

Vinicius Passamani

**ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTO DIRETO DE SISTEMAS
ESTRUTURAIS DE LAJES DE CONCRETO ARMADO E CONCRETO
PROTENDIDO PARA PAVIMENTOS TIPO DE EDIFÍCIOS**

Florianópolis

2019

Vinicius Passamani

**ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTO DIRETO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS
DE LAJES DE CONCRETO ARMADO E CONCRETO PROTENDIDO PARA
PAVIMENTOS TIPO DE EDIFÍCIOS**

Trabalho de conclusão de curso submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina para a obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Jano D'Araujo Coelho

Florianópolis

2019

Ficha de identificação da obra

Passamani, Vinicius

ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTO DIRETO DE SISTEMAS
ESTRUTURAIS DE LAJES DE CONCRETO ARMADO E CONCRETO
PROTENDIDO PARA PAVIMENTOS TIPO DE EDIFÍCIOS / Vinicius
Passamani ; orientador, Jano D'Araujo Coelho, 2019.
185 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2019.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Sistemas estruturais. 3.
Concreto armado. 4. Concreto protendido. 5. Custos
diretos. I. D'Araujo Coelho, Jano. II. Universidade
Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil.
III. Título.

Vinicius Passamani

**ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTO DIRETO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS
DE LAJES DE CONCRETO ARMADO E CONCRETO PROTENDIDO PARA
PAVIMENTOS TIPO DE EDIFÍCIOS**

Este Trabalho Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 03 de julho de 2019.



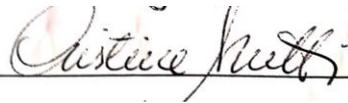
Prof. Dr. Luciana Rohde
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:

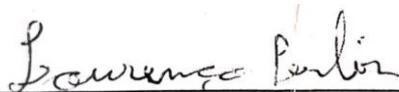


Prof. Jano D'Araujo Coelho, Dr.
Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina



Prof.^a Cristine do Nascimento Mutti, Ph.D.
Universidade Federal de Santa Catarina



Prof. Lourenço Panosso Perlin, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, José Claudio e Rosicler, por todo o apoio, incentivo e amor incondicional durante todas as etapas da minha vida.

À minha namorada Ana Júlia, pelo companheirismo, carinho e contribuições ao longo destes anos de graduação.

Ao meu orientador, professor Jano D'Araujo Coelho, por ter despertado em mim, durante as disciplinas de Concreto Armado III, Pontes e Concreto Protendido, o interesse pela área de estruturas. Agradeço também pelas contribuições e sugestões durante a elaboração deste trabalho.

Aos professores da banca examinadora, Cristine do Nascimento Mutti e Lourenço Panosso Perlin, pelas considerações, comentários e avaliação deste trabalho.

Aos meus grandes amigos da UFSC – Bernardo, César, Franco, João Marcos, João Pedro, José João, Letícia, Manoela, Matheus, Marco, Nubia, Renan e Vitor – pelo convívio e amizade durante os anos de graduação. Aos demais amigos da turma de Engenharia Civil 2014.1 e da UFSC, pela amizade e parceria.

Aos amigos Andressa, Álvaro, Cristian, Franciele, Marcelo, Marlon, Moara por sempre estarem ao meu lado ao longo destes anos.

Ao CEO da empresa Optima Estrutural, Engenheiro Guilherme Laini, por ter me dado a oportunidade de ter o primeiro contato com a área de projetos estruturais e possibilitar, com a troca de conhecimentos, além de um melhor desenvolvimento deste trabalho, um grande crescimento profissional e pessoal. Agradeço também aos engenheiros Alex e Cícero, pelo convívio diário e pelos conselhos que me ajudaram na elaboração deste trabalho. Aos demais amigos (as) da empresa, Duda, Elaine, Gabriel, Gustavo e Ricardo, por se importarem e me apoiarem durante este último ano de graduação.

A todos os demais amigos e amigas que aqui não foram citados, mas fizeram parte desta jornada.

“Se enxerguei mais longe, foi porque me apoiei sobre ombros de gigantes”
(Isaac Newton, 1675)

RESUMO

Este trabalho apresenta uma análise comparativa de custo direto de quatro sistemas estruturais para lajes de pavimentos Tipo, sendo estes: laje maciça convencional em concreto armado, laje lisa em concreto protendido, laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido e laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido. A análise envolve o custo direto dos materiais relacionados aos serviços de fôrmas – envolvendo fôrmas de madeira e fôrmas plásticas, armação passiva, concretagem, protensão e escoramento, além do custo direto da mão de obra relacionada aos serviços executados, excetuando-se o serviço de escoramento. Através da planta baixa de um pavimento Tipo, o qual repete-se doze vezes, de um edifício residencial, realizou-se a modelagem dos sistemas estruturais por meio do *software* TQS Pleno v21, e verificou-se a segurança e o desempenho conforme os Estados Limites previstos na NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Os dados de quantitativos dos serviços foram retirados diretamente do *software* TQS Pleno v21 e os custos diretos dos materiais e de mão de obra foram calculados por meio de composições de custo unitário. Os custos unitários, índices de consumo de materiais e índices de produtividade utilizados foram obtidos das tabelas do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI e da Tabela de Composições e Preços para Orçamentos – TCPO, referentes ao mês de fevereiro de 2019. Os resultados mostraram as diferenças entre os custos diretos globais, dos materiais e da mão de obra para cada sistema estrutural estudado. O valor do custo direto global obtido no sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido foi de R\$ 1.302.401,32. No sistema estrutural de laje nervurada com capitéis em concreto protendido, obteve-se R\$ 1.413.078,14. Para os sistemas estruturais de laje lisa em concreto protendido e laje maciça convencional em concreto armado, obtiveram-se os valores de R\$ 1.555.695,53 e R\$ 1.729.809,93 respectivamente. Em conclusão, para o pavimento Tipo definido neste trabalho, o sistema estrutural mais viável economicamente foi o sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido e o menos viável economicamente foi o sistema de laje maciça convencional em concreto armado.

Palavras-chave: Sistemas estruturais. Pavimento Tipo. Concreto Armado. Concreto protendido. TQS. SINAPI. TCPO.

ABSTRACT

This work presents a comparative analysis of four structural systems for typical floor plan slabs, such as: conventional reinforced concrete slab, prestressed concrete flat plate, prestressed concrete one-way ribbed slab with wide beams and prestressed concrete two-way ribbed slab with capitals. The analysis involves the direct cost of the materials related to the services of formworks – involving wooden and plastic formwork – reinforcing bars, concreting, prestressing and shoring, as well as the direct cost related to the workmanship of the services performed, excepting shoring. Through the plan of a residential building typical floor, the structural systems were modeled using the software TQS Pleno v21, and safety and performance were verified according to the Limit States foreseen in NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. The services quantitative data were taken from the software TQS Pleno v21 and the direct costs were calculated by unitary compositions. The unit costs, consumption indices and productivity indices were taken from the Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil - SINAPI and from the Tabela de Composições e Preços para os Orçamentos - TCPO, with reference to the date of February 2019. The results showed the differences between the global, materials and labor direct costs for each structural system studied. The value of the global direct cost obtained in the structural system of prestressed concrete one-way ribbed slab with wide beams was R\$ 1.302.401,32. In the structural system of prestressed concrete two-way ribbed slab with capitals, R\$ 1.413.078,14 was obtained. For the structural systems of prestressed concrete flat plate and conventional reinforced concrete slab, the values of R\$ 1.555.695,53 and 1.729.809,93 respectively were obtained. In conclusion, for the typical floor plan defined in this work, the most economically viable structural system was the prestressed concrete one-way ribbed slab with wide beams, and the least economically feasible was the conventional reinforced concrete slab.

Keywords: Structural systems. Typical floor plan. Reinforced concrete. Prestressed concrete. TQS. SINAPI. TCPO.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Custos de laje protendida e laje de concreto armado em função do vão ..	18
Figura 2 – Subestrutura e superestrutura	21
Figura 3 – Sistema estrutural e transferência de cargas	22
Figura 4 – Sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado	23
Figura 5 – Relação vão/espessura para lajes planas protendidas	24
Figura 6 – Sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido.....	25
Figura 7 – Sistema estrutural de laje plana com engrossamento de região em concreto protendido.....	26
Figura 8 – Sistema estrutural de laje plana com capitel em concreto protendido	26
Figura 9 – Sistema estrutural de laje nervurada bidirecional e vigas-faixa em concreto protendido.....	28
Figura 10 – Fôrma de laje nervurada bidirecional com viga-faixa em concreto protendido.....	28
Figura 11 – Sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido	29
Figura 12 – Laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido: alinhamento de pilares	30
Figura 13 – Fôrma de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido.....	30
Figura 14 – Anulador de nervuras	31
Figura 15 – Sistema estrutural de laje nervurada com capitéis: planta e corte	31
Figura 16 – Laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido	32
Figura 17 – Viga de transição.....	33
Figura 18 - Pré-tração com aderência: pistas de protensão	34
Figura 19 - Pós-tração com aderência: injeção da nata de cimento	35
Figura 20 - Protensão não aderente com monocordoalhas engraxadas.....	35
Figura 21 - Ancoragem ativa: monocordoalhas engraxadas	36
Figura 22 - Ancoragem passiva: monocordoalhas engraxadas	37
Figura 23 – Detalhes de ancoragem para monocordoalhas engraxadas.....	37
Figura 24 - Posicionamento de armadura ativa, passiva e fretagem	38
Figura 25 - Lançamento de concreto sobre as armaduras	38

Figura 26 - Tensionamento da armadura de protensão com macaco hidráulico	39
Figura 27 – Características da cordoalha CP190 - RB	39
Figura 28 - Grau de protensão elevado: fissuras na zona comprimida	42
Figura 29 – Fluxograma do Método das Faixas	44
Figura 30 – Exemplo de linhas de apoio na direção X.....	45
Figura 31 – Exemplo de linhas de apoio na direção Y.....	45
Figura 32 – Definição dos pontos médios entre linhas de apoio.....	46
Figura 33 – Faixas de projeto	46
Figura 34 – Exemplos de disposição de cabos em planta	47
Figura 35 – Montagem de cabos concentrados - distribuídos.....	47
Figura 36 – Cabos concentrados com apoios não alinhados	48
Figura 37 – Montagem dos cabos com apoios não alinhados	48
Figura 38 – RPU e RTE	49
Figura 39 – Cabos semi parabólicos.....	51
Figura 40 – Cabo parabólico simétrico contínuo e assimétrico contínuo	52
Figura 41 – Cabo parabólico assimétrico e descontínuo.....	52
Figura 42 – Exemplos de perfis de cabos e respectivas cargas balanceadas.....	54
Figura 43 – RTE e extração de esforços.....	55
Figura 44 – Exemplo de perfil longitudinal de cabo	55
Figura 45 – Viga de dois tramos: hiperestático de protensão.....	56
Figura 46 – Fluxograma dos Estados Limites	57
Figura 47 – Classe de protensão e respectivas exigências	59
Figura 48 – Combinações de Serviço para ELS.....	59
Figura 49 – Limites de deslocamentos	60
Figura 50 – Domínios de Estado Limite Último	62
Figura 51 – Combinações de ELU	63
Figura 52 – Curvatura acidental do cabo de protensão	67
Figura 53 – Curvatura pré-estabelecida do cabo de protensão.....	68
Figura 54 – Analogia de Grelha: substituição por malha equivalente de vigas	72
Figura 55 – Grelha de laje plana com espaçamento de 10x10 cm	74
Figura 56 – Grelha de laje nervurada com fôrmas plásticas	74
Figura 57 – Discretização de capitel junto à grelha	75
Figura 58 – Graus de liberdade: barra de grelha equivalente.....	75
Figura 59 – Matriz de rigidez de barra de grelha em relação ao eixo local	76

Figura 60 – Viga com torção de equilíbrio: laje em balanço apoiada em viga	78
Figura 61 – Fissuras por punção: carga de utilização (esq.) e carga última (dir.).....	78
Figura 62 – Fissuras diagonais e formação do cone de punção	79
Figura 63 – Punção em pilares de centro	79
Figura 64 – Punção em pilares de borda	80
Figura 65 – Punção em pilares de canto.....	80
Figura 66 – Armadura de punção com conector tipo pino	81
Figura 67 – Armadura de punção com estribos.....	81
Figura 68 – Perímetros de controle conforme NBR 6118.....	82
Figura 69 – Perímetros críticos conforme <i>software</i> TQS.....	82
Figura 70 – Definição do Consumo Unitário de Material.....	83
Figura 71 – Incorporação de perdas no índice CUM	84
Figura 72 – Definição do CUM real.....	84
Figura 73 – Definição da Razão Unitária de Produção	84
Figura 74 – Cálculo do Delta RUP.....	85
Figura 75 – Planta baixa do pavimento Tipo	87
Figura 76 – Sistema de escoramento ATEX® para sistemas estruturais de laje nervurada	94
Figura 77 – Telas soldadas nervuradas.....	94
Figura 78 – Fôrma de laje para validação	157
Figura 79 – Momentos fletores obtidos com Grelha TQS	159
Figura 80 – Viga biapoiada para verificação de ELU no Ato da Protensão	160
Figura 81 – Momentos fletores para a viga biapoiada	160
Figura 82 – Tensões no Ato da Protensão.....	161
Figura 83 – Valores médios de relaxação pura	179
Figura 84 – Coeficientes de fluência e retração em função da umidade relativa e espessura fictícia.....	181

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Variáveis relacionadas ao grau de protensão de seção transversal	40
Quadro 2 – Classificações de classe de protensão conforme NBR 6118:2014.....	41
Quadro 3 – Premissas para lançamento e dimensionamento dos cabos de protensão	50
Quadro 4 – Variáveis relacionadas ao ELU no Ato da Protensão.....	65
Quadro 5 – Variáveis envolvidas em pré-dimensionamento de pilar	89
Quadro 6 – Resumo das características gerais para a modelagem da protensão.....	90
Quadro 7 – Descrição dos carregamentos adotados nos modelos.....	91
Quadro 8 – Características gerais do ciclo de produção adotado.....	93
Quadro 9 – Descrição dos serviços considerados	95
Quadro 10 – Variáveis envolvidas no cálculo simplificado de perda progressiva de força de protensão.....	180

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Características gerais dos modelos	88
Tabela 2 – Relações de pré-dimensionamento para lajes por sistema estrutural	89
Tabela 3 – Quantitativos de serviços do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido	124
Tabela 4 – Quantitativos de serviços do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido	124
Tabela 5 – Quantitativos de serviços do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido.....	125
Tabela 6 – Quantitativos de serviços do sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado.....	125
Tabela 7 – Índices de consumo de serviços por sistema estrutural	126
Tabela 8 – Composição unitária de materiais das fôrmas do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido	127
Tabela 9 – Composição unitária de materiais da armação dos pilares do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido.....	129
Tabela 10 – Composição unitária de materiais da armação das vigas do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido.....	130
Tabela 11 – Composição unitária de materiais da armação das lajes do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido.....	131
Tabela 12 – Composição unitária de materiais da protensão do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido.....	132
Tabela 13 – Composição unitária de materiais da concretagem do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido.....	132
Tabela 14 – Composição unitária de materiais das fôrmas do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido	133
Tabela 15 – Composição unitária de materiais da armação dos pilares do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido	135
Tabela 16 – Composição unitária de materiais da armação das vigas do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido	136
Tabela 17 – Composição unitária de materiais da armação das lajes do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido	137

Tabela 18 – Composição unitária de matérias da protensão do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido	138
Tabela 19 – Composição unitária dos materiais da concretagem do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido	138
Tabela 20 – Composição unitária de materiais das fôrmas do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido.....	139
Tabela 21 – Composição unitária dos materiais da armação dos pilares do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido	140
Tabela 22 – Composição unitária de materiais da armação das vigas do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido	141
Tabela 23 – Composição unitária dos materiais da armação das lajes do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido	142
Tabela 24 – Composição unitária de materiais da protensão do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido	143
Tabela 25 – Composição unitária dos materiais da concretagem do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido	143
Tabela 26 – Composição unitária de materiais das fôrmas do sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado	144
Tabela 27 – Composição unitária dos materiais da armação dos pilares do sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado	145
Tabela 28 – Composição unitária dos materiais da armação das vigas do sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado	146
Tabela 29 – Composição unitária dos materiais da armação das lajes do sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado	147
Tabela 30 – Composição unitária dos materiais da concretagem do sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado	148
Tabela 31 – Horas demandadas para o serviço de fôrmas do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido	149
Tabela 32 – Horas demandadas para o serviço de armação do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido	149
Tabela 33 – Horas demandadas para o serviço de concretagem do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido.....	150
Tabela 34 – Composição unitária de mão de obra do sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido	150

Tabela 35 – Horas demandadas para o serviço de fôrmas do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido	151
Tabela 36 – Horas demandadas para o serviço de armação do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido	151
Tabela 37 - Horas demandadas para o serviço de concretagem do sistema de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido	152
Tabela 38 – Composição unitária de mão de obra para o sistema de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido	152
Tabela 39 – Horas demandadas para o serviço de fôrmas do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido.....	153
Tabela 40 – Horas demandadas para o serviço de armação do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido.....	153
Tabela 41 – Horas demandadas para o serviço de concretagem do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido	154
Tabela 42 – Composição unitária de mão de obra para o sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido	154
Tabela 43 – Horas demandadas para o serviço de fôrmas do sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado	155
Tabela 44 – Horas demandadas para o serviço de armação do sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado	155
Tabela 45 - Horas demandadas para o serviço de concretagem do sistema estrutural de laje maciça em concreto armado convencional	156
Tabela 46 – Composição unitária de mão de obra para o sistema estrutural de laje maciça em concreto armado	156

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Custo direto global por sistema estrutural.....	96
Gráfico 2 - Custo direto de material por sistema estrutural	97
Gráfico 3 – Custo direto de materiais para o sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido.....	98
Gráfico 4 - Custo direto de materiais para o sistema de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido	99
Gráfico 5 - Custo direto de materiais para o sistema de laje lisa em concreto protendido	99
Gráfico 6 – Custo direto de materiais para o sistema de laje maciça convencional em concreto armado	100
Gráfico 7 – Custo direto de materiais do serviço de armação passiva	101
Gráfico 8 – Custo direto de materiais do serviço de concretagem.....	101
Gráfico 9 – Custo direto de materiais do serviço de protensão.....	102
Gráfico 10 – Custo direto de materiais do serviço de fôrmas (madeira).....	102
Gráfico 11 – Custo direto de materiais do serviço de fôrmas (plásticas).....	103
Gráfico 12 – Custo direto de materiais do serviço de escoramento	103
Gráfico 13 – Custo direto de mão de obra por sistema estrutural	104
Gráfico 14 – Custo direto de mão de obra do sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido.....	105
Gráfico 15 - Custo direto de mão de obra do sistema de laje maciça convencional em concreto armado	105
Gráfico 16 - Custo direto de mão de obra do sistema de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido	106
Gráfico 17 - Custo direto de mão de obra do sistema de laje lisa em concreto protendido.....	107
Gráfico 18 – Custo direto de mão de obra do serviço de fôrmas	107
Gráfico 19 – Custo direto de mão de obra do serviço de armação passiva.....	108
Gráfico 20 – Custo direto de mão de obra do serviço de protensão.....	108
Gráfico 21 – Custo direto de mão de obra do serviço de concretagem.....	109

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CUM – Consumo Unitário de Material

ELS – Estado Limite de Serviço

ELU – Estado Limite Último

RPU – Região de Protensão Uniforme

RTE – Região de Transferência de Esforços

RUP – Razão Unitária de Produção

SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil.

TCPO – Tabela de Composições e Preços para Orçamentos

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	OBJETIVOS.....	19
1.1.1	Objetivo Geral	19
1.1.2	Objetivos Específicos.....	19
1.2	JUSTIFICATIVA.....	20
1.3	LIMITAÇÕES.....	20
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	20
2	REFERENCIAL TEÓRICO	21
2.1	SISTEMAS ESTRUTURAIS	21
2.1.1	Sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado	23
2.1.2	Sistema estrutural de laje plana em concreto protendido	24
2.1.3	Sistema estrutural de laje nervurada com vigas-faixa em concreto protendido	27
2.1.4	Sistema estrutural de laje nervurada com capitéis em concreto protendido.....	31
2.2	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS	32
2.3	TIPOS DE PROTENSÃO	33
2.3.1	Pré-tração com aderência	34
2.3.2	Pós-tração com aderência posterior	34
2.3.3	Pós-tração sem aderência posterior	35
2.4	GRAU E CLASSE DE PROTENSÃO	39
2.5	PROJETO DE ESTRUTURAS PROTENDIDAS PÓS-TRACIONADAS.....	43
2.5.1	Disposição dos cabos em planta – <i>Strip Method</i>.....	43
2.5.2	Dimensionamento: Método das Cargas Balanceadas	49
2.5.3	Hiperestático de protensão	56
2.6	ESTADOS LIMITES	57
2.6.1	Estados Limites de Serviço	58
2.6.1.1	Estado Limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF)	60

2.6.1.2	Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F)	60
2.6.1.3	Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W).....	60
2.6.1.4	Estado Limite de Descompressão (ELS-D).....	61
2.6.2	Estados Limites Últimos	61
2.6.2.1	Ato da protensão.....	63
2.6.2.2	Tempo infinito.....	65
2.7	PERDAS DE FORÇA DE PROTENSÃO	66
2.7.1	Perdas imediatas.....	66
2.7.1.1	Perdas por encurtamento imediato do concreto	66
2.7.1.2	Perdas por atrito e perdas parasitas	67
2.7.1.3	Perdas por acomodação das ancoragens (encunhamento).....	68
2.7.2	Perdas progressivas.....	69
2.7.2.1	Efeito de retração.....	69
2.7.2.2	Efeito de fluência.....	70
2.7.2.3	Efeito de relaxação do aço.....	71
2.7.2.4	Processos de cálculo das perdas progressivas	72
2.8	ANALOGIA DE GRELHA PARA ANÁLISE DE PAVIMENTOS	72
2.8.1	Rigidez à flexão e à torção	73
2.8.2	Discretização	73
2.8.2.1	Lajes planas	73
2.8.2.2	Lajes nervuradas.....	74
2.8.2.3	Capitéis.....	75
2.8.3	Equacionamento e cálculo das grelhas	75
2.8.4	Características do Grelha-TQS.....	76
2.9	PUNÇÃO EM LAJES	78
2.10	NOÇÕES BÁSICAS DE CUSTOS, PRODUTIVIDADE E OTIMIZAÇÃO DE PROJETOS.....	83

3	METODOLOGIA	87
3.1	DEFINIÇÃO E VALIDAÇÃO DO <i>SOFTWARE</i>	87
3.2	DEFINIÇÃO DO PAVIMENTO TIPO	87
3.3	MODELAGEM COMPUTACIONAL DO PAVIMENTO	88
3.3.1	Características gerais	88
3.3.2	Concepção estrutural	88
3.3.3	Lançamento dos cabos de protensão	90
3.3.4	Verificações quanto aos Estados Limites	91
3.3.4.1	Estado Limite Último	91
3.3.4.1.1	<i>Modelo em concreto armado</i>	91
3.3.4.1.2	<i>Modelos em concreto protendido</i>	92
3.3.4.2	Estado Limite de Serviço	92
3.3.4.2.1	<i>Modelo em concreto armado</i>	92
3.3.4.2.2	<i>Modelos em concreto protendido</i>	92
3.4	CÁLCULO DOS CUSTOS DIRETOS	92
3.4.1	Custos diretos de materiais.....	93
3.4.2	Custos diretos de mão de obra	95
4	RESULTADOS.....	96
4.1	CUSTOS DIRETOS GLOBAIS	96
4.2	CUSTOS DIRETOS DE MATERIAIS	97
4.2.1	Custo direto de materiais do sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido	97
4.2.2	Custo direto de materiais do sistema de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido	98
4.2.3	Custo direto de materiais do sistema de laje lisa em concreto protendido	99
4.2.4	Custo direto de materiais do sistema de laje maciça convencional em concreto armado	100

4.2.5	Comparativo de custo direto de materiais dos serviços entre sistemas estruturais	101
4.3	CUSTOS DIRETOS DE MÃO DE OBRA.....	104
4.3.1	Custo direto de mão de obra do sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido	104
4.3.2	Custo direto de mão de obra do sistema de laje maciça convencional em concreto armado	105
4.3.3	Custo direto de mão de obra do sistema de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido.....	106
4.3.4	Custo direto de mão de obra do sistema de laje lisa em concreto protendido..	106
4.3.5	Comparativo de custo direto de mão de obra dos serviços entre sistemas estruturais	107
5	DISCUSSÃO	110
5.1	SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE NERVURADA UNIDIRECIONAL COM VIGAS-FAIXA EM CONCRETO PROTENDIDO	110
5.2	SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE NERVURADA BIDIRECIONAL COM CAPITÉIS EM CONCRETO PROTENDIDO	113
5.3	SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE LISA EM CONCRETO PROTENDIDO ...	115
5.4	SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE MACIÇA CONVENCIONAL EM CONCRETO ARMADO.....	117
6	CONCLUSÃO	119
	REFERÊNCIAS	120
	APÊNDICE A – DADOS DE QUANTITATIVOS DE SERVIÇOS.....	124
	APÊNDICE B – ÍNDICES DE CONSUMO DE SERVIÇOS	126
	APÊNDICE C – COMPOSIÇÃO UNITÁRIA DE MATERIAIS DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE NERVURADA UNIDIRECIONAL COM VIGAS-FAIXA EM CONCRETO PROTENDIDO.....	127
	APÊNDICE D – COMPOSIÇÃO UNITÁRIA DE MATERIAIS DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE NERVURADA BIDIRECIONAL COM CAPITÉIS EM CONCRETO PROTENDIDO	133

APÊNDICE E – COMPOSIÇÃO UNITÁRIA DE MATERIAIS DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE LISA EM CONCRETO PROTENDIDO.....	139
APÊNDICE F – COMPOSIÇÃO UNITÁRIA DE MATERIAIS DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE MACIÇA CONVENCIONAL EM CONCRETO ARMADO.....	144
APÊNDICE G – COMPOSIÇÃO UNITÁRIA DE MÃO DE OBRA DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE NERVURADA UNIDIRECIONAL COM VIGAS-FAIXA EM CONCRETO PROTENDIDO.....	149
APÊNDICE H – COMPOSIÇÃO UNITÁRIA DE MÃO DE OBRA DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE NERVURADA BIDIRECIONAL COM CAPITÉIS EM CONCRETO PROTENDIDO	151
APÊNDICE I – COMPOSIÇÃO UNITÁRIA DE MÃO DE OBRA DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE LISA EM CONCRETO PROTENDIDO.....	153
APÊNDICE J – COMPOSIÇÃO UNITÁRIA DE MÃO DE OBRA DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE MACIÇA CONVENCIONAL EM CONCRETO ARMADO	155
APÊNDICE K – VALIDAÇÃO DA VERIFICAÇÃO DE ELU: ESGOTAMENTO DA CAPACIDADE RESISTENTE	157
APÊNDICE L – VALIDAÇÃO DA VERIFICAÇÃO DE ELU: ATO DA PROTENSÃO.....	160
APÊNDICE M – VALIDAÇÃO DA ESTIMATIVA DE PERDA PROGRESSIVA.....	162
APÊNDICE N – MODELO 3D DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE NERVURADA UNIDIRECIONAL COM VIGAS-FAIXA EM CONCRETO PROTENDIDO.....	163
APÊNDICE O – MODELO 3D DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE NERVURADA BIDIRECIONAL COM CAPITÉIS EM CONCRETO PROTENDIDO.....	164
APÊNDICE P – MODELO 3D DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE LISA EM CONCRETO PROTENDIDO	165

APÊNDICE Q – MODELO 3D DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE MACIÇA CONVENCIONAL EM CONCRETO ARMADO.....	166
APÊNDICE R – PLANTA DE FÔRMAS DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE NERVURADA UNIDIRECIONAL COM VIGAS-FAIXA EM CONCRETO PROTENDIDO	167
APÊNDICE S – PLANTA DE FÔRMAS DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE NERVURADA BIDIRECIONAL COM CAPITÊIS EM CONCRETO PROTENDIDO	168
APÊNDICE T – PLANTA DE FÔRMAS DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE LISA EM CONCRETO PROTENDIDO.....	169
APÊNDICE U – PLANTA DE FÔRMAS DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE MACIÇA CONVENCIONAL EM CONCRETO ARMADO.....	170
ANEXO A – RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA E MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO EM IDADES INFERIORES A 28 DIAS	171
ANEXO B – PARÂMETROS AUXILIARES	173
ANEXO C – PERDAS IMEDIATAS DE FORÇA DE PROTENSÃO	174
ANEXO D – PERDAS PROGRESSIVAS DE FORÇA DE PROTENSÃO	176
ANEXO E – CÁLCULO DE PERDA DE FORÇA DE PROTENSÃO PELO MÉTODO SIMPLIFICADO	180

1 INTRODUÇÃO

As edificações se desenvolveram ao longo da história, partindo de abrigos rudimentares feitos com galhos de árvores, adobe e pedra, até chegar às construções sofisticadas atuais, construídas em concreto, aço e vidro. No decorrer da evolução da tecnologia da construção, permaneceu constante a presença de algum sistema estrutural capaz de suportar as forças da gravidade, do vento, de sismos e etc. Um sistema estrutural pode ser definido como conjuntos estáveis de elementos projetados e construídos para agir como um todo no suporte e na transmissão de carga aplicadas na estrutura ao solo, sem exceder os esforços permissíveis dos componentes (ONOUYE; ZUBERBUHLER; CHING, 2015).

Atualmente, o mercado da construção civil mostra-se cada dia mais competitivo, visto que o desenvolvimento de novos materiais, técnicas e inovações tecnológicas proporcionam alternativas ao que é convencionalmente executado (DAL PRÁ, 2012).

A escolha de determinado sistema estrutural para a constituição de um espaço envolve uma série de variáveis, que vão desde questões muito concretas – como custos, mão de obra disponível, prazos e etc. – bem como questões delicadas, como valores sociais, culturais e até mesmo sensações e percepções (REBELLO, 2007).

A avaliação da viabilidade da execução de determinado sistema estrutural pode ser realizada por alguns aspectos, como o tempo de execução - onde geralmente se tem um retorno financeiro mais rápido quanto menor o tempo de execução, o custo total – fator que pode gerenciar melhor a obra variando o tempo de execução conforme a disponibilidade de recursos, os materiais e técnicas disponíveis – visto que há uma ampla gama de opções, como a utilização de cubetas plásticas, lajes com capitéis e etc., além da complexidade da arquitetura – fator que pode ser limitante a alguns tipos de solução estrutural, devido a vãos demasiadamente extensos, balanços, entre outros (DAL PRÁ, 2012).

Estes fatores aliados a uma procura por maior liberdade arquitetônica, com tipologias estruturais que permitam vencer vãos maiores sem a necessidade de vigas, conservando o conforto e a segurança para os usuários, tornam sistemas alternativos ao concreto armado convencional, composto de lajes, vigas e pilares, bastante interessantes, tanto técnica quanto economicamente (FRANCO, 2002).

Com isto, o uso do concreto protendido aliado a estes sistemas estruturais alternativos torna-se atraente, uma vez que vem sendo aplicado em estruturas de edificações de maior magnitude, devida a sua capacidade de adequação a vãos livres de grandes dimensões com elementos de altura reduzida (SCHMID, 2009).

O concreto protendido foi concebido originalmente, por Freyssinet e seus seguidores da escola francesa, como um material homogêneo. A protensão era calculada objetivando eliminar as tensões de tração do concreto, ou limitá-las a valores muito pequenos, capazes de serem absorvidas pelo concreto. Em contraposição à escola francesa, outros engenheiros passaram a encarar o concreto protendido como um material de natureza análoga ao concreto armado, com características melhoradas pelo esforço de protensão. Os ensaios realizados revelaram que o concreto protendido se comporta como um material homogêneo para os estágios iniciais de carregamento. Quando os carregamentos produzem no concreto tensões de tração elevadas, maiores que as compressões induzidas pela protensão, o concreto sofre alongamentos, podendo atingir valores que provocam a ruptura do concreto por tração, produzindo fissuração da peça (PFEIL, 1984).

Os ensaios de vigas sob ação de cargas crescentes mostram que, para carregamentos situados entre a fissuração e a ruptura, o comportamento das vigas protendidas é análogo ao das vigas de concreto armado. As mesmas hipóteses e leis físicas governam, nos dois casos, a abertura e distribuição de fissuras e avaliação dos momentos resistentes de ruptura. Modernamente, o concreto protendido e o concreto armado são considerados como o mesmo material, acrescido, no caso do protendido, o efeito favorável da protensão (PFEIL, 1984).

A protensão, portanto, pode ser definida como o artifício de introduzir, numa estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob ação de diversas solicitações. A aplicação da protensão pode então anular ou reduzir consideravelmente as tensões de tração presentes no concreto, evitando que fissuras expressivas surjam, as quais prejudicam a estética e a durabilidade das peças. Esta aplicação promove, antes de a estrutura ser carregada, tensões permanentes de compressão nas áreas tracionadas, manipulando as tensões internas e obtendo-se uma contribuição da área total da seção para a inércia da mesma, uma vez que não haverá fissuras (PFEIL, 1984).

A protensão é vista como um sistema construtivo, o qual proporciona um maior aproveitamento estrutural, com aumento das capacidades resistentes, redução das deformações e melhorias da durabilidade e uso. As aplicações da protensão englobam diversos tipos de obras, como pontes, viadutos, edifícios comerciais e pré-moldados (CHOLFE; BONILHA, 2013).

O elemento fundamental do sistema de protensão é a força de protensão, a qual deve garantir o estado de protensão das seções durante a vida útil da estrutura. Esta força é aplicada através da armadura ativa e depende de componentes físicos – aparelho tensor, ancoragens, bainhas, etc. Além disso, depende também do comportamento intrínseco dos materiais aço e

concreto, submetidos a um regime de tensões permanentes decorrentes da própria protensão e das ações atuantes na estrutura (CHOLFE; BONILHA, 2013).

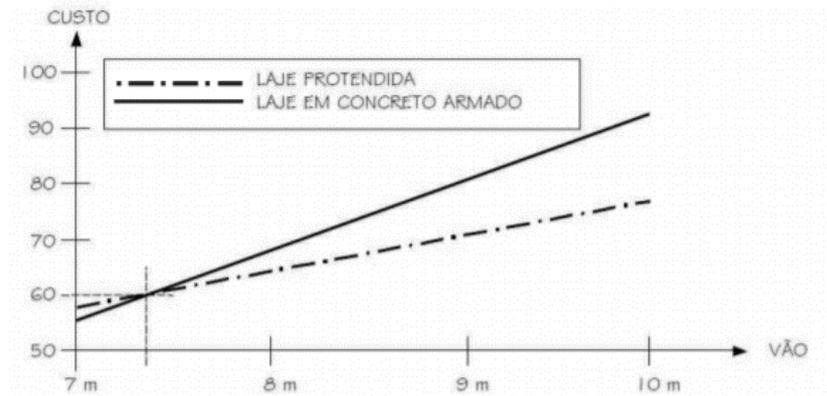
O uso do concreto protendido em lajes de pavimentos tem crescido nos últimos anos, em grande parte devido à utilização do sistema de protensão não-aderente com monocordoalhas engraxadas. Como a laje é o elemento responsável pelo ritmo da obra, a importância dos projetos e processos construtivos deste elemento torna-se bastante acentuada (SANTOS, 2000) (EMERICK, 2005).

Este sistema de pós-tração não-aderente apresenta algumas vantagens em relação ao sistema convencional de concreto armado, como (CAUDURO, 20--):

- Maior liberdade arquitetônica devido à possibilidade de vencer grandes vãos, mantendo-se uma esbelteza elevada na laje;
- Maior área útil do pavimento devido à redução do número de pilares;
- Redução na espessura das lajes, acarretando uma significativa redução na altura total do prédio e consequentemente um menor peso total da estrutura – minimizando os custos com fundações;
- Formas simples e de fácil montagem, resultando em menos mão de obra, rapidez na execução, maior velocidade de desforma e retirada de escoramentos;
- Melhor controle de deformações e fissuras;
- Maior resistência ao puncionamento em lajes lisas ou cogumelo, obtida pelo adequado posicionamento dos cabos de protensão nas regiões próximas aos pilares; e
- Efetivo e eficiente uso de materiais de alta resistência (concreto e aço).

Teoricamente, as lajes protendidas são mais viáveis economicamente quando utilizadas como solução estrutural para vencer vãos maiores do que 7 m, conforme Figura 1 abaixo:

Figura 1 – Custos de laje protendida e laje de concreto armado em função do vão



Fonte: Emerick (2005).

Com base nas informações expostas acima, pretende-se, com este trabalho, analisar e comparar economicamente diferentes alternativas de sistemas estruturais para pavimentos Tipo, a fim de expor algumas das possibilidades que um engenheiro projetista terá. A escolha de um adequado sistema estrutural, bem como a realização de uma boa concepção estrutural, é de extrema importância nos projetos estruturais de pavimentos Tipo, visto que estes repetem-se inúmeras vezes no contexto de um edifício.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Analisar os custos diretos de quatro sistemas estruturais para um pavimento Tipo com 12 repetições pertencente a um edifício residencial.

1.1.2 Objetivos Específicos

A fim de atingir o objetivo geral deste trabalho, os objetivos específicos são:

- Definir um projeto arquitetônico de um pavimento Tipo de um edifício residencial;
- Realizar a concepção estrutural do pavimento Tipo;
- Modelar o pavimento Tipo através do *software* TQS Pleno v21;
- Extrair do *software* os dados de quantitativos de materiais necessários à execução do pavimento Tipo em cada modelo;
- Definir um ciclo de produção dos pavimentos;
- Calcular os custos diretos referentes aos materiais;
- Calcular os custos diretos referentes à mão de obra;
- Comparar os custos diretos de materiais, para a execução do pavimento Tipo e suas repetições, para cada sistema estrutural proposto;
- Comparar os custos diretos de mão de obra obtidos, para a execução do pavimento Tipo e suas repetições, para cada sistema estrutural proposto; e
- Obter o menor e o maior custo direto global dentre os sistemas estruturais propostos.

1.2 JUSTIFICATIVA

Os conhecimentos básicos acerca de diferentes sistemas estruturais, seus custos, funcionalidades, vantagens, desvantagens, concepções e planejamento são de ampla importância ao trabalho do engenheiro civil projetista de estruturas. Saber escolher dentre os diversos sistemas estruturais sob situações diferentes é uma tarefa que envolve ampla análise, sendo, portanto, necessário o estudo deste tema.

1.3 LIMITAÇÕES

Este trabalho limita-se à análise apenas do pavimento Tipo de um edifício residencial, não havendo análise dos demais pavimentos pertencentes ao edifício, embora a concepção estrutural tenha sido realizada com precaução, evitando ao máximo interferências com as demais arquiteturas, objetivando aumentar a fidelidade do trabalho. Devido a esta limitação, também não foram frisados aspectos relacionados à estabilidade global e deslocamentos horizontais, apesar destes também terem sido respeitados nas análises.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este Trabalho de Conclusão de Curso está dividido em seis Seções.

Na Seção 1, encontra-se a parte introdutória ao tema, onde são feitos comentários acerca da evolução dos sistemas estruturais e o surgimento da protensão como sistema construtivo.

Na Seção 2, encontra-se o referencial teórico. Nele estão inclusas todas as informações necessárias à realização da concepção estrutural, sua análise e posterior comparação. São abordados os temas de sistemas estruturais, protensão, analogia de grelha, punção e custos diretos.

Na Seção 3, expõe-se a metodologia adotada para realizar as modelagens e cálculos dos custos diretos.

Na Seção 4, encontram-se, para cada modelo, os resultados obtidos de custo direto global, custo direto de material e custo direto de mão de obra.

Na Seção 5, encontra-se a discussão acerca dos resultados apresentados, comparando-os e identificando as principais diferenças obtidas.

Na Seção 6, encontra-se a conclusão do trabalho, onde são feitas as considerações finais a respeito dos conteúdos explorados.

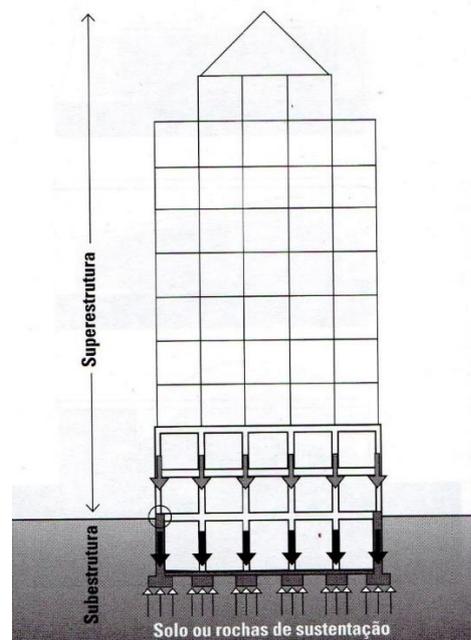
2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 SISTEMAS ESTRUTURAIS

Os sistemas estruturais podem ser definidos como um conjunto de partes inter-relacionadas ou interdependentes que formam um todo mais complexo e unificado, servindo a um fim comum. Estes fazem parte do projeto de estruturas, o qual refere-se ao processo de distribuir, conectar, dimensionar e proporcionar os elementos de um sistema estrutural, de forma a transferir com segurança um determinado conjunto de cargas sem exceder os esforços permissíveis dos materiais utilizados. O projeto deve buscar um sistema estrutural que atenda à demanda das cargas, mas que também aborde o projeto arquitetônico, de urbanismo e as questões do programa de necessidades em questão (ONOUYE; ZUBERBUHLER; CHING, 2015).

O sistema estrutural de uma edificação pode ser subdividido em subestrutura e superestrutura, como pode ser visto na Figura 2.

Figura 2 – Subestrutura e superestrutura



Fonte: Onoyue, Zuberbuhler e Ching (2015)

A subestrutura é composta pelas fundações, as quais têm por função sustentar e ancorar a superestrutura, além de transmitir suas cargas para o solo com segurança. O tipo e o padrão dos elementos de fundação exigidos podem influenciar diretamente na escolha do layout

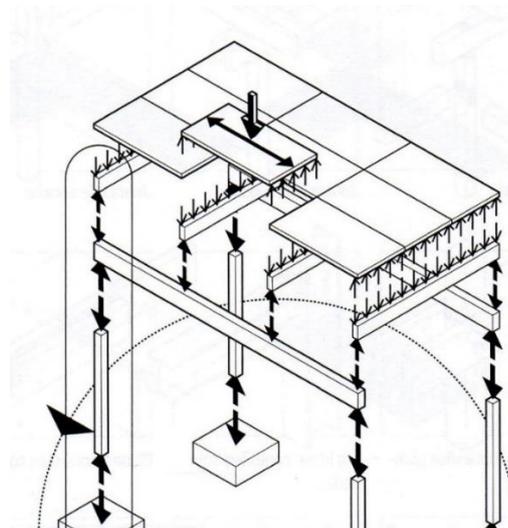
dos apoios da superestrutura. Para uma maior eficiência estrutural, sempre que possível deve-se manter a continuidade vertical na transmissão de cargas (ONOUYE; ZUBERBUHLER; CHING, 2015).

A superestrutura, por sua vez, é composta pela vedação externa e pela estrutura. Sua função é de transmitir as cargas à subestrutura. Para exercer esta função, pode-se escolher dentre diversos elementos que irão compor o sistema estrutural. Dentre eles, destacam-se (ONOUYE; ZUBERBUHLER; CHING, 2015):

- Estruturas de massa ativa: redirecionam as forças externas principalmente através do volume e da continuidade do material, como vigas e pilares;
- Estruturas de vetor ativo: redirecionam as forças externas principalmente através da composição dos elementos de tração e compressão, como uma treliça;
- Estruturas de superfície ativa: redirecionam as forças externas principalmente ao longo da continuidade de uma superfície, como uma estrutura em lâmina ou casca;
- Estruturas de forma ativa: redirecionam as forças externas principalmente através da forma de seu material, como um sistema em arco ou cabo.

A Figura 3 abaixo ilustra um sistema estrutural, no qual as cargas aplicadas na laje são transferidas às vigas, seguindo aos pilares e posteriormente aos elementos de fundação.

Figura 3 – Sistema estrutural e transferência de cargas



Fonte: Onoyue, Zuberbuhler e Ching (2015)

2.1.1 Sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado

O sistema estrutural de laje maciça em concreto armado para superestruturas é o composto por lajes, vigas e pilares. Neste sistema, as lajes apoiam-se sobre as vigas e estas sobre os pilares. As vigas são lançadas conforme delimitação das bordas das lajes e presença de alvenarias, formando com os pilares pórticos principais e secundários. Devem ser evitadas espessuras diferentes entre os planos de lajes do pavimento, pois acarretam maior consumo de formas e mão de obra (DAL PRÁ, 2012).

A laje maciça convencional em concreto armado não é adequada para grandes vãos, sendo usualmente adotada a faixa de “vão econômico”, entre 3,5 a 5,0 m. Além disto, este sistema estrutural apresenta uma grande quantidade de vigas, proporcionando à forma do pavimento um aspecto bastante “recortado”, o que reduz a produtividade da construção e o reaproveitamento de formas. Por outro lado, a existência de muitas vigas acaba proporcionando um grande travamento da estrutura diante das cargas horizontais de vento, melhorando as características de deslocamento lateral do edifício (ALBUQUERQUE; PINHEIRO, 2002).

Figura 4 – Sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado



Fonte: Autor (2019)

2.1.2 Sistema estrutural de laje plana em concreto protendido

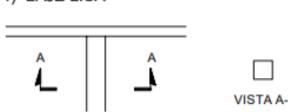
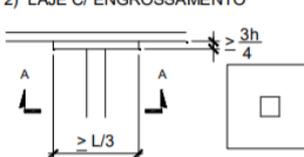
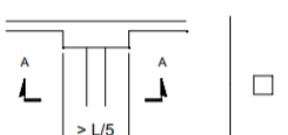
Este sistema estrutural consiste em utilizar lajes maciças protendidas. As lajes planas podem ser lisas ou não, sendo permitido às lajes planas, do inglês *flat slab*, a existência de vigas, capitéis, engrossamento de região ou nervuras. Por sua vez, nas lajes planas lisas, do inglês *flat plate*, não são permitidos capitéis, vigas ou engrossamentos da laje (SCHMID, 2009).

Para o sistema estrutural de lajes lisas recomenda-se a utilização de vãos entre 7,0 e 12,0 m, sendo a magnitude dos carregamentos em torno de 500 kgf/m². Já para o sistema estrutural de lajes planas são permitidos vãos entre 7,0 m a 14,0 m, considerando-se valores até mesmo acima de 500 kgf/m² para o carregamento, dependendo da solução adotada, sendo bastante utilizados os engrossamentos de região - *drop panels* - e os capitéis - *column capital* (SCHMID, 2009).

Entretanto, é interessante a ideia de manter os vãos entre pilares em torno de 7,6 m, principalmente em edifícios comerciais, visto que com este vão torna-se possível a acomodação de 3 carros, eliminando, muitas vezes, a necessidade de transições (CAUDURO, 20--).

A Figura 5 ilustra algumas situações de seção transversal e respectivos carregamento total e relação vão/espessura.

Figura 5 – Relação vão/espessura para lajes planas protendidas

TIPO DA SEÇÃO	CARREGAMENTO TOTAL (kN/m ²)	RELAÇÃO VÃO/ESPESSURA (6m ≤ L ≤ 13m)	
		LAJE	VIGA
1) LAJE LISA 	2,5	40	
	5,0	36	
	10,0	30	
2) LAJE C/ ENGROSSAMENTO 	2,5	44	
	5,0	40	
	10,0	34	
3) LAJE MACIÇA COM VIGA FAIXA 	2,5	45	25
	5,0	40	22
	10,0	35	18

Fonte: Emerick (2005)

Uma das grandes vantagens das lajes planas resume-se à eliminação das vigas, o que torna o alinhamento dos pilares desnecessário, aumentando consideravelmente a liberdade de layout, facilitando a obtenção de fachadas e varandas mais simples de serem acabadas (EMERICK, 2005).

Destaca-se que nas estruturas sem vigas é necessário recorrer a outros artifícios para garantir a estabilidade global do edifício. Nesses casos, é comum a utilização de paredes estruturais e núcleos rígidos, posicionadas sobretudo nas caixas de elevador e escadas (EMERICK, 2005).

As Figuras 6, 7 e 8 abaixo ilustram os sistemas estruturais de laje lisa, laje plana com *drop panels* e laje plana com capitéis em concreto protendido, respectivamente.

Figura 6 – Sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido



Fonte: Ultracon Corporation (s/d)

Figura 7 – Sistema estrutural de laje plana com engrossamento de região em concreto protendido



Fonte: Ultracon Corporation (s/d)

Figura 8 – Sistema estrutural de laje plana com capitel em concreto protendido



Fonte: Svetlana Brzev (s.d)

2.1.3 Sistema estrutural de laje nervurada com vigas-faixa em concreto protendido

As lajes nervuradas são as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para os momentos positivos esteja localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte (ABNT, 2014).

As lajes nervuradas proporcionam uma redução no volume de concreto total utilizado, ocasionando redução no peso próprio da estrutura - devido aos vazios ou materiais leves inseridos na seção - além de um melhor aproveitamento do aço e do concreto, visto que há remoção do concreto tracionado abaixo da linha neutra (CARVALHO, 2013).

Entretanto, a concepção de sistemas que utilizem laje nervurada apresenta algumas desvantagens, como um maior tempo gasto com posicionamento e modulação das nervuras, resolução de interferências, detalhamento das armações positivas e negativas, verificação de punção, menor pé direito de piso a piso, necessidade de utilização de forros e dificuldades de passagem de tubulações (CARVALHO, 2013).

Nas regiões de apoio dos pilares, pode haver uma concentração de tensões transversais, levando a uma possível ruína por punção ou cisalhamento. Este tipo de ruína deve ser evitado, sendo preferível, caso ocorra, ruína por flexão. Nesses casos, pode-se adotar tanto o sistema com faixas maciças de concreto – chamadas de vigas-faixa - em uma ou duas direções, quanto o sistema de regiões maciças em volta do pilar, formando um capitel. Destaca-se que, neste tipo de sistema estrutural, o alinhamento de pilares é essencial para um bom funcionamento da estrutura (PINHEIRO; REZENDE, 2003).

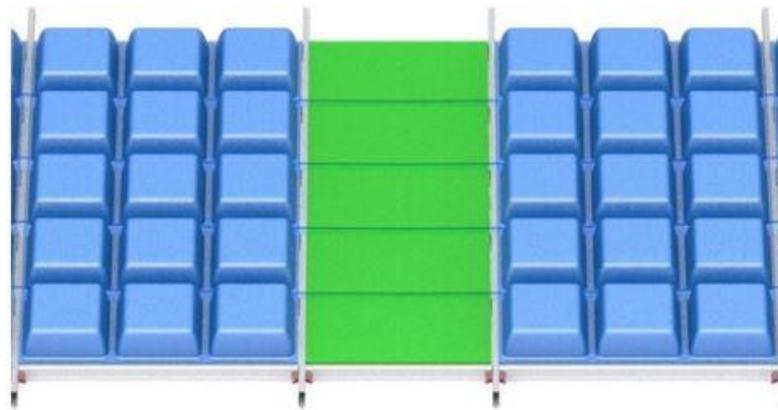
As Figuras 9 e 10 mostram respectivamente o sistema estrutural de laje nervurada com vigas-faixa e as fôrmas deste sistema.

Figura 9 – Sistema estrutural de laje nervurada bidirecional e vigas-faixa em concreto protendido



Fonte: Atex Brasil (2017)

Figura 10 – Fôrma de laje nervurada bidirecional com viga-faixa em concreto protendido



Fonte: Impacto Protensão (2019)

O sistema estrutural com laje nervurada pode também apresentar a solução de nervuras unidirecionais apoiando-se nas vigas-faixa, estando estas, neste caso, em apenas uma direção, proporcionando ainda mais economia de concreto. A execução é similar à da laje nervurada bidirecional, porém conta com a inclusão de uma peça complementar – o anulador de nervuras.

Destaca-se que neste sistema, a protensão é aplicada nas vigas-faixa, podendo ter também cabos distribuídos entre as nervuras (EMERICK, 2005).

As Figuras 11 e 12 abaixo ilustram o sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido. As Figuras 13 e 14 ilustram respectivamente as fôrmas deste sistema e o acessório anulador de nervuras.

Figura 11 – Sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido



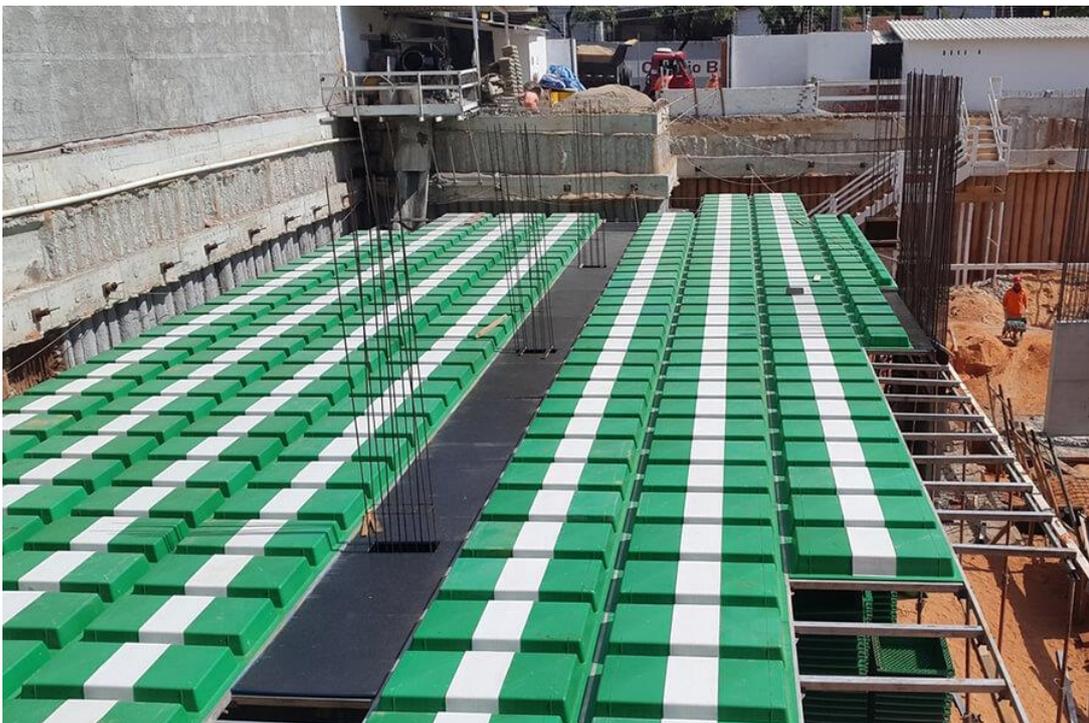
Fonte: L2 Projeto Estrutural (2019)

Figura 12 – Laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido:
alinhamento de pilares



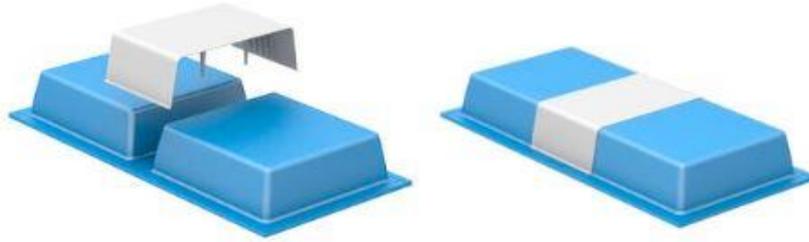
Fonte: L2 Projeto Estrutural (2019)

Figura 13 – Fôrma de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido



Fonte: Impacto Protensão (s/d)

Figura 14 – Anulador de nervuras

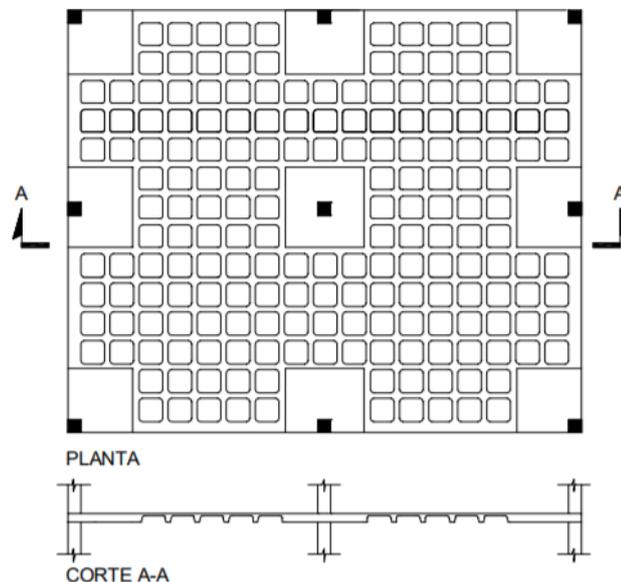


Fonte: Impacto Protensão (s/d)

2.1.4 Sistema estrutural de laje nervurada com capitéis em concreto protendido

Este sistema estrutural consiste em adotar as lajes nervuradas junto aos engrossamentos das regiões de ligação laje-pilar, usualmente chamado de capitéis. A Figura 15 abaixo ilustra a planta de fôrmas e o corte transversal deste sistema.

Figura 15 – Sistema estrutural de laje nervurada com capitéis: planta e corte



Fonte: Emerick (2005)

Este sistema une as vantagens das lajes nervuradas, como o melhor aproveitamento de aço e concreto e menor peso próprio, à vantagem da laje plana de não necessitar

obrigatoriamente de alinhamento de pilares. Nestes casos, os cabos de protensão são alocados entre as nervuras (EMERICK, 2005).

A Figura 16 abaixo ilustra este sistema estrutural.

Figura 16 – Laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido



Fonte: Atex Brasil (2017)

2.2 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS

A concepção estrutural consiste no estabelecimento de um arranjo ou combinação adequada dos diversos elementos estruturais existentes, a fim de atender simultaneamente os requisitos de segurança, durabilidade, estética, funcionalidade e demais outros que a construção deverá apresentar (CORRÊA; NAVERO, s/d).

A base para a elaboração do projeto estrutural é o projeto arquitetônico. A estrutura a ser lançada deve prever o posicionamento dos elementos de maneira a respeitar a distribuição dos diferentes ambientes nos diversos pavimentos. Todavia, além do projeto arquitetônico, não se deve esquecer dos demais projetos complementares – hidráulico, elétrico, telefonia e etc. - os quais deverão também estar em harmonia com a estrutura (PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS, 2003).

Os edifícios são geralmente constituídos de pavimentos Subsolo, Térreo, Tipo, Cobertura e Casa de máquinas, além dos Reservatórios. Existindo pavimento Tipo, a concepção

estrutural inicia-se por este pavimento, fixando-se primeiramente a posição dos pilares, seguindo, se houver, pelas vigas, e posteriormente pelas lajes (PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS, 2003).

Após esta estruturação inicial do pavimento Tipo, procede-se à análise dos demais pavimentos, verificando as possíveis interferências existentes. Caso não seja possível manter a verticalidade na transferência de cargas dos pilares, pode-se fazer uso das chamadas vigas de transição ou, ainda, lajes de transição. Estes elementos, de dimensões usualmente elevadas, recebem a carga do pilar superior e a transfere aos pilares inferiores. Destaca-se que em edifícios de múltiplos andares, devem ser evitadas estas situações, visto que os esforços nas vigas de transição podem resultar bastante elevados, provocando aumento significativo no custo (PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS, 2003).

A Figura 17 ilustra uma viga de transição apoiada sobre dois pilares.

Figura 17 – Viga de transição



Fonte: Structure Magazine (s/d)

2.3 TIPOS DE PROTENSÃO

Existem variadas formas de executar a protensão, podendo haver um pré ou pós tensionamento da armadura ativa, como também haver aderência ou não.

Cada método de protensão é indicado para certo tipo de obra, apresentado suas vantagens e desvantagens quando comparados entre si. Para pavimentos Tipo de edifícios em geral, enfoque deste trabalho, o método de protensão de pós-tração não aderente com

monocordoalhas engraxadas é o mais usual, visto que promove grande produtividade e praticidade. (EMERICK, 2005).

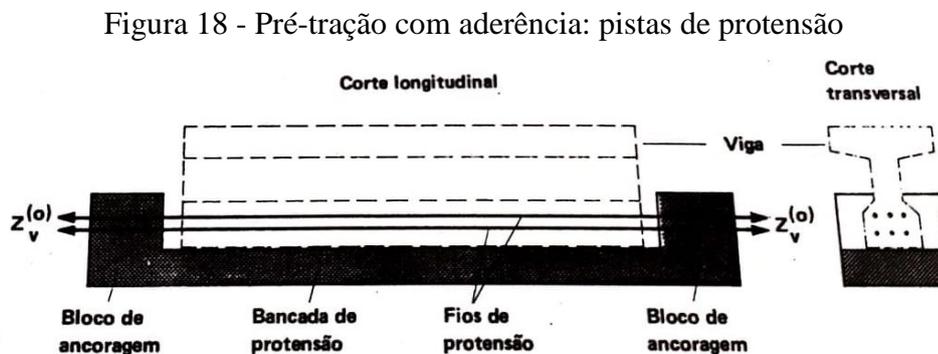
Sendo assim, será dada mais atenção a este tipo de protensão

2.3.1 Pré-tração com aderência

Trata-se da execução do pré-alongamento da armadura ativa utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto (CHOLFE; BONILHA, 2013). Os cabos de protensão são tensionados entre blocos de ancoragem fixos e são assim concretados. Obtém-se, assim, uma aderência imediata entre a armadura de protensão e o concreto. Após o endurecimento suficiente do concreto, os cabos são desligados dos blocos de ancoragem, de modo que a força de protensão seja transferida ao concreto apenas por aderência (LEONHARDT, 2007).

Este método é amplamente utilizado na produção de peças pré-moldadas, nas chamadas pistas de protensão, e possui a armadura protendida usualmente reta com excentricidade constante (CHOLFE; BONILHA, 2013).

A Figura 18 abaixo ilustra o corte longitudinal de uma pista de protensão.



Fonte: Leonhardt (2007)

2.3.2 Pós-tração com aderência posterior

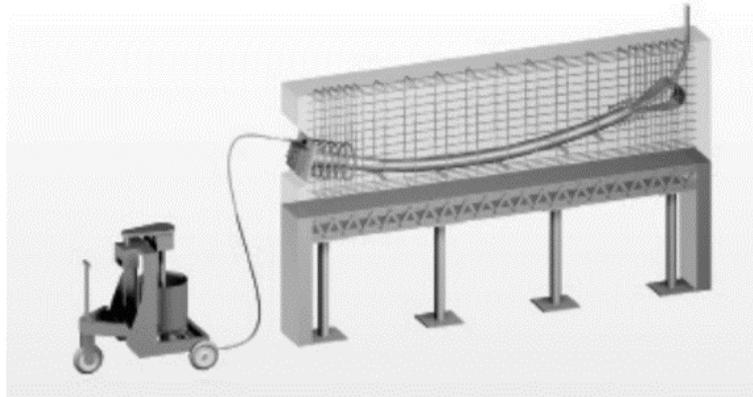
Neste tipo de protensão, a armadura ativa é colocada solta em dutos ou bainhas e é ancorada nas extremidades da peça. Após lançado e endurecido o concreto, esta armadura é tensionada, injetando-se, em seguida, uma nata de cimento (*grout*), o qual proverá a aderência entre concreto e aço (LEONHARDT, 2007). Esta aderência faz com que o aço protendido e o concreto trabalhem em conjunto, de forma integrada. Isto significa que se, eventualmente, um cabo for cortado ou se romper, a estrutura absorverá as tensões resultantes deste rompimento.

Sendo assim, a perda de força será localizada, pois a aderência permitirá que o comprimento remanescente do cabo conserve a protensão (RUDLOFF, 20--).

Este método, portanto, por apresentar uma maior segurança, é amplamente utilizado em obras de grande porte, como túneis, viadutos e pontes.

A Figura 19 mostra a injeção da nata de cimento do sistema de pós-tração aderente.

Figura 19 - Pós-tração com aderência: injeção da nata de cimento



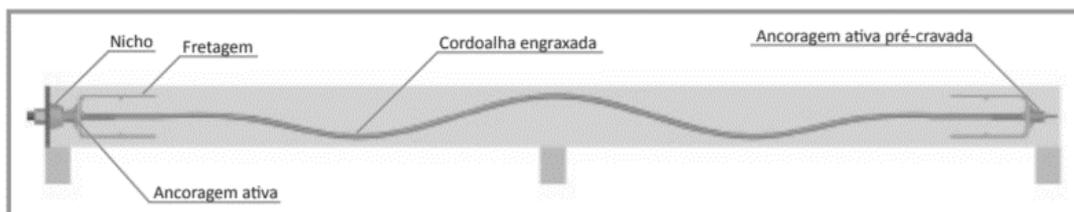
Fonte: Rudloff (20--)

2.3.3 Pós-tração sem aderência posterior

Este método de protensão envolve peças onde não existe a aderência entre a armadura ativa e o concreto. O pré-alongamento da armadura ativa, assim como no método de pós-tensão com aderência, é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizados como apoios para ancoragem partes do próprio elemento estrutural (CHOLFE; BONILHA, 2013). Este método de protensão pode ser executado a partir de equipamentos leves (macacos hidráulicos), facilmente aplicáveis em obras correntes (RUDLOFF, 20--).

A Figura 20 ilustra um elemento protendido com monocordoalha engraxada.

Figura 20 - Protensão não aderente com monocordoalhas engraxadas



Fonte: Rudloff (20--)

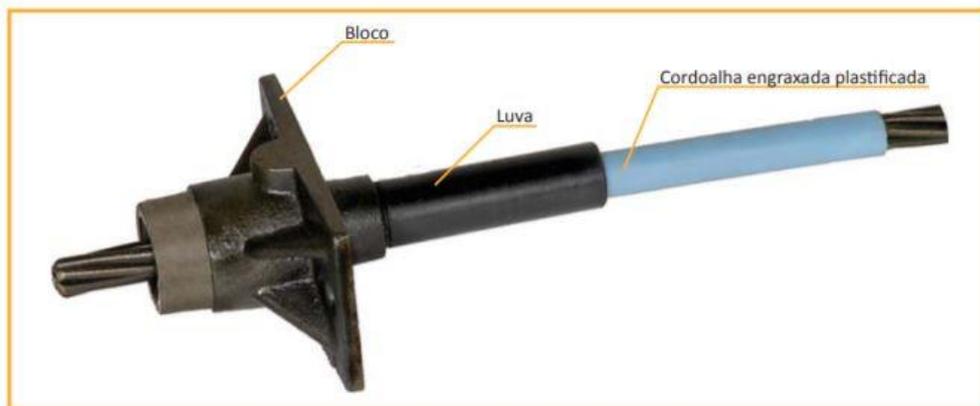
Os cabos são compostos basicamente por uma ancoragem em cada extremidade, uma cordoalha de aço envolta com graxa inibidora de corrosão e uma capa de polietileno de alta densidade (PEAD). As ancoragens são os dispositivos capazes de manter o cabo em estado de tensão, transmitindo a força de protensão ao concreto ou ao elemento estrutural, podendo ser ativas ou passivas (RUDLOFF, 20--).

As ancoragens ativas são aquelas que promovem o estado de tensão no cabo através do macaco de protensão, sendo nas monocordoalhas engraxadas usualmente compostas de uma placa ou bloco, luva e cordoalha engraxada plastificada. As ancoragens passivas são aquelas que ficam embutidas no concreto, destinadas a fixar a extremidade do cabo oposta àquela da ancoragem ativa. São responsáveis por receber a força advinda da protensão executada na ancoragem ativa e transmiti-la por tensões de compressão no concreto. Nas monocordoalhas engraxadas, essas ancoragens são idênticas às ativas, porém possuem uma fôrma plástica e cunhas de cravação (RUDLOFF, 20--).

Pode-se ainda ter as chamadas ancoragens de emenda e ancoragens intermediárias. A ancoragem de emenda é uma combinação de duas ancoragens, uma ativa e uma passiva, possibilitando a continuação de cabos a partir de pontos intermediários. A ancoragem intermediária é utilizada quando as extremidades do cabo forem inacessíveis para a protensão, sendo posicionada no meio dos cabos (RUDLOFF, 20--).

As Figuras 21 e 22 ilustram, respectivamente, a ancoragem ativa e a ancoragem passiva do sistema de pós-tração não aderente com monocordoalhas engraxadas.

Figura 21 - Ancoragem ativa: monocordoalhas engraxadas



Fonte: Cauduro (20--)

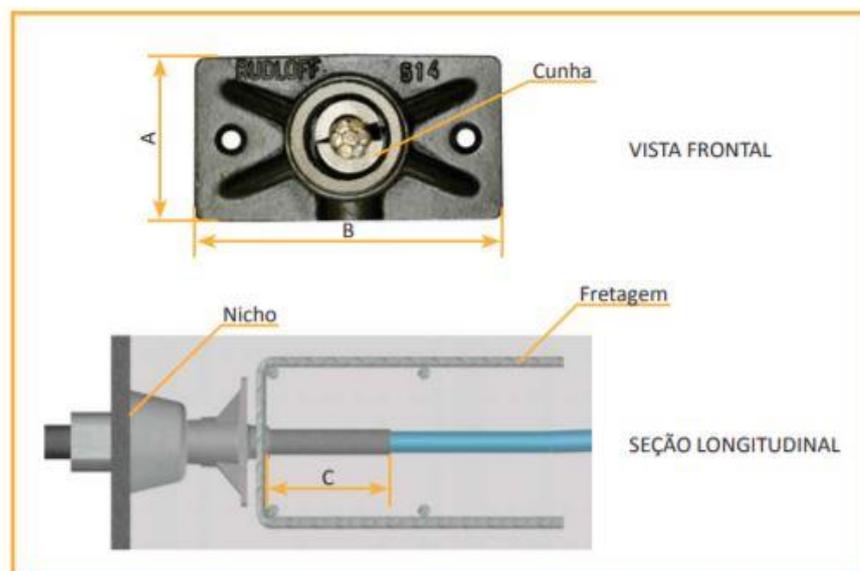
Figura 22 - Ancoragem passiva: monocordoalhas engraxadas



Fonte: Cauduro (20--)

Ao transmitir as forças de protensão ao concreto, surgem nas regiões de ancoragem tensões de tração em todas as direções (tensões de fendilhamento), sendo necessária uma armadura complementar para evitar o rompimento do concreto durante o tracionamento do cabo. Essa armadura complementar é chamada de armadura de fretagem. A Figura 23 abaixo ilustra alguns dos componentes e medidas das ancoragens para monocordoalhas engraxadas.

Figura 23 – Detalhes de ancoragem para monocordoalhas engraxadas



Fonte: Rudloff (20--)

A habilidade de protender no canteiro de obras elimina os custos com transporte de peças pré-moldadas e torna possível a utilização dos benefícios da protensão em estruturas de grande extensão, como a possibilidade de construir vãos contínuos e direcionar as forças de protensão (CAUDURO, 20--).

A sequência resumida de construção de estruturas pós-tracionadas sem aderência é exposta abaixo:

- a) Erguem-se as fôrmas e posicionam-se os cabos de pós-tração e a armadura passiva e de fretagem nos locais especificados em projeto (Figura 24).

Figura 24 - Posicionamento de armadura ativa, passiva e fretagem



Fonte: Cauduro (20--)

- b) Adiciona-se o concreto à fôrma, envolvendo as armaduras (Figura 25).

Figura 25 - Lançamento de concreto sobre as armaduras



Fonte: Cauduro (20--)

- c) Após o endurecimento do concreto, o aço de protensão é tensionado por um macaco hidráulico, o qual se apoia diretamente na placa de ancoragem embutida no concreto endurecido (Figura 26).

Figura 26 - Tensionamento da armadura de protensão com macaco hidráulico



Fonte: Cauduro (20--)

Um tipo de cordoalha comumente utilizado nos casos de protensão não aderente é a cordoalha CP190 – RB, cujas características podem ser vistas na Figura 27.

Figura 27 – Características da cordoalha CP190 - RB

CARACTERÍSTICAS DAS CORDOALHAS DE AÇO CP190 PARA PROTENSÃO NÃO ADERENTE		
ESPECIFICAÇÃO	Ø12,7 mm ou Ø1/2"	Ø15,2 mm ou Ø5/8"
Diâmetro nominal da cordoalha*	12,7mm	15,2mm
Área nominal da seção de aço da cordoalha* (valor recomendado para cálculo estrutural)	100,9mm ²	143,4mm ²
Massa nominal*	0,890 kg/m	1,240 kg/m
Carga de ruptura mínima*	18730 kgf = 187,30 kN	26580 kgf = 265,80 kN
Carga a 1% de deformação mínima*	16860 kgf = 168,60 kN	23920 kgf = 239,20 kN
Relaxação máxima após 1000h*	3,5%	3,5%
Módulo de elasticidade**	202 kN/mm ² , +/-3%	202 kN/mm ² , +/- 3%

* Conforme NBR 7483:2004 **Conforme a NBR 7483:2004, este valor é fornecido pelo fabricante. Adotamos valor sugerido em Catálogo Belgo / Setembro 2003.

Fonte: Rudloff (20--)

2.4 GRAU E CLASSE DE PROTENSÃO

Observa-se experimentalmente que ambas as armaduras ativas e passivas contribuem à resistência de uma peça de concreto, tanto para a limitação da abertura de fissuras, quanto

para a resistência à ruptura. Ao variar as quantidades relativas de cada tipo de armadura, obtém-se uma graduação contínua entre o concreto protendido (sem armadura convencional) e o concreto armado (sem armadura protendida) (PFEIL, 1984).

O grau de protensão de uma seção (λ_p) pode ser definido, conforme proposto por B. Thurlimann, como a relação entre a resistência da armadura protendida e a resistência da armadura total, conforme Equação (1) a seguir: (PFEIL, 1984)

$$\lambda_p = \frac{A_p \cdot \sigma_p}{A_p \cdot \sigma_p + A_s \cdot \sigma_s} \quad (1)$$

O Quadro 1 indica as variáveis utilizadas no cálculo do grau de protensão.

Quadro 1 – Variáveis relacionadas ao grau de protensão de seção transversal

A_p	Área de armadura protendida.
A_s	Área de armadura convencional.
σ_p	Tensão de projeto na armadura protendida.
σ_s	Tensão de projeto na armadura convencional.

Fonte: Pfeil (1984)

Dentro da moderna concepção de concreto protendido, o projetista pode escolher o grau de protensão a ser utilizado, isto é, a porcentagem do momento solicitante de ruptura a ser absorvido pela armadura de protensão (PFEIL, 1984).

Entretanto, atualmente a maioria das normas abandonou a classificação de estruturas de concreto protendido em classes de acordo com o grau de protensão, introduzindo em seu lugar exigências quanto à liberdade de fissuração ou à limitação de abertura das fissuras, relacionadas também à classe de agressividade ambiental e tipo de concreto estrutural (LEONHARDT, 2007).

Contudo, o conceito de grau de protensão é de grande ajuda para o engenheiro projetista, pois fornece um parâmetro mecânico de uma peça, independentemente das solicitações que a mesma estará submetida em serviço (LEONHARDT, 2007).

A NBR 6118:2014 define três classificações, conforme Quadro 2:

Quadro 2 – Classificações de classe de protensão conforme NBR 6118:2014

Protensão total ou completa	Existe protensão total se, para a carga de utilização total, forem evitadas tensões de tração na flexão, no concreto, na direção resistente principal. São toleradas, entretanto, tensões de tração provenientes da introdução da força de protensão na região de ancoragem dos cabos, de tensões principais de tração, inclinadas, devidas ao cisalhamento ou à torção, assim como tensões de tração transversal devidas ao efeito da aderência ou à gradientes de temperatura.
Protensão limitada	Há protensão limitada quando, para a carga de utilização total, as tensões de tração no concreto, na direção resistente principal, não ultrapassarem determinado valor considerado admissível.
Protensão parcial	Existe protensão parcial nos casos em que as tensões de tração na direção resistente principal, causadas pela carga de utilização total, não forem restringidas. A limitação da fissuração é garantida por meio da utilização da armadura passiva.

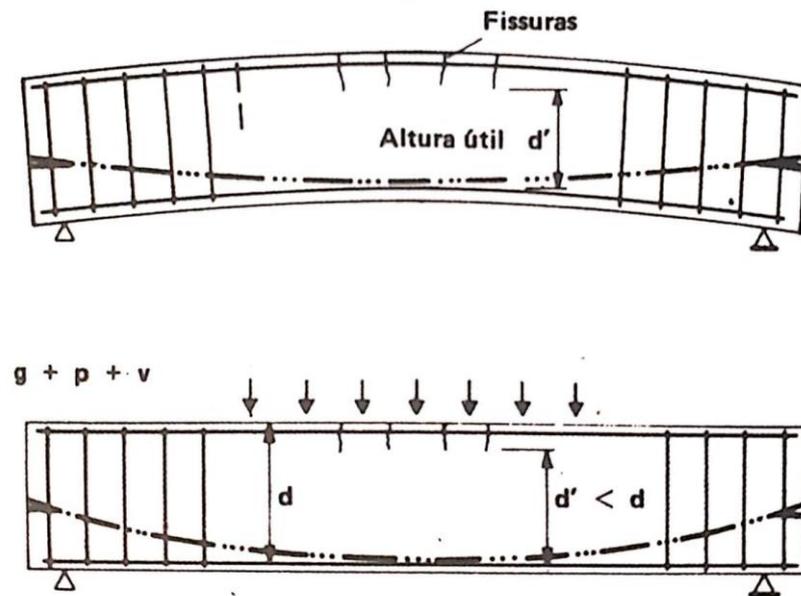
Fonte: ABNT (2014).

É errôneo pensar que uma protensão completa conduz a um melhor comportamento estrutural do que uma protensão limitada ou parcial. Entretanto, o contrário pode ser verdadeiro (LEONHARDT, 2007).

Se, por exemplo, a relação q/g , entre carga acidental e peso próprio, for muito elevada, então a tensão de compressão no concreto para neutralizar este carregamento acidental deverá ser adotada com um valor bastante acentuado. Como consequência, surgirá uma grande flecha negativa, uma vez que o carregamento de peso próprio é consideravelmente inferior ao esforço dimensionado para a protensão. Além disso, podem surgir fissuras na parte superior da peça, devido às tensões de tração geradas pelas forças de alívio provenientes da protensão, aumentando ainda mais esta flecha. Estas fissuras podem não mais se fechar posteriormente, ocasionando uma redução da altura útil da peça (LEONHARDT, 2007).

A Figura 28 ilustra as fissuras que podem surgir na zona comprimida devido a um grau de protensão elevado.

Figura 28 - Grau de protensão elevado: fissuras na zona comprimida



Fonte: Leonhardt (2007)

No caso de vigas contínuas, tratando-se de protensão total, os braços de alavanca do cabo de protensão que geometricamente são maiores podem não ser integralmente aproveitáveis. Na região dos apoios, onde usualmente há elevados momentos fletores, necessitam-se de cabos adicionais, os quais são difíceis de acomodar e exigem ancoragens incômodas. Este tipo de cabo pode não ser necessário se tratando de protensão parcial ou limitada (LEONHARDT, 2007).

A protensão total também pode induzir à adoção de armaduras passivas bem pequenas, sendo estas permitidas por normas com prejuízo às estruturas. Se surgirem fissuras provocadas por esforços de coação – devido a diferenças de temperatura ou recalque desigual dos apoios – é necessário garantir que o espaçamento e a abertura destas fissuras inadmissíveis sejam os menores possíveis, visto que a deficiente resistência de aderência de cabos grandes não é suficiente (LEONHARDT, 2007).

Os conhecimentos obtidos nos últimos 20 anos através de danos causados às estruturas de concreto protendido e através de ensaios indicam claramente que, para pontes e grandes estruturas usuais, uma protensão parcial ou limitada conduz a um comportamento estrutural mais favorável do que a protensão total. Pressupõe-se, neste caso, que a protensão mais fraca seja compensada por uma maior quantidade de armadura passiva, a qual deverá ser dimensionada de acordo com os critérios de limitação da fissuração (LEONHARDT, 2007).

A protensão total só é necessária nos casos em que as fissuras (do tipo fissuras de separação) devem ser impedidas de qualquer modo, como exemplo, barras tracionadas ou em paredes de reservatórios. Devido ao fato de que em tais obras podem surgir solicitações de coação, recomenda-se nestes casos adotar um grau de protensão maior que 1,0, dispondo-se sempre de uma armadura passiva para limitar a fissuração no caso de solicitações excepcionais (LEONHARDT, 2007). Na maioria das obras, entretanto, a fissuração do concreto é permitida, atendendo à determinados limites normativos, para combinações desfavoráveis das cargas em serviço. Nesses casos, o grau de protensão pode ser escolhido em função das conveniências construtivas, custos, limitações de deformações, resistência à fadiga e etc. (PFEIL, 1984).

As exigências relativas à capacidade de utilização são decisivas para a escolha adequada do grau de protensão. Assim, por exemplo, no caso de estruturas de edifícios com lajes de grandes vãos, pode ser exigido que, sob a ação do peso próprio ou do peso próprio mais carga permanente, tais lajes permaneçam absolutamente planas, de tal modo que as flechas posteriores devidas à retração e à fluência sejam as menores possíveis. Escolhe-se então o grau de protensão de tal modo que a laje não apresente nenhuma flecha significativa para estes casos de carga, sendo suficiente, em geral, graus de protensão entre 0,4 a 0,6 (LEONHARDT, 2007).

2.5 PROJETO DE ESTRUTURAS PROTENDIDAS PÓS-TRACIONADAS

O projeto de estrutura protendidas pós-tracionadas pode ser basicamente dividido em 4 etapas: modelagem, análise, projeto e detalhamento estrutural. A modelagem consiste na definição dos chamados *load paths* e *support lines* – caminhos de carga e linhas de apoio. A análise consiste na determinação de esforços que cada *support line* deverá resistir. A etapa de projeto resume-se à obtenção das quantidades de armaduras necessárias para suportar as ações previstas. Por fim, o detalhamento estrutural consiste na definição do layout das armaduras calculadas. (AALAMI, 2014).

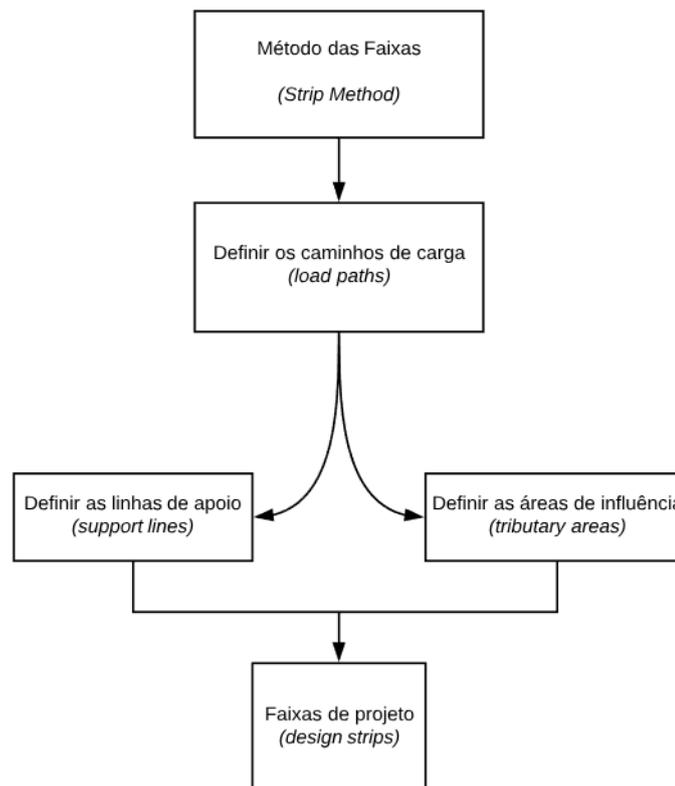
2.5.1 Disposição dos cabos em planta – *Strip Method*

O Método das Faixas, ou *Strip Method*, para definição da distribuição dos cabos em planta consiste em dividir a área que será protendida nas chamadas *support lines* – linhas de apoio, geralmente em direções ortogonais. Essas linhas de apoio indicam os caminhos de carga, chamados de *load paths*, idealizados para a estrutura, os quais direcionam os esforços para os apoios. Cada *support line* tem uma área de influência, chamada de *tributary area*. Uma linha

de apoio em conjunto com sua área de influência é chamada de faixa de projeto, ou *design strip* (AALAMI, 2014).

A Figura 29 mostra um fluxograma resumido do passo a passo do Método das Faixas.

Figura 29 – Fluxograma do Método das Faixas

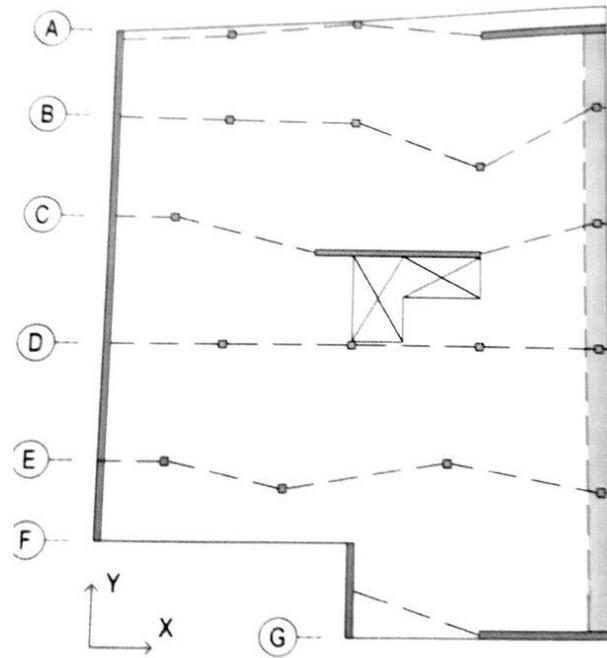


Fonte: Autor (2019)

O procedimento deste método pode ser dividido em 4 etapas, conforme exposto abaixo (AALAMI, 2014):

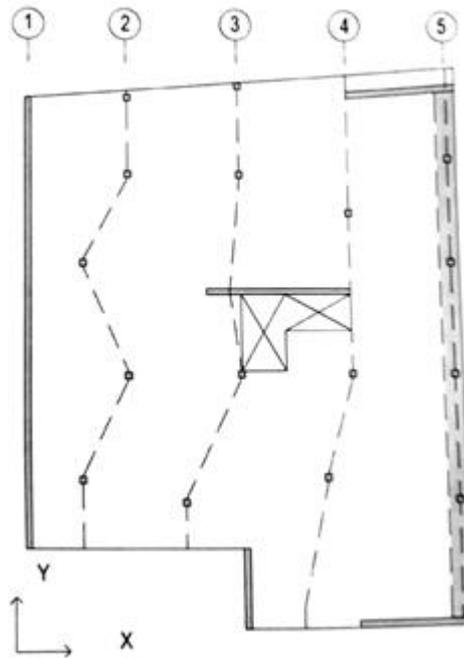
- A. Definir o contorno da laje e os apoios: como primeiro passo, define-se o contorno da laje e de quaisquer aberturas ou discontinuidades existentes. Em seguida, localizam-se os apoios da laje e identificam-se suas dimensões. Destaca-se que as vigas são consideradas como parte integrante da laje, e não como apoios, sendo, portanto, modeladas e projetadas em conjunto com esta.
- B. Definir as linhas de apoio: procede-se à definição das linhas de apoio nas duas direções principais, ligando apoios adjacentes (Figuras 30 e 31).

Figura 30 – Exemplo de linhas de apoio na direção X



Fonte: Aalami (2014)

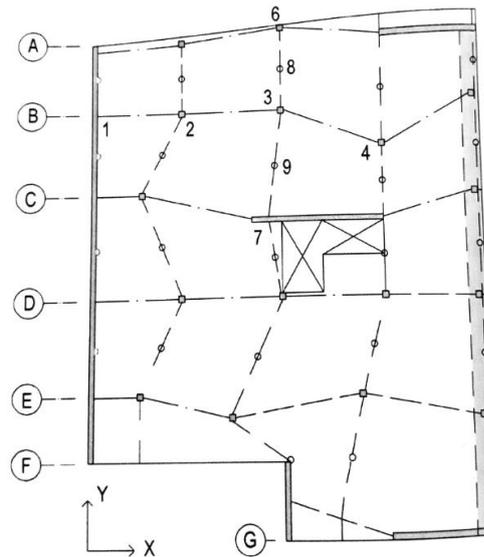
Figura 31 – Exemplo de linhas de apoio na direção Y



Fonte: Aalami (2014)

- C. Definir as áreas de influência: usualmente, os pontos médios entre linhas de apoio são considerados para determinar as áreas de influência. Os pontos médios adjacentes são ligados entre si, formando os limites destas áreas (Figura 32).

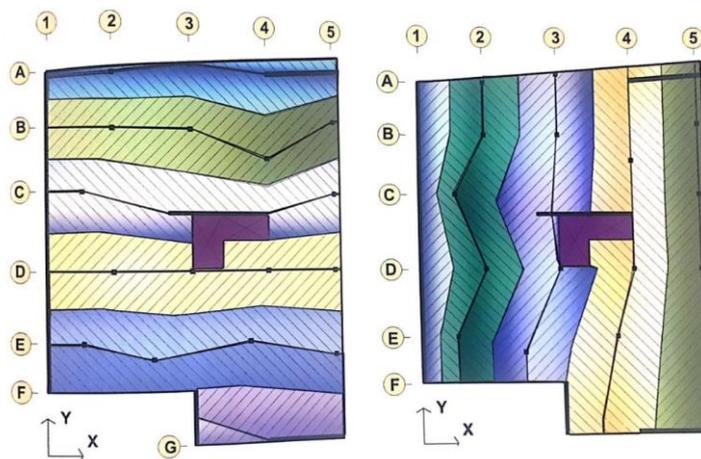
Figura 32 – Definição dos pontos médios entre linhas de apoio



Fonte: (AALAMI, 2014)

- D. Definir as faixas de projeto: tendo definidas as linhas de apoio e as áreas de influência de cada uma destas, obtêm-se as faixas de projeto (Figura 33).

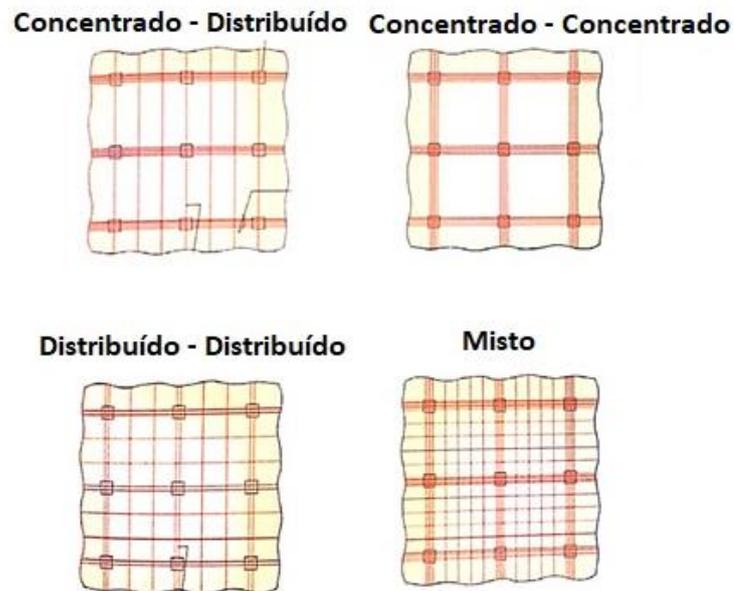
Figura 33 – Faixas de projeto



Fonte: Aalami (2014)

Estudos na Universidade do Texas, Austin, para diferentes disposições de cabos em planta, utilizando a mesma quantidade de protensão, chegaram à conclusão de que todos os arranjos abaixo, ilustrados na Figura 34, proporcionam a resistência de projeto exigida. Portanto, a seleção do layout dos cabos é usualmente definida pela facilidade de execução em obra (AALAMI, 2014). A Figura 35 ilustra a montagem dos cabos de protensão distribuídos e concentrados.

Figura 34 – Exemplos de disposição de cabos em planta



Fonte: Adaptado de Aalami (2014)

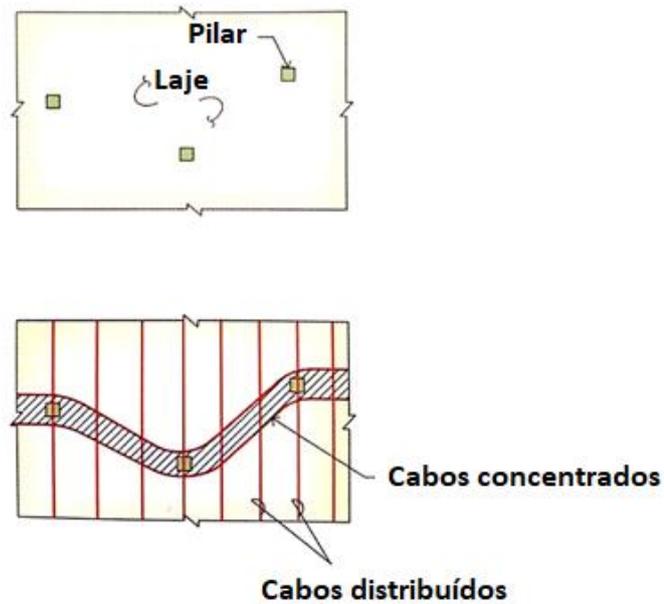
Figura 35 – Montagem de cabos concentrados - distribuídos



Fonte: Aalami (2014)

Destaca-se que para a escolha da direção dos cabos concentrados deve-se dar preferência às direções onde os apoios não estão alinhados, conforme Figura 36:

Figura 36 – Cabos concentrados com apoios não alinhados



Fonte: Adaptado de Aalami (2014)

Figura 37 – Montagem dos cabos com apoios não alinhados



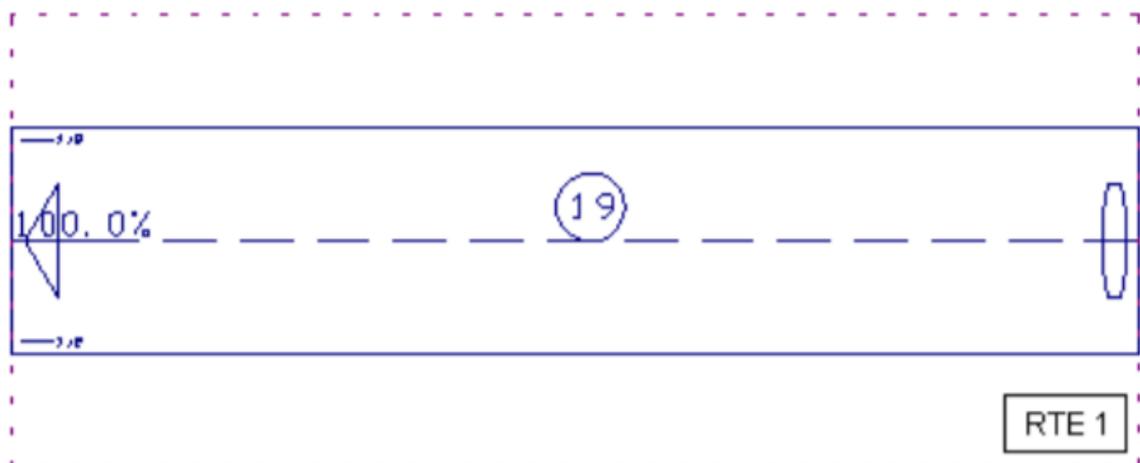
Fonte: Aalami (2014)

Tendo como base, portanto, o Método das Faixas, a distribuição dos cabos de protensão nos sistemas estruturais pode ser realizado de diversas maneiras. A resistência última da laje depende acima de tudo da quantidade total de cabos e armadura passiva aderente em cada direção. Sabe-se que os cabos situados nas faixas dos pilares têm maior influência na capacidade de carga da laje. Baseando-se nisto, convém posicionar pelo menos 50% dos cabos nas faixas dos pilares, podendo o restante estar uniformemente distribuídos nas faixas restantes. A quantidade de cabos será influenciada pelo critério da classe de protensão adotada, podendo-se ter protensão completa, limitada ou parcial (SCHMID, 2009).

No *software* TQS v21, as linhas de apoio (*support lines*) são definidas com o auxílio da ferramenta RPU – Região de Protensão Uniforme. Esta ferramenta delimita regiões na laje nas quais haverá cabos de mesmas características (dimensões, elevações, cordoalhas e força de protensão). As áreas de influência (*tributary areas*) são definidas com o auxílio da ferramenta RTE – Região de Transferência de Esforços, a qual delimita a área da laje para a extração dos esforços.

A Figura 38 ilustra estas duas ferramentas.

Figura 38 – RPU e RTE



Fonte: TQS Informática (2015)

2.5.2 Dimensionamento: Método das Cargas Balanceadas

A NBR 6118:2014, em seu Item 3.14, descreve os elementos de concreto protendido como “aqueles nos quais parte da armadura é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão, com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura, bem como propiciar o melhor aproveitamento dos

ações de alta resistência no Estado Limite Último (ELU)”. Por essa definição, nota-se que o dimensionamento das peças protendidas é realizado, em primeira instância, para os Estados Limites de Serviço, sendo posteriormente verificados os Estados Limites Últimos (TQS INFORMÁTICA, 2015).

O método mais comum e simples a ser utilizado nos projetos de protensão com pós tração nos pavimentos de geometria comum e espessura constante é o chamado “*Load Balancing Method*” – Método de Cargas Balanceadas. Para lajes protendidas somente numa direção e apoiadas em linhas de apoio, o dimensionamento é feito para faixas de largura unitária como se fossem vigas chatas protendidas. Para lajes protendidas em duas direções, o dimensionamento à flexão pode ser feito como para as lajes em concreto armado, pela Teoria da Elasticidade ou Plasticidade (AALAMI, 2014).

O dimensionamento pelo Método das Cargas Balanceadas considera as componentes transversais da protensão como forças agindo em sentido contrário ao das cargas da laje. A protensão será tomada com intensidade tal que suas componentes transversais equilibrem a carga permanente e uma parte da carga acidental (a critério do projetista), não existindo praticamente até aqui nem tensões, nem deformações provenientes da flexão da laje (SCHMID, 2009).

Apesar deste método ser utilizado para cabos de formato geral, sua aplicação comum é baseada nas premissas conforme Quadro 3:

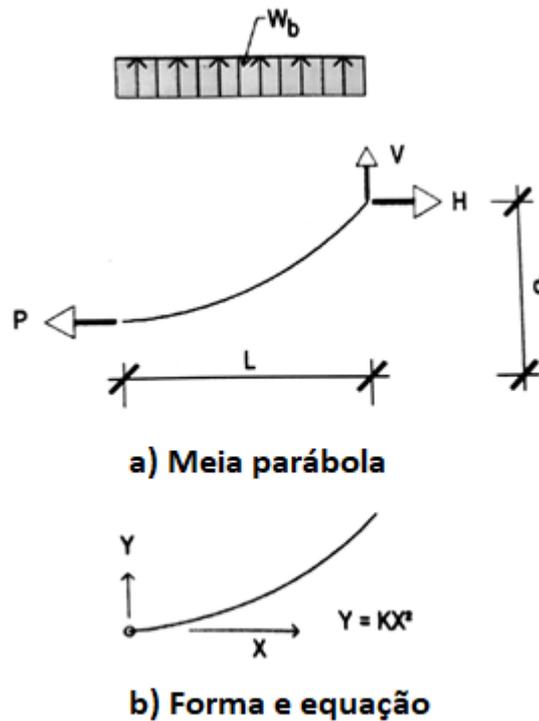
Quadro 3 – Premissas para lançamento e dimensionamento dos cabos de protensão

Força de protensão	Considerada como constante ao longo do comprimento do cabo.
Efeitos de flexão e força axial	Os efeitos em um membro são desassociados. Cada um pode ser calculado separado e somados para um resultado final.
Formato do cabo	O cabo segue o formato de uma parábola ou linha reta, pois facilita o cálculo por computador.

Fonte: Aalami (2014)

A Figura 39 abaixo ilustra o diagrama de corpo livre de um cabo no formato de uma meia parábola, estendendo-se de um ponto inferior com curvatura zero até um ponto superior, distanciando de L do ponto inferior.

Figura 39 – Cabos semi parabólicos



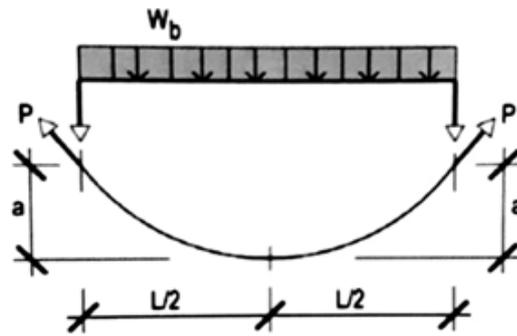
Fonte: Adaptado de Aalami (2014)

A equação da parábola mostrada é definida por $y = \left(\frac{d}{L^2}\right) x^2$. Como mencionado anteriormente, a força de protensão é considerada constante ao longo do cabo, proporcionando a igualdade $P = H$. Com isto, a carga aplicada pode ser balanceada conforme a Equação (2) a seguir (AALAMI, 2014):

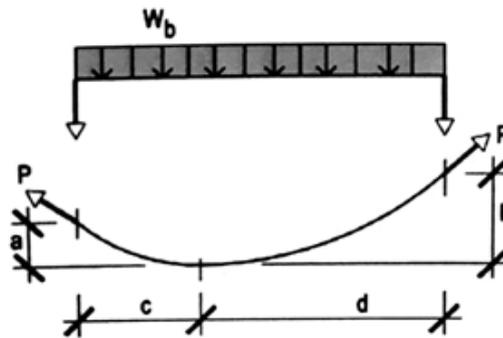
$$W_b = \frac{2Pd}{L} \quad (2)$$

Outras situações podem surgir a partir da meia parábola, como os casos de cabos parabólicos contínuos simétricos e assimétricos, bem como casos de cabos assimétricos e descontínuos, conforme Figura 40 e 41.

Figura 40 – Cabo parabólico simétrico contínuo e assimétrico contínuo



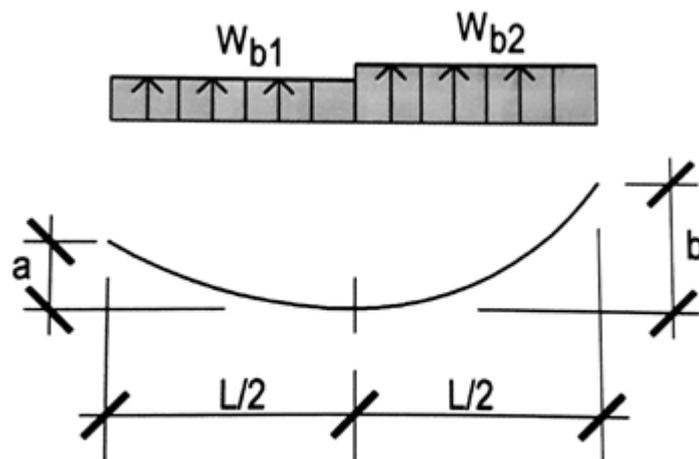
a) Simétrico e contínuo



b) Não simétrico e contínuo

Fonte: Adaptado de Aalami (2014)

Figura 41 – Cabo parabólico assimétrico e descontínuo



c) Assimétrico e descontínuo

Fonte: Adaptado de Aalami (2014)

Para cada caso, haverá uma equação referente à carga a ser balanceada. As equações (3), (4) e (5.1) e (5.2) a seguir indicam respectivamente as cargas balanceadas para os cabos parabólicos simétrico e contínuo, assimétrico e contínuo e assimétrico e descontínuo.

$$W_b = \frac{8Pa}{L^2} \quad (3)$$

$$W_b = \frac{2Pa}{c} \quad (4)$$

Onde a variável c é determinada por $c = L \frac{\sqrt{a/b}}{1+\sqrt{a/b}}$.

$$W_{b1} = \frac{8Pa}{L^2} \quad (5.1)$$

$$W_{b2} = \frac{8Pb}{L^2} \quad (5.2)$$

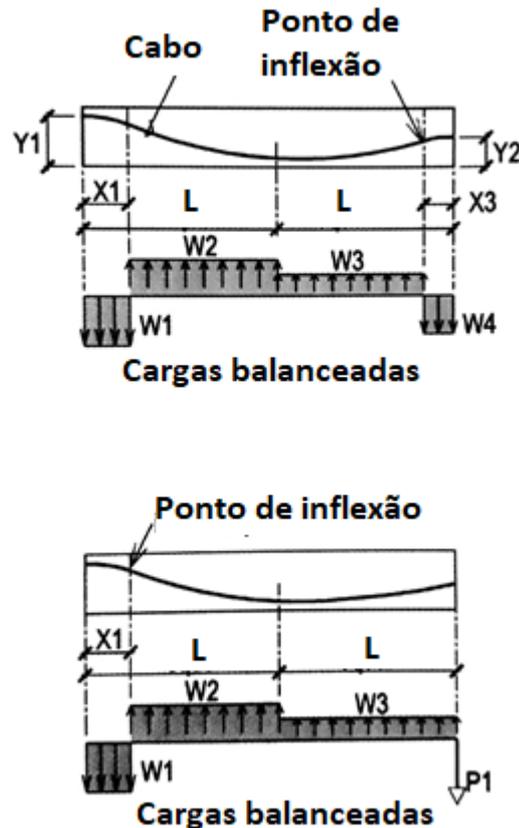
Evidentemente, os cabos não podem acomodar curvaturas acentuadas ao longo de seu comprimento. Sobre os apoios, usualmente os cabos são posicionados com curvatura zero em relação ao eixo centroidal da peça, chamado de ponto de inflexão. O formato dos cabos nesta situação é chamado de parábola reversa. Cada parcela desta parábola reversa possui sua própria força orientada para cima e para baixo. A força ascendente total é igual a força descendente, independente da distância ao ponto de inflexão (AALAMI, 2014).

Na abordagem pelo Método das Cargas Balanceadas, o cabo pós-tracionado é considerado como retirado da estrutura e simplesmente substituído pelas forças que ele exerce na mesma. A substituição do cabo por uma força equivalente permite tratar a estrutura como um elemento simples, sem protensão, sob ação de um carregamento balanceado W_b . Este carregamento balanceado, em conjunto com as cargas permanentes e acidentais, resultarão na flexão do elemento. A força de protensão P resultará em uma compressão uniforme, a qual será também considerada para a obtenção das tensões na seção transversal (AALAMI, 2014).

O valor e distribuição da carga balanceada W_b depende do perfil do cabo e da força de protensão. A Figura 42 abaixo ilustra as forças de protensão para duas situações de perfil

diferentes de cabo. Ressalta-se que o somatório das forças ascendentes e descendentes deve ser zero, visto que o sistema está em equilíbrio (AALAMI, 2014).

Figura 42 – Exemplos de perfis de cabos e respectivas cargas balanceadas



Fonte: Adaptado de Aalami (2014)

Deve-se ter em mente que há uma grande variedade de maneiras de se projetar um elemento protendido pós-tracionado. Em geral, para projetos usuais são adotados valores para dois fatores iniciais, dentre os três listados abaixo (AALAMI, 2014):

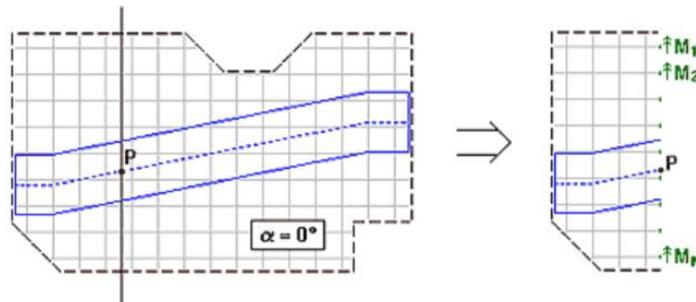
- Força de protensão média;
- Percentual de carga balanceada; ou
- Perfil do cabo.

Das inúmeras soluções existentes, aquela que respeitar os valores normativos restritivos de situações em serviço e em colapso com o menor uso de recursos possível será a ideal (AALAMI, 2014).

Os esforços provenientes das cargas a serem balanceadas podem ser visualizados diretamente por meio do *software* TQS v21. Como explicado anteriormente, a RTE delimita a região da laje para a extração dos esforços. Definindo um ângulo alfa de projeção destes, o *software* TQS Pleno v21 realiza seções por todo o comprimento da RPU, tendo como referência o eixo central da mesma. Com isto, extraem-se os valores de momentos fletores máximos e mínimos, a partir dos quais pode-se obter um valor médio de momento fletor para a região delimitada.

A Figura 43 mostra a RTE e a seção realizada para extração dos esforços.

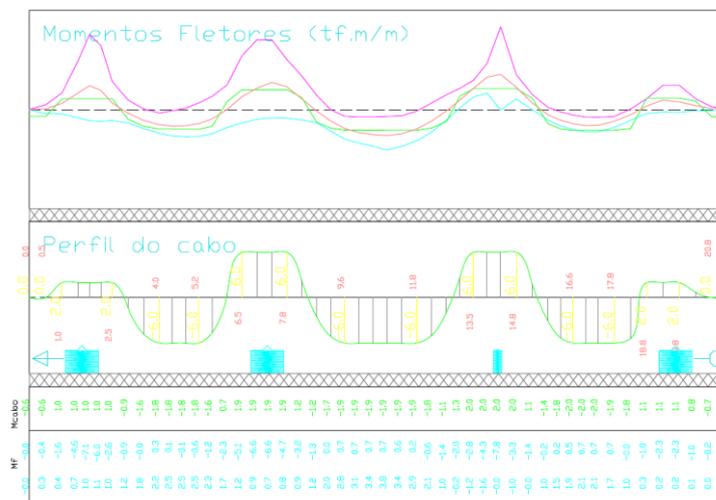
Figura 43 – RTE e extração de esforços



Fonte: TQS Informática (2015)

A Figura 44 abaixo ilustra a curva de momentos fletores máximos (roxo), mínimos (azul claro) e médios (vermelho) para um exemplo de perfil longitudinal de cabos de uma RPU. A curva cuja cor é verde representa os momentos fletores equivalentes gerados pela protensão.

Figura 44 – Exemplo de perfil longitudinal de cabo



Fonte: Autor (2019)

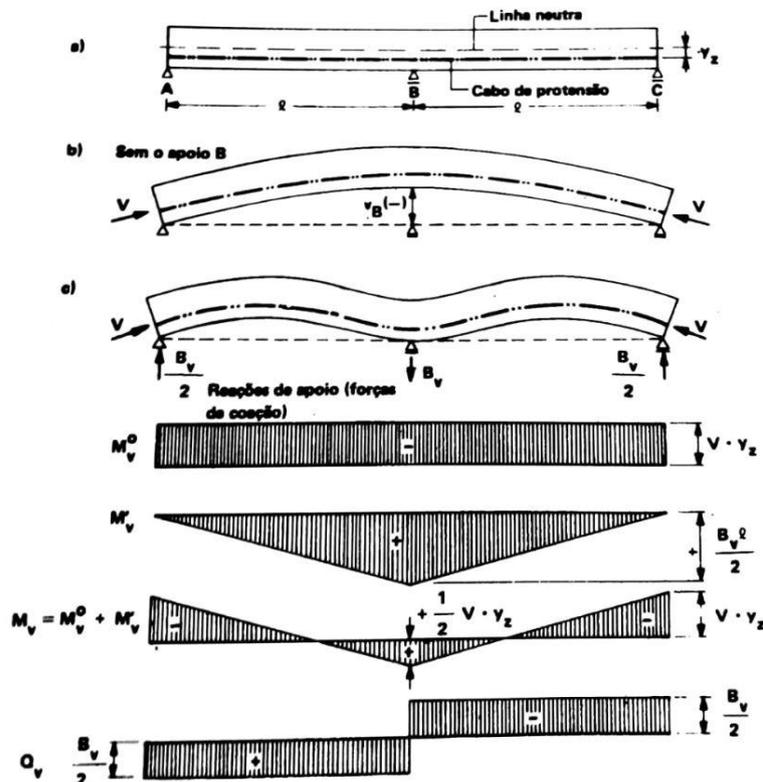
2.5.3 Hiperestático de protensão

As forças de protensão produzem deformações longitudinais e de flexão. No caso de apoios isostáticos, estas deformações podem ocorrer livremente, isto é, não são impedidas pelos apoios, não causando, portanto, modificações nem nas reações de apoio nem nos esforços solicitantes devidos à protensão (LEONHARDT, 2007).

Em se tratando de apoios hiperestáticos, em contrapartida, a estrutura deformada pela protensão e imaginada sem peso, na maioria das vezes não mais se ajusta a seus apoios. Ao forçar a estrutura a voltar a seus apoios, surgem então esforços de coação (LEONHARDT, 2007).

Este fato pode ser explicado analisando-se o comportamento de uma viga de dois vãos com um cabo retilíneo disposto em sua parte inferior: ao ser protendida, a viga se curva para cima e se levanta do apoio central. A fim de manter a viga sobre seus apoios, é preciso que no apoio central haja uma reação de apoio negativa que ancore a viga, e cujo valor anule a contra flecha gerada. Em consequência, surgem reações de apoio positivas em A e C, conforme Figura 45 abaixo (LEONHARDT, 2007).

Figura 45 – Viga de dois tramos: hiperestático de protensão



Fonte: (LEONHARDT, 2007)

Portanto, a protensão que produza momentos em estrutura externamente hiperestática também modifica, via de regra, todas as reações de apoio. Surgem, assim, reações de apoio hiperestáticas, devidas à protensão. O momento hiperestático de protensão M'_v , somado ao momento isostático M^0_v , resultam no momento final M_v (LEONHARDT, 2007).

As reações de apoio hiperestáticas produzidas pela protensão devem estar em equilíbrio entre si, porque as forças de protensão propriamente ditas estão em equilíbrio e, conseqüentemente, não pode existir nenhuma resultante externa (LEONHARDT, 2007).

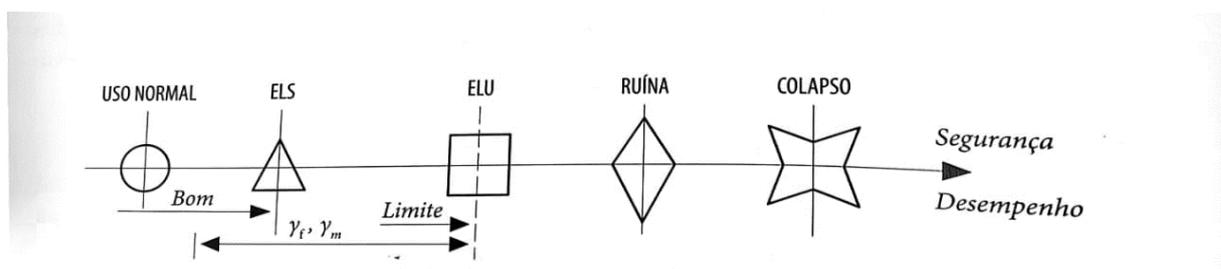
É importante ressaltar que os esforços de coação produzidos pela protensão têm um comportamento distinto dos produzidos, por exemplo, por recalques de apoio ou variação de temperatura. Enquanto estes últimos são diretamente proporcionais à rigidez EJ de uma viga e são bastante diminuídos pela fluência do concreto, os momentos de coação produzidos pela protensão independem de um aumento ou diminuição uniforme da rigidez EJ e, devido à fluência, apenas retrocedem de um valor igual à diminuição da força de protensão (LEONHARDT, 2007).

2.6 ESTADOS LIMITES

O método dos Estados Limites consiste no estabelecimento de regras e critérios para a segurança e funcionamento da estrutura, onde existe uma condição de cálculo envolvendo as variáveis estruturais e permitindo um dimensionamento ou uma verificação de projeto (CHOLFE; BONILHA, 2013).

Existem dois tipos de Estados Limites: o Estado Limite Último – ELU, e o Estado Limite de Serviço - ELS. O ELU relaciona-se ao colapso estrutural, ou a qualquer outra forma de ruína, que determine a paralisação do uso da estrutura. Por sua vez, o ELS relaciona-se à durabilidade, ao conforto e à boa utilização funcional da mesma.

Figura 46 – Fluxograma dos Estados Limites



Fonte: Cholfe e Bonilha (2013)

As estruturas usuais de concreto armado são dimensionadas garantido a segurança quanto ao ELU e posteriormente verificadas as condições de ELS. Todavia, para as estruturas de concreto protendido o procedimento é inverso, conforme explicitado no Item 3.14 da NBR 6118:2014.

2.6.1 Estados Limites de Serviço

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 em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada (ABNT, 2014).

O item 19.3 da NBR 6118:2014 impõe às lajes a verificação à segurança das estruturas a quatro Estados Limites de Serviço. Para as lajes protendidas, deve-se analisar a classe de protensão adotada, visto que para cada classe devem ser verificados determinados Estados Limites de Serviço, cada qual com uma combinação de serviço adequada.

As combinações de serviço são divididas em três tipos:

- Quase permanente – ações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura.
- Frequente – ações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura.
- Raras – ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura.

Figura 47 – Classe de protensão e respectivas exigências

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

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014)

Figura 48 – Combinações de Serviço para ELS

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$

onde

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;

ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014)

A seguir, definem-se os quatro Estados Limites de Serviço exigidos.

2.6.1.1 Estado Limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF)

Este Estado Limite é atingido quando as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal, conforme Figura 49 abaixo:

Figura 49 – Limites de deslocamentos

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

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014)

A verificação dos valores para as deformações da estrutura composta de elementos lineares deve ser realizada através de modelos que considerem a rigidez efetiva das seções do elemento estrutural, ou seja, que levem em consideração a presença da armadura, a existência de fissuras no concreto e as deformações diferidas no tempo (ABNT, 2014).

2.6.1.2 Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F)

Este Estado Limite é atingido quando se formam as primeiras fissuras. Admite-se que ocorre quando a máxima tensão de tração na seção transversal for igual a $f_{ct,f}$ (ABNT, 2014).

2.6.1.3 Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W)

Este Estado Limite é atingido quando as fissuras presentes na seção transversal apresentam aberturas iguais aos máximos especificados por Norma, conforme Figura 47 mostrada anteriormente (ABNT, 2014).

A fissuração de elementos de concreto armado é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência à tração do concreto. Objetivando atingir um bom desempenho, relacionado à proteção das armaduras quanto à corrosão e à aceitabilidade sensorial dos usuários, busca-se controlar a abertura dessas fissuras (ABNT, 2014).

Em estruturas de concreto protendido, existe também a possibilidade de aparecimento de fissuras, embora com menor probabilidade. Neste caso, as fissuras podem ser mais nocivas, visto que existe a possibilidade de corrosão sob tensão das armaduras. Por este motivo, esses limites são mais restritos para as estruturas protendidas, sendo função direta da classe de agressividade ambiental (ABNT, 2014).

Ressalta-se que caso os limites expostos na Figura 47 sejam respeitados e as estruturas sejam bem projetadas, construídas e submetidas às cargas previstas na normalização, não há implicância de perda de durabilidade ou perda de segurança quanto aos Estados Limites Últimos (ABNT, 2014).

Destaca-se também que devido à alta variabilidade das grandezas envolvidas na estimativa de abertura de fissuras, estes limites devem ser vistos apenas como critérios para um adequado projeto de estruturas (ABNT, 2014).

2.6.1.4 Estado Limite de Descompressão (ELS-D)

Este Estado Limite é atingido quando em um ou mais pontos da seção transversal a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção (ABNT, 2014).

2.6.2 Estados Limites Últimos

O dimensionamento das armaduras deve conduzir a um conjunto de esforços resistentes (N_{Rd}, M_{Rd}) que constituam envoltória dos esforços solicitantes (N_{Sd}, M_{Sd}). Na análise dos esforços resistentes de uma seção transversal, devem ser consideradas as seguintes hipóteses básicas (CHOLFE; BONILHA, 2013):

- a) As seções transversais permanecem planas após deformação;
- b) A deformação das armaduras passivas e ativas aderentes deve ser a mesma do concreto em seu entorno;

c) Para as armaduras ativas não aderentes, há um acréscimo de tensões, sendo que para monocordalhas engraxadas utilizam-se as seguintes equações:

- Para peças com relação vão/altura útil menor ou igual a 35 ($\frac{L}{d} \leq 35$):

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{100\rho_p}, \text{ em MPa } \leq 420 \text{ MPa}$$

- Para peças com relação vão/altura útil maior que 35 ($\frac{L}{d} > 35$):

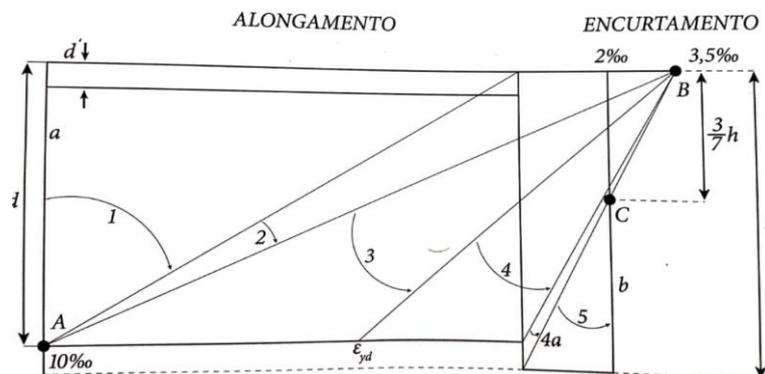
$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{f_{ck}}{300\rho_p}, \text{ em MPa } \leq 210 \text{ MPa}$$

Sendo que:

$\rho_p = \frac{A_p}{bc \cdot d_p}$, taxa geométrica de armadura ativa, sendo bc a largura da mesa de compressão e d_p a altura útil referida à armadura ativa.

- d) As tensões normais de tração no concreto podem ser desprezadas, obrigatoriamente no ELU;
- e) O diagrama parábola-retângulo de tensões no concreto, com tensão de pico igual a $0,85 f_{cd}$, pode ser substituído pelo diagrama retangular de altura $y = 0,8x$, sendo x a profundidade da linha neutra;
- f) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas de tensão-deformação, com valores de cálculo; e
- g) O ELU é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios definidos na Figura 50 abaixo.

Figura 50 – Domínios de Estado Limite Último



Fonte: Cholfe e Bonilha (2013)

Destaca-se que na deformação da armadura ativa, deve ser somada a deformação do seu pré-alongamento. Considerando-se que o pré-alongamento atinge valores da ordem de 5 a 7‰, a deformação do aço protendido pode atingir valores superiores a 10‰, justificando a definição de elementos de concreto protendido do Item 3.14 da NBR 6118:2014: “*Propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no Estado Limite Último*”.

Os Estados Limites Últimos são verificados quanto ao esgotamento da capacidade resistente, sendo que para peças protendidas são verificados os ELU no ato da protensão e no tempo infinito (CHOLFE; BONILHA, 2013). Para o caso das lajes planas protendidas, verifica-se ainda o ELU aos esforços de flexão e ao puncionamento (SCHMID, 2009).

Figura 51 – Combinações de ELU

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ^a	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k\max}$ e $P_{k\min}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,\min}$, onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014)

2.6.2.1 Ato da protensão

O efeito da protensão é da mesma ordem de grandeza das solicitações externas. Na maioria dos casos, no ato da aplicação da protensão, essas solicitações externas não estão ainda presentes, tornando obrigatória a verificação da segurança da peça, tendo como carregamentos a protensão e as ações por ela mobilizadas, sendo considerada a resistência do concreto conforme sua idade na data de protensão. Esta verificação indicará em que condições a protensão precisa ser aplicada (uma ou mais etapas) e quais as providências complementares decorrentes das tensões geradas por ela (CHOLFE; BONILHA, 2013).

A verificação simplificada admite que o ELU no Ato da Protensão seja verificado no Estádio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais), desde que as seguintes condições sejam satisfeitas (CHOLFE; BONILHA, 2013):

- a. A tensão máxima de compressão na seção de concreto, obtida através das solicitações ponderadas de $\gamma_p = 1,1$ e $\gamma_f = 1,0$, não deve ultrapassar 70% da resistência característica $f_{ck,j}$ prevista para a idade de aplicação da protensão.
- b. A tensão máxima de tração no concreto não deve ultrapassar 1,2 vez a resistência à tração $f_{ct,m}$ correspondente ao valor $f_{ck,j}$ especificado.
- c. Quando, nas seções transversais, houver tensões de tração, deve haver uma armadura de tração calculada no Estádio II. Para efeitos de cálculo, nessa fase de construção, a força nessa armadura pode ser considerada igual à resultante das tensões de tração no concreto no Estádio I. Essa força mencionada não deve provocar na armadura correspondente acréscimos de tensão superiores a 150 MPa, no caso de fios ou barras lisas, e a 250 MPa no caso de barras nervuradas.

Portanto, para a verificação do ELU no Ato da Protensão, realiza-se o cálculo das tensões normais na borda superior (Equação 6) e inferior (Equação 7) e as compara com os valores limites, conforme equações abaixo (TQS INFORMÁTICA, 2015).

$$\sigma_s = \left[\left(-\frac{P}{A} - \frac{P \cdot e}{W_s} \right) \gamma_p - \frac{M}{W_s} \gamma_f - \frac{Mh}{W_s} \gamma_{HP} \right] \leq 0,7 f_{ck,j} \quad (6)$$

$$\sigma_i = \left[\left(-\frac{P}{A} + \frac{P \cdot e}{W_i} \right) \gamma_p + \frac{M}{W_i} \gamma_f + \frac{Mh}{W_i} \gamma_{HP} \right] \leq 1,2 f_{ct,m} \quad (7)$$

As variáveis envolvidas nos cálculos do ELU no Ato da Protensão podem ser visualizadas no Quadro 4:

Quadro 4 – Variáveis relacionadas ao ELU no Ato da Protensão

P	Força de protensão, considerando apenas perdas imediatas.
e	Distância do ponto de passagem do cabo na seção transversal ao baricentro da laje.
A	Área da seção transversal.
W_s, W_i	Módulo de resistência à flexão superior e inferior da seção transversal.
M	Momento externo atuante devido ao carregamento mobilizado.
M_h	Momento decorrente do hiperestático de protensão.
γ_p, γ_f e γ_{HP}	Coefficientes de majoração: força de protensão, forças externas e hiperestático de protensão.

Fonte: TQS Informática (2015)

2.6.2.2 Tempo infinito

As solicitações normais oriundas do carregamento último das ações, ponderadas pelos respectivos coeficientes, não devem provocar deformações excessivas na seção transversal, isto é, encurtamento do concreto e/ou alongamento excessivo da armadura (TQS INFORMÁTICA, 2015).

O cálculo para dimensionamento de seções retangulares no ELU adota uma formulação onde segue-se a sequência de duas hipóteses: inicialmente, considera-se a seção apenas com armadura ativa; após o equilíbrio e com a deformada devidamente posicionada, calcula-se as deformações dos materiais, incluindo-se as deformações das armaduras passivas. As deformações permitem obter as tensões, e com elas o equilíbrio final da seção, com a proporção de armadura ativa e passiva, escolhida pelo projetista, devendo atender às especificações do concreto estrutural utilizado, podendo haver protensão completa, limitada ou parcial (CHOLFE; BONILHA, 2013).

A equação final resultante das hipóteses acima é (Equação 8):

$$A_{pf} \cdot \sigma_{pd} + A_s \cdot \sigma_{sd} = N_{td} \quad (8)$$

2.7 PERDAS DE FORÇA DE PROTENSÃO

A força de protensão é o elemento fundamental das peças de concreto protendido, devendo ser controlada em duas situações importantes: no momento da execução da estrutura e ao longo de sua vida útil (CHOLFE; BONILHA, 2013).

O projeto de concreto protendido deve prever as perdas na força de protensão inicial aplicada pelo aparelho tensor, ocorridas antes da transferência da protensão ao concreto, chamado de perdas iniciais na pré-tração, durante a transferência, chamadas de perdas imediatas, e após esta, chamadas de perdas progressivas (CHOLFE; BONILHA, 2013).

Cabe destacar que, usualmente, devido à abundante quantidade de fatores que influenciam nas perdas progressivas e à dificuldade de calculá-las, adota-se um valor percentual estimado de perda de força de protensão. Estas perdas progressivas finais chegam a atingir de 10 a 15% da tensão inicial aplicada (PFEIL, 1984).

No presente trabalho, o foco será o sistema de protensão com pós-tração não-aderente com monocordoalhas engraxadas. Sendo assim, serão abordadas apenas as perdas imediatas e as perdas progressivas.

2.7.1 Perdas imediatas

As perdas imediatas ocorrem durante a transferência do esforço de protensão às seções de concreto no instante $t = t_0$. São subdivididas em perdas por encurtamento imediato do concreto, perdas por atrito e perda por acomodação das ancoragens.

2.7.1.1 Perdas por encurtamento imediato do concreto

Nos sistemas de pós-tracionamento, quando os cabos são esticados, os macacos de protensão apoiam-se diretamente sobre a seção de concreto, fazendo com que o encurtamento elástico do concreto se realize antes da ancoragem do cabo, não ocorrendo, portanto, perda de força de protensão (PFEIL, 1984). Desta maneira, nas protensões onde há o envolvimento de todos os cabos, ancorados em uma única fase de operação, não existem perdas imediatas por encurtamento imediato do concreto (CHOLFE; BONILHA, 2013).

Nos elementos estruturais onde há a protensão sucessiva de n cabos em diversas etapas de protensão, provoca-se a perda por deformação do concreto e, conseqüentemente, afrouxamento dos cabos anteriormente protendidos e ancorados. O último cabo tem perda por encurtamento imediato nula (CHOLFE; BONILHA, 2013).

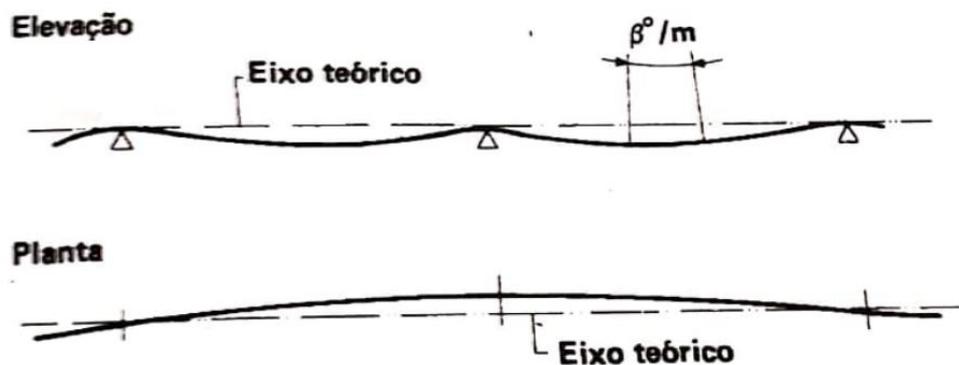
O cálculo da perda por encurtamento imediato do concreto pode ser realizado conforme Item 9.6.3.3.2.1 da NBR 6118:2014, o qual é exposto no ANEXO C deste trabalho.

2.7.1.2 Perdas por atrito e perdas parasitas

Nos sistemas de protensão em que o tensionamento é efetuado após o endurecimento do concreto, isto é, pós tração, a armadura de protensão deve estar colocada em bainhas que se instalam nas fôrmas antes da concretagem. No caso das monocordoalhas engraxadas, as cordoalhas encontram-se dentro da bainha de polietileno de alta densidade (PEAD), conforme já descrito anteriormente. Assim sendo, a armadura ao ser tensionada pode se movimentar longitudinalmente, alongando-se (LEONHARDT, 2007).

Estas bainhas apoiam-se com espaçamentos pré-determinados, sendo também fixadas lateralmente, de modo a manter, da melhor maneira possível, a posição definida em projeto. As bainhas, no entanto, fletem com maior ou menor intensidade entre os pontos de apoio, ao se efetuar a concretagem. Além das inevitáveis imprecisões de obra, os pontos de apoio também não se situam exatamente sobre o eixo teórico de referência. O eixo real da bainha é, portanto, uma linha ondulada que se afasta nas direções vertical e horizontal do eixo teórico de referência. Sendo assim, diz-se que neste caso há uma ondulação acidental, ou mudança acidental de direção, ou ainda uma ondulação parasita, ilustrada na Figura 52. (LEONHARDT, 2007).

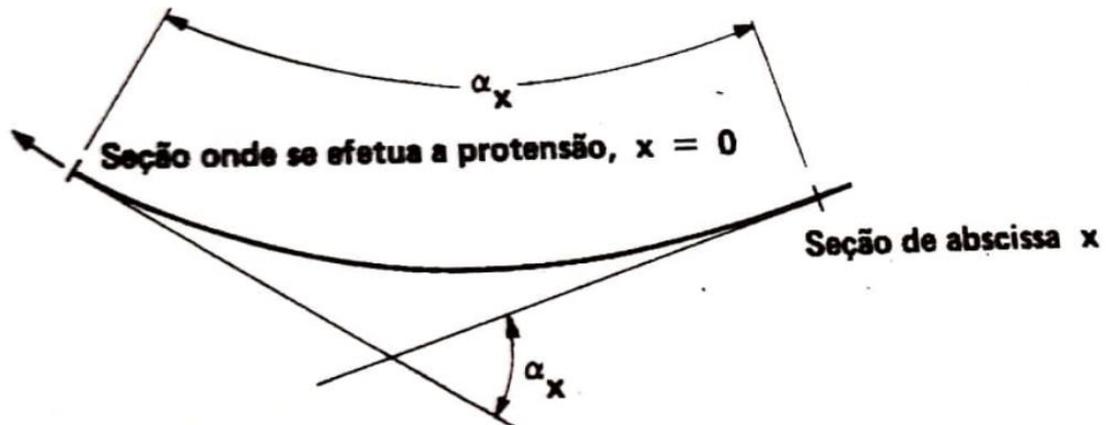
Figura 52 – Curvatura acidental do cabo de protensão



Fonte: Leonhardt (2007)

Por outro lado, os cabos também podem possuir curvaturas pré-estabelecidas, definidas pelo ângulo de mudança de direção α , medido entre a seção de $x = 0$, onde efetua-se a protensão, e a seção em x . Nestes trechos de curvatura pré-estabelecida também surgem ondulações acidentais, porém, menores do que no caso dos trechos retilíneos, ilustrada na Figura 53 (LEONHARDT, 2007).

Figura 53 – Curvatura pré-estabelecida do cabo de protensão



Fonte: Leonhardt (2007)

Por ocasião do tensionamento, a armadura de protensão movimenta-se longitudinalmente em relação à bainha, fazendo com que surjam forças resistentes de atrito, as quais diminuem a força de protensão ao longo do cabo. O coeficiente de atrito entre a armadura de protensão e a bainha depende do grau de dureza e das condições superficiais de ambos os elementos, da pressão de contato e do deslizamento que se produz (LEONHARDT, 2007).

O cálculo da perda de força de protensão por atrito pode ser realizado conforme Item 9.6.3.3.2.2 da NBR 6118:2014, exposto no ANEXO C deste trabalho.

2.7.1.3 Perdas por acomodação das ancoragens (encunhamento)

Como já mencionado, na pós-tração não-aderente a força de protensão produzida pelo aparelho tensor é transferida ao concreto através das ancoragens. Ao se transferir a força de protensão para a ancoragem, a extremidade do cabo sofre um deslocamento Δw , o que representa um afrouxamento da protensão.

Na determinação do ponto de equilíbrio w e das perdas correspondentes, considera-se uma condição de compatibilidade geométrica: o encurtamento do cabo, isto é, a perda por alongamento, é equivalente ao deslocamento ocorrido Δw (CHOLFE; BONILHA, 2013).

Destaca-se que estas perdas por acomodação das ancoragens são particularmente importantes em cabos curtos e também em cabos retos com baixos coeficientes de atrito (CHOLFE; BONILHA, 2013).

Este valor de Δw é determinado experimentalmente para cada sistema ou fornecido em catálogos técnicos, variando de 2 a 6 mm nas estruturas usuais (RUDLOFF, 20--).

2.7.2 Perdas progressivas

A redução da força com o tempo está vinculada ao comportamento do concreto como material estrutural, o qual sofre os efeitos de retração e fluência. Devido ao grande número de variáveis envolvidas na determinação destes dois fenômenos, são fornecidos apenas elementos aproximados para suas estimativas. Isto exigiu a criação de parâmetros auxiliares para o cálculo das perdas decorrentes destes fenômenos: espessura fictícia da peça h_{fic} e idade fictícia do concreto t_{fic} , possibilitando assim a aplicação dos resultados experimentais obtidos em quaisquer tipos de concreto e seções transversais (CHOLFE; BONILHA, 2013). As formulações destes parâmetros encontram-se ao final deste trabalho no ANEXO B.

Além do concreto, o material aço também sofre reduções de força quando submetido a deformações elevadas durante um longo tempo, fenômeno chamado de relaxação do aço.

Estes três fenômenos ocasionam as chamadas perdas progressivas, devendo ser determinados considerando-se a interação entre si. Os processos utilizados para a determinação são indicados na NBR 6118:2014, itens 9.6.3.4.2 a 9.6.3.4.5.

2.7.2.1 Efeito de retração

O concreto sofre variações dimensionais ao ser colocado em ambiente com diferentes umidades relativas, contraindo-se quando submetido à secagem e expandindo-se quando novamente molhado. Essa instabilidade dimensional é proveniente das mudanças sofridas pela pasta de cimento hidratada e, no caso da retração, principalmente, pela perda de água que ocorre à medida que a umidade relativa do ambiente é reduzida (CHOLFE; BONILHA, 2013).

Existem alguns fatores marcantes que influenciam a retração por secagem, tais como:

- Utilização de concretos mais planejados com menor relação água/cimento, granulometrias adequadas, consistências mais secas e temperaturas adequadas de lançamento;
- Curas eficientes para evitar evaporações rápidas;
- Colocação de armaduras adequadas para reduzir e distribuir as aberturas das fissuras nos casos de retração restringida;
- Planejamento das concretagens com juntas de contração que minimizam os efeitos da retração;

No caso de estruturas já protendidas, a retração, entendida como uma deformação normal de encurtamento, provoca um afrouxamento, isto é, uma redução no alongamento da armadura ativa, ocasionando, conseqüentemente, uma perda de força de protensão. Os encurtamentos determinantes são os que se produzem em condições permanentes, isto é, de um modo geral, para as tensões devidas ao peso próprio (LEONHARDT, 2007).

A 6118:2014, em seu Anexo A, indica prescrições que, na falta de dados melhores, podem ser utilizadas no projeto de estruturas com concretos do grupo I e II, estes classificados conforme NBR 8953.

O valor da retração é influenciado diretamente pela:

- Umidade relativa do ambiente;
- Consistência do concreto no lançamento (*slump*); e
- Espessura fictícia da peça.

As formulações necessárias ao cálculo da retração do concreto são expostas no ANEXO D deste trabalho.

2.7.2.2 Efeito de fluência

O concreto, ao ser submetido a um estado de tensão σ_c , sofre uma deformação elástica ϵ_c , estando estes elementos relacionados pela Lei de Hooke. Mantido o estado de tensão, o concreto continua se deformando lentamente ao longo do tempo. Este aumento da deformação sob tensão permanente é denominado deformação por fluência do concreto (CHOLFE; BONILHA, 2013).

Considera-se que a fluência do concreto é composta de duas partes, uma rápida e outra lenta. A deformação rápida é irreversível e ocorre durante as primeiras 24h após a aplicação da carga que a originou. A deformação lenta, por sua vez, é composta por duas outras parcelas: uma deformação lenta irreversível e uma deformação lenta reversível (CHOLFE; BONILHA, 2013).

São admitidas algumas hipóteses para o cálculo dos efeitos de fluência, conforme NBR 6118:2014:

- A deformação por fluência varia linearmente com a tensão aplicada;

- Para acréscimos de tensão aplicados em instantes distintos, os respectivos efeitos de fluência se superpõem;
- A deformação rápida produz deformações constantes ao longo do tempo; os valores do coeficiente de deformação rápida são função da relação entre a resistência do concreto no momento da aplicação da carga e sua resistência final;
- O coeficiente de deformação lenta reversível depende apenas da duração do carregamento; seu valor final e seu desenvolvimento ao longo do tempo são independentes da idade do concreto no momento da aplicação da carga;
- O coeficiente de deformação lenta irreversível depende de:
 - Umidade relativa do ambiente;
 - Consistência do concreto no lançamento;
 - Espessura fictícia da peça;
 - Idade fictícia do concreto no instante da aplicação da carga;
 - Idade fictícia do concreto no instante considerado para fluência;

As formulações e simbologias utilizadas para o cálculo do efeito de fluência encontram-se expostos no ANEXO D deste trabalho.

2.7.2.3 Efeito de relaxação do aço

Os aços protendidos, sob tensões elevadas, sofrem perdas de tensões, fenômeno chamado de relaxação do aço. Os fatores mais importantes que influenciam neste fenômeno são as características metalúrgicas do aço (composição química, tratamento térmicos e mecânicos durante a fabricação e etc.), a tensão atuante e a temperatura ambiente (PFEIL, 1984).

Existem, basicamente, dois tipos de relaxação: pura e relativa. A relaxação pura é a medida em laboratório, com comprimento de ancoragem constante, após 1000 horas, à temperatura constante de 20 °C, para tensões iniciais de 50% a 80% do valor da resistência característica f_{ptk} . Por sua vez, a relaxação relativa é a medida na estrutura por processos aproximados, a qual apresenta valores inferiores aos obtidos na relaxação medida em laboratório, visto que o comprimento entre os pontos de ancoragem dos cabos sofre uma redução, devido aos encurtamentos retardados do concreto por retração e fluência (CHOLFE; BONILHA, 2013).

As equações para o cálculo de ambas as situações são expostas no ANEXO D.

2.7.2.4 Processos de cálculo das perdas progressivas

Os valores parciais e totais das perdas progressivas de protensão, decorrentes da retração e fluência do concreto e relaxação do aço, devem ser determinados considerando-se a interação dessas causas. Existem basicamente três principais processos para a mensuração destas perdas: Processo Simplificado, Processo Aproximado e Método Geral de Cálculo (CHOLFE; BONILHA, 2013).

Como a determinação das perdas progressivas da força de protensão depende de inúmeros fatores (geométricos, ambientais e etc.) e as estimativas de cálculo de retração e fluência do concreto não apresentam a mesma precisão que a dos resultados dos ensaios de laboratório, não há sentido em se exigir cálculos sofisticados para estimar tais perdas. Conforme já mencionado anteriormente, nas obras correntes é usual adotar uma estimativa percentual equivalendo de 15 a 20% da força de protensão inicial, ficando a metodologia de cálculo reservada a casos especiais, onde é necessário maior rigor matemático (PFEIL, 1984).

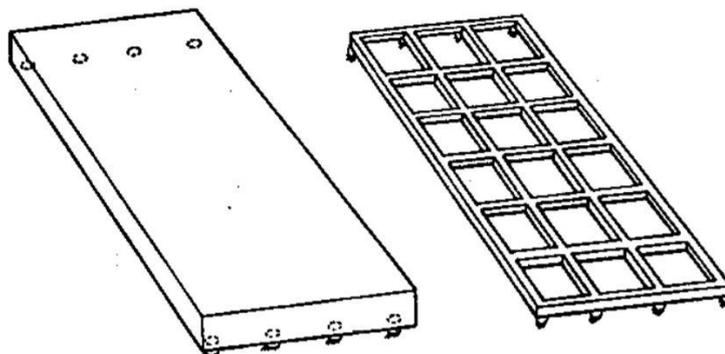
As equações para o cálculo das perdas pelo Método Simplificado de Cálculo são expostas no ANEXO E.

2.8 ANALOGIA DE GRELHA PARA ANÁLISE DE PAVIMENTOS

O procedimento de analogia de grelha consiste em substituir a laje por uma malha equivalente de vigas, onde as rigidezes à torção e à flexão da laje são concentradas nestas barras, conforme Figura 54 (LORIGGIO; STRAMANDINOLI, 2003).

Ao dividir as lajes em um número adequado de faixas é possível reproduzir o comportamento estrutural de pavimentos em concreto armado com praticamente qualquer geometria e em diferentes situações de esquema estrutural (ROBERTO; RODRIGUES; FERREIRA, 2003).

Figura 54 – Analogia de Grelha: substituição por malha equivalente de vigas



Fonte: Hambly (1976)

Apesar de não ser o enfoque deste trabalho, o método de Analogia de Grelha será utilizado em todas as modelagens dos pavimentos, sendo, portanto, primordial uma breve revisão dos principais parâmetros e peculiaridades que o influenciam diretamente.

2.8.1 Rigidez à flexão e à torção

A rigidez à torção e à flexão em cada região da laje são tomadas, nas análises, como concentradas nas barras de grelha mais próxima. As rigidezes longitudinais da laje são concentradas nas barras longitudinais, enquanto as rigidezes transversais são concentradas nas barras transversais. Esses valores devem ser tais que quando a laje em questão e a grelha equivalente forem sujeitas ao mesmo carregamento, as duas estruturas apresentem a mesma deformação e os mesmos momentos fletores, torsões e esforços cortantes, em seções correspondentes de ambas as estruturas. Porém, destaca-se que esta correspondência se dá apenas de maneira aproximada, devido às diferentes características dos elementos viga e laje (LORIGGIO; STRAMANDINOLI, 2003).

O *software* TQS Pleno v21 considera por padrão, para as barras que simulam lajes planas, um redutor de inércia à torção de valor 6, o qual proporciona a consideração de apenas 15% da rigidez total. Para as barras que simulam as nervuras das lajes nervuradas, adota-se um divisor de valor 100, proporcionando a consideração de apenas 1% da rigidez total (TQS INFORMÁTICA, 2015).

2.8.2 Discretização

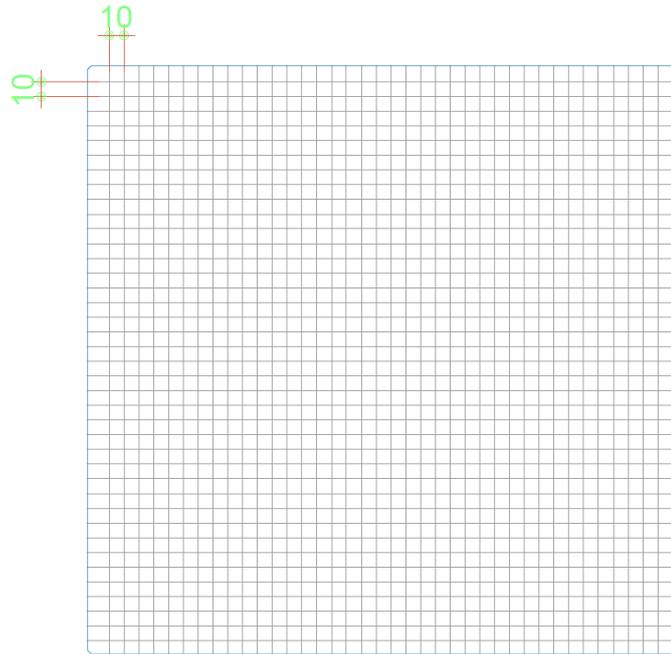
Para que os resultados da modelagem de pavimentos por analogia de grelha sejam precisos e confiáveis, faz-se necessária uma refinada discretização da malha. Apesar desta necessidade, sabe-se que não é garantida a convergência dos resultados à medida que se aprimora este refinamento (LORIGGIO; STRAMANDINOLI, 2003).

Abaixo são indicados os modos de discretização para lajes planas, nervuradas e capitéis, conforme *software* TQS Pleno v21:

2.8.2.1 Lajes planas

Neste tipo de laje, as barras são discretizadas definindo-se um espaçamento vertical e horizontal, conforme Figura 55.

Figura 55 – Grelha de laje plana com espaçamento de 10x10 cm

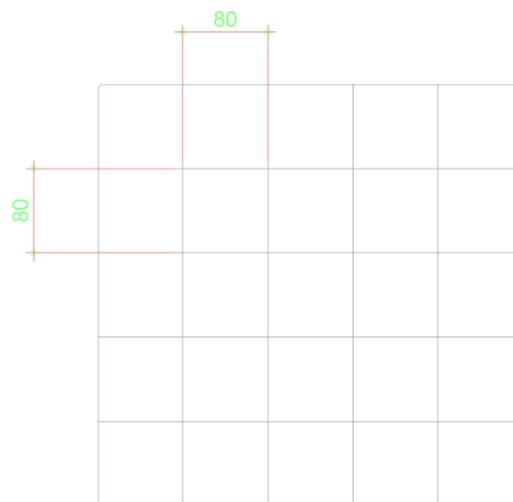


Fonte: Autor (2019)

2.8.2.2 Lajes nervuradas

Neste tipo de laje, as barras de grelha são discretizadas conforme as posições das nervuras, sendo estas em função do tipo de material de preenchimento utilizado. Na Figura 56 abaixo, é utilizada uma fôrma plástica de 80 cm de distância entre eixos.

Figura 56 – Grelha de laje nervurada com fôrmas plásticas

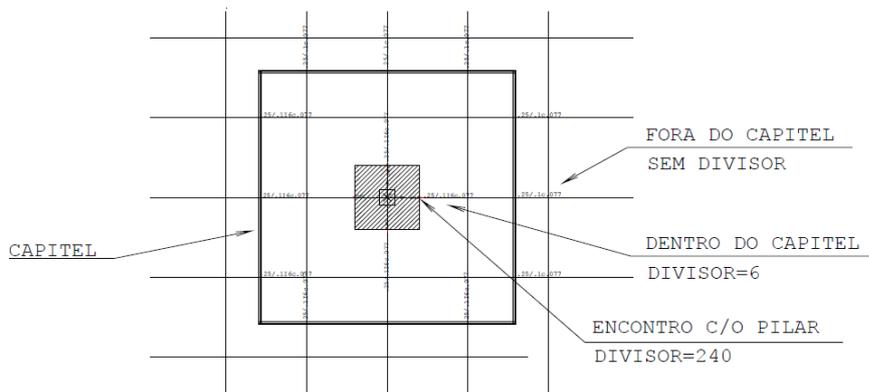


Fonte: Autor (2019)

2.8.2.3 Capitéis

Para as barras que simulam o capitel na grelha equivalente, é possível especificar divisores de rigidez à torção e à flexão, conforme ilustrado na Figura 57.

Figura 57 – Discretização de capitel junto à grelha



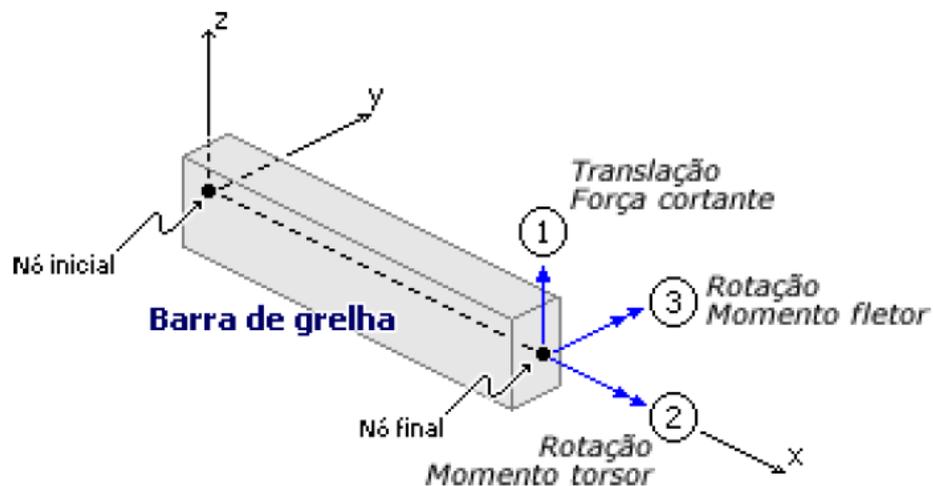
Fonte: TQS Informática (2015)

2.8.3 Equacionamento e cálculo das grelhas

Cada nó da grelha possui três graus de liberdade, sendo uma translação e duas rotações, possibilitando a obtenção dos deslocamentos e esforços em cada extremidade de um elemento (TQS INFORMÁTICA, 2015).

A Figura 58 abaixo ilustra uma barra de grelha equivalente e seus respectivos graus de liberdade.

Figura 58 – Graus de liberdade: barra de grelha equivalente



Fonte: TQS Informática (2015)

Os esforços são obtidos por meio do Método da Rigidez, o qual consiste em um método de análise de estruturas reticuladas que usa a rigidez dos elementos para formar um sistema de equações, relacionando os deslocamentos com as cargas que atuam na estrutura. Para um dado conjunto de cargas externas, o sistema de equações é resolvido calculando-se primeiramente os deslocamentos. Os esforços nas barras, então, são calculados com base nos deslocamentos e nas matrizes de rigidez de cada elemento isolado, ilustrada na Figura 59 (COELHO, 2000).

Figura 59 – Matriz de rigidez de barra de grelha em relação ao eixo local

$$[r_G] = \begin{bmatrix} \frac{GJp}{L} & 0 & 0 & -\frac{GJp}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{4EIy}{L} & -\frac{6EIy}{L^2} & 0 & \frac{2EIy}{L} & \frac{6EIy}{L^2} \\ 0 & -\frac{6EIy}{L^2} & \frac{12EIy}{L^3} & 0 & -\frac{6EIy}{L^2} & -\frac{12EIy}{L^3} \\ -\frac{GJp}{L} & 0 & 0 & \frac{GJp}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2EIy}{L} & -\frac{6EIy}{L^2} & 0 & \frac{4EIy}{L} & \frac{6EIy}{L^2} \\ 0 & \frac{6EIy}{L^2} & -\frac{12EIy}{L^3} & 0 & \frac{6EIy}{L^2} & \frac{12EIy}{L^3} \end{bmatrix}$$

Fonte: Coelho (2000)

2.8.4 Características do Grelha-TQS

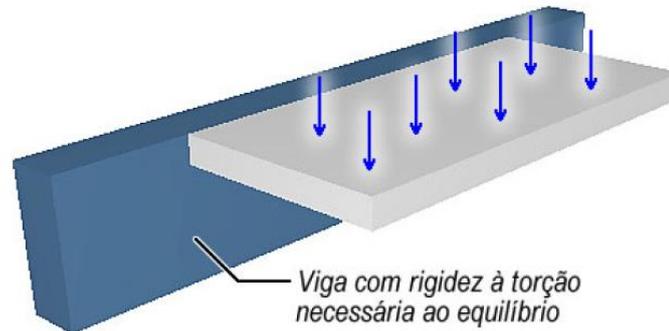
O *software* TQS Pleno v21 possui algumas características particulares que tornam a modelagem de pavimentos de concreto armado e protendido mais adequada e direcionada, tais como (TQS INFORMÁTICA, 2015):

- a) Apoios elásticos independentes: no modelo de grelha, em vez de o pilar ser modelado como um apoio rígido, com uma simples restrição em seu centro de gravidade – o que pode causar picos de momento negativo, ocasionando um mau dimensionamento das armaduras nesta região – é realizada uma modelagem do pilar por apoios elásticos independentes, isto é, molas que apoiarão as barras de vigas e lajes. Sabe-se que, na prática, essas regiões próximas aos pilares plastificam, ou seja, perdem rigidez, ocasionando uma redistribuição dos esforços, sendo esta limitada por Norma. A rigidez destas

molhas pode ser configurada por dois parâmetros do *software* TQS Pleno v21 (LEPMOL e REDMOL), fornecendo ao engenheiro total controle sobre a modelagem.

- b) Trechos rígidos: no modelo de grelha, esses trechos são regiões nas intersecções de vigas e pilares de uma estrutura que apresentam elevada rigidez. São estas regiões que definem os vãos teóricos das vigas, influenciando diretamente nos deslocamentos e esforços solicitantes obtidos nas análises. O comprimento dos trechos rígidos é controlado por um parâmetro do *software* TQS Pleno v21, o qual gera um valor de acordo com a NBR 6118.
- c) Plastificações: ao ocorrer a plastificação, a rigidez dos elementos, ou apenas em uma região deles, se altera, fazendo com que os esforços tendam a migrar das regiões menos rígidas para as mais rígidas. Este processo é comumente chamado de redistribuição de esforços. Como análises puramente elásticas devem ser evitadas, a inclusão de adaptações que, basicamente, corrigem as rigidezes à flexão e à torção dos elementos do modelo, é essencial. Nas barras de vigas, é comum reduzir a inércia à torção, devido à baixa resistência a este tipo de solicitação. Porém, vale lembrar que esta redução só pode ser atribuída a vigas que apresentem a chamada “torção de compatibilidade”, isto é, torção que não é necessária ao equilíbrio da estrutura. Quando há a chamada “torção de equilíbrio” (Figura 60), necessária ao equilíbrio da estrutura, jamais pode-se desprezar a rigidez à torção. Nas barras de lajes ocorre a mesma situação, podendo haver uma consideração de somente 15% da rigidez elástica, conforme indica o Item 14.6.6.2 da NBR 6118. Esta redução não deve ser imposta para elementos com protensão limitada ou completa, visto que nestes casos não ocorrerão fissuras em serviço. Convém destacar que para barras de lajes nervuradas considera-se apenas 1% da rigidez a torção, visto que as nervuras não devem suportar este tipo de esforço.

Figura 60 – Viga com torção de equilíbrio: laje em balanço apoiada em viga



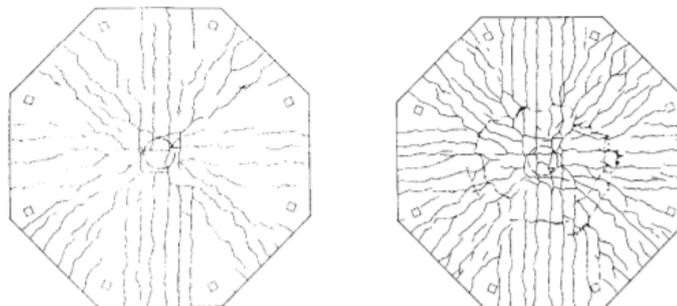
Fonte: TQS Informática (2015)

2.9 PUNÇÃO EM LAJES

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 (LUNA DE MELO, 2005).

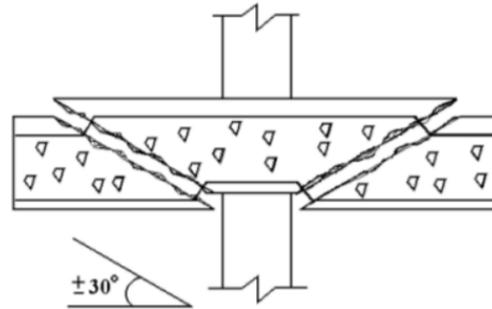
Nos ensaios de lajes lisas com carregamento simétrico, observa-se o surgimento de fissuras radiais partindo do centro da laje e se estendendo até a borda, dividindo a laje em segmentos radiais. Observa-se também o surgimento de fissuras tangenciais na região de punção, indicando a formação de uma fissuração 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, o qual se desenvolve com uma inclinação média de 30° graus (MELGES, 1995).

Figura 61 – Fissuras por punção: carga de utilização (esq.) e carga última (dir.)



Fonte: Melges (1995)

Figura 62 – Fissuras diagonais e formação do cone de punção

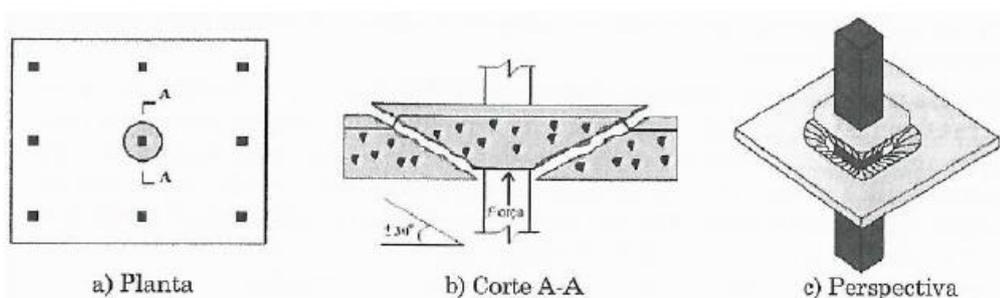


Fonte: Melges (1995)

Determinados fatores influenciam diretamente na resistência à punção de uma laje, a exemplo de:

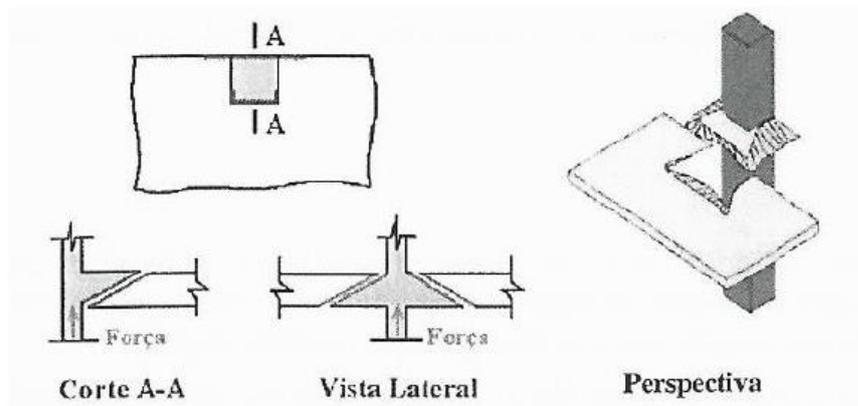
- Espessura da laje: aumentando a espessura da laje, proporciona-se uma altura útil maior, a qual, devida à inclinação quase constante do cone de punção, faz com que o perímetro crítico de ruptura aumente, aliviando as tensões atuantes. Esta solução, embora muitas vezes necessária, traz o inconveniente, principalmente em lajes maciças, do aumento do peso próprio da estrutura;
- Dimensões, formato e posição do pilar: os pilares de canto e de borda são intuitivamente mais críticos do que os pilares de centro, visto que para os dois primeiros não há seção transversal de concreto suficiente para se formar o cone de punção, gerando, portanto, um acréscimo de tensões na superfície de ruptura gerada (ver Figuras 63, 64 e 65); e

Figura 63 – Punção em pilares de centro



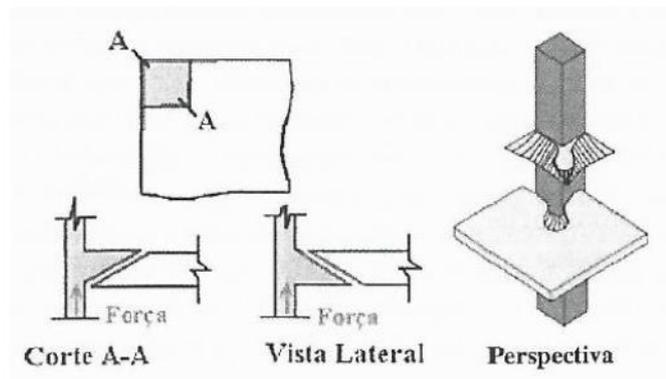
Fonte: Ibracon (2015)

Figura 64 – Punção em pilares de borda



Fonte: Ibracon (2015)

Figura 65 – Punção em pilares de canto



Fonte: Ibracon (2015)

- Presença de armadura transversal: a utilização da armadura específica para o combate à tração diagonal aumenta consideravelmente a ductilidade e a resistência da ligação laje-pilar, de forma que a ruptura se afasta de um modo frágil. A utilização desta armadura é a solução mais recomendada em casos de grandes carregamentos e altas cargas nos pilares; todavia, sua execução é relativamente complexa, podendo ocasionar erros no momento da construção. Isto faz com que muitas vezes esta solução seja evitada, tentando-se alcançar a resistência necessária de maneiras mais práticas.

As Figuras 66 e 67 a seguir ilustram as montagens das armaduras de punção com pinos, compatibilizada com monocordalhas engraxadas, e com estribos, compatibilizada com a armação negativa.

Figura 66 – Armadura de punção com conector tipo pino



Fonte: Melges (2001)

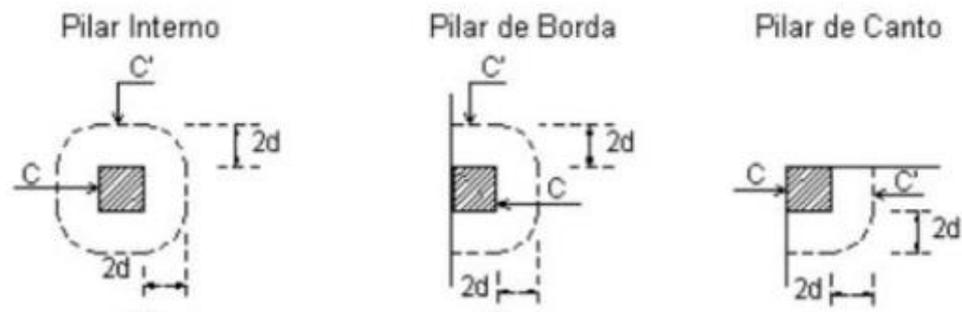
Figura 67 – Armadura de punção com estribos



Fonte: Mnovais Engenharia (s/d)

A verificação das situações de punção no Brasil segue as recomendações da NBR 6118:2014. O item 19.5 desta Norma indica a necessidade de verificação em dois contornos críticos: contorno C, na face do pilar, e contorno C', distante da face do pilar, sendo d a altura útil da laje. Esta verificação consiste em comparar as tensões tangenciais solicitantes em cada entorno com as tensões resistentes destas regiões. Há também a recomendação que para pilares de borda haja a consideração dos efeitos dos momentos atuantes, o que reduz o perímetro crítico, potencializando as tensões solicitantes.

Figura 68 – Perímetros de controle conforme NBR 6118

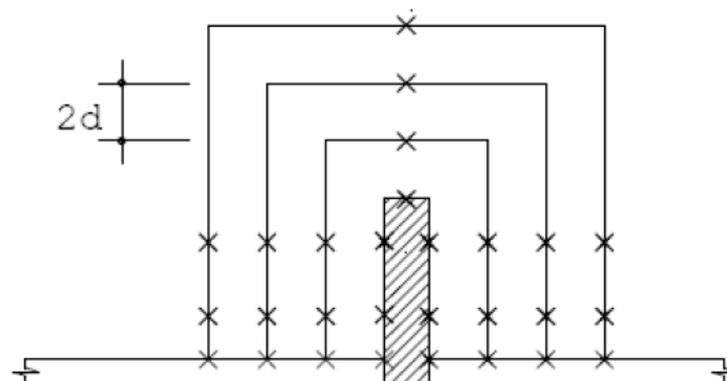


Fonte: Ibracon (2015)

Contudo, o *software* TQS Pleno v.21 apresenta uma metodologia própria para a verificação das tensões tangenciais solicitantes. As expressões para os cálculos das tensões solicitantes apresentadas pela NBR 6118 apresentam muitas variações e aproximações, visto que dependem do formato do pilar, da sua posição relativa em forma, da presença de momentos combinados, além de outros fatores. Sendo assim, o *software* TQS Pleno v21, em vez de utilizar as formulações indicadas, faz a medição da força cortante diretamente a partir das barras da grelha equivalente, conforme explicado no Tópico anterior deste trabalho. Este procedimento é genérico, uma vez que os esforços são obtidos do equilíbrio da grelha, a qual leva em consideração todas as condições de contorno (CAVALCANTE, 2016).

Para a avaliação dos esforços cortantes, o TQS divide o perímetro crítico em outros sub-perímetros, em função do comprimento das arestas do pilar, de modo que cada sub-perímetro tenha uma verificação, dimensionamento e detalhamento à punção de maneira independente (SILVA, 2009).

Figura 69 – Perímetros críticos conforme *software* TQS



Fonte: Silva (2009)

Apesar desta metodologia utilizar um procedimento matemático mais refinado, deve-se avaliar os resultados com cautela e desconfiança, visto que a mesma não considera os perímetros críticos reduzidos para majoração das tensões solicitantes, além de também não considerar os resultados experimentais utilizados para a elaboração das formulações existentes nas Normas. Sendo assim, os valores apresentados pelo programa devem ser utilizados como base, e se necessário, sejam realizadas avaliações mais precisas (CAVALCANTE, 2016).

2.10 NOÇÕES BÁSICAS DE CUSTOS, PRODUTIVIDADE E OTIMIZAÇÃO DE PROJETOS

O orçamento de uma obra é composto por custos diretos e indiretos. Os custos diretos referem-se aos custos diretamente envolvidos na produção da obra, como os insumos de materiais, mão de obra e equipamentos auxiliares, além de toda a infraestrutura de apoio necessária à sua execução no ambiente de obra. Por sua vez, os custos indiretos referem-se aos custos específicos da administração central da obra, como gerente de contrato, engenheiro fiscal, despesas com viagem, alimentação, luz, água e etc. (TISAKA, 2006).

O custo direto pode ser calculado por meio das composições de custo unitário. Nos orçamentos, as composições de serviços são apresentadas sob a forma de composições de custos, onde cada um de seus insumos, tanto material quanto mão de obra, apresenta um índice de consumo por unidade de serviço que, multiplicado pelo respectivo custo unitário, resulta no valor unitário do insumo para a execução da unidade daquele serviço (GOLDMAN, 2004).

O índice de consumo considerado para os insumos de materiais é chamado de Consumo Unitário de Materiais - CUM. Este indicador é definido pela razão entre a quantidade de materiais adquiridos e a quantidade de serviço a ser feito, conforme Figura 70 a seguir (CBIC, 2007):

Figura 70 – Definição do Consumo Unitário de Material

$$\text{CUM} = \frac{Q_{\text{mat}}}{Q_{\text{serviço}}}, \text{ onde: } \begin{array}{l} Q_{\text{mat}} = \text{Quantidade de material;} \\ Q_{\text{serviço}} = \text{quantidade de serviço.} \end{array}$$

Fonte: CBIC (2007)

Neste índice, pode ser incorporado um percentual de perda de material, indicando o afastamento em relação ao CUM teórico, conforme Figura 71:

Figura 71 – Incorporação de perdas no índice CUM

$$\text{Perda(\%)} = \frac{Q_{\text{real}} - Q_{\text{teórica}}}{Q_{\text{teórica}}} \times 100, \text{ onde:}$$

Perda (%) = perda percentual
 Q_{real} = quantidade de material realmente consumida;
 Q_{teórica} = quantidade de material teoricamente necessária.

Fonte: CBIC (2007)

Pode-se ainda expressar a CUM como a conjugação de um consumo unitário teórico (CUM teórico) com as perdas de materiais, obtendo-se o CUM real, conforme Figura 72.

Figura 72 – Definição do CUM real

$$\text{CUM} = \text{CUM}_{\text{teórico}} \times \left(1 + \frac{\text{Perdas\%}}{100} \right), \text{ onde:}$$

CUM_{teórico} = consumo unitário material teórico;
 Perdas = percentual de perdas de materiais.

Fonte: CBIC (2007)

Por sua vez, o índice de consumo considerado para a mão de obra é chamado de Razão Unitária de Produção - RUP, definida pela razão entre o esforço total requerido e a quantidade de serviço a ser executado, ilustrado na Figura 73. Este índice é calculado considerando as quantidades líquidas de serviços e o tempo real que os operários estiveram disponíveis para o trabalho, incluindo tanto os tempos produtivos quanto os improdutivos (CBIC, 2007).

Figura 73 – Definição da Razão Unitária de Produção

$$\text{RUP} = \frac{\text{Hh}}{\text{QS}}, \text{ onde:}$$

Hh = Homens-hora despendidos;
 QS = quantidade de serviço realizado.

Fonte: CBIC (2007)

Existem diferentes tipos de RUP: cíclica, cumulativa e potencial. A RUP cumulativa é o indicador que corresponde à produtividade acumulada durante um determinado período de tempo, representando a tendência de desempenho do serviço e sendo menos afetado pelas anormalidades diárias. A RUP potencial é um indicador que, matematicamente, corresponde à mediana dos valores da RUP cíclica – a qual, por sua vez, é um indicador de produtividade de

um ciclo do serviço. Esta RUP potencial representa um valor de RUP cíclica associada à sensação de bom desempenho e que, ao mesmo tempo, mostra-se factível em função dos valores de RUP cíclica detectados (CBIC, 2007).

As produtividades oriundas da maioria dos manuais de orçamentação, como por exemplo nos manuais do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI, podem ser classificadas como RUP cumulativas, uma vez que representam o desempenho da mão de obra na execução do serviço ao longo de todo o período de tempo de sua execução. O uso deste indicador é adequado para fins de orçamentação, uma vez que incorpora a perda de eficiência média decorrente de imprevistos na execução dos serviços na obra (eventos climáticos, problemas com a motivação da mão de obra, atrasos na entrega de material, quebra de equipamentos, etc.) (CBIC, 2007).

Em contrapartida, para o dimensionamento das equipes de mão de obra, não há a necessidade de se incorporar todos os efeitos das anormalidades que usualmente ocorrem no ciclo. Desta maneira, recomenda-se a redução a RUP cumulativa para a RUP potencial, considerando um adequado planejamento para reduzir gargalos e ineficiências. Para isto, deve-se adotar um valor de variação (Delta RUP) que represente o quanto a equipe é, ou espera-se que seja, melhor que a média de mercado apresentada pelo SINAPI, conforme Figura 74.

Figura 74 – Cálculo do Delta RUP

$$\Delta RUP = \frac{RUP_{cum} - RUP_{pot}}{RUP_{cum}} \times 100$$

Fonte: CBIC (2007)

O Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI é um conjunto de referências, devidamente caracterizadas em documentação técnica, com divulgação pública, que possibilita ao usuário realizar o uso consciente e adequado de suas informações. É indicado como fonte oficial de referência de preços de insumos e de custos de composições de serviços pelo Decreto 7983/2013 (Critérios para orçamento de referência) e pela Lei 13.303/2016 (Lei das Estatais), para obras e serviços de engenharia executados com recursos da União. Nos relatórios estão presentes diversas composições de custos, disponibilizados mensalmente e por unidade da Federação (BRASIL, 2019).

As composições aferidas dispõem de Cadernos Técnicos contendo os itens considerados para cada serviço, suas características, critérios adotados para quantificação na aferição, além das normas e bibliografias pertinentes (BRASIL, 2019).

Destaca-se que a utilização de outras fontes no caso de inviabilidade de uso das referências disponíveis no SINAPI é permitida, podendo-se adotar especificidades locais ou de projeto na elaboração de composições de custo unitário, demonstrando a pertinência dos ajustes em relatório técnico elaborado por profissional habilitado (BRASIL, 2019).

A Tabela de Composições e Preços para Orçamentos – TCPO é também uma referência para a engenharia de custos no Brasil, produzida pelo departamento de engenharia da PINI. A base de dados da TCPO conta com inúmeras composições de serviços, índices e preços, destinados a engenheiros civis, arquitetos, orçamentistas e etc. (PINI, 2019).

Atualmente, em todo o mundo, o problema da construção de edifícios com maior economia de recursos obriga os responsáveis pelo desenvolvimento da construção a procurarem soluções que conduzam a melhores resultados (ASEED, 1986).

A racionalização do processo de construção depende fundamentalmente dos projetos, sendo, portanto, necessário um grande esforço direcionado à elaboração destes, no sentido das simplificações que facilitem a minimização dos custos de produção. As soluções de projetos não devem se fixar somente sobre os custos diretos referentes à matéria-prima, fabricação e montagem ou mesmo sobre custos indiretos despendidos no próprio projeto. Um projeto bem elaborado deverá conter também a análise dos benefícios indiretos, decorrentes dos aumentos de produtividade trazidos pelas soluções mais padronizadas (ASEED, 1986).

Para cada caso, as características da escolha podem variar, principalmente sob os aspectos regionais de materiais e mão de obra. Porém, ressalta-se que são estes aspectos que devem ser tratados com muita atenção e cuidado nesta fase, atentando-se também a incompatibilidades com outros projetos, que ocasionam soluções subótimas e custos adicionais (ASEED, 1986).

Os dados de levantamento de quantitativos e fichas de composição unitárias, usados na elaboração de orçamentos detalhados, são de vital importância, pois servirão para os cálculos de dimensionamento das equipes. Ficam nesta fase de projeto, portanto, definidos os totais de homem-hora por subsistema a ser executado, bem como um tempo máximo para sua execução, tendo sempre em mente os limites de recursos de mão de obra, equipamentos e materiais (ASEED, 1986).

3 METODOLOGIA

3.1 DEFINIÇÃO E VALIDAÇÃO DO SOFTWARE

Utilizou-se em todas as modelagens o *software* TQS Pleno v21 com todos os critérios *default*, os quais seguem as diretrizes da NBR 6118:2014.

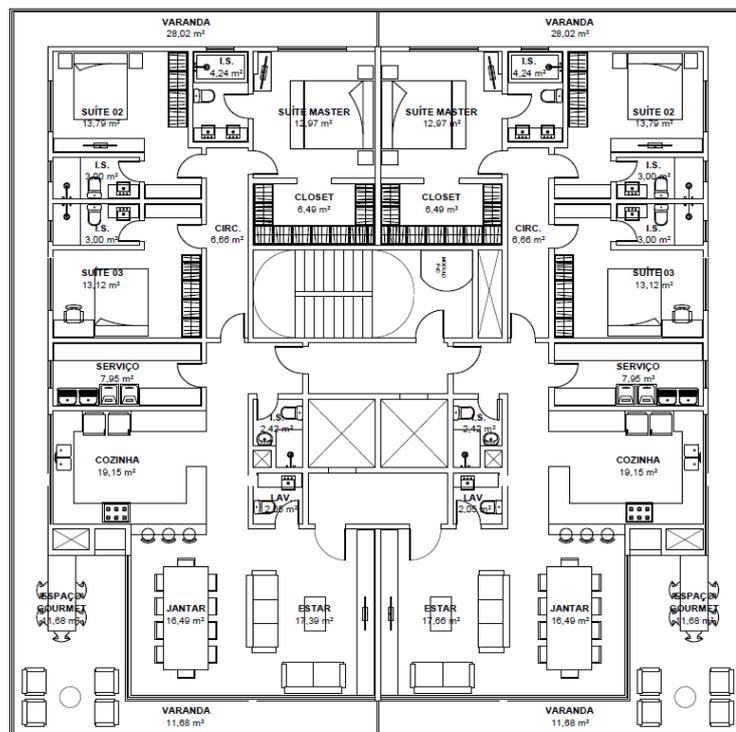
Destaca-se que se optou pelo uso deste programa devido à sua aplicação em estruturas reticuladas, além da existência do recurso de protensão com monocordoalhas engraxadas.

3.2 DEFINIÇÃO DO PAVIMENTO TIPO

O pavimento Tipo, ilustrado na Figura 75, foi definido considerando o critério de pertencer a um projeto arquitetônico de edifício residencial de médio porte. A área total a ser construída por pavimento Tipo (desconsiderando-se as áreas de elevador e *shafts*) equivale a 445,79 m² (5.349,48 m² de área total), o pé-direito de piso a piso mede 3,00 m e há doze repetições.

Destaca-se que se optou por não verificar possíveis interferências com os demais pavimentos do edifício neste trabalho.

Figura 75 – Planta baixa do pavimento Tipo



Fonte: Absolutta Construtora e Incorporadora (s/d)

3.3 MODELAGEM COMPUTACIONAL DO PAVIMENTO

3.3.1 Características gerais

Para o modelo do sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado foi adotada resistência característica $f_{ck} = 30$ MPa, enquanto que para os demais modelos em concreto protendido, $f_{ck} = 35$ MPa. A classe de agressividade ambiental foi considerada para todos como Classe II, conforme Tabela 1.

Tabela 1 – Características gerais dos modelos

Sistema estrutural	Resistência característica (MPa)	Classe de agressividade ambiental
Laje maciça convencional em concreto armado	30	II
Laje lisa em concreto protendido	35	II
Laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido	35	II
Laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido	35	II

Fonte: Autor (2019).

3.3.2 Concepção estrutural

A concepção estrutural do pavimento Tipo foi realizada respeitando a sequência dos elementos pilares, vigas e lajes.

Os pilares foram lançados procurando não interferir com a arquitetura do pavimento Tipo. Suas dimensões iniciais foram determinadas por meio de relações de pré-dimensionamento, conforme Equação (9):

$$A = \frac{A_i \cdot N \cdot Q \cdot CS}{f_{ck}} \quad (9)$$

As variáveis envolvidas no cálculo podem ser visualizadas no Quadro 5:

Quadro 5 – Variáveis envolvidas em pré-dimensionamento de pilar

A	Área da seção transversal do pilar em cm ² .
A_i	Área de influência do pilar em m ² , definida como a área do polígono formado pelos pontos médios das distâncias aos apoios adjacentes.
N	Número de pavimentos acima do lance do pilar.
Q	Carregamento total na laje em toneladas-força (tf), composto pelos carregamentos de peso próprio, permanente e acidental.
CS	Coefficiente de majoração, definido pela situação estrutural do pilar, sendo adotado 1,8 para pilares interno, 2,2 para pilares intermediários e 2,5 para pilares de canto.
F_{ck}	Resistência característica do concreto, em tf/cm ² .

Fonte: Adaptado de Pinheiro (2003)

Os vãos recomendados entre os pilares são dependentes do tipo de sistema estrutural. Entretanto, para simplificação das comparações, foram adotadas as mesmas posições e mesmas dimensões de pilares para os quatro sistemas, apresentando vãos entre 5,50 a 7,25 m.

As vigas foram lançadas com largura conforme espessura das paredes do projeto arquitetônico e a altura pré-dimensionada como 10% do vão L entre apoios.

As lajes, por sua vez, foram lançadas com alturas em função dos vãos principais. A Tabela 2 a seguir indica as relações que foram utilizadas:

Tabela 2 – Relações de pré-dimensionamento para lajes por sistema estrutural

Sistema estrutural	Altura (cm)
Concreto armado convencional	L/40
Laje plana em concreto protendido	L/45
Laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido	L/30
Laje nervurada bidirecional com capitéis	L/30

Fonte: Autor (2019).

Destaca-se que, nos modelos de laje plana e laje nervurada em concreto protendido, as vigas dos núcleos de elevador e escada foram lançadas com dimensões maiores do que as propostas pelos pré-dimensionamentos, assim como os pilares, a fim de melhorar o desempenho

da estrutura quanto à estabilidade global e deslocamentos horizontais, conforme indicada a necessidade no Item 2.1.2 deste trabalho.

3.3.3 Lançamento dos cabos de protensão

Nos modelos que consideraram concreto protendido, uma vez finalizada a concepção estrutural, foi realizado o lançamento dos cabos de protensão na laje, seguindo os métodos indicados no Referencial Bibliográfico – Método das Cargas Balanceadas e Método das Faixas – com o auxílio das ferramentas RPU e RTE, cujas funcionalidades foram previamente descritas no Item 2.5.1 deste trabalho. O cabo adotado consiste na cordoalha CP-190 RB com 12,7 mm, cujas características foram apresentadas através da Figura 27.

Foram adotados dois parâmetros iniciais para a análise dos lançamentos: tensão média na seção transversal e perfil do cabo. A tensão média foi estipulada como sendo maior ou igual a 1 MPa, conforme item 20.3.2 da NBR 6118:2014, e o perfil do cabo acompanhou, na medida do possível, a forma do diagrama de momentos fletores médios, indicada pela curva de cor vermelha, ilustrada na Figura 44.

Destaca-se que as perdas imediatas na força de protensão foram calculadas automaticamente pelo *software* TQS Pleno v21, sendo a acomodação das ancoragens considerada com valor de 10 mm, o coeficiente de atrito aparente μ com valor de 0,05 e o coeficiente de perda por metro por curvaturas não intencionais k com valor de 0,0035 – todos valores *default* apresentados pelo programa. Em contrapartida, as perdas progressivas não foram calculadas pelo *software* TQS Pleno v21, mas sim estimadas com um valor percentual, o qual foi adotado como 15%.

Quadro 6 – Resumo das características gerais para a modelagem da protensão.

Critério	Descrição
Cordoalha adotada	Cordoalha CP 190RB, bitola de 12,7 mm.
Perdas imediatas de força de protensão	Calculadas automaticamente pelo <i>software</i> TQS Pleno v21. Adotados os valores <i>default</i> do programa para os critérios de protensão não-aderente.
Perdas progressivas de força de protensão	Estimadas pelo <i>software</i> com um valor percentual. Adotado o valor de 15%.

Fonte: Autor (2019)

Em relação ao traçado dos cabos em planta, este foi do tipo concentrado-distribuído no modelo do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto

protendido, e do tipo distribuído-distribuído para os dois outros sistemas que incluíram protensão.

3.3.4 Verificações quanto aos Estados Limites

A fim de garantir a segurança e desempenho das estruturas modeladas, foram realizadas as verificações quanto aos estados limites pelas rotinas de cálculo do *software* TQS Pleno v21.

Os carregamentos considerados nas modelagens seguiram os indicados na NBR 6120:1998 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, sendo adotados os valores expostos no Quadro 7:

Quadro 7 – Descrição dos carregamentos adotados nos modelos

Elemento estrutural	Descrição
Vigas	Adotada uma carga distribuída permanente de alvenaria considerando blocos de concreto de 19 cm, cuja intensidade vale 0,32 tf/m ² . Esta carga foi multiplicada pela altura da parede de alvenaria suportada, calculada como sendo o pé-direito do pavimento menos a altura da viga do pavimento imediatamente superior acima da alvenaria.
Lajes	Adotada uma carga distribuída permanente de 0,10 tf/m ² e acidental de 0,15 tf/m ² . Nas regiões onde havia alvenaria, considerou-se uma carga distribuída igual ao caso das vigas, sendo considerada como altura das paredes, entretanto, o pé-direito do pavimento. Nas regiões de parapeito de sacada, foi considerada uma carga permanente de 0,15 tf/m.

Fonte: Autor (2019)

3.3.4.1 Estado Limite Último

3.3.4.1.1 Modelo em concreto armado

Todos os elementos estruturais foram verificados quanto à capacidade resistente. Nos casos em que houve a impossibilidade de algum elemento estrutural ser dimensionado ou detalhado, este foi analisado separadamente e, se necessário, teve suas dimensões alteradas.

Objetivando validar os resultados apresentados pelo *software* TQS Pleno v21, foi realizada uma comparação entre o resultado de dimensionamento apresentado por um cálculo manual e o resultado de dimensionamento proveniente do *software*, cujos resultados podem ser visualizados no APÊNDICE K – VALIDAÇÃO DA VERIFICAÇÃO DE ELU: ESGOTAMENTO DA CAPACIDADE RESISTENTE.

3.3.4.1.2 Modelos em concreto protendido

Foram verificados os estados limites no Ato da Protensão e no Tempo Infinito, para todas as lajes dos modelos. Nos casos em que houve impossibilidade de lançamento da protensão devido ao não atendimento dos estados limites, este foi revisto.

Objetivando validar os resultados apresentados pelo *software* TQS Pleno v21, foi realizado um cálculo manual das tensões obtidas em uma viga no ato da protensão e uma posterior comparação com os resultados apresentados pelo *software*, cujos resultados podem ser visualizados no APÊNDICE L - VALIDAÇÃO DA VERIFICAÇÃO DE ELU: ATO DA PROTENSÃO.

3.3.4.2 Estado Limite de Serviço

3.3.4.2.1 Modelo em concreto armado

Foi verificado o Estado Limite de Serviço de Deformações Excessivas quanto ao limite de deslocamento sensorial-visual e efeitos em elementos não estruturais para alvenaria, utilizando as combinações de ações indicadas pela NBR 6118:2014, através da grelha equivalente gerada para cada modelo estrutural.

3.3.4.2.2 Modelos em concreto protendido

Foram verificados os Estados Limites de Deformações Excessivas quanto ao limite de deslocamento sensorial-visual, efeitos em elementos não estruturais para alvenaria e quanto à abertura de fissuras, devido à consideração de protensão parcial nos modelos.

3.4 CÁLCULO DOS CUSTOS DIRETOS

Inicialmente, foram extraídas diretamente do *software* TQS Pleno v21 as informações de quantitativos dos serviços para cada modelo. A quantidade total de materiais e mão de obra foi considerada para um ciclo de produção de 12 pavimento Tipo executados em 60 dias úteis, com jornada de trabalho de 8 horas por dia, totalizando, portanto, aproximadamente 89,00 m²/dia de produtividade, conforme Quadro 8:

Quadro 8 – Características gerais do ciclo de produção adotado

Número total de pavimentos Tipo	12 pavimentos.
Ciclo de produção	Uma laje concretada a cada 5 dias úteis, equivalendo a 12 lajes em 60 dias úteis.
Duração da jornada de trabalho	8 horas trabalhadas por dia.
Produtividade estimada do ciclo	89,00 metros quadrados por dia útil.

Fonte: Autor (2019)

3.4.1 Custos diretos de materiais

Para o cálculo do custo direto dos materiais, foram utilizadas composições de custo unitário, considerando os quantitativos de serviços obtidos diretamente do *software* TQS Pleno v21. Nestas composições, as quantidades de materiais necessárias à execução dos serviços foram multiplicadas pelos índices de consumo de materiais (CUM) e pelos respectivos custos unitários, ambos obtidos das tabelas do SINAPI e TCPO, referentes ao mês de fevereiro de 2019.

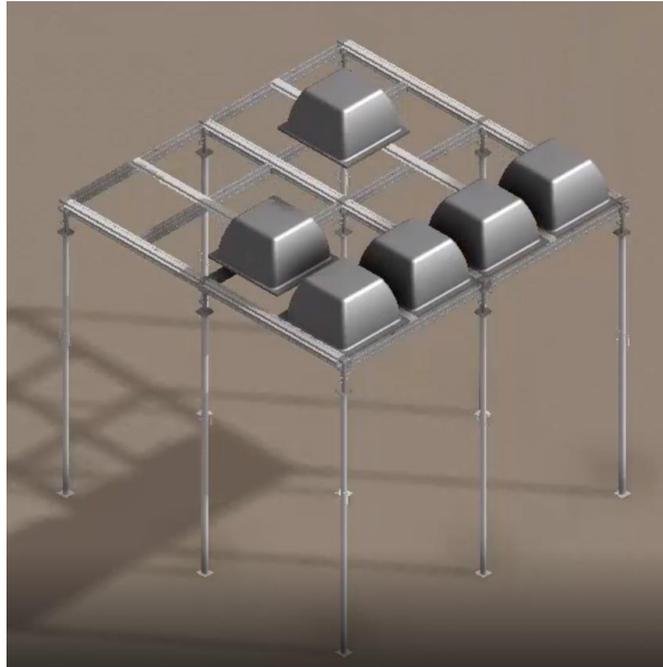
Para o sistema de escoramentos, adotaram-se escoras metálicas para vigas e lajes. Ressalta-se que para os sistemas de laje nervurada, foi utilizado o sistema de escoramento específico da empresa ATEX® (ver Figura 76), o qual permite apoiar as fôrmas plásticas diretamente sobre vigas primárias e secundárias do cimbramento.

Destaca-se que foi adotado, para o sistema de laje maciça convencional em concreto armado, o tempo de escoramento de 21 dias corridos, resultando na compra de 6 jogos de escoramentos de vigas e lajes, devido à velocidade de produção considerada neste trabalho. O tempo de aluguel foi tomado como os 60 dias úteis de produção somados aos 22 dias de finais de semana, mais 21 dias após a concretagem da 12ª laje. Em contrapartida, para os sistemas estruturais em concreto protendido, o tempo de escoramento adotado foi de 7 dias corridos, resultando na compra de 2 jogos de escoramentos. Este tempo reduzido de escoramento é devido à aplicação da protensão, a qual suporta uma parcela da carga permanente da estrutura. O tempo de aluguel foi tomado como os 60 dias úteis, somados aos 22 dias de finais de semana, mais 7 dias após a concretagem da 12ª laje. A devolução dos jogos de escoramentos foi adotada como sendo um evento único.

Para o detalhamento das lajes, optou-se, para os sistemas de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido e laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido, a adoção de telas soldadas nervuradas ArcelorMittal® (Figura

77) para a armação negativa, e barras de aço convencionais para a armação positiva, com eventuais reforços de barras de aço onde necessário. Para o sistema de laje lisa em concreto protendido, foi utilizada a tela soldada nervurada tanto para a armação negativa quanto para a armação positiva, também com eventuais reforços de barras de aço onde necessário. No caso do sistema de laje maciça convencional em concreto armado, adotaram-se as barras de aço tanto para a armação negativa quanto positiva.

Figura 76 – Sistema de escoramento ATEX® para sistemas estruturais de laje nervurada



Fonte: Adaptado de Atex Brasil (2017)

Figura 77 – Telas soldadas nervuradas



Fonte: Arcelormittal (20--)

Todas as composições e considerações relacionadas aos materiais utilizadas neste trabalho foram expostas nos APÊNDICES C ao F.

3.4.2 Custos diretos de mão de obra

Para o cálculo do custo direto da mão de obra foram também utilizadas composições de custo unitário. Inicialmente foram calculadas as horas demandadas dos profissionais (1) carpinteiros e ajudantes, (2) armadores e ajudantes de armadores e (3) pedreiros e serventes para realizar os serviços considerados, multiplicando a quantidade de serviço pelos índices de produtividade (RUP) dos profissionais envolvidos. Em seguida, multiplicaram-se as horas demandadas dos profissionais pelos respectivos custos unitários, com a consideração de 114,03% de encargos sociais. Os índices de produtividade e os custos unitários foram obtidos das tabelas do SINAPI e da TCPO referente ao mês de fevereiro de 2019.

Destaca-se que para o caso de protensão não foi possível encontrar uma composição unitária contendo as quantidades de homem-hora necessárias à produção de determinada quantidade de serviço. Entretanto, adotou-se um custo fixo por kg de aço para a mão de obra do serviço de protensão, baseado em um orçamento de uma obra já executada, de características similares.

Todos os valores relacionados à mão de obra utilizados neste trabalho foram expostos nos APÊNDICES G ao J.

O Quadro 9 a seguir apresenta as descrições dos serviços considerados.

Quadro 9 – Descrição dos serviços considerados

Serviço	Descrição
Fôrmas	Fabricação, montagem e desmontagem para fôrmas de madeira, considerando 12 reaproveitamentos; montagem e desmontagem para fôrmas plásticas. Mão de obra considerada para o serviço dos dois tipos de fôrma. Escoramento não incluso.
Aço passivo	Corte, dobra e montagem.
Concreto	Lançamento, adensamento e acabamento.
Protensão	Protensão de cordoalha engraxada CP 190-RB 12,7 mm. Lançamento dos cabos nas formas, fixação das ancoragens ativas na forma, posicionamento das armaduras de protensão, pré-blocagem das ancoragens passivas. Fornecimento de acessórios e instalação completa

Fonte: Autor (2019)

4 RESULTADOS

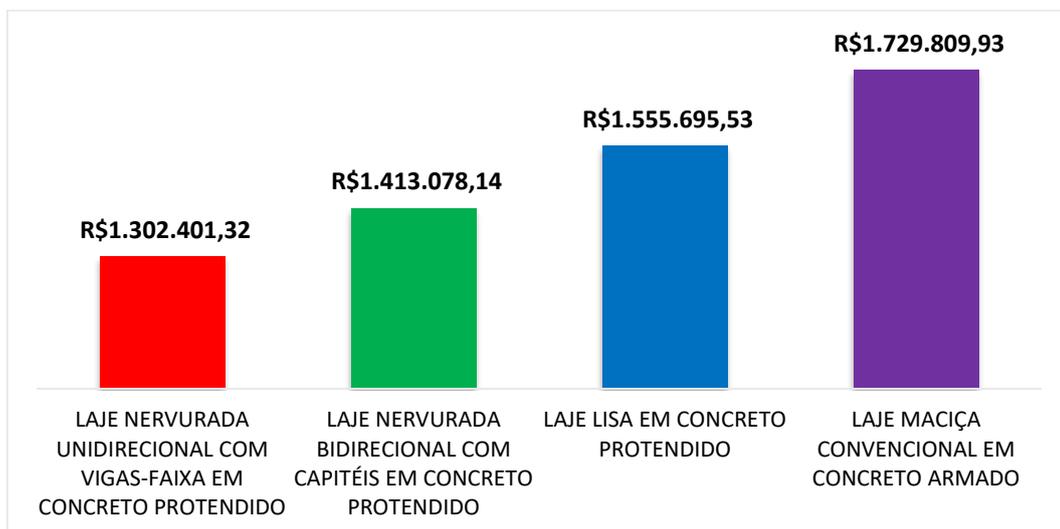
Foram modelados, por meio do *software* TQS Pleno v21, quatro sistemas estruturais para a laje de um pavimento Tipo de um edifício residencial, o qual possuía 12 repetições e prazo de execução de 60 dias úteis. Em seguida, foram comparados os custos diretos globais, dos materiais e da mão de obra de cada um destes sistemas.

Os dados de quantitativos dos serviços e índices de consumo de serviços obtidos para cada sistema estrutural encontram-se no APÊNDICE A – Dados de quantitativos de materiais e APÊNDICE B – Índice de consumo de serviços relacionados aos materiais, respectivamente.

4.1 CUSTOS DIRETOS GLOBAIS

O sistema estrutural que apresentou o menor custo direto global, para o projeto arquitetônico definido, foi o sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido (R\$ 1.302.401,32), seguido dos sistemas de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido (R\$ 1.413.078,14), laje lisa em concreto protendido (R\$ 1.555.695,53) e laje maciça convencional em concreto armado (R\$ 1.729.809,93), conforme Gráfico 1.

Gráfico 1 – Custo direto global por sistema estrutural

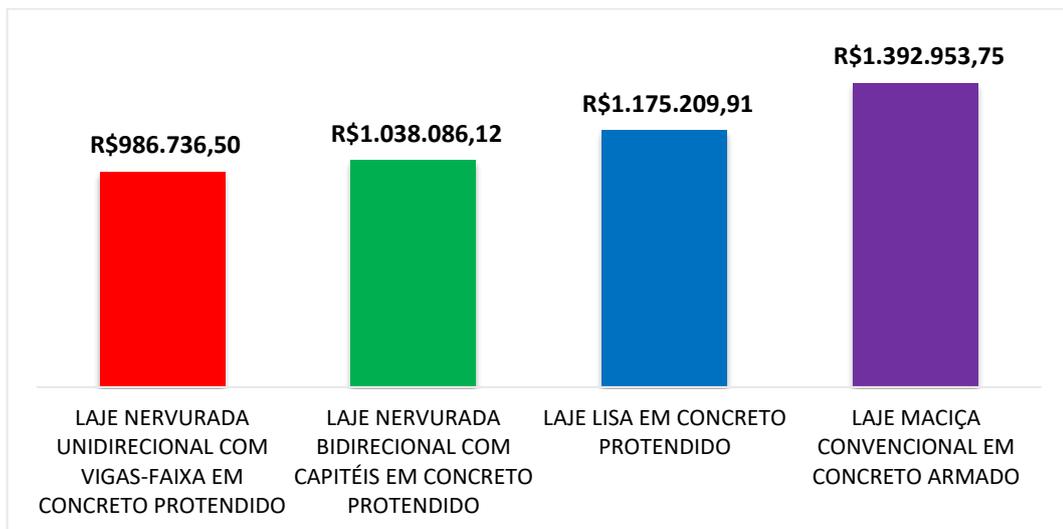


Fonte: Autor (2019)

4.2 CUSTOS DIRETOS DE MATERIAIS

O sistema que apresentou o menor custo direto referente aos materiais foi o sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido (R\$ 986.763,50), seguido dos sistemas de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido (R\$ 1.038.086,12), laje lisa em concreto protendido (R\$ 1.175.209,91) e laje maciça convencional em concreto armado (R\$ 1.392.953,75), conforme Gráfico 2.

Gráfico 2 - Custo direto de material por sistema estrutural

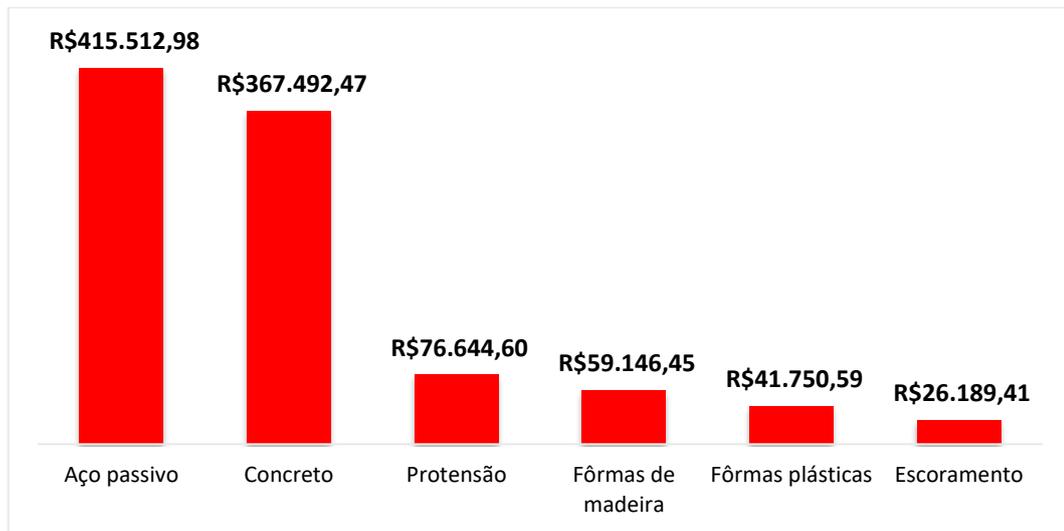


Fonte: Autor (2019)

4.2.1 Custo direto de materiais do sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido

Para o sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido, foi observado que a maior parcela de custo direto referente aos materiais pertenceu ao serviço de armação passiva, atingindo R\$ 415.512,98 (42,1%). Os materiais do serviço de concretagem apresentaram a segunda maior parcela, atingindo R\$ 367.492,47 (37,3%), seguido do serviço de protensão com R\$ 76.644,60 (7,8%), fôrmas de madeira com R\$ 59.146,45 (6%), fôrmas plásticas com R\$ 41.750,59 (4,2%) e do escoramento com R\$ 26.189,41 (2,6%), conforme Gráfico 3.

Gráfico 3 – Custo direto de materiais para o sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido

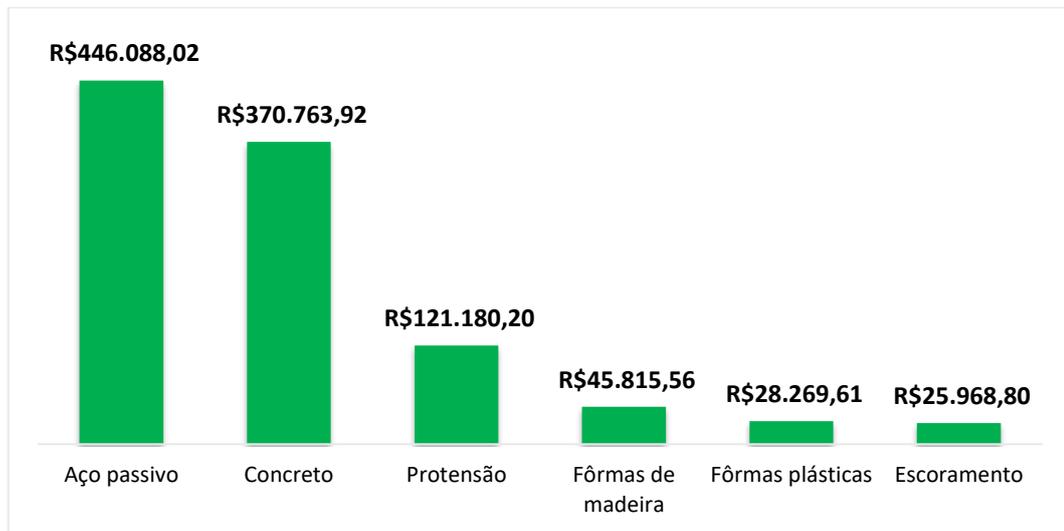


Fonte: Autor (2019)

4.2.2 Custo direto de materiais do sistema de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido

Para o sistema de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido, foi observado que a maior parcela de custos de materiais pertenceu ao serviço de armação passiva, atingindo R\$ 446.088,02 (43%), seguido dos materiais do serviço de concretagem com R\$ 370.763,92 (35,7%), protensão com R\$ 121.180,20 (11,7%), fôrmas de madeira com R\$ 45,815,56 (4,4%), fôrmas plásticas com R\$ 28.268,61 (2,7%) e escoramento com R\$ 25.968,80 (2,5%), conforme Gráfico 4.

Gráfico 4 - Custo direto de materiais para o sistema de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido

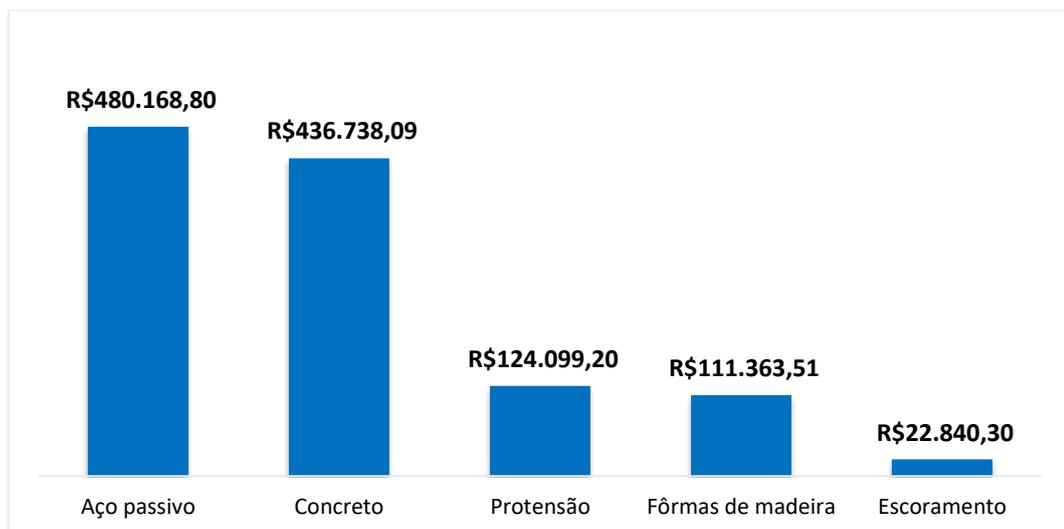


Fonte: Autor (2019)

4.2.3 Custo direto de materiais do sistema de laje lisa em concreto protendido

Para o sistema de laje lisa em concreto protendido, foi observado que a maior parcela de custos de materiais pertenceu ao serviço de armação passiva, atingindo R\$ 480.168,40 (40,9%), seguido dos materiais do serviço de concretagem com R\$ 436.738,09 (37,2%), protensão com R\$ 124.099,20 (10,5%), fôrmas de madeira com R\$ 111.363,11 (9,5%) e escoras com R\$ 22.840,30 (1,9%), conforme Gráfico 5.

Gráfico 5 - Custo direto de materiais para o sistema de laje lisa em concreto protendido

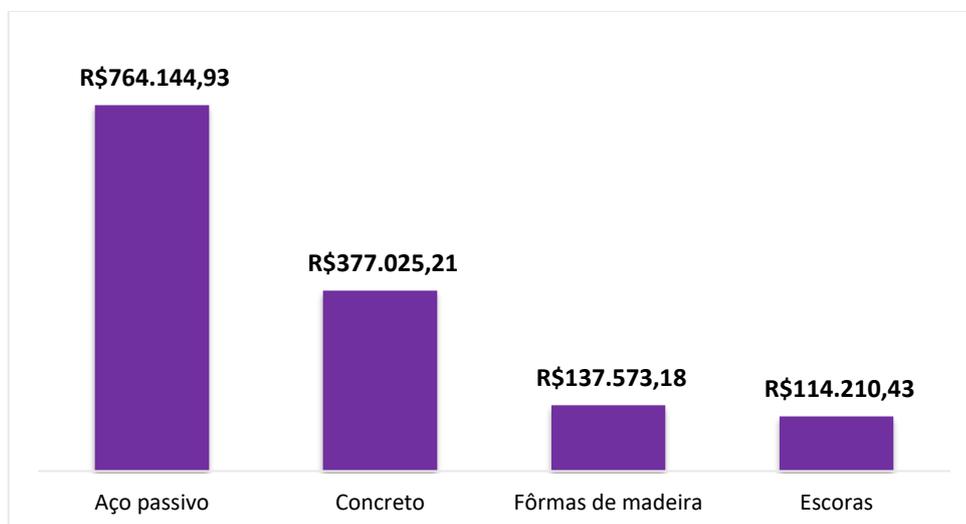


Fonte: Autor (2019)

4.2.4 Custo direto de materiais do sistema de laje maciça convencional em concreto armado

Para o sistema de laje maciça convencional em concreto armado foi observado que a maior parcela de custos de materiais pertenceu ao serviço de armação passiva, atingindo R\$ 764.144,93 (54,9%), seguido dos materiais do serviço de concretagem com R\$ 377.025,21 (27,0%), fôrmas de madeira com R\$ 137.573,18 (9,9%) e escoramento com R\$ 114.210,43 (8,2%), conforme Gráfico 6.

Gráfico 6 – Custo direto de materiais para o sistema de laje maciça convencional em concreto armado

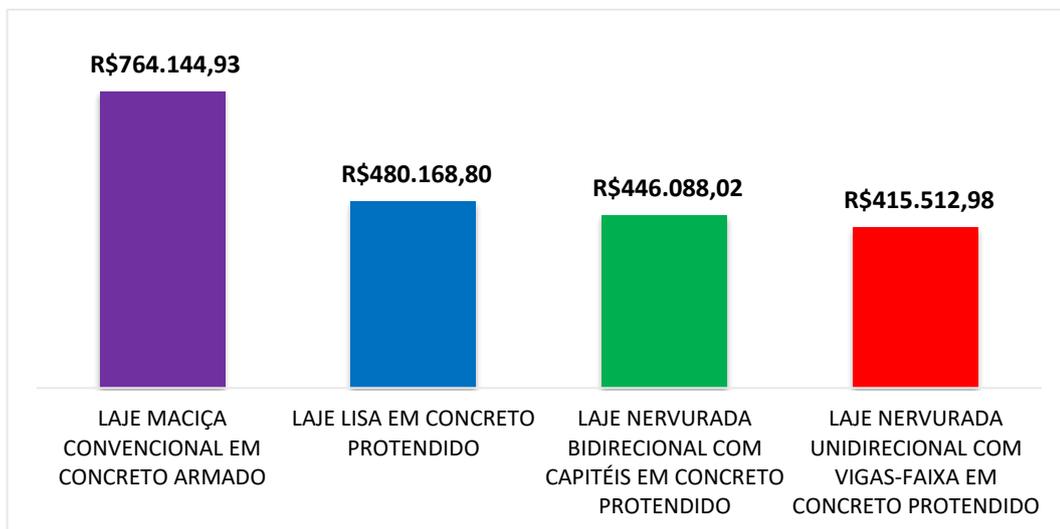


Fonte: Autor (2019)

4.2.5 Comparativo de custo direto de materiais dos serviços entre sistemas estruturais

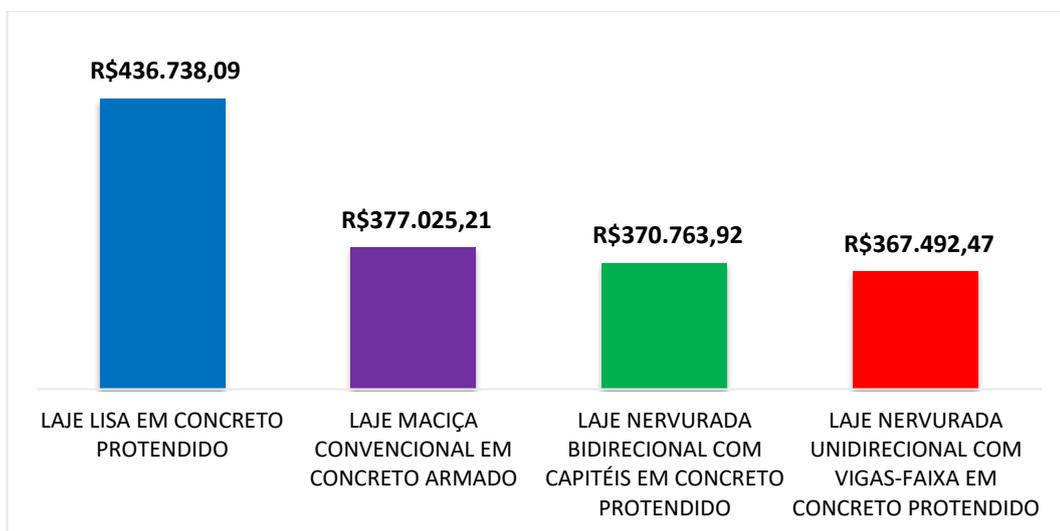
Os Gráficos 7, 8, 9, 10, 11 e 12 a seguir agrupam os custos diretos de materiais dos serviços por sistema estrutural.

Gráfico 7 – Custo direto de materiais do serviço de armação passiva



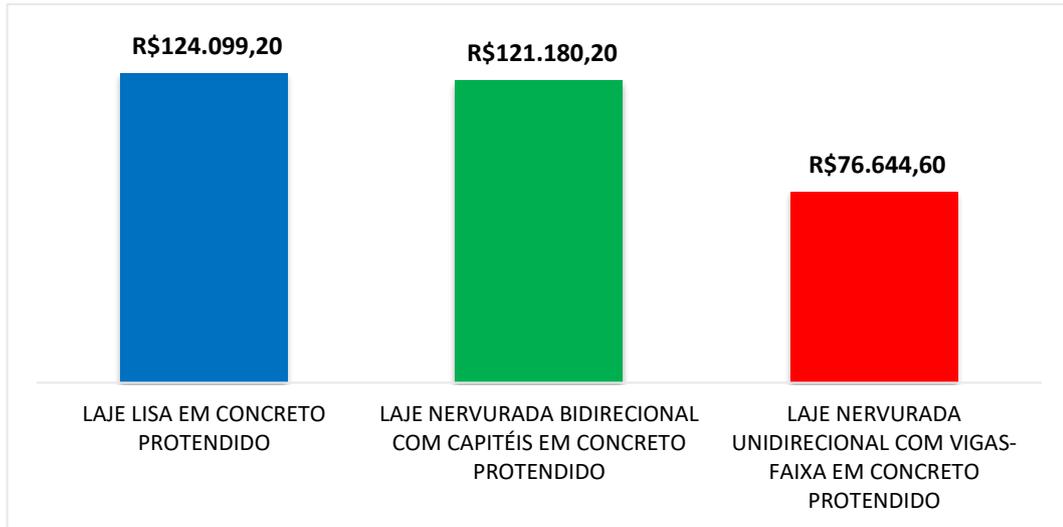
Fonte: Autor (2019)

Gráfico 8 – Custo direto de materiais do serviço de concretagem



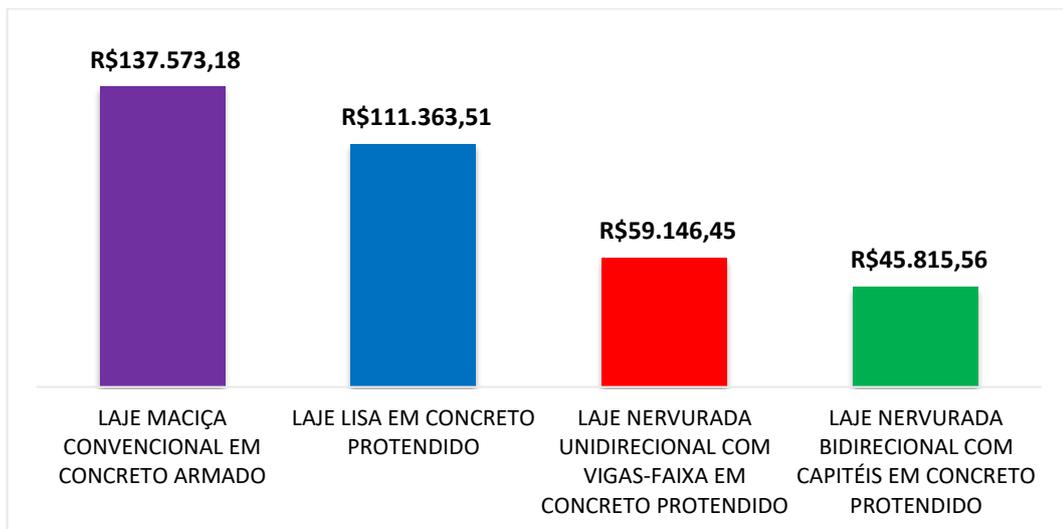
Fonte: Autor (2019)

Gráfico 9 – Custo direto de materiais do serviço de protensão



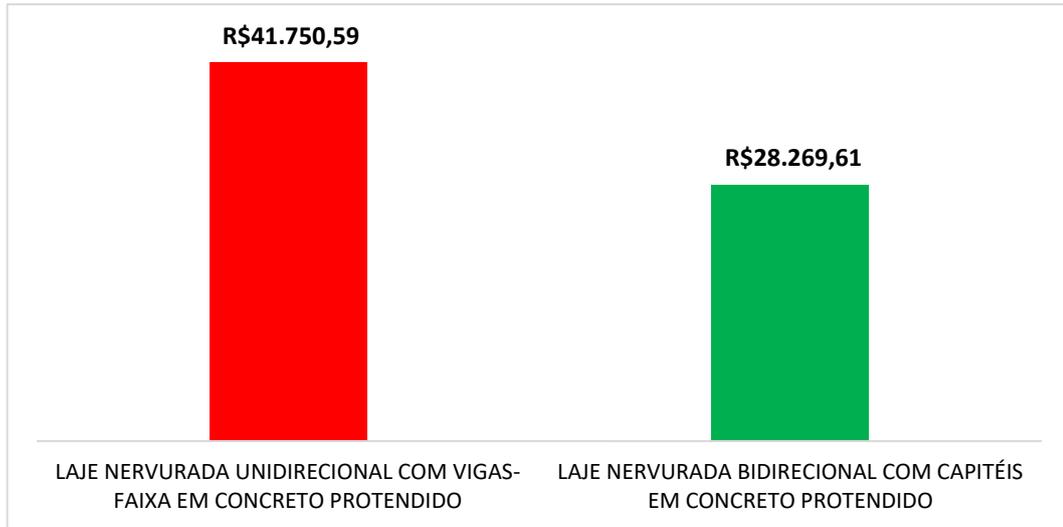
Fonte: Autor (2019)

Gráfico 10 – Custo direto de materiais do serviço de fôrmas (madeira)



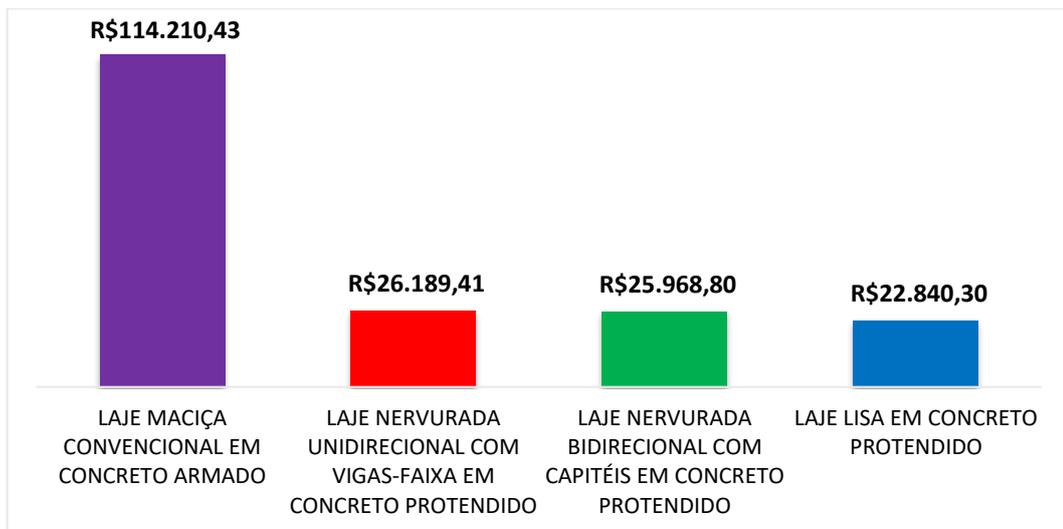
Fonte: Autor (2019)

Gráfico 11 – Custo direto de materiais do serviço de fôrmas (plásticas)



Fonte: Autor (2019)

Gráfico 12 – Custo direto de materiais do serviço de escoramento

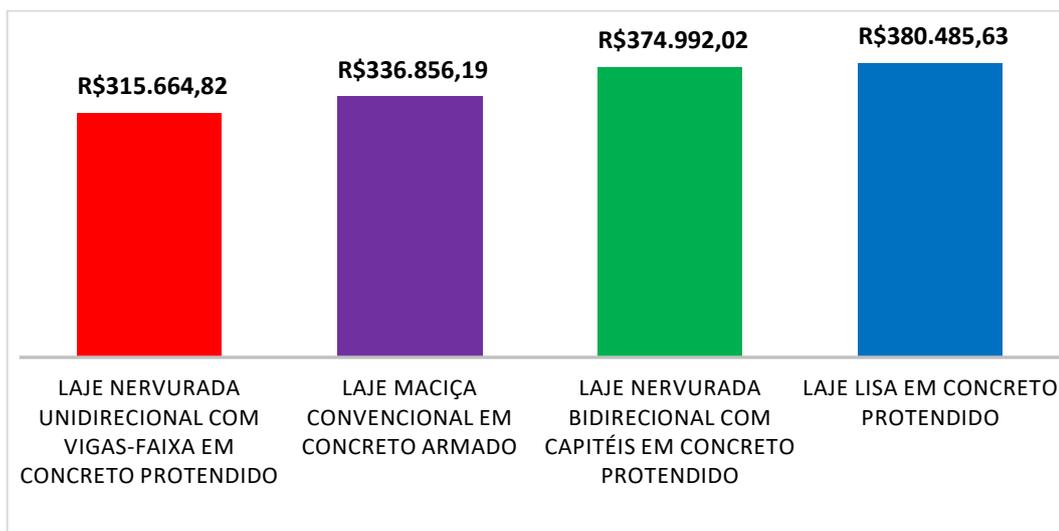


Fonte: Autor (2019)

4.3 CUSTOS DIRETOS DE MÃO DE OBRA

O sistema que apresentou o menor custo direto referente à mão de obra foi o sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido (R\$ 315.664,82), seguido do sistema de laje maciça convencional em concreto armado (R\$ 336.856,19), laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido (R\$ 374.992,02) e laje lisa em concreto protendido (R\$ 380.485,63), conforme Gráfico 13.

Gráfico 13 – Custo direto de mão de obra por sistema estrutural

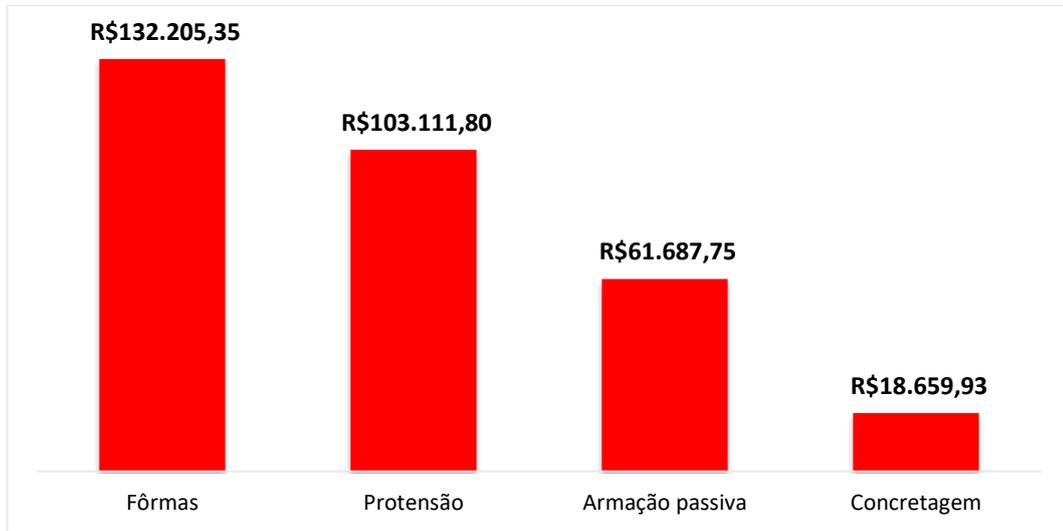


Fonte: Autor (2019)

4.3.1 Custo direto de mão de obra do sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido

Observou-se que no sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido a maior parcela do custo direto pertence ao serviço de fôrmas, atingindo R\$ 132.205,35 (41,9%), seguido do serviço de protensão com R\$ 103.111,80 (32,7%), serviço de armação passiva com R\$ 61.687,75 (19,5%) e serviço de concretagem com R\$ 18.659,93 (5,9%), conforme Gráfico 14.

Gráfico 14 – Custo direto de mão de obra do sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido

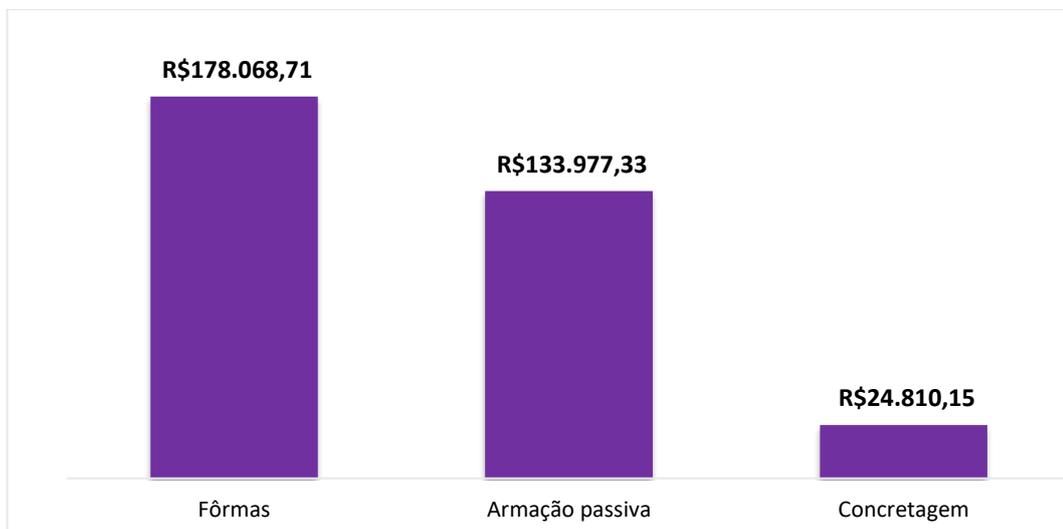


Fonte: Autor (2019)

4.3.2 Custo direto de mão de obra do sistema de laje maciça convencional em concreto armado

Observou-se que no sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado a maior parcela do custo direto de mão de obra pertence ao serviço de fôrmas, atingindo R\$ 178.068,71 (52,9%), seguido do serviço de armação passiva com R\$ 133.977,33 (39,8%) e serviço de concretagem com R\$ 24.810,15 (7,3%), conforme Gráfico 15.

Gráfico 15 - Custo direto de mão de obra do sistema de laje maciça convencional em concreto armado

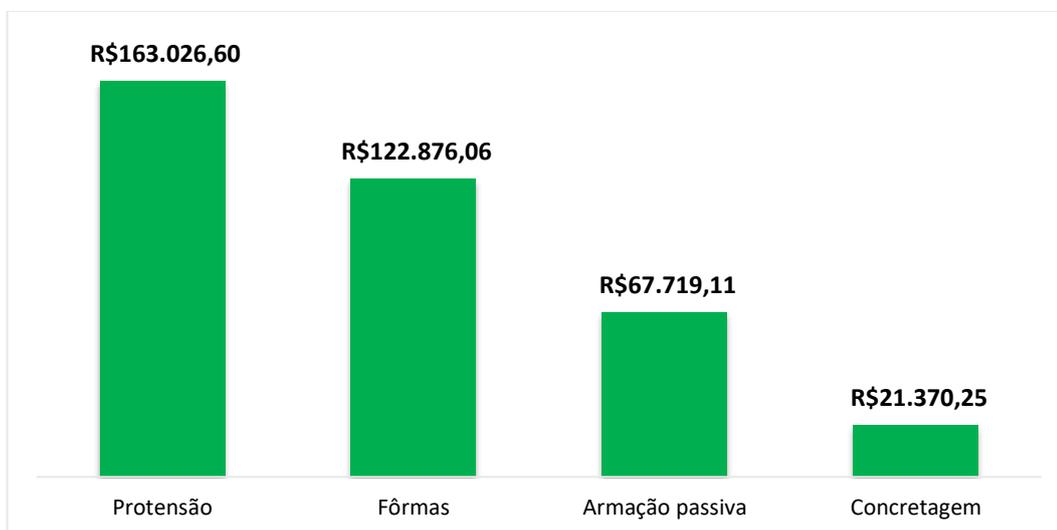


Fonte: Autor (2019)

4.3.3 Custo direto de mão de obra do sistema de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido

Para o sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido, observou-se que o serviço de protensão apresentou o maior custo direto, atingindo R\$ 163.026,60 (43,5%), seguido do serviço de fôrmas com R\$ 122.876,06 (32,8%), serviço de armação passiva com R\$ 67.719,11 (18%) e serviço de concretagem com R\$ 21.370,25 (5,7%), conforme Gráfico 16.

Gráfico 16 - Custo direto de mão de obra do sistema de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido

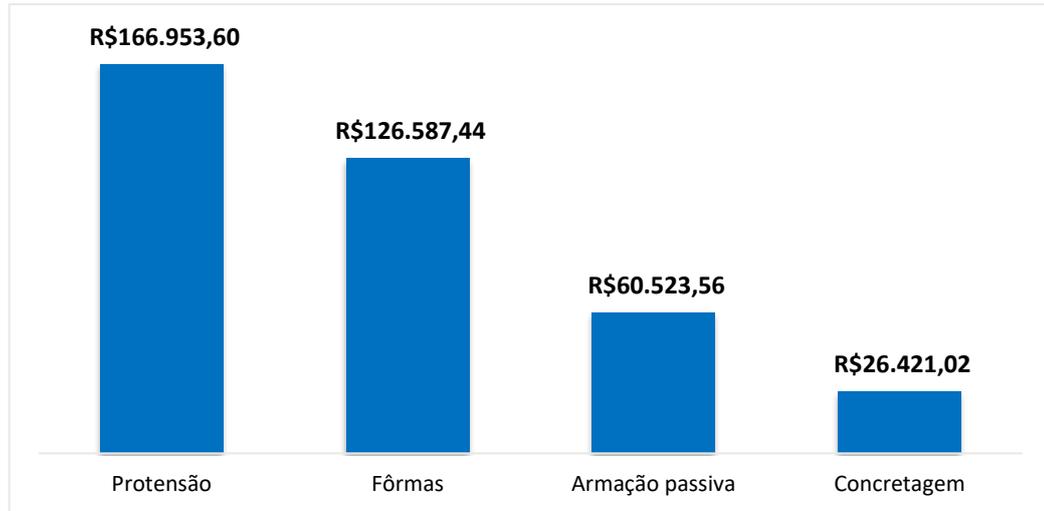


Fonte: Autor (2019)

4.3.4 Custo direto de mão de obra do sistema de laje lisa em concreto protendido

Para o sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido, observou-se um maior custo direto de mão de obra para o serviço de protensão, atingindo R\$ 166.953,60 (43,9%), seguido do serviço de fôrmas com R\$ 126.587,44 (33,3%), serviço de armação passiva com R\$ 60.523,56 (15,9%) e serviço de concretagem com R\$ 26.421,02 (6,9%), conforme Gráfico 17.

Gráfico 17 - Custo direto de mão de obra do sistema de laje lisa em concreto protendido

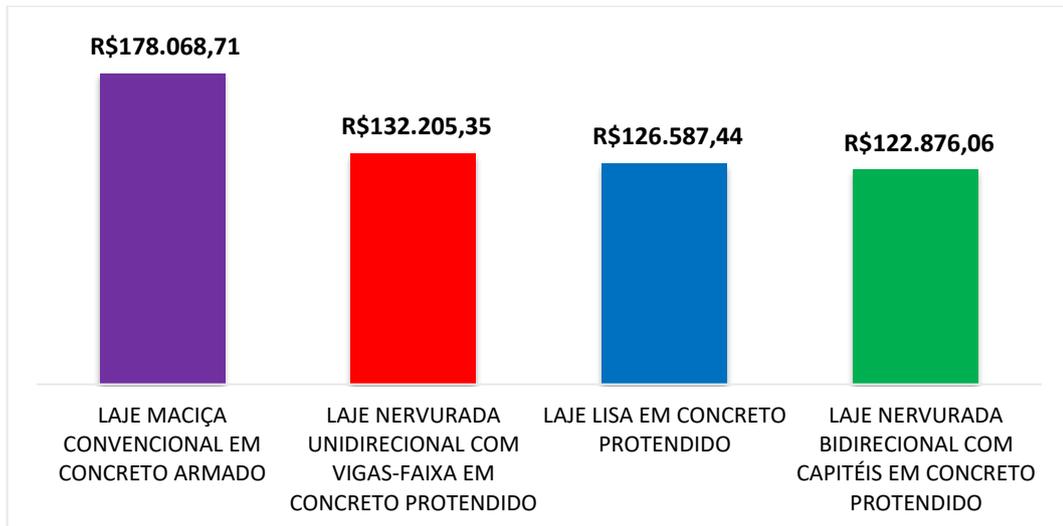


Fonte: Autor (2019)

4.3.5 Comparativo de custo direto de mão de obra dos serviços entre sistemas estruturais

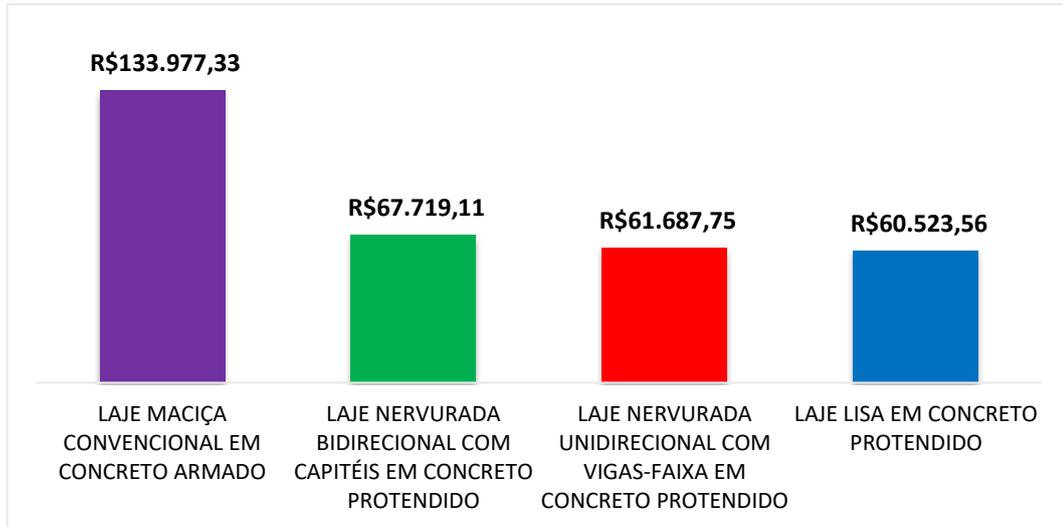
Os Gráficos 18, 19, 20 e 21 a seguir agrupam os custos diretos de mão de obra dos serviços por sistema estrutural.

Gráfico 18 – Custo direto de mão de obra do serviço de fôrmas



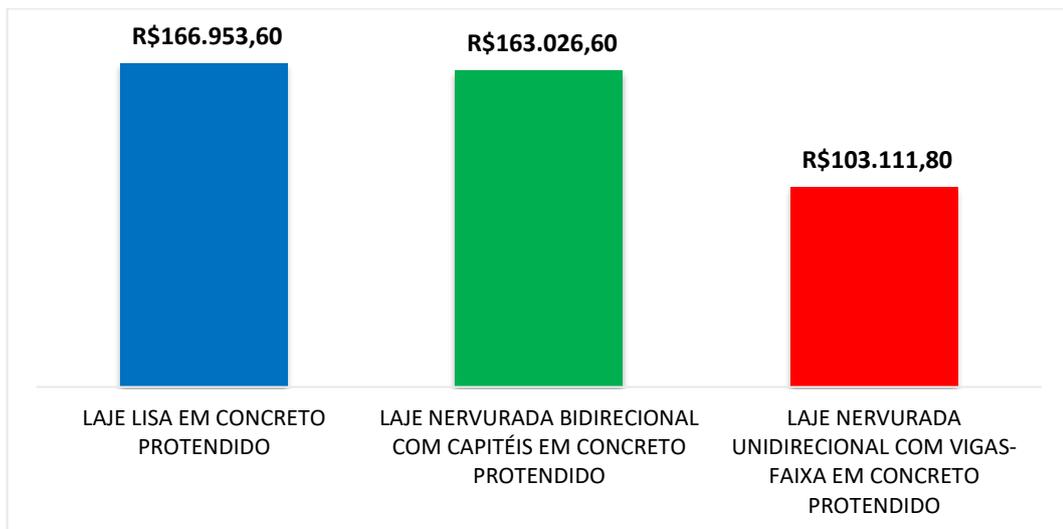
Fonte: Autor (2019)

Gráfico 19 – Custo direto de mão de obra do serviço de armação passiva



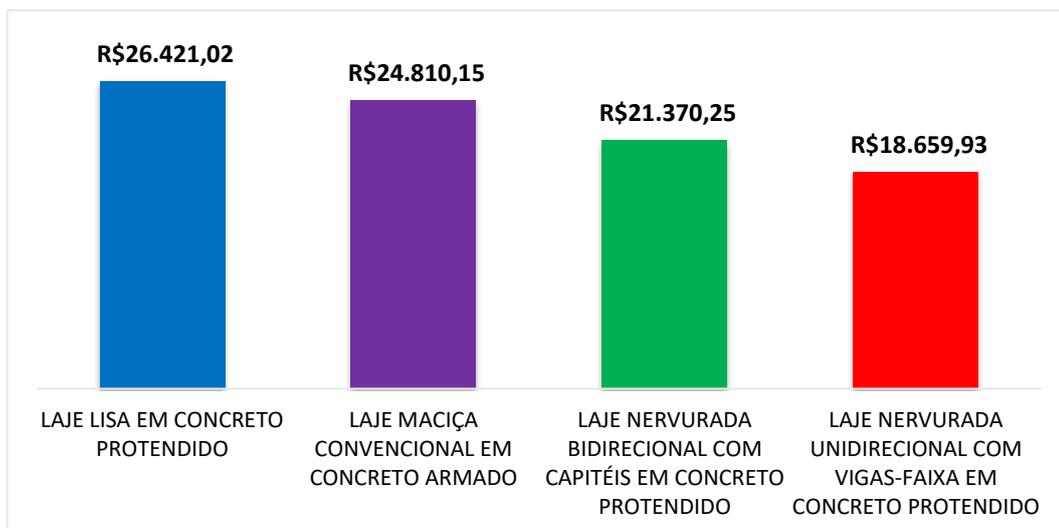
Fonte: Autor (2019)

Gráfico 20 – Custo direto de mão de obra do serviço de protensão



Fonte: Autor (2019)

Gráfico 21 – Custo direto de mão de obra do serviço de concretagem



Fonte: Autor (2019)

5 DISCUSSÃO

No presente trabalho foi possível observar as diferenças entre os custos diretos globais, de materiais e de mão de obra para quatro sistemas estruturais de lajes de concreto armado e concreto protendido para um pavimento Tipo de um edifício residencial.

5.1 SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE NERVURADA UNIDIRECIONAL COM VIGAS-FAIXA EM CONCRETO PROTENDIDO

Este sistema estrutural apresentou o menor custo direto global, assim como o menor custo direto de materiais e de mão de obra.

A influência dos materiais do serviço de escoramento no custo direto final dos materiais mostrou-se pouco impactante. Isto deve-se principalmente a dois fatores: a quantidade de jogos de escoramento necessários a serem alugados e ao tempo de aluguel dos mesmos.

Em relação às fôrmas de madeira, observou-se um valor de índice de consumo deste serviço, em metros quadrados de fôrma por metros quadrados de área estruturada, de 0,61 m²/m², superior apenas ao índice apresentado pelo sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido. Este índice reflete um baixo impacto no custo direto total dos materiais, visto que representa um baixo consumo de fôrmas. É importante destacar que o valor do índice de consumo de fôrmas deste sistema ter resultado inferior a 1,00 foi devido ao sistema de escoramento adotado, o qual torna desnecessária a presença de um assoalho de madeira para a laje. Quanto às fôrmas plásticas, destaca-se que, embora este sistema tenha consumido um menor número de cubetas, o custo referente a este material mostrou-se maior, haja vista que houve a necessidade do aluguel do acessório anulador de nervuras. Ressalta-se que o percentual deste material, em relação ao custo direto dos materiais, resultou relativamente pequeno, principalmente devido ao prazo de sessenta dias úteis proposto para a execução. Como foi considerado o regime de aluguel das fôrmas plásticas, um menor prazo de execução reflete positivamente no custo final.

O custo direto dos materiais do serviço de armação passiva mostrou-se o menor quando comparado aos demais sistemas estruturais propostos, apresentando índice de consumo de 11,69 kg/m², embora seja o serviço de maior impacto no custo direto dos materiais deste sistema. Dois foram os fatores que influenciaram no menor consumo de aço passivo: o aço de protensão não aderente que, além de ser aproximadamente três vezes e meia mais resistente quando comparado ao aço passivo, permite, quando presente, conforme Tabela 19.1 da NBR 6118:2014, reduzir a quantidade mínima de armadura passiva aderente, o que aliado ao sistema de transferência de esforços majoritariamente unidirecional deste sistema, proporciona uma

redução no consumo de aço passivo. É conveniente destacar que uma parcela do consumo de aço passivo é proveniente da armação obrigatória à punção nos casos em que a laje é considerada como parte integrante do sistema de contraventamento, conforme Item 19.5.3.5 da NBR 6118:2014.

Em relação ao custo dos materiais do serviço de protensão, cujo índice de consumo atingiu 2,06 kg/m², observou-se que este também resultou no menor valor entre os sistemas estruturais propostos. Isto deve-se ao modo de distribuição dos cabos em planta, o qual foi adotado como do tipo concentrado-distribuído, reduzindo o consumo de cordoalhas.

Em relação aos materiais do serviço de concretagem, este sistema apresentou o menor custo direto dentre os sistemas, com índice de consumo de 0,197 m³/m². Apesar de ter havido um consumo relativamente baixo de concreto na laje, as vigas-faixa foram responsáveis por grande parte do consumo total; porém, no somatório final, a economia de concreto proveniente dos vazios existentes entre as nervuras, a qual aumenta ainda mais quando utilizados os anuladores de nervura, prevaleceu.

Para a mão de obra, o custo direto do serviço de fôrmas foi o segundo maior dentre os sistemas propostos, tendo alto impacto no custo direto deste sistema. Este valor foi consideravelmente influenciado pela presença das vigas-faixa, pois a RUP para este elemento foi considerada igual às vigas altas convencionais, as quais possuem a menor produtividade dentre os elementos pilar, viga e laje. Entretanto, por ter a execução mais simples, visto que a viga-faixa possui a mesma altura da laje, o índice de produtividade poderia ter sido considerado menor, impactando diretamente na demanda de horas dos profissionais envolvidos e, conseqüentemente, no custo direto final. Por outro lado, é interessante destacar que a RUP considerada para o carpinteiro para a produção das lajes nervuradas com sistema ATEX é inferior à RUP considerada para lajes maciças, impactando de maneira positiva no custo final.

A mão de obra do serviço de protensão resultou no menor custo direto quando comparado aos demais sistemas, haja vista que houve um menor consumo de aço de protensão. Como não foi possível encontrar uma composição que indicasse a produtividade deste serviço, o custo foi balizado apenas pelo consumo de cordoalha, não sendo possível medir as diferenças de horas demandadas dos profissionais para a execução dos diferentes tipos de distribuição dos cabos em planta. A mão de obra do serviço de armação passiva apresentou o segundo menor custo direto, sendo superior apenas ao sistema de laje lisa em concreto pretendido. Isto deve-se à maior quantidade de armação de vigas, as quais, quando comparadas às lajes, possuem RUP maior para uma mesma bitola de aço.

Em relação ao serviço de concretagem, este sistema apresentou o menor custo direto, principalmente devido à RUP do pedreiro e servente para a concretagem da laje nervurada unidirecional ser menor. Entretanto, destaca-se novamente a consideração das vigas-faixa como vigas altas convencionais, o que acarretou um aumento desnecessário na consideração de demanda de horas dos profissionais envolvidos.

5.2 SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE NERVURADA BIDIRECIONAL COM CAPITÉIS EM CONCRETO PROTENDIDO

Este sistema estrutural apresentou o segundo menor custo direto global, segundo menor custo direto dos materiais e terceiro menor custo direto de mão de obra.

A influência do sistema de escoramento no custo direto final dos materiais também se mostrou pouco impactante, assim como no sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido. Isto deve-se aos dois fatores mencionados anteriormente: quantidade de jogos de escoras necessários a serem alugados e tempo de aluguel.

Observou-se, para o serviço de fôrmas de madeira, um valor de índice de consumo de 0,44 m²/m², influenciando pouco no custo direto total dos materiais. Este foi o menor índice obtido dentre os sistemas, pois além das características semelhantes ao sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa, não há a presença das vigas-faixa, possibilitando a redução do consumo e, conseqüentemente, do custo direto. Quanto às fôrmas plásticas, este sistema apresentou um maior número de cubetas e, ainda assim, resultou em um menor custo referente a este material, visto que não há necessidade do aluguel dos anuladores de nervura. O baixo impacto das fôrmas plásticas para este sistema deve-se também ao prazo de execução proposto.

O custo dos materiais do serviço de armação passiva mostrou-se o segundo menor dentre os demais sistemas estruturais propostos, com índice de consumo de 12,31 kg/m² - no qual houve a consideração da armadura obrigatório de punção - sendo influenciado também pela presença do aço de protensão e pelo modo de transferência de esforços da laje, sendo neste caso, bidirecional.

Em relação aos materiais do serviço de protensão, cujo índice de consumo resultou em 3,26 kg/m², observou-se que o custo neste sistema resultou superior ao obtido com o sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa, devido ao maior consumo obtido no modo de distribuição dos cabos em planta, adotado como do tipo distribuído-distribuído.

Para os materiais do serviço de concretagem, observou-se um índice de consumo de 0,198 m³/m², sendo o segundo menor custo dentre os sistemas. Apesar de ter havido um maior consumo de concreto na laje, em relação ao sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa, neste último, como já mencionado, as vigas-faixa foram responsáveis por grande parcela deste material, totalizando um consumo de concreto final similar.

Em relação à mão de obra, o custo direto do serviço de fôrmas foi o menor dentre os sistemas propostos, sendo influenciado principalmente pelos serviços relacionados à laje. Como

a RUP para este elemento é inferior a RUP para as vigas, menos horas de serviço foram demandadas, impactando positivamente no custo final de mão de obra.

A mão de obra do serviço de protensão resultou no segundo maior custo direto quando comparado aos demais sistemas, devido à maior quantidade de aço ativo utilizada, tendo grande influência no custo direto final. A mão de obra do serviço de armação passiva apresentou o terceiro menor custo direto, visto que houve um maior consumo de aço - quando comparado aos outros dois sistemas em concreto protendido, sendo principalmente nas vigas, cujo serviço de armação passiva apresenta produtividade menor quando comparada à produtividade deste serviço para as lajes.

Em relação à mão de obra do serviço de concretagem, este sistema apresentou o segundo menor custo direto, também devido à RUP do pedreiro e servente para a concretagem da laje nervurada bidirecional, superior apenas ao caso da laje nervurada unidirecional.

5.3 SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE LISA EM CONCRETO PROTENDIDO

Este sistema estrutural apresentou o terceiro menor custo direto global, cerca de 20% e 10% superior aos valores obtidos nos sistemas de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido e laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido respectivamente, assim como o terceiro menor custo direto de materiais e o maior custo direto de mão de obra.

O impacto das escoras metálicas no custo direto final dos materiais mostrou-se o menor dentre os sistemas, pois não houve necessidade do uso dos acessórios do sistema de escoramento específico das lajes nervuradas, cujo valor total de aluguel é superior ao valor do aluguel das escoras metálicas convencionais. Destaca-se novamente que o prazo de execução proposto favoreceu um baixo custo de aluguel deste material.

Observou-se, para o serviço de fôrmas de madeira, um valor de índice de consumo de 1,40 m²/m², mostrando-se consideravelmente mais influente no custo direto dos materiais, sendo inferior apenas ao índice do sistema de laje maciça convencional em concreto armado. Este valor foi obtido devido ao maior consumo deste material nas lajes, a qual necessitou obrigatoriamente de um assoalho de madeira.

Observou-se para o serviço de armação passiva que, apesar de ter apresentado um índice de consumo de 11,89 kg/m², similar ao valor apresentado pelo sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa, o custo direto final dos materiais deste serviço mostrou-se o terceiro maior dentre os sistemas estruturais. Isto deve-se à escolha do uso de telas soldadas no detalhamento da laje, as quais foram consideradas para esforços negativos e positivos. Estas telas apresentam custo unitário superior às barras de aço convencionais. É importante ressaltar que a utilização do aço de protensão também favoreceu à redução do consumo deste material, seguindo os mesmos critérios da Tabela 19.1 da NBR 6118:2014 e também houve a consideração da armadura obrigatória de punção neste sistema.

Em relação aos materiais do serviço de protensão, cujo índice de consumo foi de 3,34 kg/m², observou-se que o custo direto neste sistema resultou no maior valor, devido também ao maior consumo ocasionado pelo modo de distribuição dos cabos em planta, adotado como do tipo distribuído-distribuído.

Para o serviço de concretagem, observou-se um índice de consumo de 0,234 m³/m², resultando no maior custo dos materiais obtido dentre os sistemas. Este valor foi observado devido ao grande consumo de concreto na laje, visto que este elemento estrutural deve ter espessura maior neste sistema estrutural.

Em relação à mão de obra, o custo direto do serviço de fôrmas foi o segundo menor dentre os sistemas propostos, sendo superior apenas ao caso do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional em concreto protendido. Apesar da RUP para a laje maciça ter sido considerada como superior à RUP para a laje nervurada, o fato de não possuir grande quantidade de vigas em seu lançamento impactou positivamente no custo direto deste serviço.

A mão de obra do serviço de protensão resultou no maior custo direto quando comparado aos demais sistemas, devido à maior quantidade de aço ativo utilizada, apresentando alto impacto no custo direto final. A mão de obra do serviço de armação passiva, entretanto, apresentou o menor custo direto, devido à utilização das telas soldadas tanto para a armação negativa quanto para a positiva, visto que estas possuem RUP inferiores a determinadas bitolas de aço que foram utilizadas nos outros sistemas.

Em relação à mão de obra do serviço de concretagem, este resultou no maior custo direto, tendo em vista a maior RUP para laje maciça e a maior quantidade de concreto utilizada na laje para este sistema.

5.4 SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE MACIÇA CONVENCIONAL EM CONCRETO ARMADO

Este sistema estrutural apresentou o maior custo direto global dentre os sistemas estruturais propostos, sendo cerca de 31% superior ao sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido, assim como o maior custo direto de materiais e o segundo menor custo direto de mão de obra.

A influência das escoras metálicas no custo direto final dos materiais mostrou-se consideravelmente impactante. Isto deve-se ao tempo de escoramento necessário para este sistema estrutural, adotado como 21 dias, o que tornou necessário a consideração do aluguel de mais jogos de escoras para cumprir o prazo de execução proposto.

Observou-se para o serviço de fôrmas de madeira o maior custo direto dos materiais dentre os sistemas. O índice de consumo obtido foi de $1,73 \text{ m}^2/\text{m}^2$, sendo bastante influenciado pela presença das vigas, sendo esta a principal diferença para o índice obtido no sistema de laje lisa em concreto protendido.

O serviço de armação passiva também apresentou o maior custo direto dos materiais, quando comparado aos demais sistemas propostos. O índice de consumo para este material, cujo valor resultou em $22,76 \text{ kg}/\text{m}^2$ - não englobando, neste caso, armadura de punção obrigatória - foi o maior dentre todos os sistemas estruturais propostos, apresentando as lajes e vigas a maior parcela deste consumo. É importante destacar que nas vigas, além das armaduras longitudinais e transversais, houve também a consideração das armaduras laterais – armadura de pele, devido às alturas consideradas para este elemento, as quais ficaram em torno de 60 e 70 centímetros.

Em relação ao serviço de concretagem, observou-se o segundo maior custo direto dos materiais, mesmo com o custo unitário do metro cúbico de concreto sendo inferior, visto que a resistência característica foi considerada menor. O índice de consumo apresentou o valor de $0,219 \text{ m}^3/\text{m}^2$, inferior ao obtido no sistema de laje lisa em concreto protendido. Apesar das vigas consumirem mais concreto, a espessura reduzida da laje de concreto armado proporcionou, no somatório final, uma economia de concreto quando comparada ao sistema de laje lisa em concreto protendido.

Para a mão de obra, o custo direto do serviço de fôrmas foi o maior dentre os sistemas estudados, sendo impactado diretamente pela quantidade de serviço relacionado às vigas que, como já mencionado, apresentam a menor produtividade dentre os elementos estruturais laje, viga e pilar.

A mão de obra do serviço de armação apresentou também o maior custo direto quando comparado aos demais sistemas estruturais, visto que a quantidade de serviço relacionada ao aço foi bastante considerável, demandando uma significativa quantidade de horas dos profissionais.

Em relação ao serviço de concretagem, este resultou no segundo maior custo direto de mão de obra, sendo similar ao caso do sistema de laje lisa em concreto protendido. Porém, como neste último houve um maior consumo de concreto, as horas demandadas dos profissionais resultaram também superiores.

6 CONCLUSÃO

Em conclusão, para a arquitetura do pavimento Tipo definido, o sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido apresentou o menor custo direto global, em função da economia de materiais - principalmente aço e concreto - e da produtividade dos serviços envolvidos na execução do sistema.

O segundo menor custo direto global foi observado no sistema de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido, que apesar de ter apresentado um alto custo direto de mão de obra – devido ao serviço de protensão - proporcionou também uma economia de aço e concreto.

O terceiro menor custo direto global foi observado no sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido. Este custo mais elevado é devido ao maior consumo de concreto e de aço de protensão, o que influenciou nos custos diretos de material e de mão de obra.

Por fim, o sistema estrutural que apresentou o maior custo direto global foi o sistema de laje maciça convencional em concreto armado. Isto deve-se, além do alto consumo de materiais e mão de obra apresentado neste sistema, à concepção estrutural, visto que, conforme literatura, os vãos entre apoios adotados não são recomendados para este sistema.

Ressalta-se que, apesar de o custo direto ser um fator bastante importante na escolha de um sistema estrutural, outros aspectos também são essências na tomada de decisão.

Os resultados deste trabalho podem contribuir na escolha de um sistema estrutural adequado para determinado pavimento Tipo, sendo possível ponderar quanto aos custos e consumos de material e mão de obra necessários para sua execução. Como os custos unitários, tanto dos materiais quanto da mão de obra, podem variar conforme a localização da obra, torna-se necessária a análise exclusiva do projeto arquitetônico do pavimento Tipo, a fim de tomar a melhor decisão acerca do sistema estrutural a ser escolhido. É importante evidenciar que os custos unitários foram escolhidos para o mês de fevereiro do ano de 2019, para a cidade de Florianópolis – Santa Catarina, sendo necessária também a atualização destes valores quando for realizada nova análise.

Em síntese, espera-se que os resultados deste trabalho possam servir como contribuição e referência a engenheiros projetistas de estruturas na escolha do sistema estrutural mais adequado economicamente.

REFERÊNCIAS

- AALAMI, B. O. **POST-TENSIONED BUILDINGS: Design and Construction**. International Edition, 2014.
- ALBUQUERQUE, A. T.; PINHEIRO, L. M. **Viabilidade econômica de alternativas estruturais de concreto armado para edifícios**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, 2002, n. 19, p. 1-19.
- ARCELORMITTAL, **Catálogo de telas soldadas nervuradas**, 2014.
- ASSED, J. A. **CONSTRUÇÃO CIVIL: Viabilidade, Planejamento e Controle**. S.A., 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- BARBOZA, M. R. **CONCEPÇÃO E ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO**. 2008. 166 f. Relatório Final de Iniciação Científica – Curso de Engenharia Civil, UNESP, São Paulo, 2008.
- Cabetex para escoramento convencional. **ATEX BRASIL**, 2019. Disponível em <<https://www.atex.com.br/pt/formas/laje-nervurada/escoramento/>>. Acesso em: 02 de fev. de 2019.
- CARVALHO, R. C.; RODRIGUES, J. F. F.; FERREIRA, M. A. S. **A UTILIZAÇÃO DA ANALOGIA DE GRELHA PARA ANÁLISE DE PAVIMENTOS DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO**. V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto. 2003, São Paulo.
- CARVALHO, R. C. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 2013. V.2
- CAUDURO, Eng^o E. L. **Manual para a boa execução de estruturas protendidas usando cordoalhas engraxadas e plastificadas**. 2. ed. S/l: Belgo, 20--.
- CAVALCANTE, J.W. L. **ESTUDO DE PUNÇÃO EM LAJES – MODELOS TEÓRICOS E ANÁLISE EM CÓDIGOS COMPUTACIONAIS**. 2016. 66 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.
- CBIC - Câmara Brasileira da Indústria da Construção. **MANUAL BÁSICO DE INDICADORES DE PRODUTIVIDADE NA CONSTRUÇÃO CIVIL**. Vol. 1. Brasília, 2007.

- CHOLFE; L.; BONILHA, L. **Concreto Protendido: Teoria e prática**. São Paulo: Pini, 2013.
- COELHO, J.A. **MODELAGEM DE LAJES DE CONCRETO ARMADO POR ANALOGIA DE GRELHA**. 2000. 220 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.
- COMITÊ TÉCNICO CONJUNTO ABECE/IBRACON. **ABNT NBR 6118:2014 – Comentários e Exemplos de Aplicação**. São Paulo, 2015
- CORRÊA, R. M.; NAVEIRO, R. M. **Importância do ensino da integração dos projetos de arquitetura e estrutura de edifícios: fase de lançamento das estruturas**. s/d., 5p.
- EMERICK, A. A. **Projeto e Execução de Lajes Protendidas**, Rio de Janeiro: Interciência, 2005.
- FRANCO, M. **Concreto Protendido em Edifícios: Problemas Particulares**, Rio de Janeiro, Interciência 2002.
- GOLDMAN, P. **Introdução ao Planejamento e Controle de Custos na Construção Civil Brasileira**. 4a ed. São Paulo: Pini, 2004.
- GRAFF, S. **ANÁLISE COMPARATIVA DE SISTEMAS ESTRUTURAIS COMPOSTOS POR VIGAS E LAJES MACIÇAS OU NERVURADAS EM EDIFÍCIOS**. 2015. 124 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.
- LEONHARDT, F. **Construções de Concreto: Concreto Protendido**. Rio de Janeiro: Interciência, 2007.
- LORIGGIO, D. D; STRAMANDINOLI, J. S. B. **ESTUDO DA RIGIDEZ À TORÇÃO PARA A APLICAÇÃO DO PROCESSO DE ANALOGIA DE GRELHA EM LAJES MACIÇAS**. V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto. 2003, São Paulo.
- LUNA DE MELO, C.E. **PUNÇÃO EM LAJES COGUMELO PROTENDIDAS COM PILARES DE EXTREMIDADE**. 2005. 185 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2005.
- MATTOS, A.D. **Gestão de Custos de Obra: conceitos, boas práticas e recomendações**. São Paulo: Pini, 2015.
- MATTOS, A.D. **Planejamento e controle de obras**. São Paulo: Pini, 2010.
- MENGES, J. L.P. **ANÁLISE EXPERIMENTAL DA PUNÇÃO EM LAJES DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO**. 2001. 414 f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

MENGES, J.L.P. **PUNÇÃO EM LAJES: EXEMPLOS DE CÁLCULO E ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL**. 1995. 252 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

O que é base TCPO. **PINI Ltda**, 2019. Disponível em: <http://tcpoweb.pini.com.br/home/base_tcpo.html> Acesso em: 21 de fev. de 2019.

ONOUYE, B. S.; ZUBERBUHLER, D.; CHING, F. D. K. **Sistemas estruturas ilustrados: Padrões, sistemas e projeto**. 2. ed. São Paulo: Bookman Ltda, 2015.

PFEIL, W. **Concreto Protendido: Dimensionamento à Flexão**. Rio de Janeiro: S.a, 1984.

PFEIL, W. **Concreto Protendido: Introdução**. Rio de Janeiro: S.a, 1984.

PINHEIRO, L.M.; MUZARDO, C.D.; SANTOS, S. P. **Apostila de estruturas de concreto – concepção estrutural**. Capítulo 4. São Paulo, 2003.

PINHEIRO, L.M.; REZENDE, A.J. **Apostila de estruturas de concreto – Lajes nervuradas**. Capítulo 17. São Paulo, 2003.

DAL PRÁ, A. A. **ANÁLISE DE ALTERNATIVAS DE PROJETO PARA PAVIMENTOS SEM VIGAS EM CONCRETO ARMADO**. 2012. 136 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2012. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/100577>>. Acesso em: 02 dez. 2018.

REBELLO, Y. **Bases para Projeto Estrutural na Arquitetura**. Rio de Janeiro: Zigate, 2007.

Referência de Preços e Custos. **SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL – SINAPI**, 2019. Disponível em: <<http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poder-publico/sinapi/Paginas/default.aspx>> Acesso em: 21 de fev. de 2019.

RUDLOFF INDUSTRIAL LTDA. **Catálogo de Concreto Protendido**. 20--.

SANTOS, D. G. **ANÁLISE CONSTRUTIVA DOS TIPOS DE LAJES UTILIZADAS NOS SISTEMAS ESTRUTURAIS DAS EDIFICAÇÕES DE FLORIANÓPOLIS**. 2000. 135 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.

SCHMID, M. T. **Lajes Planas Protendidas**, 3. ed. São Paulo: Rudloff, 2009.

SCHMID, M.T. **Perdas da Força de Protensão**. 2. ed. S.l: Rudloff Industrial Ltda, 1998.

SILVA, L. A. F. **Dimensionamento de lajes à punção e cisalhamento no CAD/TQS**, Biblioteca digital TQS, 2009.

TISAKA, M. Orçamento na construção civil: consultoria, projeto e execução. São Paulo: Editora Pini, 2006.

TQS INFORMÁTICA LTDA. **Manual de Análise Estrutural**. São Paulo, 2015.

TQS INFORMÁTICA LTDA. **Manual de dimensionamento, detalhamento e desenho**. São Paulo, 2015.

TQS INFORMÁTICA LTDA. **Manual de Lajes protendidas**. São Paulo, 2015.

ZIGOSKI, G. U. **PUNÇÃO EM LAJES DE CONCRETO ARMADO**. 2016. 87 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

APÊNDICE A – DADOS DE QUANTITATIVOS DE SERVIÇOS

Tabela 3 – Quantitativos de serviços do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido

Insumo		Pilar	Viga	Laje	Total
Concreto (m ³)		16,84	26,48	44,3	87,62
Fôrmas de madeira (m ²)		167,46	104,19	0	271,65
Fôrmas plásticas (un.)		0	0	517	517
Anulador de nervuras (un.)		0	0	398	398
Tela Soldada Q246 (m ²)	#5,6	0	0	342,66	5213,05
Aço por bitola (mm)	5	81,8	24,83	33,33	
	6,3	419,5	1,25	356,00	
	8	71,5	201,42	279,00	
	10	136,5	46,33	34,17	
	12,5	686,0	70,58	182,08	
	16	96,3	56,42	7,50	
	20	262,0	71,75	0	
25	530,2	224,83	0		
Aço de protensão (kg)		0	0	919	919,00

Fonte: Autor (2019)

Tabela 4 – Quantitativos de serviços do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido

Insumo		Pilar	Viga	Laje	Total
Concreto (m ³)		16,84	1,84	69,72	88,40
Fôrmas de madeira (m ²)		167,46	28,09	427,95	623,50
Fôrmas plásticas (un.)		0	0	598	598
Anulador de nervuras (un.)		0	0	0	0
Tela Soldada Q246 (m ²)	#5,6	0	0	427,95	5488,28
Aço por bitola (mm)	5	173,2	62,58	0	
	6,3	251,5	36,25	691,1	
	8	130,1	194,67	0	
	10	199,3	116,00	0	
	12,5	532,3	85,00	0	
	16	96,3	214,08	0	
	20	223,3	100,5	0	
25	457,7	251,25	0		
Aço de protensão (kg)		0	0	1453	1453,00

Fonte: Autor (2019)

Tabela 5 – Quantitativos de serviços do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido

Insumo		Pilar	Viga	Laje	Total
Concreto (m ³)		16,84	1,76	85,53	104,13
Fôrmas (m ²)		167,46	26,98	431,35	625,79
Tela Soldada Q196 (m ²)	#5,0	0	0	862,70	5300,75
Aço por bitola (mm)	5	101,4	19,75	0	
	6,3	302,6	2,67	96,2	
	8	78,0	16,08	163,6	
	10	229,2	71,67	151,6	
	12,5	533,6	13,17	8,7	
	16	156,8	0	0	
	20	78,5	93,92	0	
25	500,4	0	0		
Aço de protensão (kg)		0	0	1488	1488,00

Fonte: Autor (2019)

Tabela 6 – Quantitativos de serviços do sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado

Insumo		Pilar	Viga	Laje	Total
Concreto (m ³)		16,84	15,22	65,72	97,78
Fôrmas (m ²)		167,46	194	411,35	772,81
Aço por bitola (mm)	5	192,5	144,4	129,92	10148,17
	6,3	246,0	59,8	2419,00	
	8	186,1	460,4	805,50	
	10	170,7	123,2	559,17	
	12,5	397,3	147,7	943,17	
	16	122,3	490,8	44,17	
	20	247,0	530,8	0	
	25	1171,7	556,8	0	

Fonte: Autor (2019)

APÊNDICE B – ÍNDICES DE CONSUMO DE SERVIÇOS

Tabela 7 – Índices de consumo de serviços por sistema estrutural

Sistema estrutural	Fôrma de madeira (m²/m²)	Aço passivo (kg/m²)	Aço ativo (kg/m²)	Concreto (m³/m²)
Laje nervurada com vigas-faixa em concreto protendido	0,61	11,69	2,06	0,197
Laje nervurada com capitéis em concreto protendido	0,44	12,31	3,26	0,198
Laje plana em concreto protendido	1,40	11,89	3,34	0,234
Laje maciça em concreto armado	1,73	22,76	0	0,219

Fonte: Autor (2019)

**APÊNDICE C – COMPOSIÇÃO UNITÁRIA DE MATERIAIS DO SISTEMA
ESTRUTURAL DE LAJE NERVURADA UNIDIRECIONAL COM VIGAS-FAIXA
EM CONCRETO PROTENDIDO**

Tabela 8 – Composição unitária de materiais das fôrmas do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido

	Qtd (m ²)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
Pilar	2009,52	Sarrafo 1" x 3"	m	0,683	1373,17	4,70
		Chapa de madeira compensada plastificada #12, 1,10 m x 2,20 m	m ²	0,113	226,07	24,76
		Prego com cabeça 17 x 21, 48 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,017	33,49	11,79
		Prego com cabeça dupla 17 x 27, 62,1 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,200	401,90	20,21
		Desmoldante de formas de madeira para concreto	L	0,020	40,19	7,42
		Pontalete de cedro 7,5 cm x 7,5 cm	m	0,517	1038,25	19,29
Viga	1250,28	Sarrafo 1" x 3"	m	1,074	1342,59	4,70
		Prego com cabeça 17 x 21, 48 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,017	20,84	11,79
		Prego com cabeça 17 x 27, 62,1 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,200	250,06	11,98
		Prego com cabeça dupla 17 x 27, 62,1 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,080	100,02	20,21
		Desmoldante de formas de madeira para concreto	L	0,120	150,03	15,45
		Tábua de 3a 30 cm	m ²	0,098	122,80	35,51
		Escora metálica comprimento regulável 2 a 3,2 m	loc/un/mês	1,150	710,92¹	9,68

¹ Multiplicado por 0,166 para representar a compra de 2 jogos de escora e por 2,97 para representar o aluguel de 89 dias corridos de escoramento.

Área estruturada de laje	342,66	ATEX - Elemento em aço para colocação de escoras fixas CABETEX 75	loc/un/20d	0,900	1372,35²	2,43
		ATEX - Perfil cartola em chapa de aço galvanizada com abas de 2,5 cm x 7,5 cm para sistema CABETEX 75	loc/m/10d	1,400	4269,54³	2,70
		Desmoldante de formas de madeira para concreto	L	0,100	411,19	7,42
		Escora metálica comprimento regulável 2 a 3,2 m	loc/un/mês	0,850	144,01⁴	9,68
Fôrmas Plásticas	517	Forma de polipropileno ATEX® 800 para laje nervurada 80 x 80 x 25 cm	loc/m ² /10d	1,00	2812,48⁵	8,69
Anulador de nervuras	398	Anulador de nervura ATEX® 80 x 25	loc/un/10d	1,56	5277,48⁶	3,28

Fonte: Autor (2019)

² Multiplicado por 4,45 para representar o aluguel de 89 dias corridos.

³ Multiplicado por 8,90 para representar o aluguel de 89 dias corridos.

⁴ Multiplicado por 0,166 para representar a compra de 2 jogos de escora e por 2,96 para representar o aluguel de 89 dias corridos de escoramento.

⁵ Considerada área da fôrma de 0,64 m² e multiplicado por 8,90 para representar o aluguel de 89 dias corridos.

⁶ Multiplicado por 8,90 para representar o aluguel de 89 corridos.

Tabela 9 – Composição unitária de materiais da armação dos pilares do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido

Bitola (mm)	Qtd (kg)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
5	981	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	24,53	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	1,190	1167,39	0,13
		Corte e dobra de aço 5 mm	kg	1,000	981,00	7,02
6,3	5034	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	125,85	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,970	4882,98	0,13
		Corte e dobra de aço 6,3 mm	kg	1,000	5034,00	6,46
8	858	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	21,45	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,743	637,49	0,13
		Corte e dobra de aço 8 mm	kg	1,000	858,00	6,88
10	1638	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	40,95	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,543	889,43	0,13
		Corte e dobra de aço 10 mm	kg	1,000	1638,00	5,69
12,5	8232	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	205,80	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,367	3021,14	0,13
		Corte e dobra de aço 12,5 mm	kg	1,000	8232,00	5,29
16	1156	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	28,90	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,212	245,07	0,13
		Corte e dobra de aço 16 mm	kg	1,000	1156,00	5,21
20	3144	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	78,60	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,113	355,27	0,13
		Corte e dobra de aço 20 mm	kg	1,000	3144,00	4,97
25	6362	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	159,05	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,000	0,00	0,13
		Corte e dobra de aço 25 mm	kg	1,000	6362,00	5,72

Fonte: Autor (2019)

Tabela 10 – Composição unitária de materiais da armação das vigas do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido

Bitola (mm)	Qtd (kg)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
5	298	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	7,45	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	1,190	354,62	0,13
		Corte e dobra de aço 5 mm	kg	1,000	298,00	7,02
6,3	15	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	0,38	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,970	14,55	0,13
		Corte e dobra de aço 6,3 mm	kg	1,000	15,00	6,46
8	2417	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	60,43	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,743	1795,83	0,13
		Corte e dobra de aço 8 mm	kg	1,000	2417,00	6,88
10	556	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	13,90	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,543	301,91	0,13
		Corte e dobra de aço 10 mm	kg	1,000	556,00	5,69
12,5	847	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	21,18	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,367	310,85	0,13
		Corte e dobra de aço 12,5 mm	kg	1,000	847,00	5,29
16	677	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	16,93	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,212	143,52	0,13
		Corte e dobra de aço 16 mm	kg	1,000	677,00	5,21
20	861	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	21,53	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,113	97,29	0,13
		Corte e dobra de aço 20 mm	kg	1,000	861,00	4,97

Fonte: Autor (2019)

Tabela 11 – Composição unitária de materiais da armação das lajes do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido

Bitola (mm)	Qtd (kg)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
5,6 TELA	16077,61⁷	Tela de aço soldada Q246 10x10, 3,91 kg/m ²	kg	1,130	18167,70	7,44
		Espaçador plástico	un	5,000	20559,60	0,33
		Arame recozido 18 BWG	kg	0,022	90,46	12,00
5	400,00	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	10,00	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	2,118	847,20	0,13
		Corte e dobra de aço 5 mm	kg	1,000	400,00	6,57
6,3	4272,00	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	106,80	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	1,330	5681,76	0,13
		Corte e dobra de aço 6,3 mm	kg	1,000	4272,00	6,19
8	3348,00	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	83,70	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,728	2437,34	0,13
		Corte e dobra de aço 8 mm	kg	1,000	3348,00	6,72
10	410,00	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	10,25	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,357	146,37	0,13
		Corte e dobra de aço 10 mm	kg	1,000	410,00	5,60
12,5	2185,00	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	54,63	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,147	321,20	0,13
		Corte e dobra de aço 12,5 mm	kg	1,000	2185,00	5,24
16	90,00	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	2,25	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,000	0,00	0,13
		Corte e dobra de aço 16 mm	kg	1,000	90,00	5,18

Fonte: Autor (2019)

⁷ Valor do quantitativo de tela em m² multiplicado pelo peso da tela. As quantidades totais de espaçador e arame, entretanto, estão com valores em m².

Tabela 12 – Composição unitária de materiais da protensão do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido

Qtd (kg)	Insumos	Un.	CUM	Custo unitário (R\$)
11028,0	Ancoragens, cunhas, mangueira, fita, anel, cap e máquina de protensão	kg	1,0	6,95

Fonte: Autor

Tabela 13 – Composição unitária de materiais da concretagem do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido

	Qtd (m³)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
Pilar	202,08	Concreto dosado em central C35	m3	1,05	212,18	332,87
Viga	317,76	Concreto dosado em central C35	m3	1,05	333,65	332,87
Laje	531,6	Concreto dosado em central C35	m3	1,05	558,18	332,87

Fonte: Autor (2019)

**APÊNDICE D – COMPOSIÇÃO UNITÁRIA DE MATERIAIS DO SISTEMA
ESTRUTURAL DE LAJE NERVURADA BIDIRECIONAL COM CAPITÉIS EM
CONCRETO PROTENDIDO**

Tabela 14 – Composição unitária de materiais das fôrmas do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido

	Qtd (m ²)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
Pilar	2009,52	Sarrafo 1" x 3"	m	0,683	1373,17	4,70
		Chapa de madeira compensada plastificada #12, 1,10 m x 2,20 m	m ²	0,113	226,07	24,76
		Prego com cabeça 17 x 21, 48 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,017	33,49	11,79
		Prego com cabeça dupla 17 x 27, 62,1 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,200	401,90	20,21
		Desmoldante de formas de madeira para concreto	L	0,020	40,19	7,42
		Pontalete de cedro 7,5 cm x 7,5 cm	m	0,517	1038,25	19,29
Viga	337,08	Sarrafo 1" x 3"	m	1,074	361,97	4,70
		Prego com cabeça 17 x 21, 48 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,017	5,62	11,79
		Prego com cabeça 17 x 27, 62,1 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,200	67,42	11,98
		Prego com cabeça dupla 17 x 27, 62,1 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,080	26,97	20,21
		Desmoldante de formas de madeira para concreto	L	0,120	40,45	15,45
		Tábua de 3a 30 cm	m ²	0,098	33,11	35,51
		Escora metálica comprimento regulável 2 a 3,2 m	loc/un/mês	1,150	191,67⁸	9,68

⁸ Multiplicado por 0,166 para representar a compra de 2 jogos de escora e por 2,96 para representar o aluguel de 89 dias corridos.

Área estruturada de laje	427,95	ATEX - Elemento em aço para colocação de escoras fixas CABETEX 75	loc/un/20d	0,900	1713,94⁹	2,43
		ATEX - Perfil cartola em chapa de aço galvanizada com abas de 2,5 cm x 7,5 cm de largura para sistema CABETEX 75	loc/m/10d	1,400	5332,96¹⁰	2,70
		Desmoldante de formas de madeira para concreto	L	0,100	513,54	7,42
		Escora metálica comprimento regulável 2 a 3,2 m	loc/un/mês	0,850	179,86¹¹	9,68
Fôrmas Plásticas	598	Forma de polipropileno ATEX® 800 para laje nervurada 80 x 80 x 25 cm	loc/m ² /10d	1,00	3253,12¹²	8,69

Fonte: Autor (2019)

⁹ Multiplicado por 4,45 para representar o aluguel de 89 dias corridos.

¹⁰ Multiplicado por 8,90 para representar o aluguel de 89 dias corridos.

¹¹ Multiplicado por 0,166 para representar a compra de 2 jogos de escora e por 2,96 para representar o aluguel de 89 dias corridos.

¹² Considerada área da fôrma de 0,64 m² e multiplicado por 8,90 para representar o aluguel de 89 dias corridos.

Tabela 15 – Composição unitária de materiais da armação dos pilares do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido

Bitola (mm)	Qtd (kg)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
5	2078	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	51,95	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	1,190	2472,82	0,13
		Corte e dobra de aço 5 mm	kg	1,000	2078,00	7,02
6,3	3018	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	75,45	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,970	2927,46	0,13
		Corte e dobra de aço 6,3 mm	kg	1,000	3018,00	6,46
8	1561	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	39,03	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,743	1159,82	0,13
		Corte e dobra de aço 8 mm	kg	1,000	1561,00	6,88
10	2391	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	59,78	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,543	1298,31	0,13
		Corte e dobra de aço 10 mm	kg	1,000	2391,00	5,69
12,5	6387	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	159,68	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,367	2344,03	0,13
		Corte e dobra de aço 12,5 mm	kg	1,000	6387,00	5,29
16	1156	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	28,90	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,212	245,07	0,13
		Corte e dobra de aço 16 mm	kg	1,000	1156,00	5,21
20	2680	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	67,00	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,113	302,84	0,13
		Corte e dobra de aço 20 mm	kg	1,000	2680,00	4,97
25	5492	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	137,30	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,000	0,00	0,13
		Corte e dobra de aço 25 mm	kg	1,000	5492,00	5,72

Fonte: Autor (2019)

Tabela 16 – Composição unitária de materiais da armação das vigas do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido

Bitola (mm)	Qtd (kg)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
5	751,00	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	18,78	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	1,190	893,69	0,13
		Corte e dobra de aço 5 mm	kg	1,000	751,00	7,02
6,3	435	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	10,88	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,970	421,95	0,13
		Corte e dobra de aço 6,3 mm	kg	1,000	435,00	6,46
8	2336	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	58,40	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,743	1735,65	0,13
		Corte e dobra de aço 8 mm	kg	1,000	2336,00	6,88
10	1392	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	34,80	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,543	755,86	0,13
		Corte e dobra de aço 10 mm	kg	1,000	1392,00	5,69
12,5	1020	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	25,50	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,367	374,34	0,13
		Corte e dobra de aço 12,5 mm	kg	1,000	1020,00	5,29
16	2569	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	64,23	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,212	544,63	0,13
		Corte e dobra de aço 16 mm	kg	1,000	2569,00	5,21
20	1206	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	30,15	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,113	136,28	0,13
		Corte e dobra de aço 20 mm	kg	1,000	1206,00	4,97

Fonte: Autor (2019)

Tabela 17 – Composição unitária de materiais da armação das lajes do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido

Bitola (mm)	Qtd (kg)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
5,6 TELA	20079,41 ¹³	Tela de aço soldada Q246 10x10, 3,91 kg/m ²	kg	1,130	22689,74	7,44
		Espaçador plástico	un	5,000	25677,00	0,33
		Arame recozido 18 BWG	kg	0,022	112,98	12,00
5	0	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	0,00	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	2,118	0,00	0,13
		Corte e dobra de aço 5 mm	kg	1,000	0,00	6,57
6,3	8293	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	207,33	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	1,330	11029,69	0,13
		Corte e dobra de aço 6,3 mm	kg	1,000	8293,00	6,19
8	0	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	0,00	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,728	0,00	0,13
		Corte e dobra de aço 8 mm	kg	1,000	0,00	6,72
10	0	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	0,00	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,357	0,00	0,13
		Corte e dobra de aço 10 mm	kg	1,000	0,00	5,60
12,5	0	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	0,00	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,147	0,00	0,13
		Corte e dobra de aço 12,5 mm	kg	1,000	0,00	5,24
16	0	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	0,00	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,000	0,00	0,13
		Corte e dobra de aço 16 mm	kg	1,000	0,00	5,18

Fonte: Autor (2019)

¹³ Valor do quantitativo de tela em m² multiplicado pelo peso da tela. As quantidades totais de espaçador e arame, entretanto, estão com valores em m².

Tabela 18 – Composição unitária de matérias da protensão do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido

Qtd (kg)	Insumos	Un.	CUM	Custo unitário (R\$)
17436,0	Ancoragens, cunhas, mangueira, fita, anel, <i>cap</i> e máquina de protensão	kg	1,0	6,95

Fonte: Autor (2019)

Tabela 19 – Composição unitária dos materiais da concretagem do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido

	Qtd (m³)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
Pilar	202,08	Concreto dosado em central C35	m3	1,05	212,18	332,87
Viga	22,08	Concreto dosado em central C35	m3	1,05	23,18	332,87
Laje	836,64	Concreto dosado em central C35	m3	1,05	878,47	332,87

Fonte: Autor (2019)

**APÊNDICE E – COMPOSIÇÃO UNITÁRIA DE MATERIAIS DO SISTEMA
ESTRUTURAL DE LAJE LISA EM CONCRETO PROTENDIDO**

Tabela 20 – Composição unitária de materiais das fôrmas do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido

	Qtd (m ²)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
Pilar	2009,52	Sarrafo 1" x 3"	m	0,683	1373,17	4,70
		Chapa de madeira compensada plastificada #12, 1,10 m x 2,20 m	m ²	0,113	226,07	24,76
		Prego com cabeça 17 x 21, 48 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,017	33,49	11,79
		Prego com cabeça dupla 17 x 27, 62,1 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,200	401,90	20,21
		Desmoldante de formas de madeira para concreto	L	0,020	40,19	7,42
		Pontaletes de cedro 7,5 cm x 7,5 cm	m	0,517	1038,25	19,29
Viga	323,76	Sarrafo 1" x 3"	m	1,074	347,66	4,70
		Prego com cabeça 17 x 21, 48 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,017	5,40	11,79
		Prego com cabeça 17 x 27, 62,1 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,200	64,75	11,98
		Prego com cabeça dupla 17 x 27, 62,1 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,080	25,90	20,21
		Desmoldante de formas de madeira para concreto	L	0,120	38,85	15,45
		Tábua de 3a 30 cm	m ²	0,098	31,80	35,51
		Escora metálica comprimento regulável 2 a 3,2 m	loc/um/mês	1,150	184,09¹⁴	9,68
Laje	5176,2	Chapa de madeira compensada plastificada #12, 1,10 m x 2,20 m	m ²	0,104	539,19	24,76
		Prego com cabeça 15 x 15, 34,5 mm x Ø 2,4 mm	kg	0,300	1552,86	14,64
		Desmoldante de formas de madeira para concreto	L	0,020	103,52	7,42
		Pontaletes de cedro 7,5 x 7,5 cm	m	0,217	1121,51	19,29
		Tábua de cedrinho 1" x 8"	m	0,108	560,76	12,94
		Escora metálica comprimento regulável 2 a 3,2 m	loc/um/mês	0,850	2175,44¹⁵	9,68

Fonte: Autor (2019)

¹⁴ Multiplicado por 0,166 para representar a compra de 2 jogos de escora e por 2,96 para representar o aluguel de 89 dias corridos.

¹⁵ Multiplicado por 0,166 para representar a compra de 2 jogos de escora e por 2,96 para representar o aluguel de 89 dias corridos.

Tabela 21 – Composição unitária dos materiais da armação dos pilares do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido

Bitola (mm)	Qtd (kg)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
5	1217	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	30,43	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	1,190	1448,23	0,13
		Corte e dobra de aço 5 mm	kg	1,000	1217,00	7,02
6,3	3631	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	90,78	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,970	3522,07	0,13
		Corte e dobra de aço 6,3 mm	kg	1,000	3631,00	6,46
8	936	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	23,40	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,743	695,45	0,13
		Corte e dobra de aço 8 mm	kg	1,000	936,00	6,88
10	2750	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	68,75	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,543	1493,25	0,13
		Corte e dobra de aço 10 mm	kg	1,000	2750,00	5,69
12,5	6403	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	160,08	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,367	2349,90	0,13
		Corte e dobra de aço 12,5 mm	kg	1,000	6403,00	5,29
16	1882	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	47,05	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,212	398,98	0,13
		Corte e dobra de aço 16 mm	kg	1,000	1882,00	5,21
20	942	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	23,55	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,113	106,45	0,13
		Corte e dobra de aço 20 mm	kg	1,000	942,00	4,97
25	6005	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	150,13	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,000	0,00	0,13
		Corte e dobra de aço 25 mm	kg	1,000	6005,00	5,72

Fonte: Autor (2019)

Tabela 22 – Composição unitária de materiais da armação das vigas do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido

Bitola (mm)	Qtd (kg)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
5	237	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	5,93	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	1,190	282,03	0,13
		Corte e dobra de aço 5 mm	kg	1,000	237,00	7,02
6,3	32	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	0,80	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,970	31,04	0,13
		Corte e dobra de aço 6,3 mm	kg	1,000	32,00	6,46
8	193	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	4,83	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,743	143,40	0,13
		Corte e dobra de aço 8 mm	kg	1,000	193,00	6,88
10	860	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	21,50	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,543	466,98	0,13
		Corte e dobra de aço 10 mm	kg	1,000	860,00	5,69
12,5	158	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	3,95	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,367	57,99	0,13
		Corte e dobra de aço 12,5 mm	kg	1,000	158,00	5,29
16	0	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	0,00	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,212	0,00	0,13
		Corte e dobra de aço 16 mm	kg	1,000	0,00	5,21
20	1127	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	28,18	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,113	127,35	0,13
		Corte e dobra de aço 20 mm	kg	1,000	1127,00	4,97

Fonte: Autor (2019)

Tabela 23 – Composição unitária dos materiais da armação das lajes do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido

Bitola (mm)	Qtd (kg)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
5,0 TELA	32195,96¹⁶	Tela de aço soldada Q196 10x10, 3,11 kg/m ²	kg	1,130	36381,44	7,44
		Espaçador plástico	un	5,000	41171,31	0,33
		Arame recozido 18 BWG	kg	0,022	181,15	12,00
5	0	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	0,00	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	2,118	0,00	0,13
		Corte e dobra de aço 5 mm	kg	1,000	0,00	6,57
6,3	1154	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	28,85	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	1,330	1534,82	0,13
		Corte e dobra de aço 6,3 mm	kg	1,000	1154,00	6,19
8	1963	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	49,08	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,728	1429,06	0,13
		Corte e dobra de aço 8 mm	kg	1,000	1963,00	6,72
10	1819	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	45,48	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,357	649,38	0,13
		Corte e dobra de aço 10 mm	kg	1,000	1819,00	5,60
12,5	104	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	2,60	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,147	15,29	0,13
		Corte e dobra de aço 12,5 mm	kg	1,000	104,00	5,24
16	0	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	0,00	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,000	0,00	0,13
		Corte e dobra de aço 16 mm	kg	1,000	0,00	5,18

Fonte: Autor

¹⁶ Valor do quantitativo de tela em m² multiplicado pelo peso da tela. As quantidades totais de espaçador e arame, entretanto, estão com valores em m².

Tabela 24 – Composição unitária de materiais da protensão do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido

Qtd (kg)	Insumos	Un.	CUM	Custo unitário (R\$)
17856,0	Ancoragens, cunhas, mangueira, fita, anel, cap e máquina de protensão	kg	1,0	6,95

Fonte: Autor (2019)

Tabela 25 – Composição unitária dos materiais da concretagem do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido

	Qtd (m³)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
Pilar	202,08	Concreto dosado em central C35	m3	1,05	212,18	332,87
Viga	21,12	Concreto dosado em central C35	m3	1,05	22,18	332,87
Laje	1026,36	Concreto dosado em central C35	m3	1,05	1077,68	332,87

Fonte: Autor (2019)

**APÊNDICE F – COMPOSIÇÃO UNITÁRIA DE MATERIAIS DO SISTEMA
ESTRUTURAL DE LAJE MACIÇA CONVENCIONAL EM CONCRETO ARMADO**

Tabela 26 – Composição unitária de materiais das fôrmas do sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado

	Qty (m ²)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
Pilar	2009,52	Sarrafo 1" x 3"	m	0,683	1373,17	4,70
		Chapa de madeira compensada plastificada #12, 1,10 m x 2,20 m	m ²	0,113	226,07	24,76
		Prego com cabeça 17 x 21, 48 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,017	33,49	11,79
		Prego com cabeça dupla 17 x 27, 62,1 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,200	401,90	20,21
		Desmoldante de formas de madeira para concreto	L	0,020	40,19	7,42
		Pontaletes de cedro 7,5 cm x 7,5 cm	m	0,517	1038,25	19,29
Viga	2328	Sarrafo 1" x 3"	m	1,074	2499,88	4,70
		Prego com cabeça 17 x 21, 48 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,017	38,80	11,79
		Prego com cabeça 17 x 27, 62,1 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,200	465,60	11,98
		Prego com cabeça dupla 17 x 27, 62,1 mm x Ø 3,0 mm	kg	0,080	186,24	20,21
		Desmoldante de formas de madeira para concreto	L	0,120	279,36	15,45
		Tábua de 3a 30 cm	m ²	0,098	228,65	35,51
		Escora metálica comprimento regulável 2 a 3,2 m	loc/um/mês	1,150	4595,86¹⁷	9,68
Laje	4936,2	Chapa de madeira compensada plastificada #12, 1,10 m x 2,20 m	m ²	0,104	514,19	24,76
		Prego com cabeça 15 x 15, 34,5 mm x Ø 2,4 mm	kg	0,300	1480,86	14,64
		Desmoldante de formas de madeira para concreto	L	0,020	98,72	7,42
		Pontaletes de cedro 7,5 x 7,5 cm	m	0,217	1069,51	19,29
		Tábua de cedrinho 1" x 8"	m	0,108	534,76	12,94
		Escora metálica comprimento regulável 2 a 3,2 m	loc/um/mês	0,850	7202,74¹⁸	9,68

Fonte: Autor (2019)

¹⁷ Multiplicado por 0,50 para representar a compra de 6 jogos de escora e por 3,43 para representar o aluguel de 89 dias corridos.

¹⁸ Multiplicado por 0,50 para representar a compra de 6 jogos de escora e por 3,43 para representar o aluguel de 84 dias corridos.

Tabela 27 – Composição unitária dos materiais da armação dos pilares do sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado

Bitola (mm)	Qtd (kg)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
5	1217	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	30,43	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	1,190	1448,23	0,13
		Corte e dobra de aço 5 mm	kg	1,000	1217,00	7,02
6,3	3631	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	90,78	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,970	3522,07	0,13
		Corte e dobra de aço 6,3 mm	kg	1,000	3631,00	6,46
8	936	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	23,40	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,743	695,45	0,13
		Corte e dobra de aço 8 mm	kg	1,000	936,00	6,88
10	2750	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	68,75	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,543	1493,25	0,13
		Corte e dobra de aço 10 mm	kg	1,000	2750,00	5,69
12,5	6403	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	160,08	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,367	2349,90	0,13
		Corte e dobra de aço 12,5 mm	kg	1,000	6403,00	5,29
16	1882	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	47,05	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,212	398,98	0,13
		Corte e dobra de aço 16 mm	kg	1,000	1882,00	5,21
20	942	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	23,55	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,113	106,45	0,13
		Corte e dobra de aço 20 mm	kg	1,000	942,00	4,97
25	6005	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	150,13	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,000	0,00	0,13
		Corte e dobra de aço 25 mm	kg	1,000	6005,00	5,72

Fonte: Autor (2019)

Tabela 28 – Composição unitária dos materiais da armação das vigas do sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado

Bitola (mm)	Qtd (kg)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
5	1733	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	43,33	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	1,190	2062,27	0,13
		Corte e dobra de aço 5 mm	kg	1,000	1733,00	7,02
6,3	718	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	17,95	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,970	696,46	0,13
		Corte e dobra de aço 6,3 mm	kg	1,000	718,00	6,46
8	5525	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	138,13	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,743	4105,08	0,13
		Corte e dobra de aço 8 mm	kg	1,000	5525,00	6,88
10	1478	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	36,95	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,543	802,55	0,13
		Corte e dobra de aço 10 mm	kg	1,000	1478,00	5,69
12,5	1772	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	44,30	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,367	650,32	0,13
		Corte e dobra de aço 12,5 mm	kg	1,000	1772,00	5,29
16	5889	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	147,23	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,212	1248,47	0,13
		Corte e dobra de aço 16 mm	kg	1,000	5889,00	5,21
20	6369	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	159,23	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,113	719,70	0,13
		Corte e dobra de aço 20 mm	kg	1,000	6369,00	4,97
25	6682	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	167,05	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,000	0,00	0,13
		Corte e dobra de aço 25 mm	kg	1,000	6682,00	5,72

Fonte: Autor (2019)

Tabela 29 – Composição unitária dos materiais da armação das lajes do sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado

Bitola (mm)	Qtd (kg) e (m²)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
5	1559	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	38,98	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	2,118	3301,96	0,13
		Corte e dobra de aço 5 mm	kg	1,000	1559,00	6,57
6,3	29028	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	725,70	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	1,330	38607,24	0,13
		Corte e dobra de aço 6,3 mm	kg	1,000	29028,00	6,19
8	9666	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	241,65	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,728	7036,85	0,13
		Corte e dobra de aço 8 mm	kg	1,000	9666,00	6,72
10	6710	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	167,75	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,357	2395,47	0,13
		Corte e dobra de aço 10 mm	kg	1,000	6710,00	5,60
12,5	11318	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	282,95	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,147	1663,75	0,13
		Corte e dobra de aço 12,5 mm	kg	1,000	11318,00	5,24
16	530	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	13,25	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,000	0,00	0,13
		Corte e dobra de aço 16 mm	kg	1,000	530,00	5,18
20	0	Arame recozido 18 BWG	kg	0,025	0,00	12,00
		Espaçador/distanciador circular	un	0,000	0,00	0,13
		Corte e dobra de aço 20 mm	kg	1,000	0,00	4,95

Fonte: Autor (2019)

Tabela 30 – Composição unitária dos materiais da concretagem do sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado

	Qtd (m³)	Insumos	Un.	CUM	Quant. Total	Custo Unitário (R\$)
Pilar	202,08	Concreto dosado em central C30	m3	1,05	212,18	306,02
Viga	182,64	Concreto dosado em central C30	m3	1,05	191,77	306,02
Laje	788,64	Concreto dosado em central C30	m3	1,05	828,07	306,02

Fonte: Autor (2019)

**APÊNDICE G – COMPOSIÇÃO UNITÁRIA DE MÃO DE OBRA DO SISTEMA
ESTRUTURAL DE LAJE NERVURADA UNIDIRECIONAL COM VIGAS-FAIXA
EM CONCRETO PROTENDIDO**

Tabela 31 – Horas demandadas para o serviço de fôrmas do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido

	Qtd (m ²)	RUP (Hh/m ²)		Demanda Hh		Hh total/ciclo	
		Carpinteiro	Ajudante	Carpinteiro	Ajudante	Carpinteiro	Ajudante
Pilar	167,46	0,660	0,165	110,52	27,63	4086,30	1531,45
Viga	104,19	0,892	0,223	92,94	23,23		
Laje	342,66	0,400	0,224	137,06	76,76		

Fonte: Autor (2019)

Tabela 32 – Horas demandadas para o serviço de armação do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido

	Bitola (mm)	Qtd (kg)	RUP (Hh/m ²)		Demanda Hh		Hh total/ciclo	
			Armador	Ajudante de armador	Armador	Ajudante de armador	Armador	Ajudante de armador
Pilar	5	81,75	0,1241	0,0203	10,15	1,66	2262,74	701,27
	6,3	419,50	0,0947	0,0155	39,73	6,50		
	8	71,50	0,0707	0,0115	5,06	0,82		
	10	136,50	0,0529	0,0086	7,22	1,17		
	12,5	686,00	0,0386	0,0063	26,48	4,32		
	16	96,33	0,0261	0,0043	2,51	0,41		
	20	262,00	0,0172	0,0028	4,51	0,73		
25	530,17	0,0101	0,0016	5,35	0,85			
Viga	5	24,83	0,1241	0,0203	3,08	0,50		
	6,3	1,25	0,0947	0,0155	0,12	0,02		
	8	201,42	0,0707	0,0115	14,24	2,32		
	10	46,33	0,0529	0,0086	2,45	0,40		
	12,5	70,58	0,0386	0,0063	2,72	0,44		
	16	56,42	0,0261	0,0043	1,47	0,24		
	20	71,75	0,0172	0,0028	1,23	0,20		
25	224,83	0,0101	0,0016	2,27	0,36			
Laje	5,6 TELA [m ²]	342,66	0,0440	0,0880	15,08	30,15		
	5	33,33	0,0850	0,0140	2,83	0,47		
	6,3	356,00	0,0646	0,0105	23,00	3,74		
	8	279,00	0,0475	0,0078	13,25	2,18		
	10	34,17	0,0348	0,0057	1,19	0,19		
	12,5	182,08	0,0247	0,0040	4,50	0,73		
	16	7,50	0,0158	0,0026	0,12	0,02		
20	0,00	0,0094	0,0015	0,00	0,00			

Fonte: Autor (2019)

Tabela 33 – Horas demandadas para o serviço de concretagem do sistema estrutural de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido

	Qtd (m ³)	RUP (Hh/m ²)			Demanda Hh			Hh total/ciclo		
		Pedreiro	Servente	Carpinteiro	Pedreiro	Servente	Carpinteiro	Pedreiro	Servente	Carpinteiro
Pilar	16,84	0,174	1,045	0,174	2,93	17,60	2,93	272,41	760,20	107,36
Viga	26,48	0,512	0,586	0,085	13,56	15,52	2,25			
Laje	44,3	0,14025	0,6825	0,085	6,21	30,23	3,77			

Fonte: Autor (2019)

Tabela 34 – Composição unitária de mão de obra do sistema de laje nervurada unidirecional com vigas-faixa em concreto protendido

	Hh total	Custo Unitário (R\$)	Custo M.O. / ciclo
Carpinteiro	4193,66	24,32	R\$ 101.989,77
Ajudante de carpinteiro	1531,45	19,73	R\$ 30.215,57
Armador	2262,74	22,22	R\$ 50.278,02
Ajudante de armador	701,27	16,27	R\$ 11.409,73
Pedreiro	272,41	22,37	R\$ 6.093,86
Servente de pedreiro	760,20	16,53	R\$ 12.566,07
Protensão (kg)	11028	9,35	R\$ 103.111,80

Fonte: Autor (2019)

**APÊNDICE H – COMPOSIÇÃO UNITÁRIA DE MÃO DE OBRA DO SISTEMA
ESTRUTURAL DE LAJE NERVURADA BIDIRECIONAL COM CAPITÉIS EM
CONCRETO PROTENDIDO**

Tabela 35 – Horas demandadas para o serviço de fôrmas do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido

	Qtd (m ²)	RUP (Hh/m ²)		Demanda Hh		Hh total/ciclo	
		Carpinteiro	Ajudante	Carpinteiro	Ajudante	Carpinteiro	Ajudante
Pilar	167,46	0,660	0,165	110,52	27,63	3681,12	1557,07
Viga	28,09	0,892	0,223	25,06	6,26		
Laje	427,95	0,400	0,224	171,18	95,86		

Fonte: Autor (2019)

Tabela 36 – Horas demandadas para o serviço de armação do sistema estrutural de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido

	Bitola (mm)	Qtd (kg)	RUP (Hh/m ²)		Demanda Hh		Hh total/ciclo	
			Armador	Ajudante de armador	Armador	Ajudante de armador	Armador	Ajudante de armador
Pilar	5	173,17	0,1241	0,0203	21,49	3,52	2451,29	814,46
	6,3	251,50	0,0947	0,0155	23,82	3,90		
	8	130,08	0,0707	0,0115	9,20	1,50		
	10	199,25	0,0529	0,0086	10,54	1,71		
	12,5	532,25	0,0386	0,0063	20,54	3,35		
	16	96,33	0,0261	0,0043	2,51	0,41		
	20	223,33	0,0172	0,0028	3,84	0,63		
	25	457,67	0,0101	0,0016	4,62	0,73		
Viga	5	62,58	0,1241	0,0203	7,77	1,27		
	6,3	36,25	0,0947	0,0155	3,43	0,56		
	8	194,67	0,0707	0,0115	13,76	2,24		
	10	116,00	0,0529	0,0086	6,14	1,00		
	12,5	85,00	0,0386	0,0063	3,28	0,54		
	16	214,08	0,0261	0,0043	5,59	0,92		
	20	100,50	0,0172	0,0028	1,73	0,28		
	25	251,25	0,0101	0,0016	2,54	0,40		
Laje	5,6 TELA [m ²]	427,95	0,0440	0,0880	18,83	37,66		
	5	0,00	0,0850	0,0140	0,00	0,00		
	6,3	691,08	0,0646	0,0105	44,64	7,26		
	8	0,00	0,0475	0,0078	0,00	0,00		
	10	0,00	0,0348	0,0057	0,00	0,00		
	12,5	0,00	0,0247	0,0040	0,00	0,00		
	16	0,00	0,0158	0,0026	0,00	0,00		
	20	0,00	0,0094	0,0015	0,00	0,00		

Fonte: Autor (2019)

Tabela 37 - Horas demandadas para o serviço de concretagem do sistema de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido

	Qtd (m ³)	RUP (Hh/m ²)			Demanda Hh			Hh total/ciclo		
		Pedreiro	Servente	Carpinteiro	Pedreiro	Servente	Carpinteiro	Pedreiro	Servente	Carpinteiro
Pilar	16,84	0,174	1,045	0,174	2,93	17,60	2,93	231,45	979,60	108,15
Viga	1,84	0,512	0,586	0,085	0,94	1,08	0,16			
Laje	69,72	0,2211	0,903	0,085	15,42	62,96	5,93			

Fonte: Autor (2019)

Tabela 38 – Composição unitária de mão de obra para o sistema de laje nervurada bidirecional com capitéis em concreto protendido

	Hh total	Custo Unitário (R\$)	Custo M.O. / ciclo
Carpinteiro	3789,27	24,32	R\$ 92.155,09
Ajudante de carpinteiro	1557,07	19,73	R\$ 30.720,98
Armador	2451,29	22,22	R\$ 54.467,77
Ajudante de armador	814,46	16,27	R\$ 13.251,34
Pedreiro	231,45	22,37	R\$ 5.177,49
Servente de pedreiro	979,60	16,53	R\$ 16.192,76
Protensão (kg)	17436	9,35	R\$ 163.026,60

Fonte: Autor (2019)

**APÊNDICE I – COMPOSIÇÃO UNITÁRIA DE MÃO DE OBRA DO SISTEMA
ESTRUTURAL DE LAJE LISA EM CONCRETO PROTENDIDO**

Tabela 39 – Horas demandadas para o serviço de fôrmas do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido

	Qtd (m ²)	Carpinteiro	Ajudante	Carpinteiro	Ajudante	Carpinteiro	Ajudante
Pilar	167,46	0,660	0,165	110,52	27,63	4327,41	1081,85
Viga	26,98	0,892	0,223	24,07	6,02		
Laje	431,35	0,524	0,131	226,03	56,51		

Fonte: Autor (2019)

Tabela 40 – Horas demandadas para o serviço de armação do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido

	Bitola (mm)	Qtd (kg)	RUP (Hh/m ²)		Demanda Hh		Hh total/ciclo	
			Armador	Ajudante de armador	Armador	Ajudante de armador	Armador	Ajudante de armador
Pilar	5	101,42	0,1241	0,0203	12,59	2,06	1885,90	1144,37
	6,3	302,58	0,0947	0,0155	28,65	4,69		
	8	78,00	0,0707	0,0115	5,51	0,90		
	10	229,17	0,0529	0,0086	12,12	1,97		
	12,5	533,58	0,0386	0,0063	20,60	3,36		
	16	156,83	0,0261	0,0043	4,09	0,67		
	20	78,50	0,0172	0,0028	1,35	0,22		
25	500,42	0,0101	0,0016	5,05	0,80			
Viga	5	19,75	0,1241	0,0203	2,45	0,40		
	6,3	2,67	0,0947	0,0155	0,25	0,04		
	8	16,08	0,0707	0,0115	1,14	0,18		
	10	71,67	0,0529	0,0086	3,79	0,62		
	12,5	13,17	0,0386	0,0063	0,51	0,08		
	16	0,00	0,0261	0,0043	0,00	0,00		
	20	93,92	0,0172	0,0028	1,62	0,26		
25	0,00	0,0101	0,0016	0,00	0,00			
Laje	5,00 TELA [m ²]	862,70¹⁹	0,0440	0,0880	37,96	75,92		
	5	0,00	0,0850	0,0140	0,00	0,00		
	6,3	96,17	0,0646	0,0105	6,21	1,01		
	8	163,58	0,0475	0,0078	7,77	1,28		
	10	151,58	0,0348	0,0057	5,28	0,86		
	12,5	8,67	0,0247	0,0040	0,21	0,03		
	16	0,00	0,0158	0,0026	0,00	0,00		
	20	0,00	0,0094	0,0015	0,00	0,00		

Fonte: Autor (2019)

¹⁹ Quantidade referente às armações negativas e positivas.

Tabela 41 – Horas demandadas para o serviço de concretagem do sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido

	Qtd (m ³)	RUP (Hh/m ²)			Demanda Hh			Hh total/ciclo		
		Pedreiro	Servente	Carpinteiro	Pedreiro	Servente	Carpinteiro	Pedreiro	Servente	Carpinteiro
Pilar	16,84	0,174	1,045	0,174	2,93	17,60	2,93	571,47	825,00	124,20
Viga	1,76	0,512	0,586	0,085	0,90	1,03	0,15			
Laje	85,53	0,512	0,586	0,085	43,79	50,12	7,27			

Fonte: Autor (2019)

Tabela 42 – Composição unitária de mão de obra para o sistema estrutural de laje lisa em concreto protendido

	Hh total	Custo Unitário (R\$)	Custo M.O. / ciclo
Carpinteiro	4327,41	24,32	R\$ 105.242,51
Ajudante de carpinteiro	1081,85	19,73	R\$ 21.344,93
Armador	1885,90	22,22	R\$ 41.904,60
Ajudante de armador	1144,37	16,27	R\$ 18.618,97
Pedreiro	571,47	22,37	R\$ 12.783,82
Servente de pedreiro	825,00	16,53	R\$ 13.637,20
Protensão (kg)	17856	9,35	R\$ 166.953,60

Fonte: Autor (2019)

**APÊNDICE J – COMPOSIÇÃO UNITÁRIA DE MÃO DE OBRA DO SISTEMA
ESTRUTURAL DE LAJE MACIÇA CONVENCIONAL EM CONCRETO ARMADO**

Tabela 43 – Horas demandadas para o serviço de fôrmas do sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado

	Qtd (m ²)	RUP(Hh/m ²)		Demanda Hh		Hh total/ciclo	
		Carpinteiro	Ajudante	Carpinteiro	Ajudante	Carpinteiro	Ajudante
Pilar	167,46	0,660	0,165	110,52	27,63	5989,43	1497,36
Viga	194	0,892	0,223	173,05	43,26		
Laje	411,35	0,524	0,131	215,55	53,89		

Fonte: Autor (2019)

Tabela 44 – Horas demandadas para o serviço de armação do sistema estrutural de laje maciça convencional em concreto armado

	Bitola (mm)	Qtd (kg)	RUP(Hh/m ²)		Demanda Hh		Hh total/ciclo	
			Armador	Ajudante de armador	Armador	Ajudante de armador	Armador	Ajudante de armador
Pilar	5	192,5	0,1241	0,0203	23,89	3,91	5387,02	877,56
	6,3	246,0	0,0947	0,0155	23,30	3,81		
	8	186,1	0,0707	0,0115	13,16	2,14		
	10	170,7	0,0529	0,0086	9,03	1,47		
	12,5	397,3	0,0386	0,0063	15,33	2,50		
	16	122,3	0,0261	0,0043	3,19	0,53		
	20	247,0	0,0172	0,0028	4,25	0,69		
	25	1171,7	0,0101	0,0016	11,83	1,87		
Viga	5	144,4	0,1241	0,0203	17,92	2,93		
	6,3	59,8	0,0947	0,0155	5,67	0,93		
	8	460,4	0,0707	0,0115	32,55	5,29		
	10	123,2	0,0529	0,0086	6,52	1,06		
	12,5	147,7	0,0386	0,0063	5,70	0,93		
	16	490,8	0,0261	0,0043	12,81	2,11		
	20	530,8	0,0172	0,0028	9,13	1,49		
	25	556,8	0,0101	0,0016	5,62	0,89		
Laje	5	129,9	0,0850	0,0140	11,04	1,82		
	6,3	2419,0	0,0646	0,0105	156,27	25,40		
	8	805,5	0,0475	0,0078	38,26	6,28		
	10	559,2	0,0348	0,0057	19,46	3,19		
	12,5	943,2	0,0247	0,0040	23,30	3,77		
	16	44,2	0,0158	0,0026	0,70	0,11		
	20	0,0	0,0094	0,0015	0,00	0,00		

Fonte: Autor (2019)

Tabela 45 - Horas demandadas para o serviço de concretagem do sistema estrutural de laje maciça em concreto armado convencional

	Qtd (m ³)	RUP (Hh/m ²)			Demanda Hh			Hh total/ciclo		
		Pedreiro	Servente	Carpinteiro	Pedreiro	Servente	Carpinteiro	Pedreiro	Servente	Carpinteiro
Pilar	16,84	0,174	1,045	0,174	2,93	17,60	2,93	532,46	780,34	117,72
Viga	15,22	0,512	0,586	0,085	7,79	8,92	1,29			
Laje	65,72	0,512	0,586	0,085	33,65	38,51	5,59			

Fonte: Autor (2019)

Tabela 46 – Composição unitária de mão de obra para o sistema estrutural de laje maciça em concreto armado

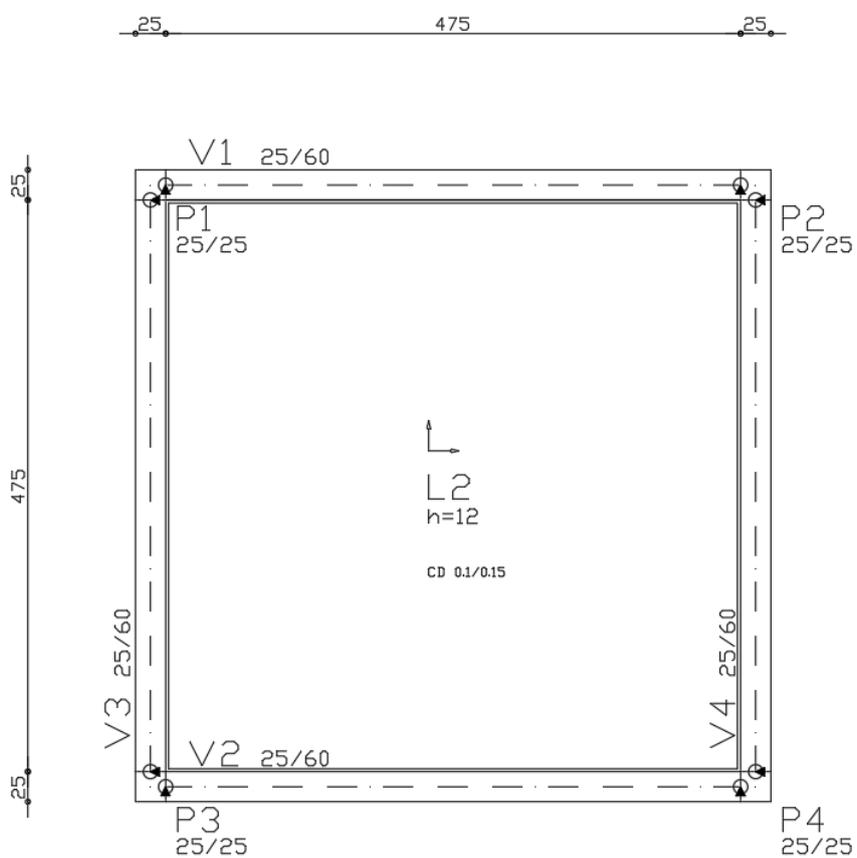
	Hh total	Custo Unitário (R\$)	Custo M.O. / ciclo
Carpinteiro	6107,15	24,32	R\$ 148.525,86
Ajudante de carpinteiro	1497,36	19,73	R\$ 29.542,85
Armador	5387,02	22,22	R\$ 119.699,48
Ajudante de armador	877,56	16,27	R\$ 14.277,84
Pedreiro	532,46	22,37	R\$ 11.911,07
Servente de pedreiro	780,34	16,53	R\$ 12.899,08

Fonte: Autor (2019)

APÊNDICE K – VALIDAÇÃO DA VERIFICAÇÃO DE ELU: ESGOTAMENTO DA CAPACIDADE RESISTENTE

A validação dos resultados para a verificação do ELU de esgotamento da capacidade resistente das peças foi realizada através de uma comparação entre o dimensionamento obtido através das tabelas de CZERNY (Poisson $\nu = 0,2$) e o apresentado pelo *software* para uma laje, cujas dimensões podem ser vistas planta de fôrmas ilustrada na Figura 78:

Figura 78 – Fôrma de laje para validação



Fonte: Autor (2019)

Dimensionamento por tabela de Czerny

A laje foi considerada como quadrada ($\lambda = 1,00$), simplesmente apoiada nos quatro bordos (Caso 1 das tabelas de Czerny) e o vão teórico, para ambas as direções, foi considerado como $L = 5,00$ m.

O carregamento considerado foi de $0,10$ tf/m² de carga permanente, $0,15$ tf/m² de carga acidental e $0,30$ tf/m² de peso próprio, totalizando uma carga $p = 0,55$ tf/m².

O cálculo do momento fletor no meio do vão da laje é feito conforme Equação (10) e (11)

$$M_x = \frac{p L x^2}{\alpha x} \quad (10)$$

$$M_y = \frac{p L y^2}{\alpha y} \quad (11)$$

Os valores de αx e αy para a situação valem $22,70$. Portanto, temos como momento fletor, para direção x e y , o valor de $M = 0,60$ tf.m/m.

A posição da linha neutra pode ser calculada conforme Equação (11):

$$x = 1,25 d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M s d, x}{0,425 b d^2 f_{cd}}} \right] \quad (11)$$

Considerando $b = 100$ cm, $f_{cd} = 0,178$ tf/cm² e $d = 9,5$ cm, obteve-se $x = 0,77$ cm.

A área de aço necessária por metro de laje pode ser calculada pela Equação (12):

$$A_s = \frac{m s d, x}{f_y d (d - 0,4x)} \quad (12)$$

Considerando $f_y d = 5$ tf/cm², obteve-se $2,12$ cm²/m.

Dimensionamento pelo software

Considerou-se uma malha para a grelha de 20 cm x 20 cm e rigidez à torção das barras da grelha igual a 15% do total, resultando no valor de momento fletor máximo de $M = 0,81$ tf.m/m, conforme Figura 79, cerca de 35% superior ao obtido pela tabela de Czerny. A armadura dimensionada por este esforço resultou em $2,87$ cm²/m, a favor da segurança.

Figura 79 – Momentos fletores obtidos com Grelha TQS

-0.17/m	-0.03/m					-0.17/m
-0.15/m		0.24/m	0.24/m	0.19/m	0.24/m	-0.15/m
	-0.02/m	0.32/m	0.32/m		0.32/m	-0.02/m
	-0.02/m	0.40/m	0.39/m		0.40/m	-0.02/m
	-0.02/m	0.47/m	0.45/m		0.47/m	-0.02/m
	-0.03/m	0.54/m	0.54/m			-0.03/m
	-0.03/m	0.60/m		0.60/m		-0.03/m
	-0.03/m	0.66/m				-0.03/m
	-0.03/m	0.71/m	0.71/m			-0.03/m
	-0.03/m	0.75/m	0.75/m			-0.03/m
	-0.03/m	0.78/m	0.78/m			-0.03/m
	-0.03/m	0.80/m	0.80/m			-0.03/m
	-0.03/m	0.81/m				-0.03/m
	-0.03/m	0.80/m				-0.03/m
	-0.03/m	0.79/m	0.79/m			-0.03/m
	-0.03/m	0.76/m	0.76/m			-0.03/m
	-0.03/m	0.73/m	0.73/m			-0.03/m
	-0.03/m	0.69/m	0.68/m			-0.03/m
	-0.02/m	0.63/m	0.63/m			-0.02/m
	-0.02/m	0.57/m	0.57/m			-0.02/m
	-0.02/m	0.50/m	0.50/m	0.50/m		-0.02/m
	-0.02/m	0.43/m	0.43/m	0.43/m		-0.02/m
-0.16/m	-0.02/m	0.36/m	0.35/m	0.36/m		-0.16/m
-0.17/m	-0.03/m	0.28/m	0.24/m	0.28/m	0.28/m	-0.17/m
		0.21/m	0.15/m	0.21/m	0.21/m	

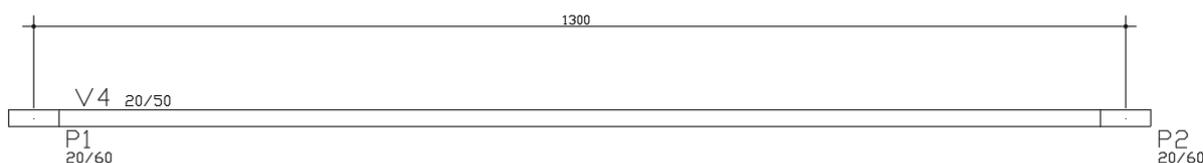
Fonte: Autor (2019)

Os valores obtidos foram diferentes devido às considerações dos métodos de cálculo. O método por meio das tabelas de Czerny considera a existência de apoios indeslocáveis e considera a parcela de esforço de torção. O método de analogia de grelha, utilizando os critérios do Grelha TQS, considera a rigidez das vigas de bordo, bem como considera os pilares como apoios elásticos independentes, modelados por molas, além da consideração de plastificações em determinados pontos da estrutura.

APÊNDICE L – VALIDAÇÃO DA VERIFICAÇÃO DE ELU: ATO DA PROTENSÃO

A validação dos resultados para a verificação de ELU no Ato da Protensão foi realizada através do cálculo manual das tensões apresentadas no meio do vão de uma viga biapoiada, exposta na Figura 80, e posterior comparação com os resultados apresentados pelo *software*.

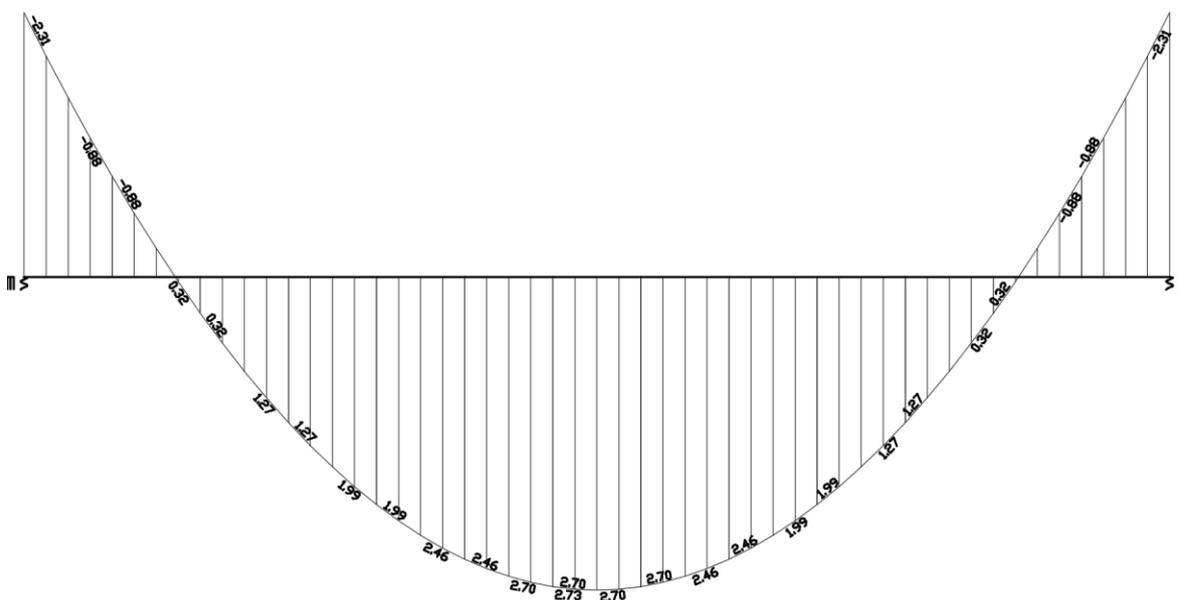
Figura 80 – Viga biapoiada para verificação de ELU no Ato da Protensão



Fonte: Autor (2019)

Considerou-se que haveria apenas carregamento de peso próprio da viga no ato da protensão, tendo como momento fletor máximo o valor de 2,73 tfm, ilustrado na Figura 81.

Figura 81 – Momentos fletores para a viga biapoiada



Fonte: Autor (2019)

Foram consideradas 2 cordoalhas, tendo, cada uma, força de protensão P_0 , na seção considerada, de valor 13,20 tf e excentricidade em relação ao eixo geométrico de 21,0 cm. As

propriedades geométricas da seção da viga foram consideradas com os valores: área $A = 1000 \text{ cm}^2$ e módulo de resistência à flexão superior e inferior $W = 8.333,33 \text{ cm}^3$

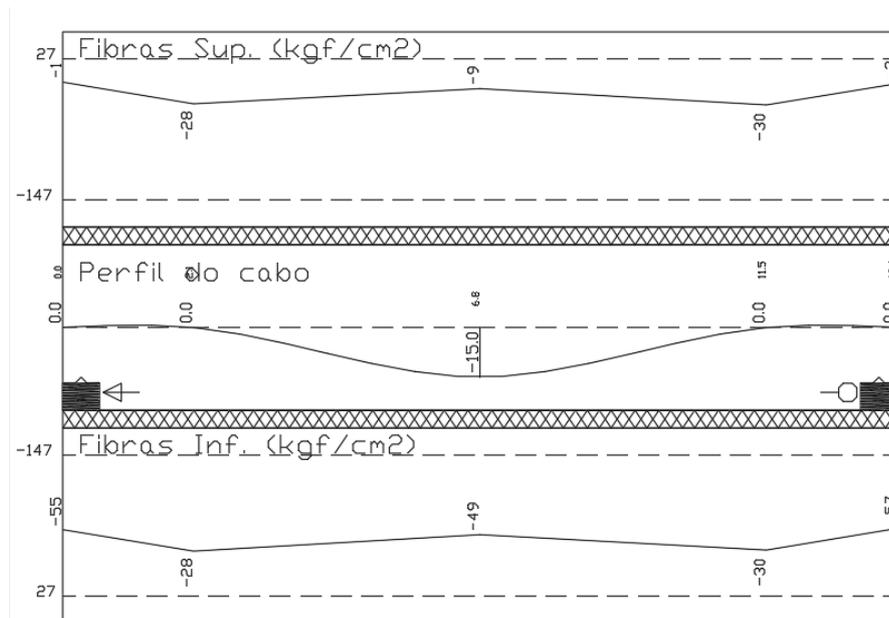
O cálculo das tensões foi realizado conforme equações apresentadas na Seção 2.6.2 – Estados Limites Últimos, obtendo-se:

$$\sigma_{sup} = \left(-\frac{2 \cdot 13,2}{1000} + \frac{2 \cdot 13,2 \cdot 15}{8333,33} \right) \cdot 1,1 - \left(\frac{272}{8333,33} \right) \cdot 1,0 = -9,40 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{inf} = \left(-\frac{2 \cdot 13,2}{1000} - \frac{2 \cdot 13,2 \cdot 21}{8333,33} \right) \cdot 1,1 + \left(\frac{272}{8333,33} \right) \cdot 1,0 = +48,67 \text{ kgf/cm}^2$$

Em comparação aos resultados obtidos pelo *software*, nota-se que os resultados apresentaram diferenças inferiores a 10%, conforme Figura 82:

Figura 82 – Tensões no Ato da Protensão



Fonte: Autor (2019)

APÊNDICE M – VALIDAÇÃO DA ESTIMATIVA DE PERDA PROGRESSIVA

A validação da consideração de uma porcentagem estimada para as perdas progressivas da força de protensão foram realizadas considerando a mesma viga, cordoalhas e esforços do APÊNDICE L e a equação apresentada no ANEXO E.

Considerou-se a umidade relativa do ambiente como $U = 75\%$ e a espessura fictícia da peça, calculada conforme ANEXO B, como próxima de 20 cm.

Dados:

- $N_p = 26,40$ tf;
- $A_c = 1000$ cm²;
- $M_{pg} = 2,81$ tfm;
- $W_{cp} = 8333,3$ cm³;
- $\varphi_\infty = 1,7$;
- $\varepsilon_{c,\infty} = 0,00017$;
- $E_c = 304,7$ tf/cm²;
- $E_p = 1950,0$ tf/cm²;
- $k = 0,0455$;

A perda pela ação conjunta da retração e fluência foi estimada em:

$$\Delta\sigma_{ps} = \frac{\left(\frac{26,2}{1000} + \frac{281}{8333,3}\right) \cdot \frac{1,7}{304,7} + 0,00017}{1 + 0,0455(1 + 0,5 \cdot 1,7)} \cdot 1950,0 = 91 \text{ MPa}$$

A perda por relaxação do aço foi calculada conforme Equação 25 e resultou em 56,3 MPa.

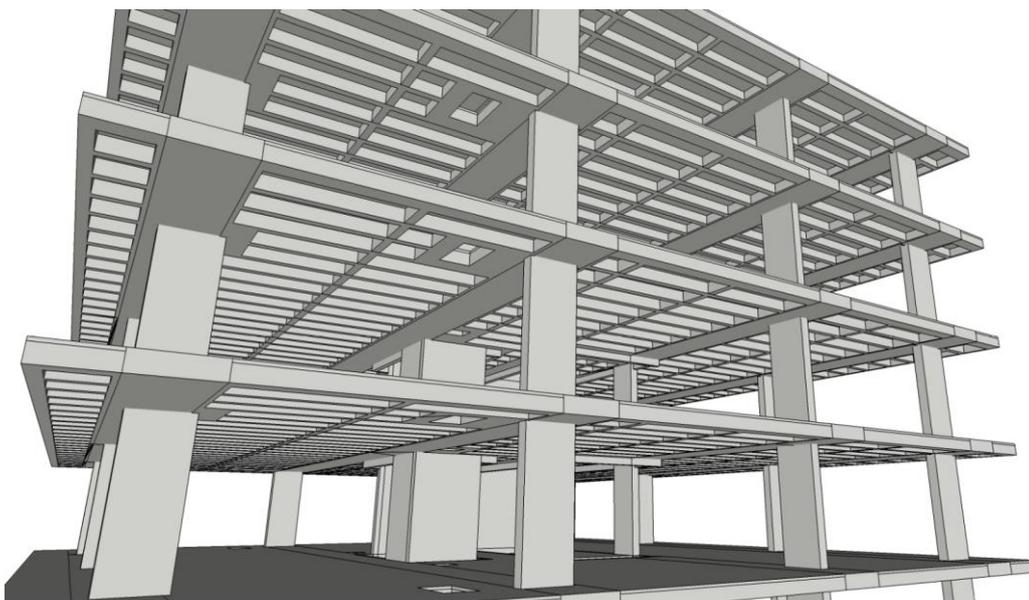
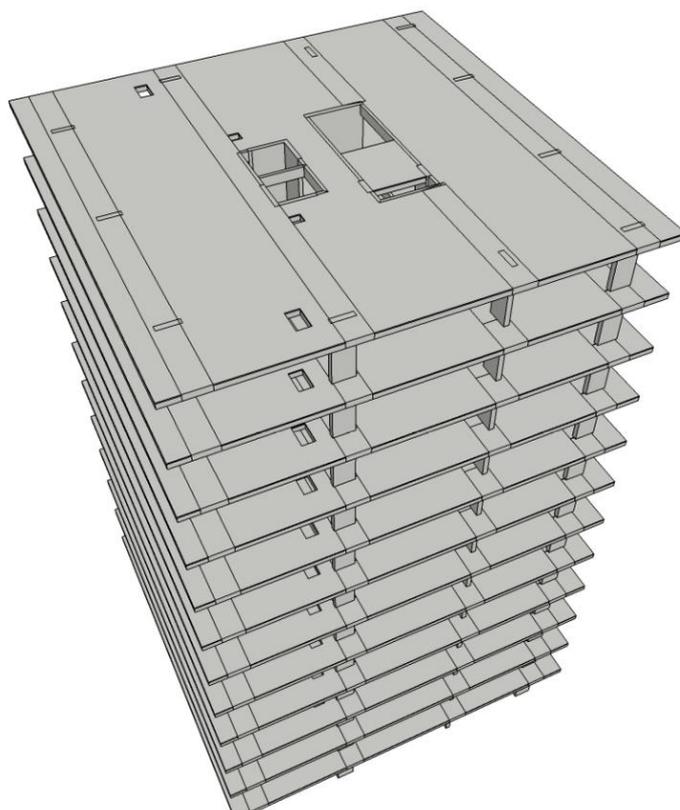
A perda de tensão no aço de protensão foi, portanto:

$$\Delta\sigma_p = 91 + 56,3 = 147,3 \text{ MPa}$$

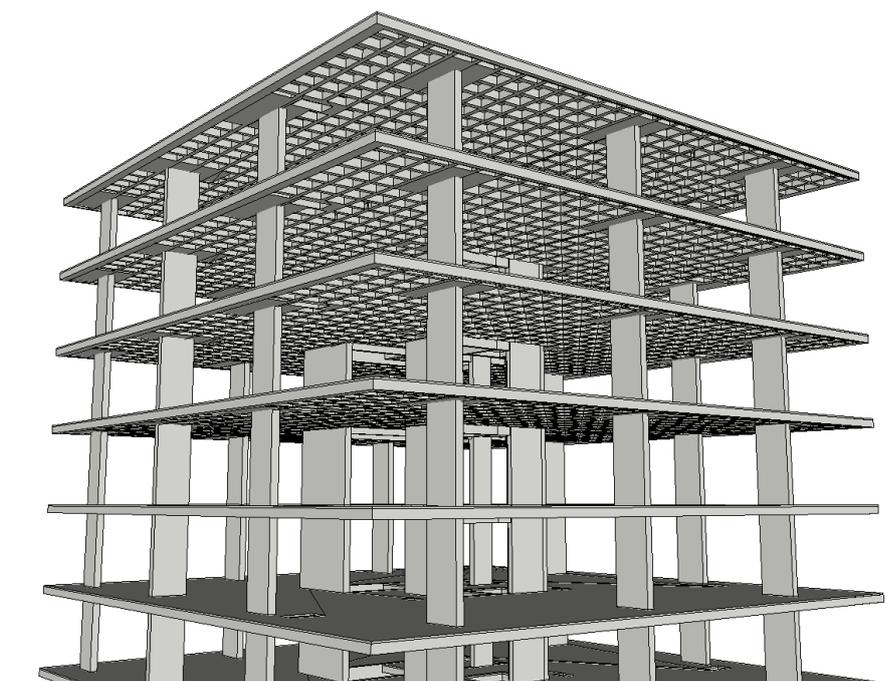
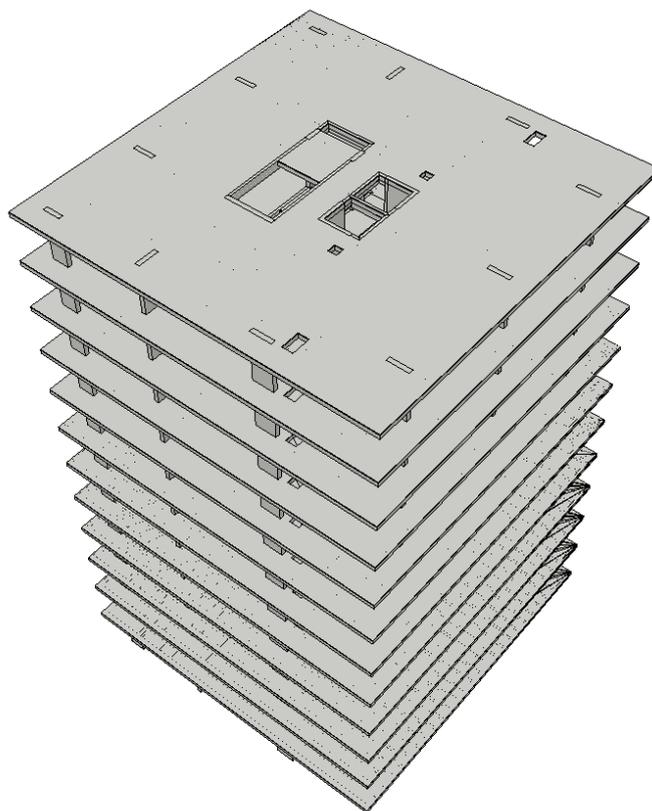
Sendo assim, para as condições e esforços considerados, obteve-se uma perda de:

$$\Delta\sigma_p = \frac{1308 - 147,3}{1308} \times 100 = 11,26\%$$

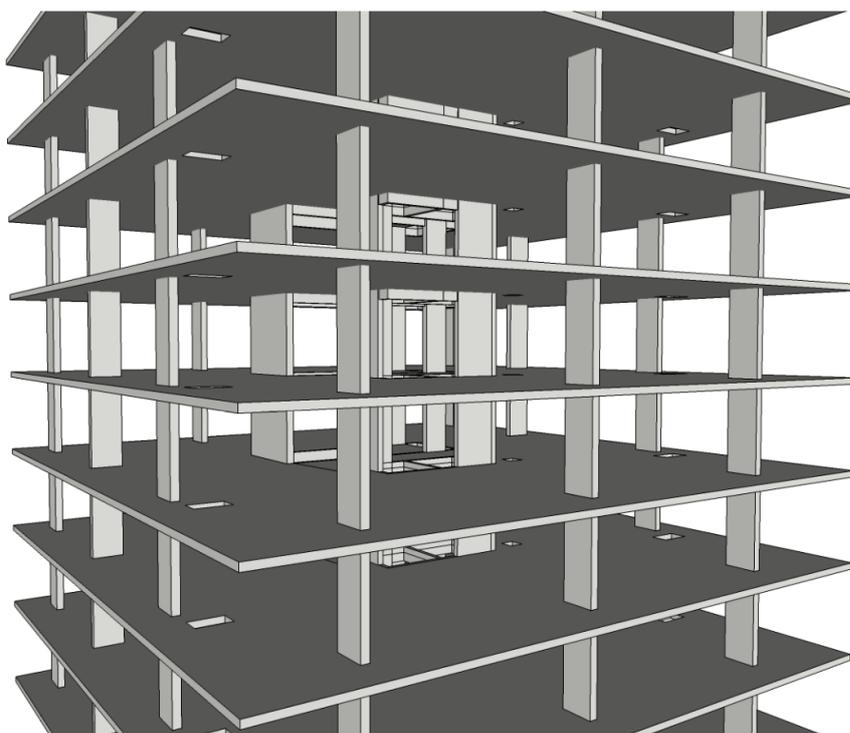
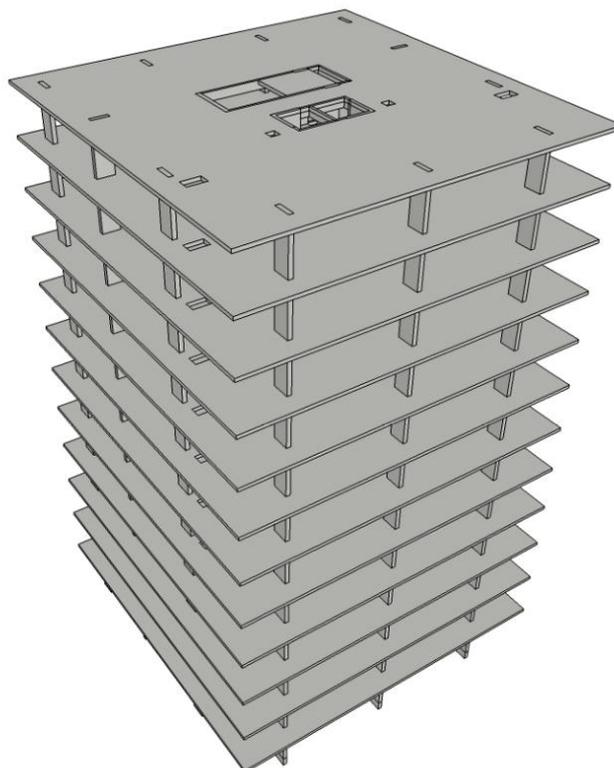
**APÊNDICE N – MODELO 3D DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE
NERVURADA UNIDIRECIONAL COM VIGAS-FAIXA EM CONCRETO
PROTENDIDO**



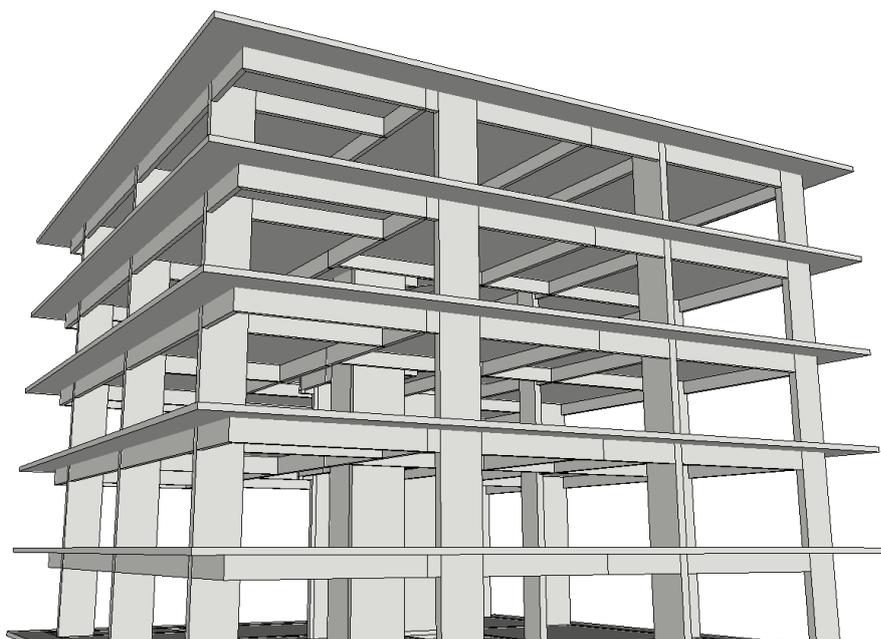
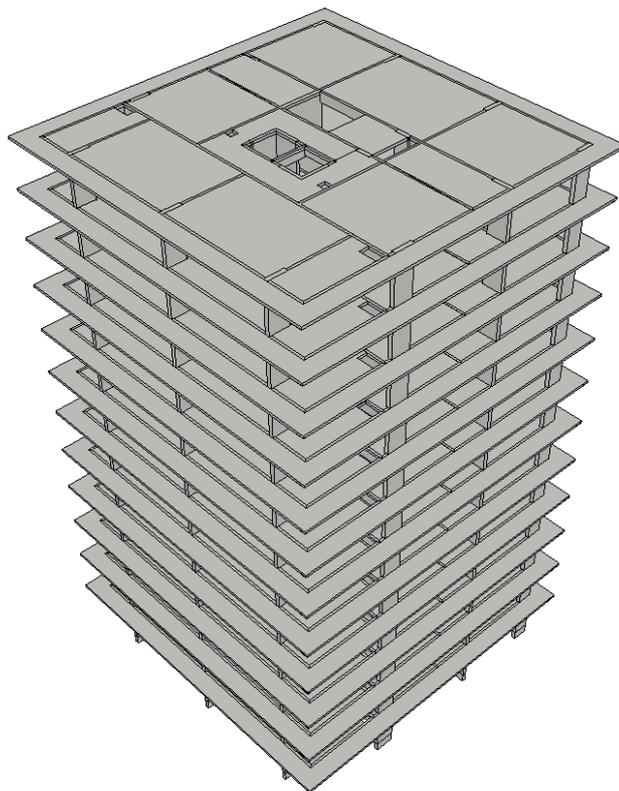
**APÊNDICE O – MODELO 3D DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE
NERVURADA BIDIRECIONAL COM CAPITÉIS EM CONCRETO PROTENDIDO**



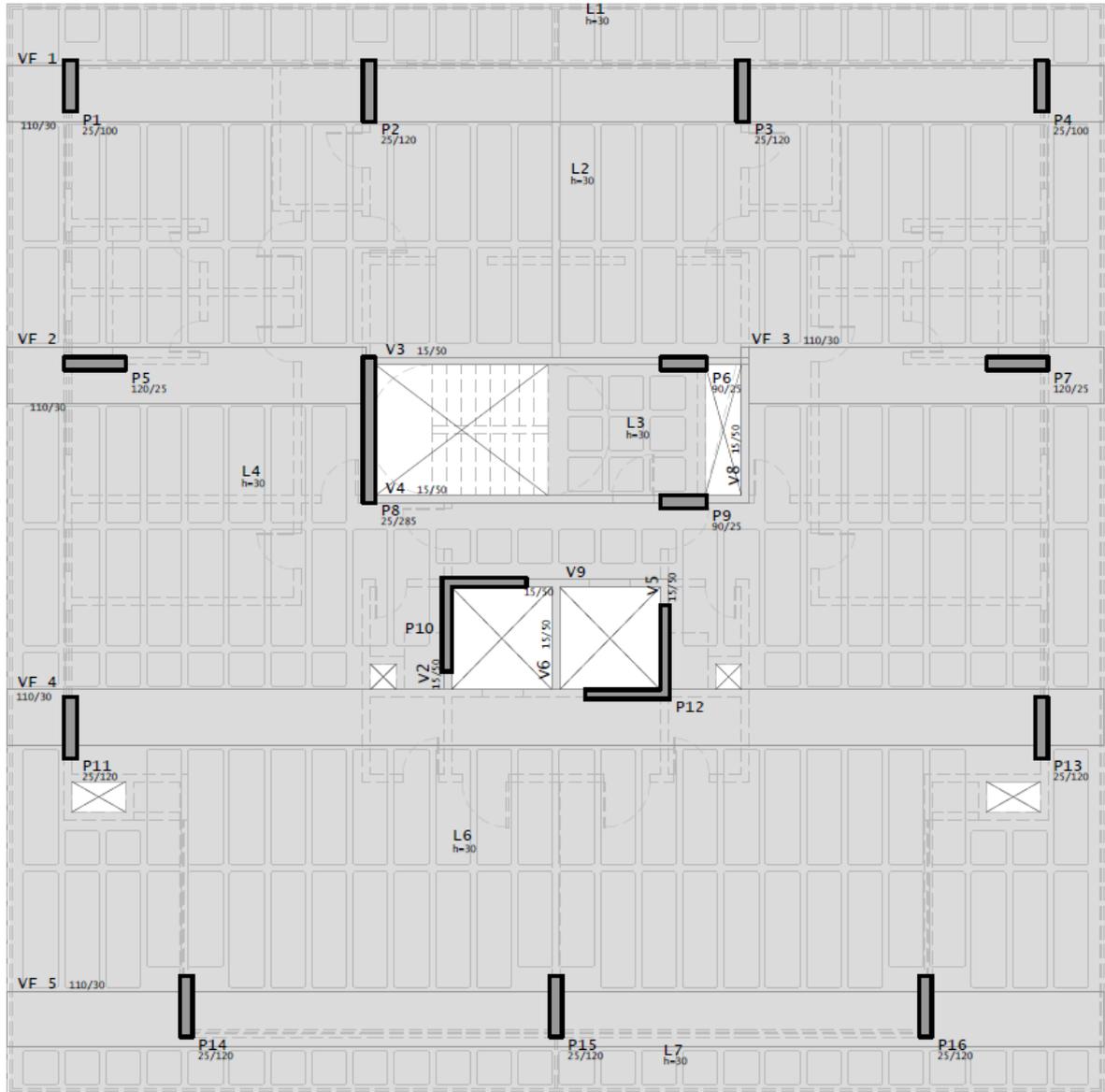
**APÊNDICE P – MODELO 3D DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE LISA EM
CONCRETO PROTENDIDO**



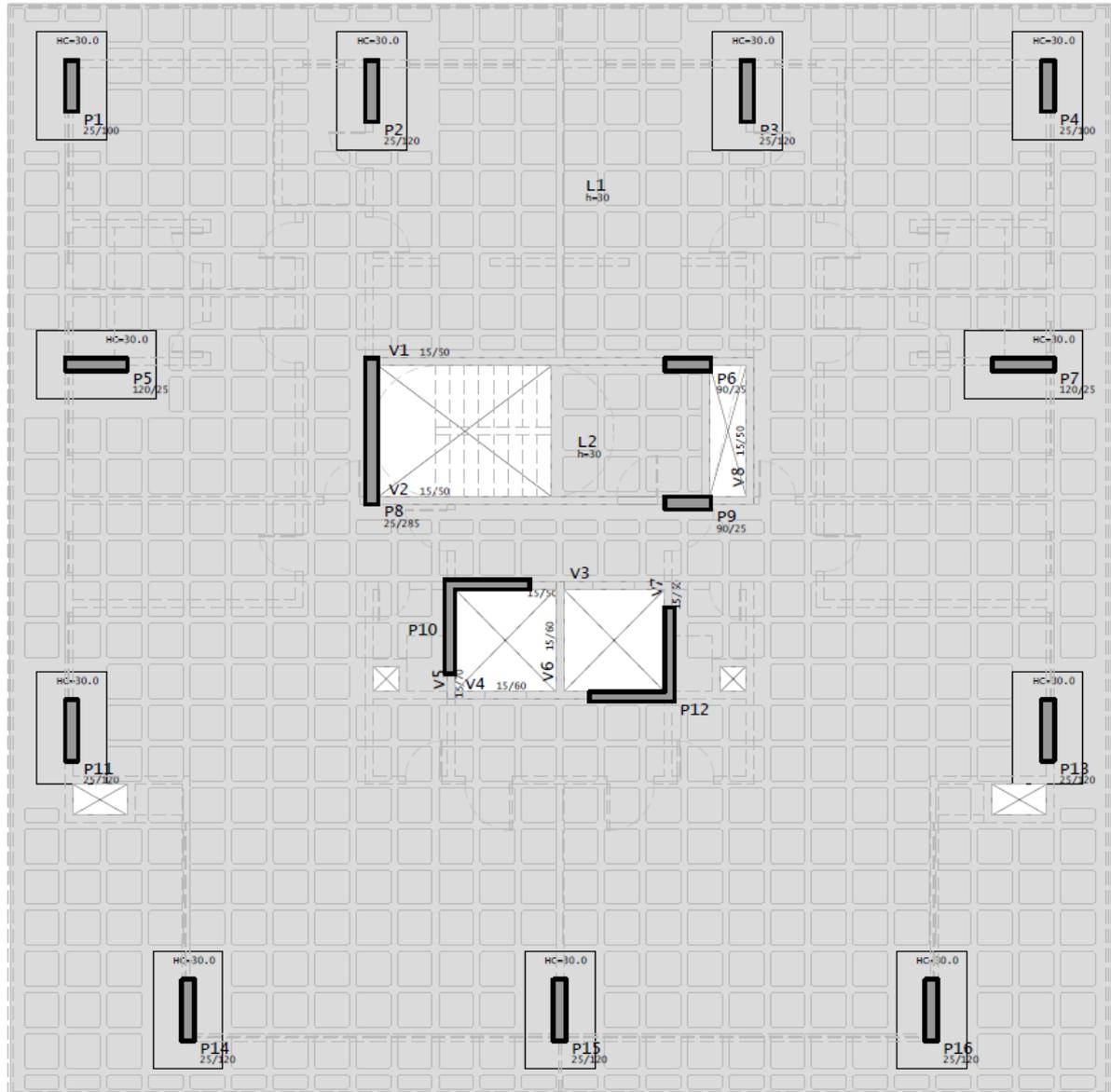
**APÊNDICE Q – MODELO 3D DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE MACIÇA
CONVENCIONAL EM CONCRETO ARMADO**



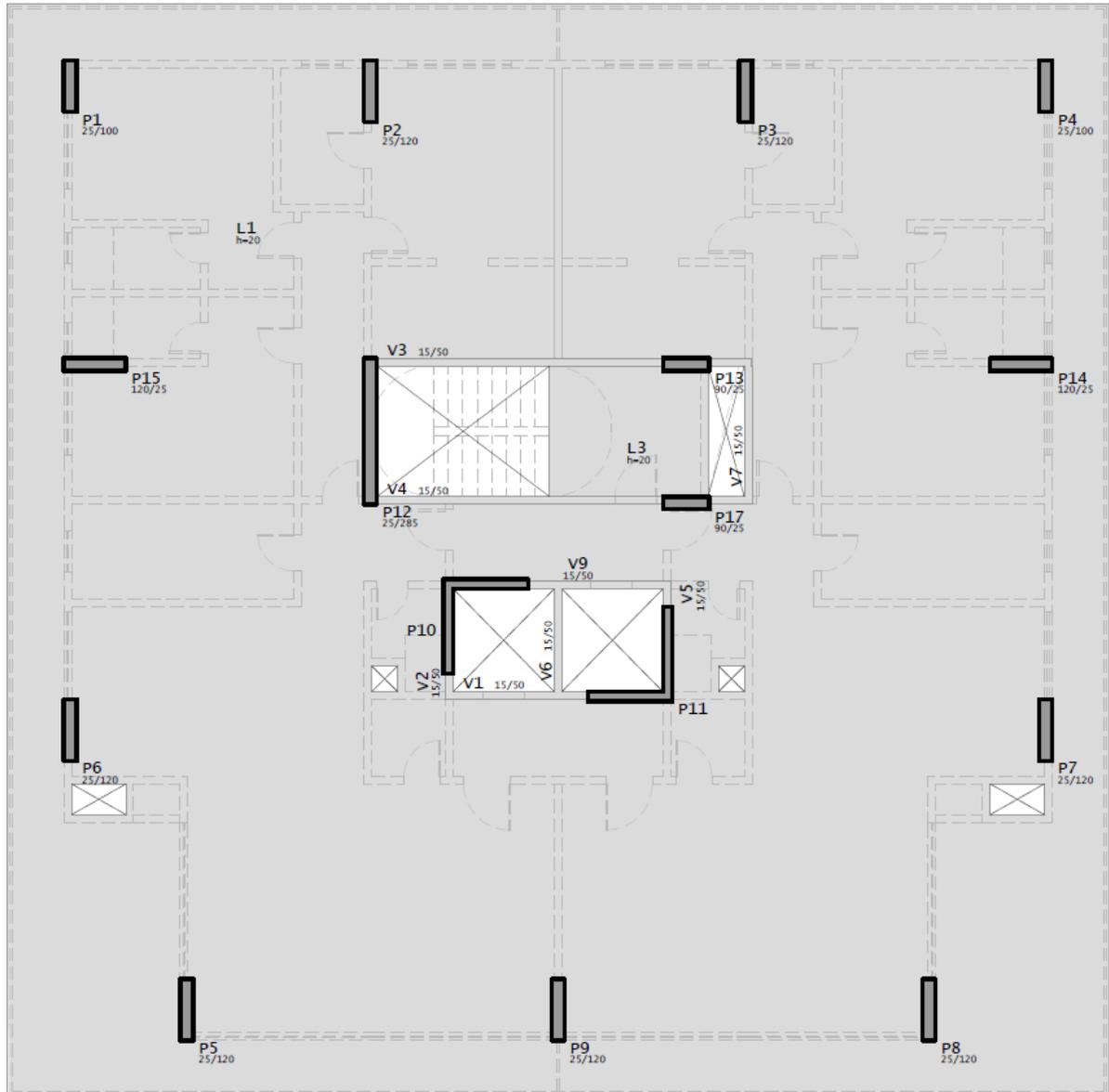
**APÊNDICE R – PLANTA DE FÔRMAS DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE
NERVURADA UNIDIRECIONAL COM VIGAS-FAIXA EM CONCRETO
PROTENDIDO**



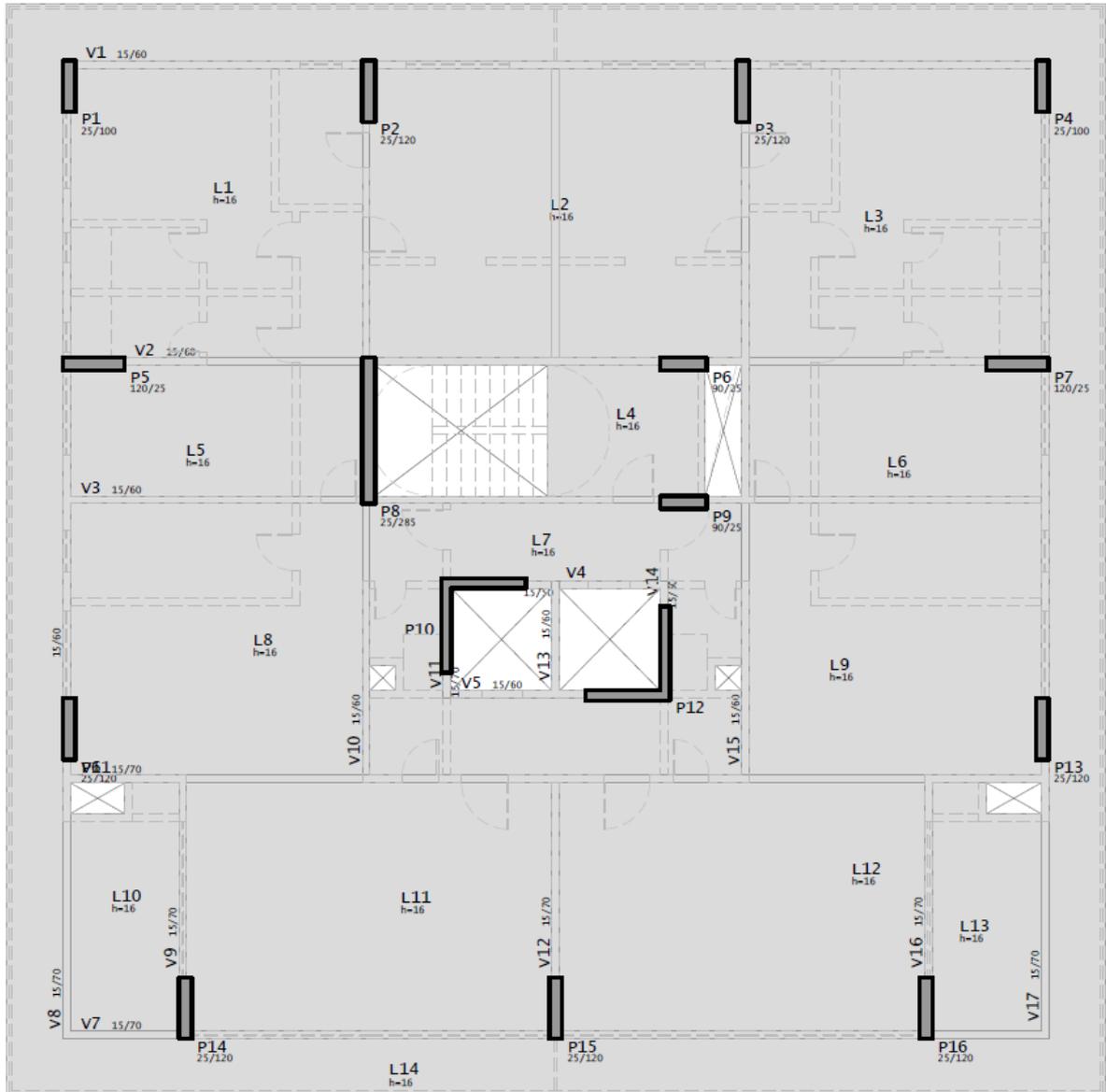
**APÊNDICE S – PLANTA DE FÔRMAS DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE
NERVURADA BIDIRECIONAL COM CAPITÉIS EM CONCRETO PROTENDIDO**



**APÊNDICE T – PLANTA DE FÔRMAS DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE
LISA EM CONCRETO PROTENDIDO**



**APÊNDICE U – PLANTA DE FÔRMAS DO SISTEMA ESTRUTURAL DE LAJE
MACIÇA CONVENCIONAL EM CONCRETO ARMADO**



ANEXO A – RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA E MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO EM IDADES INFERIORES A 28 DIAS

Os valores característicos f_k das resistências são os que, em um lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança.

A resistência de cálculo do concreto, quando a verificação é feita em data j igual ou superior a 28 dias, é feita conforme Equação (13)

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (13)$$

Caso a verificação seja feita em data j inferior a 28 dias, adota-se a Equação (14):

$$f_{cd} = \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (14)$$

Onde β_1 é a relação entre $\frac{f_{ckj}}{f_{ck}}$ dada pela Equação (15):

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (15)$$

O valor da variável t refere-se à idade efetiva do concreto, expressa em dias, e o valor s varia conforme o tipo de cimento adotado, sendo:

- $s = 0,25$ para CPI e CP II;
- $s = 0,38$ para CPIII e CP IV;
- $s = 0,20$ para CPV-ARI

Para datas inferiores a 28 dias, o módulo de elasticidade inicial E_{ci} também deve ser avaliado de modo diferente, conforme Equações (16) e (17) abaixo:

$$E_{ci} = \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,5} ; 20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 45 \text{ MPa} \quad (16)$$

$$E_{ci} = \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,3} ; 50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa} \quad (17)$$

ANEXO B – PARÂMETROS AUXILIARES

Os parâmetros auxiliares utilizados nos cálculos de retração e fluência do concreto são a espessura fictícia da peça e a idade fictícia do concreto. As formulações abaixo foram retiradas do Anexo A, itens 2.4.1 e 2.4.2 da NBR 6118:2014.

A espessura fictícia é determinada pela Equação (18):

$$h_{fic} = \gamma \cdot \frac{2 \cdot Ac}{\mu_{ar}} \quad (18)$$

Onde:

- γ = coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente (U%). Para valores de $U \leq 90\%$, este coeficiente é dado por: $\gamma = 1 + e^{-7,8+0,1U}$
- Ac = área de concreto da seção transversal
- μ_{ar} = parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com a atmosfera.

Por sua vez, a idade fictícia do concreto é determinada pela Equação (19):

$$t_{fic} = \alpha \frac{(T_i + 10)}{30} \Delta t_{ef,i} \quad (19)$$

Em que:

- α = coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento. Na falta de dados experimentais, é válido o emprego dos valores constantes da Tabela X.
- T_i = temperatura média diária do ambiente em graus Celsius
- $\Delta t_{ef,i}$ = período em dias durante o qual a temperatura média diária do ambiente pode ser admitida constante

ANEXO C – PERDAS IMEDIATAS DE FORÇA DE PROTENSÃO

Perda por encurtamento imediato do concreto

O cálculo da perda de protensão por encurtamento imediato do concreto pode ser feito considerando-se uma perda média de protensão para todos os cabos, segundo Item 9.6.3.3.2.1 da NBR 6118:2014, conforme Equação (20):

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha (\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n - 1)}{2n} \quad (20)$$

Onde:

- n = número de cabos protendidos sucessivamente um a um;
- α = razão entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo de elasticidade inicial do concreto (E_p/E_{ci});
- σ_{cp} = tensão ao nível do centro de gravidade da armadura ativa gerada pela protensão; e
- σ_{cg} = tensão ao nível do centro de gravidade da armadura ativa gerada pelas cargas permanentes mobilizadas pela protensão.

Perda por atrito

O cálculo da perda de protensão por atrito pode ser feito segundo Item 9.6.3.3.2.2 da NBR 6118:2014, conforme Equação (21):

$$\Delta P(x) = P_i [1 - e^{-(\mu \sum \alpha + kx)}] \quad (21)$$

Onde:

- P_i = força aplicada pelo aparelho tensor na posição $x = 0$. Deve respeitar os valores expostos no Item 9.6.1.2.1, sendo para monocordoalhas engraxadas de relaxação baixa:
 - $P_i \leq 0,80f_{ptk}$ ou $0,88f_{pyk}$
- x = abscissa do ponto onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem, expressa em metros;

- $\sum\alpha$ = soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x , expressa em radianos;
- μ = coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha. Na falta de dados experimentais, este coeficiente pode ser estimado por:
 - 0,50 entre cabo e concreto (sem bainhas);
 - 0,30 entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica;
 - 0,20 entre fios lisos ou cordoalhas e bainhas metálicas;
 - 0,10 entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada;
 - 0,05 entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada
- k = coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo. Na falta de dados experimentais, pode-se utilizar o valor de $0,01\mu$.

ANEXO D – PERDAS PROGRESSIVAS DE FORÇA DE PROTENSÃO

Perda por retração do concreto

O cálculo aproximado da retração pode ser realizado segundo item 2.3.2 do Anexo A da NBR 6118:2014, conforme Equação (22):

$$\varepsilon_{cs}(t_{fic}, t_{0, fic}) = \varepsilon_{cs\infty} [\beta_s(t_{fic}) - \beta_s(t_{0, fic})] \quad (22)$$

Em que:

- t_{fic} = idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias.
- $t_{0, fic}$ = idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração na peça começa a ser considerado, em dias.
- β_s = coeficiente relativo à retração
- $\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s}$

O termo β_s é calculado pela Equação (23):

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A\left(\frac{t}{100}\right)^2 + B\left(\frac{t}{100}\right)^1}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C\left(\frac{t}{100}\right)^2 + D\left(\frac{t}{100}\right)^1 + E} \quad (23)$$

Onde:

- $A = 40$
- $B = 116h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8$
- $C = 2,5h^3 - 8,8h + 40,7$
- $D = -75h^3 + 585h^2 + 496h - 6,8$
- $E = -169h^4 + 88h^3 + 584h^2 - 39h + 0,8$

O termo ε_{1s} é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto. É calculado conforme Equação (24), aplicável para valores de umidade relativas do ambiente iguais ou menores a 90% e abatimentos de 5 a 9 cm.

$$10^4 \cdot \varepsilon_{1s} = -6,16 - \frac{U}{484} + \frac{U^2}{1590} \quad (24)$$

Para valores de slump entre 0 e 4 cm, tem-se o valor de ε_{1s} 25% menor. Para valores de slump entre 10 e 15 cm, 25% maior.

O termo ε_{2s} é o coeficiente dependente da espessura fictícia da peça, medida em centímetros, calculado conforme Equação (25):

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \cdot h_{fic}}{20,8 + 3 \cdot h_{fic}} \quad (25)$$

Perda por fluência do concreto

O cálculo da fluência pode ser realizado conforme Anexo A.2.2.3 da NBR 6118, quando da falta de ensaios e dados mais precisos.

No instante t , a deformação devida à fluência é dada pela Equação (26):

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccd} + \varepsilon_{ccf} = \frac{\sigma_c}{E_{c,28}} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (26)$$

Sendo:

- ε_{cc} = deformação do concreto;
- ε_{cca} = deformação rápida irreversível;
- ε_{ccd} = parcela de deformação lenta reversível;
- ε_{ccf} = parcela de deformação lenta irreversível; e
- φ = coeficiente de fluência

O coeficiente de fluência é calculado conforme Equação (27):

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \beta_d \quad (27)$$

Onde:

- $\varphi_a = 0,8 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_{\infty})} \right]$ é o coeficiente de relativo à deformação rápida, para concretos de classe C20 a C45;

- $\varphi_a = 1,4 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right]$ é o coeficiente de relativo à deformação rápida, para concretos de classe C50 a C90;
- $\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}$ é a função do crescimento da resistência do concreto com a idade, conforme Item 12.3 da NBR;
- $\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c}$ é o valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível para concretos de classe C20 a C45;
- $\varphi_{f\infty} = 0,45 \cdot \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c}$ é o valor final do coeficiente de deformação lenta irreversível para concretos de classe C50 a C90;
 - φ_{1c} é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente U e da consistência do concreto, dada pela Tabela A.1 da NBR;
 - $\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}}$ é o coeficiente dependente da espessura fictícia da peça, definida em A.2.4 da NBR.
- $\beta_f(t) = \frac{t^2 + A \cdot t + B}{t^2 + C \cdot t + D}$ é o coeficiente relativo à deformação lenta irreversível, função da idade fictícia do concreto
 - $A = 42h^3 - 350h^2 + 588h + 133$
 - $B = 768h^3 - 3060h^2 + 3234h - 23$
 - $C = -200h^3 + 13h^2 + 3234h - 23$
 - $D = 7579h^3 - 31916h^2 + 35343h + 1931$
- O coeficiente de fluência lenta reversível $\varphi_{d\infty}$ é tomado como 0,4.
- $\beta_d = 1,0$ para considerações de $t = \infty$.

Perda por relaxação do aço

Os valores médios da relaxação pura, anteriormente definida, são expostos na Tabela 8.4 da NBR 6118:2014, a qual pode ser visualizada na Figura 83 a seguir:

Figura 83 – Valores médios de relaxação pura

σ_{p0}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 f_{ptk}	0	0	0	0	0
0,6 f_{ptk}	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
0,7 f_{ptk}	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
0,8 f_{ptk}	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0

Onde
RN é a relaxação normal;
RB é a relaxação baixa.

Fonte: ABNT (2014)

Os valores estimados para a relaxação relativa são calculados conforme Equação (28):

$$\Delta\sigma_{pr(t,t0),rel} = \Delta\sigma_{pr(t,t0)} \cdot [1 - 2 \cdot \left(\frac{\Delta\sigma_{pr(t,t0),c+s}}{\sigma_{pi}} \right)] \quad (28)$$

Onde:

- $\Delta\sigma_{pr(t,t0),c+s}$ = valor, em módulo, da perda de tensão no aço devido aos efeitos da retração e fluência do concreto;
- $\Delta\sigma_{pr(t,t0)}$ = valor da perda de tensão por relaxação pura do aço; e
- σ_{pi} = tensão no aço calculada após as perdas imediatas mais os efeitos de ações permanentes posteriores. ($\sigma_{pi} = \sigma_{p0} + \Delta\sigma_{p0}$)

ANEXO E – CÁLCULO DE PERDA DE FORÇA DE PROTENSÃO PELO MÉTODO SIMPLIFICADO

O cálculo das perdas de força de protensão, considerando a interação entre fluência e retração do concreto, pode ser realizado conforme Equação (29) (SCHMID, 2009):

$$\Delta\sigma_{p_{cs}} = \frac{\left(\frac{Np}{Ac} + \frac{Mpg}{Wcp}\right) \cdot \frac{\varphi_{\infty}}{Ec} + \varepsilon_{c,\infty}}{1 + k(1 + 0,5\varphi_{\infty})} \cdot Ep \quad (29)$$

Onde:

Quadro 10 – Variáveis envolvidas no cálculo simplificado de perda progressiva de força de protensão

Np	Componente normal P de força de protensão na seção considerada.
Ac	Área de concreto da seção transversal considerada.
$\frac{Mpg}{Wcp}$	Tensão normal do momento da protensão e da carga permanente g na seção considerada.
φ_{∞}	Coeficiente final de fluência.
Ec	Módulo de elasticidade secante do concreto aos 28 dias.
$\varepsilon_{c,\infty}$	Retração final.
Ep	Módulo de elasticidade do aço de protensão.
k	Coeficiente de rigidez da seção considerada, definido por: $k = \frac{Ep}{Ec} \cdot Ap \left(\frac{1}{Ac} + \frac{e}{Wcp} \right)$

Fonte: Schmid (2009)

Os coeficientes de fluência e a retração final podem ser estimados de maneira simplificada considerando os valores expostos na Figura 84:

Figura 84 – Coeficientes de fluência e retração em função da umidade relativa e espessura fictícia

UMIDADE		U = 40%		U = 55%		U = 75%		U = 90%	
RELAÇÃO GEOMÉTRICA 2Ac cm / u		20	60	20	60	20	60	20	60
FLUÊNCIA ϕ_{∞}	to = 5 dias	4,4	3,9	3,8	3,3	3,0	2,6	2,3	2,1
	to = 30 dias	3,0	2,9	2,6	2,5	2,0	2,0	1,6	1,6
	to = 60 dias	3,0	2,6	2,2	2,2	1,7	1,8	1,4	1,4
RETRAÇÃO $\epsilon_{CS\infty}$	to = 5 dias	-0,44	-0,39	-0,37	-0,33	-0,23	-0,21	-0,10	-0,09
	to = 30 dias	-0,37	-0,38	-0,31	-0,31	-0,20	-0,20	-0,09	-0,09
	to=60 dias	-0,32	-0,36	-0,27	-0,30	-0,17	-0,19	-0,08	-0,09

Fonte: Schmid (2009)

Somada à perda obtida, deve-se acrescentar a parcela referente à relaxação do aço, indicada na Equação (28).