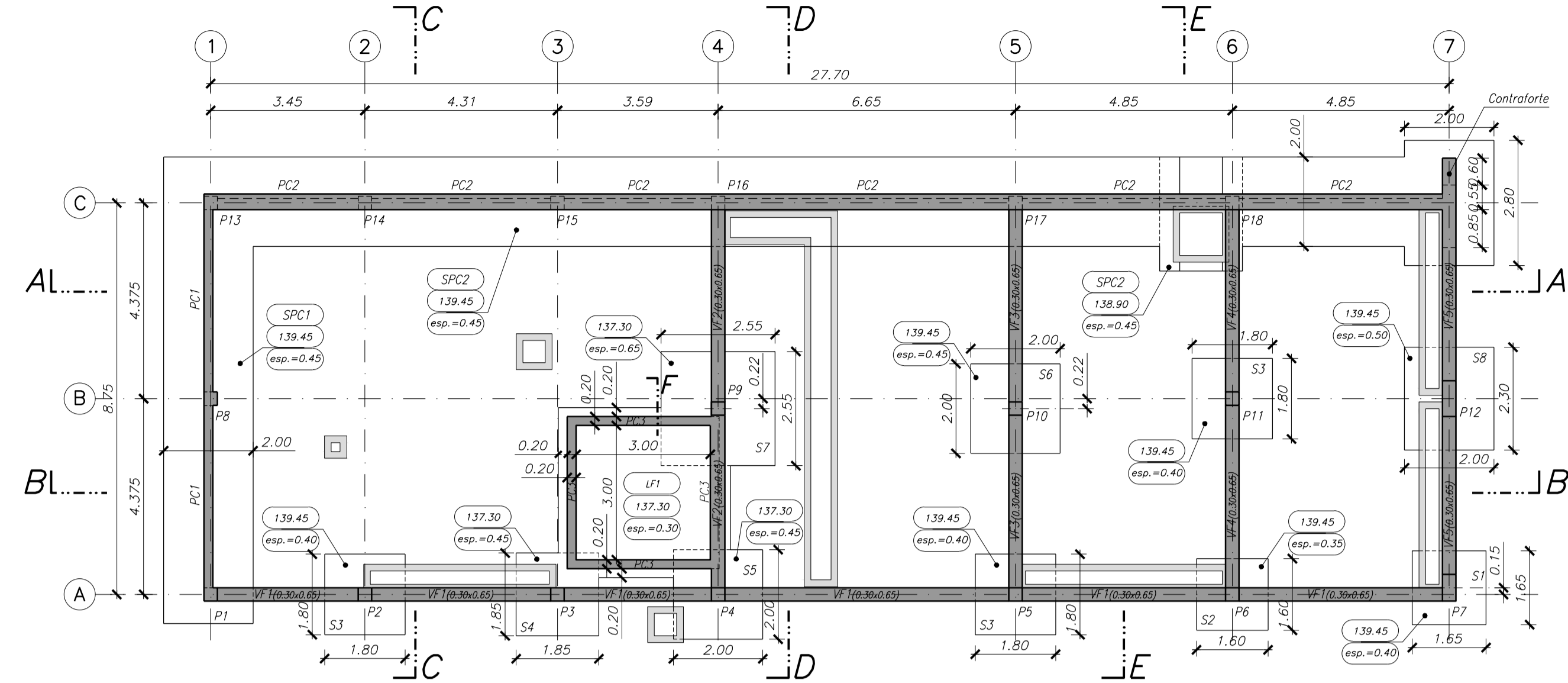
Direção Circular Inferior =  $\emptyset 12//0,20 + 10//0,20$ m

## **ANEXO II – PEÇAS DESENHADAS**



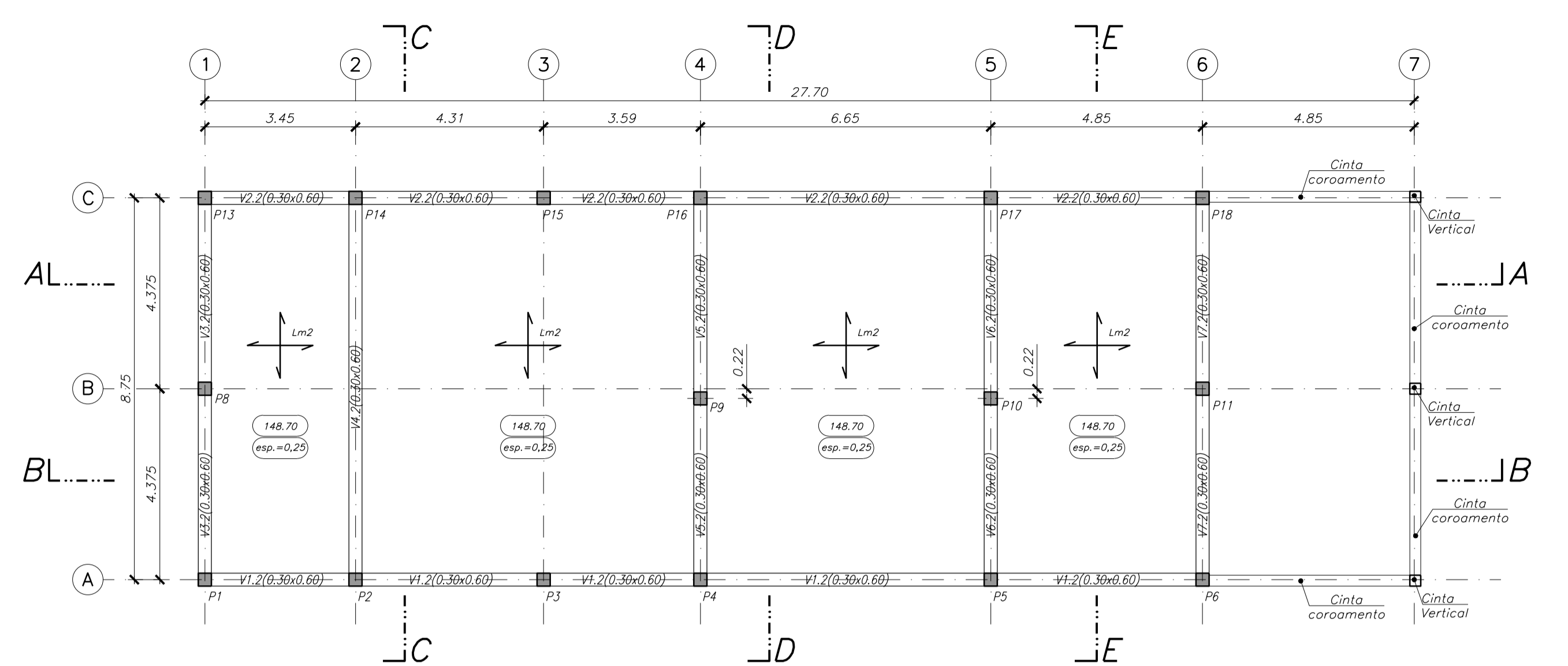
Planta de Fundações

esc.:1/100



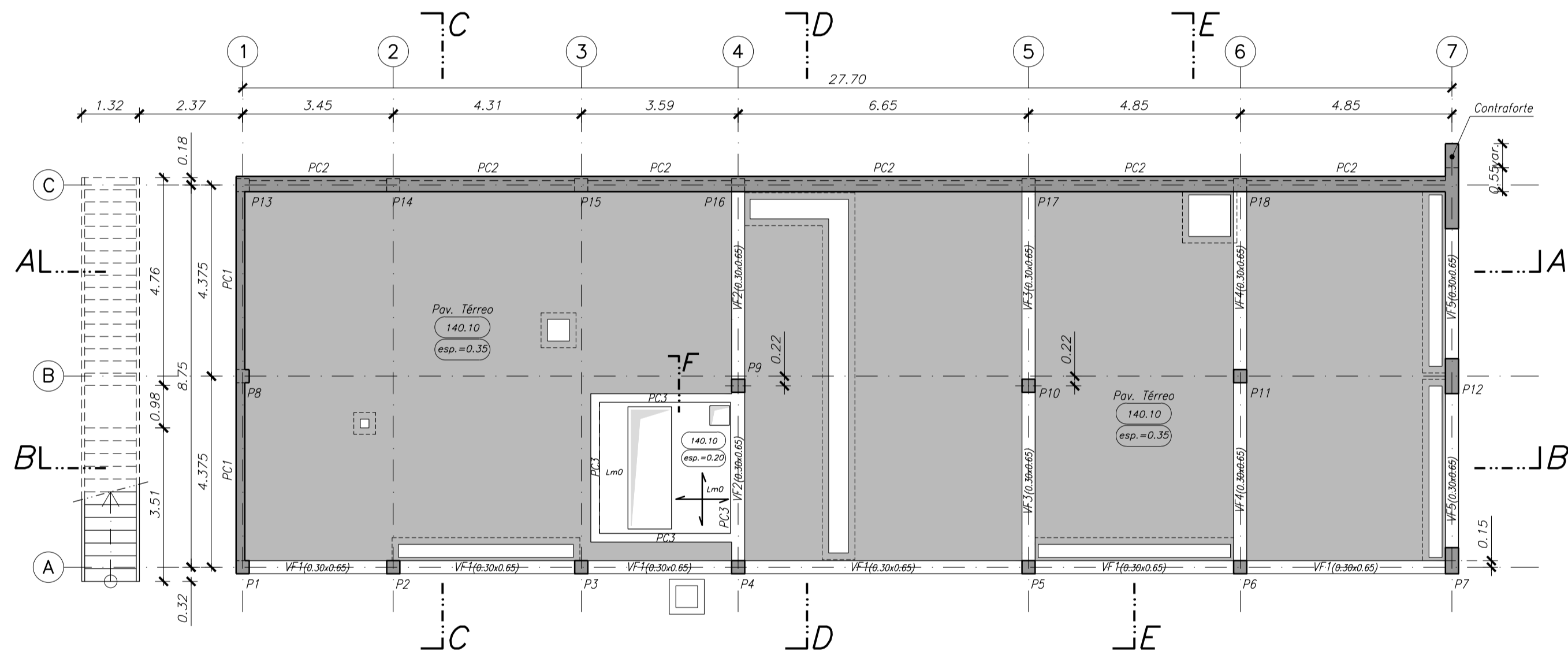
Planta de Cobertura

esc.:1/100



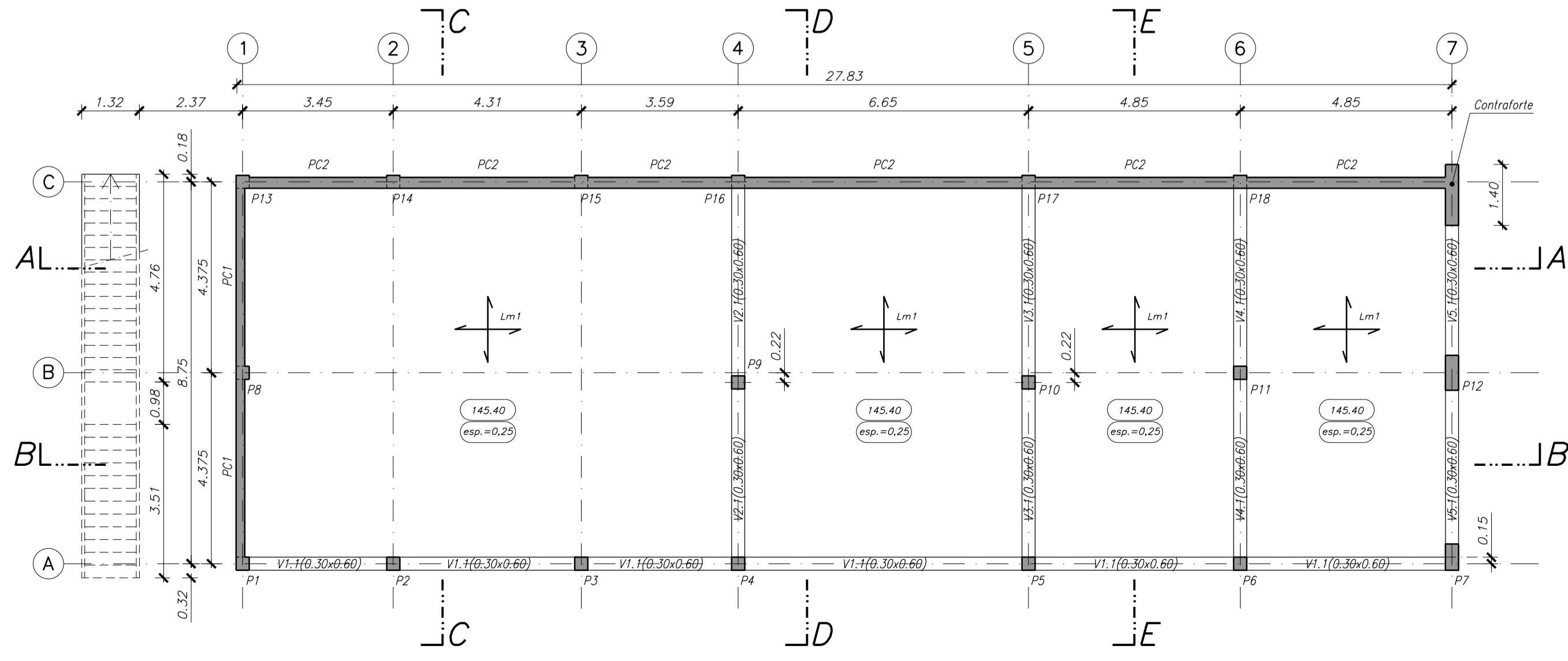
Planta do Piso 0 (Pavimento Térreo)

esc.:1/100



Planta do Piso 1

esc.:1/100



- NOTAS:**
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 200\text{kPa}$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnica.
  - Todas as cotas de implantação de elementos estruturais devem ser verificadas pelo projecto de processo e equipamento.
  - As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados no projecto de processo e equipamento e com os projectos das diversas especialidades.

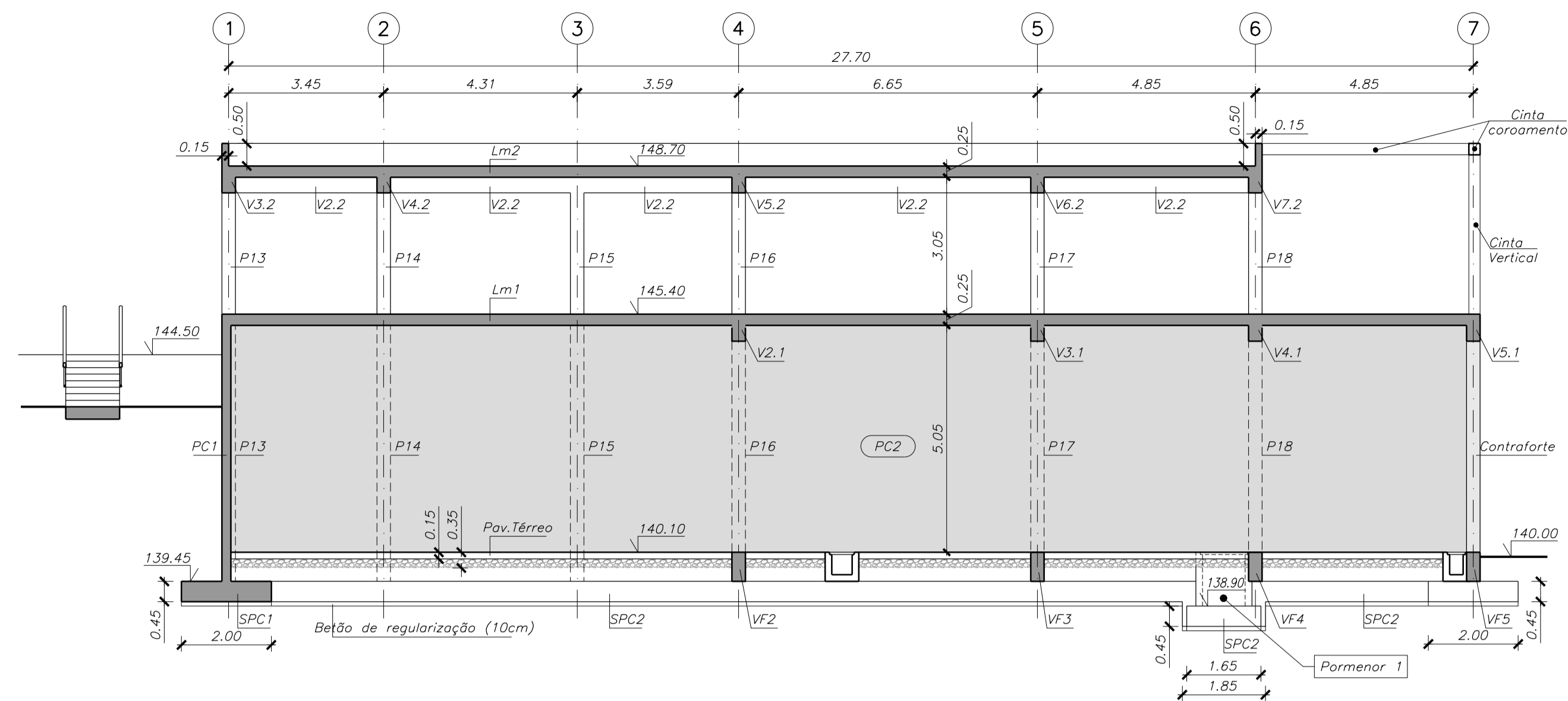
QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura			Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspecção			Classe de Inspecção 1 (NP EN 13670:2011)				
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Claretos	Dm <sub>ax</sub> [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Paredes PC3	C35/45	30	-	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Laje LF1	C35/45	30	-	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Paredes PC1/PC2	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Lajes	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Vigas	C30/37	35	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Pilares	C30/37	35	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Viga Fundação	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Sapatos	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0.40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1.0	-	Classe de massa volumica D1,0 (800 kg/m³)
AÇO							
Elemento	Classe			Norma			
Armadura Ordinária	A400NR			EN 10080			
Rede electrossoldada	A500EL			EN 10080			
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR			EN 10025			
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8			EN 20898-1			

Ações de Dimensionamento				
Piso	Peso Próprio [kN/m²]	Restantes Cargas Permanentes [kN/m²]	Sobrecarga [kN/m²]	Monocarril [kN] / [kg]
Piso 0	-	-	5,00	-
Piso 1 interior	6,25	3,00	3,00	12,0 / 1200
Piso 1 exterior	6,25	3,53	1,00	-
Piso 2	6,25	3,53	1,00	-

REVISÃO	ALTERAÇÃO	DESENHO	DATA
CONSORCIO			
dst		efacac Engenharia e Sistemas, S.A.	
PROJECTISTA			
noraqua			
Este desenho é propriedade do CONSORCIO/PROJECTISTA e não pode ser utilizado, facultado ou reproduzido integralmente ou em parte, sem autorização do proprietário			
<b>EMPREITADA DE EXECUÇÃO DAS ETAR DE OVELHA, VILA MEÃ E NEIVA</b>			
CLIENTE			
PROJECTO DE EXECUÇÃO ETAR DE VILA MEÃ			
FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS E. DE TRATAMENTO DE LAMAS / EXPLORAÇÃO PLANTAS FUNDAÇÃO, PISO 0, PISO 1, PISO 2 (Geometrias)			
PRD. M.Fernandes / P. Silva		RUBRICA	
DES. J.Miranda / J.Pinheiro		NÚMERO	
APROV. José Lello		EST.1401	
NOME DO FICHEIRO: EST.1401		ESCALA	
		1:100	
		DATA	
		13-05-2014	

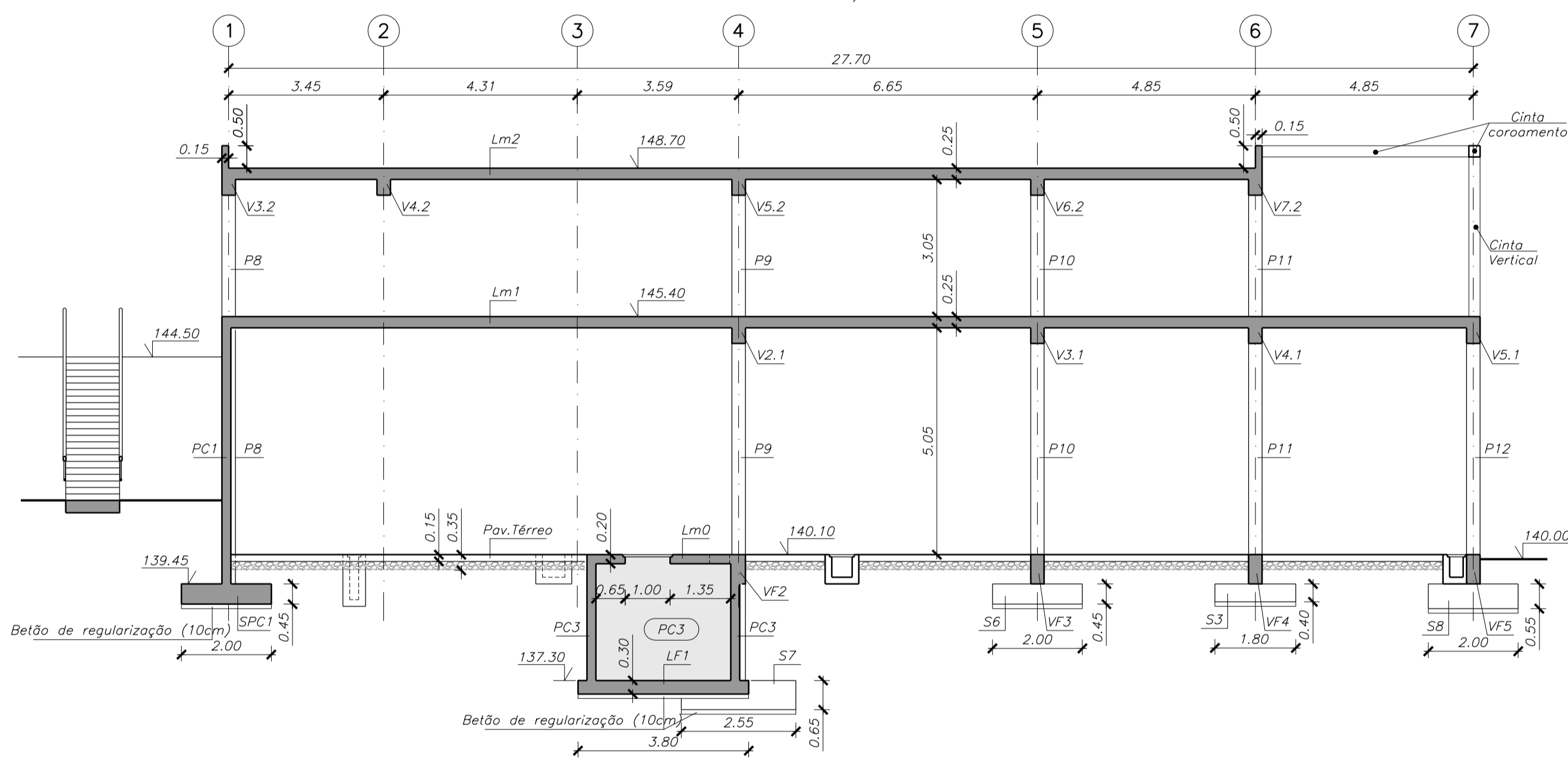
**Corte A-A**

esc.:1/100



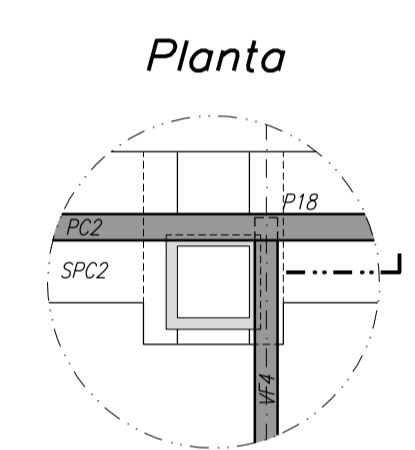
**Corte B-B**

esc.:1/100

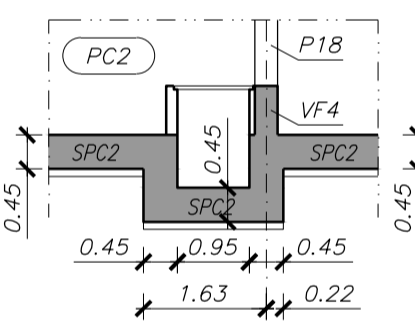


**Pormenor 1**

esc.:1/100

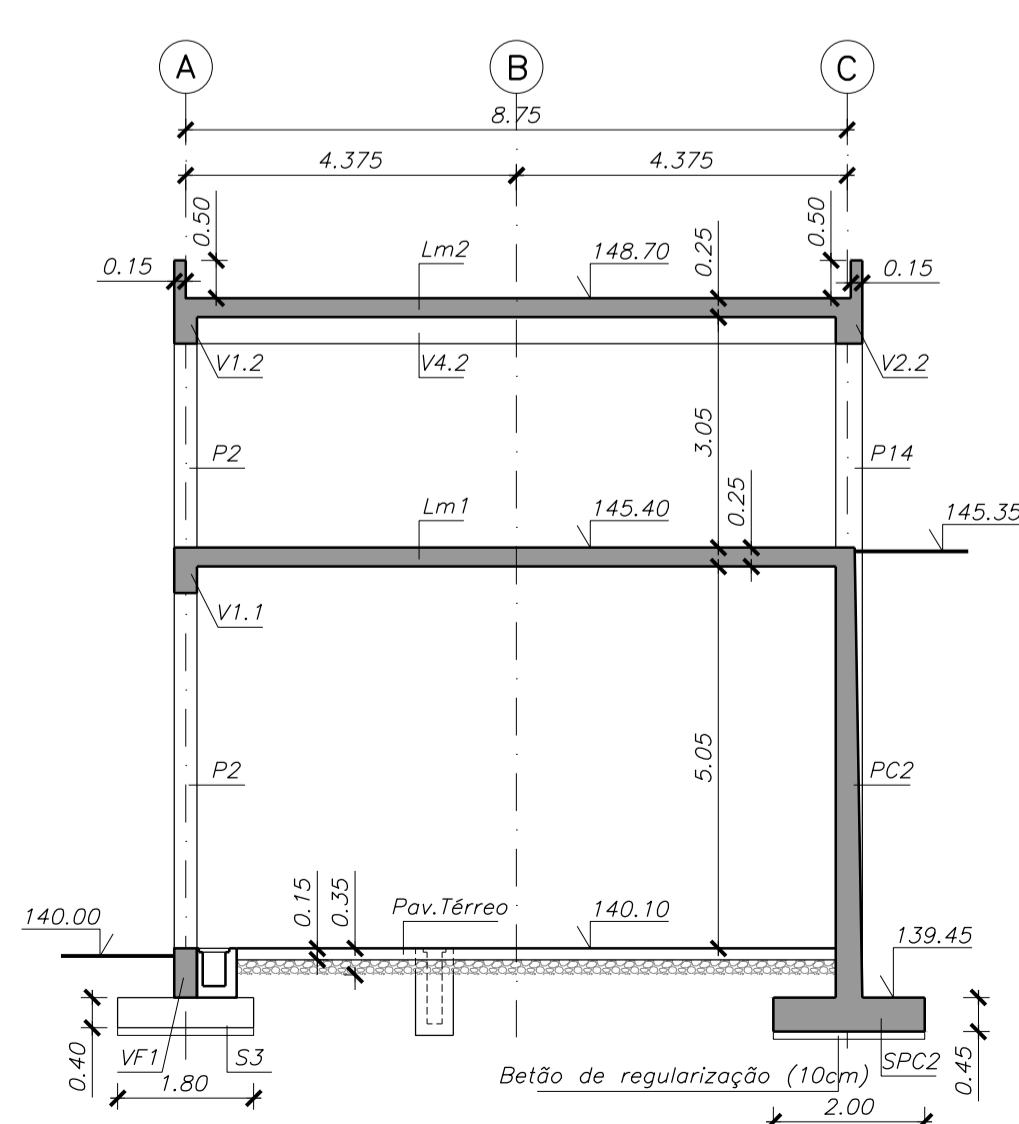


**Corte 1**



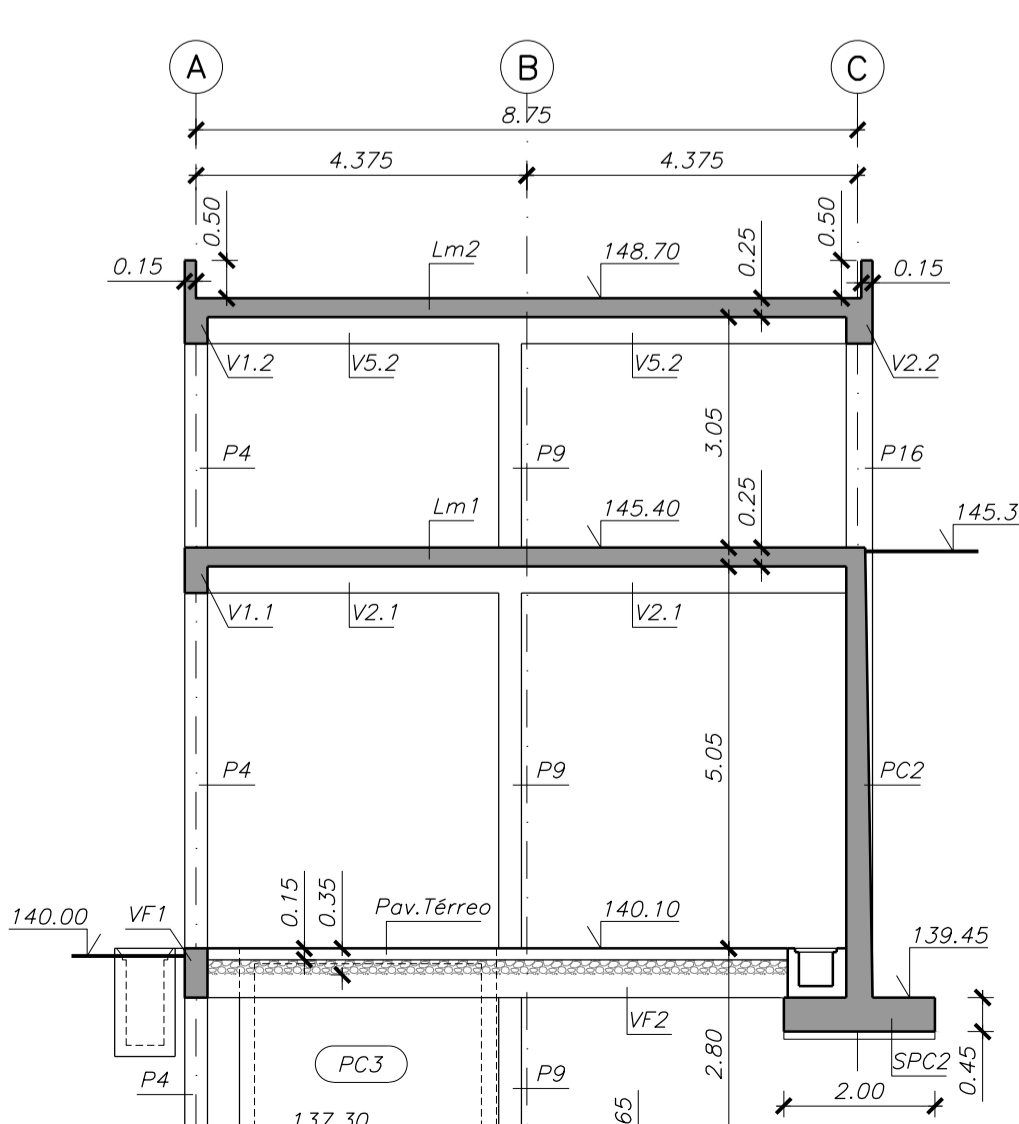
**Corte C-C**

esc.:1/100



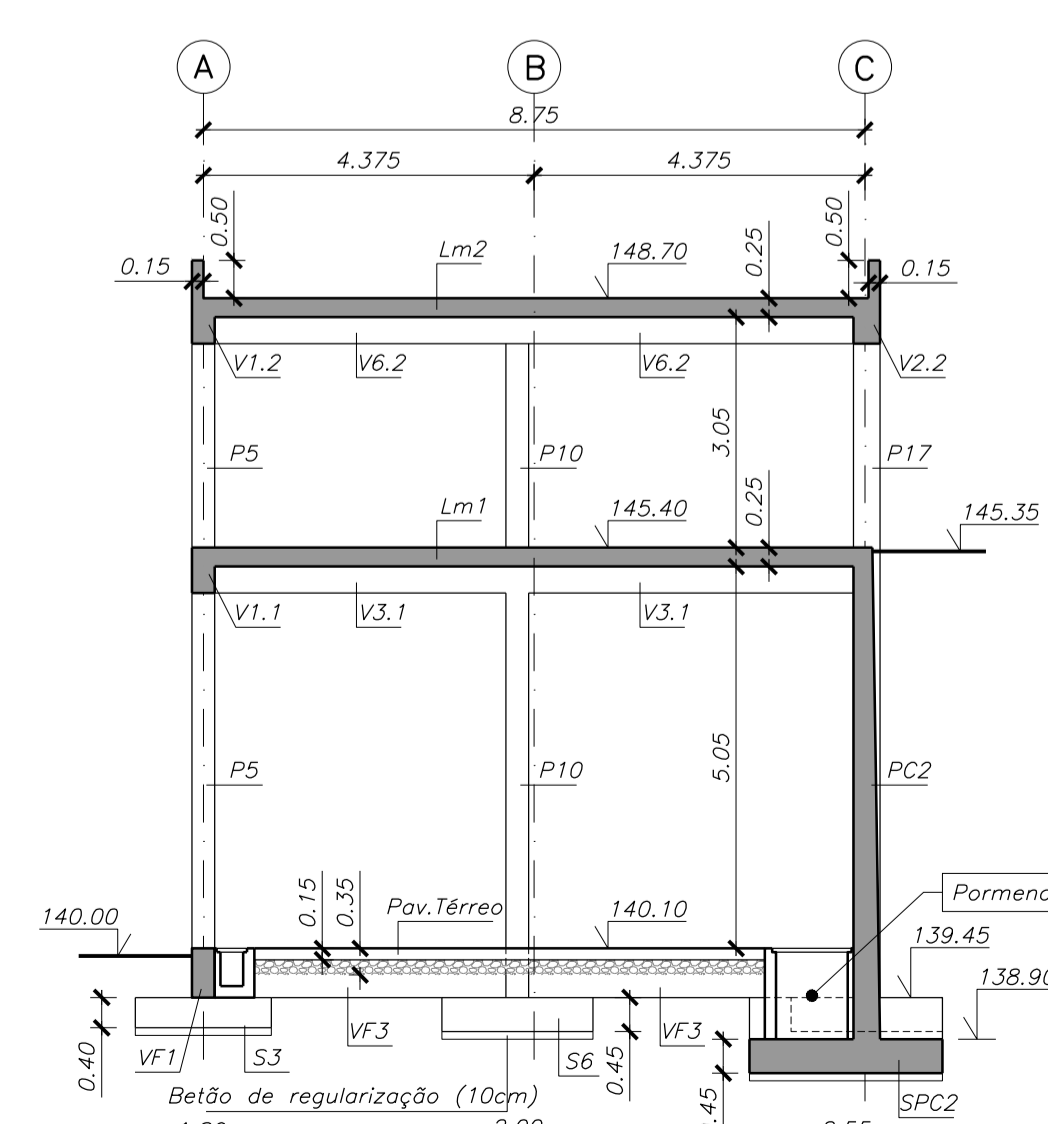
**Corte D-D**

esc.:1/100



**Corte E-E**

esc.:1/100



Acções de Dimensionamento				
Piso	Peso Próprio	Restantes Cargas Permanentes	Sobrecarga	Monocarril
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN] / [kg]
Piso 0	-	-	5,00	-
Piso 1 interior	6,25	3,00	3,00	12,0 / 1200
Piso 1 exterior	6,25	3,53	1,00	-
Piso 2	6,25	3,53	1,00	-

- NOTAS:**
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 200kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnica.
  - Todas as cotas de implantação de elementos estruturais devem ser verificadas pelo projecto de processo e equipamento.
  - As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados no projecto de processo e equipamento e com os projectos das diversas especialidades.

QUADRO DE MATERIAIS						
Tempo de vida útil da estrutura		Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspecção		Classe de Inspecção 1 (NP EN 13670:2011)				
BETÃO						
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007						
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]	Exposição ambiental	Claretos	Dm <sub>max</sub> [mm]	Consistência
Paredes PC3	C35/45	30	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Laje LF1	C35/45	30	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Paredes PC1/PC2	C30/37	40	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Lajes	C30/37	30	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Vigas	C30/37	35	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Pilares	C30/37	35	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Viga Fundação	C30/37	40	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Sapatas	C30/37	50	XC2(P)	CL0.40	25	S3
Regularização	C12/15	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	X0(P)	CL1.0	-	Classe de massa volumica D1.0 (800 kg/m <sup>3</sup> )
AÇO						
Elemento	Classe	Norma				
Armadura Ordinária	A400NR	EN 10080				
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080				
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025				
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1				

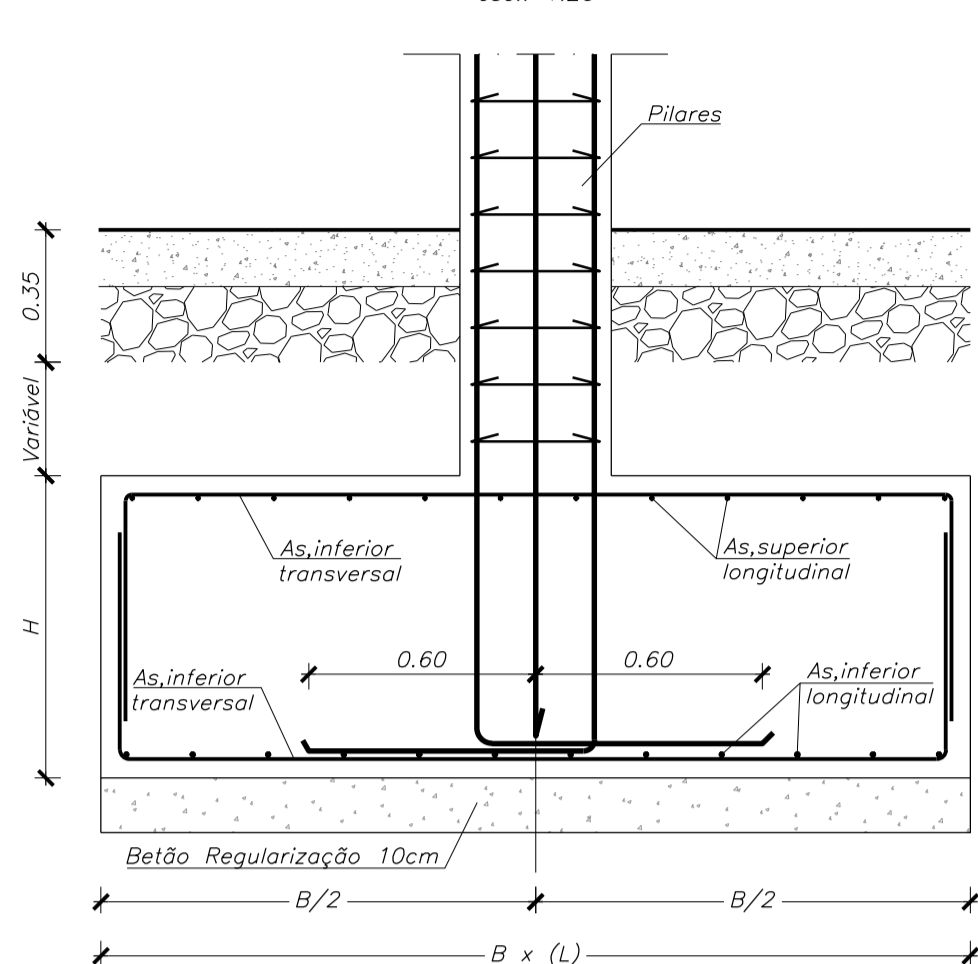
REVISÃO	ALTERAÇÃO	DESENHOU	DATA
Este desenho é propriedade do CONSORCIO/PROJECTISTA e não pode ser utilizado, facultado ou reproduzido integralmente ou em parte, sem autorização do proprietário.			
<b>EMPREITADA DE EXECUÇÃO DAS ETAR DE OVELHA, VILA MEÃ E NEIVA</b>			
CLIENTE		PROJECTO DE EXECUÇÃO ETAR DE VILA MEÃ	
		<b>FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS</b> <b>E. DE TRATAMENTO DE LAMAS / EXPLORAÇÃO</b> <b>CORTES A-A, B-B, C-C, D-D e E-E (Geometrias)</b>	
PRD.	M.Fernandes / P. Silva	RUBRICA	NÚMERO
DES.	J.Miranda / J.Pinheiro		EST.1402
APROV.	José Lello	ESCALA	DATA
NOME DO FICHEIRO: EST.1402		ESCALA	1:100
		DATA	13-05-2014

## Quadro de Pilares

esc.:1/20

### Pormenor Sapata

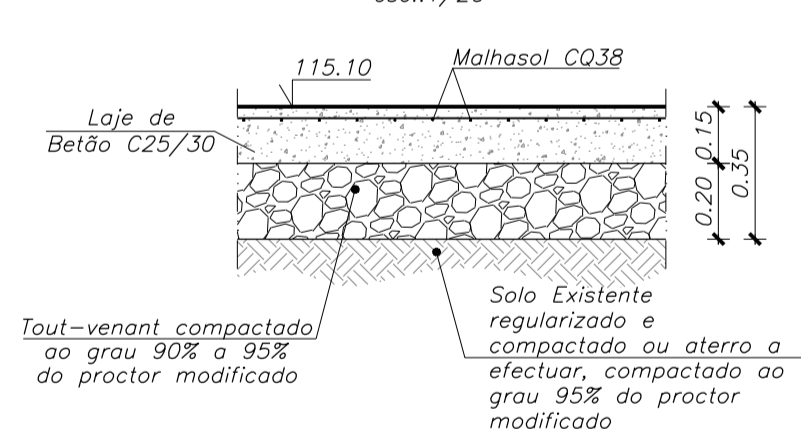
esc.: 1/20



QUADRO DE SAPATAS							
N.º Sapata	Dimensões			Armadura Transversal		Armadura Longitudinal	
	B	L	H	Inferior	Superior	Inferior	Superior
S1	1,65	1,65	0,40	12af.0,15	10af.0,15	12af.0,15	10af.0,15
S2	1,60	1,60	0,35	12af.0,15	10af.0,15	12af.0,15	10af.0,15
S3	1,80	1,80	0,40	12af.0,125	10af.0,125	12af.0,125	10af.0,125
S4	1,85	1,85	0,45	12af.0,125	10af.0,125	12af.0,125	10af.0,125
S5	2,00	2,00	0,45	12af.0,10	10af.0,10	12af.0,10	10af.0,10
S6	2,00	2,00	0,45	12af.0,10	10af.0,10	12af.0,10	10af.0,10
S7	2,55	2,55	0,65	12af.0,10	10af.0,10	12af.0,10	10af.0,10
S8	2,00	2,30	0,50	12af.0,10	10af.0,10	12af.0,10	10af.0,10
SPC1	2,00	-	0,45	16af.0,15	16af.0,15	16af.0,15	16af.0,15
SPC1	2,00	-	0,45	16af.0,15	16af.0,15	16af.0,15	16af.0,15

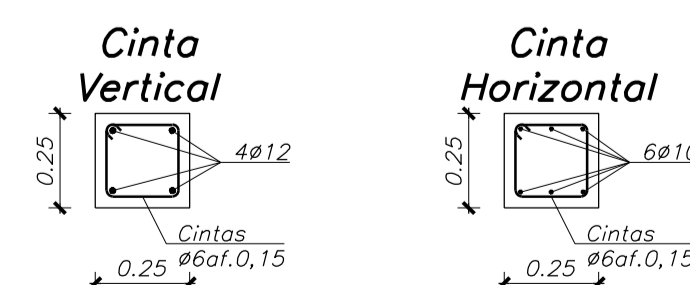
### Pavimento Térreo - Pormenor Tipo

esc.:1/20



### Alvenaria Estrutural

esc.:1/20

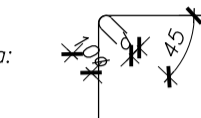


	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
PISO 1 - PISO 2 (Cobertura)	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↘	↑	↑
PISO 0 - PISO 1	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑
FUNDAÇÃO - PISO 0									
PISO 1 - PISO 2 (Cobertura)	↑	↑	↘	↑	↑	↑	↑	↑	↑
PISO 0 - PISO 1	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑	↑
FUNDAÇÃO - PISO 0									

Nota: Todos os pilares devem ter as arestas quebradas (2,0cmx2,0cm)

#### ESTRIBOS E CINTAS

- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechadas e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:



A235L-D=2,5#  
A235R-D=4#  
A400-D=5#  
A500-D=5#

#### EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUIROS

- Os varões verticais devem ser emendados o menos possível e as amarrações devem ser rectas (comp. de amarração = 60#).  
- A secção dos varões nervurados emendados na mesma secção não deve exceder 1/2 da totalidade da armadura, quando esta for constituída por varões de diâmetro superior a 16mm. Para que não estejam na mesma secção, as emendas devem distar no mínimo 1,5 vezes o comprimento de amarração.  
- As emendas de agrupamentos de varões devem ser feitas varão a varão, distando entre si pelo menos 1,3 vezes o comprimento de amarração.

#### EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS

- As armaduras superiores devem ser emendadas a meia viga (comp. de amarração = 50#).  
- As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre as pilares (comp. de amarração = 50#).

#### NOTAS:

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 200kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas de implantação de elementos estruturais devem ser verificadas pelo projecto de processo e equipamento.
- As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados no projecto de processo e equipamento e com os projectos das diversas especialidades.

#### QUADRO DE MATERIAIS

Tempo de vida útil da estrutura		Categoria 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de inspecção		Classe de Inspecção 1 (NP EN 13670:2011)					
BETÃO							
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007		Exposição ambiental	Clareos	D <sub>max</sub> [mm]	Consistência
		Recobrimento [mm]	Armadura de pré-esforço				
Paredes PC3	C35/45	30	-	XA2(P)	CL0,20	22	S3
Loje LF1	C35/45	30	-	XA2(P)	CL0,20	22	S3
Paredes PC1/PC2	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Lajes	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Vigas	C30/37	35	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Pilares	C30/37	35	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Viga Fundação	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0,40	22	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0,40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1,0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1,0	-	Classe de massa volumica D1,0 (800 kg/m³)
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A400NR	EN 10080					
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080					
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1					

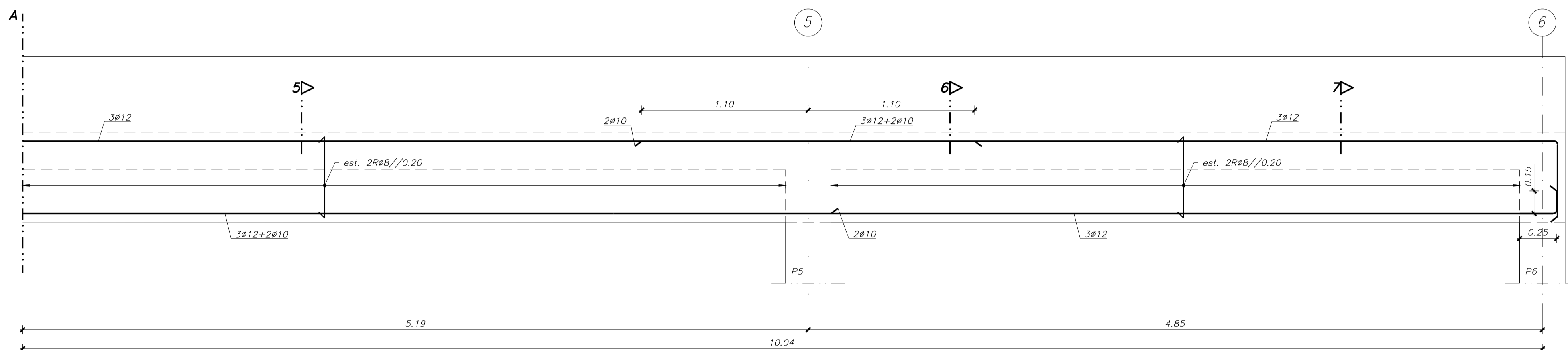
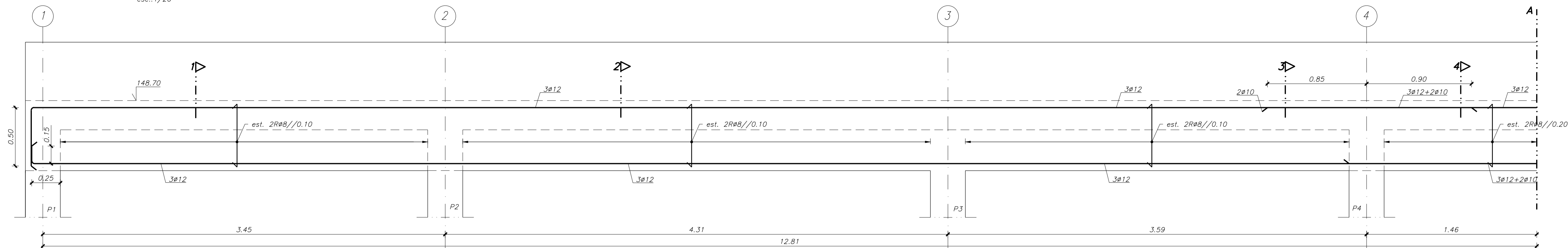
REVISÃO	ALTERAÇÃO	DESENHO	DATA
CONSORCIO			
PROJECTISTA			

## EMPREITADA DE EXECUÇÃO DAS ETAR DE OVELHA, VILA MEÃ E NEIVA

CLIENTE				PROJECTO DE EXECUÇÃO			
				ETAR DE VILA MEÃ			
				FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS			
				E. DE TRATAMENTO DE LAMAS / EXPLORAÇÃO			
				QUADROS DE SAPATAS E PILARES E PORMENORES TIPO			
PROJ.	M. Fernandes / P. Silva	RUBRICA	NÚMERO	EST.1403	REVISÃO		
DES.	J. Pinheiro						
APROV.	José Lello		ESCALA	1:20	DATA	13-05-2014	
NOME DO FICHEIRO:		EST.1403					

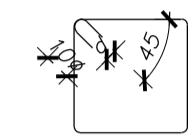
# Alçado da Viga V2.2

esc.:1/20



### ESTRIBOS E CINTAS

- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechados e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:



- A235L-D=2.5#
- A235R-D=4#
- A400-D=5#
- A500-D=5#

### EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS

- Os varões verticais devem ser emendados o menos possível e as amarrações devem ser rectas (comp. de amarração = 60#).  
 - A secção dos varões nervurados emendados na mesma secção não deve exceder 1/2 da totalidade da armadura, quando esta for constituída por varões de diâmetro superior a 16mm. Para que não estejam na mesma secção, as emendas devem distar no mínimo 1.5 vezes o comprimento de amarração.  
 - As emendas de agrupamentos de varões devem ser feitas varão a varão, distanciando entre si pelo menos 1.3 vezes o comprimento de amarração.

### EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS

- As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de amarração = 50#).  
 - As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 50#).

### NOTAS:

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 200kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas de implantação de elementos estruturais devem ser verificadas pelo projecto de processo e equipamento.
- As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados no projecto de processo e equipamento e com os projectos das diversas especialidades.

### QUADRO DE MATERIAIS

Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)
Requisitos de inspecção	Classe de Inspecção 1 (NP EN 13670:2011)

### BETÃO

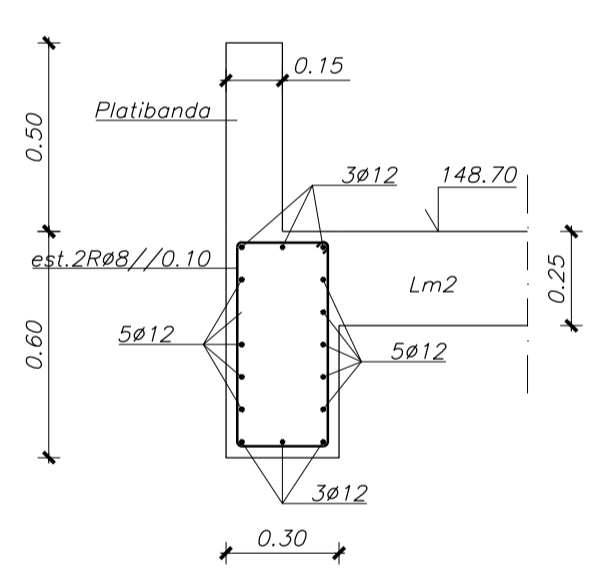
Elemento	Classe	Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007					
		Recobrimento [mm]	Exposição ambiental	Cloretos	Dm <sub>max</sub> [mm]	Consistência	
Paredes PC3	C35/45	30	-	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Laje LF1	C35/45	30	-	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Paredes PC1/PC2	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Lajes	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Vigas	C30/37	35	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Pilares	C30/37	35	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Viga Fundação	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0.40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1.0	-	Classe de massa volumica D1,0 (800 kg/m³)

### AÇO

Elemento	Classe	Norma
Armadura Ordinária	A400NR	EN 10080
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1

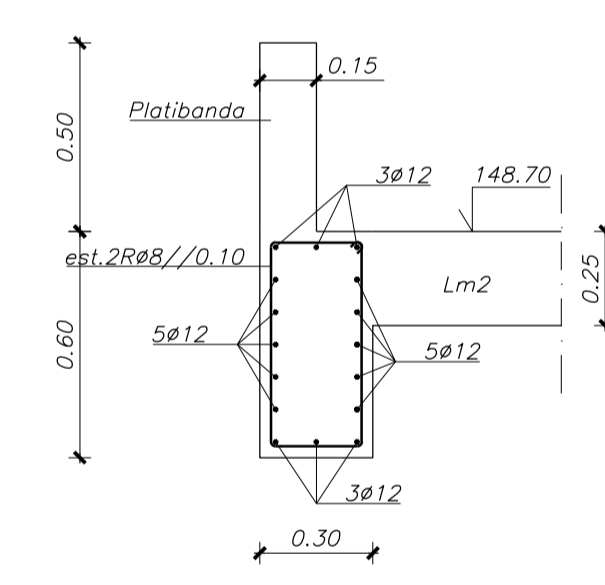
Corte 1

esc.:1/20



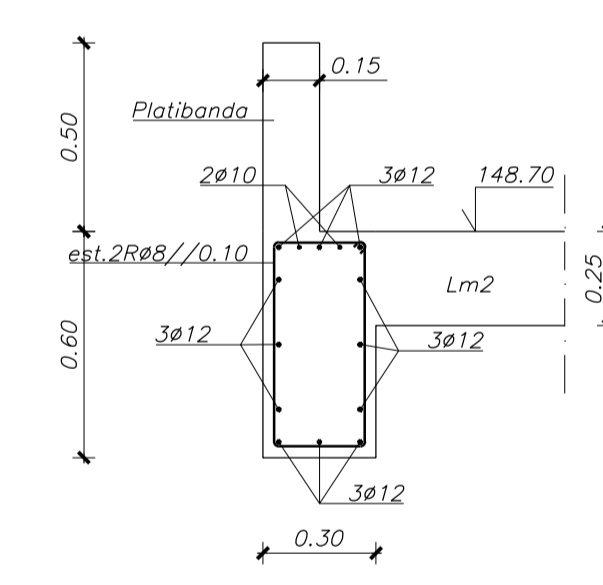
Corte 2

esc.:1/20



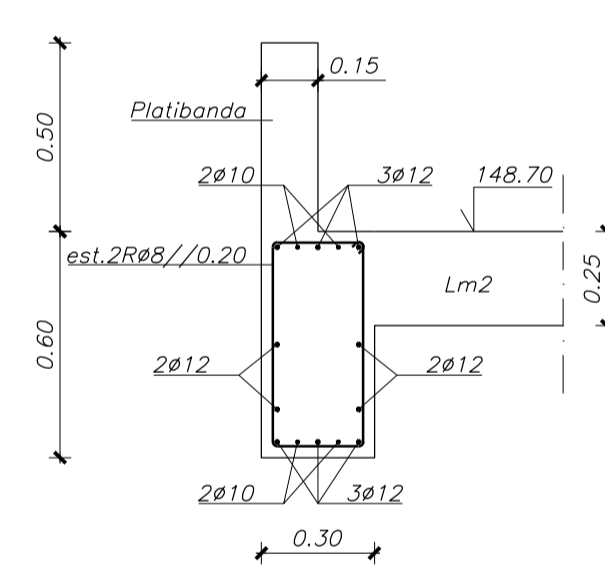
Corte 3

esc.:1/20



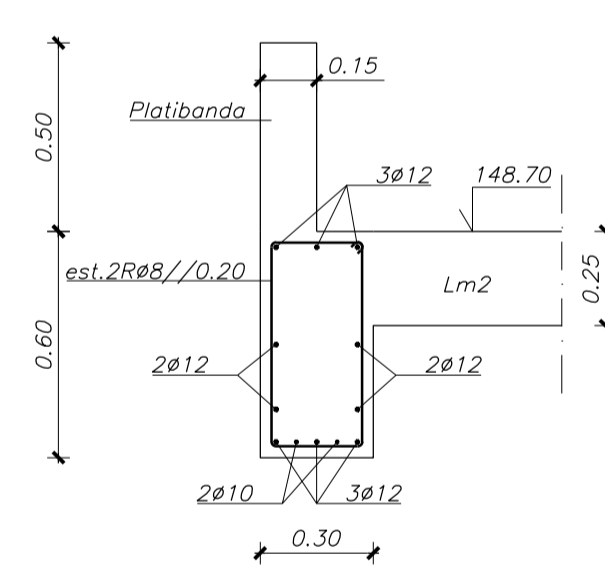
Corte 4

esc.:1/20



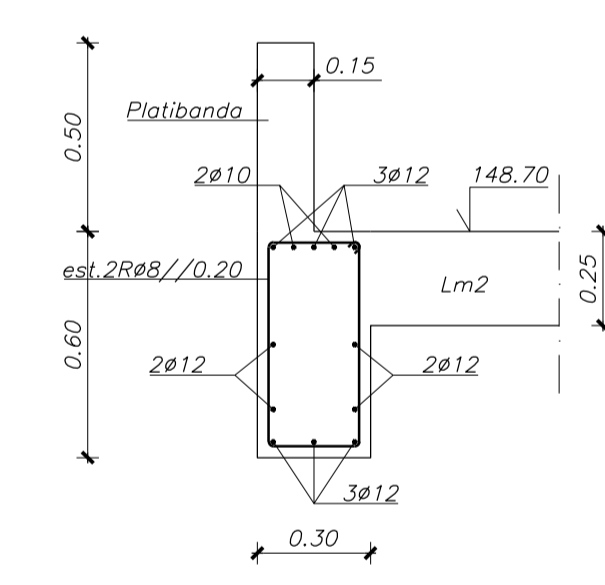
Corte 5

esc.:1/20



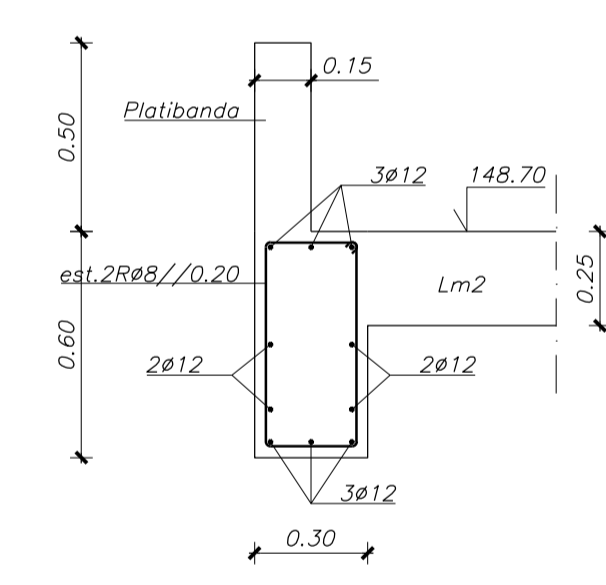
Corte 6

esc.:1/20



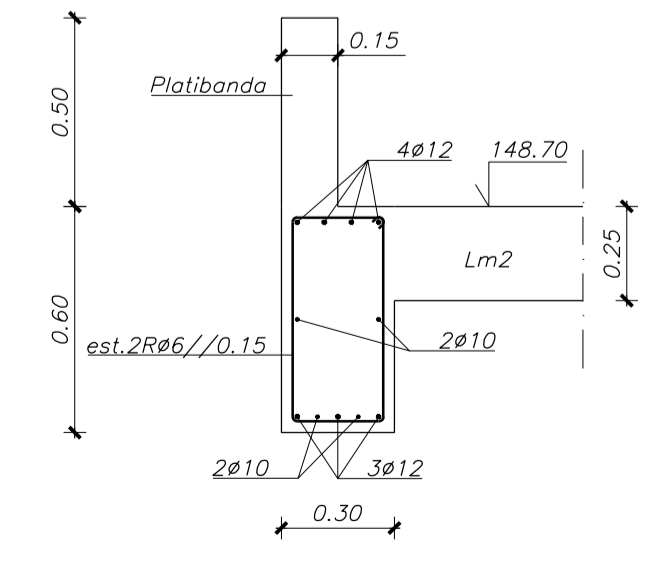
Corte 7

esc.:1/20



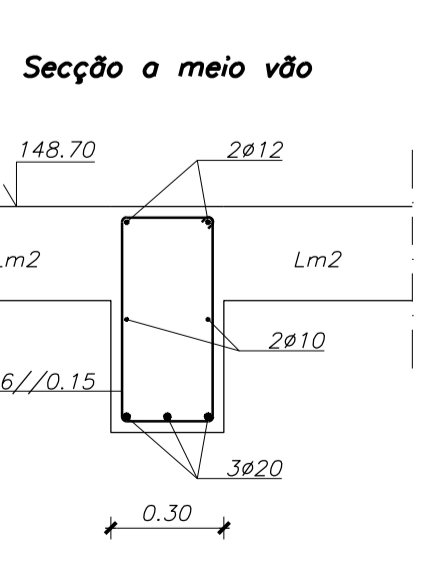
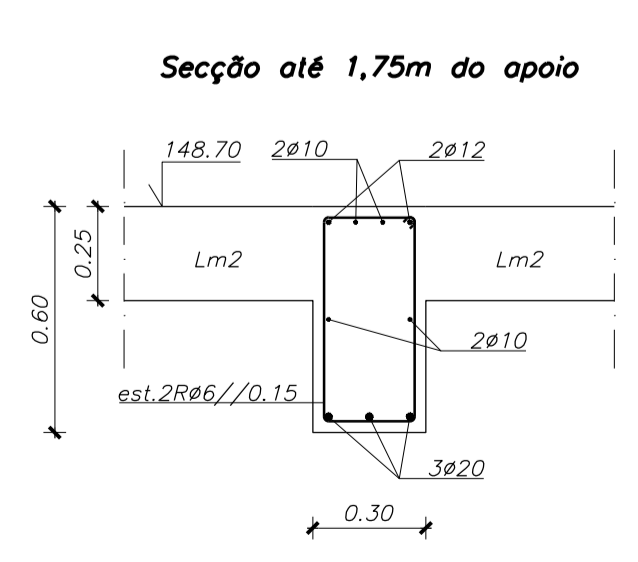
Viga 3.2

esc.:1/20



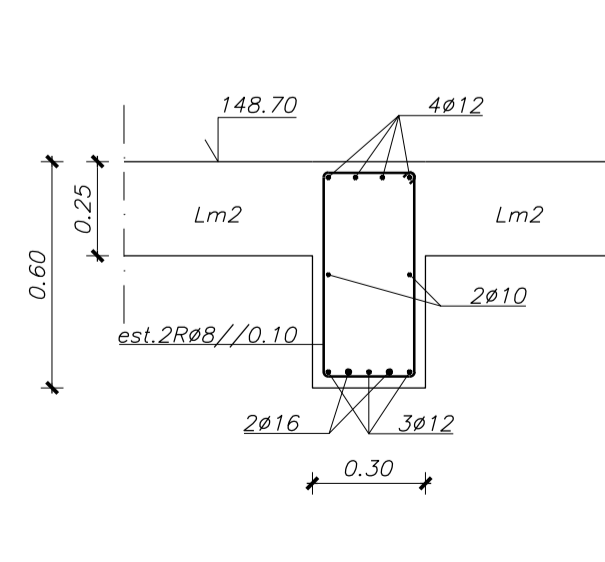
Viga 4.2

esc.:1/20



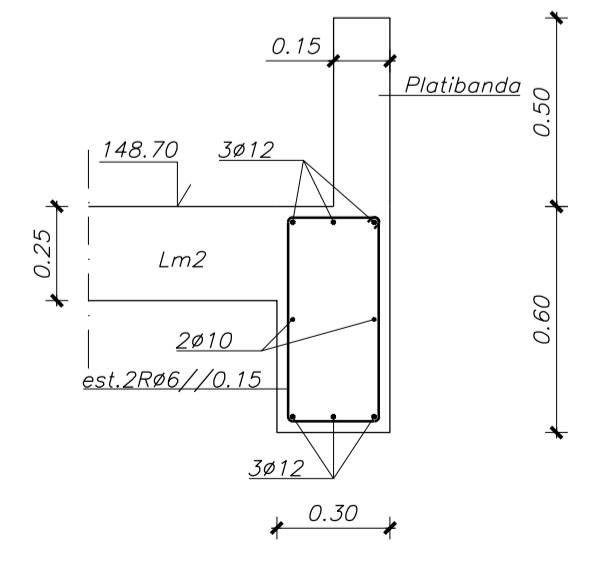
Viga 5.2

esc.:1/20



Viga 7.2

esc.:1/20



REVBÃO	ALTERAÇÃO	DESENHO	DATA
--------	-----------	---------	------

CONSORCIO: **dst** e **efacec Engenharia e Sistemas, S.A.**

PROJECTISTA: **noraqua**

Este desenho é propriedade do CONSORCIO/PROJECTISTA e não pode ser utilizado, facultado ou reproduzido integralmente ou em parte, sem autorização do proprietário.

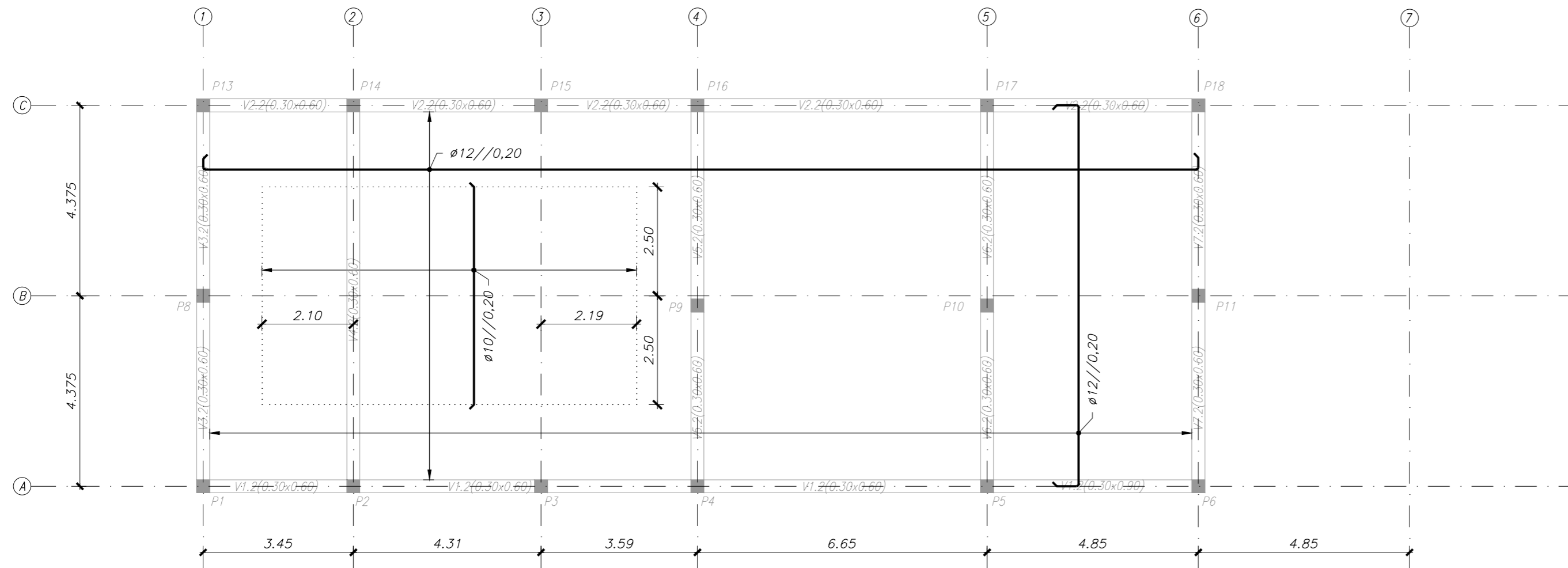
## EMPREITADA DE EXECUÇÃO DAS ETAR DE OVELHA, VILA MEÃ E NEIVA

CLIENTE: **PROJECTO DE EXECUÇÃO ETAR DE VILA MEÃ**

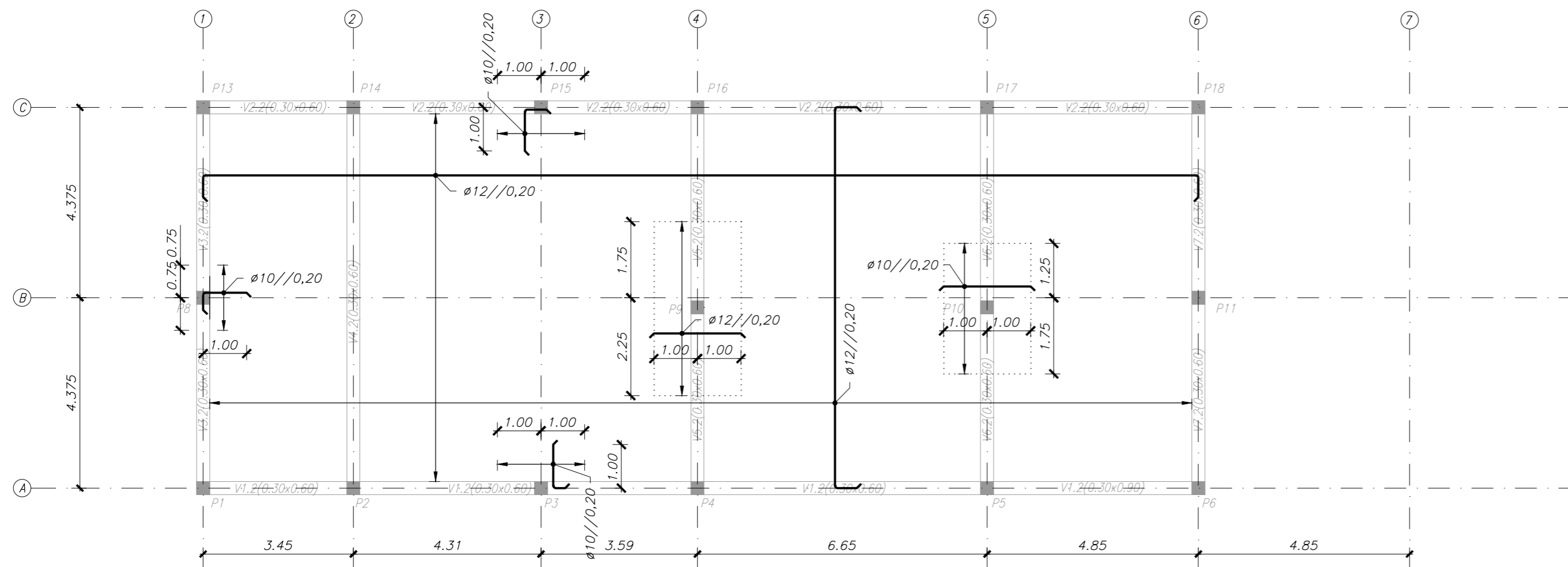
### FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS E. DE TRATAMENTO DE LAMAS / EXPLORAÇÃO VIGAS V2.2, V3.2, V4.2, V5.2 e V7.2 - Piso 2 (Armaduras)

PROJ.	DES.	APROV.	NOME DO FICHEIRO:	RUBRICA	NÚMERO	REVISÃO
M. Fernandes / P. Silva	M. Fernandes	José Leão	EST.1413		EST.1413	
				ESCALA	1:20	DATA
				EST.1413		13-05-2014

Planta Estrutural do Piso 2  
Armatura Inferior  
esc.:1/100



Planta Estrutural do Piso 2  
Armatura Superior  
esc.:1/100



NOTAS:

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 200\text{kPa}$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas de implantação de elementos estruturais devem ser verificadas pelo projecto de processo e equipamento.
- As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados no projecto de processo e equipamento e com os projectos das diversas especialidades.

QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura		Categoria 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de inspeção		Classe de Inspeção 1 (NP EN 13670:2011)					
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Clareos	Dm <sub>ax</sub> [mm]	Consistência
		Armatura passiva	Armatura de pré-esforço				
Paredes PC3	C35/45	30	-	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Laje LF1	C35/45	30	-	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Paredes PC1/PC2	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Lojes	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Vigas	C30/37	35	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Pilares	C30/37	35	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Viga Fundação	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0.40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1.0	-	Classe do massa volúmica D1,0 (800 kg/m <sup>3</sup> )
AÇO							
Elemento		Classe		Norma			
Armatura Ordinária		A400NR		EN 10080			
Rede electrossoldada		A500EL		EN 10080			
Aço estrutural (perfis laminares)		S275 JR		EN 10025			
Parafusos, buchas, porcas e anilhas		8.8		EN 20898-1			

REVISÃO	ALTERAÇÃO	DESENHO	DATA

CONSORCIO

PROJECTISTA

Este desenho é propriedade do CONSORCIO/ PROJECTISTA e não pode ser utilizado, facultado ou reproduzido integralmente ou em parte, sem autorização do proprietário

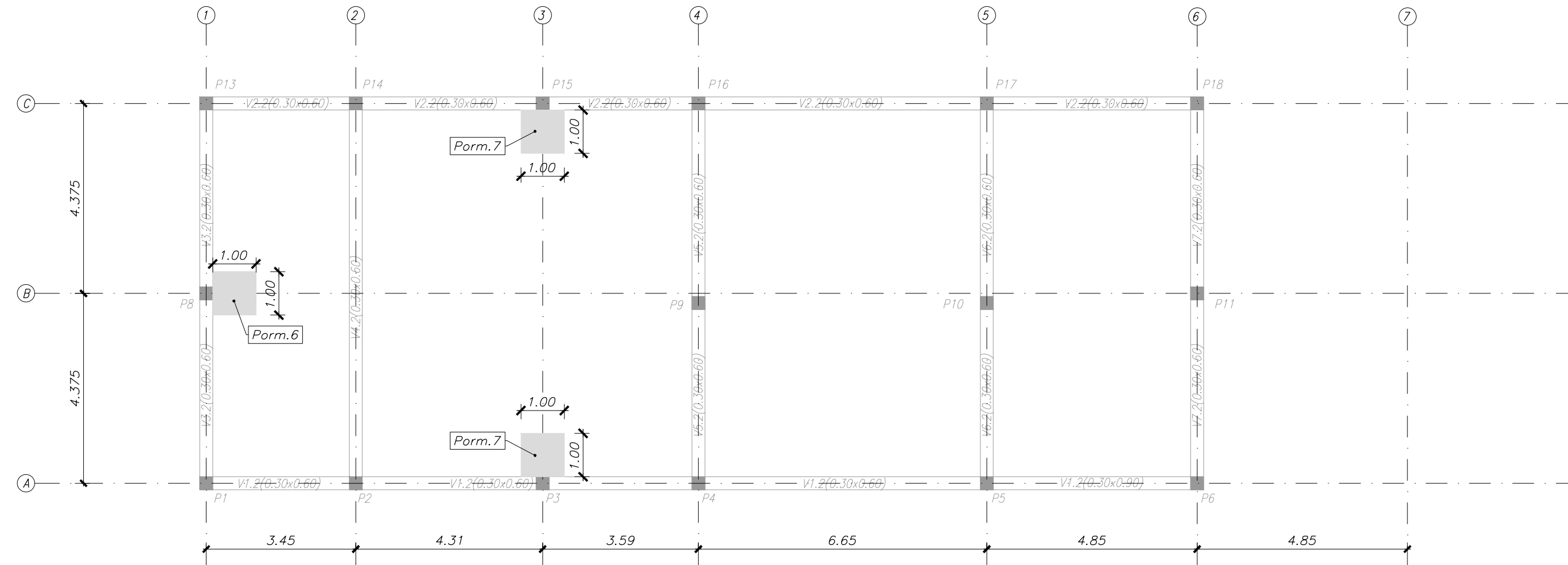
EMPREITADA DE EXECUÇÃO DAS ETAR DE OVELHA, VILA MEÃ E NEIVA

CLIENTE	PROJECTO DE EXECUÇÃO			
	ETAR DE VILA MEÃ			
	FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS			
	E. DE TRATAMENTO DE LAMAS / EXPLORAÇÃO			
	PLANTA ESTRUTURAL DO PISO 2 - Armaduras			
	NOME	RUBRICA	NÚMERO	REVISÃO
PROJ.	M.Fernandes / P. Silva		EST.1416	
DES.	M. Fernandes			
APROV.	José Lello			
NOME DO FICHEIRO:		EST.1416	ESCALA	DATA
			1:100	13-05-2014

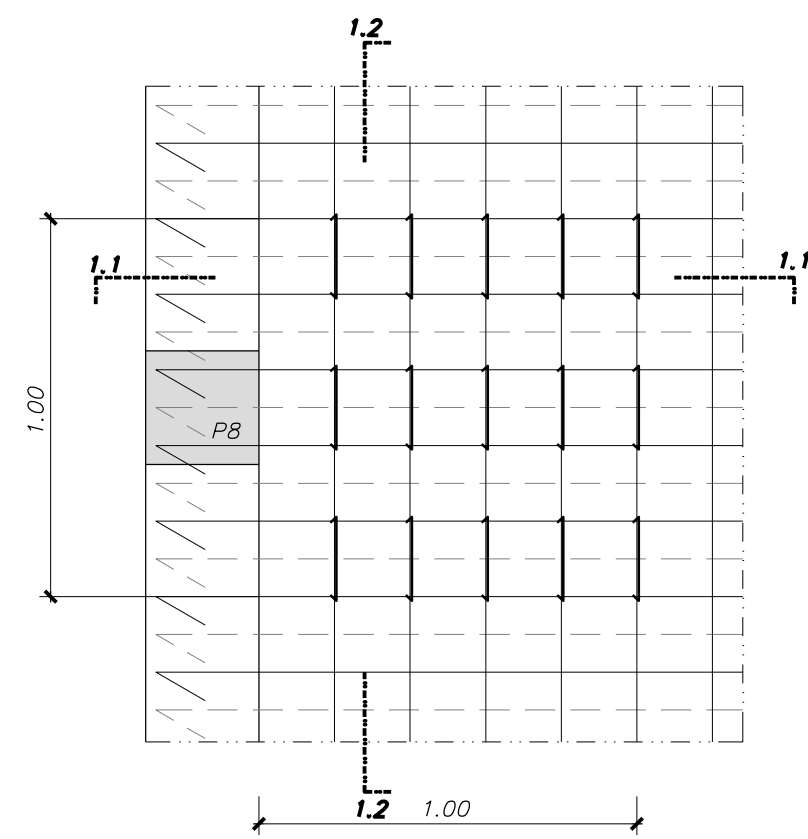


# Planta Estrutural do Piso 2 Indicação da Armadura de Corte

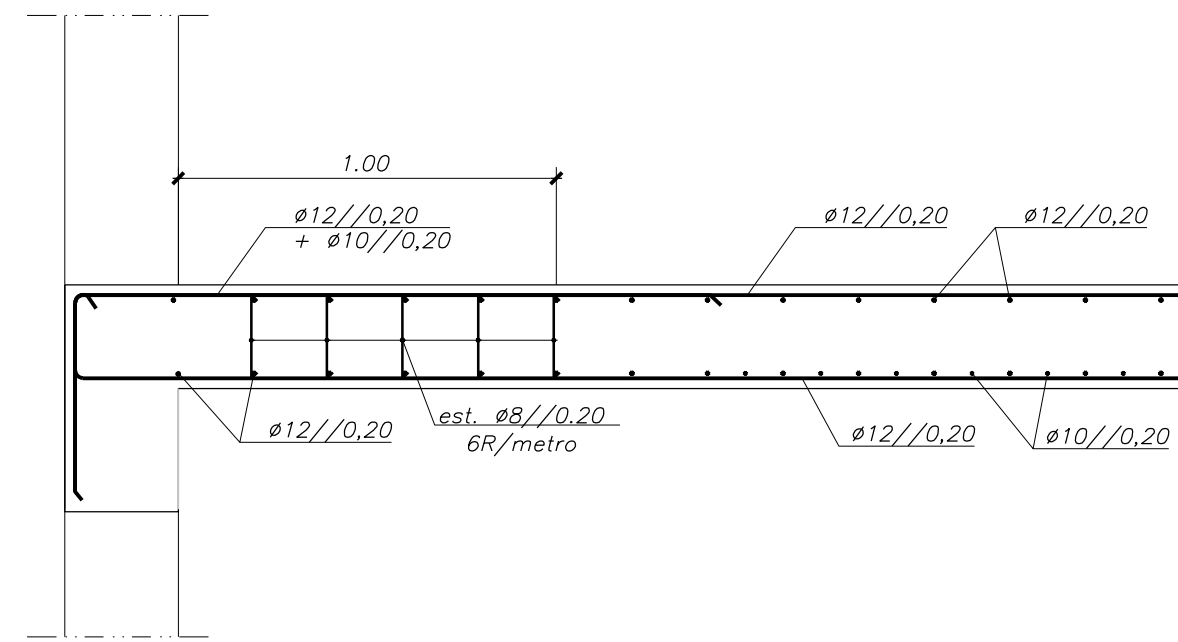
esc.:1/100



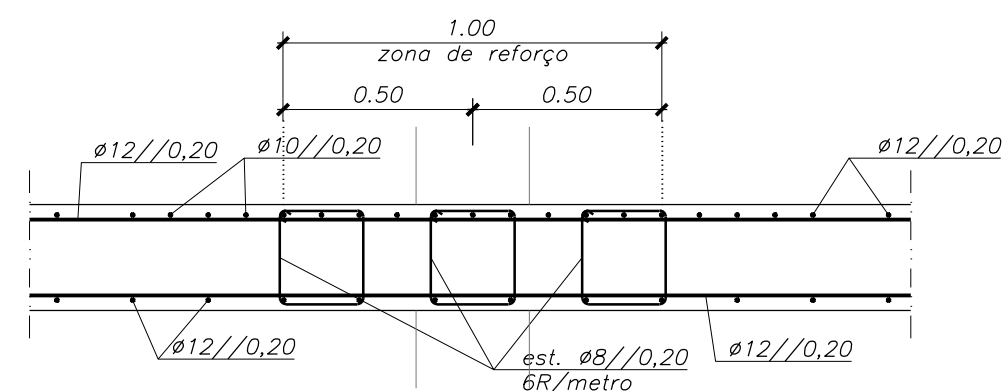
Pormenor 6 – Planta  
esc.:1/20



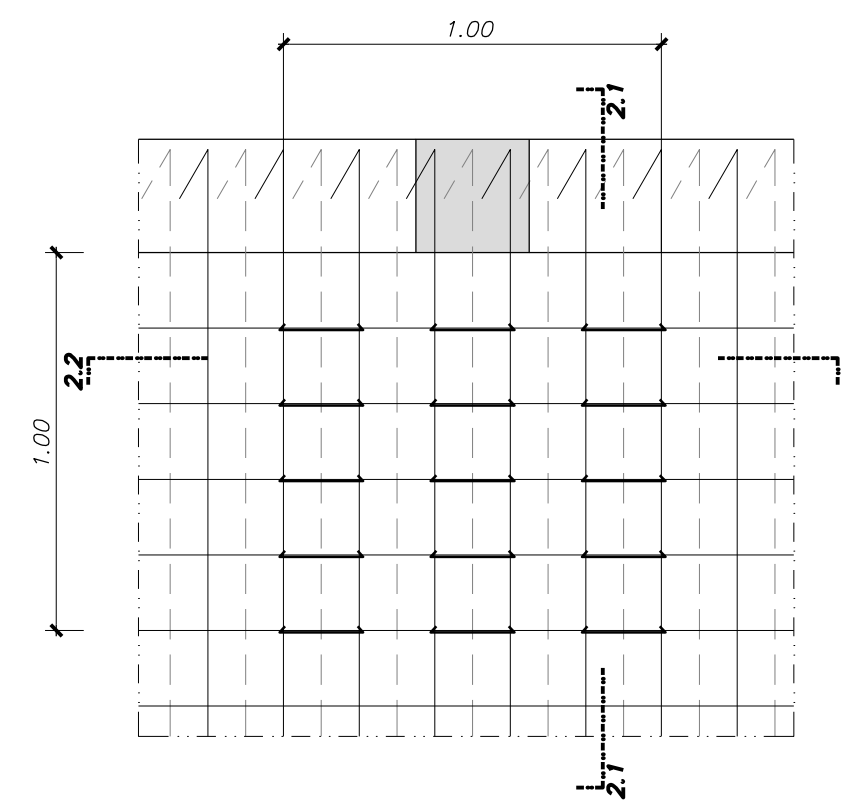
Corte 6.1  
esc.:1/20



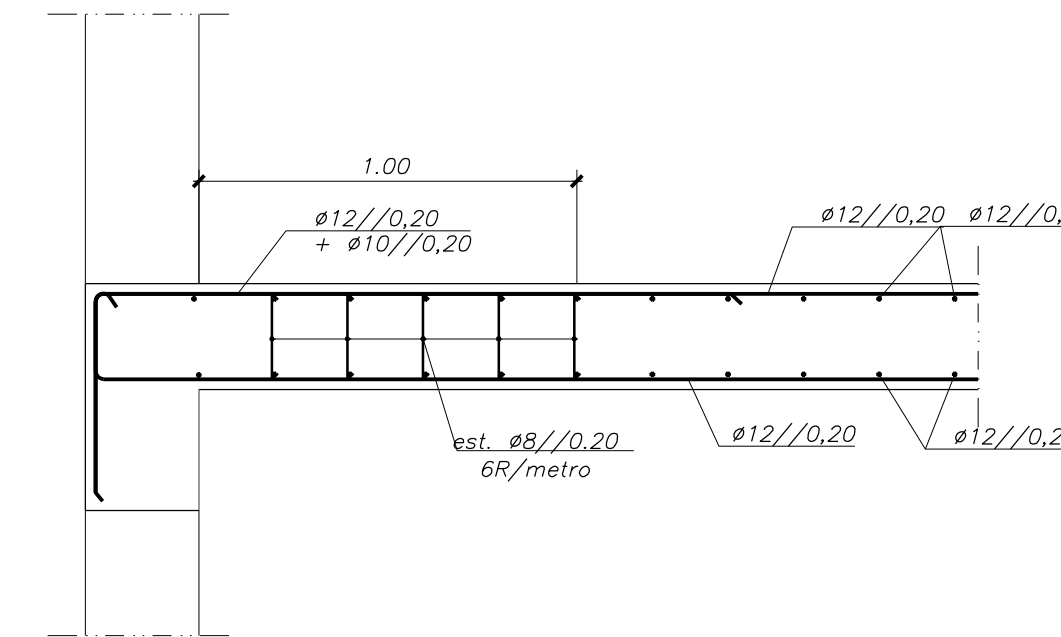
Corte 6.2  
esc.:1/20



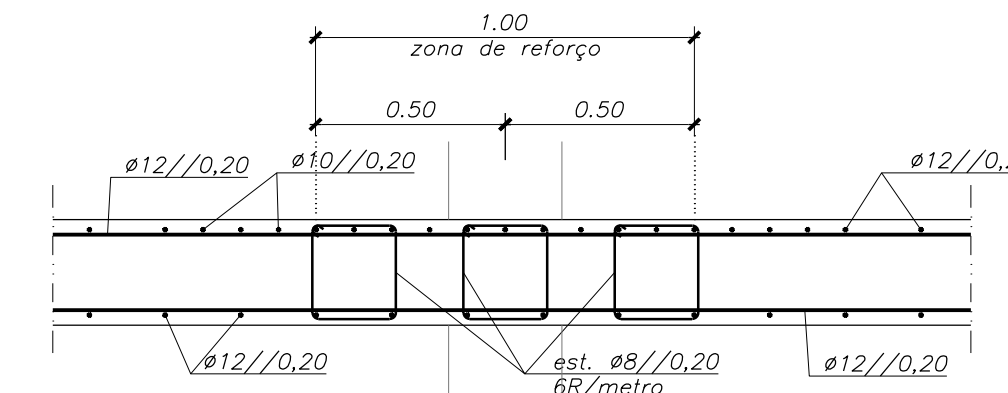
Pormenor 7 – Planta  
esc.:1/20



Corte 7.1  
esc.:1/20



Corte 7.2  
esc.:1/20



### NOTAS:

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 200\text{kPa}$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas de implantação de elementos estruturais devem ser verificadas pelo projecto de processo e equipamento.
- As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados no projecto de processo e equipamento e com os projectos das diversas especialidades.

### QUADRO DE MATERIAIS

Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)						
Requisitos de inspecção	Classe de Inspeção 1 (NP EN 13670:2011)						
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Claretos	D <sub>máx</sub> [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço				
Paredes PC3	C35/45	30	-	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Loje LF1	C35/45	30	-	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Paredes PC1/PC2	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Lajes	C30/37	30	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Vigas	C30/37	35	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Pilares	C30/37	35	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Viga Fundação	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC2(P)	CL0.40	25	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1.0	-	Classe da massa volumica D1,0 (800 kg/m³)
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A400NR	EN 10080					
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080					
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025					
Parafusos, buchas,porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1					

REVISÃO	ALTERAÇÃO	DESENHO	DATA
---------	-----------	---------	------

CONSORCIO:

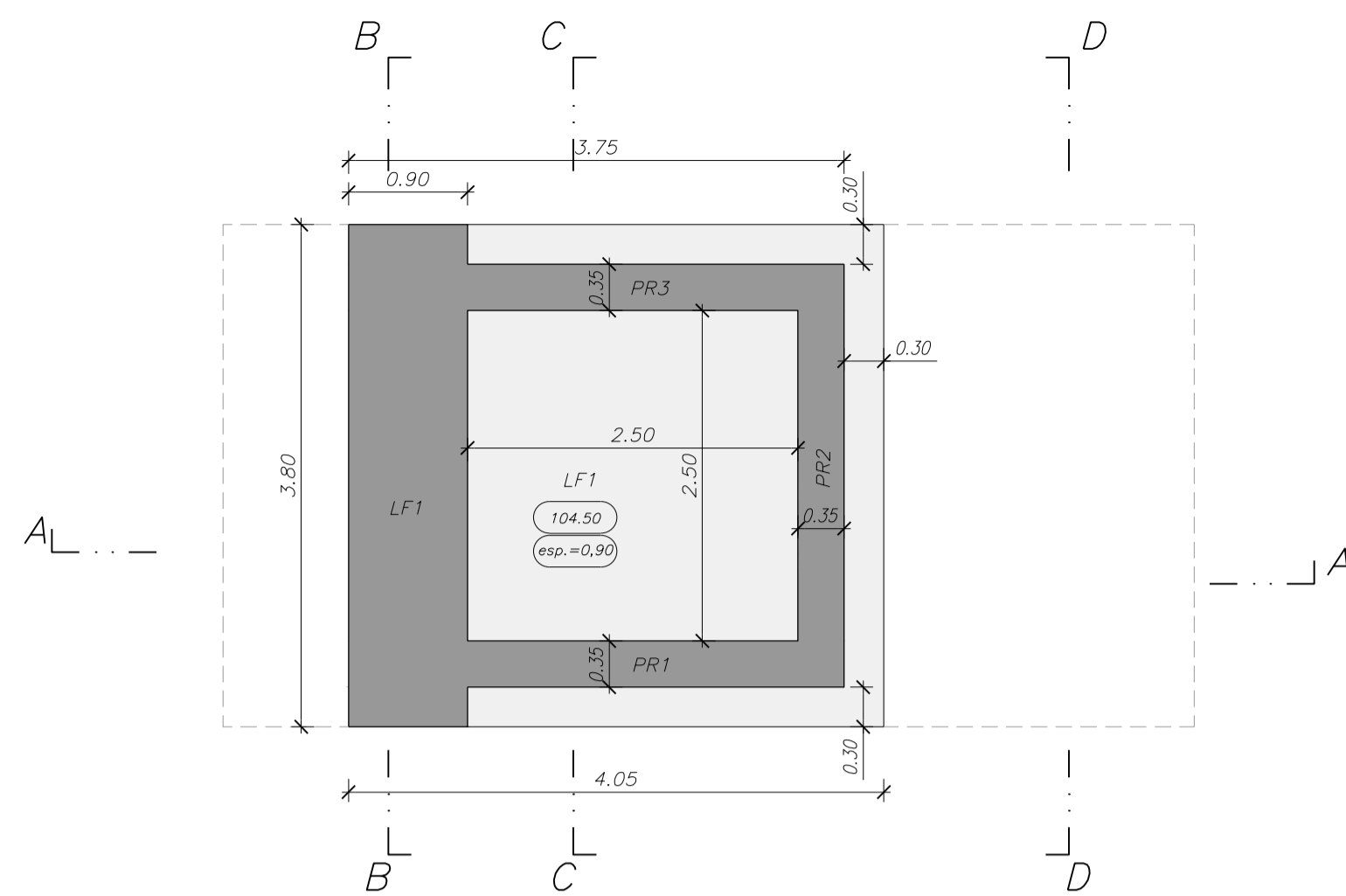
PROJECTISTA:

Este desenho é propriedade do CONSORCIO/PROJECTISTA e não pode ser utilizado, facultado ou reproduzido integralmente ou em parte, sem autorização do proprietário

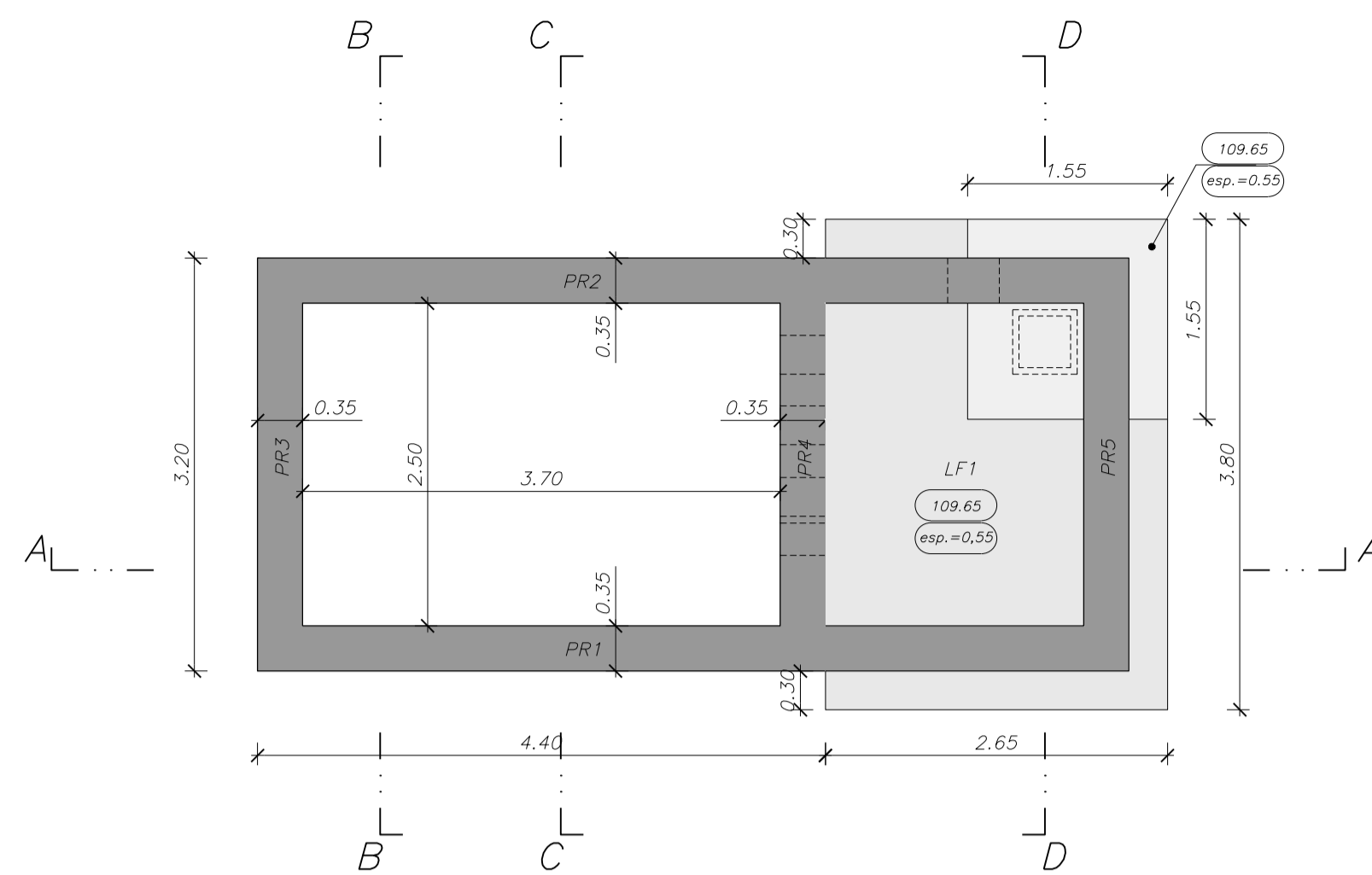
## EMPREITADA DE EXECUÇÃO DAS ETAR DE OVELHA, VILA MEÃ E NEIVA

CLIENTE	PROJECTO DE EXECUÇÃO ETAR DE VILA MEÃ			
	FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS E. DE TRATAMENTO DE LAMAS / EXPLORAÇÃO			
	PLANTA ESTRUTURAL DO PISO 2 - Armadura de Corte			
PROJ.	M.Fernandes / P. Silva	RUBRICA	NÚMERO	REVISÃO
DES.	M. Fernandes		EST.1417	
APROV.	José Lello		ESCALA	DATA
	NOME DO FICHEIRO: EST.1417		1:20 1:100	13-05-2014

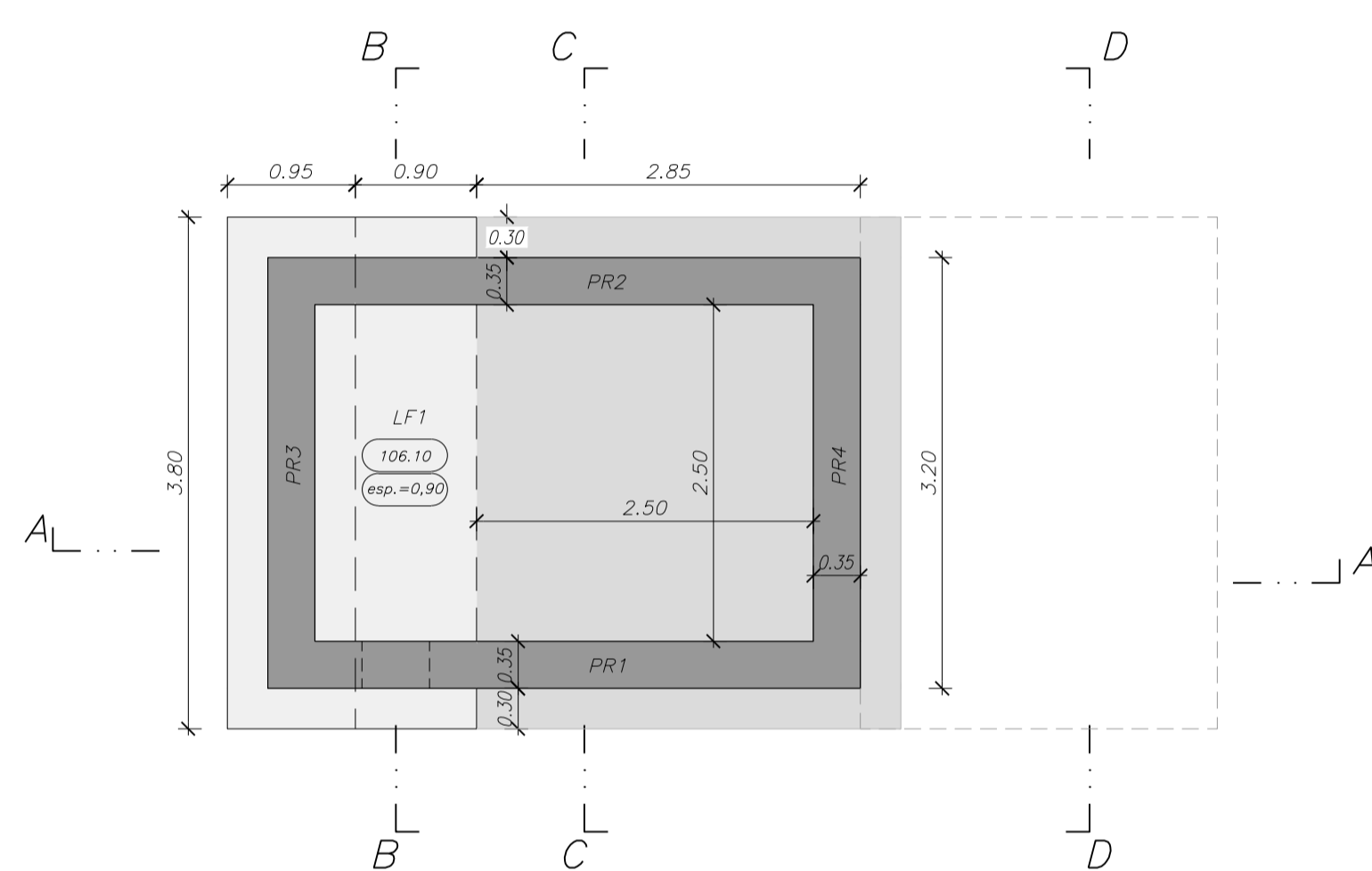
Planta de Fundações (104.50)  
esc.:1/50



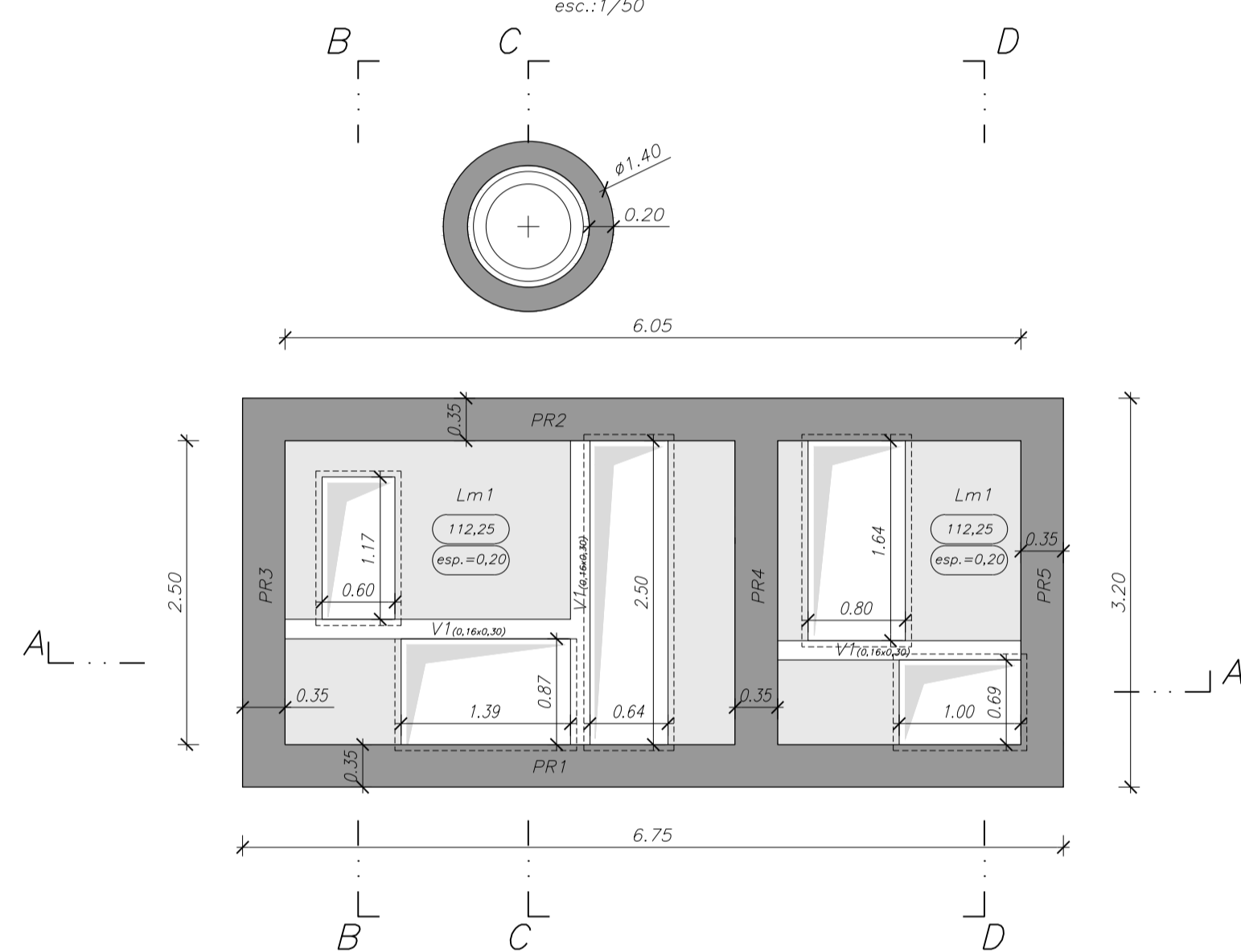
Planta de Fundação (109.65)  
esc.:1/50



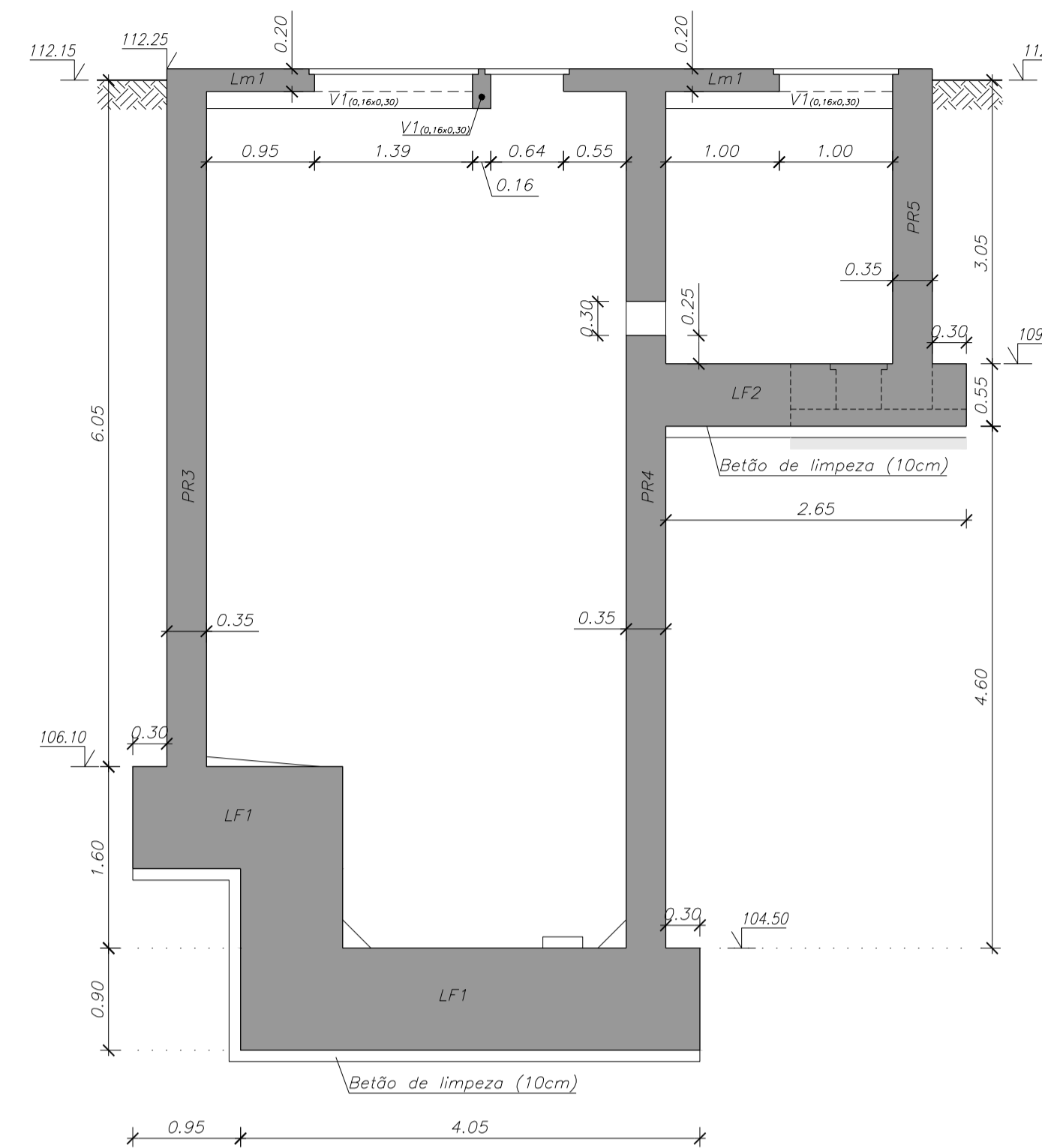
Planta de Fundações (106.10)  
esc.:1/50



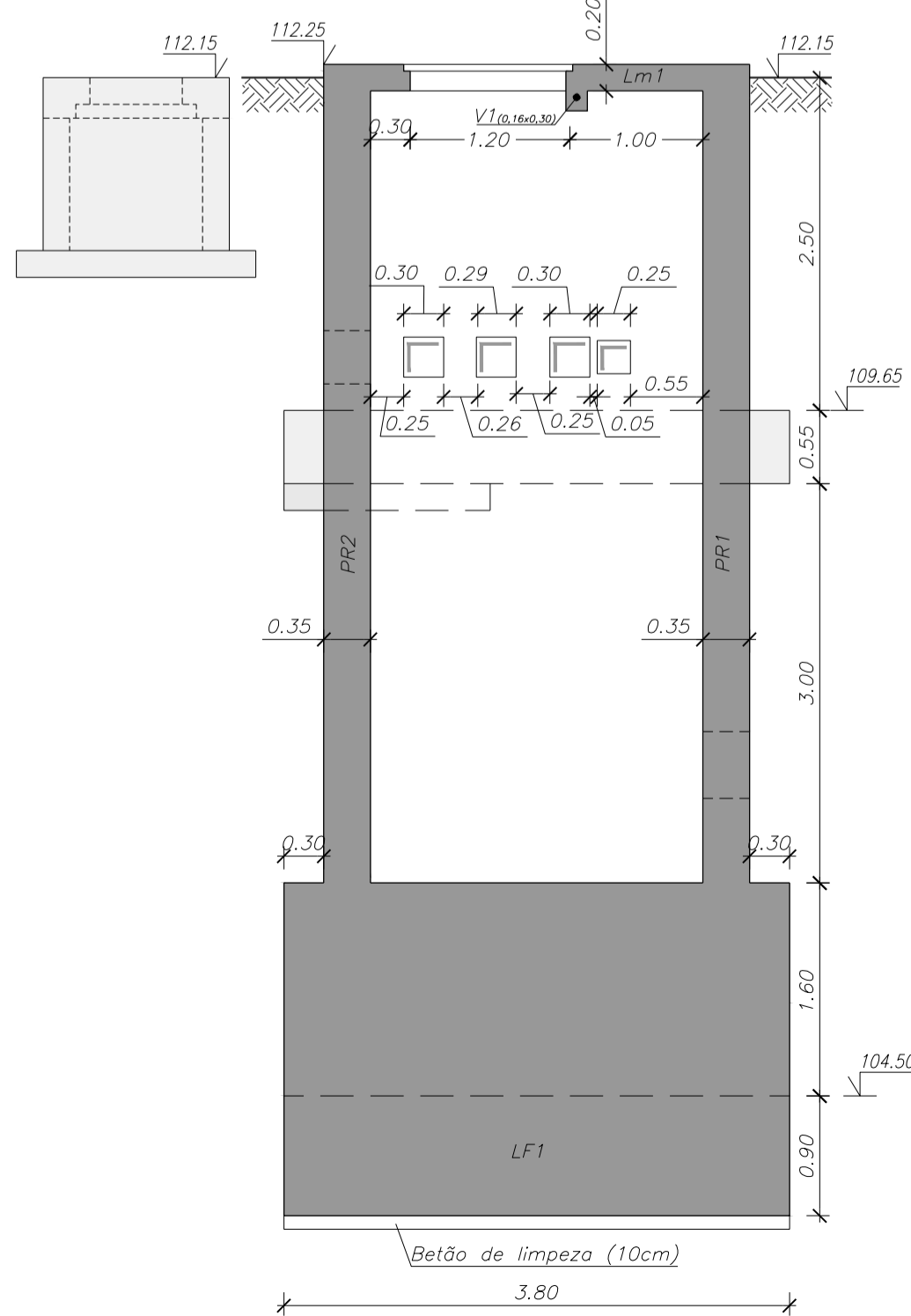
Planta à Cota 111.00  
esc.:1/50



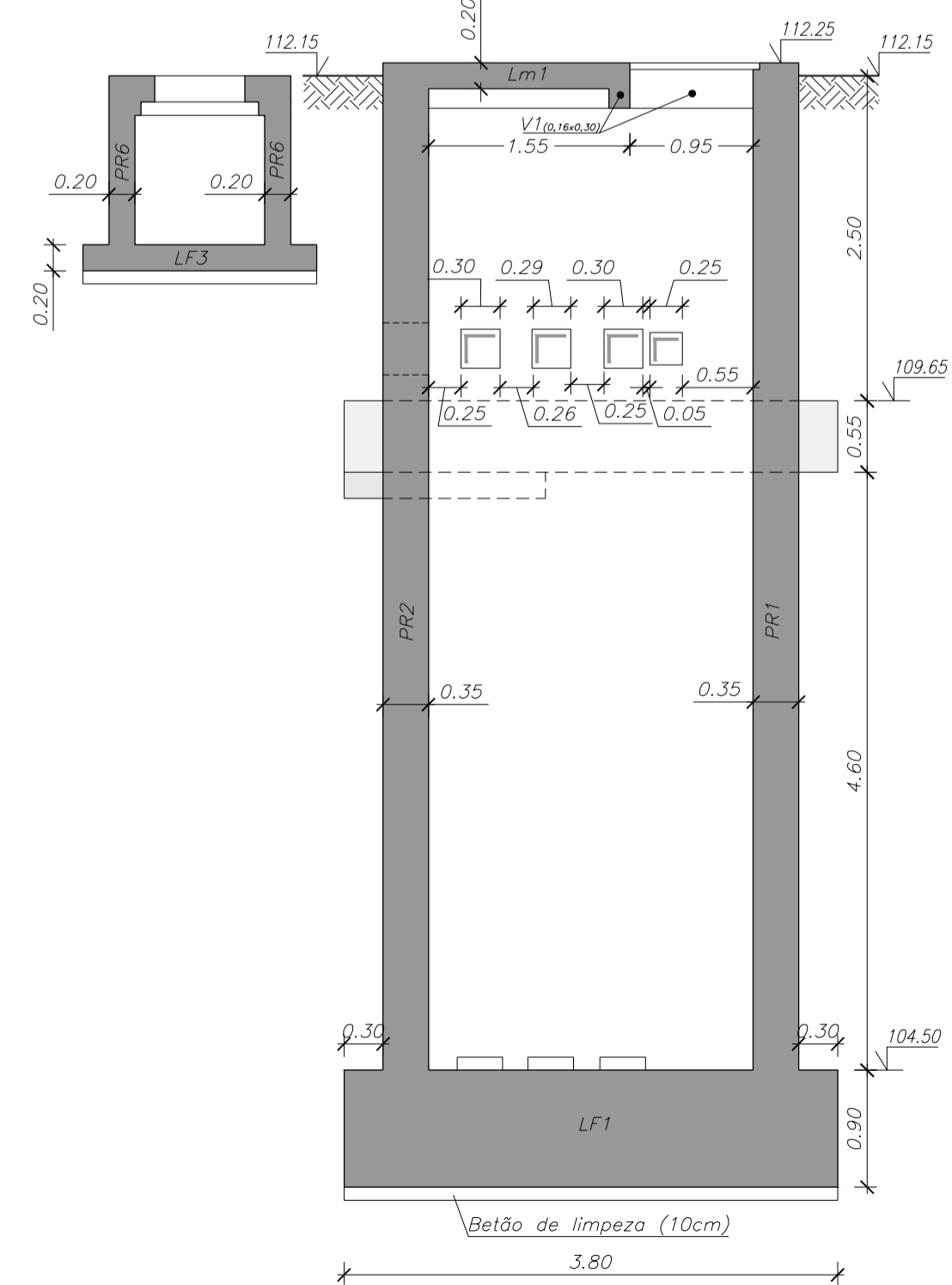
Corte A-A  
esc.:1/50



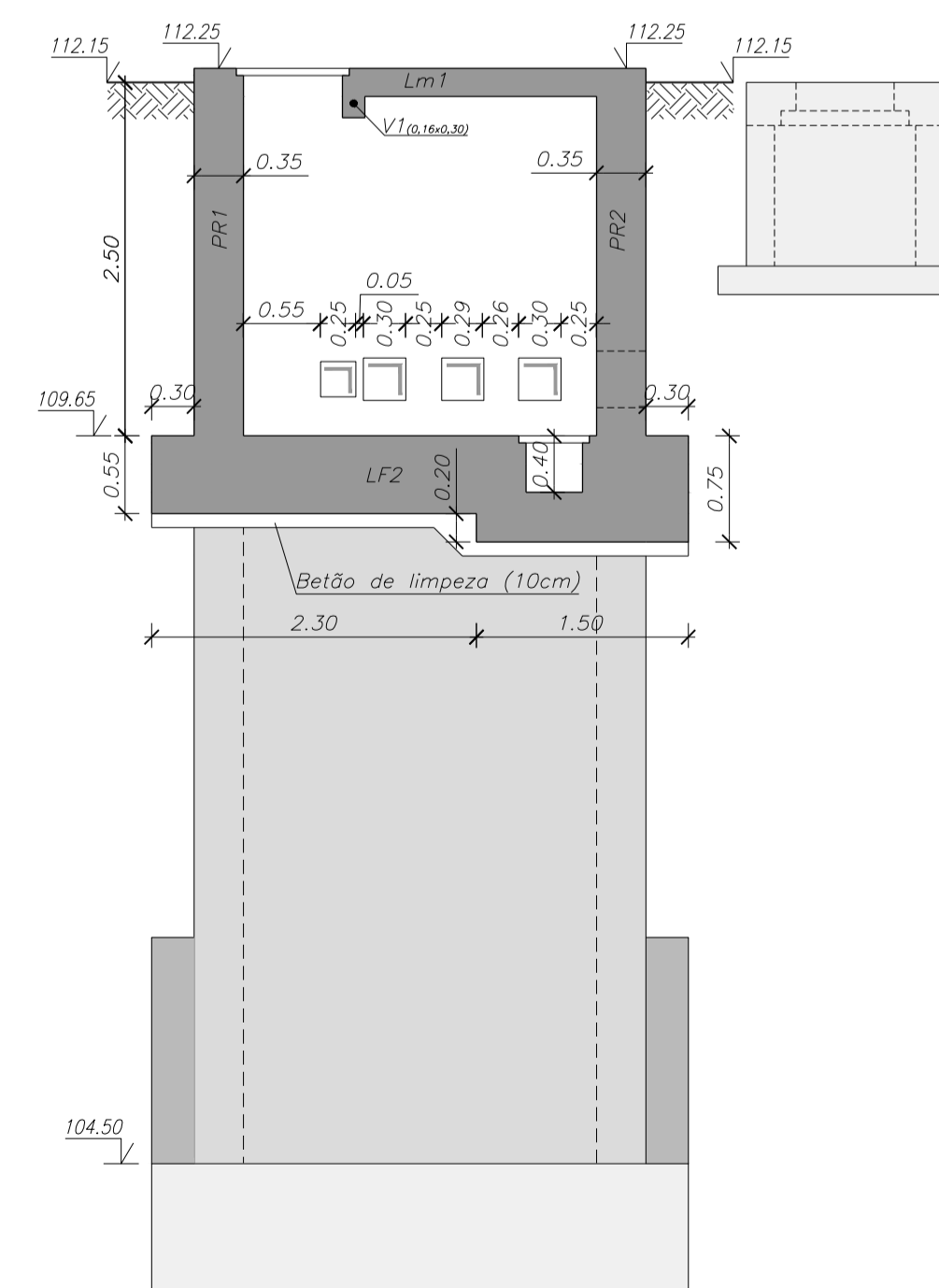
Corte B-B  
esc.:1/50



Corte C-C  
esc.:1/50



Corte D-D  
esc.:1/50



**NOTA IMPORTANTE:**  
COTA DE CHEIA = 111.00

- NOTAS:**
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 250\text{kPa}$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
  - Todas as cotas de implantação de elementos estruturais devem ser verificadas pelo projecto de processo e equipamento.
  - As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados no projecto de processo e equipamento e com os projectos das diversas especialidades.

QUADRO DE MATERIAIS						
Tempo de vida útil da estrutura		Categoria 4, 50 anos (EN 1990)				
Requisitos de inspecção		Classe de Inspecção 2 (NP EN 13670:2011)				
BETÃO						
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007						
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Claretos	D <sub>máx</sub> [mm]
		Armadura passiva	Armadura de pré-esforço			Consistência
Paredes	C35/45	40	-	XA2(P)	CL0.20	22
Lajes Fundo	C35/45	40	-	XA2(P)	CL0.20	22
Lajes	C35/45	30	-	XC4(P)	CL0.40	22
Vigas	C35/45	30	-	XC4(P)	CL0.40	22
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.0	-
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1.0	Classe de massa volumica 01,0 (800 kg/m³)
AÇO						
Elemento	Classe	Norma				
Armadura Ordinária	A400NR	EN 10080				
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080				

REVISÃO	ALTERAÇÃO	DESENHO	DATA

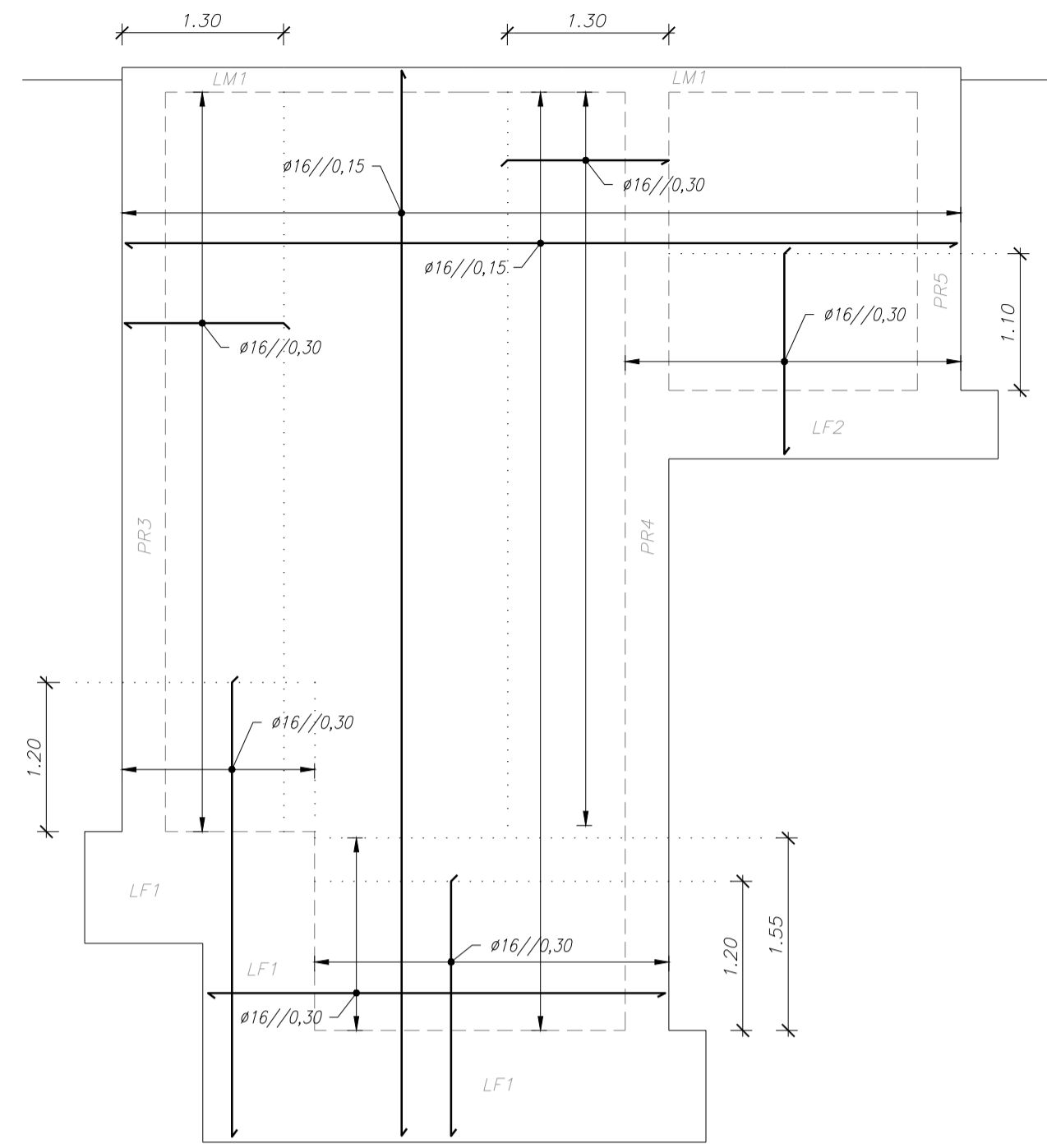
CONSORCIO:  

PROJECTISTA: 

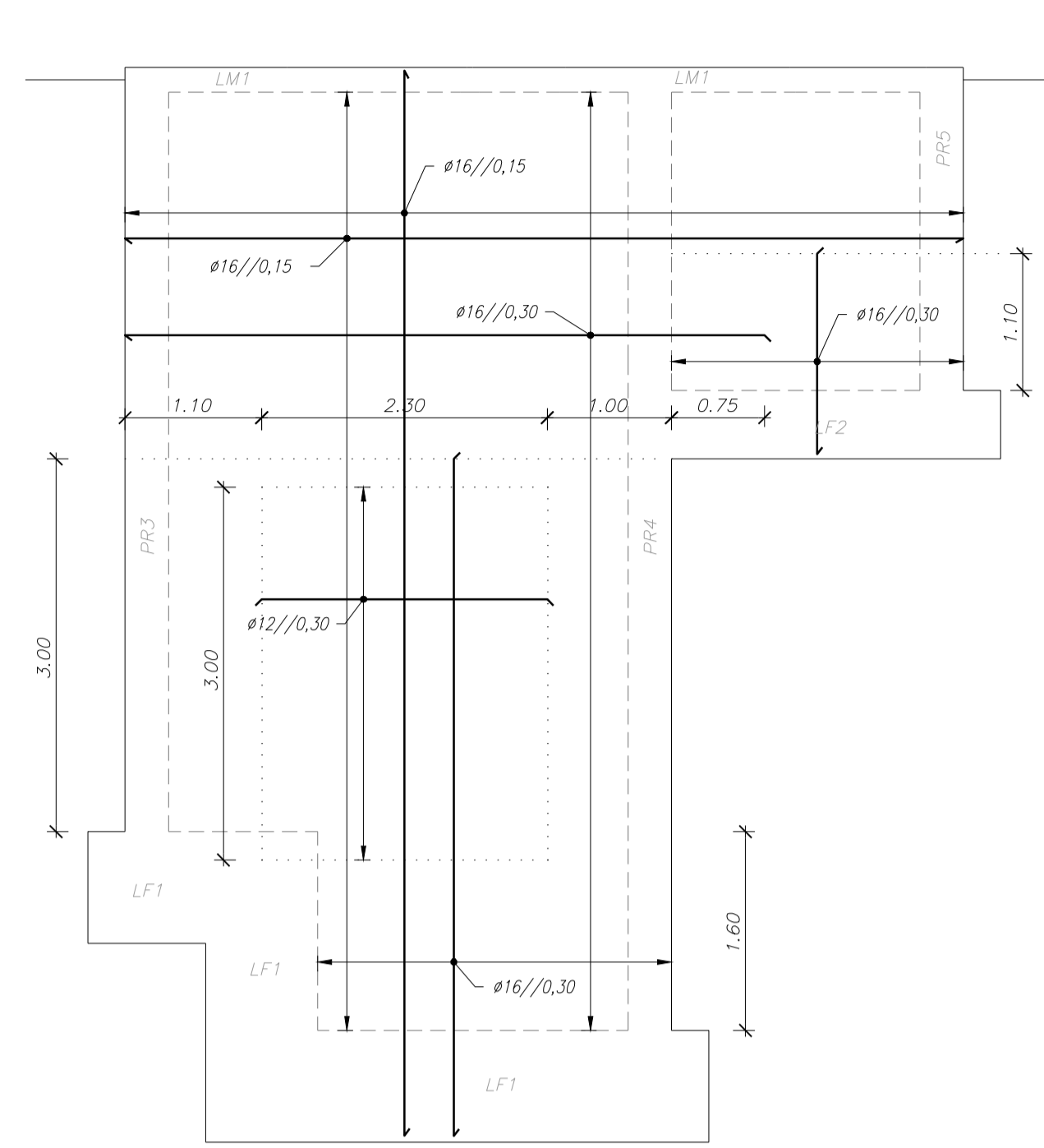
EMPREITADA DE EXECUÇÃO DAS ETAR DE OVELHA, VILA MEÁ E NEIVA

CLIENTE			
PROJECTO DE EXECUÇÃO ETAR DE OVELHA			
FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS E.ELEVATÓRIA INICIAL PLANTAS E CORTES (Geometrias)			
PROJ.	M.Fernandes / P. Silva	RUBRICA	NÚMERO
DES.	M.Fernandes / P. Silva		EST.0101
APROV.	José Lello	ESCALA	DATA
NOME DO FICHEIRO:	EST.0101	ESCALA	1:50
			03-07-2014

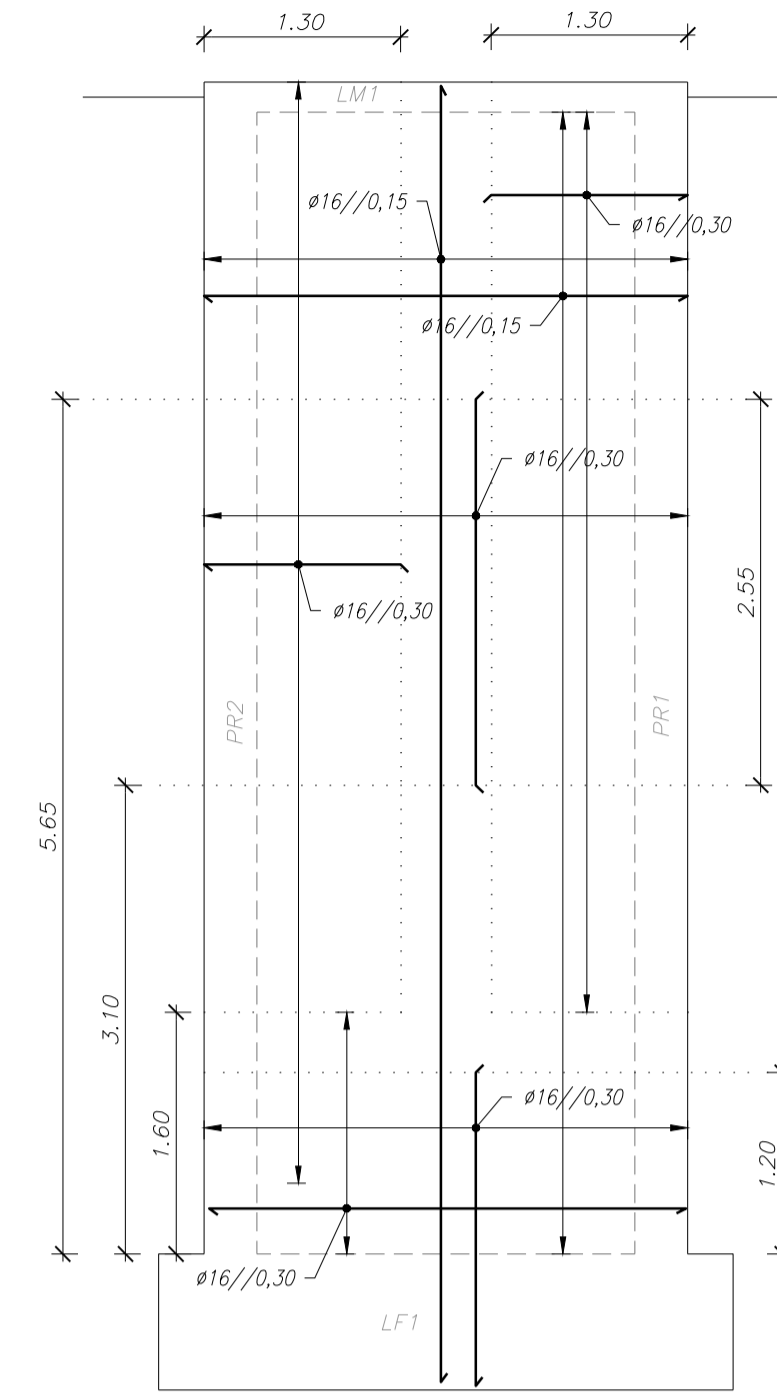
Alçado Planificado Parede PR1 e PR2  
Armadura Horizontal e Vertical – Face Exterior  
esc.:1/50



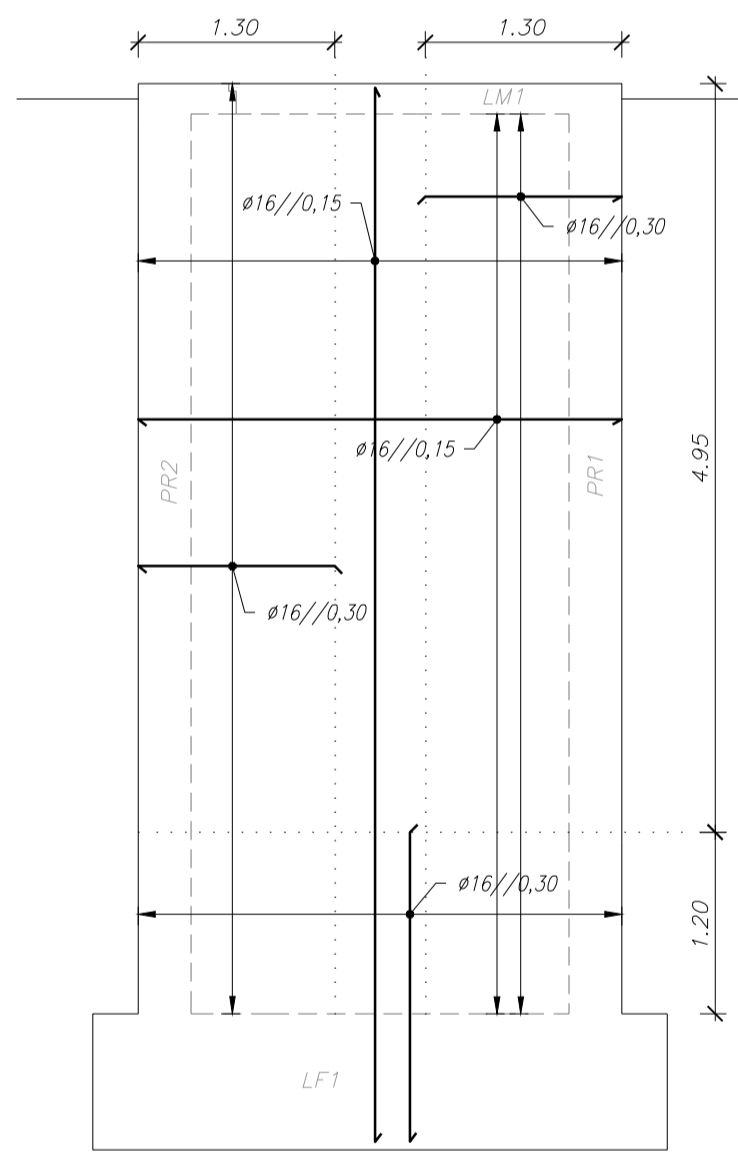
Alçado Planificado Parede PR1 e PR2  
Armadura Horizontal e Vertical – Face Interior  
esc.:1/50



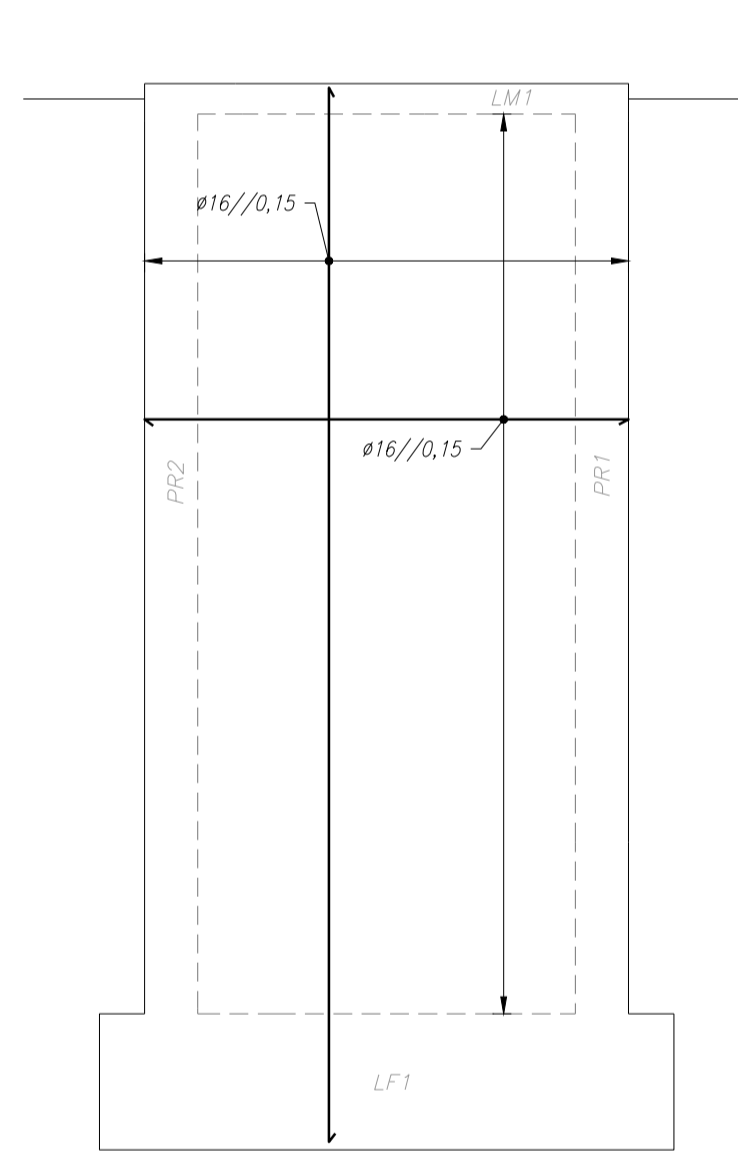
Alçado Planificado Parede PR4  
Armadura Horizontal e Vertical – Face Exterior  
esc.:1/50



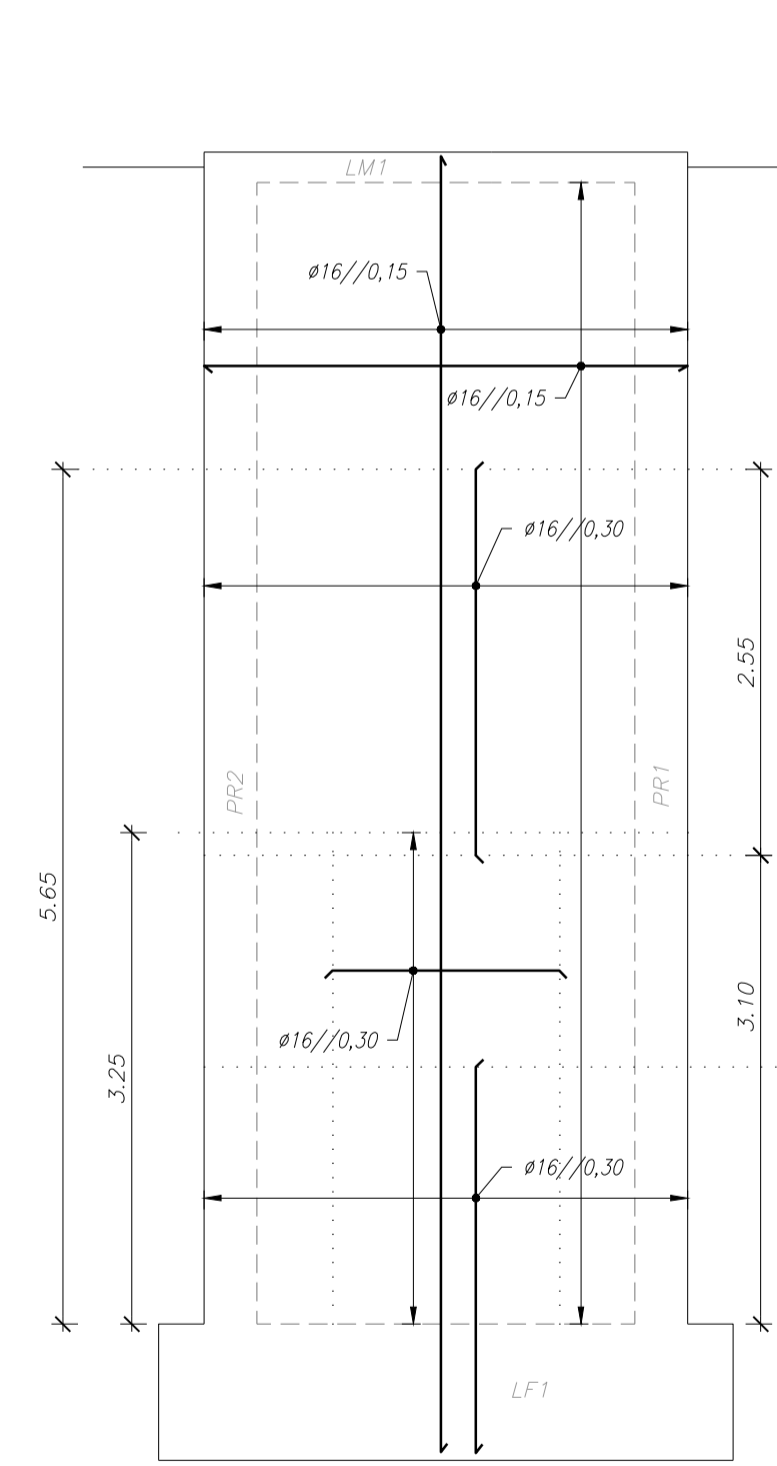
Alçado Planificado Parede PR3  
Armadura Horizontal e Vertical – Face Exterior  
esc.:1/50



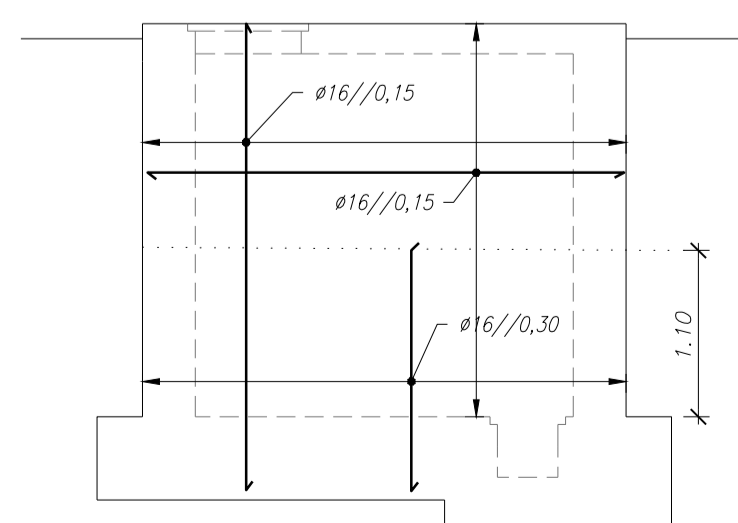
Alçado Planificado Parede PR3  
Armadura Horizontal e Vertical – Face Interior  
esc.:1/50



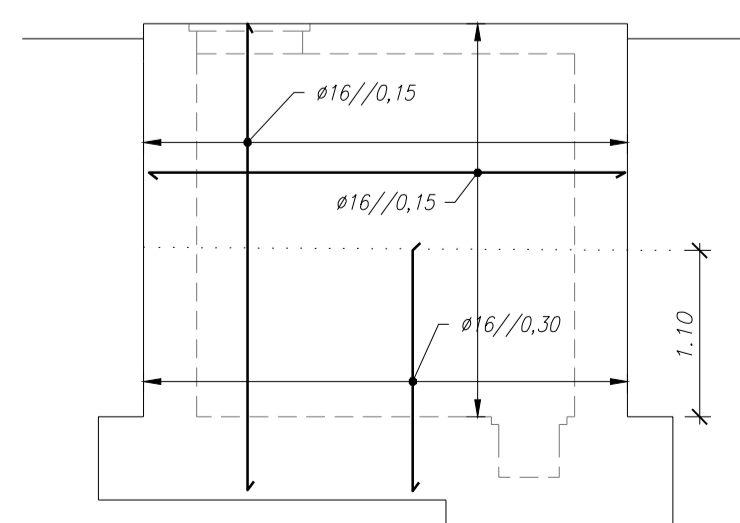
Alçado Planificado Parede PR4  
Armadura Horizontal e Vertical – Face Interior  
esc.:1/50



Alçado Planificado Parede PR5  
Armadura Horizontal e Vertical – Face Exterior  
esc.:1/50

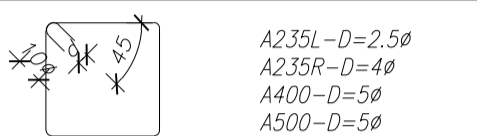


Alçado Planificado Parede PR5  
Armadura Horizontal e Vertical – Face Interior  
esc.:1/50



**ESTRIBOS E CINTAS**

Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechados e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:



- A235L-D=2,5#
- A235R-D=4#
- A400-D=5#
- A500-D=5#

**EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS**

Os varões verticais devem ser emendados o menos possível e as amarrações devem ser rectas (comp. de amarração = 60#).  
A secção dos varões nervurados emendados na mesma secção não deve exceder 1/2 da totalidade da armadura, quando esta for constituída por varões de diâmetro superior a 16mm. Para que não estejam na mesma secção, as emendas devem distar no mínimo 1,5 vezes o comprimento de amarração.  
As emendas de agrupamentos de varões devem ser feitas varão a varão, distando entre si pelo menos 1,3 vezes o comprimento de amarração.

**EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS**

As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de amarração = 50#).  
As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 50#).

**NOTA IMPORTANTE:**  
COTA DE CHEIA = 111.00

**NOTAS:**

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 250kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnica.
- Todas as cotas de implantação de elementos estruturais devem ser verificadas pelo projecto de processo e equipamento.
- As betoneagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados no projecto de processo e equipamento e com os projectos das diversas especialidades.

**QUADRO DE MATERIAIS**

Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)						
Requisitos de inspecção	Classe de inspecção 2 (NP EN 13670:2011)						
<b>BETÃO</b>							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]		Exposição ambiental	Claretas	D <sub>máx</sub> [mm]	Consistência
		Armadura passiva	Armadura de pré-estorço				
Paredes	C35/45	40	-	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Lajes Funda	C35/45	40	-	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Lajes	C35/45	30	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Vigas	C35/45	30	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1.0	Classe de massa volumica $\geq 1,0$ (800 kg/m <sup>3</sup> )	
<b>AÇO</b>							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A400NR	EN 10080					
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080					

REVISÃO	ALTERAÇÃO	DESENHO	DATA
---------	-----------	---------	------

CONSORCIO:

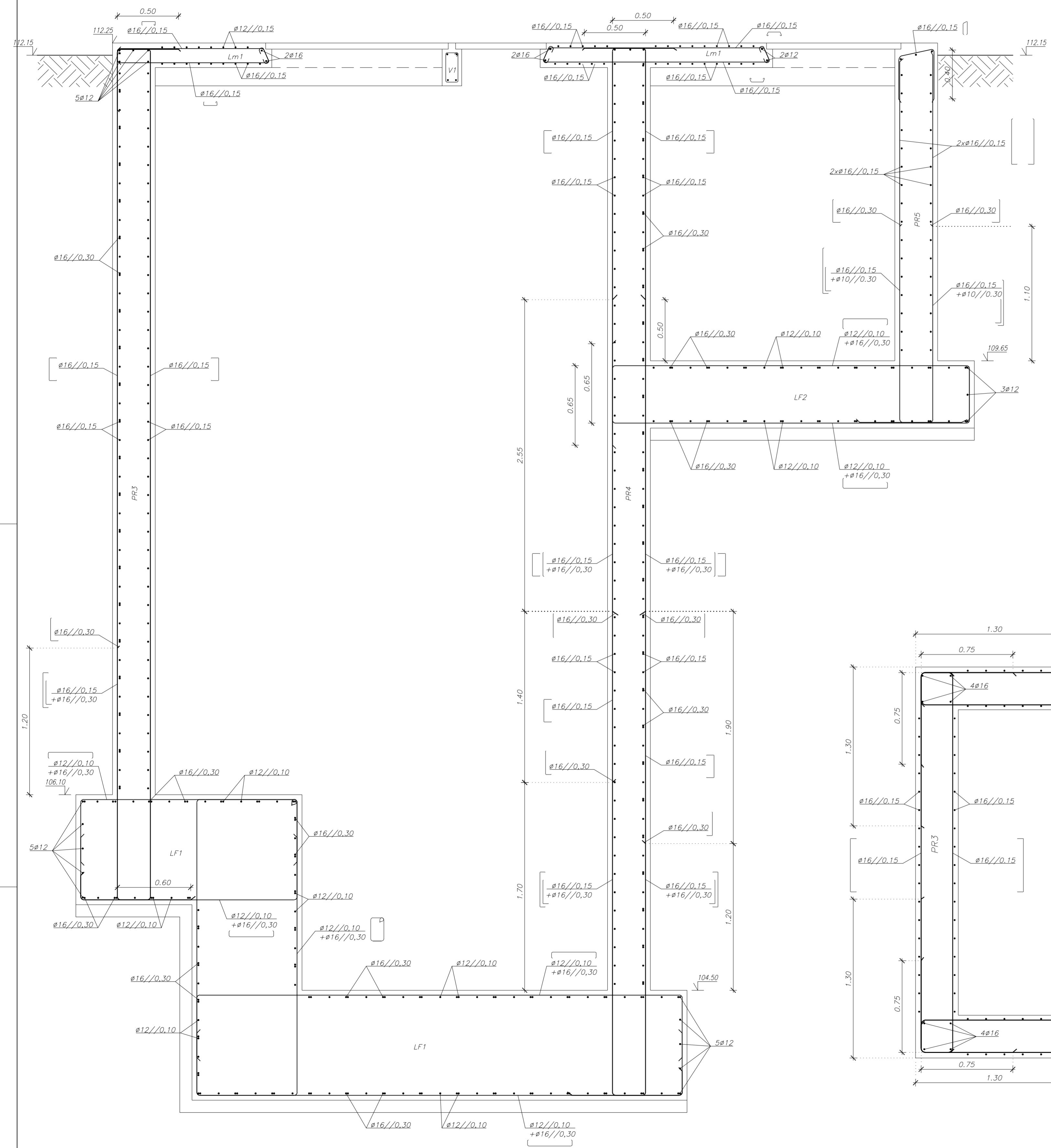
PROJECTISTA:

Este desenho é propriedade do CONSORCIO/PROJECTISTA e não pode ser utilizado, facultado ou reproduzido integralmente ou em parte, sem autorização do proprietário.

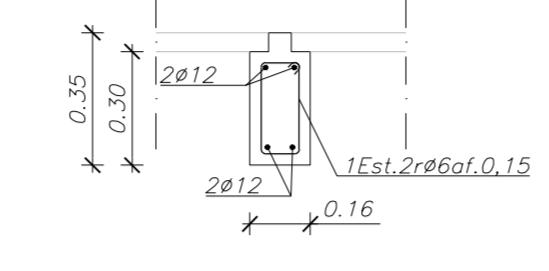
**EMPREITADA DE EXECUÇÃO DAS ETAR DE OVELHA, VILA MEÃ E NEIVA**

CLIENTE	PROJECTO DE EXECUÇÃO			
	ETAR DE OVELHA			
FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS	E.ELEVATORIA INICIAL			
	ALÇADOS PAREDES (Armaduras)			
PROJ.	NOME	RUBRICA	NÚMERO	REVISÃO
DES.	M.Fernandes / P. Silva		EST.0102	
APROV.	José Lello		ESCALA	DATA
	NOME DO FICHEIRO:	EST.0102	1:50	03-07-2014

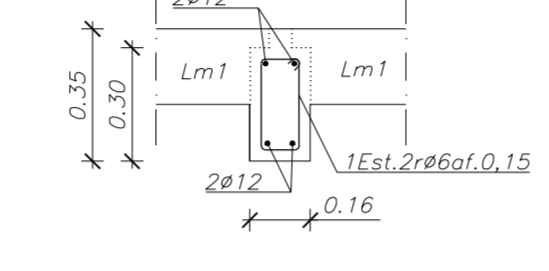
Corte A-A (Armaduras)  
esc.:1/20



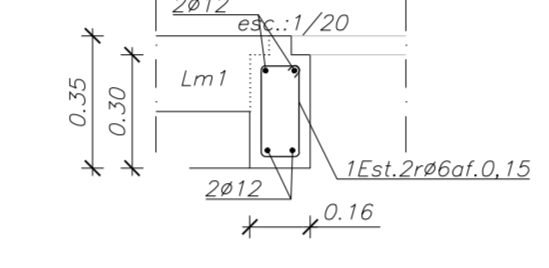
Viga V1-Secção tipo1  
esc.:1/20



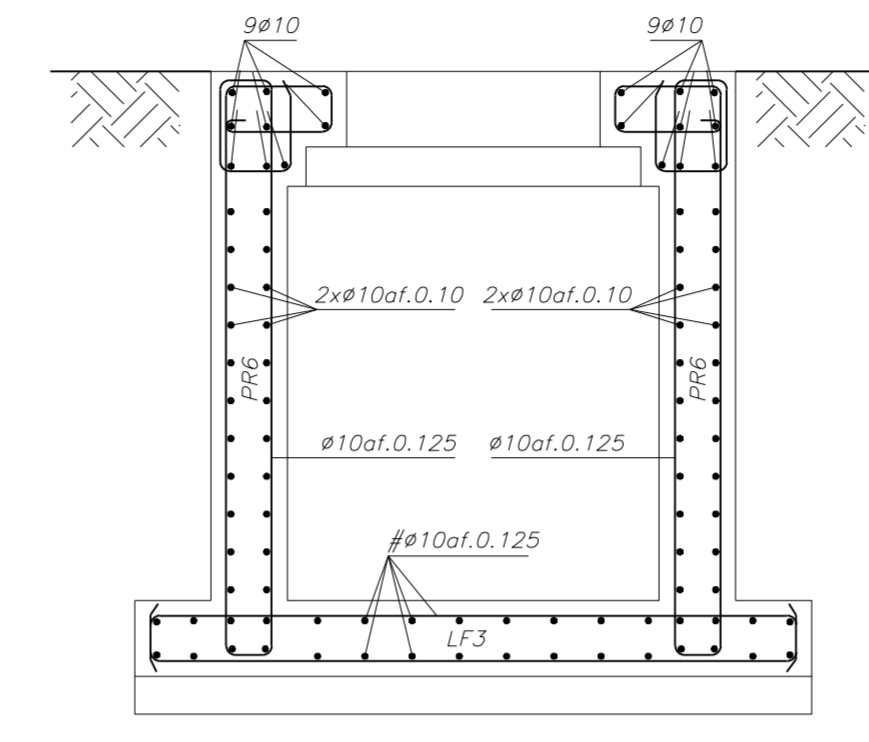
Viga V1-Secção tipo2  
esc.:1/20



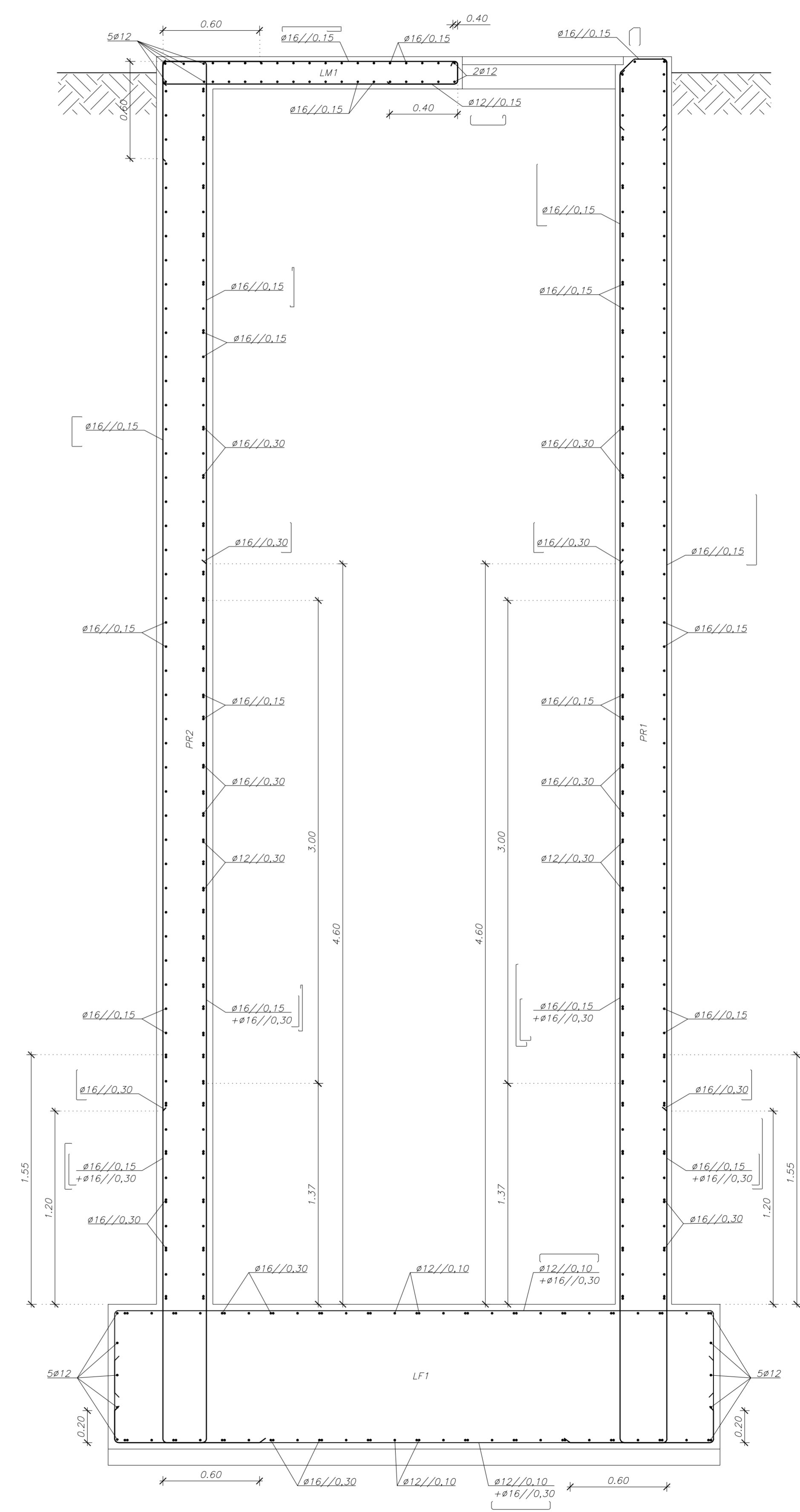
Viga V1-Secção tipo3  
esc.:1/20



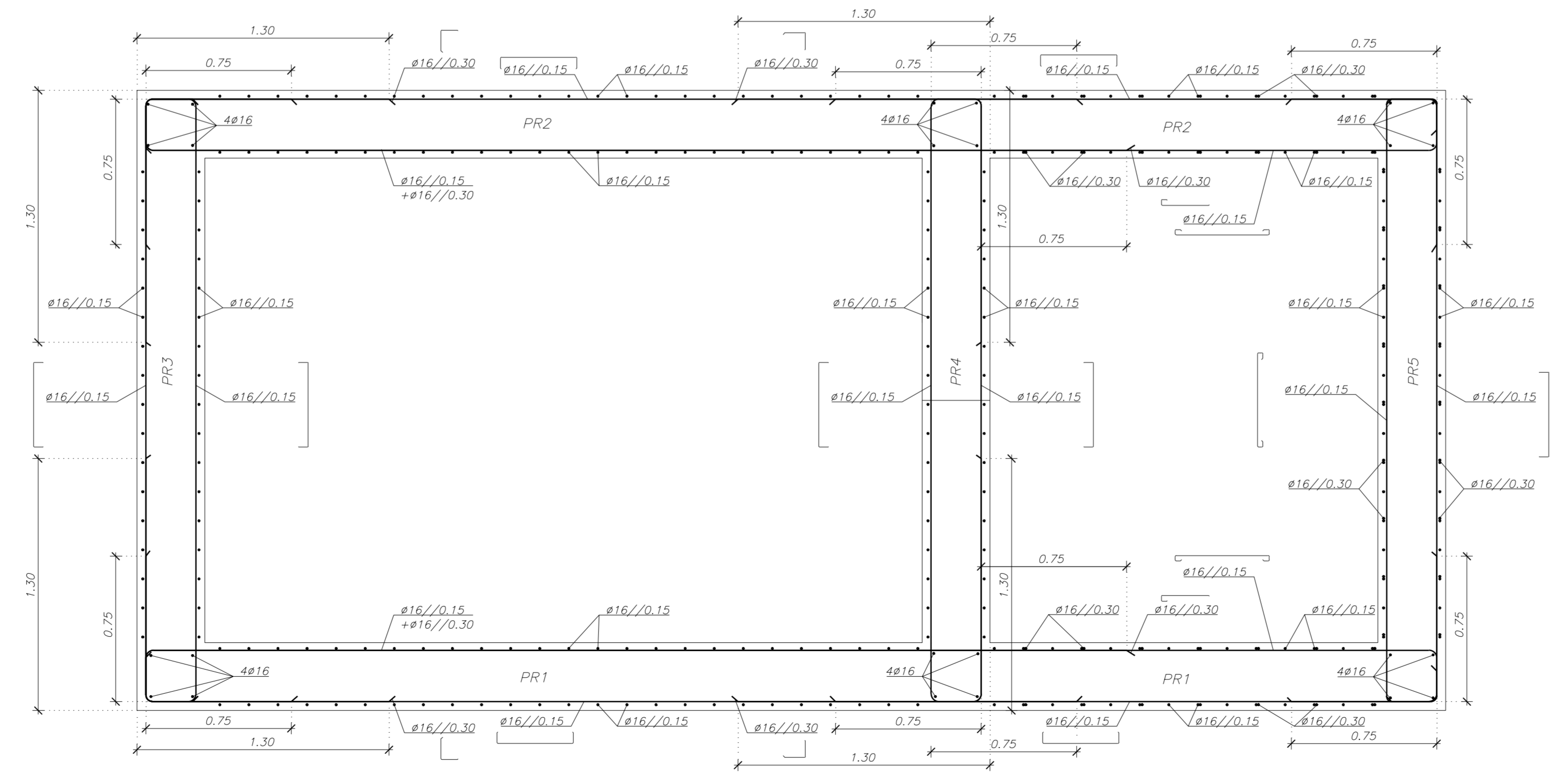
Pormenor Caixa Exterior  
esc.:1/20



Corte C-C (Armaduras)  
esc.:1/20



Corte Horizontal Tipo  
esc.:1/20



ESTRIBOS E CINTAS	
- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechados e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:	A2,35L-D=2,5# A2,35R-D=4# A403-D=5# A500-D=5#
EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS	
- Os varões verticais devem ser emendados o menos possível e as amarrações devem ser rectas (comp. de amarração = 60#).	
- A secção das varões nervurados emendados na mesma secção não deve exceder 1/2 da totalidade da armadura, quando esta for constituída por varões de diâmetro superior a 16mm. Para que não estejam na mesma secção, as emendas devem estar no mínimo 1,5 vezes o comprimento de amarração.	
- As emendas de agrupamentos de varões devem ser feitas varão a varão, distanciando entre si pelo menos 1,3 vezes o comprimento de amarração.	
EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS	
- As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de amarração =50#).	
- As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração =50#).	

**NOTA IMPORTANTE:**  
COTA DE CHEIA = 111.00

- NOTAS:**
- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 250kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
  - Todas as cotas de implantação de elementos estruturais devem ser verificadas pelo projecto de processo e equipamento.
  - As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
  - O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados no projecto de processo e equipamento e com os projectos das diversas especialidades.

QUADRO DE MATERIAIS						
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de inspecção	Classe de Inspecção 2 (NP EN 13670:2011)					
BETÃO						
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007						
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]	Exposição ambiental	Cloretos	D <sub>max</sub> [mm]	Consistência
Paredes	C35/45	40	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Lajes Fundo	C35/45	40	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Lajes	C35/45	30	XA4(P)	CL0.40	22	S3
Vigas	C35/45	30	XA4(P)	CL0.40	22	S3
Regularização	C12/15	-	-	CL1.0	-	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	CL1.0	-	S3
AÇO						
Elemento	Classe	Norma				
Armadura Ordinária	A400NR	EN 10080				
Rede electrosoldada	A500EL	EN 10080				

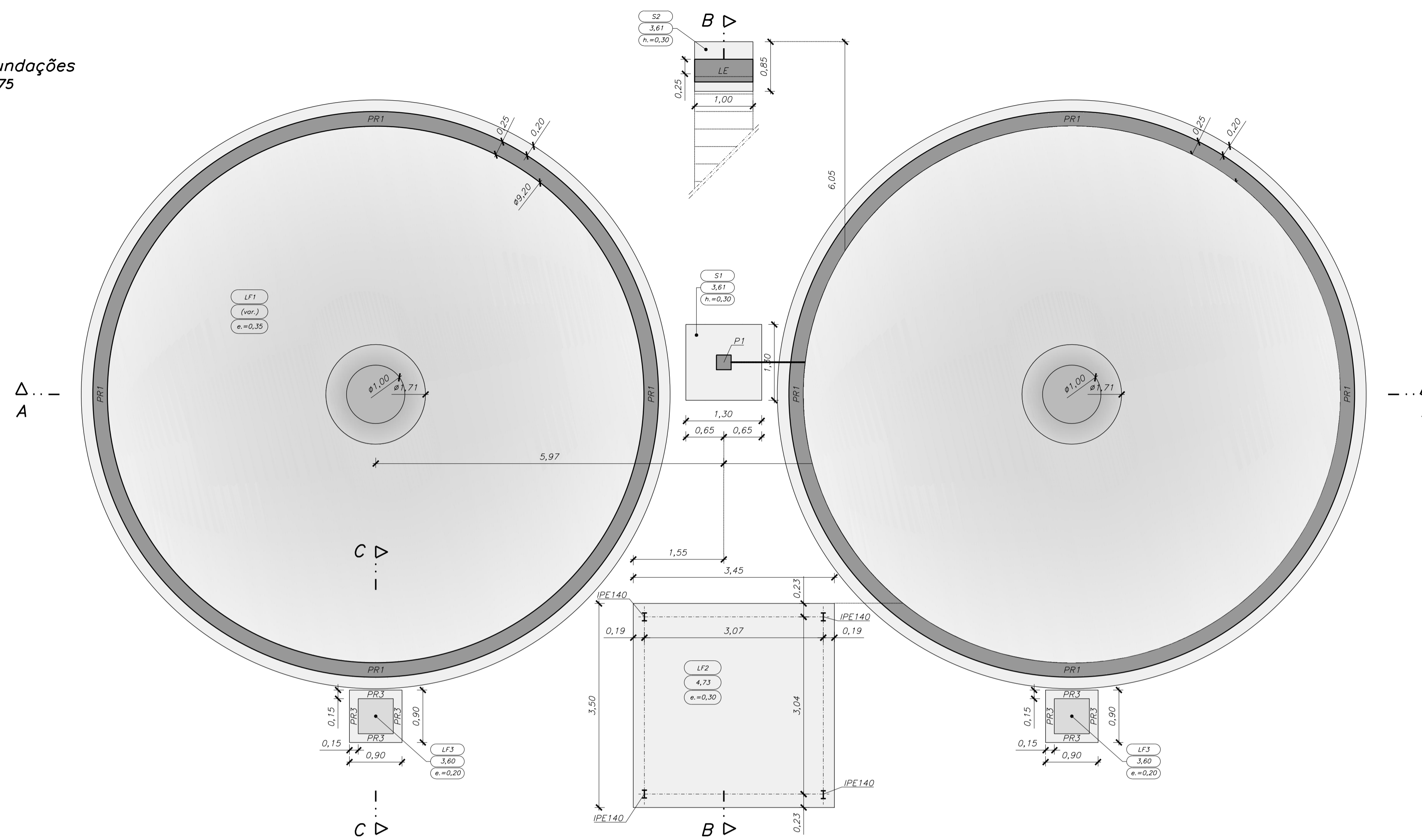
REVISÃO	ALTERAÇÃO	DESENHO	DATA
CONSIDERADO			
PROJECTISTA			

Este desenho é propriedade do CONSORCIO PROJECTISTA e não pode ser utilizado, facultado ou reproduzido integralmente ou em parte, sem autorização do proprietário.

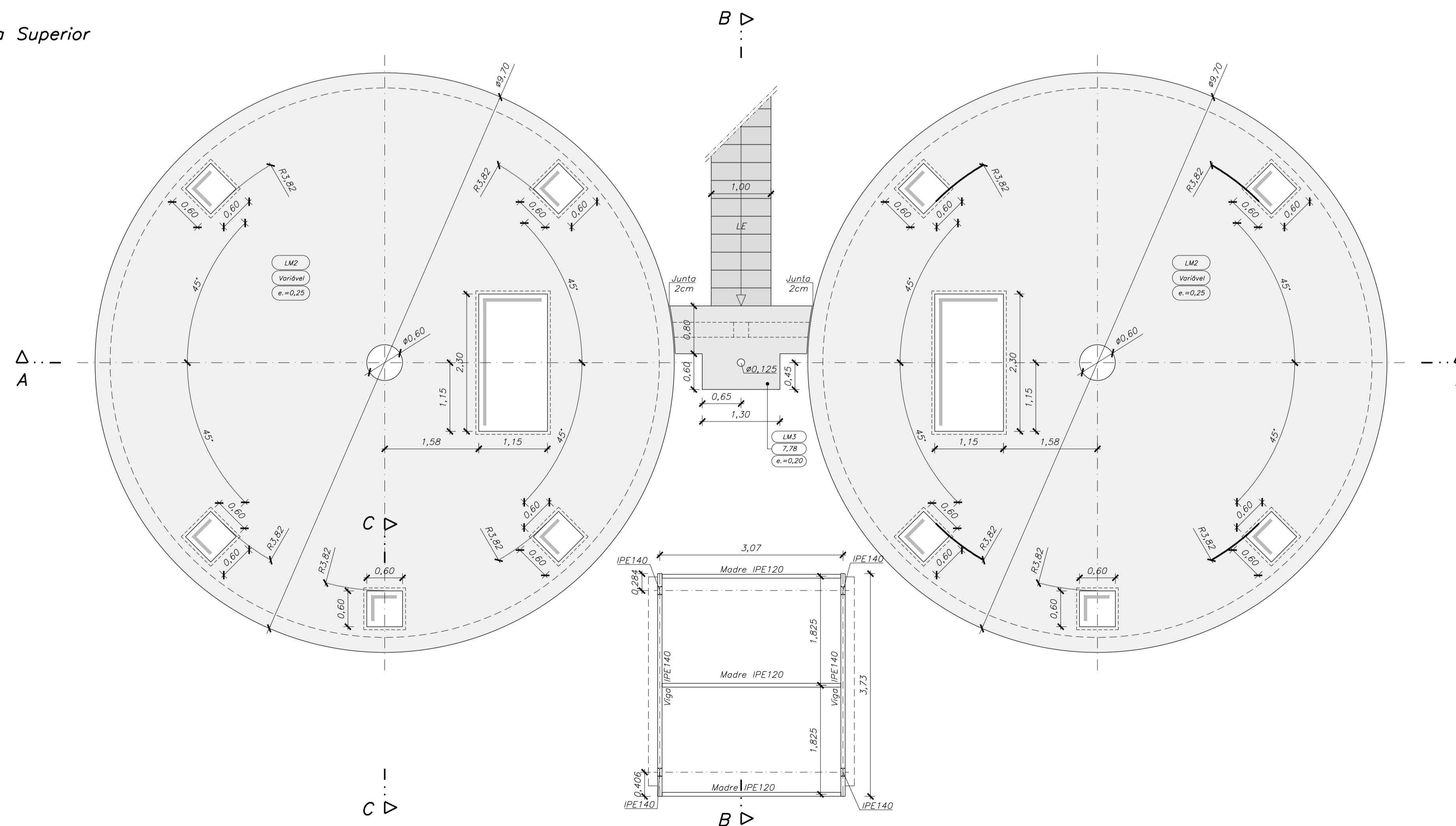
**EMPREITADA DE EXECUÇÃO DAS ETAR DE OVELHA, VILA MEÁ E NEIVA**

CLIENTE	PROJECTO DE EXECUÇÃO ETAR DE OVELHA		
FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS <b>E.ELEVATÓRIA INICIAL</b> CORTES E PORMENORES (Armaduras)			
PROJ.	M.Fernandes / P. Silva	RUBRICA	NÚMERO EST.0103
DES.	M.Fernandes / P. Silva	ESCALA	1:20
APROV.	José Leão	DATA	03-07-2014
NOME DO FICHEIRO	EST.0103	ESCALA	1:20

Planta de Fundações  
Cota 4,75  
1:50



Planta - Vista Superior  
1:50



**NOTA IMPORTANTE:**  
COTA DO NÍVEL FREÁTICO: 2.00

ESTRIBOS E CINTAS	
- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechados e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:	 A235L-D=2.5# A235R-D=4# A400-D=5# A500-D=5#
EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS	
- Os varões verticais devem ser emendados o menos possível e as amarrações devem ser rectas (comp. de amarração = 60%). - A secção dos varões nervurados emendados na mesma secção não deve exceder 1/2 da totalidade da armadura, quando esta for constituída por varões de diâmetro superior a 16mm. Para que não estejam na mesma secção, as emendas devem distar no mínimo 1.5 vezes o comprimento de amarração. - As emendas de agrupamentos de varões devem ser feitas varão a varão, distando entre si pelo menos 1.3 vezes o comprimento de amarração.	
EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS	
- As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de amarração = 50%). - As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 50%).	

**NOTAS:**

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 150kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas de implantação de elementos estruturais devem ser verificadas pelo projecto de processo e equipamento.
- As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados no projecto de processo e equipamento e com os projectos das diversas especialidades.

QUADRO DE MATERIAIS						
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de inspecção	Classe de Inspeção 2 (NP EN 13670:2011)					
BETÃO						
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007						
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]	Exposição ambiental	Claretos	D <sub>máx</sub> [mm]	Consistência
Lajes de Fundo	C35/45	40	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Lajes de Cobertura	C35/45	40	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Paredes	C35/45	40	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Sapatas	C30/37	50	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Vigas e Pilares	C30/37	35	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Lajes Esc./Telh.	C30/37	40	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Enchimento (Pendentes)	C12/15	-	X0(P)	CL1.0	22	S3
Regularização	C12/15	-	X0(P)	CL1.0	22	S3
Enchimento	LC16/18	-	X0(P)	CL1.0	22	S3
Classe de massa volumica D1.0 (800 kg/m³)						
AÇO						
Elemento	Classe	Norma				
Armadura Ordinária	A400NR	EN 10080				
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080				
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025				
Aço estrutural (perfis tubulares ocios)	S275 J2H	EN 10210-1				
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1				

REV1	Alteração das cotas altimétricas da parede PR1, Lajes LM2, LM3	02-09-2014	
Revisão	Descrição	Data	Rúbrica

Empresas do Consórcio:



Entidade Adjudicante:



Nome da Empreitada:

**"Empreitada de Execução da ETAR de Esposende"**

PROJECTO DE EXECUÇÃO

Projectistas:

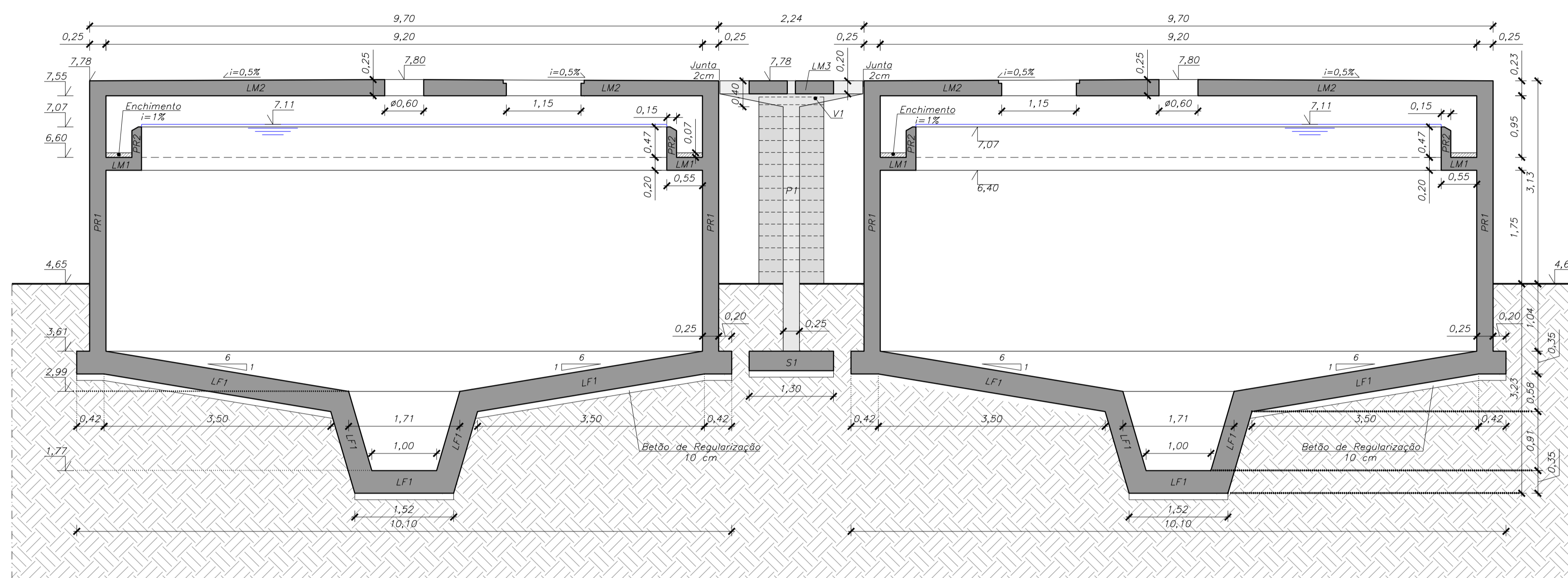


ESTABILIDADE

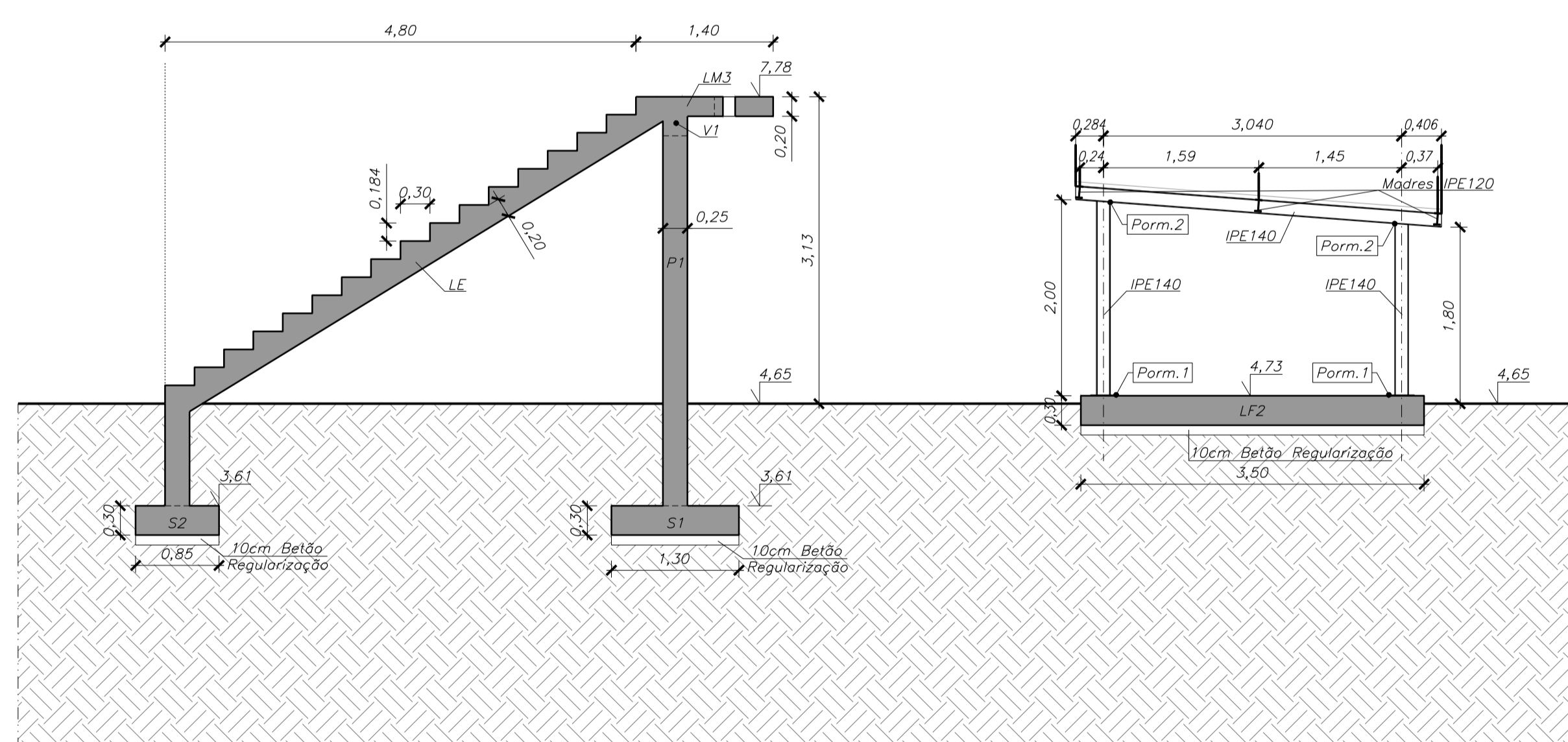
ESPESSADOR  
PLANTA DE FUNDAMENTOS - COTA 4,75  
PLANTA - VISTA SUPERIOR

Projectou	24/07/2014	Pedro Silva	Substituído des. nº	13050.05.D.PE.101.00	ESCALAS:	DESENHO Nº/FOLHA
Desenhou	24/07/2014	M. Fernandes	Substituído por des. nº		1:50	13050.05.D.PE.101.01
Verificou	24/07/2014	Jorge Pinheiro	Nº do arquivo			
		José Lello	Cad. Refº			

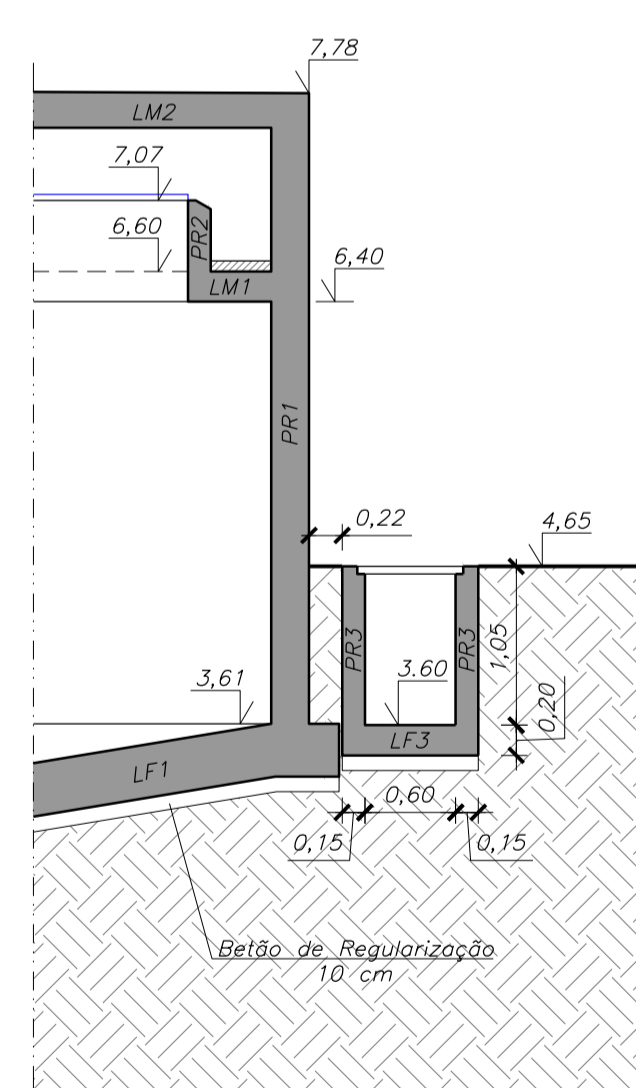
Corte A-A  
1:50



Corte B-B  
1:50



Corte C-C  
1:50



**NOTA IMPORTANTE:**  
COTA DO NÍVEL FREÁTICO: 2.00

ESTRIBOS E CINTAS	
- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechados e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:	
	A235L-D=2,5# A235R-D=4# A400-D=5# A500-D=5#
EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS	
- Os varões verticais devem ser emendados a menos possível e as amarrações devem ser rectas (comp. de amarração = 60#).	
- A secção dos varões nervurados emendados na mesma secção não deve exceder 1/2 da totalidade da armadura, quando esta for constituída por varões de diâmetro superior a 16mm. Para que não estejam na mesma secção, as emendas devem distar no mínimo 1.5 vezes o comprimento de amarração.	
- As emendas de agrupamentos de varões devem ser feitas varão a varão, distando entre si pelo menos 1.3 vezes o comprimento de amarração.	
EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS	
- As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de amarração = 50#).	
- As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 50#).	


**NOTAS:**

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 150kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas de implantação de elementos estruturais devem ser verificadas pelo projecto de processo e equipamento.
- As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados no projecto de processo e equipamento e com os projectos das diversas especialidades.


QUADRO DE MATERIAIS							
Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)						
Requisitos de inspecção	Classe de Inspecção 2 (NP EN 13670:2011)						
BETÃO							
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007							
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]	Exposição ambiental	Claretos	Dmáx [mm]	Consistência	
Lajes de Fundo	C35/45	40	-	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Lajes de Cobertura	C35/45	40	-	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Paredes	C35/45	40	-	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Sapatas	C30/37	50	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Vigas e Pilares	C30/37	35	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Lajes Esc./Telh.	C30/37	40	-	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Enchimento (Pendentes)	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.0	22	S3
Regularização	C12/15	-	-	X0(P)	CL1.0	22	S3
Enchimento	LC16/18	-	-	X0(P)	CL1.0	22	S3
Classe de massa volumica $\rho_{1,0}$ (800 kg/m³)							
AÇO							
Elemento	Classe	Norma					
Armadura Ordinária	A400NR	EN 10080					
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080					
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025					
Aço estrutural (perfis tubulares ocios)	S275 J2H	EN 10210-1					
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1					

REV1	Alteração de cotas altimétricas nos Cortes A-A, B-B e C-C	02-09-2014	
Revisão	Descrição	Data	Rúbrica

Empresas do Consórcio:



Entidade Adjudicante:




Nome da Empreitada:

**"Empreitada de Execução da ETAR de Esposende"**

PROJECTO DE EXECUÇÃO

Projectistas:



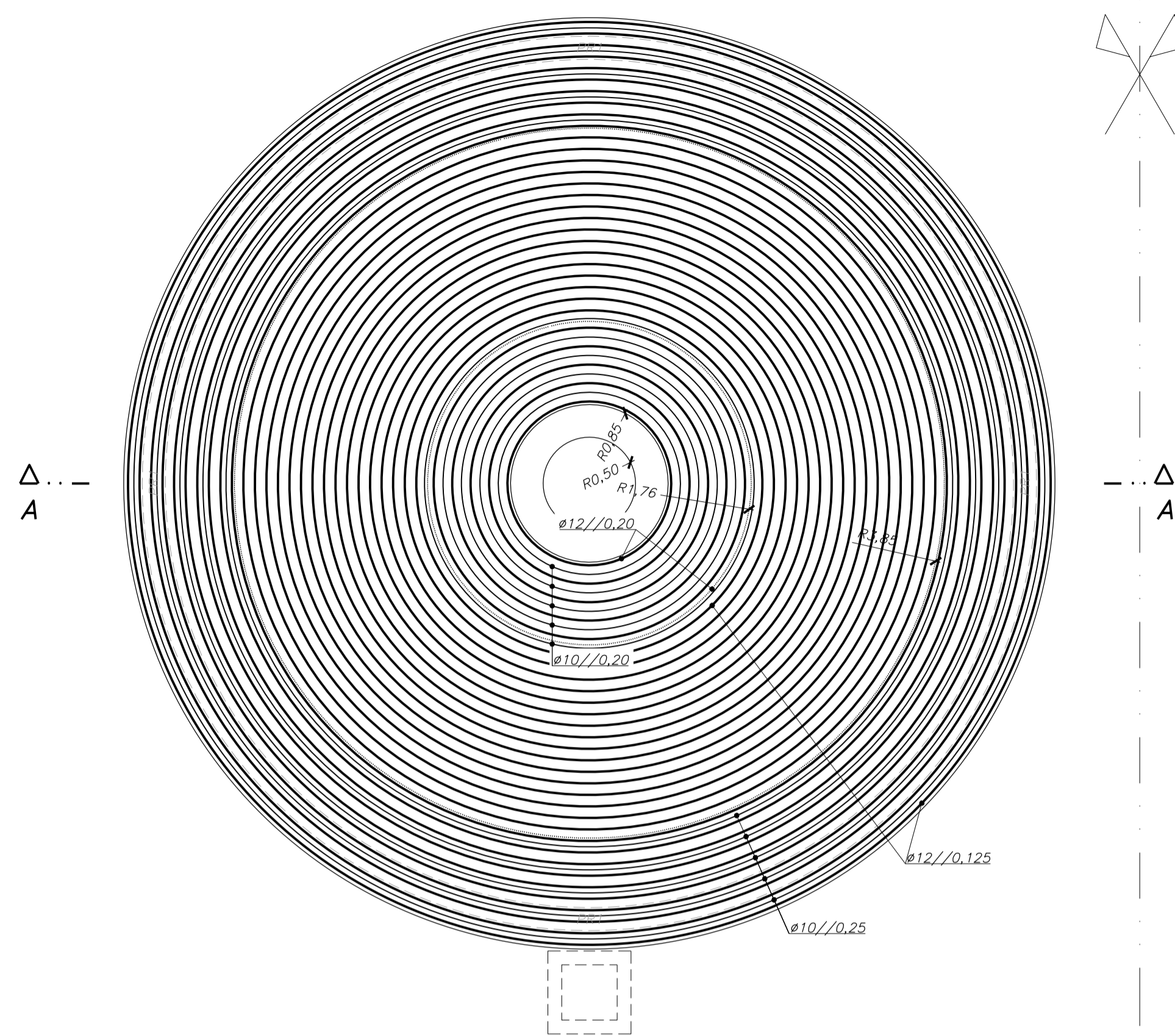
**CCAD**  
SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA.  
RUA DA CARRIÇA Nº 400-19-000  
TELÉFONO: 252070100 FAX: 252070101 EMAIL: ppa@ccad.pt

ESTABILIDADE

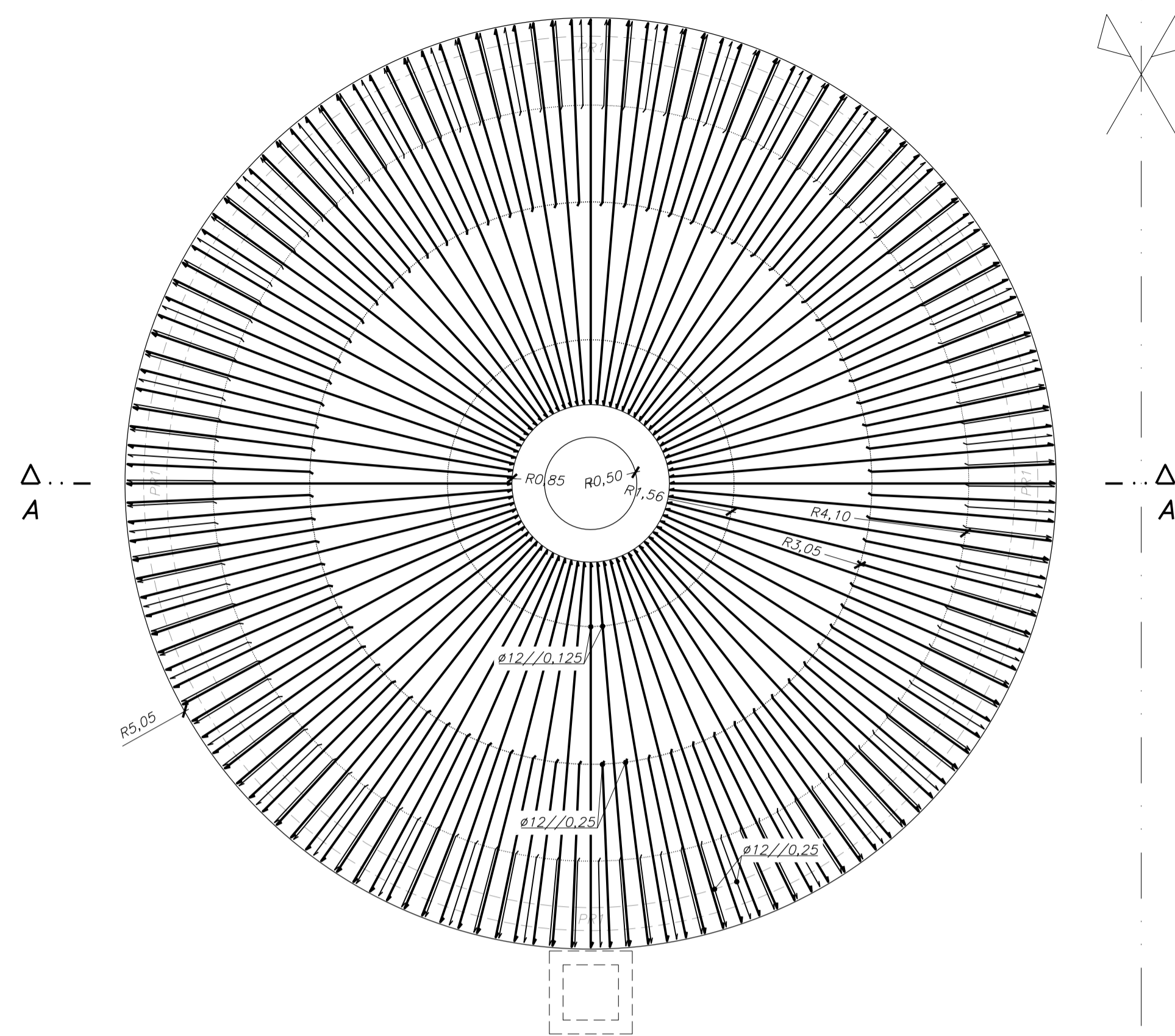
ESPESSADOR  
CORTES A-A, B-B e C-C

Projectou	24/07/2014	Pedro Silva	Substituído des. nº	13050.05.D.PE.201.01	ESCALAS:	DESENHO Nº/FOLHA
	24/07/2014	M. Fernandes	Substituído por des. nº			
Desenhou	24/07/2014	Jorge Pinheiro	Nº do arquivo		1:50	13050.05.D.PE.201.01
Verificou	24/07/2014	José Lello	Cad. Refº			

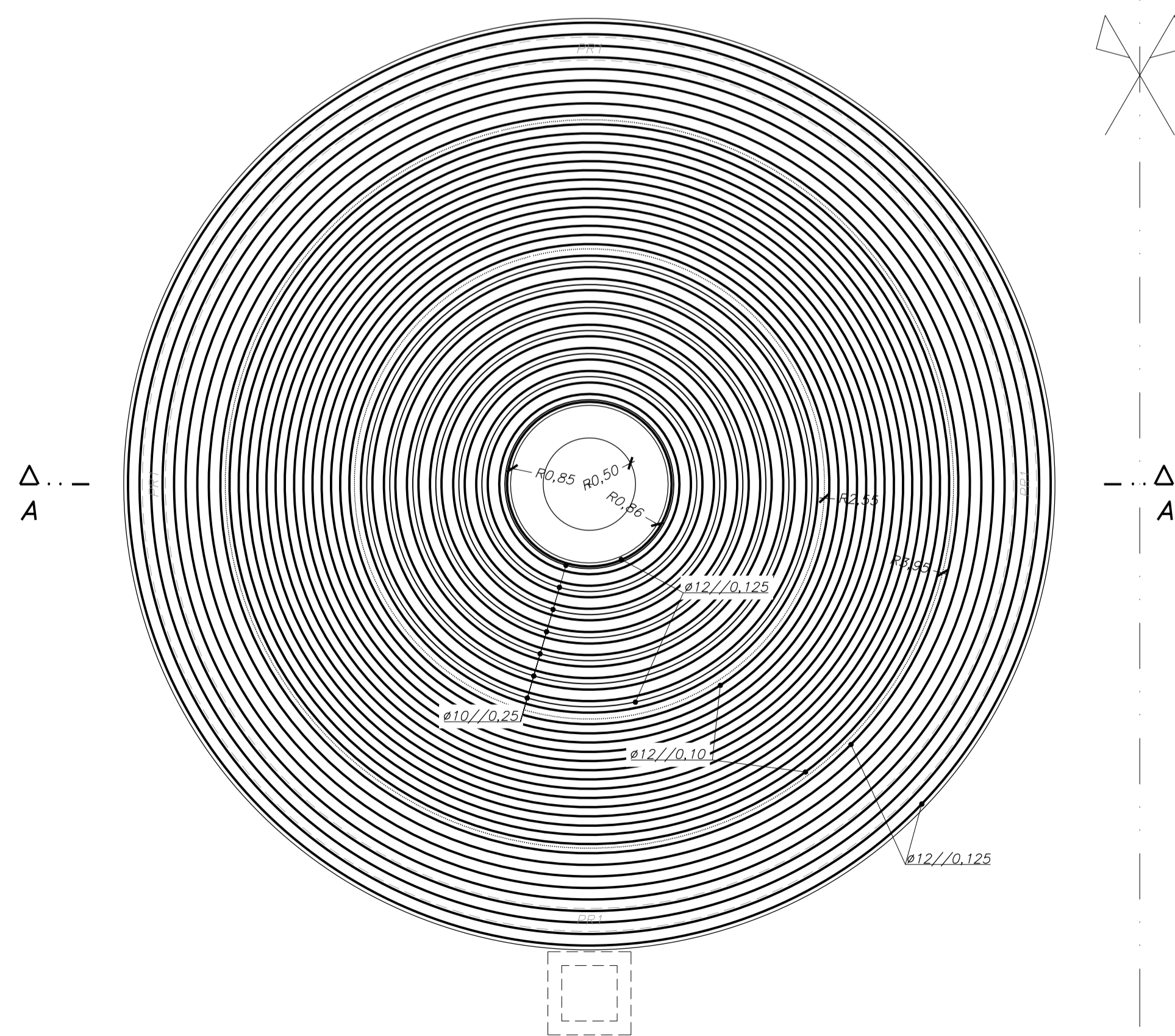
Planta laje LF1 – Armadura inferior circular  
1:50



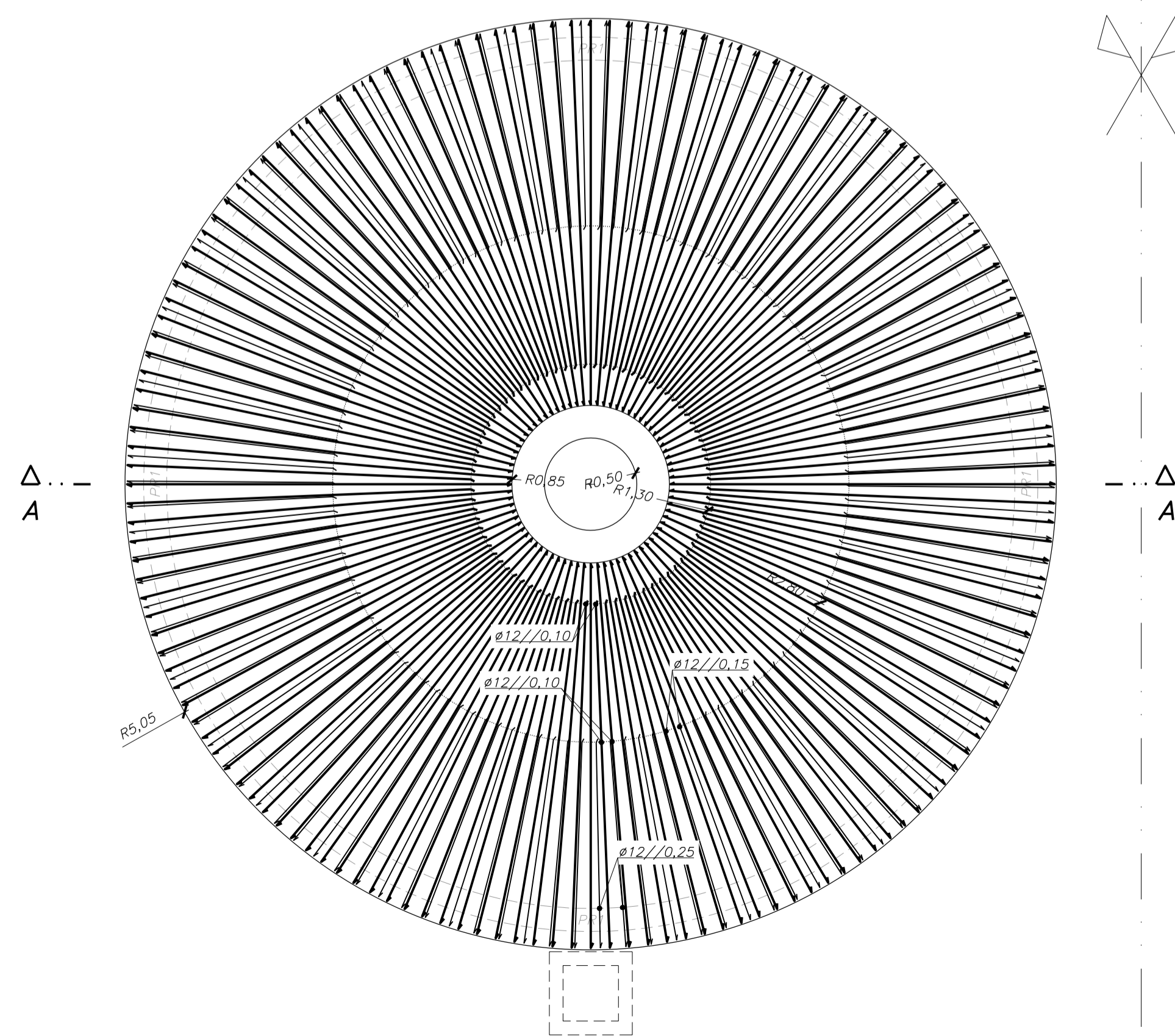
Planta laje LF1 – Armadura inferior radial  
1:50



Planta laje LF1 – Armadura superior circular  
1:50



Planta laje LF1 – Armadura superior radial  
1:50

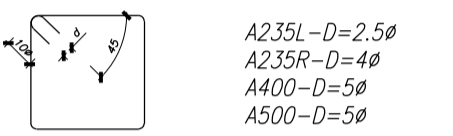


**NOTA IMPORTANTE:**

COTA DO NÍVEL FREÁTICO: 2.00

**ESTRIBOS E CINTAS**

Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechados e terminarem em ganchos a 135º segundo o esquema:



A235L-D=2.5#  
A235R-D=4#  
A400-D=5#  
A500-D=5#

**EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILÁRES, PAREDES E MUROS**

- Os varões verticais devem ser emendados a menos possível e as amarrações devem ser rectas (comp. de amarração = 600).
- A secção dos varões nervurados emendados na mesma secção não deve exceder 1/2 da totalidade da armadura, quando esta for constituída por varões de diâmetro superior a 16mm. Para que não estejam na mesma secção, as emendas devem distar no mínimo 1.5 vezes o comprimento de amarração.
- As emendas de agrupamentos de varões devem ser feitas varão a varão, distando entre si pelo menos 1.3 vezes o comprimento de amarração.

**EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS**

- As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de amarração = 50#).
- As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 50#).

**NOTAS:**

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 150kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.
- Todas as cotas de implantação de elementos estruturais devem ser verificadas pelo projecto de processo e equipamento.
- As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados no projecto de processo e equipamento e com os projectos das diversas especialidades.

**QUADRO DE MATERIAIS**

Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de inspecção	Classe de inspecção 2 (NP EN 13670:2011)					
<b>BETÃO</b>						
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007						
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]	Exposição ambiental	Claretos	D <sub>máx</sub> [mm]	Consistência
Lajes de Fundo	C35/45	40	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Lajes de Cobertura	C35/45	40	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Paredes	C35/45	40	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Sapatas	C30/37	50	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Vigas e Pilares	C30/37	35	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Lajes Esc./Telh.	C30/37	40	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Enchimento (Pendentes)	C12/15	-	X0(P)	CL1.0	22	S3
Regularização	C12/15	-	X0(P)	CL1.0	22	S3
Enchimento	LC16/18	-	X0(P)	CL1.0	22	S3
<b>AÇO</b>						
Elemento	Classe	Norma				
Armadura Ordinária	A400NR	EN 10080				
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080				
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025				
Aço estrutural (perfis tubulares ocios)	S275 J2H	EN 10210-1				
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1				

REV1	-----	---	
Revisão	Descrição	Data	Rúbrica

Empresas do Consórcio:

Entidade Adjudicante:

Nome da Empreitada:

**"Empreitada de Execução da ETAR de Esposende"**

PROJECTO DE EXECUÇÃO

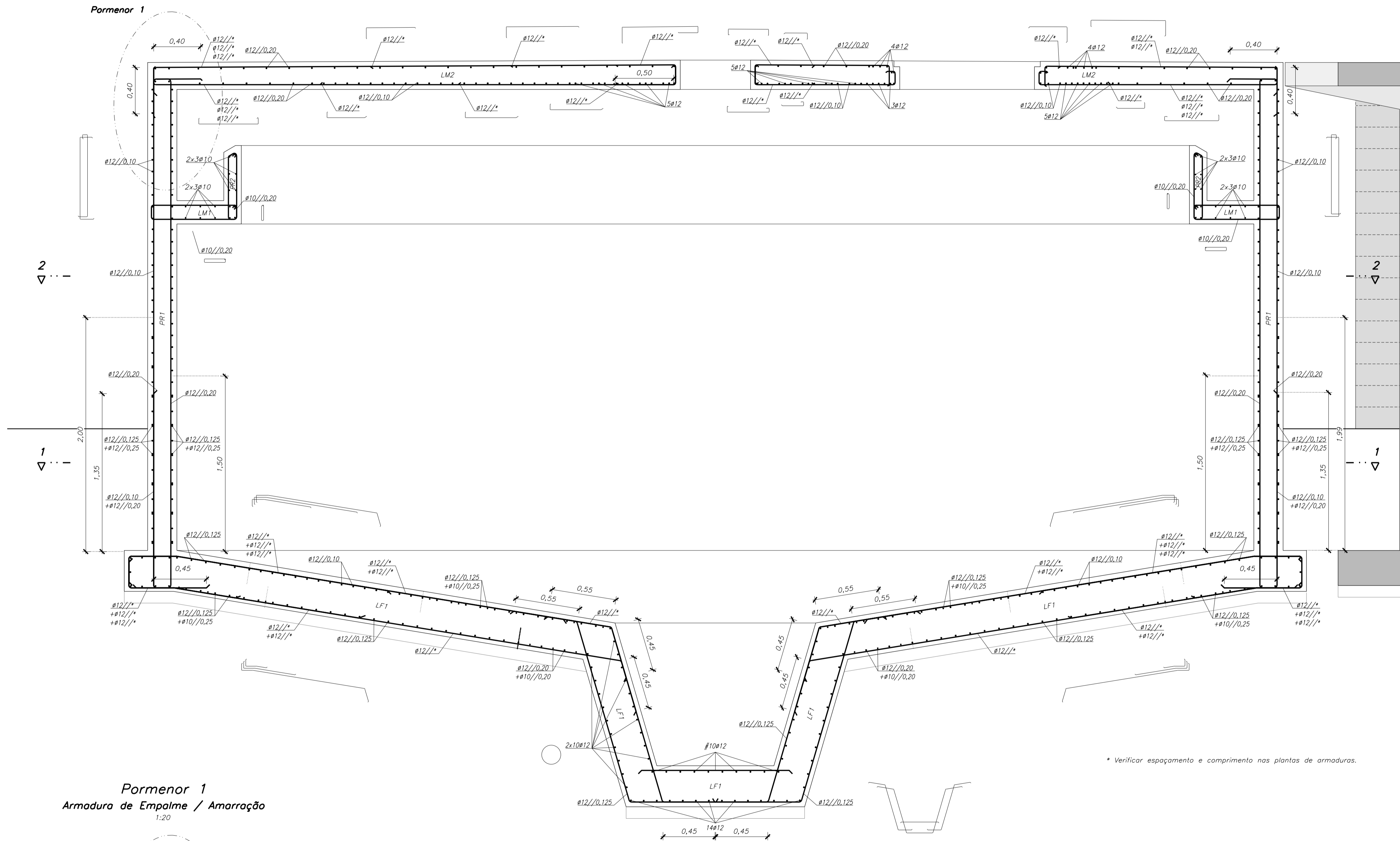
Projectistas:

ESTABILIDADE

ESPESSADOR  
LAJE LF1 - ARMADURA INFERIOR E SUPERIOR

Projectou	24/07/2014	Pedro Silva	Substituído des. nº	ESCALAS:	DESENHO Nº/FOLHA
Desenhou	24/07/2014	M. Fernandes	Substituído por des. nº	1:50	13050.05.D.PE.301.00
Verificou	24/07/2014	Jorge Pinheiro	Nº do arquivo		
		José Lello	Cad. Refº		

Corte A-A  
Armaduras  
1:20



**NOTA IMPORTANTE:**  
COTA DO NÍVEL FREÁTICO: 2.00

**ESTRIBOS E CINTAS**

- Os estribos e cintas devem envolver as armaduras, serem fechados e terminarem em ganchos a 135° segundo o esquema:

A235L-D=2.5#  
A235R-D=4#  
A400-D=5#  
A500-D=5#

**EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM PILARES, PAREDES E MUROS**

- Os varões verticais devem ser emendados o menos possível e as amarrações devem ser rectas (comp. de amarração = 60#).  
- A secção dos varões nervurados emendados na mesma secção não deve exceder 1/2 da totalidade da armadura, quando esta for constituída por varões de diâmetro superior a 16mm. Para que não estejam na mesma secção, as emendas devem distar no mínimo 1.5 vezes o comprimento de amarração.  
- As emendas de agrupamentos de varões devem ser feitas varão a varão, distando entre si pelo menos 1.3 vezes o comprimento de amarração.

**EMENDAS POR SOBREPOSIÇÃO EM LAJES E VIGAS**

- As armaduras superiores devem ser emendadas a meio vão (comp. de amarração = 50#).  
- As armaduras inferiores devem ser emendadas sobre os pilares (comp. de amarração = 50#).

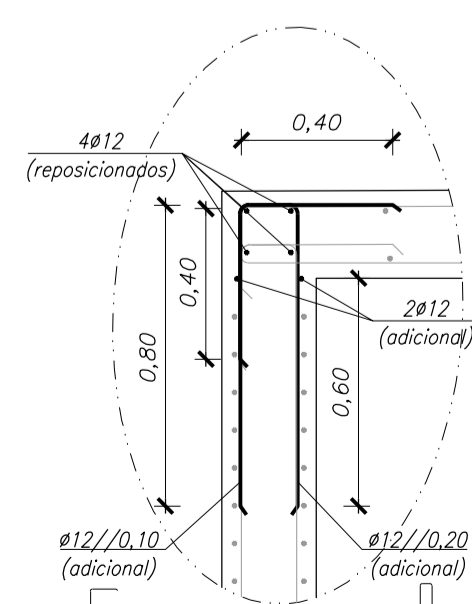
**NOTAS:**

- Tensão de Segurança do Terreno  $\geq 150kPa$ . Valor a confirmar com ensaios no local e no Relatório Geológico-Geotécnico.  
- Todas as cotas de implantação de elementos estruturais devem ser verificadas pelo projecto de processo e equipamento.  
- As betonagens e a sequência dos trabalhos deverão ser realizados de acordo com a respectiva Especificação Técnica e Faseamento de Execução.  
- O posicionamento e dimensões dos vazamentos a executar deverão ser verificados no projecto de processo e equipamento e com os projectos das diversas especialidades.

**QUADRO DE MATERIAIS**

Tempo de vida útil da estrutura	Categoria 4, 50 anos (EN 1990)					
Requisitos de inspecção	Classe de Inspecção 2 (NP EN 13670:2011)					
<b>BETÃO</b>						
Em conformidade com o estipulado na NP EN 206-1:2007						
Elemento	Classe	Recobrimento [mm]	Exposição ambiental	Claretos	D <sub>max</sub> [mm]	Consistência
Lajes de Fundo	C35/45	40	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Lajes de Cobertura	C35/45	40	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Paredes	C35/45	40	XA2(P)	CL0.20	22	S3
Sapatas	C30/37	50	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Vigas e Pilares	C30/37	35	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Lajes Esc./Telh.	C30/37	40	XC4(P)	CL0.40	22	S3
Enchimento (Pendentes)	C12/15	-	X0(P)	CL1.0	22	S3
Regularização	C12/15	-	X0(P)	CL1.0	22	S3
Enchimento	LC16/18	-	X0(P)	CL1.0	22	S3
<b>AÇO</b>						
Elemento	Classe	Norma				
Armadura Ordinária	A400NR	EN 10080				
Rede electrossoldada	A500EL	EN 10080				
Aço estrutural (perfis laminares)	S275 JR	EN 10025				
Aço estrutural (perfis tubulares ocios)	S275 J2H	EN 10210-1				
Parafusos, buchas, porcas e anilhas	8.8	EN 20898-1				

**Pormenor 1**  
Armadura de Empalme / Amarração  
1:20



Nota:  
- Aplicar a solução de armadura adicional em todo o perímetro da parede.

REV1	Alteração de acordo com a revisão 2 do projecto de processo na altura das paredes PR1 e introdução do porm1	02-09-2014	
Revisão	Descrição	Data	Rúbrica

Empresas do Consórcio:		<b>dst</b>	
Entidade Adjudicante:		<b>AGUAS do NOROESTE</b> Grupo Águas de Portugal	
Nome da Empreitada:		<b>"Empreitada de Execução da ETAR de Esposende"</b>	
Projectistas:		<b>CCAD</b> SERVIÇOS DE ENGENHARIA, LDA. Rua da Indústria nº 400-19-000 TELEFONO CENTRAL: FAX: 251981111 E-MAIL: ppa@ccad.pt	
ESTABILIDADE		<b>ESPESSADOR</b> <b>CORTE A-A</b> <b>ARMADURAS</b>	
Projectou	24/07/2014 Pedro Silva	Substituído des. nº 13050.05.D.PE.101.00	ESCALAS: DESENHO Nº/FOLHA
Desenhou	24/07/2014 Jorge Pinheiro	Nº do arquivo	1:20 13050.05.D.PE.403.01
Verificou	24/07/2014 José Lello	Cad. Refº	