

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

ENRIQUE SANTANA DOS SANTOS

**ANÁLISE COMPARATIVA DE DESLOCAMENTOS NO DIMENSIONAMENTO DE
LAJES LISAS PROTENDIDAS COM PROTENSÃO NÃO-ADERENTE
UTILIZANDO SOFTWARES COMERCIAIS: ESTUDO DE CASO EM EDIFÍCIO
RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR DE 4 PAVIMENTOS.**

PATO BRANCO

2022

ENRIQUE SANTANA DOS SANTOS

ANÁLISE COMPARATIVA DE DESLOCAMENTOS NO DIMENSIONAMENTO DE LAJES LISAS PROTENDIDAS COM PROTENSÃO NÃO-ADERENTE UTILIZANDO SOFTWARES COMERCIAIS: ESTUDO DE CASO EM EDIFÍCIO RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR DE 4 PAVIMENTOS.

COMPARATIVE ANALYSIS OF DISPLACEMENTS IN THE SIZING OF PRESTRESSED FLAT SLABS WITH UNBONDED PRESTRESSED USING COMMERCIAL SOFTWARE: A CASE STUDY IN A 4 FLOOR RESIDENTIAL BUILDING.

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Pato Branco

Orientador: Prof. Dr. Heloiza Aparecida Piassa Benetti

PATO BRANCO

2022



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/)

Esta licença permite remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, para fins não comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

ENRIQUE SANTANA DOS SANTOS

**ANÁLISE COMPARATIVA DE DESLOCAMENTOS NO DIMENSIONAMENTO DE
LAJES LISAS PROTENDIDAS COM PROTENSÃO NÃO-ADERENTE
UTILIZANDO SOFTWARES COMERCIAIS: ESTUDO DE CASO EM EDIFÍCIO
RESIDENCIAL MULTIFAMILIAR DE 4 PAVIMENTOS.**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação
apresentado como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Data de aprovação: 24/junho/2022

Heloiza Aparecida Piassa Benetti
Doutorado em Engenharia de Produção
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Tobias Jun Shimosaka
Mestrado em Engenharia de Materiais
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Paulo Cezar Vitorio Junior
Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

PATO BRANCO

2022

Dedico este trabalho à minha família, sem
eles nada disso seria possível.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por tornar este sonho possível.

Agradeço à minha família pelo apoio incondicional em todos os momentos, e pelo investimento em mim durante toda minha trajetória acadêmica.

Agradeço também aos meus colegas, pelo apoio, pelos aprendizados e pela companhia em todos os momentos.

Gostaria de agradecer também à professora Heloiza Aparecida Piassa Benetti, que aceitou acompanhar-me neste projeto, e esteve sempre disponível para me orientar.

Ao Eng. Luiz Henrique Cesco, por fornecer o arquitetônico para o estudo de caso, por todo o apoio durante a execução do trabalho, pela parceria profissional e pelos constantes aprendizados.

A todos os demais envolvidos nesta trajetória, meus sinceros agradecimentos

O sucesso é a soma de pequenos
esforços repetidos dia após dia.
(COLLIER; ROBERT).

RESUMO

O presente trabalho aborda a utilização de dois dos principais softwares comerciais para o dimensionamento de estruturas, utilizando-os para o dimensionamento de lajes lisas protendidas com protensão não aderente com cordoalhas engraxadas, focando os aspectos da análise do tratamento dos deslocamentos em cada um deles. Os softwares utilizados são: TQS e Eberick. Para análise, foi realizado um estudo de caso em edifício residencial multifamiliar de 4 pavimentos. São comparadas as flechas finais resultantes da aplicação da protensão no processamento em cada software. São apresentadas as percentagens em relação ao alívio resultante nos esforços, e a quantidade de armadura ativa resultante. Os resultados apresentados demonstram que o Eberick, por ser muito recente, ainda carece de recursos para o uso em lajes lisas protendidas, principalmente para edição dos perfis dos cabos, e seus resultados em esforços fornecem uma análise mais conservadora, com esforços maiores a serem aliviados, e conseqüentemente maior necessidade de armadura ativa em relação ao dimensionamento no TQS, utilizando os mesmos critérios de dimensionamento, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014.

Palavras-chave: Concreto protendido; Laje lisa protendida; Protensão não aderente; Software Eberick; Software TQS; Monocordoalhas de aço engraxadas.

ABSTRACT

The present work deals with the use of two of the main commercial software's for the design of structures, using them for the design of prestressed flat slabs with non-adherent prestressing with greased ropes, focusing on the analysis of the treatment of displacements in each of them. The software used are: TQS and Eberick. For analysis, a case study was carried out in a 4-story multifamily residential building. The final arrows resulting from the application of prestressing in the processing in each software are enlarged. Run as we run and the performance relationship runs, and performance effectiveness is activated, and run. The ones will still be designed to protect the use that the Eberick of being very recent, mainly for editing the cables will be protected, and its results in an analysis of results more designed to be more conservative, with bigger to be relieved, bigger need of activation in regarding the dimensioning in the QS, using the same dimensioning criteria, according to ABNT NBR 6118:2014.

Keywords: Prestressed concrete; Prestressed flat slab; Non-adherent prestressing; Eberick Software; TQS software; Greased steel single strands.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Teatro de Arena Villa-Lobos – Projeto Ugo Tedeschi (1987).....	15
Figura 2 - Construção da Ponte do Galeão	19
Figura 3 - Exemplo de viga biapoiada submetida á flexão	19
Figura 4 – Carregamentos atuantes em viga com protensão.....	20
Figura 5 - Viga biapoiada com cabo de protensão	21
Figura 6 - Diagrama do momento isostático de protensão	22
Figura 7 - Formulação do momento equivalente de protensão	22
Figura 8 - Tracionamento das cordoalhas com macaco de protensão.....	23
Figura 9 - Representação esquemática de um cabo de cordoalhas aderentes em corte longitudinal	24
Figura 10 - Representação esquemática de um cabo de monocordoalha engraxada em corte longitudinal	24
Figura 11 - Execução de laje com protensão não aderente	25
Figura 12 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e a proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.	26
Figura 13 - Cordoalhas CP210 e CP190.....	28
Figura 14 - Seção da monocordoalha engraxada com 7 fios.....	28
Figura 15 - Laje Lisa.....	29
Figura 16 - Laje com engrossamento na região dos pilares.....	29
Figura 17 - Malha de Elementos Finitos (para problema plano).....	31
Figura 18 - Classes de agressividade ambiental (CAA).....	32
Figura 19 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	33
Figura 20 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal.....	33
Figura 21 - Valores do coeficiente γ_f	37
Figura 22 - Valores do coeficiente γ_{f2}	37
Figura 23 - Especificações de catálogo para coordoalhas de protensão	39
Figura 24 - Exemplos de distribuição de cabos.....	40
Figura 25 - Traçado vertical dos cabos	42
Figura 26 - Escolha do modelo estrutural no TQS	44
Figura 27 - Região de Protensão Uniforme	45

Figura 28 - RTE – Região de Transferência de Esforços	45
Figura 29 – Fluxograma para projetos de lajes protendidas utilizando TQS	46
Figura 30 - Modelos de escolha para análise utilizando software Eberick	47
Figura 31 - Graus de liberdade no modelo de grelhas (Eberick)	48
Figura 32 - Graus de liberdade no modelo integrado (Eberick).....	49
Figura 33 - Presença de cabos de protensão na discretização do modelo	50
Figura 34 – Fluxograma de projeto estrutural utilizando Eberick	51
Figura 35 - Fluxograma de delineamento da pesquisa.	53
Figura 36 - Edifício a ser estudado.....	54
Figura 37 - Planta Baixa do pavimento tipo edifício a ser estudado.....	55
Figura 38 - 3D da estrutura utilizando software TQS	58
Figura 39 - 3D da estrutura utilizando software Eberick.....	58
Figura 40 - Grelha da laje do pavimento tipo no software TQS.....	59
Figura 41 - Grelha da laje do pavimento tipo no software TQS.....	59
Figura 42 - Diagrama de tensões na laje na direção Y (TQS).....	60
Figura 43 - Diagrama de tensões na laje na direção X (TQS).....	60
Figura 44 - Regiões de protensão uniformes (RPU) na direção X (TQS).....	61
Figura 45 - Regiões de protensão uniformes (RPU) na direção Y (TQS).....	61
Figura 46 - Faixas protendidas no software Eberick	62
Figura 47 - Traçado final dos cabos no software TQS	62
Figura 48 - Traçado final dos cabos no software Eberick.....	63
Figura 49 - Região da Faixa protendida 2 no software Eberick.....	63
Figura 50 - Esforços na combinação frequente atuantes na RPU 2.....	64
Figura 51 - Tensões atuantes na FP2 (Eberick).....	64
Figura 52 - Tensões na combinação frequente atuantes na RPU 2.....	65
Figura 53 - Fissuração na combinação frequente atuantes na RPU 2.	65
Figura 54 - Perdas de protensão na combinação frequente atuantes na RPU 2	66
Figura 55 - Deslocamento iniciais sem protensão (TQS)	67
Figura 56 - Deslocamento finais com protensão (TQS)	67
Figura 57 - Deslocamentos iniciais sem protensão (Eberick).....	68
Figura 58 - Deslocamentos finais com protensão (Eberick)	68
Figura 59 - Tabela de cabos de protensão utilizando software TQS.....	69
Figura 60 - Tabela de cabos de protensão utilizando software Eberick	69
Figura 61 - Janela de edição do perfil do cabo no software Eberick	70

Figura 62 - Recursos para alteração de perfil do cabo no software TQS.....70

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
1.1	Objetivos	16
1.1.1	Objetivo geral	16
1.1.2	Objetivo específicos	16
1.2	Justificativa.....	16
2	CONCRETO PROTENDIDO	18
2.1	Histórico do concreto protendido.....	18
2.2	Conceito de concreto protendido	19
2.3	Métodos de protensão	23
2.4	Níveis de protensão	25
2.5	Perdas de protensão.....	27
2.6	Aço de protensão para protensão não aderente	27
2.7	Sistema de lajes lisas.....	28
2.8	Métodos numéricos aproximados	29
2.8.1	Método das grelhas	30
2.8.2	Método dos elementos finitos.....	30
2.9	Critérios de projeto	32
2.9.1	Quanto à durabilidade da estrutura	32
2.9.2	Ações atuantes na laje	34
<u>2.9.2.1</u>	<u>Ações permanentes.....</u>	<u>34</u>
<u>2.9.2.2</u>	<u>Ações variáveis</u>	<u>34</u>
<u>2.9.2.3</u>	<u>Ações excepcionais.....</u>	<u>34</u>
2.9.3	Estados-Limites	34
<u>2.9.3.1</u>	<u>Estado-limite último</u>	<u>34</u>
<u>2.9.3.2</u>	<u>Estado-limite de serviço</u>	<u>35</u>
2.9.4	Combinações de Ações.....	35
<u>2.9.4.1</u>	<u>Combinações últimas</u>	<u>35</u>
<u>2.9.4.2</u>	<u>Combinações de serviço</u>	<u>35</u>
<u>2.9.4.2.1</u>	<u>Combinações quase permanentes.....</u>	<u>35</u>
<u>2.9.4.2.2</u>	<u>Combinações frequentes.....</u>	<u>36</u>

2.9.4.2.3	<i>Combinações raras</i>	36
2.9.4.2.4	<i>Coefficientes de ponderação das ações</i>	37
2.9.5	Força de protensão	38
2.9.5.1	<u>Valores-limites da tensão de protensão</u>	38
2.9.6	Determinação da quantidade de cordoalhas	39
2.9.7	Distribuição de cabos em planta	40
2.9.8	Traçado vertical dos cabos.....	41
2.9.9	Armaduras passivas	42
2.10	Software TQS	42
2.10.1	RPU e RPE	44
2.10.2	Fluxograma de projeto utilizando <i>software</i> TQS.....	45
2.11	Software Eberick	47
2.11.1	Modelo de grelhas e pórtico espacial	47
2.11.2	Modelo Integrado.....	48
2.11.3	Fluxograma de projeto utilizando <i>software</i> Eberick	50
3	METODOLOGIA	52
3.1	Etapas da Pesquisa	53
4	ESTUDO DE CASO	54
4.1	Compatibilização de parâmetros do projeto	56
5	RESULTADOS	58
6	CONCLUSÕES	71
	REFERÊNCIAS	73

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Bazzo (2006), a engenharia moderna se caracteriza pela forte aplicação de conhecimentos científicos à solução de problemas. O avanço dos conhecimentos científicos, aliados às novas tecnologias geram a possibilidade de solucionar problemas em menos tempo e com maior precisão.

Para Cholfe e Bonilha (2013), é possível observar que o avanço da engenharia das estruturas se deu em três grandes grupos, sendo eles:

Dos materiais estruturais: representados pelo concreto e pelo aço e que hoje possuem características que garantem melhor qualidade, maior durabilidade e alta resistência dos elementos estruturais.

Dos processos de cálculo/projetos: impulsionados com a técnica de probabilização das variáveis estruturais (ações e resistências) e o método dos Estados Limites, que permitiram o desenvolvimento de melhores formulações para verificar a segurança e desempenho das estruturas. E sobretudo, da análise estrutural com auxílio de computadores que possibilitaram o uso de modelos sofisticados e processamentos mais rápidos e confiáveis através de simulações lineares e não lineares com resultados estáticos ou dinâmicos.

Dos métodos e procedimentos construtivos: representado pelo avanço das técnicas construtivas e uso de máquinas e equipamentos otimizados que possibilita reduções nos prazos das obras.

O concreto protendido é um dos fortes exemplos dos avanços tecnológicos do último século, no qual através da aplicação de uma força externa nas seções fletidas/tracionadas das peças de concreto, se possibilita maior flexibilidade arquitetônica, maior capacidade resistente, uso de maiores vãos, redução do uso de fôrmas e, de deformações e maior durabilidade e uso das construções.

A protensão também contribuiu na possibilidade de industrialização da construção civil, através de seu emprego na produção em série de peças pré-moldadas e pré-fabricadas.

A Figura 1 mostra um exemplo da protensão sendo utilizada, através da pós-tração com aderência posterior, para vencer um balanço de 22 metros.

Figura 1 - Teatro de Arena Villa-Lobos – Projeto Ugo Tedeschi (1987)



Fonte: Galeria da Arquitetura (2022).

Dentre as aplicações do concreto protendido, destacam-se o uso em lajes lisas, solução estrutural que garante uma maior durabilidade da estrutura devido à redução da fissuração do elemento, diminuição das flechas, uso de seções mais esbeltas, a eliminação de vigas que favorece a arquitetura e as instalações dos edifícios, utilização de menor número de pilares e a não necessidade de alinhamento dos mesmos, entre muitas outras vantagens.

Em paralelo a isto, desenvolveu-se também os *softwares* computacionais para cálculo das estruturas. Para o cálculo de estruturas complexas e/ou de grandes dimensões são necessários inúmeros cálculos iterativos, o que torna improdutivo para que sejam feitos de forma manual. Baseados nas normativas técnicas diversos *softwares* hoje são comercializados e utilizados por escritórios de engenharia por todo o mundo e que possibilitaram um menor tempo de processamento da estrutura e cálculos baseados em métodos matemáticos aproximados, que garantem à análise um valor muito próximo ao real desenvolvido na estrutura.

Este trabalho une esses dois grandes desenvolvimentos das últimas décadas na engenharia civil, o uso de *softwares* computacionais aplicados ao cálculo de estruturas com o uso da protensão em lajes lisas, através da comparação dos resultados de dimensionamento entre dois dos principais *softwares* comerciais atuantes no mercado.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

O trabalho tem por objetivo analisar comparativamente os resultados de dimensionamento de lajes protendidas com protensão não-aderente (com cordoalhas engraxadas), com ênfase nos deslocamentos resultantes, através de um estudo de caso em um edifício residencial multifamiliar na cidade de Pato Branco, utilizando *software* TQS e *software* Eberick. O dimensionamento será feito com base na ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento.

1.1.2 Objetivo específicos

- Realizar a revisão bibliográfica sobre estruturas em concreto protendido, os principais critérios de dimensionamento para lajes lisas e elaboração de um projeto estrutural;
- Apresentar os critérios de dimensionamento utilizados pelos *softwares* de cálculo estrutural TQS e Eberick;
- Modelar e dimensionar as lajes do edifício em concreto protendido, utilizando os *softwares* Eberick e TQS;
- Analisar os resultados de dimensionamento, com ênfase nos deslocamentos resultantes em cada *software*.

1.2 Justificativa

É essencial para a formação de um bom profissional que conheça, além dos conceitos teóricos e empíricos, as ferramentas para desenvolvimento de seus projetos. Na engenharia de estruturas, é comum usar *softwares* de dimensionamento para que se otimize principalmente o tempo de cálculo e processamento de estruturas com grande dimensão e complexidade. A relevância do trabalho se dá por ser essencial ao profissional bem qualificado, que conheça quais são os principais *softwares* disponíveis, como eles trabalham e como utilizá-los da melhor maneira.

Importante ressaltar que as ferramentas de *softwares* representam um custo operacional considerável para empresas e profissionais de projeto, sendo então necessária uma análise de qual *software* se dará a escolha para elaboração de seus projetos.

Os *softwares* buscam atualizar seus módulos de dimensionamento e inserem nas suas plataformas as tendências das estruturas. Tais *softwares* fazem o dimensionamento e análise estrutural a partir das orientações contidas em normas, como a ABNT NBR 6118:2014 (Projeto de estruturas de concreto armado – Procedimento), sendo que as diferenças nos resultados obtidos entre eles ocorrem devido ao uso de diferentes metodologias de processamento e tratamento do modelo estrutural. Cada *software* conta com seu método específico para consideração de apoios e vinculações, cálculo, processamento e análise da estrutura, podendo obter resultados diferentes dependendo de qual *software* o profissional escolha dimensionar sua estrutura. Além disso, no cálculo manual (sem o uso dos *softwares* estruturais) são feitas diversas simplificações que comprometem a análise, pois resultam em estruturas superdimensionadas e divergem dos valores reais.

Atualmente, é possível encontrar diversos *softwares* para dimensionamento de estruturas, entre eles os mais utilizados no Brasil são: o TQS e o Eberick. Uma pesquisa realizada em 2020 por Gladir e Wulff mostra que o Eberick e o TQS representam 62,5% e 31,3%, das licenças encontradas na cidade de Pato Branco/PR, respectivamente. Em todo o estado do Paraná o número de licenças representa 947 e 800 unidades, respectivamente.

A respeito da solução estrutural a ser estudada, as estruturas em concreto protendido estão cada vez mais sendo utilizadas devido às vantagens que garante às edificações. Entre as principais vantagens, destacam-se: a redução de pilares e vigas garantindo maior flexibilidade arquitetônica, a redução do consumo de aço e consumo de fôrmas, a minimização das fissurações e deslocamentos da estrutura, entre outras.

O estudo tem sua originalidade, pois o módulo para lajes protendidas do *software* Eberick é recente no mercado, não havendo ainda comparações com outros *softwares* de estruturas.

Ao se considerar a viabilidade do trabalho, o TQS fornece a liberação de licenças para estudantes e instituições de ensino. O Eberick conta apenas com versões demonstrativas, porém também foi possível obter a licença. A universidade também fornece acesso às normas necessárias para a realização deste trabalho, tornando o trabalho exequível.

2 CONCRETO PROTENDIDO

2.1 Histórico do concreto protendido

A primeira utilização da protensão em elementos estruturais ocorreu nos Estados Unidos, em 1866, por P. H. Jackson, que patenteou o uso da protensão em arcos de concreto. Em 1888, C. E. W. Doehring patenteou o uso da protensão em lajes de concreto com fios de aço, na Alemanha. Entretanto, a protensão era pouco utilizada devido à baixa resistência dos aços de protensão da época. A força de protensão aplicada nos elementos era significativamente reduzida devido às perdas de protensão imediatas e progressivas. Foi somente no século 20, com o surgimento de aços de altas resistência, que a protensão pode se desenvolver amplamente e vem se desenvolvendo cada vez mais até os dias de hoje.

Estudos apresentados por Eugene Freyssinet (1928), na França, ressaltavam a necessidade de elevadas resistências para o aço de protensão e grandes alongamentos para compensar as perdas causadas principalmente pela retração e fluência do concreto (LEONHARDT, 1983). Surge então, em 1940, o primeiro sistema de protensão utilizando cabo de 12 fios e cunhas cônicas (princípio ainda utilizado nos dias de hoje).

A necessidade de reconstrução de pontes destruídas durante a Segunda Guerra Mundial alavancou o uso da protensão, sobretudo nos países europeus.

O conceito de protensão parcial foi desenvolvido por P. W. Abeles, na Inglaterra, entre 1930 e 1960, e desde então, diversas técnicas e conceitos foram desenvolvidos por diversos outros engenheiros.

No Brasil, a primeira aplicação da protensão ocorreu no Rio de Janeiro em 1948, para construção da Ponte do Galeão (Figura 2), utilizando o sistema de Eugene Freyssinet. A partir de 1952, inicia-se a produção de aços de protensão em solo nacional (NASCIMENTO, 2004).

Figura 2 - Construção da Ponte do Galeão



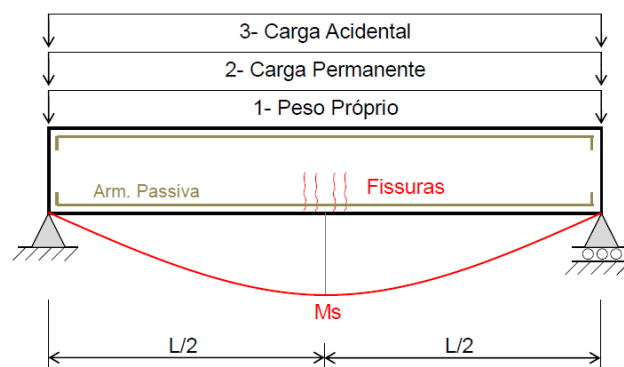
Fonte: Vasconcellos (1985)

2.2 Conceito de concreto protendido

Segundo PFEIL (1984), a protensão é definida como um artifício capaz de introduzir, numa estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob ação de diversas solicitações. Tal estado prévio de tensões é resultado da aplicação da força de protensão, através do pré-alongamento da armadura ativa.

Considerando a situação a seguir (Figura 3), na qual uma viga de concreto armado está sujeita a um carregamento uniforme.

Figura 3 - Exemplo de viga biapoiada submetida á flexão



Fonte: RLF Engenharia de Estruturas (2020)

Sabe-se que, pelo método dos deslocamentos, para esse caso de carregamento, a flecha é dada pela Equação 1:

$$f = \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (1)$$

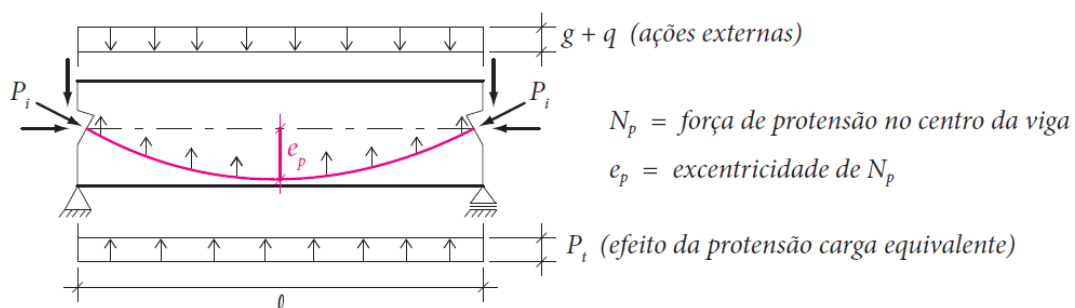
Onde L é o comprimento da viga, E é o módulo de elasticidade, I é a inércia e W o carregamento aplicado.

Para este caso, o carregamento externo aplicado produz a flexão da viga. Quando a resistência à tração do concreto nas fibras inferiores é ultrapassada, surgem fissuras (Estádio II), que resultam na redução do momento de inércia (a seção da peça não contribui de forma completa na resistência) e conseqüentemente gera maiores deslocamentos (f).

Para que os valores de flecha sejam menores, é possível diminuir o peso próprio da estrutura (diminuindo conseqüentemente o carregamento W), diminuir o vão (L), melhorar as características do material (E), aumentar a inércia (I) ou se utilizar de contra flechas por escoramento. Entretanto, muitas vezes tais alternativas não são viáveis ou pouco favorecem a redução das flechas para valores aceitáveis. Por exemplo, o aumento da inércia aumentará também o peso próprio da peça, conseqüentemente aumentando o carregamento, o que pode não ser suficiente para diminuir a flecha para valores permitidos pela norma.

A Figura 4 mostra que ao adicionar à viga uma força P aplicada através de uma armadura ativa, com uma excentricidade, gera-se um momento de aplicado com efeito oposto ao carregamento derivado das ações externas.

Figura 4 – Carregamentos atuantes em viga com protensão



Fonte: CHOLFE e BONILHA (2018).

Observa-se que o carregamento externo atuante na estrutura e o efeito resultante da aplicação da força de protensão possuem o mesmo diagrama de momento na estrutura, porém em sentidos opostos. Ou seja, o tracionamento do cabo

resulta no tracionamento das fibras superiores da viga e compressão nas fibras inferiores, e desta forma, é possível balancear as ações externas de forma a limitar a tração, adotar valores nulos ou até mesmo assumir apenas compressão nas fibras inferiores da peça. Este efeito resultante da força aplicada pode ser definido como ação de retificação ou forças de alívio.

Tais forças de alívio agem como uma contra flecha na estrutura, tornando momento solicitante menor que o momento resistente, logo a viga estará no Estádio 1, com sua seção sem fissuras e com momento de inércia bruto.

Com isso, pode-se formular uma equação para o carregamento equivalente de protensão, através de sua similaridade em comportamento com o carregamento externo aplicado, conforme explicado a seguir.

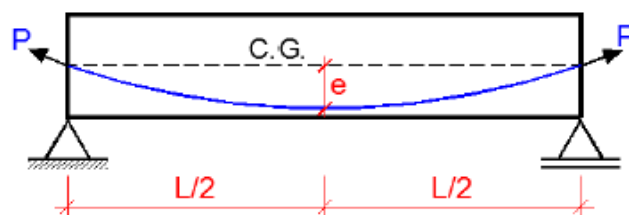
Conforme a mesma situação anterior, no qual uma viga biapoiada solicitada por um carregamento uniformemente distribuído, temos o momento máximo atuante será dada pela equação 2:

$$M = \frac{WL^2}{8} \quad (2)$$

Onde W representa o carregamento aplicado, L o comprimento da viga, e M o momento (máximo) no meio do vão.

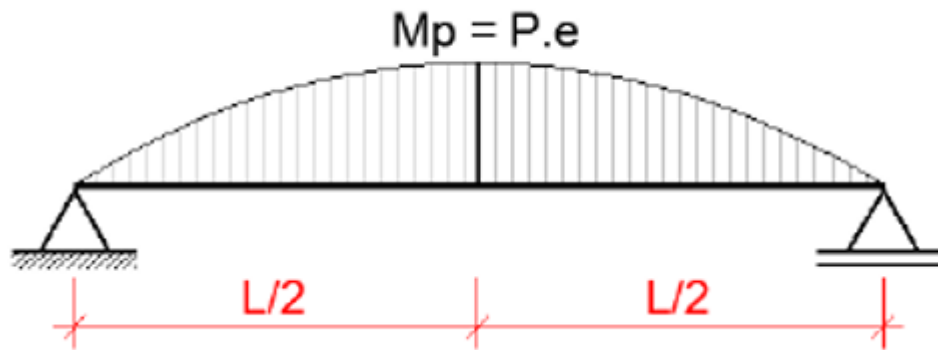
Ao adicionar a essa viga um cabo tracionado com uma força P, e excentricidade “e” em relação ao centro de gravidade da peça, conforme Figura 5, tem-se que o diagrama de momento fletor da viga devido ao carregamento externo é apresentado na Figura 6, onde Mp representa o momento no meio do vão. A Figura 7 mostra o diagrama de momento devido ao carregamento de protensão aplicado.

Figura 5 - Viga biapoiada com cabo de protensão



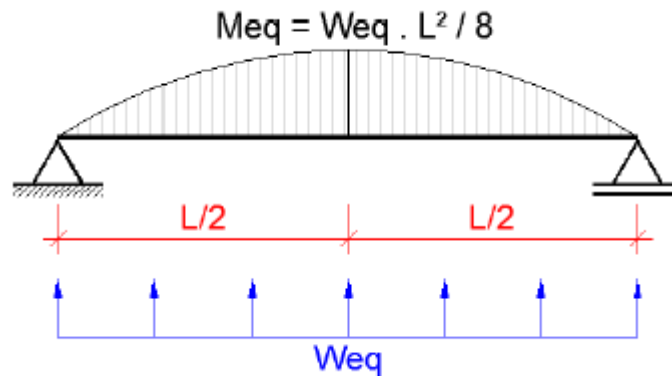
Fonte: RLF Engenharia de Estruturas (2020)

Figura 6 - Diagrama do momento isostático de protensão



Fonte: RLF Engenharia de Estruturas (2020)

Figura 7 - Formulação do momento equivalente de protensão



Fonte: RLF Engenharia de Estruturas (2020)

Devido a semelhança com o gráfico de uma viga bi apoiada com carregamento uniformemente distribuído, pode-se igualar as duas equações de momento no centro do vão, chegando à equação 3:

$$\begin{aligned}
 M_p &= M_{eq} \\
 P \cdot e &= \frac{W_{eq} \cdot L^2}{8} \\
 W_{eq} &= \frac{8 \cdot P \cdot e}{L^2}
 \end{aligned}$$

(3)

Desta forma é possível definir que o carregamento equivalente de protensão, que será utilizado para balancear os carregamentos externos atuantes na estrutura, poderá ser controlado através da excentricidade do cabo em relação ao CG da peça e da força P aplicada no tracionamento do mesmo. A variação do comprimento do

cabo (L) também pode ser utilizada a fim de variar o valor do carregamento equivalente, porém na prática é de difícil utilização, uma vez que é o comprimento do cabo é condicionado pela arquitetura da estrutura a ser dimensionada.

2.3 Métodos de protensão

No processo construtivo de elementos em concreto protendido, o alongamento da armadura ativa, também chamado de operação de protensão, é feita através de um dispositivo hidráulico (macaco de protensão) e pode ser realizada antes ou depois da concretagem do elemento (Figura 8).

Figura 8 - Tracionamento das cordoalhas com macaco de protensão



Fonte: Autoria Própria (2022)

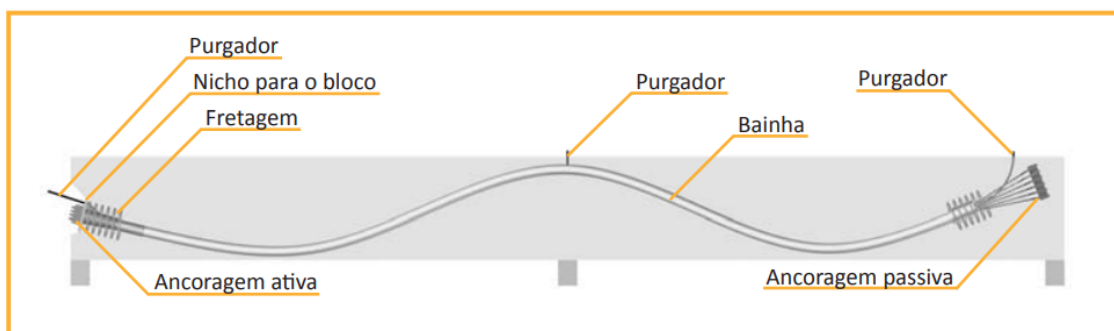
Quando a operação de protensão é feita antes da concretagem, o método é chamado de pré-tração, e quando o alongamento da armadura é feito após a concretagem, é chamado de pós-tração.

Além do momento da operação da protensão, a classificação quanto ao método de protensão também leva em conta a aderência entre a armadura ativa e o concreto, sendo classificados então em três tipos:

- Pré-tração com Aderência Inicial:
 - A armadura é alongada antes da concretagem do elemento;
 - As ancoragens são fixadas em apoios independentes do elemento inicial;

- A força de protensão é transferida por aderência após o endurecimento do concreto.
- Pós-tração com Aderência Posterior:
 - A armadura é alongada após a concretagem do elemento (quando é atingido o f_{ck} de projeto);
 - As ancoragens são fixadas no próprio elemento estrutural;
 - A aderência com o concreto é criada posteriormente, após a injeção das bainhas (utiliza-se nata de cimento), mostrado na Figura 9.

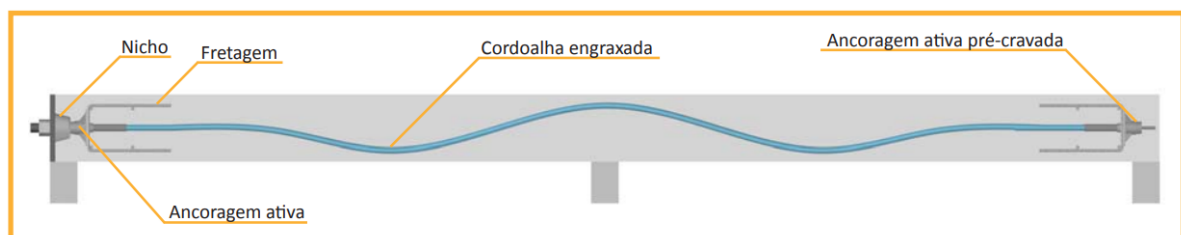
Figura 9 - Representação esquemática de um cabo de cordoalhas aderentes em corte longitudinal



Fonte: Catálogo Rudloff (2011).

- Pós-tração sem Aderência
 - A armadura é alongada após a concretagem do elemento (quando é atingido o f_{ck} de projeto);
 - As ancoragens são fixadas no próprio elemento estrutural;
 - Não há aderência com o concreto (utiliza-se cordoalhas engraxadas e plastificadas), mostrado na Figura 10.

Figura 10 - Representação esquemática de um cabo de monocordoalha engraxada em corte longitudinal



Fonte: Catálogo Rudloff (2011).

Para o desenvolvimento deste trabalho considerou-se que o processo construtivo se dará através do uso de pós tração sem aderência, ou seja, utilizando cordoalhas engraxadas e plastificadas como armadura ativa nas lajes, conforme exemplo da Figura 11.

Figura 11 - Execução de laje com protensão não aderente



Fonte: Aatoria Própria (2022)

2.4 Níveis de protensão

De acordo com a NBR 6118:2014, os níveis de protensão estão relacionados com os níveis de intensidade da força de protensão que, por sua vez, são função da proporção de armadura ativa utilizada em relação à passiva.

As normas atuais definem como peças estruturais de concreto protendido as peças de concreto nas quais através da introdução de forças torna-se comprimido de tal forma a eliminar as tensões de tração quando colocada em serviço, ou ainda, eliminar apenas uma parcela dessas tensões. (EMERICK, apud. MORAES, 2002).

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, a protensão pode ser completa, limitada ou parcial.

Na Protensão completa, aplica-se uma força de protensão capaz de balancear todas as tensões de tração sob o carregamento de serviço, tornando a peça livre de fissuras de flexão. Para as combinações raras de ações, é respeitado o Estado Limite de Formação de Fissuras. Não ocorre tração e não há fissuras.

Na Protensão Limitada, para as combinações frequentes de ações, é respeitado o Estado Limite de Formação de Fissuras. São admitidas tensões moderadas de tração em serviço com pequena probabilidade de fissuração, apenas

em situações transitórias, que serão aliviadas após a passagem da carga. A seção permanece comprimida devido ao efeito das ações quase permanentes.

Na Protensão Parcial, a peça poderá trabalhar fissurada sob o carregamento total, ou seja, para as combinações frequentes de ações, deve ser respeitado o Estado Limite de Abertura de Fissuras, com abertura característica menor ou igual a 0,2 mm.

As tensões de tração não são restringidas nesse caso.

A Figura 12 mostra as orientações da NBR 6118:2014 quanto ao nível de protensão, classificando-os de acordo com a classe de agressividade ambiental definida em projeto (item 9.4 da norma), e relaciona também às exigências quanto ao nível de fissuração permitido em cada um dos casos.

Figura 12 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e a proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente
^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1). NOTAS 1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2. 2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens. 3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.			

Fonte: NBR 6118:2014, Tabela 13.4, pg. 80

2.5 Perdas de protensão

De acordo com CHOLFE (2006), o projeto deve prever as perdas da força de protensão em relação ao valor inicial, aplicado pelo aparelho tensor (macaco de protensão), ocorridas antes da transferência da protensão ao concreto (perdas iniciais na pré-tração), durante a transferência (perdas imediatas) e depois, ao longo do tempo, durante a vida útil da estrutura (perdas progressivas).

As perdas iniciais podem ocorrer devido ao escorregamento da armadura na ancoragem ou pela relaxação inicial da armadura. Para compensar as perdas iniciais é possível inserir acréscimos controlados na força inicial de protensão.

As perdas imediatas ocorrem no momento da transferência da força de protensão para as seções de concreto no instante $t = t_0$. No caso da protensão com pós-tração, ocorrem devido ao atrito entre as armaduras e a bainha ou o concreto durante o alongamento do aço, pelo encurtamento imediato do concreto ou pelas perdas devido à acomodação da ancoragem.

De acordo com CHOLFE (2006), para projetos de peças protendidas, a determinação das Perdas da Força de Protensão depende de fatores geométricos, ambientais e outras variáveis de difícil controle, principalmente as ligadas ao comportamento do concreto ao longo do tempo. As estimativas para fatores como a retração e a fluência do concreto não apresentam a mesma precisão que a dos resultados dos ensaios de laboratório, logo não há sentido as exigências de cálculos sofisticados para estimar perdas de protensão.

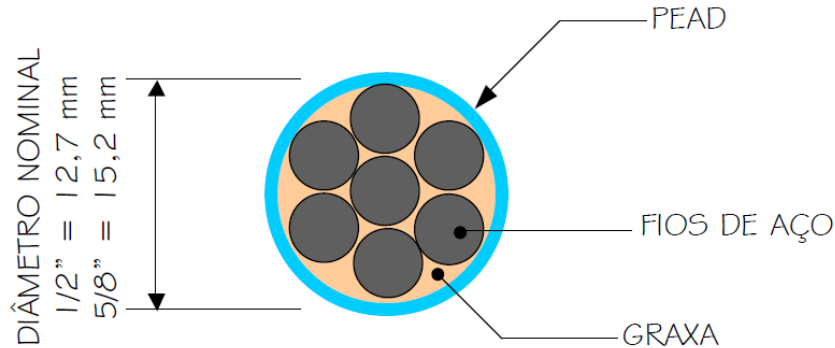
Devido à grande complexidade de se analisar as perdas de protensão em cada trecho dos cabos das lajes, convencionou-se nesse trabalho da prática utilizada no mercado e baseada em literatura técnica, de adotar uma porcentagem estimada de perdas na forma de protensão. Os *softwares* comerciais também adotam um valor em percentual para as perdas progressivas, sendo passíveis de edição nos critérios de projeto. Para este trabalho, utilizou-se o valor de 15% de perdas.

2.6 Aço de protensão para protensão não aderente

De acordo com catálogo técnico da Belgo, para o sistema de protensão não aderente utiliza-se cordoalhas engraxadas e plastificadas. As cordoalhas possuem a adição de revestimento PEAD-polietileno de alta densidade (Figura 13), impermeável

à água, resistente e durável, que permite a livre movimentação da cordoalha engraxada no seu interior.

Figura 133 - Seção da monocordoalha engraxada com 7 fios.



Fonte: Emerick, A. (2002).

As bitolas disponíveis no mercado (Figura 14) são de 12,7 mm e 15,2 mm, com massa aproximada de 890 kg/km e 1230 kg/km.

Figura 144 - Cordoalhas CP210 e CP190



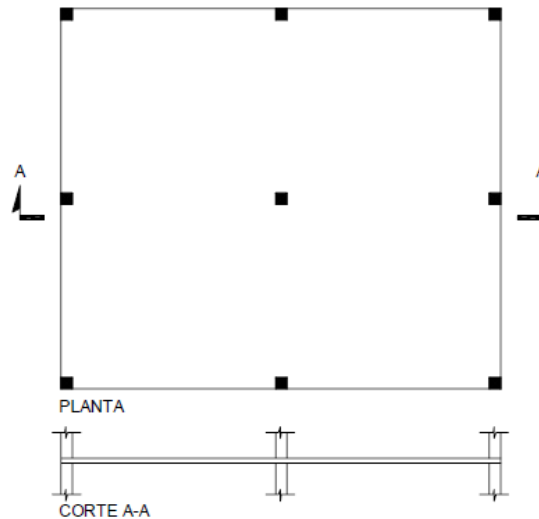
Fonte: Catálogo Fios e Cordoalhas - ArcelorMittal (2021).

2.7 Sistema de lajes lisas

Na utilização de concreto protendido em lajes, pode-se utilizar o sistema lajes lisas (com ou sem o uso de capitéis) ou as lajes nervuradas. As lajes lisas são definidas como lajes maciças diretamente apoiadas sobre os pilares, não se utilizando de vigas para transferência dos esforços, como mostrado na Figura 15. Emerick (2002) explica que, as lajes lisas são mais vantajosas em relação às outras devido a maior facilidade de execução, entretanto, deve-se tomar cuidado com o cisalhamento

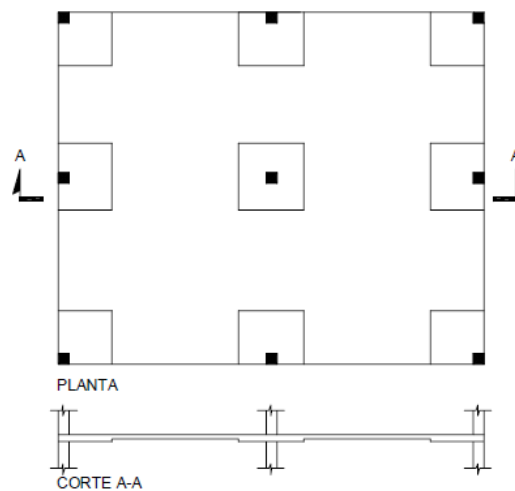
na região de ligação laje-pilar (puncionamento). Esse esforço tende a “furar” a laje, e pode ser aliviado através do engrossamento da laje na região dos apoios, também chamado de capitéis, mostrado na Figura 16.

Figura 15 - Laje Lisa



Fonte: EMERICK (2002)

Figura 16 - Laje com engrossamento na região dos pilares



Fonte: EMERICK (2002)

2.8 Métodos numéricos aproximados

O processo de cálculo no dimensionamento de lajes lisas pode ser feito utilizando métodos matemáticos aproximados. Atualmente, a resolução desses cálculos está associada à recursos computacionais, que de forma geral estão baseados em métodos como: Método das Grelhas e o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Utilizar os recursos computacionais para dimensionamento das lajes resulta em menor tempo no processo de cálculo e uma maior precisão nos resultados. Para o processo manual de cálculo, recomendações da ACI (American Concrete Institute) recomendam o uso do Método dos Pórticos Equivalentes (MPE). Tal método não é utilizado pelos *softwares* comerciais utilizados neste trabalho, logo não será tratado.

Os próximos tópicos tratam dos principais conceitos dos métodos utilizados pelos *softwares* comerciais no dimensionamento de estruturas.

2.8.1 Método das grelhas

De acordo com DORNELLES (2009), o Método das Grelhas consiste na divisão da placa em faixas com determinada largura nas direções principais da laje, representadas por barras que passam ao longo de seus eixos. Essas barras cruzam-se ortogonalmente formando uma grelha lisa, pode ser facilmente resolvida computacionalmente utilizando análise matricial.

O espaçamento na malha de grelha adotada, ou seja, a largura das faixas de laje escolhidas na discretização do pavimento influi nos resultados obtidos pela analogia de grelha. É comum que programas comerciais de dimensionamento de concreto armado utilizem valores em torno de 40 cm ou mais para estas faixas DORNELLES (2009).

O espaçamento ideal pode variar em função das condições de contorno do elemento que será analisado. É possível também, em alguns *softwares*, refinar a malha em regiões específicas para melhorar a análise.

Quanto aos carregamentos, considera-se que as cargas distribuídas atuantes no pavimento se dividem entre as barras da grelha equivalente de acordo com a área de influência de cada uma; as cargas podem ser consideradas uniformemente distribuídas ao longo das barras da grelha ou concentradas nos nós (FERREIRA, 2003).

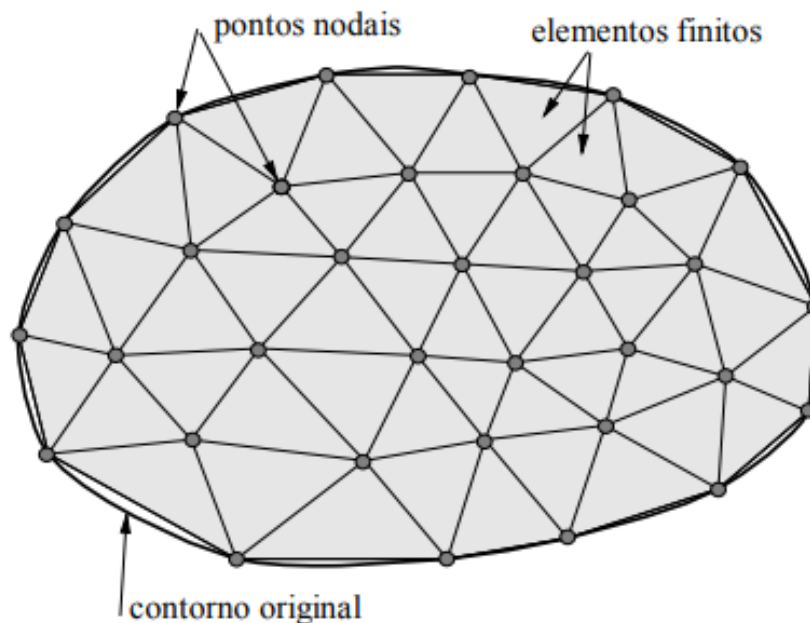
2.8.2 Método dos elementos finitos

De acordo com TAVARES (1998), o método dos elementos finitos é caracterizado pelo procedimento de discretização, pois exprime os deslocamentos em qualquer ponto do elemento contínuo em termos de um número finito de

deslocamentos nos pontos nodais, multiplicados por funções de interpolação apropriadas.

A discretização se dá através da substituição dos infinitos pontos de um sistema matemático contínuo de um elemento, por um número finito de pontos nodais de componentes simples (Figura 17), de forma a encontrar uma solução aproximada da resolução original à medida que se reduz o tamanho dos elementos utilizados na discretização (SORIANO, 2009).

Figura 17 - Malha de Elementos Finitos (para problema plano)



Fonte: Souza (2003)

Para SOUZA (2003), um dos aspectos mais importantes do MEF diz respeito a sua convergência. Ao tratar-se de um método aproximado, pode-se demonstrar que em uma malha consistente, à medida que o tamanho dos elementos finitos tende a zero, e conseqüentemente, a quantidade de nós tende a infinito, a solução obtida converge para a solução exata do problema.

2.9 Critérios de projeto

2.9.1 Quanto à durabilidade da estrutura

De acordo com a NBR 6118:2014, as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil.

A classe de agressividade ambiental da estrutura é classificada de acordo com a Tabela 6.1 da NBR 6118:2014, mostrada na Figura 18, a partir das condições de exposição da estrutura ou de suas partes.

Figura 18 - Classes de agressividade ambiental (CAA)

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

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

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

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

Fonte: NBR 6118:2014, Tabela 6.1, pg 17

De acordo com o item 6.4.3 da norma, o responsável pelo projeto estrutural, de posse de dados relativos ao ambiente em que será construída a estrutura, pode considerar classificação mais agressiva que a estabelecida na Tabela 6.1.

Para este trabalho, foi considerada uma estrutura em ambiente urbano, com agressividade moderada e risco de deterioração da estrutura pequeno, logo, a classe de agressividade ambiental é II.

De acordo com o item 7.4.1 da norma, a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do

concreto de cobrimento da armadura. A Tabela 7.1 da norma apresenta os requisitos mínimos para a relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto, mostrada na Figura 19.

Figura 19 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

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

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

Fonte: NBR 6118:2014, Tabela 7.1, pg 18

A Tabela 7.2 da norma relaciona a classe de agressividade ambiental com o cobrimento nominal mínimo para os elementos da estrutura, como mostra a Figura 20.

Figura 20 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.
^b 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, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.
^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.
^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: NBR 6118:2014, Tabela 7.2, pg 20

2.9.2 Ações atuantes na laje

De acordo com a NBR 6118:2014, devem ser consideradas no projeto estrutural a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura que será estudada, levando em conta os possíveis estados-limites últimos e os de serviço.

2.9.2.1 Ações permanentes

Ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. Também são consideradas permanentes as ações que aumentam no tempo, tendendo a um valor-limite constante. (NBR 6118, ABNT, 2014)

Podem ser classificadas como diretas, como o peso próprio, peso dos elementos construtivos fixos, das instalações e empuxos permanentes, ou indiretas como as deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos dos apoios, imperfeições geométricas e ação da protensão.

2.9.2.2 Ações variáveis

São constituídas pelas cargas acidentais que atuam na edificação, através da ação do vento e da água, sendo classificadas como ações variáveis diretas. E correspondem às ações variáveis devido à temperatura, choques ou vibrações.

2.9.2.3 Ações excepcionais

As ações excepcionais são aquelas cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, e causam casos de carregamento atípicos. A ABNT NBR 8681:2013 – Ações e Segurança nas Estruturas dão exemplos para esse tipo de ações, como explosões, sismos ou enchentes.

2.9.3 Estados-Limites

2.9.3.1 Estado-limite último

Estado que, pela sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção (NBR 8681, ABNT, 2003).

É o estado que define a perda do equilíbrio da estrutura, da capacidade resistente e resulta no colapso da estrutura.

2.9.3.2 Estado-limite de serviço

Estados-limites de serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização da estrutura (NBR 6118, ABNT, 2014).

A NBR 8681 (2003) define como o estado que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.

2.9.4 Combinações de Ações

De acordo com a NBR 6118:2014, o carregamento considerado em uma estrutura é definido a partir da combinação de ações mais desfavorável, incluindo ações que possuem uma probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente na estrutura. As verificações de segurança nos estados-limites últimos e nos estados-limites de serviço utilizam as combinações últimas e de serviço, respectivamente.

2.9.4.1 Combinações últimas

Podem ser normais, especiais ou de construção, ou excepcionais.

Em cada combinação devem ser incluídas as ações permanentes e a ação variável (principal, especial ou excepcional, quando for o caso), com seus valores característicos, e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação, conforme ABNT NBR 8681 Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.

2.9.4.2 Combinações de serviço

2.9.4.2.1 *Combinações quase permanentes*

Podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas (NBR 6118, ABNT, 2014).

Nessa combinação, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes, como apresentado na Equação 4.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \Psi_{2j} F_{gj,k} \quad (4)$$

2.9.4.2.2 Combinações frequentes

Repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem ser consideradas para verificações do estados-limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações (NBR 6118, ABNT, 2014).

Nessa combinação, a ação variável principal é tomada com seu valor frequente e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes, mostrada na Equação 5:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \Psi_1 F_{q1k} + \sum \Psi_{2j} F_{gjk} \quad (5)$$

2.9.4.2.3 Combinações raras

Ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária para a verificação do estado-limite de formação de fissuras (NBR 6118, ABNT, 2014).

Nessa combinação, a ação variável principal é tomada com seu valor característico e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes, segundo :

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \Psi_{1j} F_{gjk} \quad (6)$$

$F_{d,ser}$ = valor de cálculo para combinações de serviço;

F_{gik} = valor característico das ações permanentes principais diretas;

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

F_{gjk} = valor característico das ações permanentes indiretas;

Ψ_1 = fator de redução de combinação frequente para o ELS;

Ψ_2 = fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

2.9.4.2.4 Coeficientes de ponderação das ações

Os valores-base para verificação no ELU, são definidos pela tabela 11.1 e 11.2 da ABNT NBR 6118:2014, mostradas nas Figuras 21 e 22, respectivamente

Figura 21 - Valores do coeficiente γ_f

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^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 de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: NBR 6118:2014, Tabela 11.1, pg 65

Figura 22 - Valores do coeficiente γ_{f2}

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 elevadas concentrações 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
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de Ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
^b Edifícios residenciais.
^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: NBR 6118:2014, Tabela 11.2, pg 65

Os coeficientes de ponderação das ações no estado-limite de serviço (ELS) são determinados no item 11.7.2 da ABNT NBR 6118:2014.

2.9.5 Força de protensão

2.9.5.1 Valores-limites da tensão de protensão

Para CHOLFE e BONILHA (2013), a protensão representa um sistema construtivo no qual, por meio de um processo mecânico, o aço é protendido (tensionado) dentro de valores-limites, com o máximo aproveitamento da resistência do material, observando a segurança operacional do processo.

A NBR 6118:2014, no item 9.6.1.2.1, recomenda os valores-limites da tensão aplicada no aço pelo aparelho de tração (macaco), por ocasião da operação de protensão, segundo às Equações 7 à 12:

Para armadura pré-tracionada:

$$\sigma_{pi} = 0,77f_{ptk} \text{ e } 0,90f_{pyk} \text{ (aço RN)} \quad (7)$$

$$\sigma_{pi} = 0,77f_{ptk} \text{ e } 0,85f_{pyk} \text{ (aço RB)} \quad (8)$$

Para armadura pós-tracionada:

$$\sigma_{pi} = 0,74f_{ptk} \text{ e } 0,87f_{pyk} \text{ (aço RN)} \quad (9)$$

$$\sigma_{pi} = 0,74f_{ptk} \text{ e } 0,82f_{pyk} \text{ (aço RB)} \quad (10)$$

$$\sigma_{pi} = 0,80f_{ptk} \text{ e } 0,88f_{pyk} \text{ (aço RB, com cordoalhas engraxadas)} \quad (11)$$

$$\sigma_{pi} = 0,72f_{ptk} \text{ e } 0,88f_{pyk} \text{ (aço CP – 85/105, fornecido em barras)} \quad (12)$$

Aplicação numérica:

Considerando uma aplicação com pós-tração, utilizando cordoalhas engraxadas e aço CP 190 RB 12,7:

$$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}; \sigma_{pi} = 0,80 \cdot 1900 = 1520 \text{ MPa} \quad (13)$$

$$f_{pyk} = 1710 \text{ MPa}; \sigma_{pi} = 0,88 \cdot 1710 = 1504,8 \text{ MPa} \quad (14)$$

A partir disso é possível calcular a força máxima P_i , a ser aplicada na armadura de protensão pelo equipamento de tração, segundo Equação 17:

$$P_i = \sigma_{pi} \cdot A(\emptyset) \quad (15)$$

$$A(\emptyset 12,7) \cong 101 \text{ mm}^2 \quad (16)$$

$$P_i = 1504,8 \text{ MPa} \cdot 101 \text{ mm}^2 = 1520 \text{ MPa} = 15,20 \text{ tf} \quad (17)$$

E considerando que as perdas de protensão, tratadas a frente, representam cerca de 15% da força aplicada, temos que a força P_{inf} , que representa a força de protensão estimada no tempo $t = infinito$ é aproximadamente 13,00 tf.

A Figura 23 mostra as especificações de um fabricante de cordoalhas de protensão.

Figura 23 - Especificações de catálogo para cordoalhas de protensão

Cordoalhas de 3 e 7 Fios Estabilizadas (RB)							
Produto	Diâmetro Nominal (mm)	Área Aprox. (mm ²)	Massa Aprox. de aço (kg/1.000m)	Massa aprox. da cordoalha plastificada e engraxada (kg/1.000 m)	Carga Mínima de Ruptura (kN)	Carga Mínima a 1 % de deformação (kN)	Along. Sob Carga (em 610 mm)
Cordoalha 7 fios CP 190							
Cord. CP 190 RB 12,7	12,7	101	792	890	184	165	3,5
Cord. CP 190 RB 15,2	15,2	143	1126	1240	261	235	3,5
Cord. CP 190 RB 15,7	15,7	150	1180	1310	274	247	3,5
Cordoalha 7 fios CP 210							
Cord. CP 210 RB 12,7	12,7	101	792	890	203	183	3,5
Cord. CP 210 RB 15,2	15,2	143	1126	1240	288	259	3,5
Cord. CP 210 RB 15,7	15,7	150	1180	1310	303	273	3,5

Fonte: Belgo Bekaert Arames (2022).

2.9.6 Determinação da quantidade de cordoalhas

Após a obtenção da força de protensão necessária para equilibrar o carregamento atuante na laje, é possível definir a quantidade de cabos de protensão necessária para aplicar tal força de protensão, a partir dos valores limites atuantes no cabo, definidos em 2.10.5.1 deste trabalho.

Para Milani (2006), a quantidade de cabos é obtida através da divisão da força de protensão atuante pela tensão de serviço da armadura de protensão. A tensão de serviço pode ser estimada como 80% do valor da tensão de ruptura da armadura de protensão.

Para Silveira e Silveira (2012), o número de cabos para cada vão da laje pode ser obtido através da Equação 18:

$$n = \frac{P}{P_i}$$

(18)

n – Número de cordoalhas;

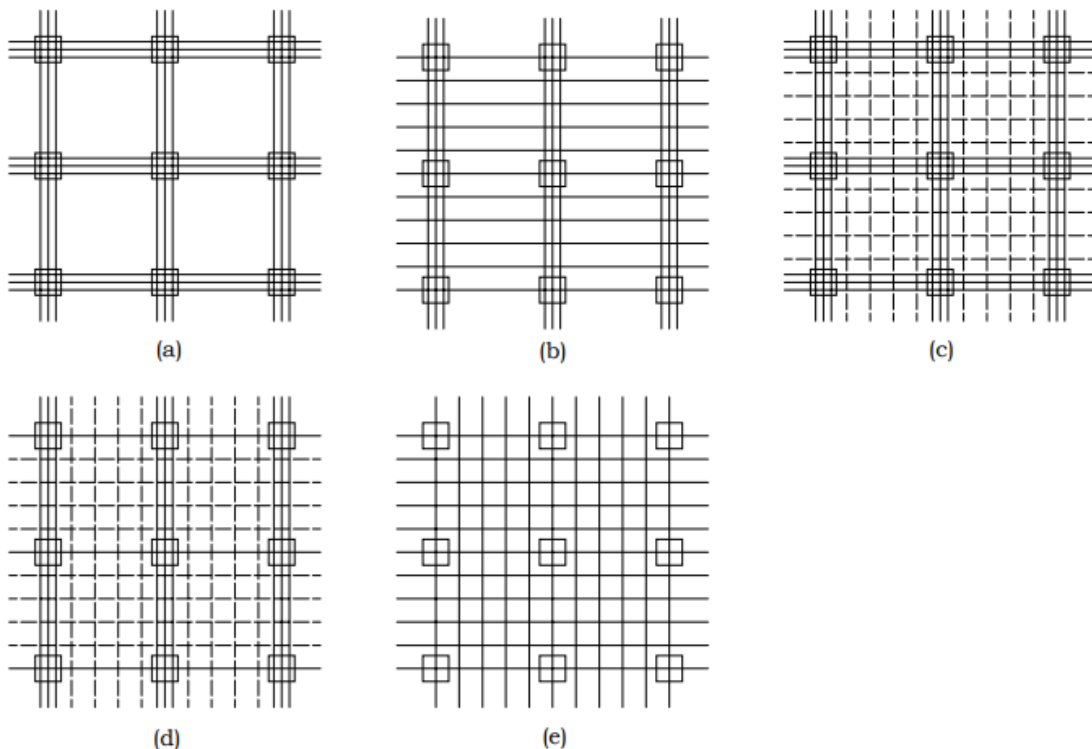
P – Força de protensão;

P_i – Força de protensão inicial por cordoalha.

2.9.7 Distribuição de cabos em planta

A distribuição dos cabos na laje varia a partir das escolhas do projetista responsável pelo dimensionamento. É possível ajustar o traçado e o arranjo dos cabos para que se otimize o balanceamento das cargas necessário para vencer cada vão. A Figura 24, mostra as possíveis distribuições dos cabos em um pavimento.

Figura 24 - Exemplos de distribuição de cabos



Fonte: Almeida Filho (2002)

Para Almeida Filho (2002), embora seja necessária uma análise específica para cada caso, o arranjo que proporciona maior economia é a disposição das cordoalhas em faixas.

Como no sistema de lajes lisas não há vigas, não há também a necessidade de garantir o alinhamento dos pilares. É possível então criar faixas de cordoalhas que simulem o comportamento das vigas, criando um traçado que ligue os pilares, sendo necessário que pelo menos dois cabos passem sobre os pilares. Além das faixas que simularão o traçado de vigas, é comum que sejam lançados cabos distribuídos ao longo de todo o plano da laje, em uma ou nas duas direções.

Segundo Souza e Cunha (1998 apud EMERICK, 2005), a concentração dos cabos na faixa dos pilares traz vantagens à estrutura, uma vez que garante maior semelhança com a distribuição real de momentos na laje, maior resistência à punção e maior resistência na área próxima ao pilar, melhorando a transferência de momentos entre o pilar e a laje.

Quanto ao agrupamento dos cabos, a NBR 6118 (ABNT, 2014) orienta que sejam feitos, no máximo, feixes com quatro cabos nos trechos retos, e nos curvos, somente pares de cabos. O espaçamento entre feixes é no mínimo 5 cm, entretanto é usual adotar distâncias maiores conforme a quantidade de cabos por feixes.

2.9.8 Traçado vertical dos cabos

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, no item 18.6.1.1, a armadura de protensão pode ser retilínea, curvilínea, poligonal ou de traçado misto, desde que respeitada a exigência referente à armadura na região dos apoios.

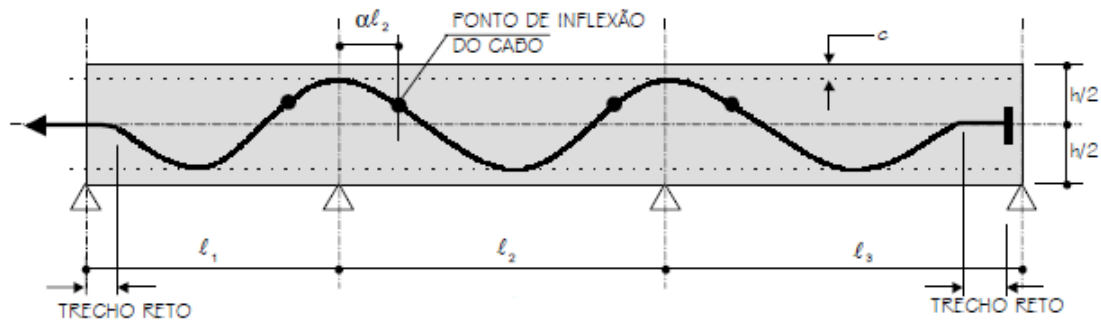
O item 18.6.1.2 da norma estabelece que as curvaturas das armaduras de protensão devem respeitar os raios mínimos exigidos em função do diâmetro do fio, da cordoalha ou da barra, ou do diâmetro externo da bainha.

A norma orienta também, que os cabos de protensão tenham, em suas extremidades, segmentos retos que permitam o alinhamento de seus eixos com os eixos dos dispositivos de ancoragem. O comprimento desses segmentos não pode ser inferior a 100cm, exceto no caso de monocordoalhas engraxadas, onde o valor é de 50cm.

Além disso, os cabos de protensão devem ter prolongamentos na extremidade das ancoragens ativas, para adequada fixação dos aparelhos de protensão.

A Figura 25 apresenta um exemplo de traçado vertical dos cabos de protensão em uma viga biapoiada.

Figura 25 - Traçado vertical dos cabos



Fonte: EMERICK (2002)

2.9.9 Armaduras passivas

De acordo com o item 20.3.2.6 da NBR6118:2014, 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 nas lajes lisas.

Nos apoios nas lajes lisas, devem ser colocadas no mínimo quatro barras na face tracionada em uma faixa que não ultrapasse a largura do apoio acrescida de 1,5 vez a altura da laje para cada um dos lados. De acordo com a NBR 6118:2014, 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.

2.10 Software TQS

No TQS, o processamento do modelo pode ser feito através das seguintes maneiras:

1 – A estrutura do edifício como um todo é modelada espacialmente com todos os pavimentos presentes na estrutura de forma conjunta (pórtico espacial com apenas vigas e pilares), denominado como MODELO IV. Para o tratamento de lajes, o modelo VI discretiza o pavimento em grelha isolada formada pelas lajes e vigas, e considera a presença dos pilares através de molas nos apoios. Cada pavimento nesse caso é tratado de forma independente.

2 – Toda estrutura é modelada por um pórtico espacial único, contemplando todos os elementos (vigas, pilares e lajes), denominado como MODELO VI.

O TQS se baseia essencialmente nos modelos clássicos de grelha e pórtico espacial, entretanto também está presente na modelagem a consideração de efeitos construtivos, flexibilização das ligações viga-pilar, redistribuição de esforços, plastificações, fissurações, existência de trechos rígidos, consideração da fluência do concreto, tratamento especial para vigas de transição e tirantes etc.

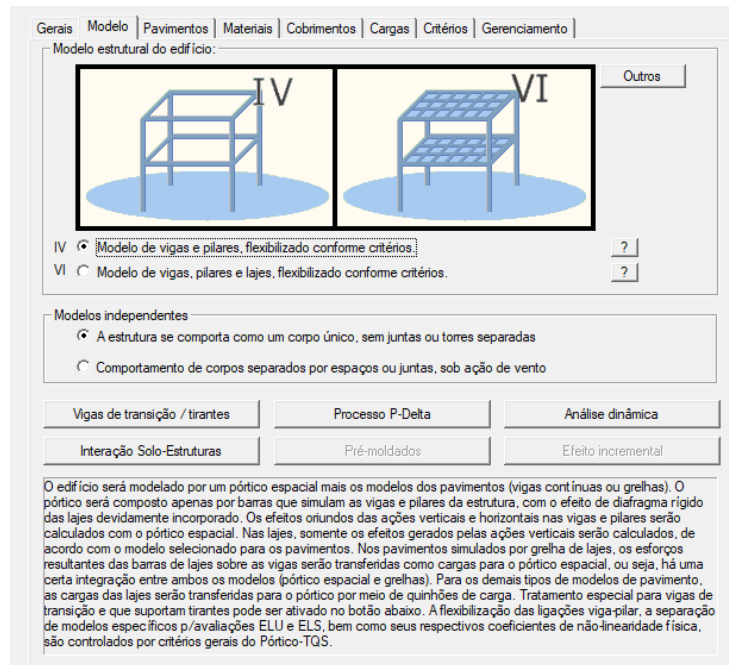
Toda a discretização da malha de barras das grelhas em cada pavimento é gerada de forma automática pelo TQS, assim como o modelo de pórtico espacial com barras que simulam as vigas, pilares e lajes. O TQS permite o controle da modelagem estrutural através da configuração dos critérios de projeto e edição dos dados do edifício. Além disso, todo o resultado de dimensionamento pode ser exportado através de relatórios, editores e visualizadores gráficos.

De acordo com manual do TQS, a determinação dos deslocamentos, esforços e reações, resultantes da aplicação das combinações de carregamento nas lajes são realizadas através do modelo (de grelha, ou pórtico espacial), supondo o comportamento elástico linear.

A discretização da malha é feita automaticamente, sendo possível ao projetista configurar o espaçamento da malha para se obter resultados mais precisos. Na discretização, os elementos de barra (grelha ou pórtico) são orientados nos eixos X e Y da laje. O programa também consegue simular a plastificação das barras, o que traduz em uma análise melhorada, se comparada à análise elástico linear básica. Além disso, é possível editar os diagramas de momento fletores, caso o projetista julgue necessário corrigir distorções que são decorrentes do modelo.

A Figura 26 mostra a aba de escolha de critérios nos dados do edifício, onde é configurado, além de outros critérios, o modelo estrutural do edifício. Tal configuração é feita no momento de criação do projeto, podendo ser alterada a qualquer momento do desenvolvimento do projeto.

Figura 26 - Escolha do modelo estrutural no TQS



Fonte: **Software TQS (2022)**

2.10.1 RPU e RPE

No projeto de lajes protendidas utilizando TQS, é utilizado o conceito de RPU (região de protensão uniforme) e RTE (região de transferência de esforços) para lançamento dos cabos no modelo (cablagem) e para o dimensionamento à flexão da laje.

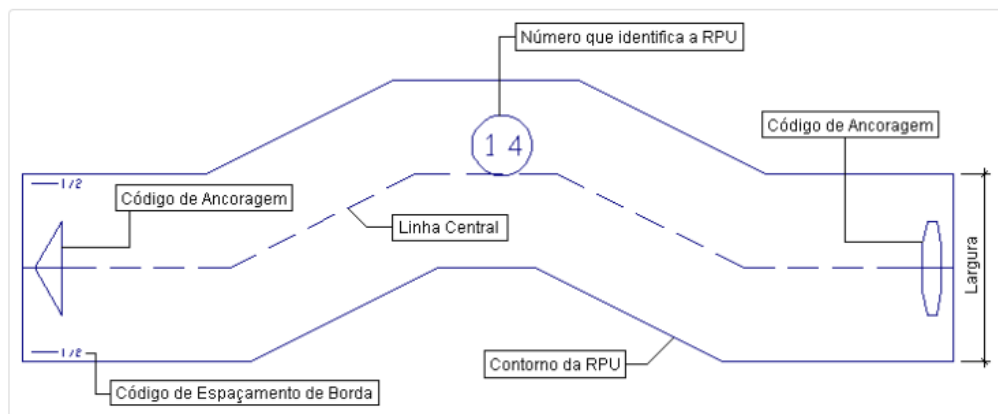
Define-se como RPU a região poligonal no qual passam os cabos com as mesmas características de diâmetro, força de protensão, traçado, perfil e espaçamento, apresentada na Figura 27. Define-se como RTE a região poligonal que engloba uma ou mais RPUs (Figura 28), e determina uma região para extração de momentos fletores que serão suportados pela RPU.

Basicamente, as RPUs determinam a região para o desenho dos cabos e a RTE determina a região de influência da protensão contida nas diversas RPUs que pertencem a ela. Todas as áreas da laje a serem protendidas devem ser abrangidas por RTEs e(ou) RPUs. Os cabos de protensão são distribuídos paralelamente a um dos lados da RPU ao qual é associada (TQS Informática). Quando não há lançamento de uma RTE envolvendo uma RPU, a poligonal da RPU define a região dos esforços que serão suportados pelos cabos contidos nela.

Caso não seja definido uma RPU ou RTE para um trecho de laje, tal região será tratada e dimensionada como concreto armado.

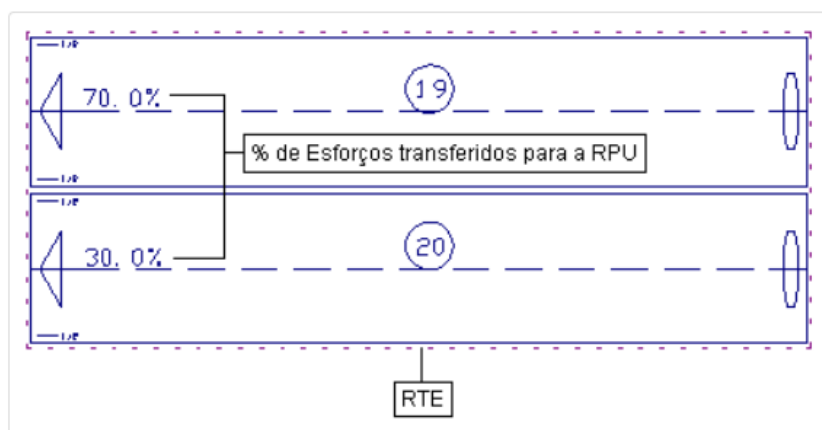
De acordo com o TQS, no tratamento de uma seção transversal de uma RTE, é considerada para cada carregamento ou combinação, a envoltória de momentos atuantes nos diversos alinhamentos de barras abrangidas pela mesma. Calculada essa envoltória de momentos (médios, máximos e mínimos), o valor do esforço utilizado para o lançamento do cabo e nas verificações de uma dada seção transversal da RTE poderá ser a média aritmética entre o máximo e mínimo nessa seção ou o esforço de maior módulo, a partir do critério definido nas configurações de projeto.

Figura 27 - Região de Protensão Uniforme



Fonte: TQS Docs (2022)

Figura 28 - RTE – Região de Transferência de Esforços

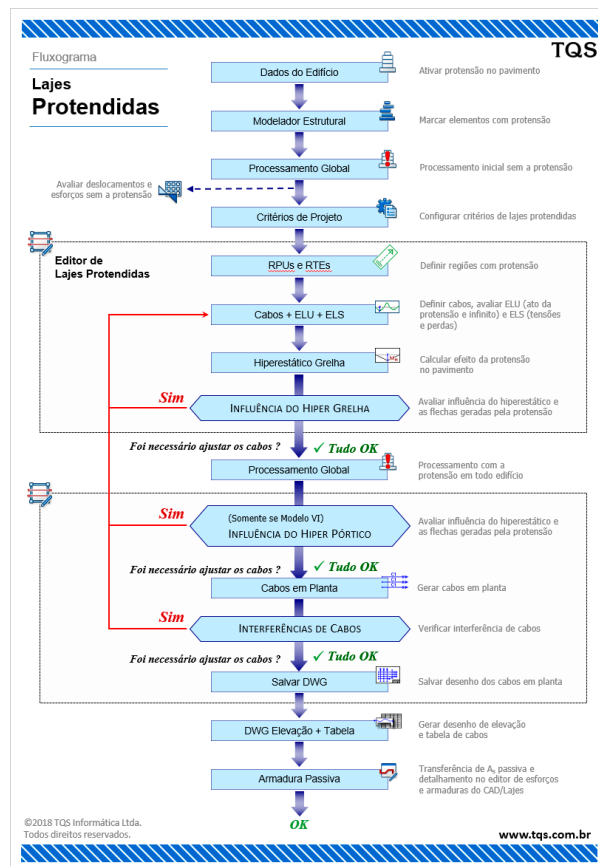


Fonte: TQS Docs (2022)

2.10.2 Fluxograma de projeto utilizando *software* TQS

O TQS apresenta, para modelagem e dimensionamento de lajes protendidas utilizando o *software*, o fluxograma apresentado na Figura 29.

Figura 29 – Fluxograma para projetos de lajes protendidas utilizando TQS



Fonte: TQS Docs (2022)

O fluxograma destaca as diferenças na sequência de projeto ao trabalhar no Modelo IV ou Modelo VI.

Além disso, o TQS trabalha com a consideração dos momentos hiperestáticos de protensão de forma separada dos momentos isostáticos, sendo necessário processar os cálculos relativos aos momentos hiperestáticos para que sejam considerados na grelha. Caso o modelo escolhido seja o Modelo VI, essa consideração é feita através do processamento do hiperpórtico.

O fluxograma também destaca a necessidade de um processamento inicial dos esforços, com a laje sem os cabos de protensão, antes da inserção das RPU e RTEs. O *software* utilizará os valores de esforços já processados para gerar dentro das RPU a quantidade de cabos e perfis necessários para suportar os esforços solicitantes na estrutura.

Após processada a estrutura e feita a verificação total do edifício, é possível exportar os arquivos DWG e tabelas de resumo de materiais para detalhamento e posterior envio para a obra.

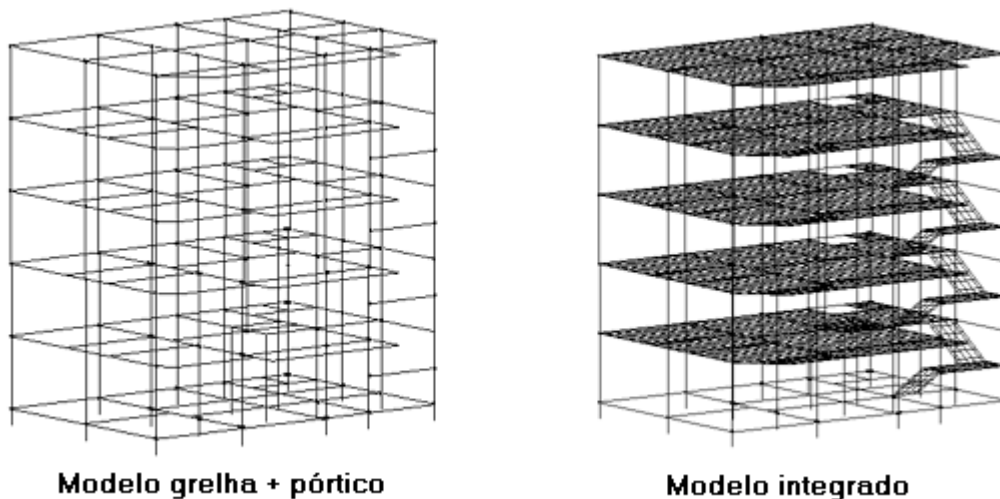
2.11 Software Eberick

Utilizando o *software* Eberick, é possível analisar o comportamento das lajes através de duas opções: o modelo de grelhas e pórtico espacial, e o modelo integrado. A escolha do modelo pode causar diferenças relevantes no resultado do dimensionamento, sendo o principal impacto desta escolha na análise da estabilidade global do edifício.

De acordo com o QiSuporte, central de artigos destinados ao uso dos *softwares* da AltoQi, a diferença entre os dois modelos está nas simplificações adotadas e nos graus de liberdade considerados em cada caso. No caso de análise pelo modelo integrado, o maior número de graus de liberdade resulta em diferentes resultados de esforços fletores e cortantes.

Nos dois métodos (Figura 30) o equilíbrio externo da estrutura é mantido, e os resultados são corretos. De acordo com artigos disponibilizados pela AltoQi, a ductilidade das seções de concreto armado e a redistribuição de esforços da estrutura hiperestática garante uma capacidade de adequação do comportamento real da laje ao modelo adotado.

Figura 30 - Modelos de escolha para análise utilizando *software* Eberick



Fonte: QiSuporte (2022)

2.11.1 Modelo de grelhas e pórtico espacial

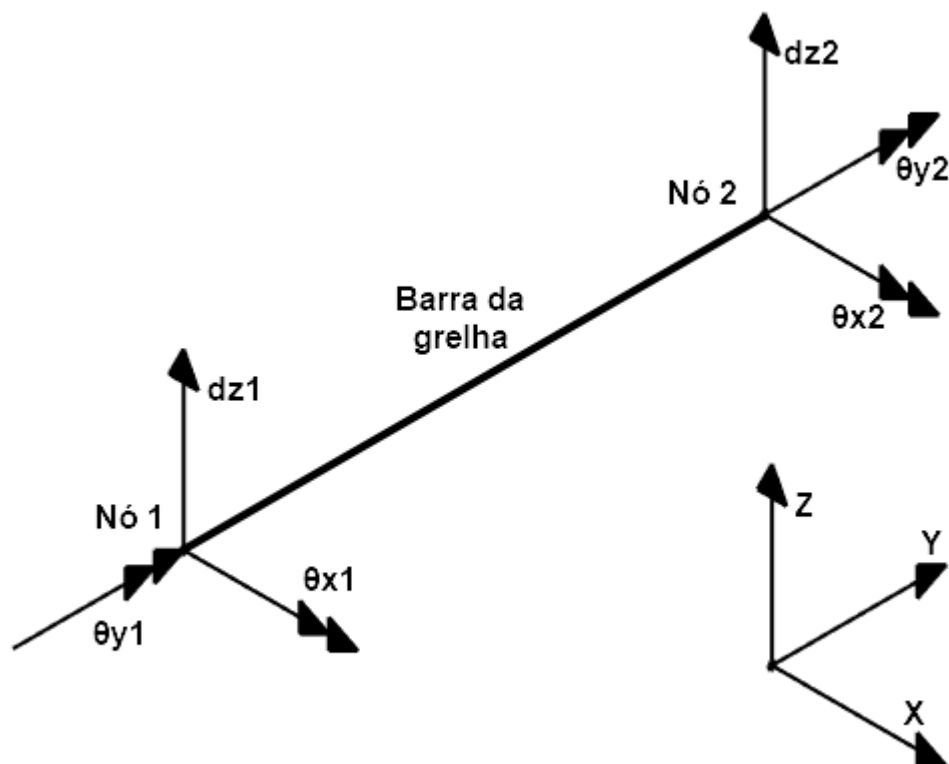
Neste modelo, as lajes são analisadas inicialmente como um modelo bidimensional de grelhas, sendo inseridas posteriormente no modelo de pórtico espacial as reações das lajes nas vigas. O pórtico espacial é formado por barras que representam as vigas e pilares da estrutura.

Ao considerar o modelo de grelhas, a determinação da flecha nas lajes se dará por um procedimento iterativo. A análise dinâmica das lajes também é feita isolada da estrutura completa.

No modelo de grelhas e pórtico espacial, a estrutura é processada através do método dos deslocamentos, já descrito anteriormente.

Como mostra a Figura 31, o modelo de grelhas é bidimensional, e cada nó das barras possuem apenas três graus de liberdade: deslocamento no eixo Z, rotação em torno do eixo X e rotação em torno do eixo Y. A rigidez das barras são: rigidez à flexão, à torção e ao deslocamento transversal, com o modelo apenas no plano XY, sem graus de liberdade referente aos deslocamentos nas direções X e Y. Logo, o modelo de grelhas não considera os esforços axiais nas lajes.

Figura 31 - Graus de liberdade no modelo de grelhas (Eberick)



Fonte: QiSuporte (2022)

2.11.2 Modelo Integrado

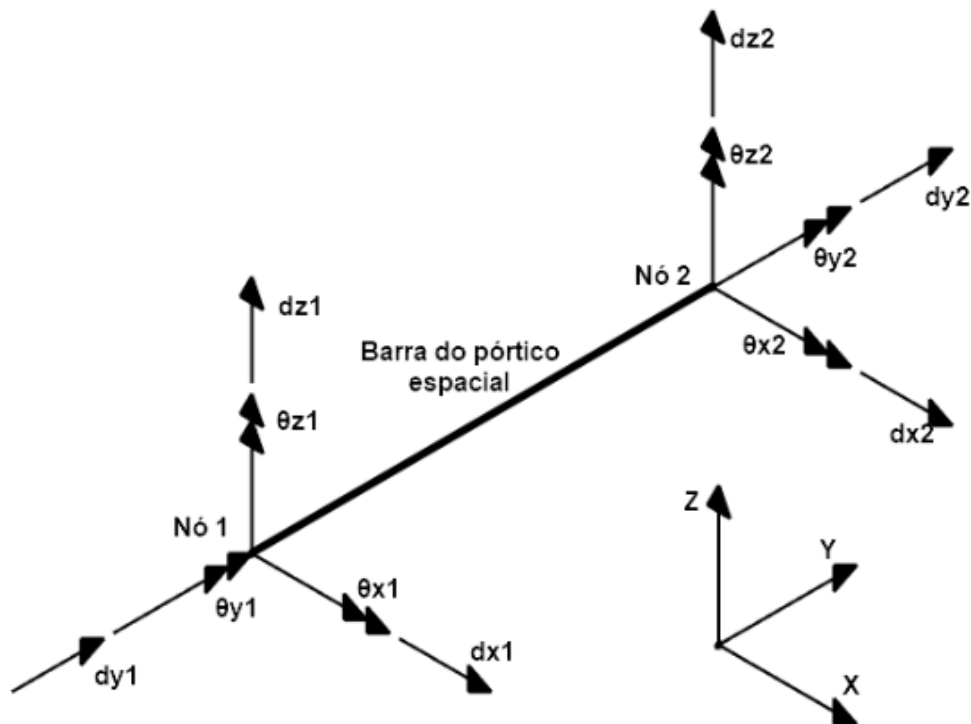
No modelo integrado, a análise da estabilidade global da estrutura considera a presença das lajes no modelo, ou seja, todas as barras de todos os pavimentos constituem um único modelo de lajes, vigas e pilares. O efeito disto é uma análise

mais rígida que resultada na diferença dos resultados dos parâmetros de estabilidade global. Também permite considerar a presença de esforços de temperatura e retração.

No modelo integrado, as flechas das vigas são calculadas no mesmo modelo que as vigas, através da rigidez recalculada das barras. A análise dinâmica da estrutura também se dará para o pórtico completo. Além disso, nestes modelos são considerados os esforços axiais presentes na laje. Todas essas diferenças tornam necessário ao modelo integrado um tempo maior de cálculo e processamento da estrutura, sendo mais custoso computacionalmente.

Como mostrado na Figura 32, no modelo integrado (modelo tridimensional) cada nó das barras lineares possui seis graus de liberdade, sendo eles os deslocamentos nos eixos X, Y e Z, e as rotações em torno dos eixos X, Y e Z. Desta forma, considera-se a rigidez à flexão em torno do eixo X e Z, rigidez à torção em torno do eixo Y, rigidez ao deslocamento transversão no eixo X e Z e a rigidez axial em Y.

Figura 32 - Graus de liberdade no modelo integrado (Eberick)



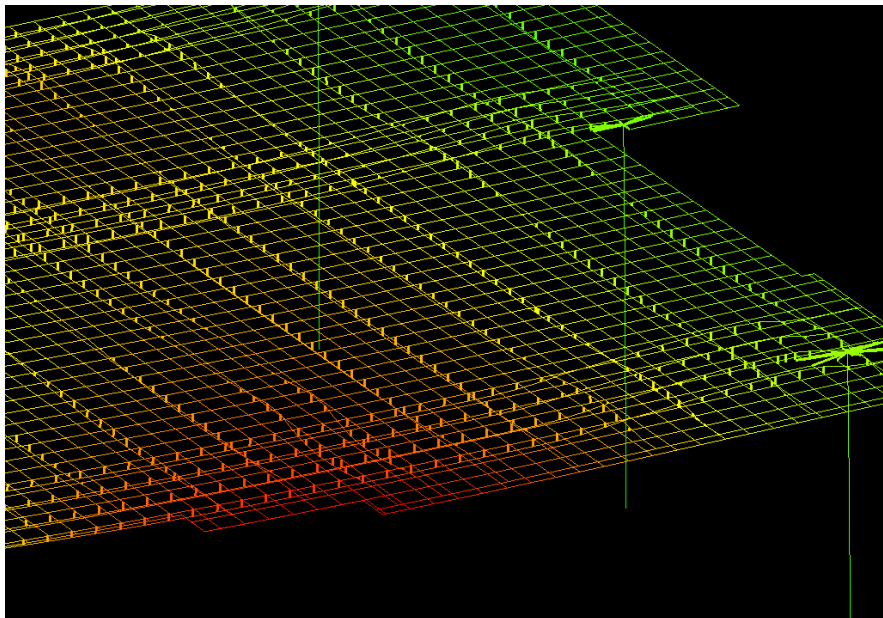
Fonte: QiSuporte (2022)

A consideração do esforço axial gera esforços de tração que não estão presentes na análise utilizando método de grelhas, logo, em alguns casos, o programa sinalizará a necessidade de armadura para resistir a tais esforços de tração. Essa

diferença entre os métodos se dá muitas vezes, nas regiões de ancoragem. Através do campo *Tração mínima a ser considerada na ancoragem* é possível desconsiderar esses esforços, entretanto, como é tratado como um critério de projeto, toda configuração de critérios é de responsabilidade do projetista. Através da consulta às instruções normativas, tem-se que todos os efeitos de tração devem ser considerados, entretanto o *software* entende que alguns resultados (como picos de tração) são decorrentes do modelo e não aconteceriam numa situação real, dando opção do projetista a modificação desses valores de tração.

Ao utilizar o módulo de protensão com *software* Eberick, além dos elementos de barra discretizados no modelo de grelha e pórtico, o *software* insere no próprio modelo os cabos de protensão, como mostra a Figura 33. Tal consideração difere das considerações de outros *softwares* comerciais, onde o efeito da protensão é expresso através do momento aplicado nos nós da grelha, a partir da excentricidade do cabo na região de cada nó. A presença dos cabos como parte do modelo resulta em diferentes resultados quando comparados com o dimensionamento em outros *softwares*.

Figura 33 - Presença de cabos de protensão na discretização do modelo



Fonte: Autoria Própria (2022)

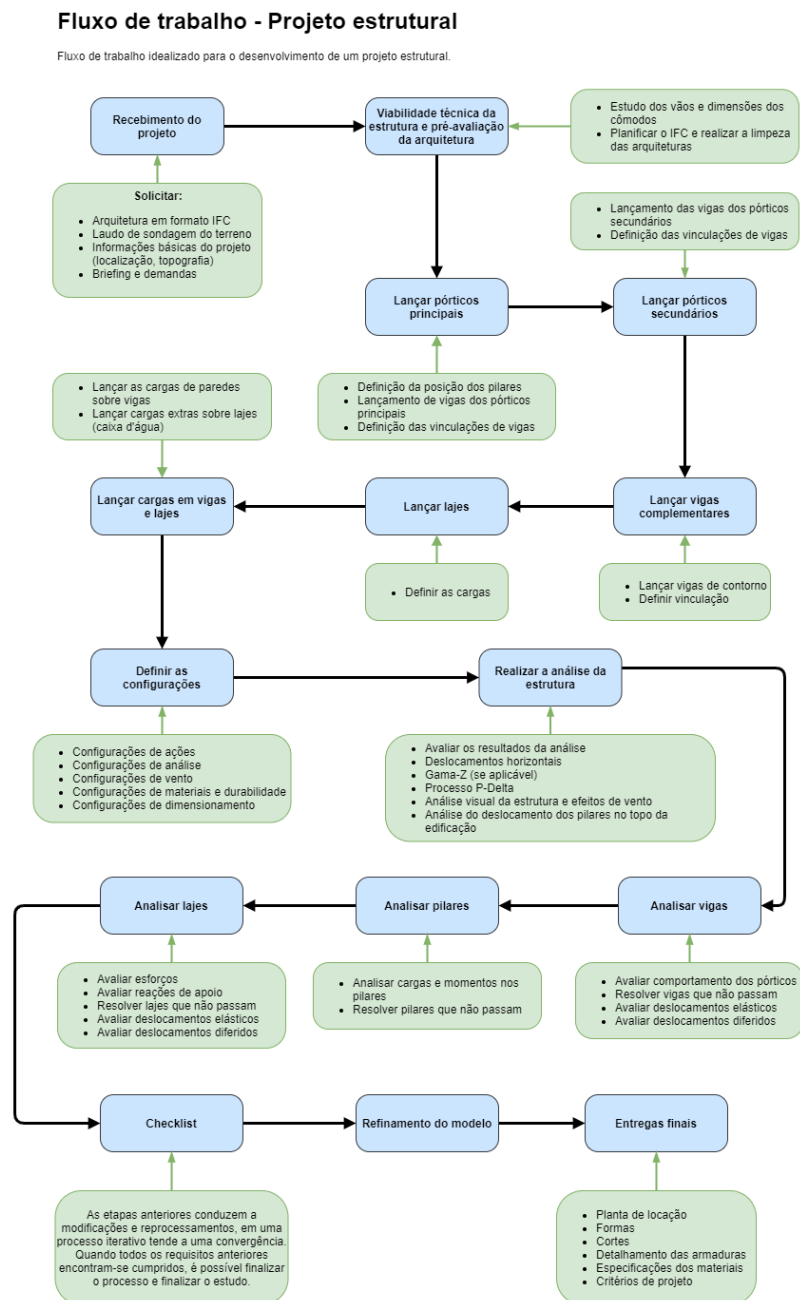
2.11.3 Fluxograma de projeto utilizando *software* Eberick

O AltoQi apresenta, para modelagem e dimensionamento de projetos estruturais, um fluxograma completo de desenvolvimento utilizando o *software* Eberick, apresentado na Figura 34.

O fluxograma destaca a importância do estudo do projeto nas fases iniciais, a partir das informações obtidas pela arquitetura, laudos de sondagem, briefing e demandas de projeto. Também destaca a importância do checklist nas etapas finais, analisando cada tipo de elemento estrutural (vigas, pilares e lajes) separadamente, e refinando o modelo estrutural através de modificações e reprocessamentos, até que se obtenha a solução estrutural ideal de projeto.

O fluxograma foi baseado em um projeto de concreto armado, mas funciona também para projetos de lajes protendidas sem vigas.

Figura 34 – Fluxograma de projeto estrutural utilizando Eberick



3 METODOLOGIA

Para o desenvolvimento deste trabalho, cujo objetivo é analisar comparativamente os critérios de dimensionamento nos principais *softwares* comerciais para estruturas, tendo como estudo de caso o dimensionamento em lajes lisas protendidas de um edifício residencial, toda a concepção do projeto se desenvolveu dentro de cada *software*. Foi explorado seus recursos e confrontadas as informações coletadas através da comparação entre os resultados encontrados em cada um, com ênfase nos deslocamentos, com base nas normas e literaturas técnicas atuais, dando um caráter qualitativo à pesquisa.

Para Neves (1996), a pesquisa qualitativa se dá pela obtenção de dados descritivos através do contato direto entre o pesquisador e a situação objeto de estudo, além disso, no contexto utilizados por cada um, resultando na possibilidade de escolha do profissional calculista pela especialização em um *software* específico, ou da aplicação de cada um em cada caso de estrutura que possa vir a ser dimensionada.

O trabalho foi feito em grande parte através do estudo de caso, onde pelo dimensionamento da estrutura de um edifício, os critérios de cada *software* foram analisados baseados nos resultados dos dimensionamentos.

Foi realizada também, a pesquisa bibliográfica sobre o tema, utilizando como fonte as principais normas vigentes e literatura técnica específica e atual. Além disso, manuais dos *softwares* disponibilizados pelos fabricantes também foram utilizados.

A análise dos resultados e o estudo das normas e legislações vigentes caracteriza uma pesquisa documental, e todos os resultados de dimensionamento foram validados pelas orientações presentes na ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de Estruturas de Concreto. A pesquisa documental se caracteriza pela conferência dos resultados com valores que expressam a realidade e que atinja os objetivos do dimensionamento.

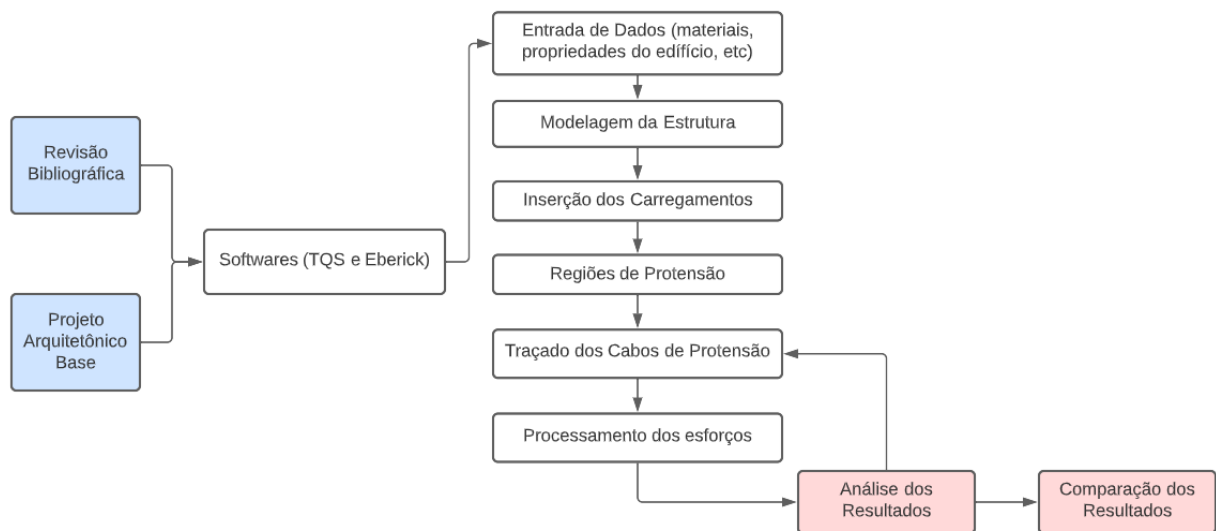
Quanto a natureza do trabalho, este possui uma natureza aplicada. Este tipo de natureza busca gerar uma solução para um problema específico, ela é focada na busca da verdade para que se possa ter uma aplicação prática em uma situação particular. (NASCIMENTO, 2016). A situação em questão é a aplicação dos principais *softwares* comerciais no dimensionamento de lajes lisas protendidas como solução

estrutural. Além disso, busca-se a possibilidade de se identificar a melhor aplicação de cada *software* dentro do sistema estrutural a ser estudado.

3.1 Etapas da Pesquisa

Para que sejam alcançados os objetivos propostos neste trabalho, tem-se a sequência de processos que foram realizados, mostrados na Figura 35.

Figura 35 - Fluxograma de delineamento da pesquisa.



Fonte: Autoria Própria (2022).

Para a realização deste trabalho, procurou-se em pesquisa bibliográfica os requisitos necessários para a modelagem de lajes lisas protendidas com cordoalhas engraxadas em cada um dos *softwares*. Para que a comparação nos resultados seja válida, optou-se por aproximar o modelo escolhido em cada um dos *softwares*, sendo eles: Modelo VI no *software* TQS e Modelo Integrado no *software* Eberick. Os modelos escolhidos consideram a presença das lajes, vigas e pilares no pórtico da estrutura, como já descrito anteriormente.

4 ESTUDO DE CASO

Como objeto de estudo, foi adotado o projeto de um edifício residencial, composto por um pavimento térreo utilizado como garagem, 3 pavimentos tipo utilizados como apartamento residencial e um pavimento cobertura, tendo 3 metros de pé direito em cada pavimento, totalizando 13 metros de altura final (1 metro de platibanda na cobertura). A Figura 36 mostra o edifício utilizado.

Figura 36 - Edifício a ser estudado



Fonte: Aatoria Própria (2022)

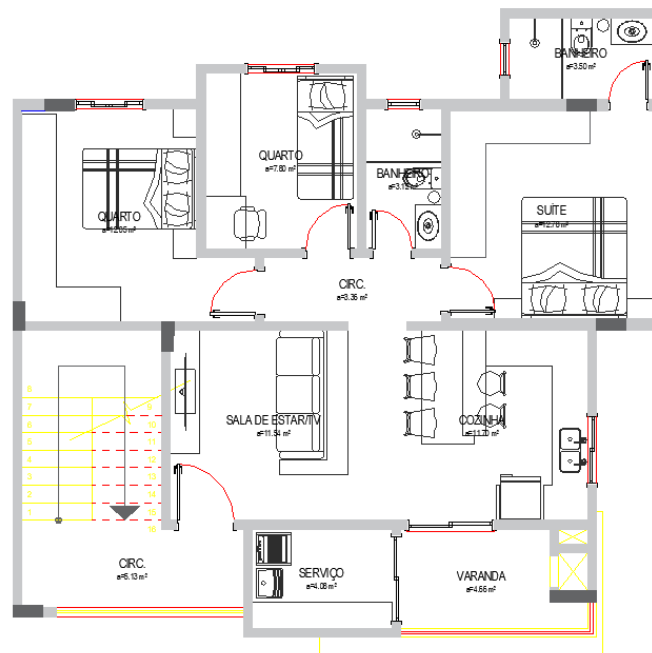
A Figura 37 mostra a geometria da laje do pavimento tipo residencial, juntamente com a locação dos pilares, sendo 6 pilares de dimensões 20x50cm e 1 pilar com dimensão 20x80cm. Há também a presença de balanços de 1,55 metro.

Como solução estrutural adotada, foi utilizado o conceito de lajes lisas protendidas, com protensão não aderente e cordoalhas engraxadas. Não foram utilizadas vigas de contorno ou capitéis.

As lajes foram modeladas e dimensionadas nos *softwares* TQS (utilizando o Modelo VI), e no Eberick (utilizando o Modelo Integrado).

A análise estrutural das lajes protendidas do edifício foi feita através da obtenção dos esforços atuantes e das cargas de alívio resultantes da aplicação da protensão em cada um dos *softwares* utilizados e comparados os deslocamentos finais resultantes em cada caso.

Figura 37 - Planta Baixa do pavimento tipo edifício a ser estudado



Fonte: Autoria Própria (2022)

A sequência de desenvolvimento comum aos dois *softwares* consiste em:

- 1) Criar o projeto do edifício configurando os critérios iniciais de projeto;
- 2) Modelar a estrutura inserindo os elementos de pilares, vigas e lajes;
- 3) Inserir as cargas atuantes na estrutura;
- 4) Inserir o traçado da armadura ativa (protendida) e regiões de atuação da protensão;
- 5) Processar os esforços da estrutura e as forças de alívio resultantes da protensão.
- 6) Analisar e refinar o lançamento dos cabos de protensão a fim de atender aos limites orientados em norma, através das verificações das tensões em serviço em combinação frequente, ato da protensão e ruptura.

Após dimensionar a estrutura nos dois *softwares*, a etapa seguinte foi comparar os resultados do dimensionamento, comparando as flechas finais resultantes a partir do alívio dos esforços pela força de protensão, além disso é apresentada a quantidade de armadura ativa necessária para suportar as tensões atuantes dentro de seus limites, e as relações de porcentagem das cargas que foram equilibradas pelas forças de alívio devido à ação da protensão.

4.1 Compatibilização de parâmetros do projeto

Para que os resultados fornecidos pelos dois *softwares* possam ser comparados, os dados de entrada do edifício como as propriedades dos materiais, critérios de projeto e cargas atuantes, devem ser iguais, e serão listadas a seguir.

De acordo com o método de pré-dimensionamento da espessura da laje proposto por Emerick (2005), no qual utiliza-se a relação entre o maior vão da laje pela sua espessura igual a 40, tem-se que a deveremos partir com 20 cm de espessura da laje, considerando o maior vão de aproximadamente 8 metros.

Quanto às propriedades do concreto, utilizou-se os parâmetros:

- Classe de Agressividade Ambiental: II – Moderada – Urbana;
- f_{ck} : 35 MPa;
- Cobrimento das lajes: 3 cm.
- Módulo de elasticidade: 33 GPa.
- Módulo de elasticidade secante: 29 GPa.

Quanto às propriedades do aço de protensão, utilizou-se os parâmetros:

- Protensão com cordoalhas não-aderentes (engraxadas);
- Aço de protensão: CP190 RB 12.7;
- Bitola da armadura de protensão: 12.7 mm (886 Kg/Km, 100,2 mm²);
- Carga de ruptura mínima: aproximadamente 190 kN.
- Protensão aplicada nos cabos: 150 kN/cordoalha.

Quanto às perdas de protensão, considerou-se:

- Coeficiente de atrito: 0,08;
- Coeficiente de perda/metro: 0,0035;
- Perdas progressivas: 15%.

Quanto aos carregamentos atuantes na estrutura, considerou-se como base as orientações da ABNT NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações:

- Peso próprio;
- Cargas permanentes adicionais: 1,5/m²;
- Cargas acidentais: 2 kN/m²;
- Cargas lineares de alvenaria com tijolos vazados de acordo com o layout da arquitetura.

Foram utilizadas também as orientações apresentadas na ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto.

Como solução de distribuição dos cabos de protensão, utilizou-se a configuração com faixas de cabos protendidos concentrados fazendo a ligação entre os pilares na direção X, e cabos distribuídos no eixo Y.

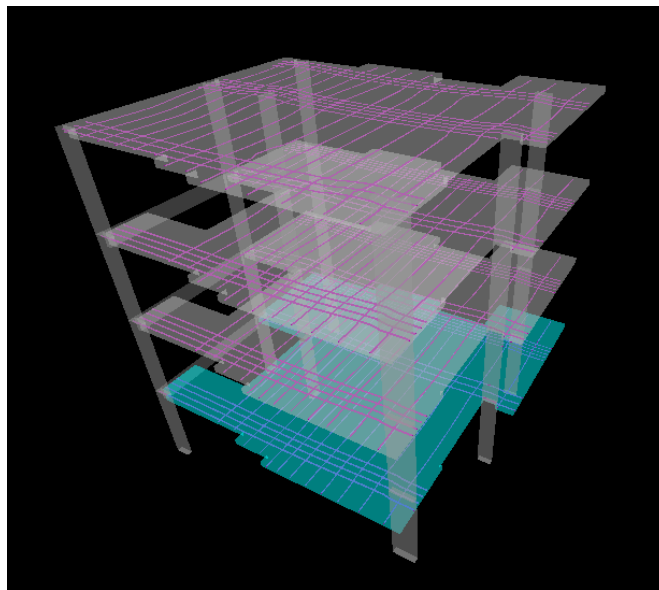
Após o processamento da estrutura, foram analisadas e ajustadas as curvaturas dos cabos e a quantidade de cabos de protensão que foram necessários em cada um dos *softwares* para suportar os carregamentos dentro dos limites de tensões e o carregamento equilibrado resultante.

Considera-se como resultado do dimensionamento em cada *software*: o perfil final do cabo, a quantidade de cordoalhas em cada cabo, a quantidade final de cabos e a flecha final resultante, quando atendidas às condições expressas na NBR 6118:2014.

5 RESULTADOS

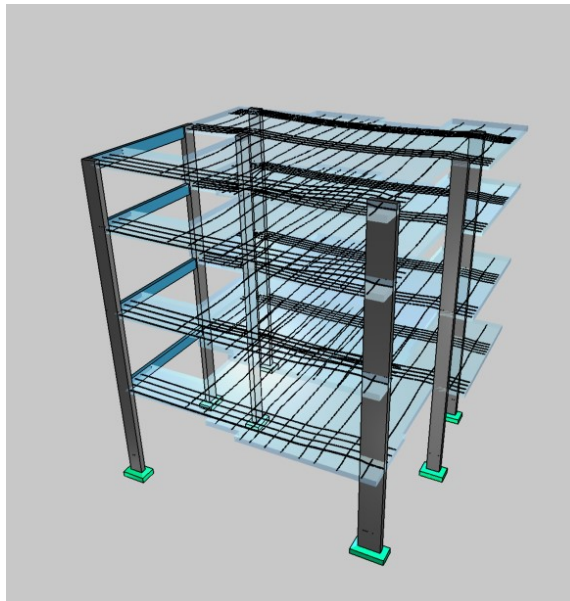
Uma vez que a modelagem do edifício já foi feita, e o lançamento dos carregamentos completo, é possível realizar o processamento dos esforços e deslocamentos do projeto. Para análise, serão apresentados os resultados encontrados na laje do pavimento tipo, visto que está se repete várias vezes na edificação e possui os maiores deslocamentos. As Figuras 38 e 39 mostram o estado final das lajes já com os cabos de protensão locados em cada um dos *softwares*.

Figura 38 - 3D da estrutura utilizando *software* TQS



Fonte: Autoria Própria (2022).

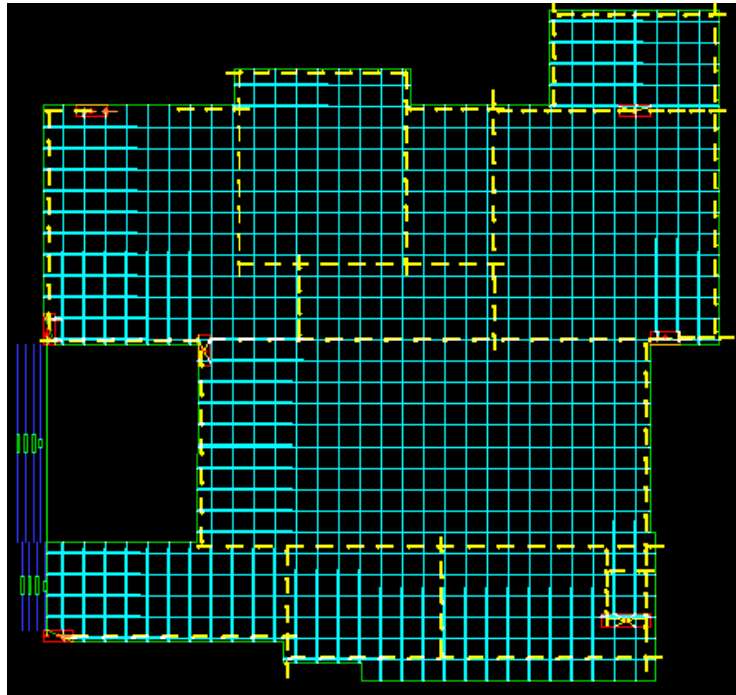
Figura 39 - 3D da estrutura utilizando *software* Eberick



Fonte: Autoria Própria (2022).

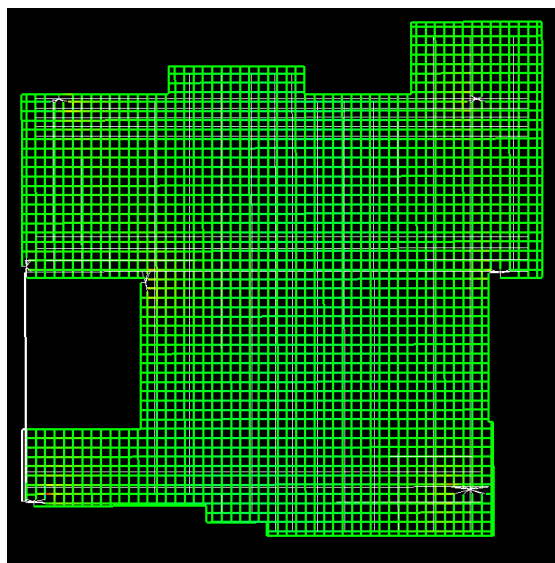
Inicialmente, serão analisados os esforços calculados e os deslocamentos gerados por eles nos principais casos, em seguida será analido o quanto foi possível equilibrar utilizando as forças de equilíbrio geradas pela ação da protensão na laje. As Figuras 40 e 41 mostram a grelha gerada em cada um dos *softwares*, no qual é possível identificar as barras e os nós que simplificam as lajes, e os carregamentos lineares aplicados nas mesmas.

Figura 40 - Grelha da laje do pavimento tipo no *software* TQS



Fonte: Aatoria Própria (2022).

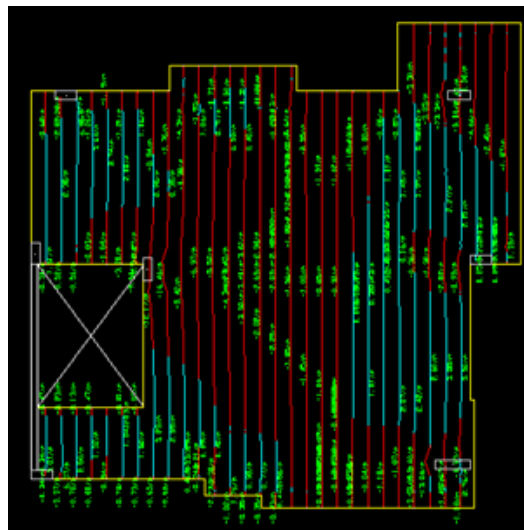
Figura 41 - Grelha da laje do pavimento tipo no *software* TQS



Fonte: Aatoria Própria (2022).

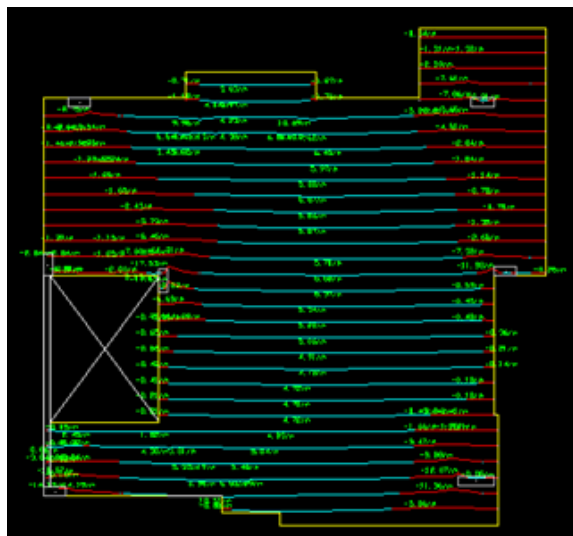
As Figuras 42 e 43 mostram, utilizando o *software* TQS, os diagramas de momentos da laje do pavimento tipo nas duas direções. Observando esse diagrama é possível identificar regiões da laje onde os momentos possuem valores próximos e utilizar essas regiões para definir as faixas de protensão que uniformizarão os esforços que serão equilibrados pelos cabos de protensão. Dentro do TQS essas regiões são as RTEs (Regiões de Transferência de Esforços) e RPU (Regiões de Protensão Uniformes), no Eberick essas regiões são denominadas Faixas protendidas.

Figura 42 - Diagrama de tensões na laje na direção Y (TQS)



Fonte: Autoria Própria (2022)

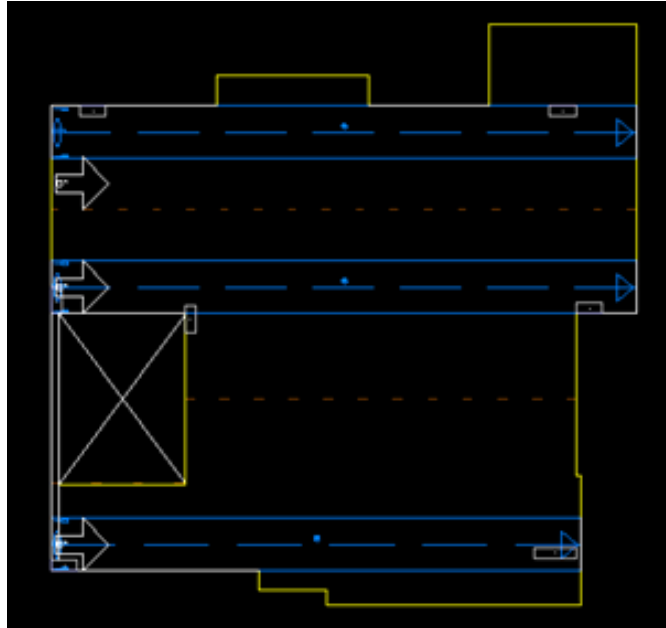
Figura 43 - Diagrama de tensões na laje na direção X (TQS)



Fonte: Autoria Própria (2022)

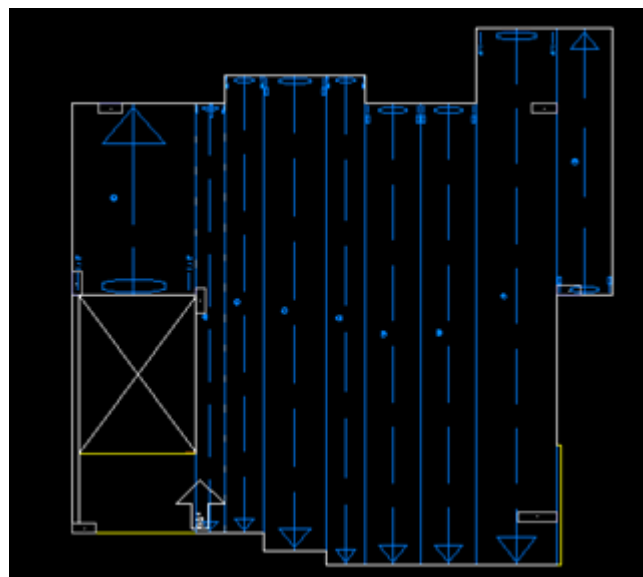
As Figuras 44, 45 e 46 mostram o resultado das regiões de protensão, onde serão distribuídos os cabos, em cada um dos *softwares*.

Figura 44 - Regiões de protensão uniformes (RPU) na direção X (TQS)



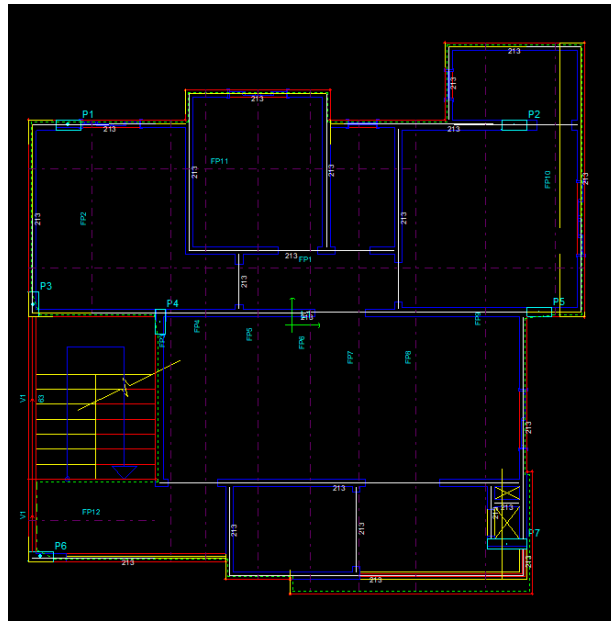
Fonte: Autorial Própria (2022)

Figura 45 - Regiões de protensão uniformes (RPU) na direção Y (TQS)



Fonte: Autorial Própria (2022)

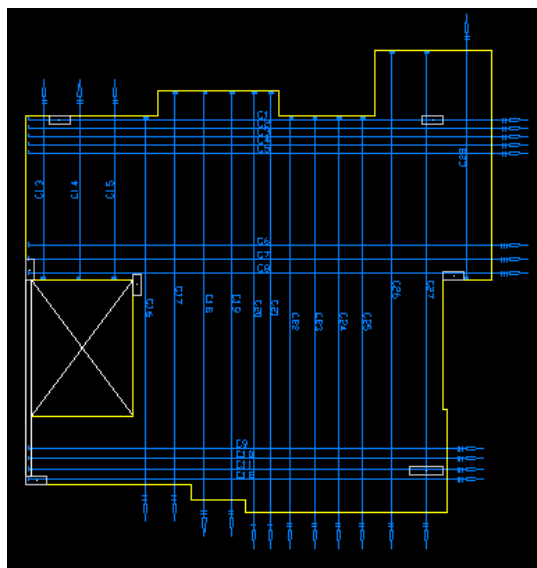
Figura 46 - Faixas protendidas no *software* Eberick



Fonte: Autoria Própria (2022)

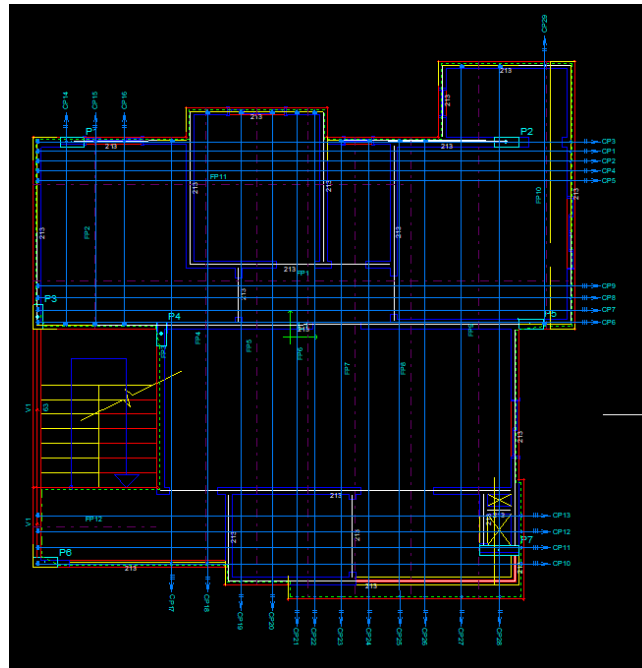
Quanto ao traçado final dos cabos de protensão, a Figura 47 mostra o resultado obtido utilizando o *software* TQS e a Figura 48 mostra o traçado final no *software* Eberick. De acordo com o conceito utilizado, os cabos concentrados no eixo X fazem a ligação dos pilares, funcionando como vigas, e cabos distribuídos lançados no eixo Y. É necessário que pelo menos 1 cabo passe dentro dos pilares, para que seja dispensada o dimensionamento de armadura para o colapso progressivo. Entretanto, na região dos pilares, há a necessidade de atenção às quantidades de armadura para resistir ao puncionamento.

Figura 47 - Traçado final dos cabos no *software* TQS



Fonte: Autoria Própria (2022)

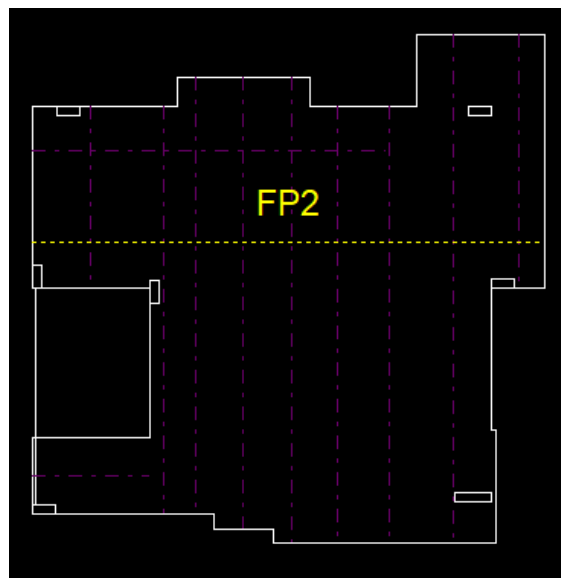
Figura 48 - Traçado final dos cabos no software Eberick



Fonte: Autoria Própria (2022)

Para apresentação de como os resultados no dimensionamento são obtidos, foi utilizada a região concentrada localizada na região central da laje, mostrada na Figura 49. Essa faixa é denominada FP2 no Eberick, correspondente à RTE 2 no TQS.

Figura 49 - Região da Faixa protendida 2 no software Eberick

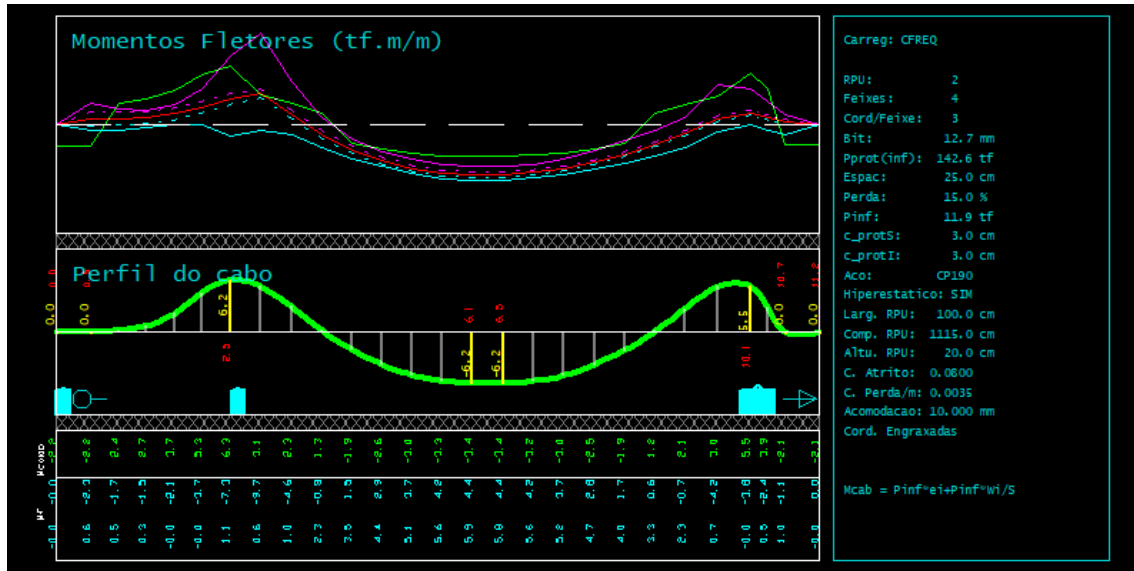


Fonte: Autoria Própria (2022).

A Figura 50 mostra os momentos fletores atuantes na região concentrada central da laje (RTE2) na direção X. Nela pode-se perceber que o perfil final do cabo de protensão acompanha o diagrama de momento da laje, objetivo este que deve ser buscado em todos os cabos, uma vez que é o perfil com as excentricidades

correspondentes em cada ponto fornecerá à laje as forças de equilíbrio necessárias para suportar aos momentos.

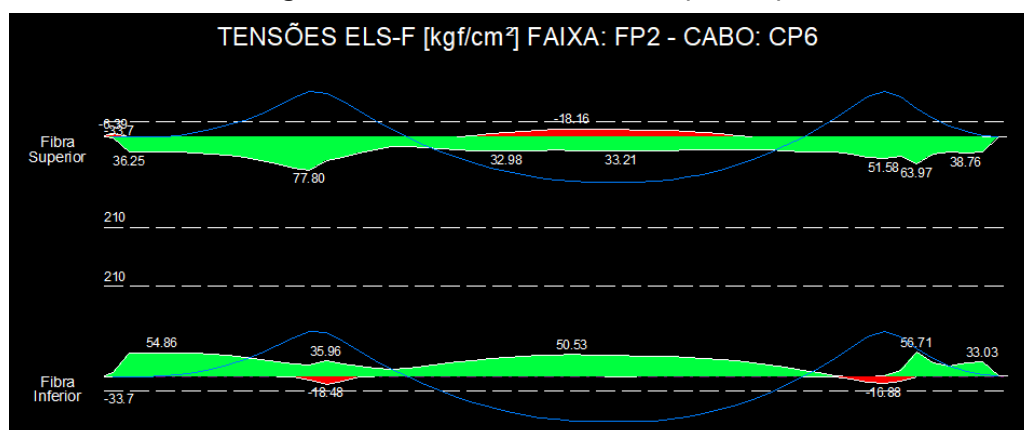
Figura 50 - Esforços na combinação frequente atuantes na RPU 2.



Fonte: Autoria Própria (2022)

A Figura 51 mostra a mesma região de cabos dentro do *software* Eberick (FP2), o perfil dos cabos se assemelha ao perfil resultante no *software* TQS, entretanto os valores de tensão suportados são diferentes. É também possível observar que os esforços atuantes estão dentro dos limites para as fibras superiores e inferiores para o ELS-F, onde são consideradas as combinações frequentes de carregamento.

Figura 51 - Tensões atuantes na FP2 (Eberick)

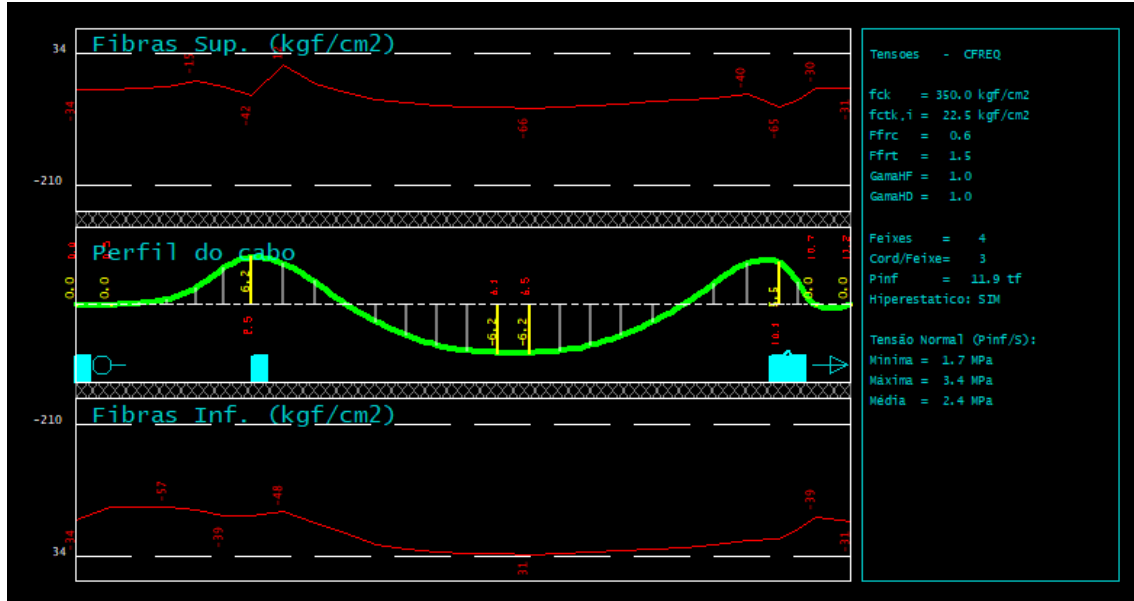


Fonte: Autoria Própria (2022)

A Figura 52 mostra as tensões atuantes na RPU 2, no *software* TQS. As tensões também estão dentro dos limites, o que valida o dimensionamento. Para os dois casos, os cabos nessa região terão 3 cordoalhas. Nos dois *softwares* essas

regiões, mesmo com esforços diferentes, foram necessárias a mesma quantidade de cabos para atender aos limites.

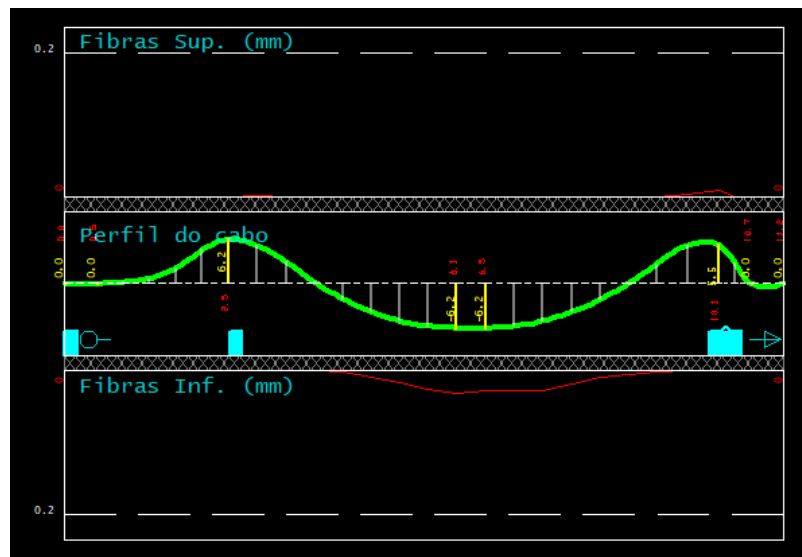
Figura 52 - Tensões na combinação frequente atuantes na RPU 2.



Fonte: Autoria Própria (2022).

A Figura 53 evidencia que estamos trabalhando dentro do nível de protensão limitada, uma vez que, há tração atuando na estrutura, porém dentro dos limites de norma.

Figura 53 - Fissuração na combinação frequente atuantes na RPU 2.

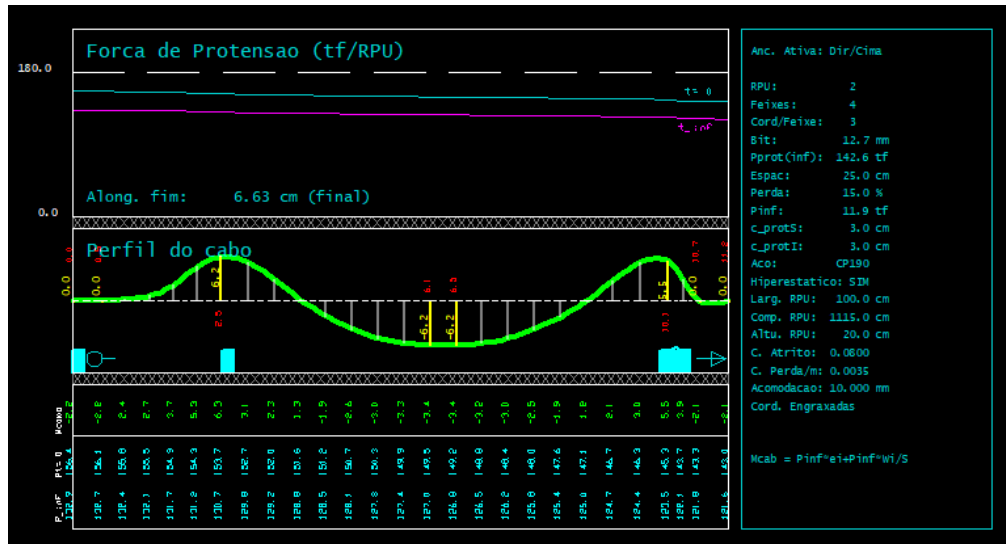


Fonte: Autoria Própria (2022).

A Figura 54 mostra o comportamento da força de protensão ao longo do cabo, sendo o traçado na cor azul representando a perda de protensão no ato da protensão (143 kN após as perdas imediatas), e o traçado na cor magenta a perda de protensão

ao longo do tempo (121.6 kN após as perdas progressivas). Observa-se que a perda de protensão é maior do lado direito, devido ao fato de ser o lado onde será feito o alongamento do cabo.

Figura 54 - Perdas de protensão na combinação frequente atuantes na RPU 2



Fonte: Autoria Própria (2022).

Em relação aos esforços, foi possível atingir no TQS o equilíbrio de 100 % dos esforços devido ao peso próprio utilizando a protensão. Já no Eberick, foi atingido a porcentagem de 96% das cargas de peso próprio equilibradas com a protensão.

Após processado o projeto e atendido o ELU (Estado Limite Último), foi verificado os deslocamentos resultantes considerando o ELS (Estado Limite de Serviço).

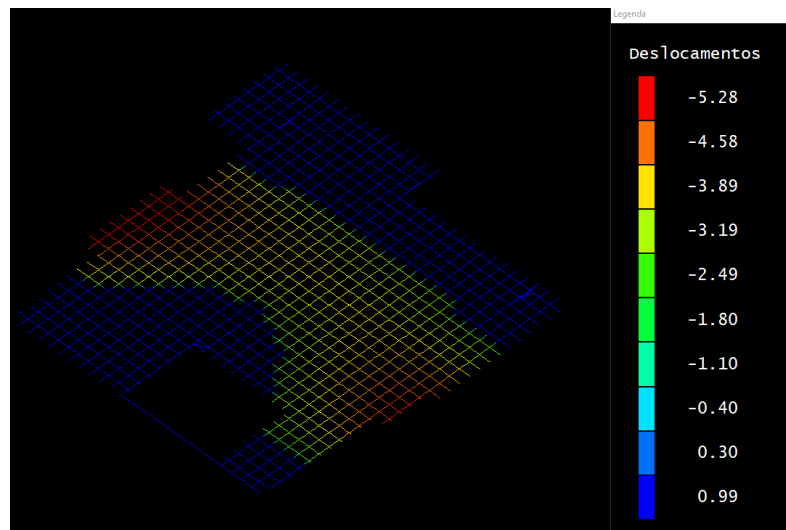
De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, as exigências de durabilidade relacionadas à fissuração são determinadas em função da classe de agressividade ambiental definida nos critérios iniciais de projeto, e tais exigências são apresentadas na Tabela 13.4 da norma, apresentada anteriormente no item 2.5 deste trabalho. A norma justifica que, apesar da fissuração em estruturas em concreto protendido se apresente com menor probabilidade, é necessário a verificação em função da proteção da armadura ativa contra a corrosão.

No trabalho foi considerado que a estrutura trabalha sob protensão limitada, ou seja, são permitidas as tensões tração dentro dos limites admissíveis, e a peça trabalhará sem fissuras. Deve ser atendido ao ELS-F (Estado limite de formação de fissuras) para o caso de combinação frequente. Importante citar, que em nota 3 da Tabela 13.4 da NBR 6118:2014, é dispensado a verificação do ELS-D (Estado limite de descompressão) em projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas.

Logo, analisando a combinação frequente para o ELS-F no TQS, obteve-se uma flecha máxima final de 2,89 cm (Figura 56), e no Eberick uma flecha máxima de 2,84cm (Figura 58). Nos dois *softwares* tais resultados atendem aos limites especificados em norma para o Estado Limite de Serviço ($< 3,20\text{cm}$).

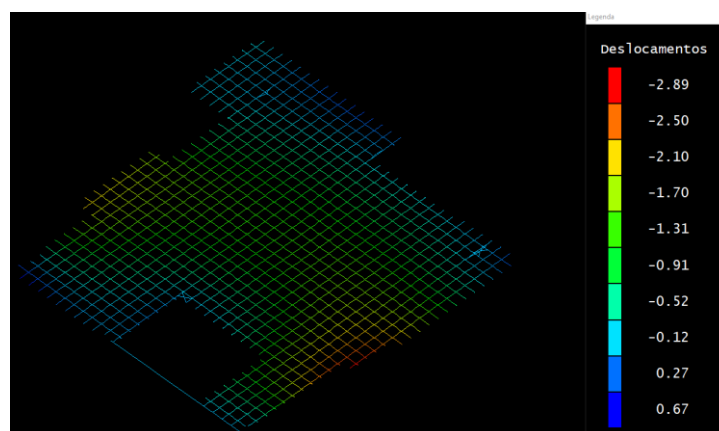
No TQS, a flecha representa uma diminuição de aproximadamente 45% em relação à flecha inicial (5,28cm), já no Eberick, essa diminuição no deslocamento representa cerca de 49% (5,53cm). As Figuras 55 e 57 mostram os deslocamentos iniciais, sem o uso da protensão, sob os mesmos coeficientes na combinação frequente.

Figura 55 - Deslocamento iniciais sem protensão (TQS)



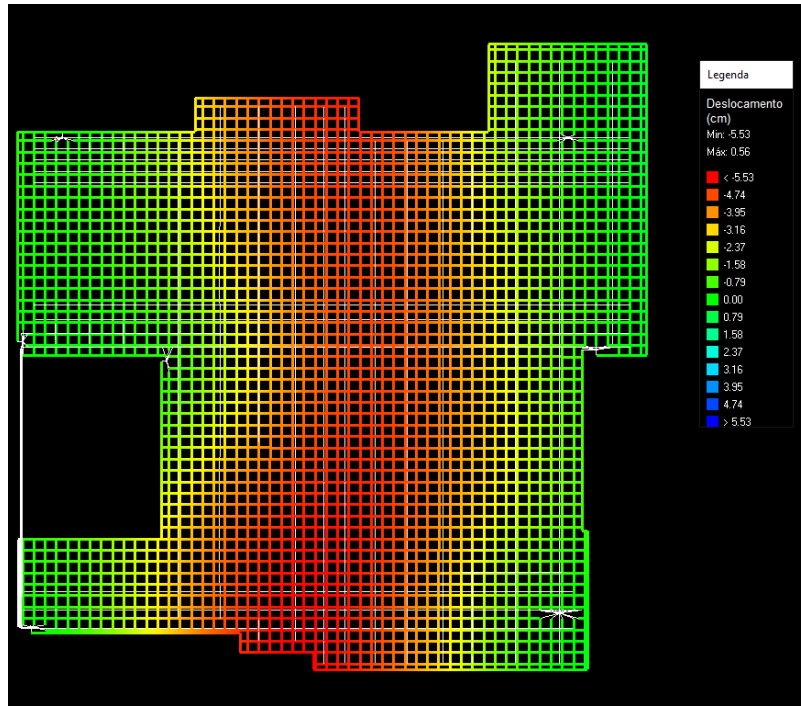
Fonte: Autoria Própria (2022).

Figura 56 - Deslocamento finais com protensão (TQS)



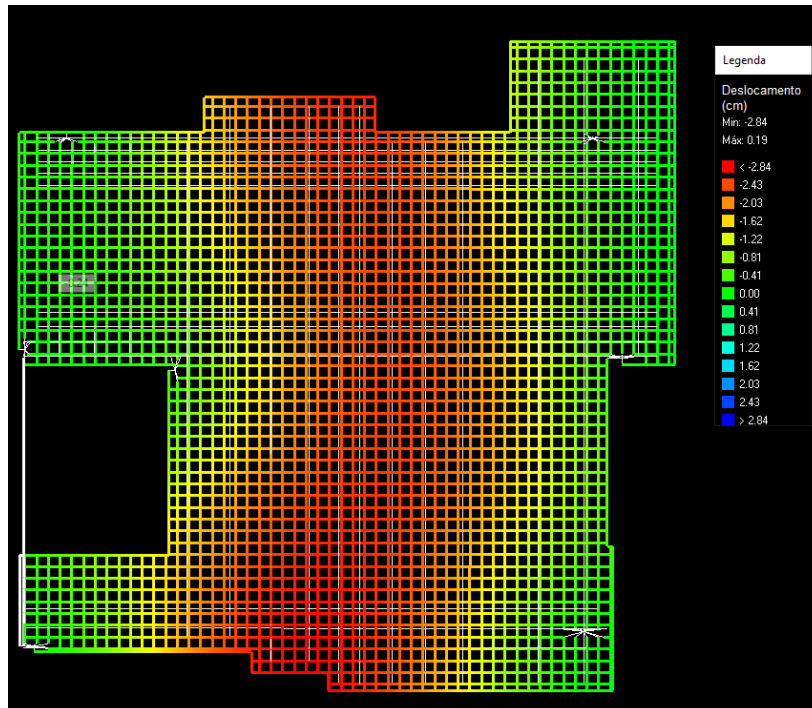
Fonte: Autoria Própria (2022).

Figura 57 - Deslocamentos iniciais sem protensão (Eberick)



Fonte: Autoria Própria (2022).

Figura 58 - Deslocamentos finais com protensão (Eberick)



Fonte: Autoria Própria (2022).

Observa-se que, sob os mesmos critérios e o mesmo carregamento, os esforços e deslocamentos resultantes do processamento em cada um dos *softwares* são diferentes. Há uma diferença de 4,5% entre os deslocamentos iniciais calculados em cada *software*, e 1,7% depois de considerado à protensão. Tal diferença é resultado do processo de cálculo dos esforços adotado por cada um dos *softwares* e nos dois casos estão corretos, apresentando apenas resultados mais conservadores em um do que no outro.

Com esforços maiores e conseqüentemente maiores deslocamentos nos *softwares* Eberick, há uma diferença também na quantidade de armadura ativa resultante para atendimento dos critérios de norma.

De acordo com a ABNT 6118:2014, mesmo utilizando armaduras ativas, as lajes precisam de uma armadura passiva mínima, seja qual nível de protensão seja utilizado.

A Figura 59 mostra a quantidade final de armadura ativa resultante do dimensionamento utilizando *software* TQS. A Figura 60 mostra que foram necessárias 6 cordoalhas a mais no dimensionamento pelo *software* Eberick.

Figura 59 - Tabela de cabos de protensão utilizando *software* TQS

PROTENSÃO: AÇO CP190 RB 12.7 - 12.7									
CABO	Ø	Q	COMPRIMENTO		ANCORAGENS			ALONG (cm)	
			UNITÁRIO	TOTAL	A	P	I	INI	FIN
C1 A C5	2 Ø 12.7	5	11.71	117.08	10	10		0.0	6.5
C6 A C8	3 Ø 12.7	3	11.71	105.37	9	9		0.0	6.5
C9 A C12	"	4	10.66	127.90	12	12		0.0	5.7
C13 A C15	2 Ø 12.7	3	4.51	27.05	6	6		0.0	1.8
C16	"	1	9.41	18.82	2	2		0.0	5.1
C17	"	1	10.01	20.02	2	2		0.0	5.4
C18 A C19	"	2	10.36	41.43	4	4		0.0	5.8
C20 A C21	1 Ø 12.7	2	10.66	21.32	2	2		0.0	5.8
C22 A C23	2 Ø 12.7	2	10.06	40.23	4	4		0.0	5.6
C24 A C25	"	2	10.06	40.23	4	4		0.0	5.4
C26 A C27	"	2	11.61	46.43	4	4		0.0	6.1
C28	"	1	6.06	12.12	2	2		0.0	2.8

RESUMO DE PROTENSÃO							
Monocordoalhas não aderentes							
Ø	COMPR.	PESO			ANCORAGENS		
		kg/m	kg	kg+4%	A	P	I
2 Ø 12.7	363.40	0.886	322.	335.	38	38	
3 Ø 12.7	233.27	0.886	207.	215.	21	21	
1 Ø 12.7	21.32	0.886	19.	20.	2	2	

Fonte: Autoria Própria (2022).

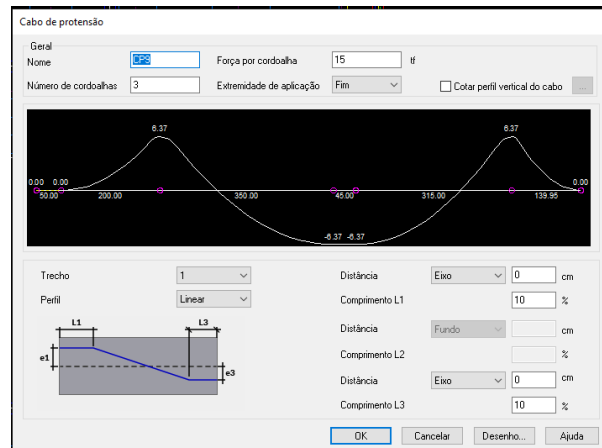
Figura 60 - Tabela de cabos de protensão utilizando *software* Eberick

RESUMO DE PROTENSÃO						
AÇO	DIAM (mm)	CORDOALHAS			ANCORAGEM	
		C. TOTAL (m)	PESO+4% (kg)	ATIVA	PASSIVA	
CP 190 RB	12.7	677.02	557.65	67	67	

Fonte: Autoria Própria (2022)

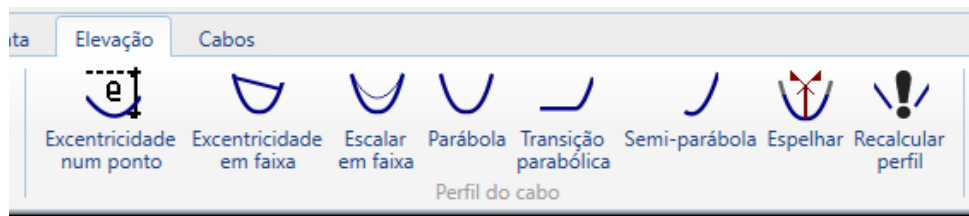
Quanto às considerações em relação a usabilidade de cada *software*, conclui-se que o Eberick ainda possui limitações no controle do perfil do cabo, como mostrado na Figura 61, sendo apenas possível mudar o traçado em trechos determinados pelos nós no momento do desenho de cada cabo, não sendo possível adicionar mais nós depois do cabo já lançado.

Figura 61 - Janela de edição do perfil do cabo no software Eberick



Fonte: Autoria Própria (2022).

Figura 62 - Recursos para alteração de perfil do cabo no software TQS



Fonte: Autoria Própria (2022).

O TQS apresenta uma série de funcionalidades, mostradas na Figura 62 que permite a edição do perfil do cabo em qualquer ponto, sendo assim possível trabalhar com as tensões de forma mais produtiva.

6 CONCLUSÕES

O avanço tecnológico permitiu à engenharia civil a capacidade de trabalhar com uma imensa possibilidade de soluções estruturais. O desenvolvimento da protensão como solução para grandes vãos é um exemplo de como é possível desenvolver estruturas mais duráveis e com uma maior flexibilidade arquitetônica.

Os recursos computacionais são grandes aliados dos projetos estruturais. O tempo de processamento menor permite à análise de diversas soluções em tempo otimizado, e os resultados de dimensionamento estão cada vez mais próximos do comportamento real da estrutura.

Este trabalho buscou apresentar o uso das lajes lisas protendidas como opção viável para redução de grandes deslocamentos. As forças de alívio derivadas da protensão garantem à estrutura maior durabilidade e resistência, uma vez que diminui também a fissuração do elemento.

Quanto ao uso dos *softwares*, o trabalho mostrou que é possível obter resultados diferentes dependendo da escolha de *software* que o projetista escolha trabalhar, e que isso acontece devido às simplificações no modelo e escolhas de processamento das estruturas oriundas da própria arquitetura em que o *software* foi projetado para operar. Nesse contexto, o *software* Eberick, com módulo recente para lajes protendidas se mostrou mais conservador nos esforços, apresentando maiores valores nos esforços e deslocamentos iniciais, necessitando de uma quantidade maior de cordoalhas para atender aos limites normativos. Quanto ao deslocamento final, o *software* Eberick apresentou os menores deslocamentos finais, porém com mais cabos de protensão.

Por fim, é possível afirmar que nos dois *softwares* a estrutura foi viavelmente dimensionada, atendendo aos critérios normativos, e os resultados do dimensionamento são coerentes, evidenciando que as ferramentas de aplicação nos dois *softwares* para dimensionamento de lajes lisas protendidas são adequadas.

Ressalta-se que muitos parâmetros de dimensionamento em cada *software* são passíveis de edição, e é de responsabilidade de cada profissional ter cautela para considerar os parâmetros de maneira a garantir a confiabilidade e segurança da edificação.

Para trabalhos futuros, sugere-se uma análise comparativa em relação aos resultados de armadura passiva e armadura de funcionamento nos apoios. Além disso, pode-se ainda dar continuidade no trabalho através da consideração de esforços de vento, temperatura e retração do concreto.

REFERÊNCIAS

ANTONIO BAZZO, W; TEIXEIRA DO VALE PEREIRA, L. **Introdução à engenharia: Conceitos, ferramentas e comportamentos**. Florianópolis: UFSC, 2006.

O. AALAMI, DR. B. **Post-tensioned Buildings Design and Construction**. 1. ed. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto: Procedimento**. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681. Ações e segurança nas estruturas: Procedimento**. 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. 1980.

CARLOS DE VASCONCELOS, A. **Manual para a Boa Execução de Estruturas Protendidas usando Cordoalhas de Aço Engraxadas e Plastificadas**.

CHOLFE, L; BONILHA, L. **Concreto Protendido: Teoria e Prática**. 1.ed. São Paulo: Pini LTDA, 2018.

COLONESE, S. **Comparação entre métodos de análise para lajes lisas protendidas com cordoalhas engraxadas**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense, Rio de Janeiro, 2008.

DE OLIVEIRA LECHADO, G. **Estudo comparativo de critérios utilizados por softwares comerciais para dimensionamento e detalhamento de elementos em concreto armado**. 2020. TCC (Trabalho de conclusão de curso) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2020.

ENG. ANOZÉ EMERICK, A. **Projeto e Execução de Lajes Protendidas**. Brasília, 2002.

FLAVIA LOPES FERNANDES, A. **Dimensionamento de Laje Lisa Protendida com Verificação de Punção**. 2018. TCC (Trabalho de conclusão de curso) – Universidade Federal de Uberlândia, Minas Gerais, 2018.

GLADIR DA SILVA, L; TELLES SANTOS GUSTMANN WULFF, M; JUN SHIMOSAKA, T. **Análise Comparativa entre softwares de dimensionamento estrutural**. TCC (Trabalho de conclusão de curso). Curitiba.

JOSÉ LOUREIRO, G. **Projeto de Lajes protendidas com cordoalhas engraxadas**. Fortaleza, Abril. 2006.

LEONHARDT, Fritz. **Construção de Concreto: Concreto Protendido**. Rio de Janeiro: Interciência, vol. 05, 1983.

LIN, T.Y. **Design of prestressed Concrete Structures**. Woodbine, 1911.

LUCIA VARGAS DE MELLO, A. **Cálculo de Lajes Lisas com Protensão Parcial e Limitada**. Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2005.

M. A. MONTEIRO, J; F. F. BONO, G; BONO, G. **Programa computacional para dimensionamento de seções transversais de concreto protendido**. 2016. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Pernambuco, novembro. 2016.

PFEIL, W. **Concreto Protendido**. 2. ed. Rio de Janeiro: Livros técnicos e científicos editora Ltda, 1994.

PROF. SÉRGIO BASTOS, P. **Fundamentos do Concreto protendido**. São Paulo, 2021.

THEODOR SCHMID, PROF° M. **Lajes Planas Protendidas**. 3. ed. São Paulo: Rudloff Industrial Ltda, 2009.