

UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ISABELA OLIVEIRA MAIA DA SILVA
JÚLIA SCALFONI RODRIGUES

**ANÁLISE COMPARATIVA DE UMA EDIFICAÇÃO EM
ESTRUTURA METÁLICA E EM CONCRETO PROTENDIDO:
ESTUDO DE CASO**

VITÓRIA

2020

ISABELA OLIVEIRA MAIA DA SILVA
JÚLIA SCALFONI RODRIGUES

**ANÁLISE COMPARATIVA DE UMA EDIFICAÇÃO EM
ESTRUTURA METÁLICA E EM CONCRETO PROTENDIDO:
ESTUDO DE CASO**

Projeto de Graduação apresentado em cumprimento da graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Juliana da Cruz Vianna Pires
Coorientador: Marcos Antônio Campos Rodrigues

VITÓRIA
2020

ISABELA OLIVEIRA MAIA DA SILVA
JÚLIA SCALFONI RODRIGUES

**ANÁLISE COMPARATIVA DE UMA EDIFICAÇÃO EM
ESTRUTURA METÁLICA E EM CONCRETO PROTENDIDO:
ESTUDO DE CASO**

Projeto de Graduação apresentado em cumprimento da graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal do Espírito Santo, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Juliana da Cruz Vianna Pires

Coorientador: Marcos Antônio Campos Rodrigues

Aprovado em 07 de dezembro de 2020.

COMISSÃO EXAMINADORA

Prof^a . Dr^a . Juliana da Cruz Vianna Pires
Universidade Federal do Espírito Santo
Orientadora

Prof . Dr. Marcos Antônio Campos Rodrigues
Universidade Federal do Espírito Santo
Coorientador

Prof^a . Dr^a . Elisabeth Junges
Universidade Federal do Espírito Santo

Prof^a . M^a . Izaura de Vargas Martins
Faculdade Multivix Vitória

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradecemos a Deus pela vida e pelo cuidado, sempre nos orientando em nosso caminho, nos concedendo sabedoria para a conclusão deste trabalho.

Aos nossos pais e familiares, agradecemos pelo zelo e amparo, desde a infância, o que contribuiu para nossa formação ética e moral e para sermos quem somos hoje. A eles, o nosso agradecimento por serem exemplos e referências para nossas vidas.

Aos nossos amigos, nosso muito obrigado pelo apoio e incentivo. O suporte de vocês trouxe leveza nessa fase de nossas vidas.

Aos nossos professores orientadores, Juliana da Cruz Vianna Pires e Marcos Antônio Campos Rodrigues, pela dedicação, ajuda e disposição, nos auxiliando sempre que necessário na elaboração deste trabalho.

Agradecemos também aos professores da Universidade Federal do Espírito Santo por todo suporte, nos estimulando a adquirir conhecimento e aperfeiçoamento durante nossa formação acadêmica e profissional. Vocês também fazem parte do nosso sucesso.

Por fim, agradecemos à Universidade Federal do Espírito Santo por oferecer toda a infraestrutura necessária para nosso desenvolvimento ao longo dos últimos anos, como estudantes e profissionais.

RESUMO

O desenvolvimento do setor da construção civil tem engajado a busca por soluções construtivas que apresentem, além de um bom desempenho estrutural, benefícios para o custo da obra. Nesse contexto, o presente trabalho buscou apresentar e comparar as vantagens entre os sistemas em estrutura metálica (utilizando sistema misto nas lajes e vigas) e em concreto protendido, destacando o custo da obra como parâmetro de comparação. Tomou-se, portanto, para modelo de estudo o prédio “CT 1”, localizado na Universidade Federal do Espírito Santo, e verificou-se o consumo dos materiais e a economia, sobretudo do aço e concreto, por meio da análise do consumo e custo. Com esse objetivo, foram utilizados os softwares SAP 2000 e TQS Unipro para dimensionar o edifício para os sistemas em aço e concreto protendido, respectivamente. A análise comparativa levou em consideração apenas o custo dos materiais, desconsiderando os demais parâmetros associados. A partir desse estudo, foi possível concluir que a solução em concreto protendido foi mais eficiente avaliando apenas o custo global dos materiais envolvidos. No entanto, foi possível observar que a exata definição do sistema estrutural está associado a diversos fatores que corroboram para a escolha mais viável economicamente e que devem ser analisados em conjunto com o preço total dos materiais.

Palavras chaves: análise estrutural, estrutura metálica, concreto protendido, custo.

ABSTRACT

The development of the civil construction sector has engaged the search for constructive solutions that present, in addition to a good structural performance, benefits for the cost of the construction. In this context, the present work sought to present and compare the advantages between the systems in metallic structure (using composite steel and concrete system in slabs and beams) and prestressed concrete, highlighting the cost of the work as a comparison parameter. Therefore, the “CT 1” building, located at the Federal University of Espírito Santo, was used as a study model, and the consumption of materials and the economy, especially steel and concrete, were verified through the analysis of consumption and cost. For this purpose, SAP 2000 and TQS Unipro software were used to design the building for the steel and prestressed concrete systems, respectively. A comparative analysis took into account only the cost of the materials, disregarding the associated parameters. From this study, it was possible to conclude that the prestressed concrete solution was more efficient, evaluating only the global cost of the materials involved. However, it was possible to observe that the exact definition of the structural system is associated with several factors that corroborate the most economically viable choice and that must be included together with the total price of materials.

Keywords: structural analysis, metallic structure, prestressed concrete, cost.

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 2-1 - Partes componentes de um edifício de múltiplos andares</i>	<i>21</i>
<i>Figura 2-2 - Exemplo de ligação parafusada com dupla cantoneira</i>	<i>23</i>
<i>Figura 2-3 - Soldagem com eletrodo revestido.....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 2-4 - Bases rotuladas típicas.....</i>	<i>25</i>
<i>Figura 2-5 - Bases engastadas típicas</i>	<i>25</i>
<i>Figura 2-6 - Ligações ideais: (a) ligação perfeitamente rígida; (b) ligação rotulada.....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 2-7 - Pórtico com ligações rígidas.....</i>	<i>26</i>
<i>Figura 2-8 - Pórtico com ligações flexíveis.....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 2-9 - Estrutura contraventada nos dois sentidos.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 2-10 - Quadro rígido nos dois sentidos.....</i>	<i>29</i>
<i>Figura 2-11 - Estrutura contraventada e aporticada.....</i>	<i>29</i>
<i>Figura 2-12 - Edifício com núcleo central de concreto.....</i>	<i>30</i>
<i>Figura 2-13 - Edifício com treliças inter pavimentos</i>	<i>31</i>
<i>Figura 2-14 - Edifício com vigas em balanço</i>	<i>31</i>
<i>Figura 2-15 - Montagem de laje protendida. Edifício Trento, Jardim Camburi, Vitória - ES.....</i>	<i>32</i>
<i>Figura 2-16 - Cordoalha engraxada e plastificada</i>	<i>34</i>
<i>Figura 2-17- Cordoalhas Engraxadas e Plastificadas armazenadas em rolos</i>	<i>39</i>
<i>Figura 2-18 - Concreto protendido com aderência posterior</i>	<i>39</i>
<i>Figura 2-19 - Seção Longitudinal de Uma Cordoalha Engraxada e Plastificada.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 2-20 - Cordoalhas engraxadas dispostas em uma laje.....</i>	<i>40</i>
<i>Figura 2-21 - Ancoragem passiva</i>	<i>42</i>
<i>Figura 2-22 - Ancoragem com cunhas de aço</i>	<i>42</i>
<i>Figura 2-23 - Ancoragem ativa</i>	<i>43</i>
<i>Figura 3-1 - Projeto Arquitetônico do prédio CT1 (térreo).....</i>	<i>47</i>
<i>Figura 3-2 - Projeto Arquitetônico do prédio CT1 (1º pavimento)</i>	<i>47</i>
<i>Figura 3-3 - Projeto Arquitetônico do prédio CT1 (cobertura).....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 3-4 - Projeto Arquitetônico do prédio CT1 (1º pavimento) – Modificações das paredes.....</i>	<i>48</i>
<i>Figura 3-5- Abas do programa SAP 2000 (2019) utilizados para o dimensionamento da edificação em estrutura metálica.....</i>	<i>58</i>
<i>Figura 3-6 - Formulário de dados relativos ao uso e ocupação.....</i>	<i>60</i>
<i>Figura 3-7 - Formulário de dados iniciais.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 3-8 - Formulário de verificação.....</i>	<i>62</i>
<i>Figura 3-9 - Aba de dados gerais da viga mista</i>	<i>63</i>
<i>Figura 3-10 - Seção típica dos eixos.....</i>	<i>65</i>
<i>Figura 3-11 - Seção típica das filas</i>	<i>66</i>
<i>Figura 3-12 - Plano das bases.....</i>	<i>66</i>

<i>Figura 3-13 - Perspectiva do modelo de barras do edifício – Identificação das escadas.....</i>	<i>67</i>
<i>Figura 3-14 - Vista renderizada em perspectiva do edifício.....</i>	<i>68</i>
<i>Figura 3-15 - Aba Lajes do programa TQS UNIPRÓ VERSÃO V21.....</i>	<i>74</i>
<i>Figura 3-16 - Critérios de lajes protendidas - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21</i>	<i>74</i>
<i>Figura 3-17 - Modelo 3D - Perspectiva</i>	<i>76</i>
<i>Figura 3-18 - Modelo 3D - Perspectiva</i>	<i>76</i>
<i>Figura 3-19 - Critérios de cargas - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21</i>	<i>77</i>
<i>Figura 3-20 - Carregamentos da laje - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21.....</i>	<i>78</i>
<i>Figura 3-21 - Fck do concreto utilizado - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21</i>	<i>78</i>
<i>Figura 3-22 - Critérios para dimensionamento de laje - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21</i>	<i>79</i>
<i>Figura 3-23 – Tela soldada Q196.....</i>	<i>81</i>
<i>Figura 3-24 - variáveis para o cálculo da armadura passiva negativa sobre pilares.....</i>	<i>84</i>
<i>Figura 3-25 - Cobrimentos utilizados - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21</i>	<i>85</i>
<i>Figura 3-26 – Espaçamentos de malha utilizado - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21</i>	<i>88</i>
<i>Figura 3-27 - Critérios de pilares para os efeitos locais de 2ª ordem - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21</i>	<i>89</i>
<i>Figura 3-28 - Critérios de pilares para os efeitos de 2ª ordem - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21</i>	<i>89</i>
<i>Figura 3-29 - Critérios de pilares para o cálculo de fluência - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21</i>	<i>90</i>
<i>Figura 3-30 - Critérios ponderadores para o dimensionamento de pilares - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21</i>	<i>90</i>
<i>Figura 4-1 - Modelo renderizado com Eixos e Filas</i>	<i>94</i>
<i>Figura 4-2 - Vista da fila A' - escadas.....</i>	<i>94</i>
<i>Figura 4-3 - Seção dos elementos de trecho da Fila A</i>	<i>95</i>
<i>Figura 4-4 - Seção dos elementos de trecho da Fila B</i>	<i>95</i>
<i>Figura 4-5 - Seção dos elementos de trecho da Fila C</i>	<i>96</i>
<i>Figura 4-6 - Seção dos elementos do pórtico.....</i>	<i>96</i>
<i>Figura 4-7 - Seção dos elementos de trecho do primeiro pavimento da edificação</i>	<i>97</i>
<i>Figura 4-8 - Seção dos elementos de trecho da cobertura da edificação</i>	<i>97</i>
<i>Figura 4-9 - Deslocamento Vertical da Viga Mista</i>	<i>98</i>
<i>Figura 4-10 - Deslocamento horizontal no topo do pilar.....</i>	<i>99</i>
<i>Figura 4-11 - Deslocamento relativo entre pisos.....</i>	<i>100</i>
<i>Figura 4-12 - Detalhe da fôrma steel deck MF-50.....</i>	<i>100</i>
<i>Figura 4-13 - Bases engastadas.....</i>	<i>101</i>
<i>Figura 4-14 - Bases rotuladas.....</i>	<i>102</i>
<i>Figura 4-15 - Ligação rotulada típica entre viga secundária e pilar</i>	<i>102</i>
<i>Figura 4-16 - Ligação rotulada típica entre viga principal e pilar.....</i>	<i>103</i>
<i>Figura 4-17 – CA sugerido para simular o efeito de desaprumo (parte 1)</i>	<i>106</i>
<i>Figura 4-18 - CA sugerido para simular o efeito de desaprumo (parte 2)</i>	<i>107</i>
<i>Figura 4-19 – Máximo deslocamento horizontal absoluto em centímetros (parte 1)</i>	<i>107</i>
<i>Figura 4-20 – Máximo deslocamento horizontal absoluto em centímetros (parte 2)</i>	<i>108</i>

<i>Figura 4-21 - Máximo deslocamento horizontal entre pisos em centímetros (parte 1)</i>	<i>108</i>
<i>Figura 4-22 - Máximo deslocamento horizontal entre pisos em centímetros (parte 2)</i>	<i>109</i>
<i>Figura 4-23 - Consumo de concreto.....</i>	<i>112</i>
<i>Figura 4-24 - Consumo de aço em perfis</i>	<i>112</i>
<i>Figura 4-25 - Consumo de aço em barras.....</i>	<i>113</i>
<i>Figura 4-26 - Consumo de formas</i>	<i>114</i>
<i>Figura 4-27 – Gráfico comparativo dos custos da estrutura</i>	<i>118</i>

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela 2-1 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.....</i>	<i>35</i>
<i>Tabela 2-2 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto.....</i>	<i>37</i>
<i>Tabela 3-1 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações no estado limite último.</i>	<i>51</i>
<i>Tabela 3-2 - Valores dos fatores de combinação e redução para ações variáveis.</i>	<i>51</i>
<i>Tabela 3-3 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$</i>	<i>52</i>
<i>Tabela 3-4 - Valores do coeficiente γ_f.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabela 3-5 – Combinações de ELU para sobrecarga como ação variável principal.....</i>	<i>53</i>
<i>Tabela 3-6 -Combinações de ELU para o Vento a 0° como ação variável principal.....</i>	<i>54</i>
<i>Tabela 3-7 – Combinações de ELU para o Vento a 90° como ação variável principal</i>	<i>54</i>
<i>Tabela 3-8 - Combinações de ELS para o sobrecarga como ação variável principal</i>	<i>55</i>
<i>Tabela 3-9 - Combinações de ELS para o vento a 0° como ação variável principal.....</i>	<i>55</i>
<i>Tabela 3-10 - Combinações de ELS para o vento a 90° como ação variável principal</i>	<i>56</i>
<i>Tabela 3-11 - Deslocamentos verticais máximos em vigas</i>	<i>70</i>
<i>Tabela 3-12 - Deslocamentos horizontais máximos na estrutura</i>	<i>70</i>
<i>Tabela 3-13 – Classes de agressividade ambiental</i>	<i>72</i>
<i>Tabela 3-14 - Características das cordoalhas de 12,7 mm e da de 15,2 mm</i>	<i>79</i>
<i>Tabela 3-15 - Características da armadura passiva</i>	<i>80</i>
<i>Tabela 3-16 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes</i>	<i>81</i>
<i>Tabela 3-17 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes</i>	<i>82</i>
<i>Tabela 3-18 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal.....</i>	<i>85</i>
<i>Tabela 3-19 - Limites para deslocamentos.....</i>	<i>87</i>
<i>Tabela 4-1 - Perfis adotados para o edifício em estrutura de aço.....</i>	<i>92</i>
<i>Tabela 4-2 - Quantitativos da estrutura em aço</i>	<i>93</i>
<i>Tabela 4-3 - Consumo de materiais para estrutura mistas</i>	<i>111</i>
<i>Tabela 4-4 - Consumo de materiais para estrutura em concreto protendido</i>	<i>111</i>
<i>Tabela 4-5- Custo do concreto por tipo de estrutura.....</i>	<i>114</i>
<i>Tabela 4-6 - Custo das barras de aço</i>	<i>115</i>
<i>Tabela 4-7 - Custo dos perfis de aço.....</i>	<i>115</i>
<i>Tabela 4-8 – Custo de formas de madeira.....</i>	<i>116</i>
<i>Tabela 4-9 - Custo da forma steel deck</i>	<i>116</i>
<i>Tabela 4-10 – Custo de cordoalhas.....</i>	<i>117</i>
<i>Tabela 4-11 - Custo por estrutura.....</i>	<i>117</i>

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ELS Estado Limite de Serviço

ELU Estado Limite Último

RPU Região de Protensão Uniforme

RTE Região de Transferência de Esforços

L Comprimento da barra

Fck Resistência característica à compressão do concreto

Fptk Resistência característica à ruptura do aço protendido

ρ Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração

λ Índice de esbeltez associado à flambagem

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	15
1.1	GENERALIDADES	15
1.2	JUSTIFICATIVA.....	16
1.3	OBJETIVOS.....	17
1.3.1	OBJETIVO GERAL	17
1.3.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	18
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
2.1	ESTRUTURA EM AÇO	20
2.1.1	TIPOLOGIA E PARTES COMPONENTES DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS ANDARES.....	20
2.1.2	TIPOS DE LIGAÇÕES	22
2.1.3	TIPOS DE ESQUEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO	26
2.1.4	SISTEMAS ESTRUTURAIS DE EDIFÍCIOS EM AÇO	27
2.2	ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO	32
2.2.1	SISTEMAS DE PROTENSÃO	33
2.2.2	GRAU DE PROTENSÃO	34
2.2.3	CONCRETO	37
2.2.4	ARMADURA PASSIVA	38
2.2.5	CABOS E CORDOALHAS.....	38
2.2.6	PERDAS DE PROTENSÃO.....	43
2.3	FATORES QUE INFLUENCIAM NO CUSTO DA ESTRUTURA	44
3	ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DO EDIFÍCIO EM ESTRUTURA METÁLICA E EM CONCRETO PROTENDIDO	45
3.1	INTRODUÇÃO	45
3.2	CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO.....	46
3.3	AÇÕES.....	49
3.3.1	AÇÕES PERMANENTES	49
3.3.2	AÇÕES VARIÁVEIS.....	50

3.3.3	COMBINAÇÃO DE AÇÕES.....	50
3.4	DIMENSIONAMENTO DO MODELO EM ESTRUTURA METÁLICA.....	57
3.4.1	SOBRE O PROGRAMA DE CÁLCULO UTILIZADO	57
3.4.2	DIMENSIONAMENTO DA LAJE MISTA DE AÇO E CONCRETO	58
3.4.3	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO.....	59
3.4.4	DIMENSIONAMENTO DOS PILARES METÁLICOS E ANÁLISE GLOBAL DA ESTRUTURA ...	63
3.4.5	ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	69
3.4.6	ESTADO LIMITE DE SERVIÇO.....	69
3.5	DIMENSIONAMENTO DO MODELO EM CONCRETO PROTENDIDO.....	71
3.5.1	SOBRE O PROGRAMA DE CÁLCULO UTILIZADO	72
3.5.2	ELU E ELS	74
3.5.3	POSICIONAMENTO DE PILARES E ESPESSURA DA LAJE	75
3.5.4	DIMENSIONAMENTO DA LAJE PROTENDIDA.....	77
3.5.5	DIMENSIONAMENTO DE PILARES	88
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	92
4.1	MODELO EM ESTRUTURA METÁLICA	92
4.1.1	VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	92
4.1.2	DESLOCAMENTOS DA ESTRUTURA	98
4.1.3	DETALHAMENTOS TÍPICOS.....	100
4.2	MODELO EM CONCRETO PROTENDIDO	104
4.2.1	VERIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	104
4.2.2	ESTABILIDADE GLOBAL DA ESTRUTURA.....	106
4.2.3	DESLOCAMENTO DA ESTRUTURA	107
4.2.4	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	109
4.3	COMPARATIVO DE CONSUMO DE MATERIAIS	110
4.3.1	CONSUMO DE CONCRETO	111
4.3.2	CONSUMO DE AÇO PERFIS E BARRAS	112
4.3.3	CONSUMO DE FORMAS	113
4.4	COMPARATIVO DE CUSTOS DA ESTRUTURA	114
4.4.1	CUSTO DA ESTRUTURA – CONCRETO	114
4.4.2	CUSTO DA ESTRUTURA – BARRAS DE AÇO	115
4.4.3	CUSTO DA ESTRUTURA – PERFIS DE AÇO.....	115

4.4.4	CUSTO DA ESTRUTURA – FORMAS.....	115
4.4.5	CUSTO DA ESTRUTURA – FORMAS DE AÇO (<i>STEEL DECK</i>)	116
4.4.6	CUSTO DA ESTRUTURA – CORDOALHAS DE AÇO	116
4.4.7	CUSTO TOTAL DA ESTRUTURA.....	117
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .	119
5.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	119
5.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	119
	REFERÊNCIAS.....	121
	ANEXOS	124
	ANEXO A – CATÁLOGO METFORM	124
	APÊNDICES	131
	APÊNDICE A - CÁLCULO DA CARGA DE VENTO	131
	APÊNDICE B – DETALHAMENTOS DE CÁLCULO (ESTRUTURA METÁLICA).136	
	APÊNDICE C – DESENHOS DE PROJETO (ESTRUTURA METÁLICA)	143
	APÊNDICE D - DETALHAMENTOS DE CÁLCULO (ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO)	147
	APÊNDICE E - DESENHOS DE PROJETO (ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO)	155

1 INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

A indústria da construção civil vem se reinventando a medida que a tecnologia avança e toma espaço nas diversas áreas da sociedade e, refletindo, também, nas soluções de engenharia para os diversos projetos de engenharia. Em um mercado de engenharia civil tradicionalmente baseado em métodos construtivos de concreto armado, o desenvolvimento de novas técnicas de construção tem trazido inovação ao setor, implementando soluções mais práticas e eficientes. Dessa forma, materiais e práticas de construção que busquem otimização dos processos, redução de prazos de entrega, processos mais industrializados e que minimizem desperdícios, têm sido o alvo de pesquisadores atualmente. Neste ínterim, estruturas metálicas, ou ainda, aquelas feitas com tecnologias que inovem o uso padrão do concreto armado, como, por exemplo, construções que utilizam a técnica do aço protendido em conjunto com o concreto, são métodos construtivos que exemplificam soluções de engenharia mais eficientes e inovadoras.

Com o uso da protensão na indústria da construção civil, é possível alcançar maiores vãos nas estruturas, diminuindo significativamente o uso de vigas e pilares, reduzindo o consumo de aço e de material para formas e alcançando estruturas mais esbeltas. A aplicação de protensão, não só em lajes e em estruturas de concreto, mas também em vigas e em elementos pré fabricados vem ganhando espaço nas obras de construção civil no Brasil, e não só em pontes e viadutos, mas também em edifícios de todos os tipos.

Tanto construções em aço, quanto construções com concreto protendido requerem mão de obra qualificada para a execução e para a elaboração do projeto.

A ABNT, através da NBR 8800 (Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios) estabelece requisitos para os aços, tanto com relação às suas propriedades, quanto aos métodos de dimensionamento dos elementos estruturais, quando aplicado na construção civil.

A ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto – procedimento define os critérios gerais que regem o projeto das estruturas de concreto, estabelecendo os

requisitos básicos exigíveis para projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido.

1.2 JUSTIFICATIVA

Na concepção dos projetos de engenharia, em geral, tem-se buscado por sistemas construtivos que ofereçam benefícios não apenas durante a execução da edificação em si mas também durante seu tempo de uso. Nessa ótica, questões como a racionalização dos materiais, a qualidade dos produtos, a otimização dos processos, e o custo da obra são decisivos para a escolha do material base mais adequado para aquele tipo de construção.

Este trabalho justifica-se pela necessidade de se conhecer as vantagens dos dois sistemas estruturais: Estruturas Metálicas e Protendidas, estabelecendo comparações entre eles, inclusive quanto ao custo, através do dimensionamento de um edifício de dois pavimentos.

A elaboração de um projeto em estruturas metálicas “confere aos arquitetos total liberdade criadora, permitindo a elaboração de projetos arrojados e de expressão arquitetônica marcante” (CBCA, 2010). Além disso, a utilização de perfis metálicos, por serem materiais pré-fabricados, fornecem menor prazo de execução, além de garantir a racionalização dos materiais e de mão-de-obra, refletindo diretamente no custo total da obra. Uma edificação que utiliza as estruturas de aço como principais componentes da obra possibilita a redução do peso da edificação, visto que os elementos em aço têm menor peso específico. Dessa forma, impacta diretamente no alívio das cargas que serão transmitidas às fundações e, conseqüentemente, na redução do custo com as mesmas.

A aplicação da protensão em elementos estruturais cria a possibilidade de reforçar os elementos de concreto, criando estruturas rígidas e viabilizando a execução de grandes vãos livres em estruturas. Construções em concreto protendido permite a elaboração de estruturas com seções mais esbeltas, apresentando conseqüentemente, menor peso próprio em relação a peças equivalentes de concreto armado. É possível se fazer o controle e a limitação da deformação elástica a valores

menores com a aplicação da protensão, além de oferecer uma melhor resistência à fadiga, devido a pequena variação de tensão no aço, proveniente de cargas externas.

Em contrapartida, como já foi mencionado anteriormente neste trabalho, as técnicas de construção em aço e em concreto protendido exigem um controle rígido e equipamentos e pessoal especializado em sua execução, além de cuidados extras de proteção contra a corrosão, a fim de evitar uma atuação inadequadas das peças e seus componentes ou ainda seu colapso.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é apresentar o dimensionamento e a análise comparativa entre a concepção e desenvolvimento do projeto do prédio da Universidade Federal do Espírito Santo, localizado na cidade de Vitória - ES do curso de Engenharia Civil, conhecido como “CT 1”. Esse prédio foi originalmente executado em concreto armado convencional e, a partir do arranjo arquitetônico do prédio (existente) foram propostos dois modelos estruturais: em estrutura metálica e em concreto protendido. A comparação avaliando o viés econômico e custos do mercado atual serão aplicados apenas para as duas novas propostas, apresentando a viabilidade econômica de ambas as construções.

A análise comparativa em questão levará em conta o consumo de materiais e peso da estrutura por metro quadrado construído, avaliando o preço global do edifício, considerando aço e concreto. É válido destacar que o estudo da economia de uma obra em estrutura metálica depende de diversos fatores, quando comparado a uma obra em concreto protendido e, portanto, estes devem ser muito bem analisados a fim de obter um melhor custo benefício na escolha do sistema construtivo. No presente trabalho não serão avaliados custos referentes à mão de obra nem consideradas questões associadas ao tempo de execução de cada uma das soluções propostas.

Este trabalho tem como objetivo fazer uma avaliação dos índices de consumo de materiais dos modelos estruturais em aço e em concreto protendido, assim como fazer uma análise do desempenho estrutural dos mesmos, e extrair os custos de cada um.

1.3.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Apresentar o método de cálculo proposto pela ABNT NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios e ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto - procedimento;
- Definir as ações que atuarão sobre as estruturas;
- Comparar os resultados do dimensionamento da estrutura concebida em estrutura metálica e em concreto protendido;
- Verificar o consumo de material (aço e concreto) nos casos analisados;
- Apresentar uma análise comparativa de custos das soluções estudadas.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho inicia-se no capítulo 1 com uma breve introdução a respeito das duas soluções, isto é, estrutura metálica e em concreto protendido, com um breve histórico e aplicações relacionadas a cada uma. Além disso, inclui-se, também, a justificativa da escolha do tema e os objetivos, geral e específico.

O capítulo 2 refere-se à revisão bibliográfica, abordando algumas tipologias e componentes de um edifício de múltiplos andares de aço, tipos de ligações e sistemas estruturais mais utilizados. Além disso, esse capítulo engloba o referencial teórico referente ao sistema estrutural de lajes protendidas, abordando principalmente os temas relacionados à protensão, incluindo informações necessárias à realização da concepção estrutural e sua análise.

O capítulo 3 trata-se da análise e dimensionamento do edifício nas duas soluções propostas, contendo as características do edifício estudado, ações atuantes e suas combinações, informações a respeito dos programas de cálculo e planilhas utilizados e o dimensionamento das estruturas em aço e em concreto protendido.

O capítulo 4 refere-se à apresentação dos resultados obtidos, apresentando a verificação dos elementos estruturais, resumo dos materiais e comparação do consumo de aço e concreto. Por fim, o capítulo 5 refere-se às considerações finais e sugestões para pesquisas futuras.

O anexo A refere-se ao catálogo da METFORM utilizado para o dimensionamento das lajes em fôrma de aço *steel deck*.

O apêndice A corresponde ao cálculo do carregamento de vento aplicado na edificação, conforme a ABNT NBR 6123:1988.

O apêndice B trata-se da apresentação dos resultados de cálculo do dimensionamento dos elementos estruturais da solução em aço, apresentando os índices de aproveitamento para vigas, pilares e contraventamentos metálicos e vigas mistas biapoiadas.

O apêndice C refere-se a desenhos típicos de projeto para a solução em aço, apresentando plano de bases e desenhos esquemáticos da disposição das vigas.

O apêndice D trata-se da apresentação dos resultados de cálculo do dimensionamento da estrutura em concreto protendido, apresentando a verificação da estabilidade global e deslocamento lateral da estrutura.

O apêndice E refere-se a desenhos típicos de projeto para a solução em concreto protendido, apresentando plantas detalhadas de forma, armação e protensão, assim como a tabela de cabos referente aos dois pavimentos da edificação.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTRUTURA EM AÇO

A elaboração de um projeto de engenharia civil exige conhecimento a respeito do sistema estrutural utilizado e sua interação com o meio. “A arquitetura do aço, quando bem utilizada, produz em função das características do aço construções leves, modernas e arrojadas, mas sempre com excelentes resultados econômicos” (BELLEI, 2014).

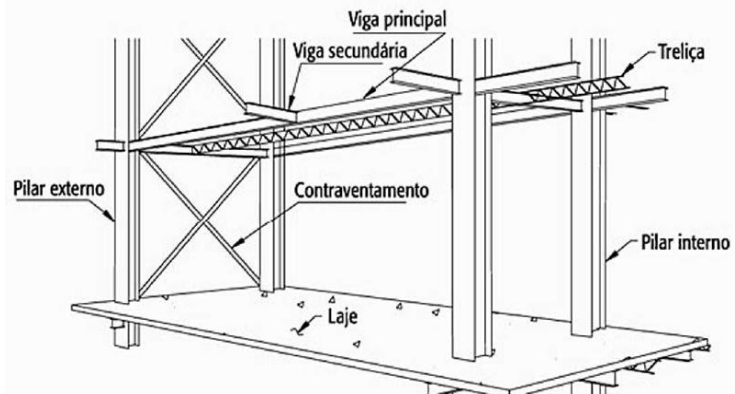
Tendo em vista que o objetivo deste trabalho é analisar um edifício de múltiplos andares concebido em estrutura metálica, serão abordados os conceitos relacionados aos aços estruturais e suas principais propriedades mecânicas, método de análise e dimensionamento de perfis e o estudo de alguns sistemas e elementos componentes típicos de edifícios de múltiplos andares em aço.

2.1.1 Tipologia e partes componentes de um edifício de múltiplos andares

“Os principais componentes estruturais dos edifícios são: pilares externos e internos, vigas principais e secundárias (alma cheia e ou treliça), contraventamentos, lajes e painéis)” (BELLEI, 2008, p.74).

Na concepção do projeto de estruturas metálicas, a escolha do sistema estrutural é de fundamental importância visto que tem impacto direto no peso das estruturas, na otimização dos processos de fabricação e montagem das peças e, consequentemente, no custo final da obra. A Figura 2-1 ilustra os principais componentes de um edifício em estrutura de aço.

Figura 2-1 - Partes componentes de um edifício de múltiplos andares



Fonte: BELLEI (2008).

2.1.1.1 Contraventamentos

Elemento estrutural comumente utilizado para garantir a estabilidade horizontal e vertical do modelo estrutural analisado. O contraventamento vertical transmite as ações horizontais devido à ação do vento na edificação para a fundação. O tipo mais utilizado em projetos de estruturas metálicas tem a forma de X e, no dimensionamento, é comum considerar as peças trabalhando apenas à tração.

2.1.1.2 Pilares

Os pilares são elementos que dão sustentação ao sistema, garantindo resistência às cargas verticais devido ao peso próprio dos elementos, sobrecargas e demais cargas previstas em projeto. Para edifícios de múltiplos andares são utilizados, em geral, perfis de alma cheia laminados com seção “I” e, em menor escala, perfis soldados na categoria “CS” ou “CVS”. Nos casos em que é necessário vencer altas cargas horizontais é adotado o sistema de pilares treliçados, os quais são resistentes a tais esforços.

2.1.1.3 Vigas principais e secundárias

As estruturas de piso, em geral, são compostas por vigas principais e secundárias. As vigas secundárias têm a função estrutural de suportarem os esforços provenientes do piso e transferi-los para as vigas principais. Estas encaminham as cargas para os

pilares. As vigas geralmente são compostas por perfis laminados tipo “I”, em cuja alma é possível executar aberturas a fim de permitir a eventual passagem de tubulações (PFEIL, 2008).

2.1.1.4 Laje

As lajes utilizadas em edifícios de múltiplos andares podem ser:

- Moldadas no local: esse tipo de laje necessita de fôrma e exige maior tempo para execução e de escoramento durante a concretagem. Além disso, a laje moldada “in loco” pode ser utilizada juntamente com o sistema de vigas mistas.
- Pré- Lajes (treliçada): sistema que não necessita de fôrma e, em geral, necessita de escoramento durante sua execução.
- Steel-Deck: Neste sistema, a chapa de aço serve como plataforma de trabalho para a obra e funciona como armadura inferior da laje. Além disso, o sistema permite utilizar vigas mistas e pode alcançar o vão livre de 3m no caso de uma fôrma de 75 com 0,8 mm de espessura (BELLEI, 2008).

2.1.2 Tipos de ligações

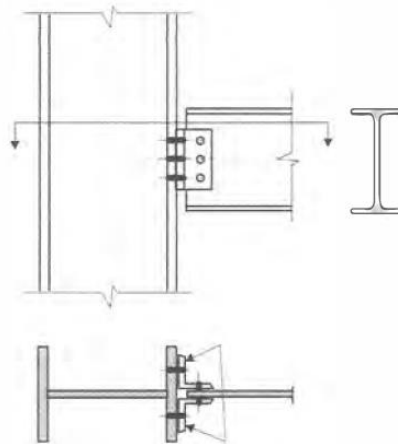
2.1.2.1 Ligações Parafusadas

Os parafusos comuns, por serem menos resistentes, são geralmente utilizados, em geral, em ligações secundárias ou estruturas de pequeno porte (CBCA, 2017).

As principais vantagens desse tipo de ligação são, dentre outros, a rapidez nas ligações de campo, não exige o uso de mão-de-obra muito qualificada e oferece melhor resposta às tensões de fadiga. Em contrapartida, as ligações parafusadas necessitam da verificação da área líquida e esmagamento das peças, o que pode custar reforço desses elementos. Além disso, este tipo de ligação apresenta maior dificuldade para alterações e eventuais correções durante a etapa de montagem. (BELLEI, 2008).

As ligações parafusadas devem ser dimensionadas a fim de resistir esforços de tração, esforço cortante e a combinação de tração com esforço cortante. A forma com que estes esforços são introduzidos nos parafusos é bastante diversificada. A Figura 2-2 mostra um exemplo de ligação parafusada que pode ser aplicada em conexão de viga e pilar.

Figura 2-2 - Exemplo de ligação parafusada com dupla cantoneira



Fonte: PFEIL (2008).

Os parafusos comumente utilizados em estruturas de aço satisfazem a uma das seguintes especificações (BELLEI, 2008):

- ASTM A307 – Conectores de aço de baixo teor de carbono; são rosqueados interna e externamente;
- ASTM A325 – São parafusos de alta resistência e comumente utilizados em ligações de peças metálicas;
- ASTM A490 – Parafusos de alta resistência de aço-liga temperado.

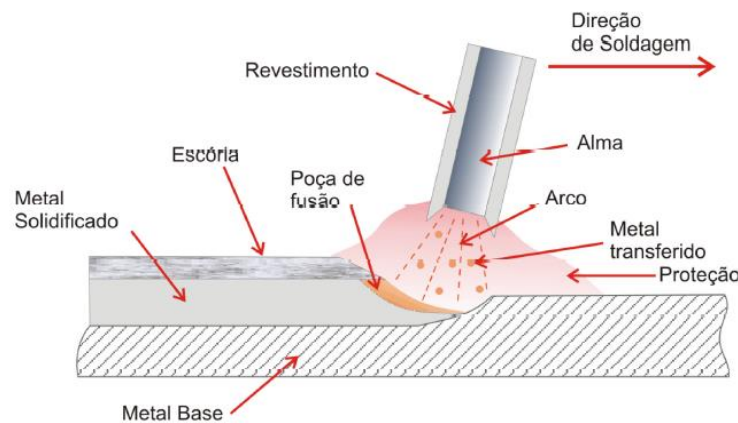
2.1.2.2 Ligações Soldadas

As ligações soldadas são, em geral, utilizadas em combinação com as ligações parafusadas, visto que o uso simultâneo dos dois tipos de ligação garante uma maior economia ao projeto.

A rapidez na montagem de campo é a principal vantagem de execução com relação a este tipo de ligação. Porém, ao contrário das ligações parafusadas, a execução da solda exige uma mão de obra mais especializada (soldador).

“A soldagem se faz pelo aquecimento do material-base (elementos a serem ligados) a uma temperatura de aproximadamente 4.000 °C. Essa temperatura é obtida pela criação de um arco voltaico entre o material base e o eletrodo” (CBCA, 2017), conforme mostrado na Figura 2-3.

Figura 2-3 - Soldagem com eletrodo revestido.



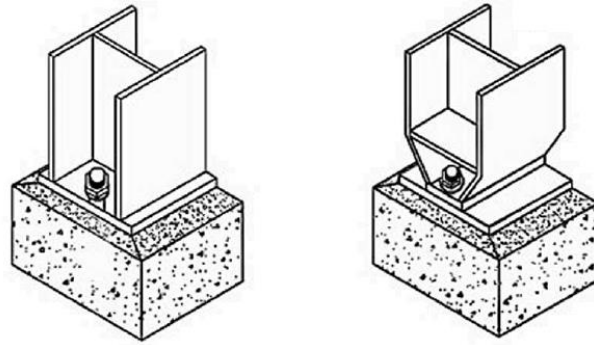
Fonte: CBCA (2017).

2.1.2.3 Placas de base e chumbadores

A conexão entre a superestrutura em perfis metálicos e a fundação é dada através da placa de base. Esse elemento estrutural deve ser dimensionado, quando rotulado, para suportar esforços de compressão axial e, quando engastado, para uma compressão excêntrica (BELLEI, 2008)

As bases rotuladas são calculadas para resistir aos esforços verticais e horizontais, não transmitindo esforços de momento para a fundação. A Figura 2-4 ilustra uma base rotulada tipicamente utilizada em projetos de estruturas metálicas. Esse tipo de base confere maior economia à fundação, porém deixa a superestrutura mais onerosa, visto que os esforços de momento deverão ser resistidos pelas vigas e pilares.

Figura 2-4 - Bases rotuladas típicas

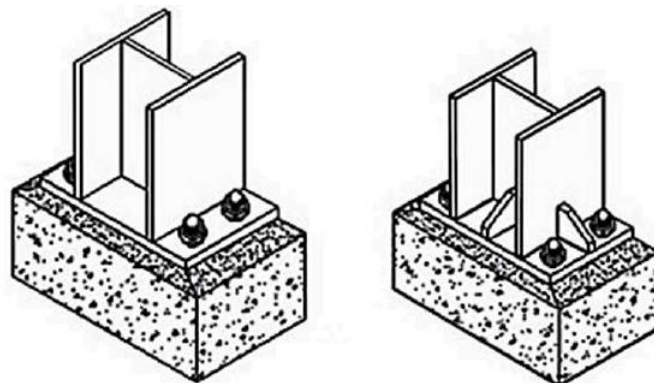


Fonte: BELLEI, 2008.

As bases engastadas são utilizadas com o fim de conferir maior rigidez às deformações laterais. São dimensionadas a fim de resistir aos esforços verticais, horizontais e aos momentos de engastamento. Os artifícios utilizados para garantir o engaste estão ligados à posição dos chumbadores, os quais devem ser posicionados de forma mais afastada do centro, conforme pode-se observar na Figura 2-5.

Por absorver as cargas devido ao momento e transferi-los à fundação, esse sistema engastado confere uma superestrutura mais econômica mas, em contrapartida, uma fundação mais onerosa, conforme ilustra a Figura 2-7.

Figura 2-5 - Bases engastadas típicas

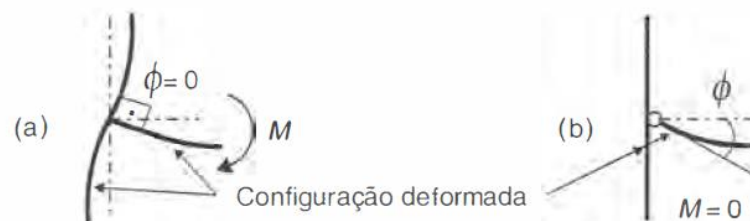


Fonte: BELLEI, 2008.

2.1.3 Tipos de esquemas estruturais em aço

O comportamento das estruturas em aço está diretamente associado ao funcionamento das ligações. No caso de estruturas aporticadas, por exemplo, as ligações entre vigas e pilares determinam o esquema estrutural do prédio (PFEIL, 2008).

Figura 2-6 - Ligações ideais: (a) ligação perfeitamente rígida; (b) ligação rotulada

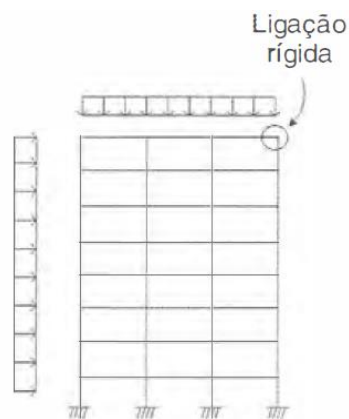


Fonte: PFEIL (2008).

2.1.3.1 Pórtico com ligações rígidas

Esse esquema estrutural é estável para a ação de cargas horizontais e verticais. A rigidez lateral do pórtico depende diretamente da rigidez à flexão dos elementos que compõem o pórtico, isto é, as vigas e pilares.

Figura 2-7 - Pórtico com ligações rígidas

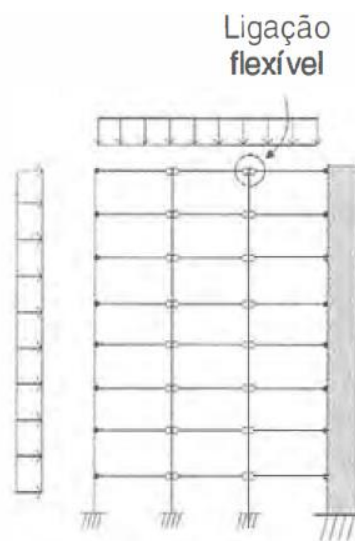


Fonte: PFEIL (2008).

2.1.3.2 Estrutura contraventada com ligações flexíveis

Estrutura que possui ligações flexíveis a qual resiste apenas às cargas verticais a que é submetida (Figura 2-8). A resistência às cargas horizontais é conferida pela subestrutura de contraventamento, o qual pode ser composta por contraventamentos ou paredes diafragma, além de outras soluções que serão descritas neste trabalho.

Figura 2-8 - Pórtico com ligações flexíveis



Fonte: PFEIL (2008).

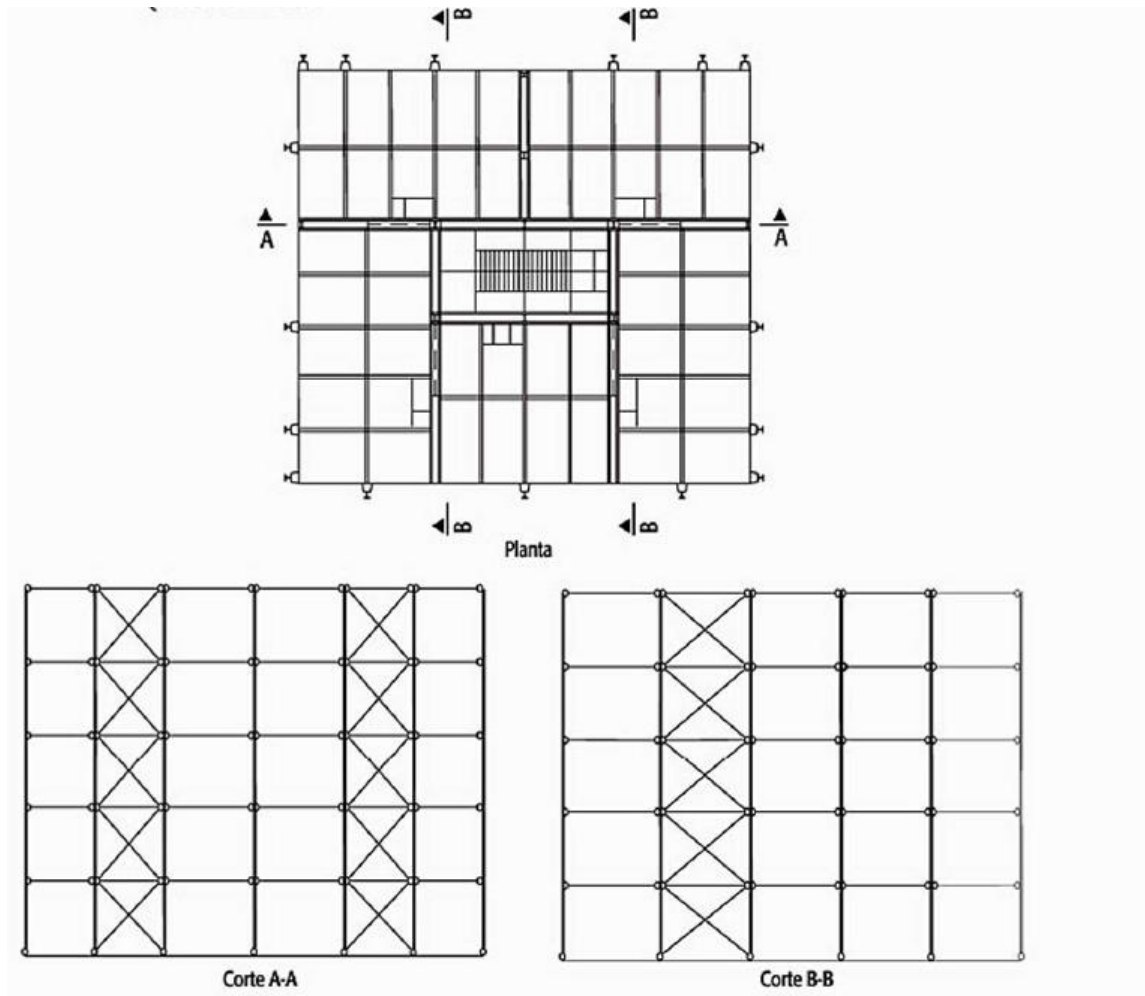
2.1.4 Sistemas estruturais de edifícios em aço

2.1.4.1 Quadro contraventado

Sistema composto por ligações flexíveis e contraventamentos os quais absorvem os esforços das cargas verticais as quais estão submetidos, conforme Figura 2-9.

O uso do quadro contraventado torna a estrutura mais econômica.

Figura 2-9 - Estrutura contraventada nos dois sentidos

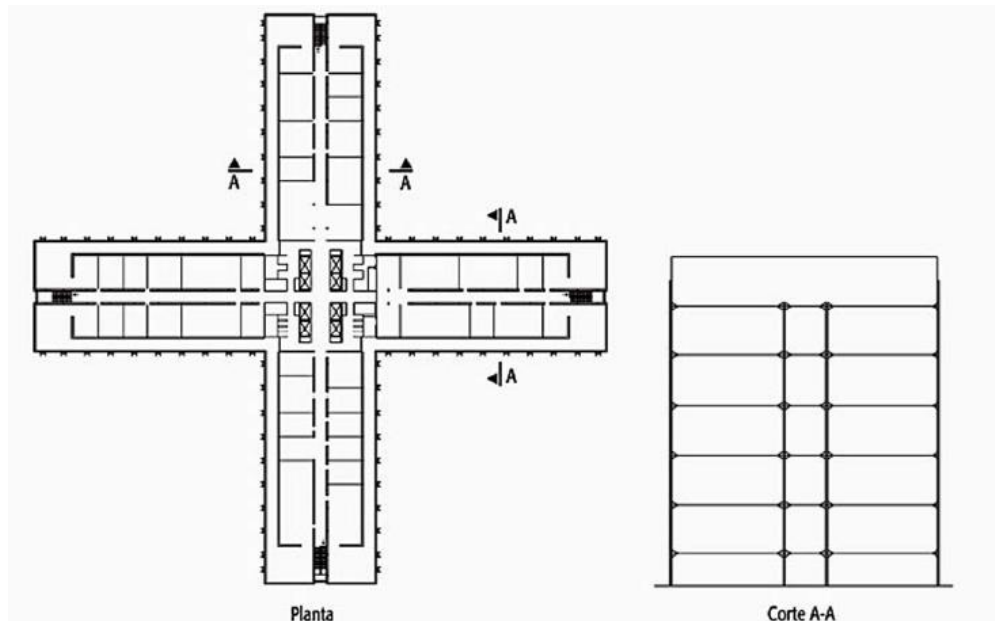


Fonte: BELLEI (2008).

2.1.4.2 Quadro rígido

O quadro rígido é composto por pilares e vigas conectados através de ligações rígidas. A transmissão das cargas horizontais para os quadros pode ser feita através de lajes ou contraventamentos horizontais nos pisos (Figura 2-10).

Figura 2-10 - Quadro rígido nos dois sentidos

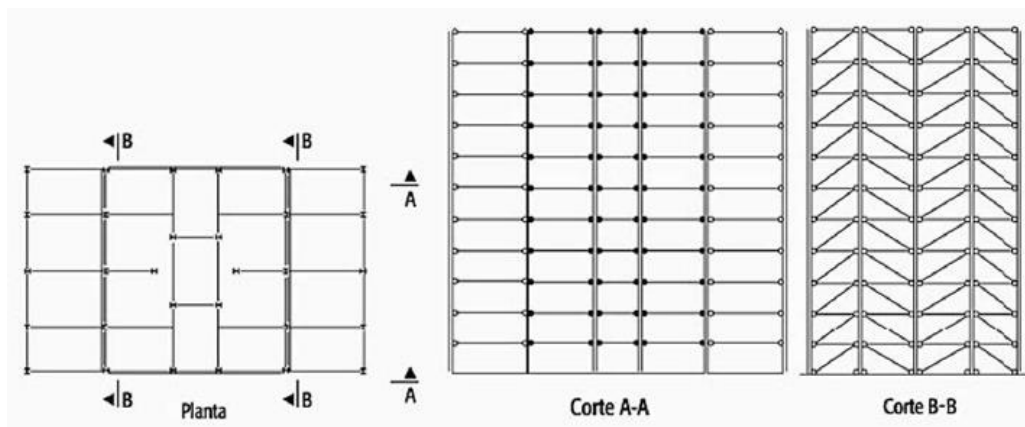


Fonte: BELLEI (2008).

2.1.4.3 Sistema misto: contraventado e aporticado

Em muitos casos não é possível conceber uma estrutura contraventada nos dois sentidos, devido a exigências do projeto como, por exemplo, vãos com livre passagem e sem impedimentos. Nestes casos faz-se um sistema misto com pórticos rígidos em um dos sentidos e contraventado no outro, conforme exemplo da Figura 2-11.

Figura 2-11 - Estrutura contraventada e aporticada

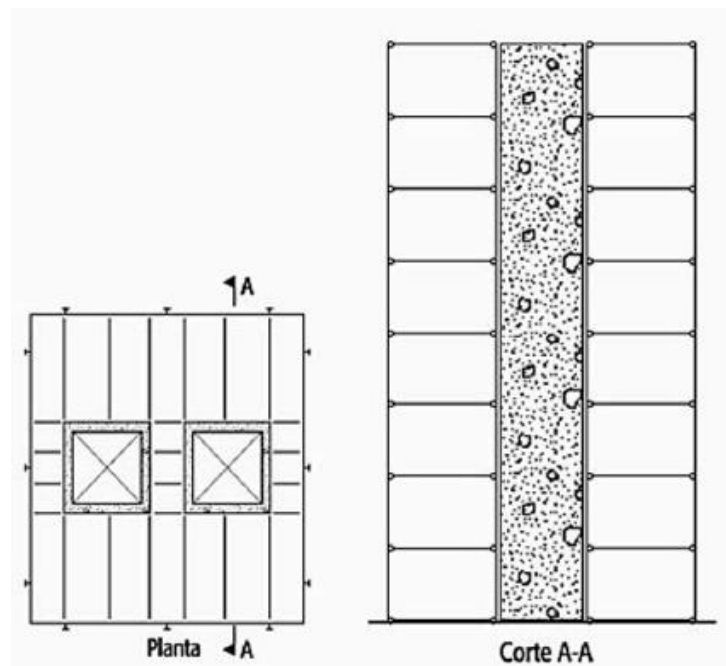


Fonte: BELLEI (2008).

2.1.4.4 Quadro com núcleo central

Inserção de um núcleo de concreto no centro do edifício, o qual atua aumentando a resistência lateral da estrutura a esforços horizontais, os quais poderiam configurar grandes deformações ao sistema.

Figura 2-12 - Edifício com núcleo central de concreto

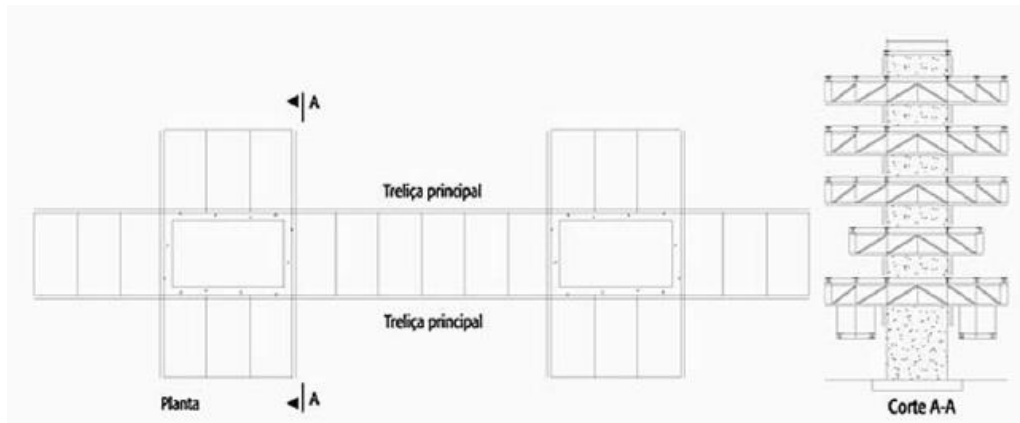


Fonte: BELLEI (2008).

2.1.4.5 Treliça inter pavimentos

O sistema é configurado com treliças as quais suportam pisos em sua corda superior ou inferior, reduzindo a necessidade de contraventamentos e o aumento da rigidez à flexão, reduzindo, conseqüentemente, a flecha devido às cargas verticais.

Figura 2-13 - Edifício com treliças inter pavimentos

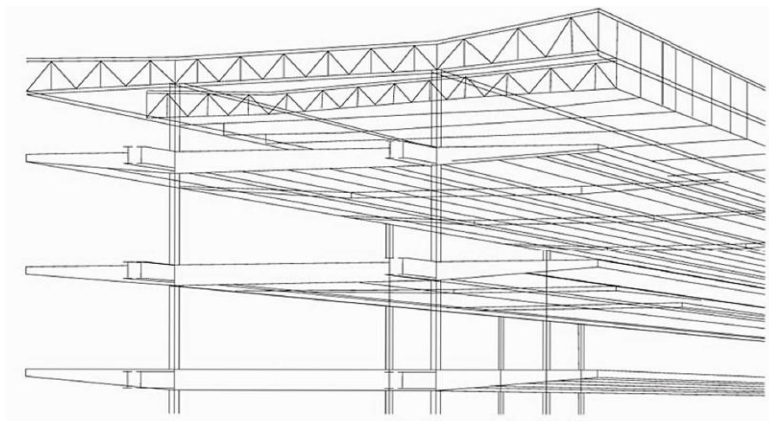


Fonte: BELLEI (2008).

2.1.4.6 Vigas em balanço

Sistema composto por vigas em balanço as quais estão conectadas, em um dos lados, a um núcleo central. Essa disposição confere área livre na periferia do núcleo, conforme mostrado na Figura 2-14.

Figura 2-14 - Edifício com vigas em balanço



Fonte: BELLEI (2008)

2.2 ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO

De acordo com Veríssimo (1998, p. 1) “A palavra protensão ou pré-tensão expressa a ideia da instalação de um estado prévio de tensões em alguma coisa.”

“A protensão é um artifício utilizado para introduzir numa estrutura tensões prévias com a finalidade de melhorar sua resistência e seu comportamento, sob diversos tipos de carregamento.” (Teixeira. 1998, p.19)

Conforme Hanai (2005, p. 3) “A protensão pode ser empregada como um meio de criar tensões de compressão prévias nas regiões onde o concreto seria tracionado em consequência das ações sobre a estrutura.”

“O desenvolvimento do concreto protendido começa sua evolução em 1924, através do engenheiro Eugene Freyssinet, quem usou a propriedade de protensão de maneira magnífica estudando o fenômeno de retração e fluência do concreto.” PEDROZO (2008, p.17). Com isso foram realizadas descobertas importantes relacionadas ao comportamento do concreto protendido. Observou-se que utilizando-se de materiais de alta resistência seria possível conseguir a manutenção da protensão ao longo do tempo. A Figura 2-15 por exemplo, mostra o processo de montagem de uma laje protendida.

Figura 2-15 - Montagem de laje protendida. Edifício Trento, Jardim Camburi, Vitória - ES



Fonte: Acervo Pessoal (2020).

“A protensão possibilitou a redução do peso a ser elevado (no método lift slab) e um melhor desempenho da laje com melhor controle de deformações e fissuração além de proporcionar maior velocidade de execução de edifícios.” CASTRO (2011 p.15).

Qualquer projeto de estrutura em concreto protendido de lajes para edificações deve atender às determinações das Normas Brasileiras referentes, e no caso de estruturas protendidas, elas devem estar de acordo principalmente com a ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento.

Para se realizar corretamente o dimensionamento do projeto em concreto protendido, deve-se ter um amplo conhecimento do sistema estrutural utilizado, bem como dos seus elementos componentes e dos efeitos causados na estrutura como um todo.

2.2.1 Sistemas de protensão

2.2.1.1 Pré-tração

Na pré-tração o aço de protensão é tracionado antes da concretagem e a tendência dos cabos é voltar ao seu estado relaxado, mas isso não ocorre devido ao sistema de ancoragem e encunhamento. Este tipo de protensão é mais utilizada em peças de concreto pré-fabricadas.

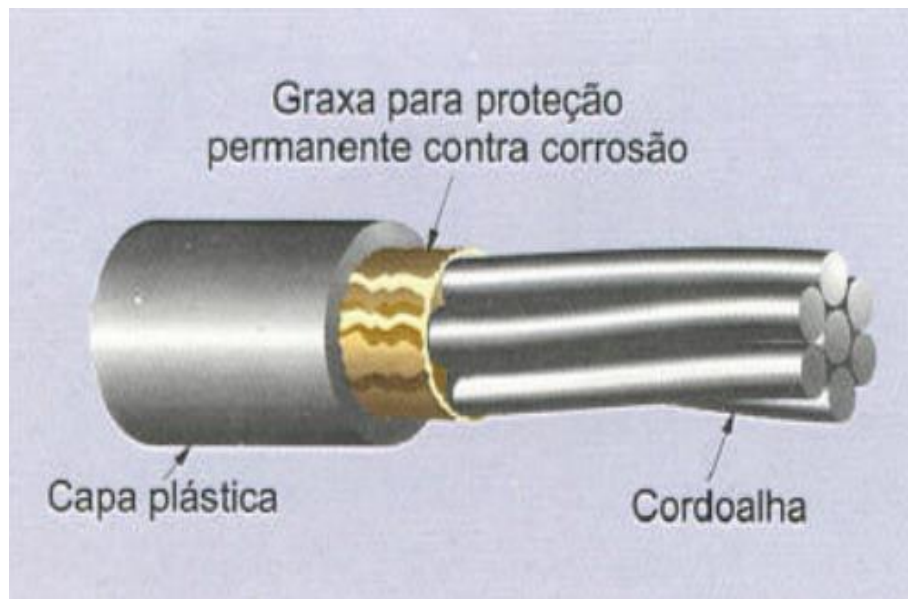
2.2.1.2 Pós-tração

Na pós-tração, os cabos são tensionados após o concreto ter sido lançado e já ter adquirido certa resistência. Utiliza-se de macacos hidráulicos para tracionar o aço até a tensão desejada e quando o aço é solto, ele passa a comprimir o concreto durante toda a sua vida útil.

A pós-tração pode ser aderente, composta por uma bainha metálica onde passam os cabos de protensão, após o endurecimento do concreto, os cabos são protendidos e os vazios da bainha são preenchidos por graute para promover a aderência entre o concreto e os cabos. Este tipo de protensão é mais utilizada em lajes de estruturas mais robustas, como pontes por exemplo.

Por fim, tem-se a pós-tração não aderente, a qual será utilizada nos estudos para a realização deste trabalho, que consiste na utilização de cordoalhas engraxadas envolvidas por dutos plásticos de polietileno. A graxa impede a aderência entre o concreto e os cabos, permitindo que eles sofram deformações de maneira independente um do outro, além de proporcionar proteção contra corrosão, conforme mostra a Figura 2-16.

Figura 2-16 - Cordoalha engraxada e plastificada



Fonte: CASTRO (2011)

Segundo Castro (2011, p.30) “As cordoalhas são fabricadas com cabos de aço e armazenadas em rolos que posteriormente serão cortados sob medida para cada laje conforme solicitado pelo cliente.”

“Os cabos são compostos basicamente por uma ancoragem em cada extremidade e uma cordoalha de aço envolta com graxa e capa de polietileno de alta densidade (PEAD). A graxa possibilita a movimentação das cordoalhas nas bainhas, por ocasião da protensão.” PEDROZO (2008, p.26)

2.2.2 Grau de protensão

Conforme a norma brasileira ABNT NBR 6118:2014, existem três níveis de protensão, a protensão completa, protensão limitada e a protensão parcial. “Os níveis de

protensão estão relacionados com os níveis de intensidade da força de protensão que, por sua vez, são função da proporção de armadura ativa utilizada em relação à passiva.” (ABNT NBR 6118:2014, p.34).

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 freqüente
	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 freqüente
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 freqüente
		ELS-D ¹⁾	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 ¹⁾	Combinação freqüente

¹⁾ A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 25$ 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.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

2.2.2.1 Protensão completa

A protensão completa, também conhecida como protensão total, pode ser definida da seguinte forma:

A protensão completa proporciona as melhores condições de proteção das armaduras contra a corrosão, e se aplica nos casos de obras em meios muito agressivos ou situações de fissuração exagerada, tais como tirantes de

concreto protendido, reservatórios protendidos para garantia de estanqueidade, vigas formadas por peças pré-moldadas justapostas sem armaduras suplementares, etc. Não existe limitação técnica no uso da protensão completa, apenas restrições de ordem econômica. PEDROZO (2008, p.31).

A protensão completa é utilizada em casos em que o projeto tem classes de agressividade ambiental III ou IV, sendo a armadura ativa pré-traçionada.

Neste tipo de protensão, deve-se respeitar o limite de descompressão, não se admitindo tensões de tração no concreto para as combinações frequentes de ações, e o estado limite de formação de fissuras para as combinações raras de ações.

2.2.2.2 Protensão limitada

De acordo com Hanai (2005, p.63) “Na protensão limitada, admitem-se tensões de tração, porém sem ultrapassar o estado limite de formação de fissuras.”

2.2.2.3 Protensão parcial

Em conformidade com Hanai (2005, p.63) “Já no caso de protensão parcial, admite-se fissuração com abertura de fissuras característica de 0,2 mm. O controle de fissuração neste caso é garantido por meio de armadura passiva.”

No projeto deste trabalho foi considerada uma classe de agressividade moderada (CAA II), então foi utilizada protensão parcial (concreto protendido nível 1) de acordo com a Tabela 2-1, na qual deve-se realizar a verificação do estado-limite de serviço de abertura de fissuras na combinação frequente.

2.2.3 Concreto

2.2.3.1 Concreto: comportamento mecânico

Conforma Barboza (2014, p.13), “O comportamento mecânico do concreto no estado multiaxial de tensões atende ao critério de ruptura de Mohr-Columb para materiais granulares, os quais rompem por cisalhamento.”

Esse estado multiaxial de tensões não é corriqueiro, então a resistência do concreto é identificada pela sua resistência característica ao vigésimo oitavo dia (F_{ck}), por meio de ensaios em laboratório.

Atualmente, obras em concreto protendido devem utilizar concretos com f_{ck} maior ou igual a 25 MPa, encontrando-se de acordo com a classe de agressividade da região em que será empregado. A norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 declara a correlação entre classe de agressividade e qualidade do concreto, conforme Tabela 2-2.

Tabela 2-2 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$
NOTAS 1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655. 2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. 3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

2.2.3.2 Concreto: fluência e retração

A fluência do concreto vai depender da duração do carregamento e da idade de aplicação das cargas. Ela pode ser definida como o acréscimo contínuo das deformações que ocorre para uma tensão constante.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, a deformação por fluência do concreto compõe-se de duas partes, uma rápida e outra lenta. A fluência rápida é irreversível e ocorre durante as primeiras 24 horas após a aplicação da carga que a originou. Já a deformação lenta pode ser reversível ou irreversível.

A retração é a redução de volume do material na ausência de uma carga externa. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 o valor da retração do concreto depende da umidade relativa do ambiente, da consistência do concreto no lançamento e da espessura fictícia da peça.

2.2.4 Armadura passiva

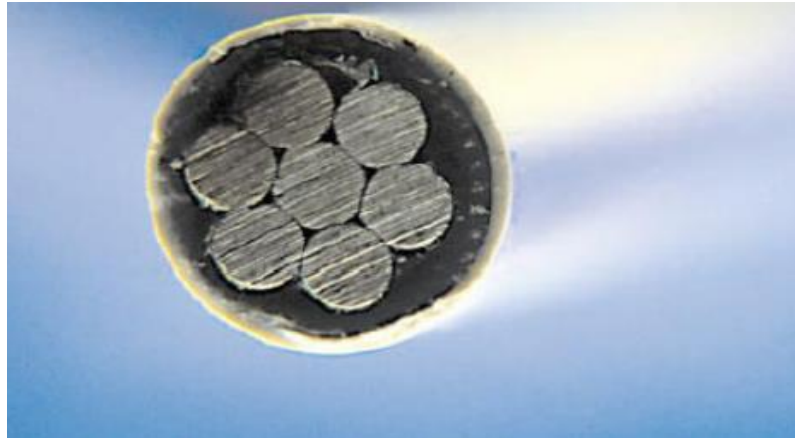
As armaduras passivas, são as armaduras não protendidas, ou seja, são os aços que comumente são empregados em peças de concreto armado.

O CA-50 e CA-60 são os aços mais utilizados no mercado brasileiros. O aço CA-50 é caracterizado por uma tensão de escoamento de 500 MPa e pela sua superfície rugosa (com nervuras transversais obrigatórias). Já o aço CA-60 é bastante utilizado como telas soldadas em lajes planas, com é o caso do presente trabalho.

2.2.5 Cabos e Cordoalhas

Os aços protendidos (armaduras ativas), empregados como armaduras de protensão, são popularmente conhecidos como cordoalhas, que é o conjunto de fios e o cabo, que por sua vez é o conjunto de cordoalhas conforme mostra a Figura 2-17. A Figura 2-18 mostra as cordoalhas armazenadas em rolos para posterior corte na medida da laje.

Figura 2-17- Cordoalhas Engraxadas e Plastificadas armazenadas em rolos



Fonte: CASTRO (2011)

Geralmente se utiliza das letras CP (concreto protendido) junto com sua resistência característica à ruptura por tração F_{ptk} (em kgf/mm^2) para identificar os aços protendidos.

Figura 2-18 - Concreto protendido com aderência posterior



Fonte: Teixeira (1998)

Na Figura 2-19 está representada o corte longitudinal de uma cordoalha engraxada e plastificada. Os cabos são constituídos sobretudo por uma cordoalha de aço revestida com graxa e capa de polietileno de alta densidade e uma ancoragem em cada extremidade. A graxa possibilita a movimentação das cordoalhas nas bainhas, por ocasião da protensão.

Após a concretagem da estrutura e a cura do concreto, os cabos são protendidos e ancorados. Neste sistema, como não existe aderência entre a armadura de protensão

e o concreto, a manutenção da tensão ao longo da vida útil da estrutura se concentra nas ancoragens. Devido a isso, é fundamental que elas sejam fabricadas com elevado padrão de qualidade.

Figura 2-19 - Seção Longitudinal de Uma Cordoalha Engraxada e Plastificada



Fonte: Catálogo de concreto protendido - Rudlof

2.2.5.1 Disposição das cordoalhas

“O esquema dos cabos preferido para lajes armadas em duas direções é concentrar os cabos em cima dos apoios em uma direção (cabos concentrados) e distribuir uniformemente na outra direção (cabos distribuídos)” (FARIA 2004, p.110).

A Figura 2-20 mostra a disposição horizontal de cordoalhas engraxadas na laje.

Figura 2-20 - Cordoalhas engraxadas dispostas em uma laje



Fonte: HANAI (2005)

De acordo com Barboza (2014, p. 23) “É comum concentrar as cordoalhas em lajes com feixes de até quatro cordoalhas. Estes feixes não devem ter entre si espaçamentos menores do que 5 cm, nem maior que 6 vezes a espessura da laje.”

2.2.5.2 Ancoragens

De acordo com Veríssimo (1998, p.45) “O termo ancoragem é aplicado aos dispositivos e, ou, artifícios utilizados para fixar os cabos de protensão tensionados, de forma a manter a carga aplicada pelo macaco hidráulico”.

As ancoragens podem ser: por aderência, por meio de cunhas, por meio de rosca e porca ou por meio de cabeçotes apoiados em calços de aço ou em argamassa injetada. Na maioria dos sistemas de protensão que empregam fios e cordoalhas, a ancoragem é feita por meio de cunhas de aço e placas de aço. A Figura 2-21 mostra a ancoragem com cunhas de aço.

De acordo com Hanai (2005, p. 30):

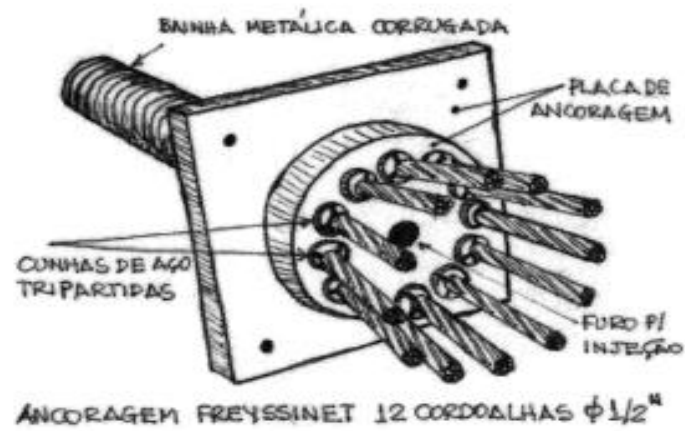
As cunhas são internamente ranhuradas e o aço recebe tratamento especial (tipo têmpera) para alcançar as propriedades de dureza desejada. As cunhas envolvem o fio ou a cordoalha e são alojadas nas cavidades portacunhas. Conforme ocorre a penetração da cunha, desenvolve-se uma maior pressão lateral que impede o deslizamento do fio ou cordoalha.

Os cabos de protensão, na maioria das vezes, são fabricados fora da construção em que será empregado. A produção dos cabos consiste no corte das cordoalhas, as quais são inseridas nas bainhas (no caso da protensão aderente) e o posicionamento das ancoragens passivas existentes em suas extremidades. Os cabos podem, assim, ser transportados prontos até o local de concretagem e posicionados diretamente sobre os estribos de suporte, na forma.

A Figura 2-22 mostra um exemplo de ancoragem passiva, que são dispositivos embutidos no concreto, destinados a fixar a extremidade do cabo oposta àquele da ancoragem ativa. Somente recebem o esforço advindo da protensão executada na ancoragem ativa.

As ancoragens ativas, conforme mostra a Figura 2-23, são as ancoragens nas quais se promove o estado de tensão no cabo, através do macaco de protensão.

Figura 2-21 - Ancoragem passiva



Fonte: HANAI (2005)

Figura 2-22 - Ancoragem com cunhas de aço



Fonte: HANAI (2005)

Figura 2-23 - Ancoragem ativa



Fonte: HANAI (2005)

2.2.6 Perdas de protensão

De acordo com PFEIL (1984) as perdas de protensão podem ser definidas como as perdas verificadas nos esforços aplicados aos cabos de protensão, e podem ser classificadas em perdas imediatas e perdas progressivas.

As perdas imediatas podem ser classificadas como perdas por atrito, cravação das cunhas de ancoragem e por deformação elástica do concreto e segundo Faria (2004) são aquelas verificadas durante a operação de protensão e ancoragem dos cabos.

As perdas progressivas são as perdas por deformação lenta e por relaxação e em conformidade com Faria (2004) podem ser definidas como as perdas provocadas pelo encurtamento do concreto com o tempo e por quedas de tensão nos aços da alta resistência sob tensão elevada.

A norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 afirma que “Para os sistemas usuais de protensão, as perdas imediatas são as devidas ao encurtamento imediato do concreto, ao atrito entre as armaduras e as bainhas ou o concreto, ao deslizamento da armadura junto à ancoragem e à acomodação dos dispositivos de ancoragem.”

2.3 FATORES QUE INFLUENCIAM NO CUSTO DA ESTRUTURA

Nos dias atuais existe uma série de fatores a serem considerados nos valores de uma estrutura, os quais somam e tem grande influência na constituição do custo final da estrutura.

Para um melhor desenvolvimento do projeto em aço é preciso determinar as características que se relacionam ao custo final da estrutura, como a seleção do sistema estrutural, o tipo e o modo de fabricação do aço a ser utilizado, o tipo de ligação entre estrutura e fundação e entre os elementos estruturais. Pode-se falar também sobre o transporte das peças, a montagem e a mão de obra necessária para tal.

Para o concreto protendido, alguns fatores que devem ser levados em consideração em seu custo, além do eficaz dimensionamento na fase de projeto, são os gastos com concreto, aço e formas de madeira. Pode-se citar a mão de obra necessária e os gastos com escoramento.

No entanto, a comparação entre os sistemas estruturais deve ser feita de forma estratégica para cada situação. O concreto e o aço apresentam vantagens para situações específicas e, portanto, deve-se trazer uma visão holística e ampla para se definir uma solução estrutural, avaliando não apenas os insumos e custos com mão de obra, mas também questões de prazo da obra, impacto ambiental, segurança dos operários, otimização do canteiro de obras, dentre outros fatores.

No presente trabalho será feita a comparação entre os sistemas estruturais de aço (utilizando sistema misto nas lajes e vigas) e concreto protendido, avaliando somente os custos gerados pelo material utilizado, sem envolver os demais parâmetros associados a este.

3 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DO EDIFÍCIO EM ESTRUTURA METÁLICA E EM CONCRETO PROTENDIDO

3.1 INTRODUÇÃO

Para o presente estudo e análise comparativa entre os dois sistemas estruturais propostos, isto é, em concreto protendido e em estruturas metálicas, é de suma importância a definição de critérios básicos de projeto que proponham as abordagens de cálculo e dimensionamento de tais estruturas. Conforme apresentado no item 1.3, o estudo contempla a análise do prédio do CT1 e, portanto, seguiu-se estritamente o projeto arquitetônico existente (conforme características descritas no item 3.2), apresentando as melhores soluções de acordo com cada sistema construtivo. Além disso, os dois modelos propostos foram submetidos às mesmas condições de carregamento, os quais estão apresentados no item 3.3.

Para o projeto em estrutura metálica (detalhado no item 3.2) foi escolhida a laje com forma metálica incorporada (steel deck) devido às diversas vantagens apresentadas, dentre elas, a chapa de aço servir como plataforma de trabalho para a obra e funciona como armadura inferior da laje e permitir o uso de vigas mistas. Além disso, o sistema pode alcançar o vão livre de 3 m no caso de uma fôrma de 75 com 0,95 mm de espessura (BELLEI, 2008).

Nesse sistema construtivo foram utilizadas vigas mistas biapoiadas para sustentar a laje mista steel deck, visto que apresenta vantagens significativas no que diz respeito a economia de aço no projeto. No sistema misto a viga metálica trabalha juntamente com o concreto, com os esforços transmitidos pelos conectores e, desse modo, é possível combinar a resistência da viga metálica à esforços de tração e da resistência da laje em concreto à esforços de compressão. Desse modo, no dimensionamento de vigas mistas é possível fazer algumas simplificações de cálculo que se apresentam como vantagens desse sistema:

- A viga de aço tem sua mesa superior travada pela laje e, supondo a alma do perfil compacta, a resistência da viga não é limitada pela flambagem do perfil, global ou local;
- A alma do perfil de aço fica sujeita a estados menos severos de tensão, tornando possível a execução de furos na mesma;

- A fissuração no concreto é menor, visto que está submetido à esforços de tração apenas nos apoios.

No entanto, no dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto não escoradas é necessário verificar, além dos estados limites últimos, os estados limites na fase de construção, conforme exposto no item 3.4.3.

No modelo em laje protendida, a proposta é que os pilares e vigas sejam estruturas em concreto convencional, e apenas a laje será protendida, sendo esse o método mais utilizado em estruturas.

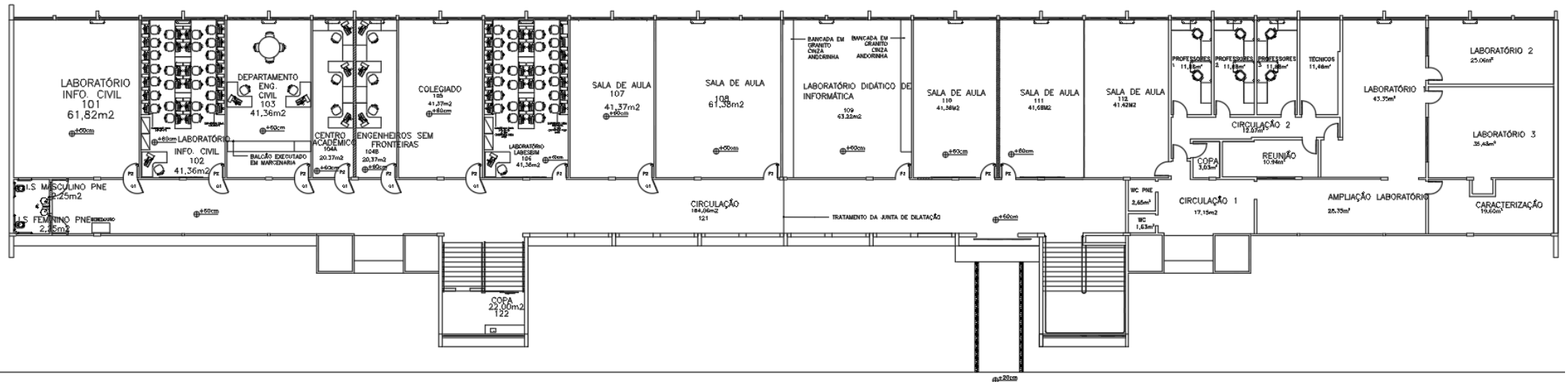
O lançamento dos pilares foi feito de modo a não interferir com a arquitetura dos pavimentos, porém para melhores resultados da laje protendida, os pilares devem estar alinhados e os vãos homogêneos, então foi feito um ajuste na arquitetura em três paredes do pavimento Térreo, onde se ajustou a dimensão das salas, conforme está indicado em vermelho na Figura 3-4. Dessa forma, os vãos do sistema estrutural foram definidos de forma a variar entre 4,67 m e 9,40 m.

A laje protendida proporciona diversas vantagens para a estrutura, entre elas, a economia de concreto, aço e formas, já que a quantidade de pilares é reduzida e a quantidade de vigas se reduz a quase zero. Além disso, com a técnica da protensão é possível se alcançar grandes vãos, a laje plana protendida garante um aspecto visual mais agradável e possibilita um fácil acabamento.

3.2 CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO

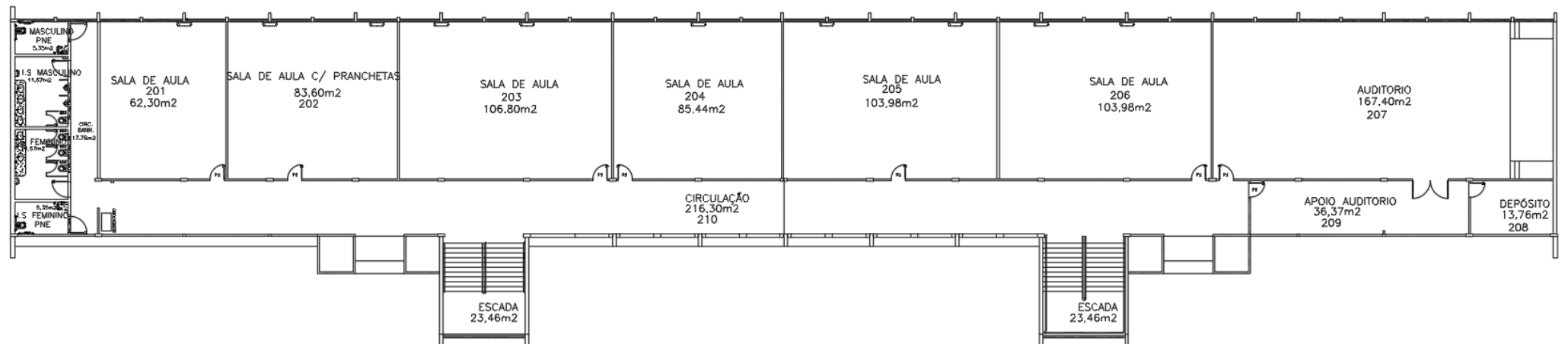
Para a análise do edifício foi utilizado o projeto arquitetônico de Zanetti (2019) conforme representado nas Figura 3-1, Figura 3-2 e Figura 3-3. O prédio é composto de dois pavimentos (térreo e 1º pavimento) com 3,80 m de pé direito. O edifício tem duas caixas de escada e, em planta, é disposto de 86,40 metros de comprimento e 12,10 m de largura.

Figura 3-1 - Projeto Arquitetônico do prédio CT1 (térreo)



Fonte: Zanetti (2019)

Figura 3-2 - Projeto Arquitetônico do prédio CT1 (1º pavimento)



Fonte: Zanetti (2019)

3.3 AÇÕES

3.3.1 Ações permanentes

No dimensionamento do edifício “CT1” foram consideradas as ações permanentes advindas do peso próprio da estrutura, os elementos construtivos moldados no local (lajes mistas e protendidas) e de elementos construtivos industrializados (alvenarias de vedação, revestimentos de piso, forros e manta de impermeabilização).

Nos programas de cálculo utilizados, o peso próprio dos elementos estruturais são incluídos automaticamente, obtidos pelo peso específico do aço. O valor do peso próprio foi majorado em 10% para incluir uma estimativa de peso das ligações entre os elementos construtivos. Já as demais cargas foram inseridas conforme indicado na NBR 6120:2019 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações, com exceção para o carregamento devido à laje mista Steel Deck o qual foi retirado do catálogo de um fornecedor (METFORM). Dessa forma foram considerados os seguintes carregamentos:

No primeiro pavimento:

- Laje Steel Deck (para modelo em estrutura metálica): $2,10 \text{ kN/m}^2$ (conforme catálogo METFORM), para uma laje mista especificada com forma de aço MF-50, altura total de 110 mm e espessura da nervura de aço de 0,95 mm);
- Laje em concreto protendido (para modelo em estrutura de laje protendida);
- Revestimento de piso e forro: $0,92 \text{ kN/m}^2$;
- Alvenaria de vedação: $1,3 \text{ kN/m}^2$;

Na cobertura, além dos carregamentos anteriores, inclui-se também:

- Impermeabilização em coberturas: $0,1 \text{ kN/m}^2$;
- Caixa d'água sobre as caixas de escada: foram consideradas duas caixas d'água de 7500 l, cada uma sobre uma caixa de escada.

3.3.2 Ações variáveis

Neste dimensionamento foi considerado o valor de sobrecarga de 3 kN/m^2 em todo o primeiro pavimento, com exceção da área do auditório, onde foi considerado o valor de 4 kN/m^2 conforme orientado na NBR 6120:2019. Na cobertura foi considerada a sobrecarga de 1 kN/m^2 , valor previsto pela NBR 6120:2019 para coberturas com acesso apenas para manutenção e inspeção. Além disso, foi considerado também a sobrecarga de 1 kN/m^2 nas lajes mistas, para o dimensionamento das vigas mistas na fase de construção, valor mínimo previsto pela NBR 8800:2008.

A carga devido a ação do vento foi calculada de acordo com a ABNT NBR 6123:1988 e está apresentada no APÊNDICE A - Cálculo da Carga de Vento. O valor considerado foi de $0,28 \text{ kN/m}^2$.

3.3.3 Combinação de ações

Para o dimensionamento da edificação foram consideradas as combinações normais para o estado limite último e as combinações frequentes para o estado limite de serviço. Para o dimensionamento das vigas mistas foram ainda consideradas as combinações de construção para o estado limite último. Os coeficientes de ponderação das ações utilizados foram fornecidos pela ABNT NBR 8800:2008 e estão apresentados a seguir.

Para o dimensionamento da estrutura em concreto protendido foi considerada combinação normal para o dimensionamento das armaduras passivas no estado-limite último e verificação do estado-limite último no ato da protensão, conforme o item 17.2.4.3 da ABNT NBR 6118:2014.

No caso de abertura de fissuras foi feita a verificação do estado-limite de serviço na combinação frequente e para a verificação de flechas, foi utilizada a combinação quase permanente.

A Tabela 3-3 e a Tabela 3-4 mostram os coeficientes de ponderação das ações no estado limite último (ELU) utilizados na estrutura em concreto protendido.

Tabela 3-1 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações no estado limite último.

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ^{a c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q) ^{a d}					
	Efeito da temperatura ^b		Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação	
Normais	1,20		1,40	1,20	1,50	
Especiais ou de construção	1,00		1,20	1,10	1,30	
Excepcionais	1,00		1,00	1,00	1,00	

Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

Tabela 3-2 - Valores dos fatores de combinação e redução para ações variáveis.

Ações		γ_{f2} ^a		
		ψ_0	ψ_1 ^d	ψ_2 ^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

Fonte: ABNT NBR 8800:2008.

Tabela 3-3 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ¹⁾	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Onde:

D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

¹⁾ Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 3-4 - Valores do coeficiente γ_{f2}

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1 ¹⁾	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ³⁾	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

¹⁾ Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga, ver seção 23.

²⁾ Edifícios residenciais.

³⁾ Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

As combinações de ações últimas de construção são definidas pela equação (3-1:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^m (\gamma_{qj} \psi_{oj,ef} F_{Qj,k}) \quad (3-1)$$

Dessa forma, para a fase de construção (aplicado ao dimensionamento das vigas mistas), a combinação última obtida é:

1,15 Peso Próprio Estruturas Metálicas + 1,25 Peso Próprio de Estruturas Moldadas no Local + 1,3 Sobrecarga

As combinações de ações últimas normais, que foram utilizadas para o dimensionamento da estrutura em aço e para estrutura em concreto protendido, são definidas pela equação (3-2):

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^m (\gamma_{qj} \psi_{oj} F_{Qj,k}) \quad (3-2)$$

Dessa forma, tomando a sobrecarga como variável principal, tem-se três combinações conforme a Tabela 3-5.

Tabela 3-5 – Combinações de ELU para sobrecarga como ação variável principal

Combinação	Carregamento	Coeficiente
1	PP - Estruturas Metálicas	1,25
	CP - Estruturas Moldadas no local	1,35*
	SC - Sobrecarga de uso e ocupação	1,5
2	PP - Estruturas Metálicas	1,25
	CP - Estruturas Moldadas no local	1,35*
	SC - Sobrecarga de uso e ocupação	1,5
	VT 0° - Vento a 0°	0,84
3	PP - Estruturas Metálicas	1,25
	CP - Estruturas Moldadas no local	1,35*
	SC - Sobrecarga de uso e ocupação	1,5
	VT 90° - Vento a 90°	0,84

*Para estrutura em concreto protendido tomou-se o valor de 1,4.

Fonte: Acervo Pessoal

Tomando o Vento a 0° (longitudinal à edificação) como ação variável principal foram geradas duas combinações (Tabela 3-6):

Tabela 3-6 -Combinações de ELU para o Vento a 0° como ação variável principal

Combinação	Carregamento	Coefficiente
4	PP - Estruturas Metálicas	1,25
	CP - Estruturas Moldadas no local	1,35*
	VT 0° - Vento a 0°	1,4
	SC - Sobrecarga de uso e ocupação	1,2
5	PP - Estruturas Metálicas	1
	CP - Estruturas Moldadas no local	1
	VT 0° - Vento a 0°	1,4

*Para estrutura em concreto protendido tomou-se o valor de 1,4.

Fonte: Acervo Pessoal

Para o caso do Vento a 90° (transversal à edificação) como ação variável principal foram obtidas outras duas combinações, conforme a Tabela 3-7:

Tabela 3-7 – Combinações de ELU para o Vento a 90° como ação variável principal

Combinação	Carregamento	Coefficiente
6	PP - Estruturas Metálicas	1,25
	CP - Estruturas Moldadas no local	1,35*
	VT 90° - Vento a 90°	1,4
	SC - Sobrecarga de uso e ocupação	1,2
7	PP - Estruturas Metálicas	1
	CP - Estruturas Moldadas no local	1
	VT 90° - Vento a 90°	1,4

*Para estrutura em concreto protendido tomou o valor de 1,4.

Fonte: Acervo Pessoal

Neste dimensionamento foi considerada a análise não linear de segunda ordem com incorporação do efeito P-Delta.

Para o dimensionamento das estruturas foram considerados os piores casos de combinações para avaliar o aproveitamento dos elementos construtivos.

As combinações frequentes de serviço foram obtidas de forma análoga às anteriores, definida pela equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (F_{Gi,k}) + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^m (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (3-3)$$

Nesse caso, para a sobrecarga atuando como ação variável principal foi gerada a seguinte combinação:

Tabela 3-8 - Combinações de ELS para o sobrecarga como ação variável principal

Combinação	Carregamento	Coefficiente
1	PP - Estruturas Metálicas	1
	CP - Estruturas Moldadas no local	1
	SC - Sobrecarga de uso e ocupação	0,6

Fonte: Acervo Pessoal

Tomando o Vento a 0° (longitudinal à edificação) como ação variável principal foram geradas duas combinações, conforme a Tabela 3-9:

Tabela 3-9 - Combinações de ELS para o vento a 0° como ação variável principal

Combinação	Carregamento	Coefficiente
2	PP - Estruturas Metálicas	1
	CP - Estruturas Moldadas no local	1
	VT 0° - Vento a 0°	0,3
3	PP - Estruturas Metálicas	1
	CP - Estruturas Moldadas no local	1
	VT 0° - Vento a 0°	0,3
	SC - Sobrecarga de uso e ocupação	0,4

Fonte: Acervo Pessoal

Considerando o Vento a 90° (transversal à edificação) como ação variável principal foram obtidas mais duas combinações:

Tabela 3-10 - Combinações de ELS para o vento a 90° como ação variável principal

Combinação	Carregamento	Coefficiente
4	PP - Estruturas Metálicas	1
	CP - Estruturas Moldadas no local	1
	VT 90° - Vento a 90°	0,3
5	PP - Estruturas Metálicas	1
	CP - Estruturas Moldadas no local	1
	VT 90° - Vento a 90°	0,3
	SC - Sobrecarga de uso e ocupação	0,4

Fonte: Acervo Pessoal

Foram tomados os piores casos dentre as combinações de ações realizadas para realizar o cálculo das deformações das estruturas.

3.4 DIMENSIONAMENTO DO MODELO EM ESTRUTURA METÁLICA

A análise e dimensionamento da edificação em estrutura metálica foram realizados no programa SAP 2000 (2019) descrito no item 3.4.1. Como não havia disponível o módulo de verificação de estruturas mistas foi adotada a metodologia de avaliar as vigas mistas à parte em duas planilhas de cálculo. Dessa forma, as vigas secundárias foram dimensionadas com o uso da planilha da Bubach (2013), produto do trabalho de conclusão de curso “Vigas Mistas de Aço e Concreto Biapoiadas de Alma Cheia” e as vigas principais, a partir da planilha do CBCA (2018). Esta última planilha foi utilizada visto que é possível inserir cargas pontuais na viga a ser dimensionada, o que era necessário na verificação das vigas principais, as quais recebem o carregamento das vigas secundárias.

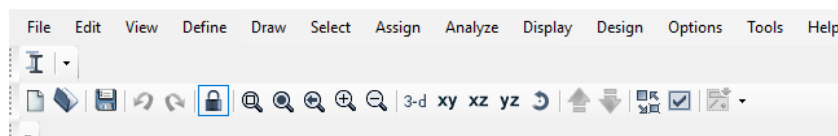
Dessa forma, a estrutura inteira foi modelada no programa SAP 2000 (2019), os carregamentos foram adicionados e as condições de cálculo e refino do modelo foram atribuídos de forma criteriosa, conforme detalhado no item 3.4.4 Porém, apenas a verificação dos pilares, as vigas metálicas da cobertura (nos pórticos) e a análise global da estrutura (deslocamentos horizontais) foram avaliados.

A laje mista com forma de aço incorporada *steel deck* foi dimensionada a partir de critérios do catálogo do fornecedor METFORM (2019), conforme ANEXO A – Catálogo Metform, o qual segue especificações da norma ABNT NBR 14323 – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios em Situação de Incêndio.

3.4.1 Sobre o programa de cálculo utilizado

O SAP 2000 (2019) é um programa estrutural de análise matricial pelo método dos elementos finitos. Com técnicas analíticas bem desenvolvidas, permite desde uma análise simples de um quadro estático 2D a uma grande e complexa análise não linear 3D, sendo possível ao usuário modelar diversos tipos estruturais e modelos variados. O software dispõe de quatro abas principais para a modelagem estrutural em questão, sendo elas: Definir, Atribuir, Analisar e Projeto, conforme .Figura 3-5.

Figura 3-5- Abas do programa SAP 2000 (2019) utilizados para o dimensionamento da edificação em estrutura metálica



Fonte: Adaptado do SAP 2000 (2019).

Na aba “Define” é possível escolher as primeiras definições do projeto como, por exemplo, os materiais considerados, as seções das barras, os carregamentos previstos e as combinações de ações. Nesta aba é possível determinar o tipo de análise a ser realizado (linear ou não linear) além de aplicar a consideração do efeito P-Delta na estrutura.

Na aba “Assign” é feita a atribuição das barras modeladas às suas respectivas seções pré-definidas. Além disso, é possível determinar as restrições de apoio nos nós da estrutura, atribuir os carregamentos ao modelo, de forma distribuída em elementos de barra ou casca e de forma pontual, em nós ou barra do modelo.

A aba “Analyze” refere-se à etapa de análise do modelo estrutural. É possível, nessa aba, definir os casos de carregamento que serão considerados na análise, verificar mensagens da análise em tempo real (enquanto o programa realiza as verificações), entre outros itens. Por fim na aba “Design” é dada ao usuário a opção de atribuir as definições de projeto, como a norma de cálculo a ser considerada, ajustes de comprimentos destravados do modelo e demais artifícios associados ao dimensionamento propriamente dito. O SAP 2000 não oferece a opção de dimensionamento de estruturas metálicas com base na norma brasileira NBR 8800:2008. Neste caso, foi adotada a norma americana AISC Load and Resistance Factor Design (LRFD).

3.4.2 Dimensionamento da laje mista de aço e concreto

A laje mista com fôrma incorporada de aço *Steel Deck* foi dimensionada a partir do catálogo do fornecedor METFORM (2019), o qual disponibiliza dois modelos: MF 50 (adotado em edificações urbanas como hotéis, escritórios e edifícios em geral) e MF 75 (utilizado em empreendimentos com necessidade de resistência a cargas

elevadas, como é o caso de edificações industriais). Inicialmente foi adotado o modelo MF 50 de uma laje de piso apoiada em vigas de aço e submetida a vãos múltiplos de 2,40 metros. Foi realizado o levantamento de cargas que atuam sobre a laje, as quais serão: 0,92 kN/m² de revestimento de piso e forro, 1,3 kN/m² de alvenaria de vedação e 4kN/m² de sobrecarga (pior caso, situação do auditório), explicitadas de forma detalhada no item 3.3.1.

A verificação foi realizada para uma laje com 110 mm de altura total de concreto (50 mm da Telha-fôrma e 60 mm de cobrimento) e com a Telha-fôrma de espessura 0,95 mm. Para essa laje não houve necessidade de utilização de escoramento, visto que o vão de 2,40 metros é inferior aos vãos máximos (simples, duplos ou triplos), relacionados na tabela de cargas (ANEXO A – Catálogo Metform)

A carga sobreposta total a atuar na laje após a cura do concreto será de 0,92 kN/m² + 1,3 kN/m² + 4 kN/m² = 6,22 kN/m². Conforme a tabela de cargas, para uma laje de altura de 110 mm e vão de 2,40 metros, a resistência da laje mista é de 6,31 kN/m².

Conforme especificações do catálogo, foi considerado o uso do concreto convencional com resistência a compressão fck de 30 MPa.

Para o dimensionamento dos demais elementos estruturais foi considerada a laje mista com peso próprio igual a 2,10 kN/m² indicado em catálogo, conforme item 3.3.1.

3.4.3 Dimensionamento das vigas mistas de aço e concreto

Para o estudo, foi adotado aço AR-345. As vigas mistas, tanto as principais quanto as secundárias foram consideradas como “não escoradas” e, por isso, foram dimensionadas tanto para as solicitações de construção quanto para as de utilização, em conformidade com a ABNT NBR 8800, que define combinações últimas para cada uma das situações (conforme item 3.3.3).

A escolha das vigas foi limitada para vigas de alma compacta e dimensionadas utilizando propriedades plásticas da seção mista. As vigas secundárias foram dispostas com nervuras da fôrma de aço perpendiculares ao eixo do perfil de aço e, por isso, dispensaram a análise à FLT (flambagem lateral por torção) antes de depois

da cura do concreto. As vigas principais, por terem o eixo do perfil de aço paralelo às nervuras da fôrma, foram submetidas à análise à FLT.

O dimensionamento das vigas mistas de aço e concreto foi realizado em duas etapas. Inicialmente foi feita a verificação das vigas secundárias, com o auxílio das planilhas de Bubach (2013). De início a planilha indica a escolha dos fatores de combinação que serão utilizados na combinação das ações variáveis, relativos ao uso e ocupação da estrutura, conforme Figura 3-6. Desse modo, para o cálculo das vigas mistas secundárias do primeiro pavimento, foi considerada a opção “II – Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas” e para as vigas mistas secundárias de cobertura, a opção “III – Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas.”

Figura 3-6 - Formulário de dados relativos ao uso e ocupação

Viga Mista

USO E OCUPAÇÃO DA EDIFICAÇÃO

☒ I - Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas

☐ II - Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas:

☐ III- Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas.

Ok

Fonte: Planilha Bubach (2013).

A próxima etapa (Figura 3-7) é a entrada dos dados gerais da viga (seção do perfil, comprimento e vão entre vigas, por exemplo), da laje (espessura, tipo de fôrma utilizada, entre outros) e conectores (diâmetro e quantidade por nervura e grau de

interação da seção mista). Além disso, é definido se a construção terá escoramento. Por último, são incluídas as solicitações de carregamento na viga, as quais foram descritas nos itens 3.3.1 e 3.3.2.

Figura 3-7 - Formulário de dados iniciais

Viga Mista

ENTRADA DE DADOS INICIAIS

PROJETO

DATA

DADOS GERAIS

TIPO DE LAJE

STUD BOLT

DEFINIR

TIPO DE PERFIL

SELECIONAR

INTERAÇÃO

INTERAÇÃO MÍNIMA

☐ TOTAL ☐ PARCIAL

GRAU DE INTERAÇÃO

ESCORAMENTO

☐ CONTRUÇÃO ESCORADA

☐ CONTRUÇÃO NÃO ESCORADA

VÃO DA VIGA

☐ VIGA DE EXTREMIDADE ☐ VIGA INTERMEDIÁRIA

VÃO ENTRE VIGAS (B) M

VÃO EM BALANÇO (A) M

DEFINIR VÃOS

SOLICITAÇÕES

☐ MANUAL ☐ DEFINIR CARREGAMENTOS

COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS			
ANTES DA CURA		DEPOIS DA CURA	
Vsd	kN	Vsd	kN
Msd (+)	kNm	Msd (+)	kNm

DEFINIR

MODIFICAR OCUPAÇÃO

CANCELAR

VERIFICAÇÃO

Fonte: Planilha Bubach (2013).

A última etapa consiste na apresentação dos resultados finais, após a verificação da viga, conforme mostrado na Figura 3-8.

Figura 3-8 - Formulário de verificação

VERIFICAÇÃO X

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS
AÇO - CONCRETO

ANTES DA CURA

ESTADO LIMITE ÚLTIMO

VIGA DE AÇO ISOLADA

AÇÃO	SOLICITANTE		RESISTENTE		RESULTADO	APROVEITAMENTO
FLT	Nao se aplica	kN.m	Nao se aplica	kN.m		
FLA	12.35	kN.m	61.99	kN.m	APROVADO	20 %
FLM	12.35	kN.m	61.99	kN.m	APROVADO	20 %

DEPOIS DA CURA

ESTADO LIMITE ÚLTIMO

VIGA MISTA

AÇÃO	SOLICITANTE		RESISTENTE		RESULTADO	APROVEITAMENTO
MOMENTO FLETOR	29.92	kN.m	122.24	kN.m	APROVADO	25 %
ESFORÇO CORTANTE	38.3	kN	198.72	kN	APROVADO	20 %

CONECTOR

AÇÃO	SOLICITANTE		RESISTENTE		RESULTADO	APROVEITAMENTO
ESFORÇO CORTANTE	469.59	kN	474.43	kN	APROVADO	99 %

ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

AÇÃO	FLECHA		FLECHA LIMITE		RESULTADO	APROVEITAMENTO
DEFORMAÇÃO	0.41	cm	0.9	cm	APROVADO	46 %

MODIFICAR DADOS

VER RELATÓRIO

Fonte: Planilha Bubach (2013).

Após a definição da seção do perfil de aço das vigas mistas secundárias, foi feito o dimensionamento das vigas principais, adotando, além dos carregamentos convencionais apresentados nos itens 3.3.1 e 3.3.2, os carregamentos pontuais transferidos das vigas secundárias para as principais. Para essa segunda etapa foi utilizada a planilha do CBCA (2008).

Na primeira aba da planilha do CBCA (2008) é possível definir os dados gerais da viga mista a ser dimensionada, conforme mostrado na Figura 3-9.

Figura 3-9 - Aba de dados gerais da viga mista



CBCA
Centro Brasileiro da Construção em Aço



UFOP

VIGA MISTA BIAPOIADA

Verificação

Quadro Resumo Imprime Formulações

Projeto: **CT 1**

Responsável: **Isabela Maia**

Data: **22-Apr**

Materiais

Concreto

Classe de Concreto (f_{ck} , MPa): **30**

Peso Próprio (kN/m^3): **24**

Aço do Perfil

Tensão de Escoamento (f_y , MPa): **300**

Módulo de Elasticidade (E_s , MPa): **200000**

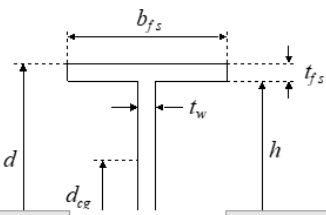
Perfil

escolha da lista (acima) ou monte um perfil customizado (checar primeiro se perfil já é de série)

Obs.: valores em mm

	Atual:	Opções:
Altura (d):	313	313 ...
Alt. Alma (h):	291.4	...
Esp. Alma (t_w):	6.6	6.6 ...
Larg. Mesa Sup. (b_{fs}):	102	102 ...
Esp. Mesa Sup. (t_{fs}):	10.8	10.8 ...
Larg. Mesa Inf. (b_{fi}):	102	102 ...
Esp. Mesa Inf. (t_{fi}):	10.8	10.8 ...

Pos. CG (inferior):	156.5	mm
Massa:	32.4	kg/m
Área:	41.26	cm ²
Inércia x (I_x):	6393	cm ⁴
Módulo Resistente x (W_{xx}):	409	cm ³
Módulo Resistente y (W_{yy}):	409	cm ³
Raio de Giração x (r_x):	12.45	cm
Módulo Plástico (Z_x):	473	cm ³
Inércia y (I_y):	192	cm ⁴
Módulo Resistente y (W_y):	38	cm ³
Raio de Giração y (r_y):	2.16	cm
Módulo Plástico y (Z_y):	59	cm ³
Raio de Giração Torção (r_t):	2.60	cm
Inércia Torção (I_t):	11.46	cm ⁴
Coef. Empenamento (C_w):	43612	cm ⁶
h/t_w :	44	$(h/t_w)_{lim}$ 97 147



Dados Viga Mista

Verificação

Formulações

Fonte: Adaptado da planilha do CBCA (2008).

Nesta primeira etapa foram incluídas informações sobre a laje a ser utilizada (mista, steel deck ou treliçada), definições da seção do perfil de aço, vão a ser considerado, carregamentos solicitantes e definição dos conectores de cisalhamento. A escolha desta planilha para verificação das vigas principais deve-se sobretudo a possibilidade de incluir carregamentos pontuais sobre o perfil para inclusão dos carregamentos devido às vigas secundárias. Tal artifício não é possível na planilha de Bubach (2013), visto que só aceita carregamentos distribuídos linearmente.

3.4.4 Dimensionamento dos pilares metálicos e análise global da estrutura

No programa SAP 2000 foi realizado o dimensionamento dos pilares metálicos, vigas metálicas da cobertura (apenas as situadas nos pórticos) e contraventamentos e a análise global da estrutura, adotando, para o estudo, aço AR-345. Foi utilizado no modelo a análise de segunda ordem considerando o efeito P-delta. Diante disso,

adotou-se comprimento de flambagem igual a 1 para todos os elementos, em conformidade com a ABNT NBR 8800. Foram determinados em 200 e 300 os índices de esbeltez máxima para esforços de compressão e tração, respectivamente. Os contraventamentos em X adotados no modelo foram dimensionados para trabalharem somente à tração, com índice de esbeltez menor ou igual a 300.

A verificação dos pilares, vigas metálicas da cobertura e contraventamentos da estrutura quanto aos limites últimos fez-se pela análise dos esforços solicitante em cada elemento, pelos seus efeitos combinados e pela verificação do limite de esbeltez dos perfis.

O deslocamento foi obtido através das combinações frequentes de serviço para comparação com os deslocamentos admissíveis.

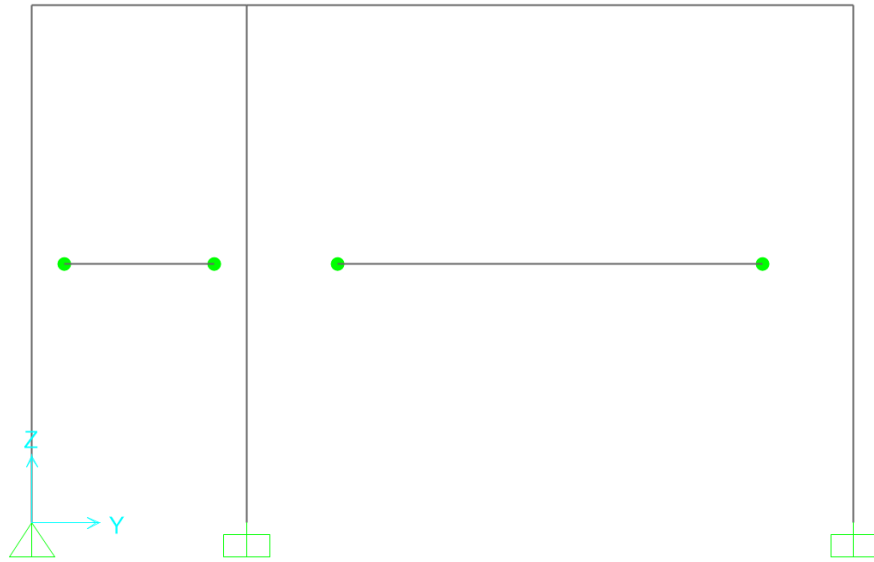
Conforme ilustra a Figura 3-10, o pórtico é composto de um principal, com vão de 8,90 m, bases dos pilares engastadas e ligações rotuladas entre as vigas e os pilares no primeiro andar e conexões engastadas no nível da cobertura, e um secundário, semelhante ao pórtico principal, porém com 3,13 m de vão, conforme esquema retirado do programa SAP 2000 (2019). Para fins de dimensionamento da estrutura foram estabelecidos pórticos transversais espaçados ao longo da direção longitudinal do edifício, conforme Figura 3-11 e Figura 3-12, com espaçamento variável entre 4,80 m e 7,20 m, conforme compatibilização com o projeto arquitetônico. É importante destacar que o sistema estrutural transversal foi definido como uma estrutura aporticada (no nível da cobertura) e bases engastadas na direção transversal e rotuladas na direção longitudinal. Com essa configuração foi possível conseguir a rigidez necessária ao deslocamento horizontal da estrutura.

No sentido longitudinal foram definidos contraventamentos verticais para garantir a estabilidade da estrutura nessa direção, conforme Figura 3-11. Na Figura 3-12 é apresentado o plano de bases, o qual será melhor apresentado no APÊNDICE C – Desenhos de projeto (estrutura metálica).

Além disso, a edificação possui duas caixas de escada externas aos pórticos citados, as quais também foram modeladas no programa. As vigas das escadas foram dimensionadas como vigas metálicas bi apoiadas conforme identificado na Figura 3-13.

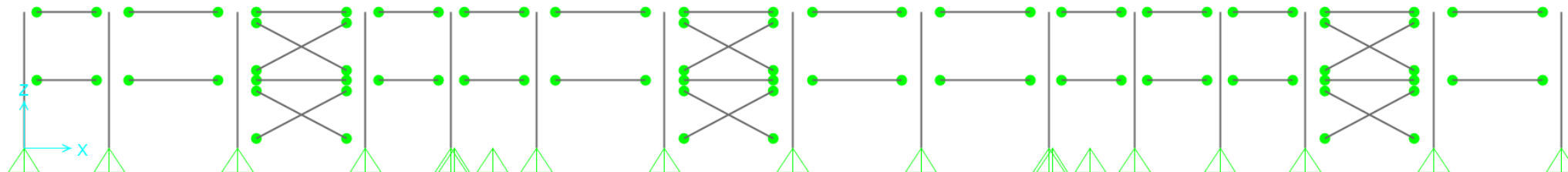
Na Figura 3-14 é mostrada uma vista renderizada do modelo de cálculo.

Figura 3-10 - Seção típica dos eixos



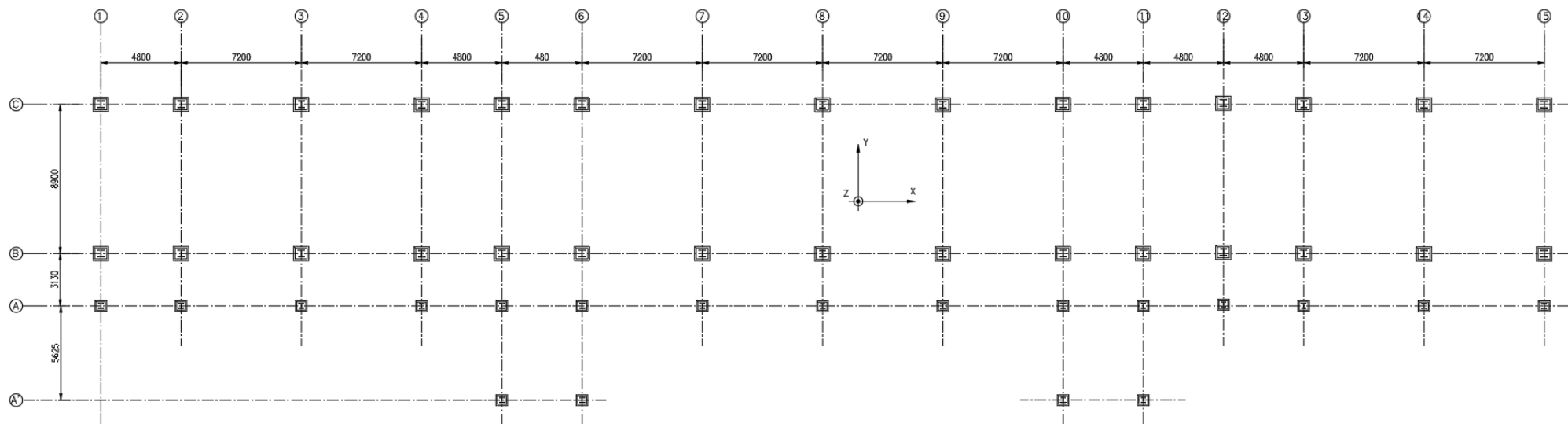
Fonte: Adaptado do SAP 2000 (2019)

Figura 3-11 - Seção típica das filas



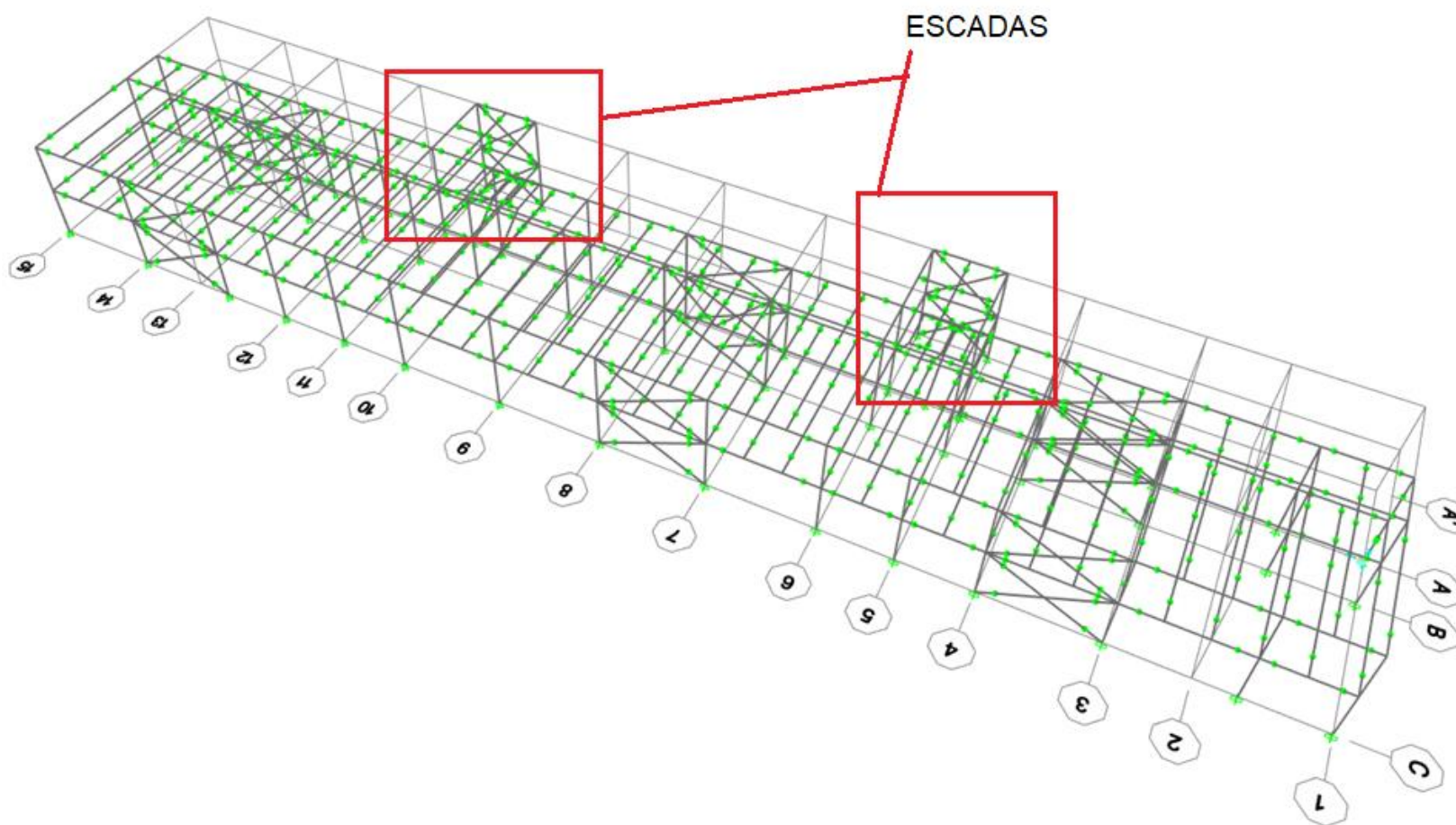
Fonte: Adaptado do SAP 2000 (2019)

Figura 3-12 - Plano das bases



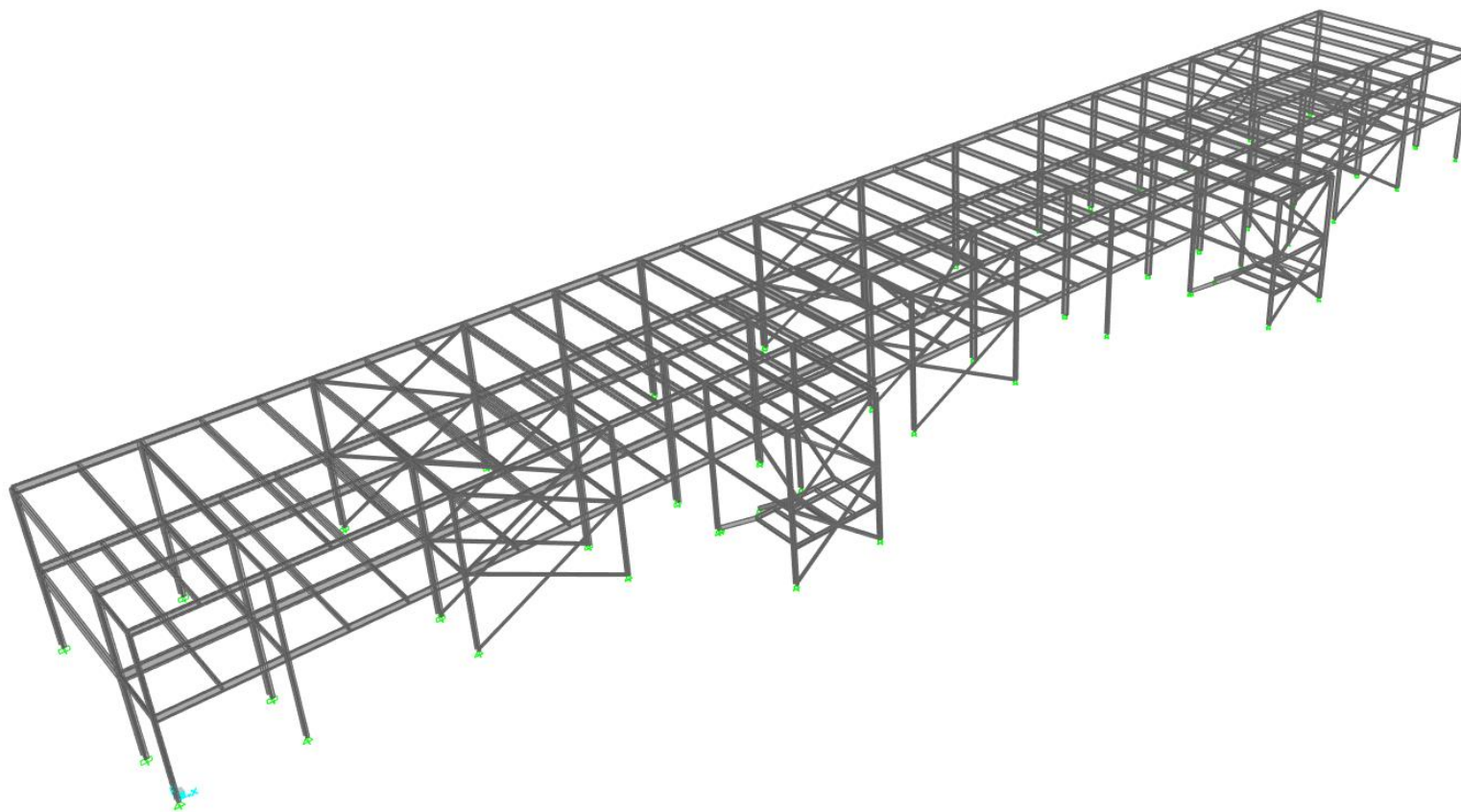
Fonte: Acervo Pessoal (2020)

Figura 3-13 - Perspectiva do modelo de barras do edifício – Identificação das escadas



Fonte: Adaptado do SAP 2000 (2019)

Figura 3-14 - Vista renderizada em perspectiva do edifício



Fonte: Adaptado do SAP 2000 (2019)

3.4.5 Estado Limite Último

Para o dimensionamento das vigas mistas de aço e concreto foram consideradas as combinações últimas de construção para dimensionar as seções de aço submetidas a carregamentos na fase de construção, antes da cura do concreto. Para o dimensionamento da seção mista das vigas e para os demais elementos metálicos, foram inseridas as combinações últimas normais. Em ambos os dimensionamentos se buscou a economia, procurando deixar a razão entre os esforços solicitantes e resistentes o máximo possível próximo de 1. Nas vigas mistas, por exemplo, foi utilizada interação parcial entre a viga de aço e a laje de concreto, visando a redução da quantidade de conectores e mantendo o índice de aproveitamento da seção mista próximo de 1. Além do aproveitamento dos elementos, foi verificada também a esbeltez das barras e disposições construtivas.

Para barras de mesma propriedade foram adotadas as mesmas seções ocasionando, inevitavelmente, elementos superdimensionados, os quais encontram-se menos carregados. Porém, este critério foi adotado a fim de facilitar a etapa de execução e não aumentar o custo unitário do aço.

3.4.6 Estado Limite de Serviço

Os elementos da estrutura foram submetidos à análise no estado limite de serviço, onde não há consideração dos efeitos de segunda ordem, nem aplicação de P-delta na estrutura. Para esse dimensionamento foram considerados carregamentos das combinações frequentes de serviço, em conformidade com a ABNT NBR 8800.

Para as vigas mistas situadas no primeiro pavimento a flecha máxima adotada foi de $L/350$, sendo L , em todos os casos, o comprimento das barras. Para as vigas mistas de cobertura a flecha máxima adotada foi de $L/250$. A Tabela 3-11 mostra um resumo dos deslocamentos verticais máximos para as vigas do primeiro pavimento e da cobertura.

No que se refere à análise global da estrutura, o deslocamento máximo do topo dos pilares em relação a base, visto que o edifício em questão possui dois pavimentos, é de $H/400$, sendo H a altura destes. Além disso, o deslocamento horizontal relativo

entre os dois pisos não deve exceder $h/500$, sendo h o pé direito do andar. A Tabela 3-12 apresenta os deslocamentos horizontais máximos considerando as dimensões de projeto.

Tabela 3-11 - Deslocamentos verticais máximos em vigas

DESLOCAMENTOS VERTICAIS (mm)			
1° Pavimento		Cobertura	
L (mm)	L/350	L (mm)	L/250
8900	22,25	8900	17,8
7200	18	7200	14,4
4800	12	4800	9,6
3200	8	3200	6,4

Fonte: Acervo Pessoal

Tabela 3-12 - Deslocamentos horizontais máximos na estrutura

DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS (mm)			
Topo do pilar		Entre pavimentos	
H (mm)	H/400	h (mm)	h/500
7600	19	3800	7,6

Fonte: Acervo Pessoal

Para vigas que excederem o limite de deslocamento vertical estabelecido ainda é possível utilizar o artifício da contra flecha, a fim de evitar aumentar a seção do perfil de aço e o peso de aço da construção. Nesse contexto, é possível deduzir o valor de contra flecha até o limite do valor da flecha proveniente das ações permanentes, conforme orienta a ABNT NBR 8800:2008.

3.5 DIMENSIONAMENTO DO MODELO EM CONCRETO PROTENDIDO

O modelo estrutural dimensionado com laje em concreto protendido foi idealizado completo, porém, devido a limitação da licença fornecida pela universidade do programa TQS Unipro, aonde nesta versão não é possível processar os esforços em lajes maiores que 1000 m² (a laje do CT1 possui 1143,61 m²), foi necessário separar o edifício em duas partes para efeito de processamento no programa. Portanto, a realização de todos os cálculos foi feita em cada parte isoladamente.

Então, o edifício foi dividido em duas partes por meio de uma junta de dilatação no alinhamento dos pilares P7, P21 e P36, os quais foram duplicados para uma melhor compatibilização do modelo estrutural, principalmente dos cabos de protensão, que necessitam de apoio em suas extremidades.

Sendo assim, o modelo protendido foi dimensionado no programa TQS Unipro, sendo avaliados e calculados todos os carregamentos adicionados, para a análise de deformação de laje (que deve atender aos limites da norma, de acordo com o item 3.3.1), análise de pilares e a análise global da estrutura.

Neste capítulo será abordado, de maneira sucinta, os principais métodos e critérios normativos empregados no dimensionamento dos elementos estruturais do modelo em concreto protendido.

De acordo com Filho (2002), existem dois grandes grupos de métodos para análise estrutural. O primeiro, consiste no modelo onde os elementos do pavimento, incluindo as lajes, são substituídos por conjunto de barras com características equivalentes à estrutural real. Pode-se citar o Método dos Pórticos Equivalentes e a Analogia por Grelha como exemplos.

O segundo grupo consiste no modelo onde o pavimento é tratado como um meio contínuo. Inclui procedimentos numéricos que permitem resolver as equações diferenciais que regem o comportamento da estrutura do piso do edifício. Pode-se citar como exemplos o Método dos Elementos Finitos, o Método dos Elementos de Contorno e o Método das Diferenças Finitas.

O sistema TQS utilizado para o desenvolvimento deste trabalho realiza o cálculo das solicitações dos elementos de viga, pilar utilizando elementos de pórtico espacial e as

lajes pelos processos de grelha equivalente ou por elementos finitos planos, inclui a análise de estabilidade, dimensionamento, detalhamento e desenhos de formas, vigas, pilares, lajes, blocos e sapatas.

A classe de agressividade ambiental foi considerada como Classe II, moderada para região urbana conforme a Tabela 3-13.

Tabela 3-13 – Classes de agressividade ambiental

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 ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível 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).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Na análise estrutural, somente serão tratados os carregamentos estáticos e considerando apenas o comportamento elástico-linear do pavimento.

3.5.1 Sobre o programa de cálculo utilizado

O programa utilizado para o dimensionamento da estrutura em concreto protendido foi o TQS UNIPRÓ (Educativo) VERSÃO V21, com a licença fornecida pela UFES.

O TQS (concreto armado e protendido) é um software comercializado pela empresa TQS em diferentes pacotes (Pleno, Unipro, EPP etc.), projetados de acordo com o porte da estrutura a ser calculada.

Neste modelo, realiza-se a determinação de esforços, deslocamentos, tensões e reações resultantes das combinações de carregamento impostas ao pavimento. O processo de grelha pode ser utilizado tanto para estruturas de concreto armado quanto para estruturas de concreto protendido.

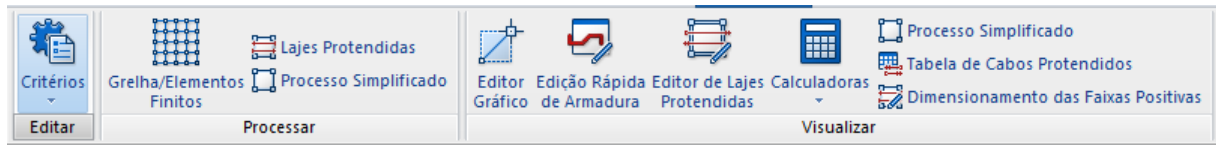
Em conformidade com Filho (2002, p.136):

O programa adota regiões de protensão uniforme e regiões de transferência de esforços. Nessas regiões são colocadas as tensões referentes à força de protensão que são sobrepostas às tensões oriundas das solicitações da laje. A região de protensão uniforme, ou RPU, é definida como uma região poligonal da laje onde são adotados os mesmos espaçamentos, diâmetros, forças de protensão e perfis para todos os cabos. A região de transferência de esforços, ou RTE é definida como uma região poligonal da laje, que contém uma ou diversas RPU's e que determinam a região para extração das solicitações (momentos fletores) para as RPU's e as dimensões da seção transversal que serão empregadas no dimensionamento. Resumindo, a RPU determina a região para o perfil dos cabos e a RTE determina a região de influência da protensão, podendo conter uma ou mais RPU's.

O Lajes Protendidas é um módulo opcional do TQS que permite o uso de laje protendida na modelagem estrutural e o seu dimensionamento. É uma ferramenta computacional que permite que projetos de lajes protendidas sejam elaborados de forma completa e altamente profissional. Abrange todas as etapas do projeto: análise (flechas, esforços, hiperestáticos de protensão), dimensionamento (tensões, fissuração, As passiva, perdas), detalhamento e desenho (planta e elevação de cabos e tabela com quantitativos).

Por meio de um editor gráfico específico, chamado “editor de lajes protendidas” conforme mostra a Figura 3-15 a protensão no pavimento pode ser definida de acordo com a melhor forma definida pelo engenheiro estrutural.

Figura 3-15 - Aba Lajes do programa TQS UNIPRÓ VERSÃO V21



Fonte: Adaptado do TQS UNIPRÓ VERSÃO V21.

Ainda na aba lajes do programa TQS UNIPRÓ VERSÃO V21, é possível fazer a edição da armadura passiva necessária para a laje protendida, no menu Edição Rápida de Armaduras, conforme mostra a Figura 3-15

.O Lajes Protendidas permite a utilização de sistemas compostos por cordoalhas aderentes ou por cordoalhas engraxadas (não-aderentes). As características de cada tipo de cordoalha são editáveis, de modo que o usuário possa utilizar as características específicas por cada fabricante. No caso deste trabalho, foi utilizada cordoalhas engraxadas (não-aderentes) conforme mostra a Figura 3-16.

Figura 3-16 - Critérios de lajes protendidas - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21



Fonte: Adaptado do TQS UNIPRÓ VERSÃO V21.

3.5.2 ELU E ELS

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto – procedimento, a definição de estado limite último (ELU) é: “Estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.”

De acordo com FILHO (2002 p. 81) “Quando uma estrutura se torna inapta à função para qual foi dimensionada, entende-se que ela atingiu um estado limite.”

Conforme Pedrozo (2008, p.45) “No caso das lajes verifica-se o ELU à flexão e ao funcionamento, servindo o Estado Limite de Utilização ou de Serviço (ELS) para o controle de fissuras, deformações, vibrações e para a verificação da resistência ao fogo e a proteção contra a corrosão”.

De acordo com Passamani (2019, p.58) “O desempenho em serviço de uma estrutura consiste na sua capacidade de manter-se em condições plenas de utilização durante sua vida útil, sem apresentar danos que comprometam o uso para o qual foi projetada.”

3.5.3 Posicionamento de pilares e espessura da laje

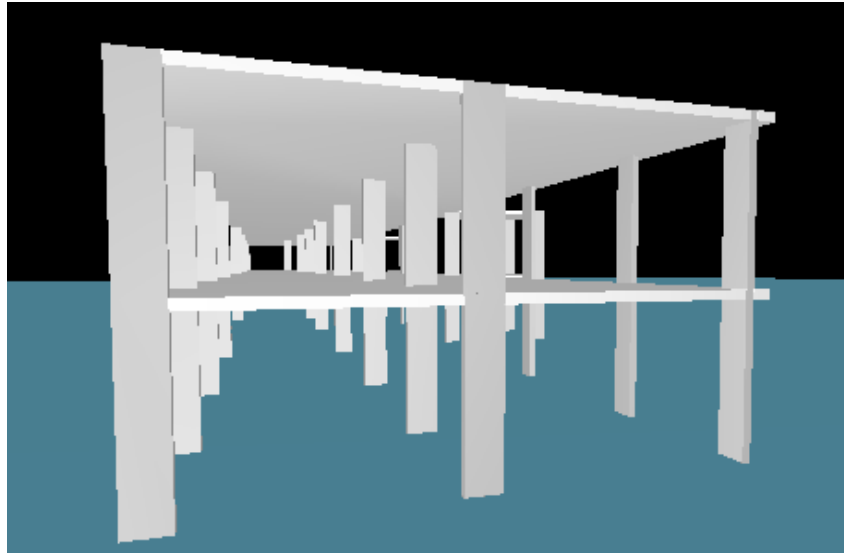
O critério para a escolha da posição dos pilares tal como suas dimensões, o posicionamento de vigas (quando há necessidade) e a espessura das lajes serão os critérios de segurança baseados nos Estados Limites de acordo com a norma ABNT NBR 6118:2014, sendo importante também fazer a análise de melhor custo benefício do modelo estrutural.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 “O Estado Limite último é o estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.”

Nesse caso, os pilares foram posicionados de forma a encaixar nas alvenarias existentes na medida do possível e ao mesmo tempo manter um espaçamento homogêneo entre os vãos da laje. Para melhores resultados se tratando de lajes protendidas, é valioso se atentar para o alinhamento dos pilares e espaçamentos similares entre eles, isso amplia a precisão do comportamento estrutural do modelo.

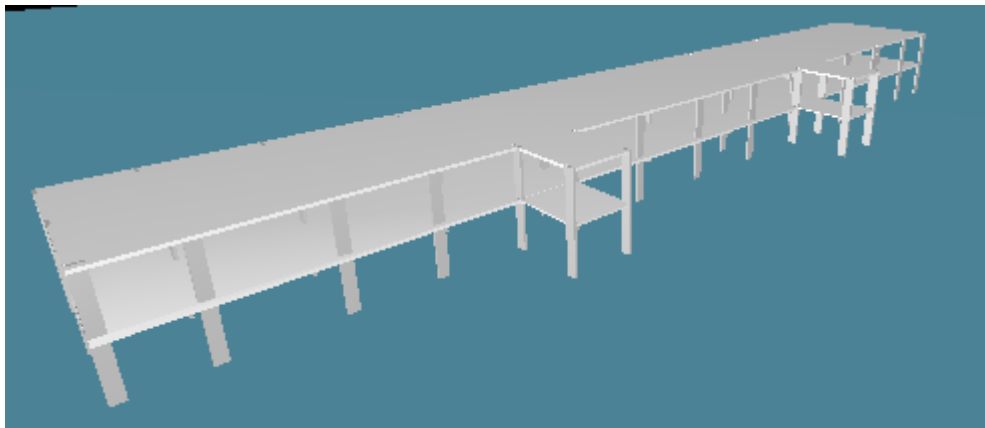
Conforme mostram a Figura 3-17 e Figura 3-18 pode-se observar o alinhamento dos pilares na estrutural.

Figura 3-17 - Modelo 3D - Perspectiva



Fonte: Adaptado do TQS UNIPRÓ VERSÃO V21.

Figura 3-18 - Modelo 3D - Perspectiva



Fonte: Adaptado do TQS UNIPRÓ VERSÃO V21.

Para as lajes lisas protendidas são recomendados vãos de até 8 m, sendo essas as mais vantajosas quando se trata de estética, funcionalidade e método construtivo.

De acordo com Pedrozo (2008) o ideal é que os pilares sejam espaçados igualmente nas duas direções do pavimento, para que o comportamento estrutural apresente melhor precisão. Após isso busca-se a melhor altura pré estimada de laje.

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece a espessura mínima de 16 cm para lajes planas protendidas, sendo o vão mínimo, igual a $L/42$ para lajes de piso biapoiadas e $L/50$ para laje de piso contínuas.

Em conformidade com Loureiro (2006, p.1739) “Segundo as recomendações do PTI Post-tensioning Institute, a relação vão/espessura (esbeltez) deve ser: $40 \leq L/h \leq 45$, para lajes de piso; e $45 \leq L/h \leq 48$, para lajes de forro”.

3.5.4 Dimensionamento da laje protendida

O tipo de laje utilizada neste trabalho, para os dois pavimentos da construção foi laje plana maciça protendida sem capitéis (lajes lisas), com espessura de 22 cm

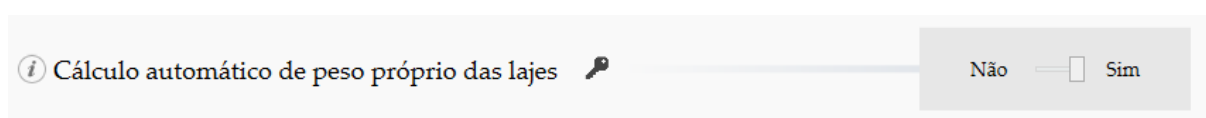
Em conformidade com Faria (2004, p.87) “Como vantagens, esse sistema com lajes planas maciças sem capitéis apresentam um custo de formas mais baixo, flexibilidade na disposição das colunas, teto liso, grande flexibilidade, sobre o teto, para o layout das instalações.”

3.5.4.1 Cargas de utilização

O peso próprio da laje em concreto protendido pode ser calculado através da multiplicação do volume da laje pelo peso específico do concreto utilizado. De acordo com a norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 “Se a massa específica real não for conhecida, para efeito de cálculo, pode-se adotar para o concreto simples o valor 2 400 kg/m³ e para o concreto armado 2 500 kg/m³”.

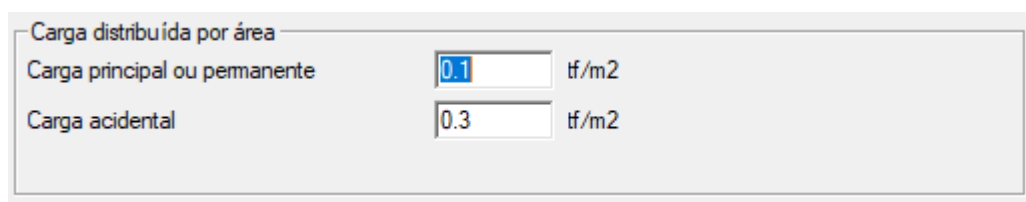
Sendo assim o peso próprio adotado para a laje da estrutura deste trabalho foi calculado automaticamente pelo programa de cálculo utilizado, o TQS UNIPRÓ VERSÃO V21 de acordo com a Figura 3-19 mostrada abaixo. E levando-se em consideração possíveis cargas de piso e forro, foi utilizado o valor de 1 kN/m² para carga principal ou permanente da laje conforme a Figura 3-20.

Figura 3-19 - Critérios de cargas - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21



Fonte: Adaptado do TQS UNIPRÓ VERSÃO V21.

Figura 3-20 - Carregamentos da laje - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21



Carga distribuída por área	
Carga principal ou permanente	0.1 tf/m2
Carga accidental	0.3 tf/m2

Fonte: Adaptado do TQS UNIPRÓ VERSÃO V21.

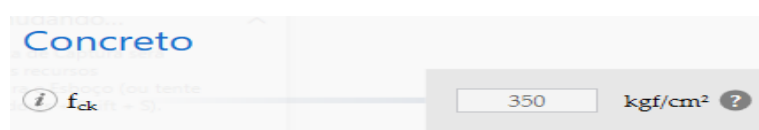
A carga accidental ou variável lançada sobre a laje foi estabelecida de acordo com a NBR 6120:2019 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações. No primeiro pavimento foi lançada uma carga de 3 kN/m², com exceção da região do auditório, em que foi lançada 4 kN/m². Na cobertura foi usada uma carga de 1 kN/m² em toda a sua extensão de laje.

Em relação as cargas de alvenaria que atuam sobre a laje do primeiro pavimento explicitadas de forma detalhada no item 3.3, foi considerada uma carga de alvenaria principal ou permanente no valor de 5,05 kN/m. Na cobertura, foi considerada ser laje impermeabilizada, porém foi lançada uma carga de alvenaria no entorno da laje no valor de 1,33 kN/m.

3.5.4.2 Materiais utilizados

Conforme recomenda a norma brasileira ABNT NBR 6118:2014, de acordo com a classe de agressividade, foi considerado o uso do concreto resistência a compressão fck de 35 Mpa, conforme mostra a Figura 3-21 e a Figura 3-22. O critério de fck do concreto é definido em dados do edifício, durante a fase de criação do projeto.

Figura 3-21 - Fck do concreto utilizado - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21



Concreto

recursos

i f_{ck} (ou teste)

350 kgf/cm² ?

Fonte: Adaptado do TQS UNIPRÓ VERSÃO V21.

Figura 3-22 - Critérios para dimensionamento de laje - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21

Concreto\Elem. Estruturais\Lajes\Materiais**Concreto** f_{ck} : 350 kgf/cm² $f_{ctk,sup}$: 41,73 kgf/cm² $f_{ctk,inf}$: 22,47 kgf/cm² γ_c : 1,4 E_{cs} : 294029,1562 kgf/cm²

Fonte: Adaptado do TQS UNIPRÓ VERSÃO V21.

As cordoalhas utilizadas, são cordoalhas não-aderentes (engraxadas) de aço CP190 RB 12.7, ou seja, com bitola de 12,7 mm e a Tabela 3-14 mostra suas principais características.

Tabela 3-14 - Características das cordoalhas de 12,7 mm e da de 15,2 mm

Cordoalha	ϕ (mm)	$A_{aprox.}$ (mm ²)	A_{minima} (mm ²)	Massa aprox. (kg/km)	Carga min. de ruptura		Carga mín. com 1% alongamento		Along. Após ruptura (%)
					(kN)	(kgf)	(kN)	(kgf)	
CP 190 RB 7	12,7	101,4	98,7	792	187,3	18730	168,6	16860	3,5
	15,2	143,5	140,0	1126	265,8	26580	239,2	23920	3,5

Fonte: FILHO (2002 p. 140).

3.5.4.3 Armadura passiva

Em conformidade com a norma brasileira ABNT NBR 6118:2014:

Para melhorar o desempenho e a ductilidade à flexão, assim como controlar a fissuração, são necessários valores mínimos de armadura passiva. Essa armadura deve ser constituída preferencialmente por barras com alta aderência ou por telas soldadas.

A armadura passiva utilizada no projeto é tipo CA-50 e CA-60 e suas principais características estão representadas na Tabela 3-15.

Tabela 3-15 - Características da armadura passiva

ϕ (mm)	Massa aprox. (kg/m)	Seção Nominal (mm ²)
6,3	0,245	31,2
8,0	0,395	50,3
10,0	0,617	78,5
12,5	0,963	122,7
16,0	1,578	201,1

FILHO (2002 p. 140)

A armadura passiva positiva incorporada a laje lisa protendida, deve obedecer aos valores mínimos estabelecidos pela Tabela 3-16, da norma brasileira ABNT NBR 6118:2014. Para esta malha positiva, será utilizada tela soldada Q196 ($\emptyset$ 5 c/10) de acordo com a tabela de tela soldada da Gerdau, conforme mostra a Figura 3-23, o que totaliza um peso de 3300 kg de aço para cada laje da estrutura (1º pavimento e cobertura).

Tabela 3-16 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas	Elementos estruturais com armadura ativa aderente	Elementos estruturais com armadura ativa não aderente
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,67\rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5\rho_p \geq 0,67\rho_{min}$ (ver 19.3.3.2)
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67\rho_{min}$	$\rho_s \geq 0,67\rho_{min} - \rho_p \geq 0,5\rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5\rho_p \geq 0,5\rho_{min}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,5\rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5\rho_p \geq 0,5\rho_{min}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5\rho_{min}$		-
Onde: $\rho_s = A_s/b_w h$ e $\rho_p = A_p/b_w h$. NOTA Os valores de ρ_{min} constam na tabela 17.3.			

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Figura 3-23 – Tela soldada Q196



Fonte: Catálogo de tela soldada da Gerdau.

No projeto foi considerada uma armadura positiva com o valor mínimo destacado em vermelho na Tabela 3-16 acima, sendo o ρ_{min} calculado de acordo com o f_{ck} do concreto, indicado na Tabela 3-17.

Tabela 3-17 - Valores mínimos para armaduras passivas aderentes

Forma da seção	Valores de $\rho_{min}^{1)}$ ($A_{s,min}/A_c$) %							
	$\frac{f_{ck}}{\omega_{min}}$	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,035	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288
T (mesa comprimida)	0,024	0,150	0,150	0,150	0,150	0,158	0,177	0,197
T (mesa tracionada)	0,031	0,150	0,150	0,153	0,178	0,204	0,229	0,255
Circular	0,070	0,230	0,288	0,345	0,403	0,460	0,518	0,575
¹⁾ Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado com base no valor de ω_{min} dado. NOTA Nas seções tipo T, a área da seção a ser considerada deve ser caracterizada pela alma acrescida da mesa colaborante.								

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Deve-se armar a laje com armadura passiva negativa sobre os apoios com valores mínimos estabelecidos pela norma brasileira ABNT NBR 6118:2014.

A área de aço mínima da armadura passiva negativa sobre os apoios, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 é de acordo com a fórmula abaixo:

(3-4)

$$A_s \geq 0,00075 * H * V_m$$

Onde:

H é a altura da laje;

V_m é o vão médio da laje medido na direção da armadura a ser colocada.

Em conformidade com a norma ABNT NBR 6118:2014, “essa armadura deve cobrir a região transversal a ela, compreendida pela dimensão dos apoios acrescida de $1,5 \cdot h$ para cada lado”, conforme foi feito no projeto de armações apresentado no item 4.2.

A área de aço calculada deve ser distribuída na faixa estabelecida por norma. Então calcula-se o valor da área de aço por metro necessária (cm^2/m). Que foi calculada com a fórmula abaixo:

(3-5)

$$\frac{As}{m} \left(\frac{\text{cm}^2}{m} \right) = \frac{As}{L + (2 * 1,5 * H)}$$

Sendo:

As a área de aço mínima calculada acima;

L a largura do pilar no sentido da faixa de distribuição dos ferros;

H a altura da laje.

Dividindo a As/m pela área de aço da bitola que mais convém e encontra-se o número de barras por metro que deve ser utilizado para a área de aço calculada, que pode ser distribuído na faixa estabelecida pela norma ABNT NBR 6118:2014.

Para distribuir as barras deve-se calcular o espaçamento necessário em centímetros entre as barras de aço. O espaçamento é calculado dividindo-se uma faixa de 1 metro (100 cm) pelo número de barras calculado.

Foi calculado também o comprimento da armadura, com a seguinte fórmula:

(3-6)

$$C = \left(\frac{\text{MaiorVão}}{5} * 2 \right) + L_{\text{pilar}}$$

Sendo:

C o comprimento da barra;

MaiorVão o maior vão no sentido da barra da armadura;

3.5.4.4 Cobrimento da laje protendida

O cobrimento utilizado na laje protendida foi 3,5 cm na parte inferior da laje e 2,5 cm na parte superior da laje, de acordo com a classe de agressividade considerada (CAA II), conforme mostra a Tabela 3-18 e a Figura 3-25 abaixo.

Tabela 3-18 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Figura 3-25 - Cobrimentos utilizados - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21

Cobrimentos em cm

	Inferior	Superior	Diferença secundária	
Lajes em geral	2.5	2.5	0	0
Lajes protendidas	3.5	2.5	0	
Vigas	3			
Pilares	3			
Fundações	4		0	

Fonte: Adaptado do TQS UNIPRÓ VERSÃO V21.

O cobrimento menor para a face superior está de acordo com a norma, pois será executado contrapiso. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 “Para a face superior de lajes que serão revestidas com argamassa de contrapiso, entre outros revestimentos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm”.

De acordo com o 7.4.7.5 da norma ABNT NBR 6118:2014:

“Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser:

- a) $c_{nom} \geq \phi$ barra;
- b) $c_{nom} \geq \phi$ feixe = $\phi_n = \phi$ n;
- c) $c_{nom} \geq 0,5 \phi$ bainha.”

3.5.4.5 Análise de Deformação

A ABNT NBR 6118:2014 afirma que “[...] deslocamentos limites são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura.”

Os limites de deformação são especificados pela Tabela 3-19 da ABNT NBR 6118:2014, mostrados na Tabela 3-19 a seguir.

Tabela 3-19 - Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$\ell / 250$
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	$\ell / 350$
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$\ell / 250^{(1)}$
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	$\ell / 350 + \text{contraflecha}^{(2)}$
			Ocorrido após a construção do piso	$\ell / 600$
	Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$\ell / 500^{(3)}$ ou 10 mm ou $\theta = 0,0017 \text{ rad}^{(4)}$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$\ell / 250^{(3)}$ ou 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação freqüente ($\psi_1 = 0,30$)	$H/1\,700$ ou $H/850^{(5)}$ entre pavimentos ⁽⁶⁾
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$\ell / 400^{(7)}$ ou 15 mm
	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após construção do forro	$\ell / 350$
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após construção do forro	$\ell / 175$
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenagem	$H/400$
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.		

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

Para limitar a deformação da laje protendida do projeto foi utilizado o tipo de efeito de aceitabilidade sensorial, considerando as cargas as cargas acidentais, então o valor do deslocamento limite foi $L/350$, sendo L o vão onde a deformação está sendo analisada.

A análise por grelha é um procedimento simples que pode ser usado de maneira satisfatória para o cálculo dos esforços e de deslocamentos decorrentes da aplicação de carregamentos no pavimento de edifícios. No caso de lajes sem vigas (lajes cogumelo ou lisas), este método apresenta resultados coerentes.

O espaçamento de malha utilizado para verificação de grelha está explícito na Figura 3-26.

Figura 3-26 – Espaços de malha utilizado - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21

Espaçamento

i Entre barras verticais  cm

i Entre barras horizontais  cm

Fonte: Adaptado do TQS UNIPRÓ VERSÃO V21.

3.5.5 Dimensionamento de pilares

O dimensionamento dos pilares segue as especificações da norma brasileira ABNT NBR 6118:2014.

Os efeitos de 2ª ordem são obtidos através de uma análise na qual o equilíbrio da estrutura é definido e verificado na sua configuração deformada e só podem ser desprezados quando não acrescentarem mais de 10% nas solicitações relevantes.

A análise global em 2ª ordem, que no projeto foi calculada através do coeficiente P-Delta, fornecerá esforços adicionais somente nos extremos das barras, isto é, no topo e na base dos lances dos pilares. Já, a análise local em 2ª ordem fornecerá esforços adicionais ao longo dos lances dos pilares. Os critérios utilizados na análise feita pelo programa TQS estão expostos na Figura 3-27 e Figura 3-28 abaixo.

Figura 3-27 - Critérios de pilares para os efeitos locais de 2ª ordem - TQS UNIPRÓ
VERSÃO V21

Efeitos locais

Esbeltez máxima p/ métodos aproximados ($1/r_{\text{aprox}}$ ou κ_{aprox}): $\lambda_{\text{lim2}} = 90$

Esbeltez máxima p/ pilar-padrão c/ N, M, $1/r$: $\lambda_{\text{lim3}} = 140$

Método aprox. p/ pilares c/ seção retangular [K102]: Pilar-padrão c/ rigidez κ aproximada

Método aprox. p/ pilares c/ seção não-retangular [K103]: Pilar-padrão c/ $1/r$ aproximada

Fonte: Adaptado do TQS UNIPRÓ VERSÃO V21.

Figura 3-28 - Critérios de pilares para os efeitos de 2ª ordem - TQS UNIPRÓ
VERSÃO V21

Pilar-parede

Esbeltez máxima p/ desprezar efeitos localizados: 35

Esbeltez máxima p/ pilar-padrão c/ diagramas N, M, $1/r$: 0

Verifica efeitos locais [K133]: Sim

Comprim. equivalente

Cálculo do comprimento equivalente [K131]: Entre eixos das vigas

Método Geral (P- δ)

Cálculo de rigidezes: Pela reta

Número de divisões no trecho do pilar: 10

Tolerância relativa em deslocamento: 0,0001 m

Deslocamento absoluto máximo: 0,1 m

Numero máximo de iterações: 20

Fonte: Adaptado do TQS UNIPRÓ VERSÃO V21.

O “Método geral” citado na ABNT NBR 6118:2014, que foi o método utilizado para dimensionamento, consiste na análise não-linear de 2ª ordem efetuada com

discretização adequada da barra, consideração da relação momento-curvatura real em cada seção, e consideração da não-linearidade geométrica de maneira não aproximada. Pode-se afirmar que nesta única frase, resumem-se diversos conceitos que tornam o processo genérico e preciso, que no entanto, pode ser solucionado apenas com o auxílio de um computador. Trata-se de um método obrigatório para $\lambda > 140$, mas que também pode ser utilizado para valores de índices de esbeltez inferiores.

Figura 3-29 - Critérios de pilares para o cálculo de fluência - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21

Concreto\Elem. Estruturais\Pilar\Esforços\Fluência

Calcula fluência: Conforme ABNT NBR 6118

Coefficiente de fluência: $\varphi = 2,5$

Esbeltez máxima p/ desprezar fluência: $\lambda_{flu} = 0$

Fonte: Adaptado do TQS UNIPRÓ VERSÃO V21.

Figura 3-30 - Critérios ponderadores para o dimensionamento de pilares - TQS UNIPRÓ VERSÃO V21

Concreto\Elem. Estruturais\Pilar\Dimensionamento\Ponderadores

Minoradores e majoradores

γ_s : 1,15

γ_c : 1,4

γ_f : 1,4

Redutor de f_{yd} para pilares tracionados: $f_{ydfinal} = 50 \% f_{yd}$

Coefficiente adicional para pilares com dimensão menor que o limite: 1,4

Método geral

Coefficiente de ponderação γ_f : 1,4

Parcela de γ_f que considera as aproximações de projeto: 1,1

Fonte: Adaptado do TQS UNIPRÓ VERSÃO V21.

3.5.5.1 Materiais utilizados

Para o dimensionamento dos pilares foi considerado o uso do concreto resistência a compressão f_{ck} de 35 Mpa.

3.5.5.2 Cobrimento

De acordo com a Figura 3-25 mostrada no item 3.5.4.4, o cobrimento utilizado para os pilares será no valor de 3 cm.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 MODELO EM ESTRUTURA METÁLICA

4.1.1 Verificação dos elementos estruturais

Após o dimensionamento dos elementos estruturais com o auxílio das planilhas de cálculo de vigas mistas e o software SAP 2000, foram obtidas as seguintes seções de perfis de aço (**Tabela 4-1**). Os detalhamentos de cálculo nas planilhas e no SAP 2000 estão descritos no APÊNDICE B – Detalhamentos de Cálculo

Tabela 4-1 - Perfis adotados para o edifício em estrutura de aço

Elemento	Perfil adotado	
Pilares do Pórtico	Fila A	W 200x31
	Filas B e C	W 360x45
Vigas Principais	1º Pav.	W 360x64
		W 410x67
		W 310x33
	Cobertura	W360x45
		W360x51
		W 250x45
Vigas Secundárias	1º Pav.	W 360x32
		W 150x24
	Cobertura	W250x45
		W 150x22
Contraventamentos verticais	2 L76.2x76.2x7.9	
Perfis da Escada	W 200x19	
	W 200x27	
	U 200x17	

Fonte: Acervo Pessoal (2020)

A partir da definição dos perfis foi possível verificar a taxa de peso de aço por m² de estrutura. Conforme mostra a Tabela 4-2 o consumo total de aço foi de 82908,51 kg. Para a área total de 2216,16 m² tem-se $82908,51 / 2216,16 = 37,41$ kg de aço/ m². Esse resultado é compatível com literaturas existentes, a saber, Bellei (2008) que, no dimensionamento de um edifício de múltiplos andares em aço, encontrou o peso de 162846,22 para uma área total de 4320 m², resultando em 37,69 kg/m².

Tabela 4-2 - Quantitativos da estrutura em aço

Perfil	Número de Peças	Comprimento total (m)	Peso Total (kg)
C200X17	20,00	61,24	1043,07
W200X19	6,00	28,10	546,98
W150X24	74,00	233,10	5598,62
W200X27	4,00	22,50	598,69
W200X31	25,00	163,60	5136,42
W310X33	14,00	86,40	2834,70
W360X33	37,00	329,30	10778,16
W360X45	44,00	314,40	14140,15
W360X51	14,00	86,40	4374,12
W250X45	57,00	449,45	20178,76
W410X67	14,00	86,40	5832,16
W360x64	14,00	86,40	5520,20
2L76,2x76,2x7,9 OPV	46,00	311,82	6326,48
		TOTAL	82908,51

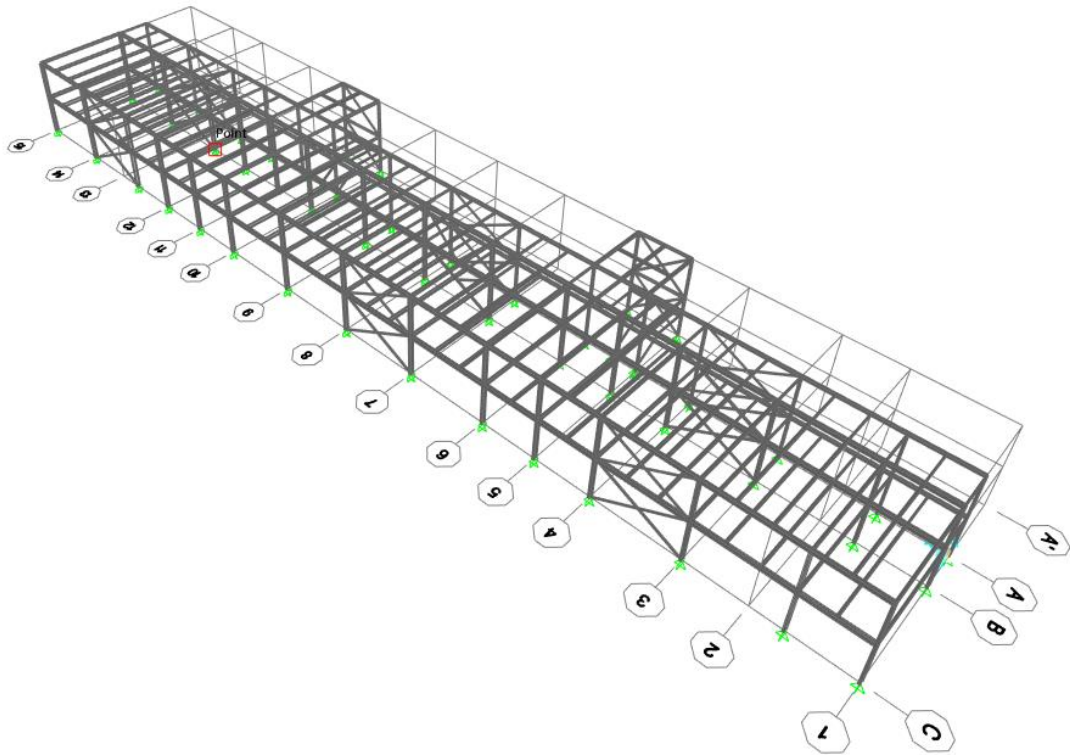
As figuras a seguir apresentam desenhos esquemáticos da estrutura com a indicação das seções adotadas para os perfis. É importante destacar que, nos pórticos, as vigas de cobertura foram dimensionadas como vigas metálicas. As demais vigas foram consideradas como mistas e o detalhamento do dimensionamento encontra-se no APÊNDICE B – Detalhamentos de Cálculo.

Na Figura 4-1 é mostrado o modelo renderizado, destacando-se os eixos e filas os quais serão identificados nas figuras subsequentes.

De início, na Figura 4-2 é mostrado um trecho da vista da fila A', evidenciando os perfis nas escadas do edifício. A Figura 4-3 ilustra um trecho da vista lateral do prédio, evidenciando as seções dos contraventamentos laterais e das vigas mistas na fila A, que se repetem no comprimento longitudinal do edifício. A Figura 4-4 e a Figura 4-5 mostram um trecho das filas B e C, respectivamente, evidenciando as seções das vigas, os pilares os contraventamentos utilizados.

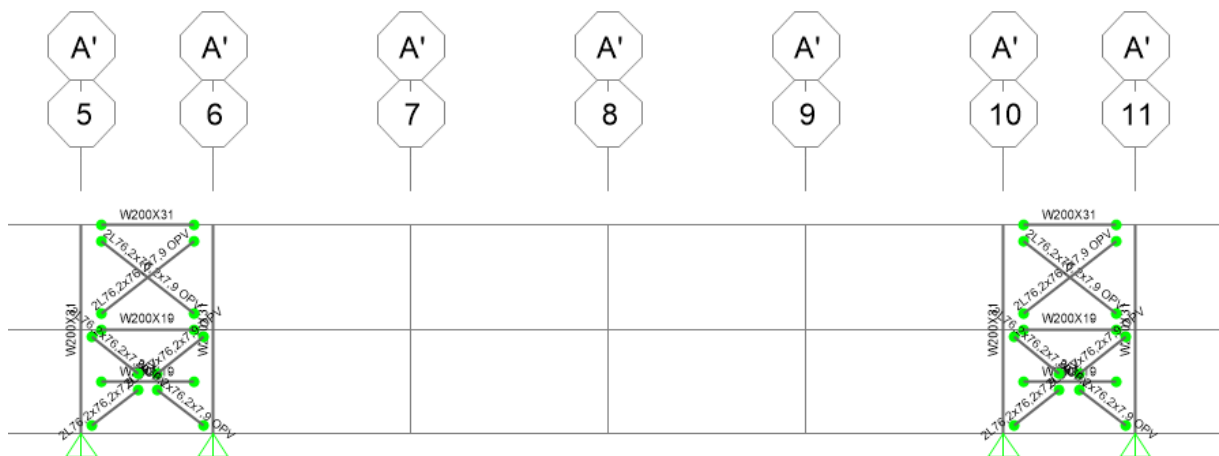
Na Figura 4-6 é mostrada a seção dos perfis do pórtico, o qual se repete ao longo dos 15 eixos do edifício.

Figura 4-1 - Modelo renderizado com Eixos e Filas



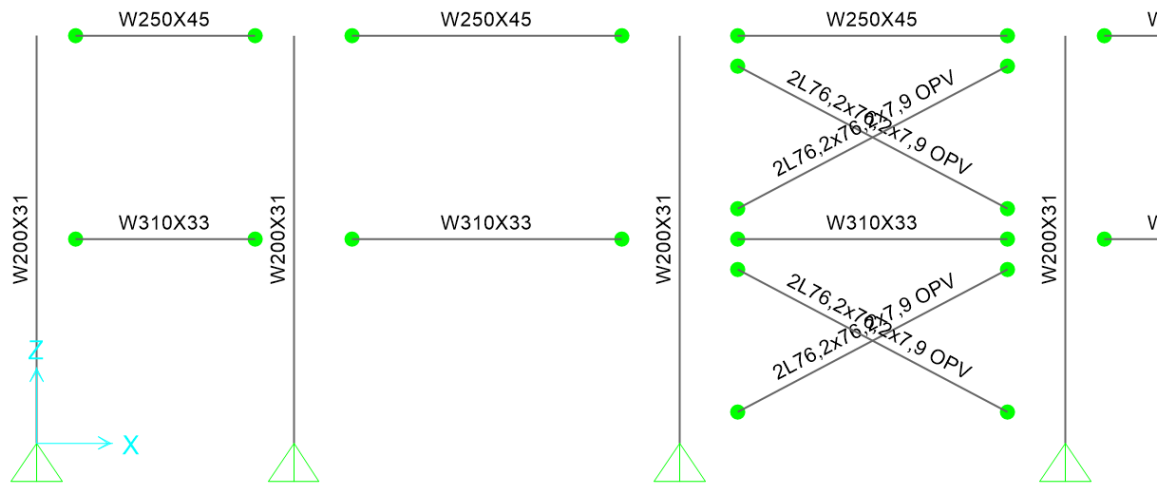
Fonte: SAP 2000 (2019)

Figura 4-2 - Vista da fila A' - escadas



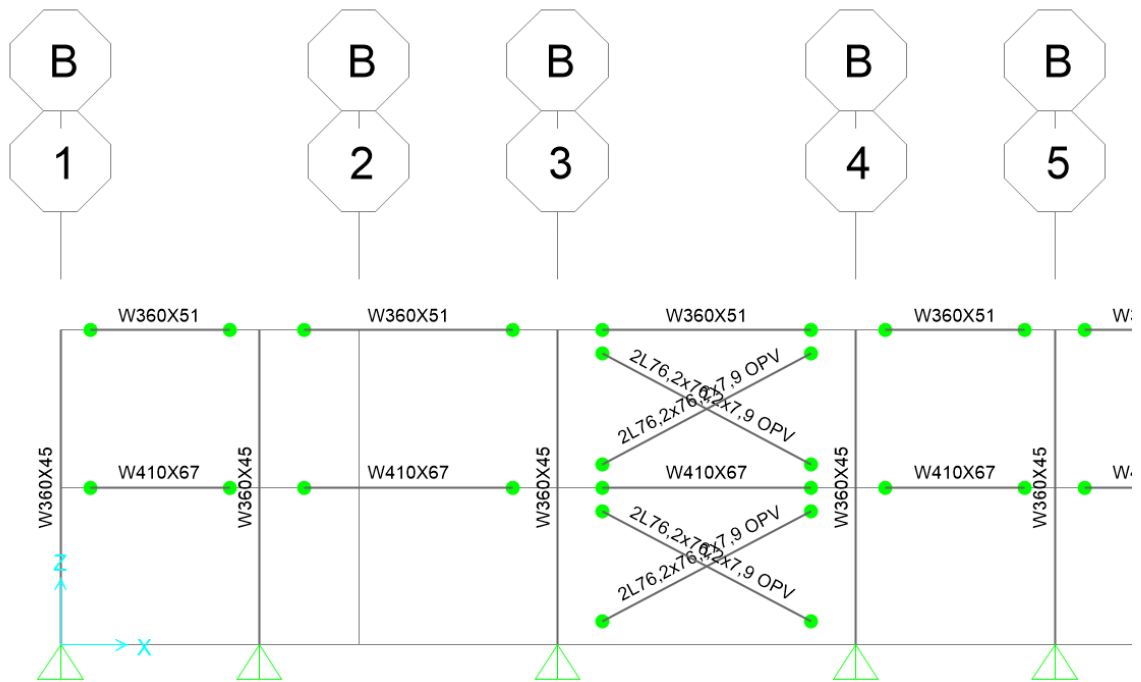
Fonte: SAP 2000 (2019)

Figura 4-3 - Seção dos elementos de trecho da Fila A



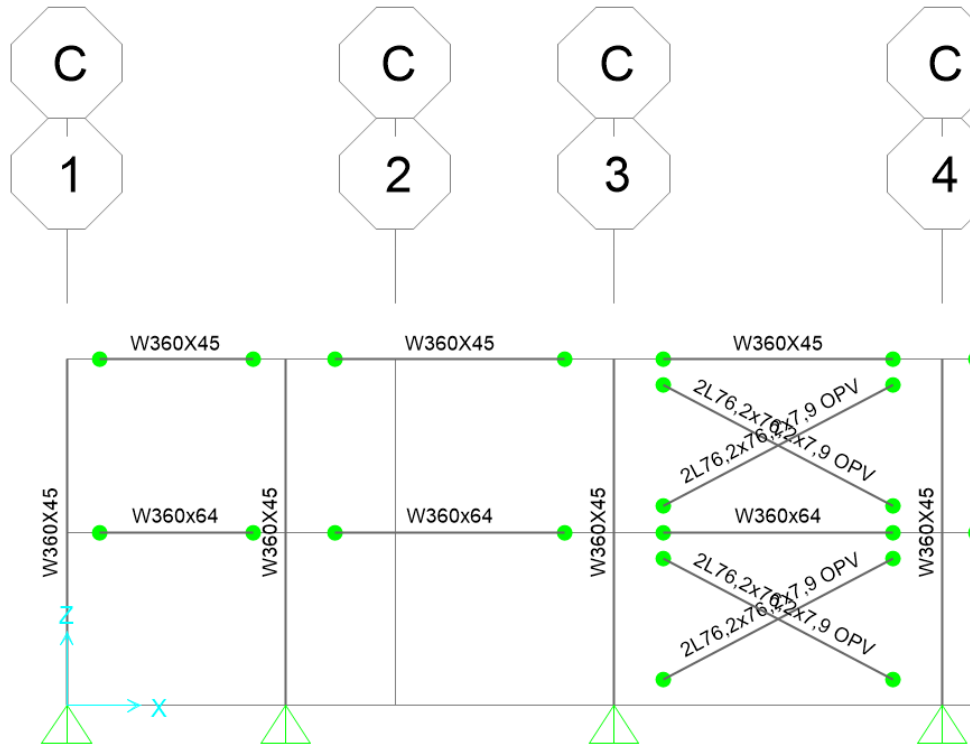
Fonte: SAP 2000 (2019)

Figura 4-4 - Seção dos elementos de trecho da Fila B



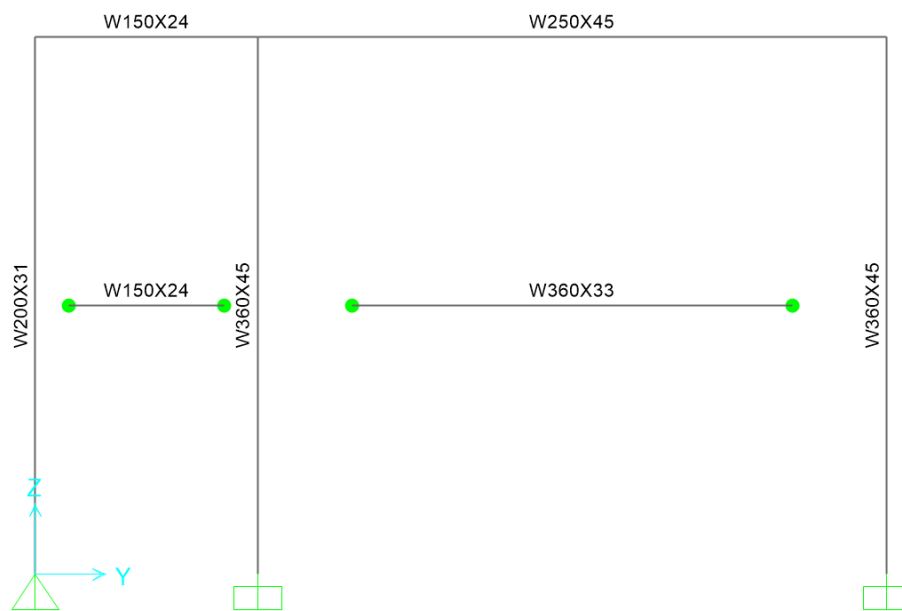
Fonte: SAP 2000 (2019)

Figura 4-5 - Seção dos elementos de trecho da Fila C



Fonte: SAP 2000 (2019)

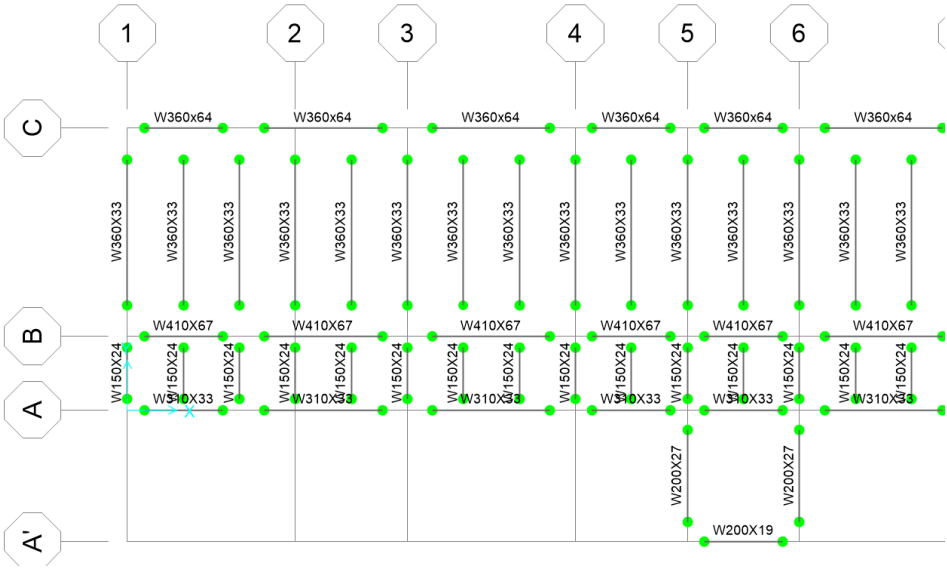
Figura 4-6 - Seção dos elementos do pórtico



Fonte: SAP 2000 (2019)

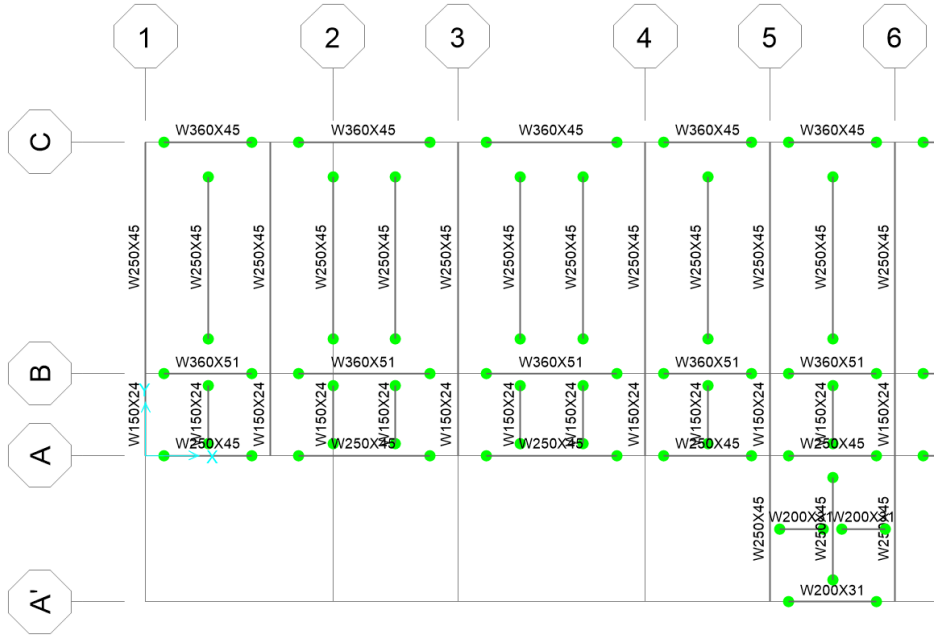
Ainda, nas Figura 4-7 e Figura 4-8, são mostradas as seções das vigas mistas calculadas. O detalhamento do dimensionamento encontra-se no APÊNDICE B – Detalhamentos de Cálculo (estrutura metálica). No item 4.1.3 serão ilustrados os detalhamentos típicos das ligações das vigas nos pilares e as placas de base típicas.

Figura 4-7 - Seção dos elementos de trecho do primeiro pavimento da edificação



Fonte: SAP 2000 (2019)

Figura 4-8 - Seção dos elementos de trecho da cobertura da edificação



Fonte: SAP 2000 (2019)

4.1.2 Deslocamentos da estrutura

Os deslocamentos verticais das vigas foram analisados nas planilhas de cálculo de Bubach (2013) e CBCA (2008). Foram adotadas contraflechas nas vigas em que o deslocamento máximo atingido ultrapassou o valor limite definido pela NBR 8800:2008. Nesses casos, o valor de contraflecha permaneceu menor que o valor da flecha devido às cargas permanentes atuantes antes da cura do concreto. Como exemplo, a Figura 4-9 que mostra o deslocamento vertical da viga mista secundária W360x33 em que foi aplicada uma contraflecha de 2,8 cm e manteve a flecha total abaixo do permitido por norma, isto é, $8,90 \text{ m} / 350 = 0,0255 \text{ m}$. Os deslocamentos verticais das demais vigas mistas estão descritas no APÊNDICE B – Detalhamentos de Cálculo.

Figura 4-9 - Deslocamento Vertical da Viga Mista

ESTADO LIMITE DE SERVIÇO						
AÇÃO	FLECHA		FLECHA LIMITE		RESULTADO	APROVEITAMENTO
DEFORMAÇÃO	2.35	cm	2.55	cm	APROVADO	93 %

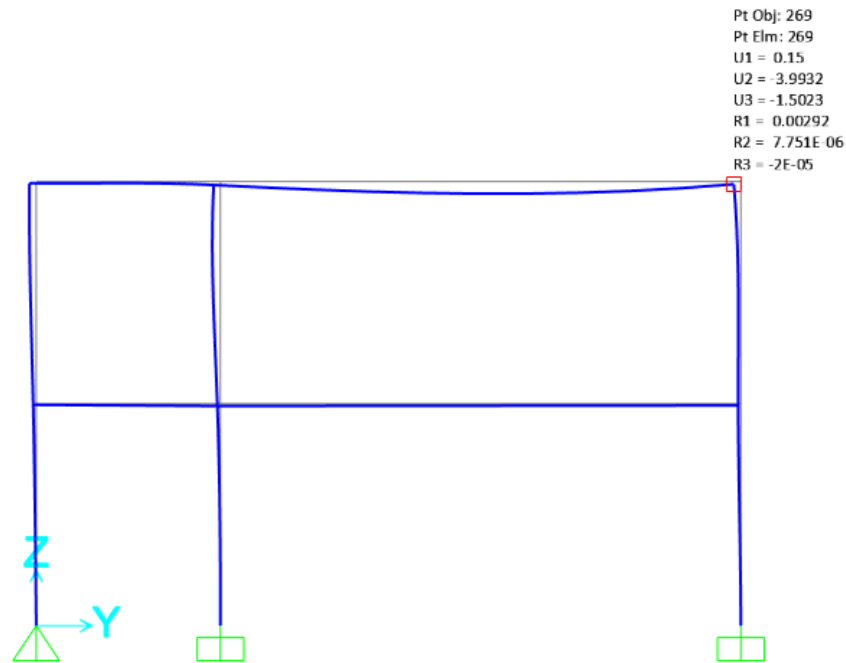
Aplicado valor de contraflecha igual a: 2.8 cm

MODIFICAR DADOS VER RELATÓRIO

Fonte: Planilha Bubach (2013)

Os deslocamentos horizontais dos pilares foram verificados para todas as combinações de serviço. Foram analisados tanto o deslocamento horizontal no topo dos pilares quanto o deslocamento horizontal relativo entre os pisos, obtendo valores inferiores ao limite estabelecido pela norma NBR 8800:2008. Dessa forma, o deslocamento máximo horizontal atingido na combinação mais desfavorável foi de 3,97 mm, valor adequado de acordo com a limitação da NBR 8800:2008, que é de 19 mm.

Figura 4-10 - Deslocamento horizontal no topo do pilar

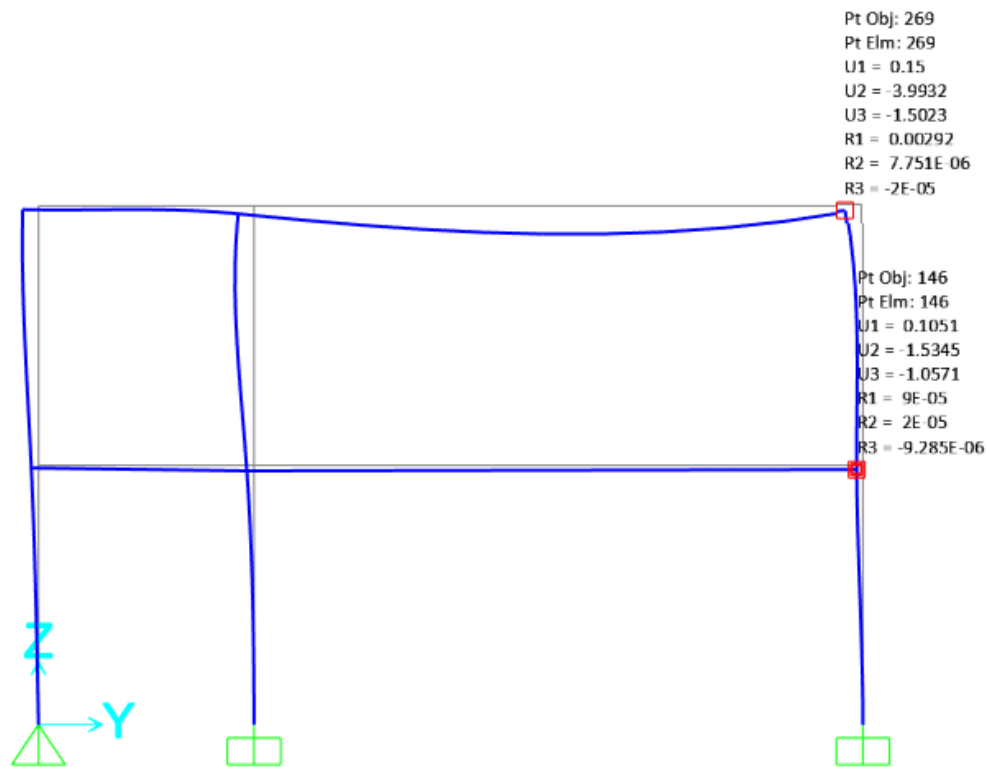


Fonte: SAP 2000 (2019)

O deslocamento relativo com valor mais significativo encontrado foi de 2,46 mm (3,99 mm – 1,53 mm = 2,46 mm), conforme Figura 4-11.

Esse deslocamento foi analisado apenas com as forças cortantes atuantes no andar, de acordo com as orientações da NBR 8800:2008 e o valor encontrado permaneceu inferior ao limite de 7,6 mm.

Figura 4-11 - Deslocamento relativo entre pisos

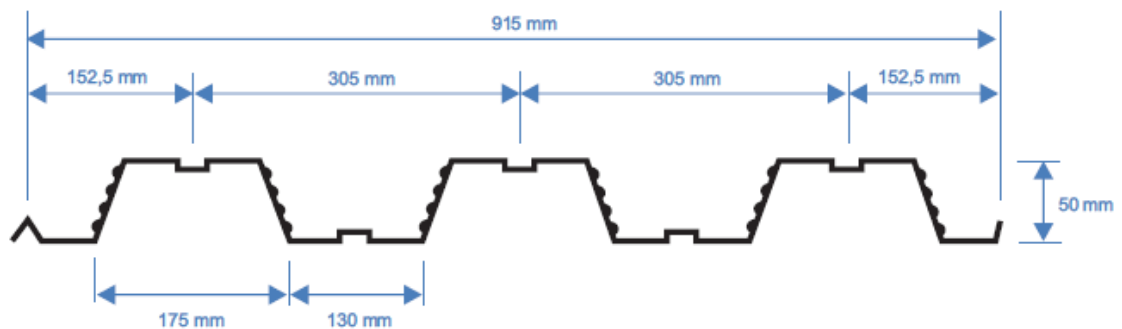


Fonte: SAP 2000 (2019)

4.1.3 Detalhamentos Típicos

Para fins ilustrativos, foram considerados os detalhamentos típicos que se seguem. Na Figura 4-12 é mostrado o detalhe da fôrma steel deck MF-50 conforme catálogo Metform (2019), melhor descrito no ANEXO A – Catálogo Metform.

Figura 4-12 - Detalhe da fôrma steel deck MF-50

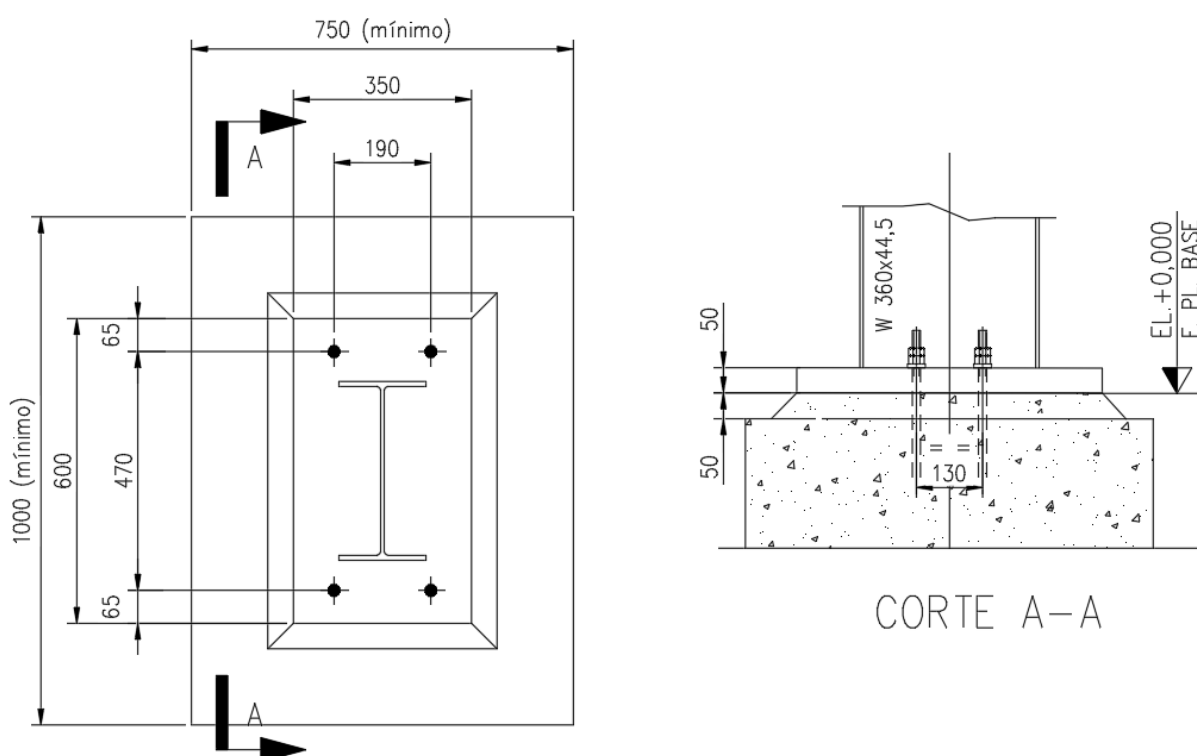


Fonte: Catálogo METFORM (2019)

Na Figura 4-13 é ilustrado um detalhamento típico de base de pilar engastado, desenvolvido conforme orientação do manual da Gerdau (2020). Nesse detalhamento são informados o tamanho e espessura da placa de base, espaçamentos entre chumbadores e tamanho mínimo do bloco de concreto. Nesse caso é válido destacar a posição dos chumbadores, projetados para fora das mesas do perfil.

As bases engastadas estão presentes, nesse projeto, nas bases dos pilares do pórtico, conforme Figura 3-10.

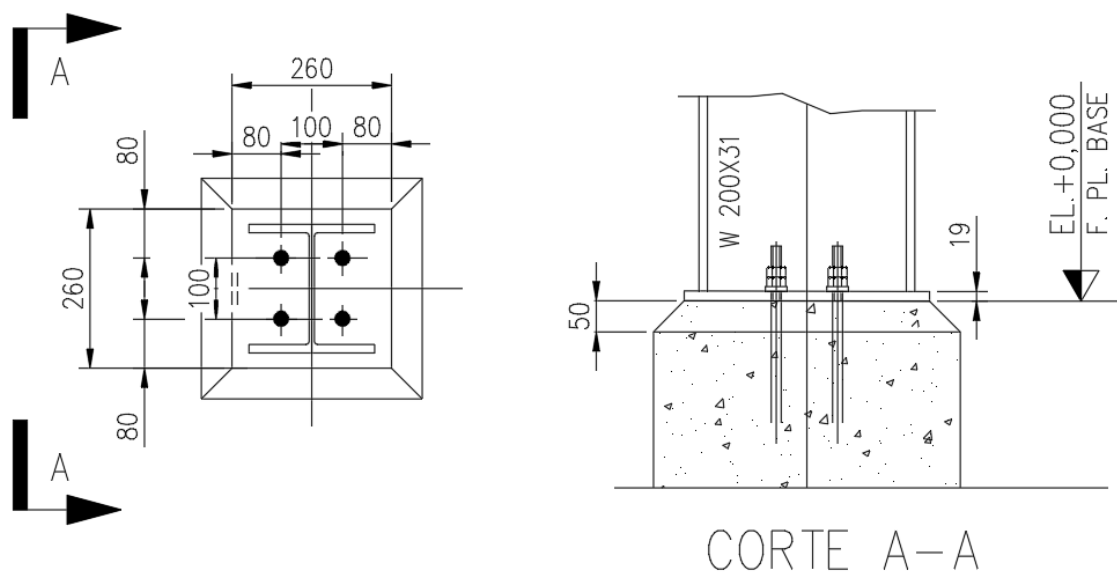
Figura 4-13 - Bases engastadas



Fonte: Acervo Pessoal (2020)

A Figura 4-14 mostra o detalhamento típico de base rotulada. Nesse detalhamento são informados, de forma semelhante à base engastada, o tamanho e espessura da placa de base, espaçamentos entre chumbadores e tamanho mínimo do bloco de concreto.

Figura 4-14 - Bases rotuladas

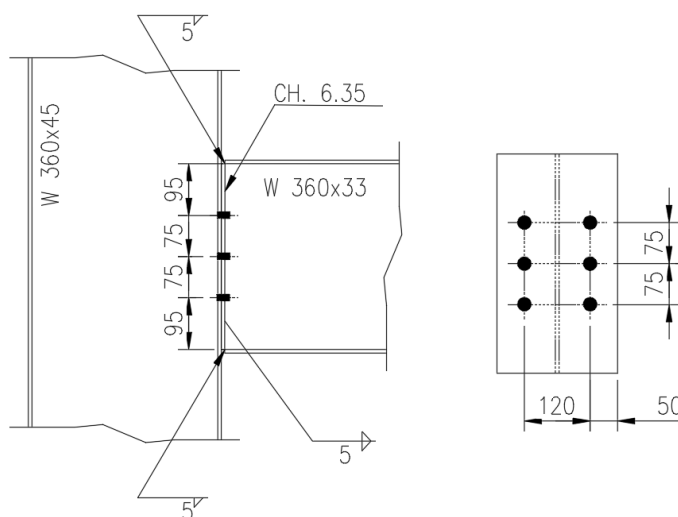


Fonte: Acervo Pessoal (2020)

A locação exata das bases engastadas e rotuladas ilustradas acima podem ser conferidas no APÊNDICE C – Desenhos de projeto (estrutura metálica).

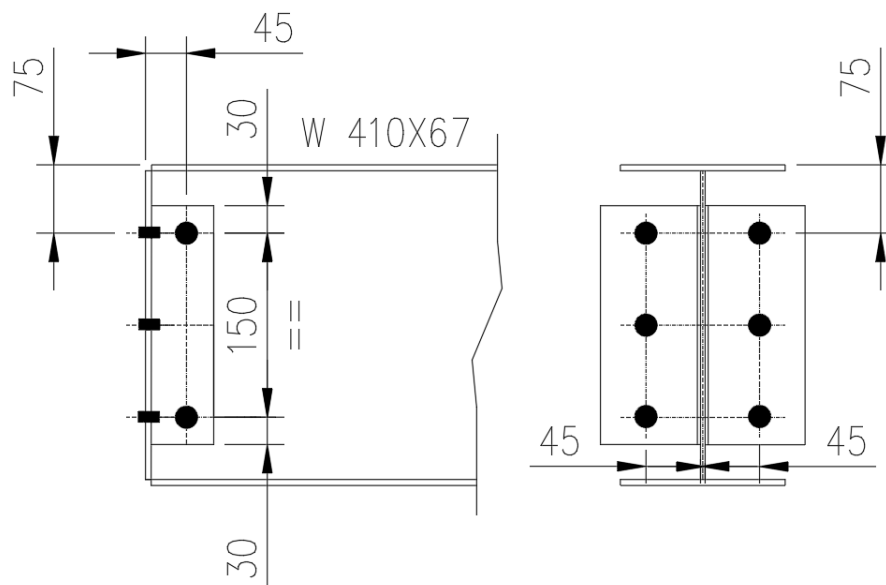
Nas Figura 4-15 e Figura 4-16 são ilustradas ligações típicas flexíveis e engastadas entre viga e coluna do pórtico, baseadas nas orientações do Manual da Gerdau (2020). Nesse detalhamento são estimados os espaçamentos entre parafusos, espessura do cordão de solda utilizados e espessura da chapa de extremidade da ligação.

Figura 4-15 - Ligação rotulada típica entre viga secundária e pilar



Fonte: Acervo Pessoal (2020)

Figura 4-16 - Ligação rotulada típica entre viga principal e pilar



Fonte: Acervo Pessoal (2020)

4.2 MODELO EM CONCRETO PROTENDIDO

4.2.1 Verificação dos elementos estruturais

Depois da finalização do dimensionamento dos elementos estruturais com o auxílio do programa TQS UNIPRÓ VERSÃO V21, foram obtidos os parâmetros de estabilidade global, assim como o dimensionamento dos pilares e lajes.

No Apêndice C tem-se as pranchas das formas do 1º pavimento e da cobertura das duas partes do edifício.

4.2.1.1 Laje Protendida

A espessura da laje foi dimensionada com 22 cm, respeitando $40 \leq L/h \leq 45$, além de respeitar todos os parâmetros citados no item 3.5.2.

Como citado no item 3.5, o edifício foi separado em duas partes, devido a limitação da licença fornecida pela universidade do programa TQS Unipro. Então para o lançamento dos cabos de protensão na laje, foi necessário se fazer o uso de uma junta de protensão alinhada com a linha divisória das partes do edifício. A junta de protensão não foi detalhada em projeto pois para efeito de comparação não será relevante, mas da forma que a laje foi dimensionada, ela deverá existir construtivamente.

Após a modelagem estrutural, fez-se o lançamento dos cabos de protensão na laje, utilizando o auxílio das ferramentas RPU e RTE, concentrando os cabos na direção vertical, e distribuindo os mesmos na direção horizontal. O cabo adotado consiste na cordoalha CP-190 RB com 12,7 mm, cujas características foram descritas no item 3.5.3.

O APÊNDICE E - Desenhos de projeto (estrutura em concreto protendido) mostra as pranchas dos traçados dos cabos do 1º pavimento e da cobertura das duas partes do edifício.

Para que ocorra um bom desempenho das estruturas modeladas e atendendo aos parâmetros de segurança, foram realizadas as verificações quanto aos estados limites pelas rotinas de cálculo do software TQS UNIPRÓ VERSÃO V21.

Foram verificados os estados limites últimos no caso 1, que é o caso inicial (Ato da Protensão) e no caso 15, que é a deformação lenta (Tempo Infinito), para todas as lajes do modelo. No APÊNDICE D - Detalhamentos de Cálculo (estrutura em concreto protendido) fica explícito a verificação feita nos dois estados limites e para a abertura de fissuras.

Além da armadura ativa, conforma descrito no item 3.5.4.3, deve-se armar a laje com armadura passiva negativa sobre os apoios com valores mínimos estabelecidos pela norma brasileira ABNT NBR 6118:2014. O Apêndice D mostra as pranchas de armadura negativa sobre os pilares, do 1º pavimento e da cobertura das duas partes da construção.

Em conformidade com Passamani (2019, p.78) “A punção é um tipo de ruptura transversal por cisalhamento em torno de carregamentos localizados, que ocorre de maneira brusca e que pode acarretar colapso parcial ou total da estrutura”.

Nos ensaios de lajes lisas com carregamento simétrico, observa-se o surgimento de fissuras radiais partindo do centro da laje e se estendendo até a borda, dividindo a laje em segmentos radiais. Observa-se também o surgimento de fissuras tangenciais na região de punção, indicando a formação de uma fissuração interna causada pela tração diagonal. A partir dessas fissuras tangenciais, foram desenvolvidos os chamados perímetros de controle, onde são verificadas as tensões atuantes e resistentes, e o denominado cone de punção [...]. Passamani (2019, p.78)

A laje necessita de armadura de punção, a qual poderia ser detalhada e calculada em um detalhamento futuro mais refinado do projeto, e deve seguir as recomendações da NBR 6118:2014.

4.2.1.2 Pilares

Uma vez que a estrutura não possui vigas, os pilares pedem a necessidade de estarem alinhados e os vãos com valores homogêneos, e isso foi uma dificuldade encontrada devido a incompatibilidade das paredes dos pavimentos na arquitetura.

Nas estruturas sem vigas, observa-se uma maior objeção para garantir a estabilidade global da estrutura, porém, como o prédio é baixo verticalmente, isso não foi um

problema. Os pilares foram dimensionados em estrutura convencional, armados, porém sem armadura ativa (cordoalhas), conforme mostra no APÊNDICE E - Desenhos de projeto (estrutura em concreto protendido).

4.2.2 Estabilidade Global da estrutura

As verificações de estabilidade global da estrutura estão apresentadas no APÊNDICE D - Detalhamentos de Cálculo (estrutura em concreto protendido).

Pelo fato do edifício ser uma construção baixa, os efeitos do desaprumo foram considerados para todas as combinações citadas anteriormente, por isso o coeficiente de arrasto adotado foi maior do que o calculado no apêndice A, e seu valor foi de acordo com o valor sugerido pelo TQS, conforme mostra a Figura 4-17 e a Figura 4-18.

De acordo com Araújo (2014, p.125) “As forças horizontais equivalentes ao desaprumo são ações permanentes indiretas, devendo ser consideradas sempre em todas as combinações de carregamento”.

Figura 4-17 – CA sugerido para simular o efeito de desaprumo (parte 1)

Coeficiente de arrasto sugerido para simular efeito do desaprumo				
Caso	CAtu	CAsu	Título	Obs
7	1.200	2.284	Vento (1) 90°	H
8	1.200	2.284	Vento (2) 270°	H
9	0.700	2.539	Vento (3) 0°	G
10	0.700	2.539	Vento (4) 180°	G

Fonte: Acervo Pessoal (2020)

Figura 4-18 - CA sugerido para simular o efeito de desaprumo (parte 2)

Coeficiente de arrasto sugerido para simular efeito do desaprumo				
Caso	CAtu	CAsu	Título	Obs
7	1.200	2.335	Vento (1) 90°	H
8	1.200	2.335	Vento (2) 270°	H
9	0.700	2.661	Vento (3) 0°	G
10	0.700	2.661	Vento (4) 180°	G

Fonte: Acervo Pessoal (2020)

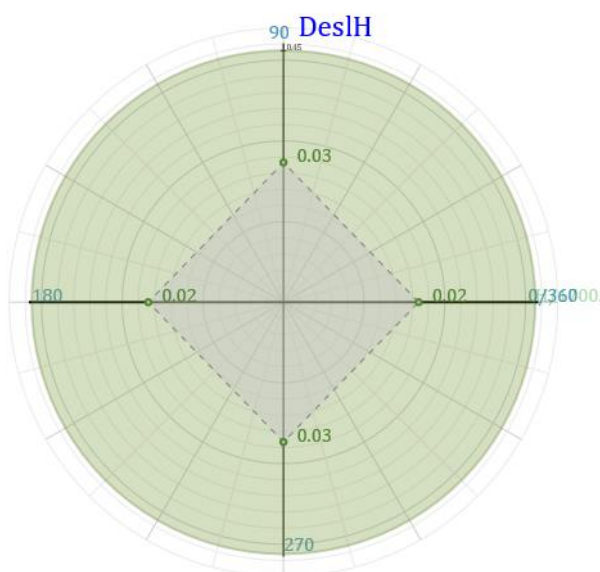
4.2.3 Deslocamento da estrutura

Para a análise do deslocamento da estrutura, utilizou-se do método P- Δ . Em conformidade com a Revista Ibracon (2015, p.213) “O método do P- Δ é um procedimento iterativo utilizado na análise de segunda ordem de estruturas.”

A Figura 4-19

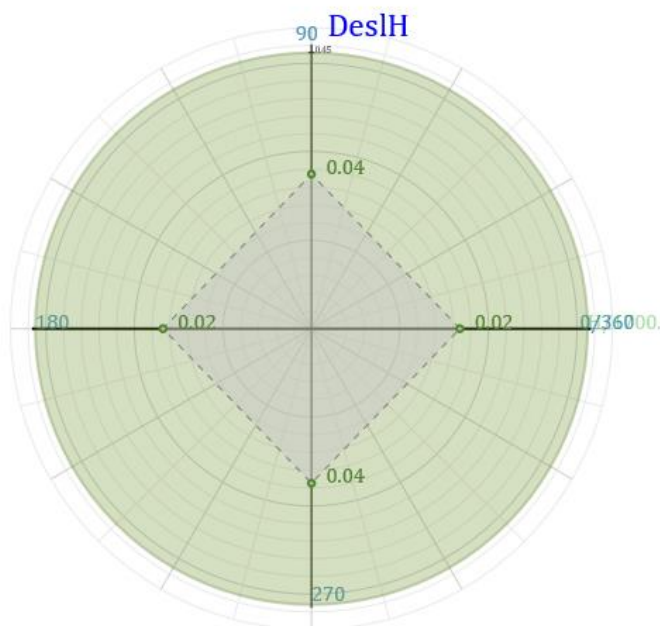
Figura 4-19 e a Figura 4-20 mostram o deslocamento horizontal absoluto da estrutura para as duas partes (parte 1 e parte 2).

Figura 4-19 – Máximo deslocamento horizontal absoluto em centímetros (parte 1)



Fonte: Acervo Pessoal (2020)

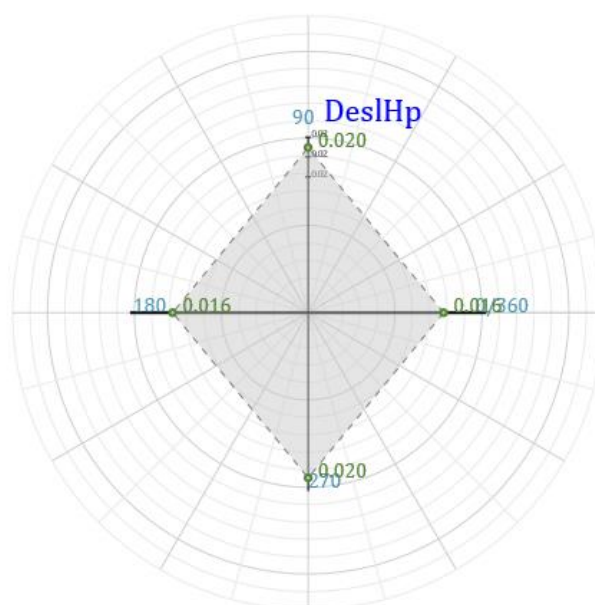
Figura 4-20 – Máximo deslocamento horizontal absoluto em centímetros (parte 2)



Fonte: Acervo Pessoal (2020)

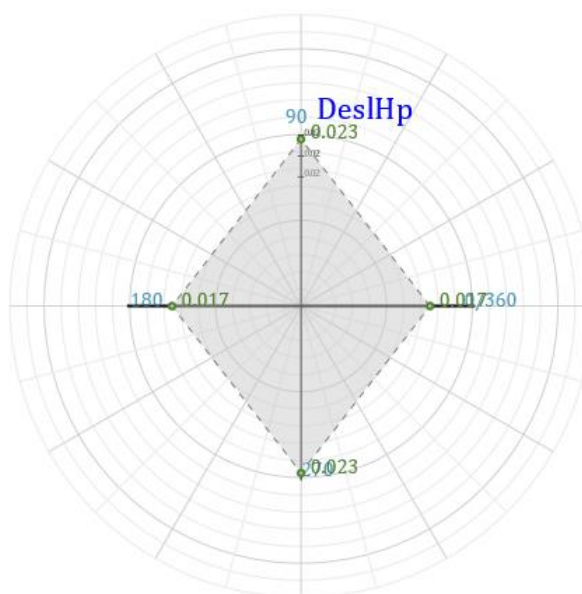
Na Figura 4-21 e na Figura 4-22 estão representados os deslocamentos entre pisos das duas partes da estrutura.

Figura 4-21 - Máximo deslocamento horizontal entre pisos em centímetros (parte 1)



Fonte: Acervo Pessoal (2020)

Figura 4-22 - Máximo deslocamento horizontal entre pisos em centímetros (parte 2)



Fonte: Acervo Pessoal (2020)

4.2.4 Análise dos resultados

Com os resultados apresentados, pode-se concluir que o modelo em concreto protendido atendeu a todas as especificações da norma ABNT NBR 6118:2014, atendendo também aos limites de deformação e fissuração, assim como aos parâmetros de estabilidade global e deslocamento da estrutura.

4.3 COMPARATIVO DE CONSUMO DE MATERIAIS

Para fins de comparação entre as duas soluções abordadas, isto é, o prédio “CT 1” em estrutura metálica e em concreto protendido, serão avaliados o consumo de materiais (aço, concreto e formas) e os valores médios para análise do custo.

Para o levantamento dos quantitativos foi considerada uma área útil de aproximadamente 2220 m², correspondentes à área livre do 1º pavimento e da cobertura, além da área nas escadas. O consumo total de material referente a cada uma das soluções estão apresentados na Tabela 4-3 e Tabela 4-4.

Na estrutura metálica, o consumo total de aço considerou: peso dos pilares, vigas metálicas utilizadas nas vigas mistas de aço e concreto, vigas metálicas das escadas, fôrma steel deck, ligações (estimativa considerada de 10% do peso total de aço utilizado, conforme descrito no item 493.3.1), barras de aço (armadura de continuidade e de costura, conforme catálogo METFORM). Em relação ao consumo total de concreto: peso de concreto utilizado nas lajes mistas de aço e concreto, baseado no catálogo METFORM.

Na estrutura em concreto protendido foi considerado o consumo total de concreto, formas de madeira e cordoalhas utilizados pelas lajes e pilares da estrutura. Quando se trata de consumo de aço, foi considerado o consumo da armadura passiva negativa sobre pilares, porém não foi considerada a armadura de punção nem a passiva positiva de malha, as quais podem ser consideradas em trabalhos futuros com melhores refinamentos.

A partir do quantitativo de consumo de materiais por elemento construtivo (lajes, vigas e pilares) foi possível fazer uma comparação de consumo de materiais para a solução em estrutura mista e em concreto protendido.

Tabela 4-3 - Consumo de materiais para estrutura mistas

CONSUMO DE MATERIAIS - ESTRUTURA MISTA			
ELEMENTOS	VOLUME DE CONCRETO (m ³)	AÇO - ARMADURA (kg)	AÇO ESTRUTURAL - PERFIS (kg)
LAJES	188,37	0,00	0,00
VIGAS	0,00	0,00	68523,17
PILARES	0,00	0,00	14385,34
TOTAL	188,37	0,00	82908,51

ELEMENTOS	STEEL DECK (kg)	AÇO - ARMADURA (kg)	ÁREA DE FORMA (m ³)
LAJES	22095,12	2681,55	0,00
VIGAS	0,00	0,00	0,00
PILARES	0,00	0,00	0,00
TOTAL	22095,12	2681,55	0,00

Fonte: Acervo Pessoal (2020)

Tabela 4-4 - Consumo de materiais para estrutura em concreto protendido

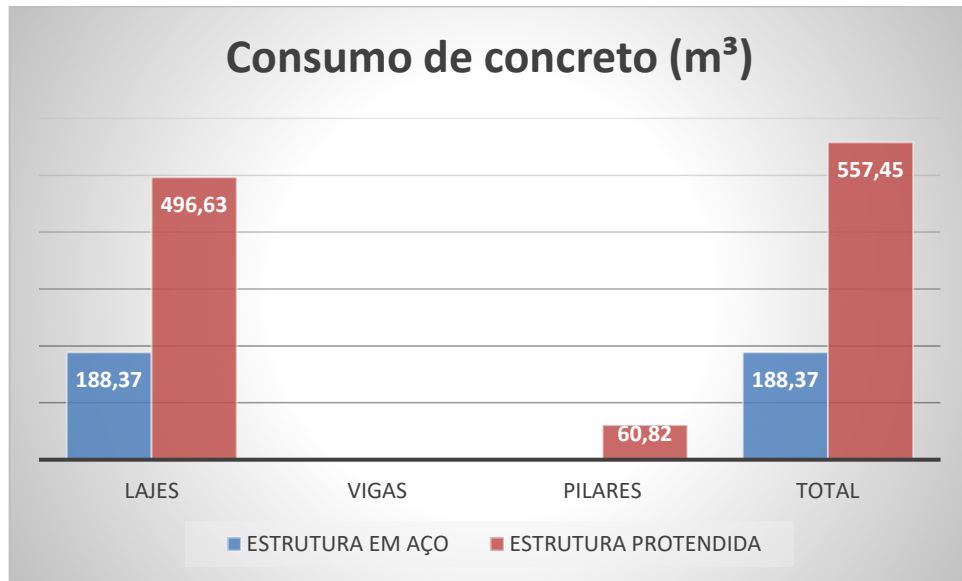
CONSUMO DE MATERIAIS - ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO				
ELEMENTOS	VOLUME DE CONCRETO (m ³)	AÇO - ARMADURA (kg)	ÁREA DE FORMA (m ²)	CORDOALHA (kg)
LAJES	496,63	5112,00	2277,92	17381,00
VIGAS	0,00	0,00	0,00	0,00
PILARES	60,82	3525,00	760,00	5,00
TOTAL	557,45	8637,00	3037,92	17381,00

Fonte: Acervo Pessoal (2020)

4.3.1 Consumo de Concreto

O sistema misto de laje steel deck apresenta o consumo de concreto para uma laje de 11 cm de espessura, em comparação com a laje de concreto protendido com 22 cm de altura. Analisando apenas o consumo de concreto, o sistema misto é mais vantajoso, visto que foram utilizados 188,37 m³ de concreto, em comparação com o sistema de concreto protendido que consumiu 557,45 m³.

Figura 4-23 - Consumo de concreto

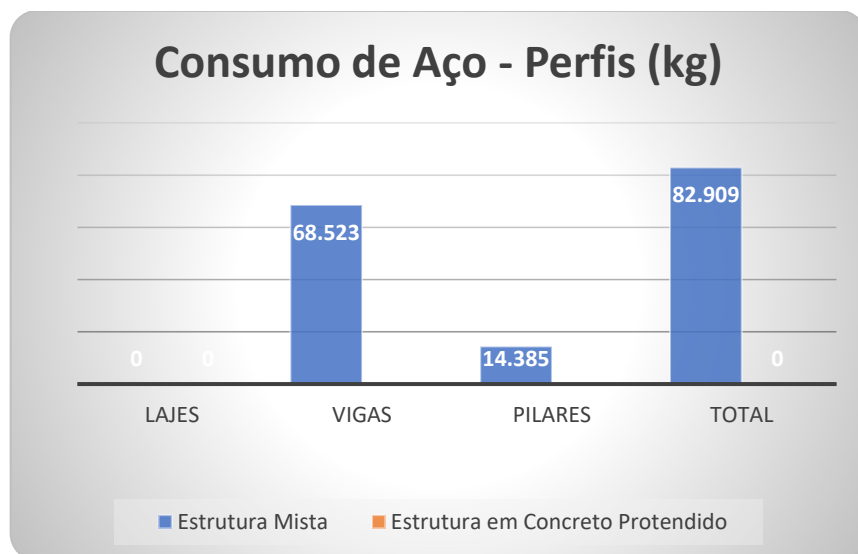


Fonte: Acervo Pessoal (2020)

4.3.2 Consumo de aço perfis e barras

O consumo de perfis de aço totalizou um peso de 83741 kg (83,74 t) exclusivos do sistema misto. A Figura 4-24 mostra a quantidade de aço para cada elemento estrutural.

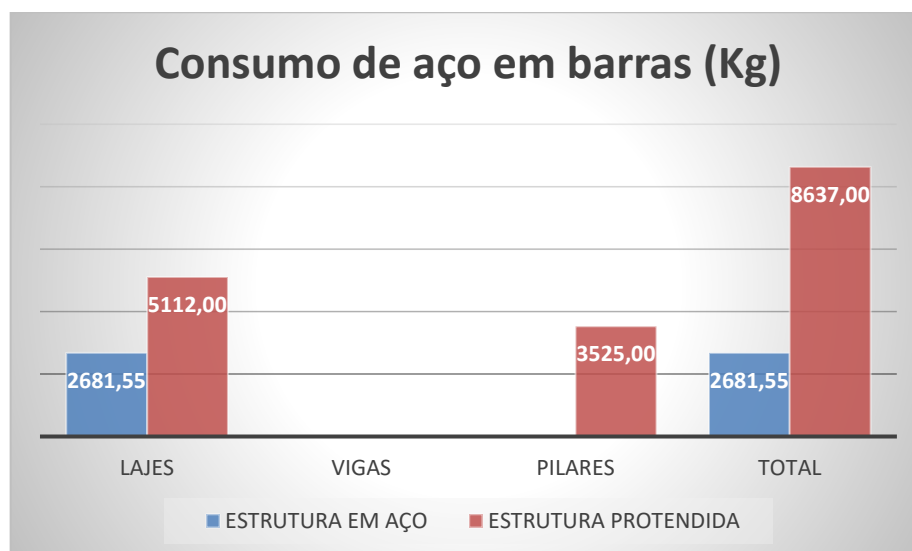
Figura 4-24 - Consumo de aço em perfis



Fonte: Acervo Pessoal (2020)

O consumo de barras de aço é presente nos dois sistemas. No sistema misto de aço e concreto as barras de aço consideradas totalizaram 2681,55 kg, em comparação com o sistema em concreto protendido de 8637 kg.

Figura 4-25 - Consumo de aço em barras



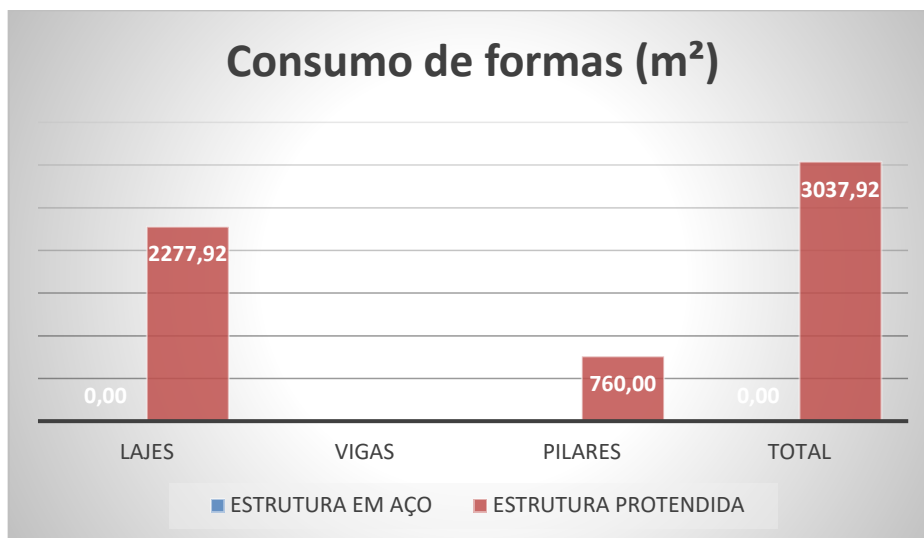
Fonte: Acervo Pessoal (2020)

4.3.3 Consumo de formas

No dimensionamento do sistema misto de aço e concreto a laje steel deck e as vigas foram consideradas sem escoramento, dispensando a utilização de formas. Já o sistema em concreto protendido atingiu o consumo de 3037,92 m² de forma de madeira nas lajes e vigas, conforme Figura 4-26.

No caso das formas de aço, para a solução em estrutura mista, foi utilizado o montante de 22 toneladas de aço.

Figura 4-26 - Consumo de formas



Fonte: Acervo Pessoal (2020)

4.4 COMPARATIVO DE CUSTOS DA ESTRUTURA

Após o levantamento do consumo médio de cada solução estrutural, apresenta-se o custo médio dos insumos para a edificação, tomando como base preços praticados na Grande Vitória (consulta ao IOPES e SINAPI).

4.4.1 Custo da estrutura – Concreto

Os valores para o concreto usinado de 30 MPa estão em média no valor de R\$ 290,00 reais/m³, e o concreto usinado de 35 MPa está aproximadamente no valor de R\$ 300,00 reais/m³, conforme a empresa nacional de concretagem TopMix. Os valores são referentes ao mês de novembro, na cidade de Vitória no Espírito Santo.

Tabela 4-5- Custo do concreto por tipo de estrutura

CUSTO DO CONCRETO - ESTRUTURA MISTA E EM CONCRETO PROTENDIDO			
DIMENSIONAMENTO	VOLUME DE CONCRETO (m³)	CUSTO UNITÁRIO (R\$/m³)	CUSTO CONCRETO
ESTRUTURA MISTA	188,37	290,00	R\$ 54.628,34
ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO	557,45	300,00	R\$ 167.235,00

Fonte: Acervo Pessoal (2020)

4.4.2 Custo da estrutura – Barras de aço

Para a estrutura mista foi considerado o preço da tela soldada tabelada pelo IOPES como R\$ 12,45/m² de tela. Para a armadura utilizada na estrutura de concreto protendido foi verificado uma média do preço do aço do mês de Novembro de 2020 praticado pela empresa Diaço localizada em Jardim Limoeiro, na Serra – ES. Cada bitola tem um preço diferente, mas para efeito de comparação neste trabalho, adotaremos como preço médio o valor de 7,40 reais o kg de aço.

Tabela 4-6 - Custo das barras de aço

CUSTO ARMADURAS - ESTRUTURA MISTA E EM CONCRETO PROTENDIDO			
DIMENSIONAMENTO	ARMADURAS (kg)	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO BARRAS DE AÇO
ESTRUTURA MISTA	2681,55	R\$ 12,45 / m ²	R\$ 27.591,19
ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO	8637,00	R\$ 7,40/ kg	R\$ 63.913,80

Fonte: Acervo Pessoal (2020)

4.4.3 Custo da estrutura – Perfis de aço

O custo dos perfis de aço foi aplicado apenas para a solução em estrutura mista (perfis metálicos em vigas e pilares). O valor médio considerado, a partir da tabela do SINAPI foi de R\$ 8,00/ kg.

Tabela 4-7 - Custo dos perfis de aço

CUSTO PERFIS DE AÇO - ESTRUTURA MISTA E EM CONCRETO PROTENDIDO			
DIMENSIONAMENTO	PERFIS DE AÇO (t)	CUSTO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO PERFIS DE AÇO
ESTRUTURA MISTA	82,91	8,00	R\$ 663.268,08
ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO	0,00	0,00	R\$ 0,00

Fonte: Acervo Pessoal (2020)

4.4.4 Custo da estrutura – Formas

Para o levantamento do custo da forma de madeira foi consultada a loja de materiais de construção Leroy Merlin Vitória, localizada na Av. Fernando Ferrari, em Goiabeiras, Vitória – ES, e obteve-se um valor de aproximadamente R\$ 30,00 o metro quadrado

de madeira para forma de lajes, vigas e pilares, obtendo-se os resultados da Tabela 4-8. O tipo de madeira escolhida para a execução da construção foi o tipo “Tábua Pinus”.

Tabela 4-8 – Custo de formas de madeira

CUSTO FORMAS - ESTRUTURA MISTA E EM CONCRETO PROTENDIDO			
DIMENSIONAMENTO	ÁREA DE FORMA (m ³)	CUSTO UNITÁRIO (R\$/m ²)	CUSTO ÁREA DE FORMA
ESTRUTURA MISTA	0,00	0,00	R\$ 0,00
ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO	3037,92	30,00	R\$ 91.137,60

Fonte: Acervo Pessoal (2020)

4.4.5 Custo da estrutura – Formas de aço (*steel deck*)

Para o levantamento do custo das fôrmas de aço *steel deck* foi consultada a fornecedora METFORM. A empresa fornece a fôrma de aço incorporada MF 50, espessura de 0,95 a R\$ 91,00 / metro linear de forma, considerando o comprimento efetivo da forma de 915 mm. Com esses dados foi possível calcular o preço por m², isto é, R\$ 91,00 / (0,915 x 1) = R\$ 99,45/ m², obtendo os resultados da Tabela 4-9.

Tabela 4-9 - Custo da forma steel deck

CUSTO FORMA STEEL DECK - ESTRUTURA MISTA E EM CONCRETO PROTENDIDO			
DIMENSIONAMENTO	FORMA STEEL DECK (m ²)	CUSTO UNITÁRIO (m ²)	CUSTO FORMA STEEL DECK
ESTRUTURA MISTA	2216,16	99,45	R\$ 220.404,98
ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO	0,00	0,00	R\$ 0,00

Fonte: Acervo Pessoal (2020)

4.4.6 Custo da estrutura – Cordoalhas de aço

Para o levantamento do custo das cordoalhas de aço foi consultada a fornecedora PTE Pós-Tensão Engenharia que é uma empresa pioneira na utilização da tecnologia de protensão não aderente no Brasil, e obteve-se o valor unitário de R\$ 8,20 reais por quilo de cordoalha não aderente.

Tabela 4-10 – Custo de cordoalhas

CUSTO DAS CORDOALHAS - ESTRUTURA MISTA E EM CONCRETO PROTENDIDO			
DIMENSIONAMENTO	CORDOALHAS (kg)	CUSTO UNITÁRIO (kg)	CUSTO CORDOALHAS
ESTRUTURA MISTA	0,00	0,00	R\$ 0,00
ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO	17381,00	8,20	R\$ 142.524,20

Fonte: Acervo Pessoal (2020)

4.4.7 Custo total da estrutura

A partir dos valores de volume de concreto, barras e perfis de aço, formas de madeira e de aço (*steel deck*) é possível fazer a seguinte comparação de custos entre os sistemas estruturais, conforme apresenta a Tabela 4-11e a Figura 4-27.

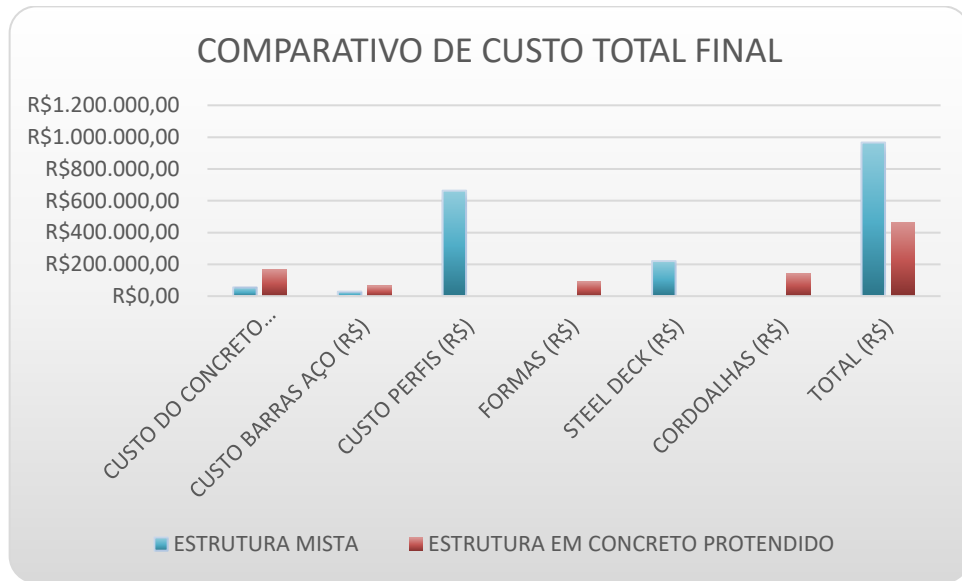
Tabela 4-11 - Custo por estrutura

DIMENSIONAMENTO	CUSTO DO CONCRETO	CUSTO DO AÇO - BARRAS	CUSTO DO AÇO - PERFIS
ESTRUTURA MISTA	R\$ 54.628,34	R\$ 27.591,19	R\$ 663.268,08
ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO	R\$ 167.235,00	R\$ 63.913,80	R\$ 0,00

DIMENSIONAMENTO	FORMAS (R\$)	STEEL DECK	CORDOALHAS	TOTAL
ESTRUTURA MISTA	R\$ 0,00	R\$ 220.404,98	R\$ 0,00	R\$ 965.892,60
ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO	R\$ 91.137,60	R\$ 0,00	R\$ 142.524,20	R\$ 464.810,60

Fonte: Acervo Pessoal (2020)

Figura 4-27 – Gráfico comparativo dos custos da estrutura



Fonte: Acervo Pessoal (2020)

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo em questão teve como principal objetivo verificar a viabilidade dos sistemas em aço (com uso de elementos mistos nas lajes e vigas) e concreto protendido para a edificação “CT 1”, através da comparação entre os dois sistemas.

Os dois modelos, com mesmas dimensões e área útil, foram dimensionados através dos softwares SAP 2000 e TQS Unipro, utilizando os mesmos carregamentos permanentes e sobrecargas. Os dois sistemas estruturais foram submetidos à análise no estado limite último e no estado limite de serviço. No caso dos elementos mistos de aço e concreto foi ainda considerada a verificação antes da cura do concreto, lançando mão das combinações especiais de construção.

Após o dimensionamento e análise concluídos foi possível fazer o levantamento de consumo dos materiais envolvidos, sobretudo o aço e concreto. A partir disso, foram comparadas as duas soluções estruturais, verificando os custos obtidos através do consumo de aço, concreto e formas, obtendo como resultado a estrutura em concreto protendido como mais econômica.

É válido destacar que os comparativos de custo ficam mais coerentes quando avaliados em conjunto com outros parâmetros no contexto da construção civil, como cronograma da obra, tempo, mão de obra, montagem, manutenção, entre outros. Portanto, não é possível afirmar neste trabalho que um sistema é mais vantajoso do que o outro.

5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Para trabalhos futuros é importante elaborar orçamento comparativo mais detalhado entre as duas soluções apresentadas neste trabalho. Dessa forma, seriam levados em conta não apenas o preço global da estrutura referentes aos insumos, mas também a mão de obra necessária. Além disso, pode-se levar em conta na análise comparativa o tempo total da fase de construção através de uma análise mais

detalhista do cronograma, avaliando atividades e eventos nas mais variadas fases da obra. Dessa forma, ficaria melhor definida a análise comparativa entre as estruturas de aço e concreto protendido.

REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, José Milton de. **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado**. Rio Grande - RS – Brasil, maio de 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Norma Brasileira para Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças Devidas ao Vento em Edificações**. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323 : Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios em Situação de Incêndio**. Rio de Janeiro, 2013.
- BARBOZA, Thomaz de Sá. **Estudo Comparativo do Dimensionamento de Lajes Protendidas com uso de Programas Computacionais**. 165 f. Projeto de Graduação – Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.
- BELLEI, I. H., PINHO, F. O., PINHO, M. O, 2008, “**Edifícios de múltiplos andares em aço**”, Pini.
- CARDOSO, F. F. et al.. **Projeto e construção de edifícios de aço: uso do aço na construção**. São Paulo: EPUSP, 1988. (Publicação Técnica, v. 2)
- CASTRO, Sérgio Vannucci. **Concreto Protendido – Vantagens e desvantagens dos diferentes processos de protensão do concreto nas estruturas**. 46 f. Monografia – Curso de Especialização em Construção Civil, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, 2011.

CBCA. **Construção em Aço - Aços estruturais**. 2014. Disponível em <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/construcao-em-aco-acos-estruturais.php>>.

Acesso em: 22 de abr. 2020.

CBCA. **Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço**. 4ª edição. Rio de Janeiro, 2018.

CORRÊA, Ariel Freitas, DAUZACKER, Luís André Von Jess – **Estruturas Mistas – Aço Concreto: Vantagens da Utilização**. 68 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Curso de Engenharia Civil, Faculdade Capixaba da Serra – Multivix Serra, Serra, 2015.

EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION - **BS EN 1991-1-4**: Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions. Brussels, 2005.

FARIA, Elves Lincoln. **Projeto de Lajes planas protendidas via método dos elementos finitos e pórticos equivalentes**. 289 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

FILHO, Fernando Menezes de Almeida. **Estruturas de Pisos de Edifícios com a Utilização de Cordoalhas Engraxadas**. 283 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

HANAI, João Bento de. **Fundamentos do concreto protendido**. 116 f. Ebook de apoio para o Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

LOUREIRO, Giordano José. **Projeto de Lajes protendidas com cordoalhas engraxadas**. Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, Fortaleza, Abril, 2006.

MARTINS, Izaura de Vargas; RODRIGUES, Marcos Antonio Campos. **Dimensionamento e Detalhamento do Tabuleiro de uma Ponte Rodoviária em Concreto Protendido**. 152 f. Projeto de Graduação – Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2011.

METFORM. **Catálogo Metform Telha-fôrma (Steel Deck)**. Edição 2019. Disponível em <http://www.metform.com.br/wordpress/wp-content/uploads/2019/11/Cat%C3%A1logo-Steel-Deck-2019.pdf> Acesso em: 03 de jun. 2020 Betim, 2019.

PASSAMANI, Vinícius. **Análise comparativa de custo direto de sistemas estruturais de lajes de concreto armado e concreto protendido para pavimentos tipo de edifícios**. 191 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2019.

PEDROZO, David Guillermo Esteche. **Estudo de Modelos para Projeto de Lajes Lisas Protendidas**. 145 f. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Estruturas de aço: dimensionamento prático** - 8 ed. Rio de Janeiro, 2009.

Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. **Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas**. Volume 8, Abril de 2015.

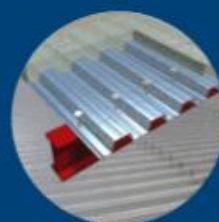
TEIXEIRA, Antonio de Oliveira Fernandes. **Cálculo Automático de Lajes Protendidas Simuladas como Grelha Utilizando o Método dos Elementos Finitos**. 162 f. Dissertação (Mestrado), Departamento de Estruturas, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1998.

VERÍSSIMO, Gustavo de Sousa; JR, Kléos M Lenz César. **Concreto Protendido: Fundamentos Básicos**. 4ª edição. Viçosa, Universidade Federal de Viçosa – Departamento de Engenharia Civil, Novembro de 1998.

ANEXOS

ANEXO A – CATÁLOGO METFORM

TELHA-FÔRMA (STEEL DECK)



ECONOMIA, QUALIDADE E DURABILIDADE



Edifício Concórdia Business Tower
Nova Lima - MG



Ponte sobre o Rio Orinoco
Puerto Ordaz - Venezuela



Edifício Sede do Jornal La Nación
Buenos Aires - Argentina



Hotel Praia Formosa
Rio de Janeiro - RJ



Hospital Mater Dei
Belo Horizonte - MG



São Paulo Corporate Tower
São Paulo - SP

Telha-Fôrma

(Steel Deck)

A Telha-fôrma METFORM possui dupla função: como forma para concreto durante a construção e como armadura positiva de lajes para as cargas de serviço. A Telha-fôrma METFORM possui canais largos, permitindo a utilização de conectores de cisalhamento Stud Bolts, o que possibilita o cálculo de vigas mistas e reduz o peso da estrutura.

A METFORM disponibiliza a Telha-fôrma em dois modelos:

- **MF 50**, com 50mm de altura e com largura útil de 915mm, adotado em edificações urbanas tipo hotéis, hospitais, escritórios, edifícios, garagens, etc.

- **MF 75**, com 75mm de altura e com largura útil de 820mm, recomendado para empreendimentos industriais e lajes com necessidade de resistência a cargas elevadas.

A Telha-fôrma METFORM é fabricada em aço especial zincado de alta resistência ZAR 280 ASTM A 653 Grau 40, nas espessuras 0,80mm, 0,95mm e 1,25mm, com um comprimento de até 12.000mm.

A Telha-fôrma METFORM constitui com a estrutura metálica, um sistema construtivo de alta eficiência, com grande aplicação na construção de centros de convenções, shoppings centers, edifícios comerciais e residenciais, hotéis, hospitais, escolas, conjuntos habitacionais, garagens, mezaninos para armazéns e edifícios industriais em geral. Pode ser pintada, em sua face inferior.

Dentre as muitas vantagens para a construção, destacam-se as seguintes:

- Alta qualidade de acabamento da laje;
- Permite utilização de viga mista;
- Dispensa escoramento e reduz desperdício de material;
- Facilidade de instalação e maior rapidez construtiva;
- Funciona como plataforma de serviço e proteção aos operários que trabalham nos andares inferiores, propiciando maior segurança;
- Apresenta facilidade para a passagem de dutos das diversas instalações, favorecendo também a fixação de forros.



METFORM®

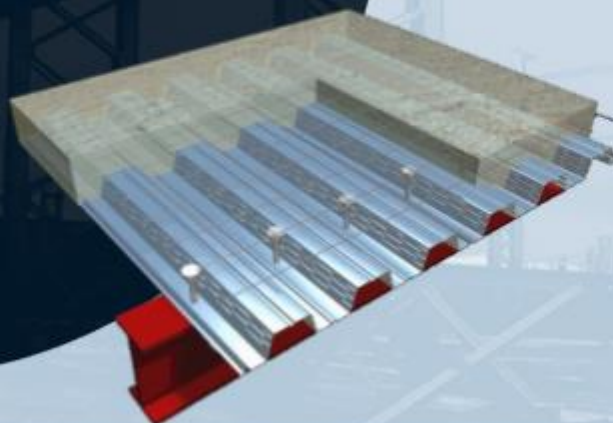
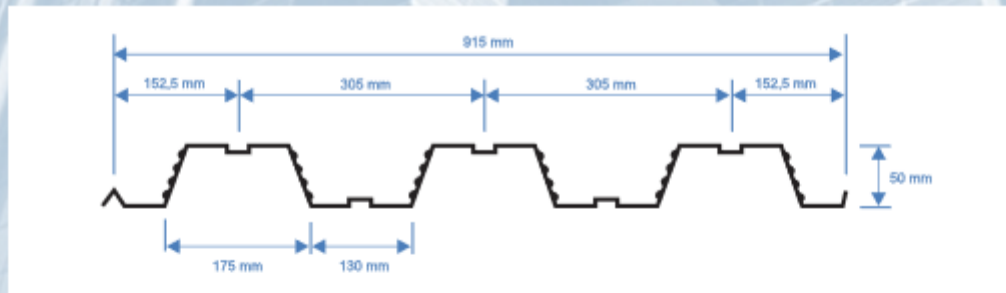


Tabela de cargas e vãos máximos - MF 50

		Altura da Laje (mm)	Espessura Trelha-forma (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio (kN/m²)	M. Inércia Laje Mista (10 ⁶ m ⁴ /m)	Carga Sobreposta Vãos							
				Simples (mm)	Duplo (mm)	Triplo (mm)	Balanço (mm)			1.800	1.900	2.000	2.100	2.200	2.300	2.400	2.500
Laje de Forma	100	0,80	2.050	2.800	2.900	900	1,85	5,25	9,31	8,14	7,14	6,28	5,54	4,89	4,32	3,82	
		0,95	2.550	3.150	3.250	1.100	1,86	5,61	11,68	10,24	9,01	7,96	7,04	6,25	5,55	4,94	
		1,25	3.200	3.800	3.800	1.450	1,89	6,26	16,43	14,45	12,76	11,31	10,06	8,97	8,02	7,18	
	110	0,80	1.800	2.700	2.800	900	2,08	6,89	10,56	9,23	8,10	7,13	6,29	5,55	4,91	4,34	
		0,95	2.400	3.050	3.150	1.050	2,10	7,35	13,25	11,62	10,23	9,03	8,00	7,10	6,31	5,61	
		1,25	3.050	3.650	3.650	1.400	2,13	8,19	18,64	16,39	14,48	12,84	11,42	10,18	9,10	8,15	
	120	0,80	1.650	2.600	2.700	850	2,32	8,85	11,81	10,33	9,06	7,98	7,03	6,21	5,50	4,86	
		0,95	2.250	2.900	3.000	1.050	2,33	9,43	14,82	13,00	11,44	10,10	8,95	7,94	7,06	6,28	
		1,25	2.950	3.550	3.550	1.350	2,36	10,49	20,00	18,34	16,20	14,36	12,78	11,40	10,19	9,13	
Laje de Piso	130	0,80	1.490	2.500	2.600	850	2,55	11,16	13,06	11,42	10,02	8,82	7,78	6,88	6,08	5,38	
		0,95	2.050	2.800	2.900	1.000	2,57	11,87	16,39	14,37	12,65	11,18	9,90	8,79	7,81	6,96	
		1,25	2.800	3.400	3.400	1.350	2,60	13,19	20,00	20,00	17,91	15,89	14,13	12,61	11,28	10,10	
	140	0,80	1.350	2.450	2.500	800	2,79	13,85	14,31	12,52	10,99	9,67	8,53	7,54	6,67	5,90	
		0,95	1.850	2.750	2.800	1.000	2,80	14,72	17,96	15,75	13,87	12,25	10,85	9,63	8,57	7,63	
		1,25	2.700	3.300	3.300	1.300	2,83	16,32	20,00	20,00	19,63	17,41	15,49	13,82	12,36	11,08	
	150	0,80	1.250	2.300	2.450	800	3,02	16,93	15,57	13,61	11,95	10,52	9,28	8,20	7,26	6,42	
		0,95	1.700	2.650	2.750	950	3,04	17,98	19,53	17,13	15,08	13,33	11,80	10,48	9,32	8,30	
		1,25	2.600	3.200	3.250	1.250	3,07	19,90	20,00	20,00	20,00	18,94	16,85	15,04	13,45	12,05	
160	0,80	1.150	2.200	2.300	800	3,26	20,45	16,82	14,71	12,91	11,37	10,03	8,87	7,84	6,95		
	0,95	1.600	2.550	2.650	950	3,27	21,69	20,00	18,51	16,30	14,40	12,76	11,33	10,07	8,97		
	1,25	2.550	3.100	3.150	1.250	3,30	23,97	20,00	20,00	20,00	20,00	18,21	16,25	14,53	13,03		
170	0,80	1.050	2.050	2.150	750	3,49	24,43	18,07	15,81	13,88	12,22	10,78	9,53	8,43	7,47		
	0,95	1.500	2.500	2.600	900	3,51	25,87	20,00	19,89	17,51	15,47	13,71	12,17	10,83	9,64		
	1,25	2.450	3.050	3.050	1.200	3,54	28,55	20,00	20,00	20,00	20,00	19,57	17,46	15,62	14,00		

Dimensões



Consumo de concreto - Armadura para retração

Altura de laje (mm)	Consumo de Concreto (m ³ /m ²)	Tipo de armadura para retração, em tela soldada		
		Denominação	Composição	Peso (kg/m ²)
100	0,0750	Q-75	Ø3,8 x Ø3,8 – 150 x 150	1,21
110	0,0850	Q-75	Ø3,8 x Ø3,8 – 150 x 150	1,21
120	0,0950	Q-75	Ø3,8 x Ø3,8 – 150 x 150	1,21
130	0,1050	Q-92	Ø4,2 x Ø4,2 – 150 x 150	1,48
140	0,1150	Q-92	Ø4,2 x Ø4,2 – 150 x 150	1,48
150	0,1250	Q-113	Ø3,8 x Ø3,8 – 100 x 100	1,80
160	0,1350	Q-113	Ø3,8 x Ø3,8 – 100 x 100	1,80
170	0,1450	Q-138	Ø4,2 x Ø4,2 – 100 x 100	2,20

Propriedades físicas (para largura de 1.000mm)

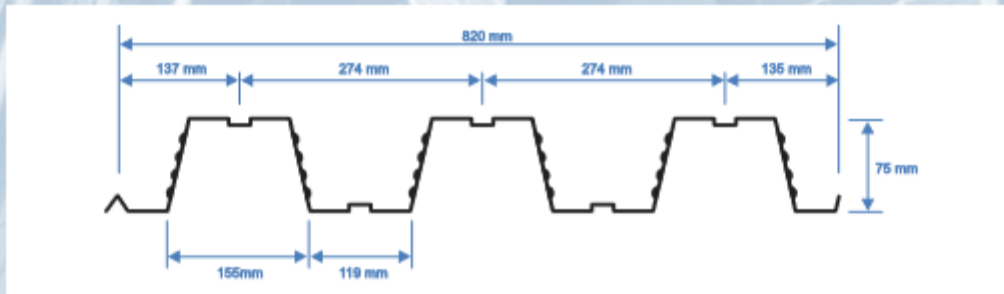
Esp. Nominal (mm)	Esp. Projeto (mm)	Altura total (mm)	Peso (kg/m ²)	Reações máximas de apoio		Módulo de Resistência (mm ²)	Inércia para Deformação (mm ⁴)	Área de aço (mm ²)	Centro de Gravidade (mm)
				Externo (kN)	Interno (kN)				
0,80	0,76	52,26	8,39	4,95	14,67	14.599	449.419	997	26,13
0,95	0,91	52,41	9,97	6,51	20,89	18.778	562.372	1.193	26,21
1,25	1,21	52,71	13,11	11,41	35,43	27.791	786.502	1.587	26,36

Máxima (kN/m²) (mm)								
2.600	2.650	2.700	2.800	2.900	3.000	3.100	3.200	
3,38	3,18	2,99	2,63	2,32	2,03	1,78	1,54	
4,40	4,15	3,92	3,49	3,10	2,75	2,44	2,16	
6,44	6,10	5,78	5,19	4,67	4,20	3,77	3,38	
8,64	8,61	8,39	7,60	6,94	6,32	5,82	5,36	
10,90	10,72	10,45	9,56	8,83	8,13	7,58	7,06	
13,31	13,03	12,67	11,60	10,75	10,00	9,40	8,84	
15,80	15,45	15,05	13,86	12,89	12,00	11,35	10,74	
18,36	17,92	17,44	16,06	14,96	13,90	13,10	12,44	
21,00	20,47	19,90	18,34	17,11	16,00	15,15	14,44	
23,70	23,07	22,40	20,66	19,31	18,10	17,20	16,54	
26,46	25,73	25,00	23,06	21,59	20,30	19,35	18,64	
29,28	28,45	27,62	25,46	23,89	22,40	21,40	20,64	
32,06	31,13	30,20	27,94	26,31	24,70	23,65	22,84	
34,80	33,77	32,74	30,26	28,49	26,80	25,70	24,84	
37,50	36,37	35,24	32,46	30,59	28,80	27,65	26,74	
40,16	38,93	37,70	34,56	32,61	30,70	29,50	28,54	
42,78	41,45	40,12	36,56	34,56	32,50	31,25	30,24	
45,36	43,93	42,50	38,46	36,36	34,20	32,90	31,84	
47,90	46,37	44,84	40,26	38,01	35,80	34,45	33,34	
50,40	48,77	47,14	41,96	39,56	37,30	35,90	34,74	
52,86	51,13	49,40	43,56	41,01	38,70	37,30	36,14	
55,28	53,45	51,62	45,06	42,36	39,90	38,55	37,34	
57,66	55,73	53,80	46,46	43,61	41,00	39,65	38,34	
60,00	58,00	56,00	47,76	44,76	42,00	40,65	39,34	
62,30	60,27	58,14	48,96	45,86	42,90	41,55	40,24	
64,56	62,53	60,30	50,06	46,91	43,80	42,45	41,14	
66,78	64,77	62,44	51,06	47,91	44,60	43,25	41,94	
68,96	66,93	64,50	52,06	48,86	45,40	44,05	42,74	
71,10	69,07	66,54	53,06	49,76	46,20	44,85	43,54	
73,20	71,13	68,50	54,06	50,61	46,90	45,65	44,34	
75,26	73,17	70,44	55,06	51,46	47,60	46,45	45,14	
77,28	75,13	72,30	56,06	52,26	48,30	47,25	45,84	
79,26	77,07	74,14	57,06	53,01	48,90	48,05	46,54	
81,20	78,93	75,90	58,06	53,76	49,50	48,85	47,24	
83,10	80,77	77,64	59,06	54,46	50,10	49,65	47,94	
85,00	82,53	79,30	60,06	55,16	50,70	50,45	48,64	
86,86	84,27	80,94	61,06	55,86	51,30	51,25	49,34	
88,68	85,93	82,50	62,06	56,56	51,90	52,05	50,04	
90,46	87,57	84,04	63,06	57,26	52,50	52,85	50,74	
92,20	89,13	85,50	64,06	57,96	53,10	53,65	51,44	
93,90	90,67	86,94	65,06	58,66	53,70	54,45	52,14	
95,56	92,13	88,30	66,06	59,36	54,30	55,25	52,84	
97,18	93,57	89,64	67,06	60,06	54,90	56,05	53,54	
98,76	94,93	90,90	68,06	60,76	55,50	56,85	54,24	
100,30	96,27	92,14	69,06	61,46	56,10	57,65	54,94	
101,80	97,53	93,30	70,06	62,16	56,70	58,45	55,64	
103,26	98,77	94,44	71,06	62,86	57,30	59,25	56,34	
104,68	100,00	95,50	72,06	63,56	57,90	60,05	57,04	
106,06	101,20	96,54	73,06	64,26	58,50	60,85	57,74	
107,40	102,37	97,50	74,06	64,96	59,10	61,65	58,44	
108,70	103,53	98,44	75,06	65,66	59,70	62,45	59,14	
110,00	104,67	99,30	76,06	66,36	60,30	63,25	59,84	
111,26	105,73	100,14	77,06	67,06	60,90	64,05	60,54	
112,48	106,77	100,94	78,06	67,76	61,50	64,85	61,24	
113,66	107,73	101,64	79,06	68,46	62,10	65,65	61,94	
114,80	108,67	102,30	80,06	69,16	62,70	66,45	62,64	
115,90	109,53	102,90	81,06	69,86	63,30	67,25	63,34	
116,96	110,37	103,44	82,06	70,56	63,90	68,05	64,04	
117,98	111,13	103,90	83,06	71,26	64,50	68,85	64,74	
118,96	111,87	104,30	84,06	71,96	65,10	69,65	65,44	
119,90	112,53	104,64	85,06	72,66	65,70	70,45	66,14	
120,80	113,13	104,90	86,06	73,36	66,30	71,25	66,84	
121,66	113,67	105,14	87,06	74,06	66,90	72,05	67,54	
122,48	114,13	105,30	88,06	74,76	67,50	72,85	68,24	
123,26	114,53	105,44	89,06	75,46	68,10	73,65	68,94	
124,00	114,87	105,50	90,06	76,16	68,70	74,45	69,64	
124,70	115,13	105,54	91,06	76,86	69,30	75,25	70,34	
125,36	115,37	105,50	92,06	77,56	69,90	76,05	71,04	
125,98	115,53	105,44	93,06	78,26	70,50	76,85	71,74	
126,56	115,67	105,30	94,06	78,96	71,10	77,65	72,44	
127,10	115,73	105,14	95,06	79,66	71,70	78,45	73,14	
127,60	115,73	104,90	96,06	80,36	72,30	79,25	73,84	
128,06	115,67	104,50	97,06	81,06	72,90	80,05	74,54	
128,48	115,53	104,04	98,06	81,76	73,50	80,85	75,24	
128,86	115,37	103,50	99,06	82,46	74,10	81,65	75,94	
129,20	115,13	102,90	100,06	83,16	74,70	82,45	76,64	
129,50	114,87	102,30	101,06	83,86	75,30	83,25	77,34	
129,76	114,53	101,64	102,06	84,56	75,90	84,05	78,04	
130,00	114,13	100,90	103,06	85,26	76,50	84,85	78,74	
130,20	113,67	100,14	104,06	85,96	77,10	85,65	79,44	
130,36	113,13	99,30	105,06	86,66	77,70	86,45	80,14	
130,48	112,53	98,44	106,06	87,36	78,30	87,25	80,84	
130,56	111,87	97,50	107,06	88,06	78,90	88,05	81,54	
130,60	111,13	96,54	108,06	88,76	79,50	88,85	82,24	
130,66	110,37	95,50	109,06	89,46	80,10	89,65	82,94	
130,70	109,53	94,44	110,06	90,16	80,70	90,45	83,64	
130,76	108,67	93,30	111,06	90,86	81,30	91,25	84,34	
130,80	107,73	92,14	112,06	91,56	81,90	92,05	85,04	
130,86	106,77	90,90	113,06	92,26	82,50	92,85	85,74	
130,90	105,73	89,64	114,06	92,96	83,10	93,65	86,44	
130,96	104,67	88,30	115,06	93,66	83,70	94,45	87,14	
131,00	103,53	86,94	116,06	94,36	84,30	95,25	87,84	
131,06	102,37	85,50	117,06	95,06	84,90	96,05	88,54	
131,10	101,20	84,04	118,06	95,76	85,50	96,85	89,24	
131,16	100,00	82,50	119,06	96,46	86,10	97,65	89,94	
131,20	98,77	80,90	120,06	97,16	86,70	98,45	90,64	
131,26	97,53	79,30	121,06	97,86	87,30	99,25	91,34	
131,30	96,27	77,64	122,06	98,56	87,90	100,05	92,04	
131,36	94,93	75,90	123,06	99,26	88,50	100,85	92,74	
131,40	93,57	74,14	124,06	99,96	89,10	101,65	93,44	
131,46	92,13	72,30	125,06	100,66	89,70	102,45	94,14	
131,50	90,67	70,44	126,06	101,36	90,30	103,25	94,84	
131,56	89,13	68,50	127,06	102,06	90,90	104,05	95,54	
131,60	87,57	66,54	128,06	102,76	91,50	104,85	96,24	
131,66	85,93	64,50	129,06	103,46	92,10	105,65	96,94	
131,70	84,27	62,44	130,06	104,16	92,70	106,45	97,64	
131,76	82,53	60,30	131,06	104,86	93,30	107,25	98,34	
131,80	80,77	58,14	132,06	105,56	93,90	108,05	99,04	
131,86	78,93	55,90	133,06	106,26	94,50	108,85	99,74	
131,90	77,07	53,80	134,06	106,96	95,10	109,65	100,44	
131,96	75,13	51,62	135,06	107,66	95,70	110,45	101,14	
132,00	73,17	49,44	136,06	108,36	96,30	111,25	101,84	
132,06	71,13	47,14	137,06	109,06	96,90	112,05	102,54	
132,10	69,07	44,84	138,06	109,76	97,50	112,85	103,24	
132,16	66,93	42,50	139,06	110,46	98,10	113,65	103,94	
132,20	64,77	40,14	140,06	111,16	98,70	114,45	104,64	
132,26	62,53	37,70	141,06	111,86	99,30	115,25	105,34	
132,30	60,27	35,24	142,06	112,56	99,90	116,05	106,04	
132,36	57,93	32,66	143,06	113,26	100,50	116,85	106,74	
132,40	55,57	30,00	144,06	113,96	101,10	117,65	107,44	
132,46	53,13	27,24	145,06	114,66	101,70	118,45	108,14	
132,50	50,67	24,40	146,06	115,36	102,30	119,25	108,84	
132,56	48,13	21,44	147,06	116,06	102,90	120,05	109,54	
132,60	45,57	18,30	148,06	116,76	103,50	120,85	110,24	
132,66	42,93	15,00	149,06	117,46	104,10	121,65	110,94	
132,70	40,27	11,54	150,06	118,16	104,70	122,45	111,64	
132,76	37,53	8,70	151,06	118,86	105,30	123,25	112,34	
132,80	34,77	5,64	152,06	119,56	105,90	124,05	113,04	
132,86	31,93	2,40	153,06	120,26	106,50	124,85	113,74	
132,90	29,07	-0,94	154,06	120,96	107,10	125,65	114,44	
132,96	26,13	-3,90	155,06	121,66	107,70	126,45	115,14	
133,00	23,13	-6,86	156,06	122,36	108,30	127,25	115,84	
133,06	20,07	-9,84	157,06	123,06	108,90	128,05	116,54	
133,10								

Tabela de cargas e vãos máximos - MF 75

	Altura da Laje (mm)	Espessura Tola-Berna (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio (kN/m²)	M. Inércia Laje Mista (10⁻⁴ mm⁴/m)	Carga Sobreposta Vãos							
			Simplex (mm)	Duplo (mm)	Triplo (mm)	Balanço (mm)			2.000	2.100	2.200	2.300	2.400	2.500	2.600	2.700
Laje de Forro	130	0,80	2.350	3.200	3.300	1.150	2,27	10,66	11,87	10,56	9,42	8,43	7,56	6,79	6,11	5,51
		0,95	3.000	3.650	3.750	1.350	2,28	11,34	14,19	12,69	11,38	10,25	9,25	8,36	7,58	6,88
		1,25	3.650	4.300	4.400	1.650	2,32	12,74	18,83	16,94	15,31	13,88	12,62	11,50	10,51	9,63
Laje de Piso	140	0,80	2.200	3.100	3.200	1.150	2,50	13,17	13,16	11,71	10,45	9,35	8,39	7,54	6,78	6,11
		0,95	2.850	3.500	3.600	1.350	2,52	13,99	15,74	14,07	12,63	11,37	10,26	9,28	8,41	7,64
		1,25	3.500	4.150	4.250	1.600	2,55	15,68	20,00	18,79	16,98	15,39	14,00	12,76	11,67	10,69
	150	0,80	2.000	3.000	3.100	1.100	2,74	16,06	14,46	12,86	11,48	10,28	9,22	8,28	7,45	6,72
		0,95	2.650	3.400	3.500	1.300	2,75	17,04	17,28	15,45	13,87	12,49	11,27	10,20	9,24	8,39
		1,25	3.400	4.000	4.100	1.550	2,79	19,05	20,00	20,00	18,65	16,91	15,38	14,02	12,82	11,75
	160	0,80	1.850	2.900	3.000	1.100	2,97	19,35	15,75	14,02	12,51	11,20	10,04	9,03	8,12	7,32
		0,95	2.500	3.300	3.400	1.250	2,99	20,51	18,83	16,84	15,11	13,61	12,28	11,11	10,07	9,15
		1,25	3.250	3.900	4.000	1.500	3,02	22,90	20,00	20,00	20,00	18,42	16,76	15,28	13,97	12,80
	170	0,80	1.700	2.800	2.900	1.050	3,21	23,07	17,04	15,17	13,54	12,12	10,87	9,77	8,80	7,93
		0,95	2.350	3.200	3.300	1.250	3,23	24,44	20,00	18,22	16,36	14,72	13,29	12,03	10,91	9,90
		1,25	3.150	3.800	3.900	1.450	3,26	27,24	20,00	20,00	20,00	19,94	18,14	16,54	15,12	13,85
	180	0,80	1.550	2.750	2.850	1.050	3,44	27,25	18,34	16,32	14,57	13,04	11,70	10,52	9,47	8,53
		0,95	2.200	3.100	3.200	1.200	3,46	28,84	20,00	19,61	17,60	15,84	14,30	12,94	11,74	10,66
		1,25	3.050	3.700	3.800	1.450	3,50	32,10	20,00	20,00	20,00	20,00	19,51	17,80	16,28	14,92
	190	0,80	1.450	2.650	2.750	1.000	3,68	31,92	19,63	17,47	15,60	13,96	12,53	11,26	10,14	9,14
		0,95	2.100	3.050	3.150	1.200	3,70	33,75	20,00	20,00	18,84	16,96	15,32	13,86	12,57	11,41
		1,25	3.000	3.600	3.700	1.400	3,73	37,52	20,00	20,00	20,00	20,00	19,06	17,43	15,97	
	200	0,80	1.400	2.600	2.650	1.000	3,91	37,10	20,00	18,62	16,63	14,88	13,35	12,00	10,81	9,74
		0,95	1.950	2.950	3.050	1.150	3,93	39,19	20,00	20,00	20,00	18,08	16,33	14,78	13,40	12,17
		1,25	2.900	3.500	3.650	1.400	3,97	43,51	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	18,58	17,03

Dimensões



Consumo de concreto - Armadura para retração

Altura de laje (mm)	Consumo de Concreto (m³/m²)	Tipo de armadura para retração, em tela soldada		
		Denominação	Composição	Peso (kg/m²)
130	0,0925	Q-75	Ø3,8 x Ø3,8 – 150 x 150	1,21
140	0,1025	Q-75	Ø3,8 x Ø3,8 – 150 x 150	1,21
150	0,1125	Q-75	Ø3,8 x Ø3,8 – 150 x 150	1,21
160	0,1225	Q-82	Ø4,2 x Ø4,2 – 150 x 150	1,48
170	0,1325	Q-113	Ø3,8 x Ø3,8 – 100 x 100	1,80
180	0,1425	Q-113	Ø3,8 x Ø3,8 – 100 x 100	1,80
190	0,1525	Q-138	Ø4,2 x Ø4,2 – 100 x 100	2,20
200	0,1625	Q-138	Ø4,2 x Ø4,2 – 100 x 100	2,20

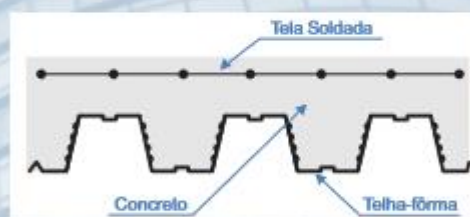
Propriedades físicas (para largura de 1.000mm)

Esp. Nominal (mm)	Esp. Projeto (mm)	Altura total (mm)	Peso (kg/m²)	Reações máximas de apoio		Módulo de Resistência (mm²)	Inércia para Deformação (mm⁴)	Área de aço (mm²)	Centro de Gravidade (mm)
				Externo (kN)	Interno (kN)				
0,80	0,76	74,98	9,37	6,76	21,01	22.710	1.017.138	1.112	37,49
0,95	0,91	75,13	11,12	8,90	29,70	28.788	1.254.749	1.332	37,57
1,25	1,21	75,43	14,63	14,62	49,53	40.599	1.666.741	1.771	37,72

Materiais utilizados

Basicamente são três os materiais utilizados na confecção de lajes mistas com Telha-fôrma:

- Telha-fôrma de aço zincado de alta resistência, (ZAR 280) ASTM A 653 Grau 40 e tensão de escoamento $f_y = 280 \text{ Mpa}$;
- Concreto de resistência mínima à compressão $f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$;
- Armadura em tela soldada, para controle de fissuração, tendo uma área mínima de 0,1% da área de concreto acima do topo da Telha-fôrma.



Máxima (kN/m²) (mm)	2.800	2.900	3.000	3.150	3.300	3.500	3.750	4.000
4,96	4,47	4,03	3,45	2,94	2,37	1,77	1,29	
6,25	5,69	5,18	4,51	3,92	3,26	2,56	2,00	
8,84	8,13	7,48	6,63	5,88	5,03	4,15	3,42	
11,51	10,67	9,88	8,93	7,97	6,93	5,88	4,94	
14,94	13,92	12,96	11,91	10,86	9,71	8,56	7,41	
18,81	17,62	16,43	15,14	13,85	12,56	11,27	9,98	
23,06	21,76	20,46	19,07	17,68	16,29	14,90	13,51	
27,63	26,23	24,83	23,34	21,85	20,36	18,87	17,38	
32,58	31,08	29,58	28,09	26,59	25,10	23,60	22,11	
37,91	36,31	34,71	33,12	31,52	30,03	28,53	27,04	
43,62	41,92	40,22	38,53	36,83	35,14	33,44	31,75	
49,71	47,91	46,11	44,32	42,52	40,73	38,93	37,14	
56,18	54,28	52,38	50,48	48,58	46,68	44,78	42,88	
63,03	61,03	59,03	57,03	55,03	53,03	51,03	49,03	
70,26	68,16	66,06	63,96	61,86	59,76	57,66	55,56	
77,87	75,67	73,47	71,27	69,07	66,87	64,67	62,47	
85,86	83,56	81,26	78,96	76,66	74,36	72,06	69,76	
94,23	91,83	89,43	87,03	84,63	82,23	79,83	77,43	
102,98	100,48	97,98	95,48	92,98	90,48	87,98	85,48	
112,11	109,51	106,91	104,31	101,71	99,11	96,51	93,91	
121,62	118,92	116,22	113,52	110,82	108,12	105,42	102,72	
131,51	128,71	125,91	123,11	120,31	117,51	114,71	111,91	
141,78	138,88	135,98	133,08	130,18	127,28	124,38	121,48	
152,43	149,43	146,43	143,43	140,43	137,43	134,43	131,43	
163,46	160,36	157,26	154,16	151,06	147,96	144,86	141,76	
174,87	171,67	168,47	165,27	162,07	158,87	155,67	152,47	
186,66	183,36	180,06	176,76	173,46	170,16	166,86	163,56	
198,83	195,43	192,03	188,63	185,23	181,83	178,43	175,03	
211,38	207,88	204,38	200,88	197,38	193,88	190,38	186,88	
224,31	220,71	217,11	213,51	210,01	206,51	203,01	199,51	
237,62	233,92	230,22	226,52	222,82	219,12	215,42	211,72	
251,31	247,51	243,71	240,01	236,31	232,61	228,91	225,21	
265,38	261,48	257,58	253,68	249,78	245,88	241,98	238,08	
279,83	275,83	271,83	267,83	263,83	259,83	255,83	251,83	
294,66	290,56	286,46	282,36	278,26	274,16	270,06	265,96	
309,87	305,67	301,47	297,27	293,07	288,87	284,67	280,47	
325,46	321,16	316,86	312,56	308,26	303,96	299,66	295,36	
341,43	337,03	332,63	328,23	323,83	319,43	315,03	310,63	
357,78	353,28	348,78	344,28	339,78	335,28	330,78	326,28	
374,51	369,91	365,31	360,71	356,11	351,51	346,91	342,31	
391,62	386,92	382,22	377,52	372,82	368,12	363,42	358,72	
409,11	404,31	399,51	394,71	390,01	385,31	380,61	375,91	
426,98	422,08	417,18	412,28	407,38	402,48	397,58	392,68	
445,23	440,23	435,23	430,23	425,23	420,23	415,23	410,23	
463,96	458,86	453,76	448,66	443,56	438,46	433,36	428,26	
483,17	477,97	472,77	467,57	462,37	457,17	451,97	446,77	
502,86	497,56	492,26	486,96	481,66	476,36	471,06	465,76	
522,93	517,53	512,13	506,73	501,33	495,93	490,53	485,13	
543,38	537,88	532,38	526,88	521,38	515,88	510,38	504,88	
564,21	558,61	553,01	547,41	541,81	536,21	530,61	525,01	
585,42	579,72	574,02	568,32	562,62	556,92	551,22	545,52	
606,91	601,11	595,41	589,71	584,01	578,31	572,61	566,91	
628,78	622,98	617,18	611,38	605,58	599,78	593,98	588,18	
650,93	645,03	639,13	633,23	627,33	621,43	615,53	609,63	
673,46	667,46	661,46	655,46	649,46	643,46	637,46	631,46	
696,27	690,17	684,07	677,97	671,87	665,77	659,67	653,57	
719,46	713,26	707,06	700,86	694,66	688,46	682,26	676,06	
742,93	736,63	730,33	724,03	717,73	711,43	705,13	698,83	
766,78	760,38	753,98	747,58	741,18	734,78	728,38	721,98	
790,91	784,41	777,91	771,41	764,91	758,41	751,91	745,41	
815,32	808,72	802,12	795,52	788,92	782,32	775,72	769,12	
840,01	833,31	826,61	820,01	813,41	806,81	800,21	793,61	
864,98	858,18	851,38	844,58	837,78	830,98	824,18	817,38	
890,23	883,33	876,43	869,53	862,63	855,73	848,83	841,93	
915,76	908,76	901,76	894,76	887,76	880,76	873,76	866,76	
941,57	934,47	927,37	920,27	913,17	906,07	898,97	891,87	
967,66	960,46	953,26	946,06	938,86	931,66	924,46	917,26	
994,03	986,73	979,43	972,13	964,83	957,53	950,23	942,93	
1020,68	1013,28	1005,88	998,48	991,08	983,68	976,28	968,88	
1047,61	1040,11	1032,61	1025,11	1017,61	1010,11	1002,61	995,11	
1074,82	1067,22	1059,62	1052,02	1044,42	1036,82	1029,22	1021,62	
1102,31	1094,61	1086,91	1079,21	1071,51	1063,81	1056,11	1048,41	
1130,08	1122,28	1114,48	1106,68	1098,88	1091,08	1083,28	1075,48	
1158,13	1150,23	1142,33	1134,43	1126,53	1118,63	1110,73	1102,83	
1186,46	1178,46	1170,46	1162,46	1154,46	1146,46	1138,46	1130,46	
1215,07	1206,97	1198,87	1190,77	1182,67	1174,57	1166,47	1158,37	
1243,96	1235,76	1227,56	1219,36	1211,16	1202,96	1194,76	1186,56	
1273,13	1264,83	1256,53	1248,23	1239,93	1231,63	1223,33	1215,03	
1302,58	1294,18	1285,78	1277,38	1268,98	1260,58	1252,18	1243,78	
1332,31	1323,81	1315,31	1306,81	1298,31	1289,81	1281,31	1272,81	
1362,32	1353,72	1345,12	1336,52	1327,92	1319,32	1310,72	1302,12	
1392,61	1383,91	1375,21	1366,51	1357,81	1349,11	1340,41	1331,71	
1423,18	1414,38	1405,58	1396,78	1387,98	1379,18	1370,38	1361,58	
1453,93	1445,03	1436,13	1427,23	1418,33	1409,43	1400,53	1391,63	
1484,86	1475,86	1466,86	1457,86	1448,86	1439,86	1430,86	1421,86	
1515,97	1506,87	1497,77	1488,67	1479,57	1470,47	1461,37	1452,27	
1547,26	1538,06	1528,86	1519,66	1510,46	1501,26	1492,06	1482,86	
1578,73	1569,43	1560,13	1550,83	1541,53	1532,23	1522,93	1513,63	
1610,38	1600,98	1591,58	1582,18	1572,78	1563,38	1553,98	1544,58	
1642,21	1632,71	1623,21	1613,71	1604,21	1594,71	1585,21	1575,71	
1674,22	1664,62	1655,02	1645,42	1635,82	1626,22	1616,62	1607,02	
1706,41	1696,71	1687,01	1677,31	1667,61	1657,91	1648,21	1638,51	
1738,78	1728,98	1719,18	1709,38	1699,58	1689,78	1679,98	1670,18	
1771,33	1761,43	1751,53	1741,63	1731,73	1721,83	1711,93	1702,03	
1804,06	1794,06	1784,06	1774,06	1764,06	1754,06	1744,06	1734,06	
1836,97	1826,87	1816,77	1806,67	1796,57	1786,47	1776,37	1766,27	
1869,96	1859,76	1849,56	1839,36	1829,16	1818,96	1808,76	1798,56	
1903,13	1892,83	1882,53	1872,23	1861,93	1851,63	1841,33	1831,03	
1936,48	1926,08	1915,68	1905,28	1894,88	1884,48	1874,08	1863,68	
1970,01	1959,51	1949,01	1938,51	1928,01	1917,51	1907,01	1896,51	
2003,72	1993,12	1982,52	1971,92	1961,32	1950,72	1940,12	1929,52	
2037,61	2026,91	2016,21	2005,51	1994,81	1984,11	1973,41	1962,71	
2071,68	2060,88	2050,08	2039,28	2028,48	2017,68	2006,88	1996,08	
2105,93	2095,03	2084,13	2073,23	2062,33	2051,43	2040,53	2029,63	
2140,36	2129,36	2118,46	2107,56	2096,66	2085,76	2074,86	2063,96	
2174,97	2163,87	2152,77	2141,67	2130,57	2119,47	2108,37	2097,27	
2209,76	2198,56	2187,36	2176,16	2164,96	2153,76	2142,56	2131,36	
2244,73	2233,43	2222,13	2210,83	2199,53	2188,23	2176,93	2165,63	
2279,88	2268,48	2257,08	2245,68	2234,28	2222,88	2211,48	2200,08	
2315,21	2303,71	2292,21	2280,71	2269,21	2257,71	2246,21	2234,71	
2350,72	2339,12	2327,52	2315,92	2304,32	2292,72	2281,12	2269,52	
2386,41	2374,71	2363,01	2351,31	2339,61	2327,91	2316,21	2304,51	
2422,28	2410,48	2398,68	2386,88	2375,08	2363,28	2351,48	2339,68	
2458,33	2446,43	2434,53	2422,63	2410,73	2398,83	2386,93	2375,03	
2494,56	2482,56	2470,56	2458,56	2446,56	2434,56	2422,56	2410,56	
2530,97	2518,87	2506,77	2494,67	2482,57	2470,47	2458,37	2446,27	
2567,56	2555,36	2543,16	2530,96	2518,76	2506,56	2494,36	2482,16	
2604,33	2592,03	2579,73	2567,43	2555,13	2542,83	2530,53	2518,23	
2641,28	2628,88	2616,48	2604,08	2591,68	2579,28	2566,88	2554,48	
2678,41	2665,91	2653,41	2640,91	2628,41	2615,91	2603,41	2590,91	
2715,72	2703,12	2690,52	2677,92	2665,32	2652,72	2640,12	2627,52	
2753,21	2740,61	2728,01	2715,41	2702,81	2690,21	2677,61	2665,01	
2790,86	2778,26	2765,66	2753,06	2740,46	2727,86	2715,26	2702,66	
2828,67	2816,07	2803,47	2790,87	2778,27	2765,67	2753,07	2740,47	
2866,64	2854,04	2						

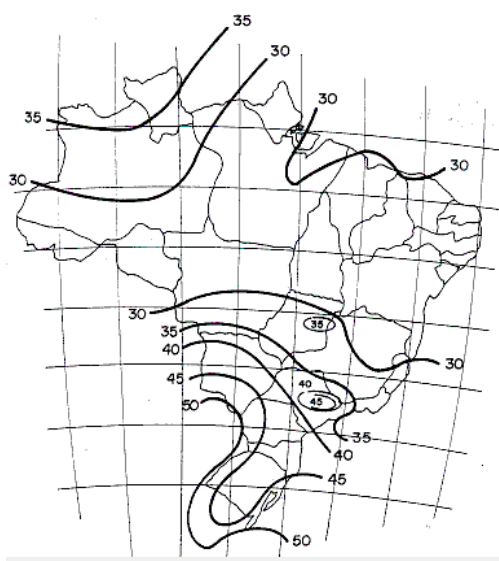
APÊNDICES

APÊNDICE A - CÁLCULO DA CARGA DE VENTO

Neste apêndice será apresentada a metodologia de cálculo do carregamento de vento conforme a ABNT NBR 6123:1988 e EN 1991-1-4.

A ABNT NBR 6123:1988 propõe, inicialmente, a observação das isopletras para a determinação da velocidade básica do vento na região de Vitória-ES, onde está localizada a edificação. Conforme a Figura A-1, determina-se a velocidade básica de 30 m/s.

Figura A-1 - Isopletras do Brasil.



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

A partir da velocidade básica é determinada a velocidade característica do vento, a qual é definida pela equação A-1:

(A-1)

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Com base nas características do terreno em que está localizada a estrutura, nas características e no uso da edificação, foi possível definir o valor dos coeficientes S1,

S2 e S3. O valor S1 leva em consideração as variações do relevo do terreno e, para esse caso, foi tomado como igual a 1,0 (terreno plano ou fracamente acidentado). Já o valor de S2 foi calculado a partir das dimensões da edificação em planta, altura e rugosidade do terreno. Nesse caso considerou-se uma edificação de categoria IV, classe C, já que sua maior dimensão ultrapassa 50,0 m, obtendo-se, então, $S2 = 0,713$. O valor de S3 (fator baseado em conceitos estatísticos) considera a vida útil da edificação e o grau de segurança requerido. Nesse caso foi considerado que a estrutura se encaixa no grupo 2, com o valor de S3 igual a 1,0. Dessa forma, a velocidade característica do vento é de 21,40 m/s.

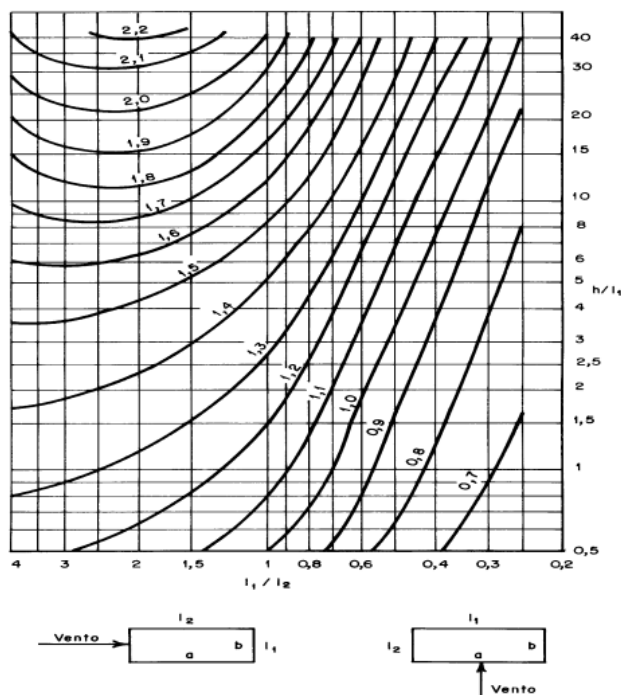
Dessa forma, é possível determinar a pressão dinâmica do vento, conforme equação a seguir:

(A-2)

$$q = 0,613 \cdot V_k^2$$

Nesse caso, equivale a 0,28 kN/m². Em seguida, é determinado o coeficiente de arrasto que atua na edificação, conforme o item 6.3 da ABNT NBR 6123:1988. De acordo com as características geométricas do edifício é possível encontrar tal coeficiente a partir do gráfico a seguir (Figura A-2)

Figura A-2 - Coeficiente de arrasto para edificações retangulares



Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

Na edificação deste trabalho, a altura total h é 7,60 m, a menor dimensão em planta, b , é 12,05 e a maior dimensão, a , é 86,40 m. Nesse caso, para vento a 0° , $h/l_1 = 7,60\text{m} / 12,05 = 0,63$ e $l_1 / l_2 = 12,05\text{m} / 86,40\text{m} = 0,139$. Para vento a 90° , $h/l_1 = 7,60\text{m} / 86,40 = 0,088$ e $l_1 / l_2 = 86,40\text{m} / 12,05\text{m} = 7,17$.

Os valores obtidos não foram contemplados no gráfico disponibilizado na ABNT NBR 6123:1988, visto que a relação l_1 / l_2 só contempla valores abaixo de 4 e para a relação h/l_1 , apenas valores entre 0,5 e 40. Diante disso, foi optado calcular o valor do coeficiente de arrasto através da norma europeia EN 1991-1-4.

Para a determinação do coeficiente de arrasto deve-se utilizar a seguinte equação:

(A-3)

$$C_f = C_{f0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda$$

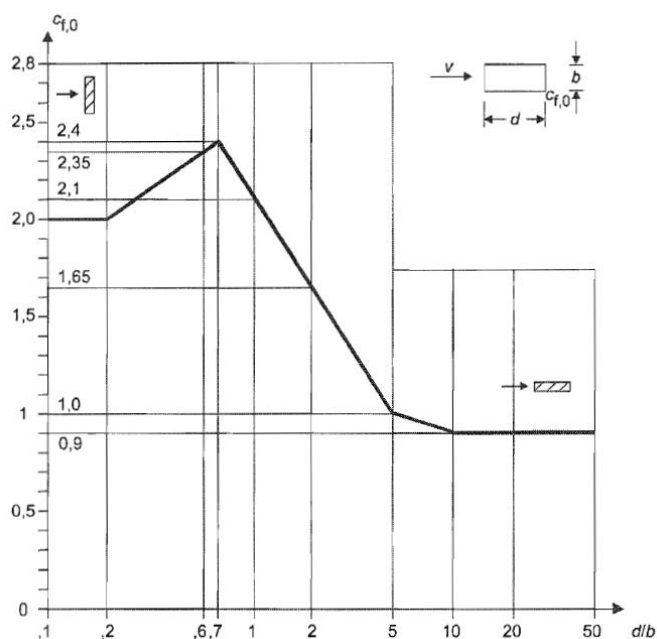
Sendo:

$C_{f,0}$ o coeficiente de força de seções retangulares com cantos agudos e sem fluxo de extremidade livre, obtido de acordo com o gráfico da Figura A-3.

ψ_r o fator de redução para seções quadradas com cantos arredondados. Esse fator depende do número de Reynolds;

ψ_λ o fator de efeito final para elementos com fluxo de extremidade livre.

Figura A-3 – Coeficiente de força $C_{f,0}$

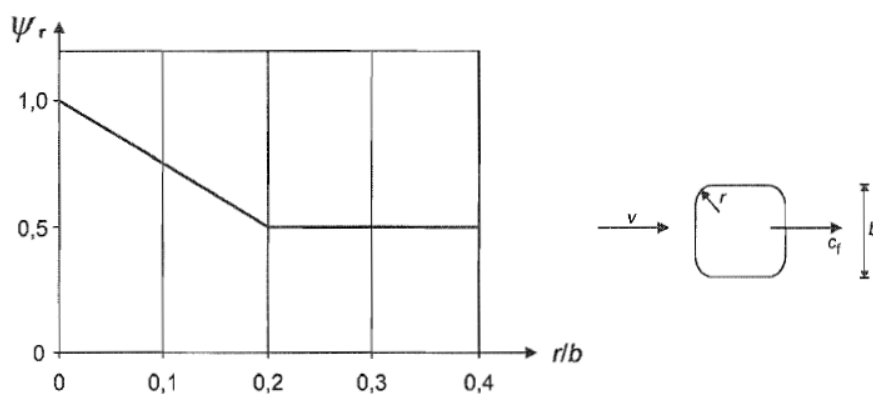


Fonte: EN 1991-1-4 (2005).

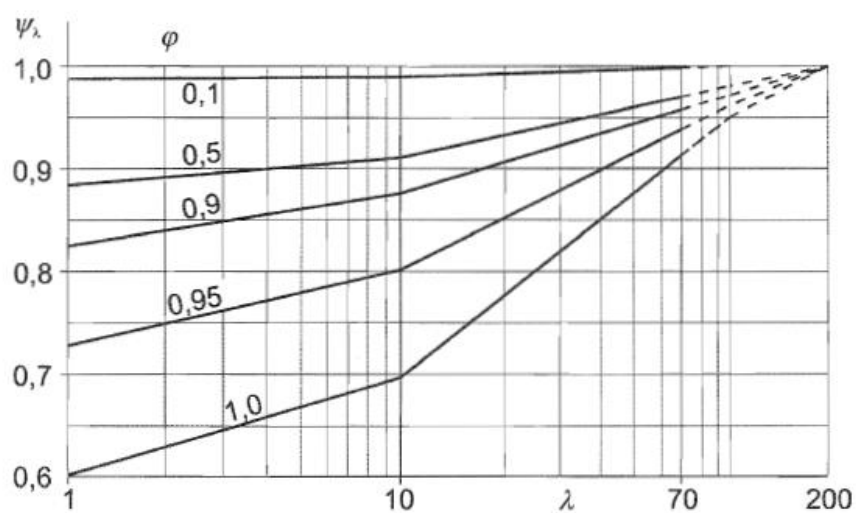
Nesse caso, $C_{f,0}$ encontrado é de 0,95 para vento a 0° e 2 para vento a 90° .

O valor de ψ_r , considerando cantos de 90° , foi de 1 (considerando r igual a zero, conforme a Figura A-4 e o valor de ψ_λ igual a 0,63 para vento a 0° e 0,6 para vento a 90° , conforme Figura A-5.

Nesse caso, para vento orientado a 0° foi considerado $C_f = 0,95 \times 1 \times 0,63 = 0,6$ e para vento atuando a 90° , $C_f = 2 \times 1 \times 0,6 = 1,2$.

Figura A-4 - Fator de redução ψ_r 

Fonte: EN 1991-1-4 (2005).

Figura A-5 - Fator de efeito final ψ_λ 

Fonte: EN 1991-1-4 (2005).

APÊNDICE B – DETALHAMENTOS DE CÁLCULO (ESTRUTURA METÁLICA)

Este apêndice apresenta as verificações detalhadas das vigas mistas biapoiadas, dimensionadas através das planilhas de Bubach (2013) e CBCA (2008), descritas na Tabela B-1.

Na Tabela B-2, será apresentado o resultado do dimensionamento dos pilares, vigas metálicas da cobertura e contraventamentos, via SAP 2000.

A Tabela B-3 apresenta a verificação das vigas metálicas engastadas, localizadas na cobertura e na Figura B-1, o deslocamento máximo apresentado no ELS.

Tabela B-1: Verificação das Vigas Mistas

VIGAS MISTAS								
PERFIL		ÍNDICE DE APROVEITAMENTO					FLECHA	
		FLT	FLA	FLM	Mom. Fletor	Esf. Cortante	limite (cm)	deform. (cm)
1° PAV.	W 360x32,7	N	59%	59%	85%	35%	2,55	2,35
							93%	
	W 150x24	N	20%	20%	25%	20%	0,51	2,35
							46%	
	W 410x67	54%	51%	51%	92%	39%	2,06	1,71
							83%	
2° PAV.	W 360x64	49%	48%	48%	92%	41%	2,06	2,01
							98%	
	W 310x32,7	61%	45%		74%	24%	2,06	1,91
							93%	
	W 250x45	N	55%	55%	47%	19%	1,24	2,55
							49%	
2° PAV.	W 150x24	N	22%	24%	17%	15%	0,38	0,9
							42%	
	W 360x44,5	76%	69%	69%	77%	27%	2,06	1,35
							66%	
	W 360x51	79%	74%	74%	74%	33%	2,06	1,64
							80%	
2° PAV.	W 250x44,5	39%	36%	36%	41%	15%	2,06	0,92
							45%	

Fonte: Acervo Pessoal (2020)

Tabela B-2: Verificação das colunas e contraventamentos via SAP 2000

PILARES E CONTRAVENTAMENTOS			
PERFIL	ÍNDICE DE APROVEITAMENTO	COMBINAÇÃO	LOCAÇÃO (m)
W200X31	1,00	ELU2.1	3,80
W200X31	0,95	ELU2.1	3,80
W200X31	0,66	ELU2.2	1,90
W200X31	0,42	ELU2.2	3,80
W360X45	0,41	ELU2.1	3,80
W360X45	0,71	ELU2.4	0,00
W360X45	0,84	ELU2.4	0,00
W360X45	0,94	ELU2.3	0,00
W360X45	0,87	ELU2.4	0,00
W360X45	0,68	ELU2.4	0,00
W360X45	0,58	ELU2.2	3,80
W360X45	0,93	ELU2.3	0,00
W200X31	0,92	ELU2.2	3,80
W200X31	0,66	ELU2.3	1,90
W200X31	0,66	ELU2.2	1,90
W200X31	0,66	ELU2.3	1,90
W200X31	0,53	ELU2.4	3,80
W360X45	0,77	ELU3.4	0,00
W200X31	0,20	ELU2.4	0,00
W200X31	1,00	ELU2.2	3,80
W200X31	0,54	ELU2.4	3,80
W360X45	0,32	ELU2.1	3,80
W360X45	0,75	ELU2.4	0,00
W360X45	0,80	ELU3.4	0,00
W360X45	0,77	ELU2.4	0,00
W360X45	0,61	ELU2.4	0,00
W360X45	0,45	ELU2.4	0,00
W360X45	0,80	ELU2.3	0,00
W200X31	0,45	ELU2.4	3,80
W360X45	0,67	ELU3.4	0,00
W360X45	0,95	ELU2.3	0,00
W200X31	0,51	ELU2.4	3,80
W360X45	0,77	ELU3.4	0,00
W360X45	0,99	ELU2.3	0,00
W200X31	0,55	ELU2.4	3,80
W360X45	0,82	ELU2.4	0,00
W360X45	0,83	ELU2.3	0,00
W200X31	0,47	ELU2.4	3,80

PILARES E CONTRAVENTAMENTOS			
PERFIL	ÍNDICE DE APROVEITAMENTO	COMBINAÇÃO	LOCAÇÃO (m)
W360X45	0,69	ELU2.4	0,00
W360X45	0,81	ELU2.3	0,00
W360X45	0,64	ELU3.4	0,00
W200X31	0,44	ELU2.4	3,80
W360X45	0,64	ELU2.4	0,00
W360X45	0,95	ELU2.3	0,00
W200X31	0,54	ELU2.4	3,80
W360X45	0,79	ELU3.4	0,00
W360X45	0,68	ELU2.3	0,00
W200X31	0,37	ELU2.4	3,80
W360X45	0,57	ELU2.4	0,00
2L76,2x76,2x7,9	0,04	ELU3.2	1,53
2L76,2x76,2x7,9	0,07	ELU2.2	1,53
2L76,2x76,2x7,9	0,07	ELU2.1	1,53
2L76,2x76,2x7,9	0,04	ELU3.1	1,53
2L76,2x76,2x7,9	0,07	ELU2.2	1,53
2L76,2x76,2x7,9	0,04	ELU3.2	1,53
2L76,2x76,2x7,9	0,04	ELU3.1	1,53
2L76,2x76,2x7,9	0,07	ELU2.1	1,53
2L76,2x76,2x7,9	0,15	ELU3.1	3,06
2L76,2x76,2x7,9	0,15	ELU3.2	3,06
2L76,2x76,2x7,9	0,24	ELU3.1	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,28	ELU3.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,28	ELU3.1	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,24	ELU3.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,26	ELU1.1	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,31	ELU2.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,32	ELU1.1	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,24	ELU3.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,28	ELU1.1	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,24	ELU1.1	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,23	ELU1.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,25	ELU3.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,24	ELU1.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,23	ELU1.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,23	ELU1.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,24	ELU3.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,25	ELU1.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,23	ELU1.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,23	ELU1.2	4,07

PILARES E CONTRAVENTAMENTOS			
PERFIL	ÍNDICE DE APROVEITAMENTO	COMBINAÇÃO	LOCAÇÃO (m)
2L76,2x76,2x7,9	0,26	ELU2.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,15	ELU3.1	3,06
2L76,2x76,2x7,9	0,15	ELU3.2	3,06
2L76,2x76,2x7,9	0,24	ELU3.1	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,24	ELU1.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,25	ELU2.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,26	ELU1.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,23	ELU1.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,23	ELU1.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,23	ELU1.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,23	ELU1.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,23	ELU1.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,23	ELU1.2	4,07
2L76,2x76,2x7,9	0,38	ELU2.2	2,62
2L76,2x76,2x7,9	0,36	ELU1.1	2,62
2L76,2x76,2x7,9	0,05	ELU1.1	0,00
2L76,2x76,2x7,9	0,06	ELU2.3	0,00

Fonte: Acervo Pessoal (2020)

Tabela B-3: Verificação das vigas metálicas via SAP 2000

VIGAS METÁLICAS			
PERFIL	ÍNDICE DE APROVEITAMENTO	COMBINAÇÃO	LOCAÇÃO (m)
C200X17	0,39	ELU2.4	3,34
C200X17	0,39	ELU2.4	3,34
C200X17	0,47	ELU2.4	0,00
C200X17	0,39	ELU2.4	1,67
C200X17	0,55	ELU2.4	0,00
C200X17	0,52	ELU2.4	0,48
C200X17	0,39	ELU2.4	3,34
C200X17	0,47	ELU2.4	0,00
C200X17	0,39	ELU2.4	1,67
C200X17	0,68	ELU2.3	1,92
W250X45	0,11	ELU1.1	2,81
W250X45	0,12	ELU3.3	2,81

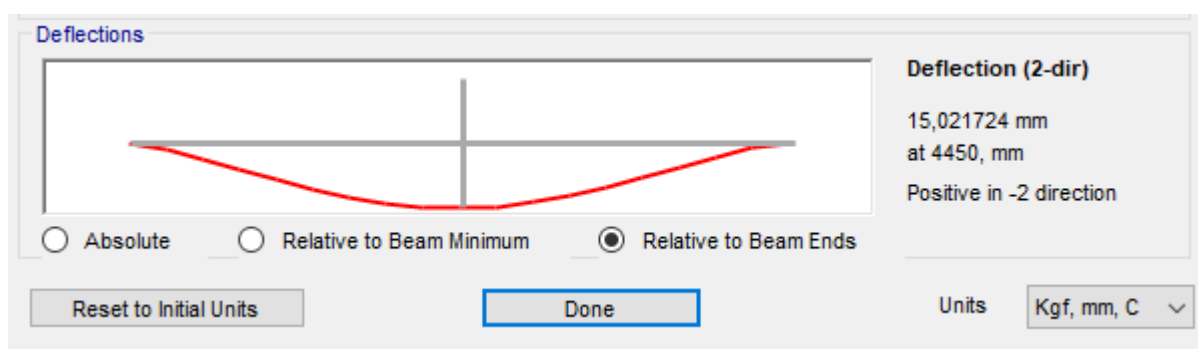
VIGAS METÁLICAS			
PERFIL	ÍNDICE DE APROVEITAMENTO	COMBINAÇÃO	LOCAÇÃO (m)
W250X45	0,12	ELU3.4	0,00
W250X45	0,12	ELU1.1	2,81
W200X31	0,56	ELU1.2	2,40
W200X31	0,56	ELU1.2	2,40
W150X24	0,39	ELU3.3	0,00
W150X24	0,40	ELU3.3	0,00
W250X45	0,82	ELU2.4	8,90
W150X24	0,37	ELU3.3	0,00
W250X45	0,83	ELU2.4	8,90
W150X24	0,39	ELU3.3	0,00
W250X45	0,83	ELU2.4	0,00
W250X45	0,84	ELU2.4	8,90
W150X24	0,34	ELU3.3	0,00
W250X45	0,85	ELU2.4	8,90
W150X24	0,33	ELU3.3	0,00
W150X24	0,39	ELU3.3	0,00
W250X45	0,83	ELU2.4	8,90
W150X24	0,40	ELU3.3	0,00
W250X45	0,84	ELU2.4	8,90
W150X24	0,34	ELU3.3	0,00
W250X45	0,84	ELU2.4	8,90
W150X24	0,32	ELU3.3	0,00
W250X45	0,82	ELU2.4	8,90
W150X24	0,40	ELU3.3	0,00
W150X24	0,24	ELU3.3	0,00
W150X24	0,25	ELU3.3	0,00
W360X51	0,37	ELU1.2	2,40
W250X45	0,83	ELU2.4	8,90
W150X24	0,40	ELU3.3	0,00
W200X19	0,30	ELU2.3	1,00
C200X17	0,57	ELU1.1	2,88
C200X17	0,39	ELU1.1	2,40
C200X17	0,26	ELU1.1	1,44
C200X17	0,26	ELU1.1	1,44
C200X17	0,35	ELU2.4	1,67
C200X17	0,49	ELU2.4	0,00
W200X19	0,28	ELU2.3	1,00
W200X19	0,41	ELU2.3	4,63
C200X17	0,63	ELU1.1	2,88
C200X17	0,44	ELU1.1	2,88

VIGAS METÁLICAS			
PERFIL	ÍNDICE DE APROVEITAMENTO	COMBINAÇÃO	LOCAÇÃO (m)
C200X17	0,25	ELU1.1	1,44
C200X17	0,26	ELU1.1	1,44
W250X45	0,84	ELU2.4	8,90
W250X45	0,83	ELU2.4	8,90
W250X45	0,53	ELU2.4	8,90
W250X45	0,53	ELU2.4	8,90
W200X27	0,04	ELU1.1	2,81
W200X27	0,08	ELU3.3	2,81
W200X27	0,04	ELU1.1	2,81
W200X27	0,08	ELU3.3	2,81
W250X45	0,83	ELU2.4	8,90
W150X24	0,39	ELU3.3	0,00
W200X19	0,04	ELU3.3	2,40
W200X19	0,39	ELU2.3	4,63
W200X19	0,04	ELU3.3	2,40
W200X31	0,02	ELU1.2	1,20
W200X31	0,02	ELU1.2	1,20
W250X45	0,37	ELU2.2	2,81
W200X31	0,02	ELU1.2	1,20
W200X31	0,02	ELU1.2	1,20
W250X45	0,42	ELU1.1	2,81
W150X24	0,24	ELU3.3	0
W150X24	0,25	ELU3.3	0
W360X51	0,37	ELU1.2	2,4
W250X45	0,83	ELU2.4	8,9
W150X24	0,40	ELU3.3	0
W200X19	0,30	ELU2.3	1
C200X17	0,57	ELU1.1	2,875
C200X17	0,39	ELU1.1	2,39583
C200X17	0,26	ELU1.1	1,4375
C200X17	0,26	ELU1.1	1,4375
C200X17	0,35	ELU2.4	1,67126
C200X17	0,49	ELU2.4	0
W200X19	0,28	ELU2.3	1
W200X19	0,41	ELU2.3	4,625
C200X17	0,63	ELU1.1	2,875
C200X17	0,44	ELU1.1	2,875
C200X17	0,25	ELU1.1	1,4375
C200X17	0,26	ELU1.1	1,4375
W250X45	0,84	ELU2.4	8,9

VIGAS METÁLICAS			
PERFIL	ÍNDICE DE APROVEITAMENTO	COMBINAÇÃO	LOCAÇÃO (m)
W250X45	0,83	ELU2.4	8,9
W250X45	0,53	ELU2.4	8,9
W250X45	0,53	ELU2.4	8,9
W200X27	0,04	ELU1.1	2,8125
W200X27	0,08	ELU3.3	2,8125
W200X27	0,04	ELU1.1	2,8125
W200X27	0,08	ELU3.3	2,8125
W250X45	0,83	ELU2.4	8,9
W150X24	0,39	ELU3.3	0
W200X19	0,04	ELU3.3	2,4
W200X19	0,39	ELU2.3	4,625
W200X19	0,04	ELU3.3	2,4
W200X31	0,02	ELU1.2	1,2
W200X31	0,02	ELU1.2	1,2
W250X45	0,37	ELU2.2	2,8125
W200X31	0,02	ELU1.2	1,2
W200X31	0,02	ELU1.2	1,2
W250X45	0,42	ELU1.1	2,8125

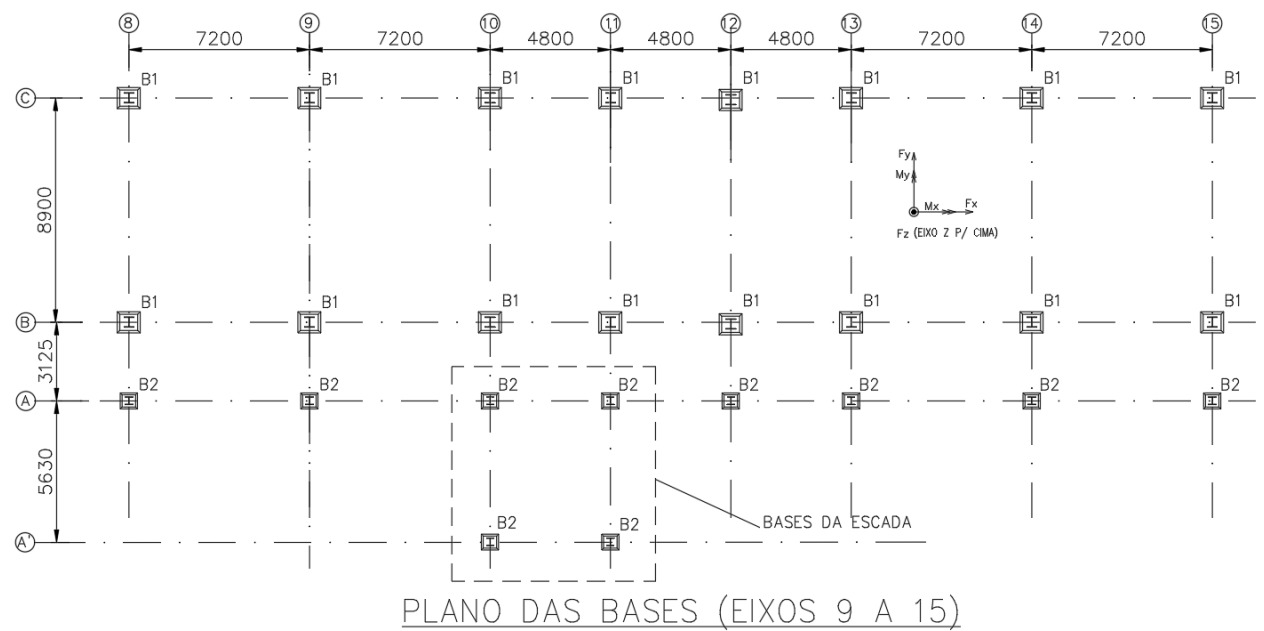
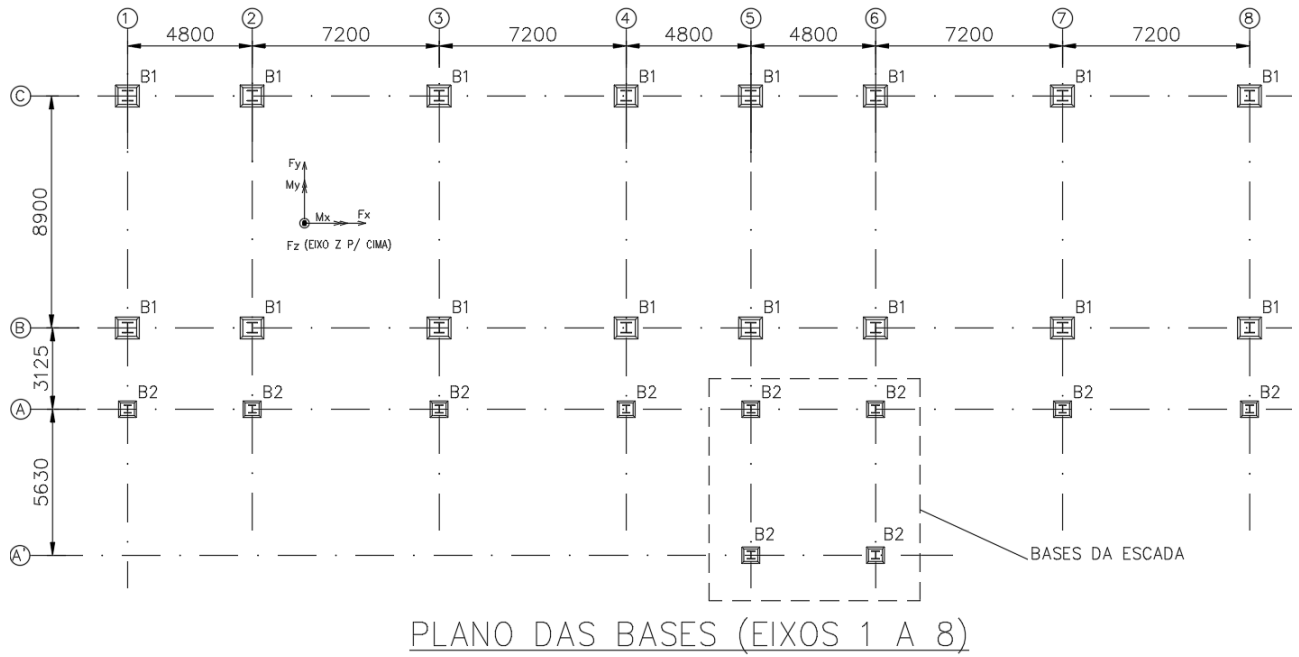
Fonte: Acervo Pessoal (2020)

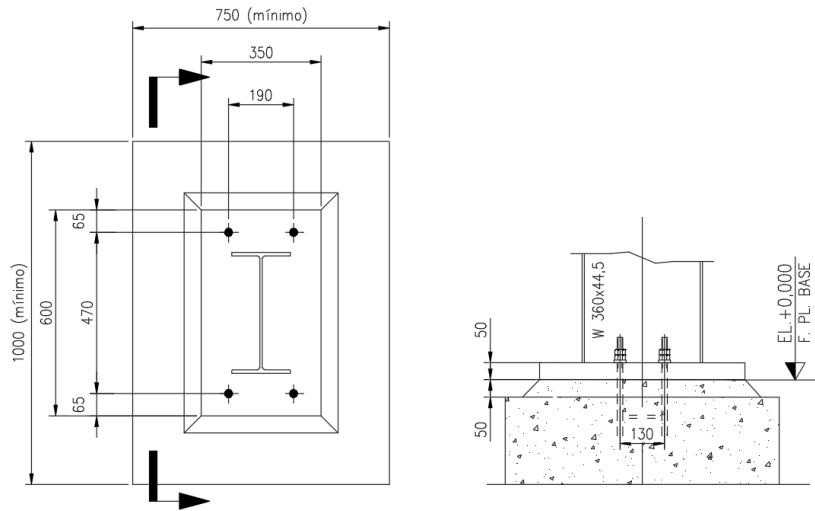
Figura B-1: Verificação das vigas metálicas de cobertura via SAP 2000



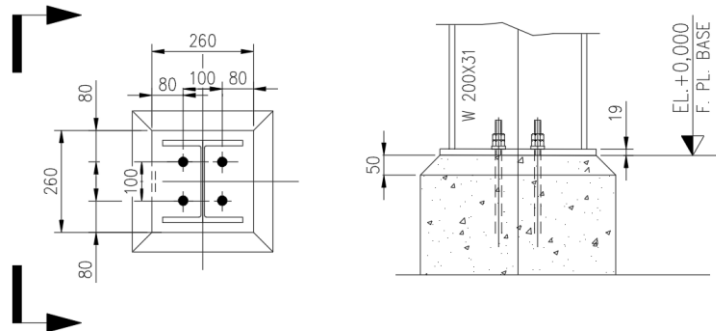
A Figura B-1 acima apresenta o caso mais crítico de deslocamento vertical apresentado o qual corresponde à viga W250x45 com comprimento de 8900 mm. O deslocamento está dentro do permitido pela ABNT NBR 8800:2008 de $L/350 = 8900/250 = 35,6$ mm.

APÊNDICE C – DESENHOS DE PROJETO (ESTRUTURA METÁLICA)



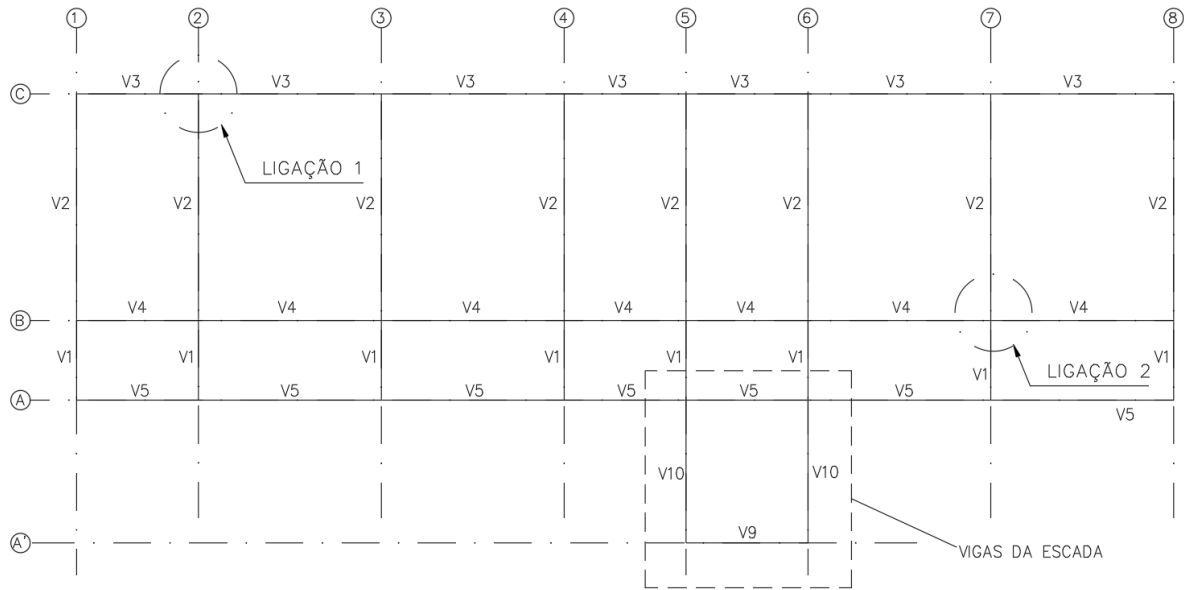


BASE TIPO 1

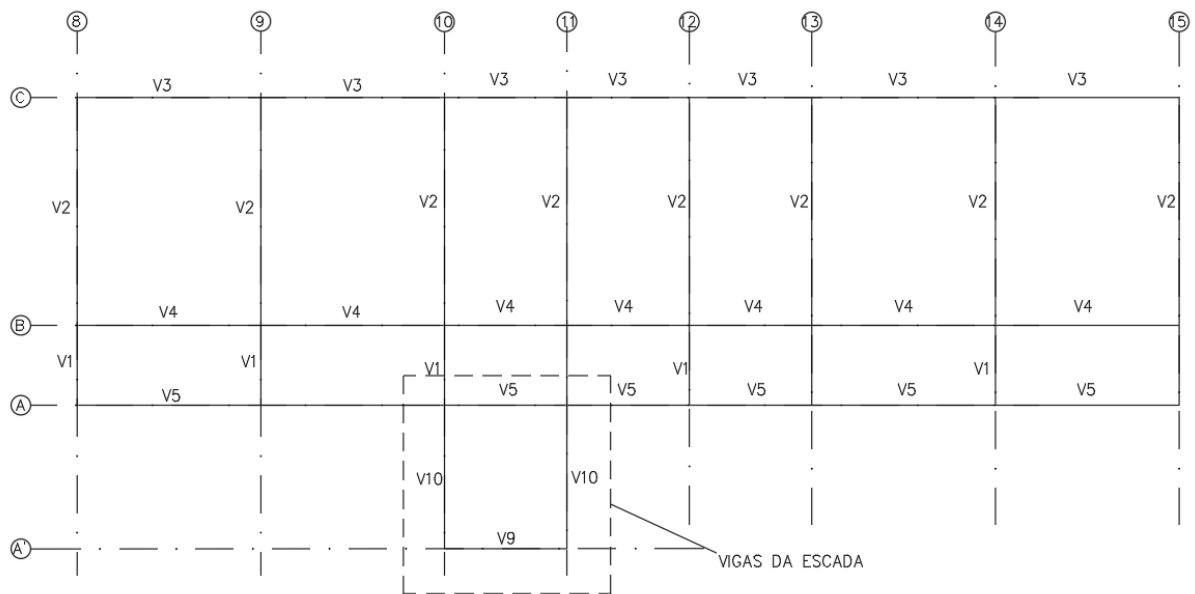


BASE TIPO 2

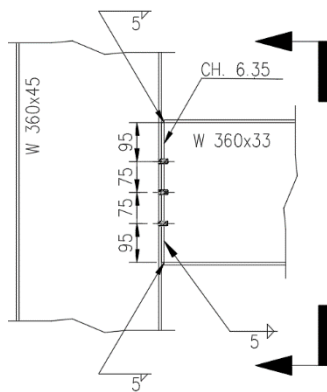
QUADRO DE CARGAS (CASO CRÍTICO)						
TIPOS DE BASE	CARGAS	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN.m)	MY(kN.m)
B1	CP	-23,31	3,98	-377,36	-3,63	0,00
	SC	-9,01	0,53	-154,85	-0,54	0,00
	VT+X	1,57	0,00	1,20	0,00	0,00
	VT-X	-1,48	0,00	-1,19	0,00	0,00
	VT+Y	0,00	7,58	-0,07	-25,42	0,00
	VT-Y	0,04	-6,96	0,68	23,75	0,00
B2	CP	0,00	-0,21	-141,70	0,00	0,00
	SC	0,00	0,08	-54,59	0,00	0,00
	VT+X	0,79	0,00	-0,01	0,00	0,00
	VT-X	-0,79	0,00	0,01	0,00	0,00
	VT+Y	0,00	2,97	-1,88	0,00	0,00
	VT-Y	0,00	0,21	0,88	0,00	0,00



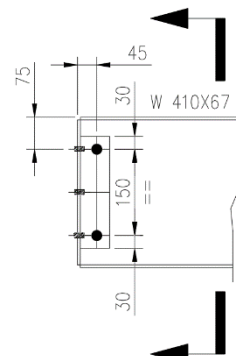
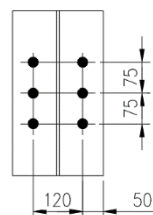
PLANO DAS VIGAS DO 1º PAVIMENTO (PARTE 1)



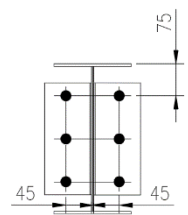
PLANO DAS VIGAS DO 1º PAVIMENTO (PARTE 2)

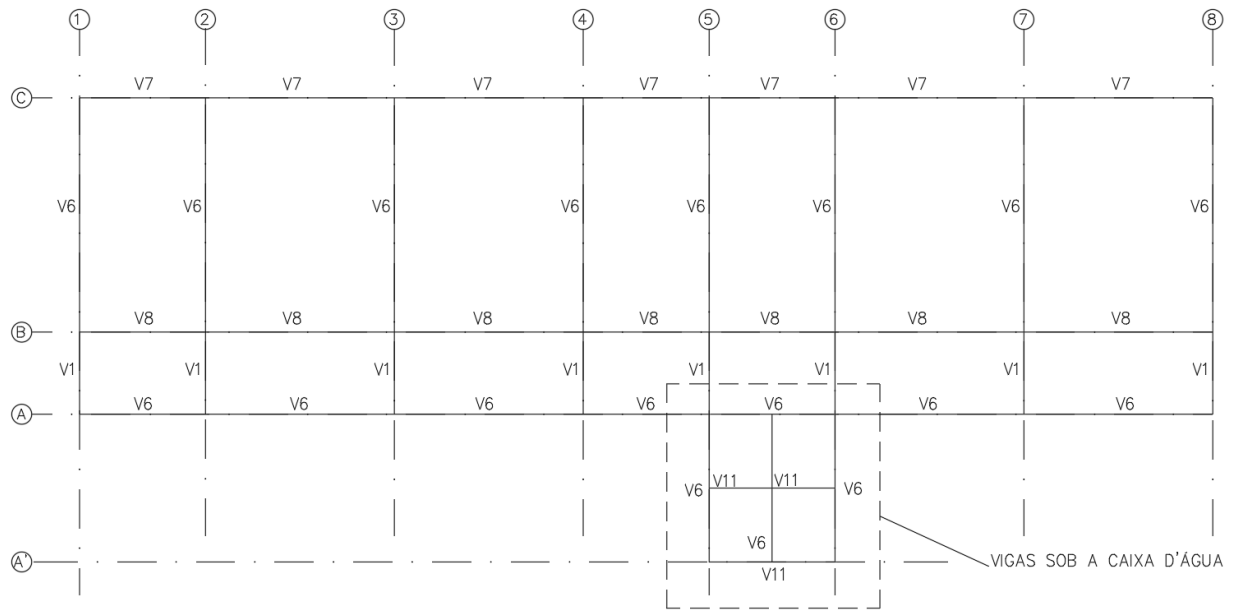


LIGAÇÃO 1

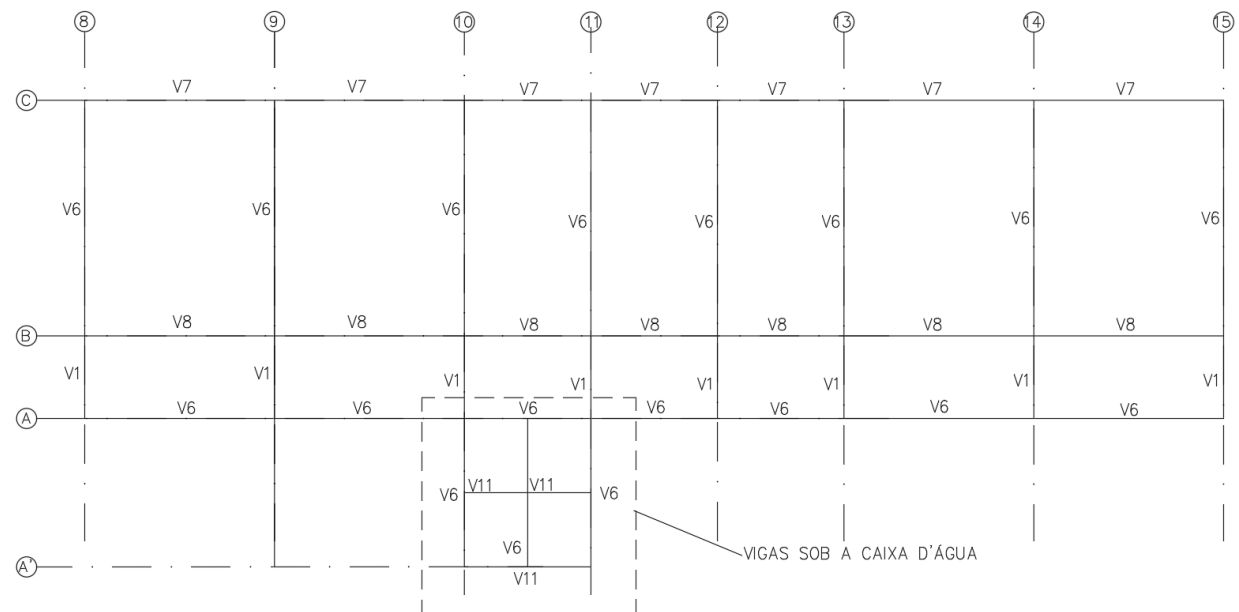


LIGAÇÃO 2





PLANO DAS VIGAS DA COBERTURA (PARTE 1)



PLANO DAS VIGAS DA COBERTURA (PARTE 2)

LISTA DE VIGAS			
V1	W150X24	V7	W360X45
V2	W360X33	V8	W360X51
V3	W360X64	V9	W200X19
V4	W410X67	V10	W200X27
V5	W310X33	V11	W200X31
V6	W250X45		

APÊNDICE D - DETALHAMENTOS DE CÁLCULO (ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO)

Neste Apêndice são mostradas as verificações de estabilidade global e deslocamento lateral da estrutura com base no parâmetro de estabilidade (γ_z) para os carregamentos simples de vento para as duas partes do edifício, como mostra a Figura D-1 e a Figura D-2. Esse parâmetro de estabilidade é o coeficiente de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais para estruturas reticuladas e é recomendado para estruturas com pelo menos 4 andares, mas foi utilizado mesmo assim na estrutura do projeto do CT1.

Figura D-1 - parâmetro de estabilidade (γ_z) para os carregamentos simples de vento (parte 1)

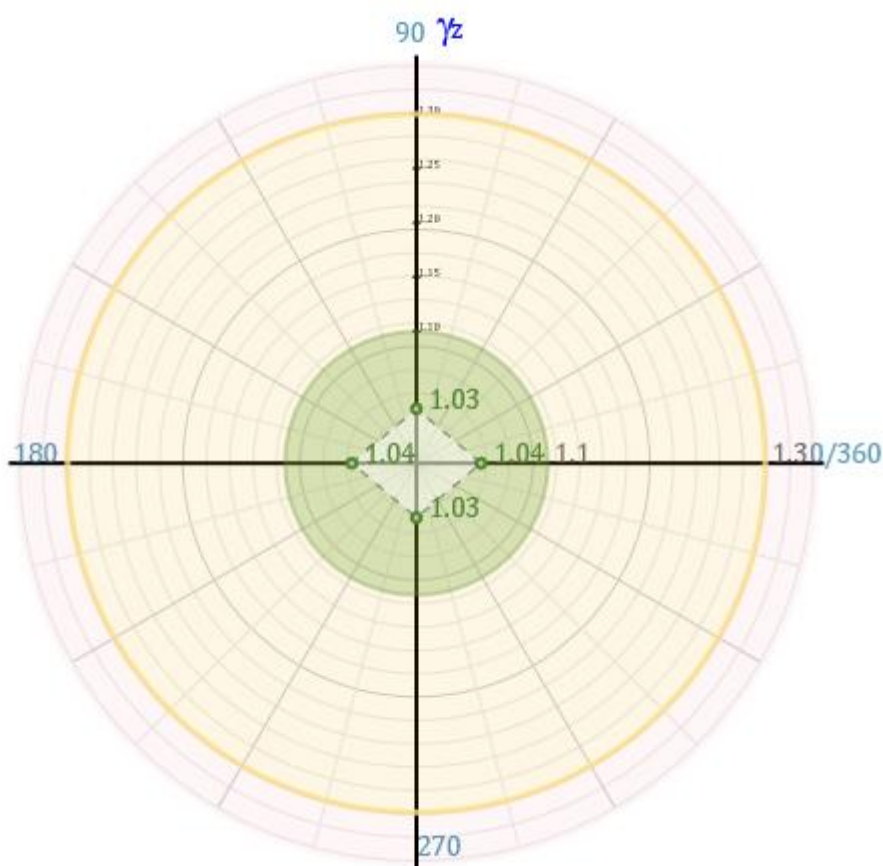
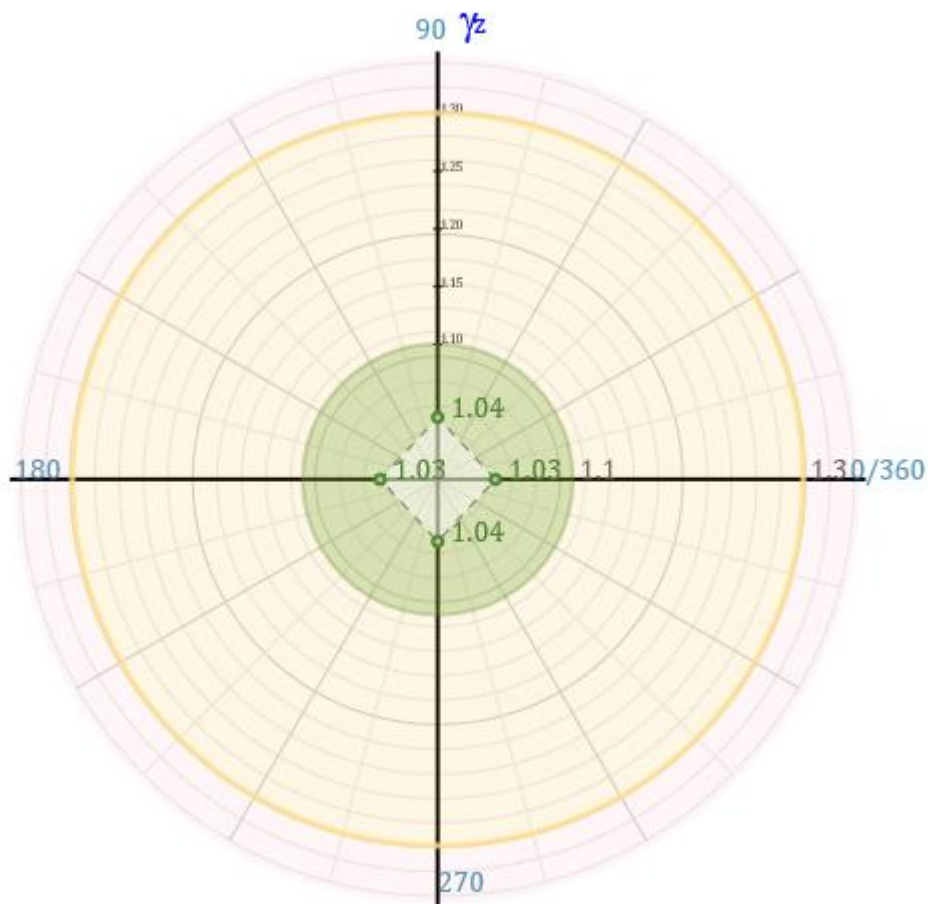


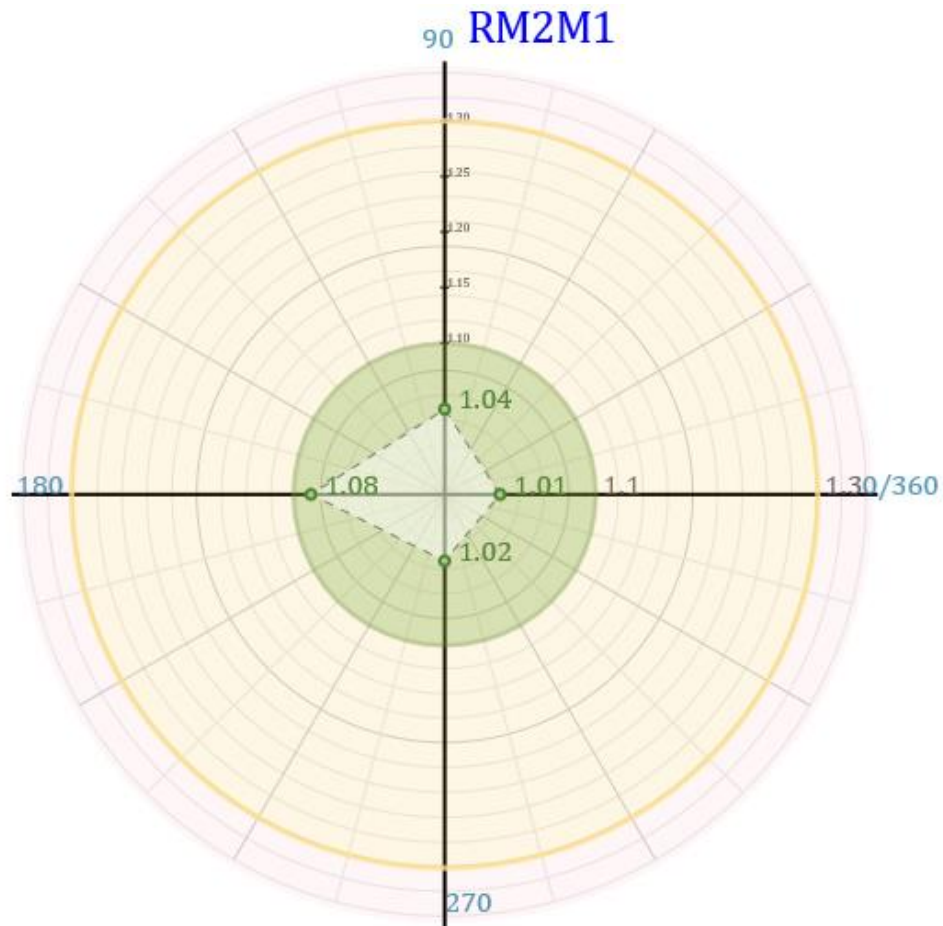
Figura D-2 - parâmetro de estabilidade (γ_z) para os carregamentos simples de vento (parte 2)



Fonte: Acervo Pessoal (2020)

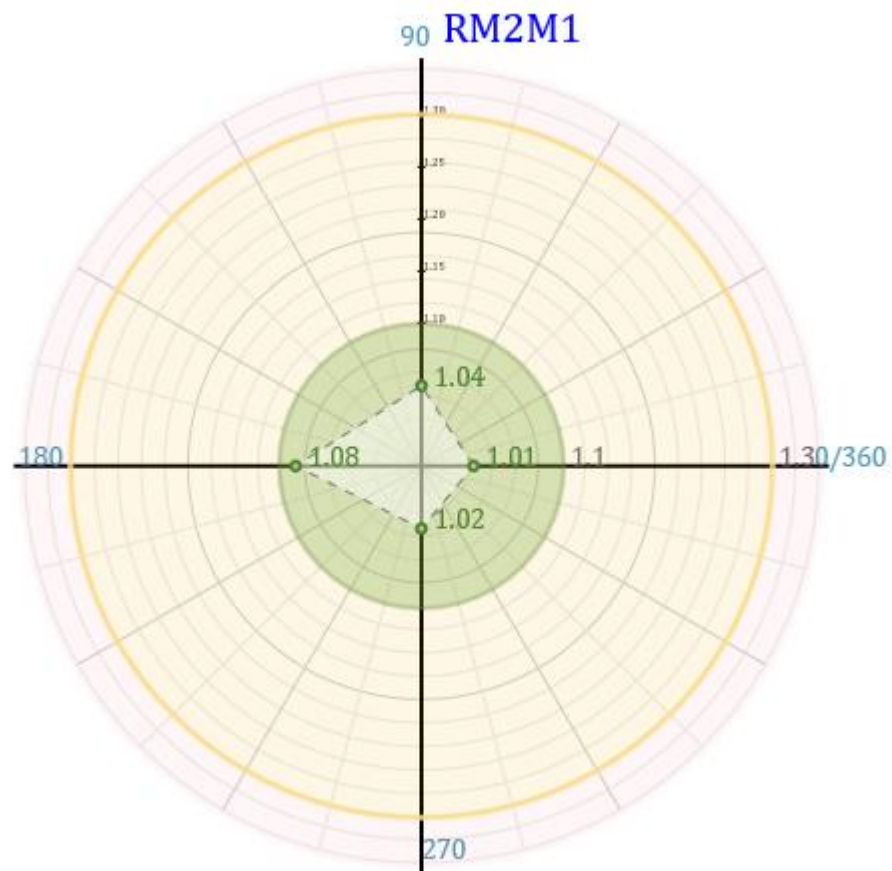
Além disso foi analisado o parâmetro de estabilidade (RM2M1) para combinações de estado limite último em vigas e lajes e também em pilares e fundações para as duas partes do edifício, conforme mostra a Figura D-3, Figura D-4, Figura D-5 e Figura D-6.

Figura D-3 - Parâmetro de estabilidade (RM2M1) para combinações de ELU - vigas e lajes (parte 1)



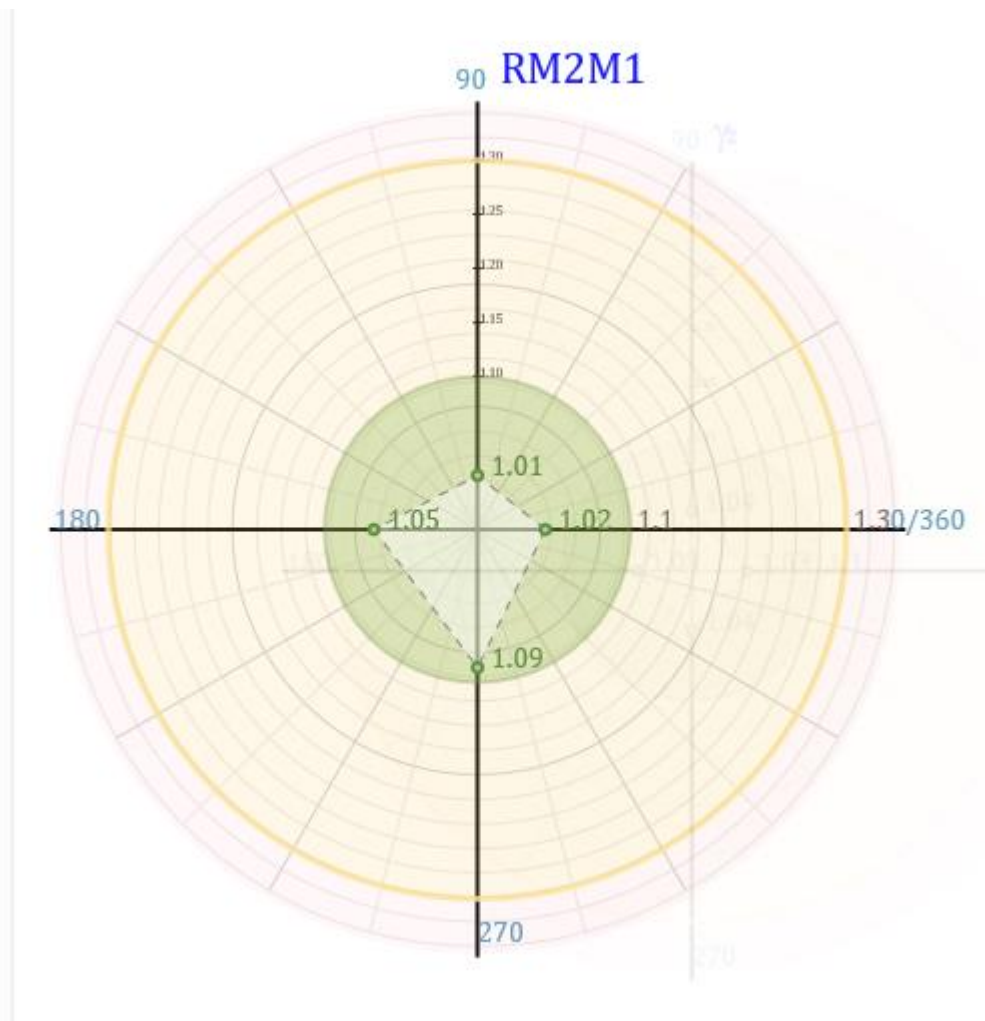
Fonte: Acervo Pessoal (2020)

Figura D-4 - Parâmetro de estabilidade (RM2M1) para combinações de ELU – pilares e fundações (parte 1)



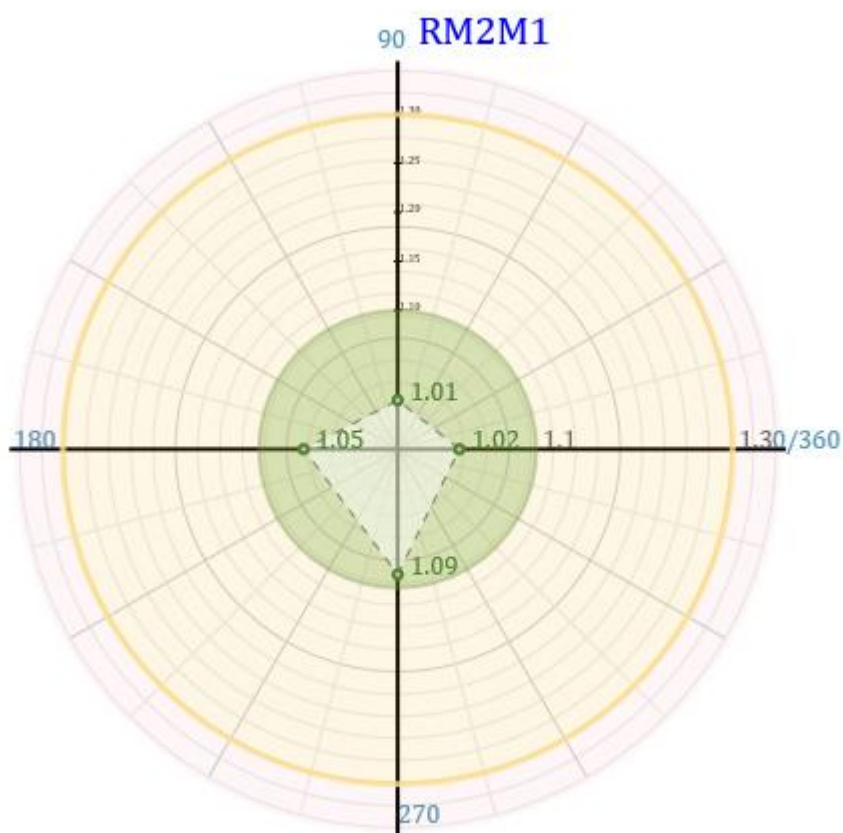
Fonte: Acervo Pessoal (2020)

Figura D-5 - Parâmetro de estabilidade (RM2M1) para combinações de ELU - vigas e lajes (parte 2)



Fonte: Acervo Pessoal (2020)

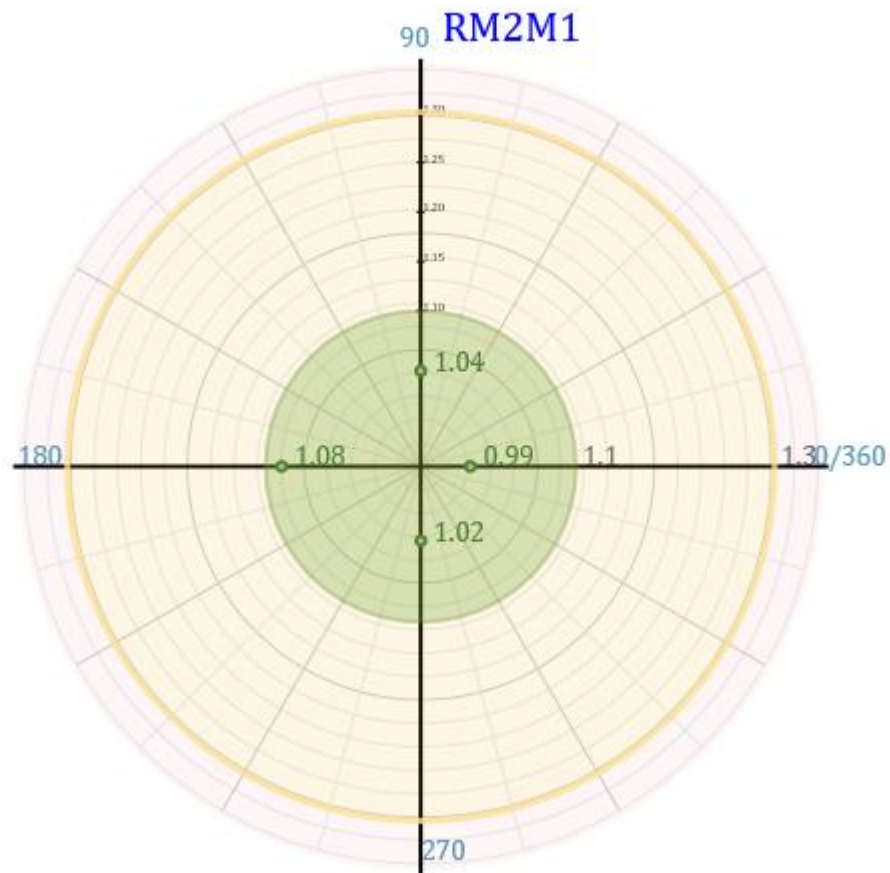
Figura D-6 - Parâmetro de estabilidade (RM2M1) para combinações de ELU – pilares e fundações (parte 2)



Fonte: Acervo Pessoal (2020)

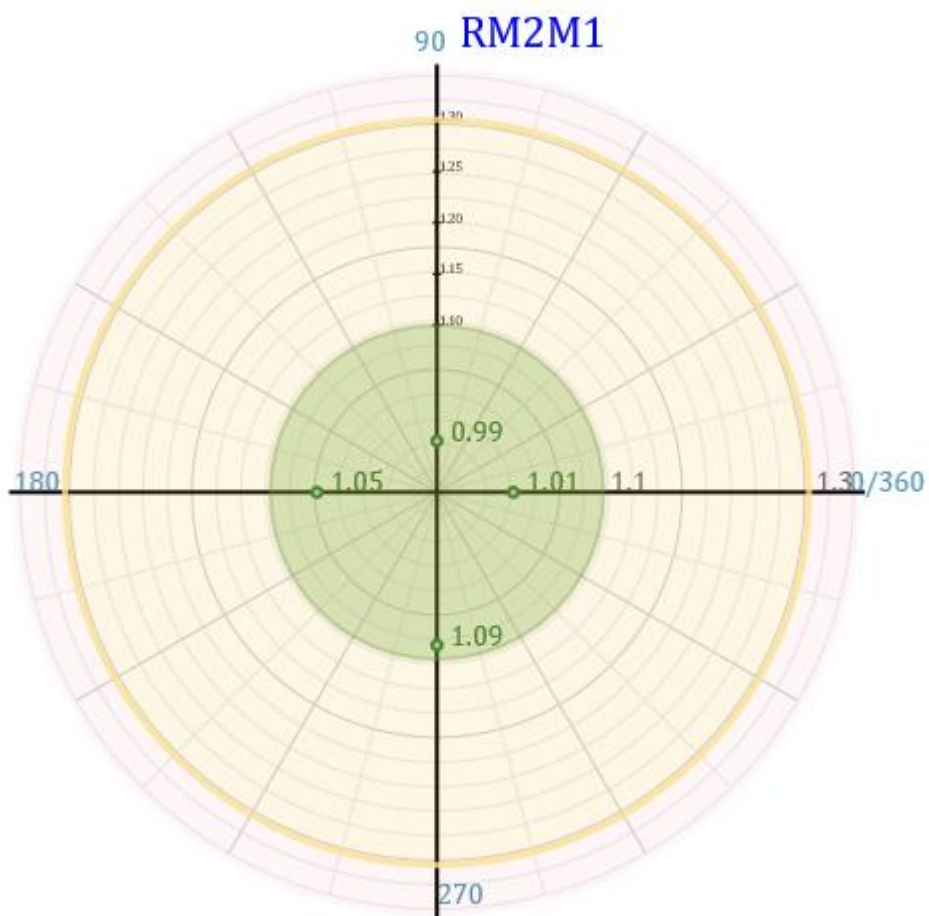
Similarmente foi analisado a estabilidade global de acordo com o parâmetro de estabilidade (RM2M1) para combinações de protensão, de acordo com a Figura D-7 e a Figura D-8.

Figura D-7 - Combinação ELU – Protensão (parte 1)



Fonte: Acervo Pessoal (2020)

Figura D-8 - Combinação ELU – Protensão (parte 2)

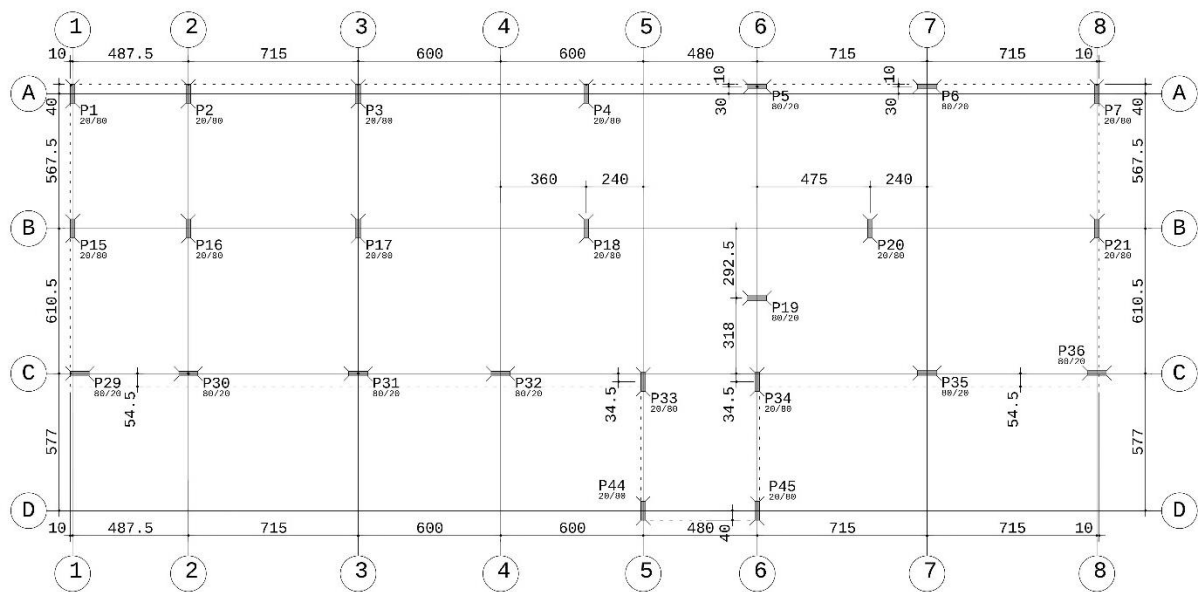


Fonte: Acervo Pessoal (2020)

APÊNDICE E - DESENHOS DE PROJETO (ESTRUTURA EM CONCRETO PROTENDIDO)

Neste Apêndice são mostradas as plantas detalhadas de forma, armação e protensão, assim como a tabela de cabos referente aos dois pavimentos do edifício para as duas partes (Parte 1 e Parte 2).

A seguir são apresentadas as locações dos pilares para as duas partes do edifício assim como as cargas na fundação:

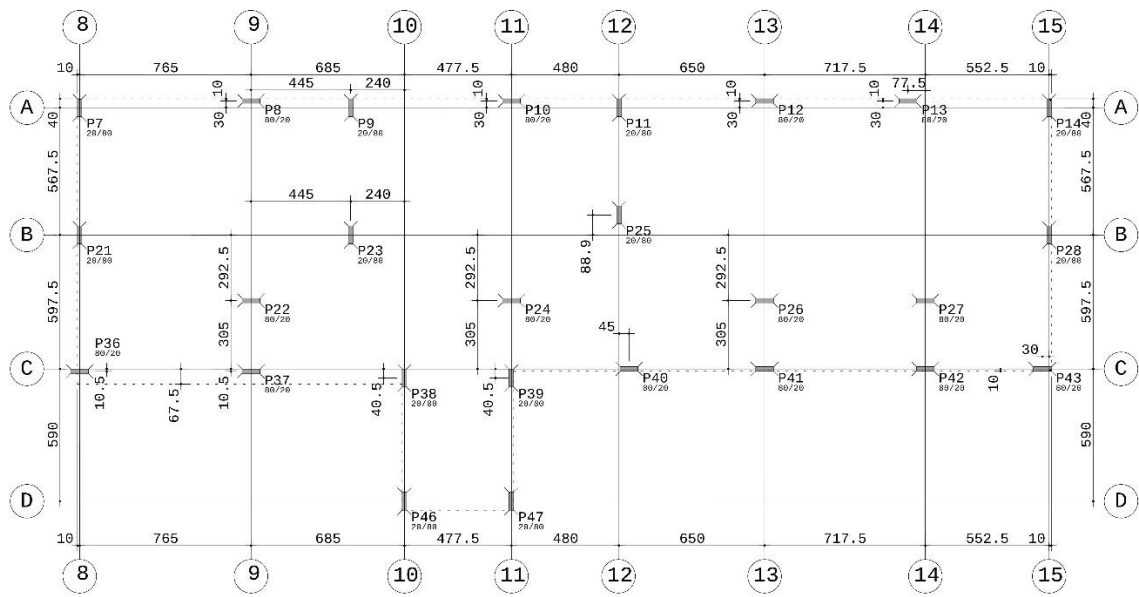


PLANTA DE LOCAÇÃO - PARTE 1
ESCALA: 1:70

Elem	Todas permanentes e acidentais dos pavimentos				
	Fz	Fx	Fy	Mx	My
P1	16.3	-0.4	0.2	2.1	-0.6
P2	40.7	-0.1	1.8	-0.5	-0.2
P3	54.6	-0.7	2.4	-2.2	-1.0
P4	57.3	0.5	2.8	-3.8	0.5
P5	40.8	-0.2	1.2	-1.6	-1.8
P6	46.9	-0.2	1.6	-2.1	-1.7
P7	23.3	0.9	1.0	-4.2	1.0
P15	30.0	-0.6	-0.2	2.4	-0.8
P16	83.1	0.2	0.3	1.2	0.2
P17	101.2	-0.7	0.6	0.0	-0.9
P18	109.2	0.5	0.6	-1.1	0.6
P19	64.9	0.9	-0.7	0.9	0.6
P20	113.8	-1.1	-0.4	-1.4	-1.5
P21	48.1	1.7	0.8	-3.9	2.1
P29	22.0	-0.9	-0.9	1.3	-1.2
P30	42.6	-0.9	-1.3	1.8	-1.2
P31	47.5	0.4	-1.6	2.0	0.4
P32	45.6	-0.4	-1.9	2.4	-0.5
P33	46.8	0.9	-1.7	1.4	1.1
P34	33.1	-0.7	-0.6	-0.5	-0.9
P35	57.7	-0.3	-2.5	3.0	-0.4
P36	26.1	1.4	-0.8	0.8	1.6
P44	21.2	-0.3	-0.6	1.1	-0.8
P45	20.4	0.4	0.2	-1.5	1.0

Observações:

- =====
- 1 - Os valores apresentados referem-se às reações nos apoios
 - 2 - Esforços com valores característicos
 - 3 - Forças em tf
 - 4 - Momentos em tfm
 - 5 - Sistema de coordenadas GLOBAL
 - 6 - A força X positiva empurra o apoio da esquerda para a direita
 - 7 - O momento X positivo gira o apoio em torno do eixo X no sentido horário
 - 8 - A força Y positiva empurra em planta o apoio de baixo para cima
 - 9 - O momento Y positivo gira o apoio em torno do eixo Y no sentido horário
 - 10 - A força Z positiva empurra o apoio de cima para baixo
 - 11 - O momento Z positivo gira o apoio em torno do eixo Z no sentido horário
 - 12 - CA é a cota de arrasamento/assentamento da fundação



PLANTA DE LOCAÇÃO - PARTE 2
ESCALA 1:10

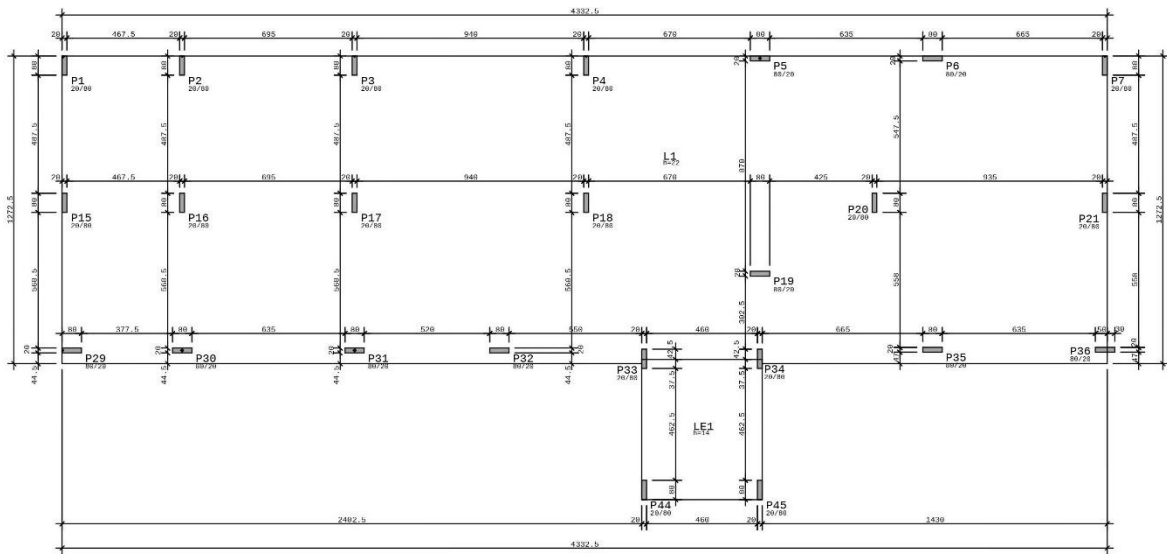
Elem	Todas permanentes e acidentais dos pavimentos				
	Fz	Fx	Fy	Mx	My
P7	26.7	-1.2	0.5	-1.8	-1.5
P8	44.3	0.0	1.3	-1.6	0.5
P9	45.7	-0.8	2.0	-2.1	-0.9
P10	35.5	0.2	1.0	-1.2	0.7
P11	38.7	-0.5	1.4	0.1	-0.6
P12	51.0	-0.4	2.0	-2.4	0.2
P13	56.6	0.2	2.2	-2.5	0.8
P14	22.7	0.8	0.3	4.0	1.1
P21	48.6	-1.4	0.1	-1.3	-1.8
P22	95.9	2.0	-1.0	1.2	1.9
P23	93.2	-0.3	0.2	0.1	-0.4
P24	79.8	0.5	-0.8	1.1	0.0
P25	92.8	-0.2	0.9	0.6	-0.2
P26	111.3	-0.5	-2.1	2.8	-1.2
P27	109.2	0.8	-1.7	2.4	0.4
P28	42.8	1.7	-0.4	4.7	2.1
P36	26.4	-1.3	-0.8	1.0	-2.6
P37	25.5	-0.2	0.0	0.0	-1.1
P38	51.0	1.0	-1.8	2.8	1.2
P39	25.5	-0.1	-0.2	1.4	-0.2
P40	31.6	0.1	-1.0	1.3	-0.9
P41	9.7	0.0	-0.1	0.3	-0.9
P42	7.5	-0.2	-0.1	0.3	-1.2
P43	16.9	-0.1	-0.7	1.1	-1.0
P46	22.9	-0.4	-0.9	2.9	-1.1
P47	22.4	0.4	-0.2	1.7	0.9

Observações:

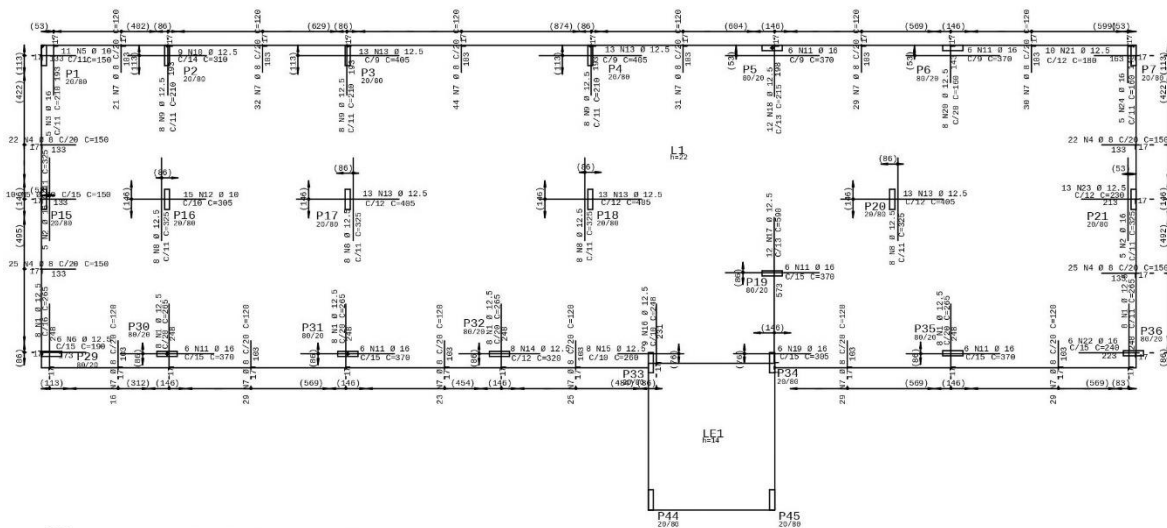
=====

- 1 - Os valores apresentados referem-se às reações nos apoios
- 2 - Esforços com valores característicos
- 3 - Forças em tf
- 4 - Momentos em tfm
- 5 - Sistema de coordenadas GLOBAL
- 6 - A força X positiva empurra o apoio da esquerda para a direita
- 7 - O momento X positivo gira o apoio em torno do eixo X no sentido horário
- 8 - A força Y positiva empurra em planta o apoio de baixo para cima
- 9 - O momento Y positivo gira o apoio em torno do eixo Y no sentido horário
- 10 - A força Z positiva empurra o apoio de cima para baixo
- 11 - O momento Z positivo gira o apoio em torno do eixo Z no sentido horário
- 12 - CA é a cota de arrasamento/assentamento da fundação

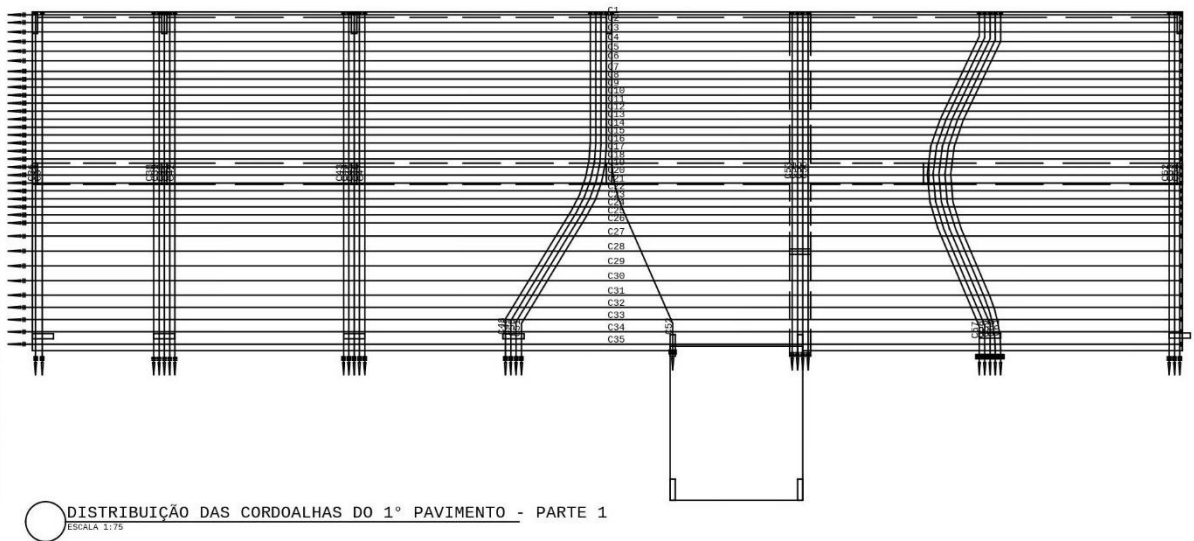
A seguir serão apresentadas as plantas referentes a Parte 1 do edifício, do 1º pavimento e da cobertura:



PLANTA DE FORMAS DO 1º PAVIMENTO - PARTE 1
ESCALA 1:75



PLANTA DE ARMAÇÃO DO 1º PAVIMENTO - PARTE 1
ESCALA 1:75

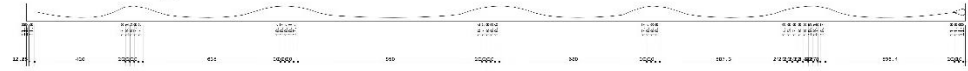


PROTENSÃO: AÇO CP190 RB 12.7 - 12.7									
CABO	Ø	Q	COMPRIMENTO		ANCORAGENS			ALONG (cm)	
			UNITÁRIO	TOTAL	A	P	I	INI	FIN
C1	2 Ø 12.7	1	43.88	87.77	2	2		0.0	25.6
C2 A C6	"	5	43.88	438.83	10	10		0.0	24.9
C7 A C26	3 Ø 12.7	20	43.88	2632.98	60	60		0.0	26.4
C27 A C30	2 Ø 12.7	4	43.88	351.06	8	8		0.0	26.5
C31 A C35	"	5	43.88	438.83	10	10		0.0	25.0
C36 A C37	4 Ø 12.7	2	13.28	106.26	8	8		0.0	7.6
C38 A C42	3 Ø 12.7	5	13.28	199.24	15	15		0.0	7.6
C43 A C47	4 Ø 12.7	5	13.28	265.66	20	20		0.0	7.6
C48 A C51	"	4	14.11	225.74	16	16		0.0	8.2
C52	5 Ø 12.7	1	13.56	67.79	5	5		0.0	7.8
C53 A C56	3 Ø 12.7	4	13.11	157.30	12	12		0.0	7.6
C57	5 Ø 12.7	1	14.05	70.25	5	5		0.0	8.1
C58	"	1	14.04	70.21	5	5		0.0	8.1
C59	"	1	14.03	70.17	5	5		0.0	8.1
C60	"	1	14.00	69.99	5	5		0.0	8.1
C61	"	1	13.99	69.94	5	5		0.0	8.1
C62 A C64	4 Ø 12.7	3	13.28	159.40	12	12		0.0	7.6

RESUMO DE PROTENSÃO Monocordoalhas não aderentes							
CABO					ANCORAGENS		
Ø	COMPR.	PESO			A	P	I
		kg/m	kg	kg+4%			
2 Ø 12.7	1316.49	0.886	1166.	1213.	30	30	
3 Ø 12.7	2989.52	0.886	2649.	2755.	87	87	
4 Ø 12.7	757.06	0.886	671.	698.	56	56	
5 Ø 12.7	418.35	0.886	371.	385.	30	30	

Elevação dos cabos longitudinais

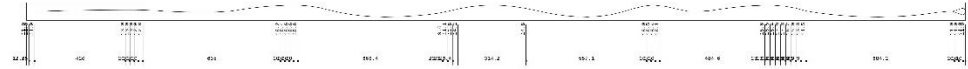
800 Nm 6.10
850 Nm 1.20
CL - C2 - C3 - C4 - C5 - C6 (6X)



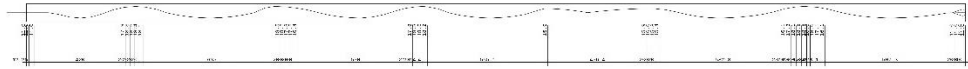
C7 - C8 - C9 - C10 - C11 - C12 - C13 - C14 - C15 - C16 - C17 - C18 - C19 - C20 - C21 - C22 - C23 - C24 - C25 - C26 (76X)



C27 - C28 - C29 - C30 (1X)

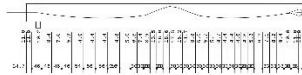


C31 - C32 - C33 - C34 - C35 (5X)

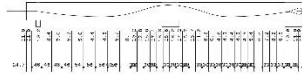


Elevação dos cabos transversais

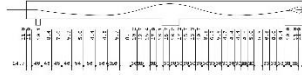
800 Nm 6.10
850 Nm 1.20
C36 - C37 (2X)



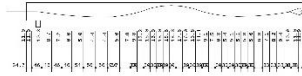
C38 - C39 - C40 - C41 - C42 (5X)



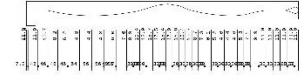
C43 - C44 - C45 - C46 - C47 (5X)



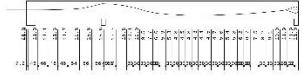
C48 - C49 - C50 - C51 (4X)



C52 (1X)



C53 - C54 - C55 - C56 (4X)

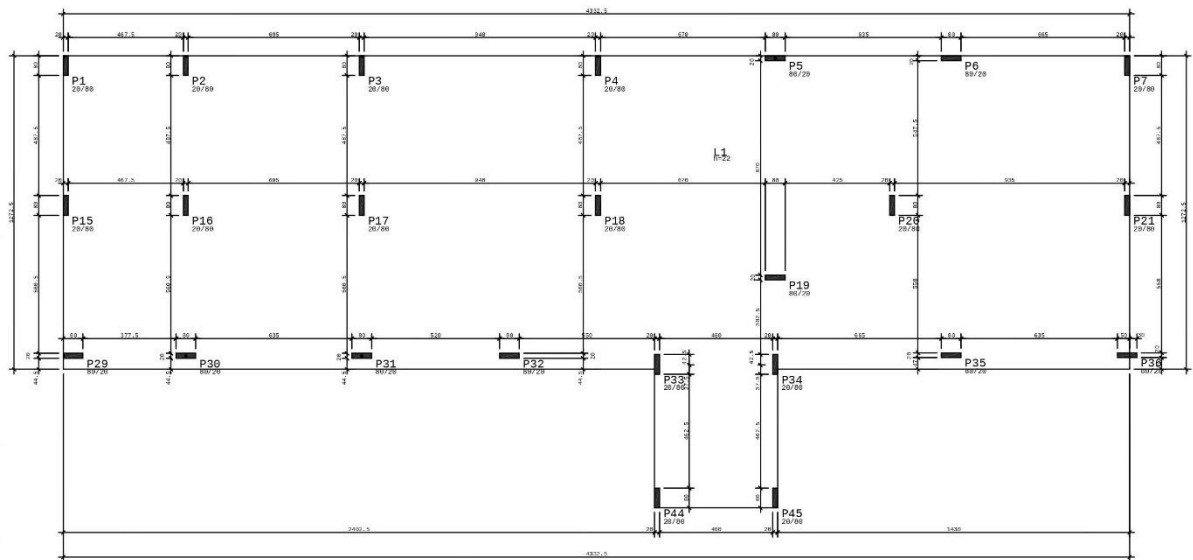


C57 - C58 - C59 - C60 - C61 - C62 - C63 - C64 - C65 (6X)

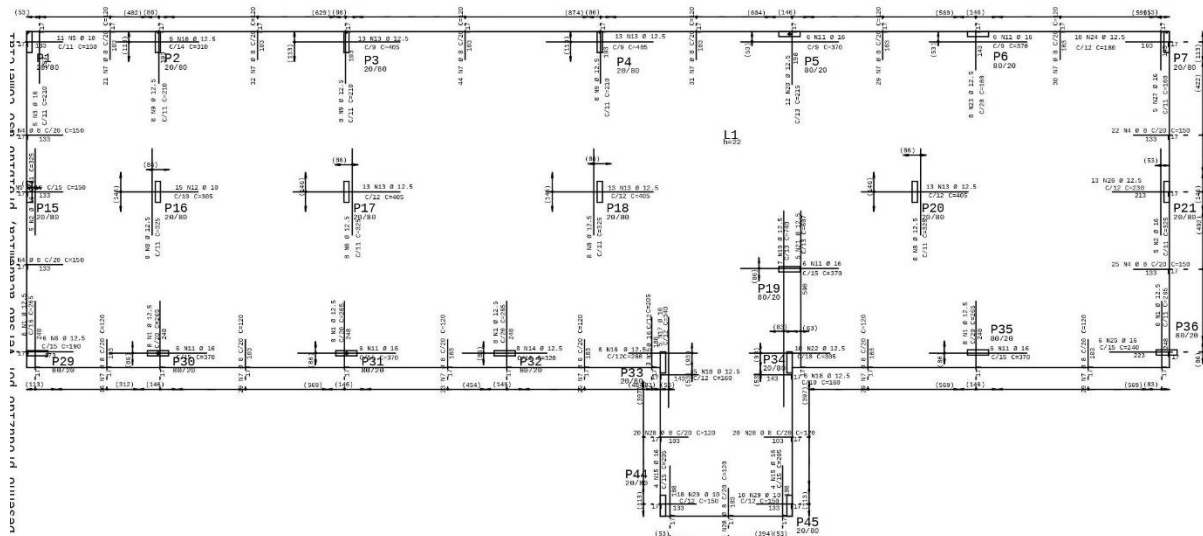


C66 - C67 - C68 (3X)

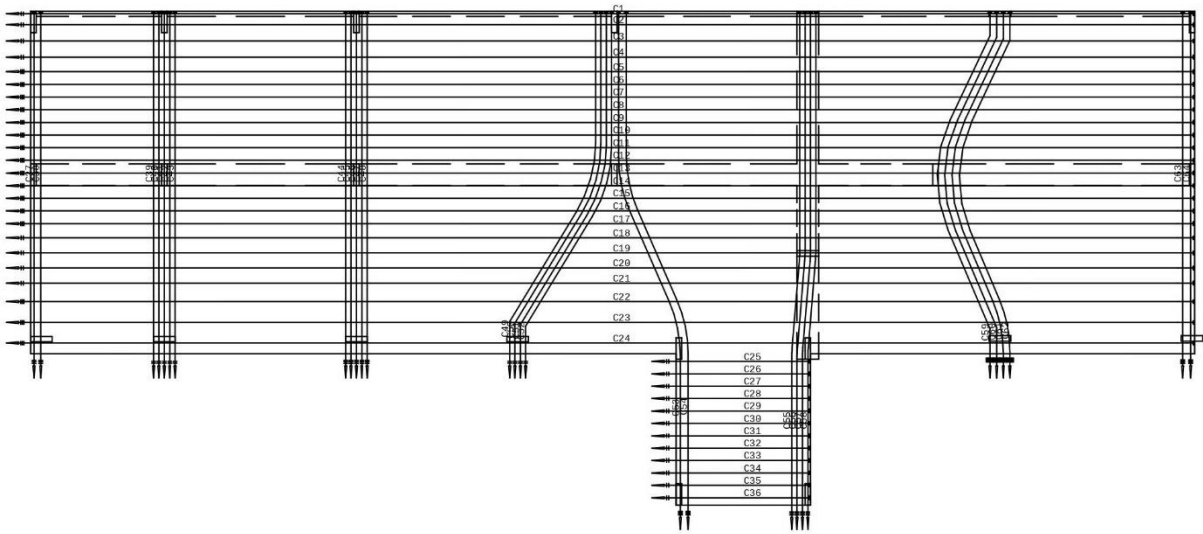




PLANTA DE FORMAS DA COBERTURA - PARTE 1
ESCALA 1:75



PLANTA DE ARMAÇÃO DA COBERTURA - PARTE 1
ESCALA 1:75



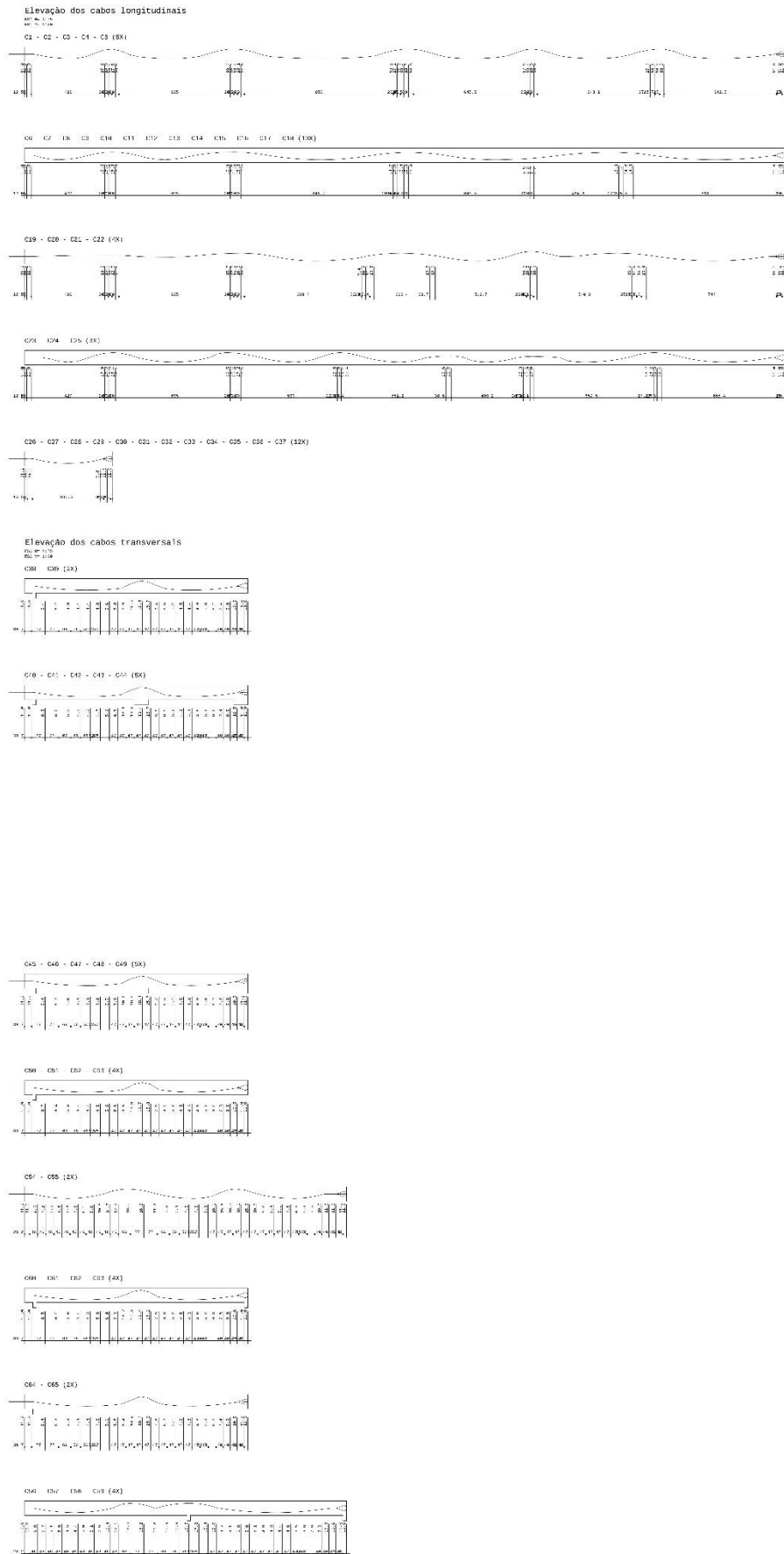
DISTRIBUIÇÃO DAS CORDOALHAS DA COBERTURA - PARTE 1
ESCALA 1:175

PROTENSÃO: AÇO CP190 RB 12.7 - 12.7

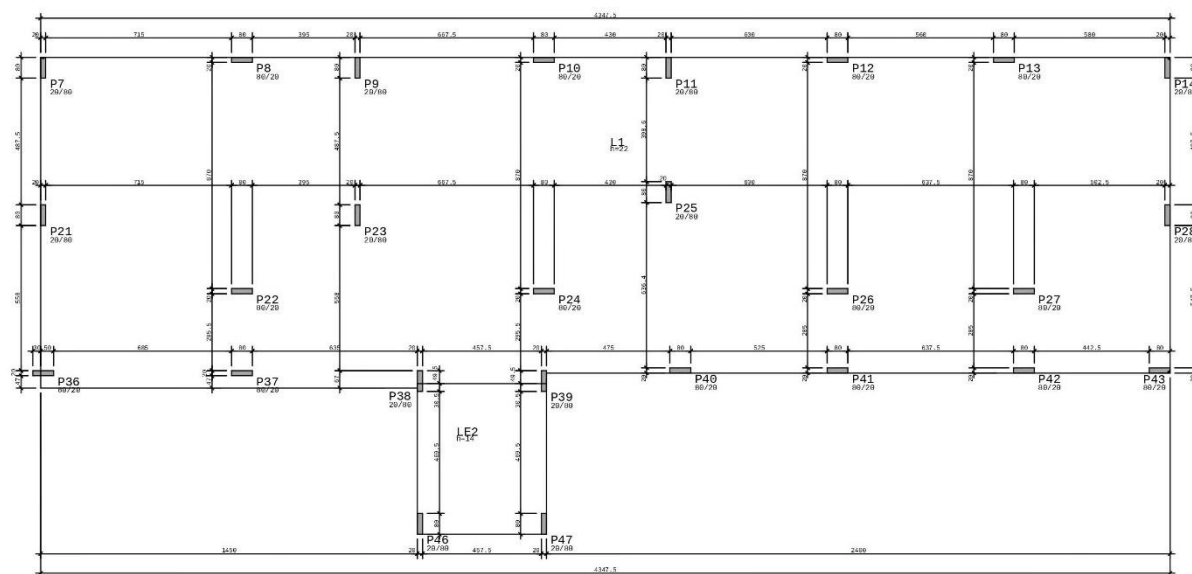
CABO	Ø	Q	COMPRIMENTO		ANCORAGENS			ALONG (cm)	
			UNITÁRIO	TOTAL	A	P	I	INI	FIN
C1	2 Ø 12.7	1	43.88	87.77	2	2		0.0	25.6
C2 A C4	"	3	43.88	263.30	6	6		0.0	24.9
C5 A C17	3 Ø 12.7	13	43.88	1711.44	39	39		0.0	26.3
C18 A C21	2 Ø 12.7	4	43.88	351.06	8	8		0.0	26.7
C22 A C24	3 Ø 12.7	3	43.88	394.95	9	9		0.0	24.9
C25 A C36	2 Ø 12.7	12	5.56	133.39	24	24		0.0	2.5
C37 A C38	3 Ø 12.7	2	13.28	79.70	6	6		0.0	7.6
C39 A C43	2 Ø 12.7	5	13.28	132.83	10	10		0.0	7.6
C44 A C48	3 Ø 12.7	5	13.28	199.24	15	15		0.0	7.6
C49 A C52	2 Ø 12.7	4	14.11	112.87	8	8		0.0	8.2
C53 A C54	4 Ø 12.7	2	19.33	154.62	8	8		0.0	11.5
C55 A C58	3 Ø 12.7	4	18.92	227.04	12	12		0.0	11.2
C59	5 Ø 12.7	1	14.05	70.24	5	5		0.0	8.1
C60	"	1	14.04	70.19	5	5		0.0	8.1
C61	"	1	14.00	70.00	5	5		0.0	8.1
C62	"	1	13.99	69.95	5	5		0.0	8.1
C63 A C64	4 Ø 12.7	2	13.28	106.26	8	8		0.0	7.6

RESUMO DE PROTENSÃO
Monocordoalhas não aderentes

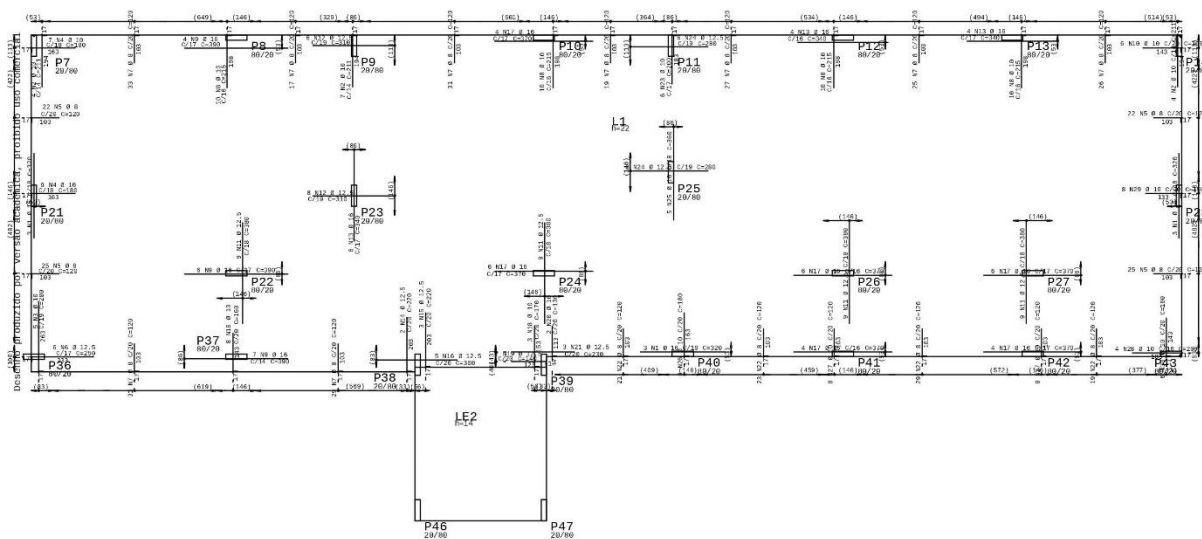
CABO					ANCORAGENS		
Ø	COMPR.	PESO			A	P	I
		kg/m	kg	kg+4%			
2 Ø 12.7	1081.22	0.886	958.	996.	58	58	
3 Ø 12.7	2612.37	0.886	2315.	2407.	81	81	
4 Ø 12.7	260.89	0.886	231.	240.	16	16	
5 Ø 12.7	280.39	0.886	248.	258.	20	20	



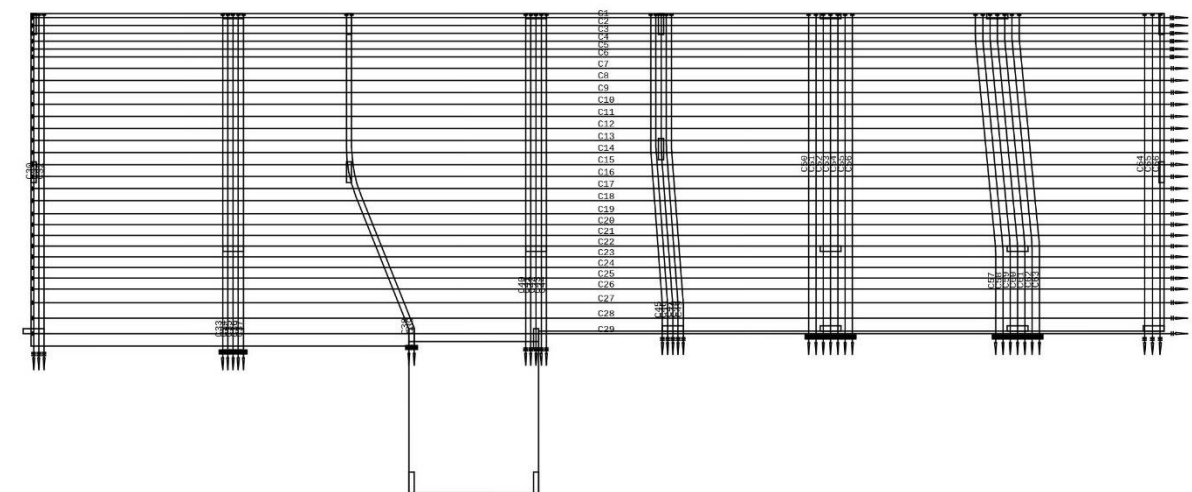
A seguir serão apresentadas as plantas referentes a Parte 2 do edifício, do 1º pavimento e da cobertura:



PLANTA DE FORMAS DO 1º PAVIMENTO - PARTE 2
ESCALA 1:75



PLANTA DE ARMAÇÃO DO 1º PAVIMENTO - PARTE 2
ESCALA 1:75



DISTRIBUIÇÃO DAS CORDOALHAS DO 1º PAVIMENTO - PARTE 2
ESCALA 1:75

PROTENSÃO: AÇO CP190 RB 12.7 - 12.7									
CABO	Ø	Q	COMPRIMENTO		ANCORAGENS			ALONG (cm)	
			UNITÁRIO	TOTAL	A	P	I	INI	FIN
C1 A C6	3 Ø 12.7	6	44.03	792.59	18	18		0.0	25.2
C7 A C18	2 Ø 12.7	12	44.03	1056.79	24	24		0.0	27.3
C19 A C26	"	8	44.03	704.53	16	16		0.0	26.0
C27 A C29	"	3	44.03	264.20	6	6		0.0	25.2
C30 A C32	3 Ø 12.7	3	13.28	119.55	9	9		0.0	7.7
C33 A C37	5 Ø 12.7	5	13.28	332.07	25	25		0.0	7.6
C38 A C39	"	2	13.55	135.47	10	10		0.0	7.9
C40 A C44	3 Ø 12.7	5	13.11	196.62	15	15		0.0	7.4
C45 A C49	"	5	12.72	190.87	15	15		0.0	7.2
C50 A C56	5 Ø 12.7	7	12.71	444.78	35	35		0.0	7.1
C57 A C63	"	7	12.75	446.08	35	35		0.0	7.4
C64 A C66	3 Ø 12.7	3	12.71	114.37	9	9		0.0	7.3

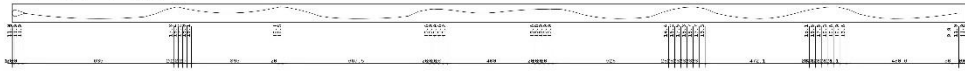
RESUMO DE PROTENSÃO Monocordoalhas não aderentes							
CABO					ANCORAGENS		
Ø	COMPR.	PESO			A	P	I
		kg/m	kg	kg+4%			
3 Ø 12.7	1414.00	0.886	1253.	1303.	66	66	
2 Ø 12.7	2025.52	0.886	1795.	1866.	46	46	
5 Ø 12.7	1358.41	0.886	1204.	1252.	105	105	

Elevação dos cabos longitudinais

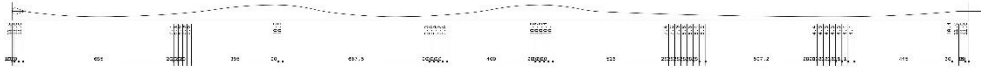
202 Br 2 18

202 Br 2 18

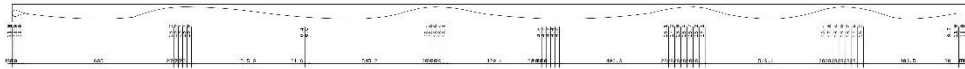
C1 - C2 - C3 - C4 - C5 - C6 (BX)



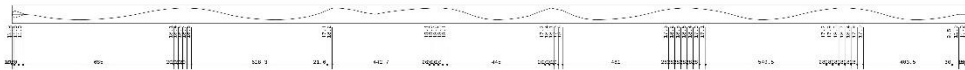
C7 - C8 - C9 - C10 - C11 - C12 - C13 - C14 - C15 - C16 - C17 - C18 (12X)



C19 - C20 - C21 - C22 - C23 - C24 - C25 - C26 (BX)



C27 - C28 - C29 (SX)

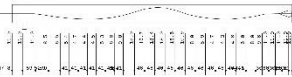


Elevação dos cabos transversais

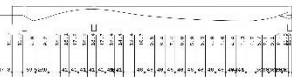
202 Br 2 18

202 Br 2 18

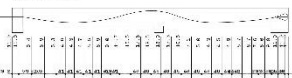
C30 - C31 - C32 (3X)



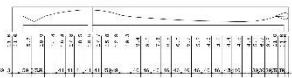
C33 - C34 - C35 - C36 - C37 (BX)



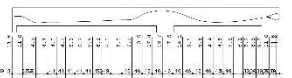
C38 - C39 (2X)



C40 - C41 - C42 - C43 - C44 (5X)



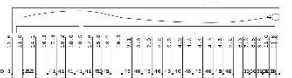
C45 - C46 - C47 - C48 - C49 (5X)



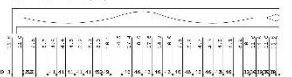
C50 - C51 - C52 - C53 - C54 - C55 - C56 (7X)

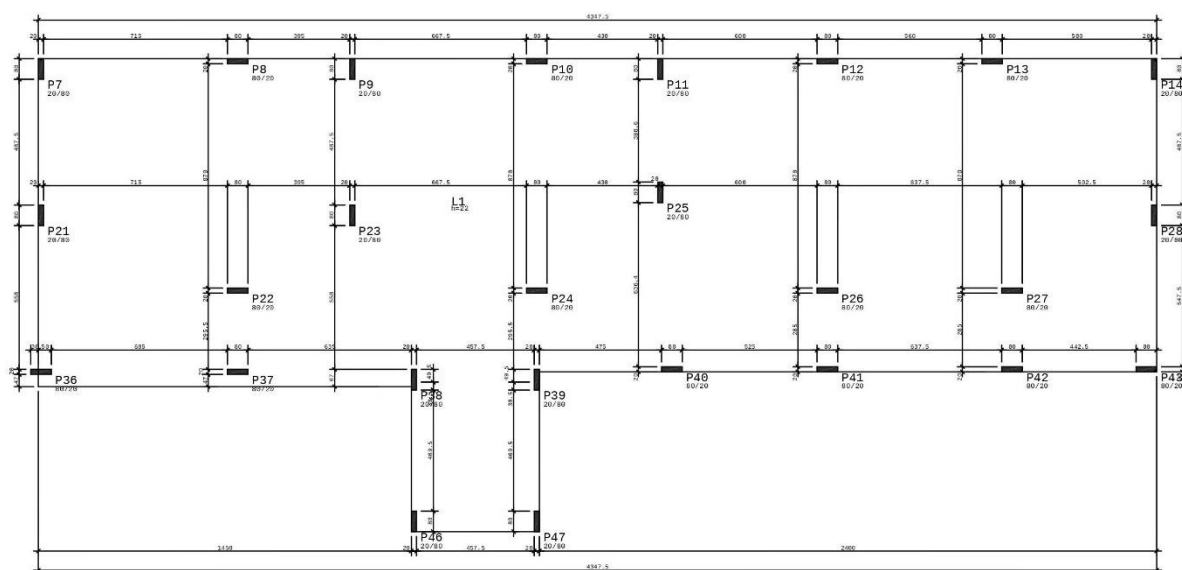


C57 - C58 - C59 - C60 - C61 - C62 - C63 (7X)

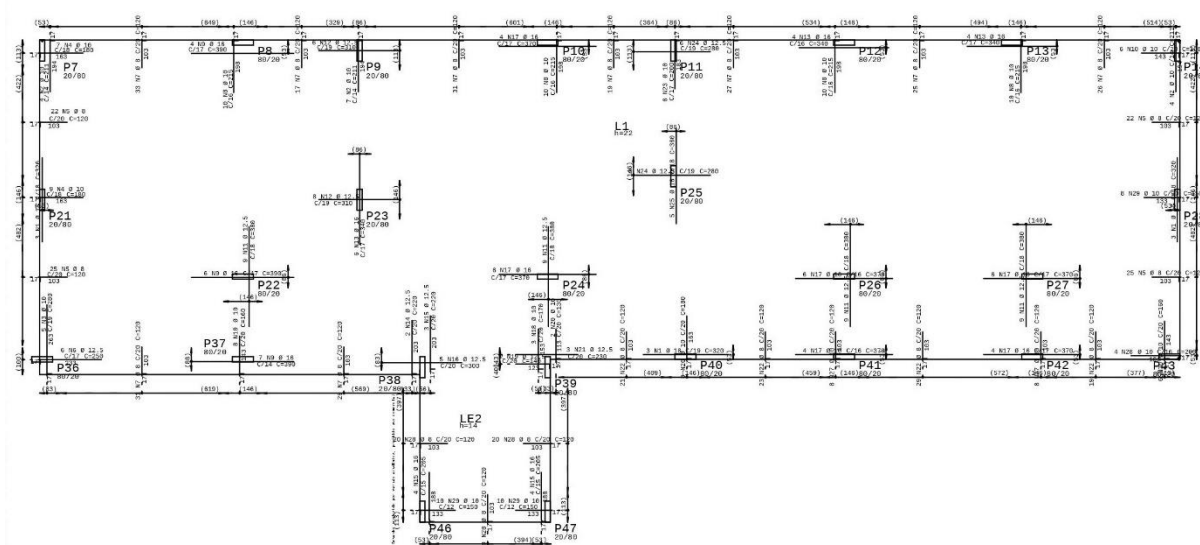


C64 - C65 - C66 (3X)

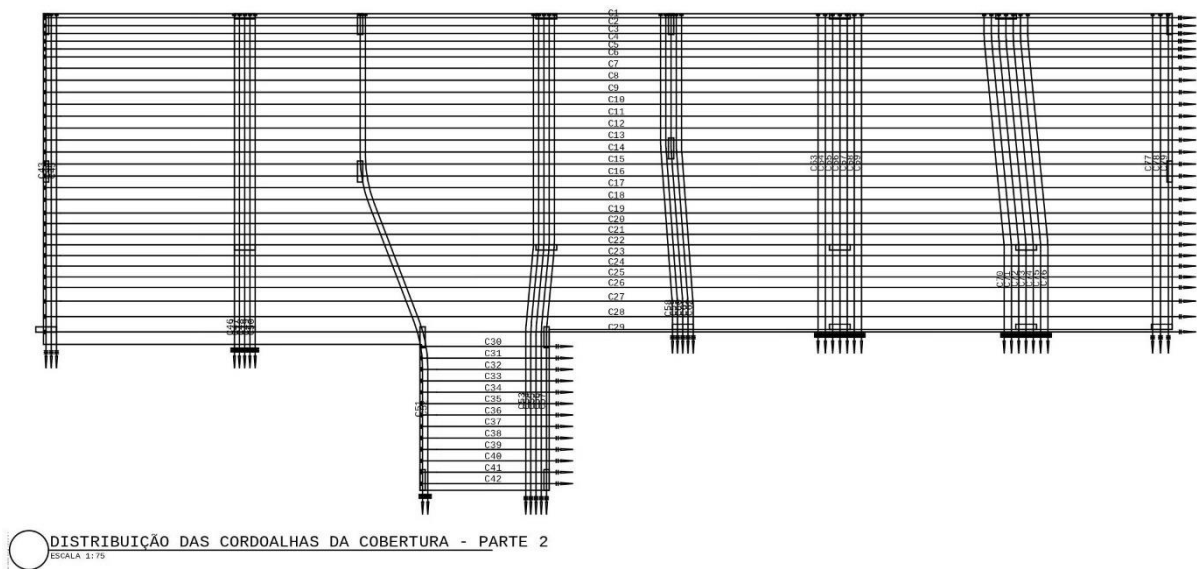




PLANTA DE FORMAS DA COBERTURA - PARTE 2
ESCALA 1:75



PLANTA DE ARMAÇÃO DA COBERTURA - PARTE 2
ESCALA 1:75



PROTENSÃO: AÇO CP190 RB 12.7 - 12.7									
CABO	Ø	Q	COMPRIMENTO		ANCORAGENS			ALONG (cm)	
			UNITÁRIO	TOTAL	A	P	I	INI	FIN
C1 A C6	3 Ø 12.7	6	44.03	792.59	18	18		0.0	25.2
C7 A C18	2 Ø 12.7	12	44.03	1056.79	24	24		0.0	27.3
C19 A C26	"	8	44.03	704.53	16	16		0.0	26.0
C27 A C29	"	3	44.03	264.20	6	6		0.0	25.2
C30 A C42	"	13	5.53	143.86	26	26		0.0	2.5
C43 A C45	3 Ø 12.7	3	13.28	119.55	9	9		0.0	7.7
C46 A C50	5 Ø 12.7	5	13.28	332.07	25	25		0.0	7.6
C51 A C52	"	2	19.31	193.10	10	10		0.0	11.4
C53 A C57	3 Ø 12.7	5	18.92	283.82	15	15		0.0	10.9
C58 A C62	"	5	12.72	190.87	15	15		0.0	7.2
C63 A C69	5 Ø 12.7	7	12.71	444.78	35	35		0.0	7.1
C70 A C76	"	7	12.75	446.08	35	35		0.0	7.4
C77 A C79	3 Ø 12.7	3	12.71	114.37	9	9		0.0	7.3

RESUMO DE PROTENSÃO						
Monocordoalhas não aderentes						
CABO					ANCORAGENS	
Ø	COMPR.	PESO			A	P
		kg/m	kg	kg+4%		
3 Ø 12.7	1501.20	0.886	1330.	1383.	66	66
2 Ø 12.7	2169.38	0.886	1922.	1999.	72	72
5 Ø 12.7	1416.03	0.886	1255.	1305.	105	105

LEVANTAMENTO GERAL ANTENAS/UMIDADES

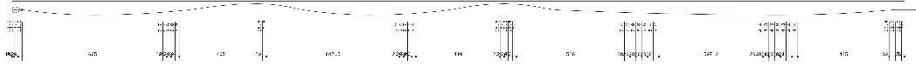
ES = 4,15

ES = 4,15

C1 - C2 - C3 - C4 - C5 - C6 (50)



C7 - C8 - C9 - C10 - C11 - C12 - C13 - C14 - C15 - C16 - C17 - C18 (12X)



C19 - C20 - C21 - C22 - C23 - C24 - C25 - C26 (6X)



C27 - C28 - C29 (3X)



C30 - C31 - C32 - C33 - C34 - C35 - C36 - C37 - C38 - C39 - C40 - C41 - C42 (12X)



Elevação dos cabos transversais

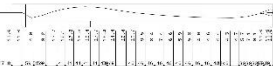
ES = 4,15

ES = 4,15

C43 - C44 - C45 (3X)



C46 - C47 - C48 - C49 - C50 (5X)



C51 - C52 - C53 - C54 - C55 (5X)



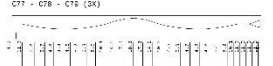
C56 - C57 - C58 - C59 - C60 - C61 - C62 (12X)



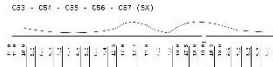
C63 - C64 - C65 - C66 - C67 - C68 - C69 (7X)



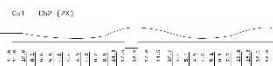
C70 - C71 - C72 - C73 - C74 - C75 - C76 (7X)



C77 - C78 - C79 (3X)

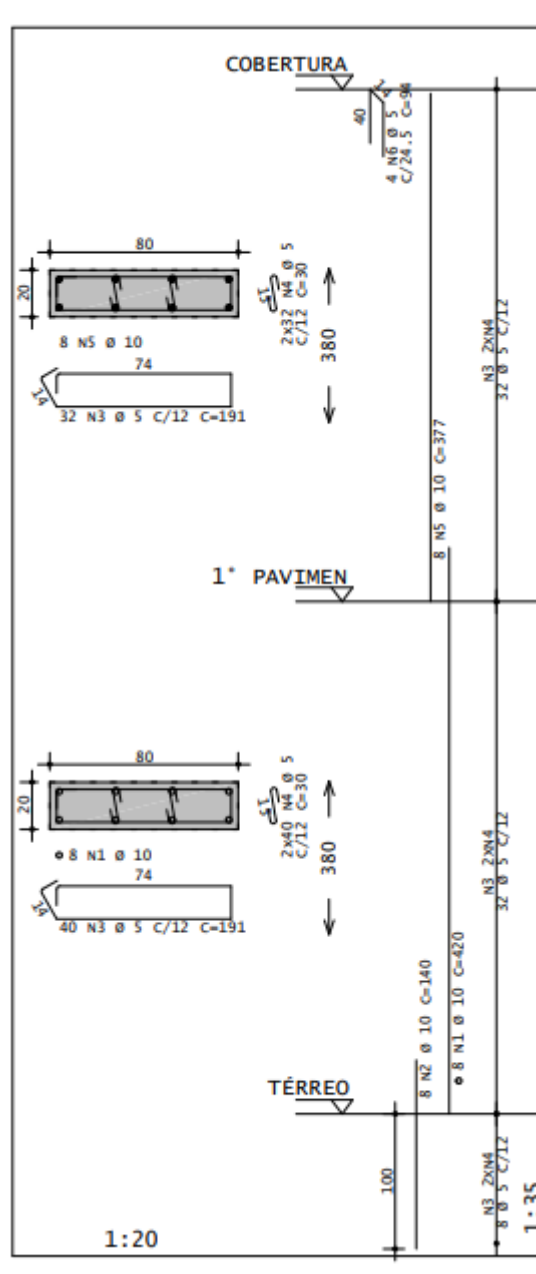


C80 - C81 - C82 - C83 - C84 (5X)

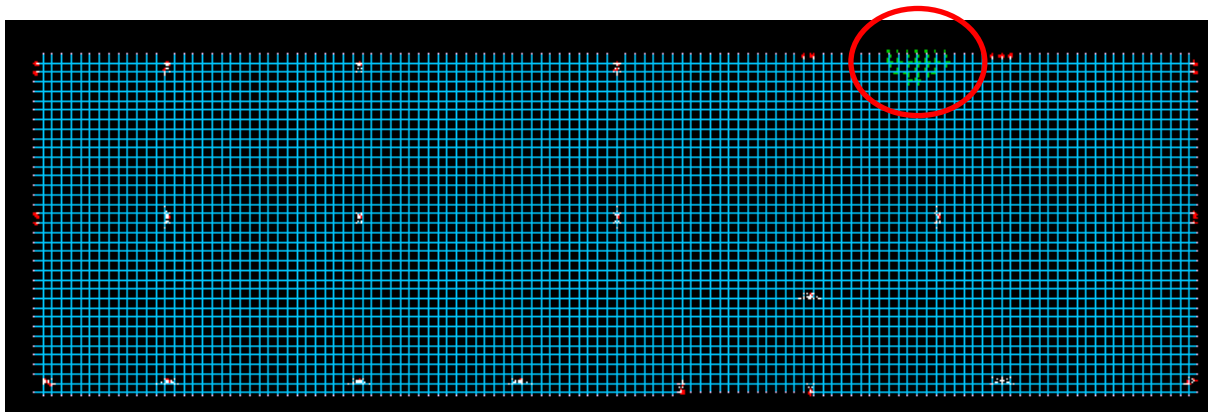


C85 - C86 (2X)





Por fim, apresenta-se a seguir as flechas do pior caso (laje com maiores valores), referentes ao caso 15 (deformação lenta), as quais atendem aos limites estabelecidos por norma. Adotou-se limitador (valor mínimo) de 1 cm, para facilitar a visualização.



Aplicando zoom na região circulada em vermelho, é possível ver as maiores deformações da laje, conforme a figura a seguir:

