

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE MINAS
GERAIS - *CAMPUS* AVANÇADO PIUMHI
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

Gabriela Alves Amorim Soares

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE OS MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL
POR PÓRTICOS PLANOS E PÓRTICO ESPACIAL**

Piumhi - MG

2020

GABRIELA ALVES AMORIM SOARES

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE OS MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL
POR PÓRTICOS PLANOS E PÓRTICO ESPACIAL**

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentado ao Instituto Federal de Ciência e
Tecnologia de Minas Gerais como requisito
parcial para a obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. M.e Júnior Henrique Canaval

Piumhi - MG

2020

FICHA CATALOGRÁFICA

S676e Soares, Gabriela Alves Amorim.

Estudo comparativo entre os métodos de análise estrutural por pórticos planos e pórtico espacial / Gabriela Alves Amorim Soares. – 2020.

154 f.

Orientador: Júnior Henrique Canaval.

Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) - Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Minas Gerais - *Campus Avançado Piumhi*, 2020.

1. Análise estrutural. 2. Pórtico plano. 3. Pórtico espacial. I. Título.

CDD 624.1

Ficha elaborada pela bibliotecária Andreia Cristina Damasceno - CRB6/1974

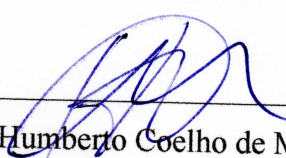
Gabriela Alves Amorim Soares

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE OS MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL
POR PÓRTICOS PLANOS E PÓRTICO ESPACIAL**

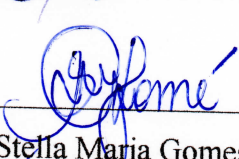
Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentado ao Instituto Federal de Ciência e
Tecnologia de Minas Gerais como requisito
parcial para a obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Aprovado em: 08 / 07 / 2020 pela banca examinadora.

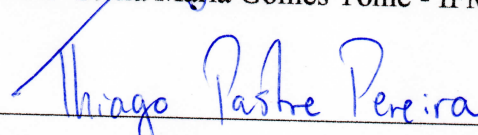
BANCA EXAMINADORA:



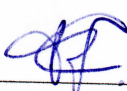
Prof. M.e Humberto Coelho de Melo - IFMG



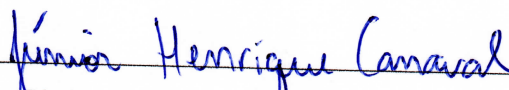
Prof. M.^a Stella Maria Gomes Tomé - IFMG



Prof. M.e Thiago Pastre Pereira - IFMG



Prof. M.e Tobias Ribeiro Ferreira - IFMG



Prof. M.e Júnior Henrique Canaval - IFMG (Orientador)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, não por costume, mas por ver, em cada momento da minha vida, a sua mão agindo a meu favor. Agradeço à minha família, minha mãe Magda Amorim, meu pai Joval Júnior, minha amiga e irmã Raquel Amorim, por colaborarem e apoiarem para que eu me dedicasse à minha graduação. Ao noivo Hugo, pelo incentivo, preocupação e ajuda. Agradeço ao meu professor orientador Júnior Henrique Canaval por toda a ajuda e força, disponibilizando-se sempre que preciso. Agradeço aos demais professores, que auxiliaram na formação profissional, compartilhando tão imensa bagagem de conhecimento que possuem. Não teria chegado tão longe sem o apoio de todos!

“Dá instrução ao sábio, e ele se fará mais sábio; ensina o justo e ele aumentará em doutrina. O temor do Senhor é o princípio da sabedoria, e o conhecimento do Santo a prudência.”

Provérbios 9: 9-10

RESUMO

O dimensionamento de uma estrutura é realizado a partir dos esforços solicitantes nos elementos, valores que podem ser obtidos através de diferentes métodos de análise e estes podem ser ainda mais simplificados ou refinados. Os métodos simplificados permitem que os engenheiros realizem análises, manualmente ou usando ferramentas como tabelas, software livre, calculadoras, mesmo que trabalhosos e demorados. Por outro lado, os métodos mais refinados possuem alta complexidade, tornando sua aplicação inviável sem o uso de softwares pagos específicos, se forem considerados padrões de produtividade atuais. Para analisar as diferenças que podem ocorrer nos esforços variando o tipo de método de análise estrutural, este trabalho busca comparar os valores obtidos utilizando um método simplificado, considerando a estrutura como plana em comparação com o pórtico espacial (método refinado). O uso de um software específico leva à economia no tempo para ser utilizado no processamento, além de ser feita uma análise mais refinada e próxima do movimento real da estrutura. Para a produção deste trabalho foi desenvolvido um projeto comercial para realizar o levantamento dos esforços ativos. Para cálculos pelo método de pórtico plano, foram utilizados planilhas, tabelas e software Ftool. Para o método de pórtico espacial, utilizou-se o software CypeCAD. Os resultados dos esforços foram coletados e comparados, e embora se esperasse que o método de pórtico plano fosse mais conservador, pois apresenta algumas majorações por ser um método mais simplificado. Em geral, o software CypeCAD mostrou-se mais conservador, e as maiores variações encontradas nos valores dos momentos, uma vez que o pórtico espacial considera a influência dos esforços de outras direções simultaneamente, e os efeitos causados pela flexão composta oblíqua. Apesar de apresentar os maiores valores, o software compensa com o ganho de produtividade e confiabilidade.

Palavras Chave: Análise estrutural. Pórtico plano. Pórtico espacial.

ABSTRACT

The dimensioning of a structure is carried out from the working efforts in the elements, values that can be obtained through different methods of analysis and these can be further simplified or refined. The simplified methods allow engineers to perform analyses, either manually or using tools such as tables, free software, calculators, even if laborious and time-consuming process. On the other hand, the most refined methods have a high complexity, making its application unfeasible without the use of specific paid for software, if current productivity standards are considered. In order to analyze the differences that may occur in efforts by varying the type of method of analysis structural, this work seeks to compare the values obtained using a method simplified by considering the structure as flat in comparison of spatial gantry (refined method). The use of a specific software lead to savings in time to be used in processing, in addition to being made a more refined and close analysis of the actual movement of the structure. For producing this work was developed a commercial project to carry out the survey of the active efforts. For calculations by the flat gantry method, spreadsheets, tables and Ftool software were used. For the spatial gantry method, the CypeCAD software was used. The results of the efforts were collected and compared, and although it was expected that the method of flat gantry would be more conservative its shows some increases because is a more simplified method. In general, the software proved to be more conservative, and the greatest variations found in the values of the moments, since the spatial portico considers the influence of efforts from other directions simultaneously, and the effects caused by oblique compound flexion. Despite presenting the highest values, the software compensates with the gain in productivity and reliability.

Keywords: Structural analysis. Flat gantry. Three-dimensional Gantry.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Sistema estrutural.....	21
Figura 2 – Idealização do método de vigas contínuas.	22
Figura 3 - Idealização da análise estrutural por pórtico plano.....	23
Figura 4 - Idealização de pórtico espacial.	24
Figura 5 - Tipos de esforços em estruturas.....	25
Figura 6 - Diagrama tensão-deformação.	27
Figura 7 - Vão livre e vão teórico.....	36
Figura 8 - Dimensões de laje maciça.....	36
Figura 9 - Vãos teóricos l_x (menor vão) e l_y (maior vão).	37
Figura 10 – Tipos de lajes de acordo a vinculação das bordas.....	38
Figura 11 - Projeto arquitetônico Térreo.	46
Figura 12 - Projeto arquitetônico cobertura.....	47
Figura 13 - Concepção estrutural.....	48
Figura 14 - Discretização e classificação das lajes do pavimento térreo.....	49
Figura 15 - Discretização e classificação das lajes do pavimento superior.....	50
Figura 16- Discretização e classificação da laje sobre a caixa d'água.....	51
Figura 17 - Área de influência de pilares.	52

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores dos coeficientes de γ_c e γ_s	34
Tabela 2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c = 10 \text{ mm}$	35
Tabela 3 - Valores do coeficiente adicional γ_n	40
Tabela 4 - Recorte da tabela 2.3b de Pinheiro (2007).	41
Tabela 5 - Pré-dimensionamento de lajes.....	51
Tabela 6 - Pré-dimensionamento de pilares.	53
Tabela 7 - Características e cargas nas lajes.....	54
Tabela 8 - Reações nas vigas.....	55
Tabela 9 - Momentos nas lajes pelo método de pórticos planos.	56
Tabela 10 - Momentos de cálculo nas lajes por pórtico espacial.	57
Tabela 11 - Esforços nos pilares obtidos pela análise por pórticos planos.....	58
Tabela 12 - Esforços nos pilares obtidos pela análise por pórtico espacial.....	60
Tabela 13 - Esforços nas vigas por pórticos planos.	62
Tabela 14 - Esforços nas vigas por pórtico espacial.....	65
Tabela 15 - Variações dos esforços nas lajes.	68
Tabela 16 - Análise das variações nos esforços nas lajes.....	69
Tabela 17 - Variações dos esforços nos pilares.....	70
Tabela 18 - Variações nos esforços dos pilares.....	72
Tabela 19 - Carregamentos verticais nos pilares.....	73
Tabela 20 - Variações dos esforços nas vigas.	74
Tabela 21 - Variação dos esforços das vigas.....	76

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Classes de agressividade ambiental (CAA).....	35
--	----

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ARI - Alta resistência inicial

CA - Classe do aço para concreto armado conforme sua resistência de escoamento

ELS - Estado Limite de Serviço

ELU - Estado Limite Último

kN - Quilonewton (equivale a 1000 newtons)

kN·m - Quilonewton-metro (unidade de momentos, resultado de quilonewton multiplicado por metro)

MPa - Mega Pascal

CCA - Classe de Agressividade Ambiental

LISTA DE SÍMBOLOS

f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
σ_c	Tensão de compressão aplicadas em corpo de prova de concreto
E_{ci}	Módulo de elasticidade do concreto
α_E	Coeficiente referente ao tipo de material do agregado graúdo
E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto
α_i	Coeficiente para minoração do módulo de elasticidade secante
f_{yk}	Resistência característica de escoamento do aço
γ_f	Coeficiente de ponderação para ELU
γ_{f1}	Coeficiente dado pela variabilidade das ações
γ_{f2}	Coeficiente dado pela variabilidade das ações
γ_{f3}	Coeficiente dado para ponderar erros na avaliação dos efeitos das ações
Ψ_0	Fator de redução de combinação para o estado limite-último
Ψ_1	Fator de redução de combinação frequente para o estado-limite de serviço
Ψ_2	Fator de redução de combinação quase permanente para o estado-limite de serviço
F_d	Valor de cálculo das ações para combinação última
F_{gk}	Ações permanentes diretas
$F_{\varepsilon k}$	Ações indiretas permanentes
$F_{\varepsilon gk}$	Ações indireta permanente de retração
$F_{\varepsilon qk}$	Ações variáveis de temperatura
F_{qk}	Ações variáveis diretas
$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$	Coeficientes de ponderação de acordo com o tipo de carga
$\Psi_{0j}, \Psi_{0\varepsilon}$	Fatores de redução para combinações
F_{q1k}	Ação variável direta escolhida como principal
R_d	Esforços resistentes
S_d	Esforços solicitantes de cálculo
f_{cd}	Valor de cálculo da resistência à compressão do concreto
f_{ckj}	Resistência à compressão do concreto em j dias
γ_c	Coeficiente de segurança do concreto
j	Idade do concreto em dias
β_1	Relação de f_{ck}/f_{ckj}

CP	Cimento Portland
t	Idade do concreto em dias para cálculo de β_1
γ_s	Coeficiente de segurança do aço
f_{cd}	Resistência à compressão de cálculo do concreto
β_1	É a relação de f_{ck}/f_{ckj}
s	Fator referente ao tipo de cimento
Δ_c	Tolerância de execução para cobrimento.
t	Largura da viga (em pré-dimensionamento de lajes)
h	Altura total
d	Altura útil
c	Cobrimento
$\emptyset$	Diâmetro da barra de aço
l_o	Vão livre
l	Vão teórico
λ	Coeficiente dado pela razão do maior pelo menor vão da laje
l_x	Menor vão da laje
l_y	Maior vão da laje
Ψ_2	Valor que depende das condições de vinculação e dimensão da laje
Ψ_3	Valor depende do tipo de aço
b	Largura, ou menor dimensão do pilar
γ_n	Coeficiente adicional para pilares com dimensão menor que 19 cm
A_c	Área de concreto
A	Área de influência do pilar
α	Coeficiente referente a excentricidade das cargas nos pilares
n	É o número de pavimentos tipo
μ_x	Valor tabelado para momento positivo no sentido de l_x
μ'_x	Valor tabelado para momento negativo no sentido de l_x
μ_y	Valor tabelado para momento positivo no sentido de l_y
μ'_y	Valor tabelado para momento negativo no sentido de l_y
M	Valor de momento positivo em lajes
X	Valor de momento negativo em lajes
p	Carga uniforme
v_x e v'_x	Valores tabelados para reações de apoio na direção do vão l_x e distribuídas em l_y

v_y e v'_y Valores tabelados para reações de apoio na direção do vão l_y e distribuídas em l_x

V_x e V'_x Reações de apoio na direção do vão l_x e distribuídas em l_y

V_y e V'_y Reações de apoio na direção do vão l_y e distribuídas em l_x

A_x, A'_x, A_y, A'_y Áreas correspondentes aos apoios

' Sinal referente às bordas engastadas de lajes

N_d Esforço normal de cálculo

$M_{x,d}$ Momento de cálculo em torno do eixo x

$M_{y,d}$ Momento de cálculo em torno do eixo y

V Esforço cortante de cálculo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
2	Objetivos.....	20
2.1	Objetivo geral.....	20
2.2	Objetivos específicos	20
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
3.1	Modelos de estruturas	21
3.1.1	Modelo de vigas contínuas.....	21
3.1.2	Modelo de pórticos planos	23
3.1.3	Modelo de pórtico espacial	24
3.2	Esforços em estruturas	25
3.3	Concreto armado	26
3.3.1	Concreto	26
3.3.2	Aço	28
3.4	Diretrizes de cálculo.....	29
3.4.1	Estados limites	29
3.4.2	Ações e combinações de ações	30
3.4.3	Métodos de cálculos.....	31
3.4.4	Valores das resistências.....	32
3.4.5	Cobrimentos	34
3.5	Pré-dimensionamento dos elementos estruturais	35
3.5.1	Pré-dimensionamento de lajes.....	36
3.5.2	Pré-dimensionamento de vigas	39
3.5.3	Pré-dimensionamento de pilares	40
3.6	Considerações de cálculo	41
3.6.1	Pórticos Planos.....	41
3.6.2	Pórtico Espacial.....	42
4	METODOLOGIA.....	44
5	ESTUDO DE CASO	45
5.1	Projeto arquitetônico	45
5.2	Concepção estrutural.....	47
5.3	Pré-dimensionamento dos elementos estruturais	48
5.3.1	Discretização das lajes (vinculações).....	48

5.3.2 Pré-Dimensionamento das lajes	51
5.3.3 Pré-dimensionamento de vigas	52
5.3.4 Pré-dimensionamento dos pilares	52
5.4 Cargas atuantes nas lajes	53
5.5 Cargas atuantes nas vigas.....	55
5.6 Resultados e Discussão	55
5.6.1 Lajes	56
5.6.2 Pilares.....	57
5.6.3 Vigas	61
5.6.4 Comparativo entre os resultados dos esforços obtidos	67
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	78
REFERÊNCIAS	82
APÊNDICE A - PROJETO ARQUITETÔNICO	84
APÊNDICE B - LEVANTAMENTO DE CARGAS	89
APÊNDICE C - MOMENTOS FLETORES NAS LAJES: PÓRTICOS PLANOS.....	93
APÊNDICE D – DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES: PÓRTICOS PLANOS	95
APÊNDICE E – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS CORTANTES: PÓRTICOS PLANOS	101
APÊNDICE F – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NORMAIS: PÓRTICOS PLANOS.	107
APÊNDICE G - MOMENTOS FLETORES NAS LAJES: CYPECAD.....	113
APÊNDICE H - ESFORÇOS SOLICITANTES NOS PILARES: CYPECAD.....	118
APÊNDICE I - DIAGRAMAS DE ESFORÇO CORTANTE NAS VIGAS: CYPECAD	123
APÊNDICE J - DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR NAS VIGAS: CYPECAD .	127
ANEXO I - TABELA DE LAJES	131

1 INTRODUÇÃO

O concreto é um material amplamente utilizado na construção civil, cuja composição é proveniente da mistura de elementos que resultam em um material de grande rigidez e resistência, tais elementos são o agregado graúdo, agregado miúdo, cimento e água. Além do mais, pode conter aditivos ou adições para modificação de suas características de acordo com as especificações de projeto.

Dos materiais constituintes do concreto o que apresenta maiores dimensões é o agregado graúdo, sendo muito utilizado a brita, proveniente da quebra de pedras calcárias, basálticas, granito, ardósia e gnaiss. Quanto ao agregado miúdo, comumente usa-se a areia, cuja função é de contribuir no preenchimento dos vazios deixado pelos agregados graúdos. Dessa forma, os agregados contribuem para diminuir a expansão e retração do concreto, sua liberação do calor de hidratação, como também aumentam sua resistência.

Uma outra vantagem da utilização dos agregados está no fato de reduzir o custo do concreto, uma vez que representam de 60% a 80% de seu volume, conforme Andolfato (2002). O concreto apresenta maior resistência que a pasta de cimento endurecida, além de ser mais barato.

O cimento Portland é o elemento aglomerante do concreto, é um material pulverulento industrializado, que ao reagir com a água cria uma estrutura cristalina que se petrifica, constituindo assim o tradicional concreto, que por sua versatilidade, é de modo convencional, utilizado na maioria das obras civis em âmbito mundial. Assim como afirma Botelho (2014), o concreto é uma tentativa de fazer uma pedra artificial com a vantagem de ter a forma, resistência e dimensões que se queira.

O concreto simples ou convencional é o concreto sem armaduras, sendo um elemento que possui boa resistência à compressão. Todavia, sua resistência à tração é bem reduzida, conforme afirma Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a resistência à tração do concreto é cerca de 10% de sua resistência à compressão, tornando-o inviável em estruturas caso seja empregado sozinho. Assim, dada a necessidade de obter um material resistente à compressão e à tração que se criou o concreto armado, pela combinação do concreto simples e armaduras de aço.

O aço apresenta uma ótima resistência tanto à tração quanto à compressão, assim, a união destes dois componentes (concreto simples e aço) se mostrou muito eficaz e seu uso é muito difundido, como afirma-se:

[...] no final do século XIX, na Europa, generalizou-se a colocação (imersão) no concreto de barras de aço (que têm alta resistência à compressão e tração). Foram então construídos vasos e até um barco. Daí foi um pulo para a construção de edifícios. Nascia o concreto armado. (BOTELHO, 2014)

No projeto das estruturas de concreto armado e protendido o dimensionamento dos diferentes elementos estruturais é uma das etapas de cálculo mais importantes na elaboração de um projeto da construção civil. É por meio dele que o engenheiro calculista define o uso de materiais considerando disposição, dimensões de vigas, pilares e lajes.

A importância de se dimensionar uma estrutura de forma acurada está no fato de o engenheiro civil ser o responsável técnico pela garantia da segurança, estabilidade e funcionalidade da estrutura. A estrutura deve suportar os esforços a que estiver sujeita, impedindo que não venha à ruína, nem apresente deformações excessivas ou falhas que afetem sua utilização. Por isso, é necessário realizar o levantamento de todas as solicitações que possam afetar a estrutura, de acordo com sua finalidade. Não menos importante, deve-se levar em consideração as condições do ambiente e possíveis variações que podem afetar o desempenho da estrutura, tais como falhas construtivas, imperfeições de materiais, entre outros. Sobre o funcionamento do concreto armado, é importante salientar que:

O concreto e a armadura nas estruturas de concreto armado trabalham juntos e solidários, mas com funções diferentes no tocante ao dimensionamento. Nesse funcionamento, a seção de concreto é uma aproximação grosseira da solução e a armadura principal é a aproximação fina, sensível. Face a isso, uma mesma seção de concreto pode atender a uma grande faixa de solicitações e será a taxa de armadura que fará o ajuste fino. (BOTELHO, 2014, p. 56)

À vista disso, o dimensionamento de uma estrutura, deve seguir as normas vigentes, e ter o cuidado de prever todos os esforços que atuarão ou que têm a possibilidade de solicitar a estrutura, apesar de haver fatores relacionados à construção ou fatores externos que podem não ser previstos, como no caso de fenômenos da natureza como terremotos, furacões, usos da estrutura para outros fins à qual foi dimensionada, dentre outros, assim como se afirma:

[...] não se pode pretender que uma estrutura tenha segurança total contra todos os fatores aleatórios que intervêm em uma edificação no processo de concepção, execução e utilização; [...]. Basicamente, a insegurança está relacionada às seguintes incertezas:

- Resistência dos materiais utilizados, influenciada por alguns fatores (tempo de duração da aplicação das cargas, fadiga, fabricação, etc.), pelas condições de execução da obra e pelos ensaios, que não reproduzem fielmente as situações reais;
- Características geométricas da estrutura (falta de precisão na localização, na seção transversal dos elementos e na posição das armaduras);
- Ações permanentes e variáveis; e

- Valores das solicitações calculados, que podem ser diferentes dos reais em virtude de todas as imprecisões inerentes ao processo de cálculo (CARVALHO; FILHO. 2014).

No curso de graduação em Engenharia Civil, é ensinado o cálculo estrutural de forma manual, que é um procedimento que requer muito tempo e trabalho, tal cálculo pode ser feito sob análise da superestrutura dividida em pórticos planos. Muitos são os meios que podem ser usados para agilizar o processo de cálculo estrutural, como: a criação de tabelas, planilhas eletrônicas de cálculo, programas computacionais destinados a esse fim, que permitem não só uma redução no tempo de execução, como também permitem um cálculo mais refinado.

Com o mercado de trabalho sempre mais competitivo, valorizar um trabalho de qualidade, eficaz e de forma ágil se torna cada vez mais necessário. A Engenharia Civil conta cada vez mais com a ajuda de programas computacionais sofisticados, não só para cálculos estruturais, mas também para cálculos orçamentários, desenvolvimento de cronogramas de obras, gerenciamento de projetos, levantamentos topográficos, dentre outros. Devido à tão vastas opções, é normal que o profissional acabe se dedicando a um campo específico, para ter um domínio mais profundo. Desse modo, visando um melhor trabalho, o engenheiro calculista deve ter expertise para saber escolher o *software* mais adequado ao executar seus projetos.

A respeito do uso do computador no cálculo estrutural, Kimura (2007) afirma que “[...] Com ele, cálculos inviáveis há algum tempo passaram a ser resolvidos com grande rapidez e eficiência”.

Portanto, o engenheiro calculista deve conhecer os *softwares* disponíveis no mercado, saber manipulá-los corretamente, realizar a correta configuração e lançamento de dados. Além disso, é necessário saber analisar os resultados obtidos, a fim de identificar a validade dos mesmos e/ou realizar as correções necessárias.

Donde se percebe que, é importante compreender tanto os processos de realização de cálculos estruturais de forma simplificada, quanto os de forma complexa, a fim de entender como suas particularidades interferem nos resultados dos esforços solicitantes dos elementos, a partir de parâmetros identificados e visão crítica, através dos conhecimentos teóricos necessários, na comparação e argumentação de possíveis resultados fornecidos pelos *softwares*.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

Comparar os resultados dos esforços de cálculo atuantes em uma estrutura em concreto armado obtidos por dois métodos diferentes.

2.2 Objetivos específicos

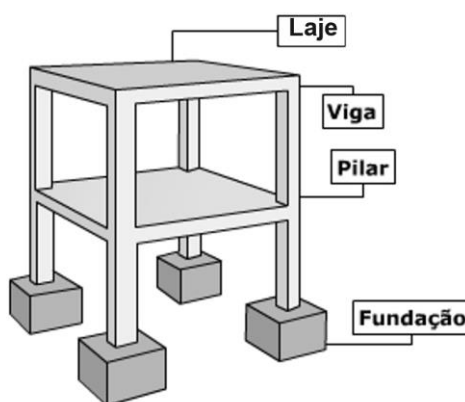
- Calcular esforços solicitantes em uma estrutura pelo método de pórticos planos (simplificado);
- Calcular esforços solicitantes em uma estrutura pelo método de pórtico espacial (refinado);
- Comparar os resultados dos esforços solicitantes calculados pelos dois métodos;
- Analisar as diferenças e buscar as possíveis causas para as variações entre os métodos.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Modelos de estruturas

Conforme Carvalho e Filho (2014), as estruturas em concreto armado são constituídas por elementos estruturais, tais como lajes, vigas e pilares, que arranjados, formam o sistema estrutural conforme ilustrado na Figura 1.

Figura 1 - Sistema estrutural.



Fonte: Adaptado da página do site Desenho Arquitetônico¹.

Tais elementos devem possuir resistência para suportar as cargas oriundas de seu peso próprio e das cargas de uso da edificação. As combinações de elementos estruturais devem ser ordenadas da forma mais eficiente e segura possível, dispostos de forma a se sustentarem e resistirem aos esforços impostos a eles. Outros tipos de sistemas estruturais podem ser empregados para construção de edificações, como por exemplo, sistemas em estruturas metálicas, mistas aço-concreto, estruturas de madeira, entre outros, segundo Carvalho e Filho (2014).

Quanto à análise estrutural, podem ser adotados os modelos de vigas contínuas, pórticos planos e pórtico espacial para a determinação dos esforços nos elementos.

3.1.1 Modelo de vigas contínuas

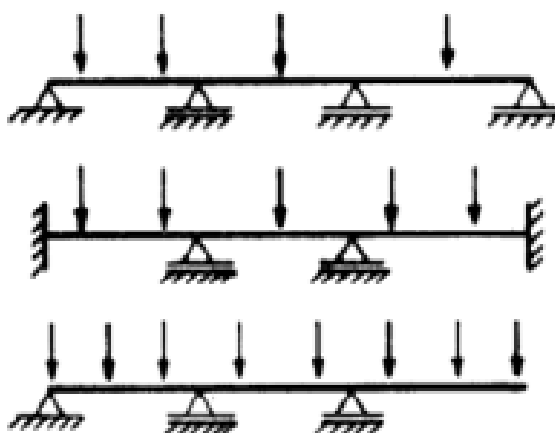
O modelo de vigas contínuas baseia-se na separação das vigas de uma edificação, analisando-as individualmente, sendo elas submetidas às cargas de peso próprio, esforços

¹ Disponível em https://desenhoarquitetonico.site.files.wordpress.com/2016/07/arranha_ceu_1.gif. Acesso em: 27 mai. 2020.

provenientes das lajes, peso próprio das alvenarias e seus revestimentos, esforços de outras vigas se forem apoiadas em vigas, entre outras. Além disso, este é um modelo que permite determinar somente os esforços cortantes e momentos fletores, sendo desprezados os esforços normais por não influenciarem significativamente no resultado.

De acordo com Fontes e Pinheiro (2006), o modelo de vigas contínuas é o modelo mais simples, não permitindo a análise dos efeitos causados por esforços horizontais na estrutura, considerando os apoios da viga nos pilares, que podem ser por apoio simples ou engastada, dependendo do tipo da ligação na estrutura. Os autores também afirmam que este modelo é o menos utilizado, sendo indicado somente para edificações de menor porte e que apresente vãos com comprimentos e carregamentos mais uniformes nos pilares, conforme mostrado na Figura 2.

Figura 2 – Idealização do método de vigas contínuas.



Fonte: Adaptado da página do site Edu QC².

Para a aplicação deste modelo, a ABNT NBR 6118:2014 prescreve que para o estudo das cargas verticais devem observar as necessidades das seguintes correções:

- Não considerar momentos positivos menores que os que se obteriam pelo engastamento perfeito da viga nos apoios internos.
- Quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode considerar momento negativo menor que o de engastamento perfeito nesse apoio.

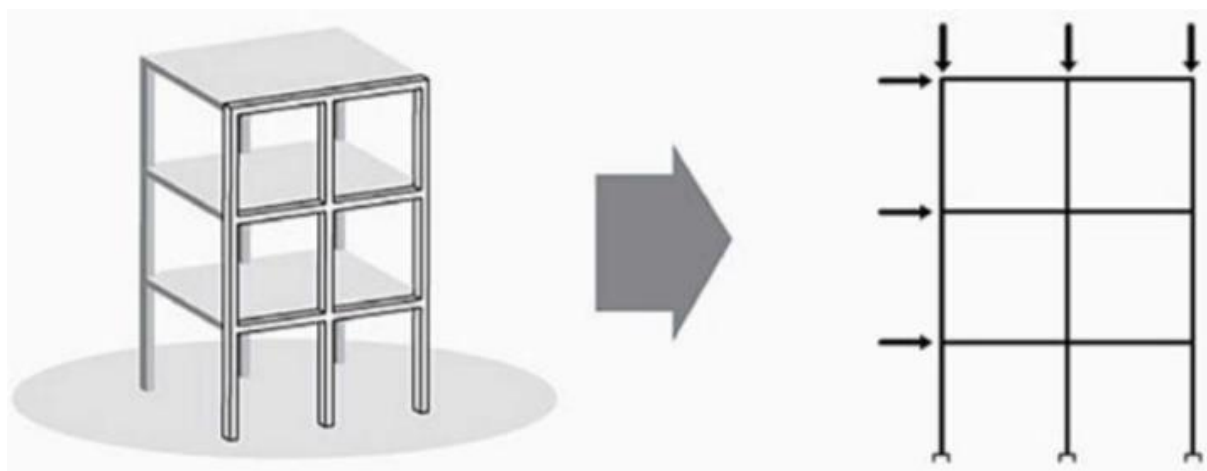
² Disponível em <https://maquinadeaprovacao.com.br/engenharia/engenharia-civil-analise-estrutural/>. Acesso em 27 ago. 2020.

- Quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado por coeficientes calculados pela rigidez da ligação.

3.1.2 Modelo de pórticos planos

O modelo de pórtico plano permite analisar o comportamento global de uma edificação considerando todos os pavimentos, além disso permite a aplicação de cargas verticais e horizontais, restringindo apenas à participação da laje no modelo (KIMURA, 2007). Ainda de acordo com o autor, na análise estrutural deste modelo as vigas e os pilares são inseridos em um plano vertical como barras, representando parcialmente a estrutura em um mesmo alinhamento da edificação, conforme representado na Figura 3.

Figura 3 - Idealização da análise estrutural por pórtico plano.



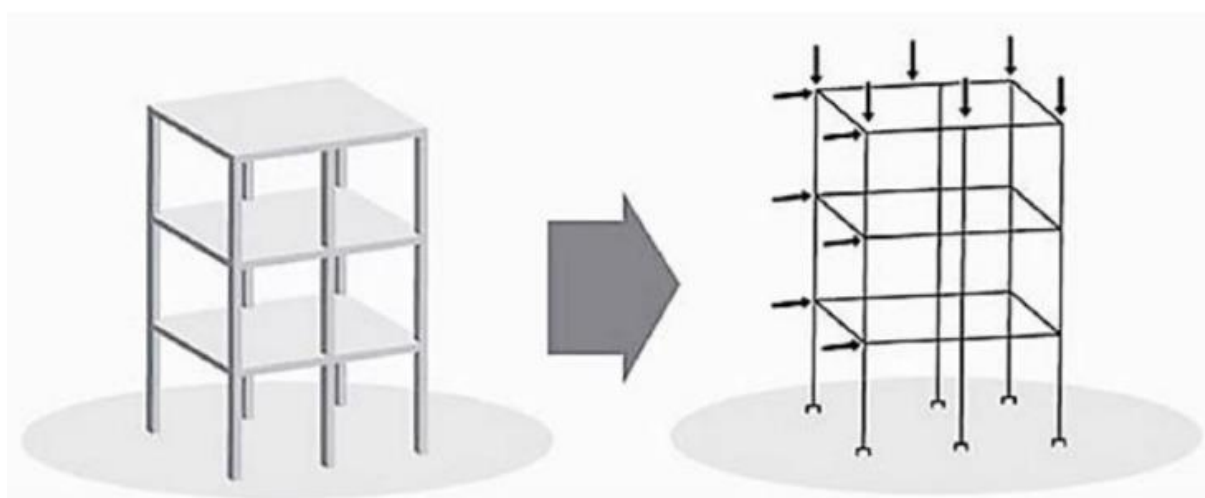
Fonte: KIMURA, 2007.

Por se tratar de um modelo mais próximo da situação real, este apresenta maior precisão nos esforços obtidos pela aplicação das cargas verticais, em comparação ao método de vigas contínuas, pois permite transmitir esforços entre os elementos que constituem o pórtico. Apresenta como restrição os efeitos relacionados ao cálculo dos momentos torçores. Neste modelo ainda, segundo Fontes e Pinheiro (2006), no cálculo das lajes, consideram-se as vigas como apoios indeslocáveis.

3.1.3 Modelo de pórtico espacial

Usualmente as estruturas de edificações multipavimentos são formadas por pórticos espaciais, que é um sistema tridimensional, o qual possibilita a interação de todos os elementos simultaneamente, conforme Figura 4. Este modelo permite a aplicação de cargas verticais e horizontais simultaneamente, sendo que o comportamento estrutural pode ser analisado em todas as direções (KIMURA, 2007).

Figura 4 - Idealização de pórtico espacial.



Fonte: KIMURA, 2007.

Segundo Kimura (2007), atualmente os cálculos estruturais complexos realizados manualmente são inviáveis. A complexidade e a demanda do tempo são fatores que colaboram para a escolha de utilizar *softwares* específicos nestes cálculos.

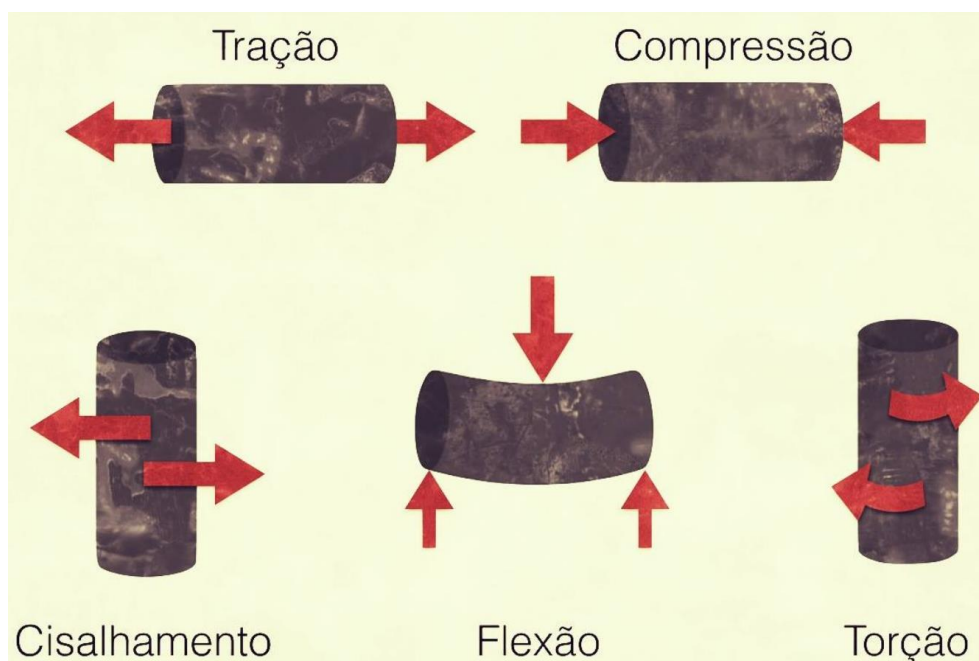
Para viabilizar a adoção do modelo de pórtico espacial, existem programas que permitem a análise do comportamento estrutural sob esta ótica, além de fornecer o detalhamento e desenho das armaduras (KIMURA, 2007).

O *CypeCAD* é um *software* para cálculo e projeto estrutural de estruturas em materiais diversos. O programa identifica e aponta sobre possíveis erros no projeto, mostrando os elementos problemáticos e avisa também os critérios que não atendem às normas configuradas para o projeto em elaboração. O programa também já faz o detalhamento dos dimensionamentos e gera o projeto estrutural, necessitando muitas vezes, de apenas alguns ajustes e correções.

3.2 Esforços em estruturas

De acordo com Maia (2019), as estruturas, de modo geral, estão sujeitas aos esforços de compressão, tração, torção, flexão (ou momento fletor) e cisalhamento (ou esforço cortante), assim como exemplificado na Figura 5.

Figura 5 - Tipos de esforços em estruturas.



Fonte: Material didático professor Vinicius Erler³.

Maia (2019) ainda explica que, na compressão a peça sofre encurtamento longitudinal no sentido de aplicação da carga e alongamento transversal, ou seja, perpendicular à aplicação da força, podendo estas deformações serem imperceptíveis. Na tração o elemento sofre alongamento no sentido de aplicação da força, ou seja, em seu sentido longitudinal, ao longo da peça, mas com efeito acentuado nas seções centrais. Já no sentido transversal, a peça sofre encurtamento. A torção ocorre quando um elemento sofre uma solicitação que tende a girá-lo em torno de seu eixo. A flexão é proveniente de um momento fletor, gerado por um esforço aplicado a uma distância dos apoios com o sentido de rotacionar a peça, o que gera tensões normais nas seções do elemento (compressão e tração). O cisalhamento é o esforço a que o elemento está sujeito quando há forças que atuam em sentidos contrários, ou seja, quando uma força tende a cortar uma peça.

³ Disponível em:

<ftp://ftp.sm.ifes.edu.br/professores/ViniciusErler/Mec%E2nica%20T%E9cnica%20e%20Resist%Eancia%20dos%20Materiais/Tens%E3o.pdf>. Acesso em: 28 abr. 2020.

Sobre os esforços nas construções pode-se afirmar que:

Ao analisarmos a estrutura de uma pequena casa, podemos reconhecer que as suas diferentes partes sofrem esforços de vários tipos e de várias intensidades e que, para resistir a esses esforços, as partes das estruturas devem ter formas e dimensões diferentes, além de atender à economia. (BOTELHO, 2014, p. 13)

3.3 Concreto armado

Como já apresentado, segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), o concreto possui boa resistência à compressão e baixa resistência à tração. Assim, quando uma estrutura é executada em concreto armado, seu funcionamento se dá basicamente pela microfissuração do concreto na parte tracionada, a qual transmite estes esforços para as armaduras de aço dispostas nesta região, enquanto que na parte comprimida, os esforços são resistidos pelo concreto, sendo em alguns casos resistidos também pelo aço quando a área de concreto não for suficiente.

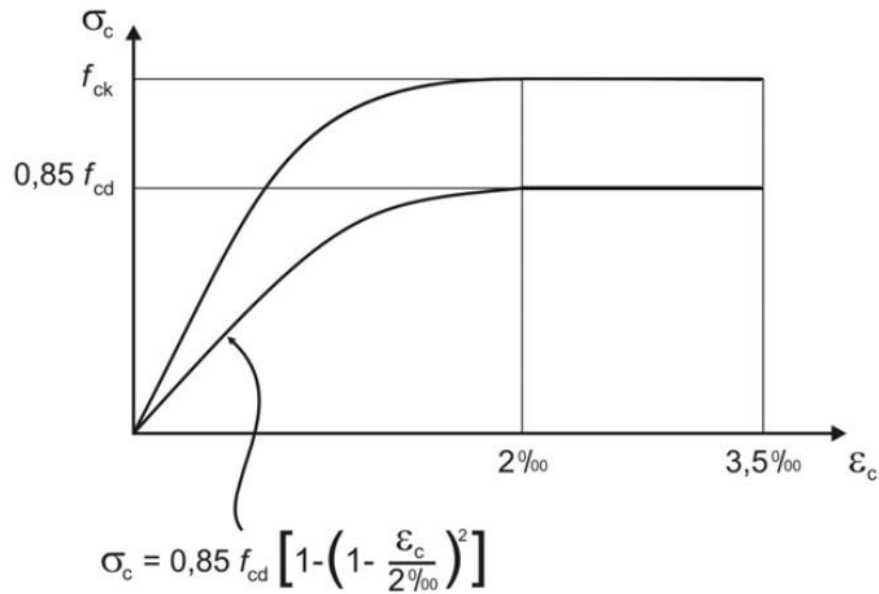
Sabendo que o concreto armado é composto por concreto e aço, é importante conhecer as principais propriedades destes materiais para saber a correta aplicação.

3.3.1 Concreto

As principais características do concreto são a resistência à compressão e o módulo de elasticidade. Segundo a ABNT 6118:2014, estas propriedades são determinadas por ensaios de ruptura de corpos-de-prova por compressão centrada, e estão diretamente ligados à dosagem do concreto, às características dos materiais usados, ao método da confecção e à cura do concreto. Ainda, essa norma traz que a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) é determinada considerando o desvio padrão dos ensaios com um grau de confiança de 95%, e é dada em MPa (Mega Pascal).

Já o módulo de elasticidade é um indicativo da relação da deformação (ε_c) do concreto com tensões de compressão (σ_c) que são aplicadas em um corpo-de-prova, sendo determinado pelo diagrama tensão-deformação apresentado na Figura 6, através da razão da tensão pela deformação no trecho inicial quando o diagrama corresponde praticamente a uma reta, correspondendo à reta tangente que passa na origem.

Figura 6 - Diagrama tensão-deformação.



Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

O módulo de elasticidade (E_{ci}) é obtido por ensaios para determinação do módulo de deformação tangente inicial aos 28 dias de idade ou pela Equação 1, para concretos de até 50 MPa, conforme ABNT NBR 6118:2014.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot f_{ck}^{1/2} \quad \text{Equação 1}$$

Sendo:

E_{ci} e f_{ck} dados em MPa;

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Além disso, o módulo de elasticidade secante (E_{cs}), que é para verificar o comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal nos Estados Limites de Serviço, é estimado pela Equação 2, constante ainda no mesmo item da ABNT NBR 6118:2014:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad \text{Equação 2}$$

Onde α_i é calculado pela Equação 3:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad \text{Equação 3}$$

3.3.2 Aço

O aço é um material composto de ferro e de até 2,04% de carbono, sendo que as barras e fios usados em concreto armado normalmente apresentam teor de carbono entre 0,08% e 0,5%

O aço usado em estruturas de concreto armado é regido pela ABNT NBR 7480:2007, que classifica os tipos de aços em CA-25, CA-50 e CA-60, sendo a nomenclatura “CA” correspondente a concreto armado, e a numeração indica a resistência de escoamento mínima. Os elementos em aço são denominados barras ou fios, sendo que os fios são os que apresentam diâmetro nominal igual ou inferior a 10 mm. As barras em CA-25 e CA-50 devem ser fabricadas por laminação a quente, e os fios de CA-60 devem ser trefilados ou fabricados por processos equivalentes, assim como o estiramento ou laminação a frio.

A ABNT NBR 7480:2007 define que as barras de categoria CA-50, devem ser providas de nervuras transversais e oblíquas em todo seu comprimento, formando um ângulo de 45° e 75° com o eixo da barra, e duas nervuras longitudinais que impeçam a barra de girar dentro do concreto. Essas nervuras devem ter altura média de 4% do diâmetro nominal para barras acima de 10 mm e 2% para barras abaixo deste, respeitando também a abrangência de 85% do perímetro nominal da seção transversal da barra.

A norma ainda traz que a categoria CA-60, descrita como fios podem ser nervurados, entalhados ou lisos, porém os fios de diâmetro nominal de 10 mm devem possuir obrigatoriamente as nervuras ou entalhes descritos no parágrafo acima. Para a categoria de barras de CA-25 a norma regulamenta que devem ser obrigatoriamente lisas, sem nervuras e nem entalhes.

A resistência característica de escoamento do aço (f_{yk}), é determinada por ensaios de tração e representa a tensão em que o fio ou barra passa do estado elástico para o estado plástico, ou seja, as deformações sofridas são permanentes, sendo a tensão neste ponto, a tensão máxima considerada para o dimensionamento, sendo ainda aplicados os coeficientes de segurança previstos em norma. O aço CA-60 não apresenta este ponto de escoamento bem

definido, portanto o seu valor de f_{yk} é considerado o da tensão que corresponde à deformação permanente de 0,2%.

Quanto aos possíveis defeitos que as barras podem apresentar, a ABNT NBR 7480:2007 orienta que uma oxidação superficial pode ser admitida desde que, quando removida por um pano apropriado ou escova de aço, não apresente evidências de corrosão. E em caso de dúvida quanto à gravidade dos defeitos observados, o material deve ser submetido a ensaio para comprovação de sua integridade.

3.4 Diretrizes de cálculo

3.4.1 Estados limites

No desenvolvimento de cálculos estruturais, existem dois estados limites usados, sendo eles o Estado Limite Último (ELU) e o Estado Limite de Serviço (ELS) (ABNT NBR 6118:2014).

O Estado Limite Último está ligado ao colapso ou à inutilização de um elemento e/ou da estrutura, devendo verificar a estrutura quanto a:

- a) Estado limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, (...);
- c) Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) Estado limite último provocado por solicitações dinâmicas (...);
- e) Estado limite último de colapso progressivo;
- f) Outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais. (ABNT NBR 6118. 2014. p. 50)

Os Estados Limites de Serviço se relacionam com a durabilidade das estruturas, aparência, conforto e funcionalidade, tanto para os usuários quanto para equipamentos e máquinas nas construções.

Para garantir a segurança e a durabilidade das estruturas, é necessário fazer algumas verificações relacionadas aos estados limites de serviço, como os estados limites referentes à fissuração, deformações excessivas, e de vibrações excessivas (ABNT NBR 6118:2014).

3.4.2 Ações e combinações de ações

As ações, como explicam Carvalho e Filho (2014), são as interferências que geram esforços e/ou deformações significativos na estrutura, podendo estas serem ações permanentes, variáveis e excepcionais. Todas as ações devem ser majoradas por coeficientes de ponderação e as favoráveis minoradas.

As ações permanentes são as que agem de maneira praticamente constante durante a vida da construção podendo ser diretas ou indiretas. A ABNT NBR 6118:2014 traz que as ações permanentes diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura, e por elementos e instalações fixas, já as ações permanentes indiretas são provenientes de deformações por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão.

As ações variáveis têm a probabilidade de 25% a 35% de que seus valores sejam ultrapassados de forma desfavorável dentro de um período de 50 anos, e recebem também a divisão entre diretas e indiretas. As ações variáveis diretas são as cargas acidentais provenientes do uso da construção, pela ação do vento e de água, e cargas que podem ocorrer durante a construção, já as ações variáveis indiretas se referem a variações uniformes ou não de temperatura e por ações dinâmicas (ABNT NBR 6118:2014).

As ações excepcionais são ações cujos efeitos não podem ser controlados, tais como explosões, choque de veículos, enchentes, abalos sísmicos, entre outros (ABNT NBR 6118:2014).

Os valores característicos das ações permanentes e variáveis a serem utilizados no cálculo estão presentes na ABNT NBR 6120:2019. Já os valores de cálculo das ações, que serão obtidos a partir dos valores característicos, se darão após o cálculo das combinações possíveis, adotando-se o caso mais crítico.

Cada ação deverá ser multiplicada por um coeficiente de ponderação γ_f , que segundo a ABNT NBR 6118:2014, para ações no ELU o coeficiente é dado pela Equação 4:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f2} * \gamma_{f3} \quad \text{Equação 4}$$

onde:

γ_{f1} : é dado pela variabilidade das ações;

γ_{f2} : é dado pela variabilidade das ações;

γ_{f3} : é dado para ponderar erros na avaliação dos efeitos das ações por possíveis deficiências tanto no cálculo ou na construção.

Os coeficientes γ_{f1} , γ_{f2} e γ_{f3} são obtidos na ABNT NBR 6118:2014.

Já para o caso do estado limite de serviço a ABNT NBR 6118:2014 determina que, para o estado limite de serviço, o coeficiente γ_f é igual a γ_{f2} , conforme a verificação que se deseja fazer, sendo que para combinações raras, γ_{f2} é igual a 1 e para outras combinações o valor será dado por Ψ_0 , Ψ_1 ou Ψ_2 , sendo:

Ψ_0 — fator de redução de combinação para o estado limite-último;

Ψ_1 — fator de redução de combinação frequente para o estado-limite de serviço; e

Ψ_2 — fator de redução de combinação quase permanente para o estado-limite de serviço (CARVALHO e FILHO, 2014).

A Equação 5, extraída da ABNT NBR 6118:2014, é utilizada para realização das combinações.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \Sigma \Psi_{0j} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \Psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk}$$

Equação 5

Sendo:

F_d : valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} : ações permanentes diretas;

$F_{\varepsilon k}$: ações indiretas permanentes como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis de temperatura

$F_{\varepsilon qk}$;

F_{qk} : ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;

$\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}, \Psi_{0j}, \Psi_{0\varepsilon}$: coeficientes de ponderação das ações, obtidos de acordo com a ABNT NBR 6118:2014;

3.4.3 Métodos de cálculos

Conforme Carvalho e Filho (2014), existem dois grupos básicos de métodos para realizar o dimensionamento das estruturas, pelos métodos clássicos (ou das tensões admissíveis) e pelo método de cálculo na ruptura (ou dos estados limite).

O cálculo por métodos clássicos, ou das tensões admissíveis, é realizado através do levantamento das cargas atuantes considerando-as fixas, de modo a determinar a combinação

de ações mais crítica, determinando assim, as solicitações de momento, força normal e cortante máximas para a estrutura, para realizar o dimensionamento dentro do regime elástico. Sendo que com os valores adotados para as solicitações máximas, torna raro que sejam atingidas durante a vida útil da estrutura, garantindo segurança, porém levando muitas vezes ao superdimensionamento. Esse fato se dá pela desconsideração da capacidade de adaptação plástica dos materiais para resistir além do previsto no estado elástico e dificulta identificar a verdadeira margem de segurança que a estrutura apresentará. Algumas solicitações podem não ser proporcionais às ações, podendo uma pequena variação nas ações refletir significativamente nas solicitações (CARVALHO; FILHO, 2014).

Os métodos de cálculo na ruptura (ou dos estados limites), descrito pela ABNT NBR 6118:2014, são processos simplificados para verificação da segurança, tendo em vista que análises probabilísticas completas apresentam grande complexidade. Então, com estes métodos a estrutura é dimensionada de forma que as solicitações calculadas com as cargas majoradas não ultrapassem os valores do estado limite último, o qual levaria à sua ruptura. A segurança deste método é garantida pelos coeficientes de majoração das cargas e de minoração da resistência dos materiais, dessa maneira, os valores de cálculo dos esforços resistentes (R_d) deve ser igual ou superior aos esforços solicitantes de cálculo (S_d) (CARVALHO; FILHO, 2014).

3.4.4 Valores das resistências

Os valores característicos das resistências do aço e do concreto são determinados pela resistência apresentada por 95 % dos corpos de prova que um determinado lote ensaiado atingiu ou superou, como afirma Carvalho e Filho (2014). Desta forma, a probabilidade de um material desse lote não ultrapassar tal resistência característica é de apenas 5%. Além disso, a ABNT NBR 6118:2014 traz como critério de segurança o uso de coeficientes de ponderação para alguns valores, sendo que os valores resistentes devem sofrer minoração, visto que os ensaios realizados são feitos em condições controladas em laboratório, e na obra não se tem tal controle, podendo vários fatores interferirem na resistência final do concreto. Logo, existem coeficientes de ponderação específicos para o concreto e para o aço, sendo que o concreto está sujeito a maiores variações, já que pode ser preparado manualmente, em betoneira ou usinado. Como o aço tem produção industrial, e essa prima pelo controle de qualidade, apresentando menores variações em suas características, seu coeficiente de ponderação é menor que do concreto.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a resistência de cálculo do concreto depende de sua idade, sendo que para um concreto com 28 dias ou mais, sua resistência de cálculo é dada pela Equação 6:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Equação 6}$$

Onde f_{ck} deve ser o valor obtido por ensaios com 28 dias ou mais. Quando a verificação é feita para uma data j , em que j representa a idade do concreto em dias, é adotada a expressão da Equação 7 para estimar a resistência do concreto (ABNT NBR 6118:2014).

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} \cong \beta_1 * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

β_1 : é a relação de f_{ck}/f_{ckj} , que pode ser obtida pela Equação 8 (ABNT NBR 6118:2014).

$$\beta_1 = \exp\{s * [1 - (28/t)^{1/2}]\} \quad \text{Equação 8}$$

Sendo s igual a:

- 0,38 para concreto de cimento CPIII e CPIV;
- 0,25 para concreto de cimento CPI e CPII;
- 0,20 para concreto de cimento CPV – ARI.

t : é a idade do concreto em dias.

A verificação anterior deve ser feita para as cargas atuantes na data analisada, devendo ainda realizar as verificações da estrutura para o período posterior a 28 dias para as cargas totais atuantes.

Os coeficientes de ponderação das resistências para o Estado Limite Último (ELU) são constantes na ABNT NBR 6118:2014, conforme representado na Tabela 1.

Tabela 1 - Valores dos coeficientes de γ_c e γ_s

Combinações	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,00

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Sobre os coeficientes de ponderação a ABNT NBR 6118:2014 ainda discorre:

Para a execução de elementos estruturais nos quais sejam previstas condições desfavoráveis (por exemplo, más condições de transporte, ou adensamento manual, ou concretagem deficiente por concentração de armadura), o coeficiente γ_c deve ser multiplicado por 1,1.

[...]

Admite-se, nas obras de pequena importância, o emprego de aço CA-25 sem a realização do controle de qualidade estabelecido na ABNT NBR 7480, desde que o coeficiente de ponderação para o aço seja multiplicado por 1,1. (ABNT NBR 6118. 2014, p. 65)

3.4.5 Cobrimentos

O cobrimento é uma camada de concreto que fica exterior à armadura, ou seja, é a distância compreendida entre a face exterior da peça até o elemento de aço mais próximo, a fim de criar uma proteção para a armadura quanto aos fatores do ambiente. O cobrimento mínimo é determinado a partir da definição da classe de agressividade do ambiente em que estará exposta (CARVALHO; FILHO, 2014).

A classe de agressividade ambiental leva em conta os fatores físicos e químicos do ambiente onde a obra será executada, segundo critérios da ABNT NBR 6118:2014, conforme o Quadro 1 **Erro! Fonte de referência não encontrada. Erro! Fonte de referência não encontrada.** a seguir.

Quadro 1 - Classes de agressividade ambiental (CAA).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

A partir da classificação da localidade, obtêm-se os valores correspondentes para os cobrimentos dos elementos conforme a Tabela 2.

Tabela 2 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta_c = 10 \text{ mm}$.

Componente ou elemento		Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
	Laje	20	25	35	45
Concreto Armado	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014).

3.5 Pré-dimensionamento dos elementos estruturais

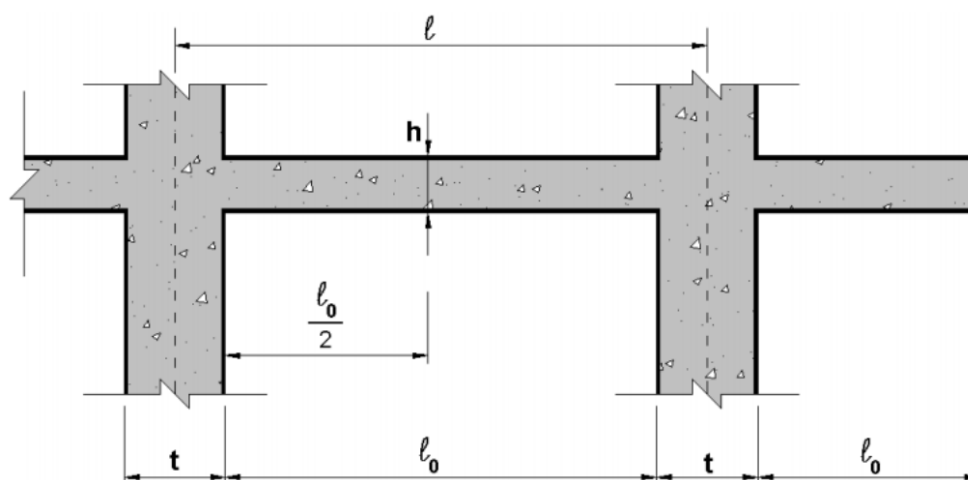
Para dar início à concepção estrutural, determina-se a disposição e ligação dos elementos em um arranjo estrutural (MELO, 2013).

Para que se possa calcular o peso próprio da estrutura, que também está incluído nas ações atuantes na estrutura, faz-se o pré-dimensionamento estimando geometrias que possam ser suficientes para garantir o sustento da edificação (PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS, 2003).

3.5.1 Pré-dimensionamento de lajes

Para efeito de cálculo são considerados os vãos teóricos, que são diferentes dos vãos livres. De acordo com Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), o vão teórico é a medida do vão livre acrescido dos valores referentes aos apoios que será o maior valor entre $t/2$ ou $h/3$, onde l_o é o vão livre, l é o vão teórico, t é a largura da viga e h é a espessura da laje, conforme mostra a Figura 7.

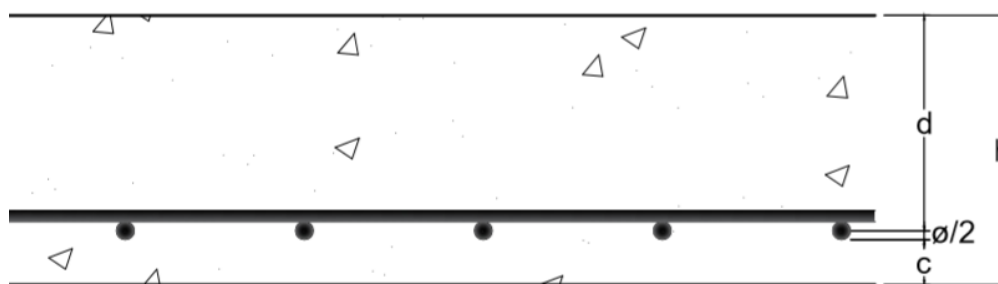
Figura 7 - Vão livre e vão teórico.



Fonte: PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS. 2003.

A altura total da laje é dada por h , a altura útil (d) é a distância da parte superior da laje até o eixo da armadura, c é o cobrimento da laje, e ϕ é o diâmetro da armadura que estiver sendo calculada. Assim, a altura (h) de uma laje é dada pela soma da altura útil, de metade do diâmetro da barra longitudinal, e mais o cobrimento, conforme mostrado na Figura 8 (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Figura 8 - Dimensões de laje maciça.

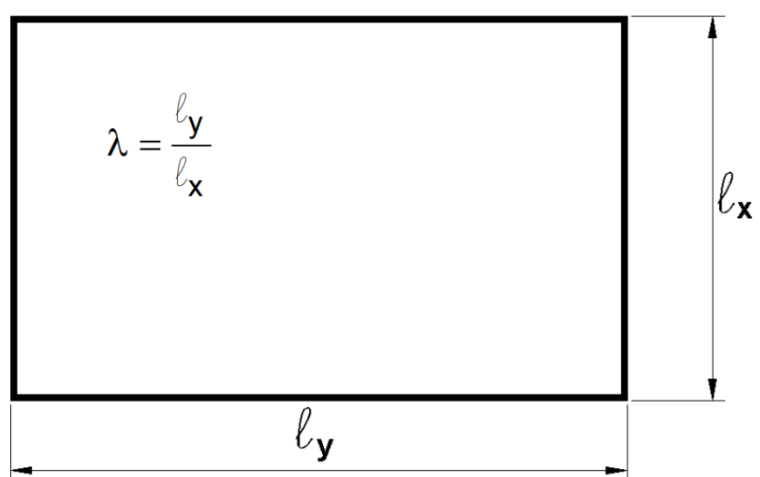


Fonte: Adaptado de CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2014).

De acordo com Carvalho e Filho (2014), as lajes são calculadas pelo método elástico, o qual não considera a fissuração da laje, porém utiliza os conceitos de ruptura da seção transversal. O cálculo de cada laje é feito de forma isolada como placa delgada. Como hipóteses de cálculo, considera-se que as lajes são constituídas de material homogêneo, elástico, isótropo, fisicamente linear, que apresenta deslocamentos pequenos e que sua seção permanece plana mesmo apresentando pequenas deformações. Considera-se ainda que não há transmissão de momentos torçores para as vigas em que se apoiam, transmitindo apenas os esforços verticais e as vigas são consideradas como apoios indeslocáveis. Este cálculo é feito considerando que as lajes não transmitem esforços diretamente para os pilares, descarregando somente nas vigas, as quais descarregam nos pilares.

As lajes podem possuir armadura principal para os dois lados ou apenas em uma de suas dimensões, popularmente se refere como laje armada em uma ou duas direções, o que será determinado pelo coeficiente λ , que representa a razão entre o maior comprimento (l_y) pelo menor comprimento (l_x), de acordo com a Figura 9, sendo que quando este valor for maior que 2, a laje terá armadura principal em somente uma direção. Porém, no presente projeto, nenhuma das lajes apresentou λ maior que 2, levando todas as lajes a serem armadas nas duas direções (PINEHIRO; MUZARDO; SANTOS, 2003).

Figura 9 - Vãos teóricos l_x (menor vão) e l_y (maior vão).



Fonte: PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS (2003).

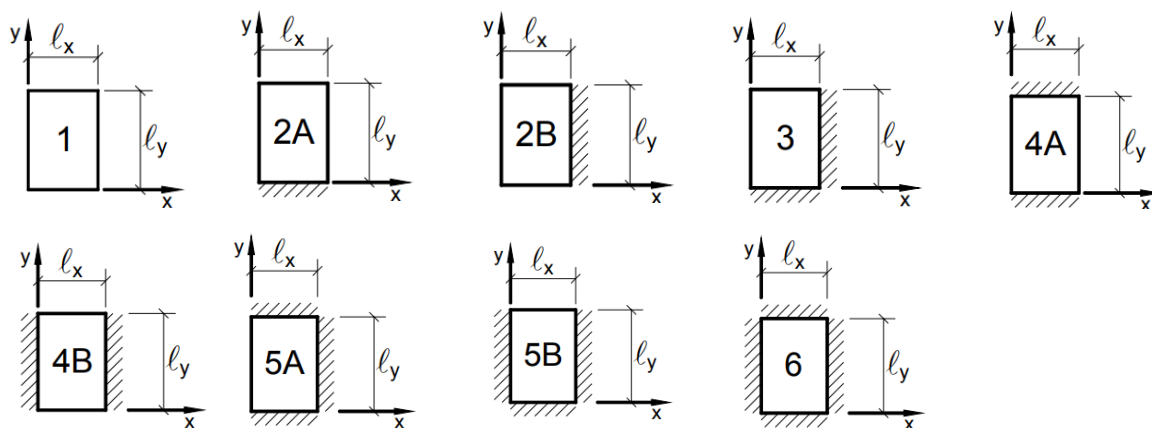
Seguindo o processo de Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), a próxima etapa no projeto das lajes consiste em identificar os tipos de vínculos de suas bordas. Existem, basicamente, três tipos mais comuns: borda livre, borda simplesmente apoiada e borda engastada. As bordas livres significam que a laje não se apoia em vigas, podendo sofrer

deslocamentos. Considera-se borda simplesmente apoiada quando a laje se apoia em viga sem outras lajes dando continuidade, desconsiderando deslocamento vertical na borda. Para uma borda ser classificada como engastada, essa deve apresentar lajes adjacentes que lhe dão continuidade, pois a ligação confere rigidez à borda. Não são consideradas engastadas as lajes com desníveis. Outro caso peculiar a se considerar é quando duas lajes confrontantes que apresentam uma diferença entre suas espessuras superior a 2 cm, nesse caso, a laje de espessura inferior é considerada engastada, e a laje mais espessa é considerada apenas apoiada.

Segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), quando há uma diferença expressiva entre os momentos negativos nas bordas de duas lajes adjacentes, a princípio consideradas engastadas, se a razão entre o maior e o menor momento for superior a 2, a laje com o menor momento é considerada engastada na laje de maior momento. Ao passo que a laje que possui o maior momento será considerada como simplesmente apoiada.

Foi usado um conjunto de tabelas de lajes de Pinheiro e Wolsfensberber (2007) para auxiliar nos cálculos, presente no (ANEXO I). As lajes seguem a classificação conforme a vinculação das bordas segundo as tabelas usadas para auxiliar no cálculo, de acordo com a Figura 10.

Figura 10 – Tipos de lajes de acordo a vinculação das bordas.



Fonte: PINHEIRO (2007).

No projeto todas as lajes são maciças em concreto armado. Assim, de início já se pode estabelecer os limites mínimos para espessura das lajes conforme item 13.2.4.1 da ABNT NBR 6118:2014:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;

- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- f) 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de $l/42$ para lajes de piso biapoiadas e $l/50$ para lajes de piso contínuas;
- g) 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

Respeitando os limites acima, parte-se para o pré-dimensionamento, no qual foi utilizado o critério da ABNT NBR 6118:1980 para a estimativa da altura útil (d) da laje, conforme a Equação 9:

$$d \geq \frac{l_x}{\psi_2 * \psi_3} \quad \text{Equação 9}$$

Onde:

l_x : é o menor vão da laje;

ψ_2 : é um valor que depende das condições de vinculação e dimensão da laje;

ψ_3 : depende do tipo de aço.

Tais valores de ψ_2 e ψ_3 são retirados da Tabela 2.1a, 2.1b e 2.1c do ANEXO I, de Pinheiro e Wolsfensberber, extraída da ABNT NBR 6118:1980, sendo que este procedimento foi abandonado pelas versões posteriores desta norma, porém podem ser úteis em alguns casos, conforme consta na tabela, visto que nas normas posteriores não há outra metodologia recomendada. Assim, sabendo-se o valor necessário para d , encontra-se o valor mínimo para a altura da laje (h), pela Equação 10.

$$h = d + c + 0,5 * \phi_l \quad \text{Equação 10}$$

3.5.2 Pré-dimensionamento de vigas

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, as vigas não devem apresentar largura menor que 12 cm, podendo este valor ser reduzido em casos especiais, desde que respeite o mínimo absoluto de 10 cm. Para vigas retangulares o pré-dimensionamento da altura (h) pode ser feito aplicando-se a Equação 11 para tramos⁴ internos de viga contínua, pela Equação 12 para vigas em balanço, e pela Equação 13 para tramos internos de viga biapoiada.

$$h = \frac{l_o}{12} \quad \text{Equação 11}$$

⁴ Termo que define o trecho situado entre dois apoios contíguos, de uma estrutura.

$$h = \frac{l_o}{5} \quad \text{Equação 12}$$

$$h = \frac{l_o}{10} \quad \text{Equação 13}$$

Onde l_o é a distância do vão de eixo a eixo.

3.5.3 Pré-dimensionamento de pilares

De acordo a ABNT NBR 6118:2014, os pilares não podem apresentar seção transversal com área inferior a 360 cm², sendo recomendado ainda que, em sua seção transversal, a menor dimensão seja de 19 cm, porém, em casos especiais, são permitidas dimensões entre 19 cm e 14 cm se multiplicados os esforços pelo coeficiente adicional γ_n retirados da mesma norma, constante na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores do coeficiente adicional γ_n .

	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

Onde:

b : menor dimensão da seção transversal do pilar.

Dessa forma, estima-se a área de concreto (A_c) em cm² dos pilares pela aplicação da Equação 14, lembrando que de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 não é permitido pilares com seção transversal de área inferior a 360 cm².

$$A_c = \frac{30 * \alpha * A * (n + 0,7) * \gamma_n}{f_{ck} + 0,01 * (69,2 - f_{ck})} \quad \text{Equação 14}$$

Sendo:

A : é a área de influência do pilar;

n : é o número de pavimentos tipo;

$(n + 0,7)$: termo que considera a cobertura com carga estimada em 70% da carga relativa aos pavimentos tipo;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto em kN/cm²;

α : coeficiente referente a excentricidade das cargas nos pilares, com os valores:

1,3 para pilares internos ou de extremidade, na direção da maior dimensão;

1,5 para pilares de extremidade, na direção da menor dimensão;

1,8 para pilares de canto.

Assim, respeitando a área mínima para a seção do pilar, calcula-se o valor da altura (h) dos pilares a partir de uma base (b) adotada para os pilares, pela Equação 15.

$$A_c = b * h \rightarrow h = \frac{A_c}{b} \quad \text{Equação 15}$$

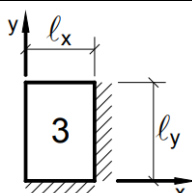
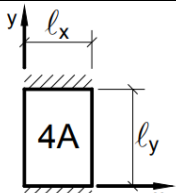
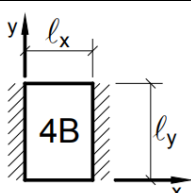
3.6 Considerações de cálculo

3.6.1 Pórticos Planos

Para o projeto, considerou-se a utilização de concreto C25, que corresponde a um módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs}) de 24 MPa, conforme item 3.3.1.

Com a classificação das lajes e com o λ , que é a razão do maior vão pelo menor vão, λ pode-se obter os coeficientes que são utilizado para determinação dos momentos fletores nas lajes, conforme ilustrado na Tabela 4.

Tabela 4 - Recorte da tabela 2.3b de Pinheiro (2007).

  										
$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$	μ_x	μ'_x	μ_x	μ'_x	μ_x	μ_x	μ'_x	μ_x	μ'_x	μ_x
1,00	2,69	6,99	2,69	6,99	2,01	3,09	6,99	3,09	6,99	2,01
1,05	2,94	7,43	2,68	7,18	2,32	3,23	7,43	3,22	7,20	1,92

Fonte: Adaptado de PINHEIRO, 2007.

Sendo:

μ_x : coeficiente para o cálculo do momento positivo no sentido de l_x ;

μ'_x : coeficiente para o cálculo do momento negativo no sentido de l_x ;

μ_x : coeficiente para o cálculo do momento positivo no sentido de l_y ;

μ'_x : coeficiente para o cálculo do momento negativo no sentido de l_y ;

Assim, os momentos fletores são obtidos através da Equação 16, para cada uma das direções.

$$M = \mu * \frac{p * l_x^2}{100} \quad \text{Equação 16}$$

Onde:

M : é o momento calculado (mesma equação para todos os momentos);

p : é a carga uniforme;

l_x : menor vão.

Para o cálculo dos carregamentos das lajes nas vigas, utilizou-se a Tabela 2.2a, 2.2b e 2.2c do ANEXO I elaborada por Pinheiro, conforme processo das áreas da ABNT NBR 6118:1980. Foram determinadas as reações de apoio das lajes, sendo que neste procedimento, a soma das reações de apoio de uma determinada laje resulta em um valor maior que o carregamento real, isso porque apresenta uma majoração das cargas devido à simplificação do método.

O próximo procedimento para o cálculo do pórtico plano é realizar o levantamento dos esforços nas vigas e pilares. Para isso, utilizou-se a edição gratuita do *software Ftool*, que analisa estruturas bidimensionais com seções e materiais definidos pelo usuário. De acordo com o *site* oficial do *Ftool* foi criado para fins didáticos, mas é também usado em projetos estruturais profissionais. A edição básica gera alguns diagramas, como diagrama de esforço normal, de esforço cortante e de momento fletor, fornecendo ainda os valores de tais esforços.

3.6.2 Pórtico Espacial

Para o cálculo da estrutura por pórtico espacial, utilizou-se o *software CypeCAD*, uma vez que o mesmo permite o cálculo de estruturas diversas, como estruturas usuais com vigas, pilares e lajes, e também vigas invertidas, vigas rasas, treliças, lajes cogumelo, nervuradas, com aberturas, rebaixos e balanços, além de cálculos de muros armados sujeitos à pressão hidrostática e empuxos de terra em reservatórios, piscinas e muros de contenção, e

realiza também o cálculo de alguns tipos de fundações. De acordo com o *site* da empresa *Multiplus Softwares Técnicos* (2020), o *CypeCAD* ele realiza cálculo e dimensionamento de edifícios e fornece os desenhos completos do dimensionamento, seguindo as normas brasileiras vigentes que regem sobre o cálculo estrutural.

4 METODOLOGIA

O trabalho foi realizado de acordo com as seguintes etapas:

Embasamento teórico e bibliográfico: leitura de livros específicos da área, trabalhos acadêmicos aprovados disponíveis em bibliotecas digitais, revisões de aulas, entre outros, que abordavam as particularidades de cálculos estruturais sob análise de pórtico plano e espacial. Também foi feito estudo sobre o funcionamento de *software* que utiliza o modelo de cálculo por pórtico espacial.

Desenvolvimento de projeto arquitetônico: criação de um projeto arquitetônico de estabelecimento comercial com características recorrentes tomando como referência a cidade de Piumhi/MG.

Cálculo pelo Método de Pórtico Plano (simplificado): pré-dimensionamento e levantamento de esforços atuantes em cada elemento da superestrutura (laje, pilar e viga), com auxílio do *software Ftool*, tabelas de lajes e planilhas eletrônicas. Realização dos cálculos respeitando as normas da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) como a ABNT NBR 6118:2014 - Estruturas de concreto armado - Procedimento, e a ABNT NBR 6120:2019 - Ações para o cálculo de estruturas de edificações e literaturas sobre o tema.

Cálculo pelo Método de Pórtico Espacial (refinado): realizado através de *software* específico, com o lançamento da estrutura e das cargas no *CypeCAD*, que permite o lançamento da estrutura de forma gráfica, possibilitando a visualização tridimensional do modelo. Foram verificadas configurações do programa, observando os valores que deveriam ser alterados pelas características particulares do projeto, como a classe de resistência do concreto, a resistência do aço, a classe de agressividade, uso das combinações para o ELU e concreto C25 para o cálculo dos esforços, para o restante foram utilizadas as configurações *default* do programa, ou seja, as configurações padrões, visto que não seria realizado o dimensionamento da estrutura, apenas o cálculo dos esforços. Para realização das combinações das ações, foram usadas no presente trabalho as combinações últimas normais, pois não foram identificados casos mais desfavoráveis nas situações especiais de construção ou excepcionais, e as que levam em conta o esgotamento da capacidade resistente da estrutura.

Comparação da análise estrutural: associação dos resultados dos esforços solicitantes da estrutura obtidos pelo método simplificado (pórtico plano), com um método mais refinado (pórtico espacial), calculado com auxílio de *software* utilizado em projetos estruturais, analisando as variações entre ambos os métodos, buscando entender os motivos que levam às diferenças nos resultados.

5 ESTUDO DE CASO

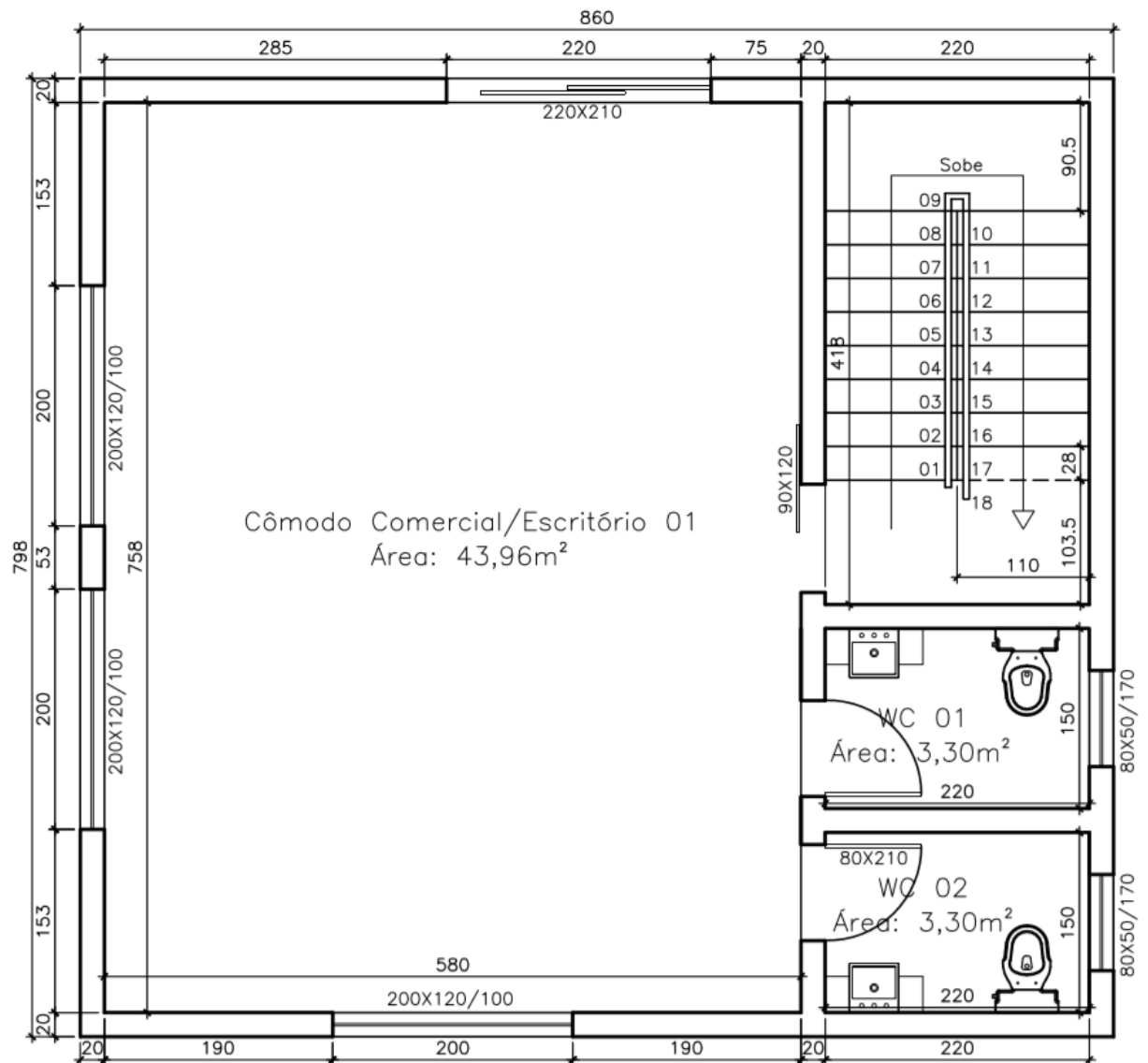
5.1 Projeto arquitetônico

Para o presente trabalho, foi desenvolvido um projeto arquitetônico que se enquadra na realidade do município de Piumhi, Minas Gerais, com população estimada de 34.601 pessoas em 2019, a partir do último censo do IBGE, realizado em 2010, a qual apresenta baixa verticalização, onde a maioria das edificações possuem um ou dois pavimentos. Levando em conta as motivações anteriores, elaborou-se um projeto para fins comerciais.

O projeto desenvolvido para este trabalho compreende uma área total de 135,60 m² de construção, acrescido de um abrigo para caixa d'água, sendo que o pavimento térreo e o pavimento superior possuem 67,80 m² de construção cada, conforme a Figura 11 e a Figura 12. O projeto arquitetônico completo está contido no APÊNDICE A. Foi previsto para o comércio a utilização de paredes divisórias leves, posteriormente alocadas, passíveis de mudanças ao longo do tempo. Além disso, não haverá revestimento nos tetos, o acabamento será constituído apenas em forro de gesso.

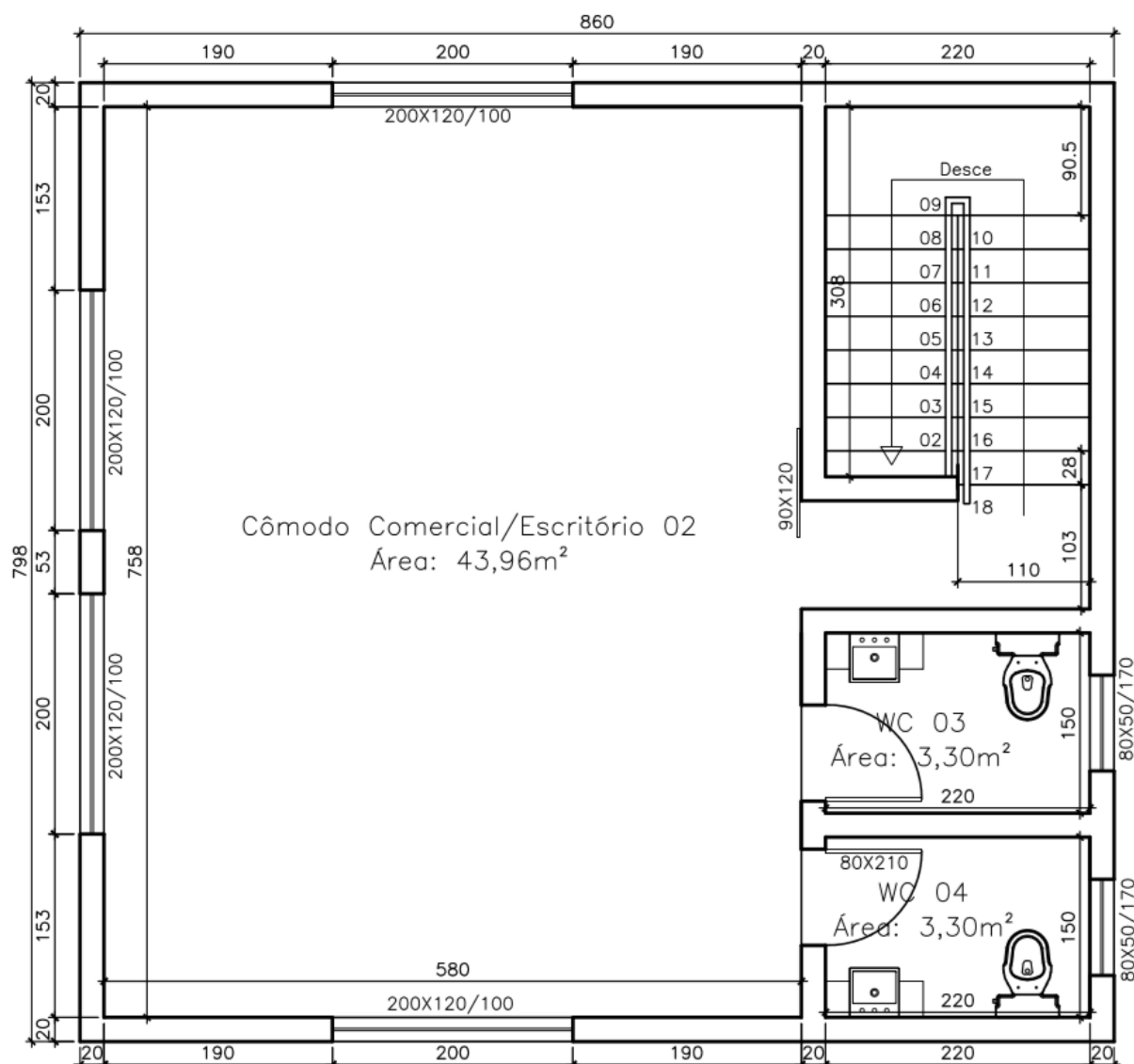
O ambiente da obra a ser executada estará situado na cidade de Piumhi-MG. Então, segundo as classificações descritas no Quadro 1, identificou-se a classe de agressividade ambiental II para tal localidade. A partir dessa classificação foram utilizados os cobrimentos estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014, presentes na Tabela 2. Portanto, para o estudo de caso em questão será adotado o cobrimento nominal de 25 mm pra lajes e 30 mm para vigas e pilares.

Figura 11 - Projeto arquitetônico Térreo.



Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

Figura 12 - Projeto arquitetônico cobertura.

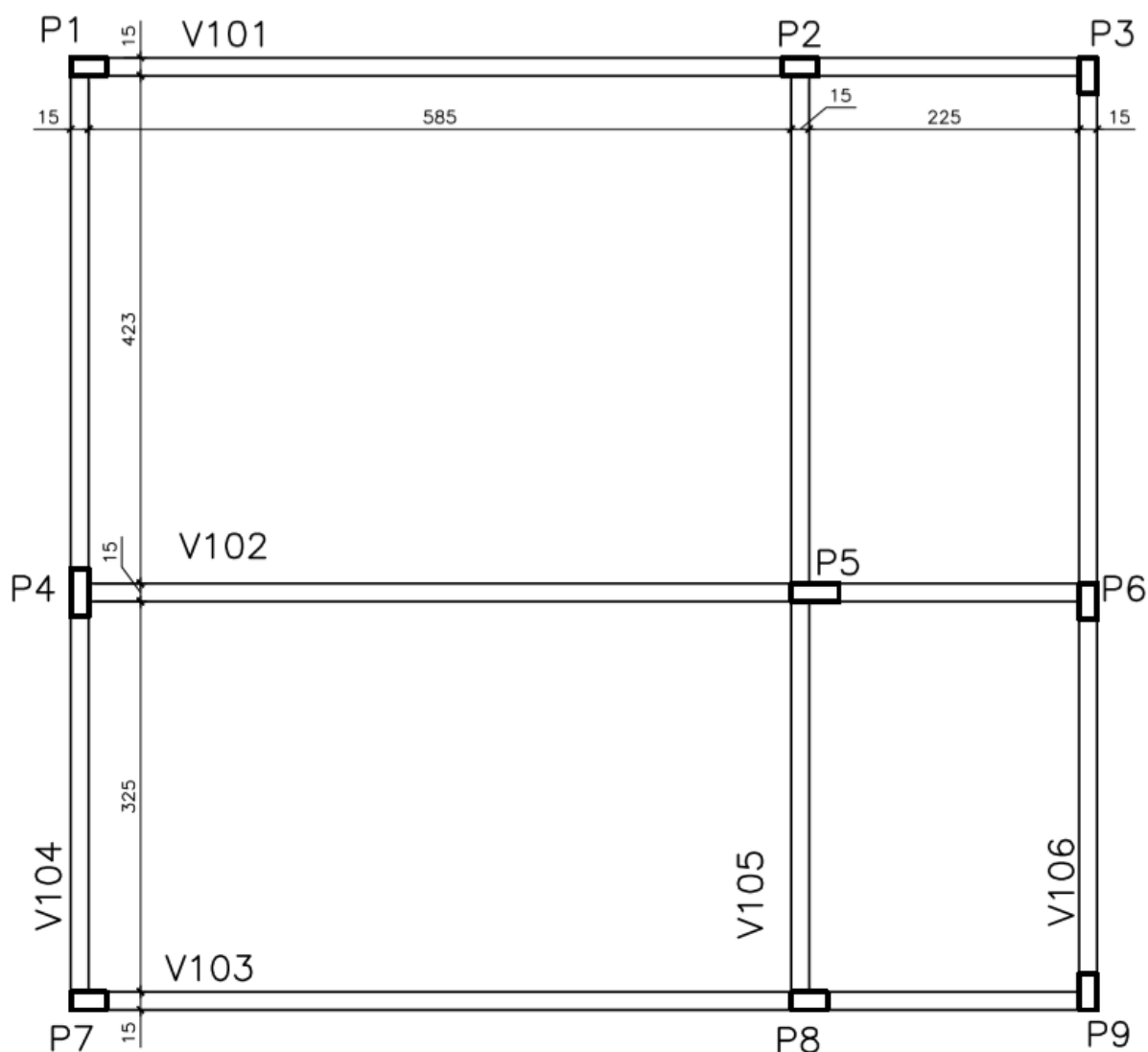


Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

5.2 Conceção estrutural

Nesta etapa que precede a análise estrutural e o dimensionamento da estrutura, deve ser realizado o pré-lançamento dos elementos estruturais, sendo que as vigas e os pilares devem ser lançados, sempre que viável, de forma compatível com os projetos já existentes, sejam eles arquitetônico, hidrossanitário, elétrico, etc., evitando incompatibilidades com portas e janelas já definidas, tubulações que levem à necessidade de perfurar a estrutura, entre outros casos conflitantes. A estrutura então foi lançada de forma a sustentar toda a edificação mantendo sua funcionalidade, como se pode ver na Figura 13, sendo que os elementos seguem a mesma disposição na cobertura.

Figura 13 - Concepção estrutural.



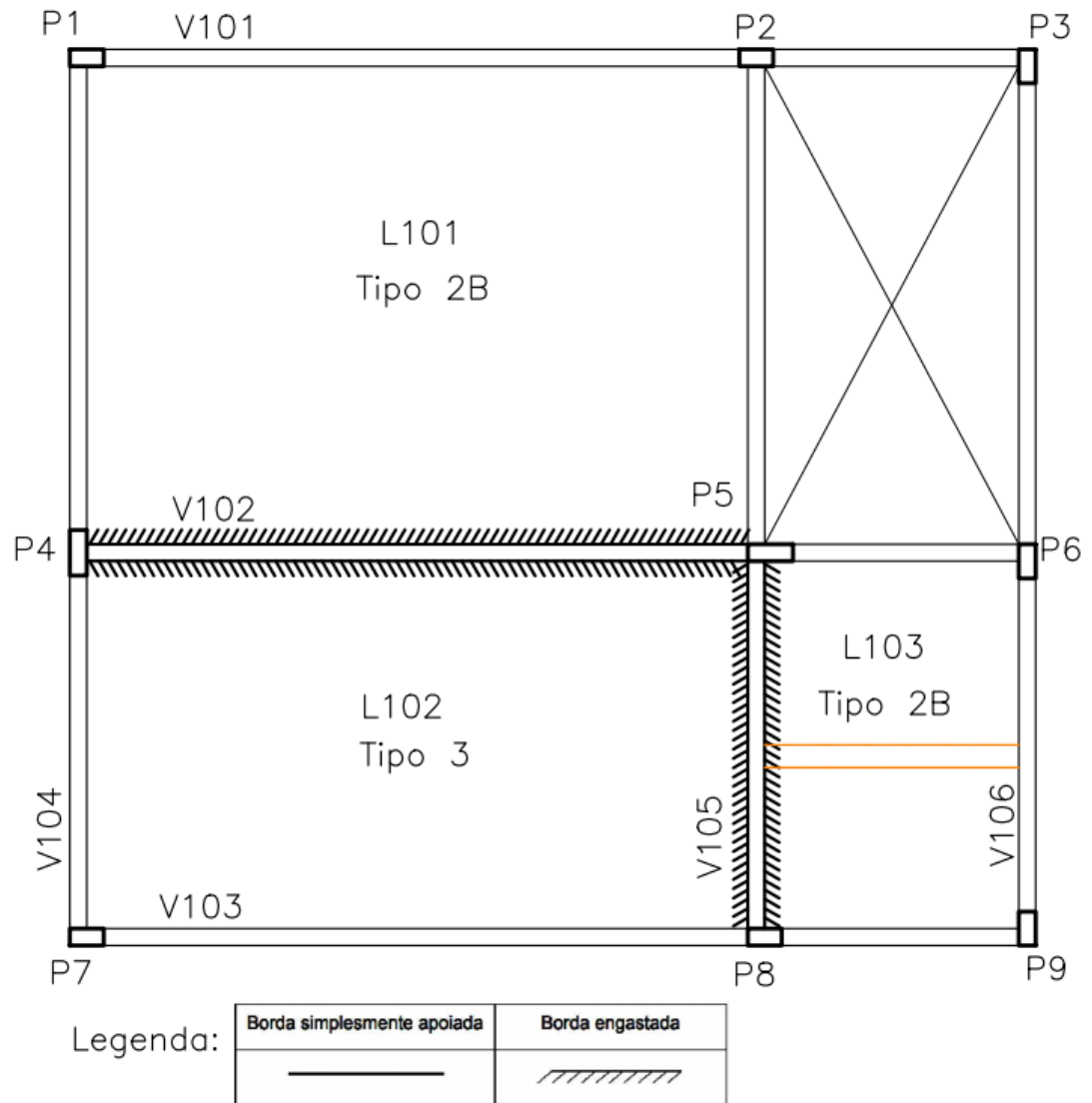
Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

5.3 Pré-dimensionamento dos elementos estruturais

5.3.1 Discretização das lajes (vinculações)

Foi usado o tipo de laje maciça para esse estudo de caso, e a discretização das lajes foi feita segundo consta no item 3.5.1 deste trabalho. A discretização das lajes ficou como é mostrado na Figura 14, Figura 15 e Figura 16.

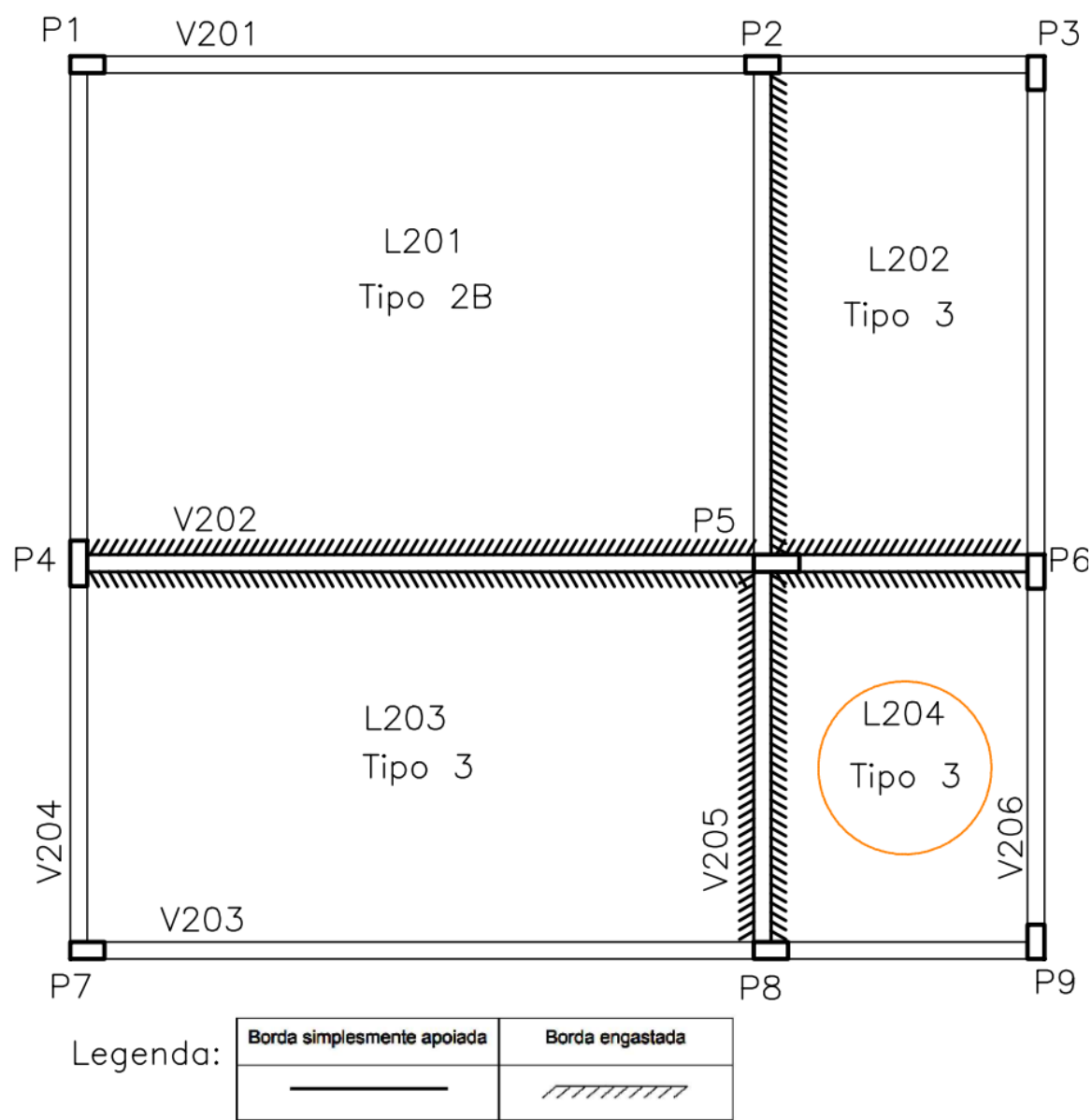
Figura 14 - Discretização e classificação das lajes do pavimento térreo.



Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

Na laje L103, pode se ver a representação de uma parede do pavimento superior (linhas laranjas) que descarregará diretamente sobre a mesma (parede sobre a laje).

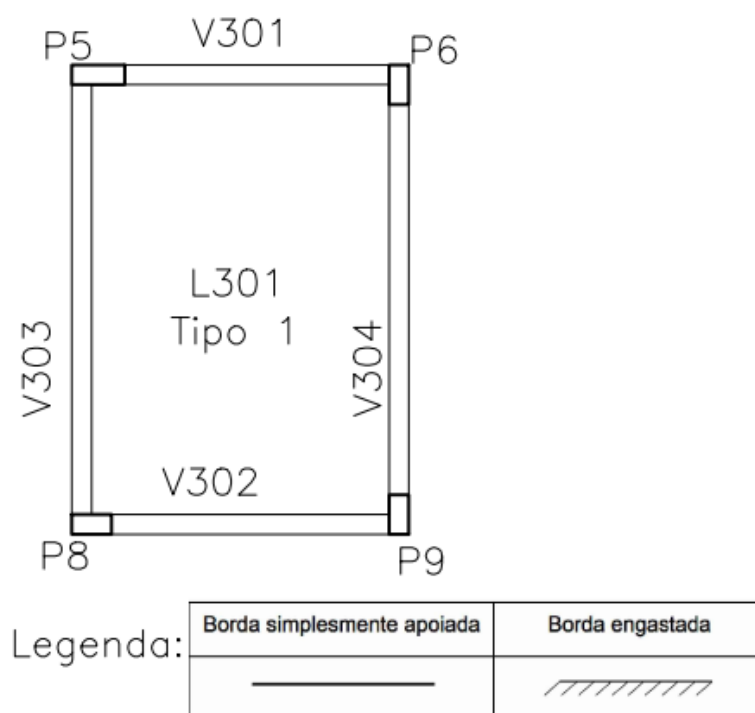
Figura 15 - Discretização e classificação das lajes do pavimento superior.



Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

Na laje L204, demonstrada na Figura 15, pode se ver a representação da caixa d’água (círculo laranja), a qual foi considerada de 1000 litros.

Figura 16- Discretização e classificação da laje sobre a caixa d'água.



Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

5.3.2 Pré-Dimensionamento das lajes

As alturas (espessuras) das lajes foram calculadas utilizando a Equação 10, através de planilha eletrônica, resultando nos valores apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Pré-dimensionamento de lajes.

Pré-dimensionamento das Lajes (Método ABNT NBR 6118:1980)									
Laje	Tipo	L_x (cm)	L_y (cm)	L_y/L_x	ψ_2	ψ_3	d (cm)	h (cm)	$h_{adotado}$ (cm)
L101	2B	438	600	1,35	1,59	25	11,02	14,02	13,00
L102	3	340	600	1,75	1,50	25	9,07	12,07	
L103	2B	225	340	1,50	1,55	25	5,81	8,81	
L201	2B	438	600	1,35	1,59	25	11,02	14,02	
L202	3	225	438	1,90	1,44	25	6,25	9,25	
L203	3	340	600	1,75	1,50	25	9,07	12,07	
L204	3	225	340	1,50	1,60	25	5,63	8,63	
L301	1	225	340	1,50	1,30	25	6,92	9,92	

Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

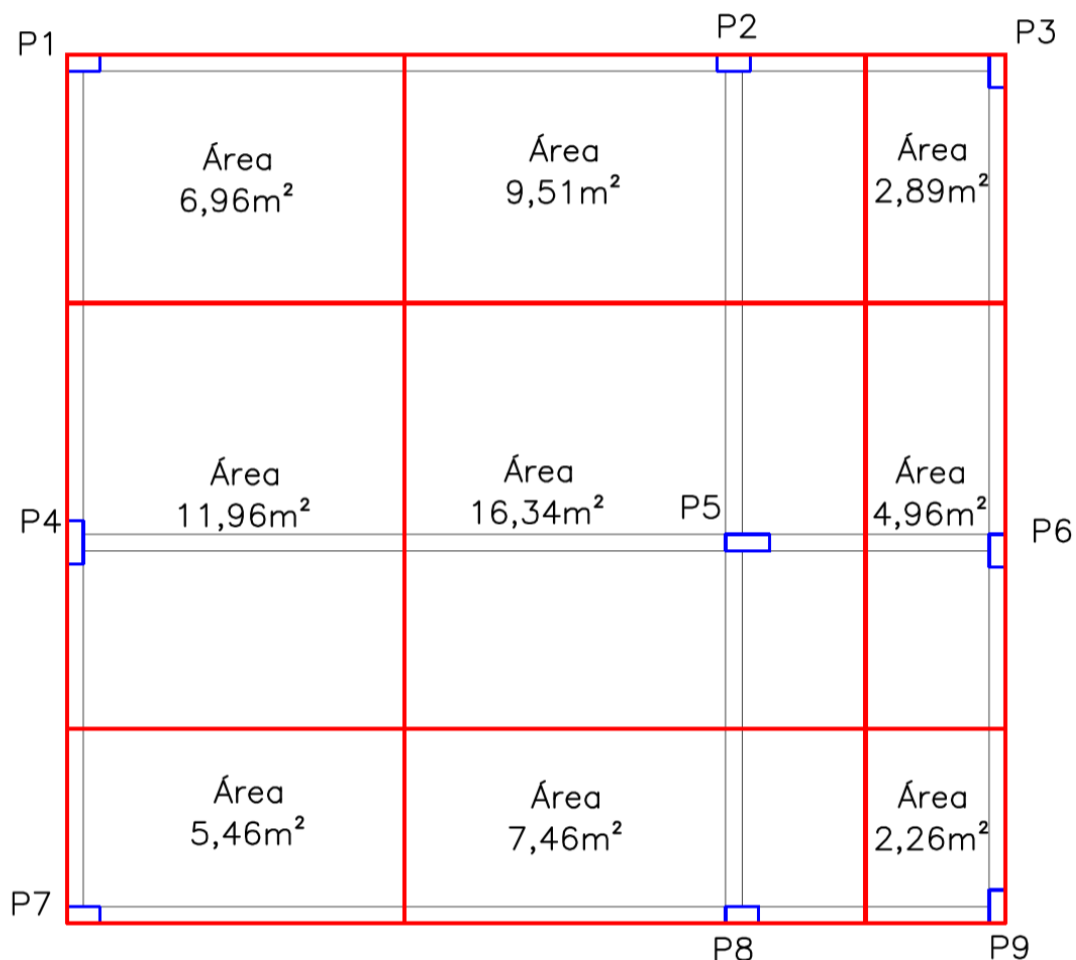
5.3.3 Pré-dimensionamento de vigas

As vigas foram consideradas com largura de 15 cm, para não ficarem aparentes no projeto. Após a aplicação do pré-dimensionamento, foram consideradas alturas padrões para as vigas, adotando altura de 60 cm para as vigas do pavimento térreo e do pavimento superior que estão no sentido horizontal da leitura do projeto (V101, V102, V103, V201, V202 e V203), e altura de 45 cm para as vigas na vertical (V104, V105, V106, V204, V205 e V206). Já para todas as vigas da caixa d'água foram adotadas altura de 30 cm.

5.3.4 Pré-dimensionamento dos pilares

Primeiramente foram determinadas as áreas de influência dos pilares conforme ilustrado na Figura 17.

Figura 17 - Área de influência de pilares.



Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

Foi adotado o valor de 15 cm para a dimensão b , mantendo os pilares compatíveis com a espessura das paredes.

De acordo com o item 3.5.3, o valor utilizado para n foi 1 (um), pois é considerado somente o pavimento térreo. O primeiro pavimento entra na consideração de cobertura com 70% da carga. O f_{ck} considerado foi de 25 MPa, sendo ainda considerado o coeficiente adicional γ_n igual a 1,2 devido a menor dimensão do pilar ser de 15 cm. Assim, os valores obtidos para o pré-dimensionamento de todos os pilares podem ser vistos na Tabela 6.

Tabela 6 - Pré-dimensionamento de pilares.

Pilar	α	A (m ²)	n	f_{ck} (kN/cm ²)	A_c (cm ²)	b (cm)	h (cm)	h_{adot} (cm)
P1	1,8	6,96	1	2,5	242,09	15	24,00	30
P2	1,3	9,51	1	2,5	238,91	15	24,00	30
P3	1,8	2,89	1	2,5	100,52	15	24,00	30
P4	1,5	11,96	1	2,5	346,68	15	24,00	30
P5	1,3	16,34	1	2,5	410,49	15	27,37	30
P6	1,3	4,96	1	2,5	124,60	15	24,00	30
P7	1,8	5,46	1	2,5	189,92	15	24,00	30
P8	1,3	7,46	1	2,5	187,41	15	24,00	30
P9	1,8	2,26	1	2,5	78,61	15	24,00	30

Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

Como o maior valor de h entre os pilares foi de 27,37 cm, foi adotado o valor 30 cm para facilitar a execução. Tais dimensões foram usadas em ambos os métodos, porém, após processamento da estrutura no *software* CypeCAD, o mesmo acusou a necessidade de redimensionamento de dois pilares, pois a área de concreto da seção não seria suficiente para resistir aos esforços solicitantes, passando então os pilares P4 e P5 a apresentarem as dimensões de 15x40 cm. Esta mudança também foi feita no método de pórticos planos.

5.4 Cargas atuantes nas lajes

O levantamento das cargas foi realizado e pode ser visto no APÊNDICE B, sendo que para o cálculo do peso próprio, foi utilizado o valor de 25 kN/m³ para todas as lajes, referente ao peso específico do concreto armado conforme ABNT NBR 6120:2019. Foi

considerado um carregamento de $1,0 \text{ kN/m}^2$, retirado da ABNT NBR 6120:2019, referente ao revestimento de pisos de edifícios residenciais e comerciais com espessura de 5 cm para todas as lajes, com exceção da laje que cobre a caixa d'água.

Para a sobrecarga referente às paredes divisórias leves foi considerado $1,0 \text{ kN/m}^2$, conforme recomendação de Giugliani (2014), carga essa considerada para as lajes L101 e L102. O forro de gesso, conforme a ABNT NBR 6120:2019, resulta em carga de $0,15 \text{ kN/m}^2$, considerado em todas as lajes, exceto na L301.

Para as lajes do térreo, que são o piso do pavimento superior, foi considerada carga accidental de $2,5 \text{ kN/m}^2$, também de acordo com a ABNT NBR 6120:2019, além disso, na L103, somou-se a carga de parede com 3 m de altura, 19 cm de espessura nominal e revestimento de 2 cm em cada lado, com carregamento de $2,5 \text{ kN/m}^2$ de parede, valor esse retirado da mesma norma, sendo o peso total desta parede distribuído na área da laje.

Nas lajes do pavimento superior, exceto na laje L204, foi considerada uma carga de telhas de fibrocimento de 6 mm de espessura com carga de $0,18 \text{ kN/m}^2$, considerando a inclinação de 30%, resultando em $0,19 \text{ kN/m}^2$ de carga no plano das lajes, atuando também na laje L301. Em todas as lajes do pavimento superior e da caixa d'água foi considerada uma carga accidental de $1,0 \text{ kN/m}^2$.

Na laje L204, calculou-se o carregamento da caixa d'água, contendo 1000 litros, sendo considerado um peso de 10 kN. Assim, distribuindo o peso pela área da laje, chegou-se à carga de $1,23 \text{ kN/m}^2$. Como não foi considerado efeito do vento e as cargas são consideradas de aplicação contínua, não resultaram combinações diferentes, pois todos os carregamentos são desfavoráveis e o fator de ponderação foi o mesmo para todos os casos, os resultados podem ser vistos na Tabela 7.

Tabela 7 - Características e cargas nas lajes.

Laje	L101	L102	L103	L201	L202	L203	L204	L301
Peso próprio (kN/m^2)	5,40	5,40	6,61	3,59	3,59	3,59	4,63	2,69
Carga accidental (kN/m^2)	2,50	2,50	2,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Peso total (kN/m^2)	7,90	7,90	9,11	4,59	4,59	4,59	5,63	3,69
Maior vão (cm) - ly	600	600	340	600	438	600	340	340
Menor vão (cm) - lx	438	340	225	438	225	340	225	225

Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

5.5 Cargas atuantes nas vigas

As cargas utilizadas para o cálculo foram o peso próprio da viga, o peso das paredes e as cargas provenientes das lajes, como pode ser visto no APÊNDICE B. É importante ressaltar que as cargas das paredes foram calculadas considerando o pé direito de 3,0 m para os pavimentos e de 2,5 m para o abrigo da caixa d'água, considerando sem aberturas e descontando as alturas das vigas. Foi considerada uma platibanda de 1,35 m acima do segundo pavimento e de 0,75 m acima da cobertura da caixa d'água.

No método por Pórticos Planos, foram utilizadas as tabelas (ANEXO I), elaboradas por Pinheiro conforme o processo citado pela ABNT NBR 6118:1980. Assim, chegaram-se aos resultados apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 - Reações nas vigas.

<i>Laje</i>	<i>Caso</i>	L_y/L_x	p (kN/m ²)	v_x	q_x (kN)	v_x'	q_x' (kN)	v_y (kN)	q_y (kN)	v_y'	q_y' (kN)
L101	2B	1,35	7,90	3,16	10,93	4,62	15,99	1,83	6,33	-	-
L102	3	1,75	7,90	3,09	8,30	4,53	12,17	2,17	5,83	3,17	8,51
L103	2B	1,50	9,11	3,27	6,70	4,79	9,82	1,83	3,75	-	-
L201	2B	1,35	4,59	3,16	6,35	4,62	9,29	1,83	3,68	-	-
L202	3	1,90	4,59	3,19	3,29	4,67	4,82	2,17	2,24	3,17	3,27
L203	3	1,75	4,59	3,09	4,82	4,53	7,07	2,17	3,39	3,17	4,95
L204	3	1,50	5,63	2,89	3,66	4,23	5,36	2,17	2,75	3,17	4,02
L301	1	1,50	3,69	3,33	2,76	-	-	2,5	2,08	-	-

Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

5.6 Resultados e Discussão

Foi feito o lançamento da estrutura no *CypeCAD* com as mesmas dimensões utilizadas no cálculo por pórticos planos, como também os carregamentos lançados foram os mesmos. O programa fez os dimensionamentos e as verificações necessárias, sendo que indicou a necessidade de alteração no dimensionamento de dois pilares, portanto, mudou-se a dimensão dos pilares P4 e P5 para 15x40 cm, o que implicou na alteração também nos cálculos por pórticos planos.

5.6.1 Lajes

Os resultados obtidos para as lajes são apresentados neste item, em subtópicos específicos para cada método de análise.

5.6.1.1 Análise por Pórticos Planos

Para calcular os momentos positivos e negativos pelo método de pórticos planos, utilizaram-se as Tabelas 2.3a, 2.3b e 2.3c (ANEXO I), que utiliza valores extraídos da Tabela de Bares (1972) adaptadas por Pinheiro (2007), calculada com a utilização de séries.

Na Tabela 9 são mostrados os resultados do cálculo dos momentos característicos das lajes por pórticos planos, onde os momentos M_x e M_y são os momentos positivos, e X_x e X_y correspondem aos momentos negativos nas bordas das lajes. Os momentos de cálculo foram obtidos pela multiplicação dos momentos característicos pelo fator γ_f de 1,4, sendo que todos os valores estão em $kN \cdot m$. O mapa dos momentos nas lajes pode ser visto no APÊNDICE C.

Tabela 9 - Momentos nas lajes pelo método de pórticos planos.

<i>Utilizando tabelas</i>									
	<i>Caso</i>	Valores característicos				Valores de cálculo			
		m_x	m_y	X_x	X_y	m_x	m_y	X_x	X_y
<i>L101</i>	2B	7,37	3,55	15,97	-	10,31	4,96	22,36	-
<i>L102</i>	3	4,85	1,69	10,32	7,45	6,79	2,37	14,45	10,43
<i>L103</i>	2B	2,42	0,98	5,11	-	3,38	1,37	7,16	-
<i>L201</i>	2B	4,28	2,06	9,28	-	5,99	2,88	12,99	-
<i>L202</i>	3	1,29	0,39	2,71	1,90	1,81	0,54	3,80	2,66
<i>L203</i>	3	2,82	0,98	6,00	4,33	3,94	1,37	8,39	6,06
<i>L204</i>	3	1,35	0,64	2,97	2,30	1,89	0,90	4,15	3,22
<i>L301</i>	1	1,44	0,73	-	-	2,02	1,02	-	-

Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

5.6.1.2 Análise por Pórtico Espacial

Quando realizada a análise por pórtico espacial, os momentos fletores das lajes foram obtidos do *CypeCAD* conforme consta nas imagens no APÊNDICE G, usando a

ferramenta que informa o valor médio entre dois pontos, passando pelo centro das lajes e coletando o valor máximo observado. Os resultados, expressados em $kN \cdot m$, estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 - Momentos de cálculo nas lajes por pórtico espacial.

	M_x		M_y	
	+	-	+	-
L101	9,0	-	13,0	19,7
L102	7,3	8,5	7,3	19,7
L103	3,3	8,5	4,2	-
L201	5,4	-	6,8	8,4
L202	1,5	5,3	3,9	5,0
L203	4,6	5,0	4,2	8,4
L204	1,9	5,0	2,5	5,0
L301	2,2	-	2,5	-

Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

5.6.2 Pilares

Os valores de momentos nos pilares foram considerados como valores positivos quando os momentos de topo e base tracionam faces diferentes do pilar, e o sinal negativo indica que os momentos de topo e base em um mesmo tramo do pilar tracionam a mesma face. Os valores dos esforços axiais de compressão foram considerados com sinal positivo para facilitar a análise.

5.6.2.1 Análise por Pórticos Planos

Os valores característicos dos esforços atuantes nos pilares pelo método dos pórticos planos foram obtidos através do programa *Ftool*, assim, os pórticos gerados no aplicativo com os diagramas de esforços solicitantes de momento fletor estão apresentados no APÊNDICE D e os diagramas de esforço normal no APÊNDICE F.

Ressalta-se que não foi considerado o peso próprio dos pilares nos pórticos no *Ftool*, para que não fossem contabilizados em duplicidade, pois o mesmo pilar é representado sempre em dois pórticos diferentes.

Desta forma, foram extraídos os valores dos momentos nas direções x e y tanto para o topo quanto para a base dos pilares de cada pavimento, e os esforços normais do topo de cada pilar, obtidos através da soma dos esforços dos dois pórticos a que pertencem, e para a base, somado ainda o peso próprio dos pilares. Assim, foram calculados os esforços de cálculo, multiplicando-se os valores característicos por 1,4 (γ_g e γ_q). Os valores dos esforços solicitantes de cálculo estão presentes na Tabela 11, sendo os valores dos esforços normais (N_d) dados em kN e os valores dos momentos ($M_{x,d}$ e $M_{y,d}$) dados em $kN \cdot m$.

Tabela 11 - Esforços nos pilares obtidos pela análise por pórticos planos.

	Pavimento	Seção	Esforços		
			Nd	Mx,d	My,d
P1	Térreo	Topo	189,77	3,37	14,32
		Base	194,7	1,84	5,75
	Superior	Topo	70,96	4,24	16,68
		Base	75,89	4,7	18,79
P2	Térreo	Topo	279,89	2,78	11,41
		Base	284,82	1,33	7,15
	Superior	Topo	110,21	3,73	15,64
		Base	115,14	3,9	16,51
P3	Térreo	Topo	40,17	2,25	0,77
		Base	45,1	-0,47	0,74
	Superior	Topo	21,81	2,73	1,81
		Base	26,74	1,89	1,51
P4	Térreo	Topo	343,42	3,57	12,45
		Base	350	0,33	7,16
	Superior	Topo	129,28	3,09	15,98
		Base	135,85	3,68	17,59
P5	Térreo	Topo	594,56	0,2	19,41
		Base	601,14	0,02	3,12
	Superior	Topo	248,41	0,34	16,98
		Base	254,98	0,08	20,77
	Caixa d'água	Topo	25,27	4,1	4,28
		Base	30,73	2,35	-5,5

	Pavimento	Seção	Esforços		
			Nd	Mx,d	My,d
P6	Térreo	Topo	147,06	0,53	1,48
		Base	151,99	-1,34	1,44
	Superior	Topo	85,195	1,73	1,89
		Base	90,125	1,61	2,29
	Caixa d'água	Topo	22,35	5,27	0,19
		Base	26,445	-1,97	1,02
P7	Térreo	Topo	152,39	0,97	12,38
		Base	157,32	0,33	4,92
	Superior	Topo	56,73	1	14,49
		Base	61,66	1,17	16,22
P8	Térreo	Topo	320,72	2,85	9,62
		Base	325,65	1,48	6,11
	Superior	Topo	143,28	3,35	13,3
		Base	148,2	3,85	14,03
	Caixa d'água	Topo	23,55	3,49	2,14
		Base	27,645	2,96	-0,9
P9	Térreo	Topo	88,465	0,53	0,82
		Base	93,395	0,43	0,74
	Superior	Topo	53,575	0,52	1,82
		Base	58,505	0,77	1,56
	Caixa d'água	Topo	21,71	1,86	0,92
		Base	25,805	1,43	0,31

Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

5.6.2.2 Análise por Pórtico Espacial

Os resultados dos esforços solicitantes de cálculo pelo método de pórtico espacial encontram-se em diagramas extraídos do *CypeCAD*, presentes no APÊNDICE H.

Os resultados dos esforços solicitantes de cálculo dos dois métodos, bem como o cálculo da variação entre os métodos, encontram-se na Tabela 12, sendo os valores dos esforços normais (N_d) dados em kN e os valores dos momentos ($M_{x,d}$ e $M_{y,d}$) dados em $kN \cdot m$.

Tabela 12 - Esforços nos pilares obtidos pela análise por pórtico espacial.

Pilar	Pavimento	Seção	Esforços		
			N _d	M _{x,d}	M _{y,d}
P1	Térreo	Topo	177,47	5,83	20,86
		Base	181,38	3,84	12,57
	Superior	Topo	62,50	2,12	8,52
		Base	66,41	5,11	20,06
P2	Térreo	Topo	279,79	5,28	12,92
		Base	283,70	3,34	8,35
	Superior	Topo	111,16	2,18	3,37
		Base	115,07	4,84	8,51
P3	Térreo	Topo	29,40	4,95	0,25
		Base	33,31	2,89	0,07
	Superior	Topo	13,70	3,62	0,14
		Base	17,61	6,32	0,59
P4	Térreo	Topo	319,14	6,94	15,26
		Base	324,35	2,54	9,62
	Superior	Topo	116,02	1,43	5,23
		Base	121,23	3,39	13,13
P5	Térreo	Topo	588,10	0,09	36,12
		Base	593,31	0,03	21,76
	Superior	Topo	253,19	0,74	26,10
		Base	258,40	0,36	31,5
	Caixa d'água	Topo	23,96	1,84	2,65
		Base	28,69	0,97	-3,70
P6	Térreo	Topo	117,18	0,38	0,80
		Base	121,09	0,06	0,53
	Superior	Topo	72,24	1,57	0,83
		Base	76,15	0,39	1,29
	Caixa d'água	Topo	19,95	3,85	0,21
		Base	23,50	2,88	-0,38

Pilar	Pavimento	Seção	Esforços		
			N _d	M _{x,d}	M _{y,d}
P7	Térreo	Topo	138,46	1,45	18,98
		Base	142,36	0,73	12,22
	Superior	Topo	48,49	0,26	8,61
		Base	52,40	0,82	19,43
P8	Térreo	Topo	306,96	3,71	8,04
		Base	310,87	2,31	4,50
	Superior	Topo	138,32	3,15	4,87
		Base	142,23	3,74	5,6
	Caixa d'água	Topo	23,24	1,67	1,64
		Base	26,80	2,35	-0,49
P9	Térreo	Topo	70,41	5,31	0,26
		Base	74,32	3,46	0,28
	Superior	Topo	42,91	3,7	0,98
		Base	46,81	4,65	1,14
	Caixa d'água	Topo	20,27	3,08	0,36
		Base	23,83	2,45	-0,1

Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

5.6.3 Vigas

5.6.3.1 Análise por Pórticos Planos

Os esforços das vigas, momentos fletores e esforços cortantes, pelo método dos pórticos planos, foram obtidos através do programa *Ftool*, sendo que nos apoios, os momentos negativos adotados foram o maior valor entre a média dos momentos de cada tramo ou 80% do maior momento. Os esforços cortantes adotados foram os maiores valores entre as cortantes dos dois tramos do apoio. Em se tratando de vigas contínuas, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, para variação de cargas de até 5 kN/m² e que seja até 50% da carga total, não é necessário considerar alternância de cargas.

Neste projeto, ocorreram casos em que os valores dos momentos estão com sinal contrário ao que é comumente esperado em uma viga, pois houve casos de momentos negativos no meio dos vãos e momentos positivos nos apoios, porém isso se explica pelo fato de existirem

vãos não uniformes, ou seja, vigas com um vão expressivamente maior que o outro, tais pontos estão destacados com um (*) na tabela a seguir. Sendo assim, foram coletados os maiores valores obtidos, observando os pontos notáveis das vigas. Os pórticos gerados no aplicativo *Ftool* com os diagramas de esforços solicitantes de momento estão no APÊNDICE D, os diagramas de esforço cortante no APÊNDICE E. Os valores aferidos pelos diagramas, foram tabelados para posterior análise, sendo que esses valores presentes nos pórticos planos correspondem aos esforços solicitantes característicos. Os valores dos esforços característicos foram multiplicados pelo fator de majoração do Estado Limite Último ($\gamma_f = 1,4$), sendo assim obtidos os valores dos esforços solicitantes de cálculo, presentes na Tabela 13, sendo que os valores dos esforços cortantes (V) são dados em kN , e os valores dos momentos (M^+ e M^-) dados em $kN \cdot m$.

Tabela 13 - Esforços nas vigas por pórticos planos.

	Tramos	Esforços Máximos no Tramo		
		V	M+	M-
V101	Apoio 1	75,98	-	33,11
	Apoio 2	92,08	-	67,45
	Apoio 3	6,09	-	2,27
	Vão 1	-	69,94	-
	Vão 2	-	- *	-
V102	Apoio 1	112,41	-	30,04
	Apoio 2	147,33	-	114,71
	Apoio 3	19,45	3,78	-
	Vão 1	-	115,90	-
	Vão 2	-	- *	-
V103	Apoio 1	65,82	-	28,59
	Apoio 2	80,16	-	59,78
	Apoio 3	2,56	-	2,38
	Vão 1	-	60,44	-
	Vão 2	-	- *	2,20

	Tramos	Esforços Máximos no Tramo		
		V	M+	M-
V104	Apoio 1	24,91	-	2,14
	Apoio 2	52,37	-	36,15
	Apoio 3	37,90	-	8,07
	Vão 1	-	13,44	-
	Vão 2	-	26,78	-
V105	Apoio 1	51,82	-	6,70
	Apoio 2	75,38	-	46,70
	Apoio 3	36,08	-	6,68
	Vão 1	-	29,18	-
	Vão 2	-	24,85	-
V106	Apoio 1	27,40	-	1,31
	Apoio 2	44,44	-	30,82
	Apoio 3	19,52	-	4,14
	Vão 1	-	16,46	-
	Vão 2	-	12,07	-
V201	Apoio 1	47,40	-	16,68
	Apoio 2	57,54	-	39,29
	Apoio 3	1,72	-	1,81
	Vão 1	-	47,54	-
	Vão 2	-	- *	1,68
V202	Apoio 1	70,19	-	15,98
	Apoio 2	90,43	-	65,46
	Apoio 3	9,73	2,91	-
	Vão 1	-	76,04	-
	Vão 2	-	- *	-
V203	Apoio 1	41,43	-	14,59
	Apoio 2	50,61	-	34,95
	Apoio 3	8,20	-	2,13
	Vão 1	-	41,45	-
	Vão 2	-	- *	-

	Tramos	Esforços Máximos no Tramo		
		V	M+	M-
V204	Apoio 1	15,30	-	1,00
	Apoio 2	32,37	-	21,98
	Apoio 3	23,56	-	4,24
	Vão 1	-	8,46	-
	Vão 2	-	17,50	-
V205	Apoio 1	35,39	-	6,31
	Apoio 2	50,86	-	31,61
	Apoio 3	26,23	-	3,73
	Vão 1	-	18,38	-
	Vão 2	-	19,55	-
V206	Apoio 1	19,57	-	1,91
	Apoio 2	35,04	-	30,10
	Apoio 3	20,09	-	2,73
	Vão 1	-	9,97	-
	Vão 2	-	13,78	-
V301	Apoio 1	10,81	-	4,28
	Apoio 2	7,07	0,19	-
	Vão 1	-	3,55	-
V302	Apoio 1	9,45	-	2,14
	Apoio 2	8,43	-	0,92
	Vão 1	-	3,85	-
V303	Apoio 1	14,10	-	3,49
	Apoio 2	14,46	-	4,10
	Vão 1	-	8,34	-
V304	Apoio 1	13,28	-	1,86
	Apoio 2	15,28	-	5,27
	Vão 1	-	8,63	-

Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

5.6.3.2 Análise por Pórtico Espacial

Os valores obtidos pelo método de pórtico espacial foram retirados dos diagramas de esforço cortante presentes no APÊNDICE I e dos diagramas de momento fletor no APÊNDICE J, sendo estes valores relacionados na Tabela 14. Os valores dos esforços cortantes (V) são dados em kN e os valores dos momentos ($M+$ e $M-$) dados em $kN \cdot m$.

Tabela 14 - Esforços nas vigas por pórtico espacial.

Viga	Tramos	Esforços Máximos no Tramo		
		V	M+	M-
V101	Apoio 1	67,41	-	32,19
	Apoio 2	87,86	-	69,68
	Apoio 3	13,34	0,25 *	-
	Vão 1	-	72,66	-
	Vão 2	-	- *	-
V102	Apoio 1	98,41	-	23,59
	Apoio 2	149,79	-	124,04
	Apoio 3	26,83	0,95	-
	Vão 1	-	114,57	-
	Vão 2	-	- *	-
V103	Apoio 1	60,98	-	30,26
	Apoio 2	67,88	-	56,85
	Apoio 3	11,63	2,94 *	-
	Vão 1	-	60,12	-
	Vão 2	-	- *	-
V104	Apoio 1	13,37	-	0,26
	Apoio 2	53,69	-	39,28
	Apoio 3	28,06	-	6,90
	Vão 1	-	14,83	-
	Vão 2	-	33,45	-

Viga	Tramos	Esforços Máximos no Tramo		
		V	M+	M-
V105	Apoio 1	43,64	-	4,48
	Apoio 2	60,56	-	40,38
	Apoio 3	31,81	-	8,54
	Vão 1	-	27,76	-
	Vão 2	-	32,91	-
V106	Apoio 1	22,99	-	5,66
	Apoio 2	34,04	-	20,27
	Apoio 3	22,62	-	3,73
	Vão 1	-	13,09	-
	Vão 2	-	13,02	-
V201	Apoio 1	37,66	-	8,50
	Apoio 2	48,39	-	41,20
	Apoio 3	8,03	0,54 *	-
	Vão 1	-	46,60	-
	Vão 2	-	- *	-
V202	Apoio 1	52,68	-	5,40
	Apoio 2	80,74	-	70,33
	Apoio 3	2,34	1,59	-
	Vão 1	-	69,48	-
	Vão 2	-	- *	-
V203	Apoio 1	34,50	-	8,52
	Apoio 2	43,11	-	35,91
	Apoio 3	4,56	2,42 *	-
	Vão 1	-	41,15	-
	Vão 2	-	- *	-
V204	Apoio 1	7,91	0,31 *	-
	Apoio 2	32,58	-	22,79
	Apoio 3	16,86	-	1,15
	Vão 1	-	8,67	-
	Vão 2	-	21,08	-

Viga	Tramos	Esforços Máximos no Tramo		
		V	M+	M-
V205	Apoio 1	29,43	-	3,93
	Apoio 2	42,49	-	28,40
	Apoio 3	28,05	-	1,92
	Vão 1	-	16,67	-
	Vão 2	-	25,46	-
V206	Apoio 1	16,26	-	4,08
	Apoio 2	23,77	-	16,15
	Apoio 3	16,64	-	2,37
	Vão 1	-	7,61	-
	Vão 2	-	14,09	-
V301	Apoio 1	9,27	-	1,71
	Apoio 2	3,05	0,37	-
	Vão 1	-	3,84	-
V302	Apoio 1	7,90	-	0,78
	Apoio 2	3,94	0,39 *	-
	Vão 1	-	4,37	-
V303	Apoio 1	9,83	-	0,63
	Apoio 2	10,68	-	0,96
	Vão 1	-	9,30	-
V304	Apoio 1	9,92	-	1,57
	Apoio 2	10,33	-	2,15
	Vão 1	-	7,25	-

Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

5.6.4 Comparativo entre os resultados dos esforços obtidos

Para analisar os resultados, foram coletados os valores dos esforços por ambos os métodos em planilhas eletrônicas e calculadas as variações. Os cálculos das variações foram feitos tomando por base os valores do cálculo por pórtico plano, assim, quando os valores percentuais são positivos, significa que o resultado por pórtico espacial foi maior, enquanto os valores percentuais negativos mostram que o esforço retirado do *software CypeCAD* foi menor. Como os valores das variações resultaram em valores ora positivos e ora negativos, foram

calculadas as médias das variações, podendo ver a variação esperada entre os dois resultados de maneira geral, e também foi feita uma média com os valores absolutos das variações, para se analisar o quanto um valor se distancia do outro em média. Também foram coletados os valores das variações máximos e mínimos absolutos, ou seja, o máximo e o mínimo que um valor se distancia do outro.

5.6.4.1 Lajes

Para realizar a comparação dos momentos fletores nas lajes, foi adotado um eixo global para todo o projeto em ambos os métodos de análise, o eixo x na horizontal em relação ao projeto e o eixo y na vertical, assim facilitando na comparação dos resultados. Para os momentos negativos do pórtico plano, foram comparados os valores dos momentos das bordas das lajes engastadas confrontantes, fazendo a compatibilização pela adoção do maior valor entre a média dos dois momentos ou 80 % do maior momento.

Na Tabela 15, podem ser vistos os valores provenientes da análise das variações entre os métodos.

Tabela 15 - Variações dos esforços nas lajes.

Laje	Mx		My	
	+	-	+	-
L101	81,09%	-	25,99%	-
L102	208,54%	-18,50%	7,51%	36,35%
L103	-2,60%	-	206,12%	-
L201	87,24%	-	13,48%	-35,34%
L202	-17,13%	39,69%	614,29%	87,97%
L203	235,28%	-17,52%	6,38%	0,00%
L204	0,53%	20,25%	179,02%	55,28%
L301	9,13%	-	144,62%	-

Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

As variações dos momentos apresentaram alguns valores muito elevados, o que pode ser explicado pelo fato de que no caso do pórtico plano os esforços foram calculados por tabelas, onde as lajes são consideradas separadamente, levando em consideração os efeitos causados pelos vínculos das bordas, ou seja, quando uma laje está engastada em outra ou apenas

apoiada, fazendo-se a compatibilização dos momentos negativos, porém não é recorrente a realização da compatibilização dos momentos positivos, devido à complexidade, pois os efeitos a serem considerados se dão em todas as direções simultaneamente.

Já no cálculo realizado pelo *software*, consideram-se os efeitos das lajes adjacentes, de forma análoga às vigas contínuas, analisando de maneira mais realista a interferência dos carregamentos de um tramo nos demais.

Os momentos positivos apresentaram uma variação maior que os momentos negativos, o que se deve ao fato de que os momentos negativos foram compatibilizados, e os positivos não, devido à complexidade dos efeitos das lajes adjacentes, pois necessitaria de realizar a redistribuição dos momentos, considerando a influência nas direções x e y.

Esperava-se que os valores dos momentos positivos na laje L301 fossem próximos por não estar ligada a nenhuma outra laje, porém apresentou uma grande variação, sendo os valores do *CypeCAD* maiores, pois, no cálculo por pórticos planos, considera-se apenas os efeitos causados pelas lajes na estrutura, e pela análise por pórtico espacial, são considerados tanto os efeitos das lajes na estrutura quanto da estrutura nas lajes, como os efeitos que os momentos e deslocamentos das vigas e pilares causam nas lajes, o que também explica as variações nos resultados das demais lajes. Tais variações também se devem ao fato de, no cálculo das lajes por pórtico plano, as vigas são consideradas como apoios indeslocáveis, e não foram consideradas as influências das deformações nos elementos nos esforços da estrutura.

Considerando ainda as variações, vê-se na Tabela 16 a seguir, a média, a média absoluta e o maior e o menor valor absoluto das variações.

Tabela 16 - Análise das variações nos esforços nas lajes.

	M_x		M_y	
	+	-	+	-
Média	75,26%	5,98%	149,68%	28,85%
Média Absoluta	80,19%	23,99%	149,68%	42,99%
Maior Absoluto	235,28%	39,69%	614,29%	87,97%
Menor absoluto	0,53%	17,52%	6,38%	0,00%

Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

Através da tabela, pode-se ver que em média, o método de pórtico espacial retorna maiores valores de momentos, visto que as médias das variações foram positivas, e os momentos negativos apresentam menores variações, pelos motivos acima expostos.

5.6.4.2 Pilares

Para a análise dos momentos fletores considerou-se um eixo global para todo o projeto, sendo:

M_x : momento atuante em torno do eixo x global para todo o projeto;

M_y : momento atuante em torno do eixo y global para todo o projeto.

Os resultados das variações entre os esforços pelos dois métodos estão dispostos na Tabela 17.

Tabela 17 - Variações dos esforços nos pilares.

Pilar	Pavimento	Seção	Variação		
			N	Mx	My
P1	Térreo	Topo	-6,48%	73,00%	45,67%
		Base	-6,84%	108,70%	118,61%
	Superior	Topo	-11,92%	-50,00%	-48,92%
		Base	-12,49%	8,72%	6,76%
P2	Térreo	Topo	-0,04%	89,93%	13,23%
		Base	-0,39%	151,13%	16,78%
	Superior	Topo	0,86%	-41,55%	-78,45%
		Base	-0,06%	24,10%	-48,46%
P3	Térreo	Topo	-26,81%	120,00%	-67,53%
		Base	-26,14%	-714,89%	-90,54%
	Superior	Topo	-37,18%	32,60%	-92,27%
		Base	-34,14%	234,39%	-60,93%
P4	Térreo	Topo	-7,07%	94,40%	22,57%
		Base	-7,33%	669,70%	34,36%
	Superior	Topo	-10,26%	-53,72%	-67,27%
		Base	-10,76%	-7,88%	-25,36%

Pilar	Pavimento	Seção	Variação		
			N	Mx	My
P5	Térreo	Topo	-1,09%	-55,00%	86,09%
		Base	-1,30%	50,00%	597,44%
	Superior	Topo	1,92%	117,65%	53,71%
		Base	1,34%	350,00%	51,66%
	Caixa d'água	Topo	-5,18%	-55,12%	-38,08%
		Base	-6,64%	-58,72%	-32,73%
P6	Térreo	Topo	-20,32%	-28,30%	-45,95%
		Base	-20,33%	-104,48%	-63,19%
	Superior	Topo	-15,21%	-9,25%	-56,08%
		Base	-15,51%	-75,78%	-43,67%
	Caixa d'água	Topo	-10,74%	-26,94%	10,53%
		Base	-11,14%	-246,19%	-137,25%
P7	Térreo	Topo	-9,14%	49,48%	53,31%
		Base	-9,51%	121,21%	148,37%
	Superior	Topo	-14,52%	-74,00%	-40,58%
		Base	-15,02%	-29,91%	19,79%
	Térreo	Topo	-4,29%	30,18%	-16,42%
		Base	-4,54%	56,08%	-26,35%
P8	Superior	Topo	-3,46%	-5,97%	-63,38%
		Base	-4,03%	-2,86%	-60,09%
	Caixa d'água	Topo	-1,32%	-52,15%	-23,36%
		Base	-3,06%	-20,61%	-45,56%
P9	Térreo	Topo	-20,41%	901,89%	-68,29%
		Base	-20,42%	704,65%	-62,16%
	Superior	Topo	-19,91%	611,54%	-46,15%
		Base	-19,99%	503,90%	-26,92%
	Caixa d'água	Topo	-6,63%	65,59%	-60,87%
		Base	-7,65%	71,33%	-132,26%

Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

Os resultados da análise das variações estão na Tabela 18.

Tabela 18 - Variações nos esforços dos pilares

	N	M_x	M_y
Média	-10,57%	80,15%	-8,87%
Média Absoluta	10,76%	158,03%	67,00%
Maior Absoluto	37,18%	901,89%	597,44%
Menor absoluto	0,04%	2,86%	6,76%

Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

Os valores dos esforços normais apresentaram as menores variações, com menor variação absoluta de porcentagem de 0,04%, com variação média de -10,57%, sendo os valores por pórticos planos quase sempre maiores quando houve variação, pois, a maioria dos valores das variações foram negativos.

As variações nos momentos foram, de modo geral, muito elevadas, sendo um dos motivos a consideração da deformabilidade da estrutura, uma vez que o *software* analisa a estrutura como um todo. Os resultados dos momentos em torno do eixo global y foram visivelmente maiores por pórticos planos, tanto em quantidade de valores quanto na média, pela predominância dos valores negativos, já os momentos em torno de x foram maiores por pórtico espacial.

Ainda, uma comparação das somas dos esforços normais na base de cada pilar no pavimento térreo foi feita com o intuito de obter o carregamento total da obra por cada método, que a princípio, esperava-se o retorno de valores bem próximos. Todavia, houve uma diferença entre os resultados, o qual apresentou carregamento total da edificação maior para o método do pórtico plano. Esta diferença se explica pelo uso das tabelas de Bares adaptadas por Libânio M. Pinheiro (2007), em que há uma majoração dos descarregamentos das lajes nas vigas, por se tratar de um método mais simplificado, o que pode levar a uma diferença a mais do carregamento original. Os carregamentos dos pilares pelo método de pórtico espacial foram menores, como se pode ver na Tabela 19, com valores de esforço normal dados em *kN*, resultando em uma variação do carregamento total da obra de -6,33%.

Tabela 19 - Carregamentos verticais nos pilares.

Pilar	Esforço normal - Pórticos Planos	Esforço normal - Pórtico Espacial	Variação
P1	194,70	181,38	-6,84%
P2	284,82	283,70	-0,39%
P3	45,10	33,31	-26,14%
P4	350,00	324,35	-7,33%
P5	601,14	593,31	-1,30%
P6	151,99	121,09	-20,33%
P7	157,32	142,36	-9,51%
P8	325,65	310,87	-4,54%
P9	93,39	74,32	-20,42%
Total:	2204,11	2064,69	-6,33%

Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

5.6.4.3 Vigas

Para a análise dos momentos, foram desconsiderados na análise geral e analisados separadamente, pontos em que o comportamento dos momentos foi incomum, pois os sinais apresentados eram contrários em cada um dos métodos. Em outros casos, não foi possível identificar um momento correspondente a um ponto de máximo ou mínimo convencionais; ou apresentou valor nulo, resultando em sete pontos que apresentaram tal comportamento. Portanto, os valores não poderiam ser analisados da mesma forma, já que, ora os valores não estavam definidos, ou não possuem a mesma característica, sendo esses destacados com um (*). Os resultados das variações dos esforços nas vigas encontram-se na Tabela 20.

Tabela 20 - Variações dos esforços nas vigas.

Viga	Tramos	Variação		
		V	M+	M-
V101	Apoio 1	-11,28%	-	-
	Apoio 2	-4,58%	-	3,31%
	Apoio 3	119,05%	- *	- *
	Vão 1	-	3,89%	-
	Vão 2	-	- *	- *
V102	Apoio 1	-12,45%	-	-
	Apoio 2	1,67%	-	8,13%
	Apoio 3	37,94%	-74,87%	-
	Vão 1	-	-1,15%	-
	Vão 2	-	-	-
V103	Apoio 1	-7,35%	-	-
	Apoio 2	-15,32%	-	-4,90%
	Apoio 3	354,30%	- *	- *
	Vão 1	-	-0,53%	-
	Vão 2	-	- *	-
V104	Apoio 1	-46,33%	-	-
	Apoio 2	2,52%	-	8,67%
	Apoio 3	-25,96%	-	-
	Vão 1	-	10,34%	-
	Vão 2	-	24,91%	-
V105	Apoio 1	-15,79%	-	-
	Apoio 2	-19,66%	-	-13,53%
	Apoio 3	-11,83%	-	-
	Vão 1	-	-4,87%	-
	Vão 2	-	32,43%	-
V106	Apoio 1	-16,09%	-	-
	Apoio 2	-23,40%	-	-34,23%
	Apoio 3	15,88%	-	-
	Vão 1	-	-20,47%	-
	Vão 2	-	7,87%	-

Viga	Tramos	Variação		
		V	M+	M-
V201	Apoio 1	-20,55%	-	-
	Apoio 2	-15,90%	-	4,86%
	Apoio 3	366,86%	- *	- *
	Vão 1	-	-1,98%	-
	Vão 2	-	- *	-
V202	Apoio 1	-24,95%	-	-
	Apoio 2	-10,72%	-	7,44%
	Apoio 3	-75,95%	-45,36%	-
	Vão 1	-	-8,63%	-
	Vão 2	-	- *	-
V203	Apoio 1	-16,73%	-	-
	Apoio 2	-14,82%	-	2,75%
	Apoio 3	-44,39%	- *	-
	Vão 1	-	-0,72%	-
	Vão 2	-	- *	-
V204	Apoio 1	-48,30%	- *	- *
	Apoio 2	0,65%	-	3,71%
	Apoio 3	-28,44%	-	-
	Vão 1	-	2,48%	-
	Vão 2	-	20,46%	-
V205	Apoio 1	-16,84%	-	-
	Apoio 2	-16,46%	-	-10,14%
	Apoio 3	6,94%	-	-
	Vão 1	-	-9,30%	-
	Vão 2	-	30,23%	-
V206	Apoio 1	-16,91%	-	-
	Apoio 2	-32,16%	-	-46,35%
	Apoio 3	-17,17%	-	-
	Vão 1	-	-23,67%	-
	Vão 2	-	2,25%	-

Viga	Tramos	Variação		
		V	M+	M-
V301	Apoio 1	-14,25%	-	-
	Apoio 2	-56,86%	94,74%	-
	Vão 1	-	8,17%	-
V302	Apoio 1	-16,40%	-	-
	Apoio 2	-53,26%	- *	- *
	Vão 1	-	13,51%	-
V303	Apoio 1	-30,28%	-	-
	Apoio 2	-26,14%	-	-
	Vão 1	-	11,51%	-
V304	Apoio 1	-25,30%	-	-
	Apoio 2	-32,40%	-	-
	Vão 1	-	-15,99%	-

Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

Conforme a Tabela 21, pode-se perceber que as variações dos momentos nas vigas foram menores que as variações das lajes e pilares.

Tabela 21 - Variação dos esforços das vigas.

	Variação		
	V	M+	M-
Média	0,92%	2,21%	4,98%
Média Absoluta	40,25%	18,81%	23,27%
Maior Absoluto	366,86%	94,74%	49,45%
Menor absoluto	0,65%	0,53%	1,23%

Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

Quanto aos casos especiais encontrados, vê-se nas vigas horizontais no sentido de leitura do projeto, ou seja, V101, V102, V103, V201, V202, V203, onde ocorreram situações em que apareceram momentos negativos nos vãos nos trechos de menor vão adjacentes aos maiores vãos, ocorrendo também alguns momentos positivos nos pilares das extremidades dos menores vãos.

Em todas as vigas horizontais, os momentos situados sobre os apoios P3, P6 e P9 foram positivos nos pavimentos térreo e superior no pórtico espacial, mas no pórtico plano,

apenas no apoio do P6 no térreo e no pavimento superior apresentou momento positivo, isso porque o pórtico das vigas V102 e V202 recebem carga de lajes de ambos os lados, o que torna o momento positivo do maior vão mais expressivo, exercendo maior influência na estrutura do lado do menor vão.

Percebe-se que, em média, os esforços foram maiores por pórtico espacial, sendo que as maiores variações se deram justamente nos apoios dos pilares P3 no térreo e pavimento superior, e P3 e P9 no pavimento superior, que são justamente os pilares de canto que apresentam valores de momento positivos, que estão na parte dos menores vãos das vigas horizontais.

No projeto utilizado para este estudo, pode-se observar que todas as vigas dos pavimentos térreo e superior apresentam três apoios e dois vãos, sendo que nas vigas horizontais (V101, V102, V103, V201, V202, V203), há um vão muito maior que outro, o que gera um comportamento diferenciado nos momentos das vigas, comparado a uma viga que apresenta vãos mais harmônicos. Sendo assim, quando se pensa em um momento no meio do vão de uma viga, é natural se esperar um momento positivo. Porém, é passível que em vigas que apresentam vãos adjacentes onde um é significativamente maior que o outro, resultem momentos negativos nos vãos menores, e algumas vezes ainda, momentos positivos no apoio da borda do menor vão. Tal particularidade, presente no projeto em questão, dificultou a coleta e comparação dos dados, pois nem sempre havia valores bem definidos de máximos e mínimos nas vigas.

Os esforços cortantes foram coletados em cada apoio, que é onde se resultam os maiores valores deste esforço, coletando sempre o maior valor. Os valores obtidos por pórtico plano foram, na maior parte das vezes, maiores, o que se pode explicar pela majoração das cargas das lajes, que foi explicado no item 5.6.4.2.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho objetivou o estudo e comparação dos resultados obtidos pelos métodos de análise da estrutura por pórticos planos e por pórticos espaciais. A princípio, o intuito realizar o dimensionamento da estrutura a fim de comparar as áreas de aço e quantidade de ferragem obtidas através dos métodos estudados, porém, para um primeiro momento, julgou-se mais representativa a comparação dos esforços solicitantes obtidos pelos dois métodos, visto que, para a determinação da área de aço dos elementos, devem-se obedecer valores mínimos presentes nas normas, o que poderia levar a um nivelamento de resultados, mascarando as variações obtidas caso fossem analisadas as áreas de aço necessárias. Assim, optou-se pelo estudo dos esforços obtidos por ambos os métodos, ainda sim, seguindo as normativas vigentes no país.

Para certificar tal elucidação foram analisados os resultados obtidos para os pilares, constatando que algumas combinações de esforços desses pilares, se realizado dimensionamento, resultariam em uma área de aço pequena, levando à necessidade de ser adotada uma área de aço maior conforme estabelecido pela ABNT NBR 6118:2014, que traz que as armaduras longitudinais dos pilares não podem ter diâmetro inferior a 10 mm. O que se constatou nos pilares menos carregados P3, P6 e P9, e também nos trechos dos pilares no abrigo da caixa d'água e em alguns trechos de pilares no pavimento superior.

No caso dos pilares, o método de pórticos planos retornou os maiores valores de esforços normais, como mostra a maioria das variações e a variação média. Os esforços normais dos pilares apresentaram menores variações, pois mesmo variando pelos efeitos de momentos, o caminho dos esforços tem um sentido trivial até as bases dos pilares. Percebeu-se que um fator que contribuiu para acentuar a variação entre os momentos foi a de não terem sido considerados momentos de segunda ordem no método de pórticos planos, além de que, nesse método, as vigas e pilares possuem os vãos teóricos representados por linhas, sendo que pelo *software CypeCAD*, consideram-se os efeitos de flexão composta oblíqua, pois analisa a estrutura com suas dimensões reais. Assim, se uma força não for aplicada de forma centralizada no pilar, os valores dos momentos serão influenciados.

Por outro lado, nas lajes os valores dos momentos foram, em média, maiores no pórtico espacial, sendo a variação média maior nos casos dos momentos positivos. Isso porque os momentos negativos foram compatibilizados, mesmo que de forma simplificada, levando a uma variação inferior. Provavelmente as variações podem ser reduzidas por meio de uma

compatibilização de forma iterativa, analogamente ao método de Cross⁵ usado em vigas, porém considerando os efeitos nas duas direções. Todavia, isto não se justificaria pois seria muito trabalhoso, desqualificando o intuito do método de pórticos planos de ser simplificado. As variações nos valores dos momentos fletores nas lajes são decorrentes também, pela consideração dos deslocamentos das vigas por parte do *CypeCAD*, além de analisar a capacidade de ancoragem da laje no apoio e a rigidez nessas ligações.

As vigas apresentaram uma variação média pequena se comparada às variações dos demais elementos estruturais, sendo que para os esforços cortantes e de momentos, em média, os valores foram maiores no método de pórtico espacial, o que difere do esperado, pois devido à majoração no método de pórticos planos, era suposto que pelo menos os esforços cortantes por tal método fossem maiores.

Da mesma forma no geral, esperava-se que os resultados fossem maiores no método de pórtico plano, devido às simplificações que apresenta, assim presumindo que fosse mais conservador. Porém na maioria dos casos a variação média mostrou valores superiores para o método de pórtico espacial.

Analisando os resultados, vê-se que os esforços apresentam maiores variações em relação aos momentos, pois com a simplificação da análise por meio de pórticos planos, obtêm-se os momentos das duas direções separadamente para vigas e pilares, não considerando os efeitos reais que os momentos de outros elementos exercem sobre os outros esforços. Ou seja, no método de pórticos planos as lajes são calculadas, considerando apenas as cargas verticais, sem considerar os efeitos que os momentos e deformações dos pilares e vigas exercem nos esforços das lajes, além de não serem considerados simultaneamente os efeitos causados pelos outros planos no caso das vigas e pilares.

Como o cálculo por análise da estrutura em pórtico espacial processa a estrutura de forma geral e completa, os resultados se assemelham mais ao que acontece realmente na estrutura; apesar disso, esse método apresentou, em média, maiores valores se considerados todos os esforços dos elementos analisados.

Apesar das simplificações que o método dos pórticos planos apresenta, é um método de análise permitido pelas normas e garante a estabilidade da estrutura, sendo muito válido para engenheiros que não possuem licenças de programas de cálculo estrutural ou julgam inviável a aquisição de tal licença.

⁵ Método iterativo de distribuição de momentos.

O método dos pórticos planos tem a vantagem de poder ser desenvolvido com ferramentas bem simples, podendo ser feito totalmente à mão, ainda que seja muito trabalhoso. Contudo, não se pode furtar de sua utilidade na compreensão e aprendizado de cálculo estrutural ministrado no curso de graduação em Engenharia Civil, além de que, com o uso algumas ferramentas básicas e gratuitas, como planilhas eletrônicas, tabelas e programas como *Ftool* e outros programas livres, este trabalho pode ser realizado com mais agilidade. O cálculo estrutural pelo método de análise de pórticos planos é válido perante a ABNT NBR 6118:2014, porém, mesmo com as ferramentas mencionadas, ainda assim é um trabalho dispendioso, sendo inviável a execução do cálculo estrutural por pórticos planos para grandes obras, com vários pavimentos, devido ao volume do trabalho. Além de que em casos de alterações no projeto, o retrabalho é imenso. Ao passo que, no *software* é necessário apenas realizar a alteração e reprocessar o cálculo automaticamente. Assim como afirma KIMURA (2007), os níveis de produtividade exigidos tornam praticamente impossível a elaboração de projetos sem uso de sistemas computacionais.

Por fim, pode-se concluir que o método por pórtico espacial, realizado através do *software CypeCAD* apresentou, em média, maiores valores para os esforços solicitantes de cálculo de momentos fletores nas lajes, de momentos fletores e esforços cortantes nas vigas, de momentos em torno do eixo x global nos pilares, porém tal variação pode ser justificada pelo fato do *software* analisar a estrutura como um todo, ou seja, considera os efeitos de todos os elementos na determinação dos esforços. Um exemplo desta variação é o encontrado nas lajes, onde a determinação dos esforços pelo uso de tabelas despreza a deformação das vigas. Já com o uso do *software CypeCAD*, estas deformações são consideradas, alterando a distribuição dos esforços nos elementos.

Há de ressaltar também que o uso do *software* de dimensionamento de estruturas de concreto permite ter ganho em produtividade e confiabilidade, pois como o processo de cálculo é muito extenso e delicado, a automatização dos cálculos reduz as chances de ocorrência de erros. Assim é aconselhável ao engenheiro e/ou empresa, estudar o quanto a aquisição de uma licença de *software* pode ser útil em termos financeiros e de qualidade, considerando também a economia que se pode ter com a redução nos custos em horas de trabalho gastas com o cálculo estrutural.

Este estudo foi de grande importância para uma interação com o cálculo estrutural de forma mais aprofundada, possibilitando aprimorar ferramentas próprias de planilhas eletrônicas e o conhecimento com *softwares* de cálculo estrutural para obras em concreto armado.

Este estudo pode ser continuado sob novas óticas, abrangendo outras peculiaridades como projetos com características diferentes ou com outros materiais, como também analisar outros *softwares* disponíveis no mercado. É possível ainda, levantar a diferença nos consumos de materiais utilizados para execução de uma mesma estrutura dimensionada variando os métodos de análise estrutural (determinação dos esforços).

REFERÊNCIAS

- ANDOLFATO, Rodrigo P. **Controle tecnológico básico do concreto**. UNESP - Universidade Estadual Paulista. Ilha Solteira. 2002. Disponível em: <https://www.feis.unesp.br/Home/departamentos/engenhariacivil/nepae/controle-tecnologico-basico-do-concreto.pdf>. Acesso em: 25 mar. 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de Estruturas de Edificações. Rio de Janeiro. ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro. ABNT, 2007.
- BOTELHO, Manoel C; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto Armado**. Volume 1. 7ª Ed. Revista. Editora Edgard Blücher Ltda, São Paulo, 2013.
- BOTELHO, Manoel C; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto Armado**. Volume 2. 3ª Ed. Revista e Ampliada. Editora Edgard Blücher Ltda, São Paulo, 2011.
- CARVALHO, Roberto C; FIGUEIREDO FILHO, Jasson R. de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Segundo a NBR 6118:2014**. 4ª Ed. EdUFSCar, São Carlos, 2014.
- FONTES, Fernando F. PINHEIRO, Libânio, M. **Análise de um Edifício por Vários Modelos Estruturais**. In: VI SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 2006, São Paulo-SP. Anais eletrônicos... Disponível em: http://coral.ufsm.br/decc/ECC840/Downloads/Analise_de_um_edificio_por_varios_modelos_estruturais.pdf. Acesso em: 27 mai. 2020.
- GIUGLIANI, Eduardo. **2. CARGAS ATUANTES SOBRE ESTRUTURAS**. Faculdade de Arquitetura e Urbanismo Disponível em: http://www.politecnica.pucrs.br/professores/giugliani/ARQUITETURA_-_Sistemas_Estruturais_II/02_Cargas_Atuentes_sobre_Estruturas.pdf. Acesso em: 16 jan. 2020.
- INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO PIAUÍ - Aulas IFPI: Desenho Arquitetônico, Projetos Estruturais e Técnicas Construtivas. Disponível em: <https://desenhoarquitetonicosite.files.wordpress.com>. Acesso em: 27 ago. 2019.
- KIMURA, Alio E. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado**. Ed. Padrão. Editora PINI, São Paulo, 2007.
- MELO, Paula R. De. **Pré-dimensionamento de Estruturas de Madeira, de Aço e de Concreto para Auxílio à Concepção de Projetos Arquitetônicos**. Dissertação de mestrado (Dissertação em Engenharia Civil). Universidade Federal de Uberlândia. Abril de 2013.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane D.; SANTOS, Sandro P. **Fundamentos do Concreto e Projetos de Edifícios**. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007. Disponível em: http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf. Acesso em: 26 ago. 2019.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane D.; SANTOS, Sandro P. **Lajes maciças**. Universidade de São Paulo. 2003. Disponível em: http://www.fec.unicamp.br/~almeida/au405/Lajes/Lajes_Macicas_EESC.pdf. Acesso em: 25 abr. 2020.

PINHEIRO, Libânio M.; MUZARDO, Cassiane D.; SANTOS, Sandro P. **Pré-dimensionamento**. Universidade de São Paulo. 2003. Disponível em: https://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec802/Lancamento/Pre-dimensionamento_EESC.pdf. Acesso em: 25 abr. 2020.

MAIA, Victor. **Engenharia Civil – Análise Estrutural**. EduQC. 2019. Disponível em: <https://educq.com.br/concursos/engenharia/engenharia-civil-analise-estrutural/>. Acesso em: 27 ago. 2020.

Desenho Arquitetônico, Projetos Estruturais e Técnicas Construtivas. Disponível em: https://desenhoarquitetonicosite.files.wordpress.com/2016/07/arranha_ceu_1.gif. Acesso em: 27 mai. 2020.

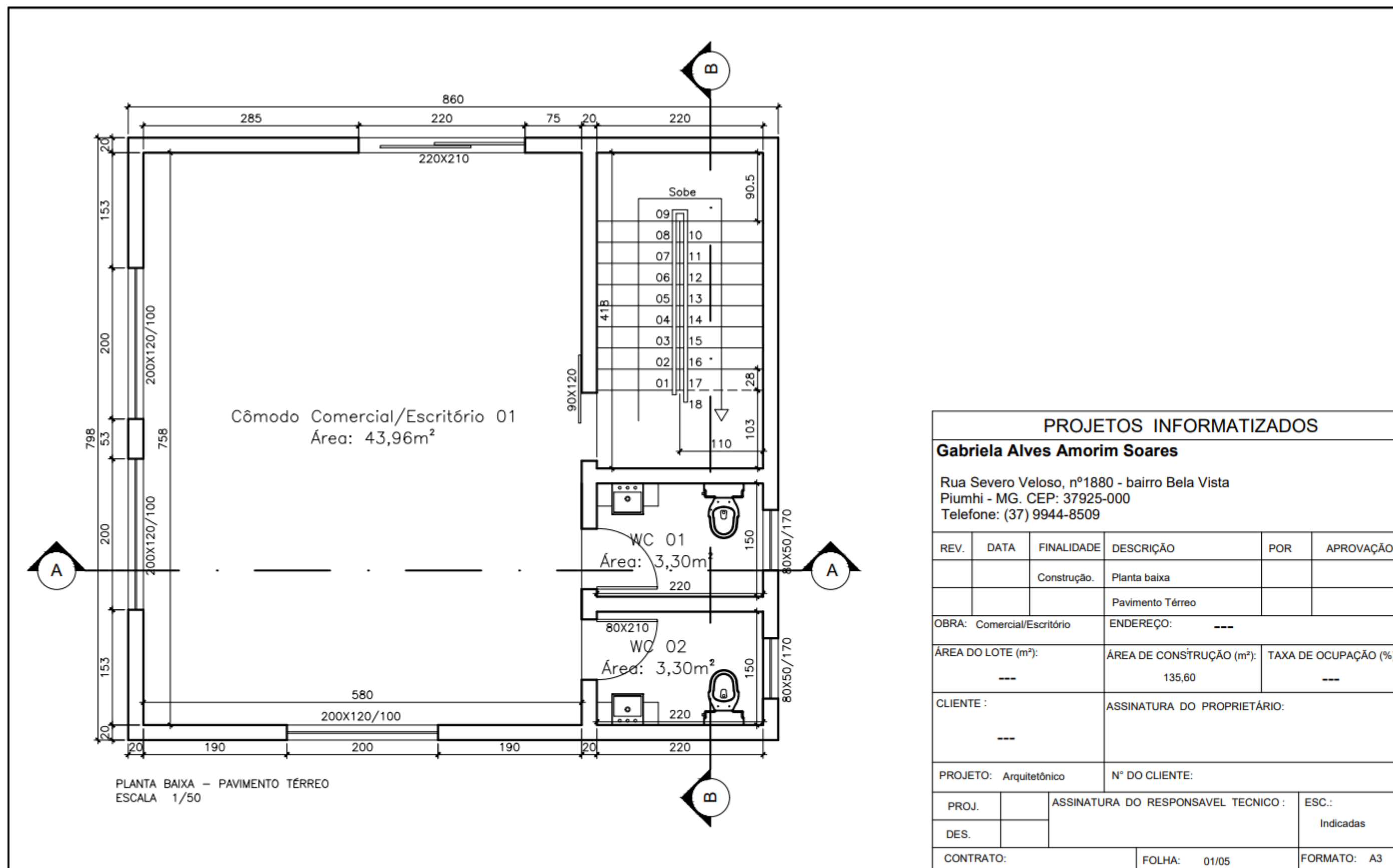
Dados Censitários da Cidade de Piumhi/MG. IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Disponível em: <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/mg/piumhi>. Acesso em: 31 mai. 2020.

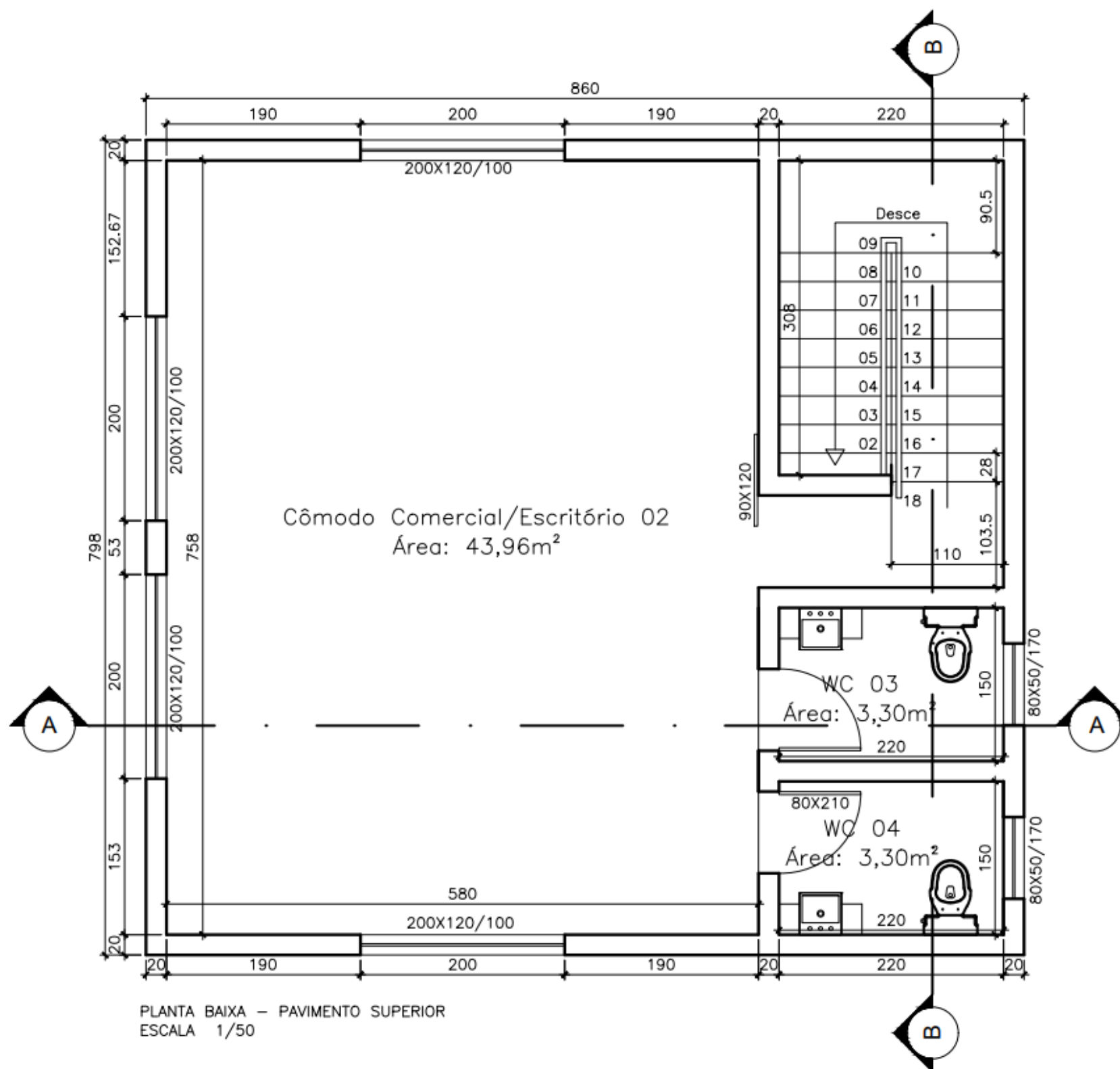
Sobre o Ftool. Disponível em: <https://www.ftool.com.br/Ftool/site/about>. Acesso em: 04 dez. 2019.

CYPECAD - Software para cálculo estrutural e projeto estrutural. MULTIPLUS Softwares Técnicos. 2019. Disponível em: <https://multiplus.com/software/cypecad/index.html>. Acesso em: 04 dez. 2019.

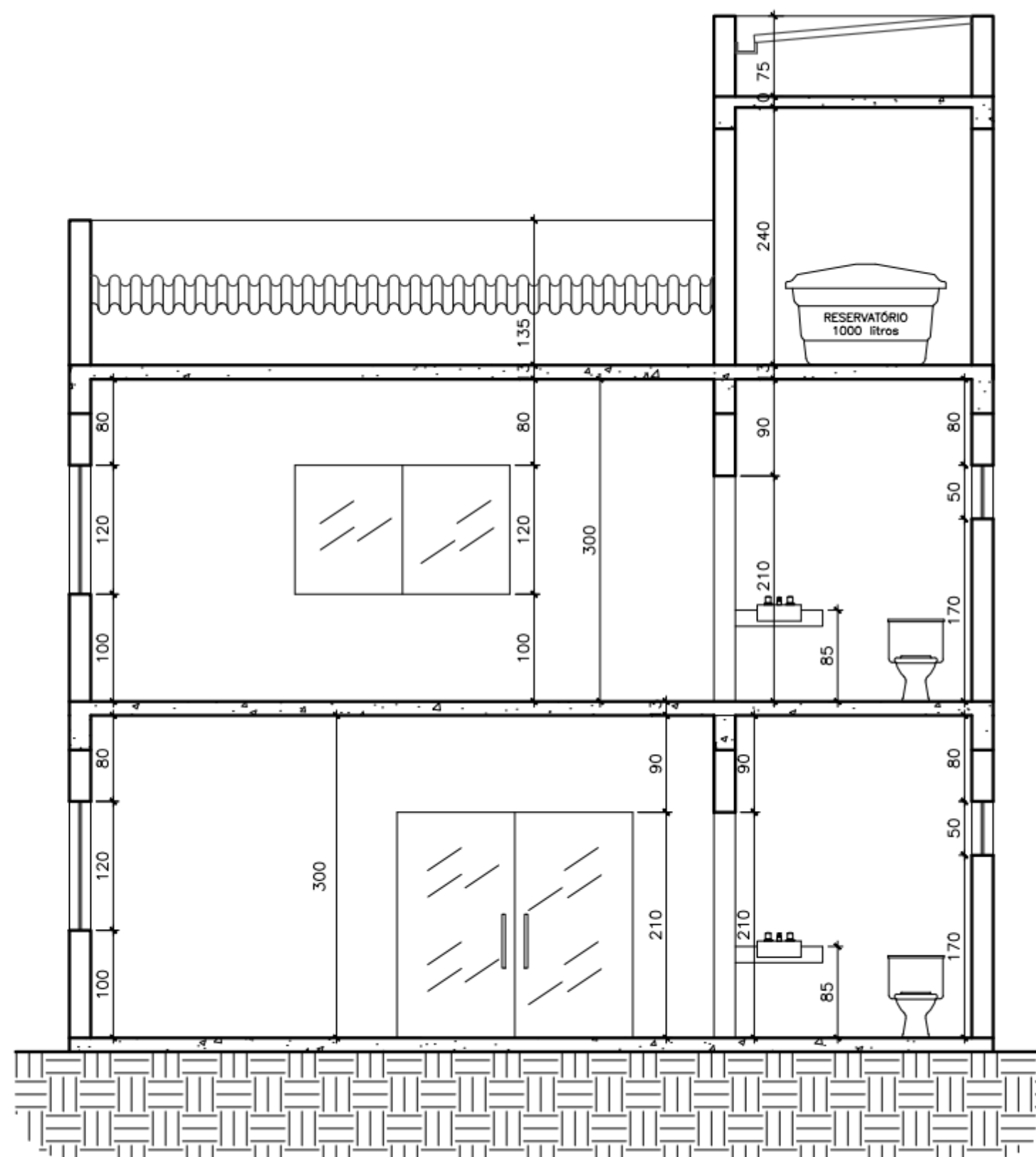
Os 5 Principais Softwares para Cálculo Estrutural. UPCarreira Educação. Disponível em: <https://upcarreira.com/blog/demonstracao-dos-principais-softwares-de-engenharia-estrutural/>. Acesso em: 26 mai. 2020.

APÊNDICE A - PROJETO ARQUITETÔNICO





PROJETOS INFORMATIZADOS					
Gabriela Alves Amorim Soares					
Rua Severo Veloso, nº1880 - bairro Bela Vista Piumhi - MG. CEP: 37925-000 Telefone: (37) 9944-8509					
REV.	DATA	FINALIDADE	DESCRIÇÃO	POR	APROVAÇÃO
		Construção.	Planta baixa		
			Pavimento Superior		
OBRA: Comercial/Escritório			ENDEREÇO: ---		
ÁREA DO LOTE (m²): ---			ÁREA DE CONSTRUÇÃO (m²): 135,60	TAXA DE OCUPAÇÃO (%): ---	
CLIENTE : ---			ASSINATURA DO PROPRIETÁRIO:		
PROJETO: Arquitetônico			Nº DO CLIENTE:		
PROJ.		ASSINATURA DO RESPONSÁVEL TÉCNICO :			ESC.: Indicadas
DES.					
CONTRATO:			FOLHA: 02/05	FORMATO: A3	



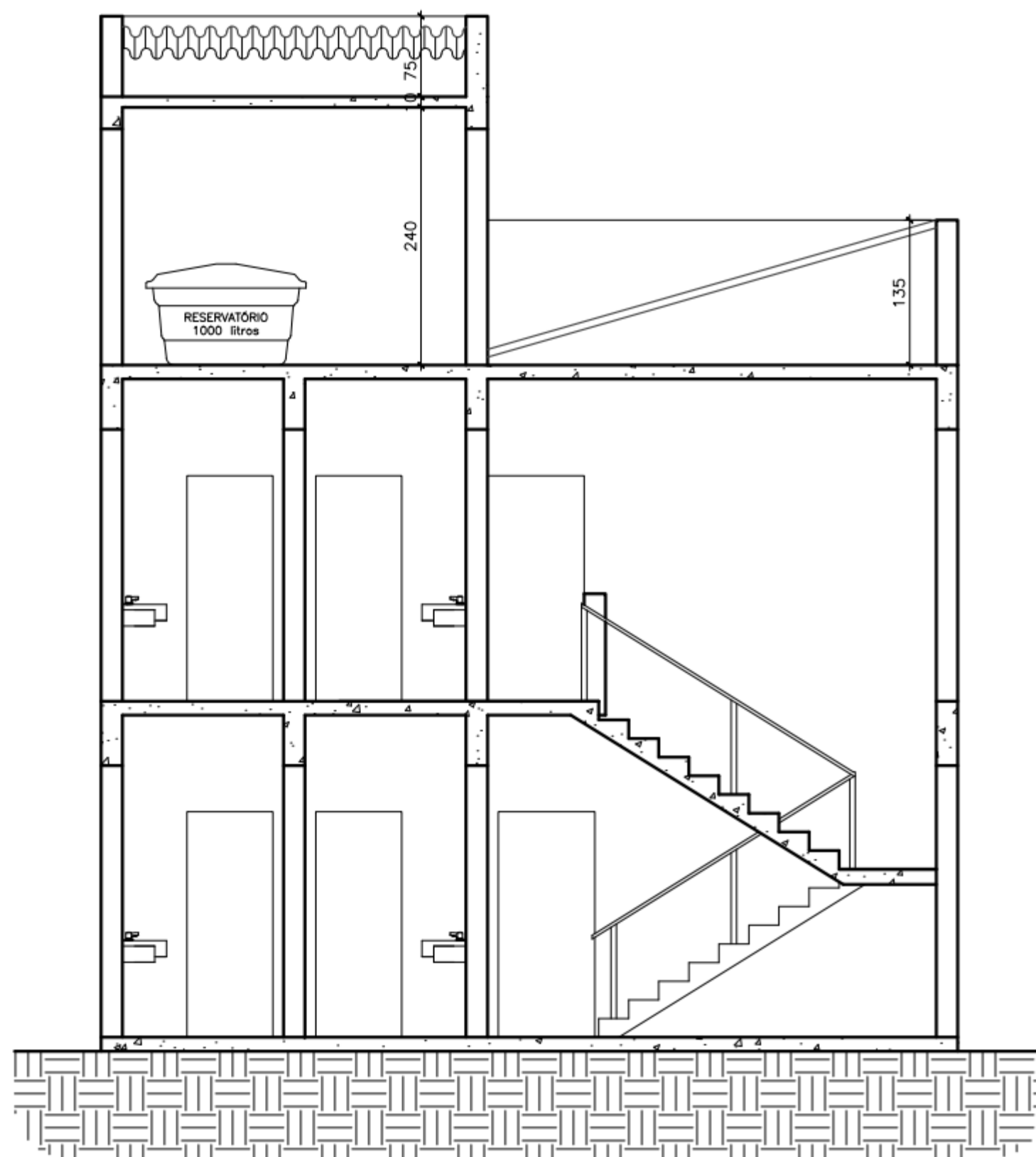
CORTE A-A
ESCALA 1/50

PROJETOS INFORMATIZADOS

Gabriela Alves Amorim Soares

Rua Severo Veloso, nº1880 - bairro Bela Vista
Piumhi - MG. CEP: 37925-000
Telefone: (37) 9944-8509

REV.	DATA	FINALIDADE	DESCRIÇÃO	POR	APROVAÇÃO
		Construção.	Corte AA		
OBRA: Comercial/Escritório			ENDEREÇO: ---		
ÁREA DO LOTE (m²): ---			ÁREA DE CONSTRUÇÃO (m²): 135,60	TAXA DE OCUPAÇÃO (%): ---	
CLIENTE : ---			ASSINATURA DO PROPRIETÁRIO:		
PROJETO: Arquitetônico			Nº DO CLIENTE:		
PROJ.		ASSINATURA DO RESPONSÁVEL TÉCNICO :			ESC.:
DES.					Indicadas
CONTRATO:			FOLHA: 03/05	FORMATO: A1	



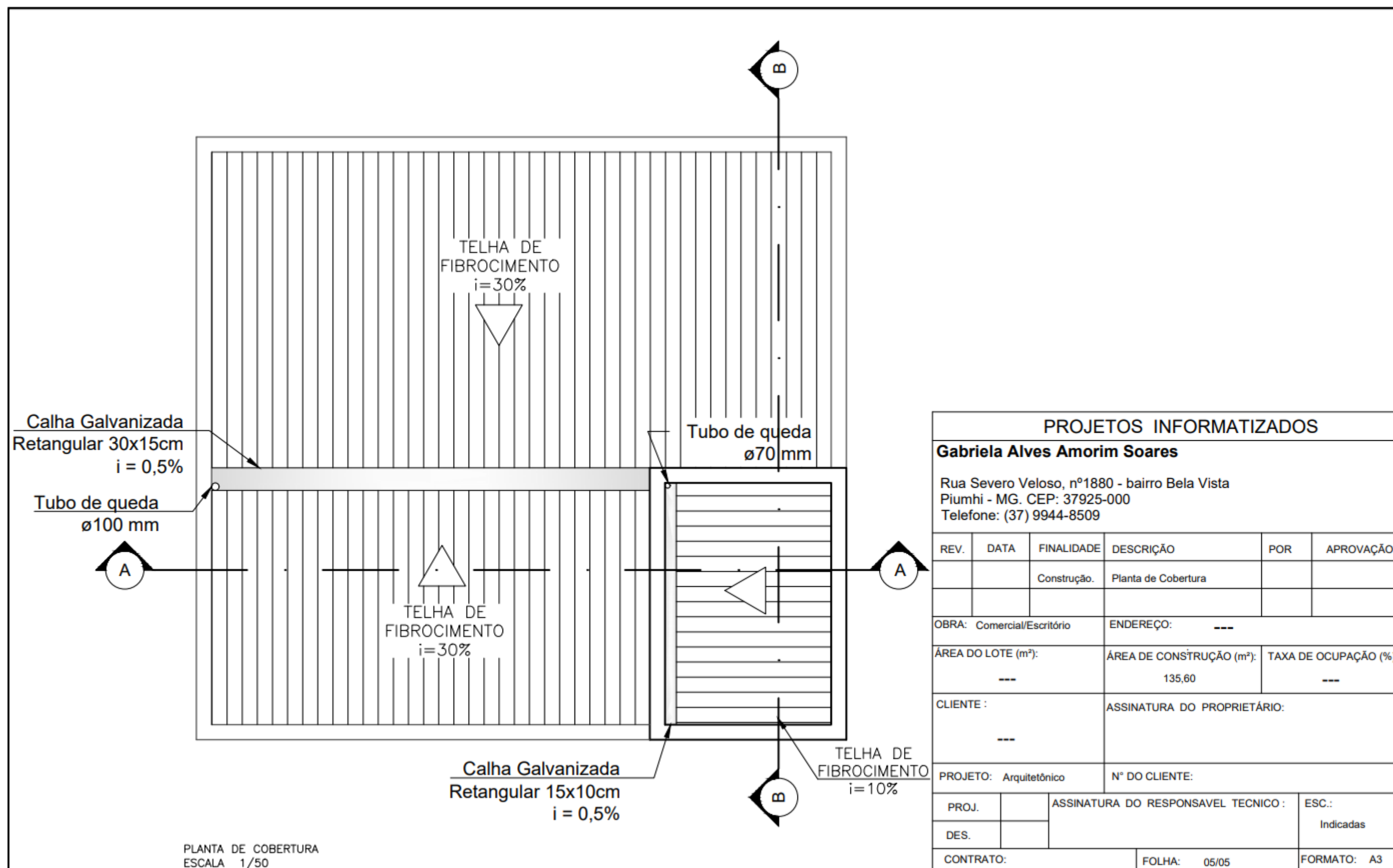
CORTE B-B
ESCALA 1/50

PROJETOS INFORMATIZADOS

Gabriela Alves Amorim Soares

Rua Severo Veloso, nº1880 - bairro Bela Vista
Piumhi - MG. CEP: 37925-000
Telefone: (37) 9944-8509

REV.	DATA	FINALIDADE	DESCRIÇÃO	POR	APROVAÇÃO
		Construção.	Corte BB		
OBRA: Comercial/Escritório			ENDEREÇO: ---		
ÁREA DO LOTE (m²): ---			ÁREA DE CONSTRUÇÃO (m²): 135,60	TAXA DE OCUPAÇÃO (%): ---	
CLIENTE : ---			ASSINATURA DO PROPRIETÁRIO:		
PROJETO: Arquitetônico			Nº DO CLIENTE:		
PROJ.		ASSINATURA DO RESPONSÁVEL TÉCNICO :			ESC.:
DES.					Indicadas
CONTRATO:			FOLHA: 04/05	FORMATO: A3	



APÊNDICE B - LEVANTAMENTO DE CARGAS

- L101 e L102:

0,13*25 kN/m² (espessura da laje* peso próprio do concreto = peso próprio da laje)

1 kN/m² (revestimento)

0,15 kN/m² (gesso)

2,5 kN/m² (carga acidental)

1 kN/m² (divisórias)

$$0,13 * 25 + 1 + 0,15 + 2,5 + 1 = 7,9 \text{ kN/m}^2$$

- L103:

7,9 kN/m² (peso distribuído calculado anteriormente)

$\frac{2,40m * 3m * 2,5kN/m^2}{2,40m * 3,40m}$ (peso da parede)

-1 kN/m² (divisórias)

$$7,9 + \frac{2,40 * 3 * 2,5}{2,40 * 3,40} - 1 = 9,11 \text{ kN/m}^2$$

- L201, L202 e L203:

0,13*25 kN/m² (espessura da laje* peso próprio do concreto = peso próprio da laje)

0,19 kN/m² (cobertura)

0,15 kN/m² (gesso)

1 kN/m² (carga acidental)

$$0,13 * 25 + 0,19 + 0,15 + 1 = 4,59 \text{ kN/m}^2$$

- L204:

0,13*25 kN/m² (espessura da laje* peso próprio do concreto = peso próprio da laje)

0,15 kN/m² (gesso)

1 kN/m² (carga accidental)

$\frac{10kN}{2,40m \times 3,40m}$ (caixa d'água)

$$0,13 * 25 + 0,15 + 1 + \frac{10}{2,40 * 3,40} = 5,63 \text{ kN/m}^2$$

- L301:

0,10*25 kN/m² (espessura da laje* peso próprio do concreto = peso próprio da laje)

0,19 kN/m² (cobertura)

1 kN/m² (carga accidental)

$$0,10 * 25 + 0,19 + 0,15 + 1 = 3,69 \text{ kN/m}^2$$

- Vigas:

Reboco com $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ e espessura de 2,5 cm.

Peso da parede de alvenaria: 2,5 kN/m

Viga de 60 cm: 2,76 kN/m (peso próprio com revestimento)

Viga de 45 cm: 2,06 kN/m (peso próprio com revestimento)

Viga de 30 cm: 1,12 kN/m (peso próprio com revestimento)

Pé direito: 3,0 m no térreo e pavimento superior; e 2,50 m no abrigo da caixa d'água

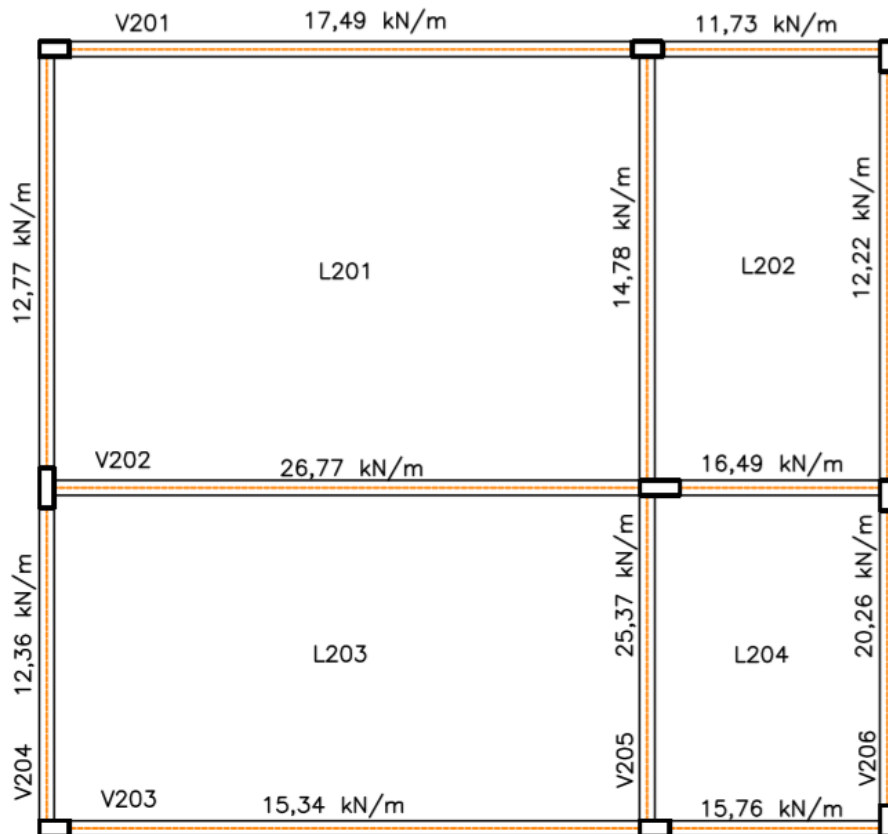
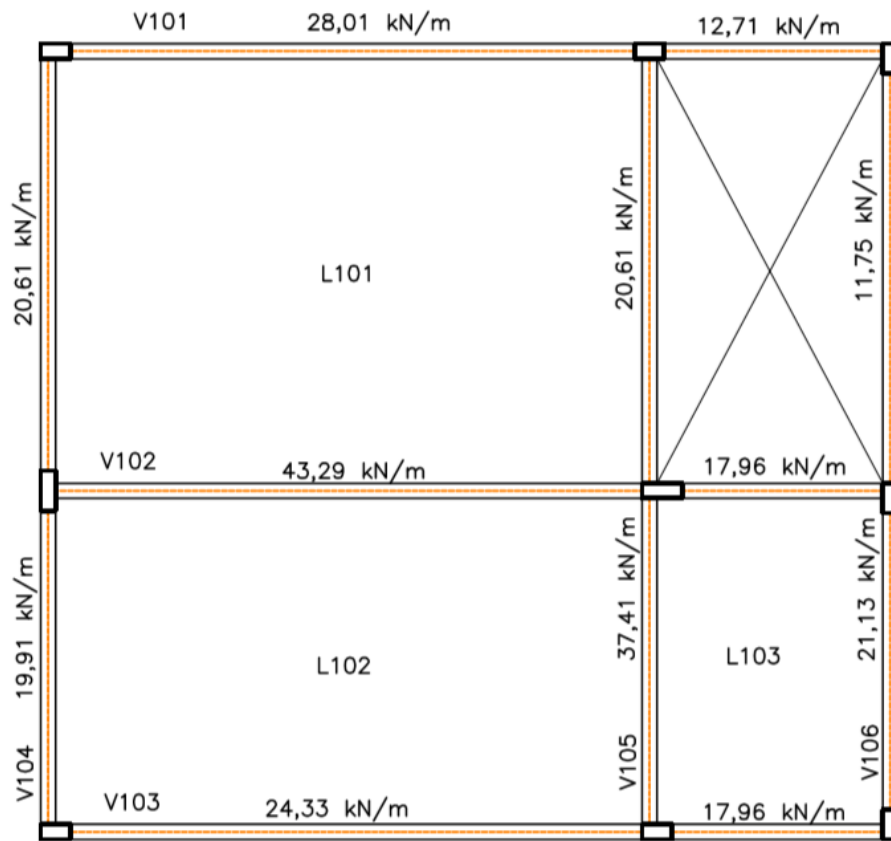
Parede com 2,53 m (3,13-0,6): 6,32 kN/m

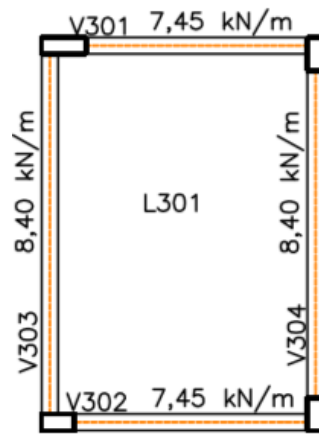
Parede com 2,68 m (3,13-0,45): 6,70 kN/m

Parede com 2,30 m (2,60-0,3): 5,75 kN/m

Platibanda com 1,35 m: 3,38 kN/m (sobre o pavimento superior)

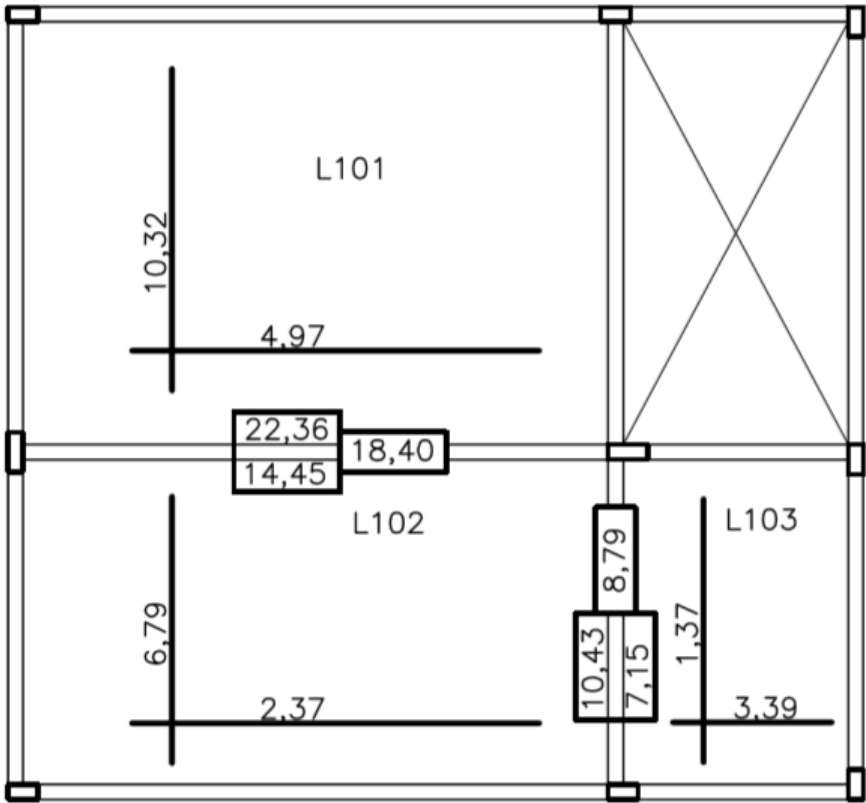
Platibanda com 0,75 m: 1,88 kN/m (sobre o abrigo da caixa d'água)



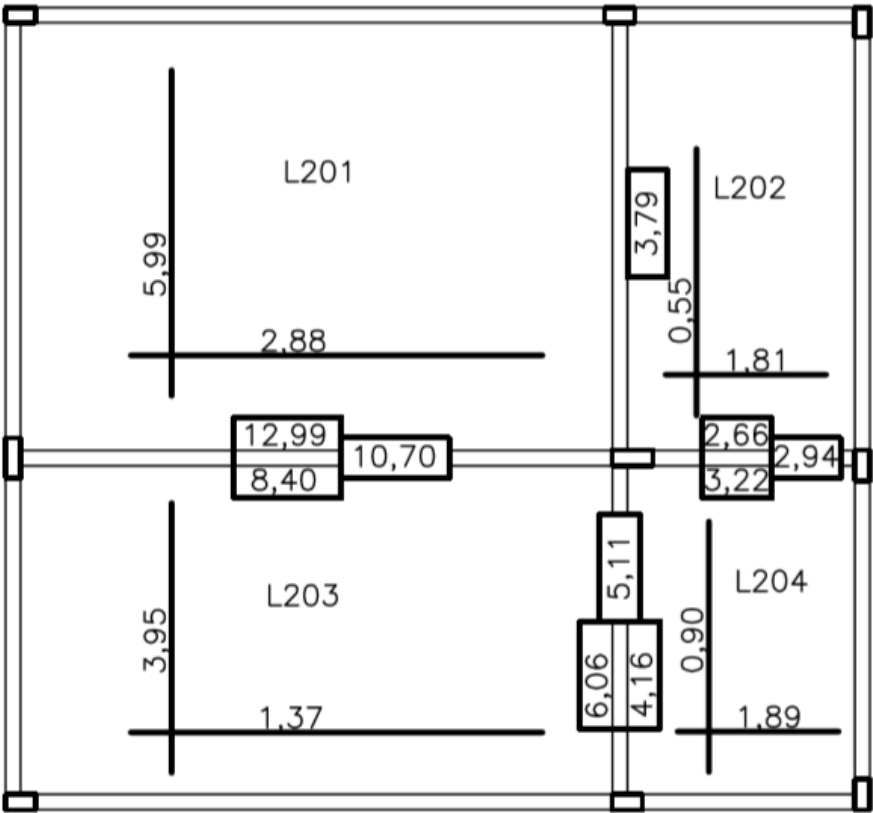


APÊNDICE C - MOMENTOS FLETORES NAS LAJES: PÓRTICOS PLANOS

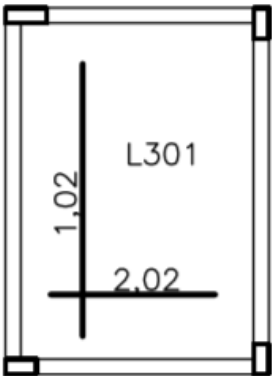
Primeiro Piso - Valores dos momentos dados em $kN \cdot m$.



Cobertura - Valores dos momentos dados em $kN \cdot m$.

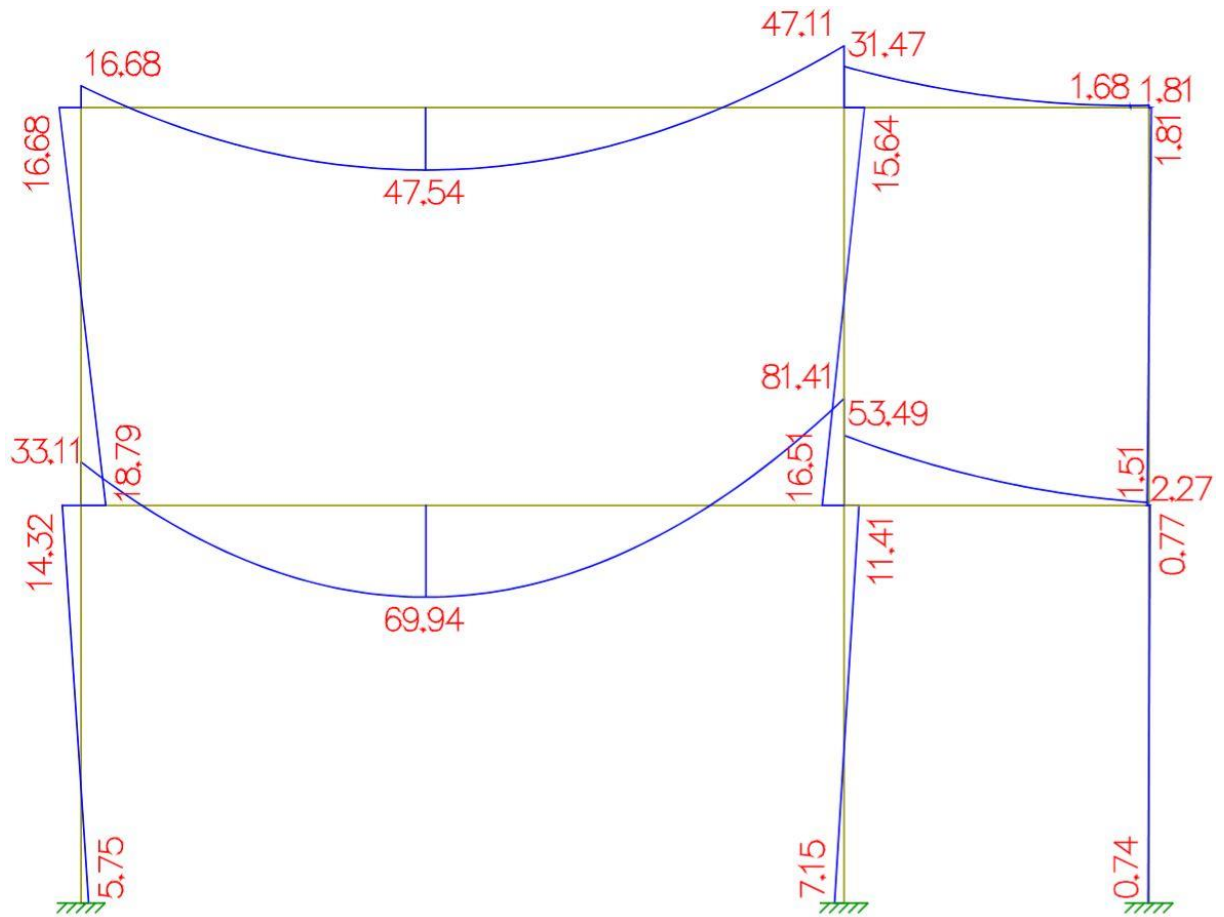


Cobertura Caixa D'água - Valores dos momentos dados em $kN \cdot m$.

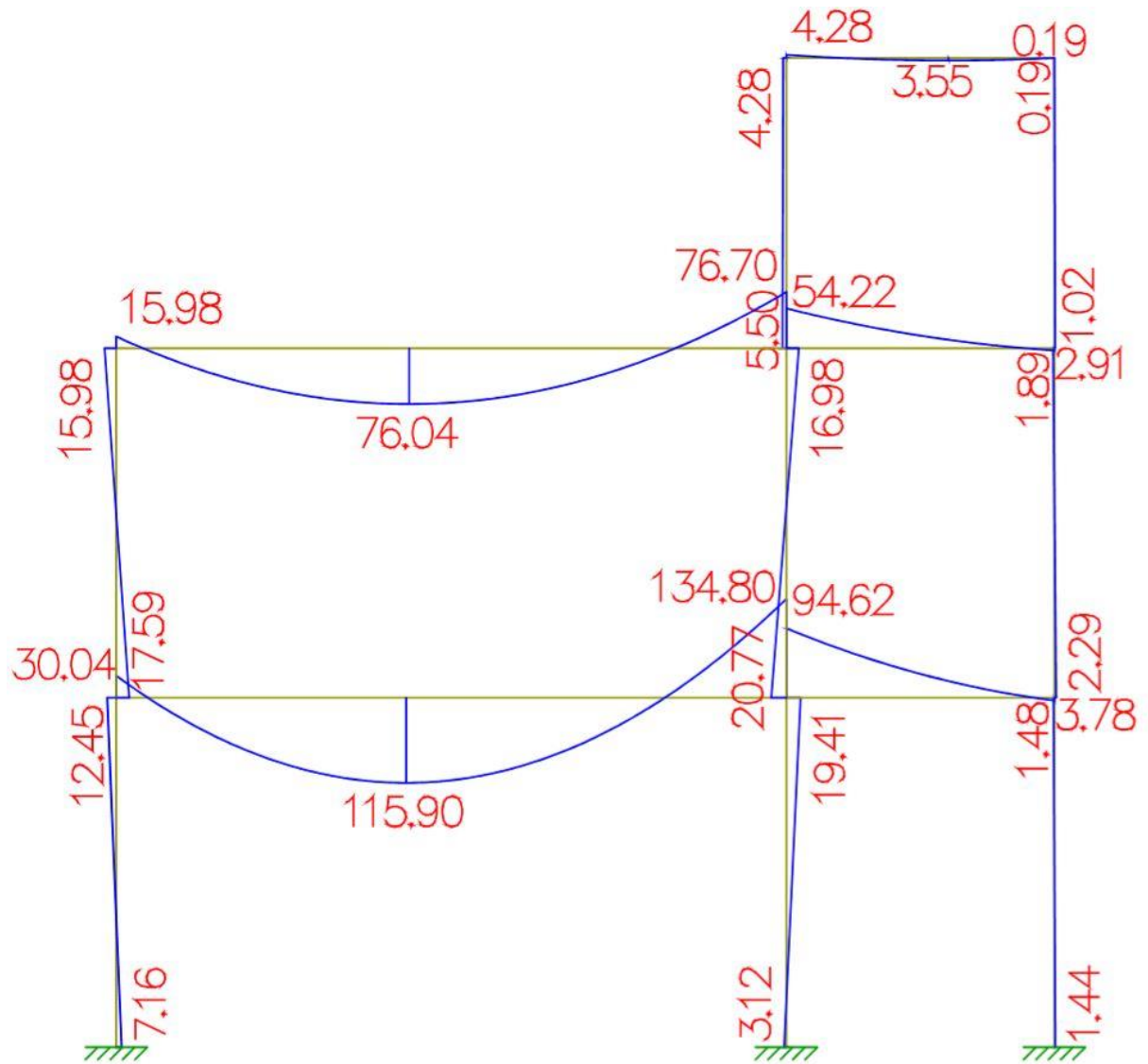


APÊNDICE D – DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLETORES: PÓRTICOS PLANOS

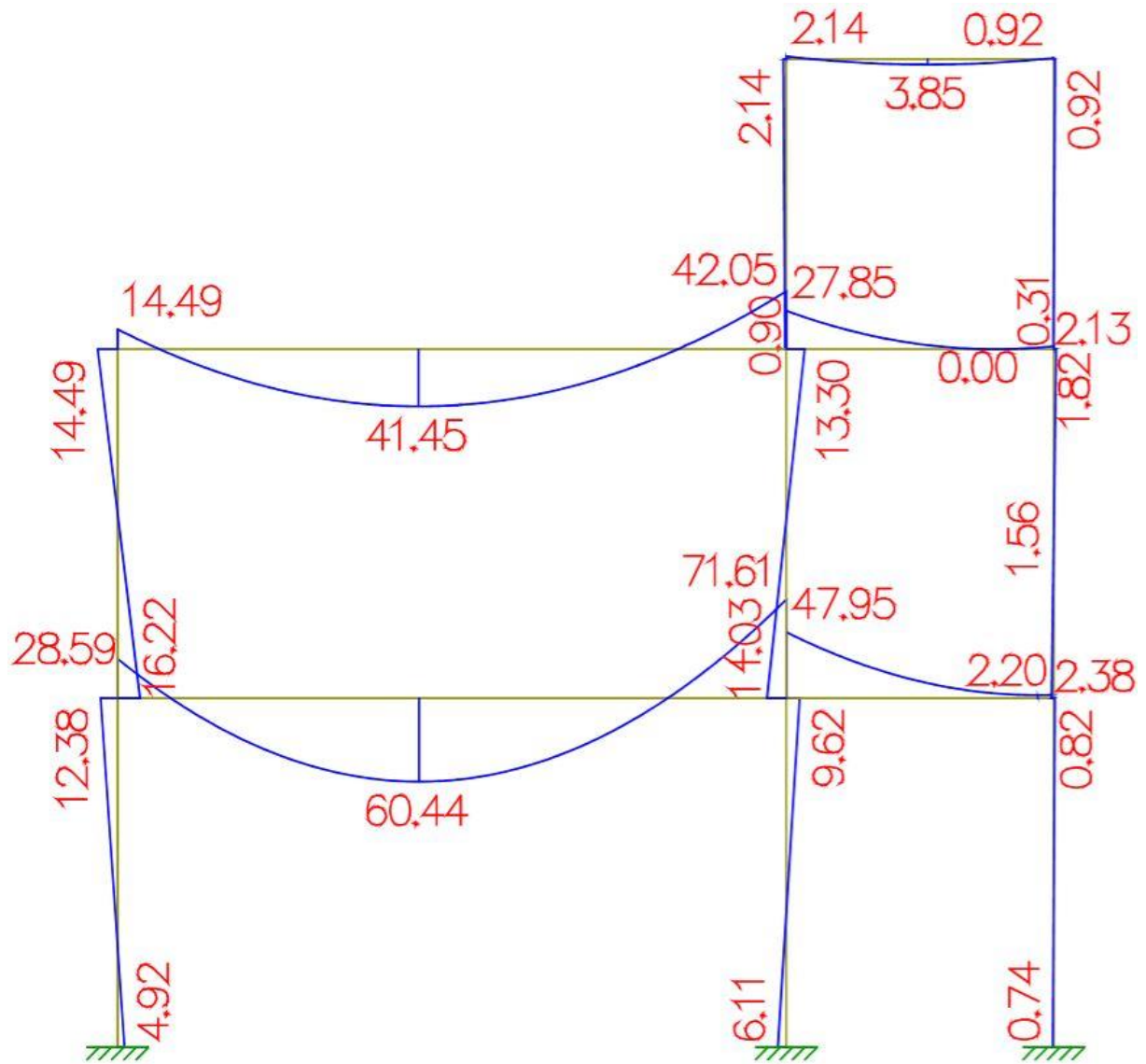
PÓRTICO V101 e V201, P1, P2 e P3. Valores dados em $kN \cdot m$.



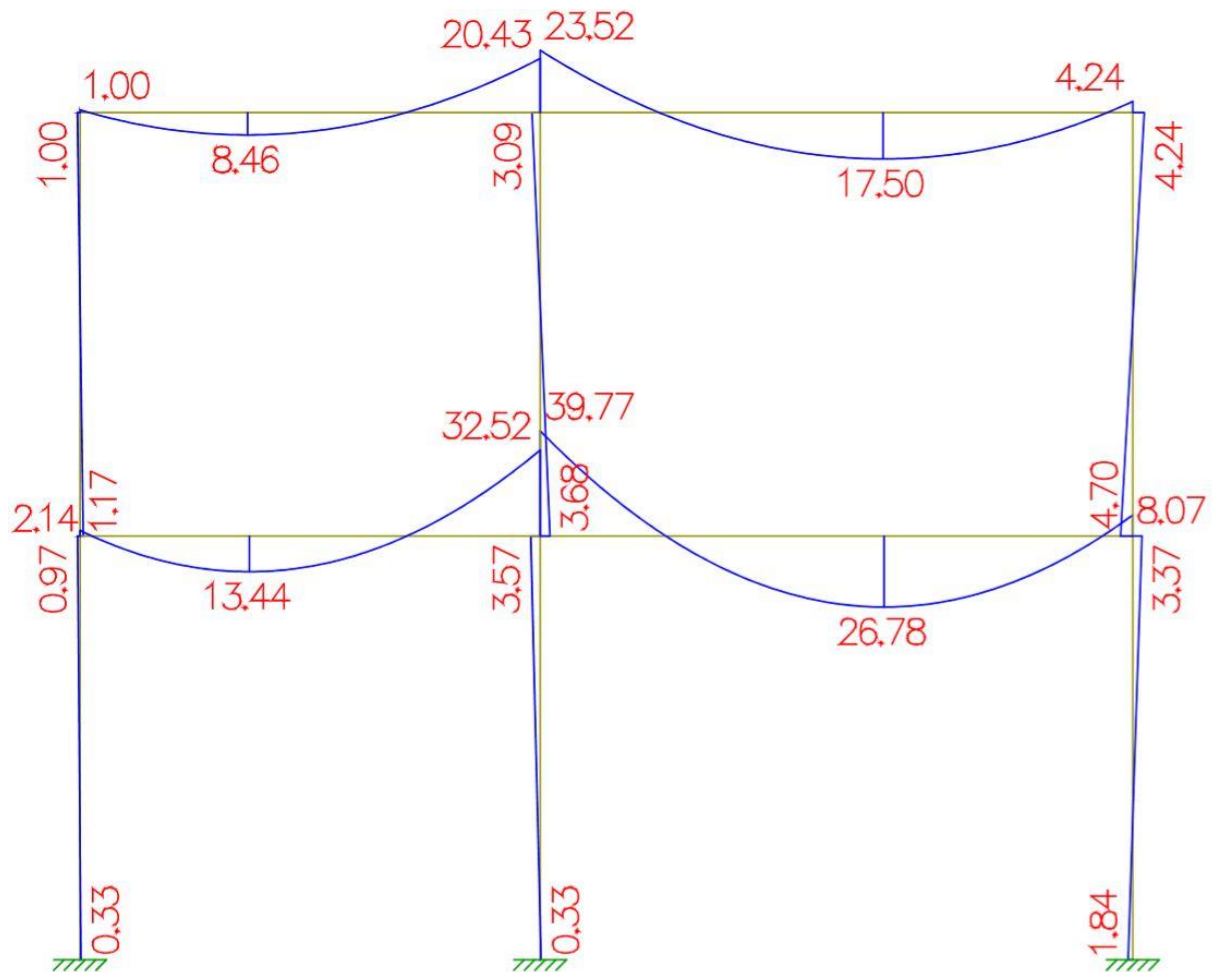
PÓRTICO V102, V202 e V301, P4, P5 e P6. Valores dados em $kN \cdot m$.



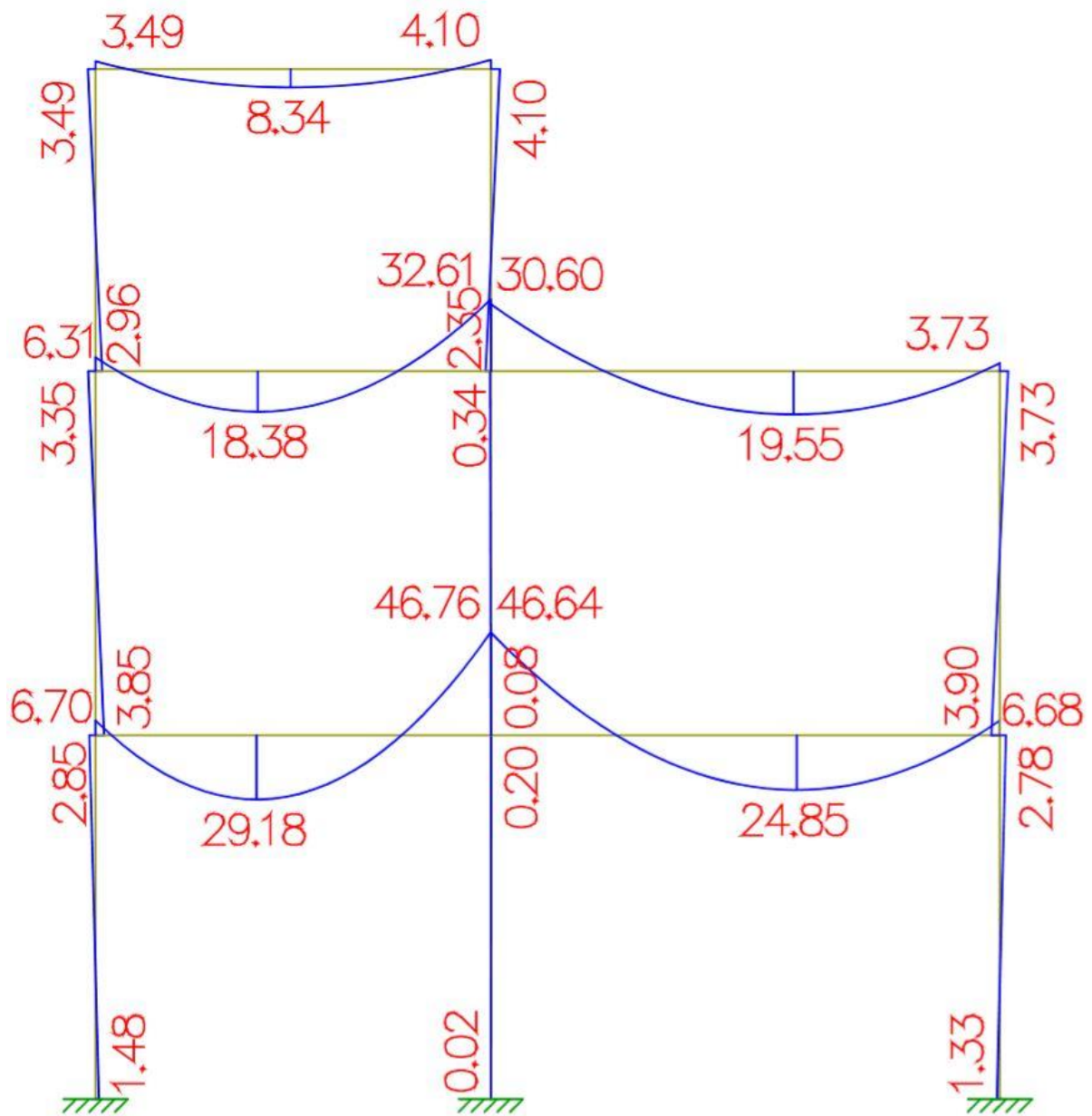
PÓRTICO V103, V203 e V302, P7, P8 e P9. Valores dados em $kN \cdot m$.



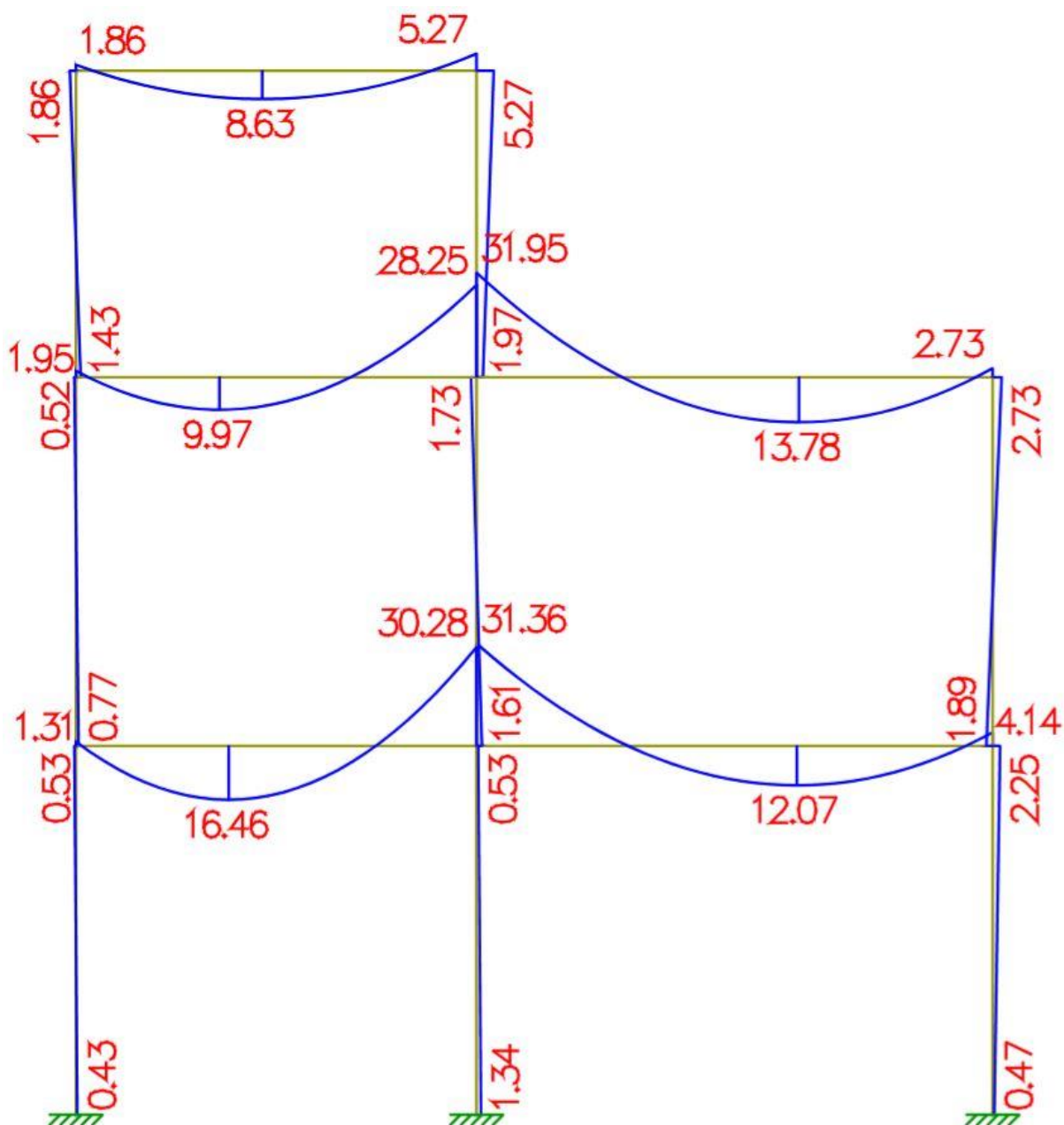
PÓRTICO V104 e V204, P7, P4 e P1. Valores dados em $kN \cdot m$.



PÓRTICO V105, V205 e V303, P8, P5 e P2. Valores dados em $kN \cdot m$.

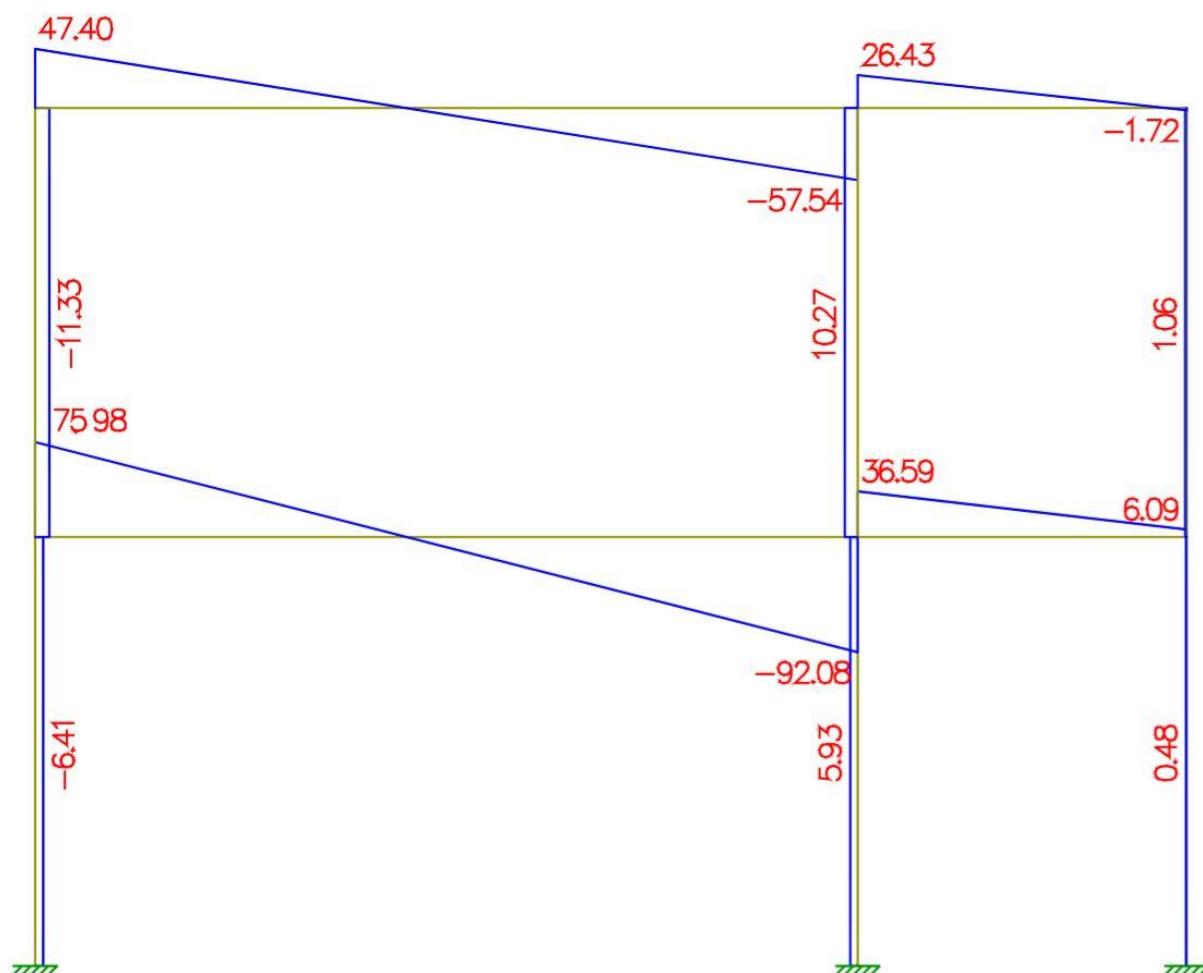


PÓRTICO V106, V206 e V304, P9, P6 e P3. Valores dados em $kN \cdot m$.

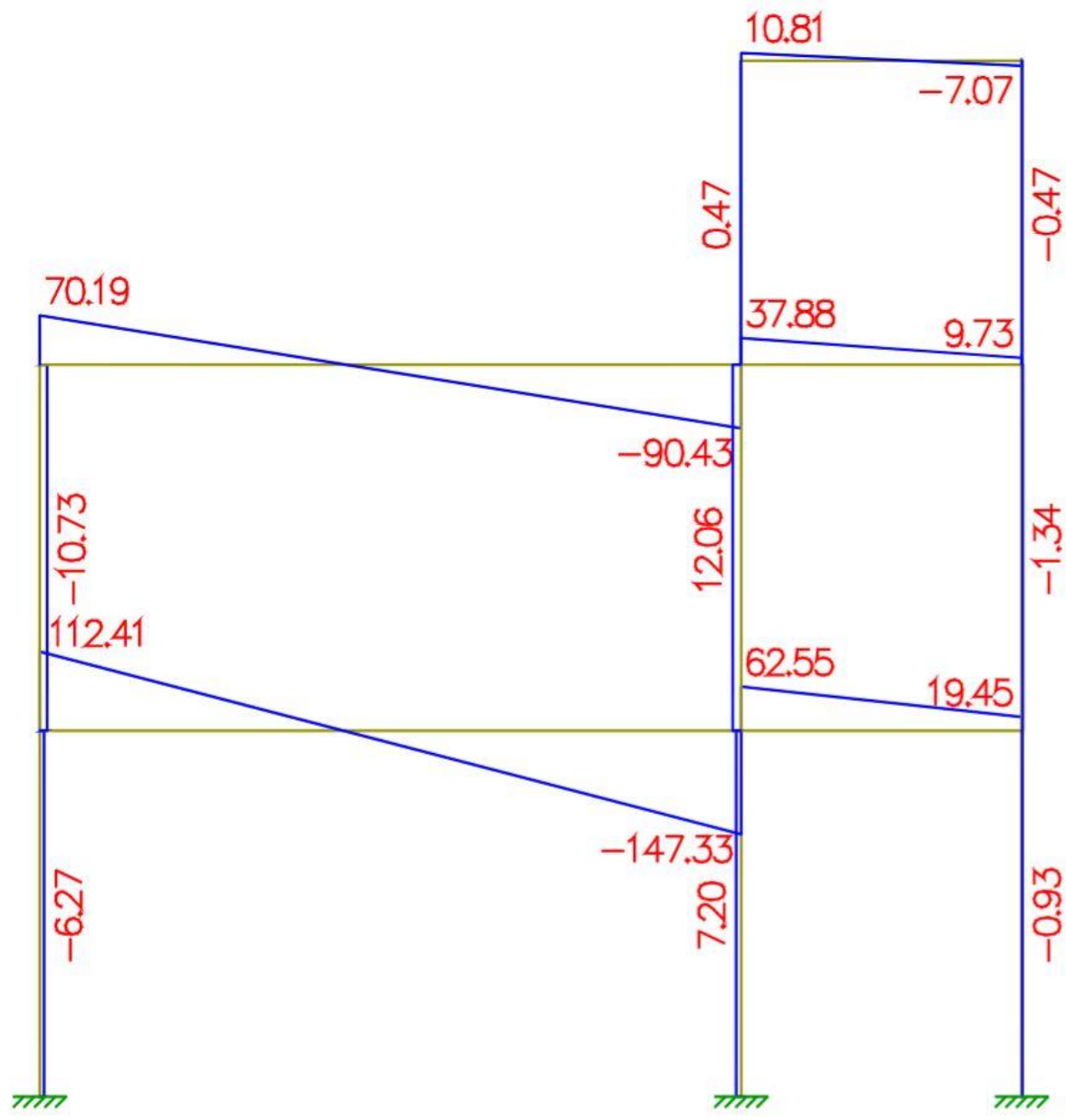


APÊNDICE E – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS CORTANTES: PÓRTICOS PLANOS

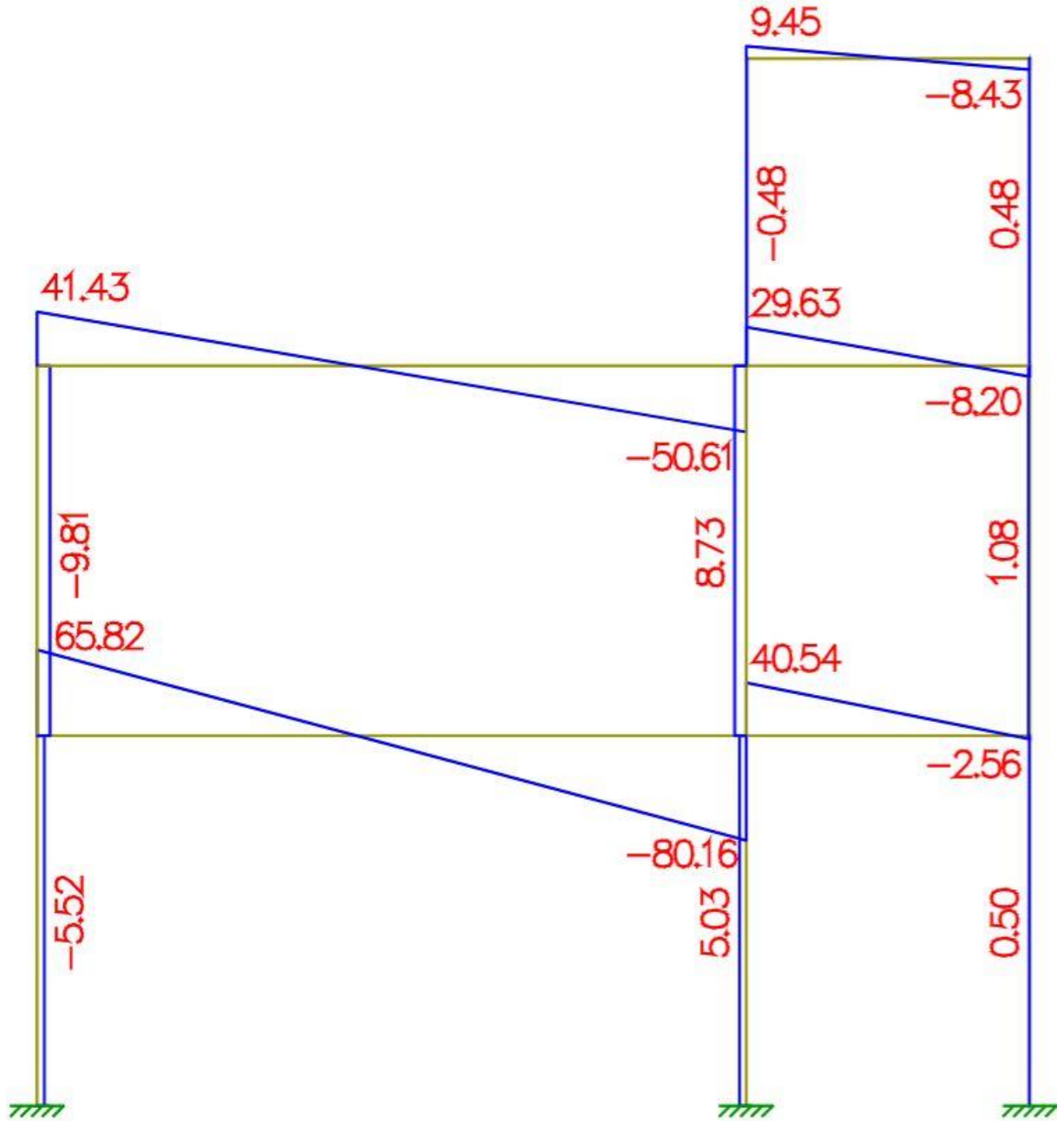
PÓRTICO V101 e V201, P1, P2 e P3. Valores dados em $kN \cdot m$.



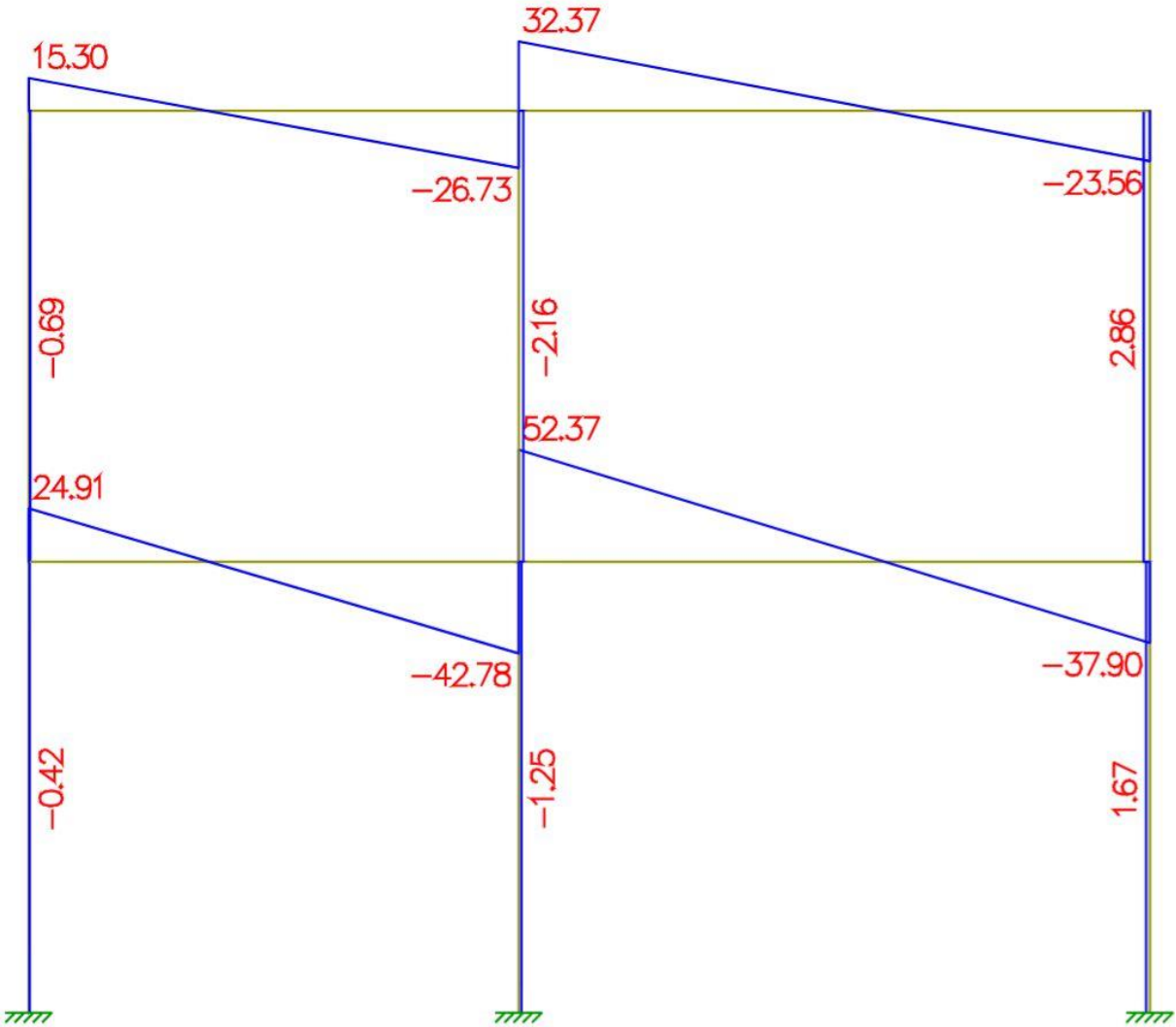
PÓRTICO V102, V202 e V301, P4, P5 e P6. Valores dados em $kN \cdot m$.



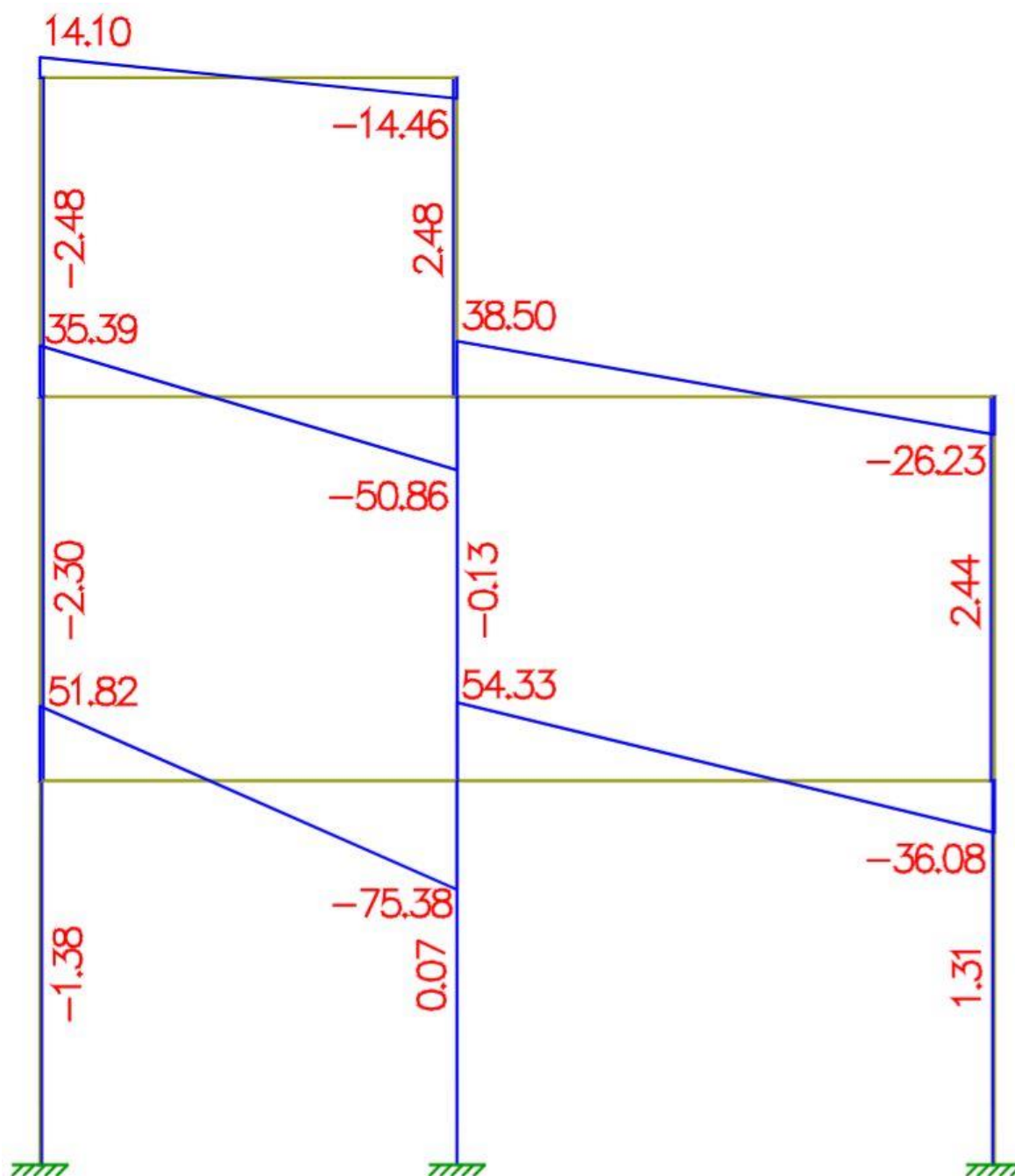
PÓRTICO V103, V203 e V302, P7, P8 e P9. Valores dados em $kN \cdot m$.



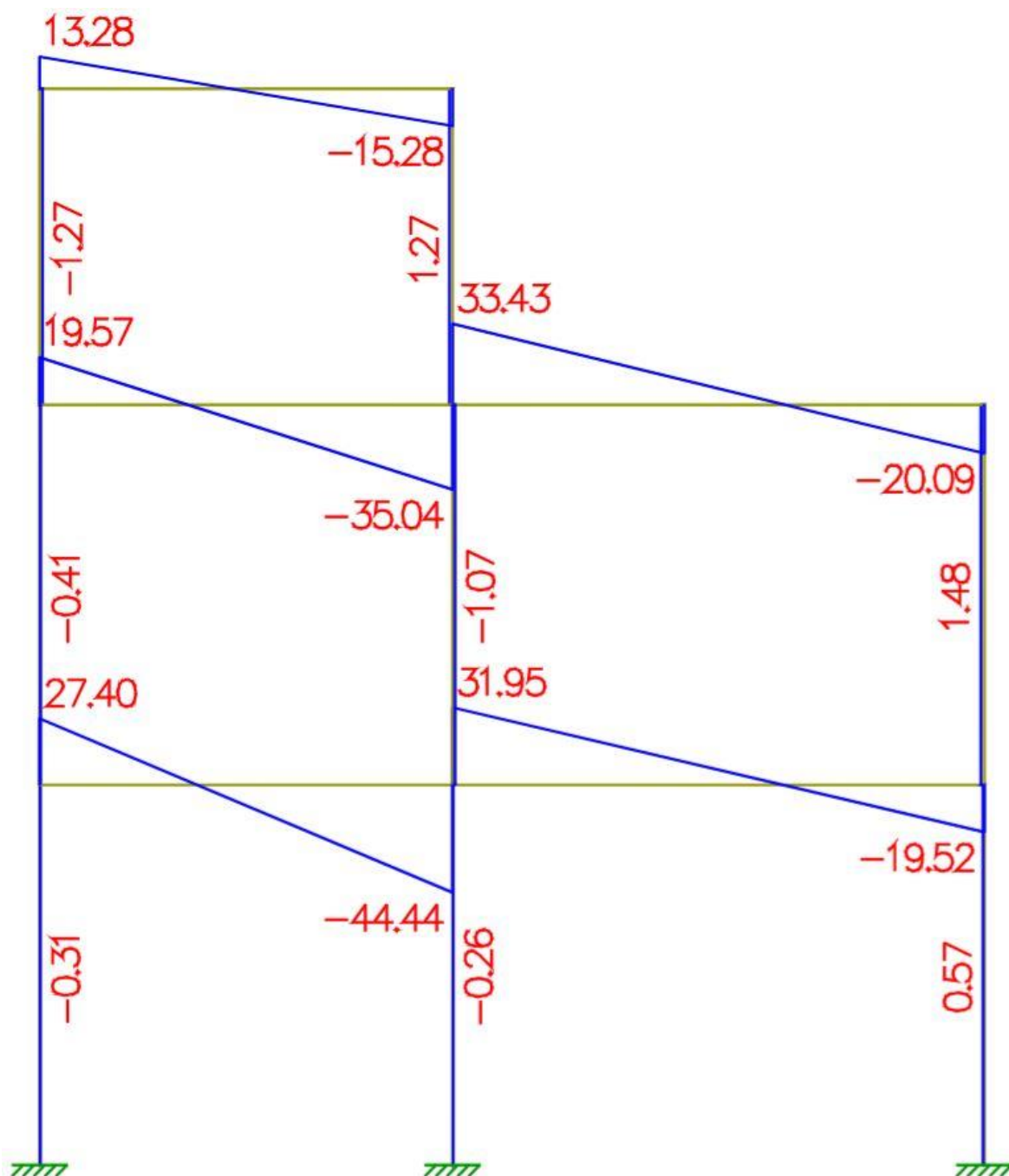
PÓRTICO V104 e V204, P7, P4 e P1. Valores dados em $kN \cdot m$.



PÓRTICO V105, V205 e V303, P8, P5 e P2. Valores dados em $kN \cdot m$.

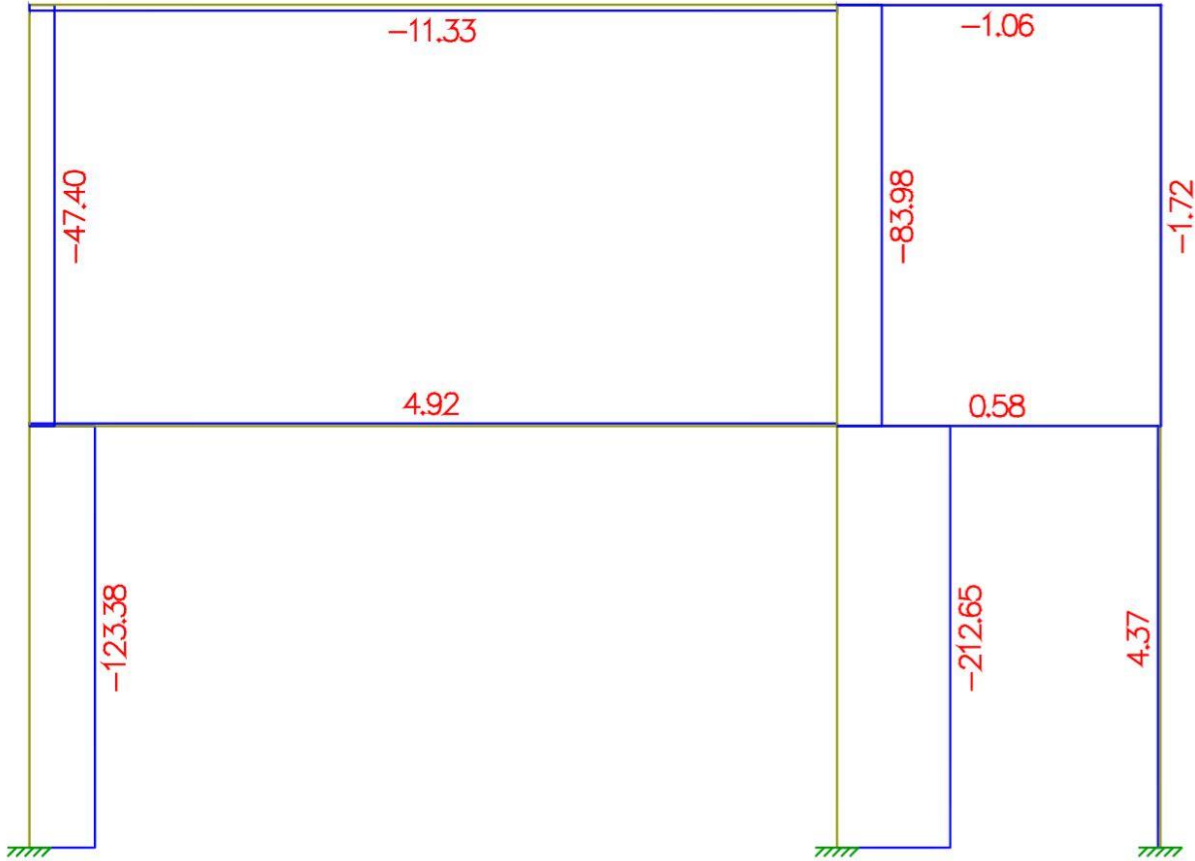


PÓRTICO V106, V206 e V304, P9, P6 e P3. Valores dados em $kN \cdot m$.

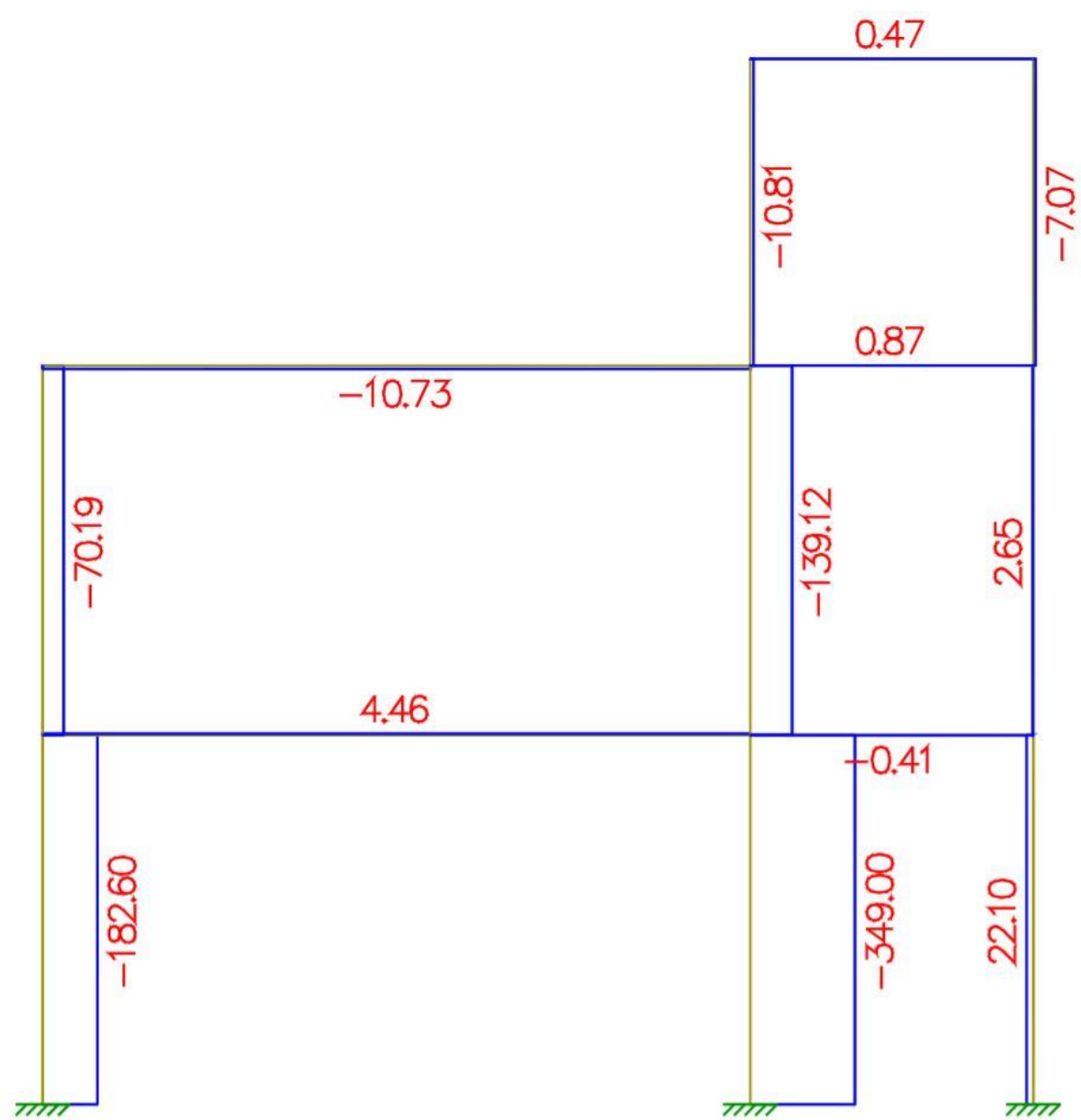


APÊNDICE F – DIAGRAMAS DE ESFORÇOS NORMAIS: PÓRTICOS PLANOS

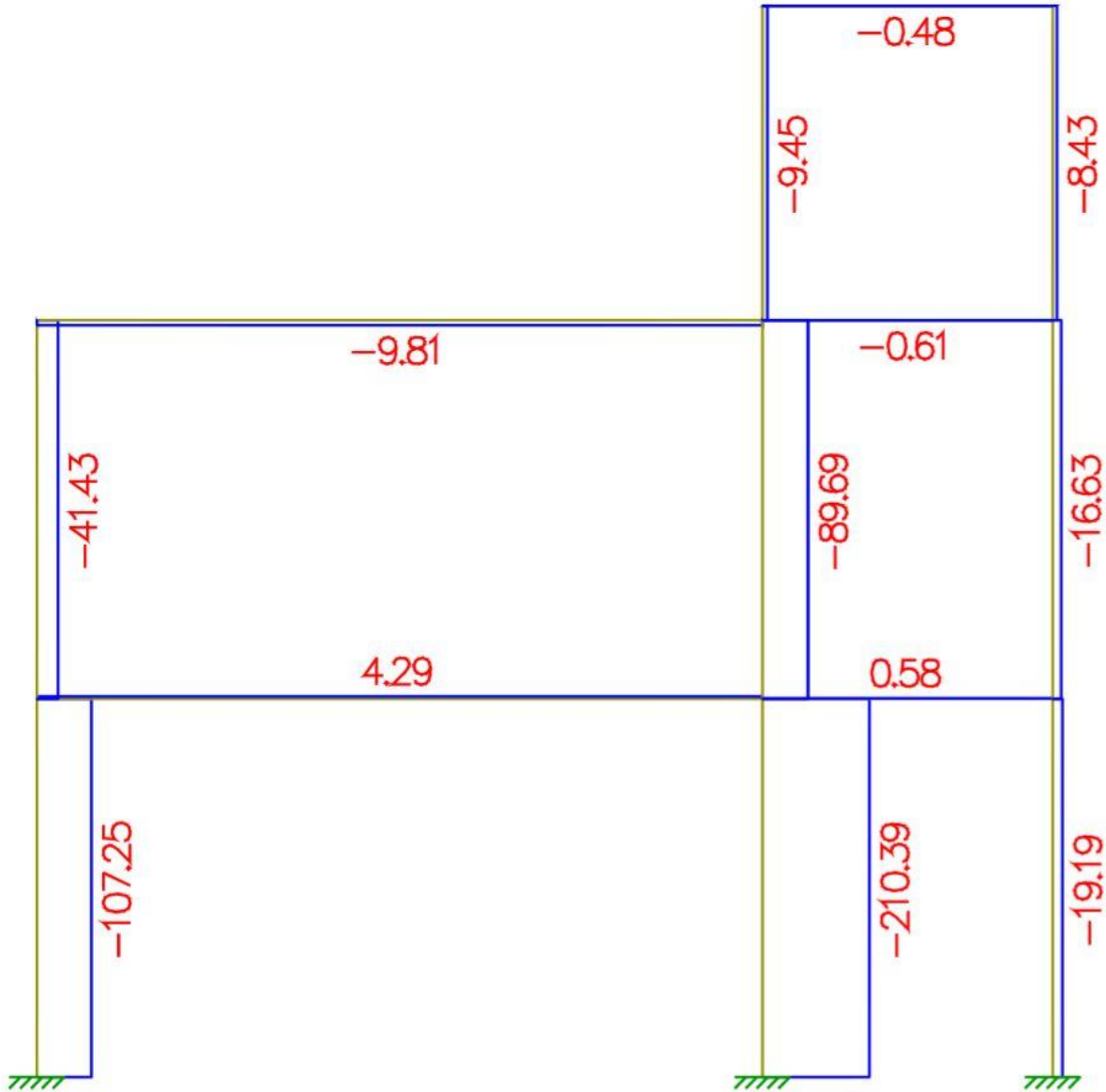
PÓRTICO V101 e V201, P1, P2 e P3. Valores dados em *kN*



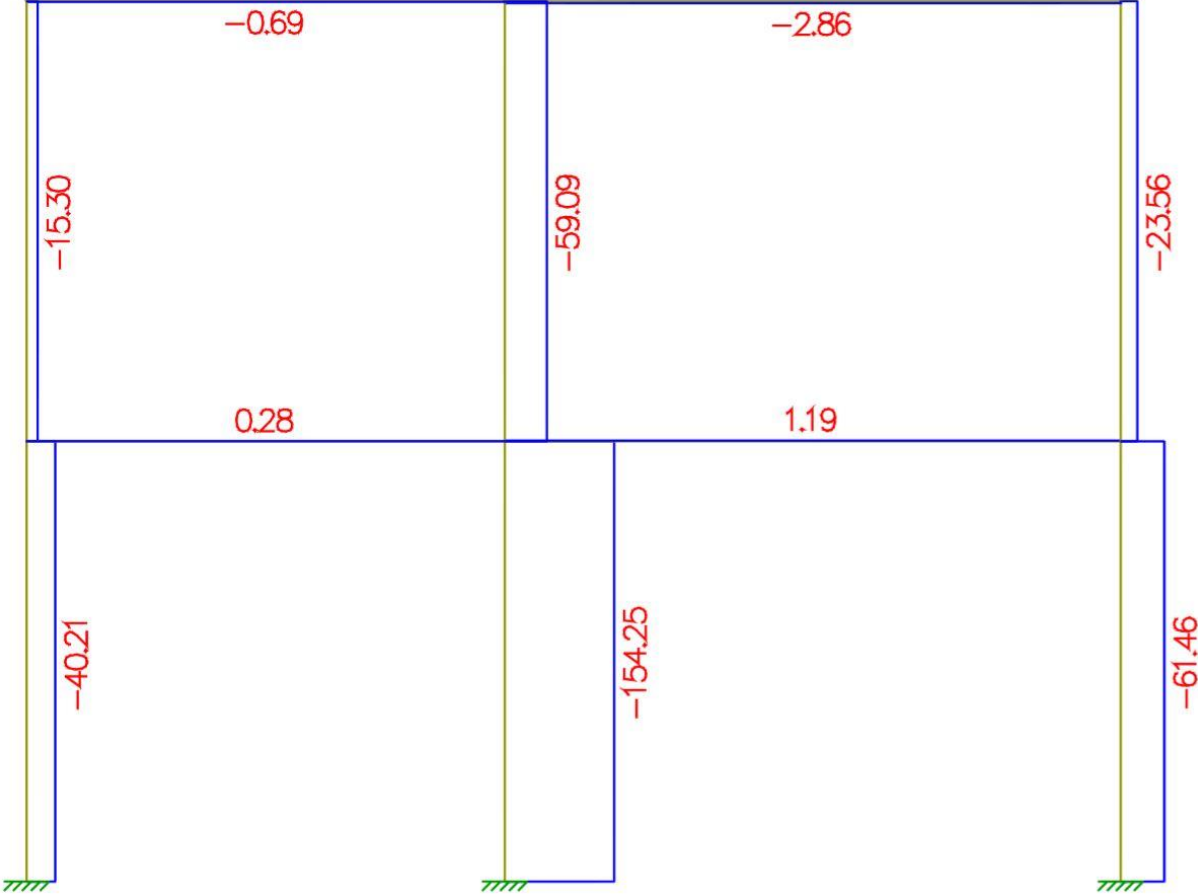
PÓRTICO V102, V202 e V301, P4, P5 e P6. Valores dados em *kN*.



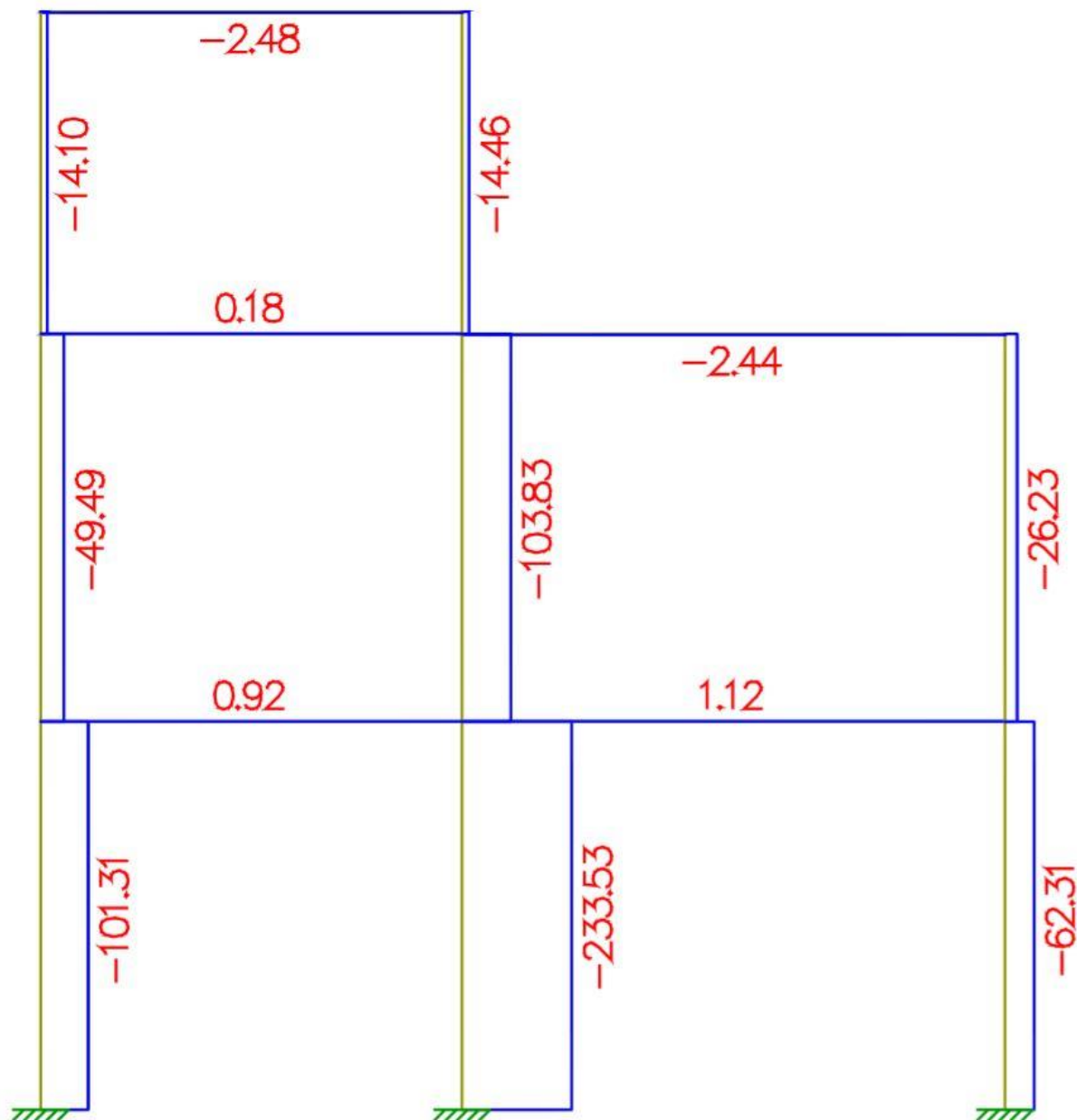
PÓRTICO V103, V203 e V302, P7, P8 e P9. Valores dados em *kN*.



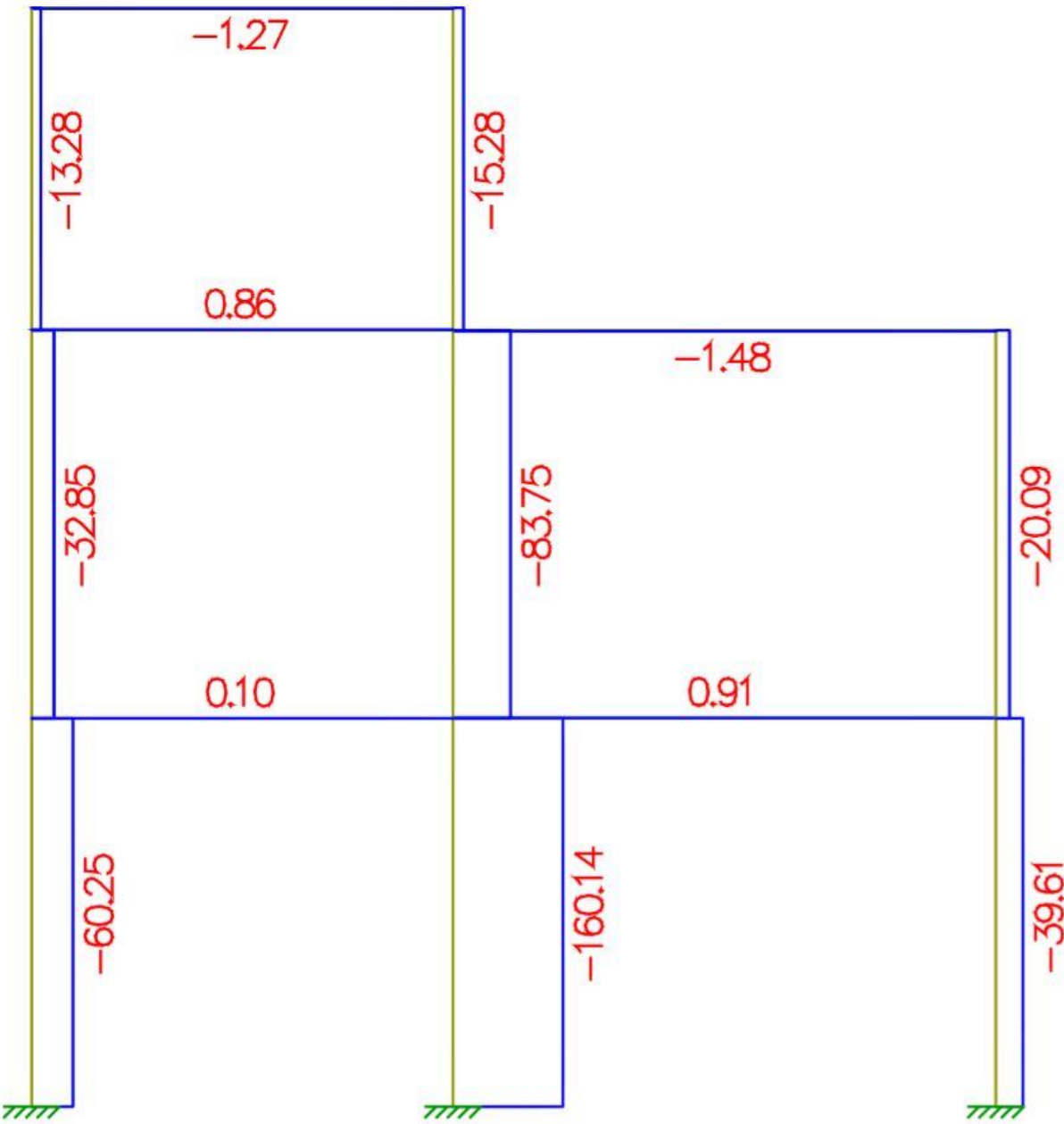
PÓRTICO V104 e V204, P7, P4 e P1. Valores dados em *kN*.



PÓRTICO V105, V205 e V303, P8, P5 e P2. Valores dados em kN.

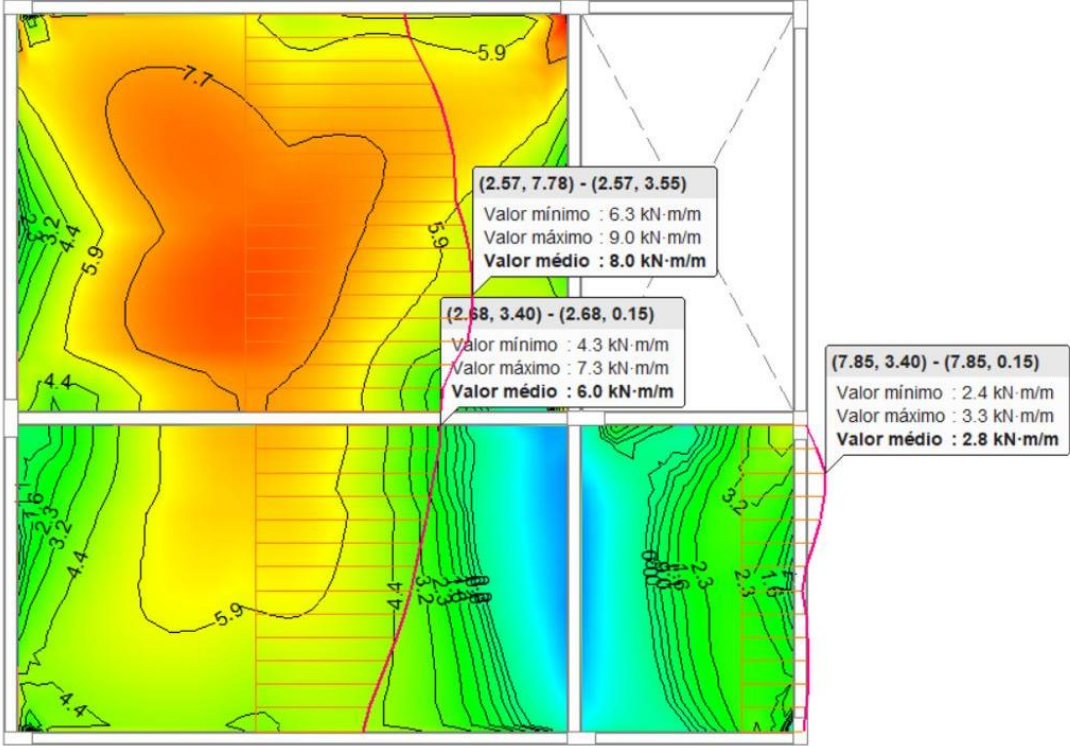


PÓRTICO V106, V206 e V304, P9, P6 e P3. Valores dados em kN.

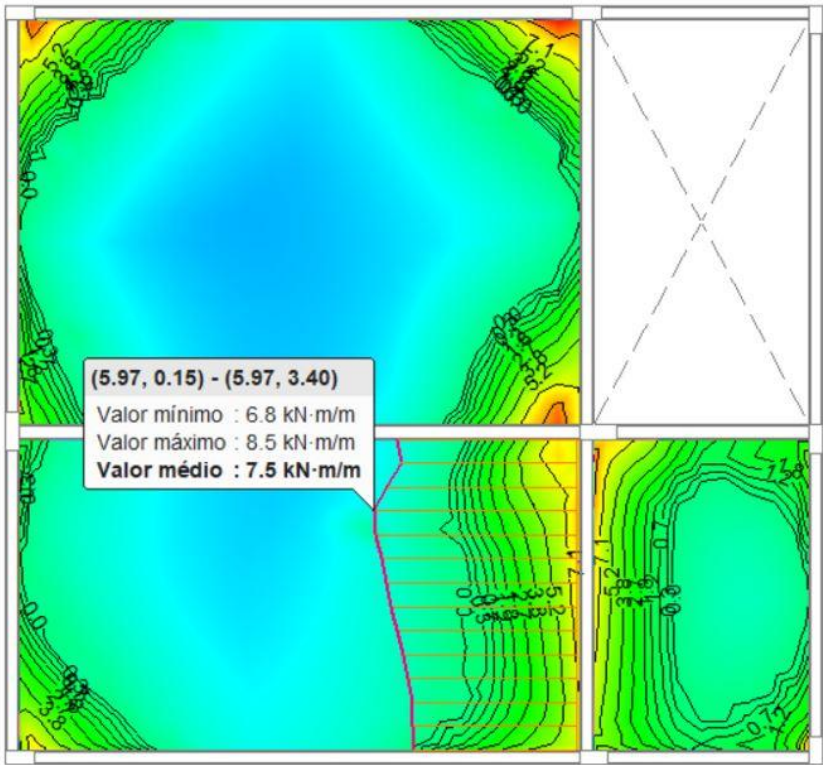


APÊNDICE G - MOMENTOS FLETORES NAS LAJES: CYPECAD

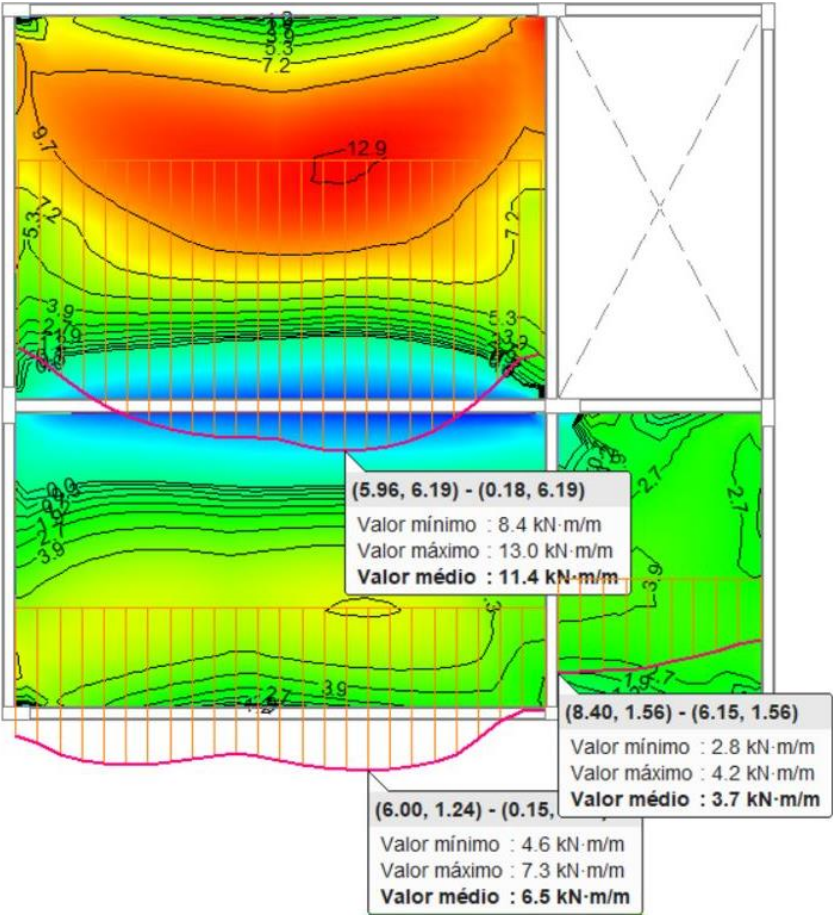
PISO 1 - MOMENTOS NA DIREÇÃO X (+). Valores dados em $kN \cdot m$.



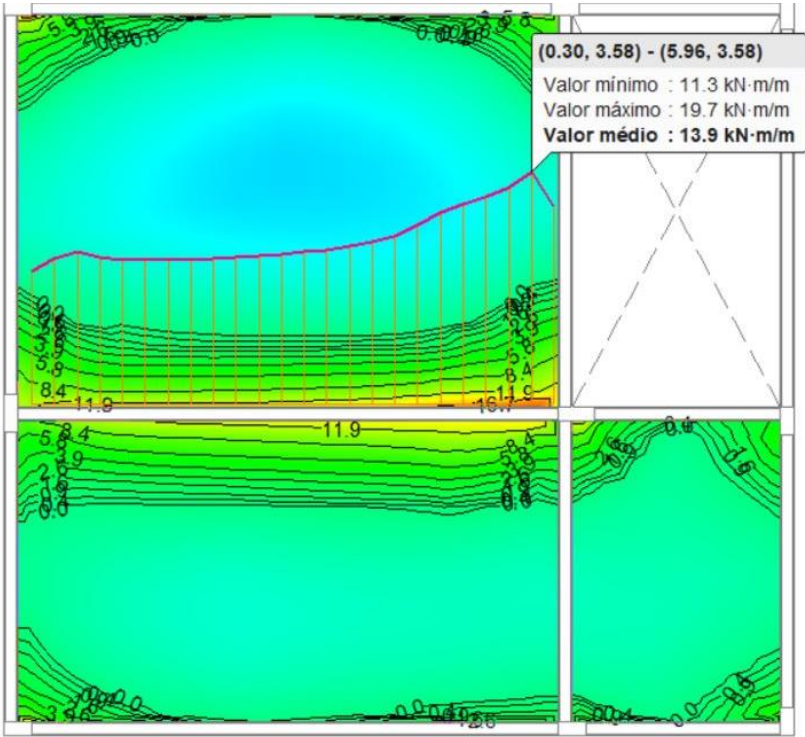
PISO 1 - MOMENTOS NA DIREÇÃO X (-). Valores dados em $kN \cdot m$.



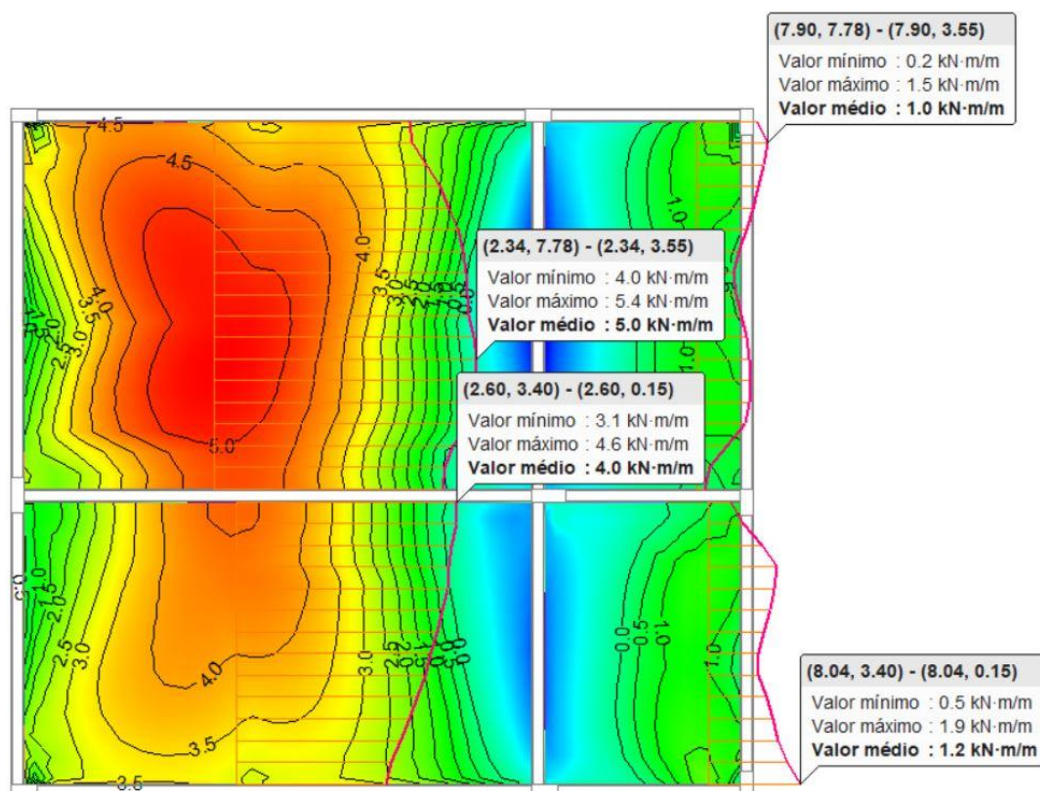
PISO 1 - MOMENTOS NA DIREÇÃO Y (+). Valores dados em $\text{kN} \cdot \text{m}$.



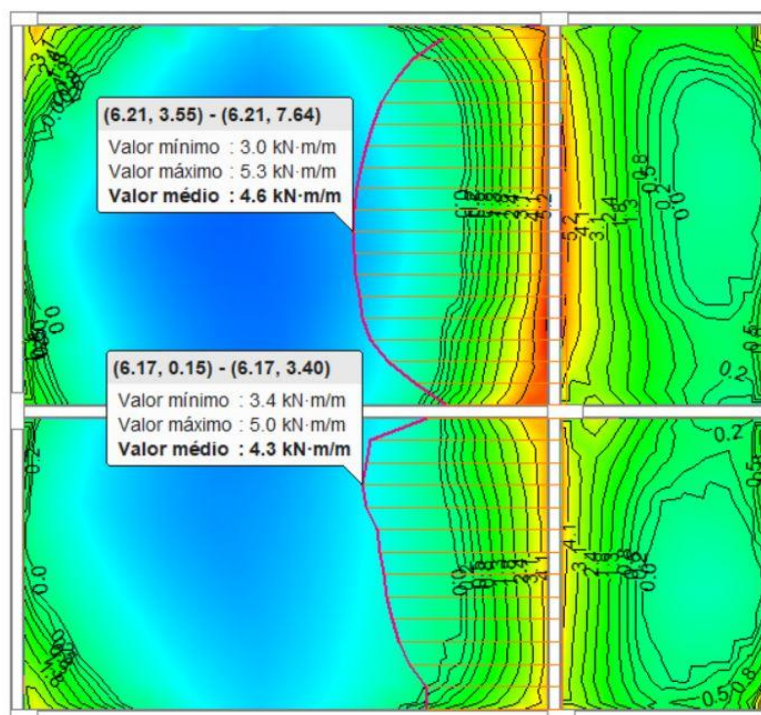
PISO 1 - MOMENTOS NA DIREÇÃO Y (-). Valores dados em $\text{kN} \cdot \text{m}$.



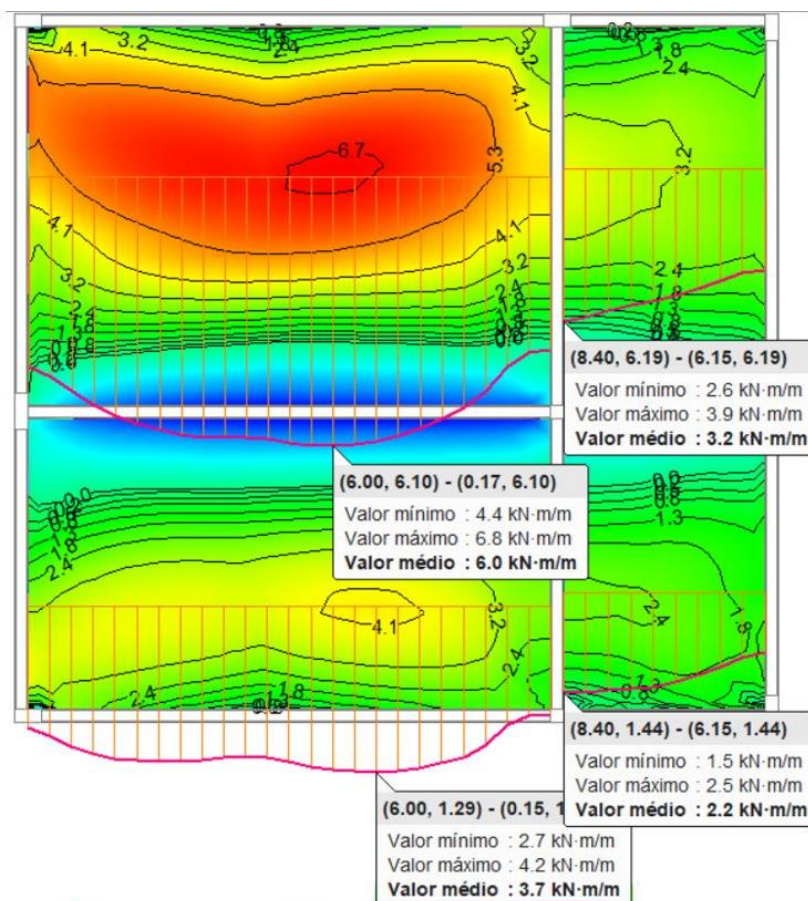
COBERTURA - MOMENTOS NA DIREÇÃO X (+). Valores dados em $\text{kN} \cdot \text{m}$.



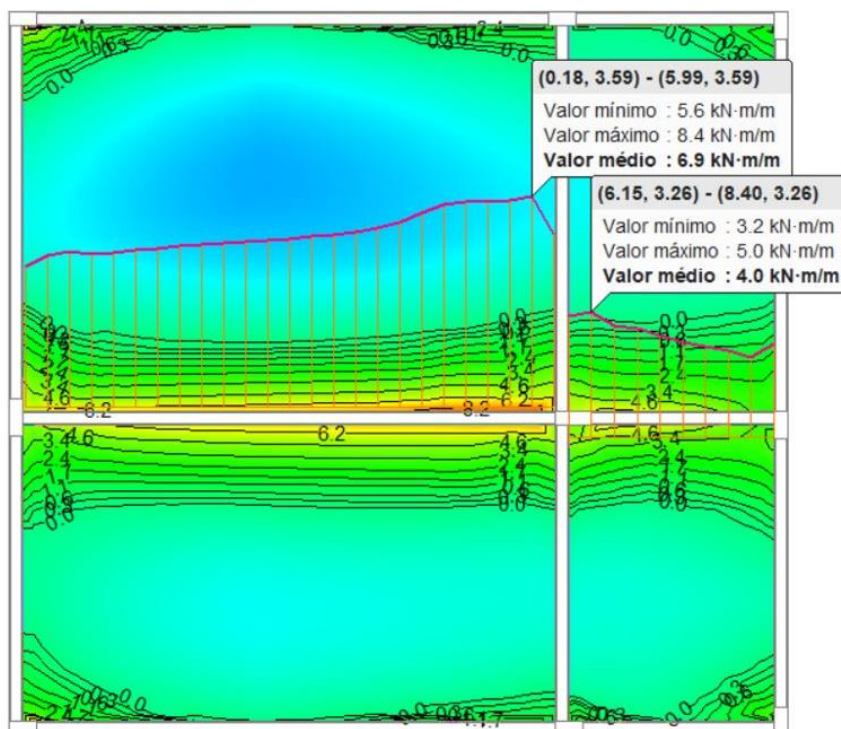
COBERTURA - MOMENTOS NA DIREÇÃO X (-). Valores dados em $\text{kN} \cdot \text{m}$.



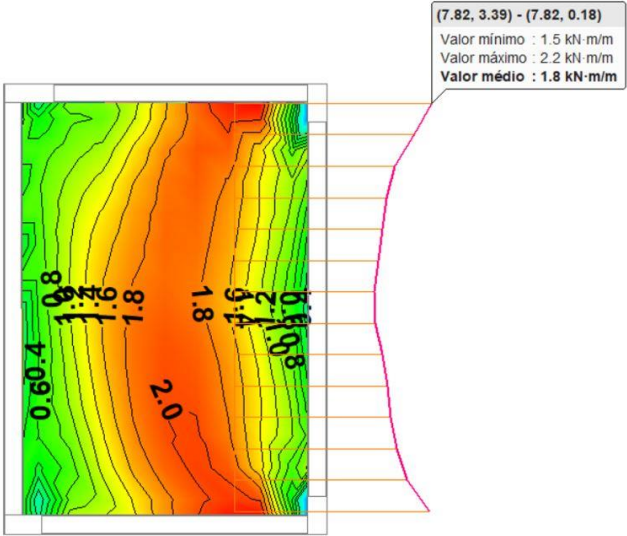
COBERTURA - MOMENTOS NA DIREÇÃO Y (+). Valores dados em $\text{kN} \cdot \text{m}$.



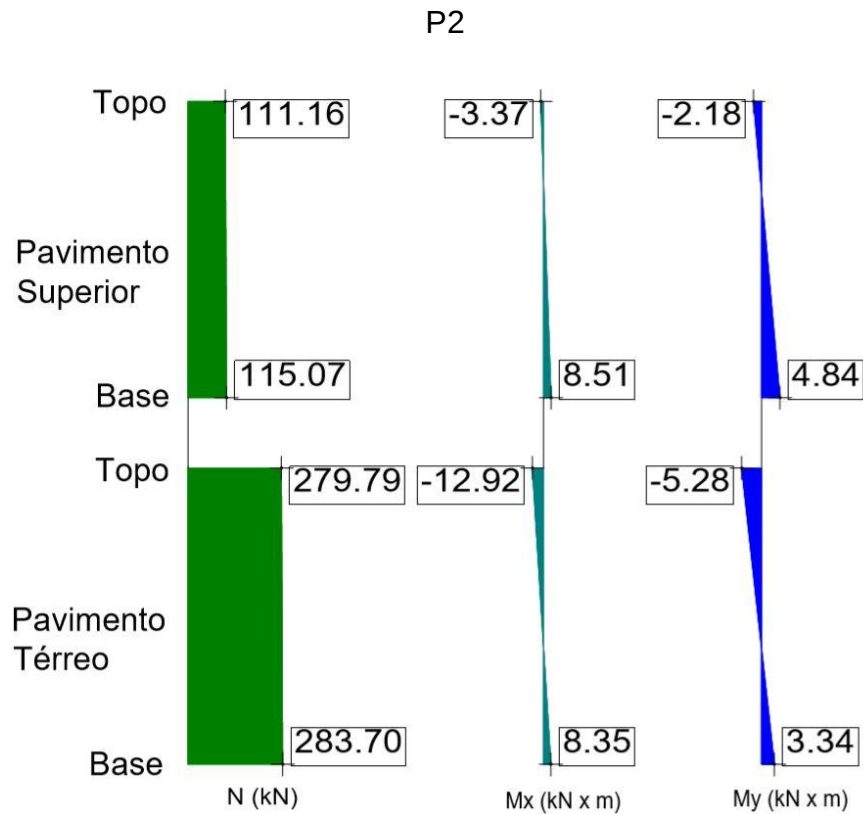
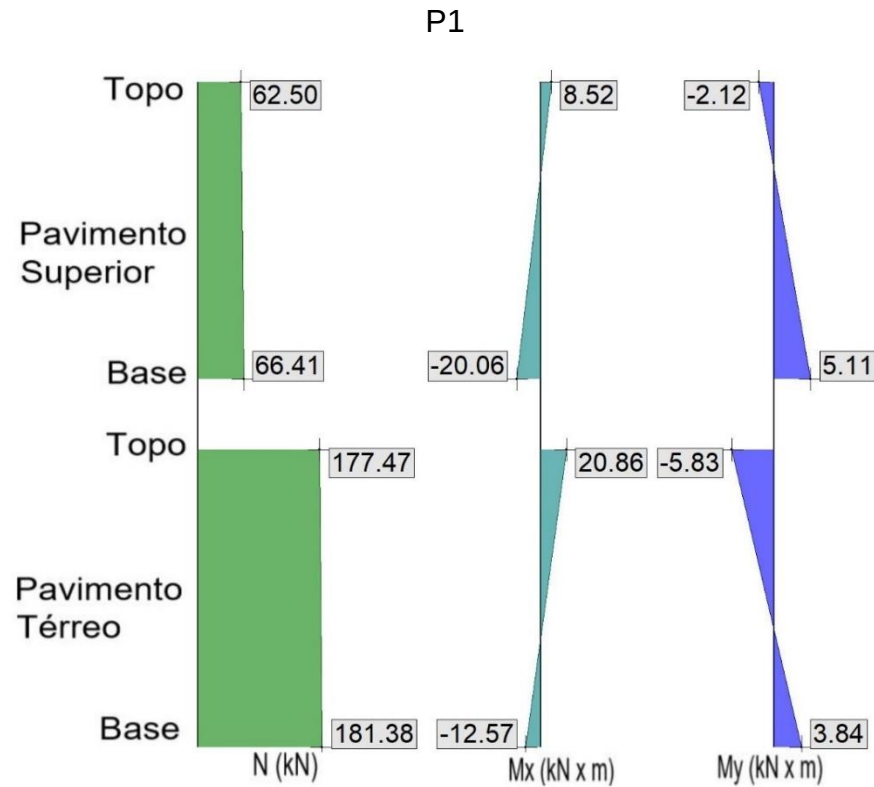
COBERTURA - MOMENTOS NA DIREÇÃO Y (-). Valores dados em kN · m.



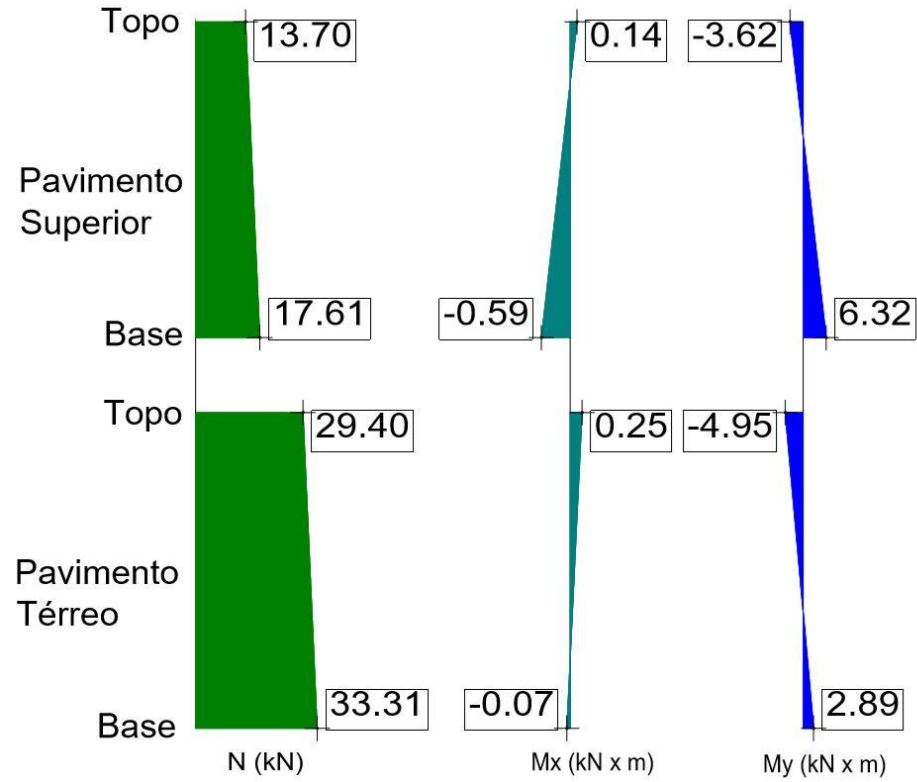
TAMPA CAIXA D'ÁGUA - MOMENTOS NA DIREÇÃO X (+). Valores dados em kN · m.



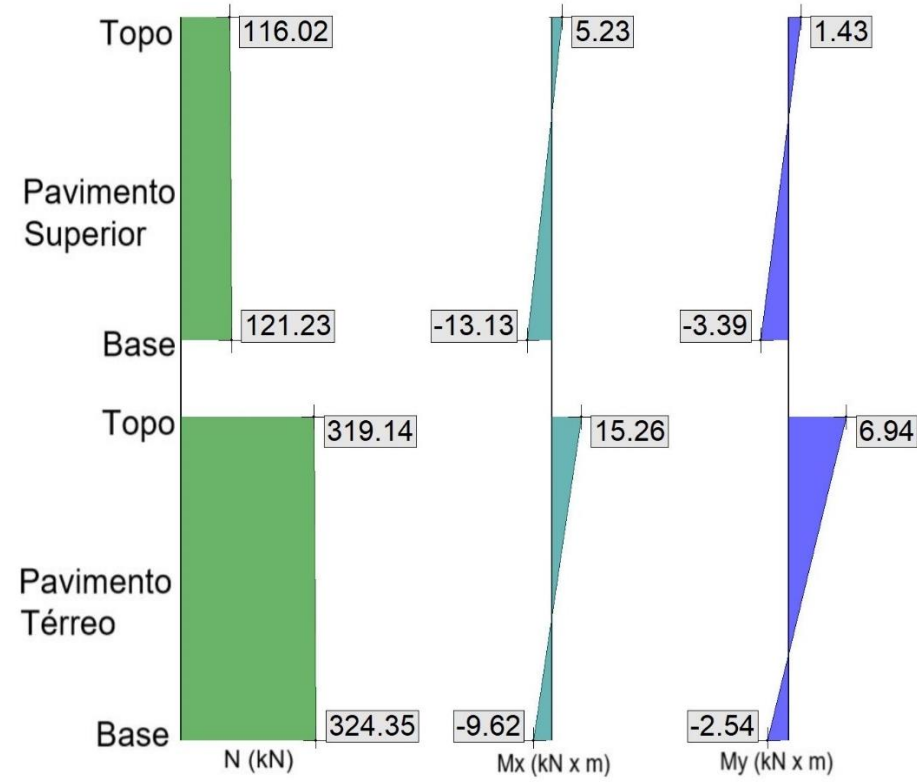
APÊNDICE H - ESFORÇOS SOLICITANTES NOS PILARES: *CYPECAD*



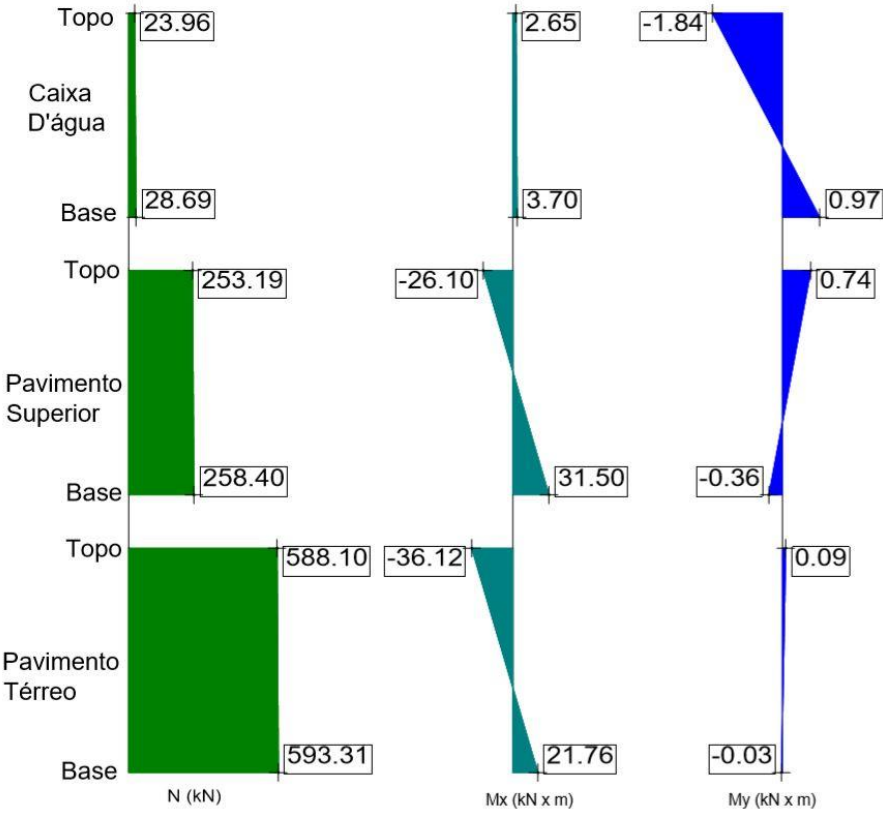
P3



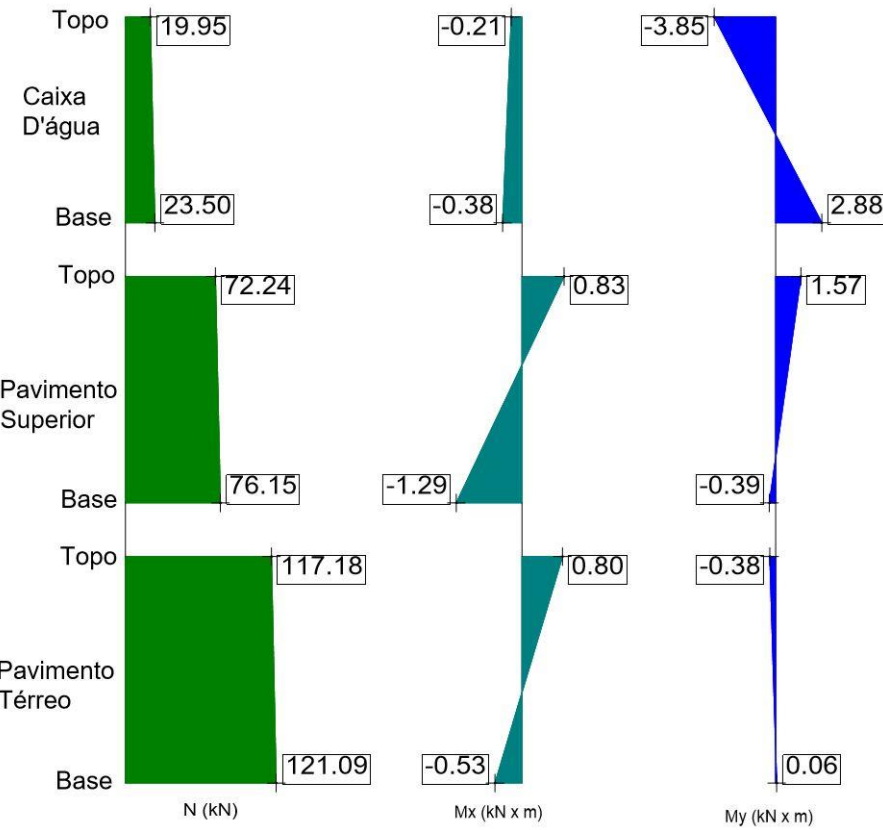
P4



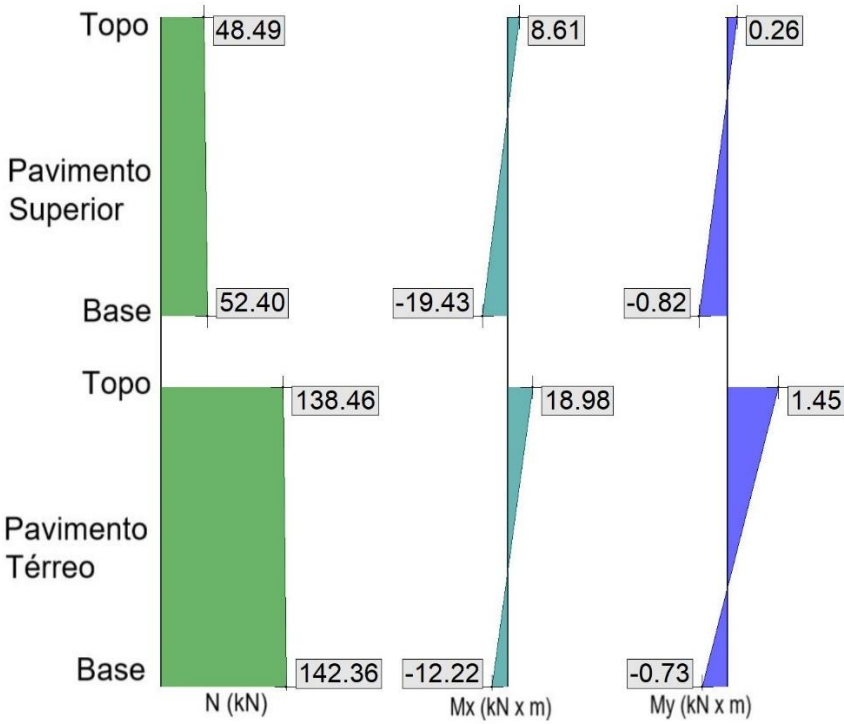
P5



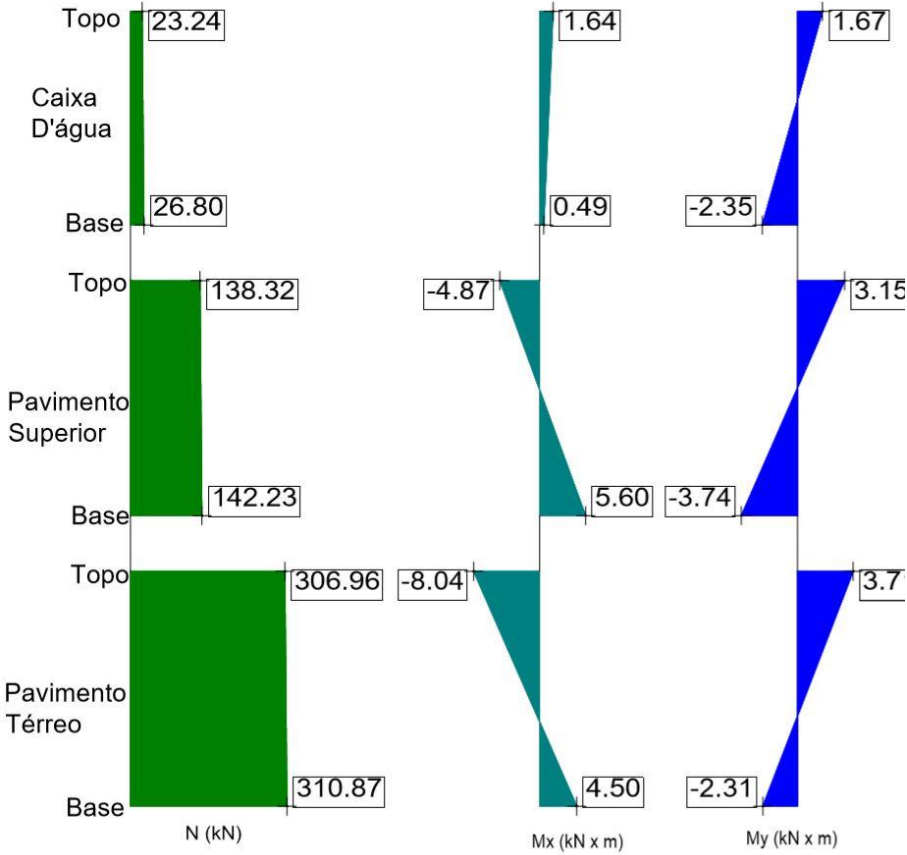
P6

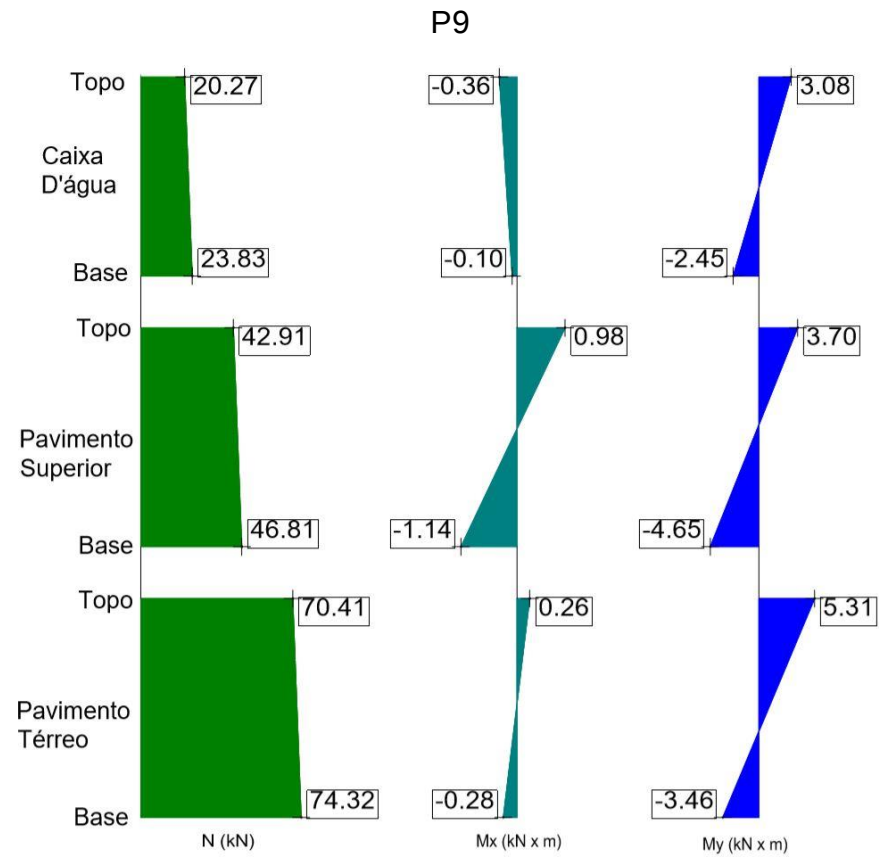


P7



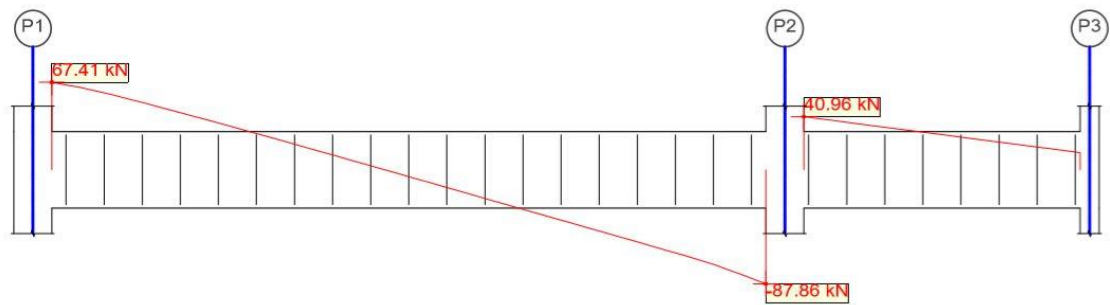
P8



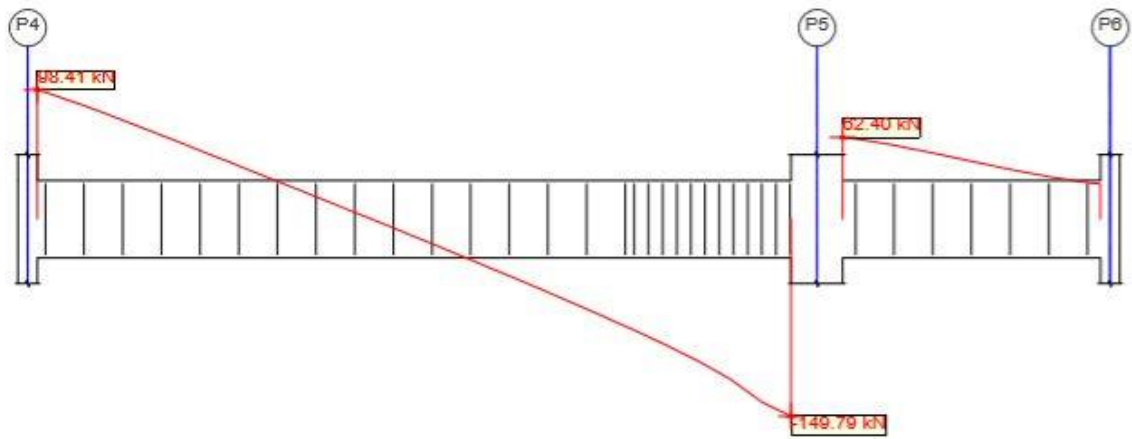


APÊNDICE I - DIAGRAMAS DE ESFORÇO CORTANTE NAS VIGAS: *CYPECAD*

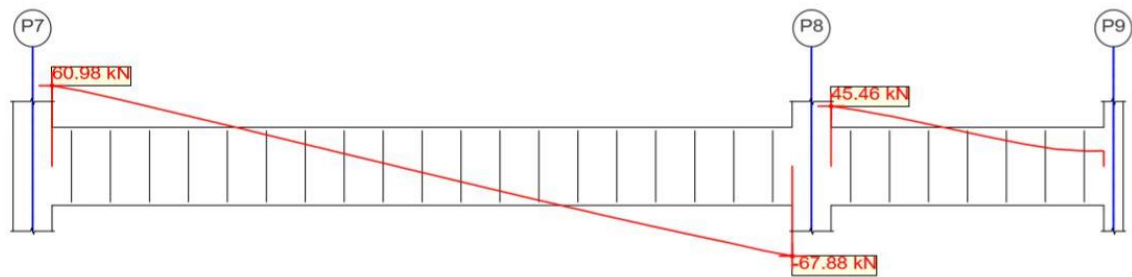
V101



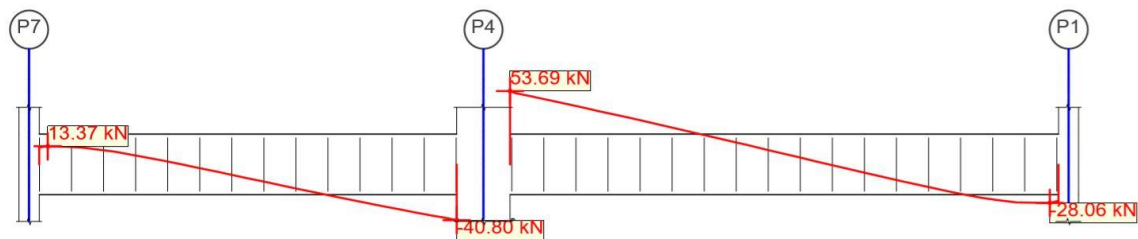
V102



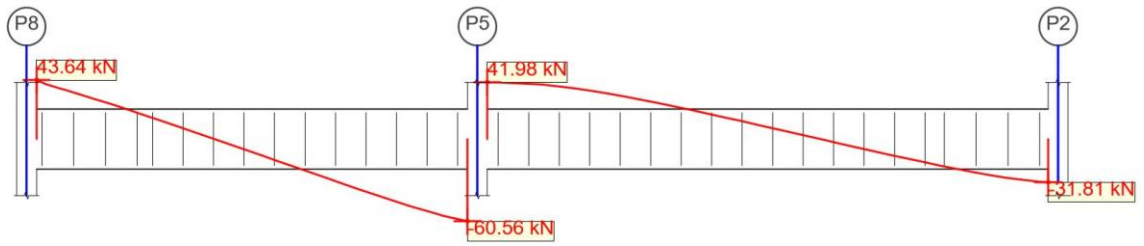
V103



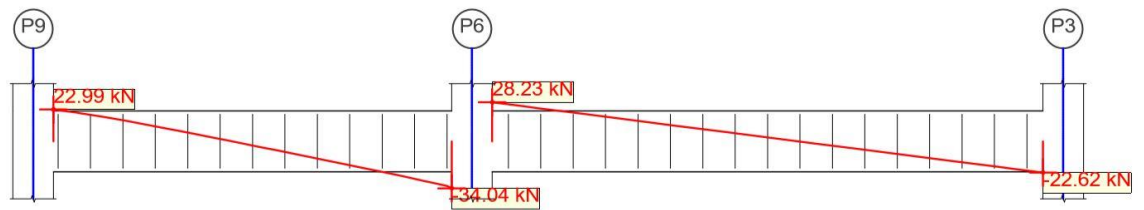
V104



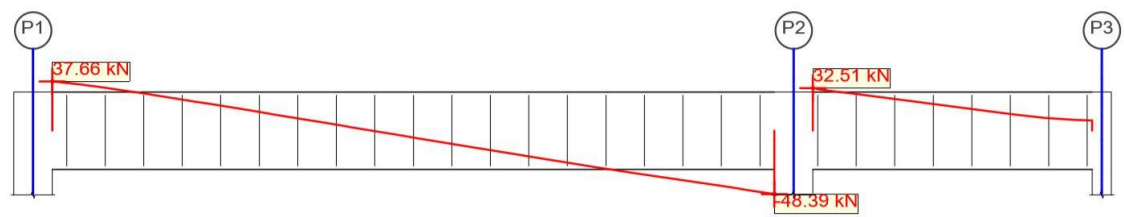
V105



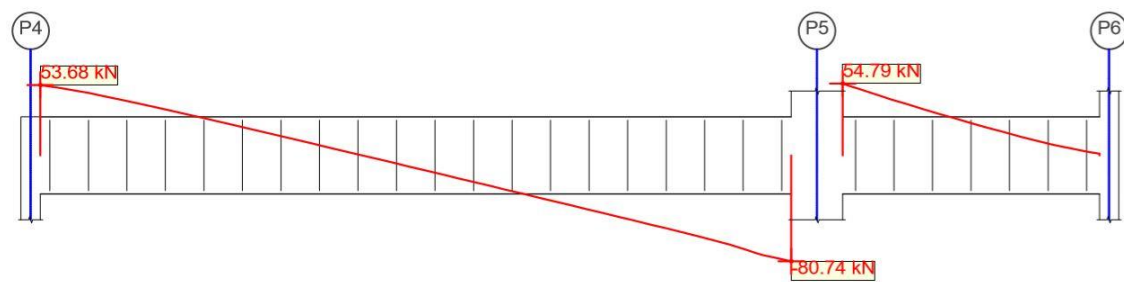
V106



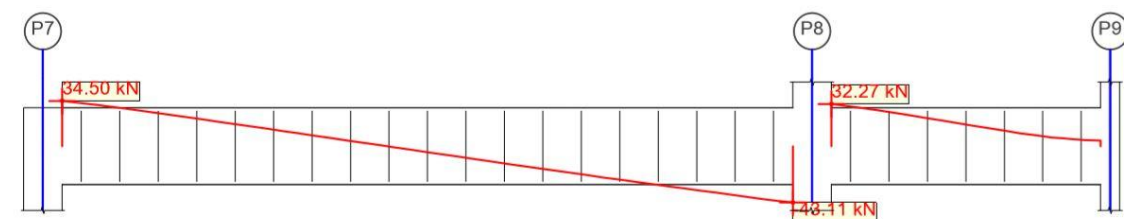
V201



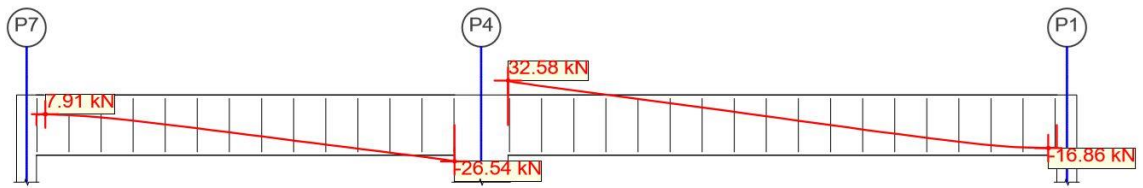
V202



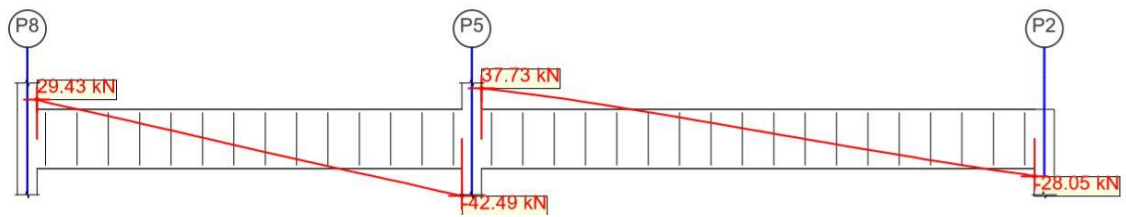
V203



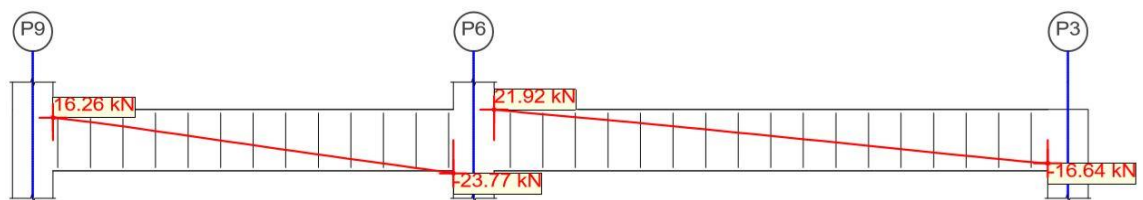
V204



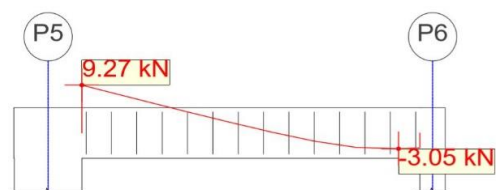
V205



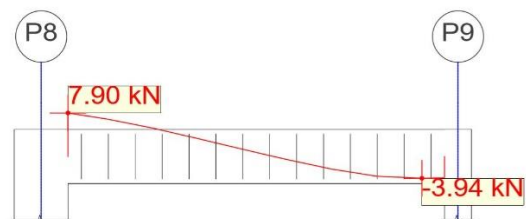
V206



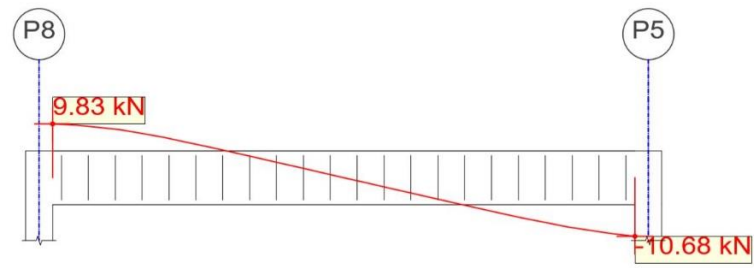
V301



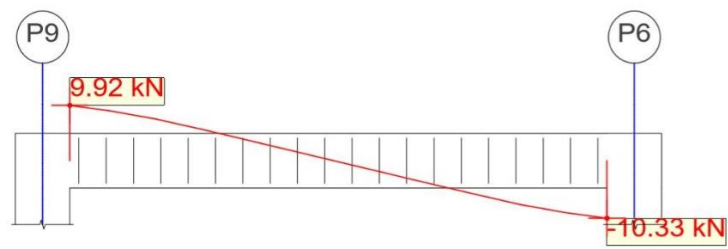
V302



V303

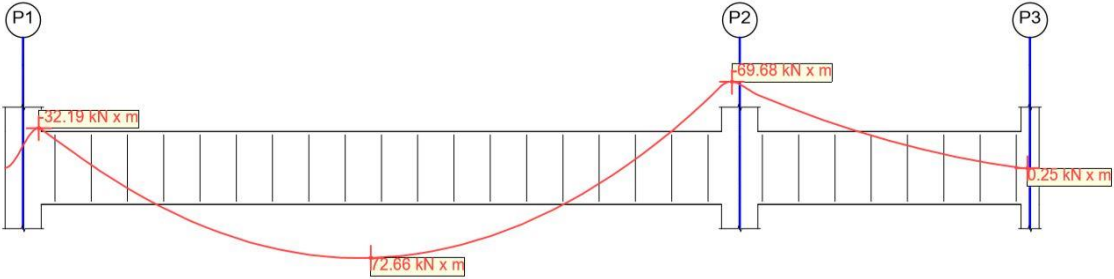


V304

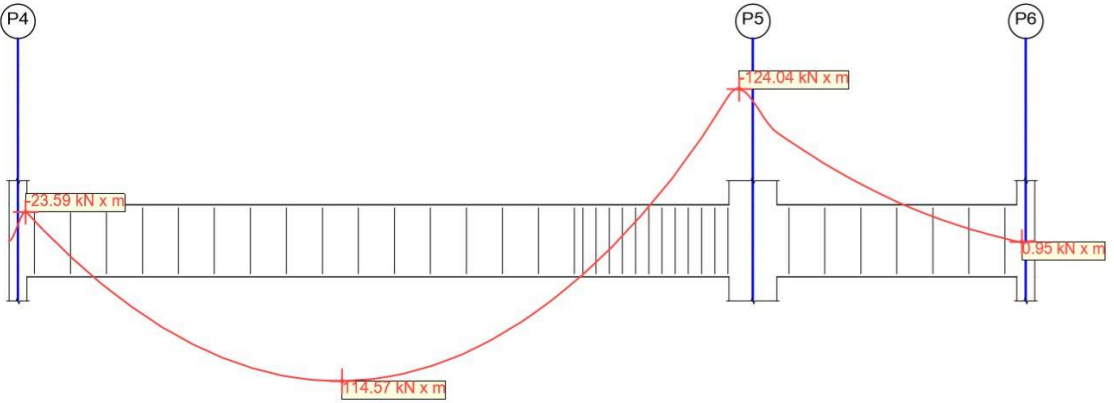


APÊNDICE J - DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR NAS VIGAS: CYPECAD

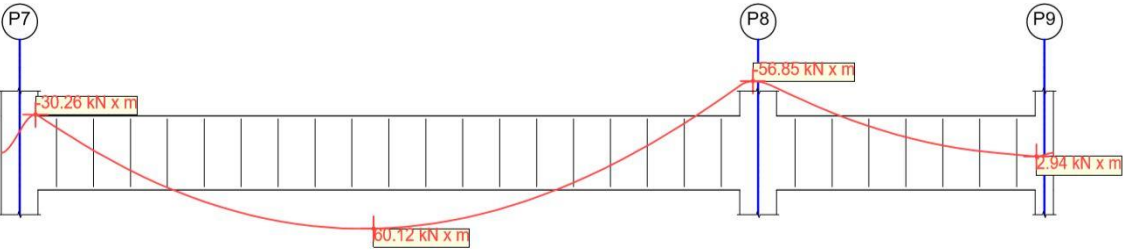
V101



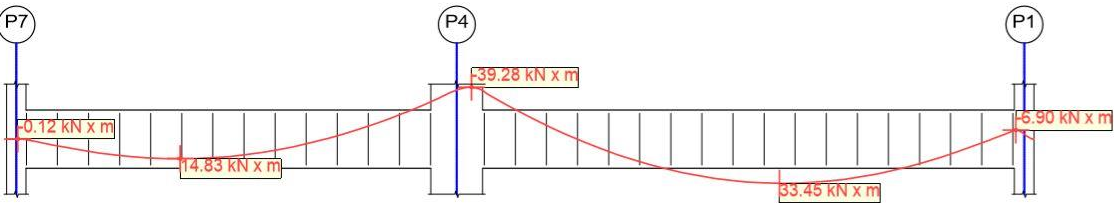
V102



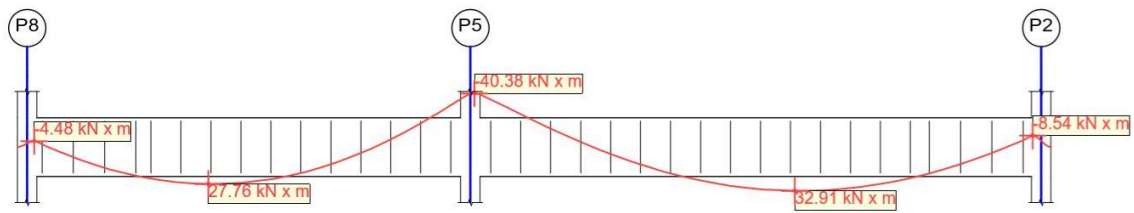
V103



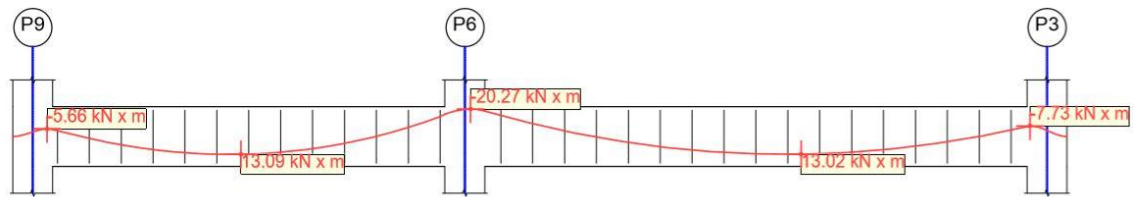
V104



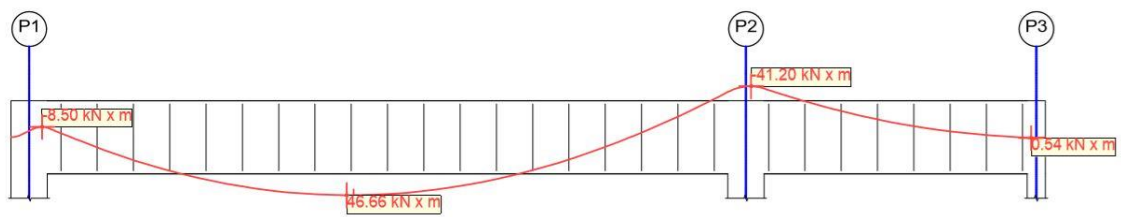
V105



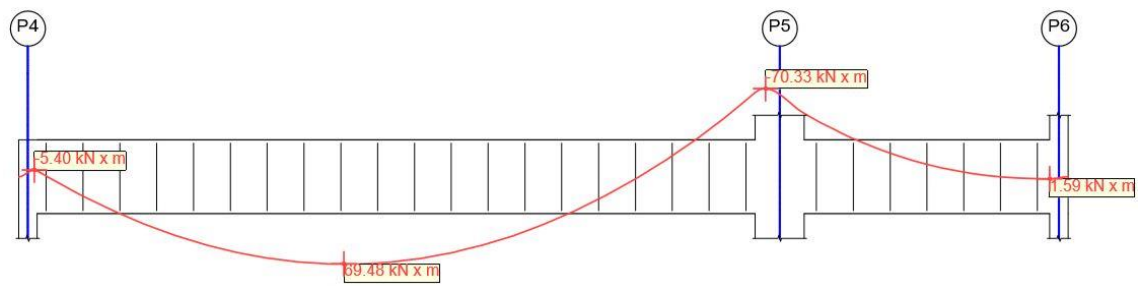
V106



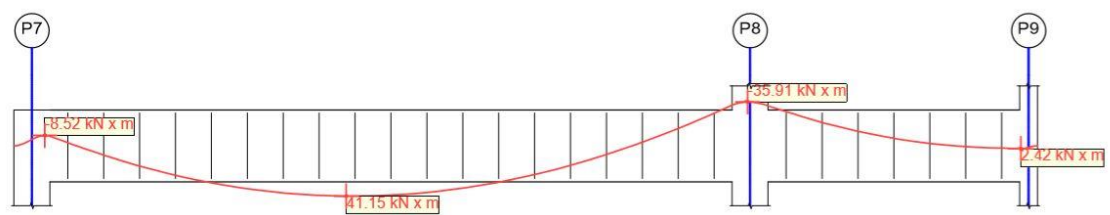
V201



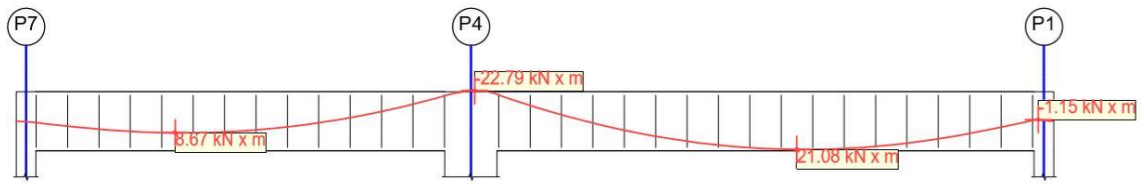
V202



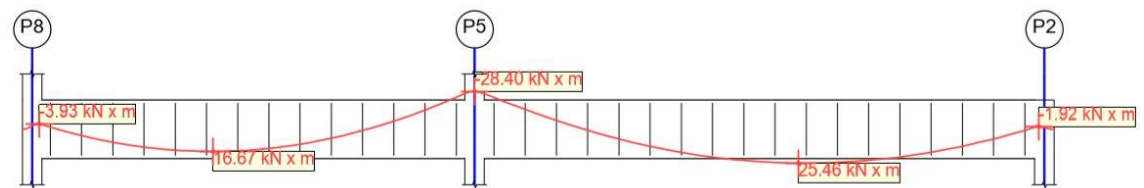
V203



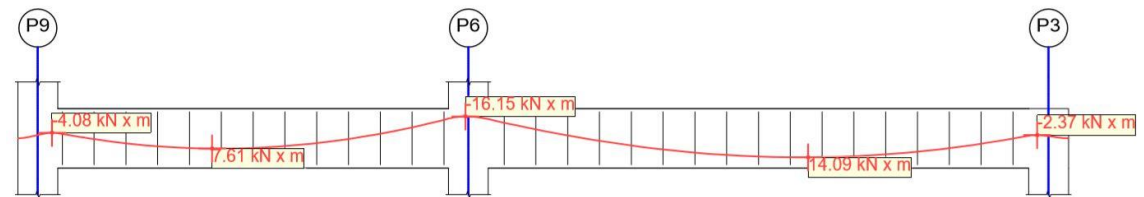
V204



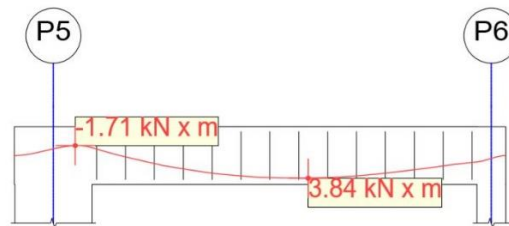
V205



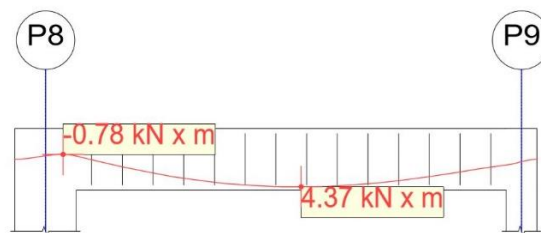
V206



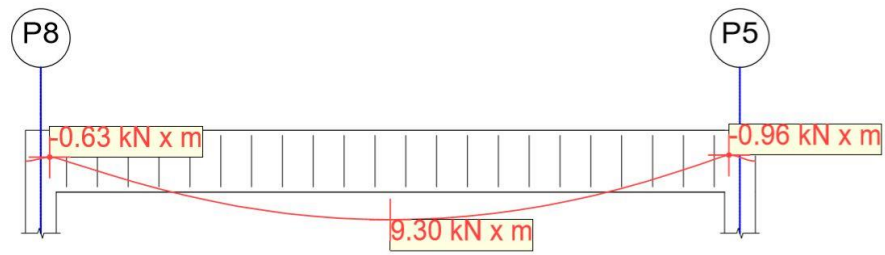
V301



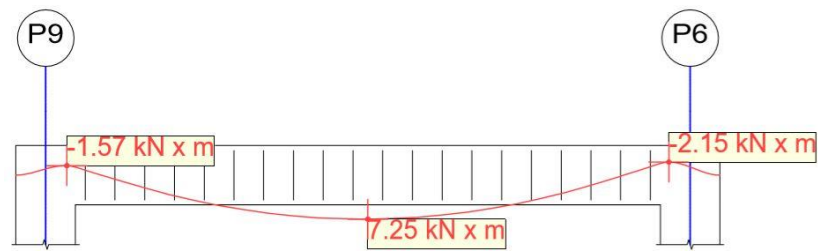
V302



V303



V304



ANEXO I - TABELA DE LAJES



UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
Departamento de Engenharia de Estruturas

TABELAS DE LAJES

Libânio M. Pinheiro

São Carlos, agosto de 2007

RELAÇÃO DE TABELAS

Tabela 2.1a – Pré-dimensionamento: valores de ψ_2 e ψ_3

Tabela 2.1b – Pré-dimensionamento: valores de ψ_2

Tabela 2.1c – Pré-dimensionamento: valores de ψ_2

Tabela 2.2a – Reações de apoio em lajes com carga uniforme

Tabela 2.2b – Reações de apoio em lajes com carga uniforme

Tabela 2.2c – Reações de apoio em lajes com carga uniforme

Tabela 2.2d – Reações de apoio em lajes com carga uniforme

Tabela 2.3a – Momentos fletores em lajes com carga uniforme

Tabela 2.3b – Momentos fletores em lajes com carga uniforme

Tabela 2.3c – Momentos fletores em lajes com carga uniforme

Tabela 2.3d – Momentos fletores em lajes com carga uniforme

Tabela 2.3e – Momentos fletores em lajes com carga uniforme

Tabela 2.4a – Momentos fletores em lajes com carga triangular

Tabela 2.4b – Momentos fletores em lajes com carga triangular

Tabela 2.4c – Momentos fletores em lajes com carga triangular

Tabela 2.4d – Momentos fletores em lajes com carga triangular

Tabela 2.4e – Momentos fletores em lajes com carga triangular

Tabela 5a – Flechas em lajes com carga uniforme

Tabela 5b – Flechas em lajes com carga uniforme

Tabela 6a – Flechas em lajes com carga triangular

Tabela 6b – Flechas em lajes com carga triangular

Tabela 2.1a										
PRÉ-DIMENSIONAMENTO: VALORES DE ψ_2 E ψ_3										
TIPO										TIPO
$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$	ψ_2 PARA LAJES ARMADAS EM CRUZ									$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$
1,00	1,50	1,70	1,70	1,80	1,90	1,90	2,00	2,00	2,20	1,00
1,05	1,48	1,67	1,68	1,78	1,86	1,89	1,97	1,98	2,17	1,05
1,10	1,46	1,64	1,67	1,76	1,83	1,88	1,94	1,97	2,15	1,10
1,15	1,44	1,61	1,65	1,74	1,79	1,87	1,91	1,95	2,12	1,15
1,20	1,42	1,58	1,64	1,72	1,76	1,86	1,88	1,94	2,10	1,20
1,25	1,40	1,55	1,62	1,70	1,72	1,85	1,85	1,92	2,07	1,25
1,30	1,38	1,52	1,61	1,68	1,69	1,84	1,82	1,91	2,05	1,30
1,35	1,36	1,49	1,59	1,66	1,65	1,83	1,79	1,89	2,02	1,35
1,40	1,34	1,46	1,58	1,64	1,62	1,82	1,76	1,88	2,00	1,40
1,45	1,32	1,43	1,56	1,62	1,58	1,81	1,73	1,86	1,97	1,45
1,50	1,30	1,40	1,55	1,60	1,55	1,80	1,70	1,85	1,95	1,50
1,55	1,28	1,37	1,53	1,58	1,51	1,79	1,67	1,83	1,92	1,55
1,60	1,26	1,34	1,52	1,56	1,48	1,78	1,64	1,82	1,90	1,60
1,65	1,24	1,31	1,50	1,54	1,44	1,77	1,61	1,80	1,87	1,65
1,70	1,22	1,28	1,49	1,52	1,41	1,76	1,58	1,79	1,85	1,70
1,75	1,20	1,25	1,47	1,50	1,37	1,75	1,55	1,77	1,82	1,75
1,80	1,18	1,22	1,46	1,48	1,34	1,74	1,52	1,76	1,80	1,80
1,85	1,16	1,19	1,44	1,46	1,30	1,73	1,49	1,74	1,77	1,85
1,90	1,14	1,16	1,43	1,44	1,27	1,72	1,46	1,73	1,75	1,90
1,95	1,12	1,13	1,41	1,42	1,23	1,71	1,43	1,71	1,72	1,95
≥2,00	1,10	1,10	1,40	1,40	1,20	1,70	1,40	1,70	1,70	≥2,00
ψ_3 PARA VIGAS E LAJES										
1,15 (MPa)		VIGAS E LAJES NERVURADAS				LAJES MACIÇAS				
250		25				35				
320		22				33				
400		20				30				
500		17				25				
600		15				20				

Extraída da NBR 6118:1980, adaptada por L.M. Pinheiro e P.R. Wolsfensberger

$\sigma_{est} = \ell / \psi_2 \cdot \psi_3$ onde $\ell = \ell_x$ = menor vão. σ_{st} = tensão na armadura para solicitação de cálculo.

Procedimento abandonado pela NBR 6118:2003, mas que pode ser útil em alguns casos.

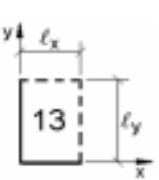
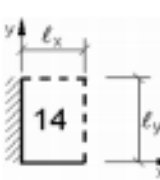
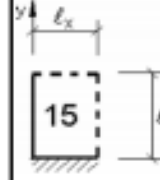
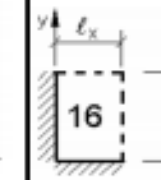
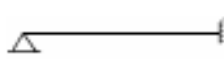
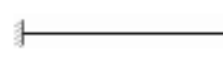
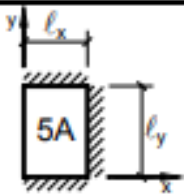
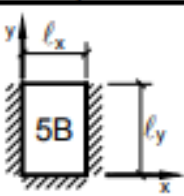
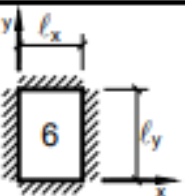
Tabela 2.1c					
PRÉ-DIMENSIONAMENTO: VALORES DE ψ_2					
TIPO					TIPO
$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$	ψ_2 PARA LAJES ARMADAS EM CRUZ				$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$
1,00	0,50	0,60	0,60	0,70	1,00
1,10	0,48	0,59	0,59	0,68	1,10
1,20	0,46	0,58	0,58	0,66	1,20
1,30	0,44	0,57	0,57	0,64	1,30
1,40	0,42	0,56	0,56	0,62	1,40
1,50	0,40	0,55	0,55	0,60	1,50
1,60	0,38	0,54	0,54	0,58	1,60
1,70	0,36	0,53	0,53	0,56	1,70
1,80	0,34	0,52	0,52	0,54	1,80
1,90	0,32	0,51	0,51	0,52	1,90
2,00	0,30	0,50	0,50	0,50	2,00
> 2,00	-	0,50	-	0,50	> 2,00
ψ_2 PARA VIGAS E LAJES ARMADAS NUMA SÓ DIREÇÃO					
					
1,0	1,2	1,7	0,5		
Extraída da NBR 6118:1980, adaptada por L.M. Pinheiro.					
$d_{est} = \frac{\ell}{\psi_2 \psi_3}$ onde $\ell = \ell_x =$ menor vão ψ_3 é dado na Tabela 3.					
Procedimento abandonado pela NBR 6118:2003, mas que pode ser útil em alguns casos.					

Tabela 2.2c

REAÇÕES DE APOIO EM LAJES COM CARGA UNIFORME

$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$	Tipo								$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$	
										
	v_x	v'_x	v'_y	v'_x	v_y	v'_y	v'_x	v'_y		
1,00	1,71	2,50	3,03	3,03	1,71	2,50	2,50	2,50	1,00	
1,05	1,79	2,63	3,08	3,12	1,71	2,50	2,62	2,50	1,05	
1,10	1,88	2,75	3,11	3,21	1,71	2,50	2,73	2,50	1,10	
1,15	1,96	2,88	3,14	3,29	1,71	2,50	2,83	2,50	1,15	
1,20	2,05	3,00	3,16	3,36	1,71	2,50	2,92	2,50	1,20	
1,25	2,13	3,13	3,17	3,42	1,71	2,50	3,00	2,50	1,25	
1,30	2,22	3,25	3,17	3,48	1,71	2,50	3,08	2,50	1,30	
1,35	2,30	3,36	3,17	3,54	1,71	2,50	3,15	2,50	1,35	
1,40	2,37	3,47	3,17	3,59	1,71	2,50	3,21	2,50	1,40	
1,45	2,44	3,57	3,17	3,64	1,71	2,50	3,28	2,50	1,45	
1,50	2,50	3,66	3,17	3,69	1,71	2,50	3,33	2,50	1,50	
1,55	2,56	3,75	3,17	3,73	1,71	2,50	3,39	2,50	1,55	
1,60	2,61	3,83	3,17	3,77	1,71	2,50	3,44	2,50	1,60	
1,65	2,67	3,90	3,17	3,81	1,71	2,50	3,48	2,50	1,65	
1,70	2,72	3,98	3,17	3,84	1,71	2,50	3,53	2,50	1,70	
1,75	2,76	4,04	3,17	3,87	1,71	2,50	3,57	2,50	1,75	
1,80	2,80	4,11	3,17	3,90	1,71	2,50	3,61	2,50	1,80	
1,85	2,85	4,17	3,17	3,93	1,71	2,50	3,65	2,50	1,85	
1,90	2,89	4,22	3,17	3,96	1,71	2,50	3,68	2,50	1,90	
1,95	2,92	4,28	3,17	3,99	1,71	2,50	3,72	2,50	1,95	
2,00	2,96	4,33	3,17	4,01	1,71	2,50	3,75	2,50	2,00	
> 2,00	4,38	6,25	3,17	5,00	1,71	2,50	5,00	2,50	> 2,00	

Elaborada por L.M. Pinheiro, conforme o processo das áreas da NBR 6118.

$$v = v \frac{p \ell_x}{10}$$

p = carga uniforme

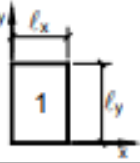
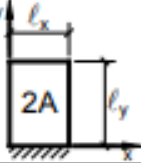
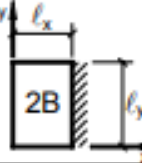
ℓ_x = menor vão

(*) Alívios considerados pela metade, prevendo a possibilidade de engastes parciais.

Tabela 2.2d					
REAÇÕES DE APOIO EM LAJES COM CARGA UNIFORME					
T I P O	λ	v_x	v'_x	v_y	v'_y
1	-	$5 - \frac{2,5}{\lambda}$	-	2,5	-
2 A	<1,37	$2,5\lambda \cdot (\sqrt{3} - 1)$	-	$5\lambda(\sqrt{3} - 1) - 5\lambda^2(2 - \sqrt{3})$	$5\lambda(\sqrt{3} - 3) - 5\lambda^2(2\sqrt{3} - 3)$
				$2,5\lambda\sqrt{3} - 1,25\lambda^2(3 - \sqrt{3})$	
	>1,37	$5 - \frac{1,25}{\lambda} \cdot (\sqrt{3} + 1)$	-	2,5	$2,5\sqrt{3}$
				$0,625(3 + \sqrt{3})$	
2 B	-	$5(\sqrt{3} - 1) - \frac{5}{\lambda} \cdot (\sqrt{3} - 2)$	$5(3 - \sqrt{3}) - \frac{5}{\lambda} \cdot (2\sqrt{3} - 3)$	$2,5(\sqrt{3} - 1)$	-
		$2,5\sqrt{3} - \frac{1,25}{\lambda} \cdot (3 - \sqrt{3})$			
3	-	$-5(1 - \sqrt{3}) + \frac{2,5}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{3})$	$5(3 - \sqrt{3}) - \frac{2,5}{\lambda} \cdot (3 - \sqrt{3})$	$2,5(\sqrt{3} - 1)$	$2,5(3 - \sqrt{3})$
		$2,5\sqrt{3} - \frac{1,25}{\lambda} \cdot (\sqrt{3})$		$1,25\sqrt{3}$	
4 A	< $\sqrt{3}$	$\frac{5}{6} \cdot \lambda\sqrt{3}$	-	-	$5\lambda - \frac{5}{6} \cdot \lambda^2\sqrt{3}$
	> $\sqrt{3}$	$5 - \frac{2,5}{\lambda}\sqrt{3}$	-	-	$2,5\sqrt{3}$
4 B	-	-	$5 - \frac{5}{6\lambda} \cdot \sqrt{3}$	$\frac{5}{6} \cdot \sqrt{3}$	-
5 A	<1,27	$\frac{5}{6} \cdot \lambda\sqrt{3}$	2,5 λ	-	$5\lambda - \frac{5}{12} \cdot \lambda^2(3 + \sqrt{3})$
		$0,625\lambda \cdot (\sqrt{3} + 1)$			
	>1,27	$5(\sqrt{3} - 1) - \frac{5}{\lambda} \cdot (2\sqrt{3} - 3)$	$5(3 - \sqrt{3}) - \frac{15}{\lambda} \cdot (2 - \sqrt{3})$	-	$2,5(3 - \sqrt{3})$
		$2,5\sqrt{3} - \frac{3,75}{\lambda} \cdot (\sqrt{3} - 1)$			
5 B	-	-	$5 - \frac{5}{12\lambda} \cdot (3 + \sqrt{3})$	$\frac{5}{6} \cdot \sqrt{3}$	2,5
				$0,625(\sqrt{3} + 1)$	
6	-	-	$5 - \frac{2,5}{\lambda}$	-	2,5
Elaborada por L.M. Pinheiro, conforme o processo das áreas da NBR 6118.					
$v = v \frac{p \ell_x}{10}$ p = carga uniforme ℓ_x = menor vão $\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$					
(*) Alívios considerados pela metade, prevendo a possibilidade de engastes parciais.					

Tabela 2.3a

MOMENTOS FLETORES EM LAJES COM CARGA UNIFORME

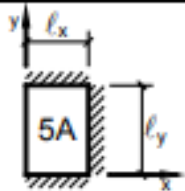
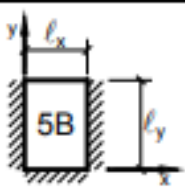
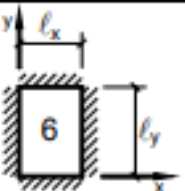
Tipo									Tipo
$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ'_x	μ_y	$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$
1,00	4,23	4,23	2,91	3,54	8,40	3,54	8,40	2,91	1,00
1,05	4,62	4,25	3,26	3,64	8,79	3,77	8,79	2,84	1,05
1,10	5,00	4,27	3,61	3,74	9,18	3,99	9,17	2,76	1,10
1,15	5,38	4,25	3,98	3,80	9,53	4,19	9,49	2,68	1,15
1,20	5,75	4,22	4,35	3,86	9,88	4,38	9,80	2,59	1,20
1,25	6,10	4,17	4,72	3,89	10,16	4,55	10,06	2,51	1,25
1,30	6,44	4,12	5,09	3,92	10,41	4,71	10,32	2,42	1,30
1,35	6,77	4,06	5,44	3,93	10,64	4,86	10,54	2,34	1,35
1,40	7,10	4,00	5,79	3,94	10,86	5,00	10,75	2,25	1,40
1,45	7,41	3,95	6,12	3,91	11,05	5,12	10,92	2,19	1,45
1,50	7,72	3,89	6,45	3,88	11,23	5,24	11,09	2,12	1,50
1,55	7,99	3,82	6,76	3,85	11,39	5,34	11,23	2,04	1,55
1,60	8,26	3,74	7,07	3,81	11,55	5,44	11,36	1,95	1,60
1,65	8,50	3,66	7,28	3,78	11,67	5,53	11,48	1,87	1,65
1,70	8,74	3,58	7,49	3,74	11,79	5,61	11,60	1,79	1,70
1,75	8,95	3,53	7,53	3,69	11,88	5,68	11,72	1,74	1,75
1,80	9,16	3,47	7,56	3,63	11,96	5,75	11,84	1,68	1,80
1,85	9,35	3,38	8,10	3,58	12,05	5,81	11,94	1,67	1,85
1,90	9,54	3,29	8,63	3,53	12,14	5,86	12,03	1,59	1,90
1,95	9,73	3,23	8,86	3,45	12,17	5,90	12,08	1,54	1,95
2,00	9,91	3,16	9,08	3,36	12,20	5,94	12,13	1,48	2,00
> 2,00	12,50	3,16	12,50	3,36	12,20	7,03	12,50	1,48	> 2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p \ell_x^2}{100}$ p = carga uniforme ℓ_x = menor vão

Tabela 2.3c

MOMENTOS FLETORES EM LAJES COM CARGA UNIFORME

Tipo													Tipo	
	$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	
1,00		2,02	5,46	2,52	6,17	2,52	6,17	2,02	5,46	2,02	5,15	2,02	5,15	1,00
1,05		2,27	5,98	2,56	6,46	2,70	6,47	1,97	5,56	2,22	5,50	2,00	5,29	1,05
1,10		2,52	6,50	2,60	6,75	2,87	6,76	1,91	5,65	2,42	5,85	1,98	5,43	1,10
1,15		2,76	7,11	2,63	6,97	3,02	6,99	1,84	5,70	2,65	6,14	1,94	5,51	1,15
1,20		3,00	7,72	2,65	7,19	3,16	7,22	1,77	5,75	2,87	6,43	1,89	5,59	1,20
1,25		3,23	8,31	2,64	7,36	3,28	7,40	1,70	5,75	2,97	6,67	1,83	5,64	1,25
1,30		3,45	8,59	2,61	7,51	3,40	7,57	1,62	5,76	3,06	6,90	1,77	5,68	1,30
1,35		3,66	8,74	2,57	7,63	3,50	7,70	1,55	5,75	3,19	7,09	1,71	5,69	1,35
1,40		3,86	8,88	2,53	7,74	3,59	7,82	1,47	5,74	3,32	7,28	1,65	5,70	1,40
1,45		4,05	9,16	2,48	7,83	3,67	7,91	1,41	5,73	3,43	7,43	1,57	5,71	1,45
1,50		4,23	9,44	2,43	7,91	3,74	8,00	1,35	5,72	3,53	7,57	1,49	5,72	1,50
1,55		4,39	9,68	2,39	7,98	3,80	8,07	1,29	5,69	3,61	7,68	1,43	5,72	1,55
1,60		4,55	9,91	2,34	8,02	3,86	8,14	1,23	5,66	3,69	7,79	1,36	5,72	1,60
1,65		4,70	10,13	2,28	8,03	3,91	8,20	1,18	5,62	3,76	7,88	1,29	5,72	1,65
1,70		4,84	10,34	2,22	8,10	3,95	8,25	1,13	5,58	3,83	7,97	1,21	5,72	1,70
1,75		4,97	10,53	2,15	8,13	3,99	8,30	1,07	5,56	3,88	8,05	1,17	5,72	1,75
1,80		5,10	10,71	2,08	8,17	4,02	8,34	1,00	5,54	3,92	8,12	1,13	5,72	1,80
1,85		5,20	10,88	2,02	8,16	4,05	8,38	0,97	5,55	3,96	8,18	1,07	5,72	1,85
1,90		5,30	11,04	1,96	8,14	4,08	8,42	0,94	5,56	3,99	8,24	1,01	5,72	1,90
1,95		5,40	11,20	1,88	8,13	4,10	8,45	0,91	5,60	4,02	8,29	0,99	5,72	1,95
2,00		5,50	11,35	1,80	8,12	4,12	8,47	0,88	5,64	4,05	8,33	0,96	5,72	2,00
> 2,00		7,03	12,50	1,80	8,12	4,17	8,33	0,88	5,64	4,17	8,33	0,96	5,72	> 2,00

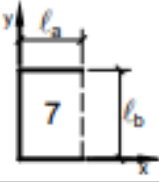
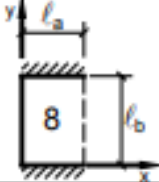
Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$$m = \mu \frac{p \ell_x^2}{100}$$

p = carga uniforme

ℓ_x = menor vão

Tabela 2.3d
MOMENTOS FLETORES EM LAJES COM CARGA UNIFORME

Tipo									Tipo
$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$	μ_x	μ_y	μ_{yb}	μ_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
0,30	11,33	15,89	28,44	10,44	14,22	25,55	41,89	77,00	0,30
0,35	10,63	15,60	27,19	8,85	12,86	22,37	35,69	62,94	0,35
0,40	9,94	15,31	25,94	7,25	11,50	19,19	29,50	48,88	0,40
0,45	9,13	14,48	24,47	6,22	10,39	16,82	25,89	41,36	0,45
0,50	8,32	13,64	23,00	5,20	9,28	14,44	22,28	33,84	0,50
0,55	7,58	12,95	21,56	4,57	8,35	12,82	19,64	28,76	0,55
0,60	6,83	12,25	20,11	3,94	7,42	11,19	17,00	23,67	0,60
0,65	6,21	11,59	18,71	3,46	6,76	9,94	15,26	20,55	0,65
0,70	5,59	10,92	17,31	2,98	6,10	8,69	13,51	17,43	0,70
0,75	5,09	10,24	15,86	2,61	5,54	7,77	12,28	15,38	0,75
0,80	4,59	9,55	14,41	2,23	4,98	6,84	11,05	13,33	0,80
0,85	4,16	9,09	13,61	1,96	4,65	6,15	10,12	11,91	0,85
0,90	3,73	8,63	12,80	1,68	4,31	5,46	9,19	10,49	0,90
0,95	3,39	8,14	11,94	1,47	3,97	4,96	8,45	9,49	0,95
1,00	3,05	7,64	11,08	1,26	3,62	4,45	7,71	8,48	1,00
1,05	3,05	7,94	11,31	1,23	3,68	4,45	7,80	8,48	1,05
1,10	3,06	8,24	11,55	1,19	3,74	4,46	7,88	8,47	1,10
1,15	3,06	8,53	11,78	1,16	3,80	4,47	7,97	8,46	1,15
1,20	3,07	8,83	12,01	1,12	3,86	4,47	8,05	8,46	1,20
1,25	3,03	9,01	12,12	1,09	3,90	4,47	8,09	8,46	1,25
1,30	3,00	9,19	12,22	1,06	3,93	4,47	8,13	8,46	1,30
1,35	2,97	9,38	12,33	1,03	3,97	4,48	8,17	8,46	1,35
1,40	2,94	9,56	12,43	0,99	4,01	4,48	8,20	8,45	1,40
1,45	2,91	9,74	12,54	0,96	4,05	4,49	8,24	8,45	1,45
1,50	2,88	9,92	12,64	0,92	4,08	4,49	8,28	8,45	1,50
1,55	2,84	10,04	12,69	0,90	4,09	4,49	8,29	8,45	1,55
1,60	2,81	10,16	12,74	0,88	4,10	4,49	8,29	8,45	1,60
1,65	2,77	10,29	12,80	0,86	4,11	4,49	8,30	8,45	1,65
1,70	2,74	10,41	12,85	0,84	4,12	4,49	8,30	8,45	1,70
1,75	2,70	10,53	12,90	0,82	4,13	4,50	8,31	8,45	1,75
1,80	2,66	10,65	12,95	0,80	4,13	4,50	8,31	8,45	1,80
1,85	2,63	10,77	13,00	0,78	4,14	4,50	8,32	8,45	1,85
1,90	2,59	10,90	13,06	0,76	4,15	4,50	8,32	8,45	1,90
1,95	2,56	11,02	13,11	0,74	4,16	4,50	8,33	8,45	1,95
2,00	2,52	11,14	13,16	0,72	4,17	4,50	8,33	8,45	2,00
> 2,00	2,52	12,50	13,16	0,72	4,17	4,50	8,33	8,45	> 2,00

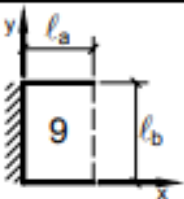
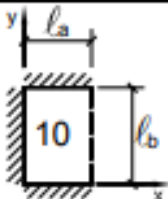
Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$m = \mu \frac{p \ell^2}{100}$ $p =$ carga uniforme $\ell =$ menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

Tabela 2.3e

MOMENTOS FLETORES EM LAJES COM CARGA UNIFORME

MOMENTOS E REAÇÕES EM PLACAS COM BORDAS LIVRES

Tipo									Tipo			
	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$	μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ_x	μ'_x	μ_y	μ_{yb}	μ'_y	μ'_{yb}	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
	< 0,30	-12,50	50,00	0,78	6,22	-12,50	50,00	2,11	8,67	14,56	37,00	< 0,30
	0,30	-7,33	43,08	0,78	6,22	-4,89	38,33	2,11	8,67	14,56	37,00	0,30
	0,35	-5,17	39,98	1,89	7,89	-2,57	33,08	3,18	9,74	14,84	35,53	0,35
	0,40	-3,00	36,87	3,00	9,56	-0,25	27,83	4,25	10,81	15,13	34,06	0,40
	0,45	-1,78	33,89	3,62	10,54	0,54	23,94	4,53	10,77	14,26	31,21	0,45
	0,50	-0,56	30,91	4,24	11,52	1,32	20,04	4,80	10,72	13,40	28,36	0,50
	0,55	0,25	28,02	4,62	11,82	1,62	17,40	4,86	9,99	12,48	25,26	0,55
	0,60	1,06	25,13	5,00	12,11	1,92	14,76	4,92	9,25	11,56	22,17	0,60
	0,65	1,47	22,90	5,25	12,12	1,91	12,91	4,68	8,55	10,81	19,63	0,65
	0,70	1,88	20,66	5,49	12,12	1,90	11,06	4,43	7,84	10,06	17,08	0,70
	0,75	2,06	18,84	5,61	11,81	1,82	9,86	4,14	7,15	9,42	15,17	0,75
	0,80	2,23	17,02	5,72	11,50	1,73	8,65	3,86	6,45	8,77	13,25	0,80
	0,85	2,26	15,59	5,66	11,05	1,64	7,78	3,59	5,86	8,19	11,87	0,85
	0,90	2,28	14,16	5,60	10,59	1,54	6,91	3,33	5,26	7,60	10,49	0,90
	0,95	2,25	12,99	5,48	10,07	1,40	6,25	3,11	4,81	7,12	9,50	0,95
	1,00	2,21	11,82	5,36	9,55	1,25	5,59	2,88	4,35	6,64	8,51	1,00
	1,05	2,33	11,91	5,72	9,91	1,25	5,59	2,98	4,37	6,82	8,50	1,05
	1,10	2,45	12,00	6,08	10,27	1,24	5,58	3,08	4,39	6,99	8,50	1,10
	1,15	2,57	12,08	6,44	10,62	1,24	5,58	3,18	4,41	7,17	8,49	1,15
	1,20	2,69	12,17	6,80	10,98	1,24	5,57	3,27	4,43	7,34	8,48	1,20
	1,25	2,67	12,20	7,09	11,20	1,20	5,57	3,34	4,44	7,44	8,48	1,25
	1,30	2,64	12,22	7,37	11,42	1,17	5,57	3,41	4,45	7,54	8,47	1,30
	1,35	2,62	12,25	7,55	11,64	1,14	5,57	3,49	4,46	7,64	8,47	1,35
	1,40	2,59	12,28	7,93	11,85	1,11	5,58	3,56	4,47	7,73	8,47	1,40
	1,45	2,57	12,31	8,22	12,07	1,09	5,58	3,63	4,48	7,83	8,46	1,45
	1,50	2,54	12,33	8,50	12,29	1,06	5,58	3,70	4,49	7,93	8,46	1,50
	1,55	2,56	12,35	8,68	12,37	1,04	5,58	3,74	4,49	7,97	8,46	1,55
	1,60	2,58	12,36	8,86	12,45	1,01	5,58	3,77	4,49	8,00	8,46	1,60
	1,65	2,59	12,38	9,04	12,53	0,99	5,57	3,81	4,49	8,04	8,46	1,65
	1,70	2,61	12,39	9,22	12,61	0,97	5,57	3,84	4,49	8,08	8,46	1,70
	1,75	2,63	12,41	9,41	12,68	0,95	5,57	3,88	4,50	8,12	8,46	1,75
	1,80	2,65	12,42	9,59	12,76	0,93	5,57	3,92	4,50	8,15	8,45	1,80
	1,85	2,67	12,44	9,76	12,84	0,91	5,57	3,95	4,50	8,19	8,45	1,85
	1,90	2,68	12,45	9,94	12,92	0,88	5,56	3,99	4,50	8,23	8,45	1,90
	1,95	2,70	12,47	10,13	13,00	0,86	5,56	4,02	4,50	8,26	8,45	1,95
	2,00	2,72	12,48	10,31	13,08	0,84	5,56	4,06	4,50	8,30	8,45	2,00
	> 2,00	2,72	12,48	12,50	13,08	0,84	5,56	4,17	4,50	8,33	8,45	> 2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

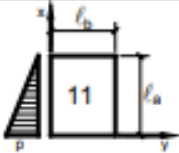
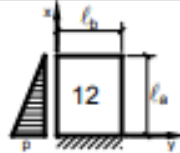
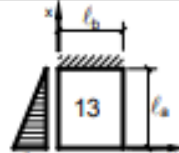
$$m = \mu \frac{p \ell^2}{100}$$

p = carga uniforme

ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

TABELA 2.4a

MOMENTOS FLETORES EM LAJES COM CARGA TRIANGULAR

Tipo									Tipo
$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$	μ_x	μ_y	μ_x	μ'_x	μ_y	μ_x	μ'_x	μ_y	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
< 0,50	6,41	1,60	2,98	6,67	0,92	4,23	5,83	1,28	< 0,50
0,50	5,14	1,60	2,81	6,53	0,92	3,94	5,60	1,28	0,50
0,55	4,83	1,72	2,73	6,41	0,99	3,80	5,46	1,31	0,55
0,60	4,52	1,83	2,65	6,29	1,06	3,66	5,31	1,33	0,60
0,65	4,21	1,92	2,54	6,13	1,12	3,49	5,11	1,39	0,65
0,70	3,90	2,00	2,43	5,97	1,16	3,32	4,90	1,45	0,70
0,75	3,63	2,05	2,31	5,79	1,21	3,15	4,68	1,50	0,75
0,80	3,35	2,09	2,19	5,61	1,23	2,98	4,46	1,55	0,80
0,85	3,11	2,12	2,07	5,42	1,26	2,83	4,24	1,59	0,85
0,90	2,86	2,14	1,94	5,23	1,28	2,67	4,02	1,63	0,90
0,95	2,64	2,13	1,83	5,09	1,31	2,52	3,77	1,67	0,95
1,00	2,41	2,12	1,72	4,95	1,34	2,36	3,52	1,70	1,00
1,05	2,47	2,32	1,78	5,20	1,51	2,44	3,64	1,92	1,05
1,10	2,53	2,51	1,84	5,44	1,68	2,53	3,75	2,13	1,10
1,15	2,58	2,71	1,90	5,68	1,87	2,60	3,86	2,34	1,15
1,20	2,64	2,90	1,96	5,92	2,05	2,68	3,96	2,55	1,20
1,25	2,66	3,10	2,00	6,13	2,23	2,73	4,02	2,76	1,25
1,30	2,70	3,28	2,06	6,37	2,40	2,79	4,07	2,96	1,30
1,35	2,73	3,46	2,10	6,59	2,58	2,83	4,09	3,17	1,35
1,40	2,76	3,64	2,14	6,80	2,75	2,86	4,12	3,37	1,40
1,45	2,79	3,81	2,17	7,00	2,92	2,89	4,14	3,56	1,45
1,50	2,81	3,97	2,21	7,20	3,08	2,93	4,16	3,74	1,50
1,55	2,84	4,12	2,23	7,38	3,24	2,95	4,17	3,92	1,55
1,60	2,87	4,27	2,25	7,55	3,39	2,97	4,17	4,09	1,60
1,65	2,85	4,43	2,25	7,66	3,56	2,95	4,12	4,27	1,65
1,70	2,83	4,59	2,25	7,76	3,72	2,94	4,08	4,46	1,70
1,75	2,84	4,72	2,27	7,92	3,85	2,96	4,06	4,60	1,75
1,80	2,85	4,85	2,30	8,07	3,98	2,98	4,05	4,74	1,80
1,85	2,84	4,98	2,33	8,18	4,11	2,97	4,01	4,89	1,85
1,90	2,84	5,11	2,35	8,29	4,23	2,96	3,97	5,03	1,90
1,95	2,80	5,24	2,34	8,34	4,36	2,92	3,87	5,18	1,95
2,00	2,78	5,36	2,32	8,40	4,48	2,88	3,76	5,32	2,00

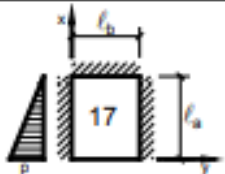
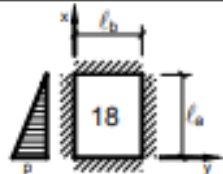
Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$$m = \mu \frac{p \ell^2}{100}$$

p = carga uniforme

ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

TABELA 2.4c
MOMENTOS FLETORES EM LAJES COM CARGA TRIANGULAR

Tipo									Tipo	
$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$	μ_x	μ'_x	μ_y	μ'_y	μ_x	μ'_{xi}	μ'_{xs}	μ_y	μ'_y	$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
< 0,50	4,23	5,83	1,16	4,64	2,15	5,00	3,33	0,80	2,92	< 0,50
0,50	3,62	5,12	1,16	4,64	2,07	4,94	3,23	0,80	2,92	0,50
0,55	3,38	4,83	1,23	4,61	1,99	4,84	3,16	0,79	2,95	0,55
0,60	3,13	4,53	1,31	4,58	1,91	4,74	3,08	0,78	2,97	0,60
0,65	2,90	4,18	1,39	4,53	1,81	4,59	2,93	0,80	2,98	0,65
0,70	2,67	3,82	1,47	4,47	1,70	4,44	2,78	0,82	2,98	0,70
0,75	2,47	3,48	1,52	4,33	1,62	4,26	2,62	0,87	2,94	0,75
0,80	2,27	3,13	1,56	4,19	1,53	4,08	2,45	0,92	2,91	0,80
0,85	2,08	2,84	1,55	4,02	1,44	3,89	2,28	0,97	2,89	0,85
0,90	1,88	2,55	1,54	3,85	1,34	3,70	2,11	1,01	2,86	0,90
0,95	1,72	2,30	1,52	3,73	1,24	3,50	1,94	1,02	2,78	0,95
1,00	1,55	2,05	1,49	3,61	1,14	3,30	1,76	1,03	2,70	1,00
1,05	1,58	1,99	1,60	3,75	1,17	3,43	1,75	1,14	2,90	1,05
1,10	1,60	1,93	1,71	3,89	1,20	3,56	1,75	1,25	3,09	1,10
1,15	1,60	1,90	1,80	4,03	1,21	3,66	1,73	1,34	3,26	1,15
1,20	1,59	1,86	1,89	4,18	1,22	3,76	1,73	1,42	3,43	1,20
1,25	1,56	1,80	1,98	4,32	1,20	3,83	1,69	1,51	3,59	1,25
1,30	1,57	1,76	2,05	4,46	1,22	3,92	1,67	1,58	3,74	1,30
1,35	1,56	1,69	2,12	4,61	1,21	3,98	1,63	1,66	3,90	1,35
1,40	1,55	1,63	2,19	4,75	1,20	4,04	1,59	1,74	4,05	1,40
1,45	1,55	1,58	2,25	4,87	1,21	4,11	1,56	1,81	4,17	1,45
1,50	1,55	1,54	2,30	4,98	1,22	4,18	1,53	1,88	4,28	1,50
1,55	1,55	1,49	2,35	5,08	1,22	4,22	1,49	1,95	4,38	1,55
1,60	1,55	1,43	2,40	5,18	1,23	4,27	1,45	2,01	4,48	1,60
1,65	1,54	1,38	2,44	5,28	1,23	4,30	1,40	2,07	4,56	1,65
1,70	1,53	1,33	2,49	5,38	1,23	4,33	1,35	2,13	4,65	1,70
1,75	1,53	1,31	2,51	5,47	1,25	4,38	1,33	2,17	4,71	1,75
1,80	1,52	1,30	2,53	5,55	1,26	4,44	1,30	2,21	4,77	1,80
1,85	1,48	1,26	2,56	5,64	1,26	4,48	1,26	2,25	4,83	1,85
1,90	1,44	1,23	2,58	5,73	1,26	4,51	1,23	2,29	4,88	1,90
1,95	1,40	1,17	2,61	5,82	1,25	4,50	1,15	2,33	4,94	1,95
2,00	1,36	1,12	2,63	5,91	1,24	4,48	1,08	2,37	5,00	2,00

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$$m = \mu \frac{p \ell^2}{100}$$

p = carga uniforme

ℓ = menor valor entre ℓ_a e ℓ_b

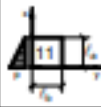
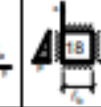
Tabela 2.5a									
FLECHAS EM LAJES COM CARGA UNIFORME – VALORES DE α									
$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$	Tipo de Laje								
	1	2A	2B	3	4A	4B	5A	5B	6
1,00	4,76	3,26	3,26	2,46	2,25	2,25	1,84	1,84	1,49
1,05	5,26	3,68	3,48	2,72	2,60	2,35	2,08	1,96	1,63
1,10	5,74	4,11	3,70	2,96	2,97	2,45	2,31	2,08	1,77
1,15	6,20	4,55	3,89	3,18	3,35	2,53	2,54	2,18	1,90
1,20	6,64	5,00	4,09	3,40	3,74	2,61	2,77	2,28	2,02
1,25	7,08	5,44	4,26	3,61	4,14	2,68	3,00	2,37	2,14
1,30	7,49	5,88	4,43	3,80	4,56	2,74	3,22	2,46	2,24
1,35	7,90	6,32	4,58	3,99	5,01	2,77	3,42	2,53	2,34
1,40	8,29	6,74	4,73	4,15	5,41	2,80	3,62	2,61	2,41
1,45	8,67	7,15	4,87	4,31	5,83	2,85	3,80	2,67	2,49
1,50	9,03	7,55	5,01	4,46	6,25	2,89	3,98	2,73	2,56
1,55	9,39	7,95	5,09	4,61	6,66	2,91	4,14	2,78	2,62
1,60	9,71	8,32	5,18	4,73	7,06	2,92	4,30	2,82	2,68
1,65	10,04	8,68	5,22	4,86	7,46	2,92	4,45	2,83	2,73
1,70	10,34	9,03	5,26	4,97	7,84	2,93	4,59	2,84	2,77
1,75	10,62	9,36	5,36	5,06	8,21	2,93	4,71	2,86	2,81
1,80	10,91	9,69	5,46	5,16	8,58	2,94	4,84	2,88	2,85
1,85	11,16	10,00	5,53	5,25	8,93	2,94	4,96	2,90	2,88
1,90	11,41	10,29	5,60	5,33	9,25	2,95	5,07	2,92	2,90
1,95	11,65	10,58	5,68	5,41	9,58	2,95	5,17	2,94	2,93
2,00	11,89	10,87	5,76	5,49	9,90	2,96	5,28	2,96	2,96
∞	15,63	15,63	6,50	6,50	15,63	3,13	6,50	3,13	3,13

Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.

$$\alpha_i = \frac{a}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p}{E_c I} \ell_x^4$$

b = largura da seção ℓ_x = menor vão E_c = módulo de elasticidade
 p = carga uniforme ℓ_y = maior vão I = momento de inércia

Tabela 2.5b									
FLECHAS EM LAJES COM CARGA UNIFORME – VALORES DE α e α_B									
$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$	Tipo								$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$
	α	α_B	α	α_B	α	α_B	α	α_B	
< 0,30	-	-	-	-	53,13	150,00	53,13	150,00	< 0,30
0,30	215,71	412,59	134,64	231,63	41,98	110,02	37,64	97,00	0,30
0,35	163,97	309,59	95,26	164,37	37,48	96,70	31,65	78,05	0,35
0,40	122,22	206,59	55,88	97,11	32,98	83,37	25,65	59,09	0,40
0,45	88,76	160,99	41,73	71,35	29,06	71,61	20,89	46,71	0,45
0,50	65,29	115,39	27,58	45,59	25,14	59,85	16,13	34,33	0,50
0,55	52,96	92,40	21,35	34,38	22,12	51,42	13,22	27,07	0,55
0,60	40,63	69,40	15,11	23,16	19,09	42,98	10,31	19,81	0,60
0,65	33,58	56,48	12,07	18,03	16,80	37,00	8,53	15,96	0,65
0,70	26,52	43,56	9,03	12,89	14,50	31,01	6,74	12,11	0,70
0,75	22,14	35,64	7,41	10,31	12,79	26,67	5,63	9,82	0,75
0,80	17,75	27,71	5,78	7,73	11,08	22,33	4,52	7,53	0,80
0,85	15,23	23,54	4,82	6,32	9,78	19,25	3,84	6,19	0,85
0,90	12,71	19,37	3,86	4,90	8,47	16,16	3,15	4,84	0,90
0,95	10,92	16,48	3,26	4,08	7,49	13,96	2,71	4,04	0,95
1,00	9,13	13,58	2,66	3,25	6,50	11,76	2,26	3,24	1,00
1,05	9,46	13,85	2,71	3,26	6,91	12,19	2,34	3,26	1,05
1,10	9,79	14,11	2,76	3,28	7,32	12,60	2,42	3,27	1,10
1,15	10,12	14,38	2,81	3,29	7,72	13,01	2,49	3,29	1,15
1,20	10,45	14,64	2,86	3,30	8,13	13,46	2,57	3,30	1,20
1,25	10,69	14,77	2,88	3,31	8,46	13,72	2,61	3,31	1,25
1,30	10,93	14,91	2,90	3,31	8,80	13,97	2,64	3,31	1,30
1,35	11,18	15,04	2,93	3,32	9,13	14,23	2,68	3,32	1,35
1,40	11,42	15,17	2,95	3,33	9,46	14,48	2,71	3,33	1,40
1,45	11,66	15,31	2,97	3,33	9,80	14,74	2,75	3,33	1,45
1,50	11,90	15,44	2,99	3,34	10,13	14,99	2,78	3,34	1,50
1,55	12,04	15,50	3,00	3,34	10,35	15,09	2,79	3,34	1,55
1,60	12,18	15,55	3,00	3,34	10,57	15,19	2,80	3,34	1,60
1,65	12,31	15,61	3,01	3,35	10,79	15,29	2,81	3,35	1,65
1,70	12,45	15,66	3,01	3,35	11,01	15,39	2,82	3,35	1,70
1,75	12,59	15,72	3,02	3,35	12,23	15,50	2,83	3,35	1,75
1,80	12,73	15,78	3,02	3,35	11,44	15,60	2,84	3,35	1,80
1,85	12,87	15,83	3,03	3,35	11,66	15,70	2,85	3,35	1,85
1,90	13,00	15,89	3,03	3,36	11,88	15,80	2,86	3,36	1,90
1,95	13,14	15,94	3,04	3,36	12,10	15,90	2,87	3,36	1,95
2,00	13,28	16,00	3,04	3,36	12,32	16,00	2,88	3,36	2,00
∞	15,63	16,00	3,13	3,36	15,63	16,00	3,13	3,36	∞
Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.									
$a_i = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p \ell_x^4}{E_c I}$									
b = largura da seção		ℓ_x = menor vão		E_c = módulo de elasticidade					
p = carga uniforme		ℓ_y = maior vão		I = momento de inércia					

TABELA 2.6a								
FLECHAS EM LAJES COM CARGA TRIANGULAR – VALORES DE α								
$\gamma = \frac{\ell_a}{\ell_b}$	Tipo							
								
< 0,50	7,82	2,87	3,66	1,57	7,82	2,87	3,66	1,57
0,50	5,93	2,58	3,32	1,54	4,94	2,38	3,09	1,47
0,55	5,50	2,48	3,19	1,51	4,37	2,21	2,84	1,42
0,60	5,07	2,38	3,06	1,47	3,79	2,03	2,59	1,37
0,65	4,67	2,28	2,91	1,44	3,30	1,87	2,36	1,30
0,70	4,26	2,17	2,75	1,41	2,80	1,70	2,13	1,22
0,75	3,90	2,06	2,61	1,38	2,44	1,55	1,94	1,14
0,80	3,54	1,95	2,46	1,34	2,07	1,40	1,74	1,06
0,85	3,23	1,85	2,31	1,29	1,80	1,26	1,56	0,98
0,90	2,92	1,74	2,16	1,24	1,52	1,11	1,37	0,90
0,95	2,65	1,62	2,02	1,18	1,34	0,99	1,21	0,83
1,00	2,38	1,50	1,87	1,12	1,15	0,87	1,05	0,75
1,05	2,62	1,71	2,11	1,30	1,22	0,93	1,14	0,82
1,10	2,86	1,92	2,35	1,48	1,29	0,99	1,23	0,90
1,15	3,11	2,13	2,62	1,68	1,36	1,05	1,30	0,96
1,20	3,35	2,34	2,89	1,88	1,43	1,11	1,37	1,02
1,25	3,59	2,54	3,15	2,08	1,49	1,17	1,44	1,07
1,30	3,81	2,74	3,39	2,28	1,52	1,21	1,47	1,11
1,35	4,03	2,94	3,63	2,48	1,54	1,24	1,50	1,15
1,40	4,25	3,14	3,86	2,68	1,57	1,27	1,53	1,19
1,45	4,46	3,33	4,09	2,88	1,60	1,30	1,55	1,22
1,50	4,64	3,53	4,28	3,09	1,62	1,32	1,57	1,24
1,55	4,82	3,72	4,48	3,30	1,64	1,34	1,58	1,26
1,60	5,01	3,91	4,68	3,51	1,67	1,36	1,60	1,28
1,65	5,19	4,10	4,87	3,71	1,69	1,38	1,62	1,31
1,70	5,36	4,26	5,05	3,90	1,72	1,43	1,64	1,34
1,75	5,54	4,41	5,23	4,08	1,75	1,48	1,66	1,38
1,80	5,71	4,55	5,40	4,25	1,79	1,54	1,68	1,43
1,85	5,88	4,69	5,57	4,43	1,82	1,59	1,70	1,47
1,90	6,05	4,83	5,74	4,61	1,85	1,65	1,72	1,51
1,95	6,23	4,98	5,91	4,78	1,89	1,70	1,74	1,56
2,00	6,40	5,12	6,08	4,96	1,92	1,76	1,76	1,60
Valores extraídos de BARES (1972) e adaptados por L.M. Pinheiro.								
$a_i = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{b}{12} \cdot \frac{p \ell_x^4}{E_c I}$								
b = largura da seção			ℓ_x = menor vão		E_c = módulo de elasticidade			
p = carga uniforme			ℓ_y = maior vão		I = momento de inércia			

