



**UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIAS
CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

**Sismicidade em Moçambique e a Sua Relevância no
Dimensionamento Estrutural de Edifícios: “Caso de Manica”**

Autor: Erik Leonel da Costa Ferreira

Supervisora: Eng^a Alexandra Neves, MSc

Maputo, 08 de Maio de 2025



**UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIAS
CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL**

**Sismicidade em Moçambique e a Sua Relevância no
Dimensionamento Estrutural de Edifícios: “Caso de Manica”**

Autor: Erik Leonel da Costa Ferreira

Supervisora: Eng^a Alexandra Neves, MSc

Maputo, 08 de Maio de 2025

Trabalho de Licenciatura, Apresentado ao
Departamento de Engenharia Civil da Faculdade
de Engenharia da Universidade Eduardo
Mondlane para Obtenção do Grau de
Licenciatura em Engenharia Civil

Autor: Erik Leonel da Costa Ferreira

Assinatura:

___/___/___

Supervisora: Eng^a Alexandra Neves, MSc

Assinatura:

___/___/___



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TERMO DE ENTREGA DE RELATÓRIO DO TRABALHO DE LICENCIATURA

Declaro que o estudante _____
entregou no dia ___/___/20__ as ___ cópias do relatório do seu Trabalho de
Licenciatura com a referência: _____
intitulado: _____

Maputo, ____ de _____ de 20__

O Chefe de Secretaria

DECLARAÇÃO DE HONRA

Declaro que este trabalho de conclusão de curso é resultado da minha investigação e dedicação, nunca foi apresentado para obtenção de qualquer grau acadêmico. E que foi elaborado com base na bibliografia indicada nas referências bibliográficas.

Maputo, Maio de 2025

O autor:

(Erik Leonel da Costa Ferreira)

____ / ____ / ____

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais, Higinio da Costa Ferreira e Bernardete Rota Sitão, que estiveram comigo a cada passo da minha vida, incentivando-me a dar o meu melhor e ensinando sempre os correctos valores morais e éticos. Eles sempre dizem que o maior bem que podem dar aos seus filhos é a oportunidade de estudar. Mas também não me esqueço do carinho, amor, lições e advertências, que também são muito valiosos.

Aos meus tios, que foram sempre presentes na minha vida e são uma fonte de grande inspiração e orgulho.

Aos meus avós, maternos e paternos, que batalharam para um futuro melhor para os meus pais e tios.

Dedico as minhas irmãs e primos, esperando que sirva de inspiração e lição para as suas vidas académicas e profissionais.

Aos meus amigos, colegas e família que sempre caminharam comigo, dando apoio e força ao longo do meu percurso académico.

Aos demais familiares, amigos e a todos que directa ou indirectamente contribuíram para a minha formação e alcance deste nível académico.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho representa um grande marco no meu percurso acadêmico, e para a sua realização há pessoas cujo contributo foi indispensável. Ao longo dos próximos parágrafos farei menção e irei expressar o agradecimento que sinto por eles:

Primeiramente quero agradecer aos meus pais, Higino da Costa Ferreira e Bernardete Rota Sitão, que não só contribuíram com o amor e carinho, mas também com as suas opiniões e experiência profissional que foram indispensáveis.

Quero agradecer aos meus tios que sempre se preocuparam e se disponibilizaram para ouvir as minhas dificuldades, quando me aproximava deles. Eles deram sempre conselho valioso e apoio vital na elaboração deste trabalho.

Agradeço também ao corpo docente do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade Eduardo Mondlane, pelos ensinamentos por eles transmitidos ao longo do curso, que são a base do meu conhecimento na área.

Agradeço com atenção especial à Engenheira Alexandra Neves cujo conhecimento e apoio foi indispensável e de grande valia para a realização do trabalho. Ela esteve sempre disponível a sanar dúvidas e a fornecer críticas construtivas.

Agradeço também ao Engenheiro Ibraímo Remane, que deu o incentivo necessário para que escolhesse realizar este trabalho de licenciatura.

Muito obrigado!

RESUMO

O presente trabalho avalia a sismicidade na província de Manica, Moçambique, e a sua influência no dimensionamento estrutural de edifícios. A localização geográfica do país, atravessado pelo Grande Vale do Rift, expõe-no a uma actividade sísmica significativa, tornando essencial avaliar o impacto dos sismos nas construções. O sismo de magnitude 7.0 registado em 2006 em Machaze reforçou a necessidade de compreender os riscos sísmicos e adoptar estratégias eficazes para minimizar os seus impactos em estruturas.

Neste estudo, um modelo hipotético de edifício foi analisado sob três perspectivas. Primeiro, foi projectado e dimensionado sem considerar a acção sísmica (**Caso A**), seguindo métodos tradicionais. Depois, esse mesmo edifício foi submetido a uma análise sísmica, revelando deficiências estruturais significativas e a necessidade de reforço (**Caso B**). Por fim, foi elaborado um novo dimensionamento do edifício, agora considerando a acção sísmica desde a concepção (**Caso C**). A comparação dos três casos permitiu demonstrar que edifícios originalmente concebidos sem consideração sísmica podem necessitar de intervenções dispendiosas para garantir a segurança estrutural. Em contrapartida, um dimensionamento sísmico adequado desde o início melhora a resistência da estrutura e reduz custos adicionais.

Para validar as conclusões obtidas, foram desenvolvidos três modelos adicionais, com diferentes configurações estruturais e geométricas (**Casos D, E e F**). Esses modelos foram dimensionados tanto sem consideração sísmica quanto com consideração sísmica, permitindo avaliar a influência de diferentes tipologias estruturais na resposta aos sismos. A análise comparativa reforçou que a introdução de critérios sísmicos desde a fase inicial do projecto conduz a estruturas mais eficientes e seguras, minimizando a necessidade de reforços futuros. Além disso, evidenciou que a vulnerabilidade sísmica não é uniforme e depende de variáveis como altura, rigidez, disposição dos elementos estruturais e distribuição das cargas.

Foram também avaliadas diferentes soluções de reforço para edifícios que não contemplaram a sismicidade no seu projecto inicial. O reforço com aço e betão armado revelou-se uma opção robusta, aumentando significativamente a capacidade resistente da estrutura, embora com impacto construtivo relativamente elevado. Alternativamente, a utilização de fibras de carbono mostrou-se uma solução eficaz e menos invasiva, proporcionando um reforço estrutural com menor interferência na utilização do edifício.

A escolha entre as soluções depende das condições específicas da estrutura e dos recursos disponíveis.

Os resultados reforçam a necessidade de considerar a sismicidade no dimensionamento estrutural em Manica, evidenciando a importância de normativas específicas e práticas construtivas mais seguras. A implementação de medidas preventivas é essencial para garantir a integridade das edificações e a segurança das populações em regiões sísmicas.

Palavras-chave: Sismicidade, Dimensionamento Estrutural, Reforço Sísmico, Segurança de Edifícios, Manica, Moçambique.

ABSTRACT

This study assesses seismicity in the province of Manica, Mozambique, and its influence on the structural design of buildings. The country's geographical location, traversed by the Great Rift Valley, exposes it to significant seismic activity, making it essential to evaluate the impact of earthquakes on construction. The 7.0 magnitude earthquake recorded in 2006 in Machaze emphasized the need to understand seismic risks and adopt effective strategies to minimize their impact on structures.

In this study, a hypothetical building model was analyzed from three perspectives. First, it was designed and sized without considering seismic action (Case A), following traditional methods. Then, the same building was subjected to seismic analysis, revealing significant structural deficiencies and the need for reinforcement (Case B). Finally, a new design of the building was developed, now considering seismic action from the outset (Case C). Comparing the three cases demonstrated that buildings originally designed without seismic consideration may require costly interventions to ensure structural safety. In contrast, proper seismic design from the beginning improves the structure's resistance and reduces additional costs.

To validate the findings, three additional models with different structural and geometric configurations were developed (Cases D, E, and F). These models were designed both without seismic consideration and with seismic consideration, allowing for an evaluation of the influence of different structural typologies on the earthquake response. The comparative analysis reinforced that the introduction of seismic criteria from the initial project phase leads to more efficient and safer structures, minimizing the need for future reinforcement. It also highlighted that seismic vulnerability is not uniform and depends on variables such as height, stiffness, arrangement of structural elements, and load distribution.

Different reinforcement solutions for buildings that did not account for seismicity in their initial design were also evaluated. Reinforcement with steel and reinforced concrete proved to be a robust option, significantly increasing the structure's resistance capacity, although with a relatively high construction impact. Alternatively, the use of carbon fibers proved to be an effective and less invasive solution, providing structural reinforcement with minimal interference in the building's use. The choice between solutions depends on the specific conditions of the structure and available resources.

The results reinforce the need to consider seismicity in structural design in Manica, highlighting the importance of specific regulations and safer construction practices. The implementation of preventive measures is essential to ensure the integrity of buildings and the safety of populations in seismic regions.

Keywords: Seismicity, Structural Design, Seismic Reinforcement, Building Safety, Manica, Mozambique.

ÍNDICE GERAL

DECLARAÇÃO DE HONRA	I
DEDICATÓRIA	II
AGRADECIMENTOS	III
RESUMO	IV
ABSTRACT	VI
ÍNDICE GERAL	VIII
LISTA DE ABREVIATURAS	XI
LISTA DE SÍMBOLOS	XII
LISTA DE FIGURAS	XV
LISTA DE FÓRMULAS	XVI
LISTA DE QUADROS	XVII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Motivação e justificativa	2
1.2. Problematização	3
1.3. Delimitação	3
1.4. Objectivos	4
1.4.1. Objectivo geral	4
1.4.2. Objectivos específicos	4
1.5. Metodologia	4
1.5.1. Pesquisa bibliográfica	4
1.5.2. Caso de estudo	4
1.5.3. Uso de programas	5
1.5.4. Limitações e dificuldades	5
1.6. Estrutura do trabalho	6
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1. Definição e causas de sismos	7
2.2. Propriedades e componentes de sismos	10
2.2.1. Localização de um sismo	10
2.2.2. Magnitude	11
2.2.3. Intensidade: Escala de Mercalli	12

2.2.4.	Ondas sísmicas.....	13
2.3.	Sismicidade no mundo	16
2.4.	Sismicidade na província Manica	17
3.	CASOS DE ESTUDO	21
3.1.	Área de estudo	21
3.1.1.	Localização e descrição geográfica	21
3.1.2.	Geologia Local	22
3.2.	Descrição do edifício (Casos A, B e C)	23
3.2.1.	Arquitectura.....	23
3.2.2.	Estrutura.....	23
3.2.3.	Critérios gerais de dimensionamento	24
3.2.4.	Materiais.....	24
3.2.5.	Recobrimento.....	25
3.2.6.	Acção global sobre edifício	25
3.3.	Dimensionamento estrutural (Caso A).....	29
3.3.1.	Lajes.....	29
3.3.2.	Vigas	35
3.3.3.	Pilares	36
3.3.4.	Caixa de escada e elevador.....	36
3.3.5.	Fundação	37
3.3.6.	Resultados	39
3.4.	Verificação do cálculo considerando situação de sismo (Caso B).....	40
3.4.1.	Cálculo acção sísmica.....	40
3.4.2.	Resultados	46
3.5.	Redimensionamento considerando carga sísmica (Caso C).....	47
3.6.	Comparação de resultados (Casos A e C)	48
3.7.	Casos de estudo adicionais (D, E e F)	50
4.	REFORÇO ESTRUTURAL PARA O CASO B.....	52
4.1.	Reforço estrutural de vigas recorrendo a adição de armaduras..... e betão.....	53

4.2.	Reforço recorrendo a aplicação de fibras de carbono	54
4.3.	Metodologia do cálculo dos reforços nas vigas	55
4.4.	Vantagens e desvantagens de cada tipo de reforço.....	57
5.	CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES	58
5.1.	Conclusão.....	58
5.2.	Recomendações.....	59
6.	REFERÊNCIAS	60
6.1.	Referências bibliográficas.....	60
6.1.1.	Dissertações e artigos científicos.....	60
6.1.2.	Livros e fichas didáticas	61
6.1.3.	Normas e regulamentos	62
6.1.4.	Sítios da internet	62
6.2.	Outra bibliografia consultada	65
	ANEXOS.....	67

LISTA DE ABREVIATURAS

CNN	- <i>Central News Network</i> (Canal televisivo – E.U.A.)
DTA	- Direcção de Terra e Água do Instituto Nacional de Investigação Agronómica (Moçambique)
INAMI	- Instituto Nacional de Minas (Moçambique)
IPMA	- Instituto Português do Mar e Atmosfera
IRIS	- <i>Incorporated Research Institutions for Seismology</i> (E.U.A.)
ISEP	- Instituto Superior de Engenharia do Porto
MAE	- Ministério da Administração Estatal (Moçambique)
MINEDH	- Ministério da Educação e Desenvolvimento Humano (Moçambique)
MMO	- <i>Mozambique Media Online</i>
PUC-RIO	- Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (Brasil)
REBAP	- Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
RGCI	- Revista de Gestão Costeira Integrada (Portugal)
RSAEEP	- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes
S.D.	- Sem Data de publicação disponível
USGS	- <i>United States Geological Survey</i> (E.U.A.)

LISTA DE SÍMBOLOS

$A[m] ; B [m]$	Dimensões em planta da fundação superficial
$A_c [m^2]$	Secção do elemento estrutural em betão
$A_{infl} [m^2]$	Área de influência de pilar
$A_{s e} [cm^2]$	Área de armadura de esforço de flexão existente
$A_{s n} [cm^2]$	Área de armadura de esforço de flexão necessária
$A_{sw e/S} [cm^2/m]$	Área de armadura de esforço transversal existente, distribuído por metro
$A_{sw n/S} [cm^2/m]$	Área de armadura de esforço transversal necessária, distribuída por metro
$E_{c,28} [GPa]$	Valor médio do módulo de elasticidade do betão aos 28 dias
$E_s [GPa]$	Valor do módulo de elasticidade do aço
$F [kN]$	Força resultante da pressão do vento
$I_{xi} ; I_{yi} [m^4]$	Momento de inércia dos pilares em relação aos eixos x-x. E y-y respectivamente
$L_{maior} [m]; L_{maenor} [m]$	Maior e Menor dimensão da laje, entre L_x e L_y
$L_x [m]; L_y [m]$	Dimensões da laje nas direcções X e Y respectivamente
M_0	Escala de magnitude sísmica total
M_L	Escala de magnitude sísmica local
$M_{rd} [kN*m]$	Momento resistente de cálculo da secção
$M_{sd} [kN*m]$	Momento de cálculo actuante na secção
$N_{sd} [kN]$	Esforço axial
Peso <small>distr. p.div.</small> $[kN/m^2]$	É o peso das paredes divisórias, distribuído superficialmente na laje
S (sismo)	Coefficiente do solo
$S_d(T) [m/s^2]$	Espectro de resposta horizontal de cálculo
$T [s]$	Tempo ou período
$T_B [s]$	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante do espectro de resposta sísmica

T_c [s]	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante do espectro de resposta sísmica
T_D [s]	Valor que define no espectro de resposta sísmica o início do ramo de deslocamento constante
V_{cd} [kN]	esforço transverso resistente da secção, proporcionado pelo betão
V_{rd} [kN]	Esforço transverso resistente da secção
$V_{rd\ max}$ [kN]	Máximo esforço transverso resistente possível da secção
V_{sd} [kN]	Esforço transverso de cálculo actuante na secção
V_{wd} [kN]	Esforço transverso resistente da secção, proporcionado pela armadura de esforço transverso
X_o [m]	Ponto inicial do reforço da viga, medido a partir da referência inicial
X_f [m]	Ponto final do reforço da viga, medido a partir da referência inicial
a_g [m/s²]	Aceleração pico horizontal
b [m]	Largura da secção transversal
d [m]	Altura útil da secção transversal
f_{cd} [MPa]	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctd} [MPa]	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tracção
f_{ctk} [MPa]	Valor característico da tensão de rotura do betão à tracção simples
f_{ctm} [MPa]	Valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples
f_{suk} [MPa]	Tensão de ruptura do aço
f_{syd} [MPa]	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço
f_{syk} [MPa]	Tensão de cedência do aço
g [m/s²]	Aceleração de gravidade
h [m]	Altura
h_{adop} [m]	Altura adoptada
h_{cal} [m]	Altura calculada
l [m]	Vão teórico
m_i [kg]	Massa dos elementos estruturais (lajes, vigas e pilares).
q	Coeficiente de comportamento da estrutura
w_k [kN/m²]	Valor característico de pressão dinâmica do vento

ΔA_s [cm²]	mínima área de armadura longitudinal do reforço que a viga necessita
$\Delta A_{sw}/S$ [cm²/m]	mínima área de armadura de esforço transversal, distribuída por metro, do reforço que a viga necessita
ΔM [kN*m]	esforço de flexão a ser resistido pelo reforço
ΔV [kN]	esforço transversal a ser resistido pelo reforço
α	Coefficiente dependente das condições de apoio
β	Coefficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
$\gamma_{betão}$ [kN/m³]	Densidade do betão
δ_{pe}	Coefficiente de pressão exterior do vento para paredes
ϵ_{suk} [%]	Extensão do aço após ruptura
$\sigma_{máx}$ [kPa]	Tensão máxima na sapata devido aos esforços a ela transmitidos
$\sigma_{mín}$ [kPa]	Tensão mínima na sapata devido aos esforços a ela transmitidos
σ_{Ref} [kPa]	Tensão na sapata devido aos esforços a ela transmitidos
η	Coefficiente dependente do tipo de aço utilizado na laje

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Estrutura interna da Terra	8
Figura 2 - Estrutura interna da Terra	8
Figura 3 - Placas tectónicas na Terra.....	9
Figura 4 - Tipos de falha entre placas tectónicas (1).....	10
Figura 5 - Tipos de falha entre placas tectónicas (2).....	10
Figura 6 - Tipos de Ondas Sísmicas	15
Figura 7 - Distribuição de frequência de ocorrência de eventos sísmicos a nível mundial em função da magnitude	16
Figura 8 Filipinas após o sismo em 2018	17
Figura 9 Novas placas tectónicas em Africa.....	18
Figura 10 Mapa de zoneamento de risco de sísmico em Moçambique.....	19
Figura 11 Fractura causada pelo sismo de 22 de Fevereiro de 2006, Machaze	20
Figura 12 Mapa de Moçambique	22
Figura 13 Mapa da província de Manica	22
Figura 14 Sistema Estrutural do edifício em diferentes vistas.	24
Figura 15 Mapa de Zoneamento do Vento para Moçambique.....	26
Figura 16 Mapa de Zoneamento Sísmico de Moçambique	42
Figura 17 Espectro de Cálculo Sísmico para o projecto.....	46
Figura 18 Reforço de uma viga recorrendo à adição de armaduras e betão (1)	53
Figura 19 Reforço de uma viga recorrendo a aplicação de fibra de carbono	53
Figura 20 Reforço de uma viga recorrendo à adição de armaduras e betão (2)	53

LISTA DE FÓRMULAS

Fórmula 1 Força resultante da pressão do vento:	27
Fórmula 2 Espessura mínima em lajes:	29
Fórmula 3 Peso próprio da laje:.....	32
Fórmula 4 Peso das paredes divisórias, distribuído superficialmente	33
Fórmula 5 Espessura mínima em vigas :.....	35
Fórmula 6 Área da secção de pilares:	36
Fórmula 7 Tensão em sapatas devido a carga transmitida pelo pilar nela apoiada	37
Fórmula 8	44
Fórmula 9	44
Fórmula 10	44
Fórmula 11	44
Fórmula 12	44
Fórmula 13	44
Fórmula 14 Coeficiente de comportamento da estrutura.....	45

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Efeitos de sismos de acordo com a magnitude na escala de Richter.....	12
Quadro 2 - Escala de Mercalli modificada - Resumo.....	13
Quadro 3 Propriedades dos materiais estruturais escolhidos.....	25
Quadro 4 Espessura de recobrimento nos elementos estruturais de betão.	25
Quadro 5 Coeficiente de pressão exterior do vento para paredes (δ_{pe}).....	27
Quadro 6 Valores de vento actuante nas fachadas.....	28
Quadro 7 Valores do coeficiente α , para lajes, em função da condição de apoio	30
Quadro 8 Pré-dimensionamento das lajes dos pisos R/C até ao Terraço.	30
Quadro 9 Pré-dimensionamento das lajes do piso da cobertura.	31
Quadro 10 Pré-dimensionamento da espessura das escadas principais.	31
Quadro 11 Pré-dimensionamento da espessura das escadas de emergência.....	32
Quadro 12 Peso de revestimentos de lajes.	33
Quadro 13 Acções permanentes nas lajes do edifício.....	34
Quadro 14 Sobrecargas nas lajes do edifício	34
Quadro 15 Valores do coeficiente α para vigas, em função da condição de apoio	35
Quadro 16 Valores de altura determinados para vigas.	35
Quadro 17 Dimensões dos pilares provindas do pré-dimensionamento.	36
Quadro 18 Volumes de betão e quantidade de armadura obtidos no dimensionamento sem consideração sísmica (Caso A).	39
Quadro 19 Valores recomendados para os parâmetros do espectro de resposta elástica para acção sísmica do Tipo I.(1)	43
Quadro 20 Valores recomendados para os parâmetros do espectro de resposta elástica para acção sísmica do Tipo I. (2)	44
Quadro 21 Fórmulas para o cálculo do espectro de resposta sísmica	44
Quadro 22 Valores básicos do coeficiente de comportamento, q_{oc}	45
Quadro 23 Volumes de betão e quantidade de armadura obtidos no dimensionamento com consideração sísmica (Caso C).	47
Quadro 24 Comparação de Quantidades entre os dois dimensionamentos.	48

1. INTRODUÇÃO

O presente estudo tem como tema “Sismicidade em Moçambique e a sua relevância no dimensionamento estrutural de edifícios: Caso de Manica”, e visa analisar se os sismos em Moçambique, especificamente Manica, podem representar um risco significativo para a segurança e integridade estrutural dos edifícios.

Moçambique localiza-se na região Austral da África e é atravessada pelo Grande Vale do Rift, o que influencia consideravelmente a actividade sísmica na região centro do país, com a ocorrência de sismos fortes e potencialmente catastróficos (Samboco 2010).

Até o início de 2006, a sismicidade em Moçambique era uma preocupação limitada a especialistas e praticamente ausente da consciencialização pública (Menete 2020). Esse cenário mudou drasticamente após uma série de abalos sísmicos em Fevereiro daquele ano, que culminaram no terramoto de magnitude 7.0 na escala de Richter, com o seu epicentro no distrito de Machaze, província de Manica (INAMI 2021b).

Aquele evento evidenciou os perigos reais dos sismos e despertou uma maior percepção social sobre o risco, colocando a questão da vulnerabilidade sísmica em pauta. O conhecimento actual sobre sismicidade e seus impactos, contudo, permanece insuficiente para mitigar adequadamente os riscos que afectam a população e as edificações em áreas vulneráveis (Fonseca 2010).

A disseminação de informações e estudos adicionais tornam-se cruciais em particular para os profissionais da engenharia civil visando a mitigação de impactos, investimentos no campo académico para aprofundar o entendimento e promover práticas de construção mais seguras e resilientes e contribuir para mitigar esses eventos.

Perante o exposto, este estudo busca fomentar o interesse e a consciencialização acerca da importância da sismicidade no contexto da engenharia civil em Moçambique, sobretudo na especialidade de Edificações, apresentando dados que ressaltam a relevância dessa temática para a protecção do património social e económico do país.

1.1. Motivação e justificativa

Moçambique é propenso à ocorrência cíclica de calamidades naturais, em forma de eventos climáticos e sísmicos, sendo por vezes o seu efeito bastante intenso e causador de diversos e avultados danos. O sector da construção tem sido dos mais afectado e arrasta, por consequência, outras vertentes, como a económica e humana.

O desenvolvimento urbano prioriza, na actualidade, a construção em altura, sendo que este modelo possibilita o melhor aproveitamento do espaço, que é cada vez mais escasso. A construção em altura está sujeita a maior influência de acções horizontais, como a acção dos sismos, e o colapso de edifícios é a maior causa de danos materiais e humanos durante um evento sísmico.

O perigo da acção sísmica torna-se mais preocupante, considerando que maior parte das construções em Moçambique não tiveram em conta este fenómeno na sua projecção. Conforme Fonseca 2010, grande parte destas estruturas foi erguida sem que se tenha tido em conta a questão de prevenção contra terremoto.

Deste modo, existe a necessidade de se considerar cuidadosamente o risco sísmico no desenvolvimento de projectos, por forma a garantir construções resilientes.

Em suma a escolha do tema deveu-se a:

- Grande potencial de devastação que os sismos possuem;
- Os sismos serem pouco estudados, no que diz respeito ao território nacional e ao histórico do país, que apresenta alguns eventos sísmicos de escala alarmante;
- Intenção de contribuir para consciencialização da sociedade sobre os sismos e os seus perigos;
- Intenção de contribuir para a expansão do conhecimento e discussões úteis no meio académico sobre o tema.

Considerando que o modelo de construção em altura possibilita melhor aproveitamento de espaços, espera-se induzir que futuros projectos estruturais e construções sejam elaborados considerando a influência deste fenómeno (sismos).

1.2. Problematização

Moçambique é um país que apresenta um histórico de actividade sísmica marcado por alguns eventos significativos, destacando-se a série de abalos de Fevereiro de 2006, que iniciou com um sismo de magnitude 4.4 na escala de Richter, atingindo o auge no dia 22 de Fevereiro, com um sismo de magnitude 7.0 (INAMI 2021b).

Segundo Sousa 2006, os abalos sísmicos causaram na província de Manica a perda de vidas humanas e danos em algumas edificações. O distrito de Machaze, na província de Manica, localizado a cerca de 200 km da cidade de Chimoio, foi particularmente afectado (Agência Lusa 2006).

Um dos factores agravantes da situação, é que no centro do País - zona de grande actividade sísmica (INAMI 2021c) – atravessa o Grande Vale do Rift. Uma falha geológica com cerca de 6400 km de extensão e de largura media estimada entre 48 e 64 km, que se estende desde o rio Jordão e Mar Morto, Quénia até ao Oceano Índico, perto da cidade da Beira (Duque 2014).

Assim, dado o rumo do desenvolvimento urbano no país, surge a dúvida e preocupação sobre a segurança das estruturas já construídas e das futuras construções, face a este evento que possui um enorme potencial de destruição.

É importante sanar esta dúvida, sendo que as construções representam uma parte da riqueza do país e são um sector referido o colapso de edifícios é o maior causador de perdas humanas durante o evento sísmico, e não há maior bem que a vida.

Com foco na região de maior risco sísmico e em estruturas de edifícios, o presente trabalho visa responder à questão:

Qual é o impacto da consideração da actividade sísmica na segurança do cálculo estrutural de edifícios?

1.3. Delimitação

Este trabalho limitar-se-á a avaliação da influência da consideração rigorosa da acção sísmica na segurança do projecto de estrutura de edifício na província de Manica.

A análise estará limitada a edifícios com disposição ortogonal em planta, com baixa complexidade, optando por estruturas mais simples com altura inferior a 20 metros.

1.4. Objectivos

1.4.1. Objectivo geral

- Analisar se os sismos em Moçambique, particularmente em Manica, podem representar um risco significativo em relação à segurança e a integridade estrutural dos edifícios.

1.4.2. Objectivos específicos

- Examinar a sismicidade em Manica;
- Verificar os dados sobre a actuação sísmica, úteis para o dimensionamento estrutural;
- Apresentar cálculos sobre o dimensionamento estrutural de edifícios considerando a sismicidade.

1.5. Metodologia

Para a realização do trabalho e melhor possibilidade de alcance dos objectivos, optou-se pela seguinte metodologia:

1.5.1. Pesquisa bibliográfica

A pesquisa bibliográfica é desenvolvida com base em material já elaborado, constituído principalmente de livros e artigos científicos (Gil 2002).

Esta etapa consistiu na consulta de livros, revistas, artigos, monografias e dissertações, informação relevante por meio de mapas, tabelas, entre outros.

1.5.2. Caso de estudo

Segundo Yin 2005, um estudo de caso é uma investigação empírica de um fenómeno contemporâneo num contexto da vida real.

Conforme Gil 2002, o caso de estudo consiste no estudo profundo e exaustivo de um ou poucos objectos, de maneira que permita seu amplo e detalhado conhecimento.

O Caso de Estudo baseia-se na elaboração de um caso hipotético, representativo, que visa permitir a melhor análise e estudo sobre o tópico. Consistiu na elaboração do projecto estrutural de um edifício, em betão armado sem a consideração sísmica e, posteriormente, submetendo-o a acções sísmicas, simulando assim a situação actual da maioria das construções no país, servindo de indicativo sobre o seu comportamento em situação de sismo.

Esta simulação também foi feita para três (3) outras estruturas de edifício. Foi feito também o redimensionamento da estrutura principal, considerando as cargas sísmicas.

1.5.3. Uso de programas

Foram utilizados os programas de cálculo automático, modelação e desenho:

- Autodesk Autocad, Autodesk Revit, Lumion;
- Cypecad, Ftool, Sika CarboDur;
- Quantum GIS.

1.5.4. Limitações e dificuldades

As limitações enfrentadas na elaboração deste trabalho foram:

- A inexistência de informação disponível sobre acelerogramas associados aos sismos ocorridos no país, o que permitiria compreender o real movimento ao nível do solo e os esforços resultantes destes na estrutura.
- Lacuna nos registos de dados sísmicos, no que diz respeito ao registo de eventos.

1.6. Estrutura do trabalho

O trabalho está dividido em seis (6) capítulos:

No primeiro capítulo (INTRODUÇÃO) é apresentado o trabalho, o problema e os objectivos que se pretendem alcançar, são também apresentados os métodos e ferramentas utilizadas visando alcançar os objectivos na realização deste trabalho.

No segundo capítulo (REVISÃO BIBLIOGRÁFICA) são trazidos elementos que permitem a familiarização com o tópico: conceito, classificação e características dos sismos, bem como o histórico da ocorrência e consequências dos eventos sísmicos.

No terceiro capítulo (CASOS DE ESTUDO), para melhor entender os efeitos de sismos em edifícios, recorre-se a análise de um modelo de estudo, que para este trabalho é um edifício elaborado pelo autor. É feita a descrição geral, arquitectónica e estrutural do modelo e a sua localização. É também apresentada informação relevante aos passos subsequentes da análise, como os materiais e acções sobre o edifício.

Ainda neste capítulo, faz-se o dimensionamento estrutural do modelo de estudo elaborado em diferentes condições (de sismicidade) e, depois, é feita a comparação entre as soluções estruturais, para determinar qual é o impacto da consideração da possibilidade de ocorrência de sismo.

Considerando que as conclusões e deduções que podem ser feitas com base em apenas um modelo de estudo são limitadas, no capítulo 3.7, faz-se o processo todo de simulação, porém com menos detalhe, utilizando 3 outros modelos de estudo.

No quarto capítulo (REFORÇO ESTRUTURAL PARA O CASO B) faz-se a análise de algumas soluções para o reforço de estruturas já construídas, face à possibilidade de ocorrência sísmica não previamente considerada. São apresentadas soluções para o reforço da estrutura analisada no capítulo (3.4) - Caso B.

No quinto capítulo (CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES) são apresentadas as principais conclusões alcançadas e são as recomendações que o autor considera relevantes.

No sexto capítulo (REFERÊNCIAS) são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas na elaboração do trabalho.

Por fim, incluem-se os anexos, com elementos complementares ao trabalho desenvolvido.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Definição e causas de sismos

Os registos de sismos remontam há milhares de anos. Os chineses têm escrituras com mais de 3000 anos que descrevem terremotos em detalhe, assim como as sociedades japonesas e algumas do Leste Europeu com 1600 anos (Tavera 2020). Na América, existem códigos maias e astecas que se referem a esse fenómeno natural.

De acordo com França 2012, o filósofo grego Aristóteles foi um dos primeiros a tentar definir o sismo e as suas causas, como tremores causados por ventos passando ou presos, por baixo da terra.

Actualmente, dados os avanços no conhecimento e na ciência, a definição básica e comum de um sismo é: o tremor da terra, independentemente da sua causa ou fonte. Outra definição de sismo é: a vibração, por vezes violenta, da superfície terrestre seguindo a uma libertação de energia na crosta da Terra (Shedlock e Pakiser 1994).

Cabral 2003 define sismo como a ocorrência de ondas elásticas que se geram numa dada fonte sismogénica e que se propagam do seu local de origem através dos materiais que constituem a Terra.

Para melhor entender como os sismos ocorrem, é necessário olhar primeiro para a estrutura interna da terra, apresentadas nas Figura 1 e Figura 2.

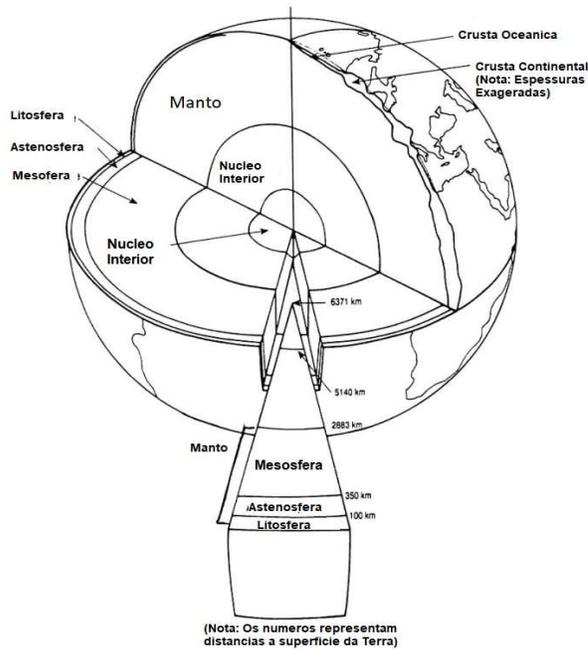


Figura 1 - Estrutura interna da Terra
Fonte: Braille 2000.

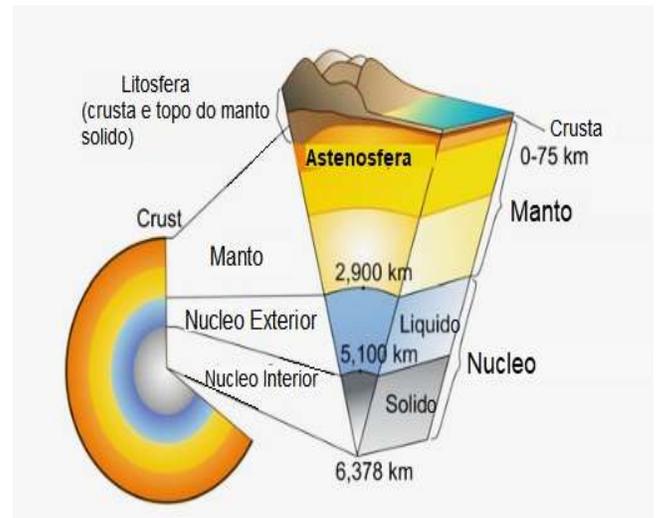


Figura 2 - Estrutura interna da Terra
Fonte: Sucuoğlu e Akkar 2014.

A superfície terrestre (crusta) possui várias falhas (de maior ou menor escala) e é composta por grandes massas rochosas chamadas “placas tectónicas” que estão em movimento constante (Fonseca 2010). As placas tectónicas da Terra são apresentadas na Figura 3.

Segundo Fonseca 2010, o movimento da crusta resulta eventualmente em embates, roturas (divergências) e deslizamento entre as placas, que causam sismos devido às forças envolvidas. Isto ocorre também no meio das placas, ao longo de falhas e fraquezas, apesar de ser de menor frequência.

Segundo Billen 2016 e Fonseca 2010, os embates entre as placas, resultam na simples e directa libertação de ondas sísmicas. Mas tratando-se das divergências e dos deslizamentos o processo é um bocado diferente e com foco em dois factores: fricção e elasticidade.

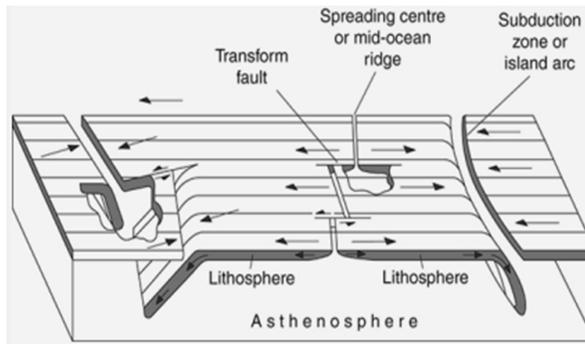


Figura 4 - Tipos de falha entre placas tectônicas (1)

Fonte: Molnar 2015.

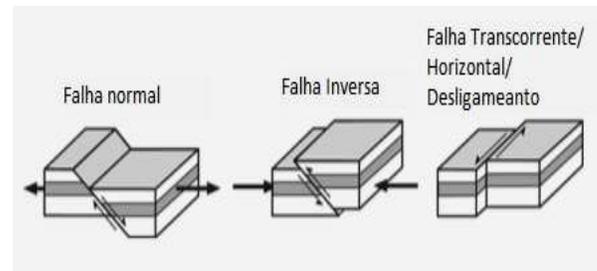


Figura 5 - Tipos de falha entre placas tectônicas (2)

Fonte: Molnar 2015.

Os sismos ocorrem naturalmente, mas também podem ocorrer por resultado de acção humana, como em actividades de mineração, criação e vazamento de grandes reservatórios, explosões, e colapso de grandes estruturas (Fonseca 2010). Estas acções podem induzir a ocorrência de sismos quer (apenas) pelas vibrações libertas pela força do evento, ou servindo elas como catalisadores para a libertação da energia acumulada nas falhas na crosta terrestre.

Segundo Bhzad Ftahi em entrevista a CNN: “Os sismos não matam, mas edifícios, infra-estruturas e sistemas de emergência inadequadamente projectados e mal construídos podem. A melhor forma de salvar vidas é projectando estruturas que podem suportar os sismos e adaptar edifícios antigos ao código” (Karimi e Narayan 2017).

Os tremores causados pelos sismos, por si só não matam, porém, os efeitos secundários sim, sobretudo se de grande magnitude. Os sismos podem levar ao colapso de estruturas, queda de objectos, deslizamentos de terra, grandes rupturas (expostas) da terra, liquefação do solo, tsunamis e danos que podem culminar em incêndios.

2.2. Propriedades e componentes de sismos

2.2.1. Localização de um sismo

Os tremores de um evento sísmico fazem-se sentir em uma grande área, cobrindo vastas distâncias, mas, observando a escala de centenas ou milhares de quilómetros, as ondas sísmicas parecem originar de um ponto central (Ferreira e Lopes 2017).

O ponto de onde emanam as ondas sísmicas chama-se hipocentro ou foco e a sua projecção na superfície da Terra designa-se por epicentro. A distância na superfície entre o epicentro e um observador ou sítio é conhecida como distância epicentral e a distância entre um observador e o foco é chamado distância focal ou distância hipocentral (Collantes 2013).

2.2.2. Magnitude

A magnitude é uma medida que demonstra a quantidade de energia libertada durante o evento sísmico. Um sismo pode libertar energia equivalente a centenas ou milhares de explosões nucleares, e pode causar bilhões de dólares em danos, sem mencionar os custos em sofrimento humano (Kusky 2008).

Segundo USGS 2015, existem várias escalas de magnitude sísmica desenvolvidas ao longo dos anos, mas, as mais conhecidas e utilizadas são duas: A escala de magnitude local (M_L) e a escala de magnitude de momentos (M_w).

2.2.2.1. Escala de Magnitude Local

De acordo com o USGS 2015, esta foi a primeira escala e é a mais conhecida e utilizada. É mais conhecida como a “Escala de Richter” e foi desenvolvida em 1935, com propósito de medir os sismos no Sul da Califórnia.

A magnitude é obtida em função do máximo deslocamento registado, na forma de amplitude (em milímetros), nos sismógrafos próximos ao epicentro do sismo (USGS 2015).

Segundo Collantes 2013, a escala é definida por um número real, tomando-se o logaritmo natural da máxima amplitude registada por um sismógrafo Wood- Anderson, particularmente sensível a ondas S com período de 1 segundo ($T = 1s$). Assim, para cada número inteiro da escala, tomando por exemplo, terremoto de magnitude 5, a amplitude do movimento registado é 10 vezes maior do que o correspondente a um terremoto de magnitude 4, com 32 vezes maior liberação de energia.

O Quadro 1 apresenta os efeitos gerais da ocorrência de sismos de magnitudes diferentes na escala de Richter, em um ambiente urbano desenvolvido, como uma cidade ou metrópole.

Magnitude	Efeitos
2,0 a 3,4	Imperceptível
3,5 a 4,2	Ouve-se o barulho do tremor
4,3 a 4,9	Balança móveis e pode quebrar pequenos objetos
5,0 a 5,9	Desloca objetos pesados e racha muros
6,0 a 6,9	Danos consideráveis a edifícios
7,0 a 7,3	Danos graves a edifícios e quebra de encanamentos subterrâneos
7,4 a 7,9	Graves danos, destruição de prédios
acima de 8,0	Destruição completa

Quadro 1 - Efeitos de sismos de acordo com a magnitude na escala de Richter
Fonte: Curado 2019.

2.2.2.2. Escala de Magnitude de Momento

A escala de Richter possui algumas limitações no que diz respeito a sismos mais afastados e de magnitudes superiores a 7. Assim, foi criada a escala de magnitude de momento, baseada na medida do momento sísmico total (M_0), liberto pelo evento (Curado 2019), sendo este momento um produto da distância de deslocamento na falha criada pelo sismo, e a força necessária para mover a falha (Collantes 2013).

Este momento é depois transformado em um valor adimensional M_w representativo do trabalho mecânico realizado pelo sismo (Collantes 2013).

Esta escala é muito importante, pois é a única escala que consegue classificar com precisão o sismo de escala 8 em diante. Para valores de magnitude até 7, esta escala e a escala de magnitude local têm valores equivalentes.

2.2.3. Intensidade: Escala de Mercalli

De acordo com USGS 2018, a intensidade de um sismo, é medida consoante a Escala de Mercalli. Diferentemente da escala de Richter, a Escala de Mercalli não se baseia em registos sismográficos, mas, sim, nos efeitos ou danos produzidos nas estruturas e percebido pelas pessoas nas imediações do abalo.

Para dois sismos de mesma magnitude, mas em localizações e/ou tempos diferentes a intensidade pode ser diferente. E, para um mesmo sismo, a intensidade pode ser diferente em diversas localidades reportadas (USGS 2018).

Escala de intensidade MERCALLI	Número de sismos por ano	Efeito em áreas povoadas
I	800 000	Registado só por sismógrafos
II e III	30 000	Sentido por algumas pessoas
IV	4 800	Sentido por muitas pessoas
V	1 400	Sentido por toda a gente
VI e VII	500	Pequenos danos em edifícios
VIII e IX	100	Muitos edifícios danificados
X	15	Danificações profundas, pontes partidas, fracturas em paredes
XI	4	Grandes danos, colapso de edifícios
XII	1 entre 5 e 10 anos	Danificação total, ondas na superfície do solo, objectos atirados pelo ar

Quadro 2 - Escala de Mercalli modificada - Resumo

Fonte: Colégio Vasco da Gama 2012.

O Quadro 2 apresenta de forma resumida a escala de intensidade de Mercalli modificada e a frequência de ocorrência de ocorrência, a nível mundial, de sismos de cada intensidade.

Encontra-se no Anexo 2 a escala de intensidade de Mercalli modificada completa e os seus correspondentes efeitos.

2.2.4. Ondas sísmicas

Qualquer processo mecânico leva à propagação de ondas, em menor ou maior escala e de acordo com Medeiros 2010, ondas sísmicas podem ser definidas como ondas elásticas produzidas durante um sismo e que se propagam segundo superfícies concêntricas a partir do foco.

Medeiros 2010, Molina 2012 e Dias 2016, afirmam que os sismos, quando ocorrem, são caracterizados pela propagação de 4 tipos distintos de ondas, nomeadamente: ondas P, ondas S, ondas R e ondas L.

2.2.4.1. Ondas P

As ondas P são também conhecidas como ondas primárias, pois estas são as que se propagam mais rapidamente e conseqüentemente são as primeiras a serem registadas.

São ondas compressivas (longitudinais), ou seja, fazem com que a matéria seja alternadamente comprimida e distendida na direcção de propagação. E estas ondas propagam-se em meios sólidos e líquidos, sendo que estes meios são ambos compressíveis (Dias 2016).

Molina 2012 afirma que, para compreender este tipo de onda, deve-se considerar o sistema de eixos cartesianos, onde o eixo x corresponde à direcção de propagação da onda. Neste eixo, as partículas do meio descrevem um movimento de “vai e vem”, de forma que o meio é constantemente comprimido e distendido. É a propagação deste movimento vibratório, em determinada direcção, que define a onda de compressão.

Medeiros 2010 afirma que apesar de serem as mais velozes, as ondas P, tipicamente, não são as maiores causadoras de danos devido à sua direcção e por se propagarem no corpo da terra, em vez da superfície.

2.2.4.2. Ondas S

As ondas S são também conhecidas como ondas secundárias, pois a sua velocidade de propagação torna-as as segundas a ser registadas durante o evento sísmico (Dias 2016).

São ondas transversais ou de cisalhamento, isto é, a matéria é deslocada perpendicularmente à direcção de propagação e propagam-se apenas em meios sólidos (Medeiros 2010). A passagem da onda transversal obriga a que os planos verticais do meio se movimentem para cima e para baixo, fazendo os elementos adjacentes sofrerem variações de forma (Molina 2012).

Segundo Molina 2012, a propagação deste tipo de onda depende inteiramente da rigidez do meio, assim sendo, os meios fluidos não suportam a sua passagem e elas propagam-se apenas na parte sólida da terra. Este tipo de onda possui uma amplitude muito maior que a das ondas P, e o seu potencial de devastação é enorme.

2.2.4.3. Ondas R

Ondas R (ou ondas de Rayleigh), que se propagam como as ondas na superfície da água. O movimento das partículas individuais descreve uma elipse retrógrada alinhada no plano vertical. Pode ser visualizado como uma combinação de vibrações do tipo P e S (Molina 2012). E tal como nas ondas do mar, o deslocamento das partículas nas ondas R não está confinado apenas à superfície livre do meio, sendo as partículas abaixo desta também afectadas pela passagem da onda (Dias 2016).

2.2.4.4. Ondas L

Ondas L (ou ondas de Love), que são essencialmente ondas de cisalhamento polarizadas horizontalmente (o movimento das partículas processa-se apenas no plano horizontal) (Medeiros 2010). A energia destas ondas permanece nas camadas superiores da Terra por ocorrer reflexão interna total. São altamente destrutivas (Dias 2016).

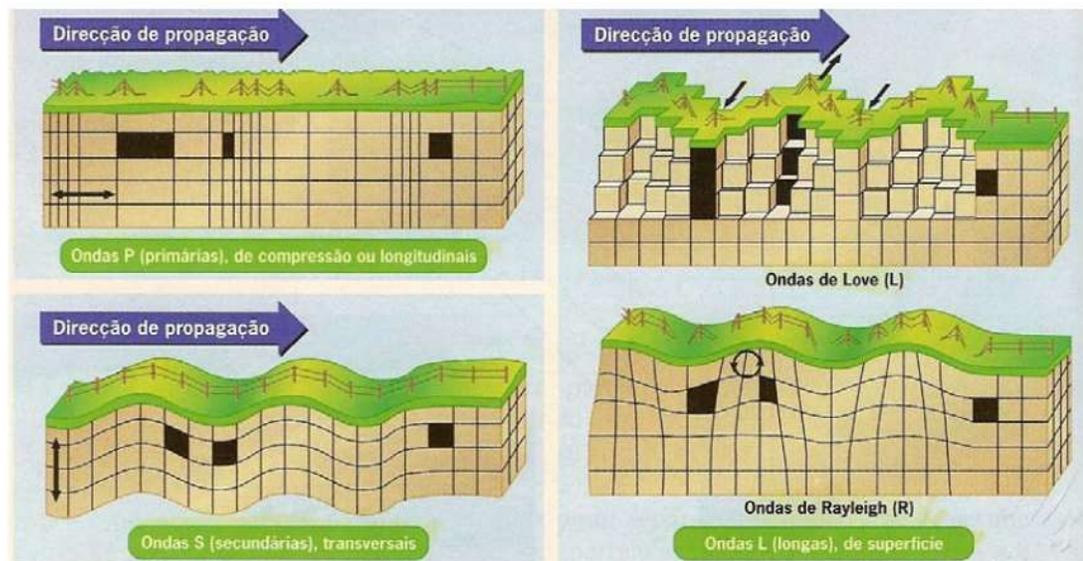


Figura 6 - Tipos de Ondas Sísmicas

Fonte: Martínez-Moreno 2015.

A Figura 6 mostra os diferentes tipos de ondas sísmicas.

2.3. Sismicidade no mundo

Ao nível mundial, sismos fortes ocorrem pouco mais de uma vez por mês. Porém, quando se fala de sismos pequenos ($M_L \leq 2$), ocorrem centenas de vezes por dia (IRIS 2015). A Figura 7, apresenta a distribuição de frequência de ocorrência de eventos sísmicos a nível mundial em função da magnitude na escala de Richter.

O maior sismo registado ocorreu em 1960, no Chile, que alcançou a magnitude 9.5 (USGS 2018). A destruição causada por este foi massiva e deu origem a um tsunami que agravou a situação. Segundo a USGS 2018, as ondas alcançaram a altura de 25m, atravessaram o oceano pacifico e foram devastar Hilo, no Havaí (USGS 2018).

No mesmo sismo foram registadas ondas de mais de 10m a 10,000 Km do epicentro, alcançando o Japão e as Filipinas. As fatalidades decorrentes deste evento não são conhecidas com exactidão, porém, estima-se que cerca 1,655 pessoas pereceram, e cerca de 3,000 ficaram feridas (USGS 2018).

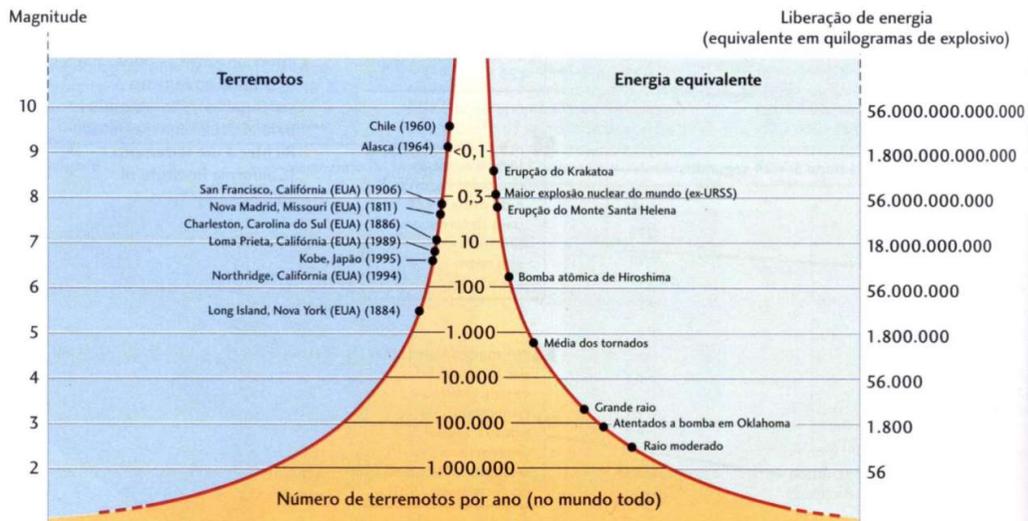


Figura 7 - Distribuição de frequência de ocorrência de eventos sísmicos a nível mundial em função da magnitude
Fonte: Barros 2013.

O sismo de 1994 em Northridge foi “apenas” de magnitude 6.7 e cerca de 20 a 30 destes ocorrem anualmente a nível mundial. Ele é classificado como moderado, porém, os danos causados foram avaliados em mais de 20 Bilhões de dólares americanos (USGS 2024).

Isto demonstra que um sismo não precisa ser de grande magnitude para criar grandes danos. Depende do desenvolvimento urbano no local afectado e, acima de tudo,

da consideração e preparo (desde a concepção até a construção) das estruturas aos possíveis eventos sísmicos.

Apesar do número de sismos que podem ser detectados e localizados, em cada ano tem crescido, isto não significa que o número médio anual de sismos cresceu (IRIS 2015). Significa que devido ao avanço técnico e tecnológico, maior consciência da importância e relevância do tópico e à maior alocação de recursos, há melhores condições e controle, na forma de equipamentos e profissionais, permitindo o registo mais verídico.

A Figura 8 ilustra as consequências de sismo de magnitude 7.0 nas Filipinas. Destaca-se a magnitude de 7.0, pois é a mesma alcançada pelo maior sismo registado em Moçambique.



Figura 8 Filipinas após o sismo em 2018

Fonte: Walker 2018.

2.4. Sismicidade na província Manica

Moçambique, faz parte dos países incluídos no grande conjunto de falhas geológicas, o Grande Vale do Rift (Duque 2014). O grande vale do Rift é resultado da divergência de três placas tectónicas (Arábica, Núbica e Somali), que antes faziam parte da grande placa africana (Ross 2014). A Figura 9 apresenta as novas placas tectónicas, formadas pela divisão da grande placa africana.

Esta falha, de magníficas proporções, inicia no Golfo de Áden, percorrendo cerca de 6,400 Km, com uma largura variável (tipicamente entre os 48 Km e 64 Km), atravessando 7 países e, finalmente, terminando no centro de Moçambique (The Editors of encyclopaedia Britanica 2017).

Cumbe 2007 anota que os sismos têm sido mais frequentes e perceptíveis ao cidadão comum nos últimos anos e podem estar relacionados com a evolução tectónica que se está a verificar no sistema de riftes instalados no Miocénico ao longo da África Oriental, representado em Moçambique pelo eixo Lago Niassa-Chire-Urema-Sofala.

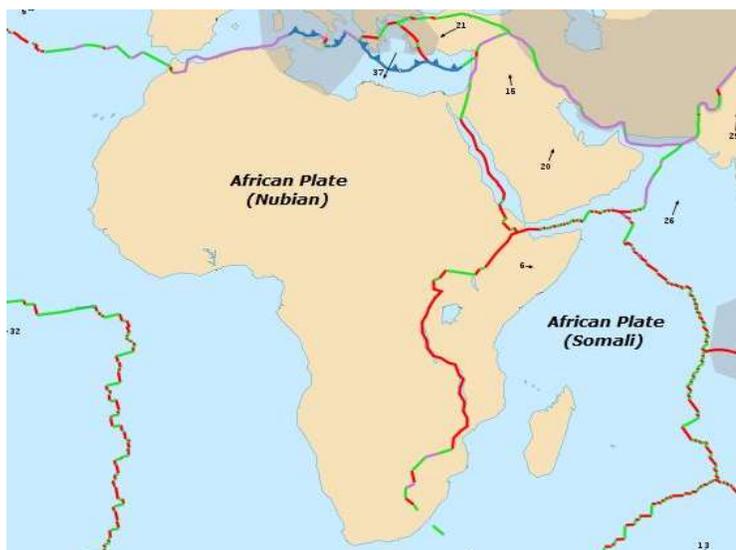


Figura 9 Novas placas tectónicas em Africa
Fonte: Ross 2014.

Segundo os dados de registo sísmico do INAMI, nos últimos anos o país registou vários eventos em Manica. Os dados revelam que houve pelo menos 70 eventos sísmicos com magnitude igual ou superior a 4.5 dentro dos últimos 84 anos e em duas ocasiões foram registados sismos de magnitude 7.0 na escala de Richter (INAMI 2021b).

O primeiro sismo registado de magnitude 7.0 na escala de Richter ocorreu em Março de 1951, e teve origem em Massangena, província de Gaza, mas fez-se sentir na província de Manica (INAMI 2021b).

O segundo sismo registado, de magnitude 7.0 ocorreu em Fevereiro de 2006, em Chitobe, distrito de Machaze, na província de Manica, com a magnitude local de 7.0. Foi sentido em todas as províncias de Moçambique e em países vizinhos, tendo resultado em 5 mortes, 28 feridos e a destruição de mais de 280 casas (Anela et al. 2023).

Foi uma tragédia, mas os danos foram relativamente baixos devido à localização do epicentro (Machaze) onde o desenvolvimento socioeconómico e populacional local é

tal que as construções são de baixa altura e, primariamente de material precário (madeira e caniço).

Um sismo desta magnitude, ocorrendo na capital do país ou até em uma das capitais provinciais, teria consequências desastrosas.

A Figura 10 apresenta o mapa de zoneamento de risco sísmico de Moçambique, elaborado pelo Instituto Nacional de Minas (INAMI).

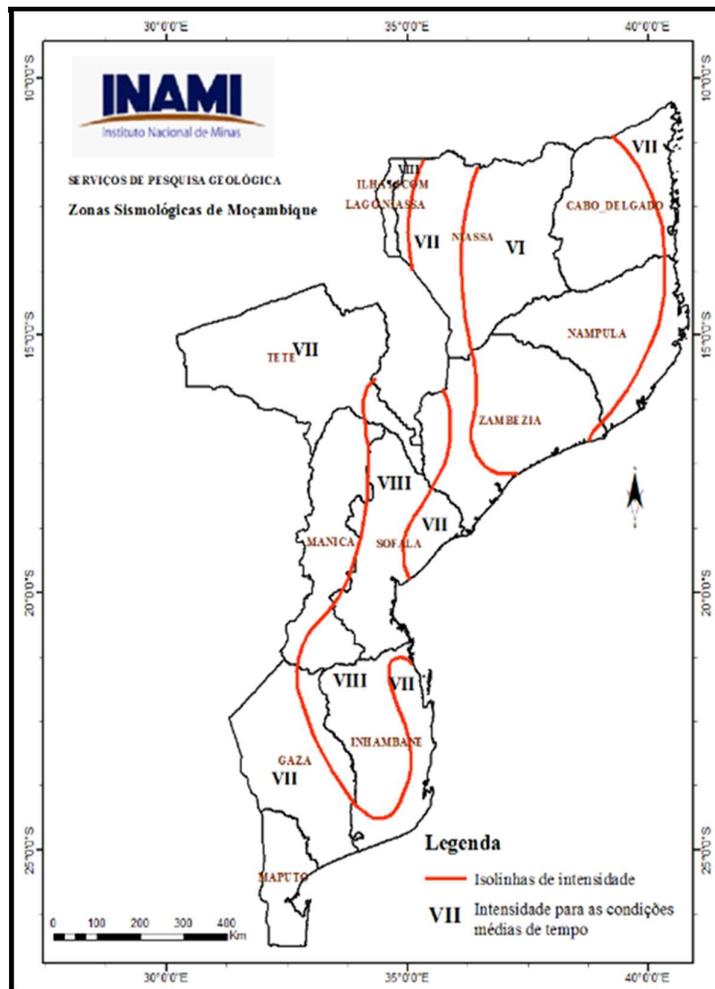


Figura 10 Mapa de zoneamento de risco de sísmico em Moçambique
Fonte: INAMI 2021c.

A Figura 11 mostra uma fractura com rejeito vertical de 50cm, o resultado do sismo de Fevereiro 2006 em Machaze, na província de Manica.



Figura 11 Fractura causada pelo sismo de 22 de Fevereiro de 2006, Machaze
Fonte: Cumbe 2007.

Em 2018, na província de Manica, distrito de Mossurize, ocorreu um sismo de magnitude 5.5, menor que o de Machaze em 2006, porém, os danos materiais foram elevados devido à quantidade e o tipo de construção existente no local focal (Muianga 2018). Foram afectadas 427 casas, das quais 108 totalmente destruídas, 100 com fissuras graves e 219 com fissuras ligeiras (Agência Lusa 2018).

O Anexo 1 mostra o registo de eventos sísmicos ocorridos na província de Manica, entre os anos 1951 e 2012, feitos pelo INAMI. Estão apenas apresentados os eventos com magnitude igual ou superior a 4.5, pois é neste intervalo onde normalmente existe o risco de os sismos criarem danos.

Apresenta-se no Anexo 3 os mapas da distribuição dos eventos sísmicos ocorridos no país e registados pelo INAMI.

3. CASOS DE ESTUDO

Para melhor entender o impacto e significância da ocorrência de um sismo em estruturas, decidiu-se fazer uma análise comparativa entre os seguintes casos:

- Caso A – que consistiu no dimensionamento de um edifício, sem considerar acção sísmica;
- Caso B – que consistiu no cálculo da acção sísmica e submissão do edifício, dimensionando no “Caso A”, a esta acção;
- Caso C – que consistiu no redimensionamento do edifício, considerando a acção sísmica.

3.1. Área de estudo

A área de estudo é a província de Manica, uma das regiões de maior actividade sísmica no país, tanto em termos de frequência, como também magnitude. (INAMI 2021a, INAMI 2021b e INAMI 20121c).

A acção sísmica nessa província representa um dos casos mais críticos e preocupantes no contexto nacional. Machaze foi o distrito mais afectado, mas devido ao seu baixo desenvolvimento urbano, construções locais sofreram, no geral, danos pouco significativos.

Diante disso, foi escolhida a cidade de Chimoio, capital da província, para o estudo. Chimoio possui um nível relativamente mais alto de desenvolvimento urbano e socioeconómico, apresentando, portanto, maior potencial para a ocorrência de danos em caso de actividade sísmica.

3.1.1. Localização e descrição geográfica

Manica é uma província localizada na zona centro de Moçambique. E é limitada: a Norte pela província de Tete, a Sul pelas províncias de Inhambane e Gaza, a Leste pela província de Sofala e a Oeste pelo Zimbabué (Malembe 2024).

A província está dividida em nove distritos e 34 postos administrativos, e tem como capital é a cidade de Chimoio (Savana 2024). As Figura 12 e Figura 13, apresentam os mapas de Moçambique e da província de Manica, respectivamente.



Figura 12 Mapa de Moçambique
 Fonte: Mapa de Moçambique. S.D.



Figura 13 Mapa da província de Manica
 Fonte: Mapa da Província de Manica. S.D.

3.1.2. Geologia Local

De acordo com o mapa de solos elaborado pela Direcção de Terra e Água do Instituto Nacional de Investigação Agronómica (DTA 1997) e o perfil da província elaborado pelo Ministério da Administração Estatal (MAE 2005), os solos na província de Manica são maioritariamente:

- Solos arenosos amarelos, castanhos e vermelhos;
- Solos argilosos vermelhos óxicos;
- E os solos são profundos e bem drenados.

A maiores profundidades a litologia é caracterizada primariamente por rochas metamórficas de origem magmática e sedimentar (MMO 2022).

3.2. Descrição do edifício (Casos A, B e C)

3.2.1. Arquitectura

O edifício a construir apresenta-se em planta, num formato rectangular que possui dimensões máximas de 30m x 25m, com uma altura de 18 metros. É composto por 6 pisos: Rés-do-chão, 1º a 4º Andar, Terraço acessível e Cobertura. Existe ainda o piso intermédio, entre o Terraço e a Cobertura onde está projectada a laje que suporta a máquina que permite o funcionamento do elevador.

Na cobertura, existem 5 compartimentos destinados ao armazenamento de material, equipamento de baixo peso ou arquivos.

Trata-se de um edifício para escritórios, em que cada piso está dividido em recepção, open-space e sanitários. Possui, ainda, as escadas principais, elevador, varanda e a saída de emergência. Todo o edifício terá cobertura em laje de betão armado, prevendo-se a inclinação necessária (2%) para a drenagem das águas pluviais.

O Anexo 4 apresenta a representação tridimensional do edifício.

3.2.2. Estrutura

Do ponto de vista estrutural, o edifício classifica-se como sendo constituído por Pórticos.

Ele é composto, primariamente por pórticos (vigas e pilares), mas também possui paredes que formam: a caixa de escadas de emergência, caixa de escadas (principais) e elevador.

O pavimento dos pisos é em laje de betão armado, que está assente sobre as vigas e paredes.

As escadas para a comunicação entre os pisos estão apoiadas nas paredes das respectivas caixas de escadas e em vigas em cada piso.

A fundação do edifício é do tipo superficial directa, com a existência de fundações isoladas e agrupadas.

A Figura 14 apresenta os sistema estrutural do edifício, em diferentes vistas.

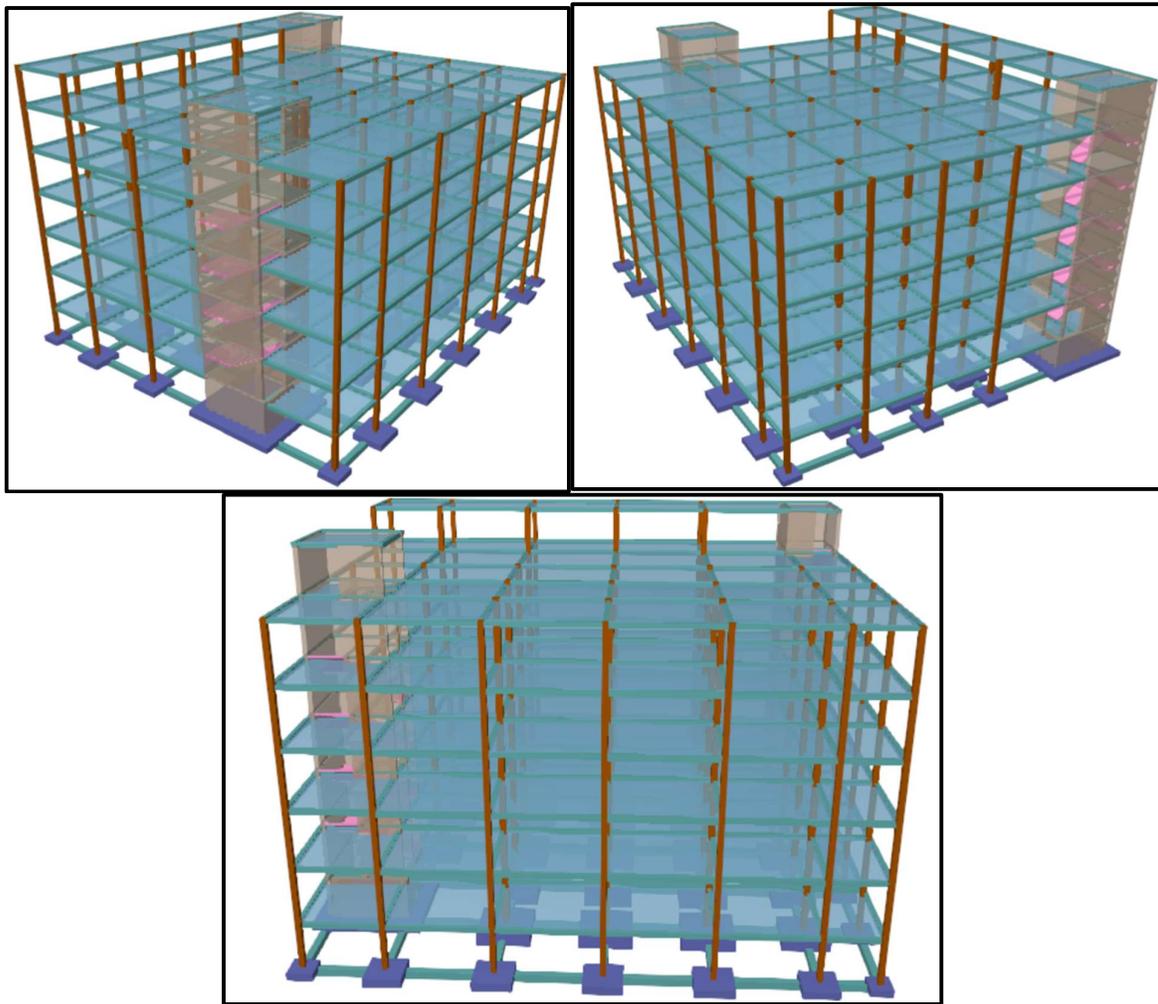


Figura 14 Sistema Estrutural do edifício em diferentes vistas.

3.2.3. Critérios gerais de dimensionamento

A obtenção dos esforços utilizados para o cálculo de dimensionamento dos diversos elementos estruturais que constituem o edifício foi feita com base em cálculo manual e com recurso dos programas de cálculo Ftool e Cypecad, onde o modelo considerado, foi bidimensional e tridimensional, respectivamente.

3.2.4. Materiais

Escolheu-se para a estrutura em betão armado materiais correntes, adoptando para o betão a classe B25 e para o aço a classe A400NR. No Quadro 3 estão dispostas

as propriedades dos materiais escolhidos, extraídas do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-eforçado (REBAP).

Betão de Classe B25		Aço de classe A400NR	
Propriedade	Valor	Propriedade	Valor
f_{cd} (MPa)	13.3	f_{syk} (MPa)	400
f_{ctd} (MPa)	1.07	f_{suk} (MPa)	460
f_{ctm} (MPa)	2.2	f_{syd} (MPa)	348
f_{ctk} (MPa)	1.6	ϵ_{suk} (%)	14
$E_{c,28}$ (GPa)	29	E_s (GPa)	200

Quadro 3 Propriedades dos materiais estruturais escolhidos
Fonte: REBAP 2014.

3.2.5. Recobrimento

Os recobrimentos mínimos para o edifício, considerando ele implantado em ambiente moderadamente agressivo e tendo adoptado classe B25 para o betão, foram determinados segundo o Art. 78º do REBAP e estão apresentados no Quadro 4, abaixo:

Elemento	Recobrimento (cm)
Laje maciça	2.5
Viga	3.0
Pilar	3.0
Fundação	5.0

Quadro 4 Espessura de recobrimento nos elementos estruturais de betão.

3.2.6. Acção global sobre edifício

3.2.6.1. Acção do vento

A consideração da acção do vento foi feita de acordo com o método descrito no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP), porém, utilizando o mapa de zoneamento de vento para Moçambique.

No local de implantação do edifício (Cidade de Chimoio), a altitude é de 614 m. Segundo o Art. 20º do RSAEEP, pela altitude ser superior a 600m, a **zona eólica** é a **Zona B**.

“A variação da velocidade do vento com a altura depende fortemente da rugosidade aerodinâmica do solo, relacionada com as dimensões e a distribuição dos obstáculos nele existentes e que afectam o escoamento do ar na sua vizinhança” (Art. 20º RSAEEP).

De acordo com o actual desenvolvimento urbano no local de implantação, que é caracterizado primariamente por edificações de altura baixa, a **Rugosidade Aerodinâmica do Solo** é do **Tipo II**.

3.2.6.1.1. Pressão dinâmica

O valor característico da pressão dinâmica do vento (w_k) foi obtido através do mapa de zoneamento do vento para Moçambique, apresentado na Figura 15. Segundo a localização (Chimoio, Manica) o seu valor foi de 1.85kN/m².

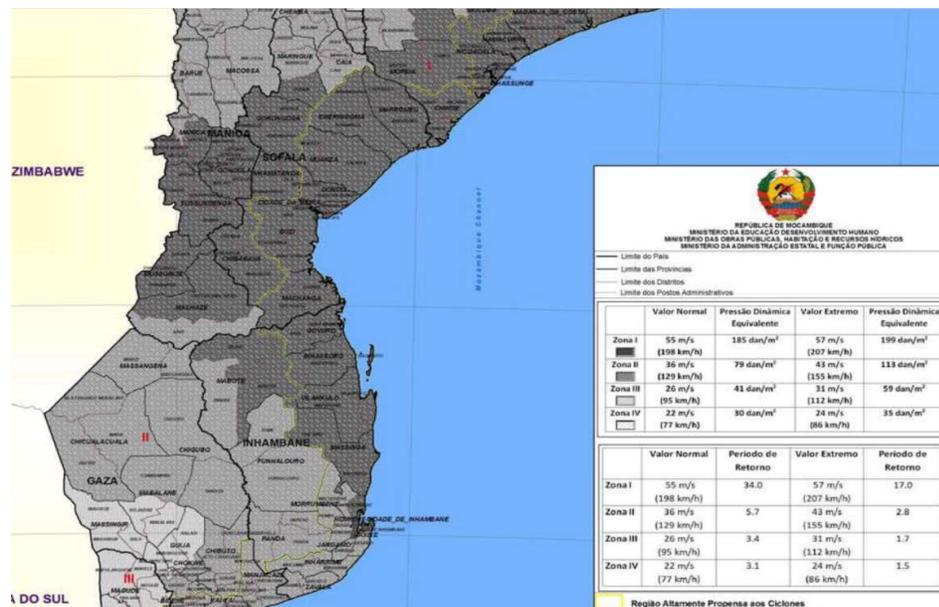


Figura 15 Mapa de Zoneamento do Vento para Moçambique
Fonte: MINEDH 2014.

3.2.6.1.2. Coeficiente de pressão exterior

A quantificação dos esforços devido à acção do vento foi feita pelo método simplificado. Este método supõe a aplicação de cargas estáticas (às faces do edifício). Estas cargas são obtidas pela multiplicação da pressão dinâmica do vento (w_k) pelo coeficiente de pressão exterior (δ_{pe}).

O coeficiente de pressão exterior é dependente das características geométricas do edifício e para a sua determinação é necessário saber: a altura do edifício acima do nível do solo (h), a maior dimensão em planta do edifício (a) e a menor dimensão em planta do edifício (b).

$$h = 18 \text{ m} \quad a = 30 \text{ m} \quad b = 25 \text{ m}$$

Com base nestas dimensões obteve-se as seguintes relações: $\begin{cases} \frac{a}{b} = 1.2 \\ \frac{h}{b} = 0.72 \end{cases}$

Com base no Capítulo 3.2.2 do Anexo 1 do RSAEEP foi possível obter:

Relações geométricas do edifício		Direcção do vento α (Graus)	Acções globais sobre as superfícies			
			A	B	C	D
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} < \frac{3}{2}$	$1 < \frac{a}{b} < \frac{3}{2}$	0	+ 0.7	- 0.25	- 0.6	- 0.6
		90	-0.6	-0.6	+0.7	-0.25

Quadro 5 Coeficiente de pressão exterior do vento para paredes (δ_{pe}).
Fonte: RSAEEP 2017.

3.2.6.1.3. Força Resultante da pressão do vento sobre o edifício

A força resultante da pressão do vento é obtida segundo o Capítulo 3.1 do Anexo 1 do RSAEEP pela expressão:

$$\text{Força resultante da pressão do vento:} \quad : \quad F = \delta_{pe} \times w_k \times A \quad [1]$$

Onde:

δ_{pe} – coeficiente de pressão exterior para paredes;

w_k – valor característico da pressão dinâmica do vento;

A – área de referência, relacionada com a superfície exposta.

As cargas de vento nas fachadas, considerando a situação mais desfavorável constam no Quadro 6 (valores extraídos do *Cypecad*):

Cargas de vento				
Piso	Vento +X (kN)	Vento -X (kN)	Vento +Y (kN)	Vento -Y (kN)
Cobertura	47.109	-40.426	7.228	-6.187
Terraço	99.545	-85.346	82.887	-71.025
4º Andar	102.409	-87.717	85.359	-73.315
3º Andar	97.738	-83.768	81.429	-69.698
2º Andar	97.738	-83.768	81.429	-69.698
1º Andar	97.738	-83.768	81.429	-69.698
R/C	0.000	0.000	0.000	0.000

Quadro 6 Valores de vento actuante nas fachadas.

Para o piso da cobertura os valores de força resultante obtidos foram menores que o resto dos pisos, por este possuir dimensões em planta diferentes e menores que o resto do edifício.

3.3. Dimensionamento estrutural (Caso A)

É feito o dimensionamento estrutural do edifício sem a consideração da ocorrência de sismo, representando a situação actual de vários edifícios construídos no país.

3.3.1. Lajes

3.3.1.1. Pré-dimensionamento

Com base nas dimensões, em planta da laje, foi determinado se a laje é armada em uma direcção ou duas pela expressão:

$$1 \leq \frac{l_{maior}}{l_{menor}} \leq 2 \quad \text{Armada em duas direcções}$$
$$\frac{l_{maior}}{l_{menor}} > 2 \quad \text{Armada em uma direcção}$$

Com base no Art. 102º do REBAP, foi feita a determinação da espessura mínima das lajes pela seguinte expressão:

Espessura mínima em lajes:
$$h \geq \frac{\alpha \times l}{30 \times \eta} \quad [2]$$

Onde:

h – espessura da laje (m);

α – coeficiente dependente das condições de apoio da laje, obtidos de acordo com o Quadro 7

η – coeficiente dependente do tipo de aço utilizado na laje, $\eta=1$ para aço A400

l – vão teórico da laje (m).

Tipo de laje	α
Simplemente apoiada, armada numa só direcção	1,0
Duplamente encastrada, armada numa só direcção	0,6
Apoiada num bordo e encastrada no outro, armada numa só direcção	0,8
Em consola (sem rotação no apoio), armada numa só direcção	2,4
Simplemente apoiada, armada em duas direcções	0,7
Duplamente encastrada, armada em duas direcções	0,5

Quadro 7 Valores do coeficiente α , para lajes, em função da condição de apoio
Fonte: REBAP 2010.

3.3.1.1.1. Rés-do-chão

Não se realizou o cálculo dos esforços e dimensionamento das armaduras das lajes do piso do rés-do-chão, uma vez que as mesmas se encontram apoiadas sobre o solo devidamente compactado. Para garantir uniformidade no piso, adoptou-se uma espessura constante de 15 cm, e como armadura adoptou-se $\Phi 8/15\text{cm}$.

3.3.1.1.2. 1º Andar até Terraço

Nestes pisos, as lajes apresentam a mesma disposição em planta e condições de apoio. Assim sendo, o pré-dimensionamento das lajes destes pisos é dado por:

Laje	$L_x(\text{m})$	$L_y(\text{m})$	$L_{\text{maior}}/L_{\text{menr}}$	Direcção	α	$h_{\text{cál}}(\text{m})$	$h_{\text{adop}}(\text{m})$
Mais solicitada	5.25	5.65	1.08	2	0.7	0.123	0.15

Quadro 8 Pré-dimensionamento das lajes dos pisos R/C até ao Terraço.

Onde:

$h_{\text{cál}}$ – altura de cálculo das lajes de pavimento

h_{adop} – altura adoptada das lajes de pavimento

L_x – Dimensão da laje na direcção X

L_y – Dimensão da laje na direcção Y

L_{maior} – Maior dimensão da laje, entre L_x e L_y

L_{menor} – Menor dimensão da laje, entre L_x e L_y

3.3.1.1.3. Cobertura

O pré-dimensionamento das lajes do piso da cobertura é dado por:

Laje	$L_x(m)$	$L_y(m)$	L_{maior}/L_{menor}	Direcção	α	$h_{cál}(m)$	$h_{adop}(m)$
Mais solicitada	4.6	5.65	1.23	1	0.7	0.125	0.15

Quadro 9 Pré-dimensionamento das lajes do piso da cobertura.

3.3.1.1.4. Escadas

As escadas, para questões de cálculo são consideradas lajes, com degraus cujo peso é devidamente considerado no dimensionamento. Assim sendo, o processo de pré-dimensionamento é similar ao das lajes:

3.3.1.1.4.1. Principais

As escadas principais são constituídas entre cada piso, por dois lanços com um patamar entre eles. A altura entre os pisos é 3m e cada lanço percorre 1.5m.

Os lanços e patamares são considerados lajes simplesmente apoiadas e são armados em uma direcção. O pré-dimensionamento das escadas principais é dado por:

Laje	$L_{menor}(m)$	$L_{maior}(m)$	Direcção	α	$h_{cál}(m)$	$h_{adop}(m)$
Lanço	2.25	3.375	1	1	0.113	0.15
Patamar	2.25	2.25	1	1	0.075	0.1

Quadro 10 Pré-dimensionamento da espessura das escadas principais.

Por uma questão de uniformidade, considerou-se para todas as lajes da escada uma espessura de 15cm

3.3.1.1.4.2. De emergência

As escadas emergência são constituídas entre cada piso, por dois lanços com um patamar entre eles, um patamar no início e no final das escadas. A altura entre os pisos é de 3m e cada lanço percorre 1.5m. O pré-dimensionamento das escadas principais é dado por:

Laje	Lmenor(m)	Lmaior(m)	Direcção	α	h _{cál} (m)	h _{adop} (m)
Lanço	2.25	3.375	1	1	0.113	0.15
Patamar	2.25	2.25	1	1	0.075	0.1

Quadro 11 Pré-dimensionamento da espessura das escadas de emergência.

3.3.1.2. Acções em lajes

As acções consideradas para o dimensionamento das lajes foram:

3.3.1.2.1. Acções permanentes

As acções permanentes consideradas para o dimensionamento das lajes apresentam-se em seguida:

- **Peso próprio da laje:**

O peso próprio das lajes foi determinado através da multiplicação da altura da laje pela densidade do betão armado:

$$\text{Peso próprio da laje: } \textit{Peso}_{\text{ próp. da laje}} = h_{\text{adop.}} \times \gamma_{\text{betão}} \quad [3]$$

Onde:

$h_{\text{adop.}}$ – é a altura adoptada da laje (m);

$\gamma_{\text{betão}}$ – é a densidade do betão (kN/m³)

$$\textit{Peso}_{\text{ próp. da laje}} = 0.15 \text{ m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3.75 \text{ kN/m}^2$$

- **Peso de paredes divisórias:**

Tratando-se de um edifício no estilo *open-space*, não estão fixas as posições de paredes divisórias e dependendo das necessidades dos utentes elas podem ou não ser colocadas. Assim sendo, e por tratar-se de laje maciça, o peso das paredes pode ser considerado uma carga permanente uniformemente distribuída, de acordo com Art. 15º do RSAEEP:

$$\text{Peso das paredes divisórias, distribuído superficialmente} : \quad \text{Peso}_{distr. p.div.} = \text{Peso}_{p.div.} \times h_{parede} \times 30\% \quad [4]$$

Onde:

$\text{Peso}_{distr. p.div.}$ – é o peso das paredes divisórias, distribuído superficialmente na laje;

$\text{Peso}_{p.div.}$ – é o peso das paredes divisórias, por cada metro quadrado de parede;

*Assumindo paredes de alvenaria ordinária com espessura 0.19m,

$$\text{Peso}_{p.div.} = 1.8 \text{ kN/m}^2$$

h_{parede} – é a altura das paredes divisórias;

*Assumidas paredes de altura 2.80 m

$$\text{Peso}_{distr. p.div.} = 1.8 \times 2.80 \times 30\% = 1.51 \text{ KN/m}^2$$

- **Revestimento:**

Os revestimentos utilizados nas lajes e as suas características são:

Revestimento	Peso específico (kN/m3)	Espessura (cm)	Acção permanente (kN/m2)
Betonilha e Impermeabilização	-	-	2
Reboco	20	2	0.42
Tecto falso	-	-	0.2
Mosaico cerâmico	-	-	1.3
Asfalto	14	3	0.42

Quadro 12 Peso de revestimentos de lajes.

Laje do Piso	Revestimento	Peso dos Revestimentos (kN/m ²)	Peso Próprio Da Laje (kN/m ²)	Peso distribuído de Paredes (kN/m ²)	Acção permanente Total (kN/m ²)
Cobertura	Betonilha e impermeabilização	2	3.75	-	5.75
Terraço	Tecto Falso	2.2	3.75	-	5.95
	Betonilha e impermeabilização				
1º a 4º Andar	Tecto Falso	1.5	3.75	1.51	6.76
	Mosaico Cerâmico				
Rés-do-chão	Mosaico Cerâmico	1.72	3.75	1.8	6.98
	Reboco				

Quadro 13 Acções permanentes nas lajes do edifício
Fonte: RSAEEP 2017.

3.3.1.2.2. Acções variáveis (sobrecargas)

As acções variáveis que agem sobre as lajes são as sobrecargas, e estão apresentadas a seguir:

Piso	Local	Sobrecarga	Sobrecarga (KN/m ²)
Cobertura	-	RSAEEP Art. 34.2.a)	0.3
Terraço	Casa de máquinas (acima da caixa de elevador)	-	7.5
	Espaço não coberto	RSAEEP Art. 34.2 c)	2.0
	Arrumos	RSAEEP Art. 35.1.2 b)	5.0
-	Escadas	RSAEEP Art. 37.1	5.0
1º a 4º Andar	Todo o piso	RSAEEP Art. 35.1.1 c)	4.0
Rés-do-Chão	Todo o piso	RSAEEP Art. 35.1.1 c)	4.0

Quadro 14 Sobrecargas nas lajes do edifício
Fonte: RSAEEP 2017.

Com base nas acções, foram dimensionadas as lajes, obtendo os resultados e desenhos.

3.3.2. Vigas

Com base no Art. 89º do REBAP, foi feita a determinação da altura mínima das vigas pela seguinte expressão:

Espessura mínima em vigas :
$$h \geq \frac{\alpha \times l}{20 \times \eta} \quad [5]$$

Onde:

h – altura da viga (m);

α – coeficiente dependente das condições de apoio da viga; obtidos de acordo com o Quadro 15

η – coeficiente dependente do tipo de aço utilizado na viga;

l – vão teórico (m).

Condições de apoio da viga	α
Simplesmente apoiada	1,0
Duplamente encastrada	0,6
Apoiada numa extremidade e encastrada na outra	0,8
Em consola (sem rotação no apoio)	2,4

Quadro 15 Valores do coeficiente α para vigas, em função da condição de apoio
Fonte: REBAP 2010.

Viga	l (m)	α	h _{cál} (m)	h _{adop} (m)
P4-P5	4.5	0.6	0.135	0.30
P81-P82	4.58	0.8	0.183	0.30

Quadro 16 Valores de altura determinados para vigas.

Para garantir a uniformidade da altura das vigas, adoptou-se uma altura de 30 cm e largura de 25 cm. A altura de 30 cm foi adoptada (vide o Quadro 16).por uma questão de segurança, considerando a função estrutural das vigas

3.3.3. Pilares

Para a determinação da secção dos pilares é necessário determinar o valor do esforço axial a que estes estarão sujeitos, e posteriormente, através da Fórmula 6, calcular secção mínima:

Área da secção de pilares:
$$A_c \geq \frac{N_{sd}}{0.85 \times f_{cd}} \quad [6]$$

Onde:

A_c – área da secção do pilar (m^2);

N_{sd} – valor de cálculo do esforço axial (kN);

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão (kPa).

Tomando como exemplo o pilar 22, obteve-se, através do programa de cálculo automático (CYPECAD), o valor máximo de $N_{sd}=1382.26$ kN. Recorrendo a Fórmula 6, a secção mínima foi de $A_c \geq 1222.7$ cm^2 e adoptou-se as dimensões de pilar 35cm x 35cm.

Seguindo este procedimento, as dimensões dispostas no Quadro 17 foram adoptadas para todos os pilares, por uma questão de uniformização:

Descrição	Dimensões
Pilares de canto e de borda	30 cm x 30 cm
Pilares ligados as caixas de elevador e escadas	30 cm x 30 cm
Pilares interiores	35 cm x 35 cm

Quadro 17 Dimensões dos pilares providas do pré-dimensionamento.

3.3.4. Caixa de escada e elevador

Foi adoptada uma espessura constante de 0.25m para as paredes da caixa de elevador e caixa de escadas, assegurando uniformidade e simplificação da construção.

3.3.5. Fundação

3.3.5.1. Pré-dimensionamento

A fundação do edifício deve ter condições para garantir a estabilidade e suporte da estrutura. O pré-dimensionamento foi feito com base nas fórmulas abaixo:

$$\sigma_{ref} \leq \sigma_{adm}$$

Tensão em sapatas devido a carga transmitida pelo pilar nela apoiada :

$$\sigma_{ref} = \frac{3 \times \sigma_{m\acute{a}x} + \sigma_{min}}{4} \quad [7]$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{A \times B} + \frac{6 \times M_x}{A \times B^2} + \frac{6 \times M_y}{B \times A^2}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} - \frac{6 \times M_x}{A \times B^2} - \frac{6 \times M_y}{B \times A^2}$$

Onde:

σ_{ref} – tensão (kPa) na sapata devido aos esforços transmitidos pelo pilar;

$\sigma_{m\acute{a}x}$ – tensão máxima (kPa) na sapata devido aos esforços a ela transmitidos pelo pilar;

σ_{min} – tensão mínima (kPa) na sapata devido aos esforços a ela transmitidos pelo pilar;

σ_{adm} – tensão admissível do solo onde encontra-se apoiada a sapata;

N – esforço axial (kN) transmitido à sapata pelo pilar nela apoiado;

M_x – valor de momento (kN·m) segundo o eixo X transmitido à sapata pelo pilar nela apoiado;

M_y – valor de momento segundo o eixo Y transmitido à sapata pelo pilar nela apoiado;

$A \times B$ – Dimensões da sapata (m×m) em planta.

Conhecidos o esforço axial (N) e os momentos nas duas direcções (M_x e M_y) transmitidos à fundação pela base dos pilares e paredes, e considerando um valor de tensão admissível do solo de 0.2 MPa, determinaram-se as dimensões mínimas das fundações.

No cálculo das fundações foram verificadas a rotura: por corte, flexão, esmagamento e o punçoamento na sapata, devido às cargas transmitidas pelos pilares e tensões induzidas ao solo.

As dimensões finais das fundações estão apresentadas no Anexo 5

3.3.6. Resultados

Neste dimensionamento, não foi considerada a acção sísmica, correspondendo assim a situação actual de muitas edificações:

Abaixo, no Quadro 18, estão apresentados os resultados obtidos em relação ao volume de betão e quantidades de armadura, resultantes do dimensionamento sem consideração de cargas sísmicas:

Elemento Estrutural	Volume de Betão (m³)	Quantidade de armaduras (kg)
Sapatas	218.83	13 140.0
Lintéis na fundação	24.62	5 877.0
Lajes Maciças	592.87	97 570.0
Paredes de Betão armado	160.97	11 607.0
Pilares	55.23	15 324.0
Vigas	154.52	22 785.0
Escadas	21.71	2 499.0
Total	1 227.75	168 802.0

Quadro 18 Volumes de betão e quantidade de armadura obtidos no dimensionamento sem consideração sísmica (Caso A).

3.4. Verificação do cálculo considerando situação de sismo (Caso B)

Neste caso (B), é considerada a acção sísmica e foi realizada a verificação da segurança do dimensionamento estrutural do edifício, feito no capítulo 3.3 (Caso A), face à acção sísmica, representando a situação na qual estariam vários edifícios construídos no país, em caso de ocorrência de sismo forte.

Para além das acções antes determinadas, para a análise da segurança, neste capítulo é considerada a actuação da acção sísmica no edifício. Porém, foi usado o Eurocódigo 8, (em vez do RSAEEP), para o caso da **Combinação fundamental de acções com a acção sísmica como acção variável de base.**

O Eurocódigo 8 é actualmente o principal regulamento utilizado na região europeia e as razões que levaram a tal escolha foram as seguintes:

O método descrito no RSAEEP, que é o de Forças Laterais Equivalentes é uma simplificação da acção gerada por um evento sísmico, considerando forças estáticas aplicadas sobre a estrutura. Isto não é suficiente para englobar a natureza dinâmica da acção sísmica e os esforços gerados para os diferentes modos de vibração a considerar na análise da estrutura.

O Eurocódigo 8, sendo um regulamento mais recente e abrangente, possui maior desenvolvimento em relação ao RSAEEP, no que diz respeito ao tópico de cargas e consideração sísmica, apresentando técnicas, regras e métodos mais recentes e aprimorados.

Considerando o acima referido, optou-se pelo uso do Eurocódigo 8 na realização deste trabalho, para uma análise mais detalhada e segura.

3.4.1. Cálculo acção sísmica

O cálculo da acção sísmica, foi feito recorrendo-se ao método modal espectral, que é o método mais utilizado a nível mundial e é baseado em espectros de resposta sísmica.

Os espectros de resposta sísmica, são valores de aceleração sísmica máxima em função do período natural da estrutura.

Durante o evento sísmico os edifícios, devido às suas características geométricas e de distribuição de massas, vibram de diferentes formas. São estes, os chamados

modos de vibração, e para cada modo de vibração está associado um período de vibração.

Os espectros de resposta, são obtidos a através da análise dos acelerogramas associados aos eventos sísmicos em uma dada região. Infelizmente, para o caso de Moçambique, não está ainda disponível o registo de acelerogramas. Assim sendo, para o cálculo recorreu-se ao Eurocódigo 8, que apresenta fórmulas para a obtenção de espectros de resposta generalizados, em função das características locais.

3.4.1.1. Características locais

3.4.1.1.1. Aceleração pico horizontal a nível do terreno

A aceleração pico horizontal é a maior aceleração horizontal que se faz sentir a nível do solo em uma dada região durante um evento sísmico. Este parâmetro pode ser estimado em função das características do solo e, em Moçambique, apesar de não existirem os acelerogramas, há o mapa de zoneamento sísmico, que indica valores estimados da aceleração para cada região. O mapa está apresentado na Figura 16:



Figura 16 Mapa de Zoneamento Sísmico de Moçambique
 Fonte: MINEDH 2014.

A cidade de Chimoio, localiza-se na Zona I, assim sendo, a aceleração naquele local varia de 0.163g a 0.244g. Para o projecto, adoptou-se o valor máximo de 0.244g, onde o “g” corresponde à aceleração de gravidade. Assim sendo, a aceleração pico horizontal (a_g) é igual a 2.4 m/s².

3.4.1.1.2. Classificação do solo

De acordo com as características do solo no local (vide o capítulo 3.1.2), segundo o Eurocódigo 8, o terreno classifica-se como **Tipo C**.

De acordo com o Eurocódigo 8 2009, os solos do Tipo C correspondem a areias e cascalhos de densidade média, ou solos firmes. O Tipo C geralmente inclui solos moderadamente firmes e bem drenados, o que significa que não são excessivamente compressíveis ou macios.

3.4.1.1.3. Tipo de acção sísmica

Segundo o Eurocódigo 8, a acção sísmica pode ser de dois tipos

- **Tipo 1** – que corresponde a sismos de magnitude elevada;
- **Tipo 2** – que corresponde a sismos de magnitude moderada.

Considerando o histórico sísmico da província de Manica, para o projecto considera-se que a magnitude é de 7.0, que é superior a 5.5, então a acção sísmica é do **Tipo 1**.

3.4.1.2. Espectro

Em função das características acima mencionadas, com base no Quadro 19, foi possível obter os dados do espectro de resposta de cálculo apresentados no Quadro 20:

<i>Tipo de terreno</i>	<i>S</i>	<i>T_B (s)</i>	<i>T_C (s)</i>	<i>T_D (s)</i>
<i>A</i>	<i>1,0</i>	<i>0,15</i>	<i>0,4</i>	<i>2,0</i>
<i>B</i>	<i>1,2</i>	<i>0,15</i>	<i>0,5</i>	<i>2,0</i>
<i>C</i>	<i>1,15</i>	<i>0,20</i>	<i>0,6</i>	<i>2,0</i>
<i>D</i>	<i>1,35</i>	<i>0,20</i>	<i>0,8</i>	<i>2,0</i>
<i>E</i>	<i>1,4</i>	<i>0,15</i>	<i>0,5</i>	<i>2,0</i>

Quadro 19 Valores recomendados para os parâmetros do espectro de resposta elástica para acção sísmica do Tipo I.(1)

Fonte: Eurocódigo 8 2009.

Tipo de terreno	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
C	1.15	0.2	0.8	2.0

Quadro 20 Valores recomendados para os parâmetros do espectro de resposta elástica para acção sísmica do Tipo I. (2)

Fonte: Eurocódigo 8 2009.

Onde:

T_B – limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_C – limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante;

T_D – valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

S – coeficiente do solo;

	Período T	Formula	
Espectro de Resposta Sísmica	$0 \leq T \leq T_B$	$S_d(T) =$	$a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$ [9]
	$T_B \leq T \leq T_C$	$S_d(T) =$	$a_g \times S \times \frac{2.5}{q}$ [10]
	$T_C \leq T \leq T_D$	$S_d(T)$ <i>= Maior entre:</i>	$a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \frac{T_C}{T}$ [11]
			$a_g \times \beta$ [12]
	$T_D \leq T$	$S_d(T) =$ <i>Maior entre:</i>	$a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \frac{T_C \times T_C}{T^2}$ [13]
$a_g \times \beta$ [14]			

Quadro 21 Fórmulas para o cálculo do espectro de resposta sísmica

Fonte: Eurocódigo 8 2009.

Onde:

$S_d(T)$ – espectro de resposta horizontal de cálculo;

β - coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal, cujo valor recomendado é 0.2

q – coeficiente de comportamento da estrutura, dependente do tipo de estrutura e a sua ductilidade.

Segundo o Eurocódigo 8 2009, o coeficiente de comportamento da estrutura é dado por:

Coefficiente de comportamento da estrutura : $q = q_o \times k_w$ [15]

Em que:

k_w – factor que reflecte o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes. Em sistemas porticados ou mistos equivalentes a pórticos, como o actual, o valor do factor é igual a 1.00 ($k_w = 1.00$)

q_o – valor básico do coeficiente de comportamento, dependente da regularidade em altura da estrutura e do tipo de sistema estrutural;

Tipo estrutural	DCM
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0 \alpha_u / \alpha_l$
Sistema de paredes não acopladas	3,0
Sistema torsionalmente flexível	2,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5

Quadro 22 Valores básicos do coeficiente de comportamento, q_{oc}
Fonte: Eurocódigo 8 2009.

De acordo com o Eurocódigo 8, para edifícios regulares em planta, poderão ser utilizados valores aproximados de α_u / α_l . E para edifícios, como o caso de estudo, de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos: $\alpha_u / \alpha_l = 1.3$.

$$\begin{aligned} \text{Assim sendo: } q_o &= 3.0 \times \alpha_u / \alpha_l = 3.0 \times 1.3 = 3.9 \\ q &= q_o \times k_w = 3.9 \times 1.0 = 3.9 \end{aligned}$$

Recorrendo as fórmulas apresentadas no Quadro 21, utilizando os valores dispostos no Quadro 20 e os parâmetros acima determinados, foi possível calcular os valores de “ $S_d(T)$ ” (vide o Anexo 7) e traçar o gráfico que representa o espectro de cálculo para o projecto:

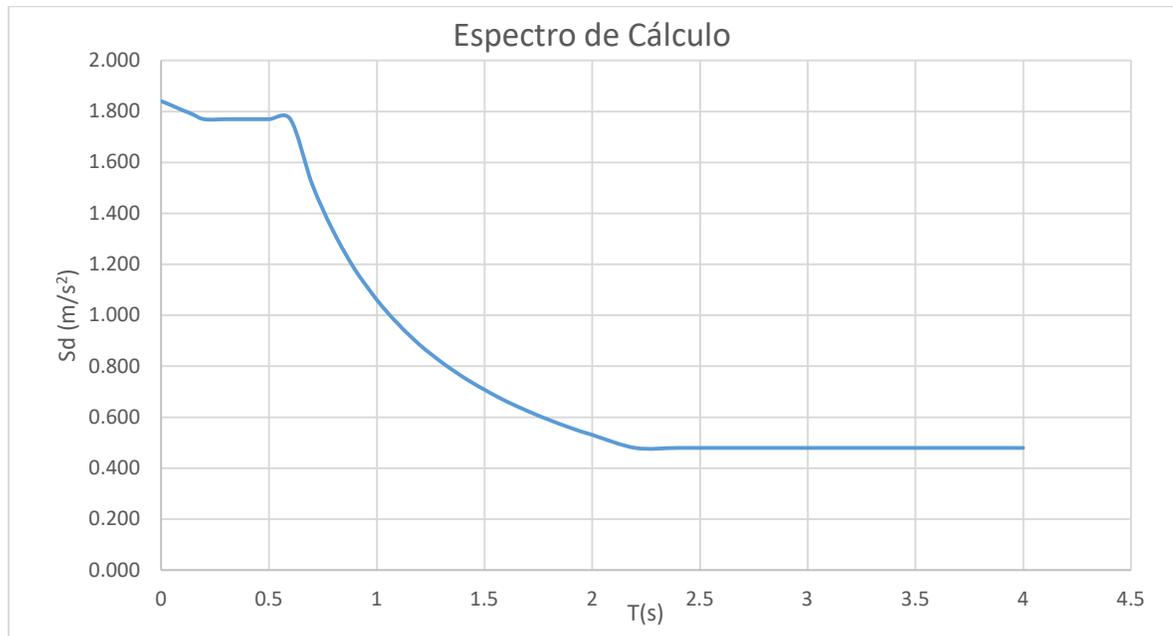


Figura 17 Espectro de Cálculo Sísmico para o projecto.

Tendo o espectro de cálculo, procede-se ao cálculo da acção sísmica sobre o edifício.

Durante um sismo, a acção sísmica é primariamente resultado da inércia da massa do edifício que, sob acção da aceleração horizontal, cria forças horizontais, dependentes da distribuição de massas do edifício. Sendo a aceleração variável tanto em intensidade como em direcção e a massa do edifício distribuída em altura, as forças sobre o edifício e a resposta do edifício em termos de esforços pode tornar-se bastante complexa.

Assim sendo, recorrendo ao programa de cálculo, onde a estrutura já foi modelada, foram determinados os modos de vibração e obteve-se a resposta do edifício face à acção do sismo de projecto.

3.4.2. Resultados

A submissão do edifício a cargas sísmicas demonstrou que, nesta situação vários elementos estruturais não passam a verificação de segurança.

Trinta e sete (37) vigas não passaram a verificação quanto aos esforços transversos e cinco (5) vigas excederam os limites de segurança quanto aos esforços de flexão.

As vigas estão indicadas no Anexo 8.

3.5. Redimensionamento considerando carga sísmica (Caso C)

Procedeu-se, em seguida, ao redimensionamento do edifício, tendo em conta as cargas sísmicas de projecto. O procedimento foi o mesmo que no caso anterior e os resultados obtidos em relação ao volume de betão e quantidades de armadura, deste novo dimensionamento, encontram-se abaixo, no Quadro 23:

Elemento Estrutural	Volume de Betão (m³)	Quantidade de armaduras (kg)
Sapatas	222.77	13 968.0
Lintéis na fundação	24.62	5 937.0
Lajes Maciças	592.87	97 570.0
Paredes de Betão armado	160.97	11 981.0
Pilares	55.23	15 835.0
Vigas	162.25	23 253.0
Escadas	21.71	2 499.0
Total	1 240.42	170 353.0

Quadro 23 Volumes de betão e quantidade de armadura obtidos no dimensionamento com consideração sísmica (Caso C).

3.6. Comparação de resultados (Casos A e C)

No Quadro 24, apresenta-se a comparação dos resultados obtidos no cálculo das duas alternativas de dimensionamento (Casos A e C):

Elemento Estrutural	Material	Quantidade no Dimensionamento	
		Sem Sismo	Com Sismo
Lajes	Betão (m ³)	592.87	592.87
	Aço (kg)	97 570.0	97 570.0
Vigas	Betão (m ³)	154.52	162.25
	Aço (kg)	22 785.0	23 564.0
Pilares	Betão (m ³)	55.23	55.23
	Aço (kg)	15 324.0	15 845.0
Escadas	Betão (m ³)	21.71	21.71
	Aço (kg)	2 499.0	2 499.0
Paredes	Betão (m ³)	160.97	160.97
	Aço (kg)	11 607.0	11 981.0
Fundação	Betão (m ³)	243.45	247.39
	Aço (kg)	19 017.0	19 905.0
Total	Betão (m ³)	1 227.75	1 240.42
	Aço (kg)	168 802.0	170 353.0

Quadro 24 Comparação de Quantidades entre os dois dimensionamentos.

Pôde-se notar que a consideração da acção sísmica teve pequeno impacto sobre as quantidades dos materiais, havendo uma incremento de 0.92% para a quantidade de aço e de 1.03% para o volume de betão, entre os dois dimensionamentos (sem consideração do sismo e com consideração do sismo).

É de notar que:

a) Lajes e Escadas

Não houve alterações.

b) Pilares e Paredes

Os pilares sofreram alguma alteração. As secções mantiveram-se, uma vez que a maior influência sobre esta característica é a carga (axial), que não teve grande alteração com a consideração sísmica. Mas, houve alteração na armadura destes elementos, para melhor resistir a acção sísmica; com aumento da quantidade de armadura de 3.4% nos pilares e de 3.22% nas paredes.

c) Vigas

Houve aumento nas dimensões de poucas vigas, totalizando um aumento na quantidade de betão das vigas de 5%.

Houve alteração na armadura, para resistir com maior segurança à acção sísmica; com aumento da quantidade de armadura de 3.42%.

d) Fundação

As fundações sofreram também alteração, isto deve-se ao aumento dos momentos transmitidos a elas pelos elementos estruturais verticais nelas apoiados. Assim sendo, houve um aumento nas dimensões, de modo a manter o equilíbrio, o que se traduz em maiores quantidades de betão e aço.

Houve pequeno aumento nas dimensões das sapatas, totalizando um aumento no volume de betão de 1.61%, e houve alteração na armadura, para resistir com maior segurança a acção sísmica, com aumento da sua quantidade em 4.67%.

O aumento dos materiais, para o caso actual, foi bastante reduzido, porém, há que considerar que se trata de um edifício de altura relativamente baixa e a influência da acção sísmica aumenta drasticamente com a altura. É então provável que para edifícios com altura elevada, o aumento seja, percentualmente, maior.

Esta variação nas quantidades, traduz-se em uma a variação nos custos, mas por mais elevado que seja o custo, há que considerar que no caso de ocorrência do evento sísmico enquanto a estrutura não estiver devidamente preparada, todo o investimento pode ser perdido. E acima de isto, há o potencial risco a vidas humanas, cujo valor é incalculável. Então, o valor da construção poderá ser maior, mas é necessário garantir

sempre a segurança e não deve ser desconsiderada a acção sísmica, sob risco de consequências graves.

O que pode ser feito para potencialmente mitigar os custos é implementar técnicas como o isolamento sísmico da base do edifício ou alteração do sistema estrutural, optando por elementos diagonais em locais apropriados, que mitiguem as distorções dos pórticos. Deve ser analisada quais constituem as melhores e mais económicas soluções, sempre mantendo em mente as condições e capacidades técnicas necessárias para a sua aplicação.

3.7. Casos de estudo adicionais (D, E e F)

De modo a obter estimativa mais precisa do comportamento de edifícios em condição de sismo, foram analisados casos de estudos adicionais, nomeadamente:

a) Caso D

Este consistiu no edifício do Caso A, mas eliminando dois (2) dos pisos, passando de quatro (4) andares para dois (2) andares. Foram também eliminados os arrumos no piso do Terraço, as escadas de emergência e também o núcleo destas escadas. Estas alterações foram feitas para avaliar o efeito da alteração da altura do edifício e da remoção de um dos seus núcleos de rigidez, o que altera a localização do centro de rigidez.

b) Caso E

Este caso consistiu no edifício do Caso D, mas eliminando o núcleo das escadas principais e caixa de elevador. Estas alterações foram feitas para avaliar o efeito da ausência núcleos de rigidez no edifício.

c) Caso F

Este caso consistiu no edifício do Caso E, mas introduzindo alguma diferença entre as plantas dos pisos do edifício. Mais especificamente, foram eliminadas áreas de 44.89 m² e 138.45 m² nas plantas dos pisos do 2º andar e do Terraço, respectivamente, do edifício. A eliminação destas áreas significa a eliminação das

lajes, bem como os pilares e vigas que antes suportavam estas lajes. Estas alterações comprometem consideravelmente a regularidade em planta e a regularidade entre as plantas dos pisos do edifício, mudando significativamente o seu modelo estrutural.

O Anexo 9 apresenta as plantas e modelos estruturais dos edifícios dos casos acima mencionados (D, E, F), bem como os resultados da variação quantitativa de materiais (aço e betão) entre o dimensionamento dos edifícios sem consideração sísmica e com consideração sísmica.

De modo geral:

- a) **Caso D** – não houve variação significativa entre as quantidades obtidas nas duas hipóteses de dimensionamento (sem sismo e com sismo). Não houve alteração de secções de betão, mas sim aumento de armadura em 5.1%.
- b) **Caso E** – houve variação significativa entre as quantidades obtidas nas duas hipóteses de dimensionamento (sem sismo e com sismo). Houve alteração de secções de betão, com um aumento de 9% no volume total de betão e de 6.66% na armadura. É de notar que a maior variação foi nas secções dos pilares, com um aumento de 96% no volume de betão.
- c) **Caso F** – houve variação significativa entre as quantidades obtidas nas duas hipóteses de dimensionamento (sem sismo e com sismo). Houve alteração de secções de betão, com um aumento de 21.6% no volume total de betão e de 31.63% na armadura. É de notar que a maior variação foi nas fundações, com um aumento de 72.27% no volume de betão e de 145.1% na quantidade de armadura.

Estes caso adicionais demonstram que a altura do edifício, a regularidade em planta, a regularidade entre plantas e a existência de núcleos de rigidez, são factores que afectam consideravelmente o desempenho estrutural em caso de ocorrência de sismos.

4. REFORÇO ESTRUTURAL PARA O CASO B

Como foi anteriormente mencionado no capítulo 3.4.2, quarenta e duas (42) vigas (vide o Anexo 8) não verificaram a segurança quando a estrutura, dimensionada sem consideração da acção sísmica (Caso A), foi submetida a acção sísmica (Caso B). Esta situação representa a condição em que muitos edifícios em Moçambique podem encontrar-se no caso de um evento sísmico.

Tratando-se de edifícios já construídos, quando se verifica insuficiência de segurança face à acção sísmica, torna-se necessária a demolição ou o reforço estrutural. A demolição constitui uma medida extrema e pouco desejável. Assim, sempre que for viável do ponto de vista técnico e económico, é preferível optar pelo reforço estrutural das secções críticas.

O reforço consiste essencialmente na modificação ou adição de elementos estruturais à estrutura já existente, de modo que a construção passe a cumprir os parâmetros de segurança.

No caso de estruturas de betão armado, os métodos mais comuns são:

- Modificação da secção existente, aplicando uma nova camada de betão armado que envolve a secção original (**Figura 18 e Figura 20**);
- Adição de perfis metálicos devidamente fixados ao elemento original de modo a formar uma secção, em que os elementos estruturais trabalham em conjunto, apesar da heterogeneidade;
- Adição de fibras de carbono, desenvolvidas especificamente para o reforço estrutural, em diversas possíveis configurações (**Figura 19**).

Das diversas opções de reforço disponíveis, o presente trabalho focou-se em duas: o reforço recorrendo a **fibras de carbono** e o reforço recorrendo ao **aumento de armadura**.



Figura 18 Reforço de uma viga recorrendo à adição de armaduras e betão (1)
Fonte: Solidus Engenharia S.D.



Figura 19 Reforço de uma viga recorrendo a aplicação de fibra de carbono
Fonte: Edificatudo S.D.



Figura 20 Reforço de uma viga recorrendo à adição de armaduras e betão (2)
Fonte: Habitissimo S.D.

4.1. Reforço estrutural de vigas recorrendo a adição de armaduras e betão

O reforço é feito recorrendo a colocação de uma segunda camada de armadura adjacente à original, e a posterior betonagem para formar uma nova secção, que irá resistir ao esforço que a armadura original não estava capaz de resistir com segurança.

Os passos gerais do reforço das vigas recorrendo ao aumento de armadura, são:

- a) Alívio de tensões – é necessário colocar suportes temporários que serão responsáveis por garantir a segurança do elemento, e da estrutura no geral, durante a intervenção;
- b) Exposição da armadura – é retirada a camada de recobrimento, expondo a

armadura já existente;

- c) O preparo da superfície - procurando-se remover contaminações, materiais de baixa resistência, e todo e qualquer material que viesse a se estabelecer entre a ligação do concreto do substrato com o betão do reforço, visando manter a superfície limpa e rugosa para melhor aderência dos dois betões de idades distintas (Soto 2013);
- d) Armação – é colocada a armadura de reforço de forma que garanta conexão com a secção;
- e) Cofragem e Betonagem – é feita a aplicação de ligante próprio para garantir a conexão entre o betão existente e o novo. É depois feita a cofragem e betonagem da nova secção.

4.2. Reforço recorrendo a aplicação de fibras de carbono

O reforço é feito através da aplicação de fibras de carbono, no exterior do elemento, unindo-os com recurso a resina epóxi de alta capacidade de carga.

O material começou a ser empregado na construção civil pelos japoneses, devido à necessidade de estruturas mais fortes para resistir aos abalos sísmicos que afectam o país asiático (Mazer 2015).

Os passos gerais do reforço das vigas recorrendo a fibras de carbono, são:

- a) Preparação da superfície – são removidos das superfícies todos materiais contaminantes e é feita a reparação do betão, caso este apresente fragilidade, de modo a obter uma superfície resistente para os passos seguintes;
- b) Aplicação do *primário* para fibra de carbono – aplica-se um adesivo epóxi de baixa viscosidade que penetra na superfície do betão, selando os poros e promovendo uma melhor adesão entre o substrato de betão e as camadas seguintes. Este produto também melhora a resistência à delaminação e à abrasão da interface;
- c) Nivelamento - após a aplicação do primário, pode ser necessário corrigir imperfeições ou desníveis, de modo a garantir uma superfície uniforme e contínua,

condição essencial para a adequada aderência da fibra de carbono e da resina epóxi;

- d) Aplicação da resina epóxi – é aplicada a resina epóxi adesiva, de acordo com as especificações técnicas fornecidas pelo fabricante;
- e) Aplicação da fibra de carbono – é colocada a fibra de carbono, e com rolo de mão é feito o alisamento, removendo as bolhas de ar.

Para este trabalho, a considerou-se a fibra de carbono comercializada pela empresa “**Sika**”, que tem uma divisão no país, a “**Sika Moçambique, Lda**” facilitando assim a obtenção de dados e a compra do produto.

O cálculo da solução de fibra de carbono, foi feito recorrendo ao software da empresa SIKa, que feito especialmente para este propósito e nele está incluso o catálogo completo dos produtos por eles fornecidos.

4.3. Metodologia do cálculo dos reforços nas vigas

A metodologia adoptada para o dimensionamento dos reforços nas vigas, tanto para esforço de flexão como de esforço transversal, e com recurso a adição de armadura e betão ou a fibras de carbono — seguiu uma sequência de etapas comum, descrita a seguir:

- a) Foram extraídas do programa de cálculo CYPECAD as áreas de armadura existentes e necessárias, quer longitudinais (A_{s_e} e A_{s_n}), quer transversais por metro ($A_{s_{w_e}}/S$ e $A_{s_{w_n}}/S$), permitindo determinar a área de reforço necessária:
 - Para a flexão: $\Delta A_s = A_{s_n} - A_{s_e}$
 - Para o esforço transversal: $\Delta A_{s_w}/S = A_{s_{w_n}}/S - A_{s_{w_e}}/S$
- b) No caso do reforço utilizando aumento de armadura e betão, com base nas áreas de reforço necessárias (ΔA_s ou $\Delta A_{s_w}/S$), foram seleccionadas as armaduras longitudinais ou transversais de reforço, bem como as armaduras construtivas (por exemplo, varões de canto ou estribos de confinamento). E

foram ajustadas as dimensões da secção, quando necessário, para garantir o correcto alojamento das novas armaduras. Está constitui uma solução inicial de reforço.

- c) Foram determinados os esforços (transversos e de flexão) máximos actuantes nas secções críticas das vigas, obtidos a partir da análise estrutural realizada no CYPECAD.
- d) Com base nas características da secção, nas propriedades dos materiais e na armadura, foi calculado o esforço resistente da secção, tanto à flexão como ao esforço transverso. Atenção que:
 - Para o reforço pela adição de armadura e betão, a secção considerada foi a determinada em b) acima.
 - Para o reforço recorrendo a fibra de carbono, a secção considerada foi a original.
- e) Comparando os valores obtidos nas alíneas anteriores, foi definido o esforço que o reforço deve resistir, correspondente a diferença entre o esforço actuante e o esforço resistente da secção.
- f) Procedeu-se ao dimensionamento do reforço em função do tipo:
 - No caso do reforço através da adição de armadura e betão, similarmente ao passo b) acima, foram seleccionadas novas armaduras de reforço e construtivas, e foram ajustadas as dimensões da secção, quando necessário. Este passo só é necessário se a solução inicial, determinada em b) não for óptima, isto é, se a comparação feita em e) não for igual ou próxima a zero. Nesta situação é necessário fazer uma nova iteração, partindo do passo d). Caso contrário, avança-se para o passo g).
 - No caso do uso de fibras de carbono, os dados geométricos e os esforços actuantes foram inseridos no software Sika CarboDur, o qual forneceu a solução óptima de reforço.
- g) Foi definida a disposição do reforço, assegurando-se que a solução adoptada resistia de forma adequada aos esforços solicitantes.

As soluções finais de reforço, quer com recurso a armadura e betão adicional, quer a fibra de carbono, estão apresentadas no Anexo 10, com detalhe das dimensões, quantidades e posicionamento dos elementos de reforço para cada viga.

Em resumo, as soluções de reforço apresentaram as seguintes quantidades:

- Adição de armadura e betão – esta solução resultou em quantidades de aço de 425.48 kg e volume de betão de 9.06 m³ para o reforço;
- Fibras de carbono – esta solução resultou nas quantidades para o reforço de: 28.44m² de SikaWrap© 300 e 16.8m de SikaCarbodur©S 512.

4.4. Vantagens e desvantagens de cada tipo de reforço

As soluções de reforço apresentam as seguintes vantagens e desvantagens:

- **Tempo de implementação** – a resina epóxi utilizada para a fixação da fibra de carbono atinge a resistência máxima entre 7 e 14 dias, dependendo das características específicas do produto utilizado, sendo este prazo significativamente inferior aos 28 dias necessários para o betão atingir a sua resistência de cálculo;
- **Modificação da secção** – com a solução de reforço com fibra de carbono a geometria da secção é mantida, evitando aumentos significativos de massa e da estética (geometria), dando a parecer que não houve qualquer intervenção. Enquanto na solução de aumento de armadura, há alteração da secção;
- **Aplicação** – a solução de reforço com aumento de armadura é muito comum no país, assim sendo há bastante experiência na sua implementação. Enquanto a solução de reforço com fibra de carbono é comparativamente nova, havendo, então, pouca experiência de aplicação no país, porém, a aplicação da solução é muito simples, reduzindo a possibilidade de surgimento de complicações;
- **Materiais** – a solução de reforço com aumento de armadura utiliza o betão e varões de aço, materiais bastante comuns na construção e de fácil obtenção. Enquanto a solução de reforço com fibra de carbono, necessita de material especializado, que não é produzido no país e deve ser encomendado.

5. CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

5.1. Conclusão

O presente trabalho teve como objectivo analisar se os sismos em Moçambique, particularmente na província de Manica, representam um risco significativo para a segurança e integridade estrutural dos edifícios. Especificamente, procurou-se examinar a sismicidade na província de Manica, verificar dados sobre a actuação sísmica, úteis para o dimensionamento estrutural, e apresentar cálculos sobre o dimensionamento estrutural de edifícios considerando a sismicidade.

No que respeita ao primeiro objectivo, a análise do histórico sísmico da província permitiu concluir que Manica está exposta a eventos sísmicos, devido à sua localização no Grande Vale do Rift, evidenciando assim a necessidade de considerar a acção sísmica no projecto de edifícios.

No que diz respeito ao segundo objectivo, foi analisado um edifício hipotético, inicialmente dimensionado sem consideração sísmica (Caso A), em seguida submetido a acção sísmica (Caso B), e por fim, redimensionado considerando a acção sísmica (Caso C).

A análise permitiu concluir que, com a submissão do edifício a acção sísmica (Caso B), quarenta e duas (42) vigas não cumpriam os requisitos de segurança para esforço transversal e flexão, exigindo reforço estrutural. E foram, para o efeito, consideradas duas soluções de reforço: uso de betão armado e a aplicação de fibras de carbono. A abordagem do uso de betão armado revelou-se vantajosa em termos de disponibilidade de mão-de-obra experiente e dos materiais necessários, enquanto a abordagem da aplicação da fibra de carbono revelou-se vantajosa na rapidez de execução e preservação da geometria original dos elementos estruturais.

No dimensionamento estrutural considerando a acção sísmica no projecto inicial (Caso C) concluiu-se, que as quantidades adicionais em materiais (aço e betão) foram reduzidas (0.92% para o aço e 1.03% para o betão), confirmando que a consideração sísmica no projecto é uma solução tecnicamente e economicamente viável.

Estudos complementares (Casos D, E e F) demonstraram que a regularidade e simetria da estrutura influenciam directamente a sua resposta sísmica, sendo que edifícios mais regulares exigem menor adaptação e menor custo para cumprir com os

critérios de segurança em caso de sismo. Verificou-se também que elementos como caixas de escadas e elevadores, quando concebidos como núcleos rígidos em betão armado, contribuem significativamente para a estabilidade global da estrutura e para a melhoria do seu desempenho sísmico.

As análises e estudos realizados ao longo deste trabalho levam à conclusão de que a consideração da acção sísmica deve ser um factor obrigatório no dimensionamento de novos projectos, especialmente pelo seu baixo impacto nos custos face aos riscos mitigados. Para edifícios já construídos, deve-se avaliar a necessidade de reforço estrutural, adoptando a solução mais adequada com base na relação custo-benefício.

Assim, este estudo reforça a importância da consideração sísmica no projecto de edifícios em Manica e evidencia a necessidade de directrizes claras que garantam construções seguras e alinhadas com a realidade sísmica da região.

5.2. Recomendações

Feito o estudo, recomenda-se:

- Melhorar o sistema de controle da actividade sísmica de modo a permitir registar todos os eventos sísmicos e os seus acelerogramas, que são úteis na análise da acção sísmica;
- Estudar a actividade sísmica no país e criar ou adaptar normas mais extensivas (como por exemplo o Eurocódigo) que permitam a elaboração de projectos com mais detalhe e segurança;
- Inspeccionar as edificações, e outras estruturas já construídas, de modo a averiguar a integridade e o seu estado de segurança face à acção sísmica determinada para a sua localização;
- Informar e consciencializar a sociedade no geral sobre a necessidade de efectuar manutenção regular das construções, para evitar o surgimento de patologias que levem a degradação da estrutura e a redução da segurança.

6. REFERÊNCIAS

6.1. Referências bibliográficas

6.1.1. Dissertações e artigos científicos

1. Anela, G., Matsimbe, B., e Rocha, J. P. 2023 - Avaliação Sismotectónica de Moçambique no Período de 1980 a 2018, Revista Científica ISU RESEARCH, Vol. 1, nº. 01, pp. 1-4.
2. Barros, L. V. 2013 - Contribuição da Rede Sismográfica da ELETRONORTE Para o Conhecimento da Sismicidade Brasileira – Natural e Induzida por Reservatórios, Instituto de Geociências da Universidade de Brasília, Brasília.
3. Cabral, J. 2003 - A Geologia na Avaliação da Perigosidade Sísmica, Associação Portuguesa de Geólogos (APG).
4. Collantes, F. C. P. 2013 - Comportamento Dinâmico de Uma Barragem de Rejeitos Com Considerações de Ameaça Sísmica, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-RIO), Rio de Janeiro
5. Cumbe, A. N. F. 2007 - O Património Geológico de Moçambique: Proposta de Metodologia de Inventariação, Caracterização e Avaliação, Universidade do Minho, Braga.
6. Duque, M. R. 2014 - O sistema de rift Africano: Algumas considerações, 8ª Assembleia Luso Espanhola de Geodesia e Geofísica, 8ª Assembleia Hispano Portuguesa de Geodesia y Geofísica, Universidade de Évora, Évora.
7. Ferreira, J., e Lopes, M. M. 2017 - O Fogo é o Agente, que Causa Tantas Maravilhas: a América e as Explosões Subterrâneas na História Universal dos Terremotos de 1758, Revista Varia Historia, Belo Horizonte, vol. 33, n. 63, p. 591-623.
8. Fonseca, E. 2010 - Avaliação De Risco Sísmico e Planejamento de Emergência em Moçambique, Universidade Federal Fluminense, Niterói.
9. Martínez-Moreno, F. J. 2015 - Detection and Characterization of Karstic Caves: Integration of Geological and Geophysical Techniques, Universidade de Granada, Granada.
10. Medeiros, S. L. C. 2010 - Análise da susceptibilidade, vulnerabilidade e do risco sísmico no concelho da Povoação (São Miguel, Açores), recorrendo a técnicas de

- cartografia automática, Mestrado em Geografia Física, Ambiente e Ordenamento do Território, Universidade de Coimbra, Coimbra.
11. Samboco, V. 2010 – Sismicidade de Moçambique - IV Simpósio Brasileiro de Geofísica – Direcção Nacional de Geologia (Brasil), Brasil.
 12. Soto, R. C. 2013 - Reforço e Recuperação de Vigas de Concreto Armado, Universidade Federal de Goiás, Goiânia.
 13. Sousa, P. J. A. 2006 - Avaliação de Perigosidade Sísmica e Segurança Estrutural em Moçambique: Os Casos da Beira e do Chimoio, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

6.1.2. Livros e fichas didácticas

14. Billen. M. I. 2016 – Introduction to Geophysics, University of California/LibreText, Califórnia.
15. DTA. 1997 – Legend of the National Soil Map, Maputo.
16. França, G. S. 2012 - Sismologia - Ciência dos Terremotos, Onde, Como e Por Quê?, Observatório Sismológico da Universidade de Brasília, Brasília.
17. Gil, A. C. 2002 – Como Elaborar Projectos de Pesquisa, 4ª ed., Editora Atlas S.A., São Paulo.
18. INAMI 2021a - Mapas de Epicentros Sísmicos das Províncias de Manica e Sofala, Moçambique.
19. INAMI 2021b - Tabelas de Localização e Magnitude de Eventos Sísmicos das Províncias de Manica e Sofala, Moçambique.
20. INAMI 2021c – Zonas Sismológicas de Moçambique, Moçambique.
21. Kusky, T. M. 2008 - Earthquakes Plate Tectonics and Earthquake Hazards, Infobase Publishing, Nova York.
22. MAE. 2005 - Perfil do distrito de Manica - Perfil da província de Manica, Moçambique.
23. MINEDH. 2014 - Projecto Escolas Seguras: Catálogo de Medidas Técnicas, 1ª ed., Maputo..
24. Molina, E. C. 2012 - Ondas Sísmicas, Universidade De São Paulo, São Paulo.
25. Molnar, P. 2015 - Plate Tectonics: A Very Short Introduction, 1ª ed., Oxford

- Publishing Press, Oxford.
26. Shedlock, K. M. e Pakiser, L. C. 1994 - U.S. Geological Survey, Earthquakes, U.S. Department of the Interior, E.U.A.
 27. Sucuoğlu, H e Akkar, S. 2014 - Basic Earthquake Engineering From Seismology to Analysis and Design, 1ª ed., Springer Cham, Suíça.
 28. Tavera, H. 2020 – TERREMOTOS VS. SISMOS, 1ª ed., Instituto Geofísico del Perú, Peru.
 29. Yin, R. K. 2005 - Estudo de Caso: Planejamento e Métodos, 3ª ed., RS: Bookman, Porto Alegre.

6.1.3. Normas e regulamentos

30. Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios , Instituto Português da Qualidade, Portugal, 2009;
31. Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado – REBAP, Porto Editora, Portugal, 2010;
32. Regulamento de Segurança e Acções Para Estruturas de Edifícios e Pontes – RSAEEP, Porto Editora, Portugal, 2017;

6.1.4. Sítios da internet

33. Agência LUSA, 2006 - Cinco mortos e 27 feridos no sismo em Moçambique, RTP Notícias.
 - https://www.rtp.pt/noticias/mundo/cinco-mortos-e-27-feridos-no-sismo-em-mocambique_n123142, 03 de Abril de 2025.
34. Agência LUSA, 2018 - Sismo em Moçambique Destrói Centenas de Casas, Público.
 - <https://www.publico.pt/2018/12/24/mundo/noticia/sismo-mocambique-destroi-centenas-casas-1855816>, 03 de Abril de 2025.
35. Braile, L. 2000 - Earth's Interior Structure, Universidade de Purdue, E.U.A.
 - <https://web.ics.purdue.edu/~braile/edumod/earthint/earthint.htm/~braile/edumod>

od/earthint/earthint.htm, 03 de Abril de 2025.

36. Britannica, The Editors of Encyclopaedia, 2017 - *East African Rift System*, *Encyclopedia Britannica*:

- <https://www.britannica.com/place/East-African-Rift-System>, 03 de Abril de 2025

37. Curado, A. 2019 - O que são terremotos, por que eles acontecem e como são medidos?, *Conhecimento Científico*.

- <https://conhecimentocientifico.r7.com/o-que-sao-terremotos-por-que-eles-acontecem-e-como-sao-medidos/>, 03 de Abril de 2025 .

38. Dias, J. M. A. 2016 - Ondas sísmicas, *Revista De Gestão Costeira Integrada (RGCI)*.

- <https://www.aprh.pt/rgci/glossario/ondasismica.html>, 03 de Abril de 2025 .

39. Edificatudo. S.D. – Sistemas de Injeção.

- <https://www.edificatudo.com.br/sistemas-de-injecao>, 03 de Abril de 2025 .

40. Habitissimo. S.D. -Reforço estrutural.

- https://fotos.habitissimo.com.br/foto/reforco-estrutural_246400, 03 de Abril de 2025 .

41. IPMA. S.D. - Escala de Mercalli Modificada (1956), Instituto Português do Mar e Atmosfera (IPMA).

- <https://www.ipma.pt/pt/enciclopedia/geofisica/escalas.macro/index.html>, 03 de Abril de 2025 .

42. IRIS. 2015 - How Often Do Earthquakes Occur?, Incorporated Research Institutions for Seismology (IRIS).

- https://www.iris.edu/hq/inclass/fact-sheet/how_often_do_earthquakes_occur, 03 de Abril de 2025 .

43. Karimi, F E Narayan C. 2017 - Mexico Had Two Major Earthquakes This Month. Here's Why, CNN.

- <https://edition.cnn.com/2017/09/20/americas/mexico-two-earthquakes-in-one-month/index.html>, 03 de Abril de 2025

44. Mais Um Posto Administrativo De Manica Electrificado, 1 de Junho de 2024, SAVANA.

- <https://savana.co.mz/?p=6563>, 03 de Abril de 2025 .

45. Malembe, M. 2024 – Província De Manica, *Revista Tempo*, 7 de Agosto de 2024:

- <https://tempo.co.mz/tempo/blog/2024/08/07/provincia-de-manica/>, 03 de Abril de 2025 .
46. Mapa de Moçambique. S.D.
- <http://photos1.blogger.com/blogger/6380/1929/1600/mapa%20mocambique.1.gif>, 03 de Abril de 2025 .
47. Mapa da Província de Manica. S.D.
- <https://www.manica.gov.mz/por/Galeria/Fotos>, 03 de Abril de 2025 .
48. Mazer, W. 2015 - Fibra De Carbono É Usada Para Reforçar Estruturas De Concreto Já Existentes, *AEC Revista (Digital)*:
- <https://www.aecweb.com.br/revista/materias/fibra-de-carbono-e-usada-para-reforcar-estruturas-de-concreto-ja-existent/12079>, 03 de Abril de 2025 .
49. Menete, N. 2020 - Mocímboa Da Praia E O Sismo De 2006, A Carta, 7 de Outubro de 2020:
- <https://cartamz.com/index.php/opiniao/carta-de-opiniao/item/6261-mocimboa-da-praia-e-o-sismo-de-2006>, 03 de Abril de 2025 .
50. MMO. 2022 - Estruturas Geológicas, Escola MMO.
- <https://escola.mmo.co.mz/estruturas-geologicas/>, 03 de Abril de 2025
51. Muianga, A. 2018 - Terra Treme em Manica, O País, 22 de Dezembro de 2018:
- <https://opais.co.mz/terra-treme-em-manica/>, 03 de Abril de 2025 .
52. Placas tectónicas. S.D.
- <https://pt.scribd.com/presentation/404314333/Mapa-placas-tectonicas-pptx>, 03 de Abril de 2025 .
53. Sika. 2023 - Product Data: Sheet SikaWrap®-300 C, Sika ®.
- https://gcc.sika.com/dam/dms/gcc/8/sikawrap_-300_c.pdf, 03 de Abril de 2025.
54. Sika. 2024 - Product Data: Sheet Sika® Carbodur® S, Sika ®.
- https://usa.sika.com/dms/getdocument.get/c8cdaca2-8860-4fff-9179-0fa2c1290128/sika_carbodur_s.pdf, 03 de Abril de 2025.
55. Solidus Engenharia. S.D. - Reforço estrutural.
- <https://solidus.cc/reforco-estrutural/>, 03 de Abril de 2025.
56. Ross, C. 2014 - Future Tectonics of the African & Arabian Plates, Africa-Arabia-Plate.
- <https://africa-arabia-plate.weebly.com/future-tectonics.html>, 03 de Abril de

2025.

57. USGS. 2015 - Moment magnitude, Richter scale - what are the different magnitude scales, and why are there so many?, E.U.A.

- <https://www.usgs.gov/faqs/moment-magnitude-richter-scale-what-are-different-magnitude-scales-and-why-are-there-so-many>, 03 de Abril de 2025.

58. USGS. 2018 - M 9.5 - 1960 Great Chilean Earthquake (Valdivia Earthquake), E.U.A.

- https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/official19600522191120_30/impactquake, 03 de Abril de 2025.

59. USGS. 2024 - M6.7 January 17, 1994 Northridge, California Earthquake, E.U.A.

- <https://www.usgs.gov/centers/earthquake-science-center/science/m67-january-17-1994-northridge-california-earthquake>, 03 de Abril de 2025.

60. Walker, M. 2018 - Magnitude 7.0 earthquake shakes southern Philippines, WICNEWS.

- <https://wicnews.com/world/magnitude-7-0-earthquake-shakes-southern-philippines-180214522/>, 03 de Abril de 2025.

6.2. Outra bibliografia consultada

61. Costa, A. 2014 - Estruturas de Betão II: Folhas de apoio às aulas, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

62. Cruz, L. M. C. 2013 - Projecto Estrutural de um Edifício em Betão Armado, Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP), Porto.

63. Delfiltro, V. F. 2018 - Dimensionamento de um Edifício Sismo Resistente, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

64. Sereno, P. M. 2016 - Dimensionamento sísmico de fundações superficiais Avaliação da capacidade resistente do terreno, Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico de Lisboa, Lisboa.

65. Baía, A. M. – Efeitos Sismos (Slides), Faculdade de Ciência e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

- https://moodle.fct.unl.pt/pluginfile.php/45205/mod_resource/content/0/Planeamento_UnidadeDidactica/aula_8_Efeitos_Sismos_SLIDES.pdf, 03 de Abril de

2025.

66. How Do We Measure Earthquake Magnitude? . UPSeis, Michigan Tech, E.U.A.

- <https://www.mtu.edu/geo/community/seismology/learn/earthquake-measure/#:~:text=The%20moment%20magnitude%20scale%20is,the%20earthquake%20at%20multiple%20stations>, 03 de Abril de 2025.

67. Colégio Vasco da Gama. 2012 - Sismologia, Colégio Vasco da Gama.

- <https://colegiovascodagama.pt/ciencias3c/decimo/temallu101.html>, 03 de Abril de 2025.

ANEXOS

Lista de Anexos

A1 – Tabela de Sismos de Magnitude Superior A 4.5, Registados Pelo INAMI	70
A1.1 - Tabela de Sismos de Magnitude Superior A 4.5, Registados Pelo INAMI	71
A2 – Escala de Intensidade de Mercalli (Modificada).....	72
A2.1 – Escala de Intensidade de Mercalli (Modificada).....	73
A3 – Mapa de Eventos Sísmicos na Província de Manica (1940-2018)	74
A3.1 – Magnitude 0.0 - 3.0 (1966-2018)	75
A3.2 – Magnitude 3.0 - 7.0 (1940-2018).....	76
A4 – Modelos Fotorealísticos do Edifício.....	77
A4.1 – Modelos fotorealísticos do edifício (1)	78
A4.2 – Modelos fotorealísticos do edifício (2)	79
A5 – Planta Estrutural Cotada do Edifício.....	80
A5.1 – Fundação.....	81
A5.2 – Rés-do-chão.....	82
A5.3 – 1º ao 3º Andar.....	83
A5.4 – 4º Andar.....	84
A5.5 – Terraço/Armazéns.....	85
A5.6 – Piso da máquina elevadora.....	86
A5.7 – Cobertura.....	87
A6 – Desenhos Estruturais das Escadas.....	88
A6.1 – Desenhos Estruturais das Escadas Principais.....	89
A6.2 – Desenhos Estruturais das Escadas de Emergência.....	90
A7 – Espectro de Cálculo da Acção Sísmica Sobre o Edifício.....	91
A7.1 – Espectro de Cálculo da Acção Sísmica Sobre o Edifício.....	92
A8 – Vigas cuja Segurança Não Se Verifica em Caso de Sismo.....	93
A8.1 – Vigas cuja segurança não se verifica em caso de sismo (1).....	94
A8.2 – Vigas cuja segurança não se verifica em caso de sismo (2).....	95
A8.3 – Vigas cuja segurança não se verifica em caso de sismo (3).....	96
A9 – Estruturas Adicionais.....	97
A9.1 – Estrutura Adicional – EA01 - Caso D (1).....	98
A9.2 – Estrutura Adicional – EA01 - Caso D (2).....	99

A9.3 – Estrutura Adicional – EA02 - Caso E (1).....	100
A9.4 – Estrutura Adicional – EA02 - Caso E (2).....	101
A9.5 – Estrutura Adicional – EA03 - Caso F (1).....	102
A9.6 – Estrutura Adicional – EA03 - Caso F (2).....	103
A10 – Reforço Estrutural.....	106
A10.1 – Reforço estrutural com Aumento de Armadura.....	107
A10.2 – Desenhos do Reforço estrutural com Aumento de Armadura (1).....	108
A10.3 – Desenhos do Reforço estrutural com Aumento de Armadura (2).....	109
A10.4 – Desenhos do Reforço estrutural com Aumento de Armadura (3).....	110
A10.5 – Desenhos do Reforço estrutural com Aumento de Armadura (4).....	111
A10.6 – Reforço estrutural com Fibras de Carbono.....	112
A10.7 – Desenhos do Reforço estrutural com Fibras de Carbono (1).....	113
A10.8 – Desenhos do Reforço estrutural com Fibras de Carbono (2).....	114
A10.9 – Desenhos do Reforço estrutural com Fibras de Carbono (3).....	115

ANEXO 1

Tabela De Sismos De Magnitude Superior A 4.5,
Registados Pelo INAMI

MAG.	DATA	HORA	Y	X	REGIÃO
7.00	19-Mar-1951	9:29:35	-21.50	33.00	Massangena-Manica
5.80	13-Apr-1951	6:43:20	-20.00	34.00	Chibabava-Manica
6.60	10-Mai-1951	9:18:32	-19.70	34.00	Chibabava-Manica
5.30	19-Oct-1954	21:08:26	-21.00	33.50	Machaze-Manica
5.50	2-Dec-1954	2:03:00	-18.00	34.00	Macossa-Manica
6.00	20-Jul-1957	9:56:53	-20.70	33.20	Machaze-Manica
4.80	14-Mai-1973	15:22:42	-19.80	33.40	Sussundenga-Manica
4.90	17-Jan-1983	4:18:26	-18.40	34.60	Sussundenga-Manica
7.00	22-Fev-2006	22:19:07	-21.25	33.50	Machaze-Manica
5.80	23-Feb-2006	1:23:42	-21.31	33.38	Machaze-Manica
5.30	23-Feb-2006	2:22:07	-21.37	33.37	Machaze-Manica
5.00	23-Feb-2006	21:32:05	-21.29	33.47	Machaze-Manica
4.60	24-Feb-2006	23:24:44	-21.03	33.07	Machaze-Manica
4.60	26-Feb-2006	3:53:26	-21.22	32.96	Machaze-Manica
4.60	5-Mar-2006	2:08:34	-21.43	33.28	Machaze-Manica
4.60	6-Mar-2006	1:29:48	-21.32	33.02	Machaze-Manica
4.60	8-Mar-2006	0:05:27	-21.22	32.68	Machaze-Manica
4.70	14-Mar-2006	7:25:29	-21.28	33.24	Machaze-Manica
5.60	15-Mar-2006	14:19:48	-21.15	33.43	Machaze-Manica
5.60	15-Mar-2006	14:19:49	-21.14	33.41	Machaze-Manica
5.20	15-Mar-2006	11:52:54	-21.09	33.36	Machaze-Manica
4.50	17-Mar-2006	7:29:08	-21.36	33.08	Machaze-Manica
4.50	18-Mar-2006	13:10:45	-21.27	32.84	Machaze-Manica
4.80	19-Mar-2006	16:23:44	-21.48	33.17	Machaze-Manica
4.60	19-Mar-2006	16:24:08	-21.16	33.66	Machaze-Manica
5.00	22-Mar-2006	11:35:12	-21.33	33.00	Machaze-Manica
4.80	23-Mar-2006	6:14:41	-21.26	33.28	Machaze-Manica
5.40	14-Apr-2006	18:41:37	-21.41	33.58	Machaze-Manica
4.90	4-Jul-2006	19:08:50	-20.97	33.25	Machaze-Manica
4.50	7-Jul-2006	21:48:49	-21.32	33.13	Machaze-Manica
5.20	8-Jul-2006	16:12:37	-21.55	33.07	Machaze-Manica
4.60	8-Jul-2006	16:12:38	-21.46	33.05	Machaze-Manica
5.50	11-Jul-2006	20:48:12	-20.86	33.00	Mossurize-Manica
4.90	11-Jul-2006	18:48:15	-21.08	33.23	Machaze-Manica
4.70	13-Jul-2006	1:10:12	-20.26	33.49	Mossurize-Manica
5.30	3-Aug-2006	12:09:27	-21.52	33.09	Machaze-Manica
4.80	3-Aug-2006	12:09:29	-21.29	32.90	Machaze-Manica
4.80	6-Aug-2006	17:12:53	-21.26	33.25	Machaze-Manica

MAG.	DATA	HORA	Y	X	REGIÃO
4.70	9-Aug-2006	20:15:56	-21.97	33.36	Machaze-Manica
5.00	21-Aug-2006	13:21:46	-21.62	33.64	Machaze-Manica
4.50	21-Aug-2006	17:08:56	-21.02	33.78	Machaze-Manica
6.20	23-Aug-2006	0:53:36	-21.82	33.01	Machaze-Manica
5.50	23-Aug-2006	1:59:38	-21.99	33.73	Machaze-Manica
4.70	23-Aug-2006	6:57:22	-21.95	33.30	Machaze-Manica
5.00	26-Aug-2006	10:40:49	-21.99	33.24	Machaze-Manica
4.50	17-Sep-2006	16:10:35	-21.41	33.46	Machaze-Manica
4.80	22-Sep-2006	16:39:24	-20.71	33.16	Machaze-Manica
4.80	13-Nov-2006	17:27:00	-20.70	33.22	Machaze-Manica
5.00	14-Nov-2006	17:46:10	-20.77	32.97	Machaze-Manica
5.10	20-Nov-2006	20:16:06	-21.00	32.84	Machaze-Manica
4.50	13-mar-2007	8:40:23	-21.44	33.59	Machaze-Manica
4.50	13-Jul-2007	9:29:17	-19.11	32.89	Dist. de Manica-Manica
5.10	3-Feb-2008	11:12:12	-21.30	33.08	Machaze-Manica
5.10	3-Feb-2008	11:12:16	-21.19	32.14	Machaze-Manica
4.50	23-mar-2008	18:24:37	-22.26	33.16	Machaze-Manica
4.90	15-Jan-2009	09:04:37,9	-20.9	33.39	Machaze-Manica
5.00	19-Jan-2009	15:20:17	-19.61	34.81	Dondo-Sofala
5.40	2-Apr-2009	04:24:22,5	-21.57	33.65	Mabote-Inhambane
4.80	18-Apr-2009	01:04:6,9	-21.19	33.22	Machaze-Manica
4.50	24-Apr-2009	17:10.32,5	-21.26	33.37	Machaze-Manica
4.70	26-Apr-2009	11:01:32,9	-21.17	33.35	Machaze-Manica
5.10	5-May-2009	03:50:05,5	-20.95	33.34	Machaze-Manica
5.00	31-May-2009	15:51:40,0	-21.15	33.24	Machaze-Manica
5.50	5-Aug-2009	03:54:50,9	-16.32	33.44	Guro-Manica
5.40	19-Oct-2009	12:06:12,9	-21.27	33.42	Machaze-Manica
5.00	19-Oct-2009	18:51:49,5	-21.3	33.37	Machaze-Manica
5.00	30-Oct-2009	00:39:21,5	-21.13	33.31	Machaze-Manica
4.50	27-Jan-2010	17:31:18	-21.17	33.19	Machaze-Manica
5.20	3-Jun-2010	20:54:34,3	-21.49	33.84	Machaze-Manica
4.60	11-Feb-2012	16:01:35	-20.038	33.32	Dombe-Manica

Intervalos de Magnitude Sísmica	Número de eventos registados
4.5 - 5.0	35.00
5.0 - 5.5	22.00
5.5 - 6.0	8.00
6.0 - 6.5	2.00
6.5 - 7.0	1.00
≥7	2.00

Fonte: Adaptado de INAMI 2021b

	UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA	SUPERVISORA: Eng ^a ALEXANDRA NEVES MSc
	TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO		ESC. : ---	DATA : 08-05-2025
ANEXO: TABELA DE SISMOS DE MAGNITUDE SUPERIOR A 4.5, REGISTRADOS PELO INAMI	ESPECIALIDADE: -	LOCAL: MANICA		ANEXO A 1.1
<small>** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **</small>				

ANEXO 2

Escala de Intensidade de Mercalli

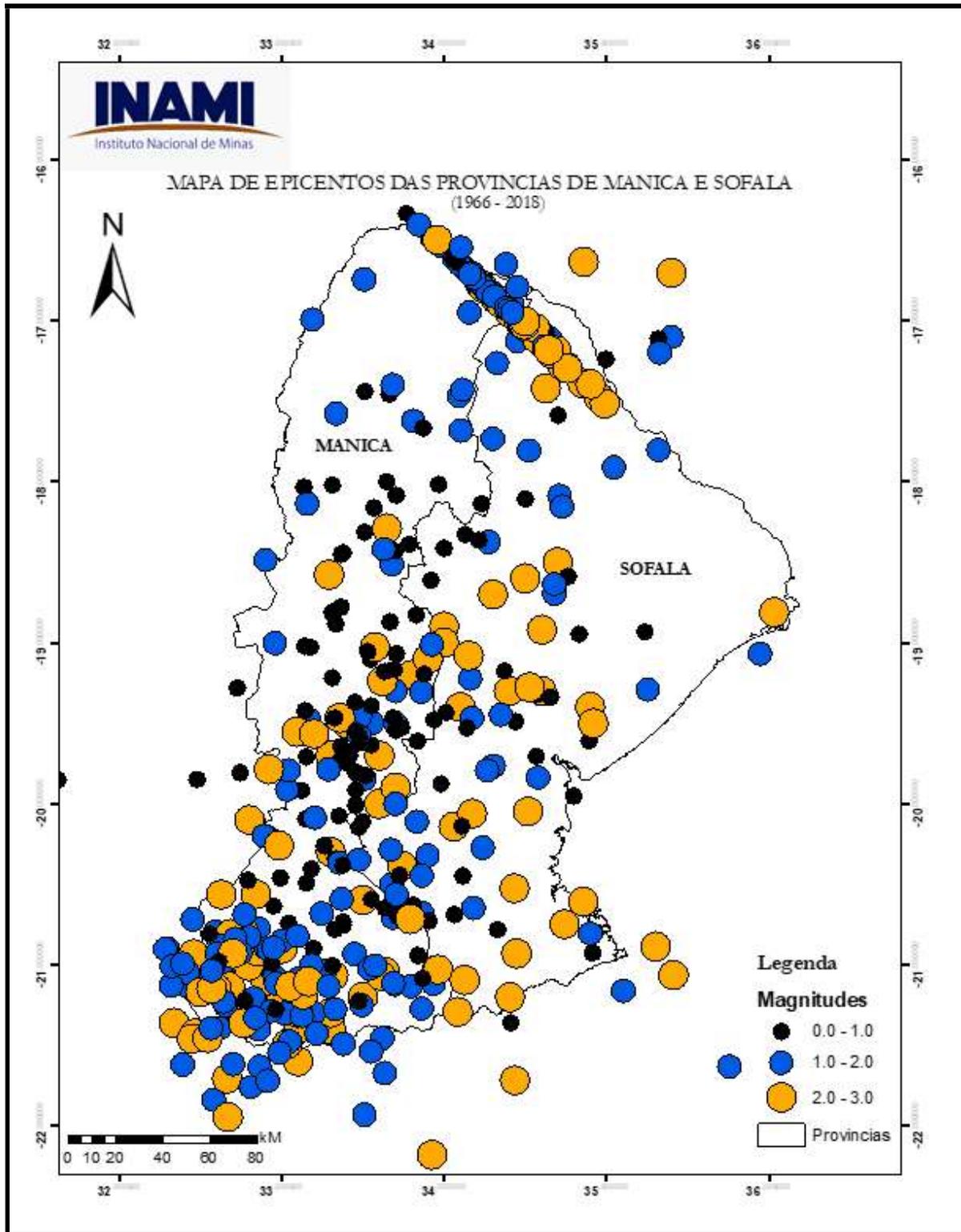
Intensidade		Efeitos
I	Imperceptível	Não sentido. Efeitos marginais e de longo período no caso de grandes sismos.
II	Muito fraco	Sentido pelas pessoas em repouso nos andares elevados de edifícios ou favoravelmente colocadas.
III	Fraco	Sentido dentro de casa. Os objectos pendentes baloiçam. A vibração é semelhante à provocada pela passagem de veículos ligeiros. É possível estimar a duração, mas pode não ser reconhecido como um sismo.
IV	Moderado	Os objectos suspensos baloiçam. A vibração é semelhante à provocada pela passagem de veículos pesados ou à sensação de pancada de uma bola pesada nas paredes.
V	Forte	Sentido fora de casa; pode ser avaliada a direcção do movimento; as pessoas são acordadas; os líquidos oscilam e alguns extravasam; pequenos objectos em equilíbrio instável deslocam-se ou são derrubados. As portas fecham-se ou abrem-se.
VI	Bastante forte	Sentido por todos. Muitos assustam-se e correm para a rua. As pessoas sentem falta de segurança. Os pratos, as loiças, os vidros das janelas, os copos partem-se. Objectos ornamentais e livros caem das prateleiras. Os quadros caem das paredes. As mobílias movem-se ou tombam. Alvenarias de qualidade inferior fendem.
VII	Muito forte	É difícil permanecer em pé. É notado pelos condutores de automóveis. Objectos pendurados tremem. As mobílias partem. Verificam-se danos nas alvenarias de qualidade inferior, incluindo fracturas. Queda de reboco, tijolos soltos, pedras, telhas, parapeitos soltos e ornamentos arquitectónicos. Algumas fracturas nas alvenarias de qualidade intermédia. Os diques de betão armado para irrigação são danificados.
VIII	Ruinoso	Afecta a condução dos automóveis. Danos nas alvenarias de qualidade intermédia com colapso parcial. Alguns danos na alvenaria de boa qualidade. Quedas de algumas paredes de alvenaria. Torção e queda de chaminés, monumentos, torres e reservatórios elevados. As estruturas movem-se sobre as fundações, se não estão ligadas inferiormente.
IX	Desastroso	Pânico geral. Alvenaria de qualidade inferior destruída; alvenaria de qualidade intermédia grandemente danificada; as alvenarias de boa qualidade danificadas. Danos gerais nas fundações. As estruturas, quando não ligadas, deslocam-se das fundações. As estruturas são fortemente abanadas. Fracturas importantes no solo.
X	Destruidor	A maioria das alvenarias e das estruturas são destruídas com as suas fundações. Algumas estruturas de madeira bem construídas e pontes são destruídas. Danos sérios em barragens, diques e aterros. Vias-férreas levemente deformadas.
XI	Catastrófico	Vias-férreas grandemente deformadas. Canalizações subterrâneas completamente avariadas.
XII	Cataclismo	Grandes massas rochosas deslocadas. Conformação topográfica distorcida. Objectos atirados ao ar. Jamais registado no período histórico.

Fonte: Adaptado de IPMA S.D.

	UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA	SUPERVISORA: Eng ^a ALEXANDRA NEVES MSc
	TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO		ESC. : DATA : 08-05-2025
ANEXO: ESCALA DE INTENSIDADE DE MERCALLI (MODIFICADA)	ESPECIALIDADE: -	LOCAL: -	
<small>** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **</small>			

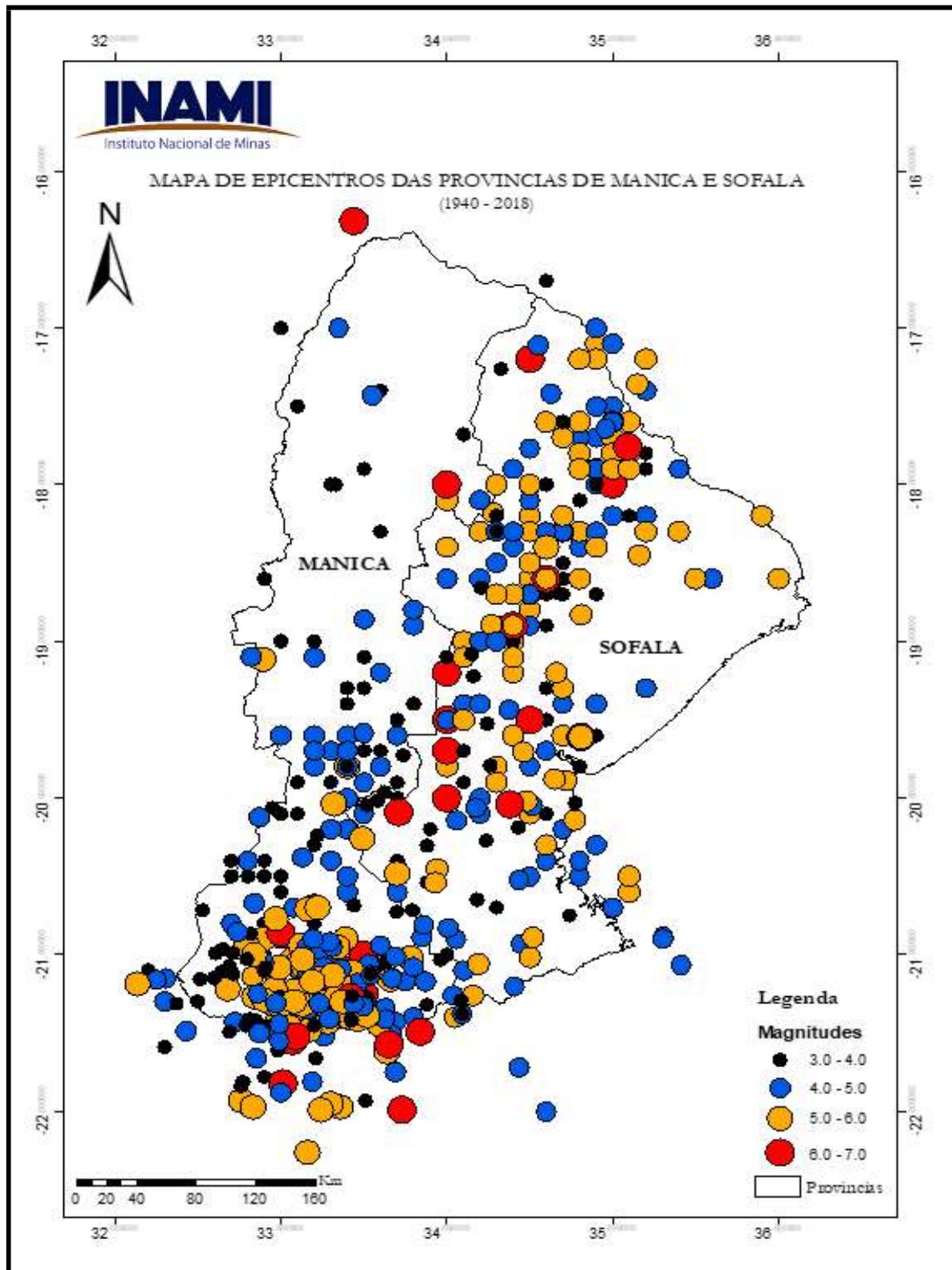
ANEXO 3

Mapa De Eventos Sísmicos Na Província De
Manica (1940-2018)



Mapa de eventos sísmicos na província de Manica - Fonte: INAMI 2021a

 UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA		SUPERVISORA: Eng ^a ALEXANDRA NEVES MSc
	TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO		
ANEXO: MAPA DE EVENTOS SÍSMICOS NA PROVÍNCIA DE MANICA (1940 - 2018)	ESPECIALIDADE: -	LOCAL: MANICA	ESC. : --- DATA : 08-05-2025
Magnitude 1.0 - 3.0 (1966-2018)		<small>*** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização ***</small>	

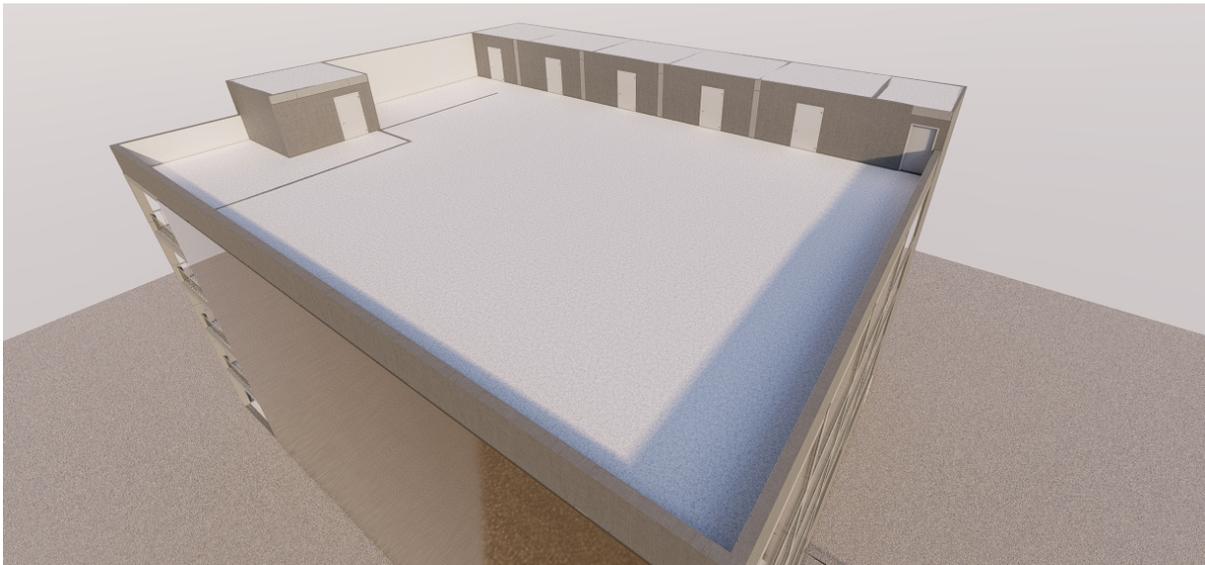
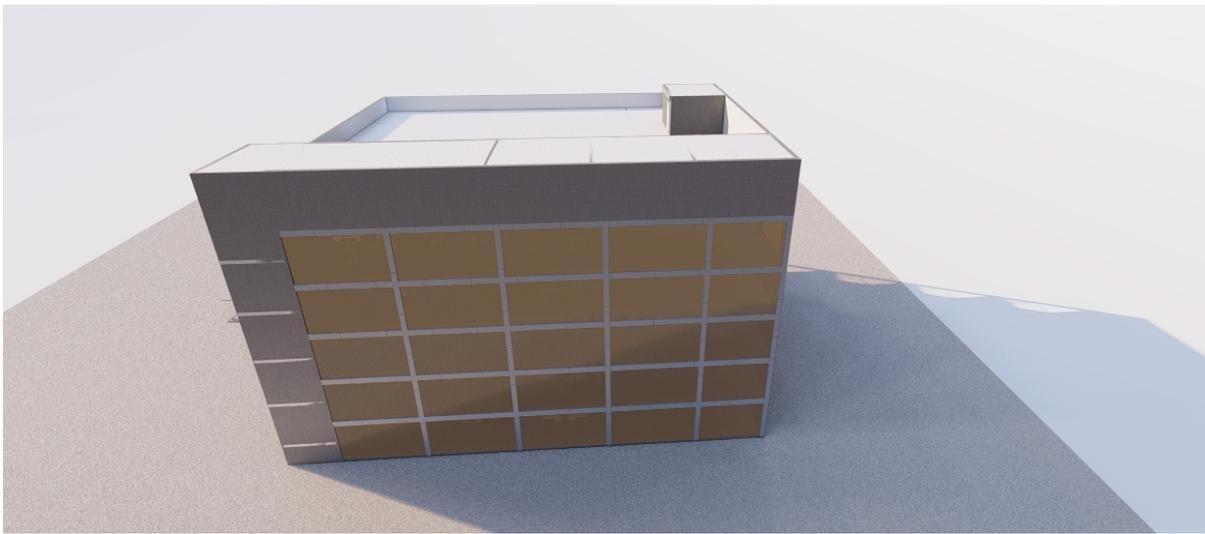
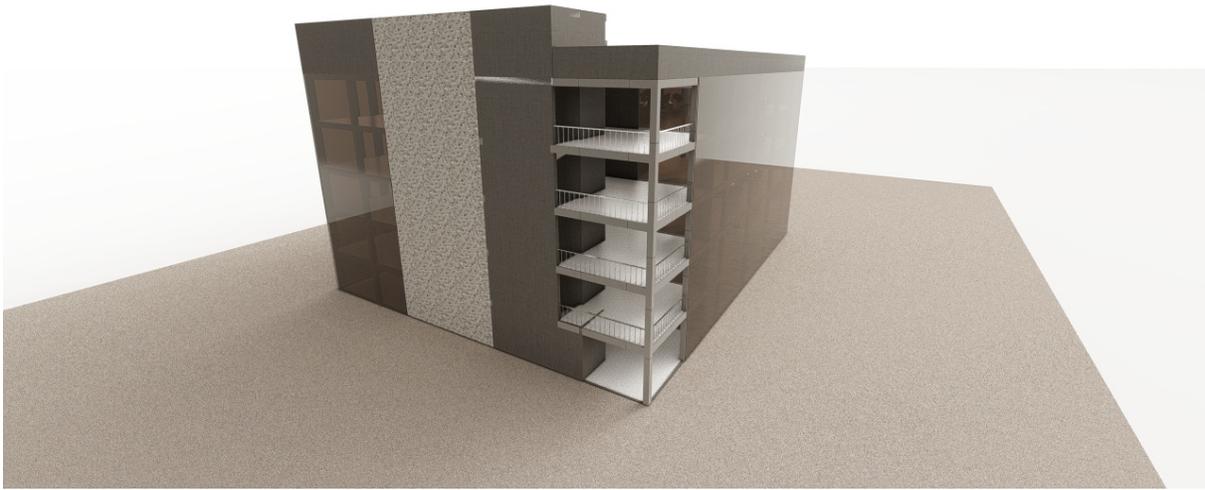


Mapa de eventos sísmicos na província de Manica - Fonte: INAMI 2021a

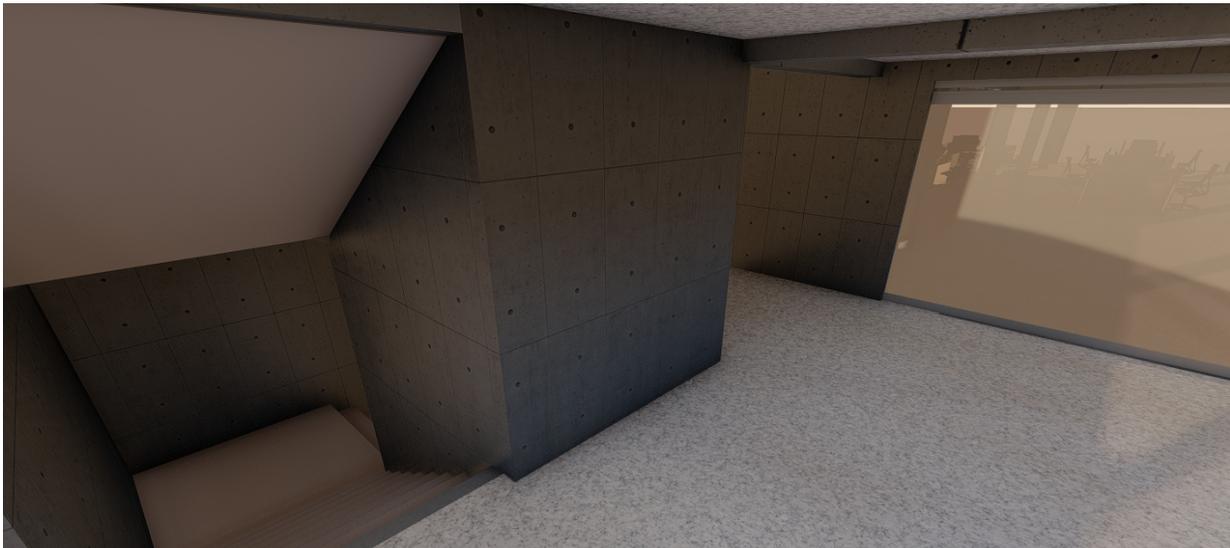
	UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA	SUPERVISORA: Eng ^a ALEXANDRA NEVES MSc	
	TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO		ESC. : ---	DATA : 08-05-2025
ANEXO: MAPA DE EVENTOS SÍSMICOS NA PROVÍNCIA DE MANICA (1940 - 2018)		ESPECIALIDADE: -	LOCAL: MANICA	ANEXO A 3.2
Magnitude 3.0 - 7.0 (1940-2018)		<small>*** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização ***</small>		

ANEXO 4

Modelos Fotorealísticos Do Edifício



	UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA		SUPERVISORA: Eng ^a ALEXANDRA NEVES MSc
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS			ESC. : ---	DATA : 08-05-2025
DESENHO: MODELO FOTOREALÍSTICO DO EDIFÍCIO (1)		ESPECIALIDADE: ARQUITECTURA	LOCAL: -		
<small>** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **</small>					

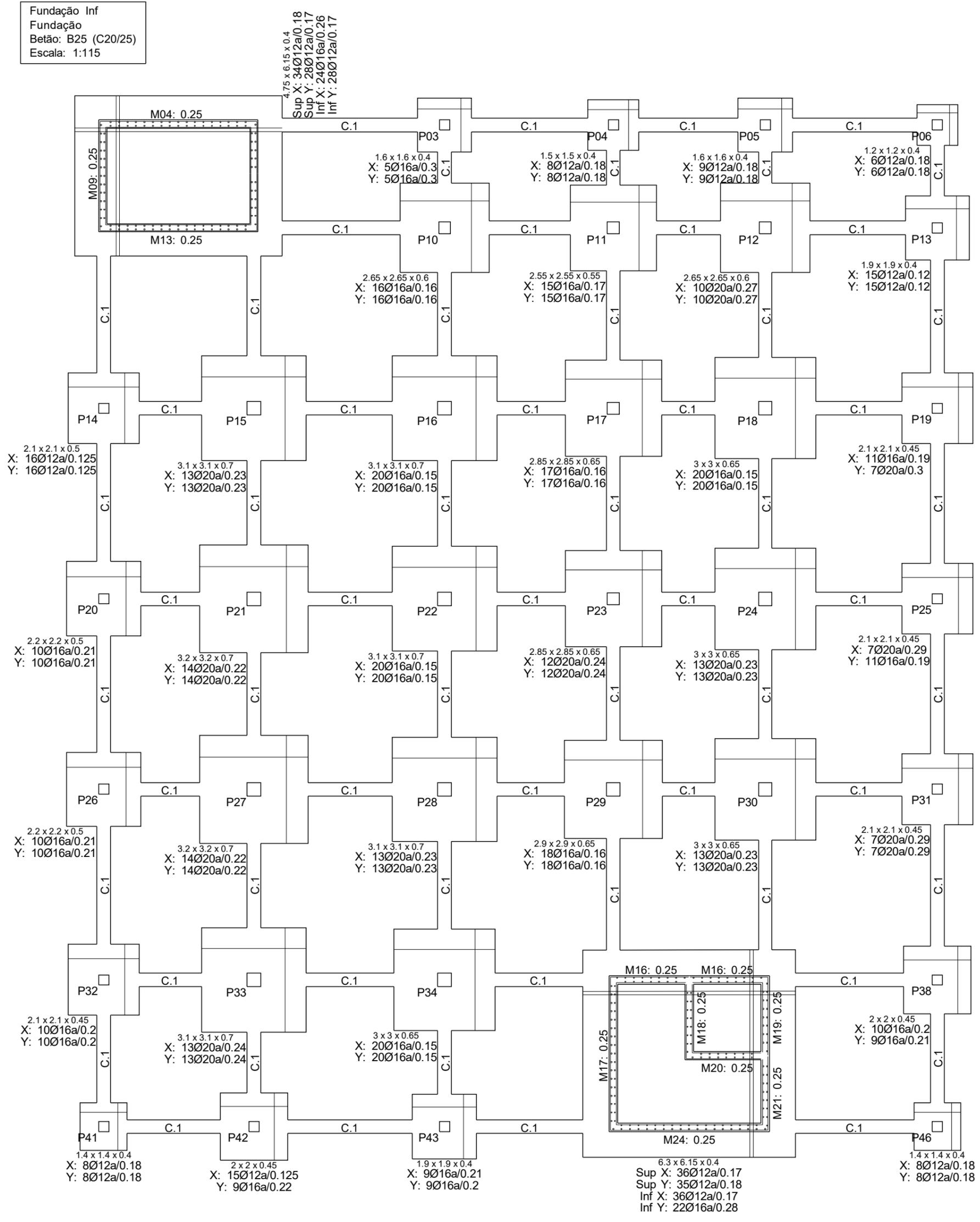


	UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA		SUPERVISORA: Eng ^a ALEXANDRA NEVES MSc	
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS			ESC. : ---	DATA : 08-05-2025	ANEXO A 4.2
DESENHO: MODELO FOTOREALÍSTICO DO EDIFÍCIO (2)		ESPECIALIDADE: ARQUITECTURA		LOCAL:-		
<small>** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **</small>						

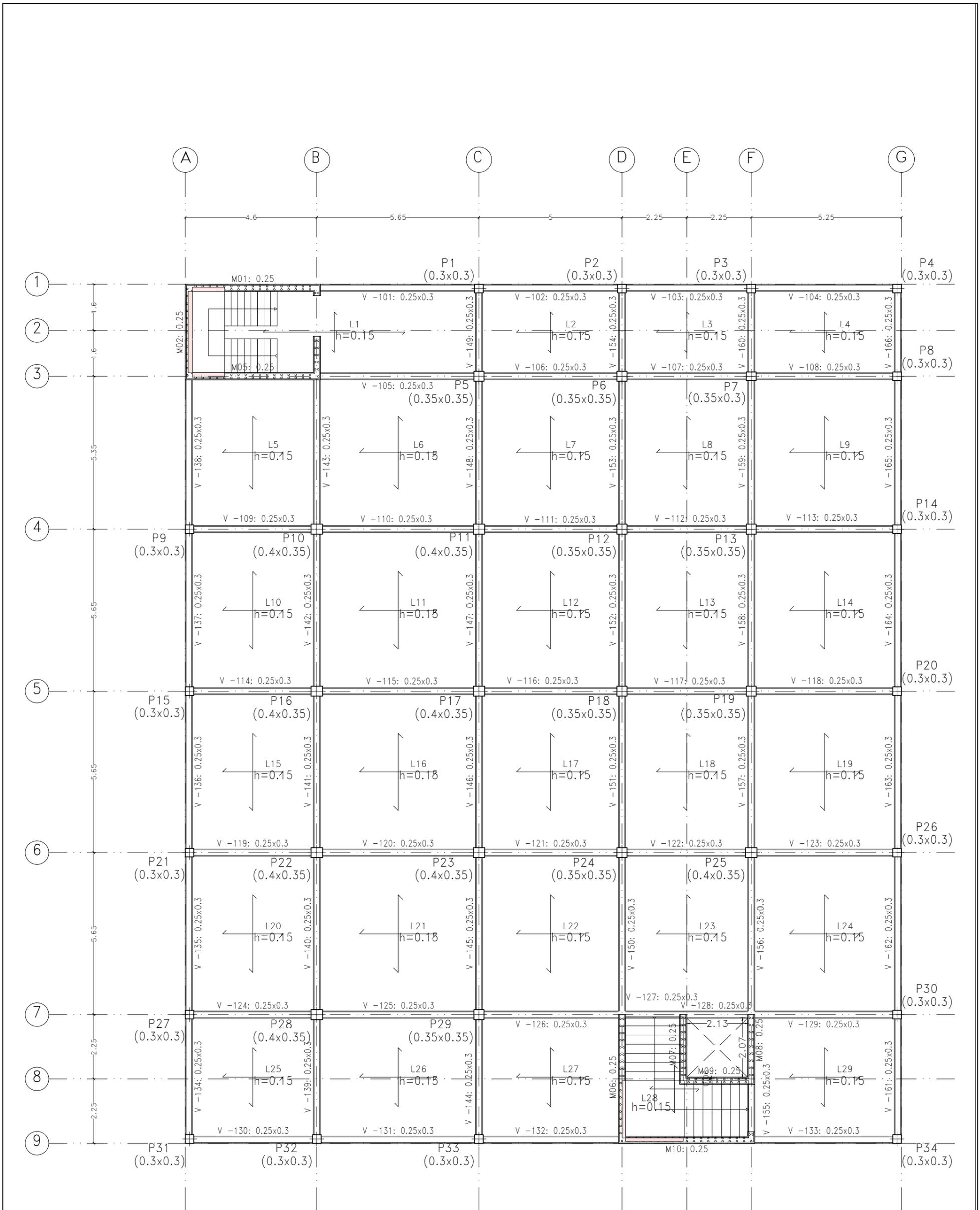
ANEXO 5

Planta Estrutural Cotada do Edifício

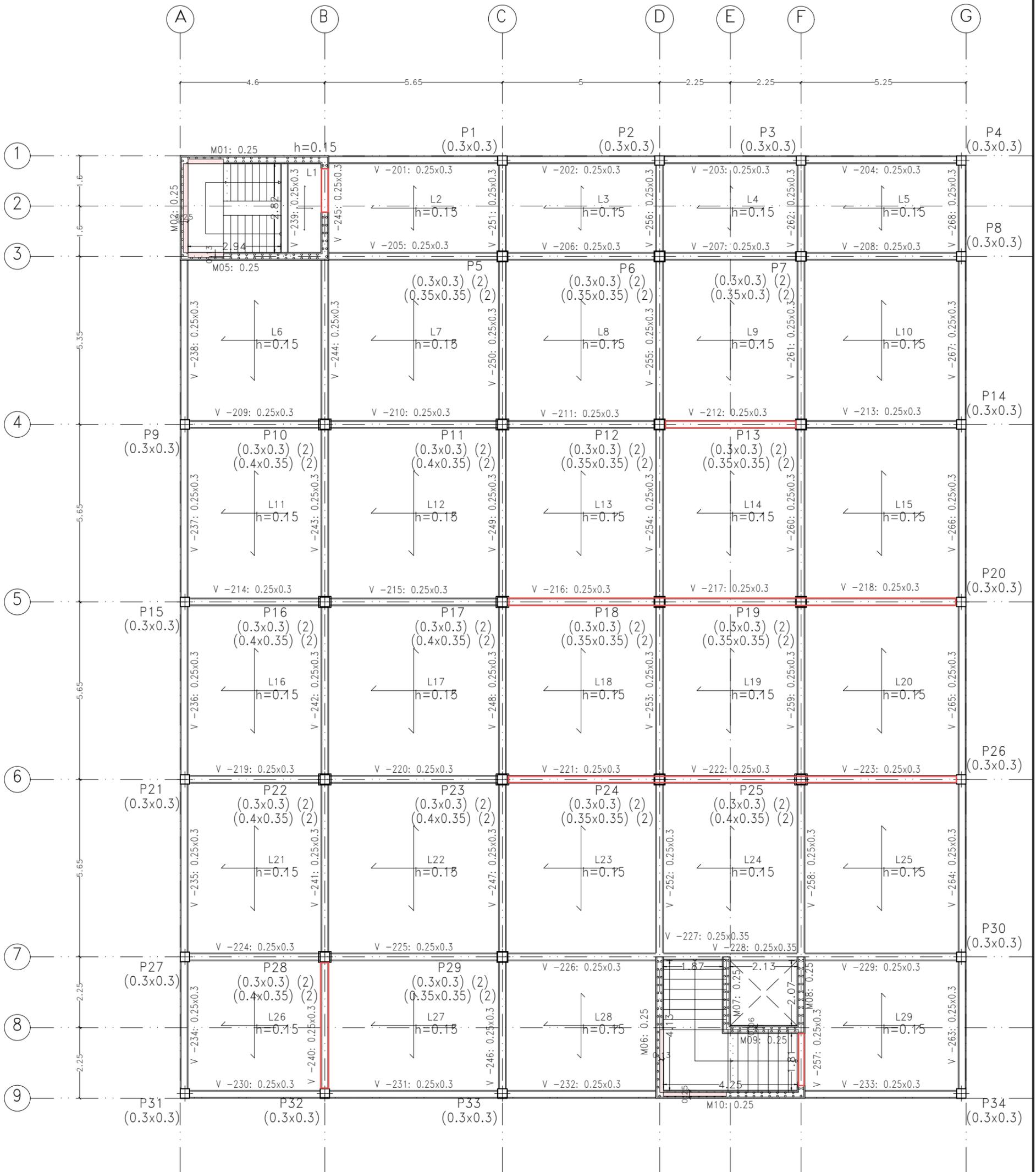
Fundação Inf
Fundação
Betão: B25 (C20/25)
Escala: 1:115



 <p>UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE</p>	<p>UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL</p>		<p>ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA</p>	<p>SUPERVISORA: Eng^a ALEXANDRA NEVES MSc</p>
	<p>PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS</p>		<p>ESC. : 1:115</p>	<p>DATA : 08-05-2025</p>
<p>DESENHO: PLANTA ESTRUTURAL COTADA FUNDAÇÃO</p>		<p>ESPECIALIDADE: ESTRUTURA</p>	<p>LOCAL: CHIMOIO, MANICA</p>	
<p>** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **</p>				

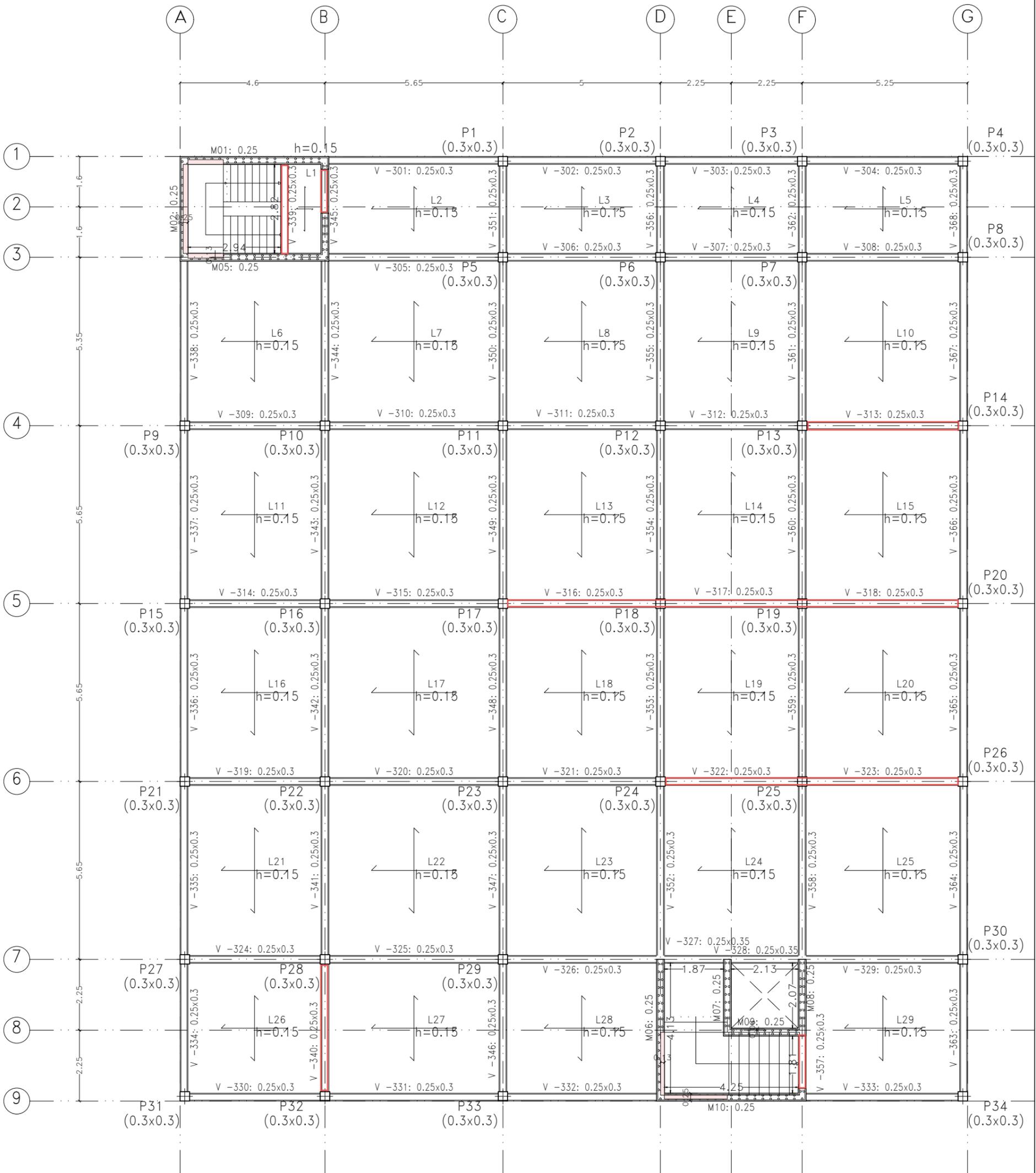


	UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA	SUPERVISORA: Eng^a ALEXANDRA NEVES MSc
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS		ESC. : 1:115	DATA : 08-05-2025
DESENHO: PLANTA ESTRUTURAL COTADA RÉS-DO-CHÃO		ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA	
<small>** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **</small>				

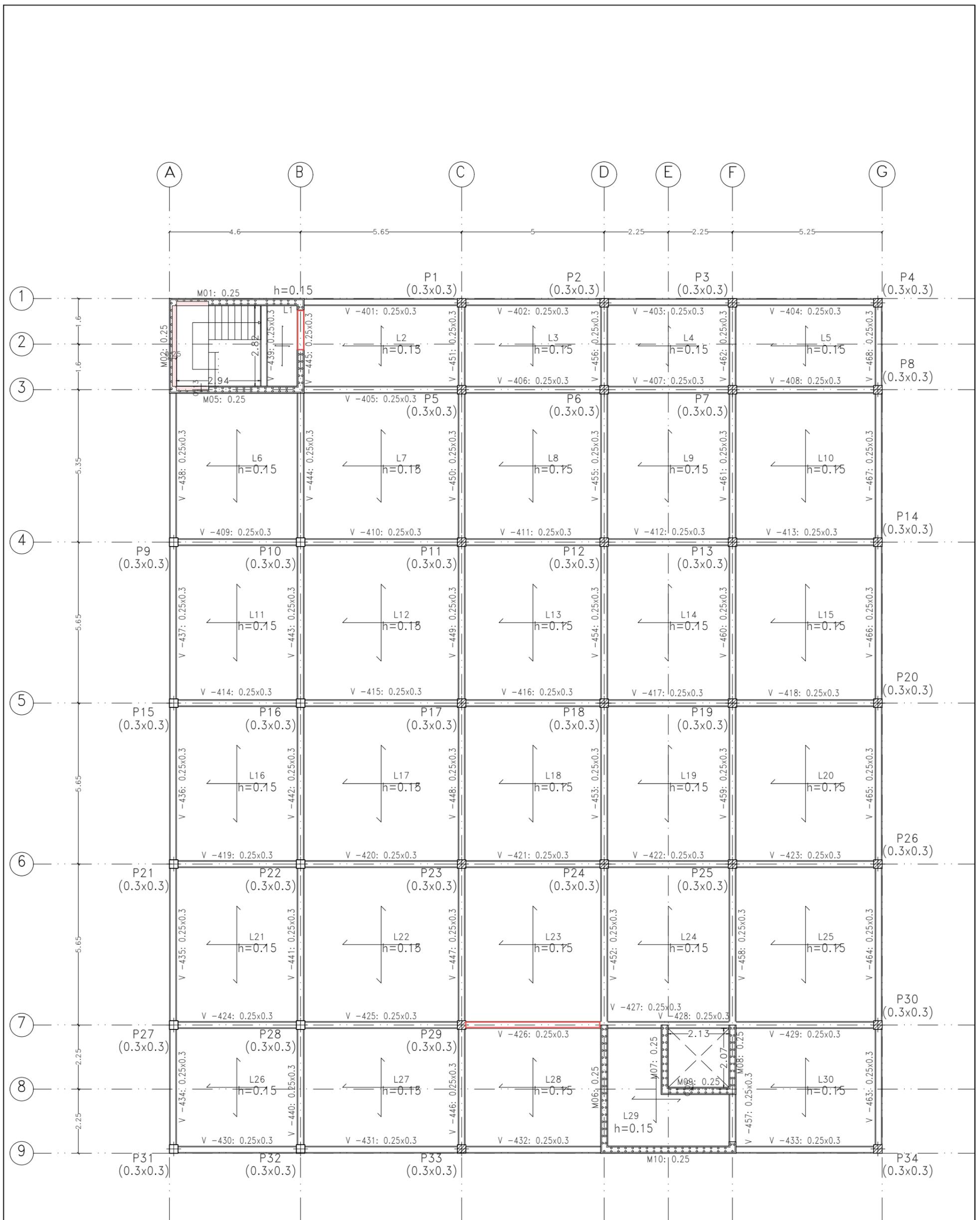


	UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA	SUPERVISORA: Eng ^a ALEXANDRA NEVES MSc
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS		ESC. : 1:115	DATA : 08-05-2025
DESENHO: PLANTA ESTRUTURAL COTADA 1º ao 3º ANDAR		ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA	
ANEXO A 5.3				

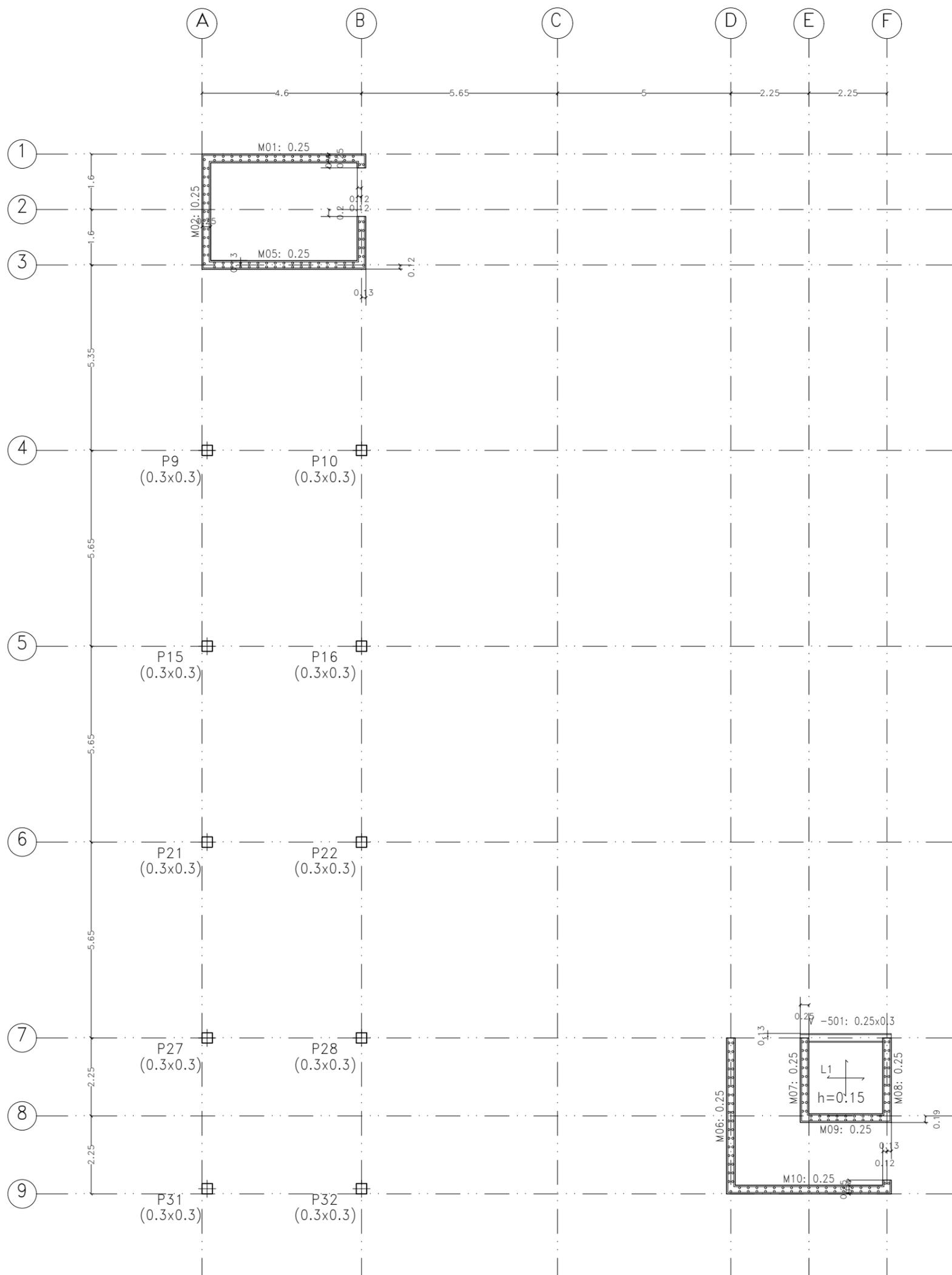
** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **



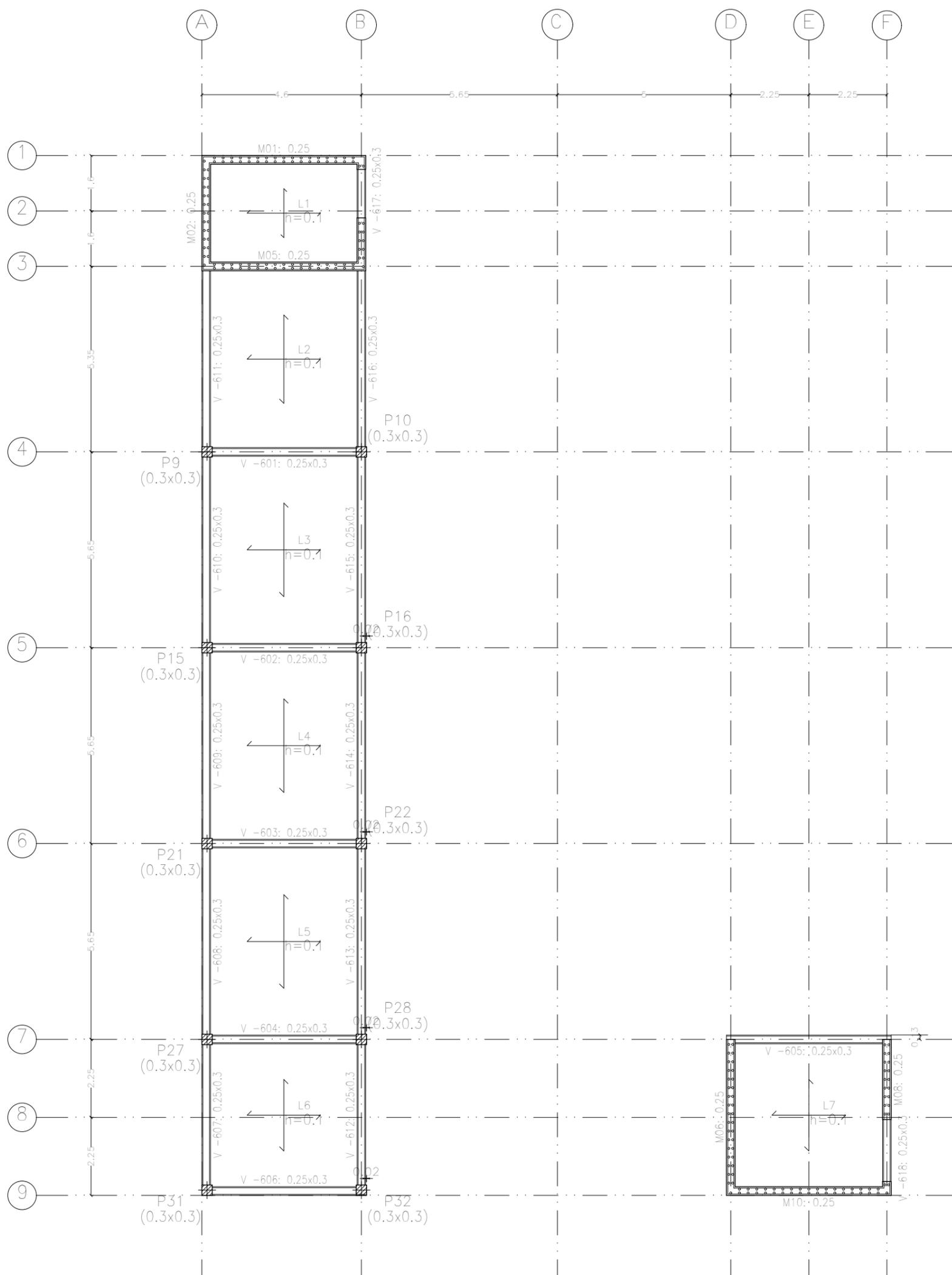
 UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA		SUPERVISORA: Eng ^a ALEXANDRA NEVES MSc
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS		DATA : 08-05-2025
DESENHO: PLANTA ESTRUTURAL COTADA 4º ANDAR	ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA	
** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **			



	UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA	SUPERVISORA: Eng ^a ALEXANDRA NEVES MSc
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS		ESC. : 1:115	DATA : 08-05-2025
DESENHO: PLANTA ESTRUTURAL COTADA - TERRAÇO/ARMAZENS		ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA	
** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização escrita do projectista **				



	UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA	SUPERVISORA: Eng^a ALEXANDRA NEVES MSc
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS		ESC. : 1:115	DATA : 08-05-2025
DESENHO: PLANTA COTADA - PISO DA MÁQUINA ELEVADORA		ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA	
âmbito académico. Proibida a Alteração ou Reprodução de do actual projecto, sem a autorização **				



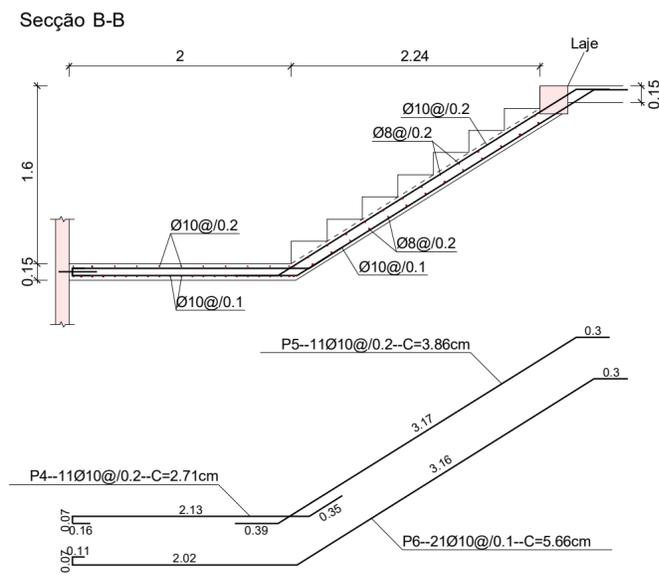
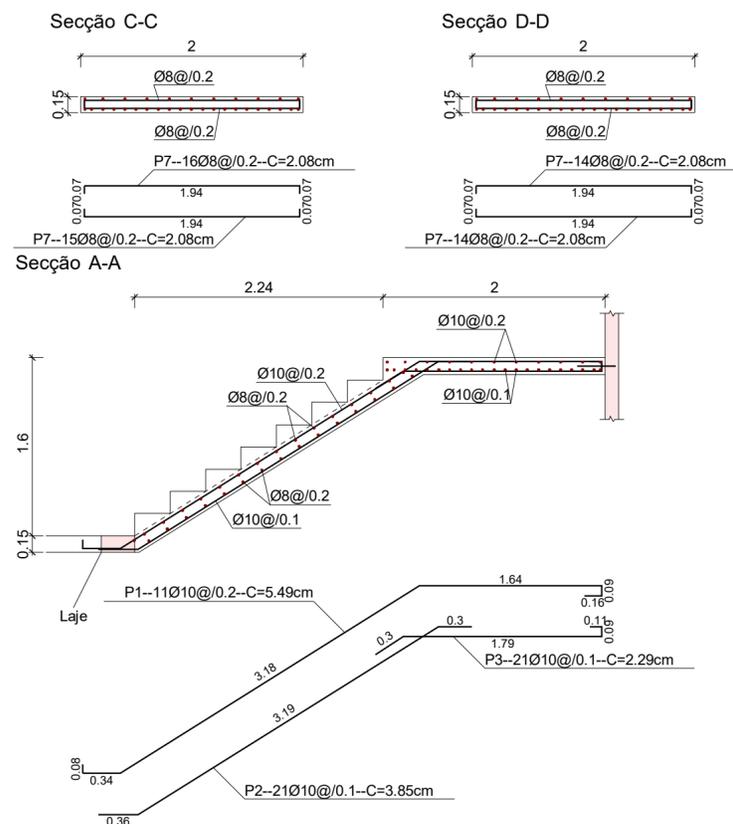
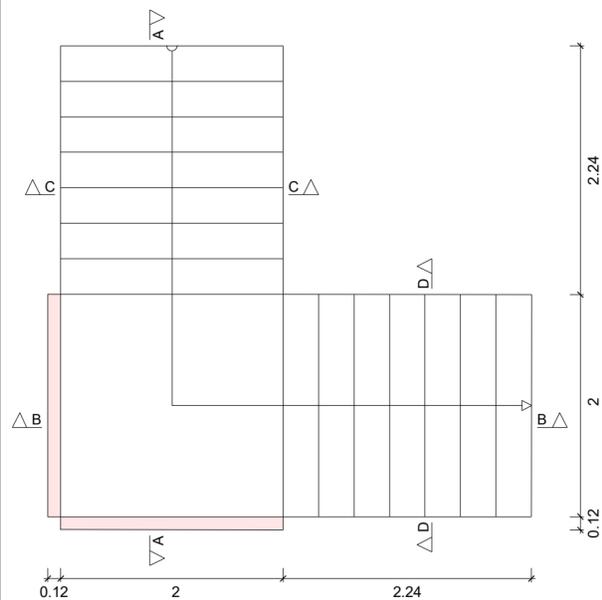
	UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA		SUPERVISORA: Eng^a ALEXANDRA NEVES MSc		
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS			ESC. : 1:115		DATA : 08-05-2025	
DESENHO: PLANTA ESTRUTURAL COTADA COBERTURA			ESPECIALIDADE: ESTRUTURA		LOCAL: CHIMOIO, MANICA		
ANEXO A 5.7						<small>** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **</small>	

ANEXO 6

Desenhos Estruturais das Escadas

Escada Principal - R/C ao 4o Andar

Escadas Principais	
Largura	2.000 m
Espessura	0.15 m
Cobertor	0.320 m
Espelho	0.200 m
Desnível que vence	3.20 m
Nº de degraus	16
Laços iguais consecutivos	4
Planta final	4o Andar
Planta inicial	R/C
Peso próprio	3.68 kN/m²
Degraus (Betonado com a laje)	2.08 kN/m²
Revestimento	1.00 kN/m²
Guardas	0.20 kN/m
Sobrecarga	5.00 kN/m²
Betão	B25 (C20/25)
Aço	A400
Rec. geométrico	2.5 cm



Escala 1:45

Elemento	Pos.	Diám.	Q.	Pat. (m)	Recta (m)	Pat. (m)	Comp. (m)	Total (m)	A400 (kg)	
Escada Principal - R/C ao 4o Andar-Escadas Principais	1	Ø10	11		5.49		5.49	60.39	37.2	
	2	Ø10	21		3.85		3.85	80.85	49.8	
	3	Ø10	21		2.29		2.29	48.09	29.6	
	4	Ø10	11		2.71		2.71	29.81	18.4	
	5	Ø10	11		3.86		3.86	42.46	26.2	
	6	Ø10	21		5.66		5.66	118.86	73.3	
	7	Ø8	59		2.08		2.08	122.72	48.4	
								Total+10%:	311.2	
								(x4):	1244.8	
								Ø8:	212.8	
								Ø10:	1032.0	
								Total:	1244.8	

Resumo Aço	Comp. total (m)	Peso+10% (kg)	Total
Escada Principal - R/C ao 4o Andar			
A400	Ø8	490.9	213
	Ø10	1521.8	1032
			1245



ANEXO 6.1

ESPECIALIDADE: ESTRUTURA

UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LOCAL: Chimoio, Manica

PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO
PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS

ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA

SUPERVISORA: Engª ALEXANDRA NEVES, MSc

ESPECIALIDADE: ESTRUTURA

DESENHO: ESCADAS PRINCIPAIS

PISO: RÉS-DO-CHÃO ATÉ 4º ANDAR

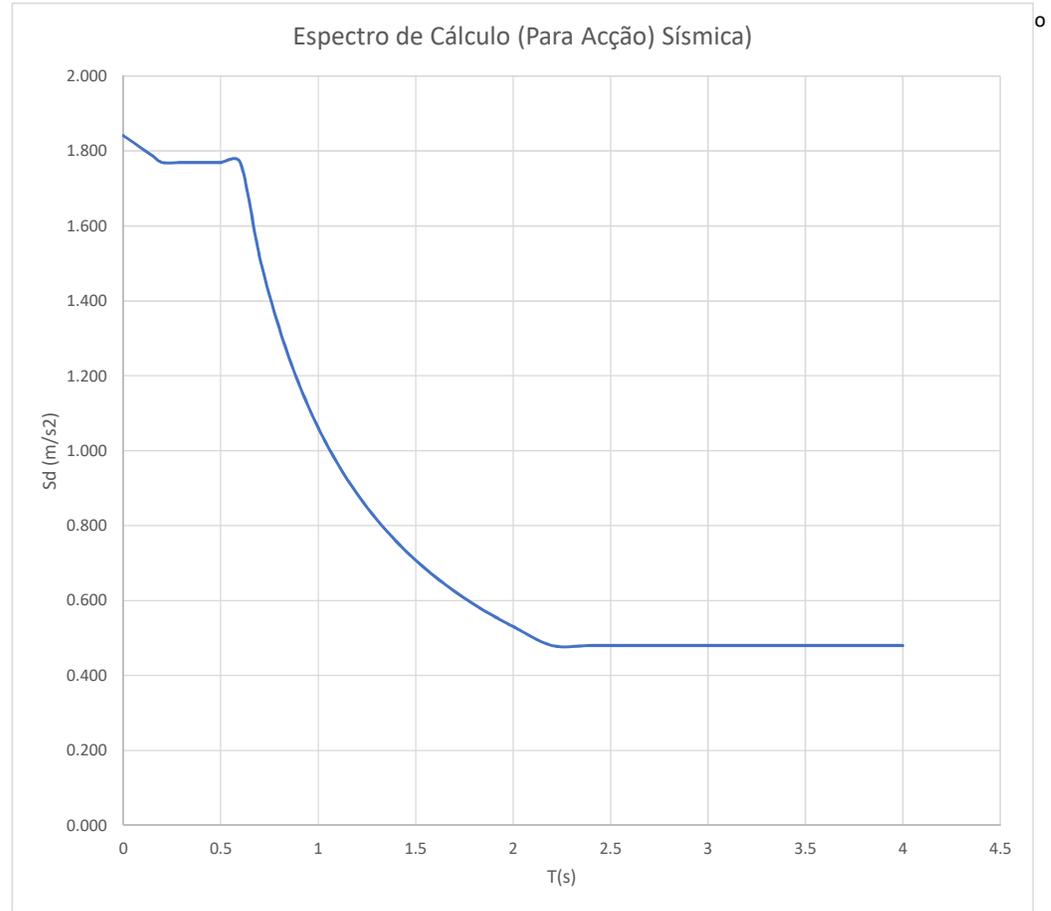
** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização do projectista **

ESC. : 1:45 DATA: 08-05-2025

ANEXO 7

Espectro De Cálculo Da Acção Sísmica Sobre O
Edifício

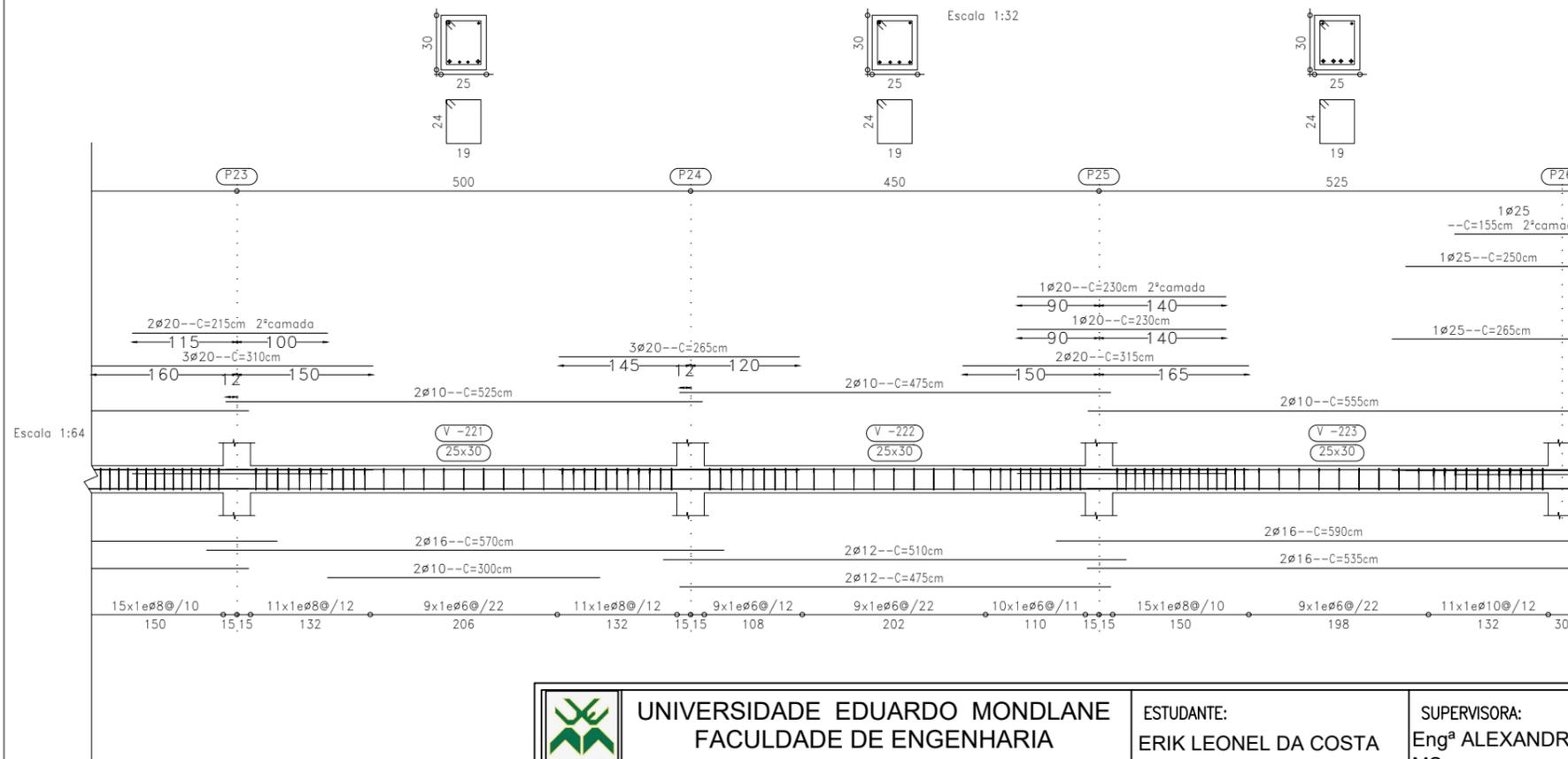
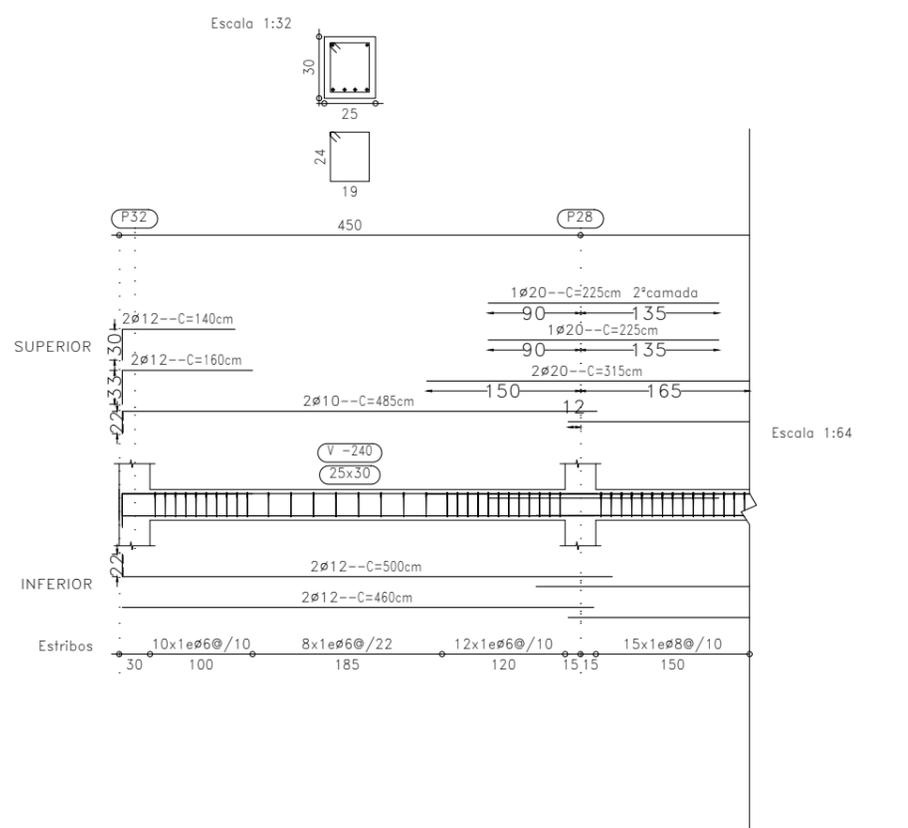
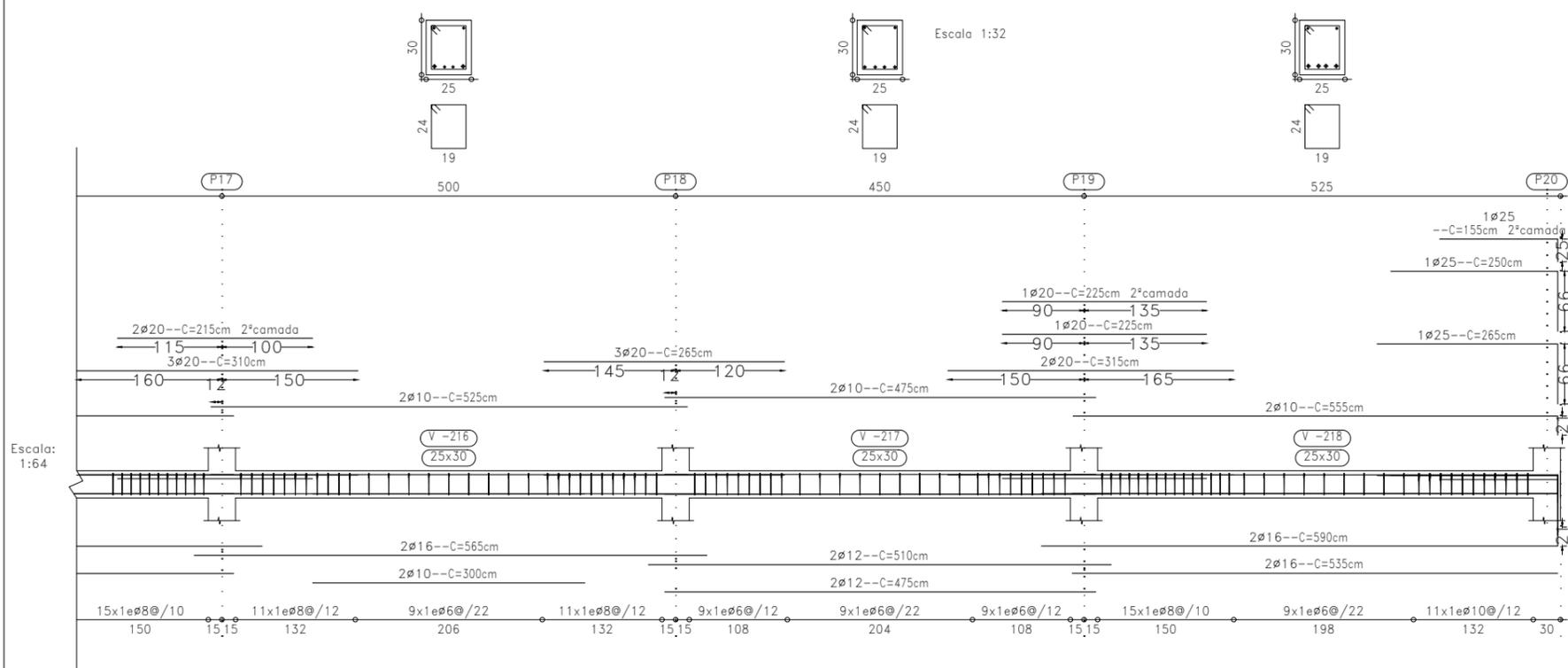
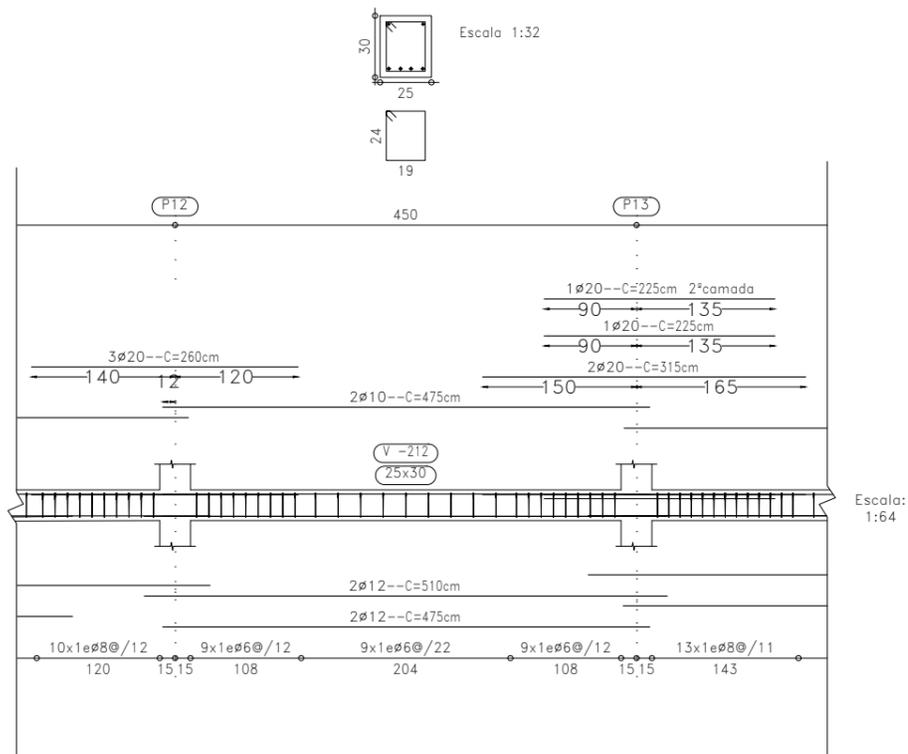
T(s)	Sd (m/s ²)	
0	1.841	
0.05	1.823	
0.1	1.805	
0.15	1.787	
TB	0.2	1.769
	0.3	1.769
	0.4	1.769
	0.5	1.769
Tc	0.6	1.769
	0.7	1.516
	0.8	1.327
	0.9	1.179
	1	1.062
	1.1	0.965
	1.2	0.885
	1.3	0.817
	1.4	0.758
	1.5	0.708
	1.6	0.663
	1.7	0.624
	1.8	0.590
	1.9	0.559
Td	2	0.531
	2.2	0.480
	2.4	0.480
	2.6	0.480
	2.8	0.480
	3	0.480
	3.2	0.480
	3.4	0.480
	3.6	0.480
	3.8	0.480
	4	0.480



	UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA	SUPERVISORA: Eng ^a ALEXANDRA NEVES MSc
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS	ESC.: ---	DATA: 08-05-2025
ANEXO: ESPÉCTRO DE CÁLCULO DA ACÇÃO SÍSMICA SOBRE O EDIFÍCIO	ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: -	<small>** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **</small>

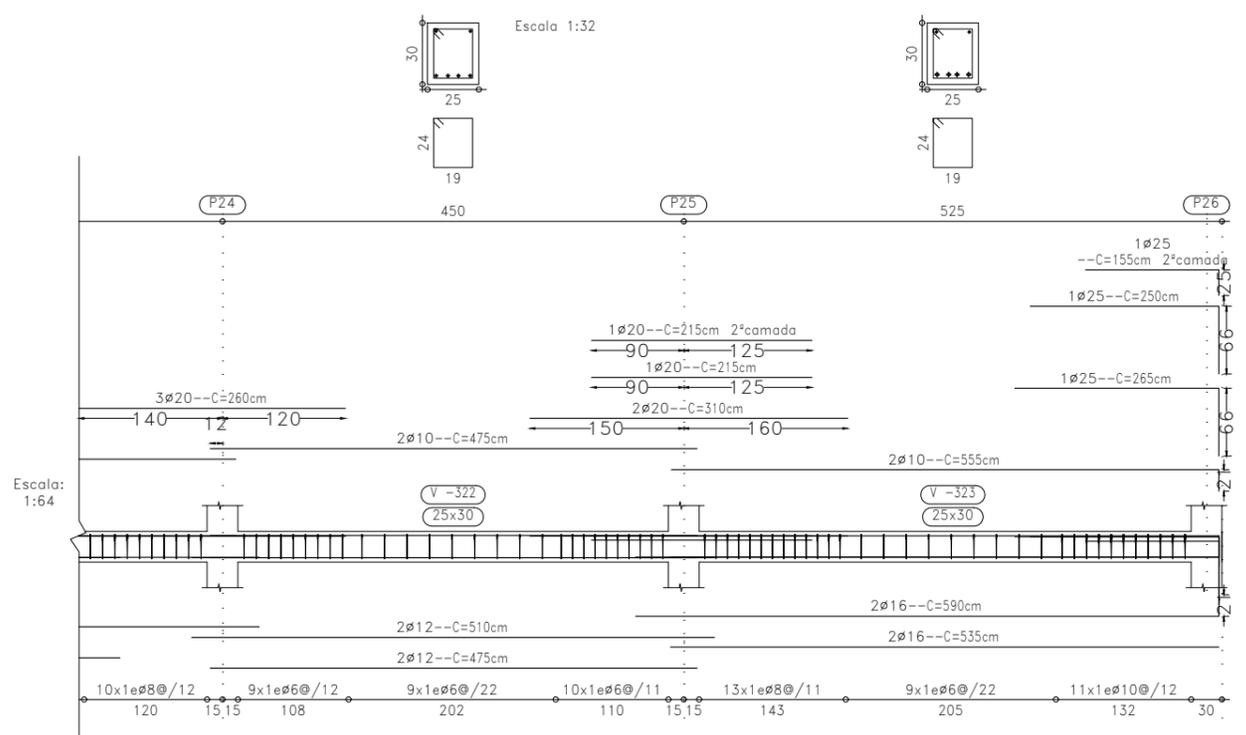
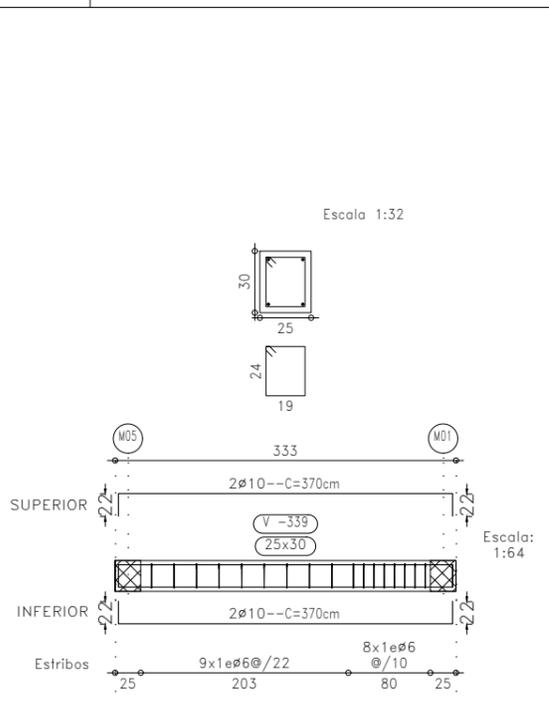
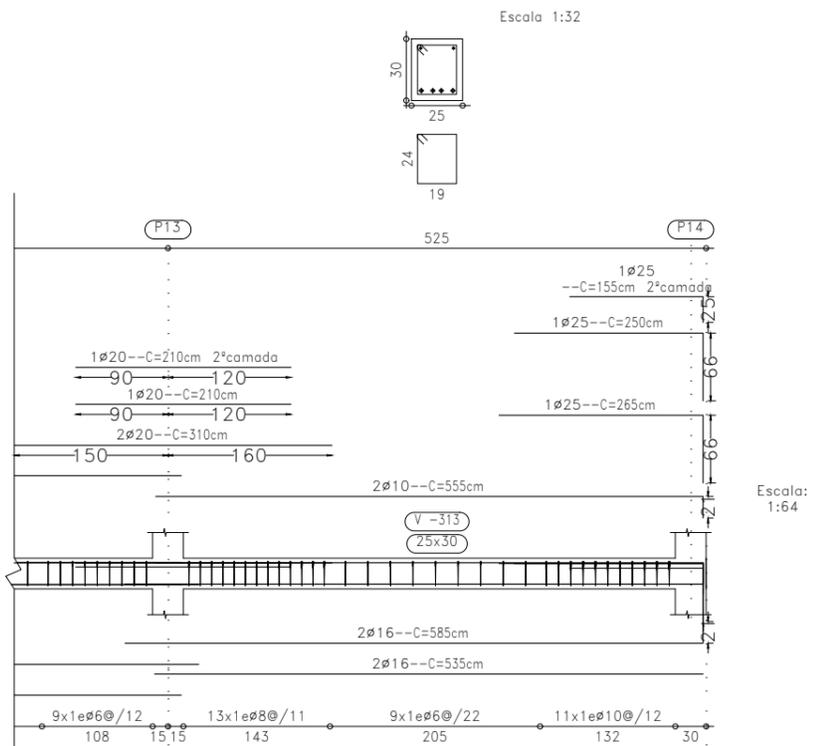
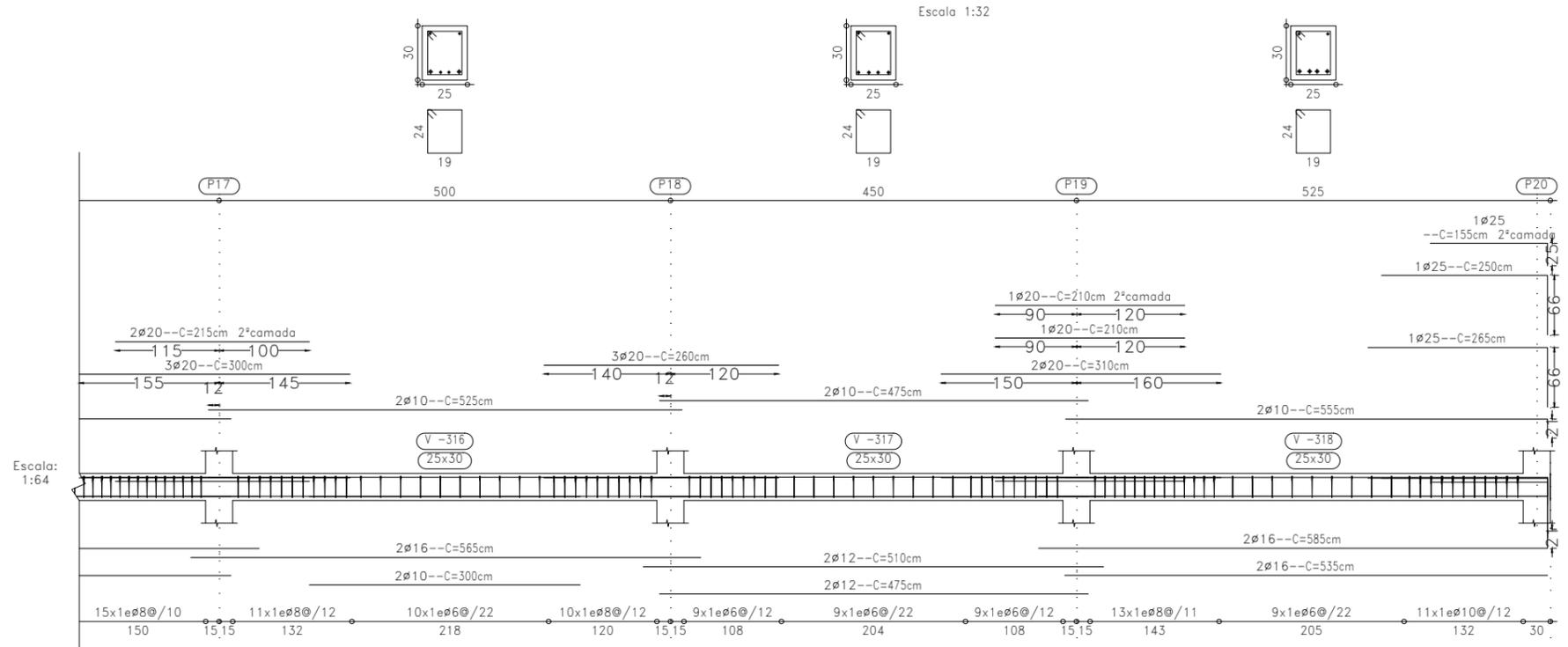
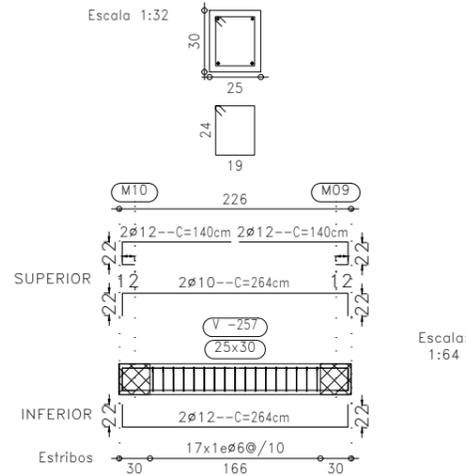
ANEXO 8

Vigas Cuja Segurança Não Se Verifica Em Caso De
Sismo



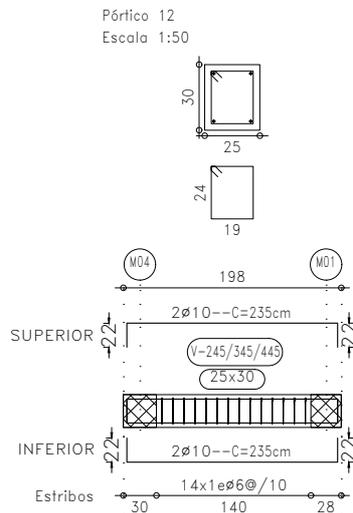
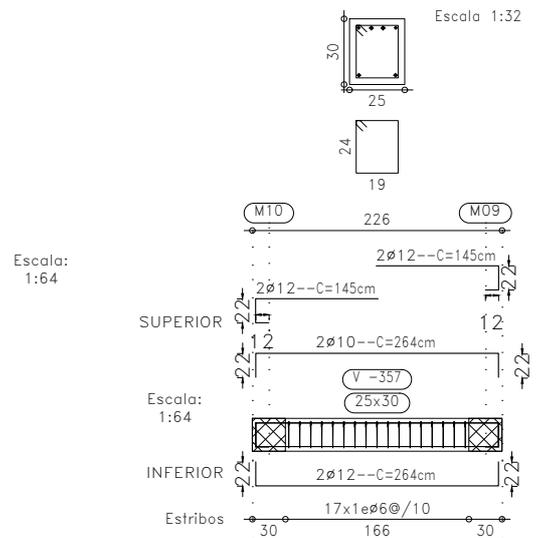
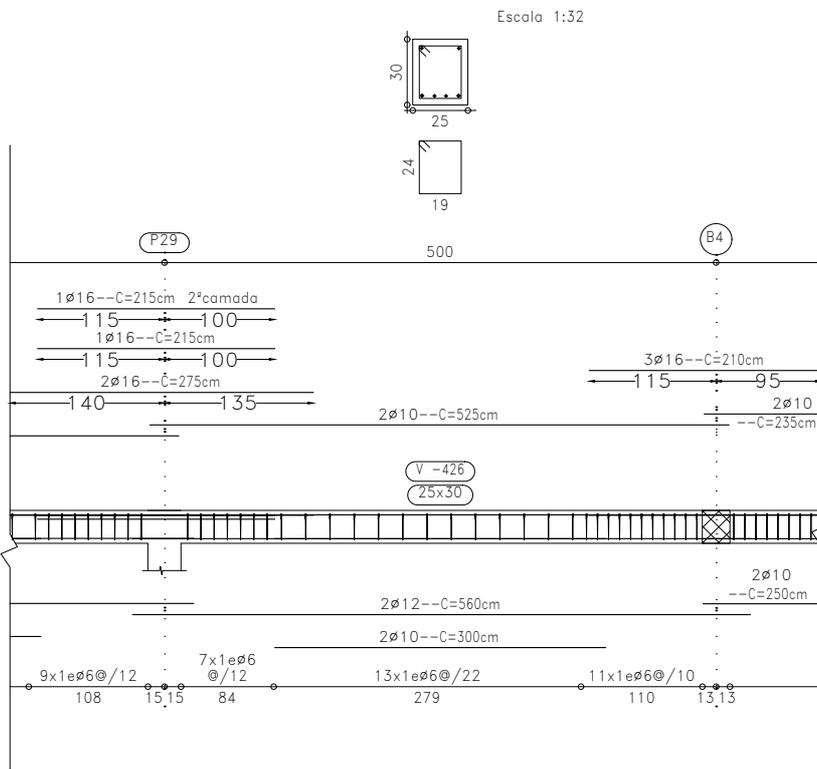
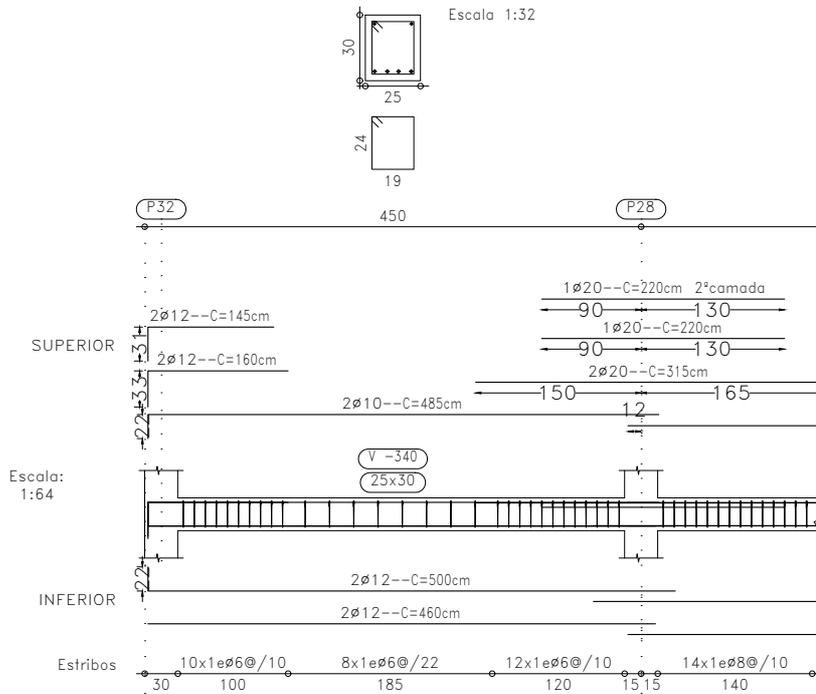
	UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA	SUPERVISORA: Eng^a ALEXANDRA NEVES MSc
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS		ESC. : ---	DATA : 08-05-2025
DESENHO: VIGAS CUJA SEGURANÇA NÃO SE VERIFICA EM CASO DE SISMO (1)		ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA	
** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **				

ANEXO
A 8.1.



	UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA	SUPERVISORA: Eng^a ALEXANDRA NEVES MSc
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS		ESC. : ---	DATA : 08-05-2025
DESENHO: VIGAS CUJA SEGURANÇA NÃO SE VERIFICA EM CASO DE SISMO (2)		ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA	
ANEXO A 8.2				

** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
 FACULDADE DE ENGENHARIA
 CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ESTUDANTE:
 ERIK LEONEL DA COSTA
 FERREIRA

SUPERVISORA:
 Eng^a ALEXANDRA NEVES
 MSc

PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO
 PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS

ESC. : ---

DATA :
 08-05-2025

ANEXO

DESENHO:
 VIGAS CUJA SEGURANÇA NÃO SE
 VERIFICA, EM CASO DE SISMO (3)

ESPECIALIDADE:
 ESTRUTURA

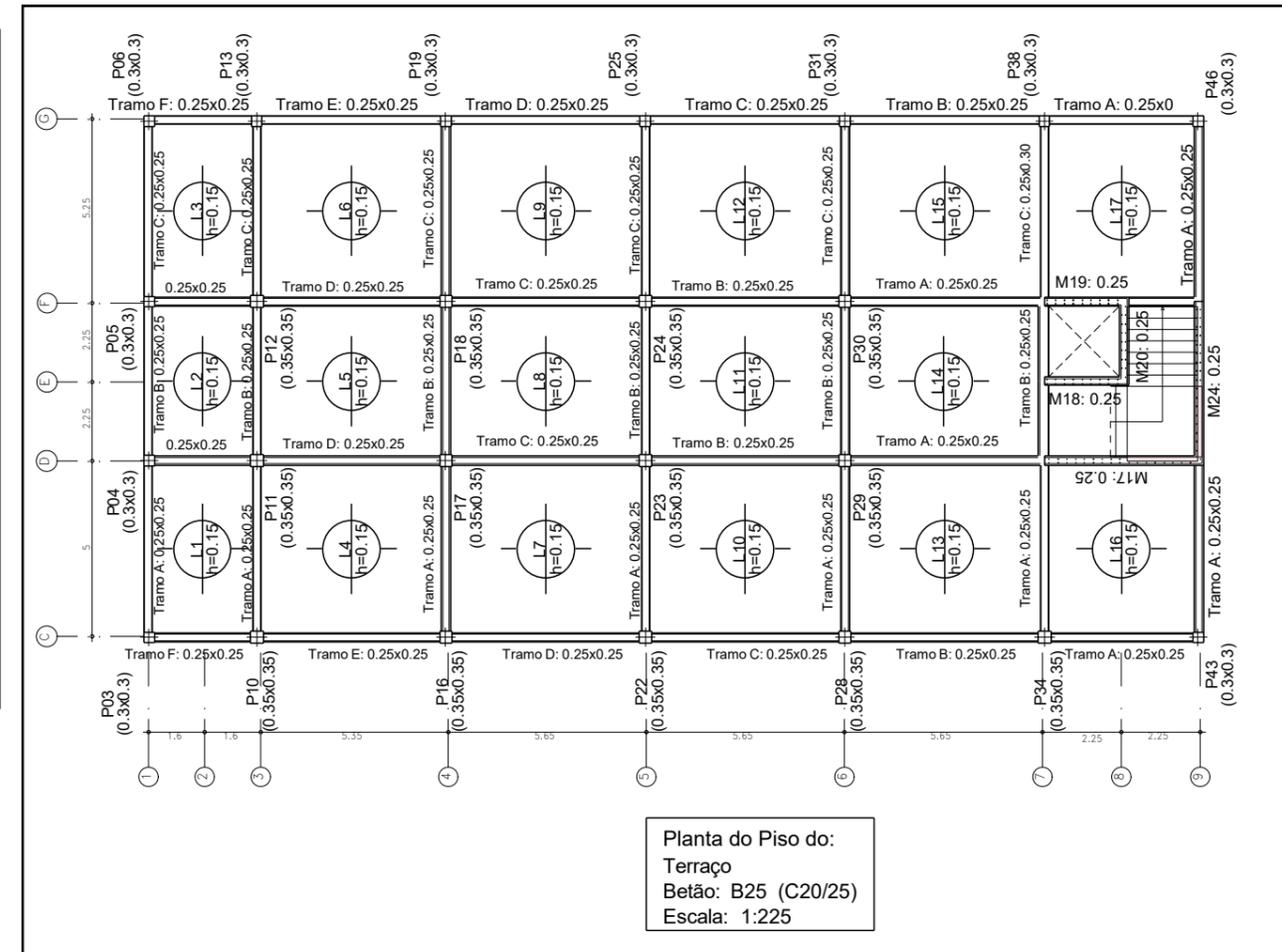
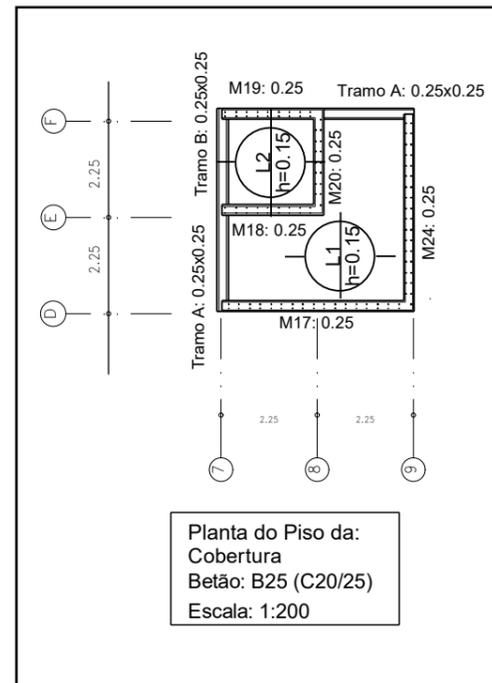
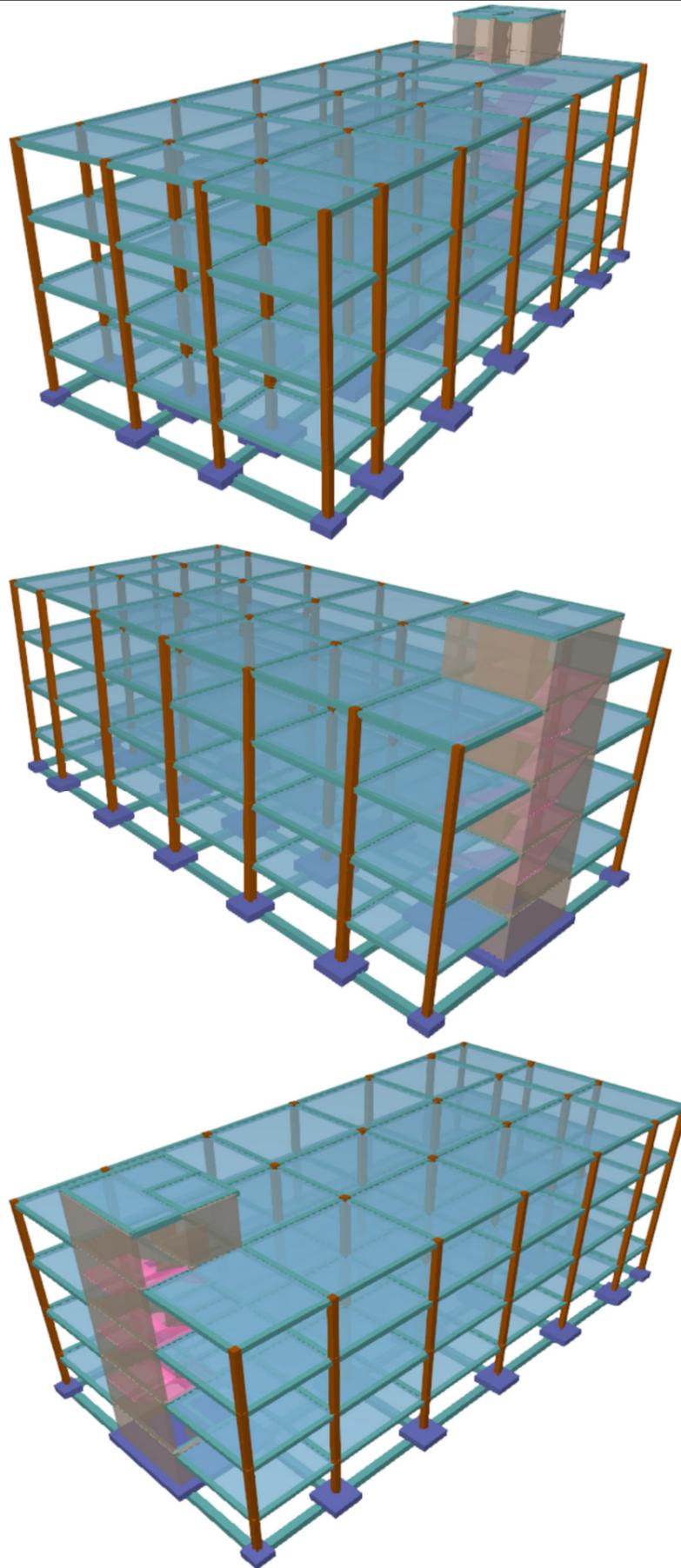
LOCAL: CHIMOIO, MANICA

8.3

** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução
 do actual projecto, sem a autorização **

ANEXO 9

Estruturas Adicionais



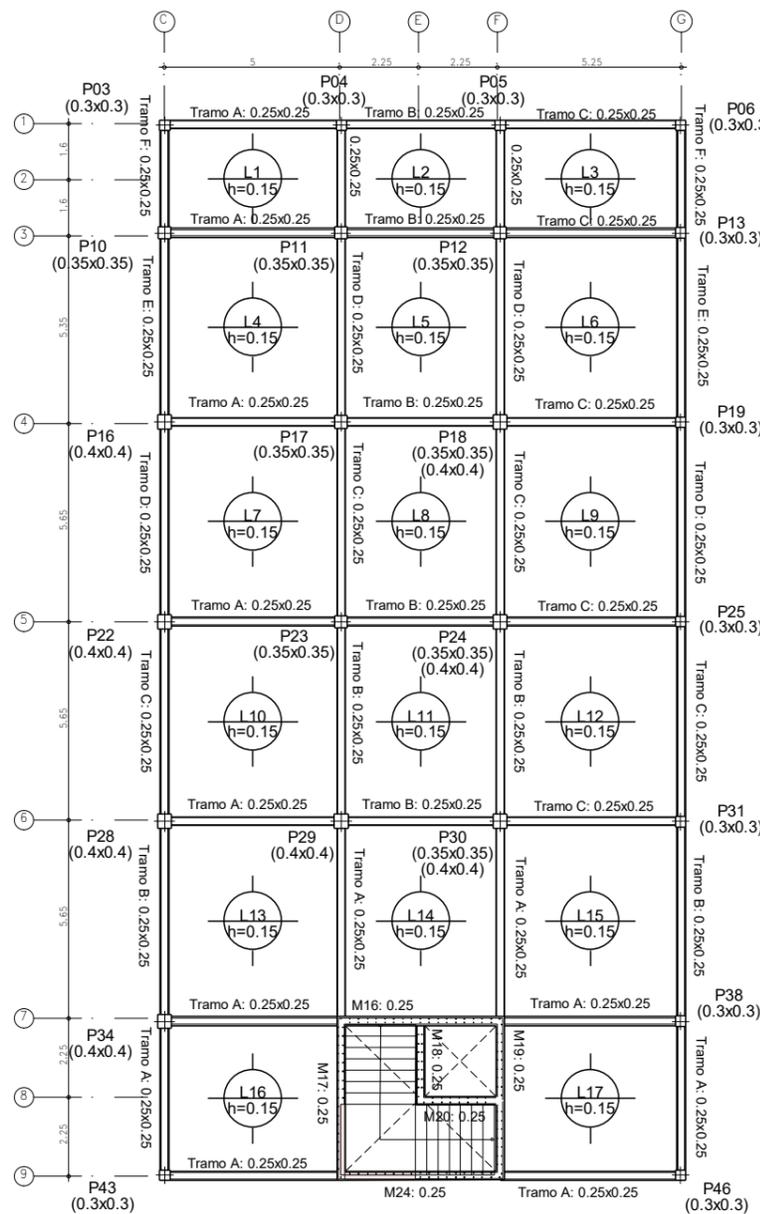
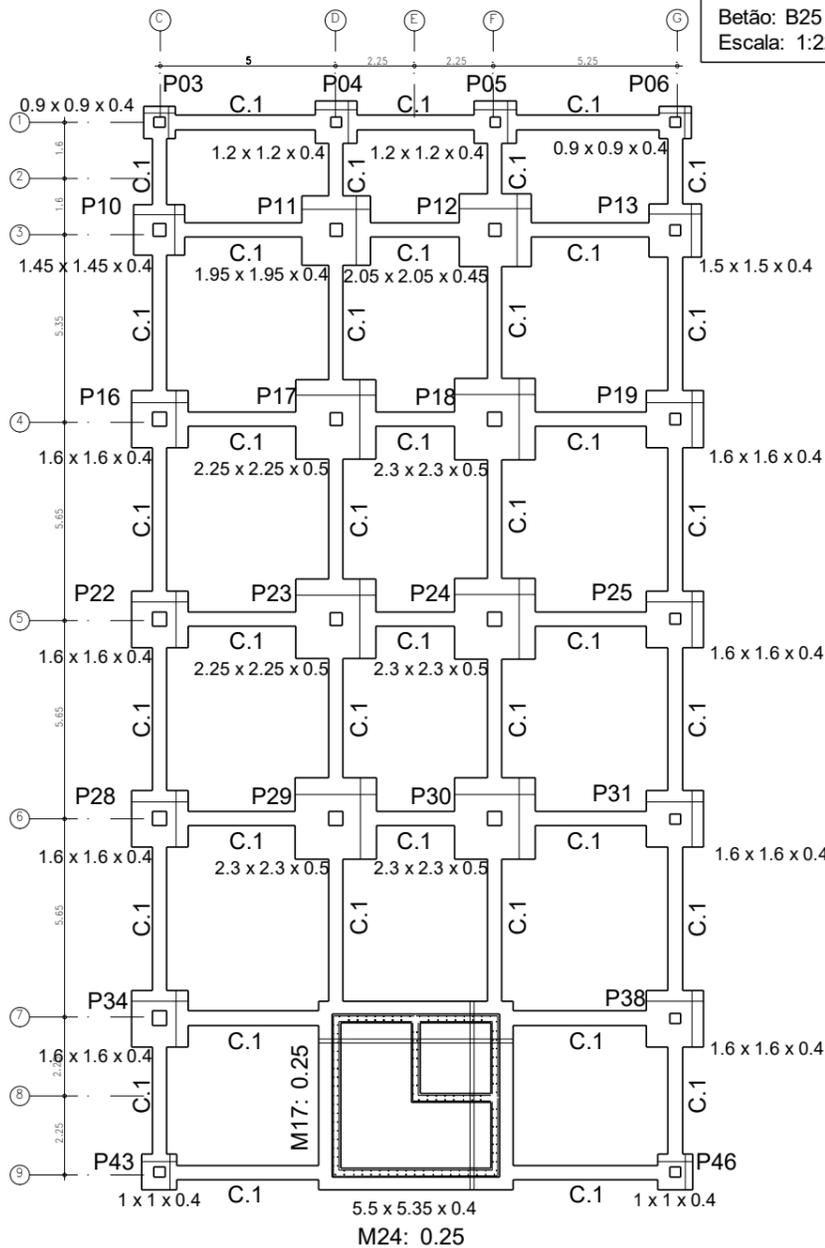
Elemento Estrutural	Quantidade no Dimensionamento			
	Sem Sismo		Com Sismo	
	Betão (m ³)	Aço (kg)	Betão (m ³)	Aço (kg)
Lajes	226.60	32 638.0	226.60	32 701.0
Vigas	53.84	8 595.0	53.84	8 763.0
Pilares	27.58	3 326.0	27.58	3 310.0
Escadas	9.24	936.0	9.24	936.0
Paredes	27.58	2 690.0	27.58	3 411.0
Fundação	64.78	3 321.0	64.78	5 020.0
Total	443.87	51 506.0	443.87	54 141

 UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA		SUPERVISORA: Eng ^a ALEXANDRA NEVES MSc
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS		ESC. :
DESENHO: ESTRUTURA ADICIONAL - EA01- CASO D (1)	ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA	
** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **			

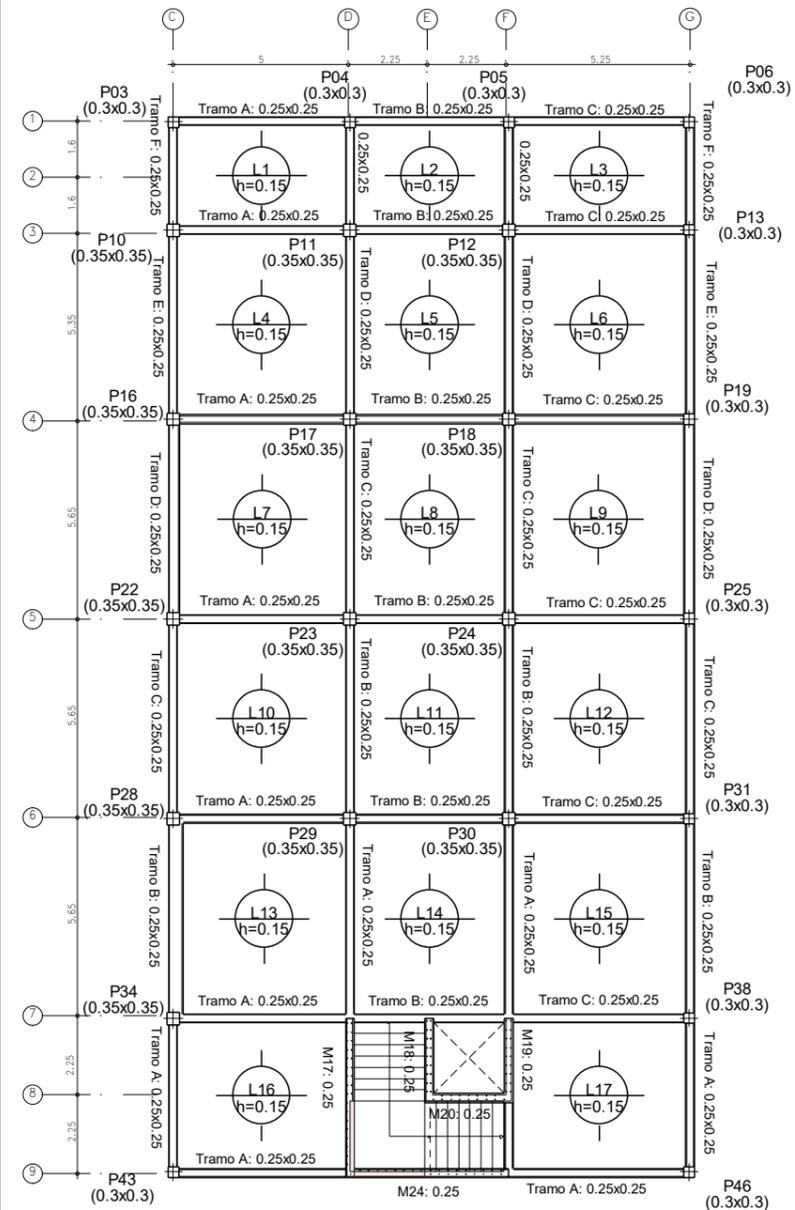


Planta da: Fundação

Betão: B25 (C20/25)
Escala: 1:225

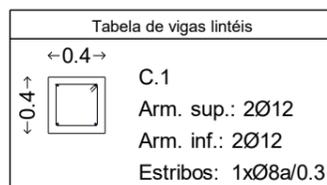


Planta do Piso do:
Rés-do-chão
Betão: B25 (C20/25)
Escala: 1:225



Planta do Piso do:
1o e 2o Andares
Betão: B25 (C20/25)
Escala: 1:225

QUADRO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO						
Referências	Dimensões (m)	Altura (m)	Armadura inf. X	Armadura inf. Y	Armadura sup. X	Armadura sup. Y
P03 e P06	0.9x0.9	0.4	5Ø12a/0.18	5Ø12a/0.18		
P04 e P05	1.2x1.2	0.4	6Ø12a/0.18	6Ø12a/0.18		
P10	1.45x1.45	0.4	8Ø12a/0.18	8Ø12a/0.18		
P11	1.95x1.95	0.4	10Ø16a/0.2	10Ø16a/0.2		
P12	2.05x2.05	0.45	16Ø12a/0.125	16Ø12a/0.125		
P13	1.5x1.5	0.4	8Ø12a/0.18	8Ø12a/0.18		
P16, P22, P28, P34 e P38	1.6x1.6	0.4	9Ø12a/0.18	9Ø12a/0.18		
P17 e P23	2.25x2.25	0.5	11Ø16a/0.2	11Ø16a/0.2		
P18, P24 e P29	2.3x2.3	0.5	11Ø16a/0.2	11Ø16a/0.2		
P19 e P25	1.6x1.6	0.4	9Ø12a/0.17	9Ø12a/0.17		
P30	2.3x2.3	0.5	20Ø12a/0.11	20Ø12a/0.11		
P31	1.6x1.6	0.4	5Ø16a/0.3	9Ø12a/0.17		
P43 e P46	1x1	0.4	5Ø12a/0.18	5Ø12a/0.18		
(M24-M19-M20-M18-M17-M16-M21)	5.5x5.35	0.4	29Ø12a/0.18	32Ø12a/0.17	18Ø16a/0.3	32Ø12a/0.17



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ESTUDANTE:
ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA

SUPERVISORA:
Eng^a ALEXANDRA NEVES MSC

PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO
PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS

ESC. : DATA :
08-05-2025

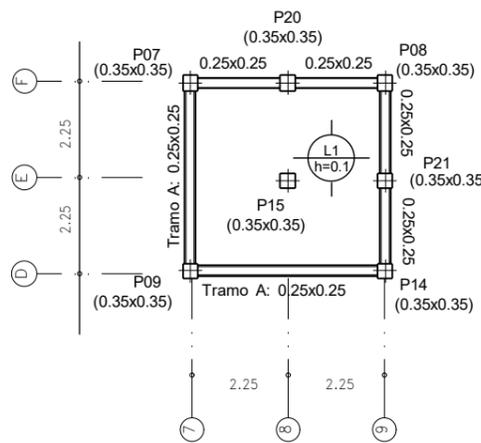
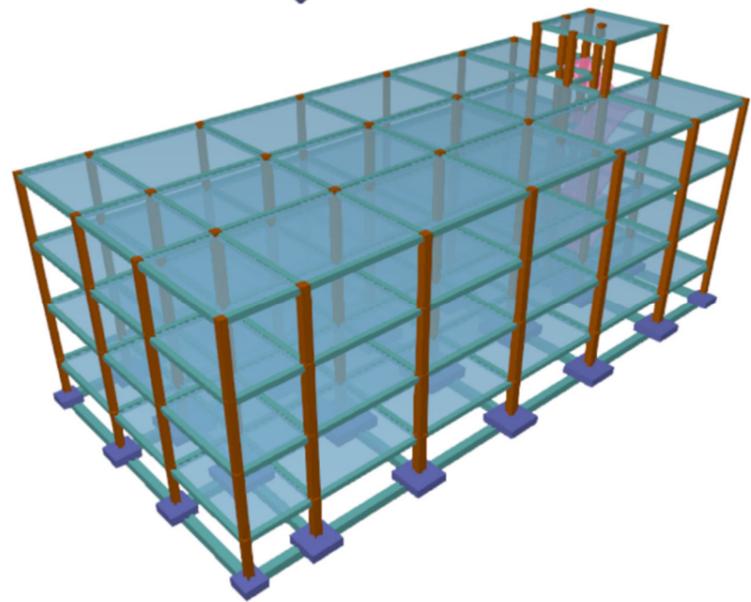
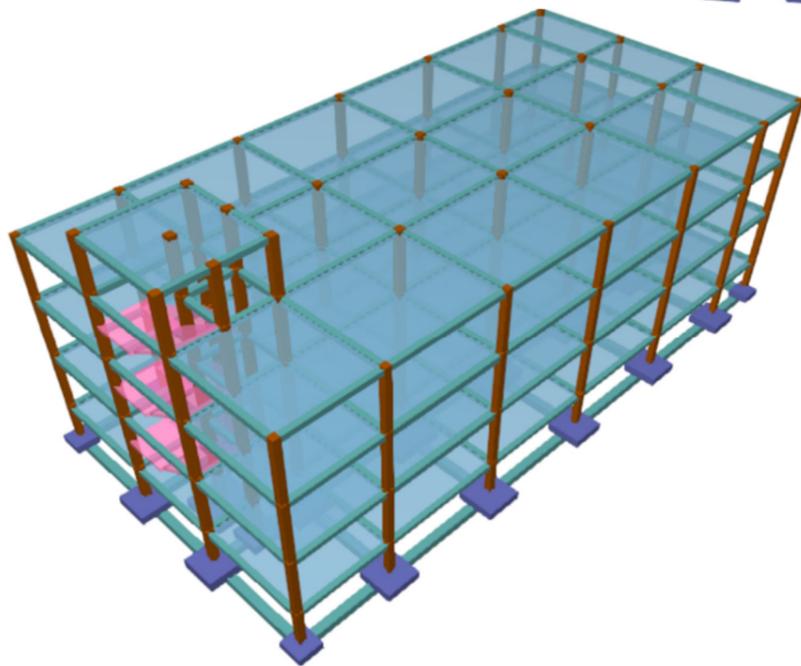
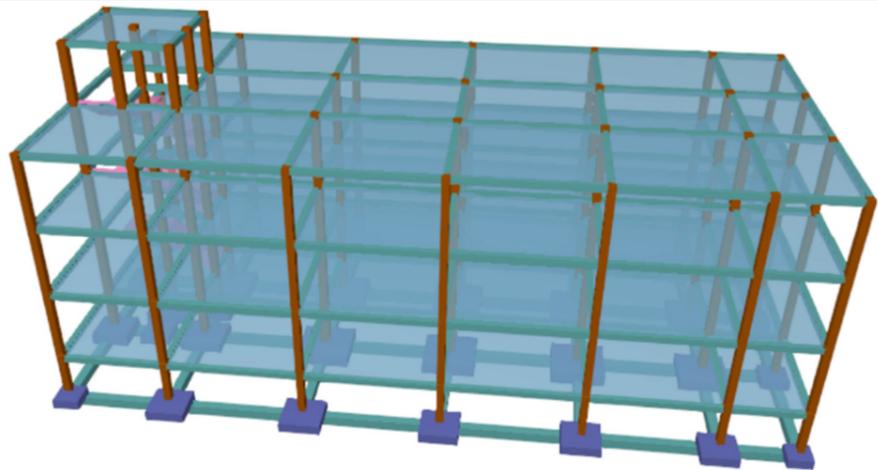
DESENHO:
ESTRUTURA ADICIONAL - EA01- CASO D (2)

ESPECIALIDADE:
ESTRUTURA

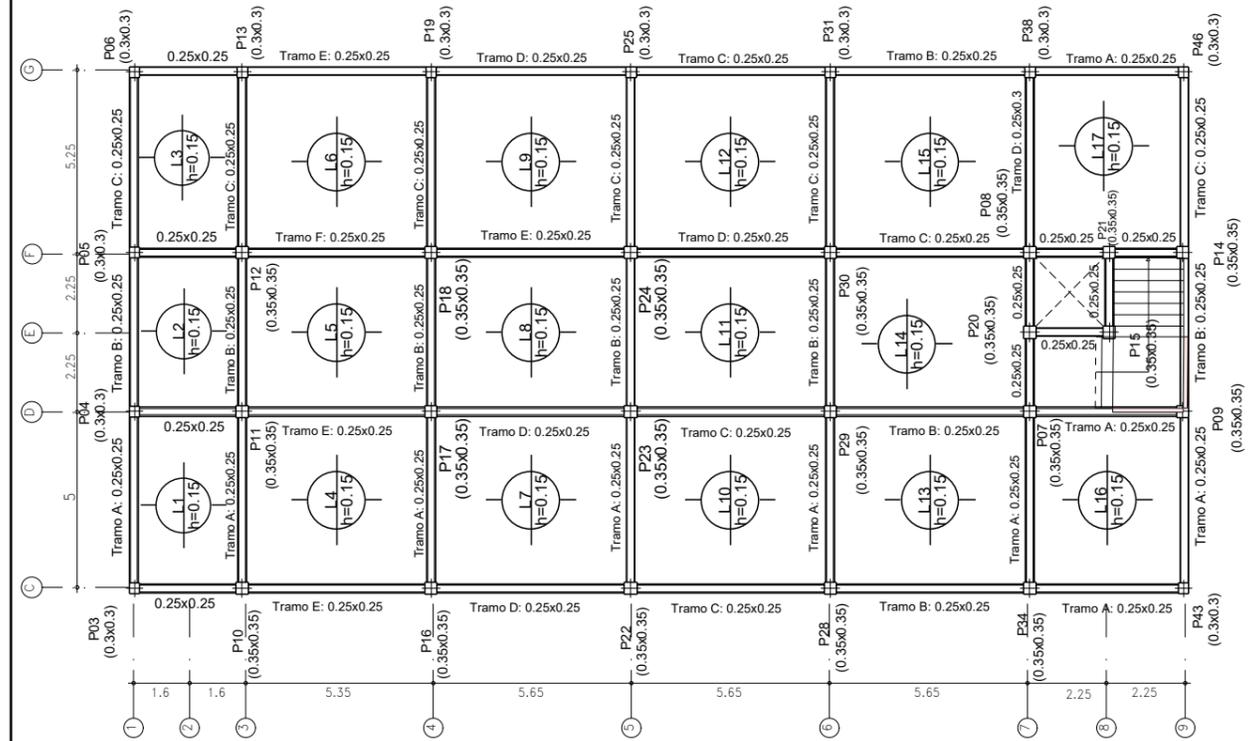
LOCAL: CHIMOIO, MANICA



** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **



Planta do Piso da:
Cobertura
Betão: B25 (C20/25)
Escala: 1:200

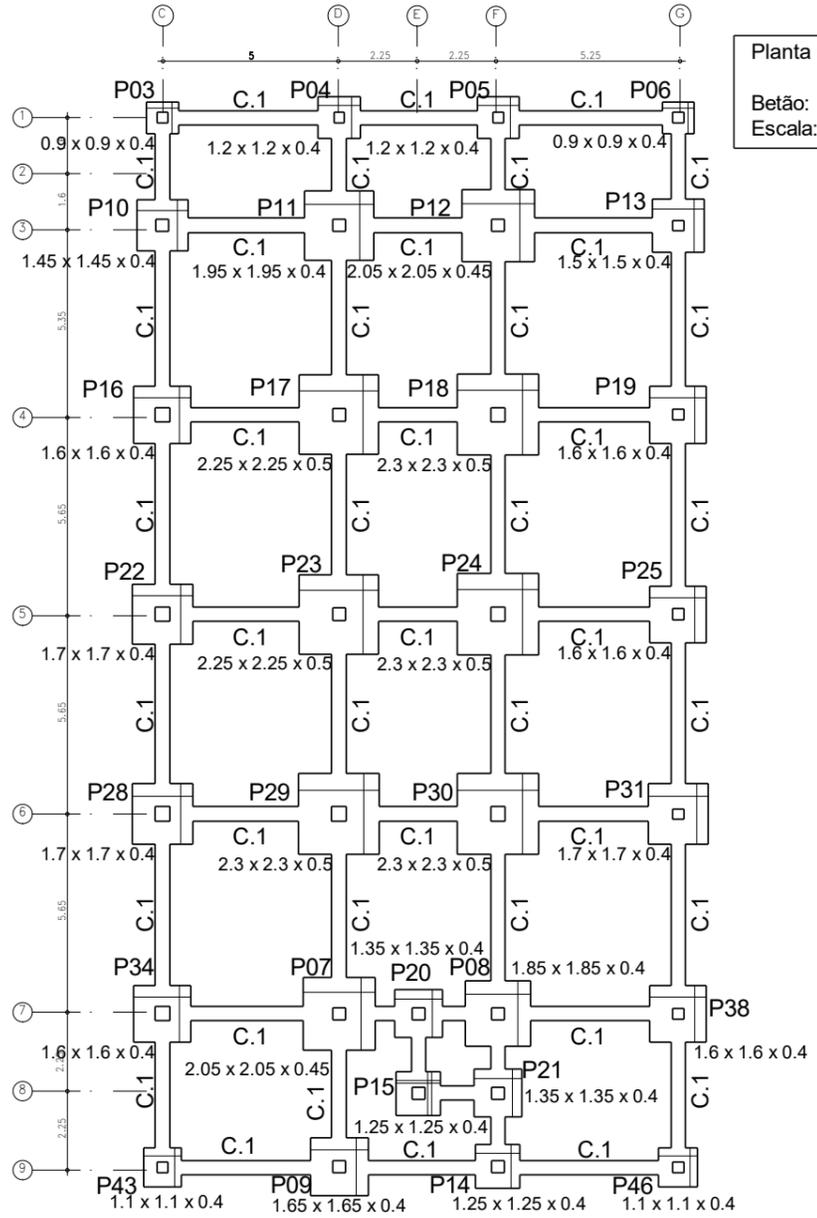


Planta do Piso do:
Terraço
Betão: B25 (C20/25)
Escala: 1:225

Elemento Estrutural	Quantidade no Dimensionamento			
	Sem Sismo		Com Sismo	
	Betão (m³)	Aço (kg)	Betão (m³)	Aço (kg)
Lajes	228.36	33 870.0	228.36	35 592.0
Vigas	59.61	9 589.0	61.67	10 646.0
Pilares	37.51	4 508.0	73.501	4 493.0
Escadas	9.24	933.0	9.24	933.0
Paredes	-	-	-	-
Fundação	61.76	2 934.0	61.76	3 922.0
Total	396.48	51 834.0	434.571	55 286.0

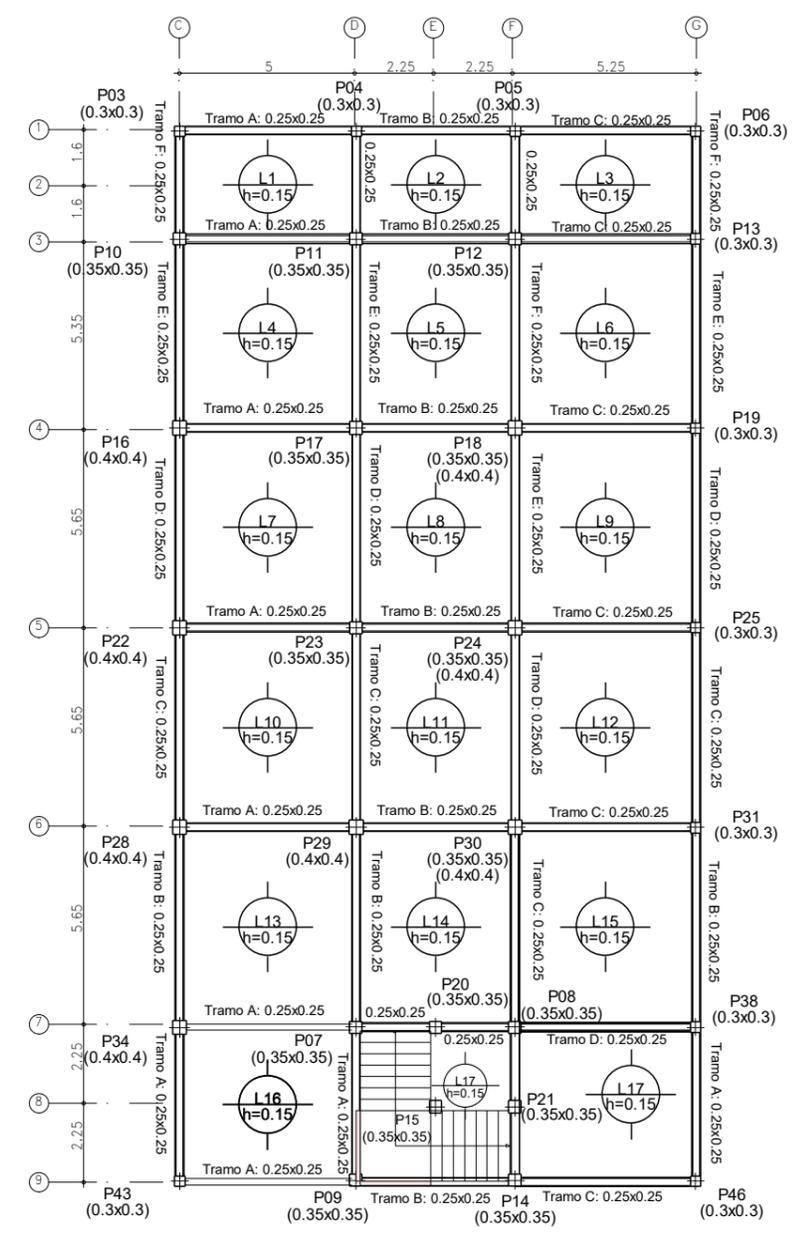
 UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA		SUPERVISORA: Eng ^a ALEXANDRA NEVES MSc
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS		ESC. :
DESENHO: ESTRUTURA ADICIONAL - EA02 - CASO E (1)	ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA	
** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **			



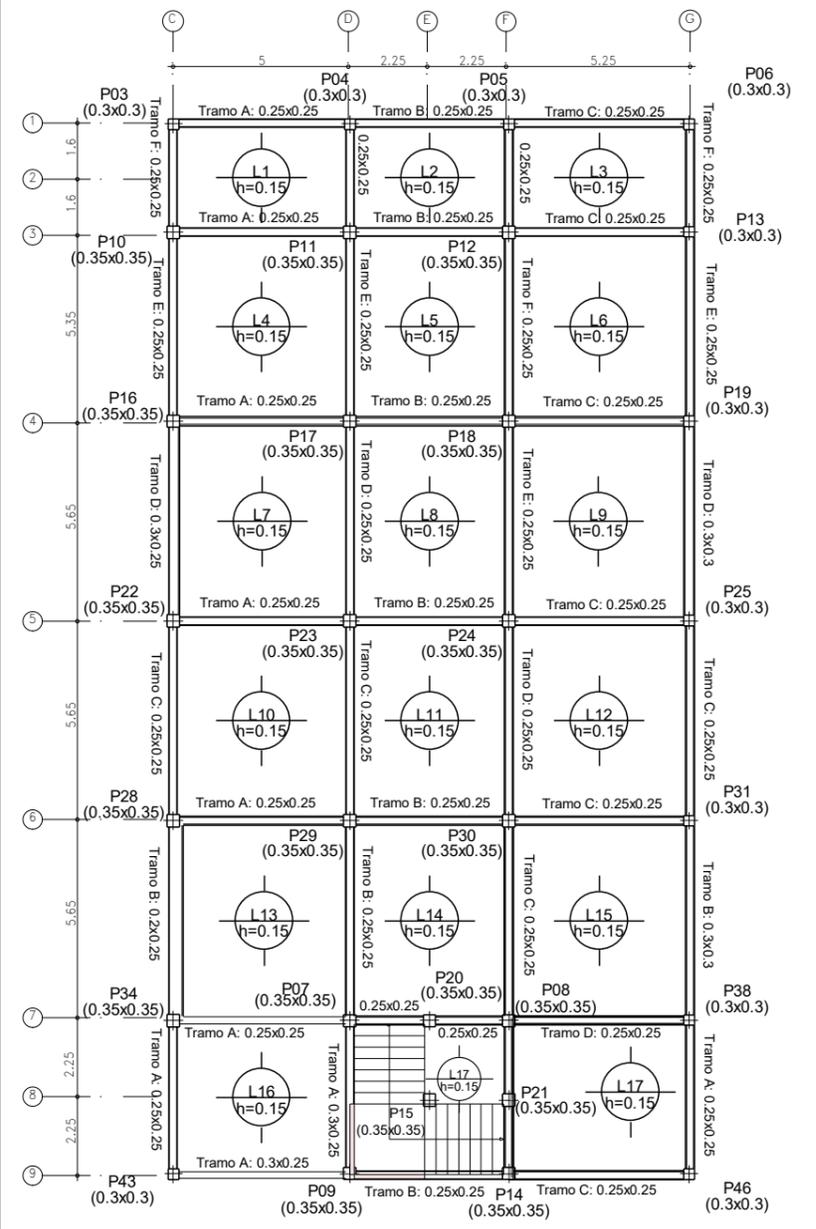
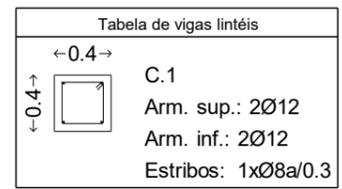


Planta da: Fundação
 Betão: B25 (C20/25)
 Escala: 1:225

QUADRO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO						
Referências	Dimensões (m)	Altura (m)	Armadura inf. X	Armadura inf. Y	Armadura sup. X	Armadura sup. Y
P03 e P06	0.9x0.9	0.4	5Ø12a/0.18	5Ø12a/0.18		
P04 e P05	1.2x1.2	0.4	6Ø12a/0.18	6Ø12a/0.18		
P07	2.05x2.05	0.45	16Ø12a/0.125	15Ø12a/0.13		
P08	1.85x1.85	0.4	14Ø12a/0.13	8Ø16a/0.24		
P09	1.65x1.65	0.4	6Ø16a/0.27	6Ø16a/0.28		
P10	1.45x1.45	0.4	8Ø12a/0.18	8Ø12a/0.18		
P11	1.95x1.95	0.4	17Ø12a/0.11	10Ø16a/0.2		
P12	2.05x2.05	0.45	16Ø12a/0.12	9Ø16a/0.22		
P13	1.5x1.5	0.4	8Ø12a/0.18	8Ø12a/0.18		
P14	1.25x1.25	0.4	7Ø12a/0.18	7Ø12a/0.18		
P15	1.25x1.25	0.4	7Ø12a/0.18	7Ø12a/0.18	7Ø12a/0.18	7Ø12a/0.18
P16 e P38	1.6x1.6	0.4	9Ø12a/0.17	9Ø12a/0.18		
P17 e P23	2.25x2.25	0.5	11Ø16a/0.2	11Ø16a/0.2		
P18 e P24	2.3x2.3	0.5	20Ø12a/0.11	11Ø16a/0.2		
P19	1.6x1.6	0.4	9Ø12a/0.17	9Ø12a/0.17		
P20 e P21	1.35x1.35	0.4	7Ø12a/0.18	7Ø12a/0.18		
P22 e P28	1.7x1.7	0.4	10Ø12a/0.17	9Ø12a/0.18		
P25	1.6x1.6	0.4	5Ø16a/0.3	9Ø12a/0.17		
P29	2.3x2.3	0.5	11Ø16a/0.2	11Ø16a/0.2		
P30	2.3x2.3	0.5	8Ø20a/0.3	20Ø12a/0.11		
P31	1.7x1.7	0.4	6Ø16a/0.29	6Ø16a/0.29		
P34	1.6x1.6	0.4	9Ø12a/0.18	9Ø12a/0.18		
P43 e P46	1.1x1.1	0.4	6Ø12a/0.18	6Ø12a/0.18		

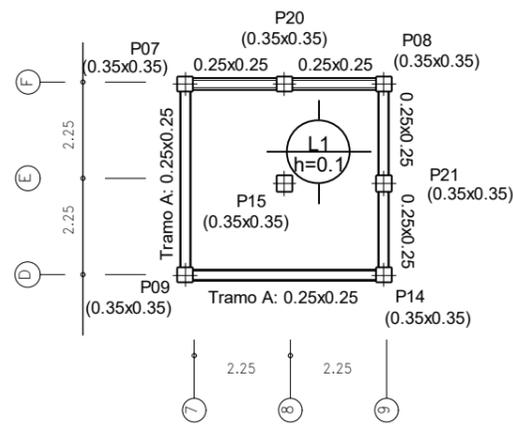
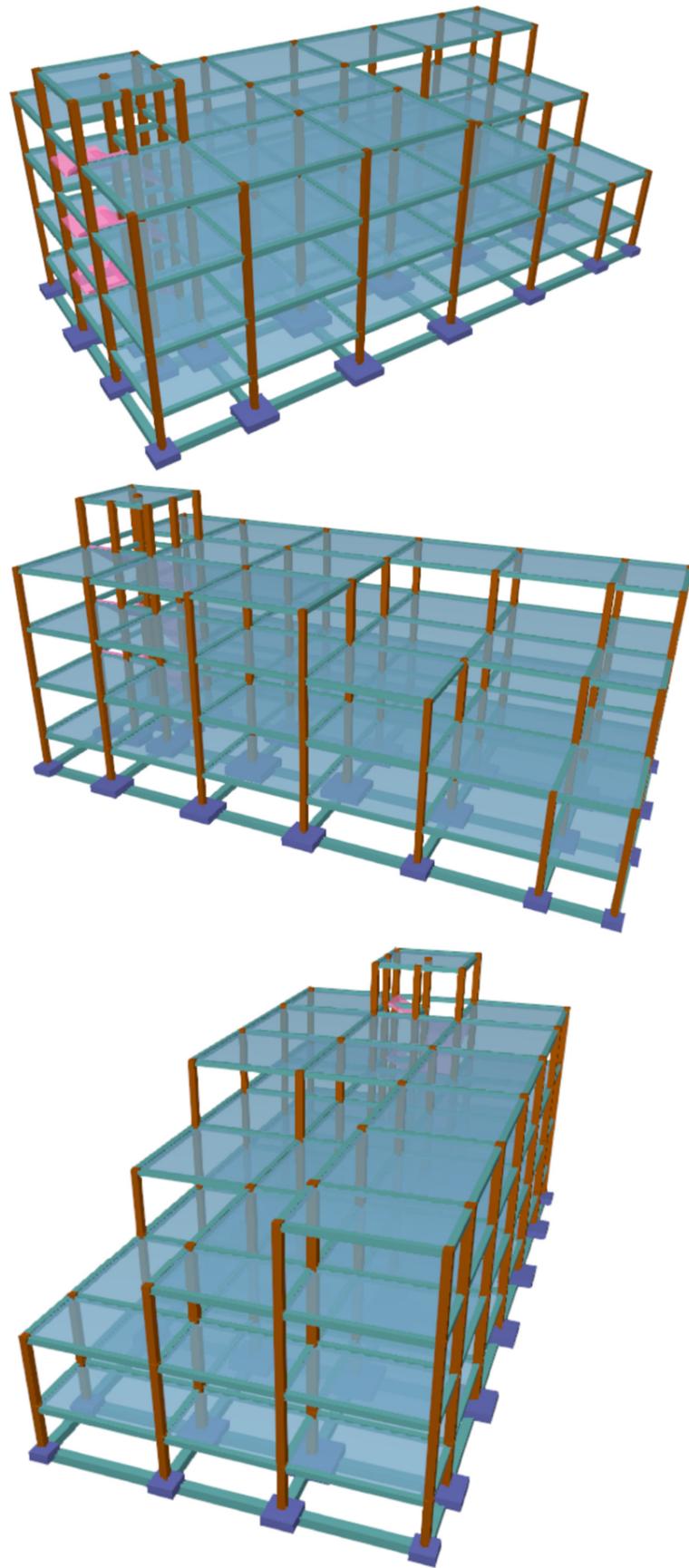


Planta do Piso do:
 Rés-do-chão
 Betão: B25 (C20/25)
 Escala: 1:225

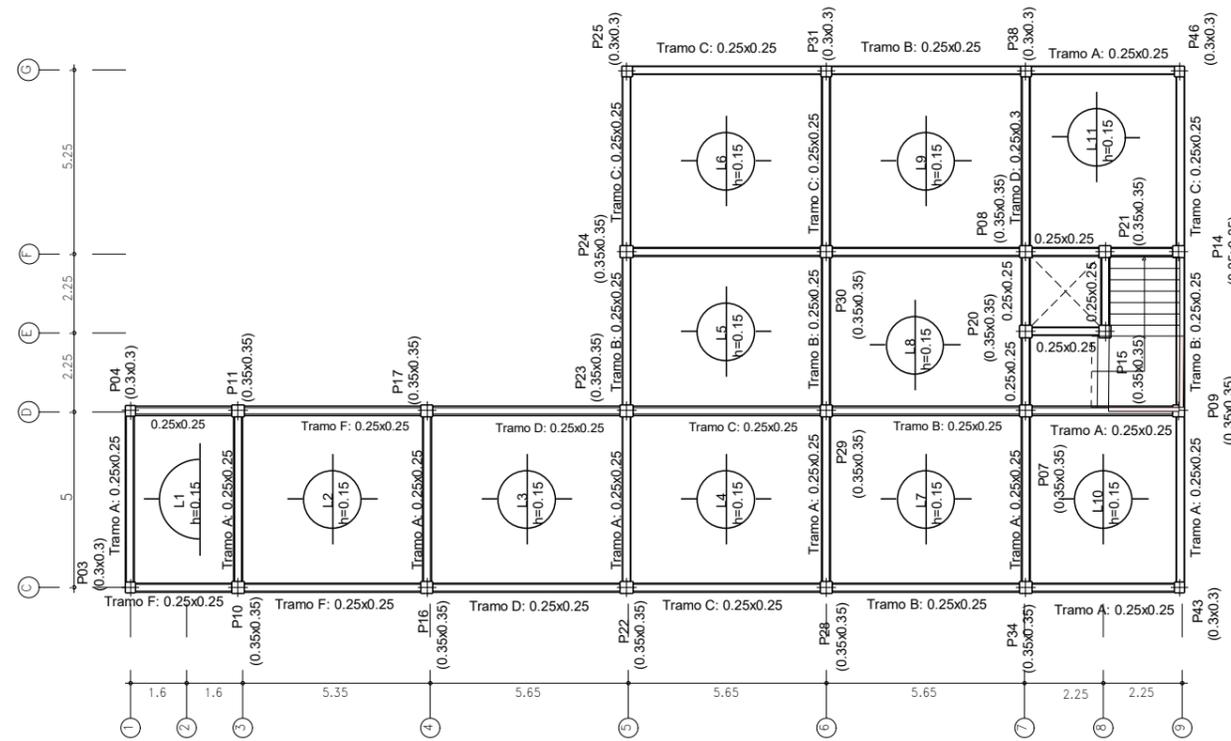


Planta do Piso do:
 1o e 2o Andares
 Betão: B25 (C20/25)
 Escala: 1:225

 UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA		SUPERVISORA: Eng ^a ALEXANDRA NEVES MSC
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS		DATA : 08-05-2025
DESENHO: ESTRUTURA ADICIONAL - EA02 - CASO E (2)	ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA	
<small>** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **</small>			



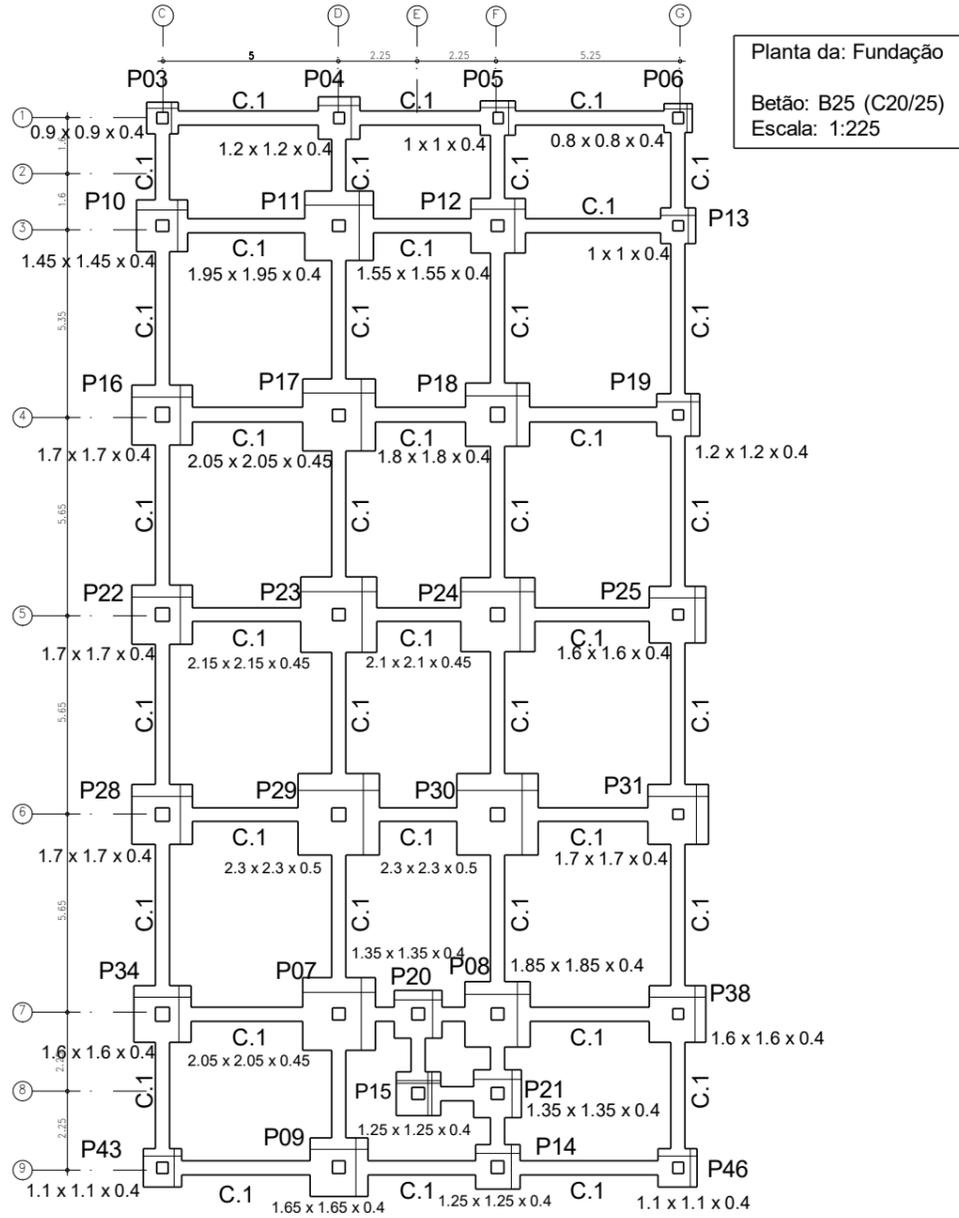
Planta do Piso da:
Cobertura
Betão: B25 (C20/25)
Escala: 1:200



Planta do Piso do:
Terraço
Betão: B25 (C20/25)
Escala: 1:225

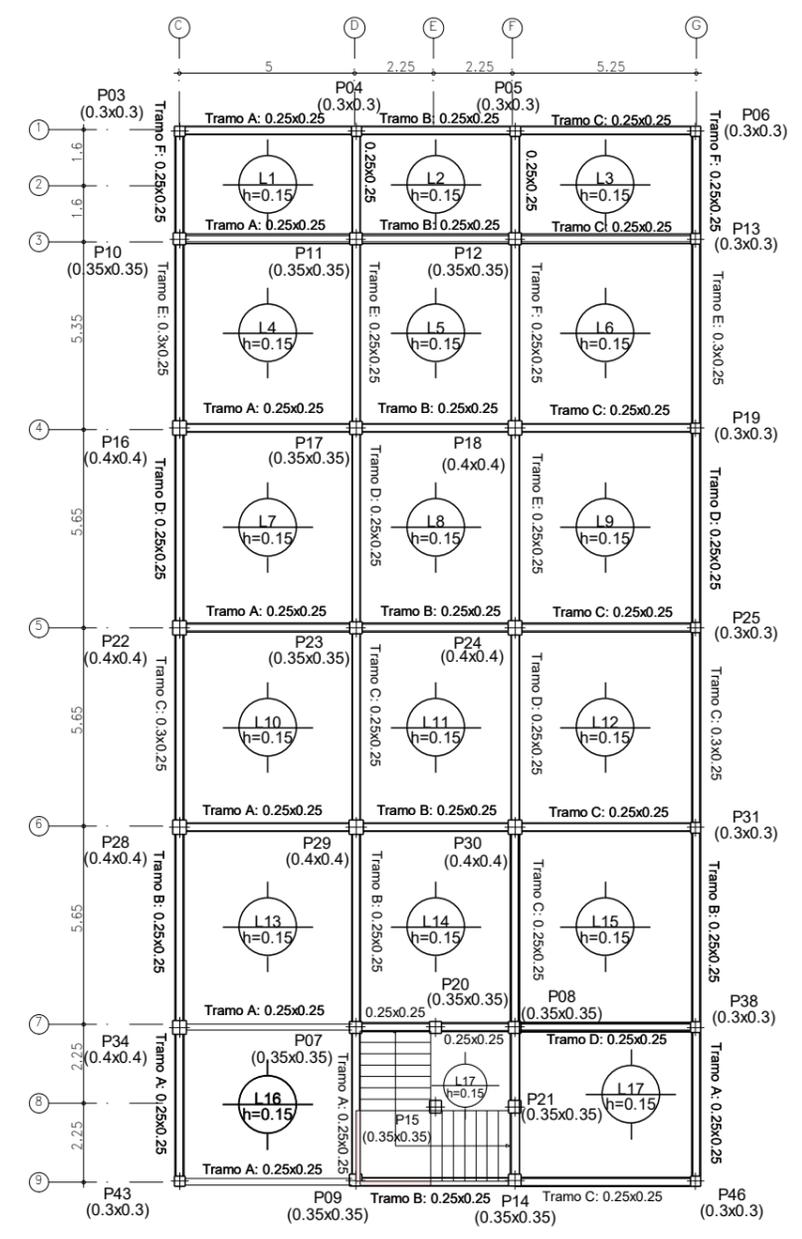
Elemento Estrutural	Quantidade no Dimensionamento			
	Sem Sismo		Com Sismo	
	Betão (m ³)	Aço (kg)	Betão (m ³)	Aço (kg)
Lajes	204.34	31 108.0	204.34	33 766.0
Vigas	54.91	8 870.0	61.23	14 793.0
Pilares	35.33	4 246.0	35.33	7 428.0
Escadas	9.24	933.0	39.24	280.0
Paredes	-	-	-	-
Fundação	57.40	2 794.0	98.88	6 849.0
Total	361.22	47 951.0	439.09	63 116.0

	UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA	SUPERVISORA: Eng ^a ALEXANDRA NEVES MSc
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS	ESC. :	DATA : 08-05-2025
DESENHO: ESTRUTURA ADICIONAL - EA03- CASO F (1)	ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA	
<small>** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **</small>			

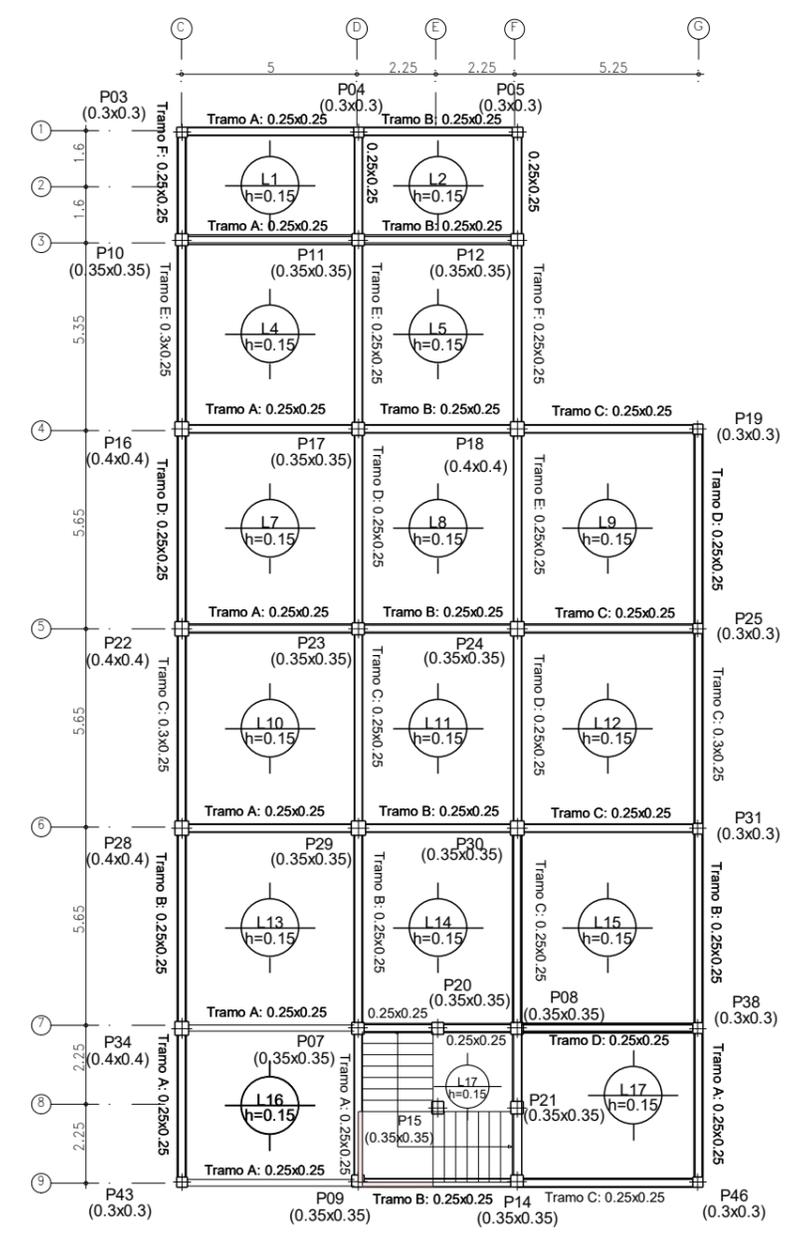
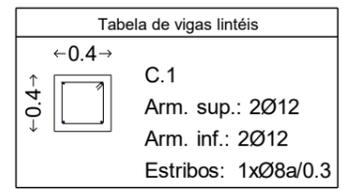


Planta da: Fundação
 Betão: B25 (C20/25)
 Escala: 1:225

QUADRO DE ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO						
Referências	Dimensões (m)	Altura (m)	Armadura inf. X	Armadura inf. Y	Armadura sup. X	Armadura sup. Y
P03	0.9x0.9	0.4	5Ø12a/0.18	5Ø12a/0.18		
P04 e P19	1.2x1.2	0.4	6Ø12a/0.18	6Ø12a/0.18		
P05 e P13	1x1	0.4	5Ø12a/0.18	5Ø12a/0.18		
P06	0.8x0.8	0.4	4Ø12a/0.18	4Ø12a/0.18		
P07	2.05x2.05	0.45	16Ø12a/0.125	15Ø12a/0.13		
P08	1.85x1.85	0.4	14Ø12a/0.13	8Ø16a/0.24		
P09	1.65x1.65	0.4	6Ø16a/0.27	10Ø12a/0.16		
P10	1.45x1.45	0.4	8Ø12a/0.18	8Ø12a/0.18		
P11	1.95x1.95	0.4	9Ø16a/0.21	16Ø12a/0.12		
P12	1.55x1.55	0.4	8Ø12a/0.18	8Ø12a/0.18		
P14	1.25x1.25	0.4	7Ø12a/0.18	7Ø12a/0.18		
P15	1.25x1.25	0.4	7Ø12a/0.18	7Ø12a/0.18	7Ø12a/0.18	7Ø12a/0.18
P16, P22 e P28	1.7x1.7	0.4	10Ø12a/0.17	9Ø12a/0.18		
P17	2.05x2.05	0.45	18Ø12a/0.11	10Ø16a/0.2		
P18	1.8x1.8	0.4	14Ø12a/0.125	13Ø12a/0.13		
P20 e P21	1.35x1.35	0.4	7Ø12a/0.18	7Ø12a/0.18		
P23	2.15x2.15	0.45	7Ø20a/0.29	11Ø16a/0.19		
P24	2.1x2.1	0.45	18Ø12a/0.11	10Ø16a/0.2		
P25 e P34	1.6x1.6	0.4	9Ø12a/0.18	9Ø12a/0.18		
P29	2.3x2.3	0.5	20Ø12a/0.11	11Ø16a/0.2		
P30	2.3x2.3	0.5	12Ø16a/0.19	20Ø12a/0.11		
P31	1.7x1.7	0.4	10Ø12a/0.16	6Ø16a/0.29		
P38	1.6x1.6	0.4	9Ø12a/0.17	9Ø12a/0.18		
P43 e P46	1.1x1.1	0.4	6Ø12a/0.18	6Ø12a/0.18		



Planta do Piso do:
 Rés-do-chão e 1o Andar
 Betão: B25 (C20/25)
 Escala: 1:225



Planta do Piso do:
 2o Andar
 Betão: B25 (C20/25)
 Escala: 1:225

 UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA		SUPERVISORA: Eng ^a ALEXANDRA NEVES MSC
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS		DATA : 08-05-2025
DESENHO: ESTRUTURA ADICIONAL - EA03- CASO F (2)	ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA	
<small>** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **</small>			

ANEXO 10

Reforço Estrutural

GRUPO	VIGA	Localização	Asw/S e (cm²/m)	Asw/S n (cm²/m)	Δ Asw/S×1.5 (cm²/m)	Solução inicial de reforço ao esforço transverso	Nova secção (cm)			Vwd (KN)	Vcd (KN)	Vrdmax (KN)	Vrd (KN)	Vrd /1.5 (KN)	Vsd max (KN)	ΔV (KN)	Δ Asw/S×1.5 (cm²/m)	Solução final de reforço ao esforço transverso
						Aumento de estribos mínimo + varões longitudinais construtivos	b	h	d									Aumento de estribos escolhido + varões longitudinais construtivos
1ªAndar ao 3ªAndar	V-212	P12-P13	4.71	5.65	1.41	Φ6 / e=15cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	30.0	50.87	58.50	300.0	109.37	72.91	94.492	21.58	2.00	Φ6 / e=15cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
	V-216	P17-P18	8.38	10.05	2.505	Φ8 / e=15cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	29.8	89.90	58.11	298.0	148.01	98.67	124.67	26.00	2.42	Φ8 / e=25cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
	V-217	P18-P19	2.57	5.65	4.62	Φ8 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	29.8	27.57	58.11	298.0	85.68	57.12	94.631	37.51	3.50	Φ8 / e=15cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
	V-218	P19-P20	13.09	15.71	3.93	Φ8 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	29.8	140.43	58.11	298.0	198.54	132.36	184.1	51.74	4.82	Φ8 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
	V-223	P25-P26	13.09	15.71	3.93	Φ8 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	29.8	140.43	58.11	298.0	198.54	132.36	176.59	44.23	4.12	Φ8 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
	V-222	P24-P25	4.71	5.65	1.41	Φ6 / e=15cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	30.0	50.87	58.50	300.0	109.37	72.91	102.52	29.60	2.74	Φ6 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
	V-221	P23-P24	8.38	10.05	2.505	Φ8 / e=15cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	29.8	89.90	58.11	298.0	148.01	98.67	123.64	24.96	2.33	Φ8 / e=25cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
	V-240	P32-P28	5.65	10.05	6.6	Φ6 / e=15cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	30.0	61.02	58.50	300.0	119.52	79.68	112.82	33.14	3.07	Φ6 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
4ªAndar	V-257	M10-M09	5.65	10.05	6.6	Φ6 / e=15cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	30.0	61.02	58.50	300.0	119.52	79.68	98.131	18.45	1.71	Φ6 / e=20cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
	V-313	P13-P14	13.09	15.71	3.93	Φ8 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	29.8	140.43	58.11	298.0	198.54	132.36	177.65	45.29	4.22	Φ8 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
	V-316	P17-P18	8.38	10.05	2.505	Φ8 / e=15cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	29.8	89.90	58.11	298.0	148.01	98.67	122.45	23.78	2.22	Φ8 / e=25cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
	V-317	P18-P19	2.57	5.65	4.62	Φ8 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	29.8	27.57	58.11	298.0	85.68	57.12	95.551	38.43	3.58	Φ8 / e=15cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
	V-318	P19-P20	13.09	15.71	3.93	Φ8 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	29.8	140.43	58.11	298.0	198.54	132.36	182.25	49.89	4.65	Φ8 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
	V-323	P25-P26	13.09	15.71	3.93	Φ8 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	29.8	140.43	58.11	298.0	198.54	132.36	174.93	42.57	3.97	Φ8 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
	V-322	P24-P25	4.71	5.65	1.41	Φ6 / e=15cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	30.0	50.87	58.50	300.0	109.37	72.91	101.7	28.79	2.67	Φ6 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
	V-340	P32-P28	5.65	10.05	6.6	Φ6 / e=15cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	30.0	61.02	58.50	300.0	119.52	79.68	115.13	35.45	3.28	Φ6 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
Terraço/Armazem	V-339	M05-M01	2.57	5.65	4.62	Φ8 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	29.8	27.57	58.11	298.0	85.68	57.12	86.681	29.56	2.76	Φ8 / e=20cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
	V-357	M10-M09	5.65	10.05	6.6	Φ6 / e=15cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	30.0	61.02	58.50	300.0	119.52	79.68	97.031	17.35	1.61	Φ6 / e=20cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)
V-426	P29-M06	2.71	5.65	4.41	Φ8 / e=10cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	30	35	29.8	29.07	58.11	298.0	87.18	58.12	81.341	23.22	2.16	Φ8 / e=25cm + 2 x Φ10 (longitudinal inferior)	

GRUPO	VIGA	Localização	Local de reforço(m)			Nr de estribos reforço	Nr de estribos no restante da viga (Φ6 / e=25cm)	Quantidade de aço (kg)+10%			Quantidade de betão (m³)
			Xo	Xf	Distância por Reforçar			No Troco a reforçar	No Restante da Viga	Nos varões longitudinais	
1ªAndar ao 3ªAndar	V-212	P12-P13	1.10	4.35	3.25	21	5	5.83	1.39	5.90	0.23761875
	V-216	P17-P18	3.68	4.85	1.17	5	15	1.39	4.16	6.58	0.26493125
	V-217	P18-P19	1.05	4.35	3.30	21	5	5.83	1.39	5.90	0.23761875
	V-218	P19-P20	3.75	4.95	1.20	12	15	3.33	4.16	6.72	0.27039375
	V-223	P25-P26	3.75	4.95	1.20	12	15	3.33	4.16	6.72	0.27039375
	V-222	P24-P25	0.15	4.35	4.20	40	-	11.10	-	5.90	0.23761875
	V-221	P23-P24	3.68	4.85	1.17	5	15	1.39	4.16	6.58	0.26493125
	V-240	P32-P28	0.30	1.30	1.00	10	13	2.78	-	1.03	0.229425
4ªAndar	V-257	M10-M09	0.30	1.96	1.66	9	-	2.50	-	0.48	0.107065
	V-313	P13-P14	3.63	4.95	1.32	13	15	3.61	4.16	6.72	0.27039375
	V-316	P17-P18	3.85	4.85	1.00	4	16	1.11	4.44	6.58	0.26493125
	V-317	P18-P19	3.47	4.35	0.88	6	14	1.67	3.89	5.90	0.23761875
	V-318	P19-P20	0.15	4.95	4.80	45	-	12.49	-	1.21	0.27039375
	V-323	P25-P26	0.15	4.95	4.80	45	-	12.49	-	1.21	0.27039375
	V-322	P24-P25	0.15	4.35	4.20	40	-	11.10	-	1.06	0.23761875
	V-340	P32-P28	0.30	1.35	1.05	10	13	2.78	-	1.03	0.229425
Terraço/Armazem	V-339	M05-M01	0.25	3.08	2.83	14	-	3.89	-	0.75	0.168245
	V-357	M10-M09	0.30	1.96	1.66	9	-	2.50	-	0.48	0.107065
V-426	P29-M06	0.99	3.78	2.79	11	8	3.05	2.22	5.13	0.25783	

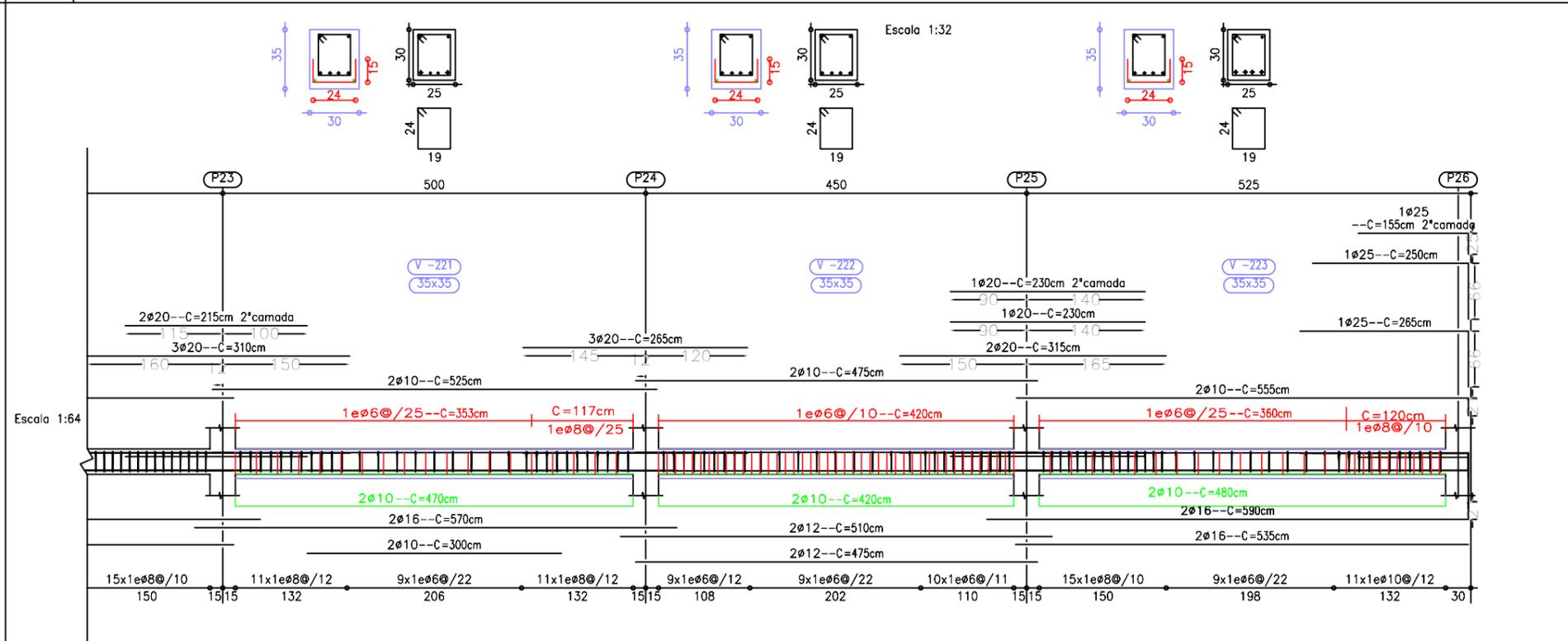
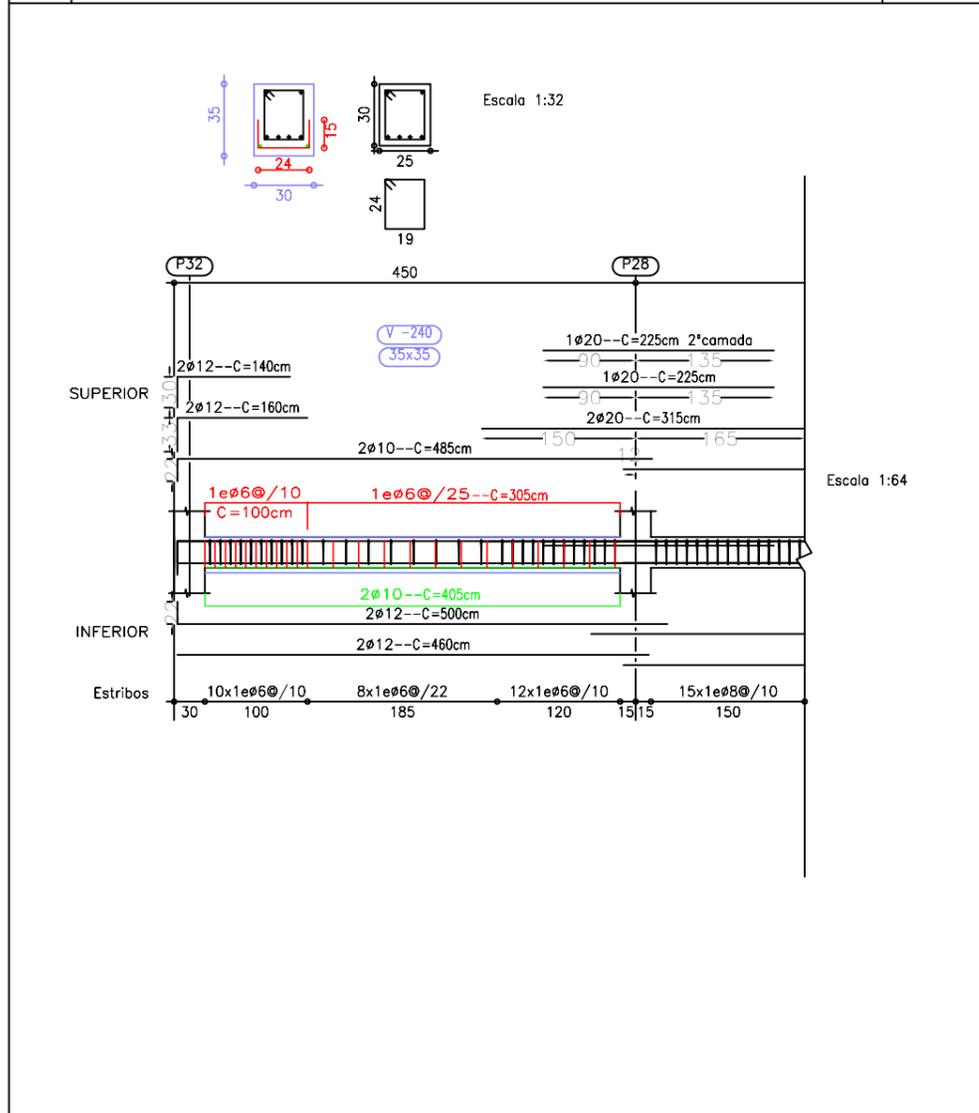
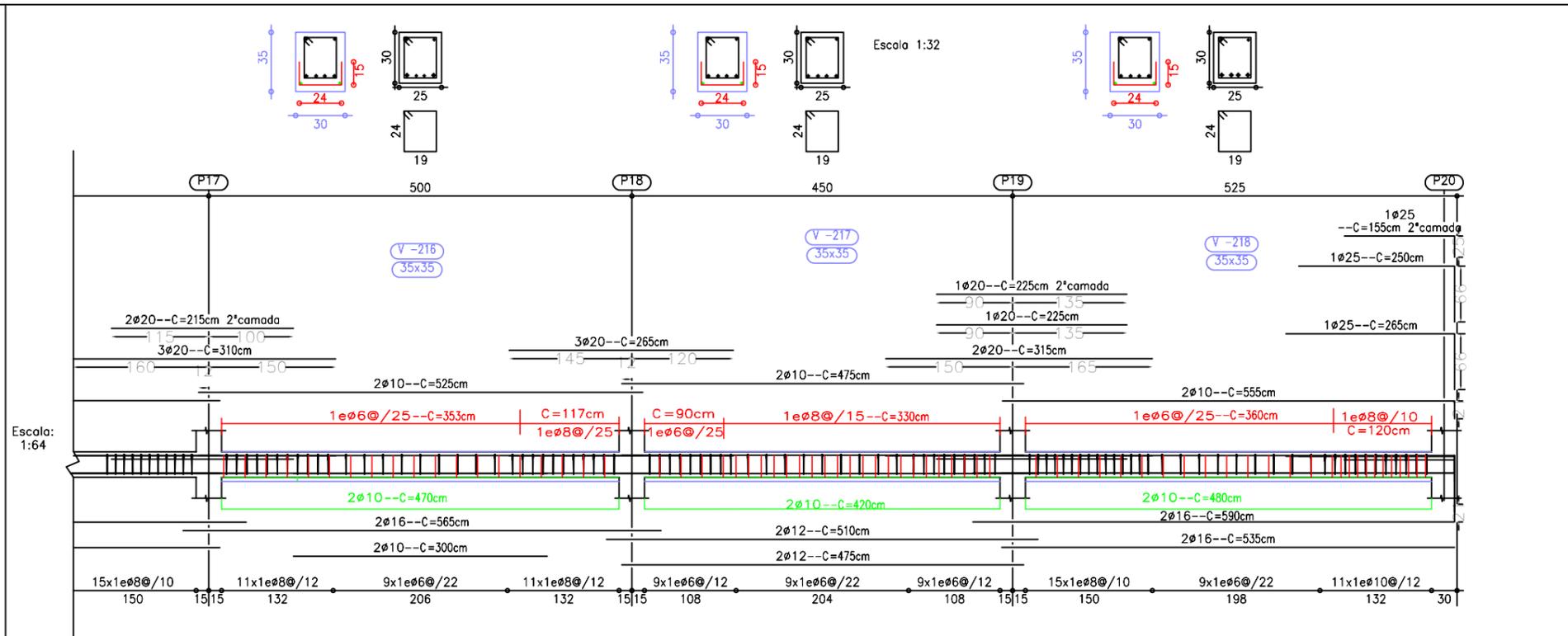
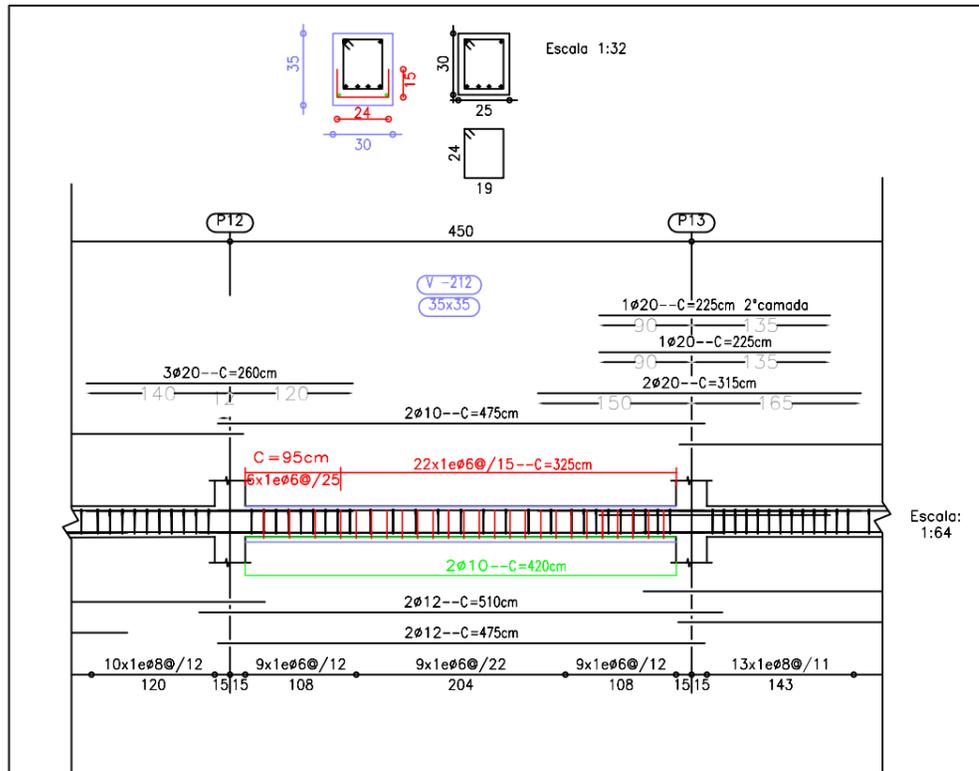
As e (cm²) - área de armadura longitudinal existente na viga
As n (cm²) - área de armadura longitudinal necessária para garantir a segurança na viga face a carga sísmica
Asw/S e (cm²/m) - área de armadura de esforço transverso, distribuída por metro, existente na viga
Asw/S n (cm²/m) - área de armadura de esforço transverso, distribuída por metro, necessária para garantir a segurança na viga face a carga sísmica
Mrd (kN*m) - momento resistente da secção
Msd (kN*m) - momento actuante na secção
Vcd (KN) - esforço transverso resistente da secção, proporcionado pelo betão,
Vrd (KN) - esforço transverso resistente da secção
Vrd max (KN) - Máximo esforço transverso resistente possível da secção → O Vrd calculado não pode exceder, o Vrd max.
Vsd (kN) - esforço transverso actuante na secção
Vwd (KN) - esforço transverso resistente da secção, proporcionado pela armadura de esforço transverso
Xo (m) - ponto inicial do reforço da viga, medido a partir da referência inicial
Xf (m) - ponto final do reforço da viga, medido a partir da referência inicial
b (cm) - largura da secção
d (cm) - altura útil da secção
h (cm) - altura da secção
ΔAs (cm²) - mínima área de armadura longitudinal do reforço que a viga necessita
ΔAsw/S (cm²/m) - mínima área de armadura de esforço transverso, distribuída por metro, do reforço que a viga necessita
ΔM (KN) - esforço de flexão a ser resistido pelo reforço
ΔV (KN) - esforço transverso a ser resistido pelo reforço

GRUPO	VIGA	Localização	As e (cm²/m)	As n (cm²/m)	Δ As ×1.5 (cm²/m)	Solução inicial de reforço ao esforço de flexão	Nova secção (cm)			Mrd (KN*m)	Msd max (KN*m)	ΔM (KN*m)	Δ As×1.5 (cm²/m)	Solução inicial de reforço ao esforço de flexão	Local de reforço(m)		
						Aumento mínimo de varoes longitudinais + estribos construtivos	b	h	d					Aumento escolhido de varoes longitudinais + estribos construtivos	Xo	Xf	Distância por Reforçar
1ªAndar ao Terraço/Armazem	V245/V-445	M04-M01	1.57	2.512	1.413	2 x Φ10 (longitudinal inferior) + Φ6 / e=25cm	35	35	30.0	11.96	24.99	13.03	1.21	2 x Φ10 (longitudinal inferior) + Φ6 / e=25cm	0.3	1.7	1.4

GRUPO	VIGA	Localização	Local de reforço(m)			Nr de estribos reforço	Quantidade de aço (kg)+10%		Quantidade de betão (m³)
			Xo	Xf	Distância por Reforçar		Estribos	Varões longitudinais	
1ªAndar ao Terraço/Armazem	V245/V-445	M04-M01	0.3	1.7	1.4	6	1.67	1.9003908	0.076475

TOTAL
425.48 Kg de Aço e
9.06 m3 de Betão

 UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA	SUPERVISORA: Engª ALEXANDRA NEVES MSc
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS	ESC. : DATA : 08-05-2025
ANEXO: REFORÇO ESTRUTURAL COM AUMENTO DE ARMADURA	ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA
** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **		

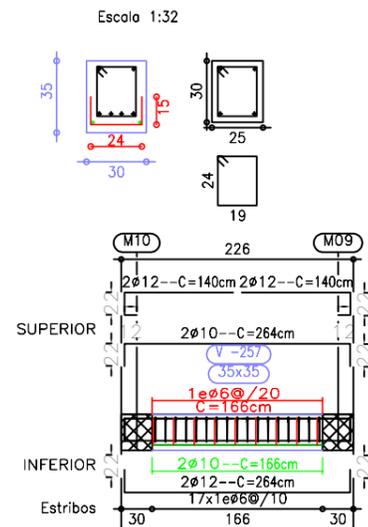


LEGENDA

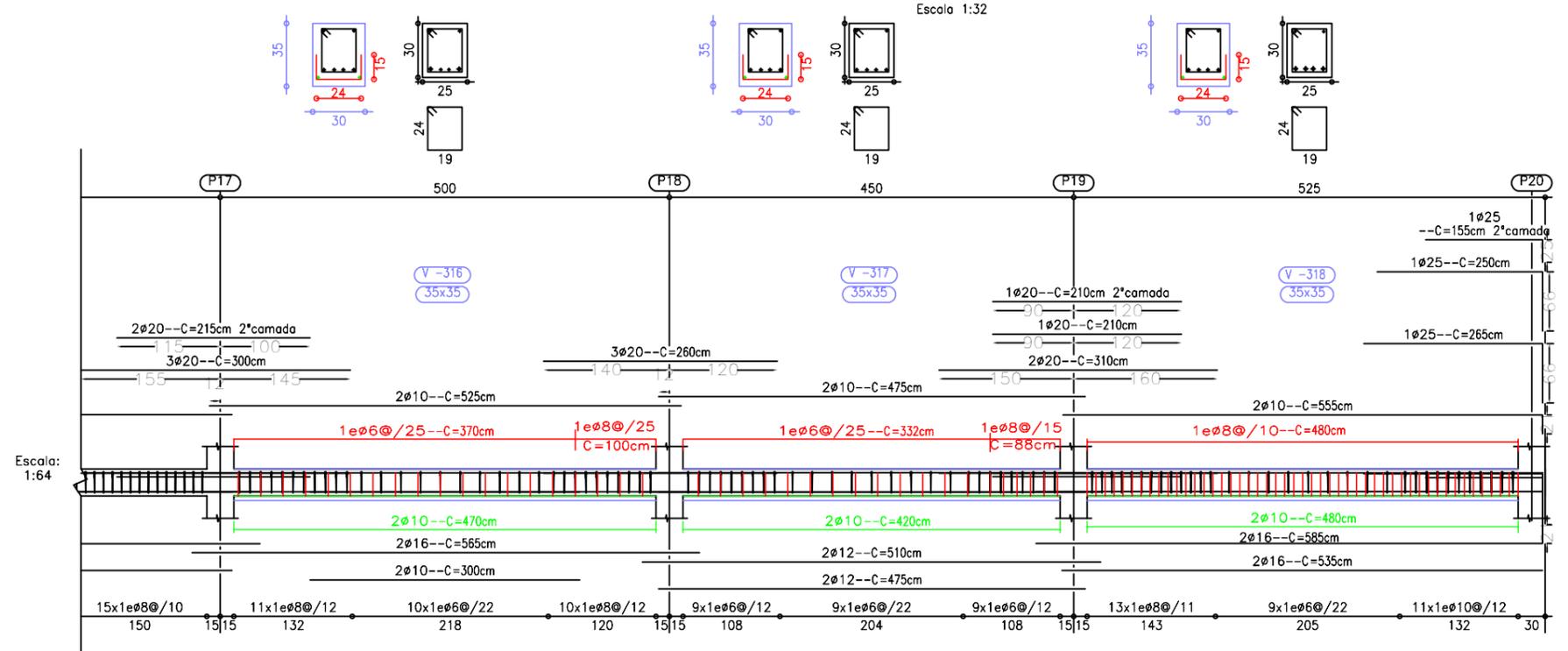
- REFORÇO ESTRUTURAL (ESFORÇO TRANSVERSO)
- REFORÇO ESTRUTURAL (ESFORÇO DE FLEXÃO)
- SECÇÃO DA VIGA

 UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA	SUPERVISORA: Eng^a ALEXANDRA NEVES MSc
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS	ESC. : ---
DESENHO: REFORÇO ESTRUTURAL DAS VIGAS CUJA SEGURANÇA NÃO SE VERIFICA EM CASO DE SISMO	ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA
REFORÇO ESTRUTURAL COM AUMENTO DE ARMADURA		** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização escrita do projectista **

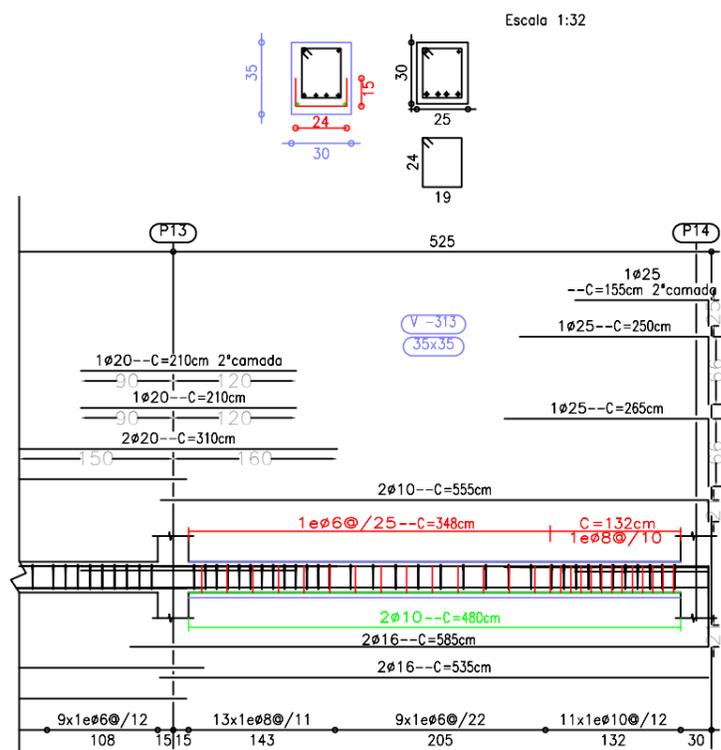
ANEXO A 10.2



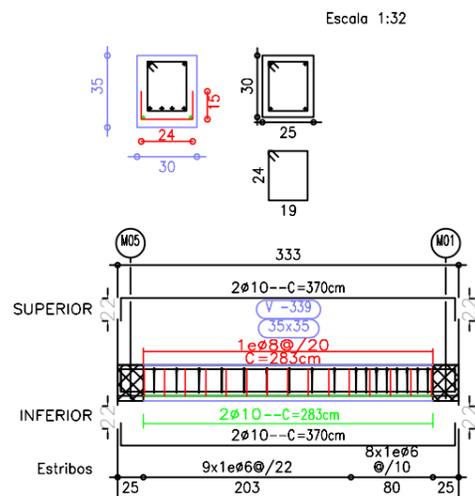
Escala: 1:64



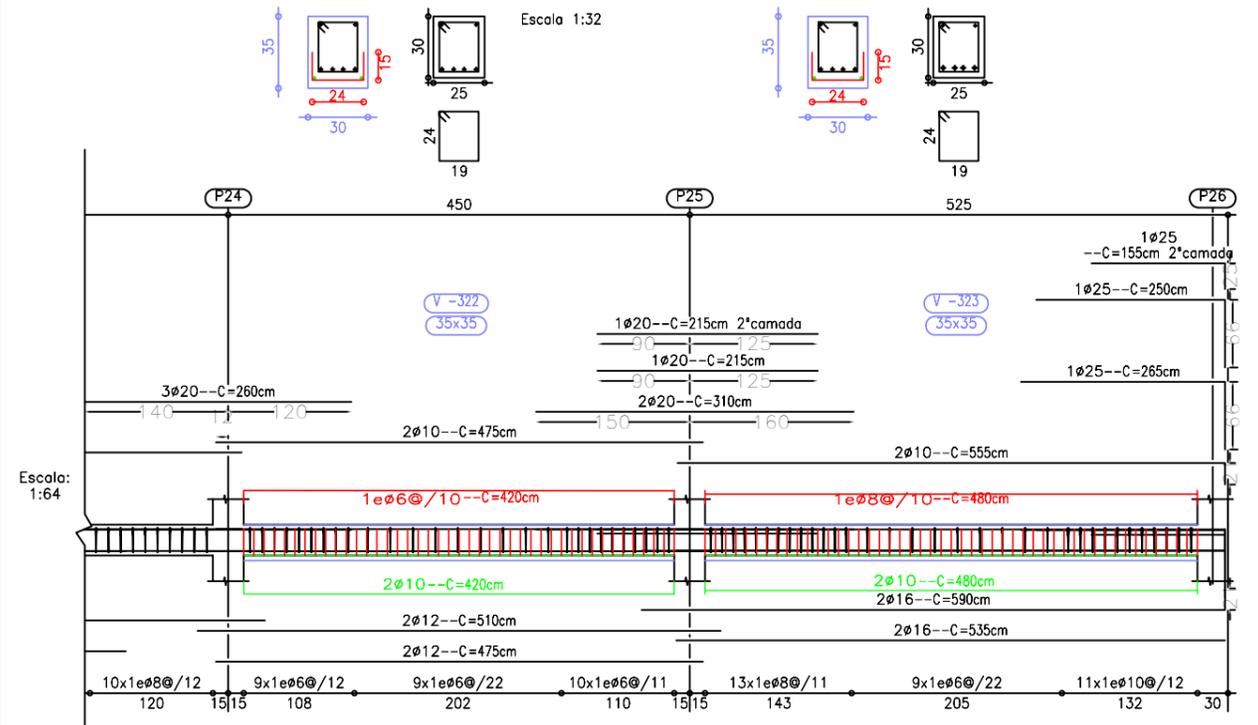
Escala: 1:64



Escala: 1:64



Escala: 1:64



Escala: 1:64

LEGENDA	
■	REFORÇO ESTRUTURAL (ESFORÇO TRANSVERSO)
■	REFORÇO ESTRUTURAL (ESFORÇO DE FLEXÃO)
■	SECÇÃO DA VIGA



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ESTUDANTE:
ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA

SUPERVISORA:
Eng^a ALEXANDRA NEVES MSc

PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO
PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS

ESC. : --- DATA : 08-05-2025

ANEXO A 10.3

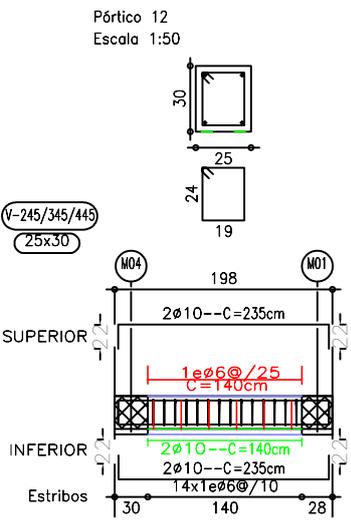
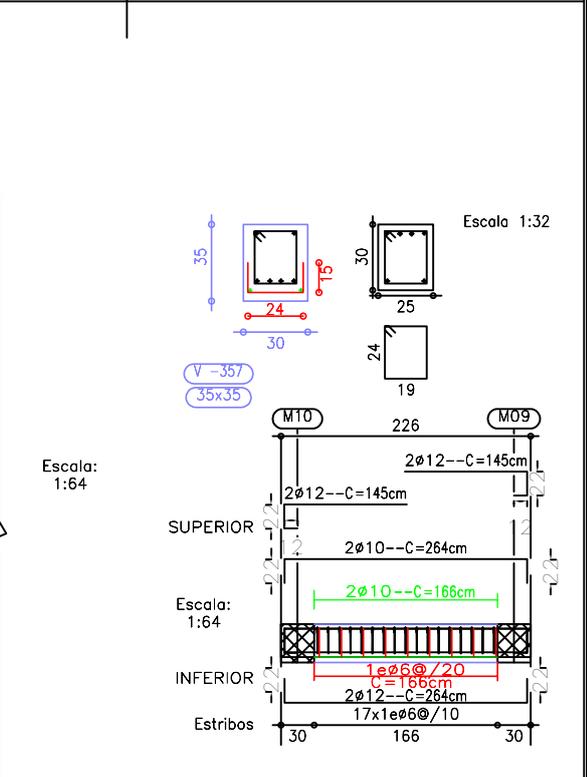
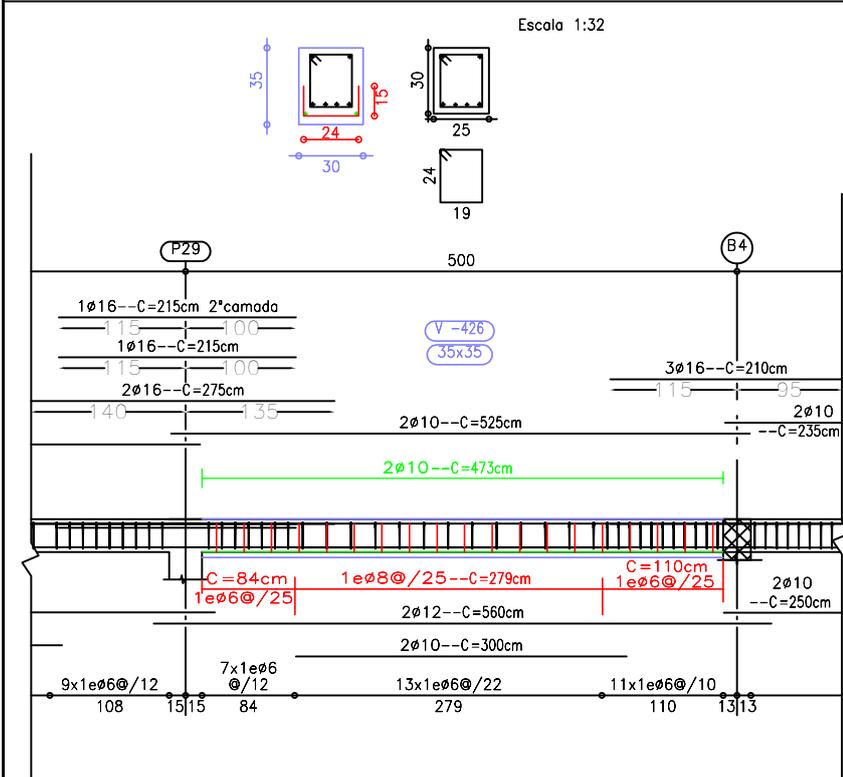
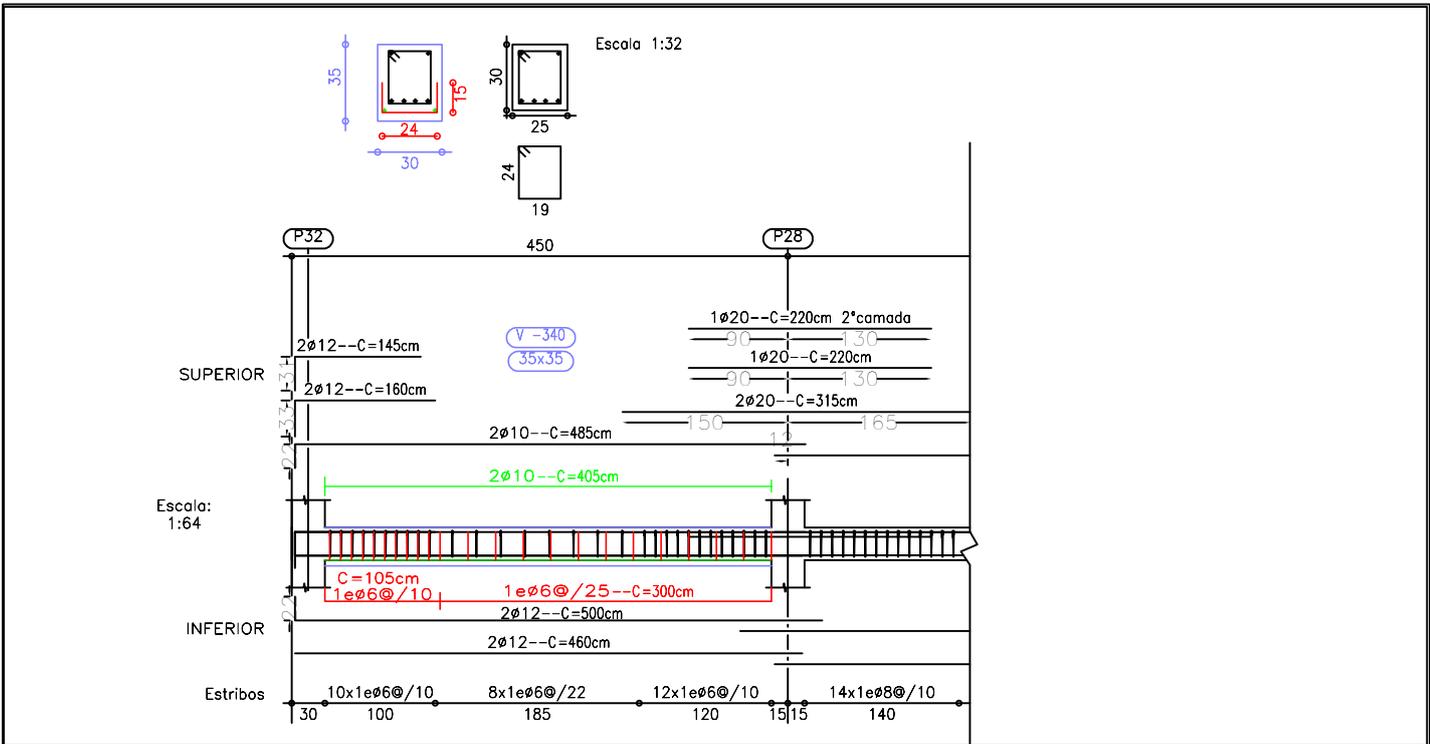
DESENHO:
REFORÇO ESTRUTURAL DAS VIGAS CUJA SEGURANÇA NÃO SE VERIFICA EM CASO DE SISMO

ESPECIALIDADE:
ESTRUTURA

LOCAL: CHIMOIO, MANICA

REFORÇO ESTRUTURAL COM AUMENTO DE ARMADURA

** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização escrita do projectista **



LEGENDA	
■	REFORÇO ESTRUTURAL (ESFORÇO TRANSVERSO)
■	REFORÇO ESTRUTURAL (ESFORÇO DE FLEXÃO)
■	SECÇÃO DA VIGA

	UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL		ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA	SUPERVISORA: Eng ^a ALEXANDRA NEVES MSc
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS		ESC. : ---	DATA : 08-05-2025
DESENHO: REFORÇO ESTRUTURAL DAS VIGAS CUJA SEGURANÇA NÃO SE VERIFICA EM CASO DE SISMO		ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA	
REFORÇO ESTRUTURAL COM AUMENTO DE ARMADURA		** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização escrita do projectista **		ANEXO A 10.4

GRUPO	VIGA	Localização	d (cm)	Asw/S e (cm ² /m)	Asw/S n (cm ² /m)	Δ Asw/S×1.5 (cm ² /m)	Vwd (KN)	Vcd (KN)	Vrdmax (KN)	Vrd (KN)	Vrd /1.5 (KN)	Vsd max (KN)	ΔV (KN)	Solução de reforço - Transverso		Local de reforço(m)		Distância por Reforçar (m)
														Fibra de Carbono		X0	Xf	
1ºAndar ao 3ºAndar	V-212	P12-P13	24.6	4.71	5.65	1.41	41.71	39.98	246.0	81.69	54.46	88.31	33.85	1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	1.10	4.35	3.25	
	V-216	P17-P18	23.4	8.38	10.05	2.505	70.59	38.03	234.0	108.62	72.41	114.38	41.97	1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	3.68	4.85	1.17	
	V-217	P18-P19	24.4	2.57	5.65	4.62	22.57	39.65	244.0	62.22	41.48	88.44	46.96	1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	1.05	4.35	3.30	
	V-218	P19-P20	23.1	13.09	15.71	3.93	108.86	37.54	231.0	146.39	97.60	173.68	76.08	2 camadas 1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	3.75	4.95	1.20	
	V-223	P25-P26	23.1	13.09	15.71	3.93	108.86	37.54	231.0	146.39	97.60	168.18	70.58	2 camadas 1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	3.75	4.95	1.20	
	V-222	P24-P25	23.6	4.71	5.65	1.41	40.02	38.35	236.0	78.37	52.24	95.81	43.57	1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	0.15	4.35	4.20	
	V-221	P23-P24	23.4	8.38	10.05	2.505	70.59	38.03	234.0	108.62	72.41	115.55	43.14	1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	3.68	4.85	1.17	
	V-240	P32-P28	23.6	5.65	10.05	6.6	48.00	38.35	236.0	86.35	57.57	105.44	47.87	1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	0.30	1.30	1.00	
4ºAndar	V-257	M10-M09	23.6	5.65	10.05	6.6	48.00	38.35	236.0	86.35	57.57	89.21	31.64	1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	0.30	1.96	1.66	
	V-313	P13-P14	23.1	13.09	15.71	3.93	108.86	37.54	231.0	146.39	97.60	166.03	68.43	2 camadas 1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	3.63	4.95	1.32	
	V-316	P17-P18	23.4	8.38	10.05	2.505	70.59	38.03	234.0	108.62	72.41	112.34	39.93	1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	3.85	4.85	1.00	
	V-317	P18-P19	23.6	2.57	5.65	4.62	21.83	38.35	236.0	60.18	40.12	89.3	49.18	1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	3.47	4.35	0.88	
	V-318	P19-P20	23.1	13.09	15.71	3.93	108.86	37.54	231.0	146.39	97.60	171.93	74.33	2 camadas 1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	0.15	4.95	4.80	
	V-323	P25-P26	23.1	13.09	15.71	3.93	108.86	37.54	231.0	146.39	97.60	166.6	69.00	2 camadas 1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	0.15	4.95	4.80	
	V-322	P24-P25	23.6	4.71	5.65	1.41	40.02	38.35	236.0	78.37	52.24	95.05	42.81	1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	0.15	4.35	4.20	
	V-340	P32-P28	23.6	5.65	10.05	6.6	48.00	38.35	236.0	86.35	57.57	107.6	50.03	2 camadas 1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	0.30	1.35	1.05	
Terraço/Armazem	V-339	M05-M01	25.4	2.57	5.65	4.62	23.50	41.28	254.0	64.78	43.18	81.01	37.83	1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	0.25	3.08	2.83	
	V-357	M10-M09	25.6	5.65	10.05	6.6	52.07	41.60	256.0	93.67	62.45	88.21	25.76	1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	0.30	1.96	1.66	
Terraço/Armazem	V-426	P29-M06	24.2	2.71	5.65	4.41	23.61	39.33	242.0	62.93	41.96	76.02	34.06	1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	0.99	3.78	2.79	

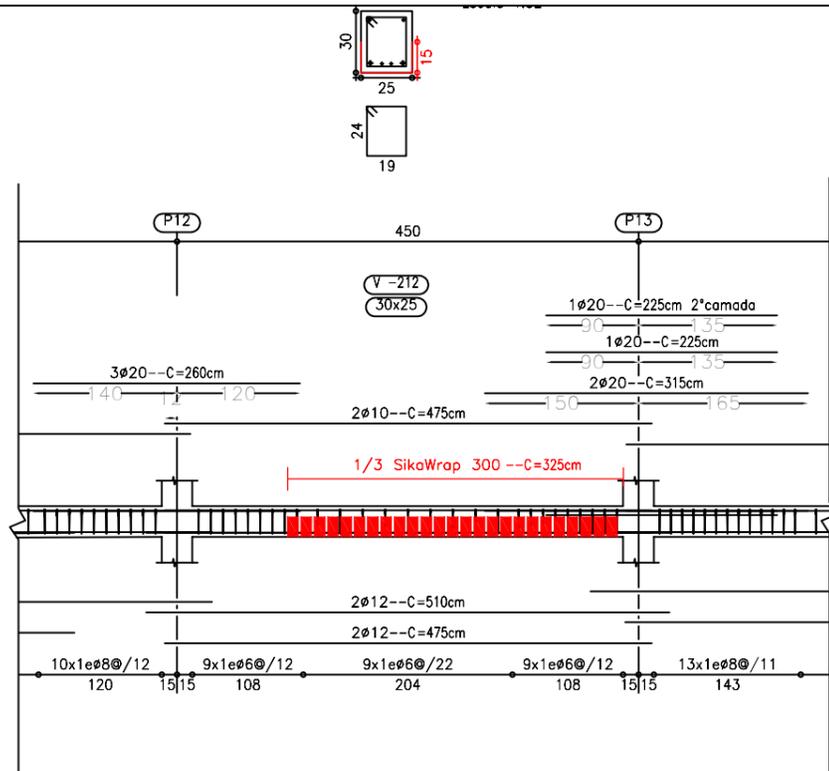
GRUPO	VIGA	Localização	d (cm)	As e (cm ²)	As n (cm ²)	Δ As (cm ²)	Solução de reforço - Longitudinal (inferior)		Local de reforço		Distância por Reforçar (m)
							Fibra de Carbono		X0	Xf	
1ºAndar ao Terraço/Armazem	V245/V-445	M04-M01	25.9	1.57	1.98	0.62	2×SikaCarbodur®S 512 - 3m		0.30	1.70	1.40

Solução de Reforço		Distância por Reforçar (m)	Quantidade
Fibra de Carbono	1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	60.61	517 tiras (55cm x 10cm) =28.44m ²
	2 camadas 1/3 SikaWrap® 300 30cm(10cm) / e=13cm	19.17	
	2×SikaCarbodur®S 512	7.00	(7 m x 2) + 20% = 16.8 m

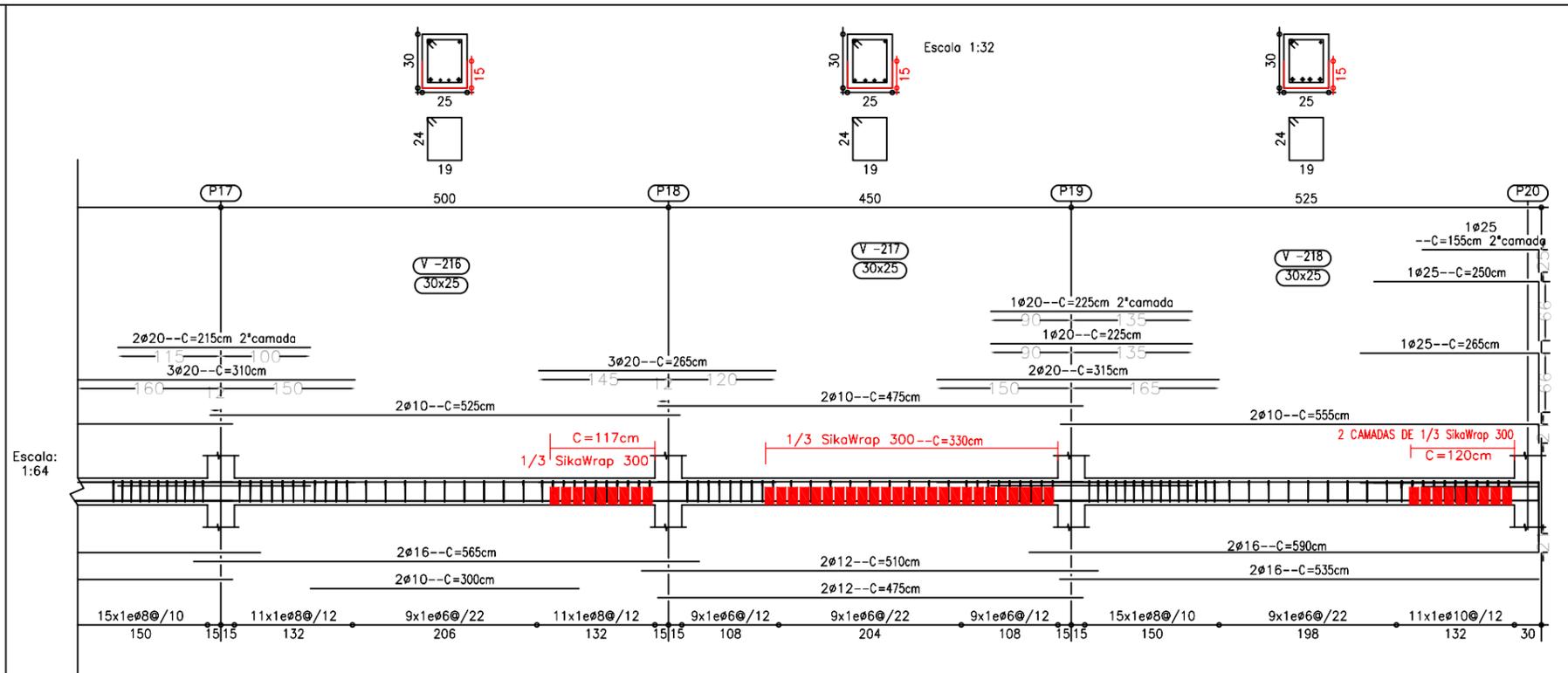
Total	28.44m² de SikaWrap® 300
	16.8m de SikaCarbodur®S 512

As e (cm ²) - área de armadura longitudinal existente na viga
As n (cm ²) - área de armadura longitudinal necessária para garantir a segurança na viga face a carga sísmica
Asw/S e (cm ² /m) - área de armadura de esforço transverso, distribuída por metro, existente na viga
Asw/S n (cm ² /m) - área de armadura de esforço transverso, distribuída por metro, necessária para garantir a segurança na viga face a carga sísmica
Vcd (kN) - esforço transverso resistente da secção, proporcionado pelo betão,
Vrd (kN) - esforço transverso resistente da secção
Vrd max (kN) - Máximo esforço transverso resistente possível da secção
→ O Vrd calculado não pode exceder, o Vrd max.
Vsd (kN) - esforço transverso actuante na secção
Vwd (kN) - esforço transverso resistente da secção, proporcionado pela armadura de esforço transverso
Xo (m) - ponto inicial do reforço da viga, medido a partir da referência inicial
Xf (m) - ponto final do reforço da viga, medido a partir da referência inicial
d (cm) - altura útil da secção
ΔAs (cm ²) - mínima área de armadura longitudinal do reforço que a viga necessita
ΔAsw/S (cm ² /m) - mínima área de armadura de esforço transverso, distribuída por metro, do reforço que a viga necessita
ΔV (KN) - esforço transverso a ser resistido pelo reforço

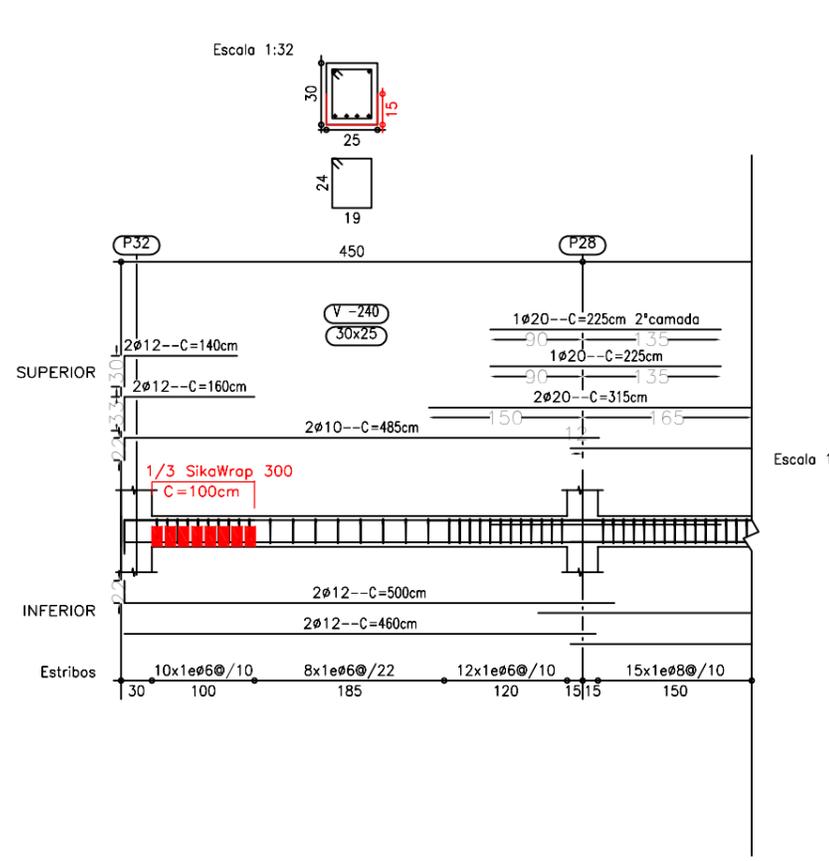
 UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA	SUPERVISORA: Eng ^a ALEXANDRA NEVES MSc
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS	ESC. :
ANEXO: REFORÇO ESTRUTURAL COM FIBRAS DE CARBONO	ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA
ANEXO A 10.5		
** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização **		



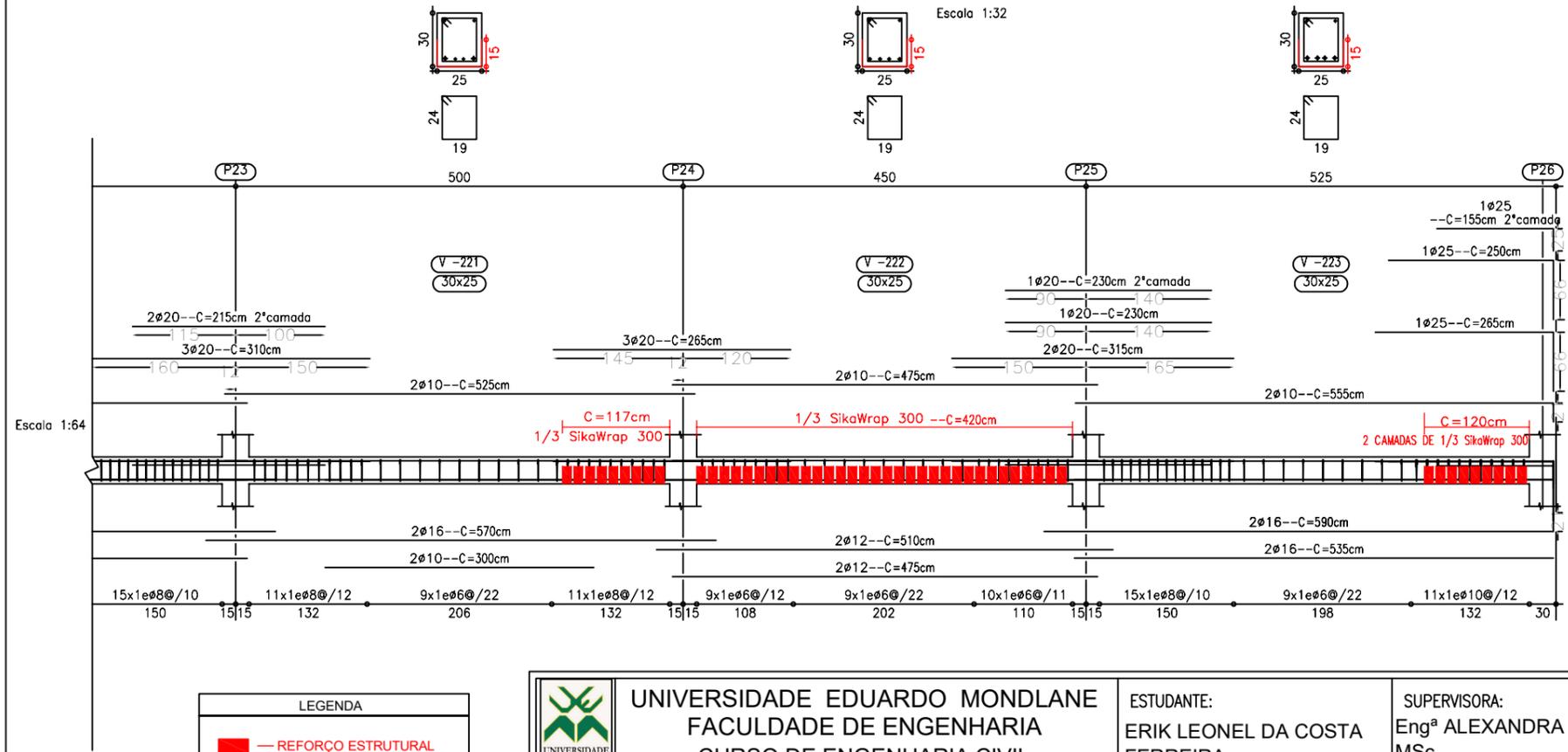
Escala: 1:64



Escala: 1:64



Escala: 1:64

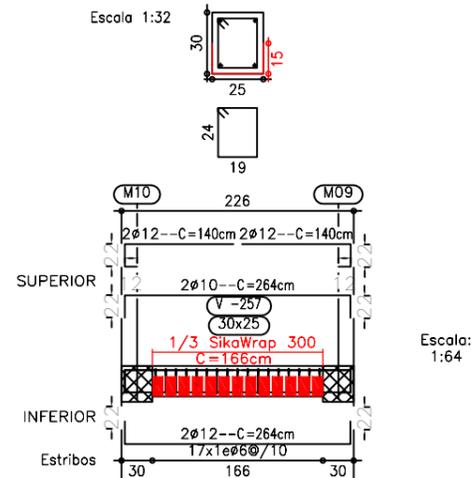


Escala: 1:64

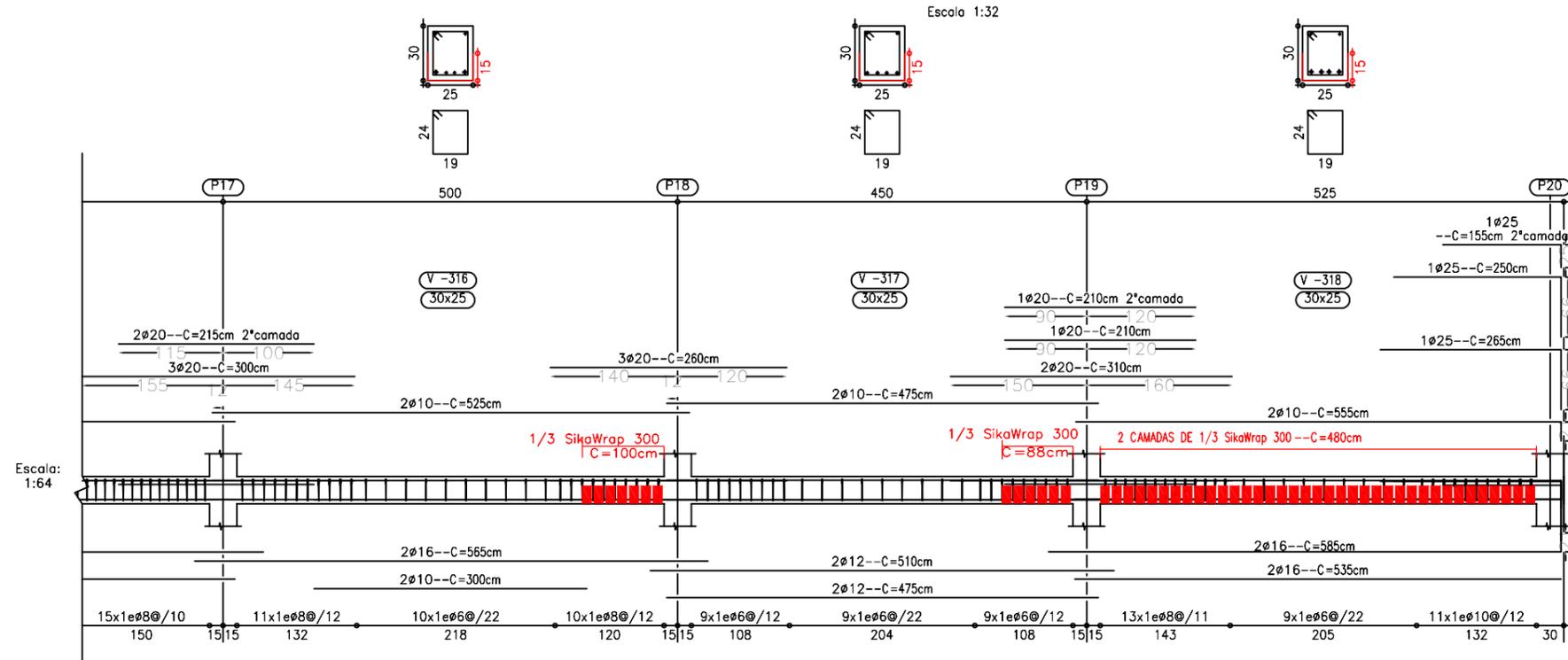
LEGENDA	
	REFORÇO ESTRUTURAL (ESFORÇO TRANSVERSO) FIBRAS DE CARBONO
	REFORÇO ESTRUTURAL (ESFORÇO DE FLEXÃO) FIBRAS DE CARBONO

<p>UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL</p>	<p>ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA</p>		<p>SUPERVISORA: Eng^a ALEXANDRA NEVES MSc</p>
	<p>PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS</p>		<p>DATA : 08-05-2025</p>
<p>DESENHO: REFORÇO ESTRUTURAL DAS VIGAS CUJA SEGURANÇA NÃO SE VERIFICA EM CASO DE SISMO</p>	<p>ESPECIALIDADE: ESTRUTURA</p>	<p>LOCAL: CHIMOIO, MANICA</p>	
<p>REFORÇO ESTRUTURAL COM FIBRAS DE CARBONO</p>		<p>** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização escrita do projectista **</p>	

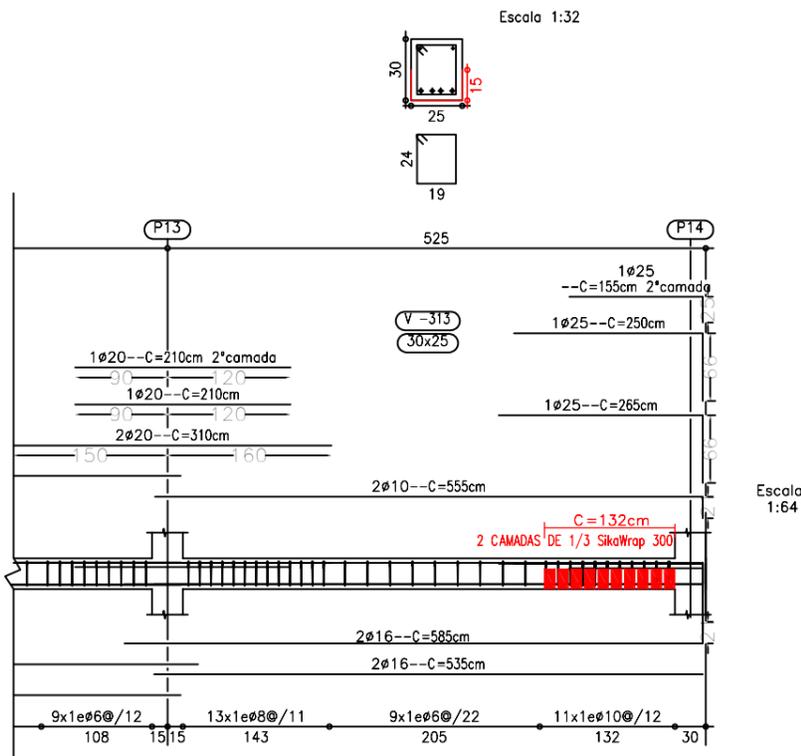
**ANEXO
A 10.6**



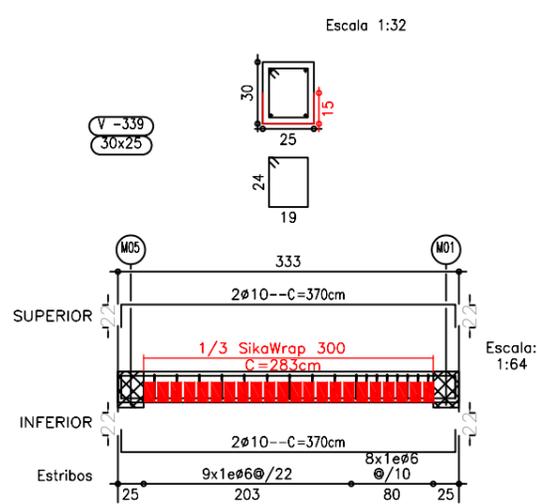
Escala: 1:64



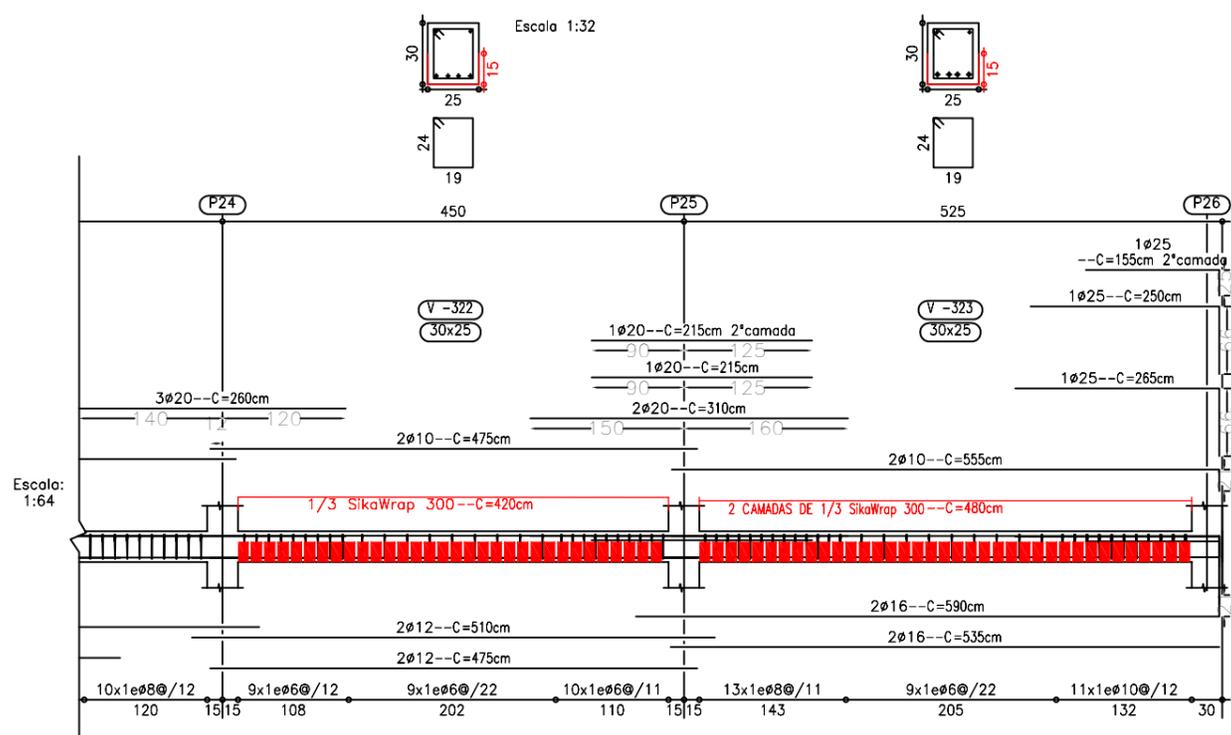
Escala: 1:64



Escala: 1:64



Escala: 1:64

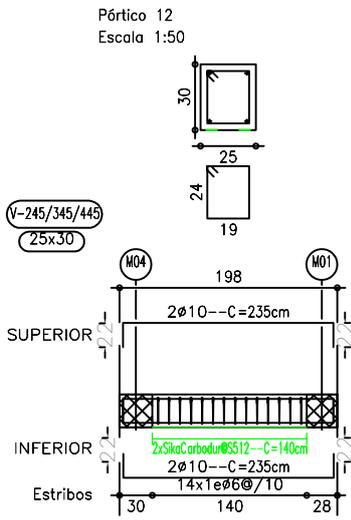
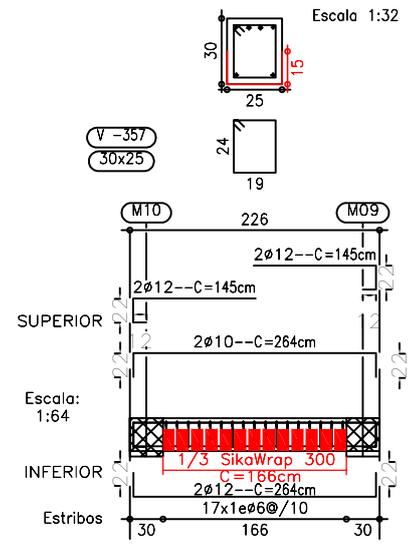
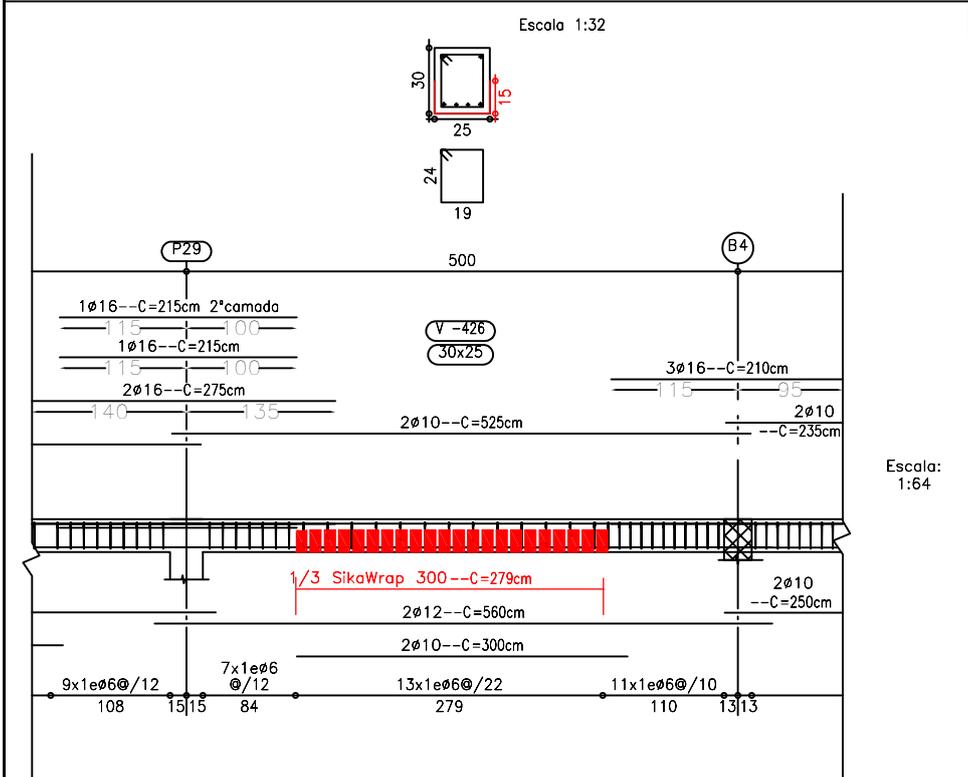
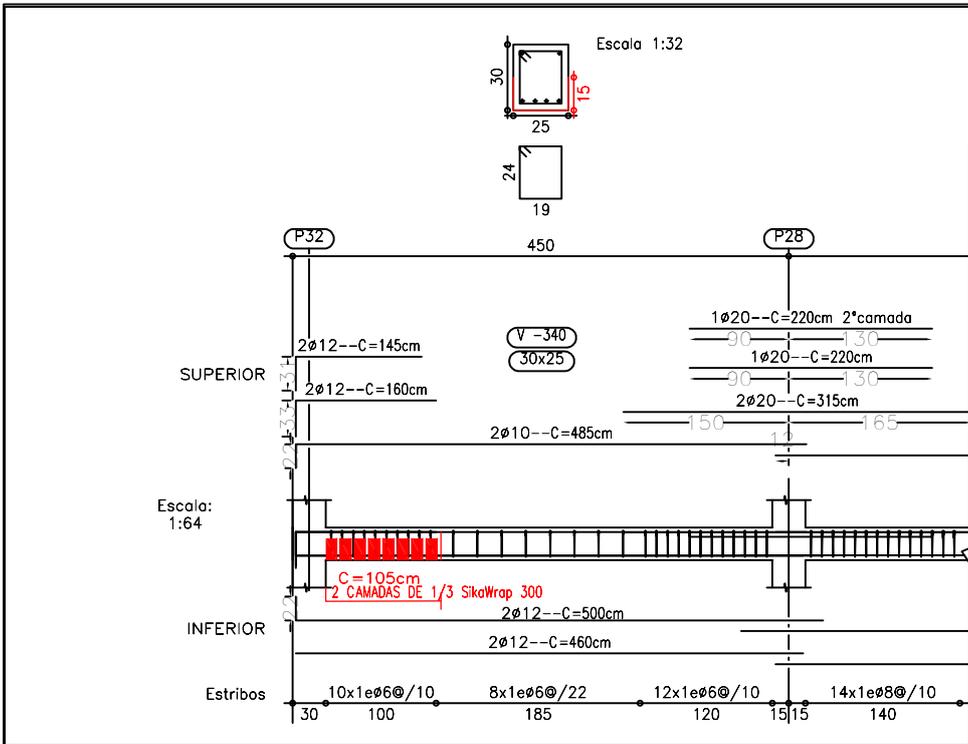


Escala: 1:64

LEGENDA	
	REFORÇO ESTRUTURAL (ESFORÇO TRANSVERSO) FIBRAS DE CARBONO
	REFORÇO ESTRUTURAL (ESFORÇO DE FLEXÃO) FIBRAS DE CARBONO

<p>UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL</p>	<p>UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL</p>		<p>ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA</p>	<p>SUPERVISORA: Eng^a ALEXANDRA NEVES MSc</p>
	<p>PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS</p>		<p>ESC. : ---</p>	<p>DATA : 08-05-2025</p>
<p>DESENHO: REFORÇO ESTRUTURAL DAS VIGAS CUJA SEGURANÇA NÃO SE VERIFICA EM CASO DE SISMO</p>		<p>EPECIALIDADE: ESTRUTURA</p>	<p>LOCAL: CHIMOIO, MANICA</p>	
<p>REFORÇO ESTRUTURAL COM FIBRAS DE CARBONO</p>		<p>** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização escrita do projectista **</p>		

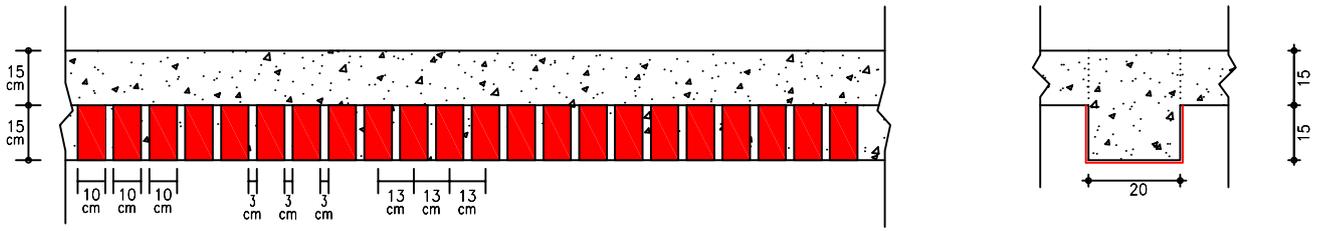
ANEXO A 10.7



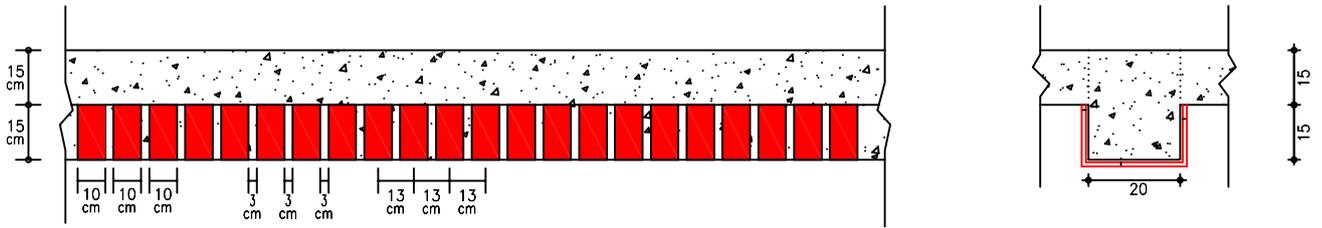
LEGENDA	
■	REFORÇO ESTRUTURAL (ESFORÇO TRANSVERSO) FIBRAS DE CARBONO
■	REFORÇO ESTRUTURAL (ESFORÇO DE FLEXÃO) FIBRAS DE CARBONO

 UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA	SUPERVISORA: Eng ^o ALEXANDRA NEVES MSC
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS	ESC. : --- DATA : 08-05-2025
DESENHO: REFORÇO ESTRUTURAL DAS VIGAS CUJA SEGURANÇA NÃO SE VERIFICA EM CASO DE SISMO	ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA
<small>** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização escrita do projectista **</small>		

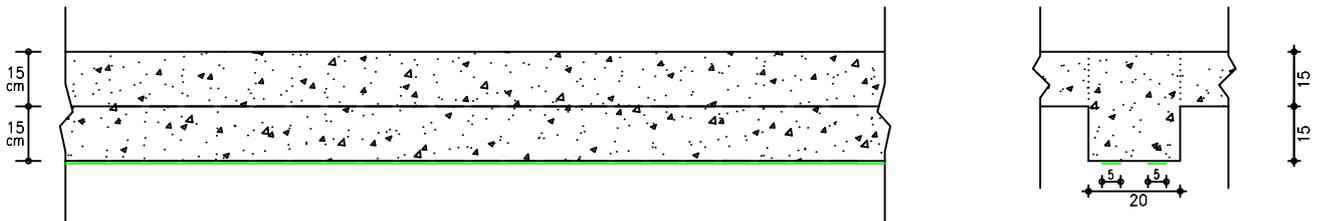
1/3 SikaWrap 300



2 camadas de 1/3 SikaWrap 300



2x SikaCarbodur S 512



LEGENDA	
■	REFORÇO ESTRUTURAL (ESFORÇO TRANSVERSO) FIBRAS DE CARBONO
■	REFORÇO ESTRUTURAL (ESFORÇO DE FLEXÃO) FIBRAS DE CARBONO

 UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA CURSO DE ENGENHARIA CIVIL	ESTUDANTE: ERIK LEONEL DA COSTA FERREIRA	SUPERVISORA: Eng ^o ALEXANDRA NEVES MSc
	PROJECTO PARA O TRABALHO DE CONCLUSÃO DO CURSO PROJECTO DE EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS	ESC. : --- DATA : 08-05-2025
DESENHO: REFORÇO ESTRUTURAL DAS VIGAS CUJA SEGURANÇA NÃO SE VERIFICA EM CASO DE SISMO	ESPECIALIDADE: ESTRUTURA	LOCAL: CHIMOIO, MANICA
REFORÇO ESTRUTURAL COM FIBRAS DE CARBONO		** NOTA: Trabalho de âmbito académico. Proibida a Alteração e Reprodução do actual projecto, sem a autorização escrita do projectista **