



LAJES PLANAS PROTENDIDAS

**Autor: Profº. Manfred Theodor Schmid
Rudloff Industrial Ltda.**

**3º Edição - 2009
Revisada e Ampliada**

1

PUBLICAÇÃO TÉCNICA

ÍNDICE

ITEM	TÍTULO	PÁG.	ITEM	TÍTULO	PÁG.
1	INTRODUÇÃO	4	2.6.2	Modelo de cálculo	18
1.1	Generalidades	4	2.6.2.1	Pilares com carregamento simétrico (sem efeito de momento)	19
1.2	Aspectos históricos	4	2.6.2.2	Pilares internos com efeito de momento	20
1.3	Fatores que aceleraram o desenvolvimento da laje plana protendida	5	2.6.2.3	Pilares de borda com momento perpendicular à borda	21
1.4	Protensão com e sem aderência	5	2.6.2.4	Pilares de borda com momento paralelo à borda livre	21
1.4.1	Protensão com aderência	5	2.6.2.5	Pilares de canto	21
1.4.2	Protensão sem aderência	5	2.6.2.6	Efeito da protensão sobre a punção	21
1.4.3	Protensão com e sem aderência: qual a melhor?	6	2.6.3	Capitel	22
1.5	Definições	6	2.6.4	Contornos críticos	22
1.6	Esquemas estruturais	7	2.7	Verificação dos Estados Limites de Utilização ou Serviço (ELS)	22
2	FUNDAMENTOS PARA O CÁLCULO ESTRUTURAL	8	2.7.1	Fissuração	23
2.1	Objetivo	8	2.7.1.1	Armadura mínima	23
2.2	Normas Técnicas	8	2.7.2	Deformações	25
2.3	Sequência de cálculo	8	2.7.3	Vibrações	25
2.4	Dimensionamento à flexão	9	2.7.4	Resistência ao fogo	25
2.4.1	Considerações gerais	9	3	ASPECTOS CONSTRUTIVOS	26
2.4.2	Perdas da força de protensão	11	3.1	Geral	26
2.4.3	Arranjo dos cabos	11	3.2	Fôrmas e escoramentos	26
2.4.4	Distribuição dos momentos na laje	13	3.3	Colocação, tolerância e raios de curvatura	26
2.4.5	Verificação do estado limite último de flexão	14	3.4	Espaçamentos	26
2.4.5.1	Com cabos aderentes	14	3.5	Cobrimento da armadura	27
2.4.5.2	Com cabos não aderentes	16	3.6	Proteção das ancoragens	27
2.5	Força cortante em lajes com $b_w \mu 5d$	18	3.7	Sequência construtiva	27
2.5.1	Lajes sem armadura para força cortante	18	3.8	Protensão	27
2.5.2	Lajes com armadura para força cortante	18	4	CONSIDERAÇÕES ECONÔMICAS	28
2.6	Puncionamento	18	4.1	Exemplo comparativo	28
2.6.1	Considerações gerais	18	5	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	30

1. INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

O desenvolvimento da tecnologia da protensão certamente constitui-se em uma das mais importantes melhorias no campo da engenharia estrutural. É notório o seu efeito sobre a economia, o comportamento estrutural e os aspectos técnicos de uma solução em concreto. Por várias razões, porém, principalmente em edificações, o potencial contido na protensão está longe de ser aproveitado. O projeto de uma edificação costuma envolver o dono do empreendimento, a equipe de projeto - incluindo aqui o arquiteto e o engenheiro estrutural, e naturalmente o construtor. Muitas vezes, a solução pretendida deixa de ser usada porque um dos participantes não está familiarizado com a tecnologia da protensão e suas vantagens como maior liberdade arquitetônica, vãos maiores e maior flexibilidade, estruturas de transição resolvendo o conflito da descontinuidade vertical no uso da edificação, ambientes amplos e livres de pilares, garagens generosas, etc. Em resumo, a pós-tensão promove o concreto e melhora a qualidade da estrutura.

Nos últimos tempos, graças a uma vivência já bastante amadurecida, as características do concreto pretendido vêm sendo muito bem aproveitadas também no campo das lajes planas, fato interessante porque cabe à laje uma parcela significativa do custo da estrutura. Algumas vantagens desta aplicação são:

- As deformações em uma laje pretendida são menores do que no concreto armado, podendo-se eliminar completamente as deformações provenientes do peso próprio.
- A laje plana pretendida permite em edificações menor distância de piso a piso, o que no caso de um edifício alto pode resultar na economia de um pavimento, revestimentos, tubulações e elementos de fachada.

Do interesse comum que uniu os esforços de estudiosos, projetistas, firmas de protensão e construtores, resultaram as Normas e Recomendações disponíveis sobre o assunto, tendo já sido projetadas e construídas com sucesso pelo mundo afora milhões de metros quadrados de lajes planas pretendidas.

1.2 Aspectos históricos

A laje plana pretendida viveu o seu início nos Estados Unidos e na Austrália na década de 50.

Na Europa o interesse foi despertado na década 70, destacando-se a Inglaterra, os Países Baixos, Suíça e, posteriormente, a Alemanha e a Dinamarca, sempre com o respaldo das normas técnicas FIP e depois FIB. O mesmo se diga dos Estados Unidos, porém com o ACI.

Trata-se pois de uma interessante tecnologia que já está mais do que comprovada e aceita e podemos afirmar com satisfação já termos belas lajes pretendidas também no Brasil.

1.3 Fatores que aceleraram o desenvolvimento da laje plana protendida

- A técnica de cálculo introduzida por T.Y.Lin sob a denominação "Load Balancing Method", publicada no ACI Journal, Proceedings, em 1963.
- A racionalização das formas e a facilidade de execução em comparação com a solução convencional de vigas e lajes.
- A diminuição do tempo de construção em decorrência da racionalização natural que vem ocorrendo nos métodos de execução da laje.
- O respaldo oferecido por grande número de pesquisas e ensaios sobre o assunto.
- As vantagens econômicas que o sistema oferece.
- A esbeltez, simplicidade e elegância da estrutura, feita com lajes planas, lisas e protendidas, e sua notável linearidade.

1.4 Protensão com e sem aderência

1.4.1 PROTENSÃO COM ADERÊNCIA	1.4.2 PROTENSÃO SEM ADERÊNCIA
<ul style="list-style-type: none">• Cada bainha pode comportar até 4 cordoalhas, facilitando assim a colocação das mesmas na laje.• A bainha metálica deve ser manuseada com cuidado, mas é menos melindrosa do que a plástica usada na protensão sem aderência.• A etapa de injeção das bainhas é necessária, porém pode ser realizada simultaneamente ao cronograma da obra, sem retardá-lo.• A estrutura apresenta maior segurança diante de situações extremas como incêndios e explosões, pois a cordoalha está envolta em nata de cimento e bainha metálica.• A aderência oferecida pela injeção permite que sejam feitas aberturas e cravações de pinos e chumbadores nas peças concretadas. Mesmo se cortado, o cabo continuará aderente.• A aderência da cordoalha com o concreto proporciona à estrutura redução na taxa de armadura frouxa necessária à solução não aderente.• A aderência responde por uma melhor distribuição das fissuras e maior segurança à Ruína (ELU).• No caso de falha da ancoragem, a perda de força será localizada - o comprimento remanescente do cabo, se intacto, conservará a força neste, a partir do ponto em que ocorreu o dano.• A fabricação do material de protensão é feita de forma econômica, tanto em fábrica, quanto no canteiro de obras.	<ul style="list-style-type: none">• Há a necessidade de mais mão de obra para colocação das cordoalhas na fôrma, uma vez que os cabos são monocordoalhas.• O manuseio de cordoalhas deve ser feito com cuidado especial, para evitar danos no plástico que as envolve.• Não há no processo a operação de injeção de nata de cimento no interior das bainhas.• A bainha plástica (e não metálica) ao redor da cordoalha diminui a capacidade da estrutura de resistir ao fogo, em caso de incêndio.• A ausência da bainha metálica permite maior excentricidade e melhor aproveitamento da cordoalha.• Aberturas e cravações de pinos e chumbadores devem ser evitadas, para que não se rompa a cordoalha, o que anularia o efeito da sua protensão.• Na ancoragem concentra-se toda a responsabilidade por manter a força de protensão. Uma falha nesta peça significa desativação instantânea do cabo e perda total de sua colaboração.• Devido à inexistência de aderência entre as cordoalhas e o concreto, é necessária maior quantidade de armadura passiva para verificações no Estado Limite Último.• Os cabos são leves e de fácil manuseio. Porém, por serem mais flexíveis, exigem maior número de suportes e melhor fixação.• O menor coeficiente de atrito entre cabo e bainha, devido à graxa, permite maior tensão na cordoalha.• O uso de cabos não aderentes não é recomendado para estruturas expostas a agentes corrosivos e cargas dinâmicas.

1.4.3 Protensão com e sem aderência: qual a melhor?

As duas soluções são tecnicamente viáveis, quando bem executadas. Ambas apresentam vantagens e desvantagens. A escolha da melhor opção depende das características de obra e projeto onde a solução em concreto protendido será usada. Desde que sejam atendidas as exigências das normas técnicas e da boa execução, os sistemas de protensão aderente ou não aderente são tecnicamente equivalentes e seguros, como provam milhões de metros quadrados já executados, tanto em um, como em outro sistema. É interessante se saber que:

- A solução não aderente apresenta maior número de pontos “críticos” (riscos), razão pela qual tanto o projeto como a execução exigem as providências adequadas.
- Quem projeta ou executa cabos aderentes está perfeitamente apto a fazê-lo também com cabos engraxados.
- Aberturas e demolições em lajes são mais arriscadas no sistema engraxado.
- Não temos normalização brasileira específica para cabos engraxados, mas as Normas e Recomendações estrangeiras permitem uma abordagem perfeita do assunto.
- O custo ligeiramente mais elevado (5 a 10% - ver exemplo no item 4.1) da solução aderente pode e deve ser otimizado usando-se cabos com menor incidência de serviço e melhor aproveitamento dos materiais.
- A solução não aderente é viável e interessante, mas exige cuidados especiais na proteção contra a corrosão, desempenho perfeito e por tempo indefinido das ancoragens, também perante cargas dinâmicas. Não se recomenda o seu emprego em estruturas expostas a agentes corrosivos ou água do mar.

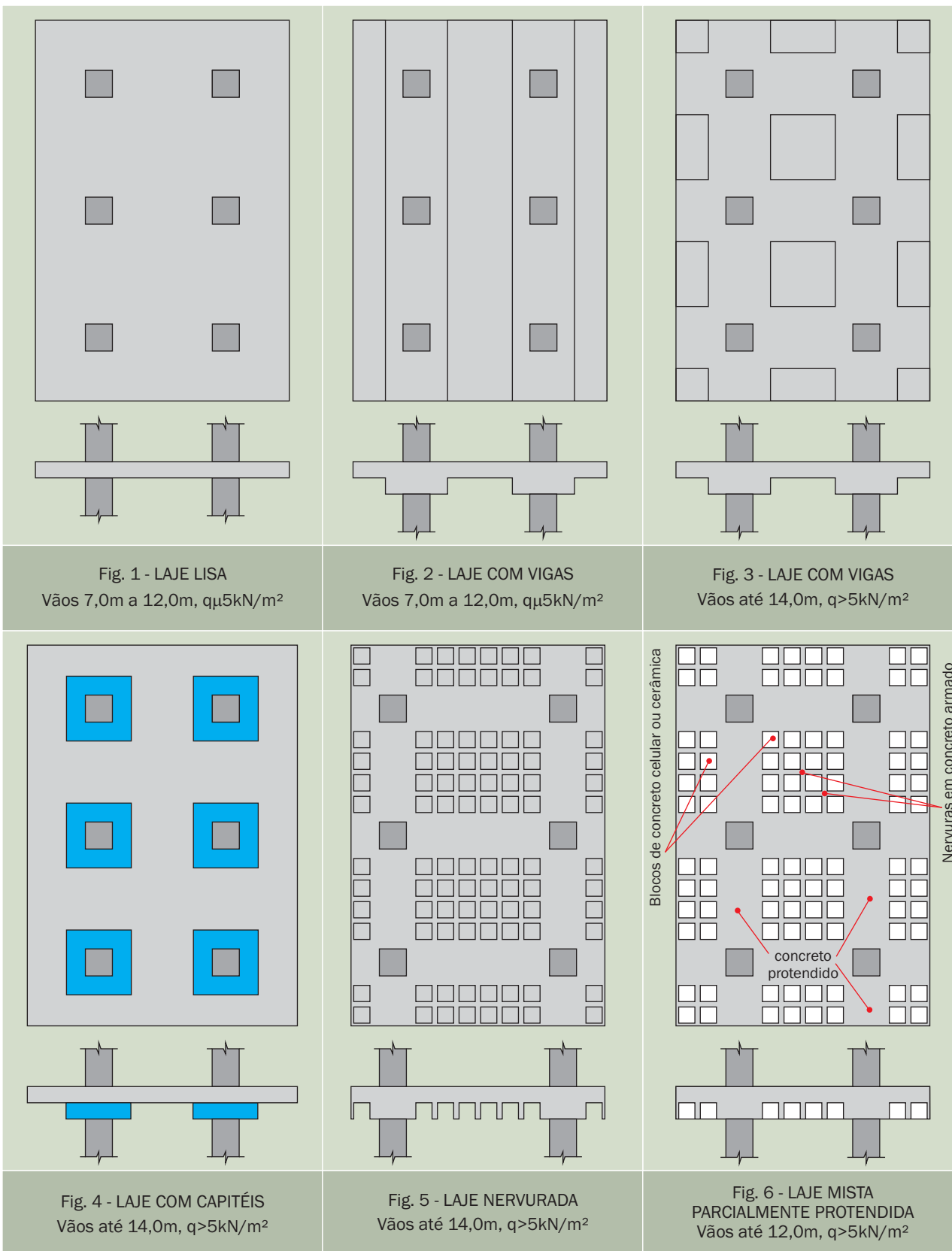
Na exposição a seguir, faremos o estudo sistemático de ambas as soluções, ou seja, com aderência e sem aderência.

1.5 Definições

Em atenção à valiosa bibliografia estrangeira sobre o assunto, procuramos situar o presente trabalho dentro das seguintes definições:

- Laje plana = "flat slab" (do inglês) = "Flachdecke" (do alemão). Aqui a laje é plana mas não necessariamente lisa, isto é, podem existir vigas, capitéis e nervuras.
- Laje plana lisa = "flat plate" = "Flachplatte". A laje é plana e realmente lisa, não se admitindo capitéis ("column heads"), nem tampouco engrossamentos da laje ("drops at column heads").

1.6 Esquemas estruturais (figuras 1 a 6)



2. FUNDAMENTOS PARA O CÁLCULO ESTRUTURAL

2.1 Objetivo

De acordo com as Normas técnicas, os critérios de segurança tomam por base Estados Limites, sendo evidentemente desejável que a estrutura seja a mais econômica possível, tanto na construção como na sua manutenção.

A solicitação correspondente ao Estado Limite Último (ELU) pode estar limitada pelo escoamento do aço ou esmagamento do concreto, instabilidade da estrutura ou fadiga do material. No caso das lajes, verifica-se o ELU à flexão e ao puncionamento, servindo o Estado Limite de Utilização ou de Serviço (ELS) para o controle de fissuras, deformações, vibrações e para a verificação da resistência ao fogo e a proteção contra a corrosão.

2.2 Normas Técnicas

Para as lajes protendidas valem as normas usuais do concreto armado e protendido, com destaque dos capítulos dedicados às lajes. Assim, entre outras, podemos citar:

- NBR 6118-2007
- DIN 4227 - Apêndice A
- ACI - ASCE Commitee 423
- FIP - Recomendações para o projeto de lajes planas em concreto protendido, com e sem aderência (maio, 1980).
- FIP - Recomendações para o projeto de lajes e lajes-fundação protendidas (1998).
- FIB - CEB - FIP - Recomendações (setembro, 1999).

2.3 Sequência de cálculo

Qualquer que seja o processo escolhido, o cálculo das lajes planas protendidas costuma se desenvolver na seguinte sequência:

1. Escolha da opção com ou sem aderência.
2. Distribuição dos pilares e escolha da espessura da laje em função do vão, do cobrimento e da resistência ao fogo desejados.
3. Fixação das características dos materiais a serem empregados.
4. Determinação das cargas.
5. Cálculo dos esforços solicitantes.
6. Escolha da protensão, isto é, da carga a ser "balanceada", e arranjo dos cabos.
7. Cálculo dos momentos secundários devidos à protensão.
8. Verificação do ELU para a flexão com o dimensionamento da armadura passiva necessária.
9. Verificação do ELU para o puncionamento.
10. Verificação dos Estados Limites de Utilização (limitação das fissuras, deformações lineares, vibração, resistência ao fogo).
11. Detalhamento da armadura passiva mínima.

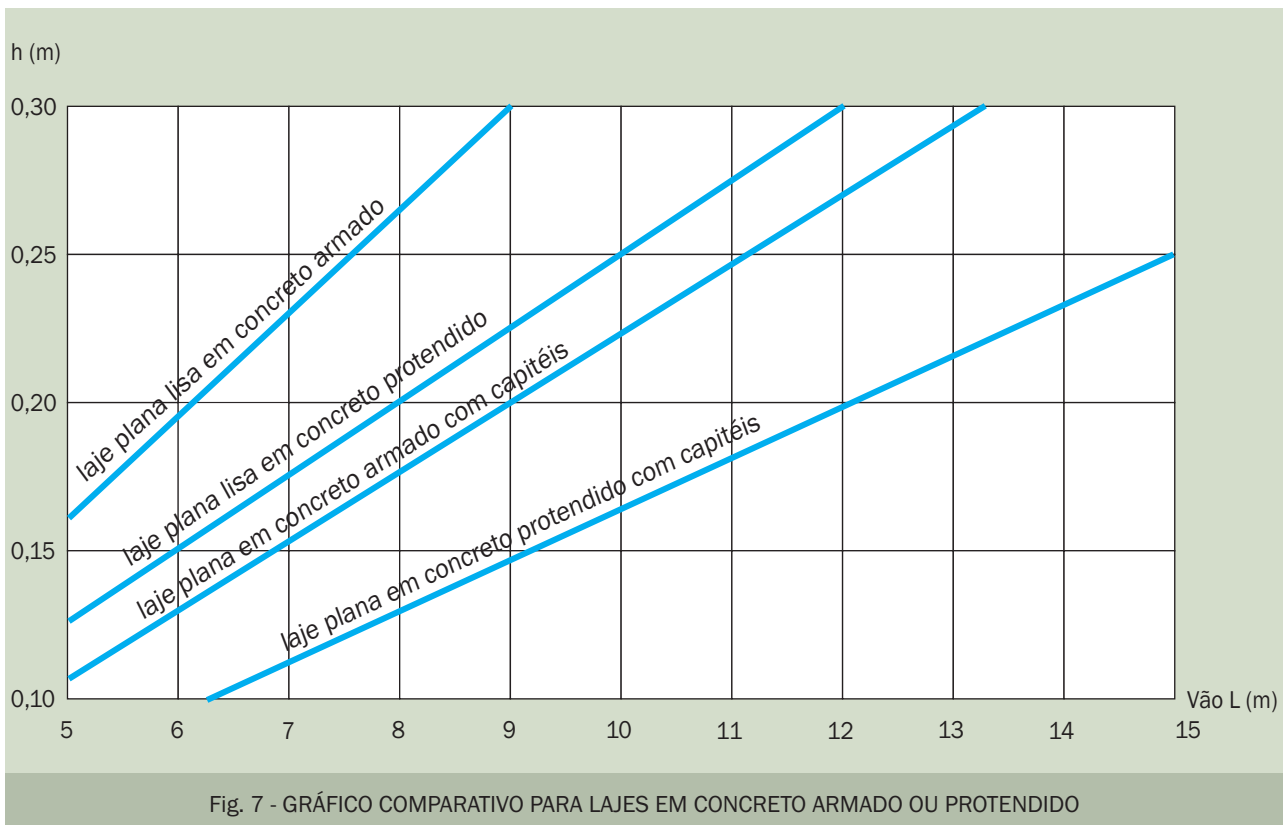
FUNDAMENTOS PARA O CÁLCULO

Da espessura da laje depende o seu comportamento com relação ao ELU de flexão e punção. Na escolha dessa espessura pode-se partir dos seguintes valores práticos:

$$L/h \leq 48 \text{ para lajes de cobertura;}$$

$$L/h \leq 40 \text{ para lajes de piso com } p < 3 \text{ kN/m}^2.$$

A espessura das lajes protendidas lisas não deve ser inferior a 16 cm. Esbeltez (L/h) superior a 40 exige comprovação da segurança em relação aos Estados Limites de Utilização, de Deformações e Vibrações excessivas.



Para proteção do aço contra a corrosão, deve ser observado o cobrimento mínimo indicado na Tabela 7.2 da NBR 6118 - 2007. O cobrimento mínimo de cabos em relação à face de aberturas deve ser de 7,5 cm.

Para resistência ao fogo, ver item 2.7.4.

2.4 Dimensionamento à flexão

2.4.1 Considerações gerais

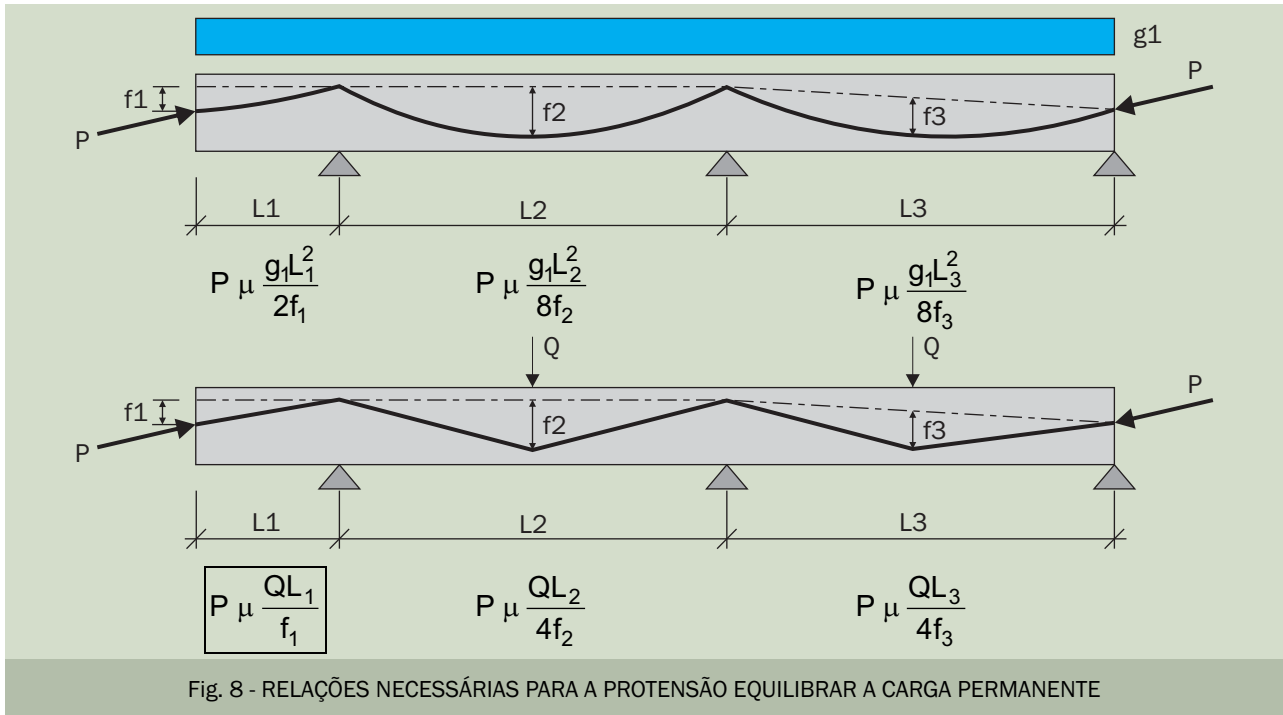
Para lajes protendidas somente numa direção e apoiadas em linhas de apoio, o dimensionamento é feito para faixas de largura unitária como se fossem vigas chatas protendidas utilizando-se o Método das Cargas Balanceadas adiante comentado.

Para lajes protendidas em duas direções, o dimensionamento à flexão pode ser feito como para as lajes em concreto armado, pela Teoria da Elasticidade ou Plasticidade. No presente trabalho só daremos

FUNDAMENTOS PARA O CÁLCULO

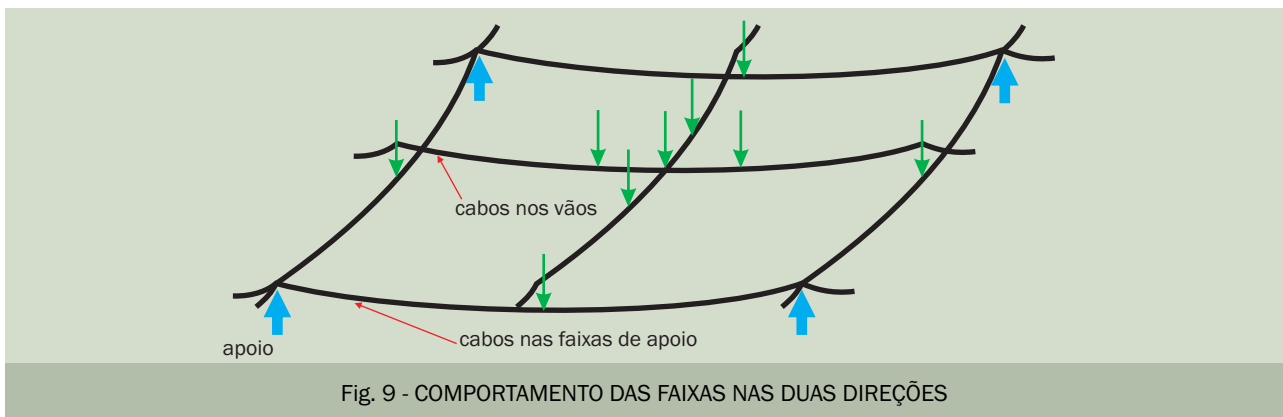
O dimensionamento parte do Método das Cargas Balanceadas, que considera as componentes transversais da protensão como forças agindo em sentido contrário ao das cargas da laje. A protensão será tomada com intensidade tal que suas componentes transversais equilibrem a carga permanente e uma parte da carga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

Para que a protensão equilibre a carga permanente a ser mobilizada, devemos ter as seguintes relações:



As relações acima só podem ser aplicadas para vãos aproximadamente iguais. Caso contrário, é preciso verificar a influência do vão maior ou do balanço sobre os vãos adjacentes.

A força de protensão é calculada para faixas de 1,0m de largura e, como em lajes contínuas os cabos de uma direção descarregam (nas faixas) sobre os cabos da outra direção, deve-se considerar as faixas de ambas as direções com o carregamento total.



2.4.2 Perdas da força de protensão

Perdas imediatas devidas à cravação das ancoragens são calculadas como de costume no Concreto Protendido.

As perdas devida ao atrito podem ser calculadas pela expressão

$$P_x = P_0 e^{\mu(\sum \alpha + kx)} \quad (\text{NBR 6118-2007, 9.6.3.3.2.2})$$

Recomenda-se adotar os seguintes valores de μ e κ :

TIPO DE BAINHA \ COEFICIENTE	μ	κ
bainhas chatas	0,25	0,003/m
monocordoalhas engraxadas	0,06	0,0005/m

Tab. 1 - VALORES DE μ E κ

Em cabos não aderentes, com o tempo a força torna-se uniforme ao longo de todo o comprimento do cabo.

As perdas lentas - como retração e fluência do concreto e relaxação do aço, podem ser calculadas como de hábito no Concreto Protendido, somando um total aproximado de 10-12% da tensão inicial no aço. É bom lembrar que se por um lado é pequena a deformação por ser baixa a compressão na laje (1,0 a 2,5 N/mm²), por outro lado a protensão inicial dada logo nos primeiros dias acentua a deformação correspondente do concreto.

2.4.3 Arranjo dos cabos

O arranjo dos cabos em planta pode ser feito de diversas maneiras. Segundo a FIB (4), a resistência última de uma laje depende acima de tudo da quantidade total de cabos e de armadura passiva aderente em cada direção. Todavia, estudos e ensaios feitos provam que os cabos situados nas faixas dos pilares têm maior influência na capacidade de carga da laje do que os demais. Com base nisso, convém então que pelo menos 50% dos cabos estejam nas faixas dos pilares e que os demais sejam uniformemente distribuídos nas faixas restantes (figura 10). Pelo menos um, mas de preferência três cabos devem passar pelo interior da armadura longitudinal dos pilares ou elementos de apoio das lajes cogumelo.

Segundo a NBR 6118 - 2007, o espaçamento máximo dos cabos ou de agrupamentos de cabos deve ser de até 6 vezes a altura da laje. Existindo porém armadura passiva adequada também para o controle da fissuração, conforme FIB e SIA, os cabos podem ser colocados somente nas faixas dos pilares. Esta solução, além de mais econômica e simples de ser executada (protensão parcial), tem sido aplicada com sucesso na Suíça desde a década 70.

Ensaio feito no Laboratório Pesado de Engenharia Civil (LAPEC) da Universidade Federal do Paraná em 1985 mostrou que fora das faixas dos pilares as lajes podem ser nervuradas, usando-se como material de enchimento tijolo cerâmico ou bloco de concreto celular.

O espaçamento mínimo entre cabos ou feixes de cabos, ou entre cabos e armaduras passivas, é de 5 cm. A quantidade máxima de monocordoalhas não aderentes agrupadas em um feixe é quatro.

FUNDAMENTOS PARA O CÁLCULO

O cálculo dos esforços solicitantes que provém da carga restante, ou seja, da carga não balanceada, pode ser feito considerando-se a laje e seus pilares formando pórticos nos quais se leva em conta também as forças horizontais (vento, por exemplo). É o Método do Pórtico Equivalente indicado no ACI 318 e recomendado em normas canadenses e britânicas. No caso das forças horizontais costuma-se tomar no pórtico a colaboração de $1/3$ a $1/2$ da largura de laje pertinente.

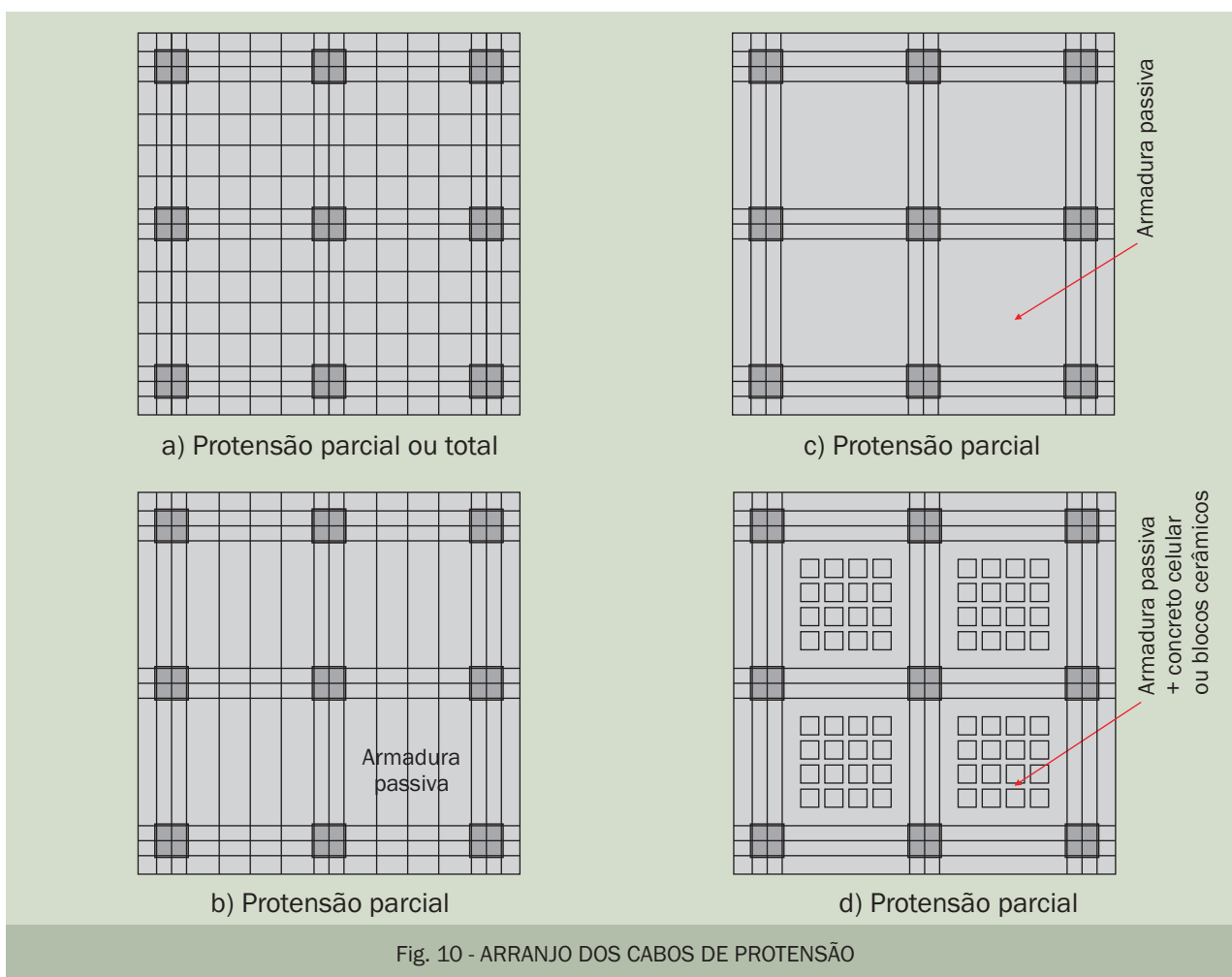
Obtidas as tensões respectivas, o dimensionamento pode ser feito com armadura passiva.

Outra possibilidade para a carga restante não balanceada é a verificação do ELU para a flexão e, com ele, o dimensionamento da armadura passiva necessária. Esta independe da armadura necessária para atender o ELS de fissuração, como exposto adiante.

Entre os arranjos expostos acima, o de execução mais prática é aquele onde ocorre concentração de cabos nas faixas dos pilares, pelo menos em uma direção (figuras 10b e 10c). O arranjo mostrado na figura 10a é de execução mais trabalhosa, devido ao entrelaçamento dos cabos.

Com relação a eventuais aberturas que venham a ser feitas na laje posteriormente, o arranjo da figura 10c é o menos restritivo.

O exemplo apresentado no final deste trabalho compara soluções aderente e não aderente, com a solução convencional em concreto armado.



2.4.4 Distribuição dos momentos na laje

2.4.4.1: Norma Brasileira: indica para a distribuição dos momentos decorrentes da carga uniformemente distribuída, o esquema seguinte:

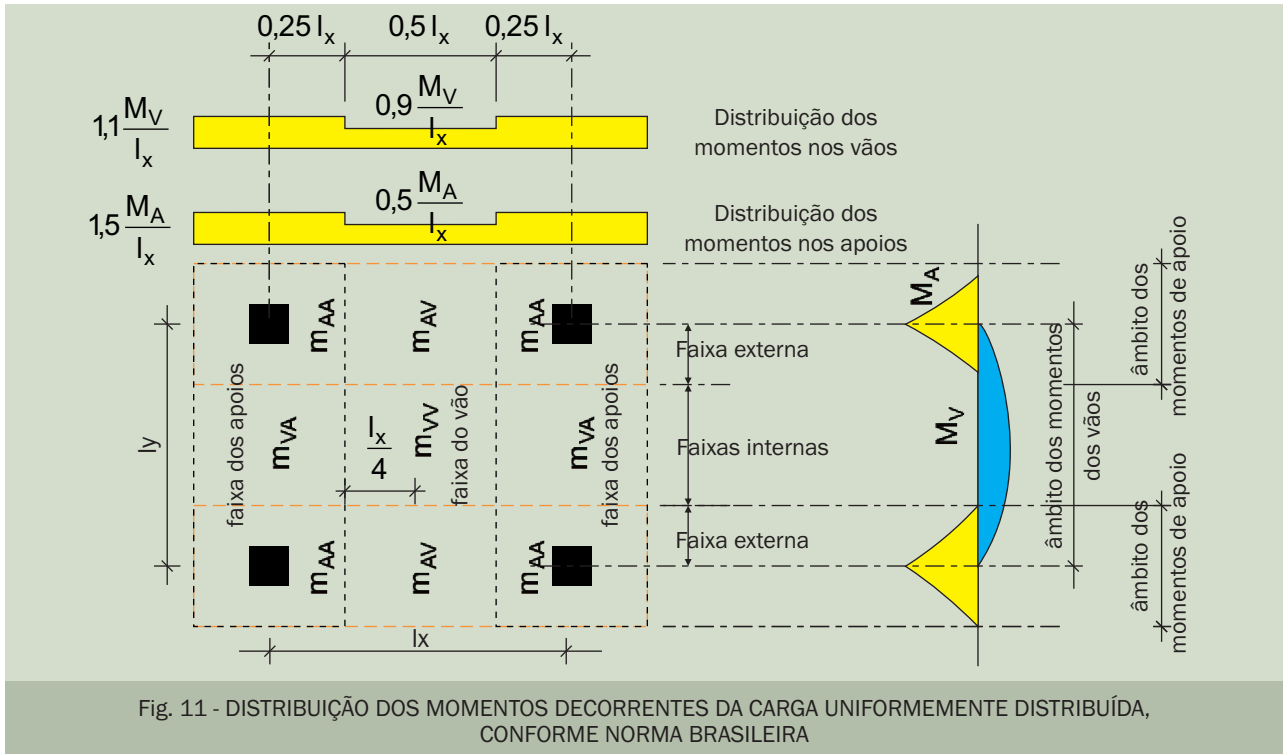


Fig. 11 - DISTRIBUIÇÃO DOS MOMENTOS DECORRENTES DA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA, CONFORME NORMA BRASILEIRA

2.4.4.2 Norma Alemã: a Norma DIN 4227-A indica a distribuição de momentos conforme a figura 12:

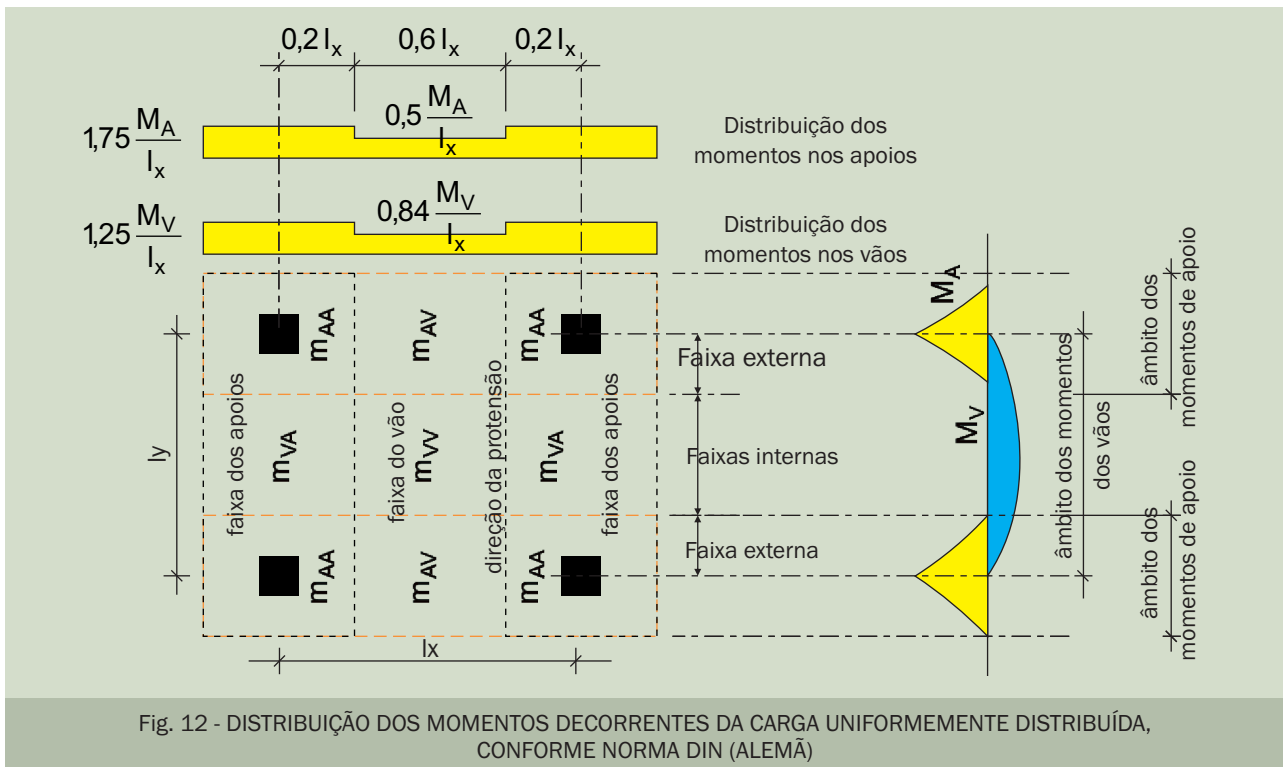


Fig. 12 - DISTRIBUIÇÃO DOS MOMENTOS DECORRENTES DA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA, CONFORME NORMA DIN (ALEMÃ)

FUNDAMENTOS PARA O CÁLCULO

Obs.: Momentos calculados pela Teoria da Elasticidade; carregamento $(g+q)lx$ é a carga total uniformemente distribuída sobre a laje; hipóteses de carga poderão gerar momentos maiores; é importante a determinação exata dos esforços na laje.

Nas figuras 11 e 12, tem-se:

- mA = momento negativo no apoio;
- mV = momento positivo no vão;
- mAA = momento apoio-apoio (momento negativo sobre os pilares);
- mAV = momento negativo de apoio da laje nas faixas entre pilares;
- mVV = momento vão-vão (momento positivo no vão da laje);
- mVA = momento no vão da faixa de apoio entre pilares.

2.4.5 Verificação do estado limite último de flexão

No Estado IIb, o concreto encontra-se fissurado, estando ambos os materiais, aço e concreto, em regime plástico e valendo os Domínios 2 e 3 da NBR 6118-2007. A verificação das seções transversais de concreto com armaduras ativa e passiva, tem por objetivo a determinação do momento último " M_{ud} " do qual a seção é capaz para compará-lo ao momento característico " M_k " (proveniente da sollicitação externa atuante) multiplicado pelo coeficiente de majoração das ações $\mu_f = 1,4$. A segurança à ruína definida no Estado Limite Último estará assegurada quando $M_{ud} \geq \gamma_f M_k$.

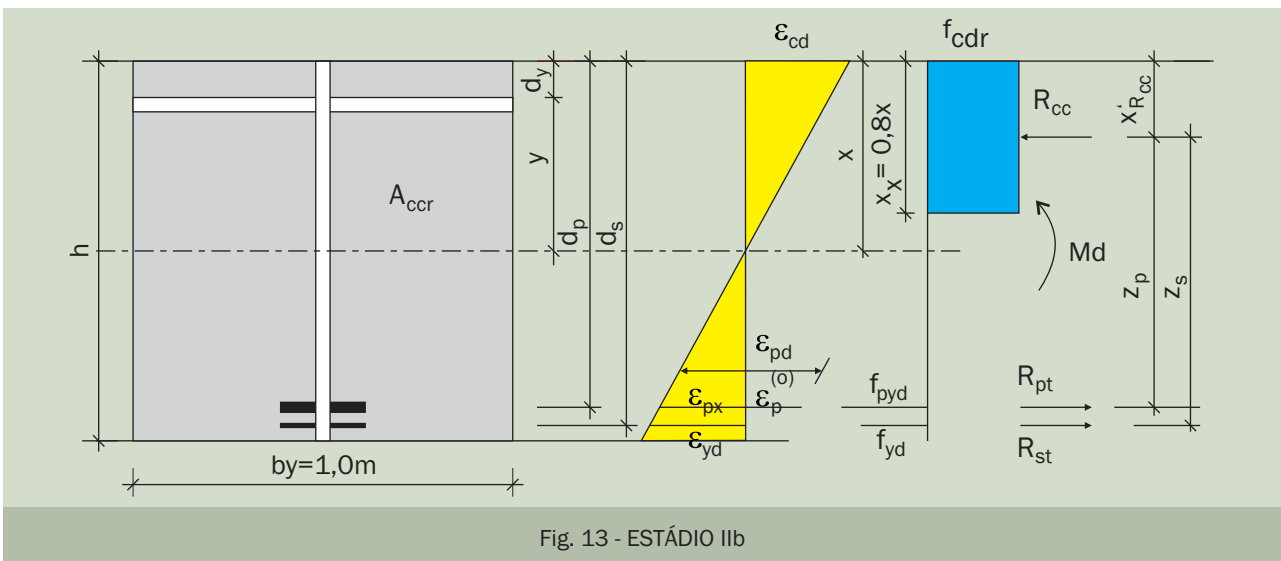


Fig. 13 - ESTÁDIO IIb

2.4.5.1 Com cabos aderentes

Da condição de equilíbrio $\sum F_x = 0$, vem: $R_{cc} + R_{pt} + R_{st} = 0$

$$\int f_{cdr} b_y d_y - A_s f_{yd} - A_p f_{pyd} = 0 \quad \therefore \quad f_{cdr} \int b_y d_y - A_s f_{yd} - A_p f_{pyd} = 0$$

$$\int_0^{x_r} b_y d_y = A_{ccr} \quad \therefore \quad A_{ccr} f_{cdr} - A_s f_{yd} - A_p f_{pyd} = 0$$

FUNDAMENTOS PARA O CÁLCULO

Desta expressão resulta o valor x_r (intrínseco em A_{ccr}) e portanto o valor de x . Dada a validade da Hipótese de Bernouilli, podemos obter agora:

$$\epsilon_{px} = \epsilon_{cd} \frac{d_p - x}{x}$$

A fim de que a seção esteja nos Domínios 2 e 3 (NBR 6118:2007, 17.2.2), devem ser observados os seguintes limites:

a) Ruína por esmagamento do concreto (Domínio 3)

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{cd} \leq 3,5\text{‰}$$

O enquadramento será verificado pelas expressões:

$$\epsilon_{px} = \frac{3,5\text{‰}}{x} (d_p - x)$$

$$\epsilon_{yd} = \frac{3,5\text{‰}}{x} (d_s - x)$$

b) Ruína por deformação excessiva do aço (Domínio 2b)

$$\epsilon_{yd}^i \leq \epsilon_{yd} \leq 10\text{‰}$$

$$\epsilon_{px} \leq 10\text{‰} \text{ e } \epsilon_{pyd} \geq \epsilon_{pyd}^i$$

Para o aço CP190RB, por exemplo, teríamos $\epsilon_{pyd}^i \mu 7,63\text{‰}$.

O enquadramento será verificado pela expressão:

$$\epsilon_{cd} = \frac{10\text{‰}}{d_s - x} x, \text{ para } d_s \mu d_p, \text{ conforme a figura 13.}$$

Com $Z_s \mu d_s \mu x_{Rcc}$, resultará no valor interno de projeto M_{ud} :

$$M_{ud} = A_s f_{yd} (d_s - x'_{Rcc}) + A_p f_{pyd} (d_p - x'_{Rcc})$$

A segurança à ruína definida no ELU ficará assegurada quando existir a condição $M_{ud} \geq \gamma_f M_k$.

Como mostra a figura anterior, o aço apresenta dois alongamentos:

$\epsilon_p^{(0)}$ = pré-alongamento, que conhecemos porque decorre da força de protensão;

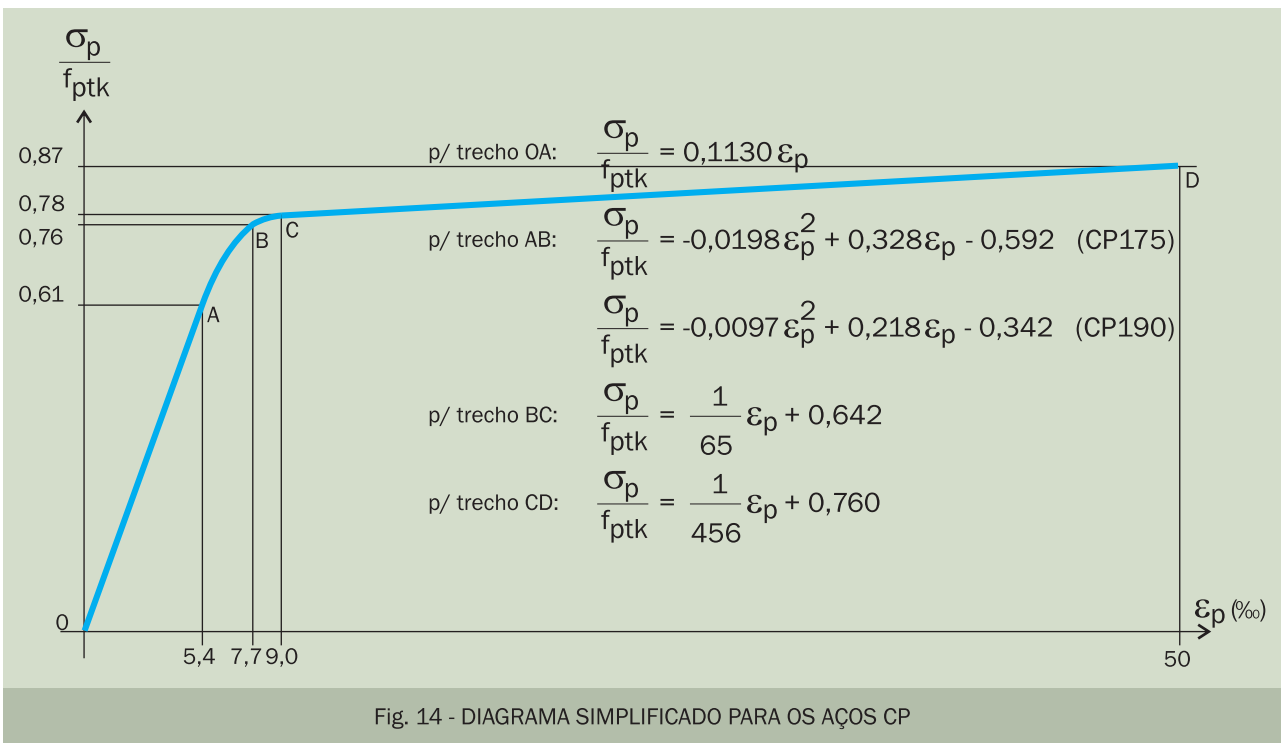
ϵ_{px} = alongamento decorrente da flexão da peça até o ELU, depende de x que por sua vez decorre das condições de equilíbrio da seção.

A deformação total do aço no ELU valerá:

$$\epsilon_{pd} = \epsilon_p^{(0)} + \epsilon_{px}$$

A ela corresponde a tensão f_{pyd} , que de início nos é desconhecida porque não temos ϵ_{px} . Podemos arbitrar f_{pyd} e, através das equações de equilíbrio $\Sigma F_x = 0$ e $\Sigma M = 0$ e por aproximações sucessivas, chegar ao valor real de f_{pyd} . O diagrama da figura 14 fornece a relação entre f_{pyd} e ϵ_{pd} (conforme CEB-70).

FUNDAMENTOS PARA O CÁLCULO

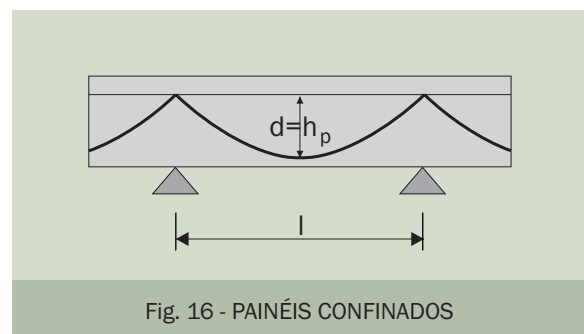
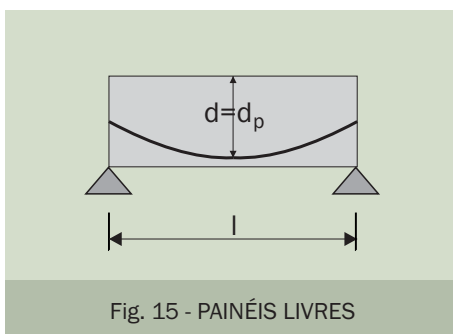


2.4.5.2 Com cabos não aderentes

Na protensão sem aderência, a força de protensão passa ao concreto pelas ancoragens e consequentemente se apresenta quase que distribuída em toda a largura na região distante das ancoragens.

2.4.5.2.1 Acréscimo de tensão $\Delta\sigma_p$ na armadura ativa

$\Delta\sigma_p$ depende da geometria, da deflexão, do comprimento do cabo entre ancoragens, da relação h_p/l em painéis internos (confinados) e da relação d_p/l em painéis externos (livres) - conforme figuras 15 e 16.



O acréscimo de tensão no ELU em cabos não aderentes pode ser calculado a partir da seguinte suposição: para momentos nos vãos, o respectivo vão; para momentos de apoio, os vãos adjacentes se deformam de $f \mu \frac{l}{50}$.

FUNDAMENTOS PARA O CÁLCULO

O alongamento do cabo em um vão valerá:

$$\Delta l = \frac{3 \cdot f \cdot d}{l} = \frac{d}{17}$$

, sendo μh_p para painéis internos e $d \mu d_p$ para externos.

O aumento de tensão do cabo no ELU valerá:

- Em seção no meio do vão:

$$\Delta \sigma_p = \frac{\Delta l}{L} E_p$$

- Em seção no apoio:

$$\Delta \sigma_p = (\Delta l_e + \Delta l_d) \frac{E_p}{L}$$

Sendo:

L = comprimento do cabo entre duas ancoragens

E_p = módulo de elasticidade do aço CP

Δl_e = alongamento do cabo no vão esquerdo

Δl_d = alongamento do cabo no vão direito

Também neste caso, como mostra a figura 13, o aço de protensão apresenta dois alongamentos:

$\epsilon_p^{(0)}$ = pré-alongamento, que decorre da força de protensão aplicada;

$\epsilon_{px} = \epsilon_{p\Delta l}$ = alongamento decorrente da flexão da peça até o ELU, dependente de

vários fatores acima expostos.

A deformação total do aço no ELU valerá:

$$\epsilon_{pd} = \epsilon_p^{(0)} + \epsilon_{px}$$

e a ela corresponde a tensão f_{pyd} , que podemos tirar do diagrama da figura 14 para os aços CP.

Ou ainda, colocado de outra maneira:

A força de protensão aplicada no macaco é P_0^i , que após todas as perdas (cravação, retração, deformação lenta e relaxação) se transforma em P_μ . A ela corresponde a tensão e a deformação específica:

$$\epsilon_{p\infty} = \frac{\sigma_{p\infty}}{E_p}$$

Por ocasião da ruína, acrescenta-se ainda a deformação específica correspondente ao aumento de comprimento do cabo não aderente:

$$\epsilon_{p\Delta l} = \epsilon_{px} = \frac{\Delta \sigma_p}{E_p} = \frac{\Delta l}{L}$$

A deformação total no aço de protensão valerá, portanto:

$$\epsilon_{pd} = \epsilon_{p\infty} + \epsilon_{p\Delta l}$$

A ela corresponde a tensão f_{pyd} obtida do diagrama da figura 14. Cabe observar que na protensão de lajes planas com cabos não aderentes dificilmente se atingirá o limite de escoamento do aço. Quase sempre a ruína se dará por esmagamento do concreto.

2.5 Força cortante em lajes com $b_w \mu 5d$ (NBR 6118-2007. 19.4)

2.5.1 Lajes sem armadura para força cortante

Condição: $V_{sd} \leq V_{Rd1}$

Sendo V_{Rd1} = resistência de projeto ao cisalhamento.

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} K (1,2 + 40\rho_1) + 0,15\sigma_{cp} \right] b_w d$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02$$

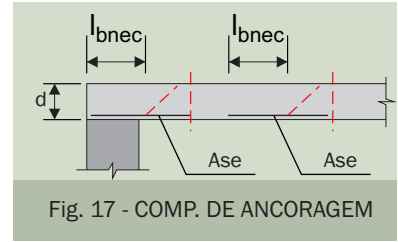


Fig. 17 - COMP. DE ANCORAGEM

Sendo:

$\tau_{Rd} \mu 0,25f_{ctd}$ = resistência de projeto ao cisalhamento.

f_{ctd} = resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento: $f_{ctd} = \frac{f_{ctk\ inf}}{\gamma_c}$

f_{ctk} conforme NBR 6118-2007 - 8.2.5.

A_{s1} = área da armadura que se estende até não menos do que $d \mu l_{bnec}$ além da seção considerada.

l_{bnec} = comprimento de ancoragem necessário (NBR 6118-2007 - 9.4.2.5) - ver fig. 17.

$\sigma_{cp} = N_{sd} / A_c$, onde N_{sd} = força longitudinal devida à protensão em A_c

$K = 1$ se 50% da armadura inferior não chegar até o apoio

$K = |1,6-d| \geq 1$ nos demais casos, sendo "d" em metros

2.5.2 Lajes com armadura para força cortante: ver NBR 6118-2007, 19.4.2.

2.6 Puncionamento

2.6.1 Considerações gerais

O puncionamento apresenta grande importância no caso das lajes planas, condicionando a escolha de vãos grandes. Trata-se de uma ruptura sem deformações prévias, ou seja, é uma ocorrência repentina que pode resultar de carga ou reação localizada sobre uma pequena área da laje, denominada "área de carga".

2.6.2 Modelo de cálculo

Conforme NBR 6118-2007, o modelo de cálculo corresponde à verificação do cisalhamento em duas ou três superfícies críticas C, C' e C'', no entorno das forças concentradas.

Contorno C - corresponde ao perímetro do pilar μ^0

Contorno C' - perímetro μ afastado "2d" do pilar

Contorno C'' - perímetro μ' afastado "2d" do último contorno de armadura

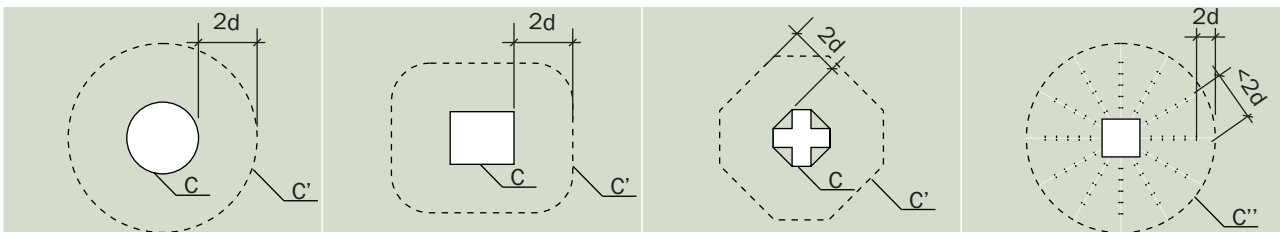


Fig. 18 - CONTORNOS CRÍTICOS

FUNDAMENTOS PARA O CÁLCULO

2.6.2.1 Pilares com carregamento simétrico (sem efeito de momento)

Tensão resistente no contorno C: deve ser verificada sempre:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{\mu^0 d} \leq \tau R_{d2} = 0,27 \alpha_v f_{cd} \quad , \text{ sendo: } \quad \alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad \text{com } f_{ck} \text{ em MPa.}$$

Tensão resistente na superfície crítica C', sem armadura de punção:

$$\tau_{sd} = \left(\frac{F_{sd}}{\mu d} \right) \leq \tau R_{d1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \sqrt[3]{(100 \rho f_{ck})}$$

Tensão resistente na superfície crítica C', com armadura de punção:

$$\tau_{sd} = \left(\frac{F_{sd}}{\mu d} \right) \leq \tau R_{d3} = 0,10 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \sqrt[3]{(100 \rho f_{ck})} + 1,5 \frac{d}{S_r} \frac{A_{sw} f_{sywd} \text{sen} \alpha}{\mu d} \quad , \text{ sendo:}$$

F_{sd} = força concentrada de cálculo

d = altura útil da laje em cm, ao longo de C ou C' (conforme cada caso)

ρ = taxa geométrica de armadura de flexão, aderente. É calculada numa

largura $3d$ para cada lado do pilar.

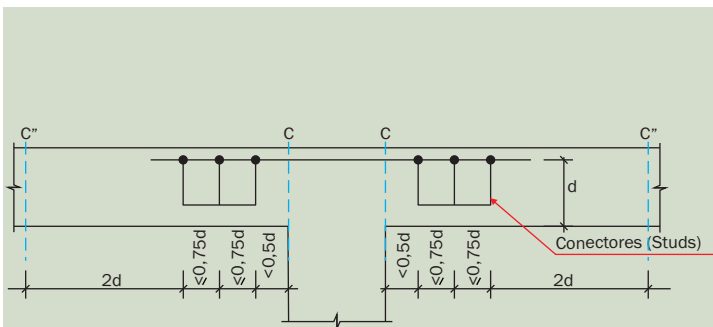


Fig. 19 - CONECTORES COMO ARMADURA DE PUNÇÃO - VISTA EM CORTE TRANSVERSAL

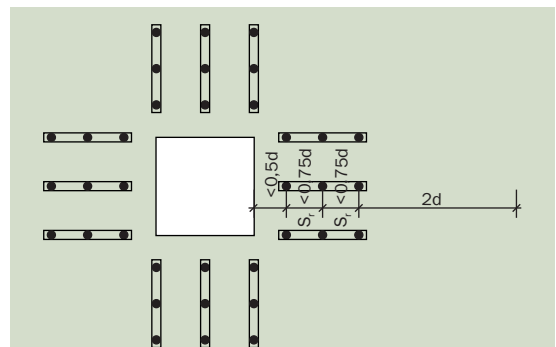


Fig. 20 - CONECTORES COMO ARMADURA DE PUNÇÃO - VISTA EM PLANTA

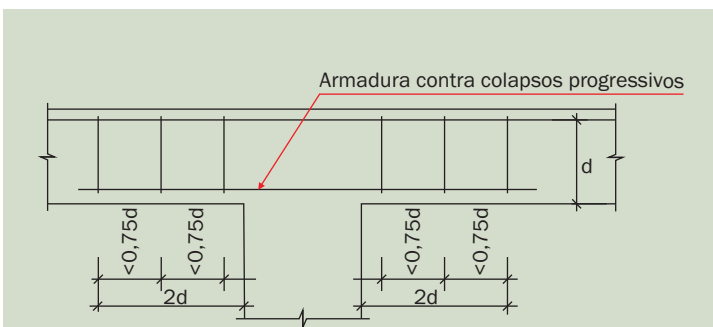


Fig. 21 - ESTRIBOS COMO ARMADURA DE PUNÇÃO - VISTA EM CORTE TRANSVERSAL

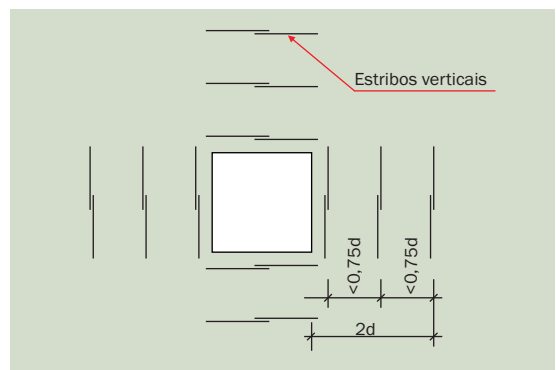


Fig. 22 - ESTRIBOS COMO ARMADURA DE PUNÇÃO - VISTA EM PLANTA

FUNDAMENTOS PARA O CÁLCULO

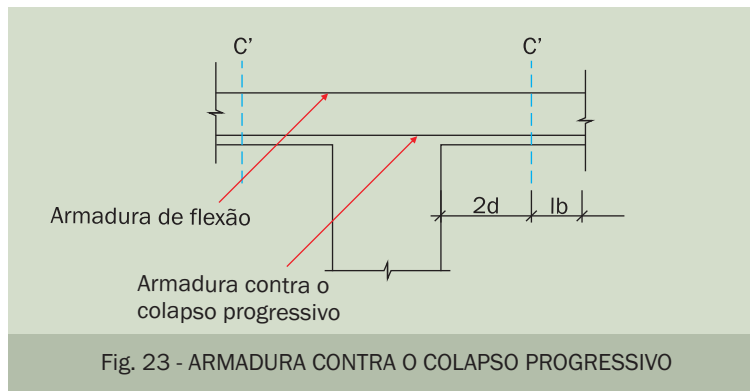
- $S_r \leq 0,75d$ = espaçamento radial entre contornos de armadura de punção;
 A_{sw} = área de armadura transversal de um contorno completo paralelo a C';
 α = ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje;
 μ = perímetro crítico C' ou perímetro crítico reduzido;
 f_{ywd} = resistência de cálculo da armadura de punção, sendo:
 $f_{ywd} \leq 300 \text{ MPa}$ para conectores
 $f_{ywd} \leq 250 \text{ MPa}$ para estribos de aço CA-50 ou CA-60.

Essa armadura deve ser constituída por três ou mais linhas de conectores tipo pino com extremidades alargadas ancoradas fora do plano da armadura de flexão correspondente.

Caso a estabilidade global da estrutura dependa da resistência da laje à punção, deverá ser colocada uma armadura que equilibre pelo menos 50% de F_{sd} , mesmo que $\tau_{sd} < \tau R_{d1}$.

A armadura de flexão inferior contra colapso progressivo e que aravessa o contorno C deve estar ancorada com l_b = comprimento de ancoragem básico, além do contorno C' e ser $A_s f_{yd} \geq F_{sd}$.

A_s = somatória de todas as áreas das barras que cruzam cada face do pilar.



2.6.2.2 Pilares internos com efeito de momento

Considerando o perímetro crítico C', tem-se:

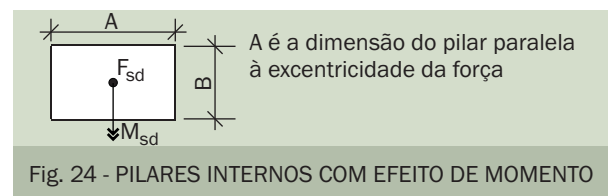
$$\tau_{sd} = \left(\frac{F_{sd}}{\mu d} \right) + \frac{KM_{sd}}{W_p \cdot d}$$

Sendo:

K = coeficiente que fornece a parcela de M_{sd} transmitida ao pilar por cisalhamento

A/B	0,5	1,0	2,0	3,0
K	0,45	0,60	0,70	0,80

Tab. 2: VALORES DE K



Para um pilar retangular:

$$W_p = \frac{A^2}{2} + AB + 4Bd + 16d^2 + 2\pi dA$$

Para um pilar circular:

$$W_p = (D + 4d)^2, \text{ sendo } D \text{ o diâmetro do pilar.}$$

2.6.2.3 Pilares de borda com momento perpendicular à borda

$$\tau_{sd} = \left(\frac{F_{sd}}{\mu^* \cdot d} \right) + \frac{K_1 M_{sd1}}{W_{p1} \cdot d}$$

Sendo:

$$M_{sd1} = M_{sd} - M_{sd}^* \geq 0$$

F_{sd} = reação de apoio

μ^* = perímetro crítico reduzido

M_{sd} = momento de cálculo perpendicular à borda livre

M_{sd}^* = momento de cálculo da excentricidade do perímetro μ^* em relação ao centro do pilar.

O coeficiente K_1 assume os valores de K (tabela 2), conforme a figura 25.

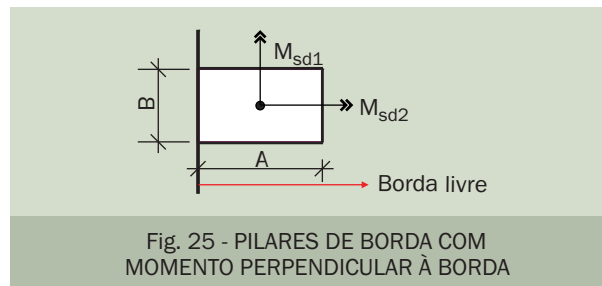


Fig. 25 - PILARES DE BORDA COM MOMENTO PERPENDICULAR À BORDA

2.6.2.4 Pilares de borda com momento M_{sd2} paralelo à borda livre

$$\tau_{sd} = \left(\frac{F_{sd}}{\mu_d} \right) + \frac{K_1 M_{sd1}}{W_{p1} \cdot d} + \frac{K_2 M_{sd2}}{W_{p2} \cdot d}$$

Sendo:

M_{sd2} = momento de cálculo no plano paralelo à borda livre

W_{p2} = módulo de resistência plástica na direção paralela à borda livre calculado com μ .

K_2 assume os valores de K (tabela 2), substituindo-se A/B por $B/2A$.

2.6.2.5 Pilares de canto

Faz-se para cada direção a verificação para pilar de borda considerando o momento fletor cujo plano é perpendicular à borda livre adotada.

2.6.2.6 Efeito da protensão sobre a punção

Com a protensão, a tensão solicitante efetiva é menor:

$$\tau_{sd,ef} < \tau_{sd} - \tau_{pd}$$

$$\tau_{pd} = \frac{\sum P_{kinf,i} \text{sen} \alpha_i}{\mu d}$$

Sendo:

τ_{pd} = tensão devida ao efeito dos cabos de protensão inclinados que atravessam o contorno considerado dentro da faixa $b+d$ (figura 23).

$P_{kinf,i}$ = força de protensão no cabo i .

α_i = inclinação "i" do cabo em relação ao plano da laje no contorno de perímetro μ considerado.

2.6.3 Capitel

Quando existir capitel, devem ser feitas verificações nos contornos C1' e C2', conforme figura 26:

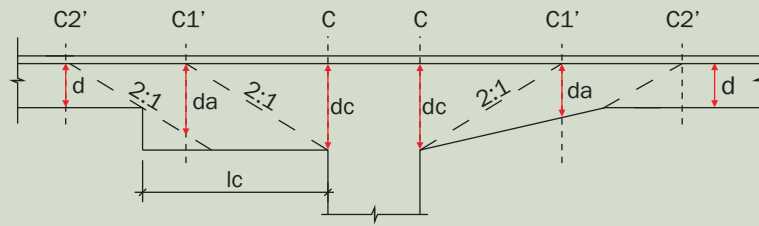


Fig. 26 - CAPITEL MÍNIMO PARA NÃO SER USADA A ARMADURA DE PUNÇÃO - DUAS SITUAÇÕES DIFERENTES

dc = altura útil na face do pilar; da = altura útil no contorno C1';

lc = distância entre a borda do capitel e a face do pilar.

Se $lc \leq 2(dc - d)$, basta verificar C2'; se $2(dc - d) < lc \leq 2dc$, basta verificar C1';

Se $lc > dc$, é necessário verificar C1' e C2'.

2.6.4 Contornos críticos

- Área retangular (bh) com perímetro $\mu \leq 11d$ e $\frac{b}{h} \leq 2$.

- Áreas quaisquer porém obedecendo por analogia às limitações anteriores.

O ELU é caracterizado pela formação de um cone de puncionamento truncado, cujas geratrizes são inclinadas de 30° a 35° com relação ao plano da laje.

Nas figuras a seguir, as linhas tracejadas indicam as seções críticas de puncionamento e as linhas grossas cheias indicam força cortante comum.

$$a1 \leq \begin{cases} a \\ 2b \\ 5,6d - b1 \end{cases} \quad b1 \leq \begin{cases} b \\ 2,8d \end{cases}$$

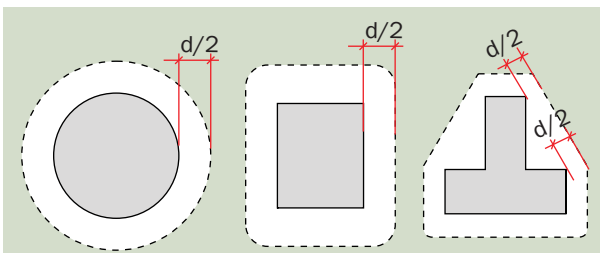


Fig. 27 - SEÇÕES CRÍTICAS DISTANTES DE BORDAS LIVRES

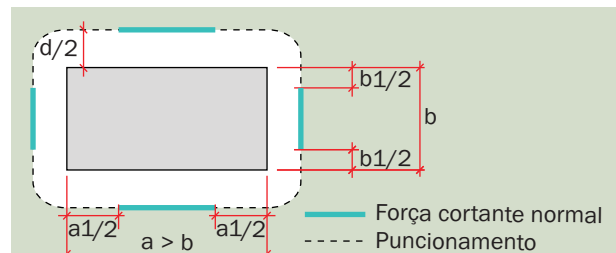


Fig. 28 - "ÁREAS DE CARGA" ALONGADAS

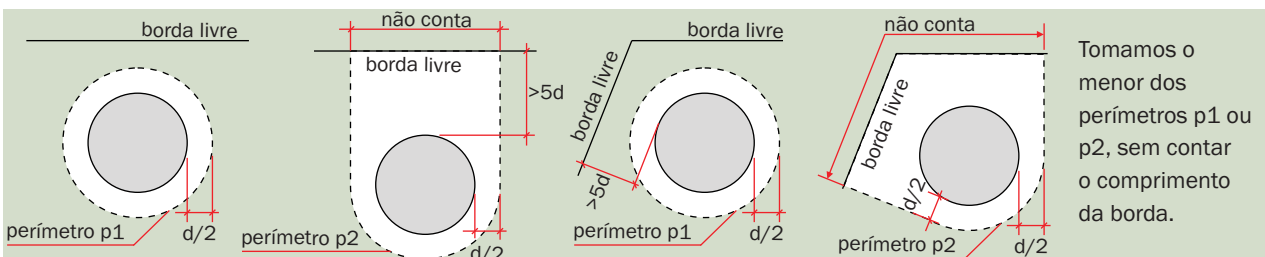
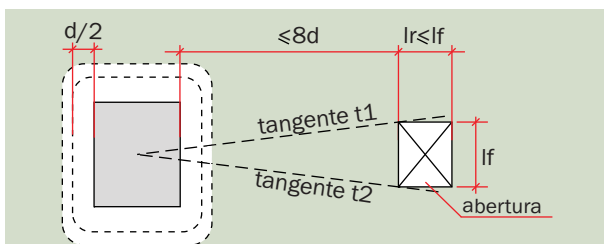
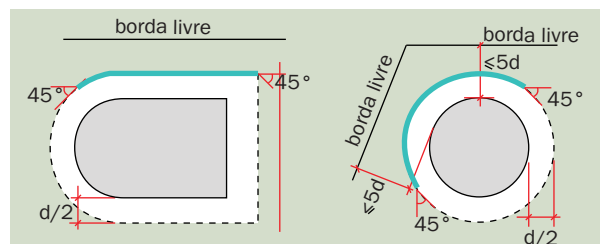


Fig. 29 - ÁREAS DE CARGA SITUADAS PRÓXIMAS DAS BORDAS LIVRES



Não consideramos o perímetro crítico situado entre as tangentes t1 e t2. Se $l_r > l_f$, substituímos l_f por $\sqrt{(l_r \times l_f)}$.

Fig. 30 - ÁREAS DE CARGA PRÓXIMAS DE ABERTURAS



Tomamos o menor dos perímetros p1 ou p2, sem contar o comprimento da borda compreendido.

Fig. 31 - CARGAS A PEQUENA DIST. DAS BORDAS LIVRES

2.7 Verificação dos Estados Limites de Utilização ou Serviço (ELS)

2.7.1 Fissuração

As normas e a bibliografia própria indicam várias maneiras de se fazer o cálculo e controle da fissuração:

- Limitação das tensões na armadura passiva para seção calculada no Estádio IIa, isto é, com protensão parcial (4);
- Limitação das tensões de tração no concreto para seção não fissurada, Estádio Ib (4).

As tensões de tração permitidas na flexão em serviço valem:

- com armadura passiva: $0,48\sqrt{f_{ck}}$ - sem armadura passiva: $0,16\sqrt{f_{ck}}$

- Determinação da armadura passiva mínima que assegure a distribuição adequada das fissuras.
- Verificação da fissuração com auxílio de fórmulas teóricas ou empíricas (NBR 6118-17.3.3)

2.7.1.1 Armadura mínima

Das normas NBR 6118-2007, DIN 4227 e SIA 162, tiramos os valores da tabela 3 para a armadura passiva mínima a ser colocada nas lajes.

fck	20	25	30	35	40	45	50
ρ_{min}	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288

Tab. 3: TAXA DE ARMADURA PASSIVA MÍNIMA NAS LAJES

Armadura	Protensão aderente	Protensão não aderente
Apoios	$\rho_s \geq \rho_{min} - \rho_p \geq 0,67\rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5\rho_p \geq 0,67\rho_{min}$ devendo ser $A_s \geq 0,00075hl$
Vãos - lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67\rho_{min} - \rho_p \geq 0,50\rho_{min}$	$\rho_s \geq \rho_{min} - 0,5\rho_p \geq 0,5\rho_{min}$
Vãos - lajes armadas somente na direção transversal	$\rho_s = \frac{A_s}{b_w h} \geq 0,5\rho_{min}$	$A_s / s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s / s \geq 0,9 \text{ cm}^2 / \text{m}$
Observações:	<ul style="list-style-type: none"> • h = altura da laje • l = vão médio da laje, medido na direção da armadura a ser colocada 	<ul style="list-style-type: none"> • Os valores de ρ_{min} estão na tabela 3. • $\rho_p = A_p / b_w h$

Tab. 4: TAXA DE ARMADURA PASSIVA MÍNIMA

FUNDAMENTOS PARA O CÁLCULO

b) Armadura obrigatória sobre os apoios

Sobre os apoios de lajes cogumelo pronteadas é obrigatória a existência de no mínimo 4 barras na face tracionada, dispostas numa largura que não exceda a largura de apoio adicionada de $3h$. As barras devem estar espaçadas de no máximo 30 cm e ter um comprimento medido da face do apoio de no mínimo $1/6$ do vão livre entre apoios na direção da armadura.

Segundo a Norma DIN 4227, a região do pilar tem uma largura de $0,4l$. Desta, a largura $bcd = bc + 3d$ deve ser armada com pelo menos 0,3% de armadura passiva e o restante deve receber uma armadura de pele de pelo menos 0,15%. O comprimento dessa armadura é $0,4l$ (figura 33).

c) Armadura em lajes internas

Lajes internas em geral não necessitam de armadura passiva, ficando a distribuição conveniente das fissuras assegurada pelo efeito da protensão e pelo efeito de membrana. Não se trata, porém, de casos especiais como, por exemplo, cargas concentradas ou cargas dinâmicas, nem tampouco se trata aqui da armadura passiva necessária para o ELU, conforme 2.4.5.

d) Armadura de fretagem junto às ancoragens

É oportuno lembrar que independente da armadura mencionada anteriormente, existe ainda a armadura ao longo das bordas na zona de implantação dos esforços junto às ancoragens, conforme figura 32.

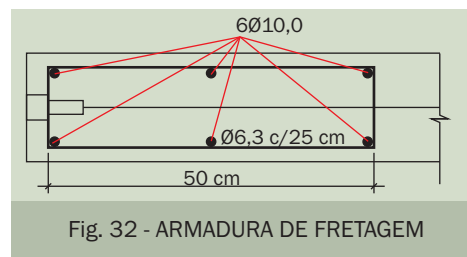


Fig. 32 - ARMADURA DE FRETAGEM

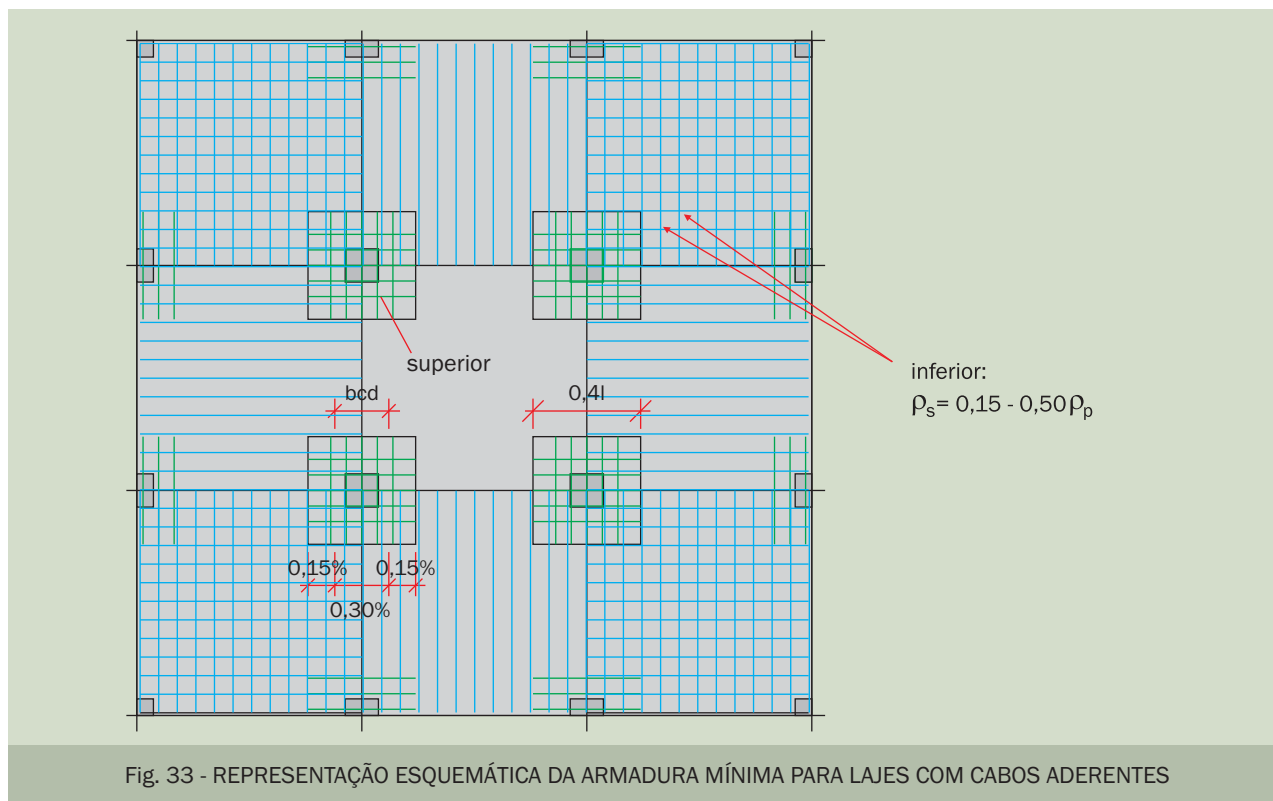


Fig. 33 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA ARMADURA MÍNIMA PARA LAJES COM CABOS ADERENTES

2.7.2 Deformações

Conforme já mencionado, o critério de cálculo que considera a carga balanceada tem a vantagem de eliminar as deformações correspondentes a esta carga.

Sob a ação da carga permanente, as deformações podem ser calculadas admitindo-se as seções no Estádio I, ou seja, elementos não fissurados.

Porém, com as cargas acidentais ocorre uma perda de rigidez a qual, no caso de cabo com aderência, se resolve como no concreto armado; no caso de cabos sem aderência, esta perda é mantida dentro de limites aceitáveis graças à presença da armadura mínima (v. 2.7.1.1) nas lajes externas, e graças ao efeito de membrana nos painéis internos.

Uma maneira aproximada de avaliação das deformações consiste em calculá-las no Estádio I para as cargas balanceadas (módulo E_c) e no Estádio II para a carga restante com o módulo $E_c' = E_c/3$

Em geral, as normas limitam a deformabilidade, limitando a esbeltez da laje.

Para lajes maciças com dois ou mais vãos nas duas direções, a relação vão/altura não deve ser maior do que 42 para pisos e 48 para lajes de cobertura, sendo a altura mínima igual a 16 cm. Para lajes nervuradas, o valor limite da relação vão/altura não deve ser maior do que 35.

A deflexão final incluindo os efeitos de temperatura, retração e deformação lenta, não deve exceder $l/250$ do vão e existindo elementos de acabamento sensíveis às deformações da laje, deve-se respeitar o menor dos dois limites, $l/350$ do vão ou 20 mm. O cálculo da deflexão final de uma laje deve se preocupar com o seu bom uso (aparência e eficiência) e não procurar atender apenas critérios de resistência.

2.7.3 Vibrações

Devem ser verificadas para cargas dinâmicas, conforme item 23 da NBR 6118-2007, considerando-se a frequência crítica da laje, em função da sua finalidade.

2.7.4 Resistência ao fogo

Em se tratando de concreto de peso normal, podem-se usar os seguintes cobrimentos:

C mín.	Período de resistência ao fogo		
	1 h	1 h	1 h
Laje maciça contínua	20 mm	20 mm	20 mm
Laje nervurada contínua	25 mm	25 mm	25 mm

Tab. 5: PERÍODO DE RESISTÊNCIA AO FOGO

Em laje simplesmente apoiada ou externa estes valores devem ser aumentados em 10 mm. Especial atenção deve ser dada às ancoragens dos cabos e em cabos não aderentes é conveniente a colocação de ancoragens intermediárias. Para resistência ao fogo de cabos não aderentes é importante ter-se à mão a publicação específica do FIP/CEB, bem como referências baseadas na experiência norteamericana.

3. ASPECTOS CONSTRUTIVOS

3.1 Geral

A construção de uma laje protendida segue a rotina para a construção de estruturas protendidas, devendo, portanto, atender às Normas Nacionais e Internacionais (ABNT, CEB/FIP, Código Modelo 90, Recomendações da FIP para a boa execução), incluindo as normas para injeções dos cabos.

3.2 Fôrmas e escoramentos

Devem ser projetados levando-se em conta o seu peso próprio, peso do concreto, peso da armadura, sobrecarga atuante durante a construção e as deformações da laje devidas à protensão.

3.3 Colocação, tolerâncias e raios de curvatura

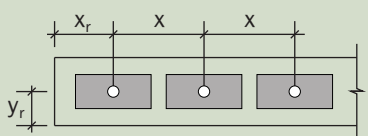
A ordem de colocação estudada para os cabos, principalmente nos seus cruzamentos, deve ser rigorosamente respeitada. Os cabos devem ser fixados seguindo-se alinhamentos suaves e sem mudanças repentinas de direção. Devem ficar perpendiculares às respectivas ancoragens em um comprimento de pelo menos 50 cm. Para as tolerâncias na colocação podem ser adotados os valores da tabela 6.

Espessura da laje	Tolerâncias	
	vertical	horizontal
$h \leq 200$ mm	$\pm h / 40$	± 20 mm
$h > 200$ mm	± 5 mm	± 20 mm

Tab. 6: TOLERÂNCIAS NA COLOCAÇÃO DOS CABOS

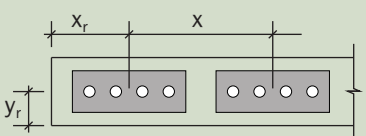
3.4 Espaçamentos

Visando a transmissão de cargas pontuais, o espaçamento dos cabos não deve exceder $6h$ (h = espessura da laje), a menos que exista armadura passiva corretamente posicionada. O espaçamento dos cabos sobre os pilares deve permitir a colocação correta da armadura passiva e a perfeita concretagem. O espaçamento entre cabos na região das ancoragens respeita as dimensões das mesmas.



Cordoalha	x	x_r	y_r	Ancoragem (mm)
1/2"	150	90	70	110 x 70
5/8"	160	100	75	105 x 75

Tab. 7: ESPAÇAMENTOS PARA MONOCORDOALHAS



Cordoalha	x	x_r	y_r	Ancoragem (mm)
1/2"	340	190	100	240 x 100
5/8"	390	210	120	265 x 130

Tab. 8: ESPAÇAMENTOS PARA CABOS ADERENTES

A fixação dos cabos deve ser firme para que os mesmos não saiam da posição durante a construção e concretagem.

Para monocordoalhas, a distância entre suportes pode estar entre 0,6 e 1,5m. Para cabos aderentes colocados em bainhas chatas, a distância entre suportes deve estar entre 0,8 e 1,0 m. O mínimo raio de curvatura vertical deve ser de 2,5m, e horizontal de 6,0m.

3.5 Cobrimento da armadura

Para cobrimento de cabos aderentes, seguimos as recomendações da NBR 6118-2007, 7.4.

A FIB observa que para cabos aderentes já naturalmente protegidos, o cobrimento visando a proteção contra a corrosão pode ser menor (6). Contudo, as condições de proteção contra o fogo são as mesmas previstas para outras armaduras (item 2.7.4).

Cobrimentos indicados no projeto devem ser respeitados em atenção ao perigo de corrosão, à resistência ao fogo e à possibilidade de inserção de chumbadores na laje.

3.6 Proteção das ancoragens

Em cabos não aderentes, a força de protensão será transferida ao concreto somente através das ancoragens, o que exige que as mesmas tenham uma proteção especial contra a corrosão e conservem indefinidamente suas características iniciais, visando a durabilidade da laje.

3.7 Sequência construtiva

1. Montagem das fôrmas que irão suportar a laje antes da protensão.	7. Concretagem e cura do concreto.
2. Instalação das ancoragens.	8. Retirada das fôrmas verticais de borda.
3. Colocação da armadura passiva inferior e de punção.	9. Protensão dos cabos segundo o plano de protensão definido no projeto, com a obtenção dos alongamentos que serão comparados com os de projeto.
4. Distribuição dos cabos de protensão em planta.	10. Retirada gradativa das fôrmas.
5. Fixação dos cabos em elevação sobre os suportes (cadeirinhas), conforme projeto.	11. Corte das pontas, proteção das ancoragens e fechamento (grauteamento) dos nichos, obedecendo à técnica específica (7).
6. Colocação da armadura passiva superior.	12. Injeção dos cabos, se forem aderentes.

Tab. 9: SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DA LAJE PROTENDIDA

A sequência de lançamento dos cabos em planta (item 4 da tabela 9) deve ser definida previamente, desenhada ou colocada sob forma de tabela, a fim de se evitar ao máximo, na obra, a “costura” de cabos.

As fôrmas devem ter ao longo das bordas que contêm as ancoragens ativas uma faixa adicional de 50 cm de largura, com capacidade de 2 kN/m para a operação de protensão.

Os cabos devem se estender pelo menos 80 cm para além de suas ancoragens.

3.8 Protensão

Pode-se aplicar 50% da força de protensão a partir do quarto dia após a concretagem, liberando o escoramento e fôrmas, mas mantendo pontaletes nos terços dos vãos. Os 50% finais poderão ser aplicados a partir do oitavo dia após a concretagem. A laje deverá ficar escorada se tiver de suportar a carga durante a execução da laje subsequente.

4. CONSIDERAÇÕES ECONÔMICAS

A opção pela laje protendida supõe que existam viabilidade técnica, viabilidade econômica e conveniências arquitetônicas - funcionais e de execução.

A viabilidade econômica prende-se fundamentalmente ao parâmetro “vão”. Havendo interesse no vão grande (7,0 a 12,0 m), a solução em laje plana será naturalmente competitiva, como mostram o gráfico da figura 7 e o exemplo comparativo a seguir abordado.

Importante é não se comparar metro quadrado com metro quadrado, mas sim o custo final, onde se consideram também o menor tempo de execução, o melhor reaproveitamento das fôrmas, a própria aparência final da estrutura e algumas vantagens adicionais que a laje lisa pode oferecer, em relação à laje cortada por vigas. A ausência das vigas, por exemplo, facilita sensivelmente a instalação de dutos em projetos hospitalares e de dutos de ar condicionado em edificações convencionais, além de permitir uma redução no pé direito e, portanto, na altura total do edifício.

4.1 Exemplo comparativo: estudo de laje de edifício comercial em diferentes soluções

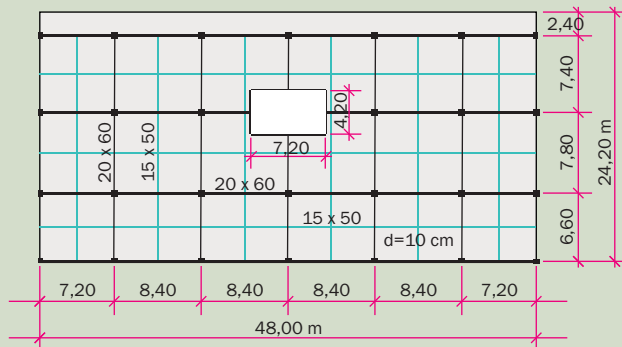
Solução A: em concreto armado com lajes e vigas.	Solução B: em concreto protendido com laje plana lisa: - solução “B1”: com cordoalhas aderentes; - solução “B2”: com cordoalhas engraxadas.	Solução C: em laje mista parcialmente protendida: - solução “C1”: com concreto celular; - solução “C2”: com blocos cerâmicos ou tijolos.	Carregamento adotado para A, B e C: - sobrecarga: $p = 2,5 \text{ kN/m}^2$; - acabamentos+paredes: $g' = 2,5 \text{ kN/m}^2$; - total $q = 5,0 \text{ kN/m}^2$.
--	---	--	---

Tab. 10: CONSIDERAÇÕES INICIAIS PARA ESTUDO DE LAJE DE EDIFÍCIO COMERCIAL

<ul style="list-style-type: none"> • O custo das fôrmas nas soluções “B1”, “B2”, “C1” e “C2” foi reduzido em 25% em virtude da mão-de-obra bastante facilitada, do maior índice de reaproveitamento e do menor tempo de execução de uma forma lisa. • Para os materiais aço CA, concreto e fôrmas, tomou-se a média dos valores Pini em várias cidades brasileiras. • Não se levou em conta a redução de altura de 37 cm por pavimento em relação à solução “A”, o que no caso de um edifício alto, daria um pavimento adicional para cada 8 pavimentos, ou simplesmente significaria redução no custo das paredes, tubulações, fachadas e elevadores. • A solução “C” será tanto mais viável quanto mais baixo for o custo do material de enchimento - concreto celular ou, de preferência, blocos cerâmicos de vedação. Neste estudo foram usados blocos de 19 cm x 19 cm x 39 cm. 	<ul style="list-style-type: none"> • A tabela 12 pode ser facilmente corrigida caso os valores das linhas 3 a 8 (coluna 2) estejam em proporções diferentes das indicadas em relação ao valor “1” do aço CA50 (linha 2). • Para o cálculo do custo da solução “B2”, considerou-se: <ul style="list-style-type: none"> - A ausência das bainhas e do serviço correspondente. - A cordoalha engraxada é aproximadamente 11,6% mais pesada que o normal. Para atender ao ELU de flexão, cabos não aderentes exigem maior quantidade de armadura passiva. Este acréscimo varia de 0 a 34%, sendo que no presente exemplo considerou-se 12% de acréscimo. - No caso das cordoalhas engraxadas, tem-se uma menor perda por atrito ao longo dos cabos e um melhor aproveitamento dos mesmos devido à sua maior excentricidade (aproximadamente 10%), oriunda da ausência da bainha metálica.
--	---

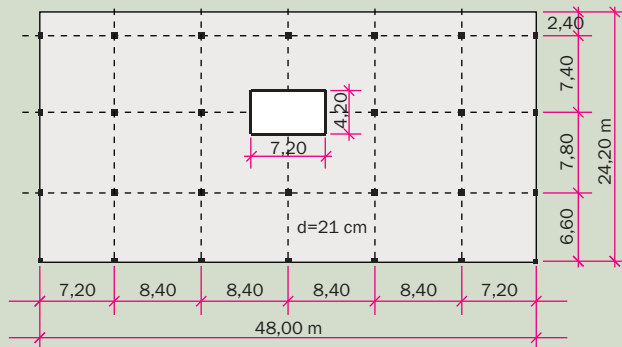
Tab. 11: OBSERVAÇÕES IMPORTANTES SOBRE OS CASOS ESTUDADOS

CONSIDERAÇÕES ECONÔMICAS



Quantidades de materiais para a solução "A" (laje em concreto armado, com vigas)			
Concreto	Aço CA50	Aço CP190	Fôrmas
fck 25 MPa 197,40 m ³ h (média) = 17 cm	17.772 kg 90 kg/m ³ 15,3 kg/m ²	inexistente	2.060 m ² 1,773 m ² /m ² 10,43 m ² /m ³

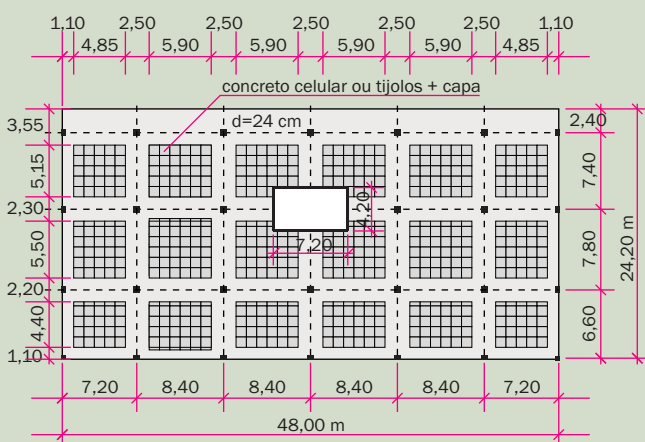
Fig. 34 - CASO "A": LAJE EM CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL, COM VIGAS



Quantidades de materiais para a solução "B1" (laje em concreto protendido com aderência)			
Concreto	Aço CA50	Aço CP190	Fôrmas
fck 25 MPa 244,00 m ³ h(média) = 21 cm	3,75 kg/m ²	5,28 kg/m ²	1306 m ² 1,124 m ² /m ² 5,35 m ² /m ³

Quantidades de materiais para a solução "B2" (laje em concreto protendido sem aderência)			
Concreto	Aço CA50	Aço CP190	Fôrmas
fck 25 MPa 244,00 m ³ h(média) = 21 cm	3,75 kg/m ²	4,80 kg/m ²	1306 m ² 1,124 m ² /m ² 5,35 m ² /m ³

Fig. 35 - CASO "B": LAJE PLANA LISA EM CONCRETO PROTENDIDO, COM E SEM ADERÊNCIA



Quantidades de materiais para a solução "C1" (laje mista parcialmente protendida, com aderência e concreto celular)			
Concreto comum	Aço CA50	Aço CP190	Fôrmas
fck 25 MPa 186,24 m ³ h(média) = 16 cm	5,50 kg/m ² Concreto celular	3,90 kg/m ²	1310 m ² 1,128 m ² /m ² 4,90 m ² /m ³
	h(média) = 8 cm		

Quantidades de materiais para a solução "C2" (laje mista parcialmente protendida, com aderência e blocos cerâmicos)			
Concreto	Aço CA50	Aço CP190	Fôrmas
fck 25 MPa 186,24 m ³ h(média) = 16 cm	5,50 kg/m ² Blocos cerâmicos	3,90 kg/m ²	1310 m ² 1,128 m ² /m ² 4,90 m ² /m ³
	h(média) = 8 cm		

Fig. 36 - CASO "C": LAJE MISTA PARCIALMENTE PROTENDIDA, COM CONCRETO CELULAR E BLOCOS CERÂMICOS (TIJOLOS)

CONSIDERAÇÕES ECONÔMICAS

Para fins de comparação das 4 soluções entre si, consideramos para 1 kg de aço CA-50, dobrado e colocado nas fôrmas, o custo paramétrico igual a 1,0 (um). Em relação a este parâmetro, os demais materiais e respectivas mãos-de-obra terão os valores constantes, conforme tabela 12.

	1	2	3	4	5	6	7
1	Material	Valor relativo	Solução "A"	Solução "B1"	Solução "B2"	Solução "C1"	Solução "C2"
2	Aço CA-50 (dobrado e colocado)	1,00	1,00 x 15,30	1,00 x 3,75	1,00 x 4,20	1,0 x 5,50	1,0 x 5,50
3	Aço CP 190 aderente (cabos posicionados)	2,37	não aplicável	2,37 x 5,28 ^B	não aplicável	2,37 x 3,90 ^B	2,37 x 3,90 ^B
4	Aço CP 190 engraxado (cord. engraxada, cabos posicionados)	2,19	não aplicável	não aplicável	2,19 x 4,80	não aplicável	não aplicável
5	Fôrmas (material + mão-de-obra)	6,34	6,34 x 1,77	4,75 x 1,124	4,75 x 1,124	4,75 x 1,128	4,75 x 1,128
6	Concreto fck 25 (lançado)	41,07	41,07 x 0,17	41,07 x 0,21	41,07 x 0,21	41,07 x 0,16	41,07 x 0,16
7	Concreto celular (colocado)	28,78	não aplicável	não aplicável	não aplicável	28,78 x 0,08	não aplicável
8	Blocos cerâmicos	0,96	não aplicável	não aplicável	não aplicável	não aplicável	0,96 x 0,08
9	Soma		33,50	30,22	28,67	28,97	26,74
10	Valor relativo		1,00	0,90	0,85	0,86	0,80

Tab. 12: COMPARAÇÃO DE CUSTOS ENTRE AS SOLUÇÕES ANALISADAS

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118-2007 - Projeto de estruturas de concreto.
- 2 - DIN 4227. Spannbeton- Richtlinien für Bemessung und Ausführung - Anhang A.
- 3 - SCHMID, M. *Lajes planas protendidas* - Publicação técnica 1. 2ª Edição. São Paulo: Rudloff Sistema de Protensão Ltda., 2000.
- 4 - SCHMID, M. *Concreto protendido: a protensão parcial do concreto*. Curitiba: Diretório Acadêmico de Engenharia Civil da UFPR, 1987.
- 5 - FIP Recommendations: Design of post-tensioned slabs and foundations, SETO, London, 1998.
- 6 - FIB Bulletin 31: Post-tensioning in buildings – Technical report, FIB, Lausanne, 2005.
- 7 - CAUDURO, E. L. *Manual para a boa execução de estruturas protendidas usando cordoalhas de aço engraxadas e plastificadas*. São Paulo: Belgo Mineira, 2002.
8. EMERICK, A. *Projeto e execução de lajes protendidas*, Brasília: Companhia dos Livros, 2005.

CONTROLE DE REVISÕES DA PÁGINA	
Revisão / data	Alterações
A, 04/2009	Emissão do documento original
B, 02/2009	Correção dos valores na linha 3 da Tab. 12





RUDLOFF INDUSTRIAL LTDA.

São Paulo - SP : Rua Bogaert, 64 - Bairro Vila Vermelha
CEP 04298-020
TEL.: (11) 2083-4500 - FAX: (11) 2947-7773

Curitiba - PR : Rua Padre Antônio, 247 - Bairro Alto da Glória
CEP 80030-100
TEL. / FAX: (41) 3262-8383 - curitiba@rudloff.com.br

www.rudloff.com.br