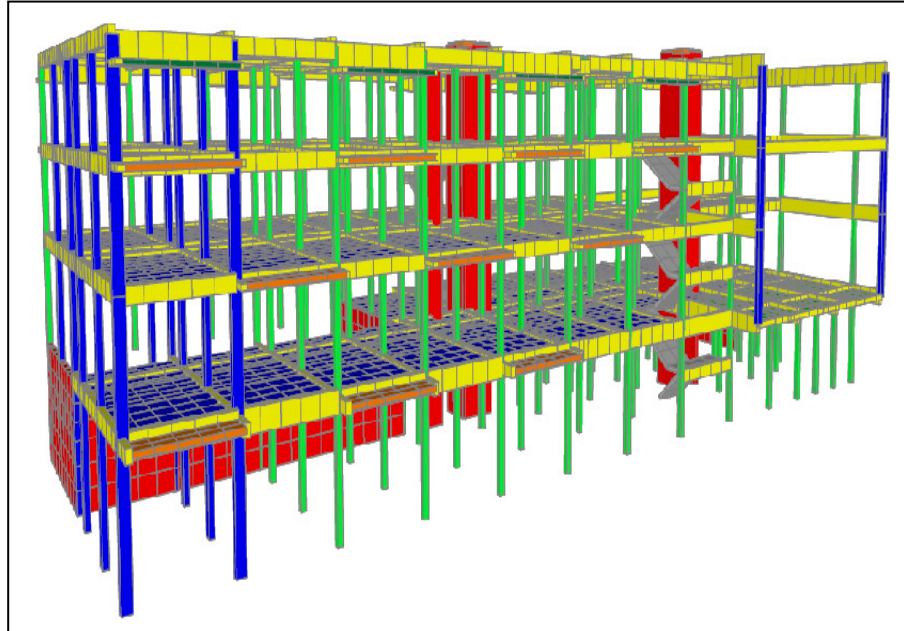




ISEL

**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**  
**Departamento de Engenharia Civil**



## **Projecto de execução de estruturas de um Edifício de Betão Armado**

**SIMÃO ARMAS MEDINA**  
Licenciatura de Bolonha em Engenharia Civil

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

Orientadores:

Doutor Jorge Manuel Neto Pereira Gomes, Equiparado  
a Prof. Adjunto (ISEL)  
Engenheiro Adriano Manuel da Silveira Rosa

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Machado, Prof. Coord. (ISEL)

Vogais:

Doutor Carlos Trancoso Vaz, Prof. Coordenador (ISEL)  
Doutor Jorge Manuel Neto Pereira Gomes, Equiparado  
a Prof. Adjunto (ISEL)  
Engenheiro Adriano Manuel da Silveira Rosa

**Dezembro de 2010**

---

# ÍNDICE DAS PEÇAS DO PROJECTO

## A - PEÇAS ESCRITAS

I. RESUMO .....	4
II. MEMÓRIA DESCRITIVA.....	7
1. Introdução.....	7
2. Descrição Geral da Estrutura.....	7
3. Fundações .....	8
4. Critérios Gerais de Dimensionamento.....	9
5. Acções .....	10
5.1. Acções Permanentes .....	11
5.2. Acções Variáveis .....	13
5.3. Combinações de Acções.....	16
6. Materiais .....	17
7. Regulamentação.....	18
8. Peças Desenhadas .....	19
III. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS .....	20
1. Modelo de Cálculo .....	21
1.1. Acções .....	24
2. Análise Dinâmica .....	29
3. Dimensionamento das Lajes.....	42
3.1. Estados limite últimos .....	42
3.1.1. Estado limite último de resistência à flexão .....	42
3.1.2. Estado limite último de resistência ao esforço transverso.....	44
3.2. Estados limite de utilização .....	45
3.2.1. Estado limite de deformação .....	45
3.2.2. Estado limite de fendilhação .....	45

---

3.3. Exemplo de cálculo .....	46
4. Dimensionamento de Escadas .....	52
4.1. Modelo de cálculo .....	52
5. Dimensionamento de Vigas.....	54
5.1. Estados limite últimos .....	54
5.1.1. Estado limite último de resistência à flexão .....	54
5.1.2. Estado limite último de resistência ao esforço transverso.....	56
5.2. Estados limite de utilização .....	60
5.2.1. Estado limite de fendilhação .....	60
5.3. Exemplo de cálculo .....	61
6. Dimensionamento dos Pilares .....	82
7. Dimensionamento das Paredes e Muros.....	84
7.1. Parede resistente (núcleos) .....	84
7.1.1. Modelo de cálculo .....	84
7.1.2. Estados limites últimos de resistência à flexão composta.....	86
7.2. Muros.....	91
8. Dimensionamento das Fundações .....	92
8.1. Fundações directas - Sapatas dos pilares e muros .....	92
8.1.1. Características do solo de fundação .....	93
8.1.2. Exemplo de Cálculo .....	94
8.2. Fundações directas - Sapatas dos núcleos .....	101
8.3. Vigas de fundação .....	102
8.3.1. Exemplo de cálculo .....	102
IV. Conclusões.....	106
Bibliografia.....	107

## **B - PEÇAS DESENHADAS**

## A- PEÇAS ESCRITAS

---

## I. RESUMO

O presente trabalho é o corolário do curso de engenharia civil, para a obtenção do grau de Mestre, tendo-se optado pela elaboração de um projecto de estabilidade de um edifício. O projecto inclui todos os elementos necessários para uma correcta execução da estrutura.

Tendo como limitação estrutural, as características arquitectónicas e geotécnicas, foi elaborado o projecto do corpo central de um edifício em betão armado.

Aplicaram-se os conhecimentos adquiridos ao longo do curso com especial incidência para as disciplinas de betão estrutural, mecânica dos materiais, engenharia sísmica, dinâmica de estruturas e mecânica de solos e fundações.

Utilizou-se o programa de cálculo automático SAP2000 para a modelação da estrutura do edifício, efectuar o dimensionamento e verificação de segurança de todos os elementos estruturais, com a aplicação das acções e combinações regulamentares.

Para a concretização deste projecto recorreu-se a diversos elementos, tais como regulamentos nacionais, eurocódigos, tabelas técnicas e bibliografia relevante e aceite na comunidade técnica. Foi também efectuada a comparação com outros projectos, discutiram-se diferentes hipóteses e esclareceram-se dúvidas com os orientadores/colegas de trabalho.

As hipóteses de pré-dimensionamento/dimensionamento encontradas procuraram sempre respeitar a arquitectura original do edifício, assim como obter uma boa relação de economia/exequibilidade.

**Palavras-Chave:** Projecto de estruturas; SAP2000; Estrutura de betão armado;

---

## I - ABSTRACT

This work is the corollary of the civil engineering course, to obtain the Master degree, having been chosen for the effect, to develop a stability project of a building. The project includes all the necessary elements for a proper structure implementation.

Having as structural limitations, the geotechnical and architectural features, the project was elaborated on the central body of a concrete building.

The knowledge gained throughout the course was applied, with particular focus on the disciplines of structural concrete, material mechanics, seismic engineering, structural dynamics and soil mechanics and foundations.

To perform this project several elements were consulted, such as national regulations, Eurocodes, technical tables and relevant bibliography accepted in the technical community. It has also been made the comparison with other projects, various hypotheses were discussed and doubts were clarified with mentors/work colleagues.

The various design solutions found always tried to respect the original building's architecture as well as achieving a good economic/feasibility relation.

**Keywords:** Structural design; SAP2000; Reinforced concrete structure;

## **Agradecimentos**

Agradeço aos meus pais, que sempre me apoiaram e levantaram a moral ao longo do desenvolvimento deste trabalho quando por alguma razão perdi a motivação para continuar, assim como ao meu colega e amigo Eng. João Pedro Gonçalves que me ofereceu a sua sabedoria e ajuda incondicional sempre que dela necessitei.

Agradeço também aos meus orientadores, Doutor Jorge Pereira Gomes e Eng. Adriano Rosa, ao Eng. Mário Silveira, e todos os meus colegas de trabalho que também procuraram sempre ajudar-me em qualquer situação que fosse preciso.

Sob o risco de omitir alguém, quero agradecer a todos os que de alguma forma contribuíram para que pudesse ultrapassar todas as adversidades deste período da minha vida. Um enorme obrigado!

## **II. MEMÓRIA DESCRITIVA**

### **1. Introdução**

A presente memória descritiva refere-se à elaboração do Projecto de Execução de Fundações e Estrutura do corpo central de um Hotel, a construir em São Roque, na ilha do Pico, Açores.

### **2. Descrição Geral da Estrutura**

O Edifício a construir tem uma configuração rectangular, estendendo-se pelo terreno de uma forma alongada; tem um desenvolvimento em altura de quatro pisos. O piso inferior encontra-se parcialmente enterrado.

Devido ao grande comprimento do Edifício, consideraram-se duas juntas de dilatação, perfazendo três corpos distintos.

Visto ser um trabalho académico e concluindo que a modelação, cálculo e pormenorização dos elementos estruturais dos três corpos seria apenas um acréscimo de trabalho repetitivo, optou-se por fazer o projecto apenas para o corpo central (o maior), já que este abarca todos o tipo de problemas e soluções estruturais do resto do edifício.

Os elementos estruturais da solução adoptada formam, tanto quanto possível, um reticulado monolítico suportando e transmitindo ao terreno os esforços solicitantes. Em face do tipo de construção pretendido foi considerada uma estrutura porticada de betão armado respeitando os condicionalismos arquitectónicos. Os pilares tem uma secção quase sempre quadrada. As lajes são maciças vigadas, com espessuras que variam entre os 0,15 e 0,25 m. Foi também necessário dimensionar núcleos de elevador e montacargas, escadas e muros de contenção (devido ao piso semi-enterrado), elementos estes, inteiramente constituídos por betão armado.

Por forma a melhorar o comportamento sísmico da estrutura, aumentou-se a inércia de alguns pilares, respeitando, sempre que possível, a arquitectura original do

Edifício. Aproveitou-se também a contribuição dos núcleos e muros de contenção, visto serem elementos verticais de uma grande inércia, quando comparados com os pilares utilizados neste projecto.

As comunicações entre pisos serão realizadas através de escadas constituídas por lajes maciças de betão armado e elevadores. Quanto ao piso térreo, este será constituído por uma camada de material britado, com 0,20 m de espessura, um filme plástico sobre o qual se executará um massame armado com Malhasol AQ30, com 0,15 m de espessura.

### 3. Fundações

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

De modo a conferir uma maior estabilidade ao conjunto, absorver momentos provenientes dos elementos verticais e eventuais assentamentos diferenciais, as sapatas estão ligadas por um conjunto de vigas de fundação.

Em face da ausência de prospecção 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
- $\gamma_{\text{seco}} = 18,6 \text{ kN/m}^3$  ;  $\gamma_{\text{sat}} = 21,6 \text{ kN/m}^3$
- Módulo de elasticidade do solo ( $E = 70.000 \text{ kN/m}^2$ )
- Ângulo de atrito interno ( $\varphi = 30^\circ$ )
- Tensão admissível do solo ( $\sigma_{\text{adm}} = 0,3 \text{ MPa}$ )

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

---

## 4. Critérios Gerais de Dimensionamento

Depois de convenientemente modelada, os esforços de cálculo de cada um dos elementos da estrutura foram obtidos com recurso a um programa de análise estrutural, pelo método dos elementos finitos (SAP2000). O modelo utilizado foi tridimensional (seis graus de liberdade por nó), onde as lajes, muros e escadas de betão foram definidas por malhas de elementos finitos de shell, enquanto que as vigas, pilares e núcleos foram definidos recorrendo a elementos finitos de barra.

As acções que conduziram aos esforços de cálculo foram obtidas a partir das indicações do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) para as seguintes combinações:

- Combinação fundamental de acções com sobrecarga nos pisos como acção variável base;
- Combinação fundamental de acções com variação de temperatura como acção variável base;
- Combinações sísmicas com e sem sobrecarga;
- Combinações quase permanentes.

A verificação da segurança dos elementos estruturais foi efectuada em relação aos estados limite últimos de resistência e aos estados limite de utilização (deformação e fendilhação), como prescrito nos regulamentos em vigor.

A partir dos esforços dados pelo programa, a verificação da segurança dos vários elementos de betão armado foi efectuada em relação aos estados limite últimos de resistência, de acordo com o prescrito no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), Eurocódigo 2 e atendendo às características dos materiais constituintes.

A verificação aos estados limite de utilização foi realizada, de uma forma geral, adoptando as dimensões mínimas e disposições construtivas indicadas no REBAP e Eurocódigo 2. Tal como acontece em relação ao estado limite de deformação, o estado limite de fendilhação foi verificado de forma indirecta, através do cumprimento de uma série de disposições construtivas e regras de pormenorização que permitem assegurar

que a largura de fendas nas peças de betão armado não ultrapassa os mínimos regulamentares.

O dimensionamento das sapatas foi efectuado com recurso a modelos simplificados de escoras e tirantes, com base nos esforços provenientes no modelo numérico elaborado, recorrendo às combinações respectivas para a verificação da tensão de contacto no solo de fundação e cálculo das armaduras das sapatas. Os esforços de dimensionamento das sapatas foram corrigidos pelo valor resistente das vigas de fundação que convergem na sapata.

## 5. Acções

As acções consideradas no âmbito do presente projecto obedecem às condições estipuladas na regulamentação adoptada. Os valores nominais das acções admitidas ao longo do cálculo encontram-se referidos a seguir, sendo apresentado na Tabela I a designação adoptada no modelo matemático elaborado.

Tabela I - Designações adoptadas no modelo de cálculo para cada acção

Designação	Modelo e cálculo
Peso Próprio dos elementos	DEAD
Restante Carga Permanente	RCP
Sobrecarga	SC
Retracção	RTC
Varição de Temperatura Negativa	TEMP-
Varição de Temperatura Positiva	TEMP+
Impulso de Terras	IMPTerras
Sismo Tipo 1 segundo xx	Sismo1x
Sismo Tipo 1 segundo yy	Sismo1y
Sismo Tipo 2 segundo xx	Sismo2x
Sismo Tipo 2 segundo yy	Sismo2y

## 5.1. Acções Permanentes

As acções permanentes são aquelas que assumem valores constantes ou com pequenas variações em torno do seu valor médio, durante praticamente toda a vida útil da estrutura. Foram consideradas as seguintes acções permanentes:

### 5.1.1. Peso próprio de elementos de Betão Armado:

O peso próprio dos elementos estruturais foi contabilizado atendendo às dimensões e geometria de cada elemento e considerando o betão armado com um peso volúmico de 25 kN/m<sup>3</sup>.

### 5.1.2. Restante Carga Permanente:

- Peso próprio das paredes em blocos de betão de 40 x 20 x 27 (cm).....3,3 kN/m<sup>2</sup>
- Peso próprio de revestimento na laje de cobertura (zona da laje de betão).....2,5 kN/m<sup>2</sup>
- Peso próprio dos painéis Sandwich.....0,3 kN/m<sup>2</sup>
- Peso próprio do ladrilho cerâmico, incluindo argamassa.....0,7 kN/m<sup>2</sup>
- Peso próprio de tacos de madeira incluindo cola.....0,2 kN/m<sup>2</sup>
- Peso próprio do reboco de cimento com 1 cm.....0,2 kN/m<sup>2</sup>
- Peso próprio do tecto falso.....0,2 kN/m<sup>2</sup>

### 5.1.3. Impulso de Terras:

Foi considerado um solo cujo  $\gamma_{\text{seco}} = 18,6 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_{\text{sat}} = 21,6 \text{ kN/m}^3$  e ângulo de atrito interno ( $\phi = 30^\circ$ ). Considerando um diagrama de impulsos triangular obteve-se um valor de impulso máximo (na base do muro) de 47 kN/m<sup>2</sup>.

Segundo a teoria de Rankine, podemos definir o coeficiente de impulso para solos incoerentes em repouso como:

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

O impulso será dado por:

$$I = K_o \times \gamma_{sat} \times h$$

O que resulta no seguinte valor de impulso de terras:

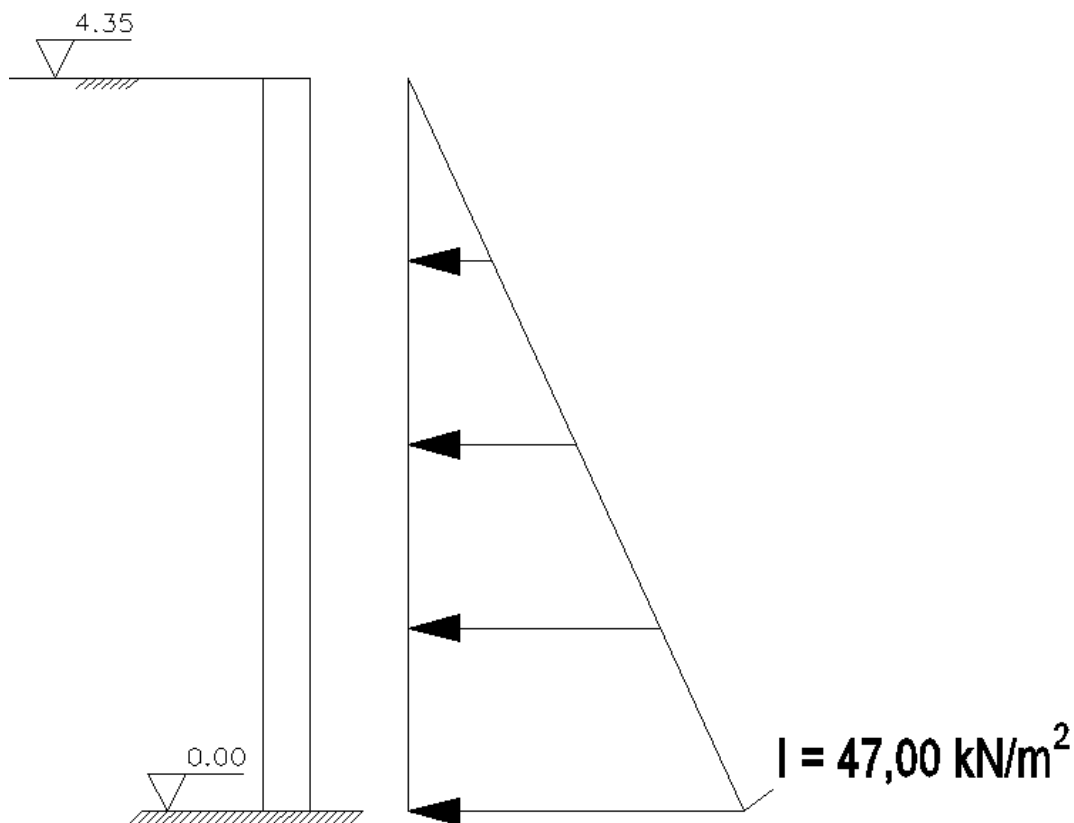


fig. 1 - Impulso de terras

Este impulso foi aplicado em toda a extensão do muro de suporte.

#### 5.1.4. Retracção:

Segundo os Artigos 31º e 32º do REBAP considerou-se o efeito da retracção como um abaixamento lento e uniforme da temperatura de 7,5º C.

A retracção foi aplicada a todos os elementos de betão armado.

## 5.2. Acções Variáveis

As acções variáveis são aquelas que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio, durante a vida útil da estrutura. Foram consideradas as seguintes acções variáveis:

### 5.2.1. Sobrecargas:

- Sobrecarga na Cobertura (Terraços não acessíveis).....1,0 kN/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga na Cobertura (Coberturas ordinárias).....0,3 kN/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga em pavimentos interiores (Espaços comuns).....4,0 kN/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga em pavimentos interiores (Quartos).....2,0 kN/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga em escadas (Acesso ao público).....5,0 kN/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga em escadas (Zona de serviço).....2,0 kN/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga em varandas (Em 1,0 m a contar do fim da consola).....5,0 kN/m<sup>2</sup>

### 5.2.2. Variação uniforme de temperatura:

Estruturas de betão armado e betão pré-esforçado não protegidas constituídas por elementos de pequena espessura.....+/- 15°

Respeitando o Artigo 31.º do REBAP, considerou-se a variação uniforme de temperatura igual a +/- 7,5°, já que na determinação dos esforços devidos às variações uniformes de temperatura, resultantes das variações sazonais da temperatura ambiente, pode considerar-se que o módulo de elasticidade do betão tem valores iguais a metade do seu valor habitual. Assim sendo, considera-se a variação de temperatura metade da que está estipulada, o que leva ao mesmo resultado.

Esta acção foi aplicada em todos os elementos de betão armado em contacto com o exterior.

### 5.2.3. Acção do vento:

Para efeito da quantificação da acção do vento dever-se-ia considerar o edifício inserido na Zona B com uma rugosidade aerodinâmica do solo do tipo II. No entanto, para estruturas de betão armado correntes, como é o caso, os efeitos da acção do vento são desprezáveis, quando comparados com os provenientes da acção sísmica. Em face disso a acção do vento não foi considerada no dimensionamento dos elementos estruturais.

### 5.2.4. Acção sísmica:

Os efeitos da acção 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 100 modos de vibração), tendo sido adoptada uma combinação quadrática completa dos modos.

Para a definição dos efeitos da acção sísmica foram considerados os seguintes factores:

- Coeficiente de sismicidade  $\alpha = 1.0$  (zona sísmica A)
- Os espectros de resposta, introduzidos no programa, foram os dos Sismos do tipo 1 e 2, para um terreno do tipo II situado na Zona A (Açores) e para um coeficiente de amortecimento  $\xi = 5\%$ , tal como referido no art.º 28 do RSA. Na fig.2 Apresentam-se os espectros adoptados no presente projecto. O coeficiente de comportamento utilizado foi 2,5, tal como prescrito no REBAP para estruturas em pórtico com ductilidade normal.
- Foram definidas 4 acções sísmicas distintas:
  - Sismo1x - Sismo do tipo 1 a actuar segundo x, mais 30% do sismo tipo 1 a actuar nas outras direcções ortogonais.

- Sismo2x - Sismo do tipo 2 a actuar segundo x mais 30% do sismo tipo 2 a actuar nas outras direcções ortogonais.
- Sismo1y - Sismo do tipo 1 a actuar segundo y, mais 30% do sismo tipo 1 a actuar nas outras direcções ortogonais.
- Sismo2y - Sismo do tipo 2 a actuar segundo y, mais 30% do sismo tipo 2 a actuar nas outras direcções ortogonais.

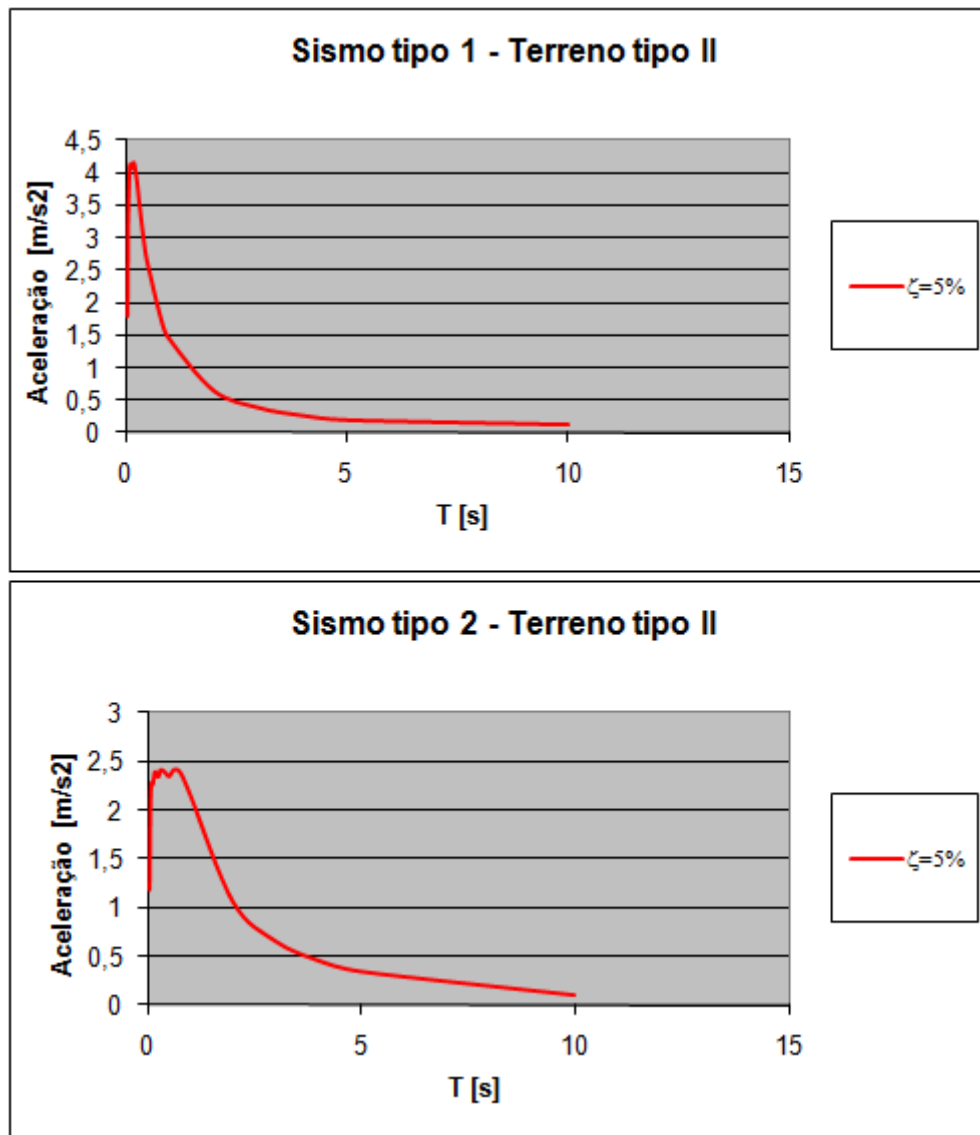


fig. 2 - Espectros de resposta do RSA

### 5.3. Combinações de Acções

Combinação fundamental geral:

Utilizada na verificação dos ELU.

$$E_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{Gi} \times G_{ik} + \gamma_q \times Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \gamma_q \times \psi_{0j} \times Q_{jk}$$

Acção variável de base Sismo:

$$E_d = \sum_{i=1}^n G_{ik} + \gamma_q \times S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \psi_{2k} \times Q_{jk}$$

Combinação Quase-Permanente:

Utilizada na verificação dos estados limites de utilização e no cálculo de efeitos a longo prazo.

$$E_d = \sum_{i=1}^m G_{ik} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \times Q_{jk}$$

$G_{ik}$  - Esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

$Q_{1k}$  - Esforço resultante de uma acção variável considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

$S_{Ek}$  - Esforço resultante de uma acção sísmica, tomada com o seu valor característico;

$Q_{jk}$  - Esforço resultante de uma acção variável distinta da acção variável base, tomada com o seu valor característico;

$\gamma_{Gi}$  - Coeficiente de segurança relativo às acções permanentes (1,35 ou 1,0, conforme seja ou não desfavorável para o efeito em causa, segundo o Eurocódigo 1);

$\gamma_q$  - Coeficiente de segurança relativo às acções variáveis, tendo o valor de 1,5;

$\psi_{0j}$  - coeficiente  $\psi$  correspondente à acção variável de ordem  $j$ ;

$\psi_{2j}$  - coeficiente  $\psi$  correspondente à acção variável de ordem  $j$ , para obter o valor quase permanente.

Na tabela seguinte apresentam-se os coeficientes  $\psi$  que foram utilizados na combinação de acções.

Tabela II - Coeficientes  $\psi$

Acção	Coeficiente $\psi$		
	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Temperatura	0,6	0,5	0
Vento	0,6	0,2	0
Sobrecarga pavimentos/cobertura/acessos	0,7	0,6	0,4

A segurança dos elementos constituintes da obra foi efectuada em relação aos estados limites últimos de resistência e de utilização para os elementos da superestrutura, e das tensões admissíveis na verificação das dimensões das fundações.

## 6. Materiais

Os materiais de construção previstos no projecto de execução são os seguintes:

- Betão C25/30 (B30) – Todos os elementos de betão armado (classe de exposição XS1 para os elementos da superestrutura e XC2 para elementos da fundação).
- Betão C12/15 – Betão de limpeza e regularização.
- Aço A500NR – Armaduras Ordinárias.

Os materiais deverão satisfazer os critérios preconizados nos regulamentos vigentes e nos documentos de homologação respectivos.

---

Os recobrimentos utilizados nos diversos elementos foram os seguintes:

- Lajes - 3 cm
- Vigas - 4 cm
- Pilares - 4,5 cm
- Elementos de fundação - 5 cm

## **7. Regulamentação**

Para a elaboração deste trabalho teve-se em consideração as disposições observáveis nos regulamentos em vigor:

- Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas para Estruturas de Edifícios e Pontes – RSA.
- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado – REBAP.
- Eurocódigo 1 : Acções em estruturas. Parte 1.1: Acções gerais.
- Eurocódigo 2 : Projecto de estruturas de Betão. Parte 1.1 : Regras gerais e regras para edifícios.
- NP ENV 206-1 2007. Betão, Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade.
- Especificação LNEC E 450-2010: Varões de aço A500 NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação.

## 8. Peças Desenhadas

Tabela III - Lista de peças desenhadas

NÚMERO	DESIGNAÇÃO
1	PLANTA DE FUNDAÇÃO
2	PLANTA DE DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA PISO 1
3	PLANTA DE DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA PISO 2
4	PLANTA DE DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA PISO 3
5	PLANTA DE DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA COBERTURA
6	PORMENOR DE SAPATAS E NÚCLEOS
7	PORMENOR DE SAPATAS E MUROS DE SUPORTE
8	QUADRO DE PILARES
9	VIGAS PISO 1 - 1/2
10	VIGAS PISO 1 - 2/2
11	VIGAS PISO 2 - 1/2
12	VIGAS PISO 2 - 2/2
13	VIGAS PISO 3 - 1/2
14	VIGAS PISO 3 - 2/2
15	VIGAS COBERTURA - 1/2
16	VIGAS COBERTURA - 2/2
17	PLANTA ESTRUTURAL PISO 1
18	PLANTA ESTRUTURAL PISO 2
19	PLANTA ESTRUTURAL PISO 3
20	PLANTA ESTRUTURAL COBERTURA E TECTO DE ELEVADORES
21	PORMENOR DE LAJES DE ESCADA

O Eng.º Civil

Simão Armas Medina

### **III. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS**

---

## 1. Modelo de Cálculo

O comportamento global da estrutura foi avaliado com o recurso a um modelo numérico tridimensional de elementos finitos, utilizando o programa comercial SAP2000. Neste modelo foram consideradas todas as acções sobre a estrutura e efectuadas as combinações regulamentares para obter os esforços de dimensionamento das peças. Os efeitos produzidos pelas acções nas estruturas foram quantificados assumindo o comportamento em regime elástico linear dos materiais. Esta última hipótese não foi considerada na análise sísmica, tendo-se admitido comportamento não linear das secções de betão armado através da introdução do conceito de coeficiente de comportamento, o qual se encontra definido nos regulamentos vigentes.

A estrutura foi modelada recorrendo a elementos finitos de casca para simular as lajes, escadas e muros de suporte e a elementos de barra para modelar os pilares, vigas e núcleos. Os núcleos foram definidos com tantas barras quanto o número de paredes que possuem, sendo que cada barra passa pelo centro geométrico da secção da correspondente parede. Os pisos foram considerados indeformáveis no seu plano. A ligação dos núcleos às lajes foi feita através de barras rígidas (elementos sem massa e dotados de uma grande inércia). As ligações dos pilares ao exterior foram definidas como encastamentos, as dos núcleos foram definidas como apoios elásticos de rotação.

Para apoio à análise estrutural foram ainda utilizados programas de cálculo automático: i) para cálculo das armaduras de peças laminares; e ii) para verificação da tensão aplicada pela estrutura ao terreno de fundação.

A verificação da segurança dos elementos que compõem a estrutura foi efectuada em relação aos estados limites de utilização (fendilhação e deformação) e aos estados limites últimos (resistência). Para tal os esforços devidos às acções de projecto foram combinados de acordo com as regras definidas no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e os critérios de verificação da segurança respeitaram o articulado no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP).

Nas figuras 3 a 6 apresentam-se vistas do modelo numérico elaborado.

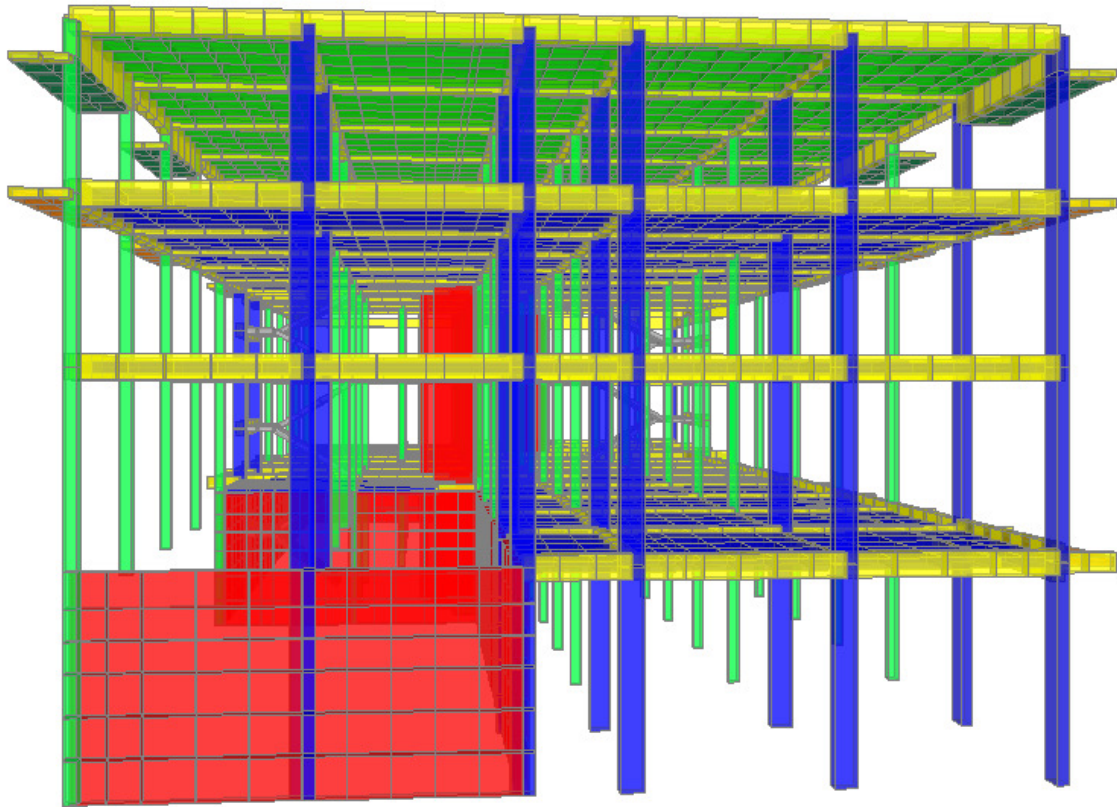


fig. 3 - Modelo 3D - Vista Este

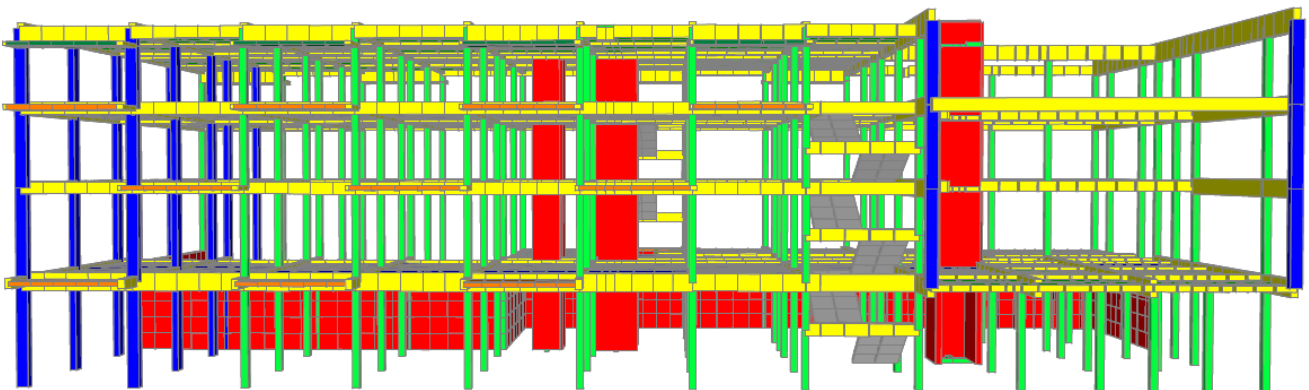


fig. 4 - Modelo 3D - Vista Norte

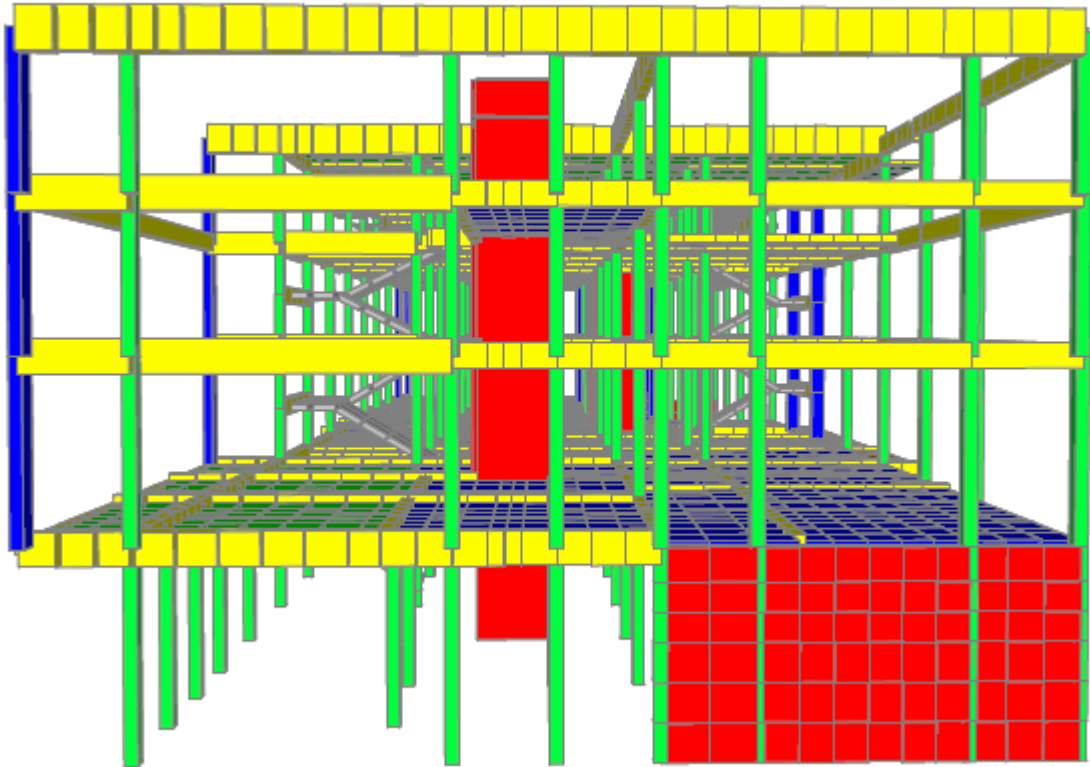


fig. 5 - Modelo 3D - Vista Oeste

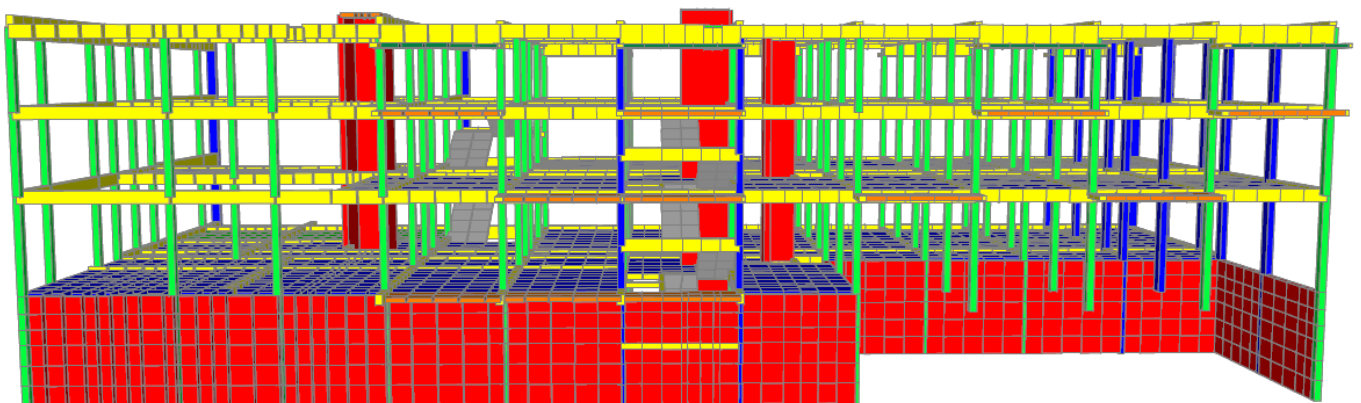


fig. 6 - Modelo 3D - Vista Sul

## 1.1. Acções

Aa acções consideradas estão definidas na memória descritiva e encontram-se listadas nas tabelas seguintes.

**Table: Load Case Definitions**

LoadCase	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad
Text	Text	Unitless	Text
DEAD	DEAD	1,000000	
RCP	DEAD	0,000000	
SC	LIVE	0,000000	
RTC	OTHER	0,000000	
TEMP-	OTHER	0,000000	
TEMP+	OTHER	0,000000	
IMPTerras	DEAD	0,000000	

Na tabela seguinte apresentam-se os valores das acções aplicadas no modelo.

Tabela IV - Valor das acções aplicadas no modelo (RCP e SC)

Elemento	Tipo de Zona	Valor da acção [kN/m <sup>2</sup> ]	
		RCP	SC
Laje do Piso 1	Zona Comum	5,5	4,0
	Quartos		2,0
Lajes do Piso 2 e 3	Zona Comum	4,8	4,0
	Quartos		2,0
Escadas	Zona Comum	0,7	5,0
	Zona de Serviço	0,2	2,0
varandas	Não aplicável	0,7	5,0
Cobertura/Palas	Não aplicável	2,7	1,0
Painéis Sandwich	Não aplicável	0,0	0,3

**Table: Function - Response Spectrum - From File**

Name	Period	Accel	FuncDamp	HeaderLines	DataType
Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Text
Sismo1	0,040000	1,791000	0,050000	0	Period vs Accel
Sismo1	0,045000	2,056000			
Sismo1	0,050000	2,609000			
Sismo1	0,055000	3,146000			

Name	Period	Accel	FuncDamp	HeaderLines	DataType
Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Text
Sismo1	0,060000	3,404000			
Sismo1	0,070000	3,683000			
Sismo1	0,080000	3,948000			
Sismo1	0,090000	4,091000			
Sismo1	0,100000	4,138000			
Sismo1	0,120000	4,101000			
Sismo1	0,140000	4,075000			
Sismo1	0,160000	4,146000			
Sismo1	0,180000	4,165000			
Sismo1	0,200000	4,124000			
Sismo1	0,250000	3,900000			
Sismo1	0,300000	3,589000			
Sismo1	0,400000	3,002000			
Sismo1	0,500000	2,590000			
Sismo1	0,800000	1,746000			
Sismo1	1,000000	1,426000			
Sismo1	2,000000	0,635000			
Sismo1	3,000000	0,377000			
Sismo1	4,000000	0,255000			
Sismo1	5,000000	0,186000			
Sismo1	10,000000	0,115000			
Sismo2	0,040000	1,185000	0,050000	0	Period vs Accel
Sismo2	0,045000	1,275000			
Sismo2	0,050000	1,471000			
Sismo2	0,055000	1,729000			
Sismo2	0,060000	1,944000			
Sismo2	0,070000	2,182000			
Sismo2	0,080000	2,267000			
Sismo2	0,090000	2,291000			
Sismo2	0,100000	2,287000			
Sismo2	0,120000	2,270000			
Sismo2	0,140000	2,339000			
Sismo2	0,160000	2,391000			
Sismo2	0,180000	2,397000			
Sismo2	0,200000	2,377000			
Sismo2	0,250000	2,346000			
Sismo2	0,300000	2,417000			
Sismo2	0,400000	2,394000			
Sismo2	0,500000	2,351000			
Sismo2	0,600000	2,416000			
Sismo2	0,700000	2,419000			
Sismo2	0,800000	2,363000			
Sismo2	1,000000	2,156000			
Sismo2	2,000000	1,060000			
Sismo2	3,000000	0,655000			
Sismo2	4,000000	0,459000			
Sismo2	5,000000	0,345000			
Sismo2	10,000000	0,103000			

**Table: Combination Definitions, Part 1 of 2**

ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign	ConcDesign
Text	Text	Text	Text	Unitless	Yes/No	Yes/No
FUND1	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,350000	No	Yes
FUND1		Linear Static	RCP	1,350000		
FUND1		Linear Static	RTC	1,350000		

ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign	ConcDesign
Text	Text	Text	Text	Unitless	Yes/No	Yes/No
FUND1		Linear Static	IMPTerras	1,350000		
FUND2	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,350000	No	Yes
FUND2		Linear Static	RCP	1,350000		
FUND2		Linear Static	RTC	1,350000		
FUND2		Linear Static	IMPTerras	1,350000		
FUND2		Linear Static	SC	1,500000		
FUND3	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,350000	No	Yes
FUND3		Linear Static	RCP	1,350000		
FUND3		Linear Static	RTC	1,350000		
FUND3		Linear Static	IMPTerras	1,350000		
FUND3		Linear Static	SC	1,500000		
FUND3		Linear Static	TEMP-	0,900000		
FUND4	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,350000	No	Yes
FUND4		Linear Static	RCP	1,350000		
FUND4		Linear Static	RTC	1,350000		
FUND4		Linear Static	IMPTerras	1,350000		
FUND4		Linear Static	SC	1,500000		
FUND4		Linear Static	TEMP+	0,900000		
FUND5	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,350000	No	Yes
FUND5		Linear Static	RCP	1,350000		
FUND5		Linear Static	RTC	1,350000		
FUND5		Linear Static	IMPTerras	1,350000		
FUND5		Linear Static	TEMP-	1,500000		
FUND6	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,350000	No	Yes
FUND6		Linear Static	RCP	1,350000		
FUND6		Linear Static	RTC	1,350000		
FUND6		Linear Static	IMPTerras	1,350000		
FUND6		Linear Static	TEMP-	1,500000		
FUND6		Linear Static	SC	1,050000		
FUND7	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,350000	No	Yes
FUND7		Linear Static	RCP	1,350000		
FUND7		Linear Static	RTC	1,350000		
FUND7		Linear Static	IMPTerras	1,350000		
FUND7		Linear Static	TEMP+	1,500000		
FUND8	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,350000	No	Yes
FUND8		Linear Static	RCP	1,350000		
FUND8		Linear Static	RTC	1,350000		
FUND8		Linear Static	IMPTerras	1,350000		
FUND8		Linear Static	TEMP+	1,500000		
FUND8		Linear Static	SC	1,050000		
FUND9	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	Yes
FUND9		Linear Static	RCP	1,000000		
FUND9		Linear Static	IMPTerras	1,000000		
FUND9		Linear Static	RTC	1,000000		
FUND10	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	Yes
FUND10		Linear Static	RCP	1,000000		
FUND10		Linear Static	IMPTerras	1,000000		
FUND10		Linear Static	RTC	1,000000		
FUND10		Linear Static	SC	1,500000		
FUND11	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	Yes
FUND11		Linear Static	RCP	1,000000		
FUND11		Linear Static	IMPTerras	1,000000		
FUND11		Linear Static	RTC	1,000000		
FUND11		Linear Static	SC	1,500000		
FUND11		Linear Static	TEMP-	0,900000		
FUND12	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	Yes
FUND12		Linear Static	RCP	1,000000		
FUND12		Linear Static	IMPTerras	1,000000		
FUND12		Linear Static	RTC	1,000000		
FUND12		Linear Static	SC	1,500000		
FUND12		Linear Static	TEMP+	0,900000		

ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign	ConcDesign
Text	Text	Text	Text	Unitless	Yes/No	Yes/No
FUND13	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	Yes
FUND13		Linear Static	RCP	1,000000		
FUND13		Linear Static	IMPTerras	1,000000		
FUND13		Linear Static	RTC	1,000000		
FUND13		Linear Static	TEMP-	1,500000		
FUND14	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	Yes
FUND14		Linear Static	RCP	1,000000		
FUND14		Linear Static	IMPTerras	1,000000		
FUND14		Linear Static	RTC	1,000000		
FUND14		Linear Static	TEMP-	1,500000		
FUND14		Linear Static	SC	1,050000		
FUND16	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	Yes
FUND16		Linear Static	RCP	1,000000		
FUND16		Linear Static	IMPTerras	1,000000		
FUND16		Linear Static	RTC	1,000000		
FUND16		Linear Static	TEMP+	1,500000		
FUND16		Linear Static	SC	1,050000		
FUND15	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	Yes
FUND15		Linear Static	RCP	1,000000		
FUND15		Linear Static	IMPTerras	1,000000		
FUND15		Linear Static	RTC	1,000000		
FUND15		Linear Static	TEMP+	1,500000		
S1x	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	Yes
S1x		Linear Static	RCP	1,000000		
S1x		Response Spectrum	Sismo1x	0,600000		
S1y	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	Yes
S1y		Linear Static	RCP	1,000000		
S1y		Response Spectrum	Sismo1y	0,600000		
S2x	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	Yes
S2x		Linear Static	RCP	1,000000		
S2x		Response Spectrum	Sismo2x	0,600000		
S2y	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	Yes
S2y		Linear Static	RCP	1,000000		
S2y		Response Spectrum	Sismo2y	0,600000		
S1x_SC	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	Yes
S1x_SC		Linear Static	RCP	1,000000		
S1x_SC		Response Spectrum	Sismo1x	0,600000		
S1x_SC		Linear Static	SC	0,400000		
S1y_SC	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	Yes
S1y_SC		Linear Static	RCP	1,000000		
S1y_SC		Response Spectrum	Sismo1y	0,600000		
S1y_SC		Linear Static	SC	0,400000		
S2x_SC	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	Yes
S2x_SC		Linear Static	RCP	1,000000		
S2x_SC		Response Spectrum	Sismo2x	0,600000		
S2x_SC		Linear Static	SC	0,400000		
S2y_SC	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	Yes
S2y_SC		Linear Static	RCP	1,000000		
S2y_SC		Response Spectrum	Sismo2y	0,600000		
S2y_SC		Linear Static	SC	0,400000		
QP1	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	No
QP1		Linear Static	RCP	1,000000		
QP1		Linear Static	RTC	1,000000		
QP1		Linear Static	IMPTerras	1,000000		
QP2	Linear Add	Linear Static	DEAD	1,000000	No	No
QP2		Linear Static	RCP	1,000000		
QP2		Linear Static	RTC	1,000000		
QP2		Linear Static	IMPTerras	1,000000		
QP2		Linear Static	SC	0,400000		
Envolvente	Envelope	Response Combo	FUND1	1,000000	No	No
Envolvente		Response Combo	FUND10	1,000000		

<b>ComboName</b>	<b>ComboType</b>	<b>CaseType</b>	<b>CaseName</b>	<b>ScaleFactor</b>	<b>SteelDesign</b>	<b>ConcDesign</b>
Text	Text	Text	Text	Unitless	Yes/No	Yes/No
Envolvente		Response Combo	FUND11	1,000000		
Envolvente		Response Combo	FUND12	1,000000		
Envolvente		Response Combo	FUND13	1,000000		
Envolvente		Response Combo	FUND14	1,000000		
Envolvente		Response Combo	FUND15	1,000000		
Envolvente		Response Combo	FUND16	1,000000		
Envolvente		Response Combo	FUND2	1,000000		
Envolvente		Response Combo	FUND3	1,000000		
Envolvente		Response Combo	FUND4	1,000000		
Envolvente		Response Combo	FUND5	1,000000		
Envolvente		Response Combo	FUND6	1,000000		
Envolvente		Response Combo	FUND7	1,000000		
Envolvente		Response Combo	FUND8	1,000000		
Envolvente		Response Combo	FUND9	1,000000		
Envolvente		Response Combo	QP1	1,000000		
Envolvente		Response Combo	QP2	1,000000		
Envolvente		Response Combo	S1x	1,000000		
Envolvente		Response Combo	S1x_SC	1,000000		
Envolvente		Response Combo	S1y	1,000000		
Envolvente		Response Combo	S1y_SC	1,000000		
Envolvente		Response Combo	S2x	1,000000		
Envolvente		Response Combo	S2x_SC	1,000000		
Envolvente		Response Combo	S2y	1,000000		
Envolvente		Response Combo	S2y_SC	1,000000		

## 2. Análise Dinâmica

A análise dinâmica efectuada englobou a determinação de 100 modos de vibração com frequências que variaram entre os 1,59 e 14,38 Hz.

Nas figuras seguintes apresentam-se as configurações modais mais importantes, relativos às frequências próprias de vibração.

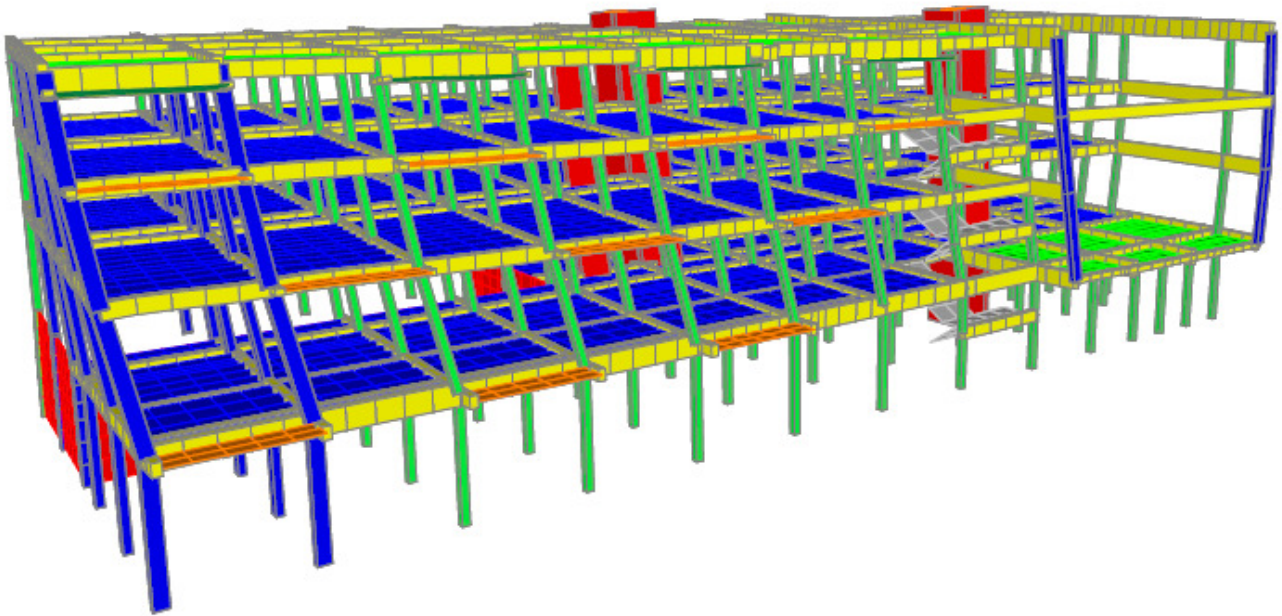


fig. 7 - Configuração modal do Modo 1 - Frequência = 1,59 Hz

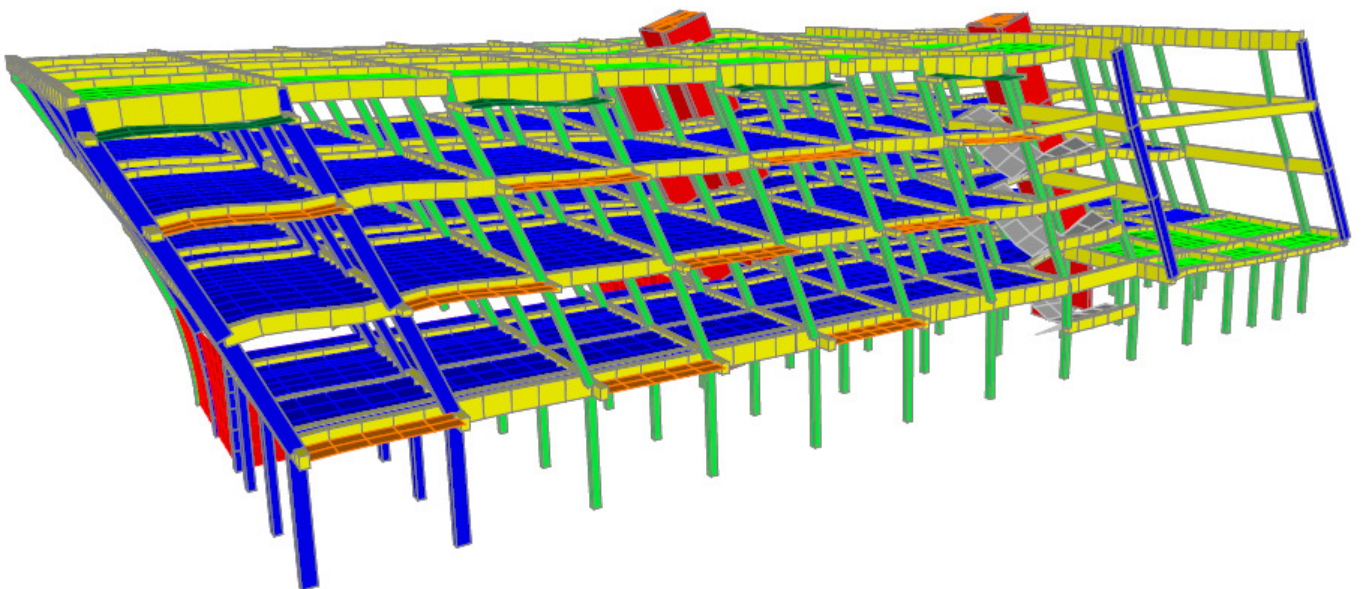


fig. 8 - Configuração modal do Modo 2 - Frequência = 1,78 Hz

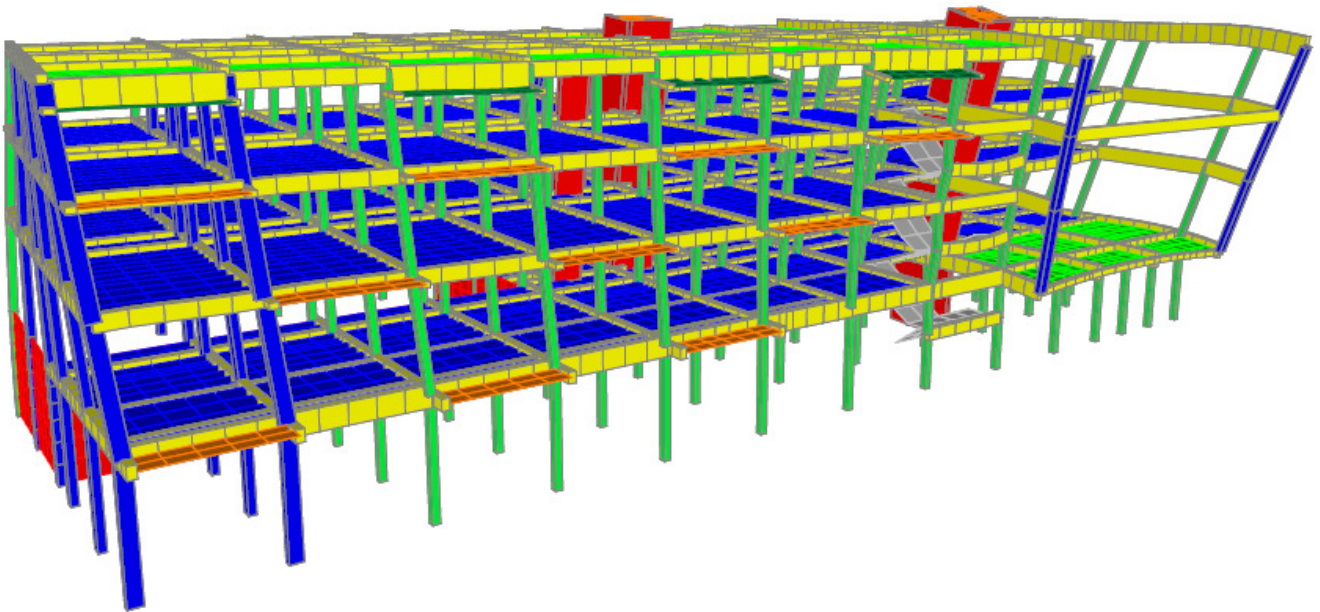


fig. 9 - Configuração modal do Modo 3 - Frequência = 2,14 Hz

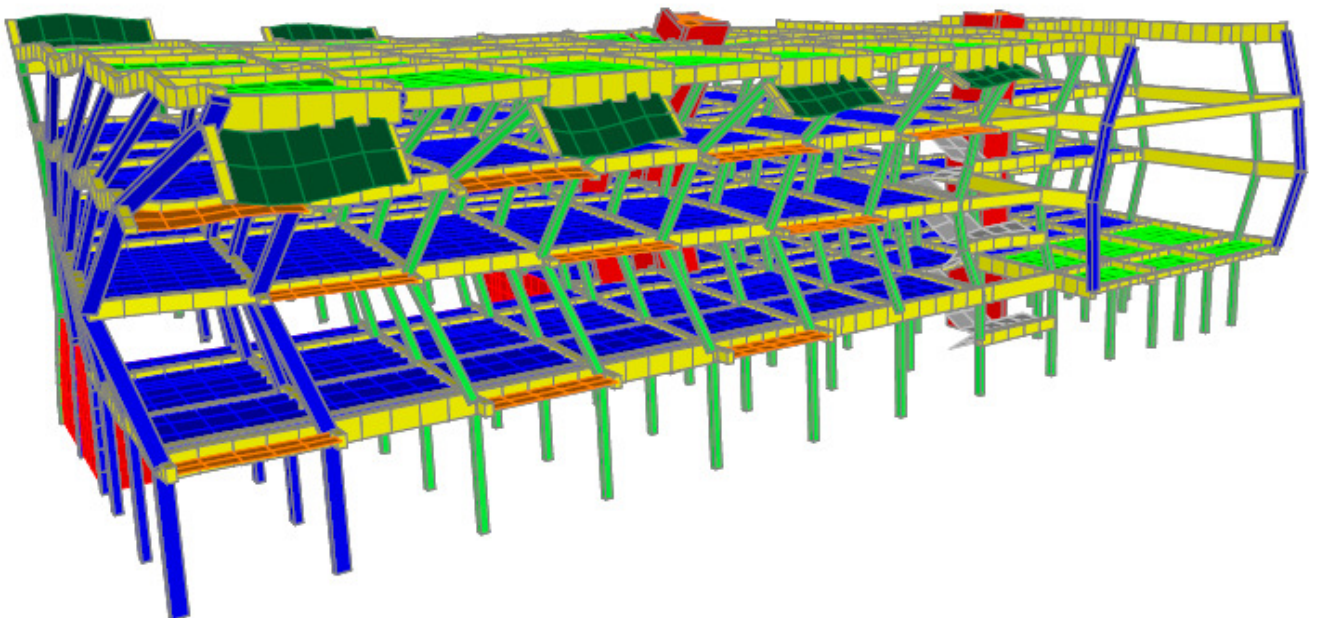


fig. 10 - Configuração modal do Modo 5 - Frequência = 5,17 Hz

Nas tabelas seguintes apresentam-se os parâmetros dinâmicos mais relevantes do modelo do edifício.

**Table: Modal Load Participation Ratios**

OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic
Text	Text	Text	Percent	Percent
MODAL	Acceleration	UX	99,7575	71,2765
MODAL	Acceleration	UY	99,5826	73,0150
MODAL	Acceleration	UZ	93,5490	73,1283

**Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1,000000	0,629081	0,01444	0,43050	8,503E-06	0,01444	0,43050
MODAL	Mode	2,000000	0,563197	0,58317	0,00866	7,987E-06	0,59761	0,43917
MODAL	Mode	3,000000	0,466525	0,00038	0,18044	4,081E-05	0,59798	0,61960
MODAL	Mode	4,000000	0,221704	1,228E-05	2,181E-06	0,00200	0,59800	0,61960
MODAL	Mode	5,000000	0,193255	0,00119	0,03799	3,036E-05	0,59919	0,65760
MODAL	Mode	6,000000	0,188054	2,862E-05	2,475E-05	0,00182	0,59922	0,65762
MODAL	Mode	7,000000	0,171708	1,452E-06	1,060E-05	9,345E-08	0,59922	0,65763
MODAL	Mode	8,000000	0,152118	0,01685	0,00085	5,372E-05	0,61607	0,65849
MODAL	Mode	9,000000	0,151874	0,06771	0,00011	0,00010	0,68378	0,65859
MODAL	Mode	10,000000	0,134293	8,125E-06	0,00043	0,02021	0,68379	0,65903
MODAL	Mode	11,000000	0,131540	7,163E-06	0,00043	0,00067	0,68380	0,65946
MODAL	Mode	12,000000	0,130378	4,978E-06	0,00146	9,761E-07	0,68380	0,66092
MODAL	Mode	13,000000	0,130303	9,619E-07	0,00032	2,825E-06	0,68380	0,66124
MODAL	Mode	14,000000	0,130034	5,797E-07	0,00015	1,127E-05	0,68380	0,66139
MODAL	Mode	15,000000	0,127875	9,190E-07	1,435E-06	1,575E-06	0,68380	0,66140
MODAL	Mode	16,000000	0,126443	7,838E-05	0,00020	1,316E-06	0,68388	0,66159
MODAL	Mode	17,000000	0,125674	5,295E-05	3,609E-05	1,445E-05	0,68394	0,66163
MODAL	Mode	18,000000	0,121029	3,676E-07	1,635E-05	5,797E-06	0,68394	0,66165
MODAL	Mode	19,000000	0,119507	9,882E-06	0,05572	8,557E-05	0,68395	0,71737
MODAL	Mode	20,000000	0,117199	1,190E-08	6,863E-07	6,033E-07	0,68395	0,71737
MODAL	Mode	21,000000	0,116921	4,552E-07	0,00233	3,170E-05	0,68395	0,71970
MODAL	Mode	22,000000	0,116733	2,098E-05	0,00039	1,972E-05	0,68397	0,72009
MODAL	Mode	23,000000	0,115039	2,416E-08	2,269E-06	8,701E-07	0,68397	0,72010
MODAL	Mode	24,000000	0,113678	2,888E-06	0,00021	0,02279	0,68397	0,72031
MODAL	Mode	25,000000	0,113568	4,502E-08	4,450E-06	0,00020	0,68397	0,72031
MODAL	Mode	26,000000	0,112922	1,981E-05	0,00018	0,31371	0,68399	0,72049
MODAL	Mode	27,000000	0,112781	5,887E-07	4,933E-07	9,067E-05	0,68399	0,72049
MODAL	Mode	28,000000	0,112170	1,349E-08	4,752E-07	0,00073	0,68399	0,72049
MODAL	Mode	29,000000	0,111223	8,128E-06	9,186E-07	5,252E-06	0,68400	0,72049
MODAL	Mode	30,000000	0,110319	5,830E-07	8,065E-07	8,396E-05	0,68400	0,72049
MODAL	Mode	31,000000	0,110028	6,454E-05	5,428E-05	0,00608	0,68406	0,72055
MODAL	Mode	32,000000	0,109014	1,073E-08	8,595E-07	3,315E-05	0,68406	0,72055
MODAL	Mode	33,000000	0,107644	9,012E-09	8,473E-07	7,641E-05	0,68406	0,72055
MODAL	Mode	34,000000	0,107594	2,067E-05	5,065E-05	3,659E-05	0,68408	0,72060
MODAL	Mode	35,000000	0,107047	6,189E-05	0,00127	2,337E-07	0,68415	0,72187
MODAL	Mode	36,000000	0,106948	0,00018	0,00670	0,00045	0,68432	0,72857
MODAL	Mode	37,000000	0,105353	1,883E-06	3,375E-05	3,344E-06	0,68433	0,72861
MODAL	Mode	38,000000	0,104363	3,826E-05	0,00021	0,05289	0,68436	0,72881
MODAL	Mode	39,000000	0,100875	4,493E-06	4,581E-06	0,00061	0,68437	0,72881
MODAL	Mode	40,000000	0,100452	3,265E-06	5,364E-06	7,247E-06	0,68437	0,72882
MODAL	Mode	41,000000	0,099671	2,818E-06	2,917E-05	0,00094	0,68437	0,72885
MODAL	Mode	42,000000	0,096855	1,463E-05	1,559E-07	0,00053	0,68439	0,72885
MODAL	Mode	43,000000	0,095955	1,493E-12	2,411E-07	1,024E-05	0,68439	0,72885
MODAL	Mode	44,000000	0,095706	4,319E-07	1,123E-06	2,534E-05	0,68439	0,72885
MODAL	Mode	45,000000	0,094880	6,695E-07	1,122E-06	5,840E-05	0,68439	0,72885

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	46,000000	0,092702	3,062E-06	3,196E-07	1,982E-05	0,68439	0,72885
MODAL	Mode	47,000000	0,092491	1,605E-06	1,211E-07	1,668E-06	0,68439	0,72885
MODAL	Mode	48,000000	0,091226	1,305E-06	3,299E-06	0,10062	0,68440	0,72886
MODAL	Mode	49,000000	0,091143	1,002E-06	3,624E-06	0,00210	0,68440	0,72886
MODAL	Mode	50,000000	0,089868	1,962E-06	6,568E-06	0,00019	0,68440	0,72887
MODAL	Mode	51,000000	0,089581	7,627E-09	2,595E-08	0,00017	0,68440	0,72887
MODAL	Mode	52,000000	0,088870	1,710E-05	7,640E-06	0,05049	0,68442	0,72887
MODAL	Mode	53,000000	0,087643	1,267E-06	6,087E-06	0,00197	0,68442	0,72888
MODAL	Mode	54,000000	0,087504	3,568E-06	4,065E-07	0,00097	0,68442	0,72888
MODAL	Mode	55,000000	0,086638	9,682E-06	5,718E-06	0,00341	0,68443	0,72889
MODAL	Mode	56,000000	0,085998	1,582E-06	2,025E-06	0,00369	0,68443	0,72889
MODAL	Mode	57,000000	0,085211	2,591E-07	6,899E-07	0,00015	0,68443	0,72889
MODAL	Mode	58,000000	0,084679	1,611E-05	3,845E-05	0,01076	0,68445	0,72893
MODAL	Mode	59,000000	0,084188	4,902E-06	1,793E-05	0,00043	0,68445	0,72894
MODAL	Mode	60,000000	0,083729	0,00053	3,363E-05	0,00380	0,68498	0,72898
MODAL	Mode	61,000000	0,083526	0,00224	2,932E-06	0,00084	0,68722	0,72898
MODAL	Mode	62,000000	0,082834	6,696E-07	6,366E-08	0,00099	0,68722	0,72898
MODAL	Mode	63,000000	0,082408	5,352E-05	2,092E-05	0,03827	0,68727	0,72900
MODAL	Mode	64,000000	0,081547	1,587E-05	4,266E-09	0,00212	0,68729	0,72900
MODAL	Mode	65,000000	0,081224	1,047E-07	4,586E-05	0,00355	0,68729	0,72905
MODAL	Mode	66,000000	0,081115	3,839E-07	1,832E-06	0,00011	0,68729	0,72905
MODAL	Mode	67,000000	0,080917	5,412E-05	3,383E-05	0,00033	0,68734	0,72908
MODAL	Mode	68,000000	0,080374	1,067E-06	2,881E-07	7,629E-05	0,68734	0,72908
MODAL	Mode	69,000000	0,080248	2,146E-05	5,672E-06	0,00725	0,68737	0,72909
MODAL	Mode	70,000000	0,079795	1,580E-06	0,00027	0,00625	0,68737	0,72936
MODAL	Mode	71,000000	0,079623	5,989E-09	2,326E-06	4,274E-05	0,68737	0,72936
MODAL	Mode	72,000000	0,079363	2,592E-06	4,217E-06	7,596E-07	0,68737	0,72937
MODAL	Mode	73,000000	0,078130	1,913E-05	3,423E-06	0,00083	0,68739	0,72937
MODAL	Mode	74,000000	0,077959	5,465E-07	2,282E-05	0,00088	0,68739	0,72939
MODAL	Mode	75,000000	0,077632	4,532E-05	1,702E-05	0,00028	0,68744	0,72941
MODAL	Mode	76,000000	0,077419	5,552E-07	2,778E-07	7,954E-05	0,68744	0,72941
MODAL	Mode	77,000000	0,077261	1,056E-05	5,032E-06	0,00032	0,68745	0,72941
MODAL	Mode	78,000000	0,077065	4,085E-06	2,272E-05	9,463E-05	0,68745	0,72944
MODAL	Mode	79,000000	0,076447	1,407E-05	1,314E-05	0,01043	0,68746	0,72945
MODAL	Mode	80,000000	0,076313	1,130E-06	4,800E-08	0,00154	0,68747	0,72945
MODAL	Mode	81,000000	0,076021	1,458E-05	9,524E-07	0,00103	0,68748	0,72945
MODAL	Mode	82,000000	0,075758	1,060E-05	3,310E-06	0,01264	0,68749	0,72945
MODAL	Mode	83,000000	0,075499	3,176E-06	1,912E-08	0,00955	0,68749	0,72945
MODAL	Mode	84,000000	0,075240	3,511E-05	1,714E-05	0,00236	0,68753	0,72947
MODAL	Mode	85,000000	0,074949	2,903E-05	2,478E-05	0,00144	0,68756	0,72950
MODAL	Mode	86,000000	0,074674	0,00013	8,276E-06	0,01150	0,68768	0,72950
MODAL	Mode	87,000000	0,074299	2,512E-05	4,278E-05	0,00030	0,68771	0,72955
MODAL	Mode	88,000000	0,073989	0,00028	1,782E-05	0,00015	0,68799	0,72957
MODAL	Mode	89,000000	0,073494	1,271E-05	2,593E-06	6,537E-07	0,68800	0,72957
MODAL	Mode	90,000000	0,073408	8,010E-09	3,755E-08	1,530E-06	0,68800	0,72957
MODAL	Mode	91,000000	0,072906	3,744E-05	3,119E-07	0,00011	0,68804	0,72957
MODAL	Mode	92,000000	0,072414	0,00034	6,233E-05	0,00176	0,68838	0,72963
MODAL	Mode	93,000000	0,071745	0,00029	3,323E-07	0,00052	0,68867	0,72963
MODAL	Mode	94,000000	0,071658	0,00115	0,00021	0,00227	0,68983	0,72984
MODAL	Mode	95,000000	0,071607	0,01995	9,811E-06	0,00119	0,70978	0,72985
MODAL	Mode	96,000000	0,071441	0,00070	2,965E-05	0,00019	0,71048	0,72988
MODAL	Mode	97,000000	0,071159	0,00162	7,140E-05	0,00703	0,71210	0,72995
MODAL	Mode	98,000000	0,070965	0,00066	0,00019	0,00142	0,71276	0,73014
MODAL	Mode	99,000000	0,070561	2,930E-10	3,934E-07	5,650E-06	0,71276	0,73014
MODAL	Mode	100,000000	0,069519	2,291E-06	1,134E-05	0,00029	0,71277	0,73015

**Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 2 of 3**

OutputCase	StepType	StepNum	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1,000000	8,503E-06	0,27518	0,00166	0,67014	0,27518	0,00166
MODAL	Mode	2,000000	1,649E-05	0,00532	0,08033	0,01143	0,28050	0,08199
MODAL	Mode	3,000000	5,730E-05	0,12317	7,258E-05	0,00999	0,40367	0,08206
MODAL	Mode	4,000000	0,00206	0,00247	7,087E-05	4,246E-06	0,40614	0,08213
MODAL	Mode	5,000000	0,00209	0,00032	8,999E-05	0,05475	0,40646	0,08222
MODAL	Mode	6,000000	0,00391	0,00018	6,697E-05	4,208E-05	0,40664	0,08229
MODAL	Mode	7,000000	0,00391	5,540E-05	9,948E-07	2,075E-06	0,40669	0,08229
MODAL	Mode	8,000000	0,00396	8,704E-05	0,00037	0,00059	0,40678	0,08266
MODAL	Mode	9,000000	0,00406	3,634E-05	0,00148	0,00411	0,40682	0,08414
MODAL	Mode	10,000000	0,02427	0,00995	0,00053	7,730E-05	0,41677	0,08467
MODAL	Mode	11,000000	0,02494	0,00094	1,878E-05	9,263E-05	0,41771	0,08469
MODAL	Mode	12,000000	0,02494	5,668E-05	9,847E-07	0,00026	0,41777	0,08469
MODAL	Mode	13,000000	0,02494	2,451E-05	4,898E-08	5,716E-05	0,41779	0,08469
MODAL	Mode	14,000000	0,02495	2,089E-06	9,355E-07	2,617E-05	0,41779	0,08469
MODAL	Mode	15,000000	0,02496	2,845E-06	4,110E-09	2,045E-06	0,41780	0,08469
MODAL	Mode	16,000000	0,02496	2,797E-06	2,902E-06	0,00018	0,41780	0,08469
MODAL	Mode	17,000000	0,02497	3,481E-05	1,568E-11	7,884E-05	0,41783	0,08469
MODAL	Mode	18,000000	0,02498	1,567E-05	9,323E-07	4,382E-06	0,41785	0,08469
MODAL	Mode	19,000000	0,02506	0,00442	1,052E-05	0,00876	0,42227	0,08470
MODAL	Mode	20,000000	0,02506	9,759E-10	2,520E-07	9,444E-08	0,42227	0,08470
MODAL	Mode	21,000000	0,02510	5,433E-05	4,740E-05	0,00037	0,42232	0,08475
MODAL	Mode	22,000000	0,02512	5,140E-06	2,315E-05	1,927E-05	0,42233	0,08477
MODAL	Mode	23,000000	0,02512	8,148E-09	5,877E-07	2,703E-07	0,42233	0,08477
MODAL	Mode	24,000000	0,04790	0,00316	0,00110	5,168E-05	0,42549	0,08587
MODAL	Mode	25,000000	0,04810	5,314E-05	4,138E-06	9,334E-07	0,42554	0,08588
MODAL	Mode	26,000000	0,36182	0,25644	0,25277	0,00012	0,68198	0,33864
MODAL	Mode	27,000000	0,36191	7,148E-05	5,738E-05	1,133E-06	0,68205	0,33870
MODAL	Mode	28,000000	0,36263	0,00017	0,00035	8,984E-08	0,68223	0,33905
MODAL	Mode	29,000000	0,36264	2,157E-07	2,005E-07	7,626E-06	0,68223	0,33906
MODAL	Mode	30,000000	0,36272	2,406E-05	3,135E-05	2,366E-07	0,68225	0,33909
MODAL	Mode	31,000000	0,36880	0,00282	0,00524	7,872E-05	0,68507	0,34432
MODAL	Mode	32,000000	0,36883	4,670E-06	1,089E-05	7,228E-08	0,68508	0,34433
MODAL	Mode	33,000000	0,36891	9,203E-06	3,753E-05	7,159E-07	0,68509	0,34437
MODAL	Mode	34,000000	0,36895	5,407E-05	4,369E-05	0,00015	0,68514	0,34441
MODAL	Mode	35,000000	0,36895	0,00017	1,335E-06	0,00186	0,68531	0,34442
MODAL	Mode	36,000000	0,36940	0,00020	0,00021	0,00913	0,68551	0,34462
MODAL	Mode	37,000000	0,36940	3,699E-05	5,742E-07	1,913E-05	0,68555	0,34462
MODAL	Mode	38,000000	0,42229	0,04234	0,04221	8,282E-05	0,72788	0,38684
MODAL	Mode	39,000000	0,42289	1,508E-05	0,00047	1,604E-07	0,72790	0,38731
MODAL	Mode	40,000000	0,42290	6,853E-07	6,743E-09	1,487E-07	0,72790	0,38731
MODAL	Mode	41,000000	0,42384	0,00010	0,00135	6,528E-06	0,72800	0,38866
MODAL	Mode	42,000000	0,42437	0,00082	0,01624	1,503E-05	0,72882	0,40490
MODAL	Mode	43,000000	0,42438	7,033E-06	4,409E-05	9,959E-08	0,72883	0,40495
MODAL	Mode	44,000000	0,42441	2,399E-07	0,00031	5,485E-07	0,72883	0,40526
MODAL	Mode	45,000000	0,42447	5,009E-06	0,00025	6,782E-07	0,72883	0,40551
MODAL	Mode	46,000000	0,42449	1,374E-06	6,822E-05	1,886E-07	0,72883	0,40558
MODAL	Mode	47,000000	0,42449	1,051E-05	5,012E-05	5,528E-07	0,72885	0,40563
MODAL	Mode	48,000000	0,52511	0,00489	0,13696	8,720E-06	0,73373	0,54258
MODAL	Mode	49,000000	0,52720	0,00094	0,00132	5,307E-07	0,73467	0,54391
MODAL	Mode	50,000000	0,52740	0,00157	1,454E-05	6,965E-06	0,73624	0,54392
MODAL	Mode	51,000000	0,52757	0,00012	0,00022	2,323E-08	0,73636	0,54414
MODAL	Mode	52,000000	0,57806	0,03072	0,06370	2,434E-05	0,76708	0,60784
MODAL	Mode	53,000000	0,58003	0,00436	0,00486	3,122E-06	0,77144	0,61269
MODAL	Mode	54,000000	0,58100	0,00270	0,00305	1,094E-07	0,77414	0,61574
MODAL	Mode	55,000000	0,58441	0,00036	0,00053	2,765E-07	0,77450	0,61628
MODAL	Mode	56,000000	0,58810	0,00012	0,00018	6,687E-07	0,77462	0,61646

OutputCase	StepType	StepNum	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	57,000000	0,58825	4,712E-06	7,286E-05	8,804E-08	0,77463	0,61653
MODAL	Mode	58,000000	0,59901	0,00603	0,00289	6,952E-06	0,78066	0,61942
MODAL	Mode	59,000000	0,59944	9,825E-06	4,354E-06	4,965E-07	0,78067	0,61943
MODAL	Mode	60,000000	0,60325	0,00172	0,01473	3,948E-05	0,78239	0,63415
MODAL	Mode	61,000000	0,60408	2,848E-06	6,917E-05	4,835E-05	0,78239	0,63422
MODAL	Mode	62,000000	0,60507	0,00027	0,00072	6,013E-08	0,78267	0,63495
MODAL	Mode	63,000000	0,64335	0,01322	0,05502	2,907E-05	0,79588	0,68997
MODAL	Mode	64,000000	0,64546	0,00042	0,00133	3,013E-06	0,79630	0,69130
MODAL	Mode	65,000000	0,64901	9,513E-07	0,00479	1,495E-05	0,79631	0,69609
MODAL	Mode	66,000000	0,64912	0,00030	1,057E-06	1,451E-06	0,79660	0,69609
MODAL	Mode	67,000000	0,64945	0,00224	0,00012	8,343E-07	0,79884	0,69622
MODAL	Mode	68,000000	0,64953	1,697E-05	5,860E-05	2,540E-07	0,79885	0,69628
MODAL	Mode	69,000000	0,65678	0,00212	0,01653	6,855E-06	0,80097	0,71280
MODAL	Mode	70,000000	0,66303	0,00095	0,00286	4,367E-05	0,80193	0,71567
MODAL	Mode	71,000000	0,66307	0,00019	7,512E-05	5,542E-07	0,80212	0,71574
MODAL	Mode	72,000000	0,66308	0,00374	0,00035	5,816E-07	0,80585	0,71609
MODAL	Mode	73,000000	0,66390	0,00115	1,207E-05	1,938E-07	0,80700	0,71610
MODAL	Mode	74,000000	0,66478	0,00024	0,00156	6,261E-06	0,80725	0,71766
MODAL	Mode	75,000000	0,66506	0,00135	0,00055	2,559E-05	0,80860	0,71821
MODAL	Mode	76,000000	0,66514	5,755E-06	5,385E-05	1,006E-07	0,80861	0,71827
MODAL	Mode	77,000000	0,66546	0,00253	3,097E-05	4,473E-06	0,81113	0,71830
MODAL	Mode	78,000000	0,66556	7,746E-05	0,00017	2,893E-05	0,81121	0,71847
MODAL	Mode	79,000000	0,67598	0,00143	0,01447	1,291E-05	0,81264	0,73294
MODAL	Mode	80,000000	0,67753	0,00058	0,00140	7,156E-07	0,81322	0,73434
MODAL	Mode	81,000000	0,67855	0,00037	0,00089	5,203E-06	0,81359	0,73523
MODAL	Mode	82,000000	0,69119	0,00251	0,01329	2,680E-07	0,81610	0,74852
MODAL	Mode	83,000000	0,70075	0,00094	0,01704	1,994E-07	0,81704	0,76556
MODAL	Mode	84,000000	0,70311	0,00108	0,00194	5,262E-08	0,81812	0,76750
MODAL	Mode	85,000000	0,70455	0,00136	0,00338	3,689E-05	0,81948	0,77088
MODAL	Mode	86,000000	0,71605	0,00226	0,00497	4,623E-05	0,82174	0,77585
MODAL	Mode	87,000000	0,71635	9,370E-05	6,416E-05	6,621E-05	0,82184	0,77591
MODAL	Mode	88,000000	0,71650	0,00115	0,00333	2,133E-05	0,82298	0,77925
MODAL	Mode	89,000000	0,71650	1,335E-05	0,00091	1,034E-05	0,82300	0,78015
MODAL	Mode	90,000000	0,71650	4,627E-06	1,216E-05	4,459E-08	0,82300	0,78016
MODAL	Mode	91,000000	0,71661	0,00021	0,00673	1,213E-05	0,82321	0,78689
MODAL	Mode	92,000000	0,71837	0,00039	0,00098	0,00020	0,82360	0,78788
MODAL	Mode	93,000000	0,71889	0,00047	8,268E-05	6,547E-05	0,82407	0,78796
MODAL	Mode	94,000000	0,72116	0,00014	0,00100	0,00068	0,82421	0,78896
MODAL	Mode	95,000000	0,72235	0,00190	0,00023	0,00476	0,82611	0,78919
MODAL	Mode	96,000000	0,72253	0,00024	0,00031	6,979E-05	0,82635	0,78949
MODAL	Mode	97,000000	0,72957	0,01038	0,00657	9,514E-05	0,83673	0,79606
MODAL	Mode	98,000000	0,73099	0,00292	0,00251	0,00053	0,83966	0,79857
MODAL	Mode	99,000000	0,73099	1,004E-05	2,624E-07	1,155E-07	0,83967	0,79857
MODAL	Mode	100,000000	0,73128	0,00013	0,00026	7,617E-06	0,83980	0,79883

**Table: Modal Participating Mass Ratios, Part 3 of 3**

OutputCase	StepType	StepNum	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1,000000	0,67014
MODAL	Mode	2,000000	0,68158
MODAL	Mode	3,000000	0,69156
MODAL	Mode	4,000000	0,69157
MODAL	Mode	5,000000	0,74631
MODAL	Mode	6,000000	0,74636
MODAL	Mode	7,000000	0,74636
MODAL	Mode	8,000000	0,74695
MODAL	Mode	9,000000	0,75106
MODAL	Mode	10,000000	0,75114
MODAL	Mode	11,000000	0,75123

<b>OutputCase</b>	<b>StepType</b>	<b>StepNum</b>	<b>SumRZ</b>
Text	Text	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	12,000000	0,75149
MODAL	Mode	13,000000	0,75155
MODAL	Mode	14,000000	0,75157
MODAL	Mode	15,000000	0,75157
MODAL	Mode	16,000000	0,75176
MODAL	Mode	17,000000	0,75184
MODAL	Mode	18,000000	0,75184
MODAL	Mode	19,000000	0,76060
MODAL	Mode	20,000000	0,76060
MODAL	Mode	21,000000	0,76097
MODAL	Mode	22,000000	0,76099
MODAL	Mode	23,000000	0,76099
MODAL	Mode	24,000000	0,76104
MODAL	Mode	25,000000	0,76105
MODAL	Mode	26,000000	0,76117
MODAL	Mode	27,000000	0,76117
MODAL	Mode	28,000000	0,76117
MODAL	Mode	29,000000	0,76118
MODAL	Mode	30,000000	0,76118
MODAL	Mode	31,000000	0,76125
MODAL	Mode	32,000000	0,76125
MODAL	Mode	33,000000	0,76125
MODAL	Mode	34,000000	0,76141
MODAL	Mode	35,000000	0,76327
MODAL	Mode	36,000000	0,77240
MODAL	Mode	37,000000	0,77242
MODAL	Mode	38,000000	0,77250
MODAL	Mode	39,000000	0,77250
MODAL	Mode	40,000000	0,77250
MODAL	Mode	41,000000	0,77251
MODAL	Mode	42,000000	0,77252
MODAL	Mode	43,000000	0,77252
MODAL	Mode	44,000000	0,77252
MODAL	Mode	45,000000	0,77252
MODAL	Mode	46,000000	0,77252
MODAL	Mode	47,000000	0,77252
MODAL	Mode	48,000000	0,77253
MODAL	Mode	49,000000	0,77253
MODAL	Mode	50,000000	0,77254
MODAL	Mode	51,000000	0,77254
MODAL	Mode	52,000000	0,77256
MODAL	Mode	53,000000	0,77257
MODAL	Mode	54,000000	0,77257
MODAL	Mode	55,000000	0,77257
MODAL	Mode	56,000000	0,77257
MODAL	Mode	57,000000	0,77257
MODAL	Mode	58,000000	0,77258
MODAL	Mode	59,000000	0,77258
MODAL	Mode	60,000000	0,77262
MODAL	Mode	61,000000	0,77266
MODAL	Mode	62,000000	0,77266
MODAL	Mode	63,000000	0,77269
MODAL	Mode	64,000000	0,77270
MODAL	Mode	65,000000	0,77271
MODAL	Mode	66,000000	0,77271
MODAL	Mode	67,000000	0,77271
MODAL	Mode	68,000000	0,77271
MODAL	Mode	69,000000	0,77272
MODAL	Mode	70,000000	0,77276
MODAL	Mode	71,000000	0,77276
MODAL	Mode	72,000000	0,77277

OutputCase	StepType	StepNum	SumRZ
Text	Text	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	73,000000	0,77277
MODAL	Mode	74,000000	0,77277
MODAL	Mode	75,000000	0,77280
MODAL	Mode	76,000000	0,77280
MODAL	Mode	77,000000	0,77280
MODAL	Mode	78,000000	0,77283
MODAL	Mode	79,000000	0,77284
MODAL	Mode	80,000000	0,77284
MODAL	Mode	81,000000	0,77285
MODAL	Mode	82,000000	0,77285
MODAL	Mode	83,000000	0,77285
MODAL	Mode	84,000000	0,77285
MODAL	Mode	85,000000	0,77289
MODAL	Mode	86,000000	0,77293
MODAL	Mode	87,000000	0,77300
MODAL	Mode	88,000000	0,77302
MODAL	Mode	89,000000	0,77303
MODAL	Mode	90,000000	0,77303
MODAL	Mode	91,000000	0,77304
MODAL	Mode	92,000000	0,77324
MODAL	Mode	93,000000	0,77331
MODAL	Mode	94,000000	0,77399
MODAL	Mode	95,000000	0,77875
MODAL	Mode	96,000000	0,77882
MODAL	Mode	97,000000	0,77891
MODAL	Mode	98,000000	0,77945
MODAL	Mode	99,000000	0,77945
MODAL	Mode	100,000000	0,77946

**Table: Modal Participation Factors, Part 1 of 2**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY
Text	Text	Unitless	Sec	KN-s2	KN-s2	KN-s2	KN-m-s2	KN-m-s2
MODAL	Mode	1,000000	0,629081	8,252271	-45,060389	0,200255	536,640772	90,041285
MODAL	Mode	2,000000	0,563197	52,445122	6,392801	0,194090	-74,635733	626,750089
MODAL	Mode	3,000000	0,466525	-1,331328	-29,172129	0,438717	359,021922	-18,838594
MODAL	Mode	4,000000	0,221704	0,240616	0,101423	3,069957	50,815047	-18,616014
MODAL	Mode	5,000000	0,193255	2,369218	-13,386381	-0,378388	18,183324	20,977334
MODAL	Mode	6,000000	0,188054	-0,367399	0,341657	-2,930308	-13,894783	18,096127
MODAL	Mode	7,000000	0,171708	0,082751	-0,223623	-0,020994	-7,614305	2,205567
MODAL	Mode	8,000000	0,152118	-8,914496	-2,007889	0,503366	9,544232	-42,566587
MODAL	Mode	9,000000	0,151874	17,871016	0,708191	-0,697515	-6,166639	85,066583
MODAL	Mode	10,000000	0,134293	0,195754	-1,431690	-9,763048	-102,048528	50,749078
MODAL	Mode	11,000000	0,131540	-0,183798	1,428374	-1,773065	-31,359458	9,583255
MODAL	Mode	12,000000	0,130378	-0,153229	2,627220	-0,067850	-7,701966	-2,194338
MODAL	Mode	13,000000	0,130303	-0,067356	1,227328	-0,115422	-5,064310	-0,489398
MODAL	Mode	14,000000	0,130034	0,052287	-0,842873	-0,230598	-1,478735	2,138865
MODAL	Mode	15,000000	0,127875	0,065837	-0,082262	0,086181	1,725435	-0,141763
MODAL	Mode	16,000000	0,126443	-0,607993	0,966877	0,078792	-1,710960	-3,766814
MODAL	Mode	17,000000	0,125674	-0,499737	0,412545	-0,261029	-6,035987	0,008755
MODAL	Mode	18,000000	0,121029	0,041639	-0,277669	0,165357	4,049095	-2,135148
MODAL	Mode	19,000000	0,119507	-0,215889	-16,210840	0,635270	68,015004	7,173366
MODAL	Mode	20,000000	0,117199	0,007491	0,056895	0,053344	-0,031958	-1,110032
MODAL	Mode	21,000000	0,116921	0,046335	3,317792	0,386676	-7,540377	-15,224687
MODAL	Mode	22,000000	0,116733	0,314559	1,363430	0,304946	-2,319332	-10,638749
MODAL	Mode	23,000000	0,115039	-0,010675	-0,103444	-0,064061	-0,092343	1,695206
MODAL	Mode	24,000000	0,113678	0,116718	-0,996169	-10,366823	57,536922	73,373996
MODAL	Mode	25,000000	0,113568	-0,014572	0,144873	0,968814	-7,457210	-4,498183
MODAL	Mode	26,000000	0,112922	-0,305632	0,915863	-38,465758	-518,042824	1111,767217
MODAL	Mode	27,000000	0,112781	-0,052694	0,048235	-0,653949	-8,648964	16,750216

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY
Text	Text	Unitless	Sec	KN-s2	KN-s2	KN-s2	KN-m-s2	KN-m-s2
MODAL	Mode	28,000000	0,112170	0,007975	0,047342	-1,852801	-13,478466	41,523620
MODAL	Mode	29,000000	0,111223	-0,195795	-0,065823	0,157381	0,475162	0,990200
MODAL	Mode	30,000000	0,110319	-0,052438	0,061676	-0,629293	-5,017843	-12,381715
MODAL	Mode	31,000000	0,110028	0,551704	-0,505959	5,354357	54,310056	160,004107
MODAL	Mode	32,000000	0,109014	0,007114	0,063668	0,395410	2,210712	-7,296713
MODAL	Mode	33,000000	0,107644	0,006519	-0,063217	0,600303	3,103475	-13,547333
MODAL	Mode	34,000000	0,107594	0,312253	-0,488769	0,415405	7,522122	-14,616696
MODAL	Mode	35,000000	0,107047	-0,540260	2,447456	0,033203	-13,318337	-2,555257
MODAL	Mode	36,000000	0,106948	0,914247	-5,622724	-1,452701	14,450896	31,893507
MODAL	Mode	37,000000	0,105353	0,094233	0,398970	-0,125580	-6,221804	-1,675694
MODAL	Mode	38,000000	0,104363	0,424782	0,983944	15,793603	210,487758	-454,344938
MODAL	Mode	39,000000	0,100875	0,145567	0,146984	-1,692520	3,972903	47,853693
MODAL	Mode	40,000000	0,100452	-0,124090	-0,159059	-0,184883	-0,846871	-0,181589
MODAL	Mode	41,000000	0,099671	-0,115282	-0,370895	2,107890	-10,437923	-81,325272
MODAL	Mode	42,000000	0,096855	0,262702	-0,027117	-1,581311	-29,298259	281,838765
MODAL	Mode	43,000000	0,095955	-0,000084	0,033721	0,219794	2,712943	-14,683920
MODAL	Mode	44,000000	0,095706	0,045133	-0,072768	0,345688	-0,501053	-38,932971
MODAL	Mode	45,000000	0,094880	0,056193	-0,072731	0,524812	2,289632	-34,966314
MODAL	Mode	46,000000	0,092702	-0,120172	-0,038826	-0,305765	-1,199019	18,264411
MODAL	Mode	47,000000	0,092491	-0,086996	0,023899	0,088692	3,317190	15,655436
MODAL	Mode	48,000000	0,091226	-0,078461	0,124747	-21,784324	-71,524058	818,367103
MODAL	Mode	49,000000	0,091143	0,068759	0,130734	-3,146349	-31,334835	80,375234
MODAL	Mode	50,000000	0,089868	-0,096190	0,176004	-0,958064	40,535839	-8,431255
MODAL	Mode	51,000000	0,089581	-0,005998	0,011063	0,902338	11,115400	-32,703390
MODAL	Mode	52,000000	0,088870	-0,283993	0,189825	15,431652	179,302650	-558,108901
MODAL	Mode	53,000000	0,087643	0,077293	-0,169430	-3,049067	-67,537731	154,119641
MODAL	Mode	54,000000	0,087504	0,129732	0,043788	2,135922	53,185112	-122,099554
MODAL	Mode	55,000000	0,086638	0,213694	0,164219	-4,008433	-19,481947	51,025513
MODAL	Mode	56,000000	0,085998	-0,086385	-0,097730	4,173665	11,228185	-29,863548
MODAL	Mode	57,000000	0,085211	-0,034955	0,057041	0,837411	2,220649	-18,874955
MODAL	Mode	58,000000	0,084679	-0,275638	-0,425825	-7,123981	-79,420684	118,889333
MODAL	Mode	59,000000	0,084188	-0,152056	-0,290793	-1,430890	3,206597	4,614394
MODAL	Mode	60,000000	0,083729	-1,581435	0,398243	4,234652	42,474084	-268,375491
MODAL	Mode	61,000000	0,083526	-3,247157	-0,117595	1,985064	1,726483	-18,391076
MODAL	Mode	62,000000	0,082834	-0,056198	0,017327	-2,164250	-16,860795	59,391883
MODAL	Mode	63,000000	0,082408	-0,502404	0,314094	-13,435103	-117,603996	518,711617
MODAL	Mode	64,000000	0,081547	-0,273605	0,004486	3,160396	-21,056585	80,781179
MODAL	Mode	65,000000	0,081224	-0,022221	0,465056	-4,091247	-0,997790	153,030365
MODAL	Mode	66,000000	0,081115	-0,042554	0,092953	0,725551	-17,623893	2,273268
MODAL	Mode	67,000000	0,080917	0,505240	0,399448	-1,240430	-48,363188	-24,688754
MODAL	Mode	68,000000	0,080374	0,070927	-0,036861	-0,599853	-4,213614	16,928215
MODAL	Mode	69,000000	0,080248	0,318176	-0,163563	5,848562	47,109463	-284,273716
MODAL	Mode	70,000000	0,079795	0,086314	1,126673	5,430772	31,551653	-118,329663
MODAL	Mode	71,000000	0,079623	0,005315	0,104749	0,448985	-14,111936	-19,166123
MODAL	Mode	72,000000	0,079363	-0,110563	-0,141028	0,059855	62,520690	41,249448
MODAL	Mode	73,000000	0,078130	-0,300351	-0,127067	1,974053	34,702238	7,683948
MODAL	Mode	74,000000	0,077959	0,050771	-0,328072	-2,037796	-15,983522	87,376837
MODAL	Mode	75,000000	0,077632	0,462316	-0,283293	-1,155078	-37,645799	-52,003400
MODAL	Mode	76,000000	0,077419	-0,051173	0,036198	0,612484	-2,454161	-16,228062
MODAL	Mode	77,000000	0,077261	-0,223165	0,154056	1,221716	51,436645	12,307067
MODAL	Mode	78,000000	0,077065	-0,138802	0,327328	0,668062	-9,003566	-29,183088
MODAL	Mode	79,000000	0,076447	0,257613	-0,248910	7,013369	38,626190	-265,972503
MODAL	Mode	80,000000	0,076313	-0,073003	0,015047	2,697934	24,597027	-82,639391
MODAL	Mode	81,000000	0,076021	-0,262202	0,067022	-2,198870	-19,712935	65,909507
MODAL	Mode	82,000000	0,075758	-0,223543	-0,124950	7,721448	51,277260	-254,969761
MODAL	Mode	83,000000	0,075499	0,122394	0,009497	6,713006	31,292345	-288,649094
MODAL	Mode	84,000000	0,075240	-0,406939	-0,284363	3,337585	33,656073	-97,474600
MODAL	Mode	85,000000	0,074949	0,370025	-0,341872	-2,609213	-37,774780	128,466909
MODAL	Mode	86,000000	0,074674	-0,768764	0,197574	7,363581	48,656215	-155,963102
MODAL	Mode	87,000000	0,074299	0,344185	-0,449196	1,187112	-9,902618	-17,712357
MODAL	Mode	88,000000	0,073989	-1,153000	-0,289928	0,839091	34,658064	-127,616192

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	RX	RY
Text	Text	Unitless	Sec	KN-s2	KN-s2	KN-s2	KN-m-s2	KN-m-s2
MODAL	Mode	89,000000	0,073494	0,244845	-0,110590	-0,055525	3,737617	-66,546638
MODAL	Mode	90,000000	0,073408	0,006146	-0,013308	0,084951	2,200617	-7,711725
MODAL	Mode	91,000000	0,072906	0,420236	0,038355	-0,733348	14,661522	181,402643
MODAL	Mode	92,000000	0,072414	-1,266155	0,542187	2,878924	20,287391	-69,336280
MODAL	Mode	93,000000	0,071745	-1,176962	0,039589	1,567112	22,193617	-20,107666
MODAL	Mode	94,000000	0,071658	-2,332351	0,989624	-3,270832	-11,955335	69,961077
MODAL	Mode	95,000000	0,071607	9,700476	-0,215112	2,365388	44,551793	-33,276611
MODAL	Mode	96,000000	0,071441	-1,822411	-0,373957	0,939301	15,963508	-38,670381
MODAL	Mode	97,000000	0,071159	-2,765540	-0,580307	5,759236	104,246031	-179,195315
MODAL	Mode	98,000000	0,070965	-1,761649	0,943463	-2,589909	-55,300451	110,799424
MODAL	Mode	99,000000	0,070561	-0,001176	0,043074	0,163242	3,241512	1,132808
MODAL	Mode	100,000000	0,069519	0,103942	-0,231280	-1,165821	-11,714009	35,902163

**Table: Modal Participation Factors, Part 2 of 2**

OutputCase	StepType	StepNum	RZ	ModalMass	ModalStiff
Text	Text	Unitless	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m
MODAL	Mode	1,000000	-1841,84503	1,0000	99,75762
MODAL	Mode	2,000000	-240,591264	1,0000	124,46260
MODAL	Mode	3,000000	-224,853092	1,0000	181,38825
MODAL	Mode	4,000000	-4,636412	1,0000	803,18281
MODAL	Mode	5,000000	-526,445087	1,0000	1057,05940
MODAL	Mode	6,000000	14,594902	1,0000	1116,33768
MODAL	Mode	7,000000	-3,241259	1,0000	1338,98851
MODAL	Mode	8,000000	54,733787	1,0000	1706,07736
MODAL	Mode	9,000000	-144,286237	1,0000	1711,55238
MODAL	Mode	10,000000	-19,781668	1,0000	2189,03972
MODAL	Mode	11,000000	21,654905	1,0000	2281,62782
MODAL	Mode	12,000000	36,017583	1,0000	2322,49310
MODAL	Mode	13,000000	17,009773	1,0000	2325,14294
MODAL	Mode	14,000000	-11,509340	1,0000	2334,77597
MODAL	Mode	15,000000	-3,217675	1,0000	2414,29695
MODAL	Mode	16,000000	30,599698	1,0000	2469,28322
MODAL	Mode	17,000000	19,977168	1,0000	2499,57539
MODAL	Mode	18,000000	-4,710052	1,0000	2695,15580
MODAL	Mode	19,000000	-210,567156	1,0000	2764,22349
MODAL	Mode	20,000000	0,691435	1,0000	2874,16212
MODAL	Mode	21,000000	43,362895	1,0000	2887,82710
MODAL	Mode	22,000000	9,877307	1,0000	2897,14193
MODAL	Mode	23,000000	-1,169801	1,0000	2983,11310
MODAL	Mode	24,000000	-16,174878	1,0000	3054,97878
MODAL	Mode	25,000000	2,173766	1,0000	3060,90428
MODAL	Mode	26,000000	24,720779	1,0000	3096,02887
MODAL	Mode	27,000000	2,395107	1,0000	3103,74593
MODAL	Mode	28,000000	0,674376	1,0000	3137,64214
MODAL	Mode	29,000000	6,213046	1,0000	3191,32994
MODAL	Mode	30,000000	1,094507	1,0000	3243,86074
MODAL	Mode	31,000000	-19,962861	1,0000	3261,02301
MODAL	Mode	32,000000	0,604907	1,0000	3321,96625
MODAL	Mode	33,000000	-1,903732	1,0000	3407,07611
MODAL	Mode	34,000000	-27,693486	1,0000	3410,20259
MODAL	Mode	35,000000	97,081811	1,0000	3445,17477
MODAL	Mode	36,000000	-214,982654	1,0000	3451,55920
MODAL	Mode	37,000000	9,840104	1,0000	3556,85655
MODAL	Mode	38,000000	20,476166	1,0000	3624,62668
MODAL	Mode	39,000000	0,901118	1,0000	3879,68542
MODAL	Mode	40,000000	-0,867540	1,0000	3912,41232
MODAL	Mode	41,000000	-5,748692	1,0000	3973,90847
MODAL	Mode	42,000000	-8,723043	1,0000	4208,40267
MODAL	Mode	43,000000	0,710038	1,0000	4287,73035

OutputCase	StepType	StepNum	RZ	ModalMass	ModalStiff
Text	Text	Unitless	KN-m-s2	KN-m-s2	KN-m
MODAL	Mode	44,000000	-1,666353	1,0000	4310,02011
MODAL	Mode	45,000000	-1,852874	1,0000	4385,38078
MODAL	Mode	46,000000	0,977001	1,0000	4593,93183
MODAL	Mode	47,000000	1,672801	1,0000	4614,92465
MODAL	Mode	48,000000	6,643792	1,0000	4743,72598
MODAL	Mode	49,000000	1,639007	1,0000	4752,38132
MODAL	Mode	50,000000	5,937765	1,0000	4888,17309
MODAL	Mode	51,000000	0,342933	1,0000	4919,59188
MODAL	Mode	52,000000	11,100178	1,0000	4998,64236
MODAL	Mode	53,000000	-3,975669	1,0000	5139,54293
MODAL	Mode	54,000000	-0,744255	1,0000	5155,94828
MODAL	Mode	55,000000	1,183138	1,0000	5259,51557
MODAL	Mode	56,000000	-1,839833	1,0000	5338,03601
MODAL	Mode	57,000000	0,667578	1,0000	5437,09341
MODAL	Mode	58,000000	-5,932182	1,0000	5505,58855
MODAL	Mode	59,000000	1,585381	1,0000	5570,06878
MODAL	Mode	60,000000	14,136438	1,0000	5631,24015
MODAL	Mode	61,000000	15,645474	1,0000	5658,68230
MODAL	Mode	62,000000	0,551737	1,0000	5753,64321
MODAL	Mode	63,000000	12,131608	1,0000	5813,20897
MODAL	Mode	64,000000	3,905166	1,0000	5936,66819
MODAL	Mode	65,000000	8,700689	1,0000	5983,99836
MODAL	Mode	66,000000	2,710397	1,0000	6000,08510
MODAL	Mode	67,000000	2,055142	1,0000	6029,48422
MODAL	Mode	68,000000	-1,134008	1,0000	6111,20005
MODAL	Mode	69,000000	-5,890860	1,0000	6130,44429
MODAL	Mode	70,000000	14,868137	1,0000	6200,17751
MODAL	Mode	71,000000	1,674987	1,0000	6227,05292
MODAL	Mode	72,000000	-1,715848	1,0000	6267,97273
MODAL	Mode	73,000000	0,990507	1,0000	6467,35333
MODAL	Mode	74,000000	-5,629850	1,0000	6495,71819
MODAL	Mode	75,000000	-11,381542	1,0000	6550,49579
MODAL	Mode	76,000000	0,713502	1,0000	6586,70055
MODAL	Mode	77,000000	4,758607	1,0000	6613,59054
MODAL	Mode	78,000000	12,102379	1,0000	6647,36574
MODAL	Mode	79,000000	-8,084805	1,0000	6755,13866
MODAL	Mode	80,000000	1,903251	1,0000	6778,99217
MODAL	Mode	81,000000	5,131891	1,0000	6831,05820
MODAL	Mode	82,000000	1,164798	1,0000	6878,61517
MODAL	Mode	83,000000	-1,004673	1,0000	6925,88277
MODAL	Mode	84,000000	0,516114	1,0000	6973,69430
MODAL	Mode	85,000000	-13,665713	1,0000	7027,87454
MODAL	Mode	86,000000	15,297606	1,0000	7079,89163
MODAL	Mode	87,000000	-18,308049	1,0000	7151,40756
MODAL	Mode	88,000000	10,390596	1,0000	7211,49123
MODAL	Mode	89,000000	-7,236349	1,0000	7308,88486
MODAL	Mode	90,000000	-0,475113	1,0000	7326,13268
MODAL	Mode	91,000000	-7,836977	1,0000	7427,38882
MODAL	Mode	92,000000	31,873954	1,0000	7528,67996
MODAL	Mode	93,000000	18,204516	1,0000	7669,60200
MODAL	Mode	94,000000	58,692893	1,0000	7688,29320
MODAL	Mode	95,000000	-155,194265	1,0000	7699,20059
MODAL	Mode	96,000000	18,796203	1,0000	7734,97654
MODAL	Mode	97,000000	21,945865	1,0000	7796,45917
MODAL	Mode	98,000000	52,021773	1,0000	7839,11506
MODAL	Mode	99,000000	0,764720	1,0000	7929,16493
MODAL	Mode	100,000000	-6,209538	1,0000	8168,74290

**Table: Modal Periods And Frequencies**

OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
MODAL	Mode	1,000000	0,629081	1,5896E+00	9,9879E+00	9,9758E+01
MODAL	Mode	2,000000	0,563197	1,7756E+00	1,1156E+01	1,2446E+02
MODAL	Mode	3,000000	0,466525	2,1435E+00	1,3468E+01	1,8139E+02
MODAL	Mode	4,000000	0,221704	4,5105E+00	2,8340E+01	8,0318E+02
MODAL	Mode	5,000000	0,193255	5,1745E+00	3,2512E+01	1,0571E+03
MODAL	Mode	6,000000	0,188054	5,3176E+00	3,3412E+01	1,1163E+03
MODAL	Mode	7,000000	0,171708	5,8238E+00	3,6592E+01	1,3390E+03
MODAL	Mode	8,000000	0,152118	6,5738E+00	4,1305E+01	1,7061E+03
MODAL	Mode	9,000000	0,151874	6,5844E+00	4,1371E+01	1,7116E+03
MODAL	Mode	10,000000	0,134293	7,4464E+00	4,6787E+01	2,1890E+03
MODAL	Mode	11,000000	0,131540	7,6023E+00	4,7766E+01	2,2816E+03
MODAL	Mode	12,000000	0,130378	7,6700E+00	4,8192E+01	2,3225E+03
MODAL	Mode	13,000000	0,130303	7,6744E+00	4,8220E+01	2,3251E+03
MODAL	Mode	14,000000	0,130034	7,6903E+00	4,8320E+01	2,3348E+03
MODAL	Mode	15,000000	0,127875	7,8202E+00	4,9135E+01	2,4143E+03
MODAL	Mode	16,000000	0,126443	7,9087E+00	4,9692E+01	2,4693E+03
MODAL	Mode	17,000000	0,125674	7,9571E+00	4,9996E+01	2,4996E+03
MODAL	Mode	18,000000	0,121029	8,2625E+00	5,1915E+01	2,6952E+03
MODAL	Mode	19,000000	0,119507	8,3677E+00	5,2576E+01	2,7642E+03
MODAL	Mode	20,000000	0,117199	8,5325E+00	5,3611E+01	2,8742E+03
MODAL	Mode	21,000000	0,116921	8,5527E+00	5,3739E+01	2,8878E+03
MODAL	Mode	22,000000	0,116733	8,5665E+00	5,3825E+01	2,8971E+03
MODAL	Mode	23,000000	0,115039	8,6927E+00	5,4618E+01	2,9831E+03
MODAL	Mode	24,000000	0,113678	8,7968E+00	5,5272E+01	3,0550E+03
MODAL	Mode	25,000000	0,113568	8,8053E+00	5,5325E+01	3,0609E+03
MODAL	Mode	26,000000	0,112922	8,8557E+00	5,5642E+01	3,0960E+03
MODAL	Mode	27,000000	0,112781	8,8667E+00	5,5711E+01	3,1037E+03
MODAL	Mode	28,000000	0,112170	8,9150E+00	5,6015E+01	3,1376E+03
MODAL	Mode	29,000000	0,111223	8,9910E+00	5,6492E+01	3,1913E+03
MODAL	Mode	30,000000	0,110319	9,0647E+00	5,6955E+01	3,2439E+03
MODAL	Mode	31,000000	0,110028	9,0886E+00	5,7105E+01	3,2610E+03
MODAL	Mode	32,000000	0,109014	9,1731E+00	5,7637E+01	3,3220E+03
MODAL	Mode	33,000000	0,107644	9,2899E+00	5,8370E+01	3,4071E+03
MODAL	Mode	34,000000	0,107594	9,2942E+00	5,8397E+01	3,4102E+03
MODAL	Mode	35,000000	0,107047	9,3417E+00	5,8696E+01	3,4452E+03
MODAL	Mode	36,000000	0,106948	9,3503E+00	5,8750E+01	3,4516E+03
MODAL	Mode	37,000000	0,105353	9,4919E+00	5,9639E+01	3,5569E+03
MODAL	Mode	38,000000	0,104363	9,5819E+00	6,0205E+01	3,6246E+03
MODAL	Mode	39,000000	0,100875	9,9133E+00	6,2287E+01	3,8797E+03
MODAL	Mode	40,000000	0,100452	9,9550E+00	6,2549E+01	3,9124E+03
MODAL	Mode	41,000000	0,099671	1,0033E+01	6,3039E+01	3,9739E+03
MODAL	Mode	42,000000	0,096855	1,0325E+01	6,4872E+01	4,2084E+03
MODAL	Mode	43,000000	0,095955	1,0422E+01	6,5481E+01	4,2877E+03
MODAL	Mode	44,000000	0,095706	1,0449E+01	6,5651E+01	4,3100E+03
MODAL	Mode	45,000000	0,094880	1,0540E+01	6,6222E+01	4,3854E+03
MODAL	Mode	46,000000	0,092702	1,0787E+01	6,7779E+01	4,5939E+03
MODAL	Mode	47,000000	0,092491	1,0812E+01	6,7933E+01	4,6149E+03
MODAL	Mode	48,000000	0,091226	1,0962E+01	6,8875E+01	4,7437E+03
MODAL	Mode	49,000000	0,091143	1,0972E+01	6,8938E+01	4,7524E+03
MODAL	Mode	50,000000	0,089868	1,1127E+01	6,9915E+01	4,8882E+03
MODAL	Mode	51,000000	0,089581	1,1163E+01	7,0140E+01	4,9196E+03
MODAL	Mode	52,000000	0,088870	1,1252E+01	7,0701E+01	4,9986E+03
MODAL	Mode	53,000000	0,087643	1,1410E+01	7,1691E+01	5,1395E+03
MODAL	Mode	54,000000	0,087504	1,1428E+01	7,1805E+01	5,1559E+03
MODAL	Mode	55,000000	0,086638	1,1542E+01	7,2523E+01	5,2595E+03
MODAL	Mode	56,000000	0,085998	1,1628E+01	7,3062E+01	5,3380E+03
MODAL	Mode	57,000000	0,085211	1,1736E+01	7,3737E+01	5,4371E+03
MODAL	Mode	58,000000	0,084679	1,1809E+01	7,4200E+01	5,5056E+03
MODAL	Mode	59,000000	0,084188	1,1878E+01	7,4633E+01	5,5701E+03

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	60,000000	0,083729	1,1943E+01	7,5042E+01	5,6312E+03
MODAL	Mode	61,000000	0,083526	1,1972E+01	7,5224E+01	5,6587E+03
MODAL	Mode	62,000000	0,082834	1,2072E+01	7,5853E+01	5,7536E+03
MODAL	Mode	63,000000	0,082408	1,2135E+01	7,6244E+01	5,8132E+03
MODAL	Mode	64,000000	0,081547	1,2263E+01	7,7050E+01	5,9367E+03
MODAL	Mode	65,000000	0,081224	1,2312E+01	7,7356E+01	5,9840E+03
MODAL	Mode	66,000000	0,081115	1,2328E+01	7,7460E+01	6,0001E+03
MODAL	Mode	67,000000	0,080917	1,2358E+01	7,7650E+01	6,0295E+03
MODAL	Mode	68,000000	0,080374	1,2442E+01	7,8174E+01	6,1112E+03
MODAL	Mode	69,000000	0,080248	1,2461E+01	7,8297E+01	6,1304E+03
MODAL	Mode	70,000000	0,079795	1,2532E+01	7,8741E+01	6,2002E+03
MODAL	Mode	71,000000	0,079623	1,2559E+01	7,8912E+01	6,2271E+03
MODAL	Mode	72,000000	0,079363	1,2600E+01	7,9171E+01	6,2680E+03
MODAL	Mode	73,000000	0,078130	1,2799E+01	8,0420E+01	6,4674E+03
MODAL	Mode	74,000000	0,077959	1,2827E+01	8,0596E+01	6,4957E+03
MODAL	Mode	75,000000	0,077632	1,2881E+01	8,0935E+01	6,5505E+03
MODAL	Mode	76,000000	0,077419	1,2917E+01	8,1158E+01	6,5867E+03
MODAL	Mode	77,000000	0,077261	1,2943E+01	8,1324E+01	6,6136E+03
MODAL	Mode	78,000000	0,077065	1,2976E+01	8,1531E+01	6,6474E+03
MODAL	Mode	79,000000	0,076447	1,3081E+01	8,2190E+01	6,7551E+03
MODAL	Mode	80,000000	0,076313	1,3104E+01	8,2335E+01	6,7790E+03
MODAL	Mode	81,000000	0,076021	1,3154E+01	8,2650E+01	6,8311E+03
MODAL	Mode	82,000000	0,075758	1,3200E+01	8,2937E+01	6,8786E+03
MODAL	Mode	83,000000	0,075499	1,3245E+01	8,3222E+01	6,9259E+03
MODAL	Mode	84,000000	0,075240	1,3291E+01	8,3509E+01	6,9737E+03
MODAL	Mode	85,000000	0,074949	1,3342E+01	8,3832E+01	7,0279E+03
MODAL	Mode	86,000000	0,074674	1,3392E+01	8,4142E+01	7,0799E+03
MODAL	Mode	87,000000	0,074299	1,3459E+01	8,4566E+01	7,1514E+03
MODAL	Mode	88,000000	0,073989	1,3516E+01	8,4920E+01	7,2115E+03
MODAL	Mode	89,000000	0,073494	1,3606E+01	8,5492E+01	7,3089E+03
MODAL	Mode	90,000000	0,073408	1,3623E+01	8,5593E+01	7,3261E+03
MODAL	Mode	91,000000	0,072906	1,3716E+01	8,6182E+01	7,4274E+03
MODAL	Mode	92,000000	0,072414	1,3810E+01	8,6768E+01	7,5287E+03
MODAL	Mode	93,000000	0,071745	1,3938E+01	8,7576E+01	7,6696E+03
MODAL	Mode	94,000000	0,071658	1,3955E+01	8,7683E+01	7,6883E+03
MODAL	Mode	95,000000	0,071607	1,3965E+01	8,7745E+01	7,6992E+03
MODAL	Mode	96,000000	0,071441	1,3997E+01	8,7949E+01	7,7350E+03
MODAL	Mode	97,000000	0,071159	1,4053E+01	8,8298E+01	7,7965E+03
MODAL	Mode	98,000000	0,070965	1,4091E+01	8,8539E+01	7,8391E+03
MODAL	Mode	99,000000	0,070561	1,4172E+01	8,9046E+01	7,9292E+03
MODAL	Mode	100,000000	0,069519	1,4385E+01	9,0381E+01	8,1687E+03

Tendo em consideração o que é dito no Artigo 30º do RSA, pode-se dispensar a consideração de instabilidade do conjunto da estrutura, pois o deslocamento relativo entre dois pisos de qualquer um dos elementos verticais de suporte, obtido pela análise de primeira ordem, nunca é superior a 1,5% da distância entre pisos.

### 3. Dimensionamento das Lajes

O pré-dimensionamento da espessura das lajes foi feito tendo em consideração as recomendações para o controlo de deformação (7.4.1 – EC2), assim como algumas exigências impostas pela arquitectura. A flecha da laje, calculada em relação aos apoios, não deve exceder  $a_{max} = l/250$ , determinada para a combinação de acções quase permanentes, sendo  $l$  o menor vão no caso de lajes vigadas (deslocamento a tempo infinito).

#### 3.1. Estados limite últimos

##### 3.1.1. Estado limite último de resistência à flexão

###### 3.1.1.1. Armadura Mínima (9.2.1.1 (1) – EC2)

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

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 traccionado ( $b_t = 1,0 \text{ m}$ );

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

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

em que:

$h$  – altura da laje;

$rec$  – recobrimento da laje;

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

### 3.1.1.2. Armadura máxima (9.2.1.1 (3) – EC2)

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

onde,

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

### 3.1.1.3. Armadura longitudinal

Determinou-se a quantidade de armadura longitudinal a utilizar, através das seguintes expressões:

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

onde,

$\mu$  – 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,

$\omega$  – 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.

O valor considerado dos momentos de cálculo para a determinação da armadura longitudinal foi efectuado com base no valor do momento flector adicionado com o momento torsor em módulo.

### 3.1.2. Estado limite último de resistência ao esforço transversal

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

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

#### 3.1.2.1. Esforço transversal resistente (6.2.2 (1) – EC2)

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

onde,

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

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_t \times d} \leq 0,02$ , em que  $A_{sl}$  representa a área de armadura de tracção 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.

## 3.2. Estados limite de utilização

### 3.2.1. Estado limite de deformação (7.4 – EC2)

O estado limite de deformação está verificado para todas as lajes, como referido anteriormente.

### 3.2.2. Estado limite de fendilhação (7.3 – EC2)

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.

#### 3.2.2.1. Armadura mínima de fendilhação (7.3.2 (2) – EC2)

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

onde,

$K$  – coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coacção. 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 tracção;

$A_{ct}$  – área de betão traccionado antes da formação da primeira fenda.

### 3.3. Exemplo de cálculo (Laje pertencente ao Plano Z = 4,35. Laje do Piso 1):

#### 3.3.1. Estado limite último de resistência à flexão

Nas figuras 11 a 13 apresentam-se os diagramas de momentos flectores e torsores máximos obtidos para a combinação envolvente relativa aos estados limites últimos de resistência.

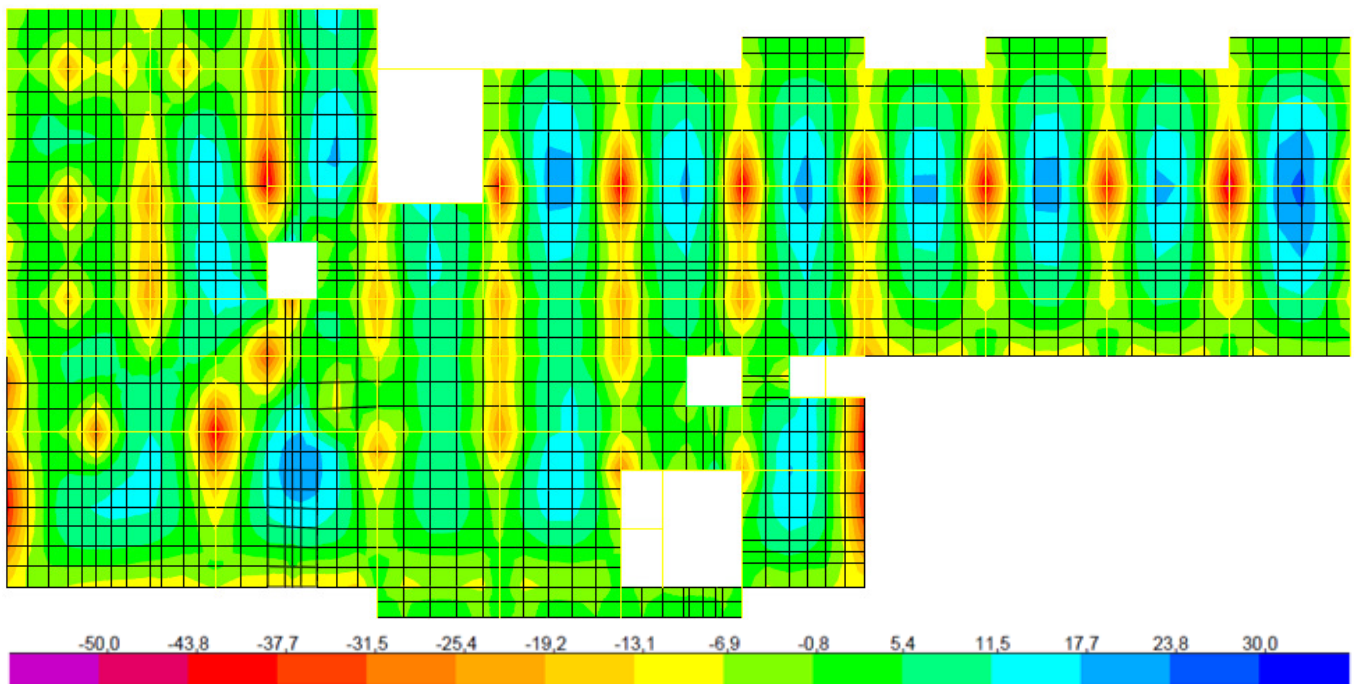


fig. 11 - Diagrama de momentos flectores segundo o eixo horizontal (M11) para a combinação Envolvente – [kN.m/m]

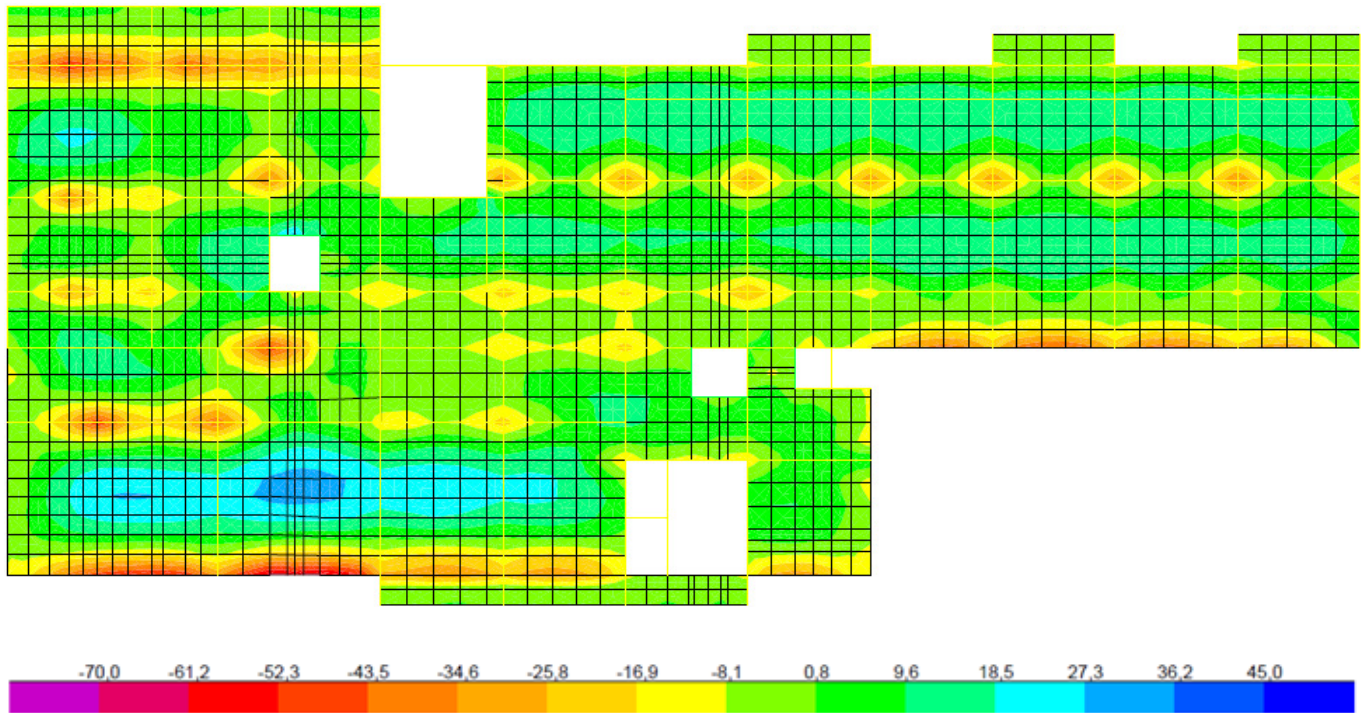


fig. 12 - Diagrama de momentos flectores segundo o eixo vertical (M22) para a combinação Envolvente – [kN.m/m]

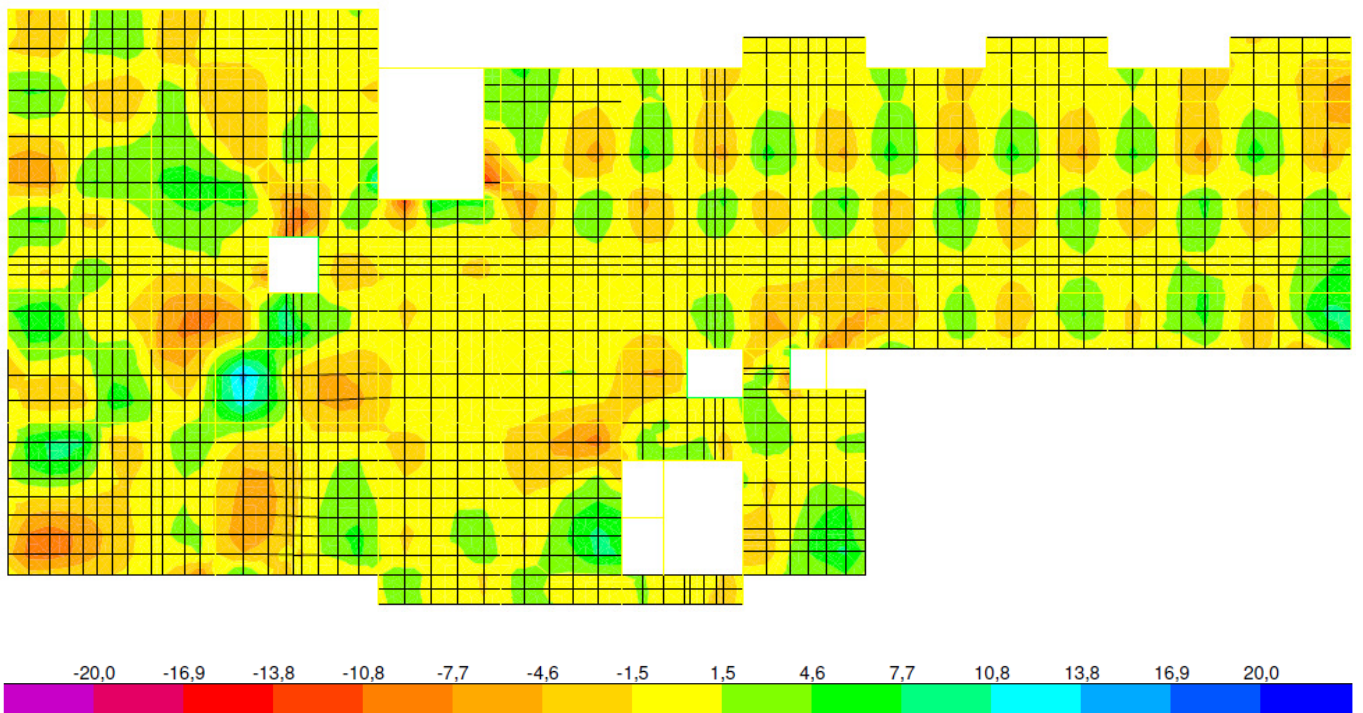


fig. 13 - Diagrama de momentos torsores (M12) para a combinação Envolvente – [kN.m/m]

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d$$
$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 1 \times 0,184 \times 10000 \geq 0,0013 \times 1 \times 0,184 \times 10000$$
$$A_{s,min} = 2,49 \geq 2,39 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c = 0,04 \times 0,22 \times 1 \times 10000 = 88 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

### 3.3.1.1. Armadura longitudinal

Adoptando uma armadura base (superior e inferior) de, por exemplo, varões de 10 mm espaçados a 0,20 m, com uma área correspondente a 3,93 cm<sup>2</sup>/m, calcula-se o respectivo momento resistente para esta laje:

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

$$\omega = \frac{3,93 \times 10^{-4} \times 435}{16,7 \times 1 \times 0,184} = 0,056$$

$$\mu = \omega \times (1 - 0,5 \times \omega) = 0,056 \times (1 - 0,5 \times 0,056) = 0,054$$

$$Mrd = \mu \times f_{cd} \times b \times d^2 = 0,054 \times 16,7 \times 1 \times 0,184 \times 1000 = 30,6 \text{ kN.m}$$

Verifica-se que esta armadura resiste a praticamente todas as solicitações, em ambas as direcções x e y (M11 e M22), sendo apenas necessário reforçar algumas zonas da laje, o qual se seguiu o mesmo método de cálculo.

Apresentam-se na tabela seguinte as várias configurações de armaduras adoptadas e os respectivos momentos resistentes para cada uma das espessuras de laje utilizadas.

Tabela V - Armaduras longitudinais para as lajes

Espessura de laje [cm]	Armadura(s) adoptada(s)	Mrd [kN.m/m]
15	φ8//20.0	12,1
18	φ8//20.0	15,4
20	φ8//20.0	17,6
22	φ8//20.0	19,8
	φ10//20.0	30,6
	φ12//20.0	43,4
	φ16//20.0	74,7
25	φ8//20.0	23,0
	φ10//20.0	35,7

### 3.3.2. Estado limite último de resistência ao esforço transversal

Nas figuras 14 e 15 apresentam-se os diagramas de esforços transversos máximos obtidos para a combinação envolvente relativa aos estados limites últimos de resistência.

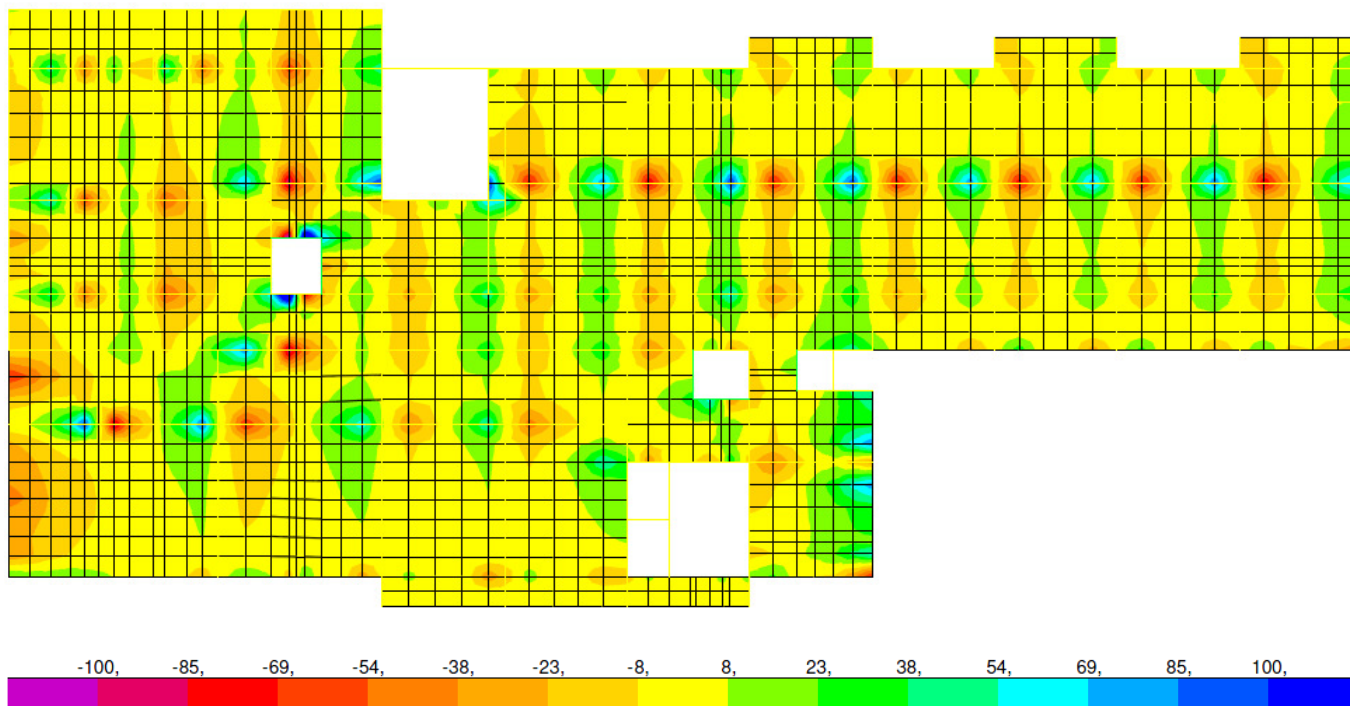


fig. 14 - Diagrama de Esforço Transverso (V13) para a combinação Envolvente [kN/m]

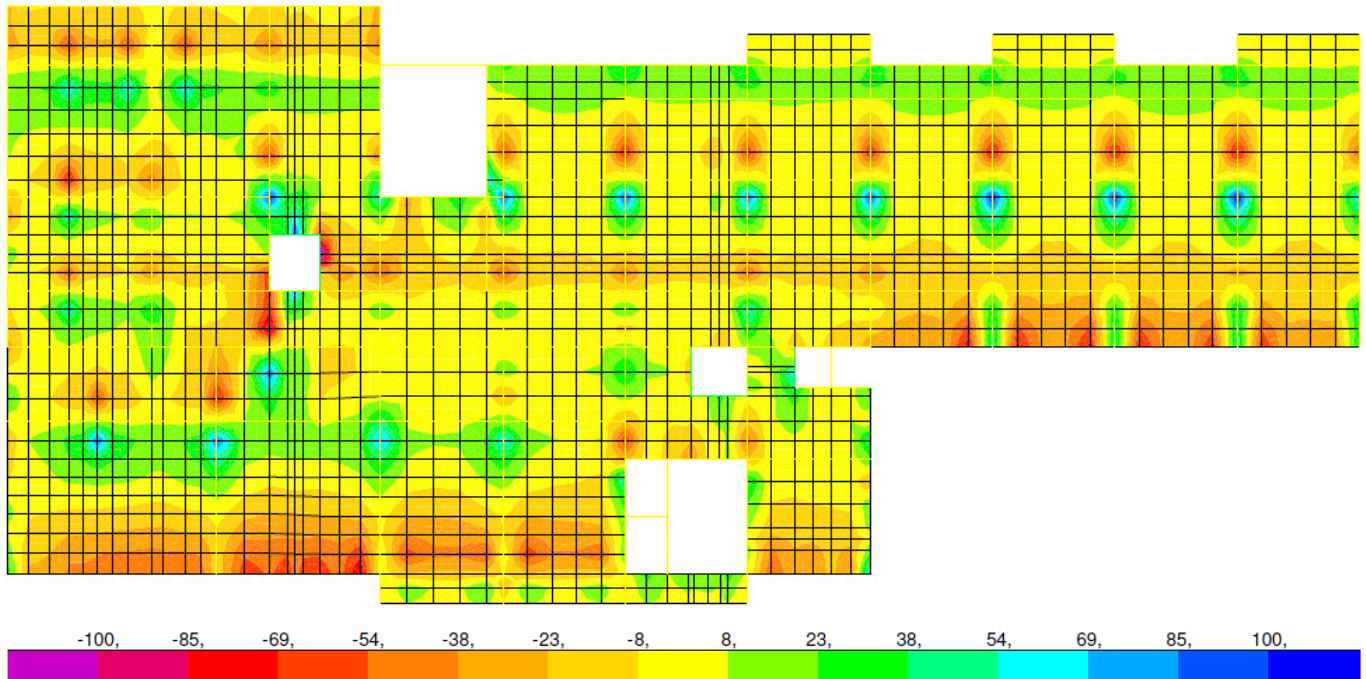


fig. 15 - Diagrama de Esforço Transverso (V23) para a combinação Envolvente [kN/m]

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

Esta condição foi sempre verificada para todas as lajes.

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

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{184}} \leq 2,0$$

$$\rho_l = \frac{3,93 \times 10^{-4}}{1 \times 0,184} \leq 0,02 \Leftrightarrow 0,00214 \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0,035 \times 2^{3/2} \times 25^{1/2} = 0,495$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= 0,12 \times 2 \times (100 \times 0,00214 \times 25)^{1/3} \times 1 \times 0,184 \times 1000 \\ &\geq 0,495 \times 1 \times 0,184 \times 1000 \end{aligned}$$

$$V_{Rd,c} = 77,17 \geq 91,08 [kN]$$

Tabela VI – Valores de  $V_{sd,max}$  e  $V_{rd,c}$  para as várias espessuras de laje

Piso	Espessura de laje [cm]	$V_{sd}$ [kN]	$V_{rd,c}$ [kN]
1	18	30,1	71,3
	22	87,6	91,1
	25	87,2	103,3
2	18	27,2	71,3
	22	88,4	91,1
3	18	26,9	71,3
	22	87,1	91,1
Cobertura	15	21,7	56,4
	20	63,9	81,2
Tecto Elevadores	18	23,1	71,3

### 3.3.3. Estado limite de fendilhação (7.3 – EC2)

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

$$A_{s,min} = \frac{1 \times 0,4 \times 2,6 \times 0,22/2 \times 1}{500} \times 10000 = 2,29 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

## 4. Dimensionamento de Escadas

Foi adoptada uma espessura de 0,18 m para a laje das escadas. A laje de escada apoia em vigas tanto dos pisos como no patim intermédio.

### 4.1. Modelo de cálculo

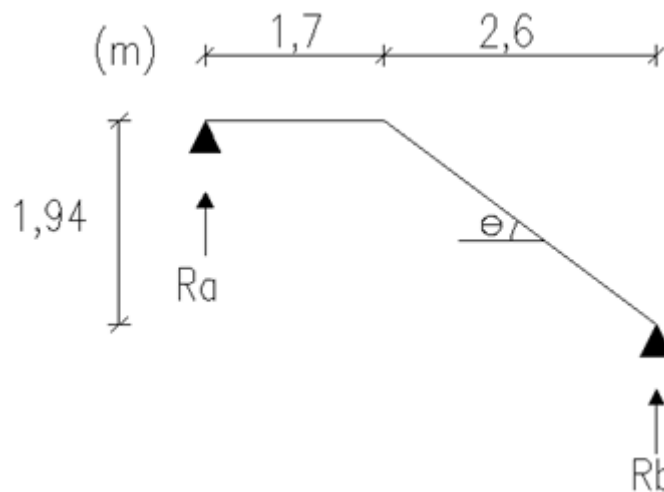


fig. 16 - Modelo de cálculo da laje de escadas

$$\theta = \arctg\left(\frac{1,94}{2,6}\right) \approx 36,7^\circ \rightarrow h' = \frac{0,18}{\cos(36,7^\circ)} \approx 0,225 \text{ m}$$

$$P_E = 1,35 \times \left(25 \times \left(0,225 + \frac{0,19}{2}\right) + 0,7\right) + 1,5 \times 5 = 19,25 \text{ KN/m}^2$$

$$P_L = 1,35 \times (25 \times 0,18 + 0,7) + 1,5 \times 5 = 14,50 \text{ KN/m}^2$$

Resolvendo a viga simplesmente apoiada equivalente:

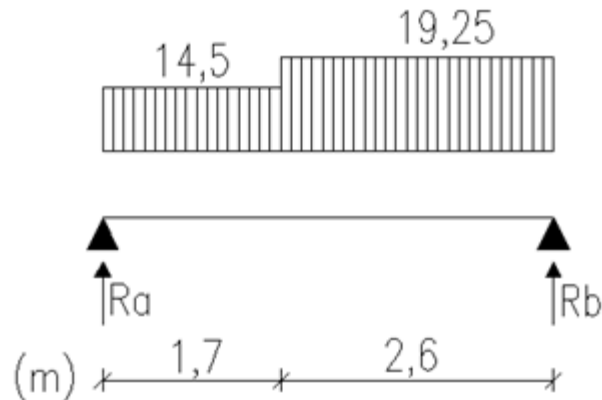


fig. 17 - Modelo de cálculo da laje de escadas

$$\sum M = 0 \Rightarrow R_a = 34,9 \text{ KN/m}$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_b = 39,8 \text{ KN/m}$$

Pelos diagramas de esforços:

$$M_{max}^+ \approx 52 \text{ KNm/m}$$

$m^+$ [KN.m/m]	$\mu$	$\omega$	$A_{s,req}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Varões a adop- tar	$A_{s,prov}$ [cm <sup>2</sup> /m]
52	0,150	0,164	9,04	Ø12//10.0	11,31

## 5. Dimensionamento de Vigas

O pré-dimensionamento foi efectuado com base na verificação indirecta dos estados limites de deformação, em conformidade com os pressupostos definidos pelo EC2 relativamente à relação vão/altura útil, para elementos de betão armado muito solicitados:

$$\frac{l}{h} \approx 10 \text{ a } 12$$

onde  $l$  representa o vão medido entre os apoios, e  $h$  a altura da secção da viga.

### 5.1. Estados limite últimos

A verificação dos estados limites teve como base os pressupostos do EC2 (NP EN 1992-1-1).

#### 5.1.1. Estado limite último de resistência à flexão

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

Para o cálculo da altura útil da armadura admitiu-se que seriam utilizados varões de Ø6mm para os estribos e de Ø16mm para as armaduras longitudinais.

O recobrimento considerado nas vigas da superestrutura é de 0,04m, e nas vigas da fundação é de 0,05m.

##### 5.1.1.1. 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 traccionado;

$d$  – altura útil da secção transversal da viga.

### 5.1.1.2. Armadura máxima

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

$A_c$  – área total da secção de betão.

### 5.1.1.3. Armadura longitudinal

As armaduras de flexão longitudinais foram dimensionadas com base nos esforços obtidos pelo programa de cálculo automático SAP2000 para a combinação de acções 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,

$\mu$  – momento flector reduzido;

$M_{Sd}$  – valor do momento flector actuante;

$f_{cd}$  – 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,

$\omega$  – 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.

### 5.1.2. Estado limite último de resistência ao esforço transversal

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.

#### 5.1.2.1. 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 transverso;

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

$f_{yw}$  – 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,

$\rho_w$  – taxa de armadura de esforço transverso;

$A_{sw}$  – 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);

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 tracção existente na armadura e a força de compressão existente na secção de betão ( $z \approx 0,9 \cdot d$ );

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

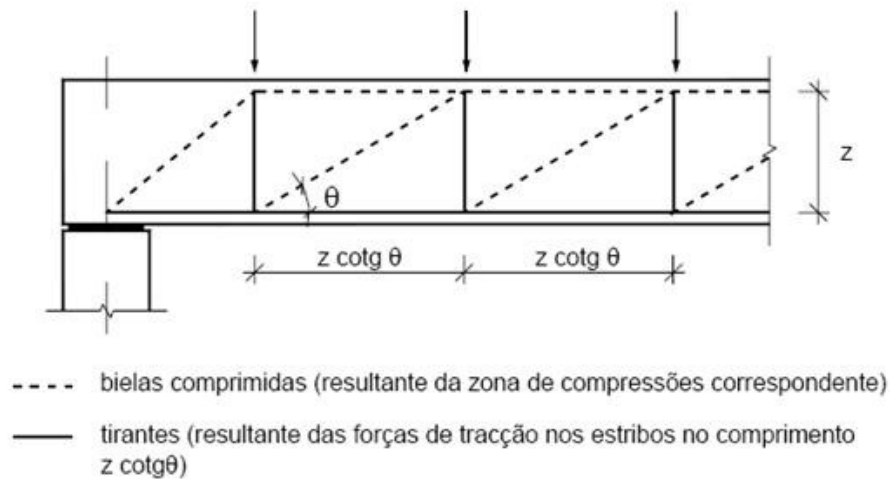


fig.18 - Modelo de transmissão de cargas para o apoio (Carla Marchão, Júlio Appleton 2008/2009)

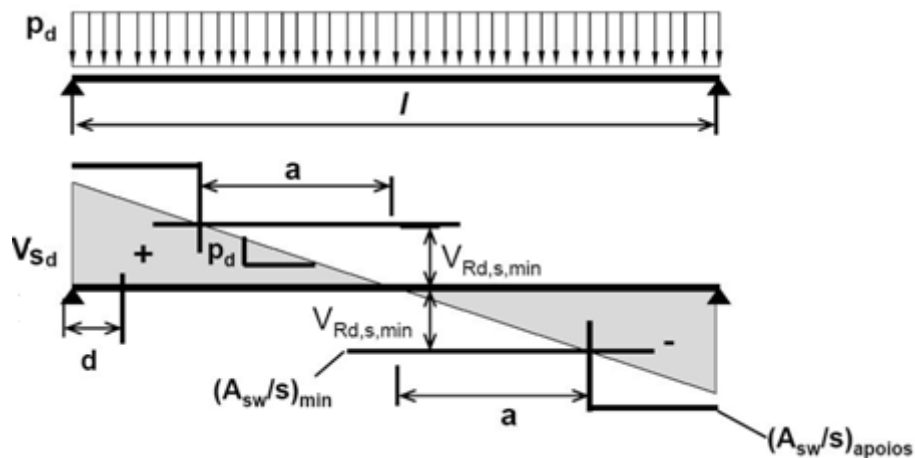


fig. 19 - Dimensionamento da armadura de esforço transversal (A.P.Ramos Set. 2006)

### 5.1.2.2. Armadura de esforço transversal

O dimensionamento das armaduras resistentes ao esforço transversal foi feito considerando o esforço transversal mais gravoso presente na viga, para a combinação envolvente do SAP2000 (engloba todas as combinações).

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

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

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

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

onde,

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

Verificação da compressão nas escoras:

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

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

onde,

$\alpha_{cw}$  – 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:

$$v_1 = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,540, \text{ para betão da classe C25/30}$$

Foram também analisados os casos de apoios indirectos, em que, como se pode ver no seguinte exemplo, a viga 2 transmite as cargas à viga 1 através das bielas comprimidas. A carga transmitida à viga principal 1 terá de ser transmitida para a face superior através de estribos de suspensão.

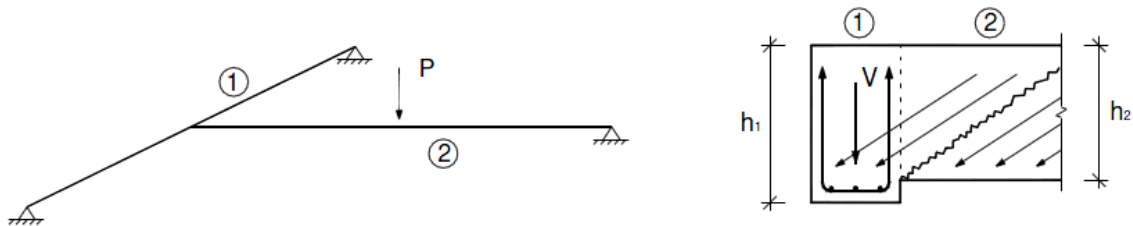


fig. 20 – Modelo de transmissão de cargas nos casos de apoio indirecto (Carla Marchão, Júlio Appleton 2008/2009)

$$\left( A_s = \frac{V}{f_{yd}} \right)$$

A armadura calculada deve ser adicionada à armadura de esforço transverso.

## 5.2. Estados limite de utilização

### 5.2.1. Estado limite de fendilhação

O controlo da abertura de fendas foi efectuado admitindo um limite de abertura de fendas de 0,3 mm, considerando uma classe de exposição de XS1 (Ambiente exposto ao sal transportado pelo ar mas não em contacto directo com a água do mar; estruturas próximas da costa ou na costa).

A verificação foi feita de forma indirecta, 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 actuante condicionante na secção da viga. Com base nesses esforços calcularam-se as tensões nas armaduras, através de um método aproximado, considerando  $z = 0,9 \times d$ .

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

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

onde;

$A_{s,min}$  – área mínima das armaduras para betão armado na zona traccionada;

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

$\sigma_s$  – tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da formação das fendas;

$f_{ct,eff}$  – valor médio da resistência do betão à tracção;

$k$  – 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.

**5.3. Exemplo de cálculo** (viga contida no plano XZ ; Y = 10,6 m ; Z = 4,35 m . Viga 6 do Piso 1 ):

### 5.3.1. Armadura longitudinal:

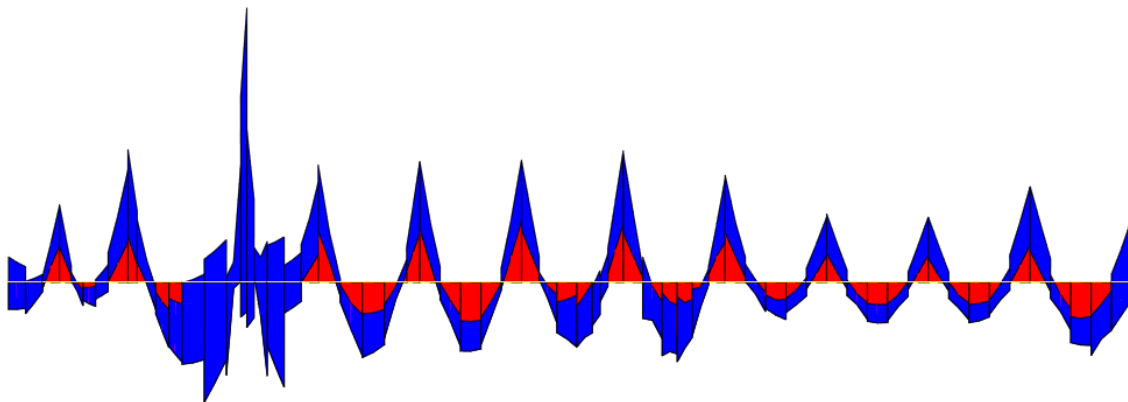


fig. 21 - Diagrama de momentos flectores para a combinação Envolvente [kN.m]

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

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 0,27 \times 0,446 \times 10000 \geq 0,0013 \times 0,27 \times 0,446 \times 10000$$

$$A_{s,min} = 1,63 \geq 1,57 \text{ [cm}^2\text{]}$$

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

$$A_{s,max} = 0,04 \times 0,27 \times 0,50 \times 10000 = 54 \text{ [cm}^2\text{]}$$

### Momentos Negativos:

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

$$\mu = \frac{88}{1000 \times 16,7 \times 0,27 \times 0,446^2} = 0,098$$

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

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,098} = 0,103$$

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

$$A_s = \frac{0,103 \times 16,7 \times 0,27 \times 0,446}{435} \times 10000 = 4,78 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Armadura longitudinal superior que resiste ao maior pico de momento negativo, correspondente a  $6,03 \text{ cm}^2$ , ou seja, 3 varões de 16 mm.

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

$$\mu = \frac{64}{1000 \times 16,7 \times 0,27 \times 0,446^2} = 0,071$$

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

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,071} = 0,074$$

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

$$A_s = \frac{0,074 \times 16,7 \times 0,27 \times 0,446}{435} \times 10000 = 3,43 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Armadura longitudinal superior que resiste ao segundo maior pico de momento negativo, correspondente a  $4,02 \text{ cm}^2$ , ou seja, 2 varões de 16 mm.

Assim sendo, optou-se por armar superiormente a viga com 2 varões de 16 mm em toda a sua extensão, reforçando apenas a zona de  $M_{máx}$  com mais um varão de 16mm, perfazendo assim, os 3 varões de 16mm necessários para resistir aos esforços nesse local.

### **Momentos positivos:**

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

$$\mu = \frac{43}{1000 \times 16,7 \times 0,27 \times 0,446^2} = 0,048$$

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

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,048} = 0,049$$

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

$$A_s = \frac{0,103 \times 16,7 \times 0,27 \times 0,446}{435} \times 10000 = 2,27 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Adoptou-se uma armadura inferior de de 3 varões de 12mm corridos com a área respectiva de 3,39 cm<sup>2</sup>.

Tabela VII – Armaduras longitudinais em vigas do piso 1

Viga	Secção	Armaduras longitudinais						
		Msd (kN.m)	μ	ω	As,cálc. (cm <sup>2</sup> )	As, adop. (cm <sup>2</sup> )	Armadura adop.	
							Superior	Inferior
Viga 1.1	0,27x0,22	-5	0,040	0,041	0,71	2,26	2φ12	-
		1	0,008	0,008	0,14	2,26	-	2φ12
Viga 1.2	0,27x0,22	-12	0,097	0,102	1,75	2,26	2φ12	-
		12	0,097	0,102	1,75	2,26	-	2φ12
Viga 1.3	0,27x0,50	-107	0,119	0,127	5,89	6,03	3φ16	-
		-75	0,084	0,087	4,04	6,03	3φ16	-
		-62	0,069	0,072	3,31	4,02	2φ16	-
		53	0,059	0,061	2,82	3,39	-	3φ12
Viga 1.4	0,27x0,22	-11	0,089	0,093	1,60	2,26	2φ12	-
		10	0,080	0,084	1,45	2,26	-	2φ12
Viga 1.5	0,27x0,50	-77	0,086	0,090	4,16	4,52	4φ12	-
		-98	0,055	0,056	2,60	3,39	3φ12	-
		-116	0,129	0,139	6,43	7,41	3φ12+2φ16	-
		214	0,239	0,277	12,80	12,82	-	3φ12+3φ20
		31	0,035	0,035	1,63	2,26	-	2φ12

Viga	Secção	Armaduras longitudinais						
		Msd (kN.m)	$\mu$	$\omega$	As, cálc. (cm <sup>2</sup> )	As, adop. (cm <sup>2</sup> )	Armadura adop.	
							Superior	Inferior
Viga 1.6	0,27x0,50	-108	0,120	0,129	5,95	6,03	3 $\phi$ 16	-
		-58	0,065	0,067	3,09	4,02	2 $\phi$ 16	-
		55	0,061	0,063	2,93	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 1.7	0,27x0,50	-49	0,055	0,056	2,60	3,39	3 $\phi$ 12	-
		37	0,041	0,042	1,95	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 1.8	0,27x0,22	-14	0,016	0,016	0,73	2,26	2 $\phi$ 12	-
		12	0,013	0,013	0,62	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 1.9	0,27x0,25	-17	0,098	0,103	2,10	2,26	2 $\phi$ 12	-
		11	0,064	0,066	1,33	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 1.10	0,27x0,70	-83	0,044	0,045	3,02	3,39	3 $\phi$ 12	-
		70	0,037	0,038	2,54	3,39	-	3 $\phi$ 12
	0,27x0,75	-92	0,042	0,043	3,11	3,39	3 $\phi$ 12	-
		71	0,033	0,033	2,38	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 1.11	0,27x0,25	-8	0,004	0,004	0,26	2,26	2 $\phi$ 12	-
		8	0,004	0,004	0,26	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 1.12	0,27x0,70	-124	0,066	0,068	4,57	6,03	3 $\phi$ 16	-
		-36	0,019	0,019	1,29	4,02	2 $\phi$ 16	-
		46	0,024	0,025	1,66	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 1.13	0,27x0,70	-121	0,064	0,067	4,45	4,52	4 $\phi$ 12	-
		60	0,032	0,032	2,17	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 1.14	0,27x0,50	-94	0,105	0,111	5,13	6,03	3 $\phi$ 16	-
		81	0,090	0,095	4,38	4,52	-	4 $\phi$ 12
Viga 1.15	0,27x0,70	-156	0,083	0,087	5,80	6,03	3 $\phi$ 16	-
		159	0,084	0,088	5,92	6,03	-	3 $\phi$ 16
Viga 1.16	0,27x0,40	-11	0,020	0,021	0,74	6,03	3 $\phi$ 16	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-94	0,105	0,111	5,13	6,03	3 $\phi$ 16	-
		77	0,086	0,090	4,16	6,03	-	3 $\phi$ 16
	0,27x0,50	-137	0,073	0,076	5,07	6,03	3 $\phi$ 16	-
		109	0,058	0,060	4,00	6,03	-	3 $\phi$ 16
Viga 1.17	0,27x0,22	-7	0,056	0,058	1,00	2,26	2 $\phi$ 12	-
		10	0,080	0,084	1,45	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 1.18	0,27x0,40	-13	0,024	0,024	0,87	6,03	3 $\phi$ 16	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-90	0,100	0,106	4,90	6,03	3 $\phi$ 16	-
		-64	0,071	0,074	3,43	4,02	2 $\phi$ 16	-
Viga 1.19	0,27x0,40	65	0,072	0,075	3,48	4,02	-	2 $\phi$ 16
		-10	0,011	0,011	0,52	4,02	2 $\phi$ 16	-
	0,27x0,50	3	0,003	0,003	0,15	2,26	-	2 $\phi$ 16
		-73	0,081	0,085	3,93	4,02	2 $\phi$ 16	-
		58	0,065	0,067	3,09	4,02	-	2 $\phi$ 16

Viga	Secção	Armaduras longitudinais						
		Msd (kN.m)	$\mu$	$\omega$	As,cálc. (cm <sup>2</sup> )	As, adop. (cm <sup>2</sup> )	Armadura adop.	
							Superior	Inferior
Viga 1.20	0,27x0,25	-6	0,035	0,035	0,72	2,26	2 $\phi$ 12	-
		2	0,012	0,012	0,24	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 1.21	0,27xvar	0	0,000	0,000	0,00	3,39	3 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 1.22	0,27x0,40	-10	0,019	0,019	0,67	4,02	2 $\phi$ 16	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-150	0,167	0,184	8,52	9,42	3 $\phi$ 20	-
		-70	0,078	0,081	3,76	4,02	2 $\phi$ 16	-
		104	0,116	0,124	5,71	6,03	-	3 $\phi$ 16
57	0,064	0,066	3,04	3,39	-	3 $\phi$ 12		
Viga 1.23	0,27x0,22	-5	0,040	0,041	0,71	2,26	2 $\phi$ 12	-
		3	0,024	0,024	0,42	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 1.24	0,27x0,40	-10	0,019	0,019	0,67	4,52	4 $\phi$ 12	-
		3	0,006	0,006	0,20	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x050	-74	0,083	0,086	3,99	4,52	4 $\phi$ 12	-
		57	0,064	0,066	3,04	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 1.25	0,27x0,40	-10	0,019	0,019	0,67	4,52	4 $\phi$ 12	-
		3	0,006	0,006	0,20	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x050	-78	0,087	0,091	4,21	4,52	4 $\phi$ 12	-
		56	0,062	0,065	2,98	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 1.26	0,27x0,40	-10	0,019	0,019	0,67	4,52	4 $\phi$ 12	-
		3	0,006	0,006	0,20	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x050	-75	0,084	0,087	4,04	4,52	4 $\phi$ 12	-
		55	0,061	0,063	2,93	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 1.27	0,27x0,40	-11	0,017	0,017	0,68	4,02	2 $\phi$ 16	-
		3	0,006	0,006	0,20	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x050	-109	0,122	0,130	6,01	6,03	3 $\phi$ 16	-
		56	0,062	0,065	2,98	4,02	-	3 $\phi$ 16
Viga 1.28	0,27x0,40	-7	0,013	0,013	0,47	2,26	2 $\phi$ 12	-
		4	0,007	0,007	0,27	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x050	-104	0,116	0,124	5,71	6,03	3 $\phi$ 16	-
		89	0,099	0,105	4,84	6,03	-	3 $\phi$ 16

Tabela VIII – Armaduras longitudinais em vigas do piso 2

Viga	Secção	Armaduras longitudinais						
		Msd (kN.m)	$\mu$	$\omega$	As,cálc. (cm <sup>2</sup> )	As, adop. (cm <sup>2</sup> )	Armadura adop.	
							Superior	Inferior
Viga 2.1	0,27x0,50	-73	0,081	0,085	3,93	4,02	2 $\phi$ 16	-
		42	0,047	0,048	2,22	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 2.2	0,20x0,30	-18	0,089	0,093	1,76	2,26	2 $\phi$ 12	-
		2	0,010	0,010	0,19	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 2.3	0,27x0,22	-21	0,169	0,186	3,21	3,39	3 $\phi$ 12	-
		22	0,177	0,196	3,38	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 2.4	0,27x0,22	-12	0,097	0,102	1,75	2,26	2 $\phi$ 12	-
		7	0,056	0,058	1,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 2.5	0,27x0,50	-188	0,210	0,238	11,00	13,45	2 $\phi$ 16 + 3 $\phi$ 20	-
		197	0,220	0,251	11,61	13,45	-	2 $\phi$ 16 + 3 $\phi$ 20
		-74	0,083	0,086	3,99	4,02	2 $\phi$ 16	-
		60	0,067	0,069	3,20	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 2.6	0,27xvar	0	0,000	0,000	0,00	0,00	3 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	0,00	-	3 $\phi$ 12
Viga 2.7	0,27x0,50	-63	0,070	0,073	3,37	3,39	3 $\phi$ 12	-
		42	0,047	0,048	2,22	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 2.8	0,27x0,22	-5	0,040	0,041	0,71	3,39	3 $\phi$ 12	-
		5	0,040	0,041	0,71	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 2.9	0,27x0,50	-175	0,195	0,219	10,13	12,57	4 $\phi$ 20	-
		-98	0,109	0,116	5,36	6,28	2 $\phi$ 20	-
		143	0,159	0,175	8,08	9,42	-	3 $\phi$ 20
Viga 2.10	0,27x0,50	-58	0,065	0,067	3,09	3,39	3 $\phi$ 12	-
		28	0,031	0,032	1,47	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-11	0,012	0,012	0,57	3,39	3 $\phi$ 12	-
		10	0,011	0,011	0,52	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 2.11	0,27x0,50	-100	0,111	0,119	5,48	5,65	5 $\phi$ 12	-
		-54	0,060	0,062	2,87	3,39	3 $\phi$ 12	-
		55	0,061	0,063	2,93	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 2.12	0,27x0,50	-44	0,049	0,050	2,33	3,39	3 $\phi$ 12	-
		49	0,055	0,056	2,60	3,39	-	3 $\phi$ 12
	0,27x0,70	-96	0,051	0,052	3,51	4,52	4 $\phi$ 12	-
		-66	0,035	0,036	2,39	3,39	3 $\phi$ 12	-
		64	0,034	0,035	2,32	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 2.13	0,27x0,50	-37	0,041	0,042	1,95	3,39	3 $\phi$ 12	-
		31	0,035	0,035	1,63	3,39	-	3 $\phi$ 12

Viga	Secção	Armaduras longitudinais						
		Msd (kN.m)	$\mu$	$\omega$	As,cálc. (cm <sup>2</sup> )	As, adop. (cm <sup>2</sup> )	Armadura adop.	
							Superior	Inferior
Viga 2.14	0,40x0,22	-10	0,054	0,056	1,42	2,26	2 $\phi$ 12	-
		13	0,071	0,073	1,87	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 2.15	0,27x0,50	-81	0,090	0,095	4,38	4,52	4 $\phi$ 12	-
		126	0,140	0,152	7,03	8,04	-	4 $\phi$ 16
		99	0,110	0,117	5,42	6,03	-	3 $\phi$ 16
	0,27x0,70	-84	0,045	0,046	3,06	4,52	4 $\phi$ 12	-
		126	0,067	0,069	4,64	5,40	-	3 $\phi$ 12+1 $\phi$ 16
		44	0,023	0,024	1,58	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 2.16	0,27x0,50	-41	0,046	0,047	2,16	3,39	3 $\phi$ 12	-
		54	0,060	0,062	2,87	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 2.17	0,27x0,18	-5	0,070	0,072	0,95	4,52	4 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-78	0,087	0,091	4,21	4,56	4 $\phi$ 12	-
		88	0,098	0,103	4,78	6,03	-	3 $\phi$ 16
		48	0,054	0,055	2,54	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 2.18	0,27x0,18	-4	0,056	0,058	0,75	4,02	2 $\phi$ 16	-
		-3	0,042	0,043	0,56	6,03	3 $\phi$ 16	-
		2	0,028	0,028	0,37	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-91	0,103	0,108	5,01	6,03	3 $\phi$ 16	-
		-61	0,068	0,070	3,26	4,02	2 $\phi$ 16	-
		52	0,058	0,060	2,76	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 2.19	0,20x0,30	-11	0,054	0,056	1,06	2,26	2 $\phi$ 12	-
		-19	0,094	0,099	1,87	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 2.20	0,27xvar	0	0,000	0,000	0,00	3,39	3 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 2.21	0,27x0,18	-4	0,056	0,058	0,75	6,03	2 $\phi$ 16	-
		-4	0,056	0,058	0,75	4,02	3 $\phi$ 16	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-163	0,182	0,202	9,35	9,42	3 $\phi$ 20	-
		-97	0,108	0,115	5,30	6,03	3 $\phi$ 16	-
		-60	0,067	0,069	3,20	4,02	2 $\phi$ 16	-
		127	0,142	0,153	7,09	7,41	-	3 $\phi$ 12+2 $\phi$ 16
52	0,058	0,060	2,76	3,39	-	3 $\phi$ 12		
Viga 2.22	0,27x0,22	-6	0,048	0,050	0,85	3,39	3 $\phi$ 12	-
		2	0,016	0,016	0,28	3,39	-	3 $\phi$ 12

Viga	Secção	Armaduras longitudinais						
		Msd (kN.m)	$\mu$	$\omega$	As,cálc. (cm <sup>2</sup> )	As, adop. (cm <sup>2</sup> )	Armadura adop.	
							Superior	Inferior
Viga 2.23	0,27x0,18	-4	0,056	0,058	0,75	4,52	4 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-76	0,085	0,089	4,10	4,52	4 $\phi$ 12	-
		53	0,059	0,061	2,82	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 2.24	0,27x0,18	-4	0,056	0,058	0,75	2,26	2 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-70	0,078	0,081	3,76	4,52	4 $\phi$ 12	-
		-39	0,043	0,044	2,06	2,26	2 $\phi$ 12	-
		53	0,059	0,061	2,82	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 2.25	0,27x0,18	-4	0,056	0,058	0,75	2,26	2 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-70	0,078	0,081	3,76	4,52	4 $\phi$ 12	-
		-39	0,043	0,044	2,06	2,26	2 $\phi$ 12	-
		53	0,059	0,061	2,82	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 2.26	0,27x0,18	-4	0,056	0,058	0,75	4,02	2 $\phi$ 16	-
		2	0,028	0,028	0,37	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-140	0,156	0,171	7,89	8,04	4 $\phi$ 16	-
		-73	0,081	0,085	3,93	4,02	2 $\phi$ 16	-
		95	0,106	0,112	5,19	5,65	-	5 $\phi$ 12
		80	0,089	0,094	4,33	4,52	-	4 $\phi$ 12
Viga 2.27	0,27x0,50	-152	0,169	0,187	8,64	9,42	3 $\phi$ 20	-
		130	0,145	0,157	7,27	9,42	-	3 $\phi$ 20

Tabela IX – Armaduras longitudinais em vigas do piso 3

Viga	Secção	Armaduras longitudinais						
		Msd (kN.m)	$\mu$	$\omega$	As,cálc. (cm <sup>2</sup> )	As, adop. (cm <sup>2</sup> )	Armadura adop.	
							Superior	Inferior
Viga 3.1	0,27x0,50	-62	0,069	0,072	3,31	3,39	3 $\phi$ 12	-
		48	0,054	0,055	2,54	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 3.2	0,20x0,30	15	0,074	0,077	1,46	2,26	2 $\phi$ 12	-
		1	0,005	0,005	0,09	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 3.3	0,27x0,22	-19	0,153	0,167	2,87	3,39	3 $\phi$ 12	-
		16	0,129	0,138	2,38	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 3.4	0,27x0,22	-11	0,089	0,093	1,60	2,26	2 $\phi$ 12	-
		4	0,032	0,033	0,56	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 3.5	0,27x0,50	-167	0,186	0,208	9,61	10,30	2 $\phi$ 16+2 $\phi$ 20	-
		-72	0,080	0,084	3,87	4,02	2 $\phi$ 16	-
		141	0,157	0,172	7,95	9,68	-	3 $\phi$ 12+2 $\phi$ 20
		57	0,064	0,066	3,04	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 3.6	0,27xvar	0	0,000	0,000	0,00	0,00	3 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	0,00	-	3 $\phi$ 12
Viga 3.7	0,27x0,50	-62	0,069	0,072	3,31	3,39	3 $\phi$ 12	-
		47	0,052	0,054	2,49	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 3.8	0,27x0,22	-9	0,072	0,075	1,30	3,39	3 $\phi$ 12	-
		7	0,056	0,058	1,00	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 3.9	0,27x0,50	-161	0,180	0,199	9,22	9,42	3 $\phi$ 20	-
		114	0,127	0,136	6,31	9,42	-	3 $\phi$ 20
Viga 3.10	0,27x0,50	-39	0,043	0,044	2,06	3,39	3 $\phi$ 12	-
		22	0,025	0,025	1,15	3,39	-	3 $\phi$ 12
	0,27x0,22	-17	0,137	0,148	2,54	3,39	3 $\phi$ 12	-
		21	0,169	0,186	3,21	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 3.11	0,27x0,50	-101	0,113	0,120	5,54	6,03	3 $\phi$ 16	-
		-57	0,064	0,066	3,04	4,02	2 $\phi$ 16	-
		54	0,060	0,062	2,87	3,39	-	3 $\phi$ 12
		41	0,046	0,047	2,16	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 3.12	0,27x0,50	-92	0,103	0,108	5,01	6,03	3 $\phi$ 16	-
		45	0,050	0,051	2,38	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 3.13	0,27x0,50	-45	0,050	0,051	2,38	3,39	3 $\phi$ 12	-
		50	0,056	0,057	2,65	3,39	-	3 $\phi$ 12
	0,27x0,70	-88	0,047	0,048	3,21	3,39	3 $\phi$ 12	-
		63	0,033	0,034	2,28	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 3.14	0,27x0,50	-28	0,031	0,032	1,47	2,26	2 $\phi$ 12	-
		32	0,036	0,036	1,68	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 3.15	0,40x0,22	-11	0,060	0,062	1,57	2,26	2 $\phi$ 12	-
		13	0,071	0,073	1,87	2,26	-	2 $\phi$ 12

Viga	Secção	Armaduras longitudinais						
		Msd (kN.m)	$\mu$	$\omega$	As,cálc. (cm <sup>2</sup> )	As, adop. (cm <sup>2</sup> )	Armadura adop.	
							Superior	Inferior
Viga 3.16	0,27x0,18	-4	0,056	0,058	0,75	4,52	4 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-77	0,086	0,090	4,16	4,52	4 $\phi$ 12	-
		97	0,108	0,115	5,30	6,03	-	3 $\phi$ 16
		-50	0,056	0,057	2,65	3,39	3 $\phi$ 12	-
	0,27x0,70	53	0,059	0,061	2,82	3,39	-	3 $\phi$ 12
-68		0,036	0,037	2,47	3,39	3 $\phi$ 12	-	
		45	0,024	0,024	1,62	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 3.17	0,27x0,50	-18	0,020	0,020	0,94	2,26	2 $\phi$ 12	-
		39	0,043	0,044	2,06	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 3.18	0,27x0,18	-4	0,056	0,058	0,75	4,52	4 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-77	0,086	0,090	4,16	4,52	4 $\phi$ 12	-
		89	0,099	0,105	4,84	6,03	-	3 $\phi$ 16
		62	0,069	0,072	3,31	4,02	-	2 $\phi$ 16
Viga 3.19	0,27x0,18	-4	0,056	0,058	0,75	6,03	3 $\phi$ 16	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-88	0,098	0,103	4,78	6,03	3 $\phi$ 16	-
		-59	0,066	0,068	3,15	3,39	3 $\phi$ 12	-
		54	0,060	0,062	2,87	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 3.20	0,20x0,30	-10	0	0,051	0,96	2,26	2 $\phi$ 12	-
		14	0	0,072	1,36	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga 3.21	0,27xvar	0	0,000	0,000	0,00	3,39	3 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 3.22	0,27x0,18	-4	0,056	0,058	0,75	6,03	3 $\phi$ 16	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-121	0,135	0,145	6,73	9,42	3 $\phi$ 20	-
		-94	0,105	0,111	5,13	6,03	3 $\phi$ 16	-
		69	0,077	0,080	3,70	6,03	-	3 $\phi$ 16
Viga 3.23	0,27x0,22	-18	0,145	0,157	2,71	3,39	3 $\phi$ 12	-
		8	0,064	0,067	1,15	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 3.24	0,27x0,18	-4	0,056	0,058	0,75	4,02	2 $\phi$ 16	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-72	0,080	0,084	3,87	4,02	2 $\phi$ 16	-
		56	0,062	0,065	2,98	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 3.25	0,27x0,18	-4	0,056	0,058	0,75	2,26	2 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-71	0,079	0,083	3,82	4,52	4 $\phi$ 12	-
		-41	0,046	0,047	2,16	2,26	2 $\phi$ 12	-
		56	0,062	0,065	2,98	3,39	-	3 $\phi$ 12

Viga	Secção	Armaduras longitudinais						
		Msd (kN.m)	$\mu$	$\omega$	As,cálc. (cm <sup>2</sup> )	As, adop. (cm <sup>2</sup> )	Armadura adop.	
							Superior	Inferior
Viga 3.26	0,27x0,18	-4	0,056	0,058	0,75	2,26	2 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-71	0,079	0,083	3,82	4,52	4 $\phi$ 12	-
		-41	0,046	0,047	2,16	2,26	2 $\phi$ 12	-
		56	0,062	0,065	2,98	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga 3.27	0,27x0,18	-4	0,056	0,058	0,75	4,02	2 $\phi$ 16	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-115	0,128	0,138	6,37	8,04	4 $\phi$ 16	-
		-71	0,079	0,083	3,82	4,02	2 $\phi$ 16	-
		59	0,066	0,068	3,15	4,52	-	4 $\phi$ 12
Viga 3.28	0,27x0,18	-4	0,056	0,058	0,75	6,03	3 $\phi$ 16	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-116	0,129	0,139	6,43	8,04	4 $\phi$ 16	-
		-78	0,087	0,091	4,21	6,03	3 $\phi$ 16	-
		77	0,086	0,090	4,16	6,03	-	3 $\phi$ 16

Tabela X – Armaduras longitudinais em vigas da cobertura

Viga	Secção	Armaduras longitudinais						
		Msd (kN.m)	$\mu$	$\omega$	As,cálc. (cm <sup>2</sup> )	As, adop. (cm <sup>2</sup> )	Armadura adop.	
							Superior	Inferior
Viga C.1	0,27x0,50	-61	0,068	0,070	3,26	3,39	3 $\phi$ 12	-
		53	0,059	0,061	2,82	3,39	-	3 $\phi$ 12
	0,27x0,85	-175	0,061	0,063	5,22	6,03	3 $\phi$ 16	-
		-144	0,050	0,052	4,27	5,40	3 $\phi$ 12+1 $\phi$ 16	-
Viga C.2	0,27x0,50	48	0,017	0,017	1,40	3,39	-	3 $\phi$ 12
		-60	0,067	0,069	3,20	3,39	3 $\phi$ 12	-
Viga C.3	0,20x0,70	36	0,040	0,041	1,89	2,26	-	2 $\phi$ 12
		-88	0,063	0,065	3,24	3,39	3 $\phi$ 12	-
	0,27x0,50	53	0,038	0,039	1,92	3,39	-	3 $\phi$ 12
		-144	0,161	0,176	8,14	9,68	3 $\phi$ 12+2 $\phi$ 20	-
		-51	0,057	0,059	2,71	3,39	3 $\phi$ 12	-
		88	0,098	0,103	4,78	6,28	-	2 $\phi$ 12+2 $\phi$ 16
Viga C.4	0,27xvar	34	0,038	0,039	1,79	2,26	-	2 $\phi$ 12
		0	0,000	0,000	0,00	0,00	3 $\phi$ 12	-
Viga C.5	0,27x0,50	0	0,000	0,000	0,00	0,00	-	3 $\phi$ 12
		-46	0,051	0,053	2,44	3,39	3 $\phi$ 12	-
Viga C.6	0,27x0,50	31	0,035	0,035	1,63	2,26	-	2 $\phi$ 12
		-70	0,078	0,081	3,76	4,02	2 $\phi$ 16	-
Viga C.7	0,27x0,50	38	0,042	0,043	2,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
		-76	0,085	0,089	4,10	4,52	4 $\phi$ 12	-
	0,27x0,85	38	0,042	0,043	2,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
		154	0,054	0,055	4,57	6,03	3 $\phi$ 16	-
Viga C.8	0,27x0,90	129	0,045	0,046	3,81	4,52	4 $\phi$ 12	-
		36	0,013	0,013	1,05	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga C.9	0,27x0,15	146	0,045	0,046	4,06	4,52	4 $\phi$ 12	-
		93	0,029	0,029	2,56	3,39	-	3 $\phi$ 12
	0,27x0,90	-6	0,144	0,157	1,56	2,26	2 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga C.10	0,27x0,15	-140	0,043	0,044	3,89	4,52	4 $\phi$ 12	-
		228	0,071	0,073	6,43	8,04	-	4 $\phi$ 16
	0,27x0,50	68	0,021	0,021	1,87	3,39	-	3 $\phi$ 12
		-6	0,144	0,157	1,56	2,26	2 $\phi$ 12	-
Viga C.11	0,27x0,15	0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
		42	0,047	0,048	2,22	3,39	3 $\phi$ 12	-
	0,27x0,50	67	0,075	0,078	3,59	4,02	-	2 $\phi$ 16
		-6	0,144	0,157	1,56	2,26	2 $\phi$ 12	-
Viga C.11	0,27x0,15	0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
		-73	0,081	0,085	3,93	4,52	4 $\phi$ 12	-
	0,27x0,50	44	0,049	0,050	2,33	3,39	-	3 $\phi$ 12

Viga	Secção	Armaduras longitudinais						
		Msd (kN.m)	$\mu$	$\omega$	As,cálc. (cm <sup>2</sup> )	As, adop. (cm <sup>2</sup> )	Armadura adop.	
							Superior	Inferior
Viga C.12	0,27xvar	0	0,000	0,000	0,00	0,00	3 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	0,00	-	3 $\phi$ 12
Viga C.13	0,27x0,15	-6	0,144	0,157	1,56	2,26	2 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-97	0,108	0,115	5,30	6,03	3 $\phi$ 16	-
		-61	0,068	0,070	3,26	4,02	2 $\phi$ 16	-
		55	0,061	0,063	2,93	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga C.14	0,27x0,15	-6	0,144	0,157	1,56	2,26	2 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	61	0,068	0,070	3,26	4,52	4 $\phi$ 12	-
		39	0,043	0,044	2,06	2,26	2 $\phi$ 12	-
		45	0,050	0,051	2,38	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga C.15	0,27x0,15	-6	0,144	0,157	1,56	2,26	2 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-53	0,059	0,061	2,82	3,39	3 $\phi$ 12	-
		-32	0,036	0,036	1,68	2,26	2 $\phi$ 12	-
		43	0,048	0,049	2,27	3,39	-	3 $\phi$ 12
Viga C.16	0,27x0,15	-6	0,144	0,157	1,56	2,26	2 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	50	0,056	0,057	2,65	3,39	3 $\phi$ 12	-
		30	0,033	0,034	1,57	2,26	2 $\phi$ 12	-
		42	0,047	0,048	2,22	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga C.17	0,27x0,15	-6	0,144	0,157	1,56	2,26	2 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	-68	0,076	0,079	3,65	4,02	2 $\phi$ 16	-
		-41	0,046	0,047	2,16	2,26	2 $\phi$ 12	-
		38	0,042	0,043	2,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
Viga C.18	0,27x0,15	-6	0,144	0,157	1,56	2,26	2 $\phi$ 12	-
		0	0,000	0,000	0,00	2,26	-	2 $\phi$ 12
	0,27x0,50	66	0,074	0,077	3,54	4,02	2 $\phi$ 16	-
		36	0,040	0,041	1,89	2,26	-	2 $\phi$ 12

### 5.3.2. Armadura transversal:

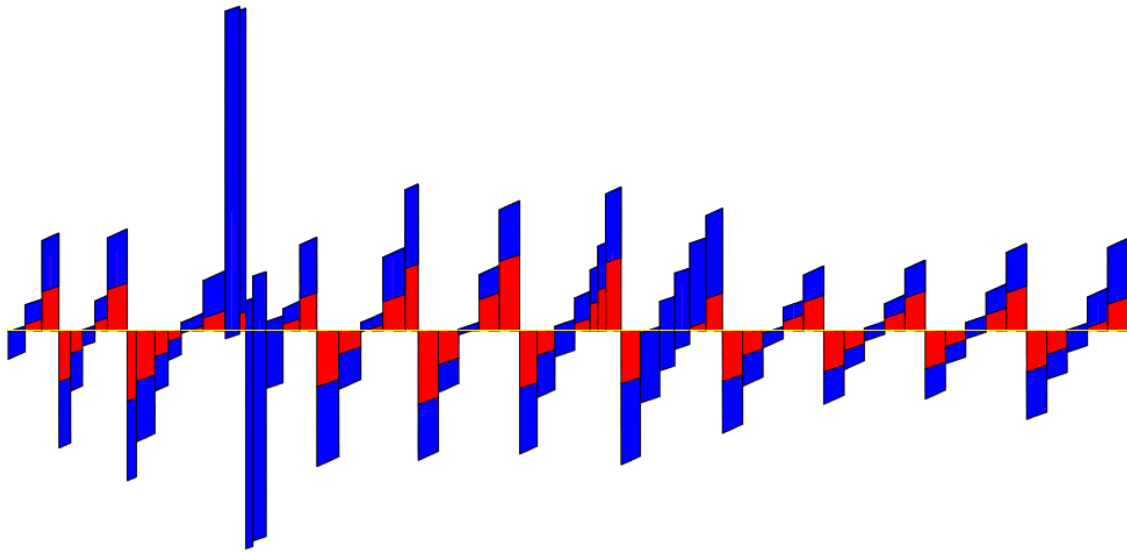


fig. 22 - Diagrama de esforço transversal para a combinação Envolvente [kN]

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

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \times \sqrt{25}}{2 \times 500} \times 10000 = 4$$

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

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 4 \times 0,27 = 1,08 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

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

$$V_{Rd,max} = 0,6 \times \frac{(1 - 0,54) \times 16,7 \times 0,27 \times 0,9 \times 0,446}{0,58 + 1,73} \times 1000 = 423,21 \text{ [kN]}$$

$$S_{l,max} = \min(0,75 \times d; 0,3)$$

$$S_{l,max} = \min(0,75 \times 0,446; 0,3) = 0,3 \text{ [cm]}$$

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

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{101}{435 \times 0,9 \times 0,446 \times 1,72 \times 2} \times 10 = 1,67 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Optou-se por uma armadura transversal correspondente a 2,51 cm<sup>2</sup>/m, ou seja, varões de 8 mm espaçados a 20 cm.

Tabela XI – Armaduras transversais em vigas

Viga	Secção	Vsd (kN)	Vrd,máx (kN)	Asw,cálc (cm <sup>2</sup> /m)	Asw,adop.(cm <sup>2</sup> /m)	Estribos
Viga 1.1	0,27x0,22	13	157,52	0,58	1,88	φ6//15.0
Viga 1.2	0,27x0,22	19	157,52	0,84	1,88	φ6//15.0
Viga 1.3	0,27x0,50	97	423,21	1,60	1,88	φ6//15.0
Viga 1.4	0,27x0,22	13	157,52	0,58	2,83	φ6//10.0
Viga 1.5	0,27x0,50	117	423,21	1,93	2,51	φ8//20.0
Viga 1.6	0,27x0,50	147	423,21	2,43	2,51	φ8//20.0
Viga 1.7	0,27x0,50	62	423,21	1,03	1,41	φ6//20.0
Viga 1.8	0,27x0,22	23	157,52	1,02	2,83	φ6//10.0
Viga 1.9	0,27x0,25	32	185,98	1,20	1,88	φ6//15.0
Viga 1.10	0,27x0,70	92	612,98	1,05	1,41	φ6//20.0
	0,27x0,75	90	660,43	0,95	1,41	φ6//20.0
Viga 1.11	0,27x0,25	6	185,98	0,23	1,88	φ6//15.0
Viga 1.12	0,27x0,70	75	612,98	0,86	1,41	φ6//20.0
Viga 1.13	0,27x0,70	88	612,98	1,00	1,41	φ6//20.0
Viga 1.14	0,27x0,50	104	423,21	1,72	2,51	φ8//20.0
Viga 1.15	0,27x0,70	156	612,98	1,78	2,51	φ8//20.0

Viga	Secção	Vsd (kN)	Vrd,máx (kN)	Asw,cálc (cm <sup>2</sup> /m)	Asw,adop.(cm <sup>2</sup> /m)	Estribos
Viga 1.16	0,27x0,40	8	328,32	0,17	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	103	423,21	1,70	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,70	218	612,98	2,49	2,51	φ8//20.0
Viga 1.17	0,27x0,22	24	157,52	1,07	1,41	φ6//20.0
Viga 1.18	0,27x0,40	4	328,32	0,09	2,51	φ8//20.0
	0,27x0,50	122	423,21	2,02	2,51	φ8//20.0
Viga 1.19	0,27x0,40	7	328,32	0,15	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	91	423,21	1,50	1,88	φ6//15.0
Viga 1.20	0,27x0,25	5	185,98	0,19	1,88	φ6//15.0
Viga 1.21	0,27xvar	0	157,52	0,00	1,88	φ6//15.0
Viga 1.22	0,27x0,40	15	328,32	0,32	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	99	423,21	1,64	1,88	φ6//15.0
Viga 1.23	0,27x0,22	17	157,52	0,76	2,83	φ6//10.0
Viga 1.24	0,27x0,40	15	328,32	0,32	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	94	423,21	1,55	1,88	φ6//15.0
Viga 1.25	0,27x0,40	15	328,32	0,32	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	98	423,21	1,62	1,88	φ6//15.0
Viga 1.26	0,27x0,40	14	328,32	0,30	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	95	423,21	1,57	1,88	φ6//15.0
Viga 1.27	0,27x0,40	15	328,32	0,32	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	101	423,21	1,67	1,88	φ6//15.0
Viga 1.28	0,27x0,40	14	328,32	0,30	1,41	φ6//20.0
	0,27x0,50	72	423,21	1,19	1,41	φ6//20.0
Viga 2.1	0,27x0,50	65	423,21	1,07	1,41	φ6//20.0
Viga 2.2	0,20x0,30	13	153,93	0,66	1,88	φ6//15.0
Viga 2.3	0,27x0,22	27	157,52	1,20	2,83	φ6//10.0
Viga 2.4	0,27x0,22	17	157,52	0,76	2,83	φ6//10.0
Viga 2.5	0,27x0,50	151	423,21	2,50	3,35	φ8//15.0
Viga 2.6	0,27xvar	0	157,52	0,00	1,88	φ6//15.0
Viga 2.7	0,27x0,50	60	423,21	0,99	1,41	φ6//20.0
Viga 2.8	0,27x0,22	8	157,52	0,36	2,83	φ6//10.0
Viga 2.9	0,27x0,50	137	423,21	2,26	2,83	φ6//10.0
Viga 2.10	0,27x0,22	26	157,52	1,15	1,41	φ6//20.0
	0,27x0,50	38	423,21	0,63	1,41	φ6//20.0
Viga 2.11	0,27x0,50	61	423,21	1,01	1,41	φ6//20.0
Viga 2.12	0,27x0,50	47	423,21	0,78	1,41	φ6//20.0
	0,27x0,70	55	612,98	0,63	1,41	φ6//20.0

Viga	Secção	Vsd (kN)	Vrd,máx (kN)	Asw,cálc (cm <sup>2</sup> /m)	Asw,adop.(cm <sup>2</sup> /m)	Estribos
Viga 2.13	0,27x0,50	43	423,21	0,71	1,41	φ6//20.0
Viga 2.14	0,40x0,22	14	233,36	0,62	1,88	φ6//15.0
Viga 2.15	0,27x0,50	105	423,21	1,74	2,51	φ8//20.0
	0,27x0,50	287	423,21	4,74	5,03	φ8//10.0
	0,27x0,70	49	612,98	0,56	2,51	φ8//20.0
	0,27x0,70	321	612,98	3,66	5,03	φ8//10.0
Viga 2.16	0,27x0,50	84	423,21	1,39	2,51	φ8//20.0
Viga 2.17	0,27x0,18	7	119,56	0,41	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	104	423,21	1,72	1,88	φ6//15.0
Viga 2.18	0,27x0,18	7	119,56	0,41	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	86	423,21	1,42	1,88	φ6//15.0
Viga 2.19	0,20x0,30	13	172,91	0,39	1,88	φ6//15.0
Viga 2.20	0,27xvar	0	157,52	0,00	1,88	φ6//15.0
Viga 2.21	0,27x0,18	6	119,56	0,35	3,35	φ8//15.0
	0,27x0,50	144	423,21	2,38	2,51	φ8//20.0
Viga 2.22	0,27x0,22	19	157,52	0,84	1,88	φ6//15.0
Viga 2.23	0,27x0,18	6	119,56	0,35	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	85	423,21	1,41	1,41	φ6//20.0
Viga 2.24	0,27x0,18	6	119,56	0,35	1,41	φ6//20.0
	0,27x0,50	83	423,21	1,37	1,41	φ6//20.0
Viga 2.25	0,27x0,18	6	119,56	0,35	1,41	φ6//20.0
	0,27x0,50	82	423,21	1,36	1,41	φ6//20.0
Viga 2.26	0,27x0,18	6	119,56	0,35	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	95	423,21	1,57	1,88	φ6//15.0
Viga 2.27	0,27x0,50	98	423,21	1,62	1,88	φ6//15.0
Viga 3.1	0,27x0,50	69	423,21	1,14	1,41	φ6//20.0
Viga 3.2	0,20x0,30	11	172,91	0,33	1,88	φ6//15.0
Viga 3.3	0,27x0,22	25	157,52	1,11	2,83	φ6//10.0
Viga 3.4	0,27x0,22	16	157,52	0,71	2,83	φ6//10.0
Viga 3.5	0,27x0,50	120	423,21	1,98	3,35	φ8//15.0
Viga 3.6	0,27xvar	0	157,52	0,00	1,88	φ6//15.0
Viga 3.7	0,27x0,50	75	423,21	1,24	1,41	φ6//20.0
Viga 3.8	0,27x0,22	7	157,52	0,31	2,83	φ6//10.0
Viga 3.9	0,27x0,50	82	423,21	1,36	2,51	φ8//20.0
Viga 3.10	0,27x0,22	34	157,52	1,51	2,83	φ6//10.0
	0,27x0,50	32	423,21	0,53	1,41	φ6//20.0

Viga	Secção	Vsd (kN)	Vrd,máx (kN)	Asw,cálc (cm <sup>2</sup> /m)	Asw,adop.(cm <sup>2</sup> /m)	Estribos
Viga 3.11	0,27x0,50	60	423,21	0,99	1,41	φ6//20.0
Viga 3.12	0,27x0,50	34	423,21	0,56	1,41	φ6//20.0
Viga 3.13	0,27x0,50	41	423,21	0,68	1,41	φ6//20.0
	0,27x0,70	45	612,98	0,51	1,41	φ6//20.0
Viga 3.14	0,27x0,50	66	423,21	1,09	1,41	φ6//20.0
Viga 3.15	0,40x0,22	14	233,36	0,62	1,88	φ6//15.0
Viga 3.16	0,27x0,18	6	119,56	0,35	2,83	φ6//10.0
	0,27x0,50	148	423,21	2,45	2,51	φ8//20.0
	0,27x0,70	169	612,98	1,93	2,51	φ8//20.0
Viga 3.17	0,27x0,50	40	423,21	0,66	1,41	φ6//20.0
Viga 3.18	0,27x0,18	6	119,56	0,35	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	137	423,21	2,26	2,51	φ8//20.0
Viga 3.19	0,27x0,18	6	119,56	0,35	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	87	423,21	1,44	1,88	φ6//15.0
Viga 3.20	0,20x0,30	10	172,91	0,30	1,88	φ6//15.0
Viga 3.21	0,27xvar	0	157,52	0,00	1,88	φ6//15.0
Viga 3.22	0,27x0,18	6	119,56	0,35	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	98	423,21	1,62	2,51	φ8//20.0
Viga 3.23	0,27x0,22	18	157,52	0,80	1,88	φ6//15.0
Viga 3.24	0,27x0,18	6	119,56	0,35	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	85	423,21	1,41	1,88	φ6//15.0
Viga 3.25	0,27x0,18	6	119,56	0,35	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	84	423,21	1,39	1,88	φ6//15.0
Viga 3.26	0,27x0,18	6	119,56	0,35	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	80	423,21	1,32	1,88	φ6//15.0
Viga 3.27	0,27x0,18	6	119,56	0,35	1,88	φ6//15.0
	0,27x0,50	93	423,21	1,54	1,88	φ6//15.0
Viga 3.28	0,27x0,18	6	119,56	0,35	1,41	φ6//20.0
	0,27x0,50	66	423,21	1,09	1,41	φ6//20.0
Viga C.1	0,27x0,50	45	423,21	0,74	1,41	φ6//20.0
	0,27x0,85	63	755,32	0,58	1,41	φ6//20.0
Viga C.2	0,27x0,50	58	423,21	0,96	1,41	φ6//20.0
Viga C.3	0,20x0,70	56	454,06	0,64	1,41	φ6//20.0
	0,27x0,50	66	423,21	1,09	2,51	φ8//20.0
Viga C.4	0,27xvar	0	157,52	0,00	1,88	φ6//15.0

Viga	Secção	Vsd (kN)	Vrd,máx (kN)	Asw,cálc (cm <sup>2</sup> /m)	Asw,adop.(cm <sup>2</sup> /m)	Estribos
Viga C.5	0,27x0,50	45	423,21	0,74	1,41	φ6//20.0
Viga C.6	0,27x0,50	54	423,21	0,89	1,41	φ6//20.0
Viga C.7	0,27x0,50	46	423,21	0,76	1,41	φ6//20.0
	0,27x0,85	63	755,32	0,58	1,41	φ6//20.0
Viga C.8	0,27x0,90	107	802,76	0,93	1,41	φ6//20.0
Viga C.9	0,27x0,15	6	91,09	0,46	2,83	φ6//10.0
	0,27x0,90	118	802,76	1,03	1,41	φ6//20.0
Viga C.10	0,27x0,15	6	91,09	0,46	2,83	φ6//10.0
	0,27x0,50	68	423,21	1,12	1,41	φ6//20.0
Viga C.11	0,27x0,15	6	91,09	0,46	2,83	φ6//10.0
	0,27x0,50	58	423,21	0,96	1,41	φ6//20.0
Viga C.12	0,27xvar	0	157,52	0,00	1,88	φ6//15.0
Viga C.13	0,27x0,15	6	91,09	0,46	2,83	φ6//10.0
	0,27x0,50	54	423,21	0,89	1,41	φ6//20.0
Viga C.14	0,27x0,15	6	91,09	0,46	2,83	φ6//10.0
	0,27x0,50	51	423,21	0,84	1,41	φ6//20.0
Viga C.15	0,27x0,15	6	91,09	0,46	2,83	φ6//10.0
	0,27x0,50	49	423,21	0,81	1,41	φ6//20.0
Viga C.16	0,27x0,15	6	91,09	0,46	2,83	φ6//10.0
	0,27x0,50	48	423,21	0,79	1,41	φ6//20.0
Viga C.17	0,27x0,15	6	91,09	0,46	2,83	φ6//10.0
	0,27x0,50	47	423,21	0,78	1,41	φ6//20.0
Viga C.18	0,27x0,15	6	91,09	0,46	2,83	φ6//10.0
	0,27x0,50	46	423,21	0,76	1,41	φ6//20.0

### 5.3.3. Estado limite de fendilhação

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

$$\sigma_s = \frac{88}{0,9 \times 0,446 \times 6,03} = 36,36 \text{ MPa}$$

Verifica-se que na secção de momento flector 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.

### 5.3.3.1. Armadura mínima de fendilhação

A armadura mínima para controlo da aberturas de fendas:

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

$k_c = 0,4$  – flexão simples;

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

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

$$A_{s,min} = \frac{0,4 \times 1,00 \times 2,6 \times (0,27 \times 0,50/2)}{500} \times 10000 = 1,40 \text{ cm}^2$$

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 directo, limitando-as a 0,3 mm.

## 6. Dimensionamento dos Pilares

As armaduras adoptadas foram retiradas directamente dos resultados do SAP200

O dimensionamento das armaduras de flexão e corte efectuada pelo SAP200 foi elaborado de acordo com o preconizado no Eurocódigo 2.

Na fig. 21 apresenta-se um exemplo da representação gráfica das armaduras longitudinais totais dos pilares.

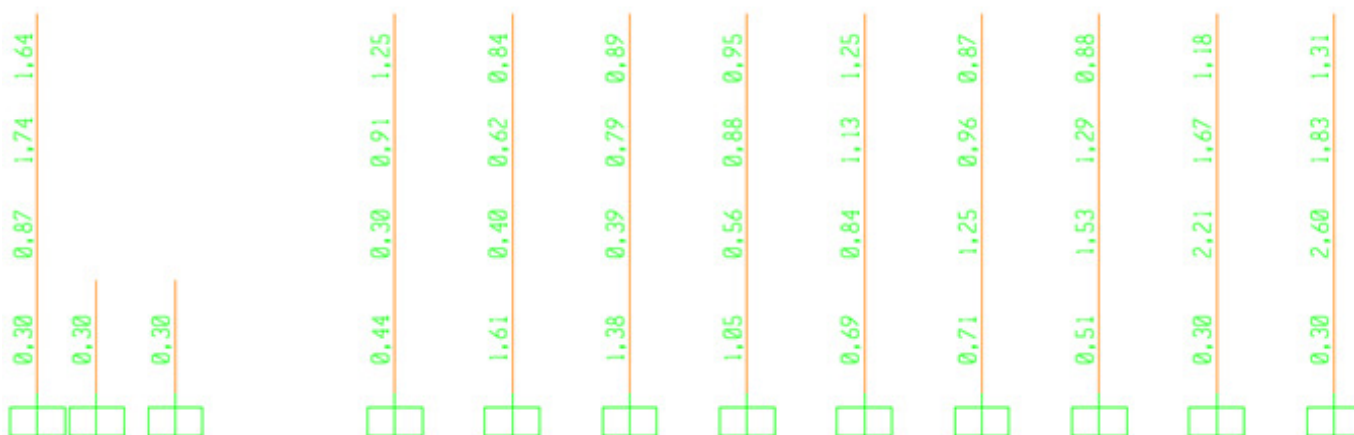


fig. 23 - Armaduras longitudinais totais para os pilares 37 ao 48 pertencentes ao plano XZ, para Y = 10,6 m (cm<sup>2</sup>).

Tabela XII - Armaduras adoptadas em pilares

Pilar(es)	Dimensão [m]	Armadura longitudinal	Estribos
P21;P22;P28;P38;P39;P50;P51;P52;P63;P64;P65;P66	0,27x0,27	4 $\phi$ 16	$\phi$ 6//20.0
P1;P2;P15;P16;P29;P30;P33;P43	0,27x0,27	4 $\phi$ 16	$\phi$ 8//20.0
P3;P8;P13;P14;P25;P26;P27;P31;P32;P34;P40;P41;P42;P44;P45;P46;P53;P62	0,27x0,27	4 $\phi$ 20	$\phi$ 8//20.0
P4;P5;P12;P23;P24;P37;P49;P54;P59;P67;P68;P69;P70;P71;P72;P73	0,27x0,27	4 $\phi$ 20 + 4 $\phi$ 16	$\phi$ 8//20.0
P6;P7	0,27x0,47	4 $\phi$ 20 + 4 $\phi$ 16	$\phi$ 8//20.0
P9;P10;P11;P17;P18	0,27x0,27	4 $\phi$ 20	$\phi$ 8//20.0
P19	0,27x0,47	4 $\phi$ 20 + 4 $\phi$ 16	$\phi$ 8//20.0
P20;P35;P60	0,27x0,47	8 $\phi$ 20	$\phi$ 8//20.0
P36;P47;P61;P48	0,27x0,47	6 $\phi$ 25 + 2 $\phi$ 16	$\phi$ 8//20.0
P55;P56;P57;P58	0,27x0,27	8 $\phi$ 20	$\phi$ 8//20.0
P74;P75	0,47x0,27	4 $\phi$ 25 + 4 $\phi$ 16	$\phi$ 8//20.0
P76;P77	0,47x0,27	4 $\phi$ 20 + 4 $\phi$ 16	$\phi$ 8//20.0

## 7. Dimensionamento das Paredes e Muros

### 7.1. Parede resistente (núcleos)

#### Geometria da secção (Elevador 1)

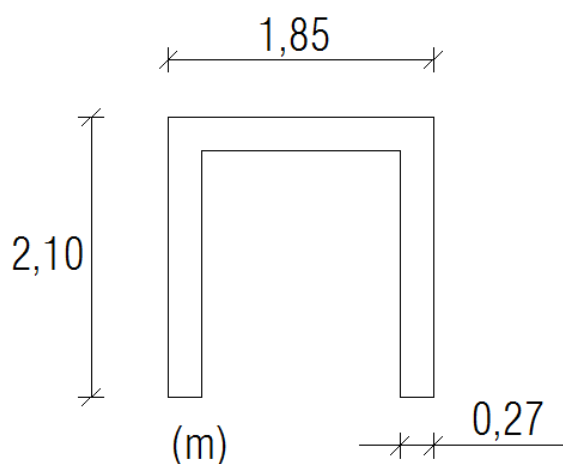


fig. 24 – Secção do Elevador 1

#### 7.1.1. Modelo de cálculo

O dimensionamento da parede resistente foi efectuado recorrendo à consideração de pilares fictícios nas extremidades e cantos, com dimensões de 0,27 x 0,54 m, armados de acordo com os valores dos esforços relativos às combinações mais gravosas. Os núcleos foram modelados no programa de cálculo com o recurso a elementos finitos de barra (frame) e foram definidos com tantas barras quanto o número de paredes que possuem, sendo que cada barra passa pelo centro geométrico da secção da correspondente parede.

A ligação dos núcleos às lajes foi feita através de barras rígidas (elementos sem massa e dotados de uma grande inércia).

Para o dimensionamento das armaduras do núcleo consideraram-se os seguintes pilares fictícios (inseridos dentro da parede do núcleo):

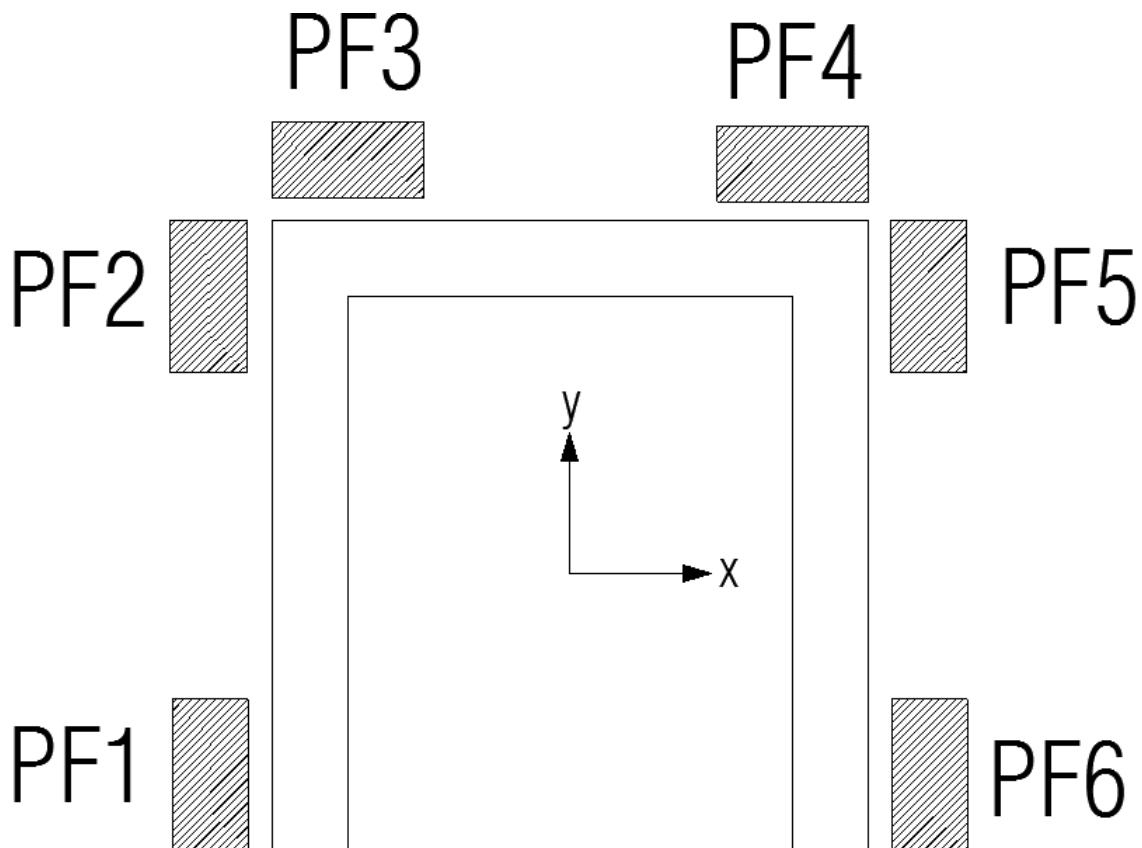


fig. 25 – Pilares fictícios do núcleo de elevador

Como se trata de uma parede em “U” que está sujeita a esforços de flexão positivos e negativos os pilares fictícios traccionados e a zona de betão comprimida será diferente.

No exemplo de cálculo que se segue, considerou-se a parede orientada segundo  $yy$ , com 2,10 m de comprimento e 0,27 m de espessura, armando-se assim os pilares fictícios 1 e 2, assim como a zona central compreendida entre ambos (alma da parede).

## 7.1.2. Estados limites últimos de resistência à flexão composta

### 7.1.2.1. Armadura longitudinal principal

O cálculo das armaduras longitudinais baseou-se na igualdade do Binário – Momento, ou seja, no par de forças (F) necessário para equilibrar os momentos (M):

$$F = \frac{M}{z} \quad , \text{ em que } z \text{ é o braço do binário.}$$

Portanto, tem-se uma força de compressão (Fc) e uma força de tracção (Ft) aplicada nos centros geométricos dos pilares fictícios, devido ao momento  $M_2$  e nas faces dos pilares fictícios provocadas pelo momento  $M_3$ .

Estas forças foram calculadas para todas as combinações, no entanto, aqui apenas se demonstra o caso mais grave, que levou ao dimensionamento da peça.

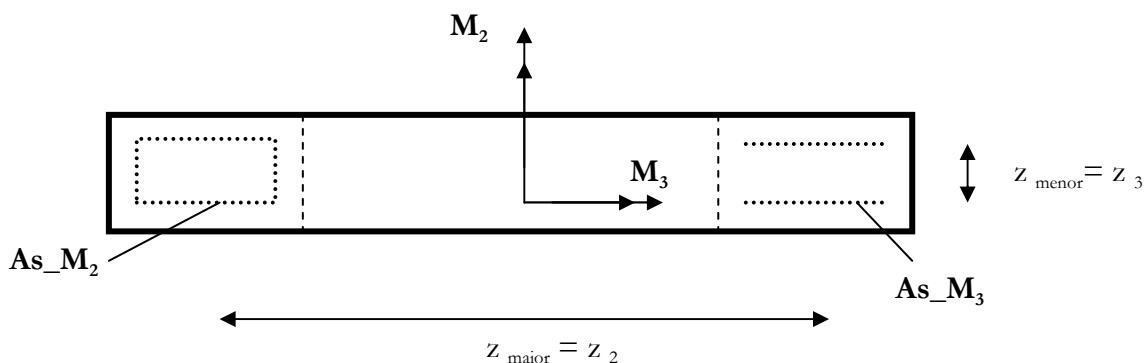


fig. 26 - Momentos, armaduras e braços da parede resistente

A força de tracção é totalmente absorvida pela armadura de aço, já que se admite que o betão não resiste à tracção, em termos de verificação da segurança em relação aos estados limites últimos de resistência de esforço normal e de flexão (art.º 52 - REBAP).

$$Z_{\text{maior}} = 2,10 - 2 \times 0,27 = 1,560 \text{ m}$$

$$Z_{\text{menor}} = 0,27 - 2 \times 0,045 = 0,180 \text{ m}$$

As forças de tracção e de compressão devidas ao  $M_2$ , para cada combinação, são dadas por:

$$F_t = \frac{|M_2|}{z_{\text{maior}}} + \frac{N}{2} ; F_c = -\frac{|M_2|}{z_{\text{maior}}} + \frac{N}{2}$$

$$F_t = \frac{1387,34}{1,560} - \frac{302,4}{2} = 738,14 \text{ kN} \quad F_c = \frac{18,727}{1,560} + \frac{101,44}{2} = 38,72 \text{ kN}$$

Equilibra-se, portanto, o esforço normal com as duas áreas correspondentes aos dois pilares fictícios. Para o momento  $M_3$ , as forças de tracção e de compressão sem interacção de esforço normal, já contabilizado, são dadas por:

$$F_t = \frac{|M_3|}{z_{\text{menor}}} \times \frac{1}{2} ; F_c = -\frac{|M_3|}{z_{\text{menor}}} \times \frac{1}{2}$$

$$F_t = \frac{89,71}{0,180} \times 0,5 = 249,2 \text{ kN} \quad F_c = \frac{89,71}{0,180} \times 0,5 = 249,2 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{F_t^{M2} + F_t^{M3}}{f_{syd}} = \frac{738,14 + 249,2}{435} \times 10 = 22,7 \text{ cm}^2$$

Adoptaram-se para cada um dos pilares fictícios, 1 e 2, 8 varões de 20 mm, com uma área correspondente a 25,13 cm<sup>2</sup>.

### 7.1.2.2. Armadura Transversal Principal

A armadura transversal é dimensionada com base nos esforços transversos máximos majorados em 10%, admitindo-se que o momento resistente é aproximadamente igual ao momento de dimensionamento.

$$V_{sd}^{Dim} = 1.1 \times \frac{M_{rd}}{M_{sd}} \times V_{sd} \cong 1.1 \times V_{sd}$$

Há que ter em conta os esforços transversos máximos de cada direcção:

$$V_2 = 1,1 \times 46,25 = 50,87 \text{ kN}$$

$$V_3 = 1,1 \times 416,93 = 458,62 \text{ kN}$$

A armadura transversal é calculada com base na seguinte expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd}^{Dim}}{z \times \cotg(\theta) \times f_{syd}}$$

Para efeitos de cálculo da armadura transversal, o ângulo admitido das bielas comprimidas ( $\theta$ ) é de 30°.

$$\frac{A_{s2}}{s} = \frac{50,87}{0,9 \times (0,27 - 0,045) \times 1,73 \times 435} \times 10 = 3,334 \text{ cm}^2/m$$

$$\frac{A_{s3}}{s} = \frac{458,62}{0,9 \times (2,1 - 0,045) \times 1,73 \times 435} \times 10 = 3,291 \text{ cm}^2/m$$

Por fim, divide-se esta armadura pelo número de ramos, por serem 2 pilares, cada um com duas cintas, o que perfaz um total de 8 ramos. Assim sendo, adoptam-se cintas de 6 mm espaçadas a 20 cm, correspondendo a uma área de 1,41 cm<sup>2</sup>/m.

### 7.1.2.3. Armaduras Mínimas (armadura de fendilhação)

Armadura longitudinal mínima numa área com tensões de tracção (alma da parede):

$$A_s^{\text{mín}} = K_c \times K \times A_{ct} \times \frac{f_{ct,e}}{\sigma_s}$$

$K_c$  – parâmetro que tem em conta a natureza das cargas impostas, que neste caso se tratam de cargas exteriores e aplicadas [  $K_c = 1,0$  ];

$K$  – parâmetro que tem em conta a distribuição das tensões ao longo da secção, imediatamente antes da fendilhação [  $K = 1,0$  ];

$A_{ct}$  – área sujeita a tensões de tracção de acordo com a posição da linha neutra [  $m^2$  ];

$f_{ct,e}$  – tensão de rotura do betão à tracção [ 2,6 MPa ];

$\sigma_s$  – tensão do aço imediatamente antes da fendilhação, que se tomou como o valor característico da tensão de rotura do aço [  $f_{syk} = 500$  MPa – A500 ].

$$A_s^{\text{mín}} = 1 \times 1 \times (2,1 - 2 \times 0,27) \times \frac{2,6}{500} \times 10000 = 10,95 \text{ cm}^2$$

Adoptou-se por 10 varões de 12 mm, com uma área correspondente a 11,31  $\text{cm}^2$ , para cada um dos lados da parede (interior e exterior).

Quanto à armadura transversal, esta tem de ser maior ou igual a 50% da armadura longitudinal, e o diâmetro dos seus varões maior do que 1/4 do diâmetro dos varões da mesma armadura. Assim sendo, adoptaram-se varões de 8 mm espaçados a 20 cm, respeitando assim estas disposições.

Na tabela seguinte apresentam-se as armaduras adoptadas para os núcleos.

Tabela XIII – Armaduras dos núcleos

Elemento	Parede(s)	Armaduras			
		Pilares fictícios		Alma	
		Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
Elevador 1	0,27x2,10	8 $\phi$ 20	$\phi$ 6//20.0	10 $\phi$ 12	$\phi$ 8//20.0
	1,85x0,27	8 $\phi$ 20	$\phi$ 6//20.0	9 $\phi$ 12	$\phi$ 8//20.0
Elevador 2	2,10x0,27	8 $\phi$ 25	$\phi$ 6//20.0	10 $\phi$ 12	$\phi$ 8//20.0
	0,27x1,85	6 $\phi$ 25	$\phi$ 6//20.0	9 $\phi$ 12	$\phi$ 8//20.0
Monta Cargas	0,27x1,50	6 $\phi$ 25	$\phi$ 6//20.0	6 $\phi$ 12	$\phi$ 8//20.0
	1,36x0,27	6 $\phi$ 25	$\phi$ 6//20.0	6 $\phi$ 12	$\phi$ 8//20.0

## 7.2. Muros

Os muros foram dimensionados exactamente como as lajes; retiraram-se os esforços mais gravosos e aplicou-se uma armadura base capaz de resistir à maioria dos esforços, reforçando-se apenas os locais onde fosse necessário fazê-lo.

Neste caso foi também necessário analisar todas as combinações, optando-se pela mais gravosa para dimensionar o muro.

Exemplo de esforços no muro:

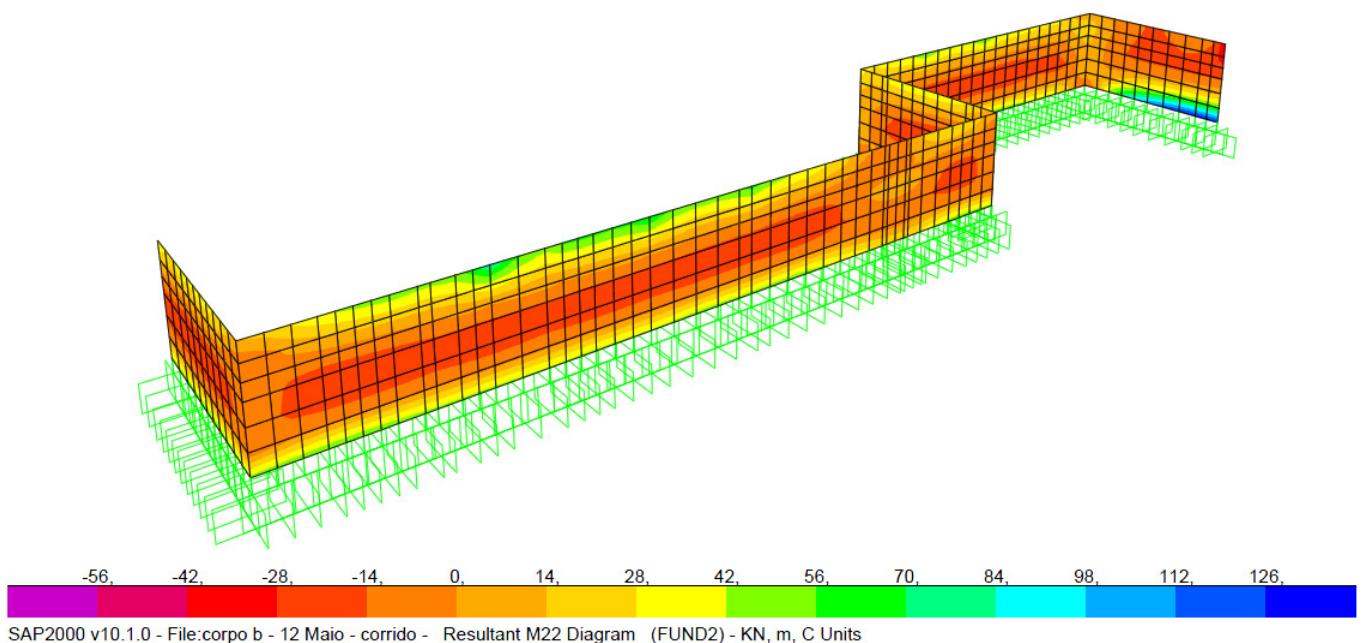


fig.27 - Diagrama de momentos flectores segundo z (M22) para a combinação Envolvente [kN.m/m]

Tabela XIV – Armaduras adoptadas em muros

Elemento	Armaduras	
	Vertical	Horizontal
Muro 1	φ12//20.0	φ10//20.0
Muro 2		
Muro 3		
Muro 4		
Muro 5		

---

## 8. Dimensionamento das Fundações

A solução estrutural adoptada para as fundações consiste num sistema de sapatas directas ligadas entre si por vigas de fundação.

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 efectuadas as escavações para a implantação das sapatas, se for verificado que o terreno não oferece as condições de capacidade de carga admitidas no presente projecto o mesmo deverá ser comunicado ao projectista para ajuste na solução adoptada.

As vigas de fundação tem como objectivo não só o travamento da estrutura ao nível das fundações, como também a minimizar os efeitos de possíveis assentamentos diferenciais prejudiciais tanto aos elementos estruturais como não estruturais. A utilização de vigas de fundação, absorve a totalidade ou parte dos momentos flectores provenientes das acções horizontais, permitindo assim que a distribuição de tensões na base das sapatas seja mais uniforme.

Sempre que possível, foram utilizadas sapatas quadradas centradas com os elementos estruturais verticais. Em algumas situações, devido à proximidade dos elementos estruturais verticais, conjugada com a capacidade resistente do solo de fundação, houve a necessidade de recorrer a sapatas conjuntas.

No modelo de cálculo, os elementos verticais correspondentes aos pilares e muros foram considerados encastrados ao nível das fundações, enquanto que nos núcleos foi admitido um apoio elástico de rotação, determinado em função das características de deformabilidade do solo de fundação e das dimensões da sapata.

### 8.1. Fundações directas - Sapatas dos pilares e muros

O dimensionamento das sapatas foi efectuado com base nos esforços provenientes no modelo numérico elaborado, recorrendo às combinações respectivas para a verificação da tensão de contacto no solo de fundação e cálculo das armaduras das sapatas. Os esforços de dimensionamento das sapatas foram corrigidos pelo valor resistente das vigas de fundação que convergem na sapata.

### 8.1.1. Características do solo de fundação:

Em face da ausência de prospecção 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
- $\gamma_{\text{seco}} = 18,6 \text{ kN/m}^3$  ;  $\gamma_{\text{sat}} = 21,6 \text{ kN/m}^3$
- Módulo de elasticidade do solo ( $E = 70.000 \text{ kN/m}^2$ )
- Ângulo de atrito interno ( $\varphi = 30^\circ$ )
- Tensão admissível do solo ( $\sigma_{\text{adm}} = 0,3 \text{ MPa}$ )

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

As áreas das sapatas foram obtidas através da relação:

$$A = \frac{N + PP}{\sigma_{\text{adm}}}$$

Em que:

N – Esforço axial proveniente do elemento vertical

PP – Peso próprio da sapata

$\sigma_{\text{adm}}$  – Tensão admissível do solo ( $\sigma_{\text{adm}} = 300 \text{ MPa}$ )

As vigas de fundação absorveram a totalidade dos momentos flectores dos pilares e muros, enquanto que no caso dos núcleos apenas absorvem parte dos momentos flectores, consoante a direcção considerada.

Após terem sido obtidas as áreas das sapatas, a geometria foi definida considerando uma distribuição homotética em planta e tendo em conta os condicionalismos locais foi necessário, por vezes, recorrer a sapatas conjuntas e refazer o cálculo.

A altura das sapatas foi definida de forma a ter um funcionamento rígido, dispensando assim a verificação ao estado limite de rotura por punçoamento.

### 8.1.2. Exemplo de Cálculo

#### Fundação do Pilar P62 (Joint 1)

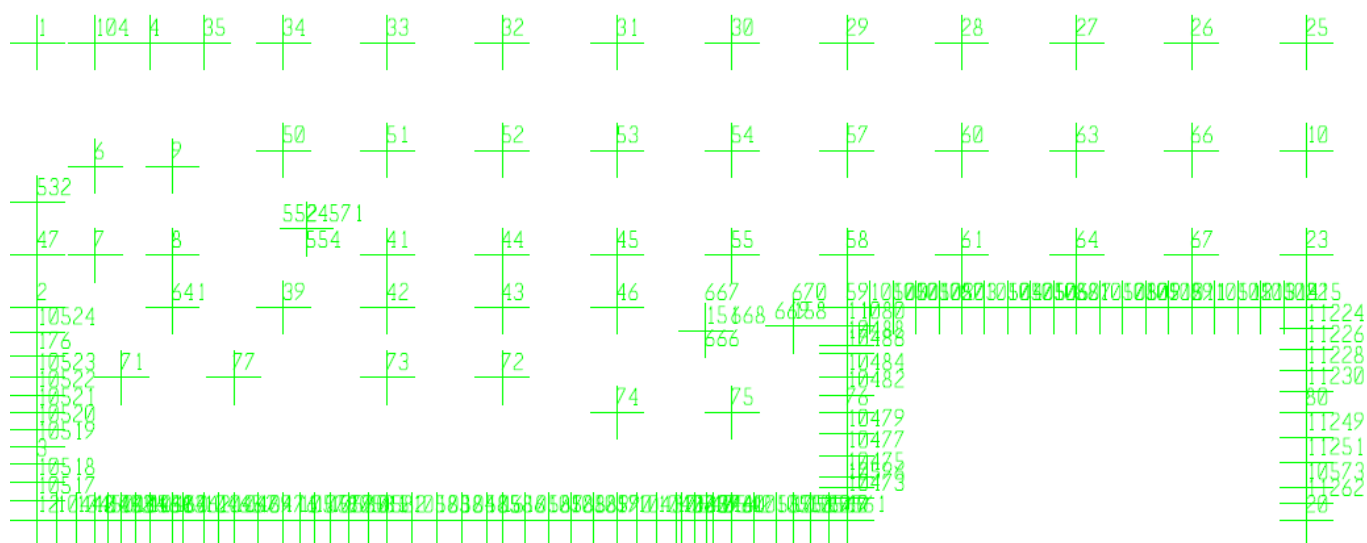


fig. 28 - Numeração dos nós ao nível da fundação (cota 0.00 m)

### Geometria da sapata

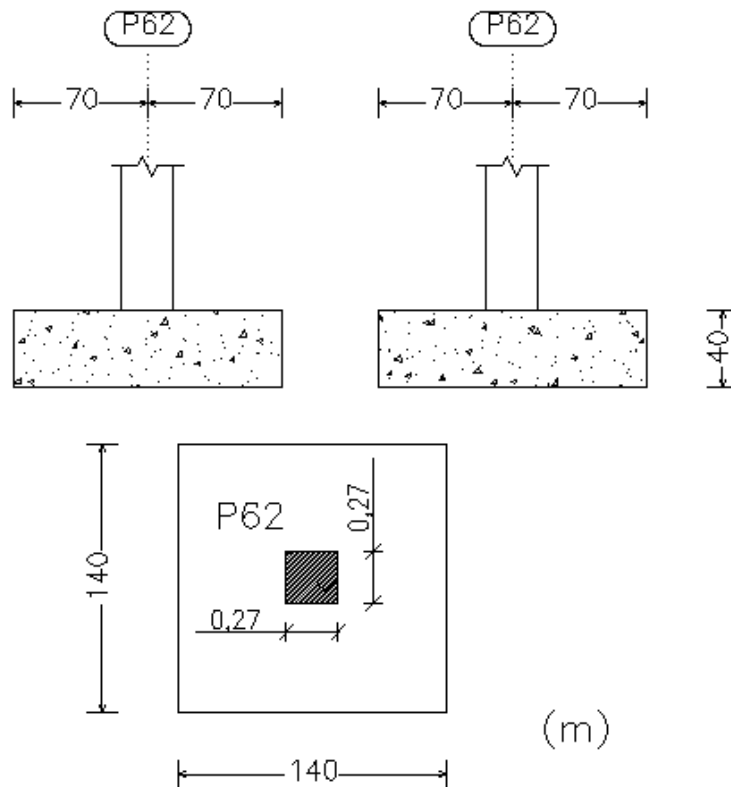
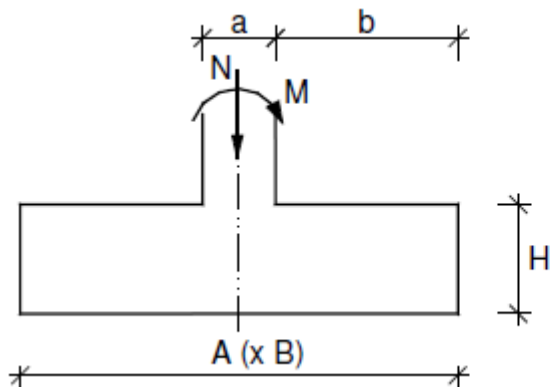


fig. 29 – Geometria da sapata correspondente ao pilar 62

#### 8.1.2.1. Modelo de Cálculo

O modelo de cálculo utilizado consiste num modelo de escoras e tirantes. Visto que as vigas de fundação absorvem os momentos causadores de excentricidades, para além de que as sapatas são rígidas, então pode admitir-se que a tensão no solo é uniforme.



$$\text{Altura: } \frac{A - a}{4} \leq H \leq \frac{A - a}{2}$$

$$(\Leftrightarrow H \geq b/2 - \text{condição de rigidez})$$

Embora os cálculos tenham sido feitos para todas as combinações, demonstra-se aqui o cálculo em xx, para a combinação que neste caso foi a condicionante (FUND4).

DADOS

H [m]	A [m]	B [m]	a [m]	b [m]	N[kN]
0,40	1,40	1,40	0,27	0,565	536,37

Verificação da condição de sapata rígida:

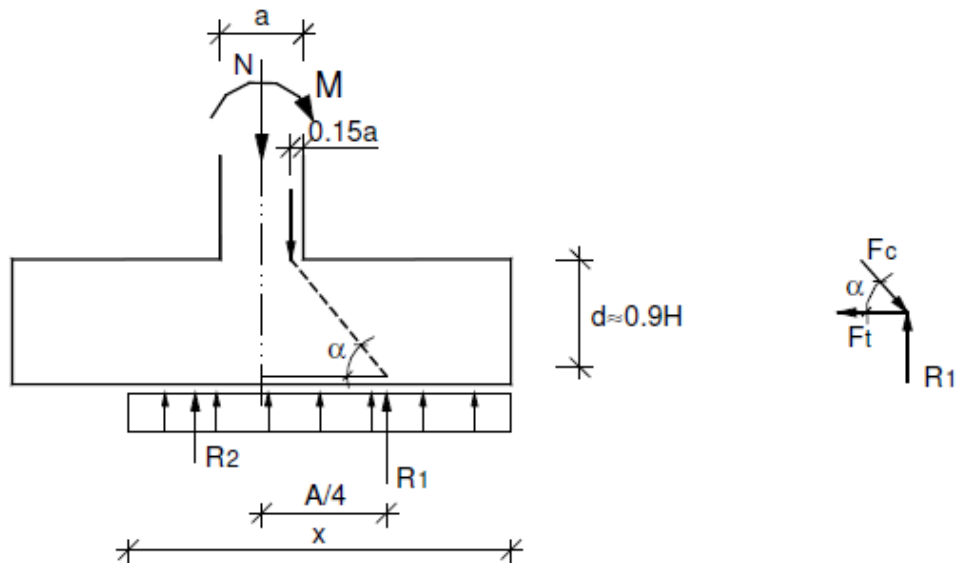
$$H > (1,40 - 0,27)/4 \text{ e } H < (1,40 - 0,27)/2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow 0,57 \text{ m} > H = 0,40 \text{ m} > 0,28 \text{ m}$$

Fica assim verificada a condição de sapata rígida.

MODELO DE ESCORAS E TIRANTES

$e < A/4$  (tensões no solo em mais de metade da sapata)



$$e = \frac{M}{N}; \quad x = \left( \frac{A}{2} - e \right) \times 2 = A - 2e$$

Visto não termos momentos, por estes serem absorvidos pelas vigas de fundação, então não existem excentricidades associadas ao cálculo deste elemento, logo:

$$x = A$$

$$\sigma = \frac{N + PP}{A \times B} = \frac{556,0}{1,96} = 283,7 < 300 \text{ MPa}$$

Como as dimensões da sapata são conhecidas, é possível determinar a tangente do ângulo  $\alpha$ :

$$\text{tg } \alpha = \frac{d}{A/4 - 0.35a} \quad (1)$$

Através do equilíbrio do nó indicado, obtém-se:

$$\text{tg } \alpha = \frac{R_1}{F_t} \quad (2)$$

Igualando (1) e (2), obtém-se a expressão para o cálculo da força de tracção:

$$F_t = \frac{R_1 (A/4 - 0.35a)}{d}$$

O valor da reacção  $R_1$  pode ser determinado utilizando a relação:

$$\frac{N}{A - 2e} = \frac{R_1}{A/2} \Rightarrow R_1 = \frac{A}{2} \times \frac{N}{A - 2e}$$

A área de armadura pode ser determinada pelas expressões:

$$A_s = \frac{F_t}{f_{syd}} \Rightarrow \left( \frac{A_s}{s} \right) = \frac{F_t}{f_{syd}} \cdot \frac{1}{y}$$

sendo  $y$  a área carregada na direcção ortogonal.

Aplicando estas expressões ao caso em estudo temos que:

$$R_1 = \frac{1,40}{2} \times \frac{536,37}{1,40 - 2 \times 0} = 268,2$$

Força de tracção nas armaduras:

$$F_t = \frac{268,2 \left( \frac{1,4}{4} - 0,35 \times 0,27 \right)}{0,35} = 195,8$$

Área de armadura [ $\text{cm}^2/\text{m}$ ]:

$$A_s/s = \frac{195,8}{435} \times \frac{1}{1,40} \times 10 = 3,21$$

O mesmo cálculo foi aplicado na direcção  $yy$  e repetiu-se este método para as restantes sapatas. Depois de agrupadas, segundo dimensões e armaduras, generalizaram-se as mesmas.

Para o cálculo da sapata contínua do muro fez-se uma média das reacções no pé do muro e foi dimensionada, por metro de sapata, seguindo o mesmo raciocínio.

Tabela XV – Dimensões das sapatas centradas, verificação de sapata rígida e de tensão máxima no solo

Joint(s)	Pilar(es)	Sapata		x		y		Adoptado		$\sigma$ max		
		A(x)	B(x)	h mín	h máx	h mín	h máx	h	Verif.	Combinação	Tensão	Verif.
1	P62	1,4	1,4	0,28	0,57	0,28	0,57	0,40	OK	FUND4	283,7	OK
4	P64	1,1	1,1	0,21	0,42	0,21	0,42	0,40	OK	FUND3	239,6	OK
6	P50	1,1	1,1	0,21	0,42	0,21	0,42	0,40	OK	FUND3	248,0	OK
7	P38	1,1	1,1	0,21	0,42	0,21	0,42	0,40	OK	FUND3	201,5	OK
8	P39	1,2	1,2	0,23	0,47	0,23	0,47	0,40	OK	FUND4	290,7	OK
9	P51	1,2	1,2	0,23	0,47	0,23	0,47	0,40	OK	FUND3	274,4	OK
10	P61	1,8	1,8	0,38	0,77	0,33	0,67	0,40	OK	FUND3	287,9	OK
23	P48	1,4	1,4	0,28	0,57	0,23	0,47	0,40	OK	S2y_SC	293,1	OK
25	P75	1,4	1,4	0,23	0,47	0,28	0,57	0,40	OK	FUND4	291,2	OK
26	P74	2,0	2,0	0,38	0,77	0,43	0,87	0,50	OK	FUND4	281,7	OK
27	P73	1,9	1,9	0,41	0,82	0,41	0,82	0,50	OK	FUND4	273,0	OK
28	P72	1,9	1,9	0,41	0,82	0,41	0,82	0,50	OK	FUND4	289,8	OK
29	P71	1,9	1,9	0,41	0,82	0,41	0,82	0,50	OK	FUND4	287,4	OK
30	P70	1,9	1,9	0,41	0,82	0,41	0,82	0,50	OK	FUND4	288,0	OK
31	P69	1,9	1,9	0,41	0,82	0,41	0,82	0,50	OK	FUND4	276,7	OK
32	P68	1,7	1,7	0,36	0,72	0,36	0,72	0,40	OK	FUND4	296,2	OK
33	P67	1,8	1,8	0,38	0,77	0,38	0,77	0,40	OK	FUND4	279,8	OK
34	P66	1,4	1,4	0,28	0,57	0,28	0,57	0,40	OK	FUND4	263,4	OK
35	P65	1,1	1,1	0,21	0,42	0,21	0,42	0,40	OK	FUND4	263,6	OK
39	P28	1,2	1,2	0,23	0,47	0,23	0,47	0,40	OK	FUND4	281,6	OK
47	P37	1,2	1,2	0,23	0,47	0,23	0,47	0,40	OK	FUND3	282,0	OK
50	P52	1,4	1,4	0,28	0,57	0,23	0,47	0,40	OK	FUND3	290,0	OK

Joint(s)	Pilar(es)	Sapata		x		y		Adoptado		σ max		
		A(x)	B(x)	h mín	h máx	h mín	h máx	h	Verif.	Combinação	Tensão	Verif.
51	P53	1,9	1,9	0,41	0,82	0,41	0,82	0,50	OK	FUND3	291,3	OK
52	P54	2,3	2,3	0,51	1,02	0,51	1,02	0,55	OK	FUND3	280,5	OK
53	P55	2,4	2,4	0,53	1,07	0,53	1,07	0,55	OK	FUND3	276,5	OK
54	P56	2,4	2,4	0,53	1,07	0,53	1,07	0,55	OK	FUND3	274,9	OK
55	P43	2,0	2,0	0,38	0,77	0,43	0,87	0,50	OK	FUND4	280,6	OK
57	P57	2,4	2,4	0,53	1,07	0,53	1,07	0,55	OK	FUND3	276,8	OK
58	P44	1,9	1,9	0,41	0,82	0,41	0,82	0,50	OK	FUND3	283,9	OK
60	P58	2,4	2,4	0,53	1,07	0,53	1,07	0,55	OK	FUND3	279,3	OK
61	P45	1,9	1,9	0,41	0,82	0,41	0,82	0,50	OK	FUND3	282,4	OK
63	P59	2,3	2,3	0,51	1,02	0,51	1,02	0,55	OK	FUND3	288,9	OK
64	P46	1,8	1,8	0,38	0,77	0,38	0,77	0,40	OK	FUND3	296,6	OK
66	P60	2,4	2,4	0,53	1,07	0,48	0,97	0,55	OK	FUND3	295,9	OK
67	P47	2,0	2,0	0,43	0,87	0,38	0,77	0,50	OK	FUND3	289,2	OK
71	P21	1,2	1,2	0,23	0,47	0,23	0,47	0,40	OK	FUND3	272,2	OK
72	P24	2,3	2,3	0,51	1,02	0,51	1,02	0,55	OK	FUND3	273,5	OK
73	P23	2,3	2,3	0,51	1,02	0,51	1,02	0,55	OK	FUND3	276,6	OK
74	P14	1,9	1,9	0,41	0,82	0,41	0,82	0,50	OK	FUND3	284,5	OK
75	P15	1,7	1,7	0,36	0,72	0,36	0,72	0,40	OK	FUND3	277,3	OK
77	P22	1,5	1,5	0,31	0,62	0,31	0,62	0,40	OK	FUND3	269,6	OK
79	P9	1,6	1,6	0,33	0,67	0,33	0,67	0,40	OK	FUND4	280,0	OK
84	P10	1,6	1,6	0,33	0,67	0,33	0,67	0,40	OK	FUND4	271,8	OK
93	P11	1,6	1,6	0,33	0,67	0,33	0,67	0,40	OK	FUND4	277,3	OK
104	P63	1,1	1,1	0,21	0,42	0,21	0,42	0,40	OK	FUND3	261,3	OK
144	P17	2,0	2,0	0,38	0,77	0,43	0,87	0,50	OK	FUND3	290,1	OK
169	P18	2,0	2,0	0,38	0,77	0,43	0,87	0,50	OK	FUND3	277,5	OK
171	P19	2,2	2,2	0,48	0,97	0,43	0,87	0,50	OK	FUND3	274,2	OK
532	P49	1,4	1,4	0,28	0,57	0,28	0,57	0,40	OK	FUND3	280,4	OK
641	P27	1,7	1,7	0,36	0,72	0,36	0,72	0,40	OK	FUND3	282,1	OK
41;42	P40;P29	2,1	3,1	0,46	0,92	0,46	0,92	0,50	OK	FUND4	293,4	OK
43;44	P30;P41	2,2	3,7	0,48	0,97	0,46	0,92	0,50	OK	FUND4	288,0	OK
45;46	P42;P31	2,2	3,5	0,48	0,97	0,46	0,92	0,50	OK	FUND4	290,1	OK
-	Muro 1	1,4	1,0	0,28	-	-	-	0,50	OK	S1y_SC	191,3	OK
-	Muro 2	1,0	1,0	-	-	0,18	-	0,50	OK	FUND4	296,8	OK
-	Muro 3	1,8	1,0	0,38	-	-	-	0,50	OK	S2y_SC	284,3	OK
-	Muro 4	1,0	1,6	-	-	0,33	-	0,50	OK	FUND3	296,0	OK
-	Muro 5	1,2	1,0	0,23	-	-	-	0,50	OK	S2y_SC	280,0	OK

## 8.2. Fundações directas - Sapatas dos núcleos

As sapatas dos núcleos foram inseridas no programa de cálculo automático SAP2000 de outra forma. Fez-se o pré-dimensionamento das mesmas utilizando as expressões para o cálculo das "molas" equivalentes ao solo de fundação. No programa de cálculo libertaram-se os movimentos de translação, restringindo-se apenas as rotações através de molas com rigidez previamente calculada.

No caso das sapatas dos núcleos foi necessário efectuar um pré-dimensionamento para posteriormente ser possível determinar as molas elásticas de rotação a inserir no modelo de cálculo, O valor da constante elástica a inserir no modelo numérico pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$K = \frac{Es}{1 - \mu^2} \times \frac{\pi}{18} \times a^2 \times b \times \left(1 + \frac{a}{4b}\right) [kN.m/rad]$$

$$\mu = 0,2 \text{ (areias)}$$

$$Es = 70.000 \text{ kN/m}^2 \text{ (areias compactas)}$$

Exemplo do cálculo das molas de rotação para a sapata do Elevador 1

$$K_{xx} = \frac{70.000}{1 - 0,2^2} \times \frac{\pi}{18} \times 3,1^2 \times 2,85 \times \left(1 + \frac{3,1}{4 \times 2,85}\right) = 443339 [kN.m]/[rad]$$

$$K_{yy} = \frac{70.000}{1 - 0,2^2} \times \frac{\pi}{18} \times 2,85^2 \times 3,1 \times \left(1 + \frac{2,85}{4 \times 3,1}\right) = 394098 [kN.m]/[rad]$$

Tabela XVI – Valor das “molas”, dimensões das sapatas dos núcleos, verificação de sapata rígida e de tensão máxima no solo

Elemento	Valor das "molas"		Sapata		x ; y		Adoptado		σ max		
	Kxx	Kyy	A(x)	B(x)	h mín	h máx	h	Verif.	Combinação	Tensão	Verif.
Elevador 1	443339	394098	2,9	3,1	0,25	0,5	0,50	OK	FUND4	290,2	OK
Elevador 2	394098	443339	3,1	2,9	0,25	0,5	0,50	OK	FUND3	283,0	OK
Monta cargas	237426	219022	2,4	2,5	0,25	0,5	0,50	OK	FUND3	231,3	OK

### 8.3. Vigas de fundação

Foram admitidos 3 tipos de vigas de fundação.

A viga de fundação do Tipo 1 foi dimensionada para absorver a generalidade dos momentos dos elementos verticais, excepto as dos muros e a sapata correspondente ao pilar P19.

A viga de fundação do Tipo 2 foi dimensionada de forma a absorver os momentos provenientes dos muros de suporte.

A viga de fundação do Tipo 3 foi dimensionada para absorver os momentos provenientes do pilar P19, segundo a direcção yy.

O cálculo das vigas de fundação é semelhante ao das vigas dos pisos já apresentado. O recobrimento é de 0,05 m. Os momentos resultantes na base dos elementos verticais provenientes do modelo de cálculo são em grande parte devidos à acção sísmica, pelo que poderão tomar valores positivos e negativos. Devido a este facto as vigas de fundação são dimensionadas para o valor máximo de momento flector, adoptando-se a mesma armadura inferior e superior.

#### 8.3.1. Exemplo de cálculo da viga de fundação do Tipo1:

##### 8.3.1.1. Armadura longitudinal:

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

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,6}{500} \times 0,30 \times 0,286 \times 10000 \geq 0,0013 \times 0,30 \times 0,286 \times 10000$$

$$A_{s,min} = 1,16 \geq 1,12 \text{ [cm}^2\text{]}$$

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

$$A_{s,max} = 0,04 \times 0,35 \times 0,30 \times 10000 = 42 \text{ [cm}^2\text{]}$$

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

$$\mu = \frac{39}{1000 \times 16,7 \times 0,30 \times 0,286^2} = 0,095$$

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

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,095} = 0,100$$

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

$$A_s = \frac{0,1 \times 16,7 \times 0,30 \times 0,286}{435} \times 10000 = 3,30 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Adoptou-se a armadura longitudinal superior e inferior correspondente a 3,39 cm<sup>2</sup>, que são 3 varões de 12 mm.

#### 8.3.1.2. Armadura transversal:

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

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \times \sqrt{25}}{2 \times 500} \times 10000 = 4$$

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

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 4 \times 0,30 = 1,20 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

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

$$V_{Rd,max} = 0,6 \times \frac{(1 - 0,54) \times 16,7 \times 0,30 \times 0,9 \times 0,286}{0,58 + 1,73} \times 1000 = 301,54 \text{ [kN]}$$

$$S_{l,max} = \text{mín}(0,75 \times d; 0,3)$$

$$S_{l,max} = \text{mín}(0,75 \times 0,286; 0,3) = 0,21 \text{ [cm]}$$

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

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = \frac{70}{435 \times 0,9 \times 0,286 \times 1,72 \times 2} \times 10 = 1,80 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Adoptou-se a armadura transversal correspondente a 2,51 cm<sup>2</sup>/m, ou seja varões de 8 mm espaçados a 20 cm.

### 8.3.1.3. Estado limite de fendilhação

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

$$\sigma_s = \frac{39}{0,9 \times 0,286 \times 3,39} = 44,7 \text{ MPa}$$

Verifica-se que na secção de momento flector 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 de varões a utilizar é de 32 mm.

A armadura utilizada na viga cumpre estas exigências.

Armadura mínima de fendilhação:

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

$$A_{s,min} = \frac{0,4 \times 1,00 \times 2,6 \times (0,3 \times 0,35/2)}{500} \times 10000 = 1,09 \text{ cm}^2$$

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 a necessidade de cálculo directo, ficando as dimensões das fendas limitadas a 0,3 mm.

Tabela XVII – Armaduras longitudinais e transversais em vigas de fundação

Viga	Secção	Armaduras longitudinais							Estribos
		Msd (kN.m)	μ	ω	As,cálc. (cm <sup>2</sup> )	As, adop. (cm <sup>2</sup> )	Armadura adop.		
							Superior	Inferior	
VF1	0,30x0,35	-39	0,095	0,100	3,30	3,39	3φ12	-	φ8//20.0
		39	0,095	0,100	3,30	3,39	-	3φ12	
VF2	0,30x0,45	-142	0,181	0,201	9,16	9,42	3φ20	-	φ8//20.0
		142	0,181	0,201	9,16	9,42	-	3φ20	
VF3	0,30x0,45	-170	0,216	0,247	11,26	12,57	4φ20	-	φ8//20.0
		170	0,216	0,247	11,26	12,57	-	4φ20	

## IV. Conclusões

O trabalho realizado teve como objectivo a elaboração de um projecto de execução de estruturas através de um programa comercial de cálculo automático (SAP2000), sendo desenvolvidas ao longo deste as necessárias peças escritas e peças desenhadas. Assim sendo, todos os objectivos foram concretizados.

Conclui-se também que este trabalho foi um processo mais moroso do que o inicialmente previsto, mas de onde se retiram importantes conhecimentos quer na área de engenharia civil, quer no que diz respeito ao relacionamento com colegas de actividade e orientadores. Todas essas experiências serão importantes para o resto da vida profissional.

---

## Bibliografia

- NP 405-1 (1994). *Norma Portuguesa para referências bibliográficas: Documentos impressos*. Instituto Português da Qualidade, Ministério da Indústria e Energia. Lisboa.
- NP 405-3 (2000). *Norma Portuguesa para referências bibliográficas: Parte 3: Documentos não publicados*. Instituto Português da Qualidade, Ministério da Indústria e Energia. Lisboa.
- NP ENV 1991-1 (1999). *Eurocódigo 1: Bases de projecto e acções em estruturas: Parte 1: Bases de projecto*. Instituto Português da Qualidade. Lisboa.
- EN 1992-1-1 (2004). *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Comité Europeu da Normalização. Bruxelas.
- Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio. Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Porto Editora.
- Decreto-Lei nº 349-C/83, de 30 de Julho. Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. Publisher Team.
- Reis, A. Correia dos; Farinha, M. Brazão; Farinha, J.P. Brazão. *Tabelas Técnicas* (2008). Edições Técnicas E.T.L, L.<sup>da</sup>.
- GORGULHO, Prof. António Sousa – Folhas da disciplina de Betão Estrutural II, versão actualizada segundo o EC2. Acessível no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- MARCHÃO, Carla; APPLETON, Júlio – Folhas de apoio às aulas de Estruturas de Betão I, Módulo 1, 2, 3, 4, 5 e 6. 2008/2009. Acessível no Instituto Superior Técnico.
- MARCHÃO, Carla; APPLETON, Júlio – Folhas de apoio às aulas de Estruturas de Betão II, Módulo 2 e 3. 2008/2009. Acessível no Instituto Superior Técnico.

## **B- PEÇAS DESENHADAS**