U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ANÁLISE DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS

Aplicação Prática num Edificio

PAULA MARIELA BUSTOS DÍAZ

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUCTURAS

Orientador: Professor Doutor Carlos Manuel Ramos Moutinho

JUNHO DE 2025

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2024/2025

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 – 2024/2025 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2025*

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 meus Pais

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Professor Doutor Carlos Manuel Ramos Moutinho e à Escola de Engenharia Civil da Universidade do Porto por me terem permitido desenvolver este tema de dissertação final. Agradeço igualmente à empresa GEG Engineering e aos seus representantes por me fornecerem a informação e a orientação adequadas para este estudo.

Expresso a minha gratidão a todos os professores que contribuíram para a minha formação académica, em especial ao Engenheiro Civil e professor chileno Adolfo Castro Bustamante, pois não há melhor ensino do que aquele que é transmitido pelo exemplo.

RESUMO

Esta dissertação teve como principal objetivo a avaliação da vulnerabilidade sísmica de um edifício de betão armado correspondente às bancadas e balneários do estádio municipal de Mangualde, Portugal, uma estrutura originalmente projetada em 1989 segundo normativas e práticas da época. O enquadramento metodológico do estudo baseou-se nos critérios modernos estabelecidos no Eurocódigo 8, especificamente nas suas Partes 1 e 3, e no "Guia de Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes de Betão Armado" do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e da Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica.

A estrutura, classificada com um Nível de Importância III devido ao seu uso público, apresenta irregularidades significativas tanto em planta como em altura. Estas características, entre as quais se identifica de maneira crítica a existência de um piso brando (soft story), impossibilitaram desde o início a aplicação de métodos de avaliação simplificados. Salienta-se que, embora a normativa vigente (NP EN 1998-3) exija para esta categoria de edifícios uma verificação de segurança para três níveis de intensidade sísmica (associados aos estados-limite de Limitação de Danos - DL, Danos Severos - SD, e Próximo do Colapso - NC), o âmbito deste trabalho foi estrategicamente delimitado a um único nível. A avaliação centrou-se na intensidade correspondente ao espetro de projeto da NP EN 1998-1, com um período de retorno de 475 anos. Esta decisão metodológica foi adotada para garantir a exequibilidade e focalizar o volume de trabalho da dissertação, permitindo uma análise aprofundada dentro dos prazos estabelecidos.

O processo de avaliação enquadrou-se no Método 3 (avaliação simplificada com modelação numérica) do guia LNEC. Para o efeito, foi desenvolvido um modelo tridimensional detalhado da estrutura utilizando o software de elementos finitos SAP2000. A estratégia de análise combinou duas abordagens não lineares para uma robusta caracterização da sua resposta: uma análise estática não linear (pushover) e uma análise dinâmica não linear (time-history). Esta última foi empregue como método de referência, tendo os resultados de ambas as metodologias sido contrastados e validados para assegurar a consistência e a fiabilidade dos resultados.

Os resultados obtidos são conclusivos e revelam que o edifício apresenta uma elevada vulnerabilidade sísmica perante a ação sísmica considerada. A análise detalhada demonstrou que a demanda de ductilidade em vários elementos estruturais primários, em particular nos pilares do piso brando, excede amplamente a sua capacidade disponível. Isto traduz-se na formação prematura de rótulas plásticas frágeis e consolida um mecanismo de colapso global do tipo "piso brando", concentrando-se as deformações inelásticas num único nível. Consequentemente, determina-se que a estrutura não cumpre os critérios de segurança sísmica atuais para os estados limites de Operacionalidade Imediata (IO) e Danos Severos (SD).

Conclui-se que uma intervenção com medidas de reforço estrutural é imprescindível para garantir a segurança dos utilizadores. Este estudo fornece uma base técnica sólida para a tomada de decisões num eventual projeto de reabilitação sismorresistente. Como desenvolvimento futuro, recomenda-se um levantamento geométrico e de pormenores construtivos in situ mais exaustivo, complementado com ensaios de caracterização de materiais, para refinar os parâmetros do modelo numérico e otimizar a conceção do reforço.

Palavras-chave: Vulnerabilidade sísmica, análise não linear, betão armado, irregularidade estrutural, piso brando, normativa EN 1998, modelo numérico.

ABSTRACT

This dissertation's main objective was to evaluate the seismic vulnerability of a reinforced concrete building corresponding to the stands and changing rooms of the municipal stadium in Mangualde, Portugal, a structure originally designed in 1989 according to the standards and practices of that time. The methodological framework of the study was based on the modern criteria established in Eurocode 8, specifically in Parts 1 and 3, and the "Guide for the Seismic Safety Assessment of Existing Reinforced Concrete Buildings" by the National Laboratory for Civil Engineering (LNEC) and the Portuguese Society for Earthquake Engineering.

The structure, classified as Importance Level III due to its public use, presents significant irregularities in both plan and elevation. These characteristics, among which the critical identification of a soft story stands out, prevented the application of simplified assessment methods from the outset. It should be noted that, although the current regulation (NP EN 1998-3) requires for this building category a safety verification for three levels of seismic intensity (associated with the Damage Limitation - DL, Significant Damage - SD, and Near Collapse - NC limit states), the scope of this work was strategically delimited to a single level. The assessment focused on the intensity corresponding to the design spectrum of NP EN 1998-1, with a return period of 475 years. This methodological decision was adopted to ensure feasibility and focus the volume of work for the dissertation, allowing for an in-depth analysis within the established deadlines.

The assessment process fell under Method 3 (simplified assessment with numerical modelling) of the LNEC guide. To this end, a detailed three-dimensional model of the structure was developed using the finite element software SAP2000. The analysis strategy combined two non-linear approaches for a robust characterization of its response: a non-linear static analysis (pushover) and a non-linear dynamic analysis (time-history). The latter was used as the reference method, and the results of both methodologies were compared and validated to ensure the consistency and reliability of the findings.

The results obtained are conclusive and reveal that the building presents high seismic vulnerability under the considered seismic action. The detailed analysis demonstrated that the ductility demand in several primary structural elements, particularly in the columns of the soft story, far exceeds their available capacity. This leads to the premature formation of fragile plastic hinges and consolidates a global "soft story" collapse mechanism, concentrating inelastic deformations on a single level. Consequently, it is determined that the structure does not meet the current seismic safety criteria for the Immediate Occupancy (IO) and Significant Damage (SD) limit states.

It is concluded that an intervention with structural strengthening measures is essential to ensure user safety. This study provides a solid technical basis for decision-making in a potential seismic rehabilitation project. For future development, a more exhaustive on-site geometric and constructive detail survey is recommended, complemented by material characterization tests, to refine the numerical model parameters and optimize the strengthening design.

Keywords: Seismic vulnerability, non-linear analysis, reinforced concrete, structural irregularity, soft story, Eurocode 8, numerical model.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. PANORAMA GERAL E MOTIVAÇÃO 1
1.2. ÂMBITO DO ESTUDO 1
1.3. OBJETIVOS 2

2. CASO DE ESTUDO E METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO 5
2.1. ASPETOS GERAIS 5
2.2. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO EM ESTUDO 6
2.2.1. ESTRUTURAÇÃO DO EDIFÍCIO 6
2.2.1.1. Planta e Alçado 7
2.2.1.2. Fundações 10
2.2.2. Materiais 10
2.2.3. Secções 10
2.2.4. Considerações geométricas na estruturação do edifício para efeitos de modelação 13
2.2.5. Considerações sobre os materiais para efeito de modelação do edifício 14
2.3. REGULARIDADE ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO EM ESTUDO SEGUNDO O EC-8 16
2.3.1. CLASSIFICAÇÃO DO EDIFÍCIO SEGUNDO O EC-8-1 16
2.3.1.1. REGULARIDADE EM PLANTA 17
2.3.1.2. REGULARIDADE EM ALTURA 17
2.3.2. TIPO DE ANÁLISE SELECIONADO E SUA DESCRIÇÃO 18

3. ANÁLISE E MODELAÇÃO 25

3.1. INTRODUÇÃO 25

3.2. DESCRIÇÃO DO MODELO DO EDIFÍCIO 25

3.2.1. ELEMENTOS FINITOS DISCRETOSÍTULO 25

3.2.2. MATERIAIS 27

3.2.3. CARGAS E COMBINAÇÕES 28

3.2.4. AÇÃO SÍSMICA 28

3.3. ANÁLISE MODAL ESPECTRALNTRODUÇÃO 30

3.3.1. CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DO EDIFÍCIO EM ESTUDO 30

3.3.2. RESPOSTA DO EDIFÍCIO EM ESTUDO FACE ÀS CARGAS GRAVÍTICAS 33

3.3.3. RESPOSTA DO EDIFÍCIO EM ESTUDO FACE ÀS AÇÕES SÍSMICAS 35

3.4. ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR – PUSHOVER - N2 38

3.4.1. MODELO NÃO LINEAR DE UM PÓRTICO TIPO 38

3.4.2. RELAÇÕES MOMENTO-CURVATURA/ROTAÇÃO EM VIGAS E PILARES 39

3.4.3. CURVA DE CAPACIDADE DA ESTRUTURA 43

3.4.3.1. DISTRIBUIÇÃO DE FORÇA MODAL DE CARGA LATERAL 43

3.4.3.2. DISTRIBUIÇÃO DE CARGA LATERAL UNIFORME 45

3.4.3.3. CURVA DE CAPACIDADE POR DISTRIBUIÇÃO DE FORÇA MODAL 45

3.4.3.4. CURVA DE CAPACIDADE POR DISTRIBUIÇÃO DE FORÇA UNIFORME 46

3.4.4. RESULTADOS MÉTODO N2 – ANEXO B - EC8-1 46

3.4.4.1. IDEALIZAÇÃO DA CURVA DE CAPACIDADE 46

3.4.4.2. DESLOCAMENTO OBJETIVO (DESLOCAMENTO ALVO) 47

3.5. ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR – TIME HISTORY 48

3.5.1. AÇÃO SÍSMICA 49

3.5.2. ATRIBUIÇÃO DE RÓTULAS PLÁSTICAS NO MODELO 54

3.5.3. ANÁLISE DE RESULTADOS DA ADNL TIME HISTORY 57

4. CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS FINAIS 59

4.1. CONCLUSÕES 59

4.2. CONCLUSÕES 60

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Imagem da fachada Nordeste das Bancadas do estádio municipal de Mangualde.....5
Fig. 2 - Elevação este – Arquitetura.....6
Fig. 3 - Imagem referencial, estrutura da cobertura do estádio de Mangualde.....6
Fig. 4 - Planta da estrutura do nível inferior. +534.95m.....7
Fig. 5 - Planta da estrutura do nível inferior. +538.45m.....7
Fig. 6 - Planta da estrutura do nível inferior. +541.15m.....8
Fig. 7 - Elevação corte Y1.....8
Fig. 8 - Elevação corte Y2 9
Fig. 9 - Elevação corte Y3.....9
Fig. 10 - Secções em PR1.....11
Fig. 11 - Secções em PR1.....12
Fig. 12 - Largura efetiva de vigas.....13
Fig. 13 - Idealização de pórtico tipo 14
Fig. 14 - Relações Tensão-Deformação do Betão em Análise Não Linear.....15
Fig. 15 - Relação tensão-deformação do aço.....16
Fig. 16 - Diagrama de fluxo "Procedimento proposto para a avaliação de edifícios existentes".....26
Fig. 17 – Modelo 3D SAP2000.....26
Fig. 18 - Comportamento cíclico do betão. Modelo de Mander.....27
Fig. 19 - Relação tensão-deformação do aço A400 (SAP2000).....27
Fig. 20 - Deformada DirY. Elevação eixo B - modo 1.....30
Fig. 21 - Deformada DirX. Elevação eixo 1 - modo 2.....30
Fig. 22 - Deformada RotZ. Planta +534.95.....31
Fig. 23 - Gráfico de distribuição de corte basal em altura E2x.....35
Fig. 24 - Gráfico de distribuição de corte basal em altura E2y.....36
Fig. 25 - Deslocamentos máximos para envolvente de carga sísmica, joint 8.....37
Fig. 26 – Modelo de massas atribuídas.....39
Fig. 27 - Distribuição de esforço axial 40
Fig. 28 - Diagrama momento-curvatura P_30x50/ frame 5.....40
Fig. 29 – Plastic hinges SAP2000.....43
Fig. 30 – Estado de carga Push DirX para AENL no SAP2000.....44

Fig. 31 - Estado de carga Push DirX para AENL no SAP2000.....45
Fig. 32 - Curva capacidade - Push DirX - distribuição de força modal.....45
Fig. 33 - Curva capacidade - Push DirX - distribuição de força uniforme.....46
Fig. 34 - Curva SDOF + Curva bi-linear.....46
Fig. 35 - Formação da primeira rótula em STEP 7.....48
Fig. 36 – Mecanismo de colapso - STEP 125.....48
Fig. 37 - Espetro de resposta do registo "El Centro" 50
Fig. 38 - Histórico de acelerações do registo escalado "El Centro".....50
Fig. 39 – Espetro de resposta do registo "Gebze".....51
Fig. 40 – Histórico de acelerações do registo escalado "Gebze".....51
Fig. 41 - Espetro de resposta do registo "Cidade do México".....52
Fig. 42 - Histórico de acelerações do registo escalado "Cidade do México".....52
Fig. 43 - Registo "Getzbe" acelerograma.....53
Fig. 44 - Estados de carga para os registos introduzidos NL_TH.....53
Fig. 45 - Definição de estado de carga para ADNL -TH.....54
Fig. 46 – Convenção de eixos de flexão SAP2000. Elemento Viga.....55
Fig. 47 - Convenção de eixos de flexão SAP2000. Elemento Pilar 55
Fig. 48 - Rotula plástica FH3 - P_30x50_SAP2000.....56
Fig. 49 – P_30x50, eje 4 y eje A. PR1. Rótula criterio CP.....58
Fig. 50 – Falla tipo "Piso blando" Step 10 - NL_TH_01_0.3U1+U2.....58

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 1 – Propriedades Mecânicas dos Materiais....10
Quadro 2 - Propriedades Mecânicas dos Materiais. Valores médios....15
Quadro 3 - Centro de Massa e Centro de Rigidez do Edifício....17
Quadro 4 - Avaliação da Regularidade em Planta do Edifício....17
Quadro 5 - Avaliação da regularidade em altura do edifício....18
Quadro 6 - Diagrama de fluxo Procedimento proposto para a avaliação de edifícios existentes 20
Quadro 7 - Resumo de Referências - Métodos III e IV do EC8 e LNEC....22
Quadro 8 - Combinações de carga....28
Quadro 9 - Aceleração máxima de referência para a zona de Mangualde....28
Quadro 10 - Períodos da estrutura. (100% EI)....32
Quadro 11 - Verificação da independência dos modos de vibração....32
Quadro 12 - Períodos da estrutura. (50% EI)....32
Quadro 13 – Corte basal....35
Quadro 14 - Deslocamentos máximos no edifício para sismo tipo 1 e 2....37
Quadro 15 - Deslocamentos máximos para envolvente de carga sísmicae....37
Quadro 16 - Cargas gravíticas introduzidas no modelo....39
Quadro 17 - Esforço axial em pilares....40
Quadro 18 - Ductilidade pilar P_30x50....42
Quadro 19 - Normalização dos deslocamentos modais....43
Quadro 20 - Forças laterais normalizadas para análise Pushover DirX....44
Quadro 21 - Deslocamentos máximos ADNL-TH....57
Quadro 22 - Deslocamentos máximos no nível +543.90m - ADNL-TH....57

1
INTRODUÇÃO

1.1. PANORAMA GERAL E MOTIVAÇÃO

As estruturas existentes, especialmente aquelas projetadas e construídas sob normativas sísmicas antigas, apresentam frequentemente um nível de vulnerabilidade significativo face às exigências dos padrões sísmicos modernos. Este é o caso das bancadas e balneários do Estádio Municipal de Mangualde, em Portugal, uma estrutura de betão armado originalmente projetada em 1989. A evolução do conhecimento em engenharia sísmica, materializada em normativas como o Eurocódigo 8 (EC8), e a identificação de deficiências estruturais comuns em edifícios dessa época, justificam a reavaliação da sua segurança.

A estrutura em estudo apresenta irregularidades significativas tanto em planta como em altura. Entre estas últimas, destaca-se uma configuração que a predispõe criticamente a desenvolver um mecanismo de colapso de "piso brando" (soft story). Classificado com um Nível de Importância III devido ao seu uso público, o cumprimento dos padrões de segurança atuais para este edifício é uma prioridade.

Esta dissertação tem como objetivo central avaliar a vulnerabilidade sísmica da estrutura sob um enquadramento metodológico exequível. Para garantir a viabilidade do estudo dentro dos prazos estabelecidos, a análise é estrategicamente delimitada à intensidade sísmica correspondente ao espetro de projeto da NP EN 1998-1 (período de retorno de 475 anos), em vez de verificar os três níveis de intensidade exigidos para a avaliação completa de edifícios existentes. Recorrendo a metodologias avançadas de análise não linear, este trabalho procura fornecer uma primeira base técnica sólida e conclusiva que permita diagnosticar o comportamento estrutural e fundamentar a necessidade de uma eventual intervenção de reforço.

1.2. ÂMBITO DO ESTUDO

O presente estudo delimita-se estrategicamente aos seguintes aspetos:

1 Avaliação da Estrutura Central: A análise centra-se na zona central do conjunto de bancadas, abrangendo uma superfície de 262,5 m² e os seis pórticos centrais (denominados PR1 e PR2), separados por juntas de dilatação dos volumes laterais.

2 Nível de Intensidade Sísmica: Embora a normativa NP EN 1998-3 exija a verificação para três níveis de intensidade sísmica (associados aos estados-limite de Limitação de Danos - DL, Danos Severos - SD, e Próximo do Colapso - NC), o âmbito deste trabalho limita-se a um único nível de intensidade. A avaliação centra-se na ação sísmica correspondente ao espetro de projeto da NP EN 1998-1 com um período de retorno de 475 anos, para garantir a exequibilidade e a profundidade da análise dentro dos prazos estabelecidos.

3 Exclusão de Elementos Não Estruturais e de Fundação: A análise estrutural não inclui a verificação de elementos não estruturais, o estudo pormenorizado das fundações (sapatas isoladas) nem a interação solo-estrutura, devido à falta de um estudo geotécnico atualizado. O seu efeito é considerado através de hipóteses simplificadoras.

4 Modelação Numérica e Tipos de Análise: A avaliação é realizada através de um Método 3 (avaliação simplificada com modelação numérica) de acordo com o guia do LNEC, utilizando um modelo tridimensional detalhado no software de elementos finitos SAP2000. A estrutura da cobertura metálica não é modelada explicitamente, sendo o seu efeito introduzido como cargas pontuais nos pórticos. Foram empregues dois métodos de análise não linear: uma análise estática não linear (Pushover) e uma análise dinâmica não linear (Time-History) como método de referência.

5 Propriedades dos Materiais: Dada a impossibilidade de realizar ensaios "in situ" durante este estudo, as propriedades do betão e do aço são baseadas na documentação do projeto original e em bibliografia especializada, utilizando valores médios de acordo com o disposto nas normativas NP EN 1998-1, NP EN 1998-3 e NP EN 1992-1-1 (Eurocódigo 2).

1.3. OBJETIVOS

Objetivo Geral:

Avaliar a vulnerabilidade sísmica da estrutura de betão armado correspondente às bancadas e balneários do Estádio Municipal de Mangualde, Portugal, face à ação sísmica definida para um período de retorno de 475 anos, identificando as suas deficiências estruturais e determinando o seu cumprimento face aos critérios de segurança estabelecidos no Eurocódigo 8 e no guia do LNEC.

Objetivos Específicos:

1 Caracterizar geométrica e estruturalmente o edifício em estudo, identificando e quantificando as suas irregularidades em planta e em altura, com especial ênfase na identificação da predisposição para a formação de um piso brando.

2 Desenvolver um modelo numérico tridimensional representativo da estrutura no software SAP2000, incorporando as não linearidades dos materiais e dos elementos estruturais primários (vigas e pilares) através de uma modelação de plasticidade concentrada. Esta será realizada com a definição manual de rótulas plásticas (hinges) nas extremidades dos

elementos, baseada nas características reais das secções, de modo a interpretar com maior precisão a sua resposta não linear.

3 Realizar uma análise modal espectral para determinar as características dinâmicas fundamentais da estrutura (períodos, modos de vibração e participações de massa).

4 Executar uma análise estática não linear (Pushover) na direção crítica para obter a curva de capacidade da estrutura e aplicar o método N2 para estimar o deslocamento-alvo e a demanda sísmica.

5 Realizar uma análise dinâmica não linear (Time-History) utilizando, pelo menos, três acelerogramas artificiais compatíveis com o espetro de projeto, como método de referência para caracterizar de forma realista a resposta não linear da estrutura.

6 Analisar e comparar criticamente os resultados de ambos os métodos não lineares, verificando a formação de rótulas plásticas, os mecanismos de colapso e o cumprimento dos estados-limite de utilização e último definidos na normativa.

7 Emitir uma conclusão sobre o grau de cumprimento da estrutura e propor recomendações para futuras investigações ou um eventual projeto de reabilitação sísmica.

2

CASO DE ESTUDO E METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO

2.1 ASPETOS GERAIS

O edifício em análise corresponde a uma parte das bancadas do estádio municipal de Mangualde, situado no distrito de Aveiro, Portugal. A estrutura do edifício é composta por pórticos de betão armado dispostos em intervalos de cinco metros, abrangendo uma área total de 562,5 m² em planta. Por baixo das bancadas localizam-se as dependências desportivas, que incluem balneários, casas de banho, escritórios e áreas de acesso público.

A seleção do edifício em estudo deve-se à atribuição efetuada pela empresa GEG Ltda., que atua como instituição de acolhimento e responsável pela proposta de dissertação, na qualidade de entidade externa proponente do tema. Em função desta atribuição, o âmbito do estudo foi delimitado à zona central do edifício, correspondente a uma área de 262,5 m² em planta, estruturada por seis pórticos centrais de um único vão, denominados PR1 e PR2. Estes pórticos estão separados através de juntas de dilatação dos dois volumes laterais, que apresentam uma estruturação semelhante.

A planimetria existente do edifício em estudo é apresentada no Anexo 1.

Fig. 1: Imagem da fachada Nordeste das Bancadas do estádio municipal de Mangualde. 40°36'08.1"N ;7°45'07.1"W

2.2 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

2.2.1 ESTRUTURAÇÃO DO EDIFÍCIO

O edifício tem um uso público (desportivo) e classificação de importância IV, com estrutura resistente principal baseada em pórticos de betão armado de um vão. Os pórticos apresentam geometria, disposição em planta e alçado iguais, à exceção das suas secções e reforços estruturais. Neste aspeto, existem diferenças estruturais nos pórticos PR1 e PR2 (ambas as estruturas são detalhadas no Anexo 1). Adicionalmente, a estrutura do piso, diafragma rígido, é uma laje de betão armado de 15 cm de espessura nos níveis: +594,95; +598,45; apresenta-se uma laje única ao nível +601,15 entre os pórticos centrais do edifício (PR1*), onde se encontra posicionada a escada central de acesso às bancadas do estádio.

Como mencionado no ponto anterior, será estudada a parte central do edifício das bancadas do estádio municipal de Mangualde, composta por 6 pórticos equidistantes a cada 5 m, sendo os pórticos denominados PR2 situados nas extremidades e 4 pórticos centrais denominados PR1, PR1* com igual espaçamento.

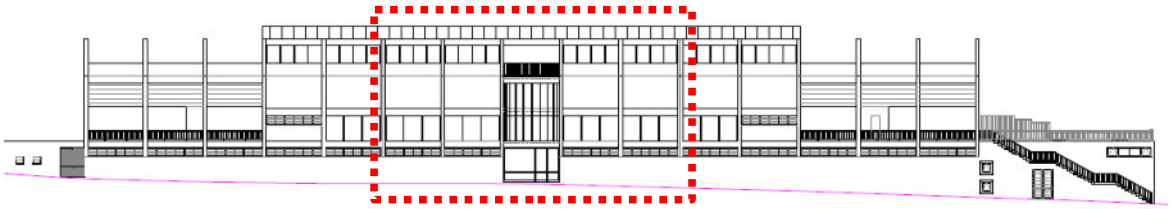


Fig. 2: alçado este – Arquitetura (GEG LTDA;2025)

Sobre os pórticos encontra-se montada a estrutura de cobertura, correspondente a vigas metálicas de secção variável, como as apresentadas na figura 4. No estudo de vulnerabilidade sísmica, prescinde-se da análise da estrutura do telhado e determina-se introduzir o seu efeito como cargas pontuais sobre a estrutura de betão. No Anexo 2 detalha-se o cálculo das reações da estrutura de cobertura que foi introduzido como solicitação externa sobre os pórticos do edifício.

Fig. 3: Imagem referencial, estrutura da cobertura do estádio de Mangualde (Google Street Map)

2.2.1.1 PLANTA E ALÇADO

Nas figuras seguintes será ilustrada a estrutura em planta do edifício nos níveis correspondentes.

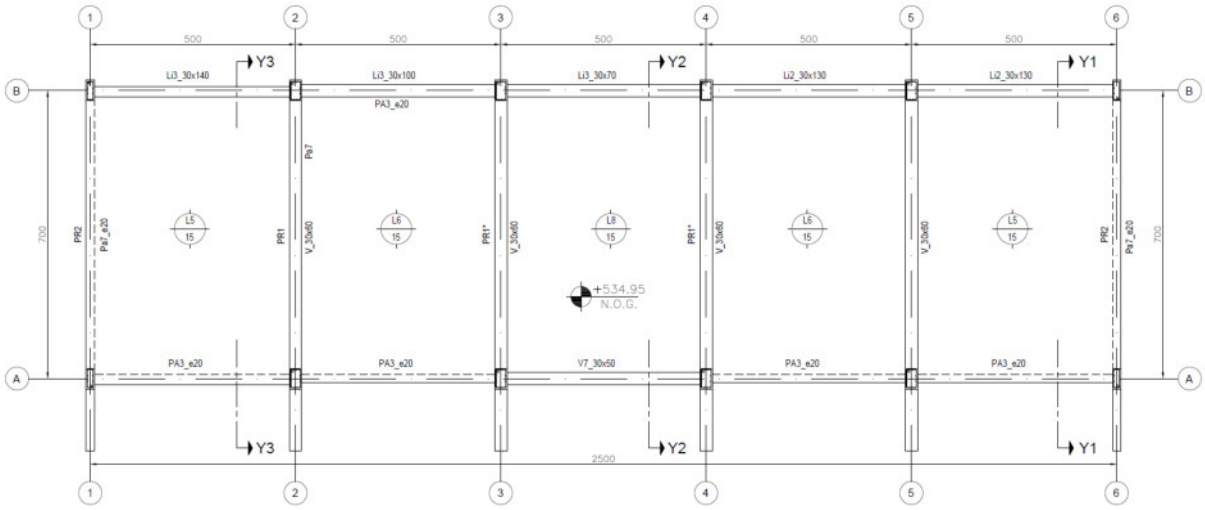


Fig. 4: Planta da estrutura do nível inferior. +534.95m. (Elaboração própria)

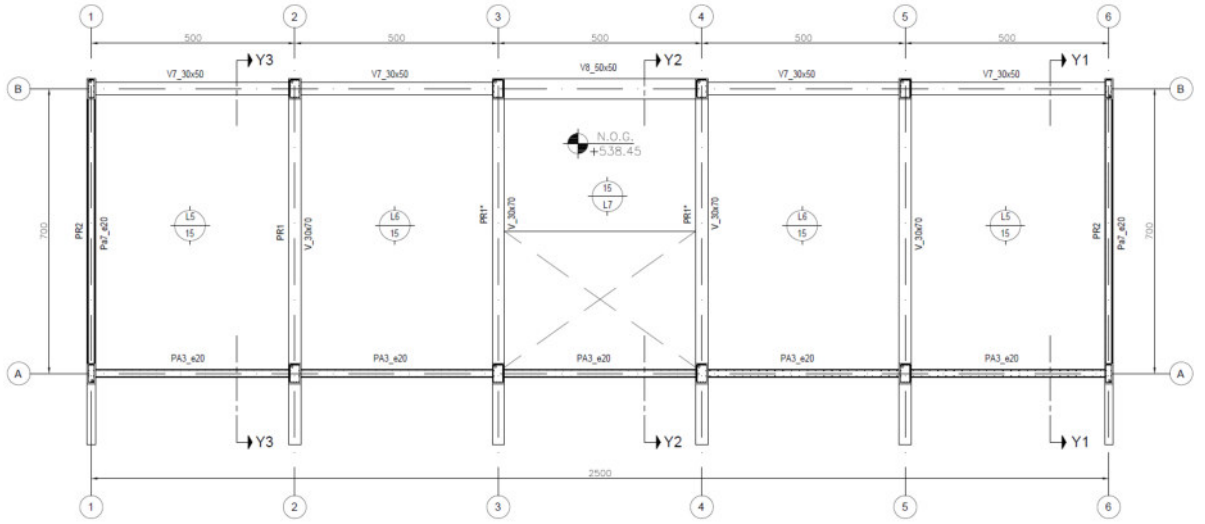


Fig. 5: Planta da estrutura do nível inferior. +538.45m. (Elaboração própria)

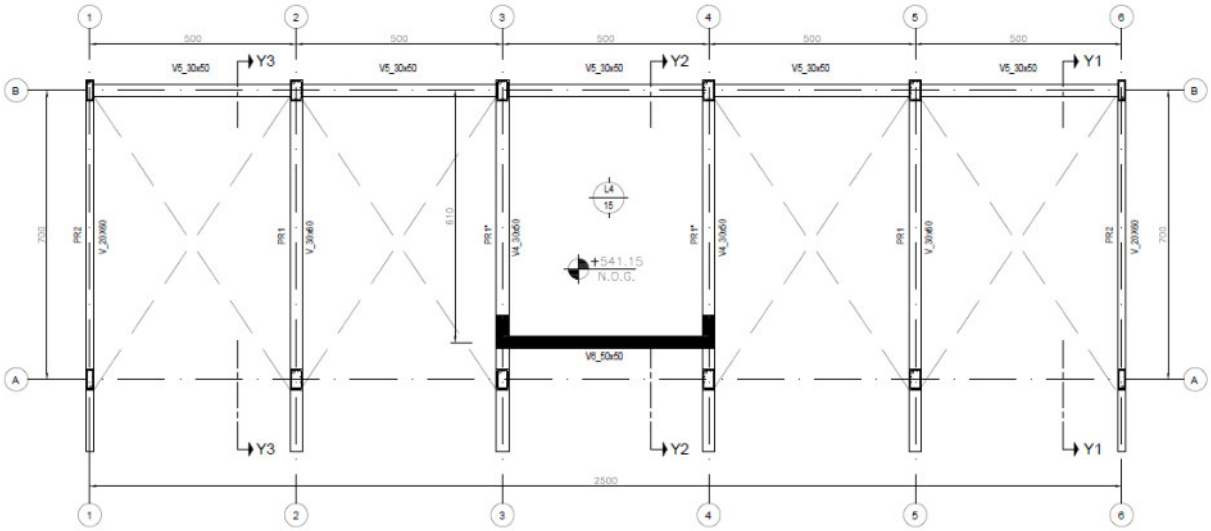


Fig. 6: Planta da estrutura do nível inferior. +541.15m. (Elaboração própria)

As figuras seguintes mostram os cortes em alçado Y1, Y2, Y3.

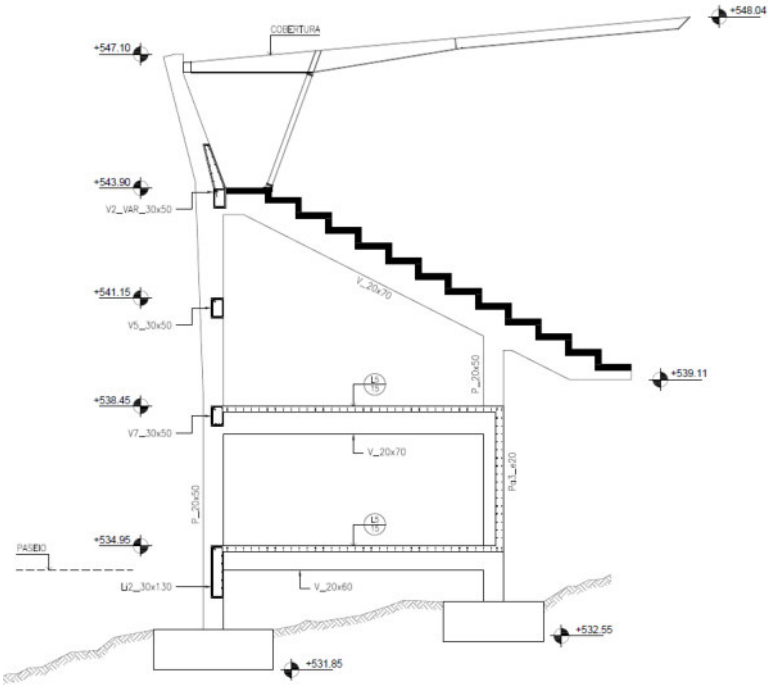


Fig. 7: alçado corte Y1. (Elaboração própria)

Os cortes Y1, Y2 e Y3 mostram o desnível da cota de fundação das bases da estrutura. O corte Y1 mostra em alçado o pórtico PR2 assinalado em planta. Os cortes Y2 e Y3 mostram em alçado os pórticos PR1 e PR1*, sendo esta última designação realizada neste trabalho para diferenciar os pórticos, em virtude dos elementos (laje e vigas) que se dispõem em planta.

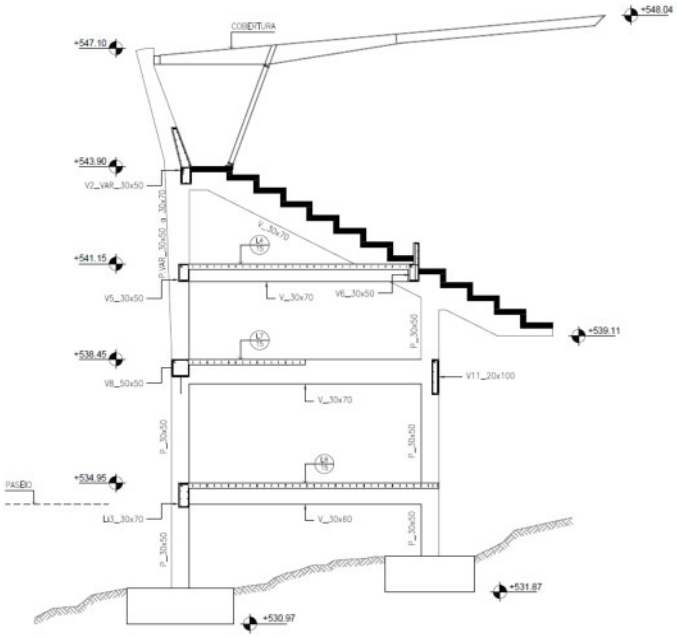


Fig. 8: alçado corte Y2 . (Elaboração própria)

A alçado do corte Y2 correspondente ao PR1*, apresenta um nível adicional (laje L4) na elevação +541,15.

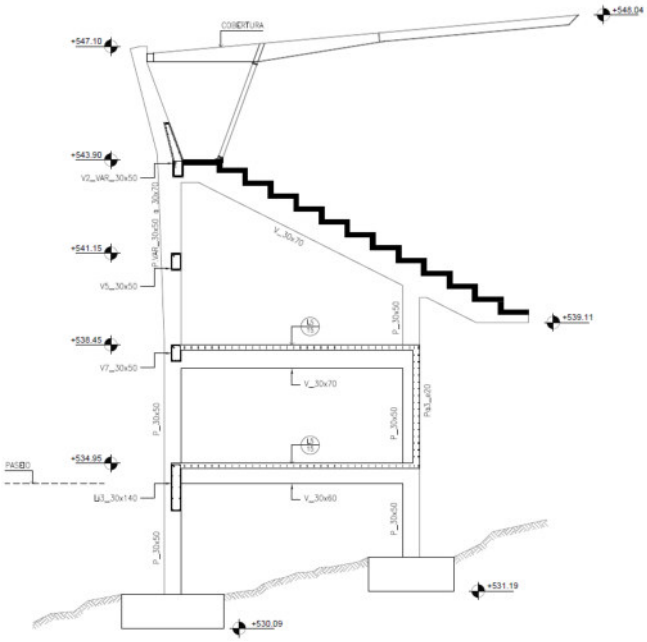


Fig. 9: alçado corte Y3. (Elaboração própria)

Entre ambos os pórticos PR1* está construída a escada (helicoidal) de betão que se apoia nas lajes. (Anexo 1).

2.2.1.2 FUNDAÇÕES

As fundações do edifício correspondem a sapatas isoladas sob pilares (sem vigas de fundação). A cota de fundação (N.S.F.) é variável em altura e assenta em base rochosa ou solo tipo A segundo a classificação EN-8.

A figura que ilustra a planta de fundações pode ser consultada no Anexo 1. As secções das sapatas não estão incluídas no item correspondente, uma vez que a sua verificação está fora dos âmbitos do presente trabalho.

2.2.2 MATERIAIS

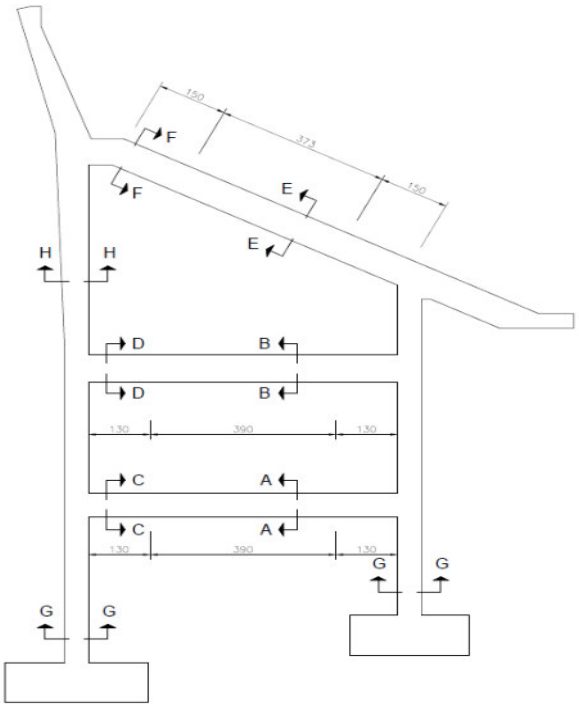
Os materiais que constituem o edifício são descritos no projeto original e mantêm-se em toda a estruturação (ENARCO,1989). Correspondem aos seguintes:

Concrete	fck [MPa]	fcm [MPa]	Ecm [Gpa]
B25	20	28	30
Steel-Rebar	fyk [MPa]	ft [MPa]	Es [MPa]
A400	400	432	210

Quadro 1: Propriedades Mecânicas dos Materiais

O betão B25 é equivalente ao C20/25 da atual denominação.

2.2.3 SECÇÕES



PR1 ≈ PR2

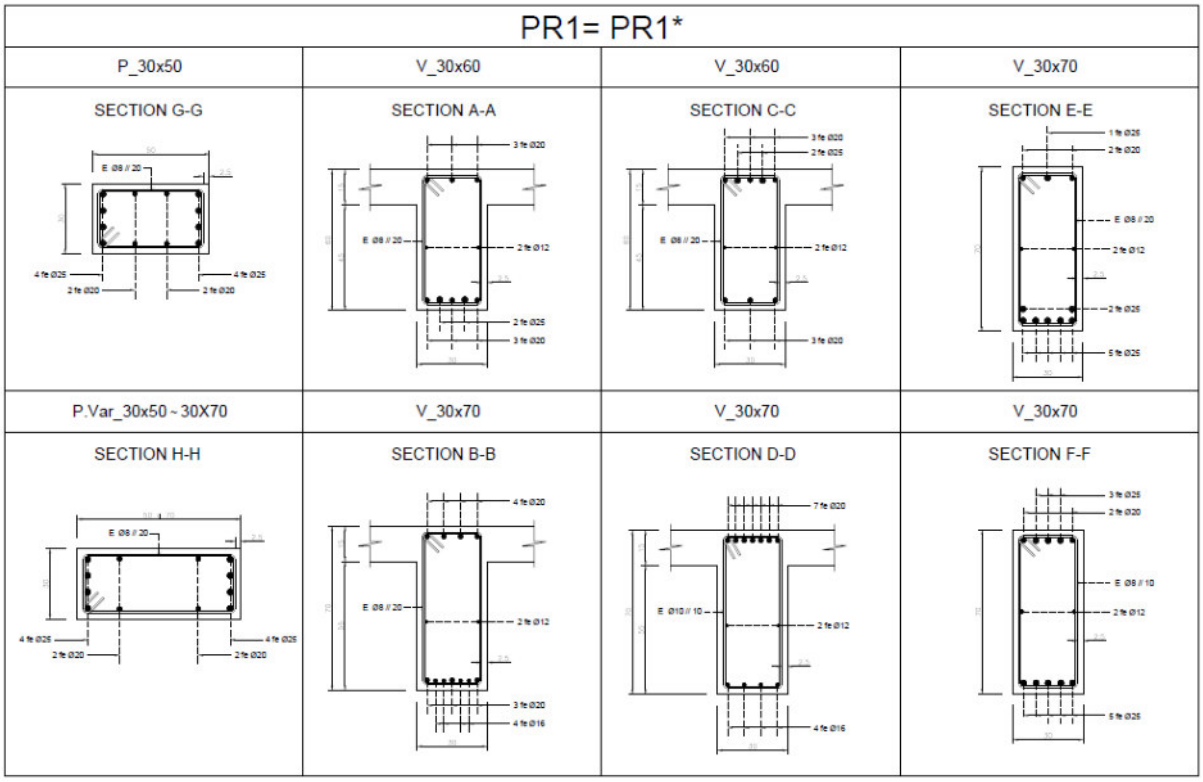


Fig. 10: Secções em PR1

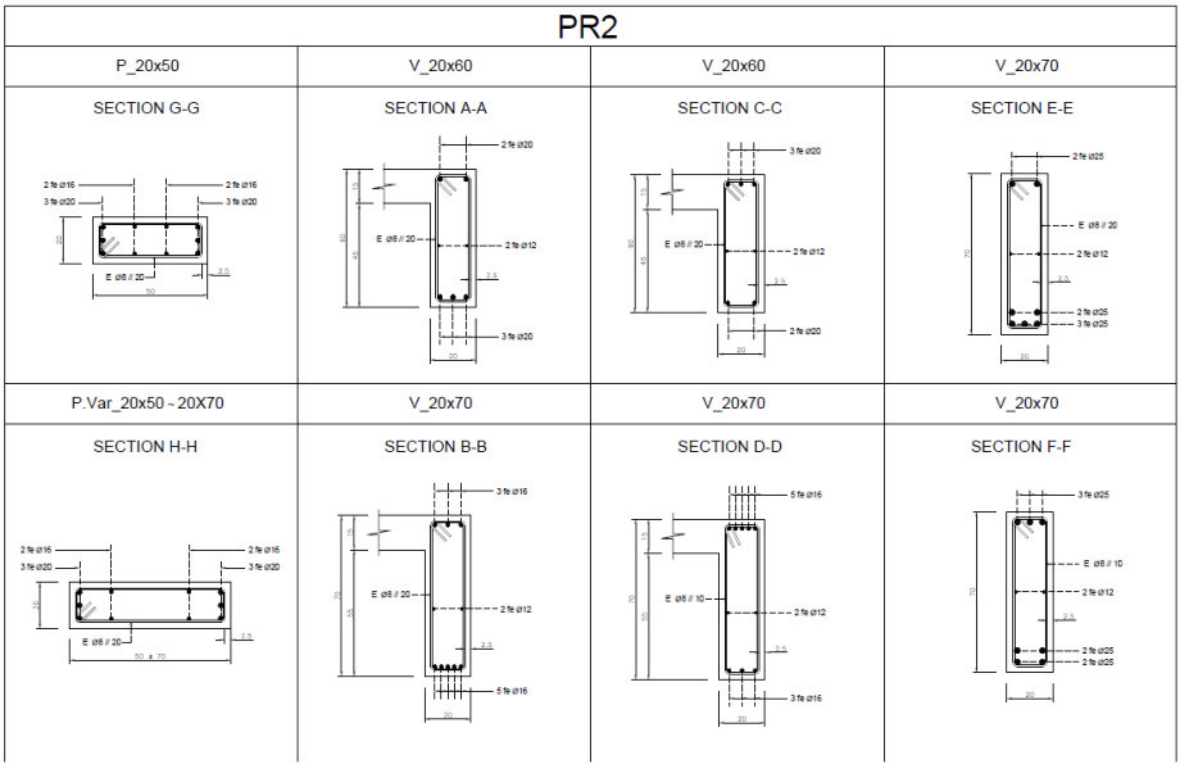


Fig. 11: Secções em PR2

2.2.4 Considerações geométricas na estruturação do edifício para efeitos de modelação

Como já mencionado, a estrutura da cobertura fica fora da análise de vulnerabilidade sísmica, mas os efeitos da sua carga atribuída à estrutura não podem ser desprezados. Por isso, foi realizada a análise estrutural (linear) correspondente a esta estrutura, atribuindo as reações nos apoios como cargas pontuais sobre o pórtico resistente em que se apoia (Anexo 2).

Para obter o contributo de rigidez das lajes para as vigas, estima-se uma largura efetiva colaborante da laje, considerando a secção destas últimas como uma secção em "T" ou "L". A determinação da largura efetiva em vigas dos pórticos PR1 e PR2 é calculada de acordo com o disposto no EC2, ponto 5.3.2.1: Largura efetiva dos banzo (para todos os estados limites).

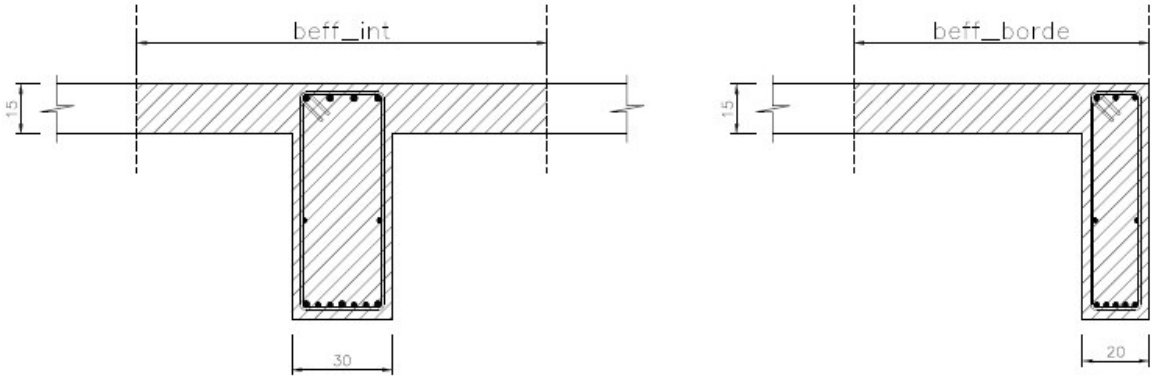


Fig. 12: Largura efetiva de vigas (Elaboração própria)

O resultado da largura efetiva para as vigas da estrutura foi: 2,22 m nas vigas dos pórticos PR1 e PR2 e 1,17 m para as vigas do PR2. O cálculo realizado é descrito no Anexo 3.

Em relação a estes valores, observa-se que, para uma análise estrutural cujo objetivo é a verificação dos elementos estruturais e não o seu dimensionamento, estes valores calculados de acordo com o EC-2 são considerados elevados. Na análise de vulnerabilidade sísmica, deve ser considerada a secção fendilhada do elemento de betão e, mais ainda, considerar que a estrutura irá incursionar fora do intervalo elástico, ou seja, em regime não linear.

O EC-2 e o EC-8 não fornecem valores explícitos para estimar o contributo para a rigidez nas vigas de uma laje colaborante de betão, quando estas não são incluídas num modelo tridimensional ou bidimensional do edifício. Esta última situação é geralmente a corrente, modelando-se apenas um pórtico quando o edifício é estruturado com pórticos.

Os modelos de análise estrutural para estruturas, no intervalo não linear, comummente não incluem as lajes dos edifícios; quando se pretende avaliar a não linearidade com base em rótulas plásticas ou elementos tipo fibras, os modelos incluem apenas a estrutura primária do edifício e a secundária, caso

a sua eliminação afetasse o comportamento dinâmico da estrutura. As lajes costumam ser substituídas pelo efeito de diafragmas rígidos na modelação.

Em razão disto, procurou-se na bibliografia existente as recomendações para considerar o contributo das lajes para a rigidez das vigas. As citações revistas no FEMA 356, ACI 318 e Fardis et al. (2009) utilizam um valor muito mais reduzido da largura efetiva em análises de estruturas em intervalo não linear. Será utilizado neste trabalho o valor médio do obtido por cálculo usando a metodologia do EC-2.

$$b_{eff} = 0.5 \cdot b_{eff,EC2}$$

Outras simplificações à estrutura base de pórticos planos foram a eliminação de elementos em balanço, sendo estes substituídos por cargas equivalentes atribuídas nos pontos de conexão; eliminação de bancadas pré-fabricadas e atribuídas como cargas distribuídas por área tributária sobre a viga de apoio nos pórticos.

As simplificações geométricas realizadas são mostradas em figuras adjuntas.

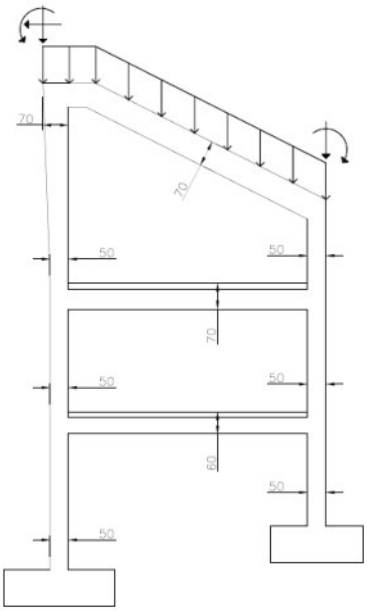


Fig. 13: Idealização de pórtico tipo.

2.2.5 Considerações sobre os materiais para efeito de modelação do edifício

O EC-8 indica que, para a análise e verificação de estruturas existentes, se devem utilizar os valores médios nas propriedades dos materiais das estruturas estudadas. No ponto 2.2.1.4 estão indicadas as propriedades características dos materiais utilizados no dimensionamento estrutural do edifício estudado. Apresentam-se na tabela seguinte os valores a utilizar na modelação do edifício.

Concrete	fck [MPa]	fcm [MPa]	εc1 [‰]	εcu1 [‰]	Ecm [Gpa]
C20/25	20	28	2	3.5	30
Steel-Rebar	fyk [MPa]	ft [MPa]	εyk [%]	εuk [%]	Es [Gpa]
A400	400	513	2.85	14.2	210

Quadro 2: Propriedades Mecânicas dos Materiais. Valores médios

Os valores associados ao betão C20/25 extraem-se diretamente do Quadro 3.1 do EC-2.

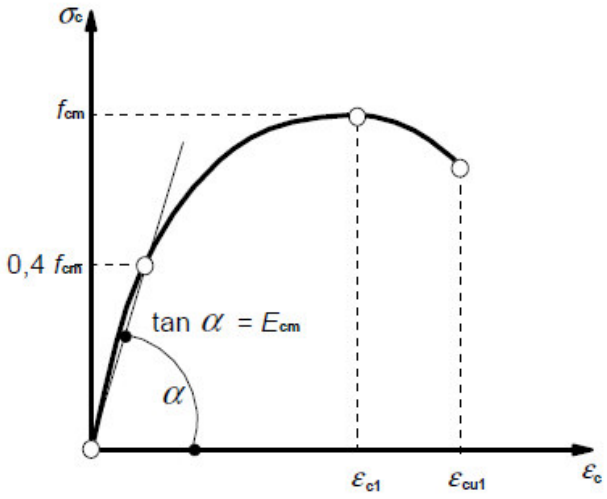


Fig. 14: Relações Tensão-Deformação do Betão em Análise Não Linear (EC2;2010)

Com relação aos valores estabelecidos para o aço de armadura do betão, consideraram-se os valores indicados na referência do Instituto Técnico Superior de Lisboa (Bento, 2012), que considera as formulações de Pipa (1993) para o cálculo das propriedades do aço A400. Estes valores foram tomados por contemplarem uma base teórica rastreável face à grande dispersão de dados extraídos da literatura estudada sobre o assunto.

$$f_t = 161 + 0.88 \cdot f_{yk}$$

$$\varepsilon_{uk} = 23.8 - 0.0244 \cdot f_y$$

$$\varepsilon_{yk} = 5.93 - 0.0077 \cdot f_y$$

O EC2 no quadro C1 fornece informações para estimar estes valores característicos no aço A400, o que permite corroborar como válidos os consignados na Tabela 2.

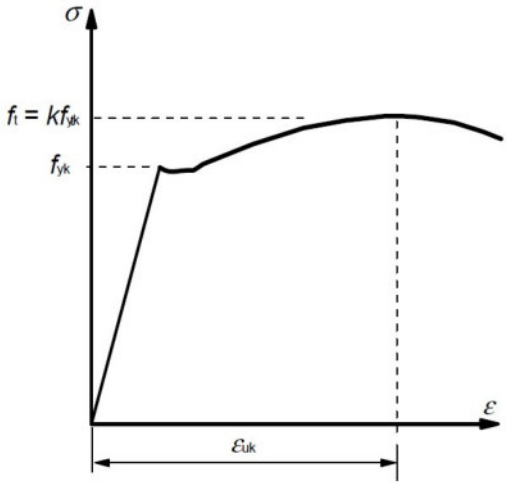


Fig. 15: Relação tensão-deformação do aço.

2.3 REGULARIDADE ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO EM ESTUDO SEGUNDO O EC-8

Para avaliar a vulnerabilidade sísmica de edifícios existentes de betão em Portugal, deve recorrer-se ao documento EC-8 Parte 3-2017 e/ou apoiar-se em metodologias simplificadas descritas pelo Laboratório Nacional (LNEC;2019).

Neste subcapítulo da dissertação, não se pretende fazer um resumo do EC-8-1 e da Parte 3, que foram amplamente analisados e estudados em teses anteriores da mesma Universidade do Porto; tem especial importância para o desenvolvimento do presente trabalho o escrito na tese de licenciatura da Senhora Doutora Ana Isabel Carvalho Fernandes (Carvalho; 2008), que estudou amplamente a normativa Europeia e o processo de verificação da estrutura tipo "Pórtico Icons", ou o estudado por Carlos Augusto Fernandes Bhatt da Universidade Técnica de Lisboa, que no seu trabalho final de mestrado realiza a análise de um edifício típico Português segundo o EC-8, comparativamente entre análises lineares e não lineares, e ainda (Bhatt; 2007), no seu trabalho final de doutoramento (Bhatt; 2012), avalia o comportamento de edifícios usando procedimentos não lineares estáticos tridimensionais. Portanto, realizar um estudo do estado da arte ou uma análise exaustiva do que estabelecem as normativas seria redundante, estabelecendo-se, assim, realizar a análise da normativa e a sua aplicabilidade de forma prática, avaliando passo a passo o normado em função das características do edifício em estudo, o que será explicado nos títulos seguintes.

2.3.1 CLASSIFICAÇÃO DO EDIFÍCIO SEGUNDO O EC-8-1

O EC-8-1 na cláusula 4.2.3.2 fornece os critérios que um edifício deve cumprir para ser catalogado como "Edifício Regular", ou seja, um edifício cujas características de rigidez e geometria são equitativas nas duas direções principais e ortogonais em planta.

O Edifício em estudo corresponde à categoria III em classe de importância e, vista a sua planta e alçado, é fácil distinguir a sua irregularidade; nos pontos que seguem, serão verificadas essas irregularidades, tanto em planta como em altura, para finalmente estabelecer qual será o método de análise que deverá ser empregado na sua verificação estrutural

2.3.1.1 REGULARIDADE EM PLANTA

Extraem-se dados do centro de massas e de rigidez da análise computacional utilizando o software ETABS V.21.2.0, os quais podem ser vistos na tabela anexa. Embora a análise estrutural tenha sido realizada através do software SAP2000, paralelamente foi efetuada uma modelação no ETABS, para comparar resultados.

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		ton	ton	m	m	ton	ton	m	m	m	m
Story3	D1	52.2542	52.2542	2.5449	12.5	52.2542	52.2542	2.5449	12.5	1.7422	13.015
Story2	D1	192.6627	192.6627	3.9231	12.5	244.9169	244.9169	3.6291	12.5	4.9139	17.3478
Story1	D1	209.0946	209.0946	3.4776	12.4826	454.0115	454.0115	3.5593	12.492	4.6556	17.4685

Quadro 3: Centro de Massa e Centro de Rigidez do Edifício em Estudo. (Elaborado pelo autor através do ETABS)

Criterio Evaluado	Requisito según EC8	¿Cumple? (✓ / ✗)	Observaciones
Forma del edificio en planta	Forma aproximadamente convexa o compacta	✓	Planta rectangular, λ=3.5 < 4 (limite). Pared Pa3 y Pa2, no continuas generan asimetria en la rigidez.
Discontinuidades o retranqueos importantes	No presenta grandes entrantes o salientes	✓	A nivel +538.45 existe un vano en la losa por ubicación de escalera helicoidal.
Distribución de masas	Masas distribuidas uniformemente	✗	Disminución abrupta de la masa del edificio a nivel +541.15.
Distribución de rigidez	Rigidez distribuida de manera uniforme en planta	✗	Distorción de rigidez a nivel +534.95 por presencia de pared en eje A y ejes 1 y 6.
Distancia entre el centro de rigidez y el centro de masa	< 30% de la dimensión del edificio en esa dirección	✓	En Dir.X la distancia no supera el 19%. En Dir.Y la distancia no supera el 20%

Quadro 4: Avaliação da Regularidade em Planta do Edifício em Estudo

2.3.1.2 REGULARIDADE EM ALTURA

Ao rever a tabela 5, resulta evidente que a estrutura não é regular em planta nem em altura, em função da distribuição de rigidez, como consequência dos muros não acoplados e da diminuição abrupta de massa em altura.

Criterio Evaluado	Requisito según EC8	¿Cumple? (✓ / ✗)	Observaciones
Altura de los pisos	Variación moderada entre niveles (no hay grandes diferencias)	✓	Altura uniforme de los pisos superiores. Diferencias a nivel del sello de fundacion.
Distribución de masas	Las masas no cambian significativamente entre	✗	Disminución significativa en la masa a nivel +541.15
Distribución de rigidez	Rigidez distribuida uniformemente a lo largo de	✗	La rigidez no es continua verticalmente debido a la discontinuidad de muros.
No existencia de pisos blandos	Piso más flexible no debe tener rigidez < 70% del superior o < 80% del promedio	✗	Posible piso blando por reducción de rigidez y efecto de pilar corto bajo nivel +534.95.
No existencia de pisos débiles	Piso no debe resistir menos del 65% de la resistencia del piso superior	✗	Efecto piso blando por discontinuidades en altura.
Cambios bruscos de sección o irregularidades estructurales (salientes, etc.)	Evitar discontinuidades estructurales verticales	✗	La rigidez no es continua verticalmente debido a la discontinuidad de muros. Efecto pilar corto bajo nivel +534.95

Quadro 5: Avaliação da regularidade em altura do edifício em estudo.

2.3.2 Tipo de Análise selecionado e sua descrição

O documento do LNEC (2019) tem como objetivo disponibilizar os procedimentos simplificados e expeditos que permitam avaliar a resistência sísmica de edifícios de betão existentes em Portugal sem recorrer a análises mais complexas, como seriam uma análise Time History ou uma análise Pushover. Para recorrer ao uso destes procedimentos, o edifício deverá cumprir com alguns requisitos identificados no diagrama de fluxo mostrado na figura 16.

O edifício em estudo classifica-se com Classe de Importância III (ver Quadro 6), os métodos simplificados I e II não podem ser aplicados. Isto descarta um dos objetivos iniciais deste trabalho de dissertação. Na proposta inicial, a empresa GEG Lda tratava de avaliar o edifício em estudo segundo os métodos simplificados do guia LNEC e comparar os resultados com o método de referência do NP EN EC-8-1. Temos então, apenas as metodologias III e IV para avaliar a vulnerabilidade sísmica do nosso edifício.

Além da classe de importância, os edifícios aptos a serem avaliados mediante os métodos simplificados do Guia LNEC, devem cumprir com as seguintes características:

- Número de pisos
- Regularidade estrutural
- Interação com edifícios adjacentes
- Condições geotécnicas locais

No que respeita ao número de pisos, os métodos simplificados I e II estão restringidos a edifícios com um número de pisos ≤ 4 e área de planta ≤ 400m², no nosso caso cumpre-se este requisito.

Quanto à regularidade estrutural, ficou estabelecido que não existe regularidade na rigidez do edifício estudado, tanto em altura como em planta. As metodologias simplificadas exigem que o edifício a

avaliar não possua irregularidades na sua rigidez, como "pilares curtos", que possam afetar o comportamento dinâmico da estrutura.

Para o nosso estudo, além da existência de paredes acopladas e descontínuas que influenciam a resposta dinâmica, pelo menos nos modos superiores, temos pelo menos um pilar propenso a comportar-se como "pilar curto" na interseção dos eixos A e 6. Nessa localização, a cota < +534.95, o comprimento do pilar de secção 20x50 é de 1.25m (Ver corte Y1), sendo o mínimo da estrutura, pelo que deverá ser estudado com maior detalhe.

Define-se como pilar curto todo o elemento estrutural que, em virtude da sua geometria ou da interação com os demais elementos estruturais e não estruturais, apresenta uma relação:

$$\frac{M}{V \cdot h} \leqslant 2.5$$

em que M e V são os esforços de flexão e corte atuantes nos extremos do pilar e h é a maior dimensão na secção transversal do elemento. (LNEC; 2019).

Para pilar 20x50 del PR2, se tiene:

$B := 20cm$

$h := 50cm$

ELU 6 = D+0.30L+E2x+0.30E2y

$M := -251.7273kN \cdot m$

$V := -225.195kN$

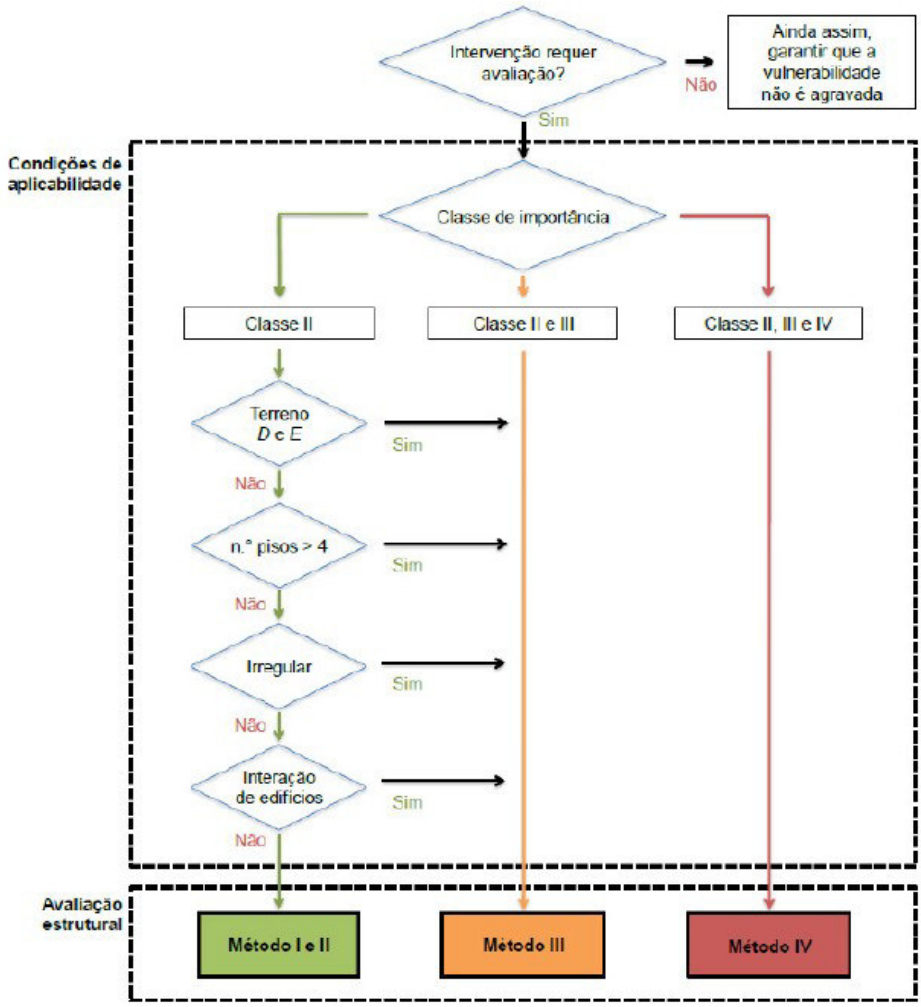
$$Ver_1 := \begin{cases} \text{"Pilar corto"} & \text{if } \left(\frac{M}{V \cdot h}\right) \le 2.5 \\ \text{"ok"} & \text{otherwise} \end{cases} \qquad >>> \qquad Ver_1 = \text{"Pilar corto"}$$

Aliás, nas tabelas 4 e 5 estabeleceram-se certos aspetos respeitantes à irregularidade do edifício, detalha-se agora o conceito de "esbeltez" definido no guia LNEC para representar a irregularidade em planta.

$L_x := 7m \qquad L_y := 25m \qquad L_{max} := \max(L_x, L_y) \qquad L_{min} := \min(L_x, L_y)$

$\lambda := \frac{L_{max}}{L_{min}}$ ..... *Esbeltez en planta* $\qquad \lambda = 3.571$

$$VER_1 := \begin{cases} \text{"Ok"} & \text{if } \lambda \le 4 \\ \text{"Edificio_Esbelto"} & \text{otherwise} \end{cases} \qquad = \text{"Ok"}$$



Quadro 6: Diagrama de fluxo "Procedimento proposto para a avaliação de edifícios existentes" (LNEC,2019)

No que respeita à interação com edifícios adjacentes, o edifício em estudo é a parte central das bancadas do estádio municipal de Mangualde, e encontra-se separado de outros dois volumes de bancada mediante junta de dilatação, cujas medidas não se encontram registadas no projeto original e não se teve acesso ao trabalho de campo associado a um levantamento estrutural que permitisse estimar esse valor.

Consequentemente, não se tem certeza da distância entre edifícios. Como resultado da análise, informar-se-ão os deslocamentos totais da estrutura em DirX e DirY, que poderão ser comparados com um valor de referência de 50mm, adequado para edifícios entre 3 a 5 pisos.

Por fim, os métodos simplificados de avaliação estrutural são próprios para edifícios implantados em solos tipo A, B ou C. O nosso edifício cumpriria este último critério ao fundar-se num solo de base rochosa, tipo A.

Cabe mencionar que, até à data de realização do presente documento, não se conta com informação de um estudo de mecânica de solos que permita estimar as propriedades do terreno de fundação ou a interação solo-estrutura; a informação respeitante ao tipo de solo extrai-se do projeto antecedente

(ENARCO; 1989). Estes aspetos serão tratados no capítulo 3, onde se realiza o modelo estrutural a analisar no software SAP2000.

Descartados os métodos simplificados de análise, resta referir-nos aos métodos III e IV.

Os métodos III e IV descritos no Guia LNEC, "Guia para a avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios", são enfoques analíticos que se utilizam para avaliar a capacidade de resistência à ação sísmica de edifícios existentes e têm certa relação com o exposto no EC-8 Parte 3, mas não são exatamente o mesmo.

O Método III do LNEC, ou Método de Referência estipulado na EN-8 Parte 1, corresponde a uma Análise Estática Não Linear do tipo Pushover, na qual se aplicam cargas laterais incrementais à estrutura até levá-la ao colapso. Com isto obtém-se uma "Curva de Capacidade" (corte basal vs. deformação do nó de controlo, ubicado no último piso do edifício) que se compara com a solicitação sísmica. Este método considera dois mecanismos de falha, "dúctil" e "frágil", o primeiro adequado para mecanismos de falha de elementos submetidos principalmente à flexão e o segundo asignado a elementos cuja falha se deve principalmente a mecanismos de esforço cortante. A diferença com o EC-8 Parte 3 é que o Eurocódigo é mais detalhado na forma de avaliação ou cálculo do modo de falha, por exemplo no cálculo da rotação plástica para os elementos estruturais (θp). No Anexo A da normativa Europeia, definem-se valores limite de rotação plástica dependendo da classe de ductilidade (DCM: ductilidade média; DCH: ductilidade alta), tipo de elemento (viga, pilar, etc.), nível de carga axial em pilares e pormenorização dos elementos. No que respeita a critérios de falha frágil, o Eurocódigo estabelece limites de distorção angular de 5‰, entre outros.

Se falamos do Método IV do LNEC, método avançado de análise probabilística, esta análise equivale à realização de uma análise dinâmica não linear da estrutura, por exemplo: Análise Time-History. Este tipo de análise requer a utilização de, pelo menos, 3 acelerogramas reais do local de implantação da obra ou, em alternativa, pelo menos 3 acelerogramas artificiais equivalentes. Este procedimento de análise é mais completo e permite captar de melhor forma o comportamento pós-escoamento da estrutura.

Como referência técnica, é possível encontrar informação detalhada de ambos os procedimentos de análise nas teses de licenciatura da Senhora Doutora Ana Isabel Carvalho Fernandes (2008), que realiza uma completa explicação do método Pushover e a sua aplicação em pórticos planos de betão, assim como na tese de doutoramento de Carlos Augusto de Almeida e Fernandes Bhatt (2012), onde expõe o procedimento de modelação e análise pushover 3D para edifícios existentes.

Para o desenvolvimento deste trabalho, com o método III, utilizaram-se 3 acelerogramas artificiais recorrendo a um código Matlab (Ferreira et al., 2020).

Em razão do diagrama exposto na Fig.6, temos a faculdade de optar por um destes 2 métodos (III e IV). Qual selecionar?... Vamos responder a esta interrogação realizando uma breve explicação.

Tanto o EC-8 como o guia LNEC fornecem orientações para selecionar entre um ou outro procedimento de análise. Os critérios do Eurocódigo atribuem o uso de uma análise Pushover a edificações regulares tanto em planta como em altura, edifícios cujo comportamento dinâmico é regido principalmente pelo modo fundamental de vibração sem efeitos torsionais significativos. Em contrapartida, incentiva o uso de análises mais complexas, como a análise Time-History, para edifícios

irregulares, ou onde a não linearidade é crítica, como em análises de colapso estrutural progressivo e para estruturas de elevada importância social e histórica.

O guia LNEC é semelhante, atribuindo o uso da análise Pushover a edifícios convencionais portugueses, de estruturação regular em betão e alvenaria, deixando o Método IV, para análises mais detalhadas e para edifícios de valor patrimonial.

Criterio	Pushover (EC8 / LNEC)	Time History (EC8 / LNEC)
Tipo de estructura	Regular, baja altura	Irregular, alta altura o compleja
Dominancia de modos	1er modo dominante	Múltiples modos relevantes
Recursos computacionales	Bajo requerimiento	Alto requerimiento
Precisión en no linealidad	Aproximado (basado en desplazamiento)	Exacto (considera histéresis y degradación)
Normativa de referencia	EC8-1 (3.2.3.2), EC8-3 (4.3), LNEC III	EC8-1 (3.2.3.1), EC8-3 (4.4), LNEC IV

Quadro 5: Resumo de Referências - Métodos III e IV do EC8 e LNEC

A análise Pushover do Método III é adequada para estruturas com predomínio do primeiro modo, e esta característica permite verificar o deslocamento do nó de controlo ("Deslocamento Alvo") ao nível do telhado ou último piso através da aplicação constante de cargas laterais até à rotura. Isto é muito útil se os restantes modos de vibração da estrutura tiverem pouca relevância no seu comportamento dinâmico.

No entanto, este método desconsidera a contribuição modal dos modos superiores, sendo portanto pouco representativo da solicitação sísmica para estruturas com certas irregularidades; o método torna-se inexato, pois não se pode simplificar o comportamento da estrutura a um único modo de vibração.

Isto não descarta a sua utilização, já que é possível colmatar esta deficiência, de certo modo, com a utilização do método N2 do Anexo B do Eurocódigo 8, que permite transformar um sistema de múltiplos graus de liberdade num sistema de um único grau de liberdade. Mas, novamente, o método N2 permite-nos obter informação do comportamento da estrutura em função da sua curva de capacidade unidimensional. Se a estrutura tiver acoplamentos modais significativos, o método N2 torna-se pouco fiável (Fajfar P.; 2000).

De acordo com o Eurocódigo 8 – Parte 1 (EN 1998-1:2010), a análise estática não linear pode ser empregue no âmbito do Método N2, descrito no Anexo B, desde que a estrutura seja essencialmente regular e o seu comportamento sísmico possa ser adequadamente aproximado por um sistema de um único grau de liberdade (SDOF). Esta condição implica que a resposta estrutural seja dominada pelo primeiro modo de vibração, uma vez que apenas nesse caso é válida a representação através de um sistema SDOF. Consequentemente, estruturas com irregularidades significativas ou com participação relevante de modos superiores ficam fora do âmbito de aplicação recomendado pelo método.

Dada a configuração do nosso edifício, é provável que exista uma contribuição importante dos modos superiores ou, pelo menos, um modo rotacional; é por isso que consideraremos adequada a utilização do Método IV - Time History para a avaliação estrutural, mas usaremos a análise Pushover como uma pré-avaliação, após a análise modal espectral, que nos permitirá identificar as possíveis fragilidades da estrutura que poderão ser revistas com a análise dinâmica não linear.

3
ANÁLISE E MODELAÇÃO

3.1 INTRODUÇÃO

O edifício será essencialmente estudado utilizando modelação tridimensional com o software SAP2000 v25. No entanto, e a solicitação da empresa patrocinadora, será realizado um modelado equivalente usando ETABS v21, o que será útil tanto para a verificação dos resultados do modelo como para obter resultados gráficos dos quais este último dispõe e o SAP2000 não. Será oportuno questionar se bastaria usar apenas o ETABS no estudo? Sim; mas também é possível afirmar, como utilizadores dos softwares de análise estrutural mencionados, que a fortaleza do SAP2000 face ao ETABS na definição das propriedades das secções, utilizando o recurso "Section Designer", é muito superior. Esta etapa de modelação será oportuna e detalhadamente explicada no presente capítulo.

Inicialmente será efetuada uma análise linear modal espectral do modelo estudado, análise prévia requerida para a realização de uma análise Pushover, obtendo-se assim as características dinâmicas da estrutura. Posteriormente a isto, será realizada uma análise estática não linear, Pushover, para estimar o comportamento não linear da estrutura no pórtico mais solicitado e estrutura primária do edifício, de modo a obter uma aproximação ao comportamento da estrutura na sua resposta não linear. Finalmente, realiza-se a análise dinâmica não linear Time-History e obtém-se a resposta final da estrutura sob ação sísmica.

3.2. DESCRIÇÃO DO MODELO DO EDIFÍCIO

3.2.1. ELEMENTOS FINITOS DISCRETOS

Utilizando o SAP2000, iniciamos a modelação com o elemento estrutural primário, pórtico plano ou 2D (Fig.13). A matriz de rigidez de um elemento elástico linear, "frame", do pórtico é função das suas quatro grandezas: Módulo elástico (E), área da sua secção transversal (A), momento de inércia da sua secção transversal (I) e comprimento (L). Em geral, a rigidez estrutural é função do material e da rigidez da secção transversal dos seus elementos (Fig.17). Este modelo inicial será a base do modelo tridimensional adotado tanto em análises lineares como não lineares e será utilizado na análise Pushover.

No nosso modelo, tanto vigas como pilares foram modelados como elemento "frame", lajes e paredes de betão através de elementos do tipo "shell - Thin", sapatas de fundação modeladas com uma restrição de encastramento ao nó correspondente "Assign - Joint - Restraints - Translation: 1, 2 and 3" (Fig.18).

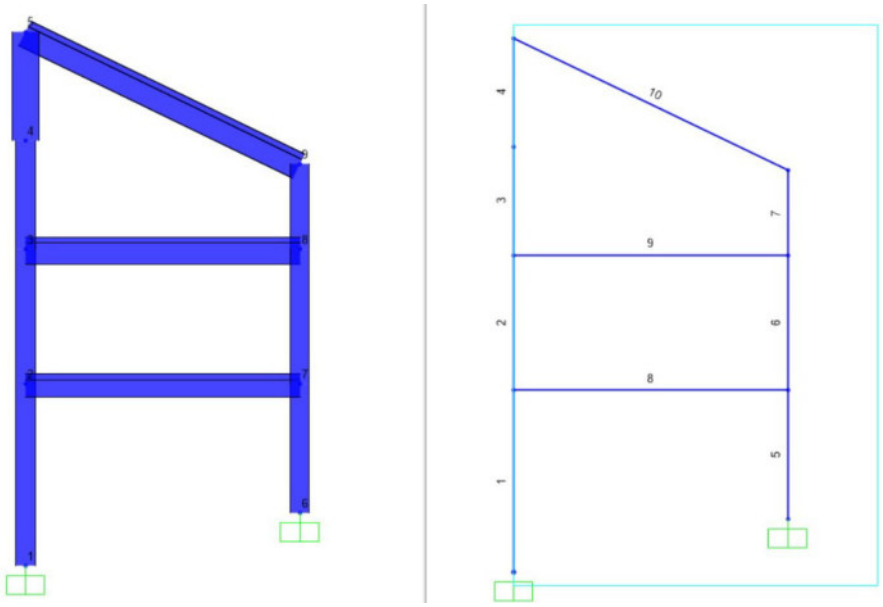


Fig. 16: Modelo base 2D . Pórtico tipo

Os elementos "frame 3" e "frame 4" do modelo 2D correspondem ao pilar de secção variável (P.Var 30x50~30x70) disposto entre as cotas +538.45 a +543.90. Este foi modelado em dois tramos de igual comprimento; o primeiro elemento, frame 3, considera uma secção inicial retangular de 30x50cm e finaliza com o frame 4 de secção 30x70cm. Embora no SAP2000 seja possível modelar elementos lineais de secção variável através da criação de uma secção não prismática ("Define – Section properties – Frame properties – Add frame new section property – Nonprismatic"), ao executar a análise Pushover, o programa apresentava demasiados passos nulos ("steps null"). Ao configurar o pilar "P.Var" em dois tramos, elimina-se essa dificuldade e a análise converge.

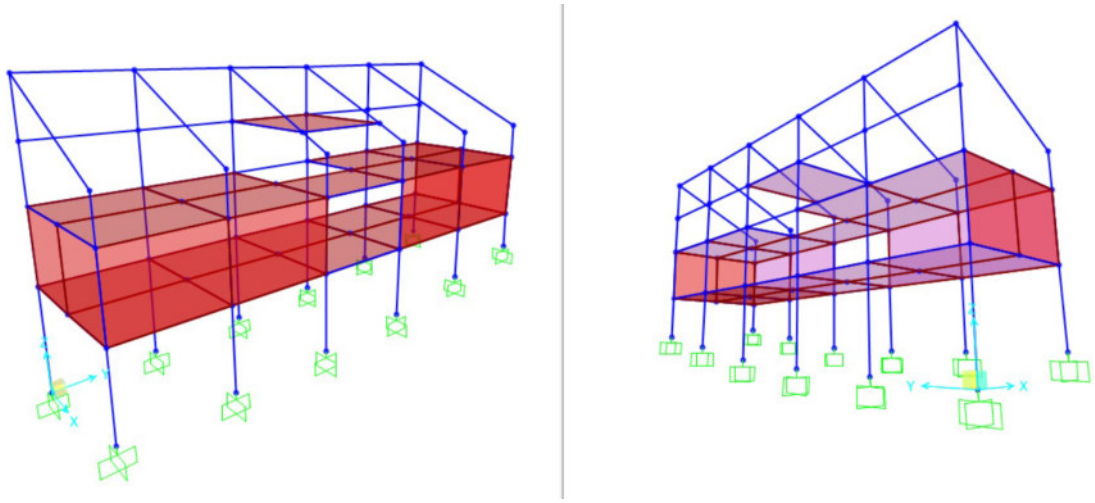


Fig. 17: Modelo 3D SAP2000

Aos nós dos elementos de área (Shell) que modelam as lajes do edifício, foi atribuída a característica de diafragma rígido ("*Assign – joint – constraints - DIAPH1*") previamente definido na direção global Z. As características atribuídas a todos os elementos Shell para a sua modelação em regime não linear serão comentadas no capítulo correspondente.

3.2.2 MATERIAIS

Com o objetivo de executar as análises lineares (Modal Espectral), utilizam-se os valores médios das propriedades dos materiais indicados na Tabela 2 do Capítulo 2. Para análises não lineares, o EC8 propõe uma redução de 50% para as rigidezes de flexão (EI) para assim quantificar a fendilhação do betão (EC-8-1, item 4.3.1.(7)).

A seleção do modelo representativo das relações constitutivas para a análise não linear dos materiais aço e betão foi limitada aos modelos disponíveis no software utilizado. O SAP2000 dispõe do modelo de Mander et al. (1988), o qual foi selecionado para o caso de estudo.

Fig. 18: Comportamento cíclico do betão. Modelo de Mander.

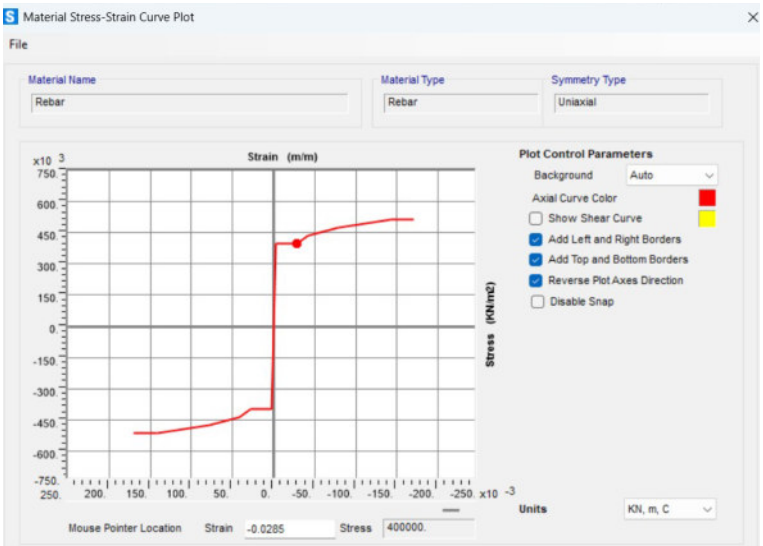


Fig. 19: Relação tensão-deformação do aço A400 (SAP2000)

3.2.3 CARGAS E COMBINAÇÕES

As cargas aplicadas ao modelo são quantificadas e aplicadas ao modelo. Distinguem-se os seguintes valores:

- CM: cargas muertas

  _O peso próprio do modelo é calculado automaticamente pelo SAP2000.

- RCP: Restantes cargas permanentes

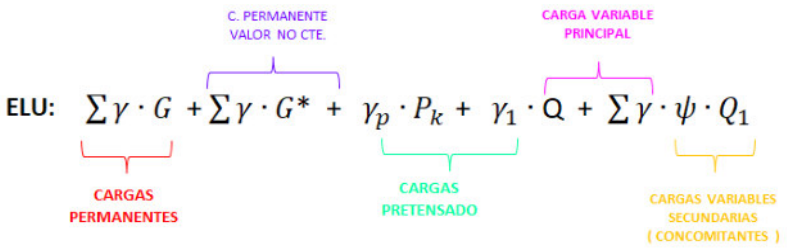
  _Peso propio pavimentos int. e=5cm »»» 0.70 [kN/m²]

  _Peso propio paredes (tijolo) e=19cm »»» 7.2 [kN/m²]

  _Peso propio graderia prefabricada »»» 4.7125 [kN/m]

- SC: Sobrecargas »»» 5 [kN/m²]

As combinações de carga seguem a estrutura definida pelo EC8-3, item 4.2 (4).-



COMBO	Obs.	CM	SC	E1x	E1y	E2x	E2y
ELU 1	*No sismo*	1.35	1.5	0	0	0	0
ELU 2	*E1x*	1	0.3	1	0.3	0	0
ELU 3	*E1x_negativo*	1	0.3	-1	0.3	0	0
ELU 4	*E1y*	1	0.3	0.3	1	0	0
ELU 5	*E1y_negativo*	1	0.3	0.3	-1	0	0
ELU 6	*E2x*	1	0.3	0	0	1	0.3
ELU 7	*E2x_negativo*	1	0.3	0	0	-1	0.3
ELU 8	*E2y*	1	0.3	0	0	0.3	1
ELU 9	*E2y_negativo*	1	0.3	0	0	0.3	-1
ELS 1	*Catacterística*	1	1	0	0	0	0
ELS 2	*Frecuente*	1	0.7	0	0	0	0
ELS 3	*Quasi-permanente*	1	0.3	0	0	0	0

Quadro 6: Combinações de carga

3.2.4 AÇÃO SÍSMICA

Apresentam-se aqui os espectros elásticos (q = 1.0) para a zona correspondente a Mangualde e tipo de solo A, que serão utilizados como base da ação sísmica.

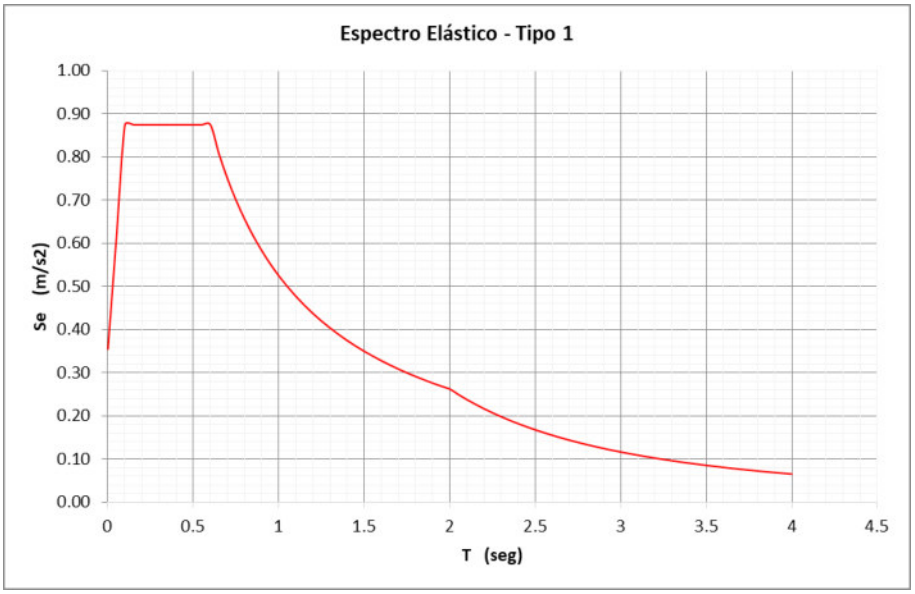
Mangualde	ZONA SISMICA	agR	ag = γi ·agR	
Sismo tipo 1	1.6	0.35	0.35	[m/s^2]
Sismo tipo 2	2.4	1.1	1.1	[m/s^2]

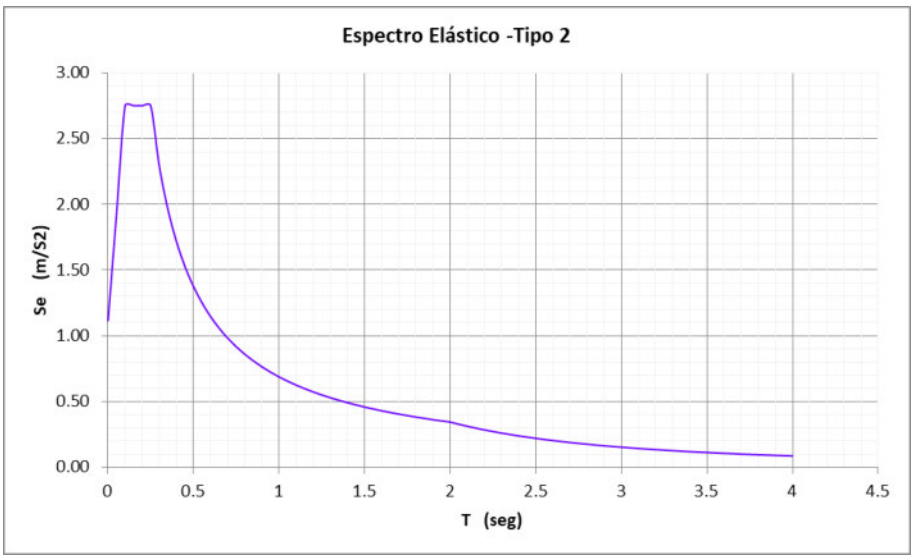
Quadro 7: Aceleração máxima de referência para a zona de Mangualde - Aveiro - Portugal

Suelo tipo:	A
η =	1
Clase de importancia	III

Coef. de importancia	γ_i
Sismo tipo 1	1
Sismo tipo 2	1

Sismo tipo 1		
T_B	0.1	seg
T_C	0.6	seg
T_D	2.0	seg
Smáx	1.0	
S	1.0	
Sismo tipo 2		
T_B	0.1	seg
T_C	0.25	seg
T_D	2.0	seg
Smáx	1.0	
S	1.0	





No que respeita à ação sísmica como resultado de registros ou acelerogramas artificiais a serem utilizados em análises não lineares, estes serão explicados e estudados no subcapítulo respetivo à análise Time-History.

3.3 ANÁLISE MODAL ESPECTRAL

Apresenta-se nesta secção as características dinâmicas do edifício em estudo e os resultados da sua resposta estrutural face às ações gravíticas e sísmicas, considerando que a estrutura apresenta um comportamento linear (regime elástico linear) sem redução de rigidez.

3.3.1 CARACTERÍSTICAS DINÂMICAS DO EDIFÍCIO EM ESTUDO

Os primeiros três modos de vibração apresentam-se nas figuras seguintes.

Modo	Periodo	Frecuencia	Modal Participating Mass Ratios [%]		
Text	Sec	[Hz]	UX [%]	UY [%]	RZ [%]
1	0.5756	1.7373	1.6%	94.2%	2.4%

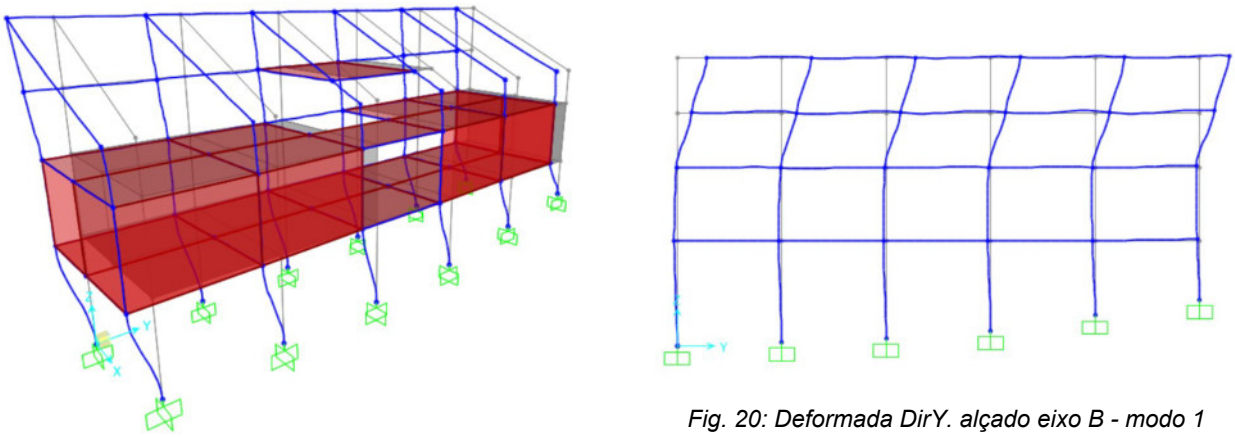


Fig. 20: Deformada DirY. alçado eixo B - modo 1

Modo	Periodo	Frecuencia	Modal Participating Mass Ratios [%]		
Text	Sec	[Hz]	UX [%]	UY [%]	RZ [%]
2	0.4431	2.2566	67.4%	3.6%	28.0%

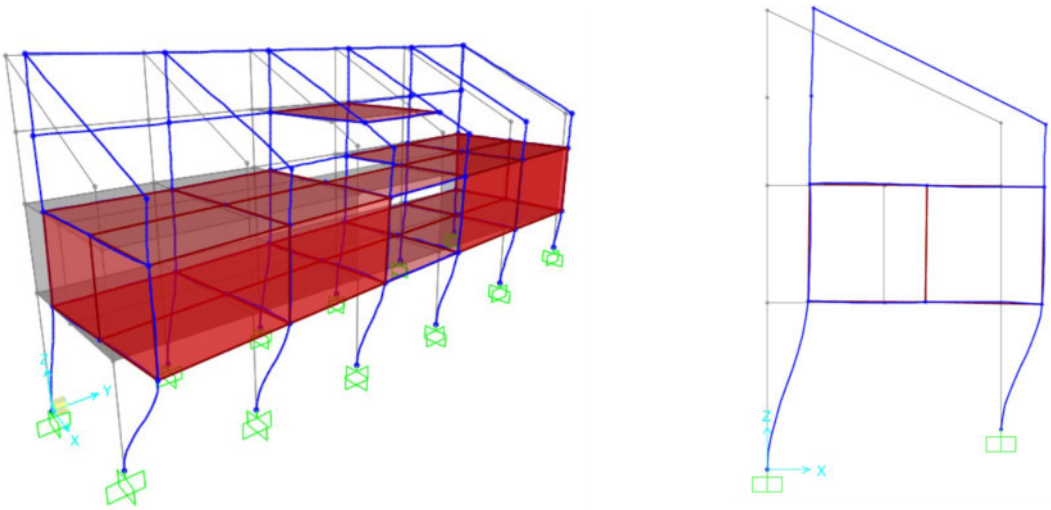


Fig. 21: Deformada DirX. alçado eixo 1 - modo 2

Modo	Periodo	Frecuencia	Modal Participating Mass Ratios [%]		
Text	Sec	[Hz]	UX [%]	UY [%]	RZ [%]
3	0.2691	3.7159	23.7%	1.3%	54.6%

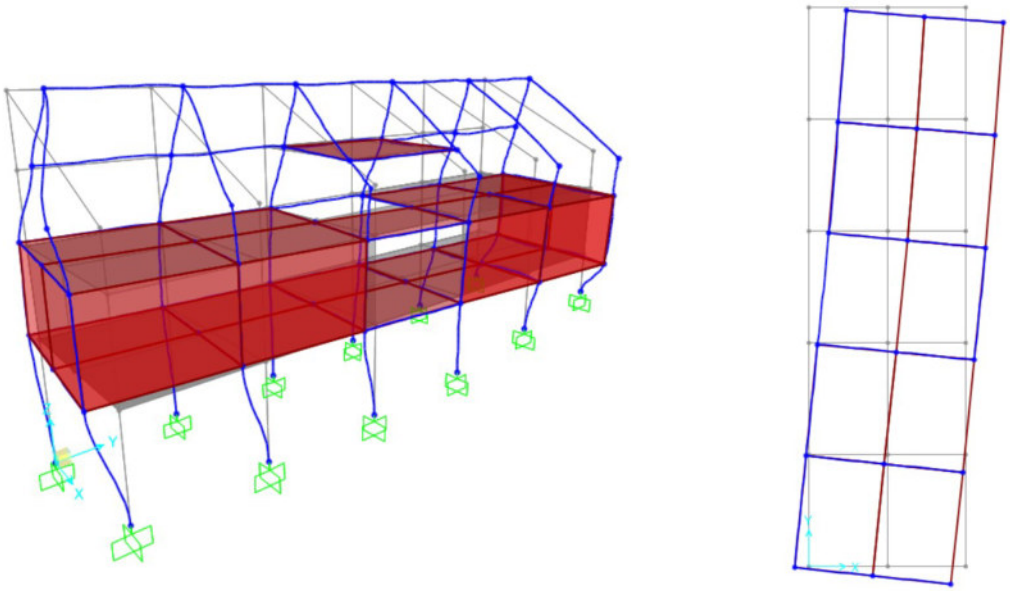


Fig. 22: Deformada RotZ. Planta +534.95m

Depreende-se da informação anterior que o modo fundamental (modo 1) responde na direção longitudinal do edifício, DirY, onde mais de 90% da massa participa na resposta de excitação modal. No SAP2000, definiu-se a massa modal participante como: "*mass source = 100% CM +25% SC*". Para este modo de vibração, existe um nível baixo de participação modal em rotação, mas sim, existe.

Em seguida, o segundo modo de vibração da estrutura corresponde à direção transversal DirX, com mais de 60% de participação modal efetiva. Já se verifica maior participação da massa rotacional neste modo de vibração, cerca de 28%, e pouco mais de 30% se considerarmos a soma nos dois primeiros modos de vibração.

O terceiro modo de vibração é rotacional, RotZ, evidenciando maiores deslocamentos nos pórticos extremos PR2 da estrutura, nos eixos 1 e 6.

Nas tabelas seguintes (Tabela 8 e 9) comparam-se as respostas modais da estrutura para poder estabelecer se os modos de vibração são independentes de acordo com o item 4.3.3.3.1 do EC8-1. Mostram-se também os modos superiores da estrutura, considerando numa primeira análise a rigidez inicial dos elementos estruturais. A tabela 10 mostra os períodos de vibração e respostas modais para uma rigidez reduzida a 50%.

Modal Participating Mass Ratios													
StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	**0.57560**	0.0156	0.9416	0.0000	0.0156	0.9416	0.0000	0.0036	0.0001	0.0239	0.0036	0.0001	0.0239
2	**0.44315**	0.6740	0.0358	0.0001	0.6895	0.9773	0.0001	0.0000	0.0064	0.2799	0.0036	0.0065	0.3038
3	**0.26911**	0.2370	0.0125	0.0001	0.9265	0.9899	0.0002	0.0182	0.0094	0.5456	0.0218	0.0159	0.8494
4	0.24082	0.0482	0.0092	0.0000	0.9747	0.9991	0.0003	0.0682	0.0030	0.1309	0.0900	0.0188	0.9802
5	0.17406	0.0002	0.0000	0.0000	0.9748	0.9991	0.0003	0.0000	0.0001	0.0001	0.0900	0.0190	0.9803
6	0.17192	0.0000	0.0002	0.0000	0.9748	0.9992	0.0003	0.0015	0.0000	0.0000	0.0914	0.0190	0.9803
7	0.16050	0.0006	0.0003	0.0000	0.9754	0.9995	0.0003	0.0018	0.0005	0.0044	0.0932	0.0195	0.9847
8	0.13584	0.0023	0.0000	0.0007	0.9777	0.9995	0.0010	0.0000	0.0100	0.0008	0.0932	0.0295	0.9855
9	0.12937	0.0049	0.0000	0.0028	0.9826	0.9995	0.0038	0.0007	0.0351	0.0012	0.0939	0.0646	0.9867
10	0.12885	0.0006	0.0004	0.0002	0.9832	0.9999	0.0040	0.0059	0.0035	0.0006	0.0998	0.0681	0.9872
11	0.12161	0.0024	0.0000	0.0041	0.9856	0.9999	0.0081	0.0027	0.1140	0.0001	0.1025	0.1821	0.9873
12	0.11928	0.0062	0.0000	0.0032	0.9918	0.9999	0.0113	0.0020	0.0798	0.0054	0.1045	0.2619	0.9928

Quadro 8: Períodos da estrutura. (100% EI)

Modo	Ti	Tj	Verificación	
Unitless	Sec	Sec	0.9·Ti	Tj ≤ 0.9·Ti
1	0.57560	0.44315	0.51804	modo independiente
2	0.44315	0.26911	0.39883	modo independiente
3	0.26911	0.24082	0.24220	modo independiente
4	0.24082	0.17406	0.21674	modo independiente
5	0.17406	0.17192	0.15665	modo acoplado
6	0.17192	0.16050	0.15473	modo acoplado
7	0.16050	0.13584	0.14445	modo independiente
8	0.13584	0.12937	0.12226	modo acoplado
9	0.12937	0.12885	0.11643	modo acoplado
10	0.12885	0.12161	0.11597	modo acoplado
11	0.12161	0.11928	0.10945	modo acoplado
12	0.11928	0.00000	0.10735	modo independiente

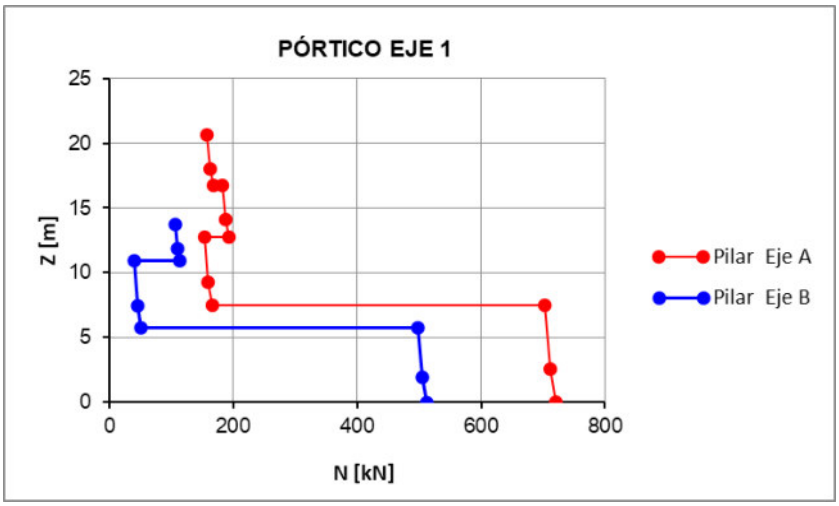
Quadro 9: Verificação da independência dos modos de vibração segundo o EC8-1 / 4.3.3.3.2 (1)

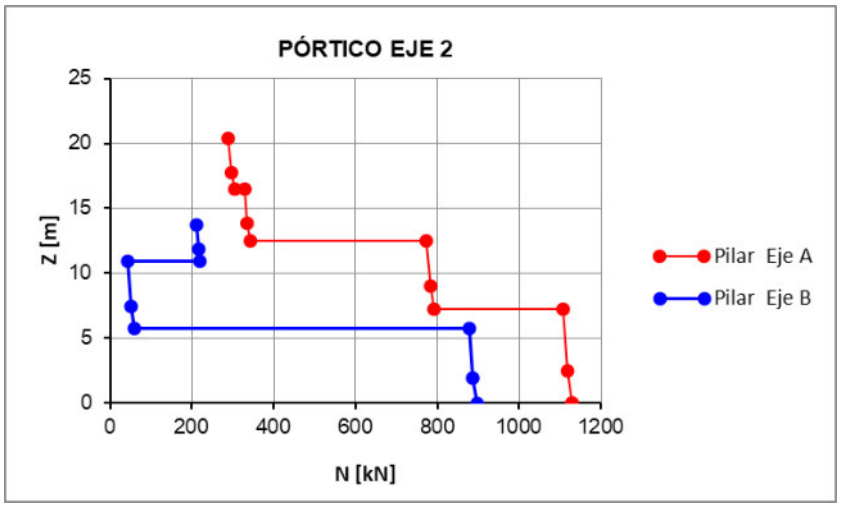
TABLE: Modal Participating Mass Ratios													
StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	**0.81403**	0.0156	0.9416	0.0000	0.0156	0.9416	0.0000	0.0036	0.0001	0.0239	0.0036	0.0001	0.0239
2	**0.62670**	0.6740	0.0358	0.0001	0.6895	0.9773	0.0001	0.0000	0.0064	0.2799	0.0036	0.0065	0.3038
3	**0.38058**	0.2370	0.0125	0.0001	0.9265	0.9899	0.0002	0.0182	0.0094	0.5456	0.0218	0.0159	0.8494
4	0.34057	0.0482	0.0092	0.0000	0.9747	0.9991	0.0003	0.0682	0.0030	0.1309	0.0900	0.0188	0.9802
5	0.24615	0.0002	0.0000	0.0000	0.9748	0.9991	0.0003	0.0000	0.0001	0.0001	0.0900	0.0190	0.9803
6	0.24313	0.0000	0.0002	0.0000	0.9748	0.9992	0.0003	0.0015	0.0000	0.0000	0.0914	0.0190	0.9803
7	0.22698	0.0006	0.0003	0.0000	0.9754	0.9995	0.0003	0.0018	0.0005	0.0044	0.0932	0.0195	0.9847
8	0.19211	0.0023	0.0000	0.0007	0.9777	0.9995	0.0010	0.0000	0.0100	0.0008	0.0932	0.0295	0.9855
9	0.18296	0.0049	0.0000	0.0028	0.9826	0.9995	0.0038	0.0007	0.0351	0.0012	0.0939	0.0646	0.9867
10	0.18223	0.0006	0.0004	0.0002	0.9832	0.9999	0.0040	0.0059	0.0035	0.0006	0.0998	0.0681	0.9872
11	0.17199	0.0024	0.0000	0.0041	0.9856	0.9999	0.0081	0.0027	0.1140	0.0001	0.1025	0.1821	0.9873
12	0.16868	0.0062	0.0000	0.0032	0.9918	0.9999	0.0113	0.0020	0.0798	0.0054	0.1045	0.2619	0.9928

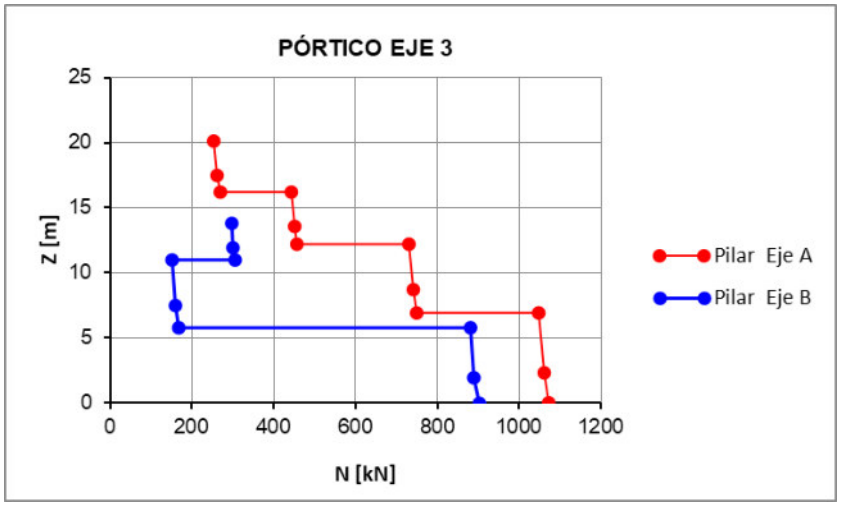
Quadro 10: Períodos da estrutura. (50% EI)

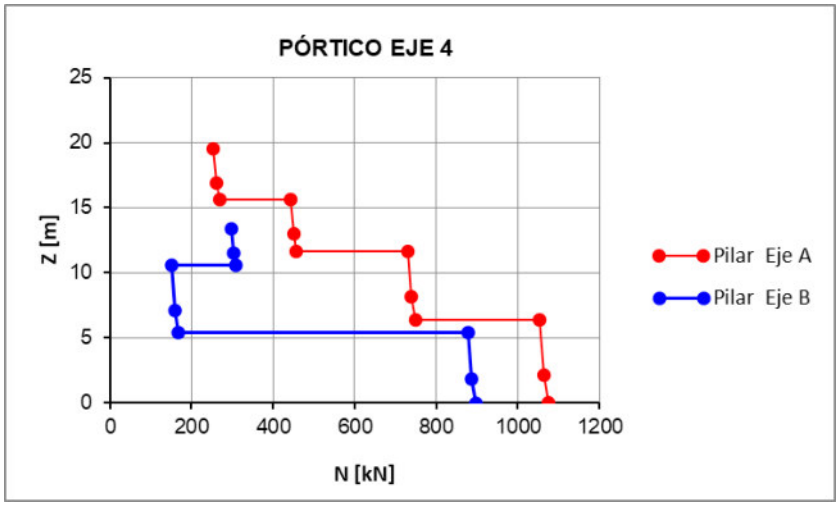
3.3.2 Resposta do edifício em estudo face às cargas gravíticas

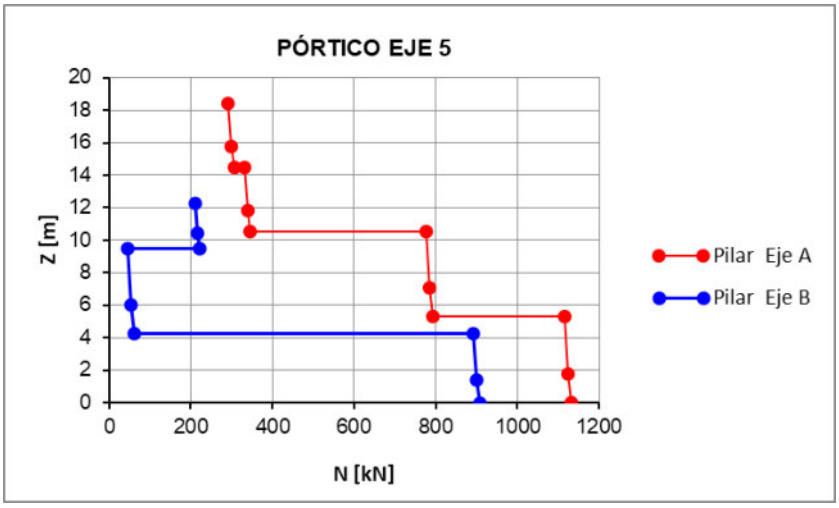
Os gráficos seguintes mostram a distribuição do esforço axial nos dois pilares de cada pórtico.

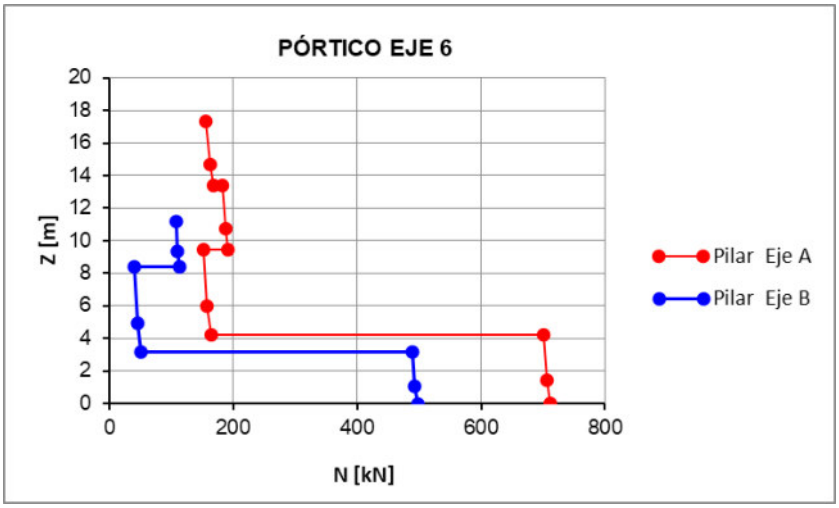







PÓRTICO EJE 4
Z [m]
N [kN]
Pilar Eje A
Pilar Eje B


PÓRTICO EJE 5
Z [m]
N [kN]
Pilar Eje A
Pilar Eje B


PÓRTICO EJE 6
Z [m]
N [kN]
Pilar Eje A
Pilar Eje B

3.3.3 Resposta do edifício em estudo face às ações sísmicas

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	Step Type	Vx	Vy
			kN	kN
E1x	LinRespSpec	Max	520.1876	234.8726
E1y	LinRespSpec	Max	194.896	679.332
E2x	LinRespSpec	Max	1086.8226	332.8785
E2y	LinRespSpec	Max	390.7288	846.2047

Quadro 11: Corte basal

Verifica-se que o sismo tipo 2 é o sismo condicionante por atingir um maior nível de corte basal nas direções DirX (1086.8226 kN) e DirY (846.2047 kN).

Distribución de corte basal para sismo tipo 2 - E2x				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		kN	kN
Story4	13.75	Top	111.6225	107.3625
		Bottom	14.9642	102.1864
Story3	11.125	Top	219.4424	200.8079
		Bottom	349.9736	206.3619
Story2	8.5	Top	715.4148	209.8917
		Bottom	715.4148	209.8917
Story1	5	Top	1086.8226	332.8785
		Bottom	73.6596	3.4231
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

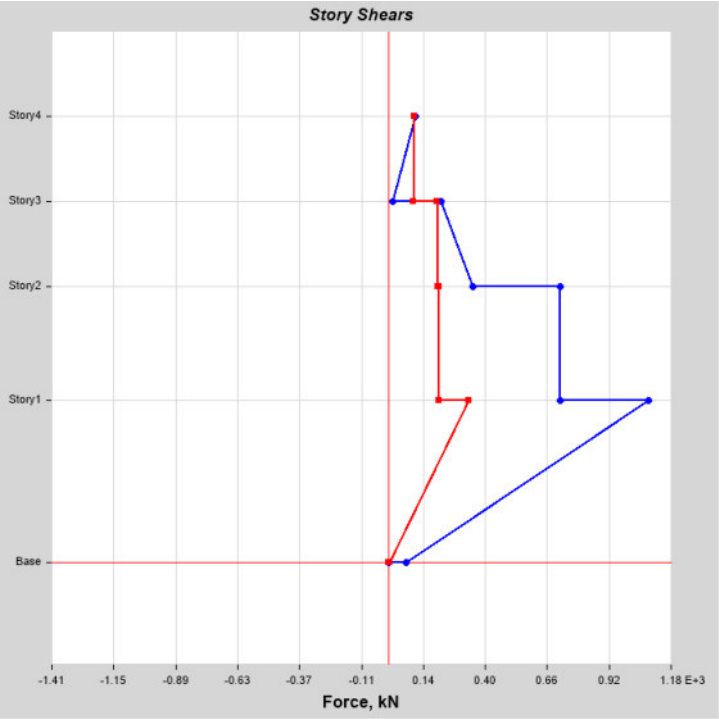


Fig. 23: Gráfico de distribuição de corte basal em altura E2x (sismo tipo 2). DirX a azul e DirY a vermelho (ETABS).

Distribución de corte basal para sismo tipo 2 - E2y				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		kN	kN
Story4	13.75	Top	39.871	113.3268
		Bottom	5.2506	114.0616
Story3	11.125	Top	78.2641	283.5734
		Bottom	124.9735	306.8988
Story2	8.5	Top	256.6958	558.9958
		Bottom	256.6958	558.9958
Story1	5	Top	390.7288	846.2047
		Bottom	30.9003	10.4399
Base	0	Top	0	0
		Bottom	0	0

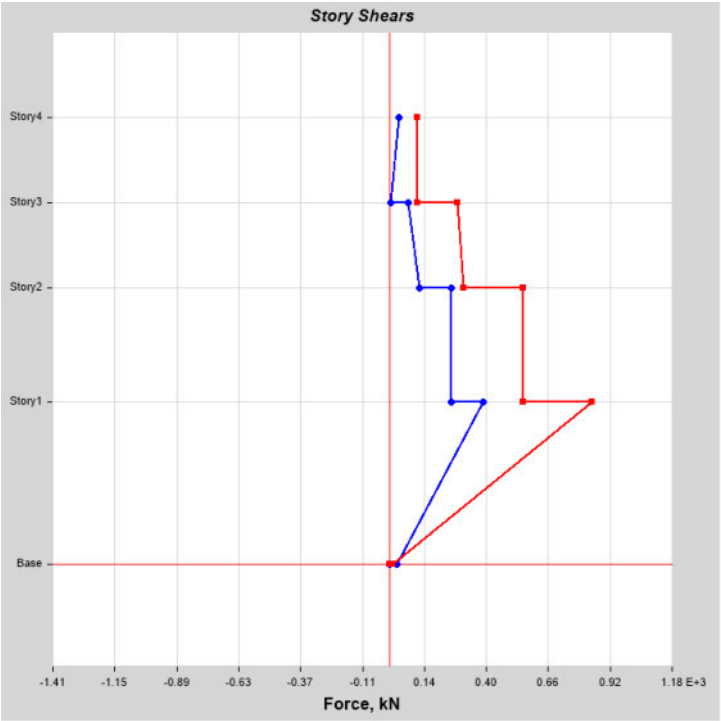


Fig. 24: Gráfico de distribuição de corte basal em altura E2y. DirX a azul e DirY a vermelho (ETABS).

Verifica-se que o esforço de corte basal no edifício para o sismo tipo 2 na direção X, E2x, é significativamente superior ao da direção Y, E2y. Podemos estabelecer que o sistema de pórticos resistentes dispostos na sua direção principal X corresponde ao sistema primário do edifício? Sim, mas não podemos omitir o sistema de muros acoplados na direção Y, dado que a rigidez destes elementos estruturais é superior aos 15% estabelecidos pelo EC8-1 (item 4.2.2 (4)). O corte basal na DirX é superior ao da DirY em 28.4%, demonstrando a rigidez associada nessa direção (assume mais carga), mas o modo fundamental, de maior participação modal, é na direção Y (94%). No entanto, no segundo e terceiro modos de vibração, existe uma percentagem não negligenciável de participação modal rotacional do edifício, fazendo com que a estrutura fique submetida a um maior esforço de corte na direção X.

O deslocamento máximo do edifício, nas direções X e Y, mostra-se na tabela anexa.

TABLE: Joint Displacements - Absolute									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
7	E1x	LinRespSpec	Max	0.005941	0.00187	0.000202	0.000216	0.000147	0.000295
7	E1y	LinRespSpec	Max	0.002623	0.006816	0.000175	0.000592	0.000053	0.000209
7	E2x	LinRespSpec	Max	0.012031	0.00392	0.000407	0.00055	0.000306	0.000703
7	E2y	LinRespSpec	Max	0.00408	0.00955	0.00025	0.000843	0.000088	0.000332
8	E1x	LinRespSpec	Max	0.006186	0.001455	0.000256	0.000049	0.000088	0.000221
8	E1y	LinRespSpec	Max	0.002746	0.009469	0.000076	0.000078	0.000044	0.000131
8	E2x	LinRespSpec	Max	0.012523	0.002997	0.000519	0.000121	0.000177	0.000507
8	E2y	LinRespSpec	Max	0.004267	0.013208	0.000135	0.000117	0.000066	0.000201
16	E1x	LinRespSpec	Max	0.001455	0.001455	0.000101	0.000028	0.000041	0.000275
16	E1y	LinRespSpec	Max	0.000688	0.00947	0.000027	0.000087	0.000018	0.000144
16	E2x	LinRespSpec	Max	0.004409	0.002996	0.000285	0.000082	0.000116	0.00057
16	E2y	LinRespSpec	Max	0.001189	0.013208	0.000057	0.000127	0.000031	0.000219

Quadro 12: Deslocamentos máximos no edifício para sismo tipo 1 e 2

TABLE: Joint Displacements - Absolute									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
7	ENVSISMOS	Combination	Max	0.024675	0.022156	0.001034	0.002201	0.000594	0.001539
8	ENVSISMOS	Combination	Max	0.025722	0.027129	0.000986	0.000365	0.000375	0.00106
16	ENVSISMOS	Combination	Max	0.00774	0.02713	0.00047	0.000325	0.000205	0.001207

Quadro 13: Deslocamentos máximos para envolvente de carga sísmica

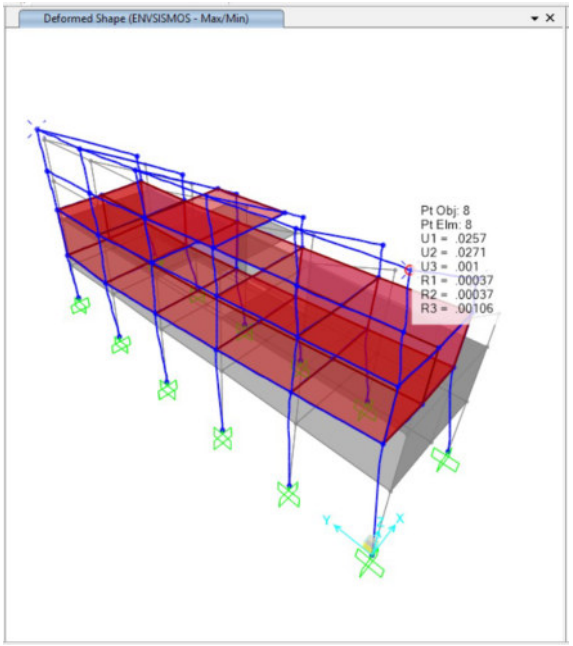


Fig. 25: Deslocamentos máximos para envolvente de carga sísmica, joint 8.

Os deslocamentos máximos manifestam-se nos joints correspondentes ao PR2.

3.4 ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR – PUSHOVER - N2

Existe consenso em que o comportamento estrutural e os danos observados nas estruturas durante a ocorrência de sismos são condicionados fundamentalmente pela capacidade de deformação inelástica dos elementos estruturais dúcteis num edifício. Consequentemente, a avaliação de edifícios existentes face a ações sísmicas deve basear-se em deslocamentos (deformações) e não em forças (Bento; 2012).

A análise estática não linear, Pushover, é promovida como uma alternativa simplificada face à análise dinâmica não linear, para obter a resposta de um edifício regular do seu comportamento fisicamente não linear de forma mais realista que uma análise dinâmica linear. Tenta-se representar, através da imposição de forças laterais ou deslocamentos, as características não lineares dos elementos estruturais (secções e material). Esta metodologia permite obter informação dos danos progressivos na estrutura pela formação de rótulas plásticas e obter a curva de desempenho da estrutura de um edifício, podendo compará-la com estados limites definidos na norma. A informação da evolução dos danos na estrutura é particularmente eficiente para realizar reforços estruturais nas obras que não alcancem cumprir os níveis de desempenho estabelecidos.

Já mencionámos a conveniência de utilizar o método estático não linear, como uma análise aproximada da resposta do edifício estudado que, dadas as suas características, deverá ser estudado mediante uma análise dinâmica não linear (Time-History). Aludindo a isto, decide-se realizar uma análise Pushover apenas a um pórtico PR1, aquele que resulta mais solicitado pela ação sísmica segundo a análise linear, ou seja, aquele cujos esforços resultantes foram maiores. Esta análise de pórtico plano tem sido amplamente estudada por diferentes autores e realizá-la poderá dar-nos uma ideia geral do comportamento não linear da estrutura principal do edifício, da dissipação de energia pela formação de rótulas plásticas, dos deslocamentos máximos prováveis e rotações dos elementos estruturais.

3.4.1 MODELO NÃO LINEAR DE UM PÓRTICO TIPO

A realização de modelos não lineares requer necessariamente uma análise linear prévia, para determinar os esforços de compressão em pilares, flexão em vigas e corte em estruturas frágeis como nós de união viga-pilar, para além de conhecer as características dinâmicas da estrutura global. Os esforços a que está submetido um elemento estrutural permitem construir o seu modelo não linear com base nos diagramas de momento versus curvatura ($M - \chi$) da secção estrutural.

O modelo não linear empregue na nossa análise será de plasticidade concentrada, atribuindo rótulas plásticas em função das características da secção estrutural em cada extremo do elemento frame do modelo. As características e cálculo de rótulas plásticas foram geradas usando a ferramenta "Section Designer" disponível no SAP2000. Descrever-se-á a seguir o procedimento para a realização do modelo não linear do pórtico tipo do edifício em estudo.

Da análise linear modal espectral, identificaram-se os elementos estruturais mais exigidos. Seleccionase o pórtico situado no eixo 5 correspondente à estruturação PR1, uma vez que no pilar base deste

pórtico se observa maior carga axial; isto influenciará a capacidade do pilar de alcançar deformações e rotações que se expressam no seu diagrama M – χ, limitando o seu desempenho.

No modelo, considerou-se o efeito da rigidez da laje nas vigas do pórtico, utilizando a largura efetiva (b_eff) para a sua modelação. O pilar de secção variável modela-se em dois tramos, secção inicial P30x50 e secção final P30x70.

Para simplificar o processo de modelação, segue-se a estratégia de assumir o pórtico tipo sem peso e incluí-lo como cargas gravíticas em conjunto com as demais cargas permanentes e sobrecargas de uso nos nós do modelo. As cargas nodais foram calculadas em função da área tributária ao pórtico e indicam-se na tabela anexa.

	CM	SC	TOTAL
PR1_EJE 5	*kN*	*kN*	*kN*
m1	154.28	87.50	241.8
m2	124.56	87.50	212.1
m3	61.35	0.00	61.4
m4	102.44	87.50	189.9
m5	135.91	87.50	223.4
m6	138.16	87.50	225.7
m7	56.33	87.50	143.8

Quadro 14: Cargas gravíticas introduzidas no modelo.

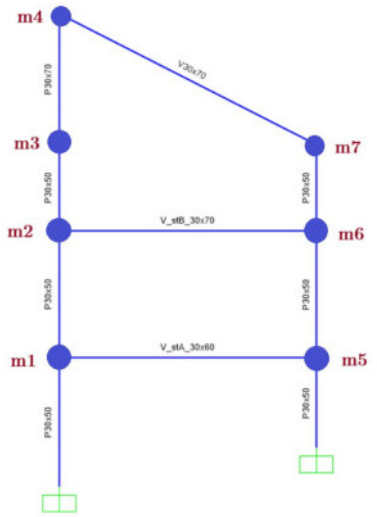


Fig. 26: Modelo de massas atribuídas

3.4.2 Relações momento-curvatura/rotação em vigas e pilares

No SAP2000, para obter a resposta não linear, modela-se a estrutura com elementos de plasticidade concentrada, ou seja, rótulas plásticas atribuídas naqueles locais onde é previsível que a estrutura sofra plastificação, em particular, nos extremos dos elementos lineares do tipo "frame". Embora seja possível atribuir rótulas plásticas automaticamente na modelação, usando as ferramentas do software (tabelas FEMA, por exemplo), determinou-se introduzir manualmente as relações histéricas de M-χ (momento-curvatura).

O valor da carga axial em cada pilar e o momento fletor em cada viga são necessários para definir as relações momento-curvatura (M-χ) e consequentemente momento-rotação (M-θ) em cada um dos elementos do pórtico, pelo que, teremos que definir, para 1 pórtico, 10 rótulas. Este procedimento explicar-se-á aqui mais detalhadamente apenas para um pilar, dado que o tratamento em vigas é similar. Os resultados de cálculo das rótulas estarão disponíveis no Anexo 4 do presente trabalho. Por outro lado, a realização destes cálculos para a análise Pushover serão úteis na realização da ADNL, Time-History, onde se realizará a análise completa da estrutura.

A tabela 13 e a figura anexa mostram o resultado do esforço axial nos elementos do pórtico tipo, após análise linear. Focar-nos-emos no elemento pilar "frame 5" correspondente ao pilar P_30x50 do PR1 (ver Fig.10).

TABLE: Element Forces - Frames		
Frame	OutputCase	P
Text	Text	KN
1	C.VERTICAIS	-704.909
2	C.VERTICAIS	-463.293
3	C.VERTICAIS	-251.109
4	C.VERTICAIS	-189.709
5	C.VERTICAIS	-594.191
6	C.VERTICAIS	-370.607
7	C.VERTICAIS	-143.991

Quadro 15: Esforço axial em pilares.

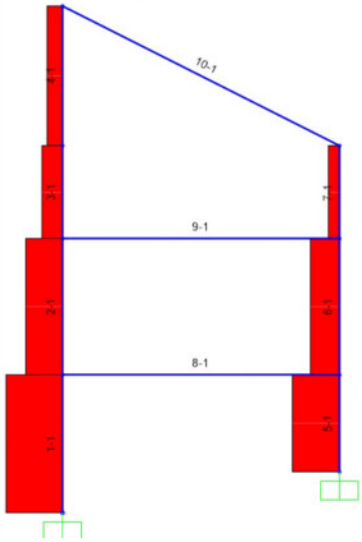


Fig. 27: distribuição de esforço axial

A partir da secção "Section Designer" no SAP2000, é possível obter os dados que permitem a introdução manual para a construção da relação histérica em plasticidade concentrada. A imagem seguinte ilustra o referido para a secção do pilar P_30x50.

Fig. 28: Diagrama momento-curvatura P_30x50/ frame 5 (SAP2000)

É necessário mencionar que, para esta análise, interessa-nos apenas definir a curvatura no eixo forte do elemento, para o qual se deve indicar ao software "*Angle (Deg) = 0*".

No caso de inversão de momentos, "*Angle (Deg) = 180*", a relação M-χ do elemento será a mesma, uma vez que a secção é simétrica estruturalmente em relação ao eixo x da secção. Se necessitássemos da relação M-χ no eixo y, indicar-se-ia 90° ou 270°, ou, para elementos assimétricos, podemos indicar o ângulo necessário e assim obter os dados do diagrama M-χ idealizada com o modelo Caltrans disponível no programa.

Através da relação M-χ, obtém-se a relação M-θ com base nas fórmulas (Park & Paulay, 1975):

- Rotación em fluencia: $\theta_y = \frac{\phi_y \cdot l}{3}$
- Rotación última: $\theta_u = \frac{(1+\alpha) \cdot \phi_y \cdot l}{6} + \frac{(1-\alpha) \cdot (2+\alpha) \cdot \phi_u \cdot l}{6}$
- Párametro "α" ó indice de plastificación: $\alpha = \frac{M_y}{M_u}$

Para um comprimento de rótula plástica de "l = 0.5·h", onde "h" corresponde à maior dimensão da secção transversal do pilar. Consideraram-se 3 níveis de carga axial para configurar a rótula plástica no software. Verificou-se o total de esforço axial, máximos e mínimos, alcançados pelos pilares de igual secção para selecionar os níveis de carga: 45 [kN], 385 [kN] e 725 [kN]. Esta aproximação permite-nos definir uma única rótula para todos os pilares de secção P_30x50, numa próxima modelação tridimensional em análise não linear.

Portanto, a rótula para o P_30x50 fica definida da seguinte maneira:

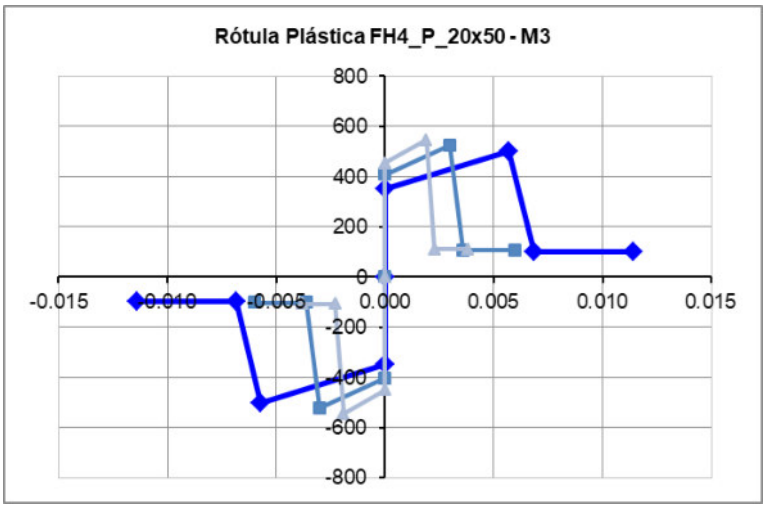
	PILAR - FLEXIÓN M3 - 0°				
ELEMENTO	**Fza. Axial [Kn]**	**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
P_30x50	-45	0.17090921	501.585	0.00648198	350.517
P_30x50	-385	0.11798307	523.603	0.00704155	406.068
P_30x50	-725	0.09693975	545.855	0.00758628	452.12

Element:	P_30x50	
Lp =	0.25	[m]

	M (+)				M (-)		
-45	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	350.517	501.585	0.69882		-350.517	-501.585	0.69882
ϕ [1/m]	0.00648198	0.17090921		ϕ [1/m]	-0.00648198	-0.17090921	
θ [rad]	0.000540	0.006247		θ [rad]	-0.000540	-0.006247	

	M (+)				M (-)		
-385	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	406.068	523.603	0.77553		-406.068	-523.603	0.77553
ϕ [1/m]	0.00704155	0.11798307		ϕ [1/m]	-0.00704155	-0.11798307	
θ [rad]	0.00059	0.00358		θ [rad]	-0.00059	-0.00358	

	M (+)				M (-)		
-725	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	452.12	545.855	0.82828		-452.12	-545.855	0.82828
ϕ [1/m]	0.00758628	0.09693975		ϕ [1/m]	-0.00758628	-0.09693975	
θ [rad]	0.00063	0.00254		θ [rad]	-0.00063	-0.00254	



Os critérios de aceitação são definidos para cada nível de carga axial. O software SAP2000 permite atribuir diferentes níveis de carga axial, assim como diferentes ângulos em relação ao eixo de flexão no pilar. Para esta pré-avaliação, considerando apenas uma análise plana, as rótulas foram definidas simetricamente com flexão no eixo forte da secção (M3 e 0°).

realizado por Bento (2012) son los siguientes:

Os critérios de aceitação calculados de acordo com o EC-8 e tomando a referência do trabalho realizado por Bento (2012) são os seguintes:

OC: Ocupação imediata »»» ϕ_y

LS: Segurança de vida »»» $(3/4)\phi_{conc}$

CP: Prevenção do colapso »»» ϕ_{conc}

Para o pilar P_30x50, a ductilidade correspondente para cada nível de carga axial é /Quadro 18):

Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μ_100 =	11.6
μ_350 =	6.1
μ_700 =	4.0

Quadro 16: Ductilidade pilar P_30x50

Evidencia-se a baixa ductilidade do elemento para níveis de carga axial superiores a 100 [kN].

Nesta análise preliminar, vamos considerar apenas a interação M-χ no plano do pórtico, ou seja, na DirX, em função do eixo forte das secções nos pilares (flexão M3) e DirY para vigas em função do eixo forte da secção (flexão M3).

As rótulas atribuídas ao pórtico mostram-se na figura anexa.

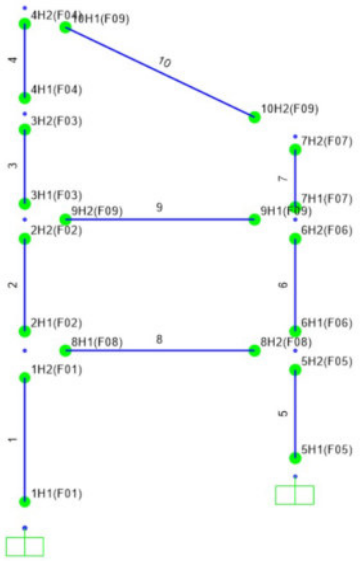


Fig. 29: plastic hinges - SAP2000

3.4.3 Curva de capacidade da estrutura

3.4.3.1 Distribuição de força modal de carga lateral

Neste estado de carga, atribuir-se-ão forças laterais em cada nó do modelo proporcionalmente à massa que lhe foi atribuída e ao deslocamento lateral modal normalizado em relação ao nó de controlo.

Para aplicação de carga lateral de distribuição modal, deve-se normalizar o efeito das forças gravíticas em função do deslocamento modal. Para a deformação DirX por piso ou nível no pórtico, define-se como modo unitário o correspondente ao terceiro nível e calculam-se os restantes modos normalizados (Quadro 19).

1° Modo		
Piso	ui,CM (m)	ϕi
3	0.1183	1
2	0.0941	0.795
1	0.0351	0.297

Quadro 17: Normalização dos deslocamentos modais

A força lateral normalizada será calculada em função do modo generalizado como:

$$P_i = P \cdot m_i \cdot \phi_i$$

Os resultados das cargas laterais de distribuição modal apresentam-se na tabela anexa e serão incluídos num estado de carga no SAP2000 como: "C.LATERAIS":

Piso	modelo	Nó	C.VERTICAIS [kN]	Masa [ton]	Fuerza [seg · kN]
3°Piso $\phi i = 1$	m4	5	189.9	19.358	189.9
	m3	4	61.4	6.259	61.4
	m7	9	143.8	14.659	143.8
2°Piso $\phi i = 0.795$	m2	3	212.1	21.621	168.7
	m6	8	225.7	23.007	179.5
1°Piso $\phi i = 0.297$	m1	2	241.8	24.648	71.7
	m5	7	143.8	14.659	42.7

Quadro 18: Forças laterais normalizadas para análise Pushover DirX.

En nodo de control para el análisis será aquel del nivel superior, nódo 5.

No software SAP2000, a aplicação da carga lateral de distribuição modal realiza-se automaticamente ao definir o estado de carga, "Define Load Case", com o qual se executará a análise Pushover na direção DirX, no nosso caso. Previamente, deve-se modificar o estado de carga "C.VERTICAIS" correspondente ao caso de cargas que agrupa tanto as cargas permanentes como as sobrecargas (ELU_01), de um caso de carga linear para um caso de carga não linear, para poder executar a análise Pushover. A massa modal participante, definida em "Mass Source", mantém-se como aquela especificada segundo o padrão de carga "C.VERTICAIS" com fator de multiplicação unitário.

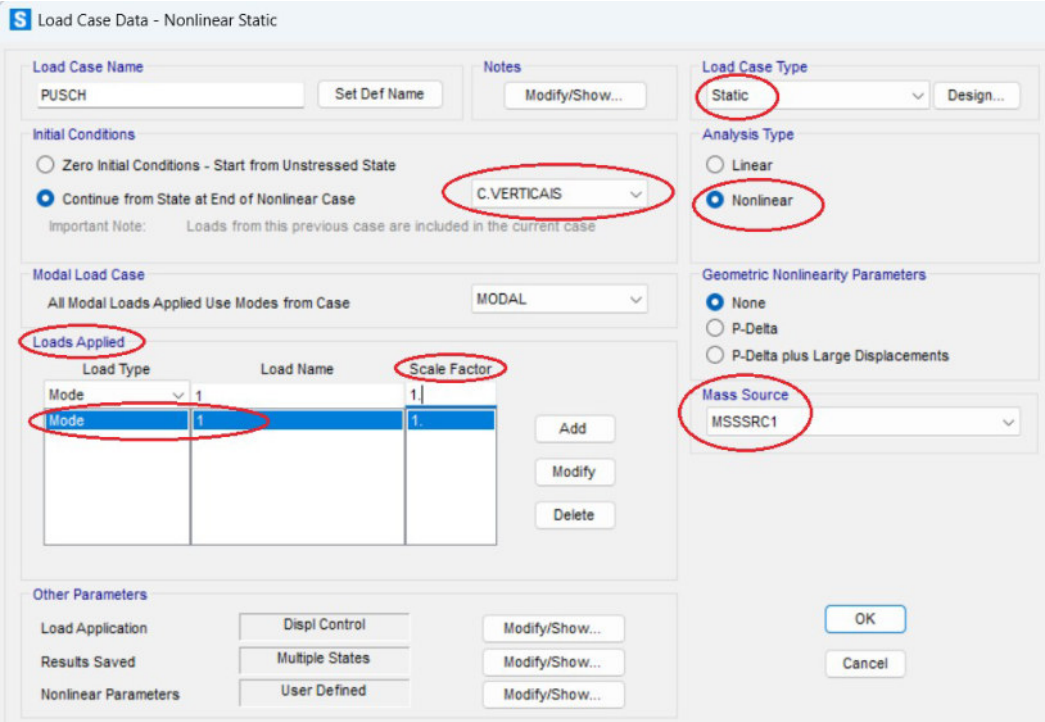


Fig. 30: Estado de carga Push DirX para AENL no SAP2000

O utilizador conserva a opção de executar o padrão de cargas laterais de forma manual, selecionando o estado de carga "*Load Type" »»» "Load Pattern" »»» "C.LATERAIS".*

3.4.3.2 Distribuição de carga lateral uniforme

No caso de carga de distribuição de força uniforme, a força lateral aplicada em cada nó do modelo será proporcional à massa atribuída a este. O carregamento uniforme aplicado para a análise Pushover será calculado automaticamente pelo SAP2000, atribuindo o tipo de carga de aceleração ("*Load Type" »»» "Accel" »»» "UX").-*

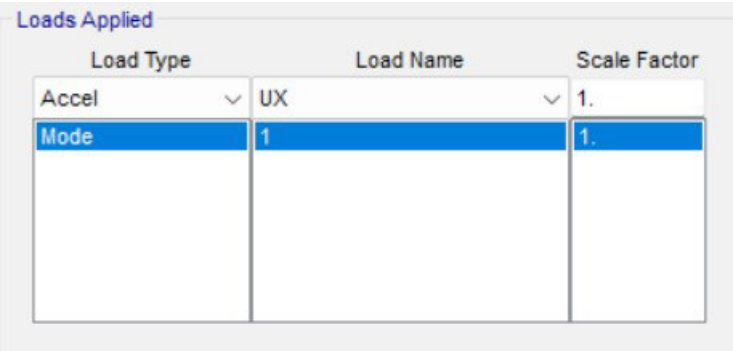


Fig. 31: Estado de carga Push DirX para AENL no SAP2000

3.4.3.3 Curva de capacidade por distribuição de força modal

A curva de capacidade (corte basal vs. deslocamento de cobertura) é fornecida automaticamente pelo SAP2000 se a análise pushover convergir. É também possível gráficá-la manualmente, obtendo os dados a partir de: Display → Show Tables → Base reaction + Joint Displacements. Nesta última tabela, deverão filtrar-se os resultados para o nó de controlo, no caso de carga Pushover, e depois gráficar os valores do deslocamento de cobertura e o corte basal, Global Fx, no nosso caso..

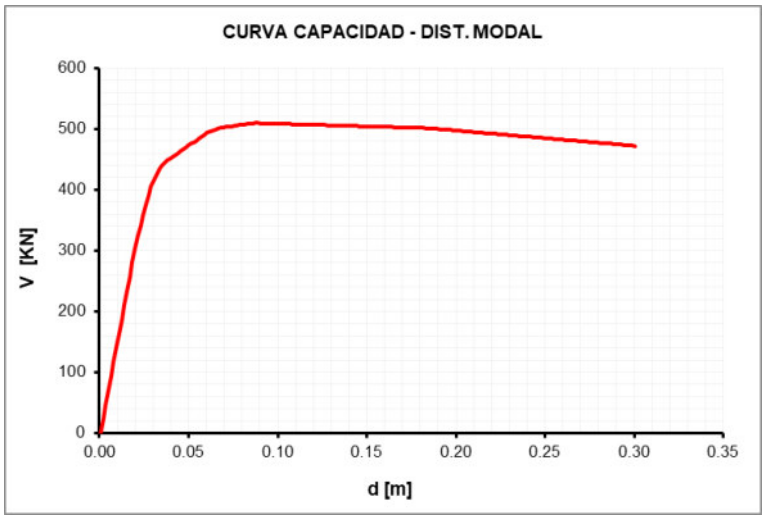


Fig. 32: Curva capacidade - Push DirX - distribuição de força modal

O valor de corte
máximo alcançado é de: Vmax = 509.548 [kN].

2.4.3.4 CURVA DE CAPACIDADE POR DISTRIBUIÇÃO DE FORÇA UNIFORME

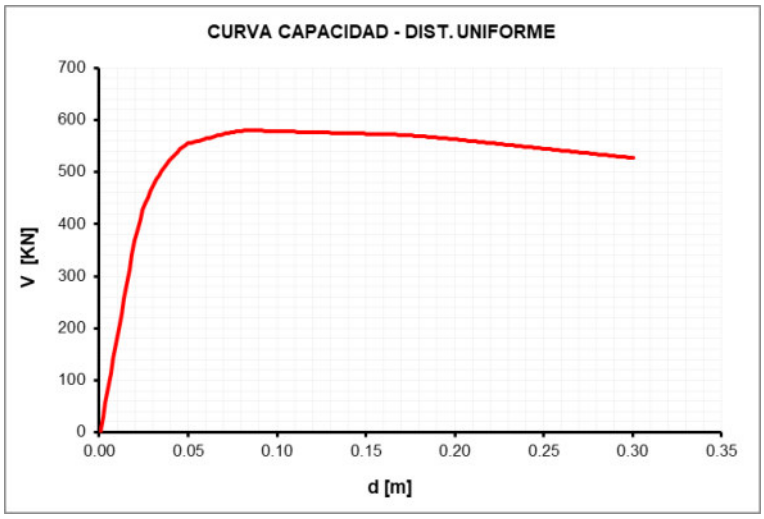


Fig. 33: Curva capacidade - Push DirX - distribuição de força uniforme

O valor de corte máximo alcançado é de: Vmax = 580.078 [kN].-

3.4.4 RESULTADOS MÉTODO N2 – ANEXO B - EC8-1

3.4.4.1 IDEALIZAÇÃO DA CURVA DE CAPACIDADE

A idealização da curva de capacidade é simplificada por uma curva bilinear, com rigidez inicial de 60% da força máxima ou corte máximo, dividida pelo fator de transformação ($F^*_{máx} = V_{máx} / \Gamma$), permite obter um valor, para o sistema de 1GL (SDOF), da força de cedência ou "ponto de cedência"., F^*_y, e o deslocamento correspondente (ductilidade) d^*_y.

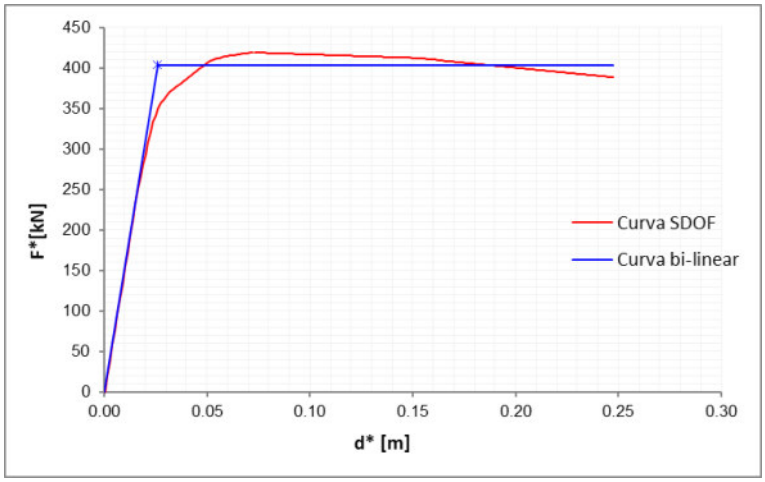


Fig. 34: Curva SDOF + Curva bi-linear

O ponto de cedência obtém-se após processo iterativo, igualando a área sob a curva SDOF e a área sob a curva bilinear, ou seja, por princípio deve manter-se a igualdade de energia de ambos os sistemas MDOF e SDOF. Os valores obtidos são os seguintes:

$$F_y^x = 403.879\,[kN]$$

$$d_y^x = 0.02588\,[kN]$$

O período equivalente calculado para o sistema foi: T* = 0.47 seg.

3.4.4.2 Deslocamento objetivo (Deslocamento alvo)

O procedimento estabelecido no EC8-1/Anexo B será detalhadamente descrito no Anexo 5 do presente trabalho. O fator de transformação obtido, para a conversão do MDOF para SDOF e a massa generalizada foram

$$\Gamma = 1.215$$

$$m^* = 87.436\ [ton]$$

MDOF: Sistema de multiple grados de libertad (*Multi degree of freedom systems*)

SDOF: Sintema de 1 grado de libertad (1GL) (*Single degree of freedom systems*)

Deslocamentos objetivos (deslocamento alvo) obtidos após a análise são os seguintes:

Para sismo tipo 1 »»» Δobjetivo = 22.5 [cm]

Para sismo tipo 2 »»» Δobjetivo = 70.6 [cm]

Em ambas as avaliações comprova-se que a solicitação excede a capacidade de deformação da estrutura..

A estrutura forma um mecanismo de colapso antes de atingir as deformações solicitadas. Para o sismo tipo 1, o deslocamento objetivo requer um esforço de corte basal de 490.921 [kN], muito superior ao esforço de corte resistente nas secções dos pilares do PR1. Para o sismo tipo 2, a análise não converge para deformações superiores a 30 [cm], a estrutura colapsa.

O sismo tipo 2 é muito severo e exige muito mais ductilidade do que a estrutura possui. A estrutura entrará em regime não linear e colapsará antes de atingir o deslocamento objetivo, sendo este um resultado razoável e/ou esperado em estruturas flexíveis e sistemas SDOF.

As figuras anexas mostram o mecanismo alcançado pela estrutura.

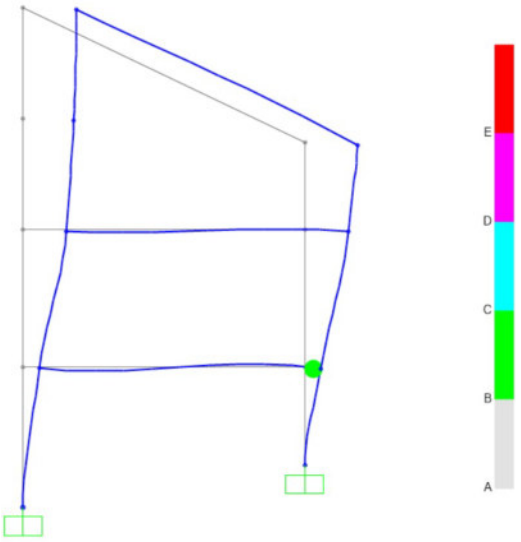


Fig. 35: Formação da primeira rótula em STEP 7

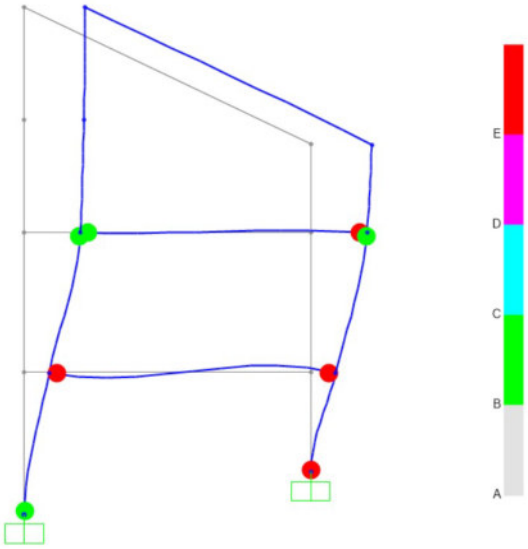


Fig. 36: Mecanismo de colapso - STEP 125

Embora esta análise Pushover tenha sido apenas uma aproximação do resultado esperado da estrutura, permite-nos observar a possível falha por "pilar curto" que pode gerar-se no edifício, dado que a análise foi realizada para um pórtico PR1 e se obteve uma rótula em estado CP ou prevenção do colapso, é provável que no pórtico PR2, de secção transversal e comprimento menor no pilar, se atinja igual ou pior desempenho da estrutura.

3.5 ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR – TIME HISTORY

No âmbito da engenharia sísmica, a ADNL Time History representa um procedimento de análise mais avançado e realista para avaliar a resposta face a uma ação sísmica numa estrutura existente. A análise Time History modelará a resposta da estrutura em cada instante de tempo durante os segundos que durar o registo do acelerograma empregue na análise (sismo). Isto permite capturar fenómenos como a cedência do aço, encurvadura de pilares e degradação da rigidez da estrutura (fendilhação do betão), obtendo-se uma visão dos danos e da sua propagação na estrutura.

O EC8-1, secção 3.2.3.1.2 e EC8-3, secção 4.4.1, estabelecem requisitos claros para a aplicação do método de análise dinâmica não linear Time-History (ADNL TH), em particular no que respeita ao número de registos ou acelerogramas artificiais e às suas características. O número mínimo de acelerogramas é de 3 registos reais ou artificiais, representativos do perigo sísmico do local. A medida das respostas na estrutura, sejam forças ou deslocamentos, não será inferior a 90% do valor obtido com o espetro de dimensionamento. Os acelerogramas deverão ser compatíveis com o espetro elástico, pelo que, caso se utilizem registos artificiais, estes deverão ser escalados para serem equiparados ao espetro elástico, tendo-se especial cuidado no intervalo de períodos de interesse.

O critério de compatibilidade espectral que os registos artificiais devem cumprir é:

- Intervalo de período espectral: $0.2T_1 \leq T \leq 2T_1$,

onde T_1 e o período fundamental da estructura.

Dado que o nosso edifício se classifica com categoria III (bancadas de estádio de futebol), com irregularidade em altura e alta participação torsional desde modos superiores, determinou-se realizar a ADNL Time-History. Esta análise permitir-nos-á avaliar a resposta realista da estrutura sob sismos específicos possíveis e identificar pontos críticos locais, corroborando o estudado previamente com a AENL..

Ferreira, Moutinho, Cunha e Caetano (2020) apresentam um código em Matlab para gerar acelerogramas artificiais compatíveis com espetros normativos. Esta é a ferramenta que foi utilizada para a geração dos registos artificiais neste trabalho.

Sobre os critérios de aceitação que se devem verificar após a ADNL TH, estão:

- Deriva máxima: $\Delta/h \leq 0.01$
- Rotação plástica: $\theta_p \leq 0.025$ rad
- Cortante em pilares: $V \leq 0.8V_{Rd}$

3.5.1 AÇÃO SÍSMICA

A ação sísmica neste tipo de análise não se conceptualiza como forças, mas sim trata-se de induzir uma excitação na base da estrutura mediante os registos de aceleração em função do tempo ($\ddot{u}_g(t)$). Os registos derivados do código Matlab baseiam-se na utilização de três registos reais, El Centro, Gebze e Cidade do México, escalados a condições locais, obtendo-se as componentes fundamentais de amplitude (PGA), conteúdo de frequências e duração que, neste caso, é de 40 seg, cumprindo amplamente com o intervalo de período espectral exigido. Neste trabalho, utilizaram-se apenas componentes horizontais na ação sísmica, descartando a componente vertical (⅔ PGA horizontal).

Nas figuras seguintes, mostram-se os registos utilizados nesta análise, que foram introduzidos como função Time-History no software SAP2000.

Primeiro acelerograma artificial denominado "REC01", escalado a partir do registo de El Centro. Para ajustar a ação sísmica às condições do estudo, o registo foi escalado para torná-lo compatível com o espetro de resposta elástico estipulado no EC8, para um solo tipo A e um nível de ameaça sísmica baixa ou muito baixa, como o caso de Mangualde no Distrito de Aveiro, Portugal.

Verifica-se que para o sismo tipo 1 e sismo tipo 2, a aceleração máxima de referência (ver tabela 8) em termos de aceleração da gravidad g =9.81m/s^2, tem-se :

Sismo tipo 1 »»» Zona 1.6 »»» $a_{gr} = 0.036g$

Sismo tipo 2 »»» Zona 2.4 »»» $a_{gr} = 0.112g$

Então, e de acordo com a zonificação sísmica estabelecida no Anexo Nacional Português do EC8, o nível de ameaça sísmica de uma localidade pode classificar-se quantitativamente em função do valor

valor da aceleração máxima de referência, sendo para Mangualde uma zona de sismicidade baixa segundo o Sismo tipo 2. (a_{gr} < 0.15g) e zona de sismicidade muito baixa (agr < 0.08g) para o sismo tipo 1.

A figura 37 apresenta o espetro de resposta do registo "El Centro", escalado e sobreposto ao espetro objetivo de dimensionamento, demonstrando a sua compatibilidade no intervalo de períodos de interesse para o edifício em estudo. Por sua vez, a figura 35 mostra o histórico de acelerações no tempo do registo implementado, com duração de 40 seg e um PGA de 0.135g

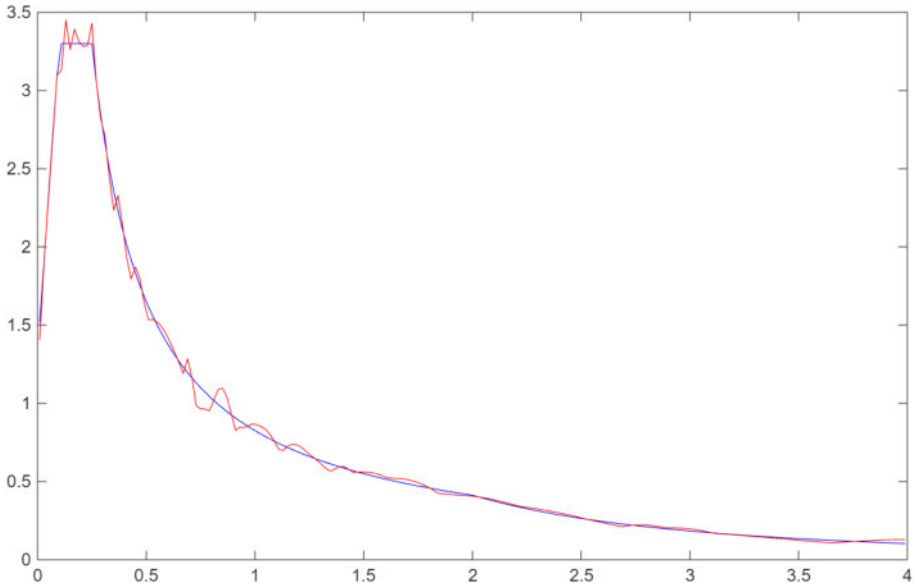


Fig. 37: Espetro de resposta do registo "El Centro" sobreposto ao espetro objetivo de dimensionamento.

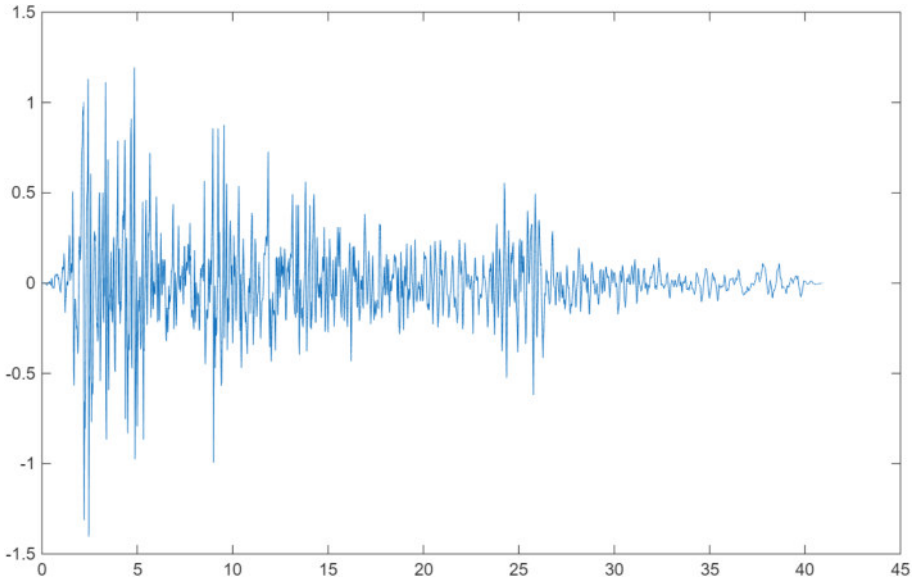


Fig. 38: Histórico de acelerações do registo escalado "El Centro"

A figura 39 apresenta o espetro de resposta do registo "Gebze", escalado e sobreposto ao espetro objetivo de dimensionamento. Existe incompatibilidade no intervalo de períodos superior a 2.35 seg. Tal incompatibilidade não apresenta problemas no nosso estudo, dado que o período da estrutura se encontra num intervalo inferior (< 2 seg). A figura 37 mostra o histórico de acelerações no tempo do registo implementado, com duração de 40 seg e um PGA de 0.135g.

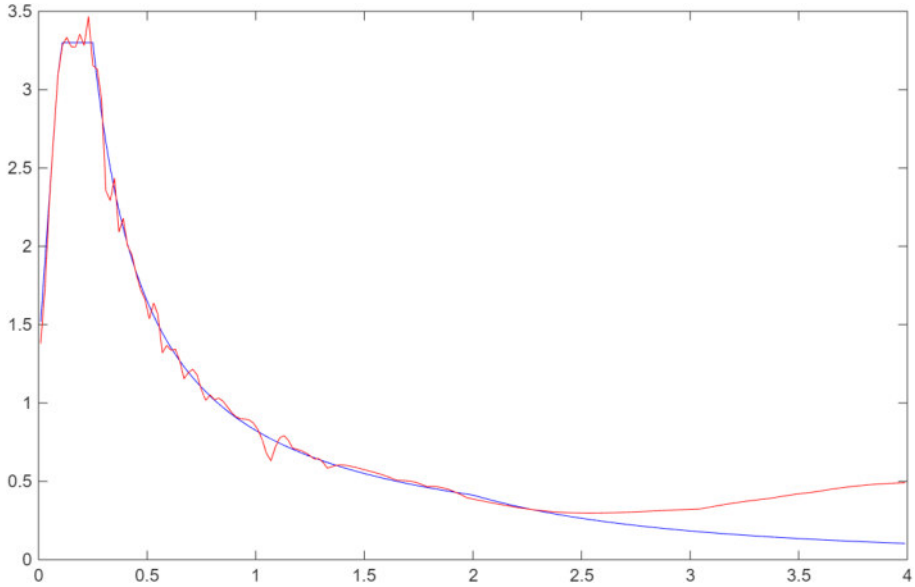


Fig. 39: Espetro de resposta do registo "Gebze" sobreposto ao espetro objetivo de dimensionamento.

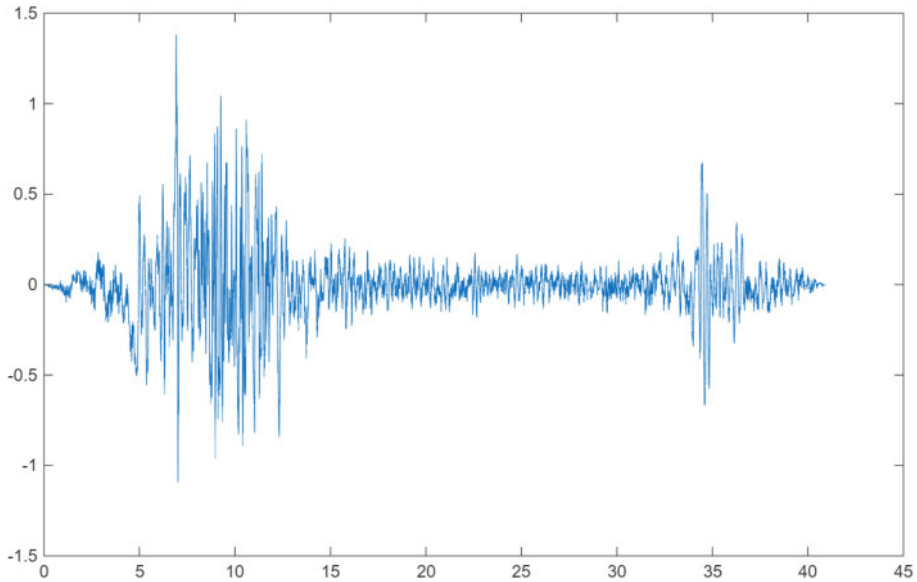


Fig. 40: Histórico de acelerações do registo escalado "Gebze"

A figura 41 apresenta o espetro de resposta do registo "Cidade do México", escalado e sobreposto ao espetro objetivo de dimensionamento, demonstrando a sua compatibilidade no intervalo de períodos de interesse para o edifício em estudo. Por sua vez, a figura 35 mostra o histórico de acelerações no tempo do registo implementado, com duração de 40 seg e um PGA de 0.135g.

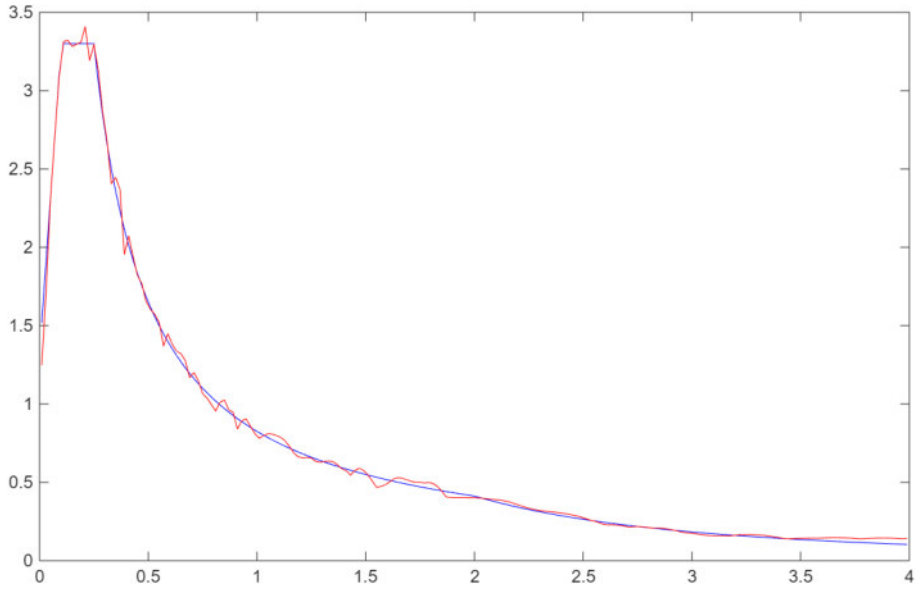


Fig. 41:Espetro de resposta do registo "Cidade do México" sobreposto ao espetro objetivo de dimensionamento.

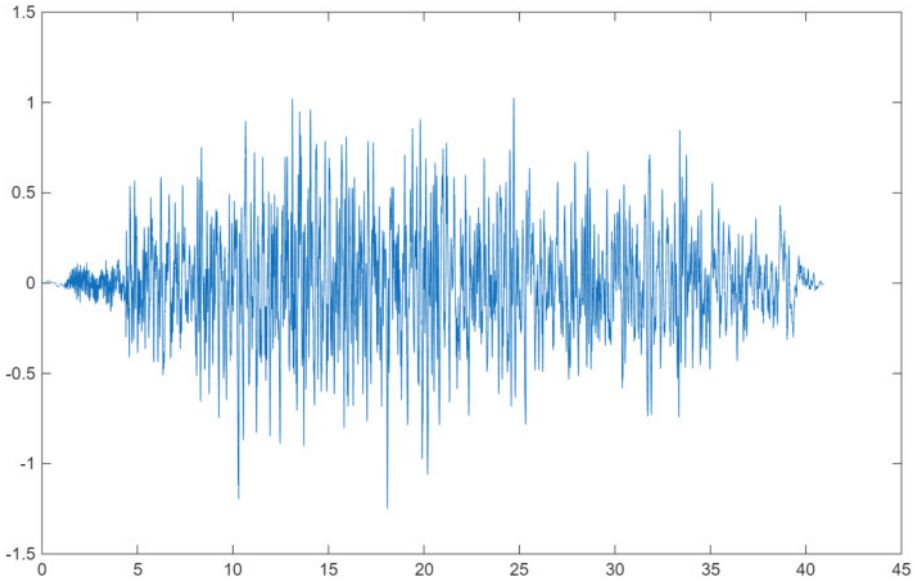


Fig. 42:Histórico de acelerações do registo escalado "Cidade do México"

Os acelerogramas foram introduzidos no software SAP2000 como funções time history, com as denominações REC01, REC02, REC03, respetivamente aos registos de El Centro, Gebze e México. Verificaram-se os *"picks"* de aceleração para cada um dos registos e transformou-se a função a modo de utilizador.

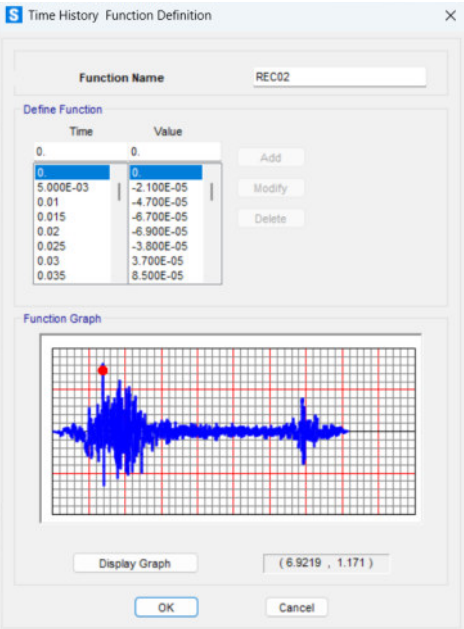


Fig. 43: Registo "Getzbe" acelerograma

O passo final na definição das ações sísmicas corresponde a definir os registos de aceleração como casos de carga. Seguindo as diretrizes do EC-8, a aplicação da carga, tipo aceleração, implicará 100% na DirX ou U1 + 30% na DirY ou U2. Para tal, introduzem-se 6 estados de carga para os 3 acelerogramas (Ver figura 44).

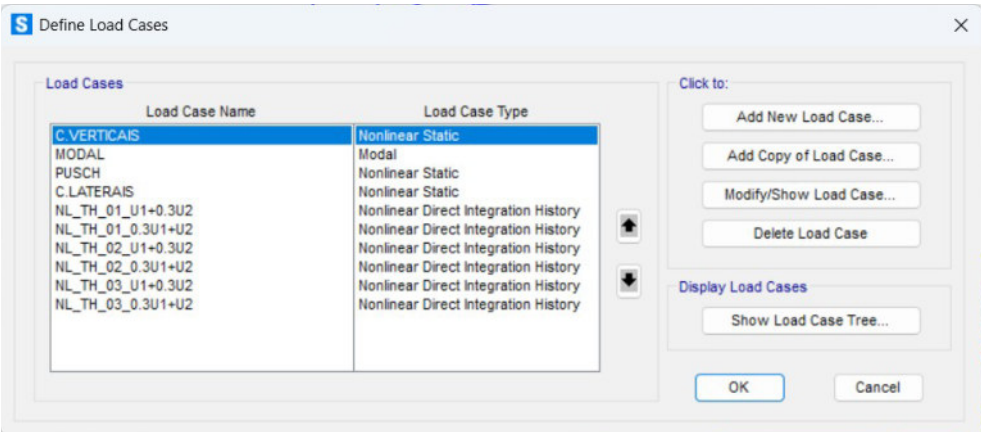


Fig. 44: Estados de carga para os registos introduzidos NL_TH

Os registos estão em unidades de aceleração da gravidade, g=9.81 m/s², o que é considerado no fator de escala do caso de carga.

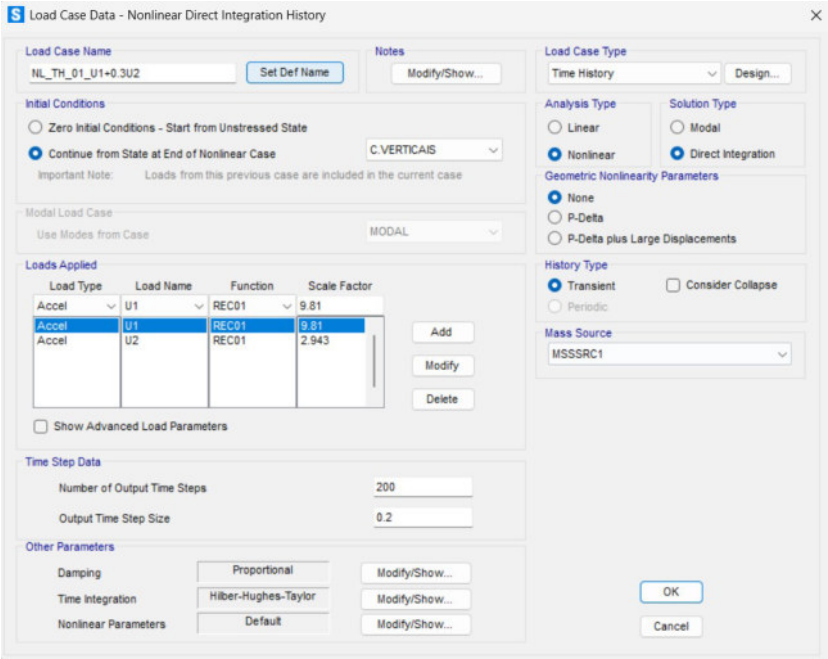


Fig. 45: Definição de estado de carga para ADNL -TH

Dentro da informação que se deve introduzir no processo, é crucial definir o número de passos da análise ou "steps"; um número elevado de passos consome maiores recursos informáticos, mas poucos passos de análise podem alterar a veracidade da análise. Lamentavelmente, não existe uma regra única para identificar a quantidade ótima de "steps", o cálculo comum consistirá em considerar o tempo do registo e o tamanho do tempo de cada dado. No nosso estudo, os registos contam com 40 seg e um tamanho de dado de 0.05 seg, com o que conseguimos 800 steps, o que tornou inviável a análise dados os recursos computacionais disponíveis. Após prova de "tentativa e erro" determinou-se utilizar 200 steps na análise, conseguindo resultados aceitáveis no modelo.

No que se refere ao amortecimento, este calcula-se por integração direta selecionando a opção de especificar o amortecimento por período. Portanto, devem-se introduzir os valores dos dois primeiros períodos fundamentais da estrutura e 5% do amortecimento crítico no caso de estruturas de betão, para que o software interprete e recalcule os coeficientes de proporcionalidade de massa e rigidez da estrutura

3.5.2 Atribuição de rótulas plásticas no modelo

A atribuição de rótulas plásticas ao modelo, neste caso, difere da análise Pushover e resulta bastante mais laboriosa do que naquela análise. Para a ADNL -TH, utilizando um modelo tridimensional mais realista, as rótulas têm que ser definidas em pelo menos os 2 eixos principais, 3 níveis de carga axial, como mínimo, e os 4 ângulos correspondentes ao sentido da flexão. Os cálculos de cada uma dessas rótulas já foram realizados e expõem-se no Anexo 4.

O primeiro passo será definir a rótula controlada por deformação com interação de esforço axial, momento fletor no eixo forte e momento fletor no eixo fraco (P-M3-M2). Em seguida, especificar uma rótula tipo "M - θ", não simétrica, e atribuir as 3 cargas axiais com as curvas correspondentes a cada carga axial avaliada e a orientação do momento fletor. O SAP2000 tem uma convenção de sinais que se mostra nas figuras 46 e 47, Há que mencionar que, embora os pilares do edifício em estudo não sejam simétricos, apresentam uma distribuição de armadura simétrica As – A's (armadura inferior e armadura superior) nos eixos principais. Será importante também indicar ao software que a relação entre a carga axial e o deslocamento deverá ser proporcional à relação M-θ.

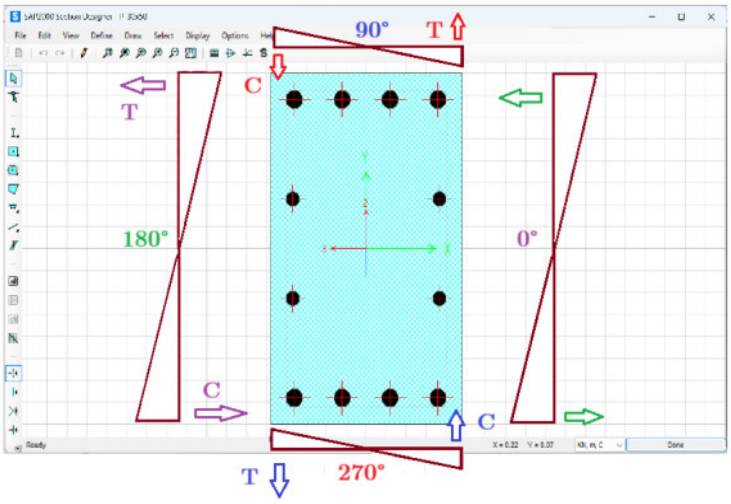


Fig. 46: Convenção de eixos de flexão SAP2000. Elemento Viga. (Ref.: Ignacio González Retamal - IGR Ingeniería -Chile)

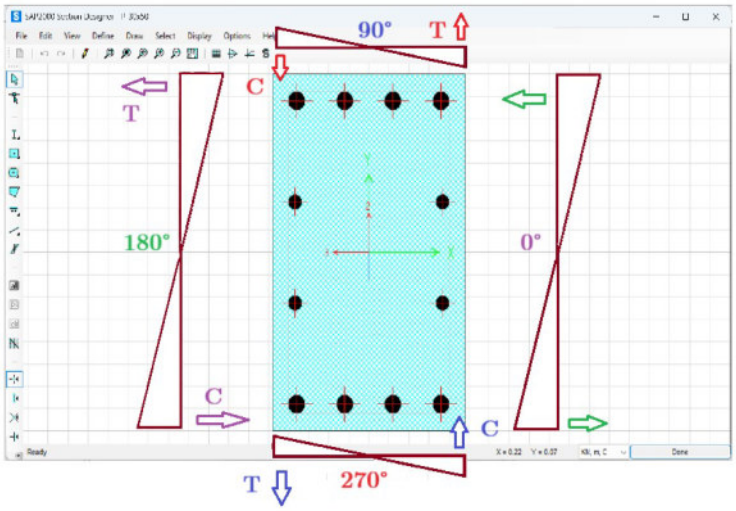
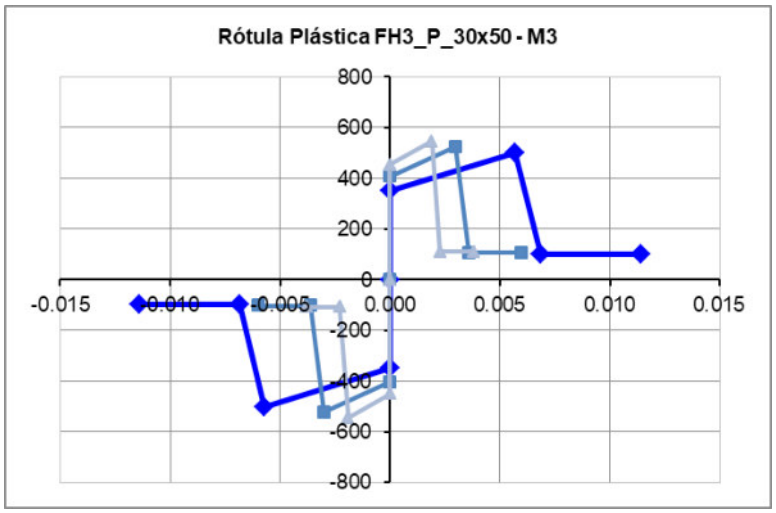


Fig. 47: Convenção de eixos de flexão SAP2000. Elemento Pilar. (Ref.: Ignacio González Retamal - IGR Ingeniería -Chile)

Nas imagens seguintes mostra-se uma comparação entre a rótula calculada e a rótula introduzida no programa.



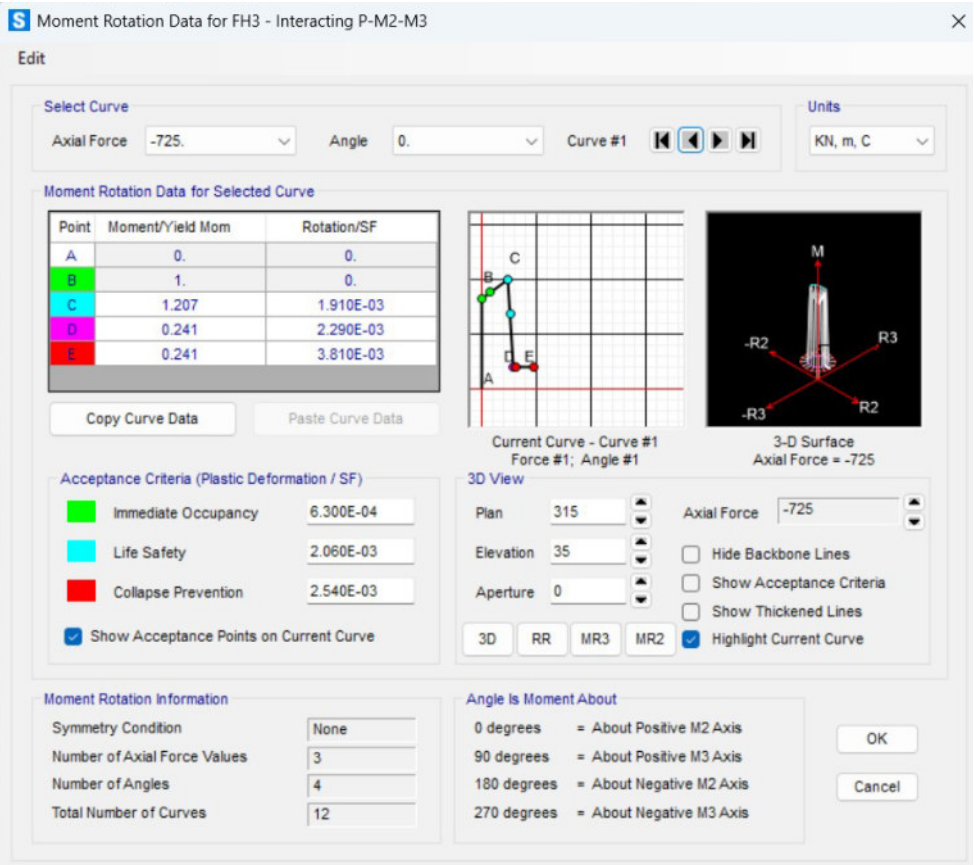


Fig. 48: Rotula plástica FH3 - P_30x50_SAP2000

No total, introduzem-se 18 rótulas plásticas (Hinges), das quais 4 são pilares em flexão biaxial com 3 níveis de carga axial e 4 eixos de flexão.

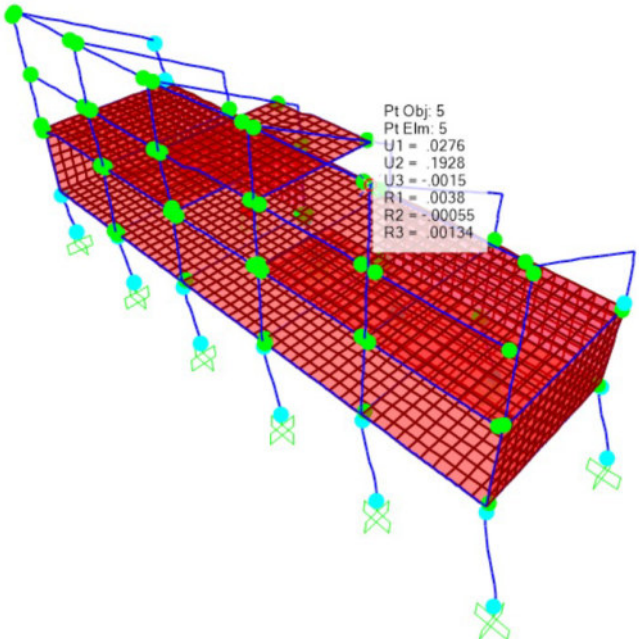
3.5.3 ANÁLISE DE RESULTADOS DA ADNL TIME HISTORY

Neste subcapítulo, analisar-se-ão os resultados correspondentes ao registo REC01 – El Centro.

Em primeiro lugar, e a modo de comparação com a pré-análise Pushover, o deslocamento no nó ou joint 5, correspondendo ao nó, foi de 19.28 cm.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
5	NL_TH_01_U1+0.3U2	NonDirHist	Max	0.037399	0.023752	0.001001	0.002773	0.000148	0.00169
5	NL_TH_01_U1+0.3U2	NonDirHist	Min	-0.062695	-0.020818	-0.001703	-0.000857	-0.003614	-0.018052
5	NL_TH_01_0.3U1+U2	NonDirHist	Max	0.027599	0.192811	0.00075	0.003796	0.000013	0.001341
5	NL_TH_01_0.3U1+U2	NonDirHist	Min	-0.025037	-0.094454	-0.001474	-0.003629	-0.000552	-0.001309

Quadro 19: Deslocamentos máximos ADNL-TH



Embora os valores máximos de deslocamentos na estrutura estejam ao nível +543.90m (nível superior) nos nós do PR2 de ambos os extremos da estrutura. A tabela seguinte mostra os deslocamentos máximos na estrutura.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
40	NL_TH_01_U1+0.3U2	NonDirHist	Max	0.028801	0.023828	0.00633	0.000703	0.000791	0.002221
40	NL_TH_01_U1+0.3U2	NonDirHist	Min	**-0.23974**	-0.020859	-0.054954	-1.625439	-0.032192	-0.059786
40	NL_TH_01_0.3U1+U2	NonDirHist	Max	0.034728	**0.192847**	0.000531	0.004215	0.000089	0.00298
40	NL_TH_01_0.3U1+U2	NonDirHist	Min	-0.030584	-0.094528	-0.003019	-0.001102	-0.000902	-0.001424
49	NL_TH_01_U1+0.3U2	NonDirHist	Max	0.013661	0.023774	0.005415	0.000762	0.002223	0.053488
49	NL_TH_01_U1+0.3U2	NonDirHist	Min	**-0.318058**	-0.020864	-0.003207	-0.012987	-0.047993	-0.00381
49	NL_TH_01_0.3U1+U2	NonDirHist	Max	0.005149	**0.192956**	0.004992	0.002921	0.000097	0.006292
49	NL_TH_01_0.3U1+U2	NonDirHist	Min	-0.018831	-0.094477	-0.00167	-0.004789	-0.002885	-0.001353

Quadro 20: Deslocamentos máximos no nível +543.90m - ADNL-TH

A análise confirma que a estrutura é mais vulnerável na direção Y, sendo consistente com as observações já realizadas. Verificamos que os primeiros elementos a atingir a cedência correspondem às vigas V5_30x50 do eixo longitudinal B, ao nível +541.15m. Mas o primeiro elemento a atingir o nível CP (prevenção do colapso) corresponde ao pilar P_30x50, do PR1 no eixo 4, no passo ou "step" 9, aos 1.8 seg de duração do registo. A falha neste elemento manifesta a vulnerabilidade do edifício a falhas denominadas "Piso Mole", somado ao facto de que, no mesmo nível, outros elementos também atingiram a cedência.

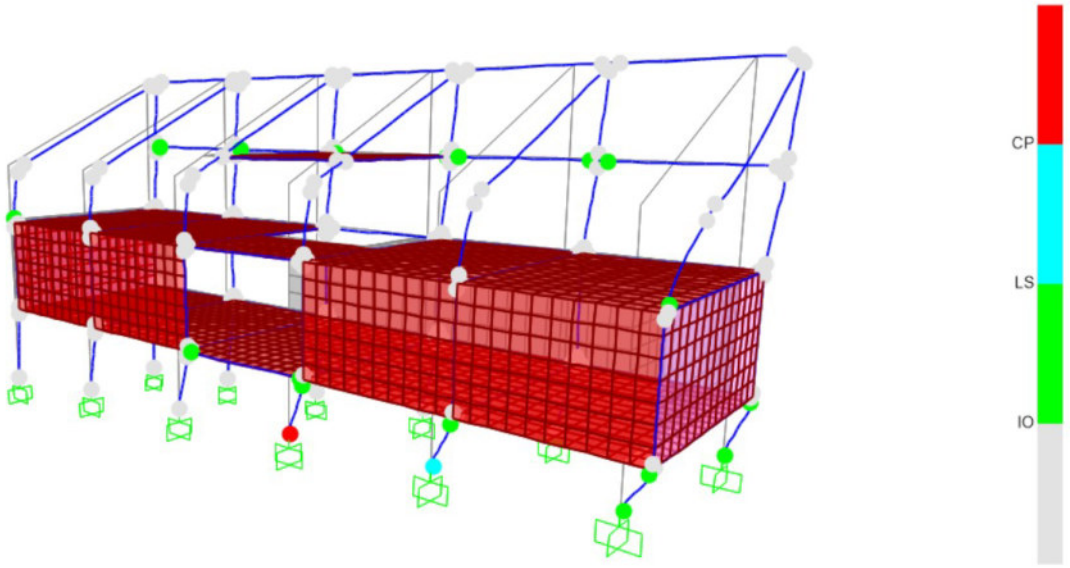


Fig. 49: Pilar P_30x50, eje 4 y eje A . PR1. Caso de carga NL_TH_01_0.3U1+U2. Rótula criterio CP

Para o passo seguinte, são os demais pilares dos eixos 5 e 6 os que atingem o critério CP, confirmando o tipo de falha.

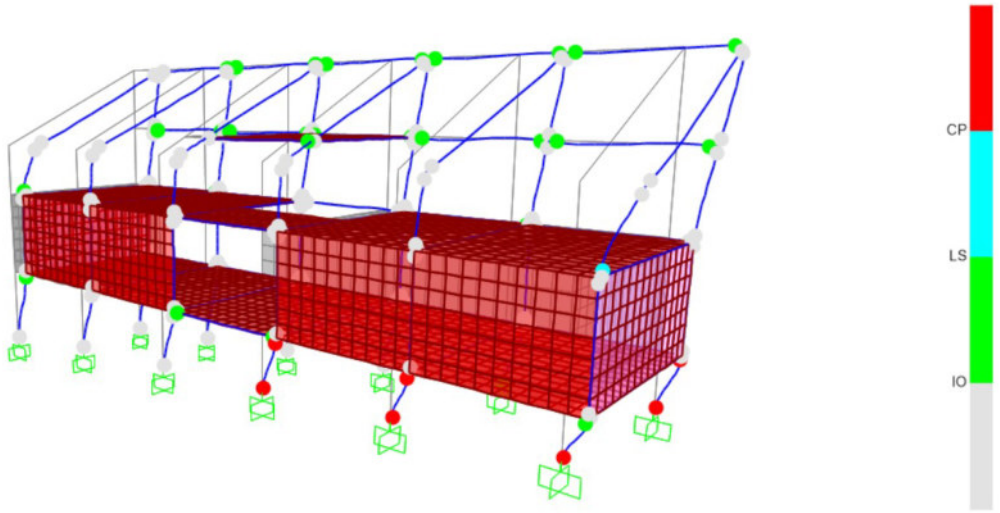


Fig. 50: Falla tipo "Piso blando" Step 10 - NL_TH_01_0.3U1+U2

4
CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS FINAIS

4.1 CONCLUSÕES

- ALTA VULNERABILIDADE SÍSMICA:

A estrutura apresenta uma elevada vulnerabilidade sísmica devido a irregularidades em planta e em altura, presença de "pilar curto" no primeiro piso do edifício das Graderias do estádio de Mangualde, juntamente com a categoria de importância do edifício, que confirmam a necessidade de reforço dos pilares perante qualquer modificação estrutural do edifício.

Convém realizar um levantamento da estrutura no seu estado atual e a realização de ensaios de materiais para registar as propriedades reais dos mesmos e modificar o nível de conhecimento de KL1 para KL3, para trabalhar com um coeficiente de confiança unitário, CFKL3 =1, obtendo uma análise mais realista.

- COMPORTAMENTO NÃO LINEAR DEFICIENTE:

Tanto a análise estática não linear como a análise dinâmica não linear (Time-History) mostram que a estrutura não atinge os deslocamentos-alvo exigidos pela norma EC8-3. Observa-se a formação prematura de rótulas plásticas no critério CP ou "estado de colapso iminente" devido à falta de ductilidade na base dos pilares com cargas axiais elevadas (acima de 100 kN) e a iminente falha por "piso mole" *(Soft-Story Mechanism*).

- INFLUÊNCIA DA IRREGULARIDADE EM PLANTA E EM ALTURA:

A falta de regularidade estrutural, em planta e em altura, limita a aplicabilidade de métodos simplificados de avaliação estrutural como os do LNEC e exige o uso de métodos avançados de análise dinâmica não linear para capturar a resposta adequada da estrutura; métodos que exigem uma elevada capacidade de recursos informáticos para a sua execução.

- PROCURA V/S CAPACIDADE:

Para o sismo tipo 2, condicionante na avaliação, a procura de ductilidade por deslocamento na estrutura supera amplamente a capacidade do sistema estrutural primário do edifício, correspondente aos pórticos PR1 e PR2, levando-a ao colapso antes de atingir o deslocamento objetivo. Isto implica que a estrutura não cumpre os critérios de segurança sísmica atuais.

4.2 COMENTÁRIOS FINAIS

O estudo realizado é metodologicamente sólido, utilizando ferramentas avançadas de análise sísmica. Os resultados são conclusivos: a estrutura não cumpre os padrões modernos de segurança sísmica e requer intervenção. Este trabalho serve como base técnica para futuras decisões de reforço ou reabilitação estrutural.

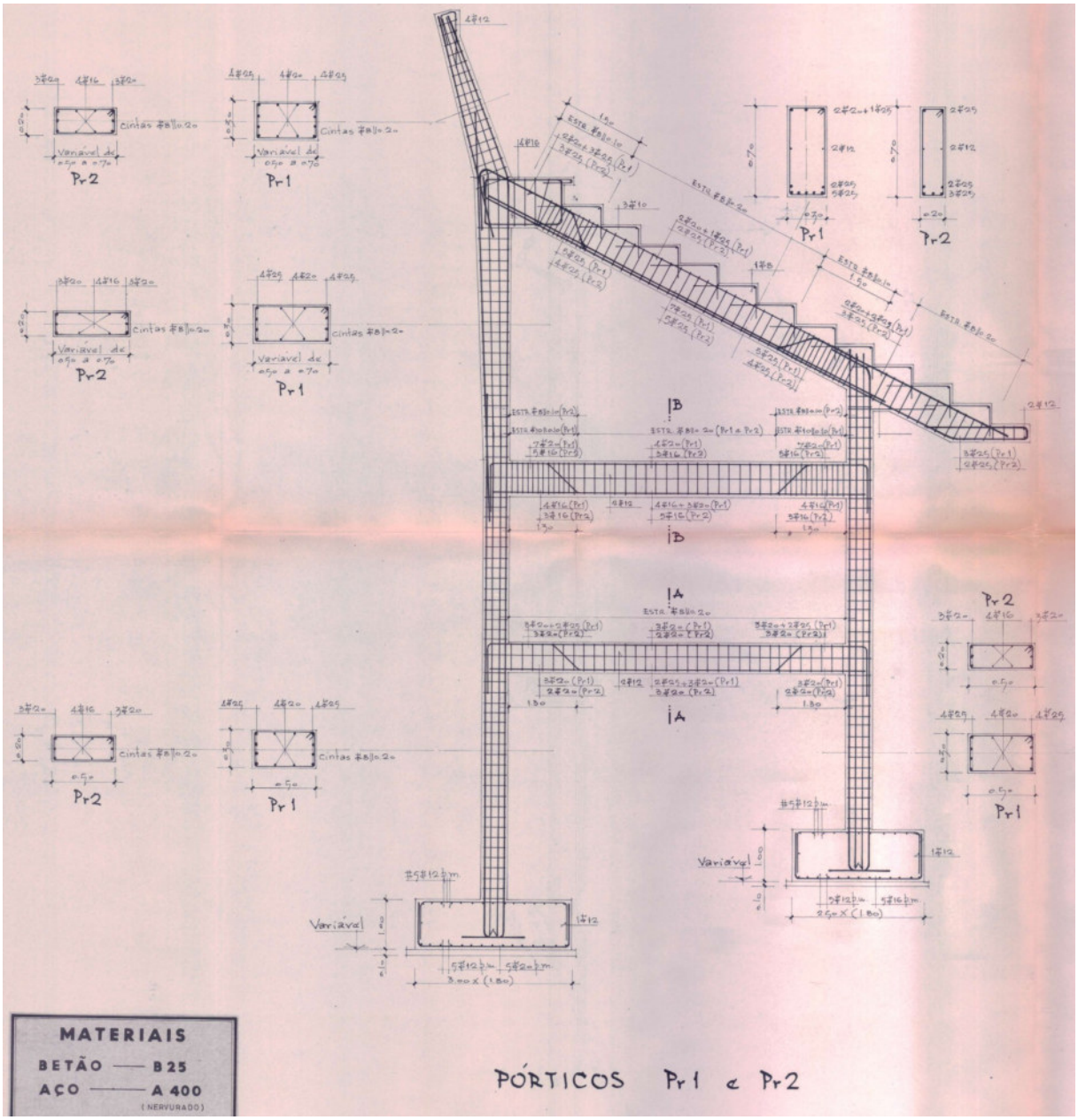
Dado que na modelação do edifício foram consideradas propriedades mecânicas dos elementos com valor médio, bem como simplificações que poderiam afetar a rigidez da estrutura, devido à falta de informação - como, por exemplo, a consideração dos degraus das bancadas como carga permanente sobre a estrutura, assumindo que a ligação entre os elementos pré-fabricados dos degraus e as vigas onde estes se apoiam não era uma ligação rígida (utilização de elementos de corte) - é expectável que, após uma adequada inspeção, levantamento e ensaio dos materiais, os parâmetros de modelação sejam menos conservadores, favorecendo o comportamento estrutural. Um aspeto a este respeito é a existência de muros entre os eixos 3 e 4, perpendiculares ao eixo A, que correspondem ao acesso ao campo de futebol; desconhece-se se existe uma junta de dilatação na ligação desses muros com as paredes Pa3 do edifício, tendo-se optado por não os incluir na análise, mas é crucial estabelecer que tipo de ligação existe entre tais elementos estruturais, uma vez que isso alteraria por completo o comportamento dinâmico do edifício.

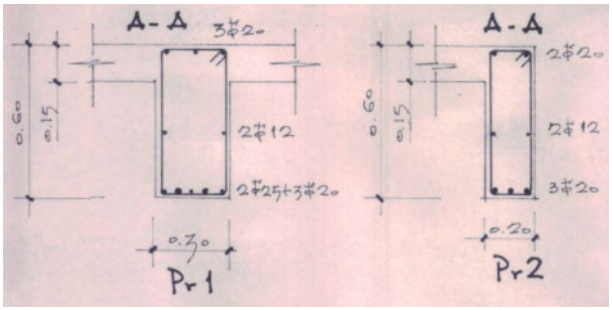
Outro aspeto é a interação solo-estrutura. Os pilares curtos do piso inferior do edifício foram considerados como isolados de qualquer tipo de preenchimento circundante ao pilar, por não se dispor da informação geotécnica adequada. Discutiu-se que, existindo sapatas isoladas de fundação e uma laje ao nível do teto nesse piso do edifício, era possível que não existisse um preenchimento consolidado a esse nível.

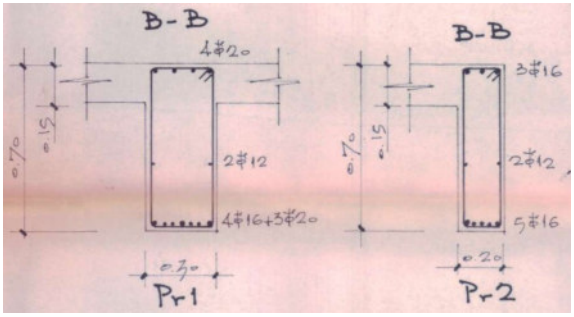
Por outro lado, a análise dinâmica não linear, exigida para estruturas irregulares, requer elevados recursos informáticos para a sua avaliação. Cada análise realizada no presente trabalho teve um tempo mínimo de duração de 3,46 horas ou superior por cada registo e estado de carga associado. Embora a estrutura não seja regular, claramente o sistema primário corresponde a elementos tipo pórtico de um vão, podendo realizar-se análises estáticas não lineares como Pushover, mais o método N2 do EC8, nos pórticos PR1 e PR2, chegando-se a resultados conclusivos a um custo menor.

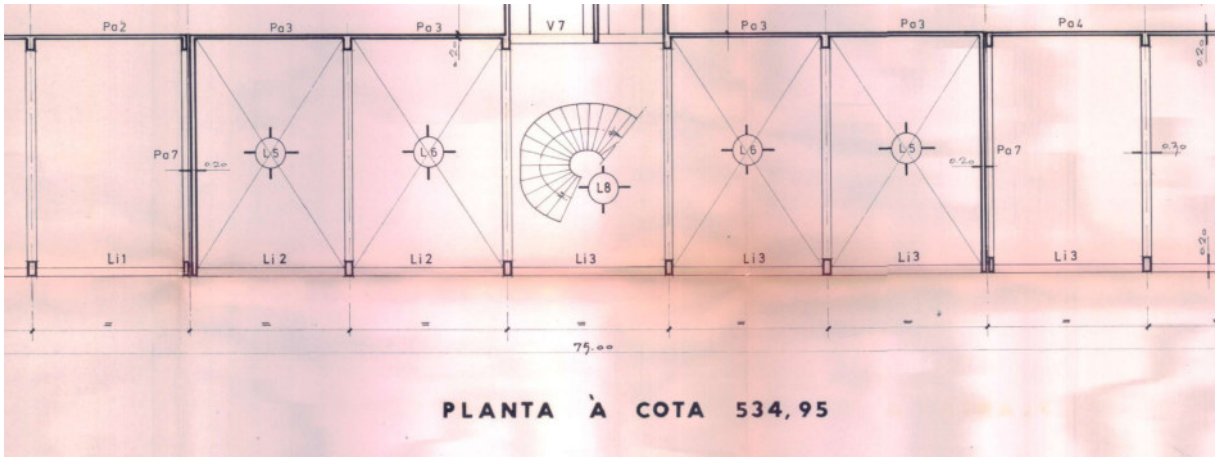
Anexo 1

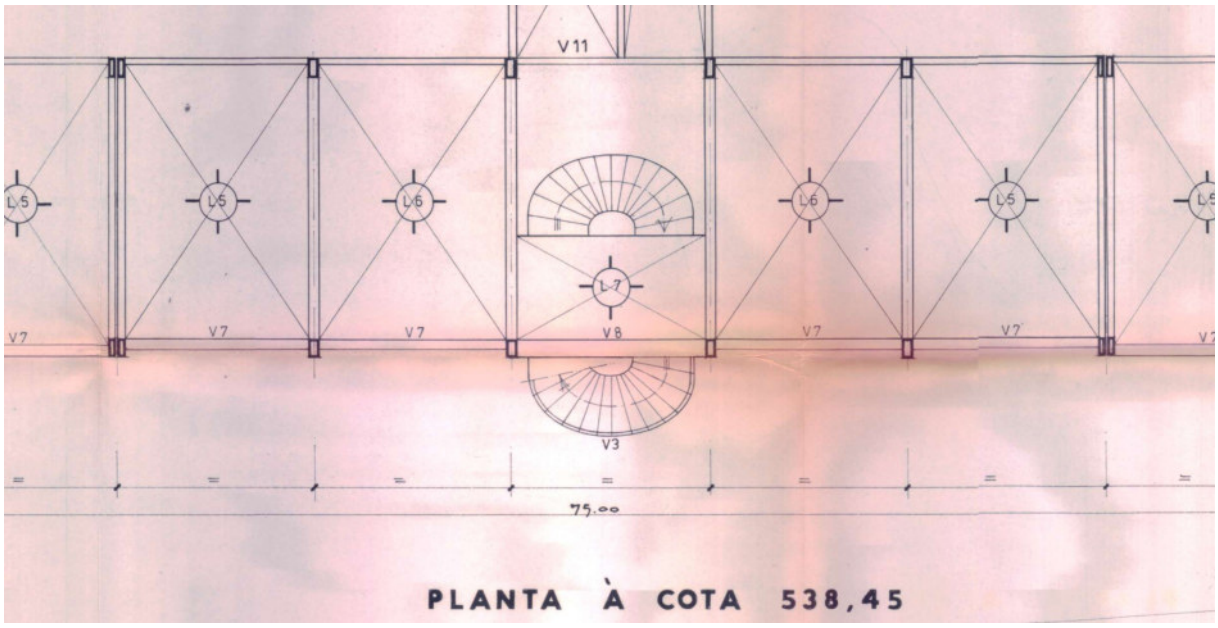
Desenhos do edifício em estudo

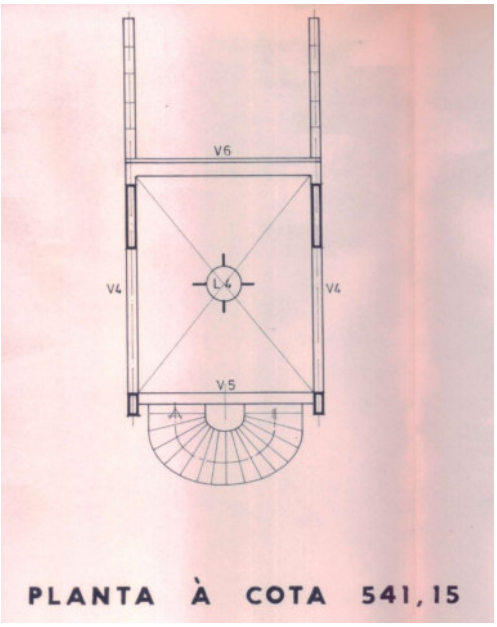

MATERIAIS
BETÃO — B25
AÇO — A 400
(NERVURADO)
PÓRTICOS Pr1 e Pr2
Pr1
Pr2
Variável de 0.50 a 0.70
cintas #8 l=0.20
Variável
3.00 x (1.80)
0.50 x (1.80)

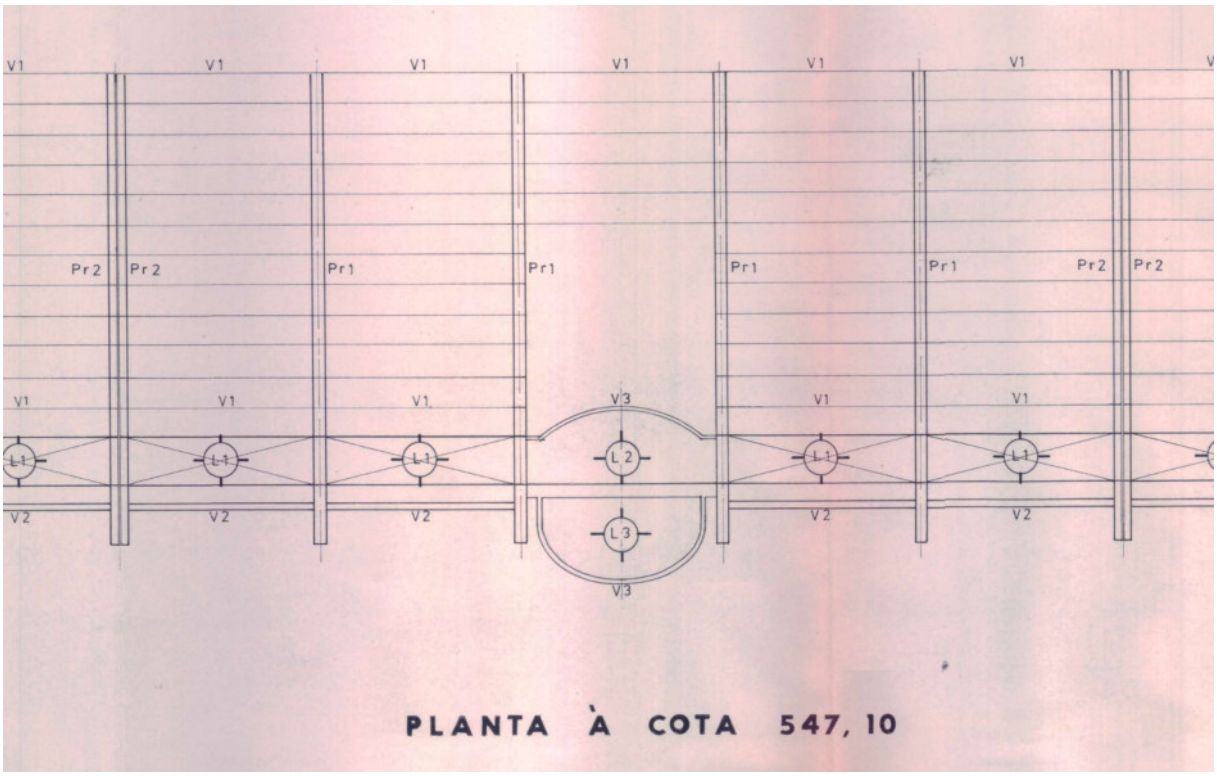

A-A
3#20
2#12
2#25+3#20
0.60
0.15
0.30
Pr1
A-A
2#20
2#12
3#20
0.20
Pr2

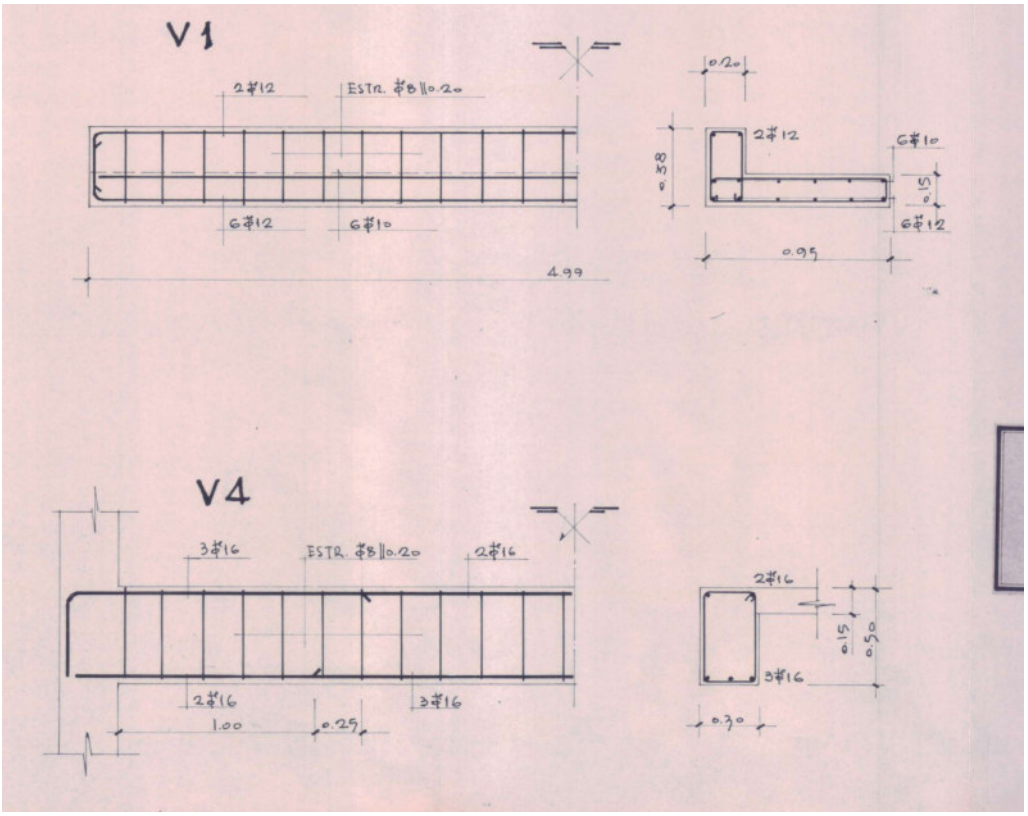

B-B
4#20
2#12
4#16+3#20
0.70
0.15
0.30
Pr1
B-B
3#16
2#12
5#16
0.20
Pr2

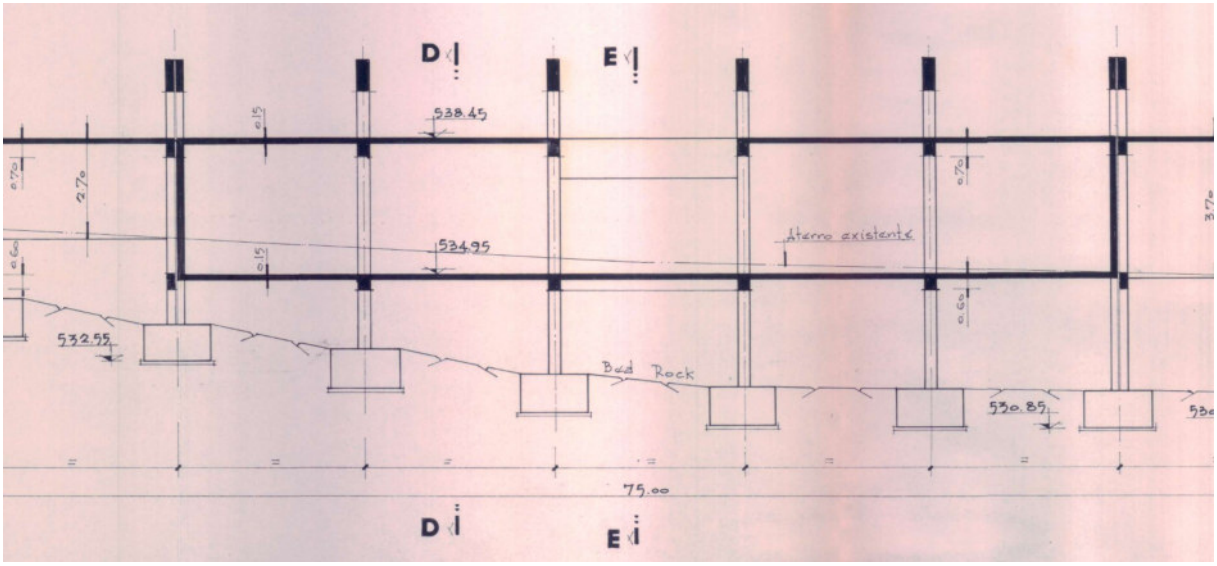

Pa2
Pa3
Pa3
V7
Pa3
Pa3
Pa4
Pa7
L5
L6
L8
L6
L5
Pa7
Li1
Li2
Li2
Li3
Li3
Li3
Li3
75.00
PLANTA À COTA 534,95

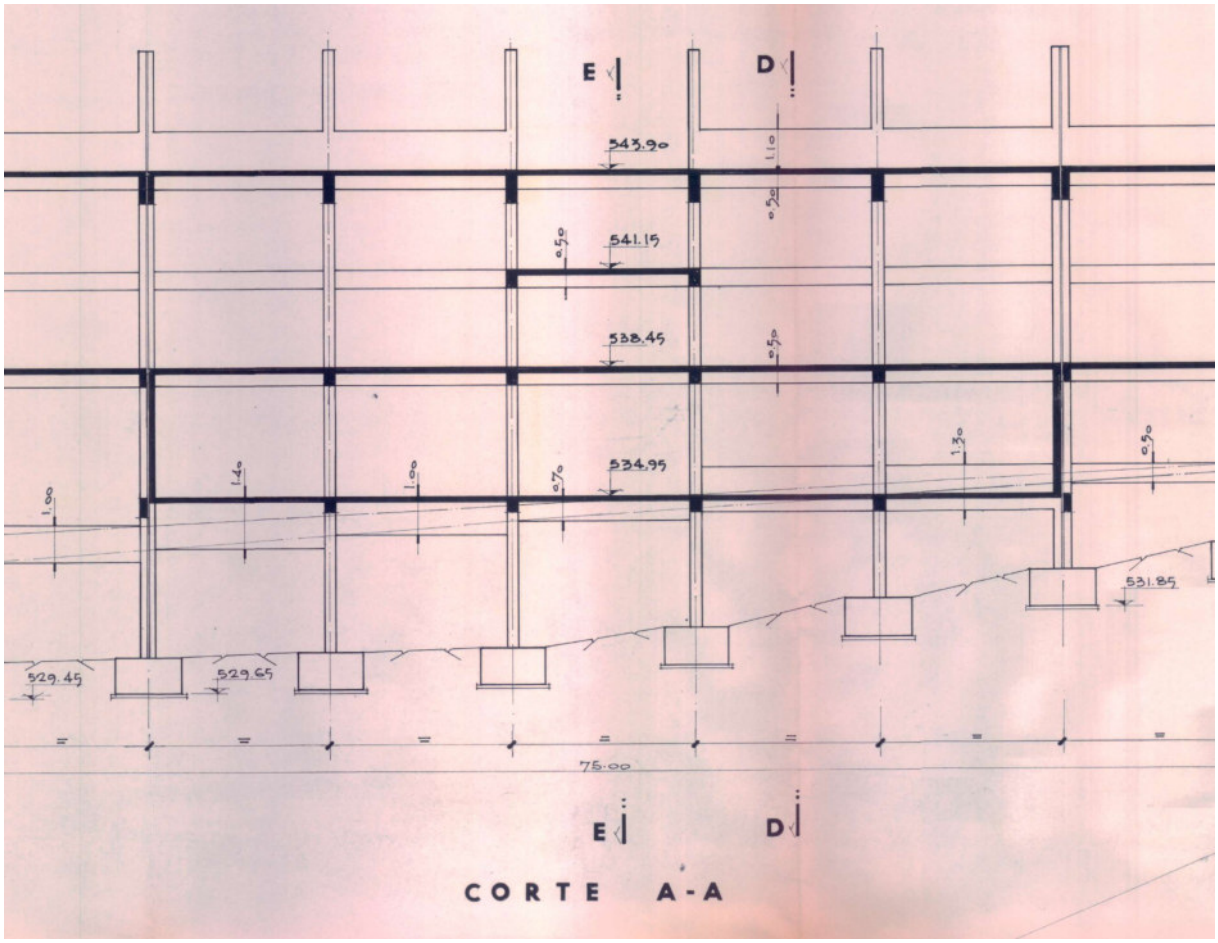

V11
L5
L5
L6
L6
L5
L7
V7
V7
V7
V8
V7
V7
V3
75.00
PLANTA À COTA 538,45

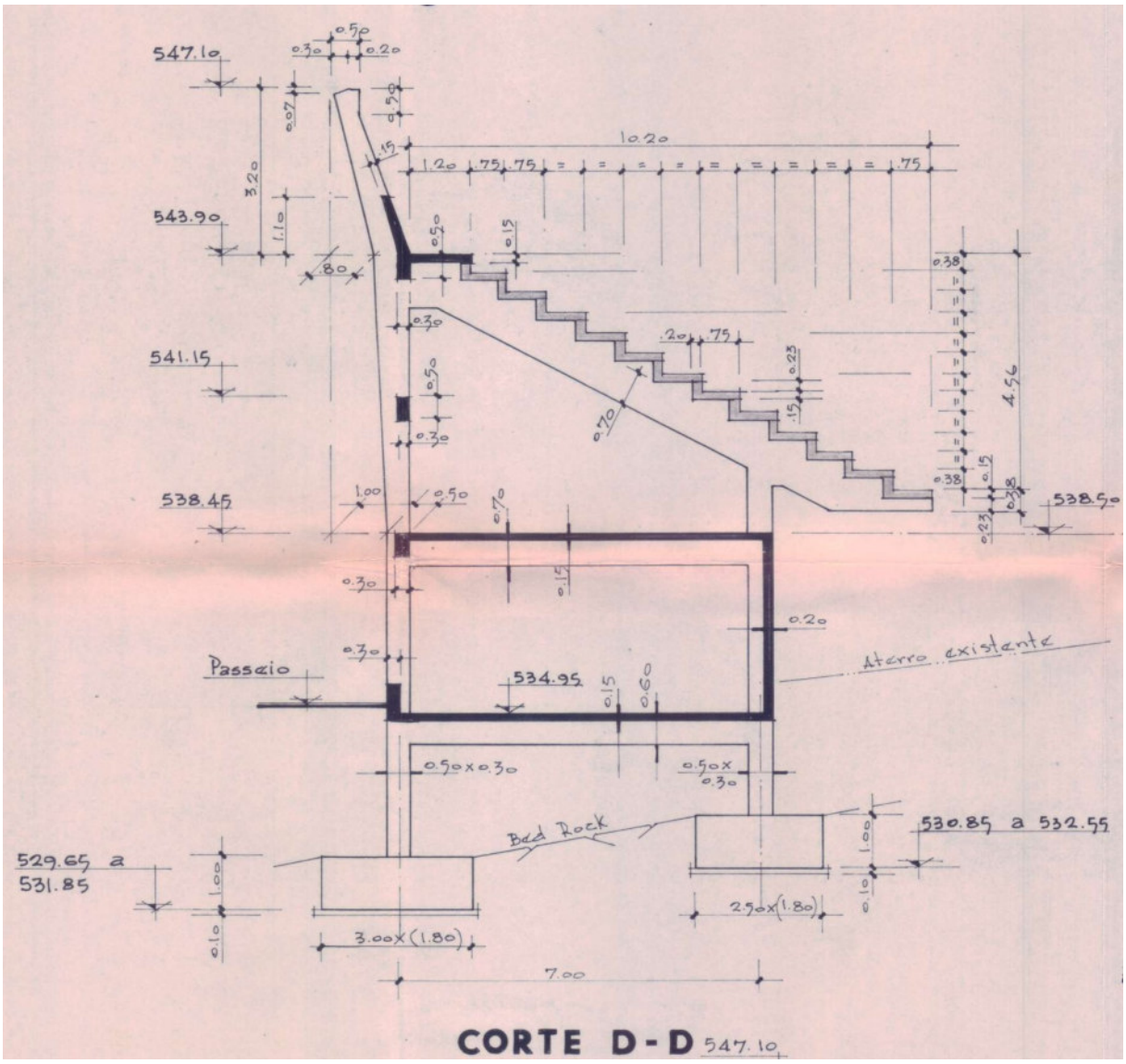

V6
V4
L4
V4
V5
PLANTA À COTA 541,15

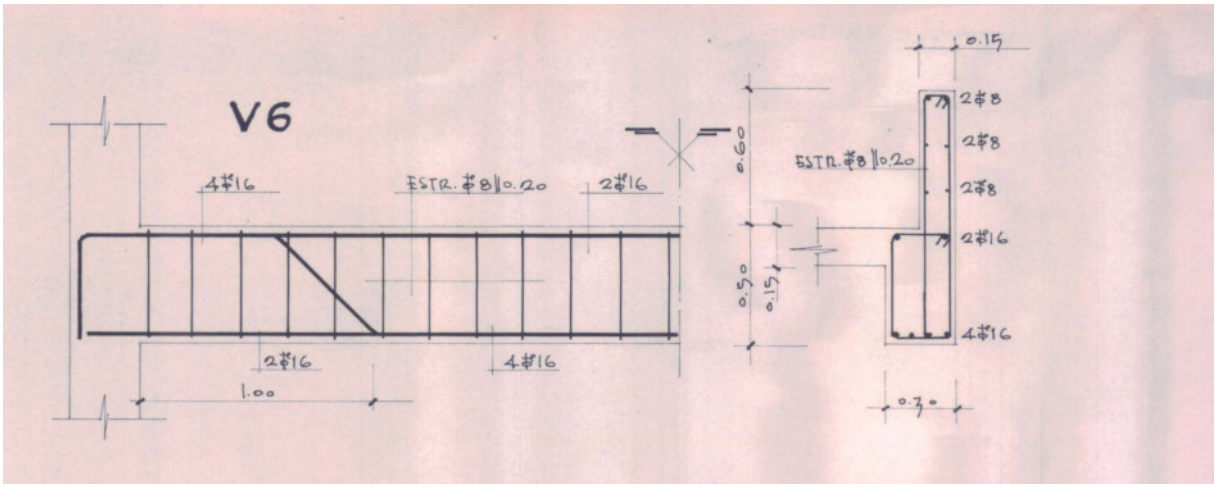

V1
Pr2
Pr1
V3
V2
L1
L2
L3
PLANTA À COTA 547, 10

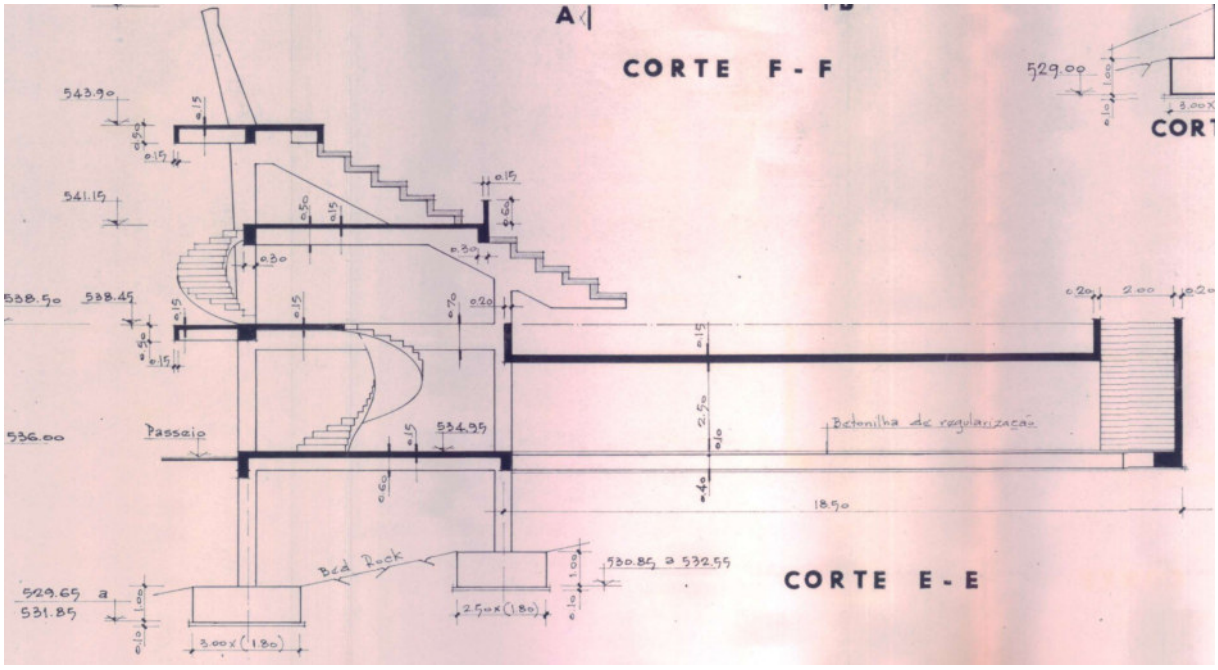

V1
2#12
ESTR. #8||0.20
6#12
6#10
4.99
0.20
0.38
2#12
6#10
0.15
6#12
0.95
V4
3#16
ESTR. #8||0.20
2#16
2#16
3#16
1.00
0.25
2#16
0.15
0.50
3#16
0.30

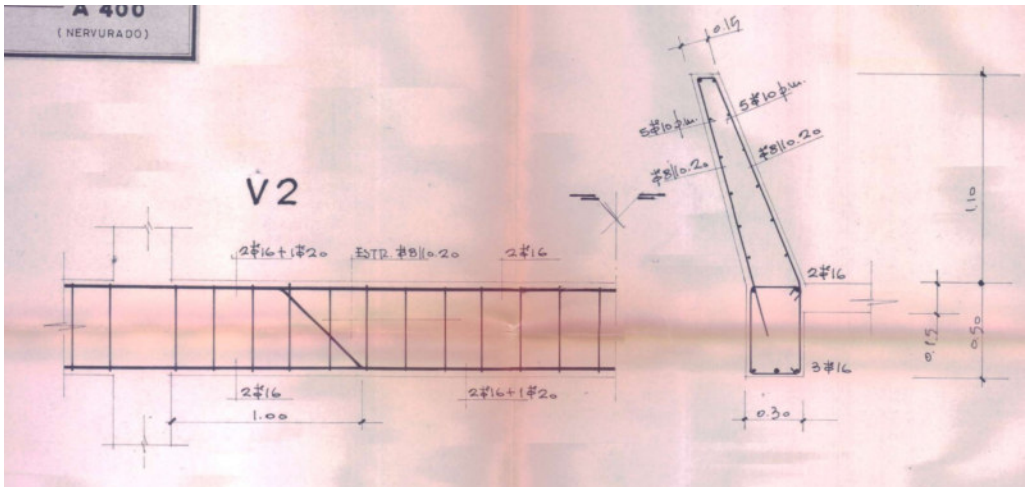

D
E
538.45
534.95
Aterro existente
532.55
Bed Rock
530.85
75.00
D
E

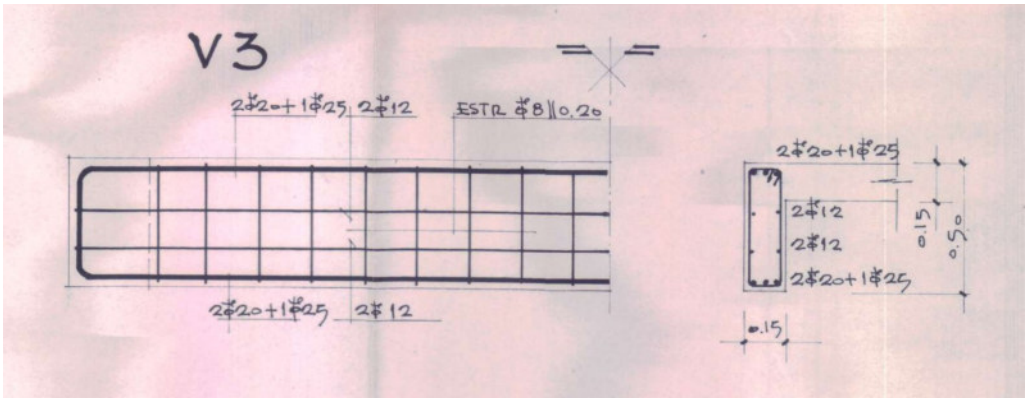

E
D
543.90
541.15
538.45
534.95
531.85
529.45
529.65
75.00
E
D
CORTE A-A

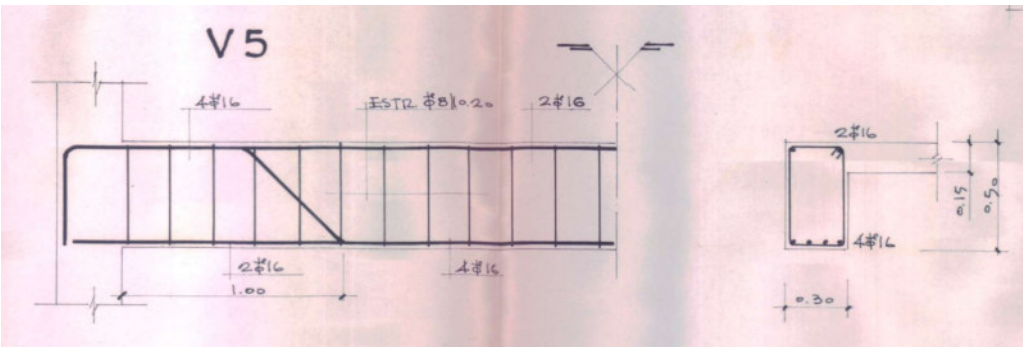

547.10
543.90
541.15
538.45
538.50
534.95
Passeio
Aterro existente
Bed Rock
529.65 a 531.85
530.85 a 532.55
10.20
4.56
3.20
1.10
0.50x0.30
3.00x(1.80)
2.50x(1.80)
7.00
CORTE D-D 547.10

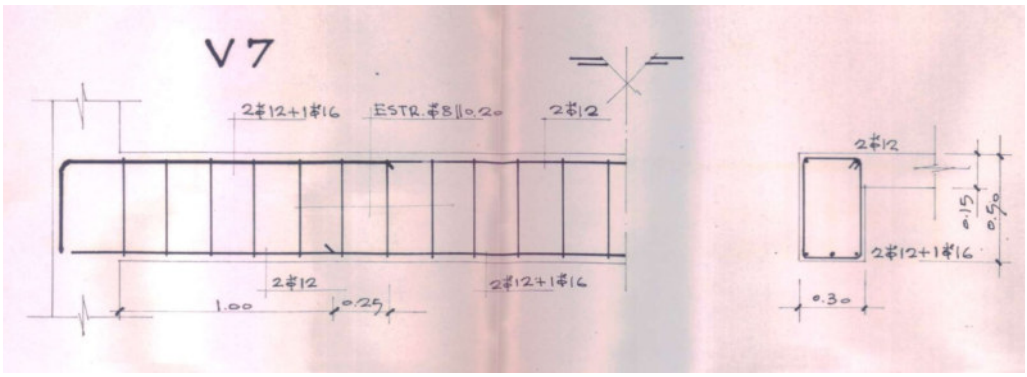

V6
4#16
ESTR. #8||0.20
2#16
2#16
4#16
1.00
ESTR. #8||0.20
2#8
2#8
2#8
2#16
4#16
0.15
0.60
0.50
0.15
0.70

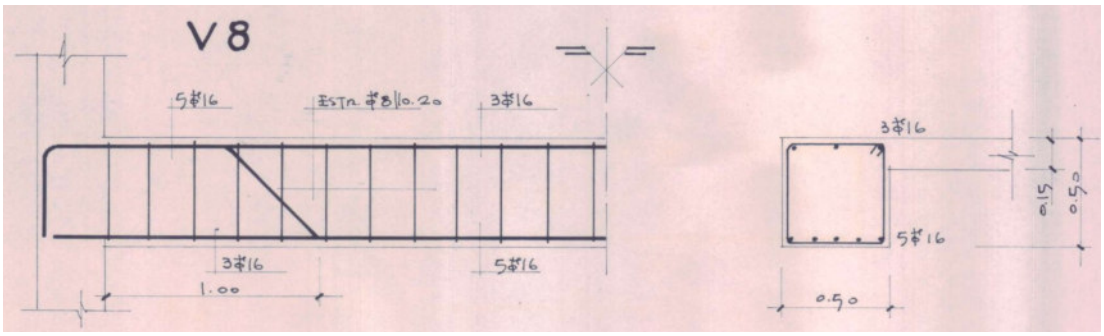

CORTE F - F
543.90
541.15
538.50
538.45
536.00
Passeio
534.95
529.65 a 531.85
Bed Rock
530.85 a 532.55
2.50x(1.80)
3.00x(1.80)
529.00
Betonilha de regularização
18.50
CORTE E - E

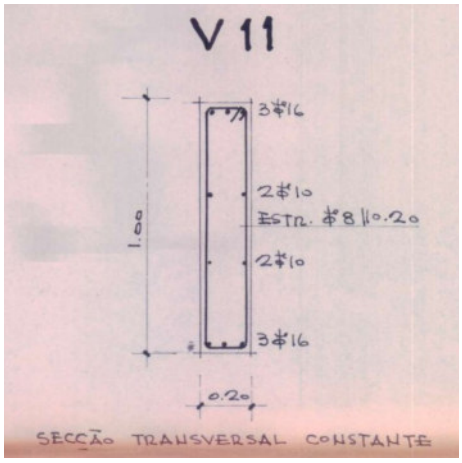

A 400
(NERVURADO)
V2
2#16+1#20
ESTR. #8||0.20
2#16
2#16+1#20
1.00
5#10 p/m.
#8||0.20
3#16
0.30
1.10
0.15
0.50

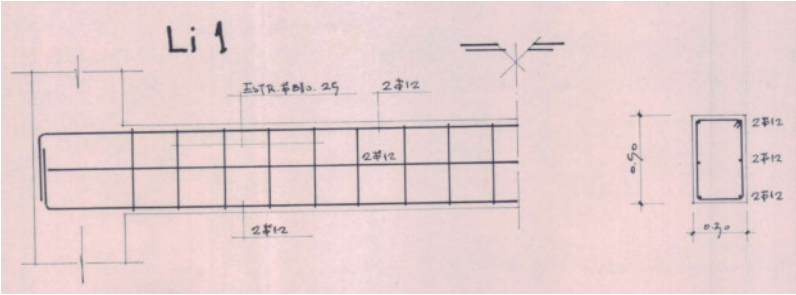

V3
2#20+1#25
2#12
ESTR. #8||0.20
2#12
0.15
0.50

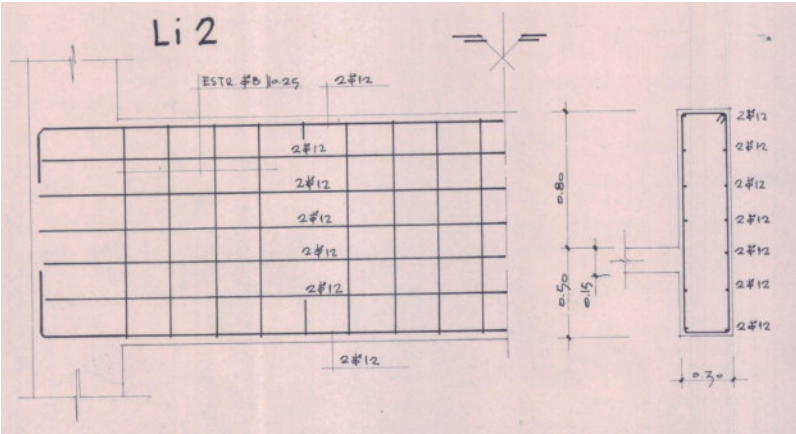

V5
4#16
ESTR. #8 ‖ 0.20
2#16
2#16
4#16
1.00
2#16
0.15
0.50
4#16
0.30

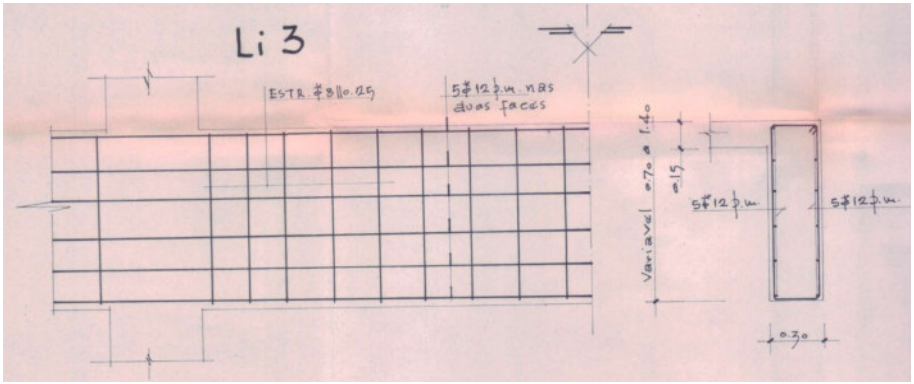

V7
2#12+1#16
ESTR. #8 ‖ 0.20
2#12
2#12
2#12+1#16
1.00
0.25
2#12
0.15
0.50
2#12+1#16
0.30

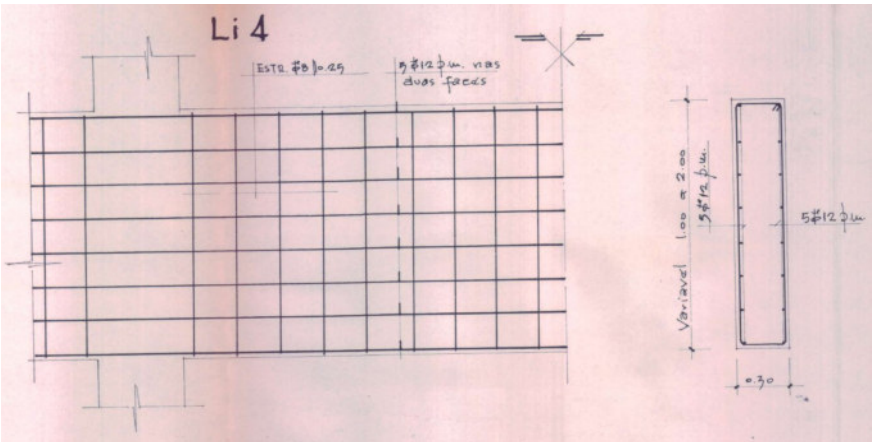

V8
5#16
ESTR. #8 ‖ 0.20
3#16
3#16
5#16
1.00
3#16
0.15
0.50
5#16
0.50


V11
3#16
2#10
ESTR. #8 ‖ 0.20
2#10
3#16
1.00
0.20
SECÇÃO TRANSVERSAL CONSTANTE


Li 1
ESTR. #8 ||0.25
2#12
2#12
2#12
2#12
2#12
2#12
2#12
0.50
0.30


Li 2
ESTR. #8 ||0.25
2#12
2#12
2#12
2#12
2#12
2#12
2#12
2#12
2#12
2#12
2#12
2#12
2#12
0.80
0.50
0.15
0.30


Li 3
ESTR. #8 ||0.25
5#12 ⌀.m. nas duas faces
Variavel 0.70 a 1.40
0.15
5#12 ⌀.m.
5#12 ⌀.m.
0.30


Li 4
ESTR. #8 ||0.25
5#12 ⌀.m. nas duas faces
Variavel 1.00 a 2.00
5#12 ⌀.m.
5#12 ⌀.m.
0.30

Anexo 2

Cálculo das reaçoes na cobertura devido ação do vento

- **Valor de referencia de velocidad del viento:**

Zona := A v_{b0} := 27

$c_{dir} := 1$ ...coeficiente de dirección

$c_{season} := 1$ .....coeficiente de estacionalidad

$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b0} \cdot \frac{m}{s}$ $v_b = 27 \frac{m}{s}$ (velocidad media del viento)

- **Viento medio variación con altura:**

Cat_Terreno := urbana

$z_{max} := 200m$ $z := 16.65m$

$z_{0II} := 0.05$

z_0 := IV z_{min} := IV

Cat_Terreno = "IV"

$z_0 \cdot m = 1\,m$

$c_0(z) := 1$ .....coeficiente de orografía

$z_{min} \cdot m = 15\,m$

$k_r := 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0II}}\right)^{0.07}$ ....coeficiente del terreno $k_r = 0.234$

$c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0 \cdot m}\right)$ .....coeficiente de rugosidad $c_r = 0.659$

$v_m(z) := c_r \cdot c_0(z) \cdot v_b$ ..... viento medio $v_m(z) = 17.794 \frac{m}{s}$

- **Turbulencia del viento**

$k_I := 1$ ....coeficiente de turbulencia

$\sigma_v := k_r \cdot v_b \cdot k_I$ $\sigma_v = 6.327 \frac{m}{s}$

$I_v := \frac{\sigma_v}{v_m(z)}$ ....intensidad de turbulencia $I_v = 0.356$

- **Presion dinámica de pico $q_p(z)$:**

$\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3}$ ....masa volumétrica del aire

$q_p(z) := (1 + 7 \cdot I_v) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot (v_m(z))^2$ $q_p(z) = 690.42 \cdot Pa$

$q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$ ....presion dinámica de referencia $q_b = 455.625\,Pa$

$c_e(z) := \frac{q_p(z)}{q_b}$ .....coeficiente de exposición $c_e(z) = 1.515$

VIENTO A BARLOVENTO DIR ESTE-OESTE

- **Presion ejercida por el viento sobre las superficies**

$c_{p_net} := -1.6$ ..... coeficiente de presion. *[EC 1 - 4 / Quadro 7.6 - (α = 5°)]*

$z_e := z = 16.65\,m$

$c_{pe} := c_{p_net}$

$w_e := q_p(z_e) \cdot c_{pe}$ ....presion ejercida por el viento en las superficies exteriores

$w_e = -1.105 \times 10^3 \cdot Pa$

- **Fuerzas ejercidas por el viento**

$c_s := 1$ ..... coeficiente estructural: $c_s c_d$. *[EC 1 - 4 / 6.2 (c)]*

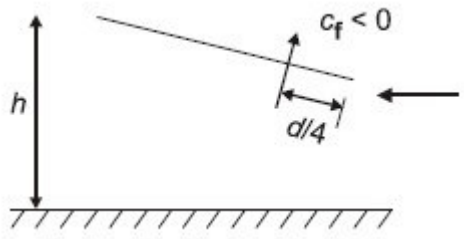
$c_d := 1$

$\phi := 1$ .... coeficiente de obstrucción. *[EC 1 - 4 / 7.3 (2)]*

$c_f := -1.4$ .... coeficiente de fuerza. *[EC 1 - 4 / Quadro 7.6 - (α= 5°)]*

$A_{ref} := 62.5m^2$ .....área de referencia

$F_w := c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref}$ >>> $F_w = -60.412 \cdot kN$



VIENTO A BARLOVENTO DIR NORTE-SUR

- **Fuerzas ejercidas por el viento - Fuerzas de fricción (atrito)**

$c_{fr} := 0.01$ .....Coeficiente de atrito *[EC 1 - 4 / Quadro 7.10]*

$b := 12.5m$

$d := 45m$

$A_{fr} := 2 \cdot b \cdot d$ .....área de referencia *[EC 1 - 4 / 7.5 (3)]*

$A_{fr} = 1.125 \times 10^3\, m^2$

$F_{fr} := c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr}$ >>> $F_{fr} = 7.767 \cdot kN$

Anexo 3

Cálculo dos vão efetivo das vigas PR1 e PR2

Cálculo ancho efectivo en vigas de concreto en flexión - E.N. 1992

*# **"Ancho efectivo"** :Parte de la losa de concreto que realmente colabora en la rigidez de la viga en cual se apoya, la cual se encuentra solicitada predominantemente a flexión.*

- **EC.2 - ítem 5.3.2.1: Largura efectiva dos banzos (para todos os estados límites)**

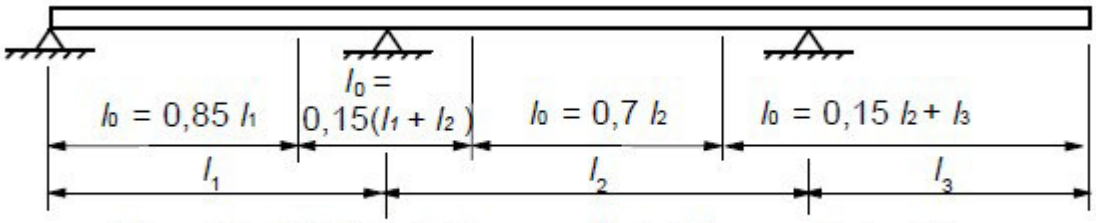


Figura 5.2 – Definição de l_0, para o cálculo da largura efectiva do banzo

Viga := V_30x60 $\qquad l_1 := 7m \quad ; \quad l_2 := 7m \quad ; \quad l_3 := 7m$

$b_w := 30cm \qquad l_o := 0.7 \cdot l_2 \quad >>> \quad l_o = 4.9\,m$

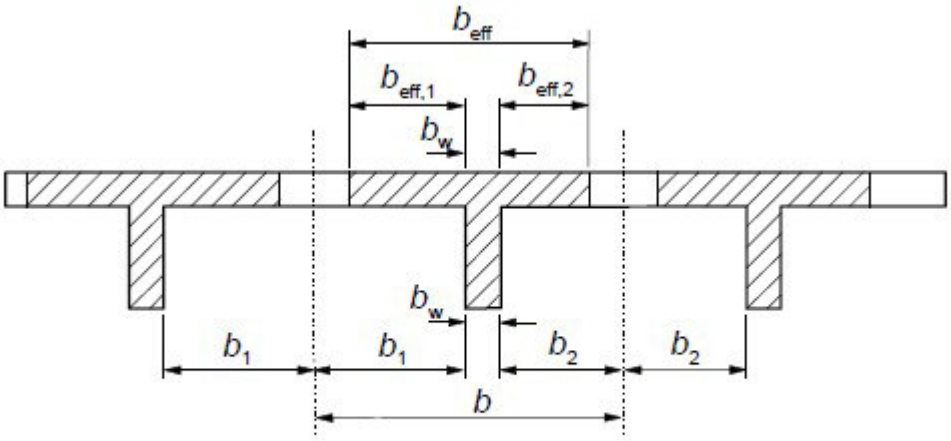


Figura 5.3 – Parâmetros para a determinação da largura efectiva do banzo

$b := 5m \quad ; \quad b_1 := \frac{b - b_w}{2} \quad ; \quad b_2 := b_1 \qquad l_o = 4.9\,m$

$b_1 = 2.35\,m \qquad b_2 = 2.35\,m$

$b_{eff_1} := \min(0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_o, 0.2 \cdot l_o) \quad >>> \quad b_{eff_1} = 0.96\,m$

$b_{eff_2} := \begin{cases} \min(0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_o, 0.2 \cdot l_o) & \text{if } b_2 \neq 0 \\ b_2 & \text{otherwise} \end{cases} \quad >>> \quad b_{eff_2} = 0.96\,m$

$b_{eff} := \min(b_{eff_1} + b_{eff_2} + b_w, b) \quad >>> \quad b_{eff} = 2.22\,m$

$b_{eff_final} := 0.5 \cdot b_{eff} \quad >>> \quad b_{eff_final} = 1.11\,m$

Cálculo ancho efectivo en vigas de concreto en flexión - E.N. 1992

*# "**Ancho efectivo**" :Parte de la losa de concreto que realmente colabora en la rigidez de la viga en cual se apoya, la cual se encuentra solicitada predominantemente a flexión.*

- **EC.2 - ítem 5.3.2.1: Largura efectiva dos banzos (para todos os estados límites)**

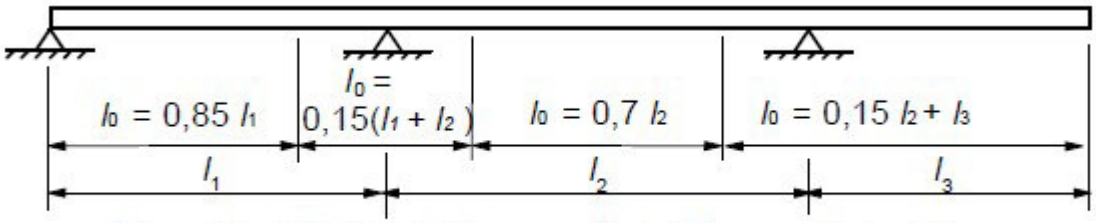


Figura 5.2 – Definição de l_0, para o cálculo da largura efectiva do banzo

Viga := V_30x70 $\qquad l_1 := 7m \quad ; \quad l_2 := 7m \quad ; \quad l_3 := 7m$

$b_w := 30cm \qquad l_o := 0.7 \cdot l_2 \quad >>> \quad l_o = 4.9\,m$

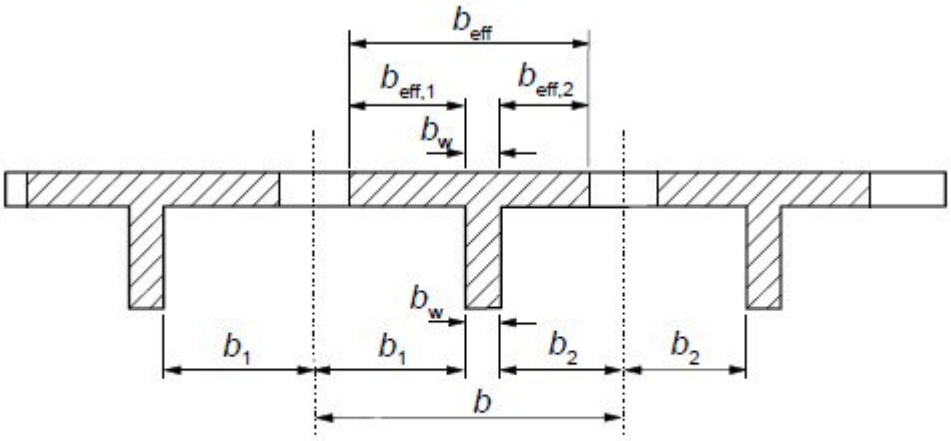


Figura 5.3 – Parâmetros para a determinação da largura efectiva do banzo

$b := 5m \quad ; \quad b_1 := \frac{b - b_w}{2} \quad ; \quad b_2 := b_1 \qquad l_o = 4.9\,m$

$b_1 = 2.35\,m \qquad b_2 = 2.35\,m$

$b_{eff_1} := \min(0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_o, 0.2 \cdot l_o) \quad >>> \quad b_{eff_1} = 0.96\,m$

$b_{eff_2} := \begin{cases} \min(0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_o, 0.2 \cdot l_o) & \text{if } b_2 \neq 0 \\ b_2 & \text{otherwise} \end{cases} \quad >>> \quad b_{eff_2} = 0.96\,m$

$b_{eff} := \min(b_{eff_1} + b_{eff_2} + b_w, b) \quad >>> \quad b_{eff} = 2.22\,m$

$b_{eff_final} := 0.5 \cdot b_{eff} \quad >>> \quad b_{eff_final} = 1.11\,m$

- Cálculo del ancho efectivo segun el código americano ACI-318:

$h_f := 15cm$ ..... *(espesor losa concreto)*

$s_{vigas} := 5m$ ..... *(separación entre vigas adyacentes)*

$l_v := 7m$ ..... *(longitud de viga entre apoyos)*

$b_{eff_int} := \min\left(\frac{l_v}{4}, b_w + 8 \cdot h_f, s_{vigas}\right)$ >>> $b_{eff_int} = 1.5\,m$

$b_{eff_borde} := \min\left(\frac{l_v}{12} + b_w + 4 \cdot h_f, s_{vigas}\right)$ >>> $b_{eff_borde} = 1.483\,m$

Cálculo ancho efectivo en vigas de concreto en flexión - E.N. 1992

*# "**Ancho efectivo**" :Parte de la losa de concreto que realmente colabora en la rigidez de la viga en cual se apoya, la cual se encuentra solicitada predominantemente a flexión.*

- **EC.2 - ítem 5.3.2.1: Largura efectiva dos banzos (para todos os estados límites)**

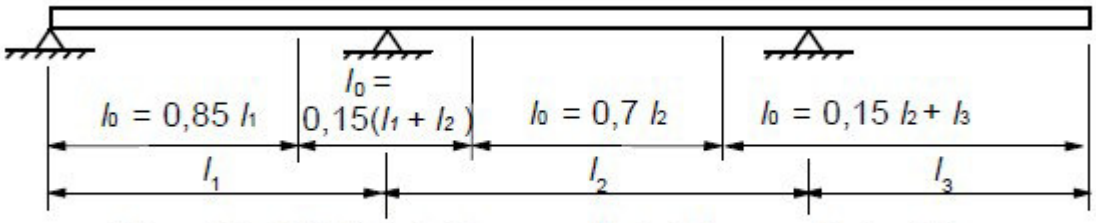


Figura 5.2 – Definição de l_0, para o cálculo da largura efectiva do banzo

Viga := V_20x70 $\qquad l_1 := 7m \quad ; \quad l_2 := 7m \quad ; \quad l_3 := 7m$

$b_w := 20cm \qquad l_o := 0.7 \cdot l_2 \quad >>> \quad l_o = 4.9\,m$

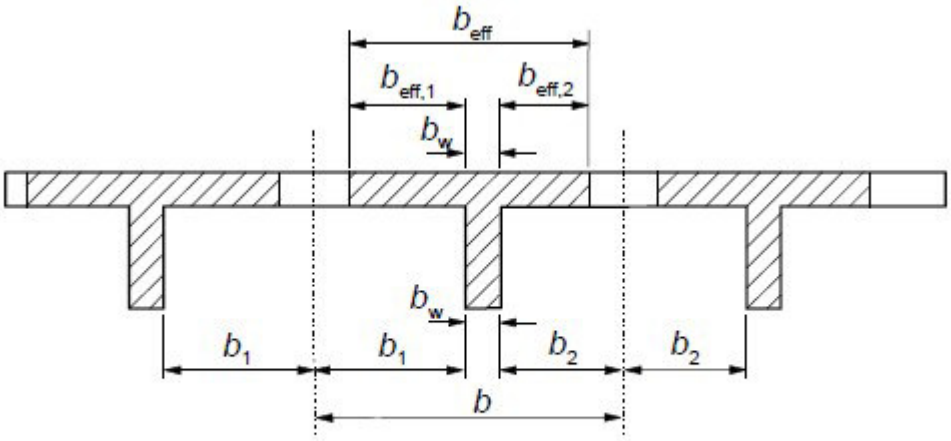


Figura 5.3 – Parâmetros para a determinação da largura efectiva do banzo

$b := 5m \quad ; \quad b_1 := \frac{b - b_w}{2} \quad ; \quad b_2 := 0 \qquad l_o = 4.9\,m$

$b_1 = 2.4\,m \qquad b_2 = 0$

$b_{eff_1} := \min(0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_o, 0.2 \cdot l_o) \quad >>> \quad b_{eff_1} = 0.97\,m$

$b_{eff_2} := \begin{cases} \min(0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_o, 0.2 \cdot l_o) & \text{if } b_2 \neq 0 \\ b_2 & \text{otherwise} \end{cases} \quad >>> \quad b_{eff_2} = 0\,m$

$b_{eff} := \min(b_{eff_1} + b_{eff_2} + b_w, b) \quad >>> \quad b_{eff} = 1.17\,m$

$b_{eff_final} := 0.5 \cdot b_{eff} \quad >>> \quad b_{eff_final} = 0.585\,m$

Cálculo ancho efectivo en vigas de concreto en flexión - E.N. 1992

*# "**Ancho efectivo**" :Parte de la losa de concreto que realmente colabora en la rigidez de la viga en cual se apoya, la cual se encuentra solicitada predominantemente a flexión.*

- **EC.2 - ítem 5.3.2.1: Largura efectiva dos banzos (para todos os estados límites)**

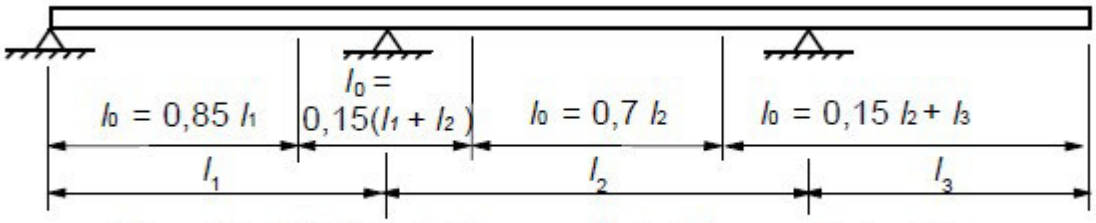


Figura 5.2 – Definição de l_0, para o cálculo da largura efectiva do banzo

Viga := V_20x60 $\qquad l_1 := 7m \quad ; \quad l_2 := 7m \quad ; \quad l_3 := 7m$

$b_w := 20cm \qquad l_o := 0.7 \cdot l_2 \quad >>> \quad l_o = 4.9\,m$

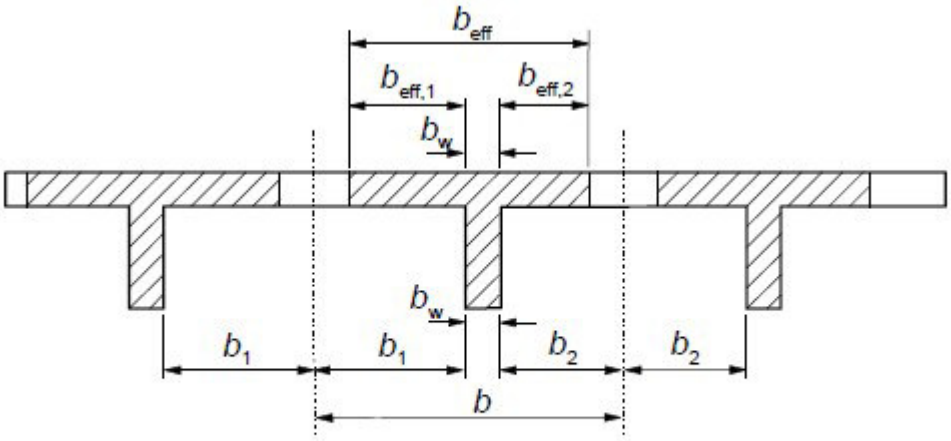


Figura 5.3 – Parâmetros para a determinação da largura efectiva do banzo

$b := 5m \quad ; \quad b_1 := \frac{b - b_w}{2} \quad ; \quad b_2 := 0 \qquad l_o = 4.9\,m$

$b_1 = 2.4\,m \qquad b_2 = 0$

$b_{eff_1} := \min(0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_o, 0.2 \cdot l_o) \quad >>> \quad b_{eff_1} = 0.97\,m$

$b_{eff_2} := \begin{cases} \min(0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_o, 0.2 \cdot l_o) & \text{if } b_2 \neq 0 \\ b_2 & \text{otherwise} \end{cases} \quad >>> \quad b_{eff_2} = 0\,m$

$b_{eff} := \min(b_{eff_1} + b_{eff_2} + b_w, b) \quad >>> \quad b_{eff} = 1.17\,m$

$b_{eff_final} := 0.5 \cdot b_{eff} \quad >>> \quad b_{eff_final} = 0.585\,m$

- Cálculo del ancho efectivo segun el código americano ACI-318:

$h_f := 15cm$ ..... *(espesor losa concreto)*

$s_{vigas} := 5m$ ..... *(separación entre vigas adyacentes)*

$l_v := 7m$ ..... *(longitud de viga entre apoyos)*

$b_{eff_int} := \min\left(\frac{l_v}{4}, b_w + 8 \cdot h_f, s_{vigas}\right)$ >>> $b_{eff_int} = 1.4\,m$

$b_{eff_borde} := \min\left(\frac{l_v}{12} + b_w + 4 \cdot h_f, s_{vigas}\right)$ >>> $b_{eff_borde} = 1.383\,m$

Anexo 4

Cálculo das rótulas plásticas

para análise não – linear

AENL – PUSHOVER e ASNL / TH

	PILAR - FLEXIÓN M3 - 0°				
ELEMENTO	**Fza. Axial [Kn]**	**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
P_30x50	-45	0.17090921	501.585	0.00648198	350.517
P_30x50	-385	0.11798307	523.603	0.00704155	406.068
P_30x50	-725	0.09693975	545.855	0.00758628	452.12

Element:	P_30x50	
Lp =	0.25	[m]

-45	M (+)				M (-)		
0°	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
	350.517	501.585			-350.517	-501.585	
ϕ [1/m]	0.00648198	0.17090921	0.69882	ϕ [1/m]	-0.00648198	-0.17090921	0.69882
θ [rad]	0.000540	0.006247		θ [rad]	-0.000540	-0.006247	

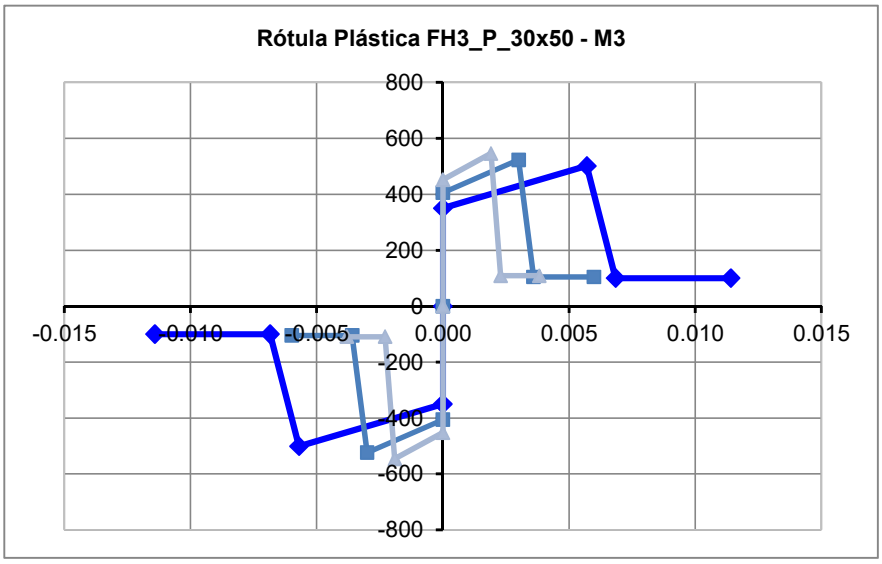
		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-100.317	-0.01141	2	-0.286	-0.01141
0.2	-D	-100.317	-0.00685	1.2	-0.286	-0.00685
	-C	-501.585	-0.00571		-1.431	-0.00571
	-B	-350.517	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	350.517	0.00000		1.000	0.00000
	C	501.585	0.00571		1.431	0.00571
0.2	D	100.317	0.00685	1.2	0.286	0.00685
0.2	E	100.317	0.01141	2	0.286	0.01141

-385	M (+)				M (-)		
0°	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
	406.068	523.603			-406.068	-523.603	
ϕ [1/m]	0.00704155	0.11798307	0.77553	ϕ [1/m]	-0.00704155	-0.11798307	0.77553
θ [rad]	0.00059	0.00358		θ [rad]	-0.00059	-0.00358	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-104.721	-0.00599	2	-0.258	-0.00599
0.2	-D	-104.721	-0.00360	1.2	-0.258	-0.00360
	-C	-523.603	-0.00300		-1.289	-0.00300
	-B	-406.068	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	406.068	0.00000		1.000	0.00000
	C	523.603	0.00300		1.289	0.00300
0.2	D	104.721	0.00360	1.2	0.258	0.00360
0.2	E	104.721	0.00599	2	0.258	0.00599

-725	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	452.12	545.855	0.82828		-452.12	-545.855	0.82828
ϕ [1/m]	0.00758628	0.09693975		ϕ [1/m]	-0.00758628	-0.09693975	
θ [rad]	0.00063	0.00254		θ [rad]	-0.00063	-0.00254	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-109.171	-0.00381	2	-0.241	-0.00381
0.2	-D	-109.171	-0.00229	1.2	-0.241	-0.00229
	-C	-545.855	-0.00191		-1.207	-0.00191
	-B	-452.12	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	452.12	0.00000		1.000	0.00000
	C	545.855	0.00191		1.207	0.00191
0.2	D	109.171	0.00229	1.2	0.241	0.00229
0.2	E	109.171	0.00381	2	0.241	0.00381



Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μ_100 =	11.6
μ_350 =	6.1
μ_700 =	4.0

-725	CP =	0.00254	[rad]
0°	LS =	0.00206	[rad]
	IO =	0.00063	[rad]

-385	CP =	0.00358	[rad]
0°	LS =	0.00283	[rad]
	IO =	0.00059	[rad]

-45	CP =	0.00625	[rad]
0°	LS =	0.00482	[rad]
	IO =	0.00054	[rad]

	PILAR - FLEXIÓN M2 - 90°				
ELEMENTO	**Fza. Axial [Kn]**	**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
P_30x50	-45	0.21220732	254.493	0.01162328	175.793
P_30x50	-385	0.16836132	270.653	0.01268406	207.186
P_30x50	-725	0.1498098	285.708	0.1387084	241.786

Element:	P_30x50	
Lp =	0.25	[m]

-45	M (+)				M (-)		
90°	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
	175.793	254.493			-175.793	-254.493	
ϕ [1/m]	0.01162328	0.21220732	0.69076	ϕ [1/m]	-0.01162328	-0.21220732	0.69076
θ [rad]	0.000969	0.008176		θ [rad]	-0.000969	-0.008176	

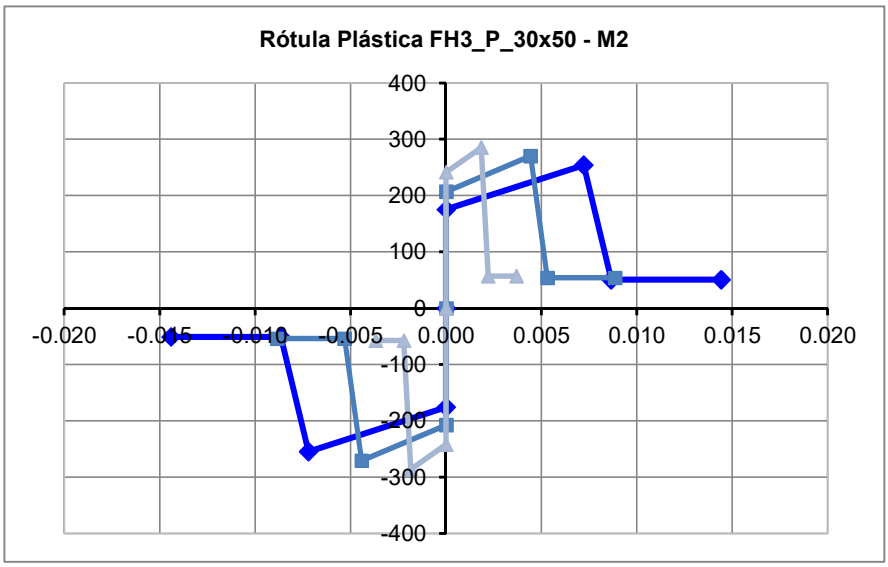
		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-50.899	-0.01442	2	-0.290	-0.01442
0.2	-D	-50.899	-0.00865	1.2	-0.290	-0.00865
	-C	-254.493	-0.00721		-1.448	-0.00721
	-B	-175.793	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	175.793	0.00000		1.000	0.00000
	C	254.493	0.00721		1.448	0.00721
0.2	D	50.899	0.00865	1.2	0.290	0.00865
0.2	E	50.899	0.01442	2	0.290	0.01442

-385	M (+)				M (-)		
90°	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
	207.186	270.653			-207.186	-270.653	
ϕ [1/m]	0.01268406	0.16836132	0.76550	ϕ [1/m]	-0.01268406	-0.16836132	0.76550
θ [rad]	0.00106	0.00548		θ [rad]	-0.00106	-0.00548	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-54.131	-0.00885	2	-0.261	-0.00885
0.2	-D	-54.131	-0.00531	1.2	-0.261	-0.00531
	-C	-270.653	-0.00443		-1.306	-0.00443
	-B	-207.186	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	207.186	0.00000		1.000	0.00000
	C	270.653	0.00443		1.306	0.00443
0.2	D	54.131	0.00531	1.2	0.261	0.00531
0.2	E	54.131	0.00885	2	0.261	0.00885

-725	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
90°	241.786	285.708	0.84627		-241.786	-285.708	0.84627
ϕ [1/m]	0.1387084	0.1498098		ϕ [1/m]	-0.1387084	-0.1498098	
θ [rad]	0.01156	0.01340		θ [rad]	-0.01156	-0.01340	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-57.142	-0.00369	2	-0.236	-0.00369
0.2	-D	-57.142	-0.00221	1.2	-0.236	-0.00221
	-C	-285.708	-0.00184		-1.182	-0.00184
	-B	-241.786	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	241.786	0.00000		1.000	0.00000
	C	285.708	0.00184		1.182	0.00184
0.2	D	57.142	0.00221	1.2	0.236	0.00221
0.2	E	57.142	0.00369	2	0.236	0.00369



Flexion M2	
μθ = θu / θy	
μ_100 =	8.4
μ_350 =	5.2
μ_700 =	1.2

-725			
90°	CP =	0.01340	[rad]
	LS =	0.01294	[rad]
	IO =	0.01156	[rad]

-385			
90°	CP =	0.00548	[rad]
	LS =	0.00438	[rad]
	IO =	0.00106	[rad]

-45			
90°	CP =	0.00818	[rad]
	LS =	0.00637	[rad]
	IO =	0.00097	[rad]

	PILAR - FLEXIÓN M3 - 0°				
ELEMENTO	**Fza. Axial [Kn]**	**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
P_30x70	-50	0.15347661	769.106	0.00425237	515.554
P_30x70	-125	0.14090292	780.069	0.00429965	520.214
P_30x70	-200	0.13729284	794.358	0.0043639	536.383

Element:	P_30x70	
Lp =	0.35	[m]

	M (+)				M (-)		
-50	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	515.554	769.106	0.67033		-515.554	-769.106	0.67033
ϕ [1/m]	0.00425237	0.15347661		ϕ [1/m]	-0.00425237	-0.15347661	
θ [rad]	0.000496	0.008296		θ [rad]	-0.000496	-0.008296	

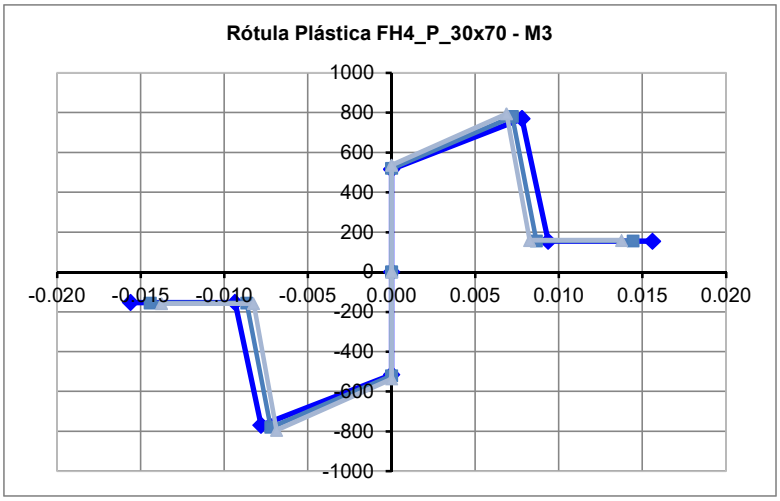
		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-153.821	-0.01560	2	-0.298	-0.01560
0.2	-D	-153.821	-0.00936	1.2	-0.298	-0.00936
	-C	-769.106	-0.00780		-1.492	-0.00780
	-B	-515.554	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	515.554	0.00000		1.000	0.00000
	C	769.106	0.00780		1.492	0.00780
0.2	D	153.821	0.00936	1.2	0.298	0.00936
0.2	E	153.821	0.01560	2	0.298	0.01560

	M (+)				M (-)		
-125	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	520.214	780.069	0.66688		-520.214	-780.069	0.66688
ϕ [1/m]	0.00429965	0.14090292		ϕ [1/m]	-0.00429965	-0.14090292	
θ [rad]	0.000502	0.007720		θ [rad]	-0.000502	-0.007720	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-156.014	-0.01444	2	-0.300	-0.01444
0.2	-D	-156.014	-0.00866	1.2	-0.300	-0.00866
	-C	-780.069	-0.00722		-1.500	-0.00722
	-B	-520.214	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	520.214	0.00000		1.000	0.00000
	C	780.069	0.00722		1.500	0.00722
0.2	D	156.014	0.00866	1.2	0.300	0.00866
0.2	E	156.014	0.01444	2	0.300	0.01444

-200	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	536.383	794.358	0.67524		-536.383	-794.358	0.67524
ϕ [1/m]	0.0043639	0.13729284		ϕ [1/m]	-0.0043639	-0.13729284	
θ [rad]	0.000509	0.007385		θ [rad]	-0.000509	-0.007385	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-158.872	-0.01375	2	-0.296	-0.01375
0.2	-D	-158.872	-0.00825	1.2	-0.296	-0.00825
	-C	-794.358	-0.00688		-1.481	-0.00688
	-B	-536.383	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	536.383	0.00000		1.000	0.00000
	C	794.358	0.00688		1.481	0.00688
0.2	D	158.872	0.00825	1.2	0.296	0.00825
0.2	E	158.872	0.01375	2	0.296	0.01375



Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μ_50 =	16.7
μ_125 =	15.4
μ_200 =	14.5

-200	CP =	0.00738	[rad]
0°	LS =	0.00567	[rad]
	IO =	0.00051	[rad]

-125	CP =	0.00772	[rad]
0°	LS =	0.00592	[rad]
	IO =	0.00050	[rad]

-50	CP =	0.00830	[rad]
0°	LS =	0.00635	[rad]
	IO =	0.00050	[rad]

	PILAR - FLEXIÓN M2 - 90°				
ELEMENTO	**Fza. Axial [Kn]**	**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
P_30x70	-50	0.26769026	275.443	0.01117332	196.806
P_30x70	-125	0.26131077	281.249	0.01135781	204.811
P_30x70	-200	0.25832748	287.105	0.01149987	208.454

Element:	P_30x70	
Lp =	0.35	[m]

	M (+)				M (-)		
-50	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
90°	196.806	275.443			-196.806	-275.443	
ϕ [1/m]	0.01117332	0.26769026	0.71451	ϕ [1/m]	-0.01117332	-0.26769026	0.71451
θ [rad]	0.001304	0.013219		θ [rad]	-0.001304	-0.013219	

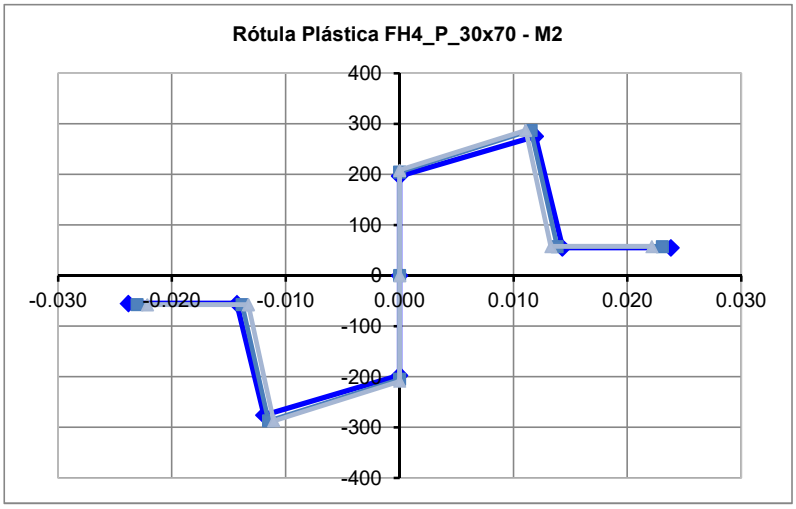
		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-55.089	-0.02383	2	-0.280	-0.02383
0.2	-D	-55.089	-0.01430	1.2	-0.280	-0.01430
	-C	-275.443	-0.01192		-1.400	-0.01192
	-B	-196.806	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	196.806	0.00000		1.000	0.00000
	C	275.443	0.01192		1.400	0.01192
0.2	D	55.089	0.01430	1.2	0.280	0.01430
0.2	E	55.089	0.02383	2	0.280	0.02383

	M (+)				M (-)		
-125	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
90°	204.811	287.105			-204.811	-287.105	
ϕ [1/m]	0.01135781	0.25832748	0.71337	ϕ [1/m]	-0.01135781	-0.25832748	0.71337
θ [rad]	0.001325	0.012855		θ [rad]	-0.001325	-0.012855	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-57.421	-0.02306	2	-0.280	-0.02306
0.2	-D	-57.421	-0.01384	1.2	-0.280	-0.01384
	-C	-287.105	-0.01153		-1.402	-0.01153
	-B	-204.811	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	204.811	0.00000		1.000	0.00000
	C	287.105	0.01153		1.402	0.01153
0.2	D	57.421	0.01384	1.2	0.280	0.01384
0.2	E	57.421	0.02306	2	0.280	0.02306

-200	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
90°	208.454	287.105	0.72605		-208.454	-287.105	0.72605
ϕ [1/m]	0.01149987	0.25832748		ϕ [1/m]	-0.01149987	-0.25832748	
θ [rad]	0.001342	0.012411		θ [rad]	-0.001342	-0.012411	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-57.421	-0.02214	2	-0.275	-0.02214
0.2	-D	-57.421	-0.01328	1.2	-0.275	-0.01328
	-C	-287.105	-0.01107		-1.377	-0.01107
	-B	-208.454	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	208.454	0.00000		1.000	0.00000
	C	287.105	0.01107		1.377	0.01107
0.2	D	57.421	0.01328	1.2	0.275	0.01328
0.2	E	57.421	0.02214	2	0.275	0.02214



Flexion M2	
μθ = θu / θy	
μ_50 =	10.1
μ_125 =	9.7
μ_200 =	9.3

-200	CP =	0.01241	[rad]
90°	LS =	0.00964	[rad]
	IO =	0.00134	[rad]

-125	CP =	0.01286	[rad]
90°	LS =	0.00997	[rad]
	IO =	0.00133	[rad]

-50	CP =	0.01322	[rad]
90°	LS =	0.01024	[rad]
	IO =	0.00130	[rad]

	VIGAS - FLEXIÓN M3 - 0° y 180°				
ELEMENTO		**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
V_30x60	0°	0.04861	160.9	0.00448385	133.448
	180°	0.2455626	280.288	0.00481128	189.397
V_30x70	0°	0.04095	247.27	0.0046435	214.399
	180°	0.13957488	657.641	0.00426444	463.625

Element:	V_30x60	
Lp =	0.3	[m]

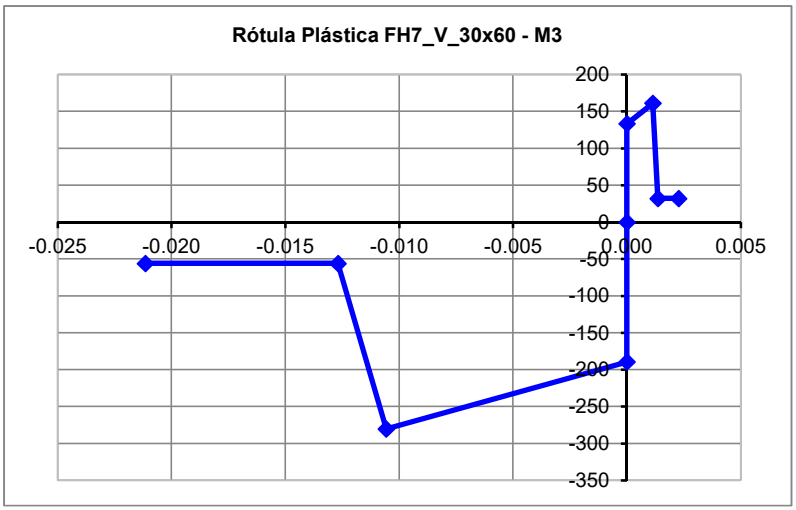
	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	133.448	160.9	0.82938	180°	-189.397	-280.288	0.67572
ϕ [1/m]	0.00448385	0.04861		ϕ [1/m]	-0.00481128	-0.2455626	
θ [rad]	0.000448	0.001583		θ [rad]	-0.000481	-0.011057	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-56.058	-0.02115	2	-0.296	-0.02115
0.2	-D	-56.058	-0.01269	1.2	-0.296	-0.01269
	-C	-280.288	-0.01058		-1.480	-0.01058
	-B	-189.397	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	133.448	0.00000		1.000	0.00000
	C	160.900	0.00114		1.206	0.00114
0.2	D	32.180	0.00136	1.2	0.241	0.00136
0.2	E	32.180	0.00227	2	0.241	0.00227

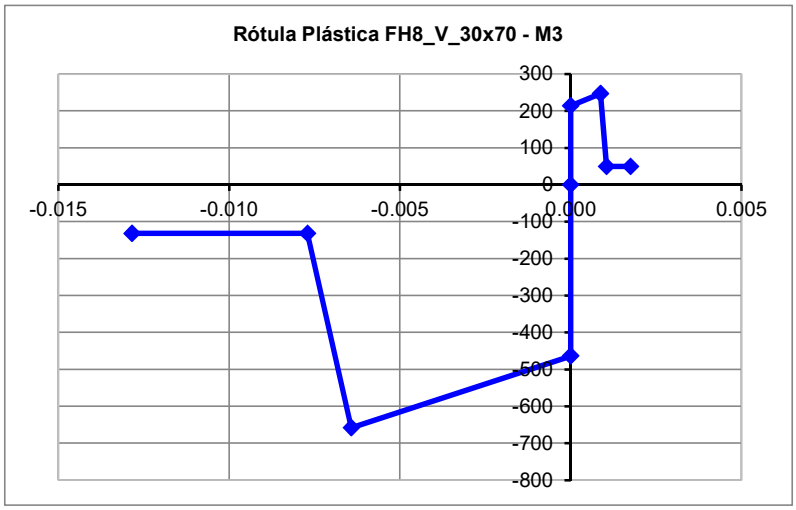
Element:	V_30x70	
Lp =	0.35	[m]

	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	214.399	247.27	0.86706	180°	-463.625	-657.641	0.70498
ϕ [1/m]	0.0046435	0.04095		ϕ [1/m]	-0.00426444	-0.13957488	
θ [rad]	0.000542	0.001416		θ [rad]	-0.000498	-0.006921	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-131.528	-0.01285	2	-0.284	-0.01285
0.2	-D	-131.528	-0.00771	1.2	-0.284	-0.00771
	-C	-657.641	-0.00642		-1.418	-0.00642
	-B	-463.625	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	214.399	0.00000		1.000	0.00000
	C	247.270	0.00087		1.153	0.00087
0.2	D	49.454	0.00105	1.2	0.231	0.00105
0.2	E	49.454	0.00175	2	0.231	0.00175



V_30x60	
Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μθ =	23.0



V_30x70	
Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μθ =	13.9

	(-)			(+)		
V_30x60	CP =	0.01106	[rad]	CP =	0.00158	[rad]
	LS =	0.00829	[rad]	LS =	0.00119	[rad]
	IO =	0.00048	[rad]	IO =	0.00045	[rad]
	(-)			(+)		
V_30x70	CP =	0.00692	[rad]	CP =	0.00142	[rad]
	LS =	0.00519	[rad]	LS =	0.00106	[rad]
	IO =	0.00050	[rad]	IO =	0.00054	[rad]

	PILAR - FLEXIÓN M3 - 0°				
ELEMENTO	**Fza. Axial [Kn]**	**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
P_20x50	-100	0.15994509	273.011	0.00644576	198.886
P_20x50	-350	0.11397046	294.051	0.00709298	235.841
P_20x50	-700	0.08998299	318.957	0.00805583	284.347

Element:	P_20x50	
Lp =	0.25	[m]

-100	M (+)				M (-)		
0°	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
	198.886	273.011			-198.886	-273.011	
ϕ [1/m]	0.00644576	0.15994509	0.72849	ϕ [1/m]	-0.00644576	-0.15994509	0.72849
θ [rad]	0.000537	0.005401		θ [rad]	-0.000537	-0.005401	

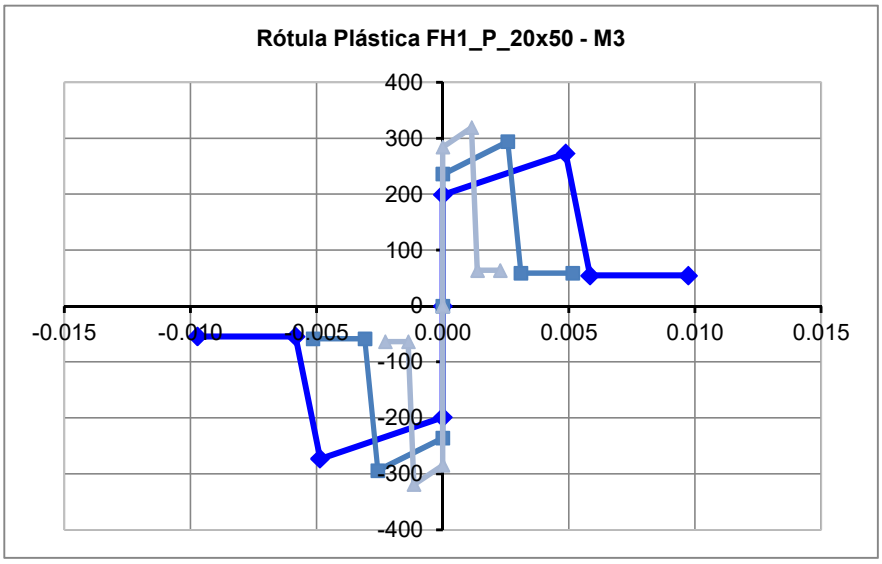
		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-54.602	-0.00973	2	-0.275	-0.00973
0.2	-D	-54.602	-0.00584	1.2	-0.275	-0.00584
	-C	-273.011	-0.00486		-1.373	-0.00486
	-B	-198.886	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	198.886	0.00000		1.000	0.00000
	C	273.011	0.00486		1.373	0.00486
0.2	D	54.602	0.00584	1.2	0.275	0.00584
0.2	E	54.602	0.00973	2	0.275	0.00973

-350	M (+)				M (-)		
0°	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
	235.841	294.051			-235.841	-294.051	
ϕ [1/m]	0.00709298	0.11397046	0.80204	ϕ [1/m]	-0.00709298	-0.11397046	0.80204
θ [rad]	0.00059	0.00317		θ [rad]	-0.00059	-0.00317	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-58.810	-0.00515	2	-0.249	-0.00515
0.2	-D	-58.810	-0.00309	1.2	-0.249	-0.00309
	-C	-294.051	-0.00258		-1.247	-0.00258
	-B	-235.841	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	235.841	0.00000		1.000	0.00000
	C	294.051	0.00258		1.247	0.00258
0.2	D	58.810	0.00309	1.2	0.249	0.00309
0.2	E	58.810	0.00515	2	0.249	0.00515

-700	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	284.347	318.957	0.89149		-284.347	-318.957	0.89149
ϕ [1/m]	0.00805583	0.08998299		ϕ [1/m]	-0.00805583	-0.08998299	
θ [rad]	0.00067	0.00181		θ [rad]	-0.00067	-0.00181	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-63.791	-0.00228	2	-0.224	-0.00228
0.2	-D	-63.791	-0.00137	1.2	-0.224	-0.00137
	-C	-318.957	-0.00114		-1.122	-0.00114
	-B	-284.347	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	284.347	0.00000		1.000	0.00000
	C	318.957	0.00114		1.122	0.00114
0.2	D	63.791	0.00137	1.2	0.224	0.00137
0.2	E	63.791	0.00228	2	0.224	0.00228



Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μ_100 =	10.1
μ_350 =	5.4
μ_700 =	2.7

-700			
0°	CP =	0.00181	[rad]
	LS =	0.00153	[rad]
	IO =	0.00067	[rad]

-350			
0°	CP =	0.00317	[rad]
	LS =	0.00252	[rad]
	IO =	0.00059	[rad]

-100			
0°	CP =	0.00540	[rad]
	LS =	0.00419	[rad]
	IO =	0.00054	[rad]

	PILAR - FLEXIÓN M2 - 90°				
ELEMENTO	**Fza. Axial [Kn]**	**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
P_20x50	-100	0.41168416	92.415	0.01903135	69.587
P_20x50	-350	0.31453351	103.373	0.02129973	86.398
P_20x50	-700	0.2087796	115.478	0.02424973	101.059

Element:	P_20x50	
Lp =	0.25	[m]

-100	M (+)				M (-)		
90°	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
	69.587	92.415	0.75298		-69.587	-92.415	0.75298
ϕ [1/m]	0.01903135	0.41168416		ϕ [1/m]	-0.01903135	-0.41168416	
θ [rad]	0.001586	0.013055		θ [rad]	-0.001586	-0.013055	

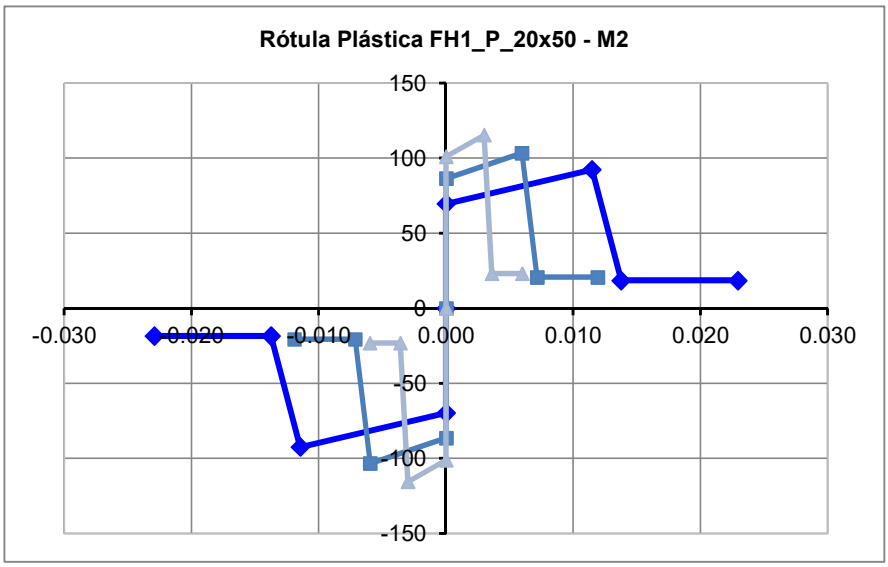
		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-18.483	-0.02294	2	-0.266	-0.02294
0.2	-D	-18.483	-0.01376	1.2	-0.266	-0.01376
	-C	-92.415	-0.01147		-1.328	-0.01147
	-B	-69.587	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	69.587	0.00000		1.000	0.00000
	C	92.415	0.01147		1.328	0.01147
0.2	D	18.483	0.01376	1.2	0.266	0.01376
0.2	E	18.483	0.02294	2	0.266	0.02294

-350	M (+)				M (-)		
90°	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
	86.398	103.373	0.83579		-86.398	-103.373	0.83579
ϕ [1/m]	0.02129973	0.31453351		ϕ [1/m]	-0.02129973	-0.31453351	
θ [rad]	0.00177	0.00773		θ [rad]	-0.00177	-0.00773	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-20.675	-0.01191	2	-0.239	-0.01191
0.2	-D	-20.675	-0.00715	1.2	-0.239	-0.00715
	-C	-103.373	-0.00596		-1.196	-0.00596
	-B	-86.398	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	86.398	0.00000		1.000	0.00000
	C	103.373	0.00596		1.196	0.00596
0.2	D	20.675	0.00715	1.2	0.239	0.00715
0.2	E	20.675	0.01191	2	0.239	0.01191

-700	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
90°	101.059	115.478	0.87514		-101.059	-115.478	0.87514
ϕ [1/m]	0.02424973	0.2087796		ϕ [1/m]	-0.02424973	-0.2087796	
θ [rad]	0.00202	0.00502		θ [rad]	-0.00202	-0.00502	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-23.096	-0.00599	2	-0.229	-0.00599
0.2	-D	-23.096	-0.00360	1.2	-0.229	-0.00360
	-C	-115.478	-0.00300		-1.143	-0.00300
	-B	-101.059	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	101.059	0.00000		1.000	0.00000
	C	115.478	0.00300		1.143	0.00300
0.2	D	23.096	0.00360	1.2	0.229	0.00360
0.2	E	23.096	0.00599	2	0.229	0.00599



Flexion M2	
μθ = θu / θy	
μ_100 =	8.2
μ_350 =	4.4
μ_700 =	2.5

-700	CP =	0.00502	[rad]
90°	LS =	0.00427	[rad]
	IO =	0.00202	[rad]

-350	CP =	0.00773	[rad]
90°	LS =	0.00624	[rad]
	IO =	0.00177	[rad]

-100	CP =	0.01305	[rad]
90°	LS =	0.01019	[rad]
	IO =	0.00159	[rad]

	PILAR - FLEXIÓN M3 - 0°				
ELEMENTO	**Fza. Axial [Kn]**	**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
P_20x70	-50	0.16452822	410.545	0.0041695	285.438
P_20x70	-125	0.14035629	422.428	0.00423181	285.29
P_20x70	-200	0.12862322	435.47	0.00433871	303.03

Element:	P_20x70	
Lp =	0.35	[m]

-50	M (+)				M (-)		
0°	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
	285.438	410.545	0.69527		-285.438	-410.545	0.69527
ϕ [1/m]	0.0041695	0.16452822		ϕ [1/m]	-0.0041695	-0.16452822	
θ [rad]	0.000486	0.008295		θ [rad]	-0.000486	-0.008295	

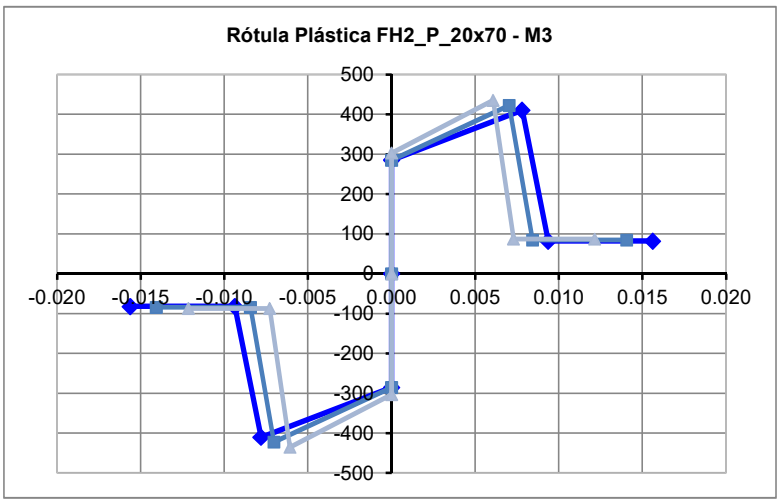
		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-82.109	-0.01562	2	-0.288	-0.01562
0.2	-D	-82.109	-0.00937	1.2	-0.288	-0.00937
	-C	-410.545	-0.00781		-1.438	-0.00781
	-B	-285.438	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	285.438	0.00000		1.000	0.00000
	C	410.545	0.00781		1.438	0.00781
0.2	D	82.109	0.00937	1.2	0.288	0.00937
0.2	E	82.109	0.01562	2	0.288	0.01562

-125	M (+)				M (-)		
0°	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
	285.29	422.428	0.67536		-285.29	-422.428	0.67536
ϕ [1/m]	0.00423181	0.14035629		ϕ [1/m]	-0.00423181	-0.14035629	
θ [rad]	0.000494	0.007525		θ [rad]	-0.000494	-0.007525	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-84.486	-0.01406	2	-0.296	-0.01406
0.2	-D	-84.486	-0.00844	1.2	-0.296	-0.00844
	-C	-422.428	-0.00703		-1.481	-0.00703
	-B	-285.29	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	285.29	0.00000		1.000	0.00000
	C	422.428	0.00703		1.481	0.00703
0.2	D	84.486	0.00844	1.2	0.296	0.00844
0.2	E	84.486	0.01406	2	0.296	0.01406

-200	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	303.03	435.47	0.69587		-303.03	-435.47	0.69587
ϕ [1/m]	0.00433871	0.12862322		ϕ [1/m]	-0.00433871	-0.12862322	
θ [rad]	0.000506	0.006581		θ [rad]	-0.000506	-0.006581	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-87.094	-0.01215	2	-0.287	-0.01215
0.2	-D	-87.094	-0.00729	1.2	-0.287	-0.00729
	-C	-435.470	-0.00607		-1.437	-0.00607
	-B	-303.03	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	303.03	0.00000		1.000	0.00000
	C	435.470	0.00607		1.437	0.00607
0.2	D	87.094	0.00729	1.2	0.287	0.00729
0.2	E	87.094	0.01215	2	0.287	0.01215



Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μ_50 =	17.1
μ_125 =	15.2
μ_200 =	13.0

-200	CP =	0.00658	[rad]
0°	LS =	0.00506	[rad]
	IO =	0.00051	[rad]

-125	CP =	0.00752	[rad]
0°	LS =	0.00577	[rad]
	IO =	0.00049	[rad]

-50	CP =	0.00830	[rad]
0°	LS =	0.00634	[rad]
	IO =	0.00049	[rad]

	PILAR - FLEXIÓN M2 - 90°				
ELEMENTO	**Fza. Axial [Kn]**	**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
P_20x70	-50	0.44585045	93.217	0.01760022	70.49
P_20x70	-125	0.43753865	97.872	0.01817566	77.347
P_20x70	-200	0.42760902	102.573	0.01866296	82.286

Element:	P_20x70	
Lp =	0.35	[m]

-50	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
90°	70.49	93.217	0.75619		-70.49	-93.217	0.75619
ϕ [1/m]	0.01760022	0.44585045		ϕ [1/m]	-0.01760022	-0.44585045	
θ [rad]	0.002053	0.019280		θ [rad]	-0.002053	-0.019280	

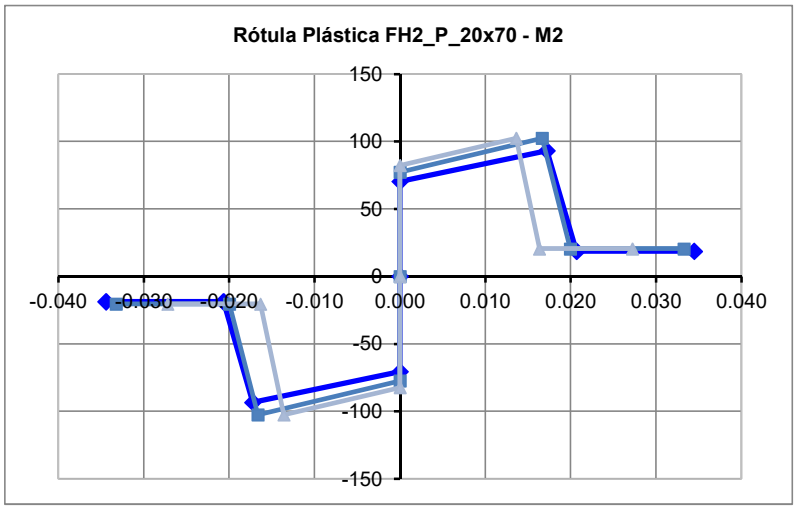
		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-18.643	-0.03445	2	-0.264	-0.03445
0.2	-D	-18.643	-0.02067	1.2	-0.264	-0.02067
	-C	-93.217	-0.01723		-1.322	-0.01723
	-B	-70.49	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	70.49	0.00000		1.000	0.00000
	C	93.217	0.01723		1.322	0.01723
0.2	D	18.643	0.02067	1.2	0.264	0.02067
0.2	E	18.643	0.03445	2	0.264	0.03445

-125	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
90°	77.347	102.573	0.75407		-77.347	-102.573	0.75407
ϕ [1/m]	0.01817566	0.42760902		ϕ [1/m]	-0.01817566	-0.42760902	
θ [rad]	0.002120	0.018755		θ [rad]	-0.002120	-0.018755	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-20.515	-0.03327	2	-0.265	-0.03327
0.2	-D	-20.515	-0.01996	1.2	-0.265	-0.01996
	-C	-102.573	-0.01663		-1.326	-0.01663
	-B	-77.347	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	77.347	0.00000		1.000	0.00000
	C	102.573	0.01663		1.326	0.01663
0.2	D	20.515	0.01996	1.2	0.265	0.01996
0.2	E	20.515	0.03327	2	0.265	0.03327

-200	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
90°	82.286	102.573	0.80222		-82.286	-102.573	0.80222
ϕ [1/m]	0.01866296	0.42760902		ϕ [1/m]	-0.01866296	-0.42760902	
θ [rad]	0.002177	0.015787		θ [rad]	-0.002177	-0.015787	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-20.515	-0.02722	2	-0.249	-0.02722
0.2	-D	-20.515	-0.01633	1.2	-0.249	-0.01633
	-C	-102.573	-0.01361		-1.247	-0.01361
	-B	-82.286	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	82.286	0.00000		1.000	0.00000
	C	102.573	0.01361		1.247	0.01361
0.2	D	20.515	0.01633	1.2	0.249	0.01633
0.2	E	20.515	0.02722	2	0.249	0.02722



Flexion M2	
μθ = θu / θy	
μ_50 =	9.4
μ_125 =	8.8
μ_200 =	7.3

-200			
90°	CP =	0.01579	[rad]
	LS =	0.01238	[rad]
	IO =	0.00218	[rad]

-125			
90°	CP =	0.01875	[rad]
	LS =	0.01460	[rad]
	IO =	0.00212	[rad]

-50			
90°	CP =	0.01928	[rad]
	LS =	0.01497	[rad]
	IO =	0.00205	[rad]

	VIGAS - FLEXIÓN M3 - 0° y 180°				
ELEMENTO		**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
V_20x60	0°	0.04867	160.9	0.00448385	133.448
	180°	0.2455626	280.288	0.00481128	189.397
V_20x70	0°	0.04059	184.84	0.00372338	159.333
	180°	0.04178	286.14	0.00399495	230.702

Element:	V_20x60		Long. Viga	
Lp =	0.3	[m]	7	[m]

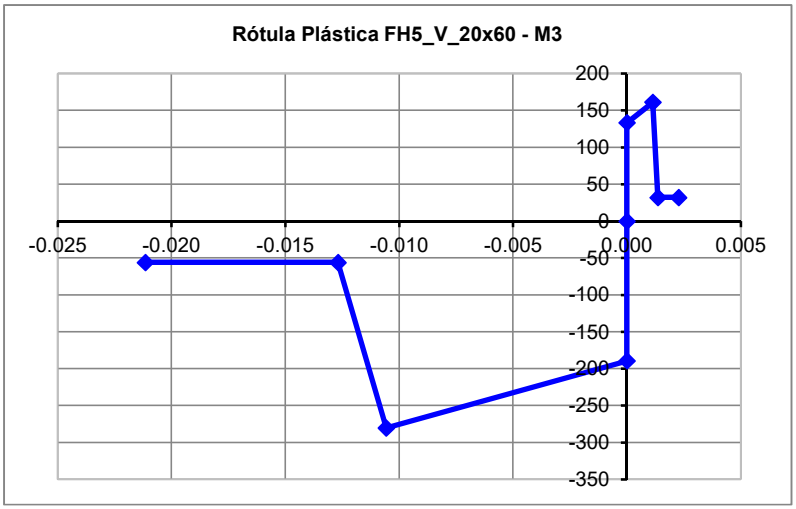
	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	133.448	160.9	0.82938	180°	-189.397	-280.288	0.67572
ϕ [1/m]	0.00448385	0.04867		ϕ [1/m]	-0.00481128	-0.2455626	
θ [rad]	0.000448	0.001585		θ [rad]	-0.000481	-0.011057	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-56.058	-0.02115	2	-0.296	-0.02115
0.2	-D	-56.058	-0.01269	1.2	-0.296	-0.01269
	-C	-280.288	-0.01058		-1.480	-0.01058
	-B	-189.397	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	133.448	0.00000		1.000	0.00000
	C	160.900	0.00114		1.206	0.00114
0.2	D	32.180	0.00136	1.2	0.241	0.00136
0.2	E	32.180	0.00227	2	0.241	0.00227

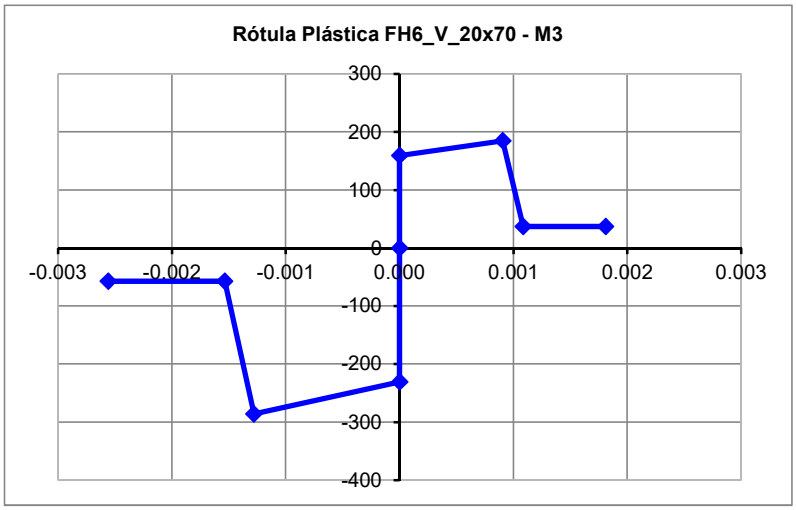
Element:	V_20x70		Long. Viga	
Lp =	0.35	[m]	7	[m]

	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	159.333	184.84	0.86200	180°	-230.702	-286.14	0.80626
ϕ [1/m]	0.00372338	0.04059		ϕ [1/m]	-0.00399495	-0.04178	
θ [rad]	0.000434	0.001340		θ [rad]	-0.000466	-0.001746	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-57.228	-0.00256	2	-0.248	-0.00256
0.2	-D	-57.228	-0.00154	1.2	-0.248	-0.00154
	-C	-286.140	-0.00128		-1.240	-0.00128
	-B	-230.702	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	159.333	0.00000		1.000	0.00000
	C	184.840	0.00091		1.160	0.00091
0.2	D	36.968	0.00109	1.2	0.232	0.00109
0.2	E	36.968	0.00181	2	0.232	0.00181



V_20x60	
Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μθ =	23.0



V_20x70	
Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μθ =	3.7

	(-)			(+)		
V_20x60	CP =	-0.01106	[rad]	CP =	0.00158	[rad]
	LS =	-0.00829	[rad]	LS =	0.00119	[rad]
	IO =	-0.00048	[rad]	IO =	0.00045	[rad]

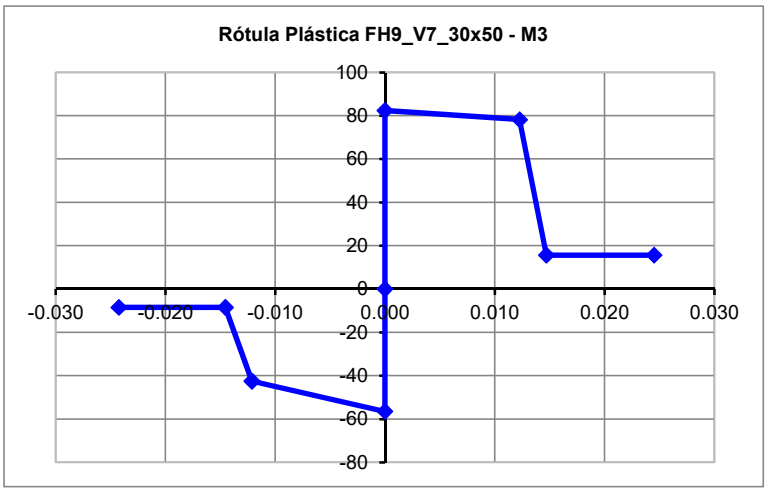
	(-)			(+)		
V_20x70	CP =	0.00175	[rad]	CP =	0.00134	[rad]
	LS =	0.00131	[rad]	LS =	0.00100	[rad]
	IO =	0.00047	[rad]	IO =	0.00043	[rad]

	VIGAS - FLEXIÓN M3 - 0° y 180°				
ELEMENTO		**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
V7_30x50	0°	0.05724	78.17	0.00520824	82.359
	180°	0.05645	42.52	0.00500361	56.533

Element:	V7_30x50		Long. Viga	
Lp =	0.25	[m]	5	[m]

	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	82.359	78.17	1.05359	180°	-56.533	-42.52	1.32956
ϕ [1/m]	0.00520824	0.05724		ϕ [1/m]	-0.00500361	-0.05645	
θ [rad]	0.000434	0.012683		θ [rad]	-0.000417	-0.012540	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-8.504	-0.02425	2	-0.150	-0.02425
0.2	-D	-8.504	-0.01455	1.2	-0.150	-0.01455
	-C	-42.520	-0.01212		-0.752	-0.01212
	-B	-56.533	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	82.359	0.00000		1.000	0.00000
	C	78.170	0.01225		0.949	0.01225
0.2	D	15.634	0.01470	1.2	0.190	0.01470
0.2	E	15.634	0.02450	2	0.190	0.02450



V7_30x50	
Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μθ =	30.1

(-)

CP =	0.01254	[rad]
LS =	0.00941	[rad]
IO =	0.00042	[rad]

(+)

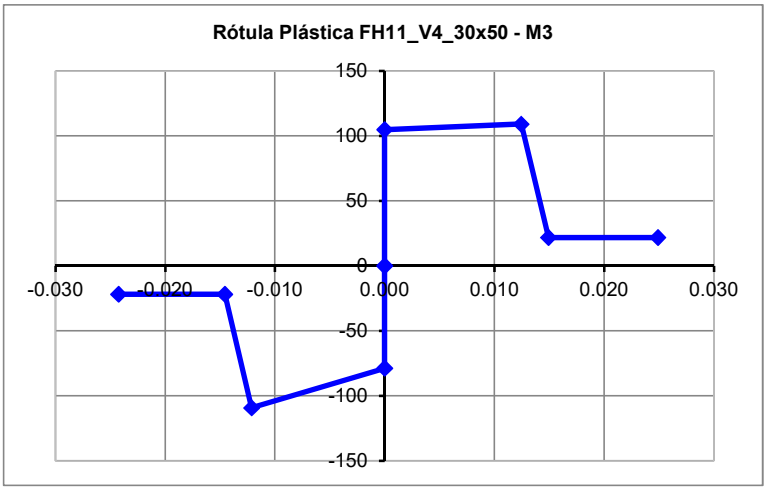
CP =	0.01268	[rad]
LS =	0.00951	[rad]
IO =	0.00043	[rad]

	VIGAS - FLEXIÓN M3 - 0° y 180°				
ELEMENTO		**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
V4_30x50	0°	0.05825	109.17	0.00534632	104.763
	180°	0.05667	109.13	0.00514931	78.626

Element:	V4_30x50		Long. Viga	
Lp =	0.25	[m]	5	[m]

	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	104.763	109.17	0.95963	180°	-78.626	-109.13	0.72048
ϕ [1/m]	0.00534632	0.05825		ϕ [1/m]	-0.00514931	-0.05667	
θ [rad]	0.000446	0.012895		θ [rad]	-0.000429	-0.012558	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-21.826	-0.02426	2	-0.278	-0.02426
0.2	-D	-21.826	-0.01455	1.2	-0.278	-0.01455
	-C	-109.130	-0.01213		-1.388	-0.01213
	-B	-78.626	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	104.763	0.00000		1.000	0.00000
	C	109.170	0.01245		1.042	0.01245
0.2	D	21.834	0.01494	1.2	0.208	0.01494
0.2	E	21.834	0.02490	2	0.208	0.02490



V4_30x50	
Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μθ =	29.3

(-)

CP =	0.01256	[rad]
LS =	0.00942	[rad]
IO =	0.00043	[rad]

(+)

CP =	-0.01290	[rad]
LS =	-0.00967	[rad]
IO =	-0.00045	[rad]

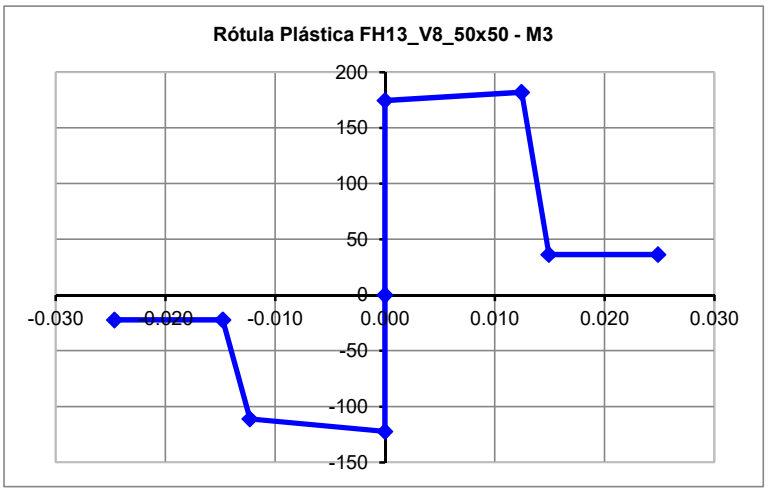
	VIGAS - FLEXIÓN M3 - 0° y 180°				
ELEMENTO		**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
V8_50x50	0°	0.05819	181.9	0.0053548	174.624
	180°	0.05743	111.09	0.00511707	122.374

Element:	V8_50x50	
Lp =	0.25	[m]

Long. Viga	
5	[m]

	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	174.624	181.9	0.96000	180°	-122.374	-111.09	1.10158
ϕ [1/m]	0.0053548	0.05819		ϕ [1/m]	-0.00511707	-0.05743	
θ [rad]	0.000446	0.012879		θ [rad]	-0.000426	-0.012751	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-22.218	-0.02465	2	-0.182	-0.02465
0.2	-D	-22.218	-0.01479	1.2	-0.182	-0.01479
	-C	-111.090	-0.01232		-0.908	-0.01232
	-B	-122.374	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	174.624	0.00000		1.000	0.00000
	C	181.900	0.01243		1.042	0.01243
0.2	D	36.380	0.01492	1.2	0.208	0.01492
0.2	E	36.380	0.02486	2	0.208	0.02486



V8_50x50	
Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μθ =	29.9

(-)

CP =	0.01275	[rad]
LS =	0.00956	[rad]
IO =	0.00043	[rad]

(+)

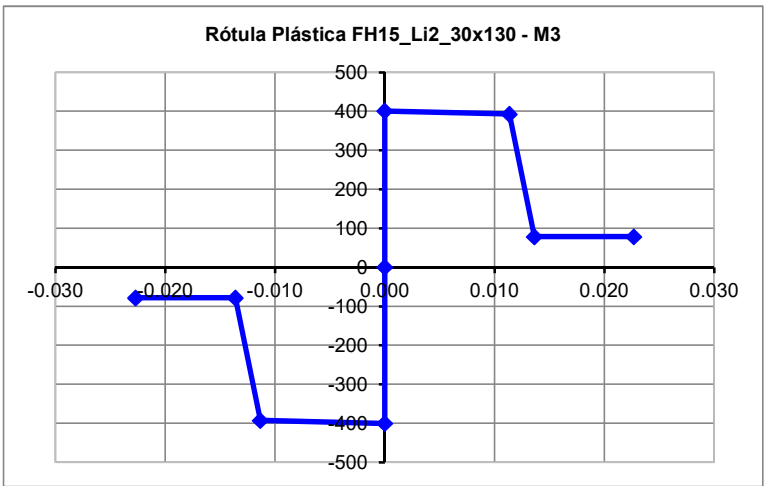
CP =	0.01288	[rad]
LS =	0.00966	[rad]
IO =	0.00045	[rad]

	VIGAS - FLEXIÓN M3 - 0° y 180°				
ELEMENTO		**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
Li2_30x130	0°	0.02123	392.75	0.00189044	400.487
	180°	0.02123	392.75	0.00189044	400.487

Element:	Li2_30x130		Long. Viga	
Lp =	0.65	[m]	5	[m]

	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	400.487	392.75	1.01970	180°	-400.487	-392.75	1.01970
ϕ [1/m]	0.00189044	0.02123		ϕ [1/m]	-0.00189044	-0.02123	
θ [rad]	0.000410	0.011754		θ [rad]	-0.000410	-0.011754	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-78.550	-0.02269	2	-0.196	-0.02269
0.2	-D	-78.550	-0.01361	1.2	-0.196	-0.01361
	-C	-392.750	-0.01134		-0.981	-0.01134
	-B	-400.487	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	400.487	0.00000		1.000	0.00000
	C	392.750	0.01134		0.981	0.01134
0.2	D	78.550	0.01361	1.2	0.196	0.01361
0.2	E	78.550	0.02269	2	0.196	0.02269



Li2_30x130	
Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μθ =	28.7

(-)

CP =	0.01175	[rad]
LS =	0.00882	[rad]
IO =	0.00041	[rad]

(+)

CP =	0.01175	[rad]
LS =	0.00882	[rad]
IO =	0.00041	[rad]

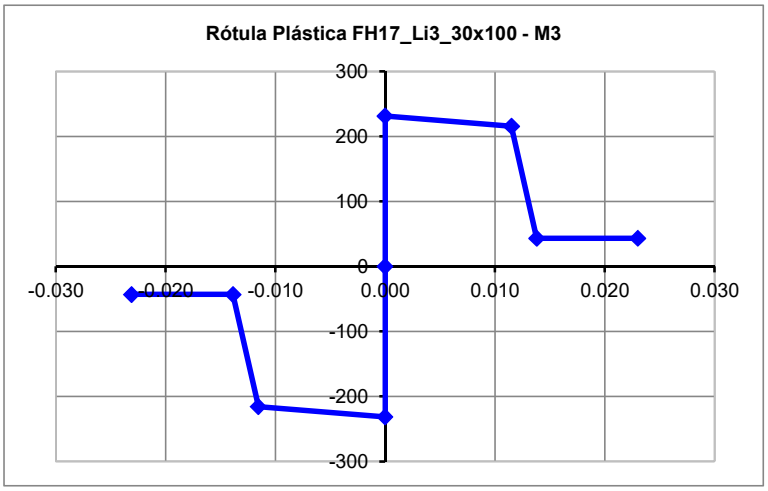
	VIGAS - FLEXIÓN M3 - 0° y 180°				
ELEMENTO		**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
Li3_30x100	0°	0.02756	215.75	0.00246807	231.507
	180°	0.02765	215.76	0.00246807	231.507

Element:	Li3_30x100	
Lp =	0.5	[m]

Long. Viga	
5	[m]

	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	231.507	215.75	1.07303	180°	-231.507	-215.76	1.07298
ϕ [1/m]	0.00246807	0.02756		ϕ [1/m]	-0.00246807	-0.02765	
θ [rad]	0.000411	0.011919		θ [rad]	-0.000411	-0.011961	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-43.152	-0.02310	2	-0.186	-0.02310
0.2	-D	-43.152	-0.01386	1.2	-0.186	-0.01386
	-C	-215.760	-0.01155		-0.932	-0.01155
	-B	-231.507	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	231.507	0.00000		1.000	0.00000
	C	215.750	0.01151		0.932	0.01151
0.2	D	43.150	0.01381	1.2	0.186	0.01381
0.2	E	43.150	0.02301	2	0.186	0.02301



Li3_30x100	
Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μθ =	29.1

(-)

CP =	0.01196	[rad]
LS =	0.00897	[rad]
IO =	0.00041	[rad]

(+)

CP =	0.01192	[rad]
LS =	0.00894	[rad]
IO =	0.00041	[rad]

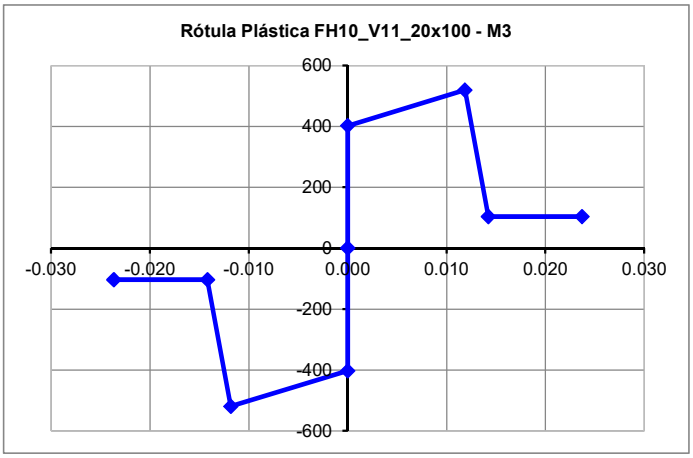
	VIGAS - FLEXIÓN M3 - 0° y 180°				
ELEMENTO		**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
V11_20x100	0°	0.02855	519.25	0.00267447	402.282
	180°	0.02851	519.24	0.00267447	402.282

Element:	V11_20x100	
Lp =	0.5	[m]

Long. Viga	
5	[m]

	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	402.282	519.25	0.77474	180°	-402.282	-519.24	0.77475
ϕ [1/m]	0.00267447	0.02855		ϕ [1/m]	-0.00267447	-0.02851	
θ [rad]	0.000446	0.012291		θ [rad]	-0.000446	-0.012272	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-103.848	-0.02365	2	-0.258	-0.02365
0.2	-D	-103.848	-0.01419	1.2	-0.258	-0.01419
	-C	-519.240	-0.01183		-1.291	-0.01183
	-B	-402.282	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	402.282	0.00000		1.000	0.00000
	C	519.250	0.01185		1.291	0.01185
0.2	D	103.850	0.01421	1.2	0.258	0.01421
0.2	E	103.850	0.02369	2	0.258	0.02369



V11_20x100	
Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μθ =	27.5

(-)

CP =	0.01227	[rad]
LS =	0.00920	[rad]
IO =	0.00045	[rad]

(+)

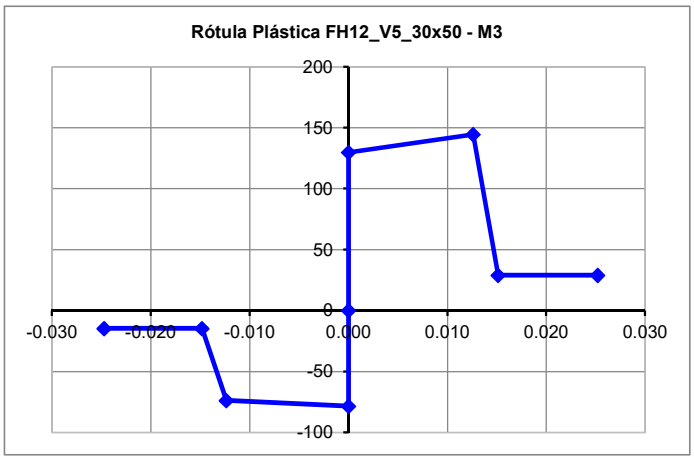
CP =	0.01229	[rad]
LS =	0.00922	[rad]
IO =	0.00045	[rad]

	VIGAS - FLEXIÓN M3 - 0° y 180°				
ELEMENTO		**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
V5_30x50	0°	0.05909	144.53	0.00550118	129.777
	180°	0.05756	73.81	0.00511962	78.485

Element:	V5_30x50		Long. Viga	
Lp =	0.25	[m]	5	[m]

	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	129.777	144.53	0.89792	180°	-78.485	-73.81	1.06334
ϕ [1/m]	0.00550118	0.05909		ϕ [1/m]	-0.00511962	-0.05756	
θ [rad]	0.000458	0.013062		θ [rad]	-0.000427	-0.012782	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-14.762	-0.02471	2	-0.188	-0.02471
0.2	-D	-14.762	-0.01483	1.2	-0.188	-0.01483
	-C	-73.810	-0.01236		-0.940	-0.01236
	-B	-78.485	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	129.777	0.00000		1.000	0.00000
	C	144.530	0.01260		1.114	0.01260
0.2	D	28.906	0.01512	1.2	0.223	0.01512
0.2	E	28.906	0.02521	2	0.223	0.02521



V5_30x50	
Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μθ =	30.0

(-)

CP =	0.01278	[rad]
LS =	0.00959	[rad]
IO =	0.00043	[rad]

(+)

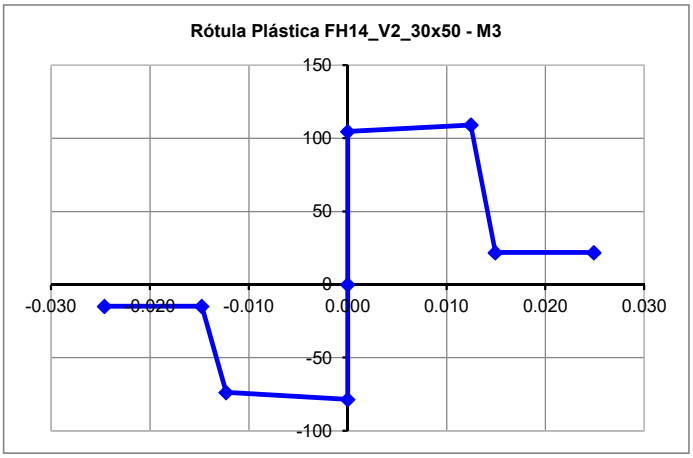
CP =	0.01306	[rad]
LS =	0.00980	[rad]
IO =	0.00046	[rad]

	VIGAS - FLEXIÓN M3 - 0° y 180°				
ELEMENTO		**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
V2_30x50	0°	0.05822	109.17	0.00534632	104.763
	180°	0.05738	73.8	0.00514931	78.626

Element:	V2_30x50		Long. Viga	
Lp =	0.25	[m]	5	[m]

	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	104.763	109.17	0.95963	180°	-78.626	-73.8	1.06539
ϕ [1/m]	0.00534632	0.05822		ϕ [1/m]	-0.00514931	-0.05738	
θ [rad]	0.000446	0.012888		θ [rad]	-0.000429	-0.012731	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-14.760	-0.02460	2	-0.188	-0.02460
0.2	-D	-14.760	-0.01476	1.2	-0.188	-0.01476
	-C	-73.800	-0.01230		-0.939	-0.01230
	-B	-78.626	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	104.763	0.00000		1.000	0.00000
	C	109.170	0.01244		1.042	0.01244
0.2	D	21.834	0.01493	1.2	0.208	0.01493
0.2	E	21.834	0.02488	2	0.208	0.02488



V2_30x50	
Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μθ =	29.7

(-)

CP =	0.01273	[rad]
LS =	0.00955	[rad]
IO =	0.00043	[rad]

(+)

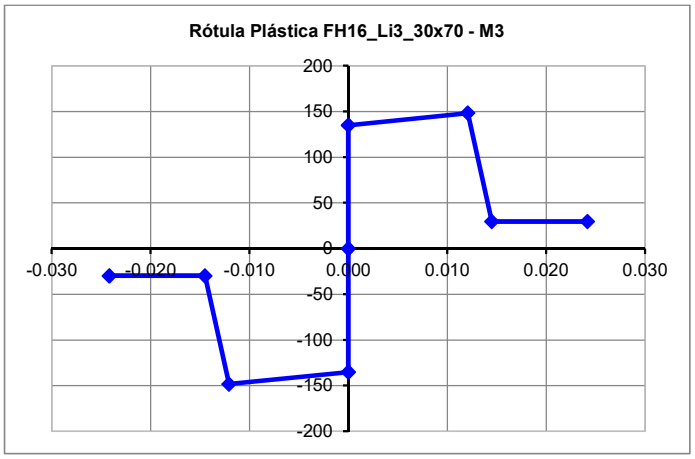
CP =	0.01289	[rad]
LS =	0.00967	[rad]
IO =	0.00045	[rad]

	VIGAS - FLEXIÓN M3 - 0° y 180°				
ELEMENTO		**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
Li3_30x70	0°	0.04065	148.25	0.00364608	134.965
	180°	0.04071	148.25	0.00364608	134.965

Element:	Li3_30x70		Long. Viga	
Lp =	0.35	[m]	5	[m]

	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	134.965	148.25	0.91039	180°	-134.965	-148.25	0.91039
ϕ [1/m]	0.00364608	0.04065		ϕ [1/m]	-0.00364608	-0.04071	
θ [rad]	0.000425	0.012498		θ [rad]	-0.000425	-0.012518	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-29.650	-0.02419	2	-0.220	-0.02419
0.2	-D	-29.650	-0.01451	1.2	-0.220	-0.01451
	-C	-148.250	-0.01209		-1.098	-0.01209
	-B	-134.965	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	134.965	0.00000		1.000	0.00000
	C	148.250	0.01207		1.098	0.01207
0.2	D	29.650	0.01449	1.2	0.220	0.01449
0.2	E	29.650	0.02415	2	0.220	0.02415



Li3_30x70	
Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μθ =	29.4

(-)

CP =	0.01252	[rad]
LS =	0.00939	[rad]
IO =	0.00043	[rad]

(+)

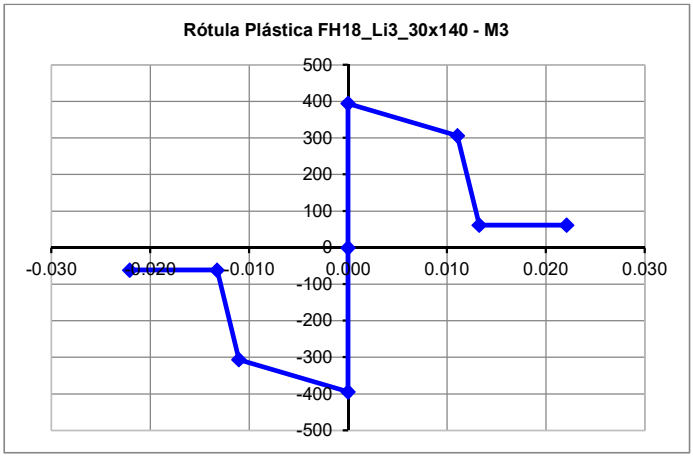
CP =	0.01250	[rad]
LS =	0.00937	[rad]
IO =	0.00043	[rad]

	VIGAS - FLEXIÓN M3 - 0° y 180°				
ELEMENTO		**ϕconc**	**Mconc. [kN-m]**	**ϕy (initial)**	**My [kN - m]**
Li3_30x140	0°	0.01931	306.39	0.0017225	394.311
	180°	0.01931	306.39	0.0017225	394.311

Element:	Li3_30x140		Long. Viga	
Lp =	0.7	[m]	5	[m]

	M (+)				M (-)		
	My	Mu	α = My/Mu		My	Mu	α = My/Mu
0°	394.311	306.39	1.28696	180°	-394.311	-306.39	1.28696
ϕ [1/m]	0.0017225	0.01931		ϕ [1/m]	-0.0017225	-0.01931	
θ [rad]	0.000402	0.011449		θ [rad]	-0.000402	-0.011449	

		M [ton-m]	θ [rad]		ingresar a SAP	
0.2	-E	-61.278	-0.02210	2	-0.155	-0.02210
0.2	-D	-61.278	-0.01326	1.2	-0.155	-0.01326
	-C	-306.390	-0.01105		-0.777	-0.01105
	-B	-394.311	0.00000		-1.000	0.00000
	A	0.000	0.00000		0.000	0.00000
	B	394.311	0.00000		1.000	0.00000
	C	306.390	0.01105		0.777	0.01105
0.2	D	61.278	0.01326	1.2	0.155	0.01326
0.2	E	61.278	0.02210	2	0.155	0.02210



Li3_30x140	
Flexion M3	
μθ = θu / θy	
μθ =	28.5

(-)

CP =	0.01145	[rad]
LS =	0.00859	[rad]
IO =	0.00040	[rad]

(+)

CP =	0.01145	[rad]
LS =	0.00859	[rad]
IO =	0.00040	[rad]

Anexo 5

Análise estática n*ão linear (AENL)*
Pórtico tipo PR1 – EIXO 5

1).- FACTOR DE TRANSFORMACION " Γ "

$$\Gamma = \frac{\sum_i m_i \phi_i}{\sum_i m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum_i m_i \phi_i^2}$$

Γ =	1.215

Piso	modelo	Nó	C.VERTICAIS [kN]	Masa [ton]	ϕi	m·ϕi	m·ϕi^2
						m* = Σ(m*·ϕi)	
3°Piso ϕi =1	m4	5	189.9	19.358	1.000	19.358	19.358
	m3	4	61.4	6.259	1.000	6.259	6.259
	m7	9	143.8	14.659	1.000	14.659	14.659
2°Piso ϕi =0.795	m2	3	212.1	21.621	0.795	17.198	13.680
	m6	8	225.7	23.007	0.795	18.301	14.557
1°Piso ϕi =0.297	m1	2	241.8	24.648	0.297	7.313	2.170
	m5	7	143.8	14.659	0.297	4.349	1.290
					Σ=	87.436	71.972

2).- CURVA DE CAPACIDAD PARA EL SISTEMA EQUIVALENTE 1GL

F* = V / Γ [kN]	d* = dn / Γ [m]	área bajo curva	F* ≤ 0.6·F*máx	d* ≤ d*máx
4.2721E-15	0.000392	0.0118958	4.2721E-15	0.00039181
19.2688974	0.001627	0.0356873	19.26889742	0.00162653
38.5377948	0.002861	0.0594793	38.53779484	0.00286124
57.8075154	0.004096	0.0832713	57.8075154	0.00409595
77.0764128	0.005331	0.1070628	77.07641282	0.00533066
96.3453102	0.006565	0.1308544	96.34531024	0.00656537
115.614208	0.0078	0.1546464	115.6142077	0.00780008
134.883928	0.009035	0.1784384	134.8839282	0.00903479
154.152826	0.01027	0.2022299	154.1528256	0.0102695
173.421723	0.011504	0.2260214	173.4217231	0.01150421
192.69062	0.012739	0.249813	192.6906205	0.01273892
211.959518	0.013974	0.273605	211.9595179	0.01397363
231.229238	0.015208	0.297397	231.2292385	0.01520835
250.498136	0.016443	0.319323	250.4981359	0.01644306
266.745284	0.017678	0.337822	0	0.01767777
280.462922	0.018912	0.3547598	0	0.01891248
294.181382	0.020147	0.3716981	0	0.02014719
307.899843	0.021382	0.3886364	0	0.0213819
321.618304	0.022617	0.404409	0	0.02261661

0.962925*F*max =	403.879	[kN]
0.6*F*max =	251.658	[kN]
F*max =	419.430	[kN]
d*max =	0.0720	[m]
Ke =	15606	[kN]

	d*_bi-lineal	F*_bi-lineal	
	0	0	
d*y	0.02588	403.879	F*y
d*u	0.24733	403.879	F*y

94.668	(area bajo la curba E*m)
94.667	(area bajo la curbabi-linear)
0.00158%	(error)

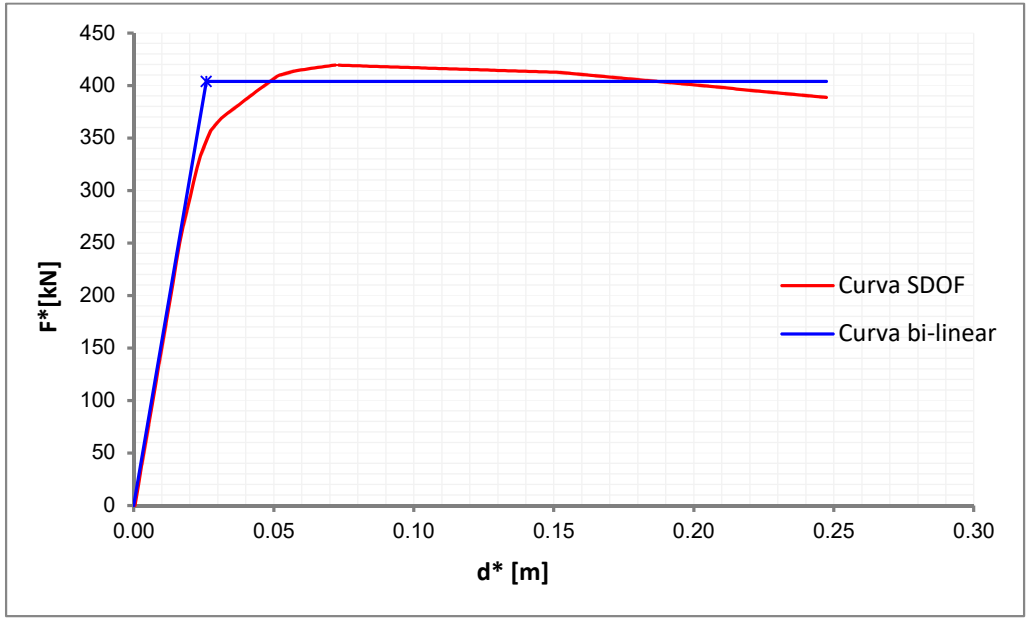
Fuerza de fluencia (*cedencia*) :

F*y = 403.879 [kN] (Resistencia última del sist. Idealizado 1GL)

Desplazamiento en el límite de plasticidad del sistema 1GL:

d*y = 0.02588 [m]

333.44848	0.023851	0.4168953	0	0.02385132
341.84369	0.025086	0.4272604	0	0.02508603
350.238078	0.026321	0.436747	0	0.02632074
357.210078	0.027555	0.4434568	0	0.02755545
361.106826	0.02879	0.4482987	0	0.02879016
365.052962	0.030025	0.4531009	0	0.03002488
368.885504	0.03126	0.4570169	0	0.03125959
371.396083	0.032494	0.4601167	0	0.0324943
373.906662	0.033729	0.463216	0	0.03372901
376.416417	0.034964	0.4663154	0	0.03496372
378.926996	0.036198	0.4694152	0	0.03619843
381.437575	0.037433	0.4725145	0	0.03743314
383.94733	0.038668	0.4756139	0	0.03866785
386.457909	0.039903	0.4787137	0	0.03990256
388.968488	0.041137	0.481813	0	0.04113727
391.478243	0.042372	0.4849124	0	0.04237198
393.988822	0.043607	0.4879477	0	0.04360669
396.394862	0.044841	0.4909184	0	0.04484141
398.800902	0.046076	0.4938892	0	0.04607612
401.206941	0.047311	0.4968599	0	0.04731083
403.612981	0.048546	0.4998307	0	0.04854554
406.019021	0.04978	0.5028015	0	0.04978025
408.425061	0.051015	0.5052127	0	0.05101496
409.924823	0.05225	0.5067815	0	0.05224967
410.966096	0.053484	0.5079584	0	0.05348438
411.831217	0.054719	0.509026	0	0.05471909
412.695514	0.055954	0.5100937	0	0.0559538
413.560635	0.057189	0.5110918	0	0.05718851
414.312162	0.058423	0.5118484	0	0.05842322
414.786291	0.059658	0.5124333	0	0.05965794
415.259597	0.060893	0.5130182	0	0.06089265
415.733726	0.062127	0.5136031	0	0.06212736
416.207032	0.063362	0.5141703	0	0.06336207
416.652351	0.064597	0.5147379	0	0.06459678
417.12648	0.065831	0.5153228	0	0.06583149
417.599786	0.067066	0.5159077	0	0.0670662
418.073915	0.068301	0.5164926	0	0.06830091
418.54722	0.069536	0.5170775	0	0.06953562
419.021349	0.07077	0.5176223	0	0.07077033
419.429627	0.072005	0.5177879	0	0.07200504
419.289693	0.07324	0.5176355	0	0
419.182685	0.074474	0.5175033	0	0



3).- CÁLCULO DEL PERÍODO ELÁSTICO DEL SISTEMA EQUIVALENTE 1GL

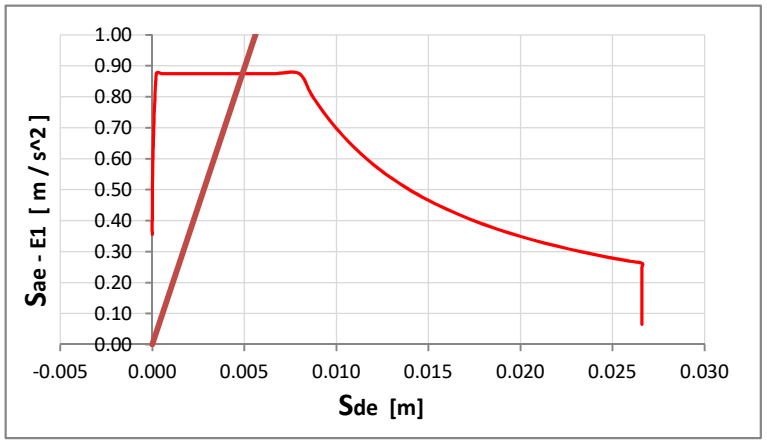
$$T^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y}{F_y}}$$

T* =	0.470303	[seg]

4).- COMPARACIÓN CON ESPECTRO DE CAPACIDAD

d*_bi-lineal	F*_bi-lineal /m*
0	0
0.02588	4.619

Espectro Elastico ADRS Tipo 1



Sismo Tipo 1	
Tc =	0.6
T* < Tc	

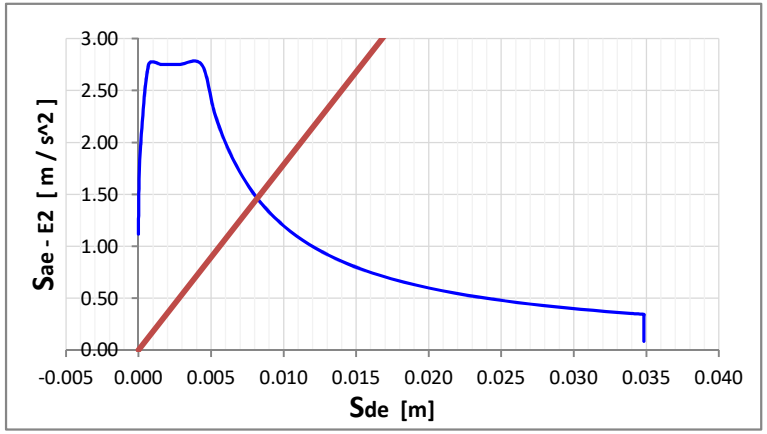
Se(T*) =	0.875	(pto. En el patamar de la curva Sae -E1 v/s Sde)

F*y / m* =	4.619
F*y / m* > Se(T*)	

qu =	0.189

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$$

Espectro Elastico ADRS Tipo 2



Sismo Tipo 2	
Tc =	0.25
T* > Tc	

Se(T*) =	2.75	(pto. En el patamar de la curva Sae -E2 v/s Sde)

F*y / m* =	4.619
F*y / m* > Se(T*)	

qu =	0.595

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$$

5).- DESPLAZAMIENTO OBJETIVO - DESLOCAMENTO ALVO

$$d^*_{et} = S_e(T^*)\left[\frac{T^*}{2\pi}\right]^2$$

$$d_t = \Gamma d^*_t$$

Sismo elástico Tipo 1:

d*et =	0.4775

T* < Tc y F*y / m* > Se(T*)

Deslocamento alvo para MDOF:

dt =	0.225

[m] (Desplazamiento de techo en el nodo de control para sismo tipo 1)

Sismo elástico Tipo 2:

d*et =	1.5008

T* > Tc y F*y / m* > Se(T*)

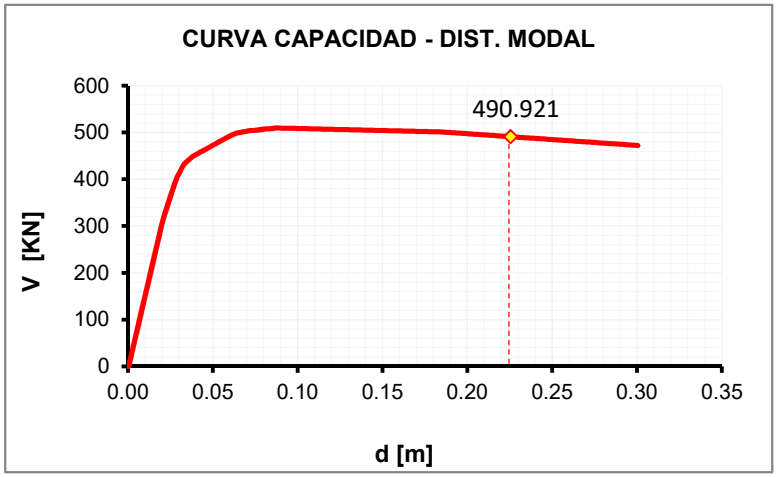
Deslocamento alvo para MDOF:

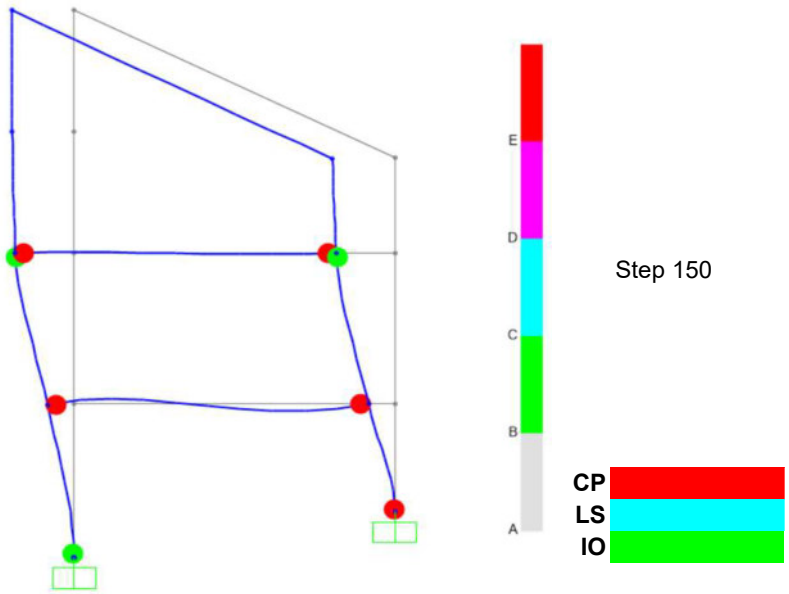
dt =	0.706

[m] (Desplazamiento de techo en el nodo de control para sismo tipo 2)

6).- EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SISMICO DE LA ESTRUCTURA

Evaluacion para Sismo tipo 1 y dt = 0.225 m





Joint Displacements

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted
Filter: Joint = '5'

Joint Displacements

Joint Text	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	StepNum Unitless	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
5	PUSCH	NonStatic	Step	146	-0.219476	0	-0.001699	0	-0.000106	0
5	PUSCH	NonStatic	Step	147	-0.220976	0	-0.001699	0	-0.000106	0
5	PUSCH	NonStatic	Step	148	-0.222476	0	-0.001698	0	-0.000106	0
5	PUSCH	NonStatic	Step	149	-0.223976	0	-0.001698	0	-0.000105	0
5	PUSCH	NonStatic	Step	150	-0.225476	0	-0.001698	0	-0.000105	0
5	PUSCH	NonStatic	Step	151	-0.226976	0	-0.001697	0	-0.000105	0
5	PUSCH	NonStatic	Step	152	-0.228476	0	-0.001697	0	-0.000105	0
5	PUSCH	NonStatic	Step	153	-0.229976	0	-0.001697	0	-0.000105	0
5	PUSCH	NonStatic	Step	154	-0.231476	0	-0.001696	0	-0.000105	0
5	PUSCH	NonStatic	Step	155	-0.232976	0	-0.001696	0	-0.000104	0

Record: << < 151 > >> of 201 Double-click row header to view row details. Add Tables... Done

Esfuerzo de corte Resistente: EN 1992-1-1/ ítem 6.2

$$V_{RD} = V_{RdS} + V_{ccd} + V_{td}$$

Ved = 490.921 [kN] (Valor de cálculo del esfuerzo transverso)

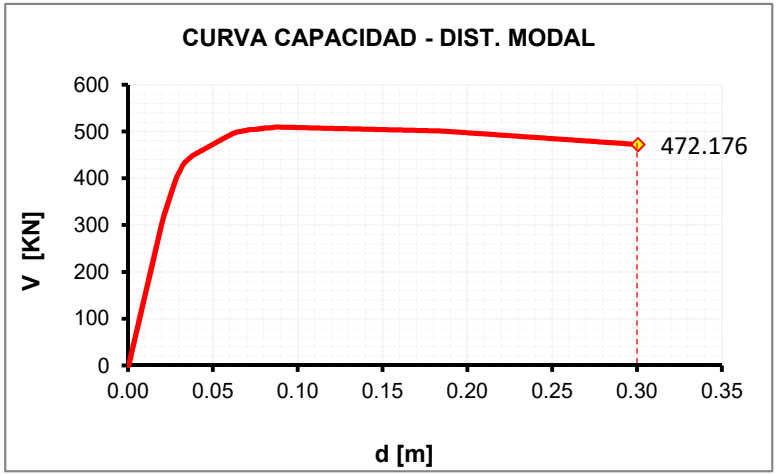
VRsd = 71.139 [kN] >>> Mal!!!, seccion no cumple

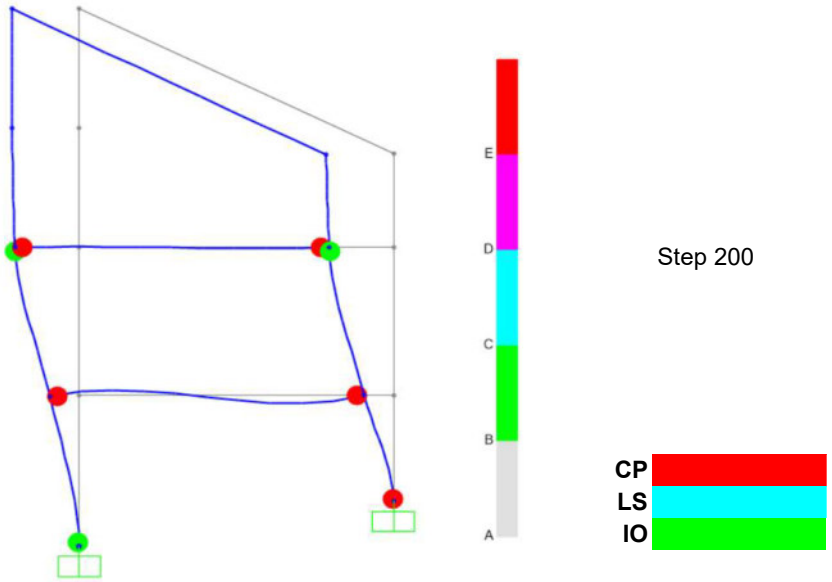
Datos de sección P_30x50

Asw =	1.00	[cm2]
S =	20	[cm]
d =	45.45	[cm]
z =	40.91	[cm]
fyw =	347.83	[Mpa]
cot (θ) =	1.00	[-]

EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO SISMICO DE LA ESTRUCTURA

Evaluacion para Sismo tipo 2 y dt = 0.70 m





Observación: Se formará un mecanismo en la estructura mucho antes de alcanzar el desplazamiento objetivo de 0.70 [m].

La estructura por lo tanto, no cumple, colapsara antes de alcanzar el desplazamiento objetivo

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] ACI 318-19 – *Requisitos do código de construção para betão estrutural.* American Concrete Institute, Farmington Hills, MI. (2019)

[2] Bhatt, C. A. F, (2007). *Análise sísmica de edifícios de betão armado segundo o Eurocódigo 8 – Análises lineares e não lineares*. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico de Lisboa.

[3] Bhatt, C. A. F, (2012). *Seismic Assessment of Existing Buildings Using Nonlinear Static Procedures (NSPs) - A New 3D Pushover Procedure.* Thesis approved in public session to obtain the PhD degree in Civil Engineering. Funding Institution – Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT).Instituto Superior Técnico de Lisboa.

[4] Bento, R. (2012). *Análises estáticas não lineares (Pushover) para o dimensionamento e avaliação sísmica de estruturas*. Instituto Superior Técnico de Lisboa.

[5] Carvalho, A. (2008). *Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes no Contexto do Eurocódigo 8*. Dissertação de Mestrado, Facultade de Engenharia, Universidade do Porto.

[6] Carvalho, G.L.N, (2011). *Análise Sísmica de Edifíciosde Betão Armado*. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.

[7] CEN (Comité Europeu de Normalização (2004). *Norma Europeia EN 1992-1-1: Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão, Part 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Abril 2004, CEN, Bruxelas.

[8] CEN (European Committee for Standardization) (2004). *European Standard ENV1998-1-1: Eurocode 8 – Design of structures for eartthquake resistance, Part 1: General rules, seismic action and rules for buildings*. (EN 1998-1:2004), Dezembro 2004, Brussels.

[9] CEN (European Committee for Standardization) (2004). *European Standard ENV1998-1-1: Eurocode 8 – Design of structures for eartthquake resistance, Part 3: Strengthening and repair of buildings.* (EN 1998-1:2004), Dezembro 2004, Brussels.

[10] ENARCO (1989). Gabinete de Engenharia e Arquitectura Lda., Parque Desportivo de Mangualde. Bancada Coberta – Sector Poente. Projeto geral. Memória de cálculo e peças desenhadas.Câmara Municipal de Mangualde. Lisboa. 1989.

[11] Fardis, M. N. (2009). *Dimensionamento sísmico, avaliação e reforço de edifícios de betão: baseado no Eurocódigo 8*. Springer, Dordrecht.

[12] Fajfar, P. (2000). *A nonlinear analysis method for performance based seismic design*. Earthquake Spectra 16(3), 573-592.

[13] FEMA (2000). FEMA 356 – Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.

[14] Ferreira, F., Moutinho, C., Cunha, Á., & Caetano, E. (2020). *An artificial accelerogram generator code written in Matlab*. *Engineering Reports, 2*(3), e12129. https://doi.org/10.1002/eng2.12129

[15] LNEC & SPES, (2014). Laboratório Nacional De Engenharia Civil & Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, *Guião de Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes de Betão Armado.* Lisboa- 2014

[16] Mander, J., Priestley, M. & Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete.* Journal of Structural Engineering 114(8), 1804-1826.

[17] REBAP (1983). Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado. Decreto-Lei nº349-C/83, de 30 de Julho. Lisboa, Portugal.

[18] LNEC, (2019). *Metodologia para a Avaliação da Segurança Sísmica de Edifícios Existentes Baseada em Análises de Fiabilidade Estrutural. Edifícios de Betão Armado.* Relatorio 81/2019 – DE/NESDE. Versão revista. Lisboa, 2019.