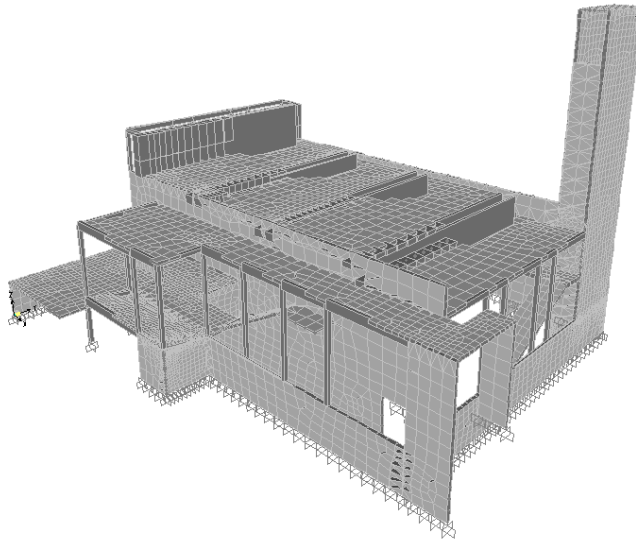




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



PROJETO DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO DESTINADO A UMA IGREJA

ANDRÉ FILIPE VIEGAS PIRES DE CAMPOS
Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de
Especialização em Estruturas

(Documento Definitivo)

Orientador:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho,
Prof. Adjunto (ISEL)

Júri:

Presidente:

Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado, Prof.^a Coordenadora (ISEL)

Vogais:

Licenciado José Santos Viseu, Eq. Prof Adjunto (ISEL)

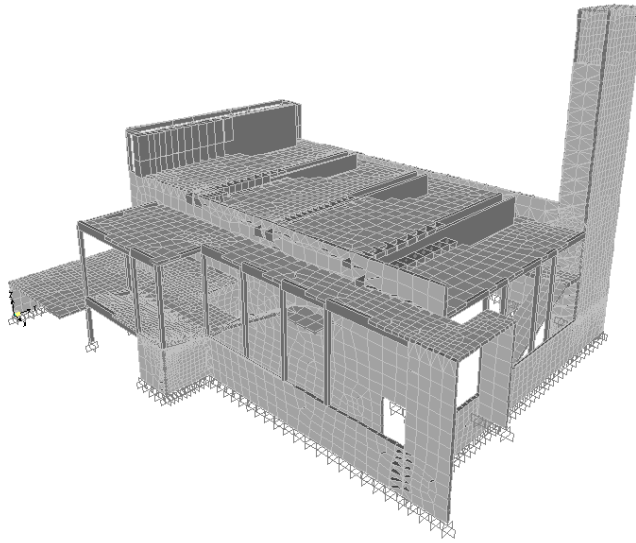
Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, Prof. Adjunto (ISEL)

Junho de 2014



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



PROJETO DE FUNDAÇÕES E ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO DESTINADO A UMA IGREJA

ANDRÉ FILIPE VIEGAS PIRES DE CAMPOS
Licenciado em Engenharia Civil

Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de
Especialização em Estruturas

(Documento Definitivo)

Orientador:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho,
Prof. Adjunto (ISEL)

Júri:

Presidente:

Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado, Prof.^a Coordenadora (ISEL)

Vogais:

Licenciado José Santos Viseu, Eq. Prof Adjunto (ISEL)

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho, Prof. Adjunto (ISEL)

Junho de 2014

RESUMO

A execução deste trabalho consiste na elaboração das diferentes fases de um projeto de fundações e estrutura, neste caso destinado a uma Igreja, desde a sua conceção inicial, até à fase final de dimensionamento. Assim, são percorridas diversas etapas, iniciando-se pela interpretação correta do projeto arquitetónico, de modo a possibilitar conceber a solução estrutural mais adequada. Segue-se o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, a análise de toda a estrutura para as diferentes ações, bem como o respetivo dimensionamento, onde se destacam as secções pré-esforçadas.

Para o desenvolvimento deste documento, foram essenciais os conhecimentos teóricos adquiridos ao longo do respetivo curso.

Sendo um facto que os programas de cálculo automático constituem uma ferramenta de extrema utilidade para a análise de estruturas no panorama da engenharia de estruturas atual, foi naturalmente utilizado um programa de cálculo tridimensional de elementos finitos – o SAP 2000 – onde foi desenvolvido o modelo da Igreja proposto, com a finalidade de analisar estática e dinamicamente o seu comportamento.

Porém, é sempre necessária a utilização dos métodos tradicionais, para o pré-dimensionamento estrutural, o dimensionamento das secções pré-esforçadas e para a interpretação dos resultados obtidos através do programa de cálculo automático, visto ser importante a existência de um espírito crítico a quando da sua leitura.

Ao longo de todo o trabalho, são enunciadas as regulamentações que se encontram em vigor e que foram utilizadas para a verificação dos critérios gerais de dimensionamento.

Palavras-chave: Projeto de estruturas, SAP2000, EC1, EC2, estrutura de betão armado, pré-esforço

ABSTRACT

The execution of this work consists in the development of the different phases of a project aiming the foundations and structure of a Church, from its initial conception to final design phase. Accordingly, several steps are covered, starting with the correct interpretation of the architectural project, in order to allow the design of the most appropriate structural solution. Following, the preliminary design of the structural elements, the analysis of the entire structure to the different actions as well as the respective scaling, which highlights the sections prestressed.

To develop this document, theoretical knowledge acquired during the respective course was essential.

The fact that automatic calculation programs are an extremely useful tool for the analysis of structures in the panorama of current structural engineering, naturally, a program for calculating three-dimensional finite element was used - SAP 2000 - where the proposed Church model was developed in order to analyze its static and dynamic behavior.

Yet, the use of traditional methods for structural preliminary design, the design of prestressed sections and the interpretation of results obtained using the automatic calculation program is always necessary, since it is important the existence of a critical spirit when reading them.

Throughout this work, the current regulation are mentioned and were used for the verification of the general dimensioning criteria.

Keywords: Design of structures, SAP2000, EC1, EC2, reinforced concrete, prestressed

Agradecimentos

Gostaria de agradecer em primeiro lugar ao meu orientador Eng.º António Sousa Gorgulho, pela disponibilidade e orientação neste trabalho.

Aos meus amigos, por não se esquecerem de mim apesar dos tempos em conjunto de que tive de abdicar para concluir este trabalho.

À minha Mãe e ao meu Pai, que sempre me incentivaram e me orientaram nas alturas em que mais precisei.

Um agradecimento especial à minha namorada pelo suporte, carinho e compreensão demonstrado principalmente na reta final para a conclusão deste trabalho. Sem o seu apoio todo este caminho tinha sido muito mais difícil.

A todos eles, um muito obrigado.

Índice

Capítulo 1	1
INTRODUÇÃO	1
1.1.ASPETOS GLOBAIS	1
1.2.OBJECTIVOS	2
1.3.ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	3
Capítulo 2	5
INTERPRETAÇÃO ARQUITETÓNICA	5
2.1. DESCRIÇÃO DA ARQUITETURA	5
2.2. CONDICIONALISMOS	9
Capítulo 3	12
SOLUÇÃO ADOTADA.....	12
3.1.DESCRICÃO GERAL DA SOLUÇÃO ADOTADA.....	12
Capítulo 4	18
CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO	18
4.1 SEGURANÇA ESTRUTURAL - REGULAMENTAÇÃO	18
4.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	18
4.3.ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO.....	18
4.3.1. ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO	19
4.3.2. ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO	21
4.3.3. TENSÕES NAS FUNDAÇÕES	22
4.4. CLASSE DE EXPOSIÇÃO	22
4.5. MATERIAIS	24
4.6. RECOBRIMENTOS ADOTADOS	24
4.7. AÇÕES	25
4.7.1. AÇÕES PERMANENTES	26
4.7.2. AÇÕES VARIÁVEIS	29
4.7.2.1. SOBRECARGAS	29
4.7.2.2. RETRAÇÃO E TEMPERATURA	30
4.7.2.3. VENTO.....	30
4.7.2.4. SISMO	30
4.8. COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	32

4.9. FUNDAÇÕES	35
Capítulo 5	36
PRÉ-DIMENSIONAMENTO	36
5.1 LAJES	36
5.1.1. LAJES PISO 0	36
5.1.2. LAJES DO PISO 1	37
5.1.3. LAJES DO PISO 2	38
5.1.4. LAJES DE COBERTURA	39
5.2 VIGAS	41
5.3. PILARES	42
5.4. FUNDAÇÕES	43
5.5. ESCADAS	46
Capítulo 6	47
MODELAÇÃO DA ESTRUTURA	47
6.1. GEOMETRIA	50
6.1.1 MALHA	50
6.2. ELEMENTOS ESTRUTURAIS	50
6.2.1 PILARES E VIGAS	50
6.2.2 LAJES E MUROS	51
6.2.3 CABOS DE PRÉ-ESFORÇO	51
6.3 CONDIÇÕES DE FUNDAÇÃO	53
6.4 AÇÕES	53
6.4.1 CARGAS DOS PAVIMENTOS	53
6.4.2 CARGAS NOS LANÇOS DAS ESCADAS	53
6.4.3 PAREDES DE ALVENARIA EXTERIOR	53
6.4.4 IMPULSOS DO TERRENO	54
6.4.5 SISMO	55
6.5 VALIDAÇÃO DO MODELO	55
6.5.1 VALIDAÇÃO DA GEOMETRIA	56
6.5.2 VALIDAÇÃO DAS CARGAS	56
6.5.3 VALIDAÇÃO DOS ESFORÇOS	57
6.5.4 VALIDAÇÃO DAS DEFORMADAS	58
Capítulo 7	59
ANÁLISE DE ESFORÇOS E VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	59
7.1 O PRÉ-ESFORÇO EM LAJES E VIGAS	59

7.1.1	TRAÇADO E DISTRIBUIÇÃO DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO	60
7.1.2	EXEMPLO DE CÁLCULO	62
7.1.3	VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES SERVIÇO - DEFORMAÇÃO	64
7.1.3.1	LAJES DO PISO 2	64
7.1.3.2	LAJES DE COBERTURA	65
7.2	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS LAJES	66
7.2.1	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	67
7.2.1.1	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO	67
7.2.1.2	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO	69
7.2.2	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	69
7.2.2.1	ESTADOS LIMITES DE DEFORMAÇÃO	69
7.2.2.1.1	LAJES DO PISO 1	69
7.2.2.1.2	LAJES DA COBERTURA	70
7.2.2.2	ESTADOS LIMITES DE FENDILHAÇÃO	71
7.2.3	EXEMPLO DE CÁLCULO	72
7.2.3.1	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO	72
7.2.3.2	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO	74
7.2.3.3	ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO	76
7.3	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS ESCADAS	77
7.3.1	EXEMPLO DE CÁLCULO: ESCADA E2	77
7.4	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS VIGAS	78
7.4.1	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	78
7.4.1.1	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO	78
7.4.1.2	ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO	80
7.4.2	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	83
7.4.2.1	ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO	83
7.4.3	EXEMPLO DE CÁLCULO	84
7.4.3.1	CÁLCULO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO	84
7.4.3.2	CÁLCULO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO	87
7.4.3.3	CÁLCULO DO ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO RELATIVO À FENDILHAÇÃO	89
7.5	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM PILARES	90
7.5.1	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	90
7.5.1.1	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO	90
7.5.1.2	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO	91

7.6 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NOS MUROS	91
7.6.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	91
7.6.1.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO.....	91
7.6.1.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO	92
7.7 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS FUNDAÇÕES	92
7.7.1 EXEMPLO DE CÁLCULO	93
7.8 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS VIGAS DE FUNDAÇÃO	94
Capítulo 8	96
CONCLUSÃO.....	96
Capítulo 9	97
BIBLIOGRAFIA	97
ANEXOS	a
ANEXO 1: PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS LAJES	C
ANEXO 2: PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS.....	D
ANEXO 3: PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	F
ANEXO 4: PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESCADAS.....	G
ANEXO 5: CÁLCULO DO VALOR DE PRÉ-ESFORÇO	H
ANEXO 6: DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS	K
ANEXO 7: DIMENSIONAMENTO DOS MUROS E PAREDES DE BETÃO ARMADO.....	M
ANEXO 8: DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE FUNDAÇÃO	Y
ANEXO 9: DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	Z
ANEXO 10: DIMENSIONAMENTO DOS VIGAS	BB
ANEXO 11: DIMENSIONAMENTO DAS ESCADAS	PP
ANEXO 12: DIMENSIONAMENTO DAS LAJES.....	QQ

Índice de Figuras

Ilustração 2.1 - Divisão da estrutura em blocos.....	5
Ilustração 2.2 - Planta arquitetónica do piso 0.....	6
Ilustração 2.3 - Blocos estruturais representados no piso 0.....	6
Ilustração 2.4 - Planta arquitetónica do piso 1.....	7
Ilustração 2.5 - Planta arquitetónica do piso 2.....	7
Ilustração 2.6 - Comparação das plantas arquitetónicas, com a divisão da estrutura em blocos...8	
Ilustração 2.7 - Planta arquitetónica da cobertura	8
Ilustração 2.8 - Corte transversal na zona destinada à cobertura da nave principal	9
Ilustração 2.9 - Visualização da cobertura do bloco 1, estando identificada a parte que se encontra em consola	10
Ilustração 2.10 - Visualização do coro alto, onde se verifica que apenas está apoiado lateralmente.	10
Ilustração 2.11 - Identificação das consolas localizadas no bloco 5 a cotas diferentes.....	11
Ilustração 3.1 - Planta estrutural do piso 0	13
Ilustração 3.2 - Planta do piso 1, destacando o muro MB3.1, MB3.2 e MB3.3 em contacto com o terreno.....	14
Ilustração 3.3 - Planta estrutural do piso 1	15
Ilustração 3.4 - Planta estrutural da cobertura	16
Ilustração 3.5 - Planta estrutural do piso 2	16
Ilustração 4.1 - Restantes cargas permanentes no piso 1 e no piso 2	27
Ilustração 4.2 - Restantes cargas permanentes na cobertura.....	27
Ilustração 4.3 - Identificação das restantes cargas permanentes.....	27
Ilustração 4.4 - Numeração das paredes exteriores do piso14.....	28
Ilustração 4.5 - Sobrecarga no piso 1 e no piso 2, respectivamente	29
Ilustração 4.6 - Sobrecarga na cobertura	30
Ilustração 4.7 - Identificação das diversas sobrecargas	30
Ilustração 4.8 - Espectros de resposta do RSA	32
Ilustração 5.1 - Área do piso 0 destinado à utilização de uma camada de massame (cor castanho)	37
Ilustração 5.2 - Vão condicionante de pré-dimensionamento do piso 1	38
Ilustração 5.3 - Vão condicionante de pré-dimensionamento do piso 2.....	39

Ilustração 5.4 - Vão condicionante de pré-dimensionamento das lajes de cobertura dos diversos blocos.....	40
Ilustração 5.5 - Dimensões de uma sapata.....	44
Ilustração 5.6 - Modelos bi-apoiado para pré-dimensionamento da laje das escadas E2 e E3....	46
Ilustração 6.1 - Modelo Tridimensional de elementos finitos – Vista Sul	48
Ilustração 6.2 - Modelo Tridimensional de elementos finitos – Vista Nascente	48
Ilustração 6.3 - Modelo Tridimensional de elementos finitos – Vista Norte.....	49
Ilustração 6.4 - Modelo Tridimensional de elementos finitos – Vista Poente.....	49
Ilustração 6.5 - Malha Global vista em planta.....	50
Ilustração 6.6 - Elemento de barra com os nós de extremidade evidenciados a verde.....	51
Ilustração 6.7 - Elemento de casca com os nós de extremidade evidenciados a verde.....	51
Ilustração 6.8 - Cargas nodais referentes ao pré-esforço nas vigas de cobertura	52
Ilustração 6.9 - Carga linearmente distribuída referente ao pré-esforço nas vigas da cobertura .	52
Ilustração 6.10 - Cargas nodais e carga distribuída referente ao pré-esforço na laje do coro alto, respectivamente	52
Ilustração 6.11 - Cargas referentes às paredes de alvenaria exteriores aplicadas no piso 1	54
Ilustração 6.12 - Distribuição dos impulsos do terreno no muro.....	54
Ilustração 6.13 - Diagrama de momento na direção 2-2 da laje de cobertura L13 para a combinação ELU1	57
Ilustração 6.14 - Deformada da laje de cobertura L16 referente à sobrecarga de cobertura	58
Ilustração 7.1 - Distribuição dos cabos de pré-esforço na laje do coro alto (L7) e a distribuição dos cabos de pré-esforço nas vigas de cobertura VPE1 à VPE6, respectivamente	60
Ilustração 7.2 - Traçado esquemático do cabo de pré-esforço na laje do coro alto como para as vigas pré-esforçadas da cobertura.....	60
Ilustração 7.3 - Deformada da laje L7 do coro alto	64
Ilustração 7.4 - Deformada da laje L7 do coro alto com pré-esforço	65
Ilustração 7.5 - Deformada da cobertura no bloco 3	65
Ilustração 7.6 - Traçado esquemático do cabo de pré-esforço na laje do coro alto como para as vigas pré-esforçadas da cobertura.....	66
Ilustração 7.7 - Deformada do piso 1	70
Ilustração 7.8 - Deformada da cobertura no bloco 5 e no bloco 2, respectivamente	70
Ilustração 7.9 - Deformada da cobertura no bloco 4 e no bloco 6, respectivamente	71
Ilustração 7.10 - Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M11) para a.....	72

Ilustração 7.11 - Diagrama de momentos fletores segundo o eixo vertical (M22) para a combinação envolvente – [kN.m/m]	73
Ilustração 7.12 - Diagrama de momentos torsores (M12) para a combinação envolvente – [kN.m/m]	73
Ilustração 7.13 - Diagrama de esforço transverso (V13) para a	75
Ilustração 7.14 - Diagrama de esforço transverso (V23) para a	75
Ilustração 7.15 - Modelo de cálculo adotado para a escada E2	77
Ilustração 7.16 - Modelo de transmissão de cargas para o apoio	82
Ilustração 7.17 - Dimensionamento da armadura de esforço transverso	82
Ilustração 7.18 - Alinhamento estrutural da viga V37.C	86

Índice de Quadros

Tabela 4.1 - Estados limites de fendilhação para armaduras ordinárias.....	20
Tabela 4.2 - Estados limites de fendilhação para armaduras de pré-esforço.....	21
Tabela 4.3 - Classe e exposição ambiental.....	23
Tabela 4.4 - Classe e exposição ambiental para zonas estruturais sujeitas a corrosão induzida .	24
Tabela 4.5 - Recobrimentos mínimos a adotar, tendo em conta a classe estrutural e a classe de exposição.....	25
Tabela 4.6 - Carga linear das paredes exteriores.....	28
Tabela 4.7 - Valores do coeficiente de segurança γ adotadas.....	34
Tabela 4.8 - Tabela resumo dos valores do coeficiente ψ a utilizar nas combinações.....	34
Tabela 4.9 - Tabela resumo das combinações de ações.....	34
Tabela 5.1 - Altura mínima adotar para as lajes do piso 1.....	38
Tabela 5.2 - Altura mínima adotar para as lajes do piso 2.....	39
Tabela 5.3 - Altura mínima adotar para as lajes de cobertura.....	40
Tabela 5.4 - Pré-dimensionamento das vigas do piso 1.....	41
Tabela 5.5 - Pré-dimensionamento das vigas de cobertura.....	42
Tabela 5.6 - Pré-dimensionamento dos pilares.....	43
Tabela 5.7 - Pré-dimensionamento dos pilares.....	45
Tabela 5.8 - Verificação de tensão máxima no solo.....	45
Tabela 5.9 - Altura mínima adotar para as lajes de escada.....	46
Tabela 7.1 - Tabela das armaduras superiores adotadas.....	86
Tabela 7.2 - Tabela das armaduras superiores adotadas.....	87

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1.ASPETOS GLOBAIS

Atualmente, os engenheiros civis enfrentam desafios cada vez mais exigentes e empreendedores. De forma a fazer face a um mercado cada vez mais inovador e concorrencial, vêm-se na necessidade de evoluir e ser criativos de forma a satisfazer as necessidades de ordem técnica, estética e económica, que diariamente se deparam.

No último século, os avanços tecnológicos ao nível da Engenharia Civil e, em particular na construção, foram bastante significativos. No que diz respeito aos materiais, houve uma grande inovação através do estudo das suas composições e na descoberta de novos materiais com melhores características que se adaptam a situações muito adversas. Por outro lado, o avanço no campo da informática foi enorme, o que permitiu o desenvolvimento de software de cálculo com potencialidades para analisar situações estruturalmente complexas e ao alcance da generalidade dos projetistas. Estes aspetos são apenas um exemplo das razões porque hoje é possível conceber estruturas que há um século atrás seriam impensáveis, sendo permitido a arquitetos e engenheiros uma maior capacidade para desenvolver as suas estruturas.

O presente trabalho apresenta o desenvolvimento do projeto de fundações e estruturas de um edifício destinado a uma Igreja. Tendo por base um projeto arquitetónico, o objetivo do trabalho consiste em criar uma solução estrutural que garanta a segurança do edifício em relação às ações regulamentares.

Da interpretação arquitetónica, ressalva-se a necessidade de utilização de pré-esforço, como uma das opções para contrariar os grandes vãos e o elevado pé direito, existente nas quatro lajes de cobertura da nave principal da Igreja. Outra zona onde se irá novamente utilizar o pré-esforço, será na laje do coro alto.

A utilização de pré-esforço, permite compensar total ou parcialmente a deformação para as ações permanentes, criando um estado de pré-compressão nas fibras mais tracionadas e controlando assim a fendilhação. Desta forma, se possibilita a realização de estruturas de betão estética e economicamente mais aceitáveis capazes de vencer grandes vãos.

Durante a elaboração do projeto, surgirão exigências de outro nível, que igualmente irão requerer a adoção de soluções que cumpram as necessidades de ordem técnica, estética e económica.

1.2.OBJECTIVOS

Uma vez que neste trabalho são aplicados os conhecimentos teóricos adquiridos ao longo do curso de Engenharia Civil, constitui-se como principal objetivo a compreensão da sua aplicabilidade na atividade prática do projeto de estruturas.

Pretende-se então, percorrer as fases por que passa o projeto de estruturas de um edifício, desde a definição da solução estrutural e fase de pré-dimensionamento, até à fase final de dimensionamento e pormenorização.

Sendo um facto que os programas de cálculo automático constituem uma ferramenta de extrema utilidade para a análise de estruturas, foi naturalmente utilizado um programa tridimensional de elementos finitos – SAP 2000 – onde foi desenvolvido o modelo do edifício proposto, com a finalidade de analisar estática e dinamicamente o seu

comportamento, o que obrigou a um aumento de conhecimentos relativamente à sua correta utilização.

O facto, de se tratar de um projeto com uma enorme complexidade, dada a necessidade de utilização de pré-esforço, de modo a contrariar os grandes vãos existentes, constituirá um enorme desafio, contribuindo para uma melhor preparação para a atividade dentro da engenharia civil e permitindo também passar por todos os problemas inerentes a cada fase de um projeto desta dimensão.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

No sentido de realizar um estudo faseado na procura dos objetivos propostos, a exposição do trabalho desenvolvido encontra-se dividida em nove capítulos:

O presente capítulo apresenta uma introdução ao que se pretende desenvolver nesta dissertação bem como os seus objetivos, sendo também feita uma breve explicação da arquitetura do edifício.

No capítulo 2 é descrita a arquitetura da Igreja, a par dos condicionalismos arquitetónicos que influenciaram a geometria estrutural.

No capítulo 3 é descrita a conceção da solução estrutural do edifício, bem como as razões das suas escolhas.

O capítulo 4 enuncia os critérios gerais de segurança e a regulamentação considerada para a verificação da segurança estrutural. A verificação aos estados limites últimos e estados limites em serviço é explicada, bem como as definições das ações em geral e as ações estáticas e dinâmicas consideradas no desenvolvimento do edifício. Os critérios utilizados na determinação das ações são explicados, bem como as razões porque algumas ações não são consideradas. Finalmente, são definidas as combinações de ações consideradas, bem como os materiais considerados.

Representando uma parte importante do trabalho, o capítulo 5 consiste no pré-dimensionamento dos elementos estruturais. São neste capítulo explicados os cálculos efetuados sem o recurso a programas de cálculo automático, que permitiram definir as dimensões dos diversos elementos.

Com o pré-dimensionamento efetuado, passou-se à modelação do edifício num programa tridimensional de elementos finitos.

O capítulo 6 explica a forma como os diferentes elementos estruturais e as ações foram simulados de forma a criar um modelo de estudo cujas características ao nível da geometria, rigidez e capacidade de carga se aproximassem o mais possível da realidade. No final deste capítulo são descritos os métodos simples utilizados na validação do modelo, através da comparação entre os resultados obtidos do modelo e os valores esperados do cálculo manual.

No capítulo 7 apresentam-se os fundamentos de cálculos para a verificação aos estados limites últimos e em serviço, assim como são calculados, analisados e dimensionados os elementos estruturais do edifício através da verificação da sua segurança aos estados limites considerados.

No Capítulo 8, são apresentadas as principais conclusões deste estudo.

Finalmente como capítulo 9, é apresentado a bibliografia de apoio à realização deste trabalho.

Em Anexo apresentam-se os resultados dos cálculos efetuados, as Peças Desenhadas com os desenhos de dimensionamento, betão armado e pré-esforço e ainda as bases do projeto de arquitetura.

Capítulo 2

INTERPRETAÇÃO ARQUITETÓNICA

2.1. DESCRIÇÃO DA ARQUITETURA

A Igreja encontra-se dividida em 6 blocos, que apresentam coberturas a diferentes cotas, estando no entanto todos interligados de modo a permitir uma circulação entre eles, perfazendo uma área de implantação de 1163,85 m².

Estruturalmente esses blocos arquitectónicos constituem no entanto um único Corpo.

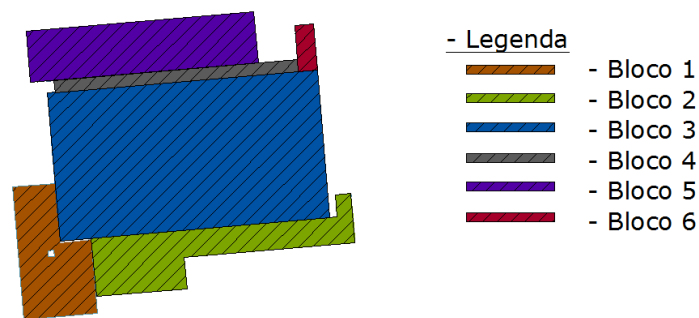


Ilustração 2.1 - Divisão da estrutura em blocos

É constituída por 2 pisos acima do solo, sendo que o ponto mais alto acima do terreno é de 26,50m. Deste modo cada piso, pode ser composto por mais do que um bloco.

Analisando piso a piso, verifica-se que o piso 0, consiste na zona destinada às duas capelas mortuárias. Contem uma entrada, que encaminha ao átrio, encontrando-se à cota do terreno (59,90m). Porém, a zona destinada às capelas mortuárias situa-se a uma cota inferior (59,20m), existindo a necessidade de se executar uma transição pedonal entre estes dois patamares. Uma delas é feita através de degraus diretamente entre ambos, sendo a outra efetuada através de duas rampas com um patamar intermédio (59,50m), de maneira a possibilitar a circulação de pessoas com mobilidade reduzida. Neste piso existe também uma zona destinada a instalações sanitárias

para ambos os sexos, assim como para pessoas com mobilidade reduzida. Por fim, existe ainda, uma escadaria que dá acesso a uma das duas entradas para a nave principal da Igreja.



Ilustração 2.2 - Planta arquitetónica do piso 0

Deste modo, o Bloco 1, apenas é representado no piso 0, sendo constituído por toda a zona de entrada para o átrio, e a zona de transição para as capelas mortuárias. A sua cobertura encontra-se à cota 62,85 m, sendo que um dos vértices da pala, que cobre a entrada para o átrio, encontra-se em consola.

Por outro lado, a área das instalações sanitárias e da escadaria englobam o Bloco 2, enquanto a zona destinada às capelas mortuárias faz parte do bloco 3. No entanto, estes dois blocos têm representação em pisos superiores.

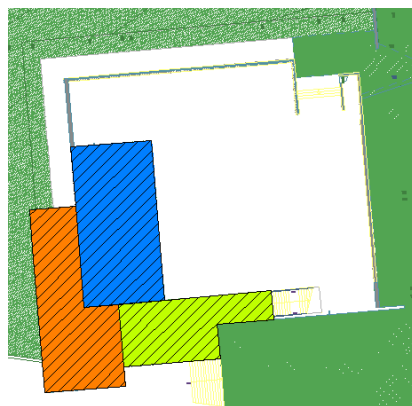


Ilustração 2.3 - Blocos estruturais representados no piso 0

Relativamente ao Piso 1, está à cota 62,40 m e é o que compreende maior área, integrando a nave principal e correspondendo à quase totalidade da implantação. Apresenta duas entradas, uma a Norte e outra a Sul, com destino à nave principal da Igreja, onde se localiza o altar, estando todo este espaço ligado à nave lateral, tal como à capela santíssima. Existe uma zona de circulação interna onde se localiza a sacristia, um escritório e o cartório. Neste piso, na zona da entrada Norte, situa-se o acesso à torre da Igreja, cuja cobertura representa o ponto mais alto da Igreja, encontrando-se a 26,50m, relativamente ao nível do solo. Por fim existem também duas escadarias que possibilitam aceder ao piso 2.

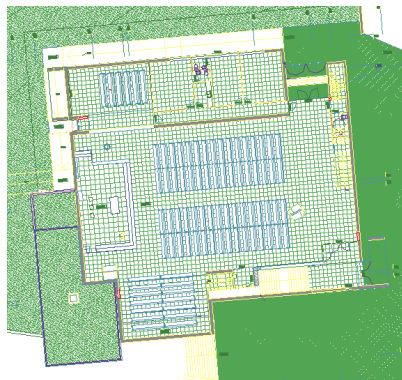


Ilustração 2.4 - Planta arquitetónica do piso 1

No piso 2, é onde se localiza o coro alto, com vista para o altar. Existe também um terraço acessível por intermédio da torre da Igreja. Estas duas zonas encontram-se à mesma cota (66,10 m), mas não é possível o acesso entre elas.

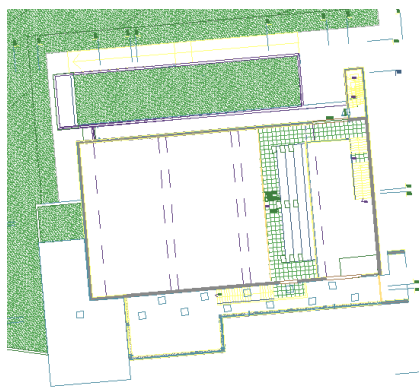


Ilustração 2.5 - Planta arquitetónica do piso 2

Comparando as figuras 2.4 e a figura 2.1, são facilmente identificáveis, as diversas zonas que integram os vários blocos:

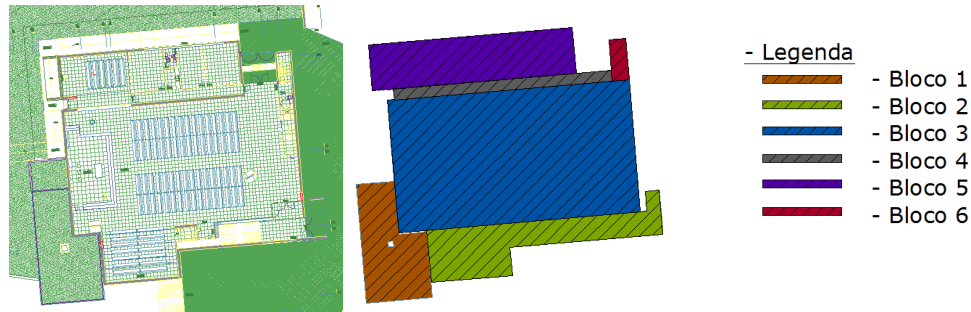


Ilustração 2.6 - Comparação das plantas arquitetónicas, com a divisão da estrutura em blocos

- Bloco 1 – Anteriormente identificado;
- Bloco 2 – Para além do que contempla no piso 0, relativamente ao piso 1, engloba também a nave lateral, bem como uma escadaria de acesso ao piso 2. A sua cobertura encontra-se à cota 69,60m.
- Bloco 3 – Contêm toda a nave principal da Igreja bem como o altar. Nele existe também uma escadaria de acesso ao coro alto que se localiza no piso 2, cuja zona também pertence a este bloco. A cobertura é composta por um terraço acessível (amarelo), por intermédio da torre da Igreja, encontrando-se à cota 69,75m, localizando-se na parte mais a nascente da referida cobertura. É constituída também por três terraços não acessíveis, sendo que o topo de dois deles (verde e azul), se encontra à cota 71,15 m, enquanto o restante (magenta), está à cota 71,75 m.



Ilustração 2.7 - Planta arquitetónica da cobertura

De modo a que todo o bloco receba luz natural, apresenta quatro claraboias (Cinzento), ao nível dos respetivos terraços, sendo que a que se encontra mais a poente, se situa a uma cota superior (75,40 m).

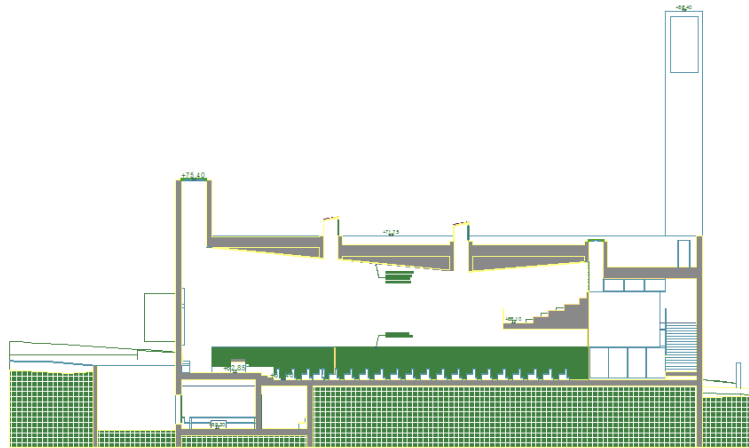


Ilustração 2.8 - Corte transversal na zona destinada à cobertura da nave principal

- Bloco 4 – Separa os blocos 3 e 5, sendo a cobertura da zona de circulação interna do piso 1 e está a uma cota de 66,10 m.
- Bloco 5 – Contêm a capela santíssima, a sacristia, o escritório e o cartório. A sua cobertura está à cota 67,80 m.
- Bloco 6 – Destina-se apenas à torre da Igreja que se encontra à cota 86,40 m.

2.2. CONDICIONALISMOS

Na conceção da estrutura, procurou-se respeitar, o mais possível, os vários condicionalismos arquitetónicos. Assim, tentou-se manter um compromisso entre alguns aspetos principais: as preocupações estéticas no interior da Igreja, alinhamento dos pilares ortogonais, vãos o mais curto possíveis e pilares contínuos desde a fundação até ao último piso.

Porém, existem condicionantes mais específicas em várias zonas da estrutura. Uma delas encontra-se no Bloco 1, mais especificamente, na sua cobertura., na qual se integra a pala da entrada no átrio do piso 0, em consola e de apreciável dimensão (21,07m x 9,20m).

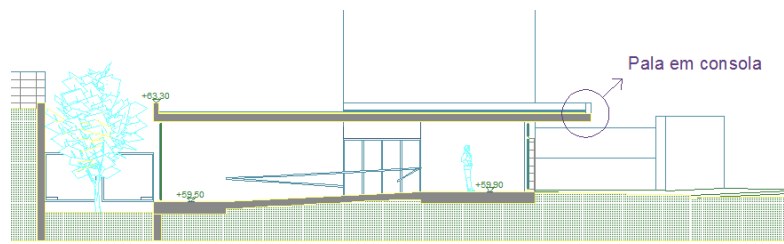


Ilustração 2.9 - Visualização da cobertura do bloco 1, estando identificada a parte que se encontra em consola

Outra das condicionantes, prende-se com a laje do coro alto. Para além da sua dimensão (18,06m x 5,23m), ela encontra-se “suspensa”, estando apenas apoiada na zona das paredes laterais.

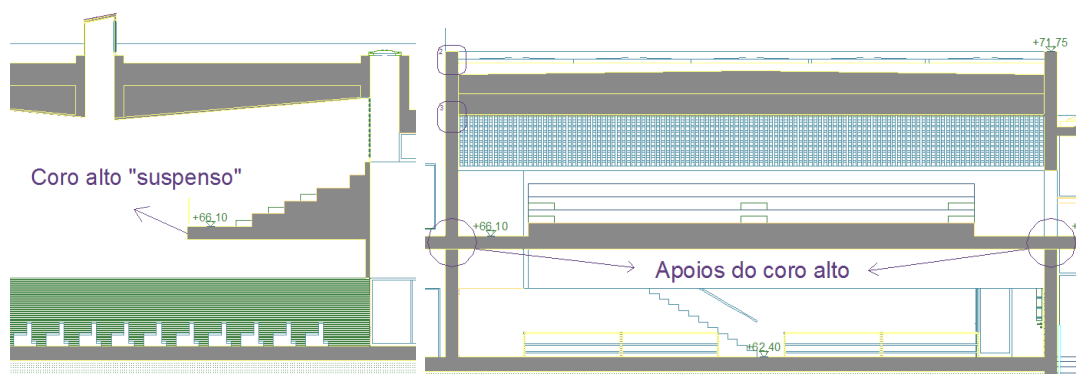


Ilustração 2.10 - Visualização do coro alto, onde se verifica que apenas está apoiado lateralmente.

Relativamente à cobertura do Bloco 3, e tendo em conta as suas grandes dimensões, e o elevado pé direito da nave principal, ela vai, tal como a laje do coro alto ser apenas apoiada nas paredes laterais, como se pode constatar na fig. 2.8 e fig.2.10.

Por fim, falta referir a existência de duas consolas na zona da cobertura do bloco 5. Estas duas consolas encontram-se dispostas exatamente no mesmo local relativamente ao plano xy, mas a cotas diferentes.

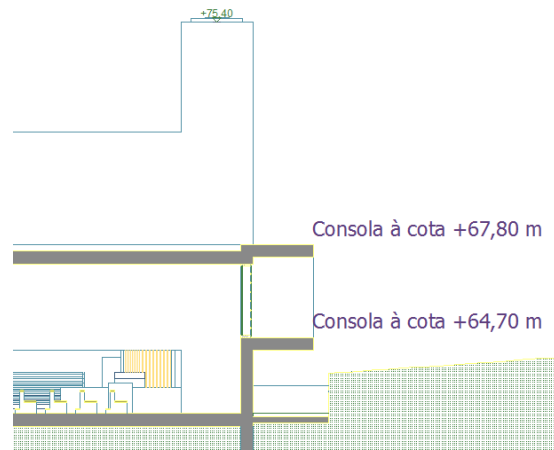


Ilustração 2.11 - Identificação das consolas localizadas no bloco 5 a cotas diferentes.

Capítulo 3

SOLUÇÃO ADOTADA

3.1.DESCRICÃO GERAL DA SOLUÇÃO ADOTADA

O primeiro passo na conceção estrutural de um edifício consiste na criação de uma solução estrutural que respeite a arquitetura, permitindo garantir a segurança quando solicitado pelas ações consideradas no seu dimensionamento. Consiste portanto, na escolha da localização, dimensão e disposição dos diferentes elementos estruturais verticais e horizontais, capazes de suportar os vários níveis de pavimentos e coberturas.

Nesta fase do projeto, o fator mais condicionante é de facto a existência de grandes vãos e grande pé direito, levando à existência de grandes espaços abertos, o que torna impossível a colocação de pilares, nessa zona.

A função do engenheiro só é cumprida ao conceber, projetar e construir uma construção com segurança, qualidade e economia. Desta forma, a solução concebida deve cumprir na medida do possível, as exigências de arquitetura, a segurança do edifício, o conforto da sua utilização e um correto funcionamento do mesmo. Todas estas condições devem ser cumpridas respeitando um valor global da obra economicamente competitivo.

Posto isto, foi criada uma solução estrutural para o edifício em estudo que atendesse a todos estes condicionalismos. Globalmente foi conseguido manter a arquitetura original sem grandes alterações.

Tentou-se criar uma malha estrutural o mais regular possível, tentando encontrar alinhamentos paralelos e perpendiculares onde fosse possível encaixar a malha de pilares e das paredes de betão.

Assim sendo, no piso 0, é onde “nasce” parte da estrutura. Através da figura 3.1, é possível perceber a estrutura de suporte, de alguns dos blocos que constituem a Igreja.

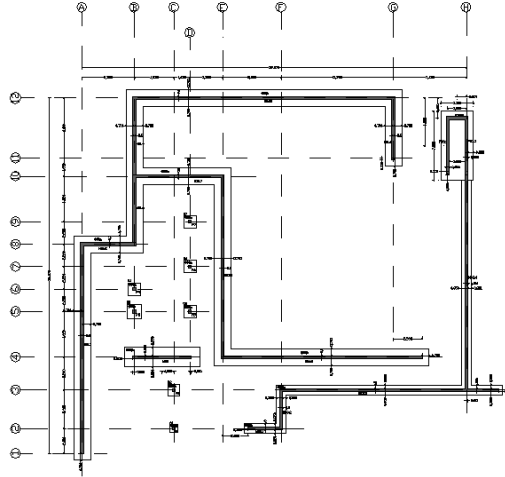


Ilustração 3.1 - Planta estrutural do piso 0

A cobertura correspondente ao bloco 1, será então suportada pelas vigas que interligam os pilares P1, P2, P3, P4 e também os muros de betão MB1.1, MB1.2 e MB2. A utilização de um muro de betão MB1.1 e MB1.2 em detrimento de pilares de betão, deve-se à necessidade de contenção de terras e à grande dimensão que a respetiva cobertura apresenta, não esquecendo que a pala da entrada para o átrio se encontra em consola. A cobertura ficará então apoiada num dos lados pelo MB1.1 e MB1.2, enquanto no lado oposto, está sustentada pelos outros elementos citados.

Em relação ao bloco 2, a estrutura terá de suportar a laje do coro lateral bem como a sua cobertura. Assim, a laje do coro lateral, será apoiada nas vigas suportadas pelos pilares P1, P2 e no muro de betão MB3.1, MB3.2 e MB3.3. A necessidade de MB3.1, MB3.2 e MB3.3, deve-se à existência de uma escadaria no exterior, que faz a transição da zona de entrada no átrio do piso 0 (59,20 m), para uma das entradas principais da Igreja (62,40 m). Logo o MB3.1, MB3.2 e MB3.3, terão funções de contenção de terras em toda a sua altura.

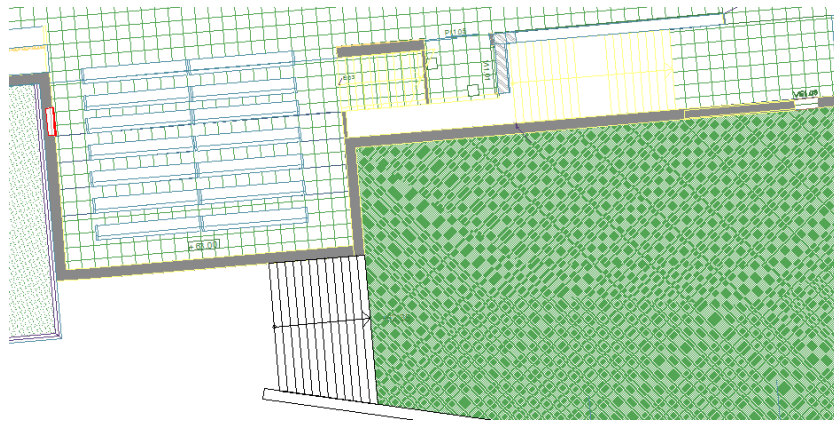


Ilustração 3.2 - Planta do piso 1, destacando o muro MB3.1, MB3.2 e MB3.3 em contacto com o terreno.

Por outro lado, a partir do piso 1, já não existe necessidade dos respetivos muros de betão, continuarão até ao topo da cobertura, uma vez que o solo apenas atinge a cota correspondente ao piso 1. Desta forma, ao nível do piso 1, passamos a ter nessa zona, pilares de betão que irão receber as cargas provenientes das vigas que suportam a cobertura. Por fim, a respetiva cobertura será apoiada num dos lados pelo muro de betão MB1.9.

Relativamente ao bloco 3, denota-se a marcação da estrutura no piso 0 que irá suportar a laje existente no piso 1, relativa à zona do altar, na nave principal. Será então apoiada nas vigas suportadas pelos pilares P3, P4, P5, P6, P7 e nos muros de betão MB2, MB1.3, MB1.7, MB1.8 e MB1.9.

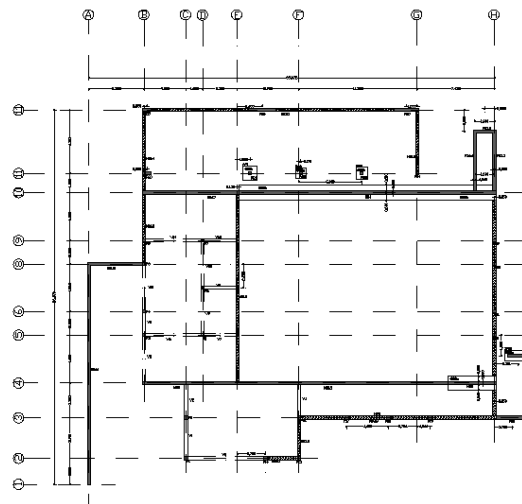


Ilustração 3.3 - Planta estrutural do piso 1

Como se pode verificar na figura 3.3, em relação ao pavimento do piso 1 correspondente à nave principal que engloba o bloco 3, apenas existe a laje anteriormente referida, visto que o restante pavimento será térreo.

Falta referir, sobre o bloco 3, a solução adotada para se sustentar a cobertura e a zona do coro alto. Tendo em conta os seus grandes vãos e o facto de apenas estarem apoiadas lateralmente, o que irá provocar-lhes uma grande deformação, optou-se por uma solução de vigas pré-esforçadas na cobertura e por uma laje pré-esforçada para o piso do coro. Esta escolha explica-se com o facto de o pré-esforço permitir que as peças fletidas, trabalhem sob compressão adicional, o que faz com que o aproveitamento da capacidade resistente da secção seja muito maior do que nas peças de betão armado. Este fator associado à menor deformabilidade das secções pré-esforçadas permite produzir peças mais esbeltas, conseqüentemente mais leves, para vencer grandes vãos. Tanto as vigas pré-esforçadas, como as lajes de cobertura, irão apoiar sobre as paredes de betão MB1.7, MB1.9, PB4 e PB5.

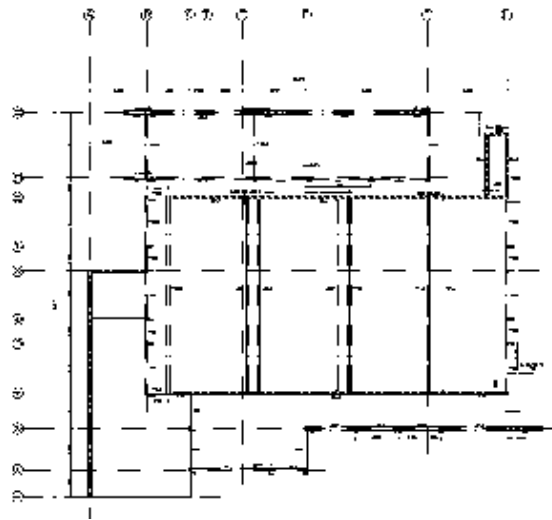


Ilustração 3.4 - Planta estrutural da cobertura

Relativamente à laje do coro alto, ela evidencia os mesmos problemas referidos anteriormente para a cobertura do bloco 3. Neste caso optou-se então por uma laje pré-esforçada.

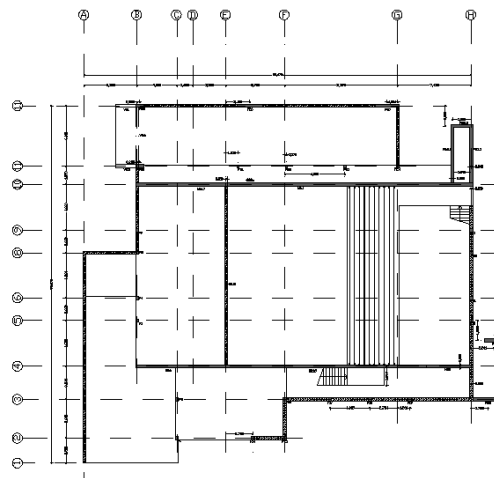


Ilustração 3.5 - Planta estrutural do piso 2

O bloco 5, é composto por um conjunto de vigas e pilares em betão que suportam a cobertura, tendo arranque no piso 1. É de salientar também a existência de duas lajes em consola.

Os pilares P20, P21, P22, P23 e o P24, juntamente com as vigas que os interligam, irão suportar a cobertura do bloco 4, a qual será também apoiada na parede de betão MB1.7 e PB5.

Por fim, a torre da Igreja, que constitui o bloco 6, é composta por uma parede de betão PB3.1, PB3.2 e PB3.3, em toda a sua altura, sustentando a laje de cobertura.

Em relação aos muros de betão existentes, para além dos já anteriormente referidos, falta ressaltar a existência dos muros de betão MB1.4, MB1.5 e MB1.6. Tem início no piso 0 e “morre” à cota do piso 1, funcionando assim como muro de contenção de terras do interior da Igreja, visto que no lado exterior, existe uma rampa que se inicia à cota 61,68m, inferior à cota do piso 1, desde a porta Norte de entrada na Igreja, percorrendo toda a zona exterior dos respetivos muros de betão, até atingir a sua altura máxima de 62,60m

Capítulo 4

CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

4.1 Segurança estrutural - Regulamentação

Na análise e dimensionamento da estrutura adotaram-se os critérios de verificação de segurança aos Estados Limites Últimos e de Serviço preconizados na regulamentação portuguesa de estruturas, ainda em vigor, nomeadamente:

- *R.S.A. – Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes, 1983;*
- *R.E.B.A.P. – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, 1983;*

Em alguns aspetos considerou-se a Regulamentação Europeia de Estruturas nomeadamente os:

- *EC1 – Eurocódigo 1: Ações em estruturas, 2010.*
- *EC2 – Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão Armado, 2010;*

4.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Os estados limites últimos (ELU) são os relativos ao colapso, ou a qualquer outra forma de rotura estrutural, que determine a incapacidade do uso da estrutura. A partir dos esforços dados pelo programa, a verificação da segurança dos vários elementos de betão armado foi efetuada em relação aos estados limite últimos de resistência, de acordo com o prescrito no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), Euro código 2 e atendendo às características dos materiais constituintes.

4.3. ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

Os estados limites de serviço (ELS), são aqueles que correspondem à impossibilidade do uso normal de uma estrutura, estando relacionados com a durabilidade das estruturas, aparência,

conforto do utilizador e a boa funcionalidade das mesmas, seja em relação aos utilizadores, seja aos equipamentos e máquinas existentes. A verificação aos estados limite de utilização foi realizada, de uma forma geral, adotando as dimensões mínimas e disposições construtivas indicadas no REBAP e Eurocódigo 2. Haverá também que verificar a segurança relativamente ao Estado Limite de Fendilhação e de Deformação para as cargas verticais, de acordo com os critérios regulamentares referidos.

4.3.1. ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO

A fendilhação num elemento de betão armado ocorre quando é atingida a tensão de rotura de tração do betão, (f_{ctm}).

A consideração da fendilhação num determinado projeto está relacionada ao tipo de obra e à sua finalidade. Para edifícios correntes, a fissuração excessiva do betão pode acarretar, além de problemas estéticos, problemas de deterioração da estrutura devido à corrosão da armadura.

É possível afirmar que a fendilhação do betão armado é um fenómeno inevitável, visto que para impedi-la, seria necessário adotar secções de dimensões incomportáveis e financeiramente inviáveis. As fendas devem ser controladas de forma a não comprometer a funcionalidade ou durabilidade das estruturas. Além disso, deve ter-se em conta o desconforto psicológico que fendas com aberturas excessivas causam aos utilizadores.

Diversas são as circunstâncias que podem acarretar a formação de fendas, podendo-se destacar entre elas:

- Fendas causadas por solicitações devidas ao carregamento, causadas por ações diretas de tração, flexão ou corte, ocorrendo sempre na zona tracionada;
- Fendas causadas por deformações impostas (ações indiretas), tais como retração, variação de temperatura e assentamentos diferenciais.

O limite de abertura de fendas admissível depende da agressividade do ambiente e/ou do tipo de utilização da estrutura e da sensibilidade das armaduras. Relativamente a este último ponto, são consideradas como muito sensíveis as armaduras de pré-esforço e pouco sensíveis as armaduras ordinárias. No que diz respeito à agressividade do ambiente, são preconizados no RSA três diferentes tipos de ambientes:

- Ambientes pouco agressivos – ambientes onde a humidade relativa é geralmente baixa e onde os agentes corrosivos são escassos (interior de edifícios);
- Ambientes moderadamente agressivos – correspondem a ambientes interiores onde a presença de agentes corrosivos seja expectável ou a humidade relativa seja habitualmente elevada, ambiente exteriores sem concentrações especiais de agentes corrosivos, ou ainda águas e solos pouco agressivos;
- Ambientes muito agressivos – ambientes com presença elevada de agentes corrosivos, líquidos agressivos (caso de uma ETAR), ou solos especialmente agressivos.

Em função do tipo de ambiente será então definido a abertura máxima de fendas admissível. Atingindo este valor máximo especificado, a durabilidade e bom funcionamento da peça de betão fica em causa. Segundo o artigo 68º do REBAP – QUADRO VIII, para o caso de armaduras ordinárias, o estado limite a considerar é o de largura de fendas. Desta forma, limitou-se a abertura de fendas a $\omega = 0,3\text{mm}$ para a combinação frequente, por se tratar de um ambiente pouco agressivo.

Ambiente	Combinações de Ações	Estado Limite
Pouco agressivo	Frequente	Largura de fendas, $\omega = 0,3\text{mm}$
Moderadamente agressivo	Frequente	Largura de fendas, $\omega = 0,2\text{mm}$
Muito agressivo	Rara	Largura de fendas, $\omega = 0,1\text{mm}$

Tabela 4.1 - Estados limites de fendilhação para armaduras ordinárias

Relativamente a armaduras de pré-esforço, os estados limites a considerar são o de descompressão e o de largura de fendas, seguindo as indicações do QUADRO IX no artigo 68º do REBAP. Desta forma, por se tratar de um ambiente pouco agressivo, limitou-se a abertura de fendas a $\omega = 0.2\text{mm}$ para a combinação frequente e verificou-se a descompressão para a combinação quase permanente.

Ambiente	Combinações de Ações	Estado Limite
Pouco agressivo	Frequente	Largura de fendas, $\omega = 0,2\text{mm}$
	Quase permanente	Descompressão
Moderadamente agressivo	Frequente	Largura de fendas, $\omega = 0,1\text{mm}$
	Quase permanente	Descompressão
Muito agressivo	Rara	Largura de fendas, $\omega = 0,1\text{mm}$
	Frequente	Descompressão

Tabela 4.2 - Estados limites de fendilhação para armaduras de pré-esforço

O artigo 11.2º do REBAP define a descompressão como o anulamento da tensão normal de compressão devida ao pré-esforço e a outros esforços normais de compressão numa fibra especificada da secção, sendo em geral esta a fibra extrema que sem a consideração de pré-esforço ficaria mais tracionada (ou menos comprimida) por ação dos restantes esforços.

4.3.2. ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÃO

De forma análoga aos estados limites apresentados, estes correspondem aos estados onde as deformações dos elementos ultrapassam os limites máximos definidos e aceitáveis para a utilização normal da estrutura.

A deformação das estruturas deve ser controlada de maneira a não comprometer o bom funcionamento da estrutura bem como de máquinas e equipamentos que nela possam existir. Os valores limites da deformação devem ser tais que não comprometam a integridade de elementos não estruturais, tais como paredes divisórias, envidraçados ou mesmo os revestimentos e acabamentos.

Não deve ainda permitir a acumulação de águas pluviais ou outras (caso de lajes de cobertura) ou comprometer a estética da estrutura.

A deformação de um elemento de betão armado sujeito a esforços de tração ou flexão deve ter em consideração, para além das características de deformabilidade do betão e a existência de armaduras longitudinais, a fendilhação do betão e ainda o comportamento diferido em resultado da fluência e retração.

4.3.3. TENSÕES NAS FUNDAÇÕES

A verificação de tensões nas fundações foi realizada em termos de tensões para a combinação rara de ações, com base na condição, em que σ_d e σ_r designam respetivamente os valores de dimensionamento da tensão atuante e resistente:

$$\sigma_d < \sigma_r$$

4.4. CLASSE DE EXPOSIÇÃO

É importante caracterizar os ambientes envolventes das várias partes da estrutura, identificando em cada um deles, os agentes agressivos, tais como, humidade, cloretos, gelo – degelo, entre outros, através do seguinte quadro:

	Classes de exposição																	
	Sem risco de corrosão ou ataque	Corrosão induzida por										Ataque pelo gelo/degelo				Ambientes químicos agressivos		
		carbonatação				Cloretos provenientes												
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	da água do mar			de outras origens			XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
Máxima razão A/C	—	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Mínima classe de resistência	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Mínima dosagem de cimento (kg/m ³)	—	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Mínimo teor de ar (%)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4,0 ^a	4,0 ^a	4,0 ^a	—	—	—
Outros requisitos											Agregados conformes com a EN 12620:2002 com suficiente resistência ao gelo/degelo				Cimento resistente aos sulfatos			

Tabela 4.3 - Classe e exposição ambiental

Deste modo, relativamente à estrutura da Igreja e as agressões ambientais, ela estará exposta a três tipos de ambientes distintos:

- Ambiente pouco agressivo (classe de exposição: XC1) – considerou-se este ambiente no dimensionamento das lajes do piso 1 (Altar) e 2 (Coro Alto) que são lajes interiores
- Ambiente moderadamente agressivo (classe de exposição: XC3) – considerou-se este ambiente, no dimensionamento dos pilares e das vigas de toda a estrutura. No entanto, nem todos os pilares estão sujeitos aos mesmos tipos de agressões ambientais. Os pilares e as vigas, que se situam em zonas de contacto com o exterior, estão expostos a uma maior agressão, comparativamente aos localizados no centro da estrutura. Porém, adotou-se esta consideração, por questões práticas de execução em obra, de forma a uniformizar por igual todos os recobrimentos dos pilares e vigas, acelerando e simplificando a montagem de armaduras e cofragens.
- Ambiente muito agressivo (classe de exposição XC2) – considerou-se este ambiente no dimensionamento das fundações (sapatas e vigas de fundação) e no dimensionamento dos muros de suporte.

Corrosão induzida por carbonatação

Classe	Ambiente	Exemplos
XC1	Seco ou permanentemente húmido	Betão no interior de edifícios com baixa humidade do ar; Betão permanentemente submerso em água
XC2	Húmido, raramente seco	Superfícies de betão sujeito a longos períodos de contacto com água; Muitas fundações
XC3	Moderadamente húmido	Betão no interior de edifícios com moderada ou elevada humidade do ar; Betão no exterior protegido da chuva
XC4	Ciclicamente húmido e seco	Superfícies de betão sujeitas ao contacto com a água, fora do âmbito da classe XC2

Tabela 4.4 - Classe e exposição ambiental para zonas estruturais sujeitas a corrosão induzida**4.5. MATERIAIS**

Consideram-se os seguintes materiais:

- Betão – C30/37: Tendo em conta que os elementos estruturais apresentam exposição ambiental da classe XC1, XC2 e XC3, logo segundo o quadro 4.1, a mínima classe de resistência é C30/37.
- Aço em armaduras ordinárias – A400NR
- Aço em armaduras de pré-esforço – A1900

4.6. RECOBRIMENTOS ADOTADOS

O recobrimento mínimo deve ser corretamente assegurado para que possa garantir:

- Uma eficaz transmissão de forças entre o betão e as armaduras;
- Uma proteção dos varões contra a corrosão (durabilidade das armaduras);
- Uma adequada resistência ao fogo.

Os recobrimentos mínimos a adotar, segundo o EC2, têm em conta a classe estrutural da obra a realizar e a agressividade dos ambientes a que a obra está sujeita. Para edifícios cujo tempo de projeto é de 50 anos, a classe estrutural a utilizar é a S4. Assim, através do Quadro 2.3, obtêm-se os recobrimentos mínimos, sendo os seguintes:

- Classe de exposição: XC1 – 15 mm;
- Classe de exposição: XC2 e XC3 – 25 mm.

Requisito ambiental para $c_{mín,der}$ (mm)							
Classe Estrutural	Classe de Exposição de acordo com o Quadro 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabela 4.5 - Recobrimentos mínimos a adotar, tendo em conta a classe estrutural e a classe de exposição

Porém, a estes valores, acrescentamos uma margem de cálculo para as tolerâncias de execução, obtendo-se assim os seguintes valores adotados:

- Lajes – 20 mm;
- Pilares e vigas – 30 mm;
- Muros de suporte, fundações – 50 mm;

4.7. AÇÕES

Denomina-se ação todo o agente capaz de produzir estados de tensão ou deformação num qualquer elemento estrutural. Entre outras, enunciam-se os pesos próprios, revestimentos, equipamentos, sobrecargas, cargas acidentais, vento, sismo, variação de temperatura, retração, fluência, vibrações, assentamentos de apoios ou impulsos de terreno e hidrostáticos.

Em função da sua variabilidade no tempo e probabilidade de ocorrência, as ações podem ser classificadas em:

- Ações Permanentes
- Ações Variáveis
- Ações Acidentais

As ações permanentes correspondem àquelas que ocorrem em praticamente toda a vida útil da estrutura (período durante o qual se prevê que uma estrutura ou parte da mesma possa ser utilizada para os efeitos a que se destina, com a manutenção prevista mas sem necessidade de grandes reparações), ou com pequenas variações.

As ações variáveis correspondem aquelas que variam de intensidade de forma significativa ao longo da vida útil da estrutura. São aquelas que resultam da ocupação nos espaços úteis das edificações. Estas ações incluem a utilização normal das pessoas, a presença de mobiliário e de objetos móveis, como paredes amovíveis, bem como a existência de veículos

É de salientar que não foram consideradas ações no Piso 0 e no Piso 1 nos locais onde os elementos estruturais apoiam diretamente no terreno.

4.7.1. AÇÕES PERMANENTES

Nas ações permanentes estão contabilizadas, para além do peso próprio da estrutura (PP), toda a restante carga permanente (RCP).

No que respeita ao peso próprio, este é calculado automaticamente através do programa SAP2000, tendo por base o peso volúmico dos materiais e a sua volumetria. Já relativamente à restante carga permanente, o valor escolhido tem em consideração tanto os possíveis revestimentos e acabamentos da estrutura, assim como os equipamentos previstos e a distribuição das paredes exteriores.

- Peso volúmico do betão armado: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$
- Revestimento dos pisos: $G=1,5 \text{ kN/m}^2$
- Revestimento da cobertura: $G=2,0 \text{ kN/m}^2$
- Carga distribuída da bancada do coro alto: $G=10,75 \text{ kN/m}^2$
- Carga linear de paredes exteriores: Variável entre $G= 5,90$ a $26,92 \text{ kN/m}$

A distribuição das cargas uniformemente distribuídas correspondentes às restantes cargas permanentes (revestimento), encontra-se representada nas seguintes figuras:



Ilustração 4.1 - Restantes cargas permanentes no piso 1 e no piso 2

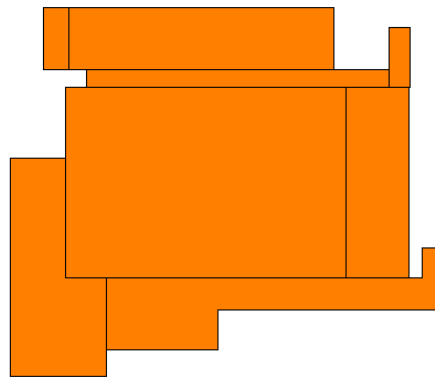


Ilustração 4.2 - Restantes cargas permanentes na cobertura

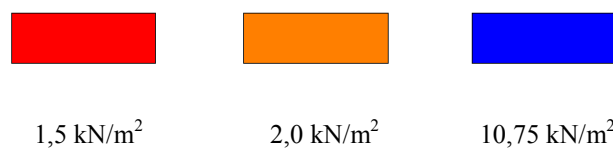


Ilustração 4.3 - Identificação das restantes cargas permanentes

Não será contabilizada a carga distribuída proveniente das paredes interiores, visto elas assentarem em lajes que apoiam diretamente no solo.

No caso das paredes exteriores foram calculadas, admitindo-se que só 80% da parede exterior era constituída por alvenaria, sendo os restantes 20% relativos a áreas de envidraçados. Estas

cargas lineares foram determinadas considerando o peso próprio de uma parede com 40cm de espessura ($3,3 \text{ kN/m}^2$).

Piso 1	Parede	Altura	Espessura	Peso da parede divisória (kN/m^2)	Carga Linear (kN/m)
	P1.1	7,22	0,40	3,30	15,49
	P1.2	6,62	0,40	3,30	14,20
	P1.3	7,22	0,40	3,30	15,49
	P1.4	7,22	0,40	3,30	15,49
	P1.5	7,32	0,40	3,30	15,70
	P1.6	12,55	0,40	3,30	26,92
	P1.7	5,40	0,40	3,30	11,58
	P1.8	5,40	0,40	3,30	11,58
	P1.9	5,40	0,40	3,30	11,58

Tabela 4.6 - Carga linear das paredes exteriores

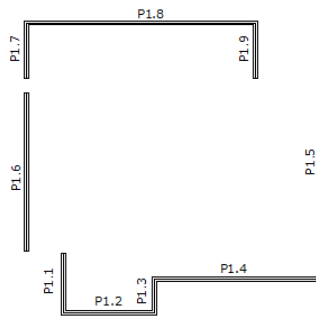


Ilustração 4.4 - Numeração das paredes exteriores do piso14

Relativamente ao calculo para o impulso do terreno, considerou-se um solo cujo peso volúmico é $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ e um ângulo de atrito interno de 30° . Segundo a teoria de Rankine, podemos definir o coeficiente de impulso em repouso como:

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30^\circ = 0,50$$

Tendo uma altura de muro de contenção de 3,20m, resulta o seguinte impulso de terras:

$$I = K_0 \times \gamma \times h = 0,50 \times 20 \times 3,20 = 32 \text{ kN/m}^2$$

4.7.2. AÇÕES VARIÁVEIS

4.7.2.1. SOBRECARGAS

O RSA refere que as sobrecargas em pavimentos estão diretamente relacionadas com o seu tipo de utilização, estando divididas em 2 situações distintas:

- Utilizações em que a concentração de pessoas é o elemento preponderante
- Utilização em que o elemento preponderante não é a concentração de pessoas

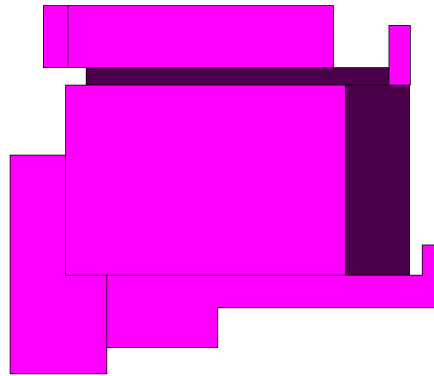
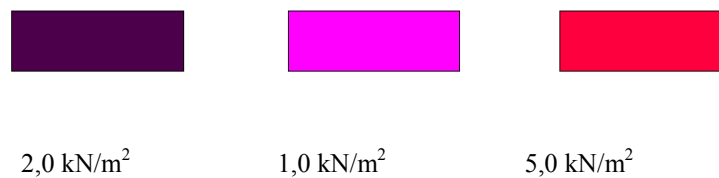
No caso específico de uma igreja, está bem explícito a sobrecarga a se considerar, visto se tratar de um local público onde existe probabilidade de concentração de pessoas. Assim considerou-se os seguintes valores para a sobrecarga:

- Em pisos: 5.0 kN/m²
- Em coberturas acessíveis: 2.0 kN/m²
- Em coberturas não acessíveis: 1,0 kN/m²
- Em acessos: 5.0 kN/m²

A distribuição das sobrecargas uniformemente distribuídas encontra-se representada nas seguintes figuras:



Ilustração 4.5 - Sobrecarga no piso 1 e no piso 2, respectivamente

**Ilustração 4.6 - Sobrecarga na cobertura****Ilustração 4.7 - Identificação das diversas sobrecargas**

4.7.2.2. RETRAÇÃO E TEMPERATURA

Apesar de as dimensões em planta do edifício ultrapassarem, em pouco, os 30 metros, considerou-se desnecessária a consideração da retração do betão ou as variações de temperatura sazonais.

4.7.2.3. VENTO

Considerou-se que a ação do sismo é a ação condicionante, para ações horizontais, tendo em conta uma estrutura de betão armado com as características arquitetónicas que apresenta. Por este motivo, não se estudou a influência do vento no edifício em estudo.

4.7.2.4. SISMO

Os efeitos da ação sísmica na estrutura foram determinados através de uma análise dinâmica baseada nos espectros de resposta do RSA. Com base nas características dinâmicas da estrutura e nos espectros de resposta regulamentares, foram determinados os valores de dimensionamento

através de uma análise modal (foram considerados 80 modos de vibração), tendo sido adotada uma combinação quadrática completa dos modos.

Para a definição dos espectros de resposta do RSA é necessário identificar a zona de implantação da estrutura, assim como o tipo de terreno em que está fundada. Assim, o território nacional encontra-se dividido em 4 zonas de sismicidade distintas, e os terrenos em 3 tipos, consoante a sua natureza e qualidade. A estrutura em estudo encontra-se na zona A, sendo o terreno do tipo II.

Os espectros de resposta introduzidos no programa foram os dos Sismos do tipo 1 e 2 e para um coeficiente de amortecimento $\xi = 5\%$.

É ainda relevante referir que os espectros de resposta do RSA (apresentados de seguida) não estão afetados pelo coeficiente de comportamento:

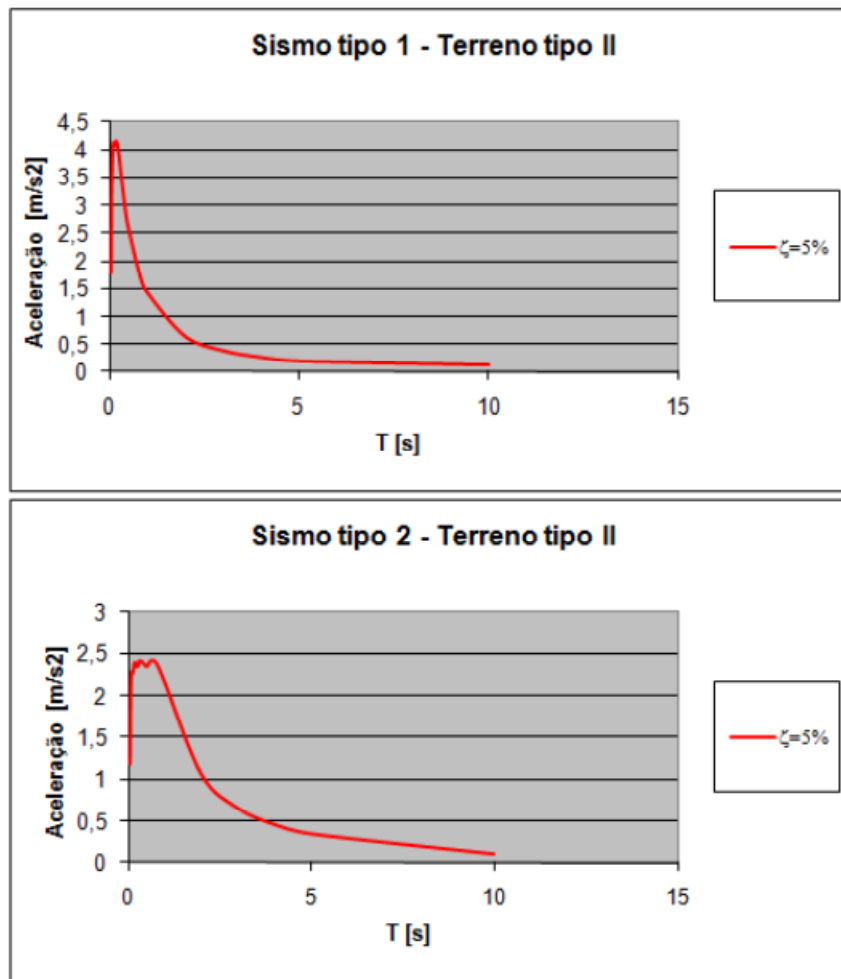


Ilustração 4.8 - Espectros de resposta do RSA

4.8. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de ações que serão efetuadas consideram as regras e coeficientes multiplicativos indicados no RSA. Foram consideradas as seguintes combinações:

Estado Limite Ultimo - Combinações Fundamentais:

Em geral:

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \times S_{Gik} + \gamma_q \times S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \gamma_q \times \psi_{0j} \times S_{Qjk}$$

Ação variável de base Sismo:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q \times S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \psi_{2k} \times S_{Qjk}$$

Estados Limite Utilização - Combinação frequente:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} \times S_{Qjk}$$

- Combinação Quase Permanente:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \times S_{Qjk}$$

Estado Limite Ultimo Fundações – Combinação Rara:

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + S_{EK}$$

S_{Gik} - Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

S_{Qik} - Esforço resultante de uma ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

S_{EK} - Esforço resultante de uma ação sísmica, tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} - Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação variável base, tomada com o seu valor característico;

γ_{Gi} - Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;

γ_q - Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;

$\psi_{0j}, \psi_{1j}, \psi_{2j}$ - coeficientes ψ correspondentes à ação variável de ordem j ;

São apresentados nos quadros seguintes os valores dos coeficientes de segurança γ e um quadro resumo de todos os valores de ψ a utilizar nas combinações de ações:

Cargas Permanentes	Cargas Variáveis
1,5	1,5

Tabela 4.7 - Valores do coeficiente de segurança γ adotadas

Ações/Cargas	ψ_0	ψ_1	ψ_2
<i>Sobrecarga (SC)</i>	0,4	0,3	0,2
<i>Sismo (E)</i>	0	0	0

Tabela 4.8 - Tabela resumo dos valores do coeficiente ψ a utilizar nas combinações

De seguida são apresentadas todas as combinações de ações adotadas:

Combinação	Designação SAP	Combinação de ações
Combinação 1	ELU1	$1,35CP+1PE+1,5SC+1,5SC_COB+1,5IMP$
Combinação 2	ELU2	$1CP+1PE+0,2SC+1IMP+1,5SISMO1$
Combinação 3	ELU3	$1CP+1PE+0,2SC+1IMP+1,5SISMO2$
Combinação 4	ELS1	$1CP+1PE+0,3SC+1IMP$
Combinação 5	ELS2	$1CP+1PE+1SC+1SC_COB+1IMP$
Combinação 6	ELS3	$1CP+1PE+0,2SC+1IMP$

Tabela 4.9 - Tabela resumo das combinações de ações

4.9. FUNDAÇÕES

As fundações são diretas, constituídas por sapatas de betão armado, condicionadas pela capacidade de carga do terreno.

Em face da ausência de prospeção geotécnica, mas tendo em consideração os conhecimentos da geologia genérica do local, foram admitidas as seguintes características para o solo de fundação:

- Areia de boa granulometria, compacta
- Peso volúmico é $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- Ângulo de atrito interno é $\varphi = 30^\circ$
- Tensão admissível do solo é $\sigma_{adm} = 0,2 \text{ MPa}$

Quando forem efetuadas as escavações para execução das fundações deverá ser verificado se o solo possui os valores mínimos adotados no presente projeto, só nesta condição é que esta solução estrutural poderá ser implementada no terreno.

Capítulo 5

PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Uma vez estabelecida a solução estrutural, torna-se necessário proceder ao pré-dimensionamento dos elementos estruturais com o objetivo de determinar as dimensões que, à priori, satisfazem as condições exigidas. Após esta análise inicial, foram feitos os ajustes necessários, determinando a geometria estrutural final e, conseqüentemente, as cargas reais que permitem o dimensionamento.

Pode-se afirmar que um bom pré-dimensionamento é o que resulta em dimensões de secções e em taxas de armaduras finais próximas das inicialmente previstas.

O pré-dimensionamento deve, naturalmente, seguir uma ordem, uma vez que em função das dimensões dos elementos, os pesos próprios destes variam. Uma vez que as cargas seguem o caminho tipo “laje - viga - pilar - sapata”, o pré-dimensionamento seguiu essa mesma ordem.

5.1 LAJES

5.1.1. LAJES PISO 0

Tendo em conta que toda a área respetiva ao piso 0 irá ser betonada contra o terreno, não apresenta necessidade de se realizar um pré-dimensionamento. Assim será usada uma camada de massame com cerca de 15 cm de altura, armada com malha sol e assente sobre camada de enrocamento com 20 cm

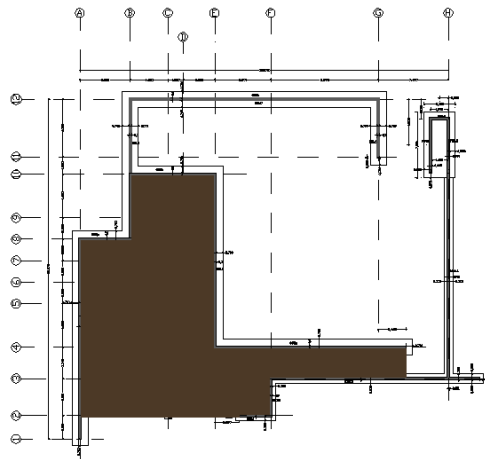


Ilustração 5.1 - Área do piso 0 destinado à utilização de uma camada de massame (cor castanho)

5.1.2. LAJES DO PISO 1

As lajes são elementos estruturais laminares com uma dimensão (espessura) muito menor que as restantes e têm, por sua vez, um comportamento bidimensional.

Recorrendo ao artigo 100.º do Regulamento, determinou-se em quantas direções a laje seria armada.

$$\frac{L_{maior}}{L_{menor}} \leq 2 \rightarrow \text{Laje armada em duas direcções}$$

$$\frac{L_{maior}}{L_{menor}} > 2 \rightarrow \text{Laje armada em uma direcção}$$

O vão condicionante para o pré-dimensionamento de uma laje, corresponde ao menor vão de entre os vãos da laje. Em função deste valor, é determinada a espessura da laje a adotar.

No caso do piso em estudo, a laje mais desfavorável é a L6, cujo vão corresponde a 7,10 m.

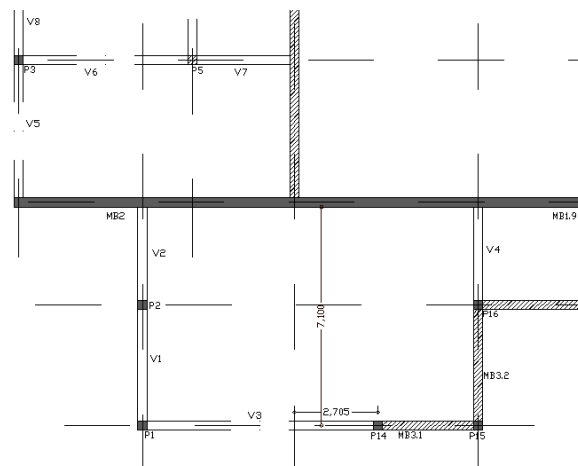


Ilustração 5.2 - Vão condicionante de pré-dimensionamento do piso 1

Optou-se inicialmente pela consideração de uma solução de laje maciça vigada de espessura constante, em todo o piso 1. Para o vão condicionante de 7,10 m e seguindo as regras de pré-dimensionamento, de acordo com a expressão que consta no ponto 2 do artigo 102.º do REBAP, obtém-se uma espessura de laje:

$$h_{\text{mínimo}} \geq \frac{l_i}{30 \times \eta} = \frac{\alpha \times l}{30 \times \eta} = \frac{0,6 \times 7,10}{30 \times 1} = 0,142 \text{ m} \cong 0,15 \text{ m}$$

Laje	L _{maior}	L _{menor}	γ (L _{maior} /L _{menor})	Direção	α	h (h \geq li/30 η)	h _{adotada}
L1	9,12	5,65	1,61	2	0,5	0,094	0,15
L2	8,67	4,47	1,94	2	0,6	0,089	0,15
L3	4,56	3,17	1,44	2	0,5	0,053	0,15
L4	4,56	3,17	1,44	2	0,5	0,053	0,15
L5	8,82	4,47	1,97	2	0,5	0,075	0,15
L6	10,90	7,10	1,54	2	0,6	0,142	0,15

Tabela 5.1 - Altura mínima adotar para as lajes do piso 1

5.1.3. LAJES DO PISO 2

Relativamente ao piso 2, a laje L7, referente ao coro alto, apresenta-se como a mais desfavorável, tendo um vão de 18,06 m. O facto de ser armada numa direção e estar apenas simplesmente apoiada, conduz a grandes deformadas.

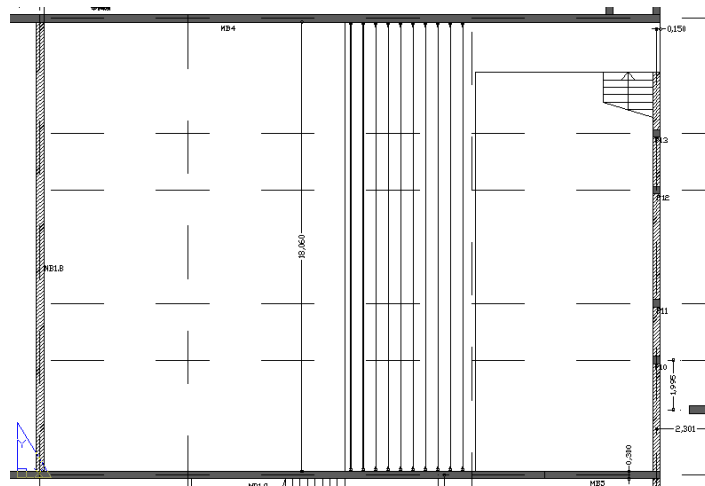


Ilustração 5.3 - Vão condicionante de pré-dimensionamento do piso 2

Considerando que esta laje será pré-esforçada alterou-se a fórmula de pré-dimensionamento para a espessura da laje para $h \geq li/48\eta$ própria de lajes pré-esforçadas

Laje	L_{maior}	Direção	α	$h (h \geq li/48\eta)$	$h_{\text{adop.}}$
L7	18,06	1	1	0,376	0,40

Tabela 5.2 - Altura mínima adotar para as lajes do piso 2

5.1.4. LAJES DE COBERTURA

Tendo em conta a existência de diversos blocos independentes, apesar de interligados uns aos outros, mas a cotas diferentes, não existia a necessidade de se atribuir uma espessura idêntica a todas as lajes de cobertura. Deste modo, o pré-dimensionamento referente a cada bloco foi efetuado de forma individual.

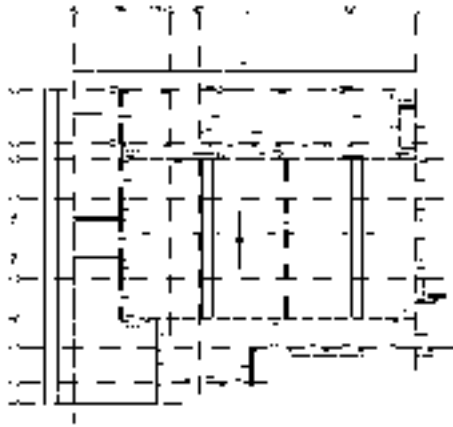


Ilustração 5.4 - Vão condicionante de pré-dimensionamento das lajes de cobertura dos diversos blocos

Em relação a todas as lajes de cobertura dos diversos blocos, efetuou-se o seu pré-dimensionamento tendo sempre em conta, principalmente para os casos em que a cobertura seja composta por mais de que uma laje, que o vão condicionante corresponde ao menor vão de entre os vãos da laje.

Laje	L_{maior}	L_{menor}	$\gamma (L_{\text{maior}}/L_{\text{menor}})$	Direção	α	$h (h \geq l_i/30\eta)$	h_{adop}
L8	29,75	1,70	17,50	1	1	0,057	0,10
L9	6,10	2,45	2,49	1	2,4	0,196	0,20
L10	6,10	2,45	2,49	1	2,4	0,196	0,20
L11	21,07	9,20	2,29	2	0,8	0,245	0,25
L12	9,95	6,10	1,63	2	0,6	0,122	0,20
L13	16,12	6,10	2,64	1	1	0,203	0,20
L14	18,06	7,35	2,46	1	1	0,245	0,25
L15	18,06	7,22	2,50	1	1	0,241	0,25
L16	18,06	7,48	2,41	1	1	0,249	0,25
L17	18,06	6,10	2,96	1	1	0,203	0,25
L18	33,03	7,40	4,46	2	1	0,247	0,25
L19	6,15	2,10	2,93	1	1	0,070	0,10

Tabela 5.3 - Altura mínima adotar para as lajes de cobertura

5.2 VIGAS

O pré-dimensionamento das vigas foi feito com base na condição de que a altura destas deve estar num intervalo entre $\frac{l}{10}$ e $\frac{l}{12}$. No entanto, é necessário se verificar que esse intervalo seja superior à altura mínima permitida, sendo essa altura calculada através da seguinte expressão:

$$\frac{l_i}{h} \leq 20\eta;$$

A largura das vigas foi escolhida tendo em conta as dimensões dos pilares.

Viga	L (m)	α	Li ($\alpha \times L$)	h_{\min} ($Li / (20 \times \eta)$)	h (L/10 a L/12)	h_{adop}	b (0,20 a 0,25)
V1.1	3,91	0,80	3,13	0,16	0,33	0,35	0,20
V2.1	3,19	0,80	2,55	0,13	0,27	0,35	0,20
V3.1	7,50	0,80	6,00	0,30	0,63	0,65	0,25
V4.1	3,04	1,00	3,04	0,15	0,25	0,25	0,20
V5.1	4,47	0,80	3,58	0,18	0,37	0,40	0,25
V6.1	5,65	0,80	4,52	0,23	0,47	0,50	0,25
V7.1	3,17	0,80	2,54	0,13	0,26	0,50	0,25
V8.1	2,28	0,60	1,37	0,07	0,19	0,40	0,25
V9.1	4,56	0,80	3,65	0,18	0,38	0,40	0,25
V10.1	4,41	0,60	2,65	0,13	0,37	0,40	0,25
V11.1	3,17	0,80	2,54	0,13	0,26	0,30	0,20
V12.1	4,56	0,80	3,65	0,18	0,38	0,40	0,25
V13.1	3,17	0,80	2,54	0,13	0,26	0,50	0,25
V14.1	5,50	0,80	4,40	0,22	0,46	0,50	0,25

Tabela 5.4 - Pré-dimensionamento das vigas do piso 1

Viga	L (m)	α	Li ($\alpha \times L$)	h_{\min} ($Li / (20 \times \eta)$)	h (L/10 a L/12)	h_{adop}	b (0,20 a 0,25)
V1.c	3,91	0,80	3,13	0,16	0,33	0,35	0,20
V2.c	3,19	0,80	2,55	0,13	0,27	0,35	0,20
V3.c	7,50	0,80	6,00	0,30	0,63	0,65	0,25
V5.c	4,47	0,80	3,58	0,18	0,37	0,40	0,25
V8.c	2,28	0,60	1,37	0,07	0,19	0,40	0,25
V10.c	4,41	0,60	2,65	0,13	0,37	0,40	0,25
V15.c	3,25	0,80	2,60	0,13	0,27	0,65	0,25
V16.c	3,91	1,00	3,91	0,20	0,33	0,35	0,20
V17.c	4,60	0,80	3,68	0,18	0,38	0,70	0,25
V18.c	4,02	0,60	2,41	0,12	0,34	0,70	0,25
V19.c	4,02	0,60	2,41	0,12	0,34	0,70	0,25
V20.c	7,93	0,80	6,34	0,32	0,66	0,70	0,25

V21.c	2,13	0,60	1,28	0,06	0,18	0,40	0,25
V22.c	4,47	0,80	3,58	0,18	0,37	0,40	0,25
V23.c	2,45	2,40	5,88	0,29	0,20	0,85	0,25
V24.c	9,95	0,60	5,97	0,30	0,83	0,85	0,25
V25.c	4,89	0,60	2,93	0,15	0,41	0,85	0,25
V26.c	5,88	0,60	3,53	0,18	0,49	0,85	0,25
V27.c	5,35	0,60	3,21	0,16	0,45	0,85	0,25
V28.c	6,10	1,00	6,10	0,31	0,51	0,55	0,25
V29.c	13,89	0,80	11,11	0,56	1,16	1,20	0,25
V30.c	11,13	0,60	6,68	0,33	0,93	1,20	0,25
V31.c	2,45	2,40	5,88	0,29	0,20	1,20	0,25
V32.c	6,10	1,00	6,10	0,31	0,51	0,55	0,25
V33.c	6,10	1,00	6,10	0,31	0,51	0,55	0,25
V34.c	5,44	0,80	4,35	0,22	0,45	0,85	0,25
V35.c	4,47	0,60	2,68	0,13	0,37	0,40	0,25
V36.c	2,28	0,60	1,37	0,07	0,19	0,40	0,25
V37.c	4,56	0,60	2,74	0,14	0,38	0,40	0,25
V38.c	2,28	0,60	1,37	0,07	0,19	0,40	0,25
V39.c	4,47	0,80	3,58	0,18	0,37	0,40	0,25

Tabela 5.5 - Pré-dimensionamento das vigas de cobertura

5.3. PILARES

O pré-dimensionamento dos pilares tem um papel de elevada importância na fase inicial de um projeto estrutural, uma vez que estes são os elementos que mais interferem nos ambientes arquitetónicos, especialmente nos pisos térreos, para além de serem elementos essenciais na resistência da estrutura sobretudo a ações do tipo sísmico. No seu pré-dimensionamento tentou-se adotar as dimensões de projeto, tendo em conta sempre as dimensões das vigas que respetivamente apoiam nos pilares. Ou seja, atribuiu-se sempre dimensões aos pilares que se ajustassem as dimensões pré-dimensionadas para as vigas.

Pilar	Dimensões	
	X	Y
P1	30	30
P2	30	30
P3	30	30
P4	30	30
P5	30	30
P6	30	30
P7	30	30
P8	30	30
P9	30	30

P10	30 x 30
P11	30 x 30
P12	30 x 30
P13	30 x 30
P14	30 x 30
P15	30 x 30
P16	30 x 30
P17	30 x 30
P18	30 x 30
P19	30 x 30
P20	80 x 30
P21	25 x 25
P22	25 x 25
P23	25 x 25
P24	30 x 25
P25	80 X 30
P28	30 X 30
P29	30 X 30

Tabela 5.6 - Pré-dimensionamento dos pilares

5.4. FUNDAÇÕES

A solução estrutural adotada para as fundações consiste em sapatas isoladas e sapatas contínuas. As sapatas isoladas vão ter a função de transmitir ao terreno, os esforços provenientes dos pilares, enquanto que as sapatas contínuas efetuam a transmissão dos esforços provenientes dos muros de suporte para o terreno.

Relativamente às sapatas isoladas, sempre que possível, foram utilizadas sapatas quadradas centradas com os elementos estruturais verticais.

O pré-dimensionamento de sapatas num edifício consiste em garantir que o terreno tem condições para suportar as tensões a si transmitidas. Para o caso de sapatas isoladas, conhecido o esforço axial na base dos pilares, determina-se a área mínima da sapata pela seguinte expressão:

$$A_{min} \geq \frac{N_{pilar}}{\sigma_{adm}}$$

O valor da tensão admissível adotada do terreno encontra-se explicado no capítulo Critérios Gerais de Dimensionamento e corresponde a $\sigma_{adm} = 200\text{kPa}$.

Sendo:

$$D = d + 2c$$

$$B = b + 2c$$

$$A = D \times B = (d + 2c) \times (b + 2c)$$

Consegue-se determinar o valor c , conhecida a área mínima, através da expressão:

$$c = \frac{\sqrt{4 \times A_{min} + b^2 - 2 \times b \times d + d^2} - b - d}{4}$$

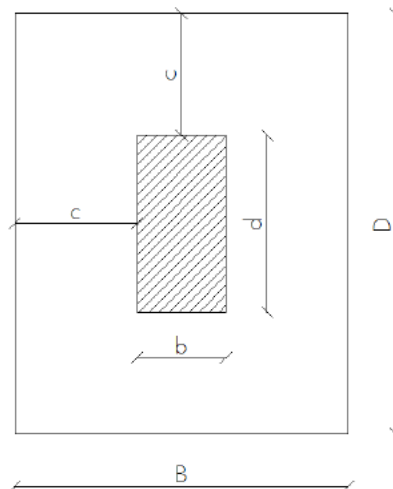


Ilustração 5.5 - Dimensões de uma sapata

A altura mínima de sapatas deverá ser tal que garanta o seu funcionamento como um corpo rígido em meio elástico (solo), e elimine os problemas de punçoamento.

$$H \geq \frac{\text{máx}\{(D - d); (B - b)\}}{4}$$

	Sapata	σ_{adm} (kN/m^2)	$N_{máx}$ (kN)	A_{min} (m^2)	d_{Pila} r (m)	b_{pilar} (m)	c (m)	D_{sapata} (m)	B_{sapata} (m)	$D_{adop.sapata}$ (m)	$B_{adop.sapata}$ (m)	H_{min} (m)	$H_{adoptado}$ (m)
Pis 0.0	S P1	200	57,57	0,36	0,30	0,30	0,15	0,60	0,60	0,80	0,80	0,13	0,5

	S P2	200	219,95	1,37	0,30	0,30	0,44	1,17	1,17	1,20	1,20	0,23	0,5
	S P3	200	340,78	2,13	0,30	0,30	0,58	1,46	1,46	1,50	1,50	0,30	0,5
	S P4	200	271,95	1,70	0,30	0,30	0,50	1,30	1,30	1,30	1,30	0,25	0,5
	S P5	200	252,68	1,58	0,30	0,30	0,48	1,26	1,26	1,30	1,30	0,25	0,5
	S P6	200	247,83	1,55	0,30	0,30	0,47	1,24	1,24	1,25	1,25	0,24	0,5
	S P7	200	249,48	1,56	0,30	0,30	0,47	1,25	1,25	1,25	1,25	0,24	0,5
Piso 1	S P21	200	275,69	1,72	0,25	0,25	0,53	1,31	1,31	1,35	1,35	0,28	0,5
	S P22	200	158,09	0,99	0,25	0,25	0,37	0,99	0,99	1,00	1,00	0,19	0,5
	S P23	200	195,57	1,22	0,25	0,25	0,43	1,11	1,11	1,15	1,15	0,23	0,5

Tabela 5.7 - Pré-dimensionamento dos pilares

Apesar de se verificar as condições de pré-dimensionamento, definiu-se que as dimensões mínimas das sapatas isoladas seriam de 0,80m x 0,80m. O mesmo acontece com a altura mínima, onde se considera 0,50m como altura mínima.

Para além da verificação da altura mínima da sapata, é necessário validar as dimensões atribuídas às sapatas. Deste modo, examina-se se a tensão máxima no solo é inferior à tensão admissível, sendo realizada através da seguinte expressão:

$$\sigma_{adm} \geq \frac{N + PP}{D_{adot} \times B_{adot}}$$

	Sapata	σ_{adm} (kN/m ²)	$\sigma_{máx}$ (kN/m ²)
Piso 0	S P1	200	102,45
	S P2	200	165,24
	S P3	200	163,96
	S P4	200	173,42
	S P5	200	162,01
	S P6	200	171,11
	S P7	200	172,17
Piso 1	S P21	200	163,77
	S P22	200	170,59
	S P23	200	160,38

Tabela 5.8 - Verificação de tensão máxima no solo

5.5. ESCADAS

O pré-dimensionamento das escadas seguiu o mesmo processo de uma laje convencional. Apenas são pré-dimensionadas as duas escadas E2 e E3 do piso 1 que dão acesso ao coro alto, uma vez que a escada E1 referente ao piso 0 é betonada contra o terreno, logo não necessita de pré-dimensionamento.

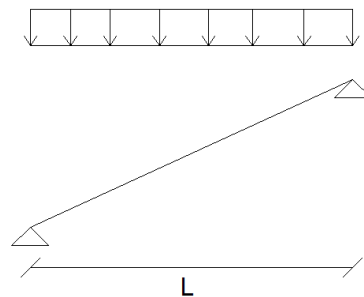


Ilustração 5.6 - Modelos bi-apoiado para pré-dimensionamento da laje das escadas E2 e E3.

Assim, a regra de pré-dimensionamento estipula a seguinte espessura da laje:

$$\frac{l}{h} = 30$$

Escadas	Extensão (m)	Altura (m)	Vão (m)	h ($h \geq l/30$)	h _{adotado}
E2	6,60	3,70	7,57	0,25	0,25
E3	7,17	3,70	8,07	0,27	0,30

Tabela 5.9 - Altura mínima adotar para as lajes de escada

Capítulo 6

MODELAÇÃO DA ESTRUTURA

As constantes alterações que um projeto sofre, influenciadoras da solução estrutural, bem como as pressões económicas que se refletem em prazos, requerem uma ferramenta que permita um eficaz processamento de dados e rápidas alterações às estruturas. A engenharia de estruturas atual não dispensa por isso a utilização de programas de cálculos automáticos para a sua análise. Assim, foi utilizado o programa tridimensional de elementos finitos SAP2000 – Structural Analysis Program 2000 na elaboração do modelo do edifício.

Embora seja possível abordar os esforços dos vários elementos estruturais através de cálculos manuais, apenas um modelo desta natureza consegue simular convenientemente o comportamento dinâmico global da estrutura, bem como os modos de vibração desta com as respetivas frequências próprias associadas. Este tipo de ferramenta permite igualmente um acesso rápido aos esforços a que a estrutura se encontra submetida, facilitando o processo de verificação da segurança da estrutura.

No presente capítulo são apresentados os critérios e a forma como os diferentes elementos estruturais e ações foram simulados, de forma a montar o modelo 3d da estrutura mais próximo da realidade possível.

É importante salientar que apenas se apresenta o modelo final da estrutura. Este sofreu várias alterações desde a fase de pré-dimensionamento, tendo sofrido alterações ao nível de secções de pilares, vigas e lajes e mesmo a sua localização. O modelo passou assim por um processo de refinamento até se chegar ao produto final.

Apresenta-se de seguida uma imagem do modelo final:

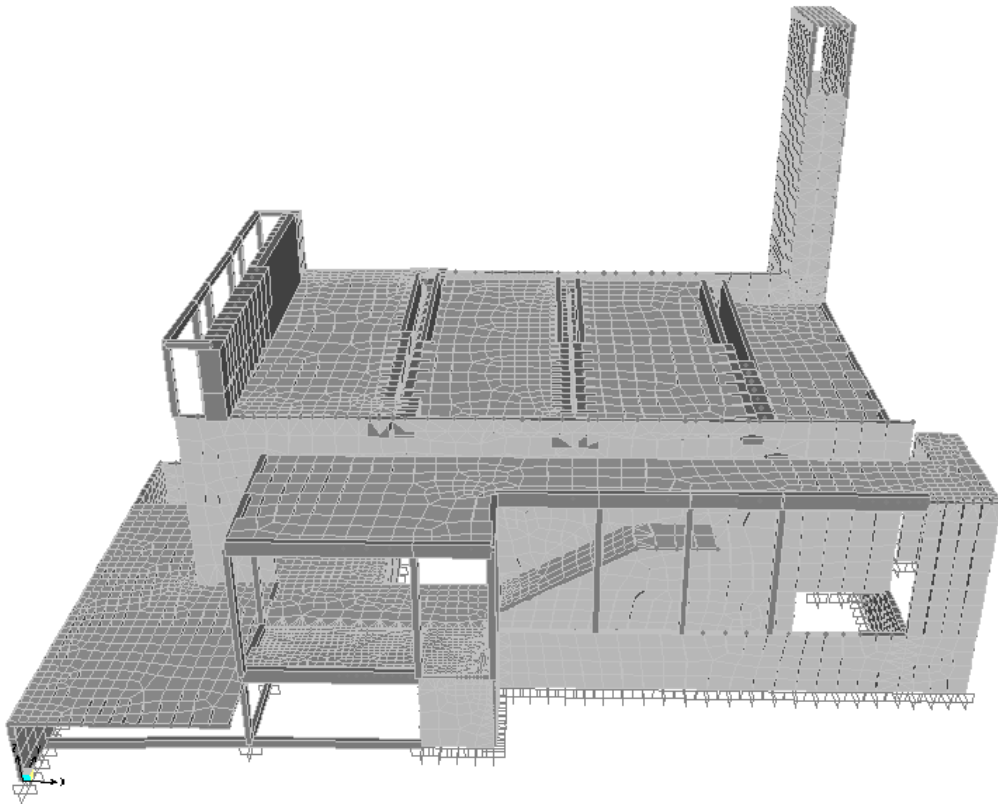


Ilustração 6.1 - Modelo Tridimensional de elementos finitos – Vista Sul

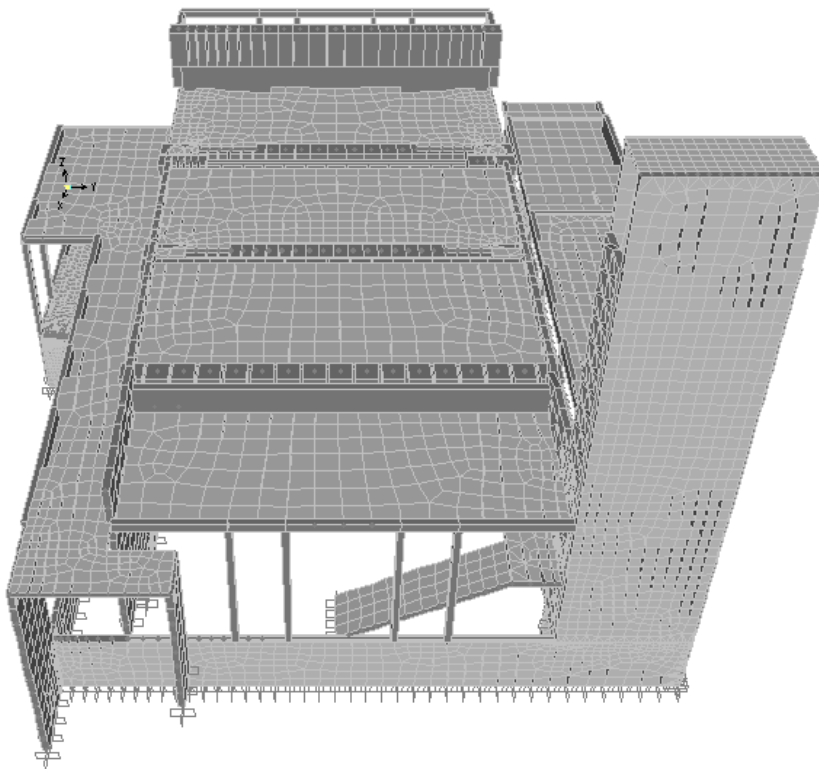


Ilustração 6.2 - Modelo Tridimensional de elementos finitos – Vista Nascente

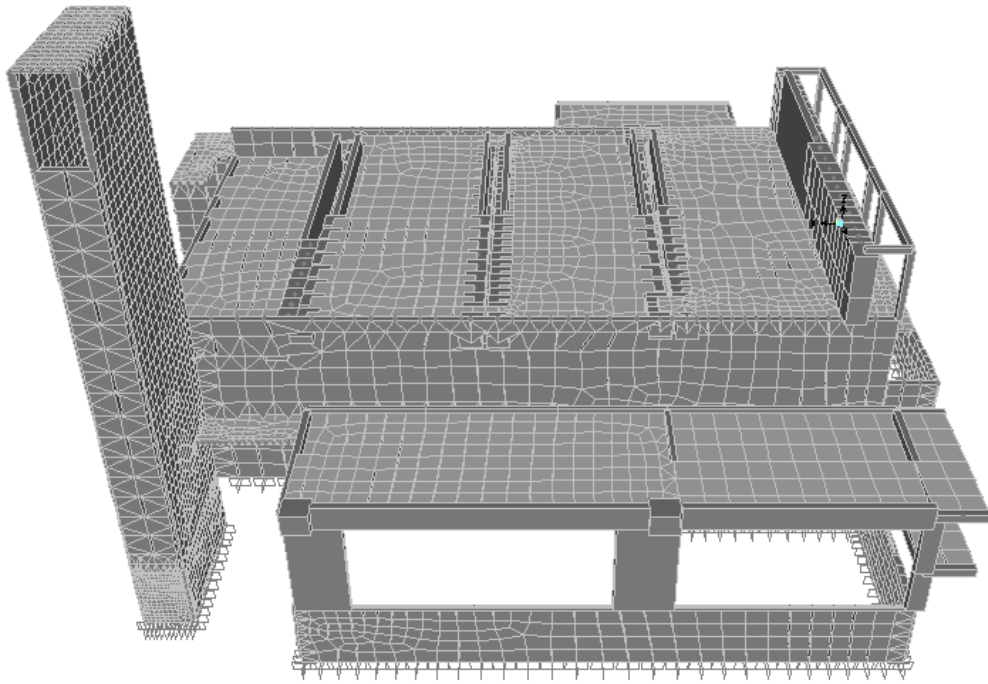


Ilustração 6.3 - Modelo Tridimensional de elementos finitos – Vista Norte

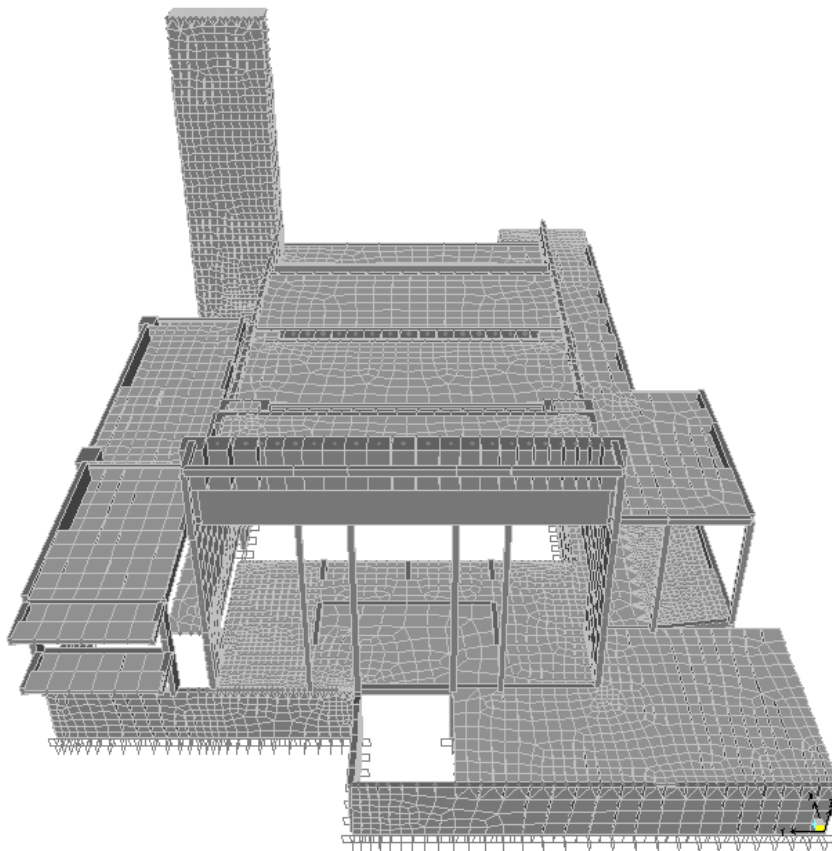


Ilustração 6.4 - Modelo Tridimensional de elementos finitos – Vista Poente

6.1. Geometria

6.1.1 MALHA

A malha consiste numa grelha tridimensional onde se desenha a geometria da estrutura. Desta forma foi criado no modelo uma malha com um alinhamento segundo as orientações X e Y.

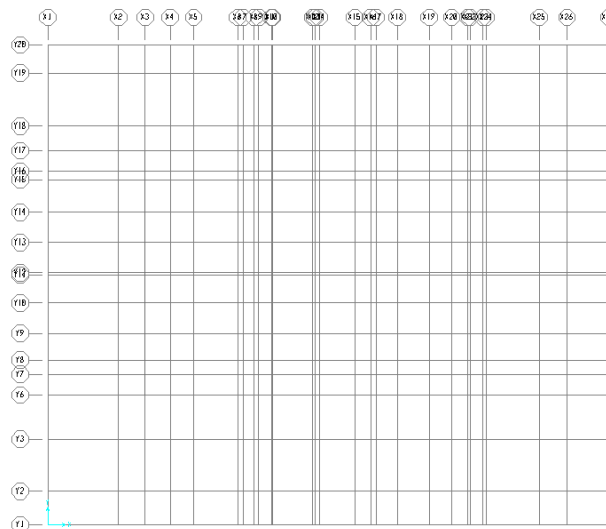


Ilustração 6.5 - Malha Global vista em planta

6.2. Elementos Estruturais

6.2.1 PILARES E VIGAS

Os pilares e vigas existentes na estrutura foram simulados como elementos de barra. Estes correspondem a elementos finitos com dois nós, um em cada extremidade, tendo cada um deles 6 graus de liberdade, 3 de translação e 3 de rotação.

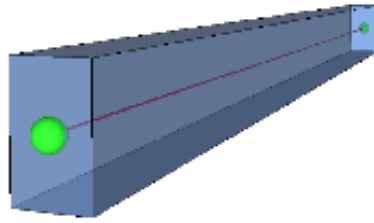


Ilustração 6.6 - Elemento de barra com os nós de extremidade evidenciados a verde

6.2.2 LAJES E MUROS

As lajes e os muros, foram simulados através de elementos finitos de casca de 3 e 4 nós, tendo cada nó, à semelhança dos nós dos elementos de barra, 6 graus de liberdade.

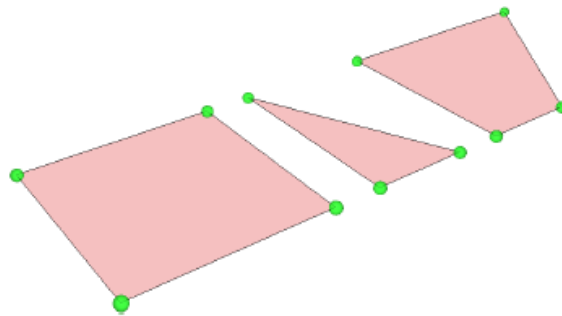


Ilustração 6.7 - Elemento de casca com os nós de extremidade evidenciados a verde

6.2.3 CABOS DE PRÉ-ESFORÇO

Relativamente aos cabos de pré-esforço, estes não foram de facto modelados, foram sim modeladas as cargas equivalentes ao pré-esforço aplicadas sob a forma de cargas nodais e cargas linearmente distribuídas.

No caso da cobertura, onde os cabos de pré-esforço são parabólicos e estão aplicados nas vigas, considerou-se a carga linearmente distribuída aplicada ao longo do cabo de pré-esforço e as cargas pontuais nas extremidades deste.

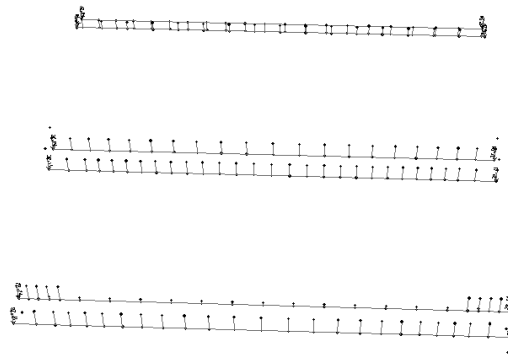


Ilustração 6.8 - Cargas nodais referentes ao pré-esforço nas vigas de cobertura

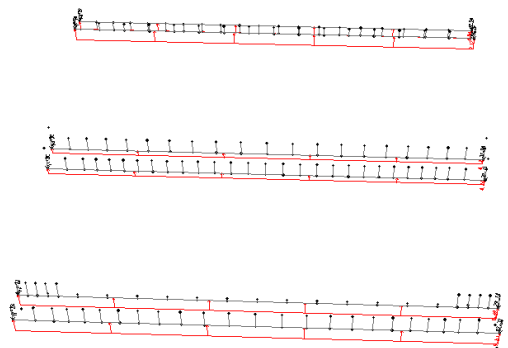


Ilustração 6.9 - Carga linearmente distribuída referente ao pré-esforço nas vigas da cobertura

Relativamente ao coro alto, no piso 2, temos vários cabos de pré-esforço aplicados no maior comprimento da laje, considerando-se a carga distribuída em toda a área da laje, assim como as cargas pontuais nas extremidades.

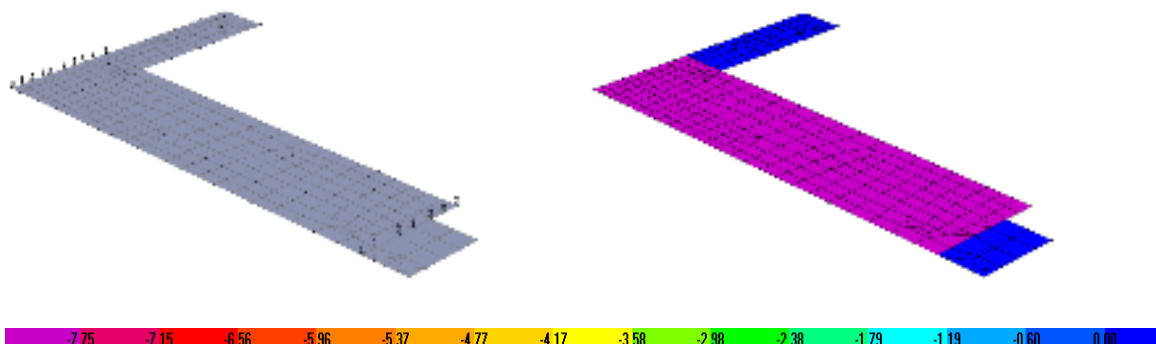


Ilustração 6.10 - Cargas nodais e carga distribuída referente ao pré-esforço na laje do coro alto, respectivamente

6.3 CONDIÇÕES DE FUNDAÇÃO

Com as informações obtidas pelo relatório geotécnico admitiu-se o terreno com capacidade suficiente para absorver os esforços dos elementos verticais da estrutura, todos estes elementos foram simulados como totalmente encastrados na base.

6.4 AÇÕES

6.4.1 CARGAS DOS PAVIMENTOS

As cargas referentes às restantes cargas permanentes e sobrecargas foram simuladas como cargas uniformemente distribuídas nos elementos de casca dos pisos.

6.4.2 CARGAS NOS LANÇOS DAS ESCADAS

Para este elemento estrutural particular, as cargas permanentes e sobrecargas foram modeladas à semelhança dos pavimentos, considerando que a sua ação está orientada na opção “projeção da gravidade”.

6.4.3 PAREDES DE ALVENARIA EXTERIOR

As paredes de alvenaria exteriores foram simuladas com cargas distribuídas em “faca” sobre as vigas onde estas descarregam. No caso de existirem paredes de alvenaria numa zona sem viga foram criados elementos de barra fictícios.

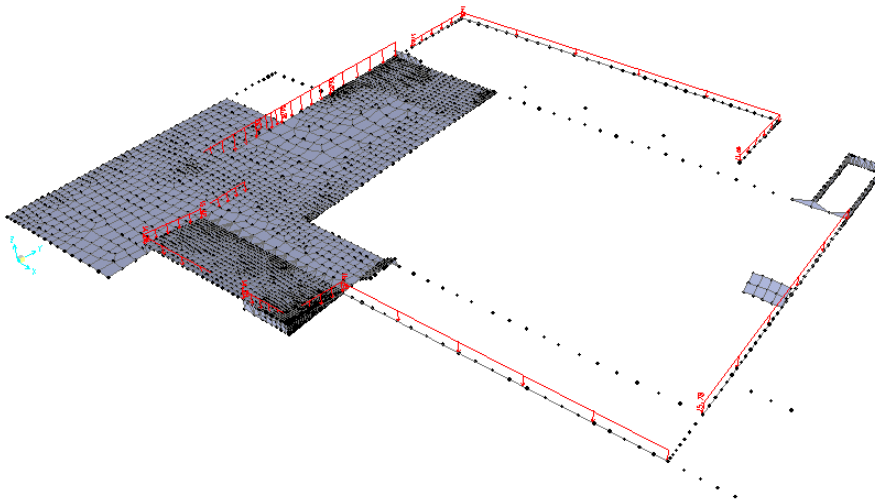


Ilustração 6.11 - Cargas referentes às paredes de alvenaria exteriores aplicadas no piso 1

6.4.4 IMPULSOS DO TERRENO

Os impulsos do terreno foram simulados através de uma carga triangular aplicada ao nível dos elementos de casca.

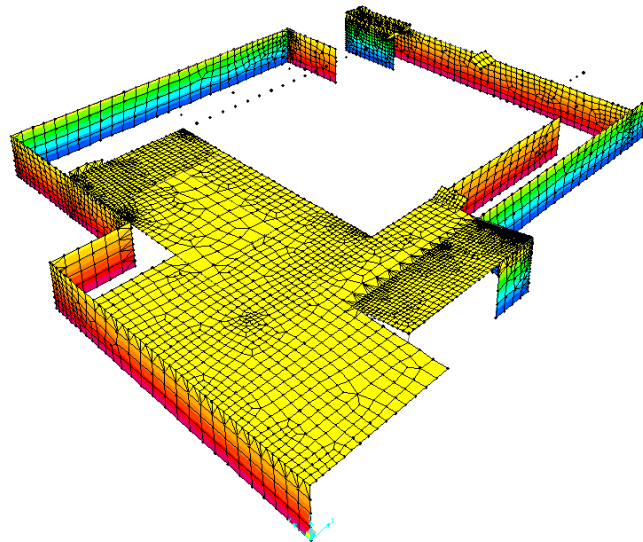


Ilustração 6.12 - Distribuição dos impulsos do terreno no muro

6.4.5 SISMO

Uma vez inseridos os espectros definidos no capítulo Critérios Gerais de Dimensionamento, foram criadas análises espectrais para cada tipo de sismo segundo as direções X e Y. Aplicando o coeficiente de 0.67 para as direções X e Y e o coeficiente 0 para a direção vertical, resultam as seguintes análises espectrais: SISMO-X1; SISMO-X2; SISMO-Y1; SISMO-Y2. O valor de 0.67 foi obtido através da divisão do coeficiente de sismicidade $\alpha = 1$ pelo coeficiente de comportamento $\eta = 1,5$.

Na definição da ação sísmica houve que ter em conta que as repostas máximas para cada modo de vibração em cada uma das direções não acontecem em simultâneo, tendo para tal que se proceder à sua combinação. Relativamente à combinação direcional, utilizou-se a RQSQ (Raiz Quadrada da Soma dos Quadrados), correspondendo no fundo à combinação geométrica dos esforços nas duas direções. Este corresponde ao resultado pretendido, uma vez que um sismo atuando numa direção também provoca esforços na outra direção, sendo por isso necessária a sua combinação.

Em relação à combinação modal, optou-se pela CQC (Combinação Quadrática Completa), sendo mais apropriada, que a RQSQ, para uma análise tridimensional com frequências de vibração próximas, permitindo assim correlacionar os esforços obtidos para os diferentes modos de vibração.

6.5 VALIDAÇÃO DO MODELO

Os programas de cálculo de estruturas são ferramentas poderosas que vieram auxiliar em muito a vida do engenheiro de estruturas atual. Cálculos complexos que antigamente levavam bastante tempo a ser efetuados à mão, são agora executados numa questão de segundos e com grande precisão. No entanto, estes programas podem ser uma ferramenta perigosa se o engenheiro confiar em resultados que não sejam precisos.

Vários são os erros que se podem dar na criação do modelo e levar a esforços e deformadas irreais. Torna-se assim necessária uma validação do modelo, confirmando a correta inserção dos dados, de maneira a permitir uma total confiança nos resultados devolvidos pelo programa, uma vez que deste depende o dimensionamento e a segurança da estrutura. A validação do modelo consiste em comparar a geometria, esforços ou deformadas obtidas no modelo com os valores que seriam expectáveis.

6.5.1 VALIDAÇÃO DA GEOMETRIA

Uma verificação simples consiste em comparar as cargas verticais devolvidas pelo modelo com o cálculo do peso da estrutura, através da determinação do seu volume.

Peso total da estrutura por cálculos manuais: $\gamma_{betão} \times (V_{pilares} + V_{paredes\ de\ betão} + V_{vigas} + V_{lajes} + V_{muros}) = 20872,75\ kN$

Peso total pelo modelo: 22082,98 kN

Tem-se assim um erro de: $\left| \frac{20872,75 - 22082,98}{22082,98} \right| = 5,48\%$

Através deste valor consegue-se aferir que geometricamente o modelo está válido.

6.5.2 VALIDAÇÃO DAS CARGAS

Através da comparação entre os cálculos manuais das reações induzidas pelas cargas aplicadas e as reações obtidas no modelo, consegue-se verificar se estas estão bem introduzidas. Como exemplo, mostra-se a verificação para a carga referente à sobrecarga.

Basta multiplicar as diferentes sobrecargas aplicadas pelas áreas correspondentes e comparar com as reações obtidas no modelo.

Reações verticais obtida por cálculo manual: $SC \times (A_{lajes\ sujeitas\ a\ sobrecarga}) = 1823,70\ kN$

Reações verticais obtidas pelo modelo: 1980,44 kN

Tem-se assim um erro de: $\left| \frac{1823,70 - 1980,44}{1980,44} \right| = 7,91\%$

Repetindo este passo para as restantes ações, ficam assim verificadas as cargas introduzidas no modelo.

6.5.3 VALIDAÇÃO DOS ESFORÇOS

A laje de cobertura L13 representa a zona do edifício com a geometria mais simples. Devido à sua forma com um lado mais de duas vezes maior que o outro, o seu comportamento é de flexão cilíndrica. A combinação de estados limites últimos com a ação variável base de sobrecarga devolve o seguinte diagrama de momentos na direção 2-2:

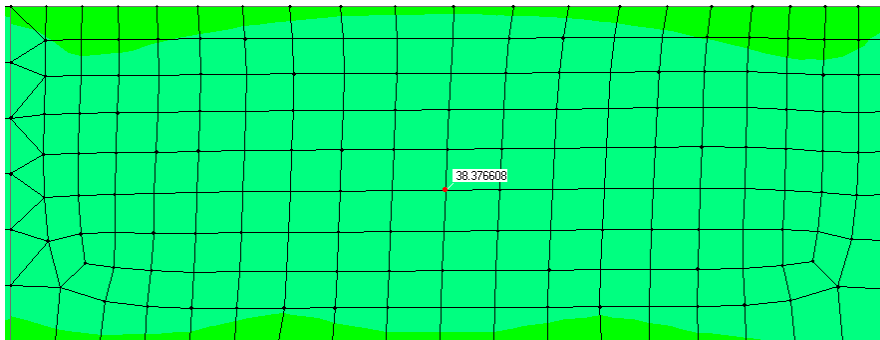


Ilustração 6.13 - Diagrama de momento na direção 2-2 da laje de cobertura L13 para a combinação

ELU1

Considerando um modelo bi-apoiado, obtém-se o seguinte valor de momentos:

$$M_{sd} = \frac{[1,35 \times pp_{laje} + 1,5 \times (RCP + SC_{Cob})] \times l^2}{8} = \frac{[1,35 \times 25 \times 0,2 + 1,5 \times (2 + 1)] \times 6,1^2}{8}$$

$$= 52,33 \text{ kN}$$

Momento na direção 2-2 obtido pelo modelo: 38,38 kN

Outros tipos de verificação possíveis seriam a comparação da carga axial em pilares, comparação de momentos e esforço transversal em vigas ou de momentos em muros devido aos impulsos do terreno.

6.5.4 VALIDAÇÃO DAS DEFORMADAS

Resta apenas verificar se a deformada da estrutura apresenta uma forma esperada. Apresentando uma deformada exagerada referente à sobrecarga de cobertura apenas no piso 1, é visível que as zonas afetadas são efetivamente as zonas de cobertura e não as restantes.



Ilustração 6.14 - Deformada da laje de cobertura L16 referente à sobrecarga de cobertura

Através da apreciação destes resultados pode-se aferir que o modelo é adequado à solução estrutural adotada e que as cargas estão corretamente introduzidas, o modelo está validado.

Capítulo 7

ANÁLISE DE ESFORÇOS E VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Uma vez estabelecida uma solução estrutural e efetuada a análise estática e dinâmica tridimensional desta, e considerando os critérios de segurança enunciados bem como as hipóteses de cálculo a verificar, procede-se neste capítulo ao dimensionamento das peças estruturais que compõem a estrutura.

A verificação aos estados limites em serviço (ELS) e estados limites últimos (ELU) é explicada detalhadamente para os seguintes elementos:

- Elementos com Pré-esforço;
- Lajes;
- Vigas;
- Pilares;
- Paredes e Muros

7.1 O PRÉ-ESFORÇO EM LAJES E VIGAS

A laje do coro alto (L7) e as lajes de cobertura (L14, L15, L16 e L17), têm grandes vãos e apresentam elevadas deformações que devem naturalmente ser controladas. Assim, é necessário a aplicação do pré-esforço na laje do coro alto e nas vigas de cobertura que suportam as respetivas lajes. Deste modo permite não só reduzir consideravelmente essas deformações como também aumentar a resistência da laje à flexão e ao esforço transversal.

7.1.1 TRAÇADO E DISTRIBUIÇÃO DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO

O traçado dos cabos de pré-esforço revela-se de extrema importância, podendo-se mesmo afirmar que corresponde a um dos maiores segredos de sucesso de uma estrutura pré-esforçada.

Os cabos foram aplicados ao longo de toda a laje e vigas na zona de maior vão. Visto que a continuidade do pré-esforço resulta num melhor comportamento dos elementos estruturais, estes foram prologados sempre que a geometria o permitiu. Assim, a distribuição dos cabos em planta toma a configuração das figuras 7.1 e 7.2.

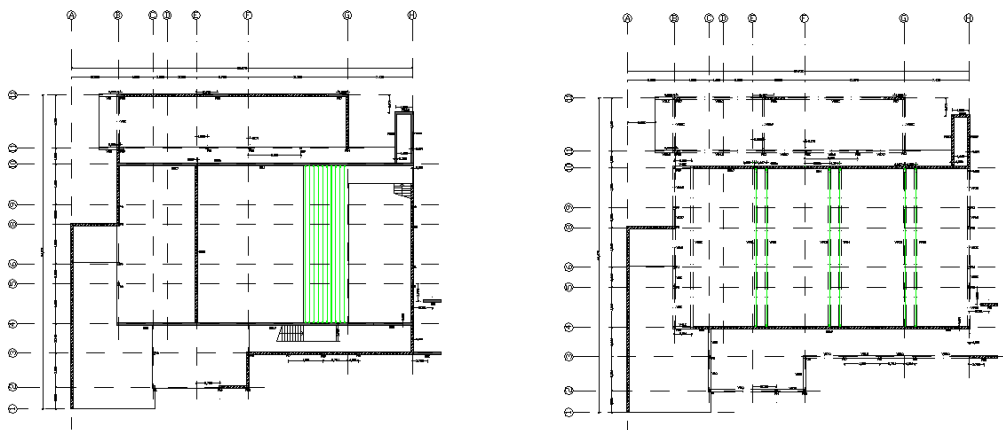


Ilustração 7.1 - Distribuição dos cabos de pré-esforço na laje do coro alto (L7) e a distribuição dos cabos de pré-esforço nas vigas de cobertura VPE1 à VPE6, respectivamente

Relativamente ao andamento dos mono-cordões, para ambas as situações adotou-se um traçado parabólico.

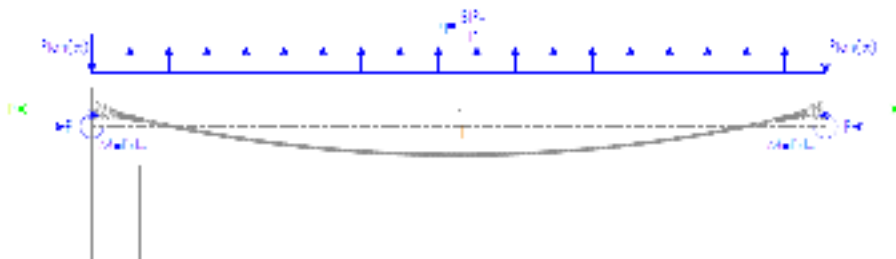


Ilustração 7.2 - Traçado esquemático do cabo de pré-esforço na laje do coro alto como para as vigas pré-esforçadas da cobertura

De maneira a determinar as cargas nodais equivalentes são primeiro determinados os valores de R_{anc} e R_{inf} . Atribuiu-se um recobrimento na zona de ancoragem de 0,15cm e de 0,10cm para o recobrimento inferior. Em função da altura da laje e das vigas pré-esforçadas e dos recobrimentos, são obtidos os valores de f :

$$f = h_{laje} - (R_{anc} + R_{min})$$

Considerando um valor da força de pré-esforço de $P_{adoptado} = 1000\text{kN}$, (contabilizando já as perdas por atrito, por reentrada de cabos e por deformação instantânea do betão), é possível calcular as cargas distribuídas equivalentes, através da expressão:

$$q_{distribuida} = \frac{8fP_{adoptado}}{L^2}$$

As cargas nodais equivalentes podem ser calculadas pela expressão:

$$q_{nodal} = P_{adoptado} \tan(\alpha)$$

Sendo $\alpha = \arctan\left(\frac{2f}{L/2}\right)$

Após a determinação das cargas equivalentes distribuídas e nodais, inseriu-se no nosso modelo os seus valores nas respetivas lajes e vigas pré-esforçadas. A obtenção do valor real necessário da força de pré-esforço, é calculado para a situação em que a tensão na fibra inferior da secção de $\frac{1}{2}$ vão seja igual a 0.

$$\sigma = 0 \Leftrightarrow \frac{M_{aqp}}{W_i} - \frac{\alpha \times P_{adoptado}}{A} - \frac{\alpha \times M_{pe}}{W_i} = 0$$

Através das cargas equivalentes, determina-se o valor do momento de pré-esforço. Desta forma, calcula-se o coeficiente α , o qual permite determinar o valor de P_{∞} que garante que o elemento estrutural não está tracionado, dado que:

$$P_{\infty} = \alpha \times P_{adoptado}$$

Deste modo, calculam-se as cargas distribuídas e nodais equivalentes para o valor correto da força de pré-esforço, pelo mesmo método que se realizou anteriormente.

7.1.2 EXEMPLO DE CÁLCULO

Utilizou-se como exemplo de cálculo a viga pré-esforçada VPE 1, pertencente ao plano Z=11,08 m, no piso da cobertura do bloco 3.

Deste modo, iniciou-se pelo cálculo do valor da flecha f . Como referido anteriormente, adotou-se um valor para o recobrimento na zona da ancoragem e para o recobrimento inferior. Porém para as vigas utilizou-se o valor de 20cm para o recobrimento das ancoragens e 15cm para o recobrimento inferior. Assim, tendo em conta que a altura da viga é de 1,50m, obteve-se o valor de f :

$$f = h_{laje} - (R_{anc} + R_{min}) \Leftrightarrow f = 1,50 - (0,20 + 0,15) = 1,15m$$

Calculou-se de seguida o valor equivalente das cargas distribuídas e nodais provocadas pelos cabos de pré-esforço:

- Carga distribuída equivalente para $P_{adoptado} = 1000kN$

$$q_{distribuida} = \frac{8fP_{adoptado}}{L^2} \Leftrightarrow q_{distribuida} = \frac{8 \times 1,15 \times 1000}{18,36^2} \Leftrightarrow q_{distribuida} = 27,29kN/m$$

- Cargas nodais equivalentes para $P_{adoptado} = 1000kN$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{2f}{L/2}\right) \Leftrightarrow \alpha = \arctan\left(\frac{2 \times 1,15}{18,36/2}\right) \Leftrightarrow \alpha = 0,25$$

$$q_{nodal} = P_{adoptado} \times \tan(\alpha) \Leftrightarrow q_{nodal} = 1000 \times \tan(0,25) \Leftrightarrow q_{nodal} = 250,54kN$$

Para o cálculo do valor real do pré-esforço necessário $P_{adoptado}$, é preciso garantir que a tensão na fibra inferior da viga a $\frac{1}{2}$ vão é igual a zero. Desta forma, após se inserir no nosso modelo, os valores das cargas equivalentes, é possível se obter o momento da carga quase permanente, bem como o momento de pré-esforço. Determina-se assim o valor de $P_{adoptado}$:

- Coeficiente α

$$\sigma = 0 \Leftrightarrow \frac{M_{aqp}}{W_i} - \frac{\alpha \times P_{adoptado}}{A} - \frac{\alpha \times M_{pe}}{W_i} = 0 \Leftrightarrow \frac{313,97}{0,1125} - \frac{\alpha \times 1000}{0,45} - \frac{\alpha \times 651,01}{0,1125} = 0 \Leftrightarrow \alpha = 0,35$$

- Valor real do pré-esforço necessário P_{∞}

$$P_{\infty} = \alpha \times P_{adoptado} \Leftrightarrow P_{\infty} = 0,35 \times 1000 \Leftrightarrow P_{\infty} = 348,46kN$$

Determinado o valor do pré-esforço necessário P_{∞} , é possível calcular as cargas equivalentes distribuídas e nodais necessárias para satisfazer a condição de $\sigma = 0$. Repete-se assim o procedimento efetuado anteriormente com o valor necessário de P_{∞} :

- Carga distribuída equivalente para $P_{\infty} = 348,46kN$

$$q_{distribuida} = \frac{8fP_{\infty}}{L^2} \Leftrightarrow q_{distribuida} = \frac{8 \times 1,15 \times 348,46}{18,36^2} \Leftrightarrow q_{distribuida} = 9,51kN/m$$

- Cargas nodais equivalentes para $P_{\infty} = 348,46kN$

$$\alpha = \arctan\left(\frac{2f}{L/2}\right) \Leftrightarrow \alpha = \arctan\left(\frac{2 \times 1,15}{18,36/2}\right) \Leftrightarrow \alpha = 0,25$$

$$q_{nodal} = P_{\infty} \tan(\alpha) \Leftrightarrow q_{nodal} = 348,46 \times \tan(0,25) \Leftrightarrow q_{nodal} = 87,31kN$$

7.1.3 VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES SERVIÇO - DEFORMAÇÃO

É necessário proceder ao controlo da deformação vertical da laje. Segundo o artigo 72.2º do REBAP a flecha máxima admissível corresponde a $1/400$ para a combinação frequente de ações a longo prazo. No entanto, no caso de a laje afetar paredes divisórias, e a menos que a fendilhação dessas paredes seja controlada, a flecha máxima não pode exceder os 1.50 cm. Porém, como todas as lajes não são praticamente afetadas por paredes divisórias, a verificação da flecha ficou limitada à validação de $1/400$.

Recorrendo ao programa de elementos finitos, elaboraram-se modelos planos para analisar as deformadas das lajes, para a combinação frequente a longo prazo (ELS1).

7.1.3.1 LAJES DO PISO 2

A análise da deformada das lajes do piso 2, é possível se efetuar através da seguinte figura:

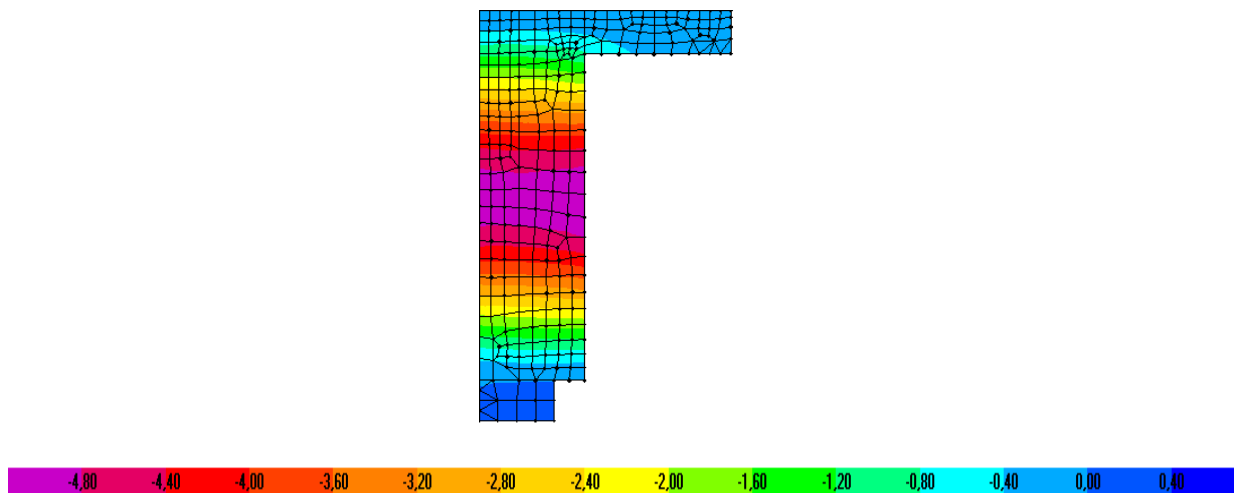


Ilustração 7.3 - Deformada da laje L7 do coro alto

Como era de esperar, verifica-se que a meio vão existe uma flecha com um valor bastante significativo, sendo aproximadamente 5.20 cm. Desta forma não é garantida assim o valor para a flecha máxima de $1/400$. Posto isto, em função das deformadas das lajes apresentadas, tornou-se claro a necessidade de adoção de pré-esforço com o objetivo de verificar o estado limite de

deformação das lajes, sendo que se admitiu um valor limite da flecha correspondente à condição de $1/400$. Deste modo, obteve-se a seguinte deformação para a combinação frequente a longo prazo (ELS1):

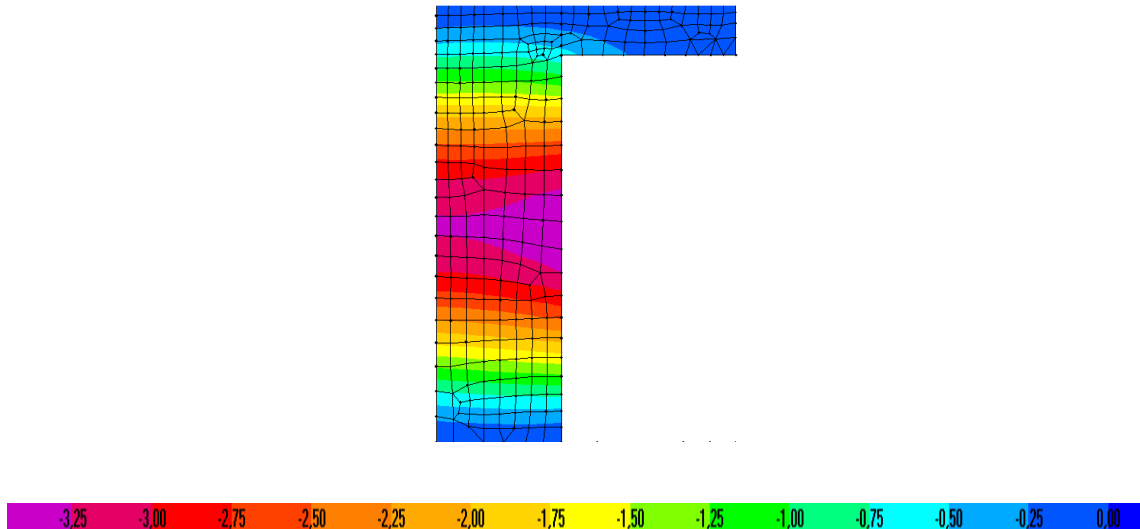


Ilustração 7.4 - Deformada da laje L7 do coro alto com pré-esforço

A flecha máxima apresenta valores de aproximadamente 3,5cm, verificando assim a condição de ser inferior a $1/400$, uma vez que para o vão de 18,06 m, a flecha máxima teria que ser no máximo 4,5 cm.

7.1.3.2 LAJES DE COBERTURA

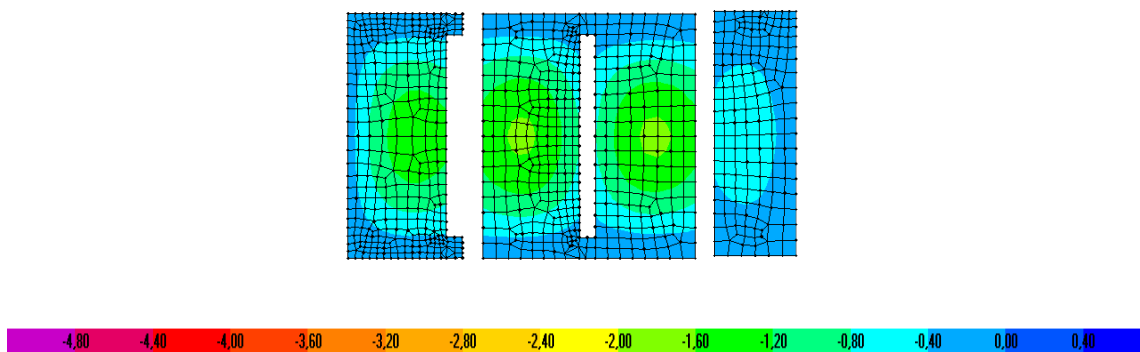


Ilustração 7.5 - Deformada da cobertura no bloco 3

Na cobertura do bloco 3, apenas a laje L17, apresenta uma flecha máxima admissível, atingindo assim um valor de 0,6cm. Por outro lado, as restantes lajes que perfazem a cobertura do bloco 3, mais concretamente as lajes L14, L15 e L16, apresentam uma flecha máxima ligeiramente superior a 1,5cm. Contudo ambas verificam assim a condição de a deformada ser inferior a $1/400$.

Porém, existe a necessidade de se aplicar pré-esforço nas vigas de cobertura, devido aos seus excessivos vãos. Deste modo, a deformada das lajes é a seguinte:

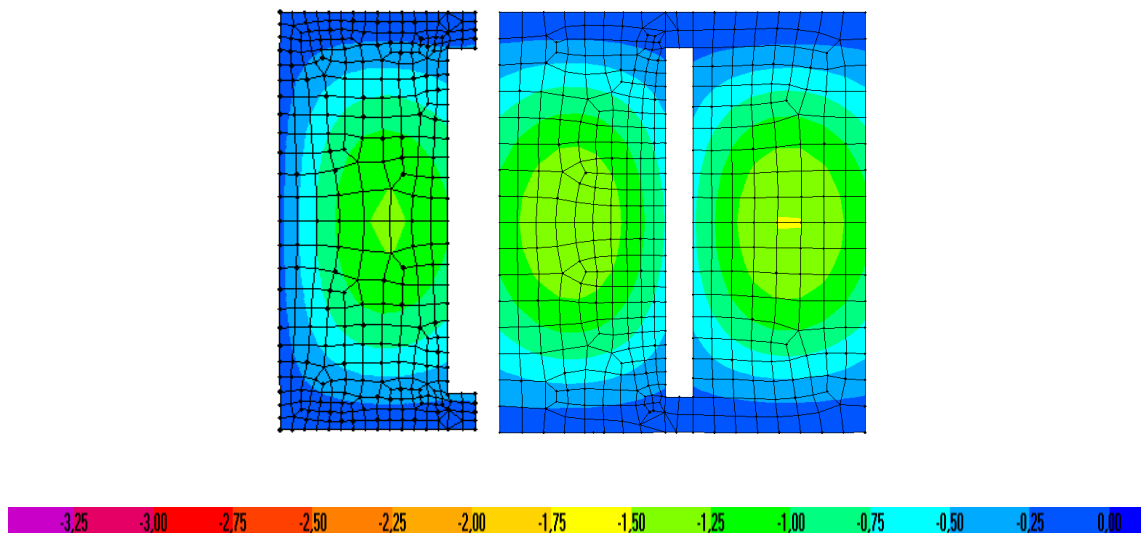


Ilustração 7.6 - Traçado esquemático do cabo de pré-esforço na laje do coro alto como para as vigas pré-esforçadas da cobertura

A deformada nas referidas lajes é assim inferior após a aplicação do pré-esforço nas vigas de cobertura.

7.2 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS LAJES

A verificação dos Estados Limite Últimos nas lajes foi efetuada garantindo que todos os esforços de cálculo nas combinações mais desfavoráveis sejam inferiores aos esforços resistentes. Os esforços resistentes foram determinados tendo em conta as hipóteses

regulamentares prescritas nos documentos normativos, e os materiais constituintes dos elementos.

7.2.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

7.2.1.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO

- Cálculo da armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$$

onde,

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

f_{yk} - valor característico da tensão de cedência do aço;

b_t - largura da secção de betão tracionado ($b_t=1,0m$)

d – altura útil da secção transversal da laje, que é dada por:

$$d = h - rec - \frac{\emptyset}{2}$$

em que:

h – altura da laje;

rec – recobrimento da laje;

$\emptyset/2$ - metade da altura do varão, que, usualmente e por simplificação, se considera um varão de 12 mm para lajes vigadas.

- Cálculo da armadura máxima

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c$$

onde,

A_c - área total da secção de betão, que é dada por $h \times b_t$

- Cálculo da armadura longitudinal

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}}$$

onde,

μ - momento flector reduzido;

M_{sd} - valor do momento flector actuante;

b - largura da secção transversal da laje ($b=1\text{m}$);

d - altura útil da secção transversal da laje;

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

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}$$

onde,

ω - percentagem mecânica de armadura

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{f_{cd} \times b \times d} \Leftrightarrow A_s = \frac{\omega \times f_{cd} \times b \times d}{f_{yd}}$$

onde,

A_s - área de armadura longitudinal;

f_{yd} - valor de cálculo da tensão de cedência do aço

7.2.1.2 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

Para que fique verificado o estado limite último ao esforço transversal, sem recurso a armadura, terá de se verificar a seguinte condição:

$$V_{sd,max} \leq V_{Rd,c}$$

-Cálculo do esforço transversal resistente

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} \times b_w \times d \geq v_{min} \times b_w \times d$$

onde,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ sendo } d \text{ a altura útil da laje em mm;}$$

$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_t \times d} \leq 0,02$, em que A_{s1} representa a área de armadura de tração na secção onde se verificou o valor de esforço transversal máximo;

$v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$, sendo f_{ck} a resistência característica à compressão do betão.

7.2.2 ESTADOS LÍMITES DE UTILIZAÇÃO

7.2.2.1 ESTADOS LÍMITES DE DEFORMAÇÃO

Como foi referido anteriormente no capítulo 7.1.3, procedeu-se ao controlo da deformação, através da verificação da flecha máxima admissível ser inferior a $l/400$ para a combinação frequente de ações a longo prazo (ELS2), recorrendo assim ao programa de elementos finitos, para a elaboração de modelos planos para analisar as deformadas das lajes.

7.2.2.1.1 LAJES DO PISO 1

A laje mais desfavorável neste piso é a laje L6, com um vão de 10,90m, sendo que a análise da deformada da laje, é possível se efetuar através da seguinte figura:

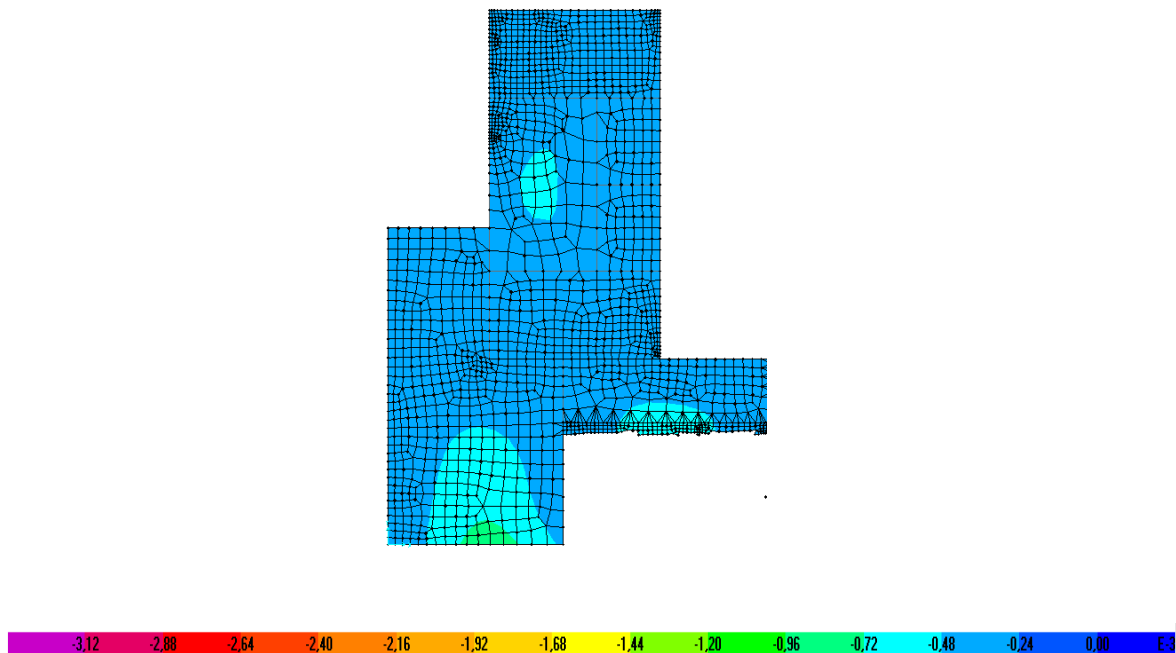


Ilustração 7.7 - Deformada do piso 1

No entanto, nos resultados obtidos conclui-se que as flechas máximas admissíveis $1/400$, são cumpridas em todas as lajes do respetivo piso.

7.2.2.1.2 LAJES DA COBERTURA

A análise das deformadas referentes às lajes de cobertura, para a combinação frequente a longo prazo (ELS2), é possível ser efetuada através das seguintes figuras:

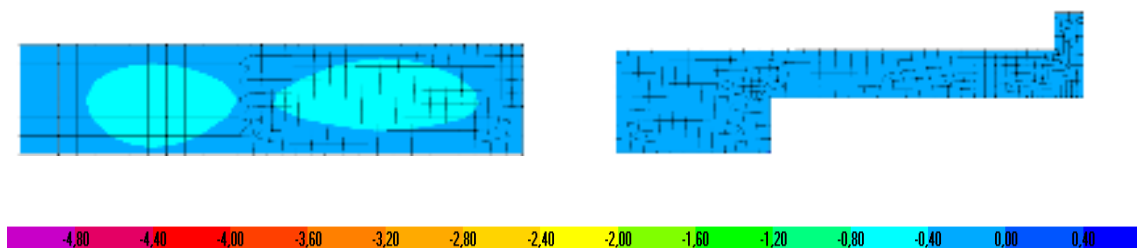


Ilustração 7.8 - Deformada da cobertura no bloco 5 e no bloco 2, respectivamente

A deformada da cobertura no bloco 5 encontra-se controlada, dado apresentar uma flecha máxima de 0,6cm. O mesmo se sucede na cobertura do bloco 2, onde a sua flecha máxima não ultrapassa os 0,45cm.

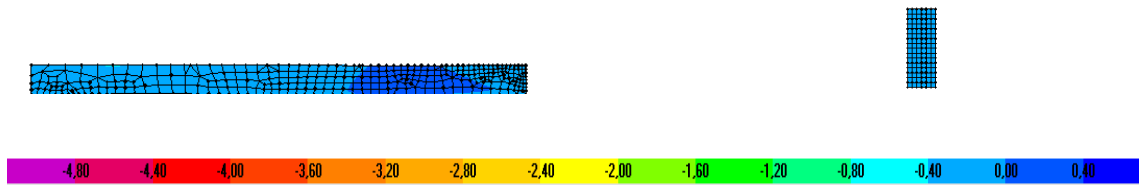


Ilustração 7.9 - Deformada da cobertura no bloco 4 e no bloco 6, respectivamente

Como se pode observar, as lajes de cobertura no bloco 4 e 6 cumprem as flechas máximas admissíveis.

7.2.2.2 ESTADOS LIMITES DE FENDILHAÇÃO

O controlo da fendilhação é assegurado pelo cumprimento dos pressupostos do EC2, no que diz respeito às armaduras para controlar a fendilhação, diâmetro máximo de varões, espaçamento máximo entre varões, e regras de pormenorização estipuladas no ponto 9.3 do mesmo documento.

- Cálculo da armadura mínima de fendilhação

$$A_{s,min} = \frac{K \times K_c \times f_{ct,eff} \times A_{ct}}{f_{yk}}$$

onde,

K - coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes autoequilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coação. Como $h \leq 300\text{mm}$ temos $K=1,0$;

K_c - coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação e toma o valor de 0,4 para flexão simples;

$f_{ct,eff}$ - valor médio da resistência do betão à tração;

A_{ct} - área de betão tracionado antes da formação da primeira fenda.

7.2.3 EXEMPLO DE CÁLCULO

7.2.3.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO

Utilizou-se como exemplo de cálculo as lajes do piso 1 do bloco 3, pertencentes ao plano $Z=3,20$ m.

Nas figuras 8.6 a 8.8 apresentam-se os diagramas de momentos fletores e torsões máximos obtidos para a combinação envolvente relativa aos estados limites últimos de resistência.

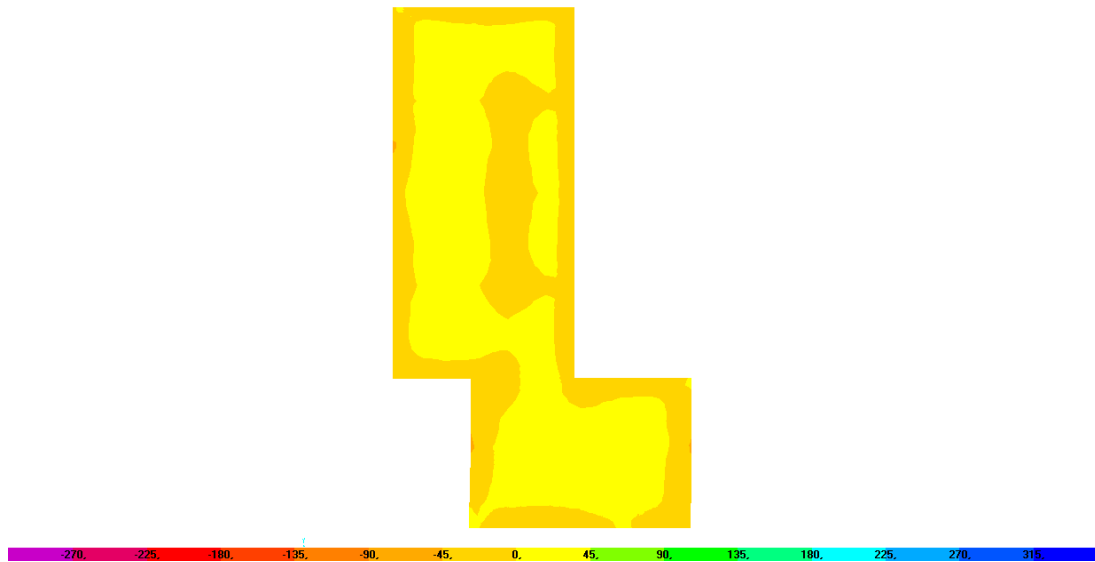


Ilustração 7.10 - Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M11) para a combinação envolvente – [kN.m/m]

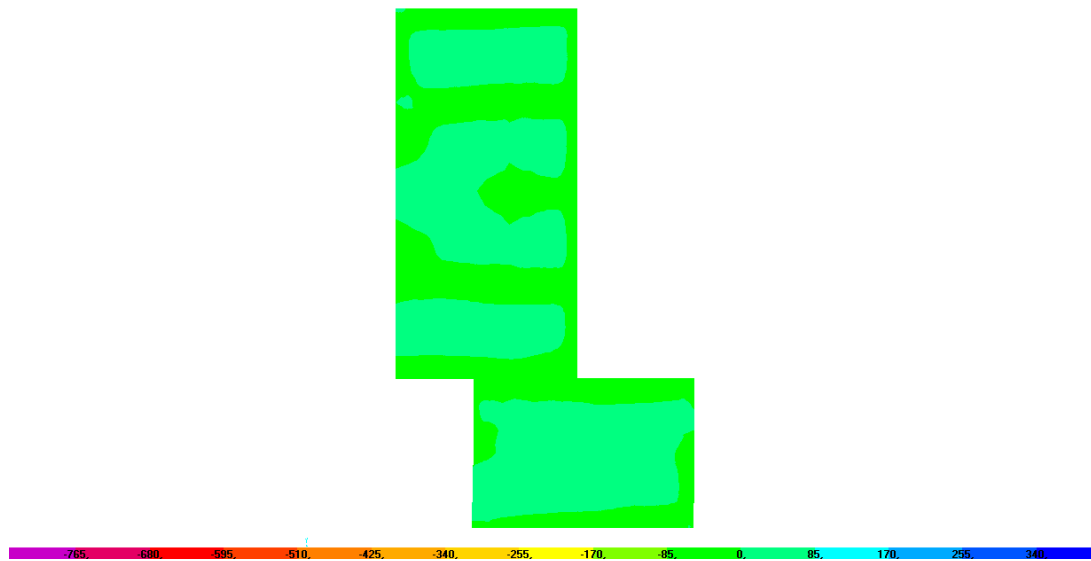


Ilustração 7.11 - Diagrama de momentos fletores segundo o eixo vertical (M22) para a combinação envolvente – [kN.m/m]

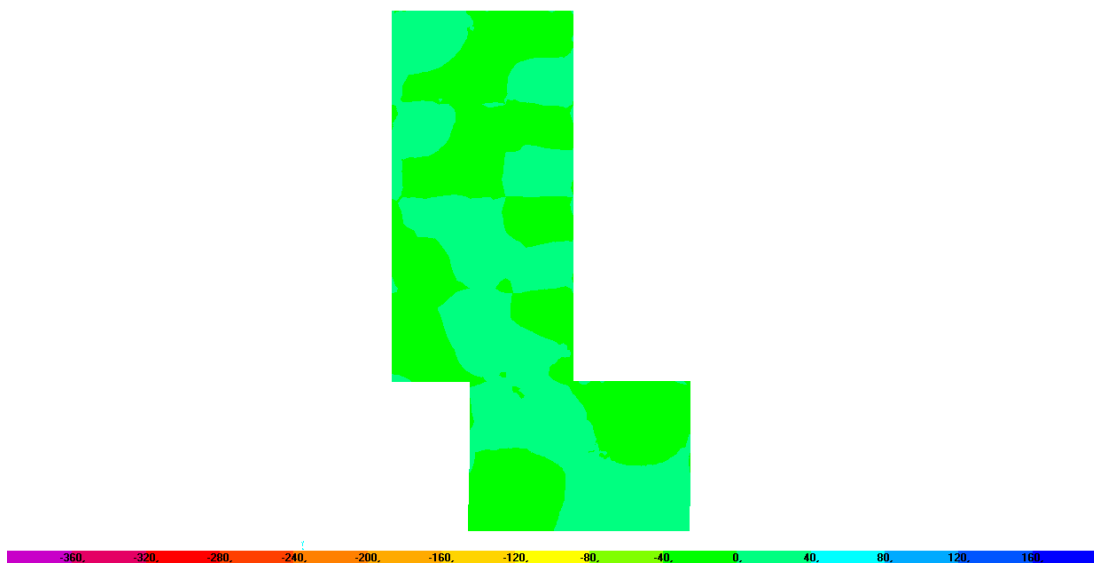


Ilustração 7.12 - Diagrama de momentos torsores (M12) para a combinação envolvente – [kN.m/m]

- Cálculo da armadura mínima e máxima:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,9}{400} \times 1 \times 0,12 \times 10000 \geq 0,0013 \times 1 \times 0,12 \times 10000$$

$$A_{s,\min} = 2,34 \geq 1,61 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

$$A_{s,\max} = 0,04 \times A_c = 0,04 \times 0,15 \times 1 \times 10000 = 60 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

- Cálculo da armadura longitudinal

Adotando uma armadura base (superior e inferior) de, por exemplo, varões de 12 mm espaçados a 0,15 m, com uma área correspondente a 7,54 cm²/m, calcula-se o respetivo momento resistente para esta laje:

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{f_{cd} \times b \times d}$$

$$\omega = \frac{7,54 \times 10^{-4} \times 348}{21,5 \times 1 \times 0,12} = 0,098$$

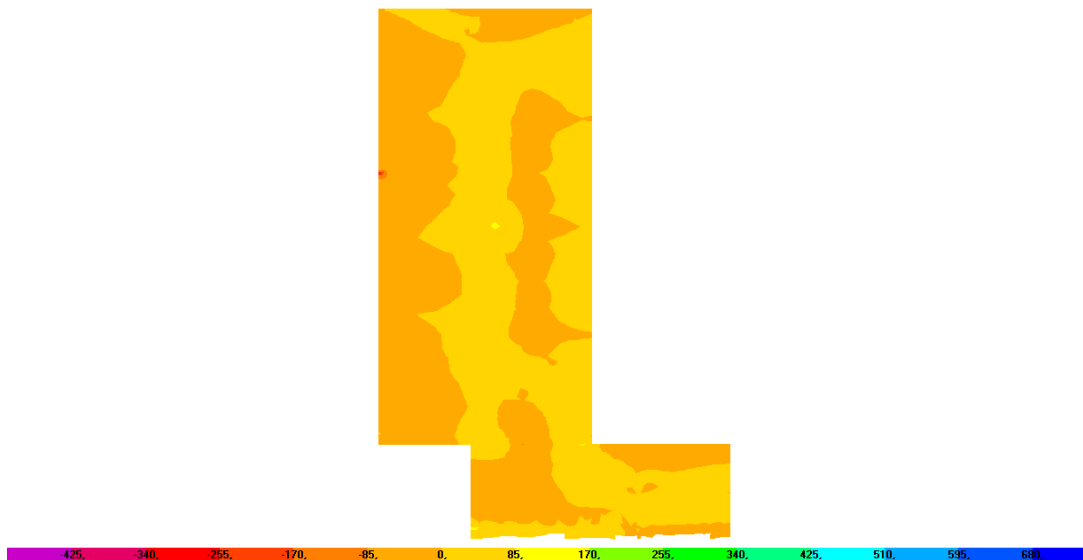
$$\mu = \omega \times (1 - 0,5 \times \omega) = 0,098 \times (1 - 0,5 \times 0,098) = 0,094$$

$$M_{rd} = \mu \times f_{cd} \times b \times d^2 = 0,094 \times 21,5 \times 1 \times 0,12^2 \times 1000 = 30,94 \text{ kN.m}$$

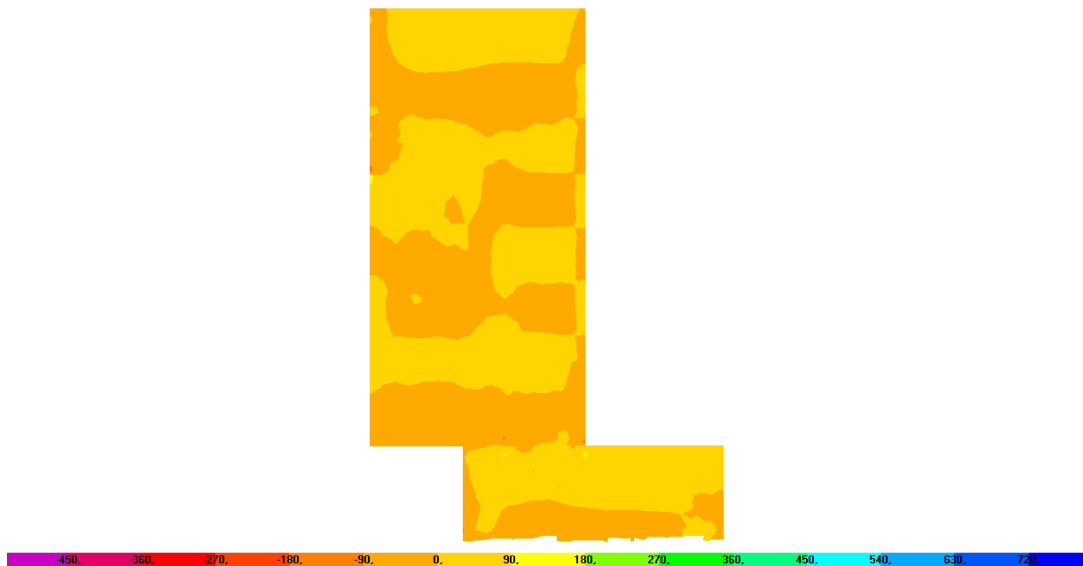
Verifica-se que esta armadura resiste a praticamente todas as solicitações, em ambas as direções x e y (M11 e M22). Contudo, existe a necessidade de se reforçar pontualmente o elemento em causa, com uma armadura capaz de suportar momentos resistentes superiores. Deste modo, a armação das lajes foi feito com o apoio do programa de cálculo, onde é possível se verificar as armaduras necessárias para resistir a todos os esforços, assim como a verificação aos estados limites.

7.2.3.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

Nas figuras 7.9 e 7.10 apresentam-se os diagramas de esforços transversos máximos obtidos para a combinação envolvente relativa aos estados limites últimos de resistência.



**Ilustração 7.13 - Diagrama de esforço transverso (V13) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]**



**Ilustração 7.14 - Diagrama de esforço transverso (V23) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]**

$$V_{sd,max} \leq V_{Rd,c}$$

Esta condição foi sempre verificada para todas as lajes.

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} \times b_w \times d \geq v_{min} \times b_w \times d$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{0,12 \times 1000}} \leq 2 \Leftrightarrow k = 2,27 \leq 2, \text{ logo considera-se } k = 2$$

$$\rho_l = \frac{7,45 \times 10^{-4}}{1 \times 0,12} \leq 0,02 \Leftrightarrow \rho_l = 0,0061 \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0,035 \times 2^{3/2} \times 32^{1/2} = 0,56$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 2 \times (100 \times 0,0061 \times 32)^{1/3} \times 1 \times 0,12 \times 1000 \geq 0,56 \times 1 \times 0,12 \times 1000$$

$$V_{Rd,c} = 80,04 \geq 69,44 \text{ [kN]}$$

7.2.3.3 ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO

$$A_{s,min} = \frac{K \times K_c \times f_{ct,eff} \times A_{ct}}{f_{yk}}$$

$$A_{s,min} = \frac{1 \times 0,4 \times 2,9 \times 0,15/2 \times 1}{400} \times 10000 = 2,175 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Fica assim verificado o estado limite de fendilhação, uma vez que a armadura longitudinal é de varões de 12 mm espaçados a 0,15 m, com uma área correspondente a 7,54 cm²/m, sendo assim superior à armadura mínima de fendilhação.

7.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS ESCADAS

7.3.1 EXEMPLO DE CÁLCULO: ESCADA E2

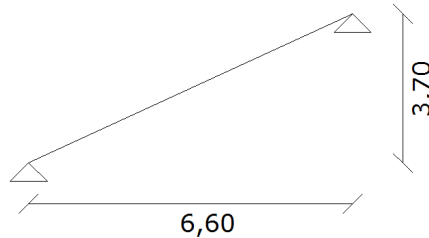


Ilustração 7.15 - Modelo de cálculo adotado para a escada E2

- Cargas:

Peso próprio da laje: $25 \times 0,30 = 7,5 \text{ kN/m}^2$

Peso dos degraus (0,17x0,30): $\frac{0,17}{2} \times 25 = 2,125 \text{ kN/m}^2$

Revestimento: 1 kN/m^2

Sobrecarga: 5 kN/m^2

$$c_p = 7,5 + 2,125 + 1 = 10,625 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{sd} = 1,35 \times 10,625 + 1,5 \times 5 = 21,84 \text{ kN/m}^2$$

- Determinação das reações:

$$R_a = R_b = \frac{21,84 \times 6,60}{2} = 72,08 \text{ kN/m}^2$$

- Cálculo da armadura longitudinal:

$$M_{máx}^+ = 72,08 \times 3,3 - 21,84 \times \frac{3,3^2}{2} \Leftrightarrow M_{máx}^+ = 118,94 \text{ kN.m/m}$$

$$\varphi 16//0,15 (A_s = 13,40 \text{ cm}^2) \Rightarrow M_{Rd} = 120,85 \text{ kN.m/m}$$

- Cálculo da armadura mínima

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d = 0,26 \times \frac{2,9}{400} \times 1 \times 0,27 \Leftrightarrow A_{s,min} = 5,09 \text{ cm}^2$$

- Cálculo da armadura de distribuição

$$A_{s,d} = 0,20 \times A_{s,principal} = 0,20 \times 13,40 \Leftrightarrow A_{s,d} = 2,68 \text{ cm}^2$$

$$\varphi 10//0,15 (A_s = 5,24 \text{ cm}^2)$$

7.4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS VIGAS

7.4.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

7.4.1.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO

O dimensionamento das armaduras longitudinais foi feito com base no modelo de diagrama retangular de tensões no betão, considerando uma secção de viga retangular equivalente.

-Cálculo da armadura mínima de flexão:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$$

onde,

f_{ctm} - valor médio da resistência à tracção do betão;

f_{yk} - valor característico da tensão de cedência do aço;

b_t - largura da secção de betão tracionado;

d – altura útil da secção transversal da viga.

- Cálculo da armadura máxima

$$A_{s,máx} = 0,04 \times A_c$$

A_c – área total da secção de betão.

- Cálculo da armadura longitudinal

As armaduras de flexão longitudinais foram dimensionadas com base nos esforços obtidos pelo programa de cálculo automático SAP2000 para a combinação de ações mais desfavorável. O cálculo da armadura segue a seguinte sequência:

- Cálculo do momento reduzido

$$\mu = \frac{M_{sd}}{f_{cd} \times b \times d^2}$$

onde,

μ - momento fletor reduzido

M_{sd} – valor do momento fletor atuante;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

b – largura da secção transversal da viga comprimida;

- Cálculo da percentagem mecânica de armadura

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}$$

onde,

ω – percentagem mecânica de armadura;

- Cálculo da armadura de flexão

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{f_{cd} \times b \times d} \Rightarrow A_s = \frac{\omega \times f_{cd} \times b \times d}{f_{yd}}$$

onde,

A_s – área de armadura longitudinal;

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência do aço;

Utilizando as expressões acima referidas foi possível determinar a área das armaduras longitudinais. Após a determinação do valor da área de armadura longitudinal obtêm-se a quantidade e o diâmetro dos varões correspondentes a cada área de armadura.

7.4.1.2 ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

O dimensionamento da viga ao estado limite de resistência ao esforço transversal foi feito com base no modelo de escoras e tirantes, equilibrando os campos de tensão de compressão na peça.

- Cálculo da armadura mínima

A armadura mínima foi dimensionada com base na taxa mínima de armadura de esforço transversal.

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

onde,

$\rho_{w,\min}$ – taxa mínima de armadura de esforço transversal;

f_{ck} – valor característico da tensão de rotura do betão;

$f_{yw,k}$ – valor característico da tensão de cedência do aço das armaduras transversais ($f_{ywd} = f_{yd}$);

sendo,

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w}$$

onde,

ρ_w – taxa de armadura de esforço transversal;

A_{sw} – área de armadura transversal;

s – espaçamento longitudinal entre estribos;

b_w – menor largura da alma na altura útil da secção (onde se encontram as escoras inclinadas)

($b_w = b \times \sin(\alpha)$);

tem-se:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = \rho_{w,\min} \times b_w$$

$$V_{Rd,s,\min} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} \times f_{yd} \times z \times \cotg\theta$$

onde,

z – distância entre a força de tração existente na armadura e a força de compressão existente na secção de betão ($z \cong 0,9 \times d$);

θ – inclinação das escoras de betão, $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \Rightarrow 1 \leq \cotg\theta \leq 2,5$ (considerou-se $\theta = 30^\circ$).

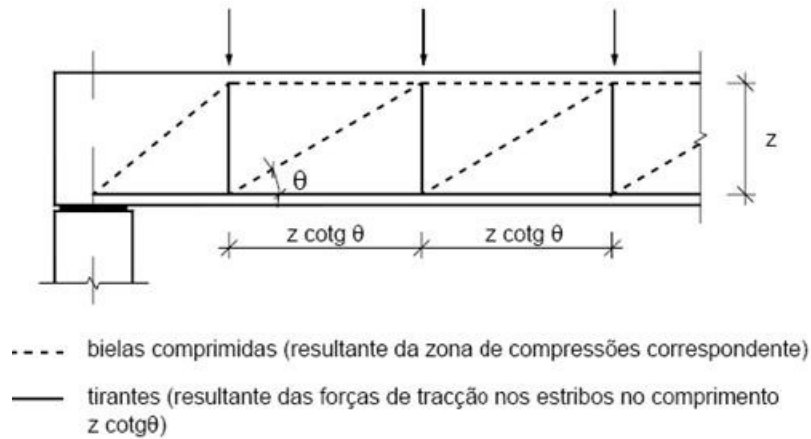


Ilustração 7.16 - Modelo de transmissão de cargas para o apoio

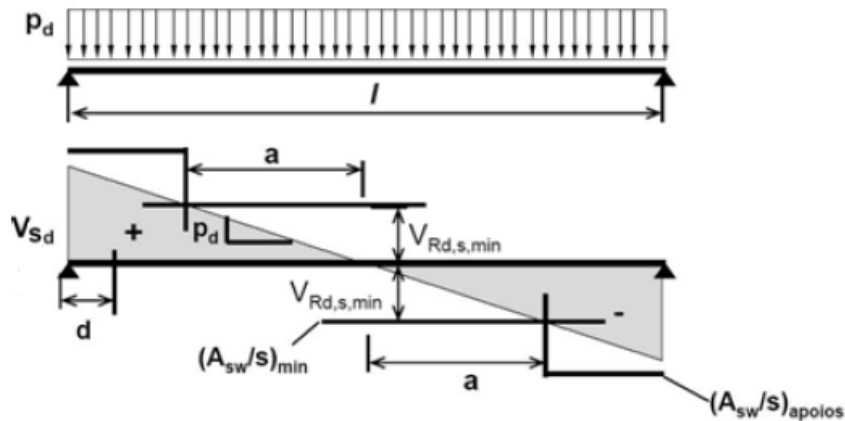


Ilustração 7.17 - Dimensionamento da armadura de esforço transversor

- Cálculo da armadura de esforço transversor

O dimensionamento das armaduras resistentes ao esforço transversor foi feito considerando o esforço transversor mais gravoso presente na viga, para a combinação envolvente do SAP2000.

A quantidade de armadura para resistir aos esforços transversos a uma distância d dos apoios foi calculada com base na seguinte verificação de segurança:

$$V_{sd}(x = d) \leq V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \times f_{ywd} \times z \times \cotg\theta$$

Considerando $V_{sd}(x = d) = V_{Rd,s}$, vem:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{V_{sd}(x = d)}{f_{ywd} \times z \times \cotg\theta}$$

onde,

$V_{sd}(x = d)$ – esforço transversal no ponto mais gravoso da viga, obtido diretamente do modelo através do programa de cálculo automático SAP2000.

- Verificação da compressão nas escoras:

O esforço transversal resistente máximo ($V_{Rd,max}$), deve ser superior ao esforço transversal atuante (V_{sd}), de forma a evitar a rotura pelo esmagamento do betão.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times \frac{v_1 \times f_{cd} \times b_w \times z}{\cotg\theta + \tg\theta}$$

onde,

α_{cw} – coeficiente que tem em conta o estado de tensão nas escoras ($\alpha_{cw} = 1,0$);

v_1 – coeficiente de redução da resistência do betão em compressão, tendo em conta que o betão na alma da viga está fendilhado:

$$v_1 = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

7.4.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

7.4.2.1 ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO

O controlo da abertura de fendas foi efetuado admitindo um limite de abertura de fendas de 0,3mm, para a combinação frequente, por se tratar de um ambiente pouco agressivo, como foi indicado anteriormente no capítulo 4.3.1.

A verificação foi feita de forma indireta, sem cálculo de abertura de fendas, com base nas tabelas 7.2N e 7.3N do EC2, desde que se cumpra a armadura mínima.

Para a verificação, considerou-se o momento atuante condicionante na secção da viga. Com base nesses esforços calcularam-se as tensões nas armaduras, através de um método aproximado, considerando $z = 0,9 \times d$.

$$\sigma_s = \frac{M_{sd}}{z \times A_s}$$

$$A_{s,min} = \frac{k_c \times k \times f_{ct,m} \times A_{ct}}{\sigma_s}$$

onde;

A_s – área das armaduras para betão armado na zona tracionada;

A_{ct} – área de betão tracionada imediatamente antes da fendilhação;

σ_s – tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação das fendas;

$f_{ct,m}$ – valor médio da resistência do betão à tração;

k – coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas;

k_c – coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na secção, imediatamente antes da fendilhação.

7.4.3 EXEMPLO DE CÁLCULO

Utilizou-se como exemplo de cálculo a viga V37.C, pertencentes ao planoYZ; $X= 39,13m$;
 $Z=3,20 m$.

7.4.3.1 CÁLCULO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO

Utilizou-se como exemplo de cálculo a viga V37.C, pertencentes ao planoYZ; $X= 39,13m$;
 $Z=3,20 m$.

- Cálculo da armadura mínima

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$$

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,9}{400} \times 0,30 \times 0,36 \times 10000 \geq 0,0013 \times 0,30 \times 0,36 \times 10000$$

$$A_{s,min} = 2,06 \geq 1,42 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- Cálculo da armadura máxima

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c$$

$$A_{s,max} = 0,04 \times 0,30 \times 0,40 \times 10000 = 48 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- Cálculo da armadura longitudinal resistente aos momentos negativos

$$\mu = \frac{M_{m\acute{a}x}}{f_{cd} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{26,88}{21,5 \times 0,30 \times 0,36^2 \times 1000} = 0,011$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,011} = 0,012$$

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{f_{cd} \times b \times d} \Rightarrow A_s = \frac{\omega \times f_{cd} \times b \times d}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,011 \times 21,5 \times 0,30 \times 0,36}{348} \times 10000 = 0,78 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

A armadura longitudinal que resiste ao maior pico de momento negativo, correspondo a uma área de armadura de 0,78 cm²/m. No entanto, dado que a viga V37.C se encontra no mesmo

alinhamento estrutural que as vigas V35.C, V36.C, V38.C e a V39.C, será adotado o momento mais gravoso existente nas respetivas vigas, para o dimensionamento de ambas.

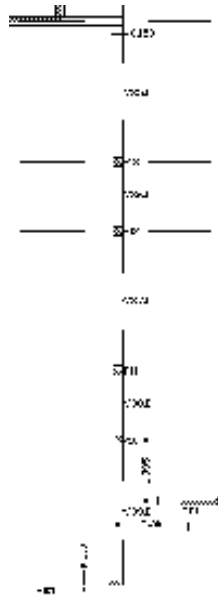


Ilustração 7.18 - Alinhamento estrutural da viga V37.C

Assim o momento máximo é o existente na viga V39.C no valor de 36,11kN.m, para a combinação ELU2, sendo necessário uma área de armadura correspondente a 1,05 cm²/m. Porém é uma condição obrigatória, que esta área seja superior à armadura mínima, o que não se verifica.

Viga	Comb. Momento Máx	M2 (kN.m)	Comb. Momento Máx	M3 (kN.m)	M _{máx} (kN.m)	A _{s,calculado} (cm ² /m)	A _{s,calculado adotado} (cm ² /m)	As adotadas	A _{s,adotado} (cm ² /m)	Condição	As,min (cm ² /m)
V35.c	ELU2	-22,44	ELU2	-35,34	35,34	1,02					2,06
V36.c	ELU2	-3,91	ELU1	-26,43	26,43	0,76					2,06
V37.c	ELU2	-3,01	ELU1	-26,88	26,88	0,78	1,05	2φ12	2,26	≥	2,06
V38.c	ELU2	-3,22	ELU1	-26,66	26,66	0,77					2,06
V39.c	ELU2	-9,93	ELU2	-36,11	36,11	1,05					2,06

Tabela 7.1 - Tabela das armaduras superiores adotadas

Deste modo a armadura superior adotada para resistir aos momentos negativos para as respetivas vigas, correspondo a uma área de armadura de 2,26cm²/m, ou seja 2φ12.

- Cálculo da armadura longitudinal resistente aos momentos positivos

$$\mu = \frac{M_{\text{máx}}}{f_{cd} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{28,66}{21,5 \times 0,30 \times 0,36^2 \times 1000} = 0,012$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,012} = 0,012$$

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{f_{cd} \times b \times d} \Rightarrow A_s = \frac{\omega \times f_{cd} \times b \times d}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,012 \times 21,5 \times 0,30 \times 0,36}{348} \times 10000 = 0,83 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

O momento máximo positivo existente no alinhamento estrutural é precisamente o da viga V37.C, correspondente a 0,83 cm²/m. Contudo, mais uma vez não é garantido a condição da armadura mínima.

Viga	Comb. Momento Máx	M2 (kN.m)	Comb. Momento Máx	M3 (kN.m)	M _{máx} (kN.m)	A _{s,calculado} (cm ² /m)	A _{s,calculado adotado} (cm ² /m)	Armaduras adotadas	A _{s,adotado} (cm ² /m)	Condição	A _{s,min} (cm ² /m)
V35.c	ELU2	19,05	ELU2	20,08	20,08	0,58					2,06
V36.c	ELU2	4,06	SISMO1	6,59	6,59	0,19					2,06
V37.c	ELU2	3,42	ELU1	28,66	28,66	0,83	0,83	2φ12	2,26	≥	2,06
V38.c	ELU2	3,47	-	-	3,47	0,10					2,06
V39.c	ELU2	8,61	ELU2	22,93	22,93	0,66					2,06

Tabela 7.2 - Tabela das armaduras superiores adotadas

Deste modo a armadura inferior adotada para resistir aos momentos positivos para as respetivas vigas, corresponde a uma área de armadura de 2,26cm²/m, ou seja 2φ12.

7.4.3.2 CÁLCULO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO

TRANSVERSO

- Cálculo do esforço transversal resistente máximo para não ocorrer esmagamento do betão

$$v_1 = 0,6 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \times \left[1 - \frac{30}{250} \right] \Leftrightarrow v_1 = 0,528$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times v_1 \times f_{cd} \times b \times z}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = \frac{1 \times 0,528 \times 21,5 \times 0,30 \times 0,90 \times 0,36}{\cot(30) + \tan(30)} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow V_{Rd,max} = 483,10 \text{ kN}$$

Todos os valores de esforço transversal da viga são inferiores a $V_{Rd,max}$. A segurança ao esmagamento das escoras é verificado pois $V_{Rd,max} > V_{Ed}$.

- Cálculo da armadura mínima:

$$\rho_{min} = \frac{0,08 \times (f_{ck})^{0,5}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \times (30)^{0,5}}{400} \Leftrightarrow \rho_{min} = 0,0011$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = \rho_{min} \times b \times \text{sen}(\alpha) = 0,0011 \times 0,30 \times \text{sen}(90) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} = 3,29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Cálculo da armadura máxima:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{max} = \frac{\alpha_{cw} \times v_1 \times f_{cd} \times b}{f_{ywd} \times (1 + \cot(\theta))^2 \times \text{sen}(\alpha)} = \frac{1 \times 0,60 \times 21,50 \times 0,30}{348 \times (1 + \cot(30))^2 \times \text{sen}(90)} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{max} = 30,97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Cálculo da armadura necessária para os estribos:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = \frac{V_{Ed}}{z \times f_{ywd} \times \cot(\theta) \times 10} = \frac{37,22}{0,9 \times 348 \times \cot(30) \times 10} \Leftrightarrow$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right) = 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_{l,max} = \min(0,75 \times d; 0,6) = \min(0,75 \times 0,36; 0,6) \Leftrightarrow$$

$$S_{l,max} = 0,27cm$$

Optou-se por uma armadura transversal correspondente a $4,02 \text{ cm}^2/\text{m}$, ou seja, varões de 8mm espaçados a 25cm.

7.4.3.3 CÁLCULO DO ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO RELATIVO À FENDILHAÇÃO

Tendo em conta que no alinhamento estrutural em que a viga V37.C, a que apresenta o maior M_{sd} é a viga V39.C, será nesta que se vai efetuar a verificação:

$$\sigma_s = \frac{M_{sd}}{z \times A_s} = \frac{36,11}{0,33 \times 2,26} \Leftrightarrow$$

$$\sigma_s = 48,77MPa$$

Verifica-se que na secção de momento fletor máximo a tensão longitudinal é inferior a 160 MPa, pelo que a partir das tabelas 7.2N e 7.3N o espaçamento máximo a cumprir é de 0,30 m e o diâmetro máximo dos varões a utilizar é de 32 mm.

A armadura utilizada na viga verifica estas condições.

- Cálculo da armadura mínima de fendilhação:

$k = 1,00$ – viga com largura de banço inferior a 300mm;

$k_c = 0,4$ – flexão simples;

$\sigma_s = f_{yk} = 500MPa$

$$A_{s,min} = \frac{k_c \times k \times f_{ct,m} \times A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{0,4 \times 1 \times 2,90 \times (0,30 \times 0,40/2)}{400} \Leftrightarrow$$

$$A_{s,min} = 1,74cm^2/m$$

A armadura utilizada em todas as secções da viga é superior à mínima de fendilhação. Fica assim verificado o estado limite de abertura de fendas sem cálculo direto, limitando-as a 0,3 mm.

7.5 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA EM PILARES

7.5.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

7.5.1.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO

No que diz respeito à armadura longitudinal a utilizar nos pilares, o EC2 indica que o menor diâmetro de varão a utilizar para este tipo de armadura é de 8mm.

As armaduras obtidas têm de respeitar a armadura mínima e máxima abaixo indicadas:

- Cálculo da armadura longitudinal mínima:

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \times N_{ed}}{f_{yd}}$$

ou

$$A_{s,min} = 0,002 \times A_c$$

- Cálculo da armadura longitudinal máxima:

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c$$

onde,

f_{yd} – valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras

N_{ed} - valor de cálculo do esforço normal de compressão

A_c - área de betão

7.5.1.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

O EC2 refere que as armaduras transversais a serem aplicadas nas cintas dos pilares, não devem apresentar diâmetros inferiores a 6mm. Relativamente ao espaçamento entre cintas, o mesmo não deverá ser superior a $S_{cl,max}$, cuja expressão é a seguinte:

$$S_{cl,max} = \min(20 \times \phi_{var\tilde{a}o\ long,min}; b; 400mm)$$

As armaduras longitudinais e transversais adotadas, foram retiradas diretamente dos resultados do SAP2000, sendo que o dimensionamento das armaduras efetuada pelo SAP2000, foi elaborado de acordo com o preconizado no Eurocódigo 2. Deste modo as armaduras adotadas através da utilização do programa, dispensa a verificação por cálculo.

7.6 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NOS MUROS

7.6.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

7.6.1.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO

A área de armadura longitudinal deve estar compreendida entre $A_{s,vmin}$ e $A_{s,vmax}$, em que estas variáveis são dadas pelas seguintes fórmulas:

$$A_{s,vmin} = 0,002A_c$$

$$A_{s,vmax} = \left\{ \begin{array}{l} 0,04A_c \text{ fora das zonas de sobreposição} \\ 0,08A_c \text{ dentro das zonas de sobreposição} \end{array} \right\}$$

A distância livre entre dois varões longitudinais adjacentes não deve ser superior ao valor obtido pela seguinte condição:

$$d = \min(3 \times b; 400mm)$$

em que b é a espessura da parede.

7.6.1.2 ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS DE RESISTÊNCIA AO ESFORÇO TRANSVERSO

Estas armaduras são dispostas paralelamente aos paramentos das paredes em cada face. A secção mínima destas armaduras é dada por:

$$A_{s,hmin} = \max (0,25 \times A_{s,v}; 0,001 \times A_c)$$

Entre 2 varões transversais adjacentes, não deverá existir uma distância livre superior a 400mm.

A obtenção das áreas de aço para as paredes foi dada pelo programa SAP2000. Uma vez que os pilares e paredes estão sujeitos a flexão desviada, a modelação executada por elementos de barra valida as áreas de aço fornecidas para as paredes.

7.7 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS FUNDAÇÕES

A solução estrutural adotada para as fundações consiste num sistema de fundações diretas por sapatas.

As sapatas foram fundadas a uma profundidade de 0,50 m abaixo do nível superior da laje de pavimento, prevendo-se que nessa cota o terreno tenha a capacidade resistente admitida no seu dimensionamento. Quando forem efetuadas as escavações para a implantação das sapatas, se for verificado que o terreno não oferece as condições de capacidade de carga admitidas no presente projeto o mesmo deverá ser comunicado ao projetista para ajuste na solução adotada.

Sempre que possível, foram utilizadas sapatas quadradas centradas com os elementos estruturais verticais.

No modelo de cálculo, os elementos verticais correspondentes aos pilares e muros foram considerados encastrados ao nível das fundações.

Visto as sapatas estarem todas interligadas por vigas de fundação, não existe momentos provenientes dos pilares, mas sim apenas esforço normal.

– Cálculo das armaduras para a direção x e y

As armaduras foram obtidas pela fórmula do método das bielas aplicado a sapatas isoladas centradas. Para sapatas rígidas, o modelo de comportamento utilizado no método das Bielas simula melhor o verdadeiro comportamento da sapata, pelo que foi este o método aplicado.

A fórmula deste método para sapatas isoladas é dada pela seguinte expressão, para as direções X e Y:

$$A_{sx} = \frac{N_{bsd} \times (B - b)}{8 \times 0,9 \times h \times f_{syd} \times A}$$

$$A_{sy} = \frac{N_{bsd} \times (A - a)}{8 \times 0,9 \times h \times f_{ysd} \times B}$$

em que:

N_{bsd} - esforço normal de base de cálculo, obtido majorando o esforço normal de base

por 1,5;

B e b - largura da sapata e largura do pilar, respetivamente;

A e a - comprimento da sapata e comprimento do pilar, respetivamente;

H - altura da sapata;

f_{syd} - tensão de cedência de cálculo das armaduras, cujo valor tomado é de 348 MPa;

7.7.1 EXEMPLO DE CÁLCULO

Utilizou-se como exemplo de cálculo a sapata de fundação SP3, pertencente piso 0.

– Cálculo do peso próprio da sapata:

Tendo em conta as dimensões definidas para a sapata, determina-se o peso próprio da respetiva sapata.

$$PP_{sapata} = D_{adotado} \times B_{adotado} \times H_{adotado} \times \gamma_{bet\tilde{a}o} = 1,50 \times 1,50 \times 0,50 \times 25 \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow PP_{sapata} = 28,13kN$$

– Cálculo das armaduras para a direção x e y:

$$A_{sx} = \frac{N_{bsd} \times (B_{adotado} - b_{adotado})}{8 \times 0,9 \times h \times f_{syd} \times D_{adotado}} = \frac{553,36 \times (1,50 - 0,30)}{8 \times 0,9 \times 0,50 \times 348 \times 1,5} \Leftrightarrow$$

$$A_{sx} = 3,54 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{sy} = \frac{N_{bsd} \times (D_{adotado} - b_{adotado})}{8 \times 0,9 \times h \times f_{ysd} \times B_{adotado}} = \frac{553,36 \times (1,50 - 0,30)}{8 \times 0,9 \times 0,50 \times 348 \times 1,5} \Leftrightarrow$$

$$A_{sy} = 3,54 \text{ cm}^2/m$$

Dado a sapata ser quadrada, ou seja, apresenta as mesmas dimensões de comprimento e de largura, as armaduras necessárias na direção x e y, são as mesmas. Para sapatas de pilares ou de paredes de betão armado, é recomendado que a armadura principal apresente um diâmetro mínimo de 8mm. Adotou-se assim uma armadura inferior de diâmetro 10 afastado de 20 cm, para as direções x e y.

7.8 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS VIGAS DE FUNDAÇÃO

As vigas de fundação foram introduzidas para absorver os momentos fletores da base dos pilares e evitar que estes sejam transmitidos às sapatas.

De acordo com o EC2, as armaduras de flexão destas vigas devem ser compostas por varões com um mínimo de 8mm.

As armaduras adotadas nas vigas de fundação foram fornecidas igualmente pelo programa de cálculo.

Capítulo 8

CONCLUSÃO

Em primeiro lugar é de referir que o principal objetivo deste trabalho foi cumprido ao percorrer as principais fases de um projeto de estruturas, finalizando uma conceção estrutural funcional cuja solução cumpriu o projeto de arquitetura sem alterações significativas. A sua execução permitiu também, fazer a transição dos métodos utilizados em contexto escolar para os métodos aplicados num contexto mais prático.

Outro aspeto extremamente importante com o qual me deparei, refere-se a grande interligação que tem obrigatoriamente de existir entre o projeto de estruturas e o projeto de arquitetura. Apenas desta forma é possível criar uma estrutura segura e eficaz.

No contexto global, consegui atingir todos os objetivos do projeto, tendo por todo o trabalho e dedicação dispensado na sua execução, valido grandemente para o enriquecimento dos meus conhecimentos e tenho a certeza que será uma grande mais-valia para o contexto profissional.

Capítulo 9

BIBLIOGRAFIA

1. EN 1991-1-1: Abr 2002; “Eurocódigo 1 – Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”, CEN, Bruxelas.
2. EN 1992-1-1: Abr 2004; “Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, CEN, Bruxelas.
3. Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio. Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes, Porto Editora, Lisboa;
4. Decreto-Lei nº 349-C/83, de 30 de Julho. Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. Publisher Team.
5. SOEIRO E SÁ, Prof. Abel – Folhas da disciplina de Betão Estrutural I, ISEL, Lisboa.
6. GORGULHO, Prof. António Sousa – Folhas da disciplina de Betão Estrutural II, ISEL, Lisboa.
7. CABRAL, A. – Folhas da disciplina de Estruturas de Suporte e Fundações II, ISEL, Lisboa;
8. CAMPOS COSTA, Prof. Alfredo Peres de Noronha – Folhas da disciplina de Engenharia Sísmica, ISEL, Lisboa.
9. Tabela de áreas de armaduras distribuídas, fornecida na cadeira de Betão Estrutural I;
10. Tabela de área de varões de aço, fornecida na cadeira de Betão Estrutural I.

11. Formação nível básico SAP2000, CXS Computing, IST.

ANEXOS

ANEXO 1: PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

ANEXO 2: PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

ANEXO 3: PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

ANEXO 4: PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESCADAS

ANEXO 5: CÁLCULO DO VALOR DE PRÉ-ESFORÇO

ANEXO 6: DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS

ANEXO 7: DIMENSIONAMENTO DOS MUROS E PAREDES DE BETÃO ARMADO

ANEXO 8: DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE FUNDAÇÃO

ANEXO 9: DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

ANEXO 10: DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

ANEXO 11: DIMENSIONAMENTO DAS ESCADAS

ANEXO 12: DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

ANEXO 1: PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE LAJES							
Laje	Lmaior	Lmenor	γ (Lmaior/Lmenor)	Direcção	α	h ($h \geq l_i/30\eta$)	hadop.
L1	9,12	5,66	1,61	2	0,5	0,094	0,15
L2	8,98	4,62	1,94	2	0,6	0,092	0,15
L3	4,56	3,32	1,37	2	0,5	0,055	0,15
L4	4,56	3,32	1,37	2	0,5	0,055	0,15
L5	8,98	4,63	1,94	2	0,5	0,077	0,15
L6	10,90	7,10	1,54	2	0,6	0,142	0,15
L7	18,36	5,24	3,50	1	1	0,383	0,40
L8	29,75	1,70	17,50	1	1	0,057	0,10
L9	6,10	2,45	2,49	1	2,4	0,196	0,20
L10	6,10	2,45	2,49	1	2,4	0,196	0,20
L11	21,07	9,20	2,29	2	0,8	0,245	0,25
L12	9,95	6,10	1,63	2	0,6	0,122	0,20
L13	16,12	6,10	2,64	1	1	0,203	0,20
L14	18,36	7,35	2,50	1	1	0,245	0,25
L15	18,36	7,22	2,54	1	1	0,241	0,25
L16	18,36	7,48	2,45	1	1	0,249	0,25
L17	18,36	6,10	3,01	1	1	0,203	0,25
L18	33,03	7,40	4,46	2	1	0,247	0,25
L19	6,15	2,10	2,93	1	1	0,070	0,10

ANEXO 2: PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VIGAS											
Piso 1											
Viga	L (m)	α	Li \times L	α	hmin (20 \times η)	(Li/h)	h	(L/10 a L/12)	hadop	b (0,20 a 0,25)	Área
V1.1	3,91	0,80	3,13	0,16	0,33	0,35	0,30	0,11			
V2.1	3,19	0,80	2,55	0,13	0,27	0,35	0,30	0,11			
V3.1	7,50	0,80	6,00	0,30	0,63	0,65	0,30	0,20			
V4.1	3,04	1,00	3,04	0,15	0,25	0,30	0,30	0,09			
V5.1	4,47	0,80	3,58	0,18	0,37	0,40	0,30	0,12			
V6.1	5,65	0,80	4,52	0,23	0,47	0,50	0,30	0,15			
V7.1	3,17	0,80	2,54	0,13	0,26	0,50	0,30	0,15			
V8.1	2,28	0,60	1,37	0,07	0,19	0,40	0,30	0,12			
V9.1	4,56	0,80	3,65	0,18	0,38	0,40	0,30	0,12			
V10.1	4,41	0,60	2,65	0,13	0,37	0,40	0,30	0,12			
V11.1	3,17	0,80	2,54	0,13	0,26	0,30	0,30	0,09			
V12.1	4,56	0,80	3,65	0,18	0,38	0,40	0,30	0,12			
V13.1	3,17	0,80	2,54	0,13	0,26	0,50	0,30	0,15			
V14.1	5,50	0,80	4,40	0,22	0,46	0,50	0,30	0,15			
Piso 2 e Cobertura											
Viga	L (m)	α	Li \times L	α	hmin (20 \times η)	(Li/h)	h	(L/10 a L/12)	hadop	b (0,20 a 0,25)	Área
V1.c	3,91	0,80	3,13	0,16	0,33	0,35	0,30	0,11			
V2.c	3,19	0,80	2,55	0,13	0,27	0,35	0,30	0,11			

V3.c	7,50	0,80	6,00	0,30	0,63	0,65	0,30	0,20
V5.c	4,47	0,80	3,58	0,18	0,37	0,40	0,30	0,12
V8.c	2,28	0,60	1,37	0,07	0,19	0,40	0,30	0,12
V10.c	4,41	0,60	2,65	0,13	0,37	0,40	0,30	0,12
V15.c	3,25	0,80	2,60	0,13	0,27	0,65	0,30	0,20
V16.c	3,91	1,00	3,91	0,20	0,33	0,35	0,30	0,11
V17.c	4,60	0,80	3,68	0,18	0,38	0,70	0,30	0,21
V18.c	4,02	0,60	2,41	0,12	0,34	0,70	0,30	0,21
V19.c	4,02	0,60	2,41	0,12	0,34	0,70	0,30	0,21
V20.c	7,93	0,80	6,34	0,32	0,66	0,70	0,30	0,21
V21.c	2,13	0,60	1,28	0,06	0,18	0,40	0,30	0,12
V22.c	4,47	0,80	3,58	0,18	0,37	0,40	0,30	0,12
V23.c	2,45	2,40	5,88	0,29	0,20	0,40	0,30	0,12
V24.c	9,95	0,60	5,97	0,30	0,83	0,85	0,25	0,21
V25.c	4,89	0,60	2,93	0,15	0,41	0,85	0,25	0,21
V26.c	5,88	0,60	3,53	0,18	0,49	0,85	0,25	0,21
V27.c	5,35	0,60	3,21	0,16	0,45	0,85	0,25	0,21
V28.c	6,10	1,00	6,10	0,31	0,51	0,55	0,30	0,17
V29.c	13,89	0,80	11,11	0,56	1,16	1,20	0,30	0,36
V30.c	11,13	0,60	6,68	0,33	0,93	1,20	0,30	0,36
V31.c	2,45	2,40	5,88	0,29	0,20	0,40	0,30	0,12
V32.c	6,10	1,00	6,10	0,31	0,51	0,55	0,30	0,17
V33.c	6,10	1,00	6,10	0,31	0,51	0,55	0,25	0,14
V34.c	5,44	0,80	4,35	0,22	0,45	0,85	0,25	0,21
V35.c	4,47	0,60	2,68	0,13	0,37	0,40	0,30	0,12
V36.c	2,28	0,60	1,37	0,07	0,19	0,40	0,30	0,12
V37.c	4,56	0,60	2,74	0,14	0,38	0,40	0,30	0,12
V38.c	2,28	0,60	1,37	0,07	0,19	0,40	0,30	0,12
V39.c	4,47	0,80	3,58	0,18	0,37	0,40	0,30	0,12
V40.c	2,00	1,00	2,00	0,10	0,17	0,30	0,30	0,09
V41.c	2,00	1,00	2,00	0,10	0,17	0,30	0,30	0,09
V42.c	18,36	1,00	18,36	0,92	1,53	4,40	0,40	1,76

ANEXO 3: PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE VIGAS	
Pilar	Dimensões (X x Y)
P1	30 x 30
P2	30 x 30
P3	30 x 30
P4	30 x 30
P5	30 x 30
P6	30 x 30
P7	30 x 30
P8	30 x 30
P9	30 x 30
P10	30 x 30
P11	30 x 30
P12	30 x 30
P13	30 x 30
P14	30 x 30
P15	30 x 30
P16	30 x 30
P17	30 x 30
P18	30 x 30
P19	30 x 30
P20	80 x 30
P21	25 x 25
P22	25 x 25
P23	25 x 25
P24	30 x 25
P25	80 X 30
P28	30 x 30

P29

30 x 30

ANEXO 4: PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE ESCADAS

Pré-Dimensionamento das Escadas Piso 1					
Escadas	Extensão (m)	Altura (m)	Vão (m)	h ($h \geq li/30n$)	hadoptado
E2	6,60	3,70	7,57	0,25	0,25
E3	7,17	3,70	8,07	0,27	0,30

ANEXO 5: CÁLCULO DO VALOR DE PRÉ-ESFORÇO
Cargas Iniciais Equivalentes ao Pré-Esforço
1. Piso 2

Laje	h (m)	R _{anc} (m)	R _{inf} (m)	P _{adoptado} (kN)	L _{apoio} (m)	f _{apoio} (m)	Q _{dist_eq_vão} (kN/m)	α	Q _{eq_nodal} (kN)
L7	0,40	0,15	0,10	1000	18,36	0,15	3,56	0,03	32,68

2. Cobertura

Laje	Vigas PE	h (m)	R _{anc} (m)	R _{inf} (m)	P _{adoptado} (kN)	L _{apoio} (m)	f _{apoio} (m)	Q _{dist_eq_meiovão} (kN/m)	α	Q _{nodal_total} (kN)
L14	VPE1	1,50	0,20	0,15	1000	18,36	1,15	27,29	0,25	250,54
L15	VPE2	1,50	0,20	0,15	1000	18,36	1,15	27,29	0,25	250,54
L16	VPE3	1,90	0,20	0,15	1000	18,36	1,55	36,79	0,33	337,69
	VPE4	1,90	0,20	0,15	1000	18,36	1,55	36,79	0,33	337,69
	VPE5	1,30	0,20	0,15	1000	18,36	0,95	22,55	0,20	206,97
L17	VPE6	2,40	0,20	0,15	1000	18,36	2,05	48,65	0,42	446,62

Cálculo do valor de P_{∞}											
1. Piso 2											
Laje	b (m)	h (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V _{inf} (m)	W _{inf} (m ³)	Mcqp (kN.m)	P _{adoptado} (kN)	M _{PE} (kN.m)	α	P _{∞} (kN)
L7	1,00	0,40	0,40	0,0053	0,20	0,02667	265,14	1000	55,13	2,18	2176,91
2. Cobertura											
Vigas PE	b (m)	h (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V _{inf} (m)	W _{inf} (m ³)	Mcqp (kN.m)	P _{adoptado} (kN)	M _{PE} (kN.m)	α	P _{∞} (kN)
L14	VPE1	0,30	1,50	0,45	0,0844	0,75	0,11250	313,97	651,01	0,35	348,46
L15	VPE2	0,30	1,50	0,45	0,0844	0,75	0,11250	305,84	710,94	0,32	318,27
L16	VPE3	0,30	1,90	0,57	0,1715	0,95	0,18050	159,05	1056,60	0,12	115,82
L16	VPE4	0,30	1,90	0,57	0,1715	0,95	0,18050	152,28	1038,82	0,11	112,34
L17	VPE5	0,30	1,30	0,39	0,0549	0,65	0,08450	277,46	465,75	0,41	406,58
L17	VPE6	0,30	2,40	0,72	0,3456	1,20	0,28800	277,30	1567,60	0,14	140,93

Cargas Finais Equivalentes ao Pré-Esforço
1. Piso 2

Laje	h (m)	R _{anc} (m)	R _{inf} (m)	P _o (kN)	L _{apoio} (m)	f _{apoio} (m)	Q _{dist_eq_meiovão} (kN/m)	α	Q _{nodal_total} (kN)
L7	0,40	0,15	0,10	2177	18,36	0,15	7,75	0,03	71,14

2. Cobertura

Laje	Vigas PE	h (m)	R _{anc} (m)	R _{inf} (m)	P _{adoptado} (kN)	L _{apoio} (m)	f _{apoio} (m)	Q _{dist_eq_meiovão} (kN/m)	α	Q _{nodal_total} (kN)
L14	VPE1	1,50	0,20	0,15	348	18,36	1,15	9,51	0,25	87,31
L15	VPE2	1,50	0,20	0,15	318	18,36	1,15	8,69	0,25	79,74
L16	VPE3	1,90	0,20	0,15	116	18,36	1,55	4,26	0,33	39,11
L16	VPE4	1,90	0,20	0,15	112	18,36	1,55	4,13	0,33	37,94
L17	VPE5	1,30	0,20	0,15	407	18,36	0,95	9,17	0,20	84,15
L17	VPE6	2,40	0,20	0,15	141	18,36	2,05	6,86	0,42	62,94

ANEXO 6: DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS

1. Pilares Isolados

Mínima dimensão: 0,80 x 0,80

Mínima altura: 0,50

Sapata	σ_{adm} (kN/m ²)	N_{max} (kN)	A_{min} (m ²)	d_{pilar} (m)	b_{pilar} (m)	c (m)	D_{sapata} (m)	B_{sapata} (m)	$D_{adop.sapata}$ (m)	$B_{adop.sapata}$ (m)	H_{min} (m)	$H_{adotado}$ (m)	Comportamento Sapata	σ_{max} (kN/m ²)	P_{p_sapata} (kN)
S P1	200	57,57	0,36	0,30	0,30	0,15	0,60	0,60	0,80	0,80	0,13	0,5	Sapata Rígida	102,45	8,00
S P2	200	219,95	1,37	0,30	0,30	0,44	1,17	1,17	1,20	1,20	0,23	0,5	Sapata Rígida	165,24	18,00
S P3	200	340,78	2,13	0,30	0,30	0,58	1,46	1,46	1,50	1,50	0,30	0,5	Sapata Rígida	163,96	28,13
S P4	200	271,95	1,70	0,30	0,30	0,50	1,30	1,30	1,30	1,30	0,25	0,5	Sapata Rígida	173,42	21,13
S P5	200	252,68	1,58	0,30	0,30	0,48	1,26	1,26	1,30	1,30	0,25	0,5	Sapata Rígida	162,01	21,13
S P6	200	247,83	1,55	0,30	0,30	0,47	1,24	1,24	1,25	1,25	0,24	0,5	Sapata Rígida	171,11	19,53
S P7	200	249,48	1,56	0,30	0,30	0,47	1,25	1,25	1,25	1,25	0,24	0,5	Sapata Rígida	172,17	19,53
S P21	200	275,69	1,72	0,25	0,25	0,53	1,31	1,31	1,35	1,35	0,28	0,5	Sapata Rígida	163,77	22,78
S P22	200	158,09	0,99	0,25	0,25	0,37	0,99	0,99	1,00	1,00	0,19	0,5	Sapata Rígida	170,59	12,50
S P23	200	195,57	1,22	0,25	0,25	0,43	1,11	1,11	1,15	1,15	0,23	0,5	Sapata Rígida	160,38	16,53

Piso 0

Piso 1

Sapata	N_{bsd} (kN)	f_{syk} (Mpa)	\square_s	F_{syd} (Mpa)	A_{sx} (cm ² /m)	A_{sx} (cm ² /m)	A_{sx} (cm ² /m)	Armadura X	A_{sy} (cm ² /m)	A_{sy} (cm ² /m)	Armadura Y
Sapata											

	σ_{adm} (KN/m^2)	N_{max} (kN)	A_{min} (m^2)	d_{pilar} (m)	b_{pilar} (m)	c_{min} (m)	$c_{adaptado}$ (m)	D_{sapata} (m)	B_{sapata} (m)	$D_{adap.sapata}$ (m)	$B_{adap.sapata}$ (m)	H_{min} (m)	$H_{adaptado}$ (m)	PP _{sapata} (kN)	Comportamento Sapata
S P1	98,36	400	1,15	347,83	0,49	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	0,49	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	ϕ 10 // 0,20		
S P2	356,93	400	1,15	347,83	2,14	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	2,14	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	ϕ 10 // 0,20		
S P3	553,36	400	1,15	347,83	3,54	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	3,54	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	ϕ 10 // 0,20		
S P4	439,61	400	1,15	347,83	2,70	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	2,70	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	ϕ 10 // 0,20		
S P5	410,71	400	1,15	347,83	2,52	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	2,52	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	ϕ 10 // 0,20		
S P6	401,04	400	1,15	347,83	2,43	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	2,43	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	ϕ 10 // 0,20		
S P7	403,52	400	1,15	347,83	2,45	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	2,45	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	ϕ 10 // 0,20		
S P21	447,71	400	1,15	347,83	2,91	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	2,91	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	ϕ 10 // 0,20		
S P22	255,89	400	1,15	347,83	1,53	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	1,53	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	ϕ 10 // 0,20		
S P23	318,15	400	1,15	347,83	1,99	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	1,99	3,93	3,93	ϕ 10 // 0,20	ϕ 10 // 0,20		

2. Muros e Paredes de Betão

Mínima largura: 1,00

Mínima altura: 0,60

Sapata	σ_{adm} (KN/m^2)	N_{max} (kN)	A_{min} (m^2)	d_{pilar} (m)	b_{pilar} (m)	c_{min} (m)	$c_{adaptado}$ (m)	D_{sapata} (m)	B_{sapata} (m)	$D_{adap.sapata}$ (m)	$B_{adap.sapata}$ (m)	H_{min} (m)	$H_{adaptado}$ (m)	PP _{sapata} (kN)	Comportamento Sapata
S MBI.1	200	1063,22	6,65	21,37	0,30	0,01	0,35	22,07	1,00	22,10	1,70	0,18	0,6	563,55	Sapata Rígida
S MBI.2	200	308,63	1,93	0,3	5,32	0,03	0,35	1,00	6,02	1,70	6,05	0,18	0,6	154,28	Sapata Rígida
S MBI.3	200	1061,91	6,64	6,9	0,3	0,29	0,35	7,60	1,00	7,60	1,70	0,18	0,6	193,80	Sapata Rígida
S MBI.4	200	1395,30	8,72	7,95	0,3	0,35	0,35	8,65	1,00	8,65	1,70	0,18	0,6	220,58	Sapata Rígida
S MBI.5	200	2036,31	12,73	0,3	26,3	0,09	0,35	1,00	27,00	1,70	27,00	0,18	0,6	688,50	Sapata Rígida
S MBI.6	200	490,05	3,06	6,1	0,3	0,09	0,35	6,80	1,00	6,80	1,70	0,18	0,6	173,40	Sapata Rígida
S MBI.7	200	1171,77	7,32	0,3	8,98	0,24	0,35	1,00	9,68	1,70	9,70	0,18	0,6	247,35	Sapata Rígida
S MBI.8	200	732,84	4,58	18,37	0,3	-0,02	0,35	19,07	1,00	19,10	1,70	0,18	0,6	487,05	Sapata Rígida
S MBI.9	200	5528,59	34,55	0,3	20,13	0,66	0,70	1,70	21,53	1,70	21,55	0,36	0,6	549,53	Sapata Rígida

Piso 1															
Sapata	N _{bsd} (kN)	N _{bsd/m} (kN)	f _{syk} (Mpa)	□ _s	F _{syd} (Mpa)	A _s (cm ² /m)	A _s adotado (cm ² /m)	Armadura X	Armadura Y	0,43	0,6	229,50	Sapata Rígida		
S MB2	200	2364,58	14,78	0,3	5,95	0,82	0,85	2,00	7,65	2,00	7,65	0,43	0,6	229,50	Sapata Rígida
S MB3.1	200	617,22	3,86	0,3	3,55	0,31	0,35	1,00	4,25	1,00	4,25	0,18	0,6	63,75	Sapata Rígida
S MB3.2	200	581,66	3,64	3,91	0,3	0,26	0,35	4,61	1,00	4,65	1,00	0,19	0,6	69,75	Sapata Rígida
S MB3.3	200	1649,44	10,31	0,3	21,98	0,08	0,35	1,00	22,68	1,00	22,70	0,18	0,6	340,50	Sapata Rígida
S MB3.4	200	1244,44	7,78	21,7	0,3	0,03	0,35	22,40	1,00	22,40	1,00	0,18	0,6	336,00	Sapata Rígida
S PB3.1	200	1079,72	6,75	5,85	0,3	0,36	0,40	6,65	1,10	6,65	1,40	0,20	0,6	139,65	Sapata Rígida
S PB3.2	200	686,48	4,29	0,3	2,1	0,53	0,55	1,40	3,20	1,40	3,20	0,28	0,6	67,20	Sapata Rígida
S PB3.3	200	1051,66	6,57	5,85	0,3	0,35	0,35	6,55	1,00	6,55	1,40	0,18	0,6	137,55	Sapata Rígida
S MB4	200	966,97	6,04	0,3	4,65	0,40	0,40	1,10	5,45	1,10	5,45	0,20	0,6	89,93	Sapata Rígida
S PBI	200	145,07	0,91	0,3	2	0,06	0,35	1,00	2,70	1,00	2,70	0,18	0,6	40,50	Sapata Rígida
S PB2	200	432,95	2,71	0,3	3,15	0,23	0,35	1,00	3,85	1,00	3,85	0,18	0,6	57,75	Sapata Rígida
Piso 0															
Sapata	N _{bsd} (kN)	N _{bsd/m} (kN)	f _{syk} (Mpa)	□ _s	F _{syd} (Mpa)	A _s (cm ² /m)	A _s adotado (cm ² /m)	Armadura X	Armadura Y	0,43	0,6	229,50	Sapata Rígida		
S MB1.1	1626,77	73,61	400	1,15	347,83	0,62	3,93	φ 10 // 0,20	φ 10 // 0,20	0,43	0,6	229,50	Sapata Rígida		
S MB1.2	462,90	76,51	400	1,15	347,83	0,33	3,93	φ 10 // 0,20	φ 10 // 0,20	0,43	0,6	229,50	Sapata Rígida		
S MB1.3	1255,71	165,23	400	1,15	347,83	1,39	3,93	φ 10 // 0,20	φ 10 // 0,20	0,43	0,6	229,50	Sapata Rígida		
S MB1.4	1615,88	186,81	400	1,15	347,83	1,57	3,93	φ 10 // 0,20	φ 10 // 0,20	0,43	0,6	229,50	Sapata Rígida		
S MB1.5	2724,81	100,92	400	1,15	347,83	0,42	3,93	φ 10 // 0,20	φ 10 // 0,20	0,43	0,6	229,50	Sapata Rígida		
S MB1.6	663,45	97,57	400	1,15	347,83	0,82	3,93	φ 10 // 0,20	φ 10 // 0,20	0,43	0,6	229,50	Sapata Rígida		
S MB1.7	1419,12	146,30	400	1,15	347,83	0,63	3,93	φ 10 // 0,20	φ 10 // 0,20	0,43	0,6	229,50	Sapata Rígida		
S MB1.8	1219,89	63,87	400	1,15	347,83	0,54	3,93	φ 10 // 0,20	φ 10 // 0,20	0,43	0,6	229,50	Sapata Rígida		
S MB1.9	6078,12	282,05	400	1,15	347,83	2,40	3,93	φ 10 // 0,20	φ 10 // 0,20	0,43	0,6	229,50	Sapata Rígida		
S MB2	2594,08	339,09	400	1,15	347,83	3,45	3,93	φ 10 // 0,20	φ 10 // 0,20	0,43	0,6	229,50	Sapata Rígida		

S	680,97	160,23	400	1,15	347,83	0,67	3,93	φ 10 // 0,20
MB3.1								
S	651,41	140,09	400	1,15	347,83	0,59	3,93	φ 10 // 0,20
MB3.2								
S	1989,94	87,66	400	1,15	347,83	0,38	3,93	φ 10 // 0,20
MB3.3								
S	1580,44	70,56	400	1,15	347,83	0,30	3,93	φ 10 // 0,20
MB3.4								
S PB3.1	753,68	113,33	400	1,15	347,83	0,75	3,93	φ 10 // 0,20
S PB3.2	1219,37	381,05	400	1,15	347,83	2,51	3,93	φ 10 // 0,20
S PB3.3	1189,21	181,56	400	1,15	347,83	1,20	3,93	φ 10 // 0,20
S MB4	1056,90	193,93	400	1,15	347,83	0,93	3,93	φ 10 // 0,20
S PB1	185,57	68,73	400	1,15	347,83	0,29	3,93	φ 10 // 0,20
S PB2	490,70	127,45	400	1,15	347,83	0,53	3,93	φ 10 // 0,20

Piso 1

ANEXO 7: DIMENSIONAMENTO DOS MUROS E PAREDES DE BETÃO ARMADO

Muro MB1.1

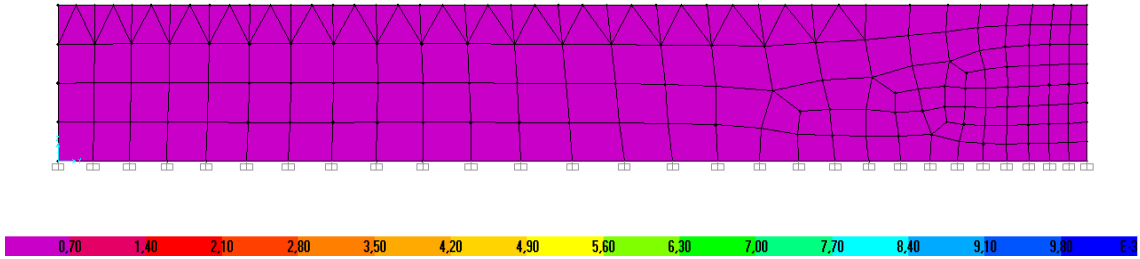


Diagrama de armadura horizontal para a combinação Envolvente – [m²/m]

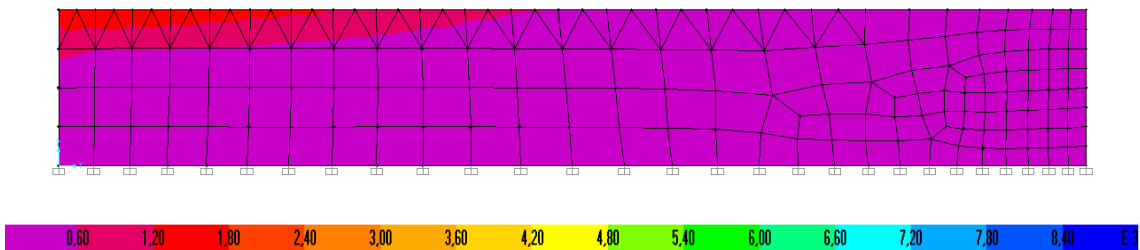


Diagrama de armadura vertical para a combinação Envolvente – [m²/m]

Muro MB1.2

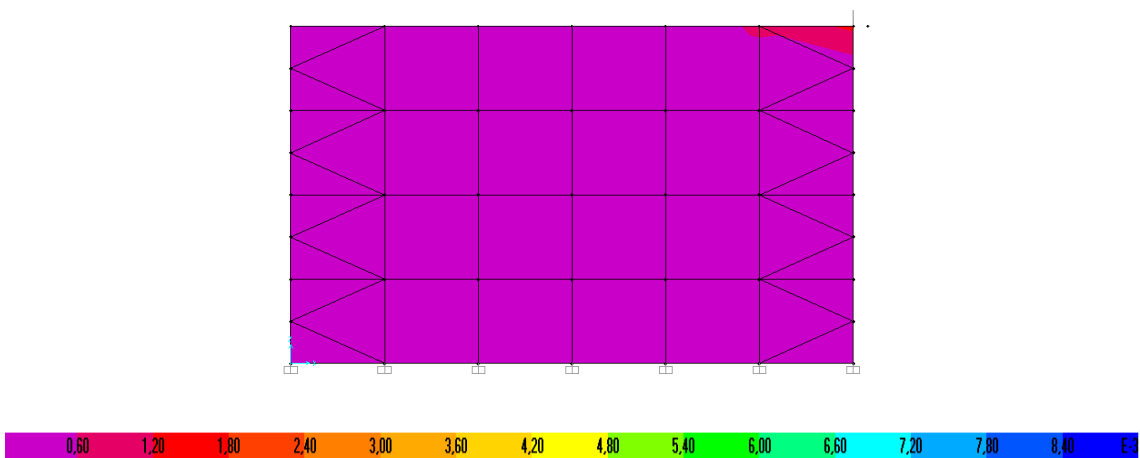


Diagrama de armadura horizontal para a combinação Envolvente – [m²/m]

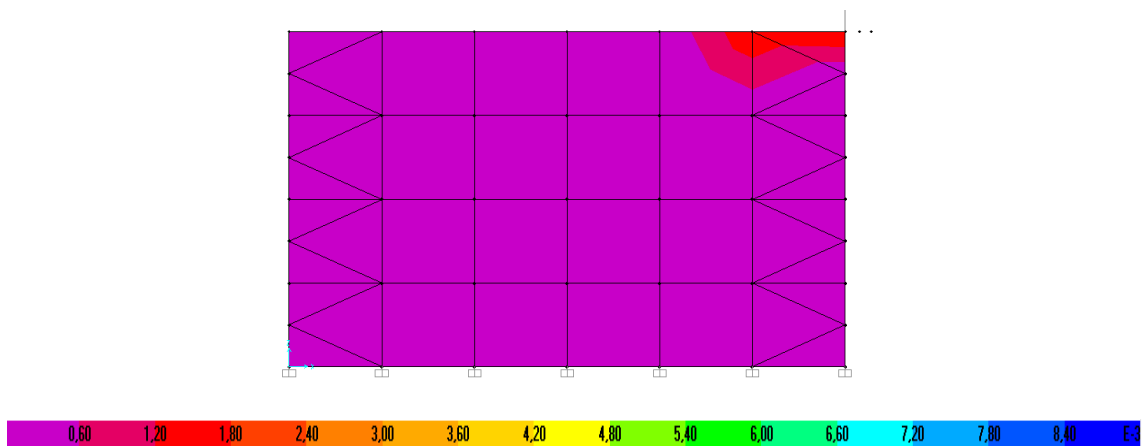


Diagrama de armadura vertical para a combinação Envolvente - [m²/m]

Muro MB1.3 e MB1.4

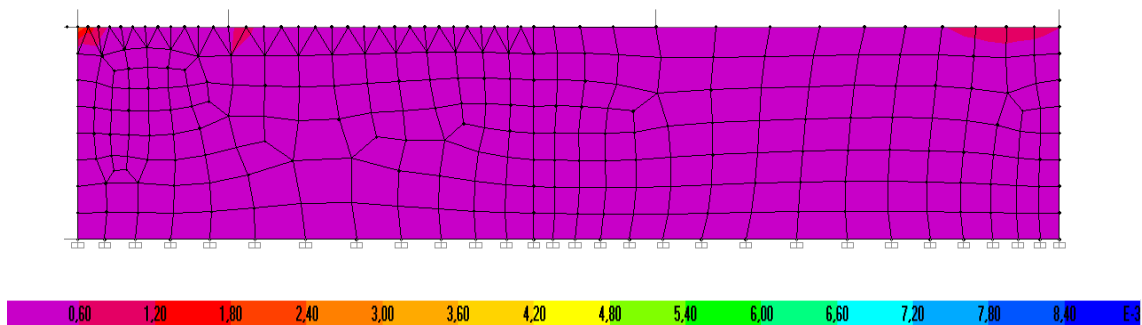


Diagrama de armadura horizontal para a combinação Envolvente - [m²/m]

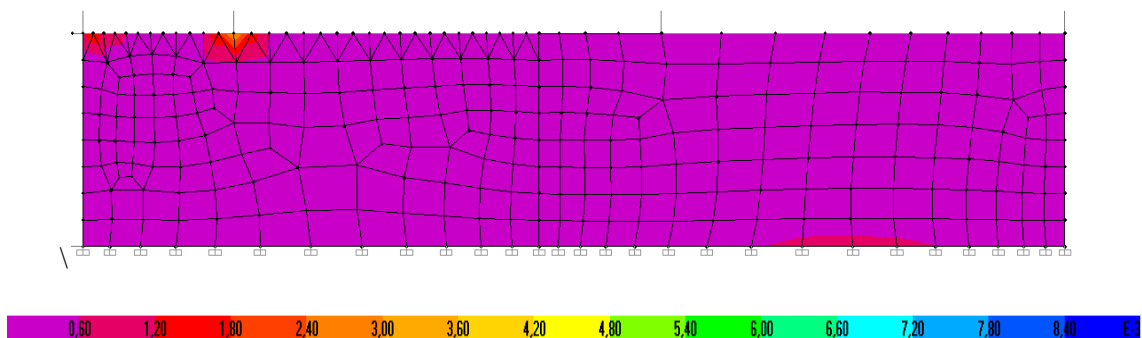


Diagrama de armadura vertical para a combinação Envolvente - [m²/m]

Muro MB1.6

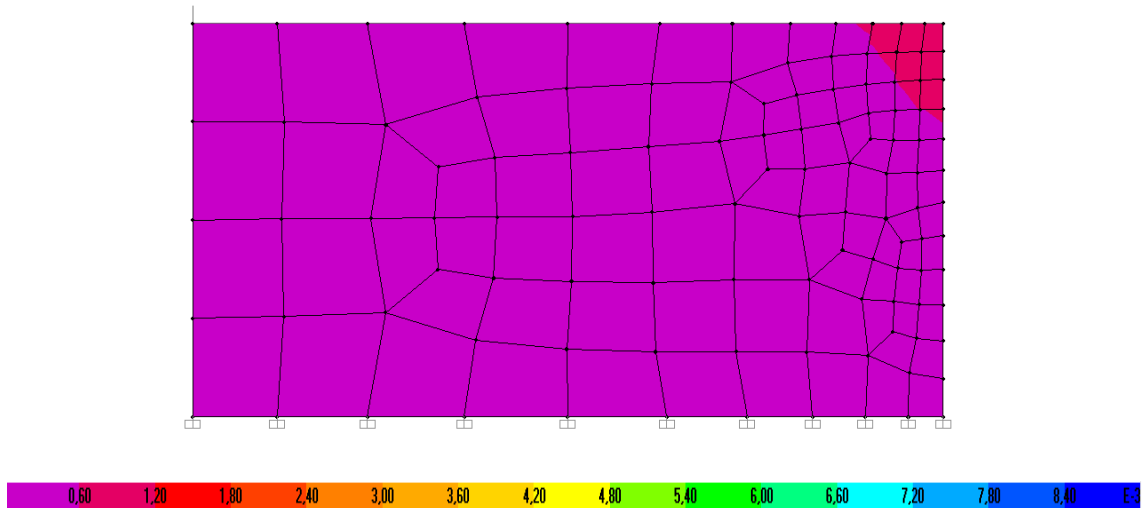


Diagrama de armadura horizontal para a combinação Envolvente - [m²/m]

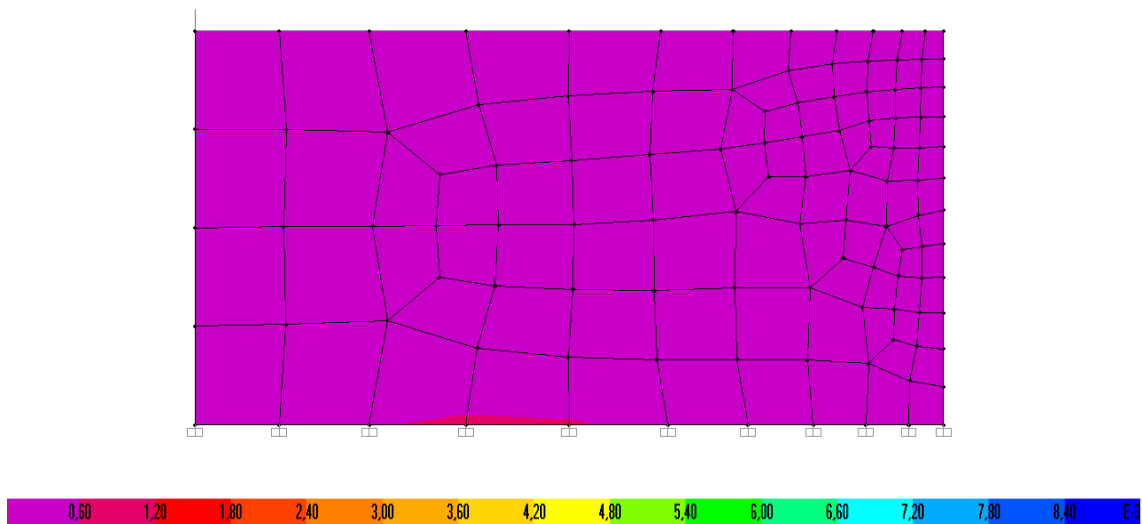


Diagrama de armadura vertical para a combinação Envolvente - [m²/m]

Muro MB1.7 e Parede PB5

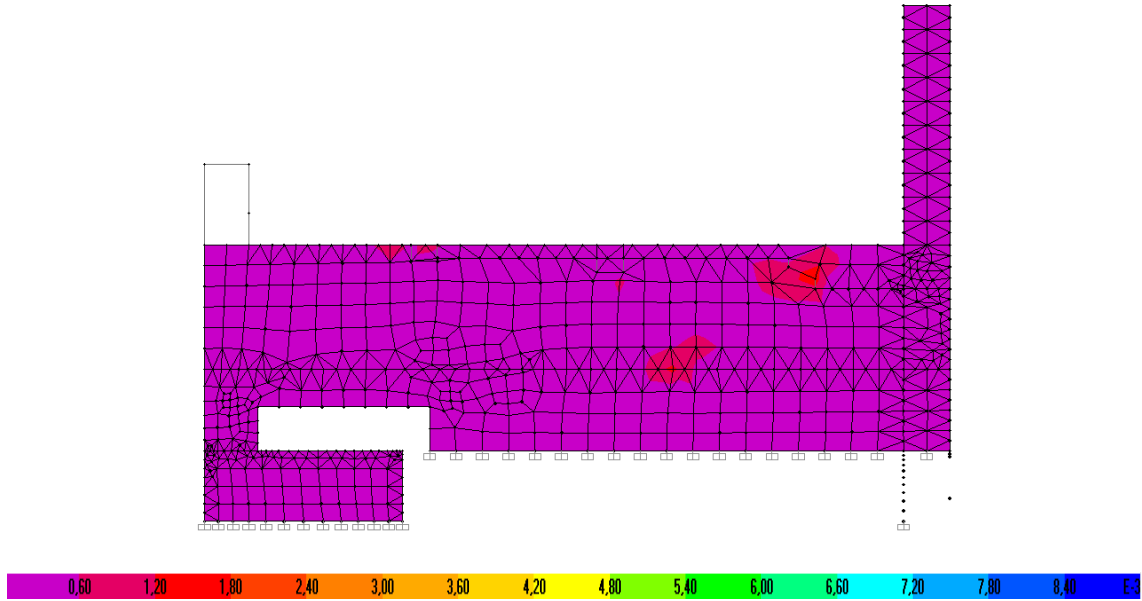


Diagrama de armadura horizontal para a combinação Envolvente - [m²/m]

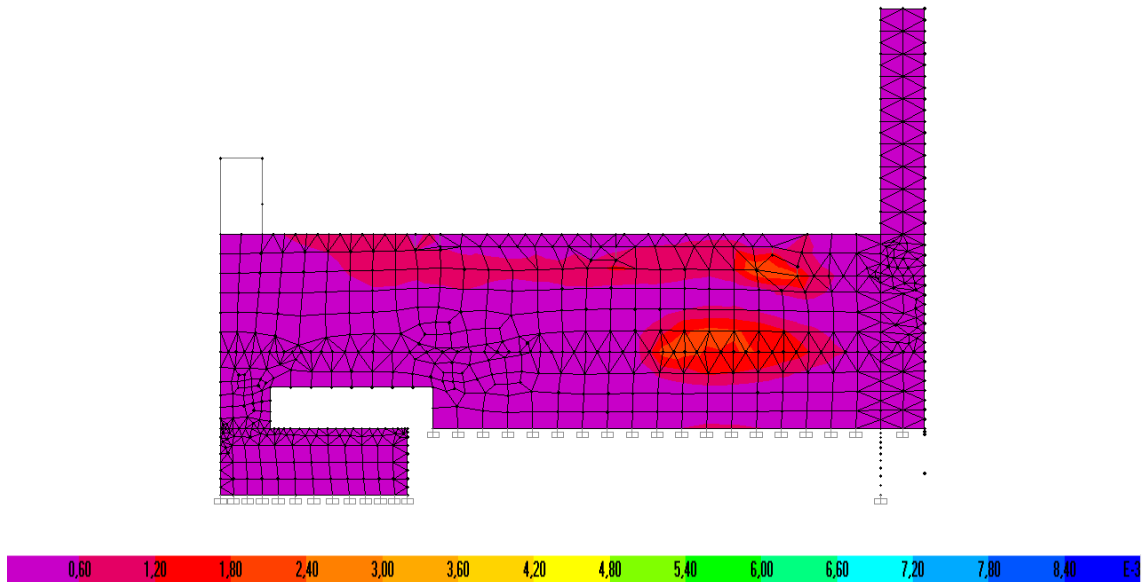


Diagrama de armadura vertical para a combinação Envolvente - [m²/m]

Muro MB1.8

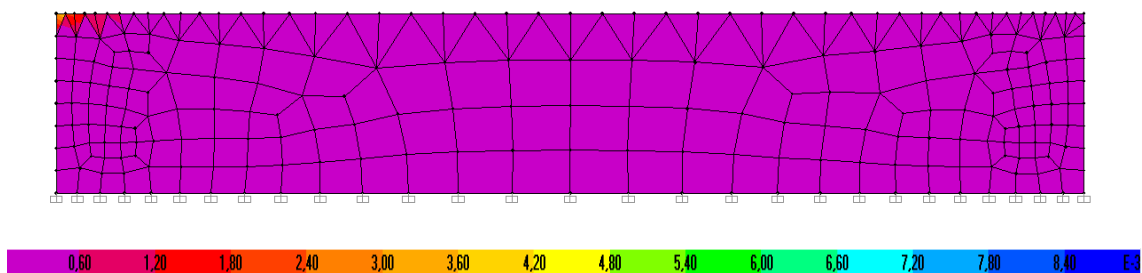


Diagrama de armadura horizontal para a combinação Envolvente – [m²/m]

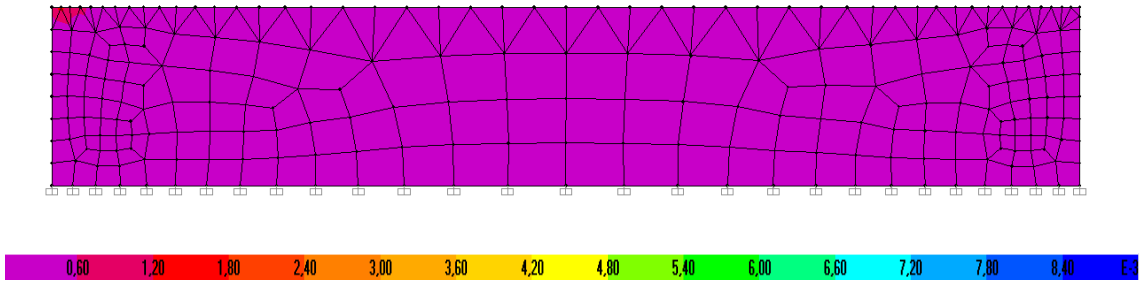


Diagrama de armadura vertical para a combinação Envolvente – [m²/m]

Muro MB2 e Parede PB1.9 e PB4

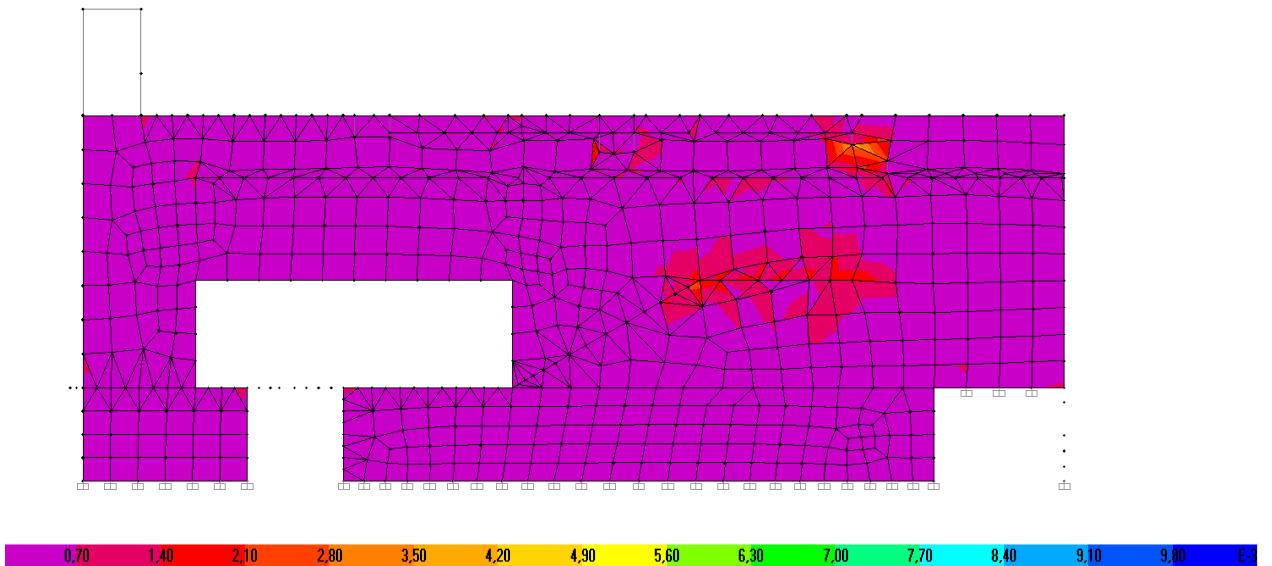


Diagrama de armadura horizontal para a combinação Envolvente – [m²/m]

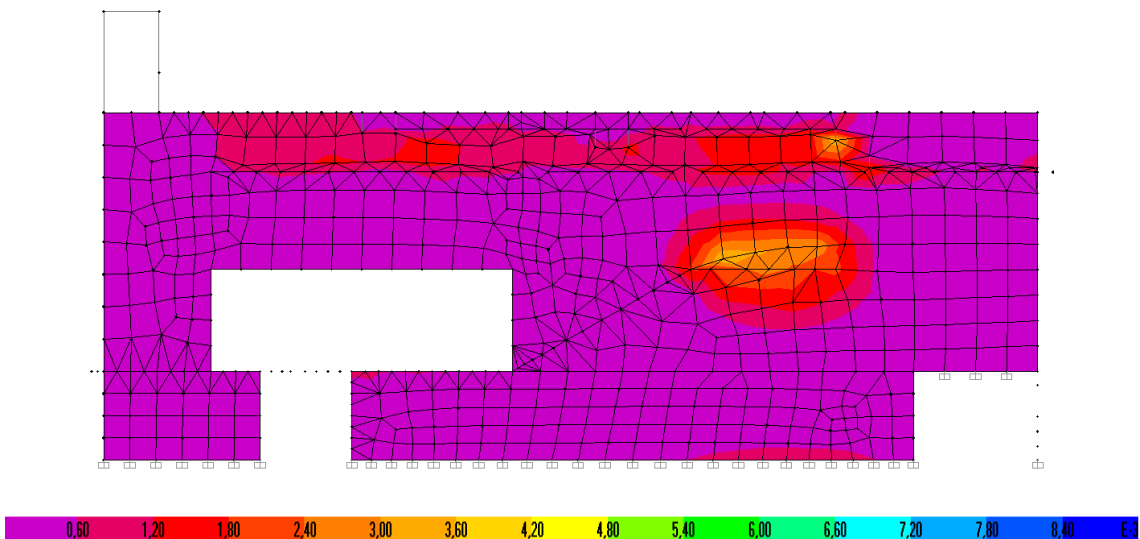


Diagrama de armadura vertical para a combinação Envolvente – [m²/m]

Muro MB3.1

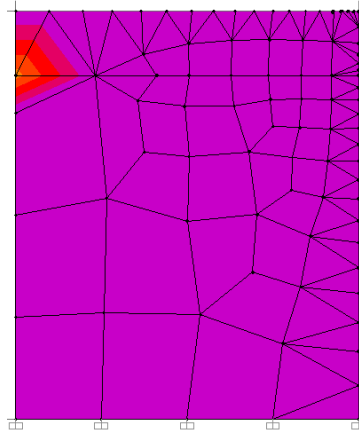


Diagrama de armadura horizontal para a combinação Envolvente – [m^2/m]

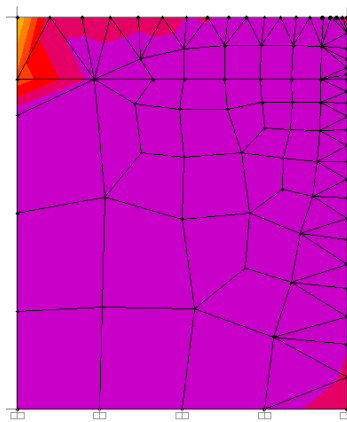


Diagrama de armadura vertical para a combinação Envolvente – [m^2/m]

Muro MB3.2

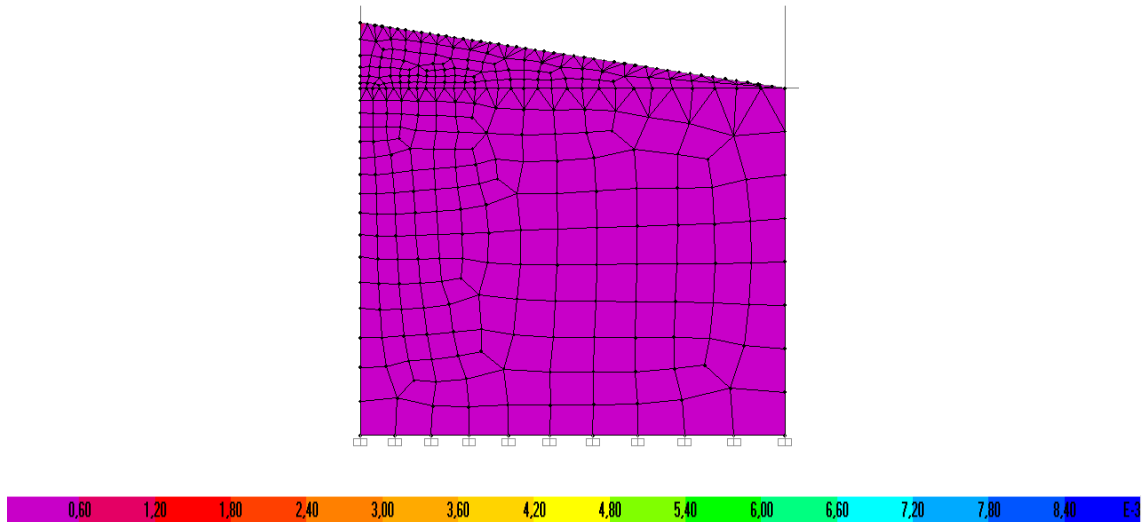


Diagrama de armadura horizontal para a combinação Envolvente - [m²/m]

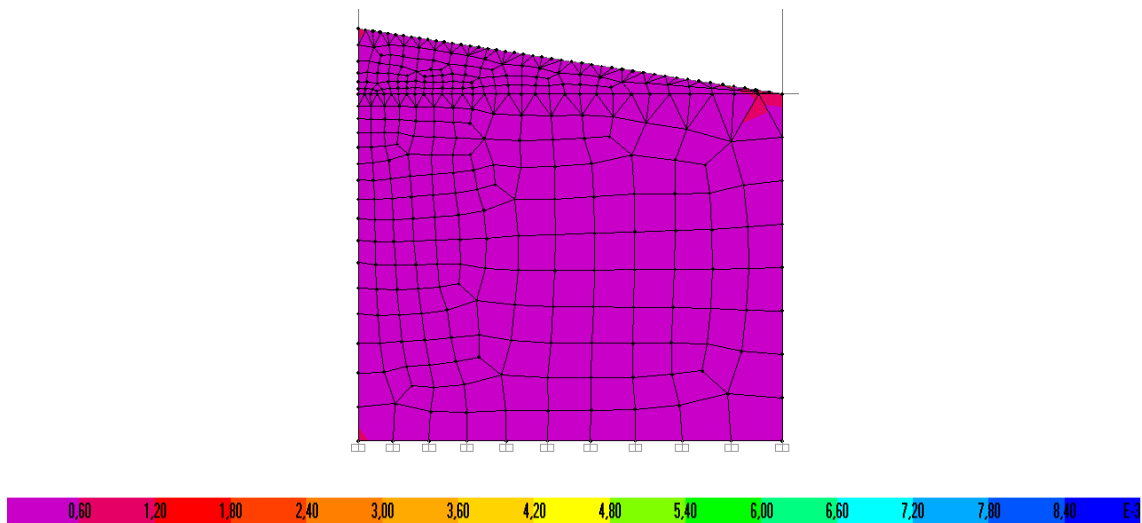


Diagrama de armadura vertical para a combinação Envolvente - [m²/m]

Muro MB3.3

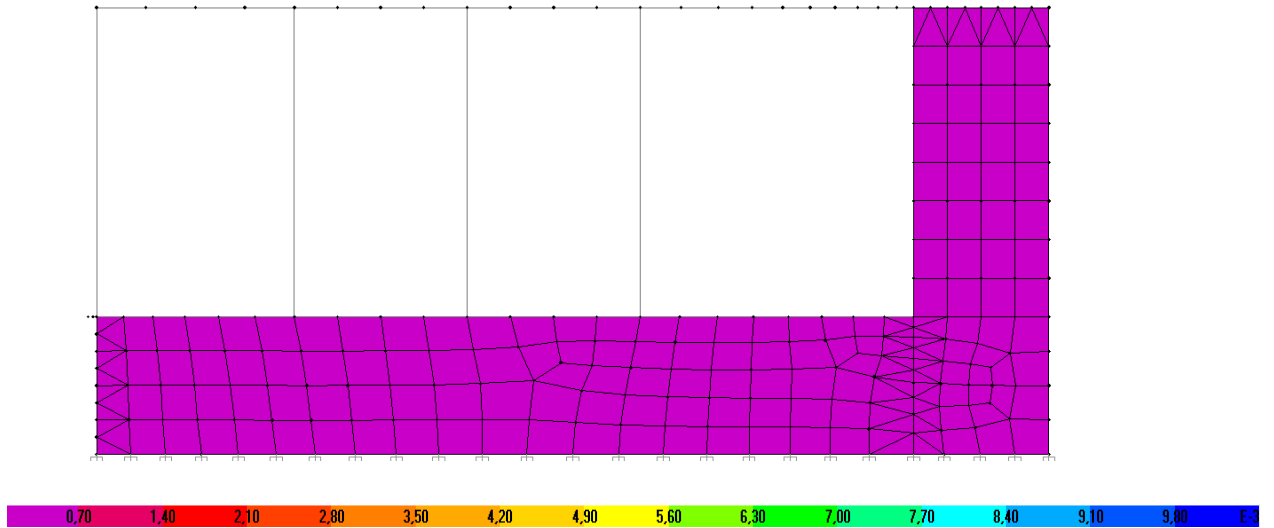


Diagrama de armadura horizontal para a combinação Envolvente - [m²/m]

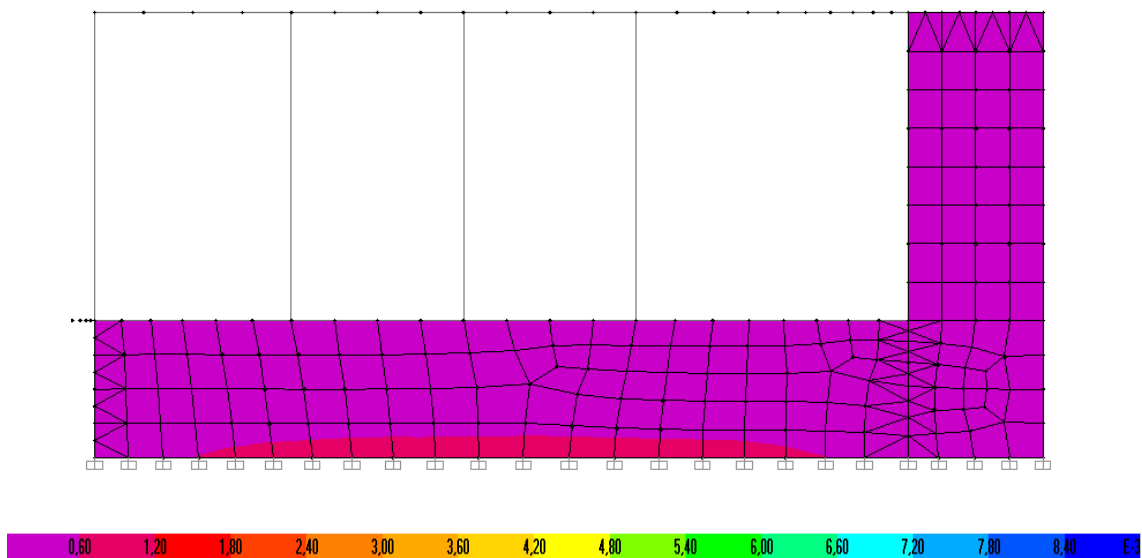


Diagrama de armadura vertical para a combinação Envolvente - [m²/m]

Parede PB1

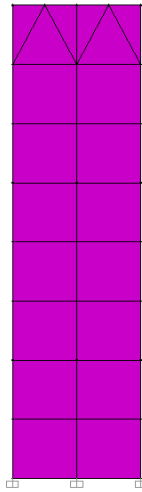


Diagrama de armadura horizontal para a combinação Envolvente - [m²/m]

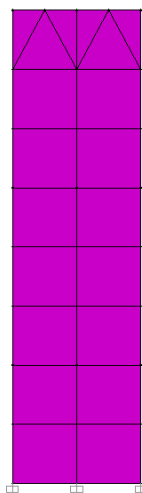


Diagrama de armadura vertical para a combinação Envolvente - [m²/m]

Parede PB3.1

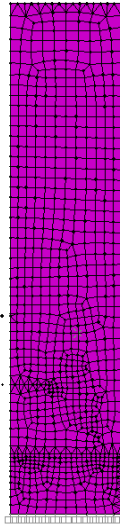


Diagrama de armadura horizontal para a combinação Envolvente - [m²/m]

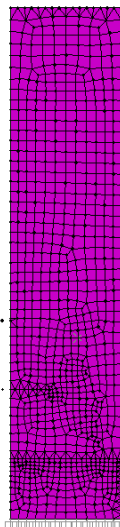


Diagrama de armadura vertical para a combinação Envolvente - [m²/m]

Parede PB3.2

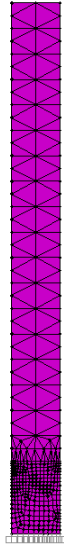


Diagrama de armadura horizontal para a combinação Envolvente - [m²/m]

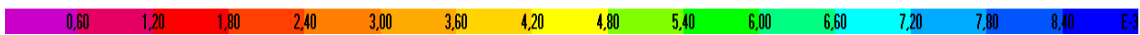
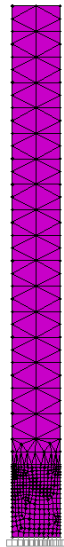


Diagrama de armadura vertical para a combinação Envolvente - [m²/m]

Parede PB3.3 e Muro MB3.4

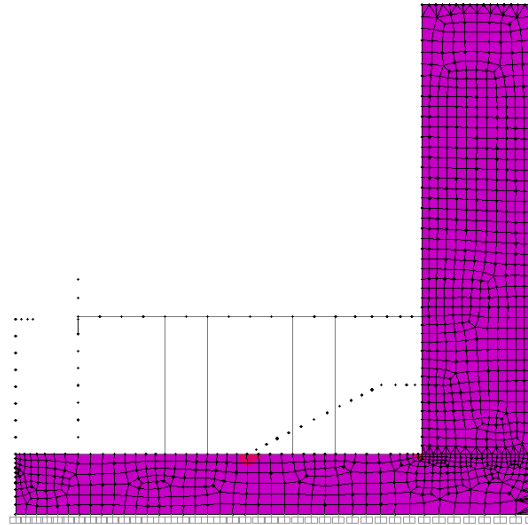


Diagrama de armadura horizontal para a combinação Envolvente – [m²/m]

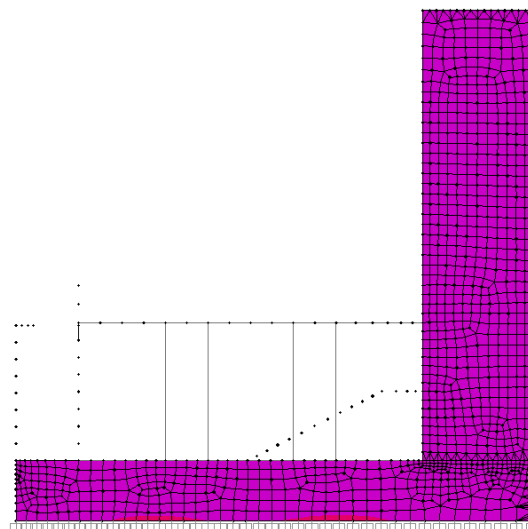


Diagrama de armadura vertical para a combinação Envolvente – [m²/m]

ANEXO 8: DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DE FUNDAÇÃO
1. Armaduras longitudinais retiradas do SAP2000

Vigas de Fundação	Dimensões		A _s , longitudinal superior (cm ² /m)		A _{s,adotado} longitudinal superiores (cm ² /m)		A _s , longitudinal inferior (cm ² /m)		A _{s,adotado} longitudinal inferior (cm ² /m)		Estribos
VF1	25 x 40	1,94	2,26	2φ12	2φ12	1,69	2,26	2φ12	2φ12	2,26	φ8//0,20
VF2	25 x 40	1,69	2,26	2φ12	2φ12	1,69	2,26	2φ12	2φ12	2,26	φ8//0,20
VF3	25 x 40	1,69	2,26	2φ12	2φ12	1,69	2,26	2φ12	2φ12	2,26	φ8//0,20
VF4	25 x 40	1,69	2,26	2φ12	2φ12	1,69	2,26	2φ12	2φ12	2,26	φ8//0,20
VF5	25 x 40	1,69	2,26	2φ12	2φ12	1,69	2,26	2φ12	2φ12	2,26	φ8//0,20
VF6	25 x 40	1,69	2,26	2φ12	2φ12	1,69	2,26	2φ12	2φ12	2,26	φ8//0,20
VF7	25 x 40	1,69	2,26	2φ12	2φ12	1,69	2,26	2φ12	2φ12	2,26	φ8//0,20
VF8	25 x 40	1,69	2,26	2φ12	2φ12	1,69	2,26	2φ12	2φ12	2,26	φ8//0,20
VF9	25 x 40	1,69	2,26	2φ12	2φ12	1,69	2,26	2φ12	2φ12	2,26	φ8//0,20
VF10	25 x 40	1,69	2,26	2φ12	2φ12	1,69	2,26	2φ12	2φ12	2,26	φ8//0,20
VF11	25 x 40	1,69	2,26	2φ12	2φ12	1,69	2,26	2φ12	2φ12	2,26	φ8//0,20
VF12	25 x 40	1,69	2,26	2φ12	2φ12	1,69	2,26	2φ12	2φ12	2,26	φ8//0,20
VF13	25 x 40	2,52	3,39	3φ12	3φ12	1,69	2,26	2φ12	2φ12	2,26	φ8//0,20
VF14	25 x 40	1,69	2,26	2φ12	2φ12	1,69	2,26	2φ12	2φ12	2,26	φ8//0,20
VF15	25 x 40	1,69	2,26	2φ12	2φ12	1,69	2,26	2φ12	2φ12	2,26	φ8//0,20
VF16	25 x 40	1,69	2,26	2φ12	2φ12	1,69	2,26	2φ12	2φ12	2,26	φ8//0,20

ANEXO 9: DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

<i>1. Armaduras longitudinais retiradas do SAP2000</i>			
Pilares	Dimensões	Armaduras longitudinais	Cintas
P1	30 x 30	8φ25	φ8//0,15
P2	30 x 30	8φ20	φ8//0,15
P3	30 x 30	8φ20	φ8//0,15
P4	30 x 30	8φ20	φ8//0,15
P5	30 x 30	8φ8	φ8//0,20
P6	30 x 30	8φ8	φ8//0,20
P7	30 x 30	8φ8	φ8//0,20
P8	30 x 30	8φ16	φ8//0,20
P9	30 x 30	8φ20	φ8//0,15
P10	30 x 30	8φ10	φ8//0,20
P11	30 x 30	8φ10	φ8//0,20
P12	30 x 30	8φ10	φ8//0,20
P13	30 x 30	8φ10	φ8//0,20
P14	30 x 30	8φ20	φ8//0,15
P15	30 x 30	8φ20	φ8//0,15
P16	30 x 30	8φ16	φ8//0,20
P17	30 x 30	8φ20	φ8//0,15
P18	30 x 30	8φ16	φ8//0,20
P19	30 x 30	8φ12	φ8//0,20
P20	80 x 30	18φ12	φ8//0,15

P21	25 x 25	8φ16	φ8//0,15
P22	25 x 25	8φ16	φ8//0,15
P23	25 x 25	8φ16	φ8//0,15
P24	30 x 25	8φ16	φ8//0,15
P25	80 X 30	18φ12	φ8//0,15
P26	260 X 30	54φ12	φ8//0,20
P27	240 X 30	32φ12 + 22φ16	φ10//0,15 (cintas exteriores) φ8//0,15 (cintas interiores)
P28	30 x 30	6φ16	φ8//0,20
P29	30 x 30	6φ16	φ8//0,20

ANEXO 10: DIMENSIONAMENTO DOS VIGAS
1. Cálculo da armadura longitudinal mínima

Viga	f_{ctm} (Mpa)	f_{yk} (Mpa)	b_t (m)	h (m)	rec (m)	$\emptyset/2$ (m)	d (m)	$A_{s,min}$ (cm^2/m)	Condição
V1.1	2,90	400,00	0,30	0,35	0,03	0,006	0,314	1,78	∧ 1,22
V2.1	2,90	400,00	0,30	0,35	0,03	0,006	0,314	1,78	∧ 1,22
V3.1	2,90	400,00	0,30	0,65	0,03	0,006	0,614	3,47	∧ 2,39
V4.1	2,90	400,00	0,30	0,30	0,03	0,006	0,264	1,49	∧ 1,03
V5.1	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	∧ 1,42
V6.1	2,90	400,00	0,30	0,50	0,03	0,006	0,464	2,62	∧ 1,81
V7.1	2,90	400,00	0,30	0,50	0,03	0,006	0,464	2,62	∧ 1,81
V8.1	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	∧ 1,42
V9.1	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	∧ 1,42
V10.1	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	∧ 1,42
V11.1	2,90	400,00	0,30	0,30	0,03	0,006	0,264	1,49	∧ 1,03
V12.1	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	∧ 1,42
V13.1	2,90	400,00	0,30	0,50	0,03	0,006	0,464	2,62	∧ 1,81
V14.1	2,90	400,00	0,30	0,50	0,03	0,006	0,464	2,62	∧ 1,81
V23	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	∧ 1,42
V31	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	∧ 1,42
V32	2,90	400,00	0,30	0,55	0,03	0,006	0,514	2,91	∧ 2,00
V1.c	2,90	400,00	0,30	0,35	0,03	0,006	0,314	1,78	∧ 1,22
V2.c	2,90	400,00	0,30	0,35	0,03	0,006	0,314	1,78	∧ 1,22
V3.c	2,90	400,00	0,30	0,65	0,03	0,006	0,614	3,47	∧ 2,39
V5.c	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	∧ 1,42
V8.c	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	∧ 1,42
V10.c	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	∧ 1,42
V15.c	2,90	400,00	0,30	0,65	0,03	0,006	0,614	3,47	∧ 2,39
V16.c	2,90	400,00	0,30	0,35	0,03	0,006	0,314	1,78	∧ 1,22
V17.c	2,90	400,00	0,30	0,70	0,03	0,006	0,664	3,75	∧ 2,59
V18.c	2,90	400,00	0,30	0,70	0,03	0,006	0,664	3,75	∧ 2,59
V19.c	2,90	400,00	0,30	0,70	0,03	0,006	0,664	3,75	∧ 2,59
V20.c	2,90	400,00	0,30	0,70	0,03	0,006	0,664	3,75	∧ 2,59
V21.c	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	∧ 1,42
V22.c	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	∧ 1,42
V23.c	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	∧ 1,42
V24.c	2,90	400,00	0,25	0,85	0,03	0,006	0,814	3,84	∧ 2,65
V25.c	2,90	400,00	0,25	0,85	0,03	0,006	0,814	3,84	∧ 2,65
V26.c	2,90	400,00	0,25	0,85	0,03	0,006	0,814	3,84	∧ 2,65
V27.c	2,90	400,00	0,25	0,85	0,03	0,006	0,814	3,84	∧ 2,65

V28.c	2,90	400,00	0,30	0,55	0,03	0,006	0,514	2,91	△	2,00
V29.c	2,90	400,00	0,30	1,20	0,03	0,006	1,164	6,58	△	4,54
V30.c	2,90	400,00	0,30	1,20	0,03	0,006	1,164	6,58	△	4,54
V31.c	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	△	1,42
V32.c	2,90	400,00	0,30	0,55	0,03	0,006	0,514	2,91	△	2,00
V33.c	2,90	400,00	0,25	0,55	0,03	0,006	0,514	2,42	△	1,67
V35.c	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	△	1,42
V36.c	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	△	1,42
V37.c	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	△	1,42
V38.c	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	△	1,42
V39.c	2,90	400,00	0,30	0,40	0,03	0,006	0,364	2,06	△	1,42
V40.c	2,90	400,00	0,30	0,30	0,03	0,006	0,264	1,49	△	1,03
V41.c	2,90	400,00	0,30	0,30	0,03	0,006	0,264	1,49	△	1,03
V42.c	2,90	400,00	0,40	4,40	0,03	0,006	4,364	32,90	△	22,69

2. Cálculo da armadura longitudinal máxima

Viga	b_t (m)	h (m)	A_c (m ²)	$A_{s,max}$ (cm ² /m)
V1.1	0,30	0,35	0,11	42,00
V2.1	0,30	0,35	0,11	42,00
V3.1	0,30	0,65	0,20	78,00
V4.1	0,30	0,30	0,09	36,00
V5.1	0,30	0,40	0,12	48,00
V6.1	0,30	0,50	0,15	60,00
V7.1	0,30	0,50	0,15	60,00
V8.1	0,30	0,40	0,12	48,00
V9.1	0,30	0,40	0,12	48,00
V10.1	0,30	0,40	0,12	48,00
V11.1	0,30	0,30	0,09	36,00
V12.1	0,30	0,40	0,12	48,00
V13.1	0,30	0,50	0,15	60,00
V14.1	0,30	0,50	0,15	60,00
V23	0,30	0,40	0,12	48,00
V31	0,30	0,40	0,12	48,00
V32	0,30	0,55	0,17	66,00
V1.c	0,30	0,35	0,11	42,00
V2.c	0,30	0,35	0,11	42,00
V3.c	0,30	0,65	0,20	78,00
V5.c	0,30	0,40	0,12	48,00
V8.c	0,30	0,40	0,12	48,00
V10.c	0,30	0,40	0,12	48,00

V11.i	ELU2	-0,28	ELU1	-72,26	72,26	21,50	0,30	0,26	0,042	0,043	348,00	2,12	2φ12	2,26	△	2,06
V12.i	ELU2	-0,31	ELU1	-36,14	36,14	21,50	0,30	0,36	0,015	0,016	348,00	1,05	2φ10	1,57	△	1,49
V13.i	ELU2	-0,24	ELU1	-92,11	92,11	21,50	0,30	0,46	0,031	0,031	348,00	2,69	3φ12	3,39	△	2,62
V14.i	ELU2	-5,40	ELU1	-99,32	99,32	21,50	0,30	0,46	0,033	0,034	348,00	2,90	3φ12	3,39	△	2,62
V23	ELU2	-3,95	ELU2	-50,84	50,84	21,50	0,30	0,36	0,022	0,022	348,00	1,48	2φ12	2,26	△	2,06
V31	ELU2	-6,89	ELU1	-49,10	49,10	21,50	0,30	0,36	0,021	0,021	348,00	1,43	2φ12	2,26	△	2,06
V32	ELU2	-10,17	ELU1	-516,32	516,32	21,50	0,30	0,51	0,156	0,170	348,00	16,22	4φ25	19,63	△	2,91
V1.e	ELU2	-0,98	ELU2	-32,20	32,20	21,50	0,30	0,31	0,016	0,016	348,00	0,93	2φ12	2,26	△	1,78
V2.e	ELU2	-41,58	ELU2	-27,91	41,58	21,50	0,30	0,31	0,021	0,021	348,00	1,21	2φ12	2,26	△	1,78
V3.c	ELU1	-0,83	ELU1	-124,69	124,69	21,50	0,30	0,61	0,031	0,032	348,00	3,64	2φ16	4,02	△	3,47
V5.e	ELU2	-153,52	ELU2	-132,43	153,52	21,50	0,30	0,36	0,065	0,068	348,00	4,57	3φ16	6,03	△	2,06
V8.c	ELU2	-150,71	ELU2	-24,93	150,71	21,50	0,30	0,36	0,064	0,066	348,00	4,48	4φ12	4,52	△	2,06
V10.c	ELU2	-136,88	ELU2	-25,37	136,88	21,50	0,30	0,36	0,058	0,060	348,00	4,06	4φ12	4,52	△	2,06
V15.c	ELU2	-150,50	ELU2	-25,30	150,50	21,50	0,30	0,61	0,038	0,039	348,00	4,41	3φ16	6,03	△	2,06
V16.c	ELU2	-153,21	ELU1	-126,61	153,21	21,50	0,30	0,31	0,076	0,079	348,00	4,58	3φ16	6,03	△	2,06
V17.c	ELU1	-0,51	ELU1	-130,29	130,29	21,50	0,30	0,66	0,030	0,031	348,00	3,80	2φ16	4,02	△	3,47
V18.c	ELU2	-13,29	ELU2	-19,04	19,04	21,50	0,30	0,66	0,004	0,004	348,00	0,55	2φ12	2,26	△	1,78
V19.c	ELU1	-2,93	ELU1	-63,72	63,72	21,50	0,30	0,66	0,015	0,015	348,00	1,84	2φ16	4,02	△	3,75
V20.c	ELU2	-4,44	ELU2	-59,21	59,21	21,50	0,30	0,66	0,014	0,014	348,00	1,71	2φ16	4,02	△	3,75
V21.c	ELU2	-7,00	ELU1	-35,84	35,84	21,50	0,30	0,36	0,015	0,015	348,00	1,04	2φ16	4,02	△	3,75
V22.c	ELU2	-10,35	ELU2	-93,35	93,35	21,50	0,30	0,36	0,040	0,041	348,00	2,74	2φ16	4,02	△	3,75
V23.c	ELU2	-6,25	ELU1	-40,29	40,29	21,50	0,30	0,36	0,017	0,017	348,00	1,17	2φ12	2,26	△	2,06
V24.c	ELU2	-7,57	ELU2	-415,82	415,82	21,50	0,25	0,81	0,095	0,100	348,00	12,58	3φ25	14,73	△	3,84
V25.c	ELU2	-5,10	ELU1	-190,43	190,43	21,50	0,25	0,81	0,044	0,045	348,00	5,60	3φ16	6,03	△	3,84
V26.c	ELU2	-6,12	ELU1	-96,59	96,59	21,50	0,25	0,81	0,022	0,022	348,00	2,81	2φ16	4,02	△	3,84
V27.c	ELU2	-7,19	ELU2	-115,48	115,48	21,50	0,25	0,81	0,026	0,027	348,00	3,36	2φ16	4,02	△	3,84
V28.c	ELU2	-4,94	ELU2	-255,35	255,35	21,50	0,30	0,51	0,077	0,080	348,00	7,64	4φ16	8,04	△	2,91
V29.c	ELU2	-5,97	ELU2	-1025,55	1025,55	21,50	0,30	1,16	0,137	0,147	348,00	31,82	4φ32	32,17	△	6,58
V30.c	ELU2	-7,76	ELU2	-668,62	668,62	21,50	0,30	1,16	0,089	0,093	348,00	20,15	3φ32	24,13	△	6,58
V31.c	ELU2	-4,64	ELU2	-43,33	43,33	21,50	0,30	0,36	0,018	0,019	348,00	1,26	2φ12	2,26	△	2,06
V32.c	ELU2	-4,47	ELU2	-353,98	353,98	21,50	0,30	0,51	0,107	0,113	348,00	10,78	4φ20	12,57	△	2,91
V33.c	ELU2	-0,71	ELU2	-143,15	143,15	21,50	0,25	0,51	0,052	0,053	348,00	4,23	3φ16	6,03	△	2,42
V35.c	ELU2	-22,44	ELU2	-35,34	35,34	21,50	0,30	0,36	0,015	0,015	348,00	1,02	2φ12	2,26	△	2,06
V36.c	ELU2	-3,91	ELU1	-26,43	26,43	21,50	0,30	0,36	0,011	0,011	348,00	0,76	2φ12	2,26	△	2,06
V37.c	ELU2	-3,01	ELU1	-26,88	26,88	21,50	0,30	0,36	0,011	0,012	348,00	0,78	2φ12	2,26	△	2,06
V38.c	ELU2	-3,22	ELU1	-26,66	26,66	21,50	0,30	0,36	0,011	0,011	348,00	0,77	2φ12	2,26	△	2,06
V39.c	ELU2	-9,93	ELU2	-36,11	36,11	21,50	0,30	0,36	0,015	0,016	348,00	1,05	2φ12	2,26	△	2,06
V40.c	ELU2	-152,74	ELU2	-58,16	152,74	21,50	0,30	0,26	0,090	0,094	348,00	4,61	3φ16	6,03	△	1,49
V41.c	ELU2	-157,18	ELU2	-60,04	157,18	21,50	0,30	0,26	0,092	0,097	348,00	4,75	3φ16	6,03	△	1,49
V42.c	ELU2	-1618,53	-	-	1618,53	21,50	0,40	4,36	0,043	0,044	348,00	47,56	6φ32	48,25	△	32,90

4. Cálculo da armadura longitudinal para momentos positivos

Viga	Combinação Momento Máx	M2 (kN.m)	Combinação Momento Máx	M3 (kN.m)	M _{max} (kN.m)	f _{cd} (Mpa)	b _t (m)	d (m)	μ	ω	f _{yd} (Mpa)	A _{s,calculado} (cm ² /m)	Armaduras adotadas	A _{s,adotado} (cm ² /m)	Condição	As,min (cm ² /m)
V1.1	ELU1	4,95	ELU1	37,64	37,64	21,50	0,30	0,31	0,02	0,02	348,00	1,09	2φ12	2,26	∧	1,78
V2.1	ELU2	7,72	ELU2	27,59	27,59	21,50	0,30	0,31	0,01	0,01	348,00	0,80	2φ12	2,26	∧	1,78
V3.1	ELU1	6,02	ELU2	118,92	118,92	21,50	0,30	0,61	0,03	0,03	348,00	3,47	2φ16	4,02	∧	3,47
V4.1	ELU2	19,78	ELU2	90,87	90,87	21,50	0,30	0,26	0,05	0,05	348,00	2,68	3φ12	3,39	∧	1,49
V5.1	ELU2	17,16	ELU1	36,38	36,38	21,50	0,30	0,36	0,02	0,02	348,00	1,05	2φ12	2,26	∧	2,06
V8.1	ELU1	2,00	SISMO1	9,72	9,72	21,50	0,30	0,46	0,00	0,00	348,00	0,28	2φ12	2,26	∧	2,06
V10.1	ELU2	4,29	ELU1	62,20	62,20	21,50	0,30	0,46	0,02	0,02	348,00	1,81	2φ12	2,26	∧	2,06
V6.1	ELU2	2,20	ELU1	89,90	89,90	21,50	0,30	0,36	0,04	0,04	348,00	2,63	3φ12	3,39	∧	2,62
V7.1	ELU2	0,73	ELS2	11,35	11,35	21,50	0,30	0,36	0,00	0,00	348,00	0,33	3φ12	3,39	∧	2,62
V9.1	ELU2	0,45	ELU1	42,95	42,95	21,50	0,30	0,36	0,02	0,02	348,00	1,25	2φ12	2,26	∧	2,06
V12.1	ELU2	0,44	ELU1	40,47	40,47	21,50	0,30	0,26	0,02	0,02	348,00	1,18	2φ12	2,26	∧	2,06
V11.1	ELU2	0,33	ELU1	5,97	5,97	21,50	0,30	0,36	0,00	0,00	348,00	0,17	2φ12	2,26	∧	1,49
V13.1	ELU2	0,38	ELU1	3,20	3,20	21,50	0,30	0,46	0,00	0,00	348,00	0,09	3φ12	3,39	∧	2,62
V14.1	ELU2	5,13	ELU1	89,55	89,55	21,50	0,30	0,46	0,03	0,03	348,00	2,61	3φ12	3,39	∧	2,62
V23	ELU2	6,10	SISMO1	12,81	12,81	21,50	0,30	0,36	0,01	0,01	348,00	0,37	2φ12	2,26	∧	2,06
V31	ELU2	3,74	SISMO1	10,40	10,40	21,50	0,30	0,36	0,00	0,00	348,00	0,30	2φ12	2,26	∧	2,06
V32	ELU2	6,55	ELU1	420,74	420,74	21,50	0,30	0,51	0,13	0,14	348,00	12,97	3φ25	14,73	∧	2,91
V1.c	ELU2	1,20	ELU2	26,20	26,20	21,50	0,30	0,31	0,01	0,01	348,00	0,76	2φ12	2,26	∧	1,78
V2.c	ELU2	50,63	ELU2	12,37	50,63	21,50	0,30	0,31	0,02	0,03	348,00	1,47	2φ12	2,26	∧	1,78
V3.c	ELU1	1,39	ELU1	129,55	129,55	21,50	0,30	0,61	0,03	0,03	348,00	3,79	2φ16	4,02	∧	3,47
V5.c	ELU2	154,06	ELU2	129,53	154,06	21,50	0,30	0,36	0,07	0,07	348,00	4,58	3φ16	6,03	∧	2,06
V8.c	ELU2	151,20	ELU2	19,70	151,20	21,50	0,30	0,36	0,06	0,07	348,00	4,49	4φ12	4,52	∧	2,06
V10.c	ELU2	136,73	ELU2	16,28	136,73	21,50	0,30	0,36	0,06	0,06	348,00	4,05	4φ12	4,52	∧	2,06
V21.c	ELU2	151,03	ELU2	18,06	151,03	21,50	0,30	0,61	0,04	0,04	348,00	4,43	4φ12	4,52	∧	2,06
V22.c	ELU2	153,73	ELU2	126,49	153,73	21,50	0,30	0,31	0,08	0,08	348,00	4,60	3φ16	6,03	∧	2,06
V15.c	ELU1	0,70	ELU1	8,97	8,97	21,50	0,30	0,66	0,00	0,00	348,00	0,26	2φ16	4,02	∧	3,47
V16.c	ELU2	10,08	ELU2	22,29	22,29	21,50	0,30	0,66	0,01	0,01	348,00	0,64	2φ12	2,26	∧	1,78
V17.c	ELU2	3,05	SISMO1	24,61	24,61	21,50	0,30	0,66	0,01	0,01	348,00	0,71	2φ16	4,02	∧	3,75
V18.c	ELU2	4,25	ELU2	31,02	31,02	21,50	0,30	0,66	0,01	0,01	348,00	0,89	2φ16	4,02	∧	3,75
V19.c	ELU2	6,63	ELU2	55,75	55,75	21,50	0,30	0,36	0,02	0,02	348,00	1,62	2φ16	4,02	∧	3,75
V20.c	ELU2	10,82	ELU2	51,52	51,52	21,50	0,30	0,36	0,02	0,02	348,00	1,50	2φ16	4,02	∧	3,75
V23.c	ELU2	6,49	SISMO1	10,73	10,73	21,50	0,30	0,36	0,00	0,00	348,00	0,31	2φ12	2,26	∧	2,06
V24.c	ELU2	9,44	ELU2	264,03	264,03	21,50	0,25	0,81	0,06	0,06	348,00	7,83	4φ16	8,04	∧	3,84
V25.c	ELU2	6,57	SISMO1	39,62	39,62	21,50	0,25	0,81	0,01	0,01	348,00	1,14	2φ16	4,02	∧	3,84
V26.c	ELU2	6,85	ELU1	70,80	70,80	21,50	0,25	0,81	0,02	0,02	348,00	2,05	2φ16	4,02	∧	3,84
V27.c	ELU2	7,39	ELU2	109,67	109,67	21,50	0,25	0,81	0,03	0,03	348,00	3,19	2φ16	4,02	∧	3,84
V28.c	ELU2	4,76	ELU2	287,80	287,80	21,50	0,30	0,51	0,09	0,09	348,00	8,66	3φ20	9,42	∧	2,91
V29.c	ELU2	5,58	SISMO1	407,15	407,15	21,50	0,30	1,16	0,05	0,06	348,00	12,04	3φ25	14,73	∧	6,58
V30.c	ELU2	6,33	ELU2	347,56	347,56	21,50	0,30	1,16	0,05	0,05	348,00	10,23	4φ20	12,57	∧	6,58
V31.c	ELU2	3,45	SISMO1	11,62	11,62	21,50	0,30	0,36	0,00	0,00	348,00	0,33	2φ12	2,26	∧	2,06
V32.c	ELU2	3,56	ELU2	284,83	284,83	21,50	0,30	0,51	0,09	0,09	348,00	8,57	3φ20	9,42	∧	2,91

V33.c	ELU2	0,62	ELU2	146,66	146,66	21,50	0,25	0,51	0,05	0,05	348,00	4,33	4φ12	4,52	≥	2,42
V35.c	ELU2	19,05	ELU2	20,08	20,08	21,50	0,30	0,36	0,009	0,009	348,00	0,58	2φ12	2,26	≥	2,06
V36.c	ELU2	4,06	SISMOI	6,59	6,59	21,50	0,30	0,36	0,003	0,003	348,00	0,19	2φ12	2,26	≥	2,06
V37.c	ELU2	3,42	ELU1	28,66	28,66	21,50	0,30	0,36	0,012	0,012	348,00	0,83	2φ12	2,26	≥	2,06
V38.c	ELU2	3,47	-	-	3,47	21,50	0,30	0,36	0,001	0,001	348,00	0,10	2φ12	2,26	≥	2,06
V39.c	ELU2	8,61	ELU2	22,93	22,93	21,50	0,30	0,36	0,010	0,010	348,00	0,66	2φ12	2,26	≥	2,06
V40.c	ELU2	157,24	ELU2	60,57	157,24	21,50	0,30	0,26	0,092	0,097	348,00	4,75	3φ16	6,03	≥	1,49
V41.c	ELU2	153,27	ELU2	62,98	153,27	21,50	0,30	0,26	0,090	0,094	348,00	4,62	3φ16	6,03	≥	1,49
V42.c	ELU2	1618,53	ELU1	4311,63	4311,63	21,50	0,40	4,36	0,115	0,122	348,00	131,97	6φ55	142,80	≥	32,90

5. Cálculo do esforço transverso resistente máximo para não ocorrer esmagamento do betão

Viga	Combinação Esforço Máx	V2 (kN)	Combinação Esforço Máx	V3 (kN)	α_{cw}	f_{ck} (Mpa)	V_1	f_{cd} (Mpa)	b_w (m)	d (m)	z	$V_{rd,max}$ (kN)	Condição	V_{Ed} (kN)
V1.1	ELU1	32,15	ELU1	52,43	1	30	0,528	21,50	0,30	0,31	0,28	416,74	≥	52,43
V2.1	ELU1	-112,67	ELU1	-8,07	1	30	0,528	21,50	0,30	0,31	0,28	416,74	≥	112,67
V3.1	ELU2	28,9	ELU2	56,92	1	30	0,528	21,50	0,30	0,31	0,28	416,74	≥	56,92
V4.1	ELU1	-89,92	ELU2	-18,14	1	30	0,528	21,50	0,30	0,31	0,28	416,74	≥	89,92
V5.1	ELU1	123,47	ELU1	27,55	1	30	0,528	21,50	0,30	0,61	0,55	814,90	≥	123,47
V6.1	ELU2	-146,84	ELU2	-13,43	1	30	0,528	21,50	0,30	0,61	0,55	814,90	≥	146,84
V7.1	ELU2	111,93	ELU2	63,35	1	30	0,528	21,50	0,30	0,26	0,24	350,38	≥	111,93
V8.1	ELU2	-160,71	ELU2	-45,61	1	30	0,528	21,50	0,30	0,26	0,24	350,38	≥	160,71
V9.1	ELU1	90,51	ELU2	44,32	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	≥	90,51
V10.1	ELU1	-109,53	ELU2	-20,47	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	≥	109,53
V11.1	ELU1	109,94	ELU2	2,38	1	30	0,528	21,50	0,30	0,46	0,42	615,82	≥	109,94
V12.1	ELU1	-111,49	ELU2	-2,8	1	30	0,528	21,50	0,30	0,46	0,42	615,82	≥	111,49
V13.1	ELU1	15,99	ELU2	3,11	1	30	0,528	21,50	0,30	0,46	0,42	615,82	≥	15,99
V14.1	ELU1	-80,42	ELU2	-2,17	1	30	0,528	21,50	0,30	0,46	0,42	615,82	≥	80,42
V15.1	ELU1	61,18	ELU2	1,97	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	≥	61,18
V16.1	ELU1	-49,14	ELU2	-1,9	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	≥	49,14
V17.1	ELU1	77,96	SISMOI	0,277	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	≥	77,96
V18.1	ELU1	-62,31	ELU1	-0,88	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	≥	62,31
V19.1	ELU1	154,03	ELU2	49,67	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	≥	154,03
V20.1	ELU1	-125,82	ELU2	-5,72	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	≥	125,82
V21.1	ELU1	12,59	ELU2	0,87	1	30	0,528	21,50	0,30	0,26	0,24	350,38	≥	12,59
V22.1	ELU1	-39,47	ELU2	-0,4	1	30	0,528	21,50	0,30	0,26	0,24	350,38	≥	39,47
V23.1	ELU1	61,81	ELU2	0,37	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	≥	61,81
V24.1	ELU1	-74,99	ELU2	-0,95	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	≥	74,99
V25.1	ELU1	16,37	ELU2	0,7	1	30	0,528	21,50	0,30	0,46	0,42	615,82	≥	16,37
V26.1	ELU1	-79,62	ELU2	-0,93	1	30	0,528	21,50	0,30	0,46	0,42	615,82	≥	79,62
V27.1	ELU1	116,29	ELU2	12,61	1	30	0,528	21,50	0,30	0,46	0,42	615,82	≥	116,29
V28.1	ELU1	-51,2	ELU2	-13,02	1	30	0,528	21,50	0,30	0,46	0,42	615,82	≥	51,2

V23	ELU2	40,07	ELU2	3,21	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	40,07
	ELU2	-8,46	ELU2	-4,91	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	8,46
V31	ELU2	40,19	ELU2	6,31	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	40,19
	ELU2	-6,12	ELU2	-3,72	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	6,12
V32	ELU2	161,5	ELU2	8,76	1	30	0,528	21,50	0,30	0,51	0,46	682,18	△	161,5
	ELU2	-155,93	ELU2	-9,56	1	30	0,528	21,50	0,30	0,51	0,46	682,18	△	155,93
V1.c	ELU2	24,93	ELU2	1,26	1	30	0,528	21,50	0,30	0,31	0,28	416,74	△	24,93
	ELU1	-19,57	ELU2	-1,55	1	30	0,528	21,50	0,30	0,31	0,28	416,74	△	19,57
V2.c	ELU2	16,25	ELU2	52,46	1	30	0,528	21,50	0,30	0,31	0,28	416,74	△	52,46
	ELU2	-16,39	ELU2	-63,75	1	30	0,528	21,50	0,30	0,31	0,28	416,74	△	63,75
V3.c	ELU1	104,29	ELU2	1,07	1	30	0,528	21,50	0,30	0,61	0,55	814,90	△	104,29
	ELU1	-66,19	ELU2	-1,98	1	30	0,528	21,50	0,30	0,61	0,55	814,90	△	66,19
V5.c	ELU2	47,19	ELU2	49,81	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	49,81
	ELU2	-45,85	ELU2	-49,31	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	49,31
V8.c	ELU2	12,43	ELU2	34,27	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	34,27
	ELU2	-13,12	ELU2	-34	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	34
V10.c	ELU2	15,97	ELU2	51,62	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	51,62
	ELU2	-15,33	ELU2	-51,67	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	51,67
V15.c	SISMO1	7,53	ELU1	1	1	30	0,528	21,50	0,30	0,61	0,55	814,90	△	7,53
	ELU1	-87,57	ELU1	-1,26	1	30	0,528	21,50	0,30	0,61	0,55	814,90	△	87,57
V16.c	ELU1	23,82	ELU2	20,52	1	30	0,528	21,50	0,30	0,31	0,28	416,74	△	23,82
	ELU2	-10,1	ELU2	-25,83	1	30	0,528	21,50	0,30	0,31	0,28	416,74	△	25,83
V17.c	ELU2	62,99	ELU2	10,4	1	30	0,528	21,50	0,30	0,66	0,60	881,26	△	62,99
	ELU1	-42,02	ELU2	-14,67	1	30	0,528	21,50	0,30	0,66	0,60	881,26	△	42,02
V18.c	ELU2	72,36	ELU2	4,32	1	30	0,528	21,50	0,30	0,66	0,60	881,26	△	72,36
	ELU2	-41,25	ELU2	-5,1	1	30	0,528	21,50	0,30	0,66	0,60	881,26	△	41,25
V19.c	ELU1	35,38	ELU2	12,1	1	30	0,528	21,50	0,30	0,66	0,60	881,26	△	35,38
	ELU1	-38,49	ELU2	-11,72	1	30	0,528	21,50	0,30	0,66	0,60	881,26	△	38,49
V20.c	ELU2	88,99	ELU2	10,6	1	30	0,528	21,50	0,30	0,66	0,60	881,26	△	88,99
	ELU1	-40,39	ELU2	-11,57	1	30	0,528	21,50	0,30	0,66	0,60	881,26	△	40,39
V21.c	ELU2	13,87	ELU2	34,11	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	34,11
	ELU2	-11,72	ELU2	-34,3	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	34,3
V22.c	ELU2	43,92	ELU2	49,26	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	49,26
	ELU2	-46,79	ELU2	-49,86	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	49,86
V23.c	ELU2	31,04	ELU2	7,43	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	31,04
	-	-	ELU2	-7,88	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	7,88
V24.c	ELU2	138,17	ELU2	12,85	1	30	0,528	21,50	0,25	0,81	0,73	900,28	△	138,17
	ELU1	-136,68	ELU2	-10,28	1	30	0,528	21,50	0,25	0,81	0,73	900,28	△	136,68
V25.c	ELU2	60,86	ELU2	10,71	1	30	0,528	21,50	0,25	0,81	0,73	900,28	△	60,86
	ELU1	-83,76	ELU2	-13,17	1	30	0,528	21,50	0,25	0,81	0,73	900,28	△	83,76
V26.c	ELU1	92,68	ELU2	10,97	1	30	0,528	21,50	0,25	0,81	0,73	900,28	△	92,68
	ELU1	-80,48	ELU2	-10,99	1	30	0,528	21,50	0,25	0,81	0,73	900,28	△	80,48
V27.c	ELU2	56,49	ELU2	13,06	1	30	0,528	21,50	0,25	0,81	0,73	900,28	△	56,49
	ELU2	-99,7	ELU2	-12,54	1	30	0,528	21,50	0,25	0,81	0,73	900,28	△	99,7

V28.c	ELU2	86,71	ELU2	5,55	1	30	0,528	21,50	0,30	0,51	0,46	682,18	△	86,71
	ELU2	-82,25	ELU2	-5,58	1	30	0,528	21,50	0,30	0,51	0,46	682,18	△	82,25
V29.c	ELU2	264,53	ELU2	10,91	1	30	0,528	21,50	0,30	1,16	1,05	1544,86	△	264,53
	ELU2	-280,58	ELU2	-11,41	1	30	0,528	21,50	0,30	1,16	1,05	1544,86	△	280,58
V30.c	ELU2	196,59	ELU2	9,68	1	30	0,528	21,50	0,30	1,16	1,05	1544,86	△	196,59
	ELU2	-181,88	ELU2	-12,43	1	30	0,528	21,50	0,30	1,16	1,05	1544,86	△	181,88
V31.c	ELU2	31,16	ELU2	5,28	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	31,16
	-	-	ELU2	-3,9	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	3,9
V32.c	ELU2	112,26	ELU2	5,2	1	30	0,528	21,50	0,30	0,51	0,46	682,18	△	112,26
	ELU2	-120,51	ELU2	-4,13	1	30	0,528	21,50	0,30	0,51	0,46	682,18	△	120,51
V33.c	ELU1	57,81	ELU2	1,15	1	30	0,528	21,50	0,25	0,51	0,46	568,48	△	57,81
	ELU2	-80,7	ELU2	-1,25	1	30	0,528	21,50	0,25	0,51	0,46	568,48	△	80,7
V35.c	ELU2	30,9	ELU2	39,52	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	39,52
	ELU1	-31,89	ELU2	-32,5	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	32,5
V36.c	ELU1	9,38	ELU2	4,48	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	9,38
	ELU1	-23,25	ELU2	-4,36	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	23,25
V37.c	ELU1	35,99	ELU2	4,21	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	35,99
	ELU1	-37,22	ELU2	-4,36	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	37,22
V38.c	ELU1	23,56	ELU2	4,35	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	23,56
	ELU1	-9,41	ELU2	-4,13	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	9,41
V39.c	ELU1	30,28	ELU2	8,11	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	30,28
	ELU1	-18,75	ELU2	-9,65	1	30	0,528	21,50	0,30	0,36	0,33	483,10	△	18,75
V40.c	ELU2	52,38	ELU2	78,71	1	30	0,528	21,50	0,30	0,26	0,24	350,38	△	78,71
	ELU2	-55,34	ELU2	-76,46	1	30	0,528	21,50	0,30	0,26	0,24	350,38	△	76,46
V41.c	ELU2	53,76	ELU2	76,72	1	30	0,528	21,50	0,30	0,26	0,24	350,38	△	76,72
	ELU2	-57,12	ELU2	-78,68	1	30	0,528	21,50	0,30	0,26	0,24	350,38	△	78,68
V42.c	ELU1	841,81	ELU2	290,72	1	30	0,528	21,50	0,40	4,36	3,93	7722,54	△	841,81
	ELU1	-844,53	ELU2	-290,72	1	30	0,528	21,50	0,40	4,36	3,93	7722,54	△	844,53

6. Cálculo da armadura mínima

Viga	f_{yk} (MPa)	$\rho_{w,min}$	$(A_{sw/s})_{min}$ (cm ² /m)
V1.1	400,00	0,0011	3,29
V2.1	400,00	0,0011	3,29
V3.1	400,00	0,0011	3,29
V4.1	400,00	0,0011	3,29
V5.1	400,00	0,0011	3,29
V6.1	400,00	0,0011	3,29
V7.1	400,00	0,0011	3,29
V8.1	400,00	0,0011	3,29
V9.1	400,00	0,0011	3,29

V10.1	400,00	0,0011	3,29
V11.1	400,00	0,0011	3,29
V12.1	400,00	0,0011	3,29
V13.1	400,00	0,0011	3,29
V14.1	400,00	0,0011	3,29
V23	400,00	0,0011	3,29
V31	400,00	0,0011	3,29
V32	400,00	0,0011	3,29
V1.c	400,00	0,0011	3,29
V2.c	400,00	0,0011	3,29
V3.c	400,00	0,0011	3,29
V5.c	400,00	0,0011	3,29
V8.c	400,00	0,0011	3,29
V10.c	400,00	0,0011	3,29
V15.c	400,00	0,0011	3,29
V16.c	400,00	0,0011	3,29
V17.c	400,00	0,0011	3,29
V18.c	400,00	0,0011	3,29
V19.c	400,00	0,0011	3,29
V20.c	400,00	0,0011	3,29
V21.c	400,00	0,0011	3,29
V22.c	400,00	0,0011	3,29
V23.c	400,00	0,0011	3,29
V24.c	400,00	0,0011	2,74
V25.c	400,00	0,0011	2,74
V26.c	400,00	0,0011	2,74
V27.c	400,00	0,0011	2,74
V28.c	400,00	0,0011	3,29
V29.c	400,00	0,0011	3,29
V30.c	400,00	0,0011	3,29
V31.c	400,00	0,0011	3,29
V32.c	400,00	0,0011	3,29
V33.c	400,00	0,0011	2,74
V35.c	400,00	0,0011	3,29
V36.c	400,00	0,0011	3,29
V37.c	400,00	0,0011	3,29
V38.c	400,00	0,0011	3,29
V39.c	400,00	0,0011	3,29
V40.c	400,00	0,0011	3,29
V41.c	400,00	0,0011	3,29
V42.c	400,00	0,0011	4,38

7. Cálculo da armadura

máxima

Viga	α_{cw}	V_1	f_{cd} (Mpa)	b_w (m)	f_{yd} (Mpa)	$(A_{sw/s})_{max}$ (cm^2/m)
V1.1	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V2.1	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V3.1	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V4.1	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V5.1	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V6.1	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V7.1	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V8.1	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V9.1	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V10.1	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V11.1	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V12.1	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V13.1	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V14.1	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V23	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V31	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V32	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V1.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V2.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V3.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V5.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V8.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V10.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V15.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V16.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V17.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V18.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V19.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V20.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V21.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V22.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V23.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V24.c	1,00	0,60	21,50	0,25	348,00	25,81
V25.c	1,00	0,60	21,50	0,25	348,00	25,81
V26.c	1,00	0,60	21,50	0,25	348,00	25,81
V27.c	1,00	0,60	21,50	0,25	348,00	25,81
V28.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V29.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97
V30.c	1,00	0,60	21,50	0,30	348,00	30,97

V14.i	116,29	0,42	348,00	0,46	0,35	≤	0,6	4,62	5,02	φ8//0,20
V23	51,2	0,42	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	2,03	4,02	φ8//0,25
V31	40,07	0,33	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	2,04	4,02	φ8//0,25
V32	8,46	0,33	348,00	0,51	0,39	≤	0,6	5,79	6,70	φ8//0,15
V1.e	40,19	0,33	348,00	0,31	0,24	≤	0,6	1,46	5,02	φ8//0,20
V2.e	6,12	0,33	348,00	0,31	0,24	≤	0,6	3,74	5,02	φ8//0,20
V3.e	161,5	0,46	348,00	0,61	0,46	≤	0,6	3,13	3,36	φ8//0,30
V5.e	155,93	0,46	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	2,52	4,02	φ8//0,25
V8.e	24,93	0,28	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	1,74	4,02	φ8//0,25
V10.e	19,57	0,28	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	1,72	4,02	φ8//0,25
V15.e	52,46	0,28	348,00	0,61	0,46	≤	0,6	2,61	3,36	φ8//0,30
V16.e	63,75	0,28	348,00	0,31	0,24	≤	0,6	2,62	5,02	φ8//0,20
V17.e	104,29	0,55	348,00	0,66	0,50	≤	0,6	0,23	3,36	φ8//0,30
V18.e	66,19	0,55	348,00	0,66	0,50	≤	0,6	2,63	3,36	φ8//0,30
V19.e	49,81	0,33	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	1,40	5,02	φ8//0,20
V20.e	49,31	0,33	348,00	0,66	0,50	≤	0,6	1,52	3,36	φ8//0,30
V21.e	34,27	0,33	348,00	0,66	0,50	≤	0,6	1,75	3,36	φ8//0,30
V22.e	34	0,33	348,00	0,66	0,50	≤	0,6	1,17	3,36	φ8//0,30
V23.e	72,36	0,60	348,00	0,66	0,50	≤	0,6	2,01	3,36	φ8//0,30
V24.e	41,25	0,60	348,00	0,66	0,50	≤	0,6	1,15	4,02	φ8//0,25
V25.e	35,38	0,60	348,00	0,66	0,50	≤	0,6	0,98	4,02	φ8//0,25
V26.e	38,49	0,60	348,00	0,66	0,50	≤	0,6	1,07	4,02	φ8//0,25
	88,99	0,60	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	2,47	4,02	φ8//0,25
	40,39	0,60	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	1,12	4,02	φ8//0,25
	34,11	0,33	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	1,73	4,02	φ8//0,25
	34,3	0,33	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	1,74	4,02	φ8//0,25
	49,26	0,33	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	2,49	4,02	φ8//0,25
	49,86	0,33	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	2,53	4,02	φ8//0,25
	31,04	0,33	348,00	0,81	0,61	≤	0,6	1,57	4,02	φ8//0,25
	7,88	0,33	348,00	0,81	0,61	≤	0,6	0,40	3,36	φ8//0,30
	138,17	0,73	348,00	0,81	0,61	≤	0,6	3,13	3,36	φ8//0,30
	136,68	0,73	348,00	0,81	0,61	≤	0,6	3,10	3,36	φ8//0,30
	60,86	0,73	348,00	0,81	0,61	≤	0,6	1,38	3,36	φ8//0,30
	83,76	0,73	348,00	0,81	0,61	≤	0,6	1,90	3,36	φ8//0,30
	92,68	0,73	348,00	0,81	0,61	≤	0,6	2,10	3,36	φ8//0,30
	80,48	0,73	348,00					1,82		

V27.c	56,49	0,73	348,00	0,81	0,61	≤	0,6	1,28	2,26	3,36	φ8//0,30
V28.c	99,7	0,73	348,00					2,26			
V28.c	86,71	0,46	348,00	0,51	0,39	≤	0,6	3,11	3,11	3,36	φ8//0,30
V29.c	82,25	0,46	348,00					2,95			
V29.c	264,53	1,05	348,00	1,16	0,87	≤	0,6	4,19	4,44	5,02	φ8//0,20
V30.c	280,58	1,05	348,00					4,44			
V30.c	196,59	1,05	348,00	1,16	0,87	≤	0,6	3,11	3,11	3,36	φ8//0,30
V31.c	181,88	1,05	348,00					2,88			
V31.c	31,16	0,33	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	1,58	1,58	4,02	φ8//0,25
V31.c	3,9	0,33	348,00					0,20			
V32.c	112,26	0,46	348,00	0,51	0,39	≤	0,6	4,03	4,32	5,02	φ8//0,20
V32.c	120,51	0,46	348,00					4,32			
V33.c	57,81	0,46	348,00	0,51	0,39	≤	0,6	2,07	2,89	3,36	φ8//0,30
V33.c	80,7	0,46	348,00					2,89			
V35.c	39,52	0,33	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	2,00	2,00	4,02	φ8//0,25
V35.c	32,5	0,33	348,00					1,65			
V36.c	9,38	0,33	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	0,48	1,18	4,02	φ8//0,25
V36.c	23,25	0,33	348,00					1,18			
V37.c	35,99	0,33	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	1,82	1,88	4,02	φ8//0,25
V37.c	37,22	0,33	348,00					1,88			
V38.c	23,56	0,33	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	1,19	1,19	4,02	φ8//0,25
V38.c	9,41	0,33	348,00					0,48			
V39.c	30,28	0,33	348,00	0,36	0,27	≤	0,6	1,53	1,53	4,02	φ8//0,25
V39.c	18,75	0,33	348,00					0,95			
V40.c	78,71	0,24	348,00	0,26	0,20	≤	0,6	5,50	5,50	6,70	φ8//0,15
V40.c	76,46	0,24	348,00					5,34			
V41.c	76,72	0,24	348,00	0,26	0,20	≤	0,6	5,36	5,49	6,70	φ8//0,15
V41.c	78,68	0,24	348,00					5,49			
V42.c	841,81	3,93	348,00	4,36	3,27	≤	0,6	3,56	3,57	4,02	φ8//0,25
V42.c	844,53	3,93	348,00					3,57			

9. Cálculo da armadura mínima de fendilhação

Viga	M _{máx} negativos (kN.m)	M _{máx} positivos (kN.m)	M _{máx} (kN.m)	d (m)	z	A _{s,adotado} (cm ² /m)	σ _s (Mpa)	k	k _c	f _{ctm} (Mpa)	A _{ct}	f _{ywk} (Mpa)	A _{s,min}
V1.1	62,41	37,64	62,41	0,31	0,28	2,26	97,72	1,00	0,40	2,90	0,05	400,00	1,52
V2.1	54,35	27,59	54,35	0,31	0,28	2,26	85,10	1,00	0,40	2,90	0,05	400,00	1,52
V3.1	135,88	118,92	135,88	0,61	0,55	4,02	61,17	1,00	0,40	2,90	0,10	400,00	2,83
V4.1	101,35	90,87	101,35	0,26	0,24	3,39	125,83	1,00	0,40	2,90	0,05	400,00	1,31
V5.1	96,22	36,38	96,22	0,36	0,33	3,39	86,64	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V6.1	48,73	9,72	48,73	0,46	0,42	2,26	51,63	1,00	0,40	2,90	0,08	400,00	2,18
V7.1	97,69	62,20	97,69	0,46	0,42	3,39	69,01	1,00	0,40	2,90	0,08	400,00	2,18

V8.1	101,65	89,90	101,65	0,36	0,33	3,39	91,53	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V9.1	96,21	11,35	96,21	0,36	0,33	3,39	86,63	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V10.1	73,17	42,95	73,17	0,36	0,33	2,26	98,83	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V11.1	72,26	40,47	72,26	0,26	0,24	2,26	134,57	1,00	0,40	2,90	0,05	400,00	1,31
V12.1	36,14	5,97	36,14	0,36	0,33	1,57	70,27	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V13.1	92,11	3,20	92,11	0,46	0,42	3,39	65,06	1,00	0,40	2,90	0,08	400,00	2,18
V14.1	99,32	89,55	99,32	0,46	0,42	3,39	70,16	1,00	0,40	2,90	0,08	400,00	2,18
V23	50,84	12,81	50,84	0,36	0,33	2,26	68,67	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V31	49,10	10,40	49,10	0,36	0,33	2,26	66,32	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V32	516,32	420,74	516,32	0,51	0,46	19,63	56,86	1,00	0,40	2,90	0,08	400,00	2,39
V1.e	32,20	26,20	32,20	0,31	0,28	2,26	50,42	1,00	0,40	2,90	0,05	400,00	1,52
V2.e	41,58	50,63	50,63	0,31	0,28	2,26	79,27	1,00	0,40	2,90	0,05	400,00	1,52
V3.e	124,69	129,55	129,55	0,61	0,55	4,02	58,32	1,00	0,40	2,90	0,10	400,00	2,83
V5.e	153,52	154,06	154,06	0,36	0,33	6,03	77,99	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V8.e	150,71	151,20	151,20	0,36	0,33	4,52	102,11	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V10.e	136,88	136,73	136,88	0,36	0,33	4,52	92,44	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V15.e	150,50	151,03	151,03	0,61	0,55	6,03	45,32	1,00	0,40	2,90	0,10	400,00	2,83
V16.e	153,21	153,73	153,73	0,31	0,28	6,03	90,21	1,00	0,40	2,90	0,05	400,00	1,52
V17.e	130,29	8,97	130,29	0,66	0,60	4,02	54,23	1,00	0,40	2,90	0,11	400,00	3,05
V18.e	19,04	22,29	22,29	0,66	0,60	2,26	16,50	1,00	0,40	2,90	0,11	400,00	3,05
V19.e	63,72	24,61	63,72	0,66	0,60	4,02	26,52	1,00	0,40	2,90	0,11	400,00	3,05
V20.e	59,21	31,02	59,21	0,66	0,60	4,02	24,65	1,00	0,40	2,90	0,11	400,00	3,05
V21.e	35,84	55,75	55,75	0,36	0,33	4,02	42,33	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V22.e	93,35	51,52	93,35	0,36	0,33	4,02	70,88	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V23.e	40,29	10,73	40,29	0,36	0,33	2,26	54,42	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V24.e	415,82	264,03	415,82	0,81	0,73	14,73	38,53	1,00	0,40	2,90	0,11	400,00	3,08
V25.e	190,43	39,62	190,43	0,81	0,73	6,03	43,11	1,00	0,40	2,90	0,11	400,00	3,08
V26.e	96,59	70,80	96,59	0,81	0,73	4,02	32,80	1,00	0,40	2,90	0,11	400,00	3,08
V27.e	115,48	109,67	115,48	0,81	0,73	4,02	39,21	1,00	0,40	2,90	0,11	400,00	3,08
V28.e	255,35	287,80	287,80	0,51	0,46	8,04	77,38	1,00	0,40	2,90	0,08	400,00	2,39
V29.e	1025,55	407,15	1025,55	1,16	1,05	32,17	30,43	1,00	0,40	2,90	0,18	400,00	5,22
V30.e	668,62	347,56	668,62	1,16	1,05	24,13	26,45	1,00	0,40	2,90	0,18	400,00	5,22
V31.e	43,33	11,62	43,33	0,36	0,33	2,26	58,52	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V32.e	353,98	284,83	353,98	0,51	0,46	12,57	60,87	1,00	0,40	2,90	0,08	400,00	2,39
V33.e	143,15	146,66	146,66	0,51	0,46	6,03	52,58	1,00	0,40	2,90	0,07	400,00	1,99
V35.e	35,34	20,08	35,34	0,36	0,33	2,26	47,73	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V36.e	26,43	6,59	26,43	0,36	0,33	2,26	35,70	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V37.e	26,88	28,66	28,66	0,36	0,33	2,26	38,71	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V38.e	26,66	3,47	26,66	0,36	0,33	2,26	36,01	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V39.e	36,11	22,93	36,11	0,36	0,33	2,26	48,77	1,00	0,40	2,90	0,06	400,00	1,74
V40.e	152,74	157,24	157,24	0,26	0,24	6,03	109,75	1,00	0,40	2,90	0,05	400,00	1,31
V41.e	157,18	153,27	157,18	0,26	0,24	6,03	109,71	1,00	0,40	2,90	0,05	400,00	1,31
V42.e	#NÚM!	4311,63	1618,53	4,36	3,93	48,25	8,54	0,93	0,40	2,90	0,88	400,00	23,73

ANEXO 11: DIMENSIONAMENTO DAS ESCADAS

1. Cargas												
	h (m)	L (m)	Peso próprio da laje (kN/m ²)	Peso degraus da laje (kN/m ²)	Peso revestimento (kN/m ²)	Peso sobrecarga (kN/m ²)						
E2	0,3	6,6	7,5	2,125	1	5						
E3	0,25	8,07	6,25	2,125	1	5						
2. Determinação das reacções												
	Carga Permanente (kN)	Carga atuante (kN)	$R_a = R_b$ (kN)									
E2	10,63	21,84	72,08									
E3	9,38	20,16	81,33									
3. Cálculo da armadura longitudinal												
	M^+ (kN.m/m)	Armaduras adotadas	$A_{s,adotado}$ (cm ² /m)	$f_{y,d}$ (Mpa)	$f_{c,d}$ (Mpa)	b_t (m)	rec (m)	d (m)	ω	μ	M_{rd} (kN.m)	$M_{max,sd}$ (kN.m)
E2	118,94	Φ16//0,15	1,34E-03	348	21,5	1	0,015	0,27	0,080	0,077	120,85	≥ 118,94
E3	164,08	φ20//0,125	2,51E-03	348	21,5	1	0,015	0,22	0,185	0,168	174,61	≥ 164,08
4. Cálculo da armadura mínima												
	f_{ctm} (Mpa)	f_{yk} (Mpa)	b_t (m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)								
E2	2,9	400	1	5,09								
E3	2,9	400	1	4,15								
5. Cálculo da armadura de distribuição												
	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Armaduras adotadas	$A_{s,adotado}$ (cm ² /m)									
E2	2,80	φ10//0,15	5,24E-04									
E3	5,03	φ10//0,15	5,24E-04									

ANEXO 12: DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

Lajes L1, L2, L3, L4, L5 e L6

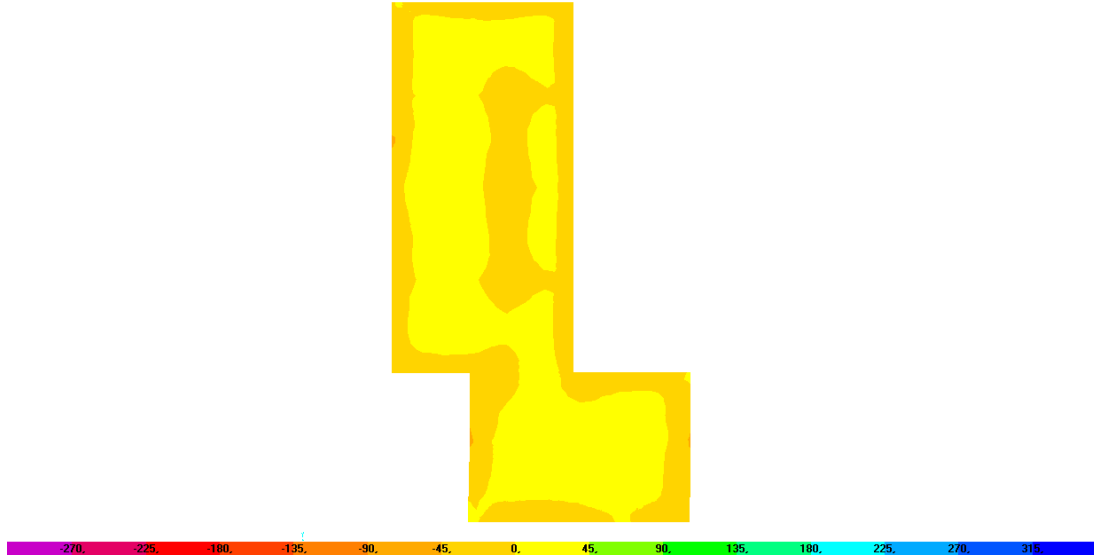


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M11) para a combinação Envolvente – [kN.m/m]

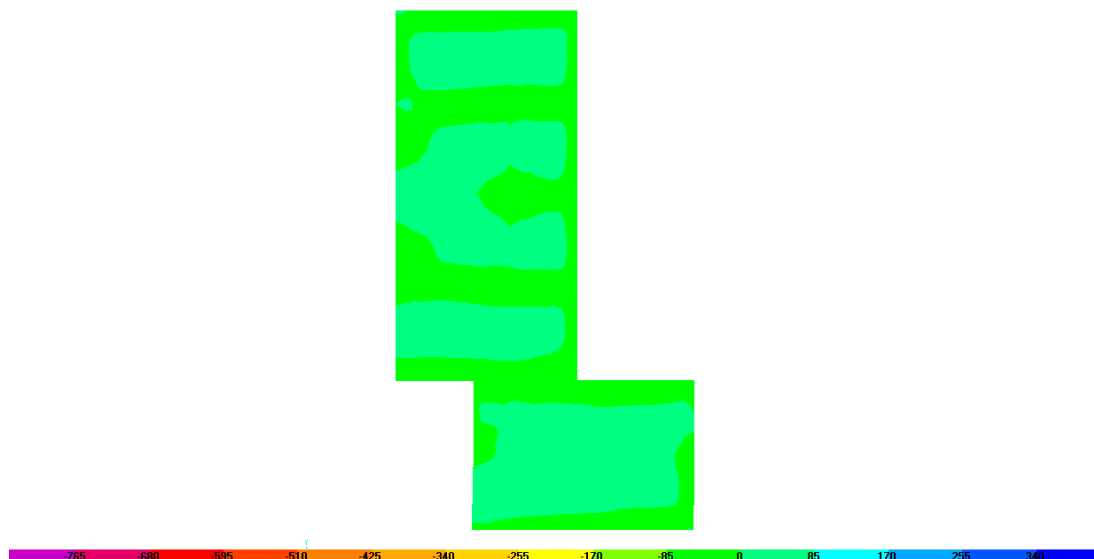


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M22) para a combinação Envolvente – [kN.m/m]

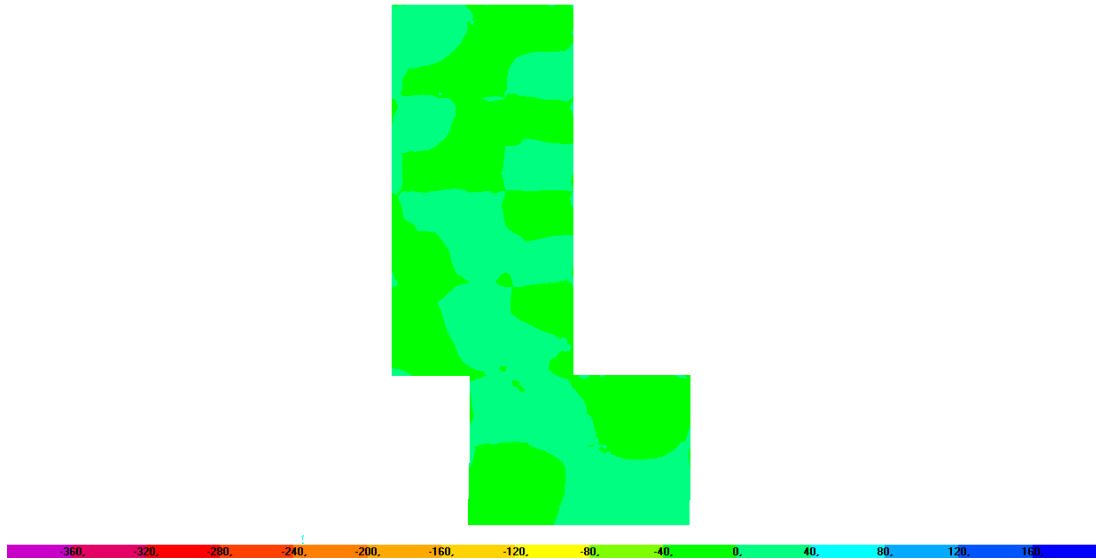


Diagrama de momentos torsores (M12) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

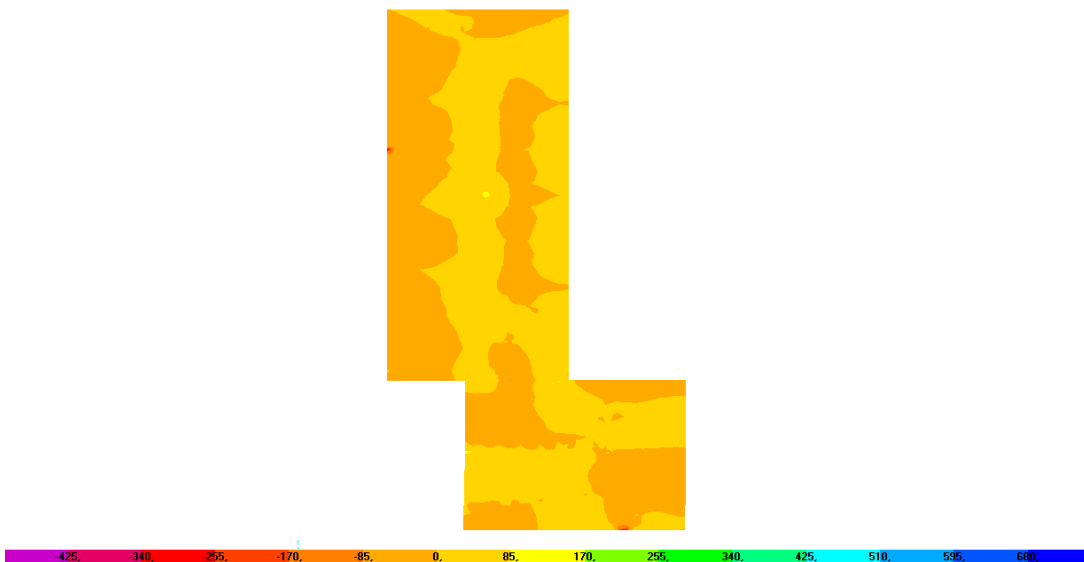


Diagrama de esforço transverso (V13) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

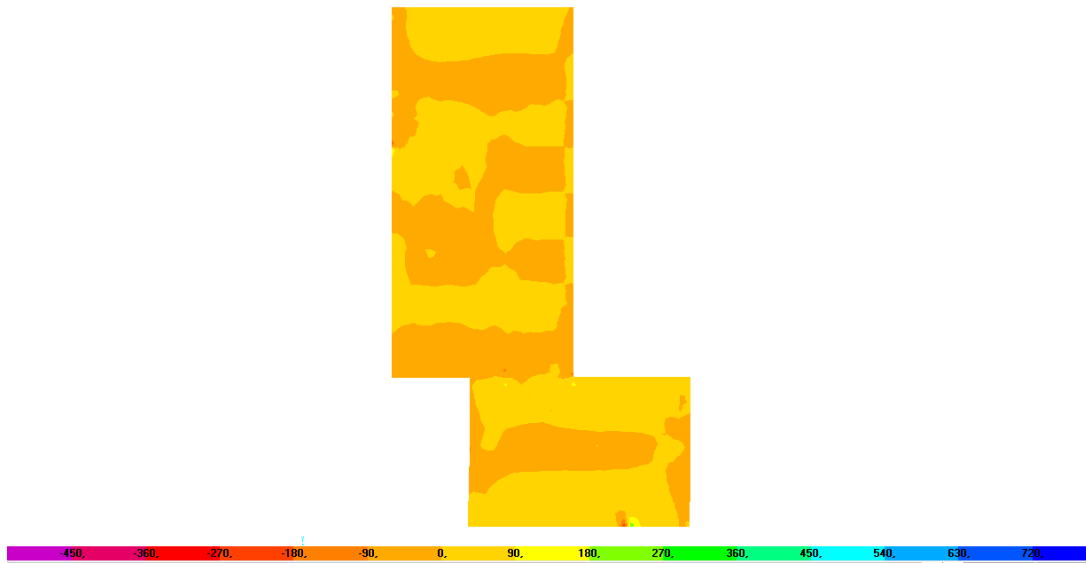


Diagrama de esforço transverso (V23) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

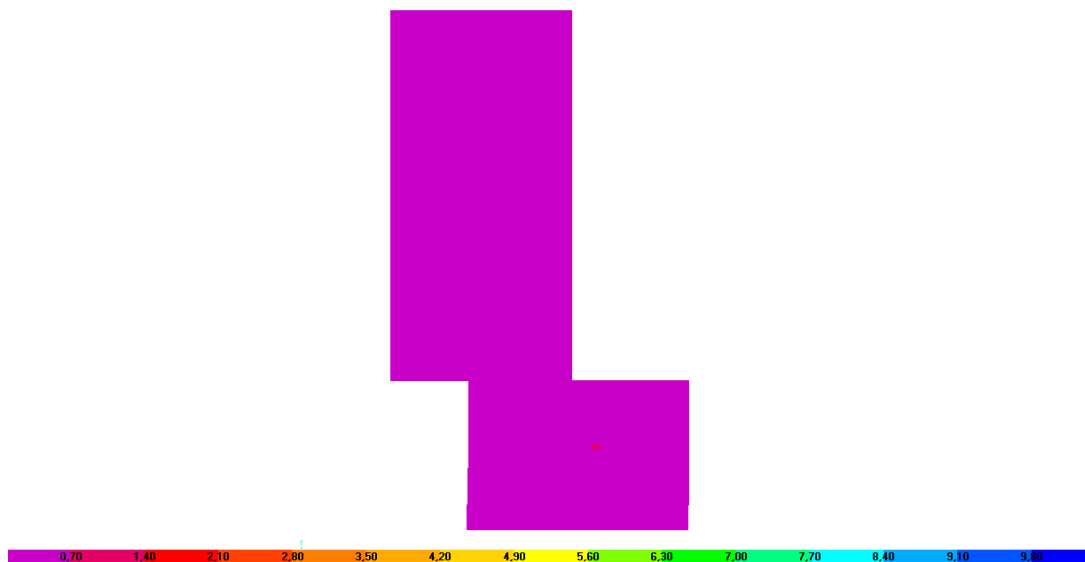


Diagrama de armadura horizontal na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]

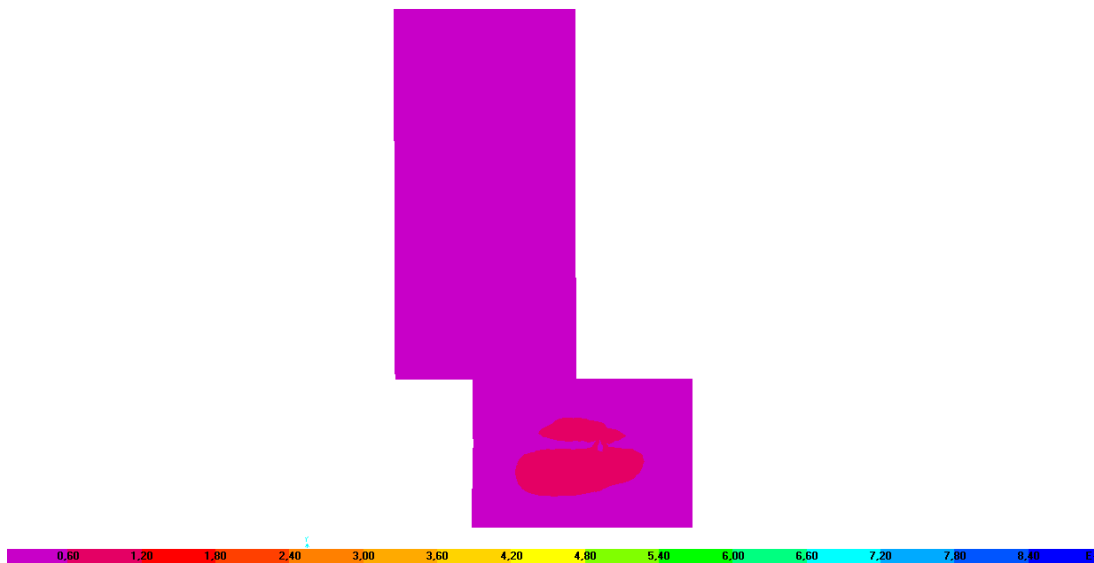


Diagrama de armadura vertical na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]

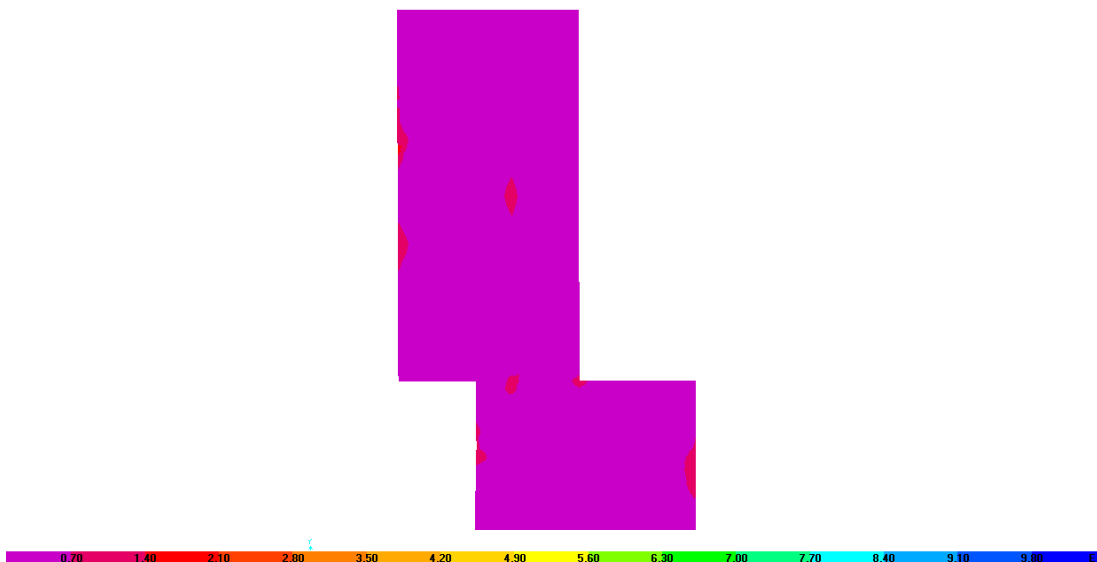


Diagrama de armadura horizontal na face superior para a combinação Envolvente – [m²/m]

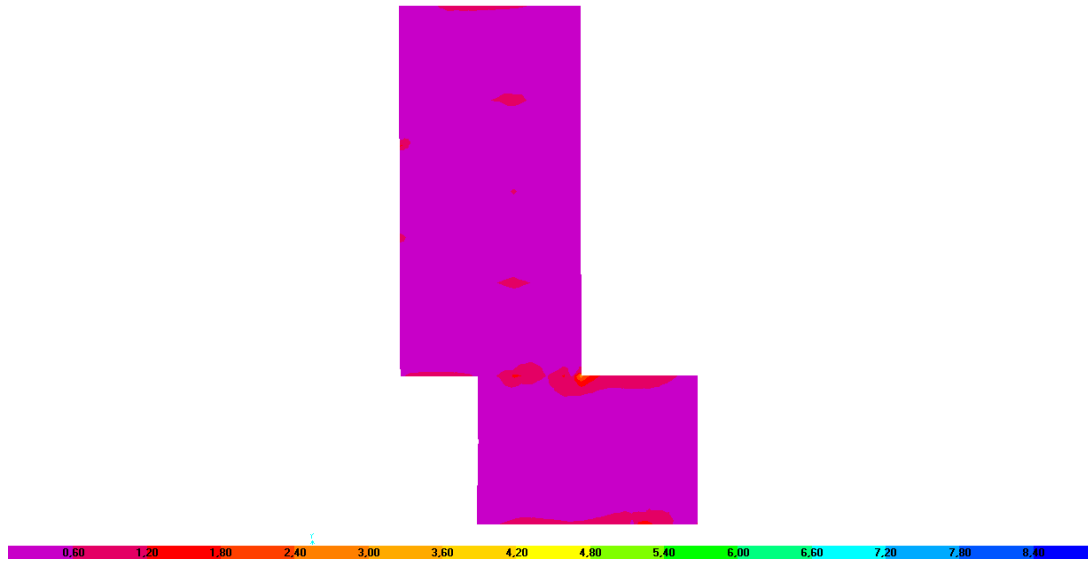


Diagrama de armadura vertical na face superior para a combinação Envolvente – [m²/m]

Lajes L8

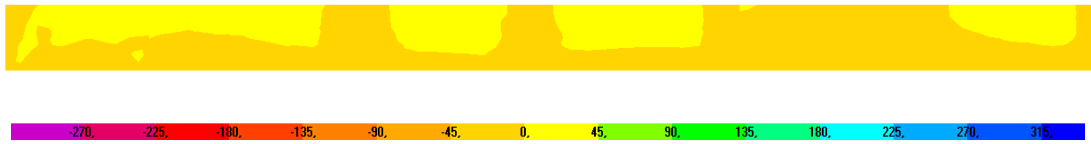


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M11) para a combinação Envolvente – [kN.m/m]

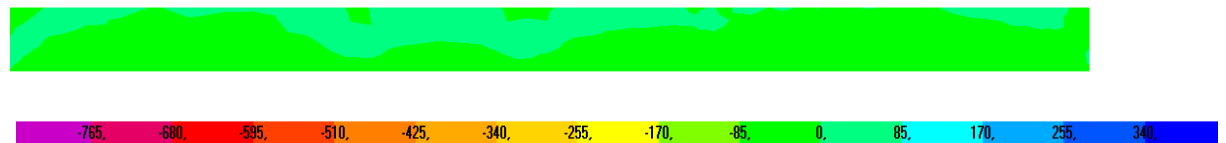


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo vertical (M22) para a combinação Envolvente – [kN.m/m]

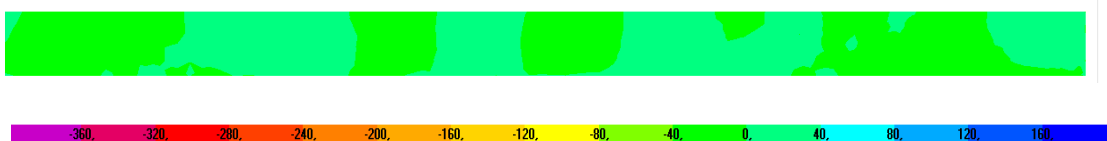


Diagrama de momentos torsores (M12) para a combinação Envolvente – [kN.m/m]



Diagrama de esforço transverso (V13) para a
combinação Envolvente – [kN/m]



Diagrama de esforço transverso (V23) para a
combinação Envolvente – [kN/m]



Diagrama de armadura horizontal na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]



Diagrama de armadura vertical na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]



Diagrama de armadura horizontal na face superior para a combinação Envolvente – [m²/m]

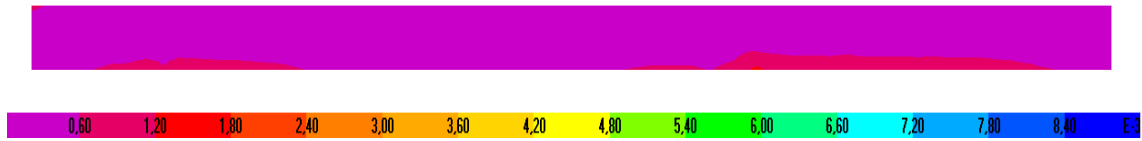


Diagrama de armadura vertical na face superior para a combinação Envolvente – [m²/m]

Lajes L9



Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M11) para a combinação Envolvente – [kN.m/m]



Diagrama de momentos fletores segundo o eixo vertical (M22) para a combinação Envolvente – [kN.m/m]

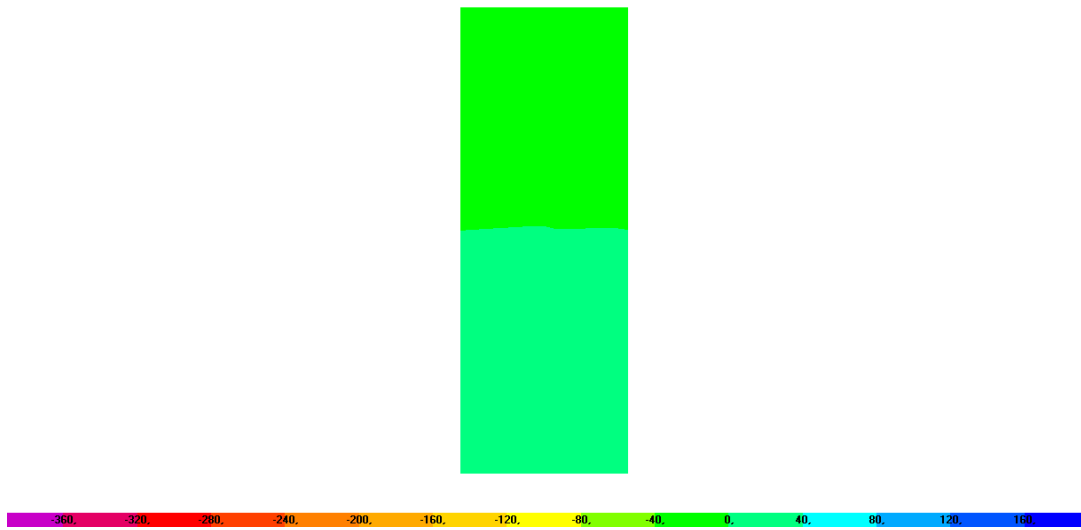


Diagrama de momentos torsores (M12) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

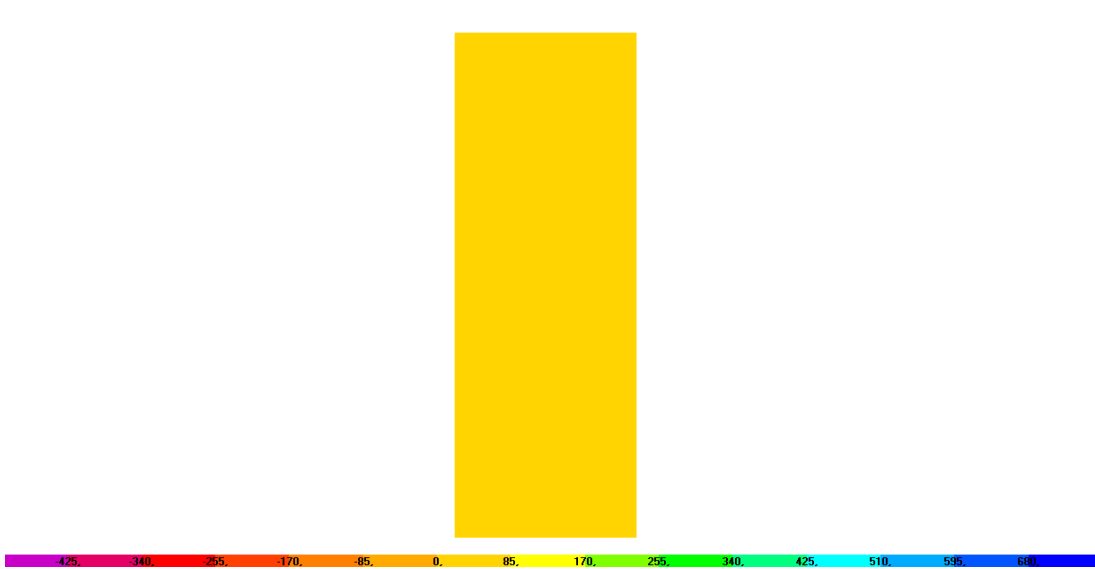


Diagrama de esforço transverso (V13) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

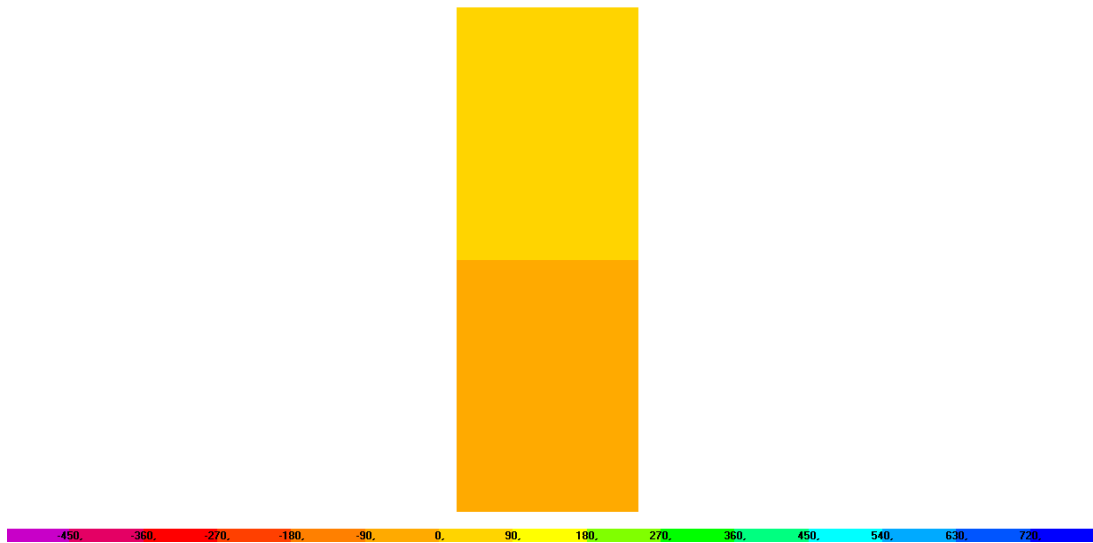


Diagrama de esforço transverso (V23) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

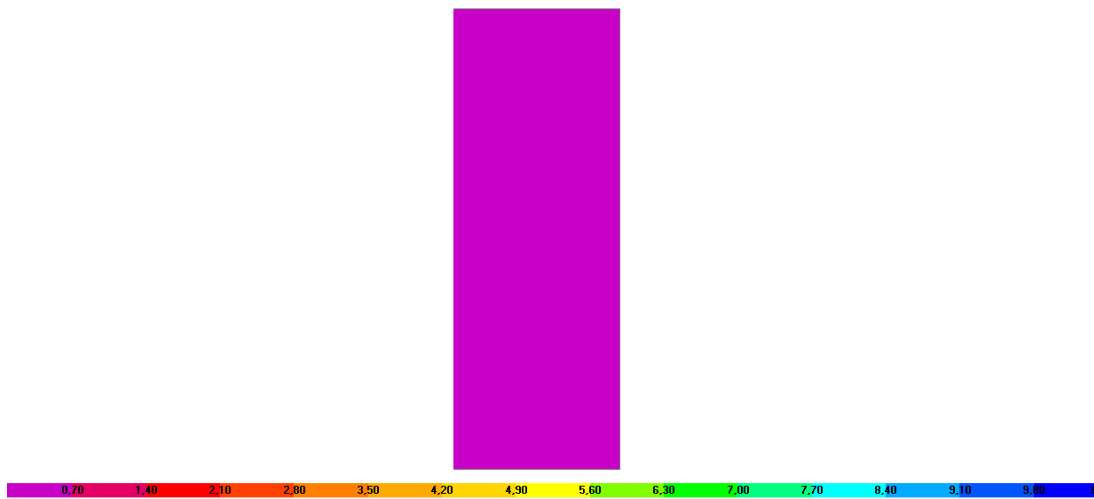


Diagrama de armadura horizontal na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]

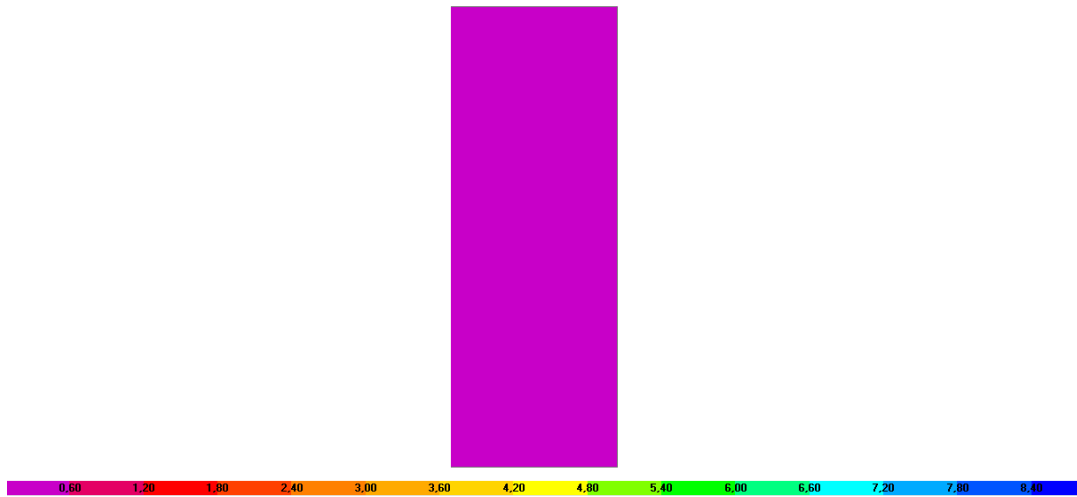


Diagrama de armadura vertical na face inferior para a combinação Envolvente - [m²/m]

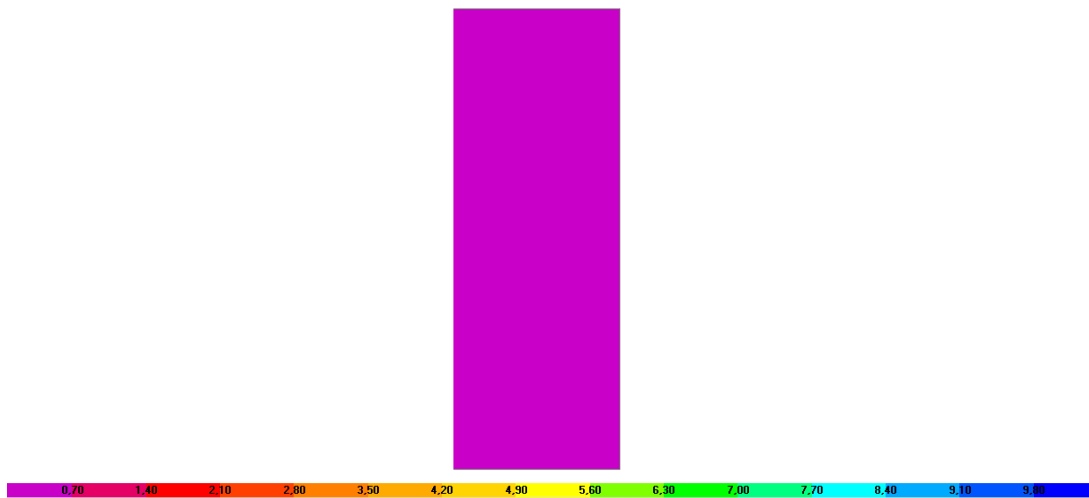


Diagrama de armadura horizontal na face superior para a combinação Envolvente - [m²/m]

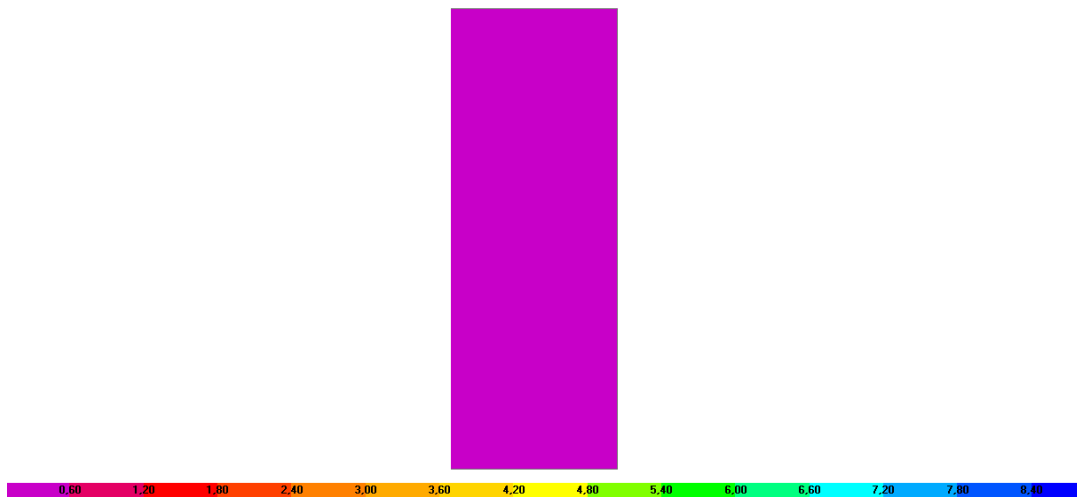


Diagrama de armadura vertical na face superior para a combinação Envolvente - [m²/m]

Lajes L10, L12 e L13

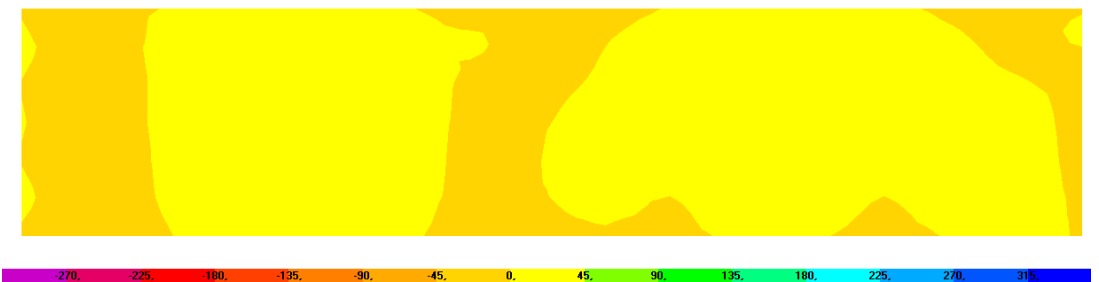


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M11) para a combinação Envolvente - [kN.m/m]

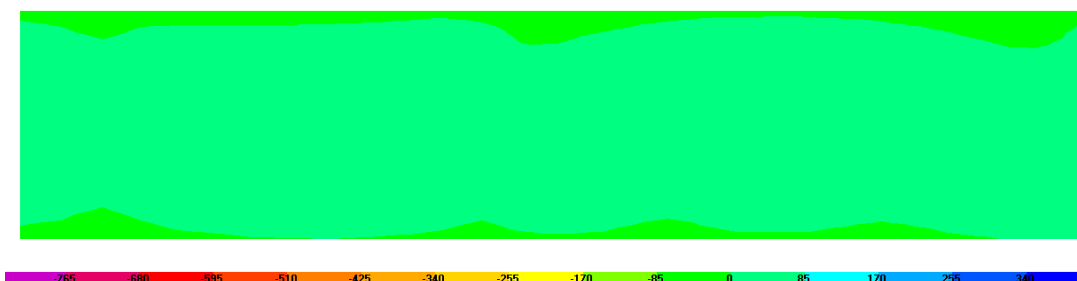


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M22) para a combinação Envolvente - [kN.m/m]



Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M12) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]



Diagrama de esforço transverso (V13) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]



Diagrama de esforço transverso (V23) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]



Diagrama de armadura horizontal na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]



Diagrama de armadura vertical na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]

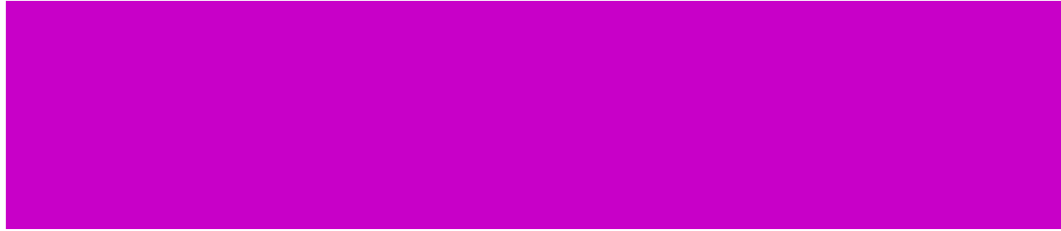


Diagrama de armadura horizontal na face superior para a combinação Envolvente – [m²/m]



Diagrama de armadura vertical na face superior para a combinação Envolvente – [m²/m]

Lajes L11

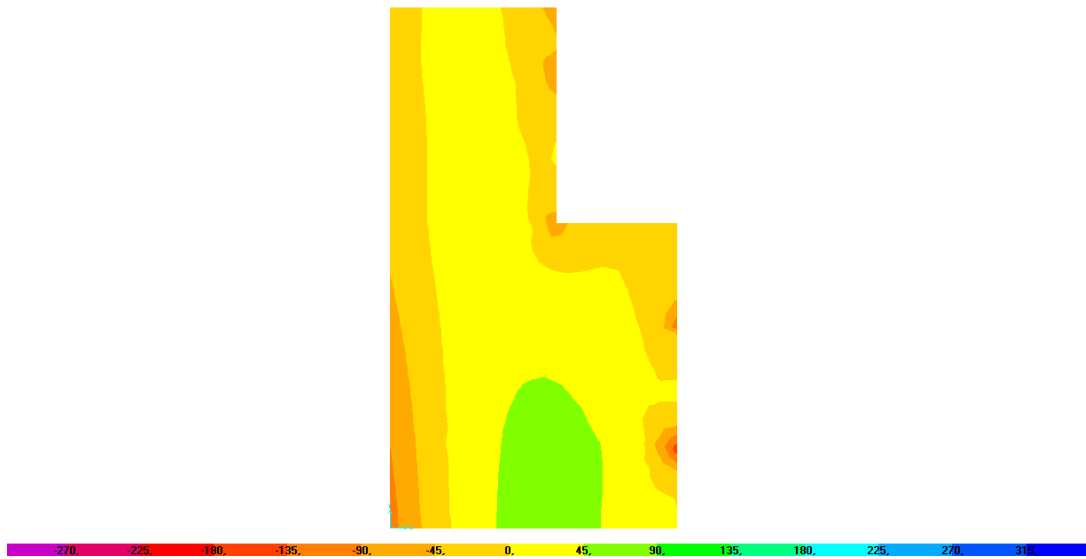


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M11) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

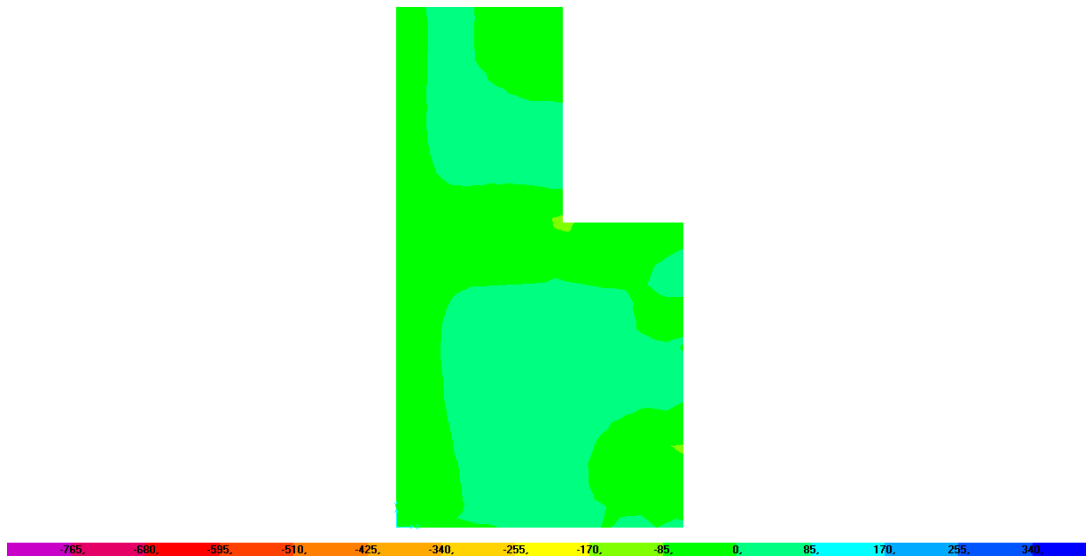


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M22) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

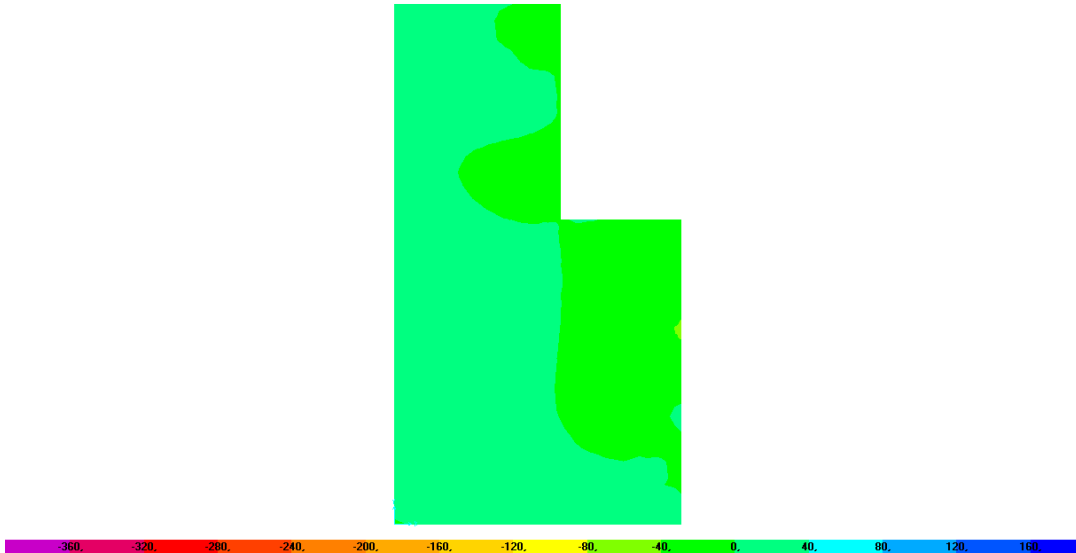


Diagrama de momentos torsores (M12) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

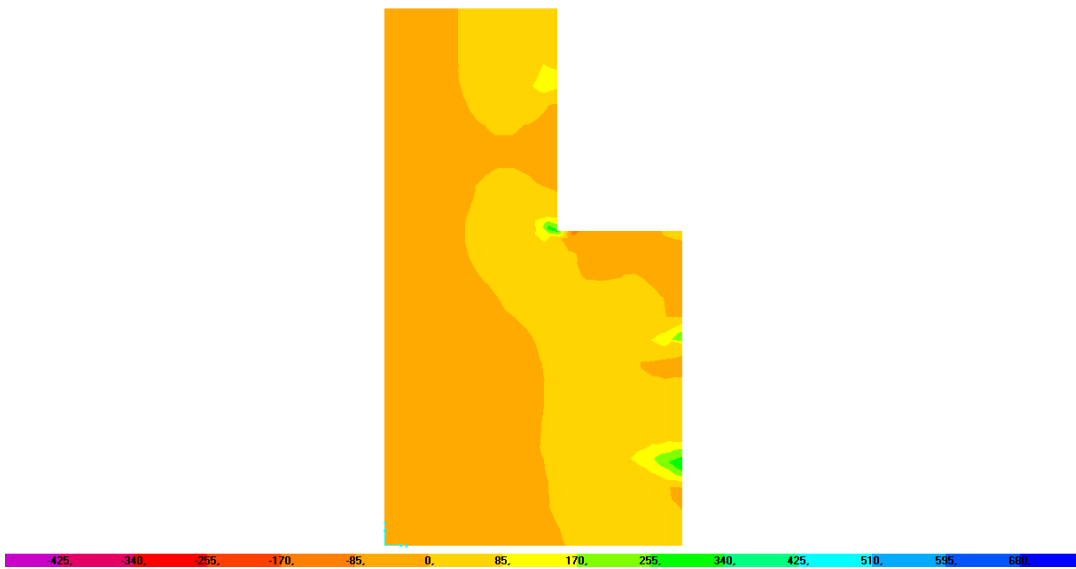


Diagrama de esforço transversal (V13) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

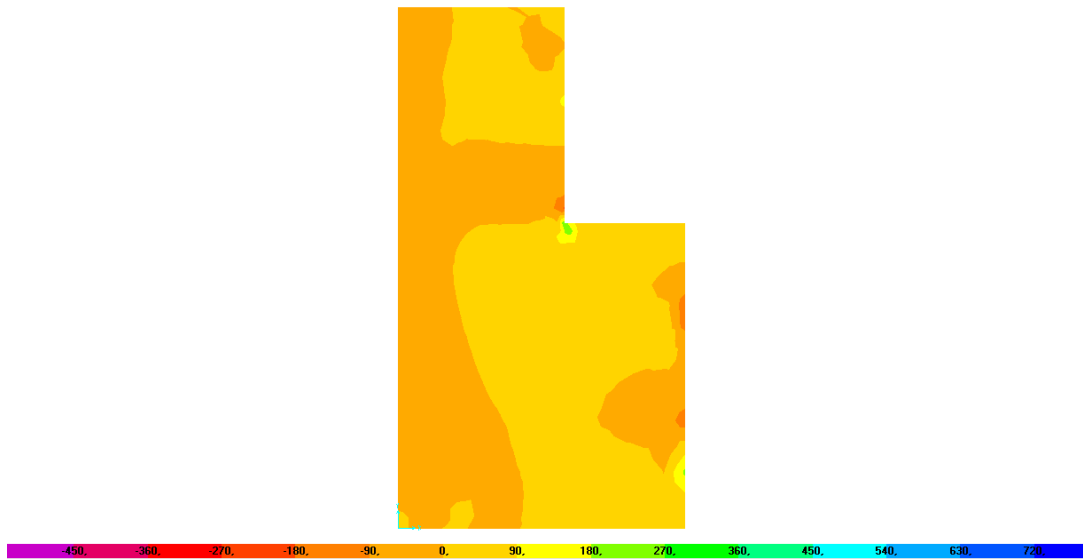


Diagrama de esforço transverso (V23) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

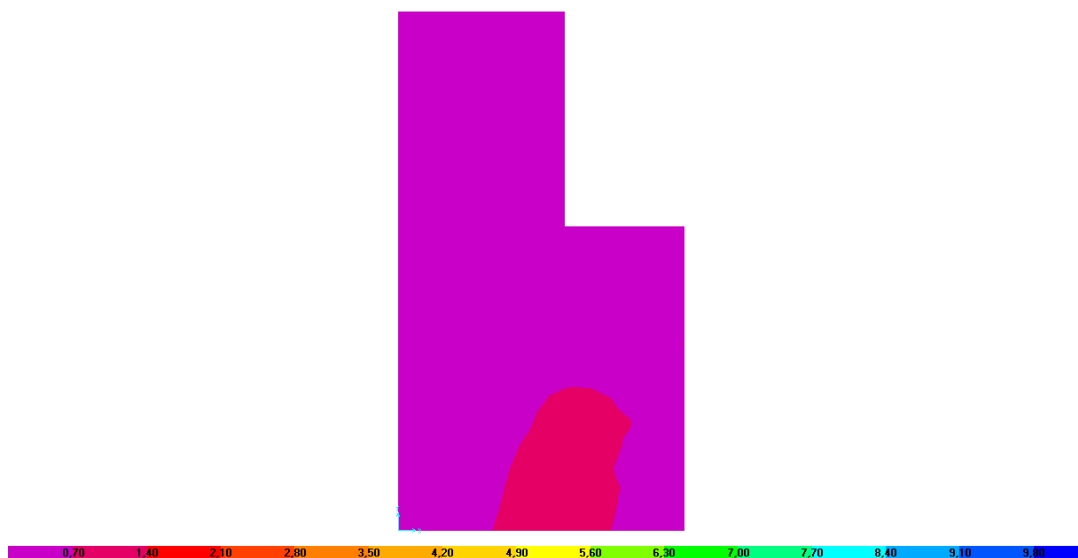


Diagrama de armadura horizontal na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]

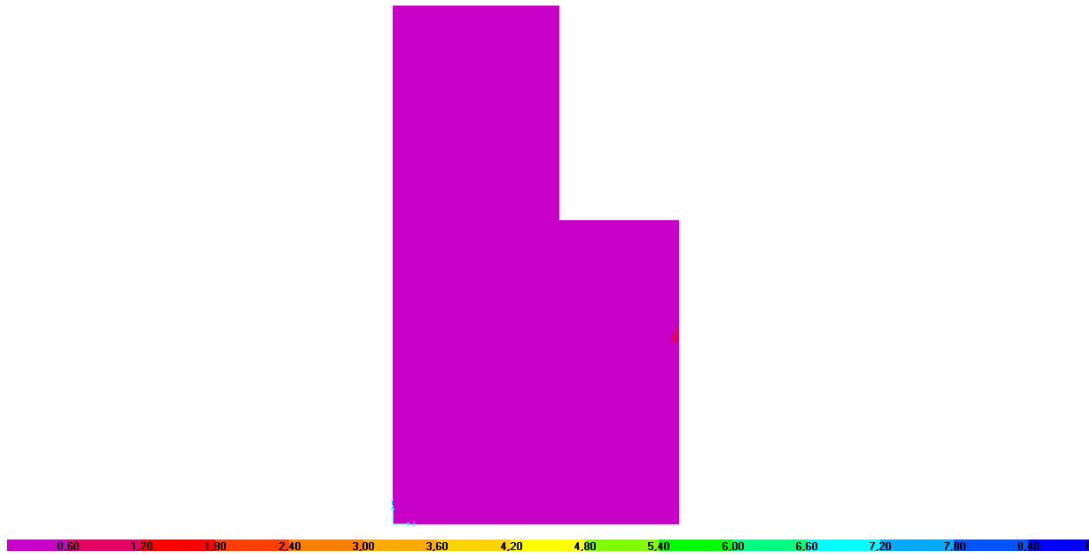


Diagrama de armadura vertical na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]

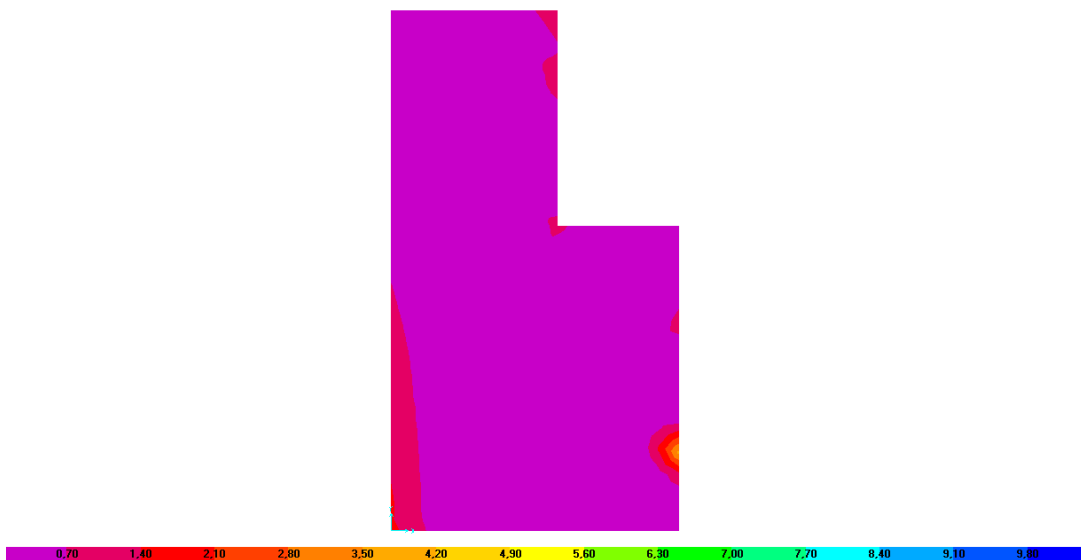


Diagrama de armadura horizontal na face superior para a combinação Envolvente – [m²/m]

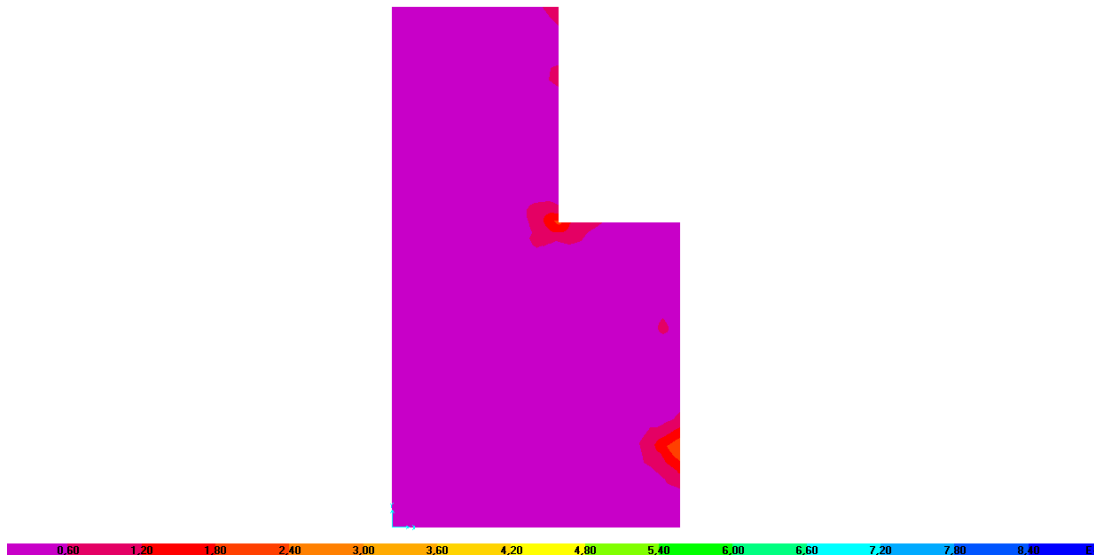


Diagrama de armadura vertical na face superior para a combinação Envolvente – [m²/m]

Lajes L14

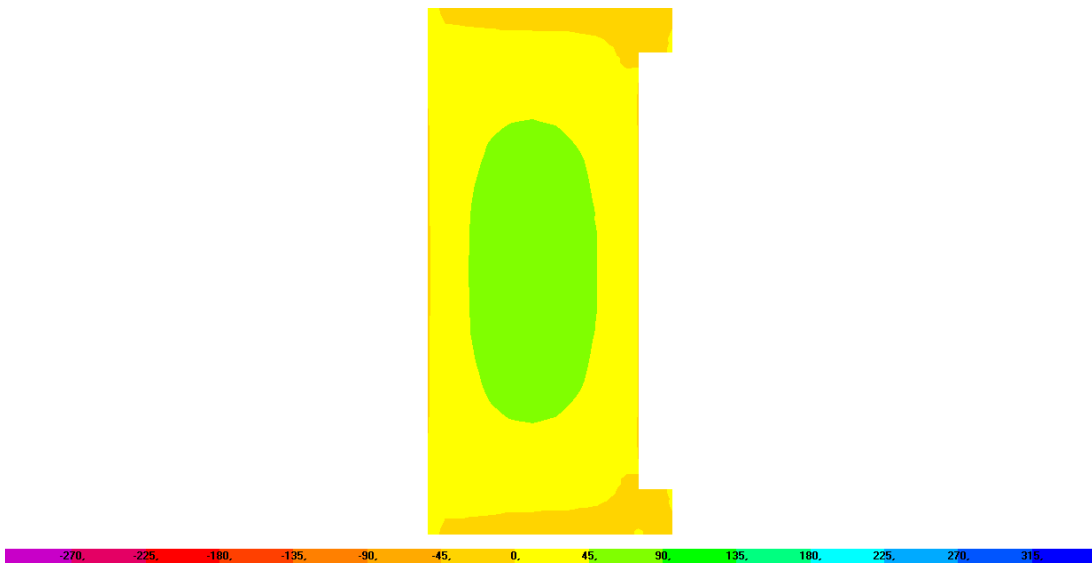


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M11) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

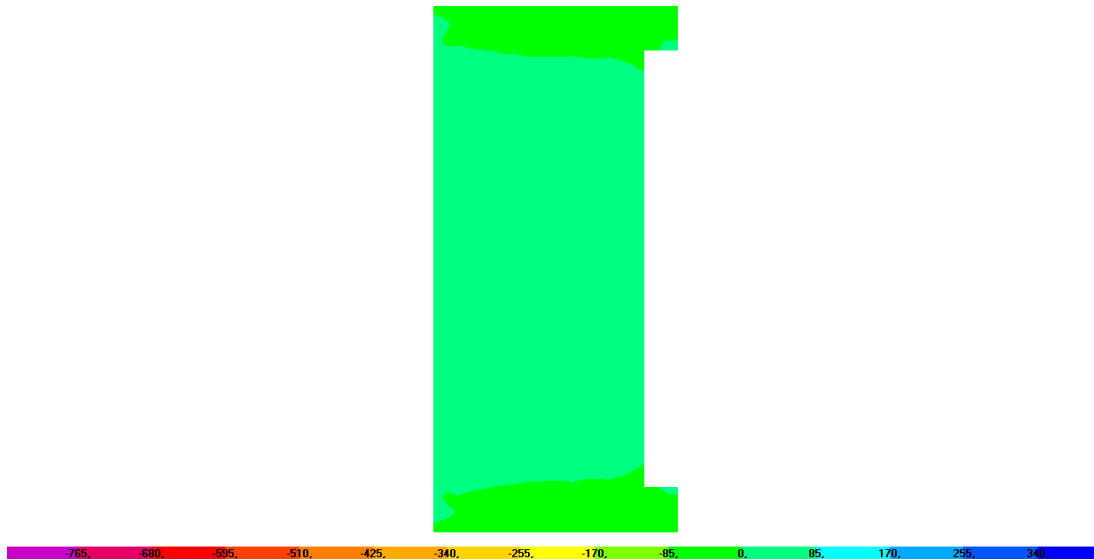


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M22) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

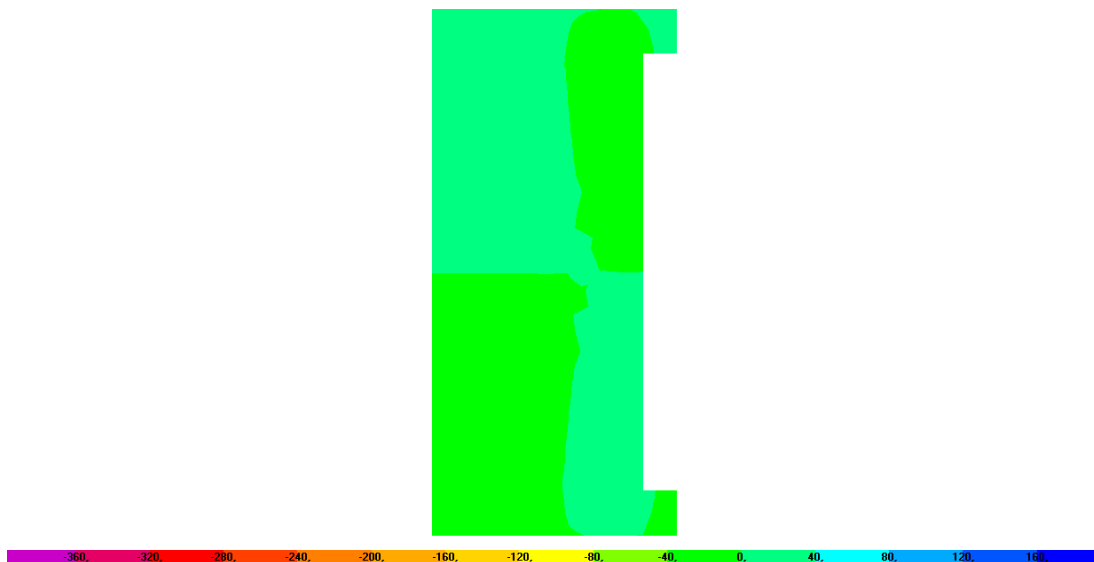


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M12) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

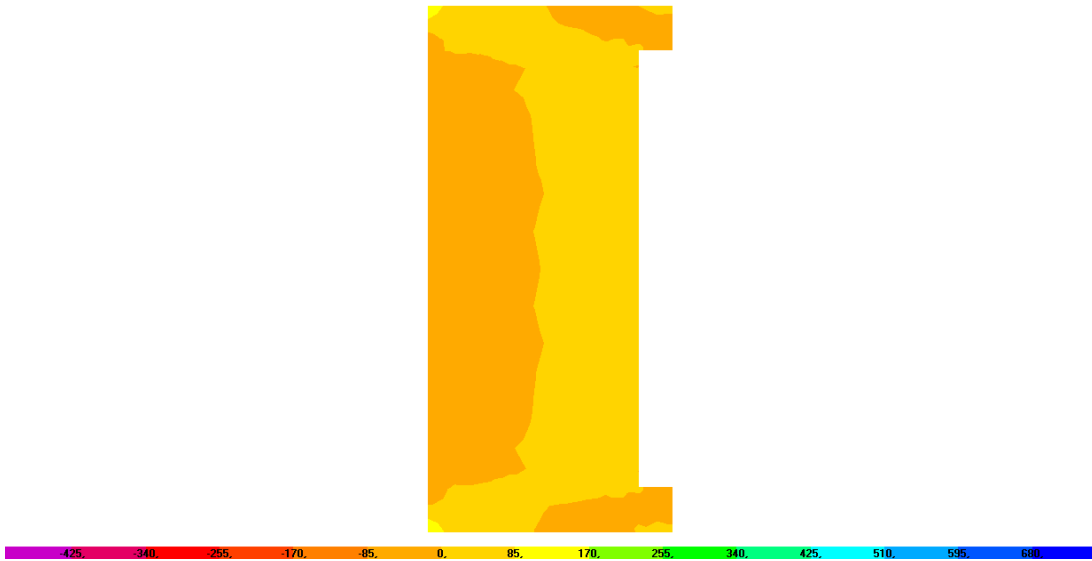


Diagrama de esforço transverso (V13) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

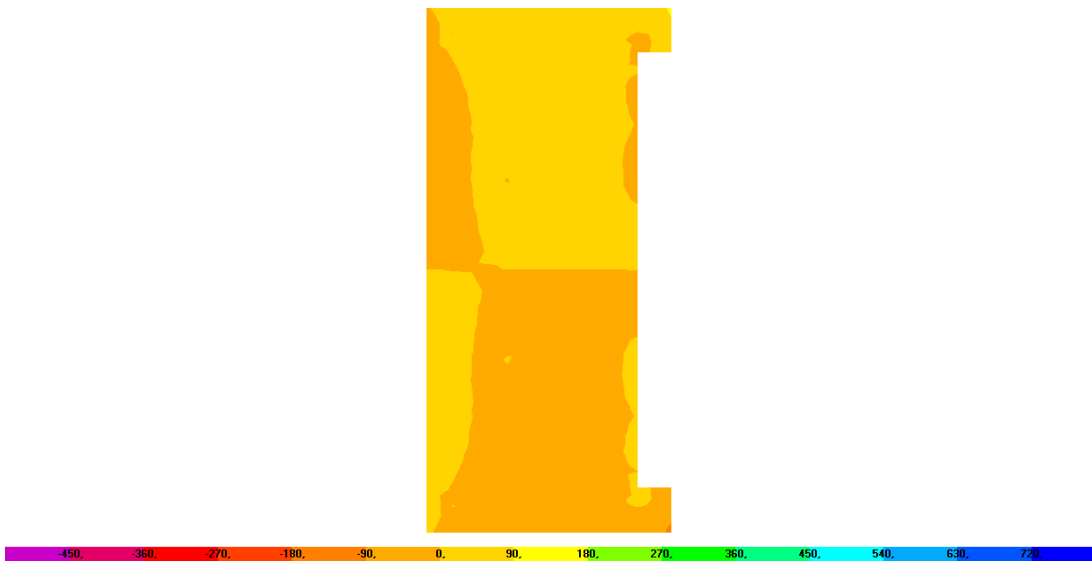


Diagrama de esforço transverso (V23) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

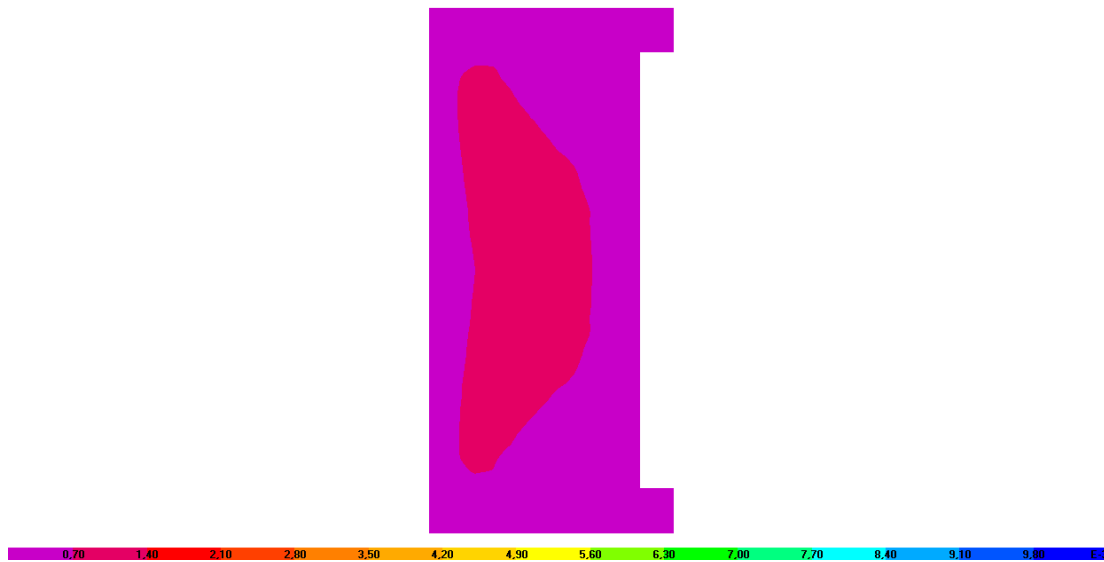


Diagrama de armadura horizontal na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]

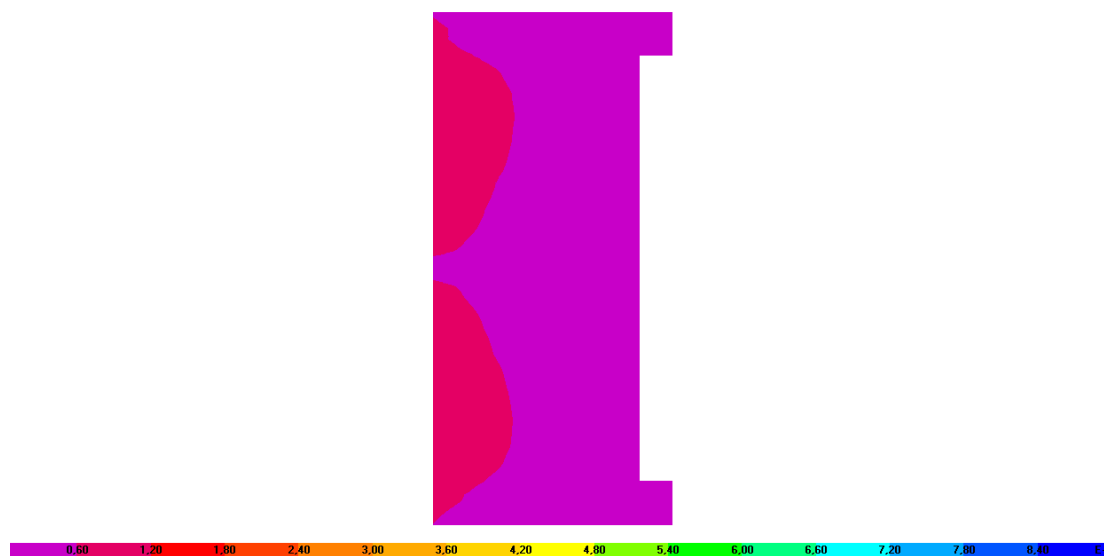


Diagrama de armadura vertical na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]

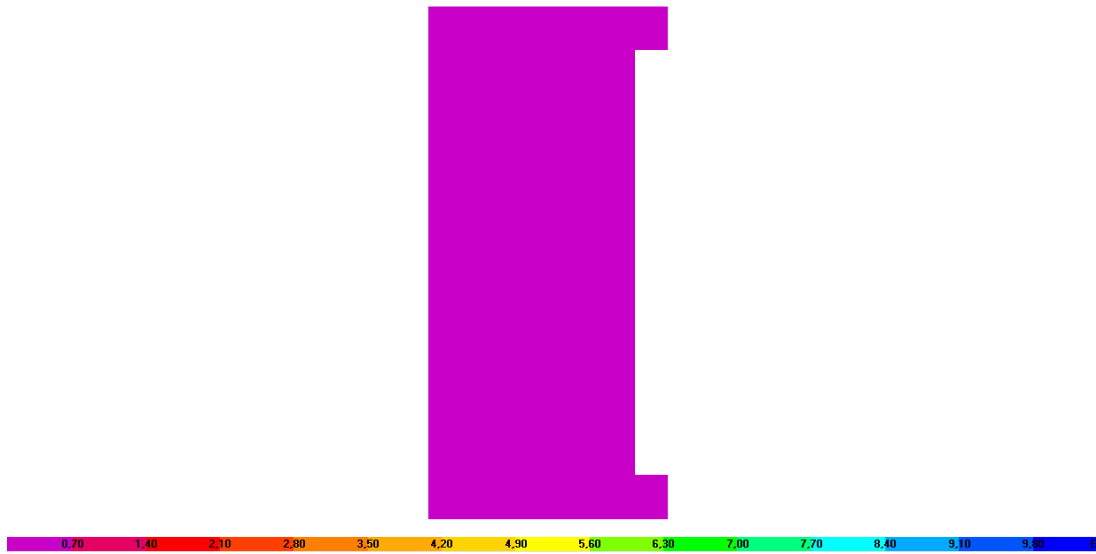


Diagrama de armadura horizontal na face superior para a combinação Envolvente - [m²/m]

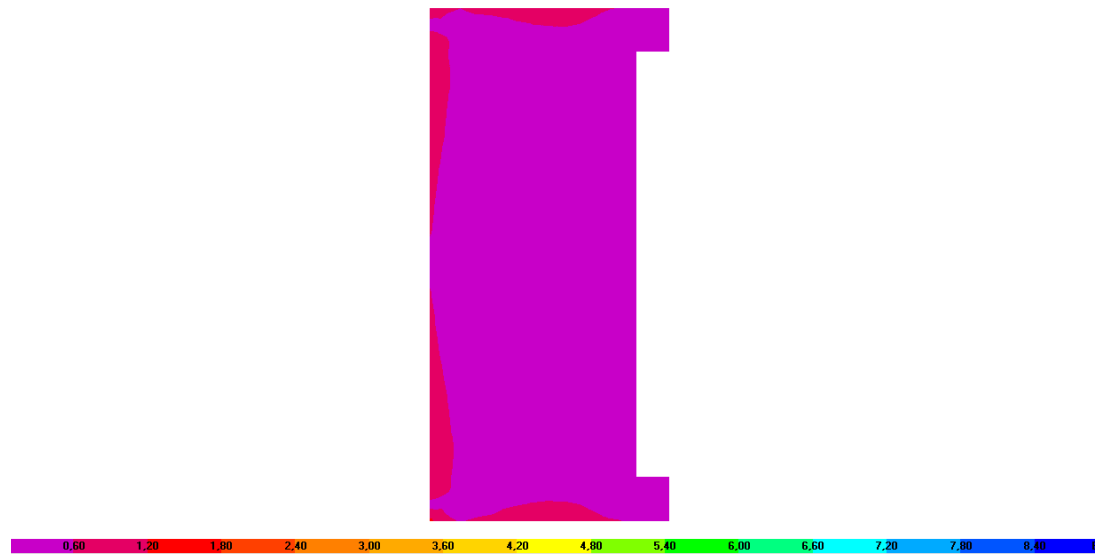


Diagrama de armadura vertical na face superior para a combinação Envolvente - [m²/m]

Lajes L15 e L16

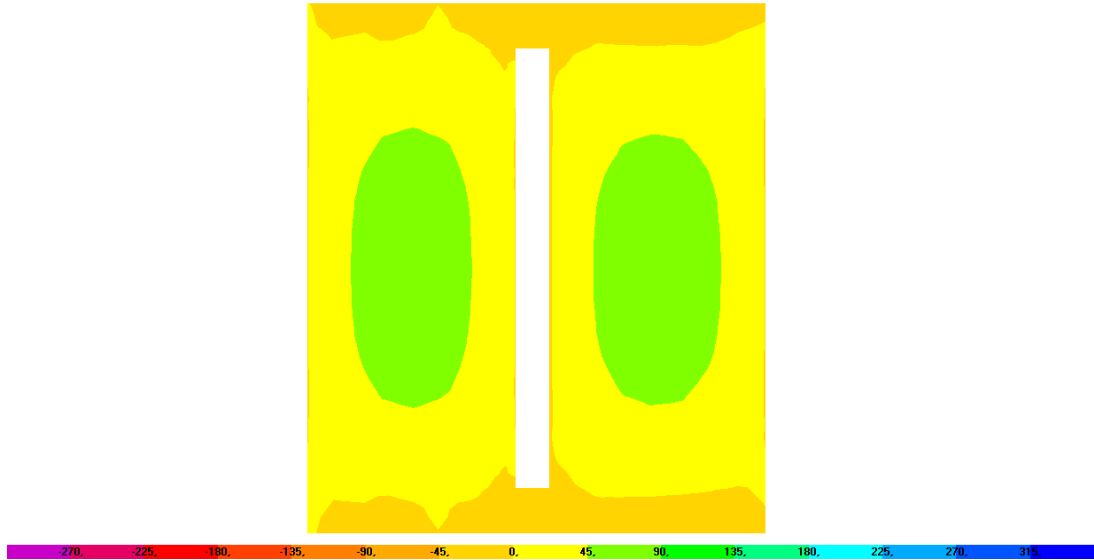


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M11) para a combinação Envolvente – [kN.m/m]

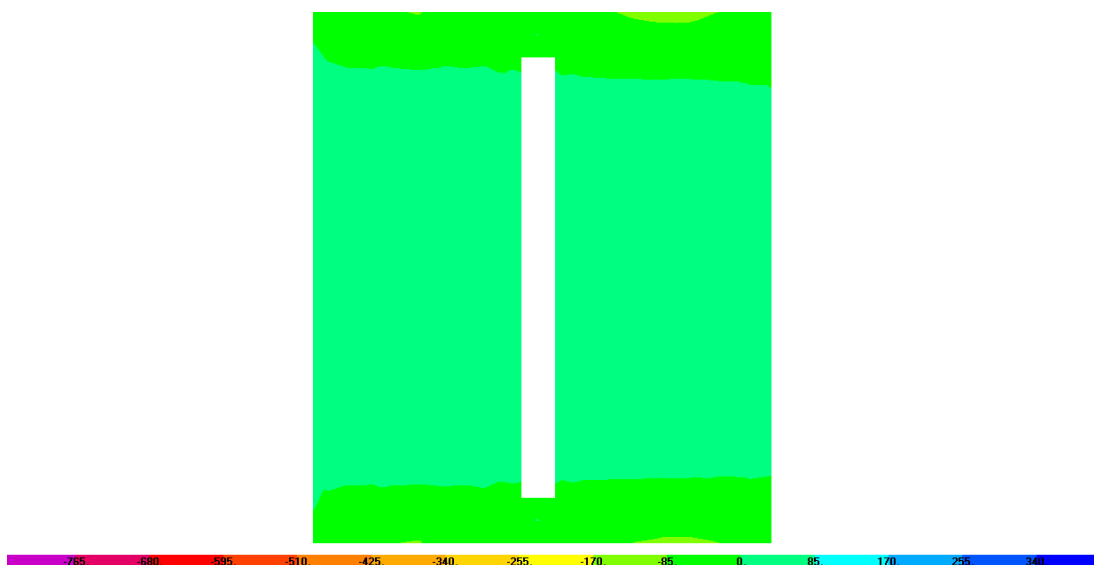


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M22) para a combinação Envolvente – [kN.m/m]

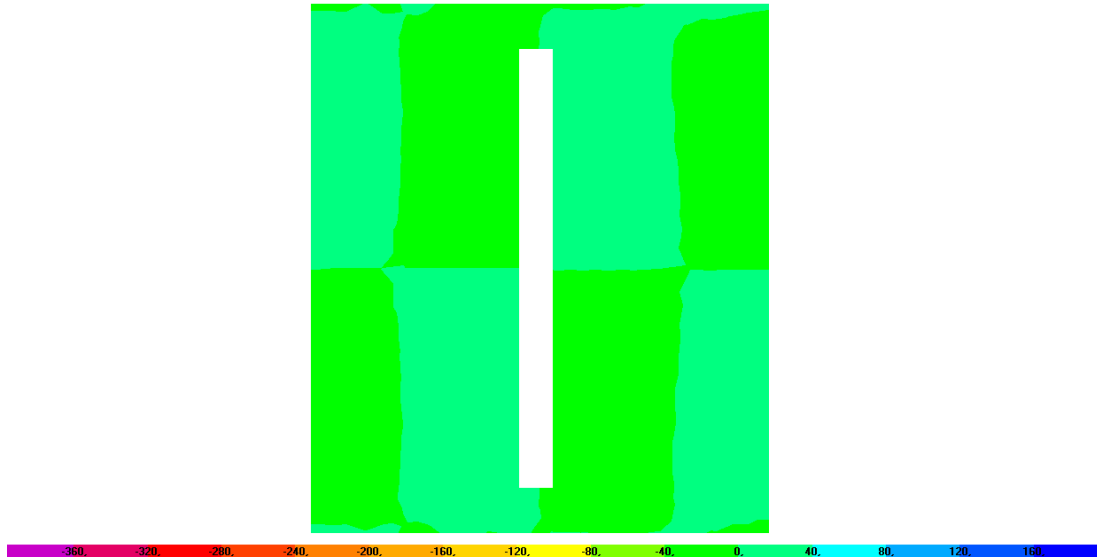


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M_{12}) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

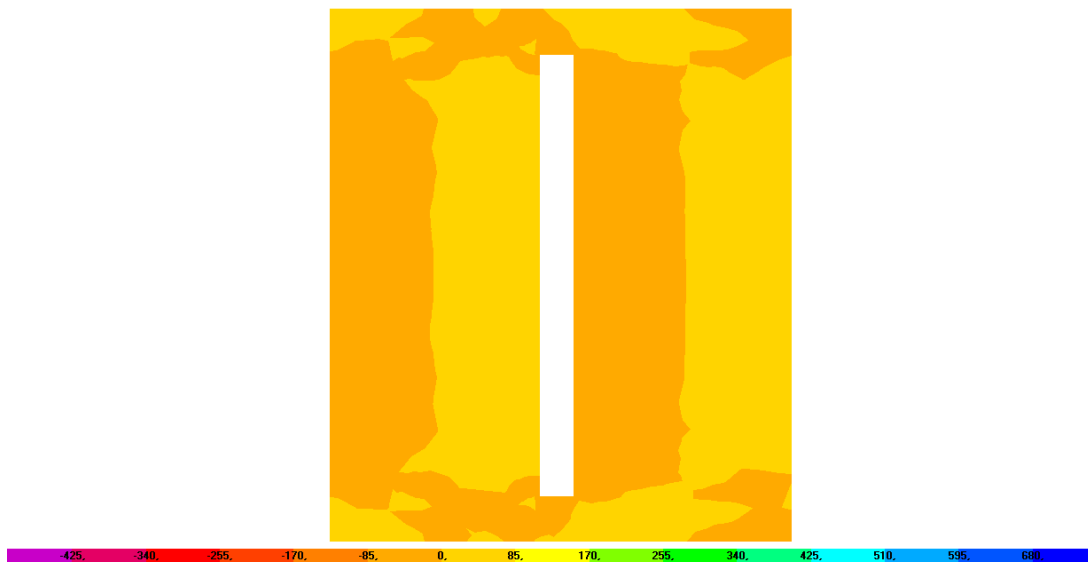


Diagrama de esforço transverso (V_{13}) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

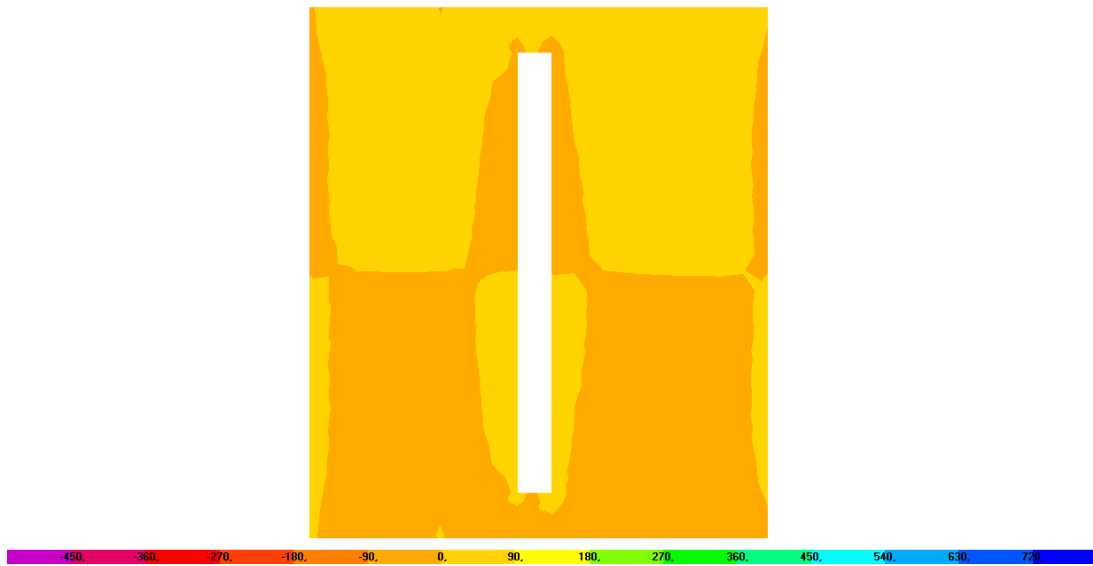


Diagrama de esforço transverso (V23) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

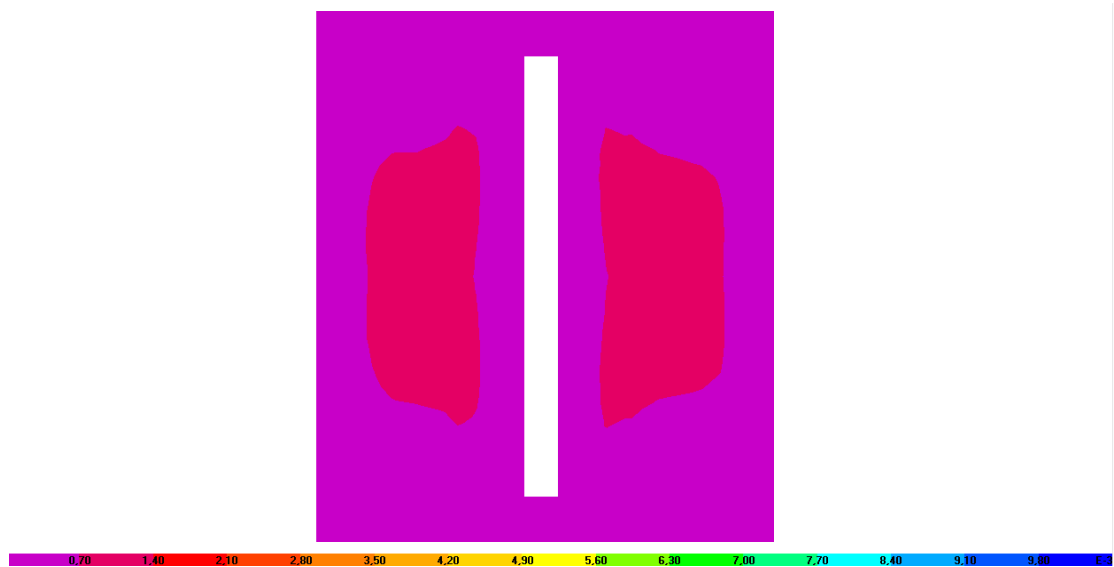


Diagrama de armadura horizontal na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]

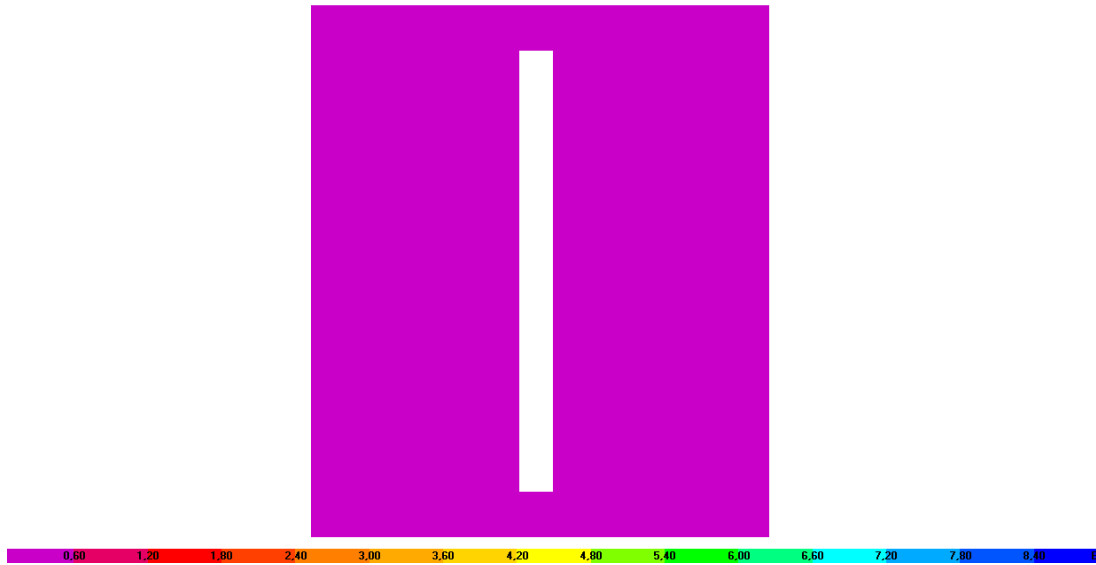


Diagrama de armadura vertical na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]

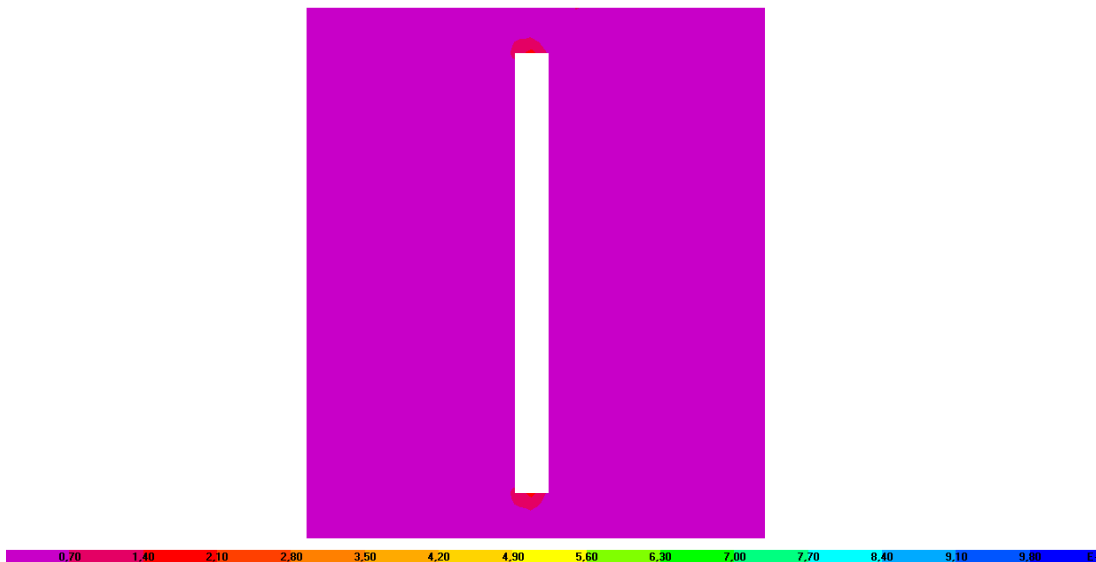


Diagrama de armadura horizontal na face superior para a combinação Envolvente – [m²/m]

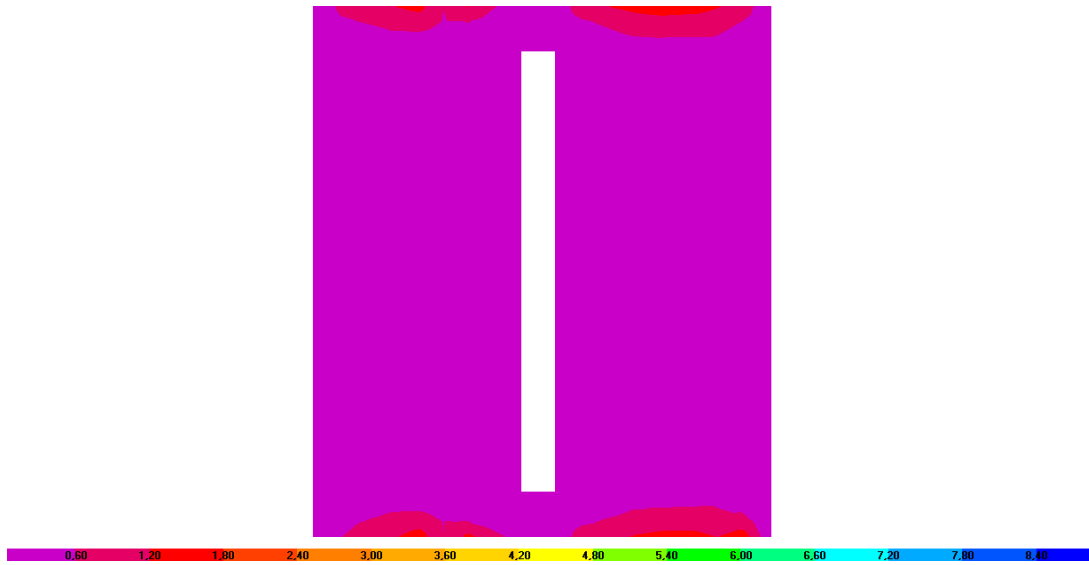


Diagrama de armadura vertical na face superior para a combinação Envolvente – [m²/m]

Lajes L17

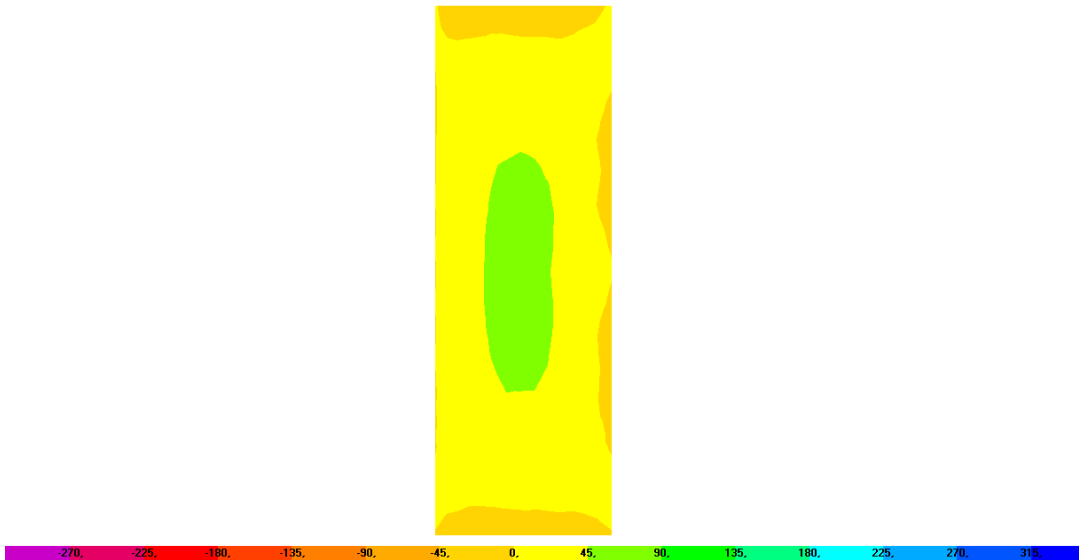


Diagrama de momentos flectores segundo o eixo horizontal (M11) para a combinação Envolvente – [kN.m/m]

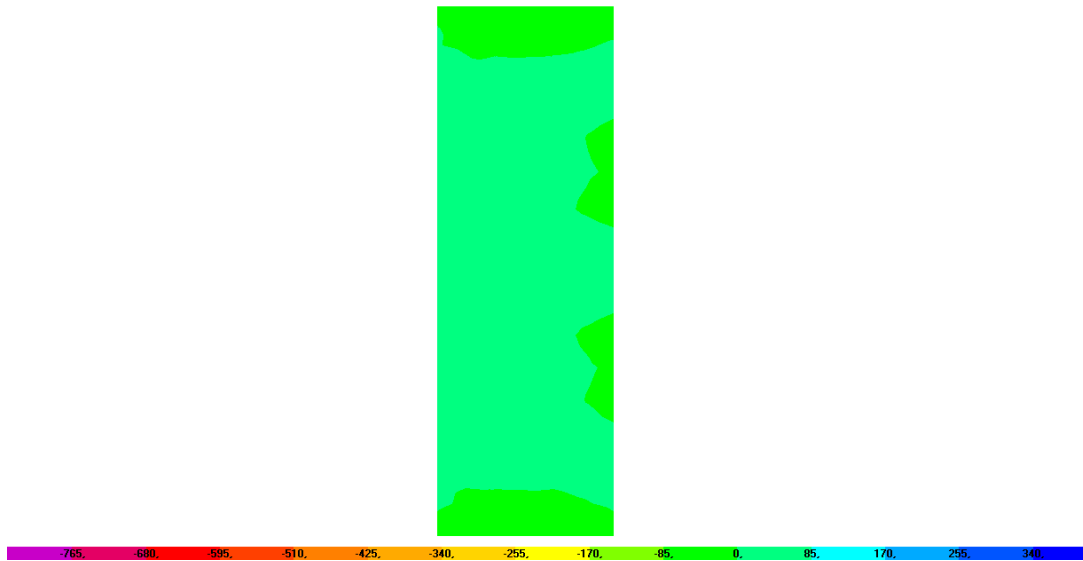


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo vertical (M_{22}) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

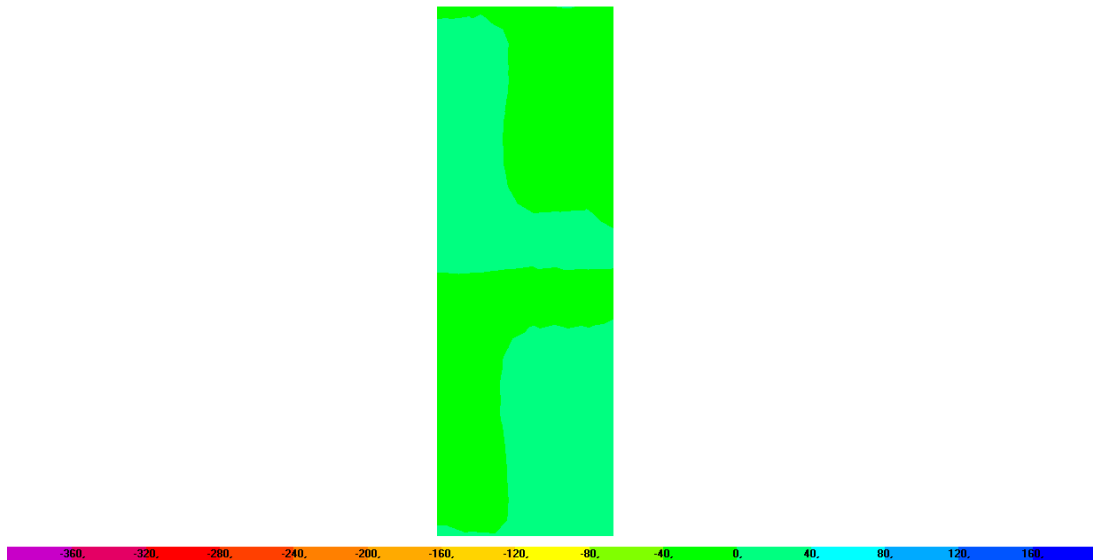


Diagrama de momentos torsores (M_{12}) para a combinação Envolvente – [kN.m/m]

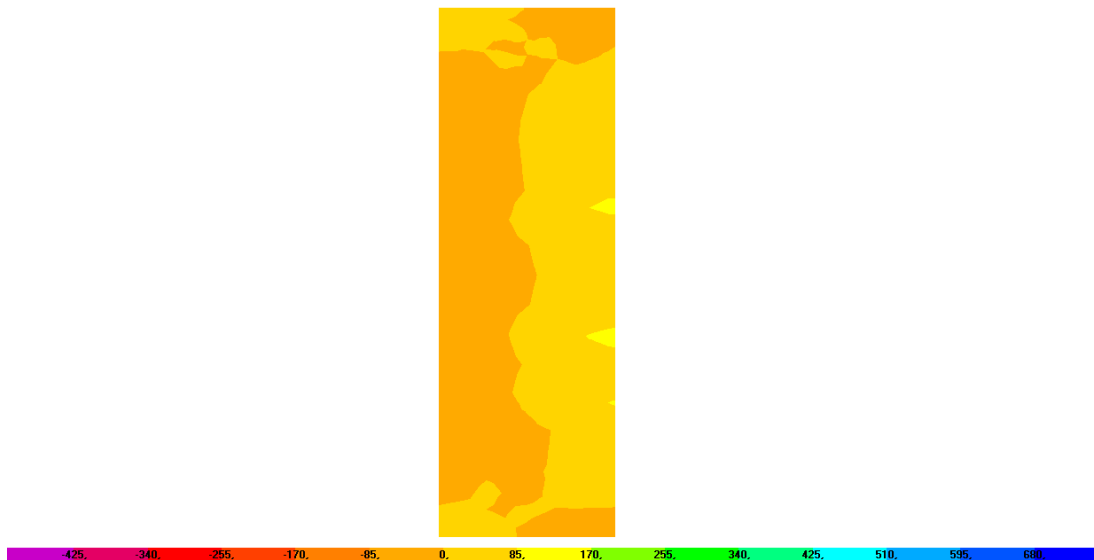


Diagrama de esforço transverso (V13) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

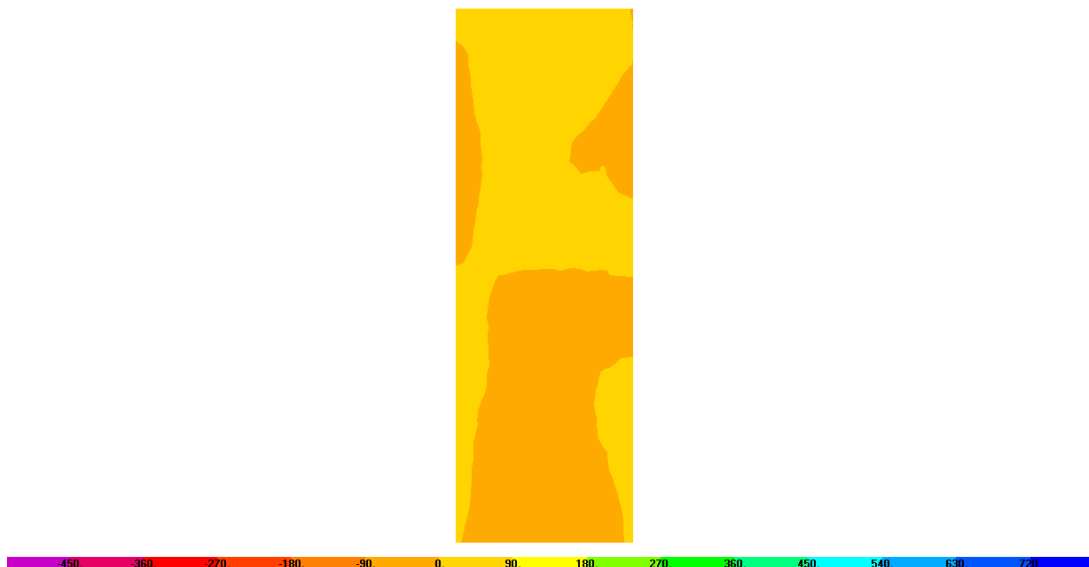


Diagrama de esforço transverso (V23) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

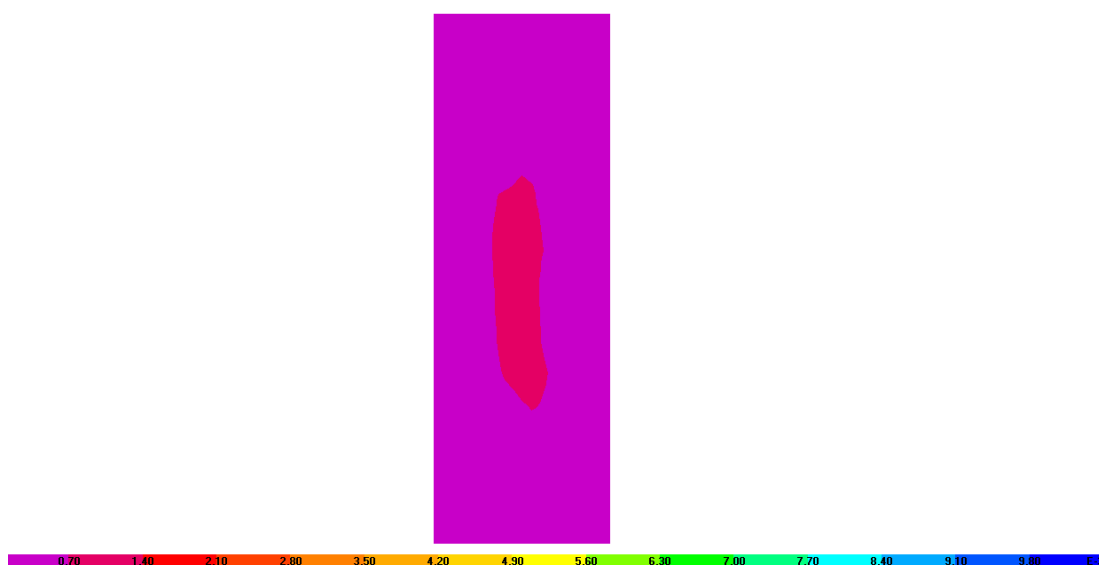


Diagrama de armadura horizontal na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]

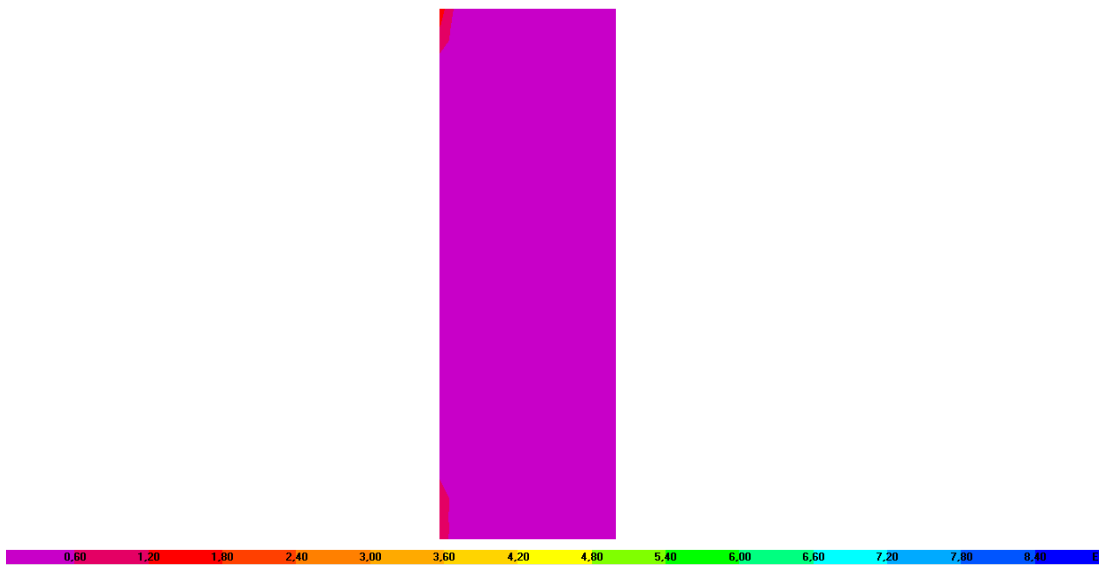


Diagrama de armadura vertical na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]

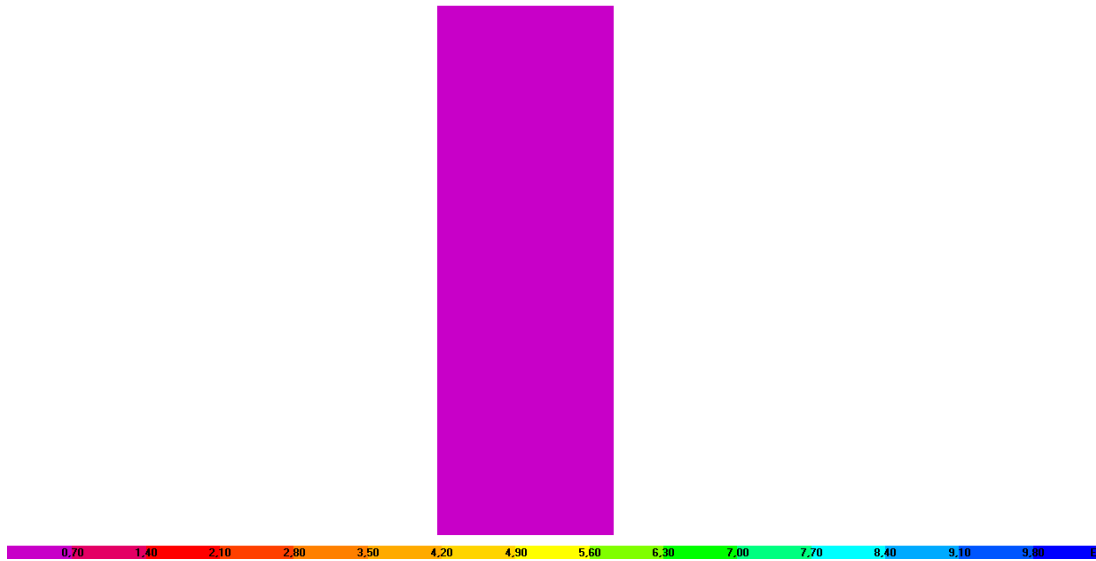


Diagrama de armadura horizontal na face superior para a combinação Envolvente – [m²/m]

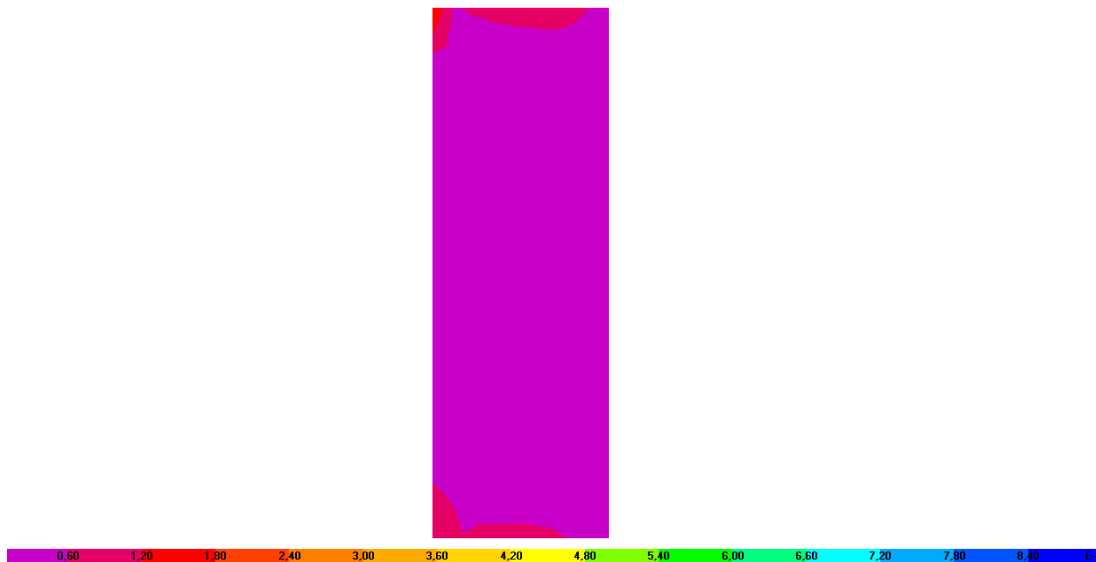


Diagrama de armadura vertical na face superior para a combinação Envolvente – [m²/m]

Lajes L18

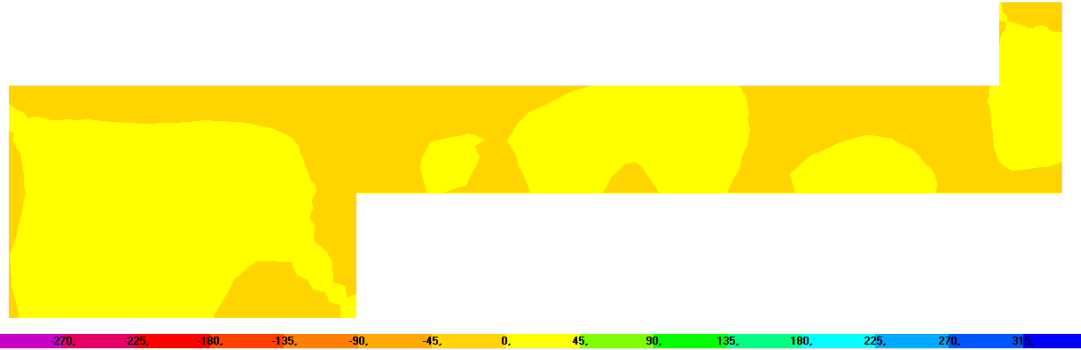


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M11) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

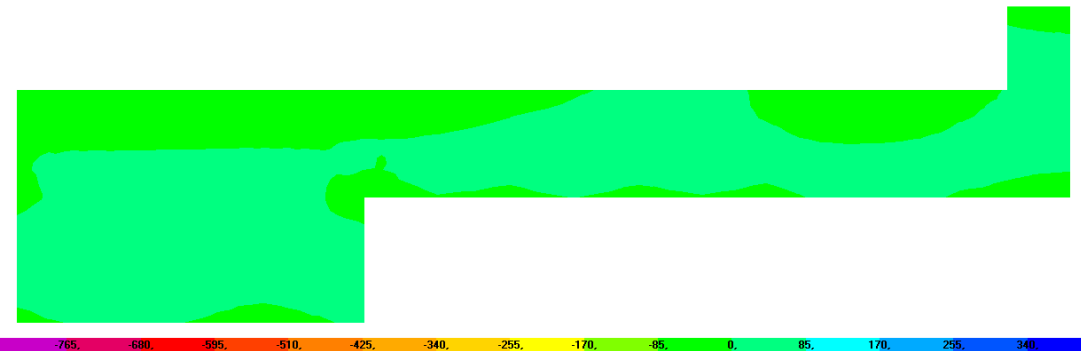


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo vertical (M22) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

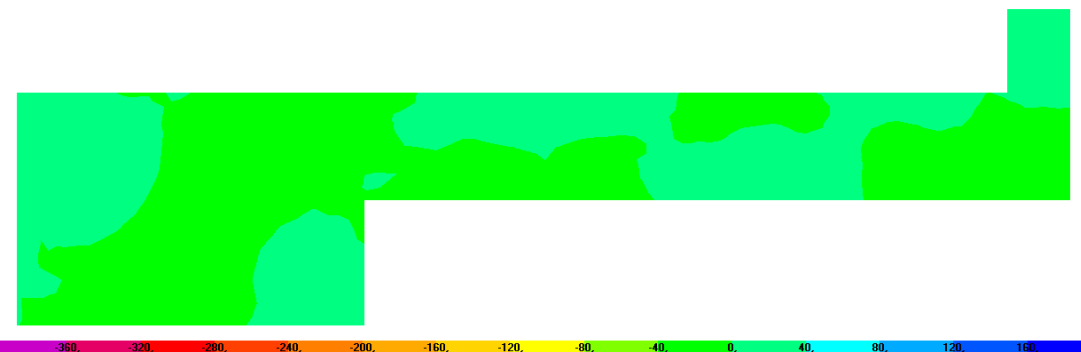


Diagrama de momentos torsores (M12) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]



Diagrama de esforço transverso (V13) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]



Diagrama de esforço transverso (V23) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]



Diagrama de armadura horizontal na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]

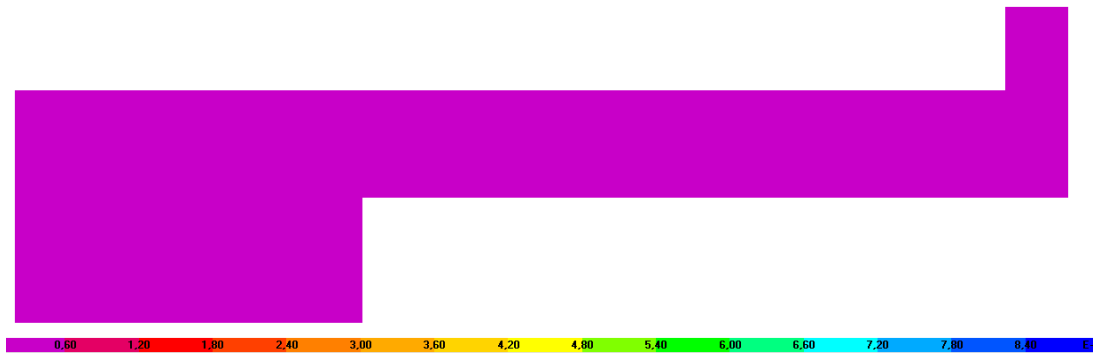


Diagrama de armadura vertical na face inferior para a combinação Envolvente - [m²/m]



Diagrama de armadura horizontal na face superior para a combinação Envolvente - [m²/m]

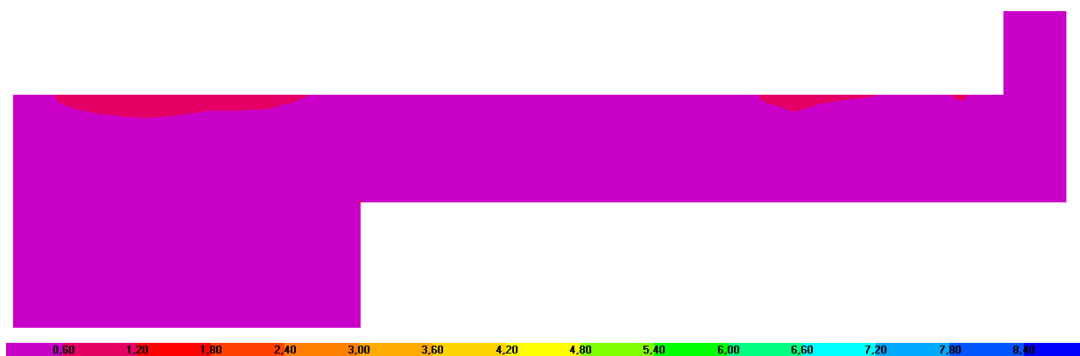


Diagrama de armadura vertical na face superior para a combinação Envolvente - [m²/m]

Lajes L19

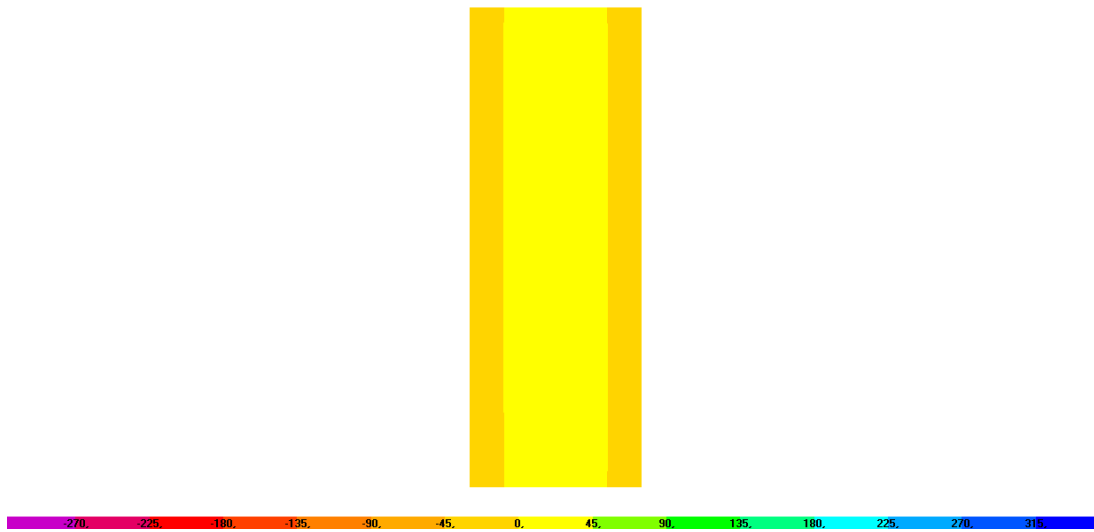


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M11) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

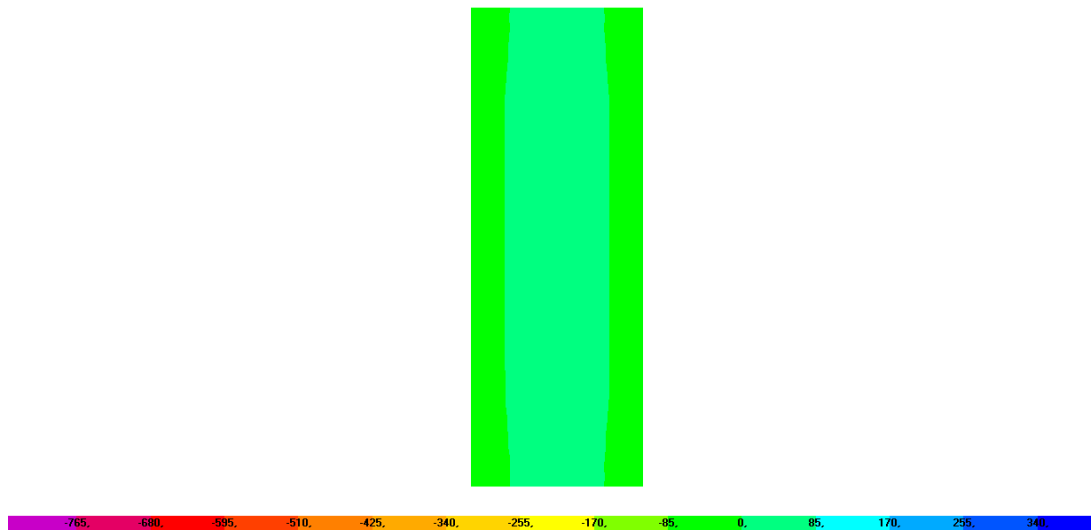


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M22) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]

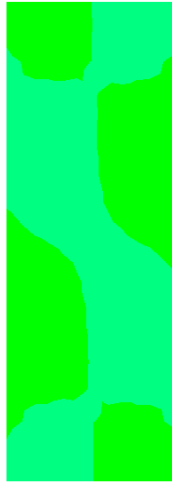


Diagrama de momentos fletores segundo o eixo horizontal (M12) para a
combinação Envolvente – [kN.m/m]



Diagrama de esforço transverso (V13) para a
combinação Envolvente – [kN]

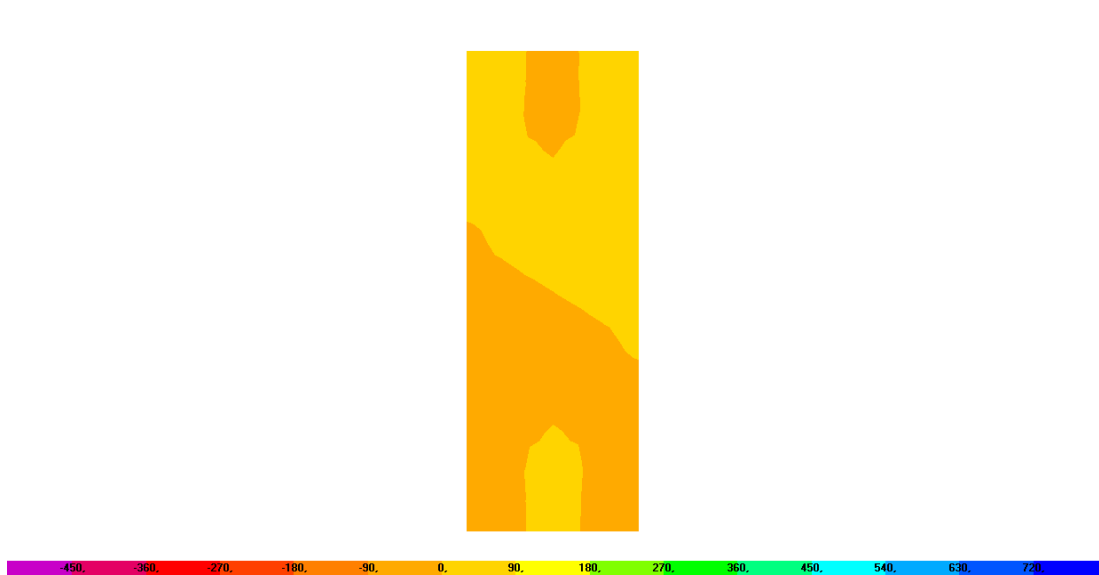


Diagrama de esforço transverso (V23) para a
combinação Envolvente – [kN]

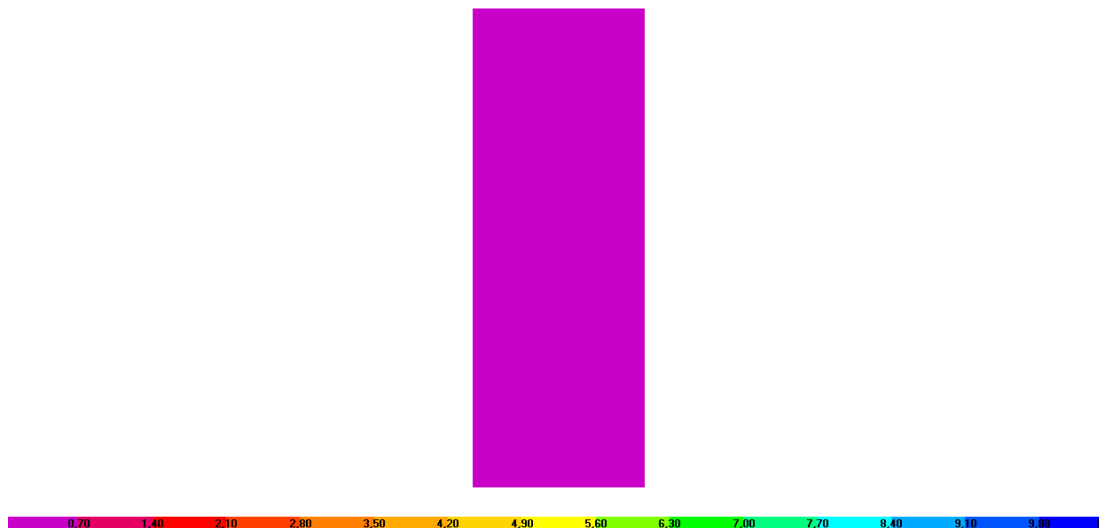


Diagrama de armadura horizontal na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]

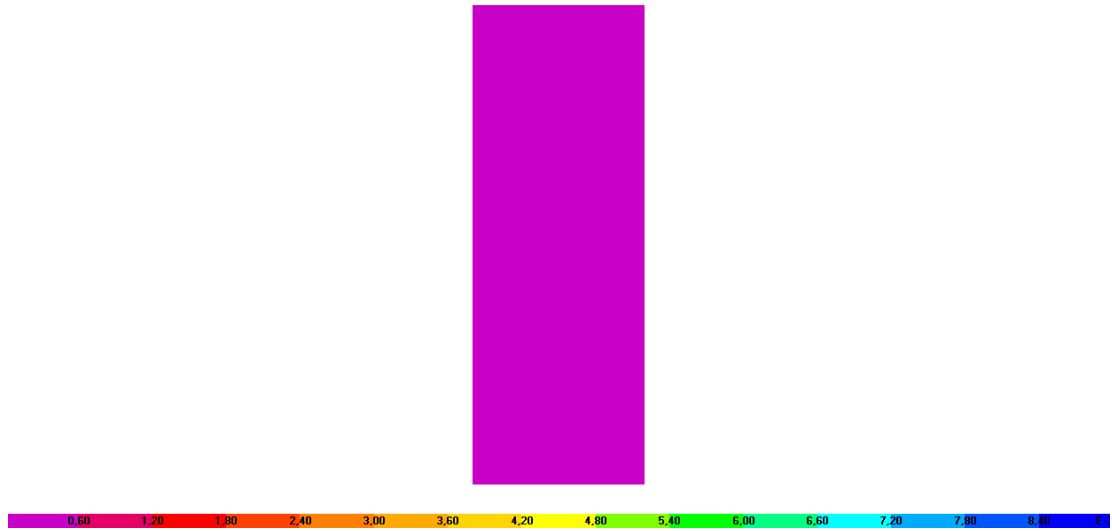


Diagrama de armadura vertical na face inferior para a combinação Envolvente – [m²/m]

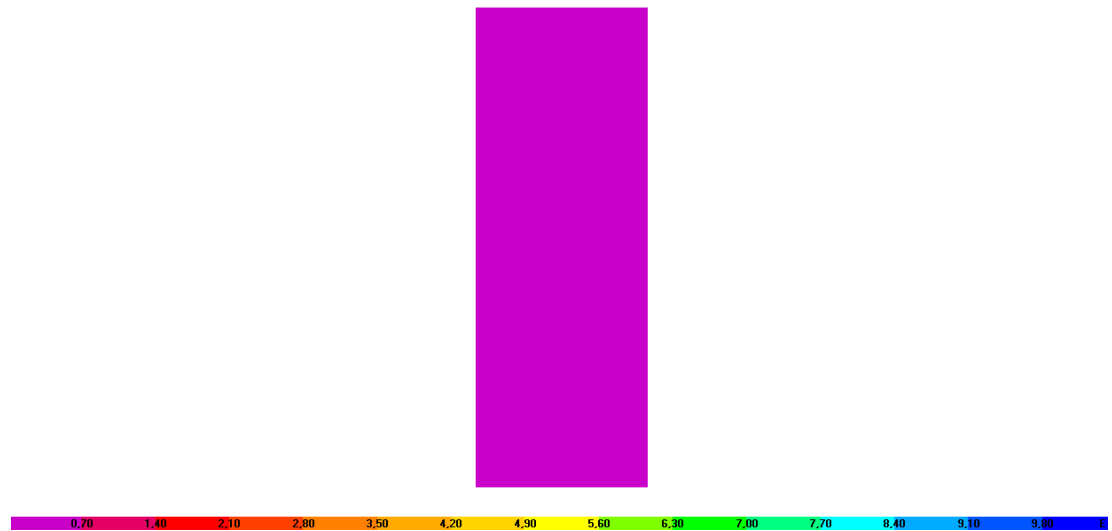


Diagrama de armadura horizontal na face superior para a combinação Envolvente – [m²/m]

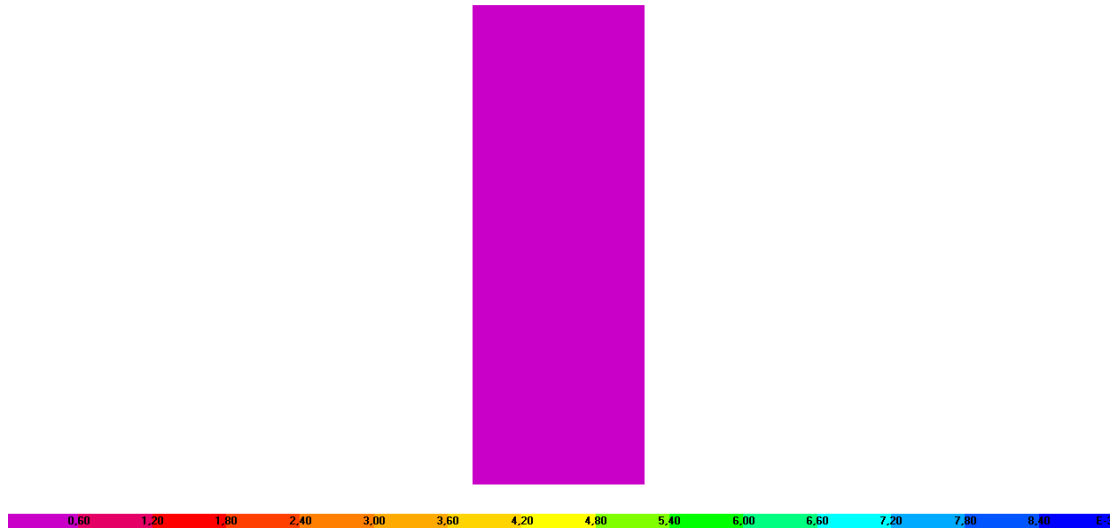


Diagrama de armadura vertical na face superior para a combinação Envolvente – [m²/m]

1. Cálculo da armadura mínima

Laje	f_{cm} (Mpa)	f_{yk} (Mpa)	b_t (m)	h (m)	rec (m)	$\phi/2$ (m)	d (m)	$A_{s,min}$ (cm^2/m)	Condição
L8	2,9	400	1	0,10	0,02	0,006	0,07	1,39	\geq 0,96
L19	2,9	400	1	0,10	0,02	0,006	0,07	1,39	\geq 0,96
L1	2,9	400	1	0,15	0,02	0,006	0,12	2,34	\geq 1,61
L2	2,9	400	1	0,15	0,02	0,006	0,12	2,34	\geq 1,61
L3	2,9	400	1	0,15	0,02	0,006	0,12	2,34	\geq 1,61
L4	2,9	400	1	0,15	0,02	0,006	0,12	2,34	\geq 1,61
L5	2,9	400	1	0,15	0,02	0,006	0,12	2,34	\geq 1,61
L6	2,9	400	1	0,15	0,02	0,006	0,12	2,34	\geq 1,61
L9	2,9	400	1	0,20	0,02	0,006	0,17	3,28	\geq 2,26
L10	2,9	400	1	0,20	0,02	0,006	0,17	3,28	\geq 2,26
L12	2,9	400	1	0,20	0,02	0,006	0,17	3,28	\geq 2,26
L13	2,9	400	1	0,20	0,02	0,006	0,17	3,28	\geq 2,26
L11	2,9	400	1	0,25	0,02	0,006	0,22	4,22	\geq 2,91
L14	2,9	400	1	0,25	0,02	0,006	0,22	4,22	\geq 2,91
L15	2,9	400	1	0,25	0,02	0,006	0,22	4,22	\geq 2,91
L16	2,9	400	1	0,25	0,02	0,006	0,22	4,22	\geq 2,91
L17	2,9	400	1	0,25	0,02	0,006	0,22	4,22	\geq 2,91
L18	2,9	400	1	0,25	0,02	0,006	0,22	4,22	\geq 2,91

2. Cálculo da armadura máxima

Laje	b_t (m)	h (m)	A_c (m^2)	$A_{s,max}$ (cm^2/m)
L8	1	0,10	0,1	40
L19	1	0,10	0,1	40
L1	1	0,15	0,15	60
L2	1	0,15	0,15	60
L3	1	0,15	0,15	60
L4	1	0,15	0,15	60
L5	1	0,15	0,15	60
L6	1	0,15	0,15	60
L9	1	0,20	0,2	80
L10	1	0,20	0,2	80
L12	1	0,20	0,2	80
L13	1	0,20	0,2	80
L11	1	0,25	0,25	100

L6	0,12	2,27	≤	2,00	7,54	1	0,00608	≤	0,02	32	0,56	80,04	≥	69,44
L9	0,17	2,07	≤	2,00	7,54	1	0,00433	≤	0,02	32	0,56	100,33	≥	97,44
L10	0,17	2,07	≤	2,00	7,54	1	0,00433	≤	0,02	32	0,56	100,33	≥	97,44
L12	0,17	2,07	≤	2,00	7,54	1	0,00433	≤	0,02	32	0,56	100,33	≥	97,44
L13	0,17	2,07	≤	2,00	7,54	1	0,00433	≤	0,02	32	0,56	100,33	≥	97,44
L11	0,22	1,94	≤	2,00	7,54	1	0,00337	≤	0,02	32	0,54	115,46	≥	120,29
L14	0,22	1,94	≤	2,00	7,54	1	0,00337	≤	0,02	32	0,54	115,46	≥	120,29
L15	0,22	1,94	≤	2,00	7,54	1	0,00337	≤	0,02	32	0,54	115,46	≥	120,29
L16	0,22	1,94	≤	2,00	7,54	1	0,00337	≤	0,02	32	0,54	115,46	≥	120,29
L17	0,22	1,94	≤	2,00	7,54	1	0,00337	≤	0,02	32	0,54	115,46	≥	120,29
L18	0,22	1,94	≤	2,00	7,54	1	0,00337	≤	0,02	32	0,54	115,46	≥	120,29

5. Cálculo da armadura mínima de fendilhação

Laje	K	K _c	f _{ct,eff} (Mpa)	h (m)	b _t (m)	A _{ct} (m ²)	f _{yd} (Mpa)	A _{s,min} (cm ² /m)
L8	1,00	0,40	2,90	0,10	1	0,05	400	1,450
L19	1,00	0,40	2,90	0,10	1	0,05	400	1,450
L1	1,00	0,40	2,90	0,15	1	0,075	400	2,175
L2	1,00	0,40	2,90	0,15	1	0,075	400	2,175
L3	1,00	0,40	2,90	0,15	1	0,075	400	2,175
L4	1,00	0,40	2,90	0,15	1	0,075	400	2,175
L5	1,00	0,40	2,90	0,15	1	0,075	400	2,175
L6	1,00	0,40	2,90	0,15	1	0,075	400	2,175
L9	1,00	0,40	2,90	0,20	1	0,1	400	2,900
L10	1,00	0,40	2,90	0,20	1	0,1	400	2,900
L12	1,00	0,40	2,90	0,20	1	0,1	400	2,900
L13	1,00	0,40	2,90	0,20	1	0,1	400	2,900
L11	1,00	0,40	2,90	0,25	1	0,125	400	3,625
L14	1,00	0,40	2,90	0,25	1	0,125	400	3,625
L15	1,00	0,40	2,90	0,25	1	0,125	400	3,625
L16	1,00	0,40	2,90	0,25	1	0,125	400	3,625
L17	1,00	0,40	2,90	0,25	1	0,125	400	3,625
L18	1,00	0,40	2,90	0,25	1	0,125	400	3,625