

UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE



**FACULDADE DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL
RELATÓRIO DE ESTÁGIO PROFISSIONAL**

**ANÁLISE DA CAPACIDADE RESISTENTE RESIDUAL EM ESTRUTURAS DE
BETÃO ARMADO - ESTUDO DE CASO**

Autor:

Mbenzane, Gabriel Alberto

Supervisor:

Eng. Rafael Mabunda

Maputo, Janeiro de 2025

UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE



RELATÓRIO DE ESTÁGIO PROFISSIONAL

**ANÁLISE DA CAPACIDADE RESISTENTE RESIDUAL EM ESTRUTURAS DE
BETÃO ARMADO - ESTUDO DE CASO**

Autor:

Mbenzane, Gabriel Alberto

Supervisor:

Eng. Rafael Mabunda

Maputo, Janeiro de 2025

UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE



FACULDADE DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TERMO DE ENTREGA DE RELATÓRIO DE ESTÁGIO PROFISSIONAL

Declaro que o estudante _____ entregou no
dia ____/_____/20__as --- cópias do relatório do seu Trabalho de Licenciatura
coma referência: _____ intitulado: _____

Maputo, ____ de _____ de 20__

O chefe de Secretaria _____

DADOS DO ESTAGIÁRIO E DO LOCAL DE ESTÁGIO

Dados do Estagiário

Nome: Gabriel Alberto Mbenzane

Número de Estudante: 20181921

Curso: Engenharia Civil

Supervisores: Eng. Rafael Mabunda & Dr. Aurélio Sine, Eng.

Local de Estágio:

Laboratório de Engenharia de Moçambique, IP (Av. De Moçambique Km 1.5 Maputo)

Departamento de Materiais de construção e Estruturas (DMCE)

Autor:

(Gabriel Alberto Mbenzane)

Supervisores

UEM-FENG

LEM,IP

(Eng. Rafael Mabunda)

(Dr. Aurélio Sine, Eng.)

DEDICATÓRIA

Dedico o presente trabalho aos meus pais, Alberto Duzenta Mbenzane e Lurdes José Macova, meus irmãos, que sempre foram a fonte inesgotável de energia e inspiração ao longo de toda a minha vida!

Aos colegas da Faculdade, Jorge, Fernando, Fábio, Vicêncio, Henriques e Xerinda, com os quais partilhei momentos muito especiais.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus pelo dom da vida e conservação, por iluminar os meus caminhos em todas as fases da minha vida.

Aos meus pais, Alberto Duzenta Mbenzane e Lurdes José Macova, pela educação e ensinamentos que desde os primeiros anos de vida, foram transmitidos para que eu me tornasse o que eles sempre desejaram académica e socialmente; pelo apoio incondicional nos momentos de dificuldade e fracasso.

Aos meus irmãos, Carmone, Eva, Gilda, Princesa e Miguel, pelo companheirismo e apoio em todo percurso desta jornada.

À minha namorada que estive desde o início até aqui, acompanhando e dando o seu contributo para que testemunhássemos boas realizações em nossa vida.

Ao Laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM,IP) pela concessão de oportunidade de estágio e acompanhamento em todo período de duração do estágio.

Aos colaboradores do Laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM,IP), pelo acolhimento e demonstração de carinho em todas as actividades realizadas ao longo do estágio.

Agradeço abundantemente aos meus supervisores, Eng^a Filda Langa, Eng. Rafael Mabunda e Eng. Aurélio Sine pelo acolhimento, acompanhamento e aprendizado que à mim deram durante esta etapa da jornada estudantil, serei grato para sempre!

Aos docentes da Faculdade de engenharia, particularmente os do departamento de Engenharia Civil pela educação e tantos conhecimentos e experiencias que ao longo desta jornada foram sabiamente transmitidos.

Aos colegas integrantes dos grupos de estudos, agradeço o vosso contributo em visões e discussões científicas.

À todos que, de forma directa ou indirecta, contribuíram para a minha formação, Muito obrigado!

RESUMO

O presente relatório de estágio profissional é resultado de actividades que foram realizadas no Laboratório de Engenharia de Moçambique por seis meses. Para além da inserção do estudante à prática da engenharia civil, As actividades realizadas, tiveram como objectivo principal a harmonização dos conhecimentos teóricos e práticos; Neste âmbito foram desenvolvidas actividades em dois sectores principais (sectores do DMCE): Sector de Betões e agregados, Sector de Estruturas. No sector de Betões e agregados, dentre vários ensaios realizados, destacam-se os mais solicitados: ensaios de caracterização dos materiais para a composição do Betão, e ensaio de compressão de cubos/carotes. No Sector de Estruturas foram realizados ensaios em pré-moldados (Manilhas, vigas e vigotas). Foi desenvolvido um trabalho de avaliação da capacidade resistente residual de um edifício, o qual constitui o cerne deste relatório. O estudo foi feito em duas fases principais: fase da avaliação preliminar e fase da avaliação detalhada. Em fase da avaliação preliminar foi feita a inspecção visual do edifício, registo e mapeamento das patologias, avaliação da Carbonatação do Betão, teor de cloretos e sulfatos; em avaliação detalhada, foi feita a reconstituição do projecto arquitectónico e estrutural do edifício, recolha dos materiais para ensaios (compressão de carotes, tracção de armaduras) e análise estrutural do edifício. O cruzamento e compatibilização de todos resultados culminam com sugestão de recuperação ou não do edifício, apresentada no capítulo de conclusões e recomendações.

Palavras-chaves: Patologia, Diagnóstico, Ensaio, Residual

ABSTRACT

This professional internship report is the result of activities that were carried out at the Mozambique Engineering Laboratory for six months. In addition to the insertion of the student in the practice of civil engineering, the activities carried out had as their main objective the harmonization of theoretical and practical knowledge; In this context, activities were developed in two main sectors (sectors of the DMCE): Concrete and aggregates Sector, Structures Sector. In the Concretes and Aggregates sector, among several tests carried out, the most requested stand out: characterization tests of the materials for the composition of the Concrete, and compression test of cubes/carrots. In the Structures Sector, precast tests were carried out (Sashes, beams and joists). A work was developed to evaluate the residual resistant capacity of a building, which is the core of this report. The study was conducted in two main phases of the preliminary evaluation phase and the detailed evaluation phase. In the preliminary evaluation phase, the visual inspection of the building, registration and mapping of pathologies, evaluation of the Carbonation of the Concrete, chloride and sulfate content was made; in detailed evaluation, the reconstitution of the architectural and structural project of the building, collection of materials for tests (compression of carrots, reinforcement traction) and structural analysis of the building were made. The crossing and compatibility of all results culminate with a suggestion of recovery or not of the building, presented in the chapter of conclusions and recommendations.

Keywords: Pathology, Diagnosis, Assay, Residual

LISTA DE SIMBOLOS

- ♦ PH: Potencial Hidrogeniônico
- ♦ P_p : Peso próprio
- ♦ A_s : areia da secção da armadura ordinária
- ♦ M: Momento flector
- ♦ M_{sd} : Valor de cálculo do Momento flector actuante
- ♦ M_{Rd} : Valor de cálculo do Momento flector Resistente
- ♦ N: Esforço Normal
- ♦ N_{sd} : Valor de cálculo do Esforço Normal actuante
- ♦ N_{Rd} : Valor de cálculo do Esforço Normal Resistente
- ♦ q: Sobrecarga
- ♦ S_u : Sobrecarga de utilização
- ♦ f_c : Valor da tensão de rotura do betão à compressão
- ♦ f_{ck} : valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
- ♦ f_{cd} : Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
- ♦ f_{syd} : Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção do aço da armadura ordinária
- ♦ f_{syk} : Valor Característico da tensão de cedência à tracção do aço da armadura ordinária
- ♦ Mpa: Megapascal
- ♦ $\emptyset$: Diâmetro

LISTA DE SIGLAS

- ♦ AV: Avenida
- ♦ DMCE: Departamento de Materiais de Construção e Estruturas
- ♦ LEM: Laboratório de Engenharia de Moçambique
- ♦ IP: Instituto Público
- ♦ NP: Norma Portuguesa
- ♦ EN: Norma Europeia
- ♦ EC: Eurocódigo

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1: Avanço da Carbonatação em Pilares e Vigas	11
Tabela 2: Teor de Cloretos e Sulfatos em Pilares	13
Tabela 3: Margem k associado ao número de resultado de ensaios.....	22
Tabela 4: Resultados de ensaio de compressão em carotes-Pilares	23
Tabela 5: Resultados de ensaio de compressão em carotes-Vigas	24
Tabela 6: Resultados de ensaio de Tracção de Aços-Lajes.....	24
Tabela 7: valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior	36
Tabela 8: Resumo de cargas de vento por região	36
Tabela 9: Combinação das Acções-ELU	39
Tabela 10: Análise de pilares à compreensão	40
Tabela 11: Análise dos pilares à flexão composta.....	41
Tabela 12: Análise de vigas à flexão simples	42
Tabela 13: Análise de Lajes à flexão simples.....	43
Tabela 14: Combinação das acções- ELS.....	44
Tabela 15: Verificação das Tensões em Pilares.....	45
Tabela 16: Verificação das Tensões em vigas	46

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Carbonatação em Betão Armado	10
Figura 2: Teste de Carbonatação em carotes	11
Figura 3: Amostras para a determinação do teor de cloretos e Sulfatos	13
Figura 4: Planta Arquitectónica-Rés-do-Chão	16
Figura 5: Planta Estrutural-Rés-do-Chão	17
Figura 6: Ilustração das patologias patentes no edifício	18
Figura 7: Ilustração das patologias patentes no edifício	19
Figura 8: Extração e codificação de carotes	21
Figura 9: Correção e ensaio de carotes	22
Figura 10: Coeficiente de exposição	35
Figura 11: ilustração das regiões de actuação da carga do vento a 0°	37
Figura 12: Ilustração das regiões de actuação da carga do vento a 90°	38

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Carbonatação em Pilares e Vigas.....	12
Gráfico 2: Resumo do Teor de Cloretos em Pilares	14
Gráfico 3: Resumo do Teor de Sulfatos em Pilares.....	14

ÍNDICE GERAL

DEDICATÓRIA	i
AGRADECIMENTOS	ii
RESUMO	iii
ABSTRACT	iv
LISTA DE SIMBOLOS	v
ÍNDICE DE TABELAS	vi
ÍNDICE DE FIGURAS	vii
ÍNDICE DE GRÁFICOS	viii
1. CAPITULO I: INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	1
1.2. JUSTIFICATIVA	1
1.3. OBJECTIVOS	2
1.3.1. Objectivo Geral	2
1.3.2. Objectivos específicos	2
1.4. DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA DO TRABALHO	2
2. CAPITULO II: PLANO DO ESTÁGIO PROFISSIONAL	3
2.1. LOCAL DO ESTÁGIO	3
2.2. PERFIL DA EMPRESA	3
2.2.1. Visão, Missão e Valores	3
2.3. POLÍTICA DA QUALIDADE	4
2.4. ESTRUTURA ORGÂNICA	4
2.4.1. Estrutura do DMCE	5
2.4.2. Competências do DMCE	5
2.5. ACTIVIDADES REALIZADAS EM LABORATÓRIO	5
2.6. CASO DO EDIFÍCIO 1239	6
2.6.1. Descrição geral do Edifício	6
2.6.2. Actividade Realizadas Em Obra	7
3. CAPITULO III: INSPECÇÃO E DIAGNOSTICO DE PATOLOGIAS DO EDIFÍCIO	7
3.1. AVALIAÇÃO PRELIMINAR	7
3.1.1. Inspeção visual	7
3.1.2. Registo de danos	8
3.2. PROCESSOS DE DETERIORAÇÃO DE ESTRUTURAS EXISTENTES	8
3.3. PRINCIPAIS CAUSAS DE DETERIORAÇÃO DO BETÃO SIMPLES E ARMADO	8

3.3.1. Corrosão das armaduras.....	8
3.3.2. Factores agravantes à corrosão das armaduras	9
3.3.3. Resumo das principais causas de deterioração do betão armado	9
3.4. MEIOS DE DIAGNÓSTICO	9
3.4.1. Carbonatação.....	9
3.4.2. Teor de cloretos sulfatos	12
4. CAPITULO IV: CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO.....	14
4.1. CARACTERIZAÇÃO GERAL DO EDIFÍCIO	14
4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA E RECONSTITUIÇÃO DO PROJECTO	15
4.2.1. Medições directas, Medições Indirectas	15
4.2.2. Registo Fotográfico	18
5. CAPITULO V: AVALIAÇÃO ESTRUTURAL.....	19
5.1. AVALIAÇÃO DETALHADA	19
5.1.1. Inspecção detalhada	19
5.1.2. Análise estrutural.....	20
5.2. ALGUNS ENSAIOS EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	20
5.3. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS MATERIAIS	20
5.3.1. Detenção de armaduras	21
5.3.2. Ensaio de Compressão em Carotes.....	21
5.3.3. Ensaio de Tracção em Varões de Aço	24
5.4. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA RESIDUAL DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	25
5.4.1. Pilares	25
5.4.2. Vigas	25
5.4.3. Lajes	26
5.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL	34
5.5.1. Modelo de cálculo	34
5.5.2. Definição Das Acções Sobre a Estrutura	34
5.5.3. Combinação das Acções.....	39
6. Verificação do risco de fendilhação do betão e plastificação do aço.....	43
7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	47
8. CAPITULO VI: BIBLIOGRAFIA.....	48
8.1. Referencias Bibliográficas	48
9. Anexos.....	49

1. CAPITULO I: INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

O presente relatório apresenta um resumo dos trabalhos realizados no campo, complementados em laboratório, relativos à avaliação da capacidade resistente residual em edifícios de betão armado. O estudo foi realizado sob direcção do Laboratório de Engenharia de Moçambique, IP (Local de Estagio).

Ao longo do desenvolvimento do relatório é apresentada a metodologia para a avaliação da capacidade resistente em edifícios de betão armado, cuja aplicação é exemplificada pelo estudo de um edifício antigo.

1.2. JUSTIFICATIVA

Os edifícios são projectados e construídos tendo em consideração o seu tempo de vida útil, e a medida em que o tempo vai passando, eles mostram sinais de “envelhecimento”. A deterioração das estruturas de betão armado pode ser manifestada visivelmente através de patologias cujo estudo aprofundado e detalhado pode levar à proposta de solução das anomalias ou ainda a restauração/ aumento da capacidade do edifício.

A requisição pela avaliação da resistência é principalmente motivada pela incerteza da aptidão do edifício em fazer face às acções advindas da sua utilização, tais incertezas associam-se entre outros factores: a mudança de utilização do edifício, a qualidade dos materiais, ou ainda aos desvios imputados à deficiente qualidade da mão-de-obra.

Naturalmente, por mais que os edifícios sejam dimensionados tendo em conta os coeficientes de segurança preconizados em normas, é consensual que a aptidão operativa dos mesmos não esteja assombrada de dúvidas, quer sejam novos ou antigos; assim, a avaliação da capacidade resistente dos edifícios acaba por integrar-se aos programas de monitoria para a reabilitação ou reforço de estruturas.

1.3. OBJECTIVOS

1.3.1. Objectivo Geral

- ♦ Avaliar a capacidade resistente residual de uma estrutura de betão Armado.

1.3.2. Objectivos específicos

- ♦ Descrever a estrutura do edifício;
- ♦ Representar em desenho, as plantas do edifício;
- ♦ Colher amostras para análise laboratorial;
- ♦ Descrever os materiais usados no edifício;
- ♦ Definir as acções actuates sobre o edifício;
- ♦ Determinar solicitações sobre a estrutura.

1.4. DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA DO TRABALHO

A metodologia adoptada para a realização do trabalho, assenta-se essencialmente nas seguintes etapas: a inspecção visual/observação, recolha de amostras, ensaios e análise dos dados, revisão bibliográfica e aplicação dos resultados laboratoriais na análise estrutural do edifício.

Os trabalhos de observação/inspecção do edifício foram realizados como fase inicial da análise, com vista a familiarização com o edifício, identificação dos seus elementos estruturais, que culmina com o levantamento e representação, em planta, de todo o edifício.

Em fase de realização de trabalhos práticos, privilegiou-se a participação activa do estagiário em todos os trabalhos de campo e laboratoriais. A consulta de normas constituiu guia e base para a percepção das actividades laboratoriais, reforçado sempre pelo esclarecimento por parte do supervisor e colaboradores.

Os resultados obtidos nos ensaios em laboratório foram analisados de acordo com as directrizes vincadas nas normas, que em fase seguinte foram aplicados na análise estrutural do edifício.

A análise estrutural do edifício e posterior determinação da sua capacidade residual resistente foi feita tendo como base todas as informações colhidas no campo e no laboratório, apoiado em consultas bibliográfica e aos engenheiros da área.

2. CAPITULO II: PLANO DO ESTÁGIO PROFISSIONAL

2.1. LOCAL DO ESTÁGIO

O estágio foi realizado no Laboratório de Engenharia de Moçambique IP, com endereço: Av. De Moçambique Km 1.5 Maputo. Outros trabalhos complementares do estágio, correspondente ao estudo de caso, foram realizados num edifício localizado na baixa da cidade de Maputo.

2.2. PERFIL DA EMPRESA

O Laboratório de Engenharia de Moçambique é uma instituição criada em 1947 e é parte integrante da unidade orgânica do Ministério das Obras Públicas, Habitação e Recursos Hídricos de Moçambique, além de outras actividades, tem desempenhado um papel preponderante no auxílio técnico às instituições do Estado, municípios, empresas de construção, consultoria e pessoas singulares na avaliação da segurança estrutural; no diagnóstico do estado de conservação de estruturas e na verificação da conformidade de projectos de construção e ou reabilitação. A sua actividade é essencialmente dirigida para a resolução de problemas técnicos colocados pela indústria, e a transferência de conhecimentos e de tecnologia avançada para os utilizadores. <https://paginas.e.up.pt/clme/2017/proceedings/data/papers/6704.pdf>

2.2.1. Visão, Missão e Valores

2.2.1.1. Visão

Tornar-se num laboratório de excelência na área de controlo de qualidade de materiais de construção e de obras públicas e privadas, por forma a contribuir para infra-estruturas com elevada qualidade.

2.2.1.2. Missão

O LEM enquanto instituição pública e laboratório do estado tem por missão garantir a investigação, homologação e controlo de qualidade no domínio da engenharia civil e de materiais de construção e materiais locais, especialmente em relação as obras publicas; e garantir a investigação na área de águas e empreender e/ou coordenar estudos experimentais no campo da engenharia civil e dos materiais de construção.

2.2.1.3. Valores

Profissionalismo, Disciplina, Responsabilidade, Segurança, Integridade, Rigor Científico, competência.

2.3. POLÍTICA DA QUALIDADE

A política de qualidade visa adequar os serviços prestados aos requisitos normativos e regulamentares, buscando sempre, melhoria contínua, em todas áreas de actuação do LEM, IP.

A direcção geral do LEM, IP evidencia o seu comprometimento com a implementação do sistema de gestão de qualidade a todos os níveis pelo estabelecimento de políticas e objectivos de gestão, que garantem o cumprimento do propósito da Norma ISO/IEC 17025:2018.

Faz parte da política da qualidade do LEM,IP:

- ◆ Realizar actividades respeitando os princípios de imparcialidade e confidencialidade;
- ◆ Participar em ensaios de comparação inter-Laboratoriais;
- ◆ Cumprir com requisitos de clientes e regulamentares;
- ◆ Capacitar os recursos humanos, por forma a garantir a implementação e manutenção do sistema de gestão de qualidade, buscando sempre a melhoria continua e a sua eficácia.

2.4. ESTRUTURA ORGÂNICA

O LEM, IP tem a seguinte estrutura orgânica

- ◆ Direcção Geral;
- ◆ Serviços centrais de Materiais de Construção e Estruturas;
- ◆ Serviços centrais de Geotecnia, Hidráulica e Vias de Comunicação;
- ◆ Gabinete jurídico;
- ◆ Departamento de Qualidade e Metrologia;
- ◆ Departamento de Planificação e Administração;
- ◆ Departamento de Recursos Humanos; e
- ◆ Repartição de Aquisições.

2.4.1. Estrutura do DMCE

- ◆ Sector de Betões e agregados
- ◆ Sector de cimento
- ◆ Sector de cerâmica
- ◆ Sector de metais
- ◆ Sector de estruturas
- ◆ Núcleo de calibração

2.4.2. Competências do DMCE

- ◆ Realizar investigações, estudos e ensaios relativos aos materiais, processos de construção e estruturas;
- ◆ Realizar estudos sobre soluções de construções não tradicionais que envolvam novas tecnologias, bem como apreciar e homologar estudos e dar pareceres nesse domínio que lhe sejam submetidos;
- ◆ Realizar ensaios de recepção de pontes e outras estruturas e o seu controlo pós-construção;
- ◆ Realizar estudos sobre patologias das construções;
- ◆ Participar em actividades normativas e de regulamentações que tenham por objectivo materiais de construção e processos de construção;
- ◆ Garantir a implementação dos sistemas de gestão de qualidade de ensaios;
- ◆ Participar na actividade de licenciamento de laboratórios comerciais.

2.5. ACTIVIDADES REALIZADAS EM LABORATÓRIO

Ao longo dos quatro primeiros meses de estágio, foram realizadas actividades no sector dos materiais de construção, concretamente no Laboratório de agregados e Betões, foram realizados as seguintes ensaios:

- ◆ Ensaio de determinação da massa volúmica e da absorção de água de britas e godo;
- ◆ Ensaio de determinação da massa volúmica e da absorção de água de areias
- ◆ Ensaio de Determinação da densidade de Partículas;
- ◆ Ensaio de determinação da tensão de rotura por compressão (pedras naturais);
- ◆ Ensaio de determinação da resistência ao esmagamento;

- ◆ Ensaio de resistência à compressão (cubos de betão);
- ◆ Ensaio de abaixamento (consistência do betão);
- ◆ Ensaio de desgaste (Los Angeles);
- ◆ Ensaio de análise granulométrica;
- ◆ Ensaio de Baridade;
- ◆ Ensaio de tracção do aço;
- ◆ Composição e amassadura de betões.

Os restantes quatro meses foram dedicados à realização de trabalhos no sector de estruturas, onde para além dos trabalhos de campo, destacam-se os realizados em laboratório:

- ◆ Ensaio de determinação da resistência à compressão de paredes;
- ◆ Ensaio de determinação da resistência à flexão de vigas;
- ◆ Ensaio de determinação da resistência à flexão de vigotas;
- ◆ Ensaio de Pull-Off.

2.6. CASO DO EDIFÍCIO 1239

Trata-se de um edifício que se suspeita ter sido construído antes da proclamação da independência de Moçambique, actualmente apresenta sinais de degradação, pelo que este é um dos motivos da requisição da avaliação da sua integridade actual.

2.6.1. Descrição geral do Edifício

O edifício estudado comporta quatro pisos e uma cobertura acessível. A estrutura é constituída por pórticos planos de vigas principais de 30x55 cm e secundárias de 30x55 cm, pilares principais de 25x55 cm e secundários 25x25 cm; os pisos são em lajes aligeiradas betonadas in-situ excepto o do rés-do-chão.

O edifício possui compartimentos não identificados, e para além destes, possui uma caixa de escada e uma caixa de elevador.

Exteriormente, o edifício apresenta revestimento armado pré-fabricado, sendo que as paredes interiores são revestidas em reboco. As lajes são revestidas inferiormente por reboco, para além da betonilha de regularização que serve de revestimentos em algumas zonas do edifício, são observadas algumas zonas revestidas de tijoleiras.

É notório que houve pintura em lajes e paredes mas que até ao momento da realização dos trabalhos já encontrava-se em estado avançando de desgaste.

2.6.2. Actividade Realizadas Em Obra

Com vista a alcançar o objectivo da requisição do estudo, foram realizados trabalhos de recolha de dados para o posterior estudo e análise em laboratório:

- ♦ Levantamento geométrico do edifício (ver anexo);
- ♦ Reconstituição do projecto (ver anexo);
- ♦ Registo fotográfico das principais patologias do edifício (ver anexo);
- ♦ Marcação dos pontos de extracção de carotes (ver anexo);
- ♦ Marcação dos pontos de extracção de armaduras em lajes (ver anexo);
- ♦ Detenção de armaduras nos pontos de extracção de carotes (pilares/vigas);
- ♦ Detenção de armaduras em lajes;
- ♦ Extracção de carotes em vigas e paredes;
- ♦ Extracção de armaduras em lajes.

3. CAPITULO III: INSPECÇÃO E DIAGNOSTICO DE PATOLOGIAS DO EDIFÍCIO

3.1. AVALIAÇÃO PRELIMINAR

No âmbito desta investigação, é feita a identificação e documentação dos danos na estrutura (patologias), como por exemplo: fendas, corrosão e deformações, através da análise visual com ferramentas simples.

3.1.1. Inspeção visual

- ♦ Observação da qualidade do betão;
- ♦ Identificação de anomalias (defeitos de execução, fendilhação, deterioração do betão e/ou das armaduras, deformações excessivas);
- ♦ Identificação do sistema/comportamento estrutural.

3.1.2. Registo de danos

- ♦ Danos estruturais
- ♦ Deterioração do betão
- ♦ Corrosão das armaduras

3.2. PROCESSOS DE DETERIORAÇÃO DE ESTRUTURAS EXISTENTES

As anomalias apresentadas pelos elementos ou componentes que constituem a estrutura e as fundações dos edifícios podem dividir-se, quanto às suas causas, em dois grandes grupos: as que resultam do funcionamento estrutural desses elementos e as que resultam da acção directa dos agentes de deterioração.

De acordo com Córias (2006), destacam-se os seguintes principais agentes de deterioração de estruturas de betão armado:

- ♦ Variação de temperatura
- ♦ A poluição atmosférica
- ♦ O gelo e os sais
- ♦ Biodeterioração

3.3. PRINCIPAIS CAUSAS DE DETERIORAÇÃO DO BETÃO SIMPLES E ARMADO

3.3.1. Corrosão das armaduras

De acordo com Córias (2006), a corrosão das armaduras é o defeito mais frequente das construções de betão armado, resultando de duas coisas principais:

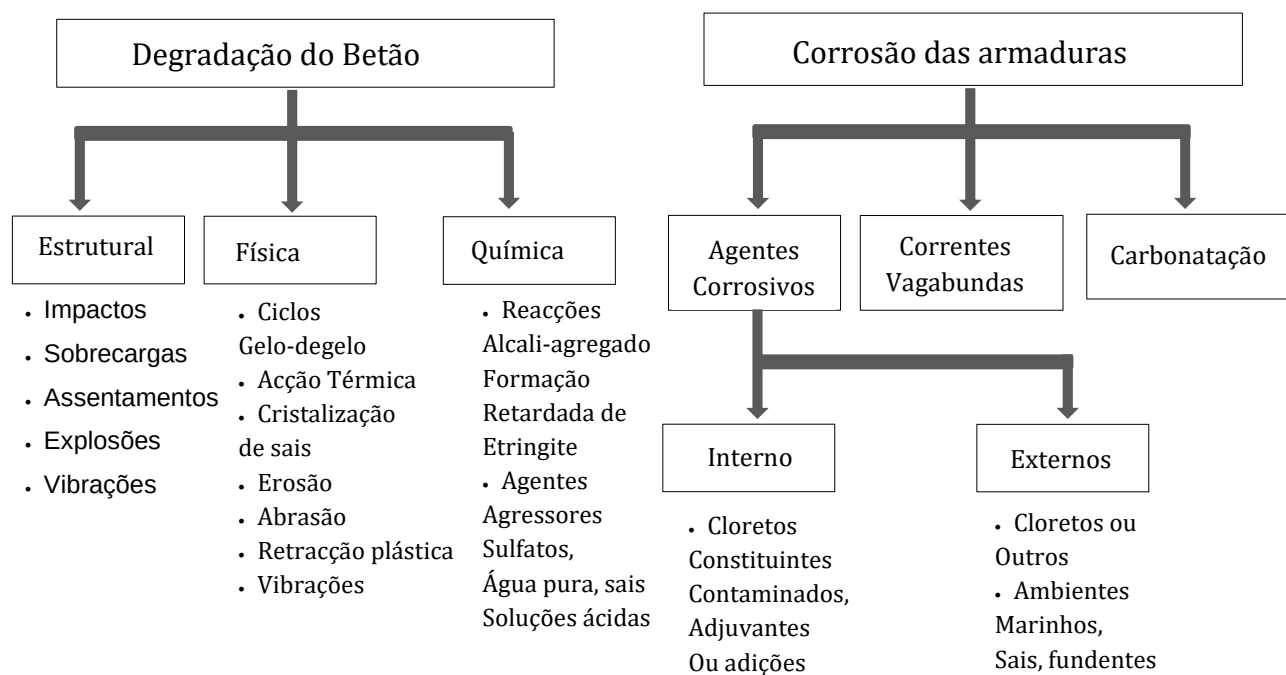
- ♦ A Carbonatação, pelo CO_2 do ar, com o consequente abaixamento do **PH** do betão, e, portanto, a diminuição do seu efeito protector.
- ♦ A presença de cloretos no betão que envolve as armaduras.

Quer no caso da Carbonatação, quer no da penetração dos cloretos, verifica-se a existência de uma frente de alteração do equilíbrio electroquímico das armaduras, que precede uma frente de delaminação, onde o betão de recobrimento se está a destacar. Num outro caso, o teor de humidade desempenha um papel fundamental: em ambiente seco ou húmido as reacções químicas tendem a diminuir drasticamente de intensidade.

3.3.2. Factores agravantes à corrosão das armaduras

- ◆ Recobrimento Insuficiente
- ◆ Porosidade excessiva
- ◆ Fissuras

3.3.3. Resumo das principais causas de deterioração do betão armado



3.4. MEIOS DE DIAGNÓSTICO

A avaliação da integridade actual da estrutura, foi feita tendo como auxilio: a Carbonatação betão e a determinação do teor de sulfatos assim como cloretos. Estes permitem aferir o nível de risco que as armaduras podem estar expostas, assim como a possibilidade de deterioração do betão por contaminação.

3.4.1. Carbonatação

A Carbonatação do betão resulta da tendência do dióxido de carbono de se combinar com as bases do cimento hidratado, produzindo-se compostos com PH mais reduzido. A reacção mais simples e mais comum consiste na combinação do CO₂ presente no ar com o hidróxido de cálcio libertado pela hidratação dos componentes do cimento. A

passagem do hidróxido de cálcio a carbonato de cálcio leva ao abaixamento do **PH** da solução de equilíbrio de 12.5 para 9.4. Martins (2010).

Os silicatos de cálcio hidratado também podem-se decompor por acção do dióxido de carbono, o mesmo acontecendo aos aluminatos de cálcio hidratados. Todas estas reacções fazem baixar o **PH**. Quando o **PH** atinge valores da ordem dos 9.5, a película que reveste o aço perde a sua influencia passiva, podendo aquele começar a oxidar-se, devido à presença da água e de oxigénio. Cóias (2006).

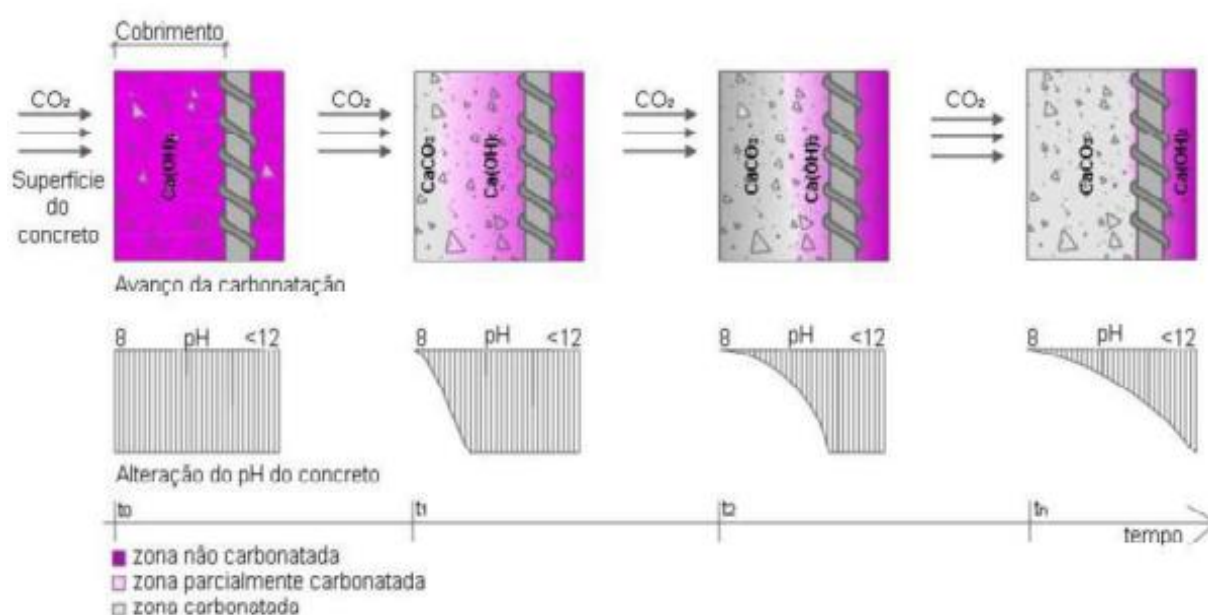


Figura 1: Carbonatação em Betão Armado

A Carbonatação dos elementos de betão armado, coloca em risco as armaduras que lhes constituem, dado que, se os elementos estiverem carbonatados até a profundidade superior ao recobrimento, qualquer infiltração da água nesses elementos, leva à corrosão das armaduras.

A Carbonatação foi avaliada imediatamente após a extracção das carotes nos elementos estruturais, após a aplicação e reacção da fenolftaleína em carotes, prosseguiu-se à medição da profundidade de Carbonatação.



Figura 2: Teste de Carbonatação em carotes

A tabela a seguir resume os resultados da análise da profundidade da Carbonatação em pilares e vigas.

Tabela 1: Avanço da Carbonatação em Pilares e Vigas

Refª.		Profundidade de Carbonatação [cm]	Refª.		Profundidade de Carbonatação [cm]	Refª.		Profundidade de Carbonatação [cm]
Rés-do-chão								
Pilares	P3C	0	Pilares	P7A	0	Pilares	P17A	1,5
	P4A	0		P8C	2		P19E	4,5
	P5C	0		P9A	1		P19G	6
Primeiro Andar								
Pilares	P1F	2	Pilares	P11C	0	Vigas	VC14-15	0
	P4G	2		P15E	0		V15G-H	0
	P9C	1		P15G	6,5		V4C-E	0
Segundo Andar								
Pilares	P4G	4	Pilares	P13A	3	Vigas	V15H-I	0
	P4I	6		P15I	2		V4G-F	0
	P11A	4		P16C	1		VA12-13	0
Terceiro Andar								
Pilares	P1E	4,5	Pilares	P16A	0	Vigas	V1D-E	0
	P1G	6		P19D	5		VA2-3	0
	P3A	1,5		P19F	0		V19E-D	0

Conciliando os resultados resumidos na tabela 1 com o gráfico 1, percebe-se que parte considerável dos elementos analisados (pilares e vigas) a Carbonatação ainda na atingiu a profundidade correspondente ao recobrimento.

Assim, no total de 33 elementos analisados, apenas 30% encontra-se em situação de risco, dado que, o recobrimento dos elementos é de 3 cm.

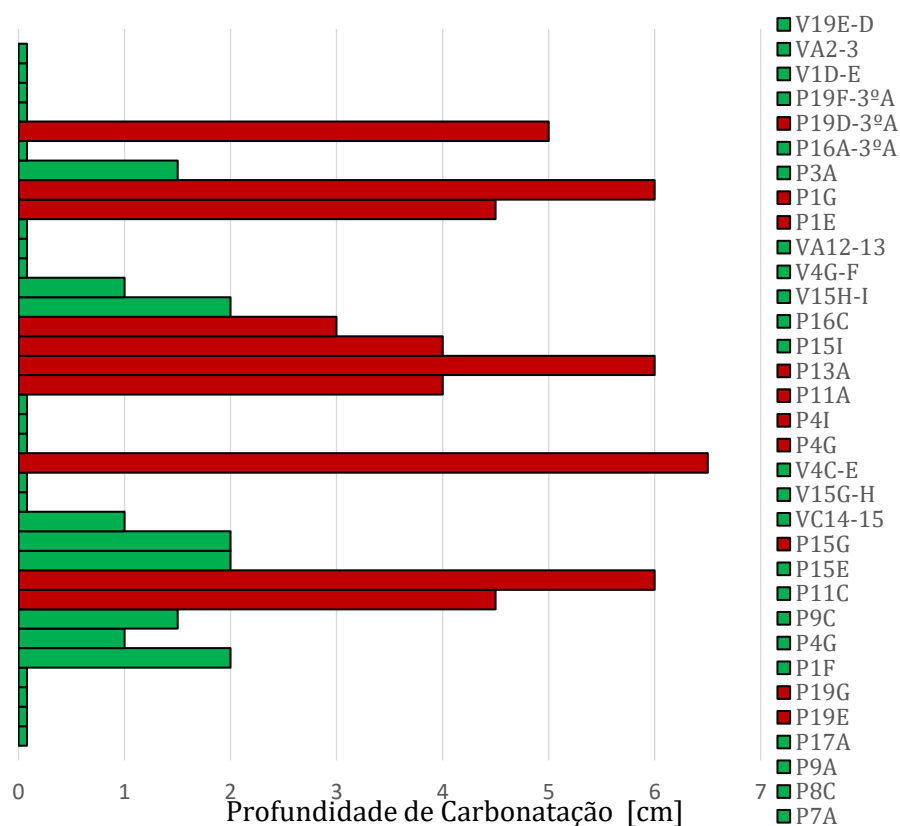


Gráfico 1: Carbonatação em Pilares e Vigas

3.4.2. Teor de cloretos sulfatos

Segundo Córias (2006), os cloretos que surgem na massa do betão endurecido podem ter diversas origens, a começar pela água de amassadura. Podem existir nos inertes naturais ou provir da água com que eles estiveram em contacto. Por exemplo, os agregados em contacto com a água do mar contêm sais em que predominam cloretos e sulfatos. Nas areias da praia, a quantidade de cloretos varia com a zona onde provêm: zona acima do nível máximo da preia-mar é mais carregada com cloretos, pelo que o uso de areias dessa zona é desaconselhável.

A presença do ião de cloro torna possível a oxidação do ferro para valores de **PH** em que ele seria passivo.

A tabela a seguir apresenta os resultados do teor de cloretos assim como sulfatos em relação ao peso do cimento, em diferentes profundidades dos elementos. Os valores apresentados são relativamente baixos quando comparados com o limite de 0,4%

preconizado na norma NP EN 206, isto é, é desprezível a contaminação do betão pelos íons cloreto e sulfato.

Tabela 2: Teor de Cloretos e Sulfatos em Pilares

Refª.	Teor de Cloretos (Cl^-) em diferentes profundidades [%]			Teor de Sulfatos (SO_4^{2-}) em diferentes profundidades [%]		
	0,0 - 1,5 cm	1,5 - 3,5 cm	3,5 - 5,0 cm	0,0 - 1,5 cm	1,5 - 3,5 cm	3,5 - 5,0 cm
Rés-do-chão						
P17 C	0.02	0.02	0.02	0.07	0.03	0.01
P4 A	0.02	0.02	0.14 a)	0.01	0.01	0.1 a)
P19 E	0.03	0.03	0.01	0.02	0.01	0.02
Primeiro Andar						
P4 G	0.09	0.09	0.03	0.07	0.01	0.03
P15 G	0.04	0.02	0.02	0.16	0.04	0.02
P11 C	0.02	0.03	0.03	0.04	0.02	0.01
Segundo Andar						
P4 I	10 a)	0.08	0.05	0.16	0.01	0.05
P15 I	0.23	0.07	0.02	0.2	0.03	0.02
P11 A	0.23	0.09	0.04	0.04	0.03	0.04
Terceiro Andar						
P1 G	0.02	0.02	0.02	0.07	0.01	0.01
P19 D	0.11	0.02	0.02	0.04	1.7 a)	0.01
P16 A	0.05	0.04	0.04	0.05	0.01	0.04

a) Valores aberrantes (não considerar na análise)



Figura 3: Amostras para a determinação do teor de cloretos e Sulfatos

O gráfico a seguir apresenta o resumo dos resultados do teor de cloretos apresentados na tabela 2, onde facilmente percebe-se que boa parte dos elementos apresenta um teor de cloretos abaixo de 0.1%, exceptuando-se os pilares P15I e P11A.

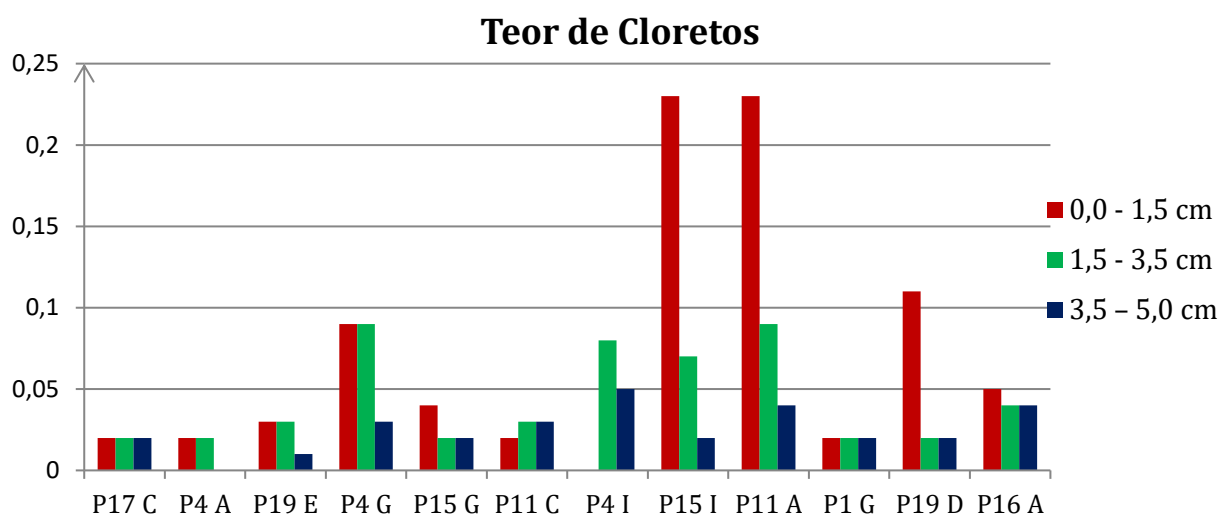


Gráfico 2: Resumo do Teor de Cloretos em Pilares

Resumo semelhante ao anterior pode ser visualizado no gráfico 3, onde é possível notar também que o teor de sulfatos é inferior a 0.1% para a maioria dos pilares. Em geral, os teores de cloretos assim como sulfatos estão abaixo do indicado pela norma.

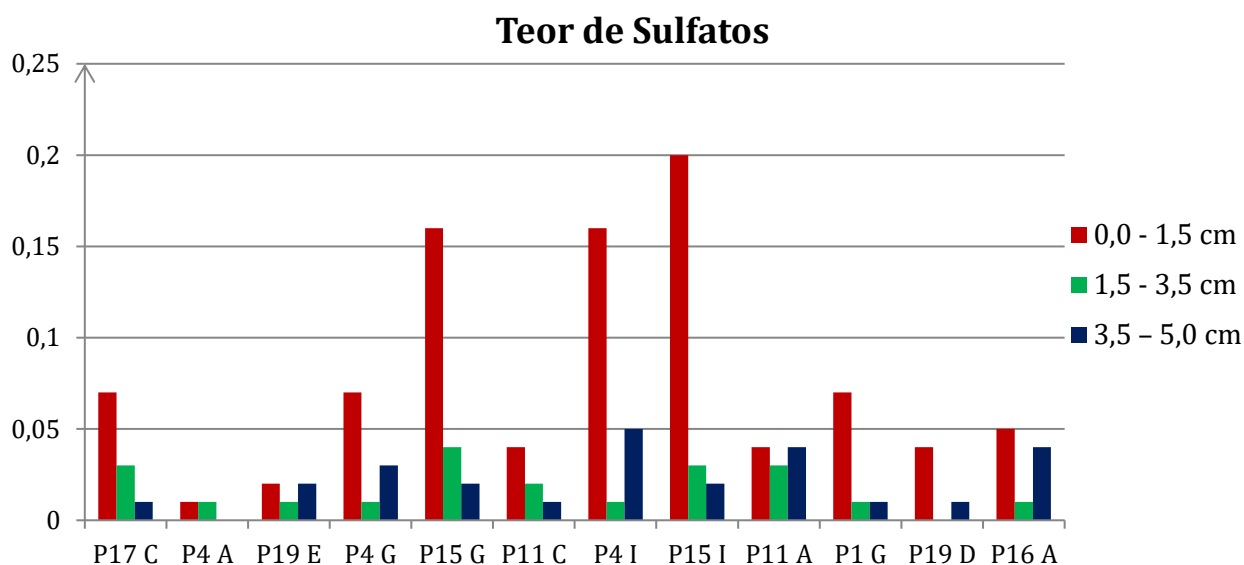


Gráfico 3: Resumo do Teor de Sulfatos em Pilares

4. CAPITULO IV: CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO

4.1. CARACTERIZAÇÃO GERAL DO EDIFÍCIO

Caso não exista informação acerca do edifício, torna-se necessário efectuar localmente o seu levantamento, ou seja, desde logo, a representação da sua geometria em planta, alçados e cortes, tarefa que pode ter de ser complementada através da realização de

inspecções e ensaios destinados a quantificar as propriedades relevantes para o objectivo em vista. Silva (2006).

Trata-se de um edifício com quatro pisos, simétrico em relação ao eixo transversal, com comprimento total de 40.80m e largura de 22.20 m, uma altura total de 17.20 m. A estrutura é constituída por pilares e vigas rectangulares e os pisos são em laje aligeirada, betonada *in situ*, as paredes são em tijolo cerâmico, excepto as da cobertura que são em blocos de argamassa. O edifício possui uma caixa de escada principal, uma caixa de elevador e uma casa de Maquinas.

4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA E RECONSTITUIÇÃO DO PROJECTO

4.2.1. Medições directas, Medições Indirectas

Para o edifício estudado, não se teve acesso aos projectos: arquitectónico nem estrutural, pelo que foi efectuado levantamento geométrico de todo edifício, que culminou com a reconstituição do projecto. As medições directas foram feitas com recurso à fita métrica, em lugares de difícil acesso optou-se pelo uso da fita à *laser*, as medidas dos espaços inacessíveis foram obtidas indirectamente por meio de cálculos (Medições Indirectas). A seguir apresenta-se a planta do Rés-do-chão, conseguido através do procedimento descrito anteriormente.

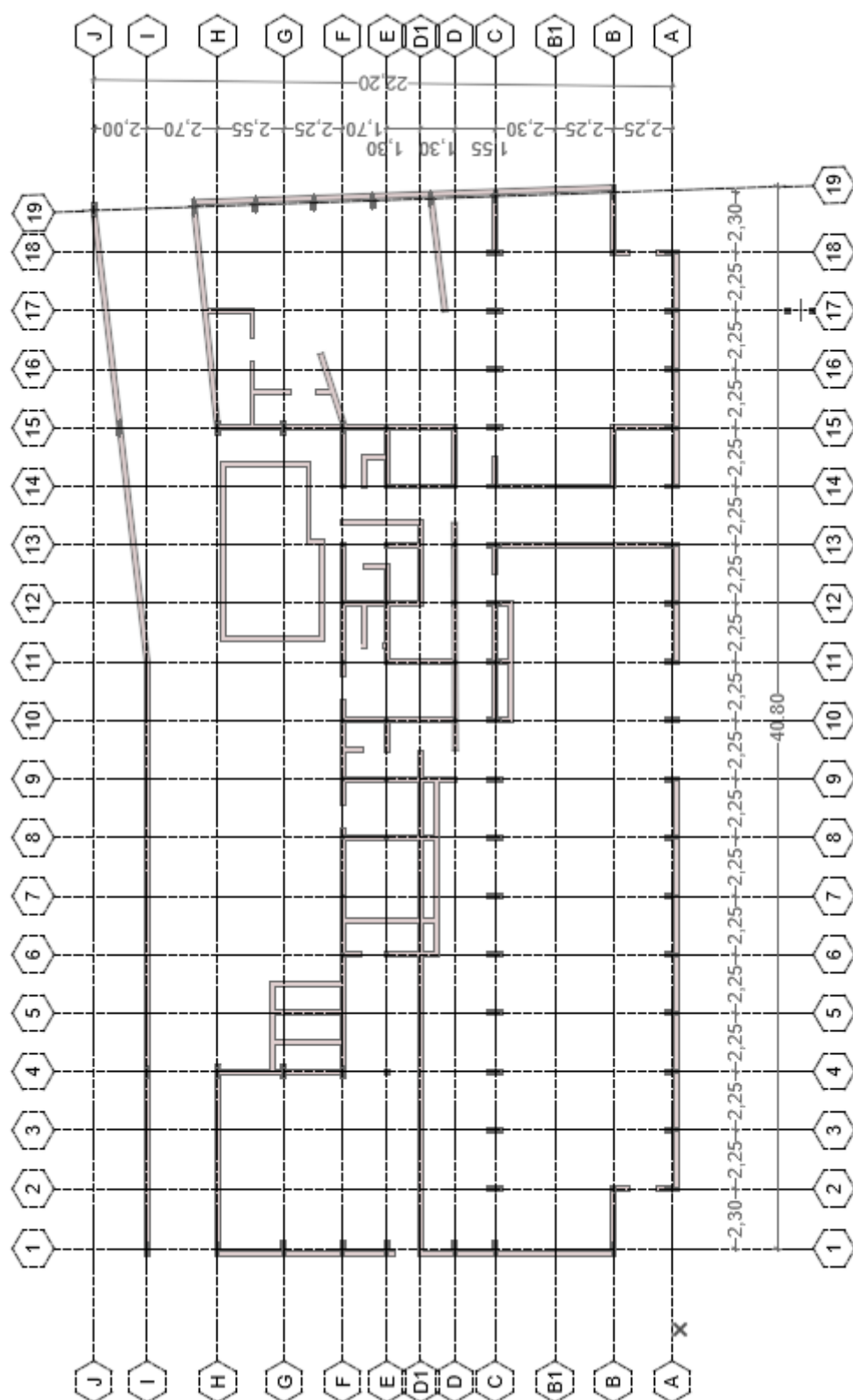


Figura 4: Planta Arquitectónica-Rés-do-Chão

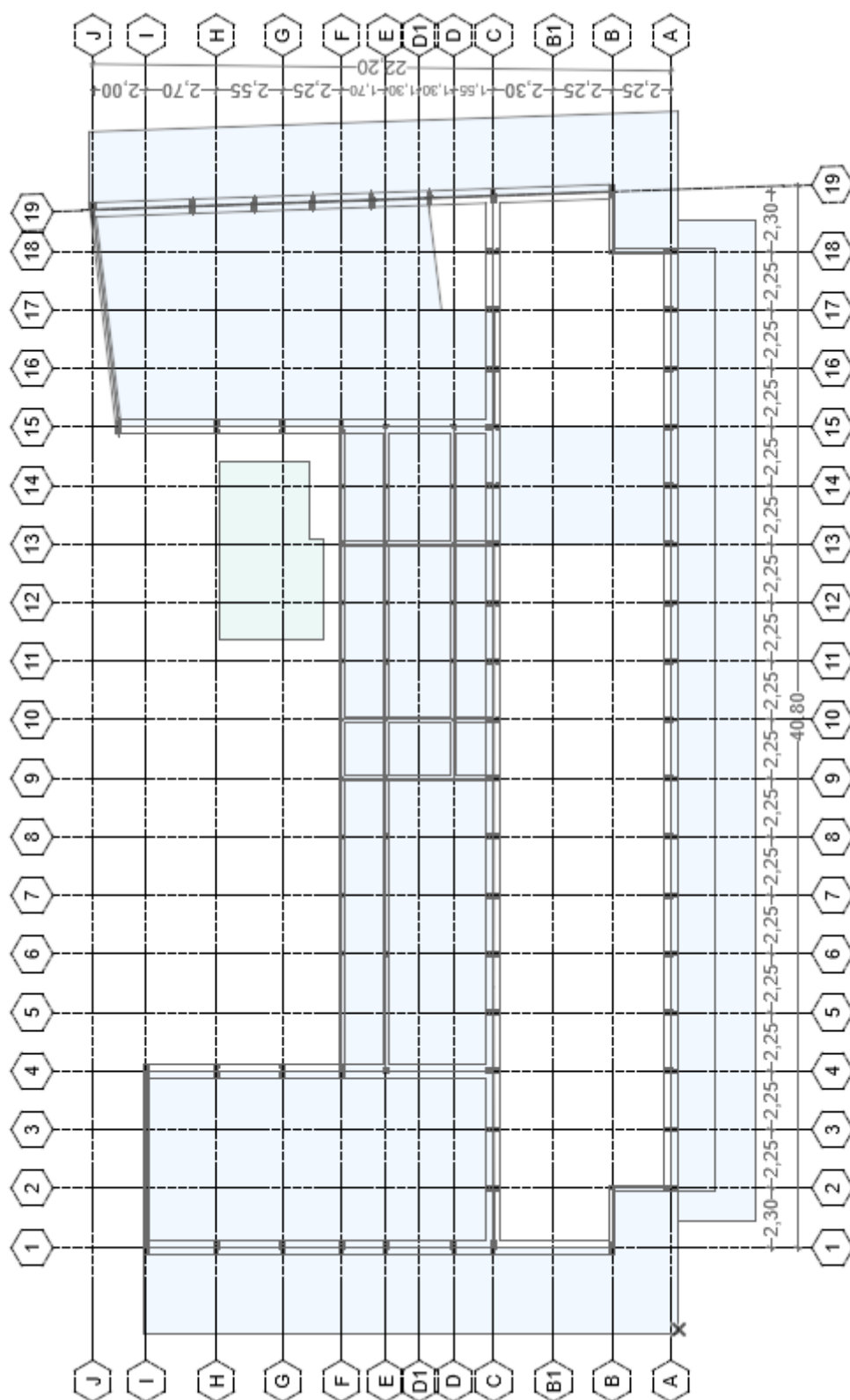


Figura 5:Planta Estrutural-Rés-do-Chão

4.2.2. Registo Fotográfico

Durante a inspecção visual, recorreu-se registo de imagens fotográficas, que retratam o estado actual do edifício em termos de patologias, foram registados também os diversos momentos de recolha de informações pertinentes para o estudo. Uma parte das fotografias registadas é apresentada a seguir, e o restante em anexo.



Legenda: A - Destacamento e corrosão de armadura
 B - Mancha de infiltração
 C - Desabamento do reboco
 D - Desabamento de abobadilha

E - Fendas em paredes
 F - Fendas em lajes
 G - Eflorescência

Figura 6: Ilustração das patologias patentes no edifício



Legenda: A - Destacamento e corrosão de armadura
B - Mancha de infiltração
C - Desabamento do reboco
D - Desabamento de abobadilha

E - Fendas em paredes
F - Fendas em lajes
G - Eflorescência

Figura 7: Ilustração das patologias patentes no edifício

5. CAPITULO V: AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

5.1. AVALIAÇÃO DETALHADA

5.1.1. Inspeção detalhada

De acordo com a ISO (2010), a Inspeção detalhada é realizada quando existem dúvidas em relação às propriedades dos materiais e dimensões constantes nos documentos ou quando tais documentos não existem, e a avaliação preliminar não permite tirar conclusões exaustivas. Fazem parte da inspeção detalhada as seguintes etapas:

- ♦ Levantamento geométrico;
- ♦ Verificação das dimensões dos elementos estruturais (relação projecto/obra);
- ♦ Mapeamento da delaminação do betão;
- ♦ Mapeamento da fendilhação (abertura, espaçamento, orientação);

- ♦ Avaliação do nível e tipo de deterioração da obra;
- ♦ Localização de armaduras (diâmetro, espaçamento, recobrimento);
- ♦ Determinação das propriedades mecânicas do betão e do aço.

5.1.2. Análise estrutural

- ♦ Variáveis básicas (geometria, acções, propriedades dos materiais);
- ♦ Modelação de incertezas (análises estatísticas e probabilísticas);
- ♦ Modelos de análise (linear, plástica, não-linear);
- ♦ Métodos de cálculo (analítico, numérico, experimental).

5.2. ALGUNS ENSAIOS EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

- ♦ Ensaio esclerométrico;
- ♦ Detecção in situ do teor de cloretos no betão;
- ♦ Extracção de carotes de betão para a determinação das características de resistência;
- ♦ Detecção de armaduras e avaliação do seu diâmetro e recobrimento;
- ♦ Determinação da profundidade de Carbonatação de betões, argamassas ou outros materiais cimentícios.

5.3. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DOS MATERIAIS

Para a extracção das carotes, o edifício foi subdividido em andares, e daí, definidos dois lotes: pilares e vigas (ver anexo); Foram extraídas carotes em lajes, não para a análise da resistência à compressão, por estas serem aligeiradas, mas sim para a descrição do elemento da Laje: Abobadilha, capa de compressão e nervura.

A extracção foi feita tendo em conta os cuidados abaixo arrolados conjugados com a minimização do dispêndio de recursos assim como danos desnecessários à estrutura.

- ♦ As carotes devem ser extraídas a uma distância maior ou igual ao seu diâmetro com relação às juntas de betonagem, às bordas das perfurações ou às bordas do elemento estrutural, ou mesmo entre carotes;
- ♦ Não devem ser cortadas armaduras principais; Para evitar este risco, deve ser usado um detector de metais (pacômetro) ou procedimento equivalente, ou prospecção por retirada do recobrimento;

- ♦ Não extrair carotes com fissuras nem em fissuras, a não ser que o objectivo seja conhecer a fissura, ou seja, para resistência do betão, a carote deve ser íntegra.
- ♦ A segurança estrutural deve ser assegurada em todas as etapas (antes, durante e após a extracção) e, quando necessário, com o uso de escoramentos temporários;

5.3.1. Detecção de armaduras

Para a determinação da resistência dos elementos estruturais, além da geometria, resistência mecânica do betão, é necessário conhecer o recobrimento, os diâmetros das armaduras assim como a disposição dos mesmos. A detecção das armaduras foi feita com recurso ao pacômetro, este permite caracterizar a disposição de armaduras longitudinais, transversais assim como os recobrimentos.

5.3.2. Ensaio de Compressão em Carotes

As carotes extraídas no edifício, foram cuidadosamente corrigidas e submetidas ao ensaio de compressão em laboratório. As etapas do processo são ilustradas nas figuras a seguir:



Figura 8: Extracção e codificação de carotes



Figura 9: Correção e ensaio de carotes

A estimativa da resistência à compressão in-situ característica da zona de ensaio é o menor valor de:

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k \quad \text{Ou de} \quad f_{ck,is} = f_{is,menor} + 4$$

A margem k do número n de resultados de ensaio e o valor apropriado é seleccionado na tabela a seguir:

Tabela 3: Margem k associado ao número de resultado de ensaios

n	k
10 à 14	5
7 à 9	6
3 à 6	7

$$f_{ck,is} = \text{memor} \begin{cases} 11.43 - 6 = 5.43 \text{ MPa} \\ 9.04 + 4 = 13.04 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$f_{ck,is(Padiao)} = \frac{f_{ck,is}}{0.85} = \frac{5.43}{0.85} = 6.4 \text{ MPa}$$

Tabela 4: Resultados de ensaio de compressão em carotes-Pilares

Ref.	Massa [g]	Carga de Rotura [KN]	Resistência à compressão <i>in situ</i> $f_{ck,is}$ [MPa]	Resistência Media $f_{m(n),is}$ [MPa]	Resistência Mínima $f_{is,menor}$ [MPa]	Resistência Característica Padrão $f_{ck,is}$ [MPa]	Classif.
Rés-do-chão							
P5C	1920	80,60	10,26	11,43	9,04	6,40	ND*
P19G	1930	87,10	11,09				
P4A	1878	71,80	9,14				
P17A	1969	124,90	15,90				
P7A	1893	71,00	9,04				
P3C	1913	95,40	12,15				
P8C	1912	102,80	13,09				
P9A	1877	72,20	9,19				
P19E	1928	102,40	13,04				
Primeiro Andar							
P1F	1980	151	19,23	10,70	7,61	5,60	ND*
P15G	1904	61,1	7,78				
P4G	1906	80,7	10,28				
P15E	1926	86,6	11,03				
P11C	1888	59,8	7,61				
P9C	1940	66,6	8,48				
Segundo Andar							
P11A	1996	131,50	16,74	15,20	5,16	10,80	C8/10
P13A	2003	169,80	21,62				
P16C	1874	63,70	8,11				
P4G	1842	40,50	5,16				
P15I	1952	154,30	19,65				
P4I	1984	156,70	19,95				
Terceiro Andar							
P3A	1836	155,60	19,81	12,50	9,74	7,00	ND*
P19D	1845	86,40	11,00				
P1G	1916	76,50	9,74				
P16A	1946	83,70	10,66				
P19F	1976	84,70	10,78				
P1E	1943	103,60	13,19				

ND*: Betão não classificável

Tabela 5: Resultados de ensaio de compressão em carotes-Vigas

Ref.	Massa [g]	Carga de Rotura [KN]	Resistência à compressão <i>in situ</i> $f_{ck,is}$ [MPa]	Resistência Media $f_{m(n),is}$ [MPa]	Resistência Mínima $f_{is,menor}$ [MPa]	Resistência Característic a Padrão $f_{ck,is}$ [MPa]	Classif.
Primeiro Andar							
VC14-15	2001	116,6	14,85	19,40	14,85	14,50	C12/15
V15G-H	2001	205,8	26,20				
V4C-E	1916	133,7	17,02				
Segundo Andar							
V15H-I	1984	228,80	29,13	25,10	22,27	21,30	C20/25
V4G-F	1911	174,90	22,27				
VA12-13	1931	188,30	23,98				
Terceiro Andar							
VA2-3	1989	241,20	30,71	30,00	28,57	27,00	C25/30
V1D-E	2021	240,90	30,67				
V19E-D	2018	224,40	28,57				

5.3.3. Ensaio de Tracção em Varões de Aço

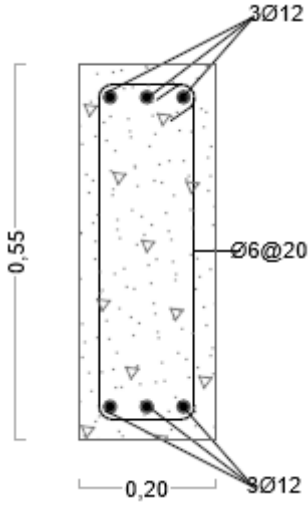
Tabela 6: Resultados de ensaio de Tracção de Aços-Lajes

Ref. ^a do local	Ref. ^a	Diâmetro nominal [mm]	Diâmetro medido [mm]	Tensão de cedência f_y [Mpa]	Tensão de rotura f_t [%]	Extensão do aço na rotura ϵ_u [%]
Primeiro Andar						
L#1	1299-I	8	8,05	303,1	371,3	23,75
L#2	1296-I	6	5,7	296,5	364,8	23,33
	1297-I	6	5,7	296,5	362,1	23,33
L#3	1301-I	8	8,05	280,8	330,7	22,5
	1302-I	10	10,14	259,4	305	24
L#4	1303-I	12	11,86	321	449,4	23,33
	1298-I	6	6,15	272,2	353,1	23,3
Segundo Andar						
L#5	1304-I	12	12,74	331,2	392,6	22,5
	1305-I	12	12,52	309,5	473,5	24,17
L#6	1306-I	12	12,41	308,8	463	21,67
	1307-I	12	12,52	281,2	351,8	21,67
Terceiro Andar						
L#7	1300-I	8	8,05	334,6	395	23,75
	1308-I	16	15,94	300,2	386,6	18,75

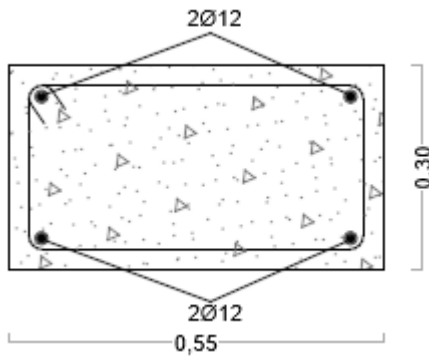
Os valores da tensão de cedência fornecidos na tabela 6, resultam em uma média de 300 MPa que é 25% abaixo da tensão de cedência do aço S400, assim, para efeitos de cálculos de verificação dos elementos estruturais foi adopta o aço S400.

5.4. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA RESIDUAL DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

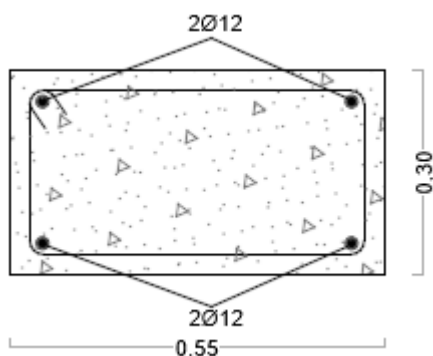
5.4.1. Pilares

Caracterização dos Elementos Estruturais: Pilares Rés-do-chão, 1º,3º andares	
	Esforço axial resistente $f_{syd} = 348 \text{ MPa (S400)} \quad f_{cd} = 5.33 \text{ MPa (C8/10)}$ $N_{R,d} = 0.85 \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{syd} \cdot A_s$ $N_{R,d} = 0.85 \cdot 5.33 \cdot 0.2 \cdot 0.55 + 348 \cdot 6 \cdot 1.13 \cdot 10^{-4}$ $N_{R,d} = 734,61 \text{ kN}$

5.4.2. Vigas

Caracterização dos Elementos Estruturais: Vigas do Primeiro andar	
	Momento flector resistente $f_{syd} = 348 \text{ MPa (S400)} \quad f_{cd} = 8.0 \text{ MPa (C12/15)}$ $\frac{A}{A'} = 1 \quad \omega = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} = \frac{4 \cdot 1.13 \cdot 10^{-4}}{0.55 \cdot 0.3} \cdot \frac{348}{8.0}$ $\frac{A}{A'} = 1 \quad \omega = 0.12 \rightarrow \mu = 0.11 \text{ (tabela 2)}$ $M_{rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \rightarrow M_{rd} = 43.56 \text{ KN.m}$

Caracterização dos Elementos Estruturais: Vigas do Segundo andar



Momento flector resistente

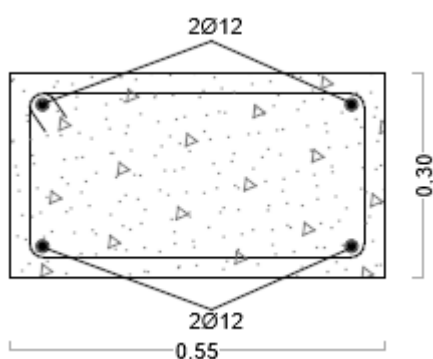
$$f_{syd}=348\text{MPa (S400)} \quad f_{cd}=13.33\text{ MPa (C20/25)}$$

$$\frac{A}{A'}=1 \quad \omega=\frac{A_s}{b.d} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} = \frac{4 \cdot 1.13 \cdot 10^{-4}}{0.55 \cdot 0.3} \cdot \frac{348}{13.33}$$

$$\frac{A}{A'}=1 \quad \omega=0.072 \rightarrow \mu=0.07 \text{ (tabela 2)}$$

$$M_{rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \rightarrow M_{rd}=46.18 \text{ KN.m}$$

Caracterização dos Elementos Estruturais: Vigas do Terceiro andar



Momento flector resistente

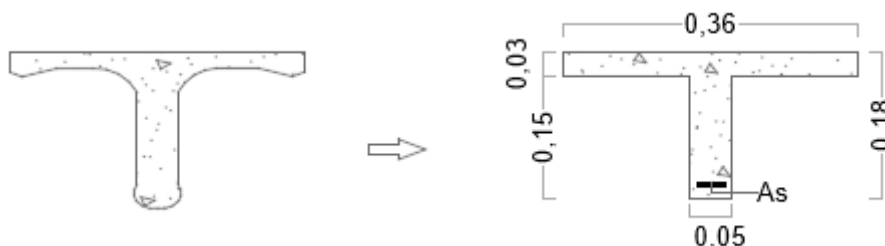
$$f_{syd}=348\text{MPa (S400)} \quad f_{cd}=16.67\text{ MPa (C25/30);}$$

$$\frac{A}{A'}=1 \quad \omega=\frac{A_s}{b.d} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} = \frac{4 \cdot 1.13 \cdot 10^{-4}}{0.55 \cdot 0.3} \cdot \frac{348}{16.67}$$

$$\frac{A}{A'}=1 \quad \omega=0.057 \rightarrow \mu=0.055 \text{ (tabela 2)}$$

$$M_{rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \rightarrow M_{rd}=45.38 \text{ KN.m}$$

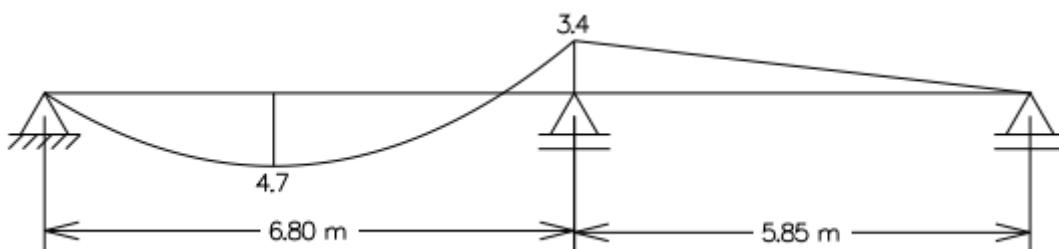
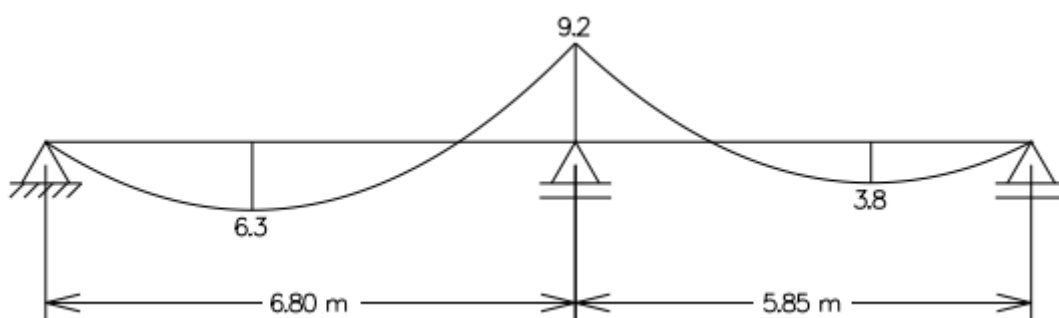
5.4.3. Lajes



Laje central: primeiro andar

Cargas

$$\left. \begin{array}{l} P_p(\text{Laje aligeirada}) = 4.2 \text{ kN/m}^2 \\ P_p(\text{Revestimento}) = 0.16 \text{ kN/m}^2 \\ P_p(\text{Regularização}) = 0.63 \text{ kN/m}^2 \\ S_u(\text{Sobrecarga}) = 3.0 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} P_p = 5.0 \text{ kN/m}^2 \rightarrow P_p = 5.0 * 0.36 = 1.8 \text{ kN/m} \\ S_u = 3.0 * 0.36 = 1.08 \text{ kN/m} \end{array}$$



Combinação das acções

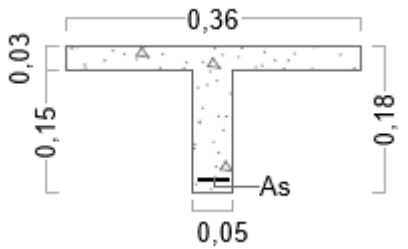
$$M_{sd}^+ = 1.35 * 6.3 + 1.5 * 4.7 = 15.55 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd}^- = 1.35 * 9.2 + 1.5 * 3.4 = 17.52 \text{ kN.m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{23.33 * 10^3}{0.36 * 0.15^2 * 10.7 * 10^6} \rightarrow \mu_1 = 0.27$$

$$\mu_2 = 0.688 \frac{h_f}{d} \left(1 - 0.416 \frac{h_f}{d} \right)$$

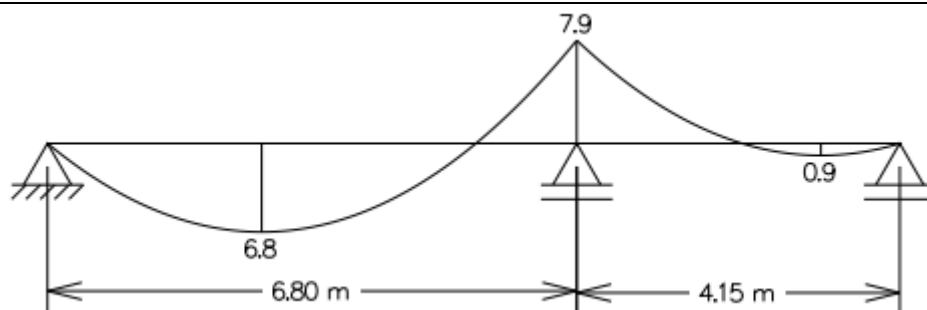
$$\mu_2 = 0.688 \frac{0.03}{0.15} \left(1 - 0.416 \frac{0.03}{0.15} \right) \rightarrow \mu_2 = 0.13$$

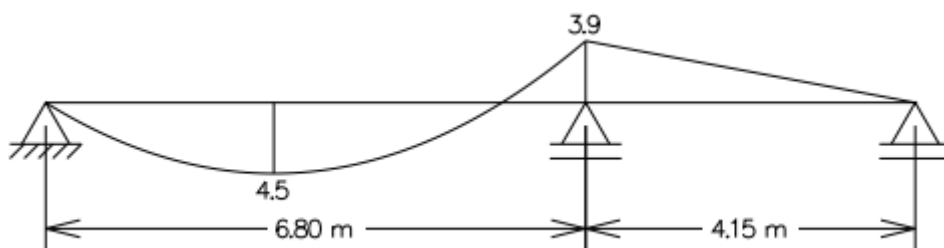
	$\mu_1 > \mu_2$ Cálculo feito considerando secção T $b/b_w = 8$ (tabela 9) $\frac{h_f}{d} = \frac{0.03}{0.15} = 0.2$ (tabela 9) $\omega = \frac{A_s}{bd} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \rightarrow \omega = \frac{(2.26+1.0) \cdot 10^{-4}}{0.36 \cdot 0.15} \cdot \frac{348}{10.7}$ $\omega = 0.196 \rightarrow \mu = 0.17$ $M_{Rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \rightarrow M_{Rd} = 0.17 \cdot 0.36 \cdot 0.15^2 \cdot 10.7 \cdot 10^3$ $M_{Rd} = 14.73 \text{ KN.m}$
---	---

Laje central: Segundo andar

Cargas

$$\begin{array}{l}
 P_p(\text{Laje aligeirada}) = 4.2 \text{ KN/m}^2 \\
 P_p(\text{Revestimento}) = 0.16 \text{ KN/m}^2 \\
 P_p(\text{Regularização}) = 0.63 \text{ KN/m}^2 \\
 S_u(\text{Sobrecarga}) = 3.0 \text{ KN/m}^2
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} P_p(\text{Laje aligeirada}) \\ P_p(\text{Revestimento}) \\ P_p(\text{Regularização}) \\ S_u(\text{Sobrecarga}) \end{array}} \right\}
 \begin{array}{l}
 P_p = 5.0 \text{ KN/m}^2 \rightarrow P_p = 5.0 \cdot 0.36 = 1.8 \text{ KN/m} \\
 S_u = 3.0 \cdot 0.36 = 1.08 \text{ KN/m}
 \end{array}$$

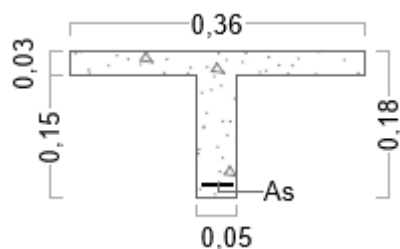




Combinação das acções

$$M_{sd}^+ = 1.35 \cdot 6.8 + 1.5 \cdot 4.5 = 15.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd}^- = 1.35 \cdot 7.9 + 1.5 \cdot 3.9 = 16.52 \text{ KN.m}$$



$$\mu_1 = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{23.89 \cdot 10^3}{0.36 \cdot 0.15^2 \cdot 16.7 \cdot 10^6} \rightarrow \mu_1 = 0.17$$

$$\mu_2 = 0.688 \frac{h_f}{d} \left(1 - 0.416 \frac{h_f}{d} \right)$$

$$\mu_2 = 0.688 \frac{0.03}{0.15} \left(1 - 0.416 \frac{0.03}{0.15} \right) \rightarrow \mu_2 = 0.13$$

$\mu_1 > \mu_2$ Cálculo feito considerando secção T

$$b/b_w = 8 \text{ (tabela 9)} \quad \frac{h_f}{d} = \frac{0.03}{0.15} = 0.2 \text{ (tabela 9)}$$

$$\omega = \frac{A_s}{bd} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \rightarrow \omega = \frac{(2.26 + 1.0) \cdot 10^{-4}}{0.36 \cdot 0.15} \cdot \frac{348}{16.7}$$

$$\omega = 0.126 \rightarrow \mu = 0.12$$

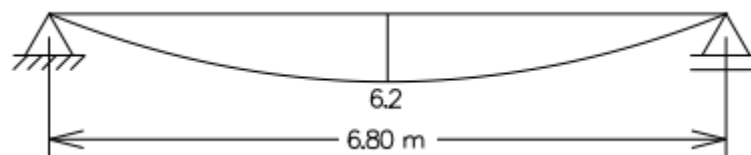
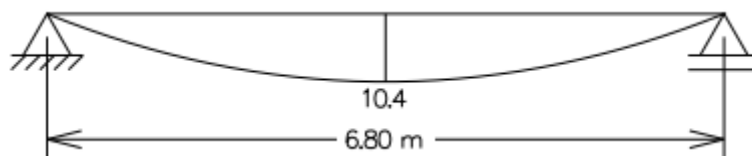
$$M_{Rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \rightarrow M_{Rd} = 0.12 \cdot 0.36 \cdot 0.15^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3$$

$$M_{Rd} = 16.23 \text{ KN.m}$$

Laje: Lateral Esquerda

Cargas

$$\left. \begin{array}{l} P_p(\text{Laje aligeirada}) = 4.2 \text{ kN/m}^2 \\ P_p(\text{Revestimento}) = 0.16 \text{ kN/m}^2 \\ P_p(\text{Regularização}) = 0.63 \text{ kN/m}^2 \\ S_u(\text{Sobrecarga}) = 3.0 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} P_p = 5.0 \text{ kN/m}^2 \rightarrow P_p = 5.0 * 0.36 = 1.8 \text{ kN/m} \\ S_u = 3.0 * 0.36 = 1.08 \text{ kN/m} \end{array}$$



Combinação das acções

$$M_{sd}^+ = 1.35 * 10.4 + 1.5 * 6.2 = 23.34 \text{ kN.m}$$

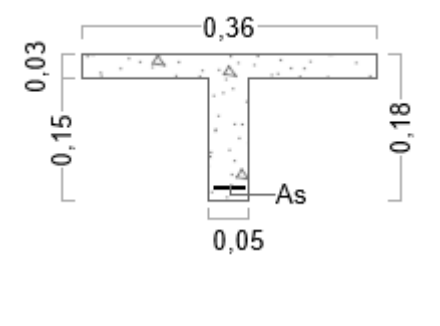
$$\mu_1 = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{35.01 * 10^3}{0.36 * 0.15^2 * 16.7 * 10^6} \rightarrow \mu_1 = 0.26$$

$$\mu_2 = 0.688 \frac{h_f}{d} \left(1 - 0.416 \frac{h_f}{d} \right)$$

$$\mu_2 = 0.688 \frac{0.03}{0.15} \left(1 - 0.416 \frac{0.03}{0.15} \right) \rightarrow \mu_2 = 0.13$$

$\mu_1 > \mu_2$ Cálculo feito considerando secção T

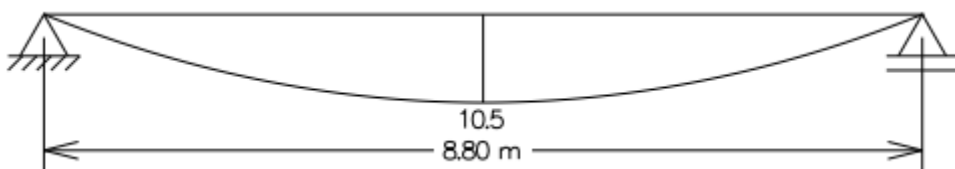
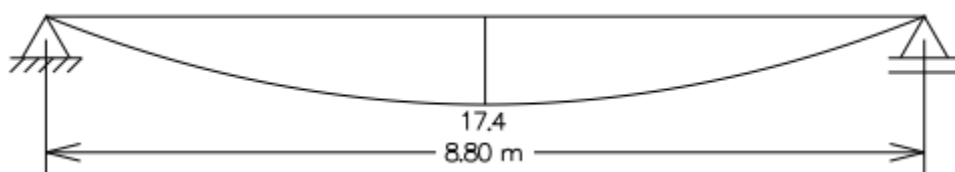
$$b/b_w = 8 \text{ (tabela 9)} \quad \frac{h_f}{d} = \frac{0.03}{0.15} = 0.2 \text{ (tabela 9)}$$

	$\omega = \frac{A_s}{bd} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \rightarrow \omega = \frac{(2.26+1.0) \cdot 10^{-4}}{0.36 \cdot 0.15} \cdot \frac{348}{16.7}$ $\omega = 0.126 \rightarrow \mu = 0.12$ $M_{Rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \rightarrow M_{Rd} = 0.12 \cdot 0.36 \cdot 0.15^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3$ $M_{Rd} = 16.23 \text{ kN.m}$
---	---

Laje: Lateral Direita

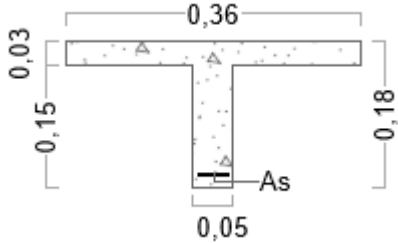
Cargas

$$\left. \begin{array}{l} P_p(\text{Laje aligeirada}) = 4.2 \text{ kN/m}^2 \\ P_p(\text{Revestimento}) = 0.16 \text{ kN/m}^2 \\ P_p(\text{Regularização}) = 0.63 \text{ kN/m}^2 \\ S_u(\text{Sobrecarga}) = 3.0 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} P_p = 5.0 \text{ kN/m}^2 \rightarrow P_p = 5.0 \cdot 0.36 = 1.8 \text{ kN/m} \\ S_u = 3.0 \cdot 0.36 = 1.08 \text{ kN/m} \end{array}$$

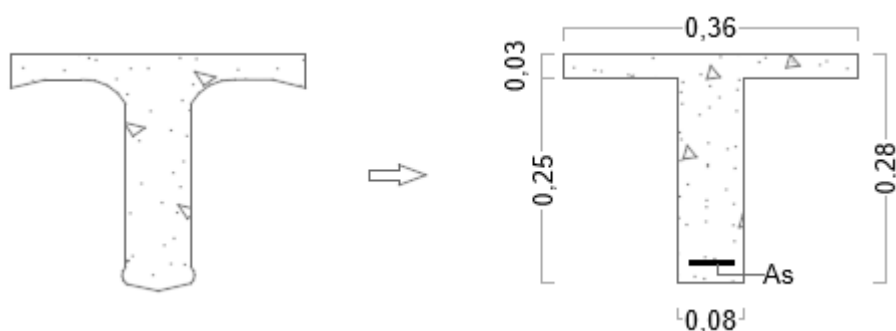


Combinação das acções

$$M_{sd}^+ = 1.35 \cdot 17.4 + 1.5 \cdot 10.5 = 39.24 \text{ kN.m}$$

	$\mu_1 = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{58.86 \cdot 10^3}{0.36 \cdot 0.15^2 \cdot 16.7 \cdot 10^6} \rightarrow \mu_1 = 0.44$ $\mu_2 = 0.688 \frac{h_f}{d} \left(1 - 0.416 \frac{h_f}{d} \right)$ $\mu_2 = 0.688 \frac{0.03}{0.15} \left(1 - 0.416 \frac{0.03}{0.15} \right) \rightarrow \mu_2 = 0.13$ $\mu_1 > \mu_2$ Cálculo feito considerando secção T $b/b_w = 8$ (tabela 9) $\frac{h_f}{d} = \frac{0.03}{0.15} = 0.2$ (tabela 9) $\omega = \frac{A_s}{b d} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \rightarrow \omega = \frac{(2.26 + 1.0) \cdot 10^{-4}}{0.36 \cdot 0.15} \cdot \frac{348}{16.7}$ $\omega = 0.126 \rightarrow \mu = 0.12$ $M_{Rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \rightarrow M_{Rd} = 0.12 \cdot 0.36 \cdot 0.15^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3$ $M_{Rd} = 16.23 \text{ KN.m}$
---	---

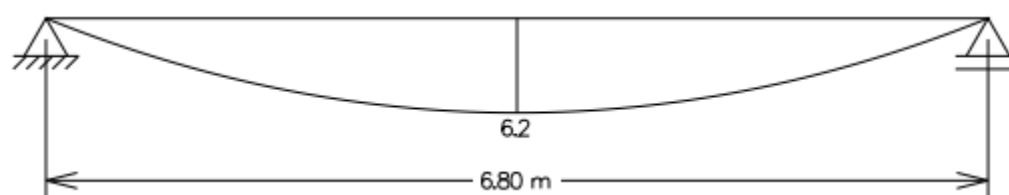
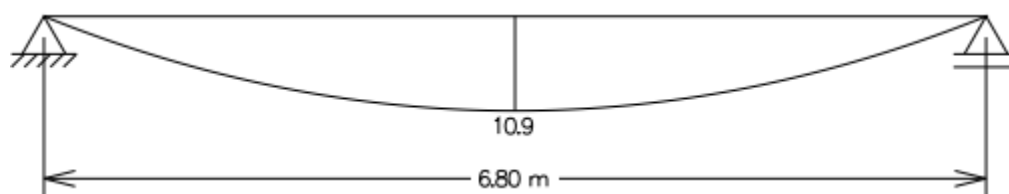
Laje: Terceiro Andar



Cargas

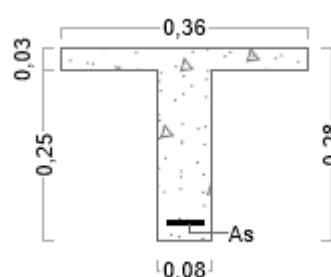
$$\left. \begin{array}{l} P_p(\text{Laje aligeirada}) = 4.2 \text{ KN/m}^2 \\ P_p(\text{Revestimento}) = 0.16 \text{ KN/m}^2 \\ P_p(\text{Regularização}) = 0.63 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} P_p = 5.0 \text{ KN/m}^2 \rightarrow P_p = 5.0 \cdot 0.36 = 1.8 \text{ KN/m}$$

$$S_u(\text{Sobrecarga}) = 3.0 \text{ KN/m}^2 \quad S_u = 3.0 \cdot 0.36 = 1.08 \text{ KN/m}$$



Combinação das acções

$$M_{sd}^+ = 1.35 \cdot 10.9 + 1.5 \cdot 6.2 = 24.02 \text{ KN.m}$$



$$\mu_1 = \frac{M_{sd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{36.02 \cdot 10^3}{0.36 \cdot 0.25^2 \cdot 16.7 \cdot 10^6} \rightarrow \mu_1 = 0.096$$

$$\mu_2 = 0.688 \frac{h_f}{d} \left(1 - 0.416 \frac{h_f}{d} \right)$$

$$\mu_2 = 0.688 \frac{0.03}{0.25} \left(1 - 0.416 \frac{0.03}{0.25} \right) \rightarrow \mu_2 = 0.078$$

$\mu_1 > \mu_2$ Cálculo feito considerando secção T

$$b/b_w = 4 \text{ (tabela 9)} \quad \frac{h_f}{0.25} = \frac{0.03}{0.15} = 0.12 \text{ (tabela 9)}$$

$$\omega = \frac{A_s}{bd} \cdot \frac{f_{syd}}{f_{cd}} \rightarrow \omega = \frac{(4.02 + 0.56) \cdot 10^{-4}}{0.36 \cdot 0.25} \cdot \frac{348}{16.7}$$

$$\omega = 0.11 \rightarrow \mu = 0.10$$

$$M_{Rd} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \rightarrow M_{Rd} = 0.11 \cdot 0.36 \cdot 0.25^2 \cdot 16.7 \cdot 10^3$$

$$M_{Rd} = 41.33 \text{ KN.m}$$

5.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

5.5.1. Modelo de cálculo

A análise da estrutura do edifício foi feita considerando o modelo de pórtico espacial, que segundo Kumura (2007), representa todos pilares e todas as vigas como barras em modelo tridimensional, permitindo a aplicação simultânea de todas as cargas verticais e horizontais, podendo-se com ele, avaliar o comportamento global do edifício em todas as direcções de maneira completa e eficiente.

A modelagem e análise estrutural do edifício foi conseguida com recuso ao *software* de cálculo da *Autodesk: Robot Structural analysis*, que permite calcular a estrutura (em Pórtico espacial) e analisar a mesma em modelos de vigas continuas, grelha de vigas ou ainda em modelo de pórtico plano.

5.5.2. Definição Das Acções Sobre a Estrutura

As acções em uma estrutura podem ser permanentes, variáveis ou acidentais. As acções permanentes a serem considerados são reactivas ao peso próprio dos materiais constituintes dos elementos estruturais, paredes e revestimentos.

A acção do vento e a sobrecarga de utilização são as acções variáveis consideradas para a análise do edifício, não serão consideradas, na presente análise, acções acidentais.

Peso próprio:

- ♦ Peso específico de elementos de betão armado: 24 kN/m^3
- ♦ Peso específico da argamassa da camada de regularização: 21 kN/m^3
- ♦ Peso específico da argamassa de reboco: 21 kN/m^3
- ♦ Peso específico da do revestimento de pisos (tijoleiras): 16 kN/m^3

Sobrecarga de utilização:

- ♦ Sobrecarga em lajes de escritório (Categoria B): 3.0 kN/m^2

Acção do vento

A acção do vento foi determinada tendo como base o Eurocodigo 1, obedecendo a sequência a seguir:

1. Definição da categoria do terreno

Dado que o edifício localiza-se na baixa da cidade de Maputo, de acordo com o Eurocodigo 1, o terreno enquadra-se na **categoria 0**: Mar ou zona costeira exposta aos ventos de mar.

2. Determinação do valor básico da velocidade de referência do vento ($v_{b,0}$)

De acordo com o mapa de zoneamento de ciclones produzido pela **UN-Habitar**, o edifício localiza-se na zona II, assim, a velocidade de vento adoptado é de 36 m/s (valor normal), correspondente a um período de retorno de 5,7 anos.

3. Definição do coeficiente de direcção (C_{dir}) e coeficiente de sazão (C_{season})

Os valores do coeficiente de sazão assim como o coeficiente de direcção são ambos adoptados iguais a 1, de acordo com o recomendado pelo Eurocodigo 1.

4. Determinação do valor de referência da velocidade do vento (v_b)

$$v_b = C_{dir} \times C_{season} \times v_{b,0} \quad \Rightarrow \quad v_b = 1 \times 1 \times 36 \quad \Rightarrow \quad v_b = 36 \text{ m/s}$$

5. Determinação da pressão dinâmica de referência q_b

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad \Rightarrow \quad q_b = \frac{1}{2} \times 1.25 \times 36^2 \quad \Rightarrow \quad q_b = 810 \text{ kg/m.s}^2$$

6. Determinação do coeficiente de exposição ($C_e(Z)$)

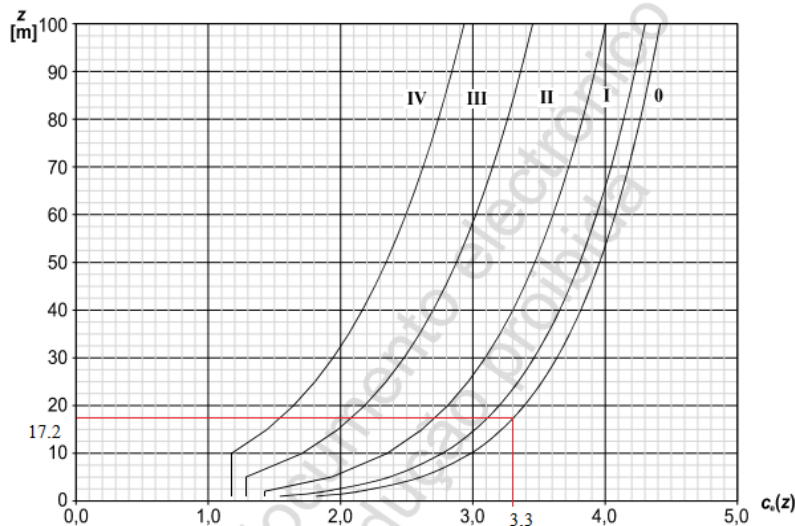


Figura 10: Coeficiente de exposição

A figura acima, fornece o valor do coeficiente de exposição de 3.3, para uma altura do edifício igual a 17.2m, que será aplicado para o cálculo da pressão exercida pelo vento nas superfícies.

7. Determinação da pressão dinâmica de pico q_p

$$q_p = C_e(Z) \times q_b \Rightarrow q_p = 3.3 \times 810 \Rightarrow q_p = 2673 \text{ N/m}^2 = 2.67 \text{ kN/m}^2$$

8. Definição dos coeficientes de pressão

Os coeficientes de pressão recomendados são apresentados na tabela 7:

Tabela 7: valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.1}$
5	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.7	
1	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.8	+1.0	-0.5	
≤ 0.25	-1.2	-1.4	-0.8	-1.1	-0.5		+0.7	+1.0	-0.3	

9. Cálculo da pressão exercida pelo vento nas superfícies

Os valores da pressão exercida nas superfícies são calculadas, para as zonas A,B,C,D,E, com base nas expressões:

$$W_e = q_p(Z_e) \times C_{pe} \quad W_i = q_p(Z_i) \times C_{pi}$$

A tabela a seguir resume os valores da pressão do vento nas superfícies das paredes, de acordo com as zonas A,B,C,D,E:

Tabela 8: Resumo de cargas de vento por região

Coeficiente de Pressão Exterior (0°)					Coeficiente de Pressão Exterior (90°)				
A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
-1.2	-0.8	-0.5	0.78	-0.46	-1.2	-0.8	-0.5	0.72	-0.34
Cargas de vento 0° (kN/m²)					Cargas de vento 90° (kN/m²)				
A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
-3.21	-2.14	-1.34	2.08	-1.23	-3.21	-2.14	-1.34	1.92	-0.91

Zonas de aplicação da carga de vento (0°)

Cálculo de parâmetros para a definição das dimensões das zonas de aplicação da carga de vento:

Calcula-se os parâmetros e e $2h$, que conjugado com o valor do parâmetro d , guia à selecção de um dos três casos de zonas de aplicação de carga de vento, previstos pela norma:

$$\text{Menor entre: } \begin{cases} e = b = 40.8m \\ 2h = 2 * 17.2 = \mathbf{34.4m} \end{cases}; \quad d = 20.2m; \quad \begin{cases} e < d & 34.4m < 20.2m \\ e > d & \Rightarrow \mathbf{34.4m} > \mathbf{20.2m} \\ e > 5d & 34.4m > 101.0m \end{cases}$$

Quanto a distribuição da carga do vento ao longo da altura do edifício, verifica-se a não variação da mesma, dado que $h \leq b$ ($17.2m \leq 40.8m$),

Assim, de acordo com o Eurocodigo 1, o caso a aplicar é o terceiro, conforme ilustra a figura abaixo.

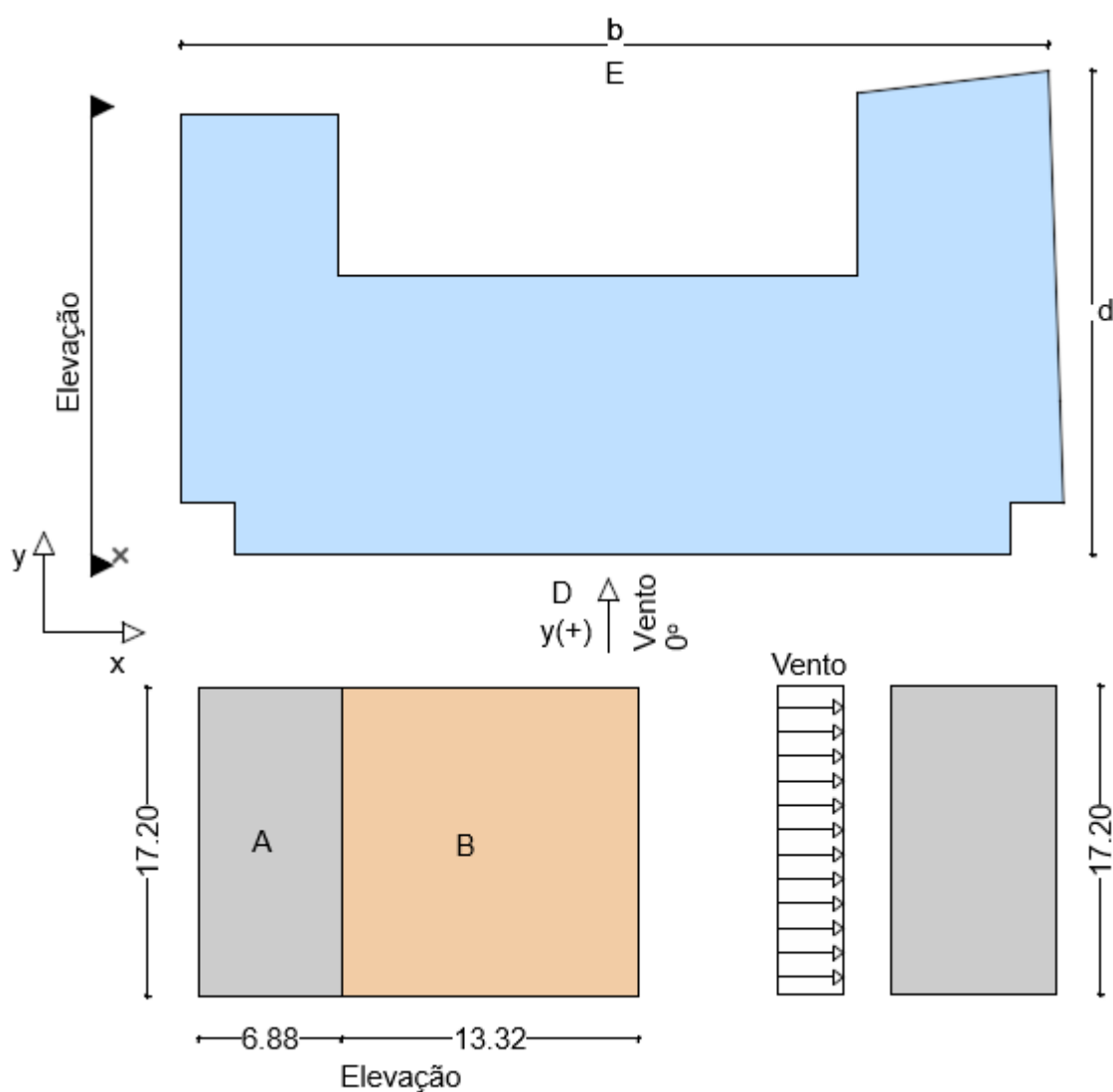


Figura 11: Ilustração das regiões de actuação da carga do vento a 0°

Zonas de aplicação da carga de vento (90°)

Cálculo de parâmetros para a definição das dimensões das zonas de aplicação da carga de vento.

$$\text{Menor entre: } \begin{cases} e = b = 20.2m \\ 2h = 2 * 17.2 = 34.4m \end{cases}; \quad d = 40.8m \quad \begin{cases} e < d \\ e > d \\ e > 5d \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 20.2m < 40.8m \\ 20.2m > 40.8m \\ 20.2m > 204.0m \end{cases}$$

A semelhança do caso anterior, verifica-se também a não variação da carga ao longo da altura do edifício, dado que $h \leq b$ ($17.2m \leq 20.2m$),

Assim, de acordo com o Eurocódigo 1, o caso a aplicar é o primeiro, conforme ilustra a figura abaixo.

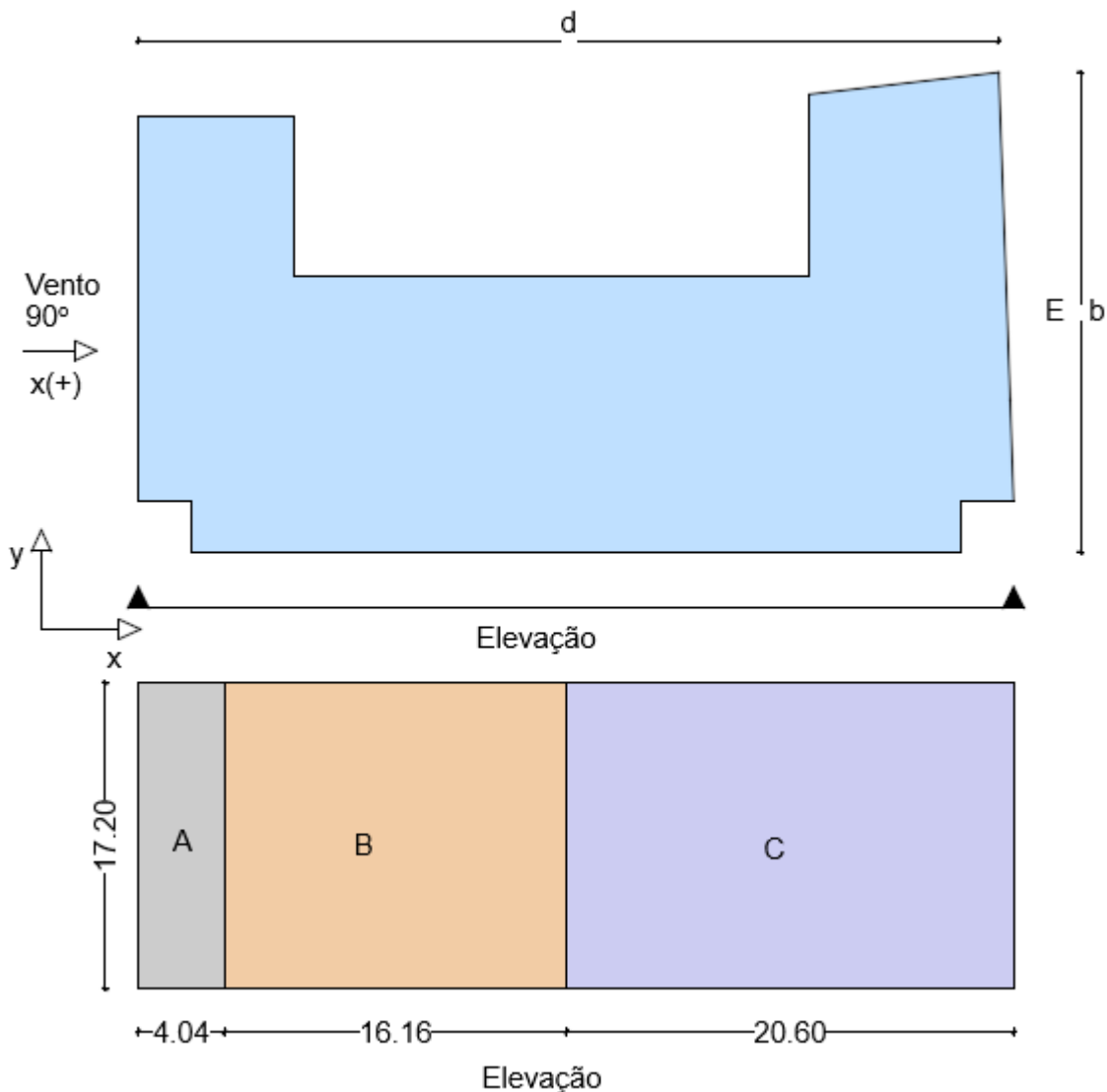


Figura 12: Ilustração das regiões de actuação da carga do vento a 90°

5.5.3. Combinação das Acções

A combinação das acções para a análise da estrutura do edifício é feita com base no EC0, considerando as combinações: Fundamental, Frequente e Característica.

Combinação Fundamental (verificação da resistência dos elementos)

$$E_d = E \left(\sum_{j=1}^m \gamma_{Gj} G_{jk} + \gamma_{pj} P + \gamma_{Q1} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ik} \right)$$

Combinação Frequente (controlo da deformação ou fendilhação)

$$E_d = E \left(\sum_{j=1}^m G_{jk} + P + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{ik} \right)$$

Combinação Característica (limitação da tensão no aço e no betão)

$$E_d = E \left(\sum_{j=1}^m G_{jk} + P + Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} Q_{ik} \right)$$

Podem formar-se fendas longitudinais quando o nível de tensões, para a combinação característica de acções, exceder um valor crítico. Deste tipo de fendilhação pode resultar uma redução da durabilidade. Eurocódigo 2 (2010).

A tabela a seguir apresenta um total de 22 combinações para o Estado Limite Ultimo (ELU) dos elementos analisados. Nas combinações feitas, consideram-se acções permanentes (peso próprio dos materiais dos elementos) e acções variáveis (Sobrecarga de utilização e Vento).

Tabela 9: Combinação das Acções-ELU

Número da Combinação	Estado Limite	Tipo de análise	Definição
1	ELU	Linear Elástica	PP*1.35+Su*1.50+Y(+)*0.90
2	ELU	Linear Elástica	PP*1.35+Su*1.05+Y(+)*1.50
3	ELU	Linear Elástica	PP*1.00+Su*1.05+Y(+)*1.50
4	ELU	Linear Elástica	PP*1.00+Su*1.50+Y(+)*0.90
5	ELU	Linear Elástica	PP*1.35+Su*1.50+X(+)*0.90
6	ELU	Linear Elástica	PP*1.35+Su*1.05+X(+)*1.50

7	ELU	Linear Elástica	$PP*1.00+Su*1.05+X(+)*1.50$
8	ELU	Linear Elástica	$PP*1.00+Su*1.50+X(+)*0.90$
9	ELU	Linear Elástica	$PP*1.35+Su*1.50+Y(-)*0.90$
10	ELU	Linear Elástica	$PP*1.35+Su*1.05+Y(-)*1.50$
11	ELU	Linear Elástica	$PP*1.00+Su*1.05+Y(-)*1.50$
12	ELU	Linear Elástica	$PP*1.00+Su*1.50+Y(-)*0.90$
13	ELU	Linear Elástica	$PP*1.35+Y(+)*1.50$
14	ELU	Linear Elástica	$PP*1.00+Y(+)*1.50$
15	ELU	Linear Elástica	$PP*1.35+Y(-)*1.50$
16	ELU	Linear Elástica	$PP*1.00+Y(-)*1.50$
17	ELU	Linear Elástica	$PP*1.35+X(+)*1.50$
18	ELU	Linear Elástica	$PP*1.00+X(+)*1.50$
19	ELU	Linear Elástica	$PP*1.00+Su*1.50$
20	ELU	Linear Elástica	$PP*1.35+Su*1.50$
21	ELU	Linear Elástica	$PP*1.35$
22	ELU	Linear Elástica	$PP*1.00$

Análise de pilares à compreensão

De acordo os resultados a seguir apresentados, os pilares analisados no Rés-do-chão apresentam, em geral, uma taxa de exploração acima da respectiva capacidade resistente, são eles que sob ponto de vista estrutural, mais demandam reforço.

Em relação ao primeiro, segundo e terceiro andares, nota-se uma reserva de capacidade dos pilares, o que torna os mesmos aptos a melhor responder às solicitações previstas na análise.

Tabela 10: Análise de pilares à compreensão

Ref.	N_{Rd} [KN]	N_{Sd} [KN]	$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}$
Rés-do-chão			
P5C	734,61	760,84	104%
P19G		1241,51	169%
P4A		477,89	65%
P17A		514,24	70%
P7A		510,99	70%
P3C		610,34	83%
P8C		804,21	109%
P9A		522,26	71%
P19E		942,12	128%
Primeiro Andar			
P1F		425,53	58%

P15G	734,61	819,32	112%
P4G		475,89	65%
P15E		315,86	43%
P11C		715,77	97%
P9C		454,8	62%
Segundo Andar			
P11A	734.61	334,03	45%
P13A		310,18	42%
P16C		300,89	41%
P4G		353,73	48%
P15I		331,61	45%
P4I		338,84	46%
Terceiro Andar			
P3A	734,61	89,34	12%
P19D		75,18	10%
P1G		143,84	20%
P16A		143,18	19%
P19F		233,82	32%
P1E		149,68	20%

Análise dos pilares à flexão composta

Observando a tabela referente aos resultados de análise da flexão composta em pilares, efectivamente é conclusivo que, os pilares analisados apresentam uma boa aptidão para fazer face aos esforços representativos da resposta às acções consideradas.

Tabela 11: Análise dos pilares à flexão composta

Ref.	N_{Sd} [KN]	ν	ω	μ	M_{Rd} [KN.m]	M_{Sd} [KN.m]	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$
Rés-do-chão							
P5C	760,84	1,3	0,402	0,075	24,18	11,40	47%
P19G	1241,51	2,1		0,59	190,25	7,36	4%
P4A	477,89	0,8		0,21	67,72	1,68	2%
P17A	514,24	0,9		0,21	67,72	7,86	12%
P7A	510,99	0,9		0,21	67,72	9,40	14%
P3C	610,34	1,0		0,15	48,37	6,22	13%
P8C	804,21	1,4				7,04	a)
P9A	522,26	0,9		0,21	67,72	8,01	12%
P19E	942,12	1,6				5,69	a)
Primeiro Andar							
P1F	425,53	0,7		0,255	82,23	8,03	10%
P15G	819,32	1,4				141,64	a)

P4G	475,89	0,8	0,402	0,21	67,72	1,53	2%
P15E	315,86	0,5		0,28	90,29	2,10	2%
P11C	715,77	1,2		0,075	24,18	8,08	33%
P9C	454,8	0,8		0,21	67,72	9,81	14%
Segundo Andar							
P11A	334,03	0,6	0,268	0,205	99,22	43,20	44%
P13A	310,18	0,5		0,225	108,90	38,99	36%
P16C	300,89	0,5		0,225	108,90	22,80	21%
P4G	353,73	0,6		0,205	99,22	105,12	106%
P15I	331,61	0,6		0,205	99,22	47,07	47%
P4I	338,84	0,6		0,205	99,22	77,76	78%
Terceiro Andar							
P3A	89,34	0,2	0,402	0,24	77,39	1,13	1%
P19D	75,18	0,1		0,205	66,11	22,75	34%
P1G	143,84	0,2		0,24	77,39	3,01	4%
P16A	143,18	0,2		0,24	77,39	0,26	0%
P19F	233,82	0,4		0,28	90,29	8,24	9%
P1E	149,68	0,3		0,265	85,45	8,77	10%

a) Pilares que em dimensionamento, necessitariam de armadura mínima para betão C20/25

Análise de vigas à flexão simples

As vigas do primeiro andar mostram-se sem possibilidade de resistência à actuação conjunta das acções previstas para o edifício, pelo que, indica-se a necessidade de intervenções de reforço para a reutilização segura do edifício.

Tabela 12: Análise de vigas à flexão simples

Ref.	M_{Rd} [KN.m]	M^+_{Sd} [KN.m]	M^-_{Sd} [KN.m]	$\frac{M^+_{Sd}}{M_{Rd}}$	$\frac{M^-_{Sd}}{M_{Rd}}$
Primeiro Andar					
VC14-15	44,88	68,53	93,44	157.3%	214%
V15G-H		14,84	61,44	34,1%	141%
V4C-E		52,02	78,13	119,4%	179.4%
Segundo Andar					
V15H-I	45,38	26,74	54,28	57,9%	117.5%
V4G-F		0,81	38,64	1,8%	83.7%
VA12-13		11,98	23,46	25,9%	50.8%

Terceiro Andar					
VA2-3	45,35	15,56	18,53	34,3%	41%
V1D-E		19,08	31,57	42,1%	70%
V19E-D		11,65	1,69	25,7%	4%

Análise de Lajes à flexão simples

As lajes do edifício apresentam um défice de resistência para o que é esperado em termos de cargas actuantes, a laje central do terceiro andar apresenta uma boa margem de reserva de capacidade para as cargas previstas, tal facto está associado a sua robustez em termos de espessura ($h=30$ cm) e armadura instalada. Em geral, todas lajes deverão ser reforçadas.

Tabela 13: Análise de Lajes à flexão simples

Laje	M^+_{sd} [KN.m]	M_{Rd} [KN.m]	$\frac{M^+_{sd}}{M_{Rd}}$
Primeiro andar			
Central	15.55	14.73	106%
Segundo andar			
Central	15.93	16.23	98%
L. Esquerda	23.34	16.23	144%
L. Direita	39.24	16.23	242%
Terceiro Andar			
Central	24.02	41.33	58%

6. Verificação do risco de fendilhação do betão e plastificação do aço

De acordo com o Eurocódigo 2 (2010), a tensão de compressão no betão deve ser limitada a fim de evitar a formação de fendas longitudinais, a micro-fendilhação ou níveis de fluência elevados, nos casos em que possam ter efeitos inaceitáveis para o funcionamento da estrutura; Assim poderá ser apropriado limitar a tensão de compressão do betão a um valor $k_1 f_{CK}$.

Pode considerar-se que um nível de fendilhação ou de deformação inaceitável é evitado se, sob a combinação característica de acções, a tensão de tracção na armadura não exceder $k_3 f_{yK}$.

Nas condições em que a edificação se encontra, será feita a verificação das limitações impostas pelo regulamento, por forma a assegurar que em caso de alguma intervenção sobre o edifício, seja dada especial atenção aos elementos em risco. A tabela a seguir apresenta as combinações características para o ELS.

Tabela 14: Combinação das acções- ELS

Número da Combinação	Tipo de análise	Tipo de combinação	Definição
1	Combinação linear	ELS	$(PP+Su)*1.00+(Y-)*0.60$
2	Combinação linear	ELS	$(PP+Su)*1.00+(X+)*0.60$
3	Combinação linear	ELS	$(PP+Y-)*1.00+15*0.70$
4	Combinação linear	ELS	$(PP+X+)*1.00+15*0.70$
5	Combinação linear	ELS	$(PP+Su)*1.00+(Y+)*0.60$
6	Combinação linear	ELS	$(PP+Y+)*1.00+15*0.70$
7	Combinação linear	ELS	$(PP+X+)*1.00$
8	Combinação linear	ELS	$(PP+Y-)*1.00$
9	Combinação linear	ELS	$(PP+Y+)*1.00$
10	Combinação linear	ELS	$(PP+Su)*1.00$
11	Combinação linear	ELS	$(PP)*1.00$

A partir das combinações da tabela 14, foram extraídos do modelo numérico os esforços, para a determinação das tensões no betão e no aço, de acordo com as seguintes expressões:

$$\text{Tensão no Betão: } \sigma_c = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{I} \cdot y$$

Tensão no Aço: $\sigma_s = \alpha \times \sigma_c$, sendo α , o coeficiente de homogeneização, determinado pela relação: $\alpha = E_s / E_{cm}$.

O valor do módulo de elasticidade do aço (E_s) tomado é de 200 GPa, e valor do módulo de elasticidade do betão (função da classe do betão), é calculado pela expressão $E_{cm} = 9.5 \times (f_{ck} + 8)^{1/3}$.

Tabela 15: Verificação das Tensões em Pilares

Flexão composta					
Ref.	M_{sd} [KN.m]	N_{sd} [KN]	Tensão σ_c MPa	Tensão (Lim.) σ_c MPa	Tensão σ_s MPa
P5C	8220.0	546510.0	6.60	4.80	52.79
P19G	5500.0	891770.0	9.20	4.80	73.58
P4A	1260.0	345840.0	3.34	4.80	26.75
P17A	5730.0	370720.0	4.47	4.80	35.72
P7A	6170.0	344660.0	4.31	4.80	34.50
P3C	4590.0	438740.0	4.87	4.80	38.93
P8C	5070.0	580340.0	6.28	4.80	50.25
P9A	5890.0	378020.0	4.56	4.80	36.50
P19E	4240.0	676270.0	6.99	4.80	55.91
P1F	5870.0	306990.0	3.55	4.80	28.42
P15G	101960.0	588850.0	25.58	4.80	204.61
P4G	4340.0	343240.0	3.81	4.80	30.47
P15E	8250.0	224960.0	3.12	4.80	24.93
P11C	5920.0	505180.0	5.77	4.80	46.13
P9C	11630.0	628470.0	7.56	4.80	60.47
P11A	31980.0	241560.0	6.46	4.80	51.71
P13A	28910.0	224230.0	5.58	4.80	44.67
P16C	169880.0	380810.0	24.29	4.80	194.33
P4G	75960.0	255300.0	12.46	4.80	99.65
P15I	34730.0	239110.0	6.81	4.80	54.46
P4I	56590.0	240100.0	9.73	4.80	77.87
P3A	930.0	86370.0	0.92	4.80	7.38
P19D	85250.0	54430.0	14.64	4.80	117.10
P1G	49860.0	103740.0	8.32	4.80	66.52
P16A	6960.0	103450.0	1.97	4.80	15.76
P19F	21080.0	167900.0	3.81	4.80	30.46
P1E	6360.0	107470.0	1.67	4.80	13.32

Dos pilares estudados, cerca de 63% apresentam risco de fendilhação longitudinal do betão, por terem valores das tensões instaladas superiores às tensões limites. De acordo com os valores das tensões instaladas nas armaduras, percebe-se que não há risco de plastificação do aço (S400) considerado no cálculo ($\sigma_s(Lim.) = k_3 f_{yk}$

$$\sigma_s(Lim.) = 0.8 * 400 = 320 \text{ Mpa}.$$

Tabela 16: Verificação das Tensões em vigas

Flexão simples				
Ref.	M_{sd} [KN.m]	Tensão σ_c MPa	Tensão (Lim.) σ_c MPa	Tensão σ_s MPa
VC14-15	58890.0	1.43	9.60	9.99
V15G-H	134460.0	3.26	9.60	22.82
V4C-E	304540.0	7.38	9.60	51.68
V15H-I	154400.0	3.74	12.00	24.70
V4G-F	117520.0	2.85	12.00	18.80
VA12-13	23280.0	0.56	12.00	3.72
VA2-3	21860.0	0.53	15.00	3.39
V1D-E	65040.0	1.58	15.00	10.09
V19E-D	3440.0	0.08	15.00	0.53

As tensões instaladas no betão das vigas analisadas são todas inferiores as tensões limites, o mesmo verifica-se em relação as tensões nas armaduras; assim, não há risco de fendilhação longitudinal do betão nem plastificação do aço das armaduras das vigas.

7. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

CONCLUSÕES

- ♦ Depois de uma observação geral do edifício em fase de avaliação preliminar, ficou claro que o mesmo apresenta uma degradação acentuada das superfícies;
- ♦ Em geral o betão aplicado em pilares apresenta resistências muito baixas, daí que alguns pilares do primeiro andar apresentam um índice de exploração superior a sua capacidade, aliado a baixa capacidade deste betão, está o risco de ocorrência de fendilhação longitudinal da boa parte dos pilares em todos os níveis do edifício;
- ♦ Alguns elementos estão em risco de corrosão da armadura, por estarem em um avançado grau de Carbonatação;
- ♦ Os cloretos e sulfatos presentes no betão encontram-se ainda dentro dos limites da norma, não aparentando um risco de maior gravidade até ao momento da conclusão do estudo;
- ♦ De modo geral os pilares, vigas e Lajes do edifício apresentam algum défice de capacidade resistente, alguns destes elementos demandam acções de reforço para as cargas actuates previstas no estudo.

RECOMENDAÇÕES

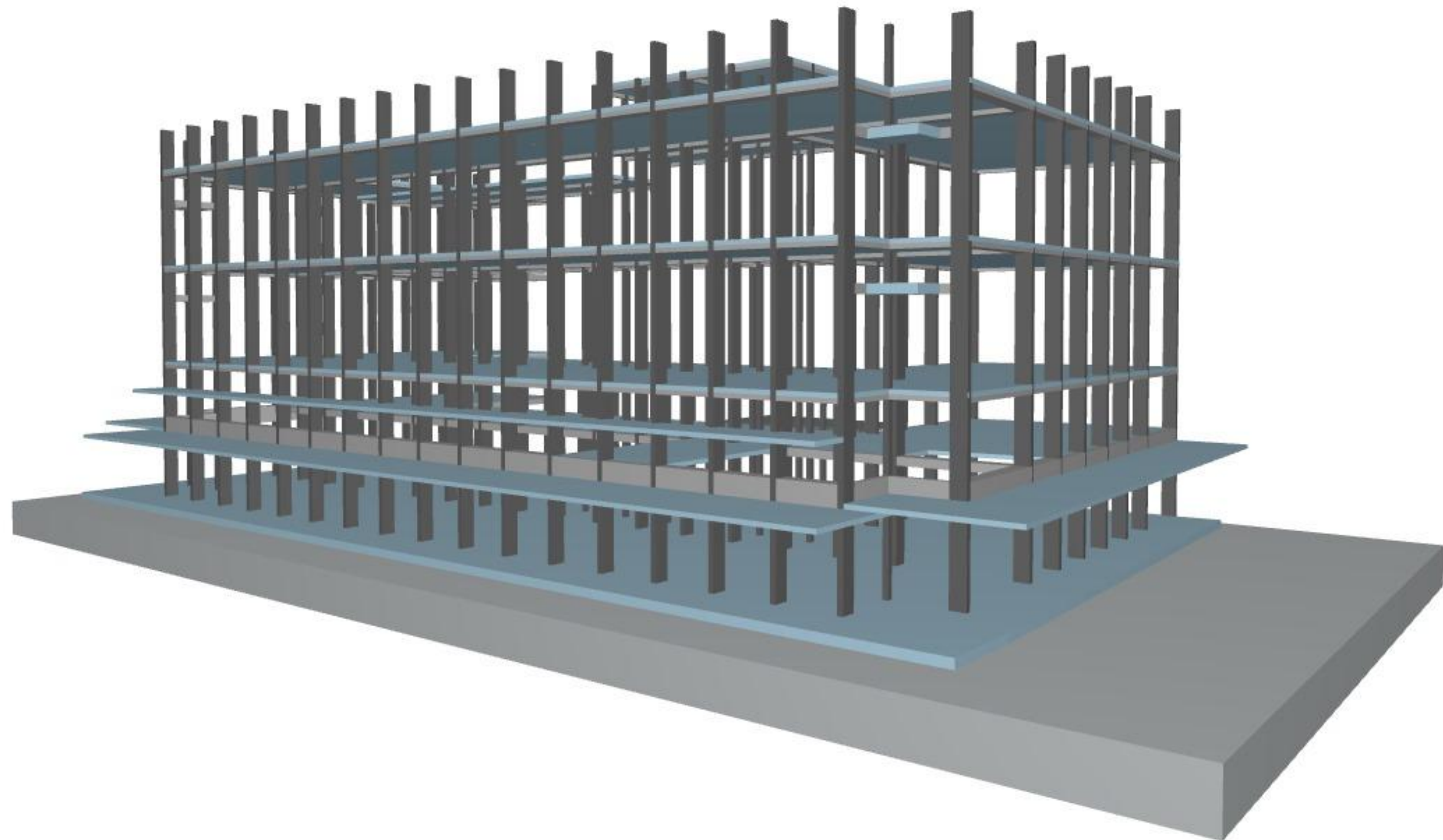
- ♦ Para eventual reutilização do edifício devem ser levados a cabo trabalhos de reforço de alguns pilares e vigas;
- ♦ Será necessário tomar medidas que possam manter os pilares impermeáveis, para evitar ataque das armaduras por corrosão, visto que alguns destes apresentam uma profundidade de Carbonatação próxima ao recobrimento;
- ♦ Recomenda-se também o reforço de todas as lajes de espessura $h=20\text{cm}$ (principalmente do terceiro andar);
- ♦ Antes da realização de trabalhos com vista a reutilização do edifício, recomenda-se que seja feita uma análise da viabilidade económica do impacto da reposição dos seguintes elementos: Caixilharia, Sistema de abastecimento, Sistema de recolha de águas residuais, bem como o tratamento das superfícies de paredes e pavimentos; esta avaliação, permitirá, melhor decidir sobre a recuperação ou demolição do edifício.

8. CAPITULO VI: BIBLIOGRAFIA

8.1. Referencias Bibliográficas

- ♦ CÓIAS Victor; *Inspecção e Ensaio na Reabilitação de Edifícios*; IST PRESS Lisboa 2006.
- ♦ EUROCÓDIGO 1: *Acções em Estruturas – Parte 1-1: Acções Gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*; NP EN 1991-1-1; 2009.
- ♦ EUROCÓDIGO 1: *Acções em Estruturas – Parte 1-4: Acções Gerais – Acção do Vento*; NP EN 1991-1-1; 2009.
- ♦ EUROCÓDIGO 2: *Projecto de Estruturas de Betão – Part 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*; NP EN 1992-1-1; 2010.
- ♦ ISO 2394:2015. *General principles on reliability for structures. ISSO/TC 98/SC 2 Reliability of structures, Internacional Organization for standardization*, 2015
- ♦ ISO 13822: *Bases for Design of Structures-Assessment of Existing Structures*; 2010.
- ♦ KUMURA, A. *Informática aplicada em estruturas de concreto armado: Cálculo de edifícios com uso de sistemas computacionais*. 1ª Edição, São Paulo, 2007.
- ♦ MARTINS, João Guerra: *Betões – Elementos Gerais, Natureza e Qualidade. Série Materiais. Materiais de Construção I*, 3ª Edição, 2010.
- ♦ RIBEIRO, R T M: *Projecto de restauração. As fases preliminares de pesquisas Histórica e arquitectónica: Metodologia e Influencia no projecto final*. 3º Encore, Lisboa 2003.
- ♦ RIBEIRO, A: *Ensaio de diagnóstico e de caracterização do betão. Dissertação de Mestrado*, ISEP, 2019.
- ♦ SILVA, P. R. da Costa, JOÃO M. Barrento: *Materiais de Construção II*. Lisboa. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2006.
- ♦ <https://www.ecivilnet.com/dicionario/o-que-e-edificio.html> (acesso: 22/08/2024)
- ♦ <https://paginas.e.up.pt/clme/2017/proceedings/data/papers/6704.pdf> (acesso: 03/05/2024)

9. Anexos



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

Título do Projecto:
ANÁLISE DA CAPACIDADE RESISTENTE RESIDUAL EM
ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

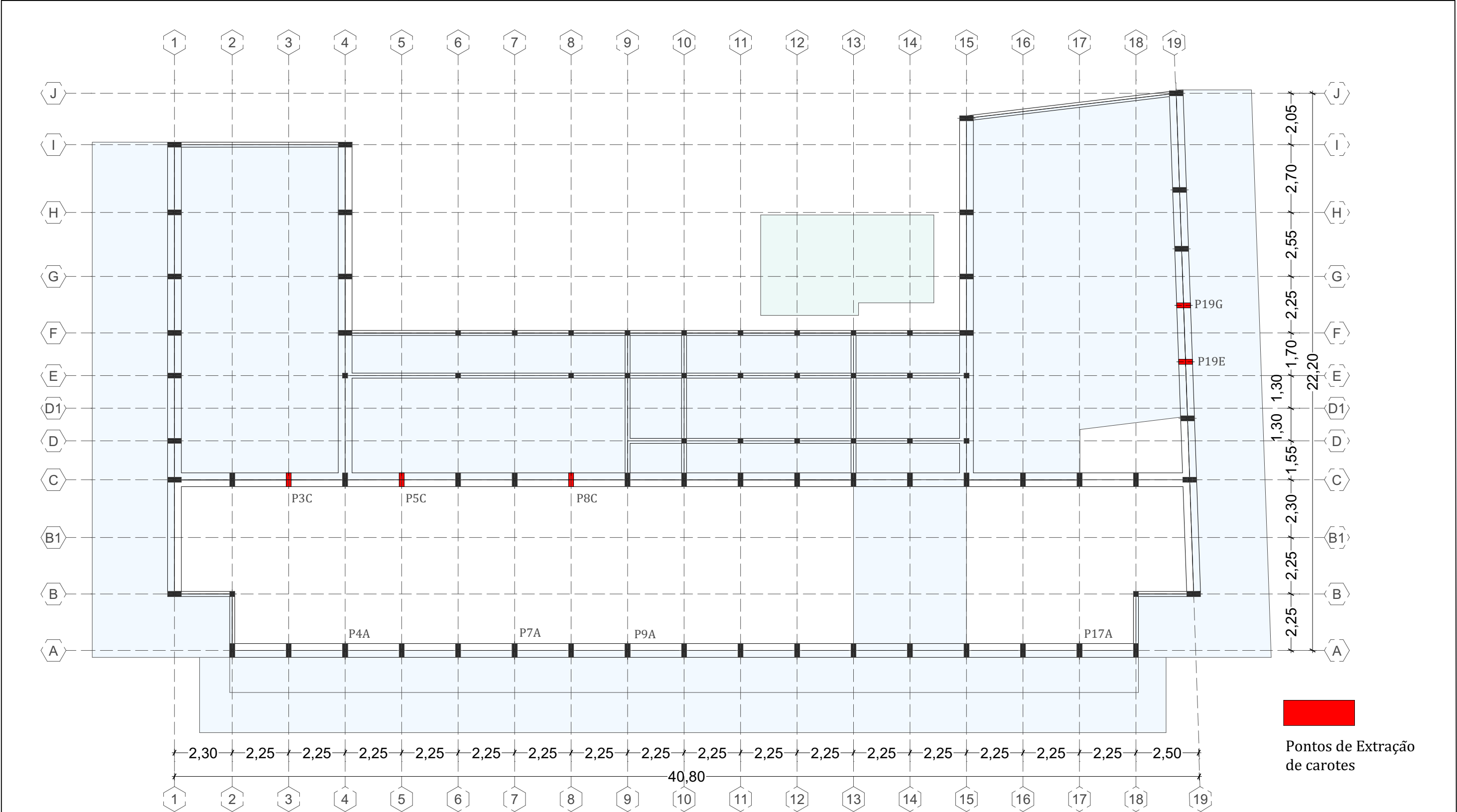
Título do Desenho:
Visualização 3D da Estrutura

Autor:
Mbenzane, Gabriel Alberto

Superviso:
Eng. Rafael Mabunda

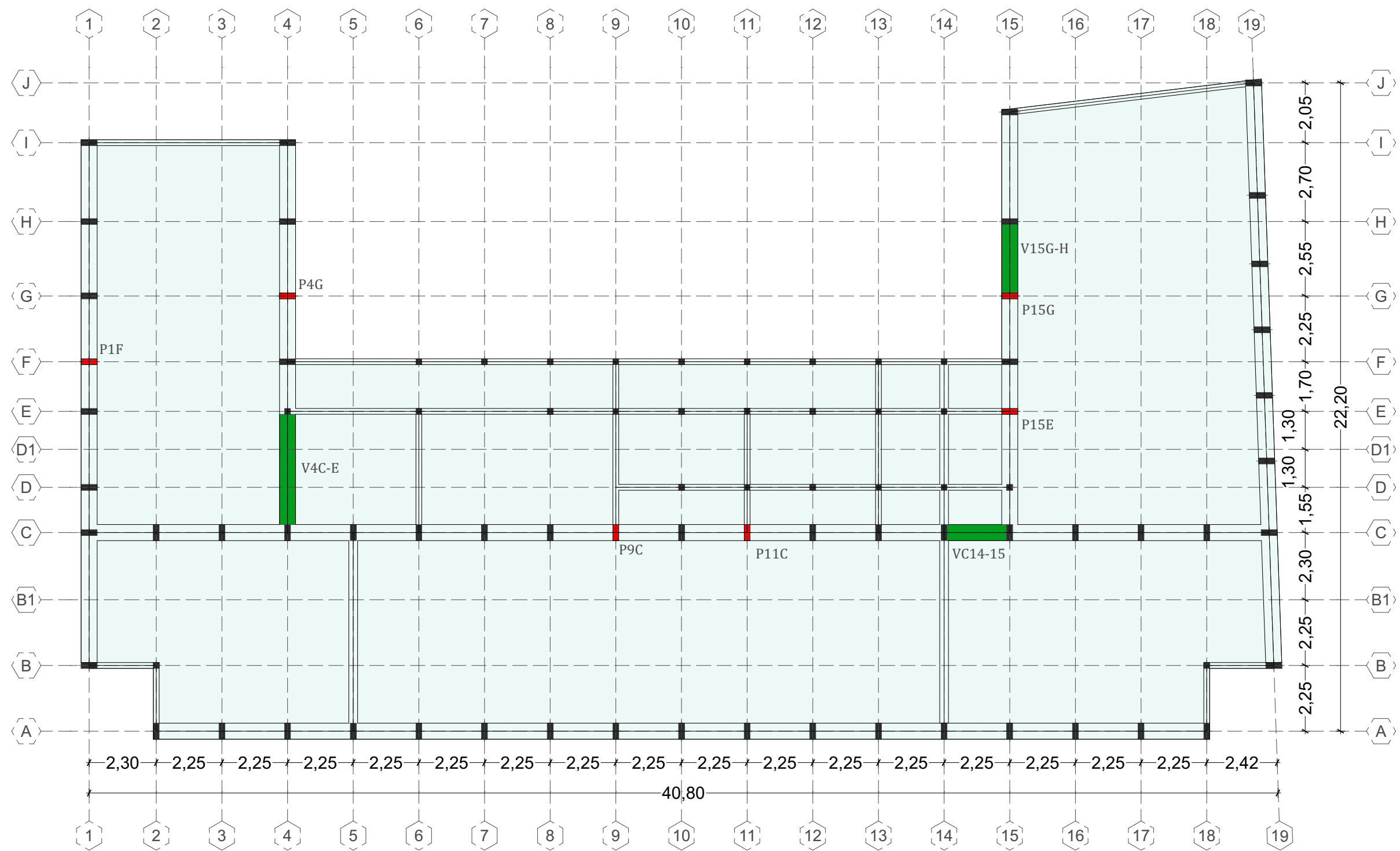
Escala: 1:150
Desenho No: 01

Data:
12/2024



Rés-do-chão 1:150

 UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE FACULDADE DE ENGENHARIA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL	Titulo do Projecto: ANÁLISE DA CAPACIDADE RESISTENTE RESIDUAL EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	Autor: Mbenzane, Gabriel Alberto Superviso: Eng. Rafael Mabunda	Escala: 1:150 Desenho No: 07
	Titulo do Desenho: Planta Estrutural: Rés-do-chão		Data: 12/2024



Primeiro Andar 1:150



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

Título do Projecto:
ANÁLISE DA CAPACIDADE RESISTENTE RESIDUAL EM
ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

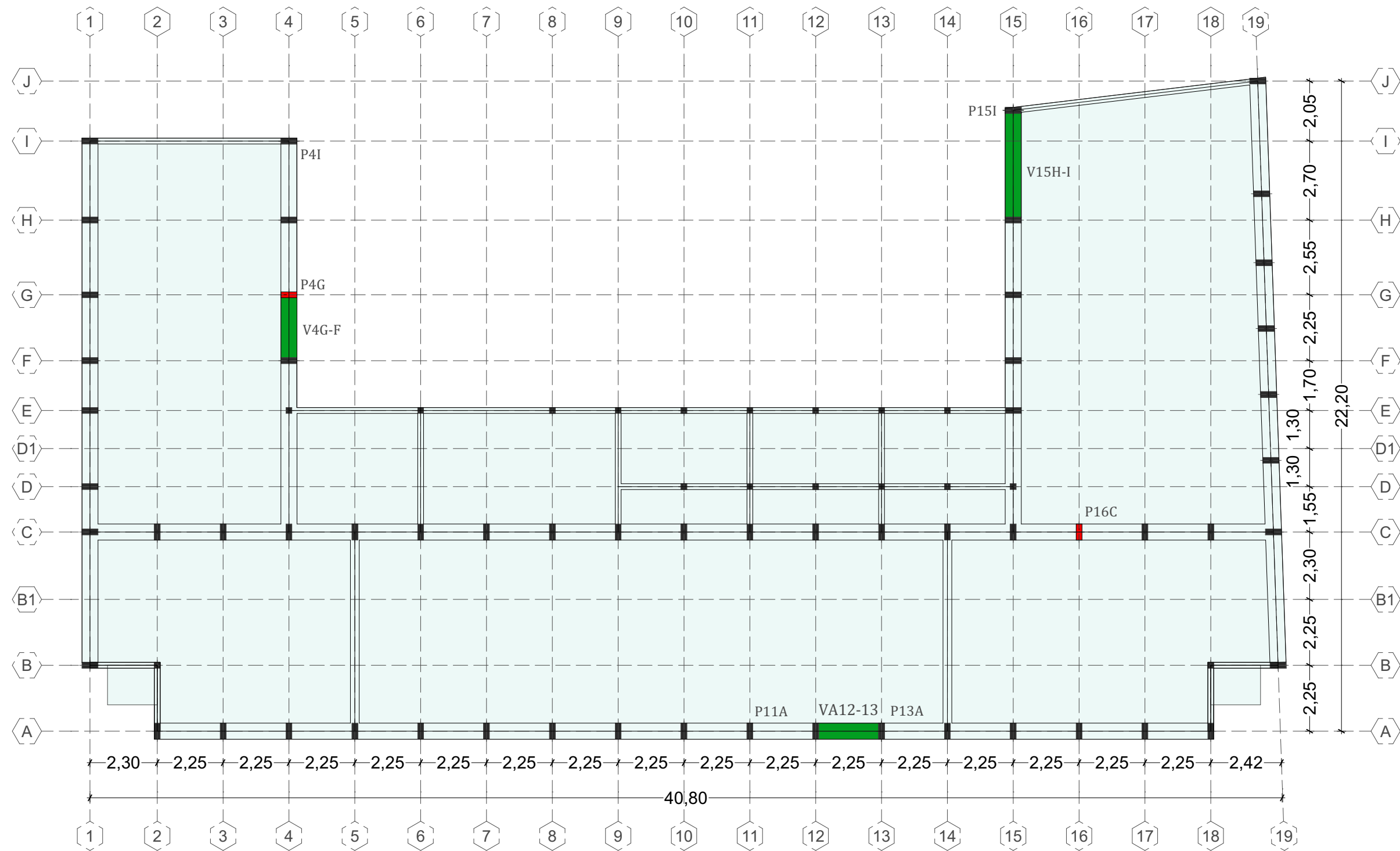
Título do Desenho:
Planta Estrutural: Primeiro Andar

Autor:
Mbenzane, Gabriel Alberto

Superviso:
Eng. Rafael Mabunda

Escala: 1:150
Desenho No: 08

Data:
12/2024



Segundo Andar 1:150



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

Titulo do Projecto:
ANÁLISE DA CAPACIDADE RESISTENTE RESIDUAL EM
ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

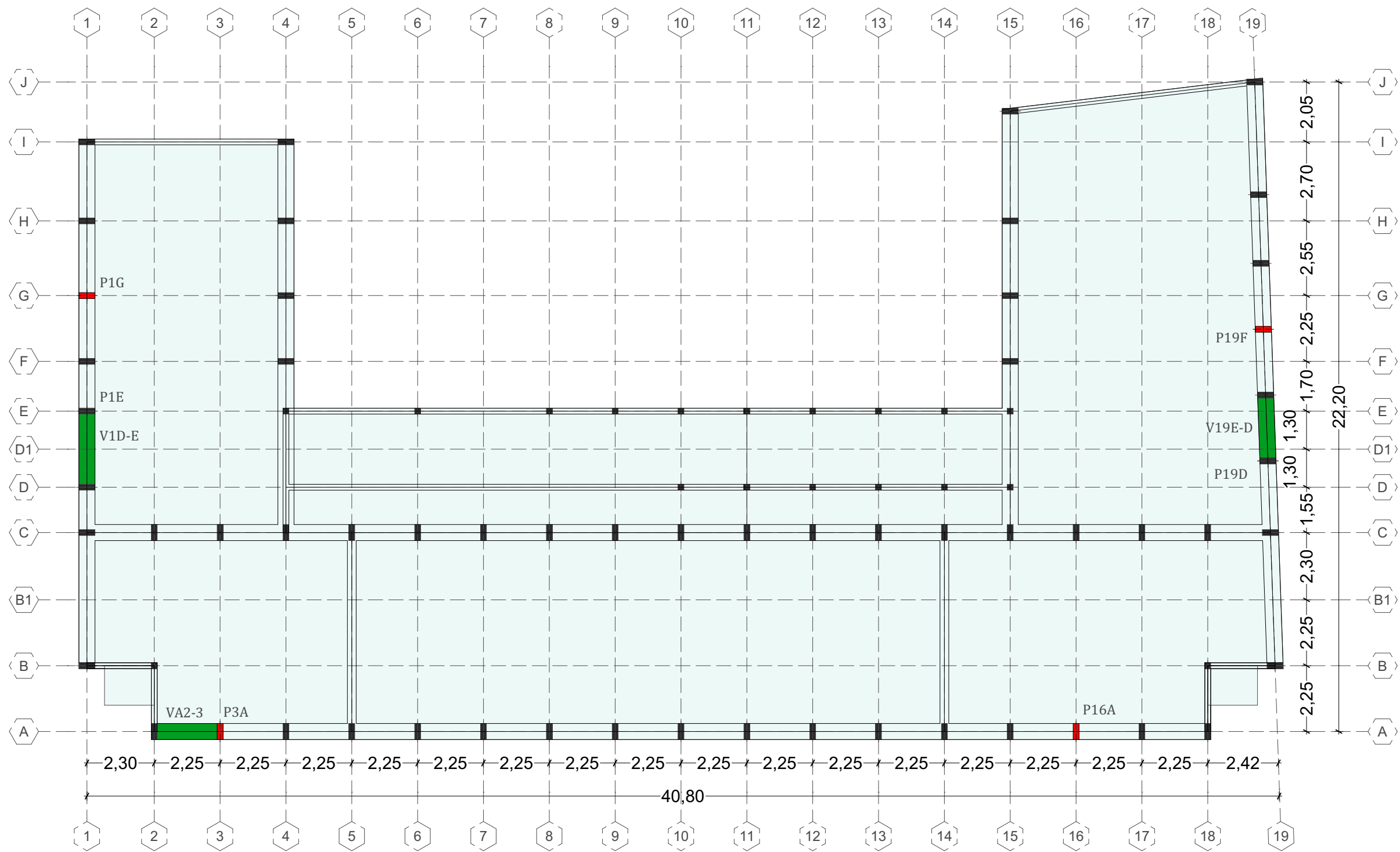
Titulo do Desenho:
Planta Estrutural: Segundo Andar

Autor:
Mbenzane, Gabriel Alberto

Superviso:
Eng. Rafael Mabunda

Escala: 1:150
Desenho No: 09

Data:
12/2024



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

Titulo do Projecto:
ANÁLISE DA CAPACIDADE RESISTENTE RESIDUAL EM
ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

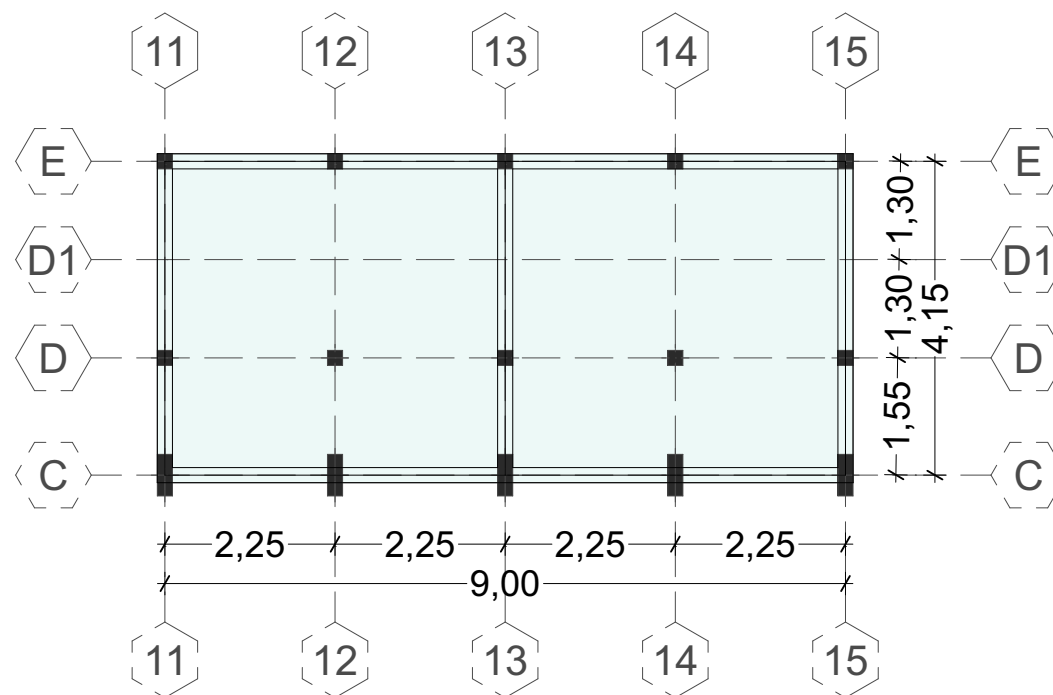
Titulo do Desenho:
Planta Estrutural: Terceiro Andar

Autor:
Mbenzane, Gabriel Alberto

Superviso:
Eng. Rafael Mabunda

Escala: 1:150
Desenho No: 09

Data:
12/2024



Quarto Andar C. Máquinas 1:100



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

Título do Projecto:

ANÁLISE DA CAPACIDADE RESISTENTE
RESIDUAL EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

Título do Desenho:

Planta Estrutural: Quarto andar - C. Máquinas

Autor:

Mbenzane, Gabriel Alberto

Supervisor:

Eng. Rafael Mabunda

Escala: 1:100

Desenho No: 10

Data:

12/2024



Rés-do-chão 1:150



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

Titulo do Projecto:
ANÁLISE DA CAPACIDADE RESISTENTE RESIDUAL EM
ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

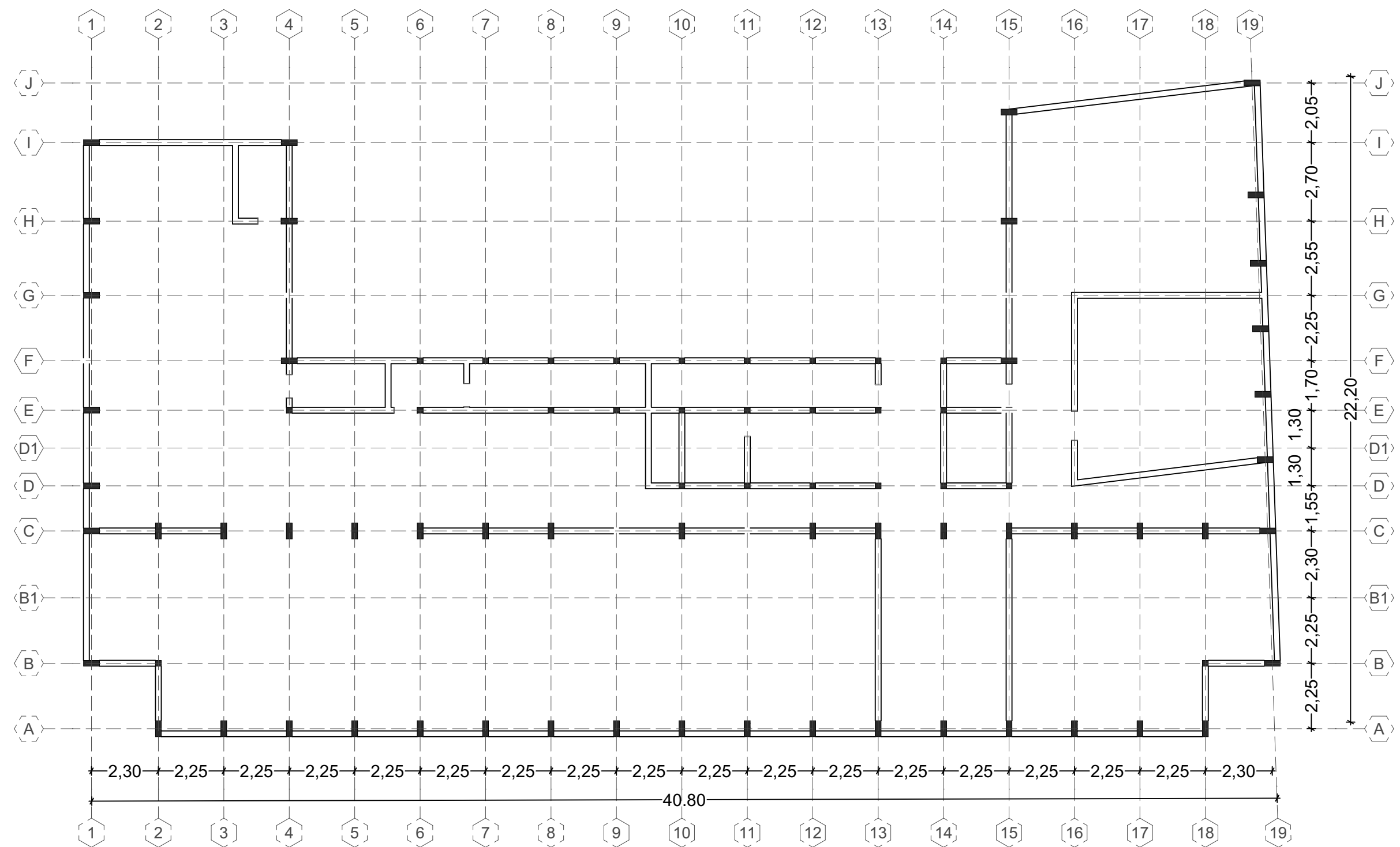
Titulo do Desenho:
Planta Arquitetônica: Rés-do-chão

Autor:
Mbenzane, Gabriel Alberto

Superviso:
Eng. Rafael Mabunda

Escala: 1:150
Desenho No: 02

Data:
12/2024



Primeiro Andar 1:150



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

Título do Projecto:
ANÁLISE DA CAPACIDADE RESISTENTE RESIDUAL EM
ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

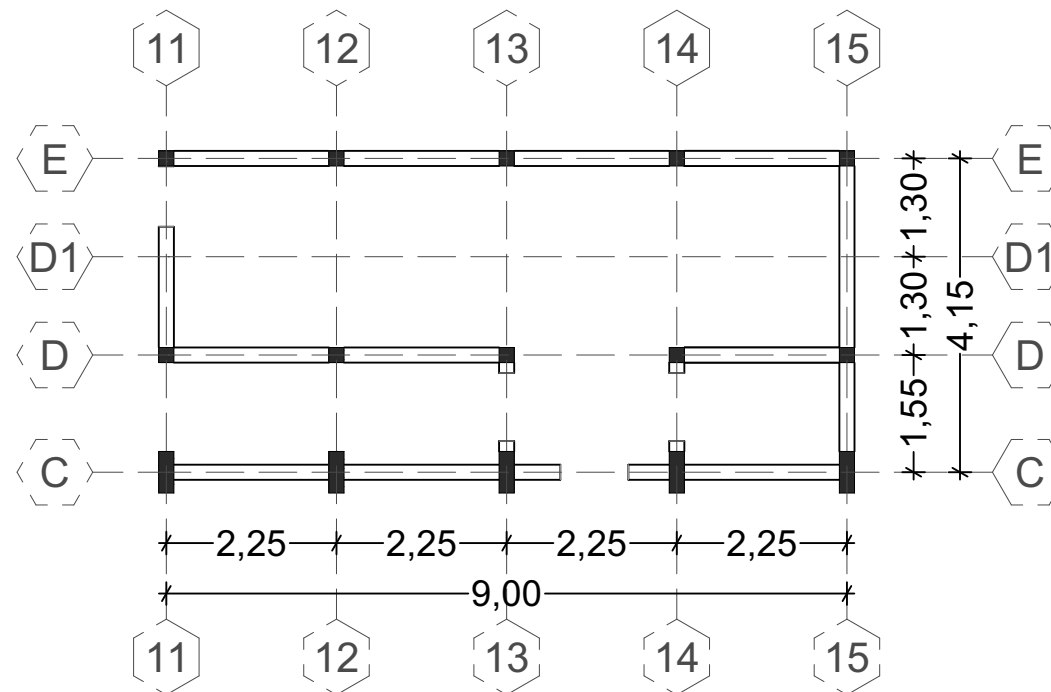
Título do Desenho:
Planta Arquitetônica: Primeiro Andar

Autor:
Mbenzane, Gabriel Alberto

Superviso:
Eng. Rafael Mabunda

Escala: 1:150
Desenho No: 03

Data:
12/2024



Quarto Andar C. Máquinas 1:100



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

Título do Projecto:

ANÁLISE DA CAPACIDADE RESISTENTE
RESIDUAL EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

Título do Desenho:

Planta Arquitetônica: Quarto Andar - C. Máquinas

Autor:

Mbenzane, Gabriel Alberto

Supervisor:

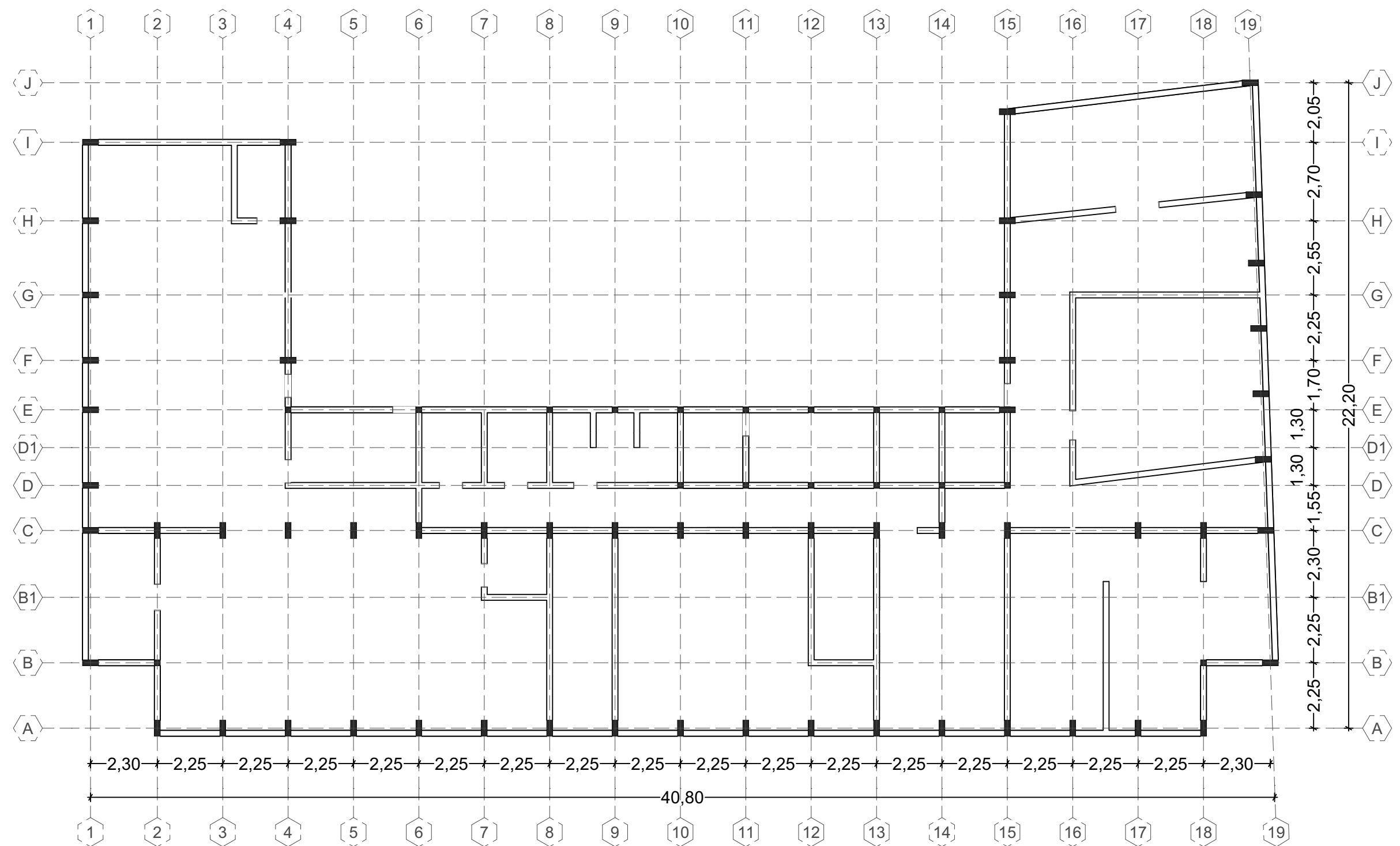
Eng. Rafael Mabunda

Escala: 1:100

Desenho No: 06

Data:

12/2024



Segundo Andar 1:150



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

Titulo do Projecto:
ANÁLISE DA CAPACIDADE RESISTENTE RESIDUAL EM
ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

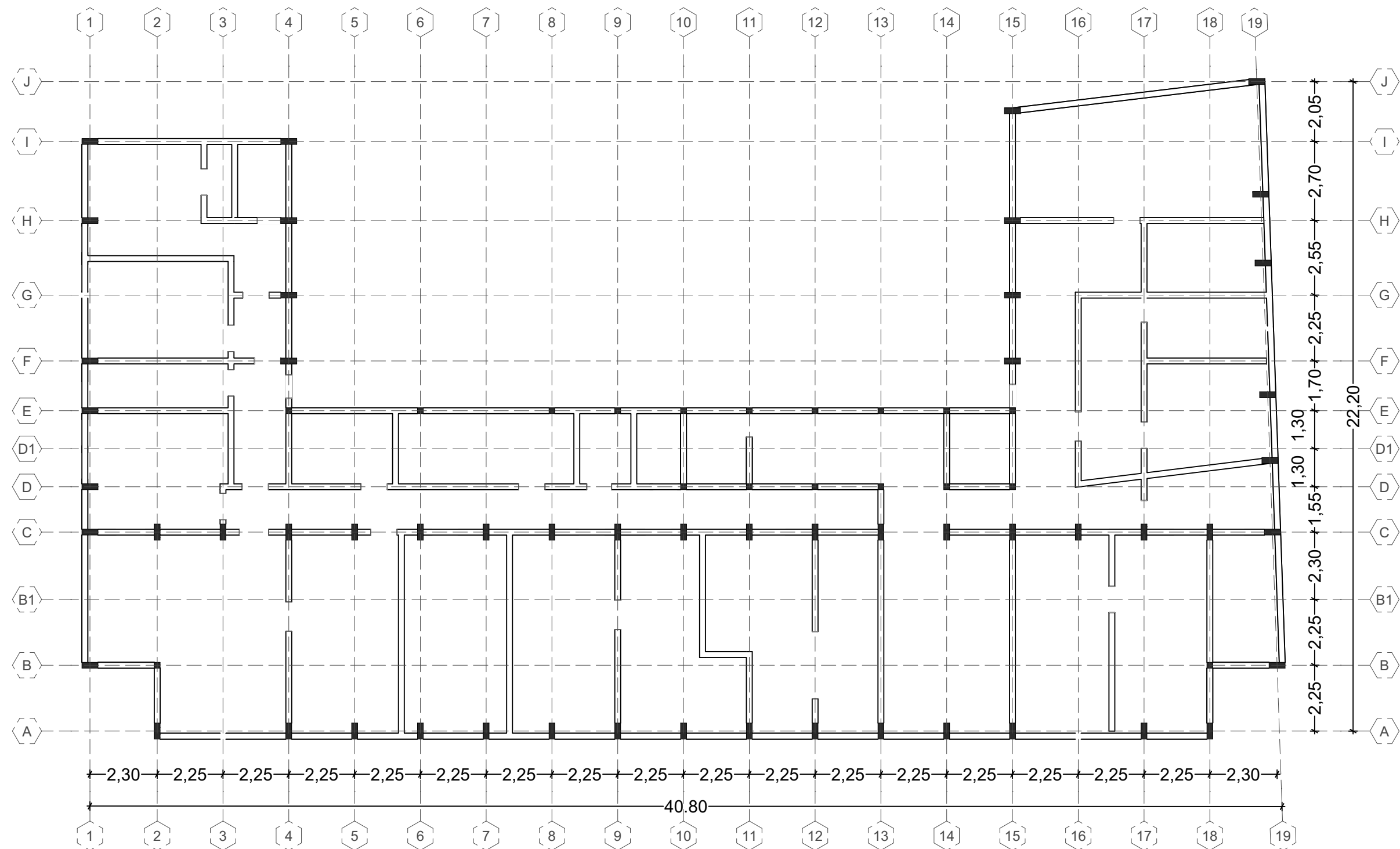
Titulo do Desenho:
Planta Arquitetônica: Segundo Andar

Autor:
Mbenzane, Gabriel Alberto

Superviso:
Eng. Rafael Mabunda

Escala: 1:150
Desenho No: 04

Data:
12/2024



Terceiro Andar 1:150



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

Título do Projecto:
ANÁLISE DA CAPACIDADE RESISTENTE RESIDUAL EM
ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

Título do Desenho:
Planta Arquitetônica: Terceiro Andar

Autor:
Mbenzane, Gabriel Alberto

Superviso:
Eng. Rafael Mabunda

Escala: 1:150
Desenho No: 05

Data:
12/2024