

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO MARANHÃO
CENTRO DE CIÊNCIAS TECNOLÓGICAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

RAISSA LEITE CATOSI

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE LAJES LISAS PROTENDIDAS PELO
MÉTODO DOS PÓRTICOS EQUIVALENTES**

São Luís
2017

RAISSA LEITE CATOSSI

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE LAJES LISAS PROTENDIDAS PELO
MÉTODO DOS PÓRTICOS EQUIVALENTES**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Coordenação do curso de
Engenharia Civil da Universidade
Estadual do Maranhão – UEMA, como
requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Msc. Clodoaldo Cesar
Malheiros Ferreira.

São Luís
2017

Catossi, Raissa Leite.

Análise e dimensionamento de lajes lisas, protendidas pelo método dos pórticos equivalentes / Raissa Leite Catossi. – São Luís, 2017.
195 p.

Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Maranhão, 2017.

Orientador: Prof. Me. Clodoaldo César Malheiros Ferreira.

1. Lajes lisas. 2. Método dos pórticos equivalentes. 3. Protensão.
I. Título.

CDU 624.012.45

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE LAJES LISAS PROTENDIDAS PELO MÉTODO DOS PÓRTICOS EQUIVALENTES

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Coordenação do curso de
Engenharia Civil da Universidade
Estadual do Maranhão – UEMA, como
requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Msc. Clodoaldo Cesar
Malheiros Ferreira.

Aprovada em: 05/12/2017

BANCA EXAMINADORA

Prof. Msc. Clodoaldo Cesar Malheiros/Ferreira (Orientador)
Universidade Estadual do Maranhão

Prof. Dr. Eduardo Aurélio Barros Aguiar
Universidade Estadual do Maranhão

Prof. Esp. José Tadeu Moura Serra
Universidade Estadual do Maranhão

Aos meus pais, Francisco Luiz Catossi e Ana Giselle Leite Catossi, por serem a base de todas as minhas conquistas, estando sempre presentes e dando todo o apoio necessário para que eu alcance todos os meus sonhos.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente à Deus, por todas as oportunidades que sempre me concedeu, e por toda a força que me foi dada para que eu pudesse superar as dificuldades que apareceram ao longo desse caminho.

Aos meus Pais, Francisco Catossi e Ana Giselle Catossi, por todo apoio, dedicação e esforço que empenham todos os dias para que eu e minhas irmãs possamos ter uma boa educação e para que alcancemos os nossos objetivos.

À minhas irmãs, Larissa e Giovanna, por estarem sempre ao meu lado, compartilhando todos os momentos comigo, sejam felizes ou não.

À minha avó, Maria Micaela, por todo apoio, amor e carinho, de que lhe é peculiar.

Ao meu namorado, Mizael Junior, por todo apoio, ajuda e compressão ao longo desses 5 anos.

Ao meu orientador, Prof. Clodoaldo César Malheiros Ferreira, pelos ensinamentos passados, e pelo auxílio para que este trabalho se tornasse possível.

Aos meus professores, por tornarem esse curso possível e por todos os conhecimentos e experiências compartilhadas, que fizeram toda a diferença em minha formação acadêmica e profissional.

E por fim, aos meus colegas da faculdade, pela amizade, companheirismo e por todos os momentos que compartilhamos, que ficarão sempre guardados em minha memória.

RESUMO

Tendo em vista as inúmeras vantagens proporcionadas pelo acréscimo da protensão nas estruturas de concreto, este trabalho tem como objetivo expandir os conhecimentos obtidos nas disciplinas de concreto armado a partir do estudo dos aspectos teóricos necessários para a compreensão das estruturas de concreto protendido, incluindo definições, classificações, perdas de protensão e as demais peculiaridades inerentes a esse material. Nesta ocasião, escolheu-se analisar e dimensionar uma laje lisa protendida, modelo que apresenta não só vantagens econômicas como principalmente estéticas e técnicas, tais como a maior flexibilização na definição dos ambientes e concepção da fachada, devido a eliminação das vigas e a possibilidade de vencer vãos de até 12 metros, sem que seja prejudicada a resistência e estabilidade da estrutura. A análise estrutural da laje faz-se a partir do método dos pórticos equivalentes (que considera a laje dividida em faixas para cada direção, onde cada faixa corresponderá a um pórtico, dito equivalente à essa região), considerando os efeitos da protensão através de um carregamento externo equivalente. Apresenta-se também algumas recomendações construtivas e para projeto deste tipo de laje, para que finalmente se defina um roteiro de cálculo e dimensionamento baseado nos critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118 (2014). Com isso feito, é desenvolvido o projeto simplificado de uma laje lisa protendida com cordoalhas não engraxadas de um prédio comercial hipotético, aplicando todas as etapas e análises mostradas ao longo do referencial teórico. E por fim, são comparados os resultados de flechas e momentos obtidos pelo método adotado com os do programa SAFE, verificando-se que devido às aproximações inerentes ao primeiro método, em geral os resultados obtidos no SAFE apresentam valores mais baixos (justificado pelo fato de utilizar um método mais refinado, como o dos elementos finitos), e as principais diferenças percentuais entre os dois métodos ocorrem nos esforços devido ao carregamento da protensão.

Palavras-chave: Lajes lisas. Método dos pórticos equivalentes. Protensão.

ABSTRACT

Due the numerous advantages provided by the increase of the post-tension in concrete structures, this work aims to expand the knowledge obtained in the disciplines of reinforced concrete from the study of the theoretical aspects necessary for the understanding of the prestressed concrete structures, including definitions, ratings, loss of post-tensioning and the other peculiarities inherent to this material. On this occasion, was chosen to analyze and design a flat slab, a model that presents not only economic but also aesthetic and technical advantages, such as greater flexibility in the definition of the environments and fronts design, due to the elimination of the beams and the possibility of to overcome spans of up to 12 meters, without impairing the strength and stability of the structure. The structural analysis of the slab is based on the equivalent frames method (which considers the slab divided into strips for each direction, where each strip corresponds to a frame, equivalent to that region), considering the effects of the post-tension through a equivalent external load. It also presents some constructive recommendations and for the design of this type of slab, in order to finally define a guide for calculation and design based on the criteria established by ABNT NBR 6118 (2014). Done it, the simplified design of a prestressed flat slab of a hypothetical commercial building is developed, applying all the steps and analyzes shown along the theoretical reference. Finally, the results of deformations and bending moments obtained by the method adopted and the SAFE software are compared, and it is verified that due to the inherent approaches to the first method, the results obtained in SAFE generally have lower values (justified by the fact that using a more refined method such as finite elements), and the main percentage differences between the methods occur in the stresses due to the post-tension loading.

Keywords: Flat slabs. Equivalent Frame Method. Post-tension.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tensões atuantes no concreto protendido	26
Figura 2 – Esquema simplificado de esforços em uma estrutura de concreto protendido	27
Figura 3 - Diagrama tensão-deformação idealizado.....	34
Figura 4 - Diagrama tensão-deformação bilinear de tração	35
Figura 5 – Detalhe de ligação de um respiro num ponto intermediário da bainha.....	37
Figura 6 – Diagrama tensão-deformação simplificado para aços de armaduras ativas.....	38
Figura 7 – Cordoalha tradicional x cordoalha engraxada.....	40
Figura 8 – Seção transversal de monocordoalha engraxada.....	41
Figura 9 – Componente do sistema Dywidag.....	42
Figura 10 – Características das barras de aço-liga (Dywidag)	43
Figura 11 – Diagrama tensão-deformação simplificado para aços de armaduras passivas.....	43
Figura 12 - Esquema de ancoragem em pista de protensão.....	45
Figura 13 – Princípio da ancoragem por meio de cunha	46
Figura 14 – Ancoragem para monocordoalha engraxada.....	46
Figura 15 – Elementos do sistema de ancoragem para cordoalhas engraxadas	47
Figura 16 – Ancoragem passiva por meio de laço	48
Figura 17 – Ancoragem passiva por meio de cunhas	48
Figura 18 – Macaco hidráulico durante pré-blocagem.....	49
Figura 19 – Variação das forças de protensão.....	51
Figura 20 – Comparação entre a relaxação e fluência do aço	54
Figura 21 – Esquema de laje convencional e laje lisa (sem vigas).....	56
Figura 22 - Esquema de laje-cogumelo (com capitel).....	56
Figura 23 – Superfície de puncionamento para casos simétricos.....	60
Figura 24 – Superfícies de ruína devidas à punção em ligações laje-pilar.....	60
Figura 25 – Montagem de laje lisa protendida	62
Figura 26 – Efeitos da protensão em elementos fletidos.....	62
Figura 27 – Fixação da cordoalha na ancoragem ativa	63
Figura 28 – Concretagem de laje lisa protendida	64
Figura 29 – Operação de protensão dos cabos	64
Figura 30 – Fixação de nichos na fôrma para sistema não aderente	66
Figura 31 – Detalhe de ancoragem ativa para cabo isolado	67
Figura 32 – Exemplos de distribuição de cabos em planta.....	70

Figura 33 – Disposição dos cabos em planta.....	71
Figura 34 – Separação dos feixes de cabos na região das ancoragens	72
Figura 35 – Esquema para determinação das coordenadas do ponto de inflexão	74
Figura 36 – Perfil dos cabos em balanço	75
Figura 37 – Disposição genérica de armação passiva em lajes lisas protendidas	76
Figura 38 – Armadura de punção	78
Figura 39 – Armadura de reforço de borda de laje.....	79
Figura 40 – Fretagem para cabo isolado (ancoragem ativa).....	79
Figura 41 – Fretagem para cabo isolado (ancoragem passiva).....	80
Figura 42 – Fretagem para feixe de cabos (ancoragem ativa).....	80
Figura 43 – Fretagem para feixe de cabos (ancoragem passiva).....	81
Figura 44 – Esquema de montagem e desmontagem de escoramento	82
Figura 45- Limite de tensão na armadura de protensão na saída do aparelho de tração	93
Figura 46 – Cálculo de $\sigma_{p,ac}$	97
Figura 47 – Carregamento equivalente distribuído	99
Figura 48 – Diagrama de força normal de protensão	100
Figura 49 – Perfil vertical do cabo de uma viga contínua.....	100
Figura 50 – Equilíbrio das cargas externas equivalentes à cada trecho.....	101
Figura 51 – Esquema final de cargas externas equivalentes na viga.....	102
Figura 52 - Efeitos da ancoragem excêntrica na ligação viga-pilar (efeito de pórtico).....	104
Figura 53 - Faixas de laje para distribuição dos esforços segundo NBR 6118	106
Figura 54 – Distribuição dos momentos nas faixas.....	107
Figura 55 – Faixas para distribuição dos momentos segundo o ACI 318	108
Figura 56 – Esquema laje-pilar.....	110
Figura 57 – Área de influência da grelha análoga	110
Figura 58 – Equilíbrio da seção no estágio II.....	115
Figura 59 – Região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i	116
Figura 60 – Roteiro de cálculo da capacidade resistente da seção	120
Figura 61 – Cálculo da força de neutralização	121
Figura 62 – Diagrama tensão-deformação para aço CP-175 e CP-190.....	122
Figura 63 – Esquema de forças de uma seção de concreto protendido no estágio III considerando diagrama retangular equivalente.....	124
Figura 64 – Comprimento de ancoragem necessário	126
Figura 65 – Efeito favorável dos cabos inclinados.....	127

Figura 66 – Cálculo aproximado da flecha pelo MPE	128
Figura 67 – Planta de forma e corte longitudinal da laje lisa protendida	131
Figura 68 – Corte AA	132
Figura 69 – Perfil vertical do cabo – direção x.....	136
Figura 70 – Perfil vertical do cabo – direção y.....	138
Figura 71 – Carregamento equivalente – direção x.....	145
Figura 72 – Carregamento equivalente – direção y	146
Figura 73 – Divisão da laje conforme MPE	152
Figura 74 – Carregamentos resultantes - Pórticos A e B.....	153
Figura 75 – Carregamentos resultantes – Pórticos C e D.....	154
Figura 76 - Diagrama de momento fletor para atuação do peso próprio (Pórtico C).....	155
Figura 77 - Diagrama de momento para atuação 'do carregamento equivalente da protensão no tempo infinito (Pórtico C).....	155
Figura 78 – Valores de momento fletor (Direção X).....	156
Figura 79 – Valores de momento fletor (Direção Y).....	156
Figura 80 – Planta auxiliar para identificação dos momentos fletores.....	157
Figura 82 - Pontos para cálculo da flecha.....	173
Figura 83 - Deformada do Pórtico B e D devido ao peso próprio.....	174
Figura 84 - Modelagem da laje - SAFE.....	177
Figura 85 – Momento M11 para carga permanente e sobrecarga (SAFE).....	178
Figura 86 – Momento M22 para carga permanente e sobrecarga (SAFE).....	178
Figura 87 – Momento M11 para carga de protensão final (SAFE).....	179
Figura 88 – Momento M22 para carga de protensão final (SAFE).....	179
Figura 89 – Deformada para o peso próprio (SAFE)	181
Figura 90 - Deformada para revestimento + divisórias + guarda corpo (SAFE)	182
Figura 91 - Deformada para atuação da sobrecarga (SAFE).....	182
Figura 92 - Deformada para carregamento da protensão final (SAFE).....	183

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto	32
Tabela 2 – Valores aproximados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto.....	36
Tabela 3 – Especificações de fios para protensão	39
Tabela 4 – Especificações de cordoalhas para protensão aderente	40
Tabela 5 – Especificações de cordoalhas para protensão não aderente.....	41
Tabela 6 – Determinação de espessura de laje lisa protendida com cordoalhas engraxada.....	69
Tabela 7 – Espaçamentos mínimos entre cabos pós tracionados	72
Tabela 8 – Valores mínimos para cobrimento.....	73
Tabela 9 – Valores de $\rho_{\min}$ conforme tipo de concreto.....	77
Tabela 10 – Coeficientes de ponderação das ações para o ELU	86
Tabela 11 – Coeficientes de ponderação das ações para o ELS.....	86
Tabela 12 – Combinações últimas.....	88
Tabela 13 – Combinações de serviço	89
Tabela 14 – Coeficientes de ponderação das resistências para o ELU.....	90
Tabela 15 – Coeficiente de atrito μ	94
Tabela 16 - Valores de coeficiente de fluência $\phi(t_{\infty}, t_0)$	130
Tabela 17 – Deslocamentos limites.....	130
Tabela 18 – Excentricidades e comprimentos dos trechos de cabo - direção x.....	137
Tabela 19 – Cálculo da força e tensão de protensão com as perdas por atrito (direção x).....	137
Tabela 20 – Excentricidades e comprimentos dos trechos de cabo - direção y.....	138
Tabela 21 – Cálculo da força e tensão de protensão com as perdas por atrito (direção y).....	139
Tabela 22 – Cálculo das áreas para determinação da posição de X_{ac} – direção X.....	140
Tabela 23 – Cálculo das áreas para determinação da posição de X_{ac} – direção Y.....	141
Tabela 24 – Tensões ao longo do cabo após as perdas por atrito e acomodação das ancoragens – direção X.....	143
Tabela 25– Tensões ao longo do cabo após as perdas por atrito e acomodação das ancoragens – direção Y.....	143
Tabela 26 – Perda de protensão média devido atrito e acomodação da ancoragem.....	144
Tabela 27 – Força de protensão final.....	145
Tabela 28 – Carregamentos equivalentes por feixe.....	147
Tabela 29 - Valores de força normal por metro para combinações 1 e 2.....	158

Tabela 30 – Cálculo dos momentos e tensões pelo MPE – Combinação 1 (AtoPro).....	159
Tabela 31 – Cálculo dos momentos e tensões pelo MPE – Combinação 2 (ELS-W).....	160
Tabela 32 - Valores de momento isostático	161
Tabela 33 - Momentos fletores por metro para o Estado Limite Último (Combinação 3).....	162
Tabela 34 - Cálculo aproximado das flechas pelo MPE.....	175
Tabela 35 - Comparação entre valores de momento fletor para o MPE e MEF	180
Tabela 36 - Flechas obtidas no SAFE	183
Tabela 37 - Comparação entre valores de flechas para o MPE e MEF	184

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Níveis de protensão	28
Quadro 2 – Classes de agressividade ambiental.....	29
Quadro 3 - Características do sistema aderente e não aderente.....	31
Quadro 4 – Classificação das combinações últimas.....	87
Quadro 5 – Classificação das combinações de serviço	88
Quadro 6 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura em função da classe de agressividade ambiental.....	113

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Deformação do concreto ao longo do tempo.....	54
Gráfico 2 – Perda de protensão por atrito e por escorregamento na ancoragem.....	95
Gráfico 3 – Cálculo da área $\sum \Omega$	96
Gráfico 4 – Tensões ao longo do cabo após efeito do atrito - Direção x.....	139
Gráfico 5 – Tensões ao longo do cabo após efeito do atrito - Direção y.....	140

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
AtoPro	Ato da protensão
CA	Concreto Armado
CAA	Classe de agressividade ambiental
CEB	Comité Euro-Internacional du Béton
CP	Concreto protendido
DIN	Deutsche Industrie Normen
ELU	Estado limite último
ELS	Estado limite de serviço
ELS-W	Estado limite de abertura de fissuras
ELS-F	Estado limite de formação de fissuras
ELS-D	Estado limite de descompressão
ELS-DEF	Estado limite de deformação excessiva
FE	Faixa externa
FI	Faixa interna
FIP	International Federation for Prestressing
MPE	Método dos Pórticos Equivalentes
NBR	Norma técnica brasileira
PEAD	Polietileno de alta densidade
RB	Relaxação baixa
RN	Relaxação normal

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	19
1.1 JUSTIFICATIVA	21
1.2 OBJETIVO GERAL	21
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	21
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO	22
2 METODOLOGIA	24
3 PROTENSÃO	25
3.1 FUNCIONAMENTO	26
3.2 CLASSIFICAÇÃO	27
3.2.1 Quanto ao nível de protensão	27
3.2.2 Quanto a aderência.....	29
3.3 MATERIAIS	31
3.3.1 Concreto	32
3.3.2 Bainhas e calda de cimento	36
3.3.3 Aço	37
3.3.3.1 Armadura ativa	37
3.3.3.2 Armadura passiva	43
3.3.4 Ancoragens	44
3.3.5 Equipamentos	48
3.4 PERDAS DE PROTENSÃO.....	49
3.4.1 Perdas de protensão imediatas	50
3.4.1.1 Perdas por atrito.....	50
3.4.1.2 Perdas por acomodação da ancoragem.....	51
3.4.1.3 Perdas por encurtamento elástico do concreto	52
3.4.2 Perdas de protensão diferidas no tempo	52
3.4.2.1 Perdas por retração do concreto.....	53
3.4.2.2 Perdas por fluência do concreto.....	53
3.4.2.3 Perdas por relaxação do aço	54
4 LAJES LISAS.....	56

4.1 VANTAGENS	56
4.2 DESVANTAGENS.....	58
4.3 PUNÇÃO	59
4.4 TIPOS DE LAJES LISAS.....	61
5 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	63
5.1 PROCESSO CONSTRUTIVO PARA LAJES LISAS PROTENDIDAS.....	63
5.2 RECOMENDAÇÕES GERAIS	65
6 RECOMENDAÇÕES PARA PROJETO DE LAJES LISAS PROTENDIDA	69
6.1 DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA DA LAJE	69
6.2 DISTRIBUIÇÃO EM PLANTA DOS CABOS.....	69
6.3 TRAÇADO VERTICAL DOS CABOS	73
6.4 ARMADURA PASSIVA.....	75
6.4.1 Armadura passiva mínima positiva	76
6.4.2 Armadura passiva mínima negativa sobre os pilares	77
6.4.3 Armadura contra colapso progressivo	77
6.4.4 Armadura de punção.....	78
6.4.5 Armadura de reforço de borda de laje	78
6.4.6 Armadura de fretagem.....	79
6.5 ESCORAMENTO	81
7 CRITÉRIOS DE PROJETO	83
7.1 ESTADOS LIMITES	83
7.1.1 Estados Limites Últimos.....	83
7.1.2 Estados Limites de Serviço	84
7.2 AÇÕES.....	85
7.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES	87
7.3.1 Combinações últimas.....	87
7.3.2 Combinações de serviço	88
7.4 RESISTÊNCIAS	89
8 ROTEIRO PARA DIMENSIONAMENTO DE LAJES LISAS PROTENDIDAS.....	91
8.1 DETERMINAÇÃO DA CARGA A SER EQUILIBRADA.....	91

8.2 FIXAÇÃO DAS EXCENRICIDADES MÁXIMAS DO CABO	91
8.3 CÁLCULO DAS PERDAS DE PROTENSÃO	92
8.3.1 Perdas por atrito	93
8.3.2 Perdas nas ancoragens	94
8.3.3 Perdas por encurtamento linear do concreto	98
8.4 DETERMINAÇÃO DO CARREGAMENTO EQUIVALENTE PARA CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DA PROTENSÃO	99
8.5 DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO NECESSÁRIA	102
8.6 CÁLCULO DA QUANTIDADE DE CABOS	104
8.7 CÁLCULO DA LAJE LISA	105
8.7.1 Método dos pórticos equivalentes ou múltiplos	105
8.7.1.1 ABNT NBR 6118 (2014)	106
8.7.1.2 ACI 318 (2011)	108
8.7.2 Método de analogia de grelha	110
8.7.3 Método dos elementos finitos	111
8.8 VERIFICAÇÕES	111
8.8.1 Cálculo das tensões nas seções	112
8.8.2 Verificação da fissuração	113
8.8.3 Estado limite último no ato da protensão	117
8.8.4 Estado-limite último de ruptura por flexão no tempo “infinito”	118
8.8.5 Estado-limite último de ruptura por cisalhamento	125
8.8.6 Estado-limite último de ruptura por punção	126
8.8.7 Estado-limite de deformação excessiva (ELS-DEF) – flechas	128
9 EXEMPLO NUMÉRICO	131
9.1 PARÂMETROS DE PROJETO	132
9.2 CARREGAMENTOS ATUANTES NA LAJE	134
9.3 DETERMINAÇÃO DO CARREGAMENTO A SER EQUILIBRADO COM A PROTENSÃO	134
9.4 TRAÇADO VERTICAL DOS CABOS	135
9.5 PERDAS DE PROTENSÃO	136
9.6 DETERMINAÇÃO DO CARREGAMENTO EQUIVALENTE	145
9.7 DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO NECESSÁRIA	147

9.8 CÁLCULO DA QUANTIDADE DE CABOS E DISPOSIÇÃO EM PLANTA.....	148
9.9 CÁLCULO DA LAJE LISA	150
9.9.1 Combinações de ações	150
9.9.2 Cálculo dos momentos pelo Método dos Pórticos Equivalentes (NBR 6118/2014) 151	151
9.10 VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO	163
9.11 VERIFICAÇÃO DO ELU NO ATO DA PROTENSÃO	163
9.12 VERIFICAÇÃO DO ELU DE RUPTURA POR FLEXÃO NO TEMPO INFINITO.....	164
9.12.1 Armadura passiva mínima	164
9.12.1.1 Armadura passiva positiva.....	164
9.12.1.2 Armadura passiva negativa.....	165
9.12.2 Momentos solicitantes de cálculo (Msd).....	167
9.12.3 Cálculo da armadura passiva	167
9.12.3.1 Direção X.....	167
9.12.3.2 Direção Y.....	170
9.13 CÁLCULO DAS FLECHAS MÁXIMAS	173
10 ANÁLISE COMPARATIVA COM RESULTADOS OBTIDOS PELO PROGRAMA COMERCIAL SAFE	177
10.1 MOMENTOS FLETORES	177
10.2 FLECHAS	181
11 CONCLUSÃO	185
REFERÊNCIAS	187
APÊNDICES.....	190
APÊNDICE A – Traçado vertical dos cabos	191
APÊNDICE B – Disposição em planta dos cabos.....	192
ANEXOS	193
ANEXO A – Peso específico dos materiais de construção	194
ANEXO B – Valores mínimos para cargas de uso	195

1 INTRODUÇÃO

Desde a sedentarização do homem até os dias atuais, pode-se observar a desenfreada busca por materiais, sistemas produtivos e técnicas construtivas que possibilitem o desenvolvimento econômico e tecnológico da sociedade. Nesse contexto, o concreto apresenta um papel de destaque, já que é considerado o material construtivo mais consumido no mundo.

Como já se sabe, o concreto possui uma elevada resistência à compressão, porém se torna falho quando se trata da tração. Por esse motivo, segundo Kaefer (1998), em 1850 acredita-se que Lambot realizou as primeiras experiências a respeito da introdução de ferragens no concreto. E dessa mistura do concreto com o aço, surgiu o termo concreto armado.

Já em 1870, o norte-americano Thaddeus Hyatt desvenda através dos seus estudos e de uma série de testes, grande parte dos fundamentos estruturais do concreto armado que são conhecidos até hoje. Por essa razão, nas palavras de Kaefer (1998), este pode ser considerado não só o grande precursor do concreto armado como também o primeiro a compreender profundamente a necessidade de uma boa aderência entre os dois materiais e do posicionamento correto (nas áreas tracionadas) das barras de ferro para que este material pudesse colaborar eficientemente na resistência do conjunto concreto-aço.

A partir de 1897, teve início o ensino formal do dimensionamento de estruturas de concreto armado na França, porém Kaefer (1998) registra que os avanços da teoria e da prática da construção de estruturas de concreto armado ainda permaneciam muito restritos, acompanhados de acidentes e falhas; panorama que começa a mudar alguns anos depois devido a proliferação de revistas, publicações de livros por estudiosos como Mörsch, e ao mesmo tempo devido a regulamentação do uso do concreto armado por alguns países, como exemplo a Alemanha, que em 1904 iniciou o projeto de normalização para dimensionamento, execução e ensaio de estruturas de concreto armado.

Após a conquista de um maior conhecimento sobre o concreto armado, as construções mudaram de cara e puderam se tornar mais imponentes e ousadas, sendo construídas diversas pontes, barragens, e grandes arranha-céus: desde o Ingalls Building - primeiro arranha-céu construído em concreto armado – até edifícios comerciais de mais de 450 metros de altura, como o Petrona Towers, na Malásia.

Apesar da evolução que o concreto armado possibilitou à construção civil, este ainda possuía certas limitações, pois devido a maior complexidade dos projetos que foram surgindo, exigiu-se mais no que diz respeito a busca por estruturas mais esbeltas, leves e eficientes - por parte dos engenheiros – e a maior liberdade na concepção arquitetônica

(especialmente no que diz respeito a necessidade de maiores vãos livres) – por parte dos arquitetos.

Para responder a esta demanda, houve a necessidade de criar uma nova tecnologia que pudesse otimizar as características do concreto armado. Nesse contexto, surge a protensão, que segundo Pfeil (1984, p.1), nada mais é que: “O artifício que consiste em introduzir numa estrutura um estado prévio de tensões, de modo a melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob diversas solicitações”.

Para chegar às teoria e formulações que regem o concreto protendido, deve-se partir do que já fora exposto anteriormente sobre o concreto armado e seguir mais uma trajetória de eventos até que se alcance o estágio atual de conhecimento. E conforme os estudos dos professores Gustavo Veríssimo e César Jr (1998), o primeiro trabalho consistente sobre concreto protendido teve como autor o francês Eugène Freyssinet, que é considerado o pai do concreto protendido, pois além de reconhecer a importância da protensão nas obras civis, este foi responsável pelo estudo das perdas de protensão, e pela invenção e patente de métodos construtivos, equipamentos e aços e concretos especiais.

A partir de 1950, Veríssimo e César jr. (1998) apontam uma aceleração no desenvolvimento do concreto protendido, pois ocorreu a primeira conferência sobre concreto protendido em Paris, foi executada a primeira ponte em balanços sucessivos, e na mesma época surgiram as cordoalhas e os sistemas de protensão através do uso de bainhas com injeção de argamassa de cimento para garantir a aderência dos cabos com o concreto endurecido.

Continuando a série de avanços: em 1953 foi publicada a DIN 4227 (norma alemã de concreto protendido), em 1970 consagrou-se a preferência por cabos protendidos constituídos por cordoalhas ancoradas individualmente por meio de cunhas, e em 1978 o *Comité Euro-Internacional du Béton* (CEB) publicou o Código modelo para Estruturas de concreto armado e concreto protendido.

Daí para a frente, o concreto protendido foi criando cada vez mais espaço no cenário mundial, pois apresenta diversas aplicações, como: pontes, estruturas pré-moldadas, plataformas marítimas (*Off-shore*), cortinas atirantadas, estruturas de contenção, barragens, silos e reservatórios e lajes e pisos de edifícios.

No Brasil, como a protensão chegou de uma forma tardia, apesar de nos últimos anos essa vim sendo aprimorada e popularizada em um ritmo acelerado, o seu funcionamento ainda é pouco conhecido ou pelo menos pouco utilizado por muitas empresas. Assim, devido a sua gigantesca aplicação para a construção civil, é natural o interesse e curiosidade pelo assunto por parte dos profissionais e estudantes da área.

Por outro lado, tendo em vista a limitada carga horária dos cursos de engenharia civil, a protensão acaba ficando de fora da grade curricular, e assim, o estudo da mesma acaba se tornando foco apenas para os cursos de pós-graduação, mestrados e doutorados. Por essa razão, devido à falta de um conhecimento mais aprofundado sobre o assunto, e, conseqüentemente, falta de confiança em projetar estruturas que utilizem dessa “nova” tecnologia, muitos profissionais ainda se limitam em trabalhar apenas com os modelos convencionais de laje.

1.1 JUSTIFICATIVA

Esse trabalho foi desenvolvido com o intuito de ampliar o aprendizado adquirido durante as disciplinas de concreto armado, e saciar a busca por conhecimentos sobre protensão por parte dos alunos de engenharia civil, que em breve enfrentarão o mercado de trabalho.

Sendo assim, além de tratar de aspectos teóricos e do mecanismo de funcionamento da protensão, esses conhecimentos são aplicados a partir do estudo do modelo de lajes lisas protendidas, que devido às suas amplas vantagens em relação aos modelos convencionais de laje vem sendo bastante disseminado no país.

1.2 OBJETIVO GERAL

Estudar de maneira ampla os aspectos teóricos e construtivos, bem como as etapas necessárias para o dimensionamento e detalhamento de lajes lisas protendidas utilizando sistema de cordoalhas não aderentes, e ainda, verificar se o método que será utilizado atende às expectativas de projeto estabelecidas na ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimento.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para que seja alcançado o objetivo geral do trabalho, será necessário responder aos seguintes itens:

- Apresentar o mecanismo da protensão e os sistemas disponíveis no mercado;
- Identificar as peculiaridades, vantagens e desvantagens do modelo de laje lisa;

- Mostrar os aspectos construtivos e recomendações para projeto de lajes lisas protendidas;
- Desenvolver passo a passo um projeto simplificado de laje lisa pelo método dos pórticos equivalentes, utilizando cordoalhas não aderentes, de um pavimento tipo de um prédio comercial;
- Comparar os resultados de momento fletor e flecha obtidos utilizando o Método dos Pórticos Equivalentes e o programa comercial SAFE.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho de conclusão de curso foi dividido em onze capítulos, cujos assuntos serão descritos resumidamente a seguir.

O capítulo 1, introdução, faz um breve histórico sobre a utilização do concreto armado e protendido em estruturas. É apresentada ainda a justificativa do assunto escolhido para este trabalho e os seus objetivos (geral e específicos).

O capítulo 2 apresenta a metodologia que será utilizada para o desenvolvimento do trabalho, bem como a cronologia dos assuntos que são abordados e as principais referências.

O capítulo 3 aborda os aspectos teóricos relacionados à protensão: definições, mecanismo de funcionamento, classificação e materiais disponíveis no mercado.

O capítulo 4 define o que são lajes lisas e aponta as principais vantagens e desvantagens de seu uso, bem como explicar o fenômeno da punção.

O capítulo 5 mostra, resumidamente, o processo construtivo de lajes lisas protendidas e algumas recomendações para execução.

O capítulo 6 trata das recomendações para projeto de lajes lisas protendidas, como a determinação da espessura da laje, valores limites para cobrimentos e concreto, traçado vertical e possíveis disposição para os cabos, espaçamentos mínimos e máximos para as armaduras, etc.

O capítulo 7 faz uma exposição do conceito e tipos de ações, e também dos critérios para dimensionamento da NBR 6118 (ABNT, 2014) em relação aos coeficientes de ponderação (de ações e resistências), combinações de ações das ações e estados limites.

O capítulo 8 aborda o roteiro para dimensionamento de lajes lisas protendidas pelo método dos pórticos equivalente, que inclui: determinação do carregamento equivalente,

cálculo da força de protensão necessária e do número de cordoalhas, cálculo da laje lisa e verificações em geral.

No capítulo 9 é feito um estudo de caso, no qual se desenvolve um projeto simplificado de uma laje lisa protendida, seguindo o roteiro estabelecido no capítulo anterior.

No capítulo 10 é realizado um comparativo entre os resultados obtidos pelo método dos pórticos equivalentes e pelo programa SAFE.

E, por fim, no capítulo 11 é feita a conclusão do trabalho.

2 METODOLOGIA

Este trabalho de conclusão de curso é elaborado através de uma revisão bibliográfica com base em livros, apostilas, trabalhos acadêmicos e artigos eletrônicos da literatura nacional disponível e também normas brasileiras e americanas sobre o tema proposto.

Para garantir o alcance dos objetivos estipulados anteriormente de uma forma didática, o trabalho, primeiramente, proporciona um embasamento teórico dos assuntos relacionados com o tema, ou seja: concreto protendido e lajes lisas. Nesse primeiro momento serão expostos conceitos, características gerais, classificações, materiais e aplicações. Para isso, fora consultado não só a ABNT NBR 6118 (2014) como pelos diversos materiais, dos quais pode-se destacar Carvalho e Pinheiro (2009), Veríssimo e César (1998), Pfeil (1984), Bastos (2015), Hanai (2005), etc.

Em seguida é tratado a respeito de aspectos construtivos, recomendações e critérios gerais para projeto e detalhamento de lajes lisas protendidas, com base principalmente nos estudos de Cauduro (2002), Emerick (2002) e da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Dando continuidade ao trabalho, é desenvolvido o roteiro de dimensionamento de uma laje lisa protendida, sendo abordados os aspectos referentes ao cálculo das perdas de protensão, carregamento equivalente e força de protensão necessária, que necessita da determinação do traçado vertical e da disposição em planta dos cabos, orientado novamente por Emerick (2002) e também pelos estudos de Lin (1981) e de Skaf e Stucchi. E depois, com base na NBR 6118 (ABNT, 2014), é feita a análise da laje com base no Método dos Pórticos Equivalentes. Com isso feito, são mostradas as verificações necessárias para este tipo de estrutura, que contemplam os estados limites último e de serviço, conforme a mesma norma.

E, para finalizar o trabalho, é elaborado um projeto simplificado de uma laje lisa protendida com cordoalhas não aderentes de um pavimento tipo de um edifício comercial. Para isso, é aplicado o roteiro para o dimensionamento definido anteriormente, utilizando o SAP 2000 para auxiliar no cálculo dos momentos e deslocamentos, e, por fim, são comparados, quantitativa e qualitativamente, os resultados obtidos pelo Método dos Pórticos Equivalentes e pelo programa SAFE.

3 PROTENSÃO

Segundo Carvalho (2012, p.12), “O concreto protendido pode ser considerado um “concreto armado” em que parte ou quase a totalidade de armadura é ativa”. Ou seja, antes mesmo de o elemento ser sujeito às condições de serviço, a maior parte de sua armação é alongada por equipamentos especiais, o que ocasiona um estado prévio de tensões na estrutura.

Este mecanismo é utilizado então, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), com a finalidade de impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura, propiciando um melhor aproveitamento do aço no ELU (estado limite de último). Isso ocorre devido ao fato da protensão equilibrar grande parte da parcela do carregamento da estrutura.

Para isso, segundo Pfeil (1984), o concreto protendido exige concretos com resistências duas a três vezes maiores que as utilizadas em concreto armado, e aços para a armadura ativa de resistência três a cinco vezes superiores às dos aços usuais. O que, por outro lado, quando justificável o uso, pode até se mostrar econômico, tendo em vista o fato de que os aumentos percentuais de preços são muito inferiores aos acréscimos de resistência exigidos.

Seguindo essa lógica, Veríssimo e César (1998, p.13) salientam que:

- a) para a mesma seção de concreto, é possível dobrar o momento resistente utilizando a protensão;
- b) empregando concretos protendidos com resistências f_{ck} iguais ao dobro dos valores usuais em concreto armado, é possível obter seções protendidas capazes de resistir a momentos fletores em serviço quatro vezes maiores que suas similares em concreto armado.

O concreto protendido possibilita a obtenção de elementos mais leve e esbeltos (esteticamente mais bonitos) e também suporta maiores vãos, o que segundo Bastos (2015), se deve pela utilização de concretos e aços de alta resistência (aços de até 2100 MPa e concretos até 85 MPa) e em razão da utilização praticamente por completo da c .

Outras vantagens do concreto protendido apresentadas por Cholfe e Bonilha (2015) são: melhores condições de durabilidade devido à ausência ou redução da fissuração, e consequentemente maior proteção das armaduras, inibindo o fenômeno da corrosão; maior resistência à fadiga (pequena variação de tensão no aço proveniente de cargas móveis, quando comparada com o valor da sua resistência característica); menores cisalhamentos e ainda pode servir como uma prova de carga para a peça protendida, pois a protensão equilibra grande parte do carregamento aplicado à estrutura.

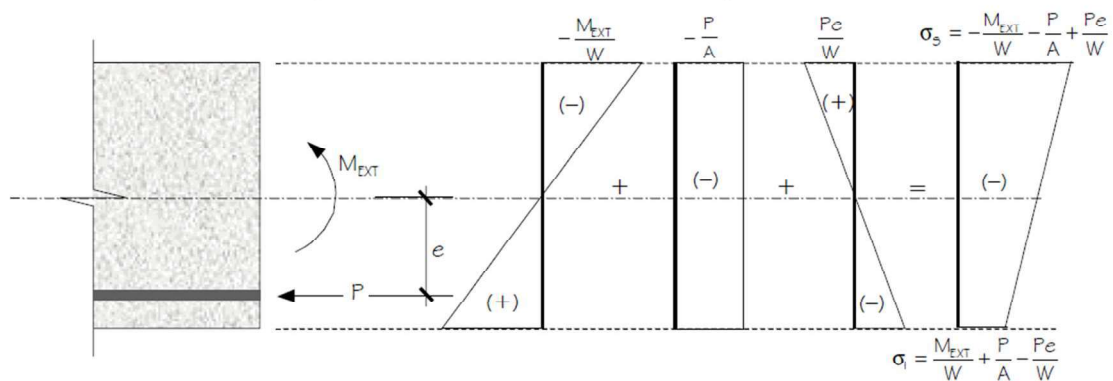
Em contrapartida, pode-se relacionar algumas desvantagens do uso desse tipo de concreto quando comparado ao concreto armado: melhor controle de execução, cuidados especiais de proteção contra a corrosão, maior precisão durante a colocação dos cabos, necessidade de equipamento e pessoal especializados, e menor estabilidade global da edificação (VERÍSSIMO e CÉSAR, 1998, p.16).

3.1 FUNCIONAMENTO

Como apresentado por Pfeil (1984), sabe-se que o concreto é um material extremamente resistente às tensões de compressão e, por outro lado, tem pequena resistência à tração (da ordem de 10% da resistência à compressão). Esta pequena parcela pode ainda ser eliminada devido a retração e consequente ocorrência de fissuras na peça de concreto, o que justifica o fato de ser geralmente desprezada nos cálculos.

Com o artifício da protensão, através do qual são aplicadas tensões prévias de compressão nas partes da seção tracionadas pelas solicitações dos carregamentos, pode-se reduzir ou até mesmo anular as tensões de tração provocadas pelas solicitações em serviço (vide Figura 1), o que para Veríssimo e César (1998, p. 14) faz com que “(...) a fissuração deixe de ser fator determinante no dimensionamento da peça”.

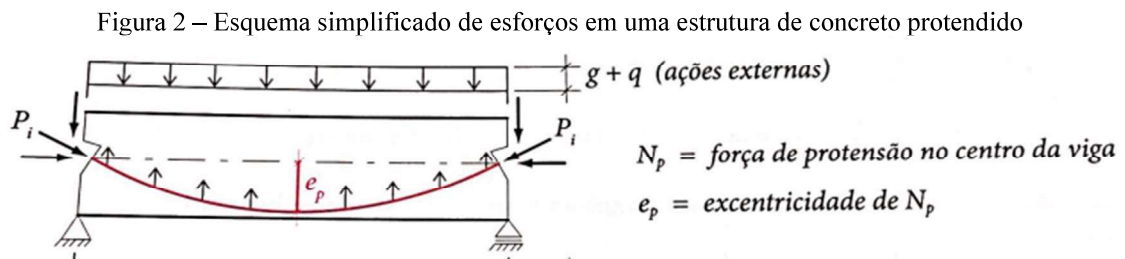
Figura 1 – Tensões atuantes no concreto protendido



Fonte: Veríssimo e César (1998)

Para ilustrar melhor o efeito da introdução da protensão em uma peça de concreto, deve-se entender que após protender (ou tracionar) um cabo lançado com uma certa curvatura (direcionada pelo esforço de tração no trecho, ocasionado pelo carregamento da estrutura) ele tende a voltar para a situação inicial.

Devido ao atrito existente entre o cabo e o concreto, o cabo não consegue retornar à sua posição original, o que resulta em um esforço no sentido contrário ao que foi lançado o cabo, como pode-se observar na Figura 2.



Fonte: Cholfe e Bonilha (2015)

Por esse motivo, Cholfe e Bonilha (2015, p. 45) afirmam que “a protensão equilibra grande parcela do carregamento da estrutura, reduzindo os deslocamentos finais (flechas) e garantindo acabamentos de melhor qualidade”.

3.2 CLASSIFICAÇÃO

A protensão pode ser classificada de acordo com dois critérios: quanto ao nível de protensão e quanto à aderência dos cabos com o concreto.

3.2.1 Quanto ao nível de protensão

De acordo com a ABNT NBR 7197 (1989), a protensão pode ser completa, limitada ou parcial. No Quadro 1 estão listadas as condições que precisam ser verificadas simultaneamente para cada tipo, conforme descrito nesta mesma norma.

Quadro 1 – Níveis de protensão

NÍVEL DE PROTENSÃO	CONDIÇÕES
Protensão parcial (nível 1)	a) para as combinações quase permanentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o Estado Limite de Descompressão; b) para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o Estado Limite de Abertura de Fissuras com abertura característica (w_k) menor ou igual a 0,2mm.
Protensão limitada (nível 2)	a) para as combinações quase permanentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o Estado Limite de Descompressão; b) para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o Estado Limite de Formação de Fissuras.
Protensão completa (nível 3)	a) para as combinações frequentes de ações, previstas no projeto, é respeitado o Estado Limite de Descompressão; b) para as combinações raras de ações, quando previstas no projeto, é respeitado o Estado Limite de Formação de Fissuras.

Fonte: Autora (2017)

Nesse aspecto a NBR 6118:2014 pode ser considerada menos rigorosa que a NBR 7197:1989, visto que a primeira não exige que seja respeitado o ELS-D para as combinações quase permanentes de ações.

Segundo Veríssimo e César (1998, p. 40), “a protensão total ou completa proporciona as melhores condições de proteção das armaduras contra a corrosão e limita as flutuações de tensões no aço a valores moderados”. Por esse motivo, apesar de não haver limitações de ordem técnica para sua aplicação, devido fatores econômicos, seu uso se torna mais interessantes para obras situadas em meio agressivo.

Para a protensão limitada os autores apontam como vantagens: menores tensões de tração e compressão no período da protensão, melhor comportamento em relação as flechas, maior participação da armadura suplementar na ruptura.

E para protensão parcial, Veríssimo e César (1998) consideram o mesmo critério da protensão limitada, permitindo ainda que as tensões de tração no concreto atinjam valores mais elevados, ocasionando a formação de fissuras de maior abertura.

O estudo aprofundado dos estados limites e das combinações de ações serão tratados no capítulo 7 deste trabalho, onde também será visto que a ABNT NBR 6118 (2014) limita a utilização dos níveis de protensão em função das classes de agressividade ambiental (CAA), caracterizadas no Quadro 2.

Quadro 2 – Classes de agressividade ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

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

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

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

3.2.2 Quanto a aderência

Em relação à aderência, a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 04) estabelece a seguinte classificação:

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

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

c) concreto com armadura ativa pós-tracionada sem aderência (protensão sem aderência): concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, mas não sendo criada aderência com o concreto, ficando a armadura ligada ao concreto apenas em pontos localizados.

No caso da protensão sem aderência, Veríssimo e César (1998, p.23) reforçam que “a inexistência da aderência se refere somente à armadura ativa”. Isso porque a armadura passiva como um todo, deve sempre estar aderida ao concreto. Em relação a armadura ativa,

Hanai (2005) aponta dois sistemas possíveis: colocação em dutos formados por bainhas metálicas ou de plástico com graxa ou outro material capaz de proteger a armadura contra corrosão, como por exemplo o sistema de cordoalhas engraxadas plastificadas (muito usado em lajes lisas) ou colocação de cabos externamente à peça de concreto já moldada, muito comum no caso de reforços estruturais.

Em relação ao comportamento do sistema de pós-tração aderente e não aderente, Veríssimo e César (1998, p.38) destacam três pontos principais:

- a) A aderência da armadura influencia grandemente no comportamento à fissuração do concreto: para o sistema não aderente verifica-se um pequeno número de fissuras com grande abertura, e para os cabos aderentes ocorre um grande número de fissuras com pequenas aberturas;
- b) Para um mesmo carregamento, vigas com protensão sem aderência rompem para uma carga menor do que com protensão aderente e também apresentam maiores flechas: no caso de cabos não aderentes, como o alongamento decorrente das fissuras localizadas se distribui ao longo do cabo, os acréscimos de tensão são moderados e consequentemente a contribuição para o momento resistente da seção é menos eficiente;
- c) O emprego de cabos não aderentes fica limitado a situações em que a fissuração e a ruptura tenham importância secundária, ou ainda, a casos em que se deseja poder substituir ou reprotender os cabos, devendo sempre utilizar a protensão completa.

O Quadro 3 apresenta um resumo das principais características do sistema aderente e não aderente, conforme apontamentos de Emerick (2002), Veríssimo e César (1998) e Cholfé e Bonilha (2015).

Quadro 3 - Características do sistema aderente e não aderente

Sistema aderente	Sistema não aderente
Usa bainha metálica para até quatro cordoalhas por bainha, em trechos de 6m com luvas de emenda e vedação	Cordoalhas vêm de fábrica com graxa e bainha plástica contínua (proteção do aço contra corrosão fora da obra)
Manuseio com quatro cordoalhas ao mesmo tempo	Manuseio com uma cordoalha de cada vez
Exigem lavagem das cordoalhas por dentro e retirada de água por ar comprimido para não haver diluição da pasta	Simplicidade e rapidez durante colocação dos cabos
Concretagem cuidadosa para evitar danos à bainha metálica	Concretagem sem maiores cuidados, pois a bainha plástica de PEAD é resistente aos trabalhos de obra
Necessidade de cuidados especiais em relação a nata de cimento e ao processo de injeção	Eliminação da operação de injeção
A protensão é feita em quatro níveis de pressão hidráulica, seguidas das respectivas leituras de alongamento, correção da tabela e medida da perda por acomodação da ancoragem	A protensão é feita em uma só elevação de pressão, pois não há retificação da cordoalha
Aumento da capacidade das seções no ELU	Resistência à ruptura da peça é limitada
Melhoria no comportamento da peça entre os estágios de fissuração e de ruptura	Permite maiores excentricidades no posicionamento dos cabos
A falha de um cabo tem consequências restritas	Perdas por atrito muito baixas

Fonte: Autora (2017)

É essencial a análise e ponderação de todos esses aspectos para que se defina qual a melhor opção para uma determinada situação ou obra. Além disso, pode-se levar em consideração também as recomendações gerais para a escolha do tipo e processo de protensão (aspectos técnicos, econômicos e ambientais) listadas por Veríssimo e César (1998) no item 3.5 do seu trabalho.

3.3 MATERIAIS

Os materiais que serão utilizados para execução de uma estrutura de concreto protendido variam conforme o sistema de protensão adotado. Porém, com exceção à calda de

cimento que é utilizada apenas no sistema de protensão com aderência posterior, os materiais que serão tratados a seguir, mediante as especificidades de cada situação, serão utilizados para qualquer tipo de estrutura protendida; e por esse motivo, é essencial a abordagem de cada um deles.

3.3.1 Concreto

Como a protensão exige normalmente a utilização de técnicas mais avançadas que as usualmente utilizadas no concreto armado, Hanai (2005) diz que não só o controle de qualidade global deve ser mais eficiente como considera necessário o uso de concretos de maior resistência e qualidade. Completando esse raciocínio, a Tabela 1, oriunda da ABNT NBR 6118 (2014) recomenda valores mínimos de resistência e fator água/cimento conforme a CAA à qual estará sujeita a estrutura.

Tabela 1 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655. ^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. ^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Para que o concreto atinja um elevado patamar de qualidade Veríssimo e César (1998, p. 24) citam alguns cuidados importantes como: usar tipos mais adequados de cimento (Portland, ARI, etc); agregados devidamente selecionados quanto à origem mineralógica e à granulometria; determinar proporções adequadas entre cimento, agregado, água e aditivos e executar uma cura cuidadosa.

Além das vantagens elencadas no início desse capítulo, segundo Bastos (2015) concretos desse tipo geralmente são mais impermeáveis, o que se torna um fator importante na diminuição dos riscos de corrosão da armadura ativa, que por estar sob tensões muito elevadas são mais susceptíveis a esse fenômeno. Outro aspecto destacado pelo autor, que pode ser visualizado na Tabela 2, é que um concreto de maior resistência possui maiores valores de

módulo de elasticidade (E_c), o que pode resultar em menores deformações (flechas), perdas de protensão imediatas, fluência e retração.

A seguir serão apresentadas as principais propriedades do concreto, que são listadas no item 8.2 da ABNT NBR 6118 (2014):

a) Massa específica:

Quando a massa específica real não foi conhecida, pode-se utilizar o mesmo valor utilizado para o concreto armado de 2500 Kg/m^3 (correspondente à $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$).

b) Coeficiente de dilatação

A norma adota o mesmo valor para o concreto e para o aço ($\alpha_t = 10^{-5} / ^\circ\text{C}$).

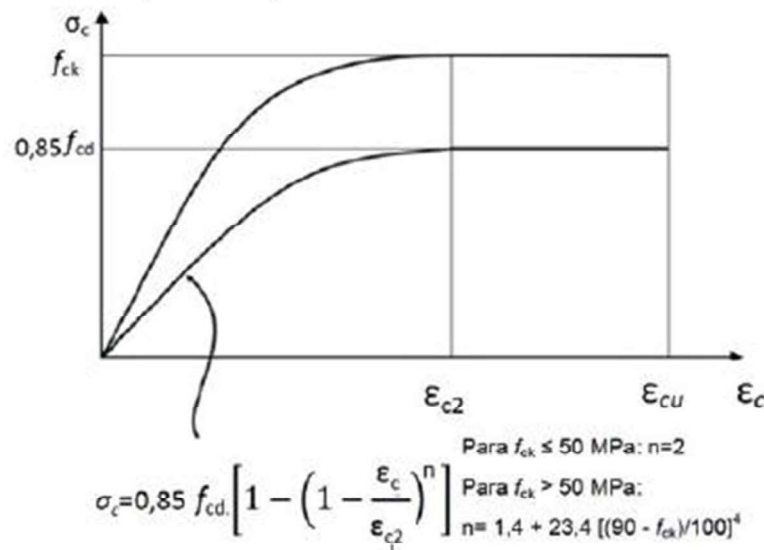
c) Resistência à compressão

Para que se obtenha os valores de resistência à compressão característica (f_{ck}) especificados em projeto, primeiro são realizados ensaios de corpo de prova cilíndricos com base nas normas ABNT NBR 5738 (moldagem) e ABNT NBR 5739 (rompimento). Com os resultados destes ensaios, aplica-se a NBR 12655, que estabelece o procedimento para cálculo da resistência à compressão média f_{cmj} , através da qual obtém-se o valor de f_{ck} desejado para o determinado grau de controle tecnológico de concreto que existirá durante a obra.

Além disso, a norma destaca que quando não é indicada a idade, as resistências referem-se à idade de 28 dias.

A Figura 3 ilustra o diagrama tensão-deformação do concreto que deve ser utilizado para análise do Estado-limite último, onde σ_c é a tensão de compressão e ε_c é a deformação específica de encurtamento do concreto.

Figura 3 - Diagrama tensão-deformação idealizado



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

A norma diz que para tensões de compressão menores que $0,5 \cdot f_c$ pode-se admitir uma relação linear entre tensões e deformações, adotando-se para o módulo de elasticidade o valor secante.

Segundo a mesma norma, f_{cd} é o valor da resistência de cálculo e os valores dos parâmetros de deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico (ϵ_{c2}) e na ruptura (ϵ_{cu}) são: $\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$ e $\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$ para concretos de classes até C50, e para concretos de classes de C55 até C90 tem-se $\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53}$ e $\epsilon_{cu} = 2,6 \text{ ‰} + 35 \text{ ‰} \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4$.

d) Resistência à tração

Quando são realizados os ensaios para obtenção da resistência à tração indireta ($f_{ct,sp}$) e da resistência a tração na flexão ($f_{ct,f}$), a resistência à tração direta (f_{ct}) é considerada igual a $0,9 \cdot f_{ct,sp}$ ou $0,7 \cdot f_{ct,f}$. Porém, quando isto não possível, a norma estabelece o seguinte procedimento para obtenção de seu valor médio ($f_{ct,m}$) ou característico:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (1)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} \quad (2)$$

Onde:

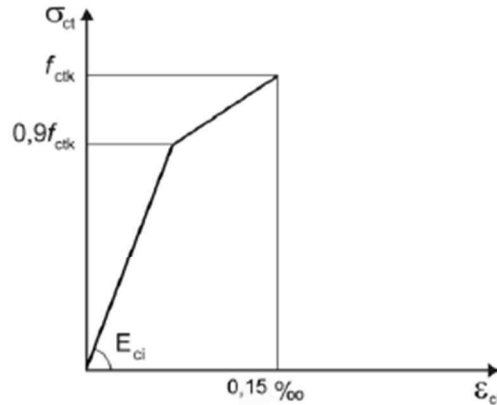
Para concretos de classes até C50: $f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$

Para concretos de classes até C55 a C90: $f_{ct,m} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck})$

Seja f_{ck} e $f_{ct,m}$ expressos em megapascal (MPa).

A Figura 4 mostra o diagrama tensão-deformação de tração para o concreto não fissurado, onde σ_{ct} é a tensão de tração e ε_{ct} é a deformação específica de alongamento do concreto.

Figura 4 - Diagrama tensão-deformação bilinear de tração



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

e) Módulo de elasticidade

Quando não for realizado o ensaio prescrito na ABNT NBR 8522, a norma permite estimar o valor do módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) por:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}) \quad (3)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot (f_{ck}/10 + 1,25)^{1/3} \quad (55 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}) \quad (4)$$

Seja E_{ci} e f_{ck} dados em MPa e α_E depende da natureza dos agregados, podendo ser igual a 1,2 para basalto e diabásio; 1,0 para granito e gnaiss; 0,9 para calcário ou 0,7 para arenito.

No caso em que se desejar obter o módulo de elasticidade para uma idade entre 7 e 28 dias [$E_{ci}(t)$], deve-se utilizar a resistência à compressão do concreto em MPa na idade em que se deseja estimar o módulo. Ou seja:

$$E_{ci}(t) = [f_c(t)/f_c]^{0,5} \cdot E_{ci} \quad (20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 45 \text{ MPa}) \quad (5)$$

$$E_{ci}(t) = [f_c(t)/f_c]^{0,3} \cdot E_{ci} \quad (50 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}) \quad (6)$$

E o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) pode ser estimado por: $E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$, seja $\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot f_{ck}/80 \leq 1,0$.

A Tabela 2 mostra valores estimados arredondados que podem ser utilizados durante o desenvolvimento do projeto estrutural.

Tabela 2 – Valores aproximados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: ABNT (2014)

A NBR 6118 (ABNT, 2014) deixa claro que na avaliação do comportamento de um elemento estrutural pode ser adotado um valor único para o módulo de elasticidade (à tração e compressão) igual ao módulo secante (E_{cs}). E para o cálculo das perdas de protensão, determina que seja utilizado o módulo de elasticidade inicial E_{ci} .

f) Coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade transversal

Segundo a norma, no caso de tensões de compressão menores que $0,5 \cdot f_{ck}$ e tensões de tração menores que f_{ct} , o coeficiente de Poisson (ν) pode ser considerado igual a 0,20 e o módulo de elasticidade transversal (G) igual a $E_{cs}/2,4$.

3.3.2 Bainhas e calda de cimento

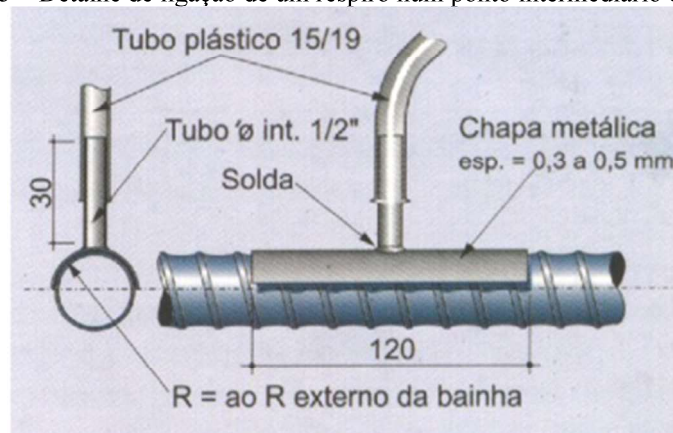
Segundo Veríssimo e César (1998, p. 32), “bainhas são tubos dentro dos quais a armadura de protensão deve ser colocada, onde possa deslizar sem atrito”. Dessa maneira, são utilizadas apenas nos casos de protensão com aderência posterior, sendo geralmente fabricadas de chapas de aço laminadas a frio e costuradas em hélice e para protensão sem aderência, utilizando bainhas plásticas lisas.

Na primeira situação, é necessária a injeção de uma calda de cimento, que segundo o autor tem como função proporcionar a aderência posterior da armadura de protensão com o concreto, e proteger a mesma contra a corrosão.

As características dessa calda deverão seguir os critérios exigidos pela NBR 7681:1983 (Calda de cimento para injeção) (ABNT, 1983), que contemplam: restrições para o cimento Portland (baixo teor de cloro proveniente de cloretos, e de enxofre proveniente de sulfetos); água com pH entre 5,8 e 8; não utilização de aditivos que contenham halogenetos, e fator água/cimento de no máximo 0,45, em massa.

Para que se tenha uma injeção de calda bem-sucedida, os autores recomendam que os pontos de injeção sejam dispostos nos locais mais baixos e os respiros (tubos de saída de ar) nos pontos mais altos do cabo, conforme mostrado na Figura 5.

Figura 5 – Detalhe de ligação de um respiro num ponto intermediário da bainha



Fonte: Emerick (2002)

3.3.3 Aço

Nas estruturas de concreto protendido utiliza-se tanto armadura ativa (aços de alta resistência e sem patamar de escoamento) que estará submetida a elevadas tensões, como armadura passiva, na qual está inclusa a armadura de fretagem, que utiliza os convencionais vergalhões utilizados para concreto armado. Para Veríssimo e César (1998), os aços utilizados para as armaduras de protensão mostram-se mais vantajosos por conta da maior resistência (podendo chegar a até três vezes mais que os aços convencionais), e são fornecidos em grandes comprimentos, evitando-se problemas relacionados a emendas no caso de grandes vãos.

3.3.3.1 Armadura ativa

De acordo com Hanai (2005), a armadura ativa pode ser composta de aços dispostos em forma de: fios, cordoalhas e barras de aço.

Estes aços podem ser classificados também quanto a modalidade de tratamento em:

- a) *Aços aliviados ou de relaxação normal (RN)*: aços retificados por um tratamento térmico que alivia as tensões internas de trefilação;
- b) *Aços estabilizados ou de relaxação baixa (RB)*: aços que recebem um tratamento termomecânico que melhora as características elásticas e reduz as perdas de tensão por relaxação (VERÍSSIMO e CÉSAR, 1998, p. 26).

Dessa maneira, a nomenclatura genérica dos aços de protensão é dada da seguinte forma: prefixo CP (concreto protendido) – f_{ptk} (resistência mínima à ruptura por tração em kN/cm^2) seguido da classificação do aço quanto a modalidade de tratamento (RN ou RB). Um exemplo seria: CP-175 (RN), ou seja: aço para concreto protendido com resistência mínima à ruptura por tração igual a 175 kN/cm^2 (1750 MPpa), de relaxação normal.

Segundo Veríssimo e César (1998), as principais propriedades do aço de protensão, ilustradas pela Figura 6 são:

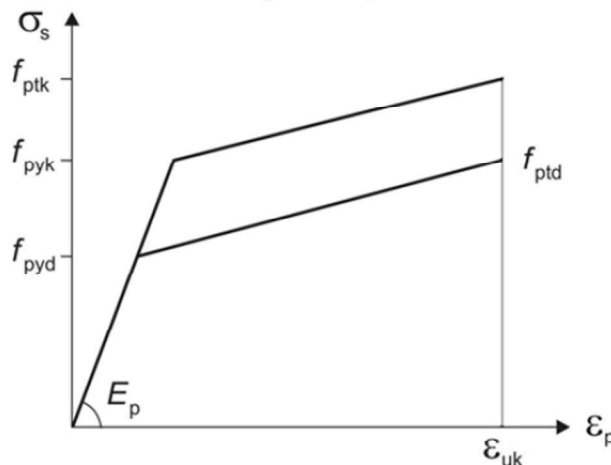
f_{ptk} – resistência característica à ruptura por tração do aço ;

f_{pyk} – limite de escoamento convencional, correspondente à deformação residual (após descarga) de 0,2% ;

ϵ_{uk} – alongamento após ruptura da armadura ativa;

E_p – valor médio do módulo de elasticidade, igual a 205000 Mpa para fios e 195000 para cordoalhas.

Figura 6 – Diagrama tensão-deformação simplificado para aços de armaduras ativas



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os valores de f_{ptk} , f_{pyk} e ϵ_{uk} devem satisfazer os valores mínimos estabelecidos na ABNT NBR 7483 (para cordoalhas) e NBR 7482 (para fios), e os mesmos serão utilizados para o cálculo nos estados-limites último e de serviço.

Nos casos em que não seja possível a realização de ensaios ou não ser fornecido pelo fornecedor o módulo de deformação longitudinal do aço, a norma permite a adoção de um valor médio único igual a $E_p = 200.000 \text{ Mpa}$.

a) Fios trefilados

Produzido com aço-carbono, são fornecidos em rolos ou bobinas, e possuem diâmetros de 3 a 8mm.

Especificado pela ABNT NBR 7482:1991, os fios são pouco utilizados atualmente e tem seu uso restringido às pistas de protensão, ou seja, apenas para a pré-tração. Na Tabela 3, são mostrados os tipos de fios utilizados para protensão.

Tabela 3 – Especificações de fios para protensão

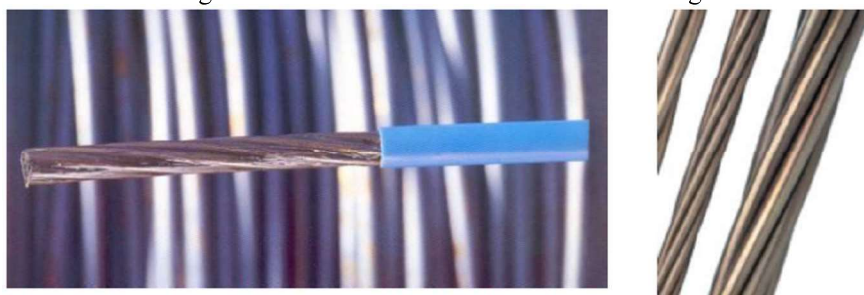
Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm ²)	Área mínima (mm ²)	Massa aprox. (kg/1.000 m)	Carga mínima de ruptura (kN)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)	Alongamento após ruptura (%)
Fio CP RB (baixa relaxação)							
CP 145 RB	9,0	63,6	62,9	500	91,2	82,1	6,0
CP 150 RB	8,0	50,3	49,6	395	74,5	67,0	6,0
CP 170 RB	7,0	38,5	37,9	302	64,5	58,0	5,0
CP 175 RB	6,0	28,3	27,8	222	48,7	43,8	5,0
CP 175 RB	5,0	19,6	19,2	154	33,7	30,3	5,0
CP 175 RB	4,0	12,6	12,3	99	21,4	19,3	5,0
CP 190 RB*	6,0	28,3	27,8	222	52,0	46,8	5,0
CP 190 RB*	7,0	38,5	37,9	302	72,0	65,0	5,0
Fio CP RN (relaxação normal)							
CP 170 RN	7,0	38,5	37,9	302	64,5	54,8	5,0
CP 175 RN	6,0	28,3	27,8	222	48,7	41,4	5,0
CP 175 RN	5,0	19,6	19,2	154	33,7	28,6	5,0
CP 175 RN	4,0	12,6	12,3	99	21,4	18,2	5,0
*Os fios podem ser fabricados sob consulta. 1- Todos os fios especificados acima podem ser fabricados lisos ou entalhados. 2- A profundidade do entalhe pode ser especificada pelo cliente.							

Fonte: Catálogo ArcelorMittal (2015), adaptado pela Autora (2017)

b) Cordoalhas

São fios enrolados em forma de hélice, com dois, três ou sete fios. Pode ser usada isoladamente (monocordoalhas), ou em conjunto, sendo engraxadas ou não (vide Figura 7).

Figura 7 – Cordoalha tradicional x cordoalha engraxada



Fonte: Bastos (2015)

Segundo Veríssimo e César (1998), sua ruptura é dita convencional, pois diferente do que ocorre para os fios (ruptura efetiva), as tensões não se distribuem uniformemente por todos os fios.

Sua utilização se dá na pós-tração e o mercado brasileiro tem optado principalmente pelas cordoalhas de 7 fios de diâmetro 12,7 mm. Com relação a sua resistência a tração, Emerick (2002) diz que os aços mais comuns são o CP-175 e principalmente o CP-190 RB, bastante utilizado em obras com lajes protendidas, tanto para a protensão com ou sem aderência. Na Tabela 4 são mostradas as especificações para cordoalhas de sete fios para protensão aderente.

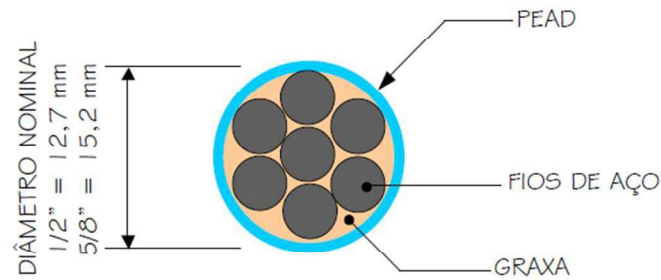
Tabela 4 – Especificações de cordoalhas para protensão aderente

Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm ²)	Área mínima (mm ²)	Massa aprox. (kg/1.000 m)	Carga mínima de ruptura (kN)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)	Alongamento após ruptura (%)
Cordoalhas de 3 fios CP 190							
Cord. CP 190 RB 3 X 3,0	6,5	22	22	171	41	37	3,5
Cord. CP 190 RB 3 X 3,5	7,6	30	30	238	57	51	-
Cord. CP 190 RB 3 X 4,0	8,8	38	38	304	71	64	-
Cord. CP 190 RB 3 X 4,5	9,6	47	46	366	88	79	-
Cord. CP 190 RB 3 X 5,0	11,1	67	66	520	125	112	-
Cordoalhas de 7 fios CP 190							
Cord. CP 190 RB 9,50	9,5	56	55	441	104	94	3,5
Cord. CP 190 RB 12,70	12,7	101	99	792	187	169	-
Cord. CP 190 RB 15,20	15,2	143	140	1.126	266	239	-
Cord. CP 190 RB 15,70	15,7	150	147	1.172	279	246	-
Cordoalhas de 7 fios CP 210							
Cord. CP 210 RB 12,70*	12,7	101	99	792	203	183	3,5
Cord. CP 210 RB 15,20*	15,2	143	140	1.126	288	259	-

Fonte: Catálogo ArcelorMittal (2015), adaptado pela Autora (2017)

O sistema de protensão não aderente é feito com cordoalhas engraxadas plastificadas. Estas, segundo Emerick (2002, p. 8), “são as mesmas cordoalhas tradicionais com a adição de um revestimento de PEAD (polietileno de alta densidade), impermeável à água, extremamente resistente e durável, extrudado diretamente sobre a cordoalha já engraxada em toda a sua extensão”, conforme pode-se ver na Figura 8.

Figura 8 – Seção transversal de monocordoalha engraxada



Fonte: Emerick (2002)

A Tabela 5 mostra as características das cordoalhas engraxadas plastificadas de sete fios.

Tabela 5 – Especificações de cordoalhas para protensão não aderente

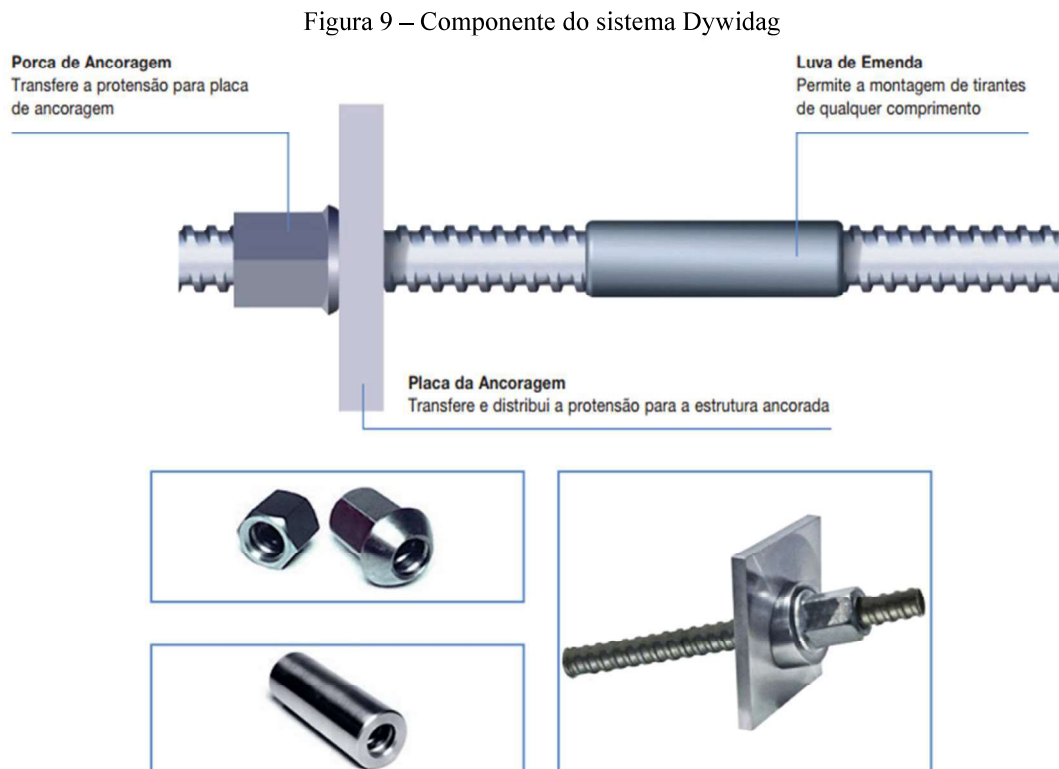
Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm ²)	Área mínima (mm ²)	Massa aprox. (kg/1.000 m)	Carga mínima de ruptura (kN)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)	Alongamento após ruptura (%)
Cordoalhas de 7 fios CP 190, cor azul							
Cord. CP 190 RB 12,70	12,7	101	99	792	187	169	-
Cord. CP 190 RB 15,20	15,2	143	140	1.126	265	239	3,5
Cord. CP 190 RB 15,70	15,7	150	147	1.172	279	246	-
Cordoalhas de 7 fios CP 210, cor laranja							
Cord. CP 210 RB 12,70	12,7	101	99	792	203	183	-
Cord. CP 210 RB 15,20	15,2	143	140	1.126	288	259	3,5
Cord. CP 210 RB 15,70*	15,7	150	147	1.172	308	277	-

Fonte: Catálogo ArcelorMittal (2015), adaptado pela Autora (2017)

c) Barras de aço-liga

São formadas por uma liga de alta resistência, laminadas a quente, com diâmetros superiores a 12mm e comprimento limitado, e o sistema de protensão mais conhecido é o DYWIDAG.

Segundo Hanai (2005, p.29), “as barras mais comumente empregadas são as de diâmetro de 32mm, de aço ST 85/105 ($f_{pyk}=850$ MPa e $f_{ptk}=1050$ MPa)”. Estas têm uma característica especial em sua superfície, chamada de duplo filetado, que forma uma de rosca de passo 16mm em todo o comprimento, que segundo o autor tem como função não só melhorar a aderência ao concreto como também efetuar a ancoragem com porcas e emendas de luva, vide Figura 9.



Fonte: Catálogo Dywidag

Segundo Veríssimo e César (1998) no Brasil as barras de aço não são vendidas diretamente para o consumidor, e são produzidas no Brasil para apenas uma empresa brasileira (representante da patente alemã Dywidag), sendo aplicadas junto aos demais componentes dessa mesma patente, principalmente na contenção de taludes de terra ou rocha e em fundações.

Na Figura 10 são apresentadas as características técnicas das barras de aço-liga do sistema Dywidag.

Figura 10 – Características das barras de aço-liga (Dywidag)

Ø Nominal	Tensão de Escoamento [Kgf/mm ² [MPa]]	Tensão de Ruptura [Kgf/mm ² [MPa]]	Carga de Escoamento [tf]	Carga de Ruptura [tf]	Passo [mm]	Área da Seção Transversal ^{a)} [mm ²]	Peso ^{b)} [Kg/m]
DW 15 mm	90 [900]	110 [1.100]	16	19	10	177	1,41
DW 32 mm	95 [950]	105 [1.050]	76	84	16	804	6,31
DW 36 mm	95 [950]	105 [1.050]	97	107	18	1.018	8,27
DW 40 mm* NOVO!	95 [950]	105 [1.050]	119	132	20	1.257	10,21
DW 47 mm	95 [950]	105 [1.050]	165	182	21	1.735	14,10

a) área calculada
b) peso teórico nominal

Módulo de Elasticidade: E = 20.500 Kgf/mm² +/- 5%

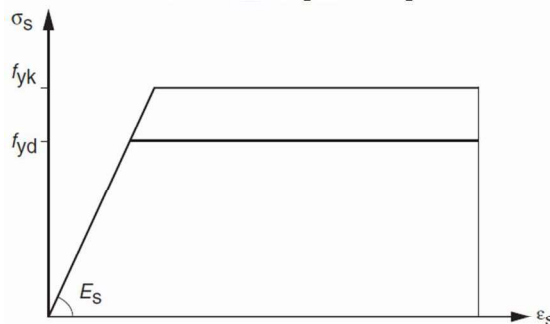
Fonte: Catálogo Dywidag

3.3.3.2 Armadura passiva

As armaduras passivas representam, conforme a própria definição da NBR 6118 (ABNT, 2014, p.5) “qualquer armadura que não seja usada para produzir forças de protensão, ou seja, que não seja previamente alongada”. Como já fora dito anteriormente, este tipo de armadura utiliza os vergalhões já conhecidos do concreto armado, das categorias CA-25, 50 e 60, com as bitolas estabelecidas na NBR 7480:2008 (Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação).

Os fios e barras das armaduras passivas poderão ser lisos, entalhados ou providos de saliências ou mossas, e é exatamente o tipo de superfície aderente que influenciará na capacidade aderente entre o aço e o concreto. Além disso, a norma estabelece o valor para o módulo de elasticidade do aço (E_s) igual a 210 GPa, e o diagrama tensão-deformação no caso da armadura passiva está apresentado na Figura 11, devendo f_{yk} , f_{stk} e ϵ_{uk} - que são respectivamente os valores característicos da resistência ao escoamento e da resistência à tração e a deformação na ruptura - obtidos através de ensaios de tração.

Figura 11 – Diagrama tensão-deformação simplificado para aços de armaduras passivas



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Segundo Emerick (2002), as principais funções desempenhadas pela armadura passiva no caso das estruturas protendidas, destacando o uso em lajes protendidas, são:

- a) Armadura de reforço de borda da laje: no caso de balanços em que não há vigas de borda;
- b) Armadura contra colapso progressivo: para combate da punção quando há apoio direto de lajes em pilares;
- c) Armadura de fretagem: tem como objetivo combater as tensões de tração induzidas no concreto devido à força de protensão, oriundas da área deduzida de contato entre a ancoragem e o concreto.

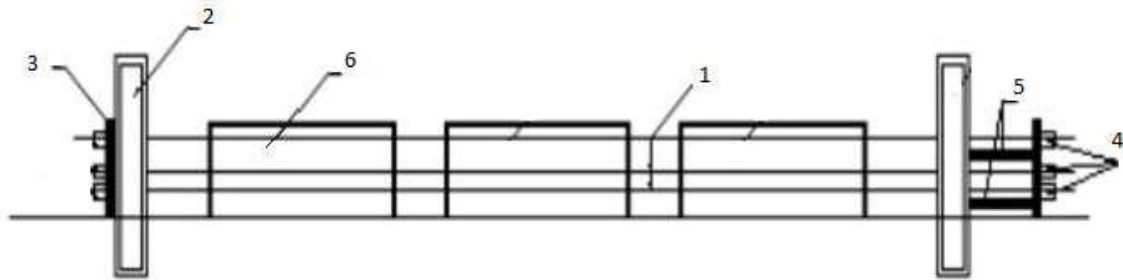
3.3.4 Ancoragens

Para Veríssimo e César (1998, p. 45) ancoragens são “dispositivos e ou artifícios utilizados para fixar os cabos de protensão tensionados, de forma a manter a carga aplicada pelo macaco hidráulico, impedindo que o cabo volte ao estado original, isto é, frouxo, sem tensão”.

Segundo os autores, as ancoragens podem ser classificadas em quatro categorias: ancoragem por aderência, por meio de cunhas, por meio de rosca e porca e por meio de cabeçotes apoiados em calços de aço ou em argamassa injetada.

A ancoragem por aderência é usada para estruturas pré-tracionadas. Como pode ser visto na Figura 12, nas pistas de protensão a armadura ativa (1) atravessa os encontros (2) e fixa-se em placas de ancoragem (3) por meio de dispositivos mecânicos (4) como cunhas. Nesse caso existem duas placas de ancoragem (sendo uma fixa e uma móvel), onde a segunda será empurrada com o auxílio de um macaco hidráulico de longo curso até se alcançar o esforço desejado, e depois é fixada por meio de calços (5) para manter as armaduras esticadas. Segundo Pfeil (1984), a ancoragem é garantida depois da cura do concreto (6) e posterior corte das armaduras, pois nesse momento esta tende a voltar ao seu diâmetro original e o aumento do diâmetro mobiliza atrito no concreto, proporcionando a aderência entre os dois materiais e impedindo o encurtamento da armadura.

Figura 12 - Esquema de ancoragem em pista de protensão



Fonte: Pfeil (1984)

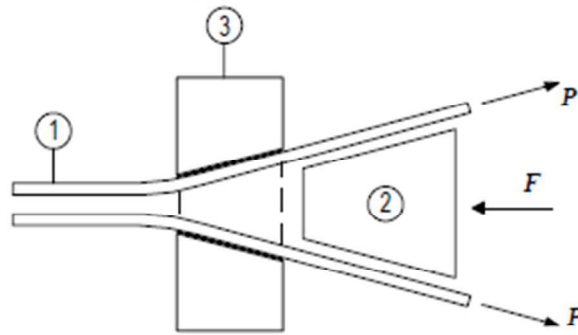
Quando utilizada protensão com barras de aço (como o sistema Dywidag) ou então fios e cordoalhas ligados a algum sistema semelhante, a ancoragem se dá através de porcas e roscas, que podem até mesmo ser colocados em pontos intermediários.

Para estruturas pós-tracionadas em geral, o sistema de cunhas é o mais utilizado, e é fabricado no Brasil por três indústrias: Freyssinet, Losinger (VSL) e Rudloff. Nesse sistema, segundo Veríssimo e César (1998, p.46) os cabos serão ancorados através de um cone macho e um cone fêmea, podendo ser utilizado o sistema de cunhas deslizantes ou de cunhas cravadas, diferenciados a seguir.

No primeiro tipo, a armadura de protensão ao ser tensionada se movimenta entre as cunhas, que costumam possuir dentes ou ranhuras para “morder” o cabo de protensão e impedir que ele escorregue após a liberação dos cabos. Segundo os autores, no momento em que o cabo é cortado, ele tende a recuar puxando as cunhas para dentro do cone fêmea, por meio de forças de atrito decorrentes da compressão transversal no apoio da cunha.

No segundo caso (Figura 13), com o uso de macaco com cravador hidráulico os fios (1) são esticados e logo depois um dispositivo aciona a cunha (2) contra uma peça fixa (3). Quando os fios são liberados e tendem a voltar ao comprimento original estes são impedidos pela cunha, e o esforço aplicado é absorvido pelo conjunto (2,3), que constitui a ancoragem definitiva. Atualmente este sistema é mais utilizado, e gera menores perdas de protensão imediatas.

Figura 13 – Princípio da ancoragem por meio de cunha



Fonte: Veríssimo e César (1998)

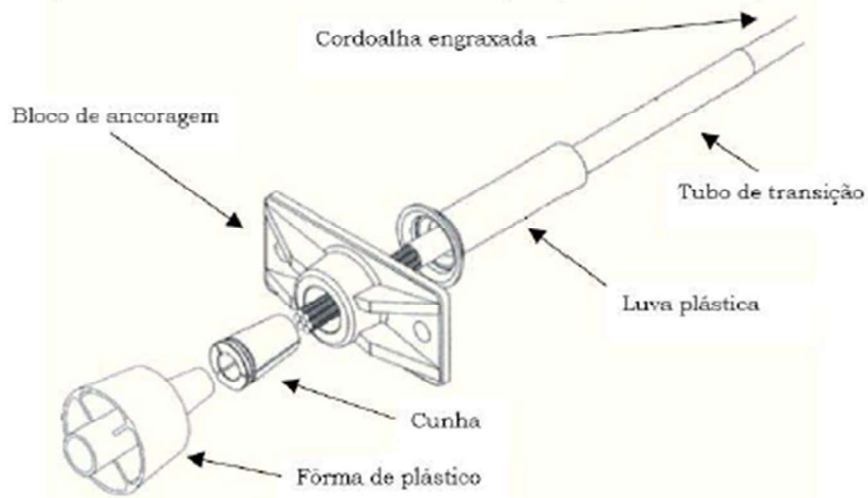
Além das cunhas, de acordo com o sistema adotado, são necessários outros elementos (Figuras 14 e 15) para que seja feita a correta ancoragem dos cabos. Dentre eles, pode-se destacar a placa de ancoragem, peça normalmente de ferro fundido dúctil, que aloja as cunhas e é usada para transferir a força de protensão para o concreto (PEREIRA et al., 2005, p. 20).

Figura 14 – Ancoragem para monocordoalha engraxada



Fonte: Autora (2017)

Figura 15 – Elementos do sistema de ancoragem para cordoalhas engraxadas



Fonte: Bastos (2015)

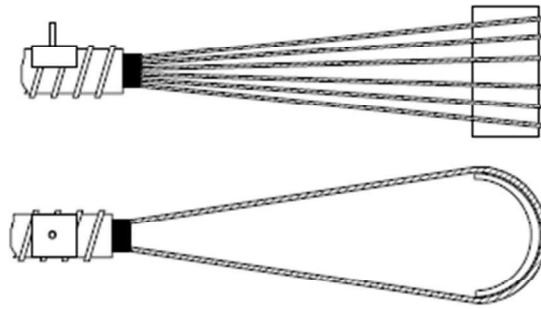
E é necessário também a abertura de nichos na forma antes da concretagem, para que, durante o ato da protensão, o macaco possa apoiar perpendicularmente à superfície de concreto para efetuar o estiramento do cabo. Após ser realizada a protensão e o corte da ponta dos cabos, Carvalho (2012) lembra que este espaço deve ser preenchido com argamassa de cimento para proteger de corrosão a extremidade do cabo e a ancoragem.

As ancoragens comentadas até então são denominadas ancoragens ativas, pois são as que permitem a aplicação da tensão nos cabos, ou seja, servem tanto para fixação do cabo como para tensioná-lo. Segundo Pfeil (1984, p. 27), “quando a protensão é efetuada em apenas uma extremidade do cabo, o que permite o emprego de apenas um macaco, as ancoragens dos lados não protendidos denominam-se ancoragens mortas ou passivas”.

Diferente do que ocorre para as ancoragens ativas, Pereira et al. (2005) diz que as ancoragens passivas são geralmente colocadas e fixadas na extremidade do cabo antes de chegar ao local da obra, o que se chama de pré-blocagem. Nesse momento é feito o pré-encunhamento da ancoragem com o macaco hidráulico para a força total de protensão prevista no projeto, caso contrário, existirá o risco de escorregamento durante a protensão na extremidade ativa (EMERICK, 2002).

Segundo Veríssimo e César (1998, p.49), “as ancoragens mortas podem ser executadas por atrito e aderência das extremidades dos fios, em contato direto com o concreto; por meio de laços ou alças colocadas no interior do concreto (Figura 16); ancoragem normal com cunhas pré cravadas (Figura 17) ou por dispositivos mecânicos especiais”.

Figura 16 – Ancoragem passiva por meio de laço



Fonte: Veríssimo e César (1998)

Figura 17 – Ancoragem passiva por meio de cunhas



Fonte: Autora (2017)

3.3.5 Equipamentos

Além dos materiais auxiliares utilizados para montagem (cadeirinhas, arame, trena), os principais equipamentos utilizados na protensão, segundo Pereira et al. (2005), são:

a) Macaco hidráulico

É um dispositivo mecânico usado para aplicar força no cabo de protensão. Para isso, deve-se apoiá-lo na borda da laje, e esticar as cordoalhas até atingirem a força prevista em projeto.

Este equipamento funciona somente em conjunto com uma bomba hidráulica de alta pressão, mangueiras e manômetro de pressão, conforme verifica-se na Figura 18.

Um aspecto importante apontado por Emerick (2002) é que a operação desse equipamento deve ser feita somente por pessoa qualificada e com treinamento para tal atividade. Além disso, diz que os macacos devem ser calibrados antes do serviço, juntamente com os

demais equipamentos auxiliares. E, após o ato da protensão, devem ser mantidos em lugar limpo e seco.

b) Maçarico

Utilizado para corte das cordoalhas após o tracionamento dos cabos. Utiliza geralmente oxiacetileno (chama proveniente da queima de uma mistura de gases).

c) Lixadeira (policorte)

Geralmente utilizada para corte das cordoalhas durante a montagem dos cabos.

Figura 18 – Macaco hidráulico durante pré-blocagem



Fonte: Autora (2017)

3.4 PERDAS DE PROTENSÃO

Para Veríssimo e César (1998), as perdas de protensão podem ser definidas como a diminuição da força de protensão aplicada inicialmente devido a diversos fatores como o acionamento dos macacos, liberação dos cabos e a transferência da força de protensão.

Os autores afirmam que estas perdas devem ser estimadas e consideradas no cálculo da peça, devendo-se também determinar uma sobretensão a ser aplicada à peça, de forma que

após as perdas a força de protensão efetivamente atuante seja a força calculada, suficiente para neutralizar, em parte ou no todo, os esforços de tração provocados pelas cargas de utilização.

Carvalho (2012) destaca que o cálculo das perdas pode ser feito em duas etapas distintas:

- a) No início, estimando as perdas ao efetuar os cálculos de dimensionamento da armadura longitudinal;
- b) No final, a partir de todas as características estruturais definidas, inclusive as áreas de armadura, funcionando realmente como uma verificação.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que as perdas de protensão podem ocorrer antes da transferência da protensão ao concreto (perdas iniciais, na pré-tração), durante (perdas imediatas) e ao longo do tempo (perdas progressivas).

3.4.1 Perdas de protensão imediatas

Para Carvalho (2012), as perdas de protensão imediatas ocorrem principalmente devido à forma como se procede a protensão e as propriedades elásticas do aço e do concreto. Serão vistos a seguir as características dos três principais tipos, e o cálculo referente a cada um deles será apresentado no capítulo 6 do trabalho.

3.4.1.1 Perdas por atrito

Segundo Pfeil (1984), as perdas por atrito em armaduras pré-tracionadas não precisam ser consideradas na análise da peça pois são controladas ainda na usina. Por outro lado, para armadura pós-tracionadas é de extrema importância essa consideração, visto que gera variações significativas nos esforços ao longo do cabo. Em geral, essas perdas dependem do coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha e da configuração geométrica do cabo.

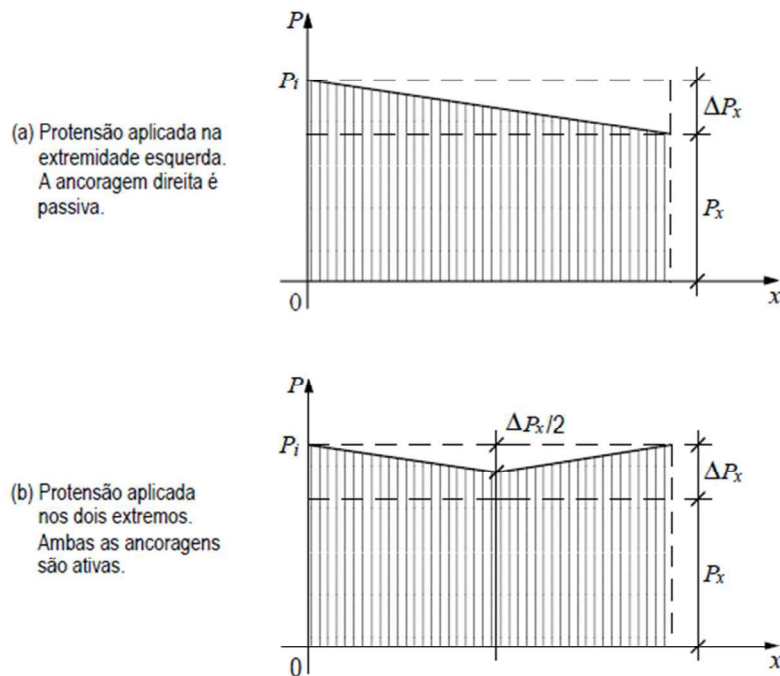
Para o autor, as perdas por atrito podem ocorrer também nas ancoragens e nos macacos, o que em sistemas usuais de cabos constituídos por fios ou cordoalhas representam em torno de 5%.

Hanai (2005) diz que, apesar de poder haver atrito até nos trechos retilíneos (devido ondulações parasitas), as perdas são bem maiores nos trechos curvos, pois ocorre uma elevada pressão de contato no desvio da trajetória dos cabos.

As perdas por atrito variam ao longo do comprimento da peça. Nas palavras de Bastos (2015, p. 37), “uma seção da armadura ativa, localizada a uma distância x da ancoragem ativa, terá uma tensão menor, devido a perdas de tensão geradas pelo atrito entre a armadura e o duto (bainha), bem como entre também os próprios fios ou cordoalhas”.

Para diminuir esse efeito, uma das opções apresentadas por Veríssimo e César (1998) consiste na aplicação da força de protensão nos dois extremos do cabo (ambas as ancoragens ativas), como ilustrado pela Figura 19. Esta solução faz com que a perda de protensão máxima (na seção média entre as ancoragens ativas) seja reduzida à metade da perda que ocorre no lado da ancoragem passiva, no caso em que se utiliza.

Figura 19 – Variação das forças de protensão



Fonte: Veríssimo e César (1998)

3.4.1.2 Perdas por acomodação da ancoragem

Quando ocorrem perdas de alongamento dos cabos devido à transferência de esforços do elemento tensor (macaco) para a ancoragem, tem-se as chamadas perdas por acomodação da ancoragem. Pfeil (1984) deixa claro a influência do tipo de ancoragem para esse tipo de perda, de forma que quando utilizada ancoragem do tipo rosca e porca, não existe perda na ancoragem. Porém, quando a ancoragem é feita por meio de cunhas, ao absorverem as cargas, as cunham penetram nos furos, resultando uma perda de alongamento do cabo. Nessa

situação, para compensar essa perda pode-se prever a aplicação de uma força de protensão um pouco maior.

Bastos (2015) acrescenta que essa perda decresce com o aumento da distância da ancoragem, pois quando ocorre o escorregamento ou acomodação da ancoragem, a armadura recua e gera um atrito contrário, o que faz com que a perda de tensão na armadura ocorra somente até uma certa distância da ancoragem ativa. Por esse motivo, esse fenômeno pode ser desprezado na seção mais solicitada, mas torna-se bastante importante no caso de peças curtas.

3.4.1.3 Perdas por encurtamento elástico do concreto

No caso da pré-tração, Pfeil (1984) diz que a perda de protensão devido ao encurtamento elástico imediato do concreto ocorre quando os esforços dos fios (já tracionados) são transferidos ao concreto.

Já em relação à pós-tração, Bastos (2015) explica que como os macacos apoiam-se na própria peça a ser protendida, a peça sofre deformações à medida que a armadura vai sendo estirada, ou seja, antes de os cabos serem ancorados.

Para a segunda situação, o autor explica que “quando a protensão é aplicada cabo por cabo, a protensão num cabo provoca deformações no concreto que resultam em perda de protensão nos cabos já tracionados e ancorados” (BASTOS, 2015, p. 43).

Para considerar esse problema no dimensionamento Veríssimo e César (1998) sugerem o cálculo do valor médio para o alongamento dos cabos ou a sobretensão dos mesmos, de forma que, após todas as operações de distensão efetuadas, todos os cabos fiquem com a mesma força de protensão.

Carvalho (2012) acrescenta que o último cabo a ser tracionado não sofre perdas desse tipo. E, por outro lado, ressalta que no caso de haver apenas um cabo na peça ou vários cabos (protendidos ao mesmo tempo), também não haveria nenhuma perda por deformação imediata do concreto.

3.4.2 Perdas de protensão diferidas no tempo

Para Carvalho (2012, p. 126), “as perdas diferidas ou ao longo do tempo se devem às propriedades viscoelásticas tanto do concreto como do aço”. Assim, estas classificam-se em: perdas por retração do concreto, perdas por fluência do concreto e perdas por relaxação do aço.

No que tange à verificação desses efeitos, Bastos (2015) recomenda que os valores das perdas progressivas de protensão sejam determinados considerando a interação dos três tipos citados acima.

3.4.2.1 Perdas por retração do concreto

Apesar de ser caracterizado como a variação volumétrica que o concreto sofre depois de endurecido, Carvalho (2012) diz que a perda causada pelo fenômeno é considerada apenas após a atuação da protensão. Segundo o autor, a retração ocorre principalmente devido à saída da água que não reage com o cimento, que será influenciada pela temperatura e umidade do ambiente, pela espessura da peça e pela quantidade de água.

Apesar da existência das armaduras impedir a retração livre da peça (que é caracterizada pela ocorrência da retração sem impedimento das deformações), esta contribuição costuma ser desconsiderada no cálculo.

Veríssimo e César (1998) recomendam ainda que a protensão deve ser adiada o máximo possível, pois, tendo em vista a maior intensidade da retração nas primeiras idades do concreto, isto poderia reduzir as perdas de protensão.

3.4.2.2 Perdas por fluência do concreto

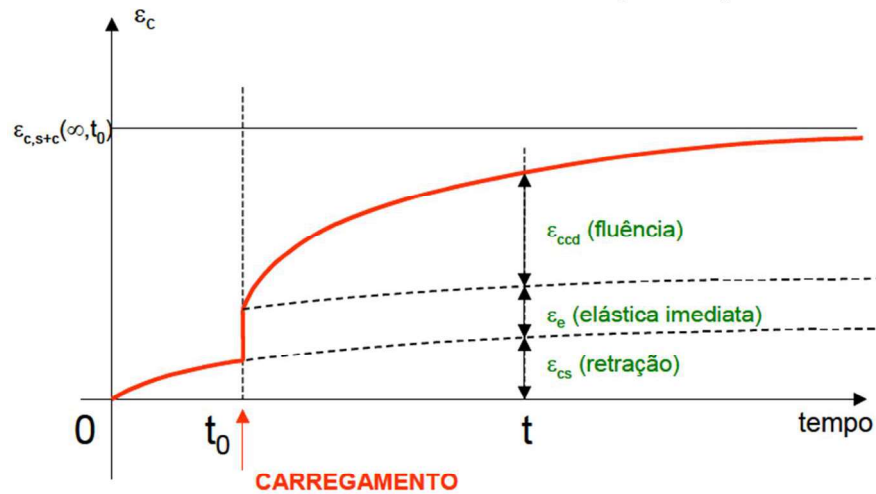
A fluência é definida por Hanai (2005, p. 37) como “um fenômeno que ocorre no concreto submetido a ações de longa duração, produzindo deformações elásticas e plásticas progressivas nas regiões solicitadas”. Esta ação (tida como permanente) é introduzida no tempo t_0 e mantém-se constante ao longo do tempo.

Tendo como prova o próprio fato das perdas diminuírem ao longo do tempo, Carvalho (2012) reforça que, assim como ocorre para a retração, a fluência pura não ocorre na prática, mas seus valores são utilizados pois mostram-se a favor da segurança.

Além disso, a fluência (e consequentemente a deformação lenta) e a força de protensão atuam uma sobre a outra. E para formular uma expressão que traduza este fenômeno, Veríssimo e César (1998) dizem que é admitida uma hipótese simplificadora de que a tensão na armadura de protensão cai linearmente durante o período no qual a fluência ocorre.

Os efeitos da retração e fluência do concreto ao longo do tempo podem ser observados no Gráfico 1.

Gráfico 1 – Deformação do concreto ao longo do tempo



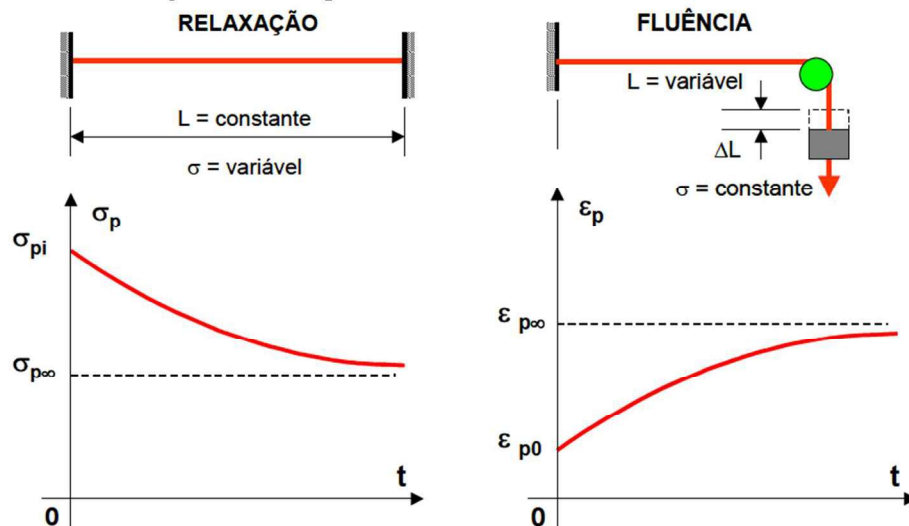
Fonte: Hanai (2005)

3.4.2.3 Perdas por relaxação do aço

Segundo Hanai (2005), existem dois fenômenos que ocorrem no aço e geram perdas de protensão progressivas: relaxação e fluência. Com base nas definições a seguir e na Figura 20, pode-se notar a diferença entre os mesmos.

A relaxação do aço corresponde à diminuição da tensão no aço, que ocorre quando a armadura, deformada por uma solicitação inicial, é mantida com comprimento constante. Ou seja, ocorre um alívio de tensão na armadura enquanto ela é mantida com comprimento ou deformação constante. Já a fluência do aço ocorre quando a deformação do aço aumenta ao longo do tempo enquanto a tensão é mantida constante. (HANAI, 2005, p. 39)

Figura 20 – Comparação entre a relaxação e fluência do aço



Fonte: Hanai (2005)

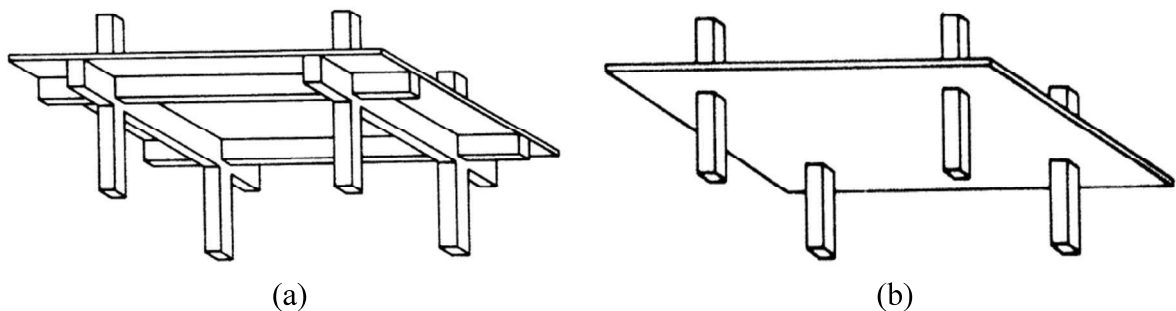
Para Pfeil (1984), os principais fatores que influenciam na relaxação do aço são as características metalúrgicas (tipo de aço e tratamento térmico), tensão inicial aplicada ao aço e temperatura do ambiente.

E, como já falado anteriormente, devido à ocorrência das demais perdas, a tensão aplicada irá variar ao longo do tempo e, assim, a relaxação (que será mais significativa que a fluência do aço) também nunca será pura.

4 LAJES LISAS

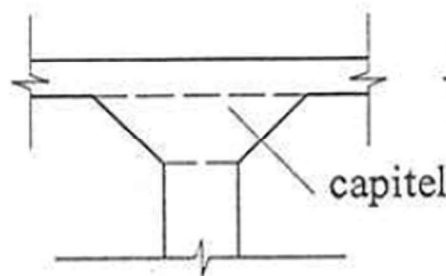
Diferente do que ocorre nos modelos tradicionais de laje (Figura 21a), em que, de maneira geral, as lajes apoiam-se sobre vigas e estas nos pilares, as lajes lisas, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), são lajes apoiadas diretamente nos pilares sem capitel (Figura 21b). A ausência de capitel, que consiste no engrossamento da seção dos pilares na região de ligação dos mesmos com a laje, é o fator que diferencia as lajes lisas das lajes-cogumelo (Figura 22).

Figura 21 – Esquema de laje convencional e laje lisa (sem vigas)



Fonte: Figueiredo Filho (1989)

Figura 22 - Esquema de laje-cogumelo (com capitel)



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009)

4.1 VANTAGENS

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), os sistemas de lajes lisas apresentam uma série de vantagens em relação aos modelos convencionais, as quais resultam basicamente na diminuição do tempo de execução, melhoria na qualidade do edifício e, em algumas situações, na redução do custo da estrutura.

A primeira vantagem defendida pelos autores consiste na adaptabilidade a diversas formas ambientais, que diz respeito a liberdade na definição de espaços internos devido a característica de tetos lisos contínuos, o que facilita a realização de reformas, já que as divisórias

não estão condicionadas à localização das vigas; e quando são eliminadas as vigas de borda ainda permite a execução de fachadas com maior liberdade.

A simplificação das fôrmas e do cimbramento é considerada por eles uma das principais vantagens das lajes lisas. Isso porque estas ocasionam:

- a) Menor consumo de materiais das fôrmas em relação aos convencionais com vigas;
- b) As fôrmas apresentam um plano contínuo sem obstáculos, com recortes apenas na ligação com os pilares, acarretando menor desperdício de material;
- c) São montadas e desmontadas mais facilmente, com menos estragos e, conseqüentemente, com maior reaproveitamento;
- d) Menor incidência de mão-de-obra na execução;
- e) Permite racionalização e padronização do cimbramento, também com economia de mão-de-obra e de materiais (CARVALHO e PINHEIRO, 2009, p. 83).

A ausência de vigas acarreta também a simplificação das armaduras e as operações relacionadas a elas (corte, dobramento e colocação), reduzindo desperdícios e mão de obra. Os autores apontam ainda que mesmo necessitando de uma armadura de punção, ocorre uma melhoria da qualidade e da segurança, pois aumenta a garantia da colocação das armaduras na posição correta, e facilita a inspeção e conferência.

Essa mesma característica permite também a diminuição da altura total de edifícios (se houver limitação da mesma na região) ou o aumento do número de pavimentos. E, devido à menor altura dos pavimentos, pode-se novamente reduzir o consumo dos materiais necessários para a sua execução.

Já a existência de poucos recortes resulta também na simplificação da concretagem, pois, quando presentes, dificultam o acesso a determinadas regiões (até mesmo de vibradores), possibilitando o aparecimento de vazios, que não só podem comprometer a segurança (se deixarem expostas as armaduras) como podem prejudicar a qualidade e dificultar ou piorar o acabamento final.

Destaca-se ainda a diminuição, tanto em área (devido simplificação das fôrmas), como em espessura (por não precisar uniformizar espessuras de paredes devido a não coincidência destas com vigas) de revestimentos, bem como a facilidade para preparação e execução do mesmo (já que se tem uma superfície plana); e a melhoria geral na qualidade final do acabamento devido à simplificação na concretagem.

Outra vantagem defendida é a simplificação das instalações prediais (elétricas e hidráulicas), que podem ser facilitadas e apresentar uma maior qualidade, porque não é necessário o contorno de vigas e exige uma menor quantidade de curvas, resultando na economia com condutos e fios, maior durabilidade do produto final e racionalização de tarefas.

Devido à maior capacidade de distribuição de esforços, o sistema também possibilita a perfuração da laje - em posições pré-definidas no projeto - para a passagem de tubulação.

A melhoria das condições de habitualidade é outro fator destacado por Figueiredo Filho (1989), tendo em vista que a ausência de vigas facilita a insolação e ventilação dos ambientes (diminuindo a umidade e tornando os ambientes mais saudáveis). E, além disso, como se tem tetos lisos, são diminuídas as regiões propícias para o acúmulo de poeira e insetos, melhorando a higiene e facilitando e reduzindo as operações de limpeza e manutenção.

Em resumo, uma consequência que se verifica em praticamente todas as vantagens anteriormente comentadas é a redução do tempo de execução e de custos, a qual Carvalho e Pinheiro (2009, p. 85) concluem que:

O sistema de lajes sem vigas melhora as condições de execução, utilização, qualidade e durabilidade de um edifício. Há simplificação e racionalização de tarefas, diminuição do tempo de execução da estrutura e mesmo do edifício e economia de materiais (menor quantidade e redução de perdas) e de mão-de-obra, com a consequente redução do custo da obra (estrutura e demais partes) e da manutenção posterior.

4.2 DESVANTAGENS

Apesar das inúmeras vantagens que apresentam as lajes lisas, Figueiredo Filho (1989) aponta como as três principais desvantagens inerentes a esse modelo: problemas de punção da laje (perfuração da laje na ligação com o pilar devido grande força cortante), deslocamentos transversais (deslocamentos centrais da laje ou do meio do vão das bordas exteriores das lajes) e a diminuição da estabilidade global em edifícios altos devido às ações horizontais.

A partir de estudos dos sistemas estruturais de lajes sem vigas frente aos convencionais, concluiu-se que:

- a) O maior consumo de aço se dá no sistema de lajes sem vigas, principalmente em painéis de vãos grandes (6 a 8 m), onde a diferença chega a 80%; em vãos menores, de aproximadamente 4 m, os consumos são bem próximos;
- b) Quando os vãos de um painel são muito diferentes entre si, a opção por lajes sem vigas é prejudicada, pois nesse caso os esforços são mais influenciados pelos maiores vãos, acarretando maior consumo de materiais;
- c) Os balanços são sempre recomendados, sejam para lajes com ou sem vigas, pois possibilitam uma melhor distribuição dos esforços, e nas últimas ajudam na resistência à punção, nos pilares externos (FIGUEIREDO FILHO et al, 1995 apud CARVALHO e PINHEIRO, 2009).

Com isso, Carvalho e Pinheiro (2009) verificam que, apesar de em geral as lajes lisas não apresentarem muitas vantagens em relação ao custo da estrutura (que gira em torno de 20% do preço total do edifício), o custo final poderá ser vantajoso, já que ocorre a diminuição de custos e mão de obra em muitos outros serviços (vedações, revestimentos, instalações, etc.).

Uma opção alternativa para combater em parte estes problemas seria a utilização de vigas de borda, que apesar de aumentar um pouco o custo das lajes lisas, segundo Figueiredo (1989) estas podem atribuir os seguintes benefícios: eliminação da punção nos pilares externos (que são mais suscetíveis em função do menor perímetro crítico), diminuição dos deslocamentos transversais nas bordas externas (que costumam apresentar maiores valores nesse local devido à falta de continuidade), ajuda a evitar a propagação do fogo em caso de incêndios e melhora na estabilidade global do edifício (em função da maior rigidez que as vigas proporcionam às ações laterais).

4.3 PUNÇÃO

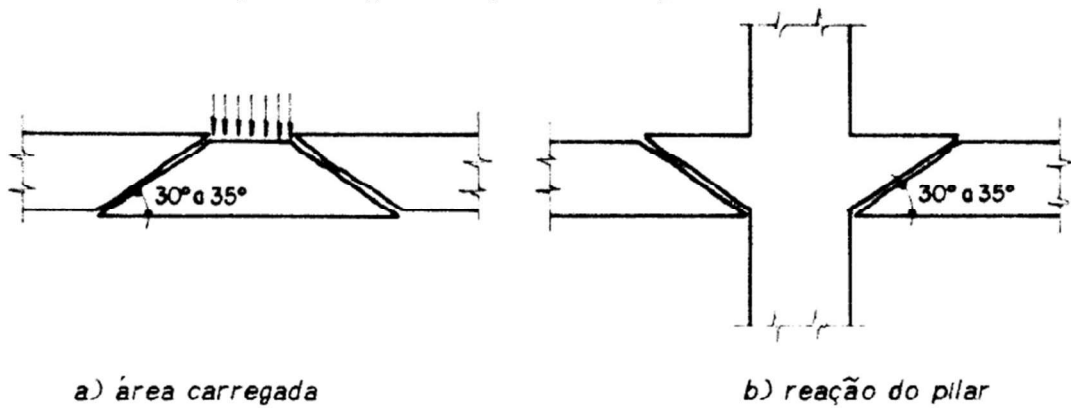
Para Figueiredo Filho (1989), o fenômeno da punção caracteriza-se pela perfuração de uma placa devido a aplicação de uma força concentrada (ou agindo em uma pequena área). E no caso de lajes sem vigas:

O pilar aplica, diretamente na laje, uma força concentrada de alta intensidade, o que pode causar punção da laje pelo pilar e, conseqüentemente, a ruína da estrutura. Essa ruína ocorre na forma de uma ruptura frágil e abrupta, sem qualquer aviso prévio, o que impossibilita a tomada de medidas preventivas (FIGUEIREDO FILHO, 1989, p. 86).

Por esse motivo, os autores Carvalho e Pinheiro (2009, p. 150) desenvolvem que “é importante que os elementos da estrutura apresentem boa ductilidade, ou seja, sofram deformações antes que atinjam sua resistência última. É sempre conveniente que essas lajes sejam dimensionadas de modo que o estado limite último, se atingido, seja por flexão”.

Figueiredo Filho (1989) complementa que, no caso de pilares interiores e lajes carregadas simetricamente (situação em que os momentos se auto equilibram), ocorrem primeiramente fissuras radiais e, somente para estágios elevados de carga, ocorrem algumas fissuras circulares. E, então, a partir da fissura mais externa que se desenvolvem as superfícies de ruptura por cisalhamento em torno da carga ou pilar, sendo estas com forma de tronco de cone, cuja inclinação das diretrizes em relação ao plano médio da laje varia de 30 a 35° (Figura 23).

Figura 23 – Superfície de puncionamento para casos simétricos



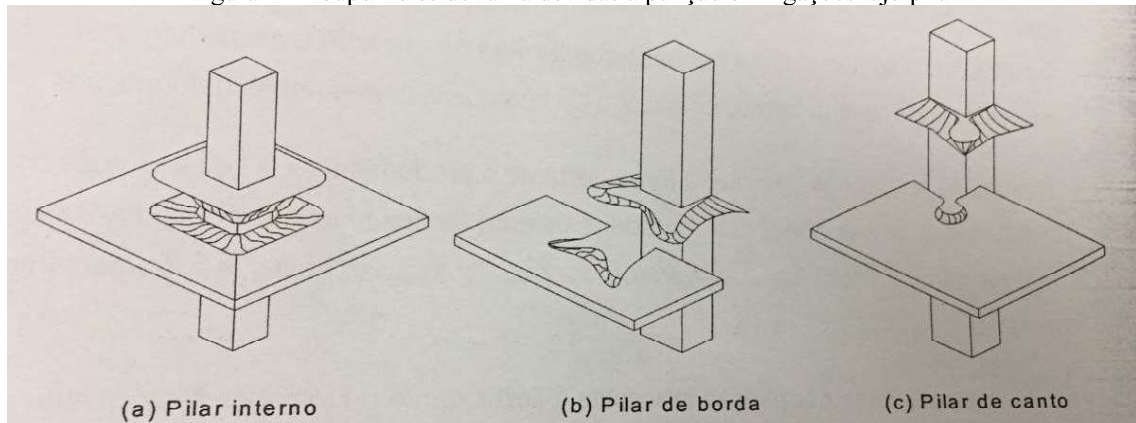
Fonte: Figueiredo Filho (1989)

Nas situações diferentes das que foram citadas acima, os momentos não estão balanceados, o que causa a transferência de uma parte deles da laje para o pilar. Para o autor, isto ocorre principalmente devido a:

(...) esforços laterais causados por ação do vento e terremotos; espaçamentos desiguais de pilares (produzindo painéis consecutivos de diferentes dimensões); cargas acidentais (ou mesmo permanentes) diferentes em painéis diferentes; esforços produzidos por recalques diferenciais, variações de temperatura, retração e deformação lenta; pilares colocados nas bordas e nos cantos das lajes. (FIGUEIREDO FILHO, 1989, p. 87).

Quando isso ocorre, segundo Carvalho e Pinheiro (2009, p.151) “as cargas concentradas, ou agindo em pequenas áreas, além da ruína por punção, podem provocar ruína por flexão ou ainda por associação entre as duas”. Mesmo assim, para os pilares internos a ruptura permanece com um formato semelhante (Figura 24a), mas para os pilares de borda (Figura 24b) e de canto (Figura 24c), as superfícies são mais irregulares e voltadas para a borda da laje, sendo a análise da ruína mais difícil devido aos efeitos de flexão e torção.

Figura 24 – Superfícies de ruína devidas à punção em ligações laje-pilar



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009)

Para os autores, outros fatores que interferem na resistência à punção são: resistência do concreto, altura útil e relação entre essa e o lado do pilar, aberturas na laje próximas aos pilares, perímetro de contato entre a laje e o pilar, e armaduras de flexão e cisalhamento.

Algumas soluções apontadas pelos autores, que podem ser usadas de forma isolada ou conjunta, para solucionar o problema da punção, são:

- a) Aumentar a espessura das lajes no todo ou em parte (ábacos ou pastilhas);
- b) Aumentar a seção transversal da região do pilar sob a laje (capitel);
- c) Colocar vigas nas bordas do pavimento ou dotar lajes de balanços;
- d) Colocar armadura específica para combater as tensões que podem provocar a punção. (CARVALHO e PINHEIRO, 2009, p. 153)

4.4 TIPOS DE LAJES LISAS

A escolha do tipo de laje lisa deverá levar em consideração, simultaneamente, o aspecto econômico, estético e técnico, pois cada tipo apresenta características específicas, destacando-se a análise do vão médio que a mesma é capaz de suportar. Dentre os diversos tipos existentes, pode-se citar: lajes de concreto armado ou protendido, pré-moldadas ou moldadas in loco, maciças ou nervuradas e com vigas faixas ou não, etc.

Para o caso específico deste trabalho será tratado apenas das lajes lisas protendidas. Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), a introdução da protensão tem como principais vantagens:

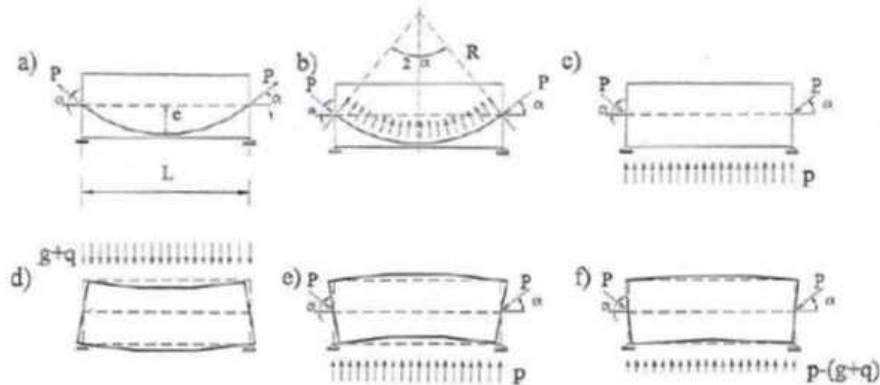
- a) As lajes lisas protendidas (Figura 25) possibilitam maiores vãos sem requerer lajes muito espessas – de 7 a 12 metros – devido a possibilidade de diminuição dos deslocamentos transversais;
- b) Redução dos efeitos da punção, pois a componente vertical da força de protensão pode reduzir significativamente o valor da força cortante junto aos pilares;
- c) Contrabalanceamento dos esforços oriundos das ações de carga permanente e acidental ($g+q$), causando uma espécie de contra flecha, resultando numa redução das deformações verticais da estrutura (Figura 26);
- d) Aumento do momento de fissuração da seção transversal, melhorando inclusive a durabilidade do elemento.

Figura 25 – Montagem de laje lisa protendida



Fonte: Pereira et al. (2005)

Figura 26 – Efeitos da protensão em elementos fletidos



Fonte: Carvalho; Pinheiro (2009)

Além das vantagens do ponto de vista estético, funcional e construtivo já vistas anteriormente, Loureiro (2006, p. 1736) acrescenta que: “Nos edifícios residenciais e comerciais o uso de lajes lisas protendidas permite grande flexibilização na utilização dos espaços e o menor número de pilares pode aumentar as vagas de garagem”.

5 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

5.1 PROCESSO CONSTRUTIVO PARA LAJES LISAS PROTENDIDAS

O processo construtivo de uma laje protendida envolve uma série de etapas, que serão resumidas a seguir conforme a publicação da Pini (2013) e Schmid (2009):

- a) Montagem do escoramento e das fôrmas e posicionamento da armadura passiva (positiva) e de punção;
- b) Locação dos pontos onde irão passar as cordoalhas e furação das fôrmas laterais (nichos);
- c) No ponto onde ficará a ancoragem ativa, posicionamento da fôrma plástica e a placa de ancoragem, amarrando-a à forma com arame, por exemplo;
- d) Corte dos cabos (que estão inicialmente enrolados em bobinas) de acordo com medidas do projeto e pré-blocagem da ancoragem passiva (com cunhas pré-cravadas, por exemplo);
- e) Transporte dos cabos (com a ancoragem passiva já colocada) para cima da laje, distribuição dos mesmos em planta (começando pelo lado da ancoragem passiva) e, posteriormente, de suas elevações (com o auxílio de cadeirinhas);
- f) Corte da bainha da extremidade ativa (apenas o comprimento suficiente para que o cabo seja introduzido na ancoragem), colocação da luva plástica para proteger o cabo e introdução na ancoragem (já fixada à fôrma), conforme Figura 27;
- g) Quando o cabo estiver na posição correta, e já ultrapassados os 30cm necessários para a posterior operação do macaco hidráulico, deve-se fixá-lo para que não se desloque durante a concretagem;

Figura 27 – Fixação da cordoalha na ancoragem ativa



Fonte: Pini (2013)

- h) Com os cabos já posicionados e a armadura passiva negativa já colocada sobre os apoios, a laje precisa passar por inspeção antes de ser concretada;

i) A não ser que se tenha uma situação especial, a concretagem pode ser iniciada em qualquer ponto, tendo o cuidado de: não pisar sobre os suportes que mantêm as armações no lugar; não deixar os vibradores para adensamento do concreto em contato com os cabos; respeitar o limite de 2 metros para lançamento; e, no caso do sistema aderente, Emerick (2002) lembra que os purgadores devem estar com as mangueiras vedadas e bem fixadas;

Figura 28 – Concretagem de laje lisa protendida



Fonte: Cauduro (2002)

j) Após retirada das fôrmas laterais, atingido o tempo de endurecimento do concreto exigido em projeto (e, conseqüentemente, a resistência mínima necessária), inspecionados e limpos os nichos, e com a equipe especializada bem informada sobre as indicações do projeto em relação as regras para a operação de protensão, a força de protensão e o alongamento do cabo, coloca-se as cunhas e posiciona-se o macaco hidráulico para realizar a protensão dos cabos;

Figura 29 – Operação de protensão dos cabos



Fonte: Autora (2017)

k) Após o tracionamento, o pistão crava a cunha dentro da ancoragem. Finalizada a protensão,

deve-se verificar se o alongamento previsto foi atingido, devendo-se anotar os alongamentos, pressões e desvios para análise pelos responsáveis;

l) Após a retirada gradual das fôrmas, Cauduro (2002) diz que se deve cortar as pontas dos cabos num tempo adequado (com maçarico oxiacetilênico, por exemplo), com o cuidado para que a chama não entre em contato com as cunhas, e deixando uma pequena ponta de 20 mm para fora da cunha (para garantir o recobrimento), retirar qualquer sujeira de dentro do nicho, cobrir a extremidade do cabo e da placa com material preventivo contra corrosão (como pintura epóxi) e depois preencher o nicho com graute de baixa retração;

m) E, no caso de cabos aderentes, por fim, injeta-se a calda de cimento.

5.2 RECOMENDAÇÕES GERAIS

Emerick (2002) ressalta a importância de alguns documentos para o sucesso de estruturas protendidas, são eles: desenho de execução e detalhamentos (projetos), documentos com a especificação dos materiais usados, certificados dos materiais recebidos, certificado de calibragem do equipamento de protensão, tabelas de alongamentos obtidos com aprovação do engenheiro responsável.

Após a entrega e aceitação do material, o manuseio do material exige muito cuidado para que não seja danificada a capa de PEAD (no caso da protensão não aderente ou amassar as bainhas metálicas (para o sistema aderente).

Em relação à estocagem do material, o autor recomenda que seja em local seco, ventilado e sobre estrados, devendo ser evitada a exposição dos materiais a qualquer tipo de elemento corrosivo. Diz ainda que se “o armazenamento for prolongado, deverão ser usadas embalagens especiais que protejam convenientemente os materiais da umidade e exposição ao sol” (EMERICK, 2002, p. 34).

Quando a fabricação dos cabos for feita no local da obra, esta deve ser feita por mão de obra especializada, e a pré-blocagem dos cabos deve seguir os seguintes passos:

- a) desencapar cerca de 450 mm de cordoalha, de modo a providenciar comprimento suficiente de cordoalha para ser segura pela “garra” do macaco;
- b) colocar a ancoragem com a cunha encostada manualmente em uma placa de reação (peça de pré-blocar);
- c) as cunhas deverão ser cravadas com o macaco para a força total de protensão prevista no projeto, em geral 15 tf para a cordoalha de $\phi 12,7$ mm e 20 tf para a de $\phi 15,2$ mm, caso contrário existirá o risco de escorregamento durante a protensão na extremidade ativa. (EMERICK, 2002, p. 34)

Em relação à montagem dos cabos, Cauduro (2002) recomenda que seja feito antes do posicionamento dos conduítes elétricos e sistemas hidráulicos, pois a localização e o perfil do cabo devem prevalecer sobre os demais materiais.

Além disso, o autor reforça que a tolerância para os desvios verticais dos cabos podem ser de: até ± 5 mm para concreto com espessura até 20cm, ± 10 mm em concreto com espessura entre 20 cm e 60 cm, e ± 15 mm para concreto com espessura acima de 60 cm. E, apesar da posição horizontal dos cabos não ter o mesmo grau de importância, deve-se evitar oscilações excessivas, tendo cuidado especialmente com os pontos altos e baixos.

Emerick (2002, p. 34) esclarece que “os furos na fôrma lateral deverão ter diâmetro de 19 mm para a cordoalha de 12,7mm ou 25 mm para a cordoalha de 15,2 mm”. E, além disso, lembra que é necessário que exista a perpendicularidade entre os nichos de ancoragem e a fôrma lateral, como pode-se ver na Figura 30.

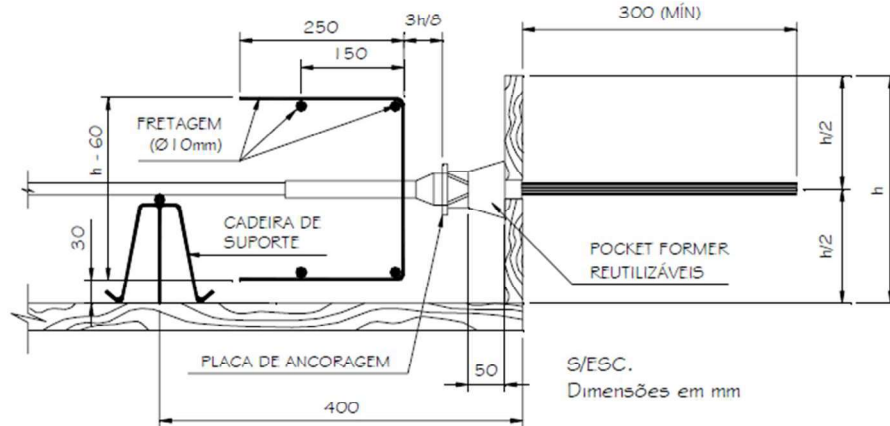
Outro ponto que é destacado por Cauduro (2002) é que para que não ocorra a entrada de pasta de concreto na cavidade da placa de ancoragem, não deve haver mais do que 25 mm de cordoalha não revestida exposta atrás da ancoragem na extremidade ativa. Para isso, pode-se utilizar a luva plástica.



Fonte: Cauduro (2002)

Na Figura 31 encontra-se um esquema típico para montagem da ancoragem ativa para cabos isolados. A ancoragem passiva se diferencia, principalmente, pelo fato de não poder ser fixada na fôrma, devendo a placa de ancoragem estar afastada de pelo menos 2,5 cm.

Figura 31 – Detalhe de ancoragem ativa para cabo isolado



Fonte: Emerick (2002)

O autor recomenda também que tracione pelo menos dois cabos, perpendiculares aos cabos em faixa, situados logo atrás das ancoragens ativas e passivas, antes de iniciar a protensão dos cabos em faixa.

Cauduro (2002) reforça a necessidade da compatibilização do projeto arquitetônico com o estrutural, para que sejam previstas qualquer abertura ou condição especial. E diz ainda que os suportes para sustentação das instalações (elétricas, hidráulicas, etc.) devem ser colocados nas fôrmas antes do lançamento do concreto, pois a menos que precauções especiais sejam tomadas para assegurar que os cabos não serão danificados, não é aconselhada a utilização de furadeiras.

Em relação à operação de protensão que deverá ser feita por empresa especializada, Cauduro (2002, p. 63) diz que esta “não deverá ser efetuada enquanto a resistência do concreto não atingir o valor mínimo especificado, comprovado com ensaios de corpos de prova.”.

Além disso, é necessário confirmar a integridade do concreto dos nichos, pois, caso contrário, encontrando-se qualquer problema como vazios ou porosidade anormal, deve-se suspender a operação e entrar em contato com o engenheiro responsável.

A sequência para protensão dos cabos (quando não especificada em projeto), pode seguir as seguintes recomendações de Emerick (2002):

- a) Lajes planas com cabos uniforme distribuídos em ambas as direções: protender 50% dos cabos uniformes de uma direção, depois 100% dos cabos uniformes da direção oposta e, por fim, os 50% restantes dos cabos uniformes;
- b) Lajes planas com cabos em faixas e uniforme distribuídos: iniciar pela protensão de todos os cabos uniformes e depois protender todos os cabos em faixas.

Antes de realizar o corte dos cabos, Cauduro (2002) recomenda que os registros dos alongamentos e respectivos desvios percentuais com relação aos valores teóricos devem ser submetidos ao responsável pela obra ou ao projetista estrutural para aprovação, devendo o alongamento ser de $\pm 7\%$ (com precisão ± 3 mm) dos valores mostrados nos desenhos de montagem. E, caso esses valores sejam excedidos, não se deve protender qualquer cabo até que o problema seja identificado e corrigido.

6 RECOMENDAÇÕES PARA PROJETO DE LAJES LISAS PROTENDIDA

6.1 DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA DA LAJE

Como fora citado no item 4.4 deste trabalho, para lajes lisas protendidas recomenda-se trabalhar (sem maiores problemas) com vãos de 7 a 12 metros.

Segundo ACI 423 (1983 apud Emerick, 2002), para definir a espessura de uma laje lisa pode-se utilizar como parâmetro os valores dados pelas seguintes expressões:

- a) Lajes com sobrecargas entre 2 kN/m² e 3 kN/m²: $L/45 \leq h \leq L/40$
- b) Lajes de cobertura: $L/48 \leq h \leq L/45$

Uma opção apresentada pelo autor para determinação da espessura adequada para lajes lisas protendidas com cordoalhas engraxadas está apresentada na Tabela 6, que considera econômico o uso de vãos de até 9 metros de comprimento, não impedindo, por outro lado, a utilização de maiores vãos, portanto que seja verificada a flecha máxima e o risco de vibração excessiva.

Tabela 6 – Determinação de espessura de laje lisa protendida com cordoalhas engraxada

VÃO LIVRE ENTRE APOIOS (metros)	ESPESSURA MÍNIMA (cm)
até 7,0	16
de 7,0 até 8,0	18
de 8,0 até 9,0	20
de 9,0 até 10,0	22
de 10,0 até 11,0	24

Fonte: Emerick (2002)

Para o sistema estrutural em questão, a NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda que se utilize uma espessura mínima de laje de 16 cm. Cauduro e Leme [19-?] recomendam a adoção de largura mínima de 25 centímetros para os pilares, para reforçar o cálculo e reduzir problemas durante a concretagem. E, para melhorar a condição de estabilidade lateral da estrutura, caso o esquema estrutural não utilize vigas de borda, sugerem o uso de pilares-parede, muito comum em caixas de elevador ou escadas.

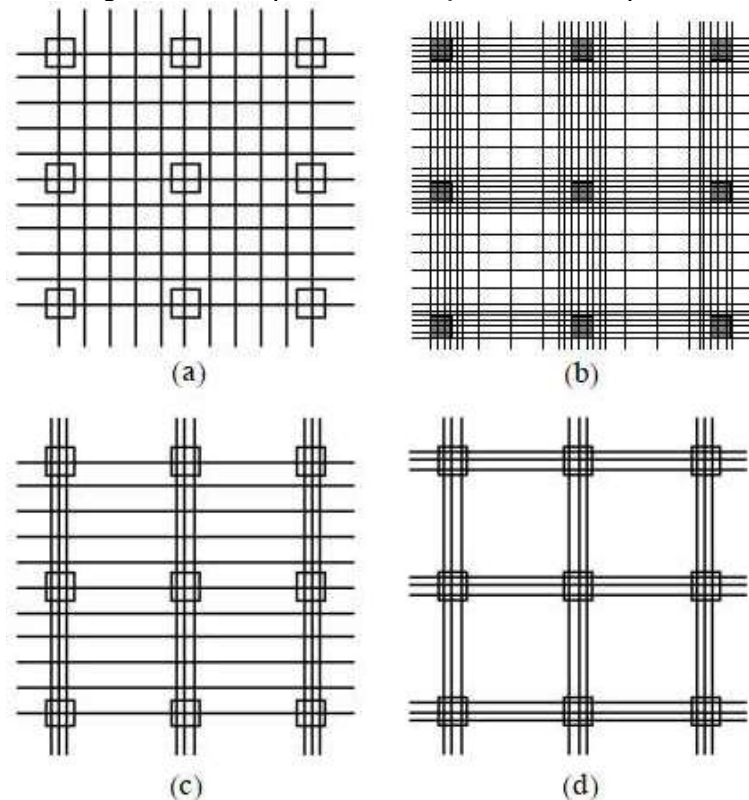
6.2 DISTRIBUIÇÃO EM PLANTA DOS CABOS

Como os esforços concentram-se nas regiões das faixas dos apoios, Emerick (2002) afirma que é natural que os cabos estejam também concentrados nessa área, em vez de ficarem

uniformemente distribuídos (Figura 32a). Assim, o ACI 423 (2005), propõe uma distribuição de cabos em que 65 a 75% dos cabos ficariam concentrados na faixa dos pilares e o restante na faixa central (Figura 32b). Este arranjo, segundo Souza e Cunha (1998), proporciona uma melhor aproximação com a distribuição de momentos na laje, aumento da resistência à punção, e aumento da resistência próximo ao pilar para a transferência de momentos de ligação laje-pilar.

Por outro lado, Emerick (2002) aponta como desvantagem a dificuldade para concentrar os cabos nas faixas dos pilares devido às altas taxas de armadura existentes nestes. Para contornar isso, o autor propõe soluções como: concentrar os cabos em faixas sobre os pilares em uma direção e distribuí-los na outra (Figura 32c), colocar os cabos apenas sobre a faixas dos pilares (Figura 32d) e armar com ferragem passiva os painéis internos ou ainda usar feixes de cabos (com no máximo quatro cordoalhas). Todas essas opções mostram-se interessantes, pois segundo Mello (2005) os valores de momentos em ordem crescente são: nas faixas centrais, nas bordas e nos pilares.

Figura 32 – Exemplos de distribuição de cabos em planta



Fonte: Autora (2017)

Independente do arranjo adotado, a ACI 318 (2011) estabelece que deve se dispor de, no mínimo, dois cabos em cada direção ortogonal que passa pela seção crítica (nos pilares).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 171), “para que uma faixa de laje seja tratada como uma região protendida, na direção considerada, o espaçamento entre cordoalhas, cabos ou feixes deve ser no máximo de 6 h, não excedendo 120cm”. Além disso, o espaçamento entre os cabos ou feixes na seção correspondente deve resultar em uma tensão de compressão média seja igual ou superior a 1 MPa, considerando-se todas as perdas. Ou seja:

$$\sigma_{méd} = \frac{n \cdot P_{\infty}}{L \cdot h} \geq 1 \text{ MPa} \quad (7)$$

Onde:

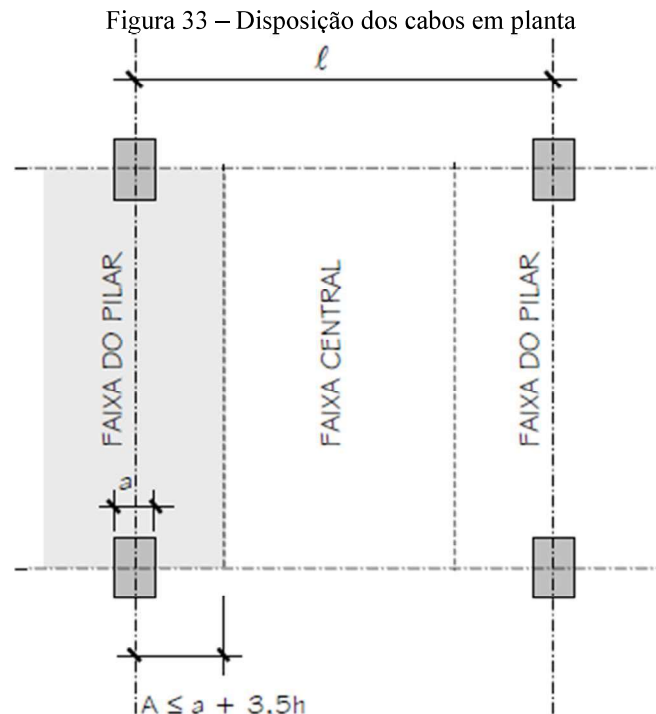
n é o número de cordoalhas na direção analisada;

P_{∞} é a carga resistida por uma cordoalha após todas as perdas;

L é o comprimento da laje na direção transversal ao cabo;

h é a espessura da laje.

Pela norma, a largura máxima da laje a qual devem ser dispostos os cabos na faixa externa (do apoio) corresponde à dimensão em planta do pilar de apoio, tomada transversalmente à direção longitudinal da faixa, acrescida de 3,5 vezes a espessura da laje, para cada um dos lados do pilar (vide Figura 33).

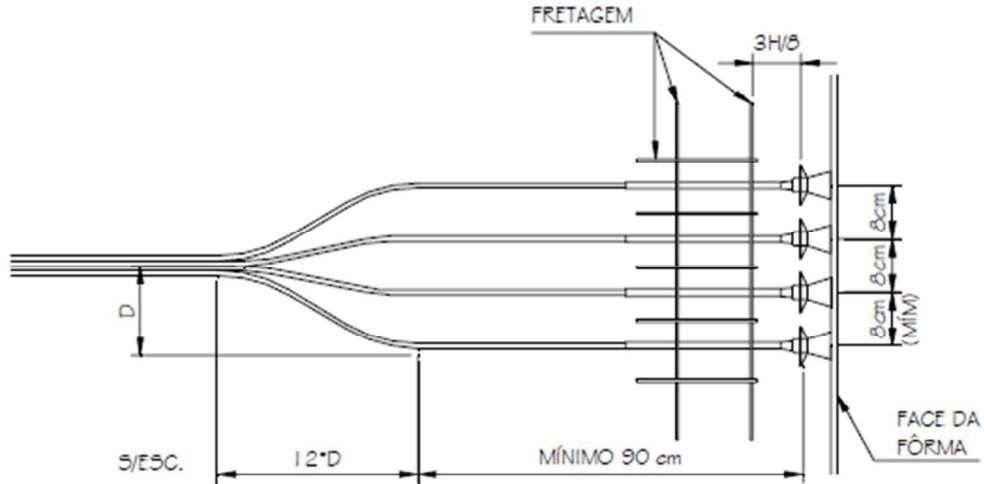


Fonte: Emerick (2002)

O espaçamento mínimo entre cabos, ou feixes de cabos, ou entre cabos e armadura passivas, recomendado pela norma é de 5cm. Por outro lado, Emerick (2002) alerta que para feixes de cabos, costuma-se utilizar espaçamentos de 15, 20 e 25 cm para o caso de feixes de 2,

3 e 4 monocordoalhas, respectivamente. Nessa situação, na região próxima das ancoragens as cordoalhas agrupadas em feixes, deverão ser suavemente separadas segundo a Figura 34.

Figura 34 – Separação dos feixes de cabos na região das ancoragens



Fonte: PTI (1994 apud Emerick, 2002)

Para garantir um adequado envolvimento dos elementos da armadura de protensão com o concreto, a norma estabelece ainda valores mínimos para o espaçamento entre os cabos, conforme a Tabela 7.

Tabela 7 – Espaços mínimos entre cabos pós tracionados

disposição das bainhas	espaço livre	
	a_h (horizontal)	a_v (vertical)
	$\geq \phi_{ext}$ $\geq 4 \text{ cm}$	$\geq \phi_{ext}$ $\geq 5 \text{ cm}$
	$\geq 1,2 \phi_{ext}$ $\geq 4 \text{ cm}$	$\geq 1,5 \phi_{ext}$ $\geq 5 \text{ cm}$

ϕ_{ext} = diâmetro externo da bainha

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Em relação aos desvios no plano da laje, a norma NBR 6118 recomenda que: “um cabo ou feixe de cabos devem produzir uma inclinação máxima de 1/10, na corda imaginária que une o início ao fim desse trecho, mantendo o seu desenvolvimento de acordo com uma curva parabólica em planta” (ABNT, 2014, p. 172).

Já em relação às extremidades dos cabos, estas devem ter segmentos retos para que fiquem alinhados aos dispositivos de ancoragem. Para isso, a norma diz que os cabos devem conter segmentos de no mínimo 100 cm ou de 50 cm para monocordoalhas engraxadas, prolongados além das ancoragens ativas, para possibilitar a fixação dos aparelhos de protensão.

6.3 TRAÇADO VERTICAL DOS CABOS

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 19), “para garantir o cobrimento mínimo ($c_{\min}$), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc)”.

A Tabela 8 apresenta os valores dos cobrimentos nominais considerando uma tolerância de 10mm, valor usualmente utilizado para obras comuns. Porém, conforme a norma, se houver um controle adequado de qualidade e limites rígidos para variação das medidas no campo, essa tolerância pode ser reduzida em 5mm, devendo-se também reduzir na mesma proporção os valores da tabela supracitada. O mesmo pode ser feito quando utilizada uma resistência superior à mínima exigida.

Tabela 8 – Valores mínimos para cobrimento

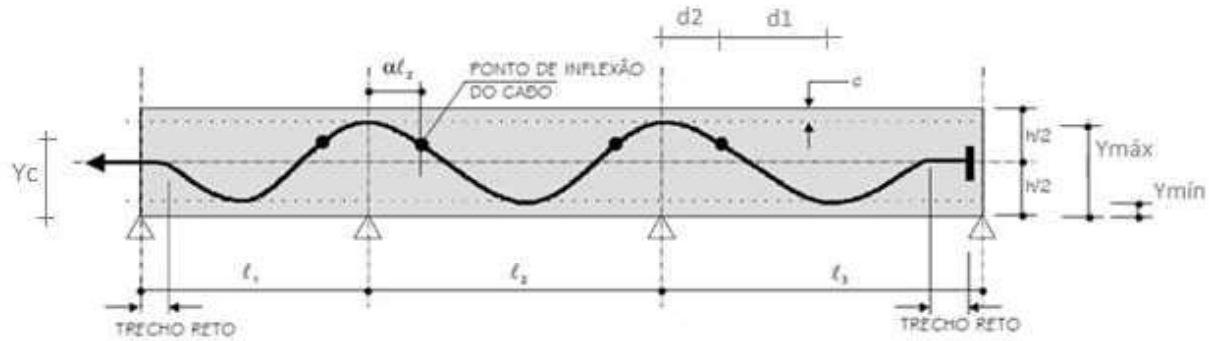
Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50
Concreto protendido ¹	Laje	25	30	40	50
	Viga/Pilar	30	35	45	55
1) Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.					
2) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta tabela podem ser substituídas pelas do item 7.4.7.5 da norma, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.					

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014), adaptado pela Autora (2017)

A NBR 7197 (ABNT, 1989) diz que o traçado dos cabos deve respeitar o valor mínimo de raio de curvatura de 2,5 metros sobre os pilares. Além disso, Emerick (2002)

considera a distância até o ponto de inflexão (onde ocorre mudança da curvatura) como uma porcentagem do vão ($\alpha.L$), em que o valor de α costuma variar entre 5% e 15%.

Figura 35 – Esquema para determinação das coordenadas do ponto de inflexão



Fonte: Emerick (2002), adaptado pela Autora (2017)

Conforme a Figura 35, com a abscissa do ponto de inflexão definida, pode-se calcular a ordenada a partir da seguinte fórmula:

$$Y_c = Y_{mín} + \frac{d1}{d} \cdot (Y_{máx} - Y_{mín}) \quad (8)$$

Em que:

Y_c é a ordenada do ponto de inflexão;

$Y_{mín}$ é a distância na vertical entre a face inferior da laje e o ponto mais baixo do cabo;

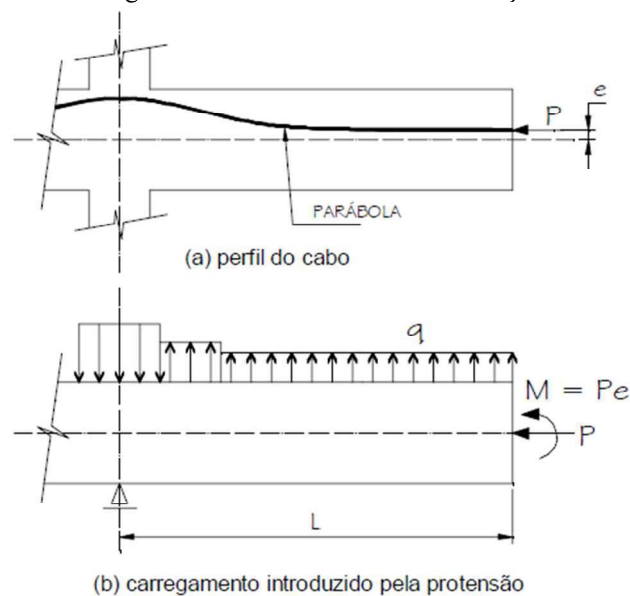
$Y_{máx}$ é a distância na vertical entre a face inferior da laje e o ponto mais alto do cabo;

$d = d1 + d2$, seja $d2$ a distância na horizontal entre o ponto de inflexão e o ponto mais alto do cabo e $d1$ é a distância na horizontal entre o ponto de inflexão e o ponto mais baixo do cabo;

L é o vão em metros.

Para cabos em balanço, Emerick (2002) sugere a introdução de uma excentricidade nas ancoragens de extremidade, pois isso gera um momento fletor no sentido contrário ao deslocamento, como mostrado na Figura 36.

Figura 36 – Perfil dos cabos em balanço



Fonte: Emerick (2002)

Para garantir as elevações do perfil longitudinal do cabo, deve-se utilizar suportes plásticos (cadeirinhas) ou metálicos (caranguejos) na execução, o perfil dos cabos deve ser garantido com o uso de suportes plásticos ou metálicos (caranguejos), que segundo o autor devem ter seu espaçamento especificado em projeto, mas costumam ser espaçados em no máximo 1 metro.

6.4 ARMADURA PASSIVA

A armadura passiva tem como objetivos a melhoria do desempenho e da ductilidade à flexão e o controle da fissuração. Esta é constituída principalmente por vergalhões com alta aderência e por telas soldadas, que devem assumir diferentes posições e distribuições conforme a função específica que irão desempenhar na laje.

A disposição geral que devem estar as barras em cada faixa é mostrada na Figura 37.

Tabela 9 – Valores de $\rho_{\min}$ conforme tipo de concreto

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^a (A_{s,\min}/A_c)$ %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,21*	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

^a Os valores de $\rho_{\min}$ estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, $\rho_{\min}$ deve ser recalculado.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

A norma recomenda também que passe pelo menos duas barras contínuas sobre os apoios, e que o espaçamento máximo entre as barras utilizadas seja de 33 cm.

Segundo o ACI 423 (2005), a armadura passiva positiva pode ser dispensada quando a tensão de tração em serviço for no máximo igual a $0,17 \cdot (f_{ck})^{1/2}$ MPa.

6.4.2 Armadura passiva mínima negativa sobre os pilares

Pela tabela 19.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), tem-se que para elementos estruturais com armadura ativa não aderente, deve-se obedecer um valor de armadura correspondente a:

$$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,50. \rho_p \geq 0,67. \rho_{\min} \quad (10)$$

Seja “ l ” o vão médio da laje medido na direção da armadura a ser colocada, a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece para a armadura negativa passiva sobre os apoios um valor mínimo de:

$$A_s \geq 0,00075hl \quad (11)$$

A norma diz ainda que, sobre os apoios das lajes lisas protendidas, devem ser dispostas no mínimo quatro barras na face tracionada em uma faixa que não exceda a largura do apoio acrescida de 1,5 vez a altura total da laje para cada lado. As barras devem ser espaçadas em no máximo 30 cm e estendidas até uma distância mínima de 1/6 do vão livre na direção da armadura considerada, a partir da face do apoio.

6.4.3 Armadura contra colapso progressivo

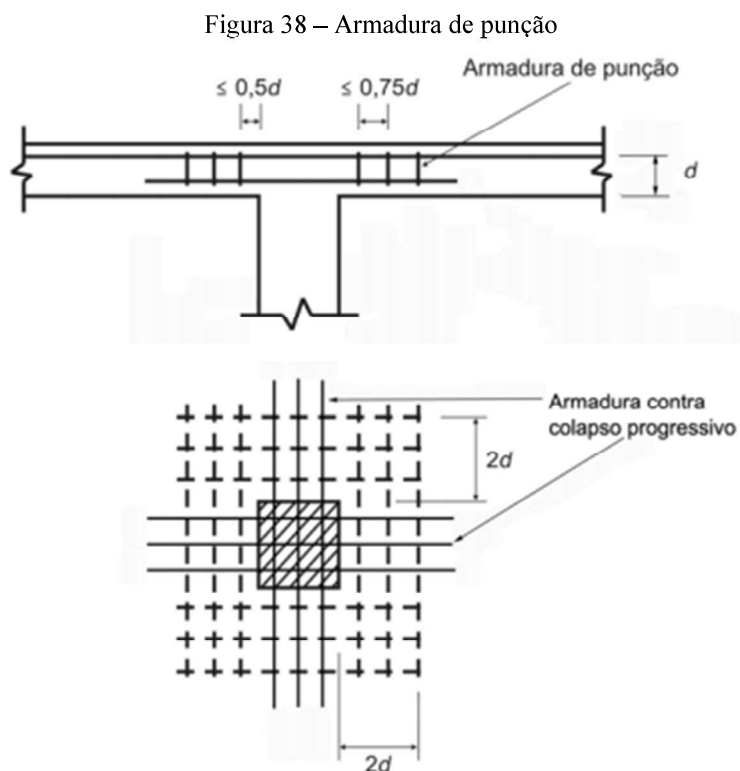
Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 172):

Pode-se prescindir da armadura passiva contra o colapso progressivo, se pelo menos um cabo, em cada direção ortogonal, passar pelo interior da armadura longitudinal contida na seção transversal dos pilares ou elementos de apoio das lajes lisas ou cogumelo de edifícios comerciais e residenciais.

6.4.4 Armadura de punção

Em relação à armadura de punção, quando necessárias, devem ser constituídas por estribos verticais ou preferencialmente por conectores (*Studs*). A norma recomenda que o diâmetro mínimo da armadura de estribos não pode superar $h/20$ da laje e que deve haver contato mecânico das barras longitudinais com os cantos dos estribos

As regiões mínimas em que devem ser dispostas as armaduras de punção e o espaçamento entre as barras são mostrados na Figura 38.



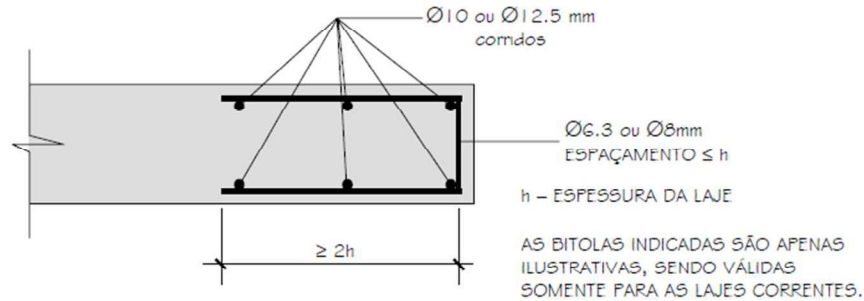
Fonte: ABNT (2014)

6.4.5 Armadura de reforço de borda de laje

A NBR 7197 (ABNT, 1989) recomenda a consideração de uma armadura de reforço em todo o perímetro da laje, quando não é projetada viga de borda. Emerick (2002) reforça a

importância dessa armadura principalmente nos casos em que não existe balanço, pois podem ocorrer maiores problemas de punção na laje (Figura 39).

Figura 39 – Armadura de reforço de borda de laje



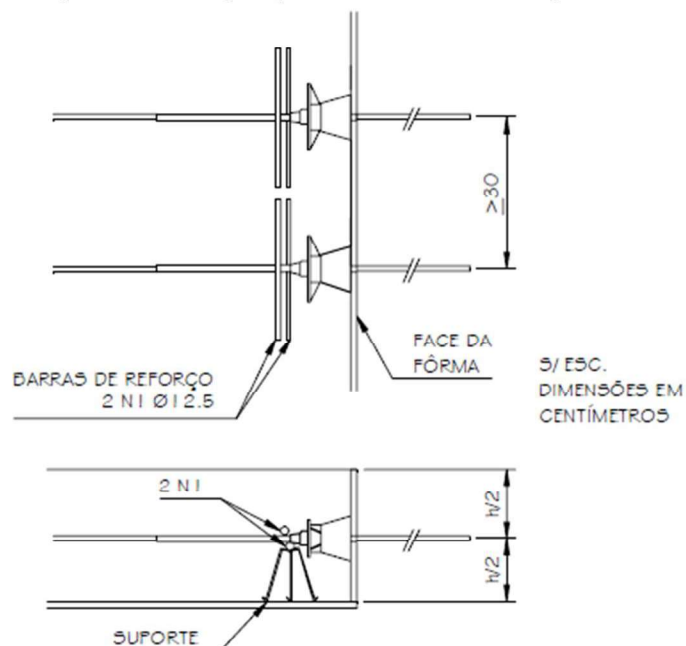
Fonte: Emerick (2002)

6.4.6 Armadura de fretagem

É importante especificar a armadura de fretagem, pois segundo Emerick (2002) esta será responsável por combater as tensões de tração introduzidas no concreto devido à aplicação da força de protensão (de grande intensidade) e a pequena área de contato entre a ancoragem e o concreto.

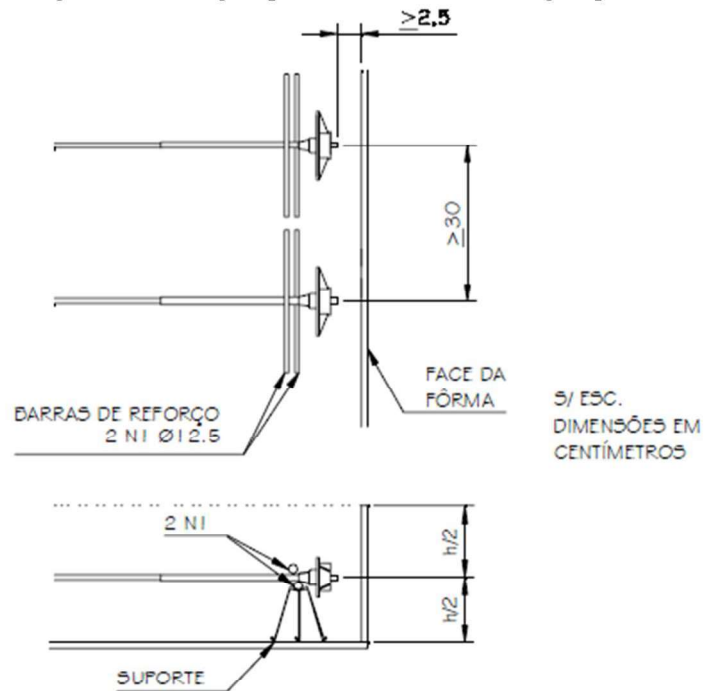
A seguir são mostrados possíveis esquemas para armadura de fretagem de acordo com o tipo de ancoragem (ativa ou passiva) e a disposição dos cabos para sistemas com monocordoalhas engraxadas (Figuras 40, 41, 42 e 43).

Figura 40 – Fretagem para cabo isolado (ancoragem ativa)



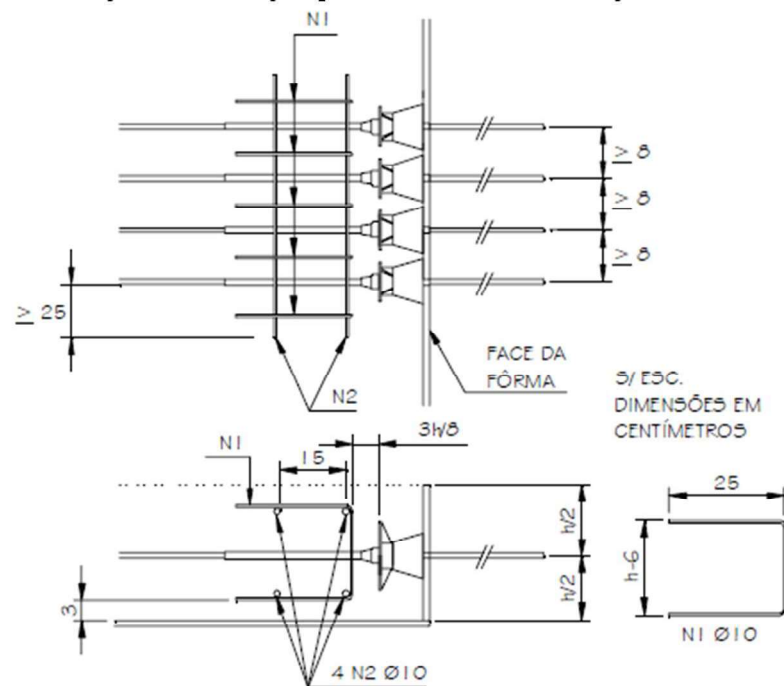
Fonte: Emerick (2002)

Figura 41 – Fretagem para cabo isolado (ancoragem passiva)



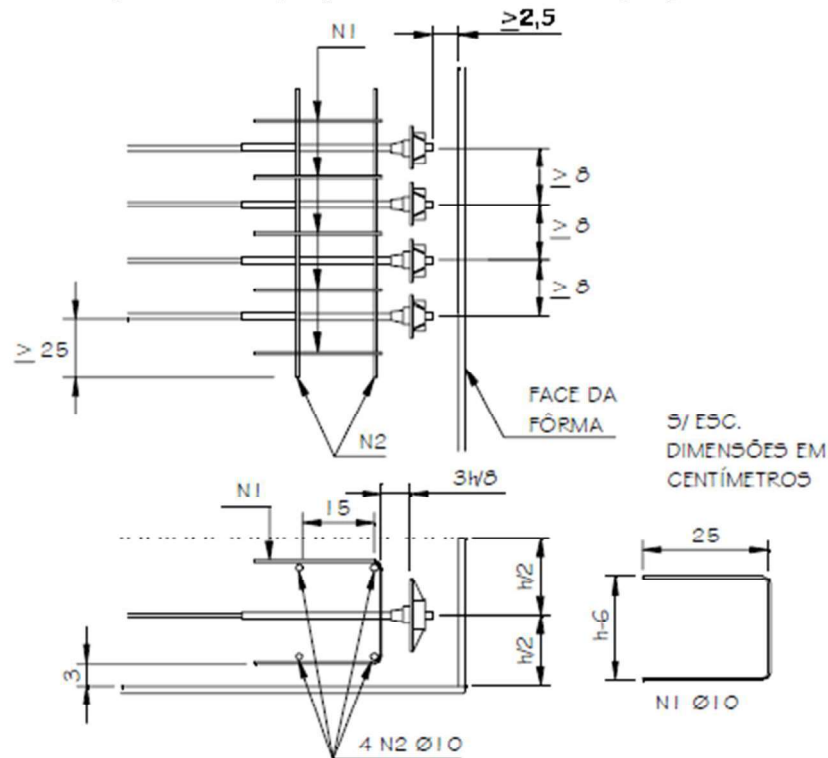
Fonte: Emerick (2002)

Figura 42 – Fretagem para feixe de cabos (ancoragem ativa)



Fonte: Emerick (2002)

Figura 43 – Fretagem para feixe de cabos (ancoragem passiva)



Fonte: Emerick (2002)

6.5 ESCORAMENTO

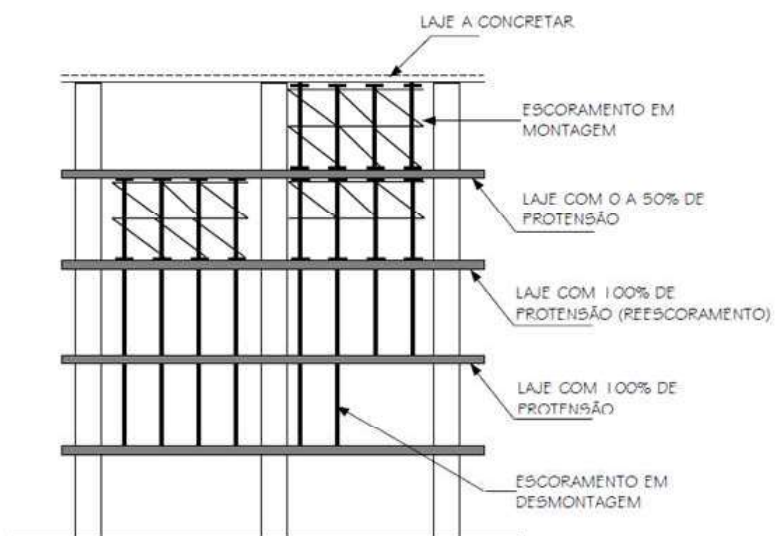
Emerick (2002) aponta que as idades de protensão, a resistência mínima do concreto e os cabos que serão protendidos, caso a protensão seja feita em duas ou mais etapas, deverão ser apresentados de forma clara no projeto.

O autor ressalta também que:

Deve ser discutido com o projetista também o sistema de escoramento adotado, as datas para a retirada das escoras, de preferência especificar o módulo de elasticidade mínimo do concreto e o número de pavimentos que devem ser mantidos reescorados, além da forma como deve ser feito o reescoramento. (EMERICK, 2002, p. 39)

Emerick (2002) diz também que, em geral, costuma-se realizar a concretagem dos pavimentos com pelo menos dois ou três níveis de escoramento (conforme Figura 44), dependendo das dimensões das lajes. E, além disso, apesar da operação de protensão ocorrer em média após 4 dias da data da concretagem, é necessário que seja atendida a resistência mínima especificada em projeto, que será comprovada através dos ensaios de corpo de prova.

Figura 44 – Esquema de montagem e desmontagem de escoramento



Fonte: Emerick (2002)

7 CRITÉRIOS DE PROJETO

Com a concepção estrutural de um projeto feita (pré-lançamento da estrutura e pré-dimensionamento da espessura da laje), deve-se determinar os materiais a serem utilizados (como o tipo de aço e concreto) e suas propriedades, além de escolher as técnicas construtivas que melhor se adequam à situação, que no caso destaca-se qual o tipo de protensão que será adotada (pré-tração, pós tração com aderência ou protensão não aderente).

Em seguida, sabendo-se do local que será implantado o projeto, deve-se enquadrar a estrutura em uma classe de agressividade ambiental e, assim, definir qual o nível de protensão exigido (limitada, parcial ou completa), cobrimentos mínimos e quais verificações são exigidas pela norma.

Por fim, a última etapa antes do dimensionamento (que representa o objetivo deste capítulo do trabalho) é a determinação das cargas atuantes na estrutura, transformação dos esforços gerados por elas em solicitações de cálculo (combinados conforme os estados limites que deverão ser verificados posteriormente) e a determinação da resistência de cálculo dos materiais que serão utilizados.

7.1 ESTADOS LIMITES

A NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 2) define estados limites como “estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção”. Sejam os estados limites últimos sejam os estados limites de serviço, é de suma importância a verificação dos mesmos durante o dimensionamento da estrutura, pois isso pode prevenir que maiores problemas aconteçam ao longo da vida útil da estrutura.

7.1.1 Estados Limites Últimos

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), o estado limite último está relacionado ao colapso ou qualquer tipo de ruína estrutural que determine a paralisação parcial ou total da estrutura.

Para o caso de lajes lisas protendidas, terão destaque especial os estados limites últimos de perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido, de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e

tangenciais e de colapso progressivo. Assim, devem ser feitas as verificações da ruptura por flexão (no ato da protensão e ao longo da vida útil da estrutura) e punção.

7.1.2 Estados Limites de Serviço

Conforme a norma NBR 6118, os estados limites de serviço não estão ligados à ruína da estrutura, mas sim ao “conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas” (ABNT, 2014, p. 55).

De forma geral, os estados-limites apresentados pela norma para concreto protendido são:

- a) Estado-limite de formação de fissuras (ELS-F): estado em que inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado-limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a resistência do concreto à tração na flexão ($f_{ct,f}$);
- b) Estado-limite de abertura das fissuras (ELS-W): alcançado quando as fissuras têm aberturas iguais aos valores máximos especificados pela norma no item 13.4.2;
- c) Estado-limite de compressão excessiva (ELS-CE): estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido, usual no caso de concreto protendido na ocasião da aplicação da protensão;
- d) Estado-limite de descompressão (ELS-D): estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção;
- e) Estado-limite de descompressão parcial (ELS-DP): estado no qual garante-se a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas. Esta região deve se estender até uma distância a_p da face mais próxima da cordoalha ou da bainha de protensão.

Outros limites que podem ser verificados, segundo Cholfe e Bonilha (2015) são:

- a) Estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF): este estado é alcançado quando as deformações (flechas) atingem os valores limites estabelecidos para a utilização normal, dados em 13.3 da norma. O projetista tem como papel limitar as flechas a valores aceitáveis, de forma a não prejudicar a estética e nem causar insegurança aos usuários;
- b) Estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE): estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

7.2 AÇÕES

As ações são definidas pela NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 2) como “causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas”. Esta mesma norma as classificam em: permanentes, variáveis ou excepcionais.

- a) ações permanentes: Ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção.
- b) ações variáveis: Ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção.
- c) ações excepcionais: Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas (ABNT, 2003, p. 2).

De maneira geral, as ações excepcionais (explosões e abalos sísmicos) não são consideradas nos projetos de estruturas convencionais de concreto. Segundo Cholfe e Bonilha (2015), as ações permanentes são representadas pelo peso próprio da estrutura e elementos construtivos (alvenaria e revestimentos) e também por deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão. E as ações variáveis seriam as cargas acidentais que atuam nas construções em função de seu uso (pessoas, mobiliário, veículos, etc.).

Os autores acrescentam que os esforços gerados pela protensão podem ser considerados de três maneira distintas: a partir da força de protensão (com sua excentricidade na seção transversal), por meio de um conjunto de cargas externas equivalentes ou, através da introdução de deformações impostas correspondente ao pré-alongamento das armaduras ativas.

A NBR 6120 (ABNT, 1980) apresenta em sua primeira tabela os valores de peso específico dos principais materiais utilizados na construção e na segunda tabela sugere também as cargas por unidade de área para os diversos tipos de usos possíveis em edificações, presentes respectivamente nos Anexos A e B.

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003), a quantificação das ações se dá pelos valores representativos, que podem ser: característicos, característicos nominais, reduzidos de combinação, convencionais excepcionais, reduzidos de utilização e valores raros de utilização, todos definidos no item 4.2.2 dessa mesma norma.

E os valores de cálculo das ações são obtidos através do produto dos valores representativos (que levam em consideração o tempo de permanência destas nas estruturas) pelos coeficientes de ponderação γ_f .

No Estado Limite Último, a NBR 6118 (ABNT, 2014) prevê o coeficiente de ponderação resultante do produto de γ_{f1} e γ_{f3} (Tabela 10), em que o primeiro leva em conta a variabilidade das ações e o segundo os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações (por problemas construtivos ou deficiência do método de cálculo empregado).

Tabela 10 – Coeficientes de ponderação das ações para o ELU

	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (P)		Recalque de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0
Onde: D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura. ^a Para as cargas permanentes e de pequena variabilidade, como o peso próprio da estrutura, especialmente das estruturas pré-moldadas, este valor pode ser reduzido para 1,3.								

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Já o coeficiente para o Estado Limite de Serviço é dado por $\gamma_f = \gamma_{f2}$. A norma diz que os valores de γ_{f2} variam conforme a verificação que se deseja fazer, de forma que para combinações raras $\gamma_{f2} = 1$; para combinações frequentes $\gamma_{f2} = \Psi_1$ e para combinações quase permanentes $\gamma_{f2} = \Psi_2$, sendo os valores de Ψ_1 e Ψ_2 mostrados na Tabela 11.

Tabela 11 – Coeficientes de ponderação das ações para o ELS

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1^a	Ψ_2
Cargas acidentais de Edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevada concentração de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
^a Para valores de Ψ_1 relativos a pontes e principalmente para problemas de fadiga ver seção 23. ^b Edifícios residenciais ^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos				

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

7.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), “um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período de tempo preestabelecido”. Assim, devem ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura (para o estado limite último e de serviço) para que depois seja feita a verificação da segurança em relação aos respectivos estados-limites.

7.3.1 Combinações últimas

Para o estado-limite último, a norma aponta três possíveis combinações: normais, especiais ou de construção e excepcionais, as quais podem ser claramente diferenciadas pelo Quadro 4.

Quadro 4 – Classificação das combinações últimas

Combinação /Ação	Permanente	Variável principal	Variável especial	Variável excepcional	Variáveis secundárias
Normal	Valor característico	Valor característico	-	-	Valores reduzidos de combinação
Especial ou de construção	Valor característico	-	Valor característico	-	Valores reduzidos de combinação
Excepcional	Valor representativo	-	-	Valor representativo	Valores reduzidos de combinação

Fonte: Autora (2017)

As ações variáveis secundárias representam as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea com as ações permanentes e variáveis principal, especial ou excepcional.

Na Tabela 12 são mostradas as expressões que a norma fornece para o cálculo de cada combinação última.

Tabela 12 – Combinações últimas

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	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.
Especiais ou de construção *	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q \left(F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qjk} \right) + \gamma_{eq} \Psi_{0e} F_{eqk}$	
Excepcionais *	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \Psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \Psi_{0e} F_{eqk}$	
Onde: F_d – valor de cálculo das ações F_{gk} – ações permanentes diretas F_{qk} – ações variáveis diretas $\gamma_g, \gamma_q, \gamma_{eg}, \gamma_{eq}$ – coef. de ponderação das ações (Tabela 7)		F_{q1k} – ação variável direta principal F_{q1exc} – ação variável excepcional F_{egk}, F_{eqk} – ações indiretas permanentes e variáveis Ψ_{0j}, Ψ_{0e} – coef. de ponderação das ações (Tabela 8)
*Quando F_{q1k} ou F_{q1exc} atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa, Ψ_{0j} pode ser substituído por Ψ_{2j} . Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.		

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014), adaptado pela Autora (2017)

7.3.2 Combinações de serviço

A norma classifica as combinações de serviço de acordo com a sua permanência na estrutura. O Quadro 5 mostra o tempo de atuação de cada combinação ao longo do período de vida da estrutura e os estados limites que as exigem em suas verificações.

Quadro 5 – Classificação das combinações de serviço

Combinação	Atuação	Estados limites
Quase permanentes	Grande parte do período de vida da estrutura	ELS-DEF
Frequentes	Muitas vezes durante o período de vida da estrutura	ELS-F; ELS-W; ELS-VE; ELS-DEF (decorrentes de vento ou temperatura)
Raras	Algumas vezes durante o período de vida da estrutura	ELS-F

Fonte: Autora (2017)

O cálculo das solicitações para cada uma das combinações de serviço está apresentado na Tabela 13.

Tabela 13 – Combinações de serviço

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 $\Psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \Sigma \Psi_{2j} F_{qjk}$
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 $\Psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \Psi_1 F_{q1k} + \Sigma \Psi_{2j} F_{qjk}$
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 $\Psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \Psi_{1j} F_{qjk}$
Onde: $F_{d,ser}$ F_{q1k} Ψ_1 Ψ_2	é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço; é o valor característico das ações variáveis principais diretas; é o fator de redução de combinação frequente para ELS; é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.	

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

7.4 RESISTÊNCIAS

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define a resistência característica como aquela que “tem uma determinada probabilidade de ser ultrapassada, no sentido desfavorável para a segurança”. E por esse motivo, costuma-se utilizar a resistência característica inferior ($f_{k,inf}$), que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingida pelos elementos de um dado lote de material.

Enquanto as solicitações são majoradas e combinadas, as resistências são minoradas. Dessa maneira, a resistência de cálculo (f_d) é dada pela divisão da resistência característica (f_k) por um coeficiente de ponderação (γ_m): $f_k = f_d / \gamma_m$.

O coeficiente de ponderação γ_m é composto pelo produto de três parcelas (γ_{m1} , γ_{m2} , γ_{m3}), que segundo a norma consideram, respectivamente, os seguintes aspectos: variabilidade da resistência dos materiais envolvidos, diferença entre a resistência do material no corpo de prova e na estrutura e desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

A norma recomenda que para o Estado Limite de Serviço (ELS) o coeficiente de ponderação deve ser adotado igual à 1. E para o Estado Limite Último (ELU), o valor de $\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$ é dado pela Tabela 14, salva as situações mencionadas no item 12.4.1 da norma.

Tabela 14 – Coeficientes de ponderação das resistências para o ELU

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Seja f_{ck} a resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias, a resistência de cálculo do concreto (f_{cd}) aos 28 dias é dada por: $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$. No caso de verificações com um tempo menor que a referida quantidade de dias, deve-se multiplicar essa expressão por um fator β_1 , que varia com o tempo e o tipo de cimento, e pode ser conferido no item 12.3.3 da norma.

Já a resistência de cálculo do aço, segundo Cholfe e Bonilha (2015) é dada por: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$, $f_{pyd} = f_{pyk}/\gamma_s$ e $f_{ptd} = f_{ptk}/\gamma_s$. Onde f_{yk} , f_{pyk} e f_{ptk} são os valores característicos da resistência ao escoamento do aço (armadura passiva), da resistência ao escoamento convencional da armadura ativa e da resistência à tração do aço (armadura ativa).

Por fim, a NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 72) diz que, para garantir a segurança na estrutura, as resistências não podem nunca serem menores que as solicitações e devem ser verificadas em relação a todos os estados-limites e todos os carregamentos especificados para o tipo de construção considerado, ou seja: $R_d \geq S_d$.

8 ROTEIRO PARA DIMENSIONAMENTO DE LAJES LISAS PROTENDIDAS

O dimensionamento de uma laje lisa protendida é composto por uma série de etapas, que, segundo Emerick (2002), pode-se resumir em:

- a) Determinação da carga a ser equilibrada;
- b) Fixação das excentricidades máximas dos cabos – traçado vertical;
- c) Determinação da força de protensão necessária;
- d) Cálculo da quantidade de cabos;
- e) Verificação das tensões em serviço (Estados Limites de Utilização);
- f) Verificação à ruptura (Estado Limite Último).

Para a determinação da força de protensão e do traçado vertical dos cabos, o autor recomenda o Método das Cargas Equilibrantes, de T. Y. Lin (1963). E, para o cálculo da laje lisa, pode-se utilizar, entre tantos métodos, o método dos pórticos equivalentes (da NBR 6118 ou ACI 318) ou os métodos numéricos, como grelhas e método dos elementos finitos.

8.1 DETERMINAÇÃO DA CARGA A SER EQUILIBRADA

A componente vertical da força de protensão terá a função de contrabalancear as cargas atuantes na estrutura. O valor dessa carga a ser equilibrada, segundo Emerick (2002) pode ser dado por dois critérios:

- a) ACI 423: para paredes divisórias leves e sobrecargas, num total de cerca de 2,0 a 3,0 kN/m² recomenda-se equilibrar o peso próprio somado a 0,50 kN/m²; e, caso as paredes sejam de alvenaria, equilibrar o peso próprio mais 2/3 do peso das paredes;
- b) Projetistas em geral: equilibrar o peso próprio mais 10% do carregamento total.

8.2 FIXAÇÃO DAS EXCENTRICIDADES MÁXIMAS DO CABO

O traçado vertical do cabo (que geralmente é parabólico) está intimamente relacionado com o carregamento externo aplicado e com os cobrimentos mínimos. Emerick (2002, p. 25) destaca que “por condições econômicas e executivas, é comum adotar para as flechas dos cabos os maiores valores possíveis, atendendo as condições de cobrimento mínimo”. Os valores mínimos de cobrimento dependem do tipo de elemento estrutural e da classe de agressividade ambiental e foram apresentados na Tabela 8 do item 6.3 deste trabalho.

8.3 CÁLCULO DAS PERDAS DE PROTENSÃO

Um dimensionamento preciso de uma laje lisa protendida (assim como qualquer outra estrutura de concreto protendido) deverá prever todas as perdas de protensão, que contemplam, tanto as perdas imediatas (por atrito, perdas nas ancoragens e encurtamento do concreto) como as perdas diferidas no tempo (devido a retração e fluência do concreto e pela relaxação do aço).

Segundo Carvalho (2012, p. 126), independente da diminuição do esforço ao longo do cabo devido as perdas de protensão, o projetista deve calculá-las de forma que “em qualquer combinação de carregamento e época na vida da estrutura, tanto as condições de utilização como as de estado limite último estejam satisfeitas”.

Entretanto, tendo em vista a maior complexidade do cálculo das perdas de protensão diferidas no tempo, este trabalho irá se limitar a abordar apenas o cálculo das perdas imediatas, e será feita apenas uma estimativa das perdas diferidas, com base na ressalva feita pelo Boletim nº 31 do CEB-FIP (2005), que orienta que as perdas ao longo do tempo representem de 10 a 15% da força inicial da protensão e o Relatório nº 43 do Concrete Society (1994) esclarece que as perdas totais representam, em média 20% da força inicial aplicada.

A força inicial aplicada, que corresponde à força aplicada à armadura de protensão pelo aparelho de tração, é dada por:

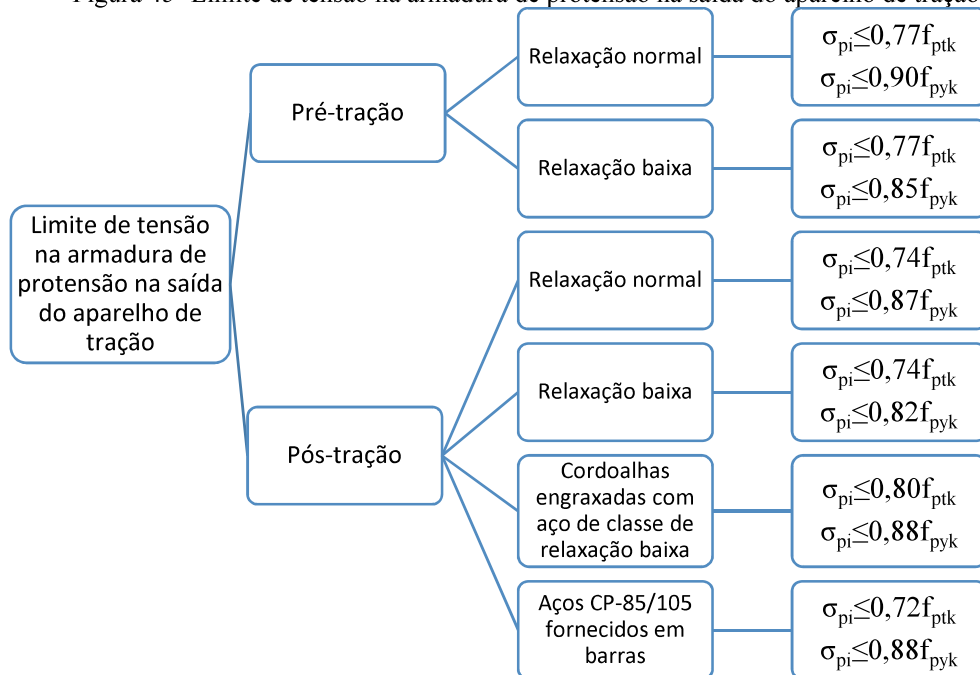
$$P_i = \sigma_{pi} \cdot A_p \quad (12)$$

Onde:

σ_{pi} é a tensão na armadura de protensão na saída do aparelho de tração, cujos valores - limitados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) - estão indicados na Figura 45;

A_p é a área da seção da armadura de protensão, que pode ser obtida no item 3.3.3.1.

Figura 45- Limite de tensão na armadura de protensão na saída do aparelho de tração



Fonte: Autora (2017)

A norma ressalta que, durante as operações de protensão, a força de tração na armadura não pode superar os valores decorrentes da limitação das tensões no aço constantes na Figura 45. Além disso, diz que ao término da operação de protensão, a tensão $\sigma_{p0(x)}$ da armadura pré-tracionada ou pós-tracionada decorrente da força $P_0(x) = P - \Delta P_0$, não pode superar os limites acima estabelecidos para pós-tração, devendo-se ainda fazer as verificações de segurança de acordo com os estados-limites.

8.3.1 Perdas por atrito

Para o cálculo das perdas de protensão por atrito no caso de pós tração a ABNT NBR 6118 (2014) fornece a seguinte expressão:

$$\Delta P(x) = P_i [1 - e^{-(\mu \sum \alpha + kx)}] \quad (13)$$

Ou ainda:

$$P(x) = P_i \cdot e^{-(\mu \sum \alpha + kx)} \quad (14)$$

Onde:

$\Delta P(x)$ é a perda de protensão em relação à força de protensão inicial, na abscissa “x”;

$P(x)$ é a força de protensão à uma distância “x” da ancoragem ativa;

P_i é a força de protensão aplicada no macaco hidráulico;

x é a abscissa do ponto onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem, em metros;
 α é o desvio angular do trecho de cabo, que segundo Carvalho (2012) pode ser calculado por:

$$\alpha = \arctg \left(2 \cdot \frac{f_i}{l_i} \right) \quad (15)$$

f_i , l_i são respectivamente a excentricidade e o comprimento em projeção do cabo, entre o ponto i e o ponto $i-1$.

$\sum \alpha$ é a soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa x , em radianos;

μ é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha cujos valores sugeridos na norma são apresentados na Tabela 15, e na falta de dados experimentais, pode ser estimado por (1/radianos);

k é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo, que segundo Cholfé e Bonilha (2015) representa as perdas parasitas (problemas construtivos como falta de linearidade, flechas entre pontos de suspensão e desvios). Na falta de dados experimentais, pode ser adotado o valor $0,01\mu$ (1/m).

Tabela 15 – Coeficiente de atrito μ

Tipos de superfícies de atrito	μ
Entre cabo e concreto	0,50
Entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica	0,30
Entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica	0,20
Entre fios lisos ou cordoalhas e bainhas metálica lubrificada	0,10
Entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada	0,05

Fonte: Autora (2017)

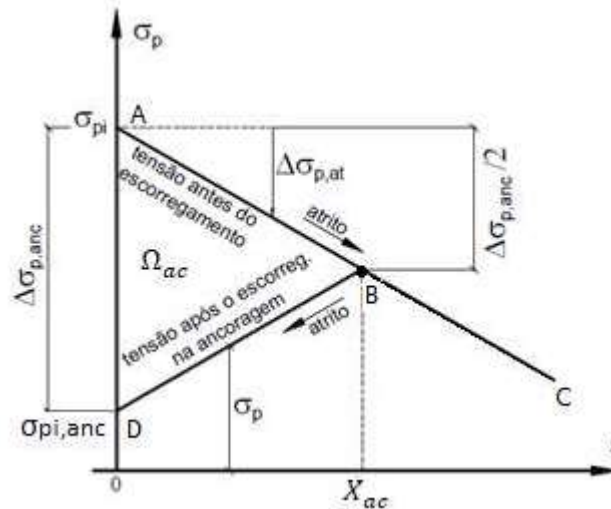
Veríssimo e César (1998) alertam que se os elementos dentro de uma mesma bainha forem protendidos individualmente, o valor do coeficiente de atrito deve ser acrescido de 0,10.

8.3.2 Perdas nas ancoragens

Segundo Bastos (2015), o escorregamento/acomodação das ancoragens (δ) faz com que a armadura recue, surgindo um atrito contrário que faz com que a perda de tensão na armadura ocorra apenas até uma certa distância (X) da ancoragem ativa.

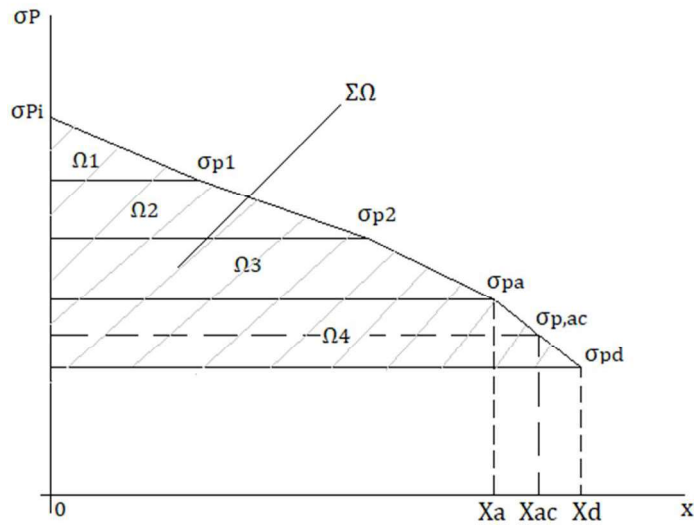
O Gráfico 2 mostra a influência das perdas por acomodação da ancoragem. O trecho ABC representa o desenvolvimento das tensões em um cabo antes de ser ancorado (submetido apenas ao atrito). Após a ancoragem há uma alteração no desenvolvimento das tensões (trecho DBC), devido à queda de tensão na região AB, até que no ponto B torna-se zero. Dessa forma, os pontos B e C não se movimentam durante a operação de ancoragem e, conseqüentemente, não se verifica queda de tensão neste trecho, permanecendo o valor da carga descontado apenas o atrito.

Gráfico 2 – Perda de protensão por atrito e por escorregamento na ancoragem



Fonte: Bastos (2015), modificado pela Autora (2017).

Para encontrar o valor da perda de tensão na posição da ancoragem ($\Delta\sigma_{p,anc}$), Almeida, Lopes e Barbosa (2003) diz que é necessário primeiro traçar o gráfico da tensão (já incluídas as perdas por atrito) pela abscissa do cabo e calcular a área definida entre essa reta e a reta paralela ao eixo x que cruza o ponto em análise ($\Sigma\Omega$), o que pode ser feito através de aproximações com trapézios e triângulos, conforme Gráfico 3.

Gráfico 3 – Cálculo da área $\Sigma\Omega$ 

Fonte: Autora (2017)

Segundo Carvalho (2012), quando o valor da área $\Sigma\Omega$ ultrapassar o valor de $\Omega_{ac}/2 = E_p \cdot \delta/2$, conclui-se que o ponto em que o cabo deixa de sofrer influência da acomodação da ancoragem (X_{ac}) está antes do ponto calculado (X_d) e depois do ponto anterior a ele (X_a), podendo ser calculado por:

$$X_{ac} = \sqrt{X_a^2 + 2 \cdot \sum_{x=x_0}^{x=x_d} \Omega \cdot \frac{X_d - X_a}{\sigma_{Pa} - \sigma_{Pd}}} \quad (16)$$

Onde:

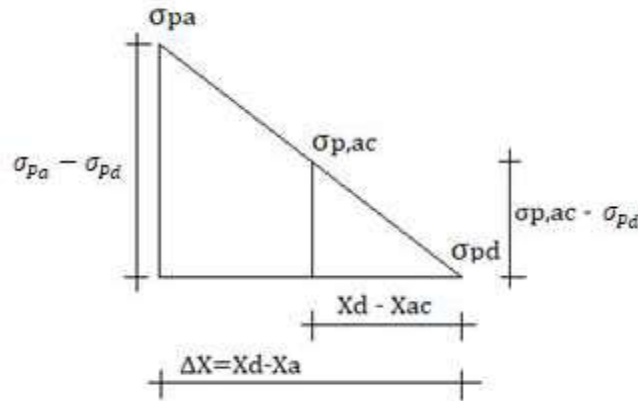
$\sum_{x=x_0}^{x=x_d} \Omega$ é o somatório das áreas até o ponto formado pelas coordenadas (x,y) = (X_d, σ_{Pd});

σ_{Pa} é a tensão correspondente ao ponto X_a , anterior à X_d .

Os valores de penetração da cunha (δ), segundo Emerick (2002), são geralmente entre 5mm e 8mm. Para monocordoalha de ½”, Veríssimo e César (1998) recomendam que se utilize $\delta = 6$ mm ou $\delta = 4$ mm (no caso de cunha cravada com macaco).

Definido o valor de X_{ac} , parte-se para o cálculo de $\sigma_{P,ac}$, que é a tensão correspondente a este ponto. Com base na Figura 46, seja σ_{Pa} e σ_{Pd} respectivamente as tensões correspondentes às abscissas X_a e X_d , tem-se por semelhança de triângulos que:

$$\frac{\sigma_{Pa} - \sigma_{Pd}}{\sigma_{P,ac} - \sigma_{Pd}} = \frac{X_d - X_a}{X_d - X_{ac}} \quad (17)$$

Figura 46 – Cálculo de $\sigma_{p,ac}$ 

Fonte: Autora (2017)

Logo:

$$\sigma_{p,ac} = \sigma_{pd} + \frac{(\sigma_{pa} - \sigma_{pd}) \cdot (Xd - Xac)}{Xd - Xa} \quad (18)$$

Assim, o valor da perda de tensão na posição da ancoragem será dado por:

$$\Delta\sigma_{p,anc} = (\sigma_{pi} - \sigma_{p,ac}) \cdot 2 \quad (19)$$

Com isso, pode-se encontrar o valor da tensão no cabo correspondente à primeira seção após a acomodação do mesmo:

$$\sigma_{pi,anc} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{p,anc} \quad (20)$$

Por fim, para calcular as tensões nos pontos analisados após as perdas por atrito e por acomodação da ancoragem, vale a seguinte regra:

$$\text{Se } X \leq X_{ac} \Rightarrow \sigma_p = \sigma_{pi,anc} \cdot e^{(\mu \sum \alpha + kx)} \quad (21)$$

$$\text{Se } X > X_{ac} \Rightarrow \sigma_p = \sigma_{pi} \cdot e^{-(\mu \sum \alpha + kx)} \quad (22)$$

É importante frisar, por outro lado, que independente da metodologia utilizada para cálculo desse tipo de perda, a NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda que as perdas por acomodação da ancoragem sejam determinadas experimentalmente ou adotados os valores indicados pelos fabricantes dos dispositivos de ancoragem.

8.3.3 Perdas por encurtamento linear do concreto

Como fora mostrado no item 3.4.1.3 deste trabalho, a protensão de cada cabo (ou grupo de cabos protendidos simultaneamente) provoca uma deformação imediata do concreto, e conseqüentemente o afrouxamento dos cabos protendidos anteriormente. Assim, a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresentou a seguinte fórmula para o cálculo da perda média da protensão por cabo ($\Delta\sigma_p$):

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p(\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n - 1)}{2n} \quad (23)$$

Onde:

σ_{cp} é a tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão simultânea dos “n” cabos;

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

$\alpha_p = E_p/E_{ci}(t)$ é a relação entre os módulos de deformação do aço e do concreto na idade da protensão.

Emerick (2002) considera $\sigma_{cp} + \sigma_{cg} = \sigma_c$, sendo σ_c a tensão no concreto no C.G. do cabo devido aos efeitos da protensão e das cargas mobilizadas por ela no ato da protensão (geralmente a carga permanente) que é dada por:

$$\sigma_c = \frac{P}{A_c} + \frac{Pe_p^2}{I_c} - \frac{M_g e_p}{I_c} \quad (24)$$

Onde:

e_p é a posição do C.G. do cabo em relação ao C. G. da peça na seção considerada;

A_c é a área da seção transversal do concreto;

I_c é o mometo de inércia da seção transversal do concreto;

P é a força de protensão inicial, considerando as perdas por atrito;

M_g é o momento fletor proveniente das cargas mobilizadas com a protensão, em geral momento devido ao peso próprio da estrutura.

Carvalho (2012, p. 145) diz ainda que “quando os cabos estão concentrados próximos um ao outro e têm trajetórias semelhantes, pode-se trabalhar com um cabo resultante

que estaria situado no centro de forças dos demais cabos e tem como força a soma das forças dos demais cabos”.

Quando não se sabe ainda o número de cabos que serão utilizados e nem os momentos resultantes, pode-se seguir a recomendação do Boletim nº 31 do CEB-FIP (2005), que diz que, para lajes protendidas de edifícios (nas quais a tensão de compressão média é em torno de 1,5 MPa), a perda de protensão por encurtamento elástico do concreto poderia até ser desprezada, pois fica em torno de 5 MPa.

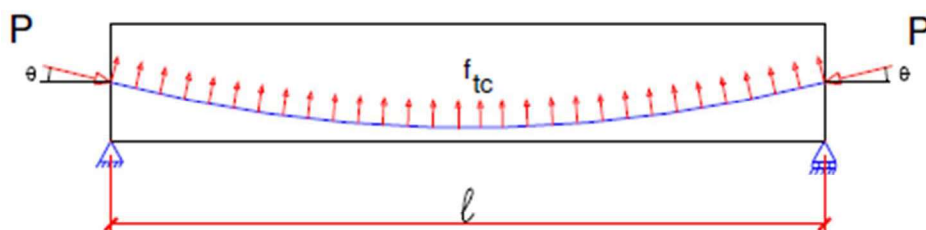
8.4 DETERMINAÇÃO DO CARREGAMENTO EQUIVALENTE PARA CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DA PROTENSÃO

Segundo Skaf e Stucchi (1995), no caso de estruturas complexas e muito hiperestáticas (como lajes lisas), é conveniente representar a protensão via cargas externas equivalentes, as quais deverão equilibrar uma determinada parcela do carregamento externo atuante, conforme fora visto no item 8.1.

Para essa situação, Menegatti (2004) diz que a obtenção dos esforços através da aplicação desse carregamento externo já fornece os esforços em sua totalidade: efeito isostático e hiperestático. O primeiro efeito ($M_{ISO} = P \cdot e$) independe das condições de apoio e das cargas balanceadas e o segundo está relacionado ao surgimento de reações nos apoios devido ao impedimento da livre deformação do elemento, sendo dado por $M_{Hip} = M_{BAL} - M_{ISO}$.

Para consideração dos efeitos da protensão na laje, Lin (1955 apud Menegatti, 2004) propôs inicialmente um carregamento equivalente vertical distribuído em sentido contrário ao carregamento atuante, acrescido da força normal de compressão (conforme Figura 47).

Figura 47 – Carregamento equivalente distribuído



Fonte: Menegatti (2004)

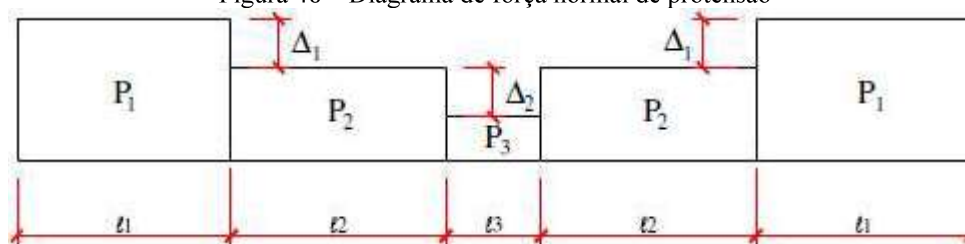
Para isso, o autor supôs uma força constante ao longo do cabo e uma curva de inclinação tão pequena que seja possível considerar $\tan \theta \cong \sin \theta$ e $Px \cong P$. Assim, seja P a força de protensão constante, L o comprimento do vão e f a excentricidade, a carga distribuída

equivalente no sentido vertical (aproximando o sentido real da carga que seria perpendicular à trajetória do cabo) foi definida por:

$$f_{tc} = \frac{8Pf}{L^2} \quad (25)$$

Como a proposta de Lin (1955) ignora a variação de tensão ao longo do cabo, Skaf e Stucchi (1995) propõem uma correção do mesmo, subdividindo o cabo em trechos de força de protensão constante, como mostrado na Figura 48 (correspondente à viga da Figura 47).

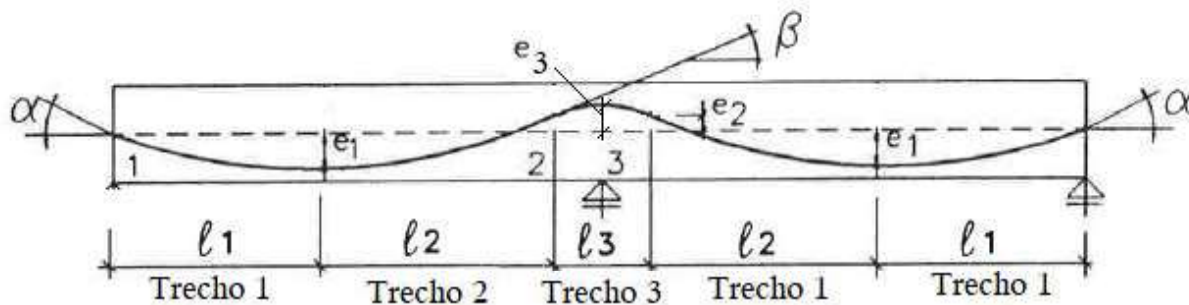
Figura 48 – Diagrama de força normal de protensão



Fonte: Menegatti (2004)

Carneiro (2015, p. 41) explica que: “as mudanças no sentido e intensidade das cargas lineares ocorrem nos pontos de inflexão da armadura ativa” (vide Figura 49).

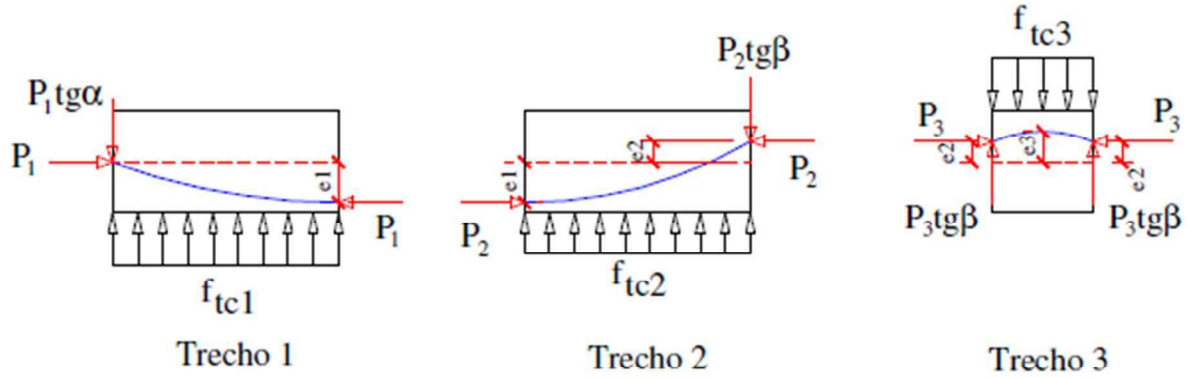
Figura 49 – Perfil vertical do cabo de uma viga contínua



Fonte: Skaf e Stucchi (1995), adaptada por Autora (2017)

Analisando cada um dos trechos mostrados na Figura 49, e aplicando os conceitos do método da carga distribuída de Lin (1955), faz-se o equilíbrio das cargas externas para cada trecho (Figura 50).

Figura 50 – Equilíbrio das cargas externas equivalentes à cada trecho



Fonte: Menegatti (2004)

Embasando-se na consideração feita por Lin (1955), Skaf e Stucchi (1995), calculam-se as cargas transversais a partir das componentes verticais nas ancoragens ($P_y = P \tan \alpha$), gerando, automaticamente, um carregamento auto equilibrado. Dessa forma, para o primeiro trecho:

$$f_{tc1} = \frac{P_1 \tan \alpha}{l_1} \quad (26)$$

Seja $\tan \alpha = dy/dx = 2e_1/l_1$, tem-se:

$$f_{tc1} = \frac{2P_1 e_1}{l_1^2} = u_{p1} \quad (27)$$

E, para os demais trechos, obtém-se:

$$f_{tc2} = \frac{P_2 \tan \beta}{l_2} = u_{p2} \quad (28)$$

$$f_{tc3} = \frac{2 P_3 \tan \beta}{l_3} = u_{p3} \quad (29)$$

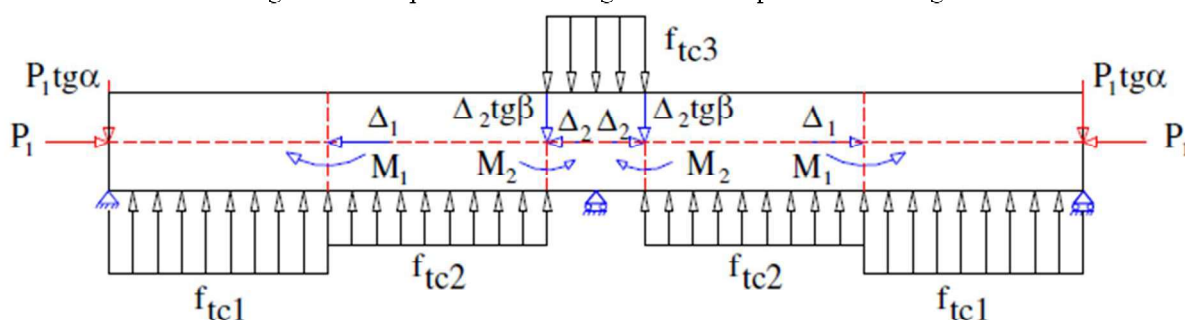
No caso de armadura ativa apenas de um lado da viga, o trecho 3 seria subdividido, e a carga equivalente seria calculada por uma equação semelhante à do trecho 2. Dessa maneira, para essa situação seria possível generalizar o cálculo através de:

$$u_{pi} = \frac{2P f_i}{l_i^2} \quad (30)$$

Onde: P é a força de protensão aplicada (com as perdas), f_i é a diferença de elevação entre os pontos do trecho e l_i é o comprimento do trecho de semiparábola.

Agrupando os três trechos novamente, ou autores reforçam que, ao considerar a força normal variável por trechos, surgem necessariamente cargas axiais corretivas Δ_i , juntamente com os momentos $M_i = \Delta_i e_i$ e, eventualmente, as cargas transversais $\Delta_i \tan \beta_i$, conforme Figura 51. E Menegatti (2004) explica ainda que estes momentos (denominados momentos de transporte) aparecerão sempre que a trajetória do cabo, no ponto de aplicação de Δ_i , não for coincidente com o eixo baricêntrico da viga (Figura 51).

Figura 51 – Esquema final de cargas externas equivalentes na viga



Fonte: Menegatti (2004)

Segundo Carneiro (2015), a partir da carga equivalente e das forças normais nas ancoragens, pode-se determinar os esforços devido à protensão, que serão combinados com os demais esforços para realizar o dimensionamento da armadura passiva e a verificação de tensões. E, para obter o deslocamento final da estrutura, é necessário combinar os deslocamentos devido à protensão aos demais carregamentos.

8.5 DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO NECESSÁRIA

Devido a hipótese de que a força de protensão é constante ao longo do cabo, Emerick (2002) diz que o cálculo da força necessária deve ser feito para o vão mais desfavorável. Porém, no caso de lajes com vãos muito fora de proporção, o autor alerta que pode ser conveniente não aplicar a mesma força de protensão em todos os vãos.

Baseado na equação (29), Carneiro (2015) mostra que se pode calcular a força de protensão necessária (P) a partir das equações a seguir, sendo que o trecho L deve compreender apenas a extensão em que existe carregamento equilibrando as ações permanentes e sobrecarga.

$$\text{Balanço: } P = \frac{\left(q + \frac{Q}{L}\right) \cdot L^2}{2f} \quad (31)$$

$$\text{Vão interno: } P = \frac{q \cdot L^2}{2f} \quad (32)$$

Onde:

q é a carga a ser equilibrada (em kN/m²);

Q é a carga concentrada (em kN);

L é o vão (em metros);

f é a diferença de cota entre o ponto inicial e final do trecho.

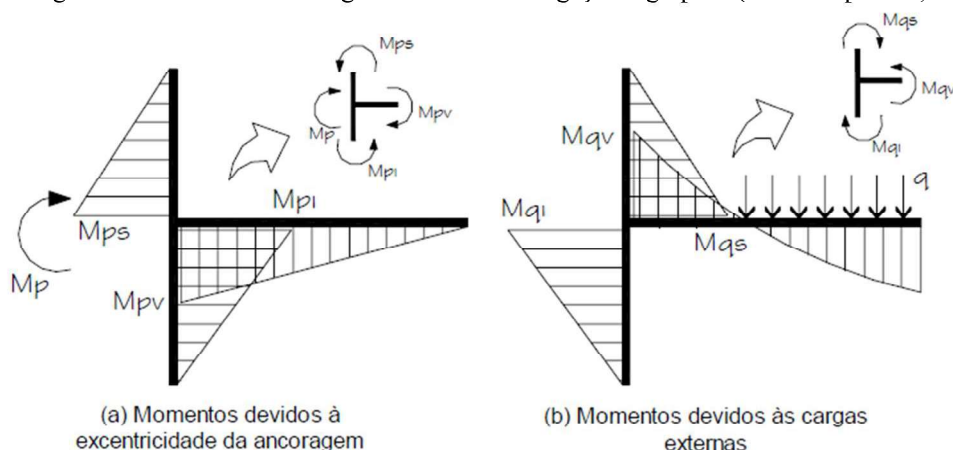
E, segundo Emerick (2002), para o caso de cargas concentradas nos vãos internos, a força pode ser dada por $P = Q \cdot l / 4f$, valendo o princípio da superposição quando desejar equilibrar, simultaneamente, um carregamento distribuído e concentrado.

E quando o cabo é ancorado com uma certa excentricidade (e é introduzido um momento primário na estrutura), um percentual desse momento é absorvido pelos pilares, equilibrando em parte os momentos provenientes do carregamento externo, conforme mostrado na Figura 52.

Como no caso de edifícios, os elementos horizontais são geralmente ligados monoliticamente aos apoios, parte da força de protensão é absorvida pelos apoios, ocasionando uma redução do esforço de compressão que atuará efetivamente na laje e gerando novos esforços nos pilares, que deverão ser considerados no dimensionamento dos mesmos. Por esse motivo, Emerick (2002) diz que na fase de concepção do projeto é preciso cuidar para que a retenção desses esforços pelos pilares seja a menor possível, o que é promovido a partir de uma adequada disposição construtiva e de uma conveniente dosagem das rigidezes dos elementos de suporte.

Por outro lado, o autor aponta que caso o cabo seja ancorado com uma certa excentricidade, será introduzido um momento primário na estrutura, que também será absorvido em parte pelos pilares. Nessa situação, a não consideração dos momentos nos pilares estaria a favor da segurança, pois este momento tende a equilibrar uma parcela dos momentos provenientes do carregamento externo, conforme Figura 52.

Figura 52 - Efeitos da ancoragem excêntrica na ligação viga-pilar (efeito de pórtico)



Fonte: Emerick (2002)

Em relação à flecha dada aos cabos, existem duas possibilidades:

- Adotar para o vão mais crítico um traçado que utiliza as excentricidades máximas (em função do cobrimento mínimo), calcular a força de protensão necessária, e para os demais vãos, calcular as excentricidades necessárias para obter o mesmo valor de protensão.
- Adotar para todos os vãos a excentricidade máxima e calcular a protensão para o vão mais crítico. (EMERICK, 2002, p. 42)

Segundo o autor, por mais que na primeira opção se tenha a vantagem de obter um carregamento equilibrado constante em todos os vãos, a segunda opção possibilita um melhor aproveitamento dos cabos. Além disso, tem-se a diminuição do risco da ocorrência de erros de posicionamento em elevação dos cabos devido à ausência de um controle rigoroso de execução, principalmente durante o tráfego de pessoas e equipamentos na laje no momento da colocação da armação passiva e da concretagem. Assim, o autor recomenda apenas que se tenha cuidado no cálculo dos esforços, para que as tensões em serviço obedeçam aos limites de norma.

8.6 CÁLCULO DA QUANTIDADE DE CABOS

Com a definição da força de protensão necessária para equilibrar o carregamento previsto em projeto, parte-se para o cálculo da quantidade de cabos. Segundo Carneiro (2015), considerando uma faixa de largura unitária, o número de cabos (n) pode ser dado por:

$$n = \frac{b \cdot P}{P_{\infty}} \quad (33)$$

Onde:

b é a largura da faixa calculada (m);

P é a força de protensão necessária (em kN/m);

P_{∞} é a força de protensão final, correspondente ao somatório das perdas imediatas e diferidas no tempo.

8.7 CÁLCULO DA LAJE LISA

Como citado anteriormente, para o cálculo de lajes lisas pode-se utilizar inúmeros métodos, são eles: Método dos Pórticos Equivalentes (conforme NBR 6118 ou ACI 318), métodos numéricos como o da grelha equivalente e elementos finitos, cálculo como viga contínua, linhas de ruptura, método empírico (ACI) e tabelas do CEB.

Este trabalho irá focar no método dos pórticos equivalentes, já que é um método bastante utilizado e apresenta um cálculo de menor complexidade. Porém, destaca-se que, segundo o ACI 318 (2011), o método é permitido apenas para estruturas com pilares que apresentem um desvio máximo de 10% em relação ao alinhamento dos demais. E de acordo com Araújo (2010), este método também não deve ser usado quando a diferença entre o maior e menor vão de todos os vãos da laje ultrapassar 30% ou quando não se tem um número mínimo de três painéis na direção transversal à direção considerada.

Por esse motivo, segundo Emerick (2002, p. 56) no caso de “lajes bastante irregulares, com pilares desalinhados, presença de grandes aberturas é recomendável o uso dos métodos mais refinados como o método das grelhas ou o método dos elementos finitos”, que estão inseridos nos diversos programas para cálculo estrutural disponíveis atualmente no mercado, como o SAP 2000, TQS e Safe.

8.7.1 Método dos pórticos equivalentes ou múltiplos

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009, p. 116), “o método dos pórticos múltiplos consiste em representar a estrutura, composta de lajes e pilares, por meio de uma série de pórticos tomados nas duas direções dos planos ortogonais às bordas da laje”. Esses pórticos devem ser centrados nas linhas que unem os centros dos pilares e ter largura delimitada pelas linhas centrais dos painéis adjacentes.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que os pórticos devem ser calculados para as ações verticais contidas na respectiva área de influência, devendo ser considerada para as duas direções dos pórticos, a totalidade da carga nas lajes. Porém, como a carga aplicada no

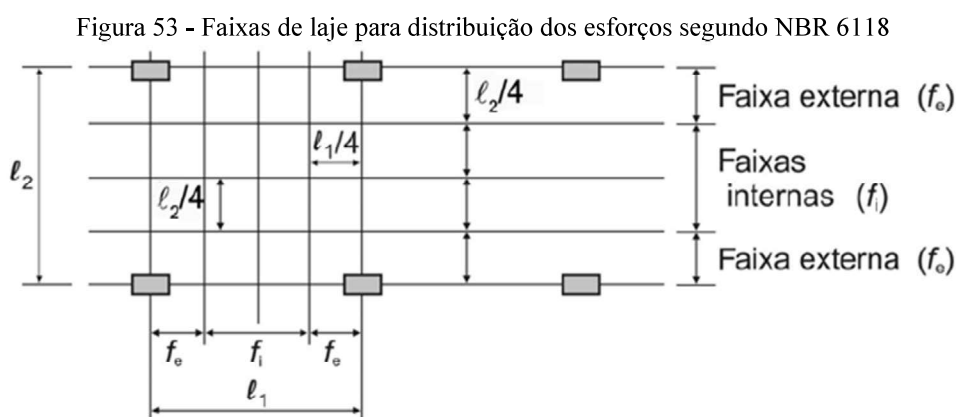
pavimento está sendo considerada duas vezes na análise dos pórticos, Emerick (2002) diz que se pode utilizar o maior valor de reação obtido, em vez de somar as duas reações.

O carregamento de cada pórtico deverá combinar os carregamentos equivalentes de protensão (obtidos multiplicando-se a carga equivalente por cabo pela quantidade de cabos existentes na faixa) e os demais carregamentos lineares e concentrados atuantes na estrutura (que serão obtidos através da multiplicação dos mesmos pela largura da faixa do pórtico).

Em relação à distribuição dos momentos em cada direção, pode-se utilizar os valores sugeridos pela NBR 6118 (ABNT, 2014) ou pelo ACI 318 (2011), conforme será apresentado a seguir.

8.7.1.1 ABNT NBR 6118 (2014)

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), as áreas de influência de cada pórtico, em cada direção, serão delimitadas a partir da divisão dos painéis em quatro faixas iguais, que originarão faixas internas e externas, conforme Figura 53.



Fonte: ABNT (2014)

A norma recomenda os seguintes percentuais para distribuição dos momentos:

- 45% dos momentos positivos para as duas faixas internas;
- 27,5% dos momentos positivos para cada uma das faixas externas;
- 25% dos momentos negativos para as duas faixas internas;
- 37,5% dos momentos negativos para cada uma das faixas externas.

Dessa forma, os valores dos momentos por metro M_1 , M_2 , M_3 e M_4 , mostrados na Figura 54, são dados por:

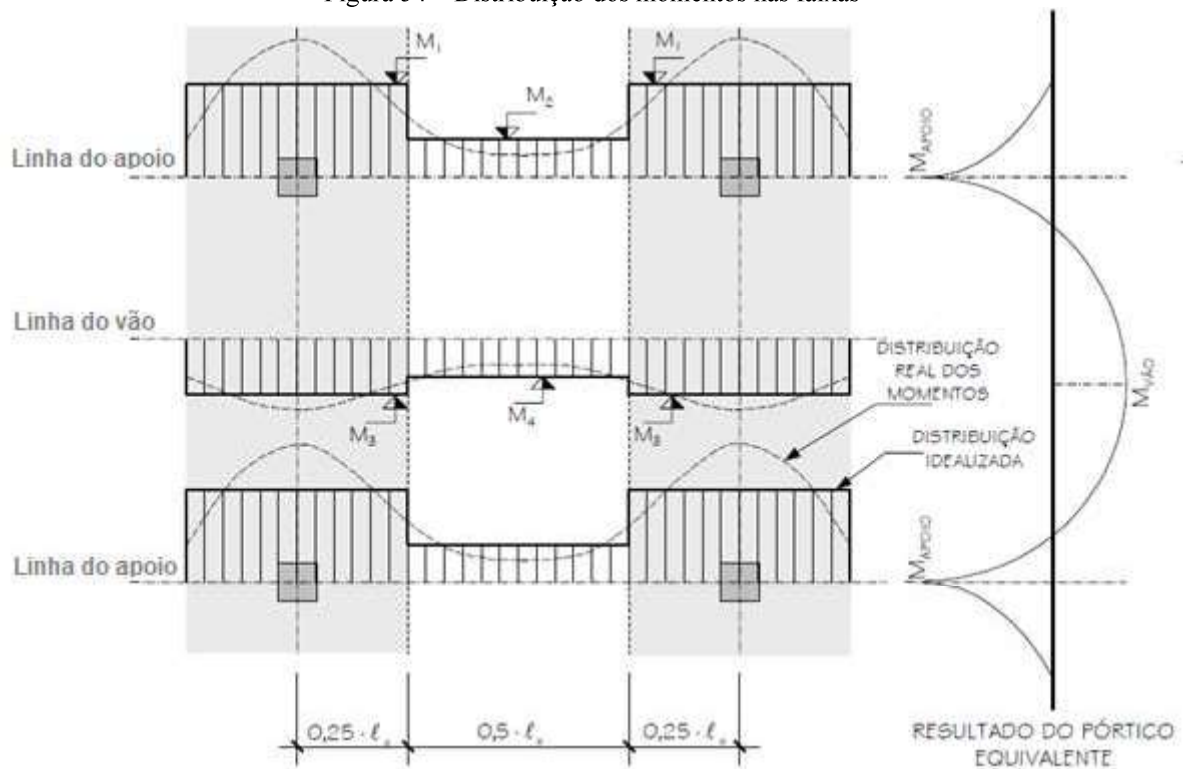
$$M_1 = \frac{0,375 \cdot M_{\text{apoio}}}{0,25 \cdot l_x} \quad (34)$$

$$M_2 = \frac{0,25 \cdot M_{\text{apoio}}}{0,50 \cdot l_x} \quad (35)$$

$$M_3 = \frac{0,275 \cdot M_{\text{vão}}}{0,25 \cdot l_x} \quad (36)$$

$$M_4 = \frac{0,45 \cdot M_{\text{vão}}}{0,50 \cdot l_x} \quad (37)$$

Figura 54 – Distribuição dos momentos nas faixas



Fonte: Emerick (2002), adaptado pela Autora (2017)

E de forma geral, seja L a largura da faixa analisada, pode-se dizer que:

– Para a linha passando pelos apoios:

$$M = \frac{\left(\frac{0,25}{2}\right) \cdot M_{\text{apoio}}}{L} \quad (\text{faixas internas}) \quad (38)$$

$$M = \frac{0,375 \cdot M_{\text{apoio}}}{L} \text{ (faixas externas)} \quad (39)$$

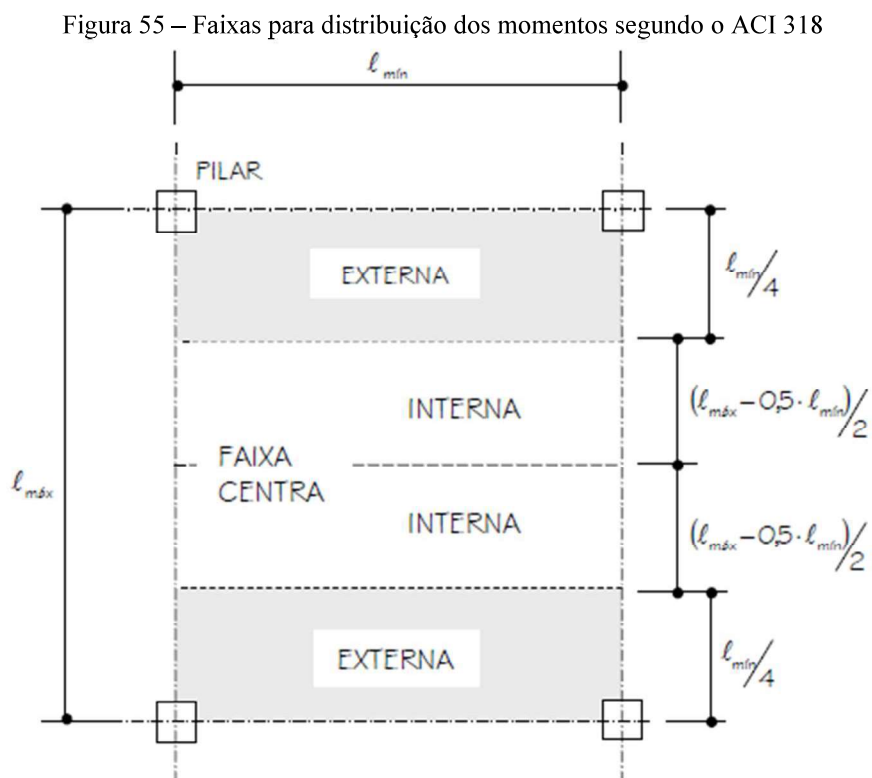
– Para a linha passando pelos vãos:

$$M = \frac{\left(\frac{0,45}{2}\right) \cdot M_{\text{vão}}}{L} \text{ (faixas internas)} \quad (40)$$

$$M = \frac{0,275 \cdot M_{\text{vão}}}{L} \text{ (faixas externas)} \quad (41)$$

8.7.1.2 ACI 318 (2011)

Diferente do que fora visto em relação à NBR 6118 (ABNT, 2014), as faixas para distribuição dos momentos, segundo o ACI 318 (2011), devem possuir largura definida por 25% do menor vão da laje (em vez de 25% na direção do vão considerado), conforme ilustrado na Figura 55.



Fonte: Emerick (2002)

Loureiro (2006) diz que o método dos pórticos equivalentes do ACI 318 não consiste apenas em dividir a laje em pórticos planos (nas direções longitudinal e transversal), mas também implica na correção das rigidezes dos pilares, para levar em consideração o funcionamento das lajes em duas direções.

Segundo Emerick (2002), o momento de inércia da “laje-viga” na região que vai do eixo do pilar até a sua face externa corresponde ao valor do seu momento de inércia na face do pilar (considerando a existência ou não de engrossamento) dividido por $[1-(c_2/l_2)]^2$, onde c_2 é a largura do apoio na direção transversal ao pórtico e l_2 é o vão na direção transversal ao pórtico.

Como se tem uma considerável diferença de largura entre a “laje-viga” e o pilar, é atribuída uma rigidez à torção no encontro do pilar com a “laje-viga”. Dessa maneira, combinando a rigidez dos dois elementos, o ACI 318 (2011) apresenta o cálculo de uma rigidez equivalente (k_{ec}), dada por:

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_C} + \frac{1}{K_T} \quad (42)$$

Onde:

$$K_C = \frac{4E_C I_C}{L_C} \quad (43)$$

$$K_T = \sum \frac{9E_C C}{l_2 \cdot (1 - \frac{c_2}{l_2})^3} \quad (44)$$

Seja:

$1/K_{ec}$ a flexibilidade do pilar equivalente;

$\sum K_C$ a soma das rigidezes dos pilares acima e abaixo da “laje-viga”;

K_T a rigidez do elemento torcional;

E_C o módulo de elasticidade do pilar;

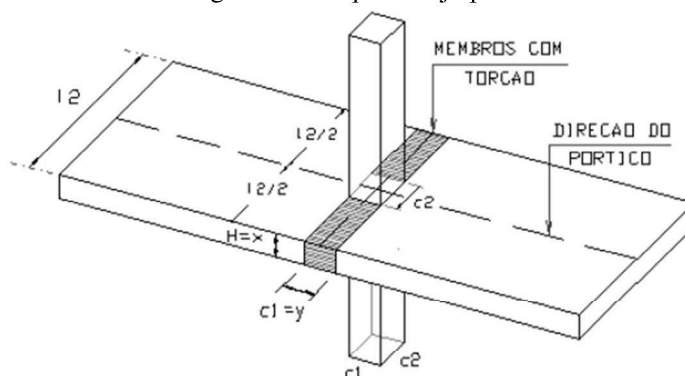
I_C o momento de inércia do pilar;

L_C o comprimento do pilar;

$C = \sum \{ [1 - 0,63 \cdot (x/y)] \cdot (x^3 y / 3) \}$;

x, y respectivamente o menor e o maior lado do retângulo que compõe a seção transversal laje-pilar (vide Figura 56).

Figura 56 – Esquema laje-pilar



Fonte: Loureiro (2006)

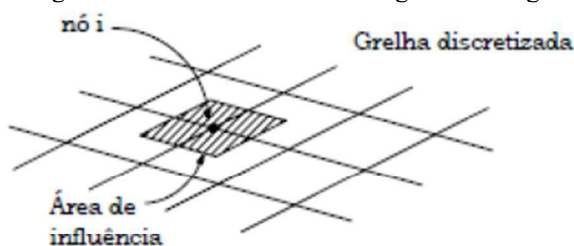
Destaca-se ainda, que no caso de utilizar esse método, é interessante que sejam obedecidos aos limites estabelecidos também pelo ACI.

8.7.2 Método de analogia de grelha

O método da analogia de grelhas (MAG) tem sido amplamente utilizado no Brasil, tendo em vista a incorporação do mesmo no *software* TQS. Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), este tem apresentado bons resultados em relação aos demais métodos de estruturas, e consiste basicamente em substituir uma laje por uma malha equivalente de vigas, na qual cada uma representa uma faixa de laje, de acordo com a dimensão escolhida para a abertura da malha.

Nesse modelo, os autores explicam que deve ser considerada a área de influência de cada grelha, de forma que as cargas distribuídas devem ser consideradas uniformemente distribuídas ao longo dos elementos ou concentradas nos nós (Figura 57), e as cargas concentradas devem ser aplicadas diretamente nos nós, caso contrário, o autor diz que se deve adequar a malha ou considerar valores equivalentes da carga nos nós próximos.

Figura 57 – Área de influência da grelha análoga



Fonte: Almeida Filho (2002)

Em relação às rigidezes à torção e à flexão (nas duas direções) os autores explicam que devem ser tratadas como concentradas nos elementos correspondentes (vigas) da grelha

equivalente, e que os seus valores possibilitem à placa e ao reticulado equivalente, quando submetidos ao mesmo carregamento, deformações e esforços internos idênticos em seções correspondentes.

Carneiro (2015, p. 37) acrescenta que “a análise dos esforços e o detalhamento da armadura de flexão são realizados por meio de regiões da laje, sendo geralmente determinados os momentos médios das barras das grelhas contidas nas regiões”. Essas regiões de análise podem inclusive ser equivalentes às faixas externas e internas adotadas no MPE.

Apesar de se tratar de uma aproximação, quando bem definida a malha e as propriedades das barras, é possível que as duas estruturas atinjam comportamentos próximos. E para tornar isso possível, ao utilizar esse método é de extrema importância seguir as recomendações a respeito da definição dessa malha. Algumas referências para tal estão presentes em Carneiro (2015).

8.7.3 Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos (MEF) possibilita uma análise ainda mais refinada que os demais métodos explanados e, por esse motivo, vem sendo cada dia mais utilizado quando o assunto é análise estrutural. Porém, a sua utilização se dá exclusivamente com auxílio de ferramenta computacional, podendo-se citar dentre os diversos *softwares* o SAP 2000, SAFE e Adapt.

Segundo Barboza (2014), este método consiste na discretização da laje em vários elementos de placas, de comportamento simples, conectadas entre si pelos nós que as constituem. O autor explica que a teoria das placas possibilita a fácil determinação da matriz de rigidez local do elemento, e a partir das contribuições de todo os elementos a matriz de rigidez global é montada.

Por fim, a solução é encontrada através do método dos deslocamentos, o que também permite, segundo o autor, a determinação dos deslocamentos, tensões e solicitações dentro de cada elemento, através da interpolação dos valores nodais.

8.8 VERIFICAÇÕES

Diferente do que ocorre para o concreto armado, o dimensionamento de estruturas de concreto protendido é feito com base nos estados limites de utilização (em que se utilizam

os valores característicos das ações e das resistências) e depois verifica-se os estados limites últimos, para os quais são aplicados os coeficientes de ponderação, obtendo-se os valores de cálculo.

De forma resumida, para o caso de lajes lisas protendidas, os estados limites de serviço a serem verificados são determinados de acordo com o nível de protensão que será utilizado e os estados limites últimos são os de ruptura à flexão (no ato da protensão e no tempo infinito), ruptura ao cisalhamento e à punção.

Como boa parte dessas verificações são baseadas nas tensões atuantes na seção, é necessário que as mesmas sejam calculadas com base nos momentos encontrados, e que sejam determinadas ainda as propriedades da seção.

8.8.1 Cálculo das tensões nas seções

Segundo Carneiro (2015), as tensões inferiores e superiores podem ser calculadas pelas expressões:

$$\sigma_{inf} = \frac{M}{W_{inf}} + \frac{N}{A_c} \quad (45)$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M}{W_{sup}} + \frac{N}{A_c} \quad (46)$$

Onde:

M é o momento fletor atuante na seção por metro, sendo positivo quando tracionar a borda inferior da laje, e negativo quando tracionar a borda superior da laje;

N é o esforço normal de compressão por metro, devido a força de protensão após todas as perdas, dado por:

$$N = -\frac{n \cdot P_{\infty}}{L} \quad (47)$$

P_{∞} é a força de protensão aplicada após todas as perdas;

n é o número de cordoalhas na seção;

L é a largura da faixa correspondente ao pórtico analisado;

$W_{inf} = -W_{sup} = I/y = bh^2/6$ é o módulo de resistência à flexão inferior e superior, respectivamente, para seção retangular;

$A_c = bh$ é a área da seção por metro;

b é a largura da laje, nesse caso igual a 1 metro;

h é a espessura da laje.

O autor diz que, no caso do método dos pórticos equivalentes, independente da distribuição adotada para os cabos de protensão, o cálculo das tensões deve ser dado pela mesma equação, diferente do que ocorre para o MAG. E deixa claro também que no cálculo dessas tensões devem ser aplicados nos valores de momento fletor e esforço normal os coeficientes de ponderação, conforme a combinação que esteja sendo considerada.

8.8.2 Verificação da fissuração

Com base no Quadro 6, quanto mais alta a CAA, maior será o rigor em relação à verificação da fissuração. E além do estados-limites a serem verificados variarem de acordo com o nível protensão, é preciso ter atenção à combinação de ações que deverá ser utilizada para cada situação.

Quadro 6 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura em função da classe de agressividade ambiental

de agressividade ambiental			
Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D *	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	ELS-F	Combinação rara
		ELS-D *	Combinação frequente
* A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p=50\text{mm}$			
NOTAS			
1) 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.			
2) 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: ABNT NBR 6118 (2014), adaptado pela Autora (2017)

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que estado-limite de formação de fissuras (ELS-F) e o estado-limite de descompressão (ELS-D) devem ser verificados no estágio I (concreto não fissurado, comportamento elástico linear dos materiais). Em relação ao primeiro, a norma estabelece que a tensão de tração máxima na seção transversal deve ser menor ou igual à resistência do concreto à tração na flexão ($f_{ct,f}$), cujo valor característico é dado por:

$$f_{ctk} = f_{ctk,inf} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ (MPa)} \quad (48)$$

E no caso de um ou mais pontos da seção transversal a tensão normal for nula (não havendo tração no restante da seção), estará sendo atingindo o ELS-D.

Já o estado-limite de abertura das fissuras (ELS-W) deve ser calculado admitindo-se que a seção esteja no estágio II, de forma que as aberturas das fissuras da estrutura calculada sejam no máximo iguais à abertura máxima característica (w_k), cujo valor deve ser menor ou igual a 0,2 mm.

Emerick (2002) recomenda que primeiro seja verificado se para a combinação estabelecida a seção realmente atingiu o estágio II (comportamento linear dos materiais e desprezo da resistência à tração do concreto). Para isso, deve-se calcular a máxima tensão de tração na seção no estágio I e depois fazer a análise conforme será mostrado a seguir.

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = \frac{P}{A} - \frac{M}{W} = \frac{P}{bh} - \frac{6M}{bh^2} \text{ (seção retangular)} \quad (49)$$

Onde:

P é a força de protensão aplicada;

A é a área da seção;

M é o momento fletor máximo na fibra mais tracionada da seção;

$W=I/y$ é o módulo resistente

I é o momento de inércia da seção;

y é a distância do C.G. até a borda da laje

b é a largura da faixa;

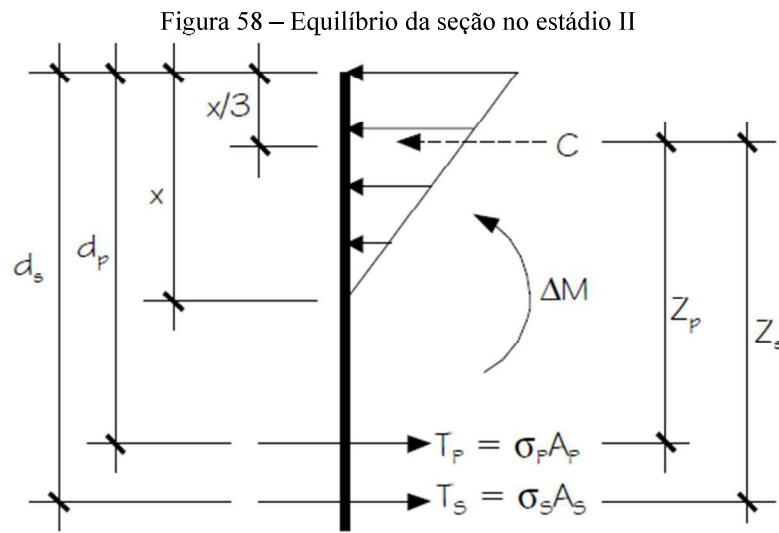
h é a espessura da laje.

Se $\sigma_{t,m\acute{a}x} > 0$ indica compressão em toda a seção (seção no estágio I), estando o ELS-W automaticamente atendido;

Se $|\sigma_{t,m\acute{a}x}| < 0$ indica tração na seção. Nesse caso:

- $|\sigma_{t,m\acute{a}x}| \leq f_{ctk,inf}$ seção no estádío I, pois atende ao estado-limite de formação de fissuras (ELS-F), logo o ELS-W está automaticamente atendido;
- $|\sigma_{t,m\acute{a}x}| > f_{ctk,inf}$ seção no estádío II, neste caso deve-se seguir com a verificação.

No caso em que a seção realmente estiver no estádío II, o segundo passo, conforme o autor, seria o cálculo do acréscimo de tensão na armadura, feito para uma faixa de largura unitária, considerando um diagrama linear na compressão e desprezando a resistência à tração no concreto (Figura 58).



Fonte: Emerick (2002)

O acréscimo de momento entre o estado limite de descompressão e o carregamento considerado (ΔM) seria dado por $\Delta M = M_{EXT} - P_n e_p = T_s Z_s + T_p Z_p$, substituindo valores em módulo.

A favor da segurança, o autor assume a tensão na armadura protendida como sendo a tensão provocada pelo pré-alongamento do cabo $\sigma_p = P_n / A_p E_p$, tem-se que:

$$\sigma_s = \frac{\Delta M}{A_s (d_s - x/3)} - \frac{\sigma_p A_p (d_p - x/3)}{A_s (d_s - x/3)} \quad (50)$$

Onde:

σ_s é o acréscimo de tensão no centro de gravidade da armadura considerada, entre o estado limite de descompressão e o carregamento considerado. Este deve ser calculado no estádío II considerando toda a armadura ativa, inclusive dentro de bainhas, em kgf/cm²/m;

M_{EXT} é o momento externo devido ao carregamento externo considerado;

P_n é a força de neutralização

e_p é a excentricidade do C.G. do cabo em relação ao C.G. da seção;

h é a espessura da laje, em cm.

A_p é a área da armadura ativa, em cm^2/m ;

A_s é a área da armadura passiva, em cm^2/m ;

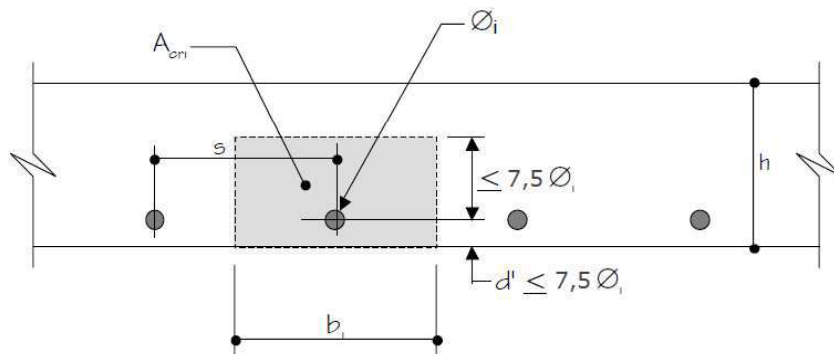
x é a profundidade da linha neutra, simplificada por $x = 0,39 \cdot d_s$.

Assim, considerando $d_s = d_p$ e substituindo as demais equações em (46) tem-se:

$$\sigma_s = \frac{1,64 \Delta M}{A_s d_s} - \frac{P_n}{A_p E_p} \quad (51)$$

Em seguida, a NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que, com exceção dos cabos protendidos que estejam dentro de bainhas, para cada elemento ou grupo de elementos das armaduras passiva e ativa aderente, que controlam a fissuração do elemento estrutural, deve ser considerada uma área de concreto A_{cri} da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i (em cm^2), constituída por um retângulo cujos lados não distam mais de $7,5\phi_i$ do eixo da barra da armadura (vide Figura 59).

Figura 59 – Região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i



Fonte: Emerick (2002)

Segundo Emerick (2002), a largura b_i deverá ser igual ao menor valor entre s (espaçamento entre as barras da armadura passiva, em cm) e $14\phi_i$.

Com isso, pode-se calcular o acréscimo de tensão na barra ϕ_i : $\sigma_{si} = b_i \cdot \sigma_s$. Assim, parte-se, finalmente, para o cálculo da abertura provável das fissuras (w_k) para cada área de envolvimento, que deverá ser o menor entre os dois valores obtidos pelas expressões a seguir:

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ct,m}} \quad (52)$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5\eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) \quad (53)$$

Onde:

σ_{si} é o acréscimo de tensão no C.G. da armadura, entre o estado-limite de descompressão e o carregamento considerado, calculado no estágio II;

ρ_{ri} é a taxa de armadura passiva ou ativa aderente (que não esteja dentro de bainha) em relação à área da região de envolvimento A_{cri} ;

ϕ_i é o diâmetro da barra que protege a região de envolvimento considerada;

E_{si} é o módulo de elasticidade do aço da barra considerada, de diâmetro ϕ_i ;

A_{cri} é a área da região de envolvimento protegida pela barra ϕ_i ;

$f_{ct,m}$ é a resistência média do concreto à tração, que pode ser calculada por $0,3 f_{ck}^{2/3}$ para concretos de classes até C50 ou $2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 f_{ck})$, sendo $f_{ct,m}$ e f_{ck} expressos em MPa;

η_1 é o coeficiente de conformação superficial da armadura passiva considerada (igual a 1,0 para barras lisas; 1,4 para barras entalhadas ou 2,25 para barras nervuradas), substituído por η_{p1} para armadura ativa (igual a 1,0 para fios lisos; 1,2 para cordoalhas de três a sete fios ou 1,4 para fios dentados).

Em relação ao acréscimo de tensão no C.G. da armadura σ_{si} , a ABNT NBR 6118 (2014) diz que este deve ser calculado no estágio II, considerando toda a armadura ativa, inclusive a dentro de bainhas.

Para evitar o cálculo no estágio II, Carvalho (2012) esclarece que se pode utilizar, a favor da segurança, o cálculo simplificado da tensão na armadura.

$$\sigma_{si} = \frac{f_{yd}(\sum g + \psi_1 q)}{1,4(\sum g + q)} \quad (54)$$

Onde “g” é o somatório dos carregamentos permanentes e “q” é a carga acidental.

8.8.3 Estado limite último no ato da protensão

Para que essa verificação seja feita no estágio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais), a NBR 6118 (ABNT, 2014) exige que sejam respeitadas as seguintes condições:

- 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 pode ultrapassar 70% da resistência característica f_{ckj} prevista para a idade de aplicação da protensão [estado-limite de compressão excessiva (ELS-CE)];
- b) a tensão máxima de tração do concreto não pode ultrapassar 1,2 vez a resistência à tração f_{ctm} correspondente ao valor f_{ckj} especificado;
- c) quando nas seções transversais existirem tensões de tração, deve haver armadura de tração calculada no estágio II. Para efeitos de cálculo, nessa fase da construção, a força nessa armadura pode ser considerada igual à resultante das tensões de tração no concreto no estágio I. Essa força não pode provocar, na armadura correspondente, acréscimos de tensão superiores a 150 MPa no caso de fios ou barras lisas e a 250 MPa em barras nervuradas. (ABNT NBR 6118, 2014, p. 124)

A norma aponta ainda outros coeficientes de ponderação para as cargas que, efetivamente, atuarem na estrutura a serem utilizados nessa verificação: $\gamma_c=1,2$, $\gamma_s=1,15$, $\gamma_p=1,0$ (na pré-tração), $\gamma_p=1,1$ (na pós-tração) e $\gamma_f=0,9$ (para as ações favoráveis). Além disso, é importante lembrar que, imediatamente, após o ato da protensão, considera-se apenas as perdas de protensão imediatas para o cálculo da tensão atuante na estrutura.

E o cálculo da resistência característica do concreto correspondente à idade fictícia j é dado por:

$$f_{ckj} = \beta_1 f_{ck} \quad (55)$$

Seja:

$$\beta_1 = \exp\left\{s \left[1 - \frac{28}{j}\right]^{\frac{1}{2}}\right\} \quad (56)$$

Onde:

f_{ck} é a resistência à compressão característica do concreto;

j é a idade em dias do concreto na data da aplicação da protensão;

s é um coeficiente relacionado ao tipo de cimento utilizado, podendo admitir os seguintes valores: $s=0,20$ (CPV-ARI), $s=0,25$ (CPI, CPII), $s=0,38$ (CPIII, CPIV).

8.8.4 Estado-limite último de ruptura por flexão no tempo “infinito”

Considerando a ocorrência de todas as perdas de protensão e definida a área de armadura ativa com base na carga balanceada, deve-se determinar a área de armadura passiva

necessária para que se obtenha um momento fletor resistente de cálculo (M_{rd}) igual ou superior ao momento solicitante de cálculo (M_{sd}).

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), na verificação do ELU devem ser considerados, além do efeito de outras ações, apenas os esforços solicitantes hiperestáticos de protensão, não podendo ser incluídos os isostáticos.

Para determinação do M_{sd} , as ações devem ainda ser majoradas pelos coeficientes de ponderação fornecidos pela Tabela 10. E em relação aos esforços resistentes, a norma estabelece que:

A consideração das armaduras ativas deve ser feita a partir dos diagramas tensão-deformação especificados em 8.4.5 [item 3.3.3.1 deste trabalho] e da consideração dos pré-alongamentos delas. Esses pré-alongamentos devem ser calculados com base nas tensões iniciais de protensão com valores de cálculo e com a consideração de perdas na idade t em exame. (ABNT, 2014, p. 123)

De forma resumida, Emerick (2002) diz que a armadura passiva é dimensionada da mesma maneira que no concreto armado (tensões obtidas diretamente do diagrama tensão-deformação do aço), mas para as armaduras protendidas deve-se considerar ainda a deformação devido à curvatura do concreto e o pré-alongamento aplicado devido à protensão. E, no caso de armaduras não aderentes, deve-se considerar ainda o pré-alongamento do aço devido à protensão.

Além disso, o autor aponta que, como o cabo não aderente não acompanha o alongamento unitário do concreto, assim, no estado limite a tensão σ_{pd} é inferior à que seria obtida no caso do cabo aderente, resultando então numa menor contribuição ao momento resistente. Outro ponto destacado por Emerick (2002) é que o alongamento máximo das armaduras protendidas deve ser contado a partir do estado de descompressão da seção (em que as tensões são nulas).

Para a verificação no Estado-limite último (ELU) valem as mesmas hipóteses adotadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para o concreto armado:

- a) as seções transversais se mantêm planas após a deformação;
- b) a deformação das barras passivas ou o acréscimo de deformação das barras ativas aderentes em tração ou compressão deve ser a(o) mesma(o) do concreto em seu entorno;
- c) as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas no ELU;

d) a distribuição das tensões no concreto é feita de acordo com o diagrama parábola-retângulo, com tensão de pico igual a $0,85 \cdot f_{cd}$, mas pode ser substituído pelo retângulo de profundidade $y = \lambda x$ mostrado na Figura 68, onde:

- o valor do parâmetro λ é igual a:

$$\lambda = 0,80 \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (57)$$

$$\lambda = 0,80 - [(f_{ck} - 50)/400] \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (58)$$

- a tensão constante atuante até a profundidade y pode ser tomada igual a:

$\sigma_c = \alpha_c f_{cd}$ no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra não diminuir a partir desta para a borda comprimida;

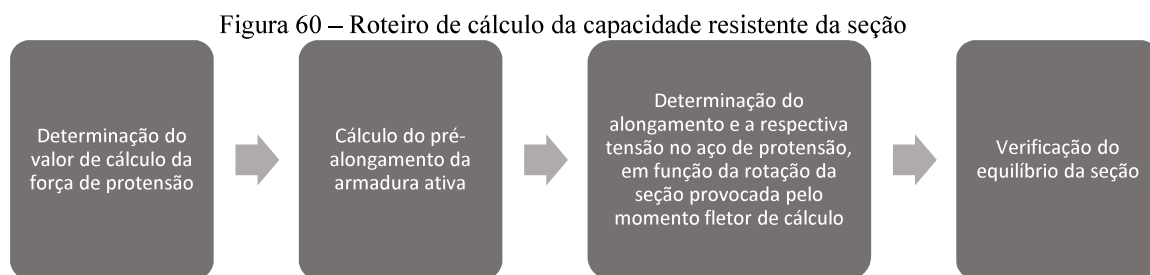
$\sigma_c = 0,90 \cdot \alpha_c f_{cd}$ no caso contrário

Seja:

$\alpha_c = 0,85$ para concretos de classe até C50;

$\alpha_c = 0,85 \cdot [1,0 - (f_{ck} - 50)/200]$ para concretos de classe C50 até C90.

Segundo Veríssimo e Cesar (1998), a determinação da capacidade resistente de cálculo da seção de concreto deve seguir as quatro etapas elencadas na Figura 60.



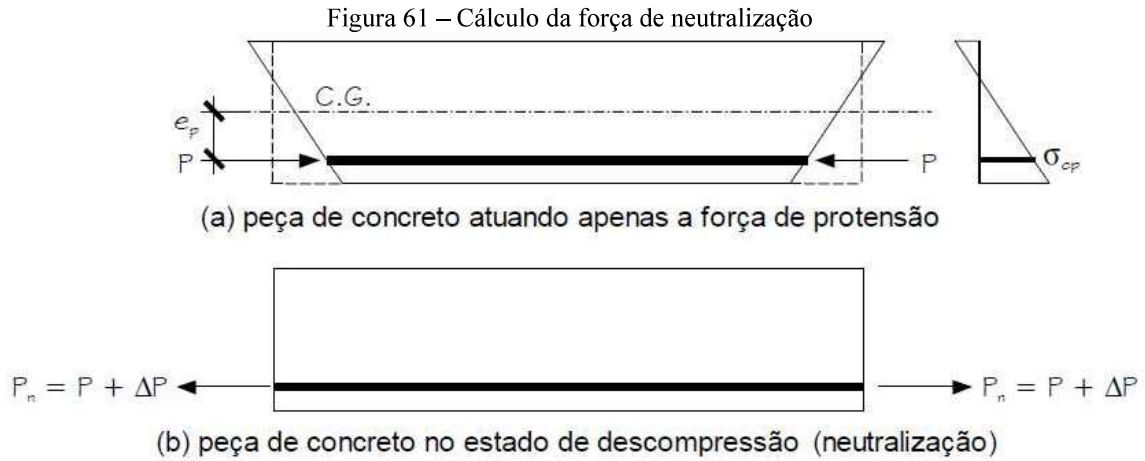
Fonte: A autora (2017)

Como já foi visto no capítulo 7, para determinar o valor de cálculo da força de protensão, deve-se multiplicar seu valor característico pelo coeficiente da Tabela 10, ou seja: $P_d = \gamma_p \cdot P_k$, em que γ_p pode ser igual a 1,20 (situação desfavorável) ou 0,90 (situação favorável).

O pré-alongamento (ε_{pn}) é definido por Emerick (2002) como a deformação da armadura ativa correspondente à força de neutralização (P_n).

Veríssimo e César (1998) explicam que seja uma peça protendida submetida apenas à força de protensão (P), a tensão normal no concreto na fibra correspondente ao centro de

gravidade da armadura é designada por σ_{cp} , conforme Figura 61. E, para que seja atingido o estado de descompressão (neutralização) dessa seção, é necessário a aplicação de uma força externa $P_n = P_d + \Delta P$, que deverá impor à armadura ativa uma deformação adicional igual à deformação sofrida pelo concreto em função de σ_{cp} .



Fonte: Emerick (2002)

Para o calcular o pré-alongamento, os autores esclarecem que basta adicionar à deformação da armadura ativa uma deformação igual à sofrida pelo concreto em função da tensão de compressão σ_{cp} , ou seja:

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{|\sigma_{cp}|}{E_c} = \frac{1}{E_p} \alpha_p |\sigma_{cp}| \quad (59)$$

Assim:

$$P_n = P_d + \alpha_p A_p |\sigma_{cp}| \quad (60)$$

Logo:

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{P_n}{A_p E_p} \quad (61)$$

E com base na Figura 68, Emerick (2002) aponta que a tensão no centro de gravidade da armadura, σ_{cp} , pode ser obtida por:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_d}{A_c} + \frac{P_d e_p^2}{I_c} \quad (62)$$

E no caso específico da seção retangular:

$$\sigma_{cp} = \frac{P_d}{bh} + 12 \frac{P_d e_p^2}{bh^3} \quad (63)$$

Onde:

P_d é a força de protensão de cálculo, em geral adota-se $P_d = \gamma_p \cdot P_\infty$ (protensão no tempo infinito após todas as perdas);

A_p é a área da armadura ativa;

E_p é o módulo de elasticidade do aço de protensão;

α_p é a razão E_p/E_c .

e_p é a excentricidade do CG do cabo em relação ao CG da seção;

A_c é a área da seção transversal;

I_c é o momento de inércia da seção transversal;

h é a espessura da seção, no caso de lajes;

b é a largura, considerada como 1m para o caso de lajes.

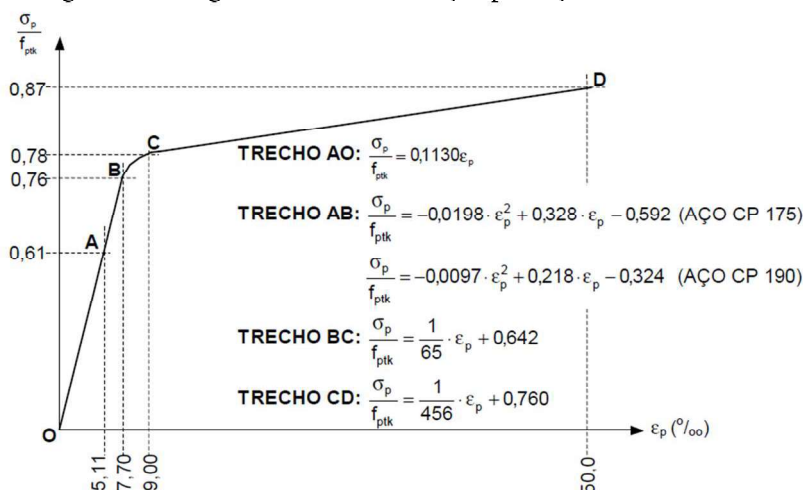
A NBR 7197 (ABNT, 1989) alerta que o cálculo do pré-alongamento só pode ser feito pela equação (52) se a solicitação normal devido ao peso próprio e as outras ações mobilizadas pela protensão forem inferiores a 90% da solicitação total em serviço admitida no projeto, o que acontece para o caso de lajes de edifícios, pois geralmente se trabalha com protensão parcial.

Segundo Veríssimo e Cesar (1998, p. 22):

Determina-se o alongamento e a respectiva tensão de tração no aço de protensão, em função da rotação da seção, provocada pelo momento fletor de cálculo. De posse desses dados, e através do diagrama de deformações, pode-se determinar: a posição da linha neutra, a resultante de compressão no concreto, a resultante de tração na armadura ativa e o braço de alavanca entre as resultantes de tração e compressão.

Para armadura aderente, Emerick (2002) sugere a obtenção da tensão de cálculo na armadura protendida (σ_{pd}) através das equações oriundas da curva da Figura 62.

Figura 62 – Diagrama tensão-deformação para aço CP-175 e CP-190



Fonte: Schmid (2009)

O valor da deformação devido à curvatura da seção é dado por:

$$\varepsilon_p = (3,5 \cdot d_p/x) - 3,5\% \quad (64)$$

E a deformação total, acrescentando-se o pré-alongamento, é igual a:

$$\varepsilon_{pt} = \varepsilon_p + \varepsilon_{pn} \quad (65)$$

Assim, seja $\gamma_s = 1,15$, a deformação de cálculo é dada por: $\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{pt}/\gamma_s$.

Para armadura não aderente, como o alongamento da armadura não acompanha a deformação do concreto, na falta de valores experimentais e de análises não lineares adequadas, pode-se utilizar os valores de acréscimo de tensões para estruturas usuais de edifícios fornecidos no 17.2.2c) da ABNT NBR 6118 (2014), que deverá ser somado à tensão na armadura protendida devido o pré-alongamento ($\sigma_{pn} = P_n/A_p$).

– Para elementos com relação vão/altura útil ≤ 35 :

$$\sigma_p = \sigma_{pn} + 70 + \frac{f_{ck}}{100\rho_p} \leq \sigma_{pe} + 420MPa \leq f_{pyk} \quad (66)$$

– Para elementos com relação vão/altura útil > 35 :

$$\sigma_p = \sigma_{pn} + 70 + \frac{f_{ck}}{300\rho_p} \leq \sigma_{pe} + 210MPa \leq f_{pyk} \quad (67)$$

Onde:

ρ_p é a taxa geométrica da armadura ativa, correspondente à $\rho_p = A_p/b_c d_p$;

b_c é a largura da mesa de compressão;

d_p é a altura útil referida à armadura ativa;

σ_{pe} é a tensão efetiva na armadura protendida (após todas as perdas), devendo possuir valor maior ou igual a $0,5f_{ptk}$;

f_{pyk} é a tensão de escoamento da armadura protendida.

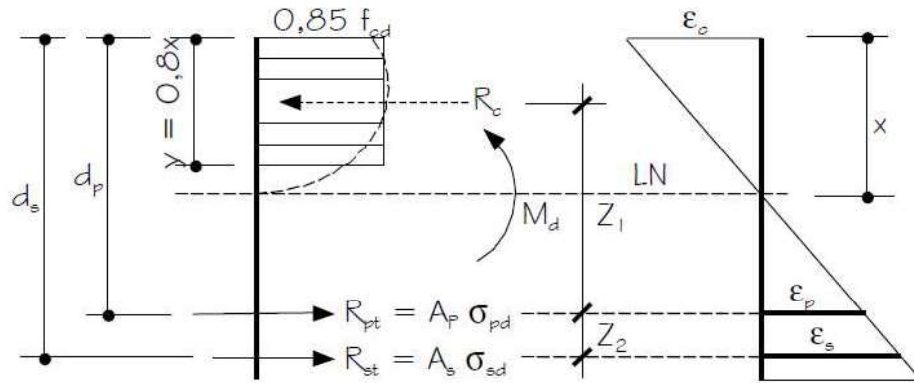
Por fim, da mesma forma que foi mostrado para a armadura aderente, a tensão de cálculo σ_{pd} será $\sigma_p/1,15$.

Seja R_c a força de compressão no concreto, R_{pt} a força de tração na armadura ativa, R_{st} a força de tração na armadura passiva suplementar e M_d o momento solicitante de cálculo, o equilíbrio da seção mostrada na Figura 63 é dado por:

$$\sum F_H = 0 \Rightarrow R_c = R_{pt} + R_{st} \quad (68)$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_d = R_c \cdot Z_1 + R_{st} \cdot Z_2 \quad (69)$$

Figura 63 – Esquema de forças de uma seção de concreto protendido no estágio III considerando diagrama retangular equivalente



Fonte: Emerick (2002)

Emerick (2002) recomenda que primeiro seja calculada as tensões na armadura considerando que apenas a armadura ativa é suficiente para suportar o carregamento atuante ($R_{pt} \geq R_c$). Nesse caso, deve-se colocar somente a armadura passiva mínima recomendada pela norma.

Para chegar aos valores de R_{pt} e R_c , deve ser calculado primeiro a tensão na armadura ativa, o que para armadura aderente deve ainda ser precedido pelo cálculo da posição da LN, dada pela equação (70):

$$M_d = R_c \cdot Z_1 = 0,8x \cdot b \cdot 0,85 f_{cd} \cdot (d_p - 0,4x) \quad (70)$$

Determinada a tensão na armadura ativa, calcula-se a resultante de compressão (71) no concreto e de tração na armadura protendida (72) para poder compará-las.

$$R_c = 0,8x \cdot b \cdot 0,85 f_{cd} \quad (71)$$

$$R_{pt} = \sigma_{pd} \cdot A_p \quad (72)$$

Se for verificado que $R_{pt} < R_c$: deve-se acrescentar uma armadura passiva suplementar, de forma que $R_{sd} = R_c - R_{pt}$. E a área de armadura passiva necessária poderá ser calculada por:

$$A_s = \frac{R_{st}}{f_{yd}} \quad (73)$$

Além disso, a NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que para que se tenha um adequado comportamento dútil em vigas e lajes, deve-se ter cuidado com o limite de ductilidade. Seja x a posição da linha neutra e d a altura útil da seção, a norma estabelece: $x/d \leq 0,45$ para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa e $x/d \leq 0,35$ para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa. Caso esses limites sejam ultrapassados, é necessário a utilização de armadura de compressão, o que não é muito comum para o caso de lajes.

8.8.5 Estado-limite último de ruptura por cisalhamento

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), as lajes podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante, quando a força cortante de cálculo, à uma distância d da face do apoio, obedecer à $V_{sd} \leq V_{Rd1}$, onde V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo e V_{Rd1} , a força cortante resistente de cálculo, dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd}k(1.2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp}]b_wd \quad (74)$$

Onde:

$\tau_{Rd} = 0,25f_{ctd}$ é a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento;

$f_{ctd} = f_{ctk,inf}/\gamma_c$ é a tensão de tração de cálculo, vide item 3.3.1 deste trabalho;

k é um coeficiente que para elementos em que 50% da armadura inferior não chega até o apoio tem valor $k = |1|$ e para os demais casos $k = |1,6 - d| \geq 1$, com d em metros;

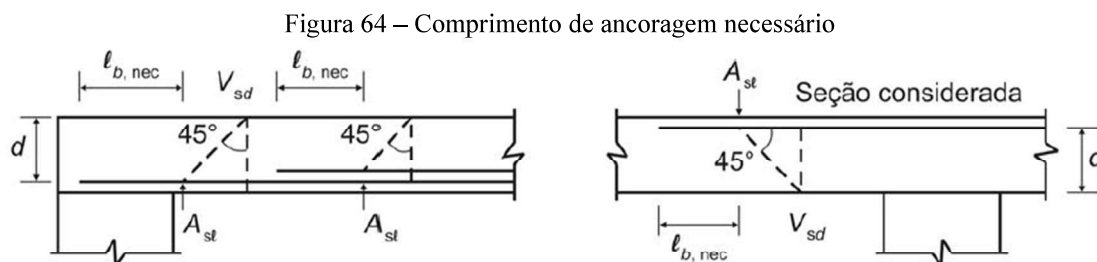
$$\rho_1 = A_{s1}/b_wd \leq 0,02;$$

A_{s1} é a área de armadura de tração que se estende até não menos que $d + l_{b,nec}$, além da seção considerada, com $l_{b,nec}$ definido no item 9.4.2.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme Figura 64;

b_w é a largura de 1 metro de laje;

d é a altura útil;

$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c$, onde N_{sd} é a força longitudinal na seção devida à protensão ou carregamento (a compressão é considerada com sinal positivo).



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Se for verificado que $V_{sd} > V_{Rd1}$, deve-se utilizar armadura transversal, que deverá obedecer a condição do item 19.4.2 da norma e ser distribuída conforme 18.3.2.3.1.

8.8.6 Estado-limite último de ruptura por punção

Para que seja verificada a resistência ao punçionamento, a ABNT NBR 6118 (2014) estabelece que seja feita a verificação do cisalhamento em uma ou mais superfícies críticas, definidas no entorno de forças concentradas, de forma que:

- Na primeira superfície crítica (contorno C), do pilar ou da carga concentrada, deve ser verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, através da tensão de cisalhamento;
- Na segunda superfície crítica (contorno C') afastada $2d$ do pilar ou carga concentrada, deve ser verificada a capacidade da ligação à punção, associada à resistência à tração diagonal; devendo ser verificada através de uma tensão de cisalhamento no contorno C';
- E, caso haja necessidade da ligação ser reforçada por armadura transversal, também deverá ser verificada a terceira superfície crítica (contorno C'').

A norma esclarece que, independente da superfície em análise, a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo (τ_{sd}) deve ser menor ou igual à tensão de cisalhamento resistente de cálculo (τ_{Rd}), ou seja: $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd}$. E nos três casos deve ser usada a força cortante solicitante (V_{sd}) para esta verificação.

Como comentado no item 4.3 deste trabalho, em lajes lisas é necessário comprovar sua resistência ao esforço cortante ao redor do suporte da laje. E, no caso de elementos protendidos, a NBR 6118 (ABNT, 2014) permite considerar o efeito favorável da componente

da força de protensão perpendicular ao plano médio da laje atuando no contorno crítico de punção, de forma que a tensão tangencial atuante pode ser reduzida da tensão devida ao efeito dos cabos de protensão inclinados que atravessam o contorno crítico considerado passando a menos de $d/2$ da face do pilar.

Dessa maneira, na verificação da laje ao puncionamento, deve-se considerar a tensão solicitante efetiva, correspondente à: $\tau_{sd,ef} = \tau_{sd} - \tau_{pd}$. Onde:

$$\tau_{pd} = \frac{\sum P_{k,inf,i} \sen \alpha_i}{u d} \quad (75)$$

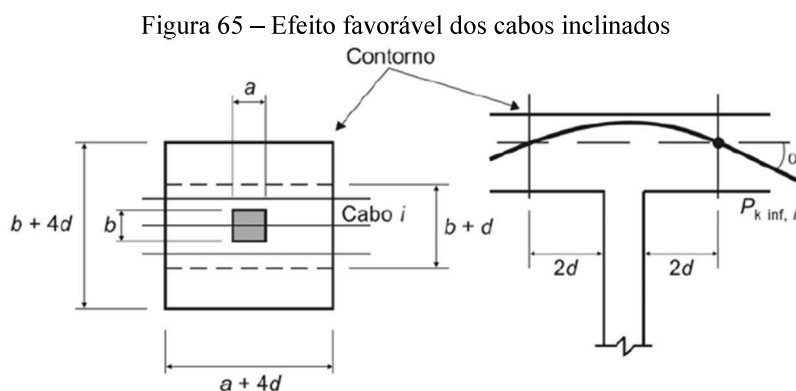
Seja:

τ_{pd} é a tensão devida ao efeito dos cabos de protensão inclinados que atravessam o contorno considerado e que passam a menos de $d/2$ da face do pilar (vide Figura 65);

$P_{k,inf,i}$ é a força de protensão no cabo i ;

α_i é a inclinação do cabo i em relação ao plano da laje no contorno considerado;

u é o perímetro crítico do contorno considerado, em que se calculam $\tau_{sd,ef}$ e τ_{sd} .



Fonte: ABNT (2014)

A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta em seu item 19.5 a metodologia de cálculo para a verificação da punção, na qual o cálculo da tensão solicitante varia conforme a posição do pilar em relação à laje (interno, de borda ou de canto) e a atuação de momento; e o cálculo da tensão resistente depende da superfície crítica em questão (C, C' ou C'').

Assim, tendo em vista o grau de detalhe exigido no cálculo da verificação da punção, e conseqüentemente o tempo que o mesmo demandaria, o seu estudo não será contemplado nessa ocasião e ficará como sugestão para futuros trabalhos.

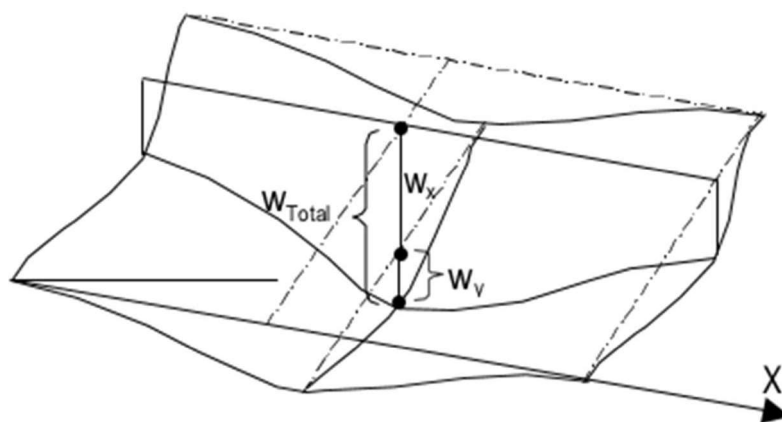
8.8.7 Estado-limite de deformação excessiva (ELS-DEF) – flechas

Segundo Emerick (2002), no caso de lajes protendidas, as flechas são calculadas considerando apenas o carregamento não equilibrado pela protensão. Além disso, o autor destaca que, após a obtenção do valor do deslocamento elástico da laje, deve-se levar em consideração os efeitos da perda de rigidez devido à fissuração, quando essa for importante, e ainda os efeitos da deformação lenta, relacionada à fluência.

Quando utilizado o método dos pórticos equivalentes, pode-se fazer uso de um processo simplificado para obtenção do deslocamento elástico máximo no meio do painel, que segundo Emerick (2002) consiste em:

- Para cada direção (x e y): Calcular o pórtico e obter a flecha máxima no vão correspondente ao painel que se deseja estudar;
- Somar as flechas nas direções x e y para obter a flecha total no centro do painel, que como mostrado na Figura 66 seria dada por: $w = w_x + w_y$.

Figura 66 – Cálculo aproximado da flecha pelo MPE



Fonte: Emerick (2002)

No caso de elementos estruturais com armadura ativa, a NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que, se não for ultrapassado o estado-limite de formação de fissuras, pode-se adotar $(EI)_{eq} = E_{cs}I_c$. Caso contrário, pode-se utilizar a equação (76) para calcular o valor de inércia equivalente, desde que I_{II} , M_r e M_a sejam calculados considerando à combinação de ações escolhida e acrescida a protensão, representada como ação externa equivalente (gerando força normal e momento fletor).

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c \quad (76)$$

Seja:

E_{cs} é o módulo de elasticidade secante, calculado conforme item 3.3.1e deste trabalho;

$I_c = bh^3/12$ é o momento de inércia da seção bruta de concreto, seja $b=1m$, no caso de lajes;

$I_{II} = bx^3/3 - \alpha_e A_s (d - x)^2$ é o momento de inércia da seção no estágio II, sendo o valor de “ x ” obtido a partir da equação $bx^2/2 - \alpha_e A_s (d - x) = 0$;

$$\alpha_e = E_s / E_{cs};$$

M_r é o momento de fissuração, que segundo Mello (2005) pode ser calculado por:

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t} + \frac{NI}{Ay_t} + Ne \quad (77)$$

α é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão à tração direta, cujo valor é 1,5 para seção retangular;

f_{ct} é a resistência à tração direta do concreto, que no caso dessa verificação específica corresponde à $f_{ct,m}$, que pode ser calculado conforme 3.3.1d;

y_t é a distância do C.G. da seção à fibra mais tracionada;

N é a força de protensão na seção;

A é a área da seção;

e é a excentricidade;

M_a é o momento máximo na seção crítica da laje, para a combinação de ações utilizada.

Para obter a flecha diferida no tempo (a_f), segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), basta multiplicar a parcela permanente da flecha imediata por $(1 + \varphi)$, onde φ é o coeficiente de fluência, dado pela Tabela 16. O valor de φ é dado em função da umidade média ambiente, do tempo t_0 em que começa a atuar o carregamento e da espessura fictícia $2A_c/u$, seja A_c a área da seção transversal e u o perímetro da seção em contato com a atmosfera.

Tabela 16 - Valores de coeficiente de fluência $\varphi(t_\infty, t_0)$

Umidade média ambiente %			40		55		75		90	
Espessura fictícia $2A_0/u$ cm			20	60	20	60	20	60	20	60
$\varphi(t_\infty, t_0)$ Concreto das classes C20 a C45	t_0 dias	5	4,6	3,8	3,9	3,3	2,8	2,4	2,0	1,9
		30	3,4	3,0	2,9	2,6	2,2	2,0	1,6	1,5
		60	2,9	2,7	2,5	2,3	1,9	1,8	1,4	1,4
$\varphi(t_\infty, t_0)$ Concreto das classes C50 a C90		5	2,7	2,4	2,4	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5
		30	2,0	1,8	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1	1,1
		60	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	1,2	1,0	1,0

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014), adaptada pela Autora (2017)

Somando-se as parcelas da flecha elástica (a_i) e da flecha diferida no tempo obtém-se a flecha total: $a_t = a_i + a_f$, na qual deve ainda ser feita a combinação. Este resultado deve ser menor que os deslocamentos limites estabelecidos no item 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), dos quais consideraremos apenas os limites relacionados à aceitabilidade sensorial: efeito visual desagradável ou vibrações indesejáveis, apresentados na Tabela 17. Para o primeiro caso deve-se utilizar a flecha oriunda da combinação quase permanente e para o segundo a sobrecarga.

Tabela 17 – Deslocamentos limites

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	1/250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	1/350
NOTAS				
1 Todos os valores limites de deslocamentos supõem elementos de vão l suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.				
2 Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor l é o menor vão.				
3 O deslocamento total deve ser obtido a partir da combinação das ações características ponderadas pelos coeficientes definidos no item 7.2 e 7.3 deste trabalho.				
4 Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.				

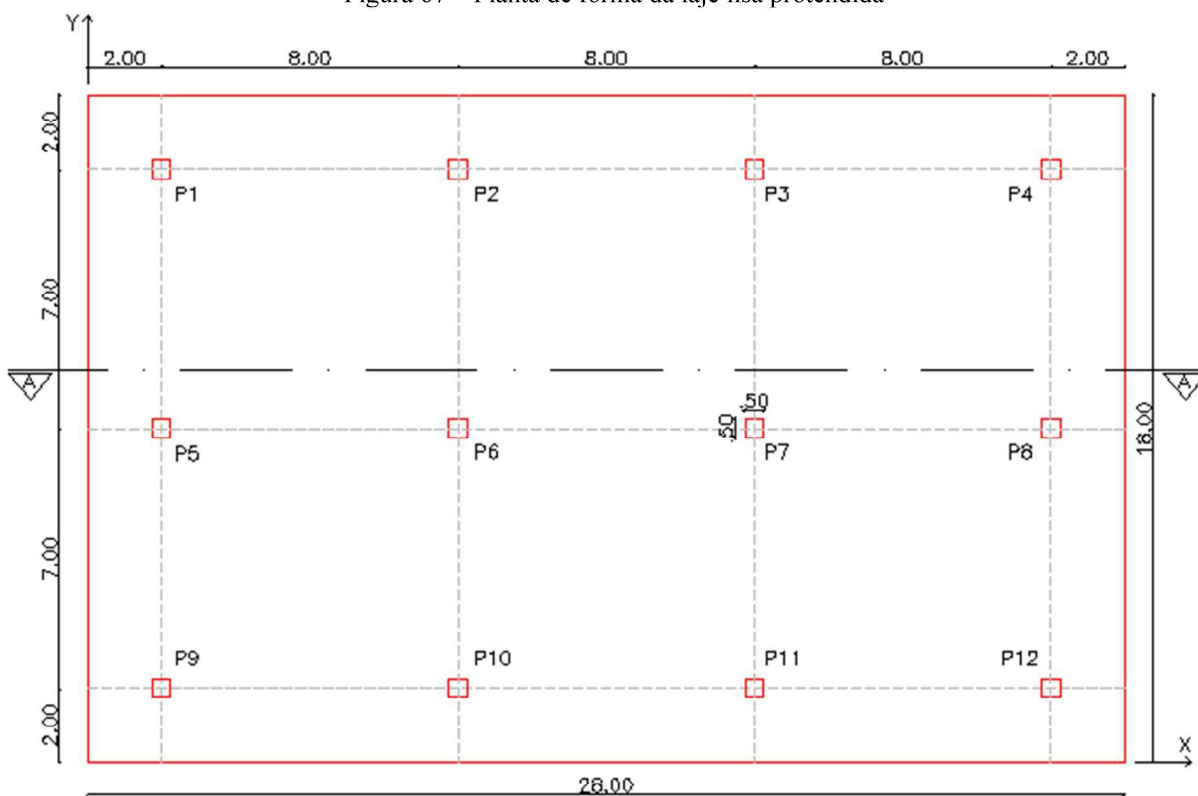
Fonte: ABNT NBR 6118 (2014), adaptado pela Autora (2017)

9 EXEMPLO NUMÉRICO

Neste capítulo será desenvolvido o projeto da laje do pavimento tipo de um edifício utilizado para escritórios. O dimensionamento é feito conforme as etapas apresentadas no capítulo anterior, embasando-se nas informações dos capítulos 3, 6 e 7.

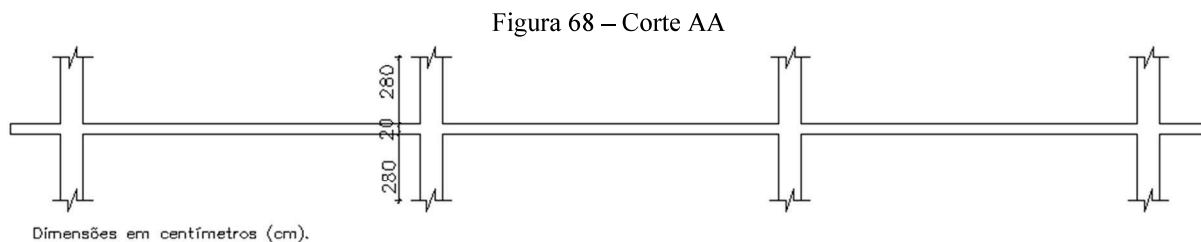
A laje que será tomada como exemplo mede 28 x 18 m e tem a distribuição de pilares (50 x 50 cm) mostrada na planta e no corte a seguir (Figura 67). Esta corresponde ao pavimento tipo de um hipotético edifício composto por escritórios na cidade de São Luís – MA. Supõe-se que, internamente, a vedação será feita com divisórias leves e o contorno do prédio contém um parapeito de um metro de altura, feito com alvenaria de tijolo cerâmico ($e = 9$ cm) rebocado em ambos os lados.

Figura 67 – Planta de forma da laje lisa protendida



Fonte: Autora (2017)

Com base na Tabela 6, como o maior vão tem oito metros, será adotada uma espessura de laje de valor $h = 20\text{cm}$. Assim, tem-se a seguinte configuração para o corte longitudinal (Figura 68).



Fonte: Autora (2017)

9.1 PARÂMETROS DE PROJETO

a) Classe de agressividade ambiental

Como o prédio é idealizado num meio urbano (São Luís), considerando que não estará tão próximo da orla litorânea, a partir do Quadro 2 pode-se enquadrá-lo numa classe de agressividade ambiental moderada, ou seja: *CAA II*.

b) Cobrimento

Para a CAA definida, pela Tabela 8 determina-se o cobrimento mínimo exigido para lajes protendidas: $c=3\text{ cm}$.

c) Sistema de protensão

Buscando principalmente maior simplicidade e rapidez durante colocação dos cabos, será adotado o sistema de *pós-tração* do tipo *não aderente*, com ancoragem a partir de cunhas cravadas.

d) Nível de protensão

Com base nos parâmetros já definidos e no Quadro 6, o nível de protensão a ser utilizado é o *nível 1 (protensão parcial)*, no qual é exigida a verificação do ELS-W ($w_k \leq 0,2\text{mm}$) para a combinação frequente de ações.

e) Operação de protensão

A protensão deverá ser realizada numa idade de *5 dias* após a concretagem, devendo ser utilizada ancoragem ativa de um lado, e passiva do outro.

f) Concreto

Por se tratar de concreto protendido exposto à CAA II, a Tabela 1 estabelece que segundo a ABNT NBR 6118:2014 deve-se adotar valores mínimos de concreto C30 e fator $a/c=0,55$. Assim, será adotado um concreto classe C50. Suas propriedades são:

- Peso específico: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias: $f_{ck} = 50 \text{ MPa} = 5 \text{ kN/cm}^2$

– Resistência à tração:

$$\text{Média: } f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 50^{2/3} \Rightarrow f_{ct,m} = 4,072 \text{ MPa}$$

$$\text{Inferior: } f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 4,072 = 2,85 \text{ MPa}$$

$$\text{Superior: } f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} = 1,3 \cdot 4,072 = 5,29 \text{ MPa}$$

– Módulo de elasticidade:

$$\text{Inicial aos 28 dias: } E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1.5600 \cdot \sqrt{50} \Rightarrow E_{ci} = 39.597,98 \text{ MPa}$$

$$\text{Secante aos 28 dias: } E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = 0,925 \cdot 39,67 \Rightarrow E_{cs} = 36.628,13 \text{ MPa}$$

$$\text{Seja: } \alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot f_{ck}/80 = 0,8 + 0,2 \cdot 50/80 = 0,925 \leq 1,0$$

g) Armadura ativa

Serão utilizadas monocordoalhas engraxadas – CP 190 RB 12.7, cujas propriedades dadas na Tabela 5, são:

Diâmetro nominal: $\phi 12.7 \text{ mm}$

$$\text{Área nominal: } A_p = 99 \text{ mm}^2 = 99 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

Módulo de elasticidade: $E_p = 200.000 \text{ MPa}$

$$\text{Carga mínima de ruptura: } 187 \text{ kN} = 187 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$f_{ptk} = F_{ptk}/A_p = 187 \cdot 10^3 / (99 \cdot 10^{-6}) = 1,89 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2 = 1890 \text{ MPa}$$

$$\text{Carga mínima a 1\% de deformação: } 169 \text{ kN} = 169 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$f_{pyk} = F_{pyk}/A_p = 169.10^3/(99.10^{-6}) = 1,71.10^9 \text{ N/m}^2 = 1710 \text{ MPa}$$

h) Armadura passiva

Será adotado aço CA-50, cujas propriedades são:

Resistência característica ao escoamento: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidade: $E_s = 210.000 \text{ MPa}$

9.2 CARREGAMENTOS ATUANTES NA LAJE

a) Permanente

Peso próprio: $g_1 = \gamma_c \cdot h = 25.0,20 = 5 \text{ kN/m}^2$

Revestimento: $g_2 = 1 \text{ kN/m}^2$

Divisórias: $g_3 = 1 \text{ kN/m}^2$

Será considerado ainda em todo o contorno do prédio um parapeito de altura $h=1 \text{ m}$, cuja carga linear corresponde à $g_4 = 2,4 \text{ kN/m}^2 \cdot h = 2,4.1,0 = 2,4 \text{ kN/m}$.

b) Acidental

Sobrecarga: Pelo Anexo A, obtém-se $q = 2 \text{ kN/m}^2$ para escritórios.

9.3 DETERMINAÇÃO DO CARREGAMENTO A SER EQUILIBRADO COM A PROTENSÃO

– Pelo critério do ACI 423: $g_1 + 0,50 = 5 + 0,50 = 5,5 \text{ kN/m}^2$

– Pelo critério comum aos projetistas: $g_1 + 10\% p_t = 5 + 0,10.(5+1+1+2) = 5,9 \text{ kN/m}^2$

Assim, será adotado o maior valor para o carregamento equilibrado ($p=5,9 \text{ kN/m}^2$), e para os balanços tem-se $g_4 = 2,40 \text{ kN/m}$.

9.4 TRAÇADO VERTICAL DOS CABOS

Será adotado o maior valor possível para as excentricidades, fixando os cabos nos limites inferior ($Y_{\min} = c$) e superior ($Y_{\max} = h - c$) da laje. Seja $h = 20\text{cm}$ a altura da laje e $c = 3\text{cm}$ o cobrimento, tem-se:

$$Y_{\min} = 3\text{cm}$$

$$Y_{\max} = 20 - 3 = 17\text{cm}$$

Considerando a distância até o ponto de inflexão (d_2) correspondente à 10% do vão, a ordenada deste ponto pode ser obtida pela equação (8):

– Para os vãos intermediários:

$$\text{Direção } y: L_1 = 7\text{m} = 700\text{cm}:$$

$$\alpha L_1 = 0,1 \times 700 \Rightarrow d_{2,1} = 70\text{cm}$$

$$d_{,1} = 700/2 = 350\text{cm}$$

$$d_{1,1} = d_{,1} - d_{2,1} = 350 - 70 = 280\text{cm}$$

$$Y_{c,1} = Y_{\min} + \frac{d_{1,1}}{d_{,1}} \cdot (Y_{\max} - Y_{\min}) = 3 + \frac{280}{350} (17 - 3) \Rightarrow Y_{c,1} = 14,20\text{cm}$$

$$\text{Direção } x: L_2 = 8\text{m} = 800\text{cm}:$$

$$\alpha L_2 = 0,1 \times 800 \Rightarrow d_{2,2} = 80\text{cm}$$

$$d_{,2} = 800/2 = 400\text{cm}$$

$$d_{1,2} = d_{,2} - d_{2,2} = 400 - 80 = 320\text{cm}$$

$$Y_{c,2} = Y_{\min} + \frac{d_{1,2}}{d_{,2}} \cdot (Y_{\max} - Y_{\min}) = 3 + \frac{320}{400} (17 - 3) \Rightarrow Y_{c,2} = 14,20\text{cm}$$

– Para o balanço:

Para que o cabo seja ancorado corretamente, será obedecida a recomendação da ABNT NBR 6118 (2014) de manter retilíneo os últimos 50cm do cabo, deixando ainda uma extensão de 40cm passando da borda da laje, para a operação do macaco hidráulico. Dessa forma:

$$\text{Direção } x \text{ e } y: L_3 = 2\text{m} = 200\text{cm}:$$

$$\alpha L_3 = 0,1 \times 200 \Rightarrow d_{2,3} = 20\text{cm}$$

$$d_{,3} = 200 - 50 = 150\text{cm}$$

$$d_{1,3} = d_{,3} - d_{2,3} = 150 - 20 = 130\text{cm}$$

$$Y_{c,3} = \frac{h}{2} + \frac{d_{1,3}}{d_{,3}} \cdot \left(\frac{h}{2} - c \right) = \frac{20}{2} + \frac{130}{150} \cdot \left(\frac{20}{2} - 3 \right) \Rightarrow Y_{c,3} \cong 16,10\text{cm}$$

Os perfis resultantes, em cada direção da laje, são apresentados no Apêndice A.

9.5 PERDAS DE PROTENSÃO

Para este projeto serão calculadas as perdas de protensão imediatas para cada direção da laje e depois será estimado um percentual para as perdas diferidas no tempo.

As perdas reduzem em um certo percentual a carga inicial aplicada pelo macaco hidráulico, que pode ser calculada através de $P_i = \sigma_{pi} \cdot A_{P, cord}$.

Pela Figura 45, tem-se que no caso de pós tração com utilização de cordoalhas engraxadas com aço de relaxação baixa, a tensão na armadura de protensão na saída do aparelho de tração (σ_{pi}) é dada pelo menor entre $\sigma_{pi} \leq 0,80f_{ptk}$ e $\sigma_{pi} \leq 0,88f_{pyk}$, assim:

$$\sigma_{pi} \leq 0,80.1890 = 1512,0 \text{ MPa}$$

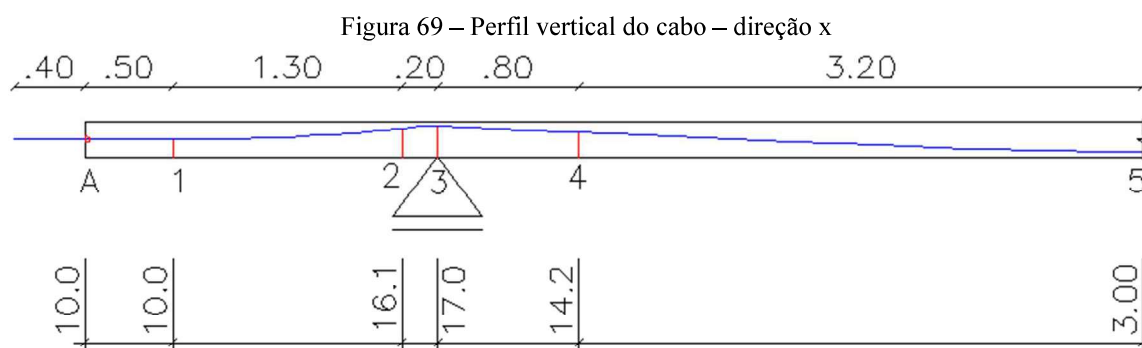
$$\sigma_{pi} \leq 0,88.1710 = 1504,8 \text{ MPa}$$

Logo, será adotado o valor de tensão $\sigma_{pi} = 1504,8 \text{ MPa}$. E consequentemente, para $A_p = 99 \text{ mm}^2$, tem-se a força:

$$P_i = (1504,8.10^3). (99.10^{-6}) \Rightarrow P_i = 148,98 \text{ kN} \cong 150 \text{ kN}$$

a) Perdas por atrito

Para calcular as perdas de protensão por atrito é necessário que se calcule primeiro as excentricidades (f_i) e os comprimentos dos trechos de cabo (L_i). Com base na Figura 69, e utilizando a equação (15), encontrou-se os resultados apresentados na Tabela 18.



OBS: COTAS E DIMENSÕES EM CENTÍMETROS.

Fonte: Autora (2017)

Tabela 18 – Excentricidades e comprimentos dos trechos de cabo - direção x

DESVIOS ANGULARES - DIREÇÃO X					
Seção	Xi (m)	Yi (m)	Li(m)	fi (m)	ai (rad)
A (anc. ativa)	0,00	0,100	0,00	0,000	0,000
1	0,50	0,100	0,50	0,000	0,000
2	1,80	0,161	1,30	0,061	0,094
3	2,00	0,170	0,20	0,009	0,090
4	2,80	0,142	0,80	0,028	0,070
5	6,00	0,030	3,20	0,112	0,070
6	9,20	0,142	3,20	0,112	0,070
7	10,00	0,170	0,80	0,028	0,070
8	10,80	0,142	0,80	0,028	0,070
9	14,00	0,030	3,20	0,112	0,070
10	17,20	0,142	3,20	0,112	0,070
11	18,00	0,170	0,80	0,028	0,070
12	18,80	0,142	0,80	0,028	0,070
13	22,00	0,030	3,20	0,112	0,070
14	25,80	0,142	3,80	0,112	0,059
15	26,00	0,170	0,20	0,028	0,273
16	26,20	0,161	0,20	0,009	0,090
17	27,50	0,100	1,30	0,061	0,094
B (anc. passiva)	27,97	0,100	0,47	0,000	0,000

Fonte: Autora (2017)

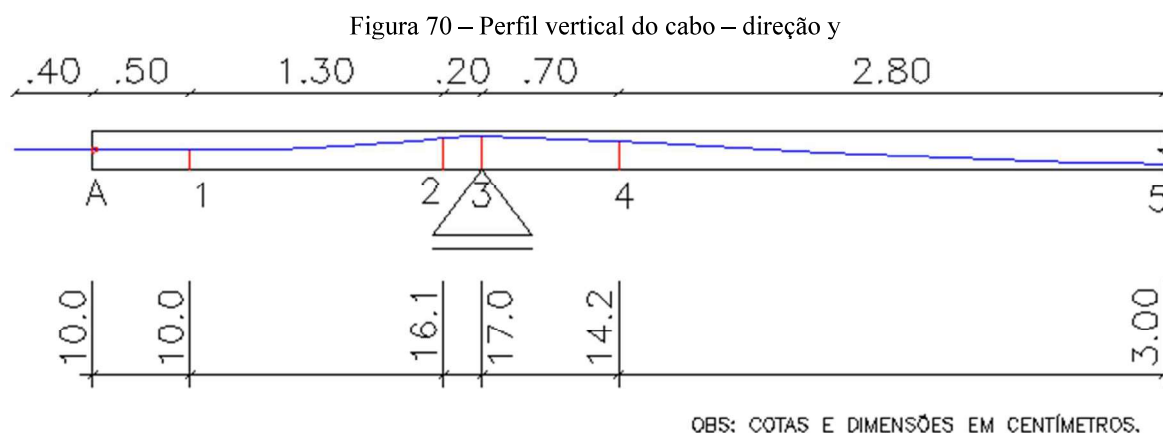
Seja $\mu = 0,05$ (para cordoalhas engraxadas) e $k = 0,01\mu = 0,01.0,05 = 0,0005$, pela Equação (14), obtemos então os valores da força de protensão e da tensão ($P(x)$).Ap) descontando as perdas por atrito para cada abscissa (Tabela 19).

Tabela 19 – Cálculo da força e tensão de protensão com as perdas por atrito (direção x)

PERDAS POR ATRITO - DIREÇÃO X					
Seção	Xi (m)	ai (rad)	$\sum a$ (rad)	P(x) (kN)	$\sigma P(x)$ (MPa)
A (anc. ativa)	0,00	0,000	0,000	150,00	1515,15
1	0,50	0,000	0,000	149,96	1514,77
2	1,80	0,094	0,094	149,17	1506,72
3	2,00	0,090	0,183	148,48	1499,83
4	2,80	0,070	0,253	147,91	1494,00
5	6,00	0,070	0,323	147,15	1486,40
6	9,20	0,070	0,393	146,41	1478,85
7	10,00	0,070	0,463	145,84	1473,10
8	10,80	0,070	0,533	145,27	1467,38
9	14,00	0,070	0,603	144,53	1459,92
10	17,20	0,070	0,673	143,80	1452,50
11	18,00	0,070	0,742	143,24	1446,86
12	18,80	0,070	0,812	142,68	1441,23
13	22,00	0,070	0,882	141,96	1433,91
14	25,80	0,059	0,941	141,27	1426,98
15	26,00	0,273	1,214	139,34	1407,50
16	26,20	0,090	1,304	138,70	1401,05
17	27,50	0,094	1,397	137,97	1393,61
B(anc. passiva)	27,97	0,000	1,397	137,93	1393,28

Fonte: Autora (2017)

Para o cabo de menor extensão (direção y) tem-se as excentricidades mostradas na Figura 70.



Fonte: Autora (2017)

Seguindo a mesma metodologia para a direção y, foram obtidos os seguintes valores de desvios (Tabela 20) e forças e tensões de protensão após efeito do atrito (Tabela 21).

Tabela 20 – Excentricidades e comprimentos dos trechos de cabo - direção y

DESVIOS ANGULARES - DIREÇÃO Y					
Seção	Xi (m)	Yi (m)	Li(m)	fi (m)	αi (rad)
A (anc. ativa)	0,00	0,100	0,00	0,000	0,000
1	0,50	0,100	0,50	0,000	0,000
2	1,80	0,161	1,30	0,061	0,094
3	2,00	0,170	0,20	0,009	0,090
4	2,70	0,142	0,70	0,028	0,080
5	5,50	0,030	2,80	0,112	0,080
6	8,30	0,142	2,80	0,112	0,080
7	9,00	0,170	0,70	0,028	0,080
8	9,70	0,142	0,70	0,028	0,080
9	12,50	0,030	2,80	0,112	0,080
10	15,30	0,142	2,80	0,112	0,080
11	16,00	0,170	0,70	0,028	0,080
12	16,20	0,161	0,20	0,009	0,090
13	17,50	0,100	1,30	0,061	0,094
B (anc. passiva)	17,97	0,100	0,47	0,000	0,000

Fonte: Autora (2017)

Tabela 21 – Cálculo da força e tensão de protensão com as perdas por atrito (direção y)

PERDAS POR ATRITO - DIREÇÃO Y					
Seção	Xi (m)	α_i (rad)	$\sum \alpha$ (rad)	P(x) (kN)	$\sigma P(x)$ (MPa)
A (anc. ativa)	0,00	0,000	0,000	150,00	1515,15
1	0,50	0,000	0,000	149,96	1514,77
2	1,80	0,094	0,094	149,17	1506,72
3	2,00	0,090	0,183	148,48	1499,83
4	2,70	0,080	0,263	147,84	1493,33
5	5,50	0,080	0,343	147,04	1485,30
6	8,30	0,080	0,423	146,25	1477,31
7	9,00	0,080	0,503	145,62	1470,91
8	9,70	0,080	0,582	144,99	1464,54
9	12,50	0,080	0,662	144,21	1456,67
10	15,30	0,080	0,742	143,43	1448,83
11	16,00	0,080	0,822	142,81	1442,56
12	16,20	0,090	0,912	142,16	1435,95
13	17,50	0,094	1,005	141,40	1428,32
B(anc. passiva)	17,97	0,000	1,005	141,37	1427,99

Fonte: Autora (2017)

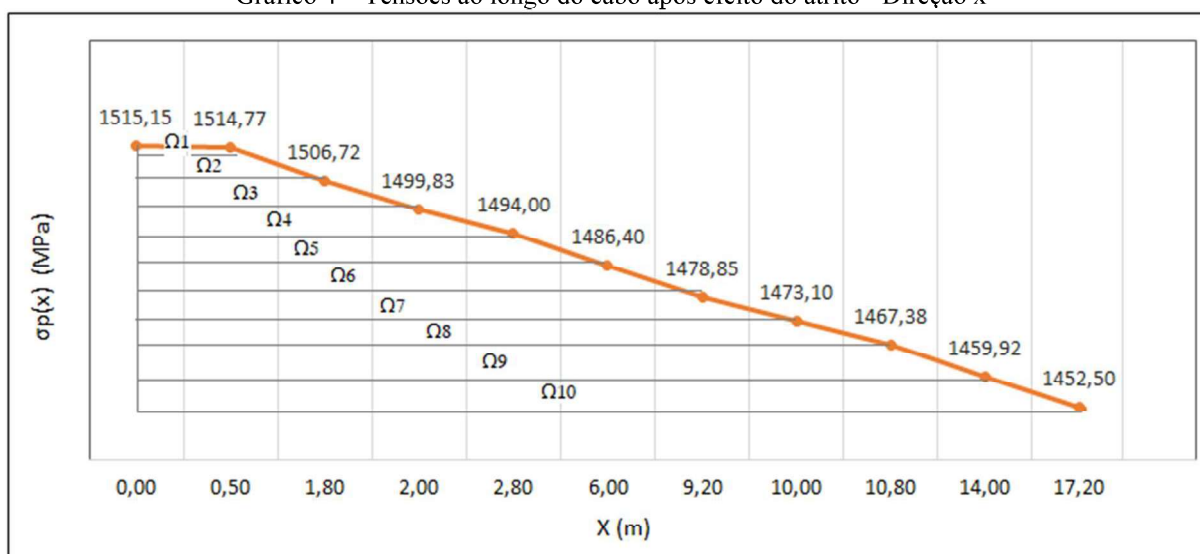
b) Perdas por acomodação das ancoragens

Seja $E_p = 200.000$ MPa e $\delta = 4$ mm, a área atingida pela perda por acomodação é $\Omega_{ac} = E_p \cdot \delta = 200000 \cdot (4 \cdot 10^{-3}) = 800$ MPa.m. Mas como a área calculada é triangular, e X_{ac} é a altura desse triângulo, pode-se dividir essa área em duas simétricas, considerando:

$$\Omega_{ac}/2 = 400 \text{ MPa.m}$$

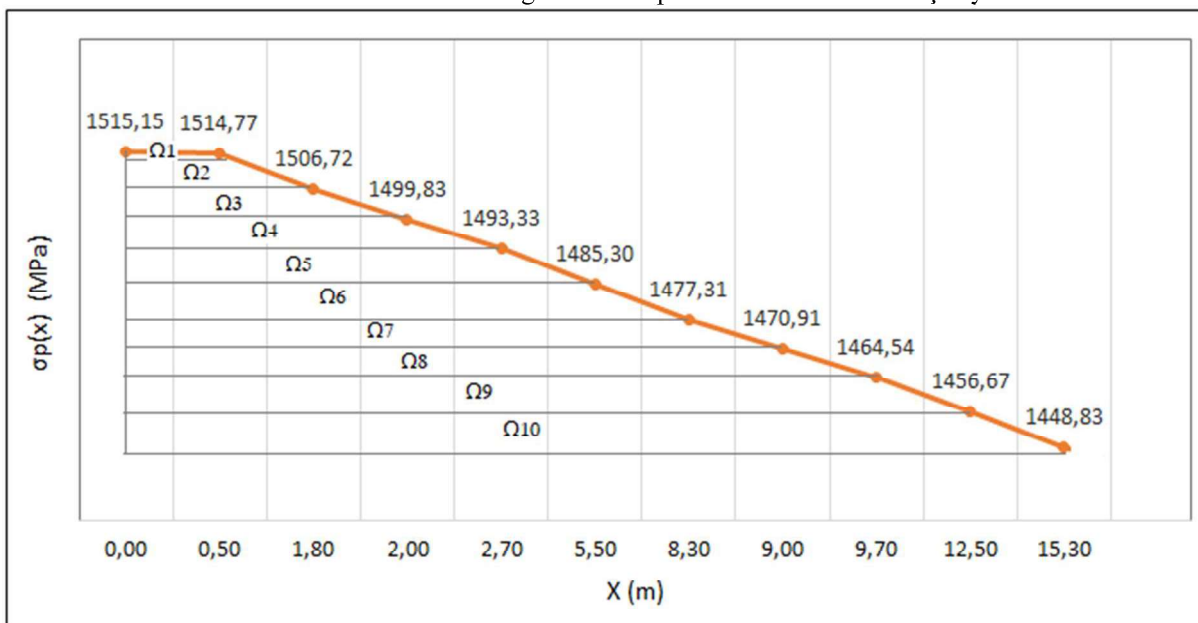
Com os valores das tensões obtidas após a consideração das perdas por atrito, traçou-se o Gráfico 4 e 5, para respectivamente as direções x e y.

Gráfico 4 – Tensões ao longo do cabo após efeito do atrito - Direção x



Fonte: Autora (2017)

Gráfico 5 – Tensões ao longo do cabo após efeito do atrito - Direção y



Fonte: Autora (2017)

Com o auxílio dos gráficos, calculou-se as áreas correspondentes a cada ponto. Verificando-se que o ponto X_{ac} está entre as seções 9 e 10 para a direção X e Y, pois são os intervalos que contém o valor $\Omega_{ac}/2 = 400$, conforme mostrado na Tabela 22 e 23.

Tabela 22 – Cálculo das áreas para determinação da posição de X_{ac} – direção X

DIREÇÃO X				
Seção	X_i (m)	σ_{at} (MPa)	Ω_i	$\sum \Omega_i$
A (anc. ativa)	0,00	1515,15	0,00	0,00
1	0,50	1514,77	0,09	0,09
2	1,80	1506,72	9,26	9,35
3	2,00	1499,83	13,10	22,46
4	2,80	1494,00	13,99	36,45
5	6,00	1486,40	33,40	69,85
6	9,20	1478,85	57,40	127,25
7	10,00	1473,10	55,18	182,43
8	10,80	1467,38	59,55	241,98
9	14,00	1459,92	92,46	334,44
10	17,20	1452,50	115,73	450,16
11	18,00	1446,86	99,36	549,52
12	18,80	1441,23	103,47	653,00
13	22,00	1433,91	149,40	802,39
14	25,80	1426,98	165,60	968,00
15	26,00	1407,50	504,72	1472,72
16	26,20	1401,05	168,15	1640,87
17	27,50	1393,61	199,92	1840,79
B (anc. passiva)	27,97	1393,28	9,08	1849,87

Fonte: Autora (2017)

Tabela 23 – Cálculo das áreas para determinação da posição de X_{ac} – direção Y

DIREÇÃO Y				
Seção	X_i (m)	σ_{at} (MPa)	Ω_i	$\Sigma \Omega_i$
A (anc. ativa)	0,00	1515,15	0,00	0,00
1	0,50	1514,77	0,09	0,09
2	1,80	1506,72	9,26	9,35
3	2,00	1499,83	13,10	22,46
4	2,70	1493,33	15,27	37,73
5	5,50	1485,30	32,92	70,65
6	8,30	1477,31	55,11	125,75
7	9,00	1470,91	55,36	181,11
8	9,70	1464,54	59,58	240,69
9	12,50	1456,67	87,41	328,10
10	15,30	1448,83	108,87	436,97
11	16,00	1442,56	98,23	535,20
12	16,20	1435,95	106,31	641,51
13	17,50	1428,32	128,59	770,10
B(anc. passiva)	17,97	1427,99	5,95	776,05

Fonte: Autora (2017)

Com isso, seja $\sigma_{Pi} = P_i/A_p = 150.10^3/99 = 1515,15 \text{ MPa}$, aplicando o passo a passo do item 8.3.2, encontrou-se os seguintes valores:

– Para direção X:

$$X_a = 14,00 \text{ m}$$

$$X_d = 17,20 \text{ m}$$

$$\Delta X = X_d - X_a = 17,20 - 14,00 = 3,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{Pa} = 1459,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Pd} = 1452,50 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma = \sigma_{Pa} - \sigma_{Pd} = 1459,92 - 1452,50 = 7,42 \text{ MPa}$$

$$\sum_{x=x_0}^{x=x_d} \Omega = \sum_{x=0}^{x=15,30} \Omega = 450,16 \text{ MPa.m}$$

$$X_{ac} = \sqrt{X_a^2 + 2 \cdot \sum_{x=x_0}^{x=x_d} \Omega \cdot \frac{X_d - X_a}{\sigma_{Pa} - \sigma_{Pd}}} = \sqrt{14,0^2 + 2 \cdot 450,16 \cdot \frac{3,20}{7,42}} = 15,89 \text{ m}$$

$$\sigma_{P,ac} = \sigma_{Pd} + \frac{\Delta \sigma \cdot (X_d - X_{ac})}{\Delta X} = 1452,50 + \frac{(7,42) \cdot (17,20 - 15,89)}{3,20} = 1455,54 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{P,anc} = (\sigma_{Pi} - \sigma_{P,ac}) \cdot 2 = (1515,15 - 1455,54) \cdot 2 = 119,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Pi,anc} = \sigma_{Pi} - \Delta \sigma_{P,anc} = 1515,15 - 119,23 = 1395,92 \text{ MPa}$$

– Para direção Y:

$$X_a = 12,50 \text{ m}$$

$$X_d = 15,30 \text{ m}$$

$$\Delta X = X_d - X_a = 15,30 - 12,50 = 2,80 \text{ m}$$

$$\sigma_{Pa} = 1456,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Pd} = 1448,83 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma = \sigma_{Pa} - \sigma_{Pd} = 1456,67 - 1448,83 = 7,83 \text{ MPa}$$

$$\sum_{x=x_0}^{x=x_d} \Omega = \sum_{x=0}^{x=15,30} \Omega = 436,97 \text{ MPa.m}$$

$$X_{ac} = \sqrt{X_a^2 + 2 \cdot \sum_{x=x_0}^{x=x_d} \Omega \cdot \frac{X_d - X_a}{\sigma_{Pa} - \sigma_{Pd}}} = \sqrt{12,5^2 + 2 \cdot 436,97 \cdot \frac{2,80}{7,83}} = 14,41 \text{ m}$$

$$\sigma_{P,ac} = \sigma_{Pd} + \frac{\Delta\sigma \cdot (X_d - X_{ac})}{\Delta X} = 1448,83 + \frac{(7,83) \cdot (15,30 - 14,41)}{2,80} = 1451,32 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{P,anc} = (\sigma_{Pi} - \sigma_{P,ac}) \cdot 2 = (1515,15 - 1451,32) \cdot 2 = 127,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Pi,anc} = \sigma_{Pi} - \Delta\sigma_{P,anc} = 1515,15 - 127,66 = 1387,49 \text{ MPa}$$

Por fim, seja $\mu = 0,05$ e $k = 0,0005$, com base nos valores de σ_{Pi} e $\sigma_{Pi,anc}$ encontrados para cada direção, calcula-se os valores das tensões considerando os efeitos das perdas por atrito e por acomodação da ancoragem, mostrados na Tabelas 24 e 25.

Para isso, deve-se utilizar as equações (21) e (22):

$$\text{Se } X \leq X_{ac} \Rightarrow \sigma_p = \sigma_{Pi,anc} \cdot e^{(\mu \sum \alpha + kx)}$$

$$\text{Se } X > X_{ac} \Rightarrow \sigma_p = \sigma_{Pi} \cdot e^{-(\mu \sum \alpha + kx)}$$

Tabela 24 – Tensões ao longo do cabo após as perdas por atrito e acomodação das ancoragens – direção X

DIREÇÃO X			
Seção	Xi (m)	$\sum \alpha$ (rad)	σ_{at+ac} (MPa)
A (anc. ativa)	0,00	0,000	1395,92
1	0,50	0,000	1396,27
2	1,80	0,094	1403,73
3	2,00	0,183	1410,18
4	2,80	0,253	1415,69
5	6,00	0,323	1422,92
6	9,20	0,393	1430,18
7	10,00	0,463	1435,76
8	10,80	0,533	1441,37
9	14,00	0,603	1448,73
10	17,20	0,673	1452,50
11	18,00	0,742	1446,86
12	18,80	0,812	1441,23
13	22,00	0,882	1433,91
14	25,80	0,941	1426,98
15	26,00	1,214	1407,50
16	26,20	1,304	1401,05
17	27,50	1,397	1393,61
B (anc. passiva)	27,97	1,397	1393,28

Fonte: Autora (2017)

Tabela 25– Tensões ao longo do cabo após as perdas por atrito e acomodação das ancoragens – direção Y

DIREÇÃO Y			
Seção	Xi (m)	$\sum \alpha$ (rad)	σ_{at+ac} (MPa)
A (anc. ativa)	0,00	0,000	1387,49
1	0,50	0,000	1387,84
2	1,80	0,094	1395,25
3	2,00	0,183	1401,67
4	2,70	0,263	1407,77
5	5,50	0,343	1415,38
6	8,30	0,423	1423,03
7	9,00	0,503	1429,22
8	9,70	0,582	1435,44
9	12,50	0,662	1443,20
10	15,30	0,742	1448,83
11	16,00	0,822	1442,56
12	16,20	0,912	1435,95
13	17,50	1,005	1428,32
B(anc. passiva)	17,97	1,005	1427,99

Fonte: Autora (2017)

Tirando a média entre os valores extremos $(\sigma_{maior} - \sigma_{menor})/2$ e depois a média geral entre os valores de tensão obtidos $(\sum \sigma / n)$, encontrou-se os valores de perdas de protensão em relação à tensão na saída do macaco (σ_{Pi}) , apresentados na Tabela 26.

Tabela 26 – Perda de protensão média devido atrito e acomodação da ancoragem

Critério	Direção X			Direção Y		
	Tensão final (MPa)	% Perda	%Adotado	Tensão final (MPa)	% Perda	%Adotado
Média entre maior e menor valor	1422,89	6,09%	6,22%	1418,16	6,40%	6,40%
Valor médio geral	1420,93	6,22%		1420,66	6,24%	

Fonte: Autora (2017)

c) Perdas por encurtamento linear

Como não se sabe ainda o número de cabos necessários, será considerado o valor médio sugerido pelo CEB-FIP (2005) de 5 MPa para as perdas por encurtamento. Dessa forma, o percentual de correspondente será:

$$\Delta\sigma_{p,enc} = \frac{5 \text{ MPa}}{\left(\frac{P_i}{A_p}\right)} = \frac{5}{\left(\frac{150.10^3}{99}\right)} \Rightarrow \Delta\sigma_p = 0,0033 = 0,33\%$$

d) Perdas diferidas no tempo

Para as perdas diferidas no tempo será adotado um percentual de 12%, conforme orientação do CEB-FIP (2005).

e) Perdas Totais

Somando a parcelas da perda por atrito e acomodação com a referente ao encurtamento elástico do concreto obtém-se as perdas imediatas, que serão utilizadas para a verificação no ato da protensão ($t=0$).

$$\text{Direção X: } 6,22 + 0,33 = 6,55\%$$

$$\text{Direção Y: } 6,40 + 0,33 = 6,73\%$$

E para o tempo infinito, somando-se a estes valores a parcela referente às perdas diferidas, obtém-se:

$$\text{Direção X: } 6,55 + 12 = 18,55\%$$

$$\text{Direção Y: } 6,73 + 12 = 18,73\%$$

Assim, a Tabela 27 indica as forças de protensão após desconto de todas as perdas.

Tabela 27 – Força de protensão final

Tempo/Direção	Direção X		Direção Y	
	% Perda	Força (kN)	% Perda	Força (kN)
Ato da protensão (t=0)	6,55%	140,2	6,73%	139,9
Tempo infinito (t=∞)	18,55%	122,2	18,73%	121,9

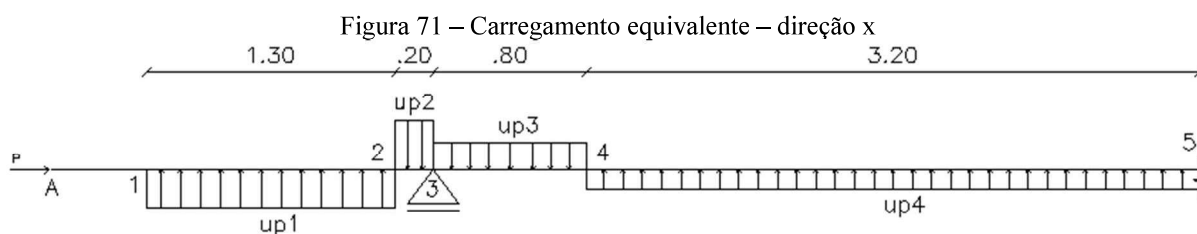
Fonte: Autora (2017)

9.6 DETERMINAÇÃO DO CARREGAMENTO EQUIVALENTE

Considerando o efeito da protensão, para cada direção (x e y), a carga equivalente assumirá quatro valores distintos ao longo do cabo (vide Figuras 71 e 72), que podem ser calculados pela equação (30).

Adotando um feixe de duas cordoalhas, obtém-se:

– Na direção X:



Fonte: Autora (2017)

No ato da protensão (t = 0):

$$P = 140,2 \cdot 2 = 280,40 \text{ kN}$$

$$u_{p1} = \frac{2P(y_2 - y_1)}{(x_2 - x_1)^2} = \frac{2 \cdot 280,40 \cdot (0,161 - 0,10)}{1,30^2} \Rightarrow u_{p1} = 20,24 \text{ kN/m}$$

$$u_{p2} = \frac{2P(y_3 - y_2)}{(x_3 - x_2)^2} = \frac{2 \cdot 280,40 \cdot (0,17 - 0,161)}{0,20^2} \Rightarrow u_{p2} = 126,18 \text{ kN/m}$$

$$u_{p3} = \frac{2P(y_4 - y_3)}{(x_4 - x_3)^2} = \frac{2 \cdot 280,40 \cdot (0,142 - 0,17)}{0,80^2} \Rightarrow u_{p3} = 24,54 \text{ kN/m}$$

$$u_{p4} = \frac{2P(y_5 - y_4)}{(x_5 - x_4)^2} = \frac{2.280,40 \cdot (0,03 - 0,142)}{3,20^2} \Rightarrow u_{p4} = 6,13 \text{ kN/m}$$

No tempo infinito ($t = \infty$):

$$P = 122,2 \cdot 2 = 244,40 \text{ kN}$$

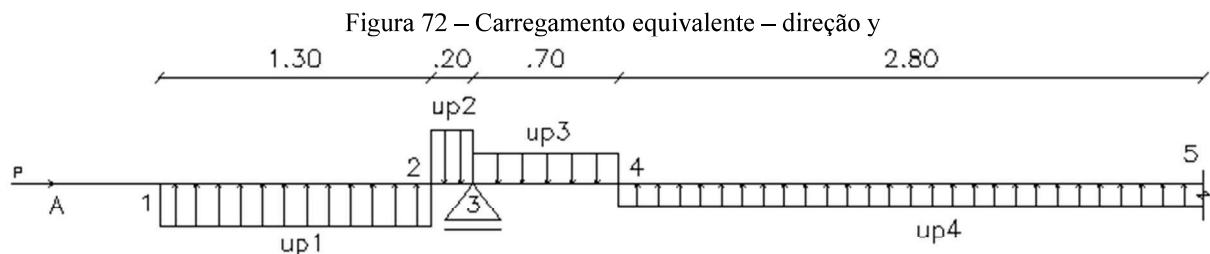
$$u_{p1} = \frac{2P(y_2 - y_1)}{(x_2 - x_1)^2} = \frac{2.244,40 \cdot (0,161 - 0,10)}{1,30^2} \Rightarrow u_{p1} = 17,64 \text{ kN/m}$$

$$u_{p2} = \frac{2P(y_3 - y_2)}{(x_3 - x_2)^2} = \frac{2.244,40 \cdot (0,17 - 0,161)}{0,20^2} \Rightarrow u_{p2} = 109,98 \text{ kN/m}$$

$$u_{p3} = \frac{2P(y_4 - y_3)}{(x_4 - x_3)^2} = \frac{2.244,40 \cdot (0,142 - 0,17)}{0,80^2} \Rightarrow u_{p3} = 21,39 \text{ kN/m}$$

$$u_{p4} = \frac{2P(y_5 - y_4)}{(x_5 - x_4)^2} = \frac{2.244,40 \cdot (0,03 - 0,142)}{3,20^2} \Rightarrow u_{p4} = 5,35 \text{ kN/m}$$

– Na direção Y:



Fonte: Autora (2017)

No ato da protensão ($t = 0$):

$$P = 139,9 \cdot 2 = 279,80 \text{ kN}$$

$$u_{p1} = \frac{2P(y_2 - y_1)}{(x_2 - x_1)^2} = \frac{2.279,8 \cdot (0,161 - 0,10)}{1,30^2} \Rightarrow u_{p1} = 20,20 \text{ kN/m}$$

$$u_{p2} = \frac{2P(y_3 - y_2)}{(x_3 - x_2)^2} = \frac{2.279,8 \cdot (0,17 - 0,161)}{0,20^2} \Rightarrow u_{p2} = 125,91 \text{ kN/m}$$

$$u_{p3} = \frac{2P(y_4 - y_3)}{(x_4 - x_3)^2} = \frac{2.279,8 \cdot (0,142 - 0,17)}{0,70^2} \Rightarrow u_{p3} = 31,98 \text{ kN/m}$$

$$u_{p4} = \frac{2P(y_5 - y_4)}{(x_5 - x_4)^2} = \frac{2.279,8 \cdot (0,03 - 0,142)}{2,80^2} \Rightarrow u_{p4} = 8,00 \text{ kN/m}$$

No tempo infinito ($t = \infty$):

$$P = 121,9 \cdot 2 = 243,8 \text{ kN}$$

$$u_{p1} = \frac{2P(y_2 - y_1)}{(x_2 - x_1)^2} = \frac{2.243,8 \cdot (0,161 - 0,10)}{1,30^2} \Rightarrow u_{p1} = 17,60 \text{ kN/m}$$

$$u_{p2} = \frac{2P(y_3 - y_2)}{(x_3 - x_2)^2} = \frac{2.243,8 \cdot (0,17 - 0,161)}{0,20^2} \Rightarrow u_{p2} = 109,71 \text{ kN/m}$$

$$u_{p3} = \frac{2P(y_4 - y_3)}{(x_4 - x_3)^2} = \frac{2.243,8 \cdot (0,142 - 0,17)}{0,70^2} \Rightarrow u_{p3} = 27,86 \text{ kN/m}$$

$$u_{p4} = \frac{2P(y_5 - y_4)}{(x_5 - x_4)^2} = \frac{2.243,8 \cdot (0,03 - 0,142)}{2,80^2} \Rightarrow u_{p4} = 6,97 \text{ kN/m}$$

A Tabela 28 apresenta o resumo dos resultados de carregamentos obtidos.

Tabela 28 – Carregamentos equivalentes por feixe

up (kN/m) - Direção X					
Tempo	P (kN/feixe)	up1	up2	up3	up4
t = 0	280,40	-20,24	126,18	24,54	-6,13
t = ∞	244,40	-17,64	109,98	21,39	-5,35
up (kN/m) - Direção Y					
Tempo	P (kN/feixe)	up1	up2	up3	up4
t = 0	279,80	-20,20	125,91	31,98	-7,99
t = ∞	243,80	-17,60	109,71	27,86	-6,97

Fonte: Autora (2017)

9.7 DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO NECESSÁRIA

Seja o carregamento a ser equilibrado pela protensão $q=5,9 \text{ kN/m}^2$ e no balanço $Q=2,4 \text{ kN/m}$, a força de protensão necessária para cada direção será dada pelas equações (31) e (32).

– Na direção X:

Balanço:

$$f_{2-3} = 16,1 - 10 = 6,1 \text{ cm} = 0,061 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,30 \text{ m}$$

$$P = \frac{\left(q_B + \frac{Q}{L_2}\right) \cdot L_2^2}{2f_{2-3}} = \frac{\left(5,9 + \frac{2,4}{1,3}\right) \cdot 1,3^2}{2 \cdot (0,061)} = 107,30 \text{ kN/m}$$

Vão:

$$f_{4-5} = 14,2 - 3 = 11,2 \text{ cm} = 0,112 \text{ m}$$

$$L_4 = 3,20 \text{ m}$$

$$P = \frac{q_B L_4^2}{2f_{4-5}} = \frac{5,9 \cdot 3,2^2}{2 \cdot (0,112)} = 269,71 \text{ kN/m}$$

– Direção Y:

Balanço:

$$f_{2-3} = 16,1 - 10 = 6,1 \text{ cm} = 0,061 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,30 \text{ m}$$

$$P = \frac{\left(q_B + \frac{Q}{L_2}\right) \cdot L_2^2}{2f_{2-3}} = \frac{\left(5,9 + \frac{2,4}{1,3}\right) \cdot 1,3^2}{2 \cdot (0,061)} = 107,30 \text{ kN/m}$$

Vão:

$$f_{4-5} = 14,2 - 3 = 11,2 \text{ cm} = 0,112 \text{ m}$$

$$L_4 = 2,80 \text{ m}$$

$$P = \frac{q_B L_4^2}{2f_{4-5}} = \frac{5,9 \cdot 2,8^2}{2 \cdot (0,112)} = 206,5 \text{ kN/m}$$

9.8 CÁLCULO DA QUANTIDADE DE CABOS E DISPOSIÇÃO EM PLANTA

Com base nas forças calculadas e nos valores de perdas resumidos na Tabela 27, calcula-se o número de cabos (n) para uma faixa de 1 metro através da equação (33).

Na direção X encontrou-se um total de 18,55% de perdas, assim, utilizando o maior valor de P calculado:

– Faixa compreendida da borda ao centro do painel da laje:

$$b = 2 + (7/2) = 5,5 \text{ m}$$

$$n = \frac{b \cdot P}{P_{\infty, y}} = \frac{5,5 \cdot 269,71}{122,2} \cong 12 \text{ cordoalhas}$$

– Faixa compreendida de centro a centro de painéis de laje:

$$b = 3,5 + 3,5 = 7 \text{ m}$$

$$n = \frac{b \cdot P}{P_{\infty, y}} = \frac{7 \cdot 269,71}{122,2} \cong 16 \text{ cordoalhas}$$

E na direção Y encontrou-se um total de 18,73% de perdas, e da mesma forma:

- Faixa compreendida da borda ao centro do painel da laje:

$$b = 2 + (8/2) = 6 \text{ m}$$

$$n = \frac{b \cdot P}{P_{\infty, x}} = \frac{6 \cdot 206,5}{121,9} \cong 10 \text{ cordoalhas}$$

- Faixa compreendida de centro a centro de painéis de laje:

$$b = 4 + 4 = 8,0 \text{ m}$$

$$n = \frac{b \cdot P}{P_{\infty, x}} = \frac{8 \cdot 206,5}{121,9} \cong 14 \text{ cordoalhas}$$

E devido às elevadas taxas de armaduras nos pilares e a verificação feita por Carneiro (2015) de que a distribuição “concentrados e uniformes” gera melhores resultados de momento e flechas, será adotada uma distribuição em que na direção x os cabos ficarão concentrados nas faixas dos pilares e na direção y os cabos serão distribuídos.

Para definir os espaçamentos entre os cabos é necessário obedecer ao espaçamento máximo entre feixes que é igual à $6 \cdot h = 6 \cdot 20 = 120 \text{ cm}$ e o limite para a faixa de distribuição dos cabos de $L_p + 2 \cdot 3,5 \cdot h = 50 + 2 \cdot 3,5 \cdot 20 = 190 \text{ cm}$, conforme recomendação da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Dessa forma, para a direção Y, o espaçamento entre feixes é dado por:

$$S_{f, y} = \frac{L_y}{n_{\text{feixes}, y} - 1} = \frac{2800}{[(2 \cdot 10 + 2 \cdot 14)/2] - 1} = \frac{2800}{\left(\frac{48}{22}\right) - 1} = 121,74 \text{ cm} > 120 \text{ cm}$$

Será adotado então um espaçamento $S_{f, y} = 100 \text{ cm}$, assim, conforme distribuição em planta, resultará um total de 27 feixes (54 cordoalhas), sendo:

Para cada faixa compreendida da borda ao centro do painel da laje: 6 feixes

Para cada faixa compreendida de centro a centro de painéis de laje: 9 feixes

E para direção X, adotando um espaçamento $S_{f,x} = 20cm$, com um total de 40 cordoalhas, a largura das faixas serão:

- Para 12 cordoalhas = 6 feixes:

$$faixa = (n_{feixes,x} - 1) \cdot S_{f,x} = (6 - 1) \cdot 20 = 100cm < 190cm \text{ (OK!)}$$

- Para 16 cordoalhas = 8 feixes:

$$faixa = (n_{feixes,x} - 1) \cdot S_{f,x} = (8 - 1) \cdot 20 = 140cm < 190cm \text{ (OK!)}$$

Definidos os espaçamentos, foi elaborada a planta com a disposição dos cabos, presente no Apêndice B.

Definida a distribuição dos cabos em planta, faz-se a verificação da tensão de compressão média, através da equação (7).

- Para direção X:

$$\sigma_{méd} = n \cdot \frac{P(t = \infty)}{Lx \cdot h} = 40 \cdot \frac{122,2 \cdot 10^{-3}}{18,0,2} = 1,36 \text{ MPa} > 1 \text{ Mpa (OK!)}$$

- Para direção Y:

$$\sigma_{méd} = n \cdot \frac{P(t = \infty)}{Ly \cdot h} = 54 \cdot \frac{121,9 \cdot 10^{-3}}{28,0,2} = 1,18 \text{ MPa} > 1 \text{ Mpa (OK!)}$$

9.9 CÁLCULO DA LAJE LISA

9.9.1 Combinações de ações

Para cada verificação serão utilizadas diferentes combinações, que poderão levar em conta apenas a carga permanente e sobrecarga (g+q) ou ainda os efeitos da protensão.

Seja L a largura da faixa, n_{feixes} o número de feixes de cordoalhas contidos na faixa analisada, tem-se os carregamentos que serão utilizados:

g1 (peso próprio): $5 \text{ kN/m}^2 \cdot L$

g2 (revestimento): $1 \text{ kN/m}^2 \cdot L$

g3 (divisórias): $1 \text{ kN/m}^2 \cdot L$

g4 (guarda corpo): $2,4 \text{ kN/m}$

G4 (guarda corpo): $2,4 \text{ kN/m} \cdot L$

q (sobrecarga): $2 \text{ kN/m}^2 \cdot L$

$u_{p,0}$ (carregamento equivalente no tempo $t = 0$): $u_{pi,t=0} [kN/m] \cdot n_{feixes}$

$u_{p,\infty}$ (carregamento equivalente no tempo $t = \infty$): $u_{pi,t=\infty} [kN/m] \cdot n_{feixes}$

Com base em cada um desses carregamentos serão calculados os momentos, para depois efetuar as combinações dos mesmos.

a) Combinação 1: Verificação da ruptura no ato da protensão

$$M_{AtoPro} = M_{g1} + \gamma_p \cdot M_{up,0}$$

Seja: $\gamma_p = 1,1$ o coeficiente de ponderação para pós-tração.

b) Combinação 2: Verificação da fissuração

Como a estrutura analisada se enquadrou como protensão parcial, é necessário que se faça a combinação frequente para verificação do ELS-W.

$$M_F = M_{g1} + M_{g2+g3+g4} + \Psi_1 \cdot M_q + M_{up,\infty}$$

Seja: $\Psi_1 = 0,6$ (Tabela 11).

c) Combinação 3: Verificação do ELU (flexão e cisalhamento)

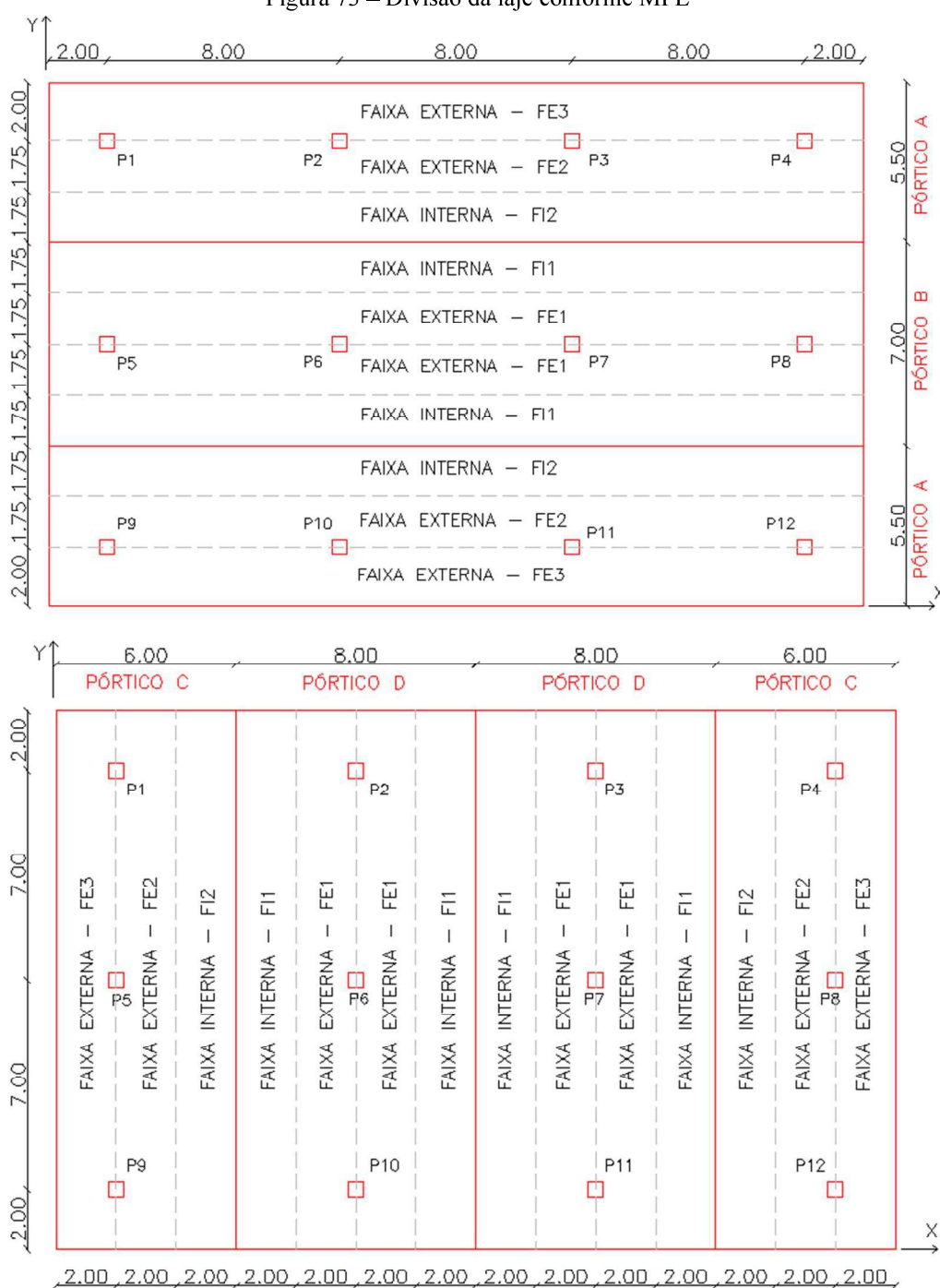
$$M_{ELU} = M_{g1} \cdot \gamma_g + M_{g2+g3+g4} \cdot \gamma_g + M_q \cdot \gamma_q + M_{hi} \cdot \gamma_p$$

Seja: $\gamma_g = 1,4$, $\gamma_q = 1,4$, $\gamma_p = 0,9$ para condição favorável, $\gamma_p = 1,2$ para condição desfavorável (vide Tabela 10) e $M_{hip} = M_{up,\infty} - M_{iso}$.

9.9.2 Cálculo dos momentos pelo Método dos Pórticos Equivalentes (NBR 6118/2014)

Primeiramente dividiu-se a laje em pórticos, e também em suas respectivas faixas (internas e externas) para cada direção. Para isso, utilizou-se para a faixa externa relativa ao balanço o seu próprio comprimento, e para as demais faixas $L_{vão}/4$, conforme especificado pela norma e ilustrado na Figura 73.

Figura 73 – Divisão da laje conforme MPE



Fonte: Autora (2017)

Devido à simetria, para cada direção será analisada o pórtico correspondente à faixa central e ao balanço. Assim, para os pórticos na direção X (A e B) e na direção Y (C e D), obteve-se os carregamentos indicados respectivamente nas Figuras 74 e 75.

Figura 74 – Carregamentos resultantes - Pórticos A e B

CÁLCULO DOS CARREGAMENTOS - DIREÇÃO X				
Dados		Carregamentos:	Pórtico A	Pórtico B
$\Psi 1$	0,60			
$\Psi 2$	0,40	h (m)	0,20	0,20
$\gamma g = \gamma q$	1,40	Lfaixa (m)	5,50	7,00
$\gamma p,0$	1,10	Nfeixes	6,00	8,00
γhip	1,2(D) ou 0,9 (F)	g1 (kN/m)	27,50	35,00
g1 (kN/m ²)	5,00	g2 (kN/m)	5,50	7,00
g2 (kN/m ²)	1,00	g3 (kN/m)	5,50	7,00
g3 (kN/m ²)	1,00	g4 (kN/m)	2,40	-
g4 (kN/m)	2,40	G4 (kN)	13,20	16,80
q (kN/m ²)	2,00	q (kN/m)	11,00	14,00
up1 t=0 (kN/m ²)	-20,24	up1,0 (kN/m)	-121,44	-161,92
up2 t=0 (kN/m ²)	126,18	up2,0 (kN/m)	757,08	1009,44
up3 t=0 (kN/m ²)	24,54	up3,0 (kN/m)	147,24	196,32
up4 t=0 (kN/m ²)	-6,13	up4,0 (kN/m)	-36,78	-49,04
up1 t=∞ (kN/m ²)	-17,64	up1,∞ (kN/m)	-105,84	-141,12
up2 t=∞ (kN/m ²)	109,98	up2,∞ (kN/m)	659,88	879,84
up3 t=∞ (kN/m ²)	21,39	up3,∞ (kN/m)	128,34	171,12
up4 t=∞ (kN/m ²)	-5,35	up4,∞ (kN/m)	-32,10	-42,80

Fonte: Autora (2017)

Figura 75 – Carregamentos resultantes – Pórticos C e D

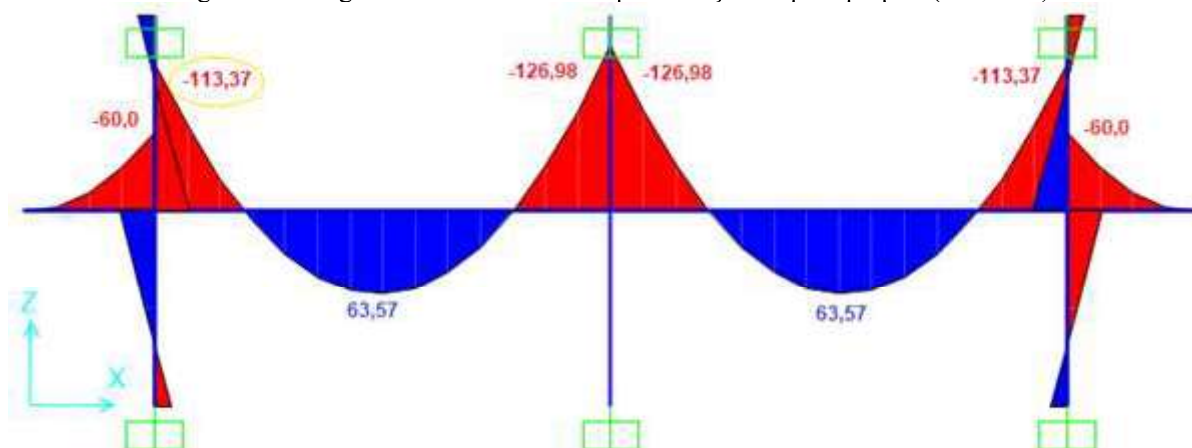
CÁLCULO DOS CARREGAMENTOS - DIREÇÃO Y				
Dados		Carregamentos:	Pórtico C	Pórtico D
Ψ_1	0,60			
Ψ_2	0,40	h (m)	0,20	0,20
$\gamma_g = \gamma_q$	1,40	Lfaixa (m)	6,00	8,00
$\gamma_{p,0}$	1,10	Nfeixes	6,00	9,00
γ_{hip}	1,2(D) ou 0,9 (F)	g1 (kN/m)	30,00	40,00
g1 (kN/m ²)	5,00	g2 (kN/m)	6,00	8,00
g2 (kN/m ²)	1,00	g3 (kN/m)	6,00	8,00
g3 (kN/m ²)	1,00	g4 (kN/m)	2,40	-
g4 (kN/m)	2,40	G4 (kN)	14,40	19,20
q (kN/m ²)	2,00	q (kN/m)	12,00	16,00
up1 t=0 (kN/m ²)	-20,20	up1,0 (kN/m)	-121,20	-181,80
up2 t=0 (kN/m ²)	125,91	up2,0 (kN/m)	755,46	1133,19
up3 t=0 (kN/m ²)	31,98	up3,0 (kN/m)	191,88	287,82
up4 t=0 (kN/m ²)	-8,00	up4,0 (kN/m)	-48,00	-72,00
up1 t=∞ (kN/m ²)	-17,60	up1,∞ (kN/m)	-105,60	-158,40
up2 t=∞ (kN/m ²)	109,71	up2,∞ (kN/m)	658,26	987,39
up3 t=∞ (kN/m ²)	27,86	up3,∞ (kN/m)	167,16	250,74
up4 t=∞ (kN/m ²)	-6,97	up4,∞ (kN/m)	-41,82	-62,73

Fonte: Autora (2017)

Com base nos dados das seções e nos carregamentos calculados, foram lançados os quatro pórticos no SAP 2000.

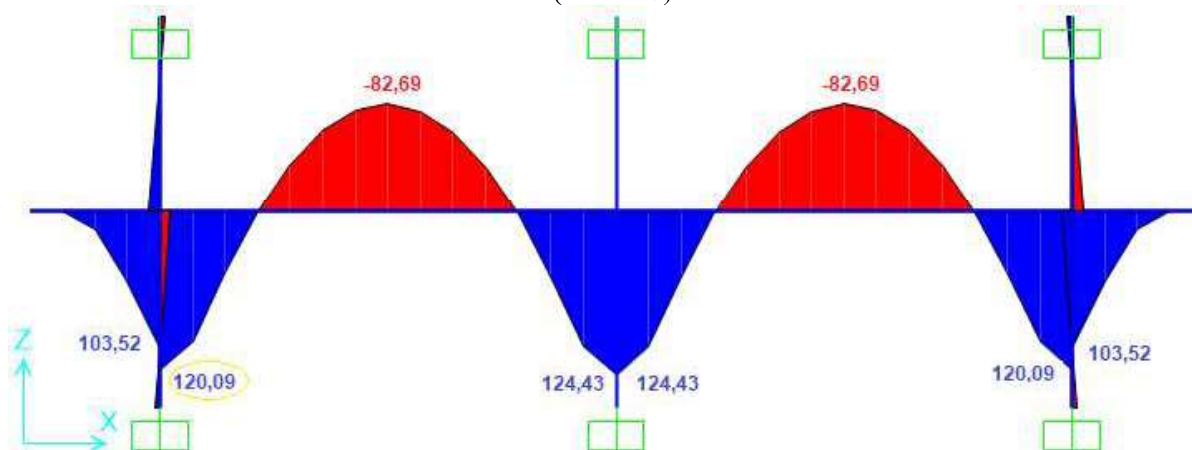
Pegando como exemplo o Pórtico C, para o peso próprio obteve-se o diagrama de momento fletor da Figura 76 e, para o carregamento equivalente da protensão no tempo infinito, obteve-se o diagrama da Figura 77. Observa-se que estes apresentam sinais contrários no apoio e vão e que, nos apoios os momentos, foram compatibilizados adotando apenas o maior valor entre eles.

Figura 76 - Diagrama de momento fletor para atuação do peso próprio (Pórtico C)



Fonte: Autora (2017)

Figura 77 - Diagrama de momento para atuação do carregamento equivalente da protensão no tempo infinito (Pórtico C)



Fonte: Autora (2017)

Seguindo essa lógica, foram registrados todos os valores de momento encontrados para cada pórtico e carregamento (Figuras 78 e 79).

Figura 78 – Valores de momento fletor (Direção X)

MOMENTOS FLETORES - Direção X						
Momento fletor (kN.m)		Combinações				
		M _{g1}	M _{g2+g3+g4}	M _q	M _{up,0}	M _{up,∞}
PÓRTO A	M1	-135,82	-69,31	-54,33	138,55	120,94
	M2	76,32	36,33	30,53	-94,88	-82,81
	M3	-151,54	-72,43	-60,62	142,41	124,35
	M4	73,01	35,67	29,21	-94,08	-82,11
PÓRTO B	M1	-169,75	-72,78	-67,90	183,93	160,55
	M2	98,07	37,86	39,23	-126,74	-110,63
	M3	-194,10	-75,49	-77,64	190,20	166,08
	M4	92,73	37,27	37,09	-125,38	-109,43

Fonte: Autora (2017)

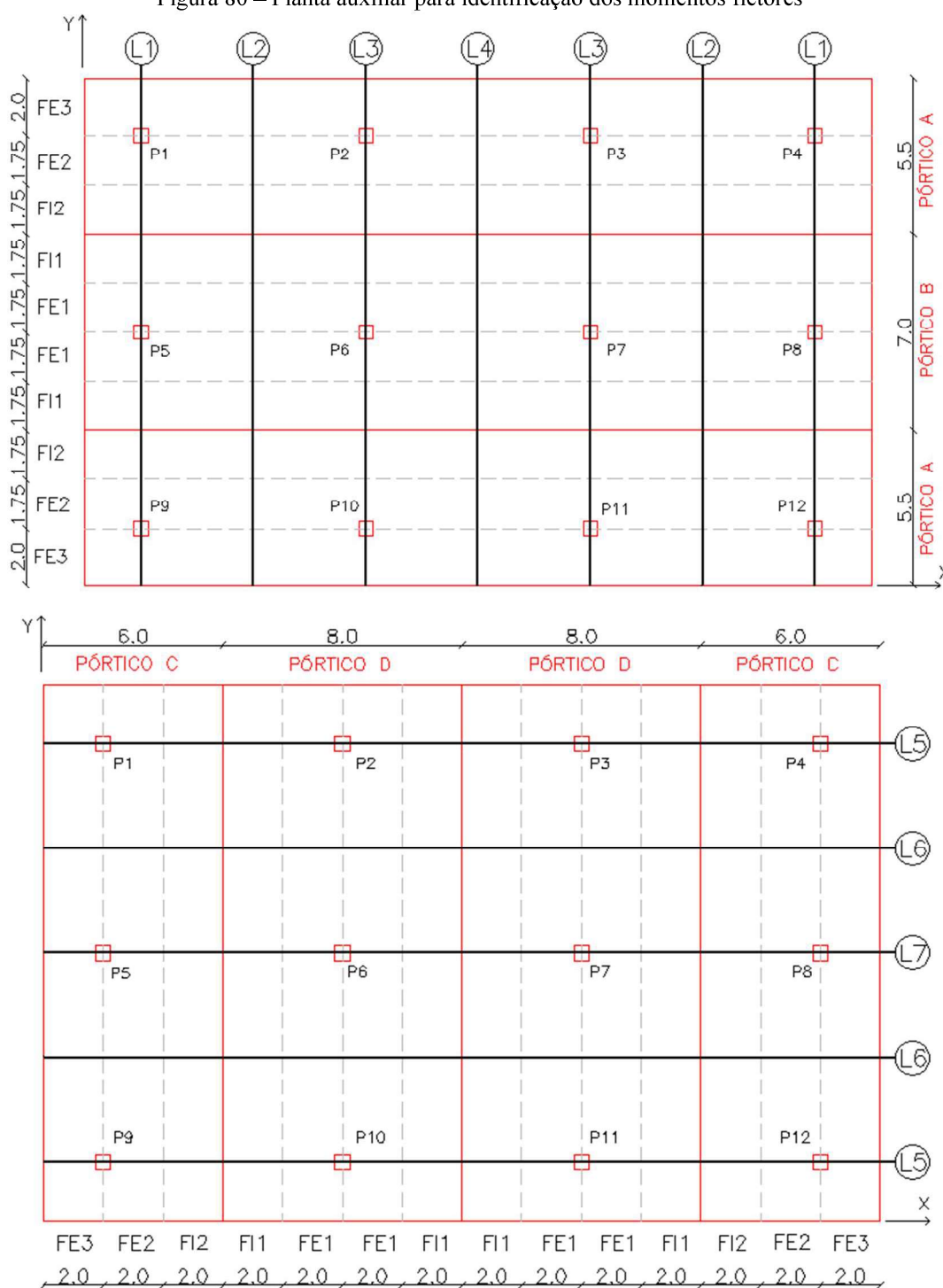
Figura 79 – Valores de momento fletor (Direção Y)

MOMENTOS FLETORES - Direção Y						
Momento fletor (kN.m)		Combinações				
		M _{g1}	M _{g2+g3+g4}	M _q	M _{up,0}	M _{up,∞}
PÓRTO C	M1	-113,37	-58,64	-45,35	137,83	120,09
	M2	63,57	29,45	25,43	-94,91	-82,69
	M3	-126,98	-58,87	-50,79	142,81	124,43
PÓRTO D	M1	-147,87	-70,40	-59,15	205,40	178,96
	M2	85,61	32,43	34,24	-142,70	-124,33
	M3	-170,92	-64,84	-68,37	214,89	187,23

Fonte: Autora (2017)

A Figura 80 identifica as linhas e faixas em que serão calculados os momentos por metro, para as duas direções da laje.

Figura 80 – Planta auxiliar para identificação dos momentos fletores



Fonte: Autora (2017)

Foram aplicados os coeficientes de ponderação referentes à cada combinação nos momentos fletores obtidos para cada pórtico e, pelas equações (38) a (41), foram calculados os valores de momento por metro.

Como para as combinações 1 e 2 será necessário o cálculo das tensões, primeiro foram calculados, através da equação (47), os esforços normais por metro para cada pórtico

analisado, em que o valor do esforço normal também foi majorado pelo coeficiente de ponderação da protensão correspondente à respectiva combinação. Assim, foram encontrados os valores da Tabela 29.

Tabela 29 - Valores de força normal por metro para combinações 1 e 2

Combinação 1 - Atopro						
Direção	Pórtico	n	P (kN)	L (m)	γ_p	N (kN/m)
X	A	12	140,20	5,50	1,10	-336,48
	B	16	140,20	7,00		-352,50
Y	C	12	139,90	6,00		-307,78
	D	18	139,90	8,00		-346,25
Combinação 2 - ELS-W						
Direção	Pórtico	n	P (kN)	L (m)	γ_p	N (kN/m)
X	A	12	122,20	5,50	1,00	-266,62
	B	16	122,20	7,00		-279,31
Y	C	12	121,90	6,00		-243,80
	D	18	121,90	8,00		-274,28

Fonte: Autora (2017)

Seja a área e o módulo resistente da seção por metro igual a:

$$A_c = bh = 1.0,2 = 0,20 \text{ m}^2$$

$$W_{inf} = -W_{sup} = bh^2/6 = 1.0,2^2/6 = 6,67.10^{-3} \text{ m}^3$$

Por fim, calculou-se as tensões correspondentes à cada faixa da laje, a partir das equações (45) e (46):

$$\sigma_{inf} = \frac{M}{W_{inf}} + \frac{N}{A_c}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M}{W_{sup}} + \frac{N}{A_c}$$

E dessa maneira, foram obtidos os resultados de momento e tensão para as combinações 1 e 2 (presentes nas Tabelas 30 e 31).

Tabela 30 – Cálculo dos momentos e tensões pelo MPE – Combinação 1 (AtoPro)

Combinação 1				M (kN.m)	Faixa (m)	Fator	M (kN.m/m)	N (kN/m)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)
DIREÇÃO X	L1	P (A)	FE3	16,59	2,00	0,375	3,11	-336,48	-1,22	2,15
			FE2	16,59	1,75	0,375	3,56	-336,48	-1,15	2,22
			FI2	16,59	1,75	0,125	1,19	-336,48	0,18	0,18
		P (B)	FI1	32,58	1,75	0,125	2,33	-352,50	0,35	2,11
			FE1	32,58	1,75	0,375	6,98	-352,50	-0,72	2,81
	L2	P (A)	FE3	-28,05	2,00	0,275	-3,86	-336,48	-2,26	1,10
			FE2	-28,05	1,75	0,275	-4,41	-336,48	-2,34	1,02
			FI2	-28,05	1,75	0,225	-3,61	-336,48	-0,54	1,14
		P (B)	FI1	-41,35	1,75	0,225	-5,32	-352,50	-0,80	0,97
			FE1	-41,35	1,75	0,275	-6,50	-352,50	-2,74	0,79
	L3	P (A)	FE3	5,12	2,00	0,375	0,96	-336,48	-1,54	1,83
			FE2	5,12	1,75	0,375	1,10	-336,48	-1,52	1,85
			FI2	5,12	1,75	0,125	0,37	-336,48	0,05	1,74
		P (B)	FI1	15,12	1,75	0,125	1,08	-352,50	0,16	1,92
			FE1	15,12	1,75	0,375	3,24	-352,50	-1,28	2,25
	L4	P (A)	FE3	-30,48	2,00	0,275	-4,19	-336,48	-2,31	1,05
			FE2	-30,48	1,75	0,275	-4,79	-336,48	-2,40	0,96
			FI2	-30,48	1,75	0,225	-3,92	-336,48	-0,59	1,09
		P (B)	FI1	-45,19	1,75	0,225	-5,81	-352,50	-0,87	0,89
			FE1	-45,19	1,75	0,275	-7,10	-352,50	-2,83	0,70
DIREÇÃO Y	L5	P (C)	FE3	38,25	2,00	0,375	7,17	-307,78	-0,46	2,61
			FE2	38,25	2,00	0,375	7,17	-307,78	-0,46	2,61
			FI2	38,25	2,00	0,125	2,39	-307,78	-1,18	1,90
		P (D)	FI1	78,07	2,00	0,125	4,88	-346,25	-1,00	2,46
			FE1	78,07	2,00	0,375	14,64	-346,25	0,46	3,90
	L6	P (C)	FE3	-40,84	2,00	0,275	-5,62	-307,78	-2,38	0,70
			FE2	-40,84	2,00	0,275	-5,62	-307,78	-2,38	0,70
			FI2	-40,84	2,00	0,225	-4,59	-307,78	-2,23	0,85
		P (D)	FI1	-71,36	2,00	0,225	-8,03	-346,25	-2,94	0,53
			FE1	-71,36	2,00	0,275	-9,81	-346,25	-3,20	0,26
	L7	P (C)	FE3	30,12	2,00	0,375	5,65	-307,78	-0,69	2,39
			FE2	30,12	2,00	0,375	5,65	-307,78	-0,69	2,39
			FI2	30,12	2,00	0,125	1,88	-307,78	-1,26	1,82
		P (D)	FI1	65,46	2,00	0,125	4,09	-346,25	-1,12	2,34
			FE1	65,46	2,00	0,375	12,27	-346,25	0,11	3,57

Fonte: Autora (2017)

Tabela 31 – Cálculo dos momentos e tensões pelo MPE – Combinação 2 (ELS-W)

Combinação 2				M (kN.m)	Faixa (m)	Fator	M (kN.m/m)	N (kN/m)	σ_{inf} (MPa)	σ_{sup} (MPa)
DIREÇÃO X	L1	P (A)	FE3	-116,79	2,00	0,375	-21,90	-266,62	-4,62	-1,95
			FE2	-116,79	1,75	0,375	-25,03	-266,62	-5,09	-2,42
			FI2	-116,79	1,75	0,125	-8,34	-266,62	-1,25	0,08
		P (B)	FI1	-122,72	1,75	0,125	-8,77	-279,31	-1,31	0,08
			FE1	-122,72	1,75	0,375	-26,30	-279,31	-5,34	-2,55
	L2	P (A)	FE3	48,16	2,00	0,275	6,62	-266,62	-0,34	2,33
			FE2	48,16	1,75	0,275	7,57	-266,62	-0,20	2,47
			FI2	48,16	1,75	0,225	6,19	-266,62	0,93	2,26
		P (B)	FI1	48,84	1,75	0,225	6,28	-279,31	0,94	2,34
			FE1	48,84	1,75	0,275	7,67	-279,31	-0,25	2,55
	L3	P (A)	FE3	-136,00	2,00	0,375	-25,50	-266,62	-5,16	-2,49
			FE2	-136,00	1,75	0,375	-29,14	-266,62	-5,70	-3,04
			FI2	-136,00	1,75	0,125	-9,71	-266,62	-1,46	-0,12
		P (B)	FI1	-150,10	1,75	0,125	-10,72	-279,31	-1,61	-0,21
			FE1	-150,10	1,75	0,375	-32,16	-279,31	-6,22	-3,43
	L4	P (A)	FE3	44,10	2,00	0,275	6,06	-266,62	-0,42	2,24
			FE2	44,10	1,75	0,275	6,93	-266,62	-0,29	2,37
			FI2	44,10	1,75	0,225	5,67	-266,62	0,85	2,18
		P (B)	FI1	42,83	1,75	0,225	5,51	-279,31	0,83	2,22
			FE1	42,83	1,75	0,275	6,73	-279,31	-0,39	2,41
DIREÇÃO Y	L5	P (C)	FE3	-79,13	2,00	0,375	-14,84	-243,80	-3,44	-1,01
			FE2	-79,13	2,00	0,375	-14,84	-243,80	-3,44	-1,01
			FI2	-79,13	2,00	0,125	-4,95	-243,80	-1,96	0,48
		P (D)	FI1	-74,80	2,00	0,125	-4,68	-274,28	-2,07	0,67
			FE1	-74,80	2,00	0,375	-14,03	-274,28	-3,48	-0,73
	L6	P (C)	FE3	25,59	2,00	0,275	3,52	-243,80	-0,69	1,75
			FE2	25,59	2,00	0,275	3,52	-243,80	-0,69	1,75
			FI2	25,59	2,00	0,225	2,88	-243,80	-0,79	1,65
		P (D)	FI1	14,26	2,00	0,225	1,60	-274,28	-1,13	1,61
			FE1	14,26	2,00	0,275	1,96	-274,28	-1,08	1,67
	L7	P (C)	FE3	-91,90	2,00	0,375	-17,23	-243,80	-3,80	-1,37
			FE2	-91,90	2,00	0,375	-17,23	-243,80	-3,80	-1,37
			FI2	-91,90	2,00	0,125	-5,74	-243,80	-2,08	0,36
		P (D)	FI1	-89,56	2,00	0,125	-5,60	-274,28	-2,21	0,53
			FE1	-89,56	2,00	0,375	-16,79	-274,28	-3,89	-1,15

Fonte: Autora (2017)

No caso do ELU, em vez do momento total, será utilizado o momento hiperestático por metro, que é dado por: $M_{hi} = M_{up,\infty} - M_{iso}$. Seja o momento isostático calculado por $M_{iso} = n \cdot P_{\infty} \cdot e/L$, foram encontrados os valores da Tabela 32.

Tabela 32 - Valores de momento isostático

Direção	Pórtico	n	P (kN)	e (m)	L (m)	Miso (kN.m/m)
X	A	12	122,20	$\pm 0,07$	5,50	$\pm 18,66$
	B	16	122,20	$\pm 0,07$	7,00	$\pm 19,55$
Y	C	12	121,90	$\pm 0,07$	6,00	$\pm 17,07$
	D	18	121,90	$\pm 0,07$	8,00	$\pm 19,20$

Fonte: Autora (2017)

Em seguida, os momentos obtidos devido à protensão serão multiplicados por $\gamma_p = 0,9$ (favorável) para meio dos vãos e por $\gamma_p = 1,2$ (desfavorável) para os apoios e os momentos, devido aos demais carregamentos, serão multiplicados por $\gamma = 1,4$. Assim, somando estas parcelas, obtiveram-se os valores de momento fletor da Tabela 33, que serão utilizados no cálculo da armadura passiva.

Tabela 33 - Momentos fletores por metro para o Estado Limite Último (Combinação 3)

Tabela 55 - Momentos flectores por metro para o Estado Limite Último (Combinação 3)												
Combinação 3				Faixa (m)	Fator	Mg1+g2+g3+g4+q (kN.m/m)	$\gamma_g=\gamma_q$	Mup, ∞ (kN.m/m)	Miso (kN.m/m)	Mhip (kN.m/m)	γ_p	Msd (kN.m/m)
DIREÇÃO X	L1	P (A)	FE3	2,00	0,375	-48,65	1,4	22,68	18,66	4,01	1,2	-63,29
			FE2	1,75	0,375	-55,60	1,4	25,92	18,66	7,25	1,2	-69,14
			FI2	1,75	0,125	-18,53	1,4	8,64	18,66	-10,02	1,2	-37,98
		P (B)	FI1	1,75	0,125	-22,17	1,4	11,47	19,55	-8,08	1,2	-40,74
			FE1	1,75	0,375	-66,52	1,4	34,40	19,55	14,85	1,2	-75,31
	L2	P (A)	FE3	2,00	0,275	19,69	1,4	-11,39	-18,66	7,28	0,9	34,11
			FE2	1,75	0,275	22,50	1,4	-13,01	-18,66	5,65	0,9	36,58
			FI2	1,75	0,225	18,41	1,4	-10,65	-18,66	8,02	0,9	32,99
		P (B)	FI1	1,75	0,225	22,52	1,4	-14,22	-19,55	5,33	0,9	36,32
			FE1	1,75	0,275	27,53	1,4	-17,38	-19,55	2,17	0,9	40,49
	L3	P (A)	FE3	2,00	0,375	-53,36	1,4	23,32	18,66	4,65	1,2	-69,12
			FE2	1,75	0,375	-60,98	1,4	26,65	18,66	7,98	1,2	-75,80
			FI2	1,75	0,125	-20,33	1,4	8,88	18,66	-9,78	1,2	-40,20
		P (B)	FI1	1,75	0,125	-24,80	1,4	11,86	19,55	-7,69	1,2	-43,95
			FE1	1,75	0,375	-74,41	1,4	35,59	19,55	16,04	1,2	-84,93
	L4	P (A)	FE3	2,00	0,275	18,96	1,4	-11,29	-18,66	7,37	0,9	33,18
			FE2	1,75	0,275	21,67	1,4	-12,90	-18,66	5,76	0,9	35,52
			FI2	1,75	0,225	17,73	1,4	-10,56	-18,66	8,11	0,9	32,12
		P (B)	FI1	1,75	0,225	21,48	1,4	-14,07	-19,55	5,48	0,9	35,01
			FE1	1,75	0,275	26,26	1,4	-17,20	-19,55	2,36	0,9	38,88
DIREÇÃO Y	L5	P (C)	FE3	2,00	0,375	-40,76	1,4	22,52	17,07	5,45	1,2	-50,52
			FE2	2,00	0,375	-40,76	1,4	22,52	17,07	5,45	1,2	-50,52
			FI2	2,00	0,125	-13,59	1,4	7,51	17,07	-9,56	1,2	-30,49
		P (D)	FI1	2,00	0,125	-17,34	1,4	11,19	19,20	-8,01	1,2	-33,89
			FE1	2,00	0,375	-52,02	1,4	33,56	19,20	14,36	1,2	-55,60
	L6	P (C)	FE3	2,00	0,275	16,29	1,4	-11,37	-17,07	5,70	0,9	27,93
			FE2	2,00	0,275	16,29	1,4	-11,37	-17,07	5,70	0,9	27,93
			FI2	2,00	0,225	13,33	1,4	-9,30	-17,07	7,76	0,9	25,64
		P (D)	FI1	2,00	0,225	17,13	1,4	-13,99	-19,20	5,21	0,9	28,68
			FE1	2,00	0,275	20,94	1,4	-17,10	-19,20	2,10	0,9	31,21
	L7	P (C)	FE3	2,00	0,375	-44,37	1,4	23,33	17,07	6,26	1,2	-54,60
			FE2	2,00	0,375	-44,37	1,4	23,33	17,07	6,26	1,2	-54,60
			FI2	2,00	0,125	-14,79	1,4	7,78	17,07	-9,29	1,2	-31,85
		P (D)	FI1	2,00	0,125	-19,01	1,4	11,70	19,20	-7,50	1,2	-35,61
			FE1	2,00	0,375	-57,02	1,4	35,11	19,20	15,91	1,2	-60,75

Fonte: Autora (2017)

Os valores em negrito representam os maiores momentos positivos e negativos para cada direção.

9.10 VERIFICAÇÃO DA FISSURAÇÃO

Na Tabela 31 encontram-se os valores de tensão para combinação frequente de ações (critério exigido para pós tração em estruturas com CAA II). Nesta tabela verifica-se que existem tensões com valores positivos (tração), sendo a tensão máxima de tração igual a:

$$\sigma_{t,m\acute{a}x} = 2,55 \text{ MPa}$$

Como a resistência à tração do concreto vale $f_{ctk,inf} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,85 \text{ MPa}$, temos que $\sigma_{t,m\acute{a}x} \leq f_{ctk,inf}$, assim: a seção encontra-se no estágio I e atende ao estado-limite de formação de fissuras (ELS-F), logo: o ELS-W está automaticamente atendido na seção, sendo desnecessário o cálculo no estágio II.

9.11 VERIFICAÇÃO DO ELU NO ATO DA PROTENSÃO

Considerando a idade da protensão de cinco dias e supondo o uso de cimento CP-II, a resistência à compressão do concreto aos cinco dias será dada pela equação (55) e (56). Assim:

$$\beta_1 = \exp \left\{ s \left[1 - \frac{28}{j} \right]^{\frac{1}{2}} \right\} = \exp \left\{ 25 \left[1 - \frac{28}{5} \right]^{\frac{1}{2}} \right\} = 0,711$$

$$f_{c5} = \beta_1 f_{ck} = 0,711 \cdot (-50) = -35,53 \text{ MPa}$$

E a resistência à tração média aos cinco dias pode ser calculada por:

$$f_{ctm,5} = 0,3 \cdot f_{c5}^{2/3} = 0,3 \cdot (35,53)^{2/3} = 3,25 \text{ MPa}$$

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), os valores de tensões obtidos para essa combinação devem obedecer ao limite $0,70 \cdot f_{c5} \leq \sigma \leq 1,20 \cdot f_{ctm,5}$. Assim, seja:

$$0,70 \cdot f_{c5} = 0,7 \cdot (-35,53) = -24,87 \text{ MPa} \text{ e } 1,20 \cdot f_{ctm,5} = 1,2 \cdot (3,25) = 3,90 \text{ MPa}$$

Tem-se o intervalo de tensões: $-14,92 \text{ MPa} \leq \sigma \leq 3,90 \text{ MPa}$.

E como os valores de tensão da Tabela 30 obedecem ao intervalo acima, está verificado o estado limite último no ato da protensão.

9.12 VERIFICAÇÃO DO ELU DE RUPTURA POR FLEXÃO NO TEMPO INFINITO

9.12.1 Armadura passiva mínima

Para concreto C50, a Tabela 9 fornece o valor de taxa de armadura mínima:

$$\rho_{\min} = 0,208\%$$

Será calculada a armadura mínima positiva e negativa para cada direção com base nos pórticos mais carregados (B e D).

9.12.1.1 Armadura passiva positiva

a) Para a direção X (pórtico B)

Seja:

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_w \cdot h} = \frac{(8.2) \cdot 0,99}{700 \cdot 20} \cdot 100 = 0,1131\%$$

e

$$0,50 \cdot \rho_{\min} = 0,50 \cdot 0,208 = 0,104\%$$

Tem-se:

$$\rho_s \geq \rho_{\min} - 0,50 \cdot \rho_p = 0,208 - 0,50 \cdot 0,1131 \Rightarrow \rho_s = 0,151\% > 0,50 \cdot \rho_{\min}$$

Logo:

$$A_{s_{\min,x}} = \rho_s \cdot b_w \cdot h = \frac{0,151}{100} \cdot 100 \cdot 20 \Rightarrow A_{s_{\min,x}} = 3,02 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

b) Para a direção Y (pórtico D)

Seja:

$$\rho_p = \frac{A_p}{bw \cdot h} = \frac{(9.2) \cdot 0,99}{800 \cdot 20} \cdot 100 = 0,1114 \%$$

e

$$0,50 \cdot \rho_{min} = 0,50 \cdot 0,208 = 0,104\%$$

Tem-se:

$$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,50 \cdot \rho_p = 0,208 - 0,50 \cdot 0,1114 \Rightarrow \rho_s = 0,152 \% > 0,50 \cdot \rho_{min}$$

Logo:

$$A_{s_{min,y}} = \rho_s \cdot bw \cdot h = \frac{0,152}{100} \cdot 100 \cdot 20 \Rightarrow A_{s_{min,y}} = 3,04 \frac{cm^2}{m}$$

9.12.1.2 Armadura passiva negativa

a) Para a direção X (pórtico B)

Da mesma forma, seja:

$$\rho_p = 0,1131\%$$

$$\rho_s = 0,151\%$$

$$0,67 \cdot \rho_{min} = 0,67 \cdot 0,208 = 0,139\%$$

Tem-se:

$$\rho_s = 0,151\% > 0,67 \cdot \rho_{min} = 0,139\% (OK!)$$

Logo:

$$A_{s_{min,x}} = 3,02 \frac{cm^2}{m}$$

E especificamente sobre os apoios:

$$A_{s(apoio),x} \geq 0,00075hl = 0,00075 \cdot 20 \cdot 700 \Rightarrow A_{s(apoio),x} = 10,50 \text{ cm}^2$$

Esta armadura deverá cobrir a região compreendida por:

$$L_{pilar} + 2 \cdot (1,5 \cdot h) = 50 + 2 \cdot 1,5 \cdot 20 = 110 \text{ cm} = 1,10 \text{ m}$$

Assim, obtém-se uma área de armadura mínima igual a:

$$A_{s_{\min(\text{apoio}),x}} = \frac{10,50}{1,10} = 9,55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

b) Para a direção Y (pórtico D)

Seja:

$$\rho_p = 0,1114 \%$$

$$\rho_s = 0,152 \%$$

$$0,67 \cdot \rho_{\min} = 0,67 \cdot 0,208 = 0,139\%$$

Tem-se:

$$\rho_s = 0,152\% > 0,67 \cdot \rho_{\min} = 0,139\% \text{ (OK!)}$$

Logo:

$$A_{s_{\min,y}} = 3,04 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

E especificamente sobre os apoios:

$$A_{s(\text{apoio}),y} \geq 0,00075 h l = 0,00075 \cdot 20 \cdot 800 \Rightarrow A_{s(\text{apoio}),y} = 12,0 \text{ cm}^2$$

Assim, obtém-se uma área de armadura mínima igual a:

$$A_{s_{\min(\text{apoio}),x}} = \frac{12,00}{1,10} = 10,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

9.12.2 Momentos solicitantes de cálculo (Msd)

A verificação do ELU e o cálculo da armadura passiva (se necessário) será feita apenas para os maiores momentos positivos e negativos em cada direção, cujos valores estão marcados na Tabela 33. Com isso, considera-se que estas armaduras calculadas serão utilizadas nas demais linhas de pilar e centro de painel correspondentes à cada direção.

– Na direção X:

Os valores máximos estão localizados na faixa dos apoios correspondente ao pórtico B. São eles:

Máximo negativo: -84,93 kN.m/m

Máximo positivo: 40,49 kN.m/m

– Na direção Y:

Os valores máximos estão localizados na faixa dos apoios correspondente ao pórtico D. São eles:

Máximo negativo: -60,75 kN.m/m

Máximo positivo: 31,21 kN.m/m

9.12.3 Cálculo da armadura passiva

Para a verificação do ELU de ruptura por flexão no tempo infinito e se necessário, o cálculo da armadura passiva, será seguido o roteiro desenvolvido no item 8.8.4 deste trabalho.

9.12.3.1 Direção X

a) Cálculo do pré-alongamento:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_c} = \frac{200}{39,6} = 5,05$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P_d}{bh} + 12 \frac{P_d e_p^2}{bh^3} = \frac{\left(\frac{122,2}{1,0,2} + 12 \frac{122,2 \cdot 0,07^2}{1,0,2^3} \right)}{1000} \Rightarrow \sigma_{cp} = 1,51 \text{ MPa/cabo}$$

$$P_n = P_d + \alpha_p A_p |\sigma_{cp}| = 122,2 + 5,05 \cdot (99 \cdot 10^{-6}) \cdot (1,51 \cdot 10^3)$$

$$P_n = 122,95 \text{ kN/cabo}$$

b) Cálculo da tensão na armadura ativa:

Seja $L/h=800/20=40>35$, tem-se:

$$\sigma_p = \sigma_{pn} + 70 + \frac{f_{ck}}{300\rho_p} \leq \sigma_{pe} + 210 \text{ MPa}$$

Os maiores valores de momentos encontrados foram na faixa dos pilares do pórtico B, onde existem 16 cordoalhas concentradas na faixa dos apoios. Assim, tem-se para essa faixa:

$$A_p = \frac{[0,90 \cdot (16/2)] \cdot (99 \cdot 10^{-2})}{1,75} = 4,07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_c d_p} = \frac{4,07}{100 \cdot 17} = 0,2394 \%$$

$$\sigma_{pn} = \frac{P_n}{A_p} = \frac{(122,95 \cdot 10^{-3})}{99 \cdot 10^{-6}} \cdot \frac{[0,90 \cdot (16/2)]}{1,75} \Rightarrow \sigma_{pn} = 5109,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pe} = \frac{P_d}{A_p} = \frac{(122,20 \cdot 10^{-3})}{99 \cdot 10^{-6}} \cdot \frac{[0,90 \cdot (\frac{16}{2})]}{1,75}$$

$$\sigma_{pe} = 5078,44 \text{ MPa} > 0,5 \cdot f_{ptk} = 945 \text{ MPa}$$

Logo:

$$\sigma_p = 5109,61 + 70 + \frac{50}{300 \cdot 0,002394} \leq 5078,44 + 210$$

$$\sigma_p = 5249,23 \text{ MPa} \leq 5388,44 \text{ MPa} \text{ (OK!)}$$

Assim, a tensão de cálculo na armadura protendida vale:

$$\sigma_{pd} = \frac{\sigma_p}{1,15} = \frac{5249,23}{1,15} = 4564,55 \text{ MPa}$$

c) Equilíbrio da seção:

- Para o momento máximo negativo: $M_{sd} = -84,93 \text{ kN.m/m} = -8493 \text{ kN.cm/m}$
Pela equação (70):

$$\begin{aligned} M_d &= R_c \cdot Z_1 = 0,8x \cdot b \cdot 0,85 f_{cd} \cdot (d_p - 0,4x) \\ 8493 &= 0,8 \cdot x \cdot 100 \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{5}{1,4}\right) \cdot (17 - 0,4x) \\ 97,14 \cdot x^2 - 4128,57 \cdot x + 8493 &= 0 \end{aligned}$$

Resolvendo a equação encontra-se a posição da linha neutra: $x = 2,17 \text{ cm}$
Pela equação (71), a resultante de compressão no concreto:

$$R_c = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot 0,85 f_{cd} = 0,80 \cdot (2,17) \cdot 100 \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{5}{1,4}\right) = 527 \text{ kN}$$

E pela equação (72), tem-se a resultante de tração na armadura protendida:

$$R_{pt} = \sigma_{pd} \cdot A_p = \frac{4564,55}{10} \cdot 0,99 = 451,89 \text{ kN}$$

Assim, como $R_{pt} < R_c$ é necessário acrescentar a armadura passiva complementar.
Adotando aço CA-50, a área dessa armadura deverá ser igual a:

$$A_{s(apoio),x} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{R_c - R_{pt}}{f_{yd}} = \frac{527 - 451,89}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 1,73 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < A_{s\min(apoio),x}$$

Logo será adotada a armadura mínima sobre os apoios:

$$A_{s(apoio),x} = 9,55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Para o momento máximo positivo: $M_{sd} = 40,49 \text{ kN.m/m} = 4049 \text{ kN.cm/m}$
Utilizando o mesmo roteiro de cálculo, a posição da linha neutra é dada por:

$$M_d = R_c \cdot Z_1 = 0,8x \cdot b \cdot 0,85 f_{cd} \cdot (d_p - 0,4x)$$

$$4049 = 0,8 \cdot x \cdot 100 \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{5}{1,4}\right) \cdot (17 - 0,4x)$$

$$97,14 \cdot x^2 - 4128,57 \cdot x + 4049 = 0$$

$$x \cong 1,00 \text{ cm}$$

Pela equação (71), a resultante de compressão no concreto:

$$R_c = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot 0,85 f_{cd} = 0,80 \cdot (1,00) \cdot 100 \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{5}{1,4}\right) = 242,86 \text{ kN}$$

E pela equação (72), tem-se a resultante de tração na armadura protendida:

$$R_{pt} = \sigma_{pd} \cdot A_p = \frac{4564,55}{10} \cdot 0,99 = 451,89 \text{ kN}$$

Assim, como $R_{pt} > R_c$ não seria necessário acrescentar armadura passiva, portanto, será adotada a armadura mínima:

$$A_{s_{\min,x}} = 3,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

9.12.3.2 Direção Y

a) Cálculo do pré-alongamento:

$$\alpha_p = 5,05$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P_d}{bh} + 12 \frac{P_d e_p^2}{bh^3} = \frac{\left(\frac{121,9}{1,0,2} + 12 \frac{121,9 \cdot 0,07^2}{1,0,2^3}\right)}{1000} \Rightarrow \sigma_{cp} = 1,51 \text{ MPa/cabo}$$

$$P_n = P_d + \alpha_p A_p |\sigma_{cp}| = 121,90 + 5,05 \cdot (99 \cdot 10^{-6}) \cdot (1,51 \cdot 10^3)$$

$$P_n = 122,65 \text{ kN/cabo}$$

b) Cálculo da tensão na armadura ativa:

Seja $L/h=700/20=35$, tem-se:

$$\sigma_p = \sigma_{pn} + 70 + \frac{f_{ck}}{100\rho_p} \leq \sigma_{pe} + 420 MPa$$

Os maiores valores de momentos encontrados foram na faixa dos pilares do pórtico D, onde existem 18 cordoalhas distribuídas uniformemente, assim, a taxa de armadura ativa será a mesma tanto para faixa interna como externa, correspondendo à metade do número de cordoalhas para cada uma.

$$A_p = \frac{[0,50 \cdot (18/2)] \cdot (99 \cdot 10^{-2})}{2,00} = 2,23 \text{ cm}^2/m$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{b_c d_p} = \frac{2,23}{100 \cdot 17} = 0,1312 \%$$

$$\sigma_{pn} = \frac{P_n}{A_p} = \frac{(122,65 \cdot 10^{-3})}{99 \cdot 10^{-6}} \cdot \frac{[0,50 \cdot (18/2)]}{2,00} \Rightarrow \sigma_{pn} = 2787,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pe} = \frac{P_d}{A_p} = \frac{(121,90 \cdot 10^{-3})}{99 \cdot 10^{-6}} \cdot \frac{[0,50 \cdot (\frac{18}{2})]}{2,00}$$

$$\sigma_{pe} = 2820,45 \text{ MPa} > 0,5 \cdot f_{ptk} = 945 \text{ MPa}$$

Logo:

$$\sigma_p = 2787,50 + 70 + \frac{50}{100 \cdot 0,001312} \leq 2820,45 + 420$$

$$\sigma_p = 3238,60 \text{ MPa} \leq 3240,45 \text{ MPa (OK!)}$$

Assim, a tensão de cálculo na armadura protendida vale:

$$\sigma_{pd} = \frac{\sigma_p}{1,15} = \frac{3238,60}{1,15} = 2816,17 \text{ MPa}$$

c) Equilíbrio da seção:

- Para o momento máximo negativo: $M_{sd} = -60,75 \text{ kN.m/m} = -6075 \text{ kN.cm/m}$
Pela equação (70):

$$\begin{aligned} M_d &= R_c \cdot Z_1 = 0,8x \cdot b \cdot 0,85 f_{cd} \cdot (d_p - 0,4x) \\ 6075 &= 0,8 \cdot x \cdot 100 \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{5}{1,4}\right) \cdot (17 - 0,4x) \\ 97,14 \cdot x^2 - 4128,57 \cdot x + 6075 &= 0 \end{aligned}$$

Resolvendo a equação encontra-se a posição da linha neutra: $x = 1,53 \text{ cm}$
Pela equação (71), a resultante de compressão no concreto:

$$R_c = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot 0,85 f_{cd} = 0,80 \cdot (1,53) \cdot 100 \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{5}{1,4}\right) = 371,57 \text{ kN}$$

E pela equação (72), tem-se a resultante de tração na armadura protendida:

$$R_{pt} = \sigma_{pd} \cdot A_p = \frac{2816,17}{10} \cdot 0,99 = 278,80 \text{ kN}$$

Assim, como $R_{pt} < R_c$ é necessário acrescentar a armadura passiva complementar.
Adotando aço CA-50, a área dessa armadura deverá ser igual a:

$$A_{s(apoio),y} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} = \frac{R_c - R_{pt}}{f_{yd}} = \frac{371,57 - 278,80}{\left(\frac{50}{1,15}\right)} = 2,13 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < A_{s\text{mín}(apoio),y}$$

Logo será adotada a armadura mínima sobre os apoios:

$$A_{s(apoio),y} = 10,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Para o momento máximo positivo: $M_{sd} = 31,21 \text{ kN.m/m} = 3121 \text{ kN.cm/m}$
Utilizando o mesmo roteiro de cálculo, a posição da linha neutra é dada por:

$$3121 = 0,8 \cdot x \cdot 100 \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{5}{1,4}\right) \cdot (17 - 0,4x)$$

$$97,14 \cdot x^2 - 4128,57 \cdot x + 3121 = 0$$

$$x \cong 0,77 \text{ cm}$$

Pela equação (71), a resultante de compressão no concreto:

$$R_c = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot 0,85 f_{cd} = 0,80 \cdot (0,77) \cdot 100 \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{5}{1,4}\right) = 187,0 \text{ kN}$$

E pela equação (72), tem-se a resultante de tração na armadura protendida:

$$R_{pt} = \sigma_{pd} \cdot A_p = \frac{2816,17}{10} \cdot 0,99 = 278,80 \text{ kN}$$

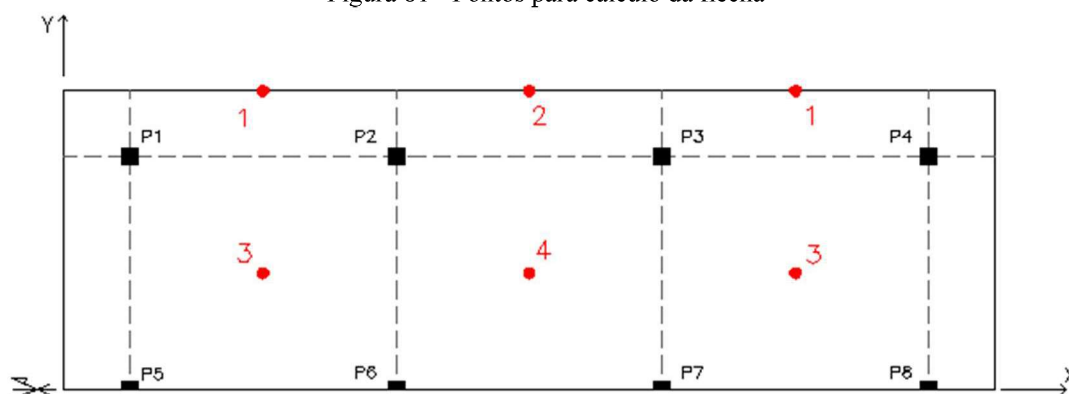
Assim, como $R_{pt} > R_c$ não seria necessário acrescentar armadura passiva, então, será adotada a armadura mínima:

$$A_{s_{mín,y}} = 3,04 \text{ cm}^2/m$$

9.13 CÁLCULO DAS FLECHAS MÁXIMAS

Como a laje é simétrica, será calculada a flecha apenas para os pontos indicados na Figura 82: 1 e 2 (balanço na maior direção) e 3 e 4 (meio do painel da laje). Como estes pontos possuem as maiores flechas, caso seja verificado que as mesmas atendem ao limite da Tabela 17, pode-se afirmar que os demais pontos da laje também estarão atendendo.

Figura 81 - Pontos para cálculo da flecha



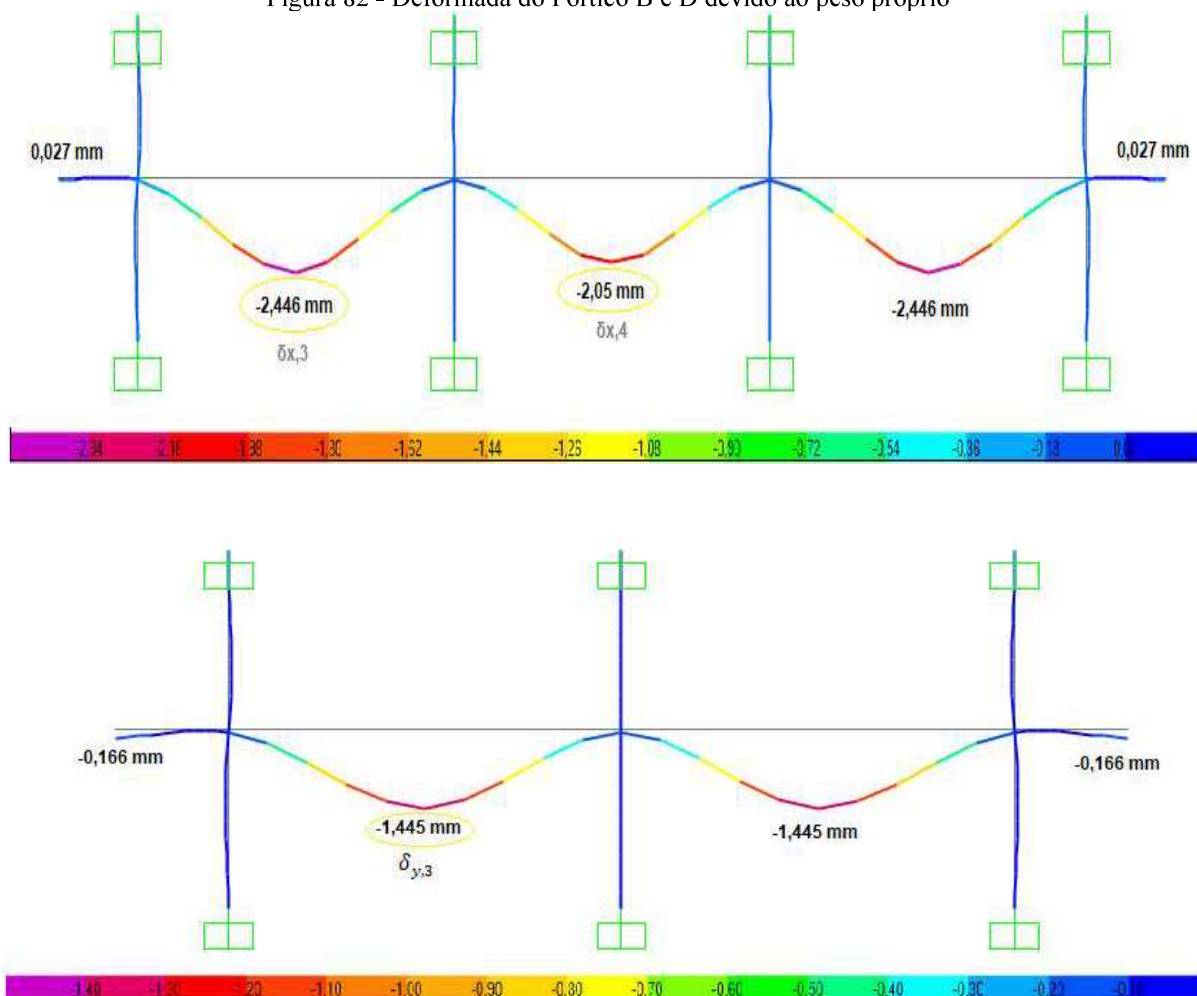
Fonte: Autora (2017)

Como não foi ultrapassado o estado-limite de formação de fissuras, considera-se que $(EI)_{eq} = E_{cs}I_c$.

Conforme o procedimento descrito por Emerick (2002), será calculado para ambas as direções o valor da flecha máxima no vão do pórtico correspondente ao painel que se deseja estudar e depois os valores de flechas encontrados deverão ser somados para que se chegue na flecha total no ponto do meio do painel. Deve-se ressaltar que, no caso de para a mesma direção existirem pórticos com diferentes carregamentos no entorno do ponto, será escolhido o pórtico mais carregado, pois nele resultará uma maior deformação.

Considerando, por exemplo, o cálculo da flecha para o ponto 3 devido ao peso próprio, serão necessários os valores de flecha entre os pilares P5 e P6 (maior direção) e entre os pilares P2 e P6 (menor direção), o que corresponde aos pórticos B e D, respectivamente. A Figura 83 apresenta exatamente esses valores, a partir da análise no SAP 2000.

Figura 82 - Deformada do Pórtico B e D devido ao peso próprio



Fonte: Autora (2017)

Assim, para o ponto 3 a flecha total devido ao peso próprio seria dada por:

$$\delta_3 = \delta_{3,x} + \delta_{3,y} = -2,446 + (-1,445) = 3,89 \text{ mm}$$

Seguindo essa mesma lógica, com o auxílio do SAP 2000, foram listados os valores de flecha imediata para cada direção e carregamento. Por fim, foram calculadas as flechas totais por ponto, conforme Tabela 34, sendo os valores negativos referentes às flechas no sentido da gravidade.

Tabela 34 - Cálculo aproximado das flechas pelo MPE

Flechas imediatas por tipo de carregamento					
Posição		Balanço		Vão	
Referência dos valores		Pórtico A e D		Pórtico B e D	
Pontos		Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4
δ_{g1}	X	-2,393	-2,150	-2,446	-2,050
	Y	-0,250	-0,250	-1,445	-1,445
	Total (mm)	-2,643	-2,400	-3,891	-3,495
$\delta(g2+g3+g4)$	X	-0,112	-0,030	-0,084	-0,028
	Y	-0,030	-0,030	-0,020	-0,020
	Total (mm)	-0,142	-0,060	-0,104	-0,048
δ_q	X	-0,957	-0,813	-0,978	-0,800
	Y	-0,100	-0,100	-0,578	-0,578
	Total (mm)	-1,057	-0,913	-1,556	-1,378
$\delta_{up,\infty}$	X	-0,614	-0,540	-0,550	-0,610
	Y	0,636	0,636	-0,436	-0,436
	Total (mm)	0,022	0,096	-0,986	-1,046

Fonte: Autora (2017)

Como a espessura fictícia ($2A_c/u$) é inversamente proporcional ao coeficiente de fluência e diretamente proporcional ao comprimento da laje, a favor da segurança será utilizado no cálculo a dimensão do menor lado da laje. Assim:

$$\frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot (1800 \cdot 20)}{2 \cdot (1800 + 20)} = 19,78 \cong 20 \text{ cm}$$

Considerando uma umidade ambiente de 75%, pela Tabela 16, obtém-se os seguintes valores para o coeficiente de fluência:

Para $t_0 = 5 \text{ dias}$ (carregamentos de protensão e peso próprio): $\varphi_5 = 1,90$

Para $t_0 = 30 \text{ dias}$ (carregamentos de revestimento e alvenaria): $\varphi_{30} = 1,40$

Com isso, a flecha diferida pode ser calculada através da multiplicação da flecha da Tabela 34 por $(1 + \varphi)$, ou seja: $\delta_f = \delta_i(1 + \varphi)$.

Além disso, o Quadro 5 especifica que a verificação do ELS-DEF deve ser feita para a combinação de serviço quase permanente, dessa forma:

$$\delta = (1 + \varphi_5) \cdot (\delta_{up} + \delta_{g1}) + (1 + \varphi_{30}) \cdot (\delta_{g2+g3+g4}) + \Psi_2 \cdot \delta_q$$

Assim, seja $\Psi_2 = 0,4$ (Tabela 11), tem-se:

– No balanço:

Ponto 1:

$$\delta_1 = 2,9 \cdot (0,022 - 2,643) + 2,4 \cdot (-0,142) + 0,4 \cdot (-1,057) = -8,365mm = -0,84 \text{ cm}$$

Ponto 2:

$$\delta_2 = 2,9 \cdot (0,096 - 2,4) + 2,4 \cdot (-0,06) + 0,4 \cdot (-0,913) = -7,191mm = -0,72 \text{ cm}$$

– No vão:

Ponto 3:

$$\delta_3 = 2,9 \cdot (-0,986 - 3,891) + 2,4 \cdot (-0,104) + 0,4 \cdot (-1,556) = -15,015mm = -1,50 \text{ cm}$$

Ponto 4:

$$\delta_4 = 2,9 \cdot (-1,046 - 3,495) + 2,4 \cdot (-0,048) + 0,4 \cdot (-1,378) = -13,835mm = -1,38 \text{ cm}$$

Os valores das flechas diferidas obtidas acima devem ser comparados com os deslocamentos limites da Tabela 17:

$$\delta_{lim, balanço} = \frac{2L_{balanço}}{250} = \frac{2 \cdot 200}{250} = 1,6 \text{ cm} > 0,84cm \text{ (OK!)}$$

$$\delta_{lim, vão} = \frac{L}{250} = \frac{700}{250} = 2,8 \text{ cm} > 1,50cm \text{ (OK!)}$$

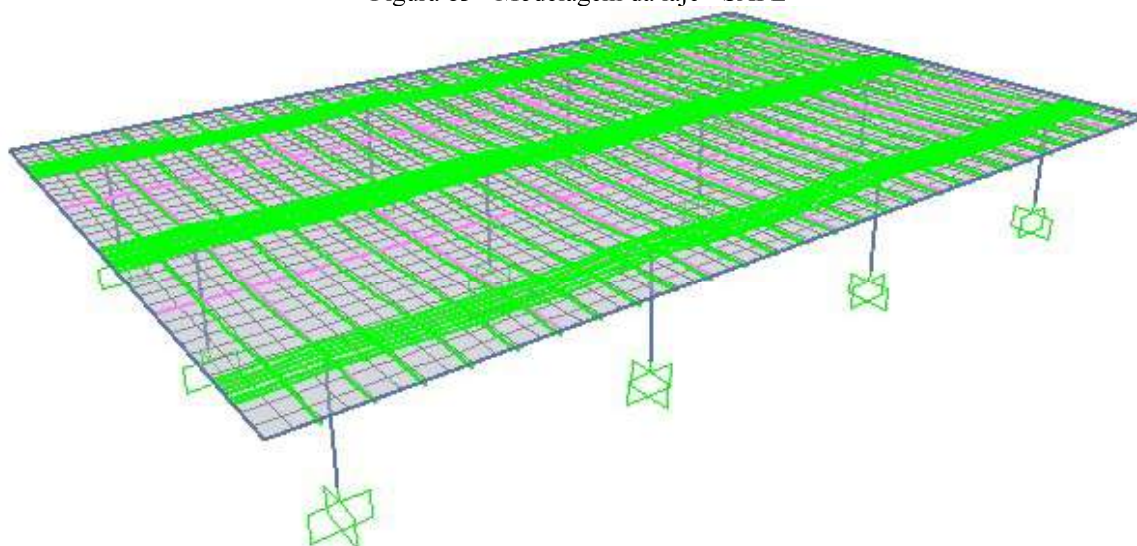
Dessa maneira, pode-se afirmar que as flechas calculadas obedecem aos limites de aceitabilidade sensorial relacionados ao efeito visual desagradável.

10 ANÁLISE COMPARATIVA COM RESULTADOS OBTIDOS PELO PROGRAMA COMERCIAL SAFE

Todos os cálculos e análises feitas no capítulo anterior correspondem ao Método dos Pórticos Equivalentes (MPE). Já os resultados do *software* SAFE, que serão apresentados nesse capítulo, são baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF).

Para isso, após a modelagem da laje e a inserção dos parâmetros dos materiais (concreto e aço) e da seção da laje no programa, foram cadastrados os carregamentos por área de laje (peso próprio, revestimento, sobrecarga, etc.) e por fim lançou-se os cabos de protensão conforme perfil e espaçamento determinados, resultando na estrutura ilustrada pela Figura 84.

Figura 83 - Modelagem da laje - SAFE



Fonte: Autora (2017)

Como fora lançado no SAFE uma distribuição de cabos já definida anteriormente, será utilizado apenas o modo de análise do programa, com o intuito de avaliar os resultados obtidos através do método dos pórticos equivalentes. Para isso, serão escolhidos alguns pontos para que seja possível comparar os valores de momento fletor e deslocamento obtidos para cada método de análise.

10.1 MOMENTOS FLETORES

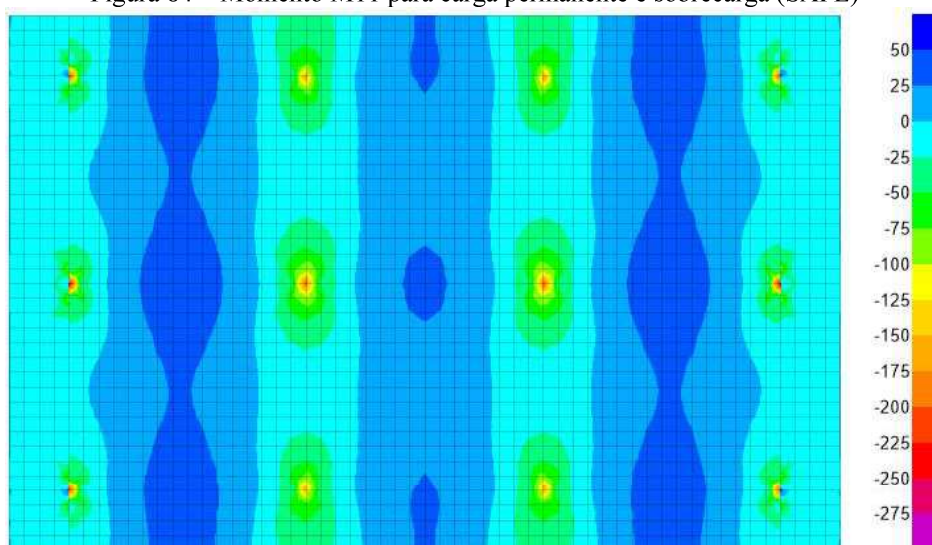
Enquanto no MPE os momentos fletores são unidirecionais, pois são calculados nas faixas correspondentes aos pórticos em uma determinada direção da laje, no SAFE (através do MEF) as placas possuem momentos bidirecionais, sendo o momento na direção X denominado

por “M11” e o da direção Y por “M22”. Dessa maneira, a comparação dos momentos será feita por direção.

Nessa ocasião, optou-se por comparar dois valores distintos de momento fletor: um devido ao carregamento permanente somado à sobrecarga ($M_{g1+g2+g3+g4+q}$) e outro devido ao carregamento da protensão após todas as perdas ($M_{up,\infty}$).

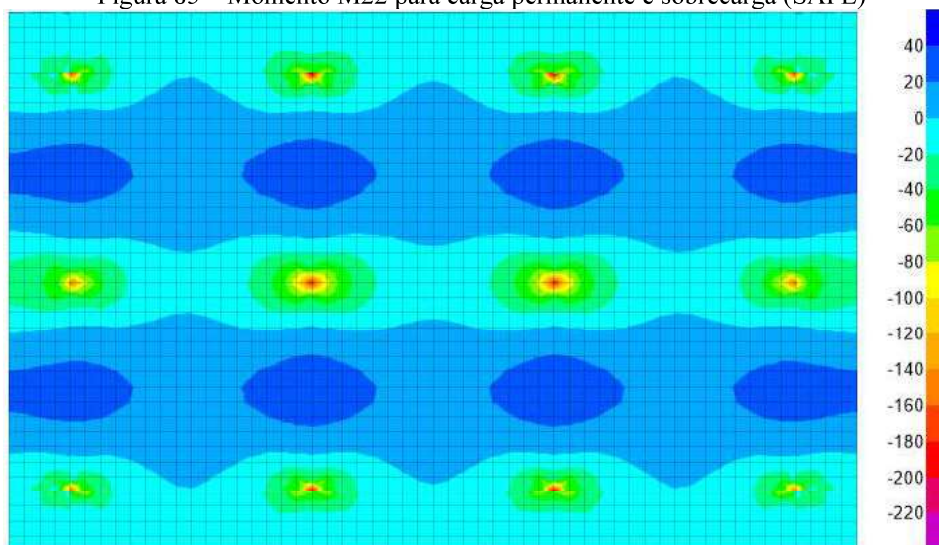
E como o MPE trabalha com momentos por metro iguais ao longo das faixas, a partir das Figuras 85, 86, 87 e 88 foram coletados para cada direção no SAFE os valores médios de momento em cada faixa.

Figura 84 – Momento M11 para carga permanente e sobrecarga (SAFE)



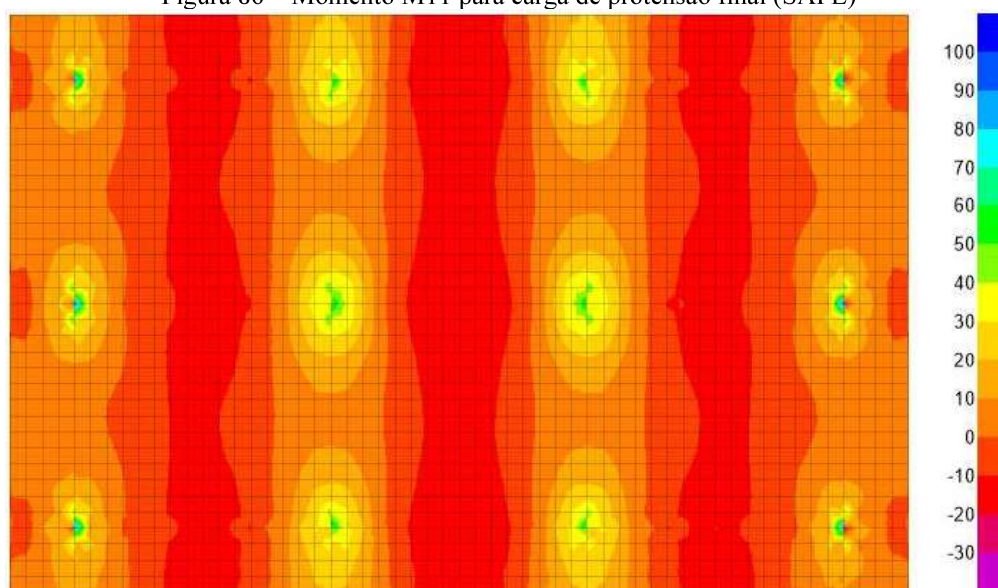
Fonte: Autora (2017)

Figura 85 – Momento M22 para carga permanente e sobrecarga (SAFE)



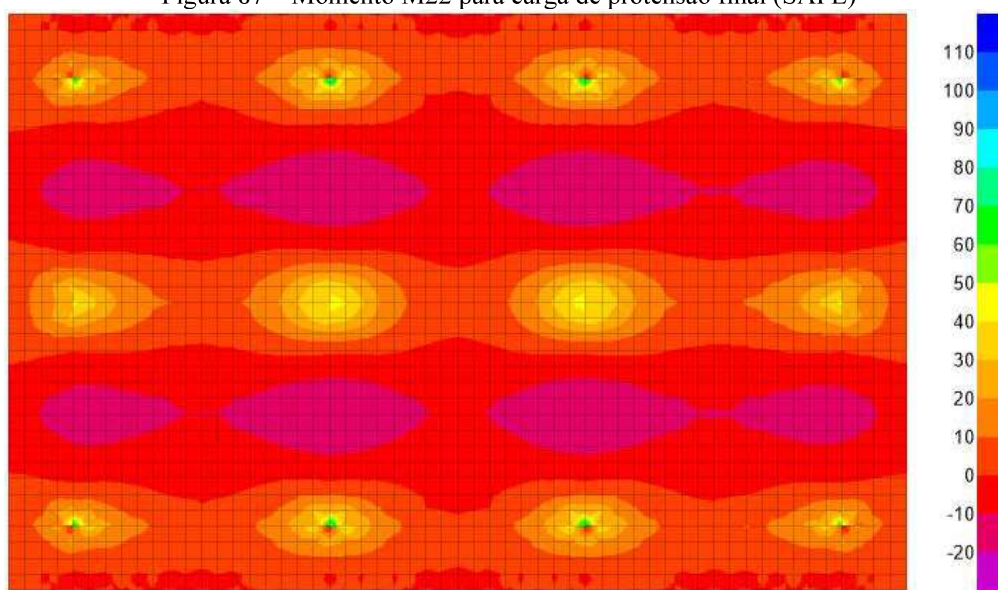
Fonte: Autora (2017)

Figura 86 – Momento M11 para carga de protensão final (SAFE)



Fonte: Autora (2017)

Figura 87 – Momento M22 para carga de protensão final (SAFE)



Fonte: Autora (2017)

Reunindo os valores de momento obtidos para os dois métodos, foi montada a Tabela 35.

Tabela 35 - Comparação entre valores de momento fletor para o MPE e MEF

Identificação				Mg1+g2+g3+g4+q		Diferença do MEF em relação ao MPE	Mup,∞		Diferença do MEF em relação ao MPE
				MPE	MEF		MPE	MEF	
DIREÇÃO X	L1	P (A)	FE3	-48,65	-53,29	10%	22,68	15,66	-31%
			FE2	-55,60	-51,73	-7%	25,92	11,84	-54%
			FI2	-18,53	-10,48	-43%	8,64	4,51	-48%
		P (B)	FI1	-22,17	-12,81	-42%	11,47	8,22	-28%
			FE1	-66,52	-61,79	-7%	34,40	21,27	-38%
			FE3	19,69	32,17	63%	-11,39	-12,87	13%
	L2	P (A)	FE2	22,50	27,30	21%	-13,01	-12,28	-6%
			FI2	18,41	28,50	55%	-10,65	-10,98	3%
		P (B)	FI1	22,52	30,63	36%	-14,22	-11,38	-20%
			FE1	27,53	36,46	32%	-17,38	-12,61	-27%
		P (A)	FE3	-53,36	-41,82	-22%	23,32	21,18	-9%
			FE2	-60,98	-49,68	-19%	26,65	25,31	-5%
			FI2	-20,33	-19,06	-6%	8,88	10,27	16%
	L3	P (B)	FI1	-24,80	-17,14	-31%	11,86	11,33	-4%
			FE1	-74,41	-58,16	-22%	35,59	29,85	-16%
		P (A)	FE3	18,96	26,06	37%	-11,29	-18,69	66%
			FE2	21,67	23,97	11%	-12,90	-17,23	34%
			FI2	17,73	19,88	12%	-10,56	-15,02	42%
		P (B)	FI1	21,48	20,69	-4%	-14,07	-15,23	8%
DIREÇÃO Y	L5	P (C)	FE3	-40,76	-31,60	-22%	22,52	12,85	-43%
			FE2	-40,76	-27,36	-33%	22,52	19,64	-13%
			FI2	-13,59	-10,38	-24%	7,51	4,59	-39%
		P (D)	FI1	-17,34	-12,14	-30%	11,19	8,73	-22%
			FE1	-52,02	-40,18	-23%	33,56	23,05	-31%
		P (C)	FE3	16,29	23,55	45%	-11,37	-8,83	-22%
			FE2	16,29	23,97	47%	-11,37	-12,62	11%
			FI2	13,33	17,55	32%	-9,30	-10,49	13%
		P (D)	FI1	17,13	21,16	24%	-13,99	-10,64	-24%
			FE1	20,94	25,36	21%	-17,10	-14,52	-15%
	L7	P (C)	FE3	-44,37	-35,18	-21%	23,33	17,15	-26%
			FE2	-44,37	-36,85	-17%	23,33	24,54	5%
			FI2	-14,79	-11,10	-25%	7,78	10,02	29%
		P (D)	FI1	-19,01	-14,48	-24%	11,70	10,79	-8%
			FE1	-57,02	-54,68	-4%	35,11	30,11	-14%

Fonte: Autora (2017)

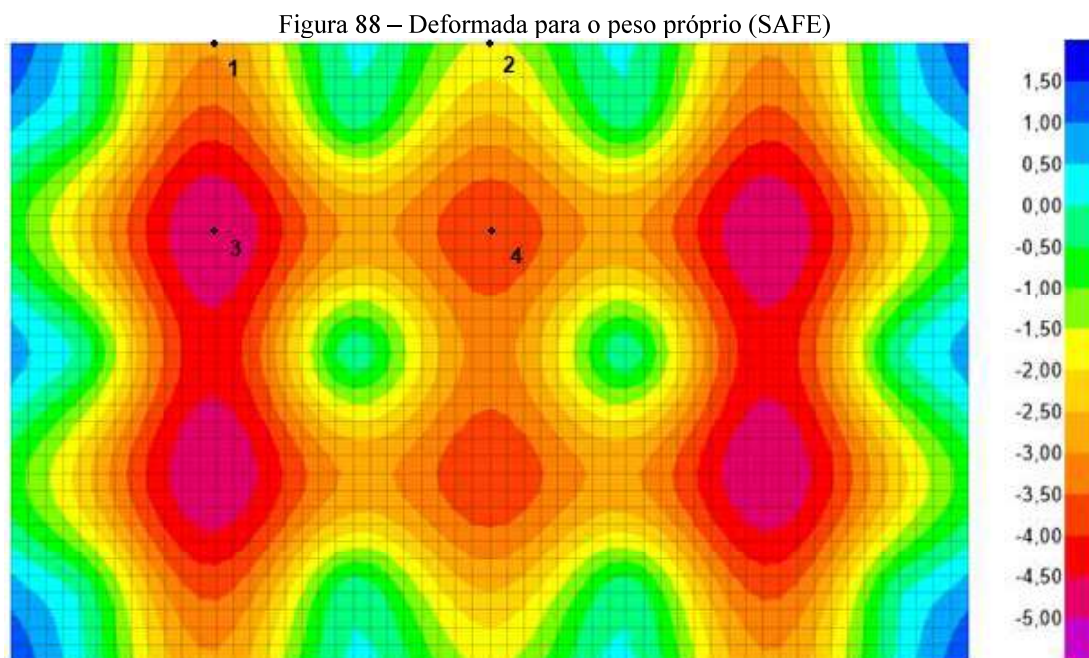
As diferenças percentuais máximas dos momentos positivos e negativos para cada direção e carregamento estão marcadas em negrito na tabela acima.

Pelos resultados acima verifica-se que:

- a) Em relação às duas direções da laje: as variações dos valores de momento entre os métodos foram maiores para a direção X;
- b) Em relação à posição dos pórticos: os momentos correspondentes à área de influência dos pórticos dos balanços apresentaram maiores variações que nos pórticos internos;
- c) Em relação aos carregamentos: maiores diferenças foram percebidas para os momentos devido carregamento da protensão;
- d) De maneira geral o MEF apresentou valores de momentos nos apoios menores que o MPE e, conseqüentemente, valores de momentos no meio dos vãos maiores que o MPE;
- e) Fixando um determinado carregamento e direção, as variações percentuais dos momentos no meio dos vãos (sejam eles positivos ou negativos) foram mais acentuadas que as variações nos apoios.

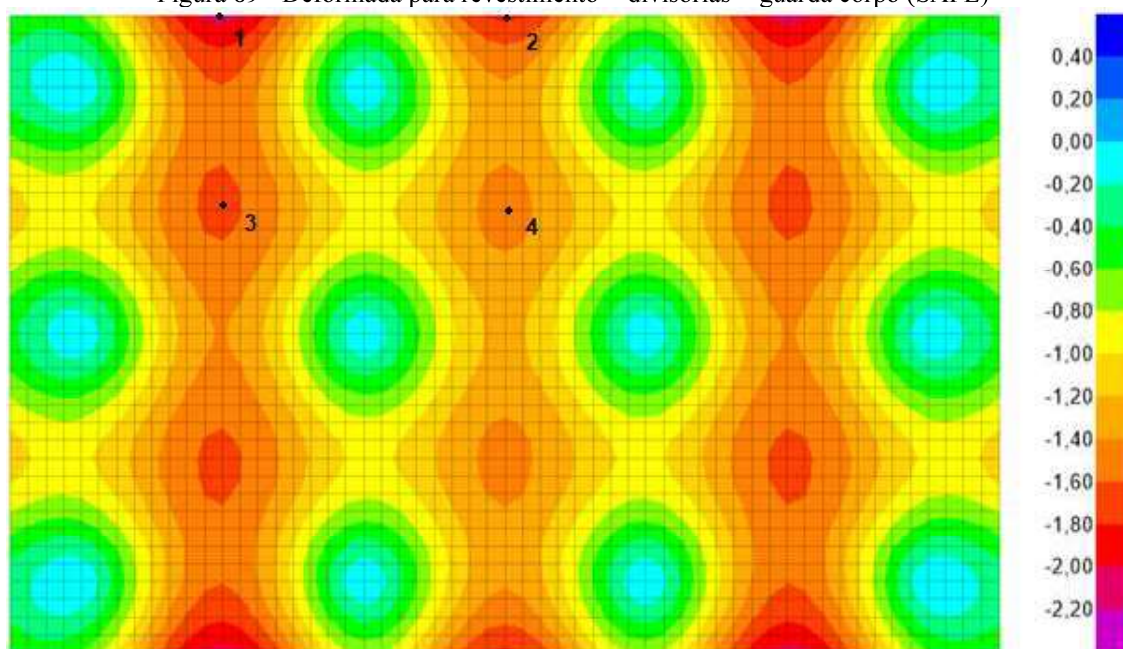
10.2 FLECHAS

Diferente do que ocorre para o MPE, no SAFE obtém-se direto o valor da flecha elástica do ponto desejado para cada carregamento, conforme Figuras 89, 90, 91 e 92.



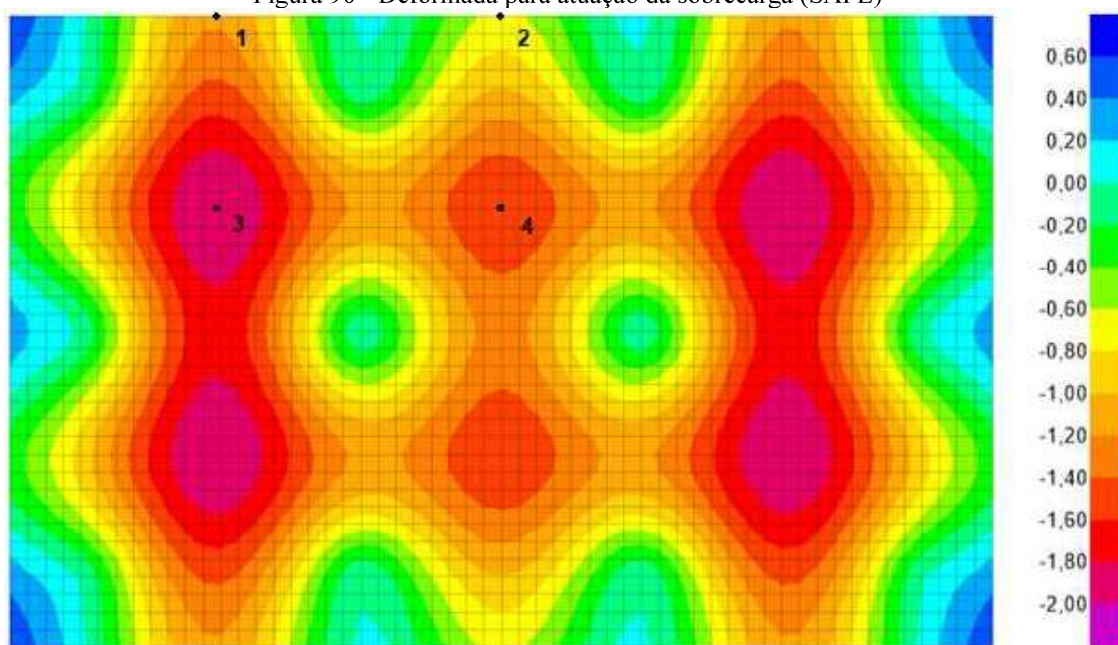
Fonte: Autora (2017)

Figura 89 - Deformada para revestimento + divisórias + guarda corpo (SAFE)



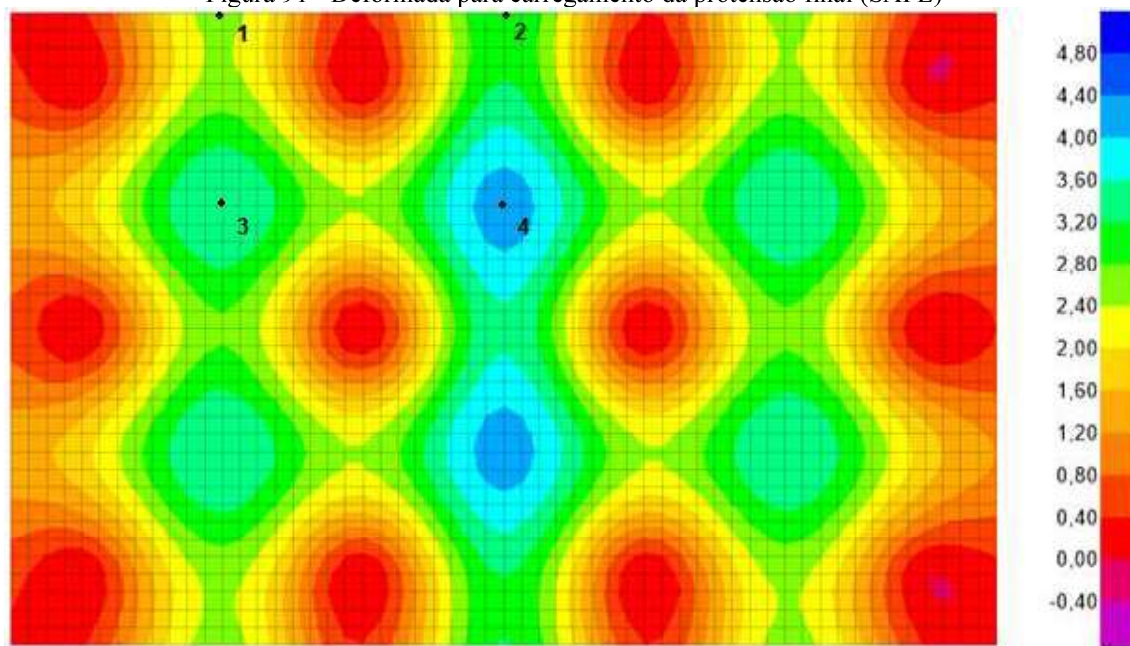
Fonte: Autora (2017)

Figura 90 - Deformada para atuação da sobrecarga (SAFE)



Fonte: Autora (2017)

Figura 91 - Deformada para carregamento da protensão final (SAFE)



Fonte: Autora (2017)

Para os mesmos pontos em que foram calculadas as flechas pelo MPE foram obtidos os valores aproximados das mesmas no *software* SAFE, como apresentado na Tabela 36. O cálculo das flechas diferidas e aplicação dos coeficientes da combinação quase permanente foram feitos conforme o procedimento realizado no item 9.13.

Tabela 36 - Flechas obtidas no SAFE

Carregamento	Balanço		Vão	
	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4
δ_{gl}	-3,046	-1,812	-4,938	-3,889
$\delta(g_2+g_3+g_4)$	-2,084	-1,851	-1,640	-1,455
δ_q	-1,218	-0,725	-1,975	-1,556
$\delta_{up,\infty}$	2,485	3,150	3,601	4,177
Comb. QP	-7,116	-0,852	-8,603	-3,279

Fonte: Autora (2017)

A Tabela 37 faz o comparativo entre os resultados de flecha imediata e combinadas obtidos para o MPE e para o MEF, para cada ponto estudado (1, 2, 3 e 4).

Tabela 37 - Comparação entre valores de flechas para o MPE e MEF

Flechas em centímetros												
Carreg.	Balanço						Vão					
	Ponto 1			Ponto 2			Ponto 3			Ponto 4		
	MPE	MEF	%	MPE	MEF	%	MPE	MEF	%	MPE	MEF	%
δ_{g1}	-0,26	-0,30	15%	-0,24	-0,18	-25%	-0,39	-0,49	27%	-0,35	-0,39	11%
$\delta_{(g2+g3+g4)}$	-0,01	-0,21	1368%	-0,01	-0,19	2985%	-0,01	-0,16	1477%	-0,005	-0,15	2931%
δ_q	-0,11	-0,12	15%	-0,09	-0,07	-21%	-0,16	-0,20	27%	-0,14	-0,16	13%
$\delta_{up,\infty}$	0,002	0,25	11195%	0,01	0,32	3181%	-0,10	0,36	-465%	-0,10	0,42	-499%
δ_{QP}	-0,836	-0,71	-15%	-0,72	-0,09	-88%	-1,50	-0,86	-43%	-1,38	-0,33	-76%
Nota: % representa a diferença percentual entre o valor do obtido pelo MEF em relação ao MPE.												

Fonte: Autora (2017)

A partir dos valores acima, percebe-se que:

- Os valores de flecha imediata para o peso próprio e sobrecarga divergiram, em módulo, em no máximo 27% em relação aos dois métodos;
- Em relação às flechas imediatas para os carregamentos $g2+g3+g4$ e principalmente para a protensão final, apesar dos pequenos valores de flecha obtidos, obteve-se percentualmente grandes divergências;
- Em geral, as flechas obtidas pelo MEF (através do SAFE) forneceram valores maiores de flechas imediatas que no MPE;
- E em relação aos valores finais: para todos os pontos analisados o MEF apresentou menores valores de flecha, sendo a maior diferença no ponto 2 (-88%).

11 CONCLUSÃO

Este trabalho apresentou, primeiramente, os aspectos teóricos relacionados à protensão para que fosse possível entender o seu funcionamento, classificações, peculiaridades e os materiais disponíveis no mercado, já que nos projetos de concreto protendido existem uma série de fatores a serem analisados que diferem do processo comumente utilizado para o estruturas de concreto armado, como por exemplo o fato do ELS ser determinante para o dimensionamento da estrutura e a consideração das perdas de protensão.

Como aplicação desse sistema construtivo, foi escolhido o modelo de lajes lisas protendidas, que como fora visto apresenta diversas vantagens, tais como: redução dos gastos com fôrma e cimbramento, possibilidade de maiores vãos sem usar lajes muito espessas, redução do efeito de punção (considerado um problema para lajes lisas), diminuição das deformações, entre outras.

Com base nas recomendações para projeto e nos critérios de norma (em especial da ABNT NBR 6118/2014), foi desenvolvido um roteiro para dimensionamento de lajes lisas protendidas, que foi aplicado através do desenvolvimento de um projeto simplificado de uma laje hipotética na cidade de São Luís – MA, para o qual foi utilizado o Método dos Pórticos Equivalentes, em que a laje foi analisada através de pórticos (equivalentes à faixas de laje), que foram calculados isoladamente para cada direção da laje.

Pode-se destacar alguns aspectos verificados ao longo do dimensionamento: em relação às perdas de protensão, verificou-se que o maior percentual ocorreu no cabo ao longo da direção Y, mostrando que as perdas devido a acomodação da ancoragem podem ser mais significativas que as perdas por atrito; quanto à fissuração, a laje foi considerada no estágio I, tornando desnecessária a verificação do estado limite de abertura de fissuras, previsto em norma para o caso de pós tração de estruturas enquadradas na CAA II.

Em acréscimo, ainda valem as seguintes considerações: em relação às deformações foram atendidos os valores limites de aceitabilidade sensorial prescritos na norma, destacando o fato de que devido ao carregamento da protensão as flechas sofreram redução, porém permaneceram na direção da gravidade; o estado limite último no ato da protensão foi verificado após a adoção de um concreto mais resistente (C50); e, para o estado limite último de ruptura por flexão no tempo infinito, verificou-se que para as duas direções a adoção de armadura passiva mínima é suficiente.

Em seguida, da comparação dos resultados obtidos pelo MPE com os valores de momento fletor encontrados a partir da modelagem no *software* SAFE, observou-se que: de

maneira geral, os momentos nos apoios do SAFE deram menores que os obtidos pelo MPE, ocasionando consequentemente em maiores valores de momento no meio dos vãos. Além disso, verificou-se que as maiores divergências ocorreram nos momentos na direção X e regiões próximas ao balanço, sendo ainda mais evidentes para o carregamento da protensão.

Em relação às flechas, comparando isoladamente os valores de flecha imediata para cada carregamento, nota-se que, novamente, as maiores diferenças percentuais ocorreram para o carregamento da protensão. E para as flechas diferidas (resultantes da combinação quase permanente), verificou-se que o SAFE apresentou valores até 88% menores que o MPE.

Dessa forma, sabendo-se que o *software* SAFE funciona com base no Método dos Elementos Finitos, é natural que o cálculo mais refinado gere resultados mais próximos do comportamento real da estrutura. Além disso, essa diferença pode ser justificada pelas aproximações feitas pelo Método dos Pórticos Equivalentes.

Uma das aproximações diz respeito ao fato do MPE trabalhar com a análise isolada de pórticos em cada direção da laje, sendo os momentos constantes em cada faixa na qual são redistribuídos, e em contrapartida o MEF analisa a laje com um todo, de forma que cada elemento influencie os demais, e cada ponto apresente diferentes valores de esforços;

Outro ponto a destacar é que, no SAFE, o carregamento devido à protensão é lançado ao longo do cabo, fazendo com que o valor da força de protensão varie ponto a ponto, diminuindo da extremidade em que o cabo é protendido até a extremidade oposta da laje (ancoragem passiva). Já o MPE considera um carregamento externo equivalente, que é considerado constante nos trechos entre os pontos de inflexão, e é obtido através da adoção de um único valor de força de protensão, para um valor correspondente de perda de carga.

Conclui-se que, por conta das aproximações feitas pelo MPE, os resultados obtidos geralmente são mais altos, estando a favor da segurança. Por esse motivo, o cálculo pelo método dos pórticos equivalentes é válido para critérios de comparação, porém, devido ao fato do método exigir a utilização de planilhas e programas auxiliares, este torna-se pouco prático, principalmente para o caso de lajes protendidas, em que por vezes se torna um processo iterativo.

Por fim, para dar continuidade ao estudo realizado, algumas sugestões seriam: realizar a verificação do cisalhamento e punção na laje, incorporar o cálculo das perdas de protensão diferidas no tempo, incluir a comparação com o método de analogia de grelha e analisar a influência da utilização de diferentes disposições dos cabos em planta.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, D.; LOPES, M.; BARBOSA, P. Perdas da força de protensão obedecendo aos critérios da nova norma NBR 6118 – 2003. **ENGEVISTA-UFF**, Niterói, v. 5, n. 10, p. 56-70, dez. 2003.
- ALMEIDA FILHO, F. M. **Estruturas de piso de edifícios com a utilização de cordoalhas engraxadas**. 2002. 159f. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, São Carlos, 2002.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary – **ACI 318**. Farmington Hills, 2011.
- _____. Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons – **ACI 423.3R**. Farmington Hills, 2005.
- ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. 3. ed., v. 4. Rio Grande: Dunas, 2010.
- ARCELOR MITTAL. **Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido**. 2015. Disponível em: <<http://longos.arcelormittal.com.br/pdf/produtos/construcao-civil/fios-cordoalhas/catalogo-fios-cordoalhas.pdf>>. Acesso em: out., 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.
- _____. **NBR 7197**: Projeto de estruturas de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1989.
- _____. **NBR 7681**: Calda de cimento para injeção – Especificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1983.
- _____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- BARBOZA, T. S. **Estudo comparativo do dimensionamento de lajes protendidas com uso de programas computacionais**. 2014. 165f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.
- BASTOS, P. S. **Concreto Protendido**. Bauru, 2015.
- CARNEIRO, A. L. **Análise e dimensionamento de lajes lisas protendidas sem aderência**. 2015. 159f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2015.
- CARVALHO, R. C. **Estrutura em concreto protendido: cálculo e detalhamento**. São Paulo: Pini, 2012.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. Pavimentos de edifícios com lajes lisas e cogumelo. In: **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. São Paulo: Pini, v. 2, cap. 2, p. 80-175, 2009.

CAUDURO, E. L. **Recomendações para a Boa Execução de Construções em Concreto Protendido com Cordoalhas Engraxadas**. Revista IBRACON Nº. 28, 2002.

CAUDURO, L. E.; LEME, A. J. H. **A protensão em edifícios sem vigas**: novas técnicas aumentam a qualidade e reduzem o custo total do edifício. [19-?].

CHOLFE, L.; BONILHA, L. **Concreto protendido**: teoria e prática. São Paulo: Pini, 2015.

CONCRETE SOCIETY. Post-Tensioned Concrete Floors – Design Handbook. **Technical Report**, n. 43. 1994.

DYWIDAG SYSTEMS INTERNACIONAL. **Sistemas de Protensão com Barras DYWIDAG** – Aplicações estruturais. [201-?].

EMERICK, A. A. **Projeto e execução de lajes protendidas**. Brasília, 2002.

FEDERATION INTERNATIONALE DU BÉTON. Post-Tensioning in Buildings. **Technical Report**, CEB-FIP Bulletin n. 31, 2005.

FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Sistemas estruturais de lajes sem vigas**: Subsídios para o projeto e execução. 1989. 272f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1989.

HANAI, J. B. **Fundamentos do Concreto Protendido**. São Carlos: USP – São Carlos, 2005.

KAEFER, L. F. **A evolução do concreto armado**. São Paulo, 1998.

LIN, T.Y.; BURNS, N.H. **Design of Prestressed Concrete Structures**. 3.ed. New York: John Wiley and Sons, Inc., 1981.

LOUREIRO, G. José. Projeto de lajes protendidas com cordoalhas engraxadas. **Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto**. Fortaleza, n. 216, p.1734-1755, abr., 2006.

MELLO, A. L. **Cálculo de lajes lisas com protensão parcial e limitada**. 2005. 128f. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de São Carlos – UFSCAR, São Carlos, 2005.

MENEGATTI, M. **A protensão como um conjunto de cargas concentradas equivalentes**. 2004. 126f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

PEREIRA, J. L. S. et al. **Concreto protendido e lajes protendidas com monocordoalhas engraxadas**: noções gerais solução estrutural e correta execução. COMUNIDADE DA CONSTRUÇÃO, 2005.

PFEIL, W. **Concreto Protendido:** Introdução. 2. ed., v.1, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1984.

PINI. **Protensão de laje.** 2013. Disponível em: <<http://equipedeobra.pini.com.br/construcao-reforma/57/protensao-de-laje-recurso-para-aumentar-a-resistencia-de-278117-1.aspx>>. Acesso em: ago. 2017.

SCHMID, M. T. **Lajes planas protendidas.** 3. ed. Rudloff. 2009.

SKAF, K.; STUCCHI, F. R. **Alternativas de representação da protensão no projeto de estruturas de concreto.** São Paulo: EPUSP, 1995. (Boletim Técnico do Departamento da Universidade de São Paulo – BT/PEF/9512).

SOUZA, V. C. M.; CUNHA, A. J. P. **Lajes em Concreto Armado e Protendido.** 2. ed. Rio de Janeiro, 1998.

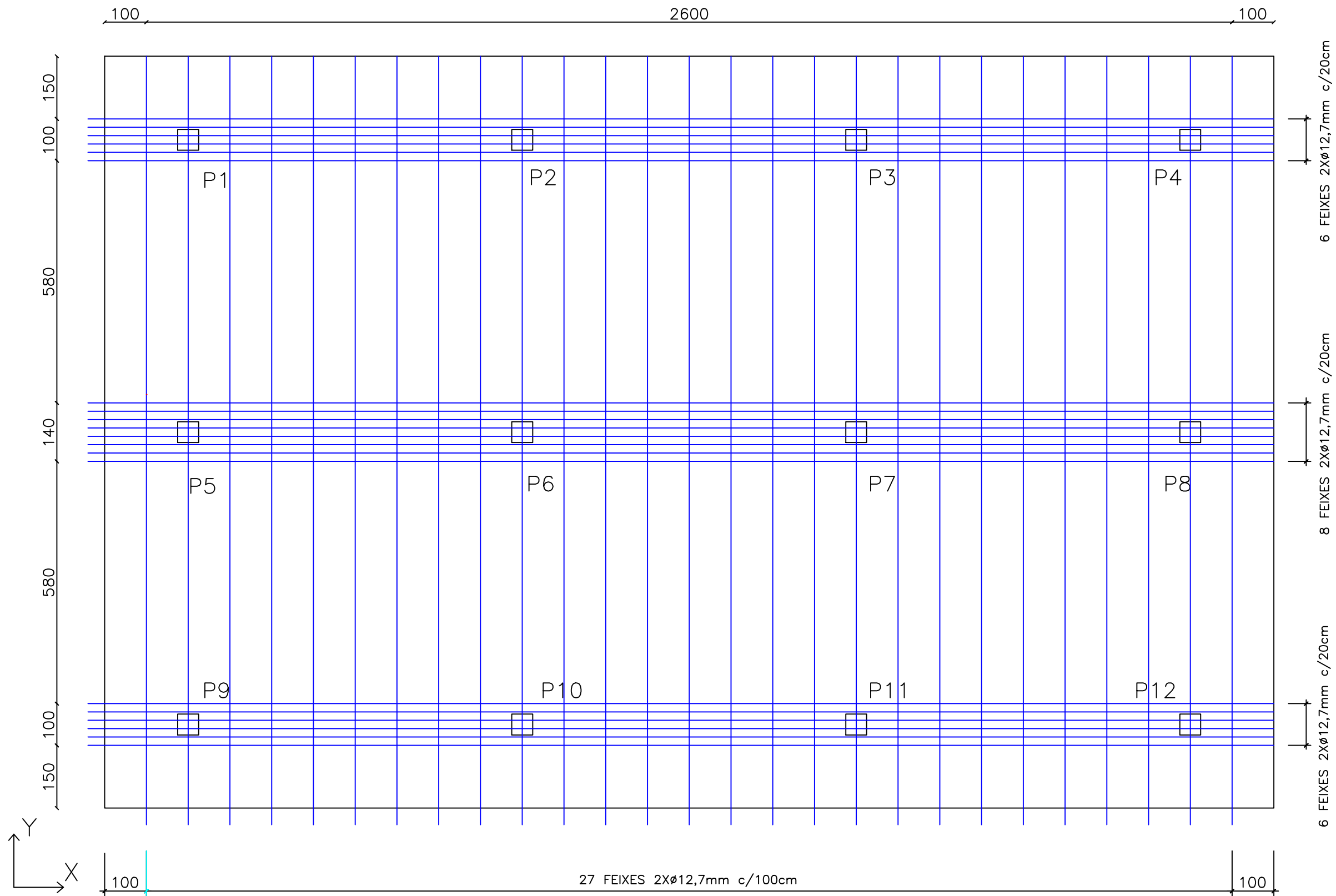
VERÍSSIMO, G. S.; CÉSAR JR, K. M L. **Concreto Protendido:** Perda de protensão. Viçosa, 1998. Notas de aula da Universidade Federal de Viçosa – UFV)

_____. **Concreto Protendido:** Fundamentos Básicos. Viçosa, 1998. (Notas de aula da Universidade Federal de Viçosa - UFV).

APÊNDICES

APÊNDICE A – Traçado vertical dos cabos

APÊNDICE B – Disposição em planta dos cabos



CORDOALHA ENGRAXADA CP190-RB 12,7mm
40x COMPRIMENTO DE CORTE = 1850cm
TENSÃO APLICADA NA CORDOALHA = 150 kN

CORDOALHA ENGRAXADA CP190-RB 12,7mm
54x COMPRIMENTO DE CORTE = 2850cm
TENSÃO APLICADA NA CORDOALHA = 150 kN

NOTA: COTAS E DIMENSÕES EM CENTÍMETROS.
NOTA 2: VER PERFIL DOS CABOS NO APÊNDICE A.

PROJETO		PRANCHA
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO		
TÍTULO		
DISPOSIÇÃO EM PLANTA DOS CABOS		01 / 01
ESCALA	DATA	
1/100	23/11/2017	

ANEXOS

ANEXO A – Peso específico dos materiais de construção

Materiais		Peso específico Aparente (kN/m ³)
Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gneise	30
	Granito	28
	Mármore e Calcário	28
Blocos artificiais	Bloco de Argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas Cerâmicas	18
	Tijolos Furados	13
	Tijolos Maciços	18
Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto Armado	25
Madeiras	Pinho, Cedro	5
	Louro, Imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriúva, Ipê róseo	10
Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
	Zinco	72
Materiais Diversos	Alcatrão	12
	Asfalto	13
	Borracha	17
	Papel	15
	Plástico em folhas	21
	Vidro plano	28

Fonte: ABNT NBR 6120 (1980)

ANEXO B – Valores mínimos para cargas de uso

Ambiente arquitetônico		Ação (kN/m ²)
Arquibancadas		4
Bancos	Escritórios e banheiro	2
	Sala de diretoria e gerência	1,5
Bibliotecas	Sala de leitura	2,5
	Sala para depósito de livro	4
	Sala com estante de livro, a ser determinada, ou 2,5 N/m ² por metro de altura, porém com no mínimo de	6
Casa de Máquinas	(Incluindo máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de	7,5
Cinemas	Plateia com assentos fixos	3
	Estúdios e plateia com assentos móveis	4
	Banheiro	2
Clubes	Sala de refeições e de assembleia com assentos fixos	3
	Sala de assembleia com assentos móveis	4
	Salão de dança e salão de esporte	5
	Salão de bilhar e banheiro	2
Corredores	Com acesso ao público	3,0
	Sem acesso ao público	2,0
Edifícios residenciais	Dormitório, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Despensa, Área de serviço e Lavanderia	2,0
Escadas	Com acesso ao público	3,0
	Sem acesso ao público	2,5
Escolas	Corredor e sala de aula	3
	Outras salas	2
Escritórios	Sala de uso geral e banheiro	2
Forros	Sem acesso ao público	0,5
Galeria de arte	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo de	3
Galeria de lojas	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo de	3
Garagens e estacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo	3
Ginásios de esporte		5
Hospitais	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e de raio x	2
	Corredor	3
Laboratórios	(Incluindo equipamentos) a ser determinada, porém com o mínimo de	3
Lavanderias	Incluindo equipamentos	3
Lojas		4
Restaurantes		3
Teatros	Palco	5
	Demais dependências: iguais as especificadas para cinemas	*
Terraços	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2
	Inacessível a pessoas	0,5
Vestíbulo	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	1,5

Fonte: ABNT NBR 6120 (1980)