



Universidade Federal
do Rio de Janeiro
Escola Politécnica

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE LAJES NERVURADAS EM CONCRETO ARMADO E CONCRETO PROTENDIDO

Kelliton da Silva Vasconcelos

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadores:

Henrique Innecco Longo (Orientador)

Flávia Moll de Souza Judice (Co-orientador)

Rio de Janeiro
Setembro de 2010

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE LAJES NERVURADAS EM CONCRETO
ARMADO E CONCRETO PROTENDIDO

Kelliton da Silva Vasconcelos

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO CURSO
DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinada por:

Henrique Innecco Longo
Prof. Associado, D.Sc., EP/UFRJ (Orientador)

Flávia Moll de Souza Judice
Prof. Adjunto, D.Sc., EP/UFRJ (Co-orientadora)

Francisco José Costa Reis
Prof. Assistente, M.Sc., EP/UFRJ

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL
SETEMBRO de 2010.

Vasconcelos, Kelliton da Silva

Análise Comparativa entre uma Laje Nervurada de Concreto Armado e uma de Concreto Protendido/ Kelliton da Silva Vasconcelos. – Rio de Janeiro: UFRJ/ESCOLA POLITÉCNICA, 2010.

XI, 65 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Henrique Innecco Longo, Flávia Moll de Souza Judice.

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2010.

Referências Bibliográficas: 57.

1. Lajes Nervuradas. 2. Lajes Protendidas. 3. Análise Estrutural. 4. Comparações. I. Longo, Henrique Innecco *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Análise Comparativa entre Lajes Nervuradas em Concreto Armado e Concreto Protendido.

RESUMO

Este trabalho visa avaliar vantagens e aspectos estruturais, econômicos, desempenho e execução de lajes nervuradas em concreto protendido em relação ao concreto armado. Para isto, foi utilizado um programa comercial de análise estrutural.

Inicialmente, é apresentado uso de lajes nervuradas e um pequeno histórico acerca do surgimento da protensão até o seu uso corrente. A seguir, é feita uma apresentação da protensão e sua aplicação em toda construção civil, cada dia mais ousada e necessitando de sistemas estruturais cada vez mais eficientes.

A partir disso, é feito um estudo sobre a protensão, de acordo com a NBR6118/2003 (Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos) e recomendações construtivas encontradas na literatura. Destacando-se, está o estudo das perdas de protensão, dando ênfase ao comportamento mecânico da estrutura, como também as propriedades e comportamentos físicos dos materiais utilizados, tais como retração, fluência e relaxação do aço de protensão.

Então, são analisados dois painéis de lajes nervuradas, apoiadas em faixas: um em concreto armado e em concreto protendido.

Ao final, é feita a comparação entre o sistema estrutural utilizando-se o concreto armado e o concreto protendido, avaliando-se seus desempenhos, aspectos econômicos, executivos e da viabilidade do projeto.

ABSTRACT

This study aims to evaluate advantages and structural aspects, economic, performance and execution of prestressed concrete ribbed slabs compared to reinforced concrete ribbed slabs. For this we used a commercial program of structural analysis.

At first, we present the use of ribbed slabs and a brief history of the emergence of prestress until its current use. Next, a presentation was made of prestressing and its application throughout construction, increasingly bold and in need of more efficient structural systems.

It was made a study on the prestressing, according to NBR6118/2003 (Concrete Structures Design - Procedures) and constructive recommendations found in literature. Standing out is the study of prestress losses, emphasizing the mechanical behavior of the structure, but also the physical properties and behavior of materials used, such as shrinkage, creep and relaxation of prestressing steel.

Then, we analyzed two panels of ribbed slabs, supported on tracks: a reinforced concrete slab and a prestressed concrete slab.

Finally, a comparison is made between the structural system using reinforced concrete and prestressed concrete, evaluating their performance, economic aspects, construction aspects and project feasibility.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que contribuíram de alguma forma para a realização deste trabalho e na minha conclusão do curso de Engenharia Civil.

Em especial:

Primeiramente a Deus, por estar sempre comigo;

A meus Pais. Sem eles, nada na minha vida seria possível;

Aos Professores Henrique Longo e Flávia Moll, meus orientadores, pelos ensinamentos e colaboração neste trabalho;

À minha namorada Lívia, pela paciência, compreensão e confiança;

A todos os meus amigos, pelo apoio dado e pela importância que representam em minha vida;

SUMÁRIO

| | |
|---|----|
| 1. LAJES NERVURADAS | 1 |
| 2. O CONCRETO PROTENDIDO | 3 |
| 2.1. Histórico..... | 3 |
| 2.2. Definições básicas..... | 4 |
| 2.3. Aplicações..... | 4 |
| 2.4. Vantagens..... | 5 |
| 2.5. Principais materiais utilizados | 7 |
| 2.6. Aspectos construtivos | 11 |
| 3. PERDAS DE PROTENSÃO..... | 13 |
| 3.1. Introdução | 13 |
| 3.2. Perdas Iniciais | 14 |
| 3.3. Perdas Progressivas..... | 16 |
| 3.4. Cálculo das Perdas Progressivas Totais de Protensão Segundo a NBR6118 .. | 17 |
| 3.5. Cálculo do Alongamento | 18 |
| 4. ESTUDO DE CASO | 19 |
| 4.1. Considerações iniciais..... | 19 |
| 4.2. Materiais | 20 |
| 4.3. Pré-dimensionamento | 20 |
| 4.4. Critérios de Projeto | 21 |
| 4.5. Prescrições normativas | 22 |
| 4.6. Carregamentos atuantes | 26 |
| 4.7. Perdas de protensão | 26 |
| 4.8. Alongamento do cabo de protensão..... | 26 |
| 4.9. Geometria final das lajes..... | 26 |
| 5. MODELAGEM DAS LAJES NERVURADAS | 28 |
| 5.1. Materiais | 28 |
| 5.2. Geometria..... | 28 |
| 5.3. Carregamentos | 33 |
| 5.4. Combinações de carregamentos..... | 34 |
| 6. VERIFICAÇÕES | 37 |
| 6.1. Verificação de tensões | 37 |
| 6.2. Deslocamentos limites | 40 |
| 6.3. Dimensionamento no ELU | 45 |
| 6.4. Verificação ao puncionamento nas lajes nervuradas | 49 |
| 7. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS..... | 50 |

| | | |
|-------|---|----|
| 7.1. | Momentos fletores | 50 |
| 7.2. | Deslocamentos | 50 |
| 7.3. | Materiais | 50 |
| 7.4. | Custos simplificados | 52 |
| 8. | CONCLUSÃO | 54 |
| 9. | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 56 |
| 10. | ANEXOS..... | 58 |
| 10.1. | Excentricidades e Esquema de Seções | 58 |
| 10.2. | Tabelas Auxiliares de Cálculo..... | 59 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1: Detalhe do posicionamento do material inerte sobre a fôrma. RIOS (2008).... | 1 |
| Figura 2: Detalhe das formas de polipropileno sobre escoramento. RIOS (2008)..... | 2 |
| Figura 3: Formas de polipropileno. RIOS (2008). | 2 |
| Figura 4: Aspecto final de uma laje nervurada. RIOS (2008)..... | 2 |
| Figura 5: Relação custo x vão entre lajes em concreto armado e protendido. EMERICK, (2002). | 5 |
| Figura 6: Tensões atuantes no concreto protendido. EMERICK. | 6 |
| Figura 7: Diagrama tensão – deformação do concreto | 7 |
| Figura 8: Diagrama tensão – deformação do aço comum | 8 |
| Figura 9: Diagrama tensão – deformação do aço de protensão. NBR6118..... | 8 |
| Figura 10: Esquema de uma cordoalha engraxada. CAUDURO ()...... | 9 |
| Figura 11: Esquema de uma bainha com respiro. VERÍSSIMO (1998). | 10 |
| Figura 12: Detalhe da armadura de fretagem em espiral. RUDLOFF (2008)..... | 11 |
| Figura 13: Laje nervurada com faixas de apoio – Planta. Dimensões em cm..... | 19 |
| Figura 14: Diagrama de momentos M22 na laje, em kNm/m. | 20 |
| Figura 15: Corte com detalhe da faixa de apoio. Dimensões em cm. | 26 |
| Figura 16: Propriedades dos materiais utilizados na modelagem..... | 28 |
| Figura 17: Modelo da laje em concreto armado | 29 |
| Figura 18: Modelo da laje em concreto protendido..... | 29 |
| Figura 19: Vista em perspectiva da laje em concreto protendido com cabos de protensão e nervuras..... | 30 |
| Figura 20: Vista renderizada do modelo de laje nervurada | 30 |
| Figura 21: Propriedades geométricas dos elementos de área | 31 |
| Figura 22: Propriedades geométricas da nervura de 30 cm de altura - concreto protendido | 32 |
| Figura 23: Propriedades geométricas da nervura de 50 cm - concreto armado..... | 32 |
| Figura 24: Propriedades geométricas do pilar 40x40cm | 32 |
| Figura 25: Propriedades geométricas do cabo de protensão..... | 33 |
| Figura 26: Lista de carregamentos..... | 33 |
| Figura 27: Combinação em ELU sem protensão..... | 35 |
| Figura 28: Combinação em ELU com protensão | 35 |
| Figura 29: Combinação para o instante de aplicação da protensão | 35 |
| Figura 30: Combinação em ELS | 36 |
| Figura 31: Mapa de deslocamentos na laje em concreto armado para combinação em ELS | 43 |
| Figura 32: Mapa de deslocamentos na laje em concreto armado considerando apenas a sobrecarga..... | 43 |

| | |
|--|----|
| Figura 33: Mapa de deslocamentos na laje em concreto protendido para combinação em ELS | 44 |
| Figura 34: Mapa de deslocamentos na laje em concreto protendido considerando apenas a sobrecarga | 44 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1: Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal..... | 23 |
| Tabela 2: Taxas mínimas para armaduras de flexão..... | 24 |
| Tabela 3: Taxas mínimas para armaduras passivas aderentes em lajes..... | 25 |
| Tabela 4: Altura das faixas de apoio, em centímetros..... | 27 |
| Tabela 5: Tensões nas seções para combinação usada para o instante de aplicação da protensão (Combinação III), em kN/m^2 | 38 |
| Tabela 6: Tensões nas seções para combinação freqüente de serviço (Combinação IV), em kN/m^2 | 39 |
| Tabela 7: Resumo do dimensionamento nas seções críticas na laje nervurada em concreto armado | 45 |
| Tabela 7: Resumo da verificação do puncionamento nas lajes nervuradas..... | 49 |
| Tabela 7: Comparação de momentos fletores máximos entre a laje nervurada em concreto armado e a protendida..... | 50 |
| Tabela 8: Comparação dos deslocamentos máximos obtidos | 50 |
| Tabela 9: Comparação do consumo de concreto | 51 |
| Tabela 10: Comparação do consumo de aço comum | 51 |
| Tabela 11: Quantidade de formas plásticas | 52 |
| Tabela 12: Estimativa de custos finais da laje em concreto armado | 52 |
| Tabela 13: Estimativa de custos finais da laje em concreto protendido..... | 52 |
| Tabela 14: Comparativo entre os preços finais | 53 |

1. LAJES NERVURADAS

A evolução arquitetônica e a necessidade de vãos maiores fizeram com que os custos das lajes maciças crescessem de forma a tornar o projeto de lajes de grandes vãos antieconômicos e, portanto, desinteressantes.

A idéia de laje nervurada surgiu com essa demanda. A inserção de material inerte, ou até mesmo vazios nas lajes, permitiu que a altura útil da laje crescesse de forma significativa sem que houvesse acréscimo de peso próprio ou aumento significativo dos custos da estrutura.

Dentre os materiais inertes, podemos citar tijolos, isopor, blocos de concreto leve, etc. As figuras 1 ilustra o detalhe do posicionamento de material inerte.

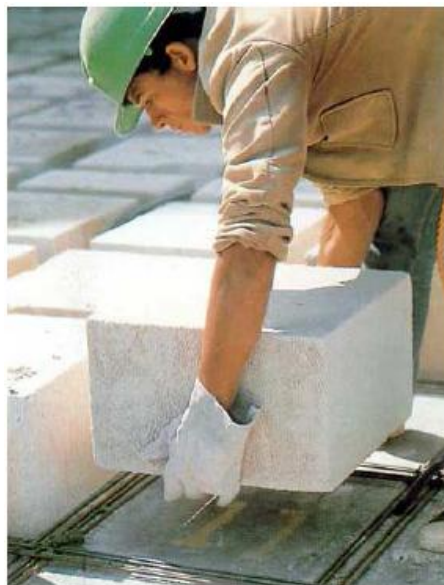


Figura 1: Detalhe do posicionamento do material inerte sobre a fôrma. RIOS (2008).

Existem duas formas de se construir lajes nervuradas. Em uma delas, dispõem-se os materiais inertes sobre formas lisas. Ao se concretar, os espaços vazios entre os materiais inertes formarão as nervuras e, acima deles se formará a mesa de concreto. A outra maneira consiste em se usar formas plásticas com dimensões pré-definidas, como mostradas nas figuras 2 e 3. A figura 4 ilustra o aspecto final da laje nervurada de uma edificação.



Figura 2: Detalhe das formas de polipropileno sobre escoramento. RIOS (2008).



Figura 3: Formas de polipropileno. RIOS (2008).



Figura 4: Aspecto final de uma laje nervurada. RIOS (2008).

Devido às dificuldades de cálculo, a NBR6118 (2003) permite a determinação dos esforços solicitantes nas lajes nervuradas como lajes maciças, desde que a distância entre nervuras seja menor que 110 cm. Caso contrário, o cálculo é feito como uma pequena laje apoiada sobre uma grelha, respeitando-se os limites mínimos de espessura.

2. O CONCRETO PROTENDIDO

2.1. Histórico

Muito antes do conceito que se tem hoje, intuitivamente, o homem já usava a protensão para seu benefício. Arcos de barris pressionados entre si e rodas pré-encolhidas de madeira usadas em carroças são alguns exemplos conhecidos que comprovam isso.

Um dos primeiros testes em concreto protendido aconteceu em 1888, na Alemanha, quando surgiu a primeira patente que consistia em pré-tensionar o concreto em cima de uma bancada. Em 1906, foi feito o primeiro ensaio concretando-se uma armadura sob tensão. Porém, até este momento, o uso da protensão era ineficiente, pois o fato de que as tensões de protensão eram perdidas por efeitos de retração e fluência do concreto ainda não era conhecido. Em 1919, também na Alemanha, K. Wettstein, pela primeira vez usando aço de alta resistência sob elevadas tensões, fabricou pranchas de pequena espessura em concreto usando cordas de piano fortemente tensionadas em seu interior. Em 1923, finalmente foi reconhecida a idéia, proposta inconscientemente por K. Wettstein, de se usar fios de alta resistência sob altas tensões.

As primeiras aplicações práticas com fios de aço pré-tensionados datam da década de 1930, em que o concreto era lançado diretamente sobre eles. Após o endurecimento do concreto, cortava-se o fio e estava pronta a peça de concreto protendido.

Novamente na Alemanha, em 1936, foi projetada a primeira ponte em concreto protendido. A protensão era feita com barras de aço externas às vigas, ancoradas com rosca e porca, portanto, uma protensão não aderente.

Após a Segunda Guerra Mundial, o emprego do concreto protendido tornou-se corrente, pois os europeus o utilizaram em larga escala para reconstrução de suas pontes.

Uma das figuras mais importantes e um dos maiores contribuidores para a difusão do concreto protendido no mundo foi o engenheiro francês Eugène Freyssinet. Ele foi quem executou a primeira obra em concreto protendido da forma que o conhecemos hoje. Freyssinet também foi o responsável pelos estudos sobre retração e fluência do concreto, retirando assim conclusões para a aplicação correta da protensão.

No Brasil, a primeira obra em concreto protendido foi a ponte do Galeão, ligando a Ilha do Governador à Ilha do Fundão, em 1948, utilizando o sistema Freyssinet em vigas pré-moldadas com pós-tensão não-aderente.

Nas décadas de 1950 e 1960, o sistema de protensão se expandiu pelo mundo, sendo hoje um dos mais importantes sistemas construtivos utilizados. Durante este período foram desenvolvidas as mais diversas maneiras de esticar e ancorar os cabos de aço em vigas de concreto. Mas foi na década de 1970 que se firmou a preferência por cabos internos (cordoalhas) ancorados por meio de cunhas.

2.2. Definições básicas

Segundo a NBR6118, definem-se como elementos protendidos “aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento dos aços de alta resistência no estado limite último”.

Destaca-se também a definição de protensão, segundo o Prof. PFEIL (1984):

“A protensão pode ser definida como o artifício de introduzir numa estrutura um estado prévio de tensões, de modo a melhorar sua resistência ou seu comportamento sob a ação de diversas solicitações”.

Fica evidente que, sendo o concreto um material pouco eficiente sob esforços de tração, a idéia de colocar sob compressão as zonas que, em serviço, ficam tracionadas de forma que as tensões de tração tenham que anular os esforços de compressão até que o concreto seja efetivamente tracionado.

2.3. Aplicações

O uso da protensão tem se mostrado cada vez mais presente nos projetos de pontes, lajes de edifícios e grandes obras em geral. Esta solução vem ganhando terreno à medida que cresce a necessidade de vencer vãos livres maiores e de espessuras cada vez menores, tendo sempre em vista a busca de menores custos e otimização de recursos.

A figura 5 ilustra a relação custo e vão para lajes em concreto protendido e em concreto armado.

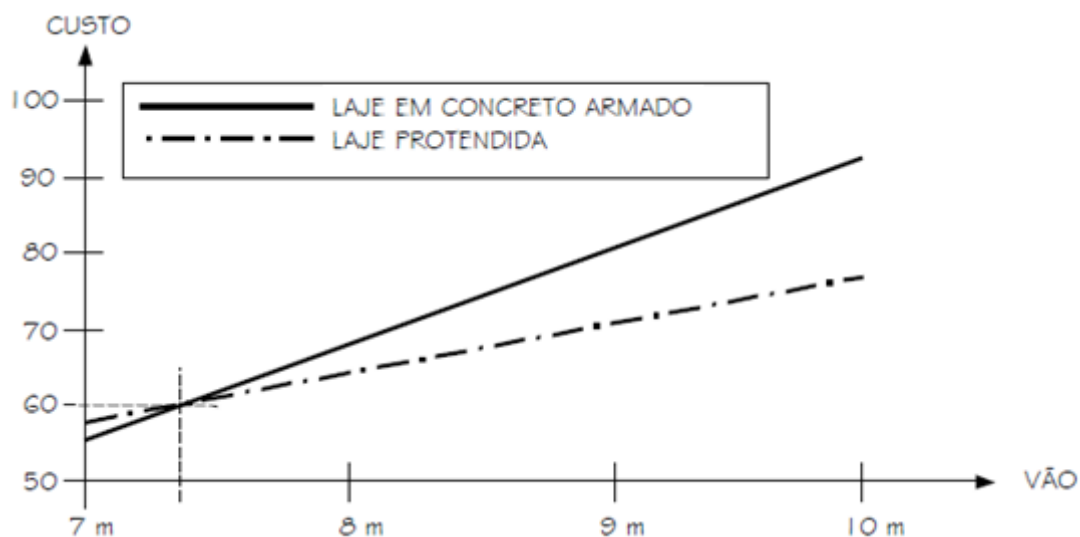


Figura 5: Relação custo x vão entre lajes em concreto armado e protendido. EMERICK, (2002).

No Brasil, especificamente, somando-se às obras de pontes, viadutos e edifícios residenciais encontraram na protensão com cordoalhas engraxadas uma alternativa leve, prática, rápida e econômica em relação à nossa tradicional metodologia do concreto armado. Além disso, também encontraram espaço nesse quadro projetos de edifícios pequenos (3 a 5 andares), edifícios altos (15 andares ou mais), pisos industriais e radiers para fundações. É visível a expansão no Brasil das soluções em concreto protendido nos últimos anos.

A protensão envolve a aplicação de grandes forças de forma concentrada na estrutura e deve ser executada por equipe especializada. Sua mão-de-obra requer um grau razoável de treinamento e qualificação e as especificações de projeto devem ser rigorosamente seguidas.

2.4. Vantagens

a) Do ponto de vista estrutural:

Fazendo uso da protensão é possível vencer grandes vãos com peças mais esbeltas sem que haja deformações excessivas, pois além de a pré-compressão tornar a peça mais rígida, há um contrabalanceamento da maior parte das cargas permanentes, contribuindo para as deformações apenas uma parte da carga total. Além disso, pelo fato das tensões de tração serem nulas ou muito pequenas na seção de concreto, o cálculo das deformações é feito com o momento de inércia da seção bruta do concreto, muito mais rígida que a seção fissurada. A protensão também combate as tensões de

cisalhamento na seção de concreto, diminuindo a taxa de armadura passiva transversal. A figura 6 mostra diagramas típicos de tensões atuantes no concreto protendido.

Também é importante ressaltar que o sistema de protensão requer concretos de maior resistência. Isto permite a redução das dimensões das peças, diminuindo seu peso-próprio. Em relação às perdas de protensão, a opção de cordoalhas engraxadas reduz bastante o coeficiente de atrito ao longo dos cabos, aumentando a eficiência do cabo.

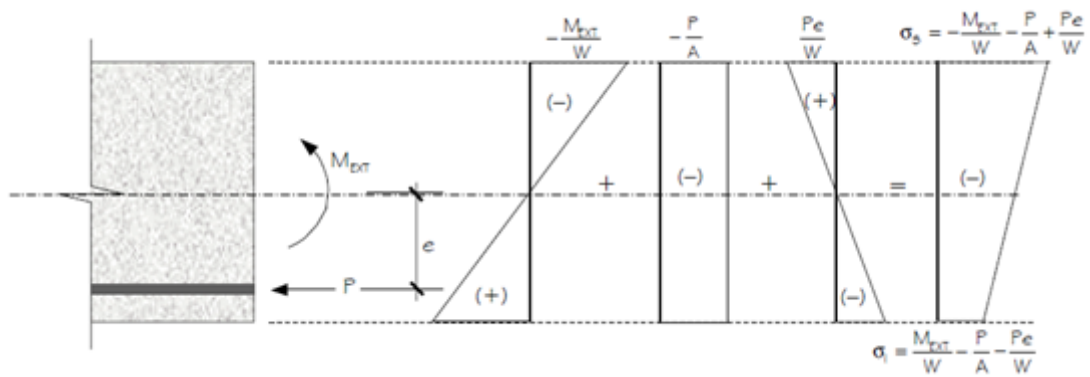


Figura 6: Tensões atuantes no concreto protendido. EMERICK.

b) Do ponto de vista construtivo e arquitetônico:

São grandes as vantagens das lajes protendidas. Lajes sem vigas permitem um melhor uso da altura do edifício, seja com pés-direitos maiores, seja com uma menor altura total da edificação. Outro aspecto vantajoso é a flexibilidade para se concretar vãos contínuos sem a necessidade de criar-se juntas de dilatação, pois a pré-compressão combate a fissuração e a retração no concreto. Por último, lajes com maiores vãos significam menos pilares e, assim, maior flexibilidade arquitetônica e maior área útil para o pavimento.

c) Do ponto de vista econômico:

Considerando-se as vantagens acima, lajes com vãos superiores a 7,0 m já se tornam uma solução competitiva, como mostra a figura 5. A durabilidade do concreto protendido é muito boa devido à pequena fissuração, protegendo as armaduras

2.5. Principais materiais utilizados

a) Concreto:

Normalmente o concreto protendido requer concretos de resistência mais elevada (≥ 25 MPa) do que os usados em concreto armado. Dentre os motivos, podemos citar o uso em grandes vãos, utilização de menores dimensões nas seções resistentes e introdução de elevadas tensões de compressão em pouca idade.

Seu controle tecnológico deve ser rigoroso, exigindo a realização de ensaios prévios, bem como a fiscalização do cimento e dos agregados e da preparação do concreto.

A figura 7 apresenta o diagrama típico de tensão - deformação de cálculo do concreto.

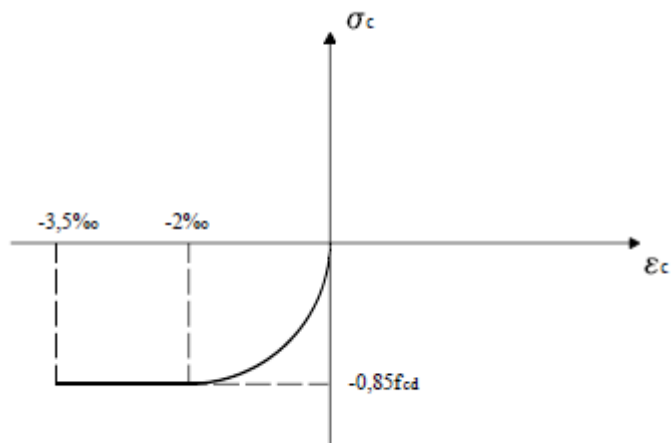


Figura 7: Diagrama tensão – deformação do concreto

Nota-se que neste diagrama consta apenas a sua parte negativa. É comum desprezar totalmente a resistência à tração do concreto.

b) Aço comum:

O aço comum mais empregado em projetos correntes é o CA-50. Em obras protendidas, seu papel é basicamente complementar. Entra em forma de armadura de composição, armadura de controle da fissuração, de fretagem, armaduras de estribos e como complemento da armadura de flexão.

O diagrama típico de tensão - deformação do aço comum de cálculo é mostrado na figura 8.

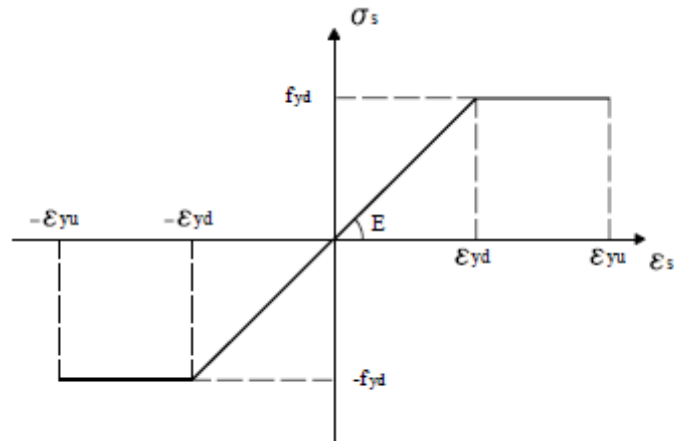


Figura 8: Diagrama tensão – deformação do aço comum

c) Aço de Protensão:

As principais propriedades mecânicas do aço de protensão são as seguintes:

f_{ptk} – resistência à ruptura por tração;

f_{pyk} – tensão de escoamento do aço. Como estes aços não têm patamar de escoamento bem definido, a NBR 7483 (1991) convencionou que o alongamento no cabo de 1% é equivalente a uma deformação permanente de 0,2%, ocorrendo a 90% da carga de ruptura. Dessa maneira, $f_{pyk} = 0,90 f_{ptk}$.

E_p – Módulo de elasticidade longitudinal. Para cordoalhas, $E_p = 195$ GPa.

Na figura 9, é mostrado o diagrama tensão – deformação simplificado de cálculo do aço de protensão.

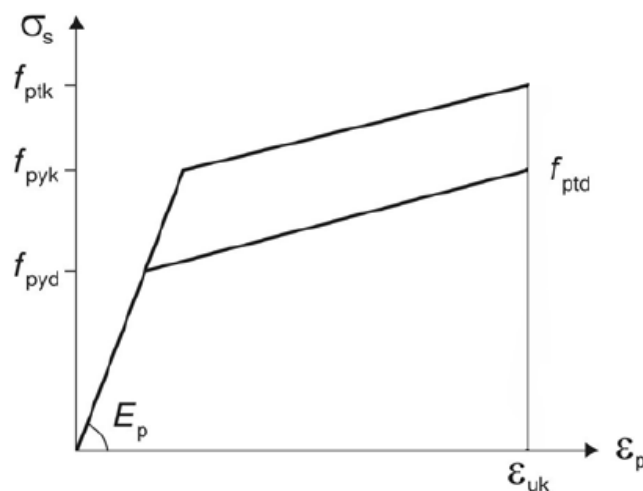


Figura 9: Diagrama tensão – deformação do aço de protensão. NBR6118.

Um dos aspectos a ser considerado é a maior suscetibilidade dos aços de protensão à corrosão sob tensão (*Stress Corrosion*). Isto é, sob altas tensões de tração aço de protensão fica mais vulnerável a uma espécie de corrosão, que provoca ruptura frágil dos cabos, sem escoamento.

Um outro fator a ser observado é o fato de que as cordoalhas são feitas em pequenos diâmetros, nos quais uma corrosão com determinada penetração provoca uma perda de seção bem mais significativa do que em uma barra em diâmetro maior, como as de CA-50 usadas em concreto armado.

d) Cordoalha engraxada:

O uso deste material ganhou mercado na construção de edifícios devido à maior competitividade econômica. A figura 10 mostra um esquema típico de uma monocordoalha engraxada.

Dentre algumas características das cordoalhas engraxadas, usadas correntemente em lajes, podemos listar:

- A graxa da cordoalha a protege contra a corrosão e reduz muito o atrito entre a cordoalha e a estrutura ao longo do cabo;
- Sua bainha plástica individual é muito resistente e pode ser o manuseiada no canteiro sem ser danificada;
- Cada cordoalha é leve (0,88 kg/m para $\Phi 12,7\text{mm}$), o que facilita seu manuseio e posicionamento;
- O posicionamento é muito fácil. São colocadas sobre peças plásticas ou de aço (cadeirinhas);
- As ancoragens são de ferro fundido, pequenas e baratas;
- O nicho por onde o macaco irá puxar o cabo é feito com uma fôrma padronizada, simples e descartável.

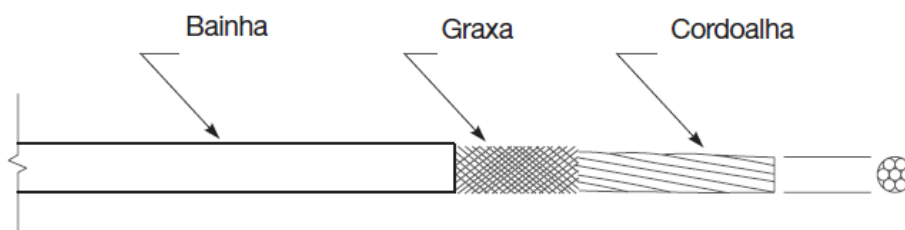


Figura 10: Esquema de uma cordoalha engraxada. CAUDURO ().

e) Bainhas:

Embora não seja alvo deste estudo, é importante discorrer sobre este material, pois ele é um constituinte de destaque no concreto protendido e também é aplicado freqüentemente em lajes protendidas.

Bainhas são tubos, metálicos ou plásticos, dentro dos quais a armadura de protensão deve ser colocada, como pode ser visto na figura 11. São utilizadas no sistema de pós-tração, podendo ou não receber pasta de cimento após o macaqueamento dos cabos. No caso de injeção de pasta, as bainhas possuem pequenos tubos de saída de ar, chamados respiros.

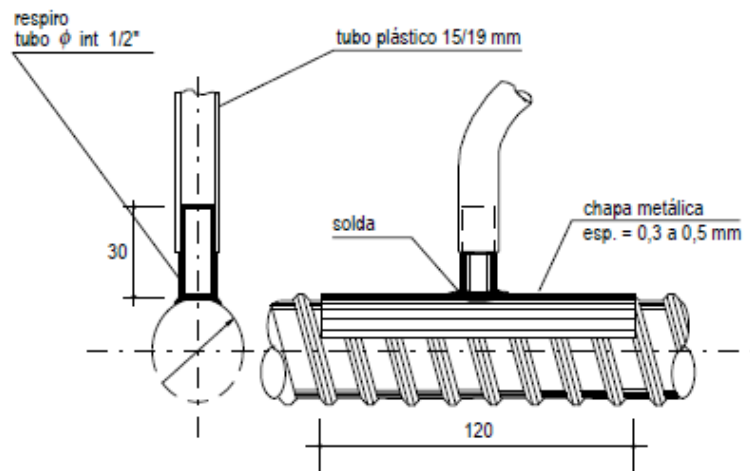


Figura 11: Esquema de uma bainha com respiro. VERÍSSIMO (1998).

f) Armadura de fretagem:

A armadura de fretagem tem por objetivo combater os esforços provocados por introdução de carga concentrada na face de concreto. À medida que a carga de compressão se espalha ao longo de um comprimento de regularização, surgem tensões de tração, que devem ser combatidas pelas armaduras de fretagem. As mais comumente usadas em peças protendidas com protensão aderente são armaduras pré-fabricadas em espiral, como na figura 12.

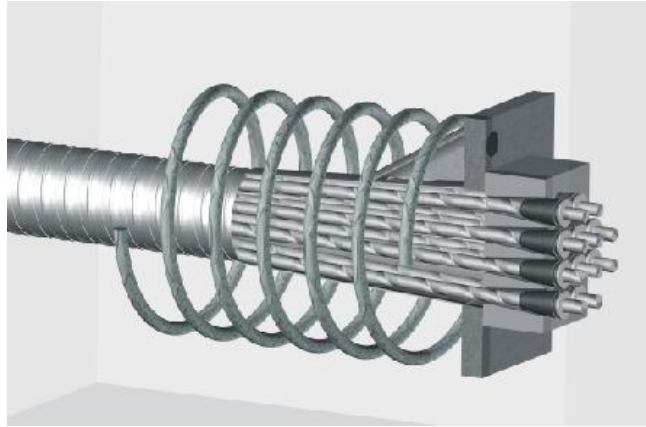


Figura 12: Detalhe da armadura de fretagem em espiral. RUDLOFF (2008).

2.6. Aspectos construtivos

a) Sistema de pré-tração e sistema de pós-tração:

Como o nome já sugere, no sistema de pré-tração as cordoalhas são tracionadas antes da concretagem e ancoradas nas extremidades de bancadas ou pistas, sem uso de bainhas. Só após o concreto atingir determinada resistência, a peça poderá ser protendida pelo corte das cordoalhas. Por ser executada em bancadas, a pré-tensão só é viável em peças pré-fabricadas. No sistema de pré-tensão não são usadas ancoragens mecânicas e a ancoragem das cordoalhas se dá por aderência e atrito com o concreto.

Já no sistema de pós-tração, antes da concretagem, os cabos são posicionados na forma. Tendo o concreto atingindo a resistência determinada pelo projetista, os cabos são puxados por um macaco hidráulico e depois ancorados por encunhamento dos cabos. A pós-tração pode ser feita também por cabos externos ao concreto.

b) Cabos aderentes e não aderentes:

Os cabos utilizados podem ser de dois tipos:

- Cabos aderentes: seu corpo é incorporado à seção de concreto através de injeção de pasta de cimento dentro da bainha metálica, onde ficam as cordoalhas. Na pré-tração os cabos são naturalmente aderentes;
- Cabos não aderentes: não há injeção de pasta de cimento e as cordoalhas não ficam aderentes ao concreto.

Cabos aderentes têm a vantagem de limitar suas deformações às deformações do concreto, aumentando assim a eficiência da seção na flexão. Até que a seção de concreto sofra tensões de tração, o comportamento dos dois tipos de cabos é

semelhante. Entretanto, quando o concreto fissura, o cabo aderente absorve localmente aquela deformação, havendo um acréscimo de tensões grande e bem localizado no aço de protensão, o que não representa um problema, já que sua resistência é suficiente para tal efeito. Já numa peça de concreto com cabo não aderente surgem fissuras e a deformação do concreto nestas aberturas não é igual à do cabo. Estas deformações do concreto são distribuídas por todo o comprimento do cabo, solicitando-o de forma menos eficiente. O cabo aderente tem o comportamento semelhante à armadura passiva no concreto armado e é mais protegido contra corrosão.

c) Ancoragens e protensão dos cabos:

Ancoragens são os dispositivos que fixam os cabos na extremidade das peças. Podem ser ativas, quando permitem a operação de macaqueamento do cabo e passivas quando são fixas.

A operação de protensão dos cabos é feita por macaco hidráulico, normalmente apoiado na borda da laje ou na extremidade da peça de concreto e a força aplicada é regulada por manômetro. Depois que o esticamento do cabo é feito, são empurradas as cunhas e o cabo assim pode ser ancorado. O macaco e o manômetro devem ser calibrados freqüentemente e conjuntamente.

3. PERDAS DE PROTENSÃO

3.1. Introdução

Há diversas fontes da perda de tensão nos cabos de protensão. Há as chamadas perdas imediatas, que são devido à introdução de forças de compressão na peça de concreto, e as progressivas, que são devido a alguns fenômenos físicos dos materiais envolvidos no processo. As perdas imediatas devem ser medidas e controladas durante a execução da protensão, de modo a se saber qual a força está sendo aplicada efetivamente no concreto.

Primeiramente, durante o macaqueamento dos cabos, o concreto, como qualquer material elástico, sofre um encurtamento devido à introdução da força de compressão em suas extremidades. À medida que o concreto reduz seu comprimento, há um alívio na força de tração nos outros cabos protendidos anteriormente, caracterizando a perda.

Simultaneamente à operação de macaqueamento, ocorrem perdas por atrito no contato entre o cabo e a bainha. Isso se dá ao longo do comprimento do cabo e é função da sua variação angular. Note-se que essa perda só se dá nos sistemas de pós-tração, uma vez que o sistema de pré-tração não utiliza bainhas nem há deslizamento entre o cabo e o concreto. Em sistema de pré-tração pode acontecer perdas por atrito em desviadores.

Ainda sobre perdas imediatas, existe a perda por encunhamento nas ancoragens. No momento em que irá ocorrer transferência da força do macaco para o concreto, após a colocação das cunhas, estas se acomodam na ancoragem deixando que o cabo sofra um pequeno encurtamento e, conseqüentemente, um alívio de tensão. Geralmente, o cálculo é feito a partir do deslocamento (δ) de retorno do cabo, geralmente tomado de 5 a 8 mm.

Já as perdas progressivas, como já foi dito, são provocadas por fenômenos físicos dos materiais. No caso do concreto, há dois fenômenos que são responsáveis pelas perdas: a retração natural do concreto e a fluência.

A retração ocorre basicamente pela perda progressiva de água dentro do material e, à medida que essa água sai, há um rearranjo das moléculas dentro do concreto, fazendo com que ele se retraia. É um processo natural e ocorre mesmo que o material não esteja sob tensão.

O processo conhecido como fluência é determinado pelos carregamentos atuantes no concreto. Ele consiste no rearranjo das moléculas de concreto devido às

tensões impostas e, com isso, ocorrem deformações no concreto sob tensão constante. Contribuem basicamente para a fluência as cargas permanentes, pois são cargas de longa duração.

Por último, existe a relaxação do aço de protensão. É um processo semelhante à fluência, ou seja, rearranjo de moléculas, porém, o que ocorre é a perda de tensão sob comprimento constante.

Vale ressaltar que os processos de retração e fluência do concreto e relaxação do aço têm influência uns sobre os outros. Embora não sejam estudados a fundo nesse trabalho, é importante dizer que os processos de cálculo, inclusive os da nossa norma vigente, tratam deste caso com resultados bastante satisfatórios.

Todos os cálculos referentes às perdas de protensão encontram-se em anexo.

3.2. Perdas Iniciais

3.2.1. Perdas por Atrito

$$P(x) = P_0 e^{-(\mu \Sigma \alpha + \kappa x)}$$

Em que:

- $P(x)$ é a força de protensão na seção distante x da seção 1;
- P_0 é a força inicial de protensão na seção 1 ($x = 0$ m);
- μ é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha. Segundo a NBR6118, para cordoalhas engraxadas, $\mu=0,05$;
- $\Sigma \alpha$ é o somatório deflexões do cabo de protensão entre seções;
- κ é o coeficiente de perda por metro provocada por curvatura não intencional no cabo. Segundo recomendação de EMERICK, tomado por $\kappa = 0,001 \text{ m}^{-1}$.

Em anexo, são apresentados os cálculos da perda por atrito nas seções consideradas, sendo:

- x – distância em relação a $x = 0$ m.
- α_v e α_h – inclinação do cabo em relação à vertical e horizontal, respectivamente;
- $\alpha = \sqrt{\alpha_v^2 + \alpha_h^2}$
- P_x – força de protensão em x .

3.2.2. Encurtamento devido à protensão não simultânea dos cabos

Por definição do projetista, a protensão será aplicada depois de 4 dias da concretagem da laje. A operação de macaqueamento dos cabos será feita puxando-se 2 cabos por vez, sendo então, executada em 4 etapas.

Segundo a NBR6118, podemos estimar as perdas pela protensão não simultânea dos cabos pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{p,di} = -n_{pi} \times (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \times \frac{n-1}{2n}$$

Em que:

- $\Delta\sigma_{p,di}$ é a perda pela protensão não simultânea dos cabos;
- n_{pi} é a razão $\frac{E_p}{E_{cj}}$. E_{cj} é o módulo de elasticidade do concreto em t dias;
- σ_{cp} e σ_{cg} são as tensões no concreto no nível da armadura devido à protensão e à carga permanente, respectivamente;
- n é o número de operações de macaqueamento necessárias. Em nosso caso, n = 4.

Podemos estimar a resistência do concreto no ato da protensão através da seguinte expressão:

$$f_{ckj}(t) = f_{ck} e^{s \left(1 - \sqrt{\frac{28}{t}}\right)}$$

Em que:

- f_{ck} é a resistência do concreto especificada em projeto;
- t é o tempo a partir da concretagem, em dias;
- f_{ckj} é a resistência do concreto no dia t;
- s é função do cimento usado. Em nosso caso, s = 0,25.

Então:

$$\sigma_{cp} + \sigma_{cg} = \frac{M}{I} y + P_i \left(\frac{1}{A_c} + e_p^2 \right)$$

3.2.3. Perda por acomodação das ancoragens

Por um processo simplificado, segundo recomendação de EMERICK, foi estimada a perda por acomodação das ancoragens seguindo os seguintes passos:

- Calculam-se as forças por seção $P(x) = P_0 e^{-(\mu\Sigma\alpha+\kappa x)}$;
- Calcula-se $\Delta\sigma=2(\sigma_0 - \sigma(x))$, sendo $\sigma = \frac{P}{A_p}$;
- A partir de $\delta E_p = \frac{\Delta\sigma \cdot x}{2}$, verifica-se até que distância a acomodação da ancoragem influencia na força de protensão

3.3. Perdas Progressivas

3.3.1. Retração do Concreto

Segundo a NBR6118, a retração do concreto é dada por:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{c\infty} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)]$$

Em que:

- $\varepsilon_{c\infty} = \varepsilon_{1s} \times \varepsilon_{2s}$
- ε_{1s} é função da umidade relativa do ar;
- ε_{2s} é função da espessura fictícia da peça;
- β_s é o coeficiente função da espessura fictícia e do tempo. Pode ser obtido através do ábaco da figura A.3 da NBR6118.

3.3.2. Fluência do concreto

Idade fictícia do concreto: $\Delta t = \alpha \Delta t_{ef}$

- Parcela de deformação rápida devido à fluência:

$$\varphi_a = 0,8 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right]$$
$$\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} = \frac{9t_0(t_0 + 42)}{(9t_0 + 40)(t_0 + 61)}$$

- Parcela de deformação irreversível devido à fluência:

$$\varphi_f = \varphi_{f\infty} [\beta_s(t_\infty) - \beta_s(t_0)]$$

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \times \varphi_{2c}$$

$$\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U, \text{ em que } U \text{ é a umidade relativa do ar.}$$

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}}$$

Os valores de β_s podem ser retirados do gráfico da figura A.2 da NBR6118.

- Parcela de deformação reversível devido à fluência:

$$\varphi_d = \varphi_{d\infty} \times \beta_d(t, t_0)$$

A NBR6118, em seu item A.2.2.3, indica o valor de $\varphi_{d\infty}$.

$$\beta_d(t, t_0) = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70}$$

- Coeficiente de fluência:

O coeficiente de fluência final do concreto é a soma das três parcelas, ou seja:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d$$

3.3.3. Relaxação do aço de protensão

O coeficiente de relaxação Ψ é função do nível de tensão inicial do no cabo, ou seja, depende do somatório das perdas iniciais no aço de protensão:

Sendo as perdas iniciais representadas por $\Delta\sigma_{pi}$, podemos estimar o nível de tensão no aço através de:

$$\frac{\sigma_{pi} - \Delta\sigma_i}{\sigma_{pi}}$$

Para o coeficiente de correlação entre a relaxação e fluência do aço de protensão temos:

$$\chi(t, t_0) = -\ln(1 - \Psi_\infty)$$

A NBR 6118 considera para tempo infinito o valor de $\Psi_\infty = 2,5 \Psi_{1000 \text{ horas}}$ (Ver item 9.6.3.4.5).

3.4. Cálculo das Perdas Progressivas Totais de Protensão Segundo a NBR6118

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0)E_p - n_{p\infty}\sigma_c\varphi(t, t_0) - \sigma_{p0}\chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c n_{p\infty}\rho_p}$$

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

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

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} \left[1 + e_p^2 \left(\frac{A_c}{I_c} \right) \right]$$

3.5. Cálculo do Alongamento

O alongamento dos cabos é um dos itens de controle da protensão, que vão como especificação de projeto para a obra. Sua finalidade é confirmar o esforço aplicado na operação de macaqueamento dos cabos. Caso a discrepância entre os alongamentos medido e estimado ultrapasse 10%, o projetista deve ser comunicado e devem-se avaliar as causas possíveis da diferença.

O cálculo é uma previsão teórica levando-se em conta a força em cada seção, isto é, considerando-se a perda por atrito em cada seção. É formado por duas parcelas como a expressão abaixo demonstra:

$$\Delta L = \int_0^{L_s} \frac{Px ds}{A_p E_p} + \int_0^{L_x} \frac{Px dx}{A_c E_c}$$

Para efetuar este cálculo, podemos tomar por duas simplificações:

- $L_s \cong L_x$. Logo: $\Delta L = \left(\frac{1}{A_p E_p} + \frac{1}{A_c E_c} \right) \int_0^{L_x} Px dx$
- A força Px varia linearmente. Logo, a integral acima pode ser igualada à área sob o gráfico Px das perdas por atrito.

Portanto, torna-se fácil, com o uso de planilhas eletrônicas, a estimativa do alongamento. Este cálculo encontra-se em tabela anexa.

4. ESTUDO DE CASO

4.1. Considerações iniciais

A análise foi feita em dois modelos de lajes nervuradas: uma em concreto armado e outra em concreto protendido. Sua geometria consiste basicamente em painéis de laje de 34,8x34,8m, com faixas de apoio de 60 cm de largura e alturas diferentes para cada tipo de solução adotada. Na solução com protensão, os cabos estão localizados somente nas faixas de apoio.

A figura 13 mostra, em planta, parte do painel nervurado com vãos de 11,4m.

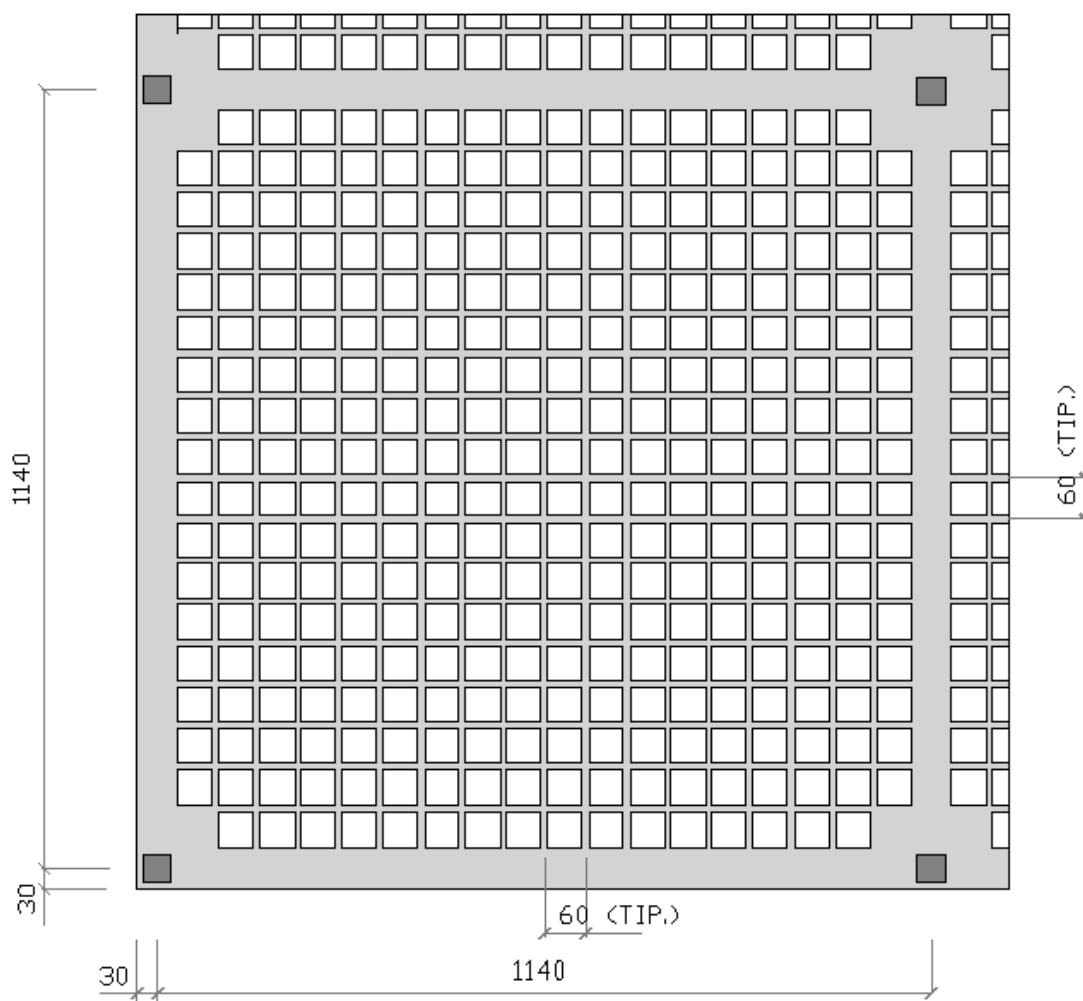


Figura 13: Laje nervurada com faixas de apoio – Planta. Dimensões em cm.

Os pilares foram modelados com elementos lineares de seção transversal 40x40 cm, tanto abaixo dos painéis quanto acima, representando a situação de um pavimento real de edifício. É importante ressaltar que a presença de pilares no modelo com

protensão é imprescindível, uma vez que eles oferecem resistência à deformação da laje, influenciando de forma significativa as tensões nas faixas.

4.2. Materiais

Na análise estrutural, foram utilizados os seguintes materiais:

- Concreto: $f_{ck}=35\text{MPa}$ (Cimento Portland II);
- Aço de protensão CP190-RB (cordoalhas engraxadas): $f_{ptk}=1900\text{MPa}$.
- Aço CA-50: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.

4.3. Pré-dimensionamento

Para fins de pré-dimensionamento do número de cabos, foram obtidos, por meio do programa de análise, os momentos fletores solicitantes ao longo do comprimento das faixas, como é mostrado na figura 14. No detalhe, os valores dos momentos fletores de projeto no entorno do pilar, em kNm/m .

Admitiu-se, para o cálculo do momento máximo dimensionante, a média dos momentos no entorno do pilar de seção transversal $40 \times 40 \text{ cm}$, devidos às cargas permanentes somadas à sobrecarga:

$$M_{\text{médio}} = \frac{553 + 609 + 571 + 520}{4} = 563 \text{ kNm/m}$$

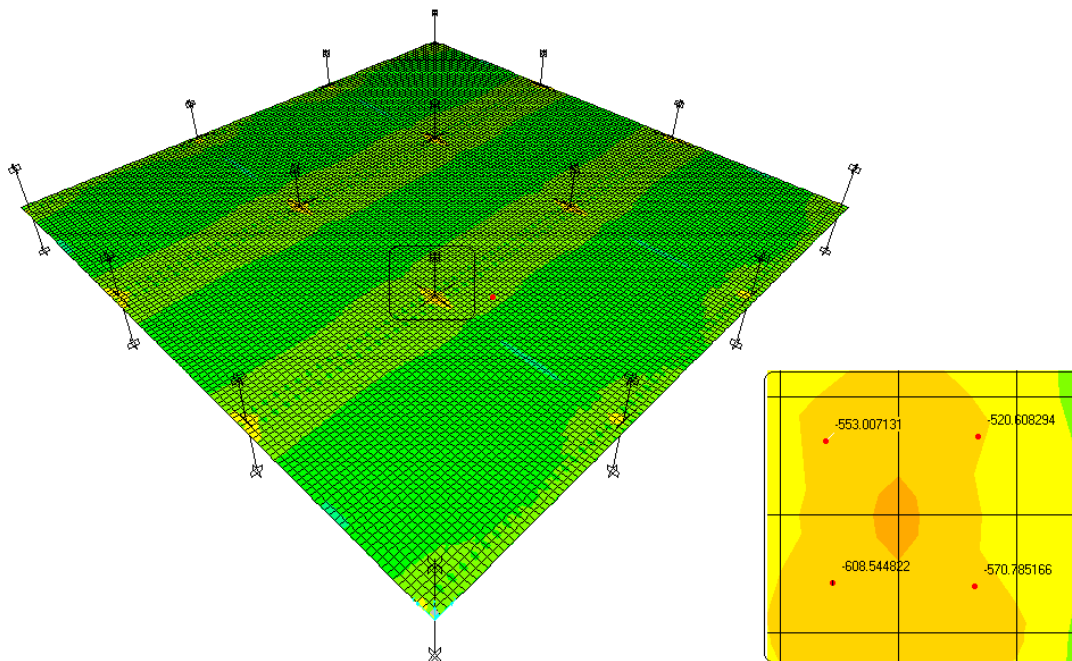


Figura 14: Diagrama de momentos M22 na laje, em kNm/m .

Logo, o momento fletor de projeto, para a faixa com largura de 60 cm é:

$$M_d = 563 \times 0,60 = 338 \text{ kNm}$$

$$k_{md} = \frac{338}{0,60 \times 0,31^2 \times 35000/1,4} = 0,234$$

$$k_x = 0,413 \qquad k_z = 0,834$$

$$A_p = \frac{338}{0,834 \times 0,31 \times 0,9 \times 190/1,15} = 8,8 \text{ cm}^2$$

Serão adotadas 8 cordoalhas nas faixas externas e as faixas internas, por serem mais carregadas, terão 24 cabos.

4.4. Critérios de Projeto

4.4.1. Recomendações

4.4.1.1. Laje nervurada em concreto armado

4.4.1.1.1. Altura da laje nervurada em concreto armado

A NBR6118 não faz recomendações para a altura total da laje nervurada. Porém, podemos usar como base para tal estimativa a NBR6118 (1980), que sugere que a altura útil de uma viga T ou laje maciça seja dada pela seguinte expressão:

$$d \geq \frac{\lambda}{\psi_2 \psi_3}$$

Em que:

- d é a altura útil;
- ψ_2 é o coeficiente que depende da vinculação da laje. Em nosso caso, $\psi_2 = 1,8$;
- ψ_3 é o coeficiente que depende da tensão de cálculo do aço. Para $\sigma_{sd} = 435 \text{ MPa}$, $\psi_3 = 17$.

Então:

$$d \geq \frac{1140}{17 \times 1,8} \cong 38 \text{ cm}$$

Adotando-se barras de 16 mm para a flexão e de 8 mm para os estribos, podemos estimar a altura total por:

$$h = d + \frac{\emptyset}{2} + \emptyset_e + c = 38 + \frac{1,6}{2} + 0,8 + 2,5 = 42,1 \text{ cm} \cong 45 \text{ cm}$$

Adotar $h = 50 \text{ cm}$.

4.4.1.2. Laje nervurada com faixas protendidas

4.4.1.2.1. Espessura da laje nervurada com faixas protendidas

Segundo recomendação de MOURA (2002), a estimativa da altura inicial pode ser feita a partir da relação entre $L/35$ e $L/30$ para painéis de lajes planos, faixas de apoio protendidas e lajes nervuradas. EMERICK recomenda que lajes com sobrecargas entre 2 e 3 kN/m² esteja na relação de $L/45$ a $L/40$.

Adotar $h = 30 \text{ cm}$ (aproximadamente $L/38$).

4.4.1.2.2. Disposição dos cabos longitudinalmente

Os cabos foram dispostos tentando-se aproveitar ao máximo a vantagem das excentricidades nas regiões de momentos máximos. Algumas recomendações foram seguidas, segundo EMERICK:

- a) Trecho reto inicial de 0,90 m;
- b) Inclinação do cabo horizontalmente $\leq L/12$;
- c) Feixe máximo de 4 cordoalhas por cabo.

A faixa protendida foi dividida em seções a cada 60 cm. Em anexo, encontra-se seu desenho em elevação e uma tabela contendo as excentricidades respectivas de cada seção.

4.5. Prescrições normativas

4.5.1. Espessura mínima da mesa da laje nervurada

De acordo com o item 13.2.4.2 da NBR6118, a espessura mínima da capa de concreto sobre as nervuras deve ser o maior entre os valores:

- $1/15$ da distância entre nervuras = $1/15 \times 50 = 3,3 \text{ cm}$
- 3 cm .

Foi adotada, portanto, a espessura de 5 cm de capa de concreto.

4.5.2. Dispensa da verificação da flexão da mesa da laje nervurada

A NBR6118, em seu item 13.2.4.2, permite a dispensa da verificação da flexão da mesa para distâncias entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm.

Distância entre eixos de nervuras: 60 cm.

Portando, as lajes estudadas estão dispensadas desta verificação.

4.5.3. Cobrimento

A NBR6118, em seu item 7.4.7.6, estipula valores de cobrimento nominal de acordo com a classe de agressão ambiental, conforme mostra a tabela 1 (tabela 7.2 da NBR6118).

Tabela 1: 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 ³⁾ |
| | | Cobrimento nominal mm | | | |
| Concreto armado | Laje ²⁾ | 20 | 25 | 35 | 45 |
| | Viga/Pilar | 25 | 30 | 40 | 50 |
| Concreto protendido ¹⁾ | Todos | 30 | 35 | 45 | 55 |

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

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

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

Então, os cobrimentos adotados são:

- Laje em concreto armado: 2,5 cm;
- Laje em concreto protendido: 3,5 cm

4.5.4. Lajes em concreto armado

4.5.4.1. Taxa de armadura passiva mínima para peças em concreto armado

A NBR6118, item 17.3.5.2, sugere taxas de armaduras mínimas de acordo com o tipo da seção e o f_{ck} da estrutura, conforme mostra a tabela 2 (tabela 17.3 da NBR6118).

Tabela 2: Taxas mínimas para armaduras de flexão.

| Forma da seção | Valores de $\rho_{min}^{1)}$ ($A_{s,min}/A_c$) | | | | | | | |
|------------------------|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | f_{ck} ω_{min} | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| Retangular | 0,035 | 0,150 | 0,150 | 0,173 | 0,201 | 0,230 | 0,259 | 0,288 |
| T (mesa comprimida) | 0,024 | 0,150 | 0,150 | 0,150 | 0,150 | 0,158 | 0,177 | 0,197 |
| T (mesa tracionada) | 0,031 | 0,150 | 0,150 | 0,153 | 0,178 | 0,204 | 0,229 | 0,255 |
| Circular | 0,070 | 0,230 | 0,288 | 0,345 | 0,403 | 0,460 | 0,518 | 0,575 |

¹⁾ Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado com base no valor de ω_{min} dado.

NOTA Nas seções tipo T, a área da seção a ser considerada deve ser caracterizada pela alma acrescida da mesa colaborante.

Considerando o f_{ck} do concreto igual a 35 MPa e seção transversal retangular, a taxa de armadura mínima adotada é:

$$\rho_{min} = 0,201\%$$

4.5.5. Lajes em concreto protendido

4.5.5.1. Força inicial de protensão

De acordo com a NBR6118, item 9.6.1.2.1, para cabos pós-tracionados de relaxação baixa, a tensão transmitida pelo macaco hidráulico aos cabos não pode ultrapassar os seguintes limites:

$$\text{Mínimo: } \left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad 0,74f_{ptk} = 0,74 \times 1900 = 1406,0 \text{ MPa} \\ \bullet \quad 0,82f_{pyk} = 0,82 \times 0,9 \times 1900 = 1402,2 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\text{Adotado: } \sigma_{p0} = 1402,2 \text{ MPa.}$$

4.5.5.2. Taxa de armadura passiva mínima para lajes em concreto protendido

Por indicação da NBR6118, item 19.3.3.2, é aplicada à estrutura protendida uma taxa de armadura mínima, para combate à fissuração aumento de desempenho e ductilidade na flexão, de acordo com a tabela 3 (tabela 19.1 da NBR6118).

Tabela 3: Taxas mínimas para armaduras passivas aderentes em lajes.

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

Portanto, as taxas de armaduras passivas adotadas são:

- Para armaduras inferiores: $\rho_s = 0,50 \rho_{min} = 0,5 \times 0,201\% = 0,1\%$
- Para armaduras superiores: $\rho_s = 0,67 \rho_{min} = 0,67 \times 0,201\% = 0,13\%$

4.5.6. Deslocamentos limites

A NBR6118, na tabela 13.2 do item 13.3, limita os deslocamentos em elementos estruturais. No caso específico de laje, a limitação é devida à aceitabilidade sensorial e os deslocamentos limites são:

- Devido ao total de cargas:

$$\frac{L}{250} = \frac{1140}{250} = 4,56 \text{ cm}$$

- Devido às cargas acidentais:

$$\frac{L}{350} = \frac{1140}{350} = 3,26 \text{ cm}$$

4.6. Carregamentos atuantes

Foram considerados carregamentos típicos para lajes de edifícios, sendo eles:

- Peso Próprio;
- Carga acidental de 2,0 kN/m²;
- Paredes como carga distribuída de 1,0 kN/m²;
- Carga de revestimento de 0,5 kN/m².

4.7. Perdas de protensão

As perdas de protensão foram calculadas segundo a NBR6118.

- Perdas totais iniciais: 12%
- Perdas totais progressivas: 7%
- Perdas totais: 19%

Todos os cálculos de perdas de protensão encontram-se em anexo.

4.8. Alongamento do cabo de protensão

O alongamento do cabo deve ser seguido como dado de projeto, junto com outras especificações como tipo de concreto, excentricidades, etc.

O cálculo desse alongamento teórico foi feito de acordo com a metodologia exposta no item de Perdas de Protensão. A tabela contendo seu cálculo encontra-se em anexo.

Alongamento Teórico Estimado: 126 mm

4.9. Geometria final das lajes

A figura 15 ilustra o detalhe do corte transversal da laje nervurada.

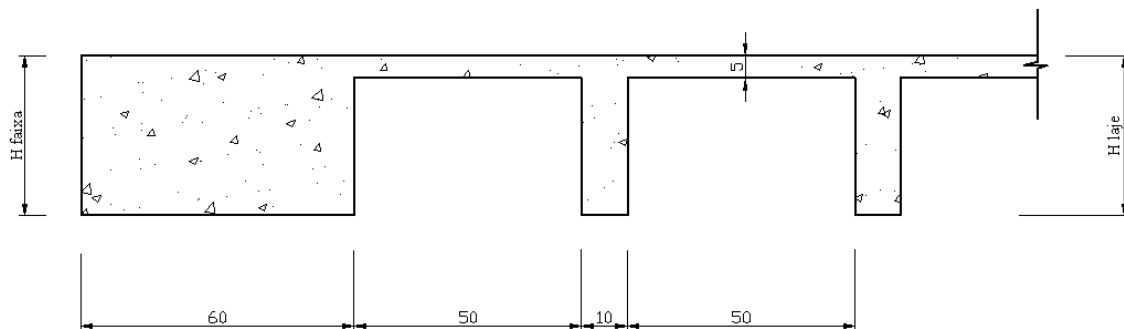


Figura 15: Corte com detalhe da faixa de apoio. Dimensões em cm.

Resumidamente, são apresentadas na tabela 4 as alturas da laje e da faixa maciça adotadas para as soluções em concreto armado e concreto protendido.

Tabela 4: Altura das faixas de apoio, em centímetros

| | H_{laje} | H_{faixa} |
|---------------------|-------------------|--------------------|
| Concreto Armado | 50 | 50 |
| Concreto Protendido | 30 | 35 |

A definição da altura da laje em concreto armado foi atingida após muitas tentativas, a fim de viabilizar a modelagem de forma que estivesse dentro das exigências normativas.

5. MODELAGEM DAS LAJES NERVURADAS

O trabalho de modelagem da estrutura foi feito no SAP2000 (2010), programa de análise estrutural altamente difundido, não só na área de projetos em engenharia civil como em toda a área em que possa ser feita análise tensorial.

5.1. Materiais

Os materiais anteriormente citados no item 5 (Estudo de Caso) foram assim introduzidos no programa, conforme a figura 16.

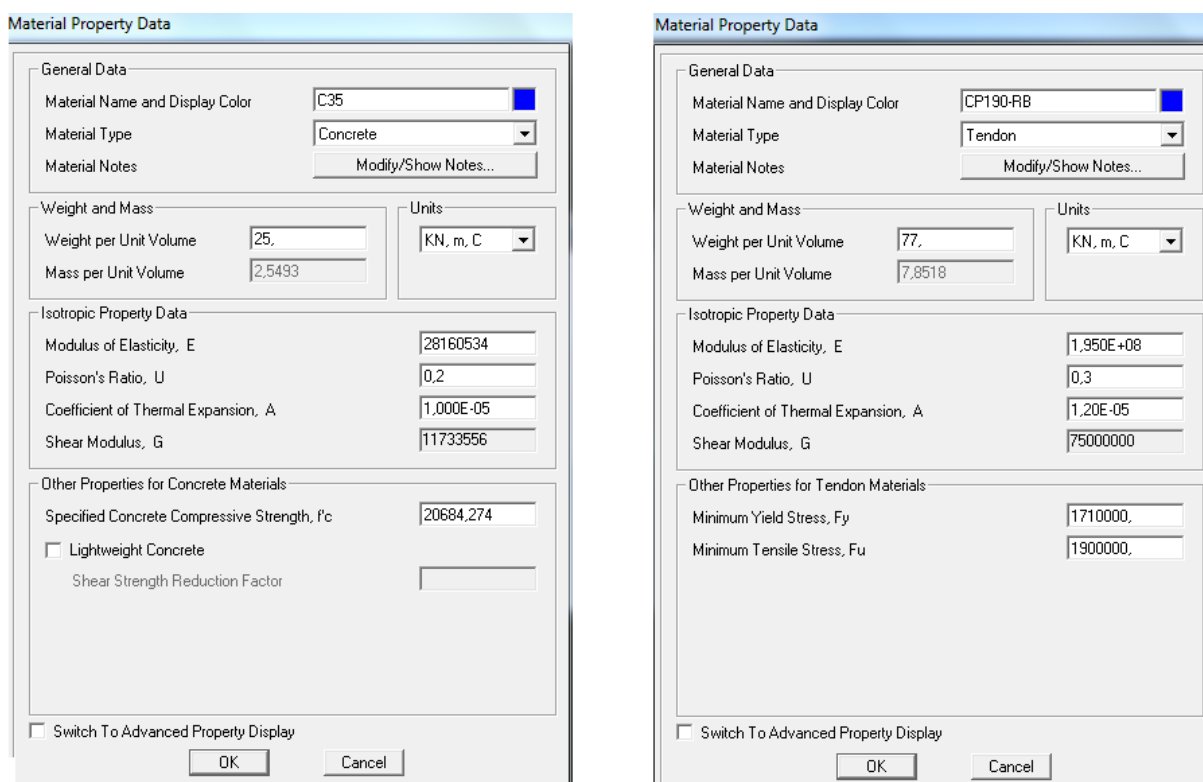


Figura 16: Propriedades dos materiais utilizados na modelagem

5.2. Geometria

As figuras 17 a 20 ilustram a geometria das lajes estudadas, em concreto armado e concreto protendido.

A dimensão dos painéis é de 34,8 x 34,8 m, com distância entre eixos de pilares de 11,4 m. Todas as lajes foram modeladas com elementos finitos de 30x30 cm e 5 cm de espessura (capa de concreto).

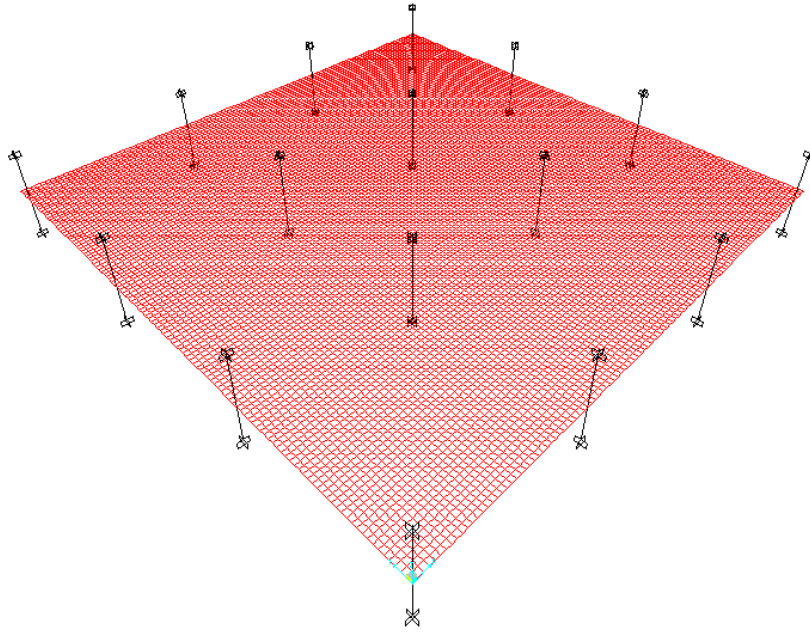


Figura 17: Modelo da laje em concreto armado

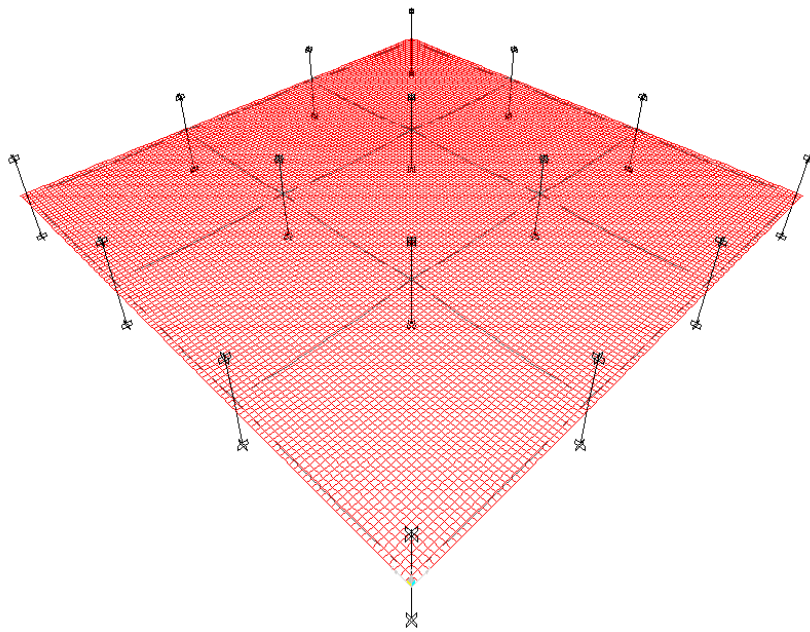


Figura 18: Modelo da laje em concreto protendido

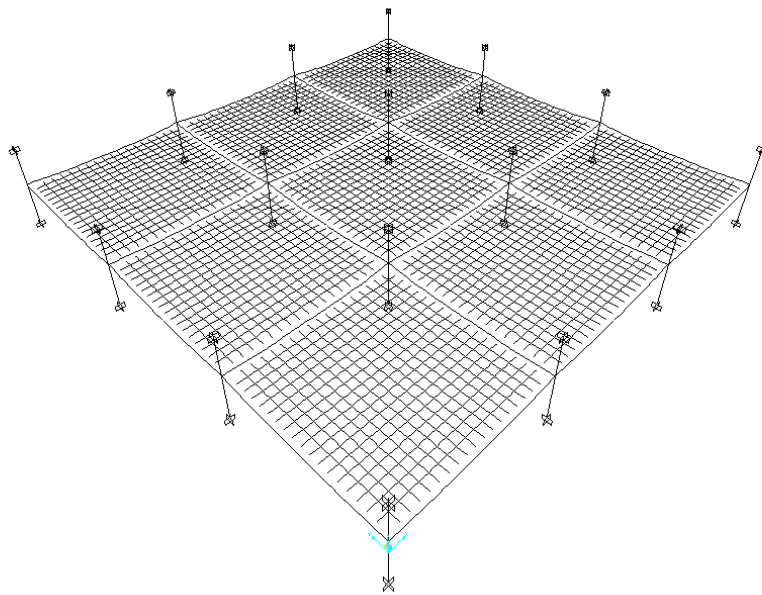


Figura 19: Vista em perspectiva da laje em concreto protendido com cabos de protensão e nervuras

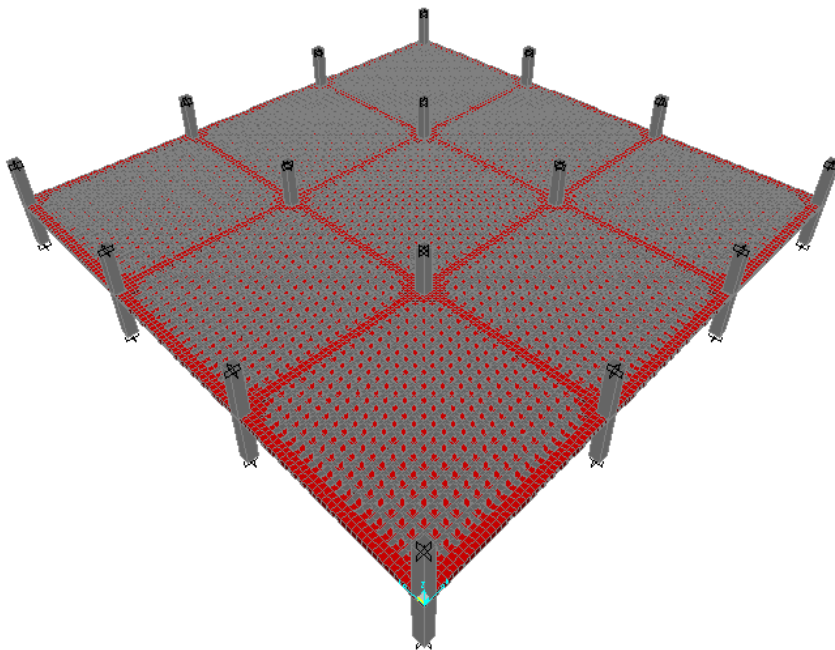


Figura 20: Vista renderizada do modelo de laje nervurada

As faixas, tanto em concreto armado quanto em concreto protendido, foram modeladas com elementos finitos de casca de 30x30cm e espessuras correspondentes às alturas de faixas, já descritas anteriormente, conforme mostra a figura 21.

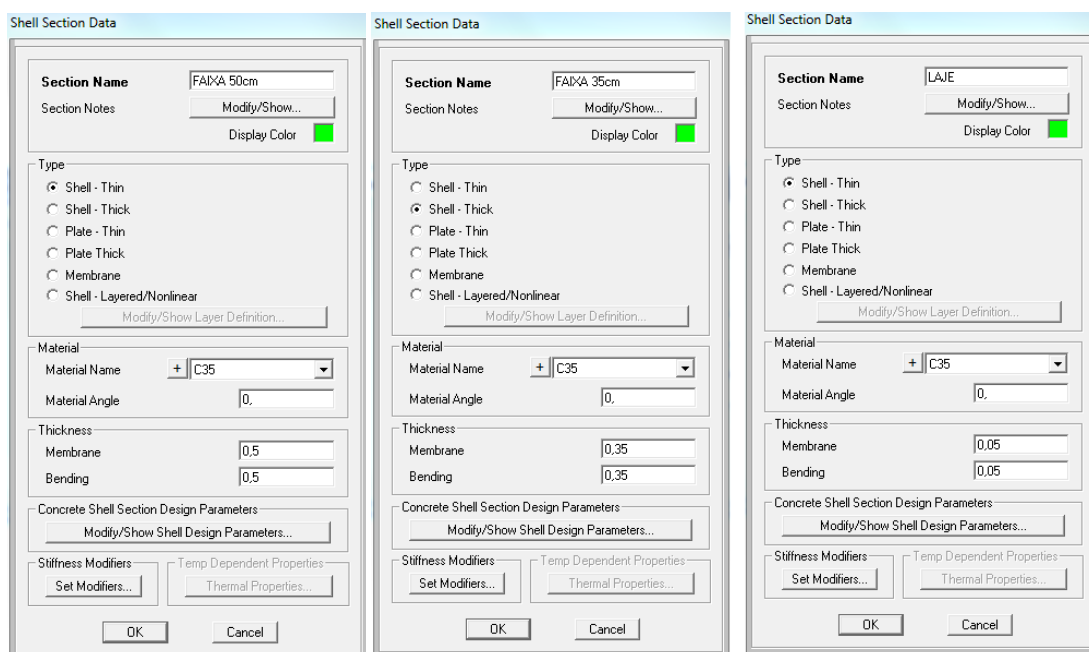


Figura 21: Propriedades geométricas dos elementos de área

As nervuras foram modeladas com elementos de barra, adotando-se os seguintes artifícios:

- 1) A área de seção transversal calculada com a altura igual a $h_{laje}-5$ cm, multiplicada pela espessura de alma;
- 2) Inércia à flexão calculada como viga T, com espessura da laje (capa) e largura entre eixos de nervuras como mesa colaborante.

Isso permite aproximar o comportamento do modelo ao de um pavimento real em laje nervurada sem contabilizar duplamente o peso próprio da laje.

As figuras 22 e 23 mostram as propriedades geométricas das nervuras com 30 cm e 50 cm de altura, respectivamente.

Property Data

Section Name: NERVURA h=30cm

Properties

| | | | |
|--------------------------------|-----------|---------------------------------|----|
| Cross-section (axial) area | 0,025 | Section modulus about 3 axis | 1. |
| Torsional constant | 1,083E-04 | Section modulus about 2 axis | 1. |
| Moment of Inertia about 3 axis | 4,433E-04 | Plastic modulus about 3 axis | 1. |
| Moment of Inertia about 2 axis | 9,208E-04 | Plastic modulus about 2 axis | 1. |
| Shear area in 2 direction | 0,03 | Radius of Gyration about 3 axis | 1. |
| Shear area in 3 direction | 0,03 | Radius of Gyration about 2 axis | 1. |

OK Cancel

Figura 22: Propriedades geométricas da nervura de 30 cm de altura - concreto protendido

Property Data

Section Name: NERVURA h=50cm

Properties

| | | | |
|--------------------------------|-----------|---------------------------------|----|
| Cross-section (axial) area | 0,045 | Section modulus about 3 axis | 1. |
| Torsional constant | 0. | Section modulus about 2 axis | 1. |
| Moment of Inertia about 3 axis | 1,891E-03 | Plastic modulus about 3 axis | 1. |
| Moment of Inertia about 2 axis | 1,407E-03 | Plastic modulus about 2 axis | 1. |
| Shear area in 2 direction | 0,05 | Radius of Gyration about 3 axis | 1. |
| Shear area in 3 direction | 0,05 | Radius of Gyration about 2 axis | 1. |

OK Cancel

Figura 23: Propriedades geométricas da nervura de 50 cm - concreto armado

As características geométricas dos pilares, também modelados como elementos de barra, com são apresentados na figura 24.

Property Data

Section Name: PILAR 40x40

Properties

| | | | |
|--------------------------------|-----------|---------------------------------|--------|
| Cross-section (axial) area | 0,16 | Section modulus about 3 axis | 0,0107 |
| Torsional constant | 3,605E-03 | Section modulus about 2 axis | 0,0107 |
| Moment of Inertia about 3 axis | 2,133E-03 | Plastic modulus about 3 axis | 0,016 |
| Moment of Inertia about 2 axis | 2,133E-03 | Plastic modulus about 2 axis | 0,016 |
| Shear area in 2 direction | 0,1333 | Radius of Gyration about 3 axis | 0,1155 |
| Shear area in 3 direction | 0,1333 | Radius of Gyration about 2 axis | 0,1155 |

OK

Figura 24: Propriedades geométricas do pilar 40x40cm

Os cabos de protensão nas faixas foram modelados como elementos de cabo (*tendon*) com área de seção transversal correspondente a 8 cordoalhas nas faixas externas e 24 cordoalhas nas faixas internas. A figura 25 mostra os cabos adotados nas faixas externas.

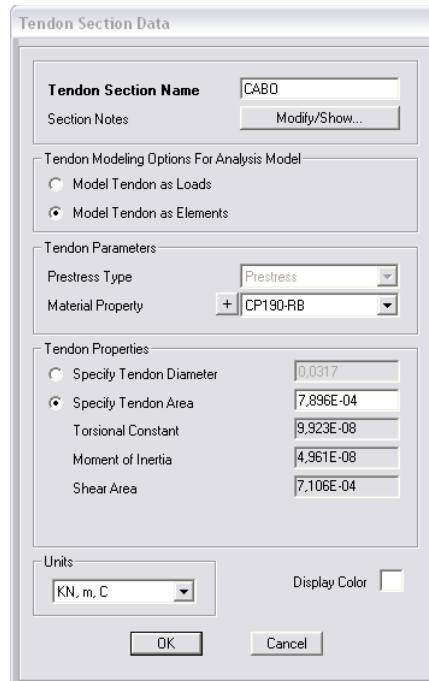


Figura 25: Propriedades geométricas do cabo de protensão

Por simplificação, o traçado longitudinal dos cabos de protensão foi dividido em trechos retilíneos de 60 cm, tornando-os coincidentes com a discretização da malha. Os perfis com as excentricidades das faixas externas e internas encontram-se em anexo.

5.3. Carregamentos

Os carregamentos foram aplicados como cargas distribuídas nos elementos de casca do modelo. A lista de carregamentos inserida no programa é apresentada na figura 26:

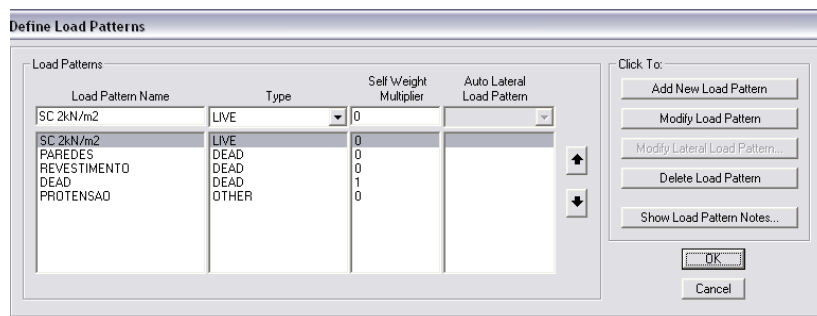


Figura 26: Lista de carregamentos

5.4. Combinações de carregamentos

De acordo com a NBR8681 (2003), foram feitos quatro tipos de combinações:

- a) ELU: combinação última normal, para pré-dimensionamento dos cabos de protensão;
- b) ELU: para dimensionamento de aço CA-50, que servirá no controle da fissuração.
- c) ELS: combinação para verificação no instante de aplicação da protensão;
- d) ELS: para verificação dos deslocamentos e atendimento aos ELS-W (Abertura de fissuras).

- Combinações

I) ELU - COMBINAÇÃO ÚLTIMA NORMAL (figura 27):

$1,4 (\text{DEAD} + \text{PAREDES} + \text{REVESTIMENTO}) + 1,4 (\text{SC } 2 \text{ kN/m}^2)$

II) ELU - COMBINAÇÃO ÚLTIMA NORMAL COM PROTENSÃO (figura 28):

$1,4 (\text{DEAD} + \text{PAREDES} + \text{REVESTIMENTO}) + 0,9 \text{ PROTENSÃO} + 1,4 (\text{SC } 2 \text{ kN/m}^2)$

III) ELS – Instante de aplicação da protensão (figura 29):

$1,0 \text{ DEAD} + 1,0 \text{ PROTENSÃO}$

IV) ELS – COMBINAÇÃO FREQUENTE (figura 30):

$1,0 (\text{DEAD} + \text{PAREDES} + \text{REVESTIMENTO}) + 1,0 \text{ PROTENSÃO} + 0,4 (\text{SC } 2 \text{ kN/m}^2)$

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): ELU-Pre-dimensionamento

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

| Load Case Name | Load Case Type | Scale Factor |
|----------------|----------------|--------------|
| DEAD | Linear Static | 1,4 |
| DEAD | Linear Static | 1,4 |
| PAREDES | Linear Static | 1,4 |
| REVESTIMENTO | Linear Static | 1,4 |
| SC 2kN/m2 | Linear Static | 1,4 |

Add, Modify, Delete

OK, Cancel

Figura 27: Combinação em ELU sem protensão

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): ELU + PROT

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

| Load Case Name | Load Case Type | Scale Factor |
|----------------|----------------|--------------|
| DEAD | Linear Static | 1,4 |
| DEAD | Linear Static | 1,4 |
| PROTENSÃO | Linear Static | 0,9 |
| PAREDES | Linear Static | 1,4 |
| REVESTIMENTO | Linear Static | 1,4 |
| SC 2kN/m2 | Linear Static | 1,4 |

Add, Modify, Delete

OK, Cancel

Figura 28: Combinação em ELU com protensão

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): PROTENSÃO+DEAD

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

| Load Case Name | Load Case Type | Scale Factor |
|----------------|----------------|--------------|
| DEAD | Linear Static | 1, |
| DEAD | Linear Static | 1, |
| PROTENSÃO | Linear Static | 1, |

Add, Modify, Delete

OK, Cancel

Figura 29: Combinação para o instante de aplicação da protensão

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): ELS-FREQ
 Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options:

Define Combination of Load Case Results

| Load Case Name | Load Case Type | Scale Factor |
|-----------------------|----------------|--------------|
| DEAD | Linear Static | 1. |
| DEAD | Linear Static | 1. |
| PROTENSÃO | Linear Static | 1. |
| PAREDES | Linear Static | 1. |
| REVESTIMENTO | Linear Static | 1. |
| SC 2kN/m ² | Linear Static | 0.4 |

Figura 30: Combinação em ELS

6. VERIFICAÇÕES

6.1. Verificação de tensões

Devido à aplicação da protensão, é fundamental a verificação das tensões nas seções de concreto para cargas de utilização. A excentricidade da carga de protensão cria um momento fletor que pode levar ao surgimento de tensões de tração na seção. Essas tensões, dependendo de sua intensidade, acarretam fissurações indesejáveis no concreto. Além disso, pode ocorrer excesso de compressão da seção transversal, que também precisa ser controlada.

Portanto, serão utilizadas as combinações citadas no item de Combinações de Carregamentos deste trabalho, sugeridas pela NBR6118 como critérios de durabilidade.

A metodologia empregada consiste em obter as tensões dos elementos de área que constituem as faixas, nas mesmas seções definidas para as perdas de protensão. Assim como nas perdas, foi possível admitir que a laje é simétrica nas duas direções e, portanto, é satisfatória a verificação até a metade do segundo vão.

6.1.1. Tensões nas seções

A seguir, são apresentadas as tabelas 5 e 6 com as tensões calculadas pelo programa SAP2000 nas faixas de acordo com o esquema de seções em anexo.

A convenção de sinais adotada é de valores negativos para compressão e valores positivos para tração.

a. Tensões no instante de aplicação da protensão:

Tabela 5: Tensões nas seções para combinação usada para o instante de aplicação da protensão (Combinação III), em kN/m²

| SEÇÃO | FAIXA EXTERNA | | FAIXA INTERNA | |
|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | σ_{inf} | σ_{sup} | σ_{inf} | σ_{sup} |
| 1 | -2757 | -602 | -6279 | -2393 |
| 2 | -1321 | -4528 | -3101 | -10467 |
| 3 | -22 | -4325 | 117 | -10250 |
| 4 | -1229 | -2538 | -3358 | -6291 |
| 5 | -2687 | -530 | -7374 | -1352 |
| 6 | -2606 | -177 | -7536 | -370 |
| 7 | -1353 | -1116 | -4746 | -2493 |
| 8 | -675 | -1559 | -3435 | -3292 |
| 9 | -413 | -1646 | -2927 | -3383 |
| 10 | -557 | -1389 | -3107 | -2876 |
| 11 | -1109 | -783 | -4014 | -1734 |
| 12 | -2110 | 212 | -5871 | 270 |
| 13 | -3450 | 1486 | -6881 | 962 |
| 14 | -3241 | 1129 | -7650 | 1998 |
| 15 | -3193 | 834 | -7582 | 1370 |
| 16 | -357 | -2441 | 982 | -2510 |
| 17 | 255 | -3799 | 2225 | -212 |
| 18 | -264 | -4413 | 1349 | -8167 |
| 19 | -1434 | -3593 | 124 | -7877 |
| 20 | -5651 | -2394 | -4200 | 1792 |
| 21 | -890 | -5123 | 1225 | -8327 |
| 22 | -495 | -2828 | 1985 | -6428 |
| 23 | -66 | -2340 | 2043 | -5641 |
| 24 | -685 | -1129 | -1728 | -1792 |
| 25 | -967 | -485 | -3900 | 420 |
| 26 | -782 | -421 | -7955 | 883 |
| 27 | -1589 | 537 | -5618 | 2212 |
| 28 | -2390 | 1424 | -4633 | 1265 |
| 29 | -2272 | 1345 | -5618 | 2220 |
| 30 | -2272 | 1345 | -5618 | 2220 |

b. Tensões para o ELS – combinação freqüente:

Tabela 6: Tensões nas seções para combinação freqüente de serviço (Combinação IV), em kN/m²

| SEÇÃO | FAIXA EXTERNA | | FAIXA INTERNA | |
|-------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | σ_{inf} | σ_{sup} | σ_{inf} | σ_{sup} |
| 1 | 1077 | 1772 | -9820 | 1143 |
| 2 | -3935 | -1211 | -6202 | -7364 |
| 3 | -2140 | -1686 | -2650 | -7481 |
| 4 | -2030 | -1287 | -4548 | -5101 |
| 5 | -2136 | -709 | -6975 | -1750 |
| 6 | -1097 | -1135 | -5932 | -1974 |
| 7 | 745 | -2925 | -2254 | -4967 |
| 8 | 1863 | -3829 | -375 | -6352 |
| 9 | 2410 | -4223 | 477 | -6787 |
| 10 | 2402 | -4115 | 420 | -6403 |
| 11 | 1841 | -3506 | -577 | -5170 |
| 12 | 690 | -2360 | -2740 | -2860 |
| 13 | -960 | -768 | -6062 | 512 |
| 14 | -1455 | -402 | -5847 | 196 |
| 15 | -2307 | -235 | -6874 | 661 |
| 16 | -941 | -1521 | -2458 | -1763 |
| 17 | -1723 | -1395 | 469 | 2383 |
| 18 | -3477 | -642 | -1864 | -3736 |
| 19 | -4622 | -2426 | -46 | -3744 |
| 20 | -9275 | 2196 | -11602 | 1929 |
| 21 | -2956 | -3680 | 2073 | -4622 |
| 22 | -2484 | -1170 | -846 | -2467 |
| 23 | -1231 | -1414 | -244 | -3353 |
| 24 | -1113 | -881 | -2351 | -1168 |
| 25 | -736 | -857 | -3227 | -252 |
| 26 | -9 | -1314 | -2684 | -748 |
| 27 | -503 | -652 | -6003 | -2230 |
| 28 | -1127 | 65 | -2885 | -513 |
| 29 | -869 | -149 | -1691 | -1677 |
| 30 | -869 | -149 | -1691 | -1677 |

6.1.2. Limitação da compressão no ato da protensão

Atendendo ao ELS-CE (Compressão Excessiva), a NBR6118 sugere, em seu item 17.2.4.3.2, a tensão de compressão máxima não ultrapasse 70% de f_{ckj} , com as cargas de protensão majoradas de $\gamma_p=1,1$. Por simplificação de cálculo, multiplicaremos a máxima tensão de compressão obtida no ato da protensão por 1,1, facilitando assim a verificação e mantendo o critério de segurança.

- Máxima tensão de compressão: $7955 \text{ kN/m}^2 \times 1,1 = 8750 \text{ kN/m}^2$
- 70% de $f_{ckj} = 70\%$ de 23 MPa = 16,1 MPa = 16100 kN/m^2 (OK!)

6.1.3. Tensões de tração admissíveis

De acordo com a NBR6118, no ato da protensão, a tensão máxima de tração na seção não deve ultrapassar 1,2 vezes a resistência à tração f_{ctm} correspondente a f_{ckj} na data de aplicação da protensão. Para utilização, esse limite é a a tração no concreto f_{ctm} .

- Verificação na data de aplicação da protensão:

$$f_{cj} = 23 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \times 23^{\frac{2}{3}} = 2,426 \text{ MPa}$$

$$1,2f_{ctm} = 2,911 \text{ MPa}$$

Máxima tração verificada no ato da protensão: $2220 \text{ kN/m}^2 < 2911 \text{ kN/m}^2$ (OK!)

- Verificação em utilização da estrutura:

Máxima tração verificada na combinação em ELS (utilização da estrutura):

$$2410 \text{ kN/m}^2 < 2426 \text{ kN/m}^2 \text{ (OK!)}$$

6.2. Deslocamentos limites

Os deslocamentos foram verificados de acordo com a combinação freqüente em serviço, já definida anteriormente. As figuras 34 a 37 ilustram os mapas de deslocamentos das lajes em concreto armado e protendido, indicando-se os valores máximos. Os deslocamentos verticais são representados por U3, segundo notação do programa SAP2000.

No cálculo dos deslocamentos foi considerado o efeito da fluência para flechas diferidas no tempo, cuja determinação do coeficiente α_t é apresentada a seguir.

- Flecha diferida no tempo:

Segundo a NBR6118, a flecha diferida no tempo devida às cargas permanentes pode ser calculada de forma aproximada multiplicando-se a flecha imediata por α_t , dado pela expressão abaixo:

$$\alpha_t = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'}$$

Em que:

- ξ é coeficiente função do tempo:

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

$$\xi(t) = 2, \text{ para } t > 70 \text{ meses;}$$

$$\xi(t_0) = 0,68(0,996^t)t^{0,32}$$

Supondo-se a desforma do painel de laje acontecendo 15 dias (0,5 mês) após a concretagem temos:

$$\xi(t_0) = 0,68(0,996^{0,5})0,5^{0,32} = 0,544$$

Então:

$$\Delta\xi = 2 - 0,544 = 1,456$$

- ρ é a taxa de armadura longitudinal de compressão, tomado por:

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

Como o deslocamento máximo ocorre no centro do painel de canto, região apenas de momentos positivos, será considerada uma armadura de composição de $\emptyset 8\text{mm}$ c 20 como armadura de compressão.

Área de aço total:

$$As = \frac{A_\emptyset}{s} = \frac{0,5}{0,2} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{2,5}{100 \times (5 - 2,5)} = 0,01$$

Logo:

$$\alpha_t = \frac{1,456}{1 + 50 \times 0,01} = 0,97$$

A flecha total final devida às cargas permanentes é:

$$f_g = f_{g0} + 0,97f_{g0} = 1,97f_{g0}$$

Este efeito foi considerado multiplicando-se as cargas permanentes por 1,97 em todas as combinações de ambos os modelos, de concreto armado e concreto protendido, e a avaliação dos deslocamentos encontra-se a seguir.

- Laje nervurada em concreto armado:
 - a. Considerando todas as cargas:

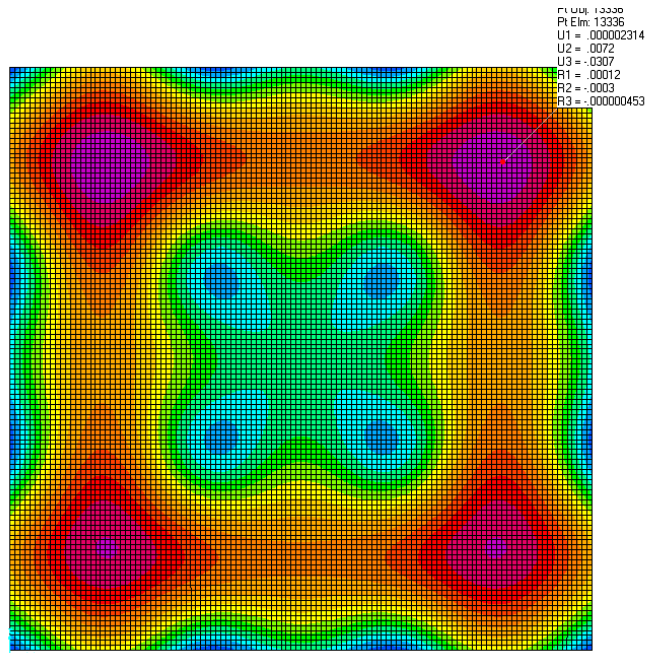


Figura 31: Mapa de deslocamentos na laje em concreto armado para combinação em ELS

Deslocamento máximo: 3,1 cm < 4,56 cm (OK!)

- b. Considerando apenas cargas acidentais:

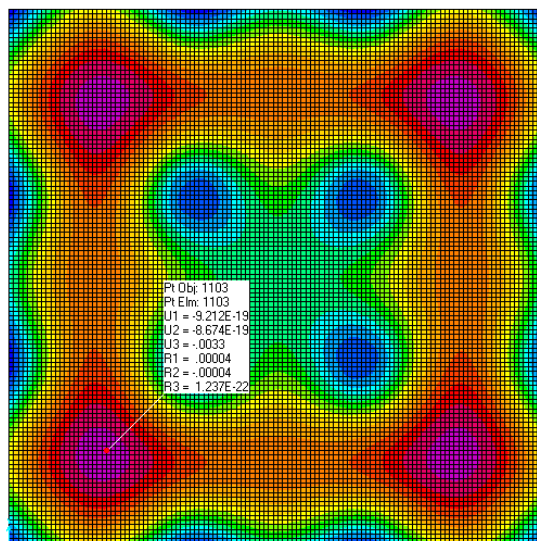


Figura 32: Mapa de deslocamentos na laje em concreto armado considerando apenas a sobrecarga

Deslocamento máximo: 0,33 cm < 3,26 cm (OK!)

- Laje nervurada com faixas protendidas:
 - a. Considerando todas as cargas:

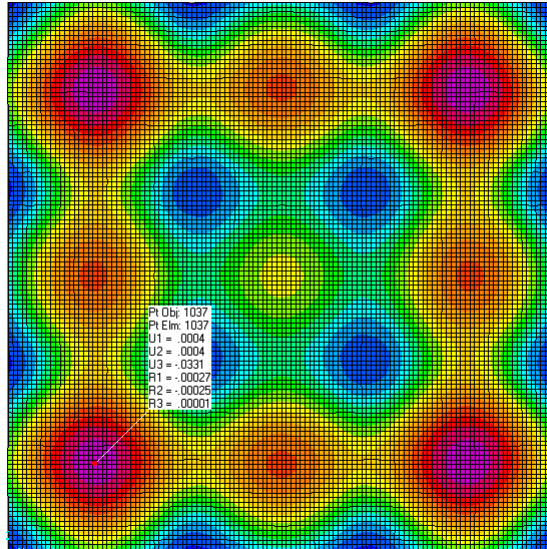


Figura 33: Mapa de deslocamentos na laje em concreto protendido para combinação em ELS

Deslocamento máximo: 3,3 cm < 4,56 cm (OK!)

- b. Considerando apenas as cargas acidentais:

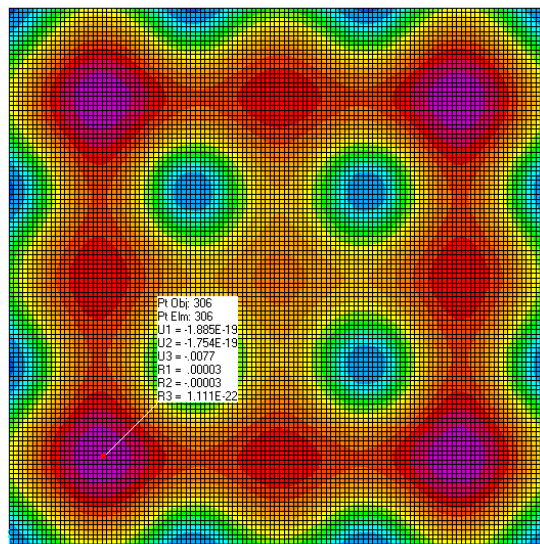


Figura 34: Mapa de deslocamentos na laje em concreto protendido considerando apenas a sobrecarga

Deslocamento máximo: 0,77 cm < 3,26 cm (OK!)

6.3. Dimensionamento no ELU

6.3.1. Dimensionamento na laje nervurada em concreto armado,

A tabela 7 mostra resumidamente o dimensionamento da laje nervurada em concreto armado. Foi tomada uma média dos valores positivos e negativos para os momentos fletores nas nervuras, a fim de se fazer uma taxa de armadura para comparação de consumo de aço entre os 2 sistemas estudados.

Tabela 7: Resumo do dimensionamento nas seções críticas na laje nervurada em concreto armado

| | Md (kNm) | As (cm ²) | Armadura |
|-----------------------------------|----------|-----------------------|----------------|
| Momento positivo na faixa externa | 224,3 | 11,4 | 6 ϕ 16mm |
| Momento negativo na faixa externa | -282,0 | 14,1 | 7 ϕ 16mm |
| Momento positivo na faixa interna | 288,6 | 9,1 | 5 ϕ 16mm |
| Momento negativo na faixa interna | -378,9 | 20,0 | 10 ϕ 16mm |
| Momento positivo na nervura | 24,6 | 1,2 | 2 ϕ 10mm |
| Momento negativo na nervura | -34,3 | 1,9 | 3 ϕ 10mm |

6.3.2. Dimensionamento na laje nervurada com faixas protendidas

A NBR6118, o item 17.2.2, permite que se considere na análise dos esforços resistentes de uma seção de viga um acréscimo das tensões para estruturas usuais de edifícios. Esse acréscimo é função da taxa de armadura ativa na seção e da relação vão x altura útil.

$$\text{Relação vão x altura útil: } \frac{1140}{31} = 36,7$$

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

Em que:

- ρ_p é a taxa de armadura ativa: $\rho_p = \frac{A_p}{bd}$
- A_p é a área de armadura ativa na seção (8 cordoalhas de 12,7 mm);
- b é a largura da mesa de compressão. Em nosso caso, $b = 60$ cm;
- d é a altura útil da seção ($d = 31$ cm).

$$\rho_p = \frac{7,896}{60 \times 31} = 0,00425$$

$$\Delta\sigma_p = 70 + \frac{35}{300 \times 0,00425} = 97,5 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_p = \Delta\sigma_p \times A_p$$

$$\Delta F_p = 975000 \times 0,0007896 = 77 \text{ kN}$$

Força resistente das faixas externas:

$$F_{rde} = f_{pyd} \times A_p + \Delta F_p = \frac{0,9 \times 1,9 \times 10^6}{1,15} \times 0,0007896 + 77 = 1251,1 \text{ kN}$$

Força resistente das faixas internas:

$$F_{rdi} = f_{pyd} \times A_p + \Delta F_p = \frac{0,9 \times 1,9 \times 10^6}{1,15} \times 0,0023688 + 77 = 3599,3 \text{ kN}$$

- Verificação da seção 20 da faixa externa:

$$M_{ELU} = - 242,4 \text{ kNm (momento obtido do modelo)}$$

$$M_{ISO} = 0,9 \times 926,2 \times 0,135 = 112,5 \text{ kNm}$$

$$M_d = - 129,9 \text{ kNm}$$

$$k_{md} = 0,09$$

$$k_x = 0,14 \qquad k_z = 0,94$$

$$F_{sd} = \frac{M_d}{k_z \times d} = \frac{129,9}{0,94 \times 0,31} = 445,8 \text{ kN}$$

$$F_{sd} < F_{rde} \quad (\text{OK!})$$

- Verificação da seção 8 (x = 4,2 m) da faixa externa:
 $M_{ELU} = 166,0 \text{ kNm}$ (retirado do modelo)

Momento isostático de protensão:

Força de protensão na seção 8: 939,8 kN

$$M_{ISO} = -0,9(939,8 \times 0,135) = -114,2 \text{ kNm}$$

$$M_d = 166,0 - 114,2 = 51,8 \text{ kNm}$$

$$k_{md} = \frac{51,8}{0,60 \times 0,31^2 \times 35000/1,4} = 0,036$$

$$k_x = 0,054 \qquad k_z = 0,978$$

$$F_{sd} = \frac{M_d}{k_z \times d} = \frac{51,8}{0,978 \times 0,31} = 170,9 \text{ kN}$$

$$F_{sd} < F_{rde} \quad (\text{OK!})$$

- Verificação da seção 20 da faixa interna:

Força de protensão na seção 20: 2058,9 kN

$$M_{ELU} = 206,4 \text{ kNm}$$
 (momento obtido do modelo)
$$M_{ISO} = 0,9 \times 2058,9 \times 0,10 = 185,3 \text{ kNm}$$

$$M_d = 21 \text{ kNm}$$

$$k_{md} = 0,015$$

$$k_x = 0,1217 \qquad k_z = 0,991$$

$$F_{sd} = \frac{M_d}{k_z \times d} = \frac{21}{0,991 \times 0,31} = 68,4 \text{ kN}$$

$$F_{sd} < F_{rdi} \quad (\text{OK!})$$

- Verificação da seção 8 da faixa interna:

Força de protensão na seção 8: 2089 kN

$M_{ELU} = 198 \text{ kNm}$ (momento obtido do modelo)

$M_{ISO} = 0,9 \times 2058,9 \times 0,10 = 188 \text{ kNm}$

$M_d = 10 \text{ kNm}$

$k_{md} = 0,007$

$k_x = 0,001$ $k_z = 0,996$

$$F_{sd} = \frac{M_d}{k_z \times d} = \frac{10}{0,996 \times 0,31} = 32,4 \text{ kN}$$

$$F_{sd} < F_{rdi} \quad (\text{OK!})$$

- Dimensionamento da nervura:

Momento médio positivo:

$M_d = 13 \text{ kNm}$

$k_{md} = 0,009$

$k_x = 0,013$ $k_z = 0,995$

$$A_s = \frac{M_d}{k_z \times d \times f_{yd}} = \frac{13}{0,994 \times 0,31 \times 43,48} = 1 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 10\text{mm}$

Momento médio negativo:

$M_d = - 23 \text{ kNm}$

$k_{md} = 0,095$

$k_x = 0,15$ $k_z = 0,94$

$$A_s = \frac{23}{k_z \times d \times f_{yd}} = \frac{23}{0,94 \times 0,31 \times 43,48} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 12,5 \text{ mm}$

6.4. Verificação ao puncionamento nas lajes nervuradas

Para esta verificação, foi escolhido o pilar mais carregado de cada caso estudado, considerando-se a taxa de armadura calculada no item 6.3. O cálculo foi feito segundo recomendações da NBR6118.

Resumidamente, a tabela 8 mostra os resultados obtidos.

Tabela 8: Resumo da verificação do puncionamento nas lajes nervuradas

| | Fsd (kN) | u (m) | d (m) | τ_{sd} (kN/m ²) | τ_{rd2} (kN/m ²) | τ_{rd1} (kN/m ²) |
|---------------------|----------|-------|-------|----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Concreto armado | 989,8 | 7,57 | 0,47 | 281 | 5805 | 519 |
| Concreto protendido | 740 | 5,56 | 0,31 | 434 | 5805 | 506 |

Pela tabela, conclui-se, portanto, que a verificação está atendida.

Os cálculos desta verificação encontram-se em anexo.

7. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

7.1. Momentos fletores

A tabela 9 apresenta uma comparação dos momentos máximos obtidos nos dois modelos estudados.

Tabela 9: Comparação de momentos fletores máximos entre a laje nervurada em concreto armado e a protendida

| | Concreto Armado | Concreto Protendido | Diferença |
|--|-----------------|---------------------|-----------|
| Máximo Negativo na Faixa Externa (kNm) | -159,0 | -43,8 | 72% |
| Máximo Positivo na Faixa Externa (kNm) | 128,5 | 43,3 | 66% |
| Máximo Negativo na Faixa Interna (kNm) | -235,5 | -50,3 | 79% |
| Máximo Positivo na Faixa Interna (kNm) | 162,6 | 86,8 | 47% |
| Máximo Positivo na Nervura (kNm) | 24,6 | 13,0 | 47% |
| Máximo Negativo na Nervura (kNm) | -34,3 | -23,0 | 53% |

7.2. Deslocamentos

A tabela 10 mostra os deslocamentos máximos obtidos nos dois modelos estudados.

Tabela 10: Comparação dos deslocamentos máximos obtidos

| | Concreto Armado | Concreto Protendido | Diferença |
|----------------------------|-----------------|---------------------|-----------|
| Deslocamentos Máximos (cm) | 3,1 | 3,3 | 6% |

7.3. Materiais

7.3.1. Consumo de concreto

O consumo de concreto foi estimado dividindo-se a reação de apoio da estrutura referente à carga de peso-próprio, obtida no programa de análise, pelo peso específico do concreto armado ($\gamma=25$ kN/m³).

A tabela 11 mostra volumes de concreto obtidos de cada sistema estrutural.

Tabela 11: Comparação do consumo de concreto

| | Concreto Armado | Concreto Protendido | Diferença |
|--------------------------------------|-----------------|---------------------|-----------|
| Volume de Concreto (m ³) | 301 | 229 | 24% |

7.3.2. Consumo de aço comum

Segundo o dimensionamento feito no capítulo 6 deste trabalho, foram obtidos os consumos de aço comum mostrados na tabela 12, usando-se médias entre as áreas de aço adotadas.

- Consumo de aço para a laje nervurada em concreto armado: 11.295 kg
- Consumo de aço para a laje nervurada com faixas protendidas: 3130 kg

Tabela 12: Comparação do consumo de aço comum

| | Concreto Armado | Concreto Protendido | Diferença |
|---------------------|-----------------|---------------------|-----------|
| Consumo de aço (kg) | 11.295 | 3.130 | 260% |

7.3.3. Aço de protensão

O comprimento total de cordoalhas engraxadas foi estimado multiplicando-se os itens listados abaixo:

- ✓ Número de cordoalhas por faixa;
- ✓ Comprimento da faixa, de 34,8m;
- ✓ Número de faixas existentes no painel;
- ✓ Adição de 5%, para eventuais necessidades, como por exemplo, comprimento para realização do macaqueamento.

Portando, o comprimento total de cordoalhas engraxadas utilizado no painel estudado é o seguinte:

$$L = 8 \times 34,8 \times 8 \times 1,05 \cong 2340 \text{ m}$$

O peso nominal da cordoalha engraxada 0,89 kg/m. Com isso, chega-se a:

$$m = 2340 \times 0,89 = 2083 \text{ kg}$$

7.3.4. Formas plásticas

A tabela 13 fornece um quantitativo do uso de formas plásticas usadas nos dois projetos.

Tabela 13: Quantidade de formas plásticas

| | Unidades |
|------------------|----------|
| Formas plásticas | 2808 |

7.4. Custos simplificados

Os custos basearam-se em pesquisa de preços feita na internet (as fontes encontram-se nas referências bibliográficas).

As tabela 14, 15 e 16 apresentam os valores obtidos neste estudo.

Tabela 14: Estimativa de custos finais da laje em concreto armado

| ITEM | QUANT. | UNIDADE | PREÇO UNITÁRIO | PREÇO TOTAL (R\$) |
|---------------------------------------|--------|----------------|----------------|-----------------------|
| Concreto Estrutural fck=35MPa | 301 | m ³ | R\$ 293,11 | R\$ 88.226,00 |
| Aço CA-50 | 11.295 | kg | R\$ 4,06 | R\$ 45.858,00 |
| Aluguel das formas plásticas | 2808 | un./mês | R\$ 8,00 | R\$ 22.464,00 |
| Mão-de-obra de aço comum | 11.295 | kg | R\$ 2,96 | R\$ 33.433,00 |
| Mão-de-obra para colocação das formas | 1211 | m ² | R\$ 27,00 | R\$ 32.698,00 |
| | | | | R\$ 222.679,00 |

Tabela 15: Estimativa de custos finais da laje em concreto protendido

| ITEM | QUANT. | UNIDADE | PREÇO UNITÁRIO | PREÇO TOTAL (R\$) |
|---------------------------------------|--------|----------------|----------------|-----------------------|
| Concreto Estrutural fck=35MPa | 229 | m ³ | R\$ 293,11 | R\$ 67.122,00 |
| Aço CA-50 | 3.130 | kg | R\$ 4,06 | R\$ 12.708,00 |
| Aço de protensão | 2.083 | kg | R\$ 5,76 | R\$ 11.998,00 |
| Aluguel das formas plásticas | 2808 | un./mês | R\$ 8,00 | R\$ 22.464,00 |
| Mão-de-obra de aço comum | 3.130 | kg | R\$ 2,96 | R\$ 9.265,00 |
| Mão-de-obra do aço de protensão | 2083 | kg | R\$ 3,20 | R\$ 6.665,60 |
| Mão-de-obra para colocação das formas | 1211 | m ² | R\$ 27,00 | R\$ 32.698,00 |
| | | | | R\$ 162.920,00 |

Tabela 16: Comparativo entre os preços finais

| | Concreto Armado | Concreto Protendido | Diferença |
|-------------|-----------------------|-----------------------|------------|
| Preço final | R\$ 222.679,00 | R\$ 162.920,00 | 27% |

8. CONCLUSÃO

Este trabalho apresentou tópicos relacionados às lajes nervuradas em concreto armado e lajes nervuradas com faixas protendidas e propõe uma alternativa no projeto dessas últimas, que é a análise computacional em Elementos Finitos com a modelagem dos cabos. Apresentou também um estudo mais detalhado sobre protensão, objeto de maior interesse por parte do autor.

Embora a protensão, de um modo geral, esteja ganhando cada vez mais mercado, sendo utilizada em número crescente de projetos, sua análise ainda é feita de modo tradicional, separadamente do modelo estrutural. O uso de planilhas eletrônicas contribuiu de modo significativo para simplificar os cálculos, mas ainda não permite uma interação completa com o restante da estrutura, principalmente com modelos feitos em programas comerciais com elementos finitos, usados correntemente nos projetos atuais.

Existem programas comerciais para tal análise. Porém, seu acesso se torna muito restrito por várias razões, entre elas: falta de divulgação do programa, alto investimento financeiro necessário à sua aquisição, etc.

Este estudo vem justamente trazer uma alternativa a todo esse conjunto de pequenos empecilhos, criando melhor interação entre a análise de protensão e a análise de modelos espaciais com elementos finitos.

O assunto foi exposto na tentativa de se abranger da forma mais geral possível o projeto das lajes nervuradas. Aspectos construtivos e de viabilidade foram mostrados a fim de esclarecer vantagens e desvantagens nesse sistema construtivo.

Ao fim do trabalho, diversas conclusões puderam ser feitas e confirmações de suposições apresentadas na introdução do trabalho puderam ser mostradas de forma prática no desenvolvimento deste estudo.

Buscou-se mostrar neste trabalho as vantagens de se construir lajes nervuradas em concreto protendido, ressaltando que é possível construir lajes alturas menores usando o concreto protendido do que a solução em concreto armado. Conseqüentemente, provou-se também que no final das comparações desde estudo de caso que a solução em concreto protendido proporcionou um menor consumo de material do que o outro caso estudado, comprovando assim as expectativas iniciais do autor.

Este ponto sobre o consumo de materiais se mostra muito importante, já que isso mostra um projeto otimizado, em que se constrói uma maior área útil com menos

material. Vale lembrar que um dos aspectos mais importantes em uma concorrência é o preço final do empreendimento. Há outros fatores, como o tempo de execução da obra e o custo da mão-de-obra especializada que podem influenciar bastante na opção entre um ou outro sistema.

Outros pontos podem ser observados. Em uma laje de concreto protendido, em que a altura da laje é sensivelmente menor, pode-se conseguir um maior número de pavimentos. Por exemplo, em uma estrutura de 15 pavimentos em concreto armado se consegue fazer, com a mesma altura total, uma estrutura de 16 pavimentos em lajes de concreto protendido. Ou ainda, pode-se conseguir uma estrutura com altura menor total, em que a economia de materiais, como tijolos, cimento, revestimentos, esquadrias, etc. torna o empreendimento muito mais barato usando-se a protensão em lugar do tradicional concreto armado.

Por último, ainda explorando o aspecto financeiro do empreendimento, pode-se mencionar a questão das fundações. Uma estrutura em que se consome menos material, tais como concreto e aço, transmitirá menos carga ao solo e, logo, necessitará de fundações menores. É importante ressaltar os custos das fundações, que são uma parcela considerável do custo final da estrutura.

Portanto, apesar de exigir um grau de sofisticação maior, o projeto de lajes nervuradas com faixas protendidas no caso estudado mostrou-se mais vantajoso em relação ao projeto de lajes nervuradas em quase todos os aspectos: financeiro, de viabilidade e de desempenho da estrutura.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, D. F. C., LOPES, M. T. A., BARBOSA, P., 2004, “Perdas da Força de Protensão Obedecendo os Critérios da Nova Norma NBR6118 – 2003”, Engenharia – Estudo e Pesquisa v.7, n. 1, pp. 75-88, Jan./Jun.

ALVES, E. V., 1994, *Análise Estrutural em Pontes de Vigas Múltiplas de Concreto Protendido*, Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ARCELOR MITTAL, 2009, Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido, Catálogo Técnico.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR6118, 2003, Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR7480, , 1996, Barras e Fios de Aço Destinadas para Armadura de Concreto Armado - Especificação. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR7483, 1991, Cordoalhas de Aço para Concreto Protendido - Especificação . Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR8681, 2003, Ações e Segurança nas Estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro.

CAUDURO, E. L., Manual para a Boa Execução de Estruturas Protendidas Usando Cordoalhas Engraxadas e Plastificadas. 2ª edição.

CONSTRÓI FÁCIL. Disponível em: <www.constroifacil.com.br>. Acesso em: 14 de agosto de 2010.

CONSTRUÇÃO E MERCADO. Disponível em: <www.construcaoemercado.com.br/pmp> . Acesso em: 14 de agosto de 2010.

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

LEONHARDT, F., MÖNNING, E., 1983,, Construções de Concreto Vol. 5, 1ª edição, Editora Interciência, Rio de Janeiro.

LONGO, H. I. 2008, Carregamentos Atuantes em Estruturas de Edificações. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

LONGO, H. I., 2009, “Análise de Lajes Nervuradas de Concreto Armado pelo Método dos Elementos Finitos”, Anais do 51º Congresso Brasileiro de Concreto – IBRACON.

LOUREIRO, J. L., 2006, “Projeto de Lajes Protendidas com Cordoalhas Engraxadas”, Anais do VI Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto, Trabalho SIMP0216 – p.1734-1755, São Paulo, SP, Abril.

MOURA, J. R. B., 2002, *Recomendações para Sistemas Estruturais em Edificações com a Utilização de Protensão com Cordoalhas Engraxadas*. In: XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural.

PFEIL,W., 1984, *Concreto Protendido Volume 1*, Editora LTC, Rio de Janeiro.

PFEIL,W., 1983, *Concreto Protendido Volume 2*, Editora LTC, Rio de Janeiro.

PROTENDE, 2008, *Sistemas e Métodos*, Catálogo Técnico, 3ª edição.

RIOS, D. F., 2008, *Procedimentos de Projeto de Laje Nervurada de Concreto*, Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, Brasil.

RUDLOFF INDUSTRIAL, 2008, *Concreto Protendido – Catálogo Técnico*. Rev. B.

SAP2000, 2010, *Structural Analysis & Design*, Versão 14.2.0, Computers and Structures.

VERÍSSIMO, G. S., CÉSAR JR., K. M. L., 1998, *Concreto Protendido – Fundamentos Básicos*, 4ª edição, Universidade Federal de Viçosa.

10. ANEXOS

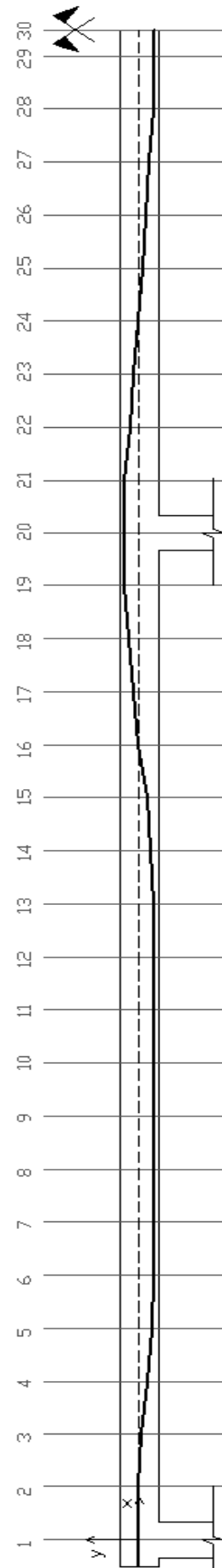
10.1. Excentricidades e Esquema de Seções

| Seção | x(m) | y(m) |
|-------|------|---------|
| 1 | 0 | 0 |
| 2 | 0,6 | 0 |
| 3 | 1,2 | -0,0265 |
| 4 | 1,8 | -0,0707 |
| 5 | 2,4 | -0,1145 |
| 6 | 3 | -0,135 |
| 7 | 3,6 | -0,135 |
| 8 | 4,2 | -0,135 |
| 9 | 4,8 | -0,135 |
| 10 | 5,4 | -0,135 |
| 11 | 6 | -0,135 |
| 12 | 6,6 | -0,135 |
| 13 | 7,2 | -0,132 |
| 14 | 7,8 | -0,105 |
| 15 | 8,4 | -0,071 |
| 16 | 9 | 0 |
| 17 | 9,6 | 0,05 |
| 18 | 10,2 | 0,09 |
| 19 | 10,8 | 0,135 |
| 20 | 11,4 | 0,135 |
| 21 | 12 | 0,135 |
| 22 | 12,6 | 0,085 |
| 23 | 13,2 | 0,047 |
| 24 | 13,8 | 0 |
| 25 | 14,4 | -0,038 |
| 26 | 15 | -0,065 |
| 27 | 15,6 | -0,1 |
| 28 | 16,2 | -0,128 |
| 29 | 16,8 | -0,135 |
| 30 | 17,1 | -0,135 |

Excentricidades das faixas
externas

| Seção | x(m) | y(m) |
|-------|------|---------|
| 1 | 0 | 0 |
| 2 | 0,6 | 0 |
| 3 | 1,2 | -0,0265 |
| 4 | 1,8 | -0,0707 |
| 5 | 2,4 | -0,1145 |
| 6 | 3 | -0,135 |
| 7 | 3,6 | -0,135 |
| 8 | 4,2 | -0,135 |
| 9 | 4,8 | -0,135 |
| 10 | 5,4 | -0,135 |
| 11 | 6 | -0,135 |
| 12 | 6,6 | -0,135 |
| 13 | 7,2 | -0,132 |
| 14 | 7,8 | -0,105 |
| 15 | 8,4 | -0,071 |
| 16 | 9 | 0 |
| 17 | 9,6 | 0,05 |
| 18 | 10,2 | 0,09 |
| 19 | 10,8 | 0,1 |
| 20 | 11,4 | 0,1 |
| 21 | 12 | 0,1 |
| 22 | 12,6 | 0,085 |
| 23 | 13,2 | 0,047 |
| 24 | 13,8 | 0 |
| 25 | 14,4 | -0,038 |
| 26 | 15 | -0,065 |
| 27 | 15,6 | -0,1 |
| 28 | 16,2 | -0,1 |
| 29 | 16,8 | -0,1 |
| 30 | 17,1 | -0,1 |

Excentricidades das faixas
internas



10.2. Tabelas Auxiliares de Cálculo

| | | | |
|--|-------------|----------------------|---|
| GEOMETRIA | | | |
| b | 0,6 | m | |
| h | 0,35 | m | |
| | | | |
| Ac | 0,21 | m² | |
| Ic | 0,002144 | m⁴ | |
| Perimetro em contato com Ar | 1,75 | m | |
| | | | |
| | | | |
| MATERIAIS E AMBIENTE | | | |
| C35 | | | |
| Cimento CP II | | | |
| Umidade do ar | | 80 | % |
| Temperatura média | 20°C | | |
| excentricidade do cabo de protensao | 0,135 | m | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| ESPESSURA FICTÍCIA | | | |
| γ | 2,22 | | |
| h_{fic} | 53,3 | cm | |

| | | | | | | |
|---------------|---------|-------------------|--|----------|-----------|-------------------|
| σ_{pk} | 1900000 | kN/m ² | | E_p | 195000000 | kN/m ² |
| σ_0 | 1402200 | kN/m ² | | $A\phi$ | 0,0000987 | m ² |
| | | | | n cabos | 8 | |
| P0 | 1107 | kN | | A_p | 0,0007896 | m ² |
| | | | | | | |
| | | | | μ | 0,05 | |
| | | | | κ | 0,001 | m ⁻¹ |

| PERDA POR ATRITO | | | | | |
|------------------|------|------------------|------------------|----------------|---------|
| SEÇÃO | x(m) | α_h (rad) | α_v (rad) | α (rad) | Px (kN) |
| 1 | 0 | 0 | 0,00000 | 0,00000 | 1107,2 |
| 2 | 0,6 | 0,0105 | 0,04422 | 0,04545 | 1104,0 |
| 3 | 1,2 | 0 | 0,02923 | 0,02923 | 1101,7 |
| 4 | 1,8 | 0 | 0,00058 | 0,00058 | 1101,0 |
| 5 | 2,4 | 0,0105 | 0,03040 | 0,03216 | 1098,6 |
| 6 | 3 | 0 | 0,04247 | 0,04247 | 1095,6 |
| 7 | 3,6 | 0 | 0,00000 | 0,00000 | 1095,0 |
| 8 | 4,2 | 0 | 0,00000 | 0,00000 | 1094,3 |
| 9 | 4,8 | 0 | 0,00000 | 0,00000 | 1093,6 |
| 10 | 5,4 | 0 | 0,00000 | 0,00000 | 1093,0 |
| 11 | 6 | 0 | 0,00000 | 0,00000 | 1092,3 |
| 12 | 6,6 | 0 | 0,00631 | 0,00631 | 1091,3 |
| 13 | 7,2 | 0 | 0,00969 | 0,00969 | 1090,2 |
| 14 | 7,8 | 0 | 0,01307 | 0,01307 | 1088,8 |
| 15 | 8,4 | 0 | 0,01647 | 0,01647 | 1087,2 |
| 16 | 9 | 0 | 0,01987 | 0,01987 | 1085,5 |
| 17 | 9,6 | 0 | 0,02326 | 0,02326 | 1083,6 |
| 18 | 10,2 | 0 | 0,02664 | 0,02664 | 1081,5 |
| 19 | 10,8 | 0 | 0,00723 | 0,00723 | 1080,5 |
| 20 | 11,4 | 0 | 0,00000 | 0,00000 | 1079,8 |
| 21 | 12 | 0 | 0,00000 | 0,00000 | 1079,2 |
| 22 | 12,6 | 0 | 0,00703 | 0,00703 | 1078,1 |
| 23 | 13,2 | 0 | 0,01813 | 0,01813 | 1076,5 |
| 24 | 13,8 | 0 | 0,01961 | 0,01961 | 1074,8 |
| 25 | 14,4 | 0 | 0,01516 | 0,01516 | 1073,4 |
| 26 | 15 | 0 | 0,01100 | 0,01100 | 1072,1 |
| 27 | 15,6 | 0 | 0,00835 | 0,00835 | 1071,0 |
| 28 | 16,2 | 0 | 0,00701 | 0,00701 | 1070,0 |
| 29 | 16,8 | 0 | 0,00697 | 0,00697 | 1069,0 |
| 30 | 17,1 | 0 | 0,00000 | 0,00000 | 1068,4 |

PERDA POR ATRITO
-49155 kN/m²

ALONGAMENTO DO CABO

| | Pdx |
|---------------------------------|-----------------|
| 1 | 663,4 |
| 2 | 661,7 |
| 3 | 660,8 |
| 4 | 659,9 |
| 5 | 658,3 |
| 6 | 657,2 |
| 7 | 656,8 |
| 8 | 656,4 |
| 9 | 656,0 |
| 10 | 655,6 |
| 11 | 655,1 |
| 12 | 654,4 |
| 13 | 653,7 |
| 14 | 652,8 |
| 15 | 651,8 |
| 16 | 650,7 |
| 17 | 649,5 |
| 18 | 648,6 |
| 19 | 648,1 |
| 20 | 647,7 |
| 21 | 647,2 |
| 22 | 646,4 |
| 23 | 645,4 |
| 24 | 644,5 |
| 25 | 643,6 |
| 26 | 642,9 |
| 27 | 642,3 |
| 28 | 641,7 |
| 29 | 320,6 |
| 30 | 319,9 |
| ΣPdx | 18893,0 |
| ΣPdx* (1 /EpAp + 1/AcEc) | 0,1259 m |

| PERDA PELA PROTENSÃO NÃO SIMULTÂNEA DOS CABOS | | | | |
|---|-------|-------------------|---|--------|
| | | | | |
| Data de aplicação da protensão | | | 4 | dias |
| Aplicação em | | | 4 | etapas |
| | | | | |
| fck | 35 | MPa | | |
| fcj | 23 | MPa | | |
| Ecj | 26970 | MPa | | |
| Eci | 33130 | MPa | | |
| Ecs | 28161 | MPa | | |
| | | | | |
| np (4 dias) | 7,23 | | | |
| np(∞) | 6,92 | | | |
| | | | | |
| Momento Fletor devido às Cargas Permanentes | | | | |
| Mg | 240 | kNm | | |
| | | | | |
| Tensão no Concreto | | | | |
| σ_c | 429 | kN/m ² | | |
| | | | | |
| Perda Por Protensão não simultânea dos cabos | | | | |
| $\Delta\sigma_{pi,di}$ | -1163 | kN/m ² | | |

| RETRAÇÃO DO CONCRETO | | | | |
|---------------------------|-----------|--|------------------------|--|
| | | | | |
| ϵ_{1s} | -2,30E-04 | | | |
| ϵ_{2s} | 0,7725 | | | |
| $\epsilon_{c\infty}$ | -1,78E-04 | | | |
| | | | | |
| $\beta_s(\infty)$ | 1 | | | |
| $\beta_s(4 \text{ dias})$ | 0,01 | | Figura A3 (NBR6118) | |
| | | | | |
| $\epsilon_{cs}(t,t_0)$ | -1,76E-04 | | | |

| FLUÊNCIA DO CONCRETO | | | | | | |
|---|---------------------------|-------------------|--------------------------------------|---------------------------|------|-----------------------|
| | $\alpha(\text{fluência})$ | 2 | Cimento CII, de endurecimento normal | | | |
| | ΔT_0 | 4 | $\alpha \Delta T_0$ | 8 | | |
| Parcela de deformação rápida | | | | | | |
| φ_a | 0,427 | | | | | |
| φ_{1c} | 1,65 | φ_{2c} | 1,300 | | | |
| Parcela de Deformação irreversível | | | | | | |
| $\varphi_{f\infty}$ | 2,145 | $\beta_f(\infty)$ | 0,97 | $\beta_f(4 \text{ dias})$ | 0,13 | FIGURA A.2 NBR6118 |
| φ_f | 1,802 | | | | | |
| Parcela de Deformação reversível | | | | | | |
| $\varphi_{d\infty}$ | 0,4 | | | β_d | 1 | ($t=\infty$) |
| φ_d | 0,4 | | | | | |
| Coefficiente de fluência | | | | | | |
| φ | 2,629 | | | | | |

| RELAXAÇÃO DO AÇO DE PROTENSÃO | | |
|---|-------------------|-------------------|
| Perdas totais iniciais | | |
| -164352 | kN/m ² | 12% |
| Tensão no aço após perdas iniciais | | |
| $\sigma_0 - \Delta \sigma_i$ | 1237848 | kN/m ² |
| Nível de Tensão inicial no Aço | | |
| | | 65% |
| Interpolação | | |
| Ψ_{60} | 1,30% | |
| Ψ_{70} | 2,50% | |
| $\Psi_{adotado}$ | 1,92% | |
| Coefficiente de Relaxação do Aço | | |
| Ψ_{∞} | 4,79% | |
| Coefficiente de Relação entre Relaxação e Fluência | | |
| $\chi(t,t_0)$ | 0,0491 | |

| PERDAS TOTAIS PROGRESSIVAS, SEGUNDO A NBR6118-2003 | | | | | |
|--|-----------|-------------------|----------|-------------|--|
| χ_p | 1,049 | | η | 2,785 | |
| χ_c | 2,315 | | ρ_p | 0,00376 | |
| | | | ρ_h | 0,010473 | |
| perdas totais progressivas | | | | | |
| | Numerador | | | Denominador | |
| | -34303 | Parcela retração | | 1,217 | |
| | -7807 | Parcela fluência | | | |
| | -68900,4 | Parcela relaxação | | | |
| | | | | | |
| $\Delta\sigma(t,t_0)$ | -91217 | kN/m ² | 7% | | |

| SEÇÃO | x(m) | Px (kN) |
|-------|------|---------|
| 1 | 0 | 950,1 |
| 2 | 0,6 | 947,9 |
| 3 | 1,2 | 946,3 |
| 4 | 1,8 | 946,1 |
| 5 | 2,4 | 943,3 |
| 6 | 3 | 940,2 |
| 7 | 3,6 | 940,4 |
| 8 | 4,2 | 939,8 |
| 9 | 4,8 | 939,2 |
| 10 | 5,4 | 938,6 |
| 11 | 6 | 938,0 |
| 12 | 6,6 | 937,0 |
| 13 | 7,2 | 935,9 |
| 14 | 7,8 | 934,6 |
| 15 | 8,4 | 933,1 |
| 16 | 9 | 931,4 |
| 17 | 9,6 | 929,5 |
| 18 | 10,2 | 927,5 |
| 19 | 10,8 | 926,8 |
| 20 | 11,4 | 926,2 |
| 21 | 12 | 925,6 |
| 22 | 12,6 | 924,7 |
| 23 | 13,2 | 923,0 |
| 24 | 13,8 | 921,4 |
| 25 | 14,4 | 920,1 |
| 26 | 15 | 919,0 |
| 27 | 15,6 | 918,0 |
| 28 | 16,2 | 917,1 |
| 29 | 16,8 | 916,1 |
| 30 | 17,1 | 915,5 |

Forças de protensão nas faixas
externas

| SEÇÃO | x(m) | Px (kN) |
|-------|------|---------|
| 1 | 0 | 2115,8 |
| 2 | 0,6 | 2107,0 |
| 3 | 1,2 | 2103,5 |
| 4 | 1,8 | 2103,0 |
| 5 | 2,4 | 2096,8 |
| 6 | 3 | 2089,8 |
| 7 | 3,6 | 2090,4 |
| 8 | 4,2 | 2089,0 |
| 9 | 4,8 | 2087, |
| 10 | 5,4 | 2086,3 |
| 11 | 6 | 2084,9 |
| 12 | 6,6 | 2082,8 |
| 13 | 7,2 | 2080,3 |
| 14 | 7,8 | 2077,3 |
| 15 | 8,4 | 2074,0 |
| 16 | 9 | 2070,3 |
| 17 | 9,6 | 2066,2 |
| 18 | 10,2 | 2061,6 |
| 19 | 10,8 | 2060,1 |
| 20 | 11,4 | 2058,9 |
| 21 | 12 | 2057,5 |
| 22 | 12,6 | 2055,3 |
| 23 | 13,2 | 2051,7 |
| 24 | 13,8 | 2048,1 |
| 25 | 14,4 | 2045,2 |
| 26 | 15 | 2042,7 |
| 27 | 15,6 | 2040,5 |
| 28 | 16,2 | 2038,4 |
| 29 | 16,8 | 2036,3 |
| 30 | 17,1 | 2035,0 |

Forças de protensão nas faixas
internas

| DIMENSIONAMENTO DE LAJES À PUNÇÃO - CA | | |
|---|---------|-------------------|
| 1) PARÂMETROS DO CONCRETO E DO AÇO | | |
| fck = | 35000 | kN/m ² |
| fyk = | 500000 | kN/m ² |
| 2) SOLICITAÇÕES | | |
| Fsd = | 989,8 | kN |
| 3) GEOMETRIA | | |
| b = | 0,4 | m |
| d = | 0,47 | m |
| ρ = | 0,00402 | |
| 4) VERIFICAÇÕES | | |
| u = | 7,51 | m |
| τsd = | 281 | kN/m ² |
| τrd2 = | 5805 | kN/m ² |
| τrd1 = | 519 | kN/m ² |

| DIMENSIONAMENTO DE LAJES À PUNÇÃO - CP | | |
|---|---------|-------------------|
| 1) PARÂMETROS DO CONCRETO E DO AÇO | | |
| fck = | 35000 | kN/m ² |
| fyk = | 500000 | kN/m ² |
| 2) SOLICITAÇÕES | | |
| Fsd = | 740 | kN |
| 3) GEOMETRIA | | |
| b = | 0,4 | m |
| d = | 0,31 | m |
| ρ = | 0,00287 | |
| 4) VERIFICAÇÕES | | |
| u = | 5,50 | m |
| τsd = | 434 | kN/m ² |
| τrd2 = | 5805 | kN/m ² |
| τrd1 = | 506 | kN/m ² |