

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE PONTA GROSSA
SETOR DE ENGENHARIA, CIÊNCIAS AGRÁRIAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

LETÍCIA APARECIDA NUNES DE SIQUEIRA

**PROJETO DE ADAPTAÇÃO DE USO DE UMA EDIFICAÇÃO UNIFAMILIAR EM
CONCRETO ARMADO: ESTUDO DE CASO**

PONTA GROSSA

2023

LETÍCIA APARECIDA NUNES DE SIQUEIRA

**PROJETO DE ADAPTAÇÃO DE USO DE UMA EDIFICAÇÃO UNIFAMILIAR EM
CONCRETO ARMADO: ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
para obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil pela Universidade Estadual de
Ponta Grossa.

Orientadora: Prof.^a Dra. Leticia Col Debella
Santos

PONTA GROSSA

2023

LETÍCIA APARECIDA NUNES DE SIQUEIRA

PROJETO DE ADAPTAÇÃO DE USO DE UMA EDIFICAÇÃO UNIFAMILIAR EM CONCRETO ARMADO: ESTUDO DE CASO

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado e aprovado como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil pela Universidade Estadual de Ponta Grossa.

BANCA EXAMINADORA:

Prof.^a Dra. Leticia Col Debelli Santos

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Ponta Grossa

Prof. Me. Fernanda Brekailo

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Ponta Grossa

Prof. Dr. Sergio Luiz Schulz

Departamento de Engenharia Civil – Universidade Estadual de Ponta Grossa

Ponta Grossa, 06 de novembro de 2023

Dedico este trabalho aos meus pais, que sempre me apoiam e incentivam, e a minha vó Odete que guia meus caminhos lá de cima.

AGRADECIMENTOS

À Prof.^a Dra. Leticia Col Debella Santos e ao Prof. Dr. Sergio Luiz Schulz, pela contribuição de seus conhecimentos e sugestões na orientação desta dissertação. Agradeço também por todo o apoio durante a graduação, e pela paciência e disposição em ajudar.

À Prof. Me. Fernanda Brekailo, pela colaboração e auxílio.

À Universidade Estadual de Ponta Grossa e todos seus colaboradores, que contribuíram para o desenvolvimento desse trabalho e do curso.

RESUMO

Para cada uso, são definidas diferentes cargas correspondentes a serem consideradas no dimensionamento estrutural. A mudança de uso de uma edificação durante sua vida útil requer a análise da capacidade estrutural para que não ocorram acidentes. Neste Trabalho de Conclusão de Curso foram analisados os efeitos na estrutura em concreto armado de um sobrado, causados pela mudança de uso residencial para academia esportiva, através do dimensionamento e da análise das variações de esforços e de armaduras. Para tanto, foram utilizados os programas Ftool, Excel e um *software* de dimensionamento de treliças do fabricante ArcelorMittal. Para a consideração de carregamentos dinâmicos, foi utilizada a análise estática equivalente, da NBR 9062. Concluiu-se que a análise da capacidade estrutural é de grande importância e deve ser realizada antes de alterar o uso de uma edificação, visto que a estrutura analisada não apresentou resistência suficiente para resistir a alteração para uso de academia esportiva.

Palavras-chave: Estrutura de concreto armado. Mudança de uso. Dimensionamento.

LISTAS DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama tensão-deformação do concreto	17
Figura 2 - Diagrama tensão-deformação de aços CA-25 e CA-50.....	19
Figura 3 - Diagrama tensão-deformação de aços CA-60	19
Figura 4 - Diagrama tensão-deformação simplificado para armaduras passivas	20
Figura 5 - Estádio III	24
Figura 6 - Espaçamentos mínimos	27
Figura 7 - Treliça para estribos verticais	29
Figura 8 - Concreto de envolvimento da armadura	38
Figura 9 - Esquema de metodologia	44
Figura 10 - Armadura de vigota treliçada.....	50
Figura 11 - Seção de laje pré-moldada	51
Figura 12 - Variáveis para cálculo do vão efetivo.....	52
Figura 13 - Usos das lajes.....	53
Figura 14 - Reforço de laje com chapa metálica	61
Figura 15 - Perfil metálico apoiado em vigas existentes.....	62
Figura 16 - Perfis metálicos apoiados sobre pilares metálicos.....	62
Figura 17 - Aplicação de polímero reforçado com fibras.....	63
Figura 18 - Apoio de vigas	65
Figura 19 - Apoios da escada	67
Figura 20 - Planta da escada	68
Figura 21 - Lance superior	68
Figura 22 - Lance inferior.....	69
Figura 23 - Tramos das vigas	71
Figura 24 - Viga V1.....	72
Figura 25 - Momento fletor e reações de V1.....	72
Figura 26 - Esforço cortante de V1	72
Figura 27 - Unidades no Ftool para flecha imediata	83
Figura 28 - Flecha imediata pelo Ftool para viga V1.....	84
Figura 29 - Reforço com viga metálica	89

LISTAS DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de resistência de concretos estruturais.....	16
Tabela 2 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s	21
Tabela 3 - Valores do coeficiente γ_f	22
Tabela 4 - Valores dos coeficientes ψ_0 , ψ_1 e ψ_2	23
Tabela 5 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas.....	27
Tabela 6 - Limites para deslocamentos	34
Tabela 7 - Valores do coeficiente ξ em função do tempo	36
Tabela 8 - Exigências quanto a fissuração	37
Tabela 9 - Valores máximos de diâmetro e espaçamento	39
Tabela 10 - Ações variáveis residenciais.....	47
Tabela 11 - Vãos efetivos	52
Tabela 12 - Cargas conforme usos	53
Tabela 13 - Cargas atuantes nas lajes	54
Tabela 14 - Resultados de lajes conforme projeto original	55
Tabela 15 - Resultados ELS e cisalhamento conforme projeto original	56
Tabela 16 - Cargas nas lajes	57
Tabela 17 - Reações das lajes considerando sobrecarga de academia	57
Tabela 18 - ELS-DEF Aceitabilidade sensorial considerando sobrecarga de academia.....	57
Tabela 19 - Verificação de cisalhamento considerando sobrecarga de academia.....	58
Tabela 20 - Aumento de cargas	58
Tabela 21 - Aumento de momentos solicitantes.....	59
Tabela 22 - Aumento de força cortante máxima	59
Tabela 23 - Aumento de reações nas vigas	59
Tabela 24 - Aumento de armaduras adicionais	60
Tabela 25 - Máximos momentos positivos.....	64
Tabela 26 - Máximos momentos negativos.....	64
Tabela 27 - Vãos e carregamentos de vigas	70
Tabela 28 - Resultados de momento fletor e esforço cortante	73
Tabela 29 - Variações de momentos fletores	74
Tabela 30 - Altura útil e altura útil mínima.....	75
Tabela 31 - Armaduras longitudinais	76
Tabela 32 - Armaduras transversais	77

Tabela 33 - Comparação de área de armaduras	78
Tabela 34 - Cargas e momentos ELS-DEF	80
Tabela 35 - Resultados parciais ELS-DEF	81
Tabela 36 - Rigidez equivalente e inércia média.....	82
Tabela 37 - Flecha imediata calculada por fórmulas.....	82
Tabela 38 - Flecha imediata obtida pelo F_{tool}	84
Tabela 39 - Flecha imediata, total, limite e contraflecha	85
Tabela 40 - Resultados ELS-F.....	86
Tabela 41 - Verificação diâmetro e espaçamento para ELS-W	87
Tabela 42 - Abertura de fissuras.....	87
Tabela 43 - Variação de carga nos pilares.....	90
Tabela 44 - Coeficiente adicional γ_n para pilares	90

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	OBJETIVOS	12
1.1.1	Objetivo geral	12
1.1.2	Objetivos específicos	12
1.2	JUSTIFICATIVA	13
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1	CONCRETO ARMADO	15
2.1.1	Características e propriedades do concreto	15
2.1.2	Características e propriedades do aço	18
2.2	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	20
2.2.1	Método de cálculo na ruptura	21
2.3	CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL DE VIGAS SUJEITAS A FLEXÃO NORMAL	24
2.4	MÁXIMO MOMENTO RESISTENTE DA SEÇÃO	28
2.5	CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS	29
2.6	VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO DE LAJES COM VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS	32
2.7	VERIFICAÇÕES DE ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO PARA LAJES E VIGAS	33
2.7.1	ELS de deformação excessiva	33
2.7.2	ELS de formação e abertura de fissuras	37
2.8	ACIDENTES ESTRUTURAIS	39
2.9	SOBRECARGA DE ACADEMIA	40
3	METODOLOGIA	42
4	ESTUDO DE CASO	45
4.1	DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO	45
4.1.1	Projeto Arquitetônico	45

4.1.2	Projeto Estrutural	45
5	CÁLCULO ESTRUTURAL	47
5.1	AÇÕES VARIÁVEIS DE UTILIZAÇÃO	47
5.2	LAJES.....	49
5.2.1	Situação original	51
5.2.2	Mudança de uso	56
5.2.3	Análise de aumento percentual de esforços e armaduras.....	58
5.3	VIGAS	63
5.3.1	Máximo momento fletor resistido.....	63
5.3.2	Apoios, vãos e carregamentos	64
5.3.3	Momento fletor e esforço cortante	71
5.3.4	Novo dimensionamento de armaduras.....	75
5.3.5	Verificação de ELS-DEF	79
5.3.6	Verificação de ELS-F	85
5.3.7	Sugestão de reforços	88
5.4	PILARES	89
6	CONCLUSÃO.....	91
	REFERÊNCIAS	93
	ANEXO A – TABELA DE KMD, KX E KZ.....	97
	ANEXO B – PROJETOS ARQUITETÔNICO E ESTRUTURAL	98

1 INTRODUÇÃO

O concreto é um material compósito, de ampla utilização em todo o mundo, cujos principais componentes são cimento Portland, agregados graúdos e miúdos e água. Uma das aplicações do concreto é em estruturas de edificações, sendo que nesse caso, geralmente é associado ao aço. Isso se deve ao fato de que a resistência à tração do concreto é aproximadamente um décimo de sua resistência à compressão (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Já o aço, por sua vez, tem alta resistência tanto à compressão quanto à tração, além e apresentar deformação plástica antes de romper, propriedade denominada ductilidade. Sendo assim, o concreto armado, resultado da associação de concreto e aço, combina as propriedades destes, resultando em um material bastante usado em todo o mundo (Bastos, 2019).

No Brasil, os projetos de estruturas de concreto armado devem seguir as recomendações da NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto armado – Procedimento, que delimita, entre outros parâmetros, Estados Limites Último (ELU) e de Serviço (ELS). O ELU refere-se à ruína da estrutura, enquanto que os ELSs estão relacionados às condições de utilização e estética da edificação. É importante citar que durante a elaboração desse trabalho a NBR 6118 foi atualizada para sua versão de 2023, porém como as análises consideradas não foram afetadas, optou-se por manter a versão de 2014 como referência (ABNT, 2014, 2023).

O dimensionamento de estruturas de concreto armado deve ser feito de forma que seja seguro e econômico, e para isso, pode-se utilizar o método de cálculo na ruptura, ou método dos Estados Limites. Este método garante a segurança da estrutura pela majoração de cargas, que devem ser menores que a resistência minorada dos materiais (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Sendo assim, para o cálculo das estruturas, é necessário considerar valores característicos de ações e resistências, e transformá-los em valores de cálculo, conforme o Estado Limite em análise. As resistências são propriedades correspondentes aos materiais considerados para o projeto, enquanto que as cargas podem ser consultadas na NBR 6120 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 2019).

As ações são divididas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) em permanentes, variáveis e excepcionais, sendo mutáveis conforme o uso e especificações da edificação. Dessa forma, este trabalho tem a temática focada na análise de uma estrutura inicialmente projetada como residencial, e determinação se esta seria capaz de resistir a uma alteração de uso para academia esportiva, sem reforços estruturais. Considera-se que todos as condições estabelecidas pela

norma citada devem ser atendidas, e que o projeto arquitetônico e detalhes estruturais da edificação foram definidos anteriormente e não serão alterados.

Durante sua vida útil, é possível que o uso original previsto para uma edificação deixe de ser interessante economicamente, ou por qualquer outra razão, motivando a mudança de uso. Porém, essa alteração consequentemente estará associada a novos carregamentos, conforme definidos pela NBR 6120, além de outras considerações feitas pelo projetista, sendo necessário verificar a viabilidade quanto a resistência da estrutura (ABNT, 2019; Linhares, 2017).

Assim, o presente trabalho objetiva avaliar o projeto estrutural em concreto armado de uma residência unifamiliar, na situação hipotética de mudança de uso para uma academia esportiva. Para tanto, o foco será dado nas lajes e vigas da estrutura, com a intenção de verificar se a mudança de uso é viável, e quais as possíveis alterações ou modificações necessárias para tal.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Avaliar a capacidade de lajes e vigas da estrutura em concreto armado de uma edificação projetada para uso residencial, e a possibilidade de resistir a alteração de uso para academia sem reforços estruturais.

1.1.2 Objetivos específicos

- a) analisar o impacto da mudança de uso para academia esportiva sobre o dimensionamento de lajes pré-moldadas, utilizando o *software* para dimensionamento de treliças do fabricante ArcelorMittal e o método de cálculo na ruptura, e comparando o dimensionamento referente a situação original e alterada;
- b) determinar a capacidade de carga de vigas projetadas originalmente, e comparar com as solicitações obtidas para uso de academia, utilizando os *softwares* Ftool e Excel e o método de cálculo na ruptura;
- c) analisar o impacto da mudança de uso para academia esportiva sobre o dimensionamento de vigas através da comparação entre a área de armaduras original e a área necessária para resistir aos novos esforços, calculada utilizando o *software* Excel e o método de cálculo na ruptura;

- d) aplicar os conhecimentos adquiridos durante a graduação através da execução do método de cálculo na ruptura no cálculo das novas áreas de armaduras para o projeto escolhido para o estudo de caso;
- e) verificar a capacidade da estrutura original de resistir ao uso referente a uma academia esportiva sem alterações, e analisar a necessidade de reforço nas lajes e vigas, utilizando a análise estática equivalente da NBR 9062 para consideração de carregamentos dinâmicos;
- f) avaliar as alterações e modificações necessárias para a adequação da estrutura na mudança de uso proposta.

1.2 JUSTIFICATIVA

O projeto estrutural de uma edificação é feito considerando um uso específico, porém, é comum que as construções tenham seus usos alterados ao longo de sua vida útil. Para isso é necessário verificar se as novas cargas, referentes ao novo uso, serão resistidas pela estrutura original, ou será necessário reforço (Linhares, 2017). Nesse sentido, um caso específico a ser analisado é a possível transformação de uma edificação residencial em uma academia esportiva, visto que esse é um ramo em alta no Brasil, e as cargas previstas em norma para academias não diferem de maneira grandiosa daquelas previstas para residências.

Pesquisas indicam que o Brasil tem mais de 34 mil academias, representando a maioria dentre os países da América Latina (IHRSA, 2022). Pode-se dizer que para comportar essas instalações é necessária uma quantidade semelhante de estruturas adequadas a esse uso. Nesse sentido, segundo a NBR 6120, o projeto de estruturas de academias em edifícios residenciais deve considerar uma sobrecarga mínima de 3 kN/m^2 , e em clubes, 5 kN/m^2 (ABNT, 2019).

Já a respeito de edificações residenciais, segundo dados da CBIC (2022), existiam no Brasil mais de 245 mil unidades habitacionais em oferta no segundo trimestre de 2022, representando um aumento de 3,2% em relação ao mesmo período do ano de 2021. Uma vez que são edificações residenciais, as cargas consideradas para essas estruturas, são em sua maior parte de $1,5 \text{ kN/m}^2$, para dormitório, sala, copa, cozinha, sanitários e corredores de unidades autônomas, somente chegando a 3 kN/m^2 para ambientes mais específicos como salão de festas, academia e depósitos (ABNT, 2019).

Sendo assim, pode-se dizer que uma edificação projetada para ter um uso residencial não suportaria uma mudança de uso para academia na maioria de seus ambientes. Porém, durante a elaboração do projeto, o método de cálculo exige a aplicação de fatores de segurança.

Ademais, o profissional responsável pode fazer escolhas que acabam majorando a resistência do projeto, como a adoção de uma área de aço maior que a necessária para adequação às bitolas disponíveis no mercado da região.

Considerando essas e outras particularidades, somente é possível afirmar acerca da viabilidade ou não da mudança de uso analisando o caso com que se está trabalhando.

Ademais, a avaliação da capacidade da estrutura e possível necessidade de reforços é de grande importância, visto que seu colapso pode causar a morte de seus usuários, além de prejuízos financeiros. Nesse sentido, diversos autores afirmam que acidentes estruturais ocorrem com frequência no Brasil, sendo que destes, uma parte não chega a ser registrada e estudada, devido a acobertamentos por parte dos proprietários e construtores, ou pela falta de vítimas (Souza; Enami, 2009).

Dentre as principais causas dos acidentes relativos a estruturas, Souza e Emani (2009, p. 92) citam uma concentração em:

[...] Má avaliação dos carregamentos, na modelização inadequada da estrutura, em detalhamentos errados ou ineficientes, na deficiência e falta de controle de qualidade durante a execução, em sobrecargas excessivas não previstas e na falta de um programa adequado de inspeção e manutenção das obras já concluídas (Souza; Enami, 2009, p. 92).

Então, observa-se que o levantamento de carregamentos e previsão de sobrecargas estão entre os principais erros que resultam em acidentes, sendo esses os pontos influenciados por uma mudança de uso. Ademais, é comum que os proprietários das edificações não tenham acesso ou posse do projeto estrutural de sua obra, o que seria essencial para reformas ou alterações de uso (Santiago, 2014).

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCRETO ARMADO

O concreto armado é obtido pela combinação de concreto e aço, com o objetivo de aliar as características de ambos os materiais. Nesse caso, o aço é empregado nas armaduras passivas, que são aquelas que não recebem forças de protensão, e tem a função de resistir às tensões impostas na peça, sem adicionar esforços. As principais características do aço são a ductilidade, e alta resistência à compressão e à tração. Já o concreto tem boa resistência à compressão e baixa resistência à tração (ABNT, 2014; Bastos, 2019; Clímaco, 2008).

As estruturas de concreto armado são empregadas em larga escala no Brasil e no mundo, devido a sua versatilidade, disponibilidade de materiais e facilidade de aplicação se comparado a outros materiais. Porém, além desses aspectos, a viabilidade do concreto armado se deve também à compatibilidade entre o concreto e o aço em relação à aderência, dilatação e proteção (Bastos, 2019; Marino; Machado, 2016a).

A aderência entre o concreto e o aço garante a solidariedade entre esses materiais, ao evitar que ocorra deslocamento relativo entre estes quando solicitados, formando uma peça monolítica, em que os esforços de tração são absorvidos pela armadura nas zonas tracionada em que o concreto fissa. Isso evita que a peça sofra uma ruína brusca (Araújo, 2014a; Clímaco, 2008).

Já as variações de temperatura geram tensões internas, e deslocamentos relativos praticamente nulos entre o concreto e o aço devido ao fato de que os coeficientes de dilatação térmica desses materiais são aproximadamente iguais (Araújo, 2014a; Marino; Machado, 2016a).

Ademais, o concreto que envolve as armaduras evita sua corrosão, desde que sejam respeitados os cobrimentos mínimos referentes a classe de agressividade ambiental do meio, estipulados pela NBR 6118 (Araújo, 2014a; ABNT, 2014; Marino; Machado, 2016a).

2.1.1 Características e propriedades do concreto

Primeiramente, pode-se abordar a resistência à compressão do concreto, uma vez que a NBR 8953 – Concreto para fins estruturais – classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência (ABNT, 2015) divide o concreto para fins estruturais em classes

de acordo com sua resistência característica a compressão (f_{ck}), conforme Tabela 1 (ABNT, 2015). Vale ressaltar que o índice “k” representa que se trata de um valor característico.

Tabela 1 – Classes de resistência de concretos estruturais

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica a compressão (MPa)	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica a compressão (MPa)
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: ABNT (2015a).

A resistência à compressão é determinada a partir de ensaios padronizados em corpos de prova cilíndricos aos 28 dias de idade, moldados conforme NBR 5738 – Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova (ABNT, 2015b) e rompidos segundo NBR 5739 – Concreto – Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos (Araújo, 2014a; ABNT, 2018). A NBR 6118 por sua vez, aplica-se aos concretos dos Grupo I e II, até a classe de resistência C90, sendo que concretos com classe de resistência inferior à C20 não são considerados estruturais pela NBR 8953 (ABNT, 2014, 2015a).

Já a resistência à tração do concreto pode ser determinada por ensaios de tração axial, compressão diametral ou de flexão. Porém, na falta desses ensaios, podem ser adotados os valores obtidos pelas Equações (1) a (6) apresentadas a seguir, sendo $f_{ct,k}$ o valor de resistência à tração característica, $f_{ct,m}$ o valor de resistência à tração média, f_{ck} a resistência à compressão característica, e $f_{ctk,inf}$ e $f_{ctk,sup}$ os limites inferior e superior da resistência à tração, em MPa (Araújo, 2014a; Marino; Machado, 2016a).

Para concretos até a classe C50:

$$f_{ct,k}=f_{ct,m}=0,3\cdot\sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (1)$$

$$f_{ctk,inf}=0,7\cdot f_{ctm}=0,21\cdot\sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (2)$$

$$f_{ctk,sup}=1,3\cdot f_{ctm}=0,39\cdot\sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (3)$$

Para concretos de C50 a C90:

$$f_{ct,k}=f_{ct,m}=2,12 \ln(1+0,11f_{ck}) \quad (4)$$

$$f_{ctk,inf}=0,7 \cdot f_{ctm}=1,484 \ln(1+0,11f_{ck}) \quad (5)$$

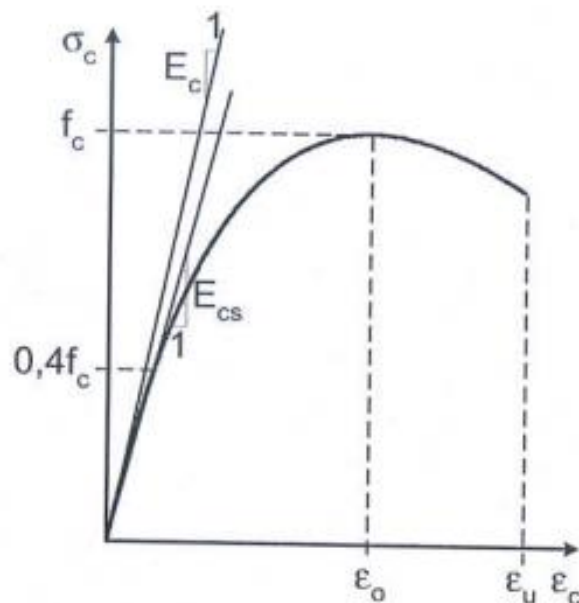
$$f_{ctk,sup}=1,3 \cdot f_{ctm}=2,756 \ln(1+0,11f_{ck}) \quad (6)$$

Ademais, o módulo de elasticidade do concreto é um parâmetro numérico que relaciona a deformação sofrida devido a aplicação de uma tensão, e no caso do concreto, é dependente das características do agregado e ligante utilizados, além da zona de transição entre estes (Bastos, 2019).

O módulo de elasticidade é determinado a partir do diagrama tensão-deformação, apresentado na Figura 1, e este por sua vez é obtido a partir de ensaios de compressão simples para o concreto. Porém, este material, não apresenta comportamento linear quando submetido certas magnitudes de tensões, devido a sua microfissuração. Assim, são definidos o módulo de elasticidade tangente inicial (E_c ou E_{ci}), e o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) (Araújo, 2014a; Bastos, 2019).

O módulo de elasticidade tangente inicial é obtido pela inclinação da reta tangente à curva na origem do diagrama, enquanto o módulo de elasticidade secante é a inclinação da reta que passa pela origem e por um ponto equivalente a 40% da resistência à compressão do concreto, conforme Figura 1.

Figura 1 - Diagrama tensão-deformação do concreto



Fonte: Araújo (2014a).

A NBR 6118 permite estimar os valores de E_{ci} e E_{cs} através das Equações (7), (8), (9) e (10) no caso de ausência de resultados de ensaios, sendo f_{ck} a resistência característica a compressão do concreto, em MPa (ABNT, 2014).

Para concretos até a classe C50:

$$E_{ci} = \alpha_e \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (7)$$

$\alpha_e = 1,2$ para basalto e diabásio

$\alpha_e = 1,0$ para granito e gnaisse

$\alpha_e = 0,9$ para calcário

$\alpha_e = 0,7$ para arenito

Concretos de classe C55 a C90:

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_e \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (8)$$

$\alpha_e = 1,2$ para basalto e diabásio

$\alpha_e = 1,0$ para granito e gnaisse

$\alpha_e = 0,9$ para calcário

$\alpha_e = 0,7$ para arenito

Concreto de classe C20 a C90:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_c \quad (9)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (10)$$

2.1.2 Características e propriedades do aço

A NBR 7480 – Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado – Requisitos (ABNT, 2022) classifica as armaduras para estruturas de concreto armado em fios e barras, sendo os fios com diâmetro inferior a 10 mm e produzidos por trefilação ou laminação a frio e as barras, com diâmetro acima de 6,3 mm, obtidas exclusivamente por laminação a quente (ABNT, 2022).

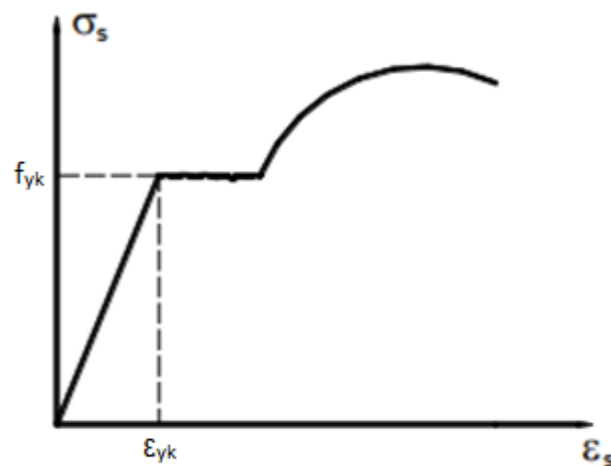
Essa norma também classifica as armaduras quanto a sua resistência de escoamento (f_{yk}) em CA-25, CA-50 e CA-60, sendo as letras “CA” indicativas de concreto armado e o valor seguinte correspondente à sua resistência ao escoamento em kN/cm² (ABNT, 2022).

A NBR 6118 também afirma que: “na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa” (ABNT, 2014, p. 29).

Ademais, uma das principais características do aço utilizados nas armaduras passivas é a sua resistência ao escoamento (f_{yk}), que é definida a partir do diagrama de tensão deformação do material, e representa a tensão a partir da qual o aço passa a sofrer deformações permanentes, pois deixa de apresentar comportamento elástico (Bastos, 2019).

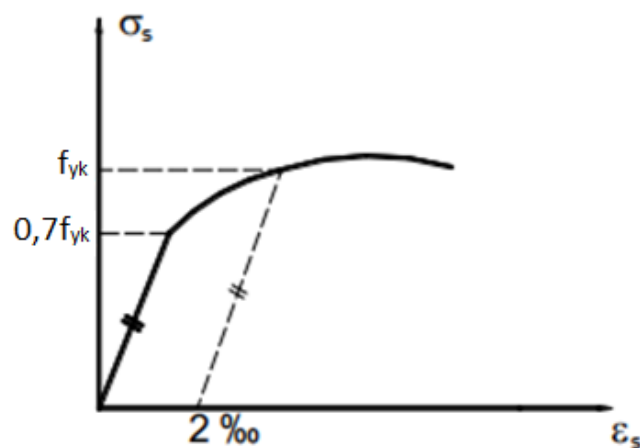
O diagrama tensão deformação dos aços deve ser obtido por meio de ensaios de tração e varia conforme seu processo de fabricação. Sendo assim, as barras (CA-25 e CA-50) laminadas a quente apresentam patamar de escoamento, conforme Figura 2, enquanto que os fios (CA-60) não apresentam essa característica, como mostra a Figura 3, e tem sua resistência ao escoamento considerada correspondente a uma deformação de 2 ‰ (Araújo, 2014a; Bastos, 2019).

Figura 2 - Diagrama tensão-deformação de aços CA-25 e CA-50



Fonte: adaptado de Bastos (2019).

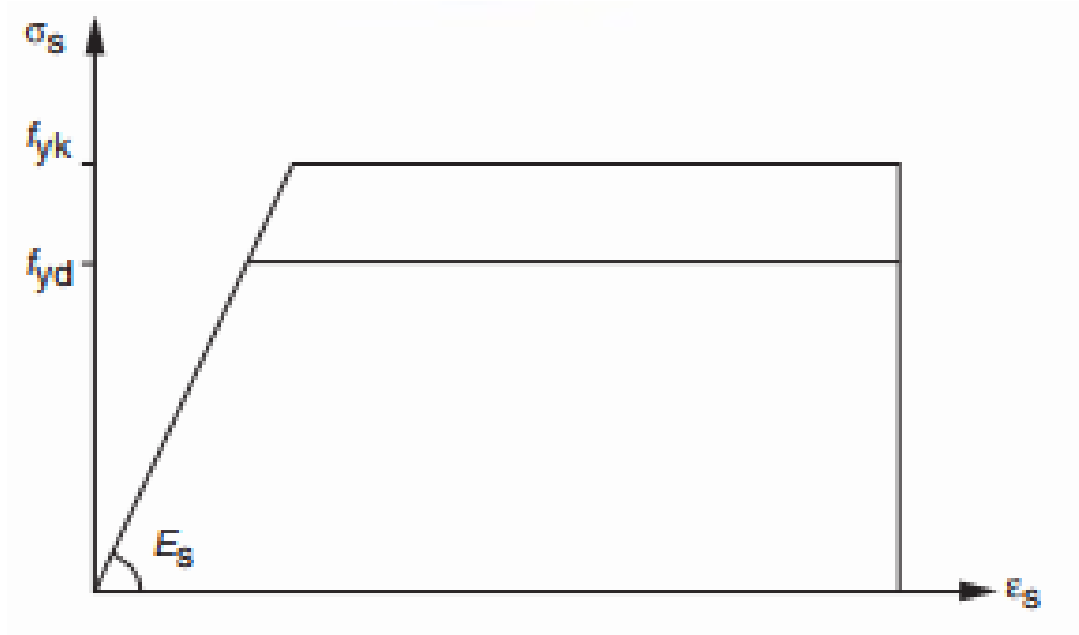
Figura 3 - Diagrama tensão-deformação de aços CA-60



Fonte: adaptado de Bastos (2019).

Para cálculos nos Estados Limites Último e de serviço, a NBR 6118 admite o uso do diagrama simplificado, conforme Figura 4, para armaduras com ou sem patamar de escoamento, desde que se esteja trabalhando entre as temperaturas de -20 °C e 150 °C (ABNT, 2014).

Figura 4 - Diagrama tensão-deformação simplificado para armaduras passivas



Fonte: ABNT (2014).

2.2 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

A NBR 6118 estabelece três requisitos de qualidade para as estruturas, sendo estes: a capacidade resistente, referente à segurança à ruptura; o desempenho em serviço, que diz respeito à utilização da estrutura durante sua vida útil, sem danos que a prejudiquem; e a durabilidade, relativa à vida útil e resistência aos fatores ambientais previstos. Sendo assim, o projeto estrutural deve garantir que esses requisitos sejam cumpridos, além de ser compatível como o projeto arquitetônico (ABNT, 2014; Bastos, 2019).

Porém, apesar de buscar proporcionar segurança e correta utilização à estrutura, o dimensionamento não pode garantir completamente essas condições, devido às incertezas e fatores aleatórios. Dentre esses, pode-se citar: as resistências consideradas, que podem não representar a realidade; as características geométricas dos elementos estruturais, que podem sofrer desvios durante a execução; e variações nas solicitações, devido a imprecisões de cálculo, dentre outros (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Ademais, os métodos de dimensionamento podem ser divididos em clássicos e de cálculo na ruptura, conforme sua forma de atingir a segurança. Os métodos clássicos consideram as solicitações em sua magnitude máxima, e correspondentes tensões máximas, enquanto que as resistências são reduzidas a uma parcela de seu valor real, e limitadas ao comportamento elástico. Essa abordagem pode levar ao superdimensionamento das estruturas, e mal aproveitamento dos materiais, assim, de acordo com a NBR 6118 e a NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento, adota-se o cálculo na ruptura (ABNT, 2003, 2014; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

2.2.1 Método de cálculo na ruptura

Os métodos de cálculo na ruptura, ou métodos dos Estados Limites fazem o uso de valores de cálculo, tanto para resistências quanto para solicitações, sendo obtidos de formas diferentes. Em um primeiro momento, as resistências de cálculo (f_d) são determinadas dividindo-se as resistências características (f_k) por um coeficiente de ponderação γ_m , conforme Equação (11). Vale ressaltar que o coeficiente “d” representa valores de cálculo (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

A resistência de cálculo do concreto com idade igual ou superior a 28 dias é denominada f_{cd} , e o coeficiente γ_m é representado por γ_c , como mostra a Equação (12). Já a resistência de cálculo do aço é escrita como f_{yd} e é obtida pela divisão da resistência característica do aço, f_{yk} , pelo coeficiente γ_s , conforme Equação (13). Os valores dos coeficiente citados são fornecidos pela NBR 6118 conforme Tabela 2 (ABNT, 2014; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (11)$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (12)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (13)$$

Tabela 2 - Valores dos coeficientes 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	1,0

Fonte: ABNT (2014, p. 71).

Já as solicitações de cálculo, representadas pelo índice “d”, são obtidas pela multiplicação de seus valores característicos por um coeficiente γ_f , sendo os valores desse coeficiente especificados pela NBR 6118, conforme Tabela 3 (ABNT, 2014).

Tabela 3 - Valores do coeficiente γ_f

Combinações de ações	Ações			
	Permanentes (g)		Variáveis (q)	
	Desfavorável	Favorável	Geral	Temperatura
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2
Especiais ou de Construção	1,3	1,0	1,2	1,0
Excepcionais	1,2	1,0	1,2	0

Fonte: ABNT (2014, p. 65).

Sendo assim, no método dos Estados Limites, a segurança é obtida considerando que as solicitações de cálculo devem ser sempre menores que as resistências de cálculo. Ademais, as incertezas são cobertas pela minoração das resistências características, com a obtenção das resistências de cálculo, e majoração das solicitações características, com as solicitações de cálculo (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Porém, deve-se atentar ao fato de que os coeficientes especificados na Tabela 2 e na Tabela 3 são válidos apenas para o Estado Limite Último (ELU), definido pela NBR 6118 como: “estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura” (ABNT, 2014, p. 4). Essa condição não pode ser atingida durante toda a vida útil da estrutura (ABNT, 2014; Bastos, 2019).

As combinações citadas na Tabela 2 e na Tabela 3 referem-se às combinações de ações para o Estado Limite Último, que consideram de diferentes formas a probabilidade de ações variáveis e permanentes atuarem simultaneamente sobre a estrutura, buscando sempre a situação mais crítica. Para obras usuais, é comum utilizar as combinações normais (ABNT, 2014; Bastos, 2019; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

As ações permanentes são aquelas que ocorrem durante toda a vida útil da estrutura, com variações próximas a zero, sendo representadas pelo índice “g”, como f_g . Um exemplo de ação permanente seria o peso próprio dos materiais empregados. Existem também as ações variáveis, com variações consideráveis ao longo da vida útil da estrutura, representadas pelo índice “q”, com f_q , e exemplificadas pela sobrecarga. Finalmente, as ações excepcionais são aquelas que tem curta duração e pequena probabilidade de acontecer, como explosões (Araújo, 2014a; ABNT, 2014).

Tendo-se definidas as ações, pode-se citar as fórmulas especificadas pela NBR 6118 para determinação das solicitações de acordo com as combinações últimas normal, especial, e excepcional, conforme Equações (14), (15) e (16) (ABNT, 2014).

$$F_d = \Sigma \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1,k} + \Sigma \Psi_0 \cdot F_{qj,k}) \quad (14)$$

$$F_d = \Sigma \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1,k} + \Sigma \Psi_2 \cdot F_{qj,k}) \quad (15)$$

$$F_d = \Sigma \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1,k} + \Sigma \Psi_0 \cdot F_{qj,k}) + F_{q1,exc} \quad (16)$$

Além do Estado Limite Último, existem também Estados Limites de Serviço (ELS), relacionados à aparência, utilização e durabilidade da estrutura, além do conforto do usuário. Para estruturas de concreto armado, devem ser verificados os Estados Limites de Serviço de formação de fissuras (ELS-F), abertura de fissuras (ELS-W), deformação excessiva (ELS-DEF) e de vibração excessiva (ELS-V) (ABNT, 2014; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Para tanto, são utilizadas as combinações de serviço quase-permanente (Equação (17)) com o ELS-DEF, frequente (Equação (18)) com os ELS-F, ELS-W e ELS-VE e rara (Equação (19)) com o ELS-F. Os valores limites para a deformação excessiva são definidos na Tabela 13.3 da NBR 6118, em sua página 77, enquanto que para fissuração, na Tabela 13.4 da mesma Norma, em sua página 80 (ABNT, 2014).

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \Psi_2 \cdot F_{qj,k} \quad (17)$$

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{q1,k} + \Sigma \Psi_2 \cdot F_{qj,k} \quad (18)$$

$$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + F_{q1,k} + \Sigma \Psi_1 \cdot F_{qj,k} \quad (19)$$

Os valores dos coeficientes ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 são definidos pela NBR 6118, conforme Tabela

4.

Tabela 4 - Valores dos coeficientes ψ_0 , ψ_1 e ψ_2

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas, que é o caso de edifícios residenciais	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas, como é o caso de edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0,0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

Fonte: ABNT (2014, p. 65).

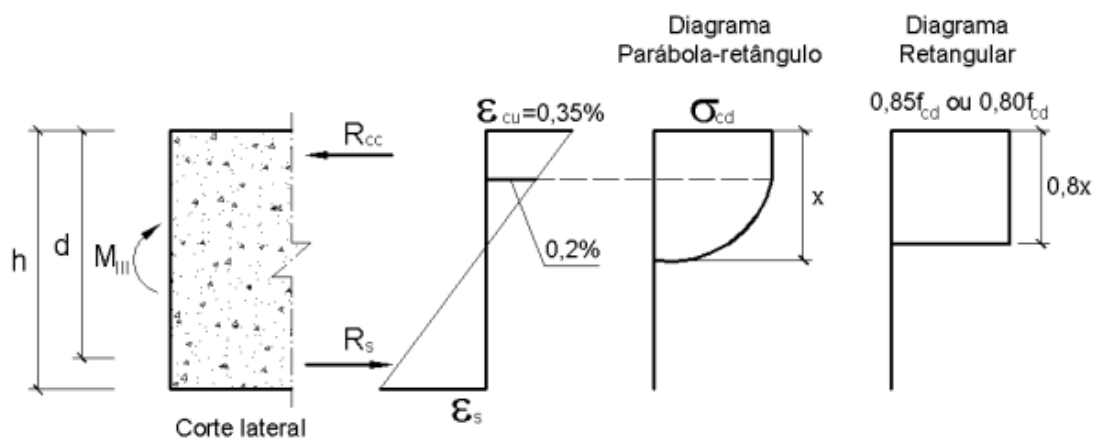
2.3 CÁLCULO DA ARMADURA LONGITUDINAL DE VIGAS SUJEITAS A FLEXÃO NORMAL

O cálculo da área de aço necessária para que uma viga resista a um momento fletor é feito com base no equilíbrio de forças e momentos. Para isso é necessário conhecer informações como altura, largura, classe de concreto e tipo de aço. Quanto ao equilíbrio de forças, para concretos de classe até C50, considera-se que na flexão simples não ocorrem forças normais solicitantes e, portanto, a força resultante das tensões de compressão do concreto (R_{cc}) deve equilibrar a força resultante das tensões de tração que o aço deve resistir (R_{st}) (Bastos, 2020; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Uma vez que a tensão é obtida pela divisão de uma força por uma área, tendo-se a tensão no material e sua área comprimida ou tracionada, é possível determinar uma força resultante. Sendo assim, a força resultante de compressão no concreto será igual a área do diagrama retangular, representado na Figura 5, multiplicada pela largura da viga (b_w), enquanto que para o aço, será a multiplicação da tensão de cálculo no aço (σ_{sd}), pela área de armadura tracionada (A_s), conforme Equação (20) e Equação (21) respectivamente (Bastos, 2020).

É importante citar que a linha neutra corresponde ao lugar geométrico da seção em que as tensões normais são nulas, usualmente tem sua posição representada por “x”, e é medida a partir da fibra mais comprimida da peça, ou menos tracionada da peça. (Bastos, 2019; Toledo; Bastos; Cury, 2020).

Figura 5 - Estádio III



Fonte: Pinheiro (2007).

$$R_{cc} = 0,85f_{cd} \cdot 0,8x \cdot b_w \quad (20)$$

$$R_{st} = \sigma_{sd} \cdot A_s \quad (21)$$

Já em relação aos momentos fletores, o momento solicitante (M_s) deve ser equilibrado por um momento resistente (M_r), que é obtido pela multiplicação da força resultante de compressão ou de tração pelo braço de alavanca z , conforme Equações (22) e (23), na qual M_d representa o momento fletor de cálculo. O braço de alavanca pode ser definido como a distância entre os pontos de aplicação das forças resultantes, ou seja, a distância entre o centro de gravidade da região comprimida de concreto, e o centro de gravidade da armadura comprimida. Esse valor pode ser calculado utilizando a altura do diagrama retangular, de $0,8x$ e a altura útil da viga (d), conforme Equação (24). Sendo assim, pode-se obter a Equação (25), desenvolvendo a partir das Equações (24) e (20) (Bastos, 2020; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

A altura útil (d) pode ser definida como: “distância do centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada até a fibra mais comprimida de concreto” (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014, p. 119).

$$M_d = M_r = R_{cc} \cdot z \quad (22)$$

$$M_d = M_s = R_{st} \cdot z \quad (23)$$

$$z = d - 0,4x \quad (24)$$

$$M_d = 0,68b_w \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4x) \quad (25)$$

Também é possível obter a Equação (26), substituindo a Equação (21) e a Equação (24) na Equação (23), e isolando-se a área de armadura tracionada (A_s) na Equação (26), obtém-se a Equação (27) (Bastos, 2020).

$$M_d = \sigma_{sd} \cdot A_s \cdot (d - 0,4x) \quad (26)$$

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sd}(d - 0,4x)} \quad (27)$$

Dessa forma, a partir das Equações (24) e (27) é possível dimensionar uma viga de seção retangular com armadura simples, sendo o momento solicitante de cálculo conhecido, pode-se determinar a posição da linha neutra (x). Então, relacionando a altura útil (d) com essa posição, sabe-se o domínio de deformação em que a peça se encontra, uma vez que o domínio 2 se inicia em x/d igual a zero, e vai até x/d igual a 0,259, limite no qual se inicia o domínio 3, que se estende até x/d igual a 0,628 para ações CA-50 (Bastos, 2020; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

A NBR 6118 limita a relação x/d ao valor máximo de 0,45 para concretos com resistência característica de até 50 MPa, de forma que se a peça atender a esse limite, estará no domínio 2 ou 3, tendo, portanto, tensão no aço igual a tensão de escoamento, que é a resistência de cálculo do aço (f_{yd}). A tensão no aço também pode ser representada por f_s , quando não necessariamente for igual a tensão de escoamento. Com isso, tem-se todas as variáveis

necessárias para calcular a área de armadura tracionada (ABNT, 2014; Bastos, 2020; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Caso a relação x/d resulte em um valor maior que o determinado pela NBR 6118 (ABNT, 2014), seria necessário reduzir o momento solicitante, aumentar a resistência do concreto, ou a seção da viga, sendo usualmente mais viável aumentar a altura da viga. Para vigas de concreto com resistência característica menor ou igual a 50 MPa, a altura útil mínima para respeitar o limite de $x/d=0,45$ pode ser calculada pela Equação (28). (Bastos, 2020; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

$$d_{\min}=2 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \quad (28)$$

Ademais, a fim de facilitar o cálculo manual e possibilitar o emprego de diversos sistemas de unidade, foram criadas fórmulas adimensionais, conforme Equações (29), (30) e (32), e valores tabelados. Aplicando-se KMD e KX na Equação (25), obtém-se a Equação (31), e com KX, KZ e a Equação (24), é possível deduzir a Equação (33). Já a partir com KZ e a Equação (27), chega-se a Equação (34) (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

$$KMD = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (29)$$

$$KX = \frac{x}{d} \quad (30)$$

$$KMD = 0,68 \cdot KX - 0,272 \cdot KX^2 \quad (31)$$

$$KZ = \frac{z}{d} \quad (32)$$

$$KZ = 1 - 0,4 \cdot KX \quad (33)$$

$$A_s = \frac{M_d}{KZ \cdot d \cdot f_s} \quad (34)$$

Com a posição da linha neutra x variando de 0 a d , KX admite valores de 0 a 1, e podem ser tabelados os valores de KMD e KZ correspondentes, conforme ANEXO A – TABELA DE KMD, KX E KZ.

Sendo assim, tem-se o dimensionamento da área de armaduras tracionadas necessária em uma viga de seção retangular e armadura simples. Porém, ainda é necessário verificar as disposições construtivas da NBR 6118, que inclui armadura mínima, armadura máxima, espaçamento livre entre as faces das barras longitudinais, e condição para a posição da força resultante da armadura (ABNT, 2014; Bastos, 2020).

A NBR 6118 estabelece que a armadura mínima pode ser verificada pela taxa mínima de armadura ($\rho_{\min}$), que é o valor mínimo do resultado da divisão da área mínima de armadura tracionada ($A_{s,\min}$) pela área de concreto (A_c), para a respectiva classe de concreto, conforme

Tabela 5. Já quanto à armadura máxima, a soma da área de armaduras tracionadas e comprimidas, para o caso de vigas com armaduras duplas, deve respeitar o máximo de 4% da área de concreto (ABNT, 2014).

Tabela 5 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

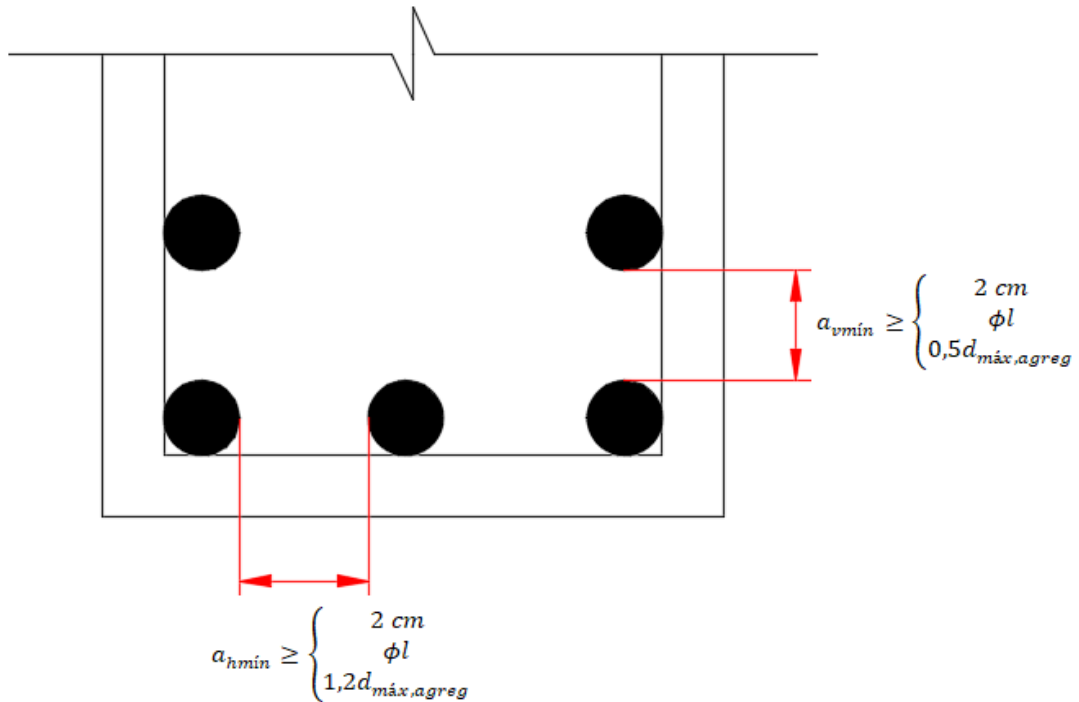
Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^*$ ($A_{s,\min}/A_c$) %						
	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208

* Os valores de $\rho_{\min}$ estabelecidos nesta tabela pressupõe o uso de aço CA50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$.

Fonte: ABNT (2014, p. 130).

Ademais, o espaçamento mínimo entre faces de barras longitudinais, medido no plano da seção transversal deve ser igual ou superior a 20 mm, o diâmetro da barra (ϕl) ou 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo ($d_{\max,agreg}$) na direção horizontal, conforme Figura 6. Na direção vertical, os valores mínimos são 20 mm, o diâmetro da barra ou 0,5 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo, como ilustrado pela Figura 6 (ABNT, 2014).

Figura 6 - Espaçamentos mínimos



Fonte: a Autora (2023).

Por fim, quanto à condição para a posição da força resultante da armadura, a NBR 6118 estabelece que:

“Os esforços nas armaduras podem ser considerados concentrados no centro de gravidade correspondente, se a distância deste centro de gravidade ao centro da armadura mais afastada, medida normalmente à linha neutra, for menor que 10 % de h.” (ABNT, 2014, p. 123)

Dessa forma, se as armaduras estiverem distribuídas em mais de uma linha, deve-se respeitar a distância máxima entre o centro de gravidade dessas linhas e o centro da armadura de 10% da altura da viga.

Quando a viga não atender a condição do valor máximo de x/d , é necessário aumentar sua altura útil, ou então utilizar armaduras de compressão, constituindo uma viga de armadura dupla. Isso ocorre quando a altura útil é menor que a mínima necessária para resistir ao momento solicitante. Essa altura útil mínima ($d_{\min}$) pode ser calculada pela Equação (28) (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

A armadura dupla deve ser utilizada somente quando existem imposições do projeto que impossibilitam que a altura útil mínima seja atendida, pois trata-se de um dimensionamento antieconômico, contra a segurança do domínio 4, e que não atende ao limite de 0,45 para x/d . Para realizar o dimensionamento nesse caso, determina-se o máximo momento fletor que a viga resistiria somente com armadura tracionada trabalhando no limite de $x/d=0,45$ pela Equação (25). A diferença entre esse momento máximo e o momento solicitante será resistida por uma armadura comprimida, e para manter o equilíbrio, uma armadura adicional tracionada (Bastos, 2020; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

2.4 MÁXIMO MOMENTO RESISTENTE DA SEÇÃO

Em casos em que se tem a seção de uma viga já determinada, com sua altura, largura, área e posicionamento de armaduras, e altura útil, é possível realizar o caminho inverso, e determinar o máximo momento fletor resistido por essa peça. Para tanto, parte-se da Equação (20) e Equação (21) referentes ao equilíbrio de forças, e supõe-se que a peça foi dimensionada de acordo com a NBR 6118 e trabalha nos domínios 2 ou 3. Dessa forma, pode-se determinar a posição da linha neutra igualando-se as equações citadas e considerando que a tensão na armadura (σ_{sd}) é igual a sua tensão de escoamento de cálculo (f_{yd}) (ABNT, 2014; Bastos, 2020; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Então, tendo-se determinado a profundidade da linha neutra, deve-se verificar a hipótese de domínios 2 ou 3, e o atendimento da NBR 6118, analisando se a condição de x/d máximo de 0,45 foi atendida. Assim, o momento fletor máximo resistido de cálculo pode ser

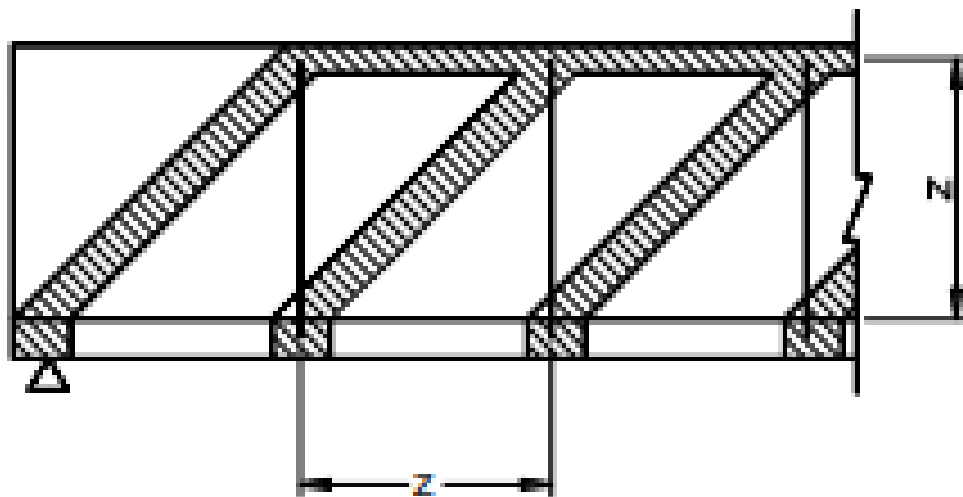
obtido pela Equação (25) ou Equação (26) (ABNT, 2014; Bastos, 2020; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

2.5 CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL DE VIGAS

Além do momento fletor, as vigas sujeitas a carregamentos verticais também sofrem a ação de esforços cortantes, que geram tensões principais inclinadas em relação ao eixo da viga. Quando a tensão principal de tração atinge o limite da resistência à tração do concreto, a peça entra no Estádio II, e a análise deve ser feita pelo modelo de treliça de Morsch. Esse modelo faz uma analogia entre os elementos de uma treliça isostática e as partes de uma viga simples com fissuras inclinadas no Estádio II (Araújo, 2014a; Bastos, 2021; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Nessa analogia, o banzo superior representa o concreto comprimido pela flexão, as diagonais referem-se às bielas comprimidas de concreto, que resistem as tensões de compressão, e os montantes representam os estribos verticais tracionados, conforme Figura 7. Também é possível considerar diagonais tracionadas, constituídas por armaduras dobradas, mas nesse caso a execução se torna mais trabalhosa (Bastos, 2021; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Figura 7 - Treliça para estribos verticais



Fonte: Bastos (2021).

A treliça com banzos paralelos e diagonais comprimidas com inclinação de 45° é denominada de treliça clássica, e é admitida pela NBR 6118 em seu Método de Cálculo I. Esse método considera também a contribuição de mecanismos resistentes complementares,

representados por uma componente adicional V_c , os quais não variam em função da força cortante solicitante de cálculo (ABNT, 2014; Bastos, 2021). Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014, p. 292), “Esses mecanismos correspondem ao engrenamento que ocorre entre as partes de concreto separadas pelas fissuras inclinadas e a resistência da armadura longitudinal que serve de apoio às bielas de concreto”.

Sendo assim, para dimensionar a armadura transversal de elementos lineares sujeitos à força cortante segundo o ELU, de acordo com o Método de Cálculo I da NBR 6118, deve-se iniciar verificando se o elemento pode ser considerado linear; caso a largura (b_w) do elemento for maior que cinco vezes sua altura útil (d), deve ser considerado laje.

Segue-se então para o cálculo da resistência, sendo que esta pode ser considerada satisfatória quando as condições descritas nas Equações (35) e (36) forem atendidas. Dentre os elementos envolvidos nessas expressões, V_{sd} representa a força cortante solicitante de cálculo, e V_{Rd2} refere-se à força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto. Já V_{Rd3} corresponde à força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal, composta pelos mecanismos complementares V_c , e pela parcela resistida pela armadura transversal V_{sw} , conforme Equação (37).

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (35)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} \quad (36)$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (37)$$

Assim, segue-se para o cálculo de V_{Rd2} , conforme Equação (38), a fim de assegurar que não irá ocorrer esmagamento das diagonais comprimidas, e atender a Equação (35). Dentre os termos da Equação (38), α_{v2} pode ser determinado pela Equação (39), na qual f_{ck} deve ser expressa em MPa, f_{cd} refere-se à resistência à compressão de cálculo do concreto, b_w à largura da viga, e d à sua altura útil (ABNT, 2014).

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (38)$$

$$\alpha_{v2} = \frac{1 - f_{ck}}{250} \quad (39)$$

O próximo passo é o cálculo da armadura transversal, sendo que igualando as Equações (36) e (37), pode-se chegar à Equação (40), considerando que a força resistente de cálculo V_{Rd3} deve ser no mínimo igual a V_{sd} . O valor de V_c , por sua vez, é obtido pela Equação (41) para casos de flexão simples, sendo f_{ctd} a resistência à tração de cálculo do concreto, dada pela Equação (42) (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \quad (40)$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (41)$$

$$f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (42)$$

Assumindo-se que a força cortante solicitante de cálculo é conhecida, e V_c foi calculada, tem-se o valor de V_{sw} , e a partir deste, pode-se determinar a área de armaduras transversais (A_{sw}) necessárias, conforme Equação (43), para estribos verticais. A variável s desta equação representa: “o espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural” (ABNT, 2014, p. 136). Já o elemento f_{ywd} corresponde à tensão na armadura transversal, limitada ao valor de f_{yd} e a 435 MPa, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \quad (43)$$

É importante ressaltar que a divisão A_{sw}/s representa a área de armaduras por unidade de comprimento da viga, sendo que A_{sw} considera a área de seção transversal de todos os ramos verticais dos estribos, que geralmente são dois, mas podem ser adotados números maiores conforme a necessidade. Ademais, é necessário verificar se a área calculada de armadura atende à armadura mínima, que pode ser determinada pela Equação (44) para estribo vertical e espaçamento de 100 cm, sendo que $f_{ct,m}$, resistência média à tração do concreto, pode ser calculada pela Equação (45), com f_{ck} em MPa (Bastos, 2021).

$$A_{swmin} \geq \frac{20f_{ct,m}}{f_{ywk}} b_w \quad (44)$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad (45)$$

Além disso, devem ser verificadas algumas disposições construtivas, como o diâmetro do estribo, que deve estar entre 5 mm e um décimo da largura (b_w) da viga, e os espaçamentos longitudinais e transversais. Os espaçamentos longitudinais se referem à distância entre estribos e devem respeitar as condições expressas pela Equação (46) para evitar o aparecimento de fissuras (Bastos, 2021).

$$V_{sd} \begin{cases} \leq 0,67V_{Rd2} \rightarrow s_{l,máx} = 0,6d \leq 30 \text{ cm} \\ > 0,67V_{Rd2} \rightarrow s_{l,máx} = 0,3d \leq 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (46)$$

Já o espaçamento transversal corresponde à distância entre ramos verticais dos estribos, e tem a finalidade de determinar quantos ramos serão necessários, sendo calculado conforme Equação (47) (Bastos, 2021).

$$V_{sd} \begin{cases} \leq 0,20V_{Rd2} \rightarrow s_{t,máx} = d \leq 80 \text{ cm} \\ > 0,20V_{Rd2} \rightarrow s_{t,máx} = 0,6d \leq 35 \text{ cm} \end{cases} \quad (47)$$

2.6 VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO DE LAJES COM VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS

A colocação de armaduras transversais em lajes é incomum devido à dificuldade de sua execução, sendo usualmente dispensadas depois de verificadas a tração diagonal e o esmagamento do concreto. Lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras de até 65 cm, e com espaçamento de 65 cm a 90 cm e largura da nervura maior que 12 podem ser verificadas como lajes, sendo que para espaçamentos acima disso devem ser verificadas como vigas (ABNT, 2014; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

As armaduras transversais podem ser dispensadas em lajes quando a força cortante de cálculo (V_{sd}) for menor que a resistência ao cisalhamento (V_{Rd1}), conforme Equação (48). Nessa equação, τ_{Rd} é a tensão resistente de cálculo ao cisalhamento e pode ser obtida pela Equação (49), sendo f_{ctd} determinada pela Equação (42). Já o coeficiente k é calculado pela Equação (50), não sendo menor que 1, e com d igual a altura útil da nervura em metros (ABNT, 2014; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Já o coeficiente ρ_1 é dado pela Equação (51), sendo A_{s1} a armadura longitudinal total de todas as vigotas no trecho considerado, e b_w a soma das larguras das nervuras no trecho considerado para lajes com vigotas pré-moldadas, sendo usual considerar uma largura de 100 cm. Ademais, para que a laje seja verificada quanto ao esmagamento do concreto, é necessário que a força cortante de cálculo (V_{sd}) seja menor que a resistência de cálculo (V_{Rd2}), conforme Equação (52), sendo que o coeficiente α_{v1} pode ser obtido pela Equação (53), f_{cd} é a resistência à compressão de cálculo do concreto, e d é a altura útil (ABNT, 2014; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d \quad (48)$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} \quad (49)$$

$$k = |1,6 - d| \quad (50)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (51)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = 0,5 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d \quad (52)$$

$$\alpha_{v1} = \left(0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \right) \leq 0,5 \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (53)$$

2.7 VERIFICAÇÕES DE ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO PARA LAJES E VIGAS

Em projetos de estruturas de concreto armado, primeiramente faz-se o dimensionamento visando garantir a segurança de edificação, pela verificação do Estado Limite Último (ELU). Porém, em um segundo momento, é necessário garantir também boas condições de uso, aparência e durabilidade, pela verificação de Estados Limites de Serviço referentes à formação e abertura de fissuras, e à deformação (Araújo, 2014b).

Para lajes, pode-se verificar apenas o ELS de deformação excessiva, pois a abertura de fissura é diretamente proporcional ao diâmetro das barras de aço utilizadas, e considera-se que para lajes são utilizadas bitolas menores. Sendo assim, para lajes calcula-se apenas sua flecha, considerando que toda a seção se encontra no Estádio I, sem fissuras (Araújo, 2014b).

2.7.1 ELS de deformação excessiva

O ELS de deformação excessiva é aquele em que as deformações calculadas atingem os limites para utilização normal da edificação. O cálculo para determinação desses deslocamentos deve considerar a presença de concreto e aço na seção da peça, que influencia em sua rigidez efetiva, além da existência de fissuras no concreto, e da ocorrência de deformações diferidas ao longo do tempo (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Porém, esses cálculos não têm grande precisão, pois a deformação real da estrutura depende também de seu método construtivo e materiais empregados. A NBR 6118 especifica também que a verificação quanto a deformação excessiva deve ser feita independente da altura útil da peça, não podendo ser dispensada (ABNT, 2014; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Ademais, os deslocamentos limites são definidos pela NBR 6118, conforme Tabela 6, sendo divididos em quatro categorias: aceitabilidade sensorial, efeitos específicos, efeitos em elementos não estruturais, e efeitos em elementos estruturais. A aceitabilidade sensorial diz respeito a vibrações indesejáveis, ou efeito sensorial desagradável, enquanto que efeitos específicos se referem a utilização adequada da edificação. Efeitos em elementos estruturais e não estruturais, por sua vez, são os referentes ao afastamento das hipóteses de cálculo e mal funcionamento de peças não estruturais, respectivamente (ABNT, 2014).

Tabela 6 - Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas adicionais	$\ell/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell/250$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\ell/350 + \text{contraflecha}$
			Ocorrido após a construção do piso	$\ell/600$
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$\ell/500$ e 10 mm e $\theta=0,0017$ rad
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\ell/250$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1=0,30$)	H/1700 e Hi/850 entre pavimentos
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$\ell/400$ e 15 mm
	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	H/500
		Revestimentos colados	Ocorrido após a construção do forro	$\ell/350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após a construção do forro	$\ell/175$
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenagem	H/400
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.		

Fonte: ABNT (2014).

A NBR 6118 especifica que “ ℓ ” se refere ao vão de elementos apoiados em ambas as extremidades, devendo ser considerado o dobro para o caso de balanços, além de que para elementos de superfície “ ℓ ” é o menor vão, e deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contra-flechas (ABNT, 2014).

Então, para verificação desse ELS, é preciso calcular a deformação da peça analisada e compará-lo com os limites. Para tanto, primeiramente é preciso determinar os valores de

cálculo das ações, pela combinação quase-permanente, conforme Equação (17), e com isso, pode-se calcular o momento fletor atuante na viga.

O cálculo de flechas em vigas de concreto armado é influenciado pela existência de armaduras, que acarretam em uma seção não homogênea, sendo necessário homogeneizar a seção, que, segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014, p. 192), consiste em: “considerar no lugar da área de aço existente A_s uma área de concreto equivalente”.

A área de concreto equivalente ($A_{c,eq}$) pode ser obtida pela Equação (54), na qual α_e é calculada pela Equação (55), sendo E_s o módulo de elasticidade do aço, que pode ser considerado igual a 210 GPa segundo a NBR 6118, e E_{cs} o módulo de deformação secante do concreto, determinado pela Equação (9) (ABNT, 2014; Bueno; Kimura, 2015; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

$$A_{c,eq} = A_s \cdot \alpha_e \quad (54)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} \quad (55)$$

Além das armaduras, os elementos estruturais podem ter regiões fissuradas, nas quais o momento de fissuração foi ultrapassado, trabalhando no Estádio II, e regiões não fissuradas, no Estádio I, sendo que no Estádio II, a inércia da seção é menor. Dessa forma, é preciso determinar o momento de fissuração, pela Equação (56), e caso seja menor que o momento atuante (M_a), indica a necessidade de calcular a inércia média (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Na Equação (56), α vale 1,5 para seções retangulares, f_{ct} equivale a $f_{ct,m}$, que é determinada pela Equação (45), I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto armado, dado pela Equação (57), e y_t é a distância do centro de gravidade à fibra mais tracionada (ABNT, 2014).

$$M_f = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad (56)$$

$$I_c = \frac{b_w \cdot h^3}{12} \quad (57)$$

A inércia média, por sua vez, pode ser calculada pela Equação (58), sendo I_{II} determinada pela Equação (59), que necessita de x_{II} , e portanto das Equações (60), (61), (62) e (63). Nessas duas últimas, h_f se refere a espessura, e b_f a largura da mesa de uma viga em forma de T, com h_f valendo zero e b_f fica igual a b_w para vigas retangulares. Já A_s' é a área de armaduras comprimidas, e d' é “a distância do centro de gravidade da armadura comprimida A_s' até a borda comprimida de concreto” (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014, p. 197).

$$I_m = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{II} \quad (58)$$

$$I_{II} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (x_{II} - d)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_s' \cdot (x_{II} - d)^2 \quad (59)$$

$$x_{II} = \frac{-a_2 \pm \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1} \quad (60)$$

$$a_1 = \frac{b_w}{2} \quad (61)$$

$$a_2 = h_f \cdot (b_f - b_w) + (\alpha_e - 1) \cdot A_s' + \alpha_e \cdot A_s \quad (62)$$

$$a_3 = -d' \cdot (\alpha_e - 1) \cdot A_s' - d \cdot \alpha_e \cdot A_s - \frac{h_f^2}{2} \cdot (b_f - b_w) \quad (63)$$

Além da não homogeneidade da seção, também é preciso considerar a fluência do concreto, referente à deformação ao longo do tempo. Sendo assim, calcula-se primeiramente a flecha imediata (a_i), conforme Equações (64) e (65) para vigas, sendo α_e variável conforme o tipo de apoio da viga, com valor de 5/384 para vigas biapoiadas, 2/384 para apoio e engaste, e 1/384 para biengastada. Para lajes maciças, a flecha imediata pode ser calculada pela Equação (66) na qual o coeficiente α pode ser obtido em quadros que relacionam o tipo de vinculação da laje com o parâmetro λ , resultado da divisão entre suas maior e menor dimensão de superfície. Já para considerar a flecha diferida, multiplica-se a flecha imediata por um coeficiente α_f , obtido pela Equação (67). Para o cálculo de α_f são necessárias também as Equações (68) e (69), sendo que os valores do coeficiente ξ em função do tempo podem ser obtidos na Tabela 7. Com isso, a flecha total (a_t) pode ser determinada pela Equação (70) (ABNT, 2014; Bueno; Kimura, 2015; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

$$a_i = \frac{\alpha_e \cdot p \cdot l^4}{(EI)_{eq}} \quad (64)$$

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \cdot I_m \leq E_{cs} \cdot I_c \quad (65)$$

$$a_i = \frac{\alpha}{100} \cdot \frac{p \cdot l_x^4}{E \cdot h^3} \quad (66)$$

$$\alpha_f = \frac{\Delta \xi}{1 + 50 \cdot p'} \quad (67)$$

$$p' = \frac{A_s'}{b_w \cdot d} \quad (68)$$

$$\Delta \xi = \xi(t) - \xi(t_0) \quad (69)$$

$$a_t = a_i \cdot (1 + \alpha_f) \quad (70)$$

Tabela 7 - Valores do coeficiente ξ em função do tempo

Tempo (t) meses	0	0,5	1	2	3	4	5	10	20	40	≥ 70
Coeficiente ξ (t)	0	0,54	0,68	0,84	0,95	1,04	1,12	1,36	1,64	1,89	2

Fonte: ABNT (2014, p. 127).

O valor da flecha total deve ser comparado com os limites da Tabela 6, sendo usual considerar o limite visual de $\ell/250$, e no caso desse limite ser ultrapassado, pode ser considerada uma contra-flecha, limitada a $\ell/350$ (Bueno; Kimura, 2015).

2.7.2 ELS de formação e abertura de fissuras

A fissuração de peças em concreto armado é quase inevitável devido à baixa resistência à tração do concreto (ABNT, 2014). Porém, a fissuração excessiva do concreto pode prejudicar a durabilidade das peças estruturais, sendo que quando combinada a outros fatores, pode levar a uma degradação rápida do concreto superficial e da armadura. Sendo assim, a fim de evitar a perda de segurança da peça, e assegurar boas condições de serviço, deve-se verificar dois Estados Limites de Serviço, de formação (ELS-F) e abertura de fissuras (ELS-W) (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Para a verificação quanto à fissuração em elementos de concreto armado, a NBR 6118 especifica que deve ser utilizada a combinação frequente de ações, calculada pela Equação (18). Ademais, a Norma traz também os valores limites de abertura de fissuras para garantir a proteção das armaduras da corrosão, conforme Tabela 8, para cada classe de agressividade.

Tabela 8 - Exigências quanto a fissuração

Classe de agressividade ambiental	CAA I	CAA II e III	CAA IV
Exigências relativas a fissuração	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm

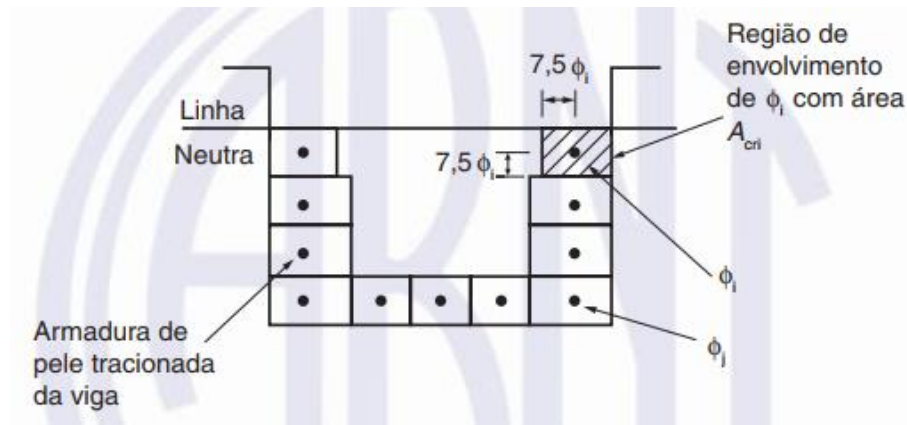
Fonte: ABNT (2014, p. 80).

Primeiramente verifica-se a formação de fissuras, pela comparação entre o momento atuante (M_a), e o momento de fissuração (M_f), dado pela Equação (56), porém com f_{ct} equivalente a $f_{ctk,inf}$ calculada pela Equação (71), com f_{ck} em MPa, sendo que se o momento atuante for maior que o de fissuração, ocorrem fissuras (ABNT, 2014).

$$f_{ctk,inf} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (71)$$

Então, caso isso ocorra, de acordo com a NBR 6118, a verificação da abertura de fissuras deve ser feita para cada elemento ou grupo de elementos de armadura, considerando “uma área A_{cr} do concreto de envolvimento, constituída por um retângulo cujos lados não distem mais de $7,5 \phi$ do eixo da barra da armadura” (ABNT, 2014, p. 128), conforme Figura 8. Sendo assim, é conveniente que toda a região superficial da zona tracionada da viga tenha a fissuração limitada por armaduras, com espaçamento inferior a 15ϕ (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Figura 8 - Concreto de envolvimento da armadura



Fonte: ABNT (2014).

O valor característico da abertura de fissuras (w_k) é igual ao menor valor dentre os obtidos pelas Equações (72) e (73), e deve ser determinado para cada parte da região de envolvimento. Nessas equações, E_{si} refere-se ao módulo de elasticidade da barra considerada, e ϕ_i ao seu diâmetro. Já ρ_{ri} é a taxa de armadura em relação a área A_{cr} , dada pela Equação (74) em que A_s é a área de armadura, e η_1 é um coeficiente de conformação superficial da armadura, valendo 1,4 para barras de CA-60 e 2,25 para CA-50 (ABNT, 2014; Bueno; Kimura, 2015; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

A resistência do concreto à tração (f_{ct}), por sua vez, assume o valor de $f_{ctk,inf}$, a qual é dada pela Equação (2). A tensão de tração no centro de gravidade da armadura (σ_{si}) pode ser calculada de forma simplificada a favor da segurança pela Equação (75), sendo g_1 e g_2 cargas permanentes, e q a carga variável. Outra forma de calcular σ_{si} seria pela Equação (76), para a qual todos os termos foram definidos no tópico anterior (ABNT, 2014; Bueno; Kimura, 2015; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ct}} \quad (72)$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (73)$$

$$\rho_{ri} = \frac{A_s}{A_{cr}} \quad (74)$$

$$\sigma_{si} = \frac{f_{yd}}{1,4} \cdot \frac{g_1 + g_2 + 0,4 \cdot q}{g_1 + g_2 + q} \quad (75)$$

$$\sigma_{si} = \frac{\alpha_e \cdot M_a \cdot (d - x_{II})}{I_{II}} \quad (76)$$

Porém, essa avaliação pode ser dispensada, e considerado atendido o ELS-W, se forem respeitados os limites da Tabela 9 no dimensionamento da peça, sendo a tensão σ_{si} calculada pela Equação (75).

Tabela 9 - Valores máximos de diâmetro e espaçamento

σ_{si} (MPa)	160	200	240	280	320	360	400
$\phi_{m\acute{a}x}$ (mm)	32	25	20	16	12,5	10	8
Espaçamento máximo - $s_{m\acute{a}x}$ (cm)	30	25	20	15	10	5	-

Fonte: ABNT (2014, p. 129).

2.8 ACIDENTES ESTRUTURAIS

Acidentes em estruturas podem ser causados por diferentes motivos, sendo responsabilidade do projetista, como erros de projeto, ou não, como mudanças de uso, obras vizinhas, abalos sísmicos, entre outros (Marcelli, 2007).

A mudança de uso de uma edificação pode alterar as cargas impostas à estrutura, visto que a NBR 6120 determina cargas específicas a cada uso. Sendo assim, para alterar o uso de uma edificação, pode-se dizer que é essencial que proprietário possua o projeto estrutural, a partir do qual seria possível analisar a viabilidade da mudança. Porém, é comum que não se tenha esse documento, sendo essa situação mais recorrente quanto mais antiga a edificação, depois de reformas sucessíveis e possivelmente, sem um projeto inicial (ABNT, 2019; Marcelli, 2007; Santiago, 2014).

Porém, apesar dessa carência, a NBR 14037 – Diretrizes para elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das edificações – requisitos para elaboração e apresentação dos conteúdos (ABNT, 2011) orienta sobre o Manual de operação, uso e manutenção das edificações, que deve ser elaborado pela empresa ou responsável técnico e entregue ao primeiro proprietário, primeiro representante legal, ou ao usuário no caso do proprietário não ser ocupante efetivo (ABNT, 2011). Esse documento tem a finalidade de:

- a) “informar aos proprietários e ao condomínio as características técnicas da edificação construída;
- b) descrever procedimentos recomendáveis e obrigatórios para a conservação, uso e manutenção da edificação, bem como para a operação dos equipamentos;
- c) em linguagem didática, informar e orientar os proprietários e o condomínio com relação às suas obrigações no tocante à realização de atividades de manutenção e conservação, e de condições de utilização da edificação;
- d) prevenir a ocorrência de falhas ou acidentes decorrentes de uso inadequado; e
- e) contribuir para que a edificação atinja a vida útil de projeto..” (ABNT, 2011, p. 1)

Assim, apesar de não fornecer as informações próprias de um projeto estrutural, orienta o usuário para evitar acidentes devido ao mau uso da edificação. E também é um documento exigido pela NBR 5674 – Manutenção de edificações – Requisitos para o sistema de gestão de manutenção (ABNT, 2012) para manutenção de edificações. Dessa forma, salienta-se que sempre que possível, deve-se consultar o projeto estrutural elaborado inicialmente para a edificação, mas esse documento nem sempre estará disponível.

Outro ponto de vista é apresentado por Marcelli (2007), que afirma que sinistros causados por mudança de uso não são de responsabilidade dos profissionais envolvidos na concepção da obra. Assim, fica ainda mais evidente a importância de se fazer uma análise criteriosa antes de se realizar a alteração de uso de uma edificação, devido aos prejuízos que podem ser causados, e à responsabilidade do profissional envolvido.

2.9 SOBRECARGA DE ACADEMIA

A NBR 6120 especifica que a sobrecarga referente a academias de clubes, hotéis e instituições de ensino é de 5 kN/m^2 , enquanto que para academias de edifício residenciais, é de 3 kN/m^2 . Porém, essas cargas devem ser consideradas como quase-estáticas, e efeitos dinâmicos precisam ser estudados com fatores ou análise específica, segundo a mesma normativa (ABNT, 2019).

As cargas dinâmicas são aquelas que variam com o tempo, seja em sua magnitude, direção ou posição, e podem gerar efeitos nas estruturas, pessoas e máquinas. Quanto às estruturas, os efeitos podem incluir fadiga, plastificação local, além de alterações nas propriedades dos materiais, e comprometimento da capacidade de serviço.

Ademais, pode-se dizer que os movimentos repetitivos feitos durante a prática de exercício físico em academias provocam cargas dinâmicas, que por sua vez podem gerar oscilações e deslocamentos adicionais na estrutura, além de danos a elementos não estruturais e barulho excessivo (Bachmann; Ammann, 1987; Moura, 2019). Por essa razão, é importante considerar esses carregamentos no dimensionamento estrutural, porém, a análise dinâmica não é foco deste trabalho, e devido a sua complexidade, não será abordada.

Sendo assim, uma alternativa à análise dinâmica é uma análise estática equivalente, para consideração desses efeitos de forma aproximada, conforme cita a NBR 9062 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado (ABNT, 2017). Para tanto, a carga estática característica permanente (g_k) é multiplicada por um coeficiente de amplificação dinâmica (β_a),

e um coeficiente de ponderação de ações (γ) para obtenção da carga estática equivalente de cálculo permanente ($g_{eq,d}$), conforme Equação (77) (ABNT, 2017).

$$g_{eq,d} \geq \gamma \cdot \beta_a \cdot g_k \quad (77)$$

A NBR 9062 traz diferentes valores para o coeficiente β_a , variando de 0,8 a 3 conforme ocasião para peças pré-moldadas (ABNT, 2017). Porém para aplicação desse conceito para sobrecargas dinâmicas em estruturas de concreto armado, poderia ser adotado um desses valores, conforme considerações do projetista.

3 METODOLOGIA

Primeiramente, a presente pesquisa é classificada quanto à sua natureza como aplicada, uma vez que procurou-se utilizar métodos de cálculo já existentes para analisar a resistência de uma edificação. Já quanto aos seus objetivos, trata-se de uma pesquisa descritiva, pois visa a aplicação de métodos já existentes, e interpretar os resultados obtidos. Ademais, a respeito da abordagem, a pesquisa é quantitativa visto que tem enfoque na determinação da resistência de uma edificação, não deixando margem para pontos de vista subjetivos.

Em um segundo momento, descreve-se os métodos adotados para desenvolvimento da pesquisa. Inicialmente foi feita uma descrição do projeto arquitetônico e estrutural estudado. Então fez-se uma pesquisa bibliográfica em sites de busca, e na plataforma CAPES a respeito da possível existência de sobrecargas adicionais que poderiam ser consideradas para academias, e da consideração de carregamentos dinâmicos, devido ao impacto dos aparelhos utilizados, e das atividades rítmicas desenvolvidas.

O próximo passo foi o estudo da estrutura, sendo que as análises deste trabalho foram limitadas às lajes e vigas do pavimento superior da estrutura em concreto armado de uma edificação originalmente projetada para o uso residencial. Também foi considerado que o projeto arquitetônico não sofreu nenhuma alteração, e quanto ao projeto estrutural utilizado, é importante citar que este não incluía o dimensionamento das lajes pré-moldadas.

Partiu-se para a análise das lajes, sendo que primeiramente foi feito o dimensionamento considerado o uso residencial, com as sobrecargas determinadas de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 2019) para cada ambiente. Para esse caso, foram determinados os esforços, armaduras e reações das lajes nas vigas, utilizando o *software* para dimensionamento de treliças do fabricante ArcelorMittal. Em seguida, esse processo foi repetido, porém considerando o uso de academia, e suas referentes sobrecargas, determinadas tanto de acordo com a NBR 6120, quando com a pesquisa bibliográfica realizada anteriormente. Também foi considerado que apenas a sobrecarga variável seria alterada, mantendo o projeto arquitetônico e as cargas permanentes originais.

Então, os esforços e armaduras obtidos para as duas situações foram comparados, a fim de analisar os efeitos gerados pela mudança de uso, e a magnitude da variação de esforços e área de armaduras necessárias.

O próximo passo foi o estudo das vigas, sendo que nesse caso não foi necessário realizar o dimensionamento para uso residencial, pois o projeto estrutural trazia todas as informações necessárias. Sendo assim, o primeiro passo foi a determinação do máximo

momento fletor resistido pelas vigas definidas pelo projeto estrutural original, considerando o limite da NBR 6118 (ABNT, 2014) quanto à posição da linha neutra em relação à altura útil (x/d). Então, estudou-se o projeto estrutural para determinação de como seriam considerados os apoios e vãos efetivos de cada viga, e juntamente com a reação das lajes, definiram-se os diagramas de carregamento de cada viga, com seus respectivos apoios, vãos, cargas distribuídas e concentradas.

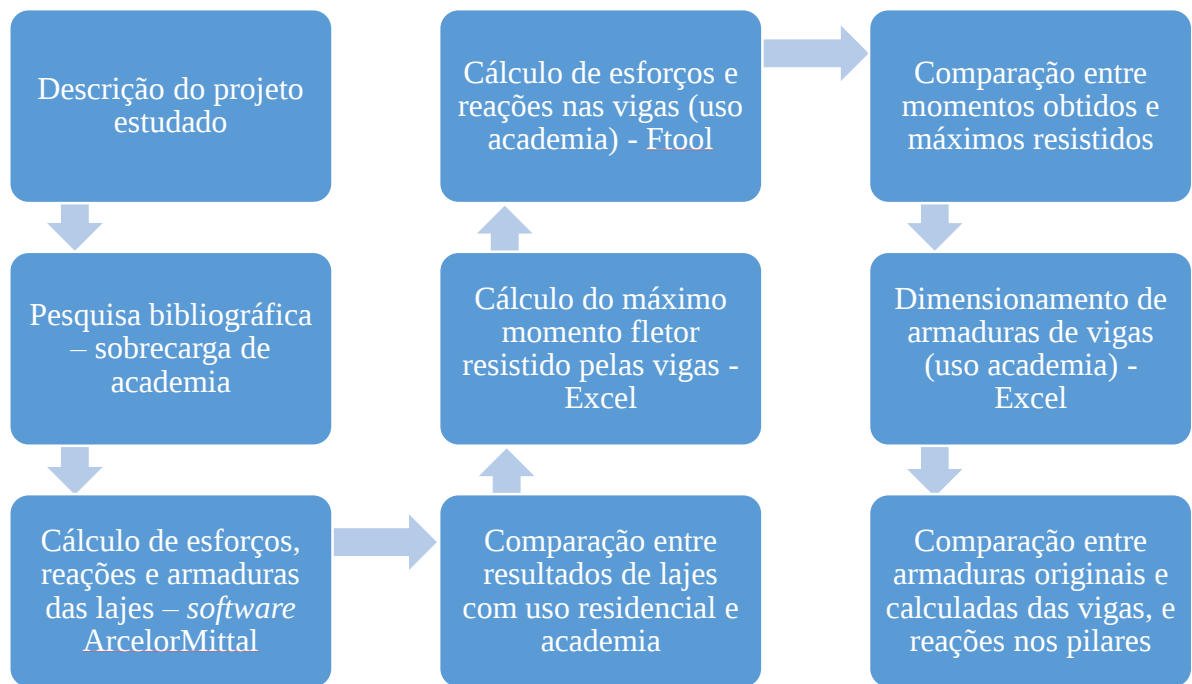
Para facilitar o cálculo do momento fletor, esforço cortante e reações de apoio das vigas foi utilizado o programa Ftool, para facilitar o cálculo do momento fletor, esforço cortante e reações de apoio das vigas. Com isso, foi possível comparar os momentos fletores gerados pelo uso de academia nas vigas com os máximos resistidos por suas seções originais, calculados anteriormente. Ademais, foram calculadas as armaduras longitudinais e transversais necessárias para as vigas com o uso de academia, utilizando o programa Excel, e compararam-se as áreas de aço obtidas com o projeto original, analisando a variação encontrada. Já quanto aos pilares, foi feita apenas uma comparação da variação da solicitação proveniente da reação das vigas, limitando o trabalho a esse ponto, a fim de evitar que o trabalho ficasse excessivamente longo.

Ainda, foi discutida a sugestão de reforços que poderiam ser executados nas peças estruturais para as quais foi constatado que sua resistência original não seria suficiente.

O processo completo é ilustrado simplificadaamente na Figura 9.

Neste trabalho, optou-se pelo cálculo analítico dos esforços e do dimensionamento dos elementos estruturais, ainda que auxiliado por *softwares* como o Ftool, que é útil apenas para estruturas planas; por hipótese, foi considerado que as lajes se apoiam nas vigas, e estas nos pilares. Com isto, o foco foi a busca da melhor compreensão e da aplicação adequada das teorias e métodos tratados nas disciplinas de Mecânica Estrutural e Estruturas de Concreto Armado do Curso.

Figura 9 - Esquema de metodologia



Fonte: a Autora (2023).

4 ESTUDO DE CASO

4.1 DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO

Para o desenvolvimento do presente trabalho, foram utilizados os projetos arquitetônico e estrutural de um sobrado, cedidos pelo Engenheiro Civil Jairo Trombetta (CREA PR-20.250/D) por intermédio da Eng.^a Civil Letícia Col Debella Santos, cuja descrição é dada a seguir.

4.1.1 Projeto Arquitetônico

O projeto arquitetônico é apresentado nas plantas anexas (ANEXO B – PROJETOS ARQUITETÔNICO E ESTRUTURAL), e previa a execução de duas unidades iguais e independentes em um terreno de 317,10 m². Cada sobrado tem 125,75 m² de área construída, sendo 59,70 m² referentes ao pavimento térreo e 66,05 m² ao pavimento superior.

O pavimento térreo é constituído por sala, cozinha, lavanderia, lavabo, circulação e garagem. Já o pavimento superior inclui dois quartos, uma suíte com sacada e um banheiro social.

Já quanto aos materiais, o projeto prevê paredes de alvenaria, revestimento cerâmico nos pisos de todas as áreas, azulejos nas paredes das áreas molhadas e pintura com tinta acrílica nas demais, janelas de alumínio, e portas de madeira e de vidro, forro constituído por laje em todos os ambientes, além de cobertura feita por telhas de concreto.

4.1.2 Projeto Estrutural

O projeto estrutural é apresentado nas plantas anexas (ANEXO B – PROJETOS ARQUITETÔNICO E ESTRUTURAL). Primeiramente descreve-se a fundação da edificação, que é constituída majoritariamente por sapatas isoladas, sendo somente dois dos doze pilares apoiados sobre uma sapata associada. Ademais, são previstas duas estacas de diâmetro igual a 20 cm, que servem de apoio para vigas baldrame do pavimento térreo.

O pavimento térreo por sua vez, tem a continuação dos doze pilares que nasceram na fundação, sendo um com dimensões de 14 por 30 cm, um de 20 por 20 cm, oito de 12 por 30 cm e dois de 12 por 40 cm, os quais são ligados por vigas baldrame de largura 12 cm e altura

igual a 25 ou 35 cm, variando conforme a posição destas. Existe também uma viga com esperas para apoio da escada.

Já o pavimento superior, mantém os doze pilares, mas suas vigas têm largura variando de 12 a 40 cm e altura também variando de 12 a 40 cm, e piso em lajes pré-moldadas orientadas conforme o menor vão. Somente a região correspondente ao vão da escada não possui piso em laje pré-moldada. As armaduras e dimensões das vigas são detalhadas pelo projeto estrutural, porém a espessura e armaduras adicionais das lajes não são especificadas no projeto estrutural.

O pavimento de cobertura é onde os pilares morrem, sendo que seis são estendidos por mais 2,75 m para constituir o compartimento destinado a conter uma caixa de água de 500 L. Ademais, as vigas têm largura variando entre 12 e 14 cm, e altura de 35 cm, enquanto que o piso é constituído por lajes pré-moldadas orientadas conforme o menor vão. Também são previstas armaduras de borda nas extremidades dos fundos e da fachada das lajes.

Ademais, a edificação fica localizada na rua Amapá, na Zona Residencial IV da cidade de Pato Branco – PR, que pode ser considerado um ambiente urbano para fins de classificação de agressividade ambiental. Também é importante citar que foi previsto para toda a estrutura o uso de concreto C25, com f_{ck} de 25 MPa, e aços CA-50, com f_{yk} de 50 kN/cm² e CA-60, com f_{yk} de 60 kN/cm².

Por fim, ressalta-se ainda que o método utilizado para dimensionamento não é conhecido, de forma que não se pode afirmar se foram utilizados *softwares* como Eberick ou TQS ou outro(s). O projeto estrutural a que tivemos acesso detalha a armadura das vigas e pilares, porém não das lajes, sendo apresentado nas plantas anexas.

5 CÁLCULO ESTRUTURAL

5.1 AÇÕES VARIÁVEIS DE UTILIZAÇÃO

Originalmente a edificação estudada foi projetada para uso residencial, de forma que as sobrecargas utilizadas para cálculo de sua estrutura são aquelas referentes aos diferentes cômodos de uma residência, conforme NBR 6120. Essas cargas tem valores conforme indicado na Tabela 10 (ABNT, 2019).

Tabela 10 - Ações variáveis residenciais

	Local	Carga uniformemente distribuída (kN/m ²)
Edifícios residenciais	Dormitórios	1,5
	Sala, copa, cozinha	1,5
	Sanitários	1,5
	Despensa, áreas de serviço e lavanderia	2
Escadas e passarelas	Residenciais, hotéis (dentro de unidades autônomas)	2,5

Fonte: ABNT (2019).

Já para o novo uso proposto, de academia, a NBR 6120 traz valores diferentes de cargas, sendo 3 kN/m² para academias de edifícios residenciais, e 5 kN/m² para academias de clubes (ABNT, 2019).

Porém, a norma também especifica que as cargas citadas são os valores característicos mínimos, e devem ser consideradas como quase-estáticas, de forma que efeitos dinâmicos devem ser considerados por meio de fatores dinâmicos ou análise dinâmica.

Sendo assim, para o caso de academias, pode-se dizer que se tem um carregamento dinâmico, devido aos movimentos de massa e atividades repetitivas, que podem causar vibrações excessivas e desconforto, além de apresentar um risco a segurança da estrutura (Lima, 2007; Lozovey; Koerich; Souza, 2018; Moura, 2019).

Diversos estudo já foram realizados quanto as cargas dinâmicas em estruturas, podendo-se destacar o trabalho de Richter dos Santos, Almeida de Sousa e Santos da Silva (2022), que investigou o comportamento estrutural de pisos compostos por concreto e aço, sujeitos a cargas dinâmicas geradas por atividades humanas rítmicas. Este trabalho também avaliou o conforto humano nessas estruturas, comparando as vibrações encontradas com os limites de serviço. Para tanto, foram considerados diversos modelos matemáticos de carregamentos dinâmicos, além de sistemas biodinâmicos que consideram características individuais das pessoas como massa, rigidez e amortecimento. Como resultado foi obtida a

resposta dinâmica de um piso quadrado de lado 40 m à atividade humanas rítmicas, com a obtenção dos valores de deformações e acelerações, os quais foram comparados com os máximos recomendados para o conforto humano. Os autores concluíram que o piso analisado estaria suscetível a vibrações excessivas e desconforto aos usuários.

Duan, Xiong e Qian (2021) por sua vez, estudaram a modelagem de cargas de saltos individuais, utilizando redes adversárias generativas. A definição desse modelo de carga era necessária para a avaliação da vibração em estruturas sujeitas a esse tipo de carregamento. Como resultado foi obtido um modelo que pode ser aplicado no cálculo da distribuição de probabilidades de respostas estruturais induzidas por cargas de pulso individuais, também pode ser estendido para multidões, e outras solicitações dinâmicas, como terremotos.

Já Al-Bazoon e Arora (2022) apresentaram um novo procedimento computacional para otimizar estruturas sujeitas a cargas dinâmicas, e para tanto investigaram três métodos para transformação de cargas dinâmicas em cargas estáticas equivalentes. Como resultados, os autores puderam determinar qual foi o método mais eficiente ao atingir um melhor resultado com um menor número de análises.

Ademais, Brasil e Silva (2013) descrevem que os movimentos rítmicos efetuados pelos usuários das estruturas podem induzir vibrações, sendo que quando as percebem, os usuários tendem a sincronizar seus movimentos com as vibrações, tornando-as ainda mais intensas. Para evitar que ocorram vibrações excessivas, os autores propõem três soluções possíveis. A primeira delas é que seja feita a sintonização da estrutura, evitando que esta tenha a mesma frequência dos movimentos humanos. Outra opção seria calcular a resposta as vibrações forçadas pela modelagem das forças dinâmicas, ou então, introduzir controles passivos e/ou ativos.

Dessa forma, pode-se dizer que existem formas de analisar as cargas dinâmicas impostas a uma estrutura utilizada como academia, porém essas análises são complexas, e foram estudadas em trabalhos inteiramente dedicados a este assunto.

Por esse motivo, buscou-se uma alternativa para uma consideração simplificada, e optou-se por realizar uma análise estática equivalente, como sugerido pela NBR 9062 para casos em que não é possível efetuar uma análise dinâmica. Para essa análise, a carga estática equivalente de cálculo ($g_{eq,d}$) é obtida pela multiplicação da carga estática característica (g_k), por seu respectivo coeficiente de ponderação de ações (γ) e por um coeficiente de amplificação dinâmica (β_a), conforme Equação (77) apresentada anteriormente (ABNT, 2017).

Os valores mínimos para o coeficiente de amplificação dinâmica são determinados no item 5.3.2.2 da NBR 9062 (ABNT, 2017), e são apresentados a seguir:

- a) $\beta_a = 1,30$, na ocasião do transporte, com carga permanente em situação desfavorável;
- b) $\beta_a = 0,8$, na ocasião do transporte, com carga permanente em situação favorável, ou outro valor definido em verificação experimental comprovada;
- c) $\beta_a = 1,3$, na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem do elemento;
- d) $\beta_a = 1,4$, na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem do elemento sob circunstâncias desfavoráveis, como o formato do elemento ou detalhes que dificultem a sua extração da fôrma ou superfície de contato com a fôrma maior que 50 m^2 ;
- e) $\beta_a < 1,3$, na ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem quando os elementos forem de peso superior a 300 kN . O valor de β_a deve ser estabelecido conforme experiência local, bem como formas e equipamentos de içamentos adotados;
- f) $\beta_a = 3$, para projetos dos dispositivos de içamento, para saque, manuseio e montagem, em contato com a superfície do elemento ou ancorado no concreto;
- g) $\beta_a = 1,3$, para o caso de transporte e içamento de pilares, sendo obrigatória a limitação da tensão da armadura longitudinal do elemento a $0,50 f_{yk}$.

Dessa forma, optou-se por utilizar o coeficiente $\beta_a = 1,4$, considerando que durante as atividades de uma academia, as cargas podem ser provenientes da queda de um peso, como por exemplo quando uma pessoa solta uma anilha. É importante citar que a opção pelo uso das recomendações da NBR 9062 (ABNT, 2017) foi uma escolha da autora, sendo que durante a pesquisa bibliográfica realizada não foram encontradas outras fontes utilizando esse método.

5.2 LAJES

As lajes da edificação estudada são constituídas por nervuras unidirecionais pré-moldadas de vigotas treliçadas, orientadas conforme o menor vão, e elementos de enchimento de cerâmica. Segundo a NBR 6118, lajes nervuradas podem ser definidas como “lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos esteja localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte.” (ABNT, 2014, p. 97).

Já segundo a NBR 14859-1 Lajes pré-fabricadas de concreto Parte 1: Vigotas, minipainéis e painéis - Requisitos, lajes pré-fabricadas por sua vez tem a definição de: “Elemento estrutural plano, constituído por elementos pré-fabricados, estruturais e inertes de

enchimento e/ou de forma permanente, armaduras e concreto complementar de obra...” (ABNT, 2016, p. 3).

Ademais as vigotas treliçadas são elementos estruturais pré-fabricados, produzidos sob rigoroso controle de qualidade, englobando total ou parcialmente a armadura de tração, sendo capaz de alojar armaduras passivas inferiores complementares de tração, totalmente englobadas pelo concreto da nervura. As armaduras das vigotas treliçadas tem forma de treliça espacial eletrossoldada composta por diagonais laterais de forma senoidal e três banzos paralelos, conforme Figura 10 (ABNT, 2016a; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Figura 10 - Armadura de vigota treliçada

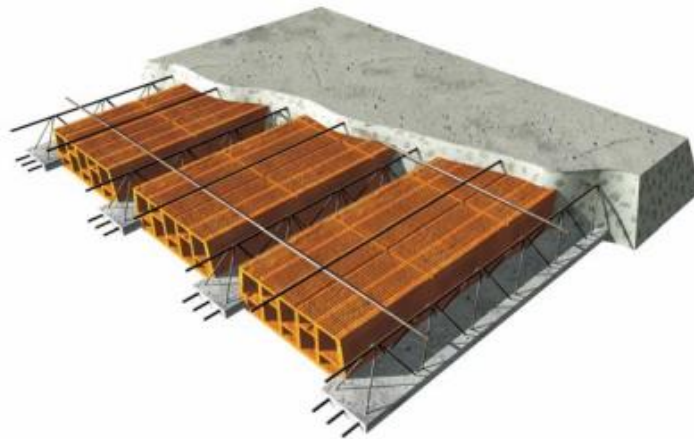


Fonte: ArcelorMittal (2019).

Os elementos de enchimento, por sua vez, são elementos pré-fabricados não estruturais, cuja finalidade é reduzir o peso próprio da laje e o consumo de concreto, e resistir as cargas impostas durante sua execução, servindo de fôrma para o concreto complementar de capeamento. Podem ser constituídos por materiais inertes diversos, como cerâmica e EPS, tem como característica ruptura frágil ou dúctil, e podem ser maciços ou vazados (ABNT, 2016a, 2016b; Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Sendo assim, no caso de lajes pré-moldadas com vigotas treliçadas, cada nervura é constituída por uma vigota e uma faixa de concreto de capeamento, até meia distância entre duas vigotas adjacentes, conforme Figura 11. Nos casos em que as nervuras longitudinais principais estão alinhadas segundo apenas uma direção, denominam-se lajes nervuradas unidirecionais, sendo usual que essa direção seja a do menor vão (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Figura 11 - Seção de laje pré-moldada



Fonte: Longo (2022).

5.2.1 Situação original

Iniciaram-se os estudos com a análise do projeto estrutural original, que previa cargas próprias de uma residência para as lajes, a fim de obter-se os momentos fletores máximos gerados em cada laje por essas cargas e compará-los com os gerados pelo novo uso. Sendo assim primeiramente foi feita a discretização do pavimento superior, definindo os vínculos entre as lajes, e entre as lajes e vigas.

Os tipos de apoio podem variar entre apoio simples, apoio contínuo ou engaste, e borda livre. Para o caso de apoio simples, a extremidade da laje transmite somente cargas verticais proveniente de suas reações de apoio às suas vigas suporte, e tem rotação livre. Já o apoio contínuo ocorre quando uma laje vizinha tiver rigidez suficiente para impedir a rotação em sua borda comum com outra laje, sendo que estas lajes contíguas continuam transmitindo apenas esforços verticais às vigas. A borda livre, por sua vez, é caracterizada por uma extremidade em balanço (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014; Marino; Machado, 2016b).

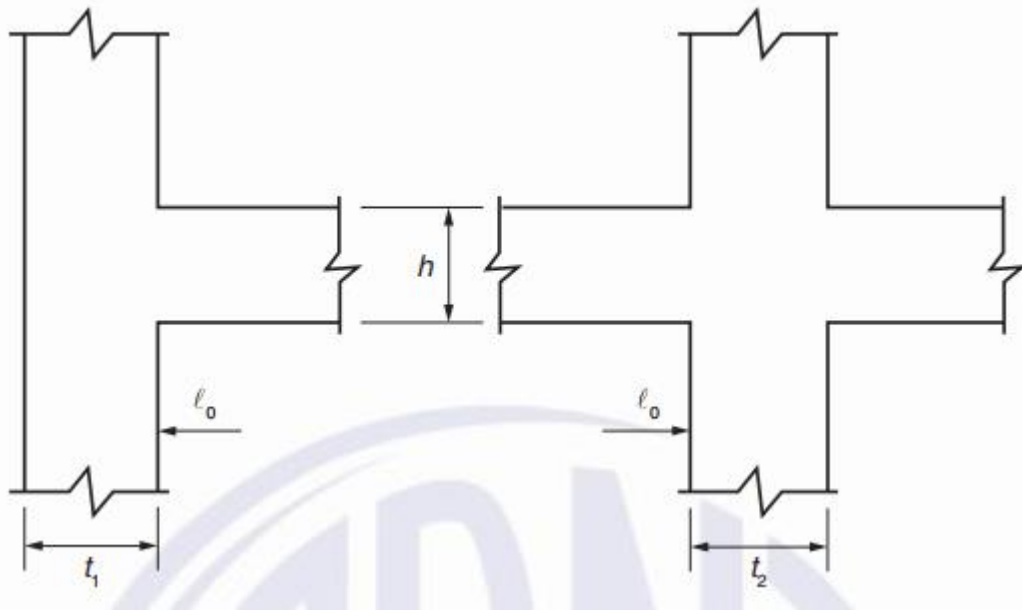
Para as lajes pré-moldadas unidirecionais é usual que sejam considerados vínculos por apoio simples, de forma que as vigas em que as lajes se apoiam recebem a maior parte da carga. Sendo assim, foi considerado que todas as extremidades das lajes analisadas tinham vínculo por apoio simples.

O próximo passo foi o cálculo dos vãos efetivos das lajes através da Equação (78), na qual ℓ_{ef} representa o vão efetivo, ℓ_0 refere-se ao vão livre, a_1 é igual ao menor valor entre $(t_1/2$ e $0,3h$), e a_2 é obtido pelo menor valor entre $(t_2/2$ e $0,3h$), sendo h a altura da laje e t_1 e t_2 a largura dos apoios, conforme Figura 12. A Equação (78) e suas variáveis foram retiradas da

NBR 6118 (ABNT, 2014). Considerando lajes com altura h de 12 cm, os resultados obtidos para os vãos efetivos foram apresentados na Tabela 11, sendo que ℓ_x refere-se ao menor vão efetivo, e ℓ_y ao maior.

$$\ell_{ef} = \ell_0 + a_1 + a_2 \quad (78)$$

Figura 12 - Variáveis para cálculo do vão efetivo



Fonte: ABNT (2014).

Tabela 11 - Vãos efetivos

Laje	ℓ_0 (cm)	a_1 (cm)	a_2 (cm)	ℓ_x (cm)	ℓ_0 (cm)	a_1 (cm)	a_2 (cm)	ℓ_y (cm)
L1	298	12	12	305,2	345	14	12	352,2
L2	135	12	12	142,2	302	12	12	309,2
L3	135	12	12	142,2	302	12	12	309,2
L4	88	12	12	95,2	106	40	12	113,2
L5	103	12	12	110,2	106	40	12	113,2
L6	313	12	12	320,2	460	20	12	467,2
L7	316	14	12	323,2	479	12	12	486,2
L9	109	12	20	116,2	313	12	12	320,2

Fonte: Autora (2023).

Seguiu-se então para o levantamento de cargas, tendo como base o projeto arquitetônico, o projeto estrutural, e a NBR 6120. Em um primeiro momento foram definidas as cargas permanentes, sendo estas somente o peso próprio da laje, e o revestimento. Quanto ao revestimento, conforme descrito anteriormente, todos os cômodos da edificação têm acabamento de piso em cerâmica, e, portanto, foi considerada uma carga de piso de 1,4 kN/m², referente a revestimento de pisos de edifícios residenciais e comerciais com 7 cm de espessura, conforme NBR 6120 (ABNT, 2019).

Já o peso próprio foi consultado no *software* para dimensionamento de treliças do fabricante ArcelorMittal, e considerou-se uma laje com 12 cm de espessura, sendo 8 cm referentes às vigotas de modelo TB 8L, e 4 cm de capa de concreto. O peso obtido foi de 188 kgf/m², ou 1,88 kN/m². É importante citar que as armaduras desse modelo de treliça são constituídas por duas barras inferiores de 5 mm de diâmetro, uma barra superior de 6 mm de diâmetro, e barras diagonais de 4,2 mm de diâmetro, sendo todas em aço CA-60, conforme informações retiradas do mesmo programa (ArcelorMittal Brasil, 2019).

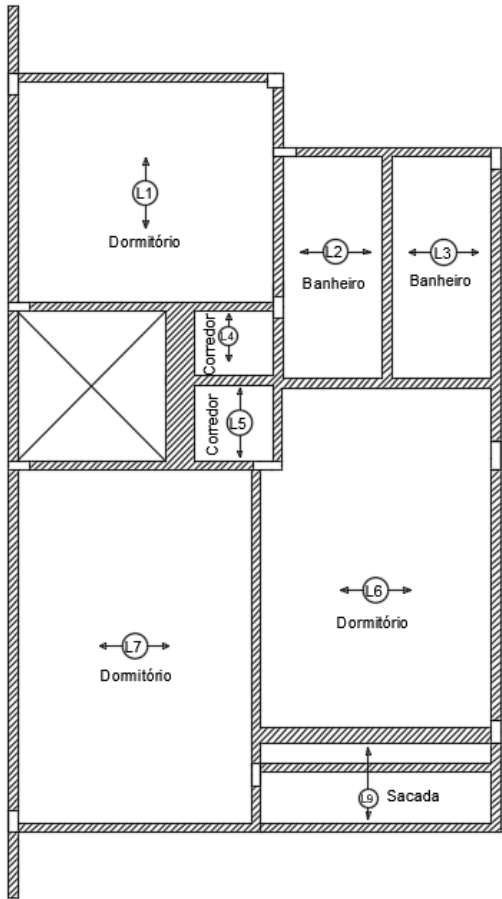
Já as sobrecargas variáveis foram definidas de acordo com os usos de cada cômodo, os quais foram representados simplificadaamente na Figura 13. As sobrecargas relacionadas a esses usos, segundo a NBR 6120, foram elencadas na Tabela 12.

Tabela 12 - Cargas conforme usos

Local	Carga (kN/m²)
Dormitórios	1,5
Banheiros/sanitários	1,5
Corredores dentro de unidade autônoma	1,5
Sacada residencial	2,5

Fonte: NBR 6120 (2019).

Figura 13 - Usos das lajes



Fonte: Autora (2023).

Sendo assim, as cargas variáveis, permanentes e totais atuantes em cada laje, foram relacionadas na Tabela 13.

Tabela 13 - Cargas atuantes nas lajes

LAJE	Sobrecarga (kN/m ²)	Revestimento (kN/m ²)	Peso próprio (kN/m ²)	Carga total (kN/m ²)
L1	1,5	1,4	1,88	4,78
L2	1,5	1,4	1,88	4,78
L3	1,5	1,4	1,88	4,78
L4	1,5	1,4	1,88	4,78
L5	1,5	1,4	1,88	4,78
L6	1,5	1,4	1,88	4,78
L7	1,5	1,4	1,88	4,78
L9	2,5	1,4	1,88	5,78

Fonte: a Autora, 2023.

Então, tendo-se a carga distribuída nas lajes em kN/m², para obter a carga em cada nervura, basta multiplicar sua largura pela carga na laje, resultando em um valor em kN/m. Tendo-se essa carga, e o vão efetivo da laje no sentido das nervuras, pode-se calcular o momento máximo ($M_{\text{máx,ner}}$), em kN.m, de uma nervura conforme Equação (79), recomendada por Carvalho e Figueiredo Filho (2014, p. 91).

$$M_{\text{máx, ner}} = \frac{p \cdot \ell_{\text{ef}}^2}{8} \quad (79)$$

Já para obter o momento máximo por metro ($M_{\text{máx,m}}$), pode se realizar uma regra de três relacionando o valor obtido por nervura com a largura da nervura, e o valor por metro com uma unidade, conforme Equação (80).

$$\frac{M_{\text{máx,ner}}}{\text{largura nervura (m)}} = \frac{M_{\text{máx,m}}}{1} \quad (80)$$

Ademais, foi necessário determinar as reações das lajes nas vigas, e apesar de as lajes serem unidirecionais, não é possível considerar que apenas as vigas perpendiculares a essa direção recebam todas as cargas da laje, devido a rigidez conferida pela capa de concreto. Sendo assim, pode-se admitir que as vigas paralelas à direção das vigotas recebem 25% das cargas provenientes das lajes, enquanto que as vigas perpendiculares recebem 100%. Dessa forma, no cálculo das vigas será empregada uma carga de 1,25 vezes a carga da laje, a favor da segurança (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

Sendo assim, a ação nas vigas perpendiculares às nervuras pode ser obtida pela Equação (81), em que p_{vy} representa a carga nessa direção, p é a carga na laje, e ℓ_x é o vão efetivo da laje na direção paralela à viga analisada. Já para as vigas paralelas às vigotas, utiliza-

se a Equação (82), em que p_{vx} é a carga na viga nessa direção (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

$$p_{vy} = \frac{p \cdot \ell_x}{2} \quad (81)$$

$$p_{vx} = 0,25 \cdot p_{vy} \quad (82)$$

Esse processo pode ser feito manualmente, mas optou-se por utilizar o *software* de cálculo de treliças do fabricante ArcelorMittal. Para uso desse programa deve informar o vão livre e a largura dos apoios das lajes, além do tipo e dimensões do elemento de enchimento, tipo de treliça, cargas permanentes e variáveis, resistência característica (f_{ck}) do concreto, e espessura da capa de concreto. Como resultados, o *software* fornece o momento fletor máximo por nervura e por metro, reações principais de apoio, armações adicionais necessárias, flechas, verificação do cisalhamento, dentre outros dados não utilizados nesse estudo.

As informações de flechas foram utilizadas para a verificação do Estado Limite de Serviço de deformação excessiva, considerando como limites a aceitabilidade sensorial visual e de vibrações, com flecha máxima de $\ell/250$ e $\ell/350$, respectivamente, conforme Tabela 6.

Os resultados obtidos para as lajes considerando o uso residencial foram organizados na Tabela 14 e na Tabela 15, podendo-se observar que não foram necessários estribos ou contra-flechas. Também é importante citar que o cálculo da resistência de cálculo (V_{Rd2}) foi feito manualmente, conforme Equação (52), uma vez que o *software* fornece apenas o cálculo do máximo esforço cortante de cálculo V_{sd} e da resistência ao cisalhamento (V_{Rd1}) para o critério de lajes.

Tabela 14 - Resultados de lajes conforme projeto original

LAJE	Momento máximo por nervura (kgf.m)	Momento máximo por metro (kgf.m)	Cortante máximo por nervura (kgf)	Cortante máximo por metro (kgf)	$R_{principal}$ (kN/m) - p_{vy}	$R_{secundaria}$ (kN/m) - p_{vx}	Armaduras adicionais - CA-60
L1	233,77	556,6	306,4	729,5	7,29	1,82	2 ϕ 5
L2	50,75	120,83	142,8	339,9	3,40	0,85	1 ϕ 4,2
L3	50,75	120,83	142,8	339,9	3,40	0,85	1 ϕ 4,2
L4	22,75	54,16	95,6	227,5	2,28	0,57	1 ϕ 4,2
L5	30,48	72,57	110,6	263,4	2,63	0,66	1 ϕ 4,2
L6	257,31	612,65	321,4	765,3	7,65	1,91	1 ϕ 4,2+1 ϕ 6
L7	262,16	624,18	324,5	772,5	7,72	1,93	1 ϕ 5+2 ϕ 4,2
L9	40,98	97,56	141,1	335,8	3,36	0,84	1 ϕ 4,2

Fonte: a Autora (2023).

Tabela 15 - Resultados ELS e cisalhamento conforme projeto original

LAJE	ELS-DEF Aceitabilidade sensorial					Verificação ao cisalhamento			
	Visual		Vibrações		Contra-flecha (cm)	V_{sd} (kgf)	V_{Rd1} (kgf)	V_{Rd2} (kgf)	Estribos
	Flecha calculada (cm)	Flecha máxima (cm)	Flecha calculada (cm)	Flecha máxima (cm)					
L1	0,77	1,4	0,15	1,0	0	495	650	40982	0
L2	0,04	0,5	0,01	0,4	0	200	601	40982	0
L3	0,04	0,5	0,01	0,4	0	200	601	40982	0
L4	0,01	0,4	0,00	0,3	0	134	601	40982	0
L5	0,01	0,4	0,00	0,3	0	155	601	40982	0
L6	0,95	1,3	0,18	0,9	0	450	663	40982	0
L7	0,97	1,3	0,19	0,9	0	454	665	40982	0
L9	0,02	0,4	0,01	0,3	0	197	601	40982	0

Fonte: a Autora (2023).

5.2.2 Mudança de uso

A análise das lajes considerando a mudança de uso seguiu o mesmo procedimento descrito para o projeto original, sendo que apenas a sobrecarga variável foi alterada, mantendo os mesmos vão efetivos, cargas permanentes de revestimento e peso próprio, modelo de treliça, espessura da laje e da capa de concreto.

Então, a sobrecarga variável foi definida conforme a utilização, com uma carga uniformemente distribuída de 5 kN/m², referente a academia de clubes, conforme NBR 6120 para todos os cômodos, exceto a sacada, o corredor, e os banheiros (ABNT, 2019). Porém, a fim de considerar os efeitos dinâmicos, essa carga foi multiplicada pelo coeficiente $\beta_a = 1,4$, resultando em 7 kN/m².

Para a sacada, foi considerada uma sobrecarga referente a sacadas, varandas e terraços de edificações comerciais de 3 kN/m², além de uma sobrecarga de circulações de shoppings, de 4 kN/m², prevendo um fluxo intenso de pessoas, o que resultou em 7 kN/m². Já para o corredor foi considerada somente a sobrecarga referente a circulação de shopping, majorada pelo coeficiente dinâmico, resultando em 6 kN/m².

E para os banheiros, a carga considerada foi obtida pela soma da sobrecarga referente a sanitários de clubes, de 2 kN/m², e de circulação de shopping, também prevendo fluxo de pessoas, resultando em 6 kN/m². Os valores das sobrecargas citadas foram retirados da NBR 6120 (ABNT, 2019). As cargas atuantes nas lajes depois da mudança de uso estão organizadas na Tabela 16.

Tabela 16 - Cargas nas lajes

Carregamento	Carga (kN/m ²)
Peso próprio	1,88
Revestimento	1,4
Sobrecarga (academia – L1, L6 e L7)	7
Sobrecarga (sacada – L9)	7
Sobrecarga (corredor – L4 e L5)	6
Sobrecarga (banheiros L2 e L3)	6

Fonte: a Autora (2023).

Os resultados obtidos utilizando o *software* de cálculo de treliças do fabricante ArcelorMittal foram apresentados na Tabela 17, Tabela 18 e Tabela 19. É importante destacar que para a verificação do ELS-DEF, foi considerado um local com predominância de pesos e equipamentos fixos, com coeficiente ψ_2 de 0,4, enquanto que para o projeto original, foi considerado o caso de edifícios residenciais, com ψ_2 de 0,3. Ademais, para as lajes L6 e L7, o programa indicava a aplicação de contra-flecha, porém observou-se que no caso de L6 a flecha calculada não ultrapassou a flecha máxima, e para L7, ultrapassou em 0,02 cm quanto a verificação visual e em 0,01 cm quanto a vibrações. Sendo assim, devido à dificuldade de execução da contra-flecha, sugere-se que esta seja substituída por armaduras adicionais, ou reforços.

Tabela 17 - Reações das lajes considerando sobrecarga de academia

Laje	Momento máximo por nervura (kgf.m)	Momento máximo por metro (kgf.m)	Cortante máximo por nervura (kgf)	Cortante máximo por metro (kgf)	R _{principal} (kN/m) - p _{vy}	R _{secundaria} (kN/m) - p _{vx}	Armaduras adicionais - CA-60
L1	502,73	1196,98	658,9	1568,8	15,69	3,92	2 ϕ 4,2+3 ϕ 6
L2	98,52	234,57	277,1	659,8	6,60	1,65	1 ϕ 4,2
L3	98,52	234,57	277,1	659,8	6,60	1,65	1 ϕ 4,2
L4	44,16	105,14	185,5	441,7	4,42	1,10	1 ϕ 4,2
L5	59,17	140,88	214,8	511,3	5,11	1,28	1 ϕ 4,2
L6	553,36	1317,53	691,3	1645,9	16,46	4,11	1 ϕ 12,5+2 ϕ 4,2
L7	563,78	1342,34	697,7	1661,3	16,61	4,15	2 ϕ 10
L9	72,88	173,51	250,9	597,3	5,97	1,49	1 ϕ 4,2

Fonte: a Autora (2023).

Tabela 18 - ELS-DEF Aceitabilidade sensorial considerando sobrecarga de academia

Laje	Visual		Vibrações		Contra-flecha (cm)
	Flecha calculada (cm)	Flecha máxima (cm)	Flecha calculada (cm)	Flecha máxima (cm)	
L1	1,06	1,4	0,73	1,0	0
L2	0,05	0,5	0,03	0,4	0
L3	0,05	0,5	0,03	0,4	0
L4	0,01	0,4	0,01	0,3	0
L5	0,02	0,4	0,01	0,3	0
L6	1,28	1,3	0,88	0,9	0,9
L7	1,32	1,3	0,91	0,9	0,9
L9	0,02	0,4	0,01	0,3	0

Fonte: a Autora (2023).

Tabela 19 - Verificação de cisalhamento considerando sobrecarga de academia

Laje	Critério lajes			Critério Vigas				Estribo
	V_{sd} (kgf)	V_{Rd1} (kgf)	V_{Rd2} (kgf)	V_{Rd2} (kgf)	V_c (kfg)	V_{sw} – treliça (kgf)	V_{Rd3} – somente treliça (kgf)	
L1	922,0	798	40982	3983,0	706,0	447,0	1153,0	0
L2	388,0	601	40982	-	-	-	-	0
L3	388,0	601	40982	-	-	-	-	0
L4	260,0	601	40982	-	-	-	-	0
L5	301,0	601	40982	-	-	-	-	0
L6	968,0	827	40982	3983,0	706	447,0	1153,0	0
L7	977,0	833	40982	3983,0	706	447,0	1153,0	0
L9	351,0	601	40982	-	-	-	-	0

Fonte: a Autora (2023).

Para verificação do cisalhamento, nos casos em que a força cortante de cálculo (V_{sd}) resultou em um valor maior que a resistência ao cisalhamento (V_{Rd1}), o *software* verificou primeiramente se a armação treliçada é capaz de resistir aos esforços, conforme o critério de vigas. Se a resistência V_{Rd3} obtida for maior que a força solicitante V_{sd} , considera-se que o esforço é resistido somente pela treliça, e dispensa o uso de estribos, como foi o caso das lajes L1, L6 e L7.

5.2.3 Análise de aumento percentual de esforços e armaduras

A Tabela 20 mostra o aumentos percentual da sobrecarga e da carga total, com um aumento mais significativo se analisada somente a sobrecarga, e relativamente menor para a carga total.

Tabela 20 - Aumento de cargas

LAJE	Sobrecarga original (kN/m ²)	Sobrecarga de academia (kN/m ²)	Aumento percentual (%)	Carga total original (kN/m ²)	Carga de academia (kN/m ²)	Aumento percentual (%)
L1	1,5	7	366,7%	4,78	10,28	115,1%
L2	1,5	6	300,0%	4,78	9,28	94,1%
L3	1,5	6	300,0%	4,78	9,28	94,1%
L4	1,5	6	300,0%	4,78	9,28	94,1%
L5	1,5	6	300,0%	4,78	9,28	94,1%
L6	1,5	7	366,7%	4,78	10,28	115,1%
L7	1,5	7	366,7%	4,78	10,28	115,1%
L9	2,5	7	180,0%	5,78	10,28	77,9%

Fonte: a Autora (2023).

A Tabela 21, por sua vez, traz o aumento de momentos máximos solicitantes, e pode-se observar que a variação foi a mesma entre momentos por metro ou por nervura, além de

valores próximos aos obtidos para as cargas. Na Tabela 22 pode-se observar resultados semelhantes para forças cortantes.

Tabela 21 - Aumento de momentos solicitantes

LAJE	M _{máx} por nervura original (kgf.m)	M _{máx} por nervura academia (kgf.m)	Aumento percentual (%)	M _{máx} por metro original (kgf.m)	M _{máx} por metro original (kgf.m)	Aumento percentual (%)
L1	233,77	502,73	115,1%	556,6	1196,98	115,1%
L2	50,75	98,52	94,1%	120,83	234,57	94,1%
L3	50,75	98,52	94,1%	120,83	234,57	94,1%
L4	22,75	44,16	94,1%	54,16	105,14	94,1%
L5	30,48	59,17	94,1%	72,57	140,88	94,1%
L6	257,31	553,36	115,1%	612,65	1317,53	115,1%
L7	262,16	563,78	115,1%	624,18	1342,34	115,1%
L9	40,98	72,88	77,8%	97,56	173,51	77,8%

Fonte: a Autora (2023).

Tabela 22 - Aumento de força cortante máxima

LAJE	Cortante máximo por nervura original (kgf)	Cortante máximo por nervura academia (kgf)	Aumento percentual (%)	Cortante máximo por metro original (kgf)	Cortante máximo por metro academia (kgf)	Aumento percentual (%)
L1	306,4	658,9	115,0%	729,5	1568,8	115,1%
L2	142,8	277,1	94,0%	339,9	659,8	94,1%
L3	142,8	277,1	94,0%	339,9	659,8	94,1%
L4	95,6	185,5	94,0%	227,5	441,7	94,2%
L5	110,6	214,8	94,2%	263,4	511,3	94,1%
L6	321,4	691,3	115,1%	765,3	1645,9	115,1%
L7	324,5	697,7	115,0%	772,5	1661,3	115,1%
L9	141,1	250,9	77,8%	335,8	597,3	77,9%

Fonte: a Autora (2023).

Na Tabela 23 são apresentados os aumentos de reações nas vigas, também com porcentagens próximas as obtidas para o aumento de cargas.

Tabela 23 - Aumento de reações nas vigas

LAJE	R _{principal} original (kN/m) - p _{vy}	R _{principal} academia (kN/m) - p _{vy}	Aumento percentual (%)	R _{secundaria} original (kN/m) - p _{vx}	R _{secundaria} academia (kN/m) - p _{vx}	Aumento percentual (%)
L1	7,29	15,69	115,1%	1,82	3,92	115,1%
L2	3,40	6,60	94,1%	0,85	1,65	94,1%
L3	3,40	6,60	94,1%	0,85	1,65	94,1%
L4	2,28	4,42	94,1%	0,57	1,10	94,1%
L5	2,63	5,11	94,1%	0,66	1,28	94,1%
L6	7,65	16,46	115,1%	1,91	4,11	115,1%
L7	7,72	16,61	115,1%	1,93	4,15	115,1%
L9	3,36	5,97	77,8%	0,84	1,49	77,8%

Fonte: a Autora (2023).

Por fim, na Tabela 24 tem-se os aumentos de áreas de armaduras adicionais, com variação diferente das obtidas para os outros parâmetros, possivelmente pela consideração de uma margem de segurança pelo *software*, e impossibilidade de adoção da área exata calculada, sendo necessário adotar diâmetros comerciais.

Tabela 24 - Aumento de armaduras adicionais

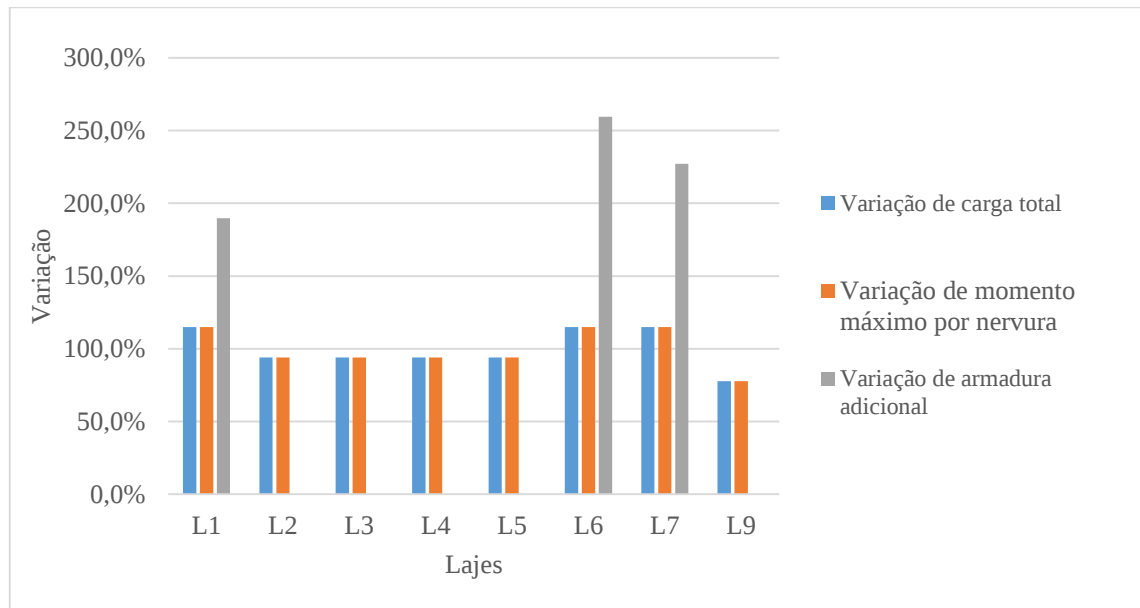
LAJE	Armaduras adicionais original - CA-60	Área de armaduras adicionais originais (cm ²)	Armaduras adicionais academia - CA-60	Área de armaduras adicionais academia (cm ²)	Aumento percentual (%)
L1	2φ5	0,39	2φ4,2+3φ6	1,13	189,7%
L2	1φ4,2	0,14	1φ4,2	0,14	0,0%
L3	1φ4,2	0,14	1φ4,2	0,14	0,0%
L4	1φ4,2	0,14	1φ4,2	0,14	0,0%
L5	1φ4,2	0,14	1φ4,2	0,14	0,0%
L6	1φ4,2+1φ6	0,42	1φ12,5+2φ4,2	1,51	259,5%
L7	1φ5+2φ4,2	0,48	2φ10	1,57	227,1%
L9	1φ4,2	0,14	1φ4,2	0,14	0,0%

Fonte: a Autora (2023).

As variações apresentadas foram compiladas no Gráfico 1. Pode-se observar que a variação de carga total e momento máximo por nervura ficaram iguais entre si para todas as lajes. Já a variação da área de armaduras adicionais somente foi observada para as lajes em que a variação de cargas e momentos foi maior que 100%, possivelmente devido aos arredondamentos e adoção de diâmetros comerciais efetuados pelo software.

Porém, nos casos em que a armadura teve variação, esta teve valores superiores a 180%, evidenciando a importância da realização de uma análise estrutural antes de uma mudança de uso. Caso os novos carregamentos fossem aplicados sobre as lajes originais em que houve variação na área de armaduras, sem o uso de reforços, essas lajes poderiam ruir, causando perdas possivelmente financeiras e de vidas.

Gráfico 1 - Impacto da mudança de usos sobre lajes



Fonte: a Autora (2023).

Sendo assim, buscaram-se opções de reforços que poderiam ser sugeridos, e foi utilizado como base principalmente o autor Jadson Silva dos Santos em seu trabalho Estado da arte sobre reforço e recuperação de estruturas de concreto armado (2019).

Primeiramente, poderia ser sugerido reforço das lajes com chapas e perfis metálicos, que resistiriam ao momento fletor quando as armaduras fossem insuficientes, como foi o caso das lajes L1, L6 e L7 (Santos, 2019). Esse tipo de reforço é uma opção eficiente e rápida, porém deve-se atentar para a preparação da superfície do concreto, e o tipo de fixação mais adequado, além de sua aplicação poder impedir a visualização de fissuras de aviso prévio a ruptura (Reis, 2001; Souza, 1998). A Figura 14 ilustra o reforço com chapas metálicas.

Figura 14 - Reforço de laje com chapa metálica



Fonte: Santos (2019).

Também podem ser utilizados perfis metálicos para reduzir o vão das lajes, mas nesse caso, é preciso avaliar os efeitos do reforço sobre outros elementos da estrutura, e a viabilidade de apoiá-lo sobre vigas existentes, conforme Figura 15, ou incluir novos elementos de apoio como pilares, conforme Fonte: Santos (2019).

Figura 16 (Santos, 2019).

Figura 15 - Perfil metálico apoiado em vigas existentes



Fonte: Santos (2019).

Figura 16 - Perfis metálicos apoiados sobre pilares metálicos



Fonte: Santos (2019).

Ademais, os reforços das lajes também podem ser feitos com polímeros reforçados com fibras, sendo que no Brasil, as fibras de carbono são as mais utilizadas. Esse tipo de reforço também atua na resistência ao momento fletor, e tem como vantagens a sua resistência à corrosão e a tração, leveza, e facilidade de execução, que não envolve o uso de equipamento pesados, e pode ser feita manualmente (Reis, 2001; Santos, 2019). A ilustra a aplicação desse tipo de reforço.

Figura 17 - Aplicação de polímero reforçado com fibras



Fonte: Santos (2019).

5.3 VIGAS

Para as vigas, diferentemente das lajes, o projeto estrutural analisado trazia todos os detalhes de dimensionamento, sendo assim, não foi necessário dimensionar novamente as peças para o uso residencial. Então, nesse caso para analisar a capacidade das vigas originais resistirem a alteração de uso para academia esportiva, foram calculados os máximos momentos resistidos pelas seções originais, e comparados com os máximos gerados considerando o novo uso. Então, para as vigas de resistência insuficiente, analisou-se quais teriam altura útil suficiente para resistir aos novos esforços, e para estas, foi calculada uma nova área de armadura, a fim de comparar com a original e analisar essa variação. Por fim, foram sugeridos tipos de reforços que poderiam ser aplicados.

5.3.1 Máximo momento fletor resistido

Para a análise das vigas, primeiramente foram identificadas as armaduras de cada viga, e calculado o máximo momento fletor positivo resistido pela seção, considerando as seções transversais definidas no projeto estrutural analisado. O método utilizado foi o descrito no item 2.4 Máximo momento resistente da seção, e os resultados obtidos foram organizados na Tabela 25.

Tabela 25 - Máximos momentos positivos

Viga	Largura - b_w (cm)	Altura - h (cm)	Armaduras 1º linha	Armaduras 2º linha	Altura útil (cm)	Linha neutra (cm)	x/d	$M_{dmáx}$ (kN.cm)	$M_{kmáx}$ (kN.m)
V1	12	40	2 ϕ 10+1 ϕ 12,5		35,45	8,35	0,24	3905,70	27,90
V2	12	40	2 ϕ 10		35,50	4,69	0,13	2296,45	16,40
V3	12	40	2 ϕ 10		35,50	4,69	0,13	2296,45	16,40
V4	12	40	2 ϕ 8		35,60	3,00	0,08	1503,60	10,74
V5	12	40	3 ϕ 12,5		35,38	10,99	0,31	4959,05	35,42
V6	12	40	2 ϕ 10	2 ϕ 12,5	34,20	12,01	0,35	5145,24	36,75
V7	20	22	4 ϕ 8		17,60	3,60	0,20	1412,69	10,09
V8	12	30	2 ϕ 10		25,50	4,69	0,18	1613,50	11,52
V9	12	40	3 ϕ 10		35,50	7,03	0,20	3348,65	23,92
V10	12	30	2 ϕ 8		25,60	3,00	0,12	1066,51	7,62
V11	14	40	2 ϕ 12,5		35,38	6,28	0,18	3506,99	25,05
V12	40	12	4 ϕ 10		7,50	2,81	0,37	870,79	6,22
V13	12	40	2 ϕ 10	2 ϕ 12,5	34,20	12,01	0,35	5145,24	36,75
V14	12	40	2 ϕ 10	2 ϕ 10	34,50	9,37	0,27	4200,23	30,00
V15	12	40	3 ϕ 10		35,50	7,03	0,20	3348,65	23,92
V16	12	30	2 ϕ 8		25,60	3,00	0,12	1066,51	7,62
V17	12	40	2 ϕ 12,5		35,38	7,32	0,21	3462,33	24,73

Fonte: Autora (2023).

Calculou-se também o máximo momento negativo para as vigas sujeitas e dimensionadas a esse esforço, seguindo o mesmo procedimento usado para momentos positivos. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 26.

Tabela 26 - Máximos momentos negativos

Viga	Armaduras 1º linha	Armaduras 2º linha	Altura útil (cm)	Linha neutra (cm)	x/d	$X_{dmáx}$ (kN.cm)	$X_{kmáx}$ (kN.m)
V10	2 ϕ 8		26,10	3,00	0,11	1088,36	7,77
V11	2 ϕ 12,5		35,88	7,32	0,20	3515,69	25,11
V13	2 ϕ 10	3 ϕ 12,5	34,51	15,67	0,45	6449,37	46,07
V14	2 ϕ 10	2 ϕ 10	35,00	9,37	0,27	4268,53	30,49
V16	3 ϕ 10		36,00	7,03	0,20	3399,87	24,28
V17	2 ϕ 10	2 ϕ 10	35,00	9,37	0,27	4268,53	30,49

Fonte: Autora (2023).

Com isso, foram finalizados os cálculos de máximo momento fletor resistido pelas seções originais das vigas, e as próximas análises foram feitas considerando o uso alterado para academia esportiva.

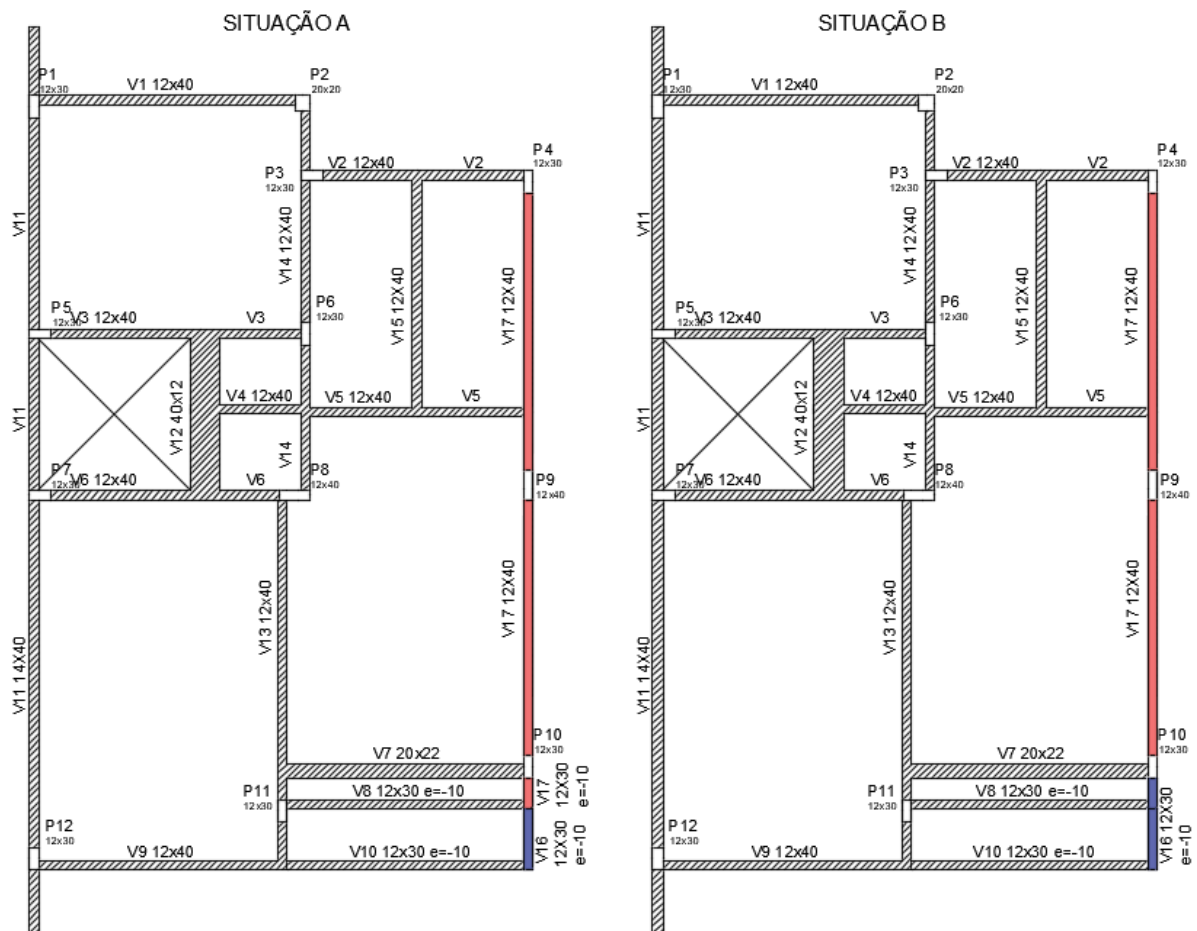
5.3.2 Apoios, vãos e carregamentos

Já considerando o uso de academia esportiva, a fim de determinar os esforços gerados nas vigas, primeiramente fez-se uma análise de apoios e vão das vigas, observando o projeto

estrutural, e buscando a máxima transferência direta de esforços das vigas para os pilares. Nos casos em que não foi possível, foi considerado o apoio de uma viga sobre a outra, criando uma força concentrada na viga apoio, devido a reação da viga apoiada. Ademais, a viga V10 foi considerada engastada nas vigas V13 e V16 a fim de resistir a torção causada pelas cargas de guarda-corpo, e o trecho de V13 sujeito ao engaste de V10, por sua vez, foi considerado engastado ao pilar P11. O posicionamento das peças estruturais foi representado na Figura 18.

Em especial pode-se citar o caso das vigas V16 e V17, sendo que originalmente o projeto indicava que a viga V17 tinha um trecho além do pilar P10, entre as vigas V7 e V8, com altura e deslocamento de nível diferentes do restante de seu comprimento, conforme indicado na Situação A, da Figura 18. Porém, dessa forma a execução das vigas V16 e V17 e a transferência de esforços seriam dificultadas. Então, optou-se por considerar que o último trecho da viga V17 seria parte da viga V16, pois assim, esta pode ser considerada engastada no pilar P10, e servindo de apoio para as vigas V8 e V10. Essa opção é ilustrada pela Situação B da Figura 18.

Figura 18 - Apoio de vigas



Fonte: Autora (2023).

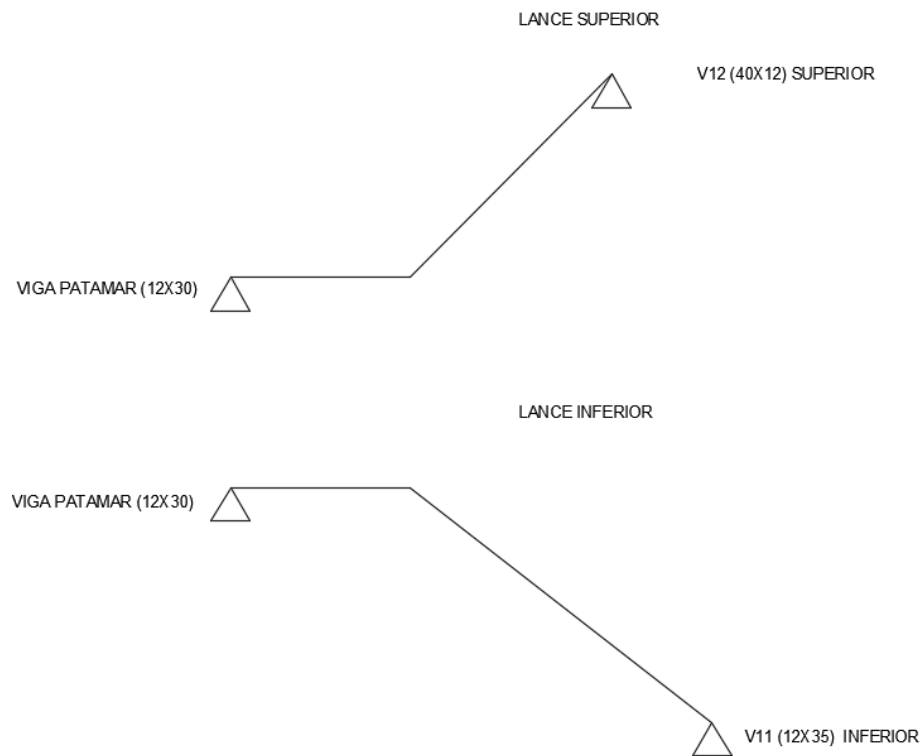
Definidos os apoios, foram calculados os vãos efetivos das vigas, através da Equação (78), e determinados os carregamentos das vigas, considerando seu peso próprio e peso de paredes, além das reações das lajes, e quando existentes, das vigas apoiadas sobre elas. Para a carga de peso de paredes, foi considerado um carregamento de $2,2 \text{ kN/m}^2$ referente a alvenaria de vedação de blocos de concreto vazado, com 14 cm de espessura e revestimento de 2 cm, o qual foi multiplicado pelo pé direito descontando a altura da viga, para obter uma carga linear (ABNT, 2019).

Em excepcional, para a viga V8 não foram consideradas reações de lajes, somente a carga do peso próprio da laje L9, uma vez que esta se apoia nas vigas V7 e V10. Como o peso próprio da laje, retirado do *Software* do fabricante ArcelorMittal, foi de $1,88 \text{ kN/m}^2$, multiplicou-se esse valor pela largura da viga, e obteve-se uma carga distribuída linearmente de $0,23 \text{ kN/m}$.

Ademais, para as vigas sobre as quais não eram previstas paredes no projeto arquitetônico, não foi considerada essa carga. Já para a viga V12, além dos carregamentos citados, foi calculada e aplicada a reação de apoio da escada, considerando que o projeto estrutural prevê uma viga intermediária, e trata-se de uma escada com lances adjacentes, sem vigas inclinadas, conforme definições de Melges, Pinheiro e Giongo (1997).

Sendo assim, considerou-se que o patamar da escada se apoia na viga intermediária, e as extremidades superior e inferior se apoiam nas vigas dos respectivos pavimentos, conforme Figura 19, gerando o carregamento de reação de apoio da viga V12. Também se considerou que a carga de revestimento superior da escada seria a mesma do pavimento superior, de $1,4 \text{ kN/m}^2$ e que o revestimento inferior seria constituído por 2 cm de argamassa, com peso específico de 21 kN/m^3 . Já a sobrecarga adotada foi de 4 kN/m^2 , definida pela NBR 6120 para cinemas, centros comerciais e shopping centers, considerando tráfego intenso de pessoas.

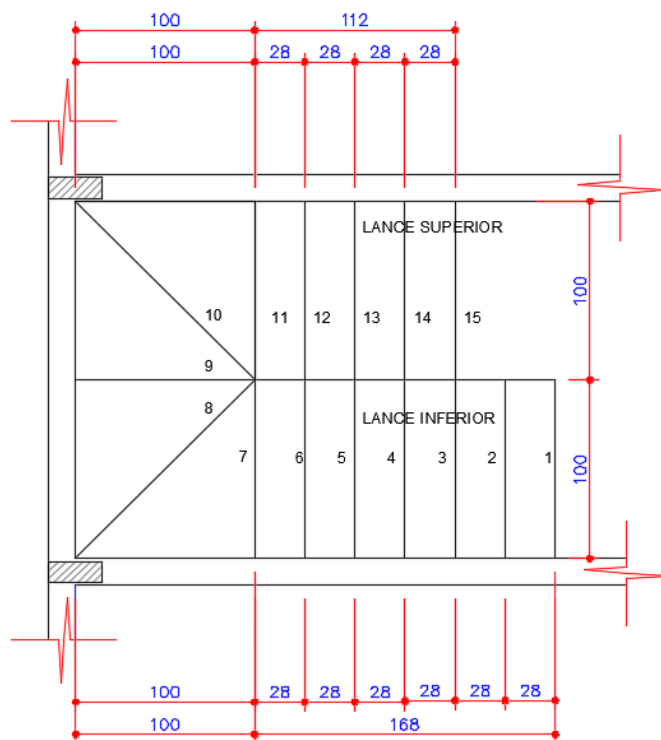
Figura 19 - Apoios da escada



Fonte: Autora (2023).

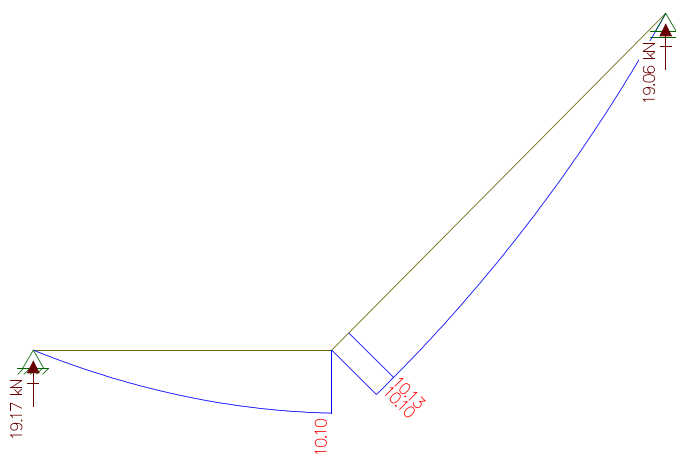
Também é importante citar que foi incluída a carga do peso dos degraus 8, 9 e 10 no carregamento do patamar, pois como ilustra a Figura 20, o volume de concreto desses degraus estaria apoiado sobre a laje do patamar. O cálculo das reações da escada foi feito utilizando o Ftool, e os resultados obtidos são mostrados na Figura 21 para o lance superior, e na Figura 22 para o lance inferior, juntamente com os momentos fletores em kN.m.

Figura 20 - Planta da escada



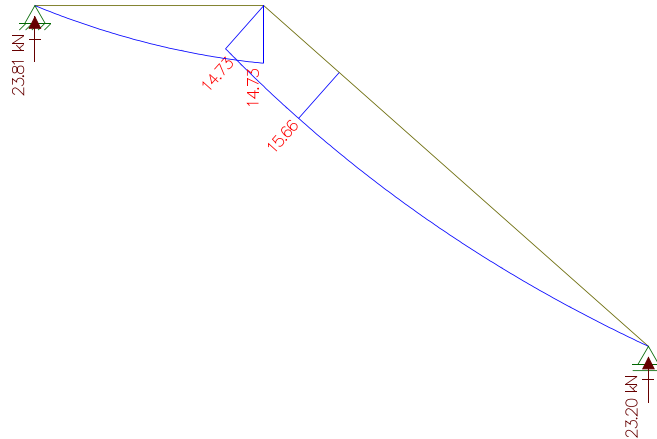
Fonte: Autora (2023).

Figura 21 - Lance superior



Fonte: Autora (2023).

Figura 22 - Lance inferior



Fonte: Autora (2023).

Ademais, para as vigas V10 e V16, foi considerada a existência de guarda-corpo de vidro com 1,10 m de altura, sendo que para isso, a NBR 6120 recomenda que além do peso próprio do guarda-corpo, seja considerada carga variável de 2 kN/m na vertical, e uma carga horizontal. Esta, por sua vez, deve ser aplicada a 1,10 m do piso acabado, perpendicular ao guarda-corpo, e tem valores específicos para cada uso. Nesse caso, foi considerada uma força horizontal de 1 kN/m, referente a áreas com acesso público, a qual gera esforços de torção nas vigas V10 e V16 (ABNT, 2019).

Já quanto ao peso próprio do guarda-corpo, considerou-se que o vidro seria do tipo laminado de segurança, com massa específica de 2,5 kg/m² para cada milímetro de espessura, conforme recomendado pela NBR 7199 - Vidros na construção civil – Projeto, execução e aplicações, e com espessura adotada de 8 mm (ABNT, 2016c). Sendo assim, a carga obtida foi de 0,22 kN/m.

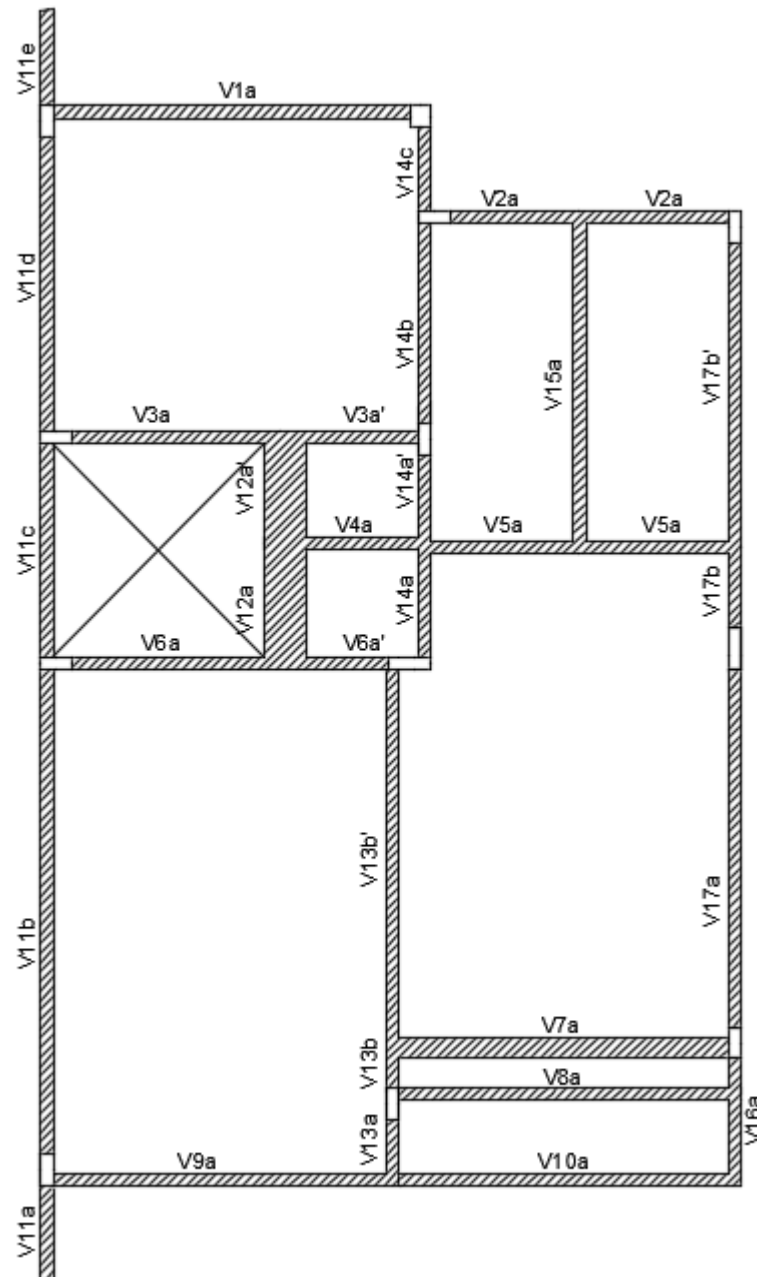
Os resultados obtidos para os vãos efetivos e carregamentos distribuídos das vigas foram organizados na Tabela 27. Os tramos citados nessa tabela estão representados na Figura 23 e foram definidos com diferentes letras, conforme os apoios considerados. Para o caso de um mesmo tramo com carregamentos diferentes devido a aplicação de reações das lajes, foi utilizado um apóstrofo após a letra para diferenciar os trechos de carregamento (ex: a').

Tabela 27 - Vãos e carregamentos de vigas

Viga	Tramo	Largura (cm)	Altura (cm)	Vão (cm)	Vão efetivo (cm)	Peso próprio (kN/m)	Reações (kN/m)	Pesos (paredes, guarda-corpo)	Carregamento total (kN/m)
V1	a	12	40	337	353	1,20	15,69	4,95	21,84
V2	a	12	40	265	283	1,20	1,65	4,95	7,80
V3	a	12	40	329	347	1,20	15,69	4,95	21,84
V3	a'	12	40	329	347	1,20	20,10	4,95	26,25
V4	a	12	40	106	124	1,20	9,53	0,00	10,73
V5	a	12	40	283	295	1,20	5,76	4,95	11,91
V6	a	12	40	300	324	1,20	4,15	4,95	10,30
V6	a'	12	40	300	324	1,20	9,27	4,95	15,42
V7	a	20	22	313	325	1,10	10,09	5,35	16,53
V8	a	12	30	313	325	0,90	0,23	0,00	1,13
V9	a	12	40	316	328	1,20	4,15	4,95	10,30
V10	a	12	30	313	325	0,90	5,97	0,22	7,09
V11	a	14	40	88	112	1,40	0,00	4,95	6,35
V11	b	14	40	461	473	1,40	16,61	4,95	22,96
V11	c	14	40	203	215	1,40	0,00	4,95	6,35
V11	d	14	40	280	304	1,40	3,92	4,95	10,27
V11	e	14	40	91	97	1,40	0,00	4,95	6,35
V12	a	40	12	203	210,2	1,20	1,28	0,00	2,48
V12	a'	40	12	203	210,2	1,20	20,16	0,00	21,36
V13	a	12	40	63	75	1,20	18,11	4,95	24,26
V13	b	12	40	398	416	1,20	18,11	4,95	24,26
V13	b'	12	40	398	416	1,20	33,07	4,95	39,22
V14	a	12	40	193	211	1,20	17,74	4,95	23,89
V14	a'	12	40	193	211	1,20	7,70	4,95	13,85
V14	b	12	40	190	208	1,20	10,52	4,95	16,67
V14	c	12	40	80	96	1,20	3,92	4,95	10,07
V15	a	12	40	302	314	1,20	13,20	4,95	19,35
V16	a	12	30	121	130	0,90	1,49	0,22	2,61
V17	a	12	40	339	363	1,20	16,46	4,95	22,61
V17	b	12	40	367	391	1,20	16,46	4,95	22,61
V17	b'	12	40	367	391	1,20	6,60	4,95	12,75

Fonte: a Autora (2023).

Figura 23 - Tramos das vigas



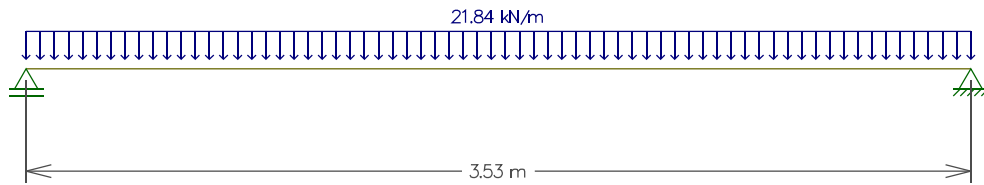
Fonte: a Autora (2023).

5.3.3 Momento fletor e esforço cortante

Os carregamentos, apoios, e seções das vigas foram então lançados no programa Ftool, a fim de se obterem os diagramas de momento fletor e esforço cortante, e as reações de apoio. A Figura 24 ilustra a viga V1 lançada no Ftool, com seu vão efetivo e carregamento, já a Figura 25 e a Figura 26 são os diagramas de momento fletor e de esforço cortante, respectivamente,

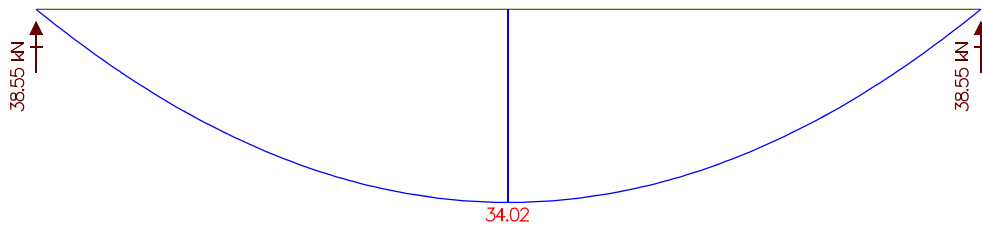
obtidos para V1 pelo Ftool. Esse processo foi repetido para todas as outras vigas, porém os diagramas não foram incluídos no trabalho, a fim de torna-lo mais fluido.

Figura 24 - Viga V1



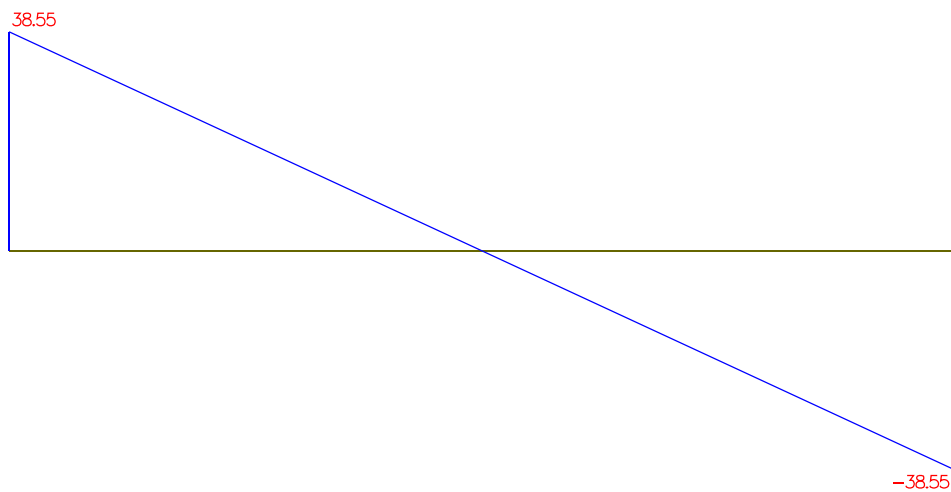
Fonte: a Autora (2023).

Figura 25 - Momento fletor e reações de V1



Fonte: a Autora (2023).

Figura 26 - Esforço cortante de V1



Fonte: a Autora (2023).

Os momentos fletores, e os máximos esforços cortantes obtidos para cada viga foram organizados na Tabela 28.

Tabela 28 - Resultados de momento fletor e esforço cortante

Viga	Tramo	M _k ou X _k (kN.m)		M _k ou X _k (kN.cm)	M _d ou X _d (kN.cm)	V _k (kN)	V _{sd} (kN)
V1	a	M	34,02	3402	4762,80	38,55	53,97
V2	a	M	29,30	2930	4102,00	26,23	36,72
V3	a	M	49,92	4992	6988,80	55,14	77,20
V3	a'	M	49,92	4992	6988,80	55,14	77,20
V4	a	M	2,06	206	288,40	6,65	9,31
V5	a	M	35,36	3536	4950,40	32,76	45,86
V6	a	M	21,36	2136	2990,40	27,94	39,12
V6	a'	M	21,36	2136	2982,00	27,94	39,12
V7	a	M	21,82	2182	3054,80	26,86	37,60
V8	a	M	1,49	149	208,60	1,84	2,58
V9	a	M	13,85	1385	1939,00	16,89	23,65
V10	a	M	3,12	312	436,80	11,52	16,13
V10		X	6,24	624	873,60	11,52	16,13
V11	a	X	3,17	317	443,80	64,26	89,96
V11	b	M	42,35	4235	5929,00	64,26	89,96
V11	c	X	47,57	4757	6659,80	64,26	89,96
V11	d	M	13,40	1340	1876,00	64,26	89,96
V11	e	X	3,37	337	471,80	64,26	89,96
V12	a	M	9,66	966	1352,40	20,32	28,45
V12	a'	M	9,66	966	1352,40	20,32	28,45
V13	a	X	28,13	2813	3938,20	120,85	169,19
V13	b	X	94,29	9429	13200,60	120,85	169,19
V13	b'	M	48,52	4852	6792,80	120,85	169,19
V14	a	M	21,90	219	3066,00	47,10	65,94
V14	a'	X	17,61	1761	2465,40	47,10	65,94
V14	b	M	1,98	198	277,20	47,10	65,94
V14	c	X	0,51	51	71,40	47,10	65,94
		M	0,92	92	128,80	47,10	65,94
V15	a	M	23,85	2385	3339,00	30,38	42,53
V16	a	X	17,97	1797	2515,80	16,75	23,45
V17	a	M	19,02	1902	2662,80	68,88	96,43
V17	b	X	42,50	4250	5950,00	68,88	96,43
V17	b'	M	19,87	1987	2781,80	68,88	96,43

Fonte: a Autora (2023).

Então foi possível comparar os momentos obtidos considerando sobrecarga de academia com os máximos momentos fletores resistidos pelas seções transversais originais das vigas, conforme Tabela 29. Observou-se que das 17 vigas, sete não seriam capazes de suportar as novas solicitações de momentos positivos, e das seis sujeitas a momentos negativo, três não teriam resistência suficiente. Isso evidencia a importância de se fazer uma análise da capacidade da estrutura antes de alterar o uso de uma edificação, pois vigas com solicitações superiores à sua resistência podem ruir causando grandes prejuízos.

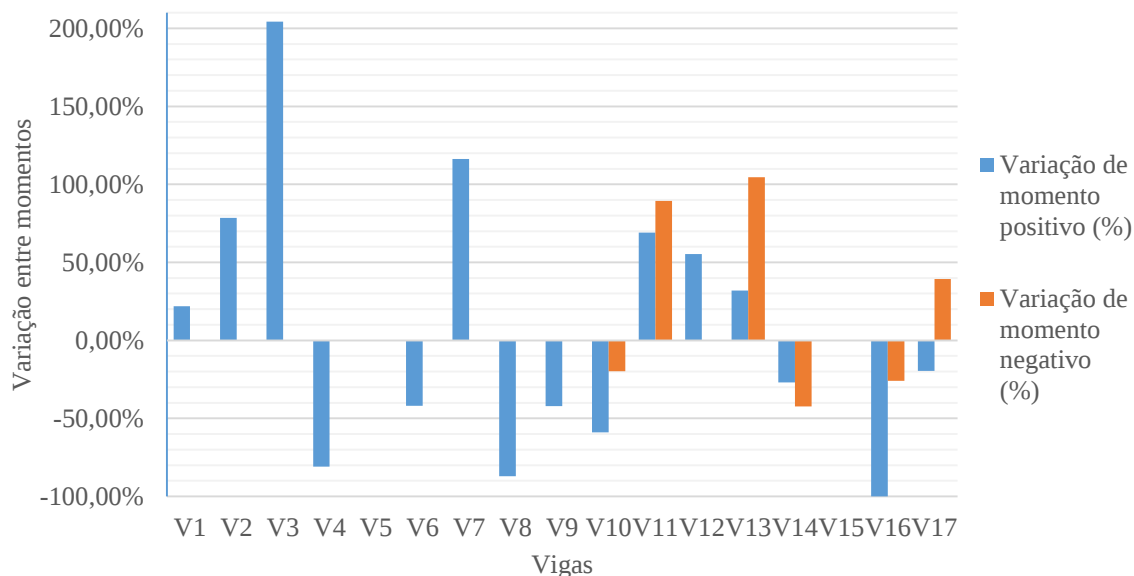
Tabela 29 - Variações de momentos fletores

Viga	Máximos momentos resistidos pela seção original		Máximos momentos solicitantes para uso de academia		Variação percentual (%)	
	$M_{dm\acute{a}x}$ (kN.cm)	$X_{dm\acute{a}x}$ (kN.cm)	M_d (kN.cm)	X_d (kN.cm)	M_d	X_d
V1	3905,70		4762,80		21,94%	
V2	2296,45		4102,00		78,62%	
V3	2296,45		6988,80		204,33%	
V4	1503,60		288,40		-80,82%	
V5	4959,05		4950,40		-0,17%	
V6	5145,24		2990,40		-41,88%	
V7	1412,69		3054,80		116,24%	
V8	1613,50		208,60		-87,07%	
V9	3348,65		1939,00		-42,10%	
V10	1066,51	1088,36	436,80	873,60	-59,04%	-19,73%
V11	3506,99	3515,69	5929,00	6659,80	69,06%	89,43%
V12	870,79		1352,40		55,31%	
V13	5145,24	6449,37	6792,80	13200,60	32,02%	104,68%
V14	4200,23	4268,53	3066,00	2465,40	-27,00%	-42,24%
V15	3348,65		3339,00		-0,29%	
V16	1066,51	3399,87		2515,80	-100,00%	-26,00%
V17	3462,33	4268,53	2781,80	5950,00	-19,66%	39,39%

Fonte: a Autora (2023).

O Gráfico 2 ilustra a variação entre os máximos momentos resistidos pelas seções originais das vigas e os momentos solicitantes encontrados para o uso de academia esportiva. Assim como na Tabela 29, as variações percentuais positivas indicam que o momento solicitante foi maior que o máximo resistido, enquanto que variações percentuais negativas indicam que a seção original é capaz de resistir a um momento maior que o encontrado.

Gráfico 2 - Variação entre momentos resistidos e solicitantes



Fonte: a Autora (2023).

5.3.4 Novo dimensionamento de armaduras

Em seguida, verificou-se para quais das vigas com resistência insuficiente seria possível dimensionar uma nova área de armadura adequada às novas solicitações, respeitando os limites impostos pela NBR 6118 quanto à altura útil. Para isso, primeiramente foi calculada a altura útil (d), para uma e para duas camadas de armaduras tracionadas, e então os valores obtidos foram comparados com a altura útil mínima, calculada pela Equação (28) para cada viga, conforme Tabela 30.

Tabela 30 - Altura útil e altura útil mínima

Viga	Tramo	Camadas	Altura útil – d (cm)	Altura útil mínima – $d_{\min}$ (cm)
V1	a	1	35,50	29,82
		2	33,50	29,82
V2	a	1	35,50	26,67
		2	33,50	26,67
V3	a	1	35,50	36,12
		2	33,50	36,12
V3	a'	1	35,50	36,12
		2	33,50	36,12
V7	a	1	17,50	18,50
		2	15,50	18,50
V11	a	1	35,50	8,43
		2	33,50	8,43
V11	b	1	35,50	30,80
		2	33,50	30,80
V11	c	1	35,50	32,64
		2	33,50	32,64
V11	d	1	35,50	17,33
		2	33,50	17,33
V11	e	1	35,50	8,69
		2	33,50	8,69
V12	a	1	7,50	8,70
		2	5,50	8,70
V12	a'	1	7,50	8,70
		2	5,50	8,70
V13	a	1	35,50	27,11
		2	33,50	27,11
V13	b	1	35,50	49,64
		2	33,50	49,64
V13	b'	1	35,50	35,61
		2	33,50	35,61
V17	a	1	35,50	22,29
		2	33,50	22,29
V17	b	1	35,50	33,33
		2	33,50	33,33
V17	b'	1	35,50	22,79
		2	33,50	22,79

Fonte: a Autora (2023).

Observou-se que as vigas V3, V7, V12 e V13 não atenderam a altura útil mínima, sendo assim, não seria possível dimensionar uma nova área de armaduras simples atendendo a todos os parâmetros da NBR 6118 mantendo-se as alturas originais. Apesar de não ter sido analisado nesse trabalho, para essas vigas poderia ser proposto o uso de armadura dupla, situação em que além da armadura tracionada, é previsto uma área de armadura comprimida, sendo necessário uma área de armadura tracionada adicional para manter o equilíbrio (Carvalho; Figueiredo Filho, 2014).

O próximo passo foi o dimensionamento da área de armaduras longitudinais e transversais necessárias para cada viga para o uso de academia, conforme processos descritos nos itens 2.3 Cálculo da armadura longitudinal de vigas sujeitas a flexão normal e 2.5 Cálculo da armadura transversal de vigas. Para as armaduras longitudinais considerou-se o uso aço CA-50, e para as armaduras transversais, aço CA-60. Os resultados obtidos para as armaduras longitudinais foram organizados na Tabela 31.

Tabela 31 - Armaduras longitudinais

Viga	Tramo	A _s CA-50 calculada (cm ²)	A _s CA-50 adotada (cm ²)	Armadura adotada	Camadas	Espaçamento horizontal adotado (cm)	Espaçamento vertical adotado (cm)
V1	a	3,79	4,03	2φ12,5+2 φ10	2	2,50	2,00
V2	a	3,19	3,46	2φ12,5+2φ8	2	2,50	2,00
V11	a	0,29	1,57	2φ10	1	5,00	
V11	b	4,80	4,91	2φ12,5+2φ12,5	2	4,50	2,00
V11	c	5,51	5,59	2φ10+2φ16	2	3,80	2,00
V11	d	1,26	2,45	2φ12,5	1	4,50	
V11	e	0,31	1,57	2φ10	1	5,00	
V17	a	1,84	2,45	2φ12,5	1	2,50	
V17	b	4,98	5,03	2φ16+2φ8	2	1,80	2,00
V17	b'	1,93	2,45	2φ12,5	1	2,50	

Fonte: a Autora (2023).

É importante salientar que o espaçamento horizontal do trecho b da viga V17 não atingiu o mínimo de 2 cm recomendado pela NBR 6118. Porém, para solucionar esse problema sem alterar a seção da viga, seria necessário adotar uma armadura longitudinal de diâmetro menor, como 12,5 mm. Mas nesse caso, não seria possível alcançar a área necessária somente com duas camadas, e caso fossem consideradas três camadas, a altura útil ficaria menor que a mínima, pois conforme Tabela 30, para duas camadas esses valores já ficaram próximos, com uma folga de apenas 1,7 mm.

Ademais, dentre as vigas com resistência suficiente, e que, portanto, foram consideradas mantidas as armaduras originais, com a viga V5, o espaçamento horizontal foi de 0,63 cm, já nas vigas V9 e V15, foi de 1,00 cm. Sendo assim, pode-se dizer que foram

necessários cuidados especiais durante a execução dessas vigas, os quais poderiam ser aplicados ao tramo b da viga V17, no trecho onde estariam posicionadas as armaduras negativas em questão.

Além disso, para os tramos “a” e “e” da viga V11 a área calculada de armaduras foi menor que a mínima, então as armaduras adotadas foram escolhidas considerando a armadura mínima obtida pela taxa mínima.

Já os resultados obtidos para armaduras transversais foram organizados na Tabela 32. A armadura A_{sw} calculada para a viga V2 não atingiu a área mínima, então para a escolha das armaduras, foi considerada a mínima. Outra limitação considerada na escolha foi o espaçamento longitudinal máximo, calculado pela Equação (46).

Tabela 32 - Armaduras transversais

Viga	Tramo	A_{sw} CA-60 calculada (cm ² /m)	A_{sw} CA-60 adotada (cm ² /m)	Diâmetro adotado (mm)	Ramos	Espaçamento longitudinal adotado (cm)	Espaçamento transversal adotado (cm)
V1	a	1,76	1,96	5,00	2	20	5
V2	a	0,44	1,96	5,00	2	20	5
V11	a	3,72	3,58	5,00	2	11	7
V11	b	4,11	4,36	5,00	2	9	7
V11	c	4,11	4,36	5,00	2	9	7
V11	d	3,72	3,58	5,00	2	11	7
V11	e	3,72	3,58	5,00	2	11	7
V17	a	4,58	4,90	5,00	2	9	5
V17	b	4,99	5,62	5,00	2	7	5
V17	b'	4,58	4,90	5,00	2	9	5

Fonte: a Autora (2023).

Então, as novas áreas de armaduras obtidas foram comparadas com as áreas previstas no projeto original, conforme Tabela 33. Para as armaduras longitudinais, observou-se uma variação negativa nos trechos das vigas que teriam resistência suficiente conforme o dimensionamento original, porém foram redimensionadas devido a um trecho específico.

Já nos trechos que não teriam resistência suficiente, foram obtidas armaduras até 127,76% maiores, evidenciando a magnitude da importância de uma análise estrutural para uma mudança de uso. Ademais, quanto as armaduras transversais a maioria das variações foi positiva, principalmente devido ao aumento dos esforços cortantes solicitantes. Observou-se que dentre as 17 vigas do projeto estrutural original, 14 tinham estribos com espaçamentos longitudinal de 13 cm, indicando que possivelmente o projetista buscou padronizar os espaçamentos para facilitar a execução, o que justifica a variação negativa na área de armadura transversal da viga V1.

Tabela 33 - Comparação de área de armaduras

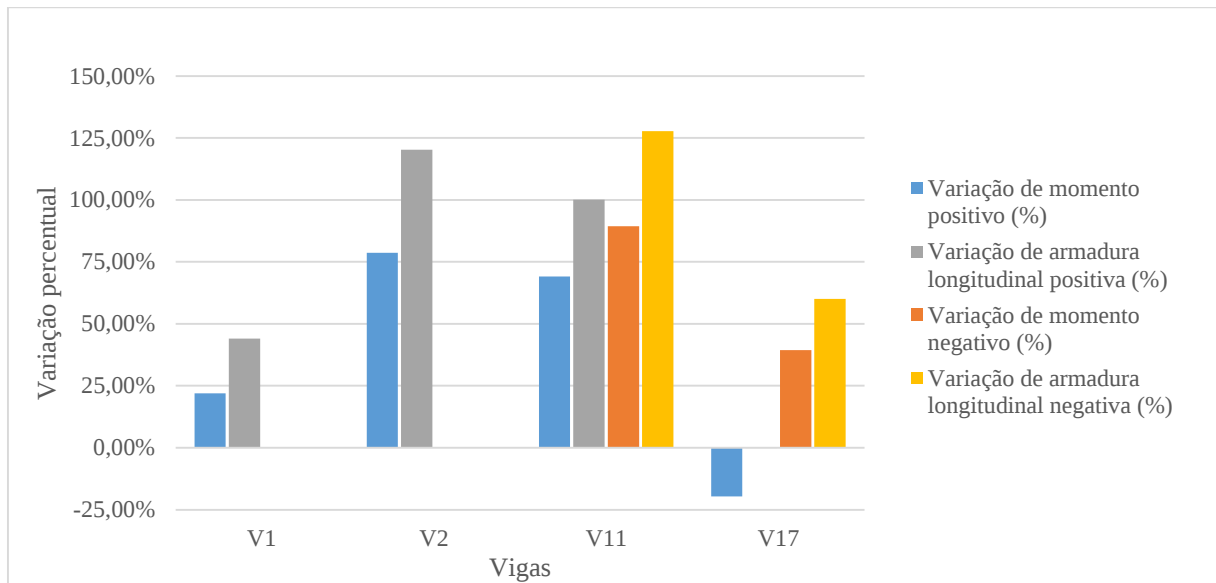
Viga	Tramo	Armadura longitudinal			Armadura transversal				
		A _s original (cm ²)	A _s adotada (cm ²)	Variação	Diâmetro original (mm)	Espaçamento original (cm)	A _s original (cm ² /m)	A _s adotada (cm ² /m)	Variação
V1	a (M)	2,80	4,03	44,03%	5,00	13,00	3,02	1,96	-35,10%
V2	a (M)	1,57	3,46	120,27%	5,00	13,00	3,02	1,96	-35,10%
V11	a (X)	2,45	1,57	-36,03%	5,00	13,00	3,02	3,92	29,80%
V11	b (M)	2,45	4,91	100,05%	5,00	13,00	3,02	4,36	44,37%
V11	c (X)	2,45	5,59	127,76%	5,00	13,00	3,02	4,36	44,37%
V11	d (M)	2,45	2,45	-0,18%	5,00	13,00	3,02	3,92	29,80%
V11	e (X)	2,45	1,57	-36,03%	5,00	13,00	3,02	3,92	29,80%
V17	a (M)	2,45	2,45	-0,18%	5,00	13,00	3,02	4,90	62,25%
V17	b (X)	3,14	5,03	60,11%	5,00	13,00	3,02	5,62	86,09%
V17	b' (M)	2,45	2,45	-0,18%	5,00	13,00	3,02	4,90	62,25%

Fonte: a Autora (2023).

O Gráfico 3 ilustra as variações percentuais de momentos e armaduras longitudinais negativos e positivos das vigas redimensionadas. Observou-se que as variações positivas de áreas de armaduras foram maiores que as variações positivas de momentos fletores, o que pode ser explicado pela aplicação de fatores de segurança e adoção de diâmetros comerciais de armaduras.

Já no caso do momento e armadura positivos da viga V17, que sofreram uma variação negativa, a variação da área de armaduras foi menor que a variação de momentos, sendo praticamente imperceptível no gráfico, e estando a favor da segurança. Porém é importante ressaltar que a viga V17 foi redimensionada devido ao momento negativo que não seria resistido pela seção original, apresentando variação positiva que seguiu o comportamento destacado anteriormente.

Gráfico 3 - Variação de momentos e armaduras de vigas



Fonte: a Autora (2023).

5.3.5 Verificação de ELS-DEF

Após o dimensionamento conforme o ELU, foram feitas as verificações de ELS, tanto para as vigas que foram redimensionadas, quanto para as vigas mantidas de acordo com o projeto original, considerando o uso de academia esportiva, excluindo-se somente as vigas com altura útil insuficiente, iniciando-se pelo ELS-DEF. Para isso, primeiramente foram calculadas as reações permanentes e variáveis das lajes separadamente, através das Equações (81) e (82), considerando a carga p na laje como a soma das cargas de peso próprio e revestimento para as reações permanentes, e como a sobrecarga variável para as reações variáveis.

Também foram calculadas as reações permanentes e variáveis da escada, utilizando o programa Ftool, e considerando separadamente as cargas permanentes e variáveis. Ademais, para a carga permanente total das vigas, foram somadas às reações permanentes das lajes o peso próprio das vigas, o peso de paredes e guarda-corpos, e a reação da escada, conforme cada caso.

Em seguida, foram calculadas as cargas de serviço atuantes nas vigas, pela combinação quase-permanente, conforme Equação (17), considerando o coeficiente ψ_2 igual a 0,4, referente a edifícios comerciais. Então, para as vigas biapoiadas com carga distribuída (V1, V4, V8, V9, V15), foi calculado o momento atuante (M_a) pela Equação (79), e para as vigas com apoios ou carregamentos diferentes disso (V2, V5, V6, V10, V11, V14, V16, V17), o momento atuante foi obtido utilizando o programa Ftool. Os resultados obtidos para as cargas permanentes, cargas variáveis e momento atuante obtidos foram organizados na Tabela 34.

Tabela 34 - Cargas e momentos ELS-DEF

Viga	Tramo	Carga permanente (kN/m)	Carga variável (kN/m)	$F_{d,ser}$ (kN/m)	M_a (kN.cm)
V1	a	11,16	10,68	15,43	2403,10
V2	a	6,73	1,07	7,16	2866,18
V4	a	4,57	6,16	7,03	135,18
V5	a	8,05	3,87	9,59	3283,74
V6	a	7,48	2,83	8,61	1855,74
V6	a'	9,28	6,13	11,74	1853,39
V8	a	1,13		1,13	148,61
V9	a	7,48	2,83	8,61	1157,38
V10	a	3,03	4,07	4,65	204,65
V11	a	6,35		6,35	317,50
V11	b	11,65	11,31	16,18	2933,43
V11	c	6,35		6,35	3343,11
V11	d	7,60	2,67	8,67	879,08
V11	e	6,35		6,35	336,84
V14	a	11,85	12,03	16,67	2024,18
V14	a'	8,87	4,98	10,86	2024,18
V14	b	9,73	6,94	12,51	1527,03
V14	c	7,40	2,67	8,47	112,45
V15	a	10,81	8,53	14,23	1753,40
V16	a	1,60	1,02	2,00	1745,72
V17	a	11,40	11,21	15,88	1193,28
V17	b	11,40	11,21	15,88	1822,04
V17	b'	8,48	4,27	10,19	1822,04

Fonte: a Autora (2023).

Então, foram calculados o módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}) pela Equação (7), considerando agregado de granito ou gnaiss, e o módulo de deformação secante do concreto, determinado pela Equação (9). Com isso, e considerando o módulo de elasticidade do aço igual a 210 GPa, foi obtida a área de concreto equivalente ($A_{c,eq}$). Também foram calculados o momento de inércia da seção bruta (I_c), a distância do centro de gravidade a fibra mais tracionada (y_t) e o momento de fissuração (M_f), conforme procedimento descrito no item 2.7.1 ELS de deformação excessiva. Os resultados obtidos foram organizados na Tabela 35.

Comparando os momentos atuante e de fissuração, observou-se que as vigas V4, V8, V9, V10, V11a, V11d, V11e, V14 e V17a não atingiram o momento de fissuração, então sua rigidez equivalente foi calculada com o momento de inércia da seção bruta.

Tabela 35 - Resultados parciais ELS-DEF

Viga	Tramo	E_{ci} (GPa)	E_{cs} (GPa)	$A_{c,eq}$ (cm ²)	I_c (cm ⁴)	y_t (cm)	M_f (kN.cm)
V1	a	28,00	24,15	35,00	64000,00	20,00	1231,18
V2	a	28,00	24,15	30,08	64000,00	20,00	1231,18
V4	a	28,00	24,15	8,74	64000,00	20,00	1231,18
V5	a	28,00	24,15	32,01	64000,00	20,00	1231,18
V6	a	28,00	24,15	13,66	64000,00	20,00	1231,18
V6	a'	28,00	24,15	35,00	64000,00	20,00	1231,18
V8	a	28,00	24,15	13,66	27000,00	15,00	692,54
V9	a	28,00	24,15	20,49	64000,00	20,00	1231,18
V10	a	28,00	24,15	8,74	27000,00	15,00	692,54
V11	a	28,00	24,15	13,66	74666,67	20,00	1436,38
V11	b	28,00	24,15	42,68	74666,67	20,00	1436,38
V11	c	28,00	24,15	48,63	74666,67	20,00	1436,38
V11	d	28,00	24,15	21,34	74666,67	20,00	1436,38
V11	e	28,00	24,15	13,66	74666,67	20,00	1436,38
V14	a	28,00	24,15	27,32	64000,00	20,00	1231,18
V14	a'	28,00	24,15	27,32	64000,00	20,00	1231,18
V14	b	28,00	24,15	13,66	64000,00	20,00	1231,18
V14	c	28,00	24,15	13,66	64000,00	20,00	1231,18
V15	a	28,00	24,15	20,49	64000,00	20,00	1231,18
V16	a	28,00	24,15	27,32	27000,00	15,00	692,54
V17	a	28,00	24,15	21,34	64000,00	20,00	1231,18
V17	b	28,00	24,15	21,34	64000,00	20,00	1231,18
V17	b'	28,00	24,15	21,34	64000,00	20,00	1231,18

Fonte: a Autora (2023).

Seguiu-se então para o cálculo do momento de inércia no estágio II (I_{II}), rigidez equivalente e inércia média, conforme processo descrito anteriormente no item 2.7.1. Os resultados obtidos foram organizados na Tabela 36, inclusive para as vigas para as quais foi utilizado I_c .

Então, para o cálculo da flecha imediata, para as vigas biapoiadas com carga distribuída citadas anteriormente, e para a viga V10 considerada biengastada, foi utilizada a Equação (64), sendo que os resultados obtidos foram organizados na Tabela 37. Já para as demais vigas, com carregamentos e apoios diferentes, foi utilizado o programa Ftool, para cálculo da flecha imediata.

Tabela 36 - Rigidez equivalente e inércia média

Viga	Tramo	a ₁ (cm)	a ₂ (cm ²)	a ₃ (cm ³)	x _{II'}	x _{II''}	I _{II} (cm ⁴)	Rigidez Equivalente (kN.cm ²)	Inércia média (cm ⁴)
V1	a	6,00	35,00	-1172,55	11,36	-17,20	23021,00	68904312,51	28531,81
V2	a	6,00	30,08	-1007,82	10,69	-15,71	20539,12	57921000,50	23983,85
V4	a	6,00	8,74	-311,21	6,51	-7,97	8501,15	154560000,00	41936366,71
V5	a	6,00	32,01	-1132,48	11,33	-16,66	24326,67	63798750,70	26417,70
V6	a	6,00	13,66	-484,90	7,92	-10,20	12377,05	66296838,43	27452,11
V6	a'	6,00	35,00	-1197,20	11,51	-17,34	24126,17	86492177,38	35814,57
V8	a	6,00	13,66	-348,31	6,57	-8,84	6029,04	65205000,00	2128153,88
V9	a	6,00	20,49	-727,35	9,43	-12,85	17279,25	154560000,00	73520,08
V10	a	6,00	8,74	-223,79	5,42	-6,88	4196,83	65205000,00	887876,75
V11	a	7,00	13,66	-484,90	7,40	-9,36	12676,40	180320000,00	5752521,22
V11	b	7,00	42,68	-1429,94	11,57	-17,66	27755,93	80331144,26	33263,41
V11	c	7,00	48,63	-1628,98	12,17	-19,12	30535,09	82195473,62	34035,39
V11	d	7,00	21,34	-757,65	8,99	-12,04	18389,65	180320000,00	263890,93
V11	e	7,00	13,66	-484,90	7,40	-9,36	12676,40	11639150741,94	4819524,12
V14	a	6,00	27,32	-942,48	10,46	-15,01	20365,56	72894737,76	30184,16
V14	a'	6,00	27,32	-942,48	10,46	-15,01	20365,56	72894737,76	30184,16
V14	b	6,00	13,66	-484,90	7,92	-10,20	12377,05	95231421,83	39433,30
V14	c	6,00	13,66	-484,90	7,92	-10,20	12377,05	154560000,00	67765905,54
V15	a	6,00	20,49	-727,35	9,43	-12,85	17279,25	80791001,32	33453,83
V16	a	6,00	8,74	-223,79	5,42	-6,88	4196,83	13573493,54	5620,49
V17	a	6,00	21,34	-754,99	9,58	-13,14	17717,68	154560000,00	68551,83
V17	b	6,00	21,34	-754,99	9,58	-13,14	17717,68	77272866,66	31997,05
V17	b'	6,00	21,34	-754,99	9,58	-13,14	17717,68	77272866,66	31997,05

Fonte: a Autora, 2023.

Tabela 37 - Flecha imediata calculada por fórmulas

Viga	Tramo	Flecha imediata (mm)
V1	a	4,5269
V4	a	0,0140
V8	a	0,2508
V9	a	0,8392
V10	a	0,2073
V15	a	2,2290

Fonte: a Autora (2023).

Para cálculo no Ftool, primeiramente foi feito um teste com a viga V1, para a qual tinham-se os resultados obtidos pelas fórmulas. O procedimento seguido iniciou-se ajustando as unidades no programa, sendo o deslocamento (displacement) em milímetros, as dimensões da seção (section sizes) em centímetros, a área da seção (section area) em cm², o momento de inércia (section inertia) em cm⁴, o momento (moment) em kN.m, a carga distribuída (distrib. load) em kN/m e o módulo de deformação (elastic param.) em GPa, conforme Figura 27. Essas unidades foram escolhidas a fim de serem as mesmas utilizadas no cálculo manual.

Figura 27 - Unidades no Ftool para flecha imediata

The screenshot shows the 'Ftool - Units & Number Formatting' dialog box. It has three tabs: 'SI' (selected), 'kN-m', and 'US'. The dialog is organized into several sections, each with a list of units and their corresponding formats. The units are: Length (meter [m]), Displacement (millimeter [mm]), Rotation (radian [rad]), Section Sizes (centimeter [cm]), Section Area ([cm²]), Section Inertia ([cm⁴]), Force (kilo-Newton [kN]), Moment ([kNm]), Distrib. Load ([kN/m]), Temperature (centigrade [°C]), Elastic Param. (giga-Pascal [GPa (kN/mm²)]), Specific Weight ([kN/m³]), Thermal Expan. ([1/°C]), Translat. Spring ([kN/m]), Rotation Spring ([kNm/rad]), Force Infl. Line ([]), and Moment Infl. Line (meter [m]). The formats are: x.xx, x.xxxx e±xx, x.xxx e±xx, x.x, x.xx, x.xxxx, x, x.xxx, x.x, x.xxxxxx, x.xxx e±xx, x.xxx e±xx, x.xxxx, and x.xxxx.

Category	Unit	Format
Length:	meter [m]	x.xx
Displacement:	millimeter [mm]	x.xxxx e±xx
Rotation:	radian [rad]	x.xxx e±xx
Section Sizes:	centimeter [cm]	x.x
Section Area:	[cm²]	x.xx
Section Inertia:	[cm⁴]	x.xxxxxx e±xx
Force:	kilo-Newton [kN]	x.xx
Moment:	[kNm]	x.xx
Distrib. Load:	[kN/m]	x.xxxx
Temperature:	centigrade [°C]	x
Elastic Param.:	giga-Pascal [GPa (kN/mm²)]	x.xxx
Specific Weight:	[kN/m³]	x.x
Thermal Expan.:	[1/°C]	x.xxxxxx
Translat. Spring:	[kN/m]	x.xxx e±xx
Rotation Spring:	[kNm/rad]	x.xxx e±xx
Force Infl. Line:	[]	x.xxxx
Moment Infl. Line:	meter [m]	x.xxxx

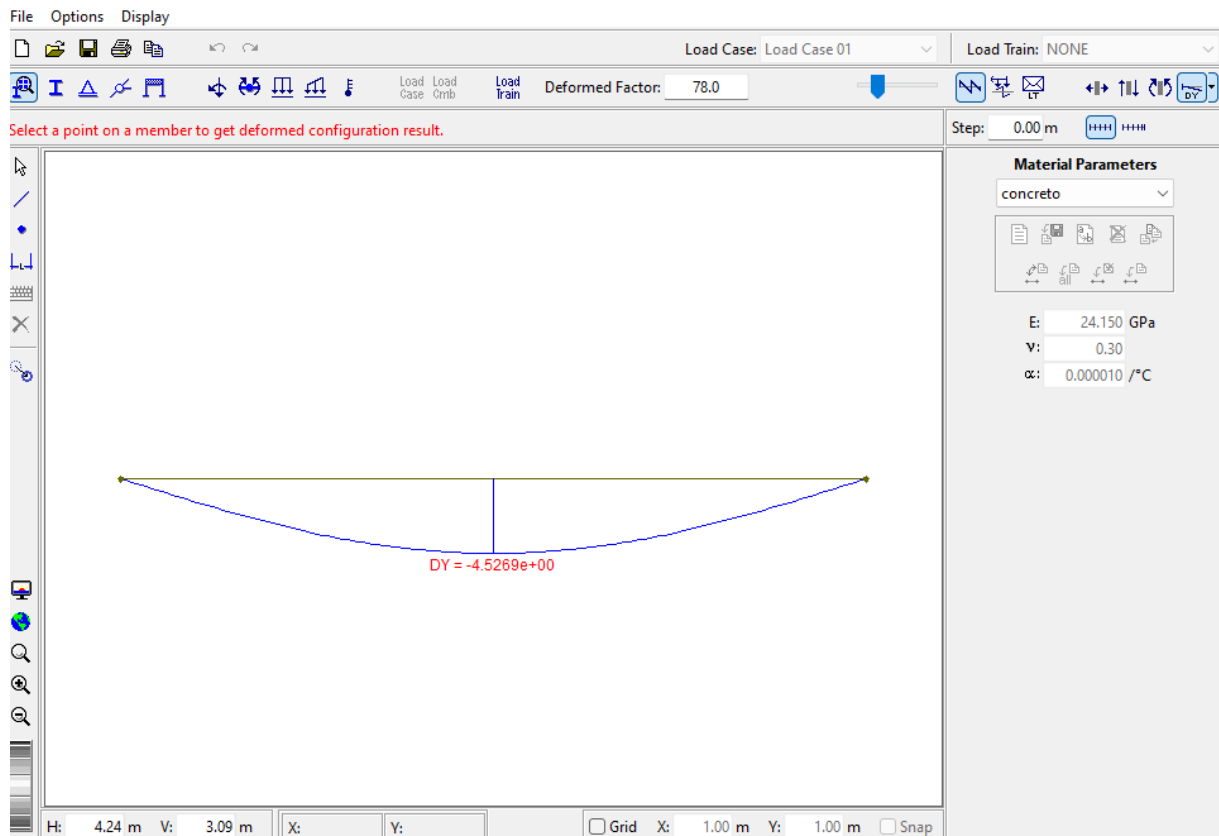
Fonte: a Autora (2023).

Então, foram configurados, os apoios, vãos, material, seção e carregamentos de serviço conforme dados iniciais da viga, e obtido o momento atuante, o qual foi utilizado para calcular a inércia média e a rigidez equivalente em planilha do Excel. Com isso, foi atualizado o módulo de elasticidade do material da viga, como igual ao módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs}) calculado, a área da seção como $A_{c,eq}$ e a inércia como a inércia média para as vigas com momento atuante maior que o de fissuração e como a inércia bruta para as vigas com momento atuante menor que o de fissuração.

Para as vigas contínuas, com mais de um tramo, os tramos foram analisados separadamente, sendo que os momentos atuantes em suas extremidades foram configurados como momentos pontuais no Ftool.

O passo final foi a obtenção da flecha imediata, sendo que a Figura 27 ilustra o resultado obtido para a viga V1, que foi igual ao obtido pelas fórmulas.

Figura 28 - Flecha imediata pelo Ftool para viga V1



Fonte: a Autora (2023).

O procedimento foi repetido para as demais vigas, e os resultados obtidos foram organizados na Tabela 38.

Tabela 38 - Flecha imediata obtida pelo Ftool

Viga	Tramo	Flecha imediata (mm)
V2	a	3,5091
V5	a	4,0291
V6	a	2,8061
V6	a'	2,4542
V11	a	5,1765
V11	b	7,3513
V11	c	7,3112
V11	d	0,0033
V11	e	0,0201
V14	a	0,9700
V14	a'	0,9483
V14	b	0,1472
V14	c	0,0070
V16	a	6,8864
V17	a	0,5957
V17	b	1,9934
V17	b'	3,4469

Fonte: a Autora (2023).

Em sequência foi calculada as flechas diferida e total, conforme Equações (69) e (70), considerando $\xi(t)$ igual a 2, e $\xi(t_0)$ igual a 0,54, referente ao tempo de retirada das formas. Os resultados obtidos foram comparados com o limite de $\ell/250$, definido na Tabela 6, e para a viga V16 foi necessário adotar uma contra-flecha de 6,54 mm. Esse valor não deve ser superior a $\ell/350$, que nesse caso limitava a contra-flecha a 7,43, estando, portanto, o valor adotado dentro do limite.

Tabela 39 - Flecha imediata, total, limite e contra-flecha

Viga	Tramo	Flecha Imediata (mm)	Flecha diferida (mm)	Flecha Total (mm)	Deslocamento limite (mm)	Contra-flecha (mm)
V1	a	4,5269	1,46	11,1362	14,12	
V2	a	3,5091	1,46	8,6324	11,32	
V4	a	0,0140	1,46	0,0345	4,96	
V5	a	4,0291	1,46	9,9116	11,80	
V6	a	2,8061	1,46	6,9030	12,96	
V6	a'	2,4542	1,46	6,0373	12,96	
V8	a	0,2508	1,46	0,6169	13,00	
V9	a	0,8392	1,46	2,0644	13,12	
V10	a	0,2073	1,46	0,5100	13,00	
V11	a	5,1765	1,46	0,1083	4,00	
V11	b	7,3513	1,46	18,0842	19,16	
V11	c	7,3112	1,46	1,7978	8,60	
V11	d	0,0033	1,46	0,0081	8,60	
V11	e	0,0201	1,46	0,1219	4,36	
V14	a	0,9700	1,46	2,3862	8,44	
V14	a'	0,9483	1,46	2,3328	8,44	
V14	b	0,1472	1,46	0,3620	8,32	
V14	c	0,0070	1,46	0,0172	3,84	
V15	a	2,2290	1,46	5,4833	12,56	
V16	a	6,8864	1,46	16,9405	10,40	6,54
V17	a	0,5957	1,46	1,4653	14,52	
V17	b	1,9934	1,46	4,9038	15,64	
V17	b'	3,4469	1,46	8,4794	15,64	

Fonte: a Autora (2023).

Com isso, foram verificadas as vigas quanto ao ELS-DEF, sendo que somente uma delas exigiu a adoção de contra-flecha.

5.3.6 Verificação de ELS-F

O próximo passo foi a verificação das vigas quanto ao ELS de formação e de abertura de fissuras. Para isso, primeiramente foram calculadas as forças solicitantes de serviço atuantes nas vigas, com a combinação frequente de ações, determinadas pela Equação (18). As ações

separadas em permanentes e variáveis foram as mesmas utilizadas na verificação de ELS-DEF, mas o coeficiente ψ_1 teve valor de 0,6.

Então, para o cálculo do momento atuante (M_a), assim como para o ELS-DEF, foi utilizada a Equação (79) para as vigas biapoiadas com carga distribuída, e o F_{tool} para as demais. Em seguida, foram determinadas a resistência à tração do concreto pela Equação (71), e o momento de fissuração, pela Equação (56), conforme procedimento descrito no item 2.7.2 ELS de formação e abertura de fissuras. Comparando os momentos atuantes e de fissuração, determinou-se quais vigas apresentariam fissuras, sendo que os resultados foram organizados na Tabela 40.

Tabela 40 - Resultados ELS-F

Viga	Tramo	Carga permanente (kN/m)	Carga variável (kN/m)	$F_{d,ser}$ (kN/m)	M_a (kN.cm)	M_r (kN.cm)	Presença de fissuras
V1	a	11,16	10,68	17,56	2735,87	861,83	Sim
V2	a	6,73	1,07	7,37	2887,20	861,83	Sim
V4	a	4,57	6,16	8,27	158,87	861,83	Não
V5	a	8,05	3,87	10,37	3368,59	861,83	Sim
V6	a	7,48	2,83	9,17	1948,62	861,83	Sim
V6	a'	9,28	6,13	12,96	1945,03	861,83	Sim
V8	a	1,13		1,13	148,61	484,78	Não
V9	a	7,48	2,83	9,17	1233,44	861,83	Sim
V10	a	3,03	4,07	5,47	240,74	692,54	Não
V11	a	6,35		6,35	317,50	1005,47	Não
V11	b	11,65	11,31	18,44	3367,23	1005,47	Sim
V11	c	6,35		6,35	3814,28	1005,47	Sim
V11	d	7,60	2,67	9,20	1032,76	1005,47	Sim
V11	e	6,35		6,35	336,84	1005,47	Não
V14	a	11,85	12,03	19,07	2079,29	861,83	Sim
V14	a'	8,87	4,98	11,86	1605,03	861,83	Sim
V14	b	9,73	6,94	13,90	164,93	861,83	Não
V14	c	7,40	2,67	9,00	104,69	861,83	Não
V15	a	10,81	8,53	15,93	1963,71	861,83	Sim
V16	a	1,60	1,02	2,21	1763,47	484,78	Sim
V17	a	11,40	11,21	18,13	1429,32	861,83	Sim
V17	b	11,40	11,21	18,13	3680,96	861,83	Sim
V17	b'	8,48	4,27	11,04	1874,45	861,83	Sim

Fonte: a Autora (2023).

Partiu-se então para a verificação do ELS de abertura de fissuras, sendo que optou-se por verificar se o dimensionamento atendia aos limites da Tabela 9, sendo que a tensão σ_{si} foi calculada pela Equação (75). Os resultados encontrados foram organizados na Tabela 41.

Tabela 41 - Verificação diâmetro e espaçamento para ELS-W

Viga	Tramo	Tensão na armadura (σ_{si})		Diâmetro das armaduras escolhidas (mm)		Diâmetro máximo (mm)	Espaçamento horizontal adotado (cm)	Espaçamento máximo (cm)
		kN/cm ²	MPa	1º camada	2º camada			
V1	a	21,94	219,41	12,50	10,00	20,00	2,50	20,00
V2	a	28,51	285,08	12,50	8,00	12,50	2,50	10,00
V4	a	20,36	203,56	8,00		20,00	3,40	20,00
V5	a	25,01	250,06	12,50		16,00	2,50	15,00
V6	a	25,94	259,41	10,00		16,00	2,50	15,00
V6	a'	23,64	236,42	10,00	12,50	20,00	2,50	20,00
V8	a	31,06	310,56	10,00		12,50	3,74	10,00
V9	a	25,94	259,41	10,00		16,00	3,00	15,00
V10	a	20,37	203,71	8,00		20,00	3,40	20,00
V11	a	31,06	310,56	10,00		12,50	5,00	10,00
V11	b	21,88	218,76	12,50	12,50	20,00	4,50	20,00
V11	c	31,06	310,56	10,00	16,00	12,50	5,00	10,00
V11	d	26,21	262,11	12,50		16,00	4,50	15,00
V11	e	31,06	310,56	10,00		12,50	5,00	10,00
V14	a	21,67	216,69	10,00	10,00	20,00	2,50	20,00
V14	a'	24,36	243,57	10,00	10,00	16,00	2,50	15,00
V14	b	23,30	233,02	10,00		20,00	3,40	20,00
V14	c	26,12	261,15	10,00		16,00	3,40	15,00
V15	a	22,84	228,38	10,00		20,00	2,50	20,00
V16	a	23,81	238,06	8,00		20,00	3,00	20,00
V17	a	21,82	218,19	12,50		20,00	2,50	20,00
V17	b	21,82	218,19	10,00	10,00	20,00	1,80	20,00
V17	b'	24,82	248,20	12,50		16,00	2,50	15,00

Fonte: a Autora (2023).

Dentre as vigas analisadas, V2 teve diâmetro igual ao máximo, e o trecho c da viga V11 teve diâmetro superior ao máximo, sendo assim, foi feita a verificação completa para essas vigas, seguindo o procedimento apresentado no item 2.7.2. Os resultados foram apresentados na Tabela 42, e considerando o limite de 0,3 mm de abertura de fissuras, ambas as vigas estão de acordo com as exigências da norma.

Tabela 42 - Abertura de fissuras

Viga	Tramo	Área crítica	η_i	σ_{si} (kN/cm ²)	ϕ_i (cm)	Área (cm ²)	Dimensão da fissura (mm)			
							ρ_{si}	w1	w2	w
V2	a	1	2,25	28,51	1,25	34,50	0,04	0,095	0,201	0,095
		2	2,25	28,51	0,80	44,40	0,011	0,154	0,129	0,129
V11	a	1	2,25	31,06	1,00	80,50	0,010	0,24	0,19	0,191
	b	1	2,25	21,88	1,25	40,25	0,030	0,08	0,12	0,082
		2	2,25	21,88	1,25	77,00	0,016	0,137	0,118	0,118
	c	1	2,25	31,06	1,00	39,38	0,020	0,13	0,19	0,129
		2	2,25	31,06	1,60	96,60	0,021	0,200	0,306	0,200
	d	1	2,25	26,21	1,25	94,50	0,013	0,20	0,17	0,170
	e	1	2,25	31,06	1,00	80,50	0,010	0,24	0,19	0,191

Fonte: a Autora (2023).

Com isso, foram as vigas foram verificadas quanto aos ELS de formação e abertura de fissuras.

5.3.7 Sugestão de reforços

Para as vigas com altura útil suficiente, pode ser sugerido o reforço por adição de armadura longitudinal convencional, conforme estudado por Andréa Prado Abreu Reis (1998) em sua dissertação de mestrado. O autor concluiu que as armaduras convencionais adicionadas devem ser encamisadas por argamassa de alto desempenho com fibras de aço para que a viga atinja a resistência que seria obtida por peça monolítica, isso se deve a melhor ligação proporcionada pelas fibras.

Também podem ser sugeridos reforços pelo acréscimo de concreto ou argamassa armada, aumentando a seção transversal, aplicável tanto para as vigas com altura útil suficiente quanto insuficiente. Esse método tem as vantagens de maior conhecimento e domínio dos materiais e técnicas empregados, além de custo geral mais baixo, porém tem como desvantagens a necessidade de formas e necessidade de cuidados para controle da retração e aderência (Reis, 1998).

Outra opção é a adição de chapas e perfis metálicos, que apresenta boa eficiência e execução rápida. Os perfis podem ser fixados somente por chumbadores ou por uma combinação de chumbadores e resina epóxica, sendo o comportamento da peça em estado último igual ao de uma peça convencional de armadura igual ao total de armaduras da peça reforçada (Souza, 1998). Para a fixação das chapas, é recomendado o uso de colas epóxicas, que podem ser combinadas com buchas metálicas, devido a sua maior simplicidade de execução, porém também podem ser utilizadas argamassas (Reis, 2001; Santos, 2019). Também é possível adicionar uma viga metálica à viga de concreto armado, conforme Figura 29, sendo sugerido nesse caso a execução de um piso sobre a viga de concreto armado para garantir a distribuição de esforços (Teobaldo, 2004).

Figura 29 - Reforço com viga metálica



Fonte: Tel Estruturas Metálicas (2023).

5.4 PILARES

Para os pilares foram analisadas somente as cargas provenientes das reações das vigas e a variação percentual ocasionada pela mudança de uso. Os resultados obtidos foram organizados na Tabela 43. Observou-se que a maioria dos pilares sofreu variações de reações verticais entre 30 e 65%, somente diferente para o caso do pilar P5. Esse pilar serve de apoio em uma extremidade da viga V3, e em um ponto intermediário da viga V11, de forma que a viga V3 gera uma reação positiva de compressão, enquanto que a viga V11 gera uma reação negativa de tração. Dessa forma, apesar de ambas terem variado, acabaram se anulando e gerando uma variação total menor no pilar P5.

Já quanto aos momentos, as variações foram ainda maiores, ultrapassando 90%. Sendo assim, pode-se afirmar que a análise da capacidade estrutural diante de uma mudança de uso é de grande importância. Porém, apesar de considerável, a variação de cargas nos pilares não foi tão expressiva quanto a mudança de cargas consideradas para as lajes, que ficaram entre 77,9% e 115,1%.

Tabela 43 - Variação de carga nos pilares

PILAR	Reações verticais originais (kN)	Reações de momento originais (kN.m)	Reações verticais academia (kN)	Reações de momento academia (kN.m)	Variação % reações verticais	Variação % reações de momentos
P1	44,55		66,07		48,31%	
P2	27,09		42,85		58,18%	
P3	30,67		40,71		32,74%	
P4	37,2		48,74		31,02%	
P5	14,73		15,38		4,41%	
P6	85,51		127,8		49,46%	
P7	78,96		120,42		52,51%	
P8	83,87		122,51		46,07%	
P9	80,19		121,62		51,66%	
P10	47,93	11,91	72,94	17,97	52,18%	50,88%
P11	104,65	34,16	169,29	66,16	61,77%	93,68%
P12	47,9		68,96		43,97%	

Fonte: a Autora (2023).

Também é importante citar que dentre os 12 pilares previstos pelo projeto estrutural original, 11 tem uma de suas dimensões igual a 12 cm. Porém a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que a dimensão mínima de pilares deve ser de 19 cm, sendo permitidas dimensões entre 19 e 14 cm em casos especiais, em que é necessário majorar os esforços solicitantes finais de cálculo multiplicando-os por um coeficiente adicional γ_n de acordo com a Tabela 44, na qual b representa a menor dimensão na sessão transversal do pilar.

Tabela 44 - Coeficiente adicional γ_n para pilares

b (cm)	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Fonte: ABNT (2014, p. 73).

6 CONCLUSÃO

Neste trabalho de conclusão de curso foi avaliada a possibilidade das lajes e vigas da estrutura em concreto armado de uma edificação projetada para uso residencial resistirem a alteração de uso para academia sem reforços estruturais. Também foram analisadas a capacidade da estrutura original e os impactos gerados pela mudança no dimensionamento das lajes e vigas, aplicando os conhecimentos adquiridos durante a graduação, e a análise estática equivalente da NBR 9062 para consideração de carregamentos dinâmicos.

Sendo assim, a partir do trabalho realizado, pode-se concluir que a análise da capacidade estrutural de uma edificação é de grande importância em casos de alteração de uso, pois dentre as lajes e vigas analisadas, foram observadas alterações até superiores a 100% da área de aço necessária para resistir ao carregamento do novo uso.

Ademais para as lajes, utilizando o programa de dimensionamento do fabricante ArcelorMital, observou-se que as áreas de armaduras somente foram alteradas para as lajes que sofreram aumento percentual de cargas superior a 100%. Isso indica a influência do uso de coeficientes de segurança e adoção de diâmetros comerciais de armaduras, o que proporciona segurança a peça frente a pequenas alterações de carregamento.

Já para as vigas, dentre as 17 analisadas, 7 não teriam resistência suficiente para suportar ao momento fletor positivo gerado pelo novo uso, e três não resistiriam ao novo momento negativo. Dentre essas, somente 4 teriam altura útil suficiente para que fossem redimensionadas, indicando a impossibilidade de manter a estrutura inalterada frente a alteração de uso. Foi observado que dentre as vigas com altura insuficiente, uma tinha altura de 12 cm e momento fletor 55,31% maior que o máximo resistido, outra de 22 cm, e as demais de 40 cm, tendo essas três vigas momentos mais de 100% maiores que o máximo resistido. Isso indica que vigas de alturas menores serão insuficientes frente a variações menores, enquanto que vigas mais altas podem ser adaptadas a maiores variações.

Observou-se também que a variação percentual da área de armaduras longitudinais necessárias para a resistência ao momento fletor das vigas foi maior que a variação percentual de momento fletor, sendo que essa diferença aumentou a medida que a variação de momento foi maior. Isso indica novamente a importância da análise estrutural, principalmente frente a alterações de uso que gerem mudanças maiores de carregamentos, além do efeito da aplicação de fatores de segurança, diâmetros comerciais e escolhas do projetista. Também foram elencadas algumas técnicas de reforço tais como encontradas na literatura para as lajes e vigas que não teriam resistência suficiente.

Conclui-se que os objetivos do trabalho foram alcançados, e sugere-se para trabalhos futuros a modelagem da estrutura com o uso de *softwares* comerciais como TQS, Eberick e outros que tratam a estrutura como pórtico espacial ou mesmo fazem a análise através do Método dos Elementos Finitos. Assim, a obtenção dos esforços pode ser automatizada e também mais precisa e realista, principalmente com relação ao momento torçor desenvolvido nas barras; o dimensionamento em si é feito também de maneira automática, a partir de critérios das normas, ou contam com pouca intervenção da/do projetista.

REFERÊNCIAS

- AL-BAZOOK, M.; ARORA, J. S. Discrete variable optimization of structures subjected to dynamic loads using equivalent static loads and metaheuristic algorithms. **Optimization and Engineering**, v. 23, n. 2, p. 643–687, jun. 2022.
- ARAÚJO, J. M. DE. **Curso de Concreto Armado**. 4. ed. Rio Grande: Editora Dunas, 2014a. v. 1.
- ARAÚJO, J. M. DE. **Curso de Concreto Armado**. 4. ed. Rio Grande: Editora Dunas, 2014b. v. 2.
- ARCELORMITTAL. **Manual técnico de lajes treliçadas**. Disponível em: <http://rangellage.com.br/wp-content/uploads/2019/06/Manual-Lajes-Treli%C3%A7adas.pdf>. Acesso em: 7 mar. 2023.
- ARCELORMITTAL BRASIL. **Softwares**. Disponível em: <http://brasil.arcelormittal.com/produtos-solucoes/softwares>. Acesso em: 9 jun. 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5674 Manutenção de edificações - requisitos para o sistema de gestão de manutenção**. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738 Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro: ABNT, 2015b.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739 Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.
- 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 7199 Vidros na construção civil - projeto, execução e aplicações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016c. Acesso em: 28 abr. 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480 Aço destinado às armaduras de estruturas de concreto armado - requisitos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681 Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953 Concreto para fins estruturais - classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro: ABNT, 2015a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062 Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14037 Diretrizes para elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das edificações - requisitos para elaboração e apresentação dos conteúdos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14859-1 Lajes pré-fabricadas de concreto Parte 1: Vigotas, minipainéis e painéis - Requisitos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14859-2 Lajes pré-fabricadas de concreto Parte 2: Elementos inertes para enchimento e fôrma - Requisitos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016b.

BACHMANN, H.; AMMANN, W. **Vibrations in structures: Induced by man and machines**. 3. ed. Zurique: IABSE-AIPC-IVBH, 1987.

BASTOS, P. S. **Fundamentos do concreto armado**. Disponível em: <https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Fundamentos%20CA.pdf>. Acesso em: 30 nov. 2022.

BASTOS, P. S. **Flexão normal simples - vigas**. Disponível em: <https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/FlexaoSimples.pdf>. Acesso em: 8 mar. 2023.

BASTOS, P. S. **Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante**. Disponível em: <https://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Cortante.pdf>. Acesso em: 28 mar. 2023.

BRASIL, R. M. L. R. F.; SILVA, M. A. DA. **Introdução à dinâmica das estruturas**. São Paulo: Blucher, 2013.

BUENO, S.; KIMURA, A. **ABNT NBR 6118-2014 - Comentários e Exemplos de Aplicação**. São Paulo: IBRACON, 2015.

CÂMARA BRASILEIRA DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO. **Indicadores imobiliários nacionais: 3º trimestre de 2022**. Disponível em: http://www.cbicdados.com.br/media/anexos/MERCADO_IMOBILI%C3%81RIO_NACIONAL_3_TRIMESTRE_2022.pdf. Acesso em: 11 nov. 2022.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. DE. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a nbr 6118:2014**. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

CLÍMACO, J. C. T. DE S. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 2. ed. rev. ed. Brasília: Editora Universidade de Brasília, 2008.

DUAN, S.; XIONG, J.; QIAN, H. Generative Adversarial Networks-Based Stochastic Approach to the Modeling of Individual Jumping Loads. **International Journal of Structural Stability and Dynamics**, v. 21, n. 04, p. 2150047, abr. 2021.

INTERNATIONAL HEALTH RACQUET & SPORTSCLUB ASSOCIATION. **The IHRSA Latin American Report (Second Edition) - Portuguese Version**. Disponível em:

<https://www.ihrsa.org/publications/the-ihrsa-latin-american-report-second-edition-portuguese-version/>. Acesso em: 11 nov. 2022.

LIMA, D. V. F. **Controle de Vibrações Induzidas em uma Laje de Academia de Ginástica com a Utilização de Amortecedores de Massa Sintonizados**. 2007. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

LINHARES, V. M. **Verificação e reforço estrutural: readequação de uma estrutura em concreto armado existente a um novo uso**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

LONGO, L. F. **Tipos de lajes disponíveis no AltoQi Eberick**. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360000068033-Tipos-de-lajes-dispon%C3%ADveis-no-AltoQi-Eberick>. Acesso em: 7 mar. 2023.

LOZOVEY, A. R.; KOERICH, R. B.; SOUZA, F. A. DE. Critério Do Peso Efetivo Mínimo Para Lajes De Concreto Armado E Protendido No Estado-Limite De Vibrações Excessivas. 2018, Foz do Iguaçu. **60º Congr. Bras. Concreto [...]** Foz do Iguaçu: IBRACON, 2018.

MARCELLI, M. **Sinistros na construção civil: causas e soluções para danos e prejuízos em obras**. São Paulo: Pini, 2007.

MARINO, M. A.; MACHADO, R. D. **Concreto armado na UFPR - Capítulo 1**. Disponível em: <http://www.estruturas.ufpr.br/wp-content/uploads/2016/03/Capitulo11.pdf>. Acesso em: 30 nov. 2022a.

MARINO, M. A.; MACHADO, R. D. **Concreto armado na UFPR - Capítulo 8**. Disponível em: http://www.estruturas.ufpr.br/wp-content/uploads/2016/08/ApostilaCA-vMK_cap8.pdf. Acesso em: 7 mar. 2023b.

MELGES, J. L. P.; PINHEIRO, L. M.; GIONGO, J. S. **Concreto armado: escadas**, 1997. Disponível em: <http://repositorio.eesc.usp.br/bitstream/handle/RIEESC/7755/Concreto%20armado%20escadas.pdf?sequence=1>. Acesso em: 26 abr. 2023

MOURA, T. R. C. DE. Análise de vibração em lajes destinada às academias. **Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento**, v. 10, p. 116–128, 14 nov. 2019.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007.

Reforço estrutural com viga metálica. Disponível em: <https://www.telestruturasmetalicas.com.br/reforco-estrutural-com-viga-metalica-vinhedo>. Acesso em: 5 maio. 2023.

REIS, A. P. A. **Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho**. 1998. Mestrado em Engenharia de Estruturas – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

REIS, L. S. N. **Sobre a recuperação e reforço das estruturas de concreto armado**. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

RICHTER DOS SANTOS, E. A.; ALMEIDA DE SOUSA, F.; SANTOS DA SILVA, J. G. Human Comfort Assessment of Steel-Concrete Composite Floors Subjected to People Dynamic Loads. **ce/papers**, v. 5, n. 4, p. 771–777, set. 2022.

SANTIAGO, J. E. D. **Acidentes estruturais na construção civil**. 2014. Monografia (Especialização em Construção Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

SANTOS, J. S. D. **Estado da arte sobre reforço e recuperação de estruturas de concreto armado**. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2019.

SOUZA, R. A. DE; ENAMI, R. M. Sobre os acidentes estruturais recentes ocorridos na cidade de Maringá-PR. **Revista Tecnológica**, v. 18, p. 91–101, 2009.

SOUZA, V. C. DE. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 1998.

TEOBALDO, I. N. C. **Estudo do aço como objeto de reforço estrutural em edificações antigas**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

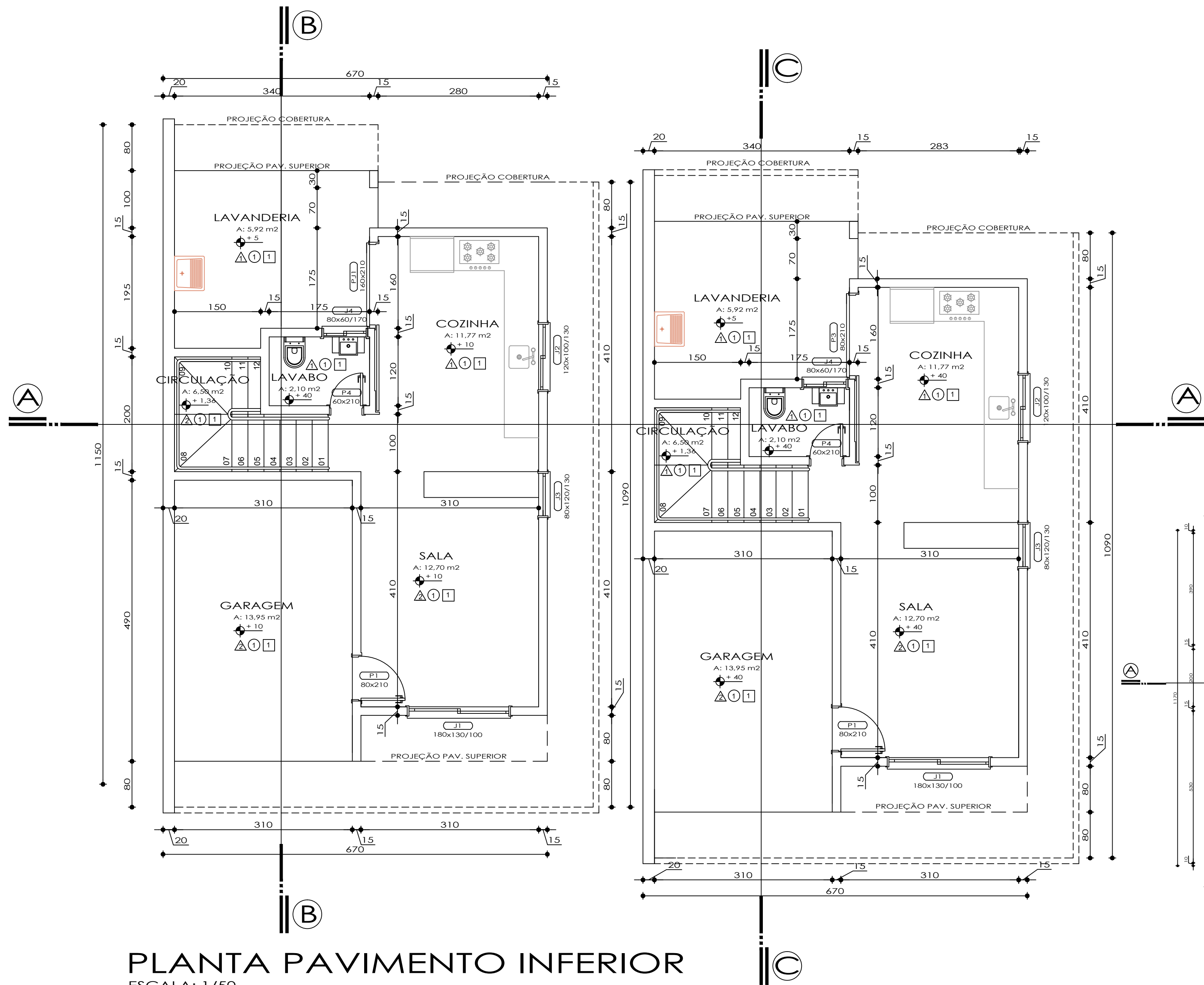
TOLEDO, E. M.; BASTOS, F. DE S.; CURY, A. A. **Apostila de Resistência dos Materiais II**. Disponível em: https://www.ufjf.br/mac003/files/2015/01/apostila_rm2.pdf. Acesso em: 30 nov. 2022.

ANEXO A – TABELA DE KMD, KX E KZ

KMD	KX	KZ	KMD	KX	KZ	KMD	KX	KZ
0,0100	0,0148	0,9941	0,1400	0,2264	0,9094	0,2450	0,4365	0,8254
0,0200	0,0298	0,9881	0,1450	0,2354	0,9058	0,2500	0,4479	0,8208
0,0300	0,0449	0,9820	0,1500	0,2445	0,9022	0,2550	0,4594	0,8162
0,0400	0,0603	0,9759	0,1550	0,2536	0,8985	0,2600	0,4711	0,8115
0,0500	0,0758	0,9697	0,1600	0,2630	0,8948	0,2650	0,4830	0,8068
0,0550	0,0836	0,9665	0,1650	0,2723	0,8911	0,2700	3,5000	3,5691
0,0600	0,0916	0,9634	0,1700	0,2818	0,8873	0,2750	3,5000	3,3981
0,0650	0,0995	0,9602	0,1750	0,2913	0,8835	0,2800	3,5000	3,2324
0,0700	0,1076	0,9570	0,1800	0,3009	0,8796	0,2850	3,5000	3,0719
0,0750	0,1156	0,9537	0,1850	0,3106	0,8757	0,2900	3,5000	2,9162
0,0800	0,1238	0,9505	0,1900	0,3205	0,8718	0,2950	3,5000	2,7649
0,0850	0,1320	0,9472	0,1950	0,3305	0,8678	0,3000	3,5000	2,6179
0,0900	0,1403	0,9439	0,2000	0,3405	0,8638	0,3050	3,5000	2,4748
0,0950	0,1485	0,9406	0,2050	0,3506	0,8597	0,3100	3,5000	2,3355
0,1000	0,1569	0,9372	0,2100	0,3609	0,8556	0,3150	3,5000	2,1997
0,1100	0,1739	0,9305	0,2150	0,3714	0,8515	0,3200	3,5000	2,0672
0,1150	0,1824	0,9270	0,2200	0,3819	0,8473	0,3300	3,5000	1,8100
0,1200	0,1911	0,9236	0,2250	0,3925	0,8430	0,3400	3,5000	1,5652
0,1250	0,1998	0,9201	0,2300	0,4033	0,8387	0,3500	3,5000	1,3283
0,1300	0,2086	0,9166	0,2350	0,4143	0,8343	0,3600	3,5000	1,0983
0,1350	0,2175	0,9130	0,2400	0,4253	0,8299	0,3700	3,5000	0,8732

Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

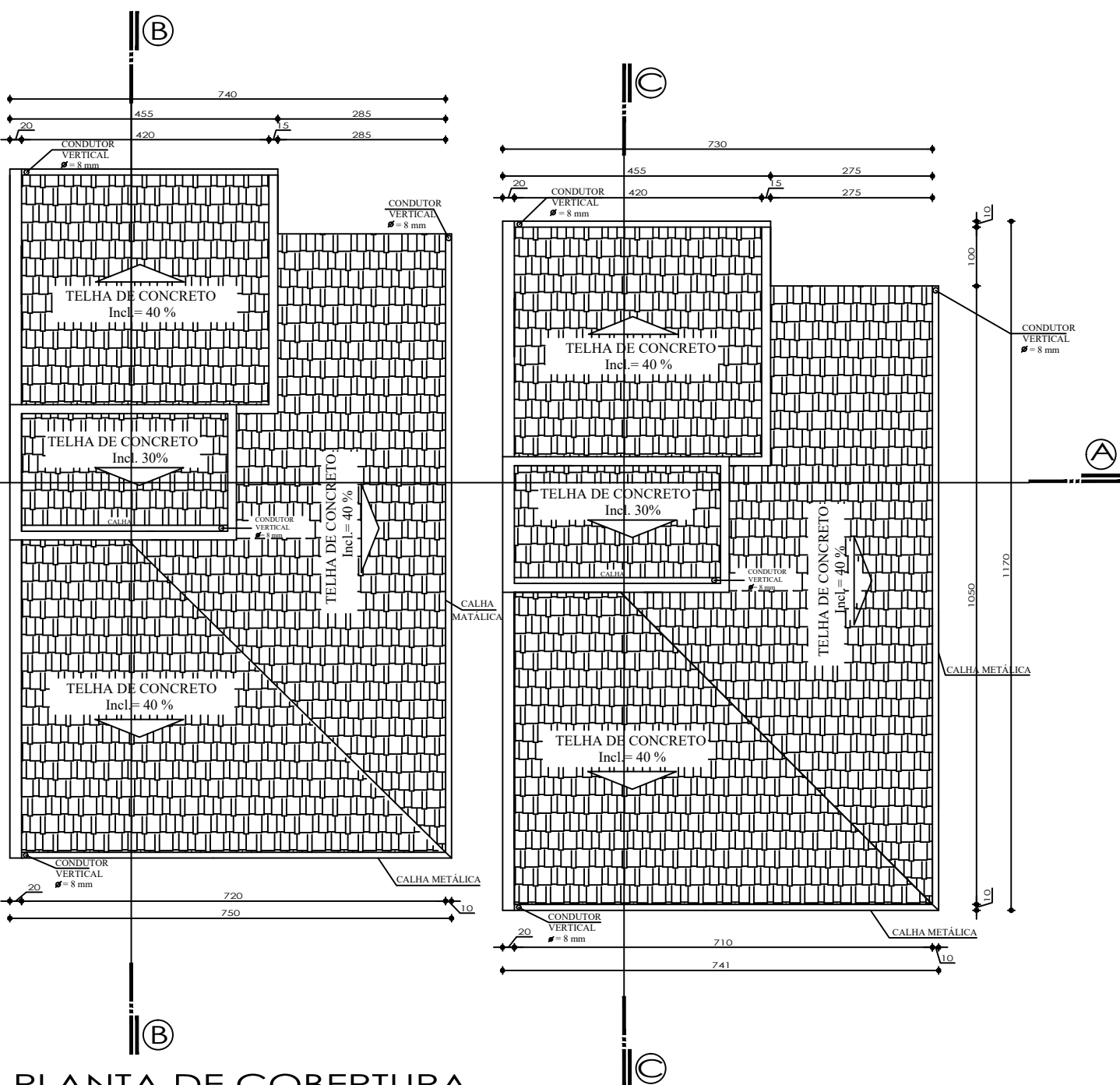
ANEXO B – PROJETOS ARQUITETÔNICO E ESTRUTURAL



PLANTA PAVIMENTO INFERIOR
ESCALA: 1/50
UNIDADE 01: 59,70 m²
UNIDADE 02: 59,70 m²

ESTATÍSTICA AUXILAR

	ÁREA CONSTRUÍDA PRIVADA	ÁREA DE TERRENO PRIVADA	ÁREA DE TERRENO COMUM -FRAÇÃO IDEAL	ÁREA TOTAL DE TERRENO
UNIDADE 01	125,75	158,55	—	158,55
UNIDADE 02	125,75	158,55	—	158,55
TOTAL	251,50	317,10	—	317,10



PLANTA DE COBERTURA
ESCALA: 1/100

TERMO DE COMPROMISSO PARA APROVAÇÃO DE PROJETOS E EXECUÇÃO DE OBRA

Na condição de Autor do Projeto **DECLARO**, para todos os fins, que tenho pleno conhecimento de que o presente projeto relativo à construção, ampliado, reforma e/ou restauro da edificação está sendo aprovado **APENAS** em relação à legislação de Zoneamento, Uso e Ocupação do Solo e aos parâmetros urbanísticos relevantes, estabelecidos na legislação vigente. **DECLARO**, também, que o mesmo atende a todas as exigências das legislações Municipais, Estaduais, Federais e Normas Técnicas Brasileiras, e **ASSUMO** toda a responsabilidade pela elaboração do projeto, inclusive quanto à segurança, quanto às normas relativas ao direito de vizinhança o que inclui os afastamentos das divisas, assim como as demais responsabilidades decorrentes do não cumprimento das legislações vigentes.

Na condição de Responsável Técnico pela execução da obra **DECLARO**, para todos os fins, que tenho pleno conhecimento de que a presente obra relativa à construção, ampliação, reforma e/ou restauro da edificação será executada de acordo com o projeto aprovado.

DECLARO, também, que o mesmo atende a todas as exigências das legislações Municipais, Estaduais, Federais e Normas técnicas Brasileiras, e **ASSUMO** toda a responsabilidade pela execução da obra contratada, inclusive quanto a segurança, quanto às normas relativas ao direito de vizinhança o que inclui os afastamentos das divisas, assim como as demais responsabilidades decorrentes do não cumprimento das legislações vigentes.

DECLARAMOS estar cientes de que as responsabilidades poderão ser acumuladas na esfera civil, penal e administrativa, decorrentes de eventuais prejuízos a terceiros, e ainda

estar cientes de todas as sanções previstas na Legislação Federal, Estadual e Municipal entre outras, as contantes nos seguintes artigos: Código Penal, artigos 184, 250, 254, 255,

256, 299, 317, 333; Código Civil artigos: 186, 187, 927 e 618; Leis Federais nºs 5.194/1966, 6.496/1977 e 12.378/2010, Lei Complementar nº46, de 26 de maio de 2011 e

Lei Complementar nº 28, de 27 de junho de 2008, além do Código de Defesa do Consumidor.

Pato Branco, ____ de ____ de ____

Assinatura do Autor do Projeto
(com firma reconhecida)

Assinatura do Responsável Técnico
(com firma reconhecida)

Ciência do Proprietário

LEGENDA DE ACABAMENTOS

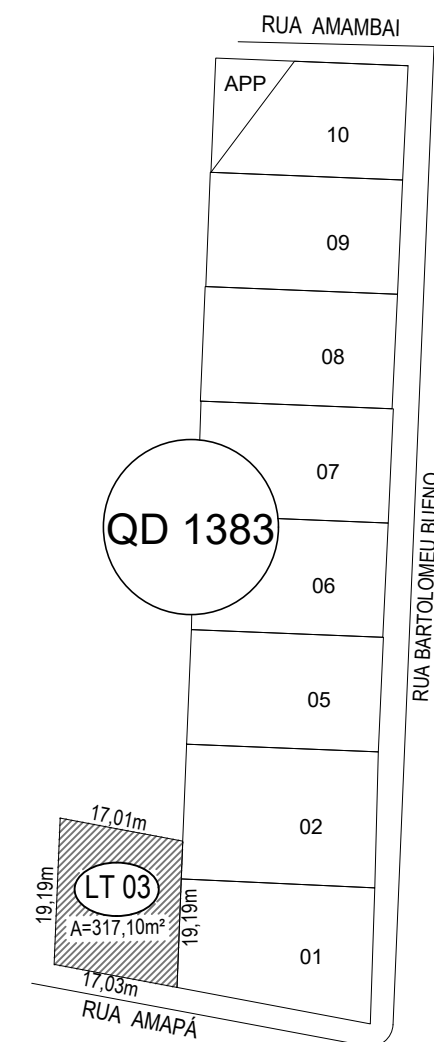
PISOS	ACABAMENTO	PAREDES	ACABAMENTO	TETOS	ACABAMENTO
1	CERÂMICA	1	AZULEJO	1	LAJE
2	PISO LAMINADO	2	TINTA ACRÍLICA	2	PVC

LEGENDA DE ABERTURAS

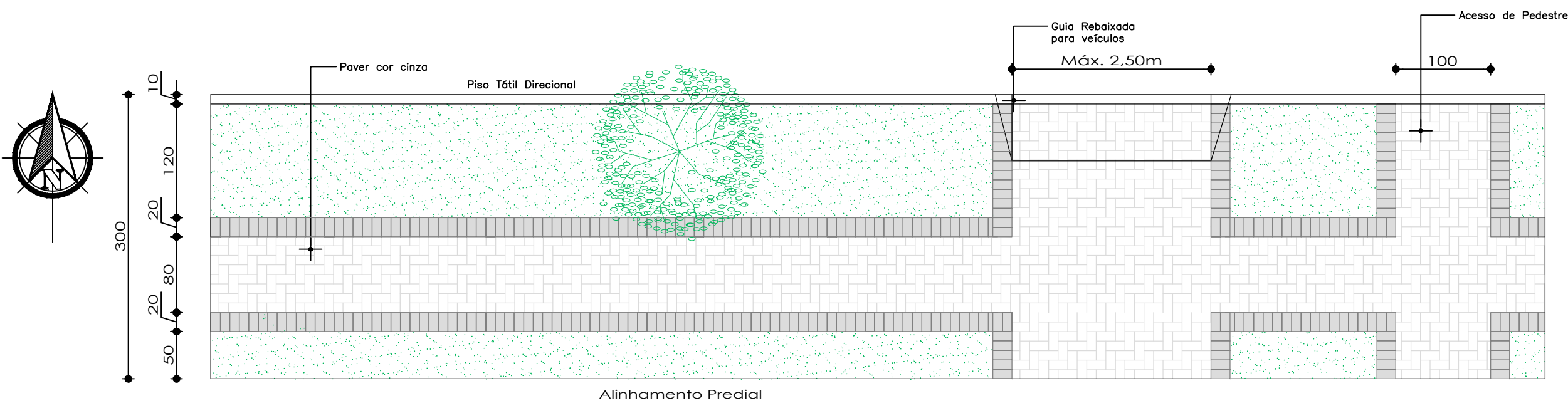
	LARGURA	ALTURA	PEITORIL	TIPO	MATERIAL	QTDE.
PORTAS						
P1	80	210	—	ABRIR	MADEIRA ALMOFADADA	02
P2	70	210	—	ABRIR	MADEIRA CHAPEADA	04
P3	80	210	—	ABRIR	MADEIRA CHAPEADA	06
P4	60	210	—	ABRIR	MADEIRA CHAPEADA	02
PJ1	140	230	—	CORRER- 2 FOLHAS	VIDRO	02
PJ2	200	230	—	CORRER- 2 FOLHAS	VIDRO	02
JANELAS						
J1	180	130	100	CORRER- 2 FOLHAS	ALUMÍNIO/VIDRO	06
J2	120	100	130	CORRER - 2 FOLHAS	ALUMÍNIO	02
J3	80	120	130	BASCULANTE	ALUMÍNIO	04
J4	80	60	170	CORRER	ALUMÍNIO	06

Estatística

1	Zona	Lote	Quadra	2	Área Construída(m²)
3	ZR 4	03	1383	4	Área Lote(m²)
5	Nº Alvará Existente	Data		6	Área 1o. pavto(m²)
7	Área pav inferior(m²)			8	Área pavimento Intermediário(m²)
9	Área pav superior(m²)			10	Área Outro Pavto (m²)
11	Edícula			12	Recreação
13	Outras Área a Construir (m²)			14	Área a Construir (m²)
15	Área Total (m²) (Item 2 + Item 5 + Item 7 + Item 9)			16	Nº Vagas Estacionamento
17	Área gram(m²)	Área piso (m²)	Tx. Permeabilidade	18	Altura Máxima (m)
19	Taxa de Ocupação (pavto terreno)			20	Coefficiente de Aproveitamento
21	Finalidade			22	Assinatura do Autor do Projeto
23	HABITAÇÃO UNIFAMILIAR EM SÉRIE, PARALELAS AO ALINHAMENTO			24	Assinatura do Autor do Projeto
25	Responsabilizo-me pela veracidade dos dados acima preenchidos			26	Assinatura do Autor do Projeto
27	Ass. Proprietário			28	Ass. Proprietário
29	Ass. Técnico			30	Ass. Técnico
31	Ass. Resp. Técnico			32	Ass. Resp. Técnico
33	Ass. Resp. Técnico			34	Ass. Resp. Técnico
35	Ass. Resp. Técnico			36	Ass. Resp. Técnico
37	Ass. Resp. Técnico			38	Ass. Resp. Técnico
39	Ass. Resp. Técnico			40	Ass. Resp. Técnico
41	Ass. Resp. Técnico			42	Ass. Resp. Técnico
43	Ass. Resp. Técnico			44	Ass. Resp. Técnico
45	Ass. Resp. Técnico			46	Ass. Resp. Técnico
47	Ass. Resp. Técnico			48	Ass. Resp. Técnico
49	Ass. Resp. Técnico			50	Ass. Resp. Técnico
51	Ass. Resp. Técnico			52	Ass. Resp. Técnico
53	Ass. Resp. Técnico			54	Ass. Resp. Técnico
55	Ass. Resp. Técnico			56	Ass. Resp. Técnico
57	Ass. Resp. Técnico			58	Ass. Resp. Técnico
59	Ass. Resp. Técnico			60	Ass. Resp. Técnico
61	Ass. Resp. Técnico			62	Ass. Resp. Técnico
63	Ass. Resp. Técnico			64	Ass. Resp. Técnico
65	Ass. Resp. Técnico			66	Ass. Resp. Técnico
67	Ass. Resp. Técnico			68	Ass. Resp. Técnico
69	Ass. Resp. Técnico			70	Ass. Resp. Técnico
71	Ass. Resp. Técnico			72	Ass. Resp. Técnico
73	Ass. Resp. Técnico			74	Ass. Resp. Técnico
75	Ass. Resp. Técnico			76	Ass. Resp. Técnico
77	Ass. Resp. Técnico			78	Ass. Resp. Técnico
79	Ass. Resp. Técnico			80	Ass. Resp. Técnico
81	Ass. Resp. Técnico			82	Ass. Resp. Técnico
83	Ass. Resp. Técnico			84	Ass. Resp. Técnico
85	Ass. Resp. Técnico			86	Ass. Resp. Técnico
87	Ass. Resp. Técnico			88	Ass. Resp. Técnico
89	Ass. Resp. Técnico			90	Ass. Resp. Técnico
91	Ass. Resp. Técnico			92	Ass. Resp. Técnico
93	Ass. Resp. Técnico			94	Ass. Resp. Técnico
95	Ass. Resp. Técnico			96	Ass. Resp. Técnico
97	Ass. Resp. Técnico			98	Ass. Resp. Técnico
99	Ass. Resp. Técnico			100	Ass. Resp. Técnico

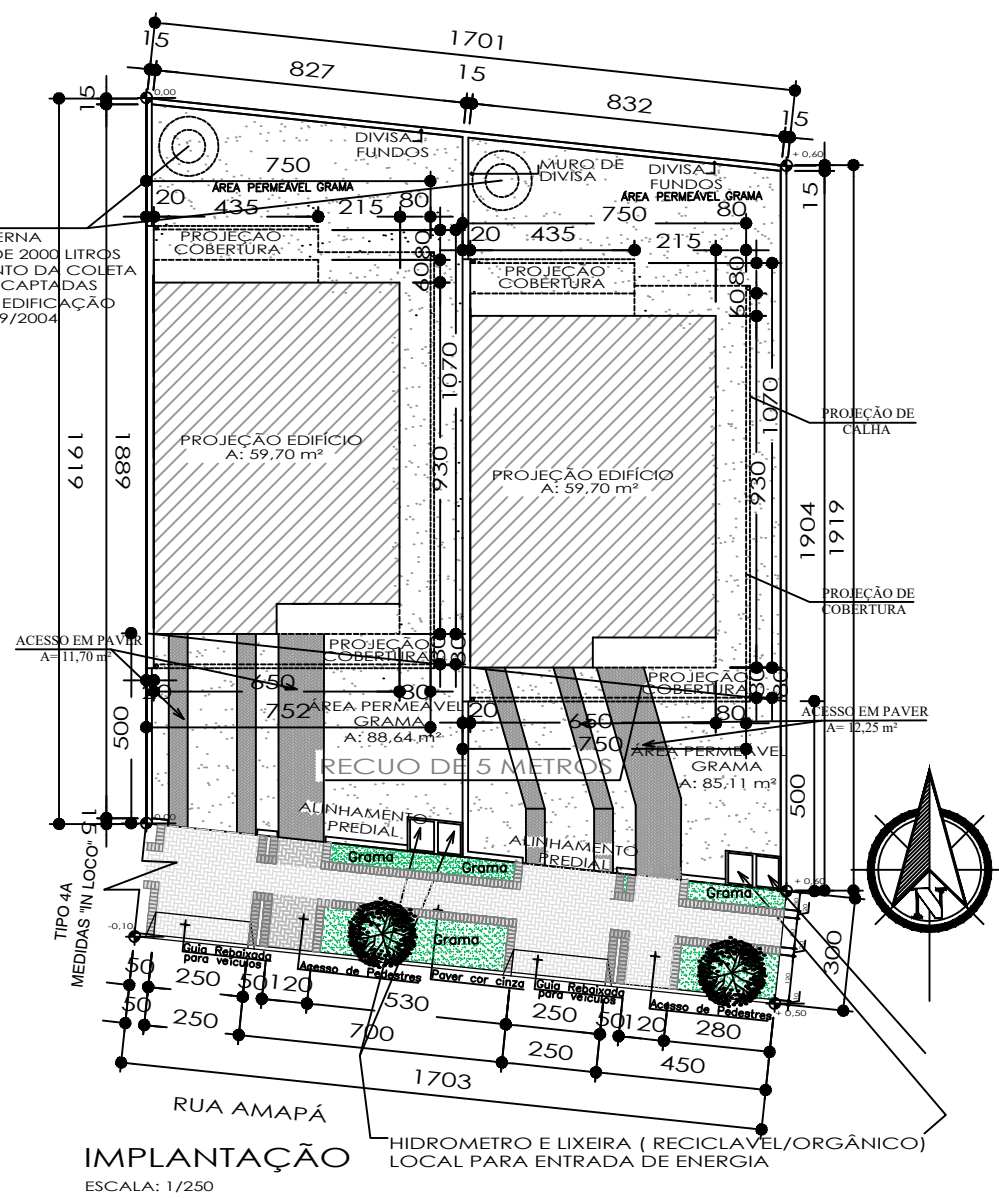


LOCALIZAÇÃO
Escala 1/1000



DETALHE PASSEIO TIPO 4A
ESCALA: 1/50

TIPO 4A MEDIDAS "IN LOCO"



IMPLANTAÇÃO
ESCALA: 1/250

CONFERRIR MEDIDAS NA OBRA

Obra: **EDIFICAÇÃO EM ALVENARIA**

Finalidade: **HABITAÇÃO UNIFAMILIAR EM SÉRIE, PARALELAS AO ALINHAMENTO**

Referência: **PLANTA BAIXA TÉRREO, PLANTA COBERTURA, IMPLANTAÇÃO, LOCALIZAÇÃO, DETALHE DE PASSEIO, ESTATÍSTICAS, LEGENDAS.**

Proprietário: **Zelur Colli** - CPF: 706.572.709-20
Rua Amapá - Pato Branco - PR - L.03 - Q. 1383

Ass. Proprietário: _____

Ass. Técnico: **JAIRO TROMBETTA**
Eng. Civil - Crea 20.250-D-PR
R. Tocantins 2398 - F. 040-3025-7347

Ass. Técnico: _____

Ass. Resp. Técnico: _____

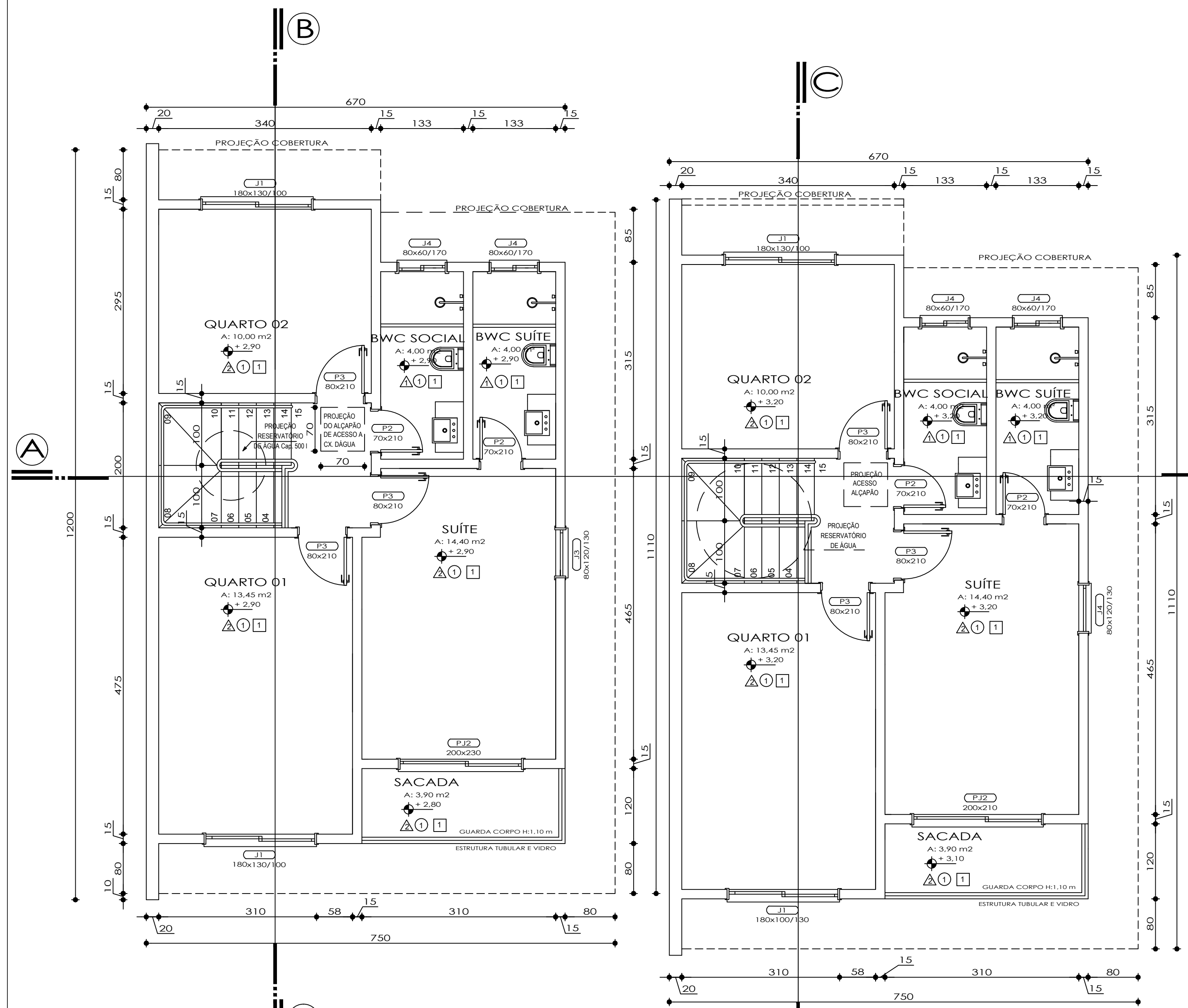
Arquitetônico: **JAIRO TROMBETTA**

Data: **Abril/2014**

Escala: **Indicada**

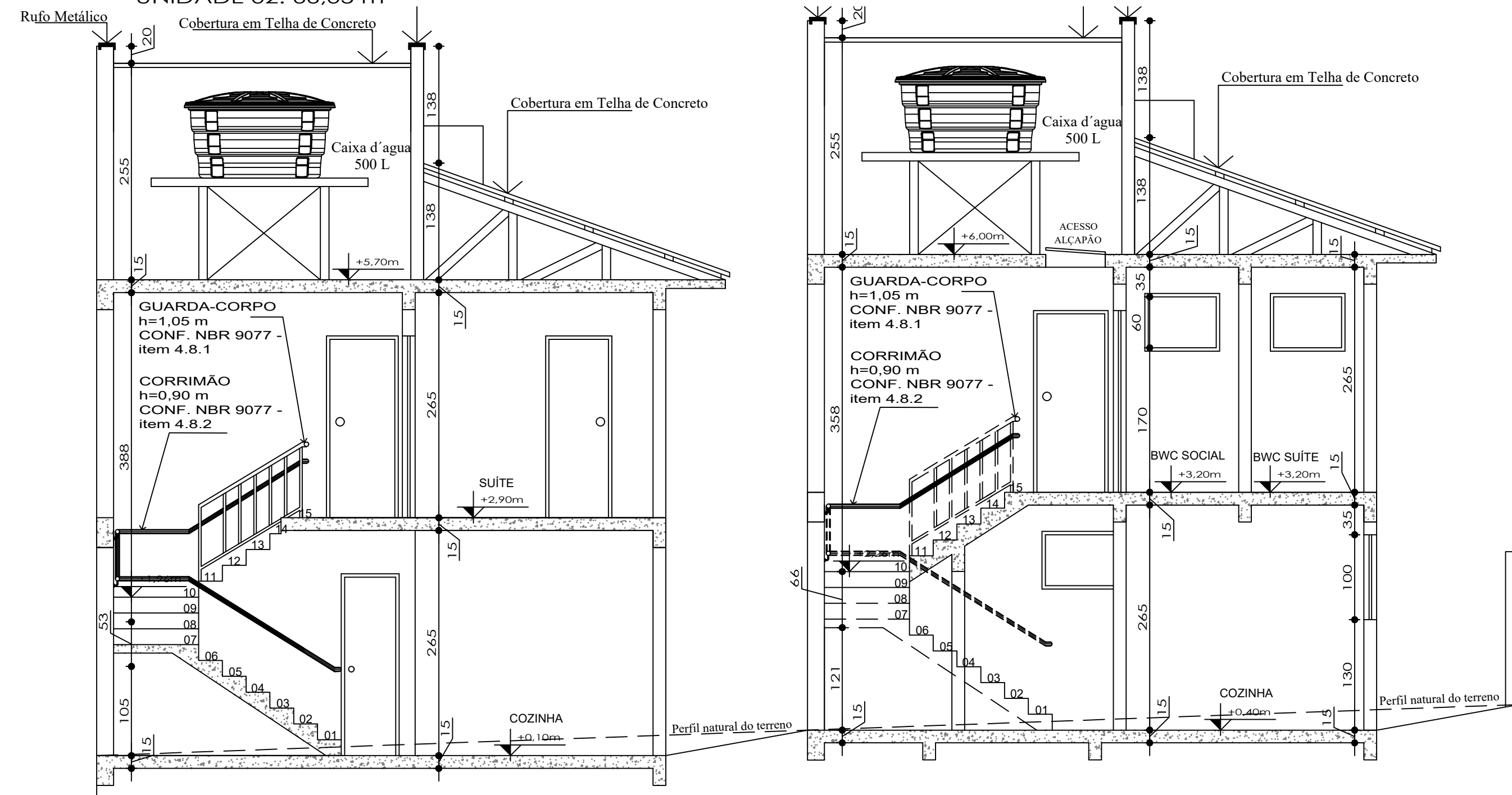
Área: **251,50 m²**

Prancha: **AR 01/03**



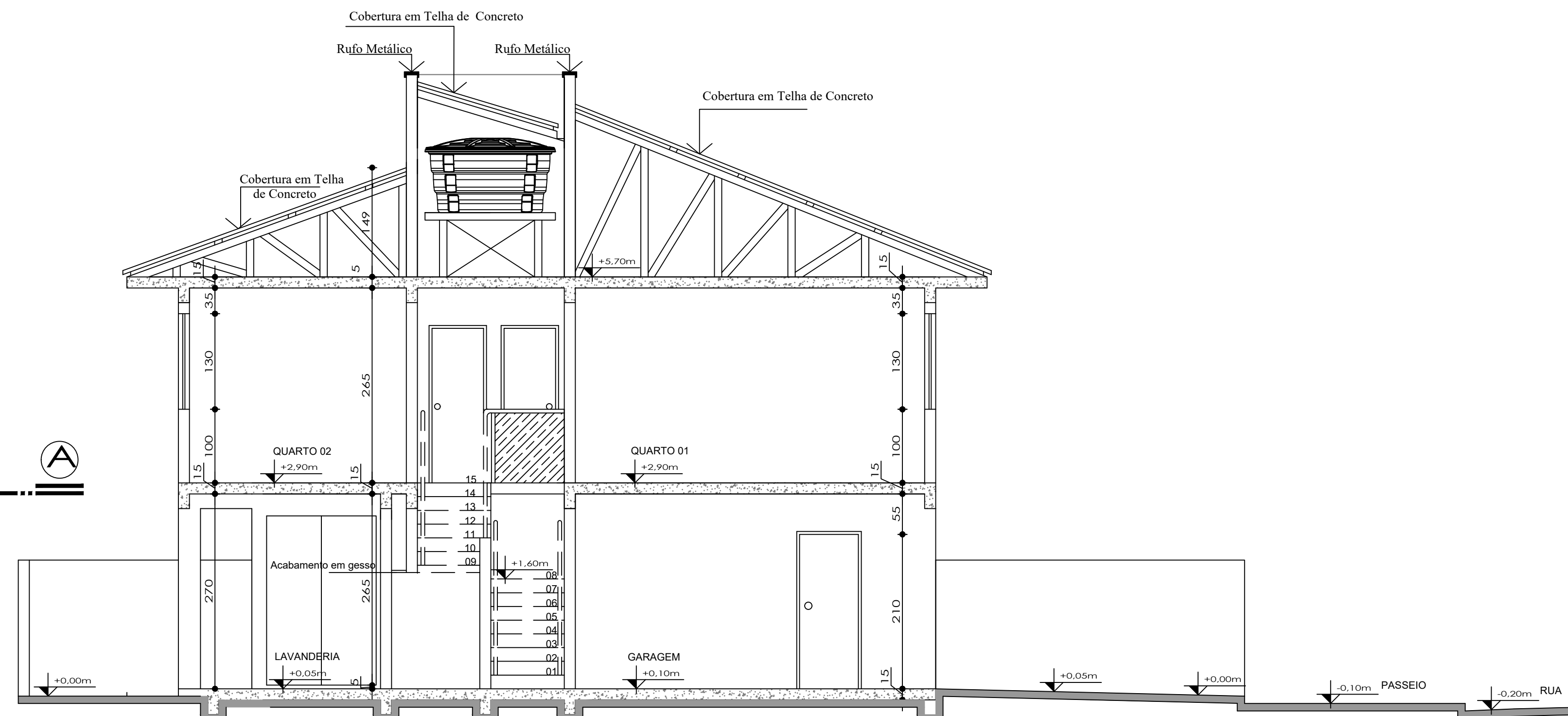
PLANTA PAVIMENTO SUPERIOR

ESCALA: 1/50
UNIDADE 01: 66,05 m²
UNIDADE 02: 66,05 m²



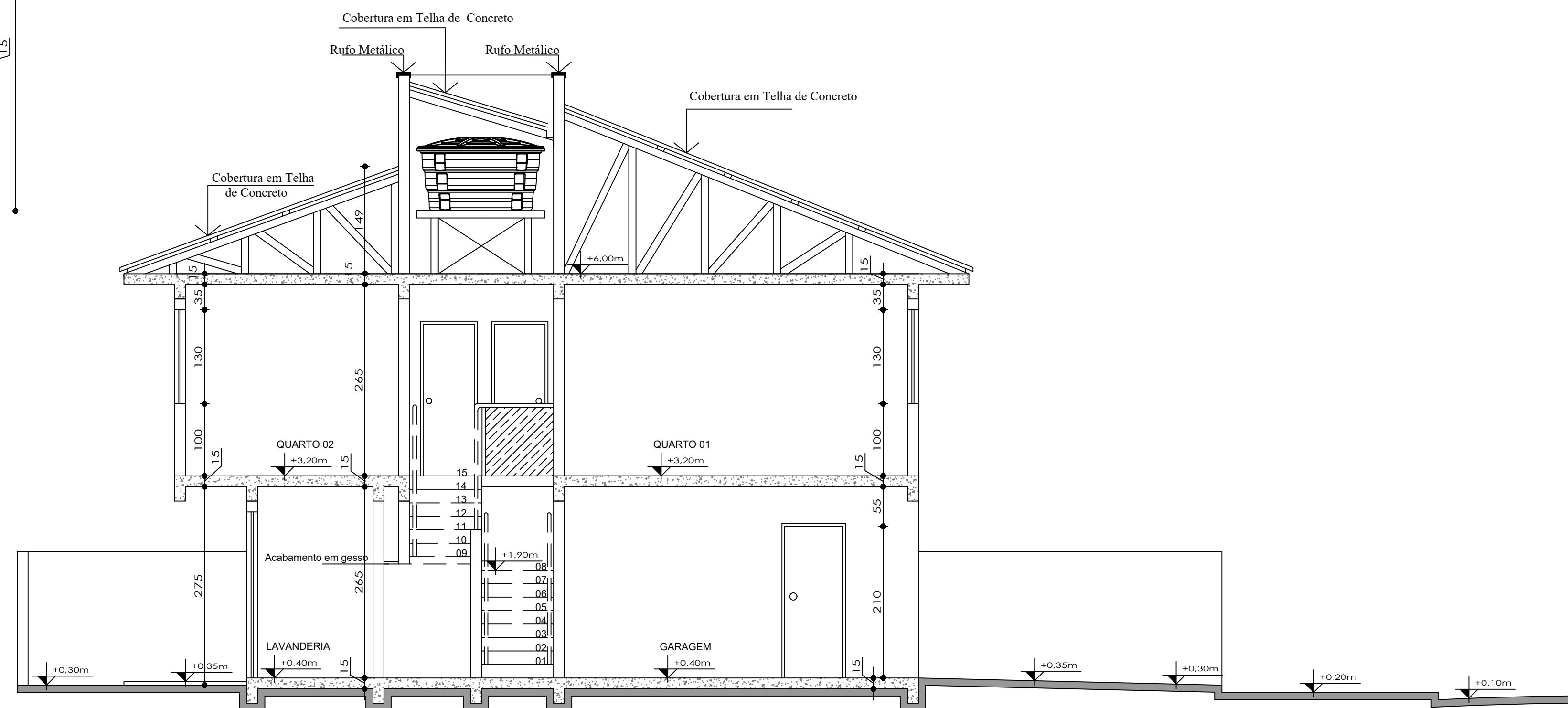
CORTE AA

ESCALA: 1/50



CORTE BB

ESCALA: 1/50



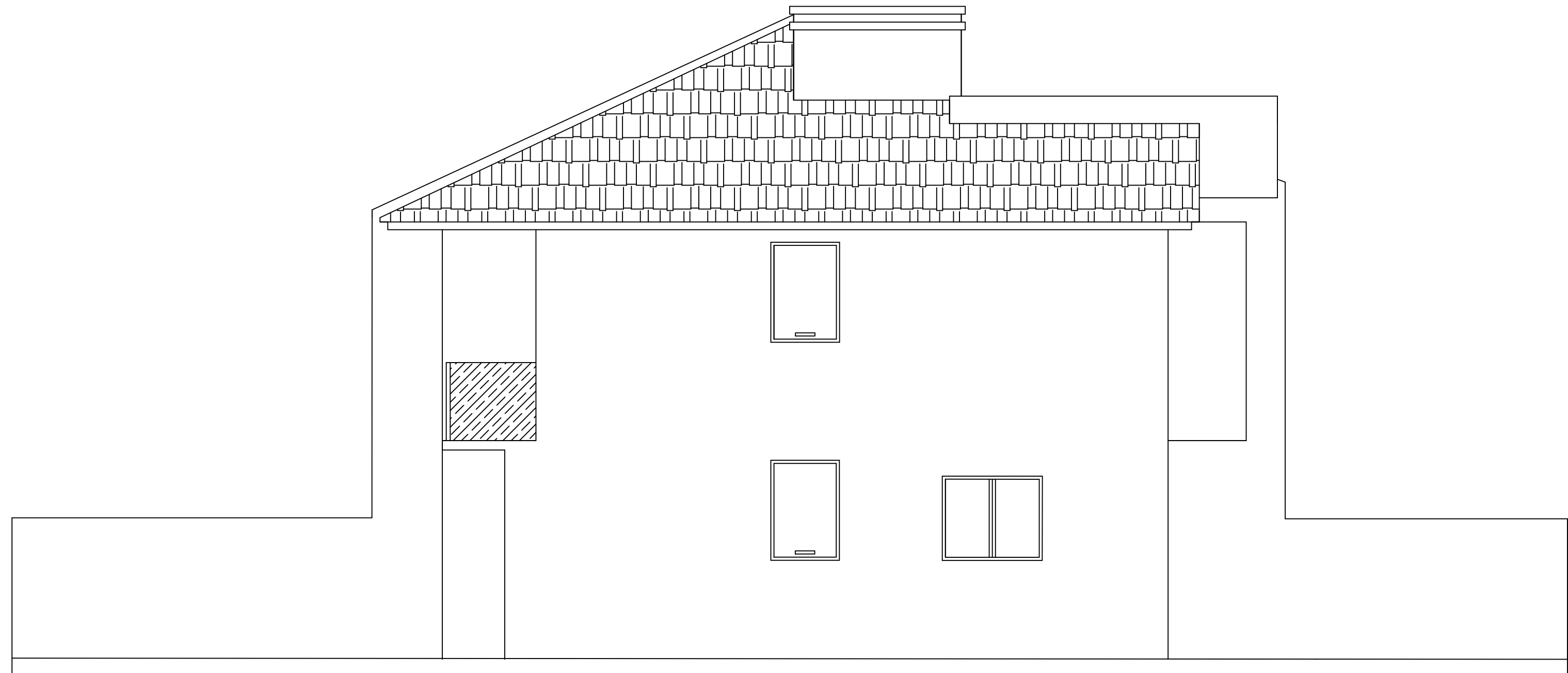
CORTE CC

ESCALA: 1/50

ARQUITETÔNICO	Obra:	EDIFICAÇÃO EM ALVENARIA		
	Finalidade:	HABITAÇÃO UNIFAMILIAR EM SÉRIE, PARALELAS AO ALINHAMENTO		
	Referência:	PLANTA BAIXA PAV. SUPERIOR, CORTE AA, CORTE BB, CORTE CC.		
	Proprietário:	Zeluir Colli - CPF: 706.572.709-20		
	Ass. Proprietário:	R. Tocantina 2388 - F. 040-3025-7347		
ARQUITETÔNICO	Resp. Técnico:	JAIR TROMBETTA		
	Eng. Civil - Crea 20.250-0-PR	R. Tocantina 2388 - F. 040-3025-7347		
	Ass. Resp. Técnico:	R. Tocantina 2388 - F. 040-3025-7347		
	Arquiteto:	Jairo D'2014/Zeluir Colli		
	Data:	Abril/2014		
ARQUITETÔNICO	Escala:	Indicada		
	Área:	251,50 m ²		
	Prancha:	AR 02/03		
	Projeto:	Projeto de Arquitetura		
	Ass. Proprietário:	R. Tocantina 2388 - F. 040-3025-7347		



FACHADA NORTE
ESCALA: 1/50

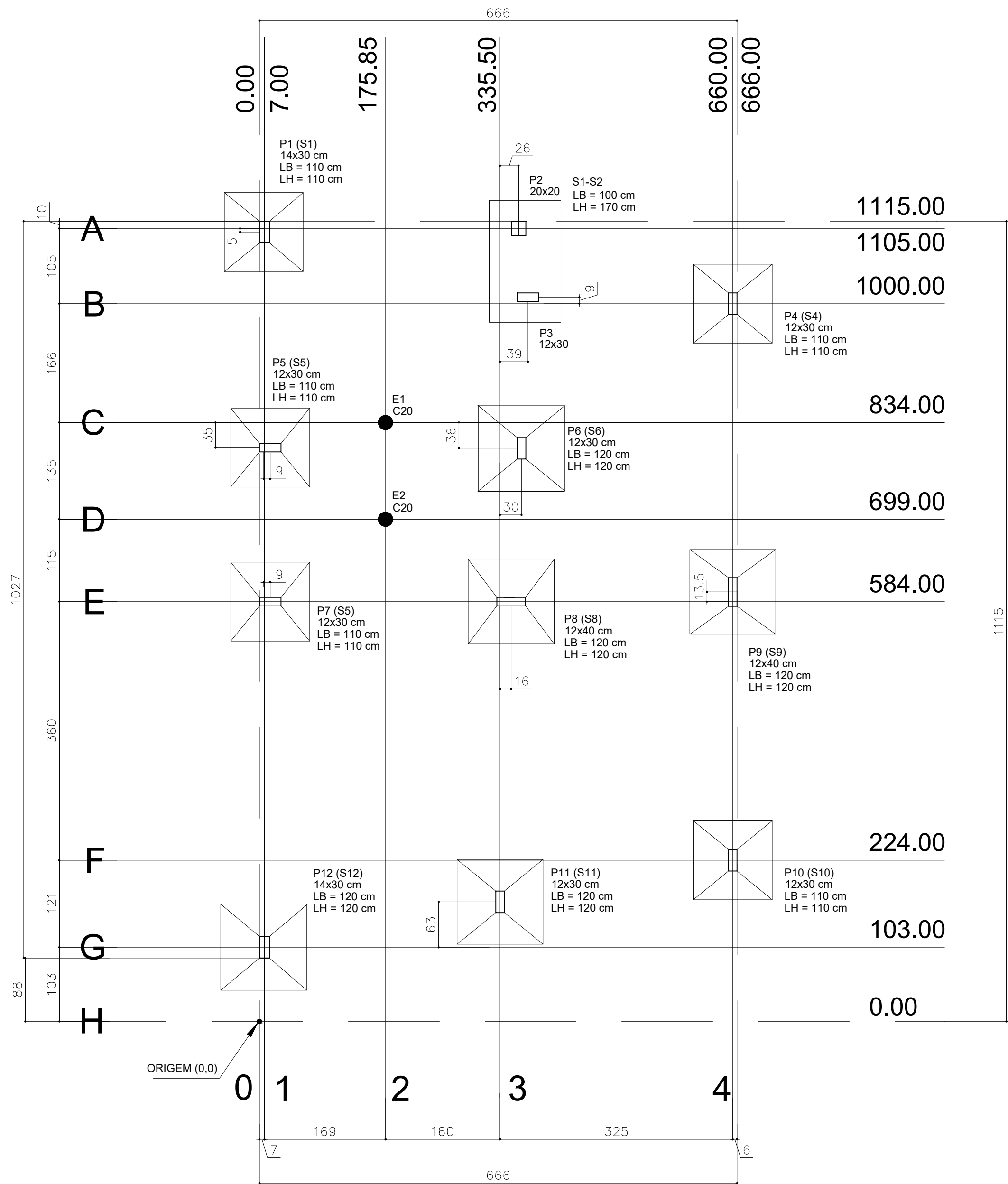


FACHADA LESTE
ESCALA: 1/50



FACHADA SUL
ESCALA: 1/50

ARQUITETÔNICO	Obra :	EDIFICAÇÃO EM ALVENARIA		
	Finalidade :	HABITAÇÃO UNIFAMILIAR EM SÉRIE, PARALELAS AO ALINHAMENTO		
	Referência :	FACHADAS SUL, LESTE E NORTE.		
	Proprietário :	Zelair Colli - CPF: 706.572.709-20		
	Ass. Proprietário :	R. Amapá - Palo Branco - PR - L. 03 - Q. 1983		
ARQUITETÔNICO	Ass. Proprietário :			
	Resp. Técnico :	JAIR TROMBETTA		
	Eng. Civil - Crea 20.250-0-PR			
	R. Tocantins 2385 - F. 040-3025-7347			
	Ass. Resp. Técnico :			
ARQUITETÔNICO	Arquiteto :	Jairo D. 2014 / Zelair Colli		
	Data :	Abril/2014		
	Escala :	Indicada		
	Área :	251,50 m²		
	Prancha :	AR 03/03		

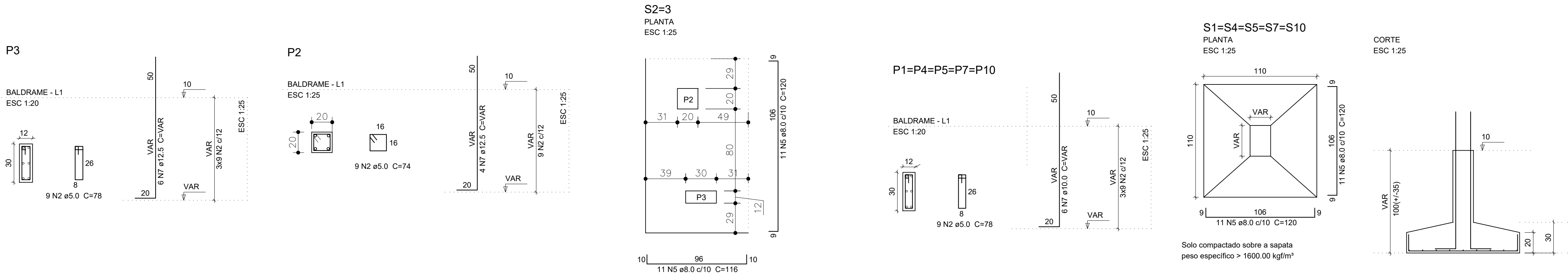


Pilar		Fundação		
Nome	Seção (cm)	Nome	Lado B (cm)	Lado H (cm)
E1	C20			
E2	C20			
P1	14x30	S1	110	110
P2	12x30	S2-S3	100	170
P3	12x30			
P4	12x30	S4	110	110
P5	12x30	S5	110	110
P6	12x30	S6	120	120
P7	12x30	S7	110	110
P8	12x40	S8	120	120
P9	12x40	S9	120	120
P10	12x30	S10	110	110
P11	12x30	S11	120	120
P12	14x30	S12	120	120

CONFERIR MEDIDAS NA OBRA

ESTRUTURAL

EDIFICAÇÃO EM ALVENARIA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO				
Finalidade : RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR				
Referência : PLANTA DE LOCAÇÃO				
Proprietário : Zeluir Colli – CPF: 706.572.709–20 Rua Amapá – Pato Branco – PR L.03 – Q. 1383 Ass. Proprietário				
Resp. Técnico JAIRO TROMBETTA Eng. Civil - Crea 20.250-D-PR R.Tocantins, 2396 - Sala 11 - Pato Branco - PR - F. 9912 7347 Ass. Resp. Técnico				
Arquivo :	Data :	Escala :	Área :	Prancha :
jairoD/Projetos 2012-zeluir-r. amapá	jan/15	Indicada		ES 01/10



Relação do aço

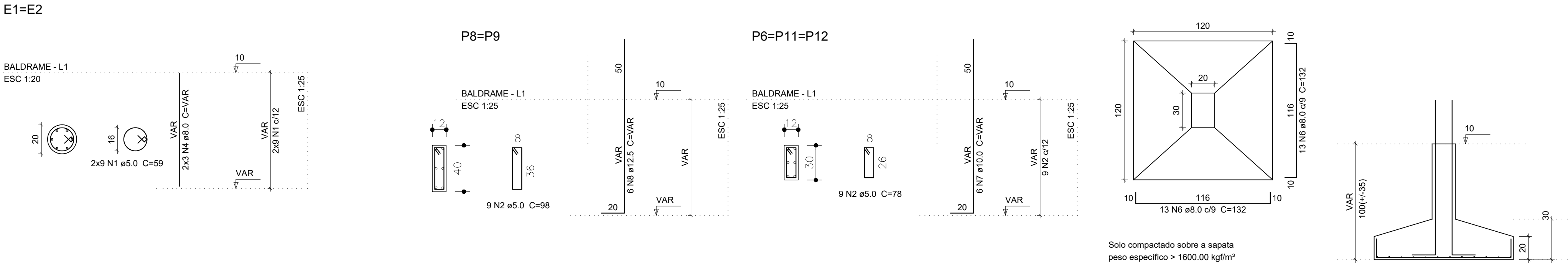
S1 6xS11

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barras)	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	18	59	1062
	2	5.0	90	96	8640
	3	5.0	9	31	279
	4	8.0	6	VAR	VAR
	5	8.0	132	120	15840
	6	8.0	156	132	20592
	7	10.0	106	VAR	VAR
	8	12.5	48	VAR	VAR

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	8.0	370.2	160.7
	10.0	178.1	120.8
	12.5	80.2	84.9
CA60	5.0	99.9	16.9
PESO TOTAL (kg)			
CA50		366.4	
CA60		16.9	

Volume de concreto (C-25) = 4.69 m³
Área de forma = 22.3 m²



CONFERIR MEDIDAS NA OBRA

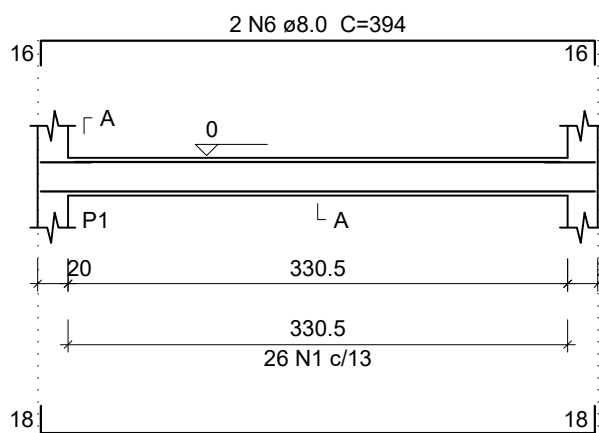
ESTRUTURAL	EDIFICAÇÃO EM ALVENARIA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO			
	Finalidade : RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR			
	Referência : ARMADURA SAPATAS E ARRANQUE PILARES			
	Proprietário : Zeluir Colli - CPF: 706.572.709-20 Rua Amapá - Pato Branco - PR L.03 - Q. 1383			
	Ass. Proprietário			
	Resp. Técnico JAIRO TROMBETTA Eng. Civil - Crea 20.250-D-PR R.Tocantins, 2396 - Sala 11 - Pato Branco - PR - F. 9912.7347			
	Ass. Resp. Técnico			
Arquivo : jairoDiProjetos 2012-zeluir-r. amapá		Data : janeiro/15		ES 02/10



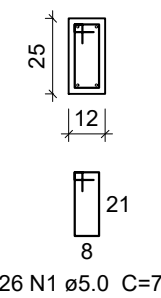
Legenda dos Pilares	
	Pilar que morre
	Pilar que passa
	Pilar que nasce
	Pilar com mudança de seção

ESTRUTURAL	EDIFICAÇÃO EM ALVENARIA				
	ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO				
	<i>Finalidade :</i>				
	RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR				
	<i>Referência :</i>				
PLANTA FORMAS PAVIMENTO BALDRAME					
<i>Proprietário :</i>					
Zeluir Colli – CPF: 706.572.709-20 Rua Amapá – Pato Branco – PR L.03 – Q. 1383 Ass. <u>Proprietário</u>					
<i>Resp. Técnico</i>					
JAIRO TROMBETTA Eng. Civil - Crea 20.250-D-PR R.Tocantins, 2396 - Sala 11 - Pato Branco - PR - F. 9912 7347 Ass. Resp. <u>Técnico</u>					
<i>Arquivo :</i>					
jairoD/Projetos 2012-zeluir-r. amapá <i>Data :</i> jan/15					
<i>Escala :</i>					
Indicada <i>Área :</i> 					
<i>Plancha :</i>					
ES 03/10					

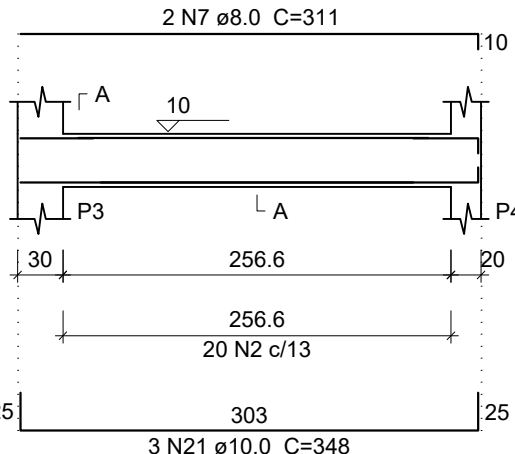
V1
ESC 1:50



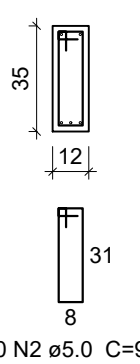
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



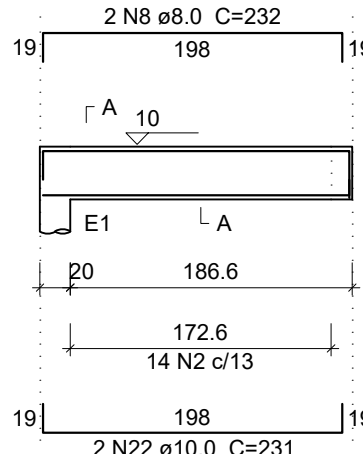
V2
ESC 1:50



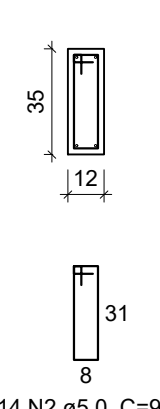
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



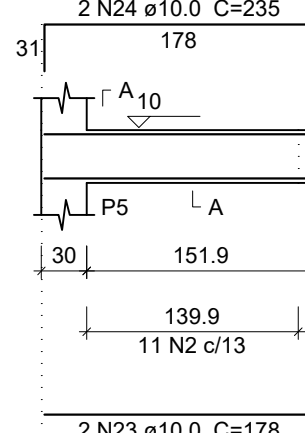
V3=V5
ESC 1:50



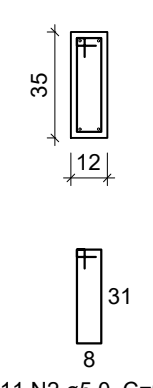
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



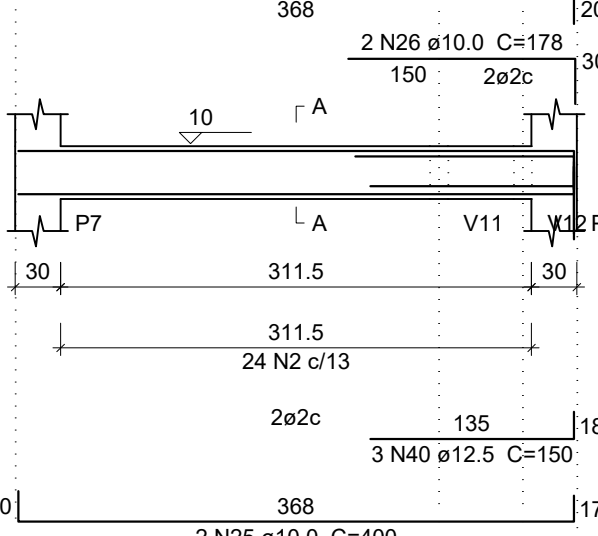
V4
ESC 1:50



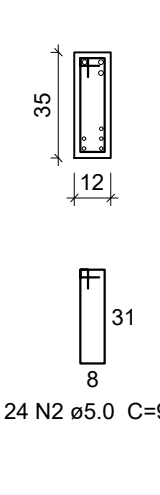
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



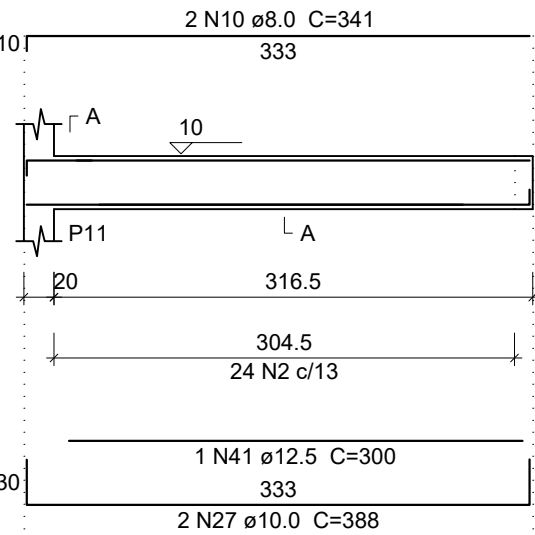
V6
ESC 1:50



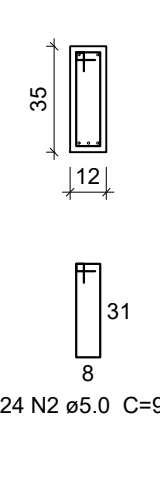
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



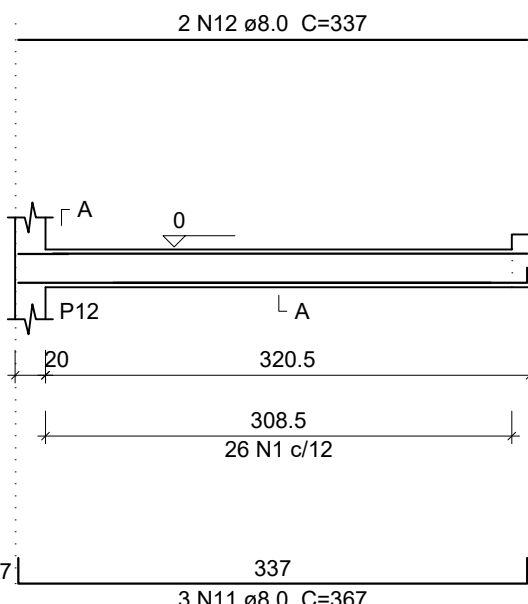
V7
ESC 1:50



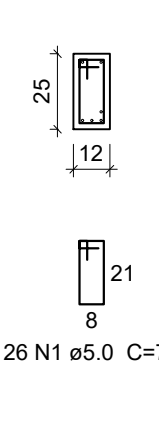
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



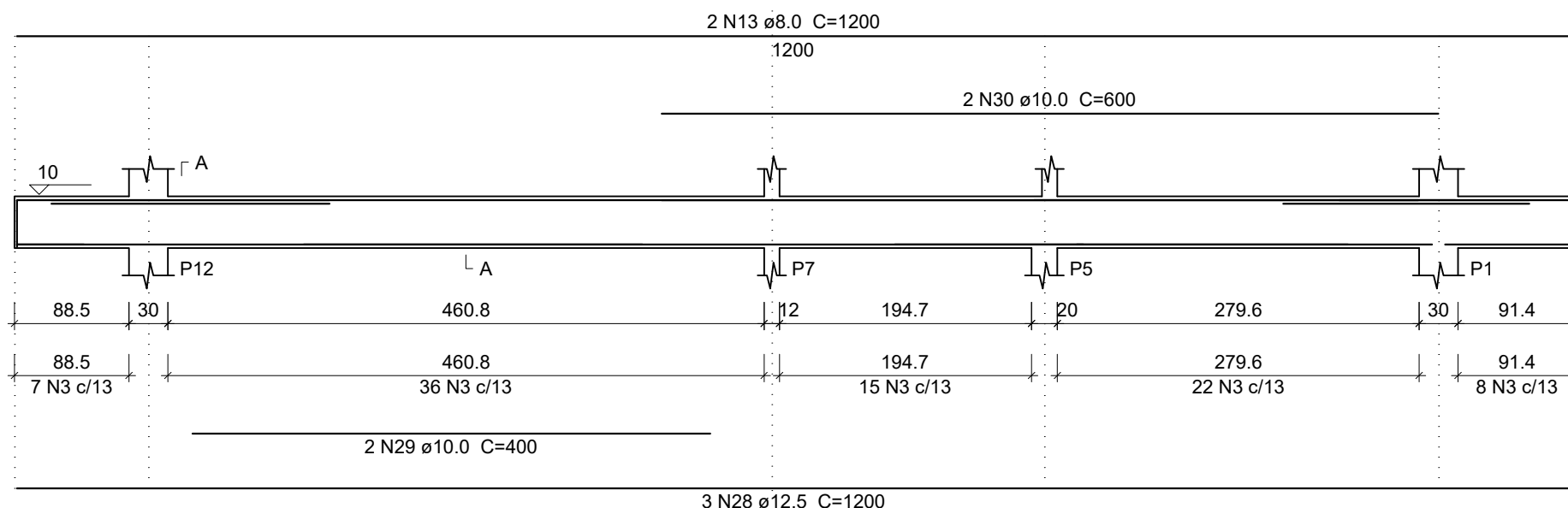
V8
ESC 1:50



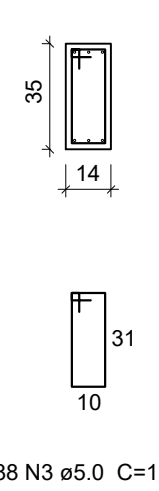
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



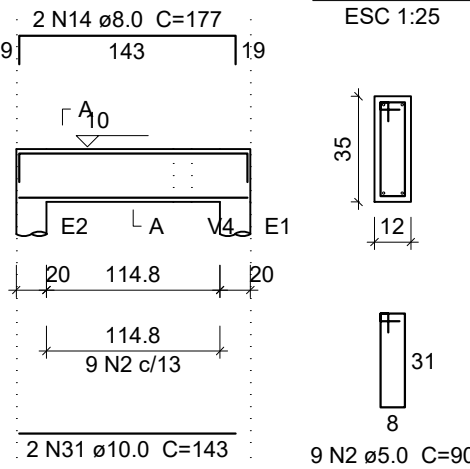
V9
ESC 1:50



SEÇÃO A-A
ESC 1:25



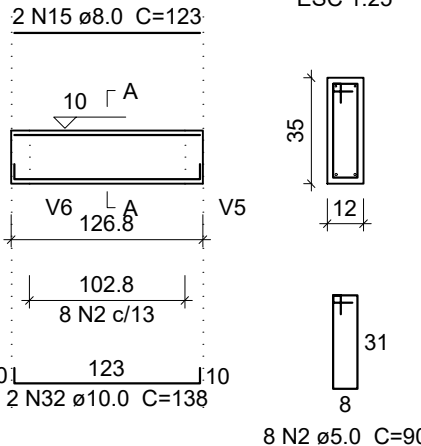
V10
ESC 1:50



SEÇÃO A-A
ESC 1:25



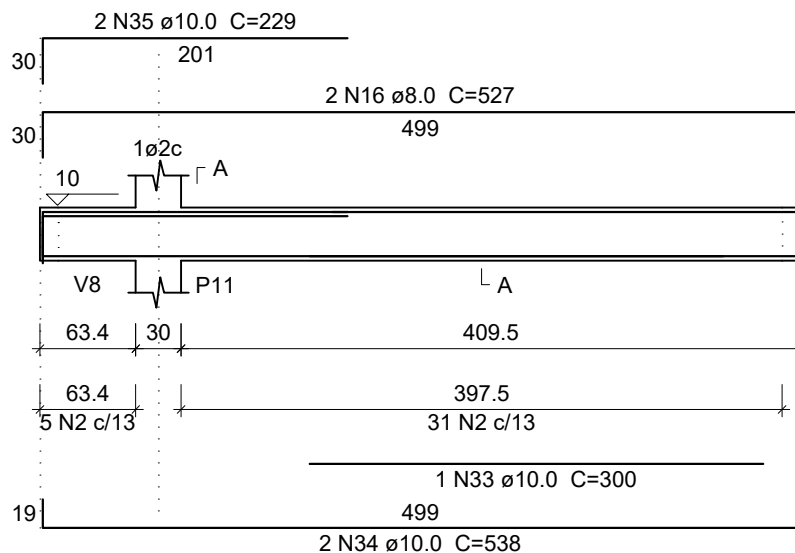
V11
ESC 1:50



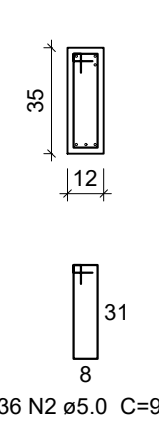
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



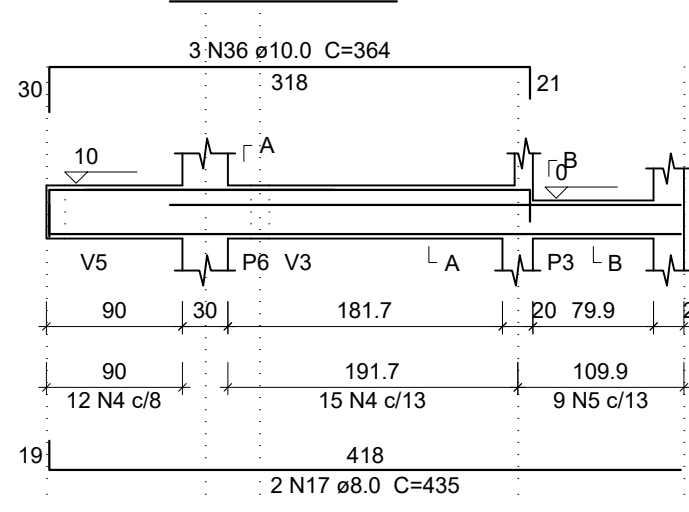
V12
ESC 1:50



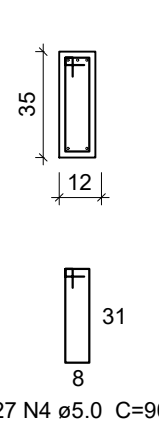
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



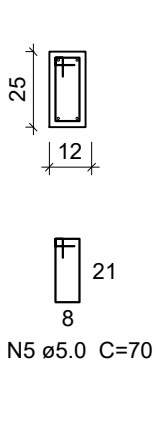
V13
ESC 1:50



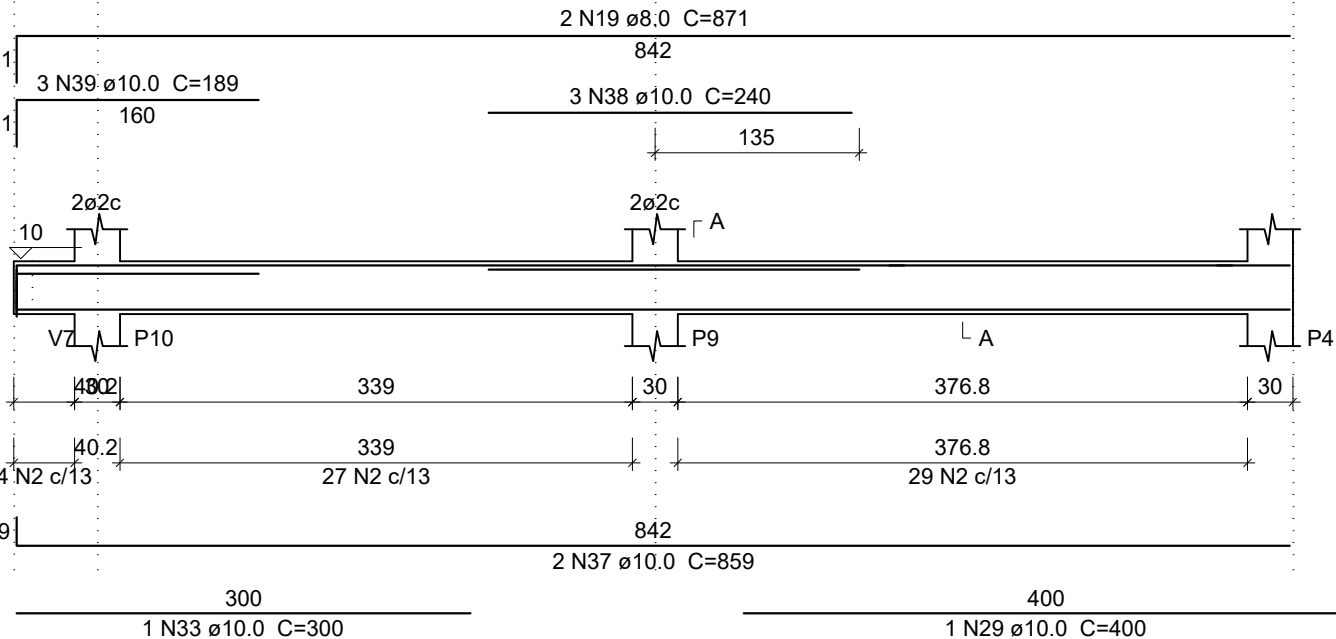
SEÇÃO A-A
ESC 1:25



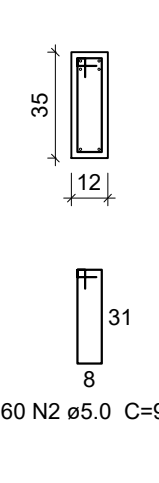
SEÇÃO B-B
ESC 1:25



V14
ESC 1:50



SEÇÃO A-A
ESC 1:25



Relação do aço

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barras)	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	52	70	3640
	2	5.0	220	90	19800
	3	5.0	88	136	11968
	4	5.0	27	94	2538
CA50	5	5.0	9	74	666
	6	8.0	2	394	788
	7	8.0	2	311	622
	8	8.0	4	232	928
	9	8.0	2	386	772
	10	8.0	2	341	682
	11	8.0	3	367	1101
	12	8.0	2	337	674
	13	8.0	2	1200	2400
	14	8.0	2	177	354
	15	8.0	2	123	246
	16	8.0	2	527	1054
	17	8.0	2	435	870
	18	8.0	2	150	300
	19	8.0	2	871	1742
	20	10.0	2	397	794
	21	10.0	3	348	1044
	22	10.0	4	231	924
	23	10.0	2	178	356
	24	10.0	2	235	470
	25	10.0	2	400	800
	26	10.0	2	178	356
	27	10.0	2	388	776
	28	10.0	3	1200	3600
	29	10.0	2	400	800
	30	10.0	1	600	600
	31	10.0	2	143	286
	32	10.0	2	138	276
	33	10.0	2	300	600
	34	10.0	2	538	1076
	35	10.0	2	229	458
	36	10.0	3	364	1092
	37	10.0	2	859	1718
	38	10.0	3	240	720
	39	10.0	2	189	378
	40	12.5	3	150	450
	41	12.5	1	300	300

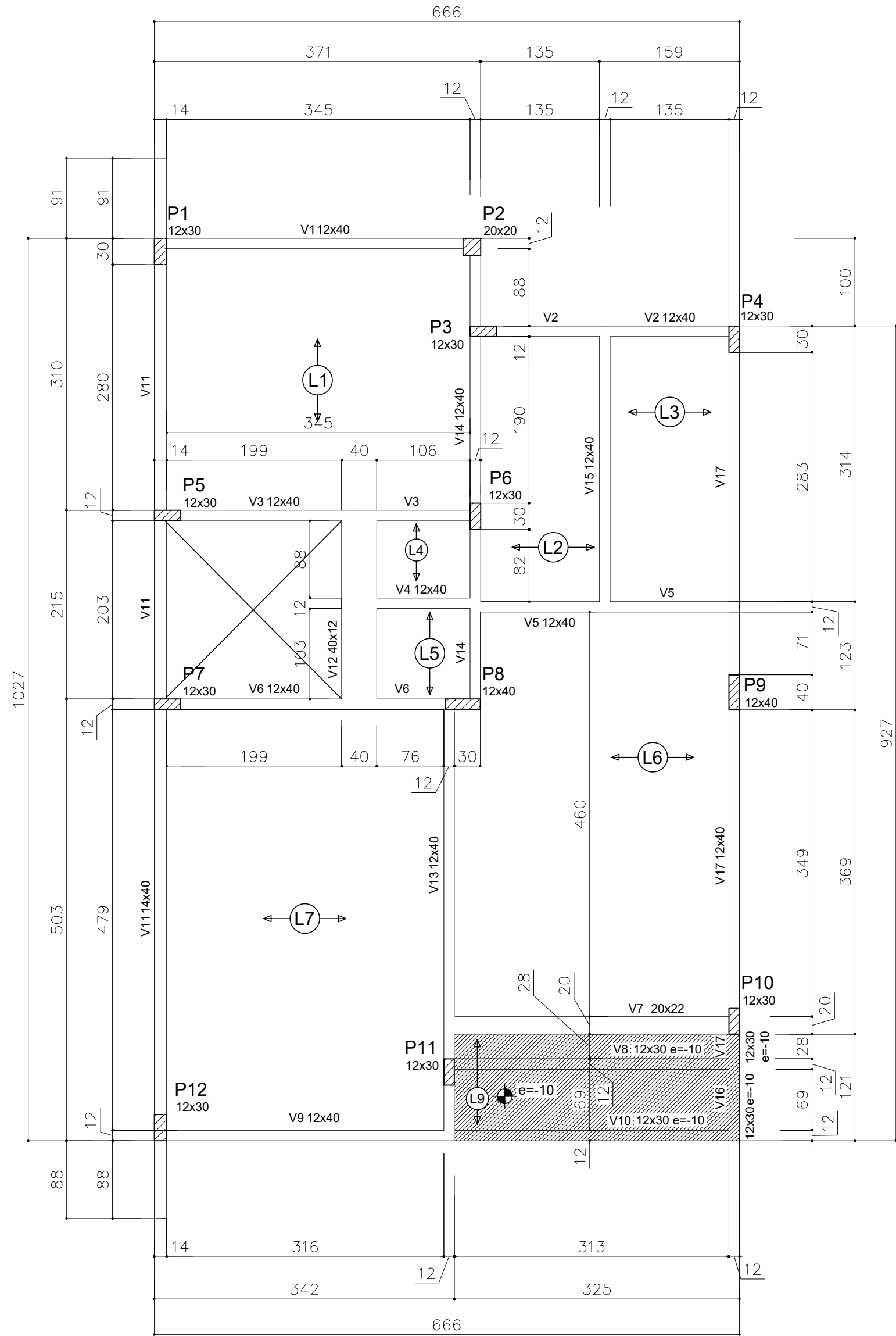
Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	8.0	125.4	54.4
	10.0	171.3	116.1
	12.5	7.5	7.9
CA60	5.0	386.2	65.5
PESO TOTAL (kg)			
CA50	178.5		
CA60	65.5		

Volume de concreto (C-25) = 2.76 m³
Área de forma = 49.39 m²

CONFERIR MEDIDAS NA OBRA

ESTRUTURAL	EDIFICAÇÃO EM ALVENARIA			
	ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO			
	Finalidade : RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR			
	Referência : ARMADURA DE VIGAS PAVIMENTO BALDRAME			
	Proprietário : Zeluir Colli - CPF: 706.572.709-20 Rua Amapá - Pato Branco - PR L.03 - Q. 1383			
	Ass. Proprietário			
	Resp. Técnico : JAIRO TROMBETTA Eng. Civil - Crea 20.250-D-PR R.Tocantins, 2396 - Sala 11 - Pato Branco - PR - F. 9912.7347			
Ass. Resp. Técnico				
Arquivo : jairoD\Projetos 2012-zeluir-r. amapá		Data : jan/15	Escala : Indicada	Área : Prancha : ES 04/10



Características dos materiais

fck
(kgf/cm²)
250

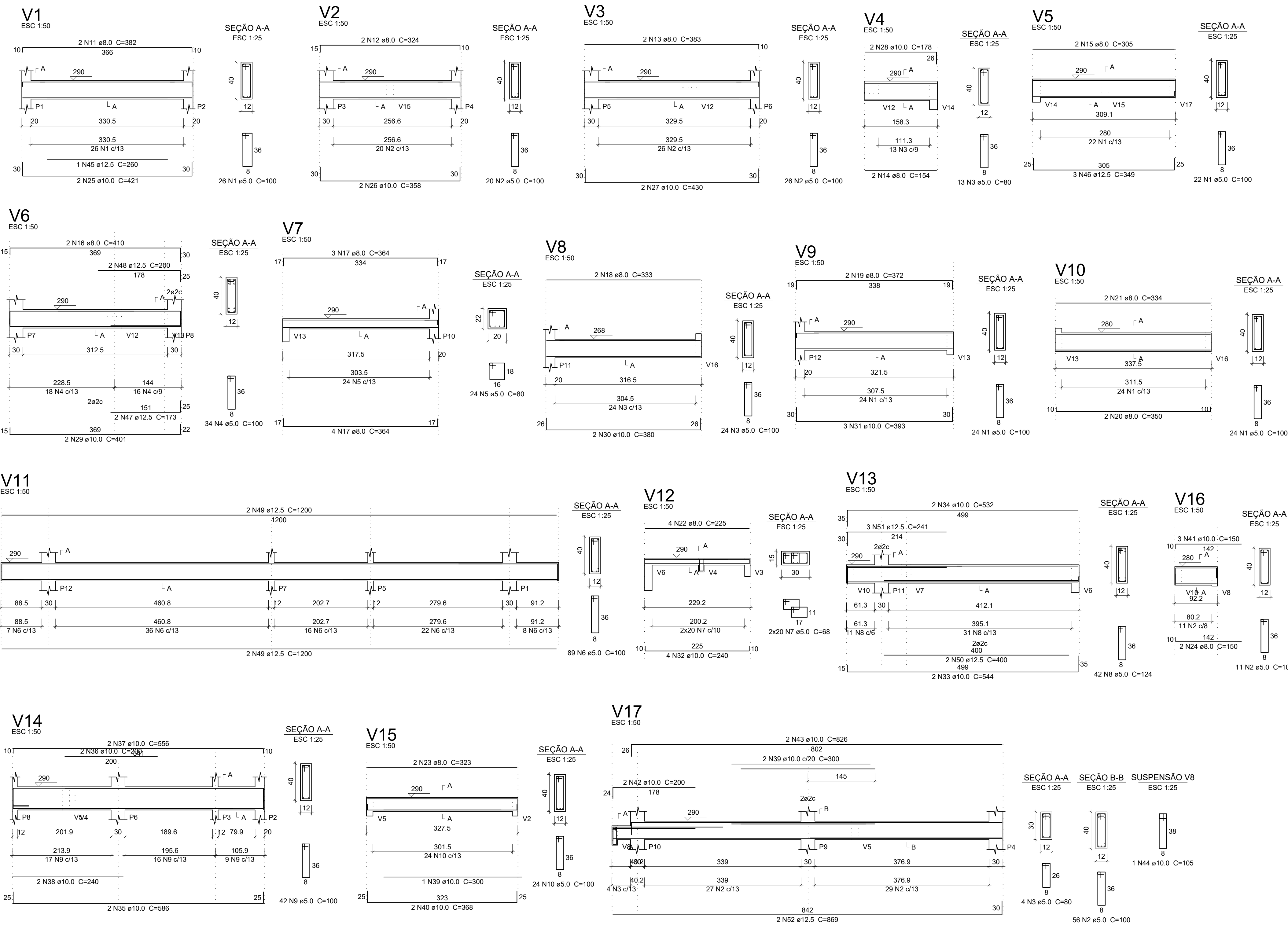
Legenda dos Pilares

	Pilar que morre
	Pilar que passa
	Pilar que nasce
	Pilar com mudança de seção

CONFERIR MEDIDAS NA OBRA

ESTRUTURAL	EDIFICAÇÃO EM ALVENARIA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO		
	Finalidade : RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR		
	Referência : PLANTA FORMAS PAVIMENTO SUPERIOR		
	Proprietário : Zeluir Colli – CPF: 706.572.709–20 Rua Amapá – Pato Branco – PR L.03 – Q. 1383 Ass. Proprietário		
	Resp. Técnico JAIRO TROMBETTA Eng. Civil - Crea 20.250-D-PR R.Tocantins, 2396 - Sala 11 - Pato Branco - PR - F. 9912 7347 Ass. Resp. Técnico		
	Arquivo : jairoD/Projetos 2012-zeluir-r. amapá	Data : jan/15	Indicada

FORMAS PAVIMENTO SUPERIOR
ESC.: 1:50



Relação do aço					
ACO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barra)	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	96	104	9984
	2	5.0	113	100	11300
	3	5.0	41	80	3280
	4	5.0	34	170	5780
	5	5.0	24	80	1920
	6	5.0	89	126	11214
	7	5.0	68	68	4624
	8	5.0	42	124	5208
	9	5.0	42	130	5460
	10	5.0	24	86	2064
	11	8.0	2	382	764
	12	8.0	2	324	648
	13	8.0	2	383	766
	14	8.0	2	154	308
	15	8.0	2	305	610
CA50	16	8.0	2	410	820
	17	8.0	6	364	2184
	18	8.0	2	333	666
	19	8.0	2	372	744
	20	8.0	2	350	700
	21	8.0	2	334	668
	22	8.0	4	225	900
	23	8.0	2	323	646
	24	8.0	2	150	300
	25	10.0	2	421	842
	26	10.0	2	358	716
	27	10.0	2	430	860
	28	10.0	2	178	356
	29	10.0	2	401	802
	30	10.0	2	380	760
	31	10.0	3	393	1179
	32	10.0	4	240	960
	33	10.0	2	544	1088
	34	10.0	2	532	1064
	35	10.0	2	586	1172
	36	10.0	2	200	400
	37	10.0	2	556	1112
	38	10.0	2	240	480
	39	10.0	3	300	900
	40	10.0	2	368	736
	41	10.0	3	150	450
	42	10.0	2	200	400
	43	10.0	2	826	1652
	44	10.0	1	105	105
	45	12.5	1	260	260
	46	12.5	3	349	1047
	47	12.5	2	173	346
	48	12.5	2	200	400
	49	12.5	4	1200	4800
	50	12.5	2	400	800
	51	12.5	3	241	723
	52	12.5	2	869	1738

Resumo do aço			
ACO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	8.0	107.3	46.5
	10.0	160.4	108.7
	12.5	101.2	107.2
CA60	5.0	608.4	103.1
PESO TOTAL (kg)			
CA50	262.5		
CA60	103.1		

Volume de concreto (C-25) = 4.28 m³
Área de forma = 69 m²

ESTRUTURAL

CONFERIR MEDIDAS NA OBRA

EDIFICAÇÃO EM ALVENARIA

ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO

Finalidade :

RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR

Referência :

ARMADURA DE VIGAS PAVIMENTO SUPERIOR

Proprietário :

Zeluir Colli – CPF: 706.572.709–20
Rua Amapá – Pato Branco – PR
L.03 – Q. 1383

Ass. Proprietário

Resp. Técnico

JAIRO TROMBETTA
Eng. Civil - Crea 20.250-D-PR
R.Tocantins, 2396 - Sala 11 - Pato Branco - PR - F. 9912 7347

Ass. Resp. Técnico

Arquivo :

jairoD\Projetos 2012-zeluir-r. amapá

Data :

jan/15

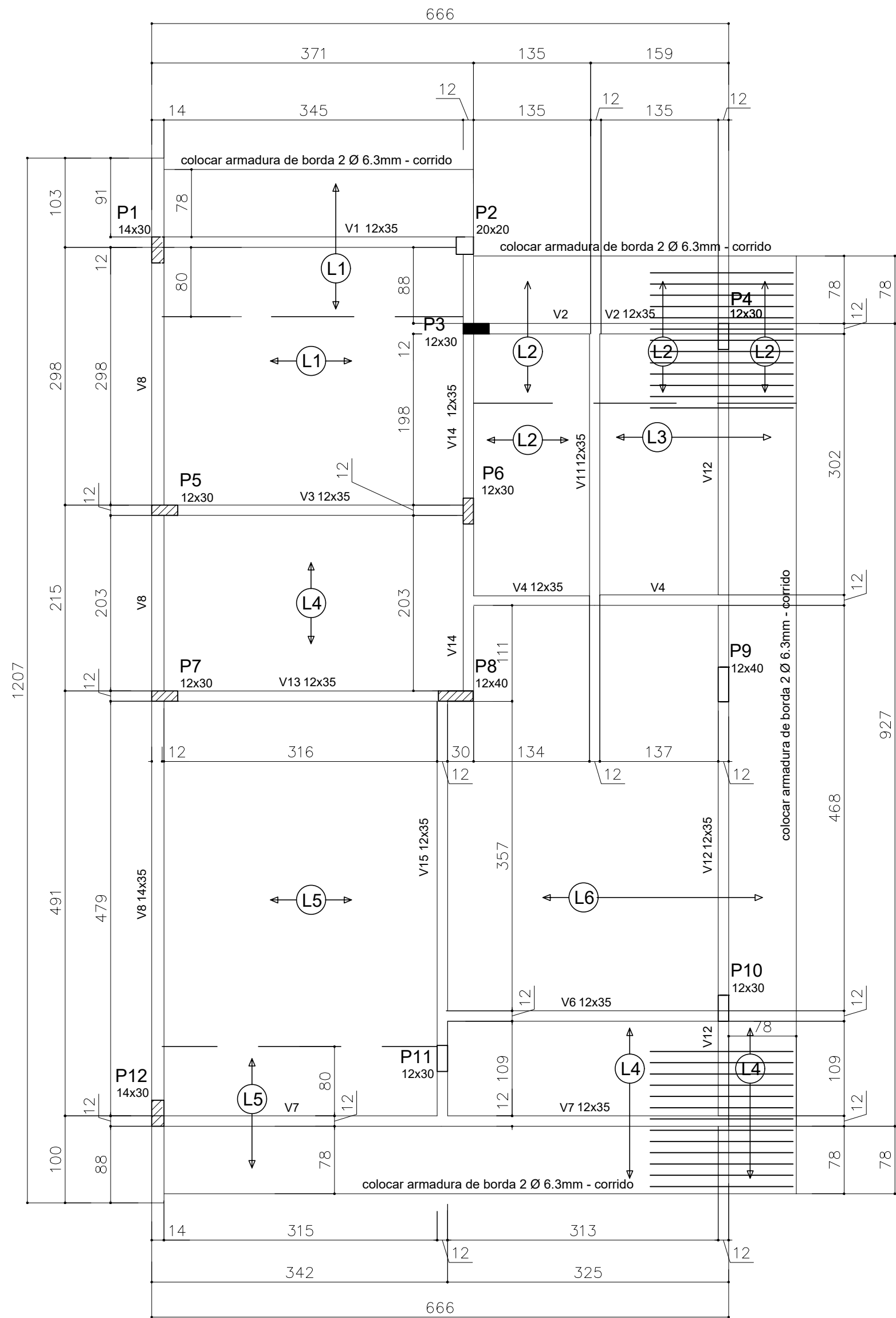
Escala :

Indicada

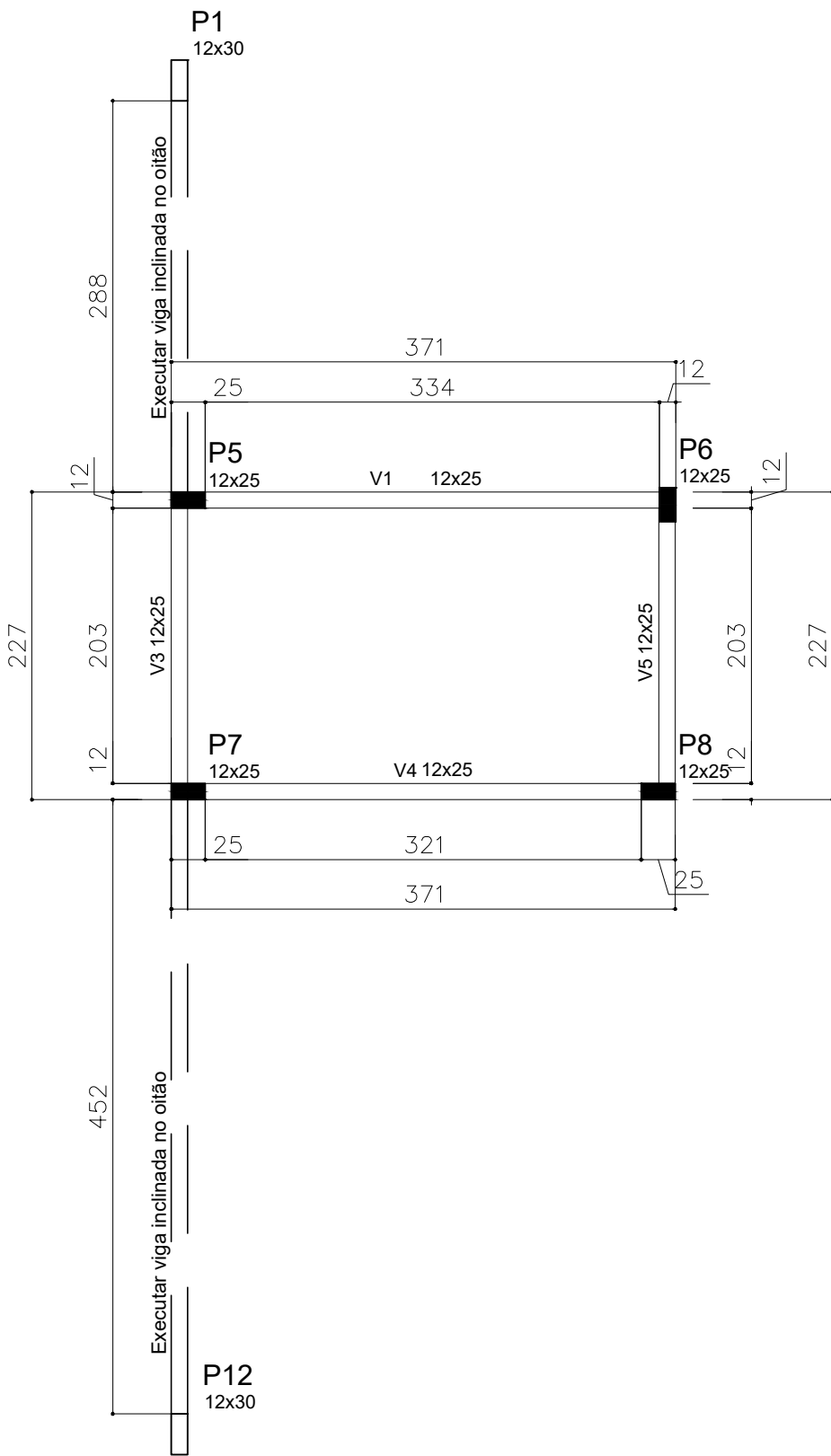
Área :

Prancha :

ES 06/10



FORMAS PAVIMENTO COBERTURA
ESC.: 1:50



FORMA PAVTO CX D'AGUA
ESC.:1:50

Características dos materiais

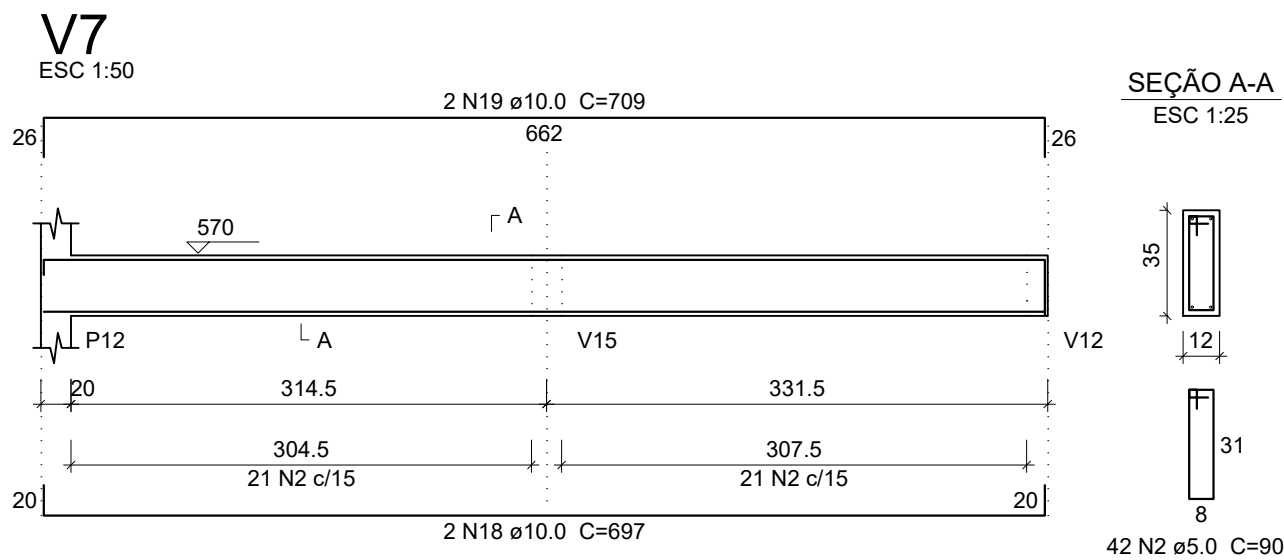
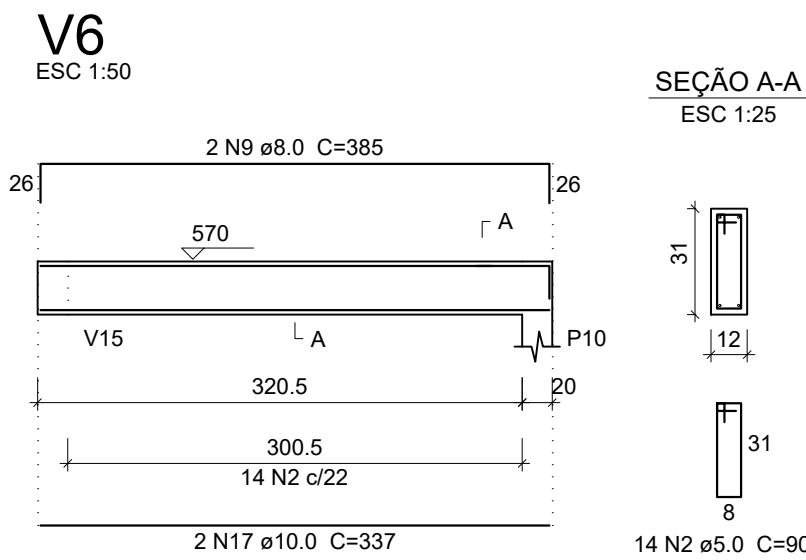
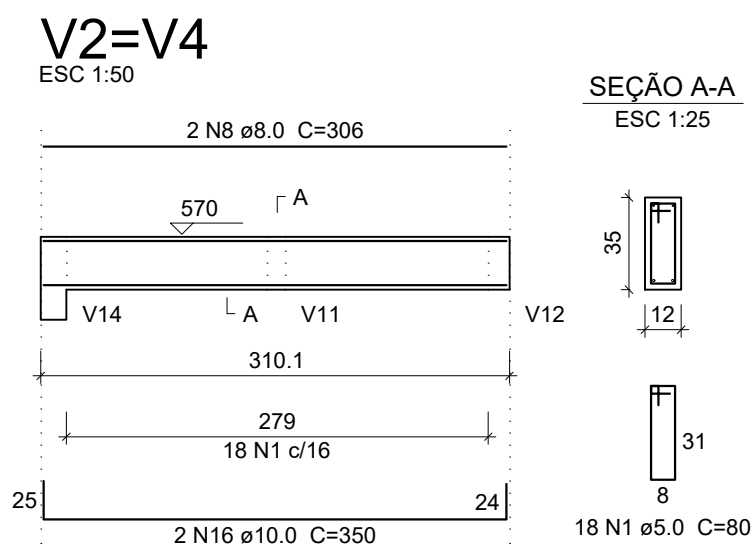
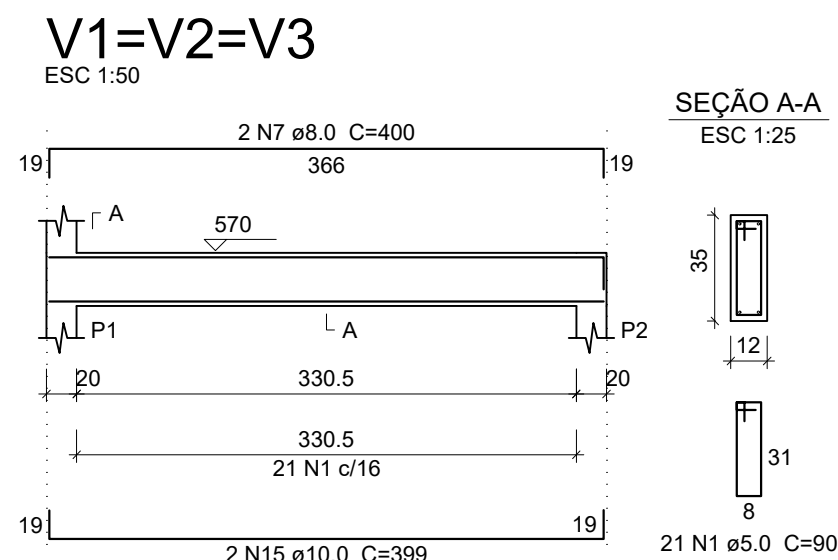
fck
(kgf/cm²)
250

Legenda dos Pilares

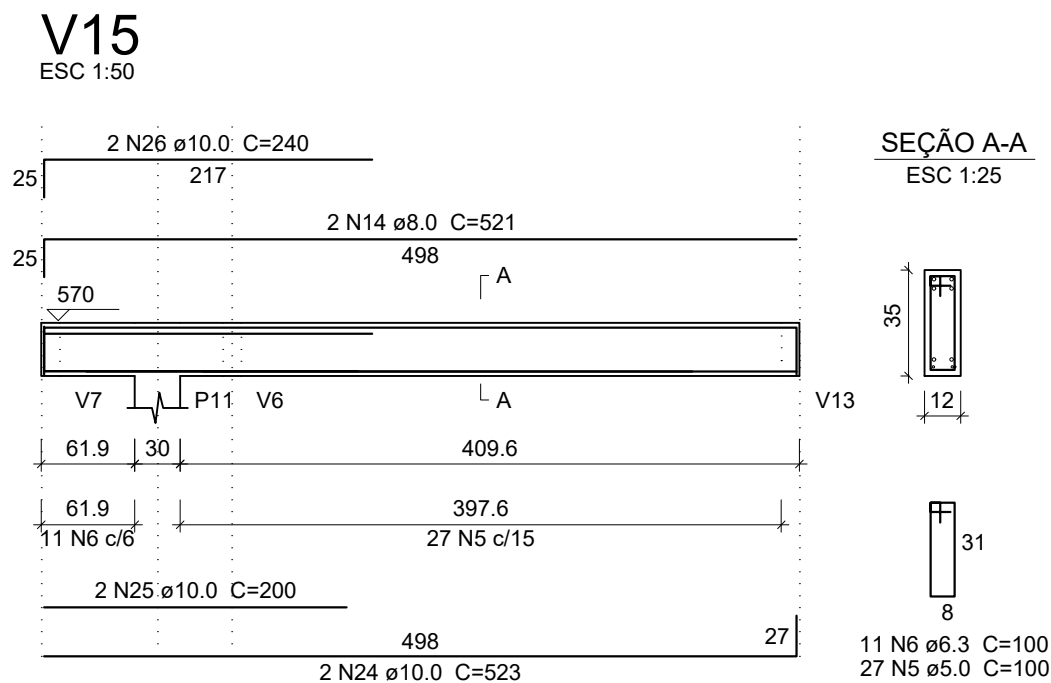
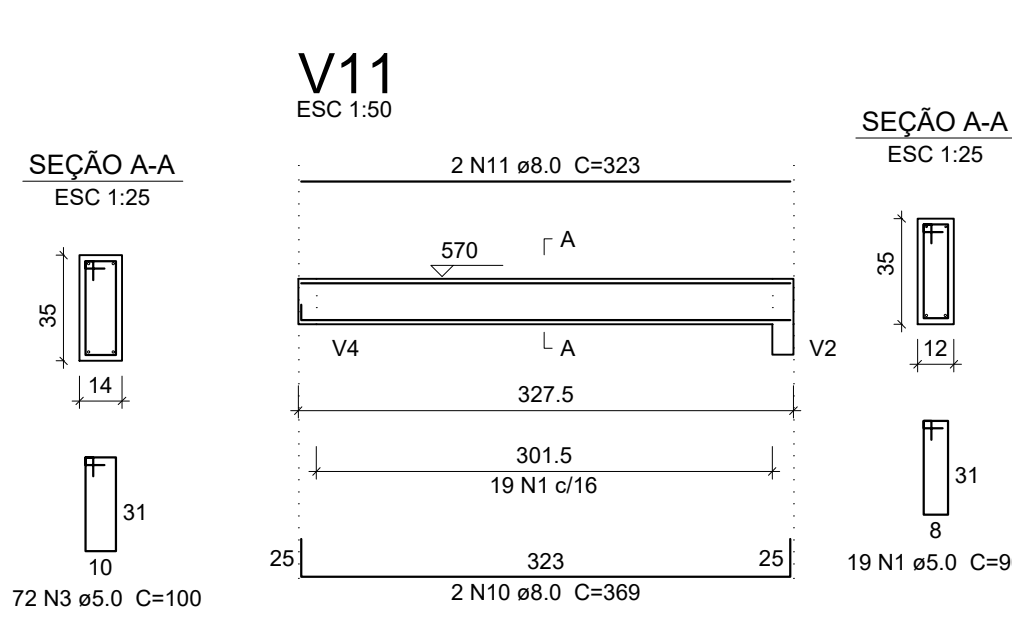
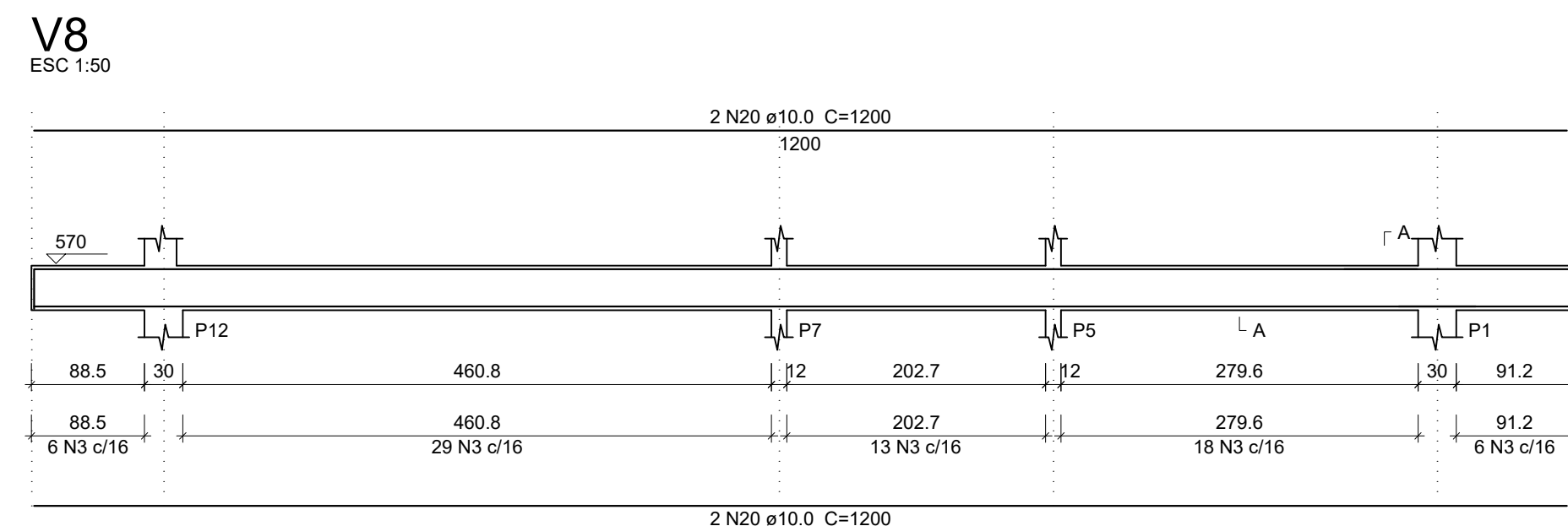
	Pilar que morre
	Pilar que passa
	Pilar que nasce
	Pilar com mudança de seção

CONFERIR MEDIDAS NA OBRA

ESTRUTURAL	EDIFICAÇÃO EM ALVENARIA		
	ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO		
	Finalidade :		
	RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR		
	Referência :		
	PLANTA DE FORMAS PAVIMENTO COBERTURA		
	Proprietário :		
	Zeluir Colli – CPF: 706.572.709–20		
	Rua Amapá – Pato Branco – PR		
	L.03 – Q. 1383		
	Ass. Proprietário		
	Resp. Técnico		
	JAIRO TROMBETTA		
	Eng. Civil - Crea 20.250-D-PR		
	Ass. Resp. Técnico		
	R.Tocantins, 2396 - Sala 11 - Pato Branco - PR - F. 9912 7347		
	Arquivo :		
	jairoD/Projetos 2012-zeluir-r. amapá		
	Data :		
	jan/15		
	Escala :		
	Indicada		
	Área :		
	Prancha :		
	ES 07/10		

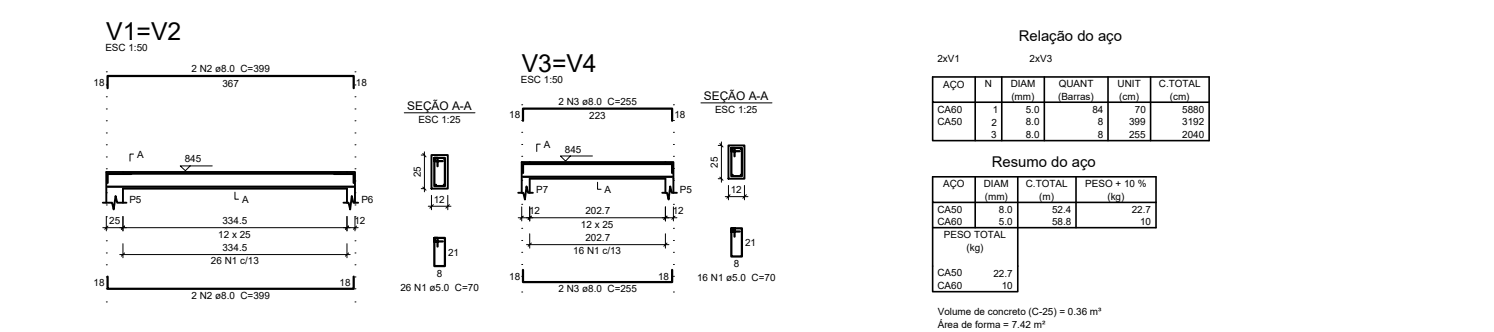
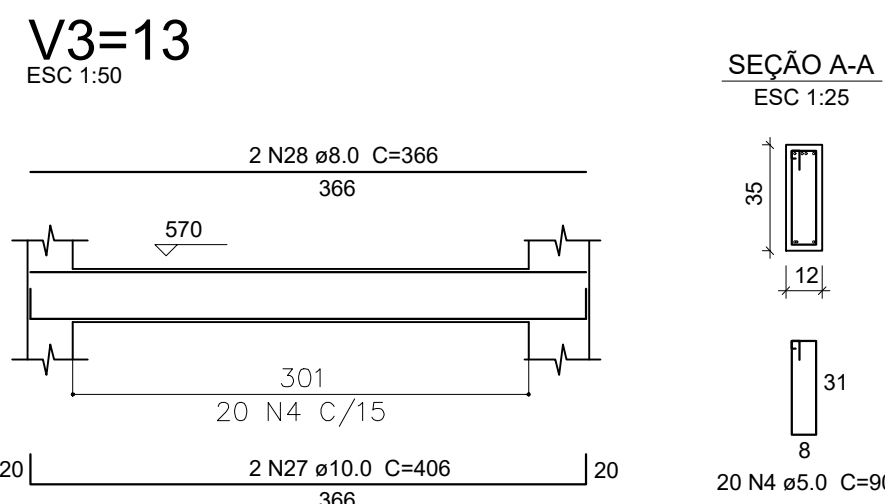
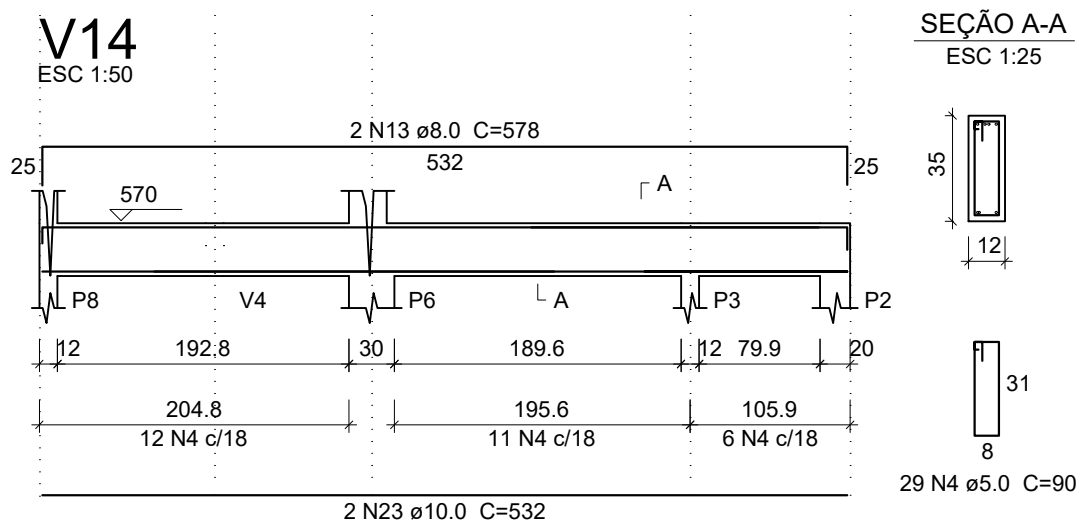
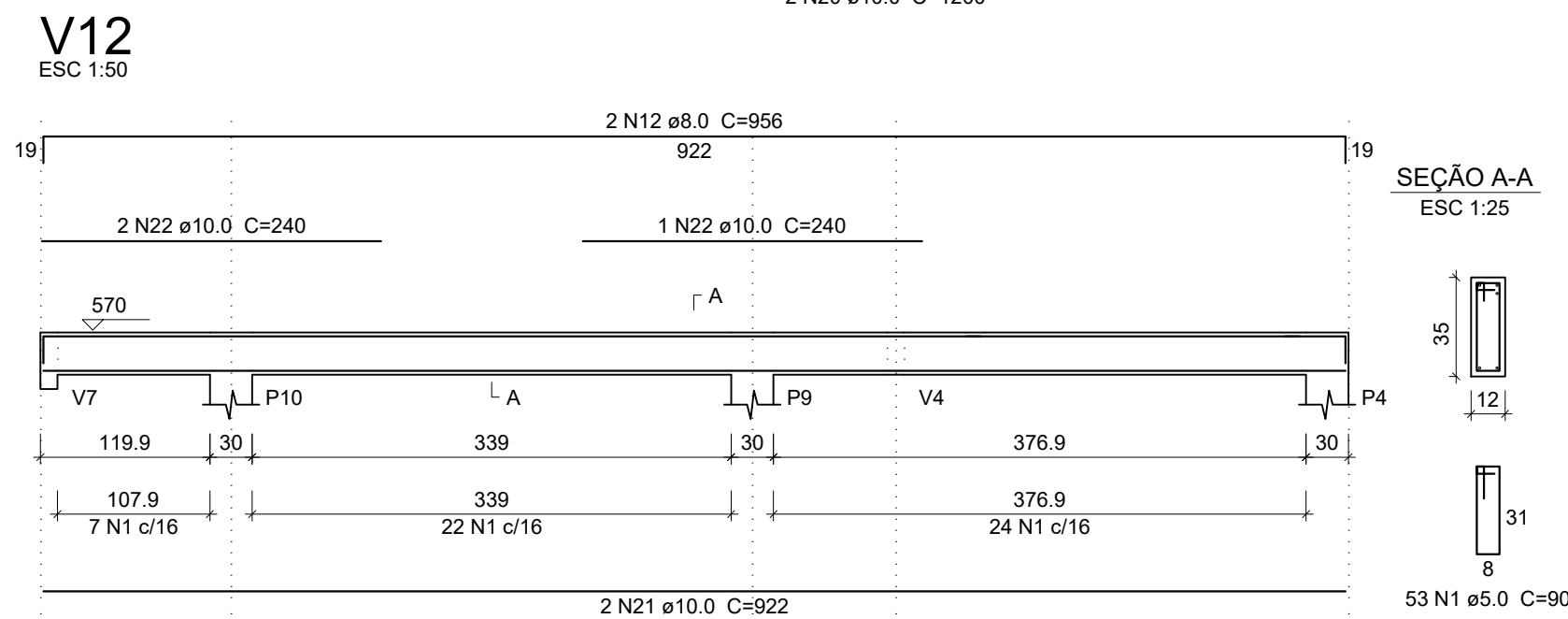


Relação do aço					
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barra)	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	190	90	15200
	2	5.0	56	100	5600
	3	5.0	53	84	4452
	4	5.0	29	130	3770
	5	5.0	27	116	3132
	6	6.3	11	116	1276
	7	8.0	6	400	2400
	8	8.0	4	306	1224
	9	8.0	2	385	770
	10	8.0	2	369	738
CA50	11	8.0	2	323	646
	12	8.0	2	956	1912
	13	8.0	2	578	1156
	14	8.0	2	521	1042
	15	10.0	6	399	2394
	16	10.0	4	350	1400
	17	10.0	2	337	674
	18	10.0	2	697	1394
	19	10.0	2	709	1416
	20	10.0	4	1200	4800
3xV1 V7 V12	21	10.0	2	922	1844
	22	10.0	3	240	720
	23	10.0	2	532	1064
	24	10.0	2	523	1046
	25	10.0	2	200	400
	26	10.0	3	240	720



AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	6.3	12.8	3.4
	8.0	98.9	42.9
	10.0	178.8	121.2
CA60	5.0	321.6	54.5
PESO TOTAL (kg)			
CA50	167.6		
CA60	54.5		

Volume de concreto (C-25) = 2.9 m³
Área de forma = 50.91 m²

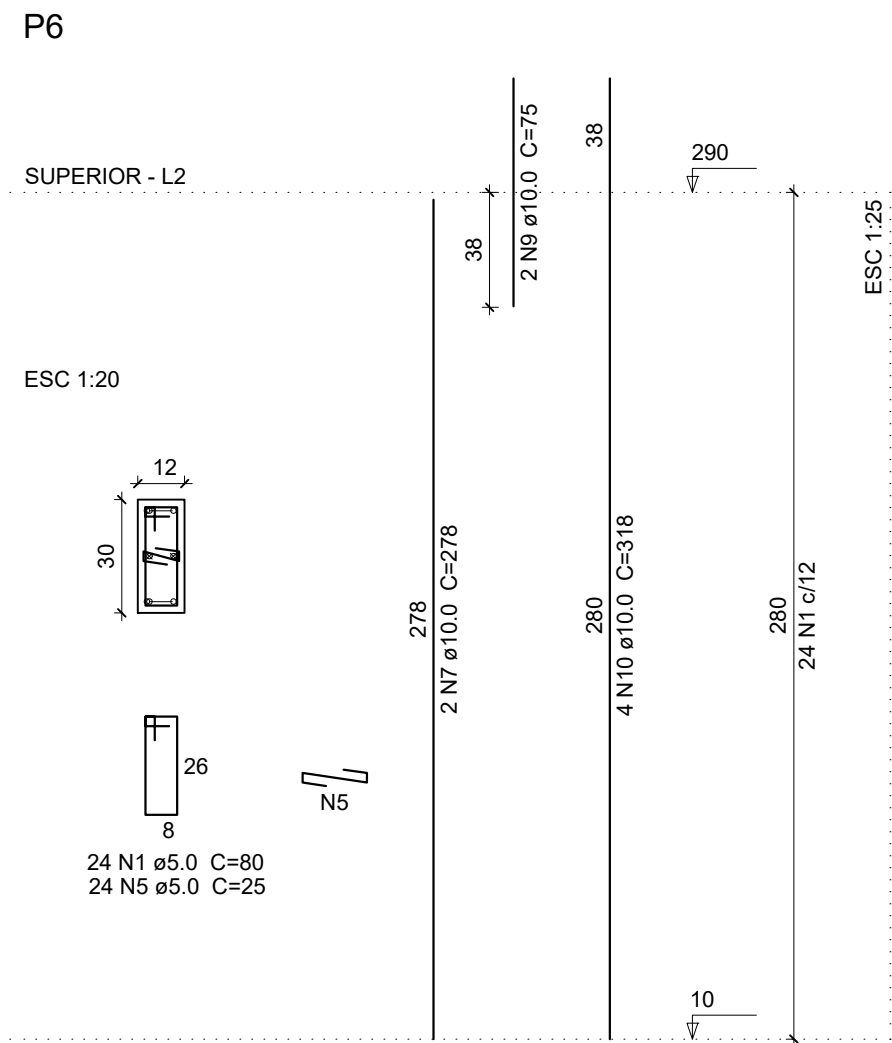
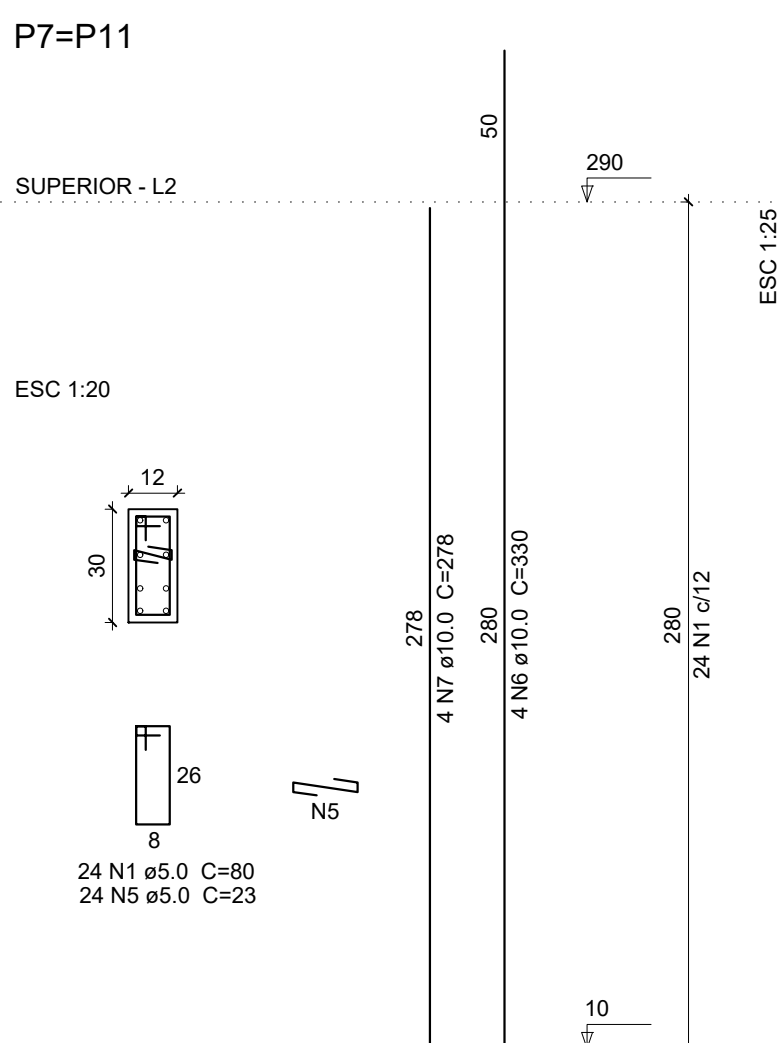
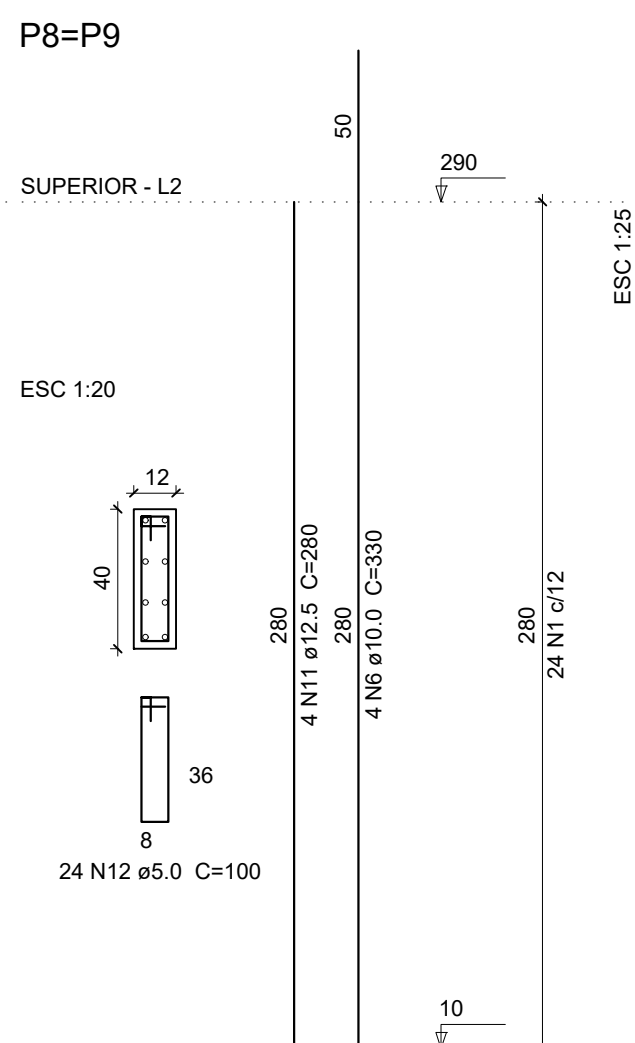
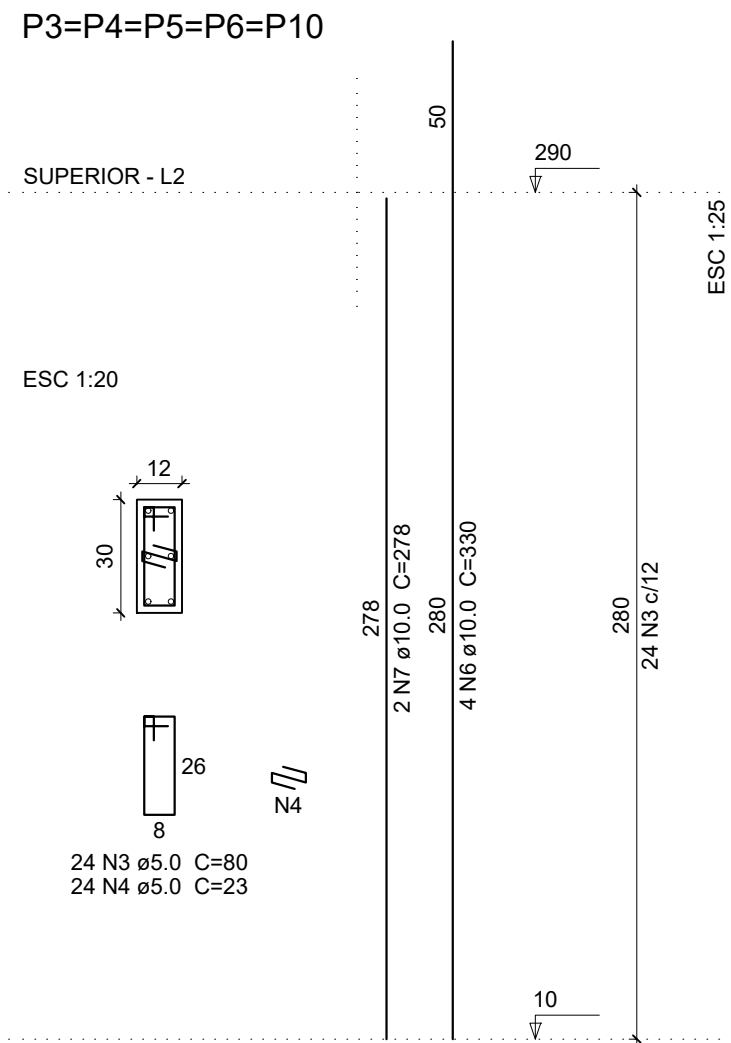
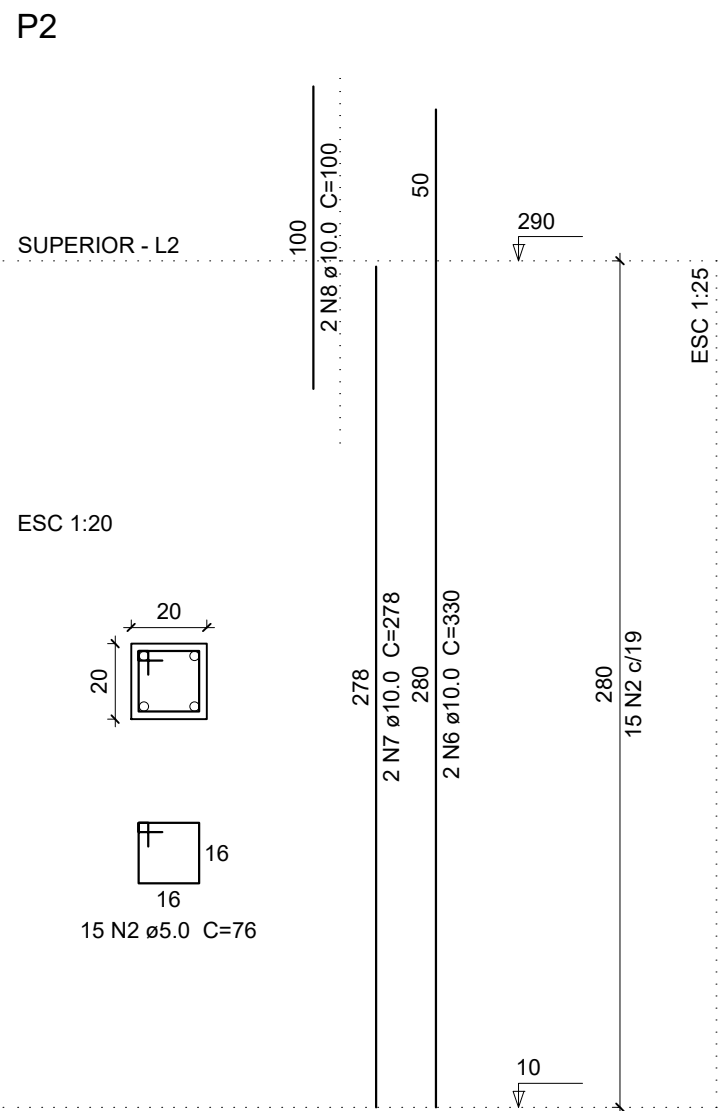
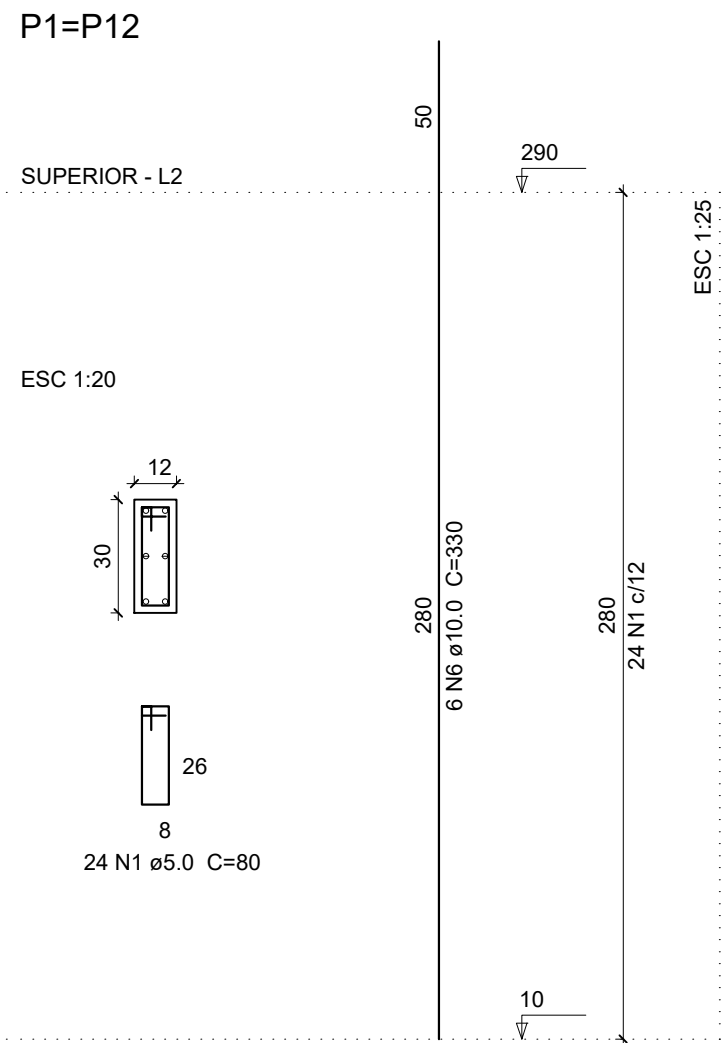


ARMADURAS VIGAS PVTO CX D'ÁGUA

ARMADURAS VIGAS PVTO COBERTURA

CONFERIR MEDIDAS NA OBRA

ESTRUTURAL	EDIFICAÇÃO EM ALVENARIA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO				
	Finalidade : RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR				
	Referência : ARMADURAS VIGAS PVTO COBERTURA ARMADURAS VIGAS PVTO CX D'ÁGUA				
	Proprietário : Zeluir Colli - CPF: 706.572.709-20 Rua Amapá - Pato Branco - PR L.03 - Q. 1383				
	Ass. Res. Técnico				
	Ass. Res. Técnico				
Arquivo : jairoD/Projetos 2012-zeluir-r. amapa		Data : jan/15		Escala : Indicada	
				Prancha : ES 08/10	



Relação do aço

2xP1
P6

P2
2xP9

5xP3
P11

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barras)	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	144	96	13824
	2	5.0	15	76	1140
	3	5.0	120	80	9600
	4	5.0	120	23	2760
	5	5.0	48	31	1488
CA50	6	10.0	46	330	15180
	7	10.0	18	278	5004
	8	10.0	2	100	200
	9	10.0	2	75	150
	10	10.0	4	318	1272
	11	12.5	8	280	2240

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	10.0	218.1	147.9
CA60	12.5	22.4	23.7
PESO TOTAL (kg)			48.9
CA50	171.6		
CA60	48.9		

Volume de concreto (C-25) = 1.62 m³
Área de forma = 30.8 m²

ARMADURAS PILARES QUE SUSTENTAM O PAVTO SUPERIOR

P5=P6=P7=P8

Relação do aço

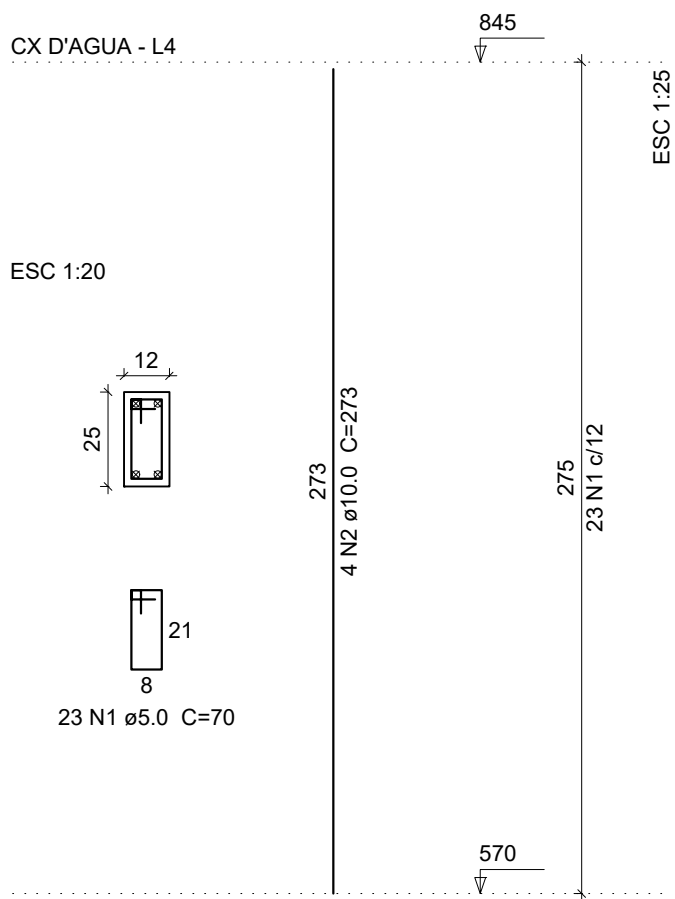
4xP5

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barras)	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	92	70	6440
CA50	2	10.0	16	273	4368

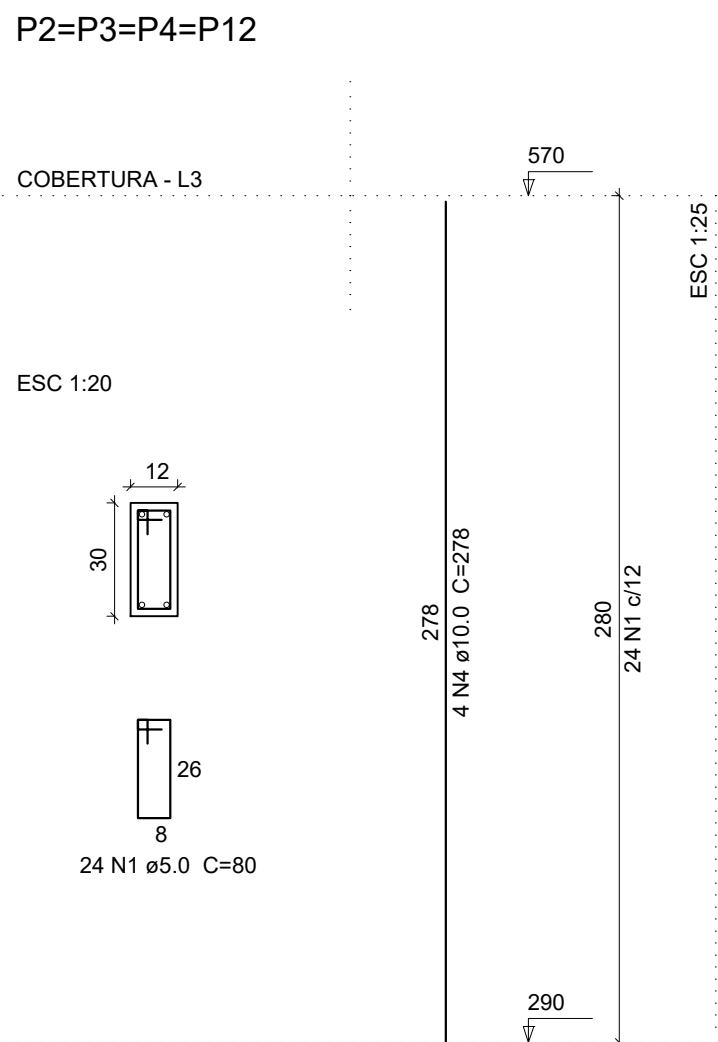
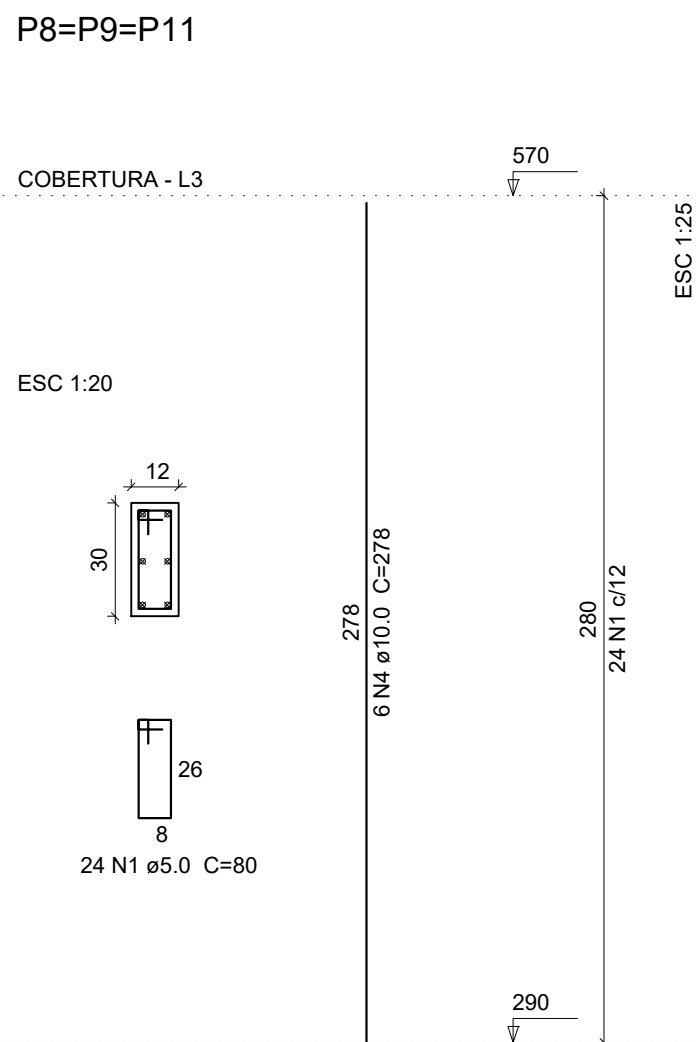
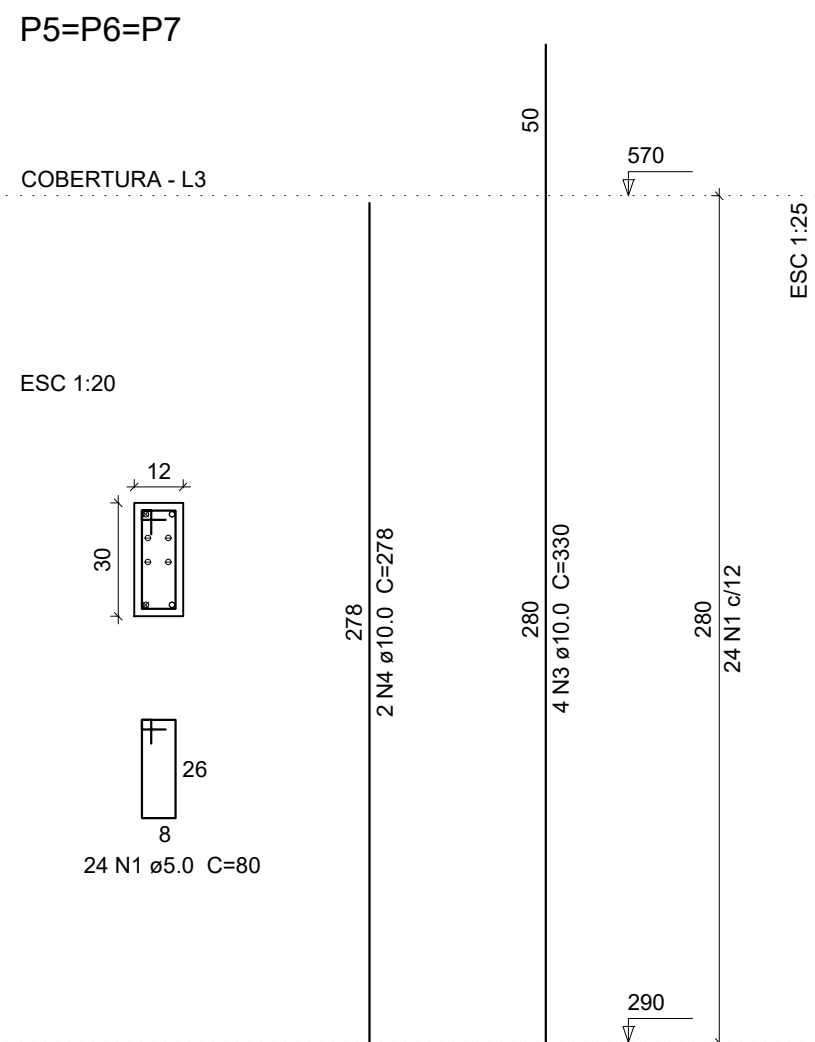
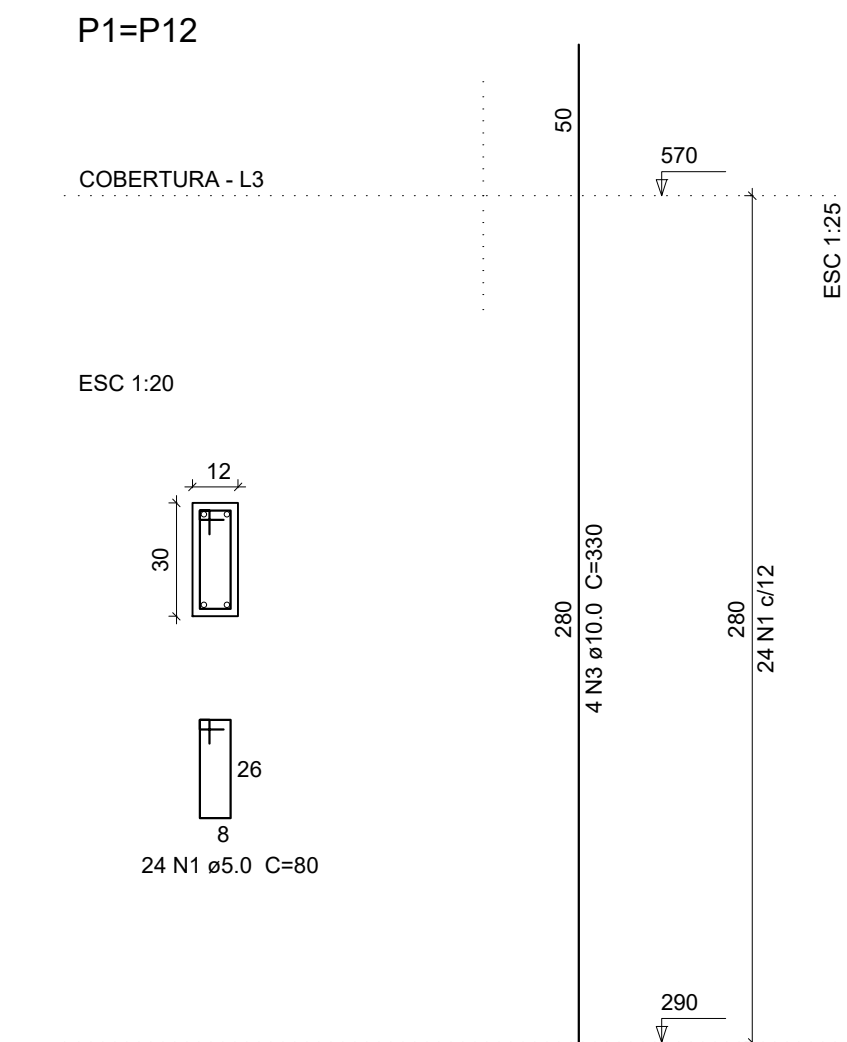
Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	10.0	43.7	29.6
CA60	5.0	64.4	10.9
PESO TOTAL (kg)			
CA50	29.6		
CA60	10.9		

Volume de concreto (C-25) = 0.33 m³
Área de forma = 8.14 m²



ARMADURAS PILARES DA CX D'ÁGUA



Relação do aço

2xP1
2xP12

3xP6

3xP9

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barras)	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	240	96	23040
	2	5.0	48	31	1488
CA50	3	10.0	20	330	6600
	4	10.0	32	278	8896

Resumo do aço

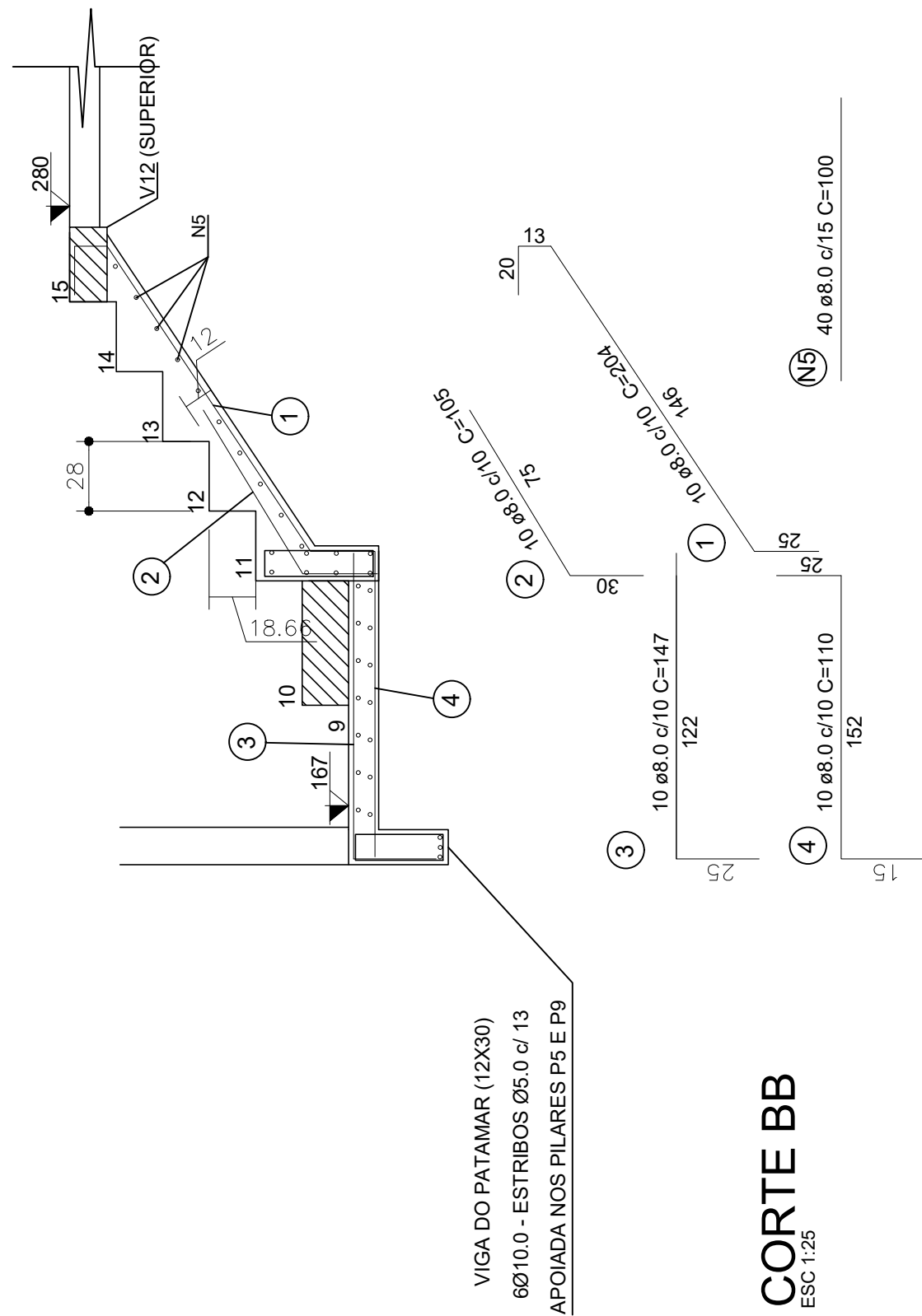
AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO + 10 % (kg)
CA50	10.0	155	105.1
CA60	5.0	245.3	41.6
PESO TOTAL (kg)			
CA50	105.1		
CA60	41.6		

Volume de concreto (C-25) = 1.68 m³
Área de forma = 28 m²

ARMADURAS PILARES A COBERTURA

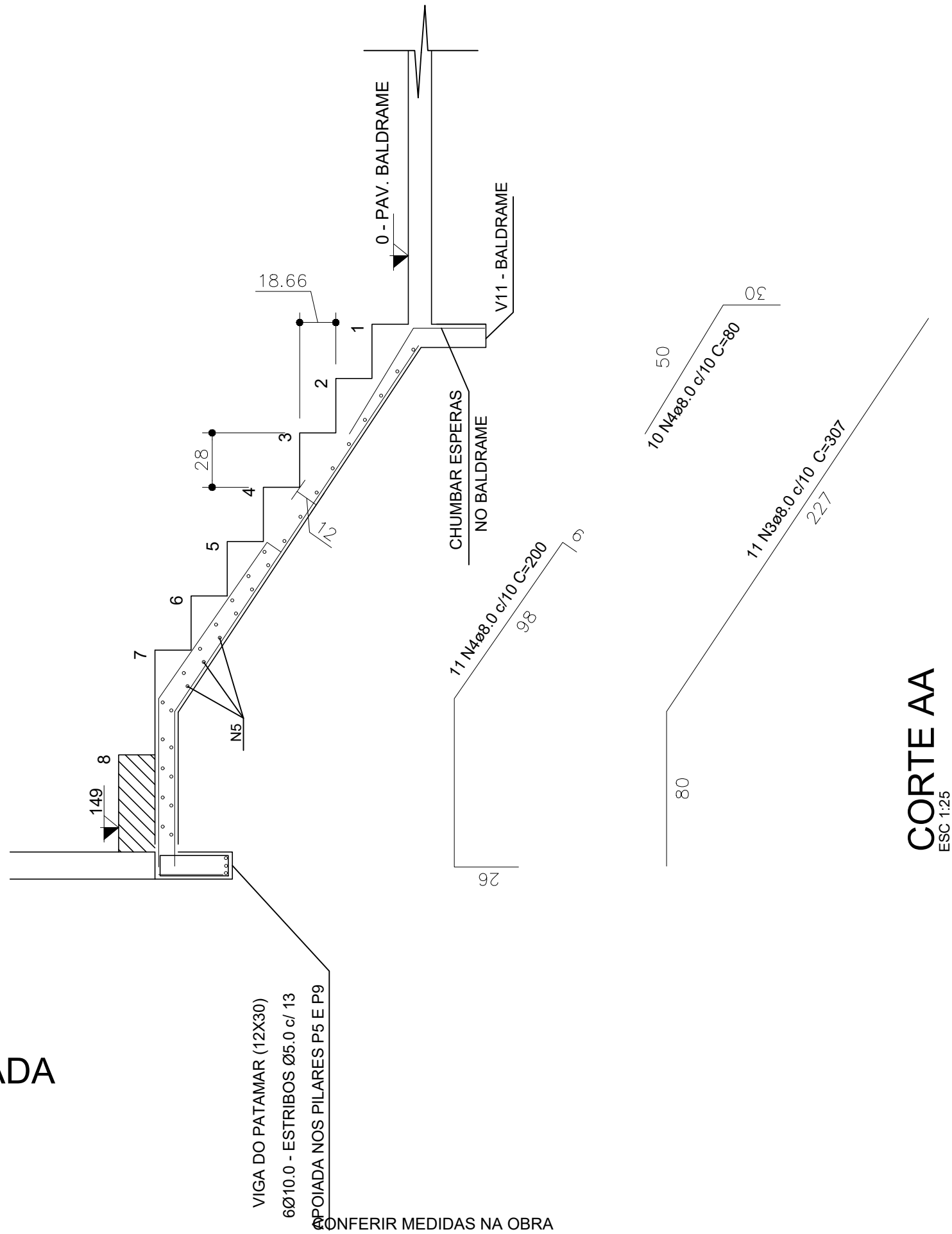
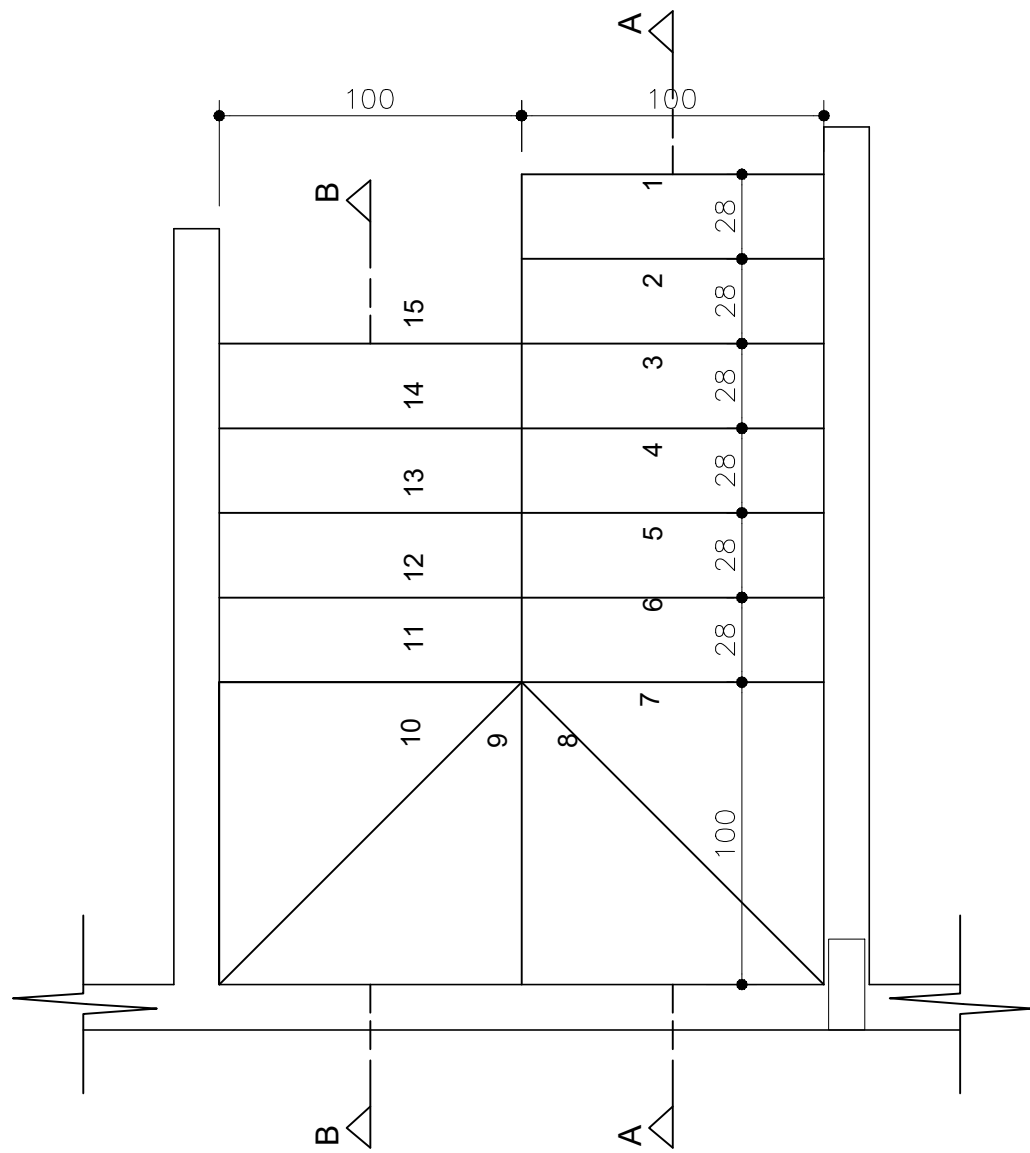
CONFERIR MEDIDAS NA OBRA

ESTRUTURAL	EDIFICAÇÃO EM ALVENARIA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO			
	Finalidade : RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR			
	Referência : ARMADURAS PILARES			
	Proprietário : Zeluir Colli - CPF: 706.572.709-20 Rua Amopé - Pato Branco - PR L.03 - Q. 1383 Ass. Proprietário			
	Resp. Técnico JAIRO TROMBETTA Eng. Civil - Crea 20.250-D-PR R.Tocantins, 2396 - Sala 11 - Pato Branco - PR - F. 9912 7347 Ass. Resp. Técnico			
	Arquivo : jairoD\Projetos 2012-zeluir-r. amapé	Data : jan/15	Escala : Indicada	Prancha : ES 09/10



PLANTA DE FORMAS E ARMADURAS ESCADA

ESC 1:25



CONFERIR MEDIDAS NA OBRA

ESTRUTURAL	EDIFICAÇÃO EM ALVENARIA ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO			
	Finalidade : RESIDÊNCIA UNIFAMILIAR			
	Referência : ARMADURA DA ESCADA			
	Proprietário : Zeluir Colli – CPF: 706.572.709–20 Rua Amapá – Pato Branco – PR L.03 – Q. 1383 Ass. Proprietário			
	Resp. Técnico JAIRO TROMBETTA Eng. Civil - Crea 20.250-D-PR R.Tocantins, 2396 - Sala 11 - Pato Branco - PR - F. 9912 7347 Ass. Resp. Técnico			
Arquivo : jairoD/Projetos 2012-zeluir-r. amapá		Data : jan/15		ES 10/10