

CONCEÇÃO DE SISTEMAS DE MÚLTIPLOS TMDS PARA O CONTROLO PASSIVO DE VIBRAÇÃO EM PAVIMENTOS DE UM HOTEL DE LUXO NO SIRI LANKA

Daniel Valverde Silva

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E
GEOTECNIA**

Orientador: Professor Doutor Carlos Manuel Ramos Moutinho

JUNHO DE 2022

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2021/2022

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2021/2022 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2022*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A minha família e amigos

Lição do dia: não se distraia do presente planejando excessivamente o futuro

Daniel Valverde Silva – Enviado para um grupo de amigos durante o período da dissertação

AGRADECIMENTOS

Com grande gratidão expresso aqui meus agradecimentos a todas as pessoas que colaboram comigo na execução desta dissertação, seja com palavras de encorajamento, auxílio em executar algumas tarefas, dedicação e disponibilidade. De entre estas, gostaria de manifestar a minha especial gratidão:

- Ao professor Doutor Carlos Moutinho, o qual foi uma ótima surpresa em sua dedicação, paciência, disponibilidade e espírito de amizade criado durante a execução deste trabalho. Agradeço por todo o conhecimento passado no ramo da Dinâmica Estrutural e controlo de vibrações, este último sendo um estudo muito novo para mim fez com que a orientação do senhor professor fosse ainda mais especial e indispensável;
- Ao Engenheiro Tiago Alves da AdF pela sua orientação quanto ao projeto que serviu de base para esta dissertação e pelos conhecimentos passados sobre a vida em ambiente empresarial e o trabalho em gabinete, bem como o uso mais eficiente do software Robot, uma grande mais valia extraída da execução deste trabalho;
- Ao Engenheiro Cláudio da Silva Horas, cujo conhecimento em modelação no Ansys APDL foi mais do que vital para a execução deste trabalho. Agradeço pela disponibilidade e dedicação em me passar os conhecimentos necessários para que fosse possível executar este trabalho;
- A professora Doutora Isabel Ribeiro, por ter despertado em mim o interesse por um papel mais ativo dentro da faculdade, que me fez traçar rumos inesperados na minha vida académica.
- Aos amigos que estiveram comigo durante este período, me encorajando a continuar independente das dificuldades. Sem sombras de dúvidas tenho de especialmente agradecer à minha amiga Suelaine Silveira Moraes pela companhia e ajuda mútua na escrita deste trabalho;
- Minha família pelo apoio e encorajamento, mesmo que à distancia.

RESUMO

Nesta dissertação é apresentado um estudo relativo à aplicação de amortecedores passivos de massa sintonizadas (*Passive Tuned Mass Dampers – PTMDs*) no controlo das vibrações em pavimentos induzidas pelas ações pedonais, fazendo-se a verificação das possíveis melhores soluções de sintonização e posicionamento em uma estrutura real, cuja complexidade resulta em modos vibratórios com frequências próximas que torna o controlo com TMDs dificultado.

Inicialmente, começa-se por caracterizar a estrutura caso de estudo e a sua complexidade, bem como os motivos que dão origem à necessidade de se implementar sistemas de controlo de vibrações.

Seguidamente, é feita uma revisão da literatura sobre os temas pertinentes, como a caracterização da ação dos peões (utilizadores), dimensionamento de um TMD e normas ou guidelines que foram as bases da execução deste trabalho.

Concluída a explicação da problemática, inicia-se então a descrição dos trabalhos feitos com começo na validação do modelo já existente, fornecido pela AdF, em Robot, bem como a exportação para o software Ansys APDL, no qual foram feitas as análises dinâmicas.

Assim, é então descrita a metodologia adotada para a análise, com os diferentes tipos de análises que se diferenciam quanto a frequência e posicionamento dos TMD para cada modo vibratório pertinente da estrutura, bem como a explicação da distinção dos modos de maior energia e espúrios através de uma análise dinâmica preliminar.

Por fim, são apresentados e discutidos os resultados da simulação numérica da aplicação destes sistemas de controlo passivo, com o objetivo de se perceber, em uma estrutura complexa e com diversos modos de vibração, qual a possível melhor abordagem para o dimensionamento dos TMDs.

PALAVRAS-CHAVE: Dinâmica das Estruturas, vibrações em pavimentos, ações pedonais, controlo de vibração, TMD.

ABSTRACT

This work presents a study concerning the application of Passive Tuned Mass Dampers (TMDs) in controlling pavement vibrations induced by human activities, with a verification of the best possible dimensioning and positioning solutions for a real structure, which complexity results in a few vibration modes with close frequencies, which the control via TMD usage becomes a bit more complicated.

The work begins by the structure's characterization and its complexity, as well as the motives that give rise to the necessity of control vibrations systems.

Next, a literature review is done concerning the relevant topics, like the characterization of dynamic actions due to human loads, TMD dimensioning and guidelines that guided this work execution.

Being the explanation of the problem completed, so begins the description of the work done on validating of the computational structure model in Robot, as well as its exportation to the Ansys APDL software, in which the dynamic analyzes were performed.

Followed by the methodology description, where the different analyzes types are explained, each one concerning different TMD frequency and position for each structural vibration mode, as well as the explanation of the distinction made between the highest and lowest energy modes by a preliminary dynamic analyzes.

Finally, the results of the numerical simulation are showed and presented, with the main objective of realizing which one is the best possibly dimensioning and positioning of TMDs in a complex and with lots of vibration mode structure.

KEYWORDS: Structural Dynamics, pavement vibration, human actions, vibration control, TMD.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	1
RESUMO	3
ABSTRACT	4
1. INTRODUÇÃO PROJETO CINNAMON LIFE	11
1.1. O hotel e sua estrutura	13
1.1.1. Consolas	13
1.1.2. Elevated Bridge.....	13
1.2. Objetivo da dissertação e descrição sumária da dissertação .	15
2. REVISÃO DA LITERATURA	17
2.1. Vibração em pavimentos causada por peões	19
2.1.1. Caracterização da ação do peão	20
2.1.2. Critérios de conforto.....	23
2.2. Amortecedores de massa sintonizada	23
2.2.1. Sintonização de TMDs	25
2.2.2. Sistemas de estruturas com amortecimento não nulo	28
2.2.3. TMDs equivalentes	30
2.2.4. Sistemas com N graus de liberdade	31
2.3. Normas e Guidelines	32
2.3.1. Breve componente histórica.....	32
2.3.2. Guideline canadense	32
2.3.3. ISO 10137.....	32
2.3.4. Modelação segundo o SCI.....	33
3. MODELAÇÃO	34
3.1. Modelo ROBOT	34
3.2. Modelo Ansys APDL.....	38

4.	METODOLOGIA	43
4.1.	Análise primária	43
4.1.1.	Modo de Torção	47
4.1.2.	Primeiro harmónico de flexão da laje	48
4.2.	Metodologia de análise	50
4.2.1.	Posicionamento e número de TMDs	52
4.2.2.	Definição da massa de cada conjunto de TMDs	54
4.2.3.	Obtenção do q ótimo	55
4.2.4.	Aplicação da carga	56
5.	RESULTADOS	59
5.1.	Modo de torção	59
5.2.	Modo de flexão da laje com o primeiro harmónico	64
6.	CONCLUSÃO	71
6.1.	Considerações finais	71
6.2.	Perspetivas para desenvolvimento futuro	72
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	75
8.	Anexo A	79
8.1.	Piso 20	79
8.2.	Piso 22	80
8.3.	Piso 24	82
8.4.	Conclusões para a análise futura e aplicação dos TMDs	83

1. INTRODUÇÃO

PROJETO CINNAMON LIFE

Esta dissertação foi realizada em ambiente empresarial na Adão da Fonseca Engenheiros e Consultores (AdF) e tem como objeto de estudo o projeto *Cinnamon Life*, uma obra do renomado artista, designer e engenheiro Cecil Balmond, situada em Colombo, Sri Lanka, com a promessa de ser um marco na cidade. Todo o complexo é um belo acréscimo à paisagem local como ilustra o modelo arquitetónico tridimensional presente na Figura 1.

Este complexo agregará um hotel 5 estrelas, apartamentos para habitação, um grande centro comercial, escritórios e parque de estacionamento, sendo apresentado como uma cidade dentro da cidade. A Figura 2 ilustra melhor a repartição dos diferentes tipos de uso do projeto.



Figura 1- Waterfront Integrated Resort Project [8]

O empreendimento ocupa 420.000m², com orçamento de 650 milhões de dólares e está em estágio quase final de obra que se iniciou em março de 2014. Imagens do estado da obra podem ser vista na Imagem 1



Imagem 1– FCs e EB durante a construção em (a) janeiro de 2021 e (b) setembro 2021 [8].

O hotel por si só se mostra imponente, com 800 quartos, restauração e bares de alto padrão. Descrito como um *lifestyle hub* totalmente integrado com espaços de banquete versáteis e espaços para conferência para aproximadamente 4.700 pessoas, alinhado à crescente demanda para locais de *Meetings, Incentives, Conferences & Exhibitions* de alta qualidade nos hotéis de Colombo [8].

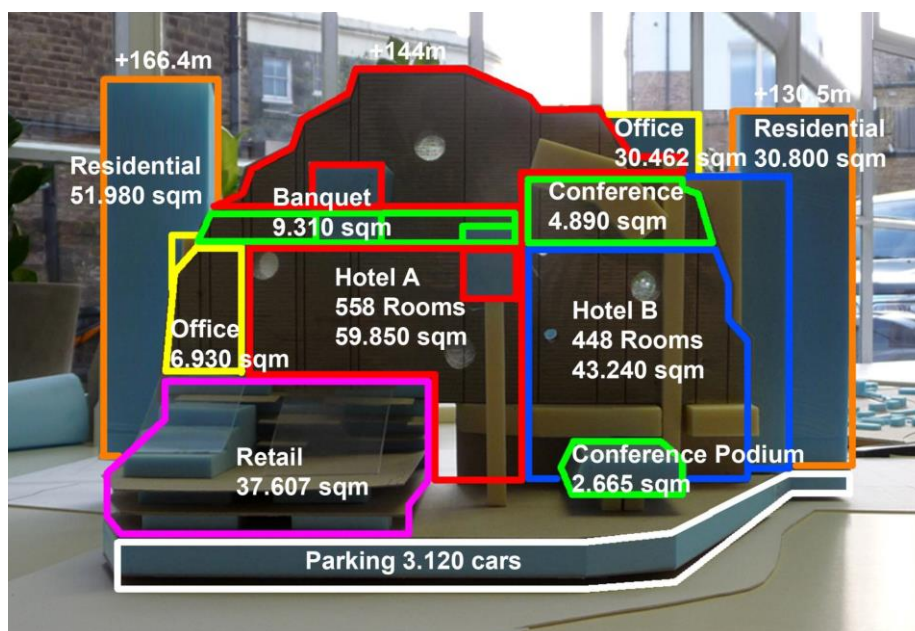


Figura 2 – Diferentes usos no empreendimento. Reprodução AdF

1.1. O hotel e sua estrutura

Os engenheiros da AdF foram os responsáveis pelo projeto estrutural. Em um projeto desta dimensão as decisões tomadas foram inúmeras. Algumas, relevantes para o desenvolvimento desta dissertação, serão explicadas nesta secção.

1.1.1. Consolas

O hotel tem três estruturas que se estendem para fora do plano principal do restante da estrutura. Essas foram denominadas de *Front Cantilever 1* e 2 (FC1 e FC2) e *Elevated Bridge* (EB) (ver Figura 3), contruídas com estruturas metálicas (treliças e vigas em aço) e lajes de betão. Com usos diversos, a sua concepção foi um desafio, tendo ainda que prever certas recomendações quanto a localidade para o tipo de sistema estrutural.

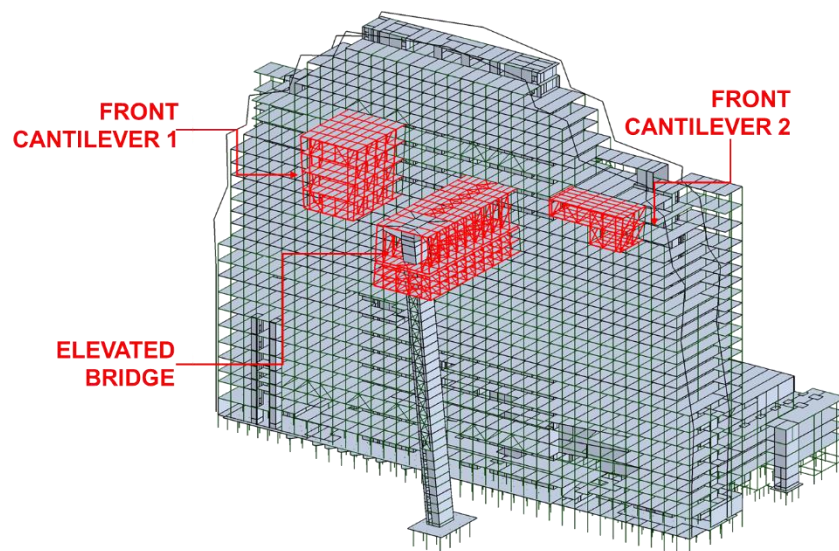


Figura 3 – FCs e EB durante a construção em (a) janeiro de 2021 e (b) setembro 2021. PPW aula da AdF

1.1.2. Elevated Bridge

A EB é o objeto de estudo principal desta dissertação, a qual possui 48.35m de comprimento por 20.15m de largura e 20.50m de altura. Diferentemente da FC1 e FC2 que estão apoiadas na estrutura global do hotel como consolas, a EB apoia-se também em um núcleo inclinado de escadas.

Estendendo-se por 4 pisos (do 20 ao 24), a estrutura da EB foi dividida em duas de acordo com as diferentes ocupações: os pisos 20 e 21 serão destinados a quartos do hotel enquanto os pisos 22 e 24 serão um restaurante/*banquet hall* com uso também para atividades festivas. Cada parte busca apoio na estrutura principal e no núcleo inclinado através de duas treliças principais, que por sua vez apoiam treliças secundárias (existentes nos pisos 20 e 21) e vigas mistas (em ambas as divisões). As lajes também são mistas com chapa colaborante (Figura 6 (a)).

A Figura 4 ilustra o que foi anteriormente descrito.

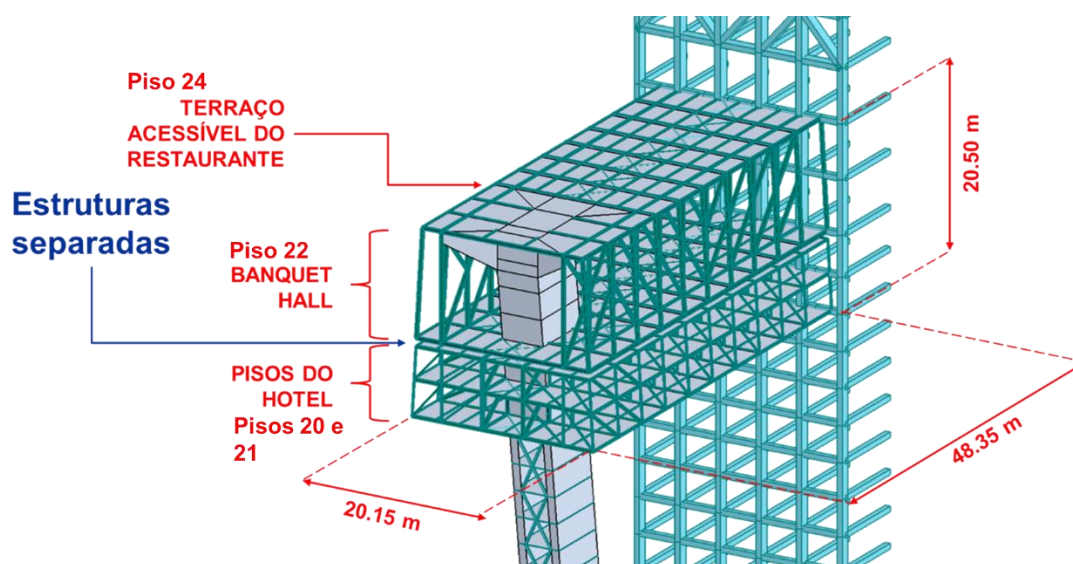


Figura 4 - Dimensões e estrutura da Elevated Bridge. PPW aula da AdF

Ora, se tratando de uma estrutura de elevado desenvolvimento, problemas dinâmicos já eram esperados. Tanto a *Elevated Bridge* como a *Front Cantilever 1* são estruturas metálicas particularmente sensíveis à vibração induzidas pela ação humana, problema este agravado pelos diferentes propósitos de ocupação que infringem à estrutura diferentes casos de cargas. Ainda, em fase de projeto, os engenheiros já previam a necessidade de utilização de amortecedores de massa sintonizada (Tuned Mass Dampers – TMD's) para o controlo do comportamento vibratório das estruturas.

Esta problemática para pavimentos tem-se mostrado cada vez mais relevantes pela conceção de pavimentos com longos vãos destinados para a realização de atividades aeróbicas [1], caso este os dos andares 22 e 24 da EB.

1.1.2.1. Demais considerações construtivas

Ambas as estruturas da EB e FC's, para além das treliças citadas anteriormente, contam, também, com mais de um elemento diagonal por secção vertical. Tal consideração foi imposta pela localização da obra, que, assim, assegura a estabilidade desta sob determinados eventos acidentais, mitigando o efeito de colapso progressivo. A Figura 5 ilustra o que foi aqui exposto para a FC1. Este tipo de sistema acaba também contribuindo para uma maior rigidez da estrutura.

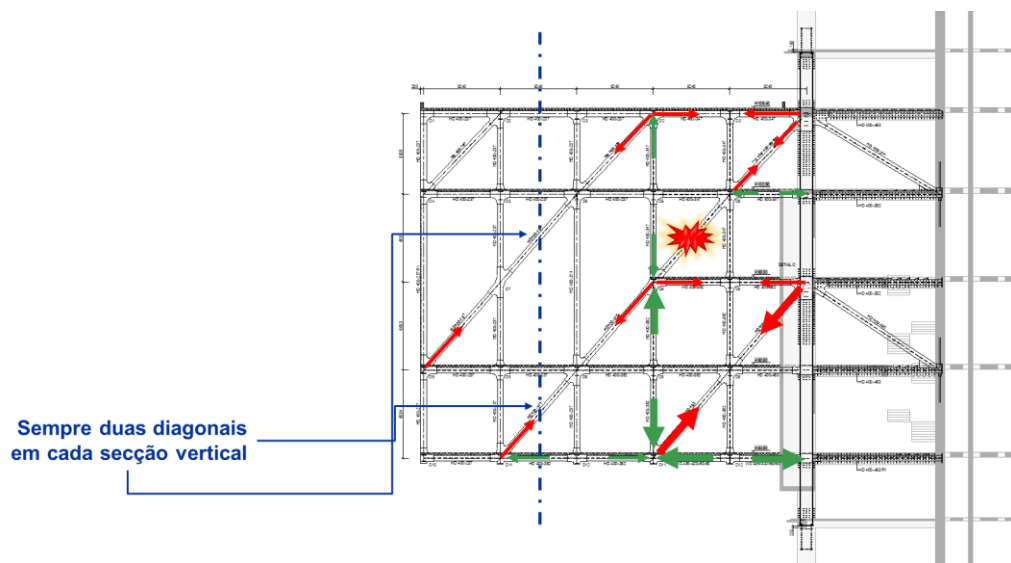


Figura 5 – Elementos diagonais na FC1, com o exemplo da redistribuição de cargas dada a rotura de uma barra em um evento accidental. PPW aula da AdF.

1.2. Objetivo da dissertação e descrição sumária da dissertação

O objetivo desta dissertação centra-se no estudo de diferentes condições para a sintonização de um conjunto de TMDs com o objetivo de se perceber como estes atuam em uma estrutura complexa como a EB. Sabe-se que há modos de vibração com frequências muito próximas, logo, o que se pretende analisar é a influencia que o controlo de uma terá sobre a outra, e se há outras alternativas para um melhor controlo da vibração dinâmica. Adicionalmente, espera-se também perceber como o posicionamento dos TMDs podem influenciar a resposta global.

Conhecendo-se a estrutura, este trabalho visou, numa primeira fase, caracterizar as diferentes formas de ação humana relevantes para a EB seguindo uma revisão literária de normas e estudos. Adicionalmente também foi estudado o controlo vibratório estrutural introduzido pelo uso de sistemas de controlo, bem como seu dimensionamento.

Ainda, na revisão literária é também descrito o uso de sistemas em controlo em estrutura já existentes bem como a explicação do interesse crescente no estudo da redução da resposta vibratória introduzidas por estes sistemas e como pode ser feito o seu dimensionamento para se obter a melhor resposta possível.

De seguida é descrito como foi feita a validação do modelo estrutural existente e a sua exportação para o software Ansys, no qual foram feitas as análises dinâmicas pela dificuldade em realizar este tipo de análise no software original, Robot.

No quarto capítulo é então descrita a metodologia de determinação dos modos vibratórios de interesse, dimensionamento dos diferentes conjuntos de TMDs e quais e como foram efetuadas as análises.

O capítulo cinco, por sua vez apresenta os resultados obtidos em cada análise e a discussão que estes levantaram.

Finalmente, no capítulo 6, apresenta-se as principais conclusões do trabalho realizado e sugerem-se algumas áreas de desenvolvimento futuro.

2. REVISÃO DA LITERATURA

Vibração é uma forma de movimento dinâmico no qual a estrutura oscila a partir de uma posição de equilíbrio [17]. Tais movimentos surgem na interação com perturbações variantes no tempo, tais como forças ou deslocamentos impostos, e propriedades de inércia da estrutura [4].

A problemática das vibrações em estruturas não é algo novo. Obviamente a causa mais natural deste fenómeno em estruturas se dá pelos sismos, e também pelo vento em estruturas de elevado desenvolvimento em altura. Todavia, vibrações causadas pelo movimento de peões também já é objeto de estudo. Tredgold, em 1828 escreveu sobre a necessidade de se construir vigas secundárias com a maior altura possível a fim de evitar o inconveniente de não se conseguir movimentar em um pavimento sem causar vibrações [1].

Como citado anteriormente, uma das possíveis causas de vibrações em edifícios são o sismo, vento e o movimento de peões. O método atual de análise distingue o estudo das estruturas em dois domínios distintos, nomeadamente, o estudo sobre a integridade estrutural ou Estado Limite Último (ELU), no qual se enquadram os fenómenos de sismos e vento, e o estudo sobre os níveis de conforto ou Estado Limite Último de Utilização/Serviço (ELS), onde, entre outros fenómenos, o efeito dinâmico aqui estudado e o vento se enquadram.

Os Eurocódigos não desenvolvem muito a problemática das vibrações. Assim, o estudo de outras normas ou guidelines fazem-se necessários para uma melhor quantificação da resposta vibratória e dos possíveis meios da sua mitigação.

Em estruturas com pavimentos esbeltos, como as soluções mistas, os critérios de serviço dominam o tipo de solução adotada [9]. Como no caso da EB, para a qual a maior problemática para a conceção de uma solução não foi a sua estabilidade estrutural, mas sim o estudo e mitigação do seu comportamento vibratório.

Soluções mistas são soluções construtivas que usam dois tipos diferentes de matérias com uma forte ligação entre eles, de tal forma que a sua ação estrutural é como a de um corpo único. A EB tem seus pavimentos formados por secções metálicas e laje em betão com chapa colaborante ligadas por conectores igualmente espaçados, e, assim, consegue-se retirar o melhor das vantagens das características de resistência de carga ou outros fatores (como o fogo) e o fator económico de cada material. Outro exemplo são as colunas que dão suporte às FC's e a EB, construídas com perfis metálicos embebidos no betão. A Figura 6 traz desenhos destes detalhes nas secções.

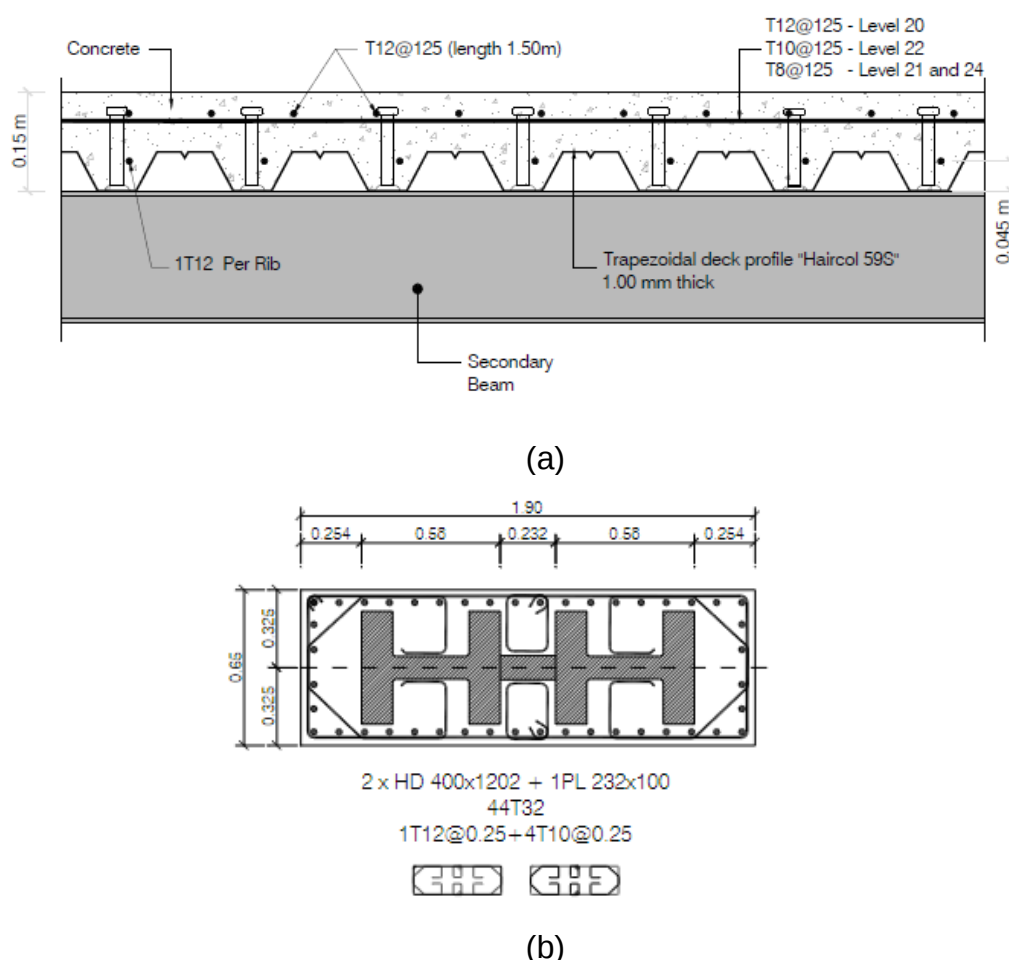


Figura 6 – (a) secção transversal de uma parte da laje da EB e (b) secção transversal de uma coluna

Segundo um levantamento do Council on Tall Buildings and Urban Habitat [6], esta prática construtiva tem vindo a crescer nos últimos anos, como mostra o Gráfico 1. Tal solução é atrativa principalmente para edifícios altos por acelerar o processo construtivo. Entretanto, como se sabe, soluções puras em betão empregam à estrutura maior amortecimento, e, assim, ao reduzir a secção de betão e complementar a componente de capacidade de carga com secções metálicas, a problemática da vibração dinâmica pode surgir.

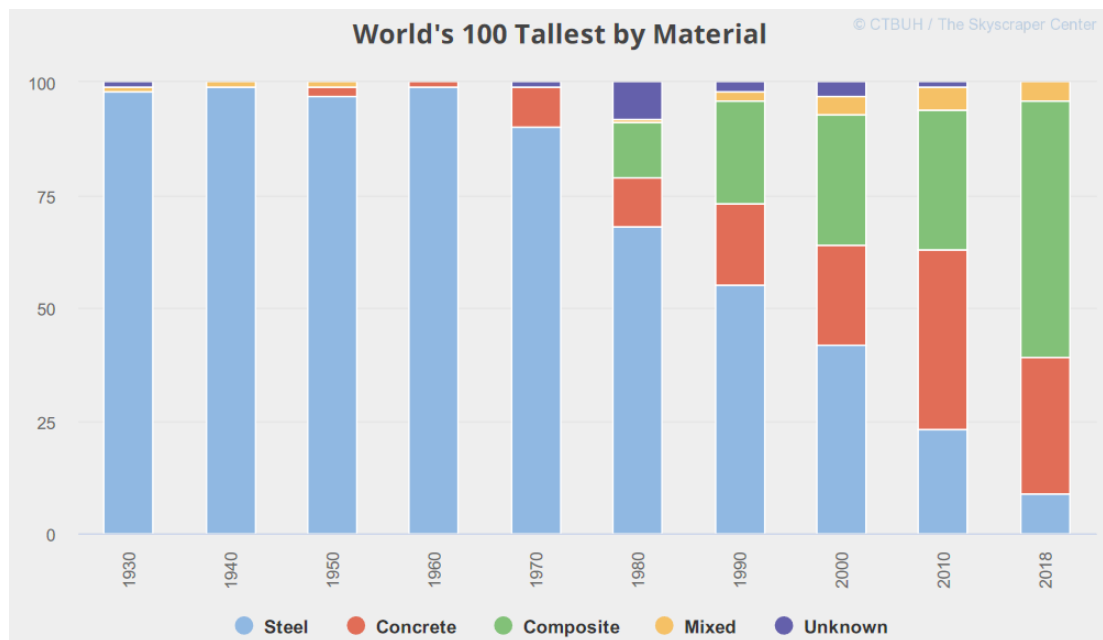


Gráfico 1 - 100 maiores edificações por material. Reprodução [6].

Por fim, é mais do que propício afirmar que está em crescimento a necessidade de se avaliar o comportamento vibratório e dinâmico destas estruturas compósitas, e, assim a literatura aqui revista será justamente acerca da vibração de vãos de elevada dimensão com secções esbeltas, como o caso de estudo.

2.1. Vibração em pavimentos causada por peões

A construção moderna esta cada vez mais audaciosa em sua concepção e na esbelteza das secções transversais. Para tal, novas técnicas construtivas e materiais estão a ser criados e empregues em obra. Ainda, fatores como a tendência de redução do amortecimento do pavimento, falta de informação em como enfrentar o problema de vibração de serviço ainda em fase de design e a

falta de interesse em pesquisa sobre o tema no passado contribuem para o aparecimento e estudo da vibração em estado de serviço [20].

Em casos em que as frequências naturais da estrutura são relativamente baixas, atividades humanas que causem o fenómeno de ressonância podem originar um grande nível de desconforto nos ocupantes.

Adicionalmente, edifícios com lajes destinadas a salões de festas, recintos desportivos ou bancadas de estádio, podem experimentar este fenómeno não só por ressonância como também pelas ações dinâmicas intensas e sincronizadas características destes tipos de atividades [19].

2.1.1. Caracterização da ação do peão

Qualquer ação desempenhada sobre uma estrutura irá gerar esforços, que se irão manifestar em alguma forma de deformação mesmo que insignificante. Ações dinâmicas dizem respeito a forças que variam no tempo e/ou espaço, e, assim, o tipo de deformação causada na estrutura também irá variar nesses mesmos domínios. A ação de um peão a circular é o exemplo de ação dinâmica relevante para esta dissertação, e os estudos para sua caracterização são diversos.

O parâmetro mais importante para definir a ação do peão é a frequência da passada, definida como o número de passos dados por um peão em um intervalo de tempo de um segundo [19], o que permite distinguir tipos de movimentos e atividades.

Diferentes estudos foram realizados para que se pudesse determinar a frequência da passada em diferentes tipos de atividades, como a simples ação de andar ou correr. Os efetuados por Matsumoto et al [16] e Schulze [23] permitem verificar que a gama de frequências se situa entre 1.5 e 5Hz, valor que varia consoante o tipo de atividade, sendo que a ação relacionada ao ato de caminhar corresponde aos valores mais baixos da frequência da passada. Entretanto, é corrente aceitar-se um limite de 3.5Hz.

A velocidade do movimento e o comprimento da passada também influenciam o tipo de movimento do peão, *i.e.*, para uma mesma frequência é possível ter-se diferentes valores de velocidade ou de comprimento de passada.

Por fim, o que caracteriza a força exercida pelo peão é a função de carga do seu movimento, que nada mais é do que a evolução temporal exercida por este na estrutura que o suporta. Assim, existe um elevado número de funções de carga uma vez que é necessária uma para cada tipo de movimento do peão e para cada direção em que sejam provocados deslocamentos [19]. Em Bachmann et al [3], por exemplo, é exposto uma diversidade de funções de carga em função não só do pavimento como também da frequência da passada e até mesmo do tipo de calçado. Para construir essa função de carga é recorrente o uso das séries de Fourier.

Para o desenvolvimento deste trabalho, dois tipos de movimento de peões são significantes, o ato de andar e o de dançar/pular. Relativamente aos estudos de Bachmann, o ato de andar encontra frequências dentro de 1.5 a 2.5 Hz, enquanto dançar situa-se na gama de 1.6 a 3Hz. Ainda, como a dança na estrutura em análise trata-se de uma atividade em grupo, o SCI publication [24] propõem uma gama de frequências um pouco menor, entre 1.5 e 2.8Hz para um grupo de peões a dançar.

Um fator muito importante deste tipo de força é o seu fator dinâmico, pelo possível efeito de ressonância. Em 1970 a norma canadiana recomendava uma frequência natural mínima de 5 Hz para pavimentos destinados a atividades rítmicas, o que era suficiente por ser aceite que pessoas a dançar não alcançavam frequências superiores a 3.5 Hz e ter uma frequência natural com valor superior a isso evitaria a ressonância. Entretanto, com o tempo tornou-se evidente que a energia produzida não se limitava à frequência da passada, mas também aos seus múltiplos, o que levou à adequação do valor mínimo da frequência natural para 10 Hz em 1975 e, finalmente, em 1985 passou a ser sugerida uma análise dinâmica de pavimentos destinados a atividades rítmicas com frequência natural abaixo dos 6 Hz [12].

A ideia introduzida no parágrafo anterior trata dos harmónicos de uma determinada frequência. Segundo a própria norma canadiana [1], se uma força periódica possui uma componente de impacto, como quando peões pulam ao mesmo tempo, a ressonância pode não só ocorrer na frequência da passada,

mas também em seus múltiplos. Ou seja, um movimento de frequência de 2 Hz pode produzir seu segundo harmónico a frequência 4 Hz e um terceiro aos 6 Hz.

Como as funções de carga podem ser representadas em séries de Fourier, também podem os seus harmónicos [3]. Representados pela letra grega α , o coeficiente de Fourier assume diferentes valores de acordo com o tipo de movimento executado pelo peão e o respetivo harmónico excitado à uma dada frequência. Para a dança, o valor do coeficiente é de 0.5, 0.15 e 0.1 para o primeiro, segundo e terceiro harmónico respetivamente.

Ainda, quando se fala em atividades de grupo outros fatores como a densidade e a coordenação entre as pessoas entram em jogo. A densidade terá implicação direta na amplitude da força dinâmica, e se resume em o número de pessoas por metro quadrado. Para a dança, o SCI [24] recomenda um valor de 2 pessoa/m².

A coordenação, por sua vez, diz respeito à falta de capacidade de se coordenar uma ação, seja entre um grupo de pessoas ou de movimentos seguidos executados por uma pessoa (como saltos), que reduz a carga em seus casos mais extremos. Para valores do então coeficiente de coordenação é necessário estudar o comportamento humano. A base da classificação das habilidades rítmicas encontradas na ISO 10137:2007, por exemplo, é um estudo de Kasperski que sugere que um fã de futebol pode “ser treinado” durante diversos eventos para atingir uma boa coordenação com seus (suas) colegas da torcida [13].

Na Tabela 1 estão os valores do coeficiente de coordenação segundo a ISO 10137, em tradução livre.[11].

Para grupos em concertos pop, a ISO 10137 prevê que somente alguns indivíduos são bem treinados enquanto a maioria não tem experiência para se manter coordenado com o grupo, logo, para atividades desse tipo e semelhante é previsto uma coordenação baixa.

Tabela 1 - Reprodução dos valores do coeficiente de coordenação segundo a ISO 10137.

Coordenação	1º harmónico	2º harmónico	3º harmónico
-------------	--------------	--------------	--------------

<i>Alta</i>	0,80	0,67	0,50
<i>Média</i>	0,67	0,50	0,40
<i>Baixa</i>	0,50	0,40	0,30

2.1.2. Critérios de conforto

Apesar de não fazer parte do estudo desenvolvido nesta dissertação, os critérios de conforto são muito importantes no design das estruturas sujeitas a vibração significativa de seus pavimentos. Tais problemas, como já dito, são da categoria de serviço, logo, não se centra na avaliação dos esforços. Os critérios de conforto para a vibração dos pavimentos são melhor expressos em termos de aceleração como uma percentagem da aceleração da gravidade, sendo que o limite depende primordialmente do contexto em que as cargas dinâmicas surgem e o que estas afetam [1]. Ainda, geralmente não são as pessoas da parcela ativa da força dinâmica que se sentem incomodadas com a vibração do pavimento, mas sim as pessoas localizadas em espaços adjacentes.

2.2. Amortecedores de massa sintonizada

Desde a década de 80 do século passado, muitos sistemas de controlo de vibrações foram introduzidos com sucesso em estruturas reais de forma a reduzir sua resposta dinâmica. Um dos diversos sistemas de controlo são os amortecedores de massa sintonizada (TMDs), de funcionamento passivo ou ativo. Por passivo entende-se sistemas sem a necessidade de fonte de energia externa, já o ativo exatamente o oposto. Em 2005, TMDs já haviam sido instalados em mais de 300 edifícios de elevado desenvolvimento em altura para o controlo das vibrações induzidas por vento ou sismos [14]. Nos parágrafos subsequentes é dada ênfase nos TMDs do tipo passivo ou PTMD.

Os TMDs são dispositivos mecânicos que possuem uma massa ligada à estrutura principal através de uma mola e um amortecedor. Se devidamente sintonizados, a uma frequência ligeiramente inferior àquela objeto de controlo, a massa passiva do TMD irá vibrar, absorvendo a energia mecânica da estrutural principal, introduzindo uma redução de fase ao movimento da estrutura principal

e reduzindo o seu comportamento mecânico. Assim, a estrutura principal que antes possuía uma dada frequência natural passa a ter duas muito próximas da frequência original, uma menor e outra maior [19].

Estes dispositivos historicamente demonstraram-se uteis no controlo de vibrações harmónicas de estruturas com vulnerabilidade para os fenómenos de ressonância, como edifícios altos solicitados pelo vento.

Um dos casos de uso de TMD em edificações mais emblemático é o da torre Taipei 101 (Imagem 2). Localizada em Taipei, Taiwan, na época de sua construção era a maior torre do mundo com 101 andares, situada numa região muito conhecida pelos tufões e terremotos. Tratando-se também de uma estrutura mista, foi instalado um TMD com 6 metros de diâmetro e peso de 660 toneladas, desenvolvendo-se por 5 andares, com o objetivo de mitigar vibrações induzidas pelo vento e também para as forças geradas em fortes eventos sísmicos com um período de retorno de aproximadamente 2500 anos [14]. Seu funcionamento se assemelha ao de um pendulo, cujo balanço na verdade absorve a energia mecânica do restante da estrutura.



(a)



(b)

Imagem 2 – (a) Taipei 101 (b) TMD instalado em seu interior [21].

2.2.1. Sintonização de TMDs

Para sintonizar um TMD é necessário atribuir-lhe uma massa, uma rigidez e um amortecimento. Fórmulas analíticas para o design ótimo de TMDs para sistemas de um grau de liberdade sob excitação harmónica foram deduzidas nos anos de 1940 por Den Hartog [7]. A partir de então, muitos estudos e casos práticos da aplicação de TMD foram desenvolvidos.

Um dos problemas práticos na aplicação de TMDs é sua alta sensibilidade a incertezas na frequência a ser controlada [30]. Dois parâmetros importantes na sintonização são o quociente das massas, μ – massa do TMD e da estrutura principal – e o quociente entre as frequências naturais, q . Estes parâmetros têm relação direta com aqueles necessários para a sintonização do TMD. Em sua tese de mestrado, Carlos Moutinho [19] ilustra muito bem as diferentes expressões, que serviram como base para o exemplo que aqui será desenvolvido.

Para melhor compreensão primária do funcionamento de um TMD, a seguir é relatado um caso simples. A figura 7 ilustra o caso exemplo, retirado de um exercício proposto pelo professor Carlos Moutinho na cadeira de Análise, Identificação e Controlo de Sistemas Dinâmicos, com resolução da aluna Isabelle Ietka. Trata-se de uma ponte pedonal simplesmente apoiada com determinadas características mecânicas e amortecimento de 0.005% (aproximadamente 0%), sujeita ao carregamento de uma força dinâmica aplicada por um peão.

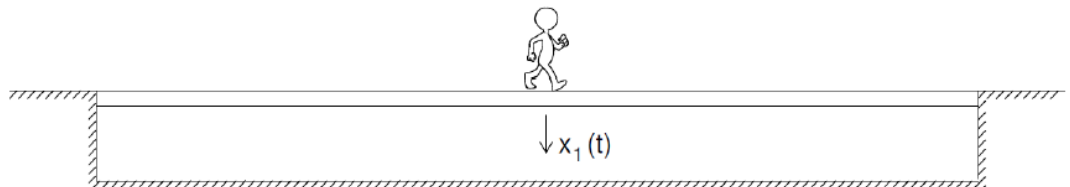


Figura 7 - Caso exemplo de estudo dinâmico

Para controlar a sua vibração à frequência natural da estrutura primeiro é necessário estudar o seu comportamento dinâmico sem qualquer intervenção, através da avaliação do deslocamento máximo a meio vão (X_1) pela aplicação

de uma FRF (Função Resposta em Frequência). É comum adotar a numerologia 1 ou 2 nas variáveis para distinguir o comportamento da massa principal (ponte) ou da massa adicional (TMD). Assim, sendo ξ_1 o amortecimento da ponte e r_1 o quociente entre a frequência da força dinâmica e a frequência natural da ponte, a amplitude da FRF é dada por:

$$D = \frac{X_1}{X_{1,est}} = \frac{1}{\sqrt{(1-r_1^2)^2 + (2\xi_1 r_1)^2}} \quad (2.1)$$

assumindo a seguinte configuração presente no gráfico 2.

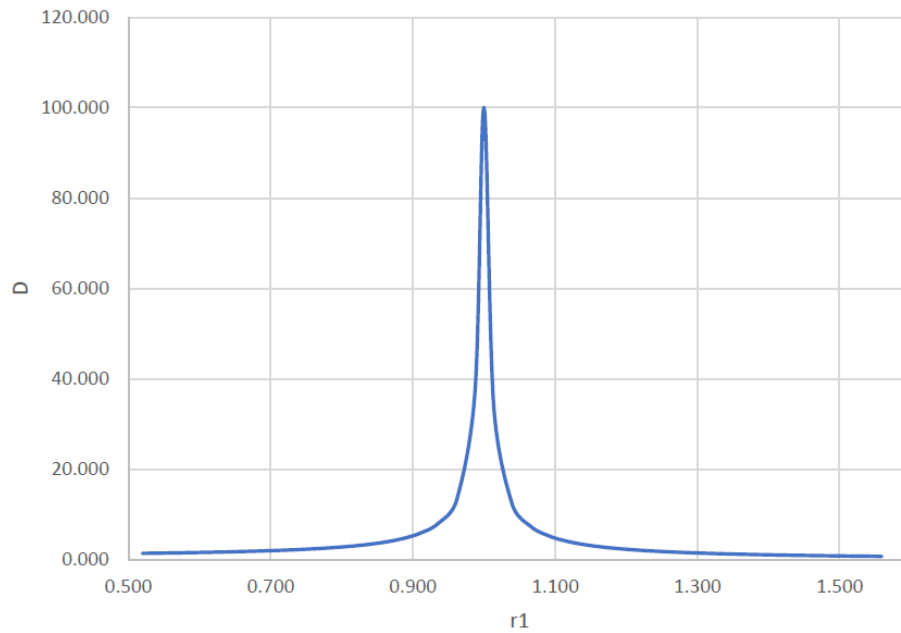


Gráfico 2 - Configuração de uma FRF para um sistema com um grau de liberdade

Determinado o deslocamento máximo, o anteriormente referido quociente entre massas, μ , relaciona-se com a amplitude da seguinte forma:

$$\frac{X_1}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{2+\mu}{\mu}} \quad (2.2)$$

e, assim, sendo o deslocamento máximo $X_{1,est}$, pode-se atribuir um valor máximo ao deslocamento a meio vão (X_1) e extrair o valor ótimo do quociente de todos os parâmetros necessários para o design do TMD de acordo com as relações que seguem:

$$q = q_{opt} = \frac{1}{1+\mu} \quad (2.3)$$

$$\xi_2 = \xi_{2,opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} \quad (2.4)$$

$$m_{TMD} = m_2 = \mu * m_1 \quad (2.5)$$

$$\omega_{TMD} = \omega_{22} = q * \omega_{11} \quad (2.6)$$

$$k_{TMD} = k_{22} = \omega_{22}^2 * m_2 \quad (2.7)$$

Ou seja, de uma forma até simples para um grau de liberdade consegue-se atribuir as devidas características ao TMD. Ainda, a FRF do novo sistema estrutural, ponte + TMD, agora assume o seguinte aspeto:

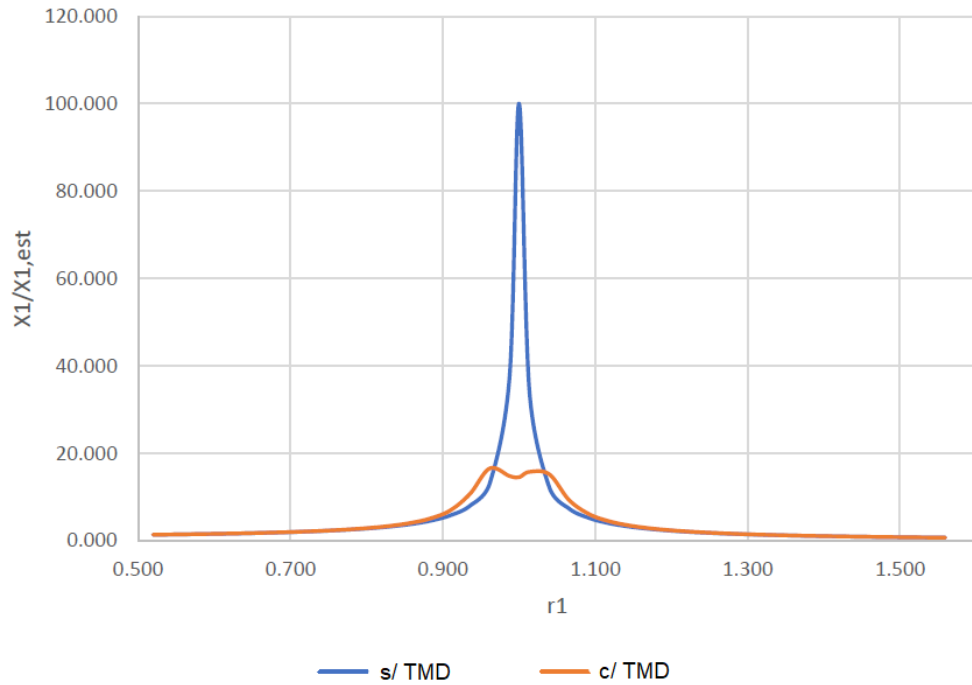


Gráfico 3 – Configuração da FRF com e sem TMD

Pode-se observar claramente que a frequência natural da estrutura muda, para um valor menor e outro maior como anteriormente referido, assim como uma drástica redução do deslocamento.

Entretanto a forma de dimensionamento aqui apresentada é simplificada, com objetivo de se dar a entender o funcionamento de um TMD em um sistema de um grau de liberdade e com amortecimento próximo ao nulo.

Uma conclusão muito importante sobre a otimização dos TMD's é a sua sensibilidade a rigidez. Como identificado por Moutinho, variações do valor ótimo

de q influenciam muito mais a aproximação ao dimensionamento ótimo do que o coeficiente de amortecimento.

Quanto a localização do TMD, já é conhecido que sua melhor performance se dá quando localizado nos pontos de maior deformação modal, vulgarmente chamados de ventres. Tal posicionamento permite o controlo de cada modo em sua componente máxima de deformação, ou seja, absorvendo a maior parcela da energia vibratória da estrutura principal, reduzindo toda a componente de vibração.

2.2.2. Sistemas de estruturas com amortecimento não nulo

Quando a estrutura principal possui amortecimento o estudo para os valores ótimos de dimensionamento do TMD torna-se um pouco mais complexo. Ainda também segundo Moutinho [19], é possível obter tais valores com o recurso a ábacos. Ao desenvolver a equação de amplitude do movimento, agora relacionada à uma estrutura principal de um grau de liberdade com amortecimento (equação 2.8), Moutinho desenvolveu os seguintes ábacos:

$$\frac{X_1}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{(2r_1\xi_2)^2 + (r_1^2 - q^2)^2}{(2r_1)^2[\xi_2(r_1^2(1+\mu)-1) + \xi_1(r_1^2 - q^2)]^2 + [\mu q^2 r_1^2 - (r_1^2 - 1)(r_1^2 - q^2) + (2r_1)^2 \xi_1 \xi_2]^2}} \quad (2.8)$$

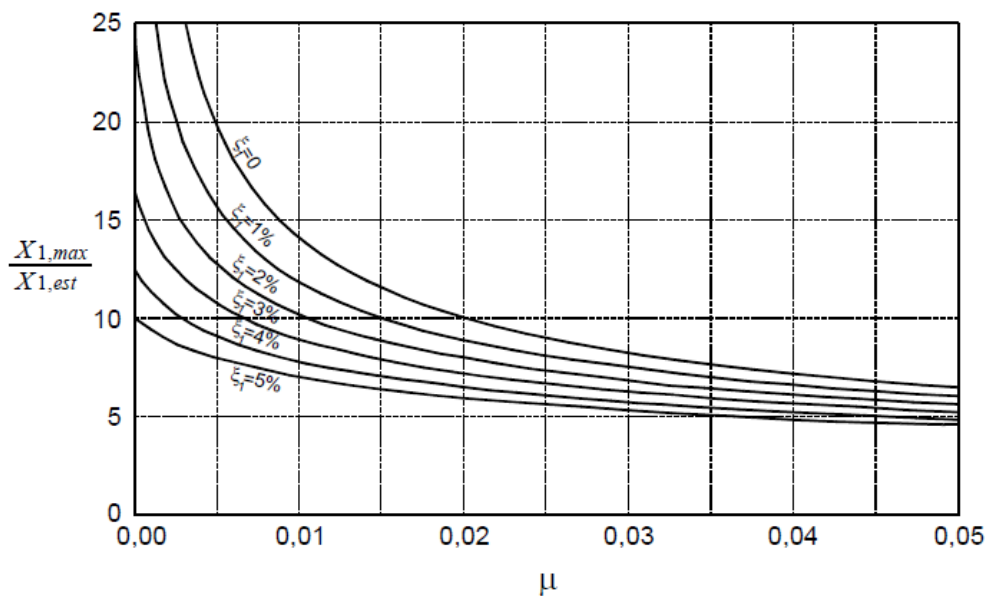


Figura 8 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento do sistema principal. Reprodução [19]

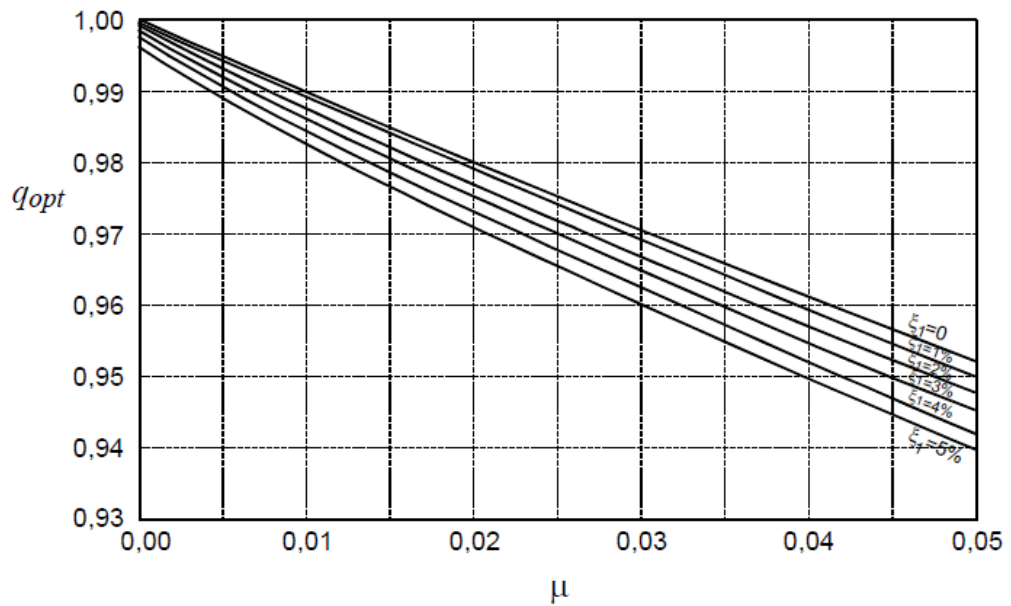


Figura 9 – Curvas para determinação do valor ótimo de q . Reprodução [19]

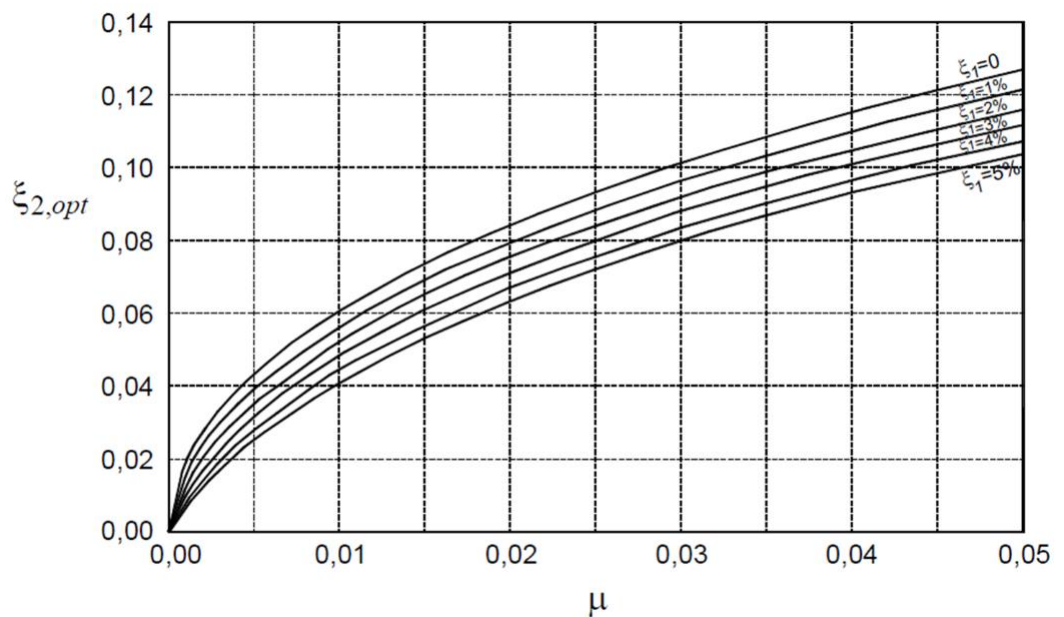


Figura 10 – Curvas para determinação do valor ótimo de ξ_2 . Reprodução [19]

O primeiro ábaco (Figura 8) retrata a relação da amplitude máxima em relação ao rácio de massas, sendo que cada curva corresponde a um coeficiente de amortecimento. Ora, uma das conclusões que se podem tirar dessas curvas é que para um determinado valor do amortecimento da estrutura principal, o uso de PTMDs tem suas limitações. Não é possível reduzir a amplitude para uma relação inferior a 5, e também quanto maior for o amortecimento da estrutura

principal, menor será a redução da amplitude ao aumentar a massa do TMD. Caso a necessidade de redução seja maior do que aquela prevista pelo uso de TMDs com ação passiva, uma possível alternativa são os TMDs de ação ativa, que requerem uma fonte externa de energia para seu funcionamento. Entretanto, o estudo do uso de um PTMD deve ser sempre o ponto inicial, que se justifica pela sua vantagem económica principalmente a longo prazo, visto que um ATMD requer manutenção periódica com frequência muito maior do que um PTMD.

Esses ábacos serão cruciais para o dimensionamento dos TMDs presentes no estudo desta dissertação.

Além dos ábacos aqui expostos, existem também outras formas de se obter os parâmetros ótimos do TMD a atuar em estruturas com amortecimento. Ioi e Ikeda [10] deduziram fórmulas empíricas para a determinação dos valores ótimos da rigidez e amortecimento, baseando-se na minimização da aceleração de uma estrutura com baixo amortecimento. Randal *et al.* [25] fez uso de procedimentos de otimização numérica para avaliar os valores ótimos também com a consideração de uma estrutura amortecida. Ainda, por fim, Warburton [28], realizou um detalhado estudo numérico para uma estrutura levemente amortecida com TMD, sujeita a ambas excitações harmónicas ou aleatórias, apresentando os valores ótimos dos parâmetros em tabelas.

2.2.3. TMDs equivalentes

A pensar no uso de TMDs em estruturas reais, é possível que o valor ótimo da massa seja inconcebível face as características estruturais ou arquitetónicas da estrutura principal. Voltando ao exemplo do Taipei 101, caso a inclusão do TMD não fosse prevista na arquitetura do edifício, a sua implementação seria muito dificultada.

Entretanto é possível conceber um sistema equivalente de n TMDs cuja resposta seja exatamente a calculada para o TMD inicial. O posicionamento dos N TMDs é também onde a componente modal em causa for elevada, para assim se conseguir aproveitar ao máximo este sistema.

Como também exposto por Moutinho [19], esse sistema equivalente é concebido pelo cálculo isolado de cada TMD, como se cada N TMD atuasse em

isolado, todos com o mesmo valor do rácio de massas. Assim, pode-se então afetar a massa de um coeficiente de participação β_i , sendo que o somatório de cada coeficiente relacionado a cada N TMD deve ser igual à unidade. O critério para se determinar o valor de β_i pode ser por exemplo com a consideração de que todos os TMDs do conjunto terão a mesma massa.

2.2.4. Sistemas com N graus de liberdade

Quando a massa principal possui diversos modos a controlar, existem dois tipos de abordagem. Uma é ter múltiplos TMDs calibrados para cada um dos modos a controlar. A segunda diz respeito em se ter TMDs que controlem múltiplos modos (*MDOF TMD* ou *MTMD*). A problemática da primeira abordagem está na não solicitação completa das inércias de cada TMDs [26].

Como demonstrado por Nayfeh em diversos dos seus estudos, um MTMD pode garantir uma melhor performance justamente pela solicitação completa da inércia para amortecer vibrações em diferentes modos [29], com um limite de até 6 modos a serem controlados.

Verdirame [26] é um dos estudiosos, junto de Nayfeh, que propôs fórmulas analíticas para o dimensionamento de MTMDs. Tais expressões obviamente também se baseiam nas expressões usuais do estudo da dinâmica das estruturas, e visam o dimensionamento de cada TMD presente no MTMD.

Ou seja, esse sistema é composto por múltiplos TMDs que controlam um grau de liberdade cada, colocados em paralelo. Em 1992 foi proposto por Xu e Igusa distribuir igualmente as frequências a serem controladas entre os TMDs, e desde então diversos estudos complementaram ou modificaram essas conclusões [15], todos com a mesma conclusão de Nayfeh descrita anteriormente sobre a melhor eficácia dos MTMDs.

Entretanto, apesar de aqui expor a existência desse tipo de sistema de MTMD, o que será desenvolvido focará no uso de múltiplos TMDs equivalentes como exposto no subcapítulo anterior, com cada conjunto a controlar a mesma frequência.

2.3. Normas e Guidelines

Apesar de algumas considerações relevantes para esta dissertação já estarem presentes em outras partes do texto, é interessante expor algumas considerações sobre as normas e guidelines. Ainda, as considerações aqui feitas além de presentes nos respetivos documentos também são parte de uma revisão literária publicada no Journal of Sound and Vibration [13].

2.3.1. Breve componente histórica

O estudo e efetiva criação de normas e guidelines se deu a partir do século XX, com estudos feitos em diferentes países que, assim, introduziam normas dentro da legislação vigente. Entre esses estão os criados pela American Standarts Agency, The Canadian Standarts Association e normas britânicas.

2.3.2. Guideline canadense

Já citada nesta dissertação, a CNR – Canada traz métodos simplificados para o cálculo das ações dinâmicas e aceleração estrutural, que é dada como uma função da carga (magnitude e frequência), comportamento modal da estrutura e o seu amortecimento.

Apesar de ser fácil de usar, este guideline pode ser considerado não fiável pela não consideração da gama total de frequências que os ocupantes exercem. Ainda, as cargas apresentadas para concertos e eventos desportivos também são muito inferiores a quaisquer outras.

2.3.3. ISO 10137

Em sua versão mais recente (2009), este guideline traz informações relevantes acerca de cargas de grupo de pessoas em ritmo sincronizado. A sua maior fiabilidade e confiança está no elevado número de medições e análises estatísticas subsequentes que deram a base para o modelo de carga dinâmica de um grupo de pessoas.

O tipo de análise apresentada na norma depende da frequência da atividade, refletindo a dificuldade das pessoas em repetirem certas atividades, particularmente as rápidas ou lentas. Ainda há também considerações quanto a coordenação, mas, acima de 50 pessoas, os valores são independentes do

tamanho do grupo de pessoas, dependendo da aparente capacidade rítmica do grupo, com valores maiores para grupo de pessoas treinadas em certos movimentos rítmicos.

2.3.4. Modelação segundo o SCI

O *SCI Publication P354 – Design of Floors for Vibration: A New Approach* é um documento que visa prover aos projetistas de estruturas um guideline para determinar a resposta vibratória de pavimentos com precisão melhorada ([24], traduzido). Uma das partes trata de algumas considerações a serem tomadas aquando da modelação por elementos finitos, que foi maioritariamente tida em atenção para a modelação numérica e alguns parâmetros da análise presentes nesta dissertação. As principais considerações para a modelação feita no âmbito desta dissertação, estão no subcapítulo *6.1 Finite element modelling (FE)* e seguem abaixo com a respetiva tradução livre:

- Utilizar o módulo secante de elasticidade do betão;
- Deve-se assumir que as ligações são rígidas;
- Elementos de casca devem ser usados para representar as lajes, que têm de ter a espessura efetiva de betão quando perfis em aço são empregues, e podem, genericamente, serem considerados contínuos;

Ainda, também são feitas considerações a cerca da densidade, que seguem as recomendações de Bachmann e Ammann [2], para a qual dão-se valores de 0.25 pessoas/m² para atividades aeróbicas e de ginásio e de 2.00 pessoas/m² para atividades de dança, sendo esta última a usada mais adiante para o estudo dos sistemas de TMD's.

3. MODELAÇÃO

A modelação seguiu duas etapas: uma primeira onde foi feita a verificação e confirmação do modelo ROBOT, seguida da modelação em ANSYS APDL, sendo que o modelo em ROBOT foi fornecido pela AdF.

3.1. Modelo ROBOT

Para se estudar o comportamento da estrutura, os projetistas recorreram ao software ROBOT da AutoDesk. Primeiro foi desenvolvido um modelo global (Figura 11) com modelação completa de todas as estruturas constituintes do projeto do hotel e suas respectivas secções e elementos finitos. Tal modelo, após correr-se as análises, possuía aproximadamente 3,5 GB de dados.

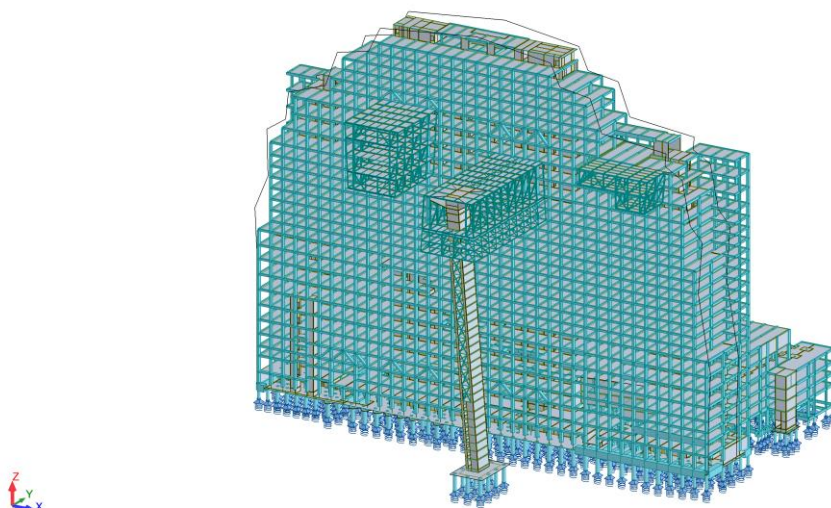


Figura 11 – Modelo completo do hotel

Assim sendo, para a análise modal da estrutura recorreu-se a outro modelo simplificado devidamente calibrado pelo modelo global (Figura 12). Tais

simplificações foram feitas principalmente ao nível da estrutura principal do hotel e do núcleo inclinado, que passaram a ter seu sistema estrutural representado por barras e não por elementos finitos. Tal simplificação se justifica na maior facilidade de cálculo computacional dos modos de vibração da estrutura.

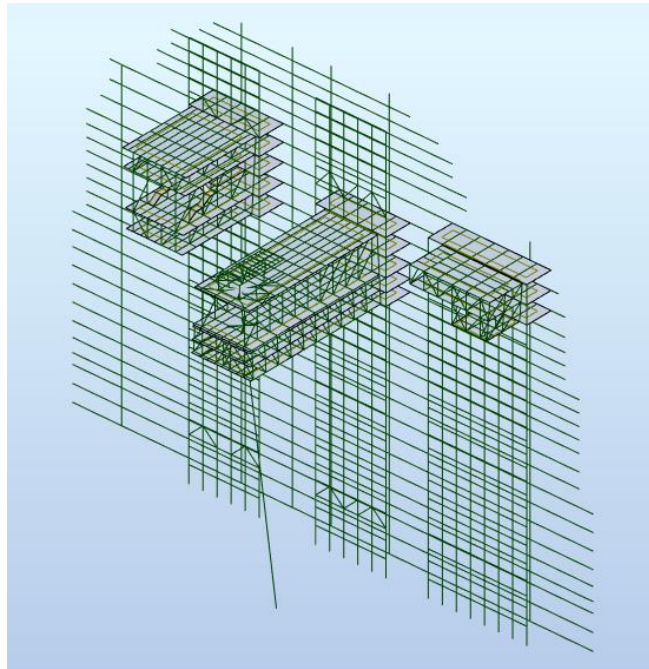


Figura 12 - Modelo simplificado do hotel

Podia-se discutir a necessidade de se modelar toda a estrutura quando o foco da análise vibratória esta nas FCs e na EB. Entretanto, os modos de cada uma dessas estruturas são dependentes da flexibilidade do edifício principal. Especialmente os modos globais – com modo global entende-se que a deformada é comum à toda estrutura analisada e não somente a um andar – são diretamente influenciados pela sua ligação à estrutura global, que se fosse representada somente por apoios eventualmente não corresponderia aos modos reais. Para além também da dificuldade em modelar apoios com rigidez equivalente, ficaria a faltar a massa do resto do edifício que influência a resposta global da estrutura.

Por subcontratação, o dimensionamento e implementação dos TMDs foi de responsabilidade da GERB, que em 27 e 28 de fevereiro de 2020 realizou a medição do comportamento vibratório in-situ dos pisos relevantes da FC1 e EB,

munidos de equipamentos de análise de vibração e de voluntários que simularam a circulação de peões a andar ou dançar.

De seguida, em abril de 2020, foi emitido um relatório parcial apresentando as medições das vibrações induzidas pela circulação de peões nas estruturas supracitadas. Tal relatório especifica a amplitude de frequências relevantes e determina a localização do sistema de TMDs projetados, e detalha os modos encontrados para os pisos relevantes.

Deste relatório, teve-se então em atenção os modos e respetivas deformadas modais identificadas para a EB, especialmente o piso 22 – piso de separação entre os quartos de hotel e *banquet hall* – que se reproduzem na Tabela 2. Por conseguinte, tais dados foram utilizados para se validar o modelo, i.e., a sua fiabilidade em representar a realidade.

A partir das fotos tiradas no dia do ensaio, exemplificadas pela imagem 3, considera-se que os testes decorreram ao fim das obras de toscos, ainda com algumas estruturas de andaimes e armazenamento de outros materiais no local. Como a massa é um dos fatores que influenciam a frequência, para a então análise modal do modelo comprovativa da sua fiabilidade, além do peso próprio, também foi considerada uma carga de 0.50kN/m^2 tida como representativa dos demais materiais presentes na estrutura.

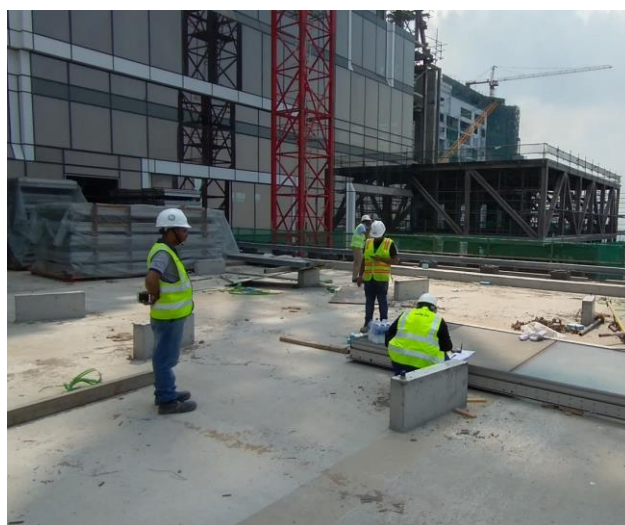
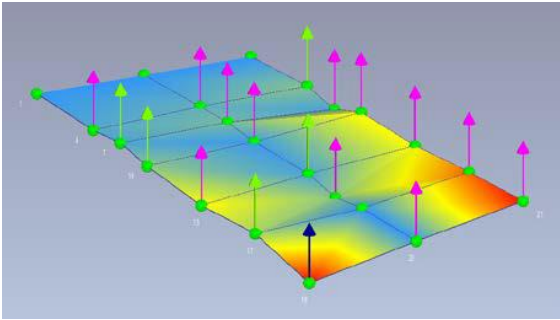
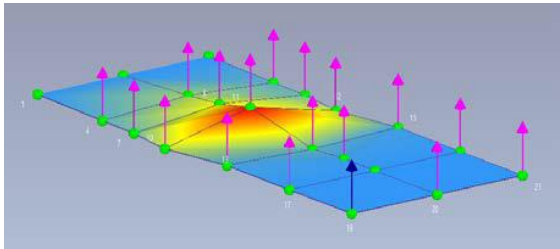
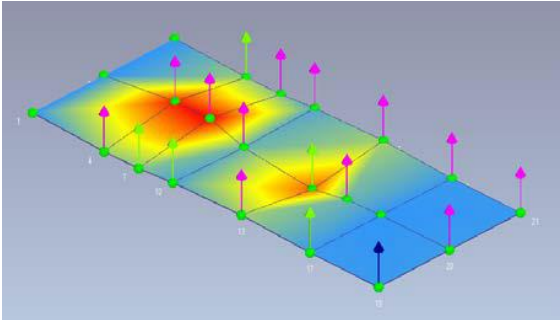


Imagem 3 - Teste na EB - piso 24.

É possível observar na Imagem 3 os voluntários e, ao fundo, os materiais armazenados.

Tabela 2 - - Modos predominantes identificados no piso 22 da EB

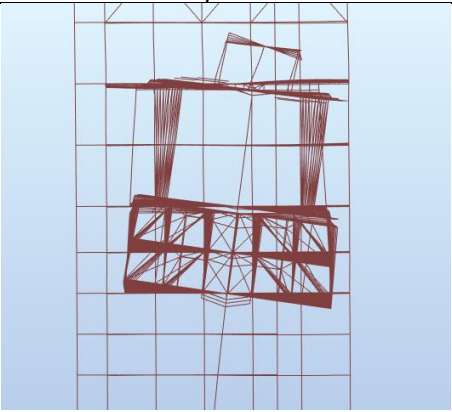
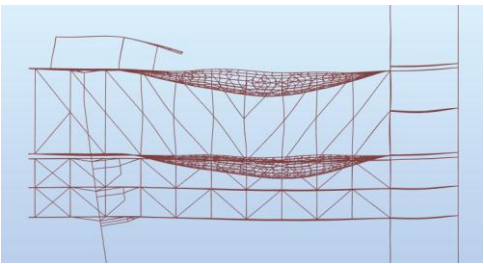
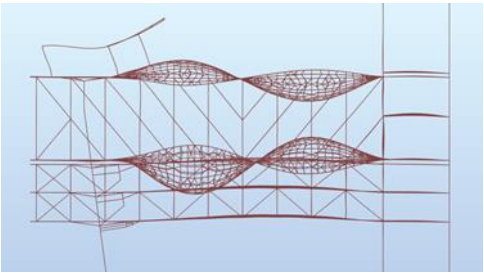
	frequência $f = 2.8$ Hz coeficiente de amortecimento: $D = 0.9 \%$ tipo de modo: torção modo de vibração global
	frequência $f = 4.9$ Hz coeficiente de amortecimento: $D = 1.8 \%$ tipo de modo: flexão vertical modo de vibração local
	frequência $f = 6.0$ Hz coeficiente de amortecimento: $D = 1.8 \%$ tipo de modo: flexão vertical modo de vibração local

Assim sendo, pode-se confirmar a fiabilidade do modelo criado pela AdF, uma vez que foi possível identificar os modos com a respetiva deformada em uma frequência relativamente próxima das medidas em obra. A Tabela 3 ilustra a deformada esperada e a obtida na nova análise modal para o piso 22 da EB.

Faz-se necessário referir que tal relatório possibilitou ter uma ideia do comportamento dinâmico in situ da estrutura, mas que por ser um relatório primário e com resultados ainda muito parciais, este não é uma base dos trabalhos executados nesta dissertação, que tomou um carácter independente dos ensaios e do que foi realmente dimensionado para a estrutura, uma vez que estão a ser estudadas alternativas no modo de conceção dos TMDs.

Por fim, podia-se ainda discutir melhores aproximações para a carga aplicada ou ainda da rigidez dos materiais, entretanto, por se tratar de uma análise que seria, por assim dizer, exaustiva e fora do objetivo desta dissertação, decidiu-se prosseguir com este modelo para a sua recriação agora no software ANSYS APDL.

Tabela 3 - Comparação entre as deformadas modais esperadas e obtidas pelo modelo em Robot

	Deformada obtida e respetiva frequência
Deformada global $f = 2.8 \text{ Hz}$ (in-situ)	 $f = 2.61 \text{ Hz}$
Deformada local $f = 4.9 \text{ Hz}$ (in-situ)	 $f = 4.98 \text{ Hz}$
Deformada local $f = 6.0 \text{ Hz}$ (in-situ)	 $f = 6.15 \text{ Hz}$

3.2. Modelo Ansys APDL

Como descrito pelo próprio desenvolvedor, Ansys é um software com soluções baseadas no método dos elementos finitos. Estes permitem simulações

térmicas, estruturais, acústicas, etc, de matérias com uma gama diversa de propriedades e tipos de casos a serem analisados. Independente do tipo de modelo, as simulações são sempre representadas por uma poderosa linguagem de *scripting*, a *Ansys Parametric Design Language* (APDL). APDL é a base dos demais e mais sofisticados programas da mesma desenvolvedora, como a interface *Workbench Mechanical*, sem, entretanto, a totalidade de funcionalidades do Ansys APDL.

O uso e vantagem do Ansys APDL está justamente na possibilidade de se efetuar na estrutura uma análise de carga harmónica com a introdução dos sistemas de controlo, TMDs.

Modelos estruturais em Ansys APDL são modelos geométricos de *keypoints* e linhas que ao se criar a malha de elementos finitos, ter-se-ão atribuídas suas propriedades mecânicas e de secção transversal, passando-se para um modelo com nós e elementos finitos. É importante salientar que uma boa definição da malha tem interferência direta na precisão dos resultados e do tempo de cálculo.

A exportação do modelo em Robot para o Ansys não é nada trivial. Como se tratam de programas de diferentes desenvolvedoras, não há uma exportação direta, e, assim, há dois caminhos possíveis: (1) exportação da geometria para AutoCAD e depois para o Ansys (no formato iges), que irá recriar a geometria com *keypoints* e linhas, ou (2) retirar da Robot a listagem de nós e barras e introduzi-las no Ansys a partir das coordenadas dos nós e a conexão entre essas feitas pelas barras. A maior vantagem do segundo método está na facilidade de se atribuir mais facilmente as propriedades mecânicas e de secção. Pelo primeiro modo, o Ansys irá atribuir um número de identificação aleatório aos *keypoints* e linhas, enquanto pelo segundo consegue-se atribuir a mesma numerologia de nós do Robot aos *keypoints*, e, se for seguida uma sequência lógica, uma numeração em ordem crescente das linhas (diferentemente dos *keypoints*, não se pode atribuir um determinado número a uma linha de forma direta). Assim, dada a dimensão do modelo, preferiu-se seguir o segundo modo de exportação.

Todavia, foram necessárias modificações no modelo Robot para facilitar tal exportação. No Robot por default são consideradas ligações entre barras sempre que houver um nó, mesmo que uma destas barras seja contínua durante a intersecção. No Ansys, por sua vez, tal facilidade não existe, o que geraria instabilidades estruturais justamente por não haver ligações entre barras que fossem contínuas em intersecções, o que ocasionou diversas modificações na geometria das barras do modelo original. Ao final da divisão das barras, o modelo ficou com 4351 barras mais 467 links rígidos.

Feita a exportação, havia ainda a problemática das cargas. Em uma análise modal ou harmônica, é crucial ter-se a devida massa atribuída à estrutura. Diferentemente do Ansys, o Robot tem a funcionalidade de se converter casos de carga em massa para uma análise modal. Para contornar tal situação, as diferentes cargas que faziam parte da massa modal no Robot foram introduzidas como parte da densidade de barras ou lajes no Ansys.

Cada tipo de elemento estrutural presente no Robot foi devidamente representado por elementos de BEAM188 para as barras, SHELL181 para as lajes e MPC184 Rigid Beam para as ligações rígidas.

Como dito anteriormente, a criação da malha é crucial para resultados precisos, entretanto, com um modelo tão grande, a discussão volta-se mais para a capacidade computacional, e, assim, chegou-se em uma definição da malha considerada ideal por um curto processo iterativo através de uma análise estática, que também serviu para validar o modelo feito no Ansys.

Por fim, o modelo em Ansys APDL pode ser visto na Figura 13

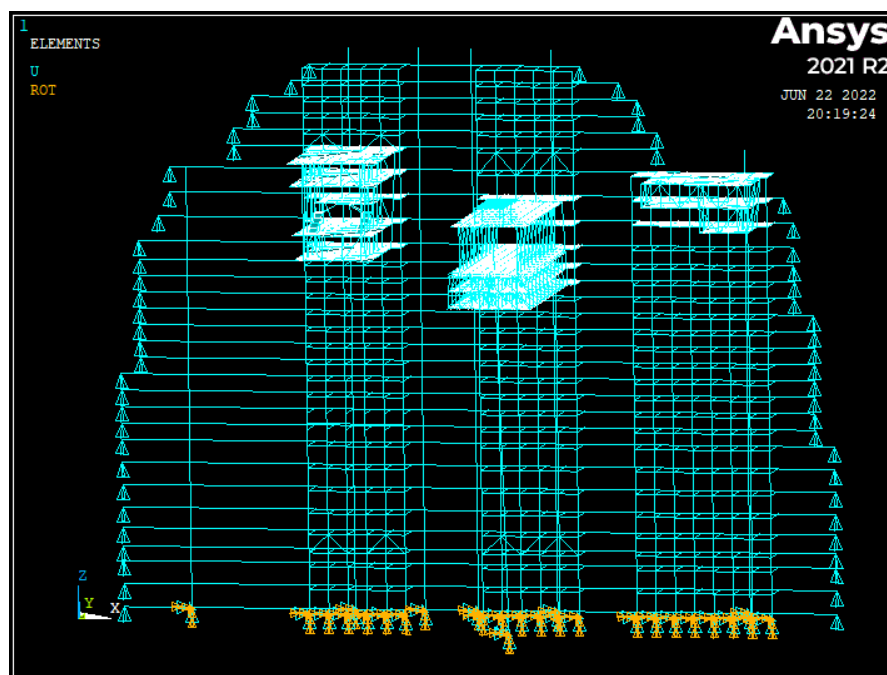


Figura 13 – Modelo estrutural no Ansys APDL

4. METODOLOGIA

Com um modelo bem definido pôde-se avançar na utilização, sendo que o primeiro passo foi definir quais modos que seriam objeto de controlo, e nesta etapa pode-se observar uma forte diferença entre os softwares.

Ao realizar uma análise modal, o Ansys retorna 4 vezes mais modos do que o Robot entre a frequência de 2 a 6Hz. A larga maioria desses modos mostraram-se ser de natureza espúria, i.e., sem relevância para o cálculo, surgindo devido ao tipo de sistema estrutural e modelo concebido. Ainda, há diferenças na forma como o Ansys e o Robot formulam as matrizes de massa e rigidez, pelo que nunca haverá o mesmo número de modos especialmente em grandes estruturas. Uma possível forma de eliminar os modos espúrios seria por retirar a densidade das barras não relevantes para a análise e adicionar o peso como massa nodais pontuais nas intersecções entre vigas e pilares, entretanto a quantidade de trabalho seria muito elevada dada a dimensão do modelo e os diversos diferentes valores de carga existentes.

Também já se sabia que seria objeto de análise a gama de frequências entre 1.5 e 6Hz, para assim abranger até o segundo harmónico das forças induzidas por peões a dançar (rever “Caracterização da ação do peão”).

4.1. Análise primária

Pela quantidade de modos, percorrê-los e ainda verificar a contribuição para eliminar os modos espúrios seria um trabalho longo e que pode ser evitado. Entre as centenas de modos há os de maior energia, os relevantes a serem

controlados, e, assim, a melhor abordagem seria já realizar as análises harmónicas. Entretanto, para não abordar o problema sem um conhecimento prévio, recorreu-se novamente ao relatório da GERB para se ter uma base dos modos condicionante. O que foi possível concluir é que há sempre pontos comuns em diferentes modos de vibração da EB.

A pensar também na análise futura sobre as diferentes posições dos conjuntos de TMD's e o seu impacto em outro(s) piso(s), foi desenvolvida uma malha de pontos comum a todos os pisos (Figura 14). Para melhor elucidação e compreensão, a cada ponto foi atribuído um número. Estes pontos permitem identificar modos de torção (global) e os de flexão da laje com um, dois ou três harmónicos.

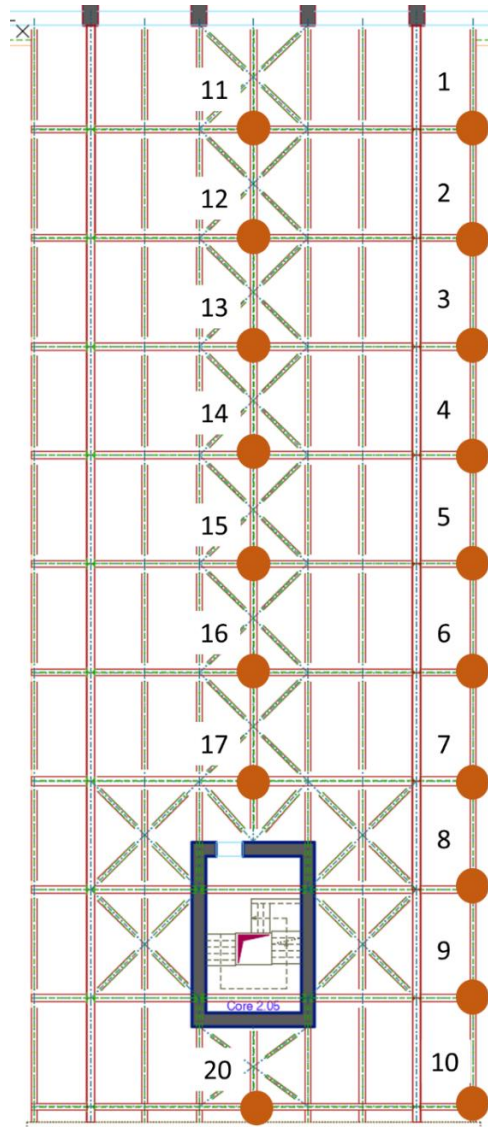


Figura 14 – Malha de pontos definida

Considerando que pelo relatório da GERB há modos de torção (global) e de flexão (primeiro e segundo harmónico), foi previamente definido que os modos de controlo seriam aqueles com origem nos pisos 22 e 24. Ora, esses pisos correspondem aos pisos sujeitos a usos diversificados e alta concentração de pessoas a realizar atividades rítmicas (como a dança), enquanto que nos pisos 20 e 21, quartos de hotel, dificilmente uma pessoa ou até mesmo um pequeno conjunto seria capaz de excitar um modo vibratório da estrutura ou de um desses pisos. Assim, para análise primária foram realizadas FRFs com carga pontual e unitária nos pontos 12 e 15 no piso 24 e 13 e 15 no piso 22. O modo

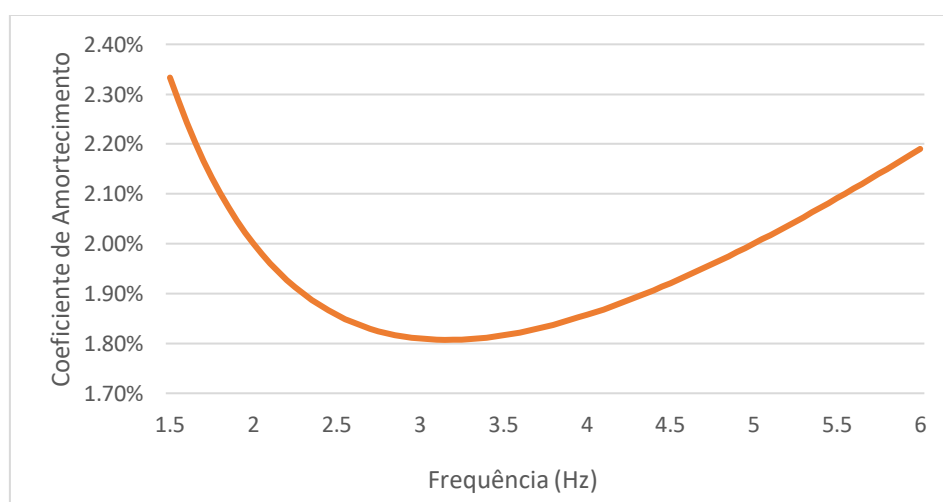
de torção apresentava no Robot maior componente modal na extremidade do piso 20, logo, o ponto 10 no piso 20 também foi objeto de análise primária.

Adicionalmente, em uma análise harmónica a definição do amortecimento estrutural é indispensável, senão a resposta dinâmica da estrutura tenderá para o infinito. Logo, definiu-se para a estrutura constantes de multiplicação para a matriz de massa (a_0) e de rigidez (a_1) segundo o cálculo da matriz de amortecimento por Rayleigh [5]:

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (4.1)$$

Tais parâmetros foram definidos para que aos 2 e 5Hz o coeficiente de amortecimento fosse 2% e, assim, a curva do coeficiente de amortecimento em função da frequência é apresentada no Gráfico 4.

Gráfico 4 – Coeficiente de amortecimento x frequência



As FRFs podem ser observadas no Anexo A apresentando-se nesta subsecção os modos de vibração que se mostraram importantes. Faz-se necessário também lembrar ao leitor de que o modelo possui maior massa em relação ao que havia presente na obra durante o ensaio realizado pela GERB, logo, é correto os modos que aqui serão apresentados terem frequência menor.

A massa considerada seguiu a recomendação do SCI de que a massa vibrante deve ser a totalidade das cargas permanentes mais 10% das sobrecargas ($G + 10\%Q$).

4.1.1. Modo de Torção

O primeiro pico de deslocamento da análise deu-se aos 2.40Hz cuja deformada pode ser vista na Figura 15.

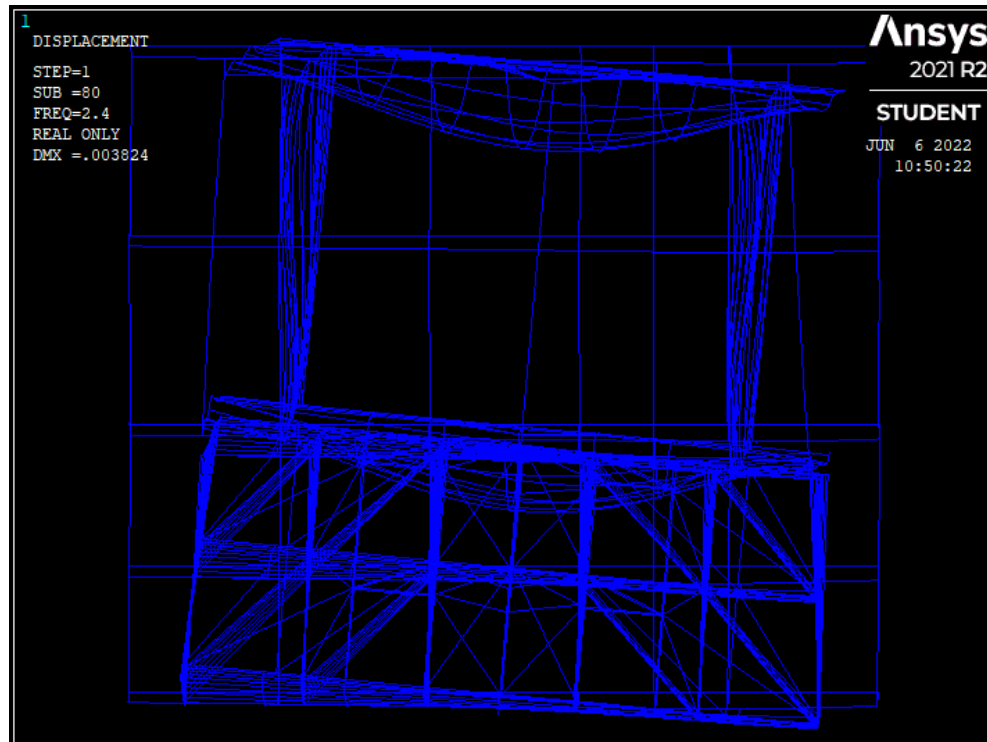


Figura 15 – Deformada correspondente ao primeiro pico da FRF do ponto 10 do piso 20

Ora, é possível observar que além da torção há também uma flexão da laje dos pisos 22 e 24 por estes serem os pisos de aplicação da carga. Entretanto, o modo de flexão com maior energia (maior componente modal) se apresenta aos 2.30Hz como é possível ver na Figura 16.

Assim sendo, escolheu-se sintonizar o TMD para a frequência de 2.30Hz e verificar a sua capacidade de controlo em diferentes posições da EB que serão descritas no subcapítulo seguinte.

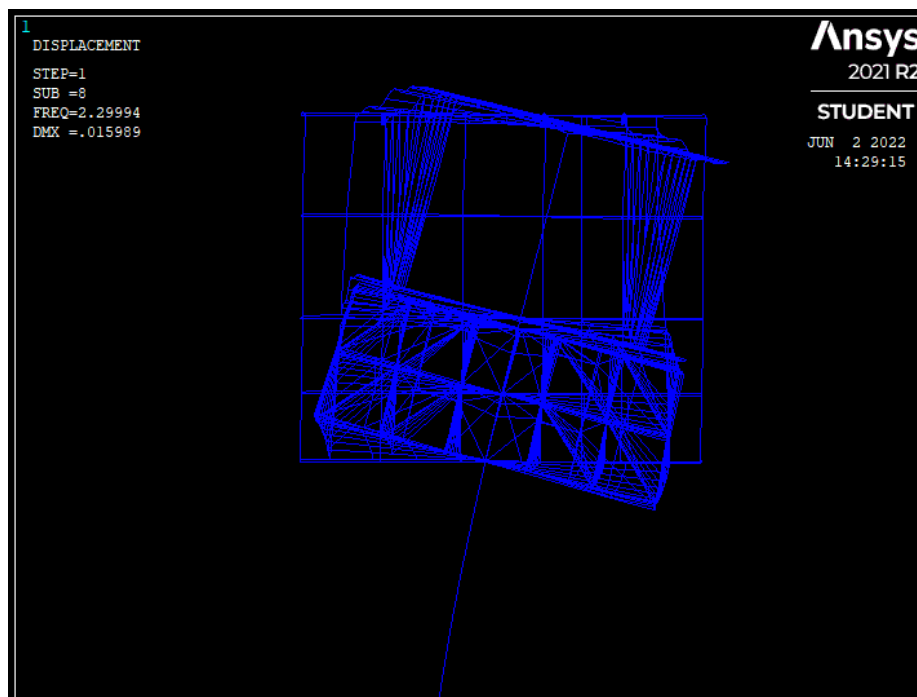


Figura 16 – Modo de vibração com 2.30Hz – vista frontal da EB

4.1.2. Primeiro harmónico de flexão da laje

A análise preliminar permitiu concluir que há uma forte ligação entre a vibração dinâmica aos 3.68 e 3.85Hz, essa última com maior componente de deformada vertical em diferentes pisos.

Ambas as deformadas (Figura 17 e Figura 18) têm sua origem nos pisos 22 e 24. É também possível observar que aos 3.85Hz haverá influência nos pisos inferiores que correspondem aos quartos de hotel, sendo essa então uma frequência crucial de controlo.

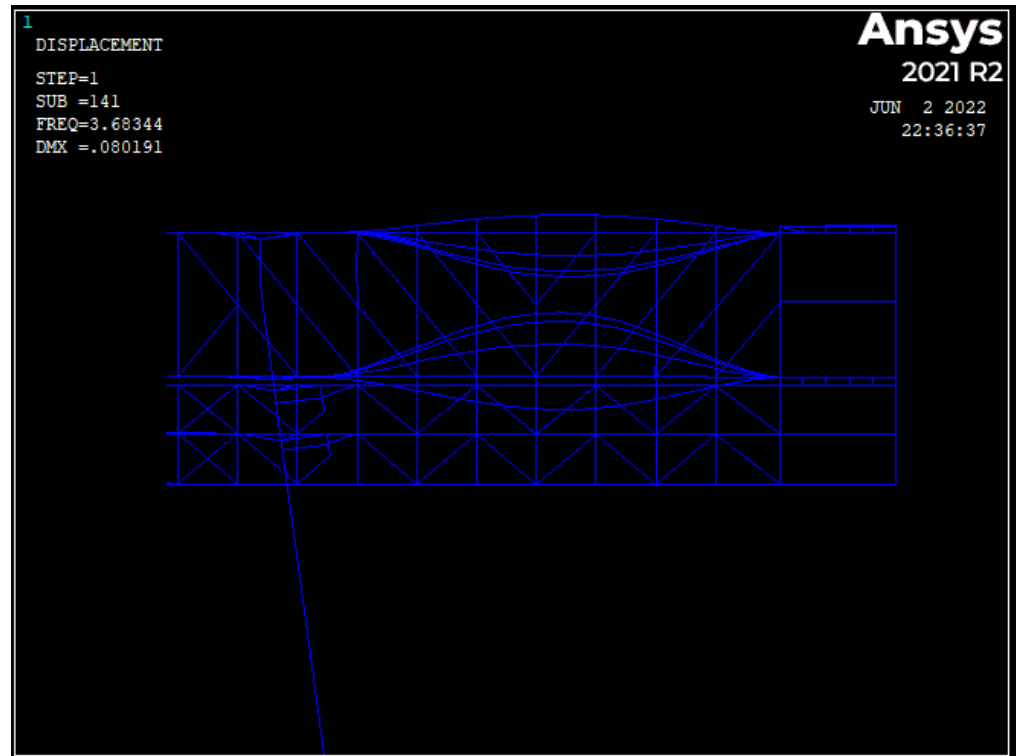


Figura 17 – Modo de vibração com 3.68Hz – vista lateral da EB

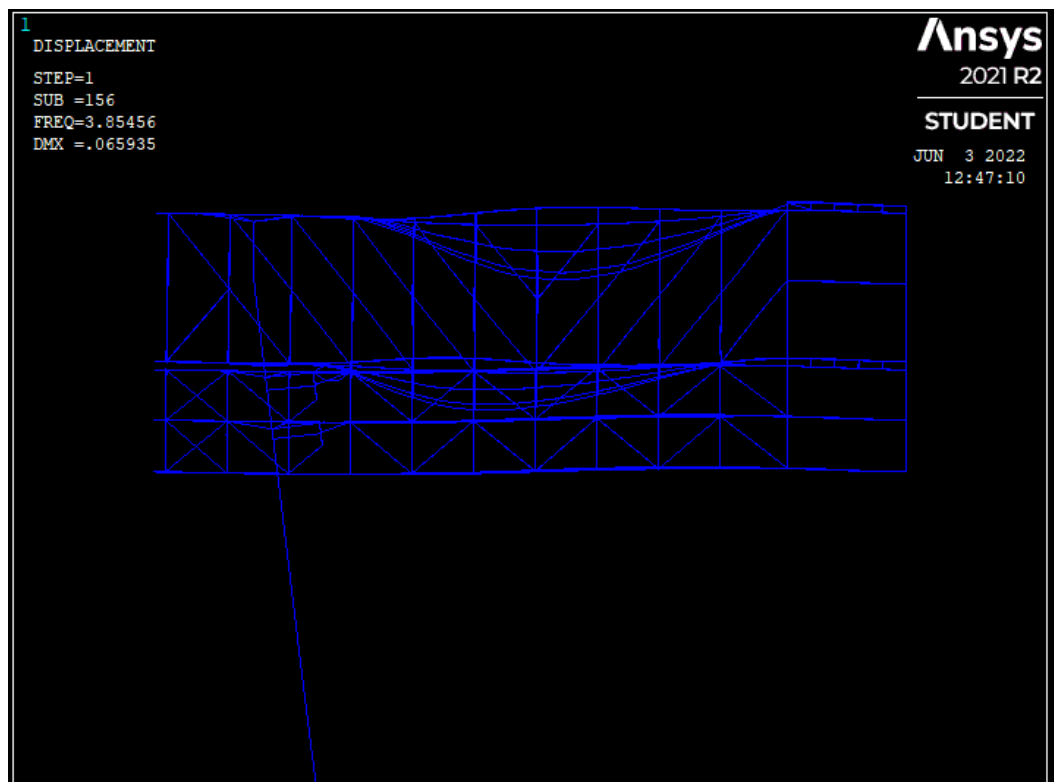


Figura 18 – Modo de vibração com 3.85Hz – vista lateral da EB

4.2. Metodologia de análise

A partir da identificação dos modos vibratórios de maior energia e com relevância para o objetivo a ser alcançado, foi então possível determinar dois tipos principais de análise. Cada análise terá como foco identificar a ação de controlo introduzida pelo TMD na estrutura não só no controlo da vibração do piso em que o TMD é posicionado como também nos demais pisos da EB, sendo que as FRFs serão então comparadas tendo como base a resposta sem TMDs.

Com diferentes posições e diferentes frequências de sintonização do conjunto dos TMDs e em cada tipo de análise, o número de TMDs será o mesmo. Porém cada conjunto terá a mesma massa, variando somente a frequência de sintonização e/ou posição. As diferentes sintonizações ou posições terão em consideração as posições nos pisos de maior componente de deformação modal. Assim sendo, há duas análises tipos:

1. **Modo de torção:** TMDs sintonizados para a frequência de 2.30Hz, em diferentes posições:
 - a. Distribuídos somente no piso 24;
 - b. Distribuídos somente no piso 20;
 - c. Distribuídos pelos 2 pisos supracitados.

Nesta análise, os pontos a controlar serão os pontos 10 de cada piso, ou seja, para cada análise haverá 4 FRFs.

2. **1º harmónico de flexão da laje:** diferentes sintonizações do conjunto e avaliação do ganho ou perda de controlo vibratório:
 - a. No piso 24 o conjunto será sintonizado para a frequência de 3.85Hz e no piso 22 para os 3.68Hz;
 - b. Todos os TMDs sintonizados para a frequência de 3.68Hz;
 - c. No piso 24 a sintonização será feita com a média entre as duas frequências de sintonização dos TMDs no caso a, e no piso 22 sintonizados aos 3.68Hz.

Com esta análise espera-se conseguir ganhos no controlo vibratório do piso 22 em detrimento da eficácia no piso 24.

Os pontos de controlo, por sua vez, serão os pontos 13, 14 e 15.

Visando em todos os tipos de análise também uma aproximação com a realidade prática de uma obra, cada conjunto de TMDs será dimensionado com a mesma massa, uma vez que do ponto de vista económico e prático de execução dos TMDs ter-se diferentes massas não é desejável. A GERB, por exemplo, em seu relatório já previa que qualquer conjunto de TMD em qualquer frequência de sintonização teria 2.5 toneladas de massa. Entretanto, como no relatório não é divulgado o critério para a definição da massa dos conjuntos de TMDs, nesta dissertação optou-se por:

- Para a torção reduzir a resposta vibratória pela metade da resposta inicial sem aplicação do TMD, o que corresponderá, como definido pelos ábacos presentes na subsecção “Sistemas de estruturas com amortecimento não nulo”, a um rácio de massas (μ) igual a 0.006, rácio de frequências angulares (q_{ini}) inicial de 0.992 e coeficiente de amortecimento inicial ($\xi_{2,ini}$) de 3.8%;
- Para o primeiro harmónico de flexão da laje, pela observação do relatório da GERB e valores obtidos no Ansys para a massa modal, foi possível concluir que talvez foi considerada 2% da massa modal da estrutura para a do TMD. Assim, decidiu-se também seguir este critério que resultou, também com o uso dos ábacos, em um rácio de frequências angulares (q_{ini}) inicial de 0.977 e coeficiente de amortecimento inicial ($\xi_{2,ini}$) de 7.5%.

Para a definição dos valores de q e ξ é importante lembrar que antes foi definido um coeficiente de amortecimento para a estrutura do hotel de aproximadamente 2% na gama de frequências a estudar. Todavia, como os ábacos tratam de sistemas de 1 grau de liberdade e a estrutura em análise tem muitos modos de vibração, o valor de q_{opt} será definido a partir de um processo iterativo com diferentes valores deste coeficiente. Com tais valores de q , espera-se conseguir uma relação entre as diferenças das amplitudes dos picos das FRFs pelos valores de q , e, assim, conseguir-se um valor ótimo.

4.2.1. Posicionamento e número de TMDs

O posicionamento dos TMDs é muito importante. No Ansys, cada TMD é modelado com o uso dos elementos COMBIN14 que no modelo não ocupam espaço, sendo somente necessária a definição de um nó a mais para cada TMD com as coordenadas do respetivo nó de aplicação na estrutura, os quais serão conectados, ficando então definida a aplicação do TMD na estrutura.

No controlo do modo de torção é importante as diferentes posições dos TMDs. Logo, como se previa a colocação em dois pisos diferentes em separado ou em ambos, definiu-se que seriam usados para cada análise deste modo 8 TMDs. Na Figura 19 e Figura 20 estão representadas as posições de cada TMD para as análises a e b do modo de torção. Para a análise c, cada piso terá 4 TMDs posicionados nos 4 pontos mais próximos da ponta da EB.

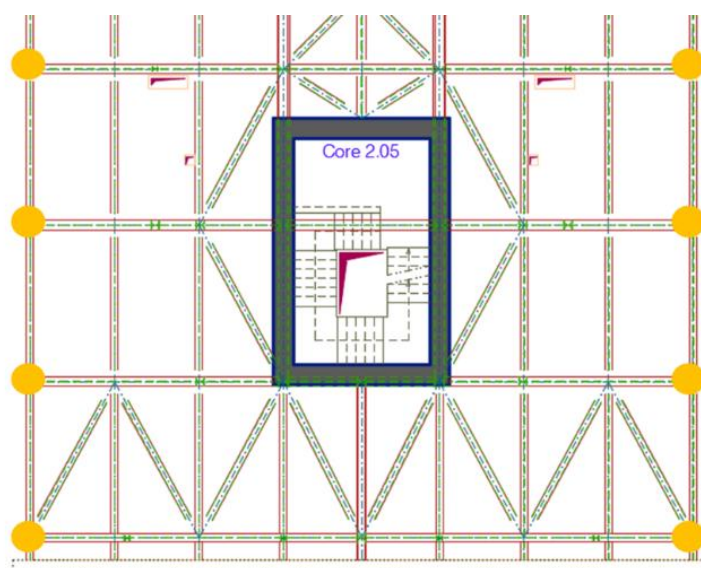


Figura 19 – Posicionamento dos TMDs para a análise de torção tipo a.

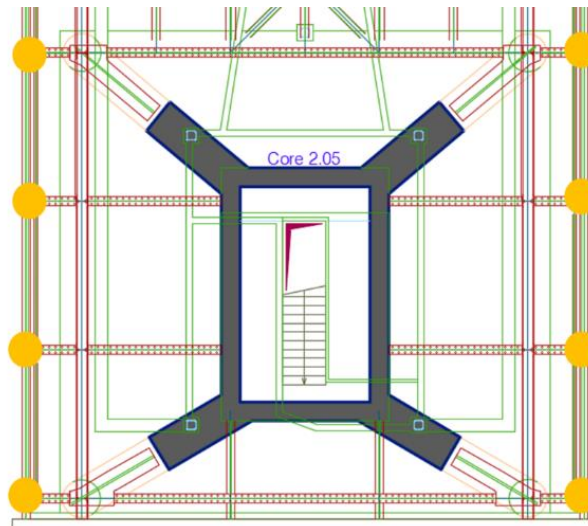


Figura 20 – Posicionamento dos TMDs para a análise de torção tipo b.

Apesar de o TMD no Ansys não ocupar espaço físico relevante e havendo a possibilidade de se sobrepor elementos COMBIN14 sem perda de eficácia individual, preferiu-se se aproximar da realidade e dispô-los entre vigas.

O primeiro harmónico de flexão da laje, por sua vez, tem foco de estudo na diferença de frequências de sintonização dos TMDs, a tirar proveito da proximidade dos modos vibratórios de maior energia. Entretanto, seu posicionamento é igualmente importante, sendo estes constantes em cada tipo de análise. Para o piso 22, pretende-se ter maior controlo aos 3.68Hz, cuja maior componente modal ocorre entre os pontos de controlo 13 e 14. Já o piso 24, em ambas as frequências de análise, possui maior componente modal também entre os pontos 13 e 14. Para esta análise foi igualmente definido o uso de 8 TMDs com 4 em cada piso, logo, preferiu-se posicionar os TMDs sobre os pontos de controlo anteriormente citados, 2 em cada, ou seja, esta análise se distanciara da realidade quanto aos posicionamentos. Entretanto, tal simplificação se justifica na divisão dos elementos finitos e no uso da componente modal para a definição da massa do TMD, que iria requerer a leitura dos dados modais em diferentes pontos, sem mudança relevante nos resultados. Todavia, na Figura 21 mostra-se qual seria na realidade a verdadeira posição destes TMDs em cada ponto de controlo.

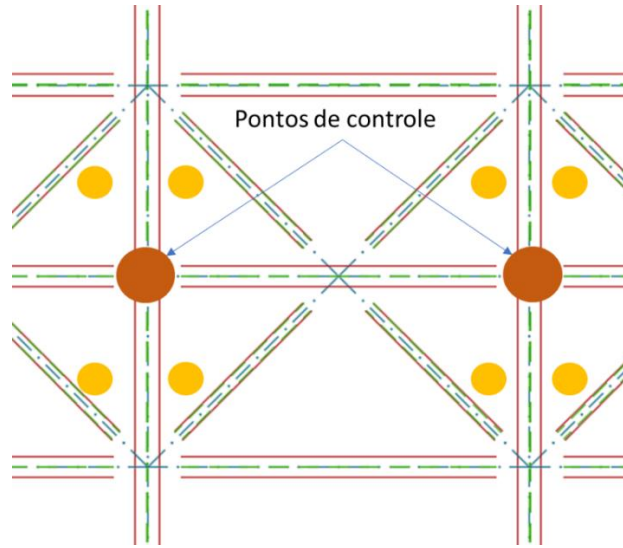


Figura 21 – Posicionamento próximo da realidade.

4.2.2. Definição da massa de cada conjunto de TMDs

O valor da massa de cada TMD, como de uma só unidade se tratasse, foi calculado a partir da componente modal do nó de posicionamento. Como na análise modal do Ansys se considerou a normalização dos modos pela matriz de massa, é possível, para cada ponto, calcular a massa modal excitada segundo a relação:

$$m_{1,i} = \frac{1}{\phi_i^2} \quad (4.1)$$

Sendo a massa do TMD definida em:

$$m_{2,i} = m_{1,i} * \mu \quad (4.2)$$

Assim, é facilmente introduzido no dimensionamento de cada TMD o fato de que em cada ponto a massa do TMD seja proporcional à componente modal do modo a controlar.

Entretanto, como já anteriormente dito, preferiu-se dividir o TMD em várias unidades. Assim, o fator β associado a cada TMD foi calculado a partir das seguintes considerações:

$$\sum \beta_i = 1 \quad (4.3)$$

$$m_{2,i} * \beta_i = m_{2,i+1} * \beta_{i+1} \quad (4.4)$$

4.2.3. Obtenção do q ótimo

Com a definição completa dos TMDs, no Ansys foram então realizadas as análises dinâmicas de cada caso de análise. Diferentemente das análises sem controlo, agora com a aplicação dos TMDs não é necessário realizar o varrimento em toda a gama de frequências (1.5 a 6Hz). Para a torção, foi considerado o intervalo entre 1.5 e 2.7Hz, e entre 3 e 4.5Hz para o primeiro harmónico de flexão da laje.

Como os ábacos de dimensionamento dos TMDs são relativos a sistemas com um grau de liberdade, para a EB foi necessário em cada frequência de sintonização realizar um processo iterativo com diferentes valores de q . Para que se pudesse criar uma linha de tendência entre a diferença de picos e q , o processo iterativo teve em consideração valores de q para os quais houvesse uma inversão entre os picos, obtidos por um processo de tentativa e erro. Assim, sempre a seguir a ordem do pico da direita para o da esquerda, fez-se a diferença e a sua relação com os valores de q , obtendo a linha de tendência da qual a constante representava o então valor ótimo de q . O Gráfico 5 demonstra os resultados obtidos durante a tentativa de se obter o valor ótimo de q para o caso do modo de torção, e o Gráfico 6, por sua vez, a linha de tendência assim obtida.

Gráfico 5 – FRFs para diferentes valores de q para o modo de torção

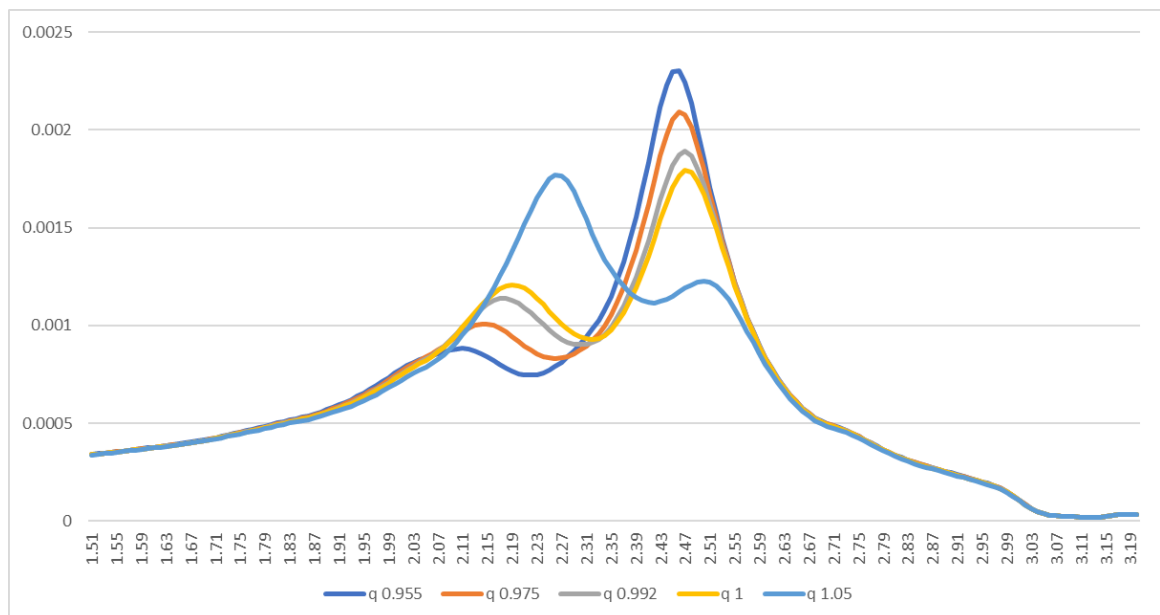
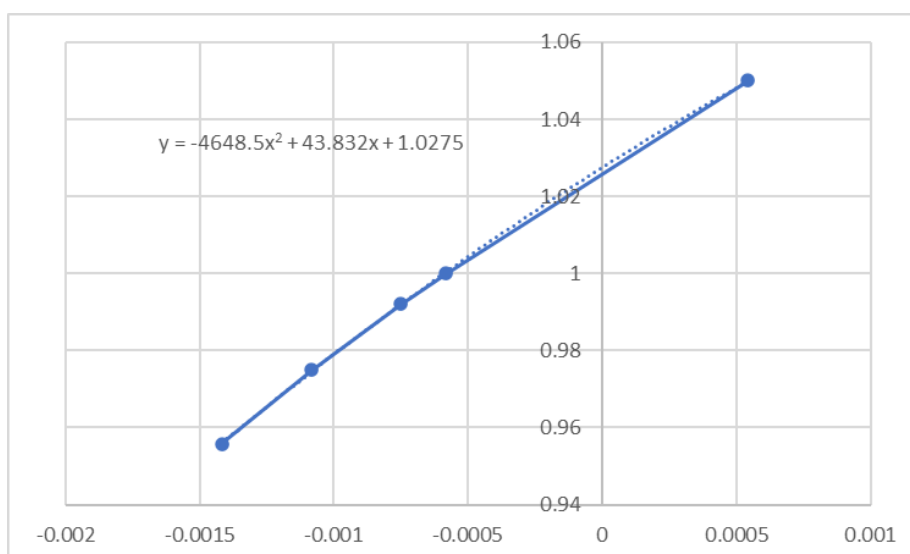


Gráfico 6 – obtenção do valor ótimo de q com expressão da linha de tendência.



4.2.4. Aplicação da carga

Assim como na análise preliminar, a carga considerada para a obtenção das FRFs foi uma carga unitária homotética, i.e., com a carga em diferentes sentidos de acordo com a então forma vibração do pavimento de cada modo, carga esta não pontual, mas sim distribuída pelas áreas da laje onde em cada modo era apresentado flexão da laje.

O primeiro harmónico de flexão da laje, diferentemente do modo de torção, representa o estudo de dois modos de vibratórios, sendo um deles, aos 3.68Hz, um modo antissimétrico entre os pisos 22 e 24. Ora, para este estudo além de se estudar o valor ótimo de q a cada frequência em separado, também foram consideradas as cargas homotéticas representativas de cada modo, sendo que então a carga representativa do modo de 3.68Hz é o caso de carga 1 e a de 3.85Hz o caso de carga 2. Para melhor elucidação, apresenta-se as figuras seguintes, da 22 a 24, com setas representativas das diferentes direções de aplicação da carga em cada caso de carga de cada modo estudado.

Somente depois de já sintonizados os TMDs fez-se uma análise da ação conjunta dos TMDs para cada caso de carga.

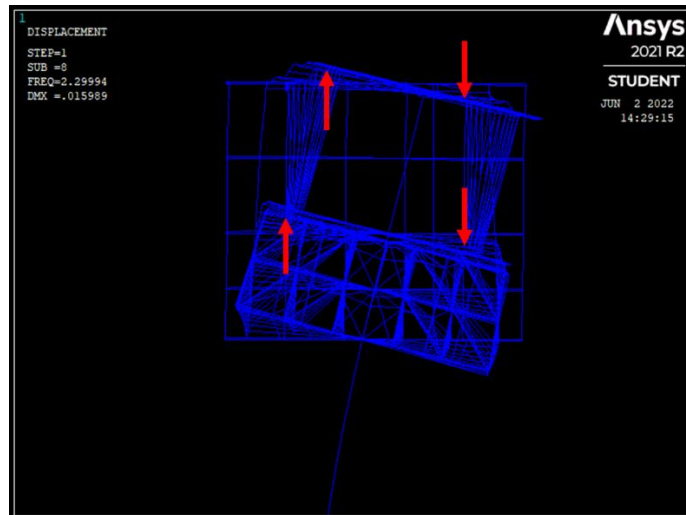


Figura 22 - representação do sentido de aplicação da carga para o modo de torção.

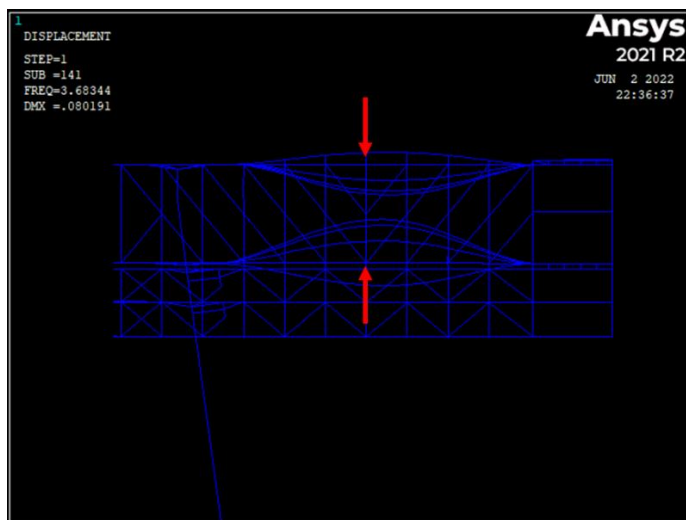


Figura 23 - representação do sentido de aplicação da carga para o modo de 3.68Hz.

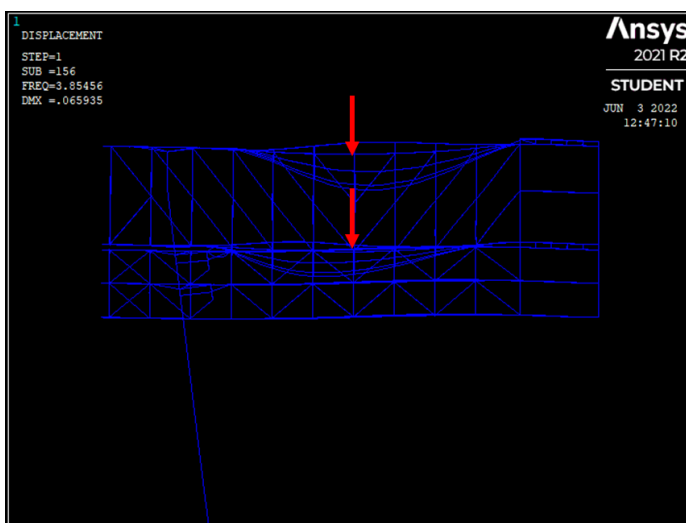


Figura 24 - representação do sentido de aplicação da carga para o modo de 3.85Hz..

Por fim, foi possível manter a carga unitária durante as análises justamente pela relação proporcional entre carga e deslocamentos. Ou seja, posteriormente os resultados serão afetados pelas considerações do SCI [24] de Bachman [3] e da ISO 130137 [11] relativos à densidade, coeficientes da série de Fourier e grau de coordenação respetivamente, para que assim se caracterize a ação do peão sob a EB e o respetivo controlo introduzido pelo TMD. Assim, em cada análise os valores de cada parâmetro serão:

- Densidade de 2.00 p/m^2 , sendo que cada pessoa em média possui 76kg segundo o próprio SCI;
- Coeficientes de Fourier para a atividade de dança:
 - Para o modo de torção (frequência entre 1.5 e 3Hz) relativos ao primeiro harmónico da carga = 0.5;
 - Para o primeiro harmónico de flexão da laje (frequência entre 3 e 6Hz) relativos ao segundo harmónico = 0.15;
- Coeficiente de coordenação, para grupos em concerto pop, baixa coordenação:
 - Para o modo de torção (frequência entre 1.5 e 3Hz) relativos ao primeiro harmónico da carga = 0.50;
 - Para o primeiro harmónico da laje (frequência entre 3 e 6Hz) relativos ao segundo harmónico da carga = 0.40.

5. RESULTADOS

A apresentação dos resultados seguirá a ordem pré-definida na metodologia, com a apresentação dos resultados em gráficos para cada ponto de controlo. Assim, será possível observar além da curva sem a atuação do TMD, a curva correspondente a cada subtipo de análise a, b e c, com o simples objetivo de, com recursos visuais e de fácil compreensão, elucidar qual seria a então melhor forma de se pensar no dimensionamento dos TMDs.

As discussões, entretanto, terão uma visão individual de cada ponto de controlo, mas a decisão final será baseada no comportamento global, ou seja, a melhor decisão terá um viés de engenharia do ponto de vista de controlo em um maior número de pisos ou modos em detrimento de outros.

5.1. Modo de torção

Relembra-se ao leitor que esta análise se trata de um modo de vibração isolado não só para a análise como também isolado dos demais modos, que resulta em seu controlo não ter interferência em outros modos. Assim, as curvas clássicas de introdução do TMD na estrutura, como a presente no Gráfico 3, era também esperada no controlo deste modo.

Primeiro, ao efetuar a análise no ponto de controlo 10 para cada piso, como mostra o Gráfico 7, o que se pode observar e esperar é que o controlo fosse mais efetivo e dependente do piso 20 e 21 pela sua maior amplitude de deslocamento.

Como o piso 20 e 21 possuem diversas treliças em aço por toda a área do pavimento, pode-se considerar que estes pisos estão totalmente acoplados e

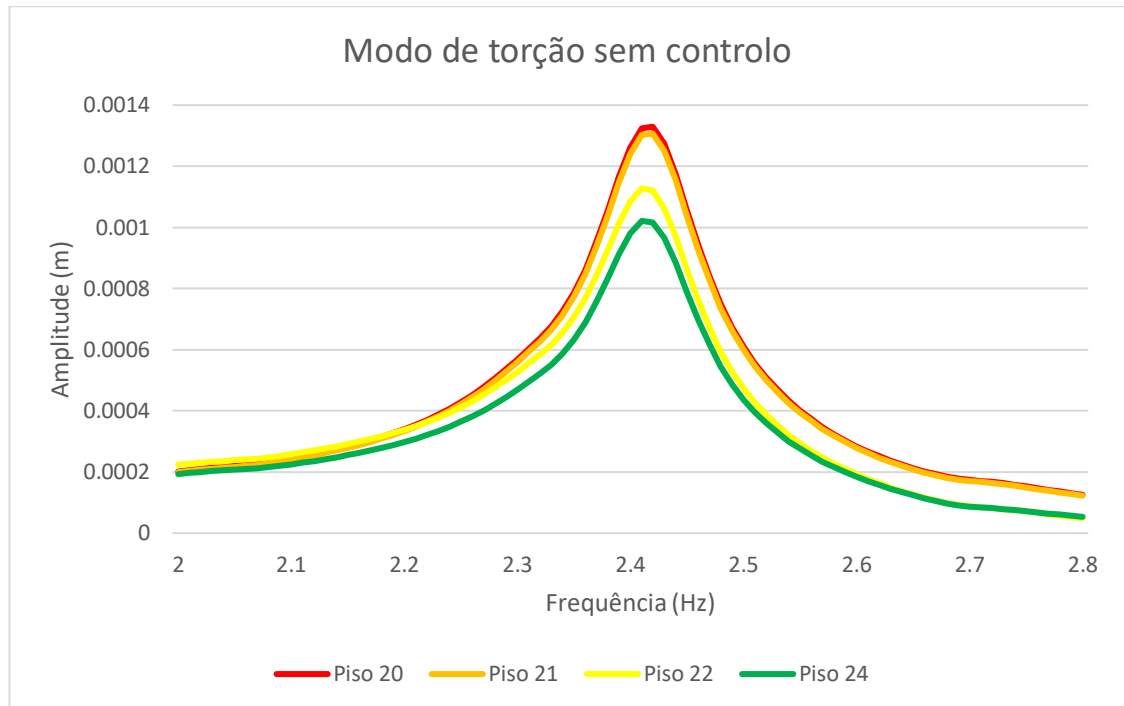
possuem um comportamento vibratório idêntico, sendo então possível considerar somente a visualização dos resultados no piso 20. Tal afirmação se confirma com as FRFs também do Gráfico 7, no qual pode-se observar que há quase uma sobreposição perfeita entre as curvas do piso 20 e 21.

Em cada análise deste modo foram então dimensionados aos valores ótimos os TMDs, valores estes respetivos de cada parâmetro que são:

- Análise a) TMDs no piso 20, cujo valor ótimo de q é 1.0275:
 - Massa de 11.04 toneladas;
 - Rigidez de 2433 kN/m;
 - Coeficiente de amortecimento de 3.8%.
 - Frequência de atuação 2.36Hz
- Análise b) TMDs no piso 24, cujo valor ótimo de q é 1.0121:
 - Massa de 15.35 toneladas;
 - Rigidez de 3283 kN/m;
 - Coeficiente de amortecimento de 3.8%
 - frequência de atuação 2.33Hz
- Análise c) TMDs nos pisos 20 e 24: aqui não se alterou os valores dos parâmetros de dimensionamento, sendo que cada TMD em seu respetivo piso tinha as características supracitadas. Somente o número de TMDs em cada piso foi reduzido, de oito para quatro.

Chama-se a atenção de que os valores ótimos de q são ligeiramente superiores a 1 porque foram obtidos por um processo de otimização tendo em conta a dinâmica de toda a estrutura e não apenas de um modo de vibração isolado.

Gráfico 7 – FRFs do modo de torção sem controlo no ponto de controlo 10 em cada piso da EB.



Assim, a seguir são apresentados os gráficos de cada ponto de controlo nos pisos 20, 22 e 24, com FRFs correspondentes a cada tipo de análise. As cores para cada tipo de análise são as mesmas para melhor comparação gráfica.

Gráfico 8 - FRFs do modo de torção para o piso 20 em cada tipo de análise.

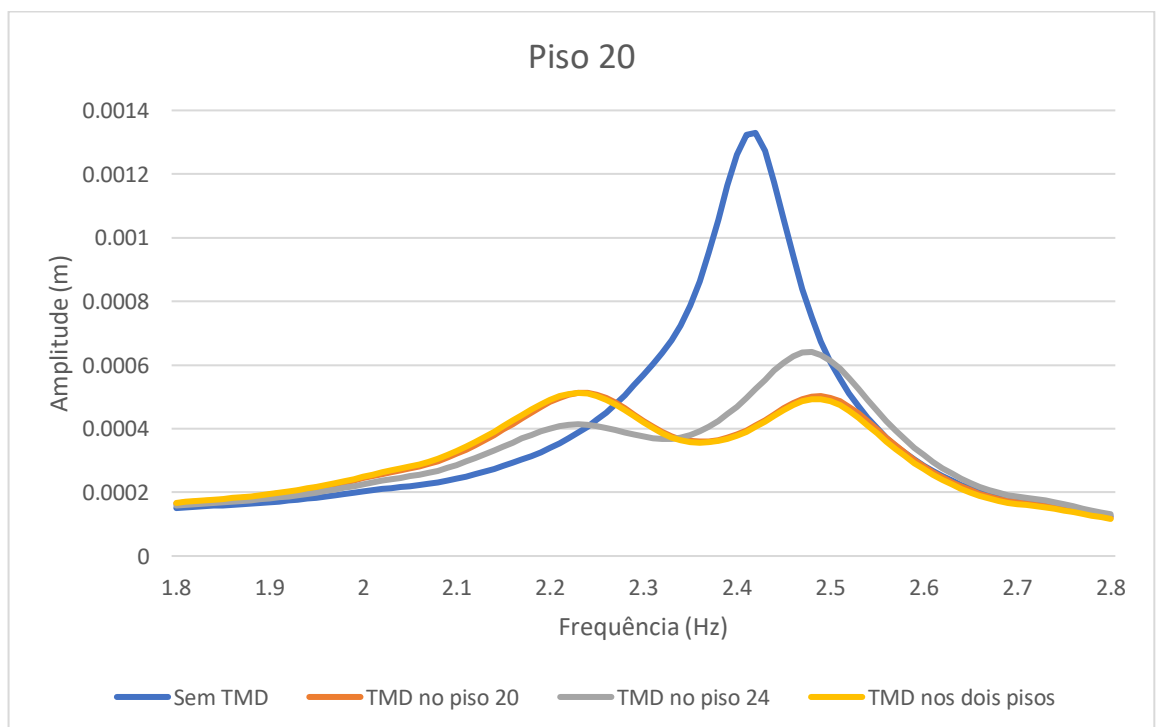


Gráfico 9 - FRFs do modo de torção para o piso 24 em cada tipo de análise.

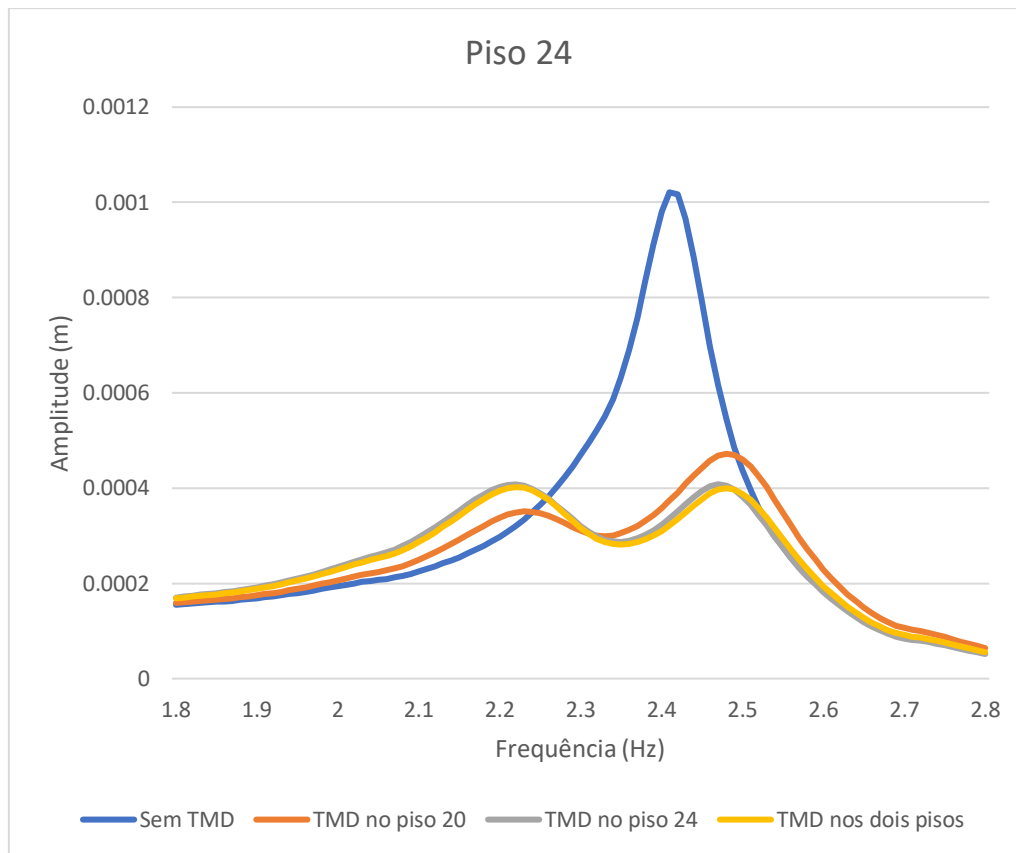
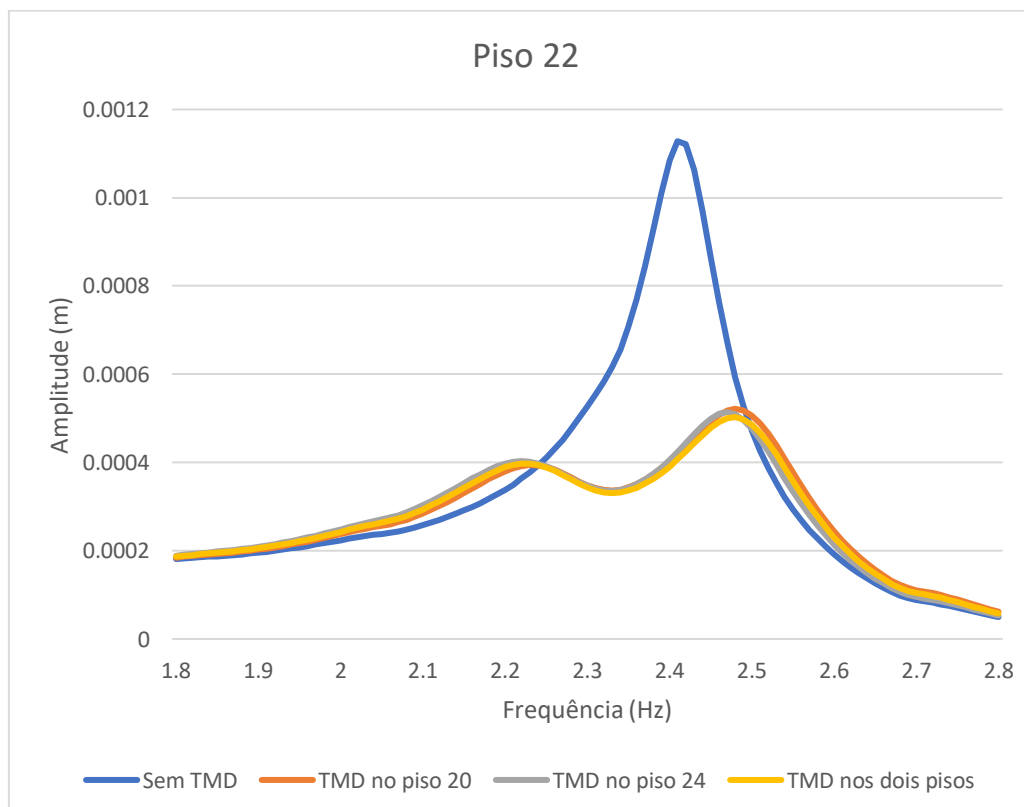


Gráfico 10 - FRFs do modo de torção para o piso 22 em cada tipo de análise.



O que é possível observar é que diferentemente do esperado para o caso de 1 grau de liberdade e com o recurso aos ábacos, mesmo com uma massa da qual era esperada uma redução à metade da resposta dinâmica, o conjunto de TMDs em seu dimensionamento ótimo consegue introduzir na estrutura uma redução maior dos deslocamentos.

O Gráfico 10, referente ao piso 22, demonstra que para esse piso o controlo não é dependente do tipo de posicionamento dos TMDs, com FRFs de amplitude de deslocamento muito próximas, sem uma diferença considerável entre elas.

Agora, ao analisar o Gráfico 8 e o gGráfico 9 relativos ao piso 20 e 24, respetivamente, o que se pode concluir é que em cada piso, ter o conjunto de TMDs posicionado somente neste ou distribuído pelos dois não resulta em uma diferença considerável da resposta dinâmica. Somente, como era esperado, ao comparar as curvas com TMDs no próprio piso e no outro (curvas a laranja, TMD no piso 20, e a cinza, TMD no piso 24) é que há uma clara diferença.

Com o conjunto de TMDs em só um dos pisos, a resposta no outro tem maior amplitude. Entretanto, com o conjunto no piso 24, a resposta no piso 20 é menor se comparada à resposta com o conjunto no piso 20 e a respetiva resposta no 24. Ou seja, se distribuirmos o conjunto de TMDs em somente um dos pisos, é possível afirmar que posicioná-los no piso 24 globalmente corresponderá à uma melhor redução da resposta dinâmica.

Todavia, ter o conjunto distribuído entre os dois pisos corresponde a uma maior redução global da resposta dinâmica em qualquer piso. Ora, assim, esta seria a melhor abordagem de posicionamento no controlo deste modo vibratório. Porém, é necessário relembrar que a distribuição foi executada com cada TMD em cada piso com as respetivas características ótimas daquele piso, ou seja, se as características dos TMDs forem alteradas para, por exemplo, ter um conjunto homogéneo de mesma massa, rigidez e coeficiente de amortecimento, a amplitude da resposta dinâmica pode sofrer alterações, mas é também plausível afirmar que tal facto não irá resultar em outra configuração de posicionamento superar a redução assim introduzida.

5.2. Modo de flexão da laje com o primeiro harmónico

Esta análise, por sua vez, contém dois modos vibratórios de frequências próximas, logo, era já esperado que o dimensionamento de cada conjunto de TMDs não fosse linear. Tal fato tem implicação direta no dimensionamento ótimo do TMD, para o qual a metodologia descrita no capítulo anterior não foi efetiva.

Verificou-se durante o dimensionamento do conjunto no piso 24 à frequência de 3.85Hz comprovou tal fato, para o qual não foi possível estabelecer uma relação fiável para o valor de q e as diferenças entre picos. A decisão então tomou os valores dos ábacos como sendo o ótimo. Adicionalmente, durante a sintonização deste conjunto foi verificada a necessidade de se ampliar o intervalo de análise por se verificar outros picos de menor energia, contidos entre os 2.5 e 3.4Hz, e, assim, o intervalo desta análise fez-se entre os 2.50 e 5.00Hz.

Faz-se necessária a ressalva de que para a análise a), como cada conjunto de TMDs teria sua própria frequência de sintonização, seu dimensionamento foi efetuado em separado a considerar a respetiva carga homotética de cada modo vibratório.

Assim, cada conjunto de TMD tem as seguintes características:

- Análise a):
 - Sintonização aos 3.68Hz para o piso 22:
 - Massa de 1.05 toneladas;
 - Rigidez de 543 kN/m
 - Coeficiente de amortecimento de 7.5%
 - Frequência de atuação 3.61Hz;
 - Sintonização aos 3.85Hz para o piso 24:
 - Massa de 1.58 toneladas;
 - Rigidez de 882 kN/m
 - Coeficiente de amortecimento de 7.5%
 - Frequência de atuação 3.76Hz;
- Análise b) conjunto sintonizado aos 3.68Hz para os dois pisos:
 - Massa de 0.72 toneladas;
 - Rigidez de 369 kN/m;

- Coeficiente de amortecimento 7.5%;
- Frequência de atuação 3.61Hz
- Análise c)
 - Sintonização aos 3.68Hz para o piso 22 igual ao caso a);
 - Sintonização à frequência média de atuação dos conjuntos do caso a):
 - Massa de 1.32 toneladas;
 - Rigidez de 707 kN/m;
 - Coeficiente de amortecimento de 7.5%;
 - Frequência de atuação 3.69Hz

A então apresentação dos resultados seguirá a mesma lógica da análise anterior com a diferença de que como nesta análise foram considerados dois modos, para cada ponto será apresentado dois gráficos relativos a cada caso de carga considerado, sendo eles os representativos da deformada modal aos 3.68Hz (caso 1) e aos 3.85Hz (caso 2).

Gráfico 11 – Ponto de controlo 11 – Piso 20 (carga 1)

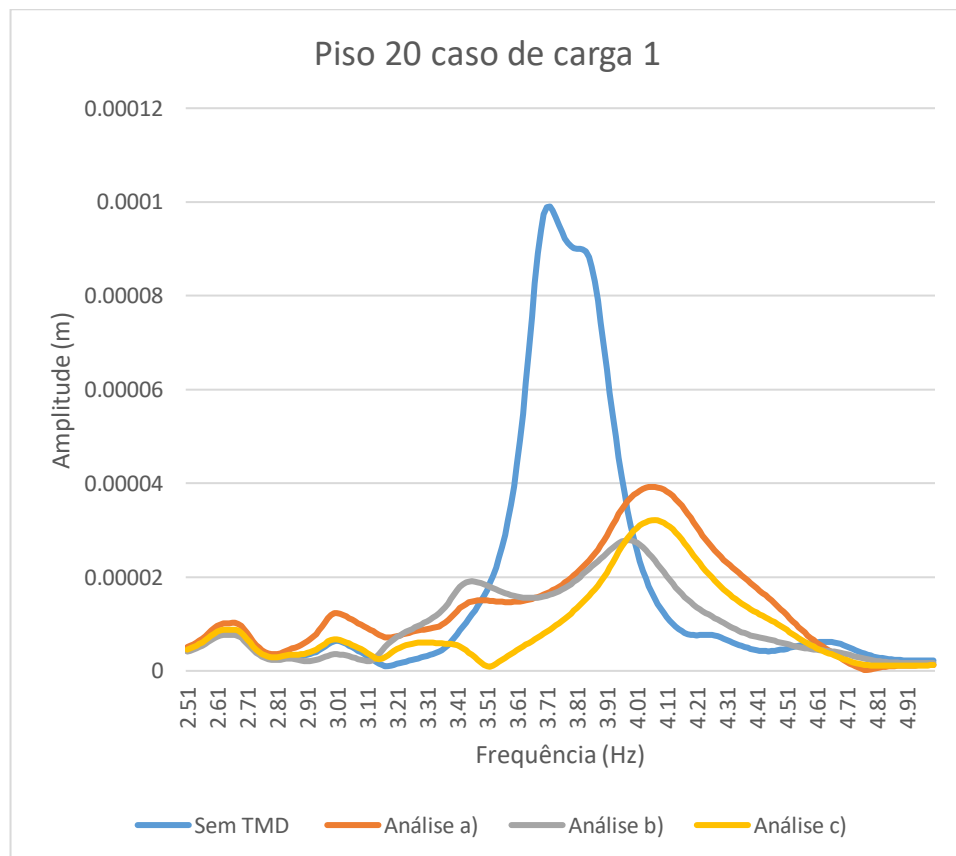


Gráfico 12– Ponto de controlo 11 – Piso 20 (carga 2)

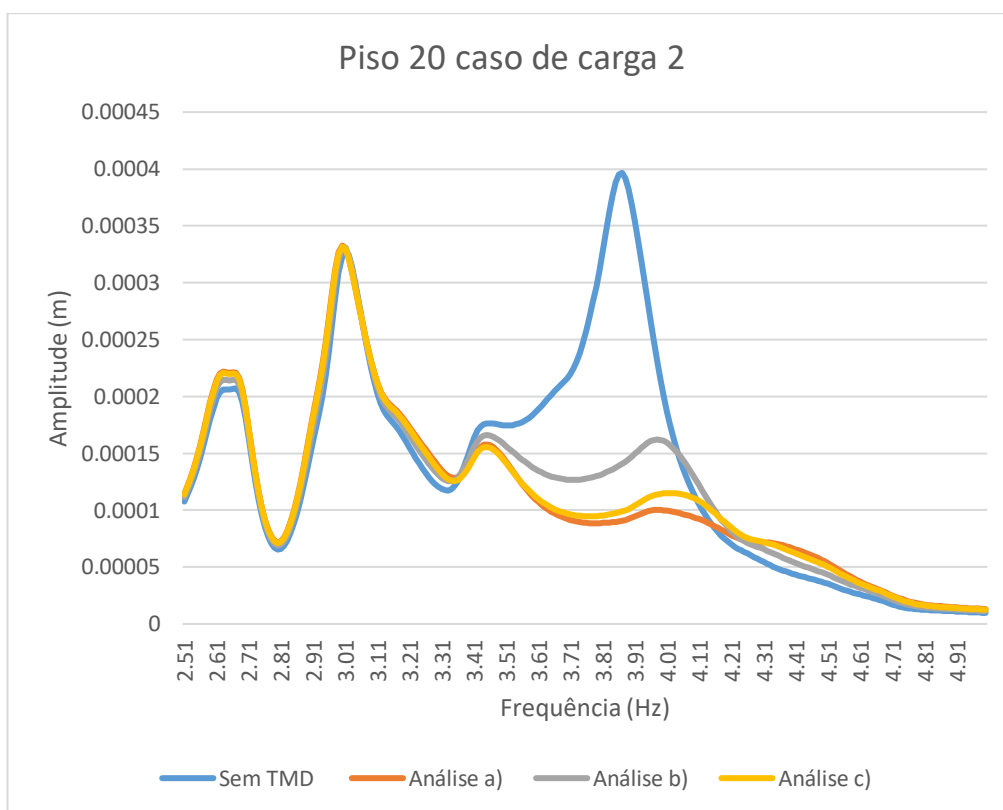


Gráfico 13 – Ponto de controlo 14 – Piso 22 (carga 1)

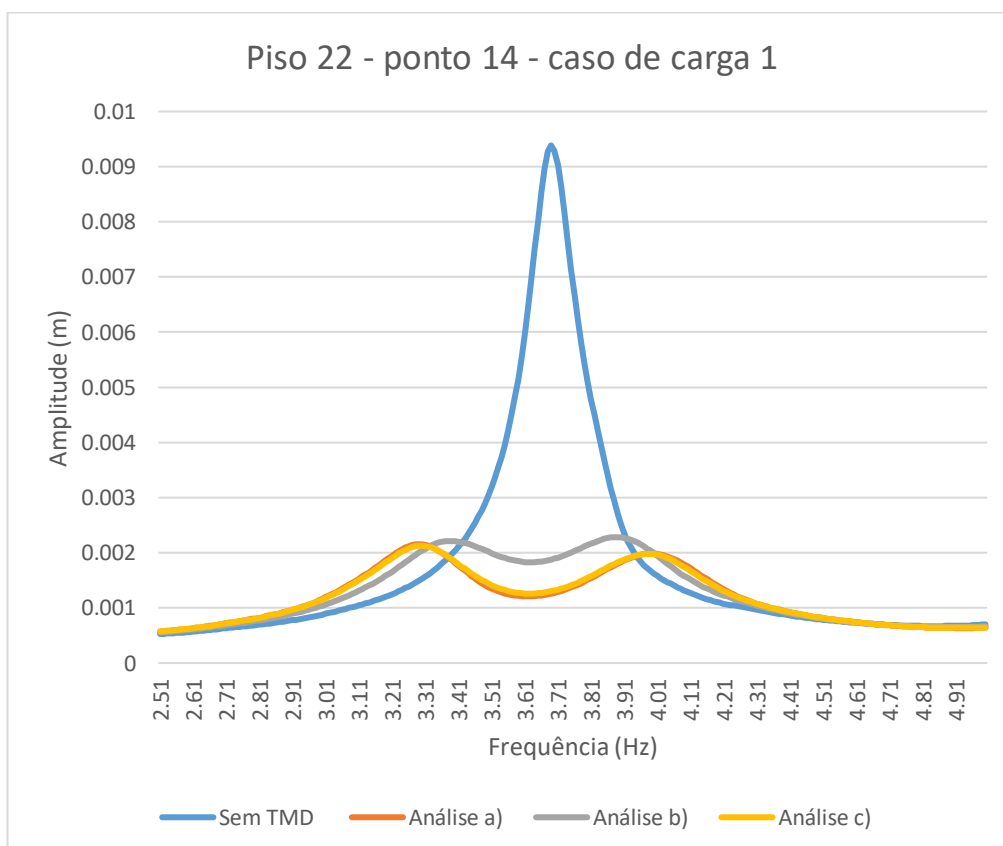


Gráfico 14 – Ponto de controlo 14 – Piso 22 (carga 2)

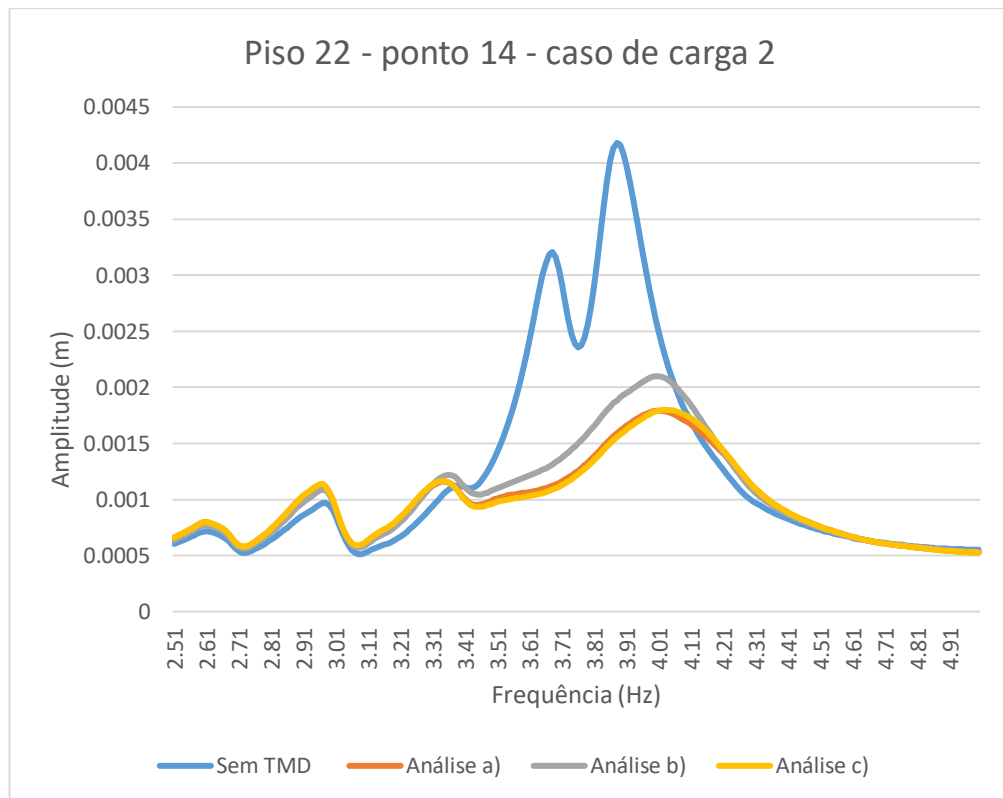


Gráfico 15 – Ponto de controlo 15 – Piso 22 (carga 1)

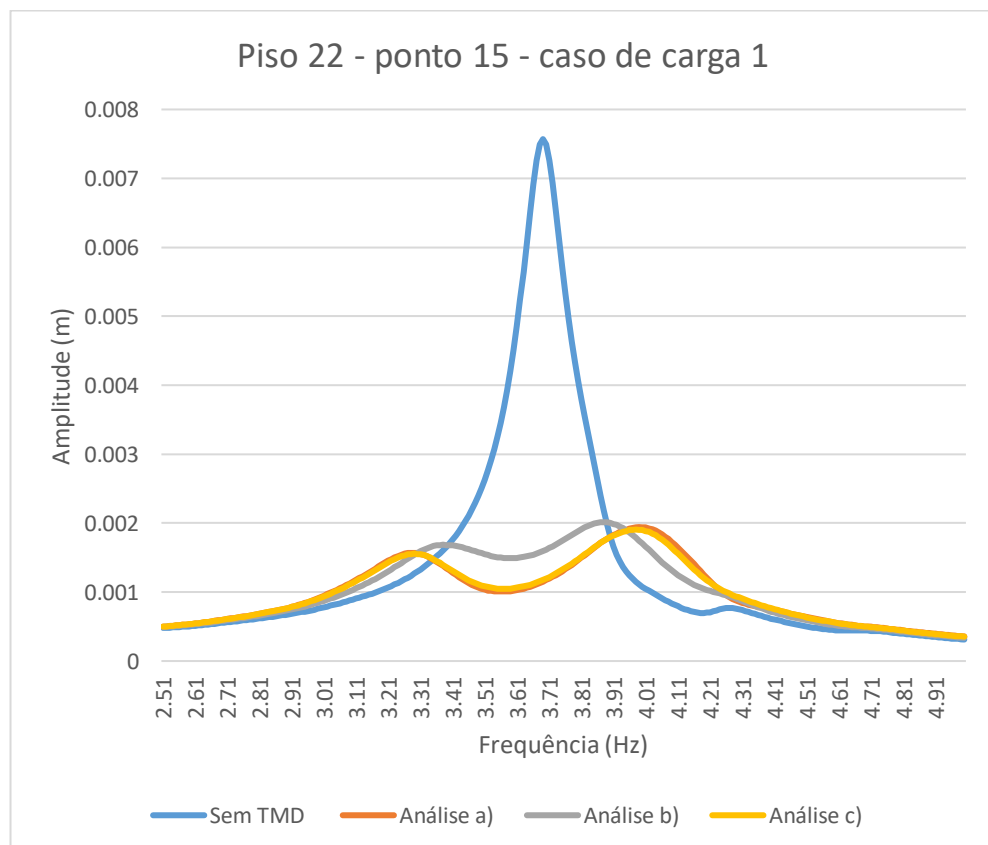


Gráfico 16 – Ponto de controlo 15 – Piso 22 (carga 2)

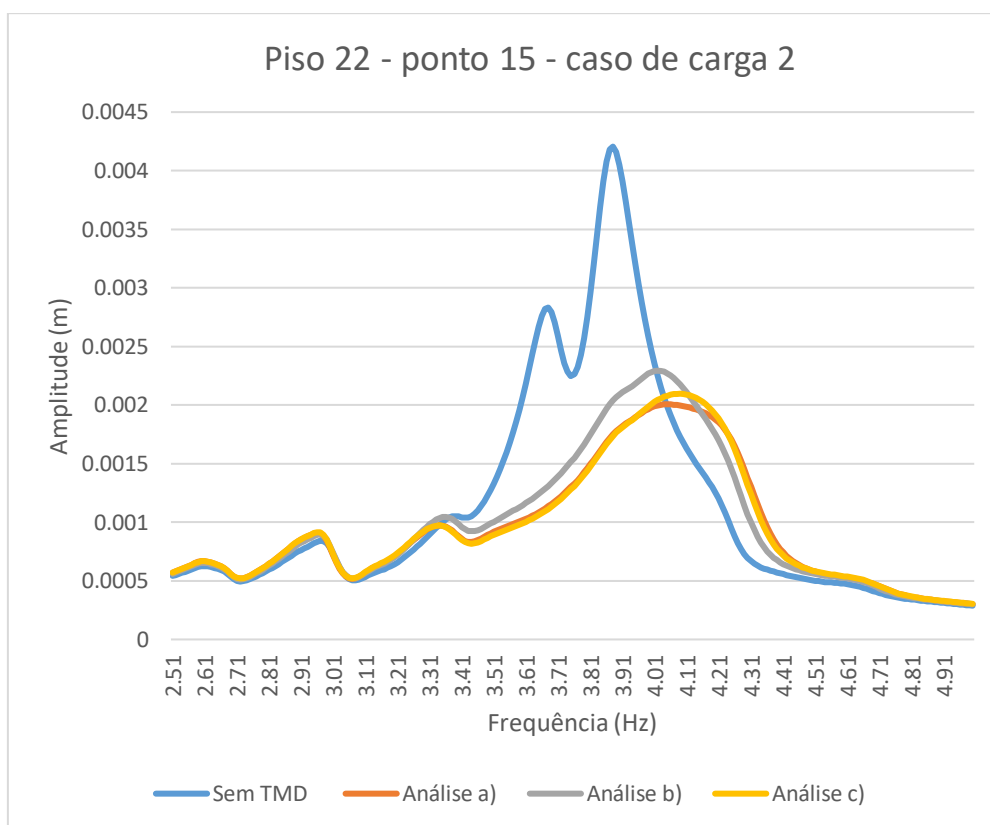


Gráfico 17 – Ponto de controlo 14 – Piso 24 (carga 1)

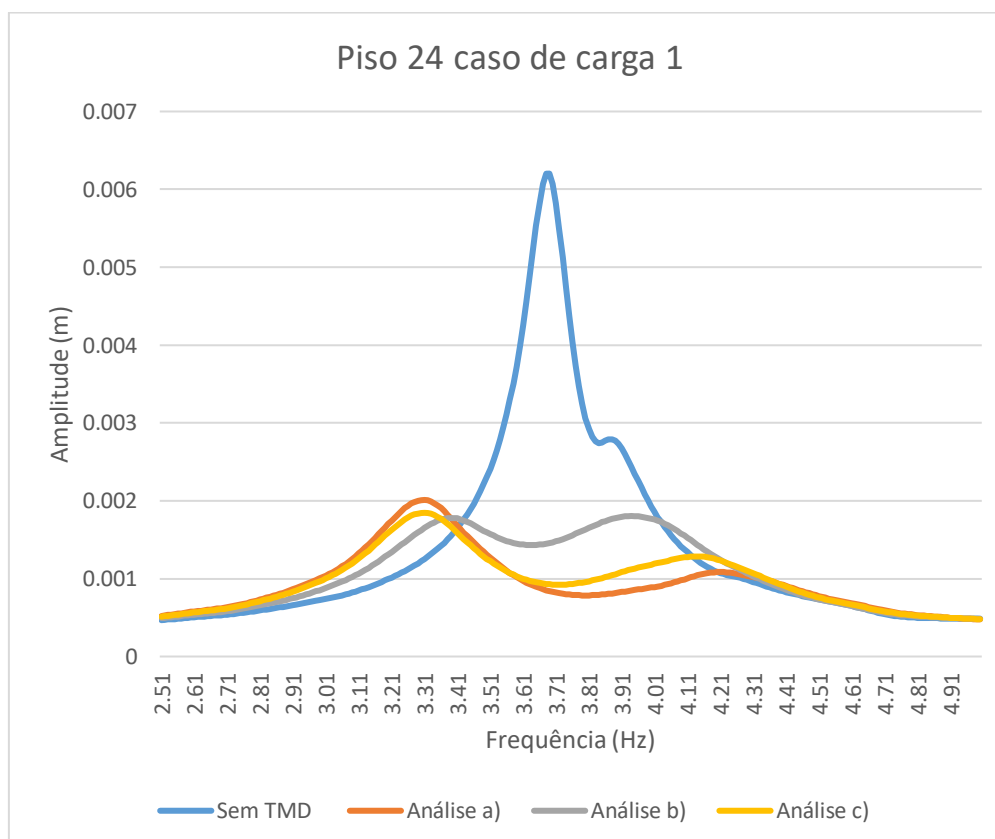
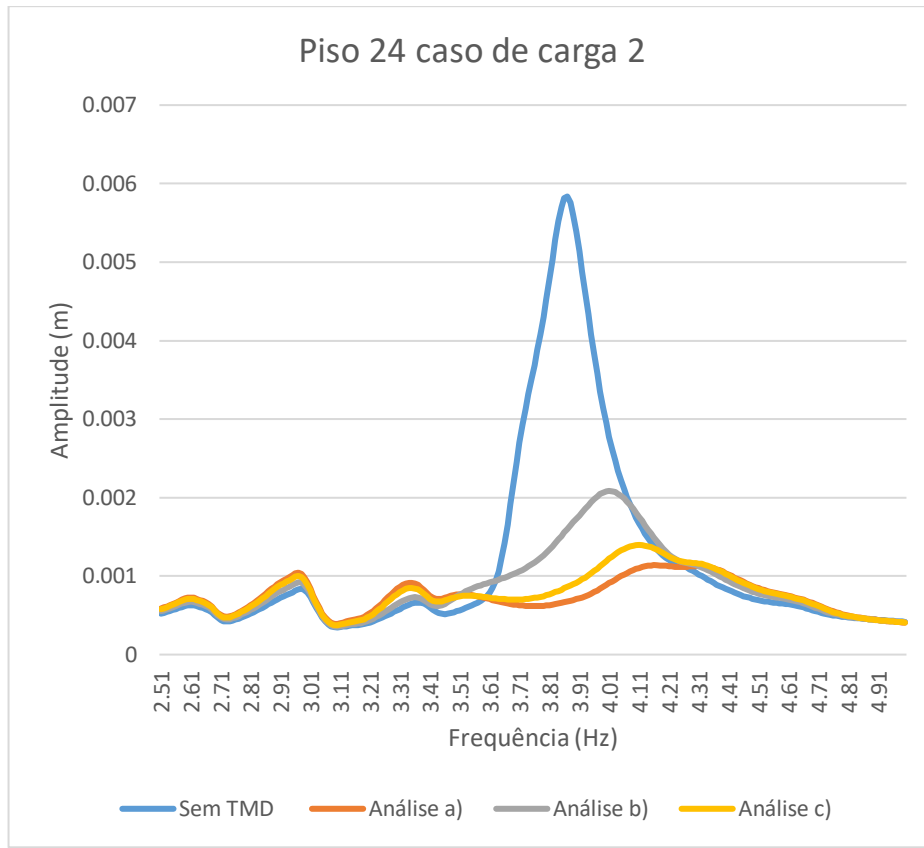


Gráfico 18 – Ponto de controlo 15 – Piso 24 (carga 2)



O Gráfico 11 e Gráfico 12 relativos à resposta do piso 20 (idêntica ao 21), mostram que mesmo sem controlo a amplitude máxima dos deslocamentos dinâmicos é muito inferior ao dos pisos 22 e 24. Entretanto, o seu controlo também é muito eficaz.

Adicionalmente, o Gráfico 11 é o único que apresenta uma clara diferença nos três tipos de sintonização dos TMDs. Todavia, a atenuação da resposta dinâmica é tão significativa (para uma amplitude de grandeza 10^{-5}) que na prática as três hipóteses resultam em uma resposta quase que equivalente.

Nesta análise, por ser muito complexa, estudar individualmente a resposta dos demais pontos de controlo perde o interesse.

Em termos globais para os pisos 22 e 24, as análises a) e c) apresentam um efeito de atenuação conseguida pelos TMDs quase que equivalente nos dois pontos de controlo do piso 22, tendo uma diferença pouco maior para o piso 24.

A melhor resposta da análise a) para o piso 24 já era esperada pelo simples fato nos demais tipos de análise se privilegiar a resposta aos 3.68Hz para o piso 22. É preciso ter em atenção que para o piso 24 os dois modos vibratórios apresentam resposta sem controlo, por volta dos 6 mm, enquanto para o piso 22 o modo dominante é o aos 3.68Hz. Logo, como na análise a) faz-se o controlo dos dois modos, o melhor efeito de controlo neste piso é justificado.

Por sua vez, para a análise b), correspondente a ter nos dois pisos um conjunto igual de TMDs, é possível afirmar, que esta tem a menor capacidade de controlo. Entretanto, é necessário relembrar que nesta análise o conjunto dos 8 TMDs têm as mesmas características de massa e frequência. Assim, é possível concluir é que uma vez analisado os modos de maior energia e na existência de modos próximos, é suficiente controlar o modo global de maior energia. Como já referido também no paragrafo anterior, o modo de maior energia para os dois pisos é o de frequência igual a 3.68Hz. Adicionalmente, é possível afirmar que um conjunto de N TMDs, com exatamente as mesmas características de dimensionamento, economicamente apresenta vantagens do ponto de vista de projeto e execução dos TMDs.

Na análise a) e c) em cada andar, as características de dimensionamento do TMDs são diferentes, e mesmo se fosse igualada a sua massa, a frequência de sintonização não sendo a mesma resultaria em uma rigidez mais elevada para um dos andares.

Ou seja, com uma abordagem onde a atenção se volte para controlar o modo de maior energia global, caso esse exista, além de menos dispendioso para se dimensionar, conduzirá a igualmente uma boa redução da resposta vibratória.

6. CONCLUSÃO

6.1. Considerações finais

Os utilizadores/peões ao movimentaram-se sobre as estruturas induzem ações dinâmicas capazes de produzirem vibrações indesejáveis para o seu próprio conforto. Em estruturas especiais, como a EB do caso de estudo, o nível de vibração não irá ser motivo de desconforto para os que geram as ações dinâmicas, mas sim aos demais utilizadores que se encontram em repouso.

Assim, neste trabalho começou-se por caracterizar a estrutura objeto de estudo e o que no seu design estrutural facilita a ocorrência deste tipo de vibração pela ação humana.

Seguidamente, com a revisão literária, mostra-se como é caracterizada a ação vibratória dos peões, e os respetivos parâmetros intervenientes na modelação de diversos tipos de movimento, como o tipo de atividade executada, que determina a frequência desta ação e, assim, seus harmónicos. Ainda, os coeficientes de Fourier, coordenação e densidade, caracterizam a ação relativa a grupos de pessoas a realizar uma mesma atividade, com a consideração de que a ação não é individualmente executada ao mesmo tempo por todos os utilizadores. Adicionalmente também é mostrado como um TMD funciona numa estrutura de um grau de liberdade.

Um dos pontos chave deste trabalho foi a exportação do modelo estrutural para um software capaz e fiável no cálculo dinâmico com resposta em funções em frequência (FRF), o Ansys. Dada a dimensão do modelo, com inúmeras barras e cargas diferentes, este passo foi o mais oneroso justamente pela sua importância. O que mais tarde se confirmou é que é possível introduzir cargas como parte da densidade nos elementos constituintes do modelo para uma correta massa modal. Entretanto, é possível que estas considerações tornem ainda mais diferente o número de modos presente no Robot e Ansys.

Ao iniciar o dimensionamento dos conjuntos de TMDs, foi verificada a necessidade de se efetuar um processo iterativo para a obtenção do valor ótimo

do rácio de frequências angulares (q), pois a EB, diferentemente das expressões e ábacos presentes na revisão literária, não apresenta somente um grau de liberdade. Tal processo além de simples se mostrou igualmente eficaz.

Os resultados por sua vez demonstram que a abordagem que se deve ter ao introduzir TMDs na estrutura são:

- A distribuição ou não do conjunto de TMDs dependerá essencialmente do tipo de vibração. Foi possível observar que para um modo global (torção), o controlo pode ser feito em qualquer um dos pisos da EB, somente com leve diferenças na amplitude do deslocamento vertical sofrido em cada piso.

Ainda, o nível de ligação entre pisos é muito importante. O piso 20 e 21 como possuem uma forte ligação têm um comportamento idêntico mesmo com o controlo de somente um destes pisos, o que já não se verifica para os pisos 22 e 24, i.e. a decisão de posicionar no piso 22 ou 24 deve centrar-se em ter maior controlo em um desses pisos em detrimento do outro.

- A frequência de sintonização do conjunto de TMDs em modos próximos que gerem sobreposição de redução da resposta dinâmica, pode ter foco no modo que apresentar maior energia entre todos os pisos, desde que, obviamente, essa diferença seja considerável, o que conduzirá a também uma redução considerável da amplitude dos deslocamentos.

6.2. Perspetivas para desenvolvimento futuro

Neste trabalho não foi estudado um caso geral da aplicação do TMD, mas sim uma estrutura real objeto de controlo das vibrações dinâmicas introduzidas por seus utilizadores. Assim, não é possível concluir de forma fiável que as conclusões aqui feitas quanto ao posicionamento ou sintonização do TMD podem ser replicadas facilmente em outras estruturas, sendo que a EB possui uma forma estrutural muito singular e única.

Entretanto, existem três vertentes principais de desenvolvimento futuro deste trabalho. Uma delas se dá precisamente na exportação do modelo. Ora, como o ROBOT não permite a introdução de amortecedores localizados, não sendo, assim, possível introduzir um TMD, o uso de outros faz-se necessário e assim, também, o estudo da exportação do modelo. Para uma maior fiabilidade

e confiança na compatibilidade entre modelos, mais estudos fazem-se necessários nos casos em que a exportação direta não seja possível.

É fato que modelar a estrutura de raiz e estudar também o seu comportamento estático no Ansys APDL possui muitas desvantagens em termos gráficos se comparado ao Robot, o que pode gerar desconforto em designers não familiarizados. Entretanto, a capacidade de cálculo e possibilidade de se introduzir macros para a análise desejada são um grande atrativo do Ansys.

Também pode-se efetuar um estudo comparativo com resultados da implementação experimental do sistema de controlo passivo em uma estrutura real (in situ) ou num modelo laboratorial. Durante o desenvolvimento deste trabalho, foi somente possível obter os resultados de estudos durante a construção da estrutura do hotel. Como a massa é um fator muito importante para a resposta vibratória da estrutura, podendo até resultar na inversão de modos existentes para diferentes níveis de massa, ter o conhecimento do comportamento vibratório final da estrutura seria uma mais-valia não só para validação da metodologia e resultados como também para possíveis outras análises de interesse em controle de modos vibratórios próximos com o conjunto de TMDs sintonizados à mesma frequência.

Todavia, o passo mais importante que pode ser dado no seguimento deste trabalho diz respeito, porém, ao estudo quanto aos critérios de conforto. É necessário definir parâmetros justos que realmente retratem a possível realidade de como os peões infligiram na estrutura o efeito de ressonância. Este estudo pode em muito se beneficiar pelo estudo in situ do comportamento dinâmico, que conduzirá a conclusões mais pertinentes do comportamento final e dos então limites de aceleração que a estrutura pode experimentar.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Allen, D. E.; e G. Pernica. "Control of Floor Vibration." *NRC - Canada*, Dezembro de 1998: 1-2.
- [2] Bachmann, H.; e W Ammann. *Vibrations in Structures Induced by Man and*. Suíça: IABSE - AIPC - IVBH, 1987.
- [3] Bachmann, Hugo; et al. *Vibration Problems in Structures, Practical Guidelines*. 1995.
- [4] "Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations." *ISO 10137*. 2007.
- [5] Clough, Ray W., e Joseph Penzien. *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill, 1993, 1993.
- [6] Council on Tall Buildings and Urban Habitat. *CTBUH Year in Review: Tall Trends of 2018* . 2018. <https://www.skyscrapercenter.com/year-in-review/2018> (acedido em Maio de 2022).
- [7] Den Hartog, J.P. *Mechanical Vibration*. New York: Dover Publications, INC, 1947.
- [8] eMarketingEye. *Cinnamon Life*. 2022. <https://www.cinnamonlife.com/>.
- [9] "HiVoSS - Human induced Vibration of Steel Structures." 2008.
- [10] Ioi, T, e K Ikeda. "On the dynamic vibration damped absorber of the vibration system." *Bulletin of the Japanese Society of Mechanical Engineering*, 1978: 21(151):64–71.
- [11] ISO 10137, Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations, 2007. s.d.
- [12] Ji, T., e B. R. Ellis. "Floor vibration induced by dance-type loads: theory." *The Structural Engineer*, 1994: 37-44.

- [13] Jones, C. A., P. Reynolds, e A. Pavic. "Vibration serviceability of stadia structures subjected to dynamic crowd loads: A literature review." *Journal of Sound and Vibration*, 2011: 1531-1566.
- [14] M.ASCE, C. C. Lin, J.F Wang, e B. L Chen. "Train-Induced Vibration Control of High-Speed Railway Bridges Equipped with Multiple Tuned Mass." *Journal of Bridge Engineering*, 2005: 398-414.
- [15] M.ASCE, Q. S. Li, e et al. "Dynamic Behavior of Taipei 101 Tower: Field Measurement and Numerical Analysis." *Journal of Structural Engineering*, 2011: 143-155.
- [16] Matsumoto, Y., T. Nishioka, e H. e Matsuzaki, K Shiojiri. "Dynamic Design of Footbridges." *IABSE Proceedings*, 1978: 17-78.
- [17] Meirovitch, Leonard. *Elements of Vibration Analysis*. Nova Iorque, EUA: McGraw-Hill College, 1986.
- [18] Moutinho, Carlos Manuel Ramos. "Controlo de vibrações em estruturas de engenharia civil." Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2007.
- [19] Moutinho, Carlos Manuel Ramos. "Controlo passivo e activo de vibrações em pontes de peões." Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 1998.
- [20] Pavic, Aleksandar, e Paul Reynolds. "Vibration Serviceability of Long-Span Concrete Building Floors: Part 1 - Review of Background Information." Revisão de Literatura, Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, Sheffield, s.d.
- [21] Place Tech. *Edifícios mais inteligentes do mundo: Taipei 101, Taiwan*. 7 de Setembro de 2018. <https://placetech.net/pt/strategy/worlds-smartest-buildings-taipei-101-taiwan/> (acedido em 31 de Maio de 2022).
- [22] Quintino, Flávio Vieira. "Controlo Activo de Vibrações em Edifícios." Dissertação de Mestrados, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2012, s.d.

- [23] Schulze, H. "Dynamic Effects of the Live Load on Footbridges." *Signal und Schiene*, 1980: 143-147.
- [24] *SCI Publication P354, Design of Floors for Vibration: A New Approach*. 2009.
- [25] SE, Randall, Halsted DM, e Taylor DL. "Optimum vibration absorbers for linear damped systems." *Journal of Mechanical Design (ASME)*, 1981: 103:908-913.
- [26] Verdirame, Justin M,. "Design of Multi-Degree-of-Freedom Tuned-Mass Dampers using Perturbation Techniques." Master's thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, 2003.
- [27] Waarts, P. H., e F. van Duin. "Assessment procedure for floor vibrations due to walking." *HERON*, 2006: 251-264.
- [28] Warburton, GB. "Optimal absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1982: 10:381-401.
- [29] Zuo, Lei. "Optimal control with structure constraints and its application to the design of passive mechanical systems." Master's thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, 2002.
- [30] Zuo, Lei, e Samir A. Nayfeh. "Optimization of the Individual Stiffness and Damping Parameters in Multiple-Tuned-Mass-Damper Systems." *Journal of Vibration and Acoustics*, 2005: 77-83.

8. Anexo A

A análise preliminar foi efetuada nos pisos 20, 22 e 24, em 5 pontos. Para cada ponto foi efetuada uma análise harmónica com carga pontual unitária e leitura dos resultados no próprio ponto de análise. Assim, aqui são expostas as funções de resposta em frequência (FRF) de cada análise e as conclusões de análise.

As FRF's que aqui serão expostas foram retiradas do próprio Ansys, com o eixo da abcissa correspondente a evolução da frequência da carga dinâmica e a ordenada à evolução do deslocamento vertical em metros.

8.1. Piso 20

Neste piso a análise foi efetuada somente no ponto 10, uma vez que para os pisos 20 e 21, quartos de hotel, a excitação dinâmica com maior energia cujo controlo mostrava-se essencial – como mostrava as análises modais efetuadas pela AdF e relatório da GERB – era o modo global de torção da estrutura da EB.

Primeiro foi efetuada uma análise somente com carga pontual, cuja FRF (Figura 25) de retorno demonstrava já um forte pico em aproximadamente 2.4Hz com subsequente queda e ascensão da resposta dinâmica.

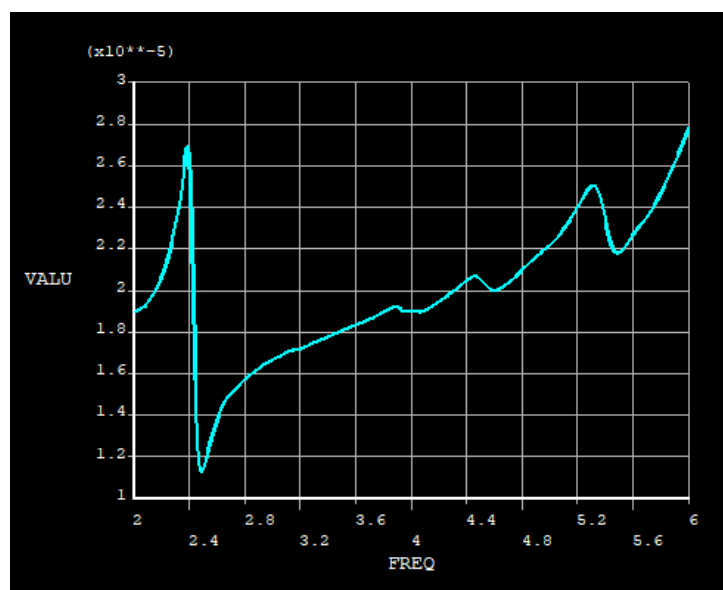


Figura 25 - Ponto 10 piso 20 com carga pontual e unitária

Todavia, como também se confirmará nas análises subsequentes, a ordem da resposta foi muito inferior as demais. Ora, se tratando de um modo global da EB para o qual também a ligação ao hotel tem grande influência, era esperado que uma simples carga pontual não seria capaz de excitar a massa vibrante. Assim, refez-se a análise agora com carga distribuída na área das lajes. Como também para as análises futuras far-se-ia o uso de cargas homotéticas, i.e., a imitar a deformada, com aplicação nos pisos 22 e 24, a carga foi assim aplicada, cujo retorno foi a FRF presente na Figura 26.

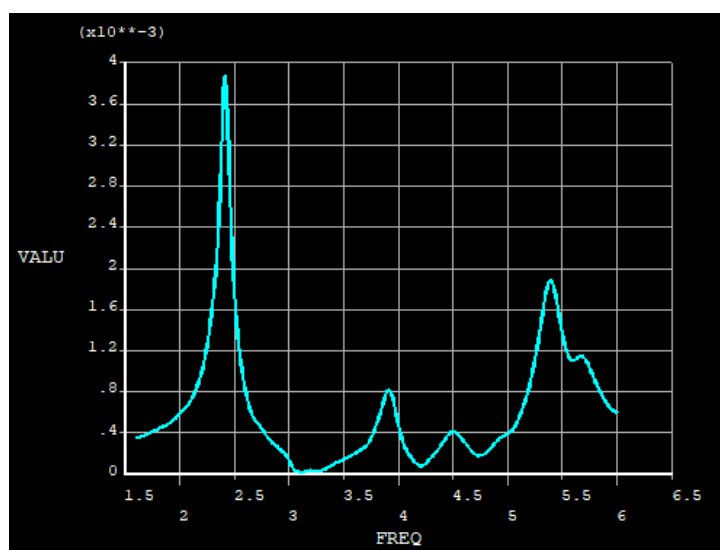


Figura 26 - Ponto 10 piso 20 com carga unitária homotética em área

É possível observar que o pico fica ainda mais evidente. Com a observação da deformada a esta frequência se confirmou tratar-se do modo de torção. Os picos subsequentes tratavam-se de modos de vibração com origem clara nos pisos 22 e 24, e, ainda, os picos após os 5Hz já tinham forma correspondente ao modo de flexão com o terceiro harmónico.

8.2. Piso 22

O piso 22, por sua vez, teve como foco de análise os pontos 13 e 15, escolhidos por mostrarem-se nas análises da AdF e relatório da GERB como pontos de maior deformada em análises modais e dinâmicas respetivamente.

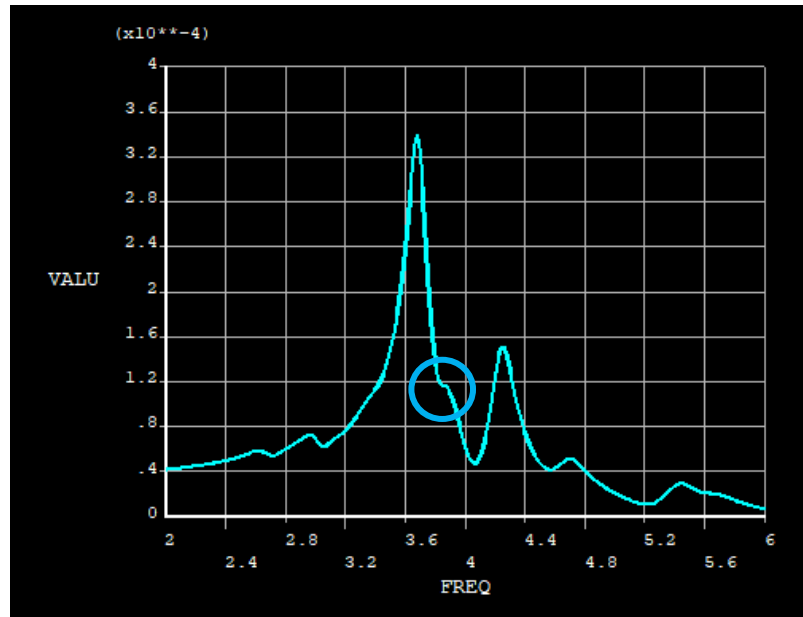


Figura 27 - Ponto 13 piso 22 com carga pontual unitária

Como mostra a Figura 27, para o ponto 13 existem dois picos muito claros, que acontecem aos 3.68 e 4.21Hz. Ainda, destacado pela circunferência, há uma leve mudança de inclinação entre o primeiro e segundo pico que se mostrará importante nas próximas análises.

Já para o ponto 15 a resposta foi parecida com a do ponto 13, com somente uma maior mudança à frequência anteriormente destacada, agora com um pequeno pico, como pode ser observado na Figura 28.

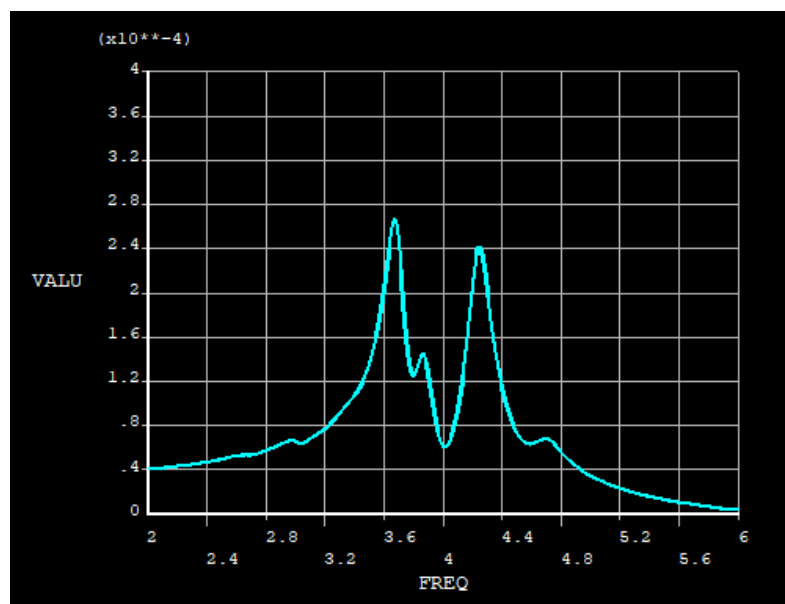


Figura 28- Ponto 15 piso 22 com carga pontual unitária

8.3. Piso 24

No piso 24 a análise foi efetuada nos pontos 12 e 15. A resposta para o ponto 12 está presente na Figura 29.

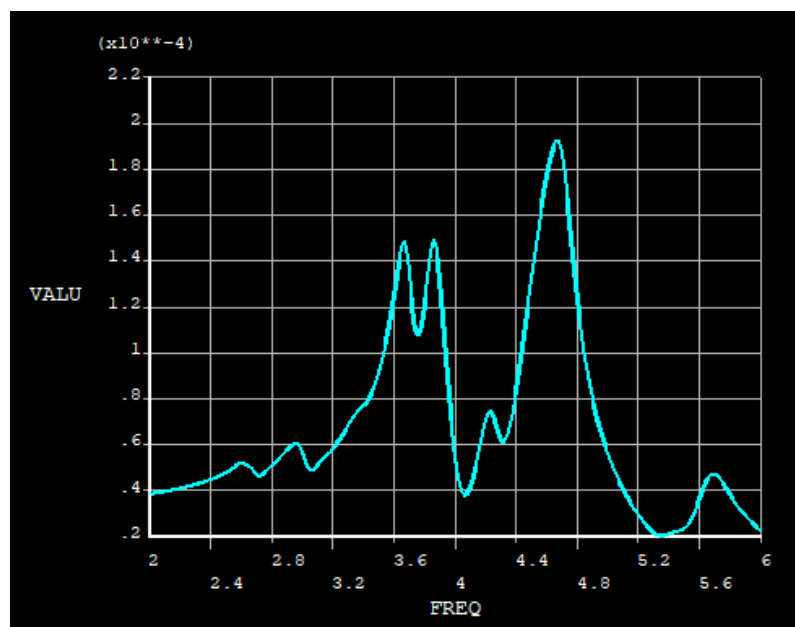


Figura 29- Ponto 12 piso 24 com carga pontual unitária

Aqui é possível concluir que realmente o que no piso 22 mostrava-se como um leve pico é também um modo de vibração dinâmica importante para controlo, ocorrendo aos 3.85Hz.

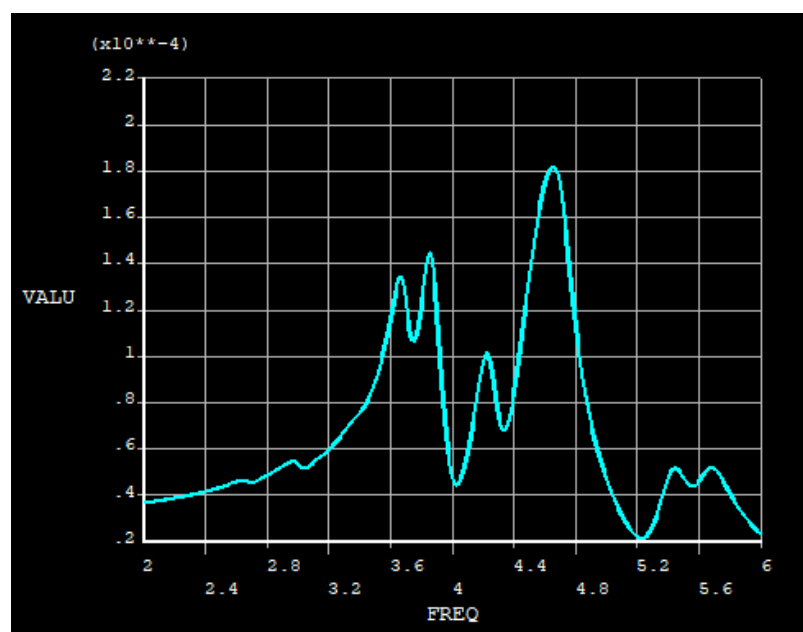


Figura 30 – Ponto 15 piso 24 com carga pontual unitária

Ainda, o pico que ocorria aos 4.25Hz, como mostra a Figura 30, neste piso tem menor componente de deslocamento vertical seguido do maior pico desta análise que ocorre aos 4.66Hz.

8.4. Conclusões para a análise futura e aplicação dos TMDs

Com estas FRFs foi possível concluir que seria feito um estudo de um modo isolado, o de torção, para se entender as diferenças no posicionamento entre andares, e, entre os 3.6 e 3.9Hz dois modos têm relevância para o estudo desta dissertação pela sua proximidade, sendo estudados em conjunto para se determinar a melhor ação de controlo do conjunto de TMDs em diferentes frequências de sintonização. Os demais modos, por mais energia que tenham demonstrados, como os de pico 4.25 e 4.66Hz, como não apresentaram proximidade considerável não serão estudados.

