



UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAPÁ
DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

FÁBIO DA SILVA LOPES

ESTUDO DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECÔNOMICA NO
USO DO CONCRETO PROTENDIDO COMO SOLUÇÃO
ESTRUTURAL – ESTUDO DE CASO: EDIFÍCIO
COMERCIAL NA CIDADE DE MACAPÁ-AP

MACAPÁ

02/2019

FÁBIO DA SILVA LOPES

**ESTUDO DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECÔNOMICA NO USO DO
CONCRETO PROTENDIDO COMO SOLUÇÃO ESTRUTURAL –
ESTUDO DE CASO: EDIFÍCIO COMERCIAL NA CIDADE DE
MACAPÁ-AP**

Trabalho de conclusão de curso apresentada
como requisito parcial para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil pela Universidade
Federal do Amapá.

Orientador: Wictor Alencar Cunha

Macapá

2019

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

Biblioteca Central da Universidade Federal do Amapá

Elaborado por Maria Cristina Q. Fernandes - CRB2/1569

Lopes, Fábio da Silva.

Estudo de viabilidade técnica e econômico no uso do concreto protendido como solução estrutural – estudo de caso: edifício comercial na cidade de Macapá-AP / Fábio da Silva Lopes; Orientador, Wictor Alencar Cunha. – 2019.

202 f.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Fundação Universidade Federal do Amapá, Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil.

1. Concreto protendido. 2. Concreto armado. 3. Concreto – Testes. I. Cunha, Wictor Alencar, orientador. II. Fundação Universidade Federal do Amapá. III. Título.

620.1 C972e

CDD. 22 ed.

Fábio da Silva Lopes

**ESTUDO DE VIABILIDADE TÉCNICA E ECÔNOMICA NO USO DO
CONCRETO PROTENDIDO COMO SOLUÇÃO ESTRUTURAL – ESTUDO DE
CASO: EDIFÍCIO COMERCIAL NA CIDADE DE MACAPÁ-AP**

Trabalho de conclusão de curso apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Amapá.

COMISSÃO EXAMINADORA:

Prof. Msc. Dennis Pureza Quaresma – Universidade federal do Amapá

Prof. Msc. Adenilson Oliveira – Universidade federal do Amapá

Prof. Esp. Wictor Alencar Cunha – Universidade federal do Amapá (Orientador)

Macapá, 8 de fevereiro de 2019

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus por todas as conquistas, ensinamentos e oportunidades de eu poder me tornar uma pessoa melhor a cada dia.

Gostaria de agradecer aos meus pais, Paulo e Rosa, aos meus irmãos, Bruno e Andrey, por todo o apoio e compreensão.

Agradeço a todos os meus familiares e amigos que sempre me apoiaram e estão felizes por minha conquista.

Agradeço ao professor Wictor Alencar Cunha pelos ensinamentos, orientações, amizade e atenção comigo durante a formação desse trabalho, obrigado.

RESUMO

O uso do concreto protendido como solução estrutural ainda é pouco popularizado na cidade de Macapá-AP pelo fato de ser pouco conhecido por parte dos profissionais da área da construção civil os quais evitam sua utilização por esse motivo. Este presente trabalho visa à disseminação do uso da protensão não aderente com cordoalhas engraxadas no município demonstrando seus benefícios estruturais e econômicos em relação às estruturas de concreto armado convencionais. Para isso, foram realizadas duas modelagens estruturais com o auxílio da ferramenta computacional de projeto, dimensionamento e análise estrutural o software CAD/TQS de um edifício comercial de pequeno porte: a primeira utilizando lajes maciças e vigas em concreto armado e a segunda, lajes nervuradas e parte das vigas em protensão não aderente. Posteriormente, são apresentadas as análises das flechas e o quantitativo das armações das vigas estudadas de ambas as modelagens. Por fim, foram realizados e comparados os orçamentos de ambos os modelos estruturais.

Palavras-chave: Concreto protendido, concreto armado, vigas, protensão não aderente, modelagem estrutural, orçamento.

ABSTRACT

The use of prestressed concrete as a structural artifice is still little popularized in the city of Macapá-AP because it is little known by professionals in the construction industry who avoid their use for this reason. This work aims to disseminate the use of non - adherent protension with greased cordoves in the municipality demonstrating its structural and economic benefits in relation to conventional reinforced concrete structures. In order to do this, two structural modeling was carried out using the CAD / TQS software of a small commercial building: the first using solid slabs and beams in reinforced concrete and the second, ribbed slabs and part of the beams in non-adherent protension. Afterwards, the analyzes of the arrows and the quantitative of the frames of the equivalent beams of both models are presented. Finally, the budgets of the two models were made and compared.

Keywords: Prestressed concrete, reinforced concrete, beams, non-adherent protension, structural modeling, budget

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	19
1.1. JUSTIFICATIVA.....	21
1.2. OBJETIVOS.....	21
1.2.1. Objetivo Geral.....	21
1.2.2. Objetivos Específicos.....	22
1.3. METODOLOGIA DO TRABALHO.....	22
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	23
2.1. BREVE HISTÓRICO DO CONCRETO PROTENDIDO.....	23
2.2. CONCEITOS DE PROTENSÃO NO CONCRETO.....	24
2.2.1. A Excentricidade e Traçado da Armadura Ativa.....	26
2.3. PERDAS DE PROTENSÃO.....	29
2.3.1. Perdas Imediatas.....	29
2.3.1.1. Perdas por Atrito.....	30
2.3.1.2. Perdas por Deslizamento da Armadura e Acomodação das Cunhas.....	30
2.3.1.3. Perdas por Encurtamento Imediato do Concreto.....	31
2.3.2. Perdas Progressivas.....	31
2.4. TIPOS DE PROTENSÃO.....	32
2.4.1. Níveis de Protensão.....	32
2.4.1.1. Estados Limites de Serviço.....	34
2.4.1.2. Combinações de Serviço.....	35
2.4.2. Sistemas de aderência.....	36
2.4.2.1. Protensão com Aderência Inicial.....	36
2.4.2.2. Protensão com Aderência Posterior.....	37
2.4.2.3. Protensão não Aderente com Armadura Ativa Pós-Tracionada.....	38
2.5. MATERIAIS UTILIZADOS NO SISTEMA DE PROTENSÃO NÃO ADERENTE.....	40
2.5.1. Concreto.....	40
2.5.2. Ancoragem.....	42
2.5.3. Aço de Protensão.....	44
2.5.3.1. Tratamento.....	45
2.5.3.2. Cordoalhas.....	45

2.5.3.3. Nomenclatura das Cordoalhas.....	46
2.5.3.4. Propriedades Mecânicas.....	47
2.6. ASPECTOS NORMATIVOS.....	48
2.6.1. NBR 6118:2014.....	48
2.6.1.1. Deflexão Pelo Efeito da Fluência.....	48
2.6.1.2. Valores Limites de Força de Protensão.....	49
2.6.1.3. Cálculo das Perdas de Protensão.....	50
2.6.1.3. Propriedade do Concreto em Estruturas Protendidas.....	53
2.6.2. ACI 318-11.....	55
2.6.2.1. Deflexão Pelo Efeito da Fluência.....	55
2.6.2.2. Valores Limites de Força de Protensão.....	55
2.6.2.3. Cálculo das Perdas de Protensão.....	56
2.6.2.4. Propriedade do Concreto em Estruturas Protendidas.....	59
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	61
3.1. APRESENTAÇÃO DO PROJETO ARQUITETÔNICO.....	61
3.2. SOFTWARE CAD/TQS 19 VERSÃO UNIVERSIDADE.....	66
3.3. PARÂMETROS PARA MODELAGEM ESTRUTURAL.....	67
3.3.1. Modelagem em Concreto Armado.....	67
3.3.2. Modelagem em Concreto Protendido.....	68
3.3.2.1. Fôrma Plástica ATEX.....	69
3.4. PLANTAS DE FÔRMA.....	70
3.4.1. Modelagem em Concreto Armado.....	70
3.4.2. Modelagem em Concreto Protendido.....	73
3.5. MODELO 3D.....	75
3.5.1. Modelagem em Concreto Armado.....	76
3.5.2. Modelagem em Concreto Protendido.....	76
4. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	77
4.1. MODELAGEM EM CONCRETO ARMADO.....	78
4.1.1. Deslocamentos Verticais das Vigas.....	78
4.1.1.1. Subsolo.....	78
4.1.1.2. 1º Pavimento.....	81
4.1.1.3. 2º Pavimento.....	84
4.1.1.4. Cobertura.....	87
4.1.1.5. Quadro Resumo dos Deslocamento ^o Verticais.....	87

4.1.2. Armação das vigas.....	88
4.1.2.1. Subsolo.....	88
4.1.2.2. 1º Pavimento.....	90
4.1.2.3. 2º Pavimento.....	93
4.1.2.4. Cobertura.....	95
4.1.2.5. Quadro Resumo dos Quantitativos de Aço.....	95
4.1.2. Análise Sem Pilares Centrais.....	96
4.2. MODELAGEM EM CONCRETO PROTENDIDO.....	100
4.2.1. Deslocamentos Verticais das Vigas.....	100
4.2.1.1. Subsolo.....	101
4.2.1.2. 1º Pavimento.....	103
4.2.1.3. 2º Pavimento.....	107
4.2.1.4. Cobertura.....	110
4.2.1.5. Quadro Comparativo: Concreto Armado e Concreto Protendido.....	110
4.2.2. Armação das vigas.....	112
4.2.2.1. Subsolo.....	112
4.2.2.2. 1º Pavimento.....	114
4.2.2.3. 2º Pavimento.....	116
4.2.2.4. Cobertura.....	118
4.2.2.5. Quadro Comparativo: Concreto Armado e Concreto Protendido.....	118
4.2.3. Fissuração nas Vigas Protendidas.....	120
4.2.3.1. Subsolo.....	120
4.2.3.2. 1º Pavimento.....	123
4.2.3.3. 2º Pavimento.....	126
4.2.3.4. Cobertura.....	130
4.3. ORÇAMENTO DAS ESTRUTURAS.....	130
4.3.1. Estrutura em Concreto Armado.....	130
4.3.2. Estrutura em Concreto Protendido.....	131
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	132
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	134
ANEXO A – PLANTAS BAIXAS E CORTES	
ARQUITETÔNICO.....	137

ANEXO B – PLANTAS DE FÔRMA: MODELAGEM EM CONCRETO ARMADO.....	138
ANEXO C – PLANTAS DE FÔRMA: MODELAGEM EM CONCRETO PROTENDIDO.....	139
ANEXO D – DETALHAMENTO DAS VIGAS EM CONCRETO ARMADO.....	140
ANEXO E – DETALHAMENTO DAS VIGAS EM CONCRETO PROTENDIDO.....	141
ANEXO F – ORÇAMENTO ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO.....	142
ANEXO G – ORÇAMENTO ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO.....	143

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Primeira ponte do Galeão – Rio de Janeiro 1948 (MONDORF, 2006 apud PINHO, REGIS, ARAÚJO, 2011).....	19
Figura 2.1 – Superposição das tensões devidas à força de protensão P e ao momento fletor do carregamento atuante (CARNEIRO, 2015)	25
Figura 2.2 – Viga isostática submetida a protensão centrada (GOMES JUNIOR, 2009)...	27
Figura 2.3 – Viga isostática submetida a protensão excêntrica (GOMES JUNIOR, 2009)	27
Figura 2.4 – Viga protendida por cabo excêntrico (CARNEIRO, 2015).....	27
Figura 2.5 – Tensões resultantes da protensão e carregamento no apoio (CARNEIRO, 2015).....	28
Figura 2.6 – Viga com cabo parabólico. A excentricidade acompanha a variação do momento fletor (CARNEIRO, 2015).	28
Figura 2.7 – Diagrama de momentos fletores para viga contínua e traçado do cabo (GOMES JUNIOR, 2009)	29
Figura 2.8 – Força no cabo com perdas por atrito (CARNEIRO, 2015)	30
Figura 2.9 – Acomodação no sistema de ancoragem de um cabo de protensão (CARNEIRO, 2015).....	31
Figura 2.10 – Tensões na seção transversal (CARNEIRO, 2015).....	34
Figura 2.11 – Estado limite de descompressão parcial NBR 6118 (ABNT, 2014, P.23, 3.2.6).....	35
Figura 2.12 – Estado limite de formação de fissuras (CARNEIRO, 2015).....	35
Figura 2.13 – Esquema de uma pista de protensão típica (HANAI, 2005).....	37
Figura 2.14 – Pista de protensão para fabricação de laje alveolar (BASTOS, 2018).....	37
Figura 2.15 – Bainha metálica (BASTOS, 2018).....	38
Figura 2.16 - Lançamento das vigas protendidas de 30 metros (Dimensionalengenharia.com)	38
Figura 2.17 – Cordoalha engraxada e plastificada (CASTRO, 2011).....	39
Figura 2.18 – Ancoragem ativa de cordoalha engraxada (BASTOS, 2018).....	42
Figura 2.19 – Ancoragem passiva de cordoalha engraxada (BASTOS, 2018)	43
Figura 2.20 – Ancoragem por cunhas deslizantes (BASTOS, 2018)	44
Figura 2.21 – Elementos do dispositivos de ancoragem (BASTOS, 2018)	45
Figura 2.22 – Diagrama tensão-deformação simplificada para aços de protensão NBR 6118 (ABNT, 2014, figura 8.5)	47

Figura 3.1 – Planta baixa: subsolo (autor do projeto arquitetônico)	61
Figura 3.2 – Planta baixa: 1º pavimento (autor do projeto arquitetônico)	62
Figura 3.3 – Planta baixa: 2º pavimento (autor do projeto arquitetônico)	63
Figura 3.4 – Planta baixa: 4º pavimento (autor do projeto arquitetônico)	63
Figura 3.5 – Planta baixa: cobertura (autor do projeto arquitetônico)	63
Figura 3.6 – Planta baixa: fachada frontal (autor do projeto arquitetônico)	64
Figura 3.7 – Planta baixa: corte-1 (autor do projeto arquitetônico)	64
Figura 3.8 – Planta baixa: corte-2 (autor do projeto arquitetônico)	65
Figura 3.9 – Planta baixa: corte-3 (autor do projeto arquitetônico)	65
Figura 3.10 – Fôrma plástica ATEX bidirecional (catálogo de dados técnicos ATEX).....	69
Figura 3.11 – Planta de fôrma: fundação, concreto armado (CAD/TQS)	70
Figura 3.12 – Planta de fôrma: subsolo, concreto armado (CAD/TQS).....	71
Figura 3.13 – Planta de fôrma: 1º pavimento, concreto armado (CAD/TQS).....	71
Figura 3.14 – Planta de fôrma: 2º pavimento, concreto armado (CAD/TQS)	72
Figura 3.15 – Planta de fôrma: cobertura, concreto armado (CAD/TQS)	72
Figura 3.16 – Planta de fôrma: fundação, concreto protendido (CAD/TQS)	73
Figura 3.17 – Planta de fôrma: subsolo, concreto protendido (CAD/TQS)	73
Figura 3.18 – Planta de fôrma: 1º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS).....	74
Figura 3.19 – Planta de fôrma: 2º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS).....	74
Figura 3.20 – Planta de fôrma: cobertura, concreto protendido (CAD/TQS).....	75
Figura 3.21 – Modelo 3D: Estrutura em concreto protendido (CAD/TQS)	76
Figura 3.22 – Modelo 3D: Estrutura em concreto protendido (CAD/TQS)	76
Figura 4.1 – Deslocamentos verticais viga V9 do subsolo, concreto armado (CAD/TQS) 78	
Figura 4.2 – Deslocamentos verticais viga V10 do subsolo, concreto armado (CAD/TQS).....	79
Figura 4.3 – Deslocamentos verticais viga V11 do subsolo, concreto armado (CAD/TQS)	80
Figura 4.4 – Deslocamentos verticais viga V12 do subsolo, concreto armado (CAD/TQS)	80
Figura 4.5 – Deslocamentos verticais viga V2 do 1º pavimento, concreto armado (CAD/TQS)	81
Figura 4.6 – Deslocamentos verticais viga V7 do 1º pavimento, concreto armado (CAD/TQS)	81

Figura 4.7 – Deslocamentos verticais viga V11 do 1º pavimento, concreto armado (CAD/TQS)	82
Figura 4.8 – Deslocamentos verticais viga V14 do 1º pavimento, concreto armado (CAD/TQS)	82
Figura 4.9 – Deslocamentos verticais viga V15 do 1º pavimento, concreto armado (CAD/TQS)	83
Figura 4.10 – Deslocamentos verticais viga V18 do 1º pavimento, concreto armado (CAD/TQS)	83
Figura 4.11 – Deslocamentos verticais viga V10 do 2º pavimento, concreto armado (CAD/TQS)	84
Figura 4.12 – Deslocamentos verticais viga V11 do 2º pavimento, concreto armado (CAD/TQS)	85
Figura 4.13 – Deslocamentos verticais viga V12 do 2º pavimento, concreto armado (CAD/TQS)	85
Figura 4.14 – Deslocamentos verticais viga V13 do 2º pavimento, concreto armado (CAD/TQS)	86
Figura 4.15 – Deslocamentos verticais viga V16 do 2º pavimento, concreto armado (CAD/TQS)	86
Figura 4.16 – Deslocamentos verticais viga V7 da cobertura, concreto armado (CAD/TQS)	87
Figura 4.17 – Seção da viga V9 - cobertura (CAD/TQS).....	100
Figura 4.18 – Deslocamentos verticais viga V7 do subsolo, concreto protendido (CAD/TQS)	101
Figura 4.19 – Deslocamentos verticais viga V8 do subsolo, concreto protendido (CAD/TQS)	102
Figura 4.20 – Deslocamentos verticais viga V9 do subsolo, concreto protendido (CAD/TQS)	102
Figura 4.21 – Deslocamentos verticais viga V10 do subsolo, concreto protendido (CAD/TQS)	103
Figura 4.22 – Deslocamentos verticais viga V2 do 1º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS)	103
Figura 4.23 – Deslocamentos verticais viga V5 do 1º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS)	104

Figura 4.24 – Deslocamentos verticais viga V9 do 1º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS)	105
Figura 4.25 – Deslocamentos verticais viga V10 do 1º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS)	105
Figura 4.26 – Deslocamentos verticais viga V11 do 1º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS)	106
Figura 4.27 – Deslocamentos verticais viga V14 do 1º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS)	106
Figura 4.28 – Deslocamentos verticais viga V9 do 2º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS)	107
Figura 4.29 – Deslocamentos verticais viga V10 do 2º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS)	107
Figura 4.30 – Deslocamentos verticais viga V11 do 2º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS)	108
Figura 4.31 – Deslocamentos verticais viga V12 do 2º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS)	109
Figura 4.32 – Deslocamentos verticais viga V15 do 2º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS)	109
Figura 4.33 – Deslocamentos verticais viga V7 da cobertura, concreto protendido (CAD/TQS)	110
Figura 4.34 – Fissuração viga V7 do subsolo (CAD/TQS).....	121
Figura 4.35 – Fissuração viga V8 do subsolo (CAD/TQS).....	121
Figura 4.36 – Fissuração viga V9 do subsolo (CAD/TQS).....	122
Figura 4.37 – Fissuração viga V10 do subsolo (CAD/TQS).....	122
Figura 4.38 – Fissuração viga V2 do 1º pavimento (CAD/TQS)	123
Figura 4.39 – Fissuração viga V5 do 1º pavimento (CAD/TQS).....	124
Figura 4.40 – Fissuração viga V9 do 1º pavimento (CAD/TQS)	124
Figura 4.41 – Fissuração viga V10 do 1º pavimento (CAD/TQS)	125
Figura 4.42 – Fissuração viga V11 do 1º pavimento (CAD/TQS)	125
Figura 4.43 – Fissuração viga V14 do 1º pavimento (CAD/TQS)	126
Figura 4.44 – Fissuração viga V9 do 2º pavimento (CAD/TQS)	127
Figura 4.45 – Fissuração viga V10 do 2º pavimento (CAD/TQS)	127
Figura 4.46 – Fissuração viga V11 do 2º pavimento (CAD/TQS)	128
Figura 4.47 – Fissuração viga V12 do 2º pavimento (CAD/TQS)	128

Figura 4.48 – Fissuração viga V15 do 2º pavimento (CAD/TQS)	129
Figura 4.49 – Fissuração viga V15 da cobertura (CAD/TQS)	130

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.....	33
Tabela 2.2 – Classes de agressividade ambiental (CAA)	33
Tabela 2.3 – Comparação entre sistema com e sem aderência.....	40
Tabela 2.4 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	41
Tabela 2.5 – Cordoalhas de 3 a 7 fios.....	46
Tabela 2.6 – Cordoalhas: Dimensões e pesos dos rolos.....	46
Tabela 2.7 – Valores do coeficiente ϵ em função do tempo.....	49
Tabela 2.8 – Valores do coeficiente ϵ em função do tempo.....	55
Tabela 2.9 – Valores de K e μ	57
Tabela 2.10 – Valores de Ksh.....	58
Tabela 2.11 – Valores de Kre e J.....	59
Tabela 2.12 – Valores de G.....	59
Tabela 3.1– Limitações TQS versão universidade.....	66
Tabela 4.1 – Limites para deslocamentos.....	77
Tabela 4.2 – Resumo dos deslocamentos verticais (estrutura em concreto armado).....	88
Tabela 4.3 – Resumo de aço Viga V9 do subsolo, concreto armado.....	89
Tabela 4.4 – Resumo de aço Viga V10 do subsolo, concreto armado.....	89
Tabela 4.5 – Resumo de aço Viga V11 do subsolo, concreto armado.....	89
Tabela 4.6 – Resumo de aço Viga V12 do subsolo, concreto armado.....	90
Tabela 4.7 – Resumo de aço Viga V2 do 1º pavimento, concreto armado.....	90
Tabela 4.8 – Resumo de aço Viga V7 do 1º pavimento.....	91
Tabela 4.9 – Resumo de aço Viga V11 do 1º pavimento, concreto armado.....	91
Tabela 4.10 – Resumo de aço Viga V14 do 1º pavimento, concreto armado.....	92
Tabela 4.11 – Resumo de aço Viga V15 do 1º pavimento, concreto armado.....	92
Tabela 4.12 – Resumo de aço Viga V18 do 1º pavimento, concreto armado.....	92
Tabela 4.13 – Resumo de aço Viga V10 do 2º pavimento, concreto armado.....	93
Tabela 4.14 – Resumo de aço Viga V11 do 2º pavimento, concreto armado.....	93
Tabela 4.15 – Resumo de aço Viga V12 do 2º pavimento, concreto armado.....	94
Tabela 4.16 – Resumo de aço Viga V13 do 2º pavimento, concreto armado.....	94
Tabela 4.17 – Resumo de aço Viga V16 do 2º pavimento, concreto armado.....	94
Tabela 4.18 – Resumo de aço Viga V7 da cobertura, concreto armado.....	95

Tabela 4.19 – Resumo de aço de todas as vigas (estrutura em concreto armado).....	96
Tabela 4.20 – Comparativo dos deslocamentos verticais das vigas com e sem pilares centrais	97
Tabela 4.21 – Comparativo dos quantitativos de aço das vigas com e sem pilares centrais.....	98
Tabela 4.22 – Comparativo dos deslocamentos verticais das vigas em concreto armado e em concreto protendido.....	111
Tabela 4.23 – Resumo de aço Viga V7 do subsolo, concreto protendido.....	112
Tabela 4.24 – Resumo de aço Viga V8 do subsolo, concreto protendido.....	113
Tabela 4.25 – Resumo de aço Viga V8 do subsolo, concreto protendido.....	113
Tabela 4.26 – Resumo de aço Viga V10 do subsolo, concreto protendido.....	113
Tabela 4.27 – Resumo de aço Viga V2 do 1º pavimento, concreto protendido.....	114
Tabela 4.28 – Resumo de aço Viga V5 do 1º pavimento, concreto protendido.....	114
Tabela 4.29 – Resumo de aço Viga V9 do 1º pavimento, concreto protendido.....	115
Tabela 4.30 – Resumo de aço Viga V10 do 1º pavimento, concreto protendido.....	115
Tabela 4.31 – Resumo de aço Viga V11 do 1º pavimento, concreto protendido.....	115
Tabela 4.32 – Resumo de aço Viga V14 do 1º pavimento, concreto protendido.....	116
Tabela 4.33 – Resumo de aço Viga V9 do 2º pavimento, concreto protendido.....	116
Tabela 4.34 – Resumo de aço Viga V10 do 2º pavimento, concreto protendido.....	117
Tabela 4.35 – Resumo de aço Viga V11 do 2º pavimento, concreto protendido.....	117
Tabela 4.36 – Resumo de aço Viga V13 do 2º pavimento, concreto protendido.....	117
Tabela 4.37 – Resumo de aço Viga V16 do 2º pavimento, concreto protendido.....	118
Tabela 4.38 – Resumo de aço Viga V7 da cobertura, concreto protendido.....	118
Tabela 4.39 – Comparativo dos quantitativos de aço das vigas em concreto armado e em concreto protendido.....	119
Tabela 4.40 – Resumo orçamento: estrutura em concreto armado.....	131
Tabela 4.41 – Resumo orçamento: estrutura em concreto protendido.....	131

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 4.1 – Comparativo dos deslocamentos verticais: vigas em concreto armado.....	98
Gráfico 4.2 – Comparativo dos consumos de aço: vigas em concreto armado.....	99
Gráfico 4.3 – Comparativo dos deslocamentos verticais: vigas em concreto armado e vigas protendidas.....	111
Gráfico 4.4 – Comparativo dos consumos de aço: vigas em concreto armado e vigas protendidas.....	118

1 – INTRODUÇÃO

O uso de estruturas em concreto protendido no Brasil teve início em 1948 com a construção da ponte do Galeão no Rio de Janeiro – figura 1.1 – e foi considerada, na época, a maior ponte do mundo com 380m de comprimento (VERÍSSIMO E CÉSAR JUNIOR, 1998). Posteriormente, entre as décadas de 1953 a 1973, grandes obras de relevância do cenário nacional foram construídas utilizando protensão aderente, como por exemplo, o Museu das Artes de São Paulo (ALMEIDA FILHO, 2002).



Figura 1.1 - Primeira Ponte do Galeão-Rio de Janeiro 1948 (MONDORF, 2006 apud PINHO; REGIS; ARAÚJO, 2011).

Apenas em 1997 foi introduzida no mercado da construção civil brasileira a protensão não aderente ou protensão com monocordoalhas engraxadas pelo engenheiro civil Joaquim Caracas na cidade de Fortaleza no estado do Ceará (CUNHA, 2014). Sendo assim, pode-se dizer que a protensão não aderente no Brasil é considerada recente.

Atualmente, o maior emprego do concreto protendido se encontra na região do nordeste e sudeste, enquanto na região norte, especificamente no estado do Amapá, a

sua utilização ainda está iniciando já que o mesmo foi implantado na década de 2010 com a construção da ponte sobre o rio Matapi, localizado no município de Santana, utilizando o sistema de protensão com aderência posterior e, no município de Macapá, foi empregado nesse mesmo período o sistema de protensão não aderente por meio de uma empresa de Belém-PA a qual prestou o serviço de execução desse sistema na reforma do Shopping Macapá.

Mesmo após a introdução do sistema de protensão em cordoalhas engraxadas na cidade de Macapá não houve grande disseminação sobre sua utilização e seu emprego permanece não sendo frequente em virtude de vários motivos e pode-se citar a carência de mão de obra especializada em execução da protensão e engenheiros calculistas com vivência nessa área da engenharia estrutural e ao pensamento de que o seu uso eleva o custo final da obra, o que é um conceito, muita das vezes, falho e bem superficial, visto que se usado de forma coerente e justificável, gera economia no valor da estrutura, possibilita maior durabilidade da estrutura pelo fato de haver o controle de fissuração (ALMEIDA FILHO, 2002).

Segundo Hanai (2005) pode-se definir protensão como artifício de se introduzir numa estrutura tensões permanentes com a finalidade de melhorar seu comportamento sob diversas condições de carregamento. Dessa maneira, elementos estruturais protendidos, por exemplo, vigas e lajes, conseguem atingir maiores vãos comparados às peças em concreto armado vãos com menores quantidades de pilares, proporcionando mais espaços livres, algo muito procurado em locais onde há necessidade de vãos livres para a acomodação e tráfego de pessoas como: salões de festas, auditórios, bares, shopping Center, teatros e igrejas. Da mesma forma, os edifícios residenciais carecem de maior área livre de utilização do lote e maior espaço para as vagas de estacionamento de veículos. Essa característica da protensão é apreciada pelos arquitetos por terem maior liberdade arquitetônica em projetar espaços mais amplos (SOUZA E MACÊDO, 2016).

1.1– Justificativa

O trabalho justifica-se por difundir o uso do concreto protendido como artifício estrutural na cidade de Macapá-AP a qual está passando por processo de verticalização. Nesse contexto, pode-se destacar o aumento da utilização da protensão em edifícios residenciais de médio e alto padrão e comerciais com cordoalhas engraxadas no setor da construção e a cidade vem acompanhando esse desenvolvimento. Porém, ainda não há uma popularização consolidada desse sistema construtivo, fato esse atrelado a diversos motivos e dentre eles tem-se a baixa oferta de engenheiros calculistas, construtores e executores de protensão. Sendo assim, é necessário trazer ao mercado local estudos contendo a utilização da protensão para disseminar o conhecimento e servir como material de apoio a outros profissionais.

1.2– Objetivos

1.2.1 – Objetivo Geral

Demonstrar os benefícios estruturais, arquitetônicos e econômicos do uso da protensão com cordoalhas engraxadas em vigas, tendo por finalidade difundir o uso do concreto protendido como artifício estrutural para novas edificações que estão sendo construídas na cidade de Macapá – AP, a qual passa por um processo de verticalização e o surgimento dos enclaves fortificados com edificações residenciais de alto padrão. Dessa forma agregando valor e desenvolvendo a engenharia civil no estado com a popularização de novas tecnologias no setor da construção.

1.2.2 – Objetivos específicos

- Modelagem estrutural computacional de um edifício comercial de pequeno porte com a utilização do software CAD/TQS;
- Detalhamento das armações das vigas em concreto armado e em concreto protendido com cordoalhas engraxadas;
- Análise dos deslocamentos verticais das vigas em concreto armado e protendido;
- Comparar as taxas de armadura das vigas em concreto armado e concreto protendido;
- Elaborar e comparar orçamento da execução da estrutura com e sem a protensão.

1.3 – Metodologia do Trabalho

Este trabalho é composto por 5 capítulos e estes são divididos da seguinte forma: no capítulo 1 é apresentada a introdução, justificativa do trabalho, objetivos gerais e específicos. No capítulo 2 aborda a fundamentação teórica sobre protensão – conceitos, tipos, perdas, materiais etc - o qual é o embasamento teórico necessário para o desenvolvimento da pesquisa. No capítulo 3 é exibido o programa experimental que contém a apresentação do objeto de estudo, parâmetros adotados para a modelagem estrutural em concreto armado e concreto protendido com auxílio do CAD/TQS e exposição do modelo estrutural, bem como suas plantas de fôrma; no capítulo 4 – análise dos resultados – é realizada a análise e comparação dos deslocamentos verticais, quantitativos de armaduras e exposto o orçamento básico de ambas as modelagens. Por fim, no capítulo 5 – considerações finais – são apresentados comentários a respeito dos resultados obtidos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1– Breve Histórico do Concreto Protendido

As primeiras experiências ocorreram no final do século 19 com Jackson na tentativa de reforçar pisos de concreto por meio de tensores. Já em 1907, o alemão M. Koenen tenta utilizar a protensão para resolver problemas de fissuração no concreto em obras ferroviárias, esse experimento foi feito através do tensionamento de barras de aço colocadas no interior de uma viga de concreto. No entanto, esse feito foi fracassado pelo fato de que a força de protensão foi muito pequena para compensar as deformações devido à retração e fluência do concreto, desconhecidas naquele tempo (CARNEIRO,2015).

Foi somente em 1928 após as pesquisas feitas por Eugene Freyssinet sobre perdas de protensão produzidas pela retração e deformação lenta do concreto é que foi possível entender que seria necessário o uso de aço de grande capacidade de deformação, pois, mesmo se perdesse parte do estiramento, ainda haveria tensões de compressão necessárias no concreto. Já em 1940, Freyssinet inventa os dispositivos de ancoragem e os equipamentos de protensão (CARVALHO, 2012,p.14; CARNEIRO,2015).

Em 1949, no Brasil, foi realizado a primeira obra em concreto protendido, a Ponte do Galeão, utilizando protensão não-aderente, sendo na época a maior ponte com o sistema de protensão do mundo com 380m de comprimento. Essa construção foi uma das primeiras realizações da patente de Freyssinet no mundo e teve todos os materiais importados da França – aço, ancoragens, equipamentos e projeto. Em 1952 a Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira iniciou a fabricação do aço de protensão e com isso, foi possível se obter no país aço de protensão nacional (ALMEIDA FILHO, 2002; VERÍSSIMO E CÉSAR JUNIOR, 1998).

Em 1950, em Paris, ocorreu a primeira conferência de concreto protendido. Na mesma década nos Estados Unidos, quando o processo ‘LiftSlab’,o método que consiste em fundir diversas lajes umas sobre as outras as quais são içadas e ancoradas nos pilares posteriormente, foi introduzido no mercado o desenvolvimento do concreto protendido em edifícios teve seu impulso (SOUZA E MACÊDO, 2016).

Na década de 60, as lajes protendidas com o uso de cordoalhas engraxadas alcançaram grande desenvolvimento, principalmente nos Estados Unidos, devido às

contribuições de F. Leonhard, Alemanha, V. Mikhailov, Rússia e T.Y. Lin, E.U.A, estes difundiram o método do balanceamento de cargas, esse método defende a ideia de que a força de protensão atuante na peça é tomada como um carregamento, sendo este no sentido da curvatura do cabo. Assim, então, realizaram melhoras no cálculo das peças, na evolução de materiais para utilização da protensão; melhoria e simplificações nos processos de protensão e sistemas de fôrmas e o reconhecimento das vantagens econômicas que o sistema oferece (SILVA, 1998 apud MELLO, 2005).

Vale ressaltar a utilização do concreto protendido no Brasil com a grande colaboração de José E. Rufloff Manns e do Eng. José Carlos de Figueiredo Ferraz que entre 1953-1973 se destacaram na realização das obras: o Museu de Arte de São Paulo, a Ponte da Cidade Universitária e o Viaduto da Beneficência (ALMEIDA FILHO, 2002).

Almeida Filho (2002) comenta que com o desenvolvimento computacional, foi permitido associar à aplicação de métodos numéricos a informática, promovendo uma análise da estrutura e dimensionamentos mais precisos.

As monocordoalhas engraxadas só foram introduzidas ao Brasil em 1997, com cerca de 30 anos de atraso em relação a outros países, inicialmente na cidade de Fortaleza no estado do Ceará. Atualmente, na região nordeste é onde está concentrada a maior utilização desse sistema. (SOUZA E MACÊDO, 2016; CUNHA, 2014).

2.2– Conceitos de Protensão no Concreto

Hanai (2005) define como o artifício de se introduzir um estado prévio de tensões de caráter permanentes na estrutura com o objetivo de melhorar seu comportamento quando sujeita a ação das cargas externas.

Enquanto, o subitem 3.1.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014) define elementos de concreto protendido como:

Aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão, com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura, bem como propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado-limite último (ELU).

A protensão é aplicada na seção da peça de concreto armado através de do alongamento de aços com resistências superiores aos aços convencionais usados na construção civil – denominado de armadura ativa. Criando tensões prévias de

compressão que irão anular parcialmente ou totalmente as tensões de tração geradas pelo carregamento e as fissurações nas peças, como indica a figura 2.1. Dessa maneira, os elementos em concreto protendido possuem maior capacidade de resistir às deformações no estado limite de serviço. No caso das vigas, é a redução das flechas obtida através da contra-flecha gerada pela excentricidade da força de protensão que as leva a vencer grandes vãos (CARNEIRO, 2015).

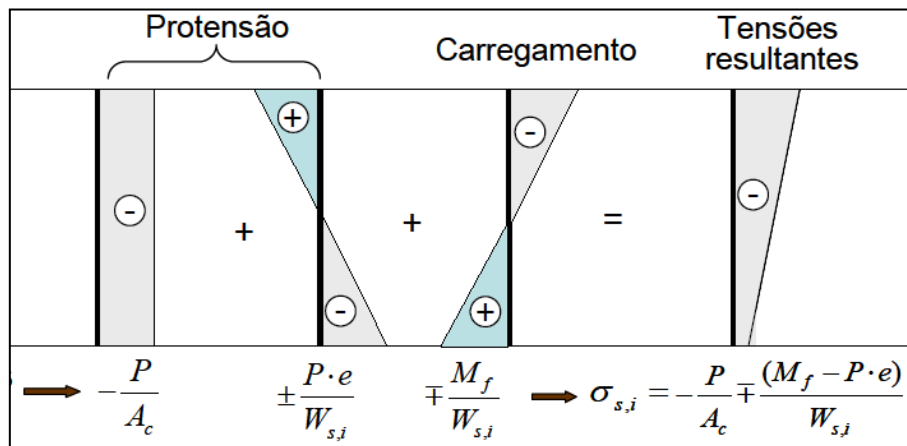


Figura 2.1 - Superposição das tensões devidas à força de protensão P e ao momento fletor do carregamento atuante (CARNEIRO, 2015).

A figura 2.1 demonstra o resultado da superposição das tensões proveniente do carregamento e da protensão. Observa-se que a força de protensão é composta por uma parcela de tensão normal, causando compressão uniforme e outra parcela de tensão de flexão, através do momento gerado pela excentricidade do cabo. A compressão no bordo inferior combate a tração gerada pelo carregamento, enquanto a tração no bordo superior evita o aparecimento de tensões excessivas de compressão (CARNEIRO, 2015).

O subitem 3.1.6 da NBR 6118 (ABNT, 2014) define armadura ativa como “Armadura constituída por barras, fios isolados ou cordoalhas, destinada à produção de forças de protensão, isto é, na qual se aplica um pré-alongamento inicial”.

Castro (2011); Gomes Junior (2009) Descrevem que as estruturas em concreto protendido apresentam vantagens e desvantagens em relação ao concreto armado. Pode-se citar como vantagens:

- Elimina a incidência de fissuras, reduzindo a possibilidade da corrosão na armadura passiva;
- Melhor arquitetura com seções mais esbeltas, pois vence grandes vãos;

- Gera economia - reduz o consumo de concreto, aço e fôrma;
- Caso a estrutura seja solicitada de forma não projetada temporariamente e aconteça alguma fissuração, ela se torna capaz de se recompor após o término da ação.

Já as desvantagens:

- Carência de mão de obra especializada;
- O seu uso precisa ser justificável, caso contrário, pode ser inviável financeiramente;
- Carência de profissionais da área de projetos e cálculo estrutural devido possivelmente a falta de uma maior divulgação deste procedimento.

Scavissin (2012) descreve as três categorias de aço de protensão utilizadas:

- Fios, com diâmetro, em geral, de 3mm a 8mm, fornecidos em rolos. Estes são fios trefilados de aço carbono;
- Cordoalhas que são formadas por vários fios (em geral, 3 ou 7) ou cabos de maneira helicoidal;
- Barras de aço de alta resistência, com diâmetro superior a 12mm;

2.2.1 – A Excentricidade e Traçado da Armadura Ativa

A excentricidade na peça é a distância entre o centro de gravidade (CG) do elemento até o local da armadura ativa e tem como objetivo gerar momento fletor oposto ao carregamento solicitado, ou seja, responsável por anular parcialmente ou totalmente os esforços de tração. Portanto, o posicionamento correto da armadura ativa é de extrema importância para que cumpra sua finalidade (CARNEIRO, 2015)

Para exemplificar o efeito da excentricidade, considera-se uma viga bi-apoiada submetida às forças de protensão diretamente sobre seu centro de gravidade, tem-se somente tensões de compressão – conforme a figura 2.2.

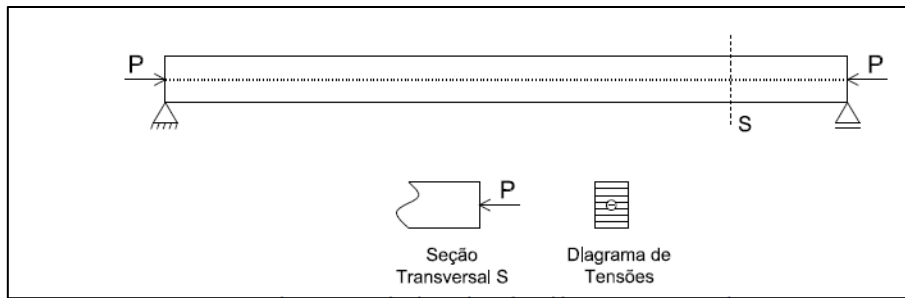


Figura 2.2 - Viga isotática submetida à protensão centrada (GOMES JUNIOR, 2009)

Admitindo a mesma viga, porém, com força de protensão a certa distância do centro de gravidade, ou seja, excêntrica. Observa-se que a partir do momento em que o cabo se distancia do CG, as distribuições das tensões se alteram, ilustra a figura 2.3 (GOMES JUNIOR, 2009).

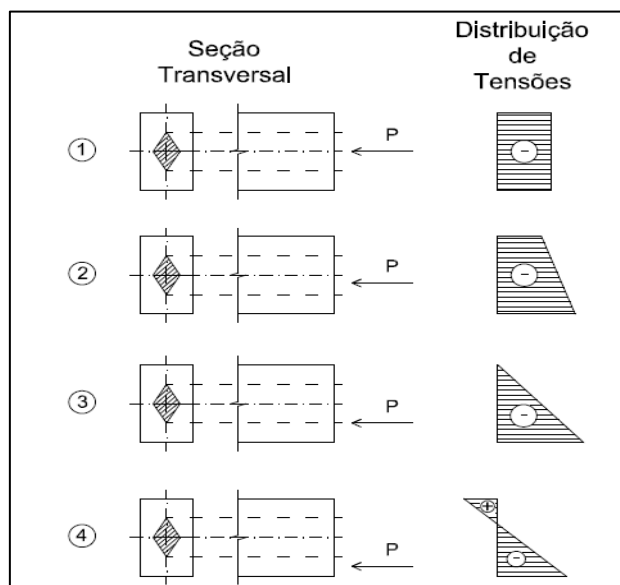


Figura 2.3 - Viga isotática submetida à protensão excêntrica (GOMES JUNIOR, 2009)

Supondo, agora, uma viga com cabo reto excêntrica sujeita a um carregamento uniforme ilustrada na figura 2.4.

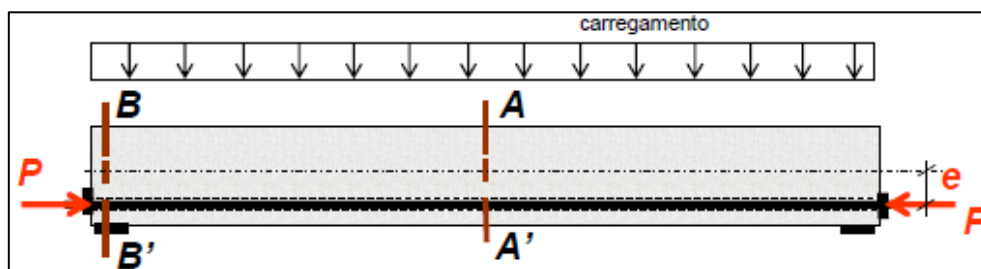


Figura 2.4 - Viga protendida por cabo reto excêntrico (CARNEIRO, 2015).

Ao analisar as tensões nos apoios, sabe-se que o momento fletor é zero, logo, a peça fica submetida somente ao efeito da protensão, ocasionando compressão excessiva no bordo inferior e tração no bordo superior, demonstra a figura 2.5 (CARNEIRO, 2015).

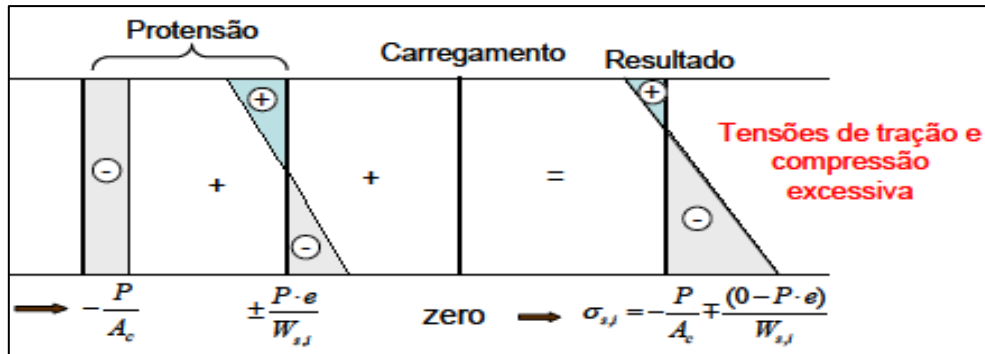


Figura 2.5 - Tensões resultantes da protensão e carregamento no apoio (CARNEIRO, 2015).

A solução para reduzir esse desequilíbrio nos apoios está na variação da excentricidade do cabo de acordo com o diagrama de momento fletor, assim minimizando o efeito da flexão da força de protensão nos locais onde o momento provocado pelo carregamento é nulo. Logo, em vigas, para um carregamento uniforme, a armadura ativa deve ter traçado parabólico. É importante destacar que esse tipo de traçado tem influência sobre as perdas de protensão e controle de fissuração. A figura 2.6 ilustra o traçado parabólico em uma viga bi-apoiada e a figura 2.7 ilustra o traçado em uma viga contínua (CARNEIRO, 2015).

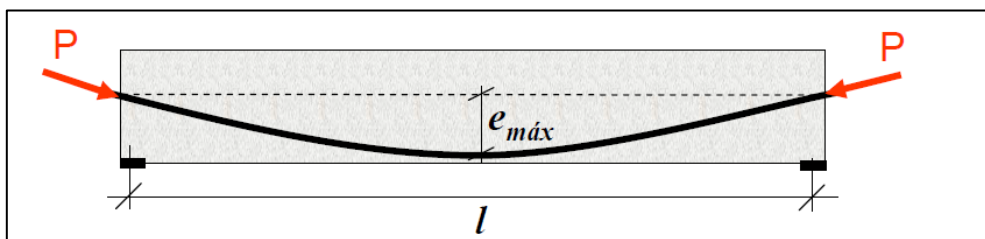


Figura 2.6 - Viga com cabo parabólico. A excentricidade acompanha a variação do momento fletor (CARNEIRO, 2015).

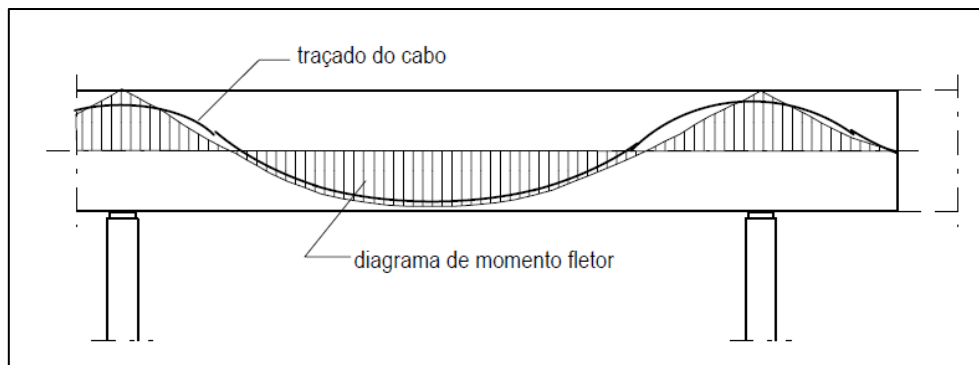


Figura 2.7 - Diagrama de momentos fletores para viga contínua e traçado do cabo(GOMES JUNIOR, 2009).

2.3– Perdas de protensão

A força de protensão deve garantir o estado de tensões permanente na estrutura através do alongamento da armadura ativa, durante esse processo - aplicação da tensão pelo macaco hidráulico, liberação dos cabos, entre outros fatores - ocorre a redução da intensidade dessa força, denominada perdas de protensão. Elas podem ser classificadas em perdas imediatas – ocorridas no ato da protensão – e perdas progressivas – ao longo do tempo (GOMES JUNIOR, 2009; SCAVASSIN, 2012).

2.3.1 – Perdas imediatas

Para armaduras ativas de pós-tração o item 9.6.3.3.2 da NBR 6118:2014 descreve que os tipos de perdas imediatas são:

- Perda por atrito entre armadura e bainha;
- Perda por deslizamento da armadura e acomodação das cunhas aos dispositivos de ancoragem;
- Perda por encurtamento imediato do concreto devido às protensões sucessivas dos cabos.

2.3.1.1 – Perdas por Atrito

Almeida Filho (2002) comenta que a força de protensão não fica constante durante toda a extensão do seu comprimento, pelo fato de existir atrito entre a superfície da bainha e a superfície do cabo. Nas armaduras ativas em formato parabólico ocorrem elevadas pressões de contato entre as curvas, causando atrito – demonstra a figura 2.8.

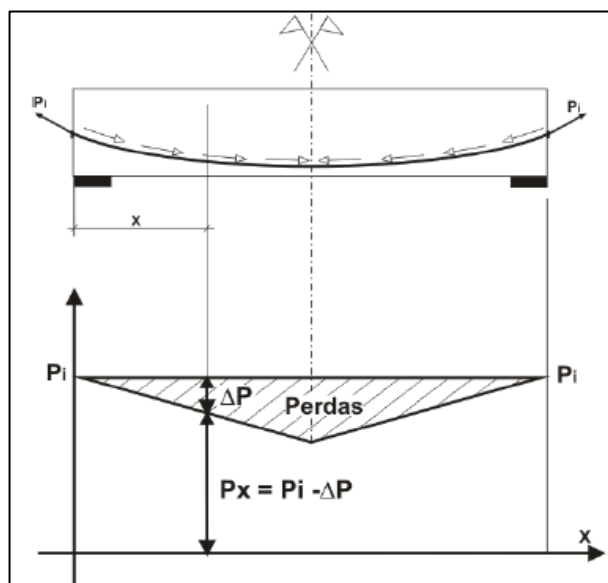


Figura 2.8 - Força no cabo com perdas por atrito (CARNEIRO, 2015).

2.3.1.2 – Perdas por Deslizamento da Armadura e Acomodação das Cunhas.

No sistema de pós-tração a armadura ativa é tensionada e o macaco hidráulico é liberado, a força de protensão é transferida para as ancoragens, nesse momento, essas ancoragens, ao receber esse esforço, sofrem deformações e acarretam no retorno da armadura e, conseqüentemente, uma redução no alongamento em razão da acomodação das cunhas. Além disso, ocorre um pequeno deslizamento dos cabos nas cunhas e ambos geram perda no alongamento do cabo (CARNEIRO,2015; SOUZA E MACÊDO, 2016).

Segundo Souza e Macêdo (2016) As perdas mudam de acordo com o sistema de ancoragem, quanto mais eficiente, menor será a perda. Além do mais, o item 9.6.3.3.2.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) cita: “As perdas devem ser determinadas

experimentalmente ou adotados os valores indicados pelos fabricantes dos dispositivos de ancoragem”.

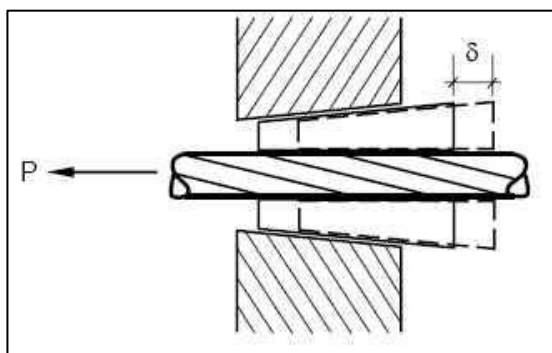


Figura 2.9 - Acomodação no sistema de ancoragem de um cabo de protensão (CARNEIRO, 2015).

2.3.1.3 – Perdas por Encurtamento Imediato do Concreto.

O subitem 9.6.3.3.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014); Cunha (2014) descrevem que em sistemas de pós-tração, a tensão de compressão gerada pelos n cabos provoca uma deformação – encurtamento – imediata no concreto, ocasionando o afrouxamento nos cabos protendidos e, conseqüentemente, perdas de força nos cabos já ancorados.

“Nas ancoragens mortas ou passivas não há perdas de protensão a não ser que haja falhas na execução” (CARNEIRO, 2015).

2.3.2 – Perdas Progressivas

São perdas ocasionadas pelo encurtamento do concreto ao longo do tempo, ocorrem devido ao fato de que a armadura ativa está aderida ao concreto, se ele sofre diminuição, a armadura acompanha o movimento e reduz seu estiramento, ocasionando perdas progressivas na força de protensão. As causas que geram essas perdas são: retração e fluência do concreto e relaxação do aço de protensão (SCAVISSIN, 2012).

A retração é definida como o encurtamento do concreto devido à variação de volume sofrida após a perda de água no processo de cura, porém, para determinar a perda, esse fenômeno só é considerado a partir da atuação da força de protensão (CARVALHO, 2012, P.154).

“As variáveis que definem a perda devida a retração são o tempo, a temperatura, a umidade relativa do ar, a quantidade de água medida pelo ensaio de abatimento do concreto (slump), área da seção e o perímetro em contato com o ar” (SCAVISSIN, 2012).

Fluência é o aumento da deformação elásticas e plásticas do concreto ao longo do tempo sobre ações de cargas permanentes, logo, cargas acidentais não geram fluência. Ocorre em virtude das tensões capilares do concreto e aos demais fatores presente no efeito da retração (SCAVISSIN, 2012).

A relaxação é um processo provocado pelo alongamento constante e sob tensão inicial elevada, maior que 60% da resistência característica (f_{ptk}) do aço de protensão, o qual provoca um alívio de tensões ao longo do tempo. Para tensões inferiores a 50% da resistência característica considera-se que não há perdas por relaxação (CARNEIRO, 2015).

2.4- Tipos de Protensão

Mello (2005) descreve que os tipos de protensão são classificados quanto ao nível de protensão ou intensidade, que vai depender do ambiente ao qual será projetado e quanto ao sistema de aderência, aderente ou não.

2.4.1 – Níveis de Protensão

O subitem 9.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) define que os níveis de protensão estão ligados, diretamente, com a força de protensão exercida. Eles são: protensão parcial, protensão limitada, protensão completa. O tipo a ser escolhido no projeto refere-se aos estados limites de utilização referentes à fissuração e classe de agressividade ambiental. Conforme as tabelas 2.1 e 2.2.

Tabela 2.1- Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1).
 NOTAS
 1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.
 2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.
 3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014, TABELA 13.4).

Tabela 2.2- Classes de agressividade ambiental (CAA).

Tabela 6.1 – Classes de agressividade ambiental (CAA)			
Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).
^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.
^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014, TABELA 6.1)

A protensão parcial permite que as tensões de tração nas estruturas de concreto atinjam valores elevados, ocasionando fissuração, porém, as aberturas possuem valores máximos admitidos - tabela 2.1 (GOMES JUNIOR, 2009)

A protensão limitada é utilizada em elementos estruturais que ficam sujeitas às tensões de protensão menores do que seriam com a protensão completa, possuem vantagem por requisitar menor taxa de armadura ativa, reduzindo o custo. No caso das

vigas, elas são dimensionadas para tensões de trações moderadas com probabilidade muito pequena de causar fissuração. Caso haja alguma sobrecarga de curta duração e ocorram aberturas na peça, as fissuras se fecham após o encerramento do carregamento devido à tensão constante da protensão (VERÍSSIMO E CÉSAR JUNIOR, 1998).

A protensão completa proporciona melhores condições de proteção das armaduras contra corrosão, por esse motivo é indicada em construções em meios agressivos, além disso, limita as tensões no aço a valores moderados. Não há limitações técnica para a escolha desse nível de protensão (VERÍSSIMO E CÉSAR JUNIOR, 1998).

2.4.1.1 – Estados Limites de Serviço

O subitem 3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) define os tipos de estados limites de serviço exigido nas verificações.

No subitem 3.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014) é descrito o Estado limite de descompressão (ELS-D) como “estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção”, como exemplifica a figura 2.10.

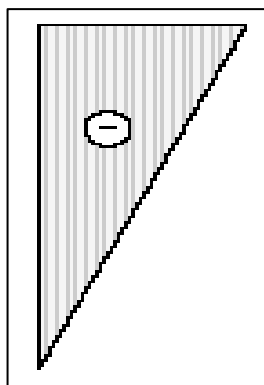


Figura 2.10 - Tensões na seção transversal (CARNEIRO, 2015).

No Subitem 3.2.6 da NBR 6118 (ABNT, 2014) é descrito o **Estado limite de descompressão parcial (ELS-DP)** como “estado no qual garante-se a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas. Essa região deve se estender até uma distância *ap* da face mais próxima da cordoalha ou da bainha de protensão”, assim é demonstrado na figura 2.11.

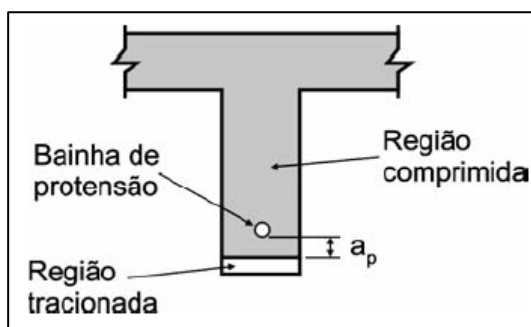


Figura 2.11 - Estado limite de descompressão parcial ABNT (NBR 6118:2014, P.23, 3.2.6).

Carneiro (2015) descreve **Estado limite de formação de fissuras (ELS-F)** como “quando se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este limite é atingido quando a tensão de tração for igual a $1,2 f_{tk,inf}$ (seção T ou duplo T) ou $1,5 f_{tk,inf}$ (seção retangular), sendo $f_{tk,inf} = 0,21 f_{ck}^{2/3}$ ”. Assim é demonstrado na figura 2.12.

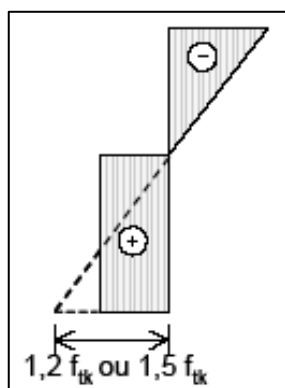


Figura 2.12 - Estado limite de formação de fissuras (CARNEIRO, 2015)

Subitem 3.2.3 da NBR 6118:2014 descreve o **Estado limite de abertura de fissuração (ELS-W)** como o estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados na tabela 2.1.

2.4.1.2 – Combinações de Serviço

Segundo o item 11.8.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) um carregamento é definido pelas combinações de ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre a estrutura durante um determinado período, elas devem ser realizada de forma a determinar os efeitos mais desfavoráveis. No subitem 11.8.3.1, as combinações de serviços são classificadas de acordo com a sua permanência na estrutura, como mostrado a seguir:

- **Combinações quase permanentes:** “podem atuar durante grande parte do período de vida estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas”;
- **Combinações frequentes:** “repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas”;
- **Combinações raras:** “ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras”.

2.4.2 – Sistema de Aderência

Há três tipos de sistemas de aderência: a protensão com aderência inicial ou posterior (cabos envoltos por bainhas metálicas) e protensão não aderente com armadura ativa pós-tracionada (cabos envoltos por bainhas de plástico engraxadas).

2.4.2.1 – Protensão com Aderência Inicial

O subitem 3.1.7 da NBR 6118 (ABNT, 2014) define como: concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto, sendo a ligação da armadura de protensão com os referidos apoios desfeita após o endurecimento do concreto; a ancoragem no concreto realiza-se somente por aderência.

Esse sistema é largamente utilizado na produção de pré-moldados em pista de protensão conforme ilustra as figuras 2.13 e 2.14. Nessas pistas de protensão, fios ou cordoalhas de aço especial são previamente estirados com auxílio de macacos hidráulicos que se apoiam em blocos (ancoragens) de cabeceira; só então as peças são concretadas, e após o suficiente ganho de resistência do concreto, os fios ou cordoalhas são liberados (HANAI, 2005, P.8).

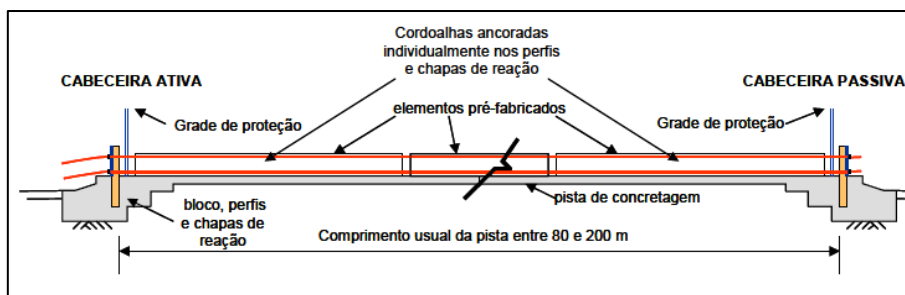


Figura 2.13 - Esquema de uma pista de protensão típica (HANAI, 2005, P.8).



Figura 2.14 - Pista de protensão para fabricação de laje alveolar (BASTOS, 2018).

2.4.2.2 – Protensão com Aderência Posterior

O subitem 3.1.8 da NBR 6118 (ABNT, 2014) define como:

Concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, criando posteriormente aderência com o concreto, de modo permanente, através da injeção das bainhas.

Nesse sistema, a armadura ativa é alongada posteriormente à concretagem, não necessitando de pista de protensão. Na montagem das fôrmas são instaladas as bainhas (tubo metálico flexível) – como indicado na figura 2.15 - nelas são introduzidos os cabos de aço de protensão. Após o endurecimento do concreto e atingido a resistência necessária a armadura ativa é tracionada e a aderência se dá através da injeção de nata de cimento. É comumente utilizado em vigas pré-moldadas in loco de superestrutura de pontes, como mostrado na figura 2.16 (CARVALHO 2012, P.).



Figura 2.15 - Bainha metálica (BASTOS, 2018)



Figura 2.16 - Lançamento das vigas protendidas de 30metros
(www.Dimensionalengenharia.com)

2.4.2.3 – Protensão não Aderente com Armadura Ativa Pós-Tracionada

O subitem 3.1.9 da NBR 6118 (ABNT, 2014) define como:

“Concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, mas não sendo criada aderência com o concreto, ficando a armadura ligada ao concreto apenas em pontos localizados”.

Tem-se empregado a armadura na forma de cordoalha revestida com uma camada de graxa e uma capa plástica (PEAD) – que faz o papel da bainha - de alta densidade, impermeável à água, extremamente resistente e durável, extrudada diretamente sobre a cordoalha já engraxada, permitindo a livre movimentação da mesma (EMERICK, 2002). A figura 2.17 mostra os detalhes da cordoalha engraxada.

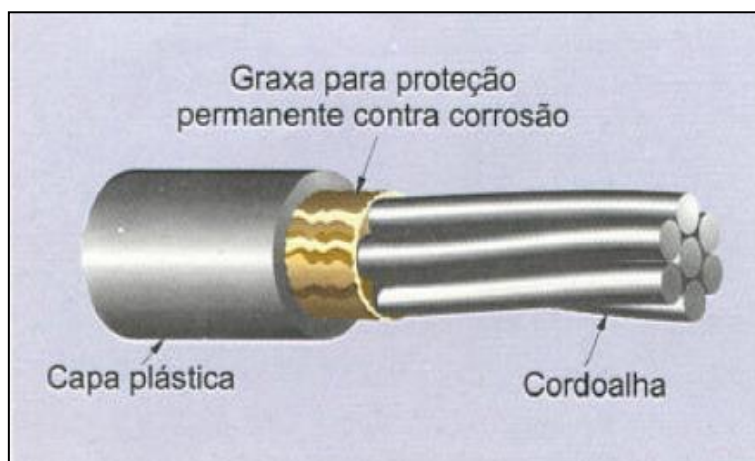


Figura 2.17 - Cordoalha engraxada e plastificada (CASTRO, 2011).

Almeida Filho (2002) descreve que a graxa permite ao cabo deslizar sem problemas, reduzindo as perdas por atrito no ato do alongamento e funciona como proteção permanente do aço contra corrosão.

O uso de cordoalha engraxada é largamente utilizado em estruturas que não necessitam de um grau de protensão elevado como: edifícios comerciais e residenciais. O processo executivo consiste em colocar os cabos diretamente sobre as lajes ou vigas e concretar posteriormente, tornando-o simples. O enfoque desse trabalho será nesse tipo de sistema de protensão.

Por permitir a colocação de cabos de forma mais rápida, necessitar de menos quantidade de mão de obra e facilidade no manuseio do macaco hidráulico por ser mais leve, torna o sistema não aderente vantajoso em relação ao aderente em edifícios (VERÍSSIMO E CÉSAR JUNIOR, 1998). Na tabela 2.3 é mostrada a comparação básica entre os dois tipos de sistema de protensão com e sem aderência.

Tabela 2.3 - Comparação entre os sistemas com e sem aderência.

SISTEMA ADERENTE	SISTEMA NÃO ADERENTE
Usa bainha metálica para até quatro cordoalhas por bainha, em trechos de 6m com luvas de emenda e vedação.	Sem bainha. As cordoalhas vêm de fábrica com graxa e bainha plástica contínua.
O manuseio (enrolar e desenrola) é feito com quatro cordoalhas ao mesmo tempo (aproximadamente 3,2kg/m).	O manuseio é feito com uma cordoalha por vez (carca de 0,89kg/m).
Concretagem cuidadosa para evitar danos à bainha metálica (abertura da costura helicoidal).	Concretagem sem maiores cuidados, pois a bainha plástica de PEAD é resistente aos trabalhos de obra.
Usa macaco de furo central que precisa ser enfiado pela ponta da cordoalha (aproximadamente 50cm da face do concreto).	Usa macaco de dois cilindros que se apóia na cordoalha junto à face do concreto
A protensão é feita em quatro níveis de pressão hidráulica, seguidas das respectivas leituras de alongamento, correção da tabela e medida da perda por acomodação da ancoragem.	A protensão é feita em uma só elevação de pressão, pois não há retificação da cordoalha (bainha justa).
Exigem lavagem das cordoalhas por dentro para a diluição de eventual pasta de cimento que poderia ter entrado e prendido as cordoalhas	Lavagem desnecessária
A água deve ser retirada por ar comprimido antes da injeção, para não haver diluição da pasta.	Medida desnecessária
Usa cimento em sacos para preparo da pasta de injeção feito com misturador elétrico. A injeção é feita por bomba elétrica.	Medida desnecessária

Fonte: Adaptado de (EMERICK, 2002).

2.5– Materiais Utilizados no Sistema não Aderente

2.5.1 – Concreto

Comumente, se utiliza concreto com resistência superior em peças protendidas quando comparada as peças de concreto armado. Para isso, é preciso que haja um controle tecnológico rigoroso na produção do concreto como, na seleção do tipo de

cimento, dependendo da resistência a ser atingida, pode ser adotado, além do cimento portland comum (CP-II), cimentos especiais, tendo como exemplos o cimento de alta resistência inicial (ARI) e cimento com maior quantidade de adição mineral de pozolana (CP-IV) ou de escória de alto forno (CP-III) (CARNEIRO, 2015; HANAI, 2005, p.22).

Além disso, utilizar agregados devidamente escolhidos quanto à origem mineralógica e granulometria e empregar proporções – traço - corretas entre cimento, água, agregados e aditivos a fim de garantir a boa compactação, baixa permeabilidade, no elemento de concreto para se evitar a corrosão na armadura e garantir sua integridade e que possa ser atingida a resistência desejada (CARNEIRO, 2015; HANAI, 2005, p.22).

A NBR 6118:2014 recomenda a relação entre a classe de agressividade ambiental e o tipo de concreto, essa correspondência indica a relação água/ cimento em massa e a classe de concreto, indicado na tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014, TABELA 7.1)

Há diversas razões para empregar o uso de concretos com resistências elevadas, pode-se cita (CARNEIRO, 2015; HANAI, 2005, p.21):

- A força de protensão ocasiona tensões de compressão, geralmente, superiores às obtidas em situação de serviço;
- A utilização de concreto e aço de alta resistência contribui para a redução das flechas, assim, empregando seções mais esbeltas e redução do peso próprio da estrutura;
- Pelo fato do módulo de elasticidade está relacionado proporcionalmente à resistência do concreto, os concretos com alta resistência possuem módulo

de elasticidade elevado, proporcionando a redução das deformações imediatas e das que ocorrem ao longo do tempo devido à retração e fluência, conseqüentemente, causando menores perdas de protensão;

- Execução da protensão em período mais curto, proporcionando rápida desforma e melhorando o reaproveitamento da mesma.

2.5.2 – Ancoragem

Como nesse sistema não há aderência entre o aço e o concreto, a forma de haver interação entre o elemento estrutural e a protensão se dá pela fixação dos cabos nas extremidades através das ancoragens por meio de cunhas. Existem as ancoragens ativas, por onde aplica-se a protensão e as ancoragens passivas ou mortas, destinadas apenas a fixar o cabo, dependendo da consideração de ordem técnica ou econômico pode-se protender em apenas uma extremidade, ambas podem ser visualizadas nas figuras 2.18 e 2.19, respectivamente. (GOMES JUNIOR, 2009).



Figura 2.18 – Ancoragem ativa de cordoalha engraxada (BASTOS, 2018).



Figura 2.19 - Ancoragem passiva de cordoalha engraxada (BASTOS, 2018).

Veríssimo e César Junior (1998) descreve que esse sistema de ancoragem pode ser classificado em ancoragem com cunhas cravadas e ancoragem com cunhas deslizantes, sendo este o empregado no desenvolvimento do trabalho o qual é ilustrado nas figuras 2.20 e 2.21.



Figura 2.20 - Ancoragem por cunhas deslizantes (BASTOS, 2018).

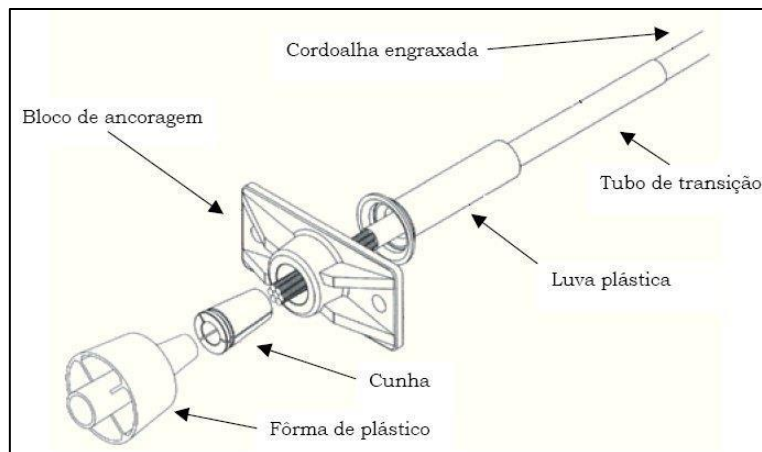


Figura 2.21 - Elementos do dispositivo de ancoragem (BASTOS, 2018).

Nesse tipo, a armadura de protensão tensionada se movimentará entre as cunhas as quais ainda estão soltas e que deverão ser colocadas manualmente ou com auxílio de um martelo, antes da liberação dos cabos a fim de garantir o surgimento de uma compressão axial. Quando liberados, tendem a puxar a cunha para dentro do cone fêmea por meio de forças de atrito da compressão axial, esse deslizamento da cunha é chamado de encunhamento, durante esse processo o cabo sofre um deslocamento causando perda na força de protensão. As cunhas, geralmente, possuem dentes ou ranhuras cuja função é impedir que o cabo deslize (VERÍSSIMO E CÉSAR JUNIOR, 1998).

Almeida Filho (2002) comenta que a ancoragem deve resistir pelo menos 95% da resistência última da cordoalha, garantindo a condição de segurança.

2.5.3 – Aço de Protensão

O aço empregado no concreto protendido é caracterizado pela elevada resistência – podendo ser até 3x mais resistente que o aço convencional utilizado nas estruturas de concreto armado - e pela ausência de patamar de escoamento. Essas propriedades se devem pelo aumento no teor de carbono e pelo processo de trefilação (GOMES JUNIOR, 2009).

2.5.3.1 – Tratamento

Segundo Carneiro (2015) os aços se diferenciam pelo tratamento e há dois tipos deles:

- “Aço aliviado de tensões ou de **Relaxação Normal (RN)**: aço trefilado que recebe tratamento térmico para eliminar as tensões residuais adquiridas durante o processo de trefilação a frio”
- “Aço estabilizado ou de **Baixa Relaxação (RB)**: aço trefilado que recebe tratamento termomecânico, o qual melhora as características elásticas e reduz as perdas de tensão por relaxação do aço” Sendo este o utilizado na fabricação das cordoalhas.

2.5.3.2 – Cordoalhas

As cordoalhas são formadas por 3 ou 7 fios enrolados em forma de hélice, sendo o aço de relaxação baixa. As cordolhas de 7 fios são encontradas com diâmetros de 9,5mm; 12,7mm e 15mm. Já as cordoalhas de 3 fios são identificadas pela quantidade e diâmetro dos fios, de 3 mm a 5mm, como, por exemplo 3 x 4,5mm conforme demonstra a tabela 2.5 (CARNEIRO, 2015).

Tabela 2.5 - Cordoalhas de 3 e 7 fios.

Designação (ABNT)	Diâmetro nominal	Área nominal de aço	Área mínima	Massa nominal	Carga mínima de ruptura	Carga mínima a 1% de alongamento	Alongamento sob carga (em 610 mm)
	m	mm ²	mm ²	kg/km	kN	kN	%
CP-190 RB 3 x 3,0	6,5	21,8	21,5	171	40,8	36,7	3,5
CP-190 RB 3 x 3,5	7,6	30,3	30,0	238	57,0	51,3	
CP-190 RB 3 x 4,0	8,8	38,3	37,6	304	71,4	64,3	
CP-190 RB 3 x 4,5	9,6	46,5	46,2	366	87,7	78,9	
CP-190 RB 3 x 5,0	11,1	66,5	65,7	520	124,8	112,3	
CP-190 RB 9,5	9,5	55,5	54,8	441	104,3	93,9	
CP-190 RB 12,7	12,7	101,4	98,7	792	187,3	168,6	
CP-190 RB 15,2	15,2	143,5	140,0	1.126	265,8	239,2	
* Quociente entre a carga a 1% de alongamento e a área nominal de aço: é considerado equivalente a f_{pyk} ($= 0,90 f_{ptk}$) **Quociente entre a carga de ruptura e a área nominal de aço (f_{ptk}) Módulo de elasticidade: 202.000 MPa, $\pm 3\%$					Perda máxima por relaxação após 1.000 horas a 20° C, para carga inicial de 80% da carga de ruptura: 3,5% Coeficiente de relaxação ψ sob comprimento constante (1.000 h, 20°C): 1,5%, 2,5% e 3,5% para $\sigma_{pi}/f_{ptk} = 60\%$, 70% e 80%, respectivamente. Tabela baseada no catálogo técnico de produtos da Belgo – Grupo Arcelor, 2004.		

Fonte: (HANAI, 2005).

A tabela 2.6 apresenta as principais características das cordoalhas, os coeficientes de relaxação são utilizados para o cálculo da perda por relaxação da armadura ativa. Elas são comercializadas na forma de rolos com comprimento superior a 600 metros, a tabela 2.6 exhibe as características desses rolos.

Tabela 2.6 - Cordoalhas: dimensões e pesos dos rolos.

Cordoalha	Peso nominal líquido (kg)	Diâmetro interno (cm)	Diâmetro externo (cm)	Largura do rolo (cm)
3 e 7 fios	3.000	76	139	79
Os rolos são compostos por lances com comprimentos superiores a 600 metros. Mediante acordo prévio poderão ser fornecidos rolos com outros pesos. As cordoalhas são fornecidas em rolos sem núcleo nas dimensões da tabela. Os rolos são compostos por lances, com comprimentos superiores a 600 metros. Mediante acordo prévio poderão ser fornecidos rolos com outros pesos.				

Fonte: (HANAI, 2005).

2.5.3.3 – Nomenclatura das Cordoalhas

Segundo Carneiro (2015), a armadura de protensão é designada pelas letras “CP”, para indicar que é um aço de protensão, seguida da categoria do aço, no caso, o valor da resistência característica à tração, f_{ptk} , em kgf/mm²; das letras RB, as quais indicam o tratamento de relaxação baixa e Ø indica o valor do diâmetro da cordoalha. No caso das cordoalhas de 3 fios deve ser especificado o número de fios e o seu

respectivo diâmetro. Dessa forma, a designação da armadura de protensão é realizada na forma como é expresso abaixo:

$$CP \frac{f_{ptk}}{kgf/mm^2} \frac{RB}{Tratamento} \frac{\theta}{mm} f_{ptk} = 190 \text{ ou } 210 \text{ kgf/mm}^2$$

Para exemplificar, tem-se CP 190 RB 12,7, no caso das cordoalhas de 7 fios. Já para as cordoalhas de 3 fios: CP 190 RB 3 X 5,0.

2.5.3.4 – Propriedades Mecânicas

Devido à maneira pela qual os aços de protensão são fabricados, eles não apresentam patamar de escoamento. O subitem 8.4.6 da NBR 6118 (ABNT, 2014) argumenta que o comportamento mecânico do aço, através do gráfico tensão x deformação, deve ser fornecido pelo fabricante ou obtido através de ensaios conforme a NBR 6349 (ABNT, 2008). Para o cálculo nos estados limites de serviço e último, a NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda o uso do diagrama simplificado mostrado na figura 2.22, sendo válido para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C.

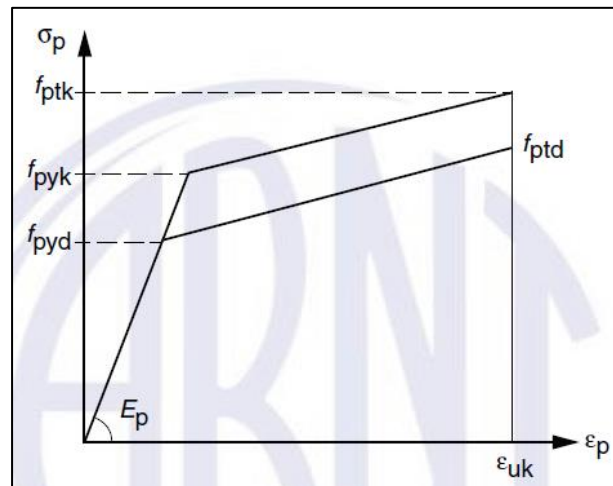


Figura 2.22 - Diagrama tensão-deformação simplificado para aços de protensão NBR 6118 (ABNT, 2014, FIGURA 8.5).

As propriedades indicadas no diagrama são:

- f_{ptk} é a resistência característica à ruptura por tração (HANAI, 2005);

- f_{pyk} é a resistência característica ao escoamento convencional, correspondente à deformação de 10 ‰ ou a deformação residual de 2 ‰ (CARNEIRO, 2015);
- E_p é o módulo de elasticidade. De acordo com o subitem 8.4.4 da NBR 6118 (ABNT, 2014), na ausência de dados específicos, pode-se considerar o valor de 200 GPa;
- ϵ_{uk} é o alongamento máximo na ruptura.

2.6– Aspectos Normativos

O desenvolvimento deste trabalho terá como amparo técnico normativo a norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 Projeto de estruturas de concreto – procedimentos e a norma americana ACI 318-11 Building Code Requirements for Structural Concrete. Serão expostas algumas recomendações por ambas às normas.

2.6.1 – NBR 6118:2014

2.6.1.1 – Deflexão pelo Efeito da Fluência

O subitem 17.3.2.1.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda que “a flecha adicional diferida, decorrente das cargas de longa duração, em função da fluência, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha imediata pelo fator α_f dado pela expressão”:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\epsilon}{1 + 50\rho'} \quad (2.1)$$

Onde:

$$\rho' = \frac{As'}{bd}$$

As' é a área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão.

ϵ é um coeficiente função do tempo, que pode ser obtido diretamente na tabela ou ser calculado pelas expressões seguintes:

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_{(t)} - \varepsilon_{(t_0)}$$

$$\varepsilon_{(t)} = 0,68 \cdot (0,996^t) \cdot t^{0,32} \text{ para } t \leq 70 \text{ meses (5 anos e 10 meses)}$$

$$\text{Para } t \geq 70 \text{ meses, } \varepsilon_{(t)} = 2$$

Tabela 2.7 - Valores do coeficiente ξ em função do tempo.

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

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014; TABELA 17.1)

Sendo:

t o tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t₀ a idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração. No caso das parcelas da carga de longa duração ser aplicadas em idades diferentes, pode-se tomar para t₀ valor ponderado a seguir.

$$t_0 = \frac{\sum P_i \cdot \sum t_{0i}}{\sum P_i} \quad (2.2)$$

Onde:

P_i representa as parcela de carga;

t_{0i} é a idade em que se aplicou cada parcela P_i, expressa em meses.

Assim, o valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha imediata por (1+ α_f).

2.6.1.2 – Valores Limites da Força de Protensão

O subitem 9.6.1.2.1 da NBR 6118:2014 considera que por ocasião da aplicação da força de protensão P_i, nas armaduras pós-tracionadas, a tensão σ_{P_i} no aço de protensão, na saída do aparelho de tração deve respeitar os limites 0,74 f_{ptk} e 0,82 f_{pyk} para aços de baixa relaxação. Entretanto, para as cordoalhas engraxadas, esses limites podem ser elevados para 0,80 f_{ptk} e 0,88 f_{pyk}.

O subitem 9.6.1.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que os valores limites da tensão na armadura pós-tracionada decorrente da força de protensão ao

término da operação de protensão não podem superar os limites estabelecidos no item 9.6.1.2.1.

Assim, a força de protensão que deve ser exercida na pós-tração em cordoalhas engraxadas de acordo com o parâmetro da NBR 6118:2014 seria:

- Para cordoalhas engraxadas do aço CP 190 RB 12,7; tem-se:
 $P_i \leq 0,8 \cdot 187,3 (P_{tk}) = \mathbf{149,84 \text{ kN}}$ ou
 $0,88 \cdot 168,57 (P_{yk}) = \mathbf{148,34 \text{ kN}}$, logo **Pi = 150 kN**.
- Para cordoalhas engraxadas do aço CP 190 RB 15,2; tem-se:
 $P_i \leq 0,8 \cdot 265,8 (P_{tk}) = \mathbf{212,64 \text{ kN}}$ ou
 $0,88 \cdot 239,22 (P_{yk}) = \mathbf{210,5 \text{ kN}}$, logo **Pi = 210 kN**

Os valores de P_{tk} foram retirados da tabela 2.6, sendo especificado na mesma que P_{yk} equivale a 0,9 P_{tk} . Por fim, a força de protensão aplicada através do macaco hidráulico no aço CP 190 RB 12,7 deve ser de 15 tf (toneladas força) e 21 tf (toneladas força) no aço CP 190 RB 15,2.

2.6.1.3 – Cálculo das Perdas de Protensão

- Perdas por Encurtamento Imediato do Concreto

O subitem 9.6.3.3.2.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que as perdas médias, por cabo, devido ao encurtamento do concreto podem ser obtidas pela expressão.

$$\Delta\sigma_p = \frac{\sigma_p \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \cdot (n - 1)}{2n} \quad (2.3)$$

Onde:

$\Delta\sigma_p$ - perda média de protensão por cabo devido ao encurtamento imediato do concreto;

σ_p - tensão de protensão;

σ_{cp} - tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão simultânea de n cabos;

σ_{cg} - tensão no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada com a protensão;

n – Quantidade dos grupos de cabos protendidos.

- Perdas por Atrito

O subitem 9.6.3.3.2.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) determina que as perdas por atrito podem ser obtidas pela expressão.

$$\Delta P_{(x)} = P_i [1 - e^{-(\mu \sum \alpha + kx)}] \quad (2.4)$$

Onde:

P_i - valor definido em 9.6.1.2.1;

x - abscissa do ponto onde se calcula DP, medida a partir da ancoragem, expressa em metros (m);

$\sum \alpha$ - soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x , expressa em radianos (rad);

μ é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha. Na falta de dados experimentais, pode ser estimado como a seguir (valores em 1/radianos)

$\mu = 0,50$ entre cabo e concreto (sem bainha);

$\mu = 0,30$ entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica;

$\mu = 0,20$ entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica;

$\mu = 0,10$ entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada;

$\mu = 0,05$ entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada;

k é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo. Na falta de dados experimentais, pode ser adotado o valor $0,01 \mu$ (1/m).

- Perdas Progressivas

O subitem 9.6.3.4 NBR 6118 (ABNT, 2014) discorre que as perdas progressivas decorrentes da retração e fluência do concreto e relaxação do aço de protensão podem ser determinadas considerando-se a interação desses fatores e podendo ser utilizado o processo simplificado para o caso de fases únicas de operação.

Para aplicar esse processo, a norma afirma que deve satisfazer as seguintes condições:

“A concretagem do elemento estrutural, bem como a protensão, são executadas, cada uma delas, em fases suficientemente próximas para que se desprezem os efeitos recíprocos de uma fase sobre a outra” (NBR 6118:2014).

“Os cabos possuem entre si afastamentos suficientemente pequenos em relação à altura da seção do elemento estrutural, de modo que seus efeitos possam ser supostos equivalentes ao de um único cabo, com seção transversal de área igual à soma das áreas das seções dos cabos componentes, situado na posição da resultante dos esforços neles atuantes (cabo resultante)” (NBR 6118:2014);

“Nesse caso, admite-se que no tempo t as perdas e deformações progressivas do concreto e do aço de protensão, na posição do cabo resultante, com as tensões no concreto $\sigma_{c,p0g}$ positivas para compressão e as tensões no aço σ_{p0} positivas para tração, sejam dadas por:” (NBR 6118:2014).

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c,p0g} \cdot \varphi(t, t_0) - \sigma_{p0} \cdot \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta p_p} \quad (2.5)$$

$$\Delta\varepsilon_{pt} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} \chi(t, t_0) + \frac{\Delta\sigma_p(t, t_0)}{E_p} \chi_p \quad (2.6)$$

$$\Delta\varepsilon_{ct} = \frac{\sigma_{c,p0g}}{E_{ci28}} \varphi(t, t_0) + \chi_c \frac{\Delta\sigma_c(t, t_0)}{E_{ci28}} + \varepsilon_{cs}(t, t_0) \quad (2.7)$$

Sendo:

$$\chi(t, t_0) = -\ln[1 - \psi(t, t_0)]$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \cdot \psi(t, t_0)$$

$$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0)$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \cdot \frac{A_c}{I_c}$$

$$p_p = \frac{A_p}{A_c}$$

$$p_p = \frac{A_p}{A_c}$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci28}}$$

Onde:

$\sigma_{c,p0g}$ – é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 , sendo positiva se for de compressão;

$\psi(t, t_0)$ - é o coeficiente de fluência do concreto no instante t para protensão e carga permanente, aplicadas no instante t_0 ;

σ_{p0} - é a tensão na armadura ativa devida à protensão e à carga permanente mobilizada no instante t_0 , positiva se for de tração;

$\chi(t, t_0)$ - é o coeficiente de fluência do aço;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ - é a retração no instante t , descontada a retração ocorrida até o instante t_0 ;

$\psi(t, t_0)$ - é o coeficiente de relaxação do aço no instante t para protensão e carga permanente mobilizada no instante t_0 ;

$\Delta\sigma_c(t, t_0)$ - é a variação da tensão do concreto adjacente ao cabo resultante entre t_0 e t ;

$\Delta\sigma_p(t, t_0)$ - é a variação da tensão no aço de protensão entre t_0 e t ;

p_p - é a taxa geométrica da armadura de protensão;

e_p - é a excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto;

A_p - é a área da seção transversal do cabo resultante;

A_c - é a área da seção transversal do concreto;

I_c - é o momento central de inércia na seção do concreto.

2.5.1.3 – Propriedades do Concreto para estruturas protendidas

- Valores de f_{ck} e f_{ctk}

São os valores de resistências características à compressão e à tração do concreto aos 28 dias de idade, respectivamente. A resistência à tração f_{ctk} pode ser avaliada por meio das seguintes equações:

$$f_{ctk,inf} = 0,7f_{ct,m} \quad (2.8)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3f_{ct,m} \quad (2.9)$$

Para concreto de classe até C50:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (2.10)$$

Para concreto de classe C55 até C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}) \quad (2.11)$$

Onde:

$f_{ct,m}$ – Resistência média à tração do concreto;

$f_{ctk,sup}$ – Resistência característica superior do concreto à tração

$f_{ctk,inf}$ - Resistência característica inferior do concreto à tração

- Módulo de elasticidade

Módulo de Elasticidade Tangente Inicial (E_{ci}) em Mpa.

- Para f_{ck} de 25 a 50 Mpa

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (2.12)$$

- Para f_{ck} de 55 a 90 Mpa

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3} \quad (2.13)$$

Sendo:

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

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

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Módulo de elasticidade secante (E_{cs}):

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (2.14)$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1 \quad (2.15)$$

2.6.2 – ACI 318-11

2.6.2.1 – Deflexão pelo Efeito da Fluência

O subitem 9.5.2.5 da (ACI 318, 2011) recomenda que a deflexão adicional de longo prazo resultante da fluência pode ser determinada multiplicando a deflexão imediata, causada pela carga sustentada considerada, pelo fator λ_{Δ} .

Onde

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\varepsilon}{1 + 50\rho'} \quad (2.16)$$

Sendo ε o coeficiente, em função do tempo, que pode ser obtido através da tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Valores do coeficiente ε em função do tempo

Tempo (meses)	Valor de ε
3	1
6	1,2
12	1,4
60	2

Fonte: Adaptado (ACI 318, 2011; subitem 9.5.2.5)

Assim, considerando um período de 5 anos (60 meses) o valor da flecha diferida em vigas ou lajes pode chegar até duas vezes o valor da flecha imediata para carregamentos de longa duração.

2.6.2.2 – Valores Limites da Força de Protensão

O subitem 18.5.1 da ACI 318-11 recomenda que o valor da força no ato da protensão seja de $0,94 f_{py}$, não ultrapassando $0,80 f_{pu}$ e nem o valor máximo recomendado pelo fabricante. No mesmo subitem, é determinado que, no caso da armadura ativa de pós-tração, a carga de protensão na região da ancoragem não ultrapasse $0,70 f_{pu}$ após a transferência de carga. Não há um valor específico para cordoalhas engraxadas

Assim, a força de protensão que deve ser exercida na pós-tração com cordoalhas engraxadas de acordo com o parâmetro da ACI 318-11:

- Para cordoalhas engraxadas do aço CP 190 RB 12,7; tem-se:
 $P_i \leq 0,7 \cdot 187,3 (P_{tk}) = \mathbf{131,11}$; logo $P_i = \mathbf{130 \text{ kN}}$.
- Para cordoalhas engraxadas do aço CP 190 RB 15,2; tem-se:
 $P_i \leq 0,7 \cdot 265,8 (P_{tk}) = \mathbf{186,06 \text{ kN}}$; logo $P_i = \mathbf{185 \text{ kN}}$

Os valores de P_{tk} foram retirados da tabela 2.6. Por fim, a força de protensão aplicada através do macaco hidráulico no aço CP 190 RB 12,7 deve ser de 13 tf (toneladas força) e 18,5 tf (toneladas força) no aço CP 190 RB 15,2. Observa-se que os valores propostos pela ACI 318-11 são menores que os da NBR 6118:2014, assim, pode-se dizer que a norma americana é mais conservadora.

2.6.2.3 – Cálculo das Perdas de Protensão.

O subitem 18.6.1 determina que para o cálculo das perdas de protensão devem ser utilizadas as referências 18.6 a 18.9 as quais estão indicadas na norma. Além disso, é afirmado que para estimativas razoavelmente precisas, é recomendado à referência 18.9.

- Perdas por Encurtamento Imediato do Concreto

$$ES = K_{es} \cdot E_s \cdot \frac{f_{cir}}{E_{ci}} \quad (2.17)$$

Sendo:

$K_{es} = 1$, para membros pré-tracionados;

$K_{es} = 0,5$, para membros pós-tracionados quando a armadura ativa é tensionada em ordem sequencial para mesma tensão, os valores de K_{es} podem variar de 0 a 0,5;

E_s – Módulo de elasticidade do aço de protensão. Seu valor usual é de 28.000.000 psi;

f_{cir} - tensão de compressão no concreto imediatamente após a força de tração aplicada;

E_{ci} – módulo de elasticidade do concreto com 28 dias.

$$f_{cir} = K_{cir} \cdot f_{cpi} - f_g$$

Sendo:

$K_{cir} = 1,0$ para pós-tração;

$K_{cir} = 0,9$ para pré-tração;

f_{cpi} – tensão no concreto devido à força de protensão P_{pi} aplicada na armadura ativa.

f_g – tensão no centro de gravidade do concreto devido ao peso da estrutura.

- Perdas por Atrito

As perdas por atrito nas peças com armadura ativa pós-tracionada podem ser calculadas de acordo com a referência 18.6 expressa na seguinte forma.

$$T_0 = T_x \cdot e^{(KL + \mu \cdot \alpha)} \quad (2.19)$$

Sendo:

T_0 – tensão final no aço de protensão;

T_x – tensão do aço no ponto x;

K – Coeficiente de atrito de oscilação do aço de protensão por ft (pés);

L – Comprimento de elevação do aço de protensão de ponta a ponta x em ft(pés);

μ – Coeficiente de atrito de curvatura;

α – mudança total angular do aço de protensão em radianos.

Os valores K e n são típicos e podem ser usados os da tabela 2.9 referente a tabela 1 da referência 18.6. Eles podem apresentar variações de acordo com o material da bainha e o método de construção.

Tabela 2.9 - Valores de K e μ .

Type of steel	Type of duct or sheath	Usual range of observed values		Suggested design values	
		K	μ	K	μ
Wire cables	Bright metal sheathing	0.0005-0.0030	0.15-0.35	0.0020	0.30
	Galvanized metal sheathing			0.0015	0.25
High strength bars	Greased or asphalt-coated and wrapped	0.0030	0.25-0.35	0.0020	0.30
	Bright metal sheathing	0.0001-0.0005	0.08-0.30	0.0003	0.20
Galvanized metal sheathing	0.0002			0.15	
Galvanized strand	Bright metal sheathing	0.0005-0.0020	0.15-0.30	0.0015	0.25
	Galvanized metal sheathing			0.0010	0.20

Fonte: (ACI 318, 2011).

- Perdas por Fluência do Concreto

$$CR = K_{cr} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot (f_{cir} - f_{cds}) \quad (2.20)$$

Sendo:

$K_{cr} = 2,0$ Para armadura ativa em pré-tração;

$K_{cr} = 1,6$ Para armadura ativa em pós-tração;

f_{cds} – tensão no concreto devido a todo o carregamento permanente aplicado após a protensão.

- Perdas por Retração do Concreto

$$SH = 8,2 \cdot 10^{-6} \cdot K_{sh} \cdot E_s \cdot \left(1 - 0,06 \cdot \frac{V}{S}\right) \cdot (100 - RH) \quad (2.21)$$

Sendo:

$K_{sh} = 1,0$ para pré-tensão;

O valor de K_{sh} para o sistema de pós-tensão está expresso na tabela 11 referente à tabela 1 da referência 18.9 da norma;

RH é a média anual da umidade na peça de concreto;

V/S É a relação volume / superfície. Geralmente tomada como área de seção transversal bruta do membro de concreto dividido pelo seu perímetro.

Tabela 2.10 - Valores de Ksh.

Time after end of moist curing to application of prestress, days	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{sh}	0.92	0.85	0.80	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

Fonte: (ACI 318, 2011).

- Perdas por Relaxação do Aço

$$RE = [K_{re} - J] \cdot (SH + CR + ES) \cdot C \quad (2.22)$$

Os valores dos coeficientes K_{re} , J e C são concebidos nas tabelas 2.11 e 2.12 referentes às tabelas 2 e 3, respectivamente.

Tabela 2.11 - valores de K_{re} e J .

Type of tendon*	K_{re}	J
270 Grade stress-relieved strand or wire	20,000	0.15
250 Grade stress-relieved strand or wire	18,500	0.14
240 or 235 Grade stress-relieved wire	17,600	0.13
270 Grade low-relaxation strand	5,000	0.040
250 Grade low-relaxation wire	4,630	0.037
240 or 235 Grade low-relaxation wire	4,400	0.035
145 or 160 Grade stress-relieved bar	6,000	0.05

Fonte: (ACI 318, 2011)

Tabela 2.12 - Valores de C

f_{pi}/f_{pu}	Stress relieved strand or wire	Stress-relieved bar or low relaxation strand or wire
0.80		1.28
0.79		1.22
0.78		1.16
0.77		1.11
0.76		1.05
0.75	1.45	1.00
0.74	1.36	0.95
0.73	1.27	0.90
0.72	1.18	0.85
0.71	1.09	0.80
0.70	1.00	0.75
0.69	0.94	0.70
0.68	0.89	0.66
0.67	0.83	0.61
0.66	0.78	0.57
0.65	0.73	0.53
0.64	0.68	0.49
0.63	0.63	0.45
0.62	0.58	0.41
0.61	0.53	0.37
0.60	0.49	0.33

Fonte: (ACI 318, 2011)

2.6.2.4 – Propriedades do Concreto

- Módulo de Elasticidade

O módulo de elasticidade do concreto (E_c) pode ser calculado como:

$$E_c = w_c^{1,5} \cdot 0,043 \sqrt{f'_c} \quad (2.23)$$

Sendo

w_c o peso específico do concreto, tendo seu valor entre 1440 a 2560 kgf/m³
 f'_c a resistência a compressão do concreto.

3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1– Apresentação do Projeto Arquitetônico

O objeto de estudo é um edifício comercial que será construído na cidade de Macapá o qual possui um subsolo destinado ao estacionamento e depósito, dois pavimentos designados a uso comercial e banheiros, sendo que no segundo pavimento há uma abertura no seu centro e um mezanino locado na mesma e o terceiro pavimento é atribuído a um depósito e banheiros. A cobertura é constituída de treliça em aço e telhas de alumínio sem a utilização de laje, além disso, há o pavimento do barrilete e o reservatório em concreto logo a cima. Nas figuras abaixo estão às plantas e os cortes do projeto e ambos podem ser visualizados no anexo A em folha A3 com suas escalas indicadas em planta.

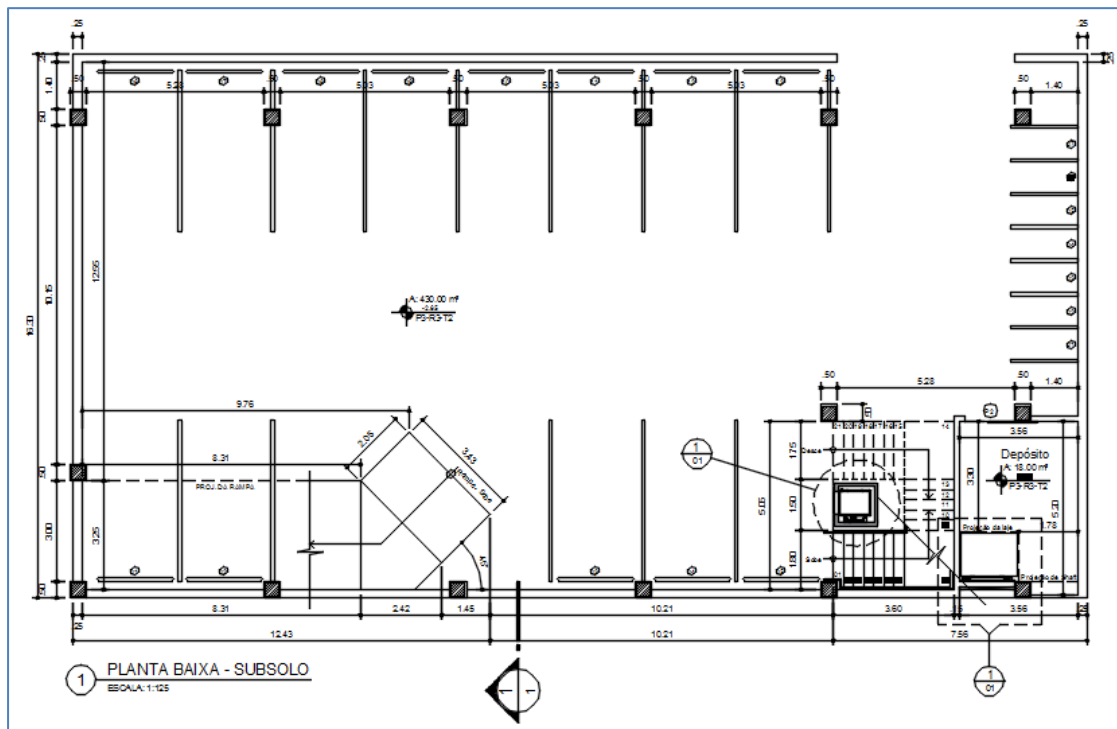


Figura 3.1 - Planta baixa: subsolo (autor do projeto arquitetônico)

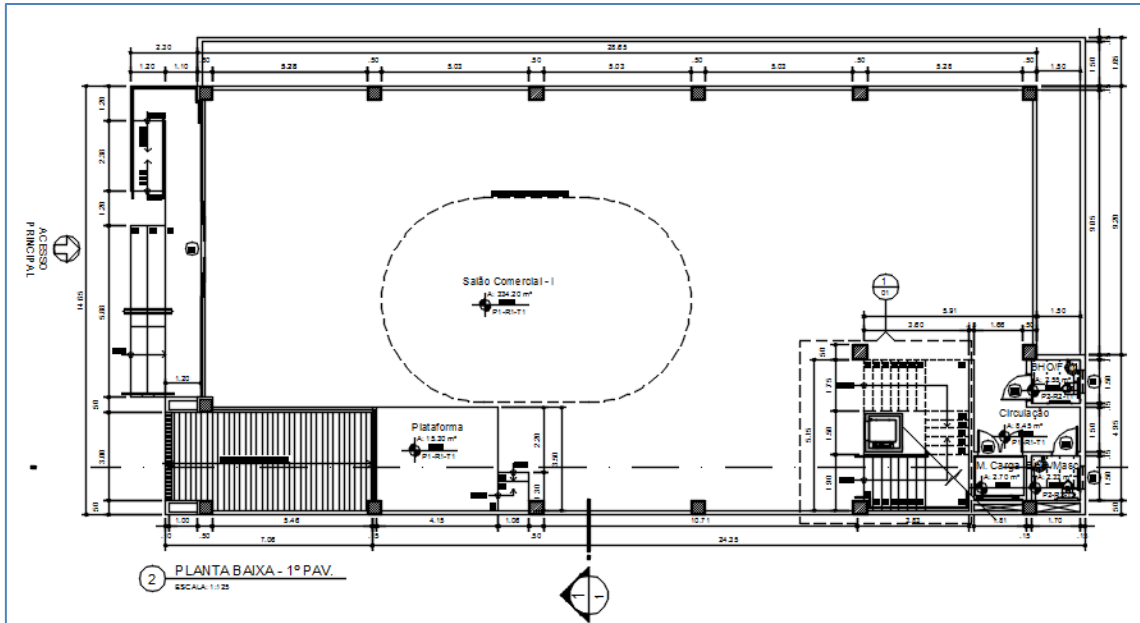


Figura 3.2 - Planta baixa: 1º pavimento (autor do projeto arquitetônico)

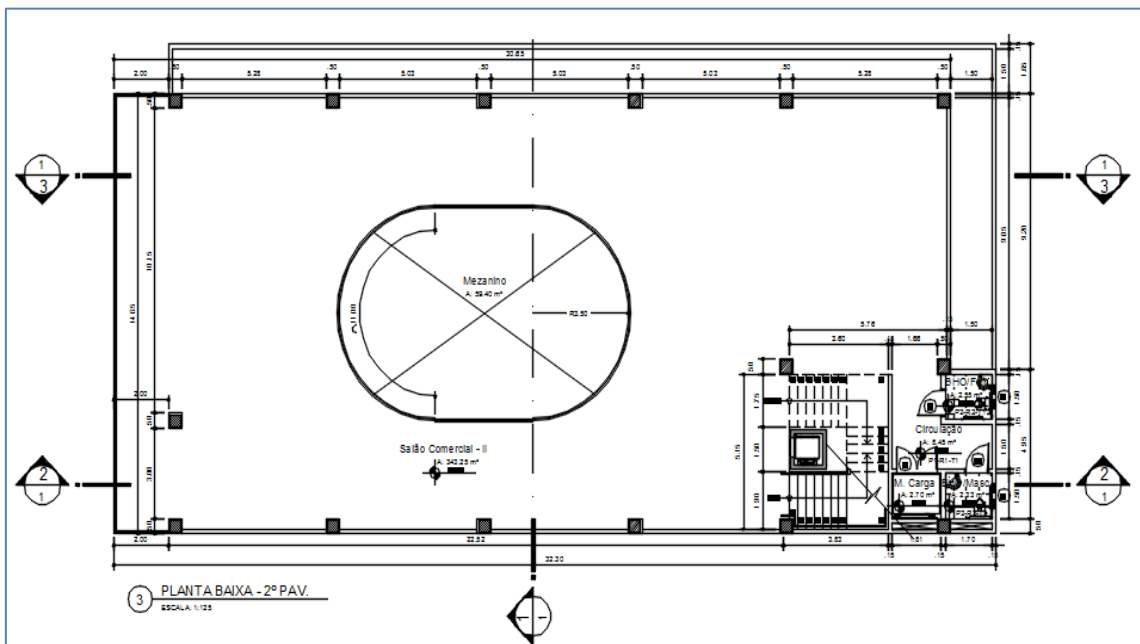


Figura 3.3 - Planta baixa: 2º pavimento (autor do projeto arquitetônico)

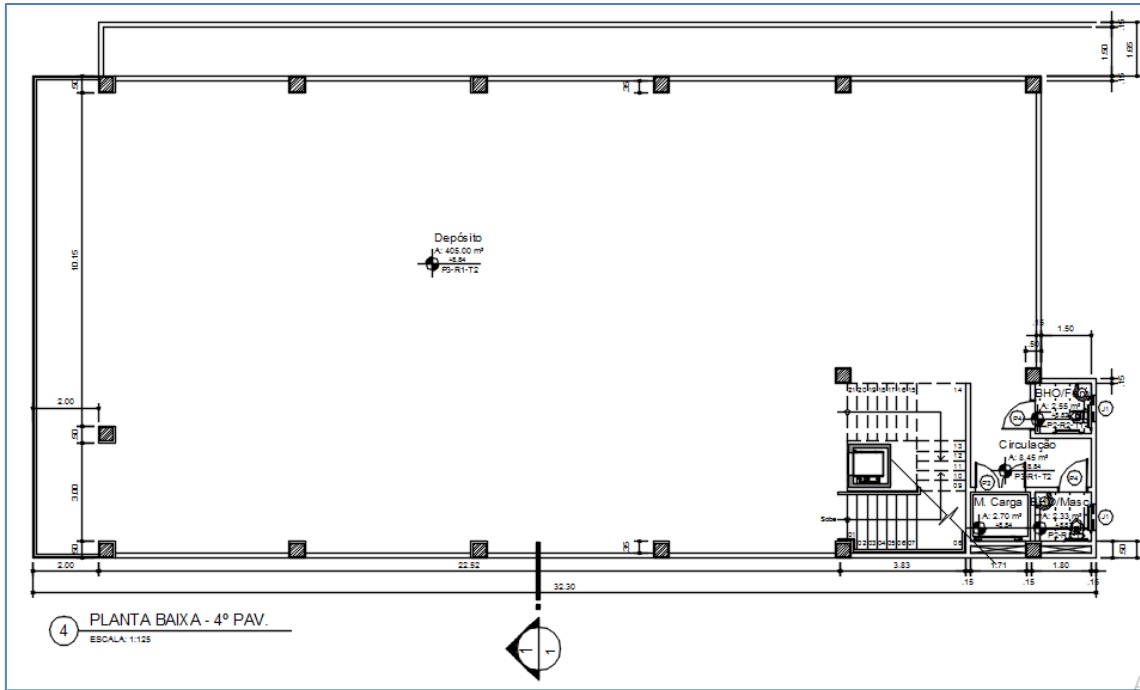


Figura 3.4 - Planta baixa: 4º pavimento (autor do projeto arquitetônico)

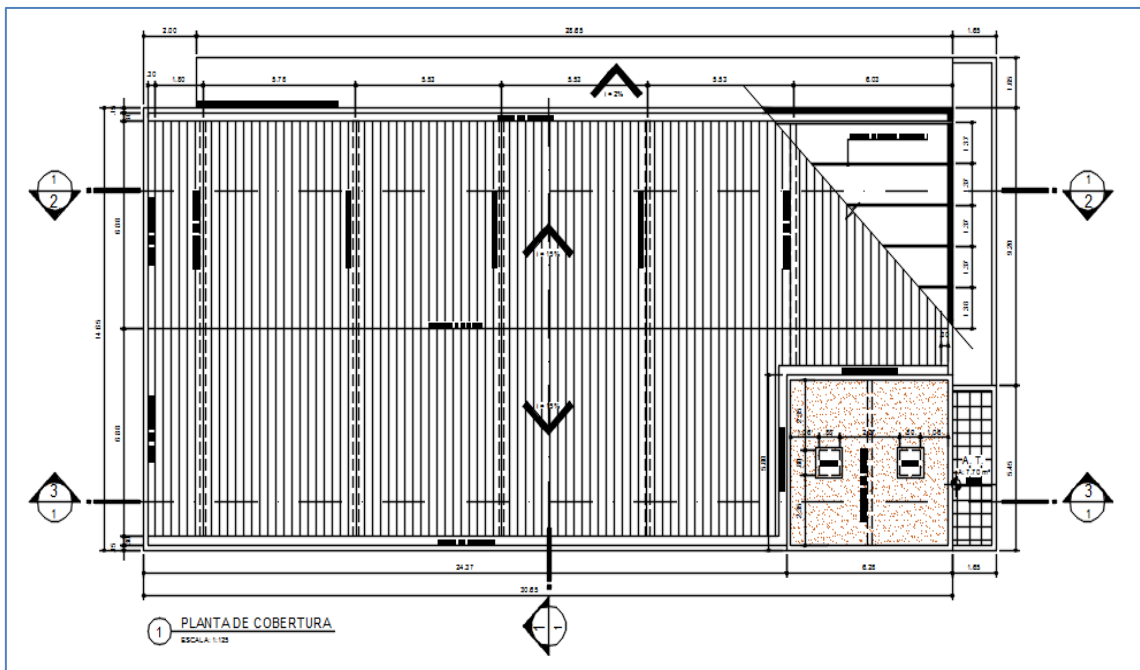


Figura 3.5 - Planta baixa: cobertura (autor do projeto arquitetônico)

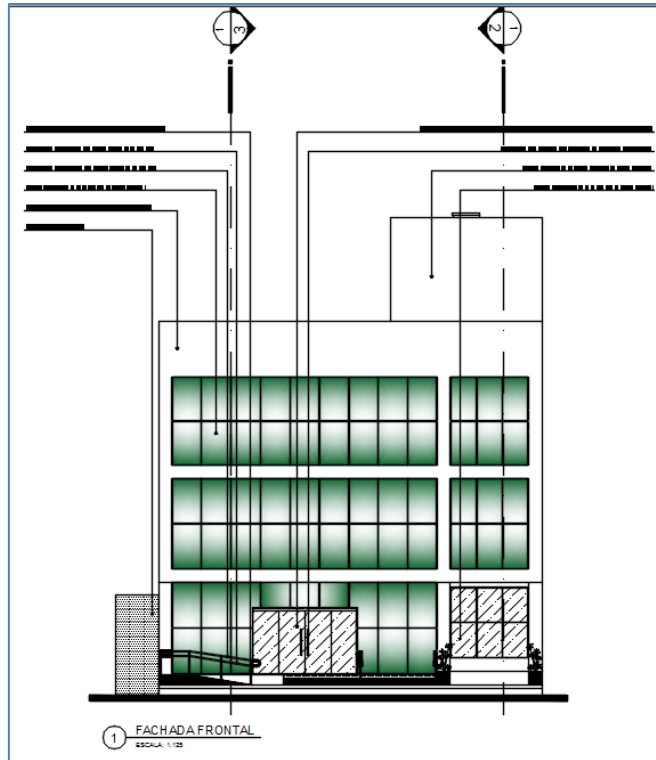


Figura 3.6- Planta baixa: fachada frontal (autor do projeto arquitetônico)

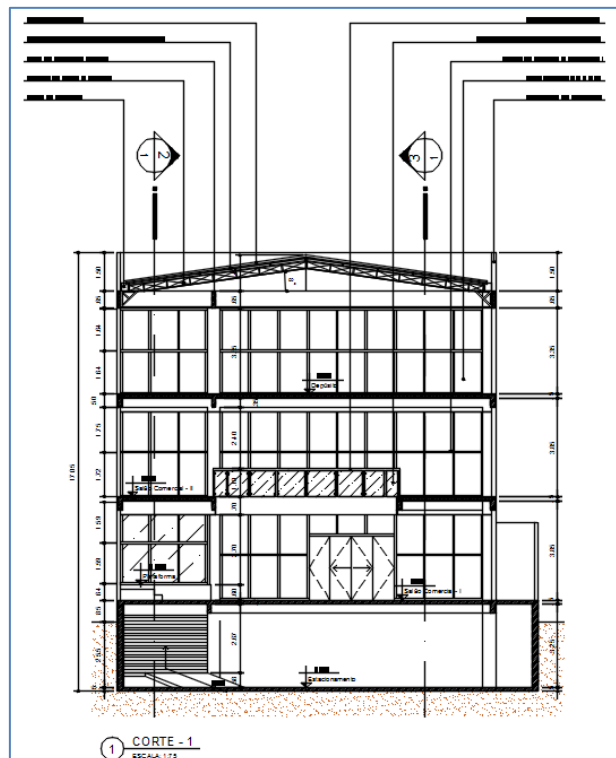


Figura 3.7- Planta baixa: corte-1 (autor do projeto arquitetônico)

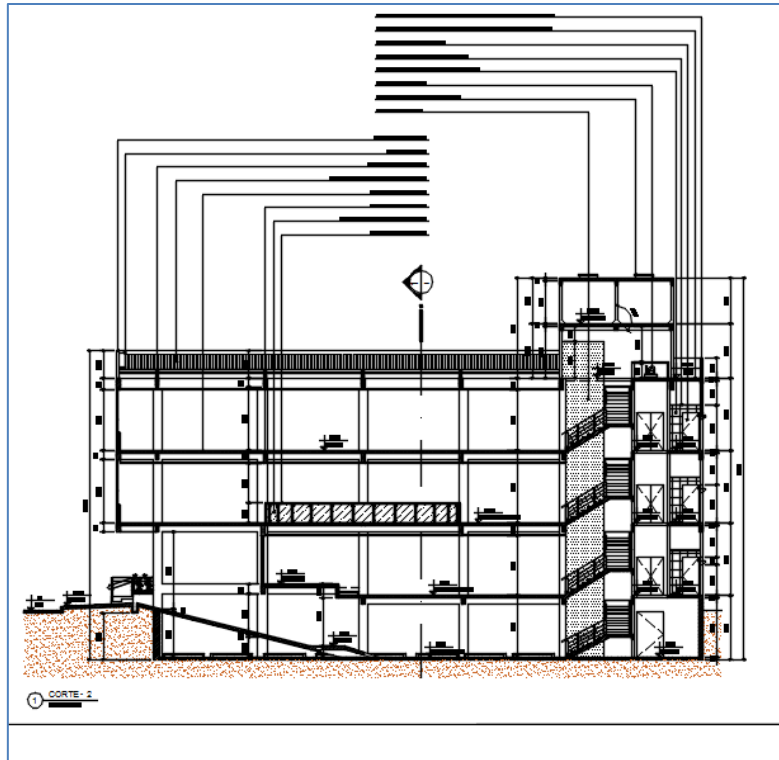


Figura 3.8- Planta baixa: corte-2 (autor do projeto arquitetônico)

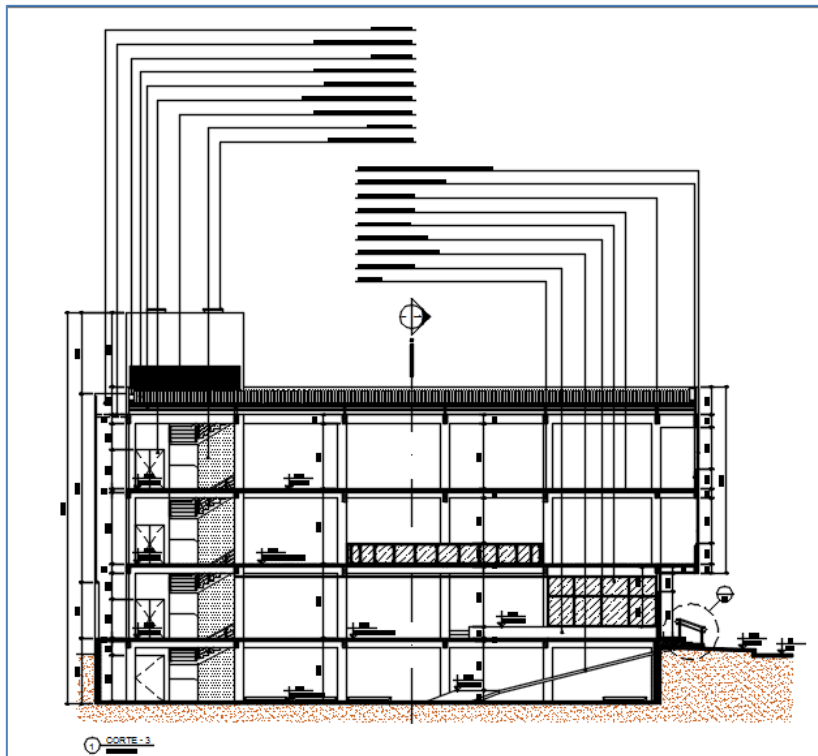


Figura 3.9- Planta baixa: corte-3 (autor do projeto arquitetônico)

3.2 – Software CAD/TQS 19 Versão Universidade

Fundada em 1986, a TQS informática Ltda. é uma empresa prestadora de serviço que fornece sistemas computacionais gráficos e softwares para engenharia estrutural. Apresenta como seu principal produto o CAD/TQS.

O CAD/TQS é um software de projeto, cálculo e análise estrutural, dimensionamento e detalhamento de estruturas de concreto armado, protendido, alvenaria estrutural e pré-moldado, ele utiliza como modelos de cálculos o método dos elementos finitos, cálculo da estabilidade global, modelo integrado (grelhas em conjunto com pórticos espaciais) o qual considera ligações viga-pilar flexibilizadas, não-linearidade física (fissuração do concreto), não-linearidade geométrica (GamaZ ou P-Delta), entre outros.

Outra característica que é importante destacar é o cálculo diferenciado de deslocamentos verticais/flechas de fissuração em pavimentos de concreto, na qual são consideradas a fissuração do concreto, a presença real das armaduras, a fluência, o cálculo de flechas sob alvenarias após a sua construção, processo incremental e análise de vibrações. Além disso, disponibiliza um editor gráfico próprio que possui todos os recursos para uma completa edição/criação de qualquer desenho de arquitetura, fôrma, entre outros. Somando todas essas características, o CAD/TQS fornece cálculos de forma realista garantindo um projeto muito mais seguro e otimizado.

No desenvolvimento deste trabalho, foi utilizado o TQS 19 versão universitária, a qual era disponibilizada aos alunos da universidade, com auxílio do professor orientador. Essa versão apresenta algumas limitações e as principais são demonstradas na tabela 3.1

Tabela 3.1 - Limitações do TQS versão universidade

Sistemas	Recursos	Limitações
Edifício	Máximo número de pavimentos	5 pavimentos
	Área total do edifício	3000 m ²
Fundação	Máximos elementos de fundação	40
Pilares	Pilares que nascem em fundações	Apenas 1

Fonte: TQS informática Ltda. (adaptado)

Por haver essas limitações, não foi possível realizar o projeto da planta do barrilete e nem do reservatório em concreto já que o máximo de pavimentos permitidos são cinco contando com o pavimento fundação. Também não haverá o dimensionamento de elementos de fundações – sapatas, blocos, estacas etc, por esse motivo, não será feito o orçamento dos elementos de fundação de ambos os projetos.

3.3- Parâmetros para a Modelagem estrutural

3.3.1 – Modelagem em Concreto Armado

- Adotado $f_{ck} = 30\text{Mpa}$;
- Cobrimento dos elementos estruturais de acordo com a NBR 6118/2014 para classe de agressividade II – moderada- urbana;
- Carga permanente (CP) = 85,13kgf/cm², referente a camada de 3cm de contrapiso com peso específico segundo a NBR 6120/1980 igual a $\gamma_{cont} = 21\text{KN/m}^3$ ou 2100kgf/m³ e revestimento de 10mm de porcelanato polido 80x80cm. Foi adotado o porcelanato polido da empresa Eliane e seu dado técnico a respeito do peso por metro quadrado (γ_{porc}) é peso por caixa 42,5kg sendo 1,92 metros quadrados por caixa. Dessa maneira, tem-se:

$$\begin{aligned} CP &= (\gamma_{cont} \cdot e) + \gamma_{porc} = (2100 \cdot 0,03) + \left(\frac{42,5}{1,92}\right) = 63 + 22,13 \\ &= 85,13\text{kgf/m}^2 \end{aligned}$$

- Carga permanente distribuída na viga devido á pele de vidro laminado de 8mm (20kg/m²).

$$\gamma_{vid} = 20 \times 3,3 = 66\text{kgf/m}$$

- Sobrecarga de utilização dos pisos (SC) = 300kgf/cm², referente a sobrecarga de galerias de loja prescrito na NBR 6120/1980;
- Parede de alvenaria de tijolo vazado com espessura de 15cm = 0,18tf/m, valor contido no software TQS;
- Pé direito do subsolo = 3,40m, sem forro;
- Pé direito dos demais pavimentos = 4,00m, com forro a 3,30m;
- Pilares de dimensões 20x20cm, 20x30cm e 20x40cm;

- Pré-dimensionamento das vigas 20x60cm;
- Pré-dimensionamento das lajes maciças com 16cm de espessura.

3.3.2 – Modelagem em Concreto Protendido

- Adotado $f_{ck} = 30\text{Mpa}$;
- Cobrimento dos elementos estruturais de acordo com a NBR 6118/2014 para classe de agressividade II – moderada- urbana;
- Carga permanente (CP) = 85,13kgf/cm², referente a camada de 3cm de contrapiso com peso específico segundo a NBR 6120/1980 igual a $\gamma_{cont} = 21\text{KN/m}^3$ ou 2100kgf/m³ e revestimento de 10mm de porcelanato polido 80x80cm. Foi adotado o porcelanato polido da empresa Eliane e seu dado técnico a respeito do peso por metro quadrado (γ_{porc}) é peso por caixa 42,5kg sendo 1,92 metros quadrados por caixa. Dessa maneira, tem-se:

$$CP = (\gamma_{cont} \cdot e) + \gamma_{porc} = (2100 \cdot 0,03) + \left(\frac{42,5}{1,92}\right) = 63 + 22,13$$

$$= 85,13\text{kgf/m}^2$$

- Carga permanente distribuída na viga devido á pele de vidro laminado de 8mm (20kg/m²).

$$\gamma_{vid} = 20 \times 3,3 = 66\text{kgf/m}$$

- Sobrecarga de utilização dos pisos (SC) = 300kgf/cm², referente a sobrecarga de galerias de loja prescrito na NBR 6120/1980;
- Parede de alvenaria de tijolo vazado com espessura de 15cm = 0,18tf/m, valor contido no software TQS;
- Pé direito do subsolo = 3,40m, sem forro;
- Pé direito dos demais pavimentos = 4,00m, com forro a 3,30m;
- Pilares de dimensões 25x20cm, 20x40cm e 25x60cm;
- Pré-dimensionamento das vigas não-protendidas e 20x60cm;
- Pré-dimensionamento das vigas protendidas 20x60 e 20x75cm com cordoalha engraxada CP 190 RB 12,7;
- Perdas totais estimada em cerca de 15%;

- Pré-dimensionamento da laje nervura com altura de 26cm, sendo 21cm altura da forma e 5cm altura da capa de concreto.

3.3.2.1 – Fôrma Plástica ATEX

Os dados a respeito das fôrmas plásticas foram retirados do catálogo técnico da empresa ATEX. Para a laje nervurada com altura de 26cm foi adotado a fôrma ATEX 610 de 21cm de altura. Na figura 3.10 é especificado os dados técnicos sobre esse tipo de fôrma plástica.

ATEX 610	ALTURA DA FÔRMA	ESPESSURA DA LÂMINA	ALTURA TOTAL	LARGURA DA NERVURA			ÁREA DA SEÇÃO	DISTÂNCIA DO C.G. à		INÉRCIA		VOLUME DO VAZIO		PESO PRÓPRIO	VOLUME DE CONCRETO
				INFERIOR	SUPERIOR	MÉDIA		FACE SUPERIOR	FACE INFERIOR	INÉRCIA P/ NERV.	ALTURA EQUIVALENTE	m ³	m ³ /m ²		
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm	cm	cm ⁴	cm	m ³	m ³ /m ²	kN /m ²	m ³ /m ²
16,0	5,0	21,0	7,0	9,9	8,4	440	5,6	15,4	12933	13,7	0,044	0,119	2,28	0,091	
	7,5	23,5				593	6,3	17,2	18299	15,3			2,90	0,116	
	10,0	26,0				745	7,3	18,7	25336	17,1			3,53	0,141	
18,0	5,0	23,0	7,0	9,9	8,5	458	6,2	16,8	16986	15,0	0,050	0,134	2,40	0,096	
	7,5	25,5				611	6,8	18,7	23356	16,6			3,03	0,121	
	10,0	28,0				763	7,7	20,3	31367	18,3			3,65	0,146	
21,0	5,0	26,0	7,0	12,2	9,6	506	7,3	18,7	25473	17,1	0,056	0,149	2,78	0,111	
	7,5	28,5				659	7,8	20,7	34104	18,9			3,40	0,136	
	10,0	31,0				811	8,6	22,4	44358	20,6			4,03	0,161	
26,0	5,0	31,0	7,0	14,8	10,9	588	9,2	21,8	44482	20,6	0,065	0,175	3,38	0,135	
	7,5	33,5				741	9,6	23,9	57825	22,5			4,00	0,160	
	10,0	36,0				893	10,2	25,8	72683	24,3			4,63	0,185	
30,0	5,0	35,0	7,0	17,2	12,1	668	10,9	24,1	65517	23,4	0,072	0,193	3,93	0,157	
	7,5	37,5				821	11,1	26,4	83818	25,5			4,55	0,182	
	10,0	40,0				973	11,7	28,3	103553	27,3			5,18	0,207	
d1	ds	D	bi	bs	br	A	rs	ri	I	heq	V/V	CONCRETO 25kN/m ²			

Figura 3.10 - Fôrma ATEX bidirecional (Catálogo de dados técnicos ATEX).

Os parâmetros requeridos pelo software TQS estão listados abaixo:

- Altura: 21cm;
- Capa de concreto: 5cm
- Altura total: 26cm;
- Tamanho médio 61x61cm;
- Largura da nervura inferior: 7,0cm;
- Largura da nervura superior: 12,2cm;

- Largura da nervura média: 9,6cm;
- Inércia: 25473cm^4 ;
- Volume do vazio: 0.056m^3

3.4– Plantas de Forma

3.4.1 – Modelagem em Concreto Armado

Nas figuras abaixo estão as imagens das plantas de fôrma de todos os pavimentos e todas elas podem ser visualizadas no anexo B em folha A4 na escala 1:125.

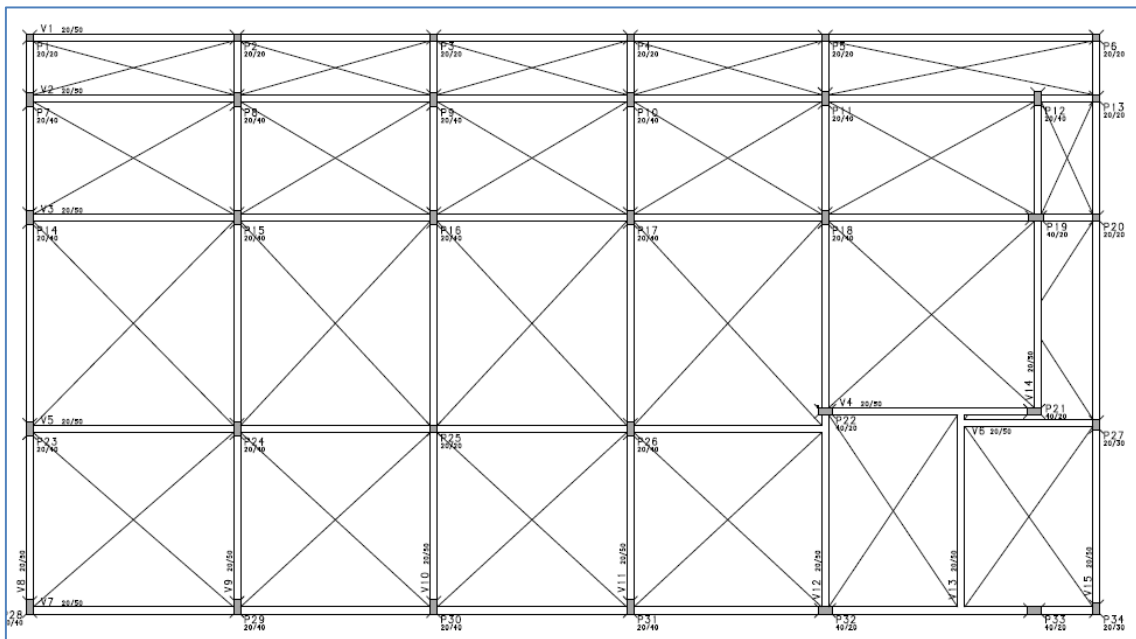


Figura 3.11 - Planta de fôrma: fundação, concreto armado (CAD/TQS)

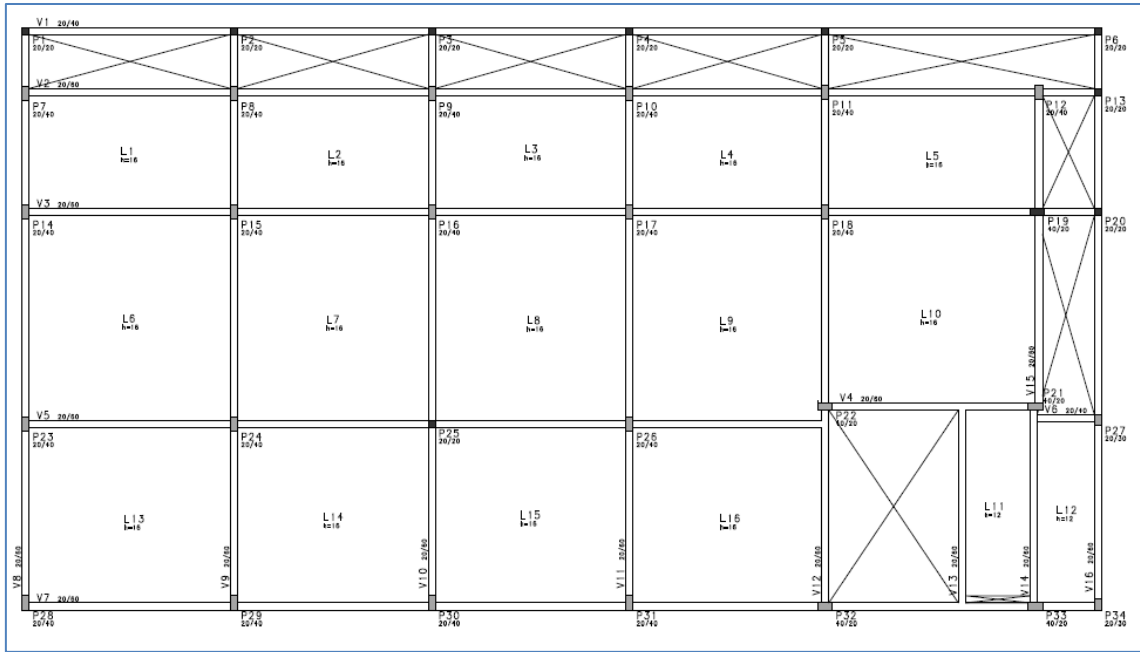


Figura 3.12 - Planta de fôrma: subsolo, concreto armado (CAD/TQS)

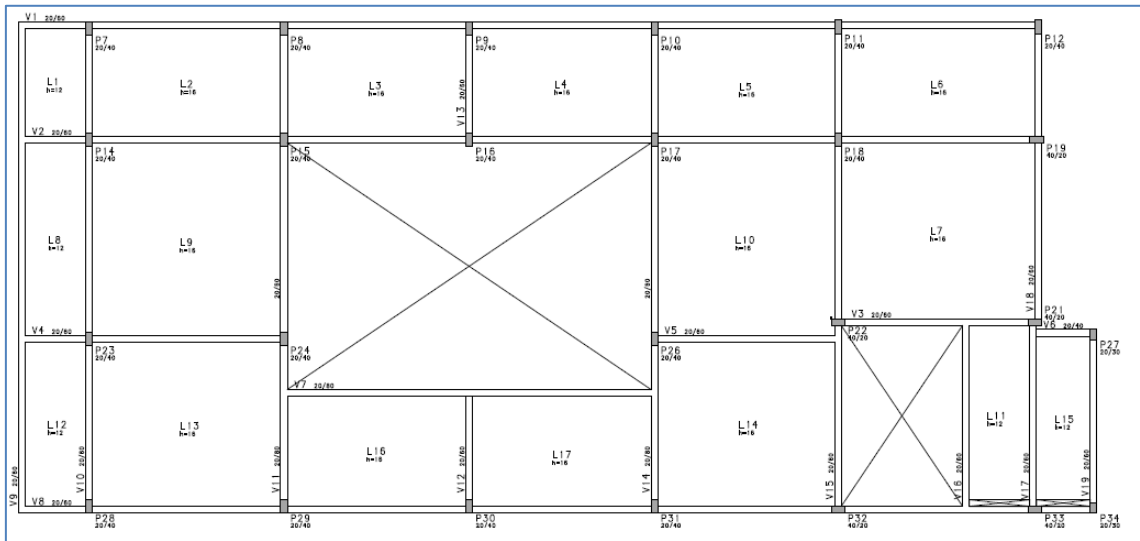


Figura 3.13 - Planta de fôrma: 1º pavimento, concreto armado (CAD/TQS).

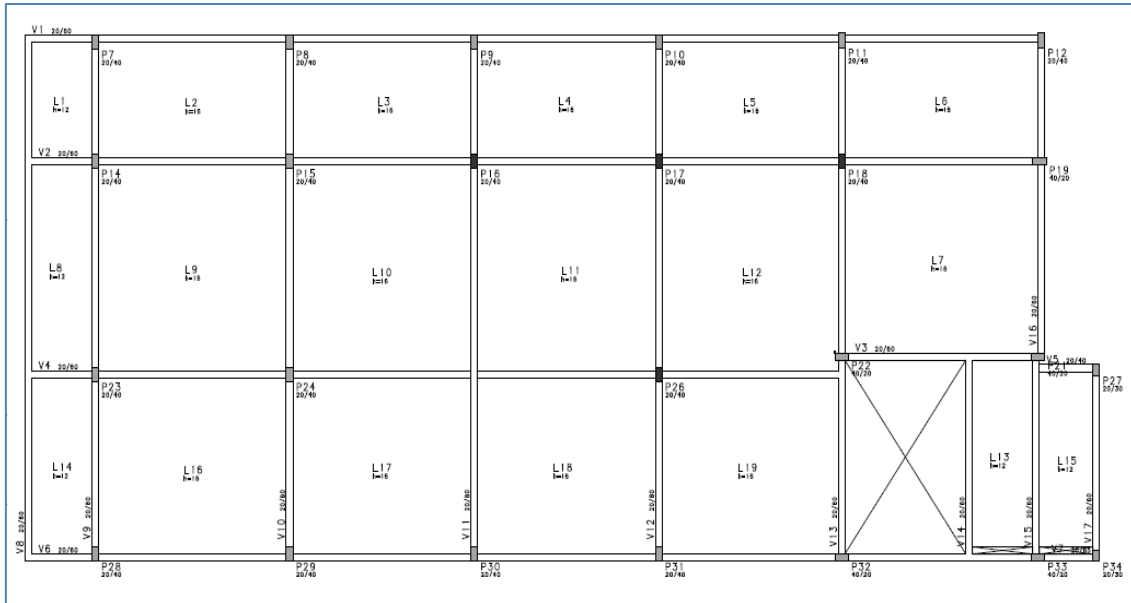


Figura 3.14 - Planta de fôrma: 2º pavimento, concreto armado (CAD/TQS).

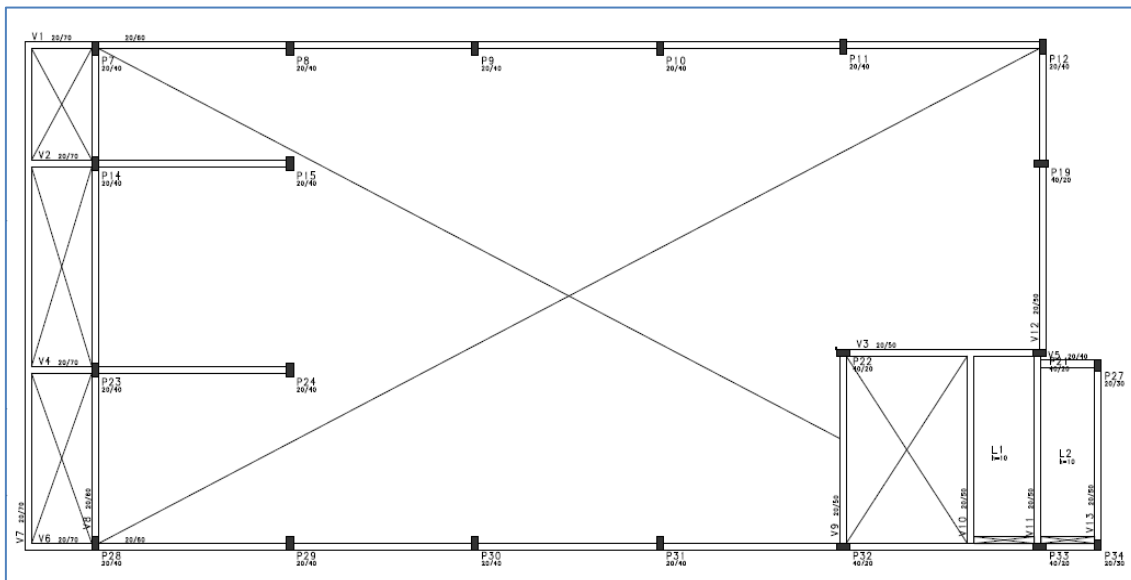


Figura 3.15 - Planta de fôrma: cobertura, concreto armado (CAD/TQS).

Na concepção estrutural do edifício tentou-se utilizar os valores das seções pré-dimensionadas e espaçamento entre os pilares de 5 a 6 metros, porém, devido aos desafios impostos pelo projeto arquitetônico, como a locação das vagas de garagem, rampa de acesso à garagem e o centro vazado no primeiro pavimento, foi necessário optar por vãos maiores em alguns trechos e neles houve a necessidade de empregar vigas mais altas para haver melhor controle das flechas, como nas vigas V7, V11, V14 do primeiro pavimento, a viga V11 do segundo pavimento e V7 da cobertura.

3.4.2 – Modelagem em Concreto Protendido

Nas figuras abaixo estão as imagens das plantas de fôrma de todos os pavimentos e todas elas podem ser visualizadas no anexo C em folha A4 na escala 1:125.

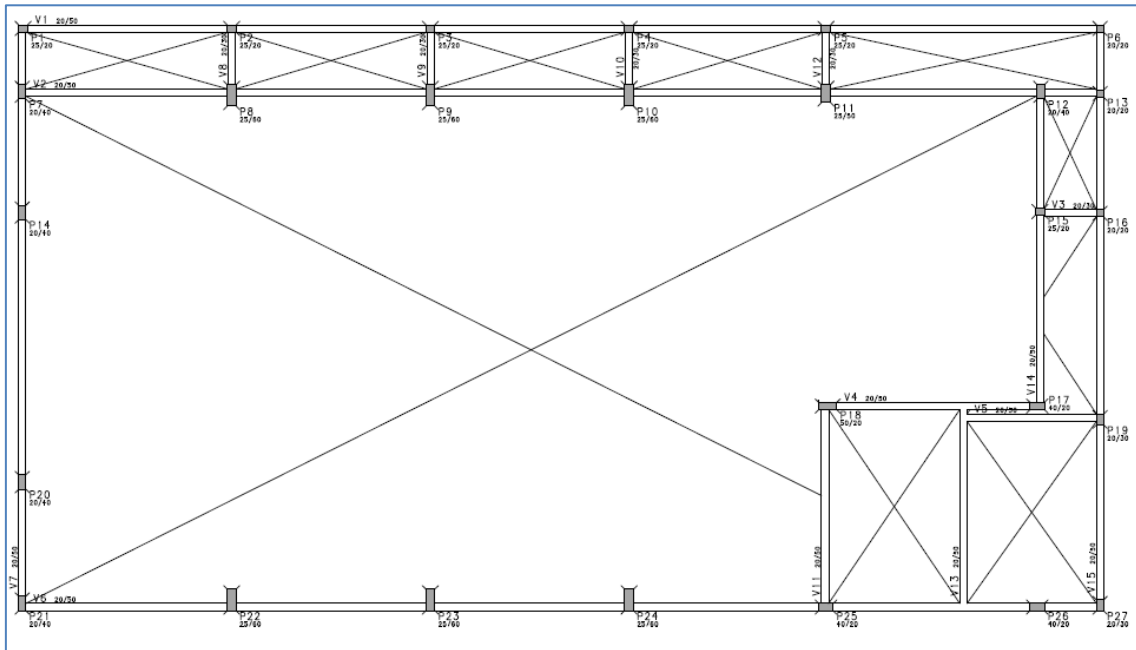


Figura 3.16 - Planta de fôrma: fundação, concreto protendido (CAD/TQS)

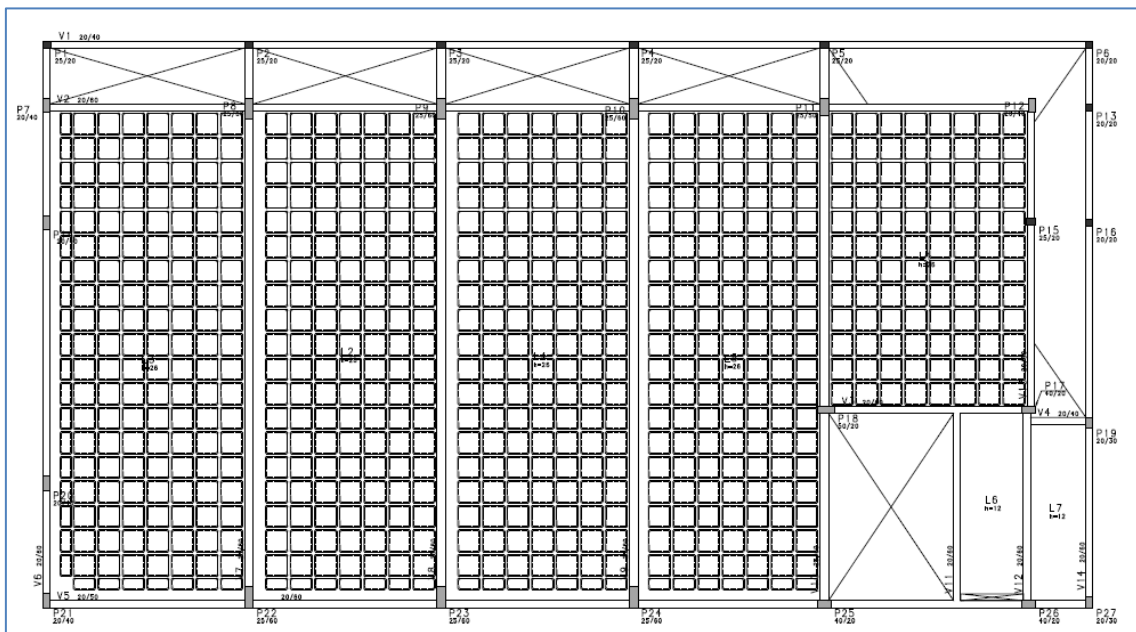


Figura 3.17 - Planta de fôrma: subsolo, concreto protendido (CAD/TQS)

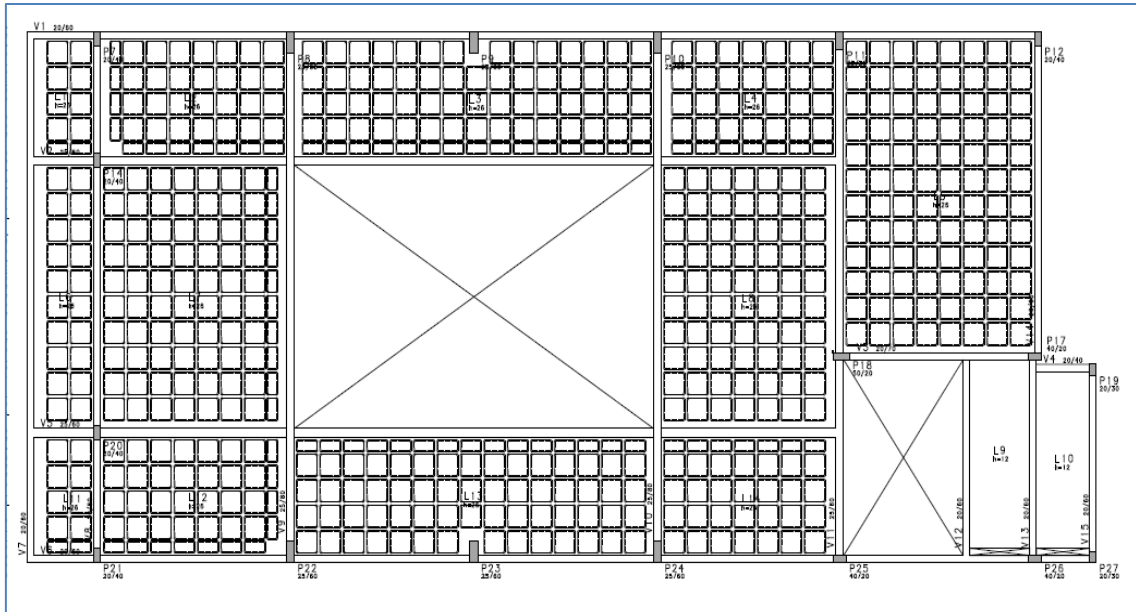


Figura 3.18 - Planta de fôrma: 1º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS)

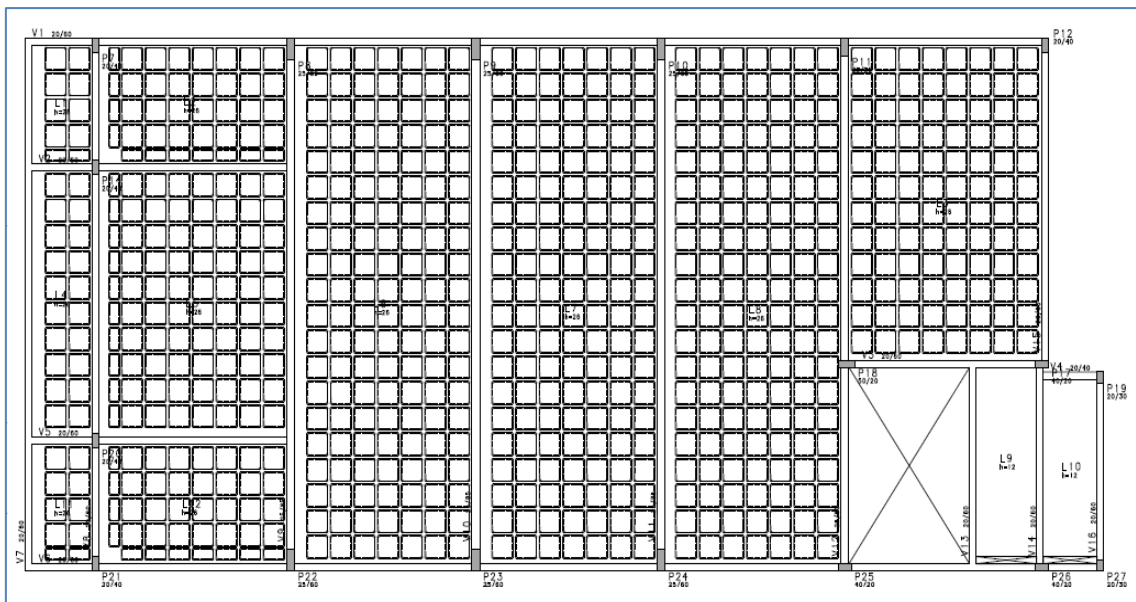


Figura 3.19 - Planta de fôrma: 2º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS)

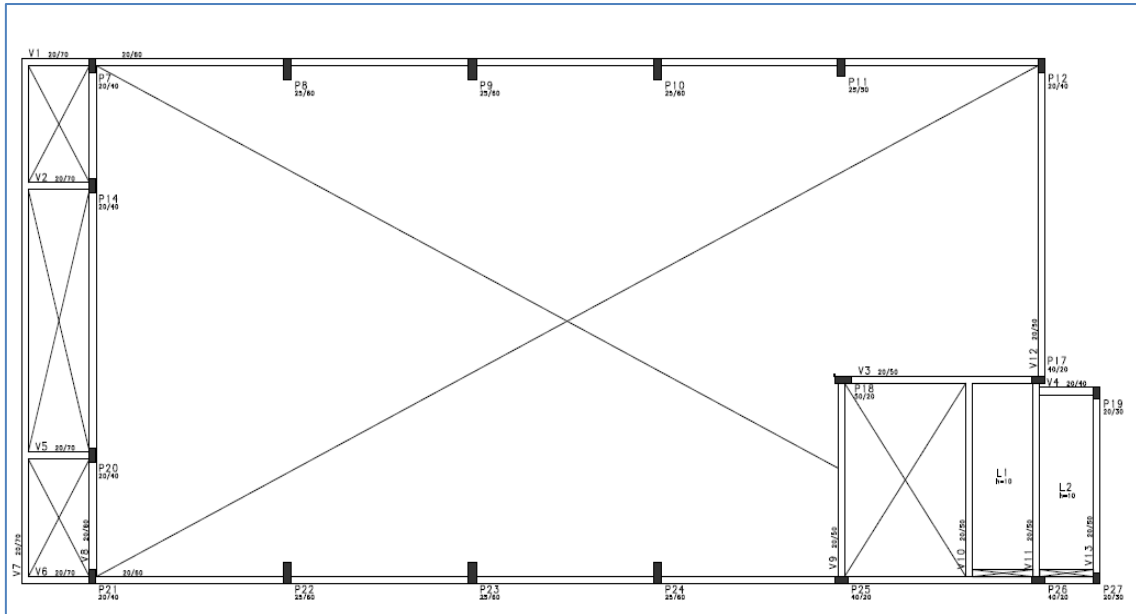


Figura 3.20 - Planta de fôrma: cobertura, concreto protendido (CAD/TQS)

Na concepção estrutural do edifício tentou-se utilizar as dimensões das vigas protendidas pré-dimensionadas, no entanto, o estorço de momento fletor permaneceu superior e foi necessário alterar a seção de algumas vigas para 20x80cm e outras 20x85cm com a finalidade de se obter controle sobre as flechas com a introdução de maior número de cordoalhas, como o caso das vigas V9, V10 e V11 do subsolo; vigas V11 e V14 do 1º pavimento; vigas V10, V11 e V14 do 2º pavimento.

É importante destacar que na solução em concreto protendido foi possível retirar todos os pilares centrais, havendo uma redução em cerca 23,50% no número de pilares totais, paralelamente, a diminuição de 23,50% na quantidade de fundações. Também, redução na quantidade das vigas baldrames.

3.5– Modelo 3D

A seguir serão expostos os visualizadores 3D extraídos do software CAD/TQS de ambos as modelagens.

3.5.1 – Modelagem em Concreto Armado

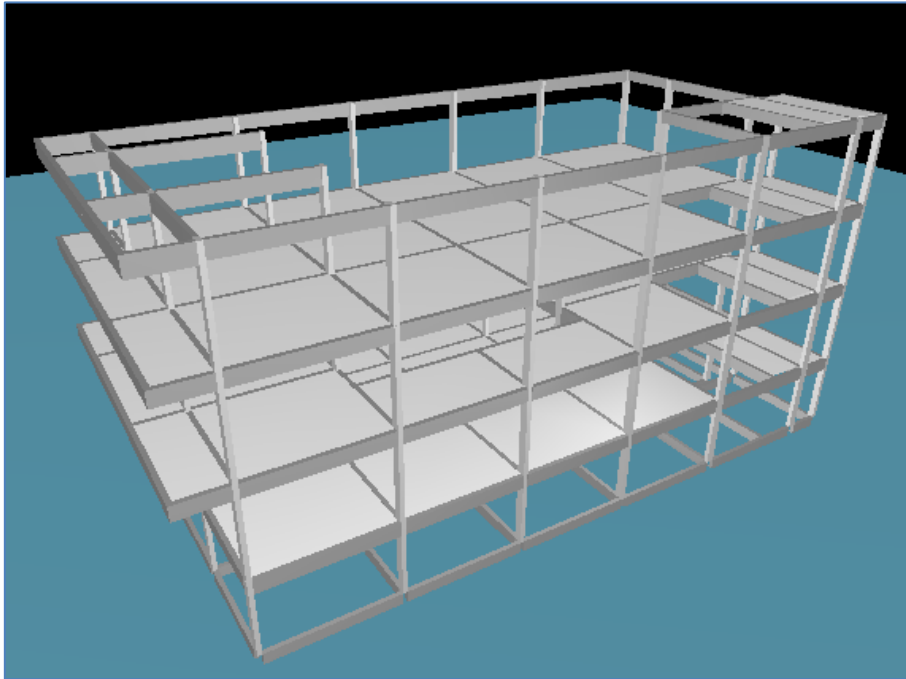


Figura 3.21 - Modelo 3D: Estrutura em concreto armado (CAD/TQS).

3.5.2 – Modelagem em Concreto Protendido

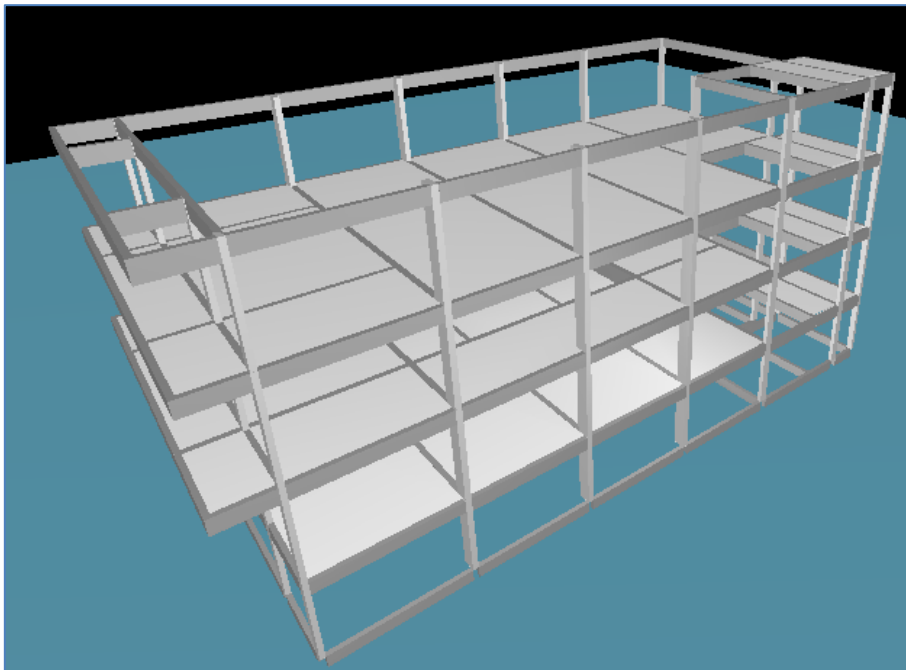


Figura 3.22 - Modelo 3D: Estrutura em concreto armado (CAD/TQS).

4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo será realizada a verificação e comparação dos deslocamentos verticais das vigas em concreto armado e das vigas protendidas com o deslocamento limite recomendado pela NBR 6118:2014 o qual é estabelecido na tabela 4.1 na linha “aceitabilidade sensorial” em “deslocamentos visíveis em elementos estruturais”, o valor limite é obtido pela relação $L/250$, onde o “L” é o vão da viga.

Tabela .4.1 - Limites para deslocamentos NBR 6118

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento-limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$l/350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^a$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$l/350 + \text{contraflecha}^b$
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$
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	$l/500^c$ e 10 mm e $\theta = 0,0017 \text{ rad}^d$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^c$ e 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação frequente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1700$ e $H/850^e$ entre pavimentos f
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^g$ e 15 mm

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014; Tabela 13.3).

Também, será realizada a análise das vigas da estrutura em concreto armado com a retirada dos pilares centrais comparando os deslocamentos verticais e a quantidade de aço das vigas em concreto armado e concreto protendido. E, análise de fissuração das vigas protendidas.

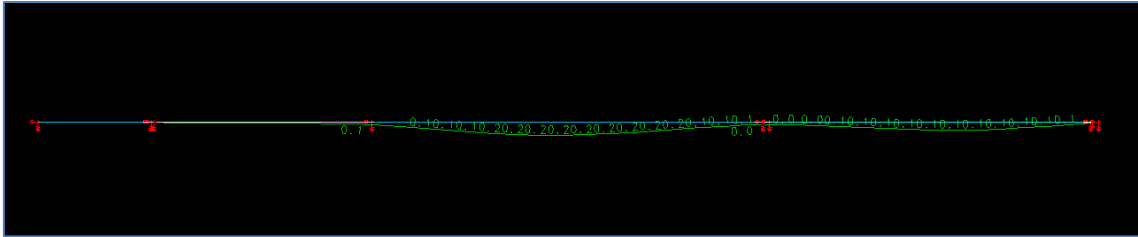


Figura 4.3 - Deslocamentos verticais da viga V11 do subsolo, concreto armado (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 0,2cm e ocorre no trecho em que o vão é de 593,6cm. Sendo assim, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{593,6}{250} = 2,37\text{cm} \quad (4.3)$$

Portanto, a deslocamento vertical se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V12

Na figura 4.4 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

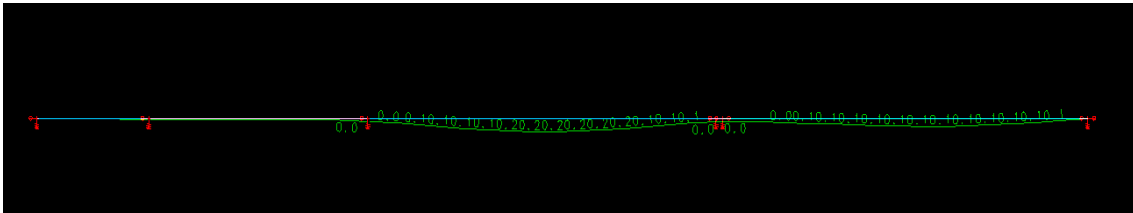


Figura 4.4 - Deslocamentos verticais da viga V12 do subsolo, concreto armado (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 0,2cm e ocorre no trecho em que o vão é de 543,9cm. Sendo assim, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{543,9}{250} = 2,17\text{cm} \quad (4.4)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

4.1.1.2 – 1º Pavimento

As vigas analisadas no 1º pavimento são V2, V7, V11, V14, V15 e V18 ambas podem ser visualizadas na planta de forma no item 3.4.

- Viga – V2

Na figura 4.5 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

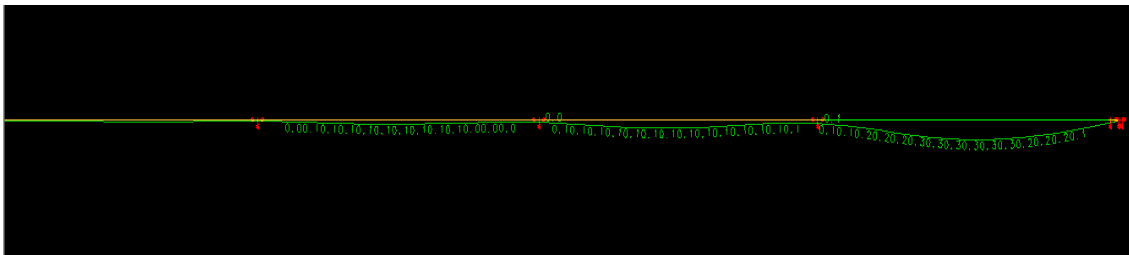


Figura 4.5 - Deslocamentos verticais da viga V2 do 1º pavimento, concreto armado (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 0,3cm e ocorre no trecho em que o vão é de 593cm. Sendo assim, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{593}{250} = 2,37\text{cm} \quad (4.5)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V7

Na figura 4.6 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

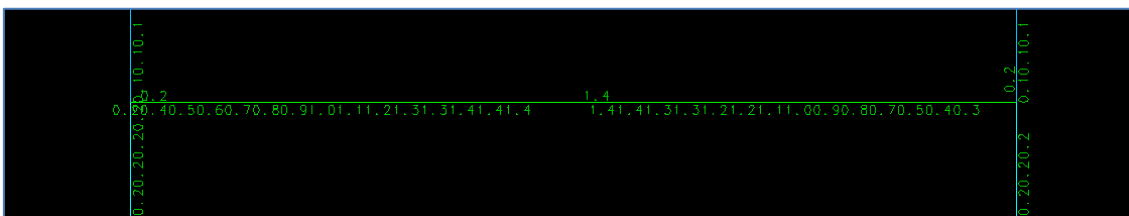


Figura 4.6 - Deslocamentos verticais da viga V7 do 1º pavimento, concreto armado (CAD/TQS).

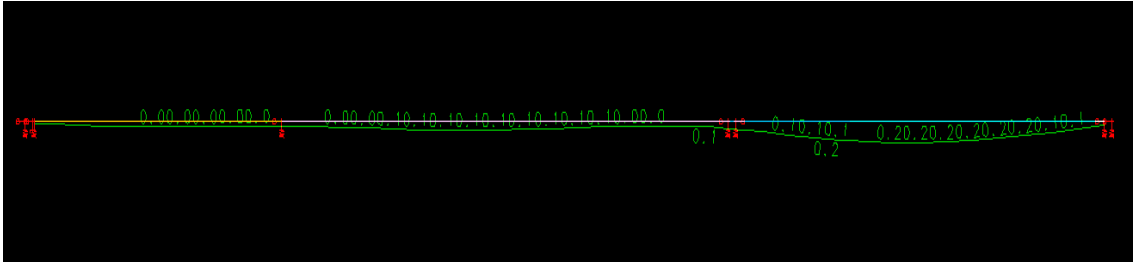


Figura 4.8: Deslocamentos verticais viga V14 do 1º pavimento, concreto armado (CAD/TQS)

Nota-se que o maior valor foi de 0,2cm e ocorre no trecho em que o vão é de 505,2cm. Sendo assim, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{505,2}{250} = 2,02\text{cm} \quad (4.8)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V15

Na figura 4.9 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

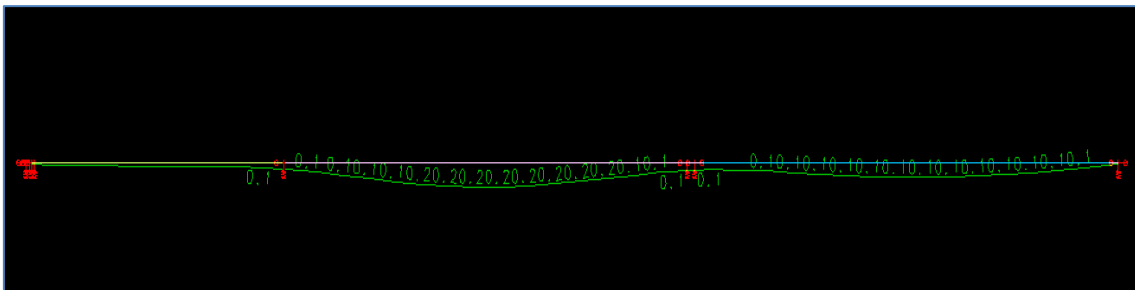


Figura 4.9 - Deslocamentos verticais viga V15 do 1º pavimento, concreto armado (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 0,2cm e ocorre no trecho em que o vão é de 543,9cm. Sendo assim, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{543,9}{250} = 2,17\text{cm} \quad (4.9)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V18

Na figura 4.10 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

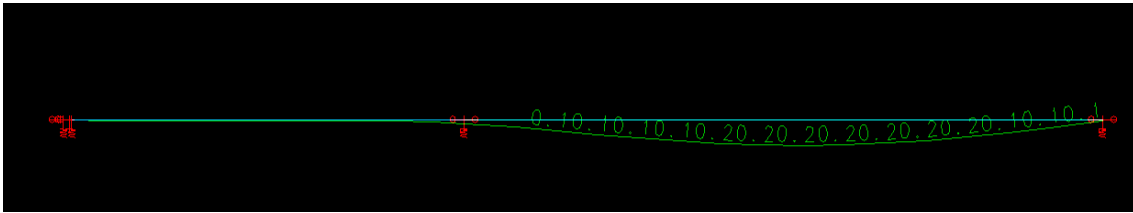


Figura 4.10 - Deslocamentos verticais Viga V18 do 1º pavimento, concreto armado (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 0,2cm e ocorre no trecho em que o vão é de 543,9cm. Sendo assim, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{543,9}{250} = 2,17\text{cm} \quad (4.10)$$

Portanto o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

4.1.1.3 – 2º Pavimento

As vigas analisadas no 2º pavimento são V10, V11, V12, V13, V16 ambas podem ser visualizadas na planta de forma no item 3.4.

- Viga – V10

Na figura 4.11 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

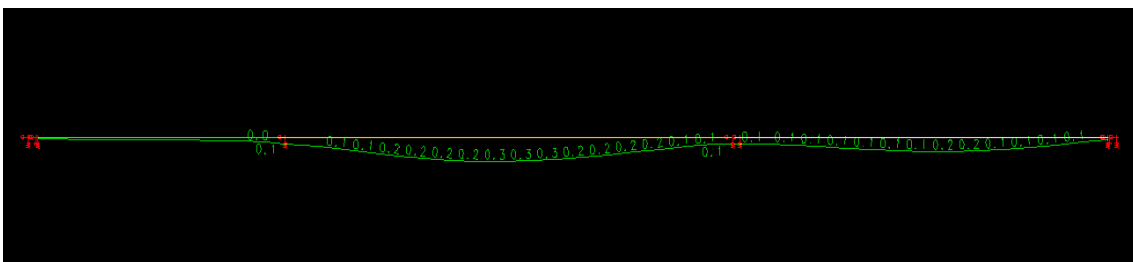


Figura 4.11 - Deslocamentos verticais viga V10 do 2º pavimento, concreto armado (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 0,3cm e ocorre no trecho em que o vão é de 593,6cm. Sendo assim, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{593,6}{250} = 2,37\text{cm} \quad (4.11)$$

Portanto, a flecha total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V11

Na figura 4.12 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

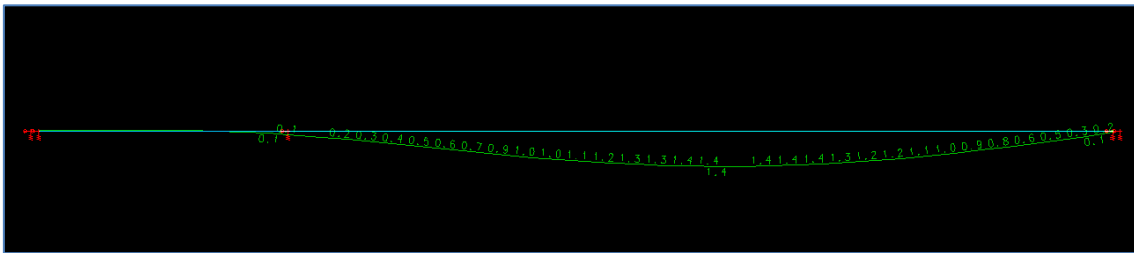


Figura 4.12 - Deslocamentos verticais viga V11 do 2º pavimento, concreto armado (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 1,4cm e ocorre no trecho em que o vão é de 1103,9cm. Sendo assim, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{1103,9}{250} = 4,4\text{cm} \quad (4.12)$$

Portanto o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V12

Na figura 4.13 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

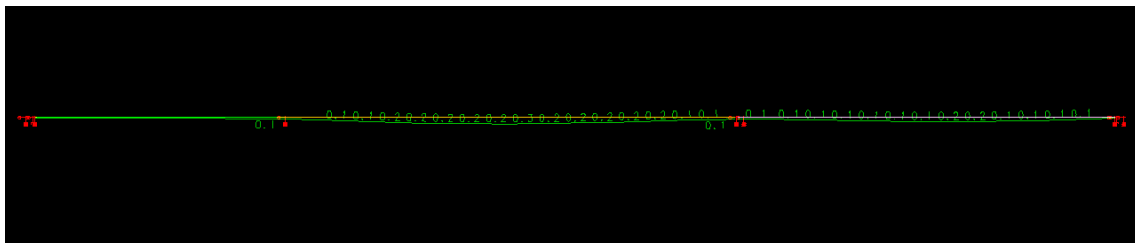


Figura 4.13 - Deslocamentos verticais viga V12 do 2º pavimento, concreto armado (CAD/TQS)

Nota-se que o maior valor foi de 0,2cm e ocorre no trecho em que o vão é de 593,6cm. Sendo assim, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{593,6}{250} = 2,37cm \quad (4.13)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V13

Na figura 4.14 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

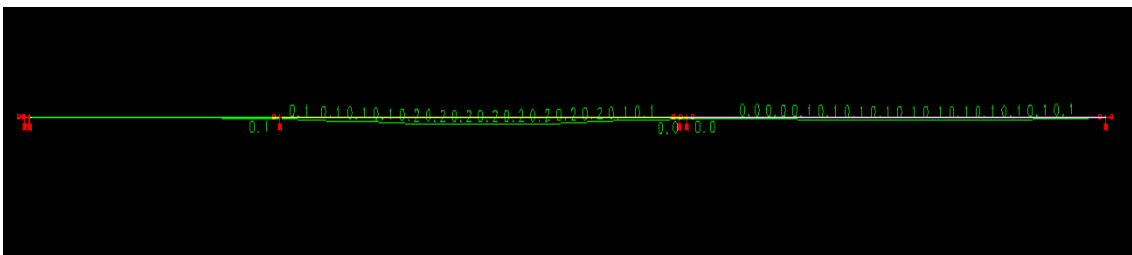


Figura 4.14 - Deslocamentos verticais viga V13 do 2º pavimento, concreto armado (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 0,2cm e ocorre no trecho em que o vão é de 543,9cm. Sendo assim, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{543,9}{250} = 2,17cm \quad (4.14)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V16

Na figura 4.15 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

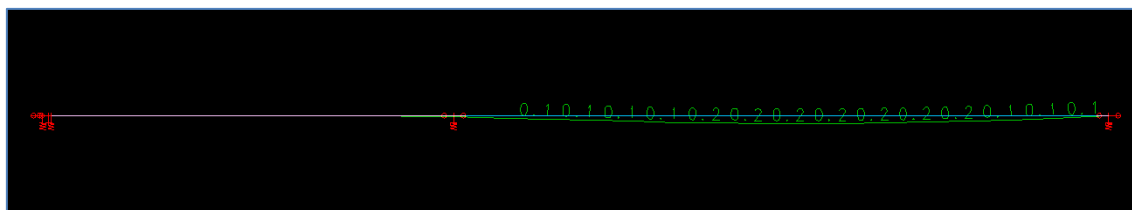


Figura 4.15 - Deslocamentos verticais V16 do 2º pavimento, concreto armado (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 0,2cm e ocorre no trecho em que o vão é de 543,9cm. Sendo assim, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{543,9}{250} = 2,17cm \quad (4.15)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

4.1.1.4 – Cobertura

Na figura 4.16 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

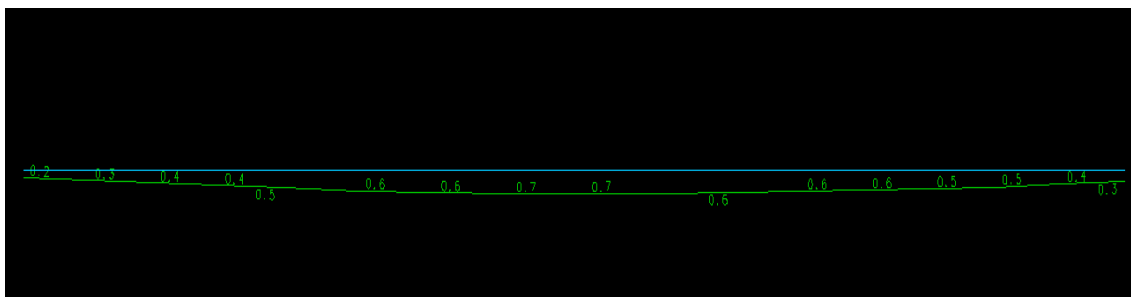


Figura 4.16 - Deslocamentos verticais viga V7 da cobertura, concreto armado (CAD/TQS)

Nota-se que o maior valor foi de 0,7cm e ocorre no trecho em que o vão é de 593,6cm. Sendo assim, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{593,6}{250} = 2,37cm \quad (4.16)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

4.1.1.5 – Quadro resumo dos Deslocamentos Verticais

Na tabela 4.2 é exibido o quadro resumo dos deslocamentos o qual contém o pavimento, seção das vigas, número das vigas, seus vãos e seus deslocamentos verticais.

Tabela 4.2- Estrutura em concreto armado: resumo dos deslocamentos verticais.

Pavimento	Viga	Seção (cm)	Vão (cm)	Desloc. Vert (cm)
Subsolo	V9	20x60	593,6	0,3
	V10	20x60	583,6	0,8
	V11	20x60	543,9	0,2
	V12	20x60	543,9	0,2
1º Pav.	V2	20X60	593	0,3
	V7	20X80	1106	1,4
	V11	20X60	505,2	0,2
	V14	20X60	505,2	0,2
	V15	20X80	543,9	0,2
	V18	20X60	543,9	0,2
2º Pav.	V10	20X60	593,6	0,3
	V11	20X80	1103,9	1,4
	V12	20X60	593,6	0,2
	V13	20X60	543,9	0,2
	V16	20X60	543,9	0,2
Cobertura	V7	20x70	593,6	0,7

Fonte: Autor

4.1.2 – Armação das Vigas.

As armações calculadas pelo CAD/TQS são visualizadas em “edição rápida de armadura” e pode ser processada a tabela de aço para a viga selecionada. Serão verificadas as armações somente das vigas em concreto armado as quais serão protendidas posteriormente na solução em concreto protendido, elas estão localizadas no pavimento do subsolo, 1º pavimento e 2º pavimento e cobertura.

4.1.2.1 – Subsolo

As vigas analisadas no pavimento do subsolo são V9, V10, V11, V12 e V13 ambas podem ser visualizadas na planta de forma no item 3.4.1.

- Viga – V9

Na tabela 4.3 é exposta a sua tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.3 - Resumo de aço viga V9 do subsolo, concreto armado

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT. (mm)	COMPR.(m)	PESO (Kg)
CA-60	5	157	24
CA-50	8	101	40
CA-50	10	34	21
CA-50	12.5	37	35
CA-50	16	27	43
PESO TOTAL AÇO CA-60 (Kg) =			24
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			139

Fonte: CAD/TQS (Adaptado)

- Viga – V10

Na tabela 4.4 é exposta a sua tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.4 - Resumo de aço viga V10 do subsolo, concreto armado

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	5	164	25
CA-50	8	102	40
CA-50	10	33	20
CA-50	12.5	45	44
CA-50	16	15	24
PESO TOTAL AÇO CA-60 (Kg) =			25
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			128

Fonte: CAD/TQS (adaptado)

- Viga – V11

Na tabela 4.5 é exposto e sua tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.5 - Resumo de aço viga V10 do subsolo, concreto armado

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	5	157	24
CA-50	8	101	40
CA-50	10	35	22
CA-50	12.5	49	47
CA-50	16	13	21
PESO TOTAL AÇO CA-60 (Kg) =			24
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			130

Fonte: CAD/TQS (Adaptado)

- Viga – V12

Na tabela 4.6 é exposto e sua tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.6 - Resumo de aço viga V12 do subsolo, concreto armado

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	5	163	25
CA-50	8	102	40
CA-50	10	54	34
CA-50	12.5	35	33
CA-50	16	11	17
PESO TOTAL AÇO CA-60 (Kg) =			25
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			124

Fonte: CAD/TQS(Adaptado)

4.1.2.2 – 1º Pavimento

As vigas analisadas no 1º pavimento são V2, V7, V11, V14, V15 e V18 ambas podem ser visualizadas na planta de forma no item 3.4.1.

- Viga – V2

Na tabela 4.7 é exposto e sua tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.7 - Resumo de aço viga V2 do 1º pavimento, concreto armado

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	5	319	49
CA-50	8	191	76
CA-50	10	60	37
CA-50	12.5	100	96
CA-50	16	13	21
PESO TOTAL AÇO CA-60 (Kg) =			49
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			230

Fonte: CAD/TQS (Adaptado)

- Viga – V7

Na tabela 4.8 é exposto e sua tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.8 - Resumo de aço viga V7 do 1º pavimento, concreto armado

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	5	84	13
CA-50	6.3	19	5
CA-50	8	95	38
CA-50	10	15	9
CA-50	16	61	96
PESO TOTAL AÇO CA-60 (Kg) =			13
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			148

Fonte: CAD/TQS (Adaptado)

- Viga – V11

Na tabela 4.9 é exposto e sua tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.9 - Resumo de aço viga V11 do 1º pavimento, concreto armado

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	5	89	14
CA-50	6.3	42	10
CA-50	8	99	39
CA-50	10	52	32
CA-50	12.5	21	20
CA-50	16	19	30
PESO TOTAL AÇO CA-60 (Kg) =			14
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			131

Fonte: CAD/TQS (Adaptado)

- Viga – V14

Na tabela 4.10 é exposto e sua tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.10 - Resumo de aço viga V14 do 1º pavimento, concreto armado

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	5	89	14
CA-50	6.3	42	10
CA-50	8	99	39
CA-50	10	52	32
CA-50	12.5	21	20
CA-50	16	19	30
PESO TOTAL AÇO CA-60 (Kg) =			14
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			131

Fonte: CAD/TQS (Adaptado)

- Viga – V15

Na tabela 4.11 é exposto e sua tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.11 - Resumo de aço viga V15 do 1º pavimento, concreto armado

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	5	148	23
CA-50	8	90	36
CA-50	10	49	30
CA-50	12.5	27	26
CA-50	16	11	17
PESO TOTAL AÇO CA-60 (Kg) =			23
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			109

Fonte: CAD/TQS (Adaptado)

- Viga – V18

Na tabela 4.12 é exposto e sua tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.12 - Resumo de aço viga V18 do 1º pavimento, concreto armado

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	5	90	14
CA-50	6.3	2	1
CA-50	8	56	22
CA-50	10	45	27
CA-50	12.5	11	10
PESO TOTAL AÇO CA-60 (Kg) =			14
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			60

Fonte: CAD/TQS(Adaptado)

4.1.2.3 – 2º Pavimento

As vigas analisadas no 2º pavimento são V10, V11, V12, V13, V16 ambas podem ser visualizadas na planta de forma no item 3.4.1.

- Viga – V10

Na tabela 4.13 é exposto e sua tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.13 - Resumo de aço viga V10 do 2º pavimento, concreto armado

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	5	140	22
CA-50	8	88	35
CA-50	10	28	17
CA-50	12.5	41	40
CA-50	20	13	21
PESO TOTAL AÇO CA-60 (Kg) =			22
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			113

Fonte: CAD/TQS(Adaptado)

- Viga – V11

Na tabela 4.14 é exposto e sua tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.14 - Resumo de aço viga V11 do 2º pavimento, concreto armado

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	6.3	133	33
CA-50	8	116	46
CA-50	12,5	18	17
CA-50	16	8	12
CA-50	20	40	99
CA-50	25	18	69
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			276

Fonte: CAD/TQS(Adaptado)

- Viga - V12

Na tabela 4.15 é exposto e sua tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.15 - Resumo de aço viga V12 do 2º pavimento, concreto armado

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	5	140	22
CA-50	8	88	35
CA-50	10	28	17
CA-50	12.5	41	40
CA-50	20	13	21
PESO TOTAL AÇO CA-60 (Kg) =			22
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			113

Fonte: CAD/TQS (Adaptado)

- Viga – V13

Na tabela 4.16 é exposto e sua tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.16 - Resumo de aço viga V13 do 2º pavimento, concreto armado

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	5	148	23
CA-50	6.3	1	0
CA-50	8	90	36
CA-50	10	51	31
CA-50	12.5	40	38
PESO TOTAL AÇO CA-60 (Kg) =			23
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			105

Fonte: CAD/TQS (Adaptado)

- Viga – V16

Na tabela 4.17 é exposto e sua tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.17 - Resumo de aço viga V16 do 2º pavimento, concreto armado

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	5	90	14
CA-50	6.3	2	1
CA-50	8	56	22
CA-50	10	45	27
CA-50	12.5	11	10
PESO TOTAL AÇO CA-60 (Kg) =			14
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			60

Fonte: CAD/TQS (Adaptado)

4.1.2.4 – Cobertura

A viga analisada no pavimento cobertura é a V7 e pode ser visualizadas na planta de forma no item 3.4.1.

- Viga – V7

Na tabela 4.18 é exposto e sua tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.18 - Resumo de aço viga V17 da cobertura, concreto armado

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	5	182	28
CA-50	6.3	2	0
CA-50	8	93	37
CA-50	10	60	37
PESO TOTAL AÇO CA-60 (Kg) =			28
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			74

Fonte: CAD/TQS (Adaptado)

4.1.2.5 – Quadro Resumo dos Quantitativos de Aços das Vigas

Na tabela 4.19 é exibido o quadro resumo dos quantitativos de aço CA-50 e CA-60 de todas as vigas o qual contém o pavimento, seção das vigas e peso dos aços por viga.

Tabela 4.19 - Resumo de aço de todas as vigas (estrutura em concreto armado)

Pavimento	Viga	Seção(cm)	Peso CA-50(kg)	Peso CA-60(kg)
Subsolo	V9	20x60	139	24
	V10	20x60	128	25
	V11	20x60	130	24
	V12	20x60	124	25
1º Pav.	V2	20X60	230	49
	V7	20X80	148	13
	V11	20X60	131	14
	V14	20X60	131	14
	V15	20X80	109	23
	V18	20X60	60	14
2º Pav.	V10	20X60	113	22
	V11	20X90	276	0
	V12	20X60	113	22
	V13	20X60	105	23
	V16	20X60	60	14
Cobertura	V7	20x70	74	28
TOTAL(Kg)			2071	334

Fonte: Autor

4.1.3 – Análise sem Pilares Centrais

Foi realizada a análise dos deslocamentos verticais e da armação das vigas em concreto armado estudadas sem pilares centrais utilizando as mesmas alturas das vigas protendidas executando o mesmo processo de verificação das grelhas e retirada das tabelas resumo de aço, com a finalidade de comparar os resultados com o caso em concreto com pilares centrais e com a solução em concreto protendido, dessa maneira, demonstrando as diferenças dos resultados e os efeitos da protensão nas vigas.

Nas tabelas 4.20 e 4.21 são demonstrados os comparativos dos valores dos deslocamentos verticais e quantidade de armadura dessas vigas com e sem a utilização dos pilares centrais. No gráfico 4.1 é exposta a média aritmética dos deslocamentos verticais de ambos os casos e no gráfico 4.2, pode ser visualizado a diferença entre os quantitativos de aço.

Tabela 4.20- Comparativo dos deslocamentos verticais das vigas com e sem pilares centrais

Pav.	Viga	Com pilares centrais			Sem pilares centrais			Desloc. Vert. Lim. (cm)
		Seção (cm)	Vão (cm)	Desloc. Vert. (cm)	Seção (cm)	Vão (cm)	Desloc. Vert. (cm)	
Subsolo	V9	20x60	593,6	0,3	20x80	1405	6.16	5.62
	V10	20x60	583,6	0,8	20x80	1405	7.1	5.62
	V11	20x60	593,6	0,2	20x80	1405	5.5	5.62
	V12	20x60	543,9	0,2	20x60	867.5	2	3.47
1º Pav.	V2	20X60	593	0,3	20X60	1106	6.2	4.42
	V7	20X80	1106	1,5	20X60	1106	6.2	4.42
	V11	20X60	505,2	0,2	20X80	1405	6.5	5.62
	V14	20X60	505,2	0,3	20X80	1405	6.5	5.62
	V15	20X60	543,9	0,2	20X60	868.3	2.5	3.47
	V18	20X60	543,9	0,2	20X60	868.3	1.9	3.47
2º Pav.	V10	20X60	593,6	0,3	20X85	1405	6.1	5.62
	V11	20X90	1103,9	1,2	20X85	1405	7.8	5.62
	V12	20X60	593,6	0,3	20X85	1405	6.1	5.62
	V13	20X60	543,9	0,2	20X60	868.3	2.5	3.47
	V16	20X60	543,9	0,3	20X60	868.3	1.9	3.47
Cobertura	V7	20x70	593,6	0,7	20x70	543.9	6.5	2.18

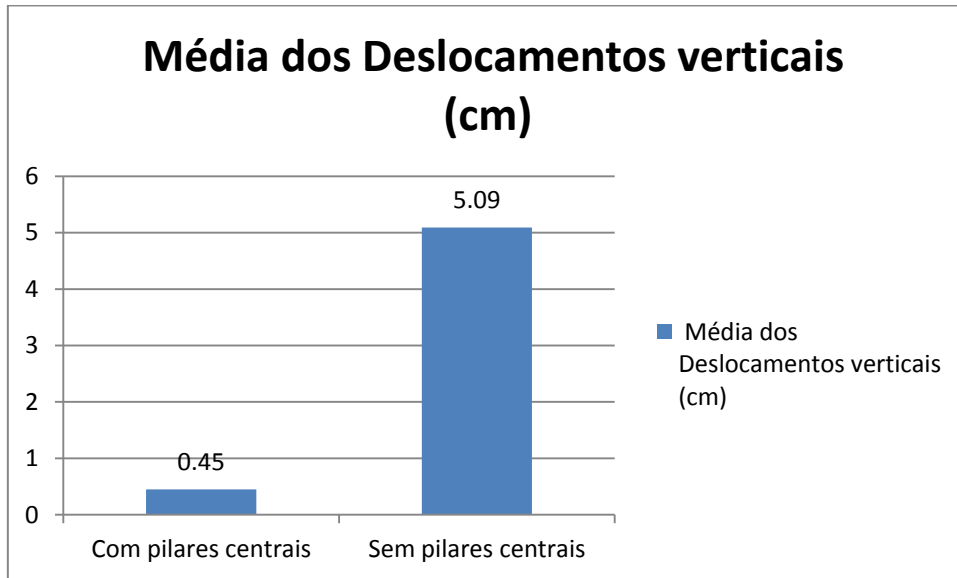
Fonte: Autor

Tabela 4.21 - Comparativo dos quantitativos de aço das vigas com e sem pilares centrais

Pav.	Viga	Com pilares centrais			Sem pilares centrais		
		Seção (cm)	Peso CA-50(kg)	Peso CA-60(kg)	Seção (cm)	Peso CA-50 (kg)	Peso CA-60 (kg)
Subsolo	V9	20x60	139	24	20x80	725	0
	V10	20x60	128	25	20x80	629	0
	V11	20x60	130	24	20x80	628	0
	V12	20x60	124	25	20x60	324	8
1º Pav.	V2	20X60	230	49	20X60	305	99
	V7	20X80	148	13	20X60	145	0
	V11	20X60	131	14	20X80	507	0
	V14	20X60	131	14	20X80	507	0
	V15	20X60	109	23	20X60	371	8
	V18	20X60	60	14	20X60	111	13
2º Pav.	V10	20X60	113	22	20X85	566	0
	V11	20X90	276	0	20X85	651	0
	V12	20X60	113	22	20X85	566	0
	V13	20X60	105	23	20X60	370	8
	V16	20X60	60	14	20X60	111	13
Cobertura	V7	20x70	74	28	20x70	148	25
Total(kg) =			2071	334	Total(kg) =	6664	174

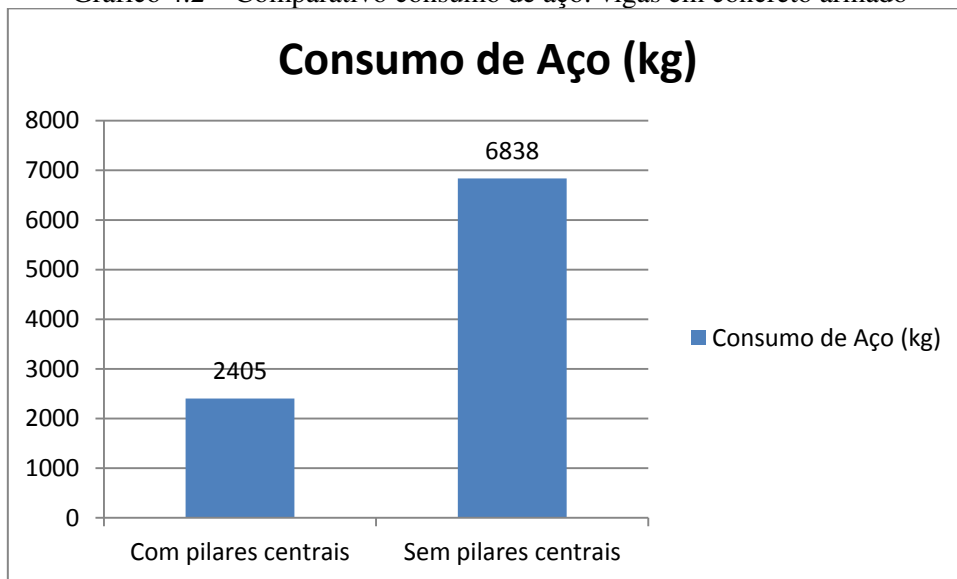
Fonte: Autor

Gráfico 4.1 – Comparativo dos deslocamentos verticais: vigas em concreto armado



Fonte: Autor

Gráfico 4.2 – Comparativo consumo de aço: vigas em concreto armado



Fonte: Autor

Percebe-se na tabela 4.20 que grande parte das vigas não atenderam as verificações referentes aos deslocamentos verticais e outras ficaram bem próximas do limite, como o caso da viga V11 do pavimento subsolo, elas necessitariam ter suas alturas aumentadas ao ponto de reduzir esses deslocamentos e prevendo os seus acréscimos por ocorrência das fissurações, isso causaria um rebaixamento maior na altura do forro e dificuldade no momento da execução do estribo, por causa de sua dimensão, e na vibração durante a concretagem. O gráfico 4.1 expõem uma diferença de 4,61cm de média dos deslocamentos verticais.

Já na tabela 4.21 a qual é demonstrado a quantidade de armadura das vigas, nota-se o aumento de, aproximadamente, 320% no consumo de aço CA-50 e redução de 190% vezes no consumo de aço CA-60, essa redução esta relacionado à necessidade de se utilizar estribos com diâmetros maiores devido ao aumento dos esforços de cisalhamento, no gráfico 4.2 é possível visualizar essa diferença. É importante destacar que nas vigas com vãos acima de 10 metros o acréscimo no quantitativo de ficou em cerca de 500% maior e com isso houve a necessidade de se utilizar bitolas superiores a 20mm em grande quantidade na sua distribuição como mostrado na figura 4.17, o que dificultaria no serviço de corte e montagem da armadura. Os detalhamentos da armadura dessas vigas estão apresentados no Anexo D.

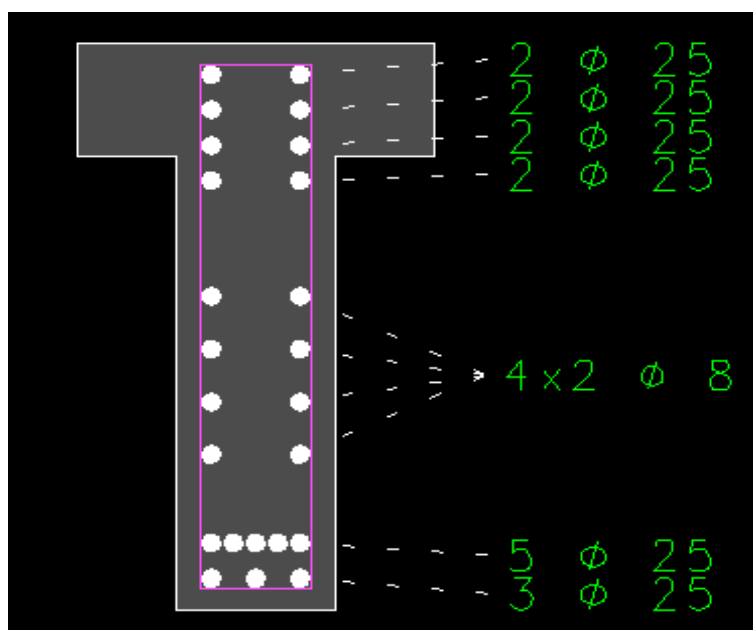


Figura 4.17 - Seção da viga V9 (CAD/TQS)

Então, para essa solução sem pilares centrais o uso da protensão nessas vigas seria viável com a finalidade de combater esses efeitos – deslocamentos excessivos e grande quantidade de armação. no item 4.2 será demonstrado os resultados das flechas e armações utilizando a protensão em cordoalhas engraxadas.

4.2– Modelagem em Concreto Protendido

4.2.1 – Deslocamentos Verticais das Vigas Protendidas

Os valores das flechas são adquiridos no CAD/TQS através da discretização dos pavimentos em grelha, após isso é possível visualizar os deslocamentos no visualizador de grelha conforme o caso de carregamento selecionado, na verificação da flecha total máxima (flecha imediata mais flecha diferida) é adotado “LAJEPRO/CFREQ/PP+PERM+0.7ACID+FORALI” no qual já estão inclusos todos os carregamentos – peso próprio, carga permanente e acidental - e as perdas totais de protensão – imediatas e progressivas.

Serão verificados os deslocamentos verticais somente das vigas em concreto protendido as quais estão localizadas no pavimento do subsolo, 1º pavimento e 2º pavimento. Os valores obtidos serão comparados com o valor limite recomendado pela NBR 6118/2014 – tabela 4.1 e, posteriormente, com as flechas das mesmas vigas em concreto armado.

4.2.1.1 – Subsolo

As vigas analisadas no pavimento do subsolo são V7, V8, V9, V10 ambas podem ser visualizadas na planta de forma no item 3.4.

- Viga – V7

Na figura 4.18 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

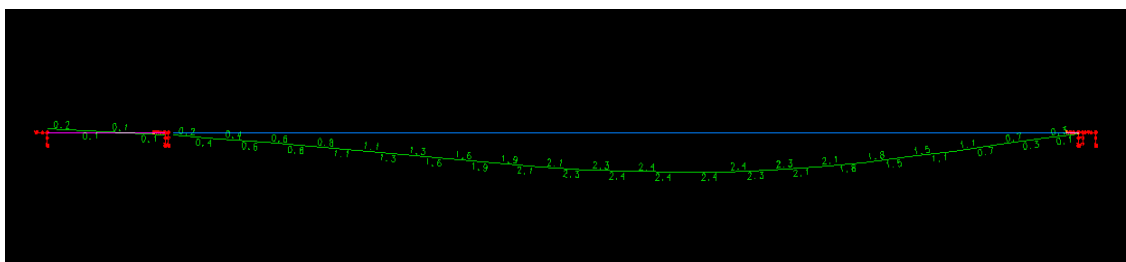


Figura 4.18 - Deslocamentos verticais viga V7 do subsolo, concreto protendido (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 2,4cm e o seu vão é de 1405cm. Dessa maneira, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{1405}{250} = 5,62\text{cm} \quad (4.18)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V8

Na figura 4.19 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

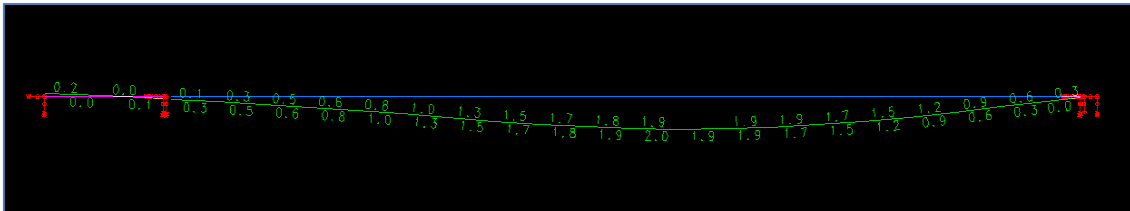


Figura 4.19 - Deslocamentos verticais viga V8 do subsolo, concreto protendido (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 2,0cm e o seu vão é de 1405cm . Dessa maneira, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{1405}{250} = 5,62\text{cm} \quad (4.19)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V9

Na figura 4.20 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

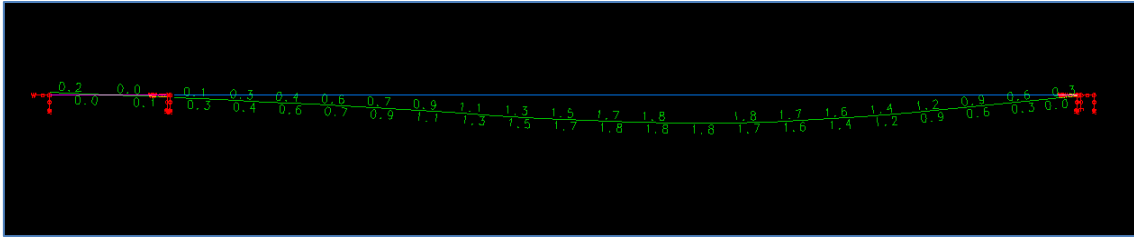


Figura 4.20 - Deslocamentos verticais viga V9 do subsolo, concreto protendido (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 1,8cm e o seu vão é de 1405cm . Dessa maneira, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{1405}{250} = 5,62\text{cm} \quad (4.20)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V10

Na figura 4.21 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

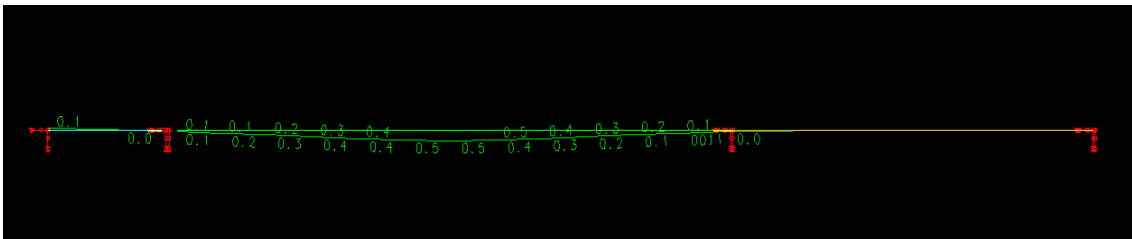


Figura 4.21 - Deslocamentos verticais viga V10 do subsolo, concreto protendido (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 0,5cm e o seu vão é de 867,5cm . Dessa maneira, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{867,5}{250} = 3,47\text{cm} \quad (4.21)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

4.2.1.2 – 1º Pavimento

As vigas analisadas no pavimento do subsolo são V2, V5, V9, V10, V11 e V14 ambas podem ser visualizadas na planta de forma no item 3.4.

- Viga – V2

Na figura 4.22 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

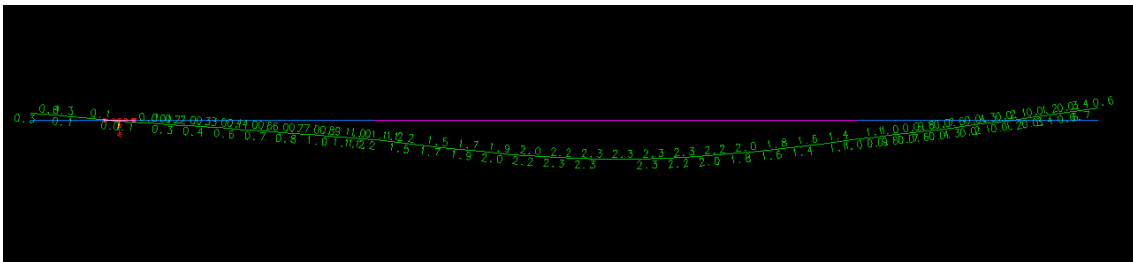


Figura 4.22 - Deslocamentos verticais viga V2 do 1º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 2,2cm e ocorre no trecho em que o vão é de 1106cm. Sendo assim, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{1106}{250} = 4,42\text{cm} \quad (4.22)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V5

Na figura 4.23 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

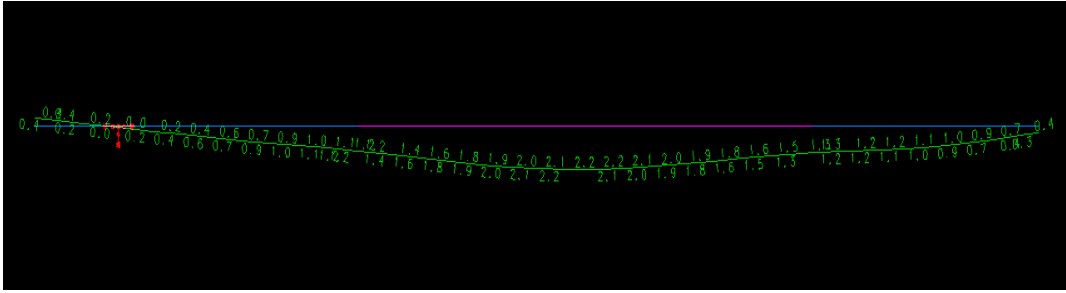


Figura 4.23 - Deslocamentos verticais V5 do 1º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 2,2cm e ocorre no trecho em que o vão é de 1106cm. Sendo assim, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{1106}{250} = 4,42\text{cm} \quad (4.23)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V9

Na figura 4.24 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

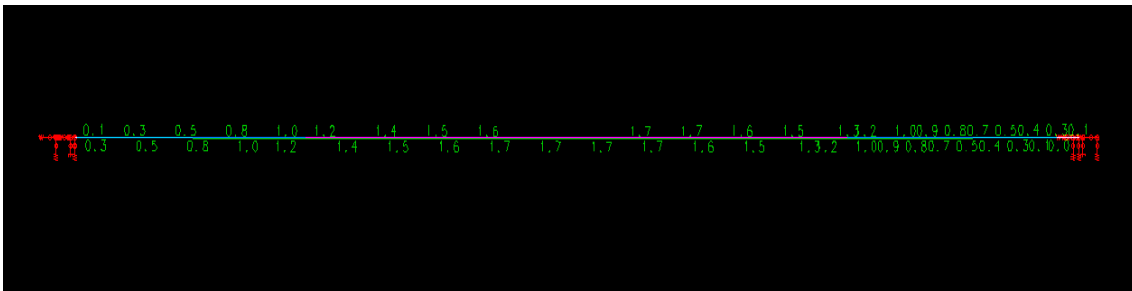


Figura 4.24 - Deslocamentos verticais viga V9 do 1º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 1,7cm e o seu vão é de 1405cm . Dessa maneira, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{1405}{250} = 5,62\text{cm} \quad (4.24)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo

- Viga – V10

Na figura 4.25 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

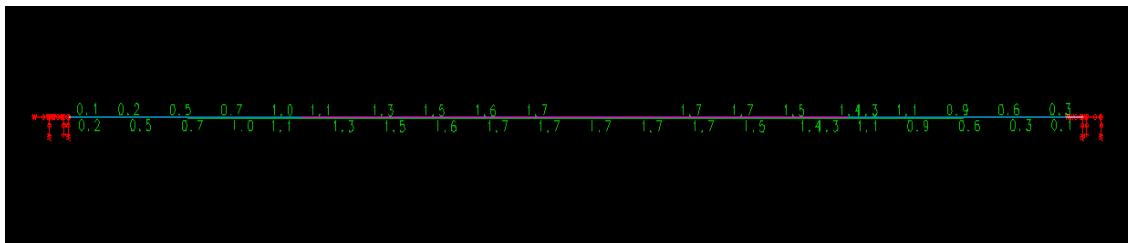


Figura 4.25 - Deslocamentos viga V10 do 1º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 1,7cm e o seu vão é de 1405cm . Dessa maneira, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{1405}{250} = 5,62\text{cm} \quad (4.17)$$

Portanto, a flecha total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V11

Na figura 4.26 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

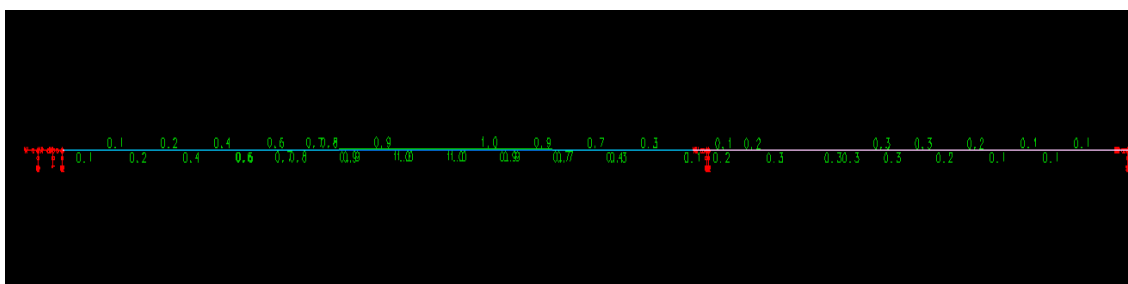


Figura 4.26 - Deslocamentos verticais viga V11 do 1º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 1cm e ocorre no trecho em que o vão é de 868,3cm. Sendo assim, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{868,3}{250} = 3,47cm \quad (4.26)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V14

Na figura 4.27 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

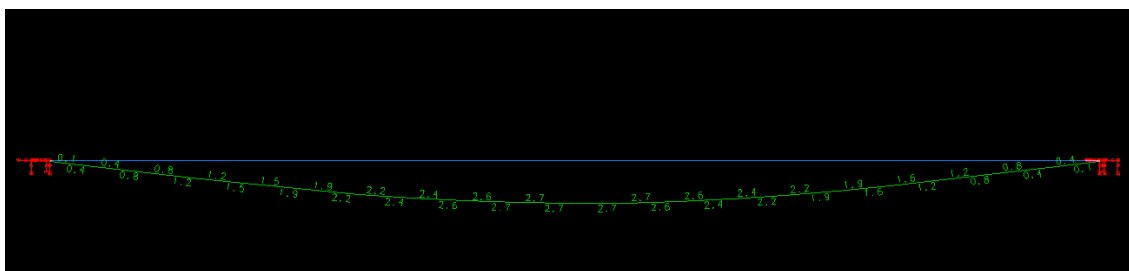


Figura 4.27- Deslocamentos verticais viga V14 do 1º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 0,3cm e o seu vão é de 868,3cm . Dessa maneira, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{868,3}{250} = 3,47cm \quad (4.27)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

4.2.1.3 – 2º pavimento

As vigas analisadas no 2º pavimento são V9, V10, V11, V12 e V15 ambas podem ser visualizadas na planta de forma no item 3.4.

- Viga – V9

Na figura 4.28 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

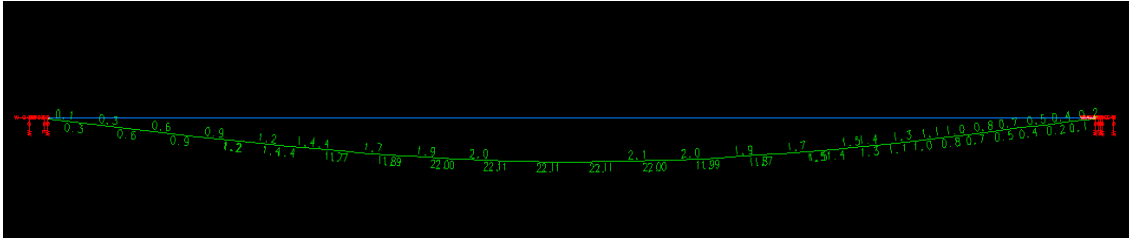


Figura 4.28- Deslocamentos verticais viga V9 do 2º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 2,1cm e o seu vão é de 1405cm . Dessa maneira, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{1405}{250} = 5,62\text{cm} \quad (4.28)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V10

Na figura 4.29 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

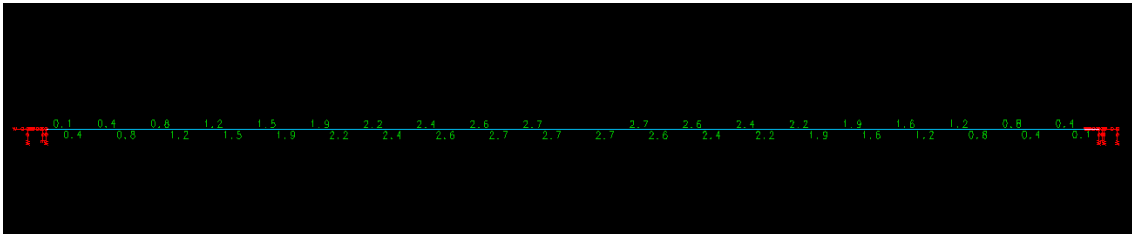


Figura 4.29 - Deslocamentos verticais viga V10 do 2º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 2,7cm e o seu vão é de 1405cm . Dessa maneira, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{1405}{250} = 5,62\text{cm} \quad (4.29)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V11

Na figura 4.30 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

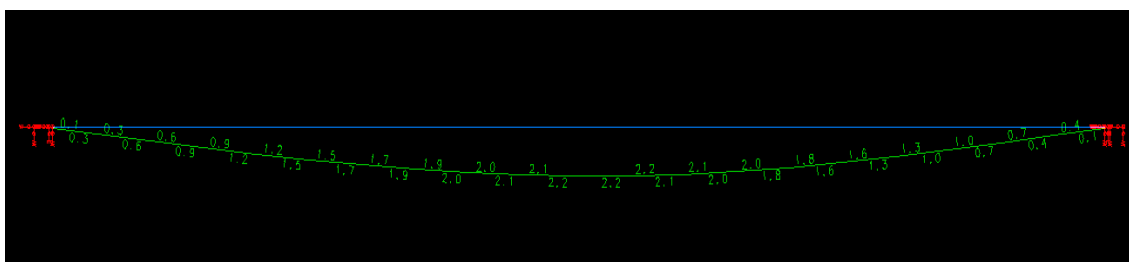


Figura 4.30 - Deslocamentos verticais viga V11 do 2º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 2,2cm e o seu vão é de 1405cm . Dessa maneira, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{1405}{250} = 5,62cm \quad (4.30)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V12

Na figura 4.31 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

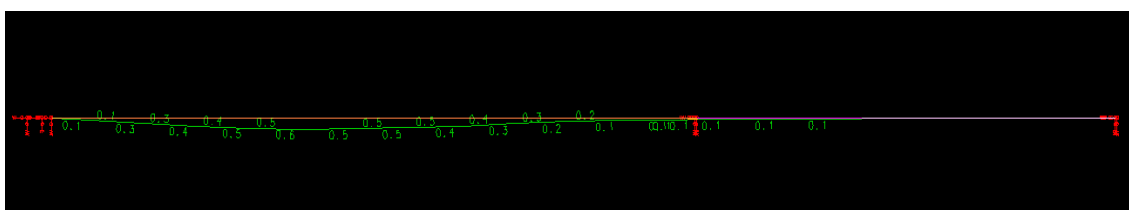


Figura 4.31 - Deslocamentos verticais viga V12 do 2º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 0,6cm e ocorre no trecho em que o vão é de 868,3cm. Sendo assim, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{868,3}{250} = 3,47cm \quad (4.31)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

- Viga – V15

Na figura 4.32 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

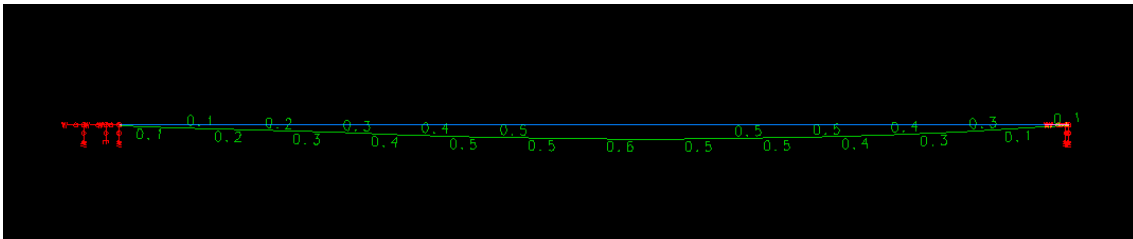


Figura 4.32 - Deslocamentos verticais viga V15 do 2º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 0,6cm e o seu vão é de 1405cm . Dessa maneira, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{1405}{250} = 5,62\text{cm} \quad (4.32)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

4.2.1.4 – Cobertura

A viga analisada no pavimento cobertura é V7 ambas podem ser visualizadas na planta de forma no item 3.4.

- Viga – V7

Na figura 4.33 são expostos os deslocamentos verticais da viga emitidos pelo CAD/TQS.

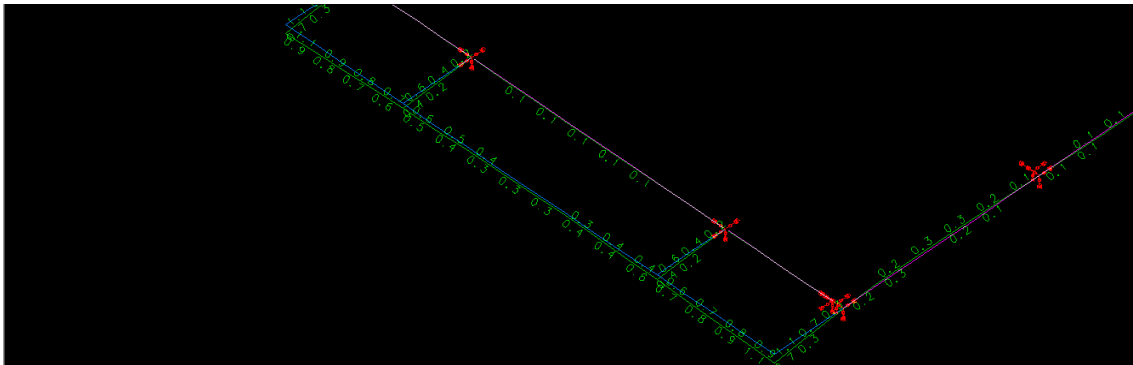


Figura 4.33 - Deslocamentos verticais viga V7 do 2º pavimento, concreto protendido (CAD/TQS).

Nota-se que o maior valor foi de 0,3cm e o seu vão é de 750,7cm . Dessa maneira, comparando com o valor limite por norma que é:

$$\frac{L}{250} = \frac{750,7}{250} = 3\text{cm} \quad (4.17)$$

Portanto, o deslocamento vertical total se encontra abaixo do valor máximo.

4.2.1.5 – Quadro Comparativo: Concreto Armado e Concreto Protendido

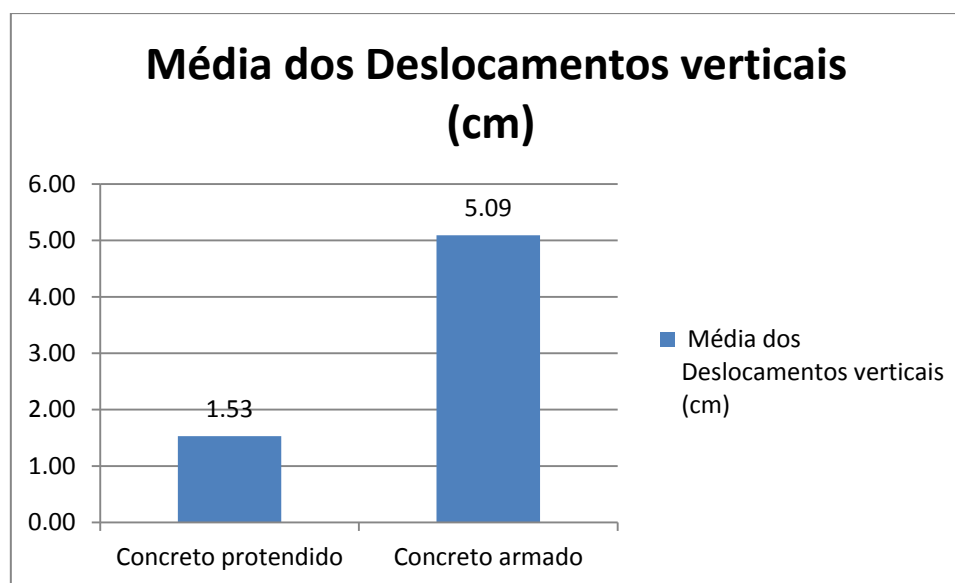
Na Tabela 4.22 é exposto o comparativo dos deslocamentos verticais das vigas em concreto armado sem pilares centrais e concreto protendido. E no gráfico 4.3 é visualizado o comparativo entre as médias aritméticas dos deslocamentos verticais

Tabela 4.22- Comparativo dos deslocamentos verticais das vigas em concreto armado e concreto protendido

Pavimento	Concreto protendido				Concreto armado sem pilares centrais			
	Viga	Seção (cm)	Vão (cm)	Desloc. Vert. (cm)	Viga	Seção (cm)	Vão (cm)	Desloc. Vert. (cm)
Subsolo	V7	25x80	1405	2,5	V9	20x80	1405	6.16
	V8	25x80	1405	2	V10	20x80	1405	7.1
	V9	25x80	1405	1,8	V11	20x60	1405	5.5
	V10	25x60	867,5	0,5	V12	20x60	867,5	2
1º Pav.	V2	25X60	1106	2,3	V2	20X60	1106	6.2
	V5	25X60	1106	2,2	V7	20X60	1106	6.2
	V9	25X80	1405	1.7	V11	20X80	1405	6.5
	V10	25X80	1405	1.7	V14	20X80	1405	6.5
	V11	25X60	868,3	1	V15	20X60	868,3	2.5
	V14	20X60	868,3	0,3	V18	20X60	868,3	1.9
2º Pav.	V9	25X85	1405	2,1	V10	20X85	1405	6.1
	V10	25X85	1405	2,7	V11	20X85	1405	7.8
	V11	25X85	1405	2,2	V12	20X85	1405	6.1
	V12	25X60	868,3	0,6	V13	20X60	868,3	2.5
	V15	20X60	868,3	0,6	V16	20X60	868,3	1.9
Cobertura	V7	20x60	750,7	0,3	V7	20x70	543,9	6.5

Fonte: Autor

Gráfico 4.3 - Comparativo dos deslocamentos verticais: vigas em concreto armado e protendido



Fonte: Autor

Visualizando a tabela percebe-se que ao utilizar a protensão os valores dos deslocamentos verticais reduziram consideravelmente e eles ficaram abaixo do valor limite pregado pela NBR 6118:2014 não havendo a necessidade de aumentar a altura da

viga. No gráfico 4.3 constata-se que houve a redução de 3,56cm na média dos deslocamentos verticais ao utilizar a protensão.

4.2.2 – Armação das Vigas Protendidas

As armações calculadas pelo CAD/TQS são visualizadas em “edição rápida de armadura” e pode ser processada a tabela de aço para a viga selecionada. Serão verificadas as armações somente das vigas em concreto protendido, elas estão localizadas no pavimento do subsolo, 1º pavimento e 2º pavimento e cobertura.

4.2.2.1 – Subsolo

As vigas analisadas no pavimento do subsolo são V7, V8, V9, V10 ambas podem ser visualizadas na planta de forma no item 3.4.

- Viga – V7

Na tabela 4.23 é exposta a tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.23 - Resumo de aço viga V7 do subsolo, concreto protendido

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	6.3	57	14
CA-50	8	236	93
CA-50	10	87	54
CA-50	10	31	50
CA-50	20	72	178
CA-50	25	43	166
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			555

Fonte: CAD/TQS (adaptado)

- Viga – V8

Na tabela 4.24 é exposta a tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.24 - Resumo de aço viga V8 do subsolo, concreto protendido

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-50	6.3	55	13
CA-50	8	230	91
CA-50	10	73	45
CA-50	12,5	25	24
CA-50	20	58	143
CA-50	25	44	170
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			486

Fonte: CAD/TQS (adaptado)

- Viga – V9

Na tabela 4.25 é exposta a tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.25 - Resumo de aço viga V9 do subsolo, concreto protendido

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-50	8	350	138
CA-50	10	8	5
CA-50	12.5	19	18
CA-50	20	46	114
CA-50	25	47	164
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			440

Fonte: CAD/TQS (adaptado)

- Viga – V10

Na tabela 4.26 é exposta a tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.26 - Resumo de aço viga V10 do subsolo, concreto protendido

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-50	6.3	58	14
CA-50	8	187	74
CA-50	10	86	53
CA-50	20	56	139
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			280

Fonte: CAD/TQS (adaptado)

4.2.2.2 - 1º Pavimento

As vigas analisadas no 1º pavimento são V2, V5, V9, V10, V11 e V14 ambas podem ser visualizadas na planta de forma no item 3.4.

- Viga – V2

Na tabela 4.27 é exposta a tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.27- Resumo de aço Viga V2 do 1º pavimento, concreto protendido

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-50	6.3	232	57
CA-50	8	152	60
CA-50	10	5	3
CA-50	12.5	91	87
CA-50	16	18	28
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			235

Fonte: CAD/TQS (adaptado).

- Viga – V5

Na tabela 4.28 é exposta a tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.28- Resumo de aço Viga V5 do 1º pavimento, concreto protendido

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-50	6.3	227	56
CA-50	8	155	61
CA-50	10	5	3
CA-50	12.5	98	94
CA-50	20	13	33
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			247

Fonte: CAD/TQS (adaptado).

- Viga – V9

Na tabela 4.29 é exposta a tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.29- Resumo de aço Viga V9 do 1º pavimento, concreto protendido

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-50	8	254	100
CA-50	16	33	52
CA-50	20	49	120
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			272

Fonte: CAD/TQS (adaptado).

- Viga – V10

Na tabela 4.30 é exposta a tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.30- Resumo de aço Viga V10 do 1º pavimento, concreto protendido

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-50	8	274	108
CA-50	16	17	26
CA-50	20	61	150
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			284

Fonte: CAD/TQS (adaptado).

- Viga – V11

Na tabela 4.31 é exposta a tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.31- Resumo de aço Viga V11 do 1º pavimento, concreto protendido

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-50	6.3	75	18
CA-50	8	138	55
CA-50	10	39	24
CA-50	12,5	48	47
CA-50	25	30	116
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			260

Fonte: CAD/TQS

- Viga – V14

Na tabela 4.32 é exposta a tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.32- Resumo de aço Viga V14 do 1º pavimento, concreto protendido

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-50	5	86	13
CA-50	6.3	13	3
CA-50	8	58	23
CA-50	10	5	3
CA-50	12,5	35	33
PESO TOTAL AÇO CA-60 (Kg) =			13
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			63

Fonte: CAD/TQS (adaptado)

4.2.2.3 - 2º Pavimento

As vigas analisadas no 2º pavimento são V9, V10, V11, V12 e V15 ambas podem ser visualizadas na planta de forma no item 3.4.

- Viga – V9

Na tabela 4.33 é exposta a tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.33 - Resumo de aço Viga V9 do 2º pavimento, concreto protendido

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-50	8	308	122
CA-50	10	21	13
CA-50	16	17	27
CA-50	20	16	38
CA-50	25	64	247
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			447

Fonte: CAD/TQS (adaptado).

- Viga – V10

Na tabela 4.34 é exposta a tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.34- Resumo de aço Viga V10 do 2º pavimento, concreto protendido

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-50	8	299	118
CA-50	10	21	13
CA-50	16	34	53
CA-50	20	96	237
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			421

Fonte: CAD/TQS (adaptado).

- Viga – V11

Na tabela 4.35 é exposta a tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.35- Resumo de aço Viga V11 do 2º pavimento, concreto protendido

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-50	8	308	122
CA-50	10	21	13
CA-50	20	17	26
CA-50	25	108	267
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			428

Fonte: CAD/TQS (adaptado).

- Viga – V12

Na tabela 4.36 é exposta a tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.36- Resumo de aço Viga V12 do 2º pavimento, concreto protendido

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-50	6.3	72	18
CA-50	8	132	52
CA-50	10	91	56
CA-50	20	37	92
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			218

Fonte: CAD/TQS (adaptado).

- Viga – V15

Na tabela 4.37 é exposta a tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.37- Resumo de aço Viga V15 do 2º pavimento, concreto protendido

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	5	86	13
CA-50	6.3	13	3
CA-50	8	58	23
CA-50	10	50	31
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			13
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			57

Fonte: CAD/TQS (adaptado).

4.2.2.4 – Cobertura

A viga analisada no pavimento cobertura é V7 e ela pode ser visualizadas na planta de forma no item 3.4. Na tabela 4.38 é exposta a tabela resumo de quantitativos de aço.

Tabela 4.38- Resumo de aço Viga V7 da cobertura, concreto protendido

RESUMO AÇO CA-50 E CA-60			
AÇO	BIT(mm)	COMPR(m)	PESO (Kg)
CA-60	5	88	13
CA-50	6.3	12	3
CA-50	8	52	21
CA-50	10	45	28
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			13
PESO TOTAL AÇO CA-50 (Kg) =			52

Fonte: CAD/TQS (adaptado).

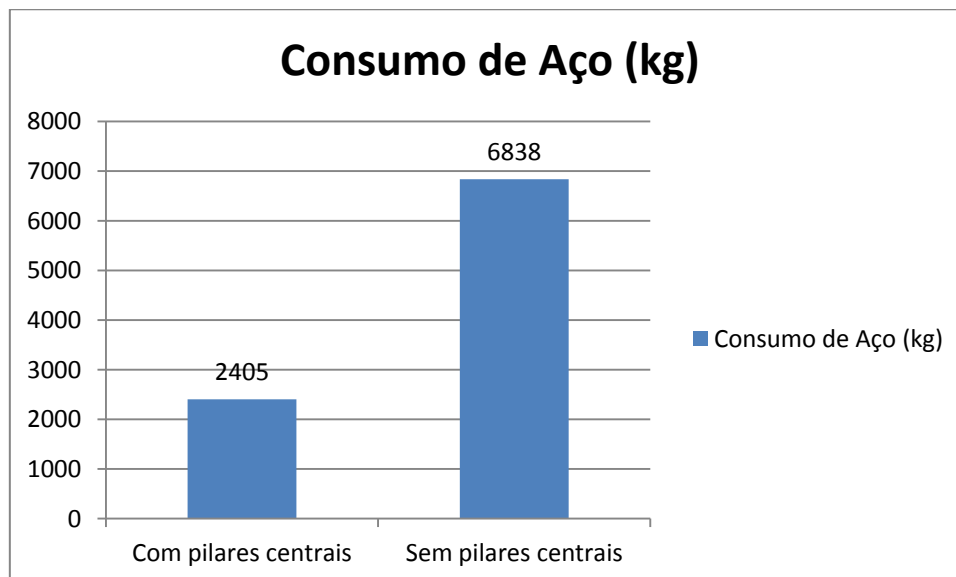
4.2.2.5 – Comparativo dos quantitativos de aço das vigas em concreto armado e em concreto protendido

Tabela 4.39 - Quadro comparativo quantitativos de aço das vigas em concreto armado e em concreto protendido

Pavimento	Viga	Concreto Protendido			Concreto Armado			
		Seção (cm)	Peso CA-50 (kg)	Peso CA-60 (kg)	Viga	Seção (cm)	Peso CA-50 (kg)	Peso CA-60 (kg)
Subsolo	V7	25x80	498	0	V9	20x80	725	0
	V8	25x80	451	0	V10	20x80	629	0
	V9	25x80	432	0	V11	20x80	628	0
	V10	25x60	261	0	V12	20x60	324	8
1º Pav.	V2	25X60	225	0	V2	20X60	305	99
	V5	25X60	234	0	V7	20X60	145	0
	V9	25X80	273	0	V11	20X80	507	0
	V10	25X80	318	0	V14	20X80	507	0
	V11	25X60	298	0	V15	20X60	371	8
	V14	20X60	79	13	V18	20X60	111	13
2º Pav.	V9	25X85	447	0	V10	20X85	566	0
	V10	25X85	474	0	V11	20X85	651	0
	V11	25X85	455	0	V12	20X85	566	0
	V12	25X60	231	0	V13	20X60	370	8
	V15	20X60	68	13	V16	20X60	111	13
Cobertura	V7	20x70	43	13	V7	20x70	148	25
Total (kg) =			4787	39	Total (kg) =		6664	174

Fonte: Autor

Gráfico 4.4 – Comparativo dos consumos de aço: vigas em concreto armado e vigas protendidas



Fonte: Autor

Visualizando a tabela percebe-se que ao utilizar a protensão o quantitativo de aço reduziu em cerca 29,5%, equivalente a 2012 kg.de aço. Assim, evidenciando o quanto reduz a taxa de armadura. No anexo E é demonstrado o detalhamento da armação de cada viga analisada.

4.2.3 – Fissuração das vigas protendidas

A formação de fissuras provoca uma diminuição da rigidez e conseqüentemente um aumento nas flechas em elementos fletidos, o que, por sua vez pode causar um colapso estrutural afirma. Na maioria dos casos, esses acréscimos das flechas nos elementos de concreto armado não são previstos na análise estrutural e podem ultrapassar o limite tolerado pela norma acarretando danos sensoriais – desconforto visual aos usuários (CUNHA, 2011).

Outro ponto importante a se destacar é o comprometimento na durabilidade da viga por causa da abertura das fissuras a qual desencadeia processos corrosivos na armadura passiva ocasionando a despasse da mesma, como exemplo, a ocorrência do fenômeno da carbonatação (CUNHA, 2011). A NBR 6118/2014 em seu item 13.4.1 comenta que a fissuração nas peças de concreto armado é inevitável. Tendo em vista os danos que a abertura de fissuras pode acarretar, fica evidente o benefício da utilização da protensão em evitar parcialmente ou totalmente as fissuras nas vigas promovendo maior durabilidade e menos custo com manutenções futuras.

No dimensionamento das vigas protendidas utilizando o CAD/TQS é possível visualizar o valor de suas fissurações e serão expostos esses valores de todas as vigas protendidas calculadas do projeto.

4.2.3.1 – Subsolo

As vigas protendidas no pavimento do subsolo são V7, V8, V9, V10.

- Viga – V7

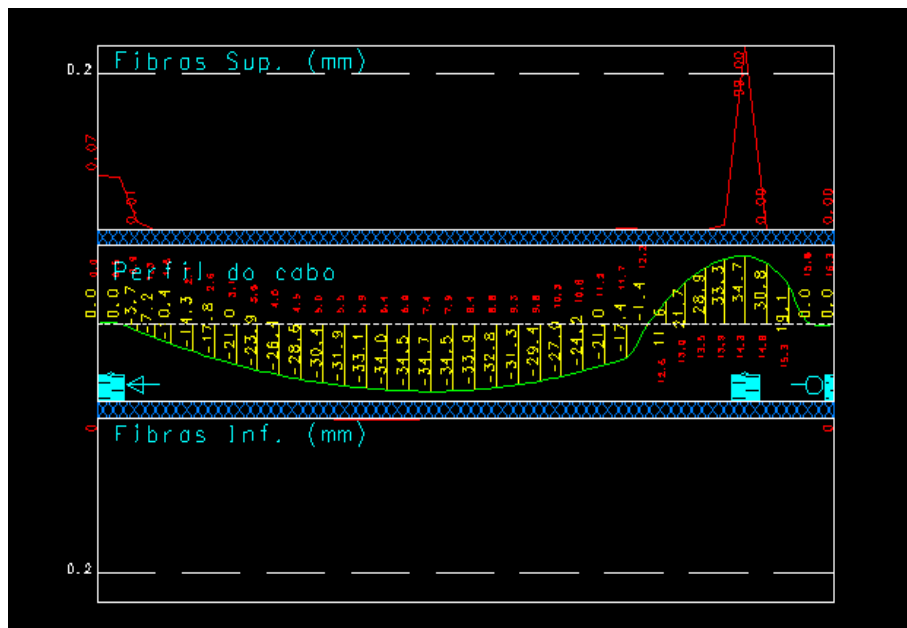


Figura 4.34 - Fissuração viga V7 do subsolo (CAD/TQS)

- Viga – V8

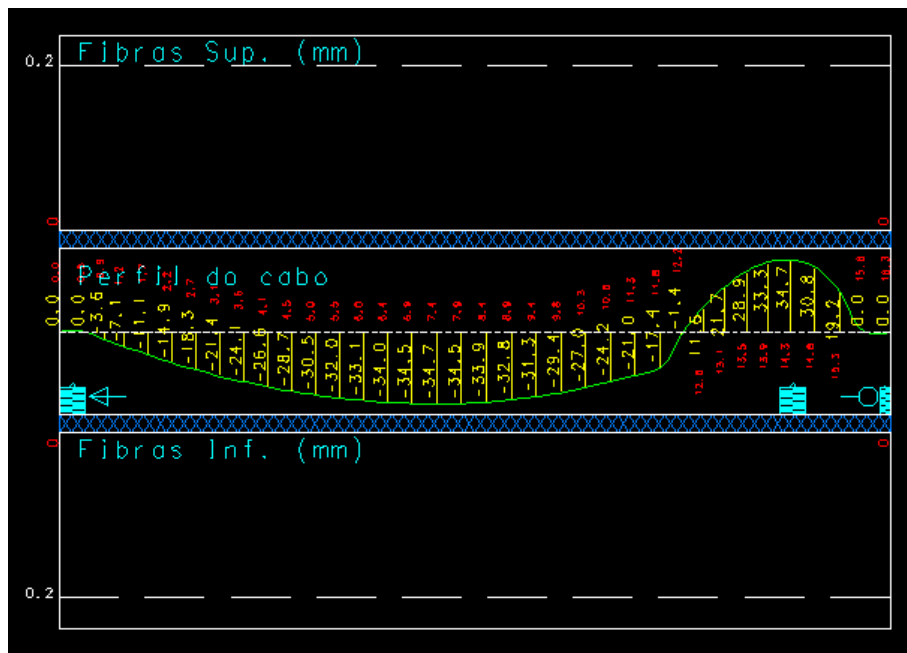


Figura 4.35 - Fissuração viga V8 do subsolo (CAD/TQS)

- Viga – V9

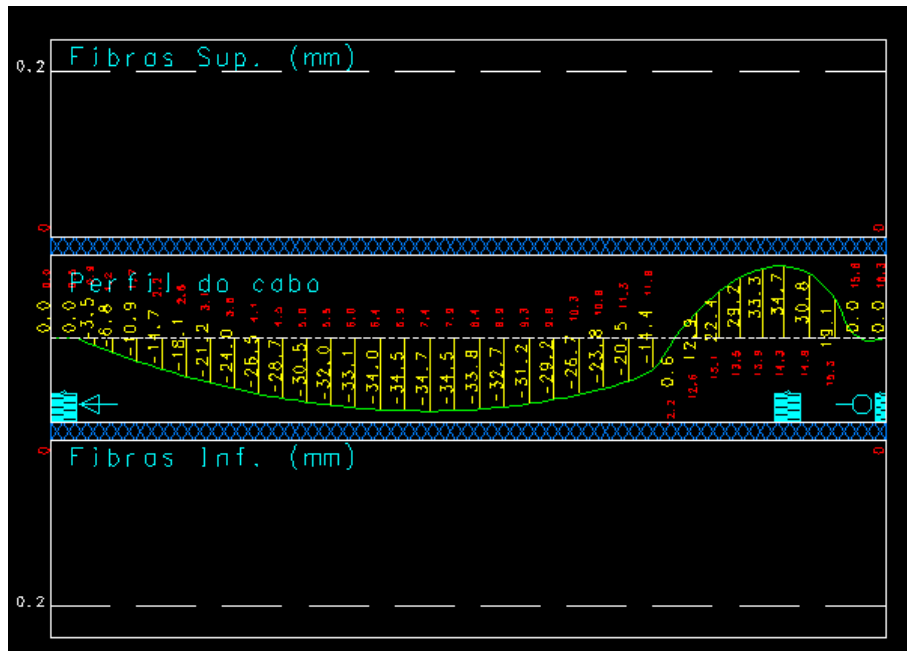


Figura 4.36 - Fissuração viga V9 do subsolo (CAD/TQS)

- Viga – V10

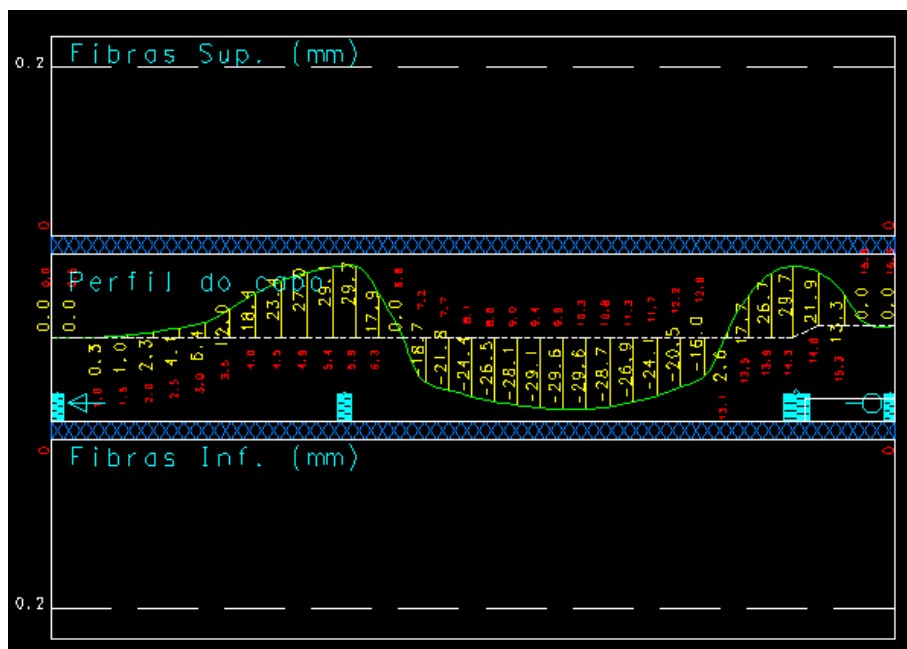


Figura 4.37 - Fissuração viga V8 do subsolo (CAD/TQS)

Percebe-se na elevação dos cabos no CAD/TQS que na viga V7 houve picos de fissurações que ultrapassaram o máximo recomendado – 0,2mm – com isso, ela terá a tendência a fissurar no local representado pela figura 4.34. Enquanto as demais vigas possuem a tendência de não haver fissuração.

4.2.3.2 – 1º Pavimento

As vigas protendidas no pavimento do 1º pavimento são V2, V5, V9, V10, V11 e V14.

- Viga – V2

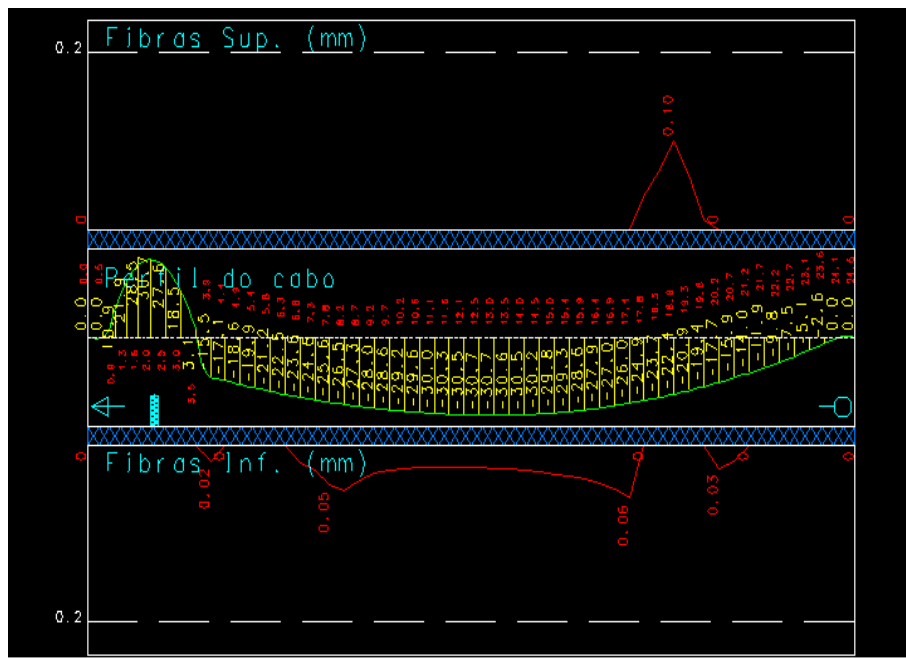


Figura 4.38 - Fissuração viga V2 do 1º pavimento (CAD/TQS)

- Viga – V5

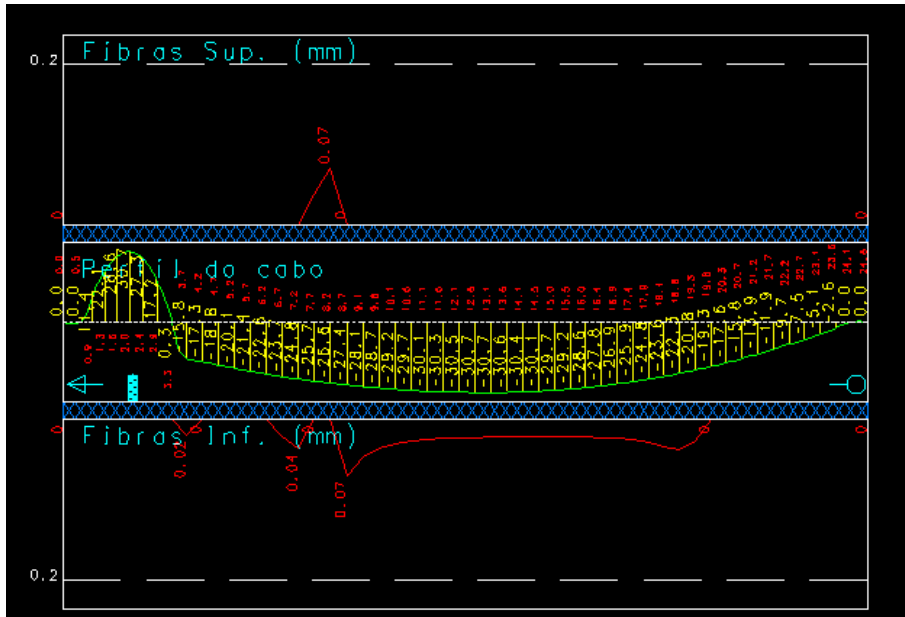


Figura 4.39 - Fissuração viga V5 do 1º pavimento (CAD/TQS)

- Viga – V9

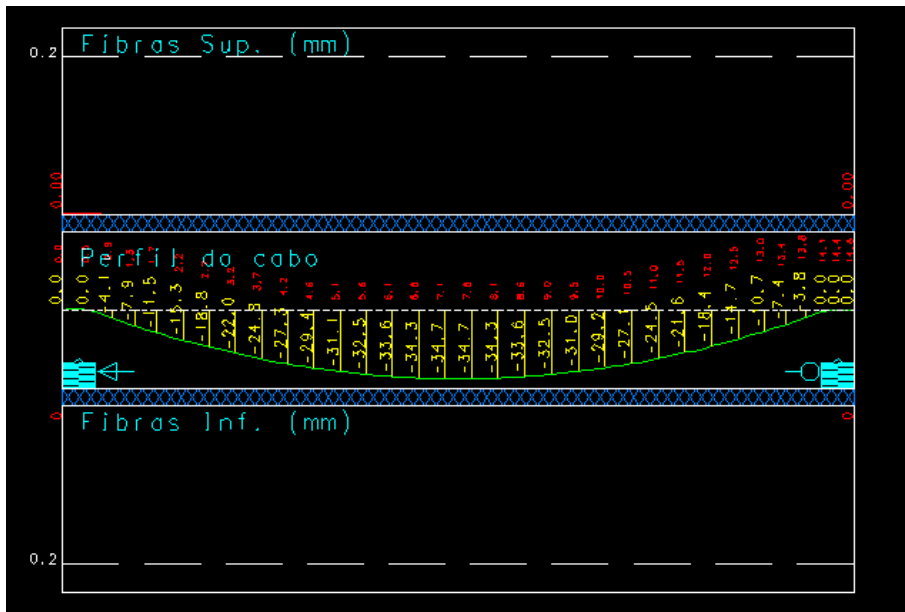


Figura 4.40 - Fissuração viga V9 do 1º pavimento (CAD/TQS)

- Viga – V10

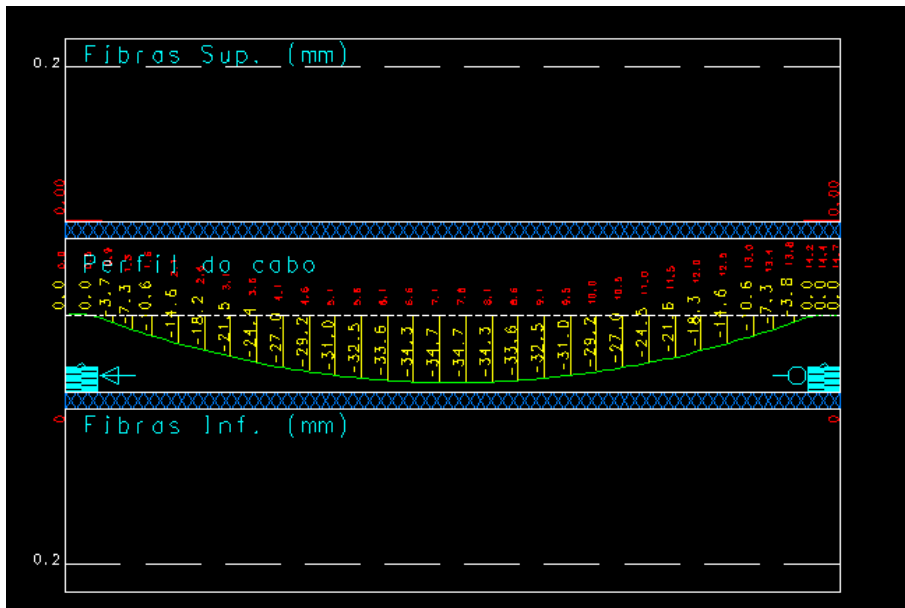


Figura 4.41 - Fissuração viga V10 do 1º pavimento (CAD/TQS)

- Viga – V11

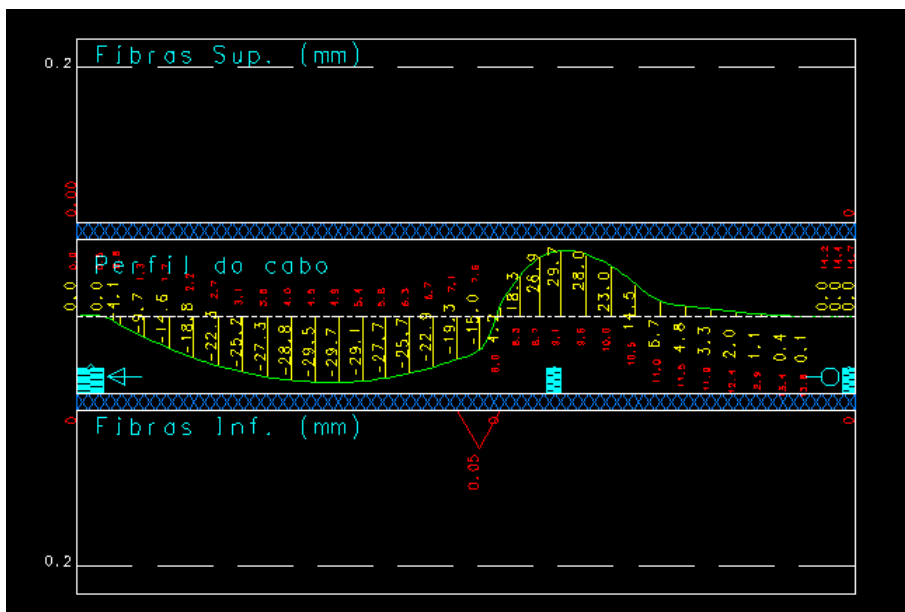


Figura 4.42 - Fissuração viga V11 do 1º pavimento (CAD/TQS)

- Viga – V14

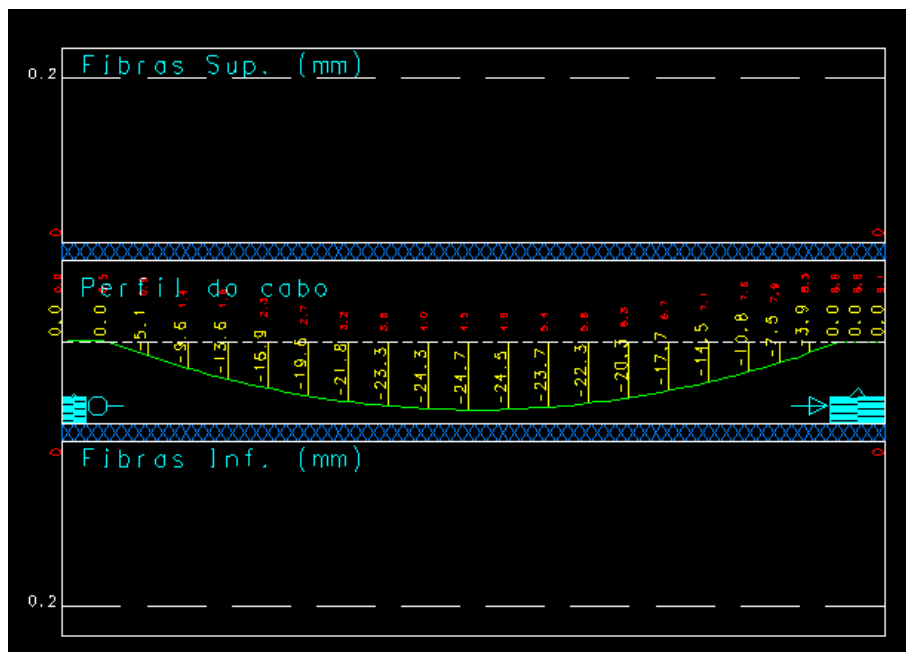


Figura 4.43 - Fissuração viga V14 do 1º pavimento (CAD/TQS)

Percebem-se na elevação dos cabos no CAD/TQS que neste pavimento as V2, V5 e V11 apresentam tendência de pequenas fissurações as quais estão todas abaixo do recomendado – 0,2mm. Já na viga V14 não ocorre tendência de fissuração.

4.2.3.3 – 2º Pavimento

As vigas protendidas no pavimento do 2º pavimento são V9, V10, V11, V12 e V15.

- Viga – V9

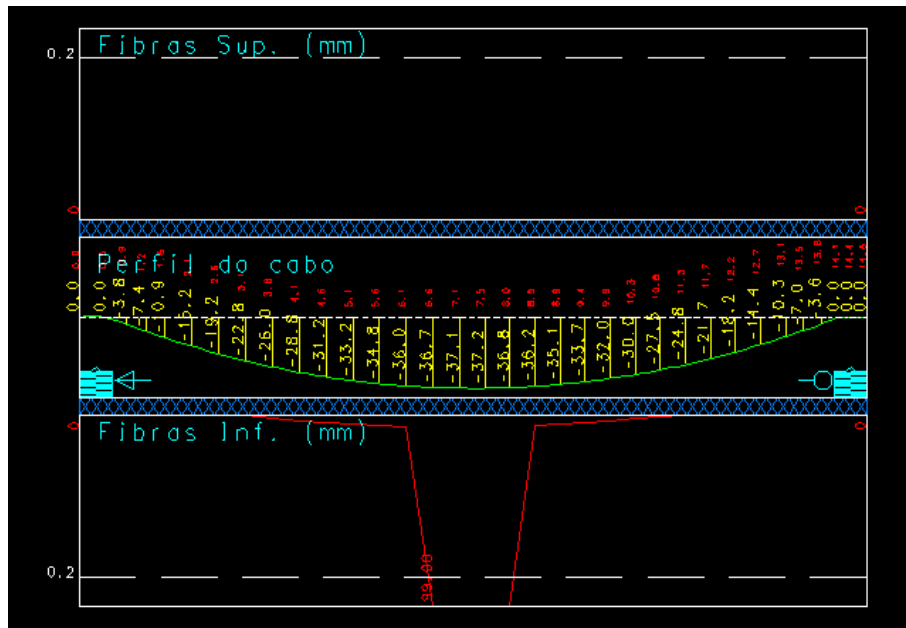


Figura 4.44 - Fissuração viga V9 do 2º pavimento (CAD/TQS)

- Viga – V10

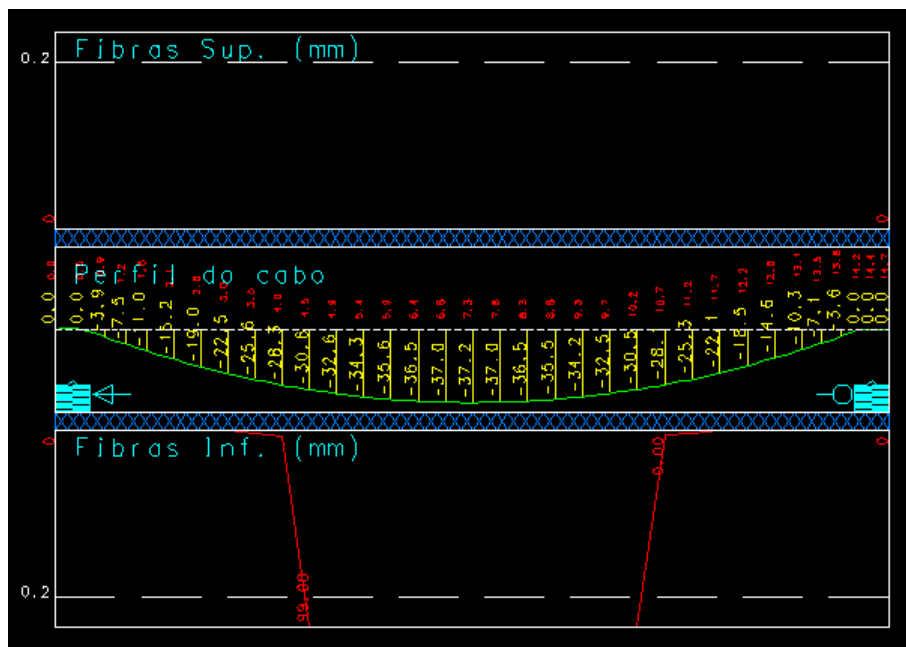


Figura 4.45 - Fissuração viga V10 do 2º pavimento (CAD/TQS)

- Viga – V15

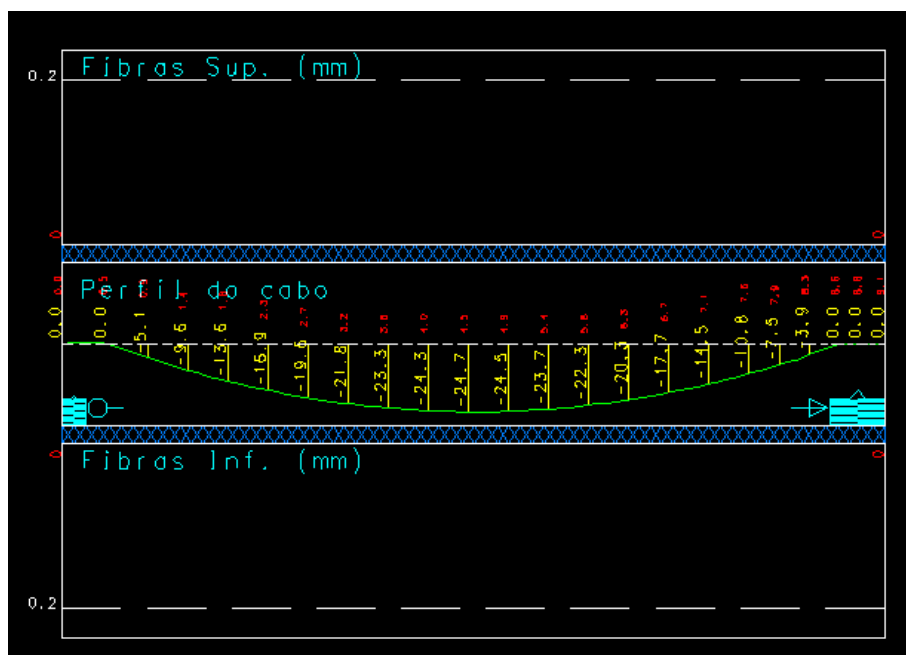


Figura 4.48 - Fissuração viga V15 do 2º pavimento (CAD/TQS)

Ao visualizar as elevações dos cabos no CAD/TQS nota-se que as vigas V9, V10 e V11 possuem picos de fissurações que ultrapassaram o máximo recomendado – 0,2mm – com isso, elas terão a tendência de fissurar no local representado pelas figuras 4.44, 4.45, 4.46 e 4.48, respectivamente. Tendo isso, seria necessário aumentar a seção das vigas e utilizar mais cordoalhas, enquanto a viga V12 possui a tendência de fissurar.

4.2.3.4 – Cobertura

No pavimento cobertura há somente uma viga protendida, a viga V7.

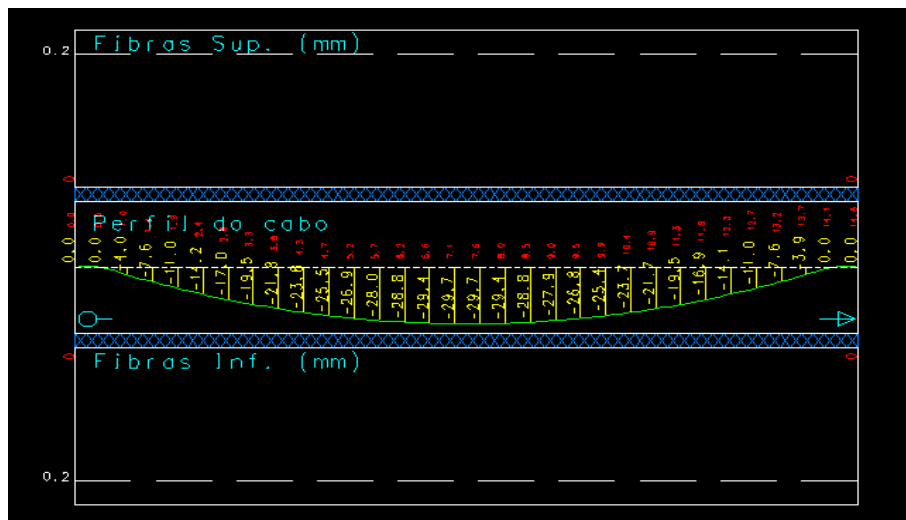


Figura 4.49 - Fissuração viga V12 da cobertura (CAD/TQS)

Percebe-se na elevação dos cabos da viga V7 – figura 4.49 – que a mesma possui tendência de não fissurar.

4.3 – Orçamento Básico da Estrutura

No desenvolvimento do orçamento das estruturas – concreto armado e concreto protendido – será utilizado o banco de dados da caixa econômica SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) Amapá de novembro de 2018 e o SEDOP-PA para as composições não contidas no SINAPI. O orçamento será dividido nas seguintes etapas: viga baldrame, pilares, vigas e lajes.

4.3.1 – Estrutura em Concreto Armado

As composições empregadas nas etapas do orçamento estão na ordem: fôrma, armação das bitolas aço CA-50, armação da bitola aço CA-60 e concreto usinado de 30Mpa e todos os quantitativos foram adquiridos através do comando “resumo estrutural” presente no software CAD/TQS. Na tabela 4.40 é exposto o resumo do

orçamento, representando somente o custo final dos elementos viga baldrame, pilares, vigas e lajes e o total. O orçamento completo pode ser visto no anexo F.

Tabela 4.40 - Resumo orçamento: estrutura em concreto armado

Elemento	Custo (R\$)
Vigas baldrame	41.142,91
Pilares	81.321,32
Vigas	195.398,15
Lajes	193.789,12
Custo total (R\$) = 511.651,50	

Fonte: Autor

4.3.2 – Estrutura em Concreto Protendido

As composições empregadas nas etapas do orçamento prosseguem na mesma ordem do orçamento em concreto armado: fôrma, armação das bitolas aço CA-50, armação da bitola aço CA-60 e concreto usinado de 30Mpa. Havendo apenas os acréscimos das composições referentes à protensão em cordoalhas engraxadas de 12,7mm e cubetas plásticas por conta das lajes nervuradas; todos os quantitativos foram adquiridos através do comando “resumo estrutural” presente no software CAD/TQS. Abaixo é exposto o resumo do orçamento, representando somente o custo final dos elementos viga baldrame, pilares, vigas e lajes e o total. O orçamento completo pode ser visto no anexo G.

Tabela 4.41 - Resumo orçamento: estrutura em concreto protendido

Elemento	Custo (R\$)
Vigas baldrame	23.897,35
Pilares	77.122,44
Vigas	233.114,28
Lajes	182.673,23
Custo total (R\$) = 516.807,30	

Fonte: Autor

Analisando os dois resumos de orçamento constata-se que os custos referentes a viga baldrame, pilares e lajes ficaram menores que na solução em concreto armado, porém, em relação as vigas, houve aumento de 20% no valor o qual foi referente a grande quantidade de cordoalhas engraxadas requeridas.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foi realizada a modelagem estrutural de um edifício comercial de pequeno porte em concreto armado e concreto protendido na cidade de Macapá-AP com a finalidade de justificar o uso da protensão com cordoalhas engraxadas como artifício estrutural no refinamento arquitetônico e na redução do custo da estrutura. Tendo isso, foi realizada a comparação e análise dos deslocamentos verticais, armaduras de vigas específicas de ambas as modelagens, fissuração das vigas protendidas e orçamentos básicos das duas estruturas.

Constatou-se que na solução em protensão foi possível reduzir em cerca de 23,50% dos pilares totais do edifício, sendo eles todos centrais, com isso, foi satisfatório o melhoramento arquitetônico. Na análise dos deslocamentos verticais, todas as vigas de ambas as modelagens atenderam ao deslocamento limite recomendado pela NBR 6118:2014, porém, ao fazer a verificação desses deslocamentos em uma possível solução em concreto armado sem pilares centrais, constatou que 62,5% das vigas analisadas não atenderam a norma.

Na análise das armações, foram expostas as tabelas resumo de aço das vigas estudadas e realizado o comparativo entre a modelagem em concreto protendido e modelagem em concreto armado sem pilares centrais e obteve-se redução de 29,50% no quantitativo de aço. Também vale salientar em relação às fissurações dessas vigas que todas em concreto armado irão fissurar e ao verificar as vigas protendidas constatou-se que 31% delas irão fissurar acima do valor recomendado pela NBR 6118 e 50% delas possuem tendência de não haver fissuração. Assim, somando-se ao fato de que todos os deslocamentos verticais ficaram abaixo do deslocamento limite, é justificável tecnicamente o uso da protensão não aderente como solução estrutural.

Por fim, na comparação entre os orçamentos constatou-se que a estrutura em concreto armado apresentou ser mais econômica em relação à estrutura em concreto protendido a qual promoveu cerca de R\$ 5155,8 de economia no custo. Em suma, não se pode afirmar que a solução em concreto protendido é inviável economicamente, visto que a diferença de custo foi cerca de 1% do orçamento total, ou seja, pequena e que nesse estudo de viabilidade não se considerou os custos das fundações, além disso, obteve-se um melhoramento na estética arquitetônica. Sendo assim, utiliza-lo é uma alternativa a ser considerada no momento da idealização estrutural.

Recomenda-se para pesquisas futuras realizar estudo de viabilidade contendo o comparativo entre a utilização das cordoalhas engraxadas CP 190 RB 15,2mm e CP 210 RB 12,7mm com força de protensão igual a 17tf (tonelada força) a fim de reduzir a quantidade de cordoalhas por viga e taxa de armação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI Commite 318**, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. 2011. 509 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR-6118**, Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, Rio de Janeiro, 2014.

ALMEIDA FILHO, Fernando Menezes. **Estruturas de Pisos de Edifícios com Utilização de Cordoalhas Engraxadas**. 2002. 283 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)- Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

BARBOZA, Thomaz de Sá. **Estudo Comparativo do Dimensionamento de Lajes Protendidas com Uso de Programas Computacionais**. 2014. 165 p. Monografia (Graduação em engenharia civil)- Universidade federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Histórico e Principais Elementos Estruturais de Concreto Armado: Sistemas Estruturais - Notas de aula**. Bauru: [s.n.], 1998. 16 p

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Concreto Protendido**. Notas de aula. Bauru: [s.n.], 2018. 100 p.

CARNEIRO, Ronaldson. **Concreto Protendido**. Belém: [s.n.], 2015. 53 p.

CARVALHO, Roberto Chust. **Estruturas em Concreto Protendido**. 1ª. ed. [S.l.]: PINI, 2012. 217 p.

CASTRO, Sérgio Vannuci. **Concreto Protendido - Vantagens e Desvantagens dos Diferentes Processos de Protensão do Concreto nas Estruturas**. 2011. 46 p. Monografia (Especialização em Construção Civil)- Universidade federal de Minas Gerais, Brasília, 2011.

CUNHA, Danilo Jorge Evangelista. **Análise de Fissuração em Vigas de Concreto Armado**. 2011. 53 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil)- Universidade federal do Ceará, Fortaleza, 2011.

CUNHA, Wictor Alencar. **Análise Comparativa Entre Alongamento de Cordoalhas Não Aderentes 12,7mm Obtidos In Loco e em Projeto. Estudo de Caso: Análise de 5 Obras na Cidade de Belém do Pará**. 2014. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade da Amazônia, Belém, 2014.

EMERICK, Alexandre Anozé. **Projeto e Execução de Lajes Protendidas**. Brasília: [s.n.], 2002. 118 p.

GOMES JUNIOR, Humberto Alves. **Vigas Protendidas - Estudo da Norma e Modelagem com Auxílio de Programa de Análise Comercial**. 2009. 92 p. Monografia (Graduação em engenharia civil)- Universidade federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

HANAI, João Bento. **Fundamentos do Concreto Protendido**. São Carlos: [s.n.], 2005. 116 p

MELLO, Ana Lúcia Vargas. **Cálculo de Lajes Lisas com Protensão Parcial e Limitada**. 1998. 138 f. Dissertação (Mestre em Construção Civil)- Universidade federal de São Carlos, São Carlos, 2005.

PINHO, Maurício Fernando; REGIS, Paulo de Araújo; ARAÚJO, Ézio da Rocha. Tabuleiros de pontes em vigas pré-moldadas protendidas com continuidade – Aspectos de projeto e construção. *In*: 51º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO (IBRACON)., 2009, Curitiba. ANAIS [...]. São Paulo: E-Artigos 055, 2011. Disponível em: <http://site.abece.com.br/download/pdf/E-artigos55.pdf>. Acesso em: 25 jan. 2019.

SCAVASSIN, Rodrigo Mattos. **Programa para Cálculo e Detalhamento de Armadura de Vigas Pré-Tensionadas**. 2012. 198 p. Monografia (Graduação em engenharia civil)- Universidade federal de São Carlos, Florianópolis, 2012.

SOUZA, João Pedro Vivolo Lopes; MACÊDO, Murilo Guilherme Gontijo. **Lajes lisas em concreto protendido**: Análise e dimensionamento estrutural. 2016. 83 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil)- Universidade federal de Goiás, Goiânia, 2016.

VERÍSSIMO, Gustavo de Souza; CÉSAR JUNIOR, Kléos M. Lenza. **Concreto Protendido - Fundamentos Básicos**. 4ª. ed. Viçosa: [s.n.], 1998. 78 p.

VIEIRA, Pedro Henrique dos Santos. **Análise de Lajes Lisas Protendidas com Cordoalhas Engraxadas conforme NBR 6118:2014**. 2016. 123 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil)- Universidade federal de Goiás, Goiânia, 2016.

ATEX do Brasil a forma da Laje. **Catálogo de dados técnicos**. Disponível em <https://www.atex.com.br/upload/PDFCalculista/folder-dados-tecnicos-site_636481789564006068.pdf> Acesso em 24 dez. 2018.

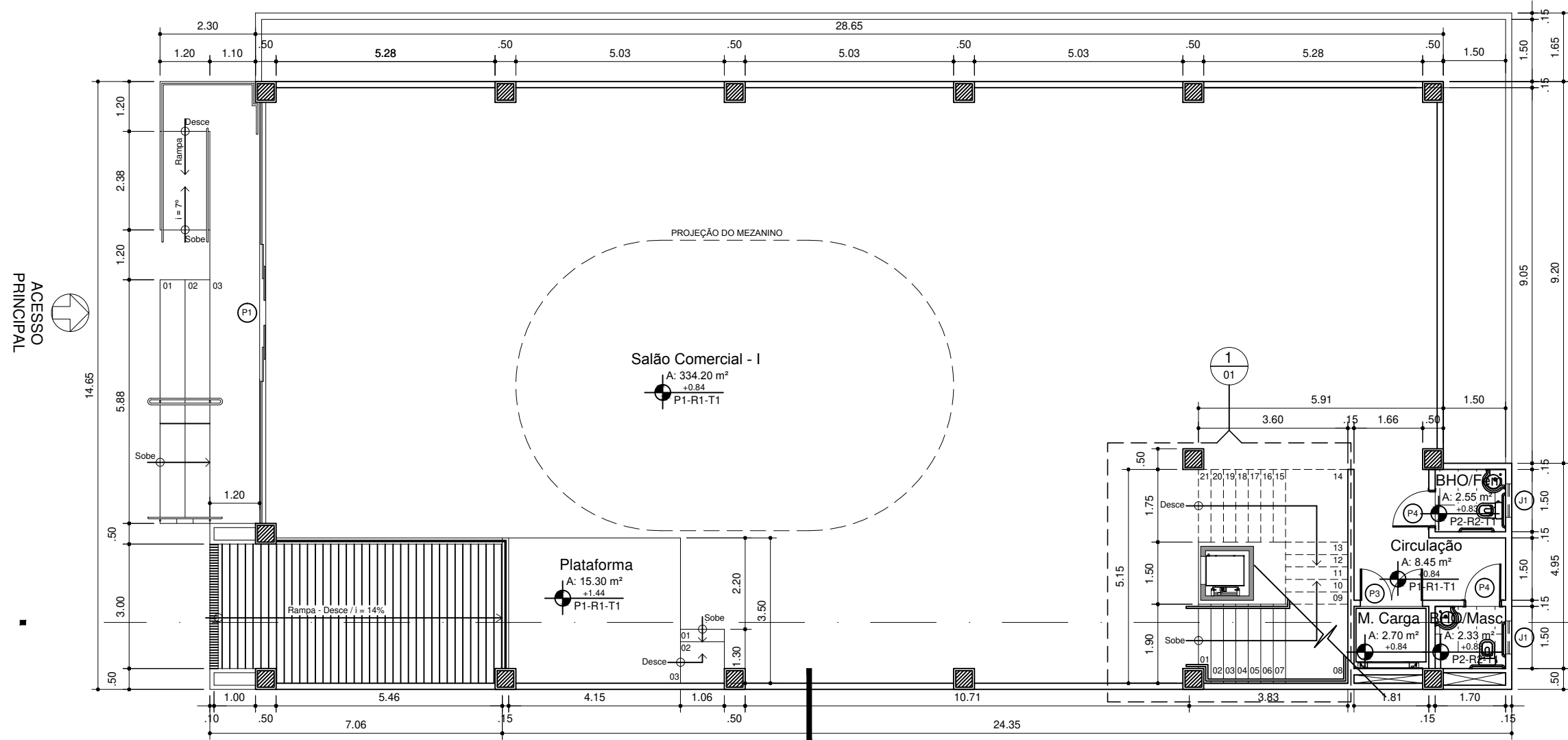
Dimensional engenharia Ltda. **Viaduto em Arco Metálico Lançado Longitudinalmente Três Rios – RJ**. Disponível em <<http://www.dimensionalengenharia.com/viaduto-em-arco-metalico-lancado-longitudinalmente-tres-rios-rj/>> Acesso em 20 set. 2018

Eliane. **Porcelanato polido 80x80**. Disponível em <<https://www.eliane.com/produtos/adhara-po-80x80>> Acesso em 26 dez. 2018.

TQS informática Ltda. **Software CAD/TQS**. Disponível em <<http://www.tqs.com.br/produtos-e-solucoes/sistemas-em-conjunto/cadtqs-plena-software-projeto-concreto-armado>> Acesso em 27 dez. 2018.

TQS informática Ltda. **Pacotes dos Sistemas TQS.** Disponível em <
http://www.tqs.com.br/arquivos/RESTRIC_V21_PacotesR10.htm> Acesso em 27 dez.
2018.

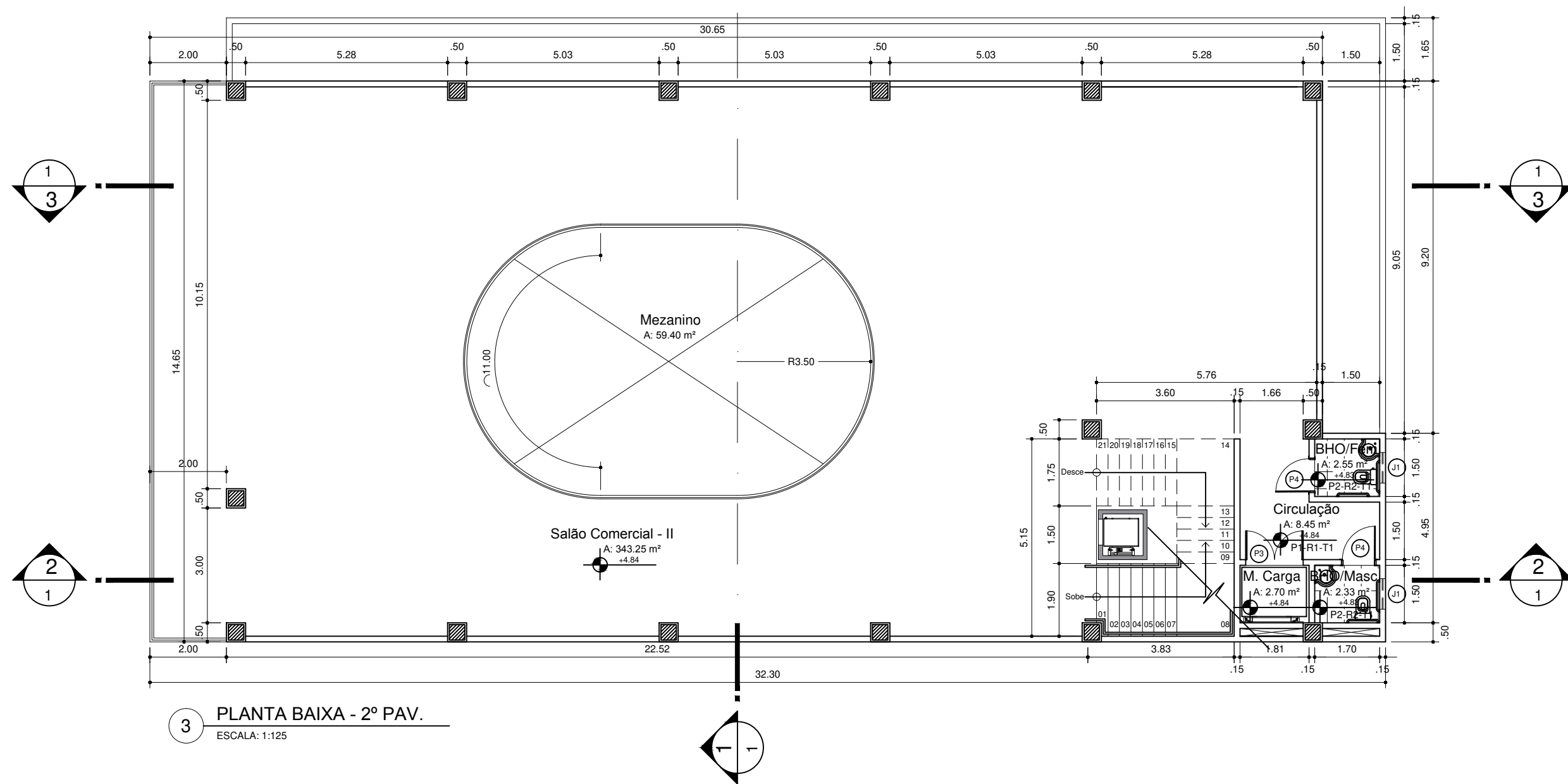
ANEXO A – PLANTAS BAIXAS E CORTES ARQUITETÔNICOS



2 PLANTA BAIXA - 1º PAV.
ESCALA: 1:125

PROJETO ARQUITETÔNICO

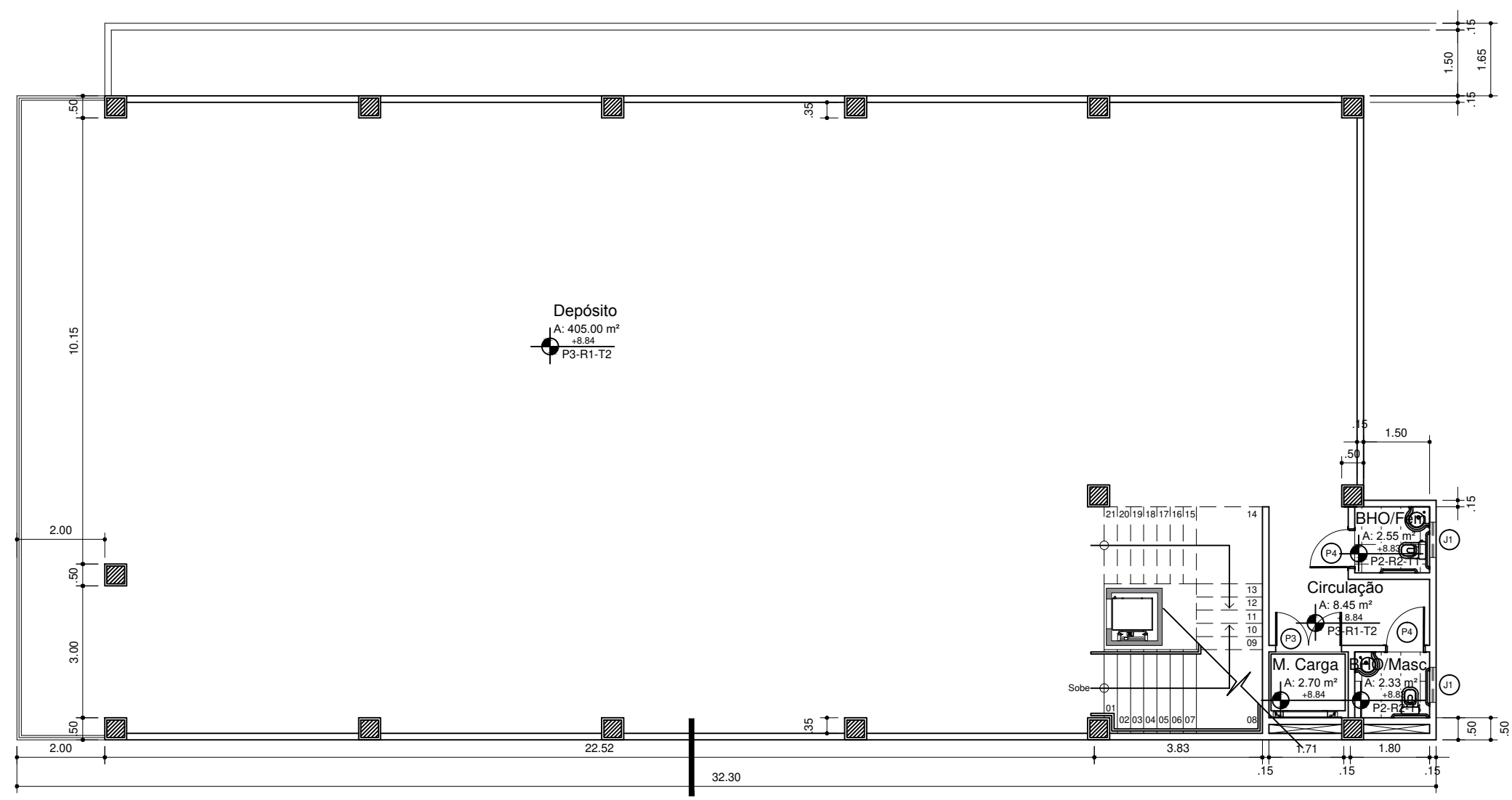
Conteúdo Planta baixa - 1º Pavimento		PRANCHA: <h1>ARQ 2/9</h1>	
Área de construção 276,67m²		ESCALA: Indicada	DATA: JANEIRO/2019



3 PLANTA BAIXA - 2º PAV.
ESCALA: 1:125

PROJETO ARQUITETÔNICO

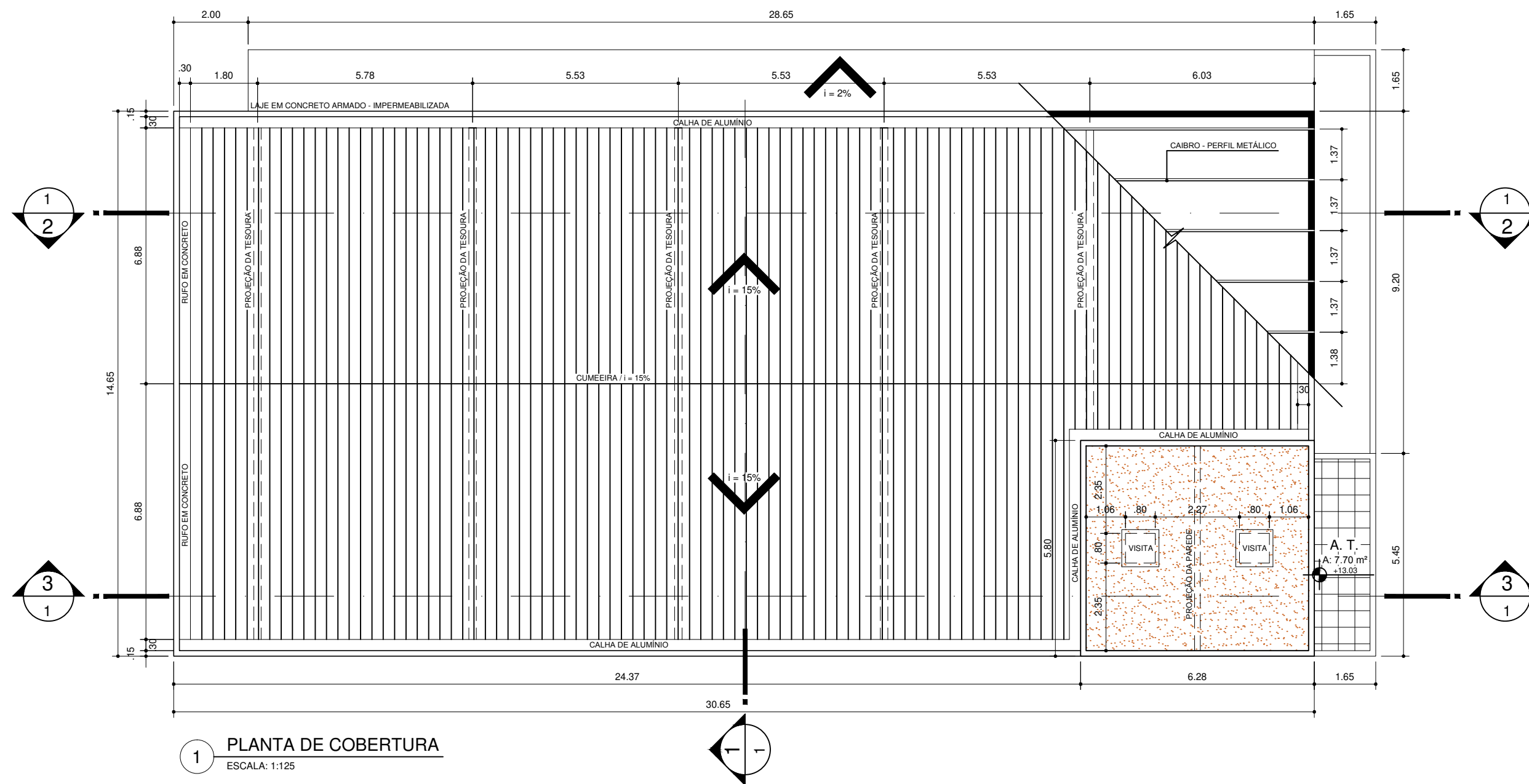
Conteúdo Planta baixa - 2º Pavimento		PRANCHA: <h1>ARQ 3/9</h1>	
Área de construção 276,67m ²		ESCALA: Indicada	DATA: JANEIRO/2019



4 PLANTA BAIXA - 4º PAV.
 ESCALA: 1:125

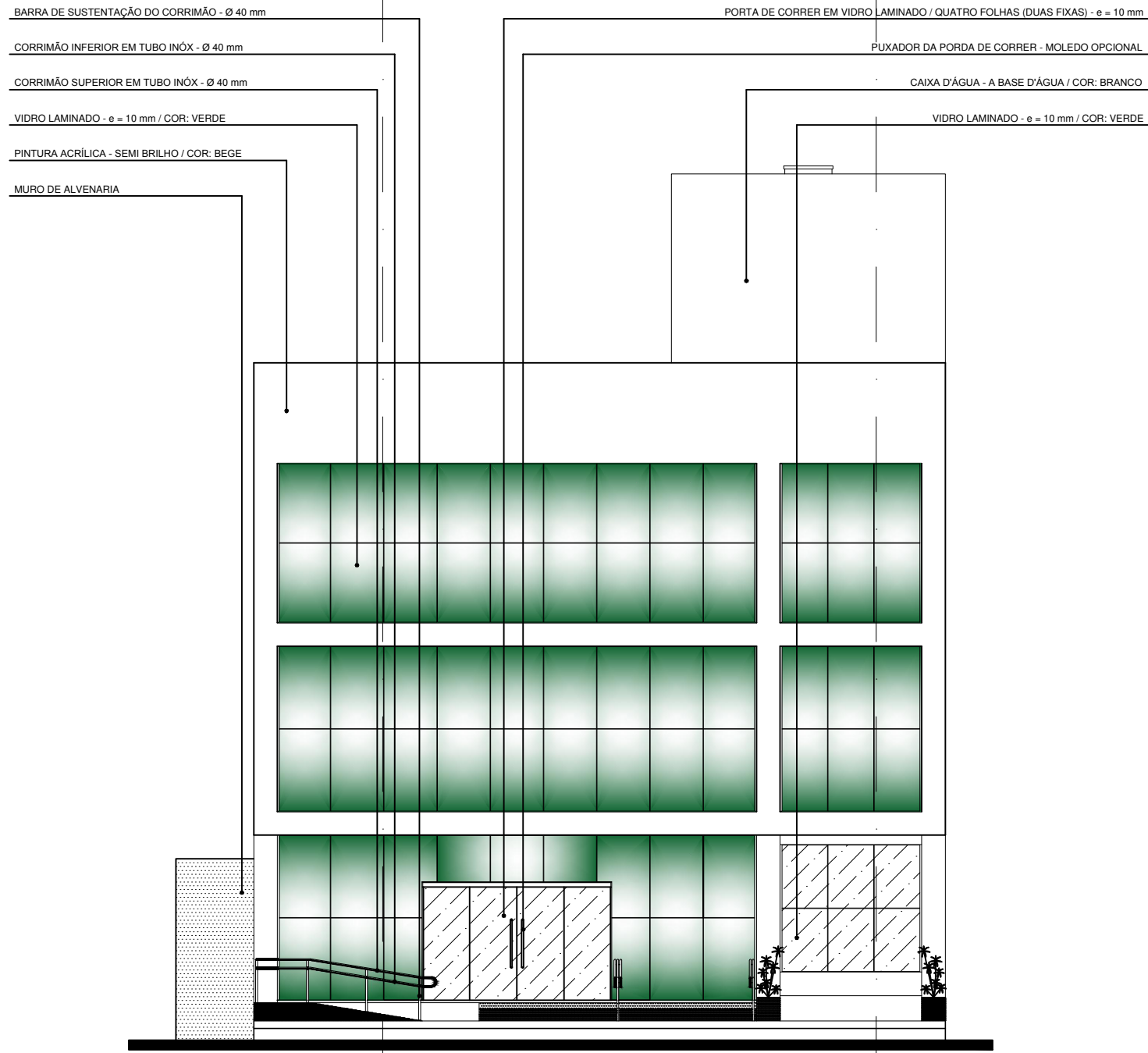
PROJETO ARQUITETÔNICO

Conteúdo Planta baixa - 3º Pavimento		PRANCHA: ARQ 4/9	
Área de construção 276,67m²		ESCALA: Indicada	DATA: JANEIRO/2019



PROJETO ARQUITETÔNICO

Conteúdo Planta baixa - Cobertura		PRANCHA: ARQ 5/9	
Área de construção 276,67m ²		ESCALA: Indicada	DATA: JANEIRO/2019



1 FACHADA FRONTAL
ESCALA: 1:125

TIPO DE ESQUADRIA	CÓD.	LARGURA	ALTURA	PEITORIL	QUANT.	TIPO	QUANTIDADE DE FOLHAS	MATERIAL
PORTA:	P1	3.30	2.50	-	01	CORRER	04	VIDRO LAMINADO
	P2	1.50	2.50	-	01	CORRER	01	METÁLICA
	P3	1.50	2.10	-	03	ABRIR	02	METÁLICA
	P4	0.90	2.10	-	06	ABRIR	01	PVC MACIÇO

JANELAS	CÓD.	LARGURA	ALTURA	PEITORIL	QUANT.	TIPO	QUANTIDADE DE FOLHAS	MATERIAL
J1		0.80	0.40	1.70	06	MÁXIMO-AR	01	VIDRO TEMPERADO

SUBTERRÂNEO	AMBIENTE	ÁREA	2º PAVIMENTO	AMBIENTE	ÁREA	3º PAVIMENTO	AMBIENTE	ÁREA
	ESTACIONAMENTO	388.00 m ²		S. COMERCIAL - I	334.20 m ²		S. COMERCIAL - II	343.25 m ²
RAMPA	38.60 m ²	PLATAFORMA	15.30 m ²	MEZANINO	59.40 m ²			
ESCADA	18.20 m ²	ESCADA	18.20 m ²	ESCADA	18.20 m ²			
ELEVADOR	3.15 m ²	ELEVADOR	3.15 m ²	ELEVADOR	3.15 m ²			
DEPÓSITO	18.00 m ²	BHO MASC.	2.33 m ²	BHO MASC.	2.33 m ²			
		BHO FEM.	2.33 m ²	BHO FEM.	2.33 m ²			
		MONTA CARGA	2.70 m ²	MONTA CARGA	2.70 m ²			
		CIRCULAÇÃO	8.45 m ²	CIRCULAÇÃO	8.45 m ²			

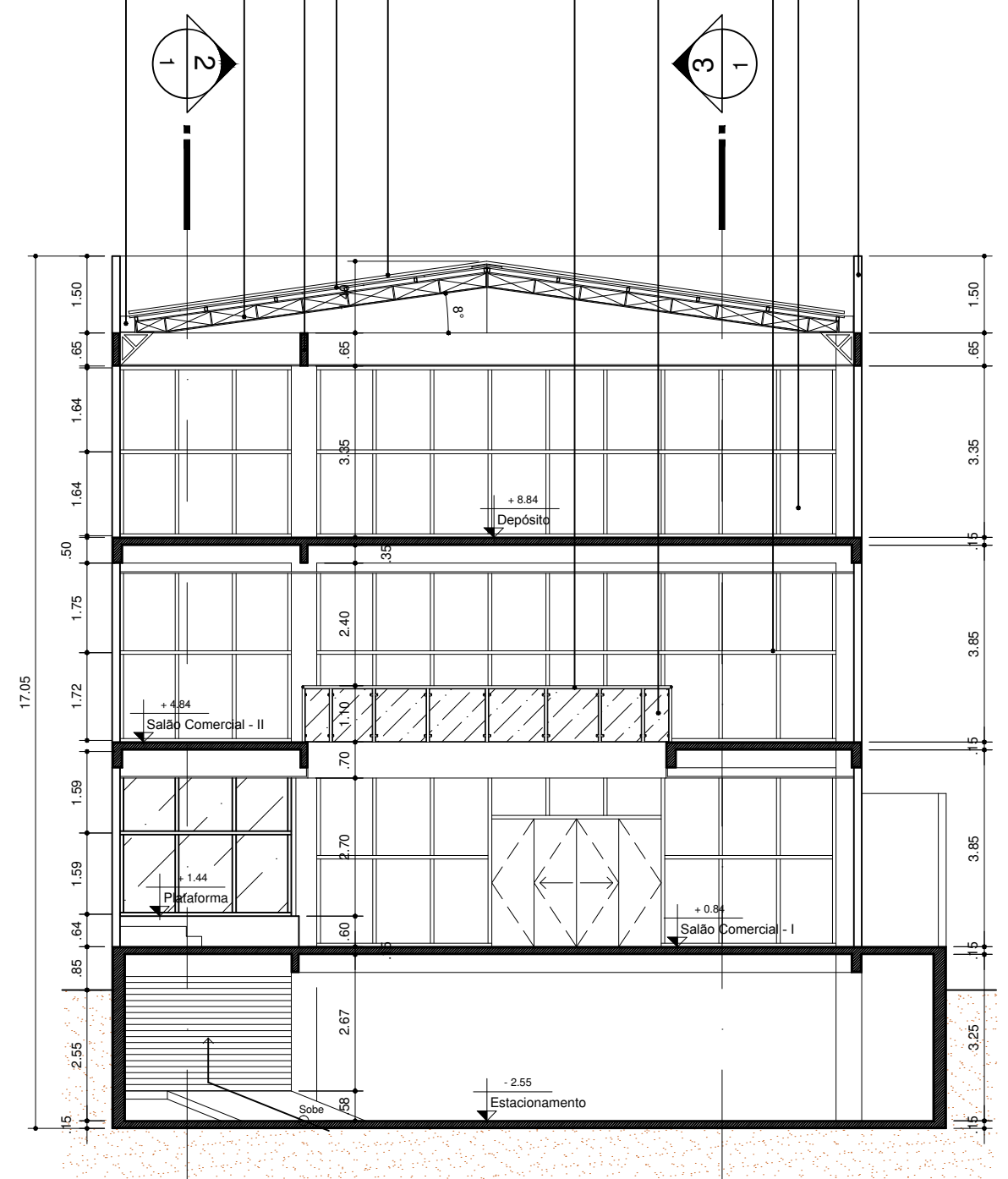
4º PAVIMENTO	AMBIENTE	ÁREA		
	S. COMERCIAL - III	405.00 m ²		
	ESCADA	18.20 m ²		
	ELEVADOR	3.15 m ²		
	BHO MASC.	2.33 m ²		
	BHO FEM.	2.33 m ²		
	MONTA CARGA	2.70 m ²		
CIRCULAÇÃO	8.45 m ²			

DESCRIÇÃO DO MATERIAL	
PISO	
P1	PORCELANATO POLIDO - 80 x 80cm, COR: A DEFINIR
P2	CERÂMICA PEI-5, ANTIDERRAPANTE - 40 x 40 cm, COR: A DEFINIR
P3	PISO EM ARGAMASSA DESEMPENADO E PINTADO - 40 x 40 cm, COR: A DEFINIR
REVESTIMENTO	
R1	PINTURA 100% ACRÍLICA, SEMI-BRILHO, COR: A DEFINIR
R2	AZULEIJO LISO E MONOCROMÁTICO - 30x60 cm, COR: A DEFINIR
R3	PINTURA 100% ACRÍLICA, SEMI-BRILHO, COR: AREIA
TETO	
T1	FORRO EM PLACAS DE GESSO ACARTONADO, PINTURA FOSCA COR: BRANCO NEVE
T2	LAJE APARENTE - COR: BRANCO NEVE

PROJETO ARQUITETÔNICO

Conteúdo Fachada Frontal	PRANCHA: ARQ 6/9
Área de construção 276,67m ²	ESCALA: Indicada
	DATA: JANEIRO/2019

- RUFO EM CONCRETO
- TELHA DE ALUMÍNIO - TRAPEZOIDAL COM NERVURA
- VIGA EM CONCRETO ARMADO
- TESOURA EM FERRO - TRELIÇA
- CALHA DE ALUMÍNIO
- TUBO EM AÇO INOX - 75 mm
- VIDRO LAMINADO - e = 8 mm - GUARDA-CORPO
- PERFIL DE ALUMÍNIO - RETÂNGULAS
- VIDRO LAMINADO - e = 8 mm
- PLATIBANDA DE ALVENARIA



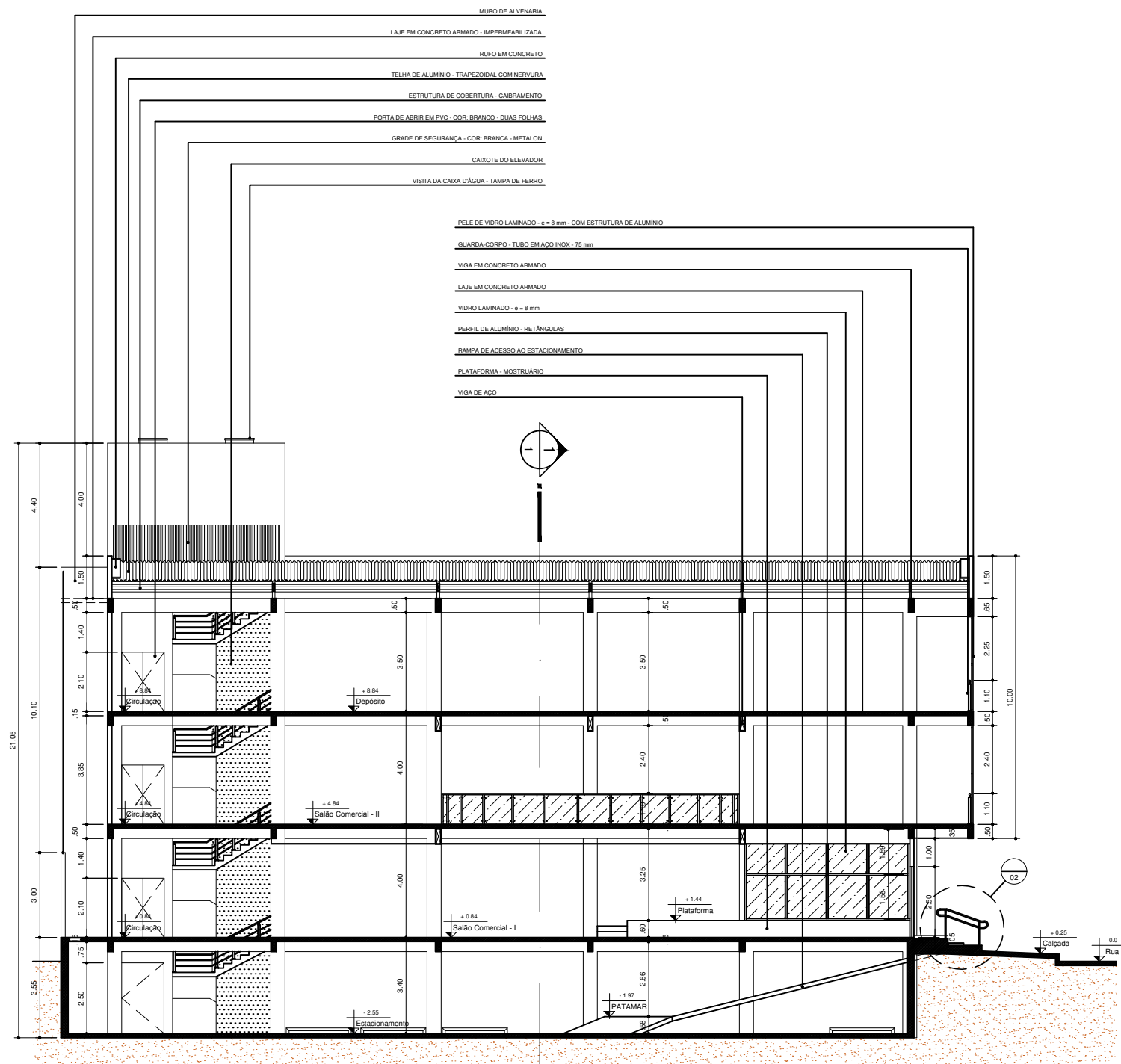
1 CORTE - 1
ESCALA: 1:75

NOTAS

- PEITORIL (EM JANELA E BALANCINS) - EM GRANITO POLIDO, e = 3 cm
- SOLEIRA (EM PORTAS) - EM GRANITO POLIDO, e = 3 cm
- RODAPÉ- EM PORC. (IDEM PADRÃO DE PISO) - COM ACAB. ABAULADO NA FACE SUPERIOR, ALTURA = 7 cm
- LOUÇAS (BACIA E LAVATÓRIO) PADRÃO INTERMEDIÁRIO, COR: A DEFINIR, REF. DECA OU INCEPA
- METAIS/ ACESSÓRIOS: PADRÃO INTERMEDIÁRIO, ACABAMENTO CROMADO, REF. DOCOL, DECA OU PERFLEX

PROJETO ARQUITETÔNICO

Conteúdo Corte - 1	PRANCHA: ARQ 7/9	
Área de construção 276,67m ²	ESCALA: Indicada	DATA: JANEIRO/2019



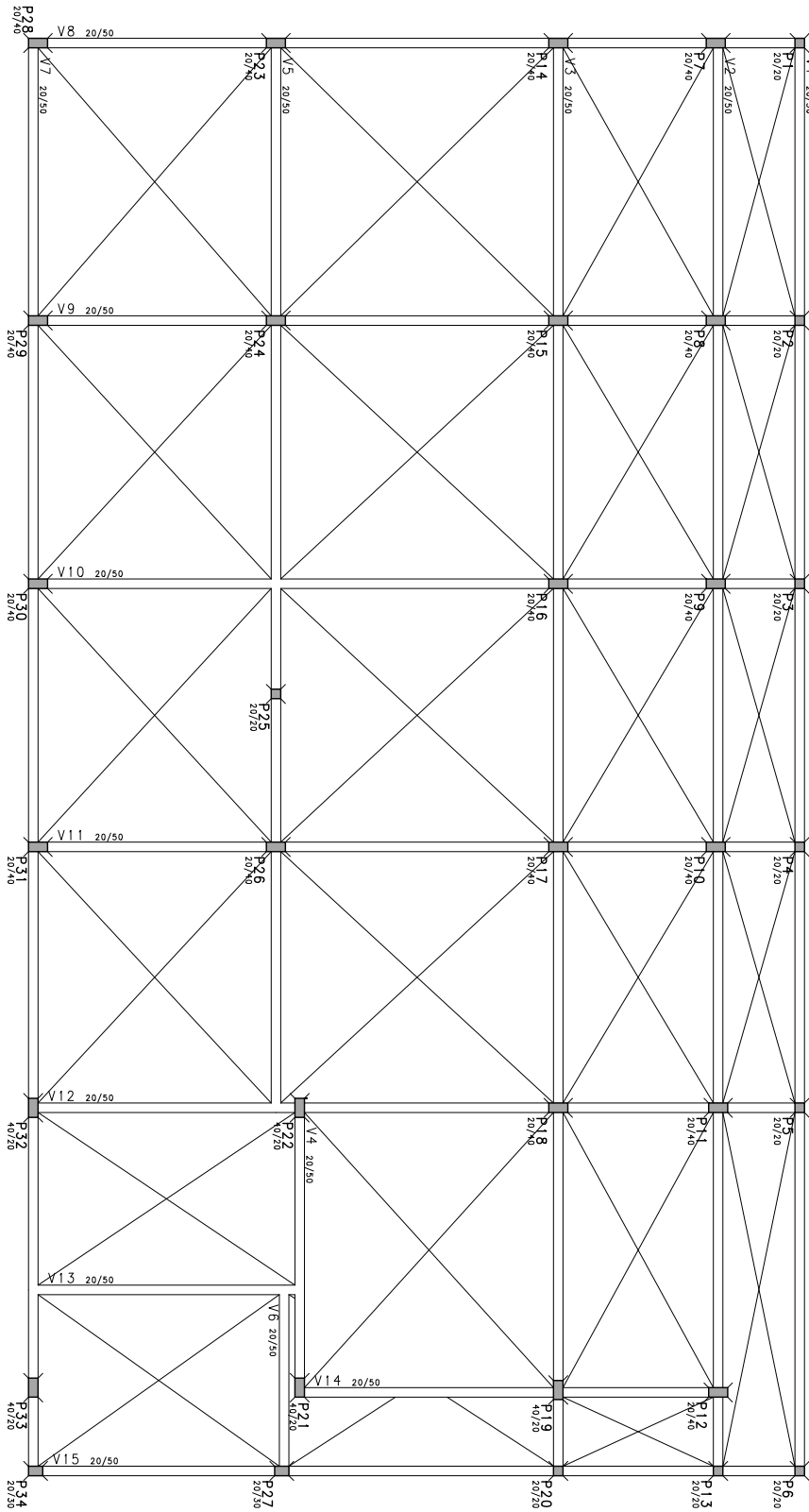
1 CORTE - 3
ESCALA: 1:75

PROJETO ARQUITETÔNICO

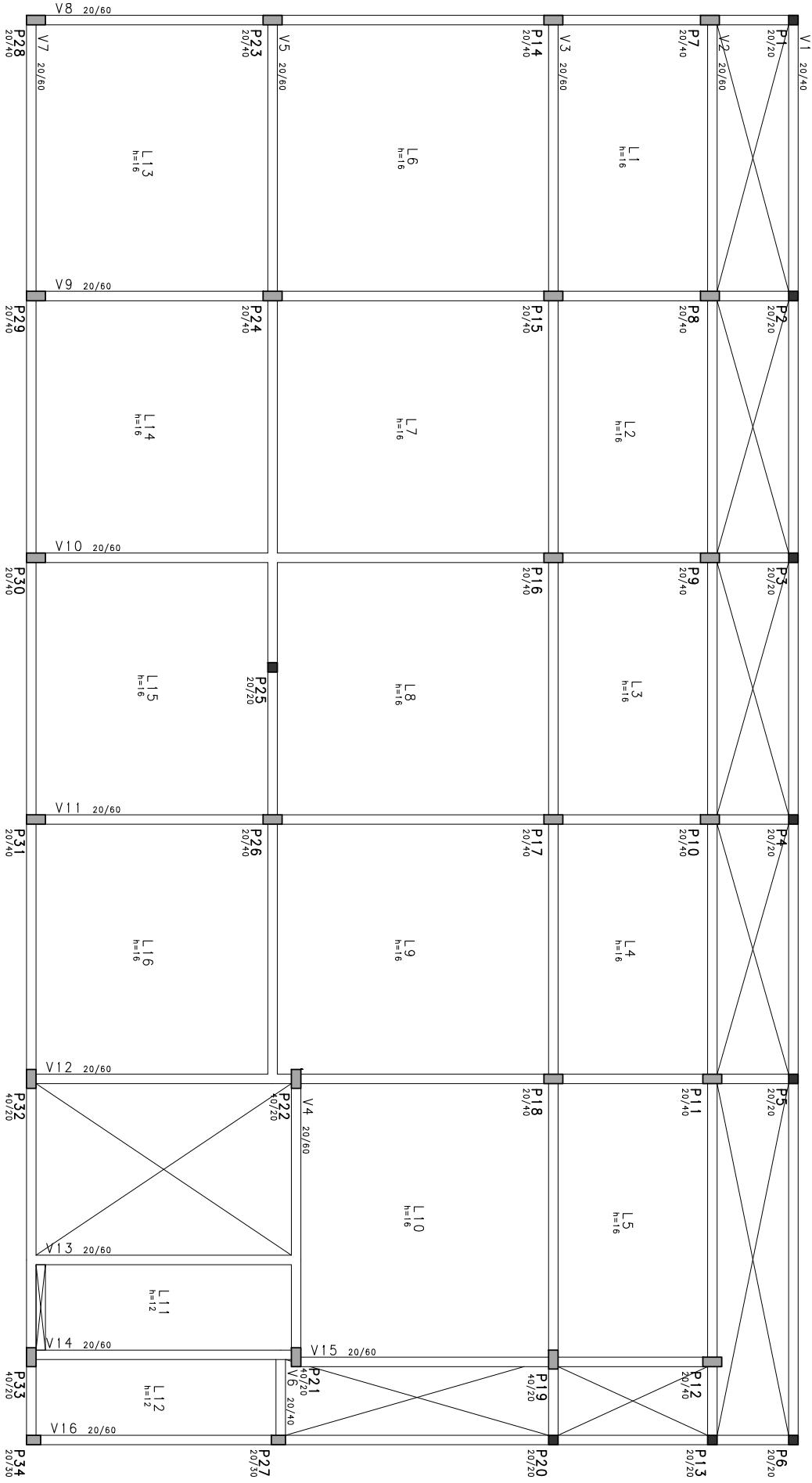
Conteúdo Corte - 3	PRANCHA: ARQ 9/9	
Área de construção 276,67m ²	ESCALA: Indicada	DATA: JANEIRO/2019

**ANEXO B – PLANTAS DE FÔRMA: MODELAGEM EM
CONCRETO ARMADO**

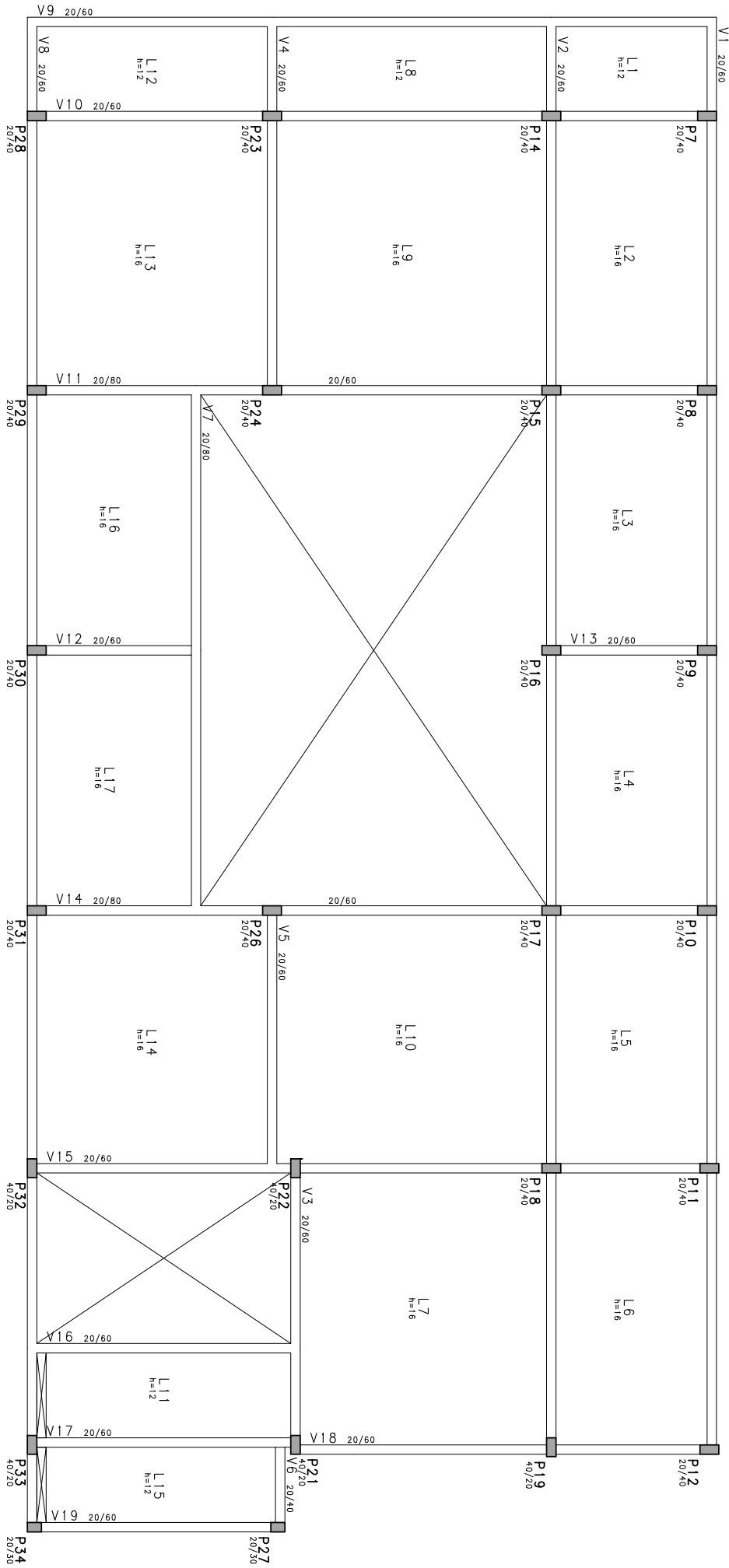
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



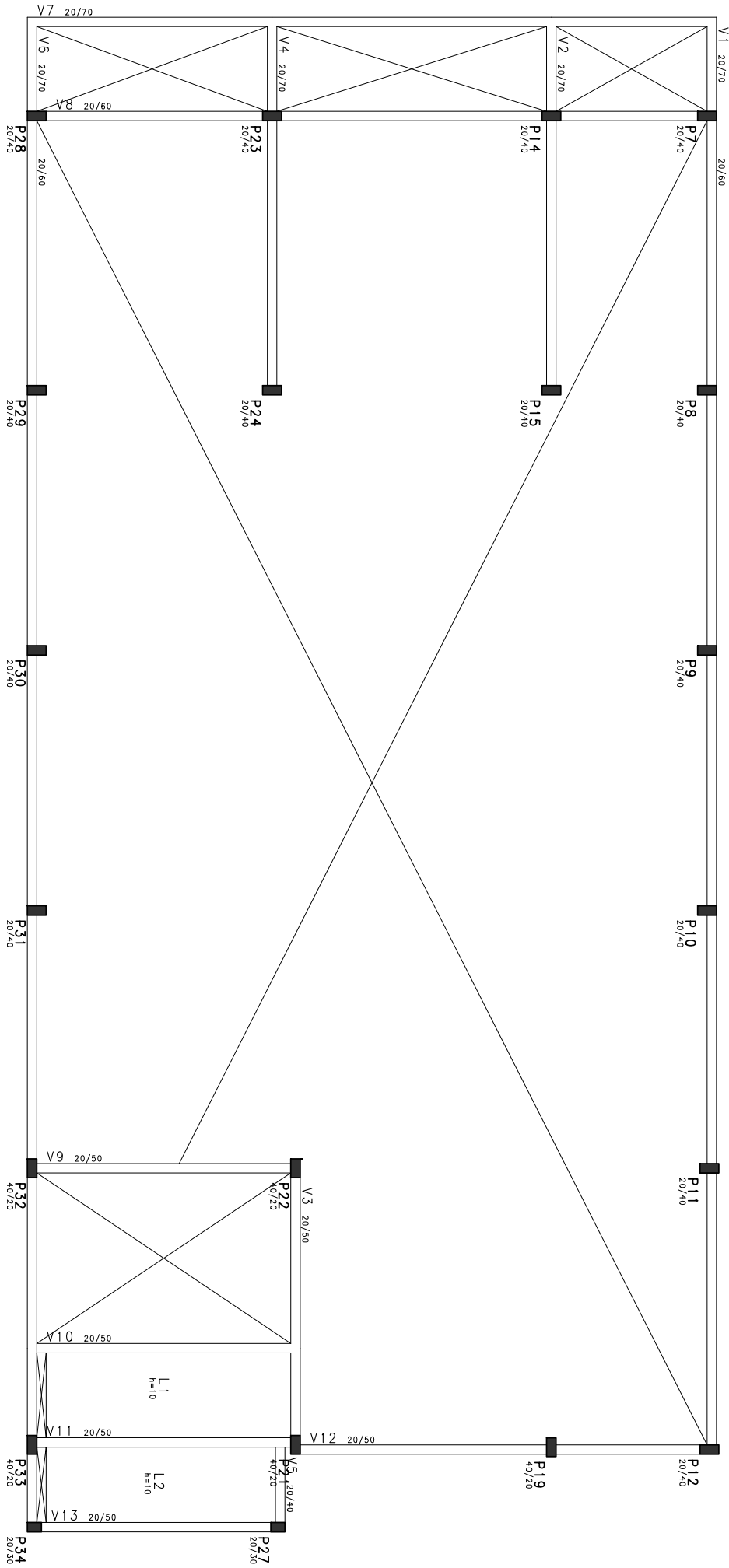
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

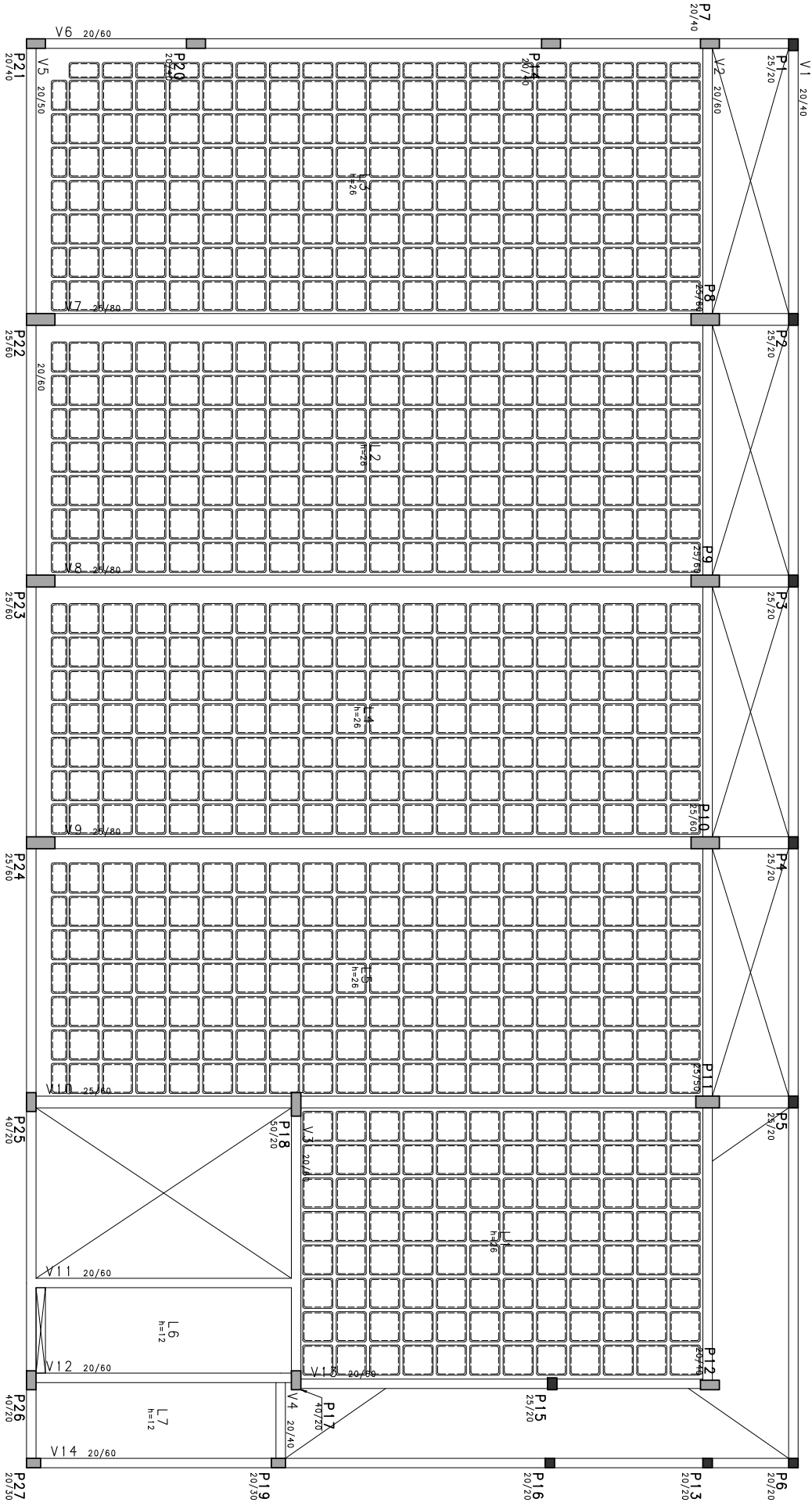


Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

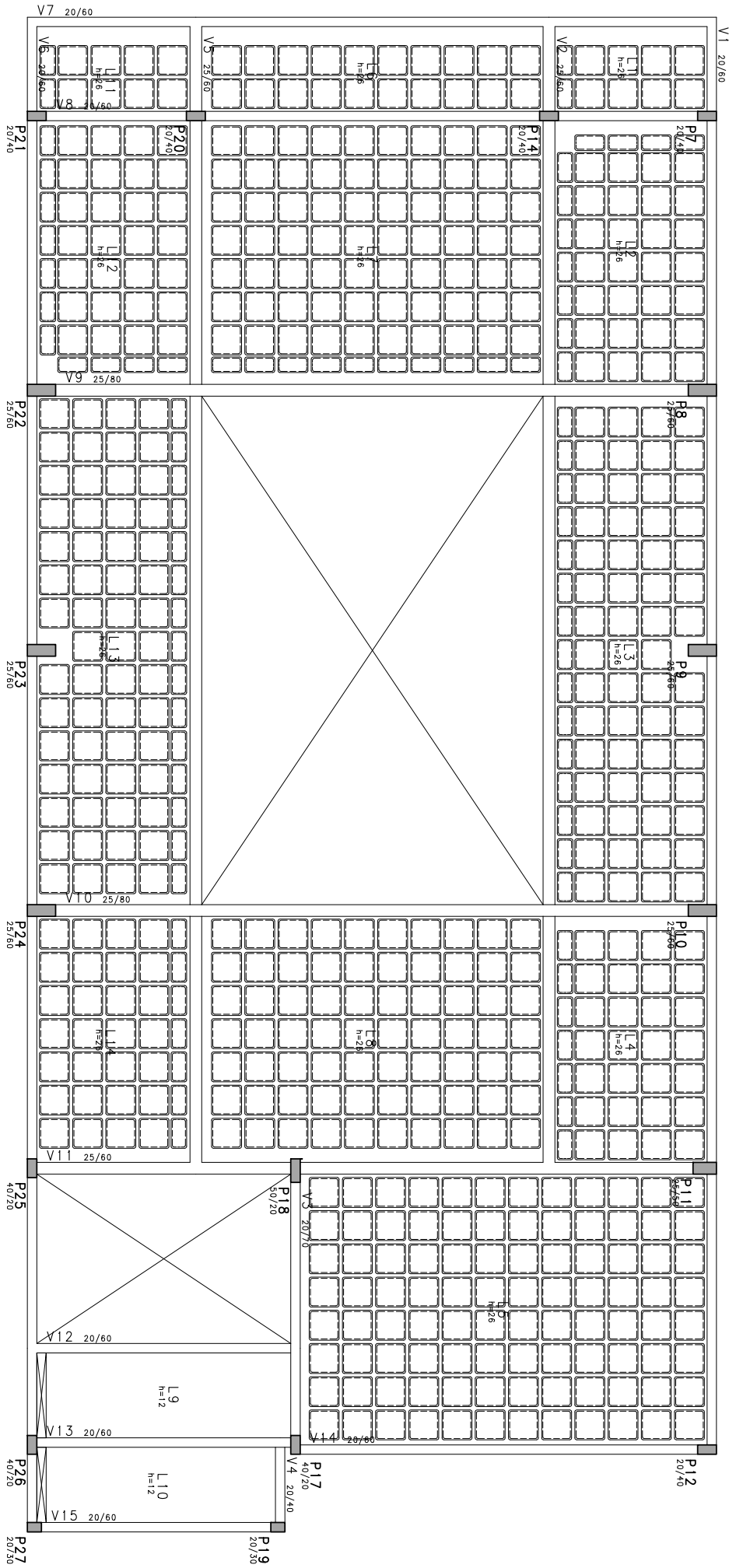


**ANEXO C – PLANTAS DE FÔRMA: MODELAGEM EM
CONCRETO PROTENDIDO**

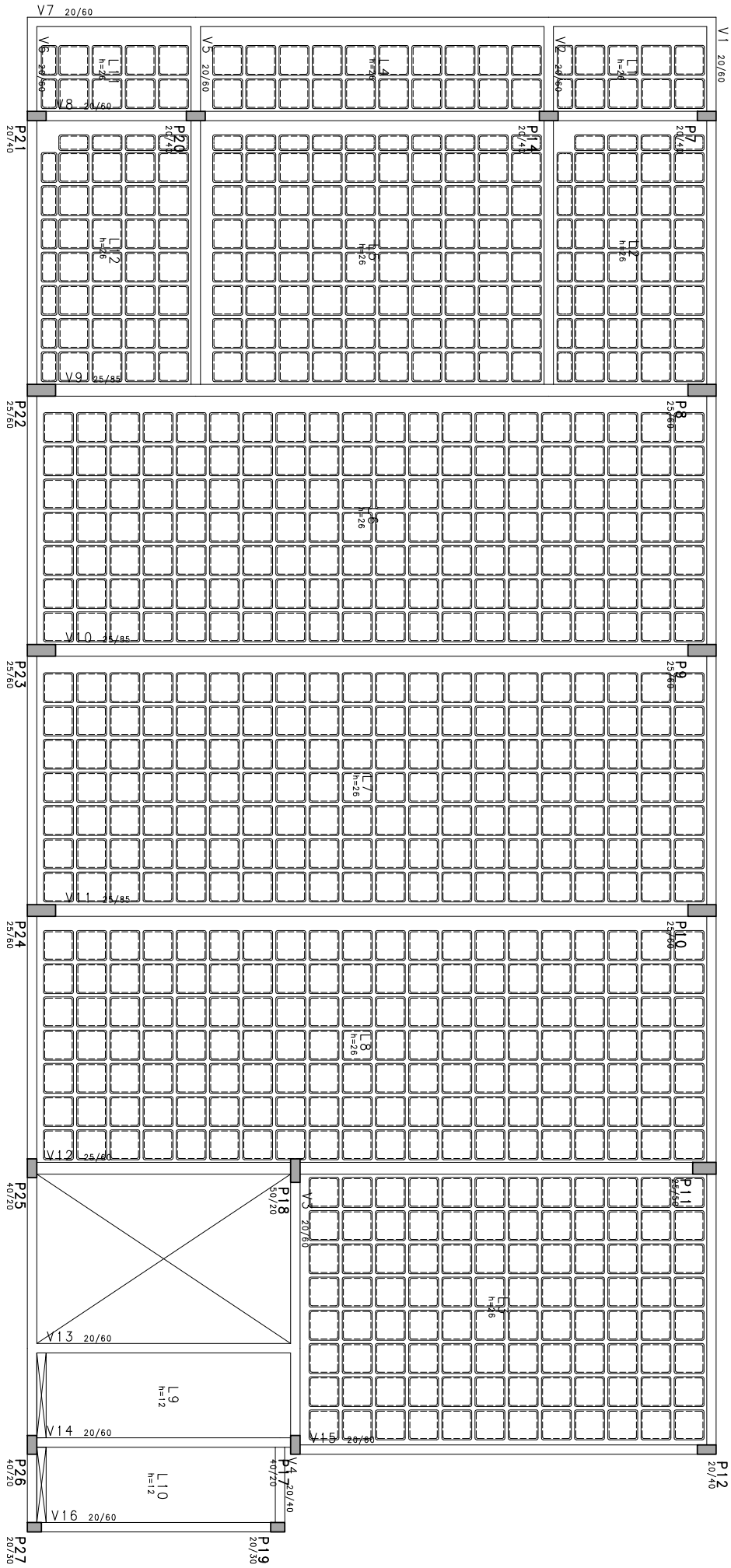
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



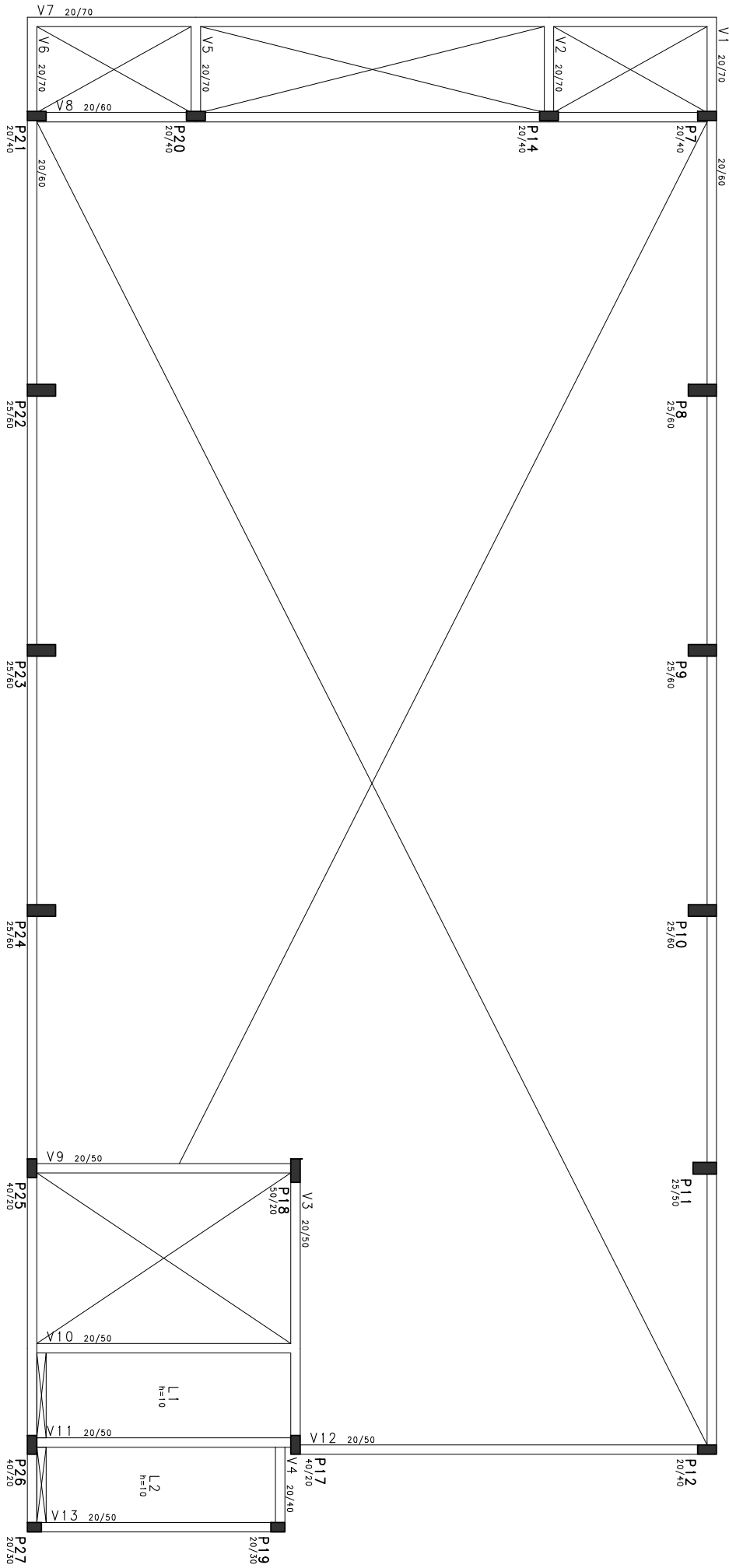
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

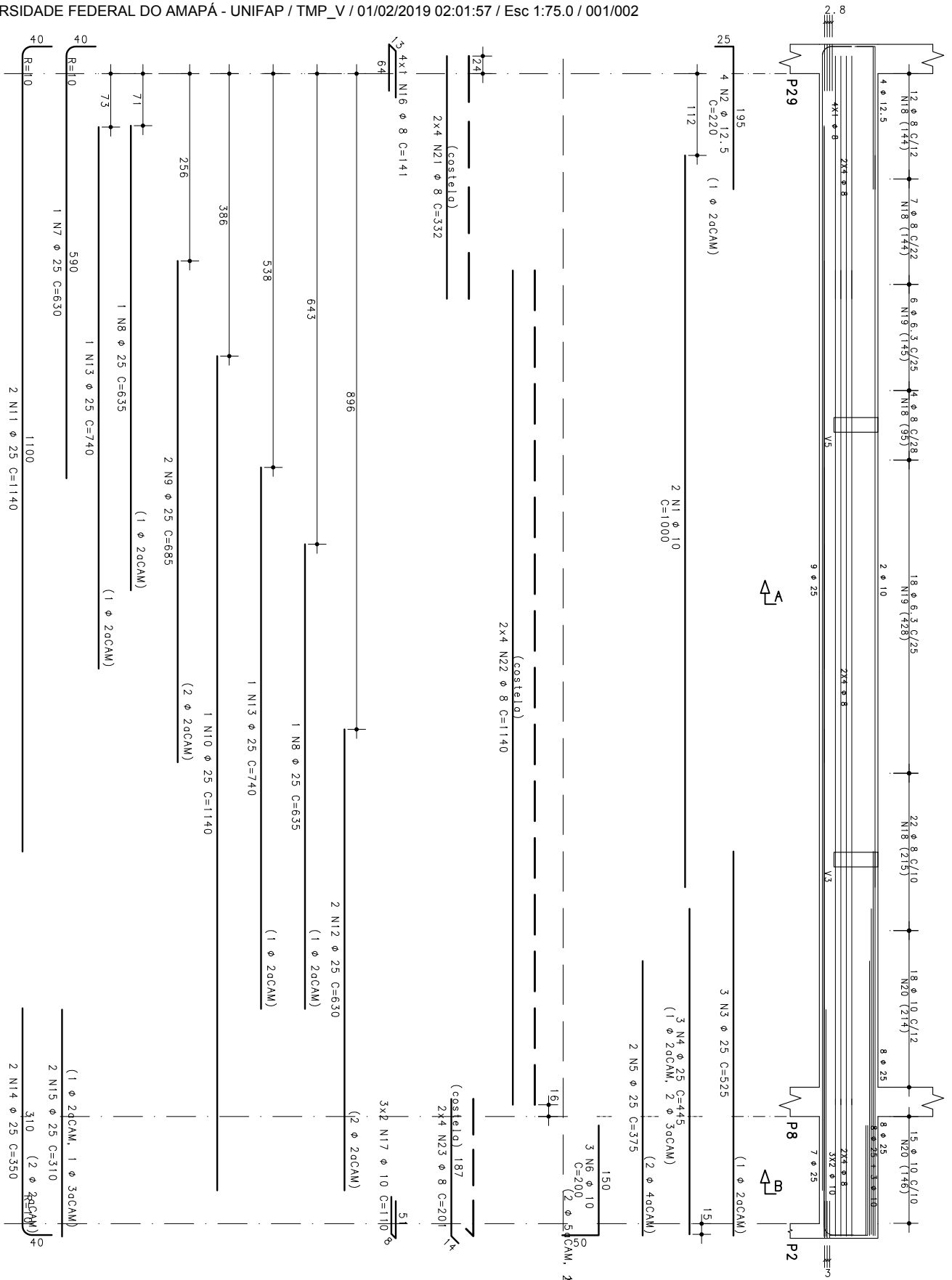


Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



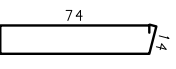
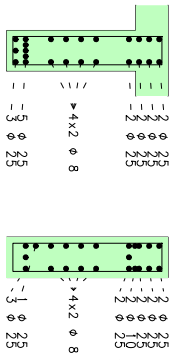
**ANEXO D – DETALHAMENTO DAS VIGAS EM CONCRETO
ARMADO**

20/80
20/80



Corte A

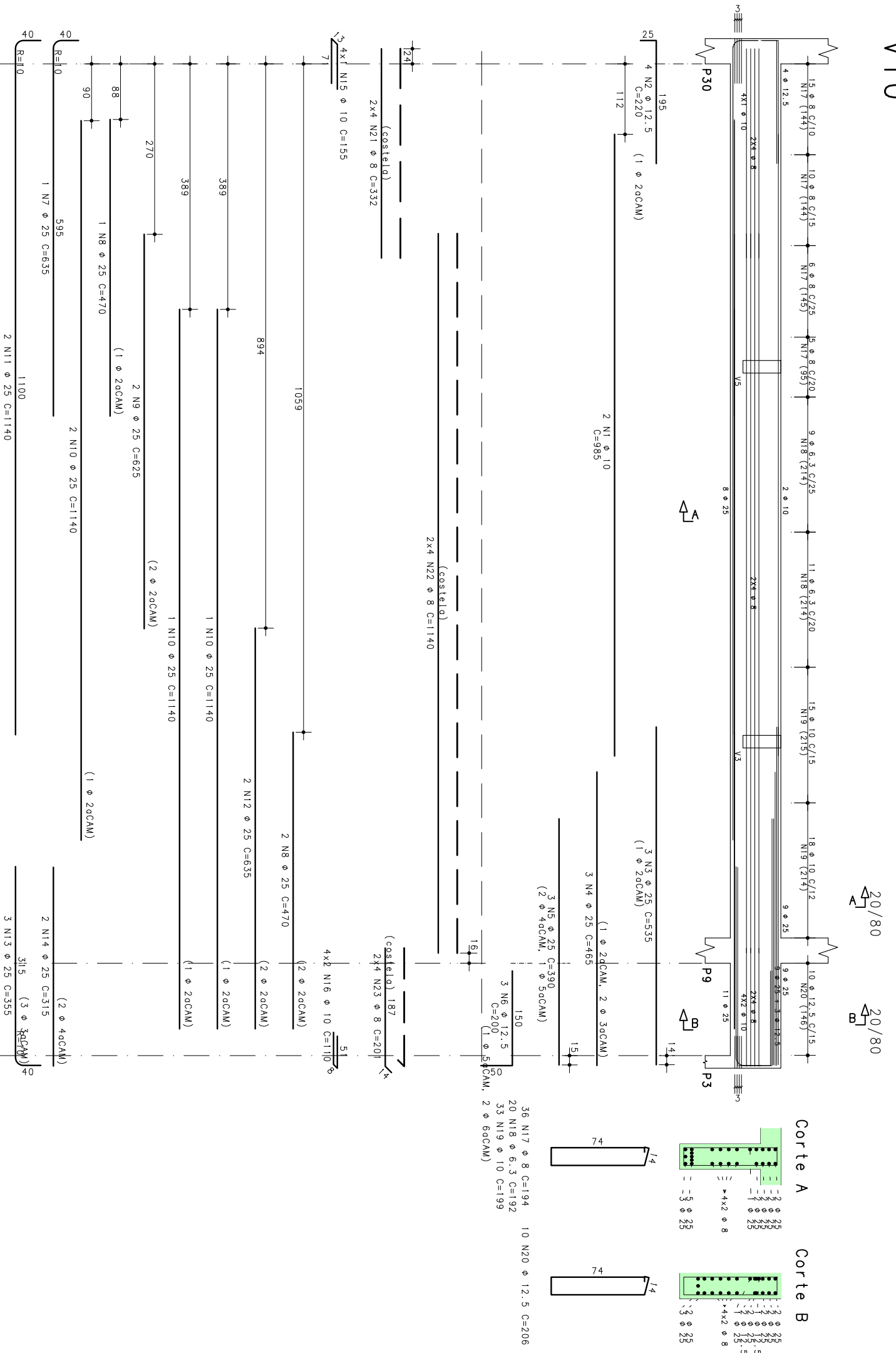
Corte B



45 N18 φ 8 C=194
24 N19 φ 8 C=192
18 N20 φ 10 C=199
15 N20 φ 10 C=199

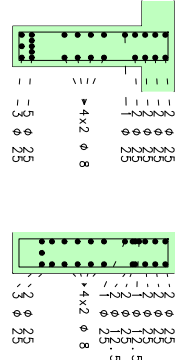
(1 φ 20CAM)
2 N15 φ 25 C=310
2 N14 φ 25 C=350

V10

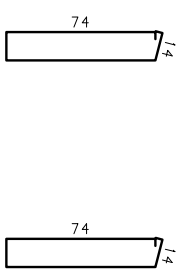


20/80
20/80

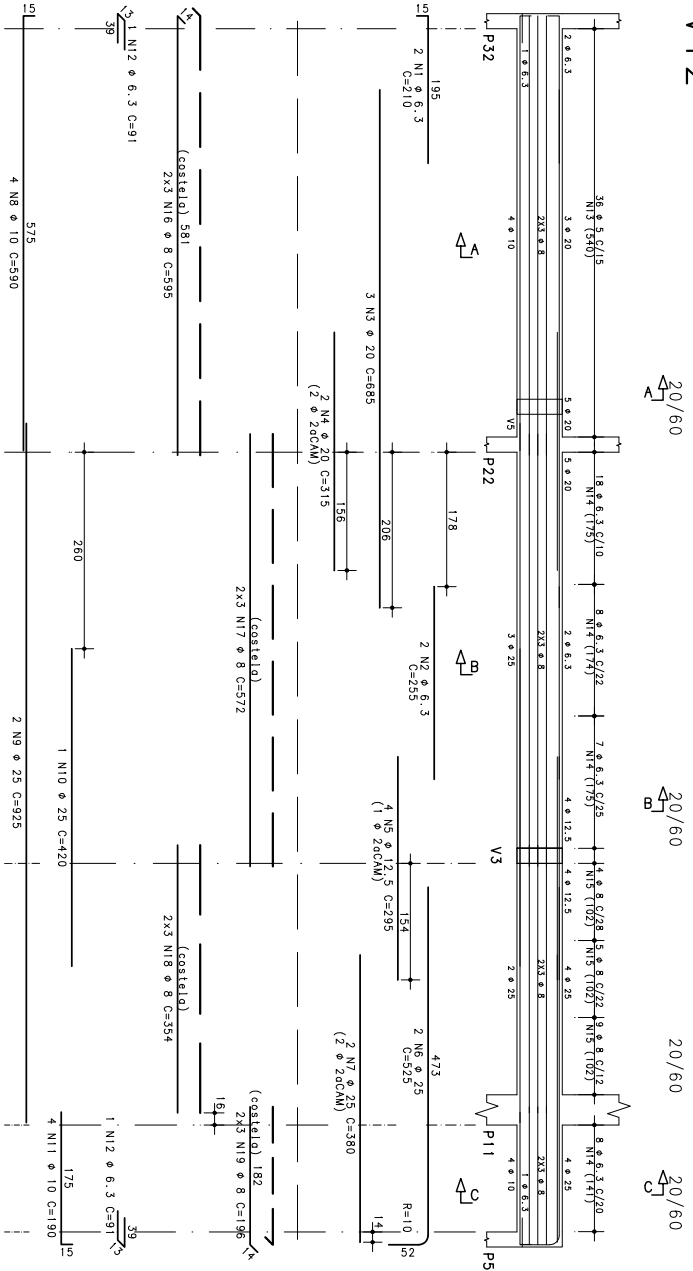
Corte A Corte B



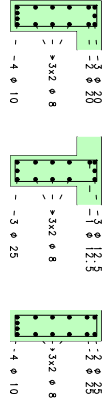
- 36 N17 φ 8 C=194
- 10 N20 φ 12.5 C=206
- 20 N18 φ 6.3 C=192
- 33 N19 φ 10 C=199



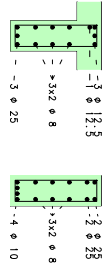
V12



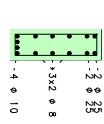
Corte A



Corte B

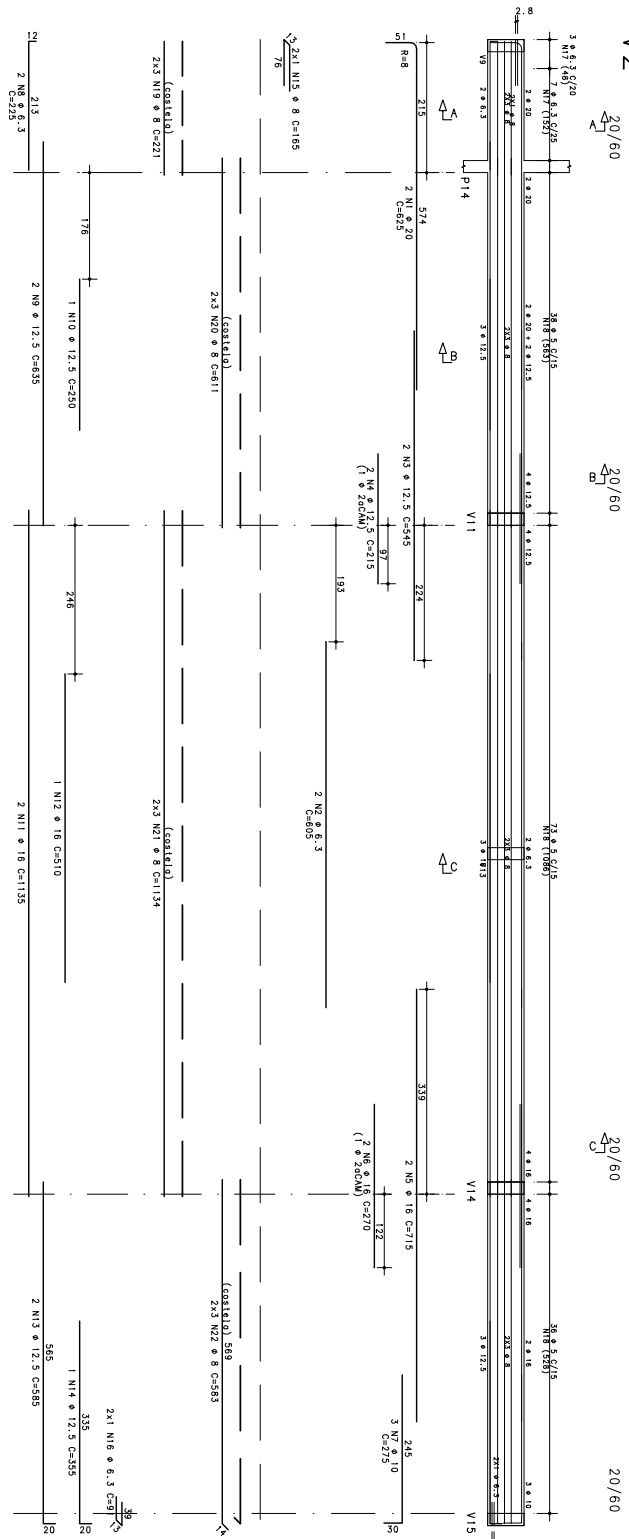


Corte C



- 36 N13 ϕ 5 C=151
- 33 N14 ϕ 6.3 C=152
- 18 N15 ϕ 8 C=154
- 8 N14 ϕ 6.3 C=152

V2



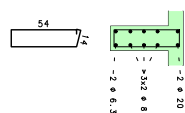
A 20/60

B 20/60

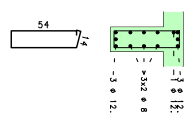
C 20/60

20/60

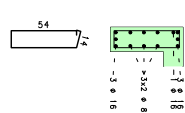
Corte A



Corte B

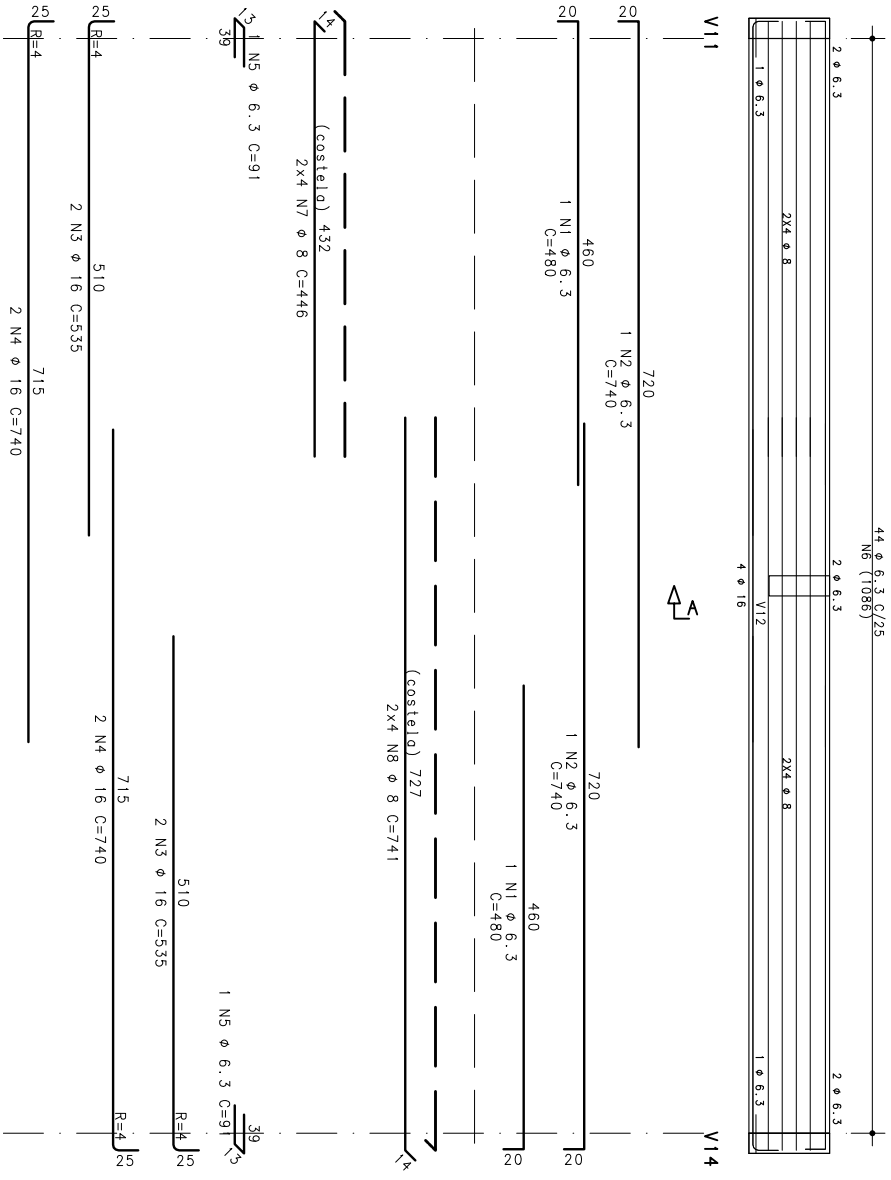


Corte C

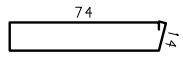
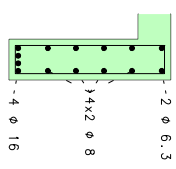


V7

20/80



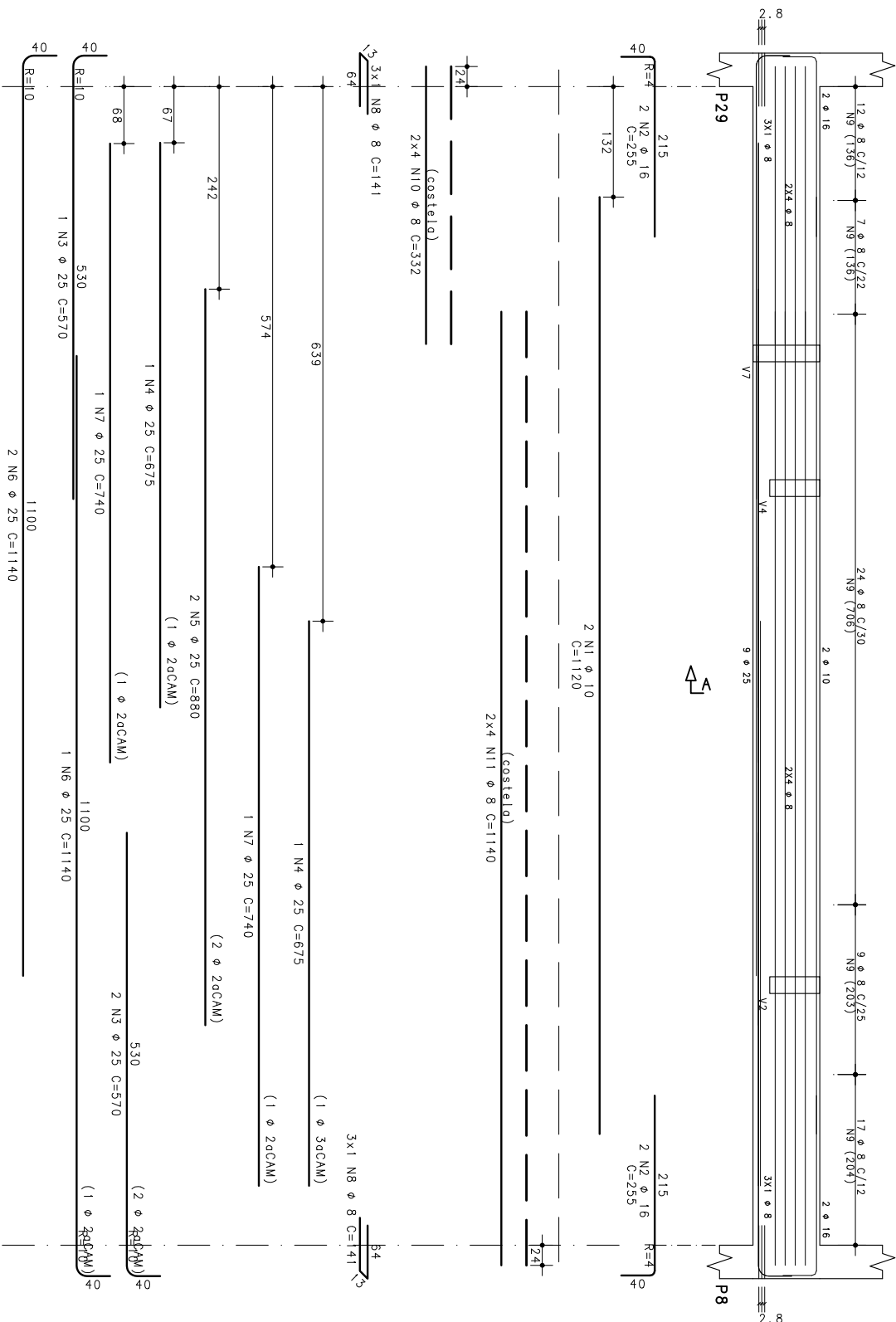
Corte A



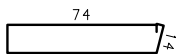
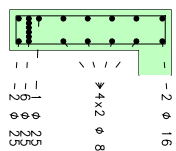
44 N6 ϕ 6.3 C=192

V11

20/80



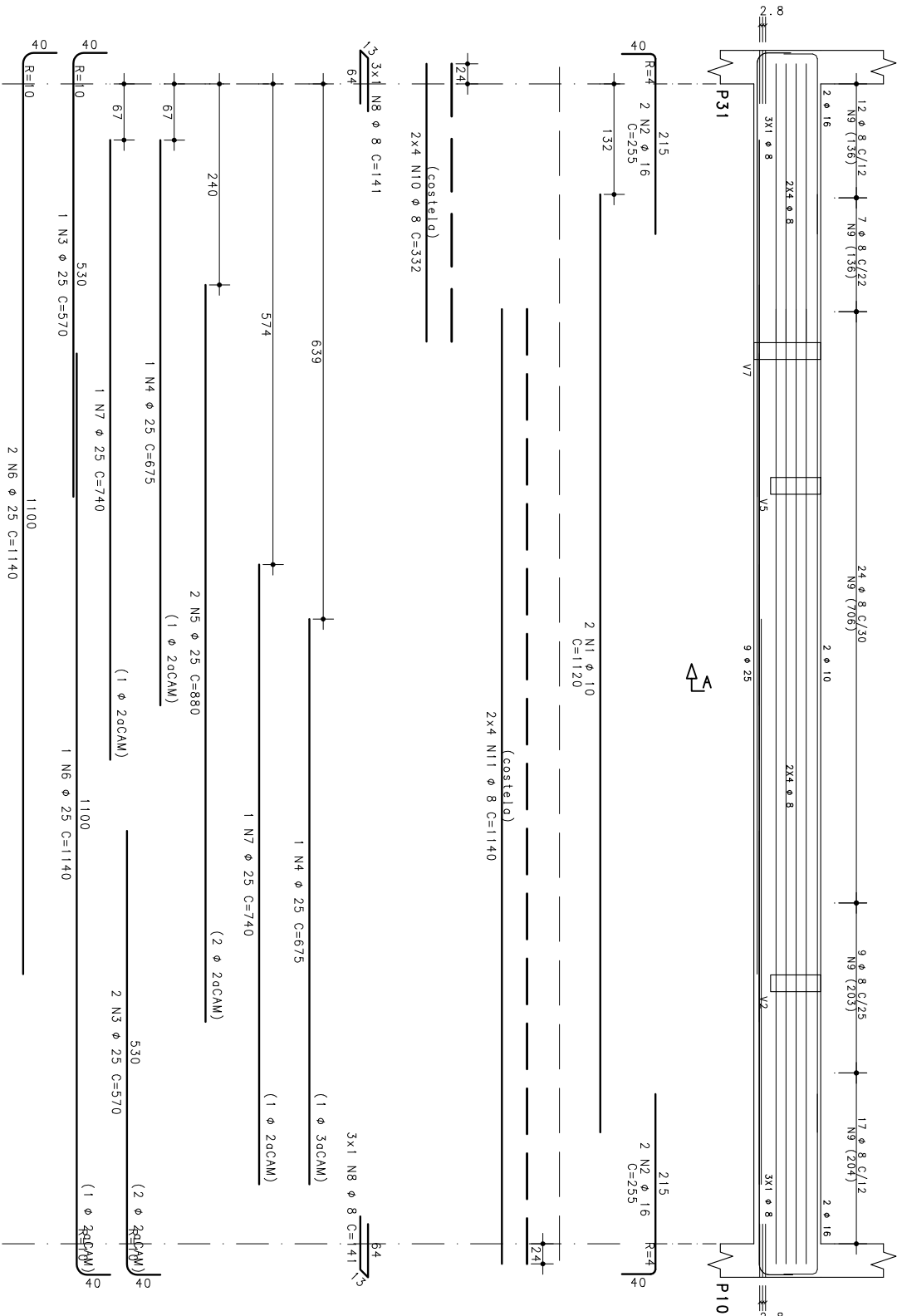
Corte A



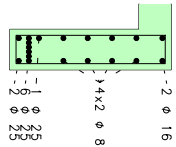
69 N9 φ 8 C=194

V14

20/80

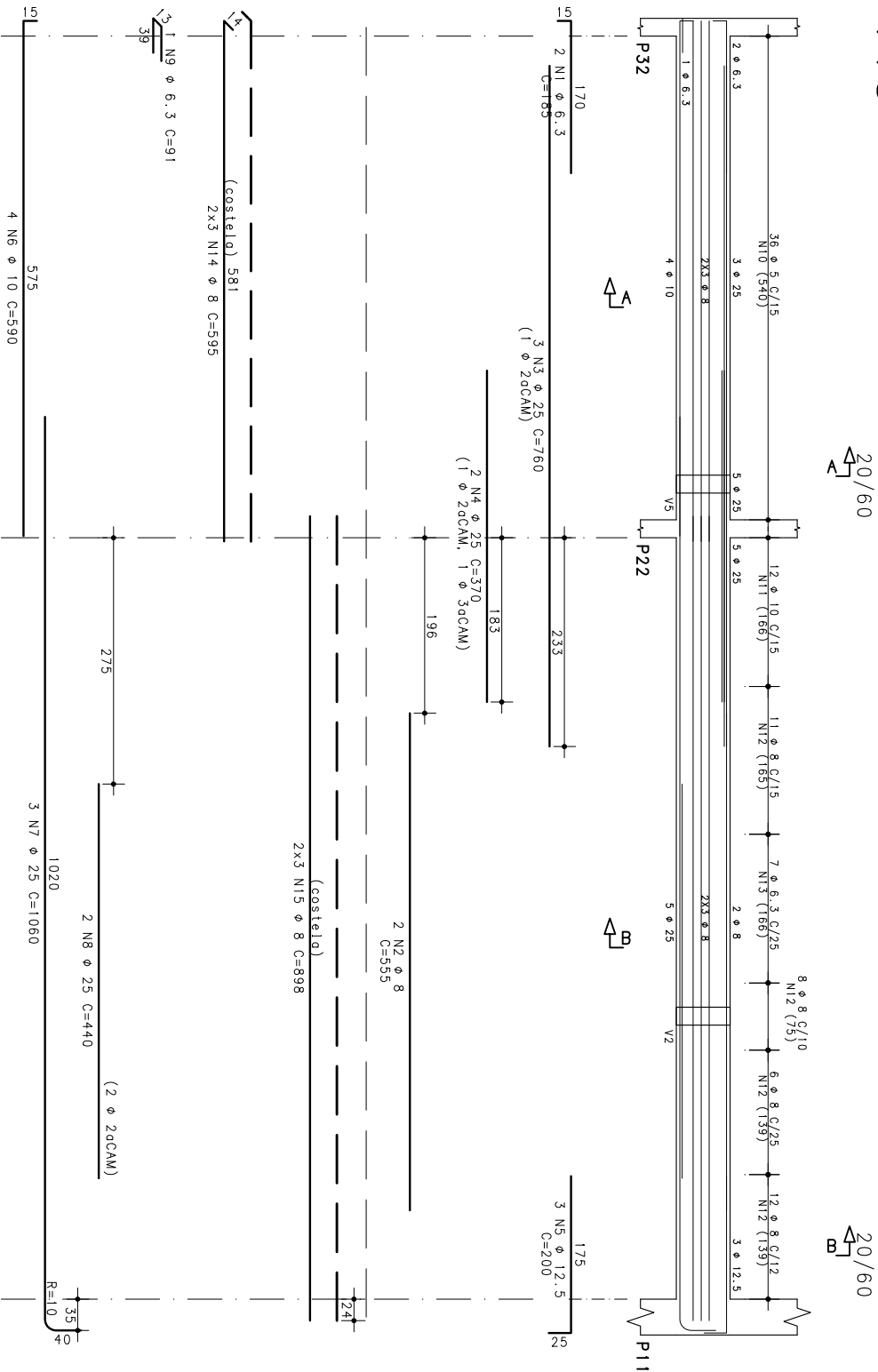


Corte A



69 N9 ϕ 8 C=194

V15

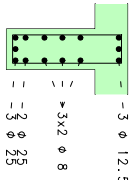
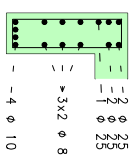


20/60

20/60

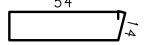
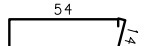
Corte A

Corte B

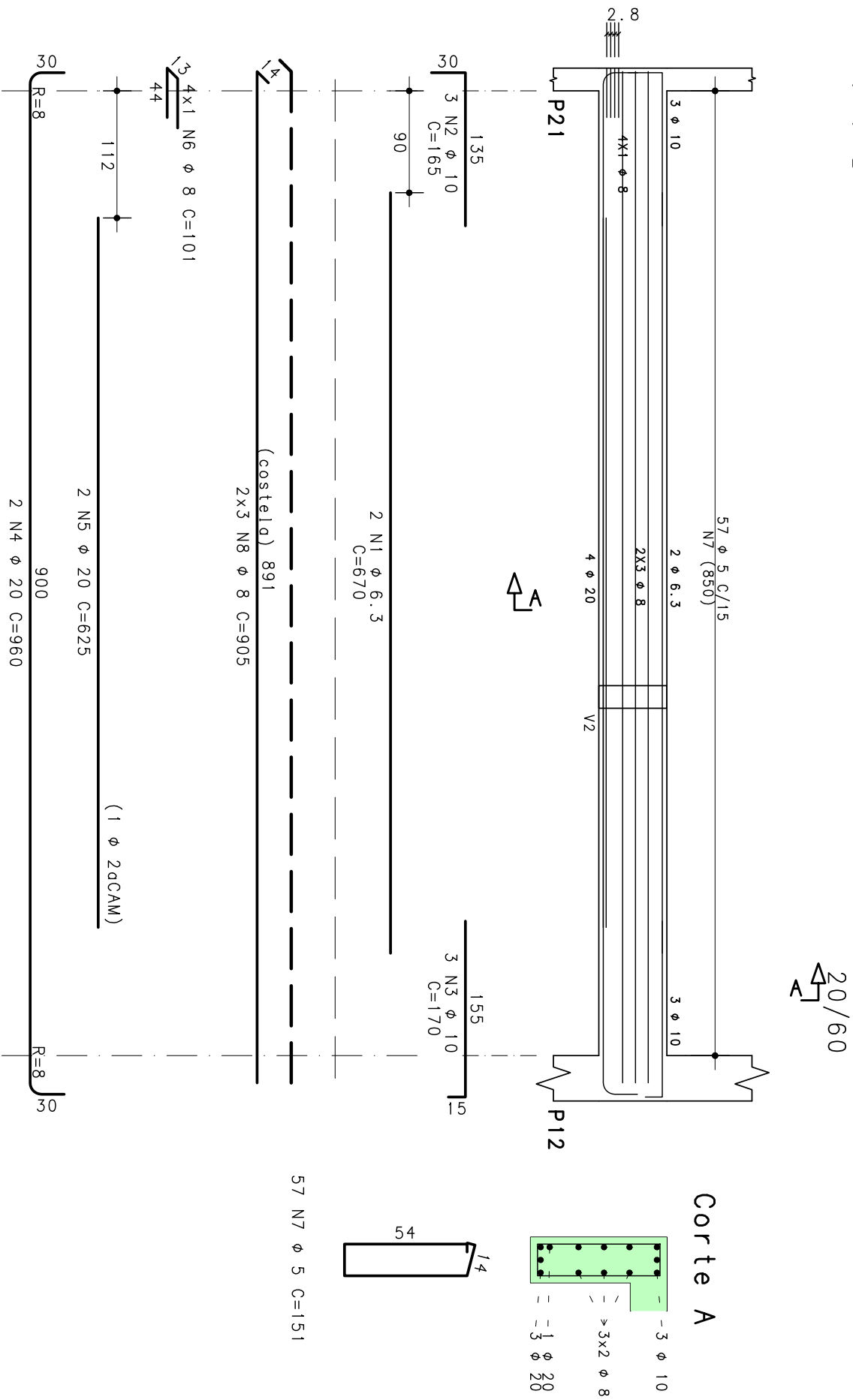


36 N10 ϕ 5 C=151

12 N11 ϕ 10 C=159
 37 N12 ϕ 8 C=154
 7 N13 ϕ 6.3 C=152

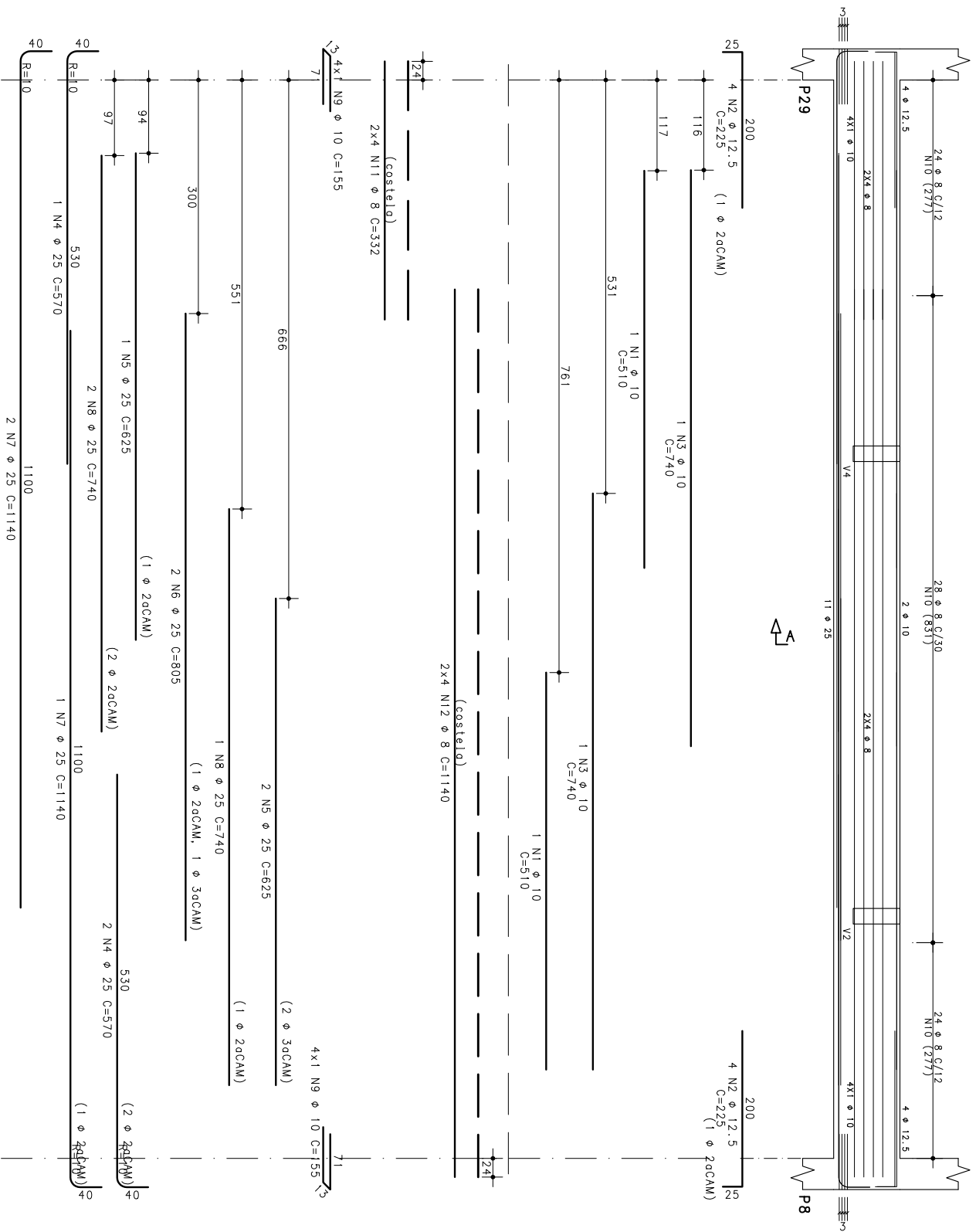


V18

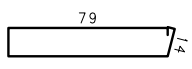
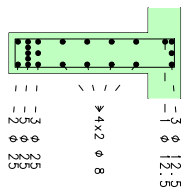


V10

20/85



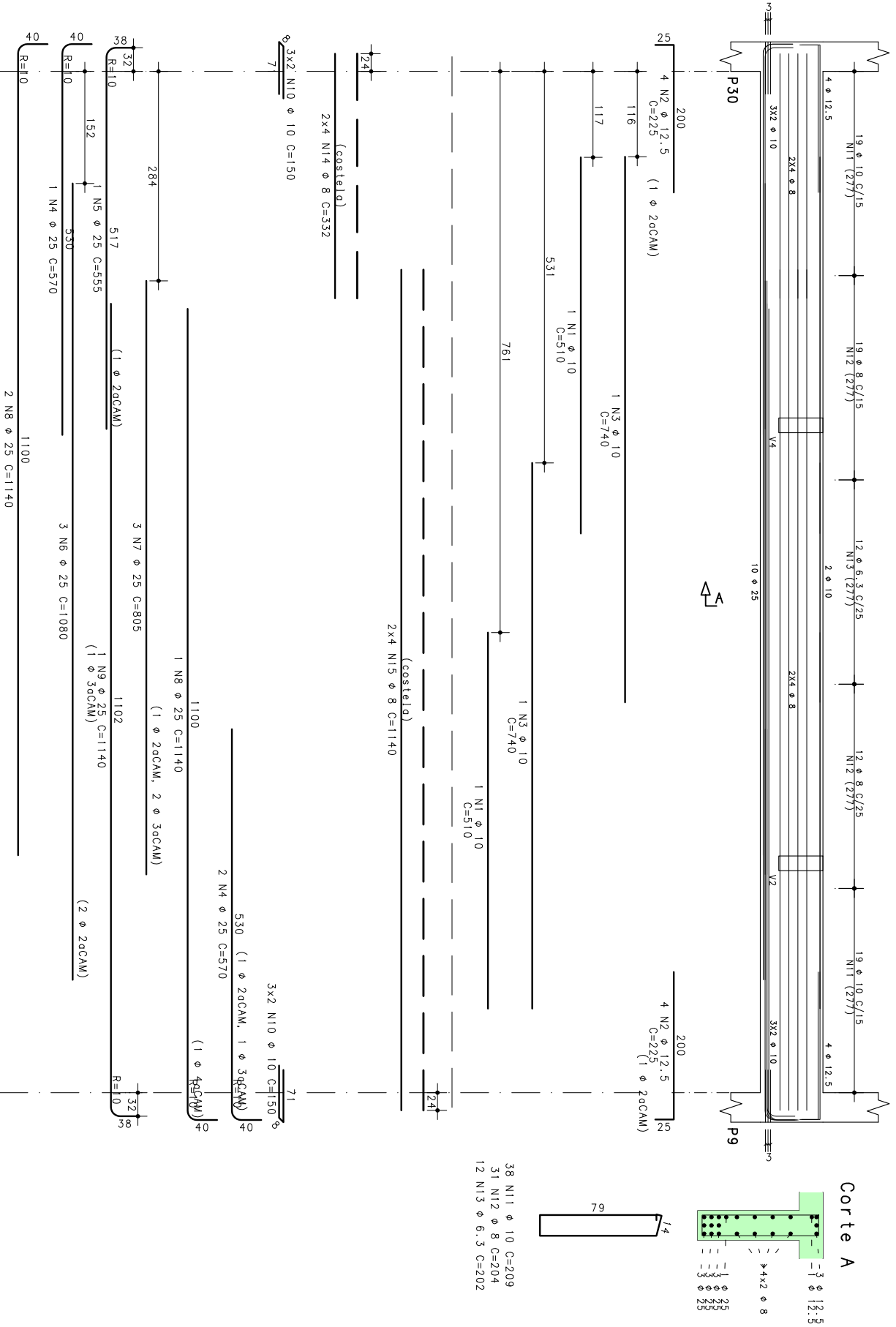
Corte A



76 N10 φ 8 C=204

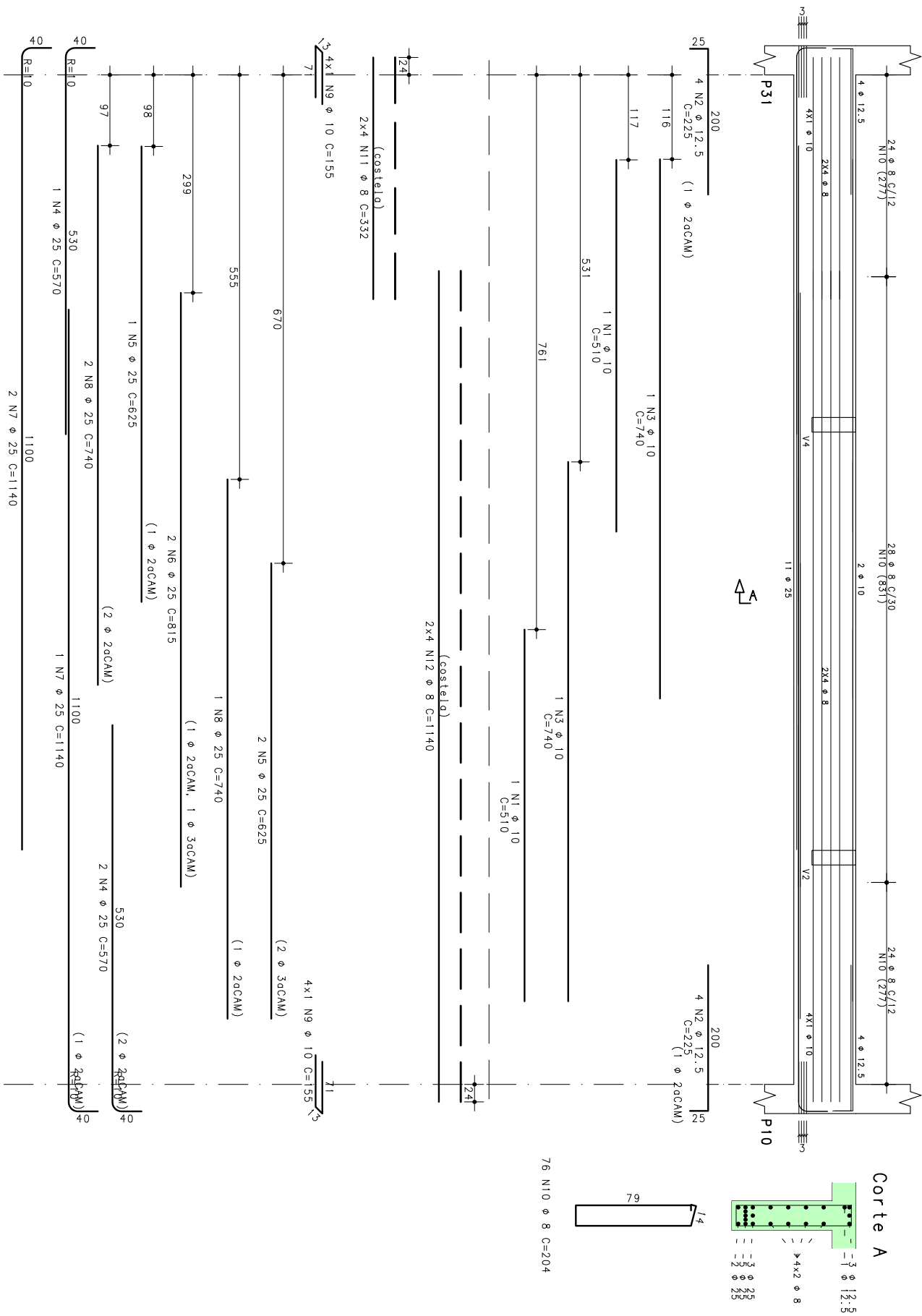
V11

20/85

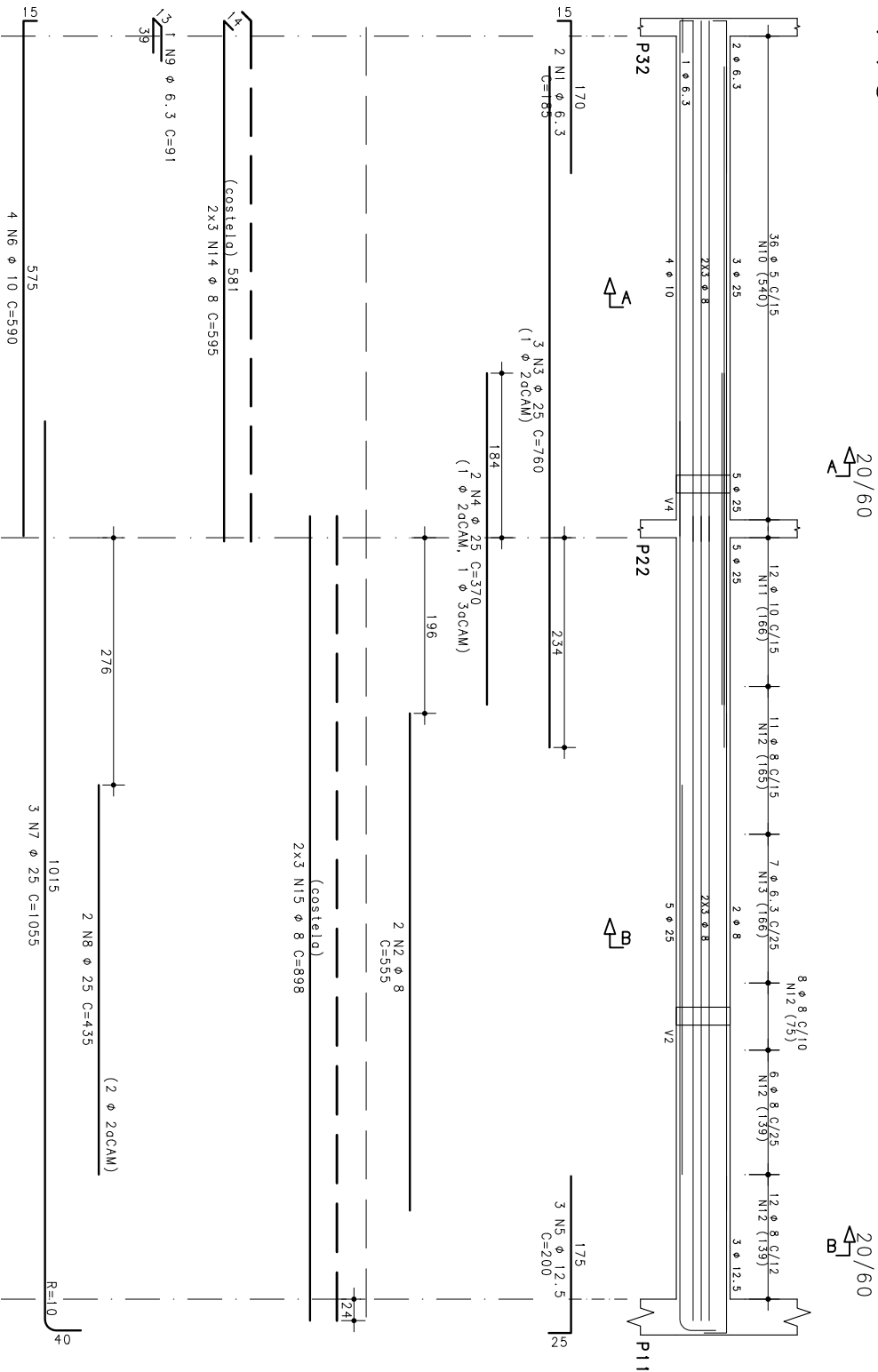


V12

20/85



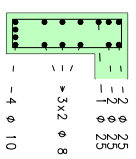
V13



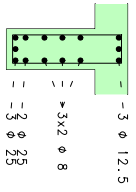
20/60

20/60

Corte A

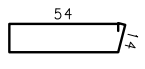
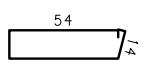


Corte B

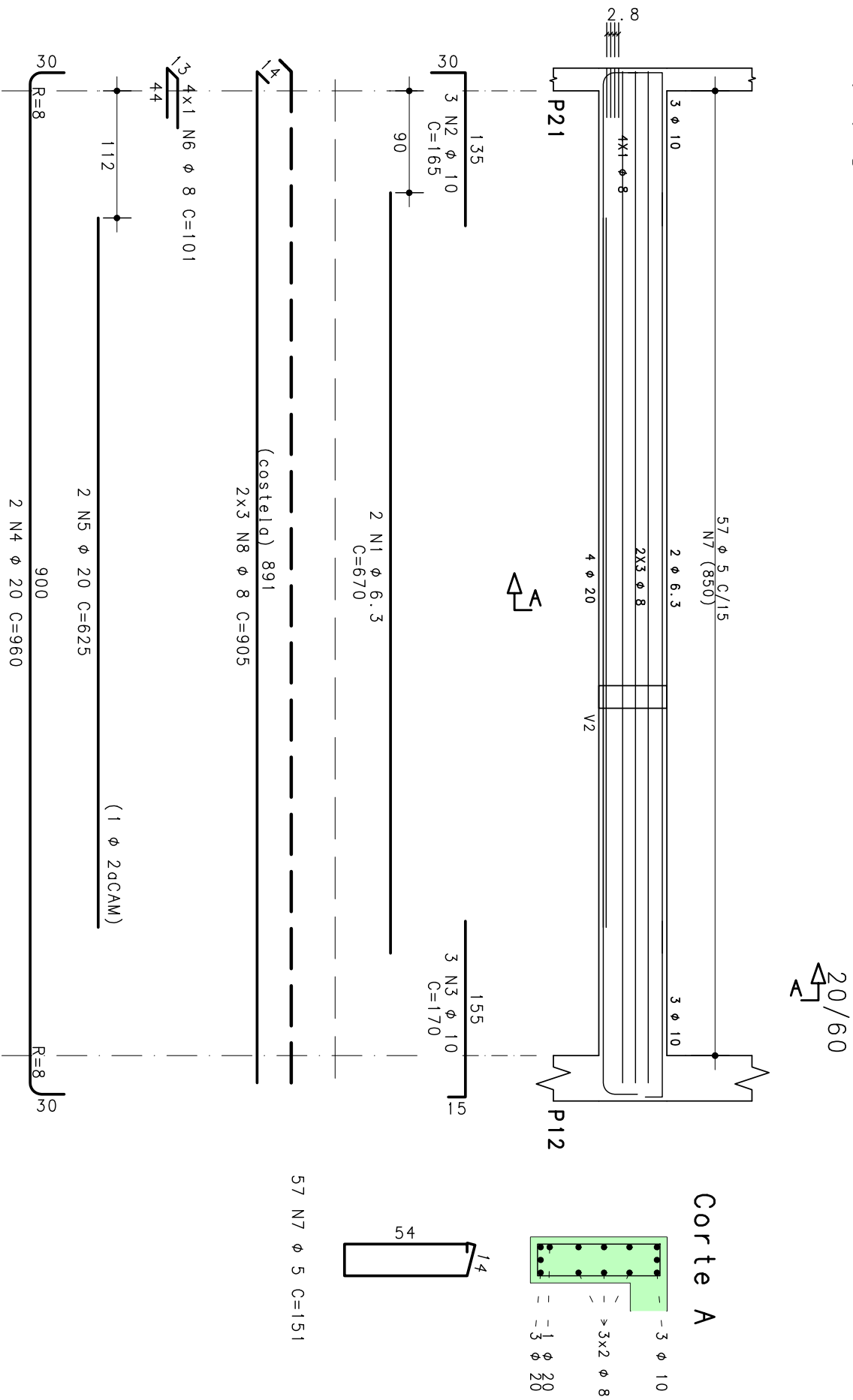


36 N10 ϕ 5 C=151

12 N11 ϕ 10 C=159
37 N12 ϕ 8 C=154
7 N13 ϕ 6.3 C=152



V16

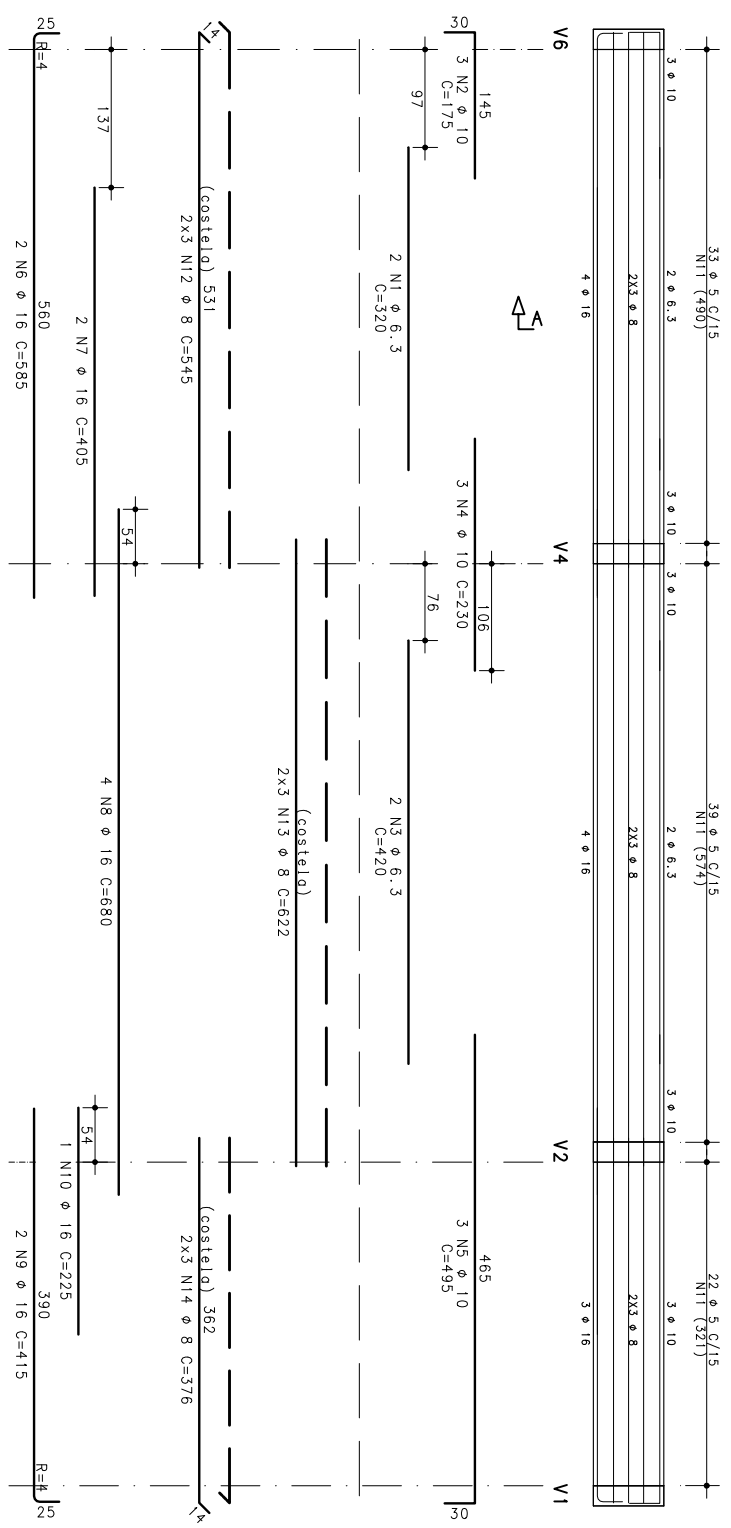


V7

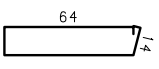
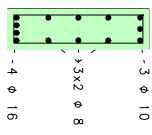
20/70

20/70

20/70



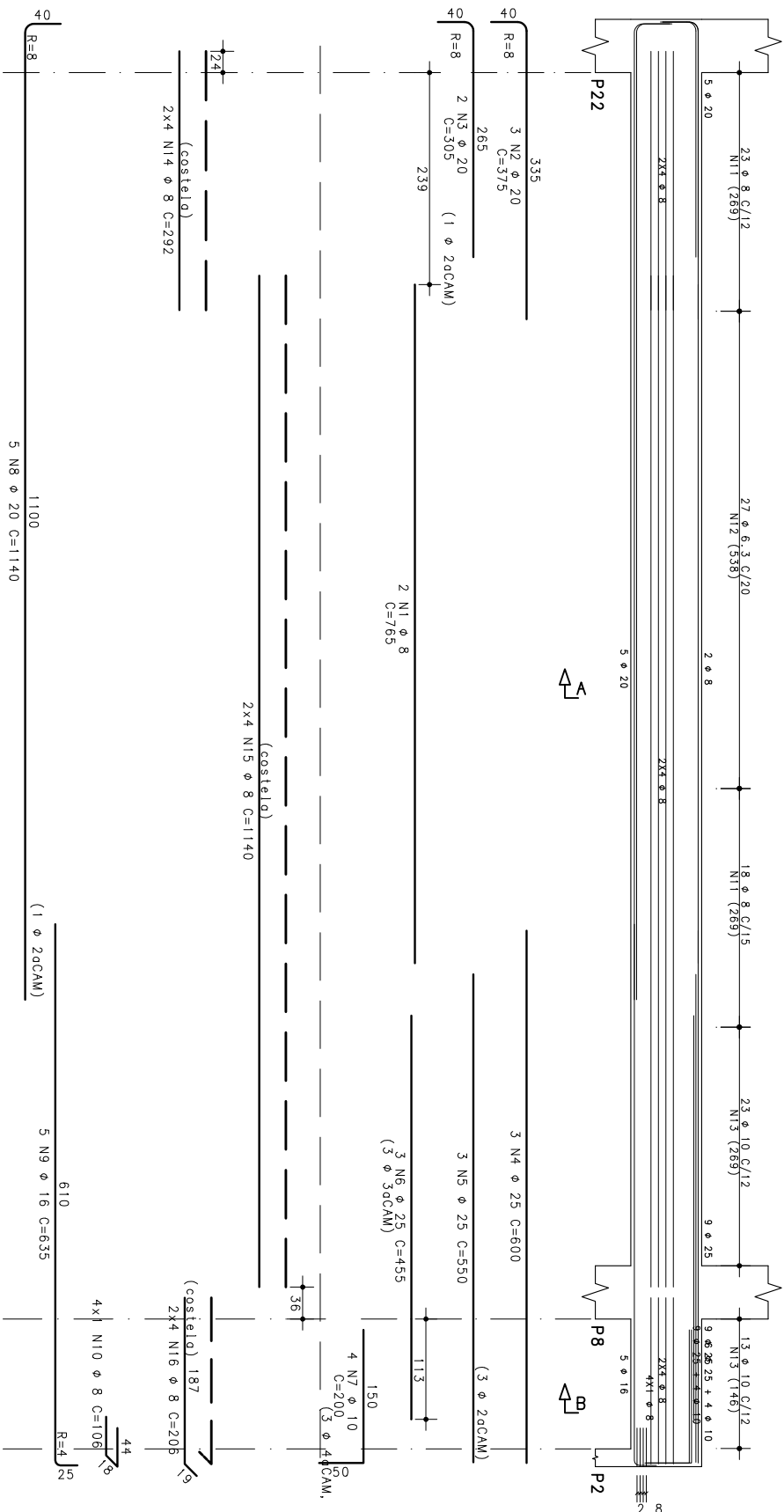
Corte A



94 N11 φ 5 C=171

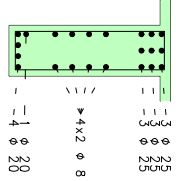
**ANEXO E – DETALHAMENTO DAS VIGAS EM CONCRETO
PROTENDIDO**

V7

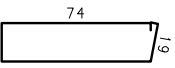
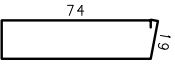
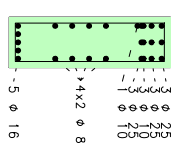


25/80
25/80

Corte A



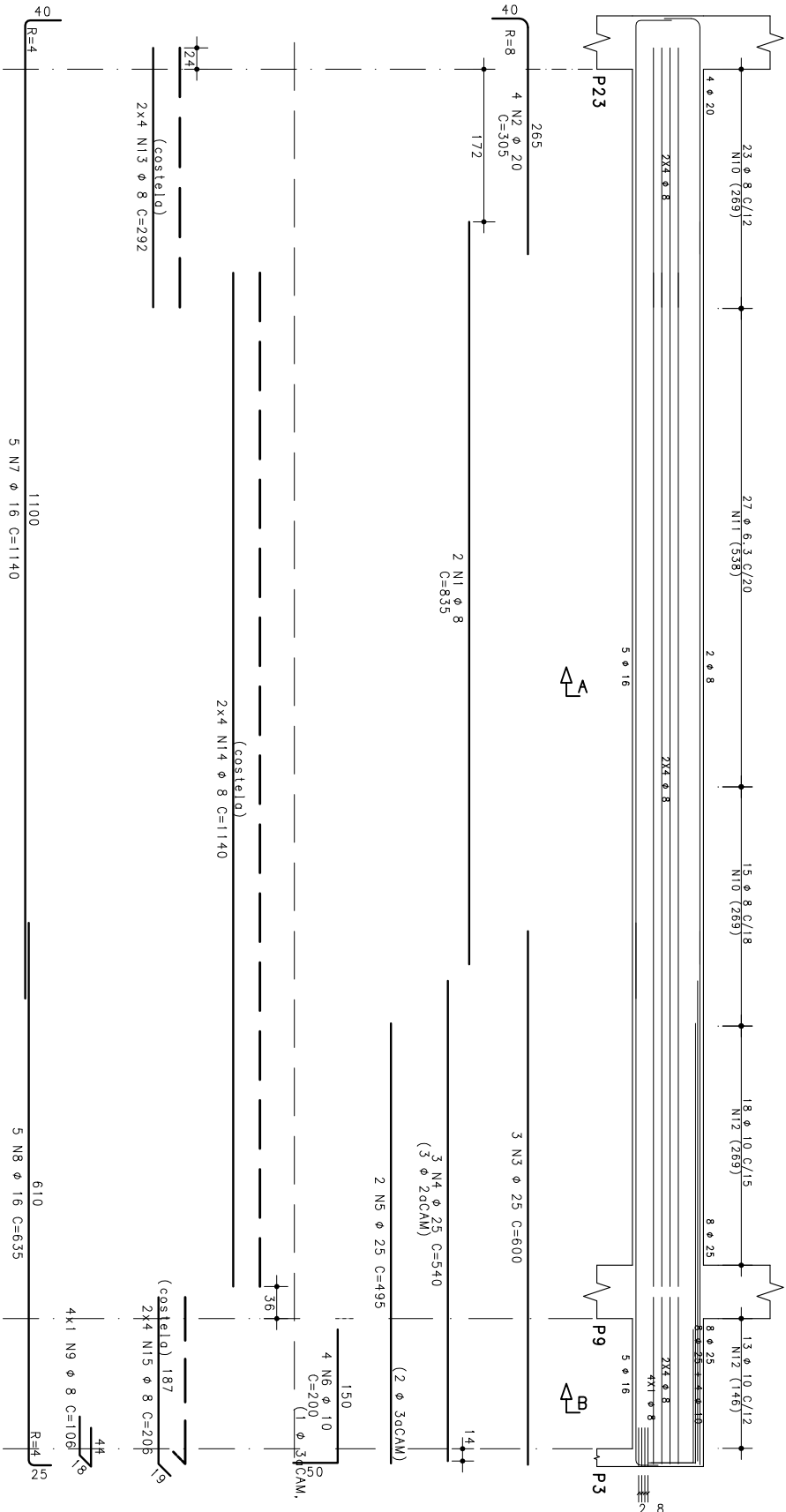
Corte B



41 N11 ϕ 8 C=204
1270 NRQC/W/B.3 C=202
23 N13 ϕ 10 C=209

13 N13 ϕ 10 C=209

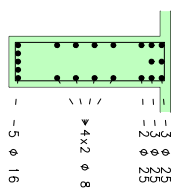
V8



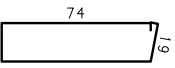
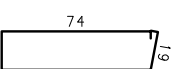
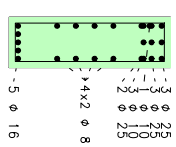
25/80

25/80

Corte A



Corte B



38 N10 φ 8 C=204

27 N11 φ 6,3 C=202

18 N12 φ 10 C=209

13 N12 φ 10 C=209

(1 φ 30CAM)

3 N3 φ 25 C=600

3 N4 φ 25 C=540

(3 φ 20CAM)

2 N5 φ 25 C=495

2 N1 φ 8 C=835

2X4 N14 φ 8 C=1140

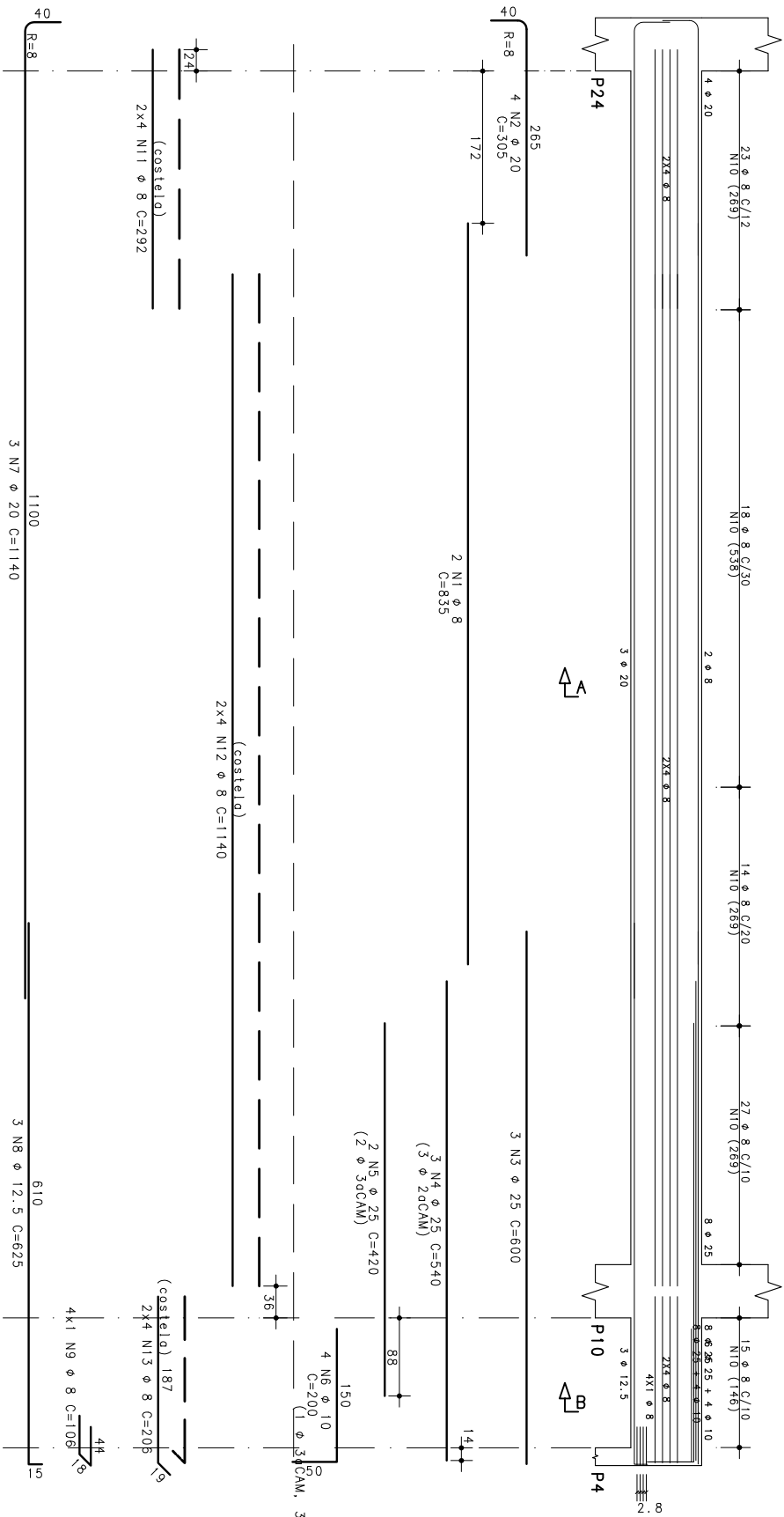
2X4 N13 φ 8 C=292

4 N2 φ 20 C=305

40 R=8

40 R=4

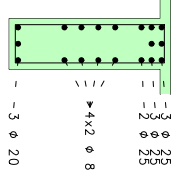
V9



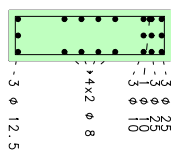
25/80

25/80

Corte A

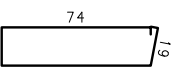
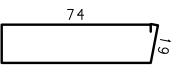


Corte B

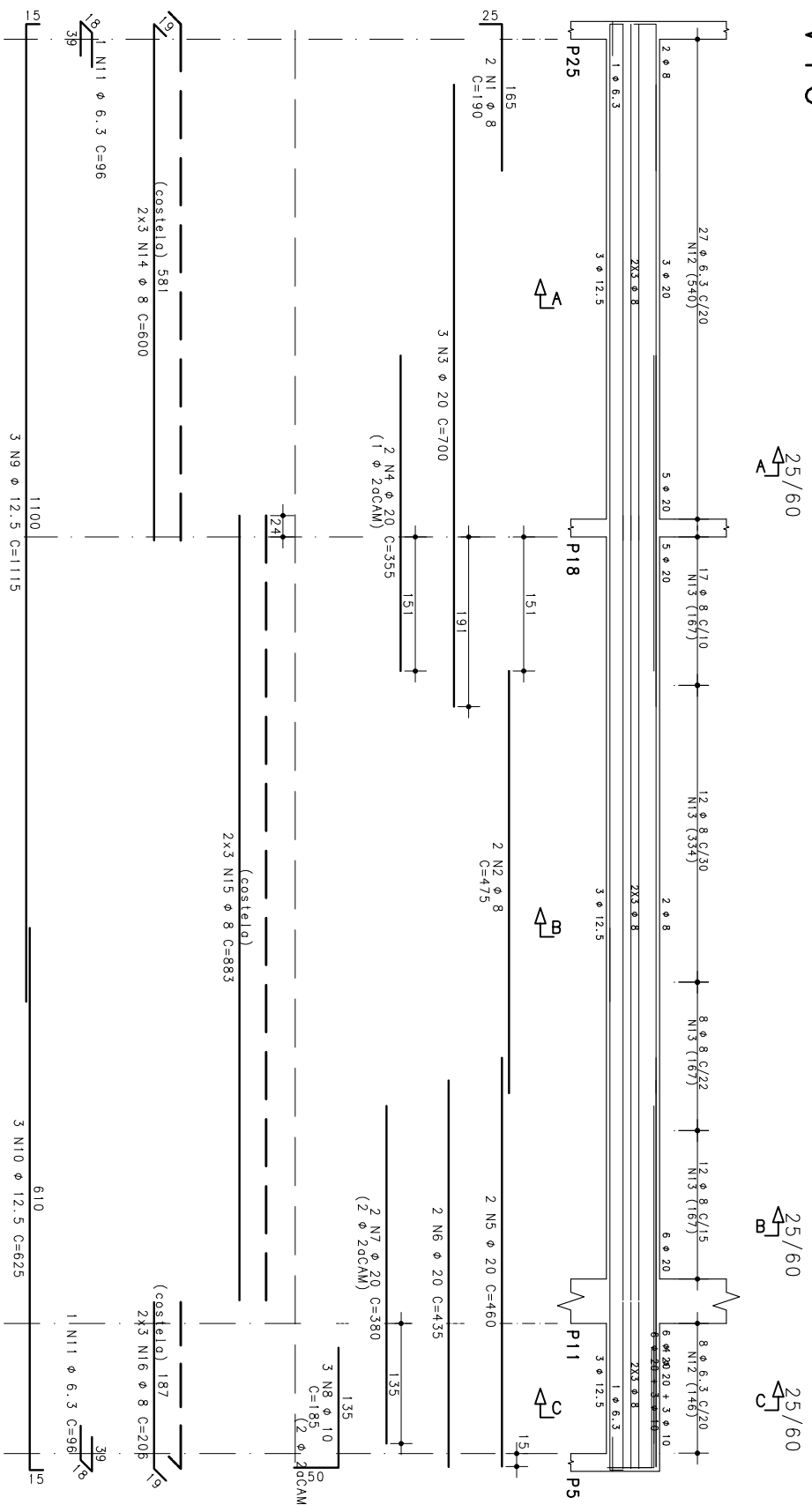


82 N10 phi 8 C=204

15 N10 phi 8 C=204



V10

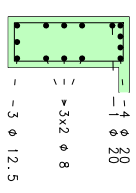


25/60 A

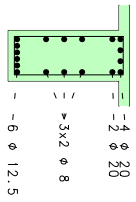
25/60 B

25/60 C

Corte A



Corte B

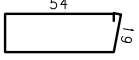
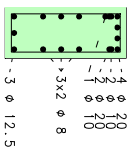


27 N12 ϕ 6.3 C=162

49 N13 ϕ 8 C=164

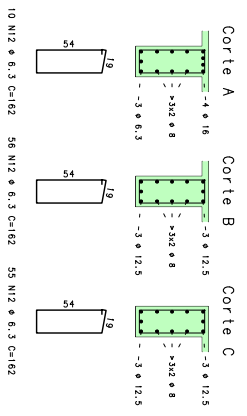
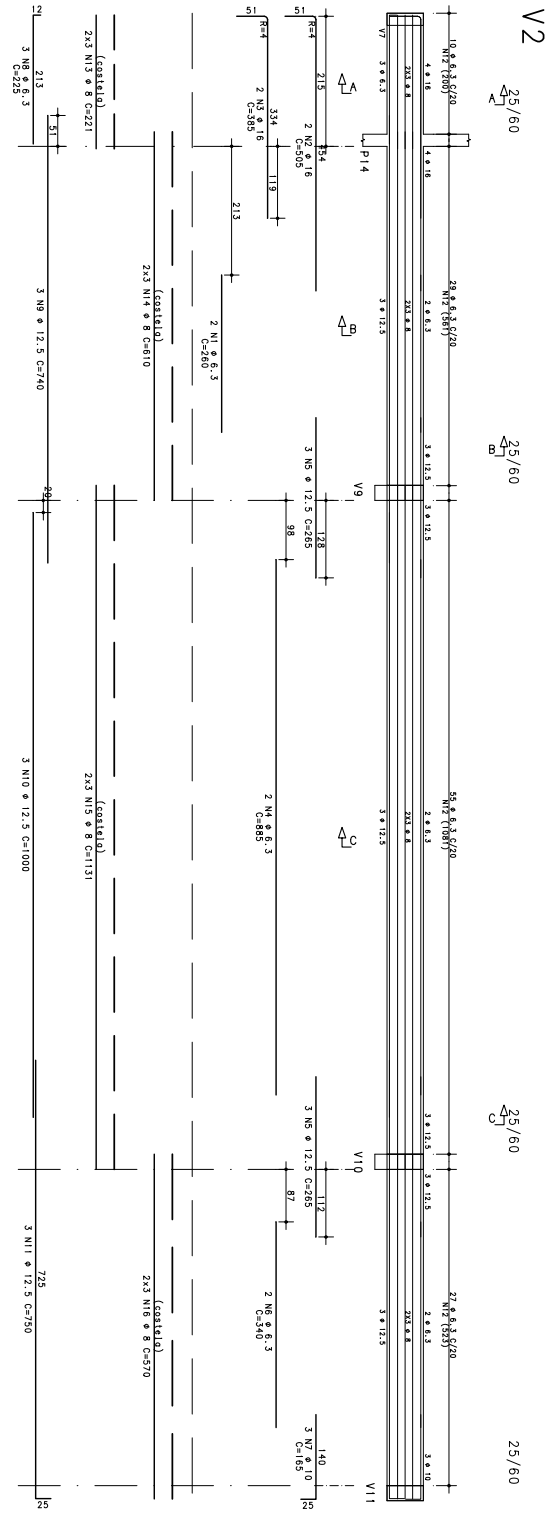
8 N

Corte C



12 ϕ 6.3 C=16.2

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



V2

25/60

25/60

25/60

25/60

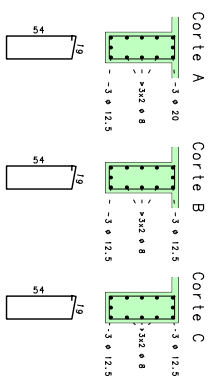
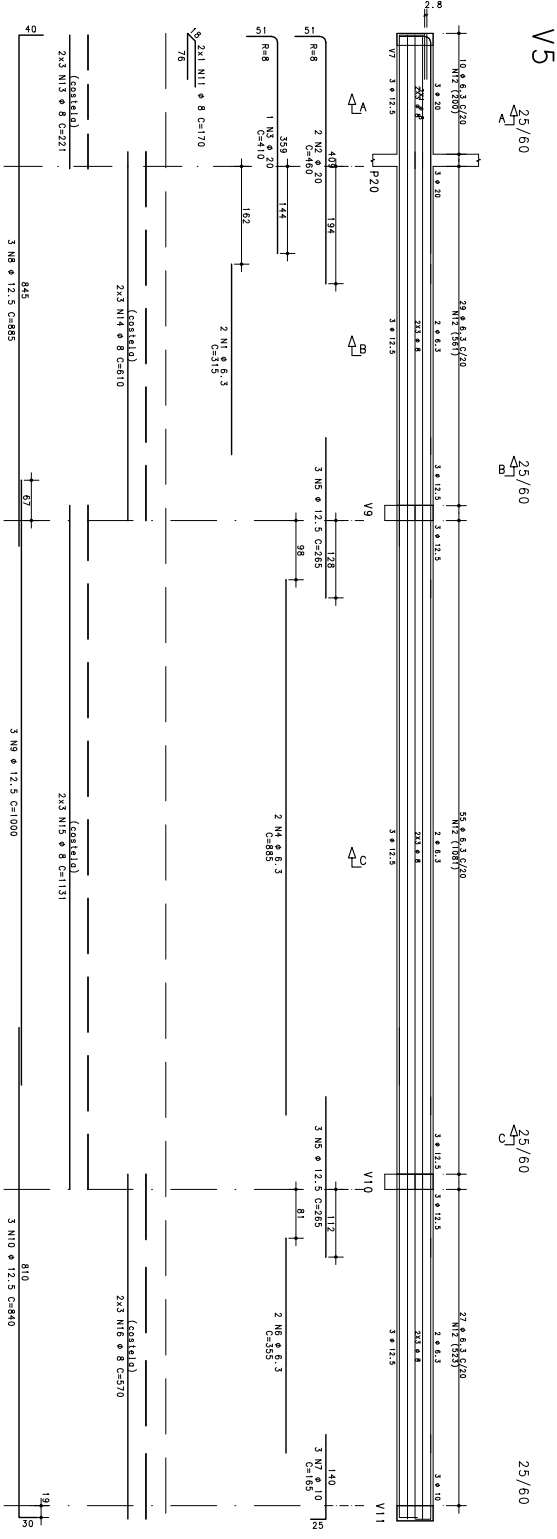
Corte A

Corte B

Corte C

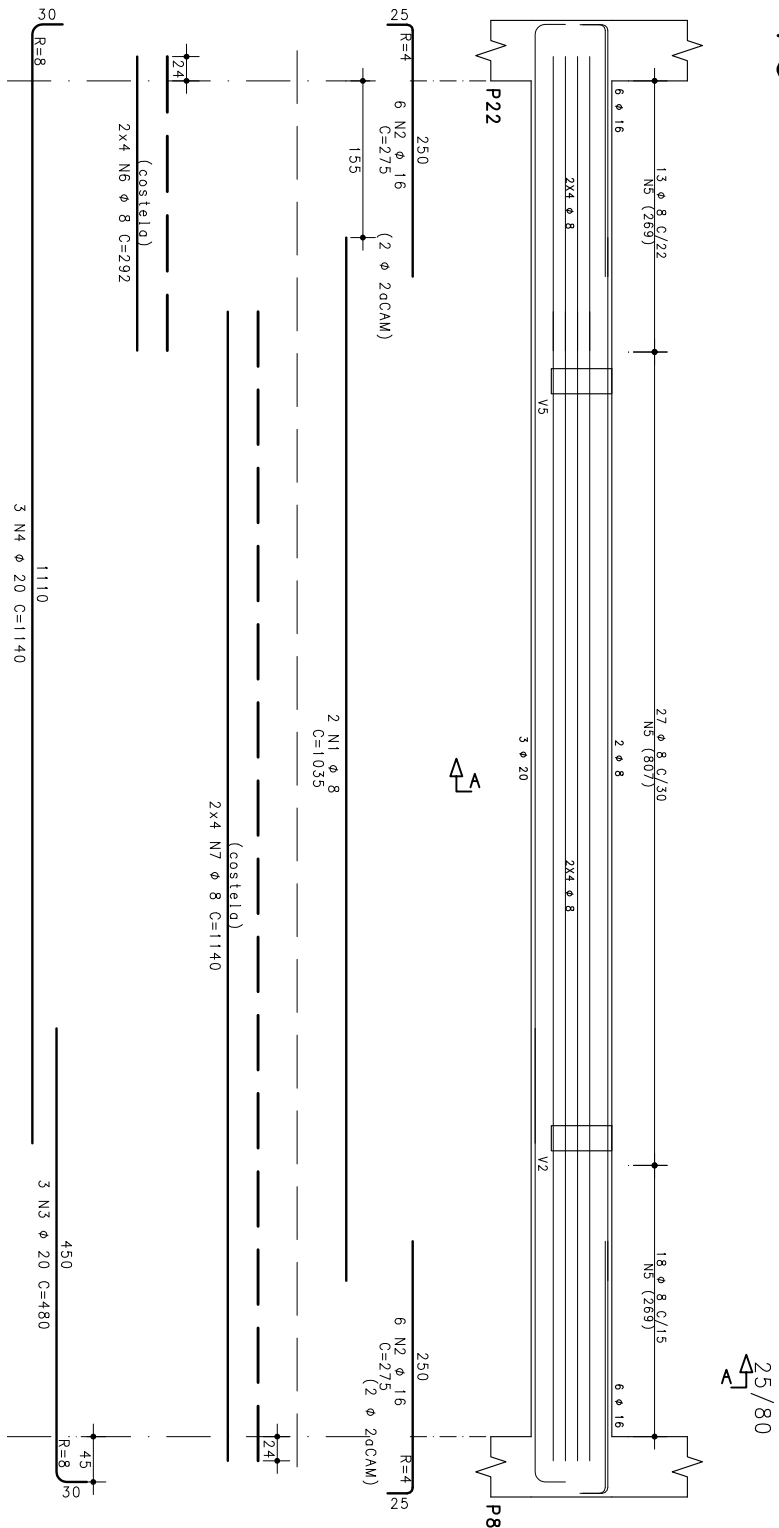
10 N12 φ 6.3 C=162 56 N12 φ 6.3 C=162 55 N12 φ 6.3 C=162

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



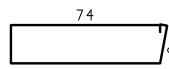
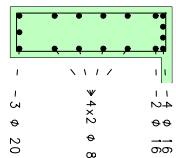
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

V9



25/80

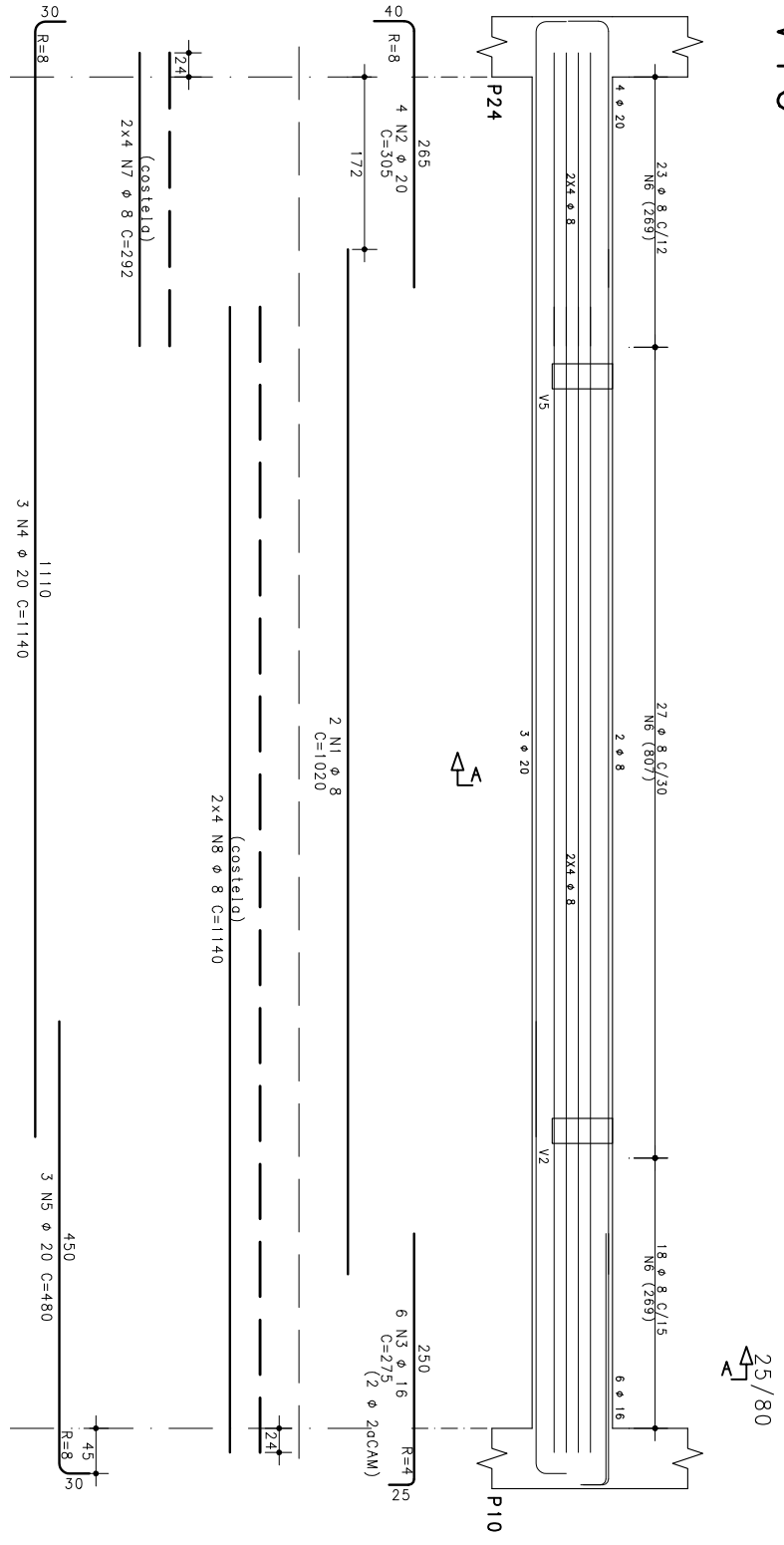
Corte A



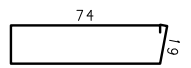
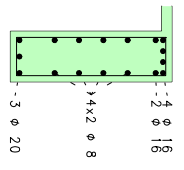
58 NS φ 8 C=204

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

V10



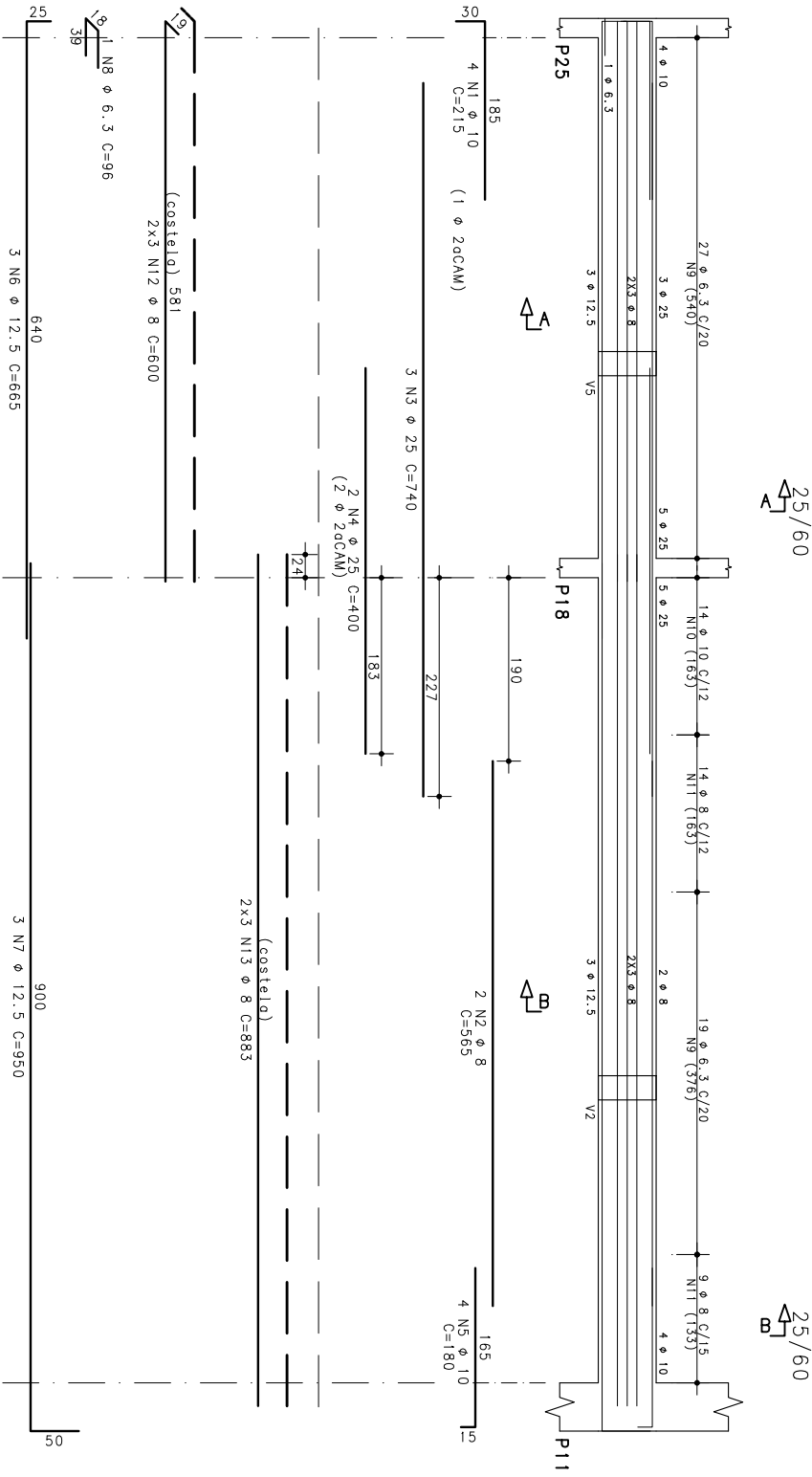
Corte A



68 N6 φ 8 C=204

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

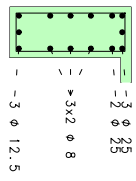
V 1 1



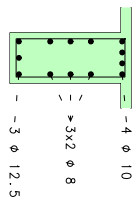
25/60

25/60

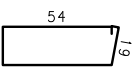
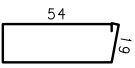
Corte A



Corte B

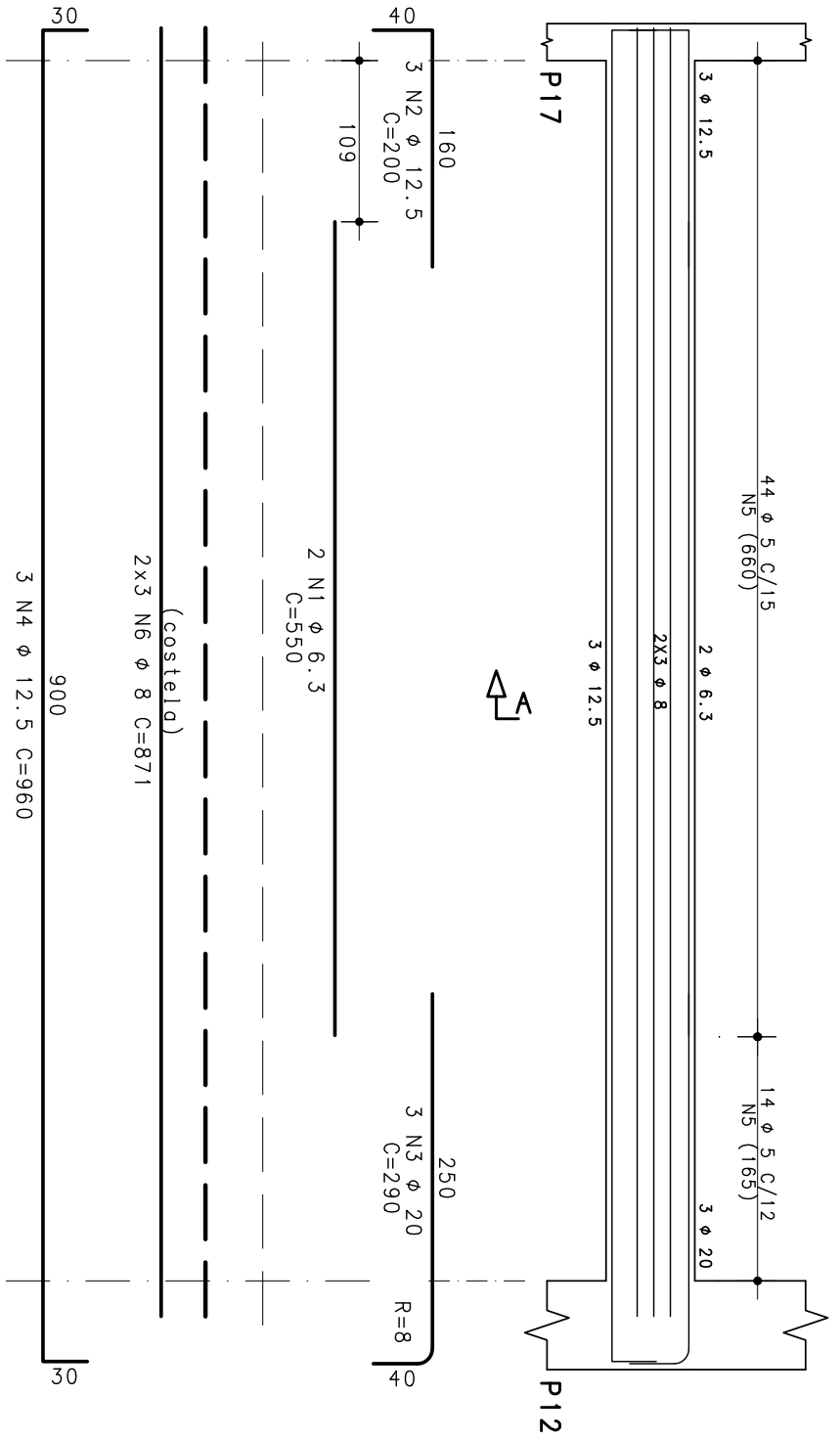


- 27 N9 φ 6.3 C=162
- 14 N10 φ 10 C=169
- 23 N11 φ 8 C=164
- 19 N9 φ 6.3 C=162



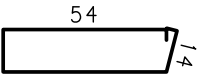
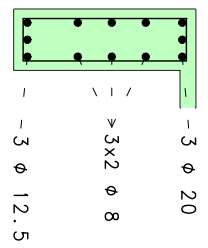
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

V14



20/60

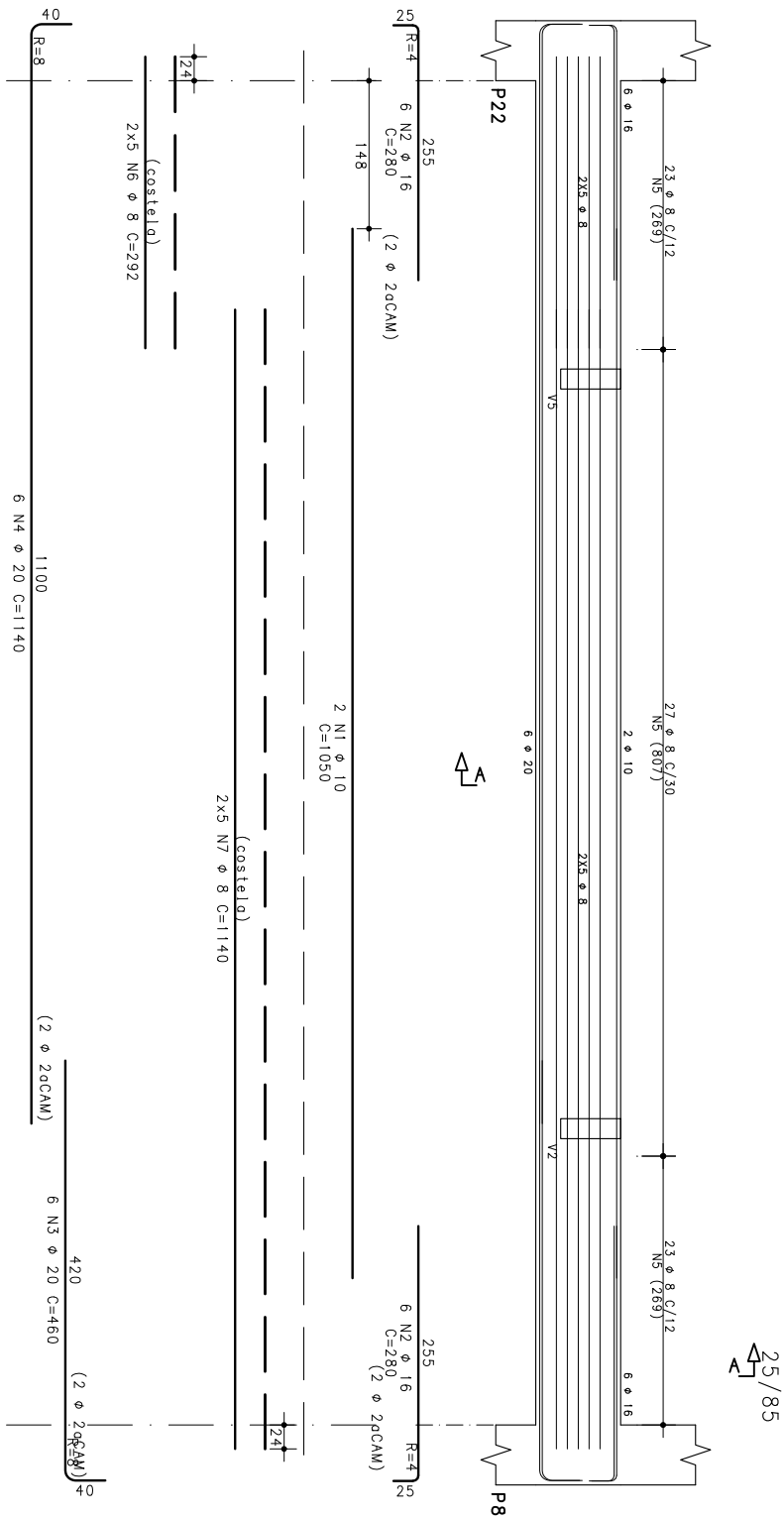
Corte A



58 N5 φ 5 C=151

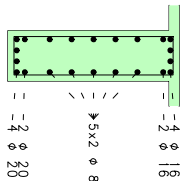
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

V9

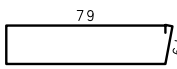


25/85

Corte A

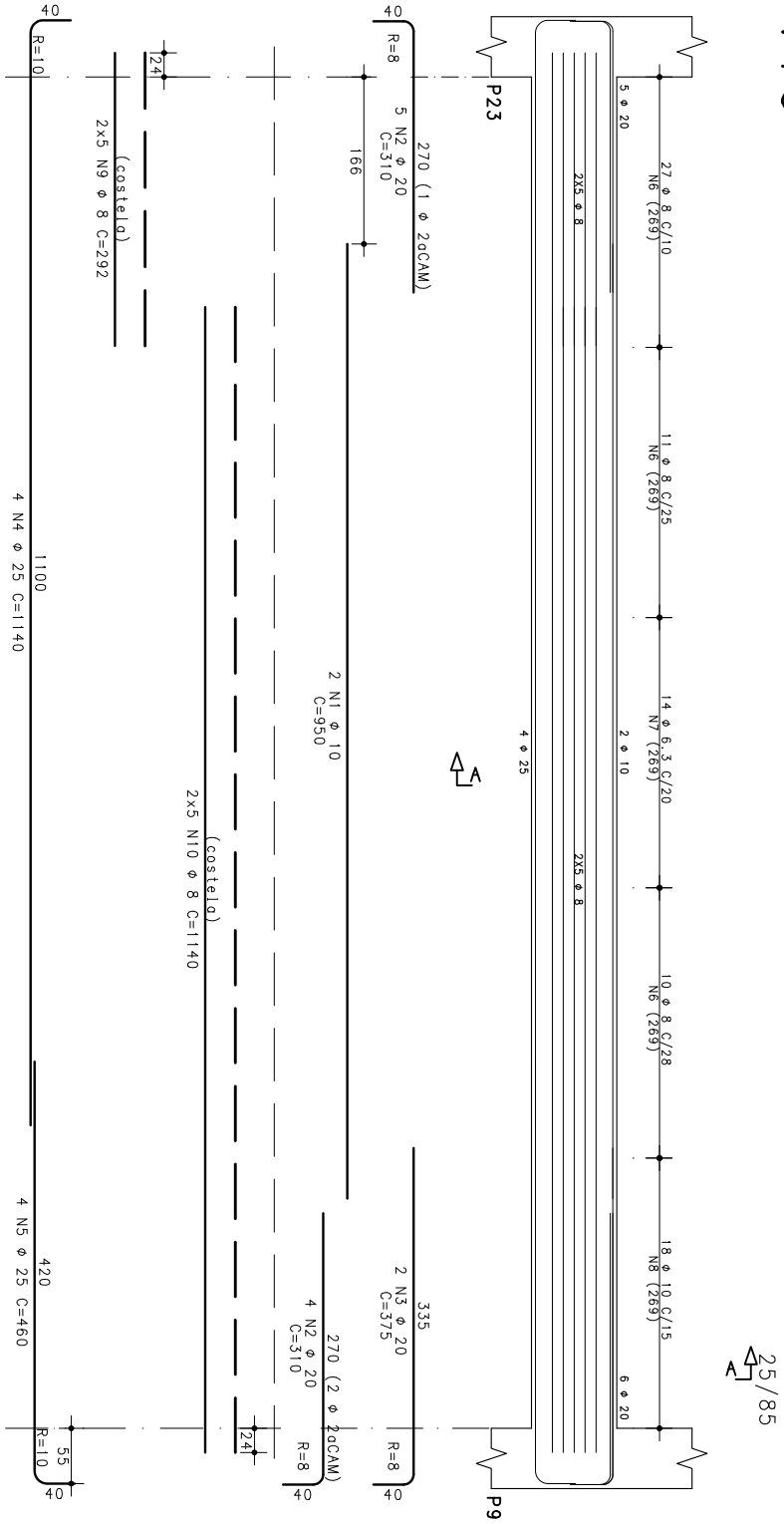


73 N5 ϕ 8 C=214



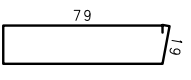
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

V10



25/85

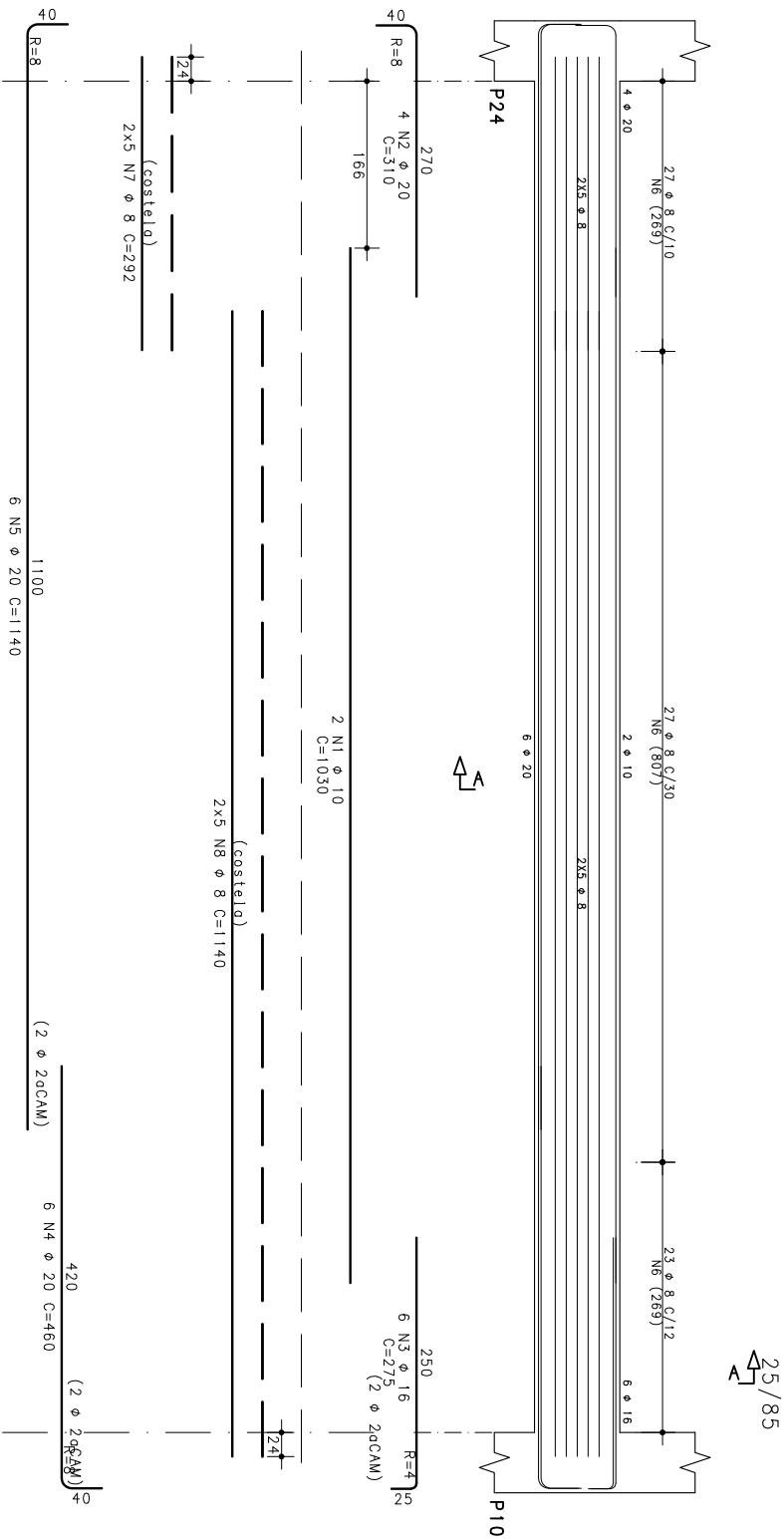
Corte A



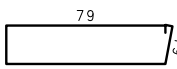
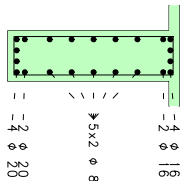
- 48 N6 φ 8 C=214
- 14 N7 φ 6.3 C=212
- 18 N8 φ 10 C=219

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

V 1 1



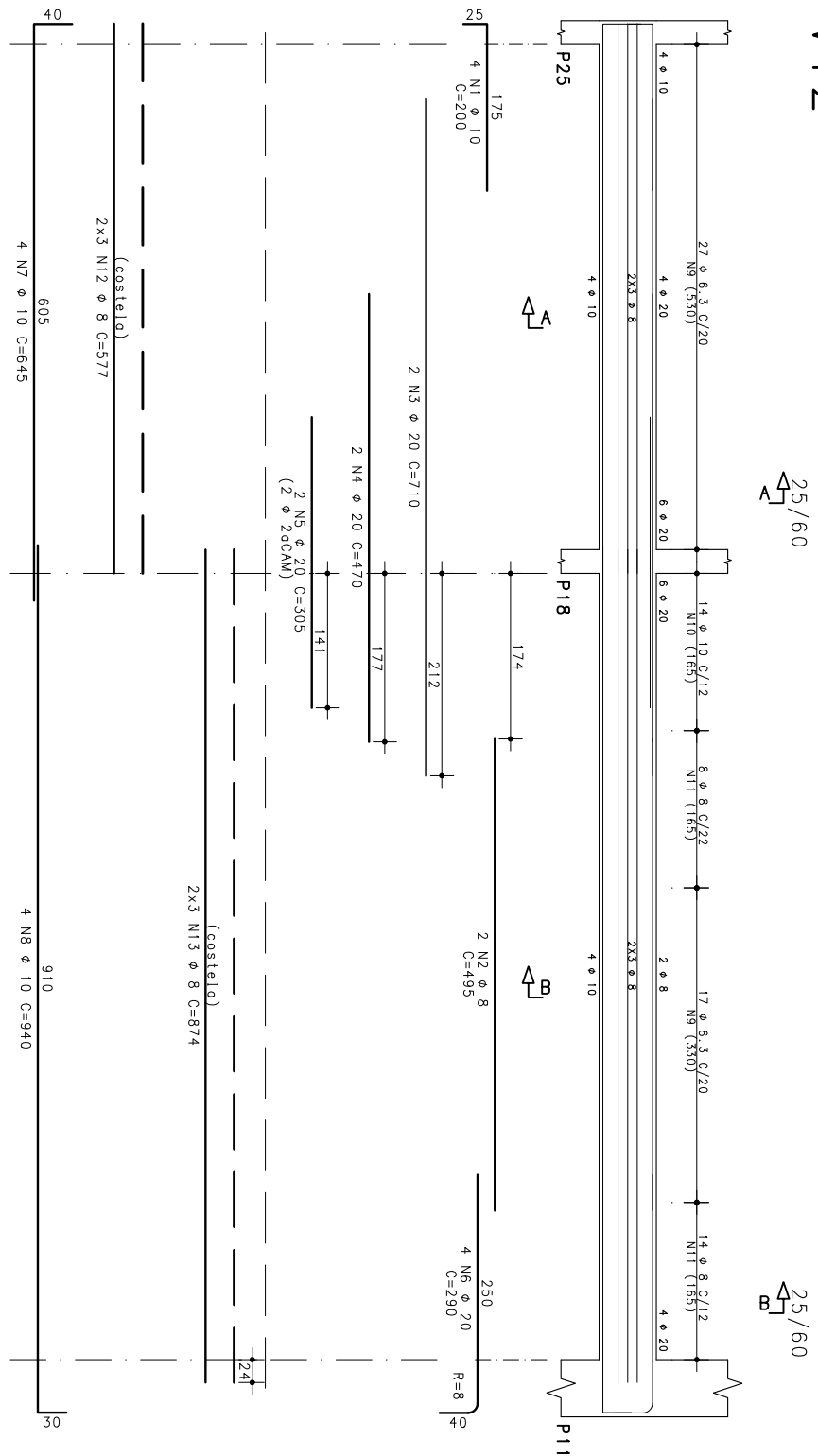
Corte A



77 N6 ϕ 8 C=214

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

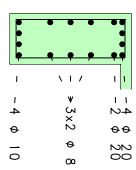
V12



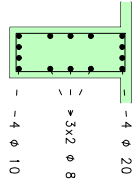
25/60

25/60

Corte A



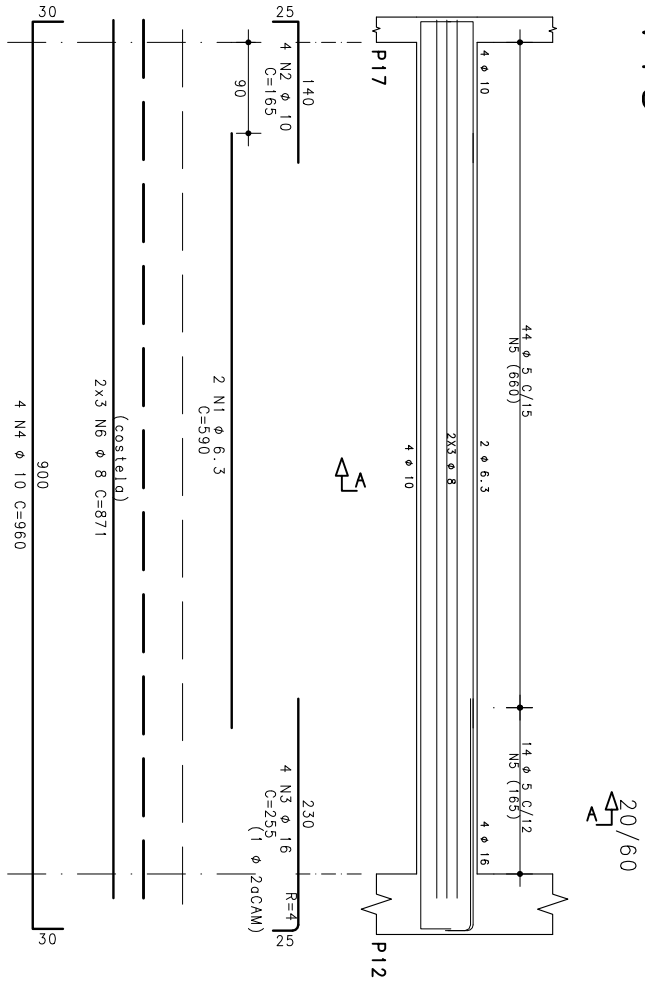
Corte B



- 27 N9 φ 6.3 C=162
- 14 N10 φ 10 C=169
- 22 N11 φ 8 C=164
- 17 N9 φ 6.3 C=162

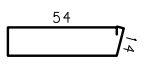
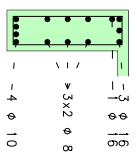
Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial

V15



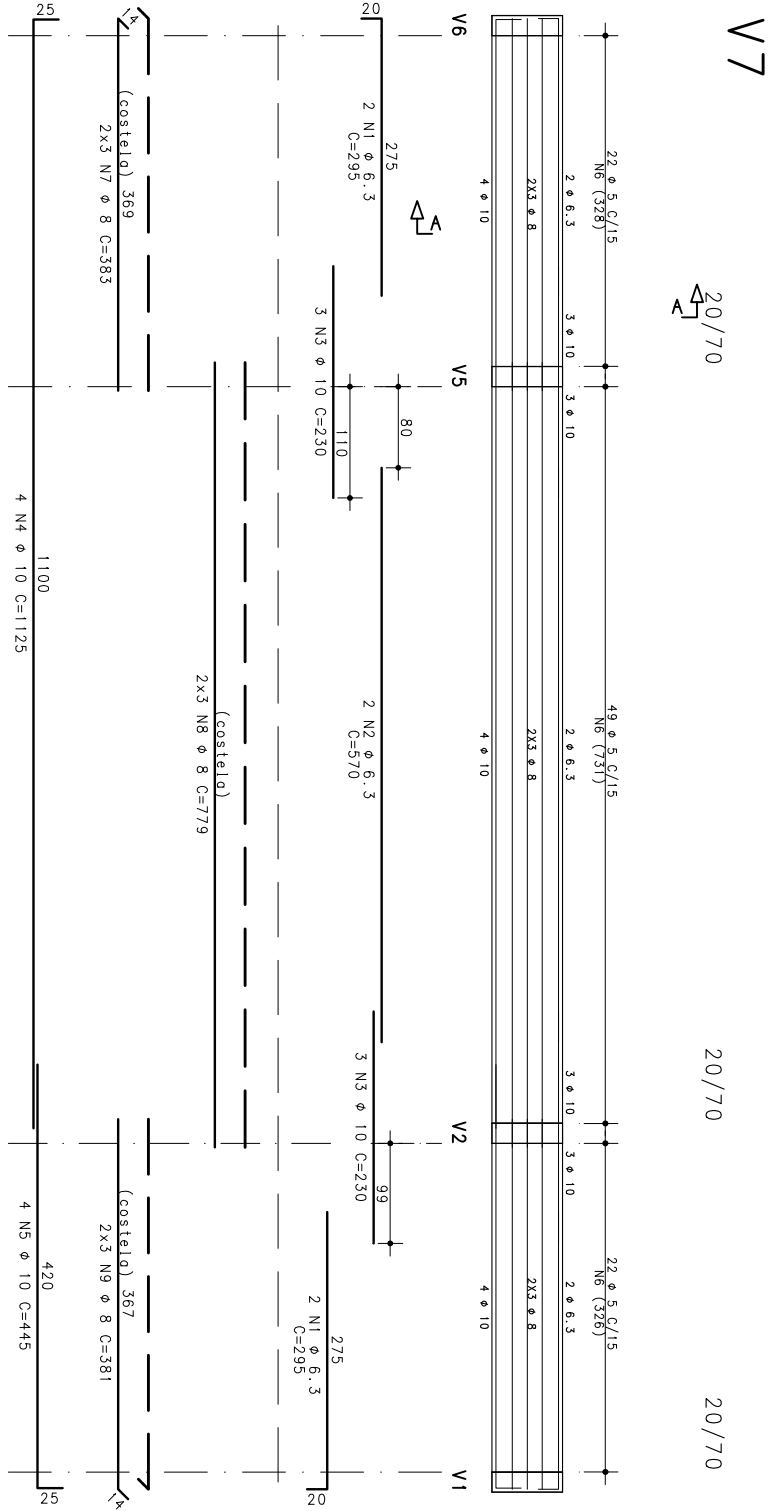
20/60

Corte A



58 N5 Ø 5 C=151

Desenho produzido por versão acadêmica, proibido uso comercial



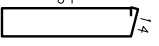
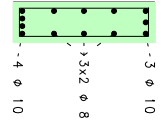
V7

20/70

20/70

20/70

Corte A



93 N6 φ 5 C=171

ANEXO F – ORÇAMENTO ESTRUTURA EM CONCRETO ARMADO

Estrutura em concreto armado

SINAPI - 11/2018 - Amapá

SEDOP - 10/2018 - Pará

Item	Código	Banco	Descrição	Und	Quant.	Valor Unit	Total
1			Viga baldrame				41.142.91
1.1	96525	SINAPI	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA VIGA BALDRAME, COM PREVISÃO DE FÔRMA, COM MINI-ESCAVADEIRA. AF_06/2017	m³	24.8	26.72	662.65
1.2	96542	SINAPI	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA PARA VIGA BALDRAME, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, E=17 MM, 4 UTILIZAÇÕES. AF_06/2017	m²	301	56.55	17.021.55
1.3	96546	SINAPI	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	672	8.05	5.409.60
1.4	96543	SINAPI	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME E SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	423	11.46	4.847.58
1.5	051451	SEDOP	Concreto usinado bombeado de 30MPA	m³	24.8	532.32	13.201.53
2			Estrutura				470.508.59
2.1			Pilares				81.321.32
2.1.1	92263	SINAPI	FABRICAÇÃO DE FÔRMA PARA PILARES E ESTRUTURAS SIMILARES, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, E = 17 MM. AF_12/2015	m²	461	94.73	43.670.53
2.1.2	92760	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	75	8.63	647.25
2.1.3	92762	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	1547	7.17	11.091.99
2.1.4	92763	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	172	6.49	1.116.28

2.1.6	92764	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	112	6.15	688.80
2.1.7	92765	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 20,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	213	5.72	1.218.36
2.1.8	92766	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 25,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	25	6.37	159.25
2.1.9	92759	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	693	9.60	6.652.80
2.1.10	051451	SEDOP	Concreto usinado bombeado de 30MPA	m³	30.2	532.32	16.076.06
2.2			Vigas				195.398.15
2.2.1	92265	SINAPI	FABRICAÇÃO DE FÔRMA PARA VIGAS, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, E = 17 MM. AF_12/2015	m²	1015	73.21	74.308.15
2.2.2	92760	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	167	8.63	1.441.21
2.2.3	92761	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	2457	8.70	21.375.90
2.2.4	92762	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	2142	7.17	15.358.14
2.2.5	92763	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	1352	6.49	8.774.48
2.2.6	92764	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	643	6.15	3.954.45
2.2.7	92765	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 20,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	278	5.72	1.590.16

2.2.8	92766	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 25,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	887	6.37	5.650.19
2.2.9	92759	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	1034	9.60	9.926.40
2.2.10	051451	SEDOP	Concreto usinado bombeado de 30MPA	m³	99.6	532.32	53.019.07
2.3			Lajes				193.789.12
2.3.1	92267	SINAPI	FABRICAÇÃO DE FÔRMA PARA LAJES, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, E = 17 MM. AF_12/2015	m²	1082	29.16	31.551.12
2.3.2	92768	SINAPI	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	387	8.61	3.332.07
2.3.3	92769	SINAPI	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	7398	7.90	58.444.20
2.3.4	92770	SINAPI	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	122	8.12	990.64
2.3.5	92771	SINAPI	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	62	6.72	416.64
2.3.6	92772	SINAPI	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	17	6.14	104.38
2.3.7	92789	SINAPI	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UMA EDIFICAÇÃO TÉRREA OU SOBRADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	1543	6.17	9.520.31
2.3.9	051451	SEDOP	Concreto usinado bombeado de 30MPA	m³	168	532.32	89.429.76

Total 511.651.50

ANEXO G – ORÇAMENTO ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO

Estrutura em concreto protendido**SINAPI - 11/2018 - Amapá****SEDOP - 10/2018 - Pará**

Item	Código	Banco	Descrição	Und	Quant.	Valor Unit	Total
1			Viga baldrame				23.897.35
1.1	96525	SINAPI	ESCAVAÇÃO MECANIZADA PARA VIGA BALDRAME, COM PREVISÃO DE FÔRMA, COM MINI-ESCAVADEIRA. AF_06/2017	m³	14.8	26.72	395.45
1.2	96542	SINAPI	FABRICAÇÃO, MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA PARA VIGA BALDRAME, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, E=17 MM, 4 UTILIZAÇÕES. AF_06/2017	m²	178	56.55	10.065.90
1.3	96546	SINAPI	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME OU SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	353	8.05	2.841.65
1.4	96543	SINAPI	ARMAÇÃO DE BLOCO, VIGA BALDRAME E SAPATA UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5 MM - MONTAGEM. AF_06/2017	KG	237	11.46	2.716.02
1.5	051451	SEDOP	Concreto usinado bombeado de 30MPA	m³	14.8	532.32	7.878.33
2			Estrutura				492.909.95
2.1			Pilares				77.122.44
2.1.1	92263	SINAPI	FABRICAÇÃO DE FÔRMA PARA PILARES E ESTRUTURAS SIMILARES, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, E = 17 MM. AF_12/2015	m²	408	94.73	38.649.84
2.1.2	92760	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	307	8.63	2.649.41
2.1.3	92762	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	897	7.17	6.431.49
2.1.4	92763	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	494	6.49	3.206.06
2.1.5	92764	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	116	6.15	713.40
2.1.6	92765	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 20,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	732	5.72	4.187.04

2.1.7	92766	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 25,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	200	6.37	1.274.00
2.1.8	92759	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	421	9.60	4.041.60
2.1.9	051451	SEDOP	Concreto usinado bombeado de 30MPA	m³	30	532.32	15.969.60
2.2			Vigas				233.114.28
2.2.1	92265	SINAPI	FABRICAÇÃO DE FÔRMA PARA VIGAS, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, E = 17 MM. AF_12/2015	m²	864	73.21	63.253.44
2.2.2	92760	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	280	8.63	2.416.40
2.2.3	92761	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	2102	8.70	18.287.40
2.2.4	92762	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	1955	7.17	14.017.35
2.2.5	92763	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	740	6.49	4.802.60
2.2.6	92764	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	661	6.15	4.065.15
2.2.7	92765	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 20,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	1428	5.72	8.168.16
2.2.8	92766	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 25,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	1308	6.37	8.331.96
2.2.9	92759	SINAPI	ARMAÇÃO DE PILAR OU VIGA DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	1018	9.60	9.772.80
2.2.10	051451	SEDOP	Concreto usinado bombeado de 30MPA	m³	95.2	532.32	50.676.86

2.2.11	051455	SEDOP	Protensão de cordoalha de 12,7mm	KG	1464	33.69	49.322.16
2.3			Lajes				182.673.23
2.3.1	92267	SINAPI	FABRICAÇÃO DE FÔRMA PARA LAJES, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, E = 17 MM. AF_12/2015	m²	69	29.16	2.012.04
2.3.2	92768	SINAPI	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-60 DE 5,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	541	8.61	4.658.01
2.3.3	92506	SINAPI	MONTAGEM E DESMONTAGEM DE FÔRMA DE LAJE NERVURADA COM CUBETA E ASSOALHO COM ÁREA MÉDIA MAIOR QUE 20 M², PÉ-DIREITO SIMPLES, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA, 18 UTILIZAÇÕES. AF_12/2015	m²	800	31.45	25.160.00
2.3.4	92769	SINAPI	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	2145	7.90	16.945.50
2.3.5	92770	SINAPI	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 8,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	2080	8.12	16.889.60
2.3.6	92771	SINAPI	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 10,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	1020	6.72	6.854.40
2.3.7	92772	SINAPI	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 12,5 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	1603	6.14	9.842.42
2.3.8	92789	SINAPI	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UMA EDIFICAÇÃO TÉRREA OU SOBRADO UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 16,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	1543	6.17	9.520.31
2.3.9	92774	SINAPI	ARMAÇÃO DE LAJE DE UMA ESTRUTURA CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO EM UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 20,0 MM - MONTAGEM. AF_12/2015	KG	533	5.55	2.958.15
2.3.10	051451	SEDOP	Concreto usinado bombeado de 30MPA	m³	165	532.32	87.832.80

Total = 516.807.30