



# **Estudo para comparação do desempenho e custo de edifícios com e sem isolamento de base – Aplicação ao novo edifício do HFAR**

**Diogo Miguel Patrício Alves**

Dissertação para a obtenção do grau de mestre em  
**Engenharia Militar**

Orientadores: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Professor Mestre António Carlos Rainha Perry da Câmara

## **Júri**

Presidente: Professor Doutor Mário Manuel Paisana dos Santos Lopes

Orientador: Professor Doutor Luís Manuel Coelho Guerreiro

Vogal: Professor Doutor Jorge Miguel Silveira Filipe Mascarenhas Proença

Vogal: Tenente-Coronel Pedro José da Silva Gonçalves Matias

**Outubro de 2023**



## **Declaração**

Declaro que este é um trabalho original da minha autoria e que cumpre os requisitos do Código de Conduta e Boas Práticas da Universidade de Lisboa.



## Agradecimentos

A presente dissertação foi elaborada no âmbito das atividades desenvolvidas pela Academia Militar e pelo Instituto Superior Técnico.

Ao Professor Doutor Luís Guerreiro, manifesto profunda gratidão, pela sua orientação e por toda a dedicação, paciência e disponibilidade prestada, bem como, as suas valiosas instruções.

Ao Professor Mestre António Perry da Câmara, meu coorientador, pela sua cooperação e sugestões oferecidas durante a elaboração desta dissertação.

Ao Tenente-Coronel de Engenharia Pedro Matias, meu diretor de curso, pelo aconselhamento prestado na fase inicial da dissertação e pela compreensão demonstrada ao longo do curso.

À minha futura Esposa, Romana, pelo apoio incondicional prestado ao longo do curso, pelo carinho, incentivo e companheirismo demonstrado, especialmente, nos momentos mais desafiantes.

À minha família, em especial aos meus padrinhos, que me acompanharam como se fosse um filho, ao longo deste percurso e aos meus pais que, independentemente da distância, permaneceram perto.

Por fim, agradeço aos colegas Frederico Carvalho, Sebastião Osório, Pedro Araújo e Duarte Calado pela boa disposição e troca de impressões, durante o mestrado.



## Resumo

A proteção de infraestruturas é essencial para atenuar o risco sísmico e permitir o funcionamento contínuo das organizações e serviços críticos, aquando da ocorrência de um sismo. O Isolamento de base é uma das soluções mais eficazes na prevenção sísmica, pois além de impedir o colapso, mantém, na generalidade dos casos, a operacionalidade dos edifícios.

A presente dissertação tem como objetivo principal aferir a redução que se pode alcançar nos elementos estruturais com a implementação desse sistema, diminuindo assim, os encargos inerentes à sua implementação.

Neste estudo, foi utilizado o projeto estrutural do novo edifício do Hospital das Forças Armadas (Lumiar - Lisboa), tendo sido, a partir do mesmo, desenvolvido um modelo de análise numérica tridimensional. Com esse modelo foi avaliado o desempenho do edifício, quando sujeito à ação sísmica regulamentar. Numa segunda fase, implementou-se no modelo, um sistema de isolamento de base. Posteriormente, efetuou-se uma reavaliação do desempenho sísmico e comparação com a situação inicial. Simultaneamente foi realizado um balanço entre os custos adicionais e as poupanças relativas à redução de elementos estruturais e redução de armaduras no edifício devido à implementação do sistema de isolamento de base. Seguida por uma avaliação custo-benefício.

Por fim, conclui-se que a aplicação de sistemas de isolamento de base, reduz significativamente os esforços gerados na estrutura durante a ocorrência de um sismo, e que essa redução é suficiente para obter uma poupança considerável no dimensionamento dos elementos estruturais verticais, acabando por compensar grande parte dos custos de implementação do sistema.

**Palavras-chave:** Isolamento de base, sísmica, análise numérica tridimensional, dimensionamento, custo-benefício.



## **Abstract**

The protection of infrastructures is essential to mitigate seismic risk and allow the continuous operation of organizations and critical services when an earthquake occurs. Base isolation is one of the most effective solutions in seismic prevention, as in addition to preventing collapse, it maintains, in most cases, the operability of buildings.

The main objective of this dissertation is to assess the reduction of structural elements that can be achieved with the implementation of this system, thus reducing the costs inherent to its implementation.

In the present study, the structural design of the new building of the Hospital das Forças Armadas (Lumiar - Lisbon) was used, and a three-dimensional numerical analysis model was developed from it. With this model, the performance of the building was evaluated when subjected to regulatory seismic action. In a second phase, a base isolation system was implemented in the model. Subsequently, a reassessment of the seismic performance and comparison with the initial situation was carried out. At the same time, a balance was made between the additional costs and the savings related to the reduction of structural elements and the reduction of reinforcement in the building due to the implementation of the base isolation system. Followed by a cost-benefit assessment.

Finally, it is concluded that the application of base isolation systems significantly reduces the efforts generated in the structure during the occurrence of an earthquake, and that this reduction is sufficient to obtain considerable savings in the dimensioning of the vertical structural elements, ending up compensating a great part of the costs of implementing the system.

**Keywords:** Base isolation, seismic activity, three-dimensional numerical analysis, sizing, cost-benefit.



# Índice

Capítulo 1 - Introdução.....	1
1.1 Caracterização e Enquadramento do Tema.....	1
1.2 Objetivos e Metodologia.....	3
1.3 Estrutura da Dissertação.....	4
Capítulo 2 - Sistemas de Isolamento de Base.....	5
2.1 Introdução.....	5
2.2 Tipos de Isolamento de Base.....	9
Capítulo 3 - Exigências Mínimas do Eurocódigo 8.....	13
3.1 Seleção do tipo análise adequada.....	13
3.2 Verificações de Segurança.....	13
3.3 Caracterização da Ação Sísmica.....	14
Capítulo 4 - Pré-Dimensionamento da Estrutura com Isolamento de Base.....	17
4.1 Informações relativas ao Projeto Original.....	17
4.2 Modelação.....	19
4.3 Dimensionamento dos aparelhos de apoio.....	20
4.4 Controlo dos Movimentos Sísmicos Diferenciais no Terreno.....	26
Capítulo 5 - Análise Comparativa das Soluções com Isolamento e de Base Fixa.....	31
5.1 Análise de Desempenho Sísmico da Solução de Base Fixa.....	31
5.2 Definição da Solução Final com Isolamento de Base.....	33
5.3 Análise de Desempenho Sísmico da Solução de Base Isolada.....	37
5.4 Comparação de Resultados.....	40
Capítulo 6 - Avaliação Custo-benefício da Solução.....	45
6.1 Contabilização da Quantidades de Material Do Projeto Original.....	45
6.1.1 Quantidade de Betão no Projeto Original.....	45
6.1.2 Quantidade de Armadura Longitudinal no Projeto Original.....	45
6.1.3 Quantidade de Armadura Transversal no Projeto Original.....	46
6.2 Dimensionamento das armaduras para a Estrutura com Isolamento de Base.....	48
6.2.1 Dimensionamento das Armaduras longitudinais.....	48
6.2.2 Dimensionamento das Armaduras Transversais.....	49
6.3 Contabilização das Quantidades de Material Necessárias para a Estrutura com Isolamento de Base.....	51
6.3.1 Quantidade de Betão na Estrutura com Isolamento de Base.....	51
6.3.2 Armadura Longitudinal na Estrutura com Isolamento de Base.....	52
6.3.3 Armadura Transversal na Estrutura com Isolamento de Base.....	52
6.4 Redução de Custos resultante da Implementação do Isolamento Sísmico .....	53
6.5 Custo de Implementação do Sistema de Isolamento de Base.....	54
Capítulo 7 - Considerações Finais.....	56
7.1 Conclusões.....	56
7.2 Desenvolvimentos Futuros .....	57

Referências.....	58
Anexos.....	A

# Índice de Figuras

Figura 1 - Operações de socorro em edifício colapsado em Islahiye na Turquia [15].....	2
Figura 2 - Edifício colapsado em Imzouren no nordeste de Marrocos [17].....	2
Figura 3 - Esboço representativo de um Sistema de Isolamento de Base [5].....	5
Figura 4 - Esboço representativo da resposta uma Estrutura de Base Fixa e de uma Estrutura de Base Isolada, sujeitas à ação sísmica [19].....	6
Figura 5 - Esboço representativo da resposta uma Estrutura de Base Fixa e de uma Estrutura de Base Isolada, sujeitas à ação sísmica [5].....	6
Figura 6 - Esboço representativo de um espectro de resposta para acelerações (à esquerda) e deslocamentos (à direita) em função dos coeficientes de amortecimento [23].....	7
Figura 7 - Intervalo de Frequências para a Ação Sísmica e frequências próprias associadas a estruturas com e sem Isolamento de Base [24].....	8
Figura 8 - Efeitos das características do solo na resposta da estrutura [26].....	8
Figura 9 - Esboço dos componentes de um Apoio FPS [19].....	9
Figura 10 - Apoio HDRB (à esquerda) [20] e Aplicação de Apoio HDRB em contexto real - Hospital da Luz (à direita) [28].....	10
Figura 11 - Relação força - deslocamento linear equivalente dos apoios HDRB [22].....	11
Figura 12 - Espectros de Resposta Elástica para a ação sísmica Tipo 1 e 2, $\xi = 5\%$ .....	15
Figura 13 - Espectro de Resposta Misto utilizado na Análise Sísmica para a ação sísmica tipo 1.....	16
Figura 14 - Desenho de implantação do Projeto Original [10].....	17
Figura 15- Planta do Piso 2, com as respetivas vigas de bordadura (vermelho) e bandas maciças (azul).....	18
Figura 16- Oscilador de primeiro grau, com molas em série e massa concentrada na Superestrutura.....	22
Figura 17 - Esquema de Posicionamento dos Dispositivos de Apoio - Configuração Inicial.....	23
Figura 18 - Projeção do Centro de Massa do Edifício (CM)e do Centro de Rigidez do Sistema de Isolamento (CR) no Piso 0.....	24
Figura 19 - Esboço do sistema de isolamento antes de definir modelo de apoio e grelha de vigas de travamento .....	27
Figura 20 - Sistema de isolamento antes do controlo de deslocamentos sísmicos diferenciais .....	27
Figura 21 - Sistema de isolamento com a grelha de vigas de travamento.....	28
Figura 22 - Esboço do Sistema de Isolamento Final .....	28
Figura 23 - Esquema de Posicionamento dos Dispositivos de Apoio - Solução Final.....	36
Figura 24 - Deformada 3D, Ampliação e Visualização em Planta dos Deslocamentos Relativos ao 1º Modo de Vibração - Modelo com Isolamento de Base.....	38
Figura 25 - Deformada 3D, Ampliação e Visualização em Planta dos Deslocamentos Relativos ao 2º Modo de Vibração - Modelo com Isolamento de Base.....	39
Figura 26 - Deformada 3D, Ampliação e Visualização em Planta dos Deslocamentos Relativos ao 3º Modo de Vibração - Modelo com Isolamento de Base.....	39
Figura 27 - Coeficientes Sísmicos nos 2 Modelos.....	43
Figura 28 - Esboço ilustrativo de uma Superfície de Interação - adaptado de [30].....	49

## Índice de Tabelas

Tabela 1 - Parâmetros utilizados na definição do Espectro de Resposta.....	15
Tabela 2 - Tabela-resumo de atribuição dos apoios deslizantes.....	25
Tabela 3 - Tabela-resumo de atribuição dos apoios HDRB.....	25
Tabela 4 - Tabela de Verificação de Deslocamentos na Interface Inferior do Sistema de Isolamento.....	29
Tabela 5 - Períodos, frequências e fatores de participação de massa em cada modo - Estrutura de Base Fixa .....	31
Tabela 6 - Forças de Corte Basal na Estrutura de Base Fixa.....	32
Tabela 7 - Coeficientes Sísmicos na Estrutura de Base Fixa.....	32
Tabela 8 - Tabela-resumo da Redução de Secções Transversais.....	34
Tabela 9 - Períodos, frequências e fatores de participação de massa em cada modo - Estrutura com Isolamento de Base.....	38
Tabela 10 - Forças de Corte Basal na Estrutura com Isolamento de Base.....	40
Tabela 11 - Coeficientes Sísmicos na Estrutura com Isolamento de Base.....	40
Tabela 12 - Deslocamentos máximos em altura- Modelo com Isolamento de Base e Modelo de Base Fixa .....	41
Tabela 13 - Forças de Corte Basal nos 2 Modelos.....	42
Tabela 14 - Contabilização do Betão nos Elementos Estruturais Verticais do Projeto Original.....	45
Tabela 15 - Contabilização do Aço - Armadura Longitudinal nos Elementos Estruturais Verticais do Projeto Original .....	46
Tabela 16 - Contabilização do Aço - Armadura Transversal nos Elementos Estruturais Verticais do Projeto Original .....	47
Tabela 17 - Tabela-resumo dos Materiais Contabilizados - Elementos Estruturais Verticais do Projeto Original .....	48
Tabela 18 - Contabilização do Betão nos Elementos Estruturais Verticais do Projeto com Isolamento de base.....	51
Tabela 19 - Contabilização do Aço - Armadura Longitudinal nos Elementos Estruturais Verticais do Projeto com Isolamento de Base .....	52
Tabela 20 - Contabilização do Aço - Armadura Transversal nos Elementos Estruturais Verticais do Projeto com Isolamento de Base .....	52
Tabela 21 - Estimativas de Custo Unitário dos Materiais .....	53
Tabela 22 - Redução de custos associada à implementação de Sistema de Isolamento de Base.....	53
Tabela 23 - Custo das Juntas Sísmicas e Grelha de Vigas de Travamento.....	54
Tabela 24 - Custo dos Aparelhos de Apoio Deslizantes.....	54
Tabela 25 - Custo dos Aparelhos de Apoio HDRB.....	55

## Acrónimos e Siglas Utilizados

CM Centro de massa  
CR Centro de rigidez  
EC8 Eurocódigo 8  
EC2 Eurocódigo 2  
FPB Friction Pendulum Bearings  
HDRB High Damping Rubber Bearing  
LDRB Low Damping Rubber Bearing  
LRB Lead Rubber Bearings  
ELU Estado Limite Último  
HFAR Hospital das Forças Armadas

## Lista de Símbolos

$K_e$  Rigidez horizontal de cada apoio  
 $K_{descontinuidade}$  Rigidez do sistema de isolamento de base  
 $a_g$  Valor de cálculo da aceleração à superfície  
 $a_{gR}$  Aceleração máxima de referência  
 $dr$  Deslocamento entre pisos  
 $\xi$  Coeficiente de amortecimento  
 $g$  Aceleração da gravidade  
 $G_{din}$  Módulo de distorção  
 $h$  Altura entre pisos  
 $N$  Esforço Axial  
 $M_x$  Momento fletor em torno do eixo X  
 $M_y$  Momento fletor em torno do eixo Y  
 $S$  Coeficiente de solo  
 $S_e(T)$  Espectro de resposta  
 $S_a(T)$  Aceleração espectral  
 $T$  Período de vibração  
 $T_{eff}$  Período efetivo  
 $T_f$  Período fundamental  
 $\gamma_x$  Coeficiente de Fiabilidade  
 $\gamma$  Distorção de corte  
 $\gamma_M$  Coeficiente parcial e propriedade do material  
 $\eta$  Coeficiente de correção do amortecimento



# Capítulo 1 - Introdução

## 1.1 Caracterização e Enquadramento do Tema

Os sismos são desastres naturais inevitáveis e recorrentes, caracterizados pelo seu efeito disruptivo nas sociedades, principalmente em zonas urbanas com elevada densidade populacional. O seu elevado potencial destrutivo é ainda agravado pela impossibilidade de prever a sua ocorrência. No entanto, considerando a distância a falhas tectónicas ativas e os registos sísmicos, torna-se possível estabelecer as características e a perigosidade associadas à ação sísmica, para uma determinada zona.

Nos últimos tempos, tem havido algum investimento na investigação e desenvolvimento de técnicas e regulamentos para melhorar a robustez das estruturas, por parte de países como a Itália, o Japão e a Nova Zelândia.

Ao longo da história, foram documentados vários eventos sísmicos em Portugal Continental e no arquipélago dos Açores, sendo o mais relevante, o sismo de 1 de Novembro de 1755, em Lisboa. A atividade sísmica em Portugal é caracterizada por sismos de grande magnitude, embora com grandes distâncias epicentrais e muito espaçados no tempo, em conjunto com ocorrências locais de magnitude mais reduzida, mas com menores períodos de retorno [2].

Ao examinar edifícios após a ocorrência de eventos sísmicos, constatou-se que, para além dos danos estruturais, sucedem-se danos significativos nos elementos não estruturais. Os danos não estruturais representam uma parcela significativa dos custos de reparação, a ponto de tornar a reparação em alguns casos, economicamente inviável [6].

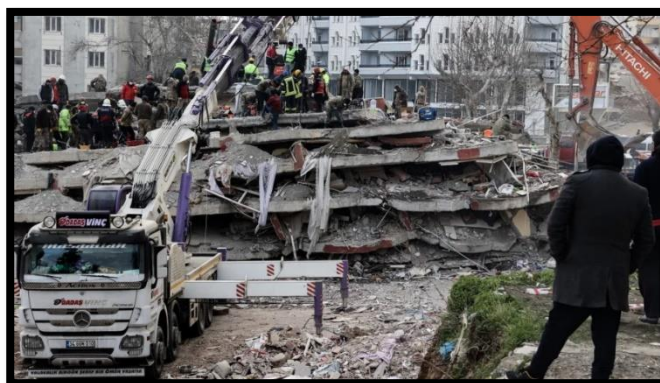
A manutenção da operacionalidade de Hospitais numa situação pós-sismo é, de certa forma, perceptível e raramente disputada, pois embora existam alternativas, como hospitais de campanha, evacuação de pacientes por meio aéreo, entre outras, estas nunca são suficientes numa situação catastrófica. Assim sendo, apenas com instalações hospitalares, localizadas na zona afetada e capazes de exercer as suas funções de forma plena, podem ser administrados os cuidados médicos necessários para mitigar, eficazmente, os efeitos de um evento desta natureza.

O propósito do isolamento de base é prevenir a ocorrência de danos na estrutura, alongando o seu período fundamental e absorvendo grandes deslocamentos, induzidos por movimentos sísmicos do solo, no sistema de isolamento. Essa técnica permite que o edifício tenha uma resposta estrutural controlada, com reduzidas acelerações e forças laterais transmitidas à estrutura. Além disso, o isolamento sísmico de uma estrutura contribui para a redução de danos em equipamentos, nos elementos não estruturais e no seu conteúdo [1].

Nos últimos 15 anos, ocorreram, na zona do Mediterrâneo, vários eventos sísmicos de elevada intensidade, tais como: L'Aquila, Itália, 2009; Lorca, Espanha, 2011; Van, Turquia, 2011; Bologna, Itália, 2012; Itália (Centro), 2016; Ísquia, Itália, 2017.

As catástrofes mencionadas acima, têm a si associadas prejuízos que atingem valores de 36 000 milhões, do ponto de vista económico, bem como, um grande número de desalojados que rondam valores de, aproximadamente, 180 000 desalojados e 1 248 fatalidades [27].

No presente ano, registaram-se dois eventos sísmicos de grande intensidade na zona do Mediterrâneo, nomeadamente: o sismo de 6 de fevereiro, que afetou a Síria e a Turquia, causando perdas económicas na ordem dos 32 000 milhões de euros, 105 000 feridos e 52 000 mortos [15]; o sismo de 8 de setembro Marraquexe-Safim, em Marrocos, que causou perdas económicas significativas, a destruição de cerca de 56000 casas e, aproximadamente, 5 500 feridos e 3 000 mortes [16].



*Figura 1 - Operações de socorro em edifício colapsado em Islahiye na Turquia [15]*



*Figura 2 - Edifício colapsado em Imzouren no nordeste de Marrocos [17]*

Tendo em conta, a frequência e a gravidade das consequências resultantes destes eventos sísmicos, torna-se evidente a necessidade de se estar preparado para lidar com uma situação desta natureza e ser-se capaz de mitigar os seus efeitos na sociedade.

## 1.2 Objetivos e Metodologia

Na dissertação em causa, pretende-se estudar o impacto da aplicação de isolamento de base no custo da estrutura de um edifício. Impacto esse que pode resultar na redução das dimensões dos elementos estruturais, na sua eliminação ou, somente na redução ao nível das armaduras. Será feita também uma avaliação custo-benefício entre a solução de base fixa e a solução com isolamento de base.

A metodologia adotada nesta dissertação, comporta seis fases:

- 1) Uma fase inicial onde se realizou o enquadramento teórico do assunto em análise, bem como um recolher de todos os dados relevantes para o estudo de caso;
- 2) Seguidamente, procedeu-se ao refinamento, verificação e adaptação dos modelos disponíveis da estrutura, nomeadamente, o modelo da superestrutura e o modelo com sistema de isolamento de base;
- 3) Posteriormente, reconfigurou-se o sistema de isolamento de base, de forma a otimizar o seu desempenho sísmico e obter-se uma solução mais económica passando os apoios elastoméricos da base do piso -1 para a interface entre piso -1 e o rés do chão, executando-se também uma série de verificações, exigidas pelo EC8, de forma a garantir a conformidade da nova configuração do sistema de isolamento de base.
- 4) De seguida, comparou-se o comportamento do modelo de base fixa, devidamente ajustado, ao comportamento do modelo com isolamento de base reconfigurado, recorrendo a uma análise por espectro de resposta para ambos.
- 5) Face à eficácia demonstrada pelo modelo com sistema de isolamento de base na redução dos esforços que condicionam o dimensionamento dos elementos estruturais verticais, procedeu-se ao redimensionamento de todos os pilares e paredes da estrutura com isolamento.
- 6) Estimou-se o custo dos elementos estruturais verticais do projeto original e comparou-se o custo desses mesmos elementos na estrutura com isolamento de base. Como resultado, foram verificadas poupanças substanciais que compensam significativamente o custo necessário para a implementação do sistema de base, mostrando assim, que é possível a manutenção da operacionalidade do edifício, sem grande acréscimo nos custos.

A modelação estrutural dos sistemas de isolamento de base e da estrutura onde foram aplicados foi feita com recurso ao software SAP2000, à semelhança do que se fez no projeto original do HFAR, disponibilizado pelo Exército Português, de forma que as análises fossem o mais coerente possível. Recorreu-se também a folhas de cálculo e gráficos para a análise dos resultados.

## 1.3 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação integra 7 capítulos.

O capítulo 1 apresenta uma introdução e contextualização do tema estudado, que engloba algumas ocorrências do passado recente, bem como os objetivos, a metodologia adotada e a presente secção.

O capítulo 2 inicia-se com uma breve explicação dos sistemas de isolamento de base e o seu campo de aplicação. Para além disso, aborda alguns tipos de dispositivos de isolamento de base.

O capítulo 3 enuncia as exigências mínimas que o EC8 apresenta, relativamente ao comportamento de sistemas de isolamento de base, verificações de segurança e as disposições recomendadas. Por fim, é executada a caracterização da ação sísmica e dos espectros de resposta considerados neste estudo.

No capítulo 4 são referenciados os principais aspetos do projeto em estudo (HFAR - solução de base fixa), sendo este designado, a partir deste momento, por “projeto original”. Neste, aplicou-se um sistema de isolamento de base com apoios do tipo HDRB. Explicou-se também as decisões tomadas no dimensionamento desta solução, seguido pela especificação e posicionamento de cada aparelho.

No capítulo 5 apresenta-se a análise comparativa entre as soluções de base fixa e com isolamento de base. Com base nos resultados obtidos, redimensionaram-se todos os elementos estruturais verticais da solução com isolamento de base.

No capítulo 6, contabilizaram-se as poupanças obtidas nos elementos estruturais verticais da estrutura com isolamento de base e procedeu-se à avaliação custo-benefício.

Por fim, no capítulo 7 são tecidas as considerações finais, e identificadas possíveis temáticas para investigação futura.

## Capítulo 2 - Sistemas de Isolamento de Base

### 2.1 Introdução

No presente capítulo, será exposto o conceito de Sistemas de Isolamento de Base e apresentados os vários tipos de Isolamento sísmico, disponíveis atualmente.

Considera-se como sistema de isolamento de base um dispositivo, ou conjunto de dispositivos, através dos quais seja possível materializar uma superfície de descontinuidade horizontal, que permita o movimento entre o solo e a estrutura, garantindo, no entanto, a transmissão das cargas verticais ao sistema de fundação. Desta forma, um sistema de isolamento deve garantir o suporte da estrutura, e, simultaneamente, apresentar uma elevada flexibilidade horizontal [2].

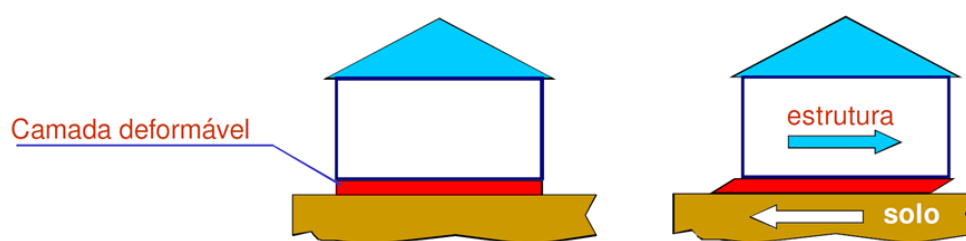


Figura 3 - Esboço representativo de um Sistema de Isolamento de Base [5]

A camada deformável é constituída, exclusivamente, por isoladores - nome atribuído aos aparelhos de apoio - que atuam como os elementos de ligação entre o solo e a estrutura. Assim sendo, é possível manipular a rigidez efetiva da estrutura, ajustando a rigidez dos Isoladores. Os isoladores são dimensionados para suportar os movimentos e absorver a energia libertada, durante um sismo [18].

Ao projetar um sistema de isolamento, além da necessidade de assegurar as propriedades essenciais, mencionadas anteriormente para o seu desempenho, é importante considerar a simplicidade funcional e a facilidade de instalação no local. Estes são aspetos que não devem ser negligenciados. Importa também referir que, quanto maior forem os deslocamentos suportados pelo sistema de isolamento, maior a quantidade de energia dissipada durante o sismo. No entanto, é necessário ter em atenção que os aparelhos de apoio capazes de suportar maiores deformações, têm custos acrescidos.

Quando se concebe um sistema de isolamento, é igualmente importante buscar a minimização da manutenção necessária. Isso deve-se à necessidade de garantir que o sistema funcione, de forma confiável, ao longo de uma vida útil semelhante à da estrutura isolada. Portanto, é aconselhável considerar sistemas de isolamento com requisitos de manutenção o mais baixos possível, sendo que o ideal seria um sistema sem necessidade de manutenção.

O deslocamento relativo, entre pisos, num edifício de base fixa é consideravelmente superior ao seu homólogo, num edifício com isolamento de base, uma vez que a deformação dos elementos estruturais é o principal mecanismo de dissipação de energia sísmica, num edifício de base fixa. Numa estrutura isolada, os deslocamentos laterais dão-se, essencialmente, ao nível da camada de descontinuidade horizontal, nos isoladores, enquanto a superestrutura não sofre deformações significativas, apresentando um comportamento semelhante ao de um corpo rígido [2].

Na figura 4, apresenta-se um esquema representativo comportamento descrito.

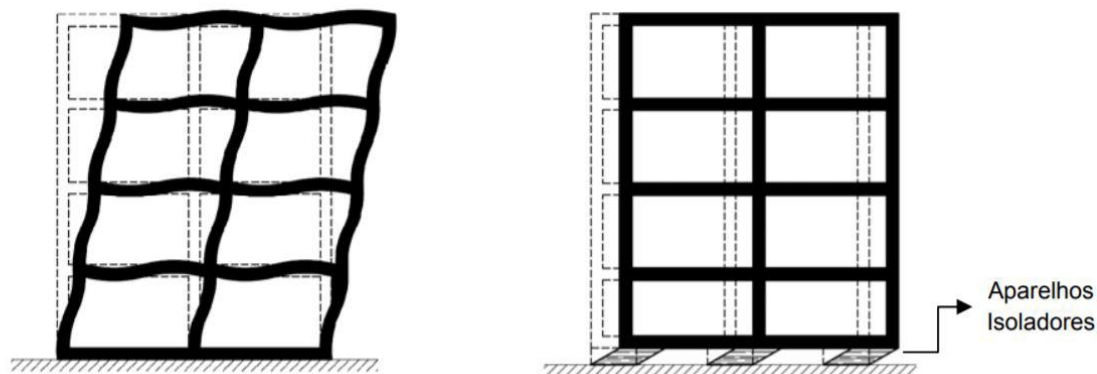


Figura 4 - Esboço representativo da resposta uma Estrutura de Base Fixa e de uma Estrutura de Base Isolada, sujeitas à ação sísmica [19]

Relativamente à localização do sistema de isolamento de base, deve procurar-se a máxima proteção da estrutura, razão pela qual, é recomendável que se coloquem os isoladores próximo da base dos edifícios. No entanto, a escolha da localização dos dispositivos isoladores pode ser influenciada por outras considerações, como a redução da carga axial nos isoladores, ao colocá-los na superfície inferior do piso 0, ou ainda, por permitir que as lajes dos pisos inferiores garantam o apoio das estruturas de contenção periférica, o que pode ser vantajoso, do ponto de vista económico.

A figura 5 ilustra as posições geralmente sugeridas para o sistema de isolamento.

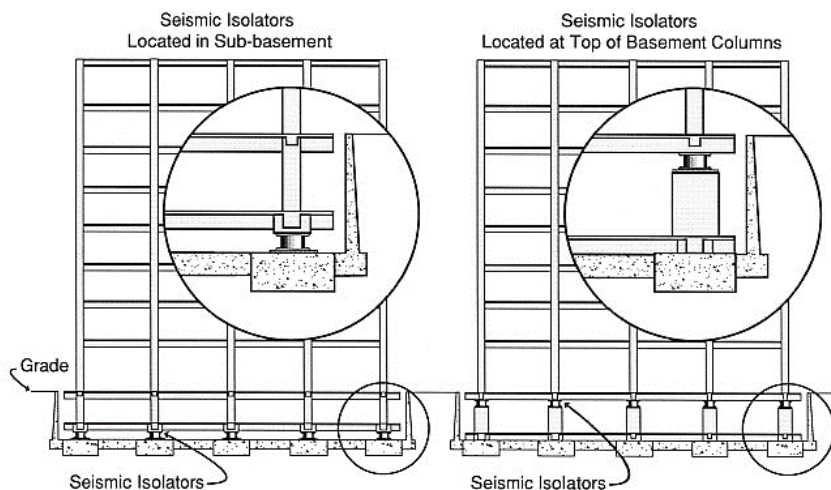


Figura 5 - Esboço representativo da resposta uma Estrutura de Base Fixa e de uma Estrutura de Base Isolada, sujeitas à ação sísmica [5]

Um dos efeitos diretos da aplicação de um sistema de isolamento de base é o aumento da flexibilidade da estrutura, bem como, o aumento do seu nível de amortecimento. Esses aumentos resultam em uma redução significativa das acelerações, induzidas na superestrutura, o que é desejável. No entanto, como contrapartida, os deslocamentos totais da estrutura aumentam, concentrando-se na camada de descontinuidade, ou seja, nos isoladores. Isto tem a vantagem de reduzir, consideravelmente, as deformações relativas entre os pisos da superestrutura.

Pode concluir-se que o aumento do período fundamental da estrutura, obtido através da implementação de um sistema de isolamento de base, resultará na redução da amplitude das acelerações horizontais, na estrutura. No entanto, esse aumento do período fundamental da estrutura, conduzirá também, a um aumento na amplitude dos deslocamentos, entre a superestrutura e o solo.

Com o aumento dos deslocamentos entre a superestrutura e o solo, é essencial garantir a disponibilidade de um espaço livre que permita esses movimentos, sem o risco de colisão com a envolvente exterior [22].

Na figura 6 apresentam-se os espectros de resposta relativos a uma estrutura, antes e depois da aplicação de um Sistema de Isolamento de Base.

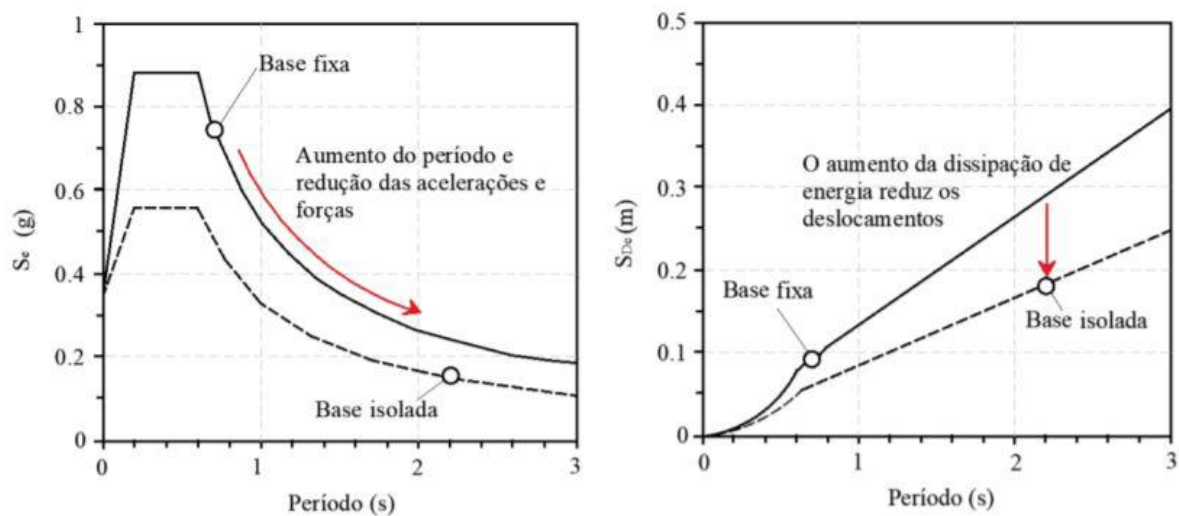


Figura 6 - Esboço representativo de um espectro de resposta para acelerações (à esquerda) e deslocamentos (à direita) em função dos coeficientes de amortecimento [23]

Conforme se pode observar na figura 6, os valores de aceleração, para uma faixa de períodos de 0.2 a 0.6 segundos, correspondem aos valores críticos do espectro de resposta. Por esse motivo, as estruturas cujo período fundamental de vibração esteja compreendido entre 0.1 e 1 segundo são mais afetadas pela ação sísmica, uma vez que as frequências da ação sísmica estão mais próximas das frequências naturais da estrutura, o que pode levar ao fenômeno de ressonância.

A figura 7 pretende ilustrar o conceito explicado no parágrafo anterior.



Figura 7 - Intervalo de Frequências para a Ação Sísmica e frequências próprias associadas a estruturas com e sem Isolamento de Base [24]

Ao observar a figura 7, pode constatar-se que a ação sísmica tem, na maioria dos casos, elevados níveis de energia associados a frequências superiores a 1 Hz. Tendo em conta que os edifícios mais altos costumam ter frequências mais baixas, pode concluir-se que a implementação de um Sistema de Isolamento de Base nesses edifícios é menos eficaz (redundante), pois a frequência própria desses edifícios mais altos costuma estar fora do intervalo de frequências, da ação sísmica. Assim sendo, pode inferir-se que os Sistemas de Isolamento de Base são mais eficazes para edifícios baixos e médios [25].

No contexto da resistência do solo, verifica-se que a eficácia dos sistemas de isolamento de base aumenta à medida que o solo se torna mais duro. Isto é evidente na Figura 8, onde se observa que a diminuição da frequência própria da estrutura resulta numa redução do esforço de corte na base. Em contraste, em solos mais brandos, devido à sua maior deformabilidade, ocorrem acelerações mais elevadas para frequências mais baixas, e por esse motivo, ao aplicar um Sistema de Isolamento de Base em Solo Brando, podem obter-se esforços de corte na base superiores aos da Estrutura de Base Fixa.

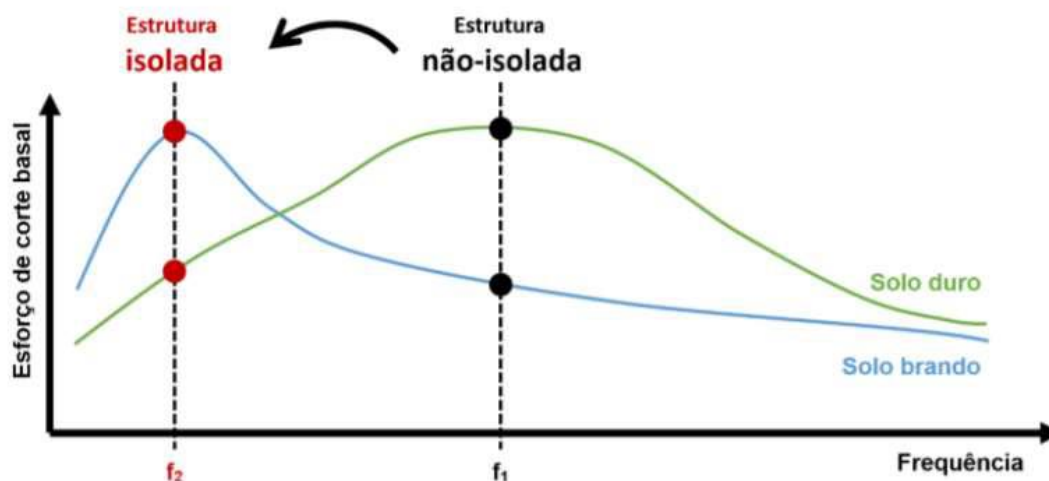


Figura 8 - Efeitos das características do solo na resposta da estrutura [26]

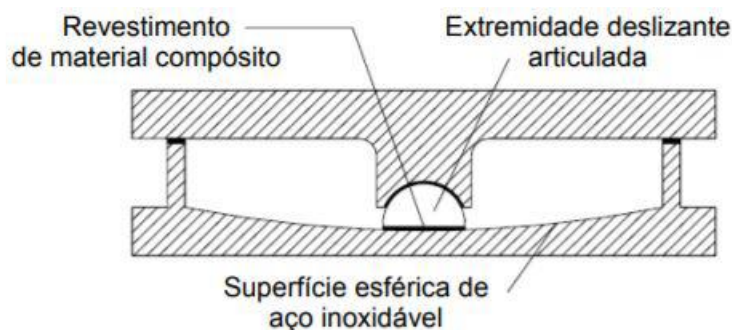
## 2.2 Tipos de Isolamento de Base

Podem organizar-se os sistemas de proteção sísmica em três tipos, nomeadamente, os sistemas passivos, os sistemas ativos e os sistemas semi-ativos, de acordo com o seu consumo energético. Os sistemas passivos não dependem de uma fonte de energia para operar, ao contrário dos sistemas ativos, que exigem energia para controlar o movimento da estrutura. Por fim, os sistemas semi-ativos requerem energia apenas para ajustar as características dos dispositivos.

O Sistema de Isolamento de Base é um sistema passivo, e é nele e nos seus isoladores que nos iremos focar. Atualmente, consideram-se, essencialmente, dois tipos de Isolamento de Base.

- Apoios Pendulares
- Apoios Elastoméricos

Os Apoios Pendulares com Atrito (FPB - Friction Pendulum Bearings) são compostos por dois elementos de aço sobrepostos, um dos quais apresenta uma superfície côncava no seu interior, sobre a qual, desliza o outro elemento com a sua extremidade articulada e revestida por um compósito de baixo atrito (como demonstrado na figura 9). Sempre que este apoio se desloca da sua posição central, a sua curvatura gera uma força de restituição induzida pelo peso da estrutura, que o conduz à posição inicial, descrevendo um movimento semelhante ao de um pêndulo.



*Figura 9 - Esboço dos componentes de um Apoio FPS [19]*

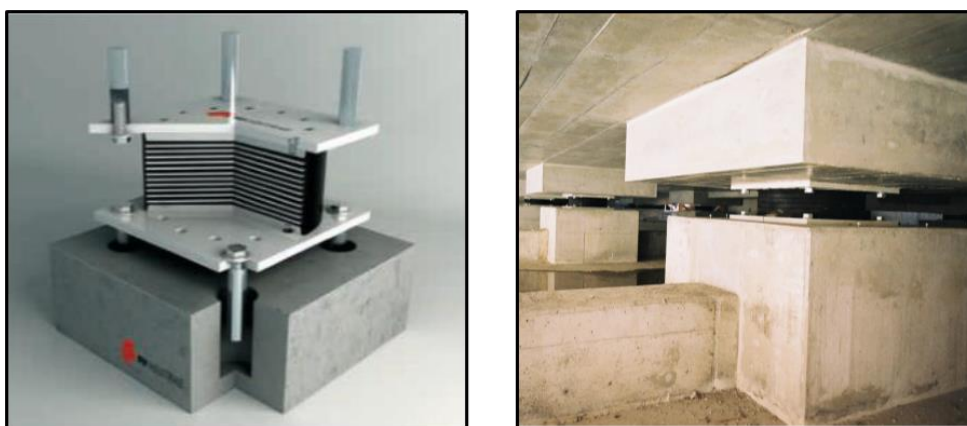
Os **apoios elastoméricos** dividem-se em 3 tipos, nomeadamente os Apoios de Borracha de Baixo Amortecimento (LDRB - Low Damping Rubber Bearings), os **Apoios de Borracha de Alto Amortecimento (HDRB - High Damping Rubber Bearings)** e os Apoios de Borracha com Núcleo de Chumbo (LRB - Lead Rubber Bearings).

De seguida, é dada uma breve explicação sobre as características e funcionamento dos apoios HDRB, dado que, foram os dispositivos de apoio utilizados neste trabalho, por motivos expostos no capítulo 4.

### Apoios de Borracha de Alto Amortecimento (HDRB)

Os apoios de borracha de alto amortecimento são dos isoladores mais frequentemente adotados nos sistemas de isolamento de base de edifícios. Os apoios HDRB consistem na interposição de finas camadas de borracha, os elastômeros, com chapas de aço dispostas horizontalmente, unidas por meio de vulcanização. As chapas de aço servem para restringir a expansão lateral das camadas de borracha, aumentando a rigidez vertical e capacidade de carga, sem aumentar a sua rigidez horizontal.

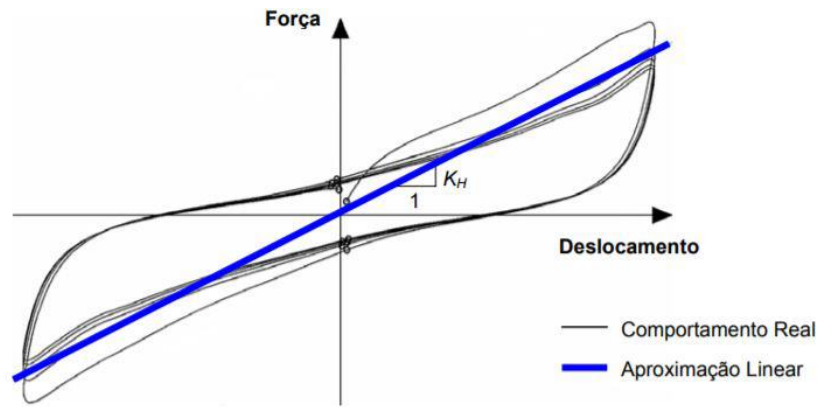
O grau de amortecimento dos isoladores está, intrinsecamente, ligado à composição do elastômero empregue. Estes isoladores podem ser escolhidos em função do seu deslocamento máximo, sendo os seus compostos produzidos com aditivos antienvelhecimento apropriados, assegurando que as propriedades físicas e mecânicas permaneçam, praticamente, inalteradas ao longo do tempo [20].



*Figura 10 - Apoio HDRB (à esquerda) [20] e Aplicação de Apoio HDRB em contexto real - Hospital da Luz (à direita) [28]*

O módulo de deformação e o coeficiente de amortecimento são propriedades da borracha, que variam de acordo com o nível de deformação e a temperatura a que o elastômero está sujeito. Com base na composição utilizada, esses materiais podem exibir valores do módulo de distorção (G) na faixa de 0,4 a 1,4 MPa e coeficientes de amortecimento que variam entre 10% e 15% [20].

Os apoios HDRB exibem um comportamento não linear, representado na figura 11, com tendência para o aumento da sua rigidez, quando sujeitos a deformações significativas. No entanto, a relação entre a força aplicada e o deslocamento dos apoios HDRB, sujeitos a ações de corte cíclicas, assemelha-se a um modelo linear, ilustrado também na figura 11, que depende unicamente da rigidez horizontal, equivalente do dispositivo.



*Figura 11 - Relação força - deslocamento linear equivalente dos apoios HDRB [22]*

O mecanismo de dissipação de energia é histerético e permanece constante, tanto para pequenas quanto para grandes deformações, sendo a quantidade de energia dissipada determinada pela área interna dos ciclos, característicos da relação entre força e deslocamento.

A deformação total de um apoio de borracha é determinada pela soma das deformações que ocorrem em todas as camadas de elastômero.



## Capítulo 3 – Exigências Mínimas do Eurocódigo 8

### 3.1 Seleção do tipo análise adequada.

Como referido anteriormente, o método de análise utilizado para o dimensionamento de um sistema de Isolamento de Base com apoios de borracha de alto amortecimento (HDRB), pode ser um modelo de análise linear. Desde que o comportamento possa ser representado por um modelo linear equivalente, é possível utilizar-se a análise modal ou até mesmo um modelo estático equivalente. Ainda assim, o método selecionado dependerá sempre da complexidade e localização da estrutura.

O EC8 [3] permite a utilização de dois métodos lineares (análise linear simplificada e análise modal por espectro de resposta) sob a condição de que sejam atendidas as condições seguintes:

- a) A rigidez efetiva do sistema de isolamento não ser inferior a 50% da rigidez efetiva para um deslocamento de 20% do deslocamento do centro de rigidez [3];
- b) O coeficiente de amortecimento efetivo do sistema de isolamento não ser superior a 30% [3];
- c) A relação força-deslocamento do sistema de isolamento não varia mais de 10% em função da velocidade do carregamento ou do valor das cargas verticais [3];
- d) O aumento da força de restituição quando se passa de uma deformação igual a 50% da deformação máxima para a deformação máxima ser, no mínimo, igual a 2.5% da carga vertical exercida sobre o apoio [3].

No caso em estudo, será utilizado o método de análise modal por espectro de resposta. Dado que a estrutura em causa (abordada no capítulo seguinte), tem uma das suas dimensões superior a 50 metros e não apresenta uma distribuição regular em altura. Assim sendo, a estrutura não cumpre todos os critérios exigidos pelo EC8 [3] para poder ser analisada por análise linear simplificada.

### 3.2 Verificações de Segurança

Relativamente às verificações de segurança do Estado Limite Último, a Estrutura com Isolamento de Base, deve cumprir as verificações de segurança para edifícios, expostas na secção 4.4 do EC8 [3], de acordo com as seguintes condições:

- A subestrutura deve ser verificada sob os esforços que lhe são transmitidos pelo sistema de isolamento e a forças de inércia que lhe são diretamente aplicadas [1] [3];
- Para uma maior fiabilidade dos sistemas de isolamento, devem majorar-se pelo coeficiente de fiabilidade ( $\gamma_x = 1.2$ ), todos deslocamentos sísmicos do sistema de isolamento. Este fator deve também ser considerado na verificação da resistência do sistema de isolamento, considerando a possibilidade de rotura por instabilidade local nos isoladores [29] [3].

- As verificações da segurança relativas ao equilíbrio e à resistência da subestrutura e da superestrutura devem ser efetuadas de acordo com as verificações de segurança sem ser necessário satisfazer o dimensionamento pela capacidade resistente ou das condições de ductilidade global ou local [29] [3].
- A resistência dos isoladores, na verificação da segurança ao estado limite último, deve ser avaliada em função do deslocamento horizontal relativo total entre as superfícies superior e inferior do isolador, sendo que o deslocamento horizontal deve incluir a deformação devido à ação sísmica de cálculo [29] [3].

As disposições gerais de cálculo consideradas, serão abordadas no capítulo 4.

### 3.3 Caracterização da Ação Sísmica

Dado que se pretende analisar sismicamente a estrutura com Sistema de Isolamento de Base, deve executar-se uma análise elástica, com coeficiente de comportamento unitário ( $q=1$ ). Apenas nas verificações de segurança para o dimensionamento dos elementos verticais da estrutura é que se pode utilizar o coeficiente de comportamento de 1,5.

No caso em estudo, o solo onde assentam as fundações, pode ser considerado como um terreno do tipo B, de acordo com as características geotécnicas indicadas no relatório de Projeto do edifício de Base Fixa [8]. Estando o edifício situado nas zonas sísmicas 1.3 e 2.3, relativas às ações sísmicas do Tipo 1 e Tipo 2, respetivamente, tendo, portanto, associadas a si, acelerações máximas de referência ( $ag_r$ ) de 1.50 e 1.70  $m/s^2$ .

Dado que, o edifício em causa pertence à classe de importância IV (edifício hospitalar), e os seus coeficientes de importância são de 1.95 para a Ação sísmica Tipo 1 e de 1.50 para a Ação sísmica Tipo 2. As suas acelerações máximas tomam o valor de 2.93 e 2,55  $m/s^2$  para as ações sísmicas do Tipo 1 e Tipo 2, respetivamente [9].

No dimensionamento de um Sistema de Isolamento de Base, deve ser considerada a componente vertical da ação sísmica, uma vez que a resposta dos apoios pode ser afetada pela mesma. No entanto, com base nos resultados obtidos no documento de cálculos justificativos [9] do edifício em estudo, conclui-se que os parâmetros de dimensionamento dos apoios não são afetados. É também referido que esta componente é irrelevante no valor máximo de deslocamento dos apoios e não tem influência no valor médio do esforço axial dos mesmos. Por estas razões, não foi considerado o efeito da componente vertical da ação sísmica neste estudo.

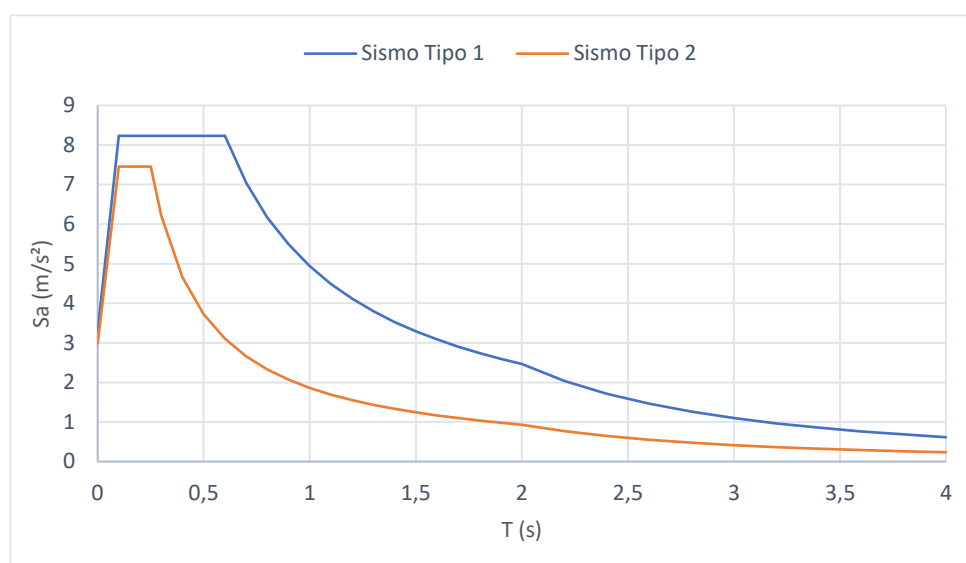
De acordo com as informações apresentadas anteriormente, consultou-se o Anexo Nacional do EC8 [3] e obtiveram-se os valores dos parâmetros que definem o espectro de resposta.

A tabela 1 reúne toda a informação necessária para a definição do espectro de resposta elástica dos sismos Tipo 1 e Tipo 2.

	Zona	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	$\Upsilon$	$a_g$ (m/s <sup>2</sup> )	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)	$S_{max}$	S
<b>Sismo 1</b>	1.3	1.5	1.95	2.925	0.1	0.60	2	1.35	1.125
<b>Sismo 2</b>	2.3	1.7	1.50	2.55	0.1	0.25	2	1.35	1.169

*Tabela 1 - Parâmetros utilizados na definição do Espectro de Resposta*

De seguida apresenta-se o espectro de resposta elástica para as ações sísmicas Tipo 1 e 2, onde o é considerado um amortecimento de 5%.



*Figura 12 - Espectros de Resposta Elástica para a ação sísmica Tipo 1 e 2,  $\xi = 5\%$*

Ao observar os espectros de resposta elásticos da figura 12, conclui-se que as acelerações induzidas na estrutura pela ação sísmica tipo 1 são iguais ou superiores às acelerações induzidas pela ação sísmica tipo 2. Por esse motivo, daqui em diante, será apresentada apenas a informação relativa ao Sismo tipo 1, por ser a ação mais gravosa.

Uma vez que os sistemas de isolamento de base apresentam um amortecimento entre 10% a 15% do amortecimento crítico para os períodos fundamentais, considerou-se o valor de 10%, de forma conservativa. Para a solução de Base Fixa, considerou-se um amortecimento de 5% do amortecimento crítico para períodos fundamentais.

Considerando um coeficiente de correção do amortecimento ( $\eta$ ) de 1 e 0,816, para ação sísmica tipo 1 com amortecimentos de 5% e 10%, respetivamente, determinaram-se os espectros de resposta elásticos e constatou-se que há uma redução das acelerações da base fixa com um amortecimento de  $\xi=5\%$ , para a base isolada com  $\xi=10\%$ , o que se traduz numa redução das forças de inércia na estrutura, e assegura que os elementos da superestrutura permanecem em regime elástico durante o sismo.

Sobre o espectro de resposta considerado para a análise sísmica (figura 13), considerou-se um “espectro misto”, no qual se tiveram em conta, as acelerações do espectro de resposta determinado com um amortecimento de 5% para períodos inferiores a 2s e as acelerações do espectro de resposta determinado com um amortecimento de 10% para períodos superiores a 2s. Isto indica que a estrutura vibra de acordo com suas frequências próprias até aos dois segundos e a partir daí passa a vibrar de acordo com a frequências características do isolamento de base.

A figura 13, apresenta o espectro de resposta elástica da ação sísmica tipo 1 para amortecimentos de 5% e 10%, bem como, o Espectro Misto adotado neste estudo.

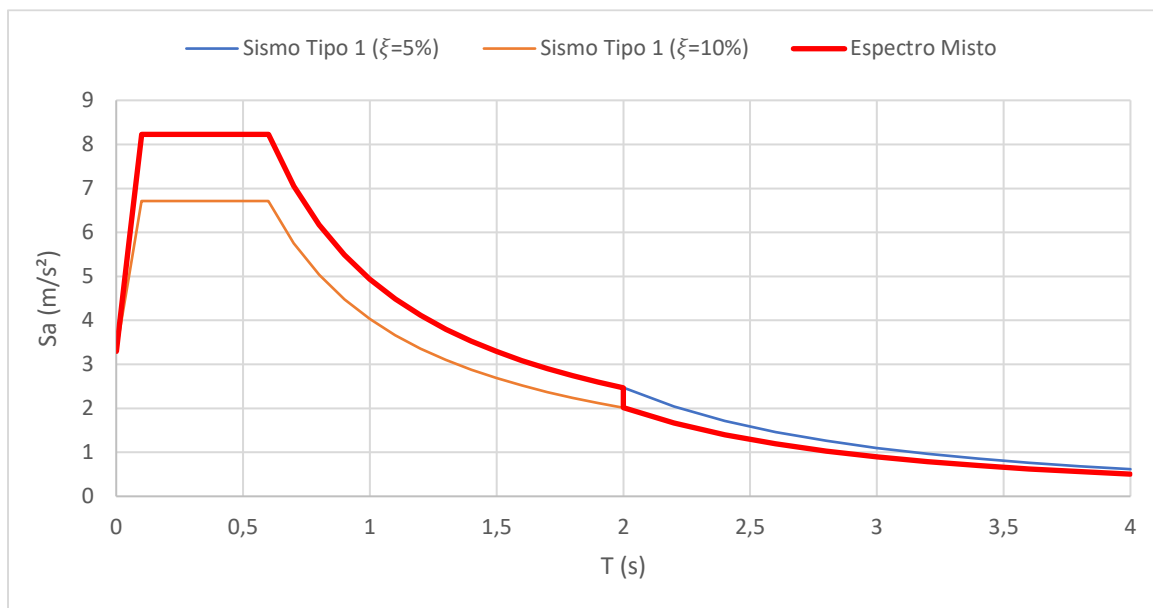


Figura 13 - Espectro de Resposta Misto utilizado na Análise Sísmica para a ação sísmica tipo 1

Os espectros de resposta foram introduzidos no programa SAP200 utilizando a função "Response Spectrum".

## Capítulo 4 – Pré-Dimensionamento da Estrutura com Isolamento de Base

Será apresentado sumariamente, neste capítulo, o Projeto Original do edifício H05 que será construído futuramente no Hospital da Forças Armadas (HFAR), no Lumiar. São também indicadas as decisões que foram tomadas na modelação deste edifício com o Software SAP2000, e ainda, o estudo da resposta deste modelo à ação sísmica regulamentar através da análise em destaque no capítulo anterior - análise modal por espectro de resposta.

### 4.1 Informações relativas ao Projeto Original

Como referido no início deste capítulo, o modelo utilizado nesta dissertação baseia-se num projeto real, o Projeto Original, tendo esse modelo seguido as prescrições do relatório “Estruturas e Fundações para o edifício H05 do Hospital Das Forças Armadas” [10].

É importante referir que o modelo utilizado não foi elaborado de raiz, uma vez que este estudo dá continuação à análise desenvolvida na dissertação da colega Daniela Falacho [1]. Com isto, é necessário salientar que foram executadas diversas alterações ao modelo, alterações essas que serão indicadas neste capítulo. A partir desse modelo, surgiram 2 outros relevantes para o trabalho em causa, sendo um deles o modelo com o sistema de isolamento de base implementado, e um outro modelo onde apenas se considera a sua superestrutura suportada por apoios fixos. O propósito dos mesmos será explicado ao longo dos próximos capítulos.

Relativamente às dimensões do edifício, o relatório mencionado no parágrafo acima, informa-nos que apresenta “uma configuração retangular em planta, terá uma área de implantação de 1 365 m<sup>2</sup> e 3 pisos acima do solo e uma cave” [10]. Relativamente às funcionalidades de cada piso, importa mencionar que a cave é essencialmente uma garagem, os pisos 0 ,1 e 2 são zonas de serviço e quartos e que a cobertura apesar de não ser acessível, tem uma casa das máquinas e alguns equipamentos pesados.

Na figura abaixo, temos a título ilustrativo, o Desenho de Implantação.



Figura 14- Desenho de implantação do Projeto Original [10].

Quanto à solução estrutural do projeto inicial, o relatório menciona o seguinte:

- a) “Lajes fungiformes ... compreendendo bandas maciças de espessura total constante, em geral de 0.40m...”;
- b) “As lajes são apoiadas nos pilares e paredes estruturais interiores e em vigas de bordadura”;
- c) “Pilares distribuídos preferencialmente segundo os alinhamentos ... e paredes estruturais ... envolvendo núcleos de acessos verticais...”.

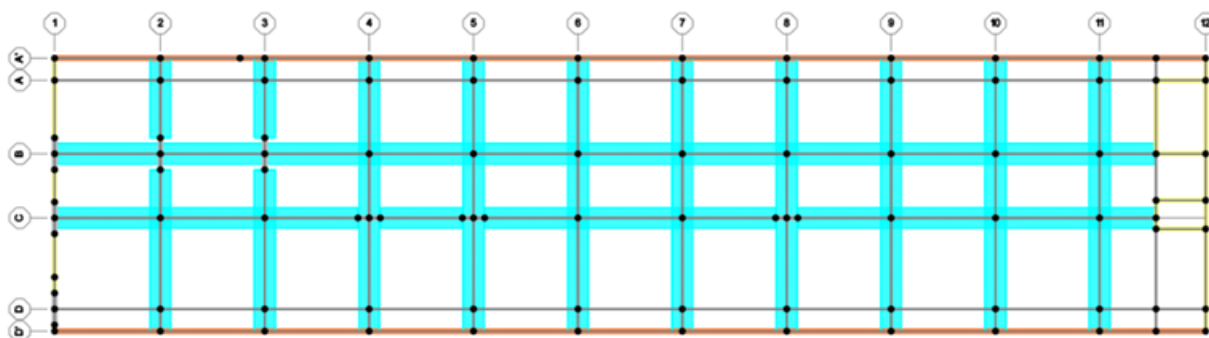


Figura 15- Planta do Piso 2, com as respectivas vigas de bordadura (vermelho) e bandas maciças (azul).

De forma geral, os materiais utilizados na estrutura foram o aço A500 NR SD e o betão C35/45 [8]. É também referido que a geometria da solução estrutural do projeto original foi acertada com a solução arquitetónica adotada para as várias fachadas.

A maior dimensão do edifício tem aproximadamente 83m, no entanto, não se materializou em projeto nenhuma junta de dilatação, dito isto, a hipótese de adoção da junta foi considerada, mas acabou por não ser implementada devido a condicionamentos arquitetónicos, tendo o relatório acrescentado que *“Por outro lado e em complemento, desses condicionamentos, considera-se ser também de referir que a médio prazo, as juntas tendem a ser uma fonte de problemas porque se degradam, podem tornar-se pontes térmicas e pontos de infiltração, exigindo, por conseguinte, do Dono da Obra custos de manutenção”* [10].

No que diz respeito ao risco sísmico, e tendo em conta que o edifício será implantado numa zona de sismicidade elevada o relatório salienta que *“...para além de resistir ao colapso a sua estrutura deverá permitir assegurar a operacionalidade do hospital mesmo para situações como a ocorrência de sismos de forte intensidade, as exigências de desempenho estrutural são superiores às normalmente consideradas no projeto de outros tipos de edifícios”* [10], assim sendo, pode ser inferido que os danos não estruturais também foram tidos em conta, uma vez que estes são essenciais para garantir a operacionalidade do hospital. Assume-se, portanto, que foi executado um controlo dos deslocamentos máximos relativos entre os diversos pisos.

Por fim, o artigo referencia as “Especificações técnicas para o Comportamento Sismo-Resistente de Edifícios Hospitalares” [3] e destaca os alguns dos princípios presentes no EC8, nomeadamente:

- a) A simplicidade estrutural, quer no plano quer em elevação;
- b) A adoção, tanto quanto possível, de uma distribuição de massas e rigidez pouco variável em altura;
- c) A distribuição de elementos estruturais resistentes verticais segundo uma malha ortogonal e regular.

## 4.2 Modelação

Como referido no subcapítulo anterior, este estudo dá seguimento a um tema desenvolvido anteriormente. Assim sendo não houve necessidade de modelar a estrutura de raiz. Partiu-se do modelo de base fixa utilizado nesse estudo [1] e executou-se uma revisão e refinamento do mesmo. Sobre esse modelo, a autora explica que *“a modelação... foi realizada com recurso ao programa de cálculo estrutural SAP2000. A solução apresentada é ligeiramente diferente da original, sendo que não foi considerado o piso como enterrado nem os seus muros de suporte, por não apresentarem relevância para a análise sísmica horizontal... tendo o edifício sido modelado apenas com as paredes e os pilares relevantes para a sua conceção”*[1].

### ALTERAÇÕES EXECUTADAS NO MODELO

Começou-se por uma regularização do edifício através do realinhamento dos pilares e paredes, uma vez que estes tinham desvios com valores compreendidos entre os 10 e 20 centímetros, a eliminação destes desvios causava constrangimentos mínimos para a Arquitetura, mas simplifica consideravelmente o modelo estrutural. De seguida procedeu-se à limpeza geral do modelo, redefinindo os elementos Shell de forma a compatibilizar as lajes. E eliminaram-se também todos os pontos redundantes no modelo.

Seguidamente, procedeu-se à verificação das massas dos elementos e das cargas aplicadas nos mesmos. Analisou-se também o espectro de resposta utilizado, e executou-se um ligeiro acerto do mesmo (foi ponderada a utilização de um coeficiente de amortecimento de 12.5%, no entanto acabou por ser utilizado  $\xi = 10\%$  para obter um maior grau de segurança). Por fim, redefiniram-se as combinações de ações aplicadas no modelo.

### 4.3 Dimensionamento dos aparelhos de apoio

Com o modelo de base fixa revisto, iniciou-se a análise do desempenho sísmico do mesmo, e com base nos resultados desta análise, deu-se início ao dimensionamento do sistema de isolamento de base. Neste subcapítulo, pretende-se apresentar o raciocínio por detrás do dimensionamento da solução adotada.

Tendo em conta a variedade de opções disponíveis, no que toca ao tipo de aparelhos de apoio a utilizar, selecionaram-se os apoios do tipo HDRB (Blocos de Borracha de Alto Amortecimento) devido ao seu comportamento elástico, capacidade de restituição adequada e fiabilidade, sendo que apresentam precedentes de aplicação no contexto nacional.

Decidiu-se que os blocos de borracha seriam colocados na superfície inferior da laje do piso 0, sobre 50 plintos idênticos com dimensões de 70x70 cm e uma altura de 4,5 metros. Estes mesmos plintos substituíram todos os elementos verticais da cave, com exceção do muro de contenção, que não exerce influência sobre o comportamento sísmico do edifício.

Dado que a cave é uma zona de estacionamento, a substituição dos elementos verticais pelos plintos não acarreta grandes constrangimentos para a funcionalidade do piso -1. Os blocos de borracha têm uma altura aproximada de 50 cm, pelo que foi acrescentada a mesma altura ao pé direito do piso. Assim sendo, a cota da laje do piso -1 terá de ser executada 50 cm abaixo do planeado no Projeto Original e a rampa de acesso ao estacionamento necessitará de um pequeno ajuste. Fora isso, a modelação da estrutura com isolamento sísmico continua idêntica ao Projeto Original (solução de base fixa).

No Software SAP2000, os blocos de borracha foram introduzidos como elementos de ligação (links) e colocados na devida posição, sendo inseridas as rigidezes adequadas.

Para determinar a rigidez a atribuir a cada apoio, é necessário determinar qual a rigidez pretendida para a superfície de descontinuidade horizontal [2] ( $K_{descontinuidade}$ ), uma vez que esta resulta da soma das rigidezes horizontais de todos os apoios.

Para determinar a rigidez horizontal da superfície de descontinuidade ( $K_{descontinuidade}$ ), podemos balizarmo-nos pelo valor pretendido para a rigidez horizontal total da estrutura ( $K_{total}$ ).

Podemos calcular o valor pretendido para  $K_{total}$ , dado que conhecemos a massa da estrutura (8992.5 toneladas) e pretendemos que a frequência da estrutura com isolamento seja, idealmente, 4 vezes inferior à frequência própria da sua superestrutura (1.41 Hz), ou seja, que a frequência de vibração na estrutura com isolamento de base seja de, aproximadamente, 0,35 Hz. Pelo que podemos calcular  $K_{total}$ , utilizando as seguintes equações:

$$T_{eff} = 2\pi \times \sqrt{\frac{M_{Total}}{K_{total}}} \Leftrightarrow K_{total} = (f \times 2\pi)^2 \times M_{Total} \quad (1)$$

Através da equação anterior, obtemos o seguinte:

$$K_{total} = (0,35 \times 2\pi)^2 \times 8992.5 = 43489 \text{ KN/m} \quad (2)$$

Assim sendo:

$$K_{total} \leq 43489 \text{ KN/m} \quad (3)$$

Uma vez que a superfície de descontinuidade horizontal é a zona com maior flexibilidade da estrutura, e que a flexibilidade total da estrutura resulta da soma das flexibilidades da subestrutura, da interface de descontinuidade e da superestrutura. Como se pode verificar, ao observar a equação de flexibilidades seguinte.

$$\frac{1}{K_{total}} = \frac{1}{K_{subestrutura}} + \frac{1}{K_{descontinuidade}} + \frac{1}{K_{superestrutura}} \quad (4)$$

Onde:

$K_{total}$  é a rigidez horizontal total da estrutura;

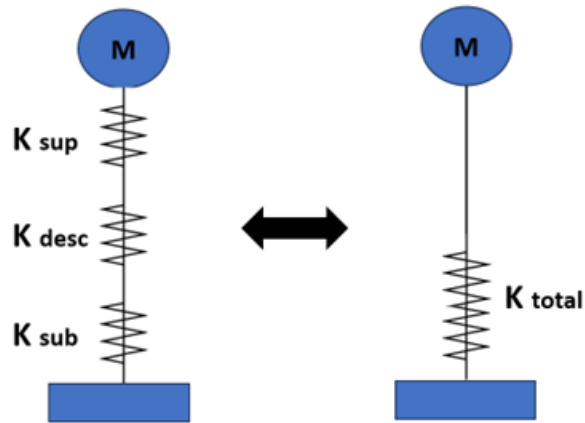
$K_{subestrutura}$  é a rigidez horizontal da subestrutura;

$K_{descontinuidade}$  é a rigidez horizontal da superfície de descontinuidade horizontal;

$K_{superestrutura}$  é a rigidez horizontal da superestrutura;

Pode concluir-se, que a flexibilidade total da estrutura será sempre superior à flexibilidade da superfície de descontinuidade, e pela mesma lógica, conclui-se que a rigidez horizontal total da estrutura ( $K_{total}$ ) será sempre inferior à rigidez horizontal da superfície de descontinuidade ( $K_{descontinuidade}$ ). Portanto, se adotarmos como critério ( $K_{descontinuidade} \leq 43489 \text{ KN/m}$ ), teremos garantido um sistema de isolamento muito eficiente.

É importante referir que a expressão acima (4), pressupõe que toda massa do edifício está concentrada acima da superfície de descontinuidade horizontal, na superestrutura (que para efeitos práticos se comporta como um corpo rígido), ou seja, considerou-se que a estrutura se comporta como um oscilador de um grau de liberdade. Isto constitui uma simplificação, no entanto, é razoável assumir este modelo para efeitos de estimativa.



*Figura 16- Oscilador de primeiro grau, com molas em série e massa concentrada na Superestrutura*

Com um valor de referência para a rigidez horizontal máxima do sistema de isolamento estabelecido ( $K_{descontinuidade} \leq 43489 \text{ KN/m}$ ), definiu-se um deslocamento máximo de 30 cm para todos os elastómeros, uma vez que se esperavam, de acordo com outros estudos [1], deslocamentos por volta dos 20 cm para a ação sísmica.

Com o deslocamento máximo admissível definido, consultaram-se os catálogos do fornecedor *FIP Industriale* [20] e aferiram-se as características dos vários elastómeros disponíveis.

É importante lembrar que os blocos de borracha são cilíndricos, e que tanto a sua rigidez lateral como a sua capacidade de carga vertical estão essencialmente limitadas pelo seu diâmetro. Diâmetro este, que por sua vez, está limitado pelas dimensões da placa de aço inferior, que não podem ultrapassar as dimensões da secção transversal do Plinto (70x70 cm).

Os catálogos estabeleciam para cada modelo de elastómero dois limites. Um limite (mais reduzido) para a carga vertical resultante da aplicação das combinações sísmicas, e para o qual o fabricante garante o bom funcionamento do aparelho até ao deslocamento máximo (30 cm). E um outro limite (com valores significativamente superiores) para a carga vertical resultante da aplicação da combinação fundamental do Estado Limite Último, para o qual o fabricante garante um bom funcionamento em situação estática e para deslocamentos até 10cm.

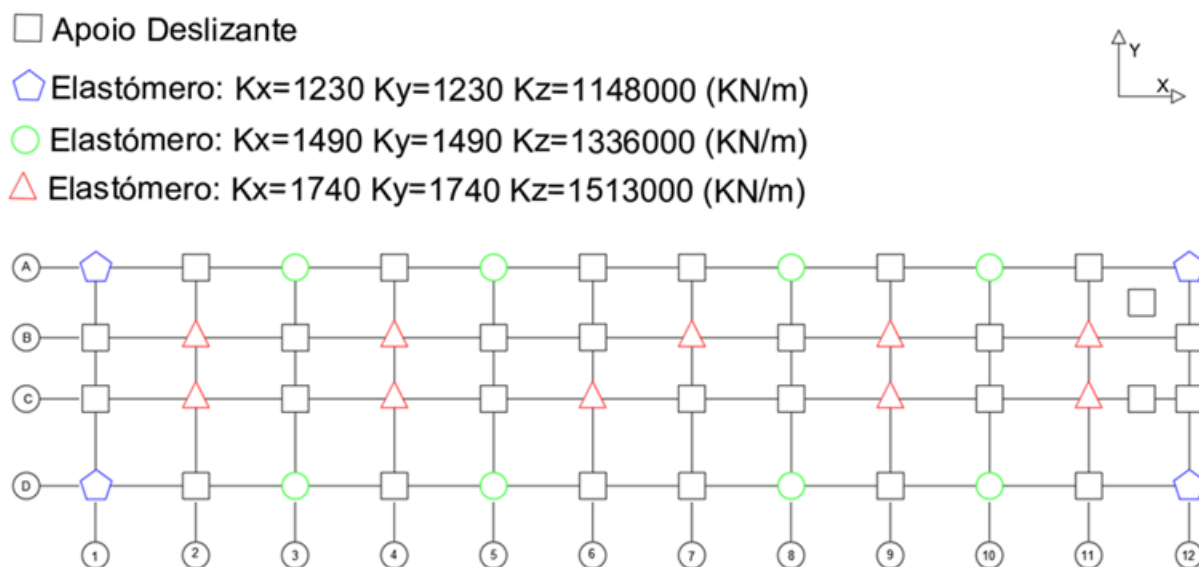
Com base no esforço axial exercido em cada apoio do edifício, devido às combinações sísmicas e à combinação fundamental do Estado Limite Último, e tendo em conta os limites impostos pelo fabricante, atribuiu-se o bloco de borracha adequado para cada um dos 50 pontos de apoio do edifício.

Constatou-se que a atribuição de um elastômero para todos os apoios, conduziu a uma rigidez horizontal do sistema de isolamento muito elevada (com  $K_{descontinuidade} = 83700 \text{ KN/m}$ ). Nestas condições, o período efetivo da estrutura seria 2.25 segundos e a sua frequência própria seria 0,44Hz.

A presente configuração cumpria os critérios necessários para isolar a estrutura, no entanto tratava-se de uma solução pouco eficiente e dispendiosa, razão pela qual se decidiu substituir os elastômeros dos apoios com maior carga vertical por apoios deslizantes, de forma a otimizar a solução. Em simultâneo, fez-se também a substituição de outros apoios de forma a manter a disposição de apoios o mais simétrica possível, em termos de rigidez.

Para a escolha dos apoios deslizantes a utilizar em cada ponto de apoio, consultou-se o catálogo do fornecedor *FIP Industriale* [21]. Os catálogos utilizados, podem ser consultados nos anexos desta dissertação.

Com as alterações mencionadas anteriormente, obteve-se uma configuração com 28 apoios deslizantes e 22 elastômeros, designada por configuração inicial. De seguida, apresenta-se o Esquema de Posicionamento dos Dispositivos de Apoios para a solução descrita.



*Figura 17 - Esquema de Posicionamento dos Dispositivos de Apoio - Configuração Inicial*

A presente solução será, no entanto, sujeita a alterações por motivos relacionados com o desempenho sísmico, abordados no capítulo seguinte.

Como descrito anteriormente, um dos critérios considerados na substituição dos elastômeros por apoios deslizantes foi manter a simetria em termos de rigidez, deste modo, o Centro de Rigidez do Sistema de Isolamento ( $CR_{Isolamento}$ ) quase coincidiu com o Centro Geométrico do Edifício (CG).

A figura seguinte apresenta a projeção do Centro de Massa do edifício ( $CM_{edifício}$ ) e do Centro de Rigidez do Sistema de Isolamento ( $CR_{isolamento}$ ) no Piso 0.

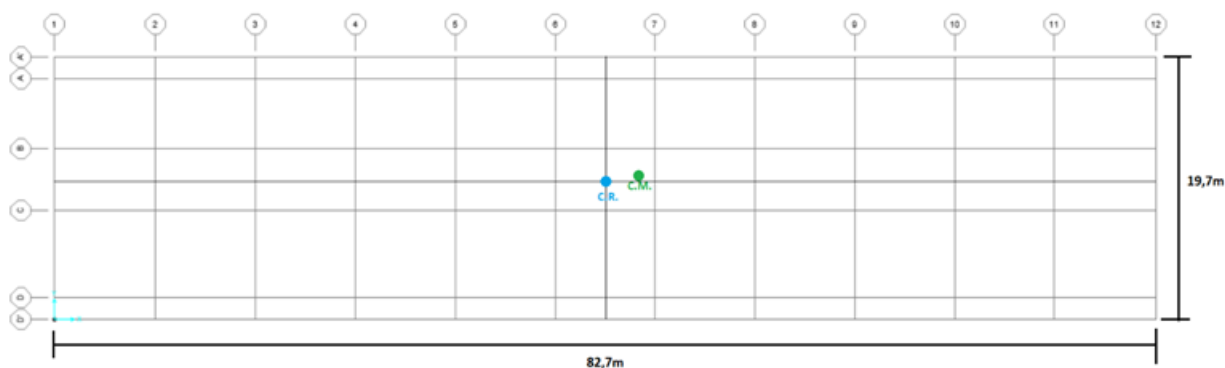


Figura 18 - Projeção do Centro de Massa do Edifício (CM) e do Centro de Rigidez do Sistema de Isolamento (CR) no Piso 0

O  $CM_{edifício}$  dista 1,15m segundo x e 0,25m segundo y do  $CR_{isolamento}$ , ou seja, em termos percentuais, obteve-se uma excentricidade do  $CM_{edifício}$  de 1,4% e 1,3%, respetivamente. A distância total entre os pontos projetados é de, aproximadamente, 1,18m.

É importante referir que fruto da disposição de apoios aplicada, passou-se a ter um  $CR_{Efetivo}$  mais próximo do Centro Geométrico do edifício, minimizando assim os efeitos de torção. Contribuindo assim para o controlo de movimentos indesejáveis prescrito pelo EC8 [3].

De seguida, apresentam-se as tabelas utilizadas para a seleção dos apoios HDBR e dos apoios deslizantes. A nomenclatura dos apoios fez-se tendo consideração os eixos que se cruzam em cada ponto de apoio. As tabelas apresentam as cargas verticais condicionantes, mencionadas anteriormente, o modelo de apoio escolhido e ainda a rigidez lateral associada ao mesmo.

Apoio	Combinação Fundamental do E.L.U.	Combinação Sísmica Pp + 0,4Sc + Sismo1xy	Modelo de Apoio	Rigidez Horizontal
	Carga Vertical (KN)	Carga Vertical (KN)	$\delta_{max} = \pm 300mm$	Ke (KN/m)
Base A1	1432,814	1522,042	SI-N 550/154	1230
Base A3	3153,868	2280,702	SI-N 600/152	1490
Base A5	3179,876	2168,132	SI-N 600/152	1490
Base A8	3170,655	2312,173	SI-N 600/152	1490
Base B2	5103,506	3360,479	SI-N 650/153	1740
Base B4	4705,362	2918,995	SI-N 650/153	1740
Base B6	4950,452	3314,718	SI-N 650/153	1740
Base B7	4419,999	2782,009	SI-N 650/153	1740
Base B9	4464,512	2978,626	SI-N 650/153	1740
Base C2	4990,081	3443,087	SI-N 650/153	1740
Base C4	4956,309	3196,331	SI-N 650/153	1740
Base C6	4951,058	3506,159	SI-N 650/153	1740
Base C7	5227,483	3368,206	SI-N 650/153	1740
Base C9	5430,845	3579,571	SI-N 650/153	1740
Base D1	2496,299	2642,29	SI-N 550/154	1230
Base D3	3704,244	2382,818	SI-N 600/152	1490
Base D5	3550,533	2328,916	SI-N 600/152	1490
Base D8	3591,716	2281,86	SI-N 600/152	1490
Base A10	3107,961	2205,328	SI-N 600/152	1490
Base A12	1549,167	1803,168	SI-N 550/154	1230
Base B11	4262,315	3014,045	SI-N 650/153	1740
Base C11	4162,42	3138,715	SI-N 650/153	1740
Base D10	3589,699	2448,933	SI-N 600/152	1490
Base D12	1653,942	1466,437	SI-N 550/154	1230

Tabela 3 - Tabela-resumo de atribuição dos apoios HDRB

Apoio	Combinação Fundamental do E.L.U.	Modelo de Apoio
	Carga Vertical (KN)	Multi-direcional
Base A2	3262,126	SM 400/50
Base A4	3240,058	SM 400/50
Base A6	3227,731	SM 400/50
Base A7	3181,538	SM 400/50
Base A9	3205,75	SM 400/50
Base B1	2952,918	SM 400/50
Base B3	4931,954	SM 600/50
Base B5	4310,22	SM 500/50
Base B8	4958,966	SM 600/50
Base C1	2749,846	SM 300/50
Base C3	5018,936	SM 600/50
Base C5	5675,489	SM 600/50
Base C8	5189,757	SM 600/50
Base D2	3427,109	SM 400/50
Base D4	3633,616	SM 400/50
Base D6	3665,449	SM 400/50
Base D7	3655,266	SM 400/50
Base D9	3634,624	SM 400/50
Base A11	2936,449	SM 400/50
Base B10	4722,413	SM 500/50
Base B12	1725,593	SM 200/50
Base C10	5247,915	SM 600/50
Base C12	1753,74	SM 200/50
Base D11	3563,195	SM 400/50
Base C11,5	3308,972	SM 400/50
Base A'11,5	1252,96	SM 200/50

Tabela 2 - Tabela-resumo de atribuição dos apoios deslizantes

## 4.4 Controlo dos Movimentos Sísmicos Diferenciais no Terreno

Relativamente às disposições gerais de cálculo, foi preciso ter em consideração alguns aspetos, como o controlo de movimentos indesejáveis, o controlo de deslocamentos em relação ao terreno e às construções circundantes, bem como as disposições gerais relativas aos dispositivos de isolamento. Para tal, foram seguidas as recomendações presentes no Capítulo 10 do EC8, mais especificamente no subcapítulo 10.5. Embora todas as recomendações tenham sido ponderadas, será apresentada, de seguida, uma exigência que foi particularmente trabalhosa, nomeadamente o controlo dos movimentos sísmicos diferenciais no terreno.

Para o controlo dos deslocamentos sísmicos diferenciais no terreno, o EC8 [3], estipula o seguinte:

- (1) Os elementos estruturais localizados acima e abaixo da interface de isolamento deverão ser suficientemente rígidos tanto na direção horizontal como vertical, para que sejam minimizados os efeitos dos deslocamentos sísmicos diferenciais do terreno [3].
- (2) Nos edifícios, considera-se satisfeito o disposto em (1) se forem satisfeitas todas as condições que se seguem [3]:
  - a) Existe um diafragma rígido por cima e por baixo do sistema de isolamento, constituído por uma laje de betão armado ou por uma grelha de vigas de travamento [3].
  - b) Os dispositivos que constituem o sistema de isolamento estão fixados nas suas extremidades aos diafragmas rígidos acima definidos, quer diretamente quer, se não for exequível, por meio de elementos verticais cujo deslocamento horizontal relativo na situação de projeto sísmico deverá ser inferior a  $1/20$  do deslocamento relativo do sistema de isolamento [3].

No caso em estudo, temos uma laje de 20 cm com bandas com 40 cm de espessura na interface superior do sistema de isolamento, garantindo assim um comportamento adequado. Já na interface inferior do sistema, a solução inicial correspondia a 50 plintos com secção transversal de 0,7x0,7 metros e uma altura de 3,7 metros.

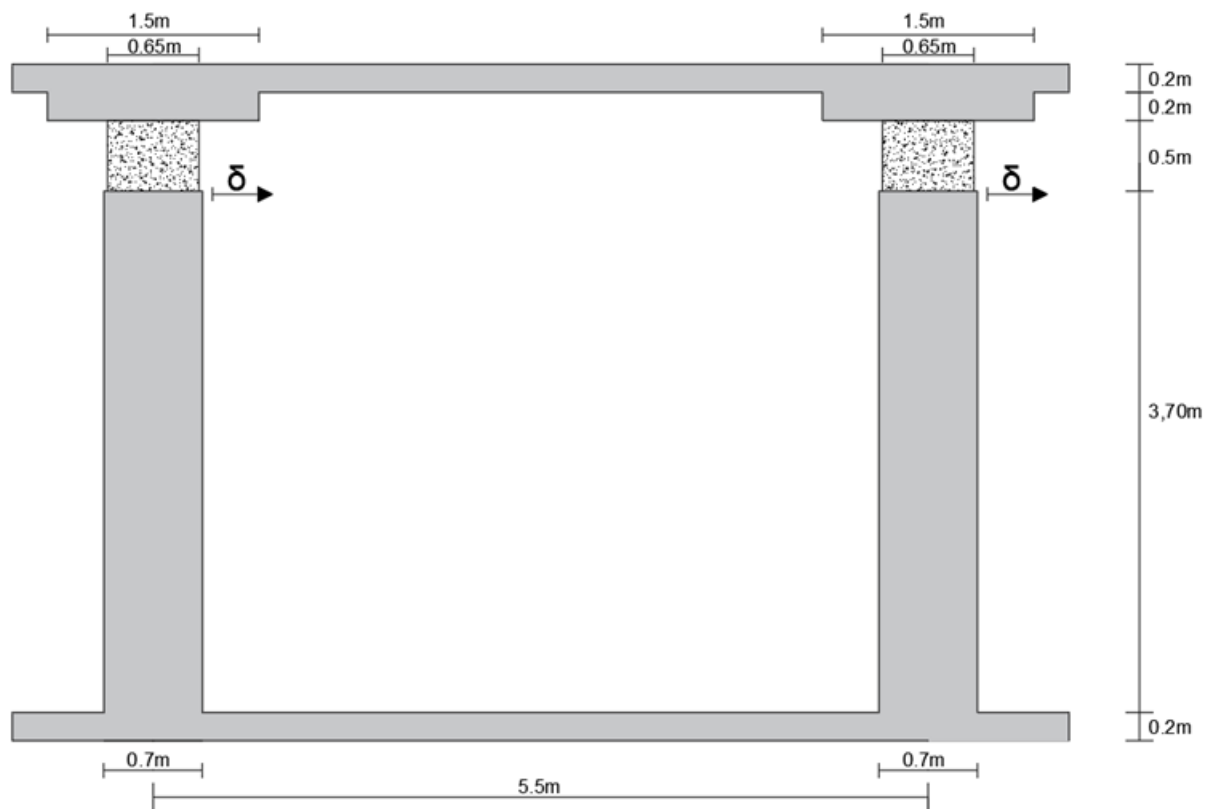


Figura 19 - Esboço do sistema de isolamento antes de definir modelo de apoio e grelha de vigas de travamento

Após a medição dos deslocamentos no topo de cada plinto ( $\delta$ ), devido à aplicação da combinação sísmica, verificou-se que nos 22 plintos, onde estavam posicionados os blocos de borracha, obtiveram-se deslocamentos máximos com valores entre os 1,5 e os 2 cm, enquanto nos restantes 28 apoios deslizantes, o deslocamento máximo não ultrapassou os 0,2 cm. Dado que para o deslocamento relativo do sistema de isolamento se obtiveram valores pertencentes ao intervalo ] 19; 20 [ cm, seria necessário que o deslocamento máximo em todos os plintos fosse inferior a 1 cm, para que o estipulado no ponto 2b), mencionado acima, fosse cumprido.

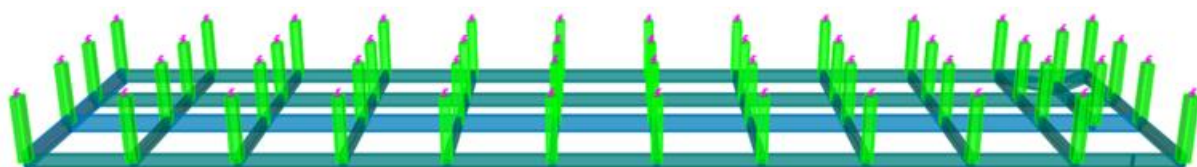
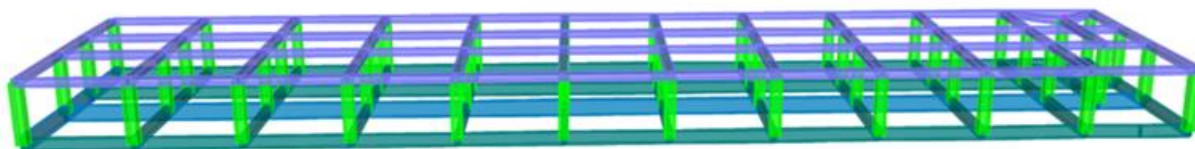


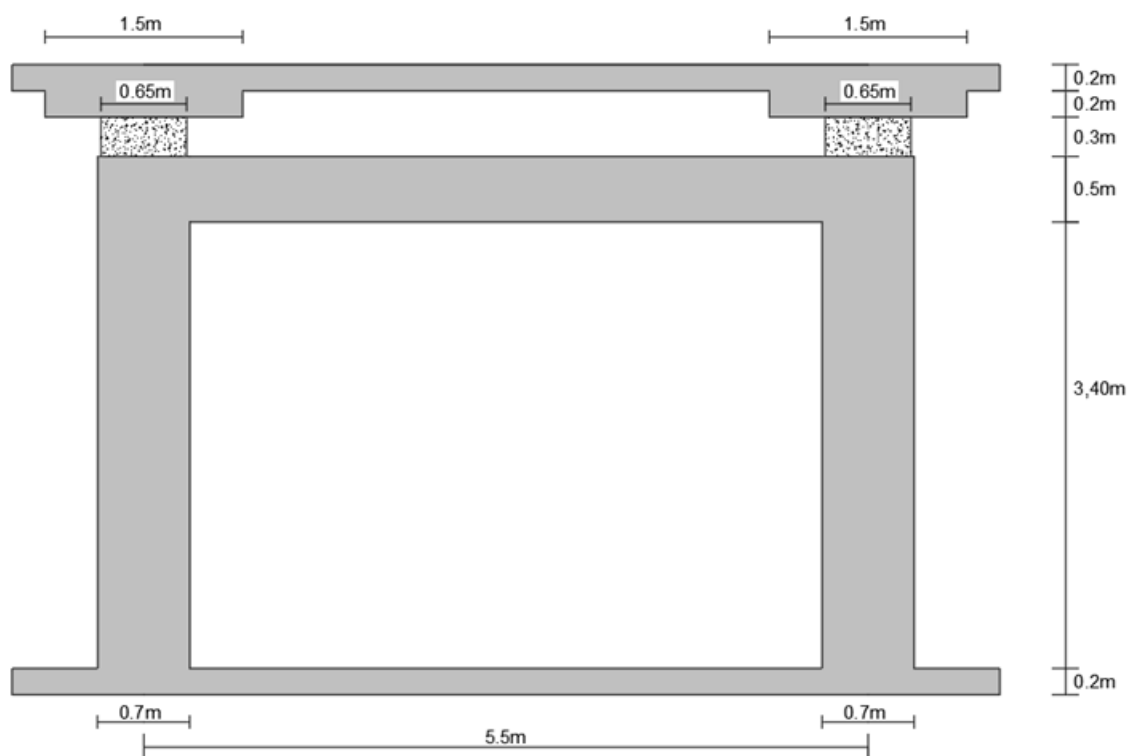
Figura 20 - Sistema de isolamento antes do controlo de deslocamentos sísmicos diferenciais

De forma a uniformizar os deslocamentos, seria necessário transmitir alguns dos esforços aplicados nos plintos, com deslocamentos elevados, para os plintos com apoios deslizantes. Decidiu-se então introduzir uma grelha de vigas de travamento. Determinou-se que estas vigas teriam 50 cm de altura e uma largura de 65 cm (ligeiramente inferior à largura do Plinto de forma a facilitar a colocação das armaduras). Ao medirmos os deslocamentos, após a introdução da grelha, obtivemos deslocamentos máximos entre 0,6 e 0,9 cm para todos os plintos.



*Figura 21 - Sistema de isolamento com a grelha de vigas de travamento*

Após as verificações do EC8, mencionadas anteriormente, e um ajuste das alturas dos dispositivos de apoio, de acordo com os blocos de borracha e apoios deslizantes seleccionados no subcapítulo anterior, elaborou-se o seguinte esquema geral do sistema de isolamento, com 4,5 metros de altura entre pisos e um pé-direito livre de 3,4 metros que garante uma boa acessibilidade a qualquer veículo ligeiro.



*Figura 22 - Esboço do Sistema de Isolamento Final*

Na tabela seguinte apresentam-se os resultados obtidos para a ação sísmica tipo 1.

Plinto	Deslocamento Relativo do Sistema de Isolamento ( $\Delta$ )		$(\Delta/20)$		Deslocamento Horizontal Relativo do Plinto ( $\delta$ )		$(\Delta/20) > \delta$
	Ux (m)	Uy (m)	Ux (m)	Uy (m)	Ux (m)	Uy (m)	
A1	0,1897	0,1947	0,0095	0,0097	0,0083	0,0089	✓
A2	0,1906	0,1940	0,0095	0,0097	0,0081	0,0092	✓
A3	0,1904	0,1933	0,0095	0,0097	0,0080	0,0081	✓
A4	0,1909	0,1946	0,0095	0,0097	0,0077	0,0051	✓
A5	0,1908	0,1907	0,0095	0,0095	0,0077	0,0078	✓
A6	0,1913	0,1887	0,0096	0,0094	0,0075	0,0090	✓
A7	0,1913	0,1876	0,0096	0,0094	0,0074	0,0090	✓
A8	0,1910	0,1872	0,0096	0,0094	0,0075	0,0077	✓
A9	0,1913	0,1887	0,0096	0,0094	0,0074	0,0050	✓
B1	0,1921	0,1956	0,0096	0,0098	0,0073	0,0087	✓
B2	0,1918	0,1939	0,0096	0,0097	0,0074	0,0093	✓
B3	0,1923	0,1940	0,0096	0,0097	0,0073	0,0079	✓
B4	0,1919	0,1944	0,0096	0,0097	0,0073	0,0052	✓
B5	0,1922	0,1913	0,0096	0,0096	0,0073	0,0076	✓
B6	0,1917	0,1886	0,0096	0,0094	0,0076	0,0091	✓
B7	0,1917	0,1875	0,0096	0,0094	0,0076	0,0091	✓
B8	0,1923	0,1878	0,0096	0,0094	0,0073	0,0075	✓
B9	0,1920	0,1885	0,0096	0,0094	0,0072	0,0051	✓
C1	0,1930	0,1956	0,0096	0,0098	0,0073	0,0087	✓
C2	0,1927	0,1939	0,0096	0,0097	0,0075	0,0093	✓
C3	0,1932	0,1940	0,0097	0,0097	0,0073	0,0079	✓
C4	0,1927	0,1944	0,0096	0,0097	0,0073	0,0052	✓
C5	0,1931	0,1913	0,0097	0,0096	0,0073	0,0076	✓
C6	0,1926	0,1886	0,0096	0,0094	0,0076	0,0091	✓
C7	0,1926	0,1874	0,0096	0,0094	0,0075	0,0091	✓
C8	0,1933	0,1878	0,0097	0,0094	0,0071	0,0075	✓
C9	0,1931	0,1884	0,0097	0,0094	0,0069	0,0051	✓
D1	0,1923	0,1945	0,0096	0,0097	0,0089	0,0090	✓
D2	0,1931	0,1940	0,0097	0,0097	0,0086	0,0092	✓
D3	0,1930	0,1933	0,0096	0,0097	0,0086	0,0081	✓
D4	0,1935	0,1946	0,0097	0,0097	0,0083	0,0051	✓
D5	0,1933	0,1906	0,0097	0,0095	0,0083	0,0078	✓
D6	0,1937	0,1887	0,0097	0,0094	0,0081	0,0090	✓
D7	0,1938	0,1875	0,0097	0,0094	0,0081	0,0090	✓
D8	0,1933	0,1871	0,0097	0,0094	0,0083	0,0077	✓
D9	0,1935	0,1887	0,0097	0,0094	0,0083	0,0050	✓
A10	0,1910	0,1854	0,0095	0,0093	0,0075	0,0078	✓
A11	0,1915	0,1851	0,0096	0,0093	0,0074	0,0077	✓
A12	0,1908	0,1839	0,0095	0,0092	0,0076	0,0070	✓
B10	0,1925	0,1860	0,0096	0,0093	0,0071	0,0076	✓
B11	0,1921	0,1848	0,0096	0,0092	0,0072	0,0078	✓
B12	0,1924	0,1845	0,0096	0,0092	0,0071	0,0069	✓
C10	0,1937	0,1860	0,0097	0,0093	0,0068	0,0076	✓
C11	0,1936	0,1847	0,0097	0,0092	0,0067	0,0079	✓
C12	0,1940	0,1843	0,0097	0,0092	0,0065	0,0069	✓
D10	0,1930	0,1853	0,0097	0,0093	0,0085	0,0078	✓
D11	0,1932	0,1848	0,0097	0,0092	0,0085	0,0078	✓
D12	0,1924	0,1835	0,0096	0,0092	0,0088	0,0072	✓
C11,5	0,1941	0,1850	0,0097	0,0093	0,0065	0,0068	✓
A'11,5	0,1922	0,1852	0,0096	0,0093	0,0071	0,0068	✓

Tabela 4 - Tabela de Verificação de Deslocamentos na Interface Inferior do Sistema de Isolamento



## Capítulo 5 – Análise Comparativa das Soluções com Isolamento e de Base Fixa

Com os dados relativos ao comportamento sísmico do modelo de base fixa apurados e o sistema de isolamento de base pré-dimensionado, começou-se por realizar a análise do desempenho sísmico da Solução de Base Fixa. De seguida, efetuou-se uma análise preliminar da Estrutura com Isolamento Sísmico. Por fim, procedeu-se à análise do desempenho sísmico da Solução com Isolamento de Base final e compararam-se os resultados.

### 5.1 Análise de Desempenho Sísmico da Solução de Base Fixa

Para avaliar o desempenho sísmico da Estrutura de Base Fixa, apresentam-se neste subcapítulo, todos os dados disponíveis, relativos ao desempenho sísmico da estrutura do Projeto Original, começando pela caracterização dos modos de vibração mais relevantes. Os dados apresentados de seguida, foram obtidos através da consulta do relatório - “Projeto de Execução para a Construção do Edifício H05 do Hospital das Forças Armadas - Cálculos Justificativos” [9].

Cada modo de vibração tem a si associado uma determinada frequência própria e período de vibração, assim como um fator de participação de massa em cada direção. As direções relevantes para o caso em estudo são 3, as translações em X e Y e as rotações em torno do eixo Z. Com base no fator de participação de massa, pode determinar-se a direção dominante em cada um dos modos em análise.

A Tabela seguinte apresenta os resultados da análise modal.

Modos de Vibração da Estrutura de Base Fixa								
Modos	Períodos	Frequências	UX	UY	RZ	ΣUX	ΣUY	ΣRZ
Vibração	(segundos)	(Hertz)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
1	0,79	1,26	0,1	70,8	36,0	0,1	70,8	36,0
2	0,65	1,53	1,1	0,1	0,8	1,2	70,9	38,8
3	0,57	1,76	62,4	0,0	0,9	63,6	70,9	37,7
4	0,48	2,07	1,2	2,6	31,2	64,8	73,5	68,9
5	0,47	2,12	0,0	1,7	2,4	64,8	75,2	71,3
6	0,30	3,35	0,0	9,0	6,4	64,8	84,2	77,7
7	0,28	3,53	0,3	0,0	0,0	65,1	84,2	77,7
8	0,24	4,21	0,0	0,1	0,0	65,1	84,3	77,7
9	0,24	4,25	0,0	0,0	0,0	65,1	84,3	77,7
10	0,23	4,25	0,3	0,0	0,1	<b>65,4</b>	<b>84,3</b>	<b>77,8</b>

Tabela 5 - Períodos, frequências e fatores de participação de massa em cada modo - Estrutura de Base Fixa

No relatório [9] do Projeto original, é mencionado que foram analisados os primeiros 50 modos de vibração e são apresentados os primeiros 10 modos.

O primeiro modo de vibração é caracterizado por uma translação na direção Y, com um fator de massa atuante de, aproximadamente, 71% e uma rotação em torno do eixo Z com uma mobilização de 36% da massa efetiva. O período associado a este modo é de 0.79 segundos e, conseqüentemente, a sua frequência própria toma o valor de 1.26 Hertz.

No segundo modo não ocorre qualquer mobilização considerável de massa. O período associado ao modo é 0.63 segundos e a sua frequência própria é de 1.59 Hz.

O terceiro modo de vibração é caracterizado por uma translação em X. O fator de massa atuante nessa direção ronda os 62%. Dá-se também uma pequena mobilização de massa, na rotação em torno do eixo Z (1%). Associado a este modo, tem-se um período de vibração de 0.43 segundos e uma frequência própria de 2.31 Hz.

O quarto modo é, essencialmente, caracterizado por torção (rotação em torno do eixo Z), com um fator de massa nessa direção de 31,2%. O seu período de vibração é de 0,48 segundos e a sua frequência própria é de 2,07 Hertz.

De seguida são apresentadas as forças de corte basal, nas direções X e Y sob a ação sísmica tipo 1 para a Estrutura de Base Fixa.

<b>Forças de Corte Basal na Estrutura de Base Fixa</b>		
<b>Ação Sísmica</b>	<b>Direção X (KN)</b>	<b>Direção Y (KN)</b>
Sismo 1, x	<b>40483</b>	12166
Sismo 1, y	18543	<b>30508</b>

*Tabela 6 - Forças de Corte Basal na Estrutura de Base Fixa*

Na tabela 6 apresentam-se apenas os valores relativos à Ação Sísmica tipo 1, uma vez que esta é a ação mais condicionante. Os valores destacados a negrito na tabela são os valores máximos das reações horizontais nos apoios da estrutura.

Sabe-se que a Estrutura de Base Fixa tem uma carga vertical total de 145 403 KN, pelo que se conclui que as forças de corte basal equivalem a aproximadamente 27,8% desse valor, no caso mais gravoso.

Seguidamente, apresentam-se os coeficientes sísmicos, nas direções X e Y, sob a ação sísmica tipo 1 para a Estrutura de Base Fixa.

<b>Coeficientes Sísmicos da Estrutura de Base Fixa</b>		
<b>Ação Sísmica</b>	<b>Direção X</b>	<b>Direção Y</b>
Sismo 1, x	<b>0.278</b>	0,084
Sismo 1, y	0.128	<b>0,210</b>

*Tabela 7 - Coeficientes Sísmicos na Estrutura de Base Fixa*

## 5.2 Definição da Solução Final com Isolamento de Base

Com a introdução dos blocos de borracha (links) no modelo do projeto original, a frequência alterou-se para 0,317 Hz que corresponde a um período efetivo de 3,156 segundos. Com estes resultados preliminares, constatou-se que a solução com isolamento sísmico tinha um período efetivo 4.4 vezes superior ao período fundamental da sua superestrutura, o que por si só é positivo, dado que o capítulo 10 do EC8 recomenda, no mínimo, um rácio de períodos entre a superestrutura e o sistema de isolamento de 3, para que o isolamento possa ser considerado uma camada de descontinuidade horizontal. Portanto, com a presente disposição dos aparelhos de apoio (apresentada no subcapítulo 4.3 - Figura 17), temos um isolamento muito eficaz, em que as acelerações sísmicas impostas na superestrutura são significativamente atenuadas.

Nesta fase, com o objetivo de otimizar a solução, do ponto de vista económico, decidiu-se avaliar a viabilidade da redução das secções transversais dos elementos estruturais verticais. De seguida, calculou-se a capacidade resistente desses mesmos elementos, uma vez que estes tinham sido dimensionados no Projeto Original e permaneceram inalterados até ao momento, tendo-se observado que a sua capacidade resistente era desnecessariamente elevada, face aos esforços gerados na estrutura com isolamento de base. Assim sendo, deu-se início à redução das secções transversais dos elementos verticais.

Ao reduzir as secções transversais dos elementos verticais, pretendeu-se também, reduzir o número de tipos de secção. Importa salientar que todas as alterações nas dimensões das secções transversais foram reduções, uma vez que qualquer aumento numa das dimensões de uma secção poderia resultar em incompatibilidades com o projeto de arquitetura. Este aspeto é relevante, pois se não estivéssemos condicionados pela arquitetura, facilmente poderíamos fundir vários tipos de secções em soluções com dimensões intermédias, permitindo-nos assim chegar a um resultado ótimo, com um edifício perfeitamente simétrico e com a máxima redução de secções possível. Contudo, não foi esse o objetivo estipulado, sendo que se pretende apenas efetuar pequenos ajustes no projeto estrutural, com a margem de manobra concedida pela aplicação do sistema de isolamento sísmico preliminar.

No projeto original, existiam 10 tipos de elementos classificados como pilares e 9 tipos elementos classificados como paredes. Após todas as alterações, passaram a existir 5 tipos de pilares e 4 tipos de paredes.

Por questões de simplificação, organização e dimensionamento de armadura, adotou-se, para as novas secções, o critério de caracterização dos elementos estipulado no Eurocódigo 2 [4], em que qualquer secção com uma dimensão igual ou superior a 4 vezes a sua menor dimensão, será considerada uma parede.

De seguida, apresentam-se todas as alterações executadas nas secções transversais dos elementos estruturais verticais, de acordo com o relatório do projeto original “Estruturas e Fundações para o edifício H05 do Hospital Das Forças Armadas” [10], com dimensões na direção X e Y, sendo que o eixo Y está alinhado com o eixo Norte-Sul definido no desenho de implantação do Projeto Original da figura 14 do subcapítulo 4.1.

Tabela-Resumo - Redução das Secções Transversais					
Designação dos Elementos	Nome da Secção	Secção (X ; Y) (m)	Designação dos Novos Elementos	Nome da Nova Secção	Secção (X ; Y) (m)
Pilar	P1	(0.60 ; 0.5)	Pilar	NP1	(0.5 ; 0.5)
Pilar	P2	(0.5 ; 0.5)			
Pilar	P3	(0.5 ; 1)	Pilar	NP2	(0.4 ; 1)
Pilar	P5	(0.4 ; 1)			
Pilar	P8	(0.6 ; 0.3)	Pilar	NP3	(0.6 ; 0.3)
Pilar	P9	(0.6 ; 0.3)			
Pilar	P10	(0.8 ; 0.3)			
Parede	Pa2	(0.3 ; 4.65)	Parede	NPa1	(0.3 ; 2.3)
Parede	Pa3n	(0.3 ; 2.5)			
Parede	Pa3	(2.5 ; 0.3)	Parede	NPa2	(1.6 ; 0.3)
Parede	Pa4	(3 ; 0.3)			
Pilar	P6	(0.4 ; 1.6)	Parede	NPa3	(0.3 ; 1.5)
Pilar	P7	(0.3 ; 1.7)			
Parede	Pa5	(0.3 ; 1.7)			
Parede	Pa8	(1.3 ; 0.3)	Parede	Pa8	(1.3 ; 0.3)
Pilar	P4	(0.7 ; 0.5)	Pilar	P4	(0.7 ; 0.5)
Todos os elementos do Piso -1			Pilar	Plinto	(0.7 ; 0.7)

*Tabela 8 - Tabela-resumo da Redução de Secções Transversais*

As alterações efetuadas nas secções foram as seguintes:

- i. Os pilares P1 e P2 passaram a ter 0,5x0,5 m.
- ii. Os pilares P3 e P5 passaram a ter 0,4x1 m.
- iii. Os pilares P9 e P10 passaram a ter 0,6x0,3 m.
- iv. As paredes Pa2 e Pa3n passaram a ter 0,3x2,3 m.
- v. As paredes Pa3 e Pa4 passaram a ter 1,6x0,3 m
- vi. Os pilares P6, P7 e a parede Pa5 passaram a ser uma parede com 0,3x1,5 m.
- vii. Os Pilares P8 e as paredes Pa1 e Pa7 estavam apenas na cave e foram substituídas por plintos de 0,7x0,7 m.

Nota: Apenas as secções P4 e Pa8 não sofreram alterações.

Com as novas secções transversais aplicadas no modelo, a frequência alterou-se para 0,300 Hz correspondendo a um período efetivo de 3,333 segundos. No modelo da superestrutura, as novas secções transversais alteraram o período de vibração de 0,69 para 0,73 segundos e a frequência passou de 1,45 Hz para 1,37 Hz.

Uma breve consulta de alguns regulamentos internacionais (como o *New Zealand Building Code* [12] ou o regulamento japonês *The Building Standard Act* [13] por exemplo), revela uma recomendação comum, recomendação essa estipulada também no capítulo 10 do nosso Eurocódigo 8 [3], na forma de um intervalo de valores aconselhados para o período efetivo de vibração. Esse mesmo intervalo é apresentado de seguida:

$$3T_f \leq T_{eff} \leq 3 \text{ s} \quad (5)$$

Onde  $T_f$  representa o período fundamental da estrutura de base fixa e  $T_{eff}$  representa o período efetivo da estrutura com isolamento de base.

A razão pela qual se recomenda que o período efetivo não ultrapasse os 3 segundos prende-se com a existência de algumas incertezas, relativamente às características da ação sísmica para períodos superiores ao referido.

Neste momento, a solução considerada apresenta um período efetivo de 3,333 segundos, o que cumpre o limite inferior imposto pelo intervalo, uma vez que:

$$T_f = 0.73 \text{ segundos}$$

$$T_{eff} = 3.33 \text{ segundos}$$

$$3 \times 0.73 = 2.19 \leq 3,33 \checkmark$$

No entanto, este período efetivo ultrapassa o limite superior, imposto pelo intervalo (3 segundos), por uma margem considerável, razão pela qual se tornou necessário aumentar a rigidez do sistema de isolamento de base, escolhendo pelo menos, uma das seguintes opções:

- a) Substituir alguns dos apoios deslizantes por Blocos de Borracha;
- b) Aumentar a rigidez lateral de alguns dos Blocos de Borracha.

Dado isto, optou-se pela substituição de 2 dos apoios deslizantes na parte central do edifício, por 2 apoios de elastómero com uma rigidez lateral de 1740 KN/m, cumprindo os critérios de atribuição dos apoios HDRB e mantendo a simetria em termos de rigidez. Com isto, passamos a ter uma frequência de 0,313 Hz e um período efetivo de 3,196 segundos.

Não satisfeitos com os valores mencionados acima, recorreu-se à opção b), procedendo à substituição dos blocos de borracha nos apoios localizados nos cantos do edifício, substituindo assim 4 elastómeros de 1230 KN/m por 4 elastómeros de 1740 KN/m de rigidez lateral. Com este aumento de rigidez horizontal nos cantos, contribuimos também para um maior controlo dos movimentos sísmicos indesejados, minimizando os efeitos de torção no edifício.

O reforço de rigidez nos cantos do sistema de isolamento resultou num aumento da frequência para 0.32 Hz e conseqüente redução do período efetivo para 3,12 segundos. Neste momento, a relação entre o período efetivo da solução com isolamento de base e o período fundamental da sua superestrutura é a seguinte:

$$T_{eff} = 3.12 \text{ segundos}$$

$$T_f = 0.73 \text{ segundos}$$

$$\frac{3.12 \text{ (s)}}{0.73 \text{ (s)}} \approx 4.3 \geq 3 \checkmark$$

∴ Obteve-se uma relação de períodos 43% superior ao mínimo recomendado, garantindo assim que as acelerações horizontais induzidas pelo sismo na superestrutura são consideravelmente atenuadas.

É de salientar que, idealmente, o período de vibração da estrutura com isolamento de base não deveria, por uma questão de prudência, ultrapassar os 3 segundos, pelos motivos apresentados anteriormente. O período efetivo obtido (3,12 segundos) é ligeiramente superior ao recomendado. Reduzir este período passaria por aumentar a rigidez horizontal dos apoios elastoméricos, o que implicaria um aumento dos custos para obter um isolamento menos eficiente, algo que não se justifica por um desvio tão reduzido do valor recomendado (aproximadamente 0,1 segundos).

Após todas estas alterações, o sistema de isolamento passou a ser composto por 26 apoios deslizantes, 16 apoios HDRB com rigidez horizontal de 1740 KN/m e 8 apoios HDRB com rigidez lateral de 1490 KN/m. De seguida apresenta-se o Esquema de Posicionamento dos Dispositivos de Apoio para a solução final.

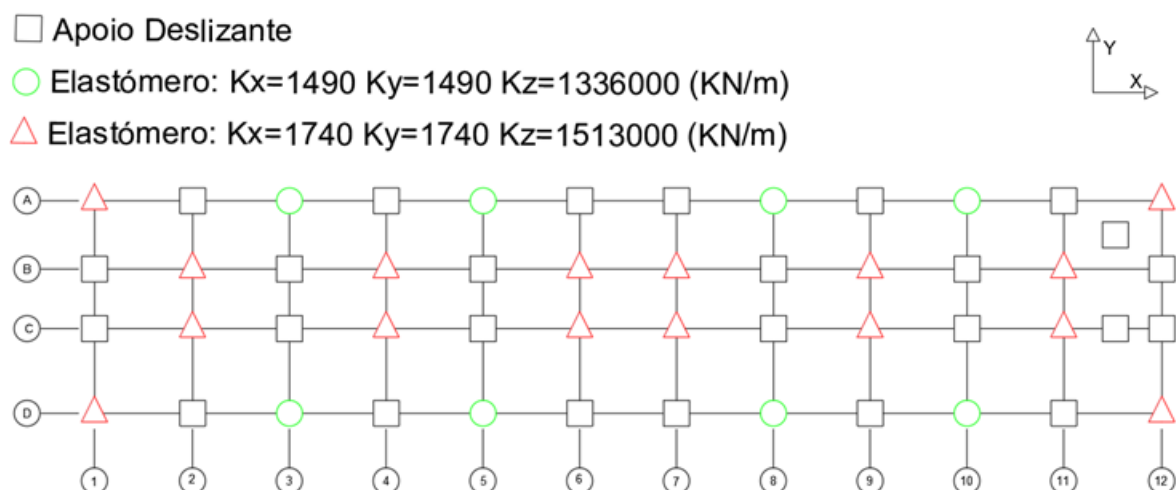


Figura 23 - Esquema de Posicionamento dos Dispositivos de Apoio - Solução Final

Com as secções transversais redefinidas e a rigidez horizontal do sistema de isolamento sísmico reajustada, procedeu-se ao redimensionamento das armaduras das paredes e pilares. As alterações de armadura foram executadas com base nos esforços atuantes na estrutura com isolamento de base. Dado que a grande maioria dos elementos verticais estavam condicionados pela Combinação Sísmica do Estado Limite Último, e que a mesma é consideravelmente atenuada com a aplicação de isolamento sísmico, verificou-se uma grande redução na quantidade de armadura necessária para garantir a segurança, sendo que alguns elementos, passaram a exigir apenas a armadura mínima, e a mesma foi determinada de acordo com os parâmetros do EC2 [4].

Ressalva-se, que a redução de armadura tem grande impacto na capacidade resistente dos elementos, mas pouca relevância no comportamento sísmico da estrutura, dado que altera insignificamente a rigidez dos elementos. Por esse motivo, todas as alterações de armadura, nestes elementos, serão descritas apenas no capítulo 6, onde são contabilizadas as poupanças e custos, relativos à implementação de um sistema de isolamento de base.

### **5.3 Análise de Desempenho Sísmico da Solução de Base Isolada**

Com a Estrutura de Base Isolada revista e o esquema final de posicionamento dos dispositivos de apoio definido, deu-se início à análise do desempenho sísmico da solução com isolamento de base.

Para avaliar o desempenho sísmico, através de uma análise modal, começou-se por caracterizar os modos de vibração mais relevantes. A Estrutura com Isolamento de Base apresenta 4 pisos elevados, razão pela qual devemos analisar pelo menos os primeiros 12 modos, pois cada um desses pisos deverá ser analisado nas translações em X e Y e nas rotações em torno do eixo Z.

Relembrando o critério do EC8, relativamente à análise modal, devemos considerar todos os modos de vibração necessários para que o valor cumulativo das massas atuantes seja, no mínimo, 90% em todas as direcções, possibilitando assim uma avaliação da resposta global da estrutura.

No caso em estudo (estrutura com isolamento de base), as deformações na superestrutura são muito reduzidas e as deformações na subestrutura foram limitadas, através do controlo dos movimentos sísmicos nos plintos. Portanto, a deformação dá-se essencialmente nos blocos de borracha, com a superestrutura a comportar-se como um corpo rígido, tendo como resultado a mobilização de grandes massas efetivas nos primeiros 3 modos. Assim sendo, seria necessário analisar apenas os 3 primeiros modos de vibração. No entanto, para manter a conformidade com a análise da Estrutura de Base Fixa, serão apenas apresentados os primeiros 10 modos.

A tabela 9 seguinte apresenta os resultados da análise modal para a Estrutura com Base Isolada.

Modos de Vibração da Estrutura com Isolamento de Base								
Modos	Períodos	Frequências	UX	UY	RZ	ΣUX	ΣUY	ΣRZ
Vibração	(segundos)	(Hertz)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
1	3,13	0,32	0,3	<b>91,9</b>	0,1	0,3	91,9	0,1
2	3,12	0,32	<b>91,7</b>	0,3	0,2	92,0	92,2	0,3
3	2,85	0,35	0,2	0,0	<b>91,2</b>	92,2	92,2	91,5
4	0,45	2,23	0,1	0,0	0,0	92,3	92,2	91,5
5	0,44	2,28	0,0	0,1	0,0	92,3	92,3	91,5
6	0,31	3,27	0,0	0,0	0,0	92,3	92,3	91,5
7	0,25	3,96	0,0	0,0	0,0	92,3	92,3	91,5
8	0,23	4,39	0,0	0,0	0,0	92,3	92,3	91,5
9	0,22	4,60	0,0	0,0	0,0	92,3	92,3	91,5
10	0,21	4,79	0,0	0,0	0,0	<b>92,3</b>	<b>92,3</b>	<b>91,5</b>

Tabela 9 - Períodos, frequências e fatores de participação de massa em cada modo - Estrutura com Isolamento de Base

De seguida, apresentam-se as figuras com as deformadas dos 3 primeiros modos de vibração em 3D, acompanhadas por uma ampliação da deformação nos blocos de borracha (representados por links no programa SAP2000) e a visualização em planta dos deslocamentos do Piso 1, relativamente ao piso -1 da estrutura em análise.

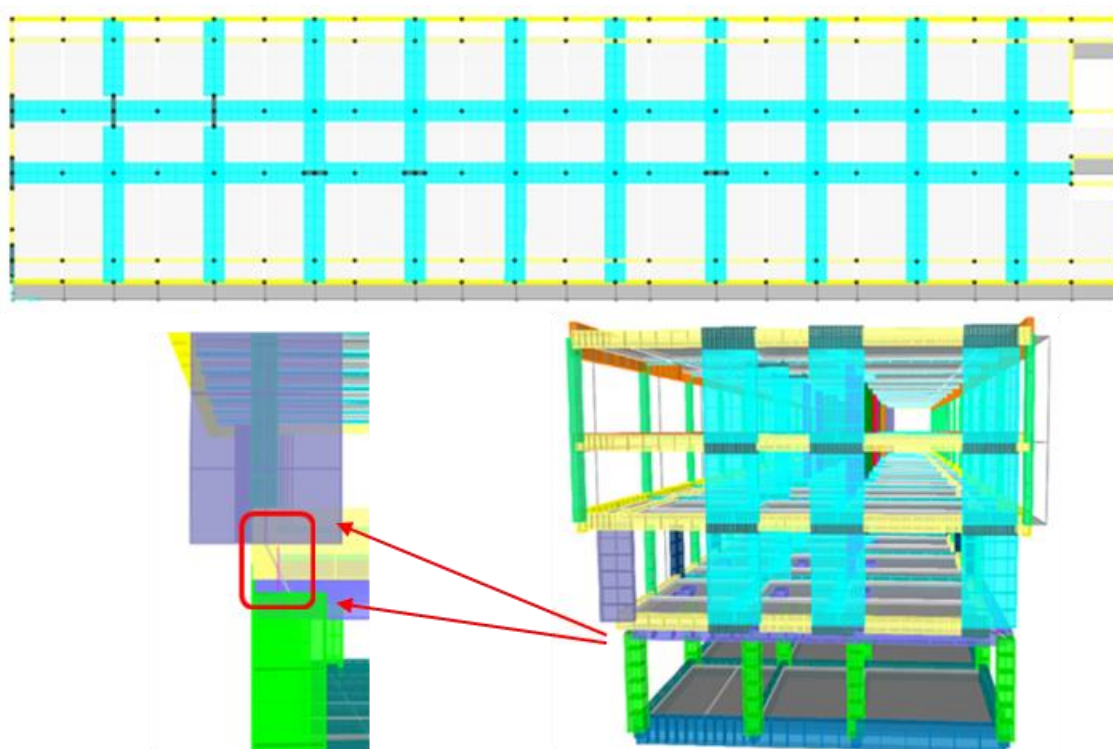
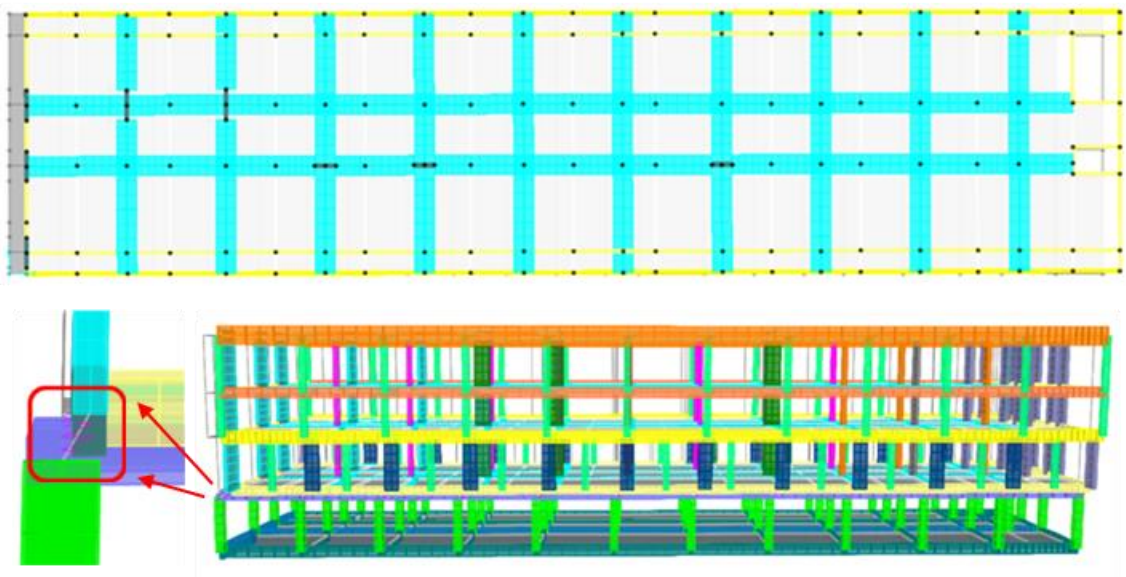


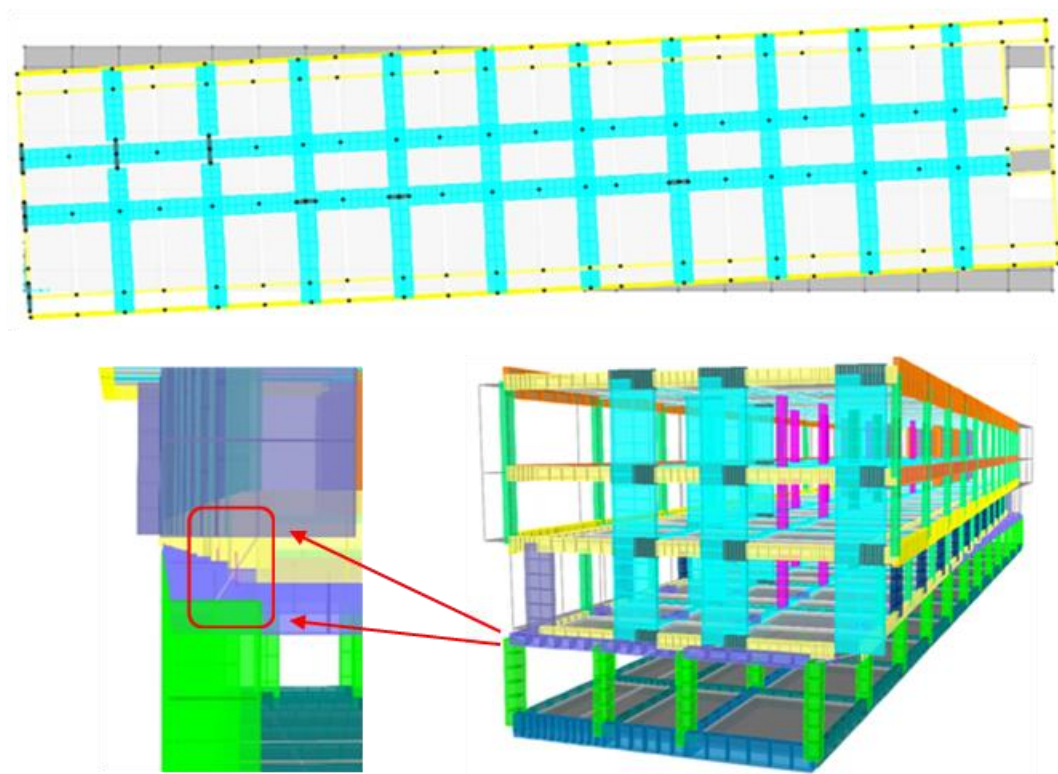
Figura 24 - Deformada 3D, Ampliação e Visualização em Planta dos Deslocamentos Relativos ao 1º Modo de Vibração - Modelo com Isolamento de Base

O primeiro modo é caracterizado por uma translação na direção Y. O fator de massa atuante na direção predominante é, aproximadamente, 92%. Existe também uma mobilização de massa muito reduzida na direção X (0.3%). O período efetivo da estrutura é 3.127 segundos e a sua frequência própria é 0.32 Hz.



*Figura 25 - Deformada 3D, Ampliação e Visualização em Planta dos Deslocamentos Relativos ao 2º Modo de Vibração - Modelo com Isolamento de Base.*

O segundo modo de vibração é caracterizado por uma translação na direção X. O fator de massa atuante na direção predominante é, aproximadamente, 92%. Existe também uma mobilização de massa muito reduzida na direção X (0.3%) e em torno do eixo Z (0.2%). O período de vibração da estrutura é 3.110 segundos e a sua frequência é 0.321 Hz.



*Figura 26 - Deformada 3D, Ampliação e Visualização em Planta dos Deslocamentos Relativos ao 3º Modo de Vibração - Modelo com Isolamento de Base.*

O terceiro modo caracteriza-se por uma rotação em torno do eixo Z (torção). O fator de massa atuante na direção predominante ronda os 91%. Temos também uma mobilização de massa insignificativa na translação em X (0.2%). O período de vibração associado a este modo é de 2.852 segundos e a sua frequência própria toma o valor de 0.351 Hz.

Seguidamente são apresentadas as forças de corte basal, nas direções X e Y sob a ação sísmica tipo 1 para a Estrutura com Isolamento de Base.

<b>Forças de Corte Basal na Estrutura com Isolamento de Base</b>		
<b>Ação Sísmica</b>	<b>Direção X</b>	<b>Direção Y</b>
	<b>(KN)</b>	<b>(KN)</b>
Sismo 1, x	<b>8797</b>	27
Sismo 1, y	27	<b>8646</b>

*Tabela 10 - Forças de Corte Basal na Estrutura com Isolamento de Base*

Sabe-se que a Estrutura de Base Isolada tem uma massa total de 11320 toneladas e que a massa existente acima do isolamento de base é de 8993 toneladas, pelo que se conclui que as forças de corte basal no sistema de isolamento de base equivalem a, aproximadamente, 10% do somatório de forças verticais aplicadas, para o caso mais gravoso.

Na tabela 11 apresentam-se os coeficientes sísmicos, nas direções X e Y, para a Estrutura com Isolamento de Base.

<b>Coeficientes Sísmicos da Estrutura com Isolamento de Base</b>		
<b>Ação Sísmica</b>	<b>Direção X</b>	<b>Direção Y</b>
Sismo 1, x	<b>0.100</b>	≈0
Sismo 1, y	≈0	<b>0,098</b>

*Tabela 11 - Coeficientes Sísmicos na Estrutura com Isolamento de Base*

## 5.4 Comparação de Resultados

Comparando os resultados das análises das soluções de base fixa e base isolada, constata-se que, na Solução de Base Fixa, os primeiros 4 modos mobilizam, de forma geral, apenas 65% da massa efetiva em cada direção, e que os modos seguintes têm incrementos de massa atuante relativamente reduzidos, o que dificulta a caracterização do comportamento sísmico desta solução. Na Solução com Isolamento de Base, a massa atuante mobilizada, ronda os 90%, sendo por si só, suficiente para avaliar comportamento sísmico global da estrutura. Importa também referir que, na Solução com Isolamento de Base, temos os primeiros 3 modos com uma direção predominante e um movimento praticamente nulo nas outras direções, não havendo qualquer interação significativa entre movimentos relativos a duas direções nestes modos. O mesmo não se verifica na Estrutura de Base Fixa, onde o primeiro modo caracteriza-se pela interação entre a translação na direção Y e a rotação em torno do eixo Z (torção).

A tabela 12 apresenta os deslocamentos sísmicos máximos, em cada piso, obtidos para um coeficiente de comportamento unitário ( $q=1$ ), nos dois modelos.

Deslocamentos Máximos em Altura						
H (m)	Ação Sísmica Aplicada	Base Fixa $U_x$ (m)	Base Isolada $U_x$ (m)	Ação Sísmica Aplicada	Base Fixa $U_y$ (m)	Base Isolada $U_y$ (m)
12.5	Sismo 1 X	0,104	0,216	Sismo 1 Y	0,168	0,216
8		0,072	0,211		0,115	0,211
4.5		0,045	0,206		0,080	0,207
0		0,015	0,201		0,038	0,201
-0.5		---	0,009		---	0,009
-4.5		0,000	---		0,000	---
-5		---	0,000		---	0,000

Tabela 12 - Deslocamentos máximos em altura- Modelo com Isolamento de Base e Modelo de Base Fixa

Relativamente aos deslocamentos em altura, a informação presente na tabela anterior permite confirmar que a superestrutura da Estrutura com Isolamento de Base se comporta, essencialmente, como um corpo rígido, pelo que os deslocamentos relativos entre pisos são muito reduzidos e a deformação concentra-se na camada de descontinuidade, além disso, importa salientar que esta redução dos deslocamentos relativos acontece devido à redução das acelerações sísmicas induzidas na Estrutura, o que garante uma maior proteção ao conteúdo do edifício. Já na Estrutura de Base Fixa, temos deslocamentos relativos em altura, significativamente superiores, pois o único mecanismo de dissipação da energia proveniente da ação sísmica é a deformação dos elementos estruturais verticais.

No que diz respeito ao deslocamento máximo dos dispositivos de apoio e das juntas sísmicas, considerou-se um coeficiente de majoração ( $\gamma_x$ ) de 1,2. Obteve-se assim, um deslocamento máximo de 0,241. Optou-se por uma junta capaz de suportar deslocamentos até aos 0,3 metros, para estar em concordância com os deslocamentos suportados pelos dispositivos de apoio selecionados, ficando assim, com alguma margem de segurança relativamente ao mínimo exigido.

Importa referir que no Projeto Original [9], efetuaram-se as verificações referentes à limitação de danos em elementos não estruturais, por análise dos deslocamentos relativos, tendo sido calculado o deslocamento relativo máximo admissível, da seguinte forma:

$$d_r = \frac{0,005h}{\nu} = \frac{0,005h}{0,4} = 0,0125h \quad (6)$$

Onde:

$d_r$  é o valor de cálculo do deslocamento relativo máximo;

$h$  é a altura entre pisos;

$\nu$  é o coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de Danos. O anexo nacional apresenta valores para cada tipo de ação sísmica. Uma vez que os deslocamentos apresentados anteriormente são para ação sísmica tipo 1 (a mais condicionante), utilizar-se-á um coeficiente de redução de 0,4.

Ao observar a tabela 12, constata-se que o maior deslocamento relativo entre pisos na Solução de Base Fixa ocorre entre o piso de cobertura ( $H=12,5\text{m}$ ) e o Piso 2 ( $H=8\text{m}$ ). A altura ( $h$ ) entre estes pisos é de 4,5 metros, pelo que, o seu deslocamento relativo máximo admissível ( $d_r$ ) seria de aproximadamente, 5,3 cm. No relatório do Projeto Original [9], o deslocamento relativo entre estes pisos é de 5,45 cm para ação sísmica tipo 1 na direção Y (eixo Norte-Sul definido na Figura X do Subcapítulo 4.1), ou seja, o fator de segurança (FS) toma o valor de 1,03, cumprindo o critério de limitação de danos por pouco. Enquanto, na Solução com Isolamento Sísmico temos um deslocamento relativo total de apenas 0.7 cm (calculado através da raiz quadrada da soma dos quadrados dos deslocamentos relativos nas duas direções). Assim sendo, o seu fator de segurança (FS) corresponde a 8.

Com o exemplo acima, pretende-se demonstrar a eficácia de uma Estrutura com Isolamento de Base, relativamente ao controlo de danos de elementos não estruturais. Importa ressaltar que esta redução dos deslocamentos relativos, não resulta de um reforço da rigidez dos elementos estruturais verticais, mas sim de uma redução significativa das acelerações induzidas pela ação sísmica devido à implementação do sistema de isolamento de base. Este é um aspeto importante para qualquer edifício, mas especialmente numa instalação Hospitalar, onde o equipamento médico e restante recheio do edifício pode chegar a custar até um 44% do valor total da Infraestrutura [14].

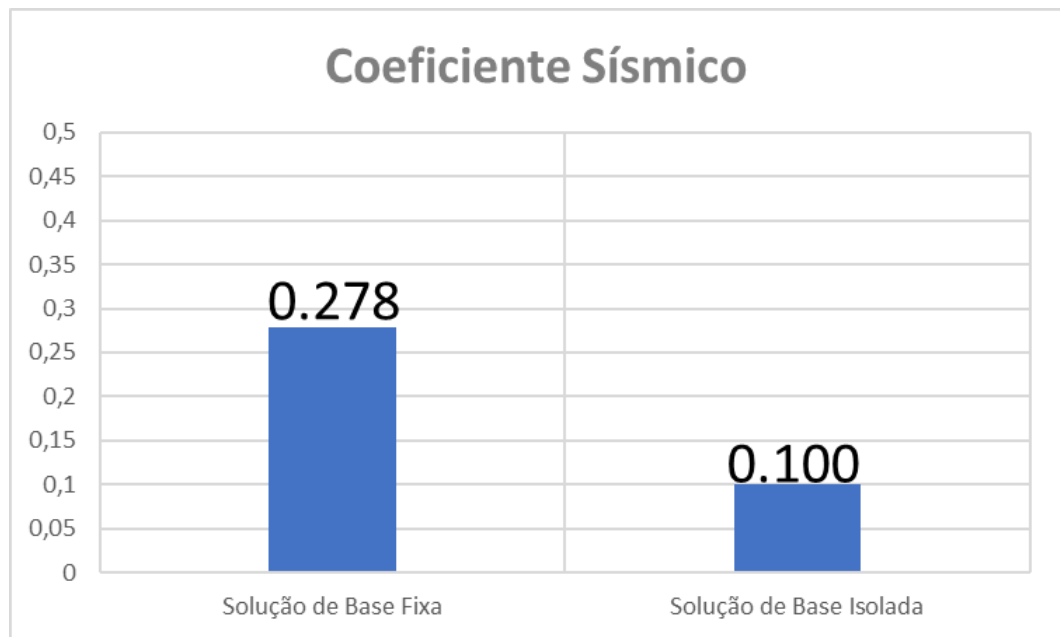
De seguida, apresenta-se a tabela-resumo das forças de corte basal resultantes da combinação sísmica com as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2, nos dois modelos, comprovando que ação tipo 1 é mais gravosa.

<b>Forças de Corte Basal na Estrutura</b>		
<b>Ação</b>	<b>Base Fixa</b>	<b>Base Isolada</b>
<b>Sísmica</b>	<b>(KN)</b>	<b>(KN)</b>
Sismo 1, x	<b>40483</b>	<b>8797</b>
Sismo 2, x	22859	5516
Sismo 1, y	<b>30508</b>	<b>8646</b>
Sismo 2, y	13972	5355

*Tabela 13 - Forças de Corte Basal nos 2 Modelos*

Na tabela acima, constata-se que as forças de corte basal na Estrutura com Isolamento Sísmico são significativamente inferiores às forças de corte basal, geradas na Estrutura de Base Fixa. Isto deve-se à redução da frequência própria da estrutura, ou seja, à alteração das propriedades dinâmicas da estrutura, e em pequena parte, à dissipação de energia nos elastómeros.

No gráfico seguinte, apresentam-se os coeficientes sísmicos de cada solução, calculados anteriormente em função da massa de cada solução.



*Figura 27 - Coeficientes Sísmicos nos 2 Modelos*



## Capítulo 6 – Avaliação Custo-benefício da Solução

Neste capítulo, pretende-se aferir a quantidade de aço e betão existente nos elementos estruturais verticais, do Projeto Original, e calcular as quantidades de aço e betão necessárias para armar devidamente esses mesmos elementos na Estrutura com o Sistema de Isolamento de Base, analisada no capítulo anterior.

### 6.1 Contabilização da Quantidades de Material Do Projeto Original

#### 6.1.1 Quantidade de Betão no Projeto Original

Para aferir a quantidade de betão dos elementos estruturais verticais no Projeto Original, consultaram-se todas as plantas do edifício e calcularam-se as áreas de secção transversal de cada um dos elementos verticais. Seguidamente, fez-se o somatório das áreas de secção de cada piso e multiplicou-se esse valor pela altura livre do respetivo piso, obtendo-se assim, o volume de betão utilizado nos elementos verticais de cada piso.

A tabela 14 apresenta os resultados obtidos.

Contabilização do Betão - Projeto Original		
Pisos	Área das Secções	Volume de Betão
	( $m^2$ )	( $m^3$ )
-1	28,52	128,34
0	30,90	139,05
1	26,11	91,39
2	26,05	117,23
<b>Total</b>	---	<b>476.01</b>

Tabela 14 - Contabilização do Betão nos Elementos Estruturais Verticais do Projeto Original

#### 6.1.2 Quantidade de Armadura Longitudinal no Projeto Original

Para quantificar o aço utilizado nas armaduras longitudinais dos elementos estruturais verticais do Projeto Original, foram consultados os esboços e informações disponibilizadas no documento “Projeto de Execução para a Construção do Edifício H05 do Hospital das Forças Armadas - Cálculos Justificativos” [9].

Com a informação detalhada das secções transversais, começou-se por fazer a soma das áreas transversais de todos os varões longitudinais em cada elemento vertical. De seguida, fez-se o somatório desses valores para cada piso e por fim, multiplicou-se esse somatório pela altura livre do piso respetivo, obtendo-se, desta forma, o volume de aço utilizado por piso.

Na tabela 15 são apresentados os resultados.

Contabilização do Aço - Armadura Longitudinal - Projeto Original		
Pisos	Área das Secções	Volume de Aço
	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )
-1	0,86438	3,88971
0	0,94489	4,25201
1	0,70711	2,47489
2	0,70754	3,18393
<b>Total:</b>	---	<b>13,80054</b>

*Tabela 15 - Contabilização do Aço - Armadura Longitudinal nos Elementos Estruturais Verticais do Projeto Original*

### 6.1.3 Quantidade de Armadura Transversal no Projeto Original

Para contabilizar a quantidade de aço existente nas armaduras transversais nos elementos estruturais verticais do Projeto Original, foram necessárias abordagens diferentes para os pilares e para as paredes, abordagens essas explicadas de seguida.

Nos pilares, consideraram-se as informações presentes na tabela de “Esforços transversos de cálculo e resistentes em pilares” do documento de cálculos justificativos do Projeto Original. Com as informações relativas ao tipo e espaçamento entre cintas, considerou-se o comprimento de cada um dos ramos das cintas interiores e exteriores e multiplicaram-se esses comprimentos pelas áreas de secção transversal das cintas. Desta forma obteve-se o volume (m<sup>3</sup>) de aço das cintas por cada plano horizontal, e com a informação de espaçamento em altura das cintas, pode ser calculado o volume de aço por metro de altura do elemento ( $\frac{Volume}{espaçamento} = m^3/m$ ). Por fim, multiplicou-se este valor pela altura livre dos pilares em cada piso e agruparam-se os resultados por pisos.

Relativamente às paredes, consultou-se a metodologia utilizada para o cálculo da armadura transversal. Para o cálculo do esforço transverso resistente no Projeto Original, utilizou-se a seguinte expressão:

$$V_{rd} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times (\cot \theta + \cot \alpha) \times \sin \alpha \quad (7)$$

Onde:

$V_{rd}$  é o esforço transverso resistente;

$A_{sw}$  é a área de secção transversal das armaduras de esforço transverso;

$s$  é o espaçamento entre cintas;

$z$  é o braço do binário gerado pelas forças interiores;

$f_{ywd}$  é o valor de cálculo da tensão de cedências das armaduras;

$\theta$  é o ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da parede;

$\alpha$  é o ângulo formado pela armadura de esforço transverso com o eixo da parede.

Sabendo que  $\alpha = 90^\circ$  e o que o EC2 permite que  $\theta$ , assumira valores entre  $45^\circ$  e  $26,5^\circ$ . Sendo  $\theta=45^\circ$ , o valor recomendado para o dimensionamento de paredes. Pode simplificar-se a expressão para:

$$V_{rd} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \quad (8)$$

Da qual, se pode obter:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{rd}}{z \cdot f_{ywd}} \quad (9)$$

Onde:

$V_{rd}$  é o esforço transversal resistente;

$A_{sw}$  é a área de secção transversal das armaduras de esforço transversal;

$s$  é o espaçamento entre cintas;

$z$  é o braço do binário gerado pelas forças interiores;

$f_{ywd}$  é o valor de cálculo da tensão de cedências das armaduras.

Através da consulta da tabela “Esforços transversos de cálculo e resistentes em Paredes” do documento de cálculos justificativos, anteriormente referido, obtiveram-se os esforços transversos resistentes ( $V_{rd}$ ). De seguida, conhecendo as dimensões e materiais das secções transversais das paredes em estudo, foi possível calcular os restantes parâmetros ( $z$  e  $f_{ywd}$ ).

Por fim, calcularam-se os valores de  $\frac{A_{sw}}{s}$  em ( $m^3/m$ ) e, à semelhança do que se fez com os pilares, multiplicou-se este valor pela altura livre das paredes em cada piso e agruparam-se os resultados por pisos.

A tabela 16 apresenta o somatório dos resultados obtidos pelas 2 abordagens explicadas acima.

<b>Contabilização do Aço - Armadura Transversal - Projeto Original</b>		
<b>Pisos</b>	<b>Área das Secções</b>	<b>Volume de Aço</b>
	<i>(<math>m^3/m</math>)</i>	<i>(<math>m^3</math>)</i>
-1	0,38516	1,73322
0	0,41817	1,88175
1	0,29600	1,03599
2	0,29600	1,33199
<b>Total:</b>	---	<b>5,98295</b>

*Tabela 16 - Contabilização do Aço - Armadura Transversal nos Elementos Estruturais Verticais do Projeto Original*

Por fim, apresenta-se na tabela 17, os totais de betão e aço utilizado na armadura transversal e longitudinal do Projeto Original.

<b>Contabilização do Materiais - Projeto Original</b>		
<b>Betão</b>	<b>Aço - Armadura Longitudinal</b>	<b>Aço - Armadura Transversal</b>
<b>( m<sup>3</sup> )</b>	<b>( m<sup>3</sup> )</b>	<b>( m<sup>3</sup> )</b>
<b>476,01</b>	<b>13,80054</b>	<b>5,98295</b>

*Tabela 17 - Tabela-resumo dos Materiais Contabilizados - Elementos Estruturais Verticais do Projeto Original*

## **6.2 Dimensionamento das armaduras para a Estrutura com Isolamento de Base.**

As armaduras longitudinais e transversais dependem diretamente das dimensões da secção, para a qual são dimensionadas. Assim sendo, uma possível abordagem ao dimensionamento das novas armaduras seria utilizar as disposições adotadas no projeto original e, cuidadosamente, remover varões de acordo com os novos esforços atuantes. No entanto, dado que a maioria dos elementos verticais sofreram alterações nas dimensões das suas secções transversais, esta abordagem tornou-se inviável.

Decidiu-se então, calcular a armadura para todos os elementos estruturais verticais de raiz, seguindo a metodologia utilizada no Projeto Original, com os esforços atuantes mais condicionantes, gerados pelas combinações de ações no nosso modelo, de forma a manter a coerência e obter produtos finais comparáveis. Para tal, guiamo-nos pelas prescrições e explicações presentes no “Projeto de Execução para a Construção do Edifício H05 do Hospital das Forças Armadas - Cálculos Justificativos” [9].

### **6.2.1 Dimensionamento das Armaduras longitudinais.**

Para o cálculo das armaduras longitudinais, foram analisados os esforços atuantes em cada um dos elementos verticais da estrutura, mais especificamente os momentos nas duas direcções relevantes e o esforço axial.

Constatou-se que, de forma geral, os momentos gerados pelas combinações sísmicas nos elementos verticais da superestrutura do edifício com isolamento de base, eram cerca de 4 vezes inferiores aos momentos gerados por essas mesmas combinações nos elementos verticais da Estrutura de Base Fixa.

Em 66% dos elementos verticais, a Combinação Sísmica foi condicionante para o dimensionamento. Nos restantes 33% dos elementos estruturais verticais, a combinação condicionante foi a Combinação Fundamental do Estado Limite Último.

Para determinar qual a combinação de esforços mais condicionante, considerou-se sempre o ponto mais gravoso na superfície de interação, que resulta da posição dos pontos nas 3 curvas de interação, nomeadamente as curvas  $N - M_y$ ;  $N - M_x$  e  $M_y - M_x$ .

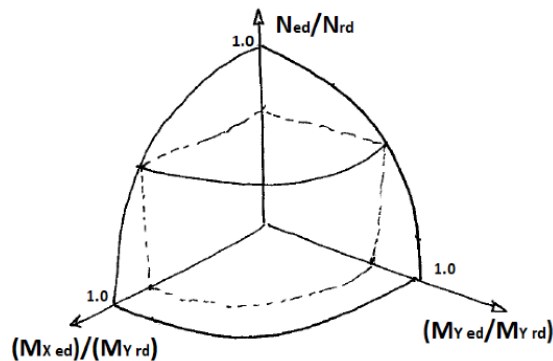


Figura 28 - Esboço ilustrativo de uma Superfície de Interação - adaptado de [30].

Com os esforços mais gravosos selecionados, procurou-se uma tabela que permitisse o dimensionamento de secções sujeitas à ação conjunta dos 3 esforços, mencionados acima. Acabamos por recorrer à tabela de “dimensionamento de secções retangulares com flexão desviada e esforço axial”, do documento “Estruturas de Betão I - Tabelas de Cálculo” [7]. Para obter o valor da percentagem mecânica de armadura ( $\omega_{tot}$ ) a partir da tabela, foi necessário calcular os valores do esforço axial reduzido, bem como os momentos reduzidos nas duas direções, para cada elemento vertical.

De seguida, apresentam-se as expressões de cálculo do esforço axial reduzido ( $\nu$ ) e do momento fletor reduzido ( $\mu$ ).

$$\nu = \frac{N}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad \mu_y = \frac{|M_{Sy}|}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \quad \mu_x = \frac{|M_{Sx}|}{b^2 \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (10)$$

Para converter a percentagem mecânica de armadura ( $\omega_{tot}$ ) na área de armadura longitudinal total ( $A_{S\ tot}$ ) necessária, utilizou-se a seguinte expressão:

$$A_{S\ tot} = \omega_{tot} \times b \times h \times \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \quad (11)$$

Com base, nestes resultados e seguindo as recomendações do EC2, dimensionaram-se as armaduras longitudinais para a Proposta Final de Armaduras para as Novas Secções Transversais, disponível em anexo.

## 6.2.2 Dimensionamento das Armaduras Transversais

Relativamente às armaduras transversais, em linha com os procedimentos adotados no Projeto Original, apuraram-se os esforços transversos de todas as combinações relevantes, mencionadas anteriormente. De seguida, recorrendo ao programa *Excel* filtraram-se os resultados, considerando em todos os

elementos, o esforço transversal máximo em cada direção. Posteriormente, dimensionaram-se as armaduras de acordo com as exigências de armadura transversal mínima do Eurocódigo 2 [4] e calculou-se o esforço transversal resistente, para cada direção em todos os elementos estruturais verticais dimensionados, de acordo com a seguinte expressão:

$$V_{rd} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot(\theta) \quad (12)$$

Considerando os valores:

$\theta = 30^\circ$  nos pilares e  $\theta = 45^\circ$  nas paredes.

Onde:

$V_{rd}$  é o esforço transversal resistente;

$A_{sw}$  é a área de secção transversal das armaduras de esforço transversal;

$s$  é o espaçamento entre cintas;

$z$  é o braço do binário gerado pelas forças interiores;

$f_{ywd}$  é o valor de cálculo da tensão de cedências das armaduras.

Os esforços transversos resistentes ( $V_{rd}$ ) calculados a partir das secções armadas, de acordo com as exigências da armadura mínima transversal, resultaram bastante elevados face aos esforços atuantes máximos, obtendo em alguns casos, valores com mais que o dobro da resistência necessária. Nos poucos elementos verticais onde o método explicado acima resultou numa margem de segurança inferior a 50%, decidiu-se efetuar o dimensionamento por capacidade, de forma a garantir que nenhum dos elementos pudesse sofrer uma rotura frágil.

Para o dimensionamento por capacidade, determinou-se o momento máximo resistido pela secção do elemento vertical e efetuou-se a seguinte verificação:

$$V_{max} = \frac{M_{max}}{\frac{L}{2}} \quad (13)$$

Onde:

$V_{max}$  é o esforço transversal máximo resistido pelo elemento estrutural;

$M_{max}$  é o momento máximo resistido pela secção do elemento estrutural;

$L$  é o vão do elemento estrutural.

Ao apurar os elementos verticais com um fator de segurança inferior a 1.5, obtido através do método inicial, apercebemo-nos que todos estes elementos estavam condicionados pela combinação fundamental do Estado Limite Último e tinham taxas de armadura longitudinal elevadas (comparativamente aos elementos verticais condicionados por combinações sísmicas). Naturalmente, sentiu-se a obrigação de confirmar se armadura mínima transversal seria suficiente para resistir ao esforço transversal máximo, gerado pelo momento fletor máximo resistido por estes elementos com taxas

de armadura longitudinal mais elevadas. Por esta razão, decidiu-se efetuar o dimensionamento por capacidade, em todos os elementos verticais condicionados pela combinação fundamental do Estado Limite Último.

Outros pilares averiguados, utilizando o dimensionamento por capacidade, foram os pilares onde a armadura longitudinal calculada foi, significativamente, inferior à armadura mínima longitudinal, pois ao adotar a armadura mínima longitudinal poderíamos estar a aumentar a resistência à flexão, de tal forma que, o modo de rotura passasse a ser por corte.

Efetuada todas as verificações mencionadas acima, concluiu-se que a armadura mínima transversal foi suficiente para os 168 elementos verticais condicionados por combinações sísmicas, e para 30 dos elementos verticais condicionados pela combinação fundamental. No entanto, em 35 elementos (secções transversais P9 e P10) condicionados pela combinação fundamental do Estado Limite Último, a armadura mínima transversal foi insuficiente para armar. Assim sendo, aumentou-se a armadura transversal em 35 dos 233 elementos verticais. Deste modo, ficaram definidas as armaduras transversais para a Proposta Final de Armaduras das Novas Secções Transversais (em Anexo).

## 6.3 Contabilização das Quantidades de Material Necessárias para a Estrutura com Isolamento de Base.

### 6.3.1 Quantidade de Betão na Estrutura com Isolamento de Base

Para aferir a quantidade de betão dos elementos estruturais verticais na Estrutura com Isolamento Sísmico, consultaram-se as plantas, desenhadas em *AutoCad*, com as novas secções transversais adotadas no edifício em questão. À semelhança do que fez para quantificar o betão no Projeto original, calcularam-se as áreas das novas secções transversais e fez-se o Somatório dessas áreas de secção para cada piso. Por fim, multiplicou-se esse valor pela altura livre do respetivo piso, obtendo-se assim, o volume de betão utilizado nos elementos verticais de cada piso.

As plantas com as novas secções transversais, podem ser consultadas em anexo.

A tabela 18 apresenta os resultados obtidos.

Contabilização do Betão - Projeto com Isolamento de Base		
Pisos	Área das Secções	Volume de Betão
	( $m^2$ )	( $m^3$ )
-1	24,50	110,25
0	28,70	129,15
1	17,91	62,69
2	17,91	80,60
<b>Total</b>	---	<b>382,69</b>

Tabela 18 - Contabilização do Betão nos Elementos Estruturais Verticais do Projeto com Isolamento de base

### 6.3.2 Armadura Longitudinal na Estrutura com Isolamento de Base

Para quantificar o aço utilizado nas armaduras longitudinais dos elementos estruturais verticais do Projeto com Isolamento de Base, considerou-se a área transversal de todos os varões longitudinais em cada secção, de acordo com a Proposta Final de Armaduras para as Novas Secções Transversais. De seguida, fez-se o somatório dessas áreas em cada piso, e uma vez mais, multiplicaram-se essas áreas pelo valor da altura livre em cada piso, obtendo-se, desta forma, o volume de aço utilizado por piso.

Na tabela 19 apresentam-se os resultados.

<b>Contabilização do Aço - Armadura Longitudinal - Projeto com Isolamento de Base</b>		
<b>Pisos</b>	<b>Área das Secções</b>	<b>Volume de Aço</b>
	<b>(<math>m^2</math>)</b>	<b>(<math>m^3</math>)</b>
-1	0,08040	0,36180
0	0,15617	0,70277
1	0,15998	0,55993
2	0,08249	0,37121
<b>Total:</b>	---	<b>1,99571</b>

*Tabela 19 - Contabilização do Aço - Armadura Longitudinal nos Elementos Estruturais Verticais do Projeto com Isolamento de Base*

### 6.3.3 Armadura Transversal na Estrutura com Isolamento de Base

Para contabilizar a quantidade de aço existente nas armaduras transversais nos elementos estruturais verticais do Projeto com Isolamento de Base, consultaram-se os esboços da Proposta Final de Armaduras para as novas secções transversais.

Com as informações relativas ao tipo e espaçamento entre cintas, procedeu-se, de forma análoga, à contabilização da armadura transversal na Estrutura de Base Fixa (do projeto original).

A tabela 20 apresenta o somatório dos resultados obtidos para os pilares e paredes.

<b>Contabilização do Aço - Armadura Transversal - Projeto com Isolamento de Base</b>		
<b>Pisos</b>	<b>Área das Secções</b>	<b>Volume de Aço</b>
	<b>(<math>m^3/m</math>)</b>	<b>(<math>m^3</math>)</b>
-1	0,07476	0,33640
0	0,16783	0,75524
1	0,11450	0,40074
2	0,10390	0,46753
<b>Total:</b>	---	<b>1,95991</b>

*Tabela 20 - Contabilização do Aço - Armadura Transversal nos Elementos Estruturais Verticais do Projeto com Isolamento de Base*

## 6.4 Redução de Custos resultante da Implementação do Isolamento Sísmico

Comparando a taxa de armadura longitudinal nas duas soluções, constatou-se que a taxa de armadura média em pilares sofreu um decréscimo de 3,49% para 1,41% na Solução com Isolamento de Base. Relativamente à taxa de armadura média das paredes, este valor diminuiu de 2,60% para 0,47%.

Para a comparação de custos, é necessário estimar o custo unitário de cada material. De seguida, apresentam-se os valores monetários associados a esses mesmos materiais, em julho de 2023.

Estimativas de Custo Unitário dos Materiais	
Material	Custo Unitário
Betão C35/45	100 € / $m^3$
Aço A500 NR SD	1,5 € / Kg

Tabela 21 - Estimativas de Custo Unitário dos Materiais

Importa relembrar que todas as quantidades foram obtidas em  $m^3$ . Para o betão, a conversão de quantidades em valores monetários é direta, porém para o aço, é necessário considerar um passo intermédio, no qual se multiplica a quantidade volumétrica ( $m^3$ ) pela massa volúmica ( $7850 \text{ Kg}/m^3$ ), de modo a obter a massa de aço (Kg) e poder convertê-la no valor monetário.

A tabela 22, apresenta a quantidade de material poupado com a introdução de um Sistema de Isolamento de Base, e respetivos valores monetários associados, no edifício em estudo.

Tabela-Resumo: Poupança de Material e Valores Monetários Associados			
Solução	Quantidades		
	Betão ( $m^3$ )	Aço na Armadura Longitudinal ( $m^3$ )	Aço na Armadura Transversal ( $m^3$ )
Base Fixa	476,01	13,80054	5,98295
Base Isolada	382,69	1,99571	1,95991
Poupança	<b>93,32</b>	<b>11,80483</b>	<b>4,02304</b>
Poupança Relativa	20%	86%	67%
Peso do Material Poupado	233300 Kgs	92668 Kgs	31581 Kgs
<b>Valor Monetário (Material Poupado)</b>	9 332 €	139 002 €	47 372 €
Redução de Custos Devido à implementação Sistema de Isolamento de Base:	<b>195 706 €</b>		

Tabela 22 - Redução de custos associada à implementação de Sistema de Isolamento de Base

Desde modo, a redução dos elementos estruturais verticais resultou num decréscimo de **195 706 €** do custo de implementação do sistema de isolamento de base.

## 6.5 Custo de Implementação do Sistema de Isolamento de Base

Para aferir os custos relativos à implementação do sistema de isolamento de base, devemos primeiro, contabilizar todo o material necessário para a sua concretização.

Os dois núcleos de elevadores estarão suspensos a uma altura de 15 cm da laje do piso -1, sendo a sua carga suportada pelos aparelhos de apoio dos plintos, imediatamente adjacentes.

Em todo o perímetro do elevador (15 metros), bem como, no perímetro do edifício (205 metros) será colocada uma junta capaz de suportar deslocamentos até 30 cm. Serão então, necessários 210 metros de junta sísmica regular e 10 metros de junta sísmica mais sofisticada, que serão colocados nos acessos ao edifício (7 metros) e no acesso ao elevador (3 metros).

É preciso também contabilizar, nos encargos de implantação do sistema de isolamento de base, o custo da grelha de vigas de travamento, colocada para uniformizar os deslocamentos no topo dos plintos.

Na tabela 23, apresentam-se as quantidades, custo unitário e custo total dos componentes referidos no paragrafo anterior.

<b>Custo das Juntas Sísmicas e Vigas de Travamento</b>			
<b>Custo das Juntas Sísmicas</b>			
Junta Sísmica	Quantidade (m)	Custo Unitário (€)	Custo (€)
Regular	210	150	31500
Especial	10	1000	10000
<b>Custo da Grelha de Vigas de Travamento</b>			
Materiais			Custo (€)
Betão			24000
Aço			11000
<b>Custo Total</b>			<b>76500</b>

*Tabela 23 - Custo das Juntas Sísmicas e Grelha de Vigas de Travamento*

Em relação aos aparelhos de apoio, temos 26 apoios deslizantes, especificados na tabela 24.

<b>Aparelhos de Apoio Deslizantes</b>			
Modelo de Apoio	Quantidade	Custo Unitário (€)	Custo Total (€)
SM 200/50	3	3200	9600
SM 300/50	1	3400	3400
SM 400/50	14	3600	50400
SM 500/50	2	3800	7600
SM 600/50	6	4000	24000
<b>Custo Total</b>			<b>95000</b>

*Tabela 24 - Custo dos Aparelhos de Apoio Deslizantes*

Relativamente aos aparelhos de apoio HDRB, serão necessários 24, apresentados na tabela seguinte.

<b>Aparelhos de Apoio HDRB</b>			
<b>Modelo de Apoio</b>	<b>Quantidade</b>	<b>Custo Unitário (€)</b>	<b>Custo Total (€)</b>
SI-N 600/152	8	4800	38400
SI-N 650/153	16	5000	80000
<b>Custo Total</b>			<b>118400</b>

*Tabela 25 - Custo dos Aparelhos de Apoio HDRB*

Assim sendo, o custo total de implementação do sistema de isolamento de base situa-se nos **289 900 €**.



## Capítulo 7 – Considerações Finais

No presente capítulo, serão apresentadas as conclusões referentes ao trabalho desenvolvido nesta dissertação. Abordaremos também os pressupostos adotados, os resultados previstos e os resultados obtidos no caso em estudo. Para além disso, efetuaremos algumas considerações de foro pessoal. Por fim, serão sugeridas algumas temáticas para estudos futuros.

### 7.1 Conclusões

As Infraestruturas críticas, desempenham, como o seu nome sugere, funções essenciais, das quais, a sociedade depende permanentemente. Por esse motivo, devemos procurar garantir o seu funcionamento contínuo. O Isolamento de base é uma solução eficaz na prevenção sísmica, pois além de impedir o colapso, mantém, na generalidade dos casos, a operacionalidade dos edifícios. É uma solução viável e de eficácia comprovada, com um número significativo de edificações, construídas nas zonas de maior sismicidade do globo.

O sistema de isolamento de base consiste em separar a superestrutura dos movimentos do solo, durante um evento sísmico. Isto é conseguido através da diminuição rigidez lateral na base da superestrutura, a partir da aplicação de elementos deformáveis horizontalmente, constituindo assim uma camada de descontinuidade horizontal. Desta forma, são reduzidas as acelerações induzidas na estrutura, resultando em menores deformações, o que conduz a um atenuamento considerável dos danos estruturais e não estruturais. Este aspeto é particularmente importante, em instalações hospitalares, onde a conservação de materiais sensíveis é crucial para o desempenho pleno da sua função e o valor monetário dos equipamentos médicos pode atingir quantias avultadas.

A presente dissertação teve como objetivo principal aferir a redução de elementos estruturais num projeto pré-existente, tendo em conta a diminuição dos esforços sísmicos resultantes na estrutura, devido à implementação de um sistema de isolamento de base, diminuindo assim, os encargos inerentes à sua implementação.

No estudo em questão, foi utilizado o projeto estrutural do novo edifício do Hospital das Forças Armadas (Lumiar - Lisboa), tendo sido, a partir do mesmo, desenvolvido um modelo de análise numérica tridimensional. Posteriormente, implementou-se no modelo, um sistema de isolamento de base e efetuou-se uma avaliação do desempenho sísmico, comparando-o com a situação inicial. De forma síncrona, foram contabilizados todos os materiais utilizados e aferido o seu valor monetário, possibilitando uma avaliação custo-benefício.

Ao iniciar-se o estudo, fizeram-se algumas previsões, entre elas estava a suspeita de que a combinação sísmica deixaria de ser a combinação condicionante para a grande maioria dos elementos estruturais verticais da Estrutura com Isolamento de Base. No entanto, constatou-se que, mesmo tendo reduzido os esforços significativamente, (obtendo, de forma geral, momentos fletores máximos quatro vezes inferiores aos momentos máximos na Estrutura de Base Fixa), a combinação sísmica continuou a ser a mais gravosa para o dimensionamento das armaduras, em 66% dos elementos verticais.

Outro aspeto previsto, foi a possibilidade de armar todos os elementos estruturais verticais com a armadura mínima exigida pelo Eurocódigo 2, tanto para a armadura longitudinal como para a armadura transversal. No entanto, embora se tenha verificado uma diminuição elevada no valor médio das taxas de armadura longitudinal (aproximadamente 60% nos pilares e de 81% nas paredes), apenas 30 (13%) dos 233 elementos verticais ficaram com armadura mínima longitudinal. Relativamente à armadura transversal, 198 (85%) dos 233 elementos verticais foram dimensionados com a armadura mínima transversal.

Com a realização deste estudo, aferiu-se uma poupança de 20%, relativamente às quantidades de betão utilizadas nos elementos estruturais verticais do projeto da Estrutura de Base Fixa, uma redução de 86% no que se refere às quantidades de aço da armadura longitudinal, e uma poupança de 69% no que diz respeito às quantidades de aço da armadura transversal. Com estas reduções, estimou-se um ganho monetário de aproximadamente 195.000,00 €, considerando o valor de mercado, em julho de 2023, dos materiais referidos. Relativamente ao custo do Sistema de Isolamento de Base dimensionado, estimou-se o seu custo total em 289.900,00 €, tendo em conta o valor de mercado, no período mencionado anteriormente. Com estes resultados, pode concluir-se que os ganhos obtidos com o aligeiramento dos elementos verticais estruturais, possibilitado pela aplicação de um sistema de isolamento de base, permitem uma redução de cerca de 67,5% dos encargos inerentes à implementação do mesmo.

É importante referir que a abordagem tomada neste estudo, foi algo cautelosa, tendo sido selecionadas juntas sísmicas e dispositivos de apoio com capacidade para suportar deslocamentos ligeiramente superiores ao exigido pelo EC8. Utilizaram-se também quantidades de armadura resistente superiores ao mínimo exigido na elaboração da Proposta Final de Armaduras (disponível em anexo), procurando aderir às boas práticas de dimensionamento, e com o objetivo de aumentar a reserva de resistência da Estrutura, para a eventualidade de ocorrência de uma ação superior à ação sísmica regulamentar.

Após a realização deste estudo, e tendo em conta os conhecimentos adquiridos ao realizar o mesmo, acredito que seja possível, com uma estrutura apropriada, compensar totalmente os custos de implementação do sistema de base com os ganhos resultantes do aligeiramento dos elementos estruturais do edifício.

## **7.2 Desenvolvimentos Futuros**

De modo a aprofundar o trabalho apresentado, seria interessante desenvolver os seguintes temas:

- Deixa-se a recomendação de uma avaliação comparativa de custos entre uma solução de base fixa e uma solução com isolamento de base para o Novo Hospital de Todos os Santos.
- Avaliação do risco sísmico nas principais vias de acesso ao HFAR e delineação dos itinerários com maior probabilidade de se manterem operacionais em caso de emergência.
- Desenvolver uma estimativa do investimento necessário para executar a reabilitação sísmica de todas as estruturas do Serviço de Saúde Militar, nas quais, tal intervenção seja viável.

## Referências

- [1] Falacho, D., “Análise de uma infraestrutura crítica dotada de isolamento de base sujeita à ação sísmica”, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, outubro de 2022.
- [2] Guerreiro, L., “Isolamento Sísmico de Edifício”, Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, 1997.
- [3] NP EN 1998-1: Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Bruxelas: Instituto Português da Qualidade. European Committee for Standardization.
- [4] NP EN 1992-1: Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de Betão, Parte 1-1: Regras gerais, regras para edifícios. Bruxelas: Instituto Português da Qualidade. European Committee for Standardization.
- [5] Guerreiro, L., “Isolamento de Base” [Apresentação PowerPoint]. Instituto Superior Técnico, 2020.
- [6] IST-UL. “Especificações Técnicas para o Dimensionamento de Ascensores de Edifícios Hospitalares Sujeitos a Condições Sísmicas”, ET11/2020. UIE/ACSS, 112020.
- [7] Gomes, A.; Vinagre, J., “Estruturas de Betão I”, Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, Instituto Superior Técnico, setembro 1997
- [8] Pedrosa, I.; Varino, F., “Projeto de Execução para a Construção do Edifício H05 do Hospital das Forças Armadas - Memória descritiva e Justificativa”, Ministério da Defesa Nacional Estado-Maior General das Forças Armadas, 2016.
- [9] Pedrosa, I.; Varino, F., “Projeto de Execução para a Construção do Edifício H05 do Hospital das Forças Armadas - Cálculos Justificativos”, Ministério da Defesa Nacional Estado-Maior General das Forças Armadas, 2016.
- [10] Pedrosa, I.; Varino, F., “Relatório com Projeto de Execução para a Construção do Edifício no Hospital das Forças Armadas”, 2016.
- [11] Instituto Superior Técnico, “Especificações técnicas para o Comportamento Sismo-Resistente de Edifícios Hospitalares”, Administração central do sistema de saúde, IP. UIE/ACSS, 2020.
- [12] Whakatutuki, H., “*New Zealand Building Code Handbook*”, Ministry of Business Innovation & Employment, 2014.
- [13] Tomohiro, H., “The Building Standard Act”, Building Center of Japan, 2013.
- [14] Tokas C. V. "Non-structural Components and Systems - Designing Hospitals for Post-Earthquake Functionality"- Architectural Engineering Conference (AEI) 2011, pp. 406-417.
- [15] Sismo na Síria e Turquia 2023. Disponível em: <https://observador.pt/2023/03/06/sismo-na-turquia-e-siria-e-o-pior-desastre-na-europa-num-seculo/>, consultado a 28 de Setembro de 2023.
- [16] Sismo em Marrocos 2023. Disponível em: <https://expresso.pt/internacional/africa/2023-09-14-Marrocos-sismo-de-magnitude-46-sentido-hoje-em-Marraquexe-989b6483>, consultado a 28 de setembro de 2023.
- [17] Morocco Earthquake. Disponível em: <https://www.nbcnews.com/id/wbna4358425>, consultado a 28 de Setembro de 2023

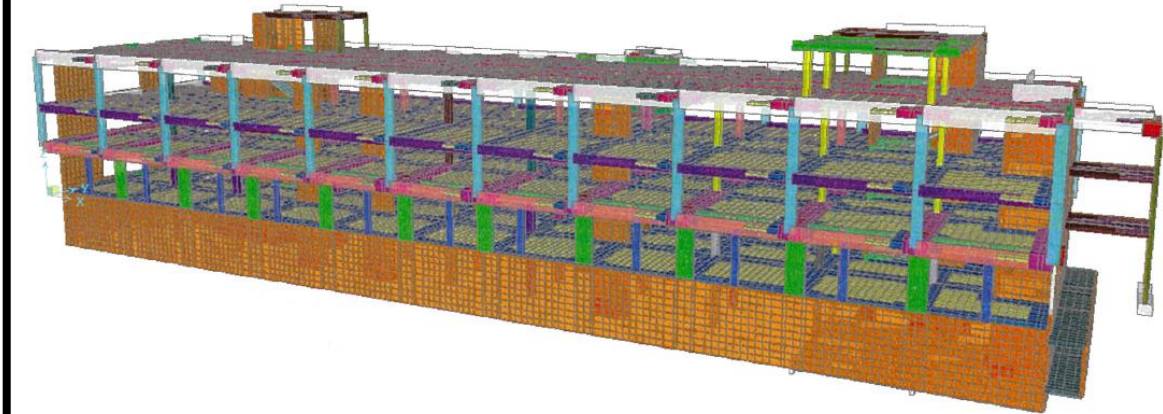
- [18] Cardone, D.; Narjabadifam, P.; Nigro, D. "Shaking table tests of the smart restorable sliding base isolation system (SRSBIS)", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.15, No.8, 2011.
- [19] Figueiredo, R., "Isolamento Sísmico de Base - Dimensionamento de Sistemas de Isolamento de Base em Edifícios", *Dissertação de Mestrado*, Instituto Superior Técnico, outubro de 2007.
- [20] *FIP Industriale*, "Elastomeric Isolators", Itália, dezembro de 2016.
- [21] *FIP Industriale*, "Free Sliding Bearings", Itália, dezembro de 2016.
- [22] Silva, P., "Dimensionamento Sísmico de Sistemas de Ascensores em estruturas com isolamento de base", *Dissertação de Mestrado*, Instituto Superior Técnico, outubro de 2021.
- [23] Henriques, A., "Isolamento de Base para Reabilitação Sísmica de Edifícios de Betão Armado", *Dissertação de Mestrado*, Universidade de Coimbra, 2020.
- [24] Guerreiro, L., "Isolamento de Base - Uma nova tecnologia de proteção sísmica", *Seminário na Ordem dos Engenheiros*, Lisboa, Portugal, 25 de janeiro de 2006.
- [25] Gencoglu, M.; Daskiran, M., "Shear stress indicator to predict seismic performance of residential RC buildings", *Turquia*, março de 2017.
- [26] Symans, M., "Seismic Protective Systems: Seismic Isolation", *Rensselaer Polytechnic Institute, FEMA*, 2013.
- [27] Varum, H., "Segurança Sísmica dos Hospitais", *Conferência na Ordem dos Engenheiros*, Lisboa, Portugal, 23 de outubro de 2023.
- [28] Guerreiro, L., "Isolamento de Base em Edifícios", *1º Seminário de Verão da SPES*, Lisboa, Portugal, julho de 2016.
- [29] Duarte, A., "Reabilitação Sísmica de Edifícios Através da Aplicação de Isolamento de Base", *Dissertação de Mestrado*, Instituto Superior Técnico, outubro de 2017.
- [30] Virtuoso, F., "Análise e verificação de segurança de estruturas de Aço - Resistências de Secções", *Instituto Superior Técnico*, 2012.

## **Anexos**

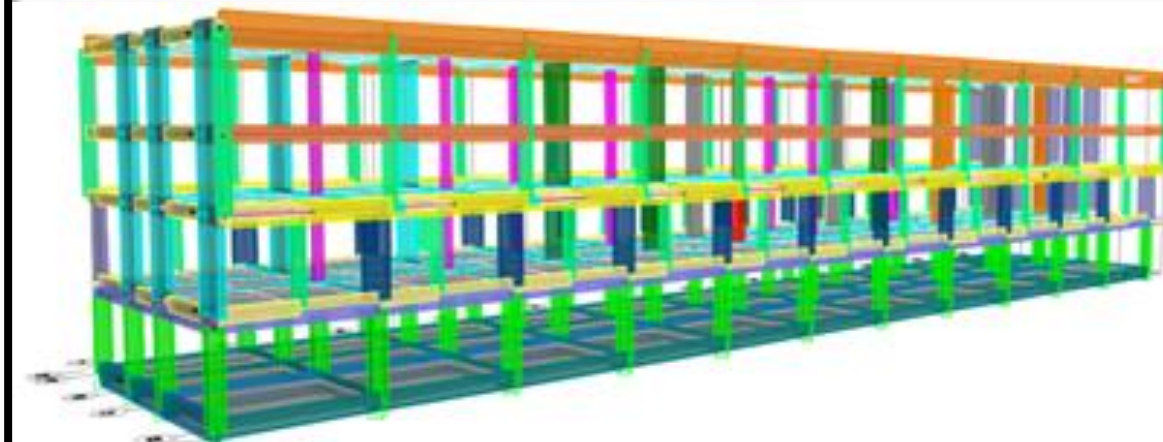
## Anexo A

### Modelos Tridimensionais da Estrutura do Projeto Original e da Estrutura com Sistema de Isolamento de Base

Modelo Tridimensional da Estrutura do Projeto Original



Modelo Tridimensional da Estrutura com Isolamento de Base



## Anexo B

Excertos dos catálogos utilizados para a escolha dos Aparelhos de Apoio

### Aparelhos HRDB (*FIP Industriale*)

#### DISPLACEMENT $\pm 300$ mm

SI-N	V kN	F <sub>zd</sub> kN	K <sub>e</sub> kN/mm	K <sub>v</sub> kN/mm	D <sub>g</sub> mm	t <sub>e</sub> mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-N 350/150	40	1400	0.51	398	350	150	248	298	400	148
SI-N 400/150	240	2060	0.67	608	400	150	248	298	450	192
SI-N 450/150	560	3390	0.85	736	450	150	262	312	500	258
SI-N 500/150	1200	5290	1.05	1016	500	150	262	312	550	317
SI-N 550/154	1830	6580	1.23	1148	550	154	257	307	600	368
SI-N 600/152	2710	8380	1.49	1336	600	152	246	296	650	417
SI-N 650/153	3690	10310	1.74	1513	650	153	241	291	700	473
SI-N 700/160	4700	11370	1.92	1636	700	160	255	315	750	615
SI-N 800/160	7920	14940	2.51	2459	800	160	255	315	850	800
SI-N 900/168	10980	21220	3.03	2814	900	168	270	330	950	1049
SI-N 1000/168	13940	22590	3.74	3333	1000	168	272	352	1050	1477
SI-N 1100/168	18020	27460	4.53	4445	1100	168	272	352	1150	1782
SI-N 1200/176	19650	28700	5.14	4856	1200	176	276	356	1250	2093

Legend:	
V	Maximum vertical load at load combinations including the seismic action
F <sub>zd</sub>	Maximum vertical load at non-seismic load combinations, at ULS, concurrent with 0 rotation and 10 mm horizontal displacement
K <sub>e</sub>	Effective horizontal stiffness
K <sub>v</sub>	Vertical stiffness
D <sub>g</sub>	Elastomer diameter
t <sub>e</sub>	Total elastomer thickness
h	Height excluding outer steel plates
H	Total height including outer steel plates
Z	Side length of outer steel plates
W	Isolator weight excluding anchoring elements

### Aparelhos Deslizantes (*FIP Industriale*)

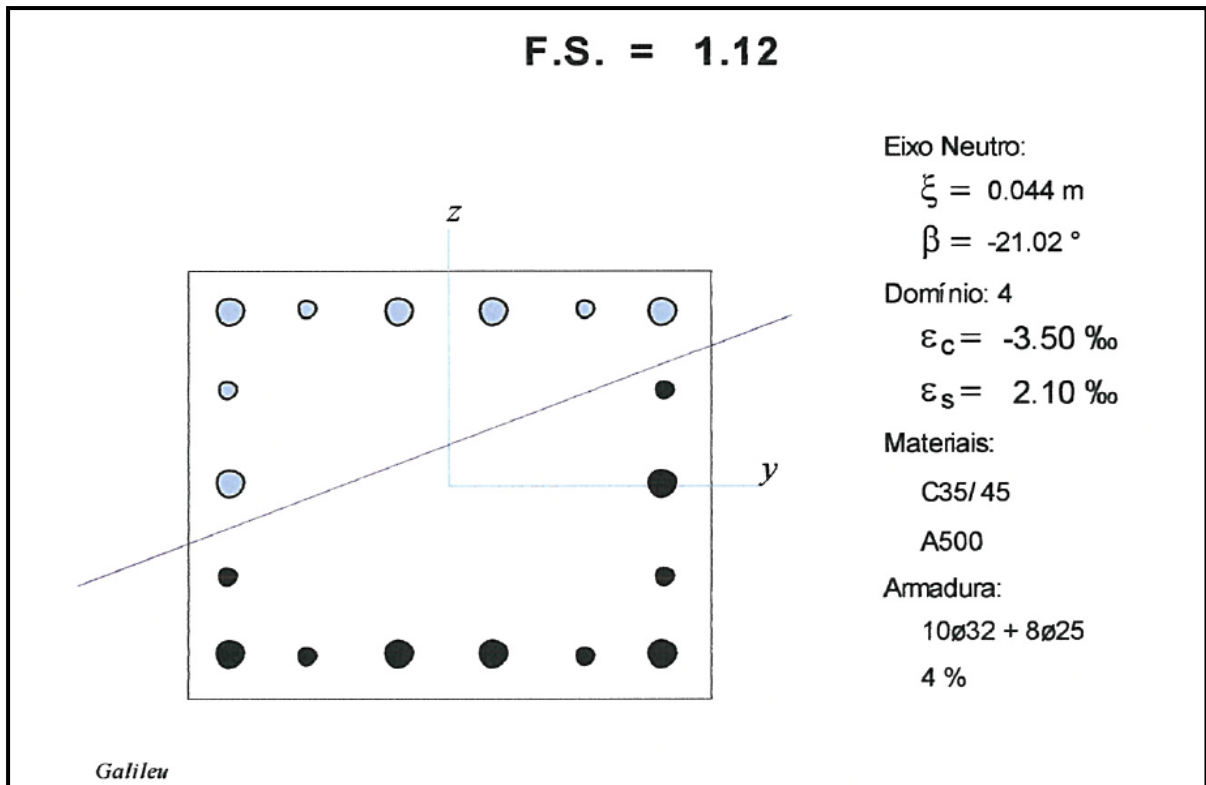
#### TABLES SFEROPOL® FREE SLIDING TYPE

N <sub>SLS</sub>	N <sub>ULS</sub>	mark	base	upper					height	weight	Δw/ ±50 mm
				B x L							
				/100	/200	/300	/400	/500			
(kN)	(kN)		oD <sub>b</sub> (mm)	± 50 mm (mm)	± 100 mm (mm)	± 150 mm (mm)	± 200 mm (mm)	± 250 mm (mm)	H (mm)	(kg)	(kg)
714	1000	SM 100/xxx/50	260	270x375	270x475	270x575	270x675	270x775	91	37	5
1429	2000	SM 200/xxx/50	310	315x420	315x520	315x620	315x720	315x820	97	54	6
2143	3000	SM 300/xxx/50	345	355x460	355x560	355x660	355x760	355x860	103	71	7
2857	4000	SM 400/xxx/50	380	385x490	385x590	385x690	385x790	385x890	105	89	8
3571	5000	SM 500/xxx/50	410	415x520	415x620	415x720	415x820	415x920	117	118	11
4286	6000	SM 600/xxx/50	440	440x550	440x650	440x750	440x850	440x950	116	133	11
5000	7000	SM 700/xxx/50	480	480x590	480x690	480x790	480x890	480x990	129	178	14

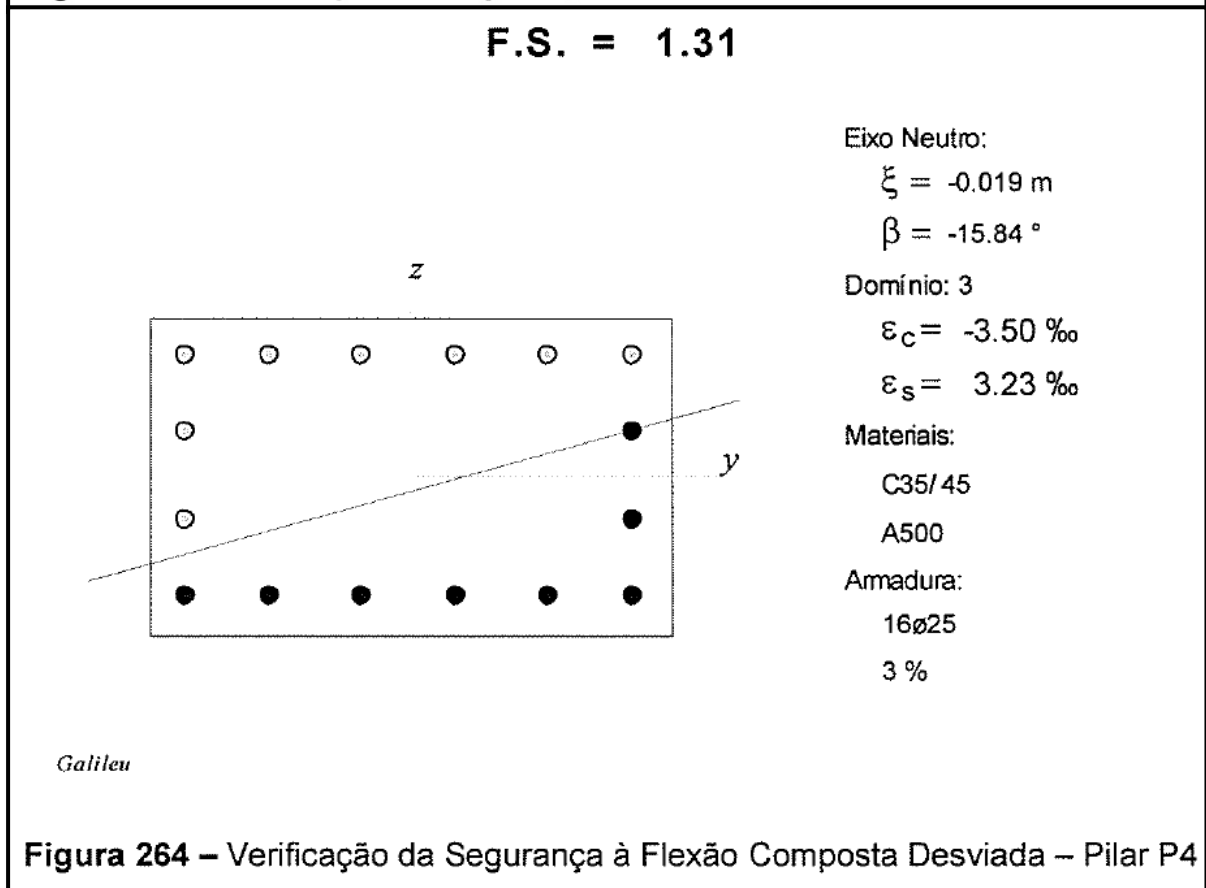
N <sub>sd ULS</sub>	maximum axial force (vertical load) at ULS
N <sub>conc</sub>	axial force (vertical load) concurrent with the maximum horizontal force
N <sub>perm</sub>	permanent axial force (vertical load)
V <sub>x, ULS</sub>	maximum longitudinal horizontal force
V <sub>y, ULS</sub>	maximum transverse horizontal force
V <sub>conc</sub>	horizontal force concurrent with N <sub>sd ULS</sub>
α <sub>max</sub>	maximum rotation
u <sub>x</sub>	maximum longitudinal movement in the worst Limit State condition (SU and SM bearings)
u <sub>y</sub>	maximum transverse movement in the worst Limit State condition (SU* and SM bearings)
P <sub>x</sub>	longitudinal slope to be compensated for by the bearing (if any)
P <sub>y</sub>	transverse slope to be compensated for by the bearing (if any)

## Anexo C

### Armaduras Adotadas no Projeto Original



**Figura 257 – Verificação da Segurança à Flexão Composta Desviada – Pilar P1**



**Figura 264 – Verificação da Segurança à Flexão Composta Desviada – Pilar P4**

**F.S. = 1.10**



Eixo Neutro:

$$\xi = -0.187 \text{ m}$$

$$\beta = -76.82^\circ$$

Domínio: 3

$$\varepsilon_c = -3.50 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s = 5.87 \text{ ‰}$$

Materiais:

C35/45

A500

Armadura:

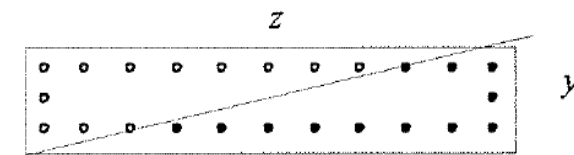
38 $\phi$ 25 + 56 $\phi$ 20

3.1 %

Galileu

**Figura 276 – Verificação da Segurança à Flexão Composta Desviada – Parede Pa2.**

**F.S. = 1.06**



Eixo Neutro:

$$\xi = 0.002 \text{ m}$$

$$\beta = -12.16^\circ$$

Domínio: 3

$$\varepsilon_c = -3.50 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_s = 2.60 \text{ ‰}$$

Materiais:

C35/45

A500

Armadura:

24 $\phi$ 25

3.8 %

Galileu

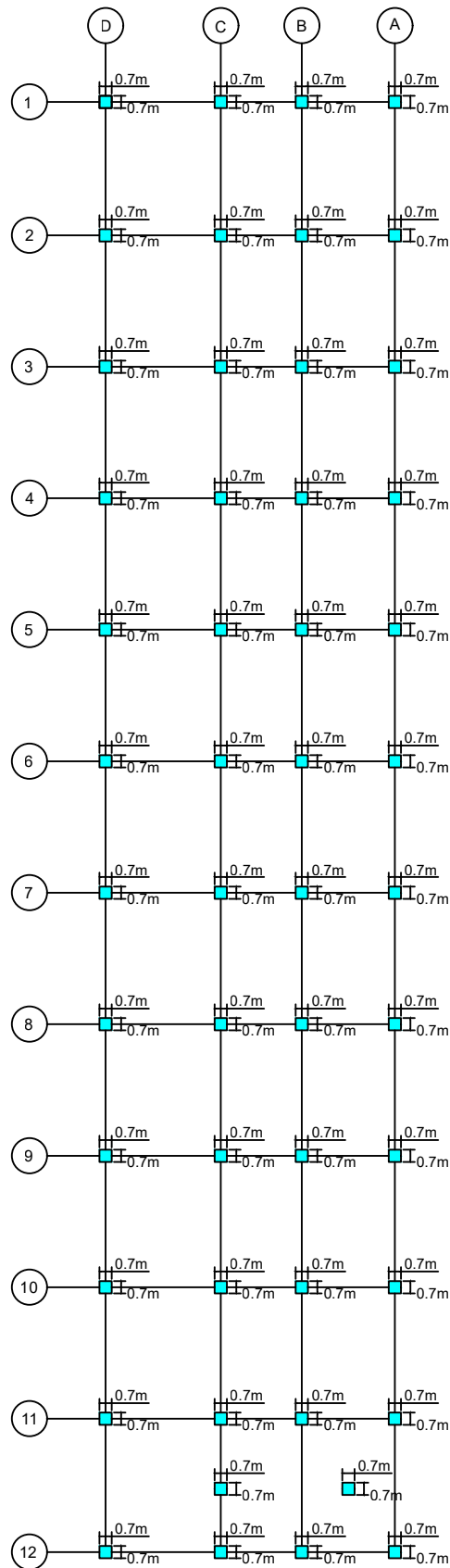
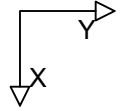
**Figura 285 – Verificação da Segurança à Flexão Composta Desviada – Parede Pa8.**

**Anexo D**  
**Taxas de Armadura nas Secções Reduzidas**

# Secções Reduzidas (Piso -1)

## 50 Plintos

Escala: 1:400



Taxas de Armadura:

Arm. Min.

T.a. < 0.5%

T.a. < 1%

T.a. < 2%

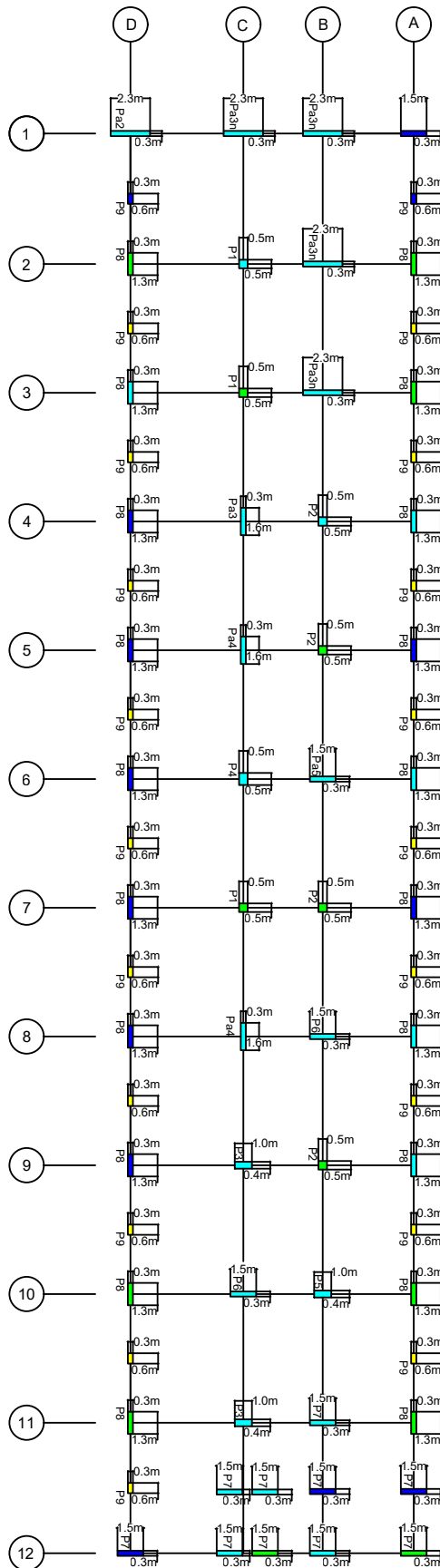
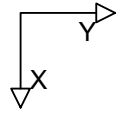
T.a. < 3%

T.a. < 3,5%

# Secções Reduzidas (Piso 0)

Escala: 1:400

74 Secções (32 Pilares e 42 Paredes)



Taxas de Armadura:

Arm. Mín.

T.a. < 0.5%

T.a. < 1%

T.a. < 2%

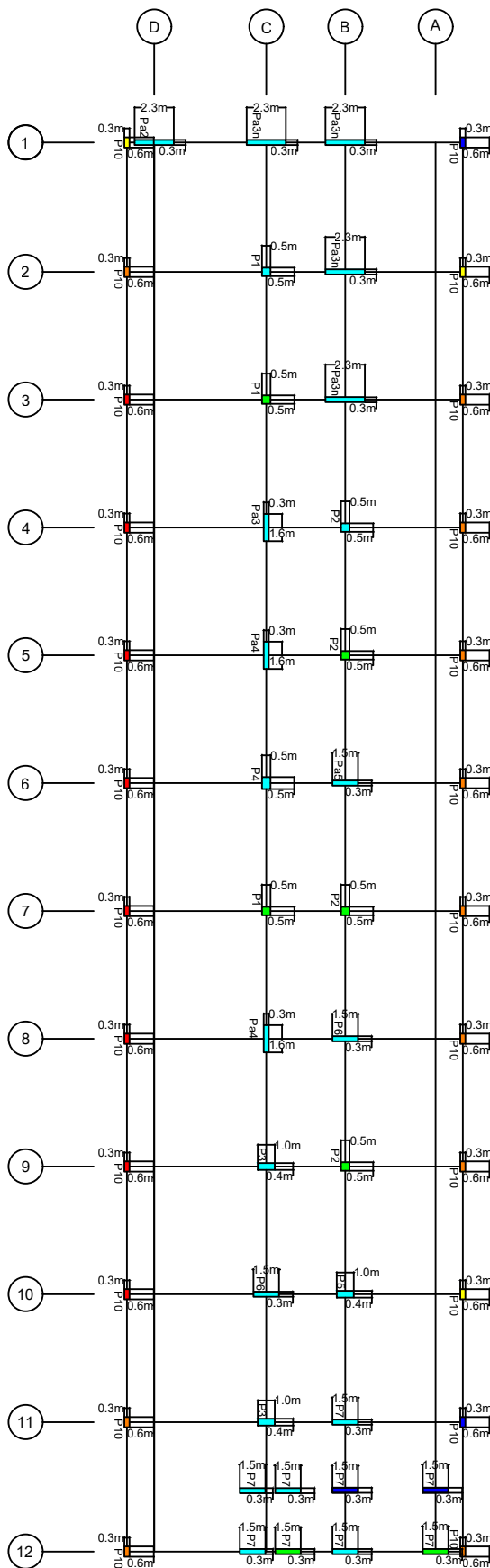
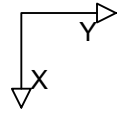
T.a. < 3%

T.a. < 3,5%

# Secções Reduzidas (Piso 1)

Escala: 1:400

## 55 Secções (35 Pilares e 20 Paredes)



Taxas de Armadura:

Arm. Mín.

T.a. < 0.5%

T.a. < 1%

T.a. < 2%

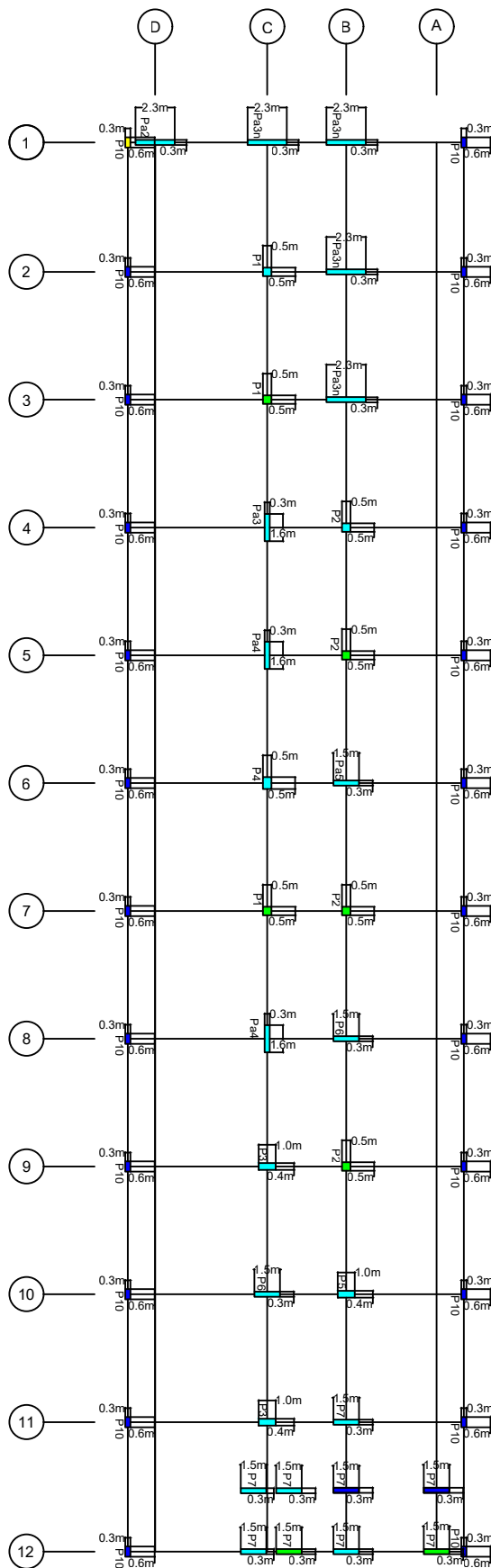
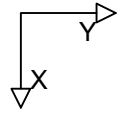
T.a. < 3%

T.a. < 3,5%

# Secções Reduzidas (Piso 2)

Escala: 1:400

## 55 Secções (35 Pilares e 20 Paredes)



Taxas de Armadura:

Arm. Mín.

T.a. < 0.5%

T.a. < 1%

T.a. < 2%

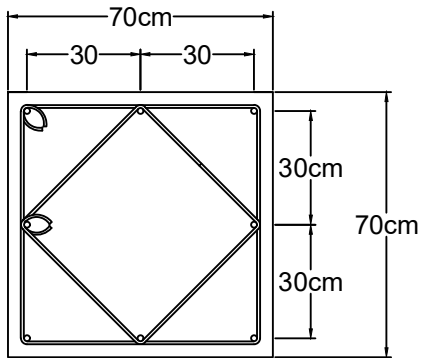
T.a. < 3%

T.a. < 3,5%

**Anexo E**  
**Proposta Final de Armaduras para as Novas Secções**

**Plintos: (50 elementos)**

**Escala: 1:20**



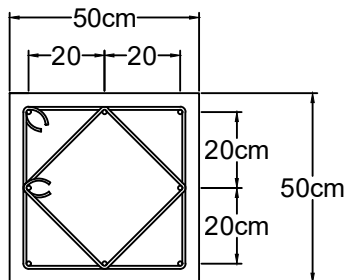
**Armadura Transversal:**

**Zona Crítica:** DireçãoX: 4R $\phi$ 8//0,125  
DireçãoY: 4R $\phi$ 8//0,125

**Zona Intermédia:** DireçãoX: 4R $\phi$ 8//0,20  
DireçãoY: 4R $\phi$ 8//0,20

**Armadura Longitudinal: 8 $\phi$ 16**  
(16,08 cm<sup>2</sup>)

**Pilares NP1: (7 elementos)**



**Armadura Transversal:**

**Zona Crítica:** DireçãoX: 4R $\phi$ 8//0,10  
DireçãoY: 4R $\phi$ 8//0,10

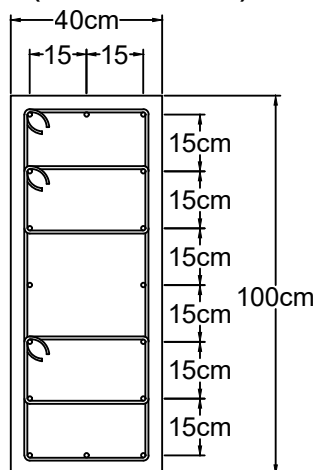
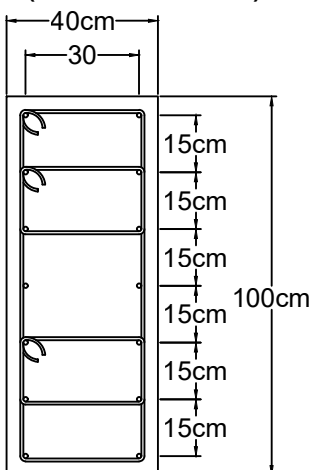
**Zona Intermédia:** DireçãoX: 4R $\phi$ 8//0,175  
DireçãoY: 4R $\phi$ 8//0,175

**Armadura Longitudinal: 8 $\phi$ 12**  
(9,05 cm<sup>2</sup>)

**Pilares NP2: (3 elementos)**

**(2 elementos)**

**(1 elemento)**



**Armadura Transversal:**

**Zona Crítica:**

DireçãoX: 6R $\phi$ 8//0,10  
DireçãoY: 2R $\phi$ 8//0,10

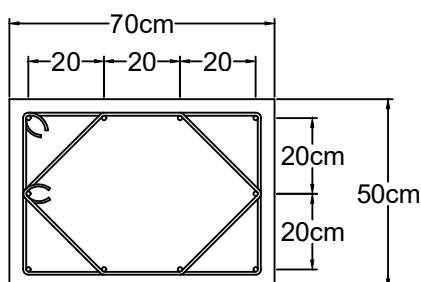
**Zona Intermédia:**

DireçãoX: 6R $\phi$ 8//0,175  
DireçãoY: 2R $\phi$ 8//0,175

**Arm. Long: 14 $\phi$ 12**  
(15,82 cm<sup>2</sup>)

**Arm. Long: 16 $\phi$ 12**  
(18,08 cm<sup>2</sup>)

**Pilares P4: (1 elemento)**



**Armadura Transversal:**

**Zona Crítica:** DireçãoX: 4R $\phi$ 8//0,10  
DireçãoY: 4R $\phi$ 8//0,10

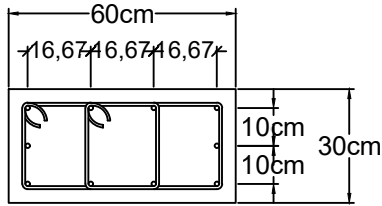
**Zona Intermédia:** DireçãoX: 4R $\phi$ 8//0,175  
DireçãoY: 4R $\phi$ 8//0,175

**Armadura Longitudinal: 10 $\phi$ 12**  
(11,31 cm<sup>2</sup>)

## Pilares NP3 (Piso 0): (21 elementos)

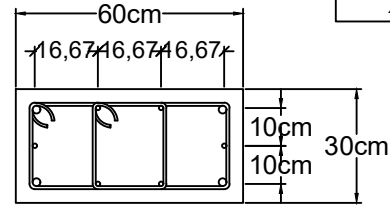
Escala: 1:20

(2 elementos)



Arm. Long: 10 $\phi$ 12  
(11,31 cm<sup>2</sup>)

(5 elementos)



Arm. Long: 4 $\phi$ 20 + 6 $\phi$ 12  
(19,36 cm<sup>2</sup>)

Armadura Transversal:

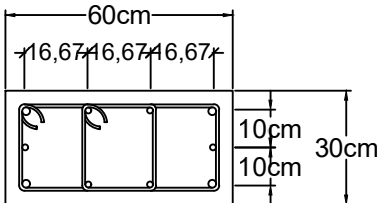
Zona Crítica:

Direção X: 2R $\phi$ 8//0,10  
Direção Y: 4R $\phi$ 8//0,10

Zona Intermédia:

Direção X: 2R $\phi$ 8//0,175  
Direção Y: 4R $\phi$ 8//0,175

(9 elementos)



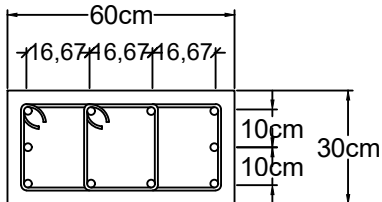
Arm. Long: 4 $\phi$ 20 + 6 $\phi$ 16  
(24,63 cm<sup>2</sup>)

Armadura Transversal:

Zona Crítica: Direção X: 2R $\phi$ 10//0,15  
Direção Y: 2R $\phi$ 10//0,15  
+ 2R $\phi$ 8//0,15

Zona Intermédia: Direção X: 2R $\phi$ 8//0,15  
Direção Y: 4R $\phi$ 8//0,15

(5 elementos)



Arm. Long: 10 $\phi$ 20  
(31,42 cm<sup>2</sup>)

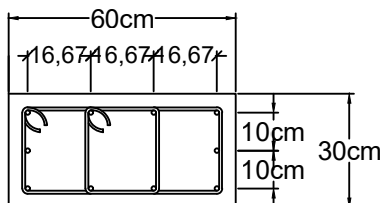
Armadura Transversal:

Zona Crítica: Direção X: 2R $\phi$ 10//0,125  
Direção Y: 2R $\phi$ 10//0,125  
+ 2R $\phi$ 8//0,125

Zona Intermédia: Direção X: 2R $\phi$ 8//0,125  
Direção Y: 4R $\phi$ 8//0,125

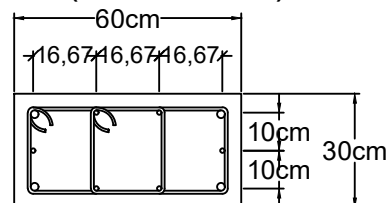
## Pilares NP3 (Piso 2): (24 elementos)

(23 elementos)



Arm. Long: 10 $\phi$ 12  
(11,31 cm<sup>2</sup>)

(1 elemento)



Arm. Long: 4 $\phi$ 20 + 6 $\phi$ 12  
(19,36 cm<sup>2</sup>)

Armadura Transversal:

Zona Crítica:

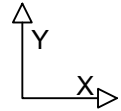
Direção X: 2R $\phi$ 8//0,10  
Direção Y: 4R $\phi$ 8//0,10

Zona Intermédia:

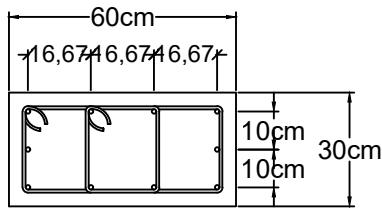
Direção X: 2R $\phi$ 8//0,175  
Direção Y: 4R $\phi$ 8//0,175

Pilares NP3 (Piso 1): (24 elementos)

Escala: 1:20

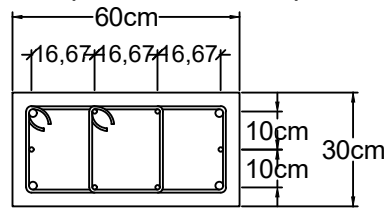


(1 elemento)



Arm. Long: 10φ12  
(11,31 cm<sup>2</sup>)

(2 elementos)



Arm. Long: 4φ20 + 6φ12  
(19,36 cm<sup>2</sup>)

Armadura Transversal:

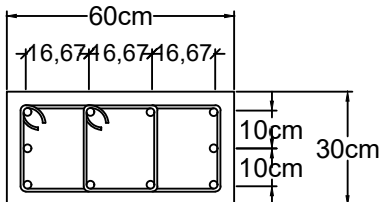
Zona Crítica:

Direção X: 2Rφ8//0,10  
Direção Y: 4Rφ8//0,10

Zona Intermédia:

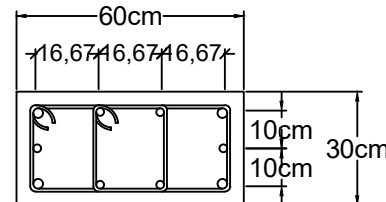
Direção X: 2Rφ8//0,175  
Direção Y: 4Rφ8//0,175

(2 elementos)



Arm. Long: 10φ20  
(31,42 cm<sup>2</sup>)

(9 elementos)



Arm. Long: 4φ25 + 6φ20  
(38,48 cm<sup>2</sup>)

Armadura Transversal:

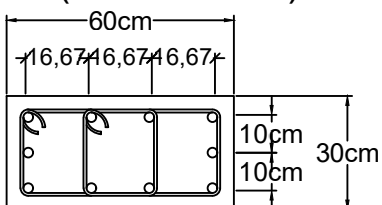
Zona Crítica:

Direção X: 2Rφ10//0,125  
Direção Y: 2Rφ10//0,125  
+2Rφ8//0,125

Zona Intermédia:

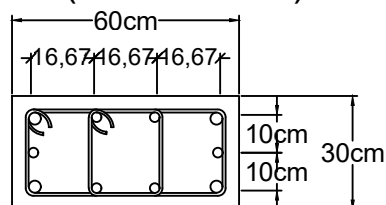
Direção X: 2Rφ8//0,125  
Direção Y: 4Rφ8//0,125

(2 elementos)



Arm. Long: 10φ25  
(49,09 cm<sup>2</sup>)

(8 elementos)



Arm. Long: 4φ32 + 6φ25  
(61,62 cm<sup>2</sup>)

Armadura Transversal:

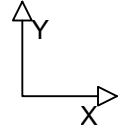
Zona Crítica:

Direção X: 2Rφ10//0,10  
Direção Y: 2Rφ10//0,10  
+2Rφ8//0,10

Zona Intermédia:

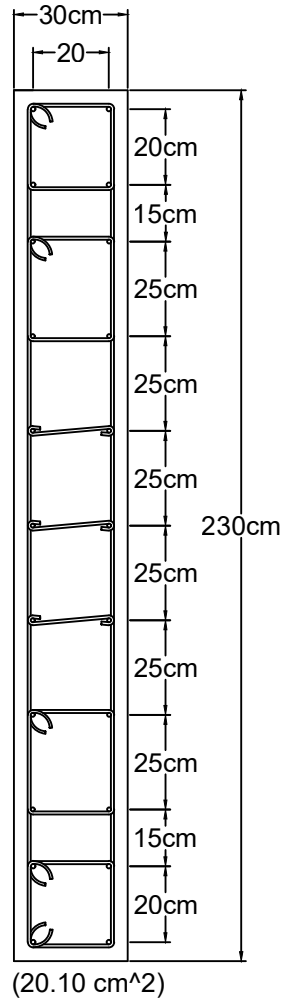
Direção X: 2Rφ8//0,10  
Direção Y: 4Rφ8//0,10

Escala: 1:20

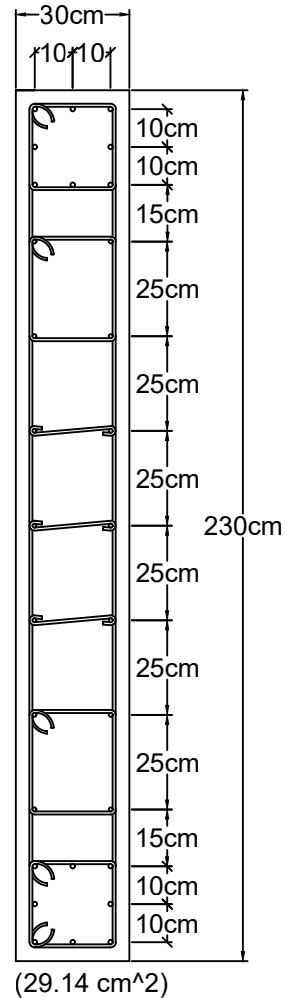


## Paredes NPa1: (5 elementos)

(3 elementos)



(2 elementos)



Armadura Longitudinal:

Zona da Alma:  
14φ10

Zonas de Extremidades:  
8φ12

Armadura Transversal:

Direção X: 13Rφ8//0,10

Direção Y: 2Rφ8//0,10

Armadura Longitudinal:

Zona da Alma:  
14φ10

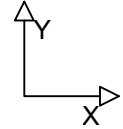
Zonas de Extremidades:  
16φ12

Armadura Transversal:

Direção X: 13Rφ8//0,10

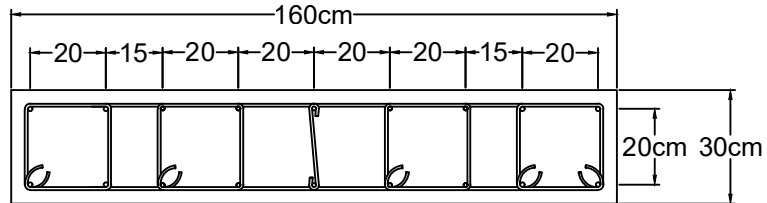
Direção Y: 2Rφ8//0,10

Escala: 1:20



Paredes NPa2: (3 elementos)

(1 elemento)



(16.94 cm<sup>2</sup>)

Armadura Longitudinal:

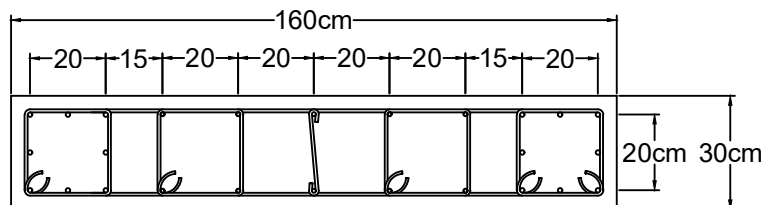
10φ10 + 8φ12

Armadura Transversal:

DireçãoX: 2Rφ8//0,10

DireçãoY: 11Rφ8//0,10

(2 elementos)



(25.98 cm<sup>2</sup>)

Armadura Longitudinal:

10φ10 + 16φ12

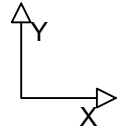
Armadura Transversal:

DireçãoX: 2Rφ8//0,10

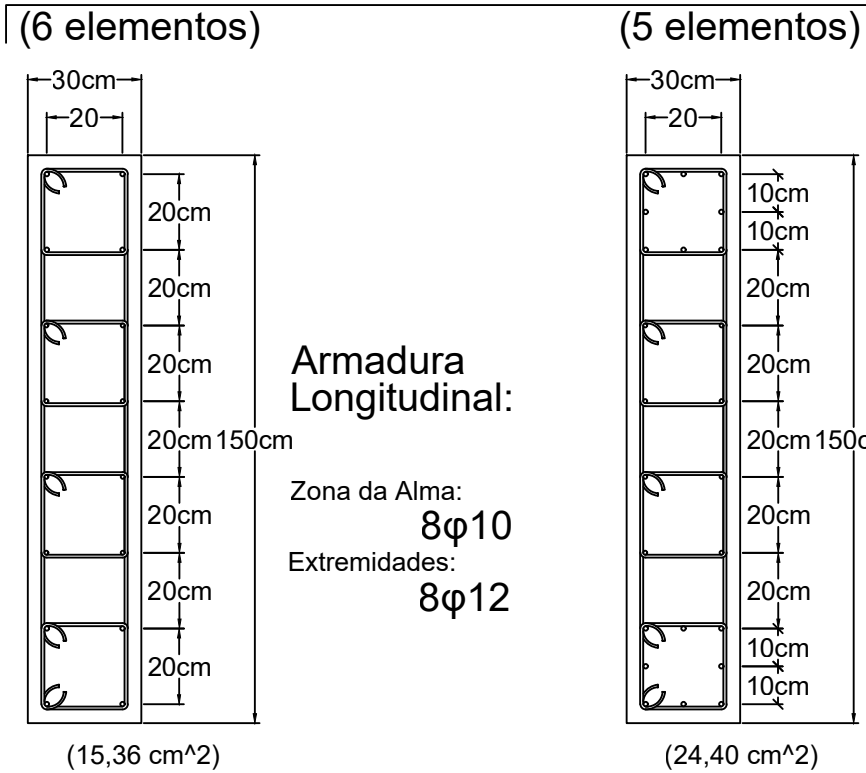
DireçãoY: 11Rφ8//0,10

# Paredes NPα3: (14 elementos)

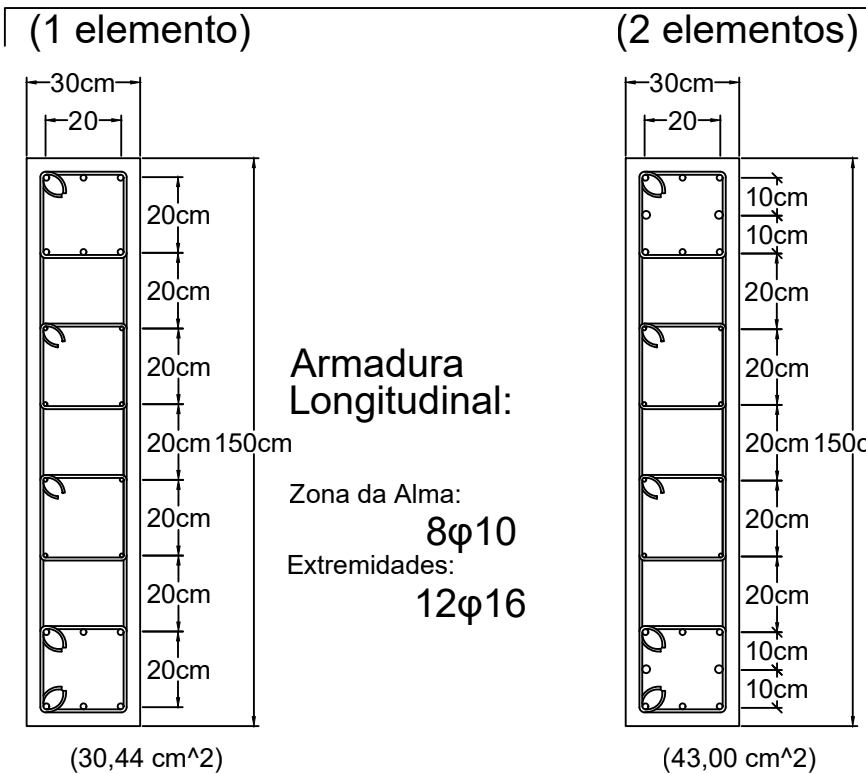
Escala: 1:20



Armadura Transversal: Direção X: 10Rφ8//0,10  
 Direção Y: 4Rφ8//0,10

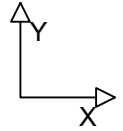


Armadura Transversal: Direção X: 10Rφ8//0,125  
 Direção Y: 4Rφ8//0,125

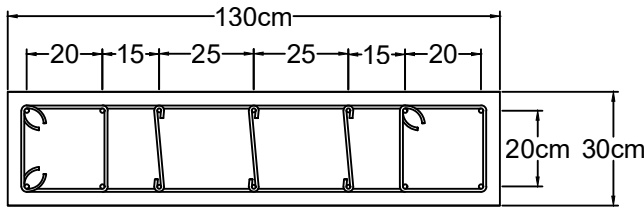


# Paredes Pa8: (20 elementos)

Escala: 1:20



(7 elementos)



(13.78 cm<sup>2</sup>)

Armadura Transversal:

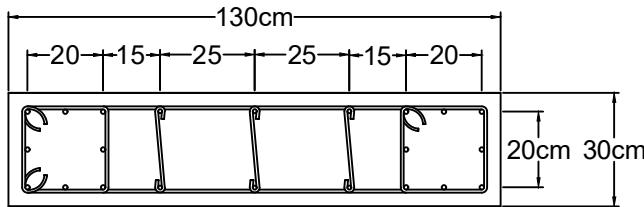
Direção X: 2R $\phi$ 8//0,10

Direção Y: 9R $\phi$ 8//0,10

Armadura Longitudinal:

Zona da Alma: 6 $\phi$ 10 Extremidades: 8 $\phi$ 12

(8 elementos)



(22.82 cm<sup>2</sup>)

Armadura Transversal:

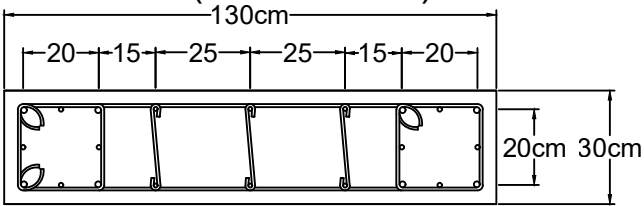
Direção X: 2R $\phi$ 8//0,10

Direção Y: 9R $\phi$ 8//0,10

Armadura Longitudinal:

Zona da Alma: 6 $\phi$ 10 Extremidades: 16 $\phi$ 12

(4 elementos)



(29.86 cm<sup>2</sup>)

Armadura Transversal:

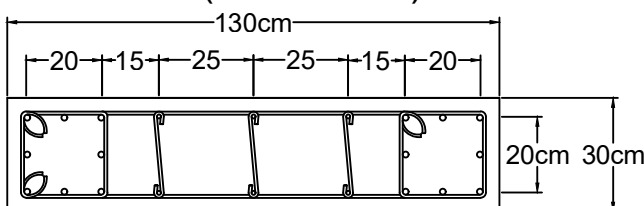
Direção X: 2R $\phi$ 8//0,10

Direção Y: 9R $\phi$ 8//0,10

Armadura Longitudinal:

Zona da Alma: 6 $\phi$ 10 Extremidades: 8 $\phi$ 16+8 $\phi$ 12

(1 elemento)



(36.90 cm<sup>2</sup>)

Armadura Transversal:

Direção X: 2R $\phi$ 8//0,10

Direção Y: 9R $\phi$ 8//0,10

Armadura Longitudinal:

Zona da Alma: 6 $\phi$ 10 Extremidades: 16 $\phi$ 16