



# PAVIMENTOS RÍGIDOS EM CONCRETO PROTENDIDO

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

**2º Edição - 2005 - REV. 01**

# 4

**PUBLICAÇÃO TÉCNICA**

# ÍNDICE

CAPÍTULO	DESCRIÇÃO	PÁGINA
	RESUMO	3
1	INTRODUÇÃO	3
2	CARACTERÍSTICAS TÉCNICO-ECONÔMICAS	4
3	BASES DE DIMENSIONAMENTO	4
3.1	Variação de temperatura	5
3.2	Tensões devidas ao atrito com a sub-base	5
3.3	Tensões devidas à protensão	5
3.4	Tensões devidas à carga de roda	6
3.5	Deflexão vertical sob carga de roda no centro	8
3.6	Dimensionamento	8
4	ASPECTOS CONSTRUTIVOS	12
4.1	Generalidades	12
4.2	Camada de deslizamento	12
4.3	Sub-base e sub-leito	13
4.4	Concretagem	13
4.5	Protensão	14
4.6	Juntas	14
5	CONCLUSÃO	15
	BIBLIOGRAFIA	17

# RESUMO

Considerando como pacífica a competitividade (custo-benefício) do pavimento rígido com relação ao flexível, podem-se fazer as seguintes considerações:

No pavimento rígido em concreto simples, a espessura da placa depende da carga de roda e da resistência à tração na flexão do concreto. No pavimento em concreto protendido a resistência à tração é aumentada pela compressão prévia aplicada ao concreto pela protensão. Com isto, a espessura se torna consideravelmente menor, as placas podem ser muito maiores e conseqüentemente as juntas - quase sempre o ponto fraco do pavimento, muito menos freqüentes. A redução de espessura do concreto cobre aproximadamente o custo da protensão.

## 1. INTRODUÇÃO

A idéia de aplicar o concreto protendido em pavimentos rodoviários e em pistas de aeroportos tem mais de 50 anos.

No pavimento rígido de concreto simples, a espessura da placa depende da carga de roda, da resistência à tração na flexão do concreto e da capacidade de suporte da base.

No pavimento rígido em concreto protendido, a resistência à tração é controlada pela protensão que comprime previamente o concreto criando nele uma reserva de tensão que permite uma redução sensível na espessura da placa.

A placa assim comprimida se constitui num pavimento praticamente impermeável e sem trincas, resguardando a sub-base principalmente do fenômeno do "bombeamento".

As primeiras experiências feitas na Europa e nos Estados Unidos utilizando o concreto protendido em pavimentação datam de 1945. Na Austrália, na década de 60, a solução foi utilizada em pisos industriais.

Em princípio, há 3 maneiras de se conseguir a protensão de um pavimento:

- a) Protensão externa por meio de macacos hidráulicos ou tóricos apoiados em estruturas ancoradas no solo.
- b) Pré-tensão por meio de fios ou cordoalhas de aço pré-tensionados entre estruturas ancoradas no solo, com transferência imediata da força de protensão ao concreto, por aderência.
- c) Protensão do concreto através de sistemas de pós-tensão, com ou sem aderência posterior.

Das 3 soluções prevaleceu a terceira, recebendo uma atenção especial na Europa Ocidental, onde a firma alemã Dyckerhoff und Widmann desenvolveu a solução e executou algumas obras magníficas na época, inclusive uma das pistas do Aeroporto Internacional do Galeão, no Rio de Janeiro. Utilizavam-se até então somente barras de aço especial, de grande diâmetro.

Posteriormente, as firmas VSL e Rudloff protenderam com a cordoalha de aço CP190 RB (fabricação brasileira Belgo-Mineira) áreas apreciáveis em pistas, pátios de estacionamento e pisos. A obra mais recente é o Pátio de Aeronaves do novo Aeroporto de Curitiba, há pouco tempo inaugurado, onde o pavimento tem 20 cm de espessura e uma área de aprox. 21.700 m<sup>2</sup>.

## 2. CARACTERÍSTICAS TÉCNICO-ECONÔMICAS

A placa protendida, sendo menos solicitada à tração, apresenta em igualdade de condições, uma vida útil maior. Em condições normais de uso quase não ocorrem tensões de tração no pavimento protendido, podendo as mesmas ser controladas através da protensão, de modo a se ter protensão completa, limitada ou mesmo parcial, caso se queira admitir a fissuração na parte inferior do pavimento.

As juntas de dilatação, maior fonte de quebras na placa convencional, podem ser distanciadas de até 150 m uma da outra, sendo, porém, de execução mais sofisticada. O gráfico a seguir dá uma idéia do desempenho de uma placa de concreto simples comparando as de uma placa de concreto protendido sob diferentes tensões de compressão.

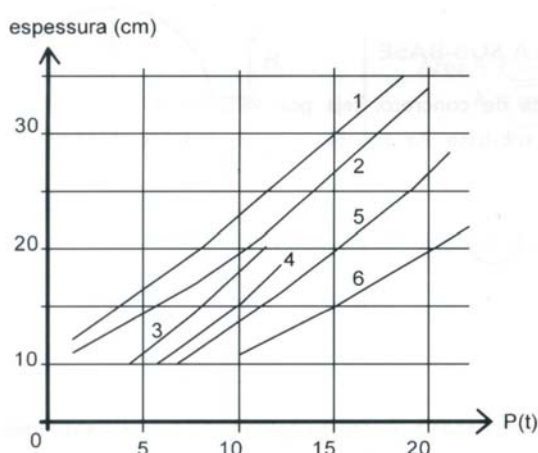


Fig. 1: Comparação entre diferentes soluções

curvas 1 e 2: concreto simples

curvas 3 e 4:

concreto protendido  $\delta_{Na} = 10\text{kg/cm}^2$

curvas 5 e 6:

concreto protendido  $\delta_{Na} = 20\text{kg/cm}^2$

## 3. BASES DE DIMENSIONAMENTO

Consideram-se sempre tensões longitudinais e tensões transversais, que decorrem de vários esforços solicitantes:

- Variação de temperatura
- Atrito com a sub-base
- Protensão

d) Carga de roda

### 3.1 Variação de temperatura

A variação de temperatura ocorrendo por igual na seção toda, provoca apenas variações no comprimento da placa e conseqüentemente tensões decorrentes do atrito com a sub-base.

Variações de temperatura ao longo da altura da placa, dão origem a tensões de flexão, pelas quais a placa tende a levantar mas é "levada" de volta à sua posição por ação do seu peso próprio.

Na média o aquecimento de cima para baixo pode ser tomado com  $0,7 \text{ }^\circ\text{C/cm}$  e o esfriamento de cima para baixo com  $0,4 \text{ }^\circ\text{C/cm}$ .

As tensões decorrentes da queda de temperatura calculam-se segundo Westergaard para o meio de uma placa infinita, pela expressão:

$$\sigma_{\Delta T} = \frac{E_c \cdot \alpha_t \cdot \Delta T}{2(1 - \mu)}$$

onde

$\delta_t$  = coeficiente de dilatação linear do concreto

$\mu = \sim 0,2$  (Poisson)

$\Delta T$  = diferença de temperatura entre as faces superior e inferior do pavimento

### 3.2 Tensões devidas ao atrito com a sub-base

Qualquer movimento longitudinal da placa de concreto, seja por variação de temperatura, retração ou protensão, provoca atrito com a sub-base. As tensões correspondentes podem ser calculadas pela expressão

$$\sigma_x = \pm f \cdot \gamma_c \cdot x$$

f = coeficiente de atrito

$\gamma_c$  = peso específico do concreto

x = distância considerada.

$\sigma_x$  cresce com x e pode eventualmente consumir toda a protensão aplicada. O comprimento ideal está entre 100 e 150 m, desde que f seja o menor possível.

### 3.3 Tensões devidas à protensão

Fazem-se aqui todas as considerações habituais em concreto protendido, importando além da força de protensão inicial junto aos macacos ( $P_0$ ), a força final ( $P_\infty$ ) após as perdas, na seção mais distante dos macacos.

A protensão neste caso tem por finalidade diminuir o número de juntas de dilatação e eliminar ou diminuir a probabilidade de fissuras.



Os cabos são sempre retos e colocados em bainhas metálicas ou de plástico e situados normalmente na metade inferior da altura do pavimento.

As ancoragens de protensão podem estar nas extremidades ou no meio da placa. No primeiro caso, deixa-se sem concretar uma faixa de aproximadamente 1,0m para instalação dos macacos. Uma boa armadura de espera garante o bom acabamento posterior desta faixa.

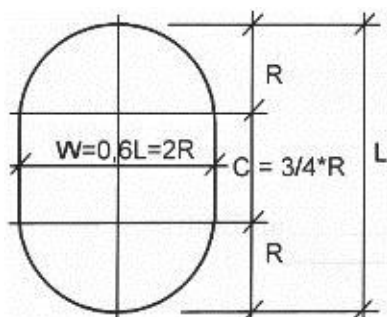
Nos cabos sendo retos, só ocorrerão perdas por atrito devidas às ondulações parasitas, que podem até ser bastante apreciáveis (0,7%/m), e em consequência das quais torna-se problemática a execução de cabos mais longos do que 150m. O normal está em torno de 100m.

### 3.4 Tensões devidas à carga de roda

Para facilitar o cálculo, costuma-se usar no projeto uma carga pré-estabelecida de roda única, que seja equivalente à máxima carga de operação.

Entre os diferentes critérios de equivalência, pode-se optar, em rodovias, pelo do U.S.Army Corps. of Engineers, onde a carga de roda simples (ESWL) equivalente a um dado conjunto de rodas múltiplas é a carga que, atuando sobre uma área de contato igual à de uma das rodas múltiplas, gera na superfície do sub-leito uma deflexão máxima idêntica à resultante da ação combinada das rodas que compõe o referido conjunto de múltiplos. , gera na superfície do sub-leito uma deflexão máxima idêntica à resultante da ação combinada das rodas que compõem o referido conjunto de múltiplos. (Ref. 8)

No caso de aeronaves, a forma da superfície de contato entre cada roda e o pavimento é representada na figura abaixo.



$$\text{Área } A = \pi \cdot R^2 + 4R/3 \cdot 2R = \pi \cdot R^2 + 8R^2/3$$

$$A = (\pi + 8/3)R^2 = 5,8 \text{ l } R^2$$

$$L = 3,33 R$$

Estas áreas de contato são dispostas em 4.

Fig. 2: Forma da superfície de contato entre roda e pavimento, para aeronaves

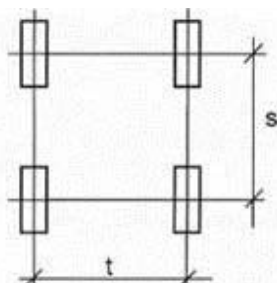


Fig. 3: Indicação de "t" e "s"

"t" e "s" dependem da aeronave. Em função de t/l, s/l e A/l<sup>2</sup>, sendo l o comprimento característico, acha-se um fator de redução tal que o peso da roda única equivalente (EWL) seja o peso do trem (das 4 rodas reais) dividido por r.

O valor EWL é tabelado para as diversas aeronaves (Ref. 5) em função de "L".

Cargas de roda dão origem a tensões de flexão que dependem da própria carga Q, da área de contato A e conseqüentemente da pressão p do ar nos pneus, do coeficiente de recalque K do meio elástico sobre o qual se apoia a placa, da espessura da placa e da posição da carga em relação ao bordo da placa.

Estas tensões de flexão podem ser muito bem calculadas pela teoria de Westergaard.

São usados os seguintes valores auxiliares:

$$a = \sqrt{\frac{Q}{\pi p}} \quad l = 4 \sqrt{\frac{E_c h^3}{12(1-\mu^2)k}} \quad (\text{comprimento elástico - mm})$$

$$b = a \text{ para } a \geq 1,724h \quad b = \sqrt{1,6a^2 + h^2} - 0,675h \text{ para } a \leq 1,724h$$

Carga no meio da placa:

$$\sigma_{Qm} = \frac{0,275Q}{h^2} (1 + \mu) \cdot \left( \log \frac{E_c h^2}{K b^4} - 0,436 \right)$$

Carga na borda da placa:

$$\sigma_{Qm} = \frac{0,529Q}{h^2} (1 + 0,54\mu) \cdot \left( \log \frac{E_c h^2}{K b^4} + \log \frac{b}{1 + \mu^2} - 1,08 \right)$$

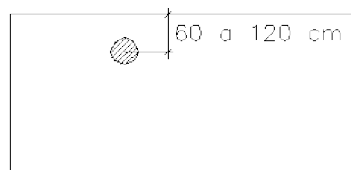


Fig. 4: Borda da placa

Carga no canto da placa:

$$\sigma_{Qc} = \frac{3Q}{h^2} \left\{ 1 - \left[ \frac{12(1-\mu^2)k}{E_c h^3} \right]^3 (a\sqrt{2})^{1,2} \right\}$$

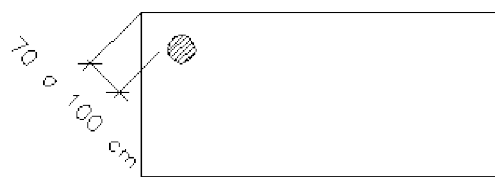


Fig. 5: Canto da placa

É comum referir-se a capacidade de suporte do solo por meio do Índice de Suporte California CBR, cuja correspondência com o valor de "K" é a seguinte:

<b>CBR</b>	3	5	10	20	50	100
<b>K</b>	2,77	4,16	5,54	6,92	13,85	22,16

Não se considera coeficiente de impacto, uma vez que as tensões observadas para veículos em movimento deram de 40 a 60% do valor das tensões decorrentes da carga estacionária.

### 3.5 Deflexão vertical sob carga de roda no centro

Ao ser solicitado por uma carga de roda, um pavimento de concreto sofre deformações cuja grandeza depende do valor da carga, de sua posição relativa aos bordos da placa e da área de contato, além das rigidezes da fundação e da própria placa de concreto. Pode ser calculada pela expressão:

$$y_M = y_{0M} [1 + (0,3665 \cdot \lg(a/l) + 0,2174)(a/l)^2] \text{ (mm)}$$

Sendo  $y_{0M} = \frac{Q}{8kl^2}$  = deflexão para carga puntiforme.

no canto:  $y_{OE} = \frac{Q}{kl^2} (1,1 - 0,88 \frac{a}{l})$  [mm]

na borda:  $y_{OR} = \frac{Q}{kl^2} \frac{1}{\sqrt{6}} (1 + 0,4\mu)$

Tensões verticais sob a carga Q:

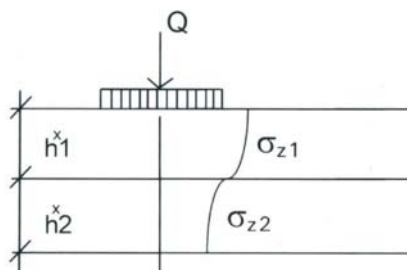


Fig. 6: Tensões verticais sob a carga Q

$$\sigma_{z1} = \frac{3Q}{2\pi(h_1^x)^2}$$

$$\sigma_{z2} = \frac{3Q}{2\pi(h_1^x + h_2^x)^2}$$

sendo

$$\left. \begin{aligned} h_1^x &= 0,83h_1 \sqrt[3]{\frac{E_1}{Eu}} \\ h_2^x &= 0,90h_2 \sqrt[3]{\frac{E_2}{Eu}} \end{aligned} \right\} \text{ espessuras equivalentes}$$

### 3.6 Dimensionamento

Para o dimensionamento de camadas do pavimento de concreto à flexão, vale o esquema de camadas indicado na figura seguinte. O conjunto tem comportamento elástico, sendo as camadas portante e do sub-leito caracterizadas pelos coeficientes "k" respectivos.

Os diversos processos de cálculo (Boussinesq/Odemark., Westergaard, Burmister) consideram sempre a placa de concreto sobre apoio elástico.



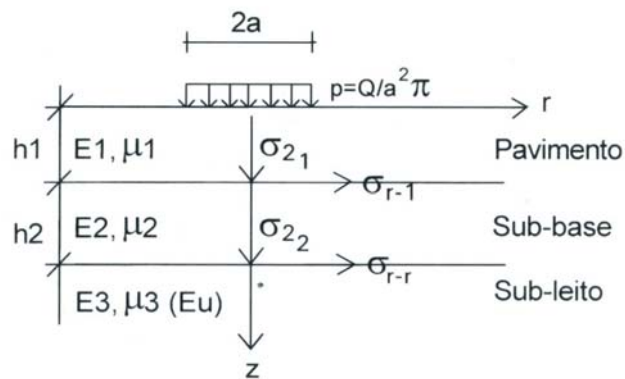


Fig. 7: Sistema em camadas

Existem diferentes critérios de dimensionamento mas, em princípio, considera-m-se de um lado as tensões decorrentes das solicitações externas - carga de roda, atrito com a sub-base, temperatura diferencial, e do outro a resistência do concreto à tração na flexão e a protensão.

Das solicitações externas temos a máxima tração:

$$\sigma_t = \sigma_Q + \sigma_{atr} + \sigma_{st}$$

A este  $\sigma_t$  opõe-se o  $f_{ctk}$  e a protensão.

Desta igualdade tiramos pois a força de protensão necessária, sendo que taxas de protensão adequadas deixam uma protensão residual de 10 a 20 kgf/cm<sup>2</sup>.

O equilíbrio de uma seção protendida pode ocorrer em um dos Estádios:

- a) Ia - protensão completa.
- b) Ib - protensão limitada.
- c) IIa - protensão parcial.
- d) IIb - estado limite último (ELU)

No pavimento protendido, o equilíbrio deverá se encontrar nos Estádios Ia ou Ib. O Estádio II b deve ser verificado sempre.

Para o Estádio Ib (protensão limitada), as equações de equilíbrio conduzem às seguintes expressões:

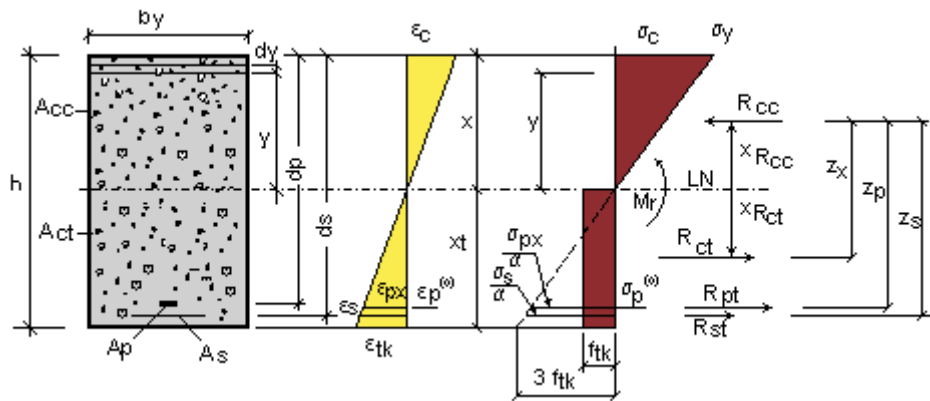


Fig. 8: Estádio Ib

$$3S_x + [A_{ct} + 3\alpha(A_s + A_p) + r_f]x - [A_{ct}h + 3\alpha(A_s + A_p)d_p] + r_f h = 0$$

na qual  $r_f = \frac{p^{(0)}}{f_{tk}}$        $X_{Rcc} = \frac{Ix}{S_x}$        $X_{Rct} = \frac{S_{xt}}{A_{ct}}$

A equação acima forma o valor de "x", com o qual podemos calcular:

$$\sigma_s = \alpha \frac{3f_{tk}}{x_t} (ds - x) \qquad \sigma_{px} = \alpha \frac{3f_{tk}}{x_t} (dp - x) \qquad \sigma_c = \frac{3f_{tk}}{h-x} x$$

e finalmente o momento de fissuração

$$M_r = A_{ct} \cdot f_{tk} \cdot z_t + A_s \cdot \sigma_s \cdot z_s + A_p \cdot (\sigma_p^{(0)} + \sigma_{px}) \cdot z_p$$

Comparamos o momento Mr com o momento fletor na seção mais desfavorável, considerando a segurança à fissuração desejada e a segurança à fadiga.

A segurança à fadiga pode ser obtida reduzindo-se o valor de Mr em função do número admissível de repetições de carga, segundo o quadro de valores abaixo apresentado.

Relação de tensões	Repetições de carga	Relação de tensões	Repetições de carga
0,50	ilimitado	0,68	3.500
0,51	400.000	0,69	2.500
0,52	300.000	0,70	2.000
0,53	240.000	0,71	1.500
0,54	180.000	0,72	1.100
0,55	130.000	0,73	850
0,56	100.000	0,74	650

Relação de tensões	Repetições de carga	Relação de tensões	Repetições de carga
0,57	75.000	0,75	490
0,58	57.000	0,76	360
0,59	42.000	0,77	270
0,60	32.000	0,78	210
0,61	24.000	0,79	160
0,62	18.000	0,80	120
0,63	14.000	0,81	90
0,64	11.000	0,82	70
0,65	8.000	0,83	50
0,66	6.000	0,84	40
0,67	4.500	0,85	30

No Estádio II b - Estado Limite Último (ELU) - segurança à ruína, o concreto encontra-se fissurado, estando ambos os materiais em regime plástico e valendo os domínios 2 e 3 da NBR6118 (4.1.1.1a). Com base nas resistências de projeto dos materiais, a verificação das seções transversais de concreto com armadura 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 solitação atuante externa - carga de roda equivalente, multiplicada pelo coeficiente de majoração = 1,25. A segurança à ruína definida no Estado Limite Último (ELU) estará assegurada quando  $M_{ud} \geq \gamma M_k$ .

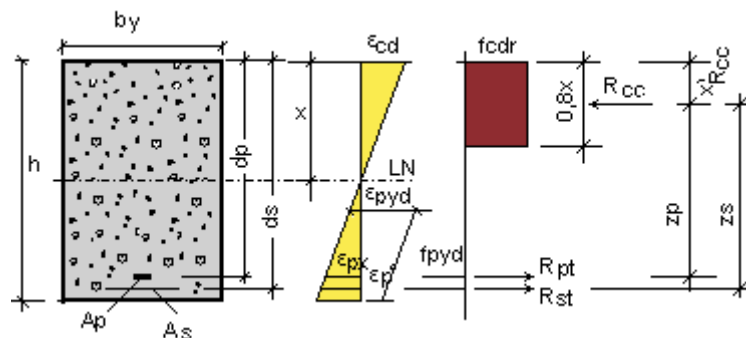


Fig. 9: Estádio IIb

Da condição de equilíbrio  $\sum F_x = 0$ , temos

$$A_{cc}f_{cdr} - A_s f_{yd} - A_p f_{pyd} = 0, \text{ da qual tiramos o valor de "x".}$$

A seção deve estar nos Domínios 2 e 3 (NBR 6118) podendo a ruína ocorrer por esmagamento do concreto (Dom. 3) ou por deformação excessiva do aço (Dom. 2b).

O momento interno de projeto valerá:

$$M_d = A_s f_{yd} (d_s - x' R_{cc}) + A_p f_{pyd} (d_p - x' R_{cc})$$

O aço de protensão apresenta no Estádio IIb dois alongamentos:

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

$\varepsilon_{px}$  = alongamento decorrente da flexão da peça até o estado limite último (ELU) e que depende de "x".

A deformação total do aço no ELU valerá  $\varepsilon_{pyd} = \varepsilon_p^{(0)} + \varepsilon_{px}$  e à ela corresponde uma tensão  $f_{pyd}$ . Como não a conhecemos de antemão (por causa de  $\varepsilon_{px}$ ), podemos arbitrariamente e através das equações de equilíbrio, por aproximações sucessivas chegar ao valor de  $f_{pyd}$ .

A relação entre  $f_{pyd}$  e  $\varepsilon_{pyd}$  pode ser obtida do diagrama (C.S.B.M.) abaixo:

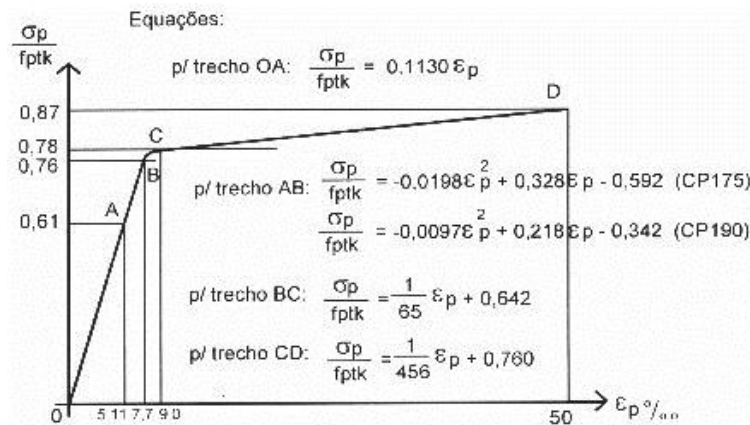


Fig. 10: Diagrama de relação entre  $f_{pyd}$  e  $\varepsilon_{pyd}$

## 4. ASPECTOS CONSTRUTIVOS

### 4.1 Generalidades

A área a ser pavimentada é dividida em faixas de 3 a 7 m de largura, conforme processo de concretagem e de até 150 m de comprimento. Concretam-se sempre faixas inteiras, alternadamente uma sim e uma não, dentro do menor tempo possível, afim de que sejam mantidas condições similares em toda a faixa.

### 4.2 Camada de deslizamento

A placa protendida é esbelta e flexível, mas para que a protensão realmente atinja a placa em todo o seu comprimento, é necessário que o atrito com a sub-base seja o menor possível. Esta condição só se consegue com um acabamento liso da sub-base e para tanto várias soluções podem ser usadas:

- Sobre o aterro compactado uma camada de asfalto e sobre o asfalto duas camadas de papel parafinado ou plástico.

- Uma camada de areia fina de 2 a 3 cm, coberta por lona plástica ou papel parafinado para impedir a penetração da nata do concreto na areia. Neste caso, o deslizamento ocorre na camada de areia com um coeficiente de atrito entre 0,5 e 1,0 desde que a areia não seja nem muito fina, nem muito grossa.

### 4.3 Sub-base e sub-leito

O sucesso de qualquer pavimento, e em especial do protendido, depende fundamentalmente do desempenho e uniformidade da sua fundação. Sub-bases com coeficiente de recalque  $k$  inferior a  $10 \text{ kgf/cm}^3$  não devem ser usadas para suporte do pavimento protendido.

Talvez seja oportuno lembrar que a sub-base tem por finalidades:

1. Evitar o fenômeno do bombeamento. Os finos plásticos podem existir no solo da fundação e se manifestar em presença da água em excesso e de cargas pesadas.
2. Eliminar os efeitos de mudanças volumétricas dos solos do sub-leito.
3. Criar uniformidade de suporte para o pavimento.

As sub-bases podem ser compostas por materiais naturais ou artificiais, estabilizadas por meio mecânico, ou podem ser tratadas com aditivos (cimento portland, cal, asfalto). Entre as tratadas com cimento, temos o solo - cimento, solo melhorado com cimento, brita graduada tratada com cimento e concreto pobre. É muito usada entre nós a brita graduada (BG) e a brita graduada tratada com cimento (BGTC).

Economicamente, é interessante que a sub-base tenha um  $k$  elevado, pois com isto diminui a espessura do pavimento de concreto, camada mais nobre, de maior custo inicial.

A presença do cimento na sub-base aumenta consideravelmente o seu coeficiente de recalque  $k$ .

### 4.4 Concretagem

Em pisos pequenos, a concretagem pode ser feita com recursos convencionais, jericas e vibradores de imersão. Já em pisos de aeroportos e rodovias, os equipamentos podem ir desde a régua vibratória até o trem de concretagem, embora por exemplo no aeroporto de Curitiba, numa área de aproximadamente  $22.000 \text{ m}^2$  de pátio protendido, se tenha usado com absoluto sucesso apenas uma régua simples.

Em resumo:

- Qualidade e homogeneidade do concreto;
- Qualidade de execução;
- Concretagem de cada faixa no tempo mínimo e sem interrupções, a fim de não ocorrerem retrações diferenciais ao longo da faixa;
- Protensão por etapas;



- Cura adequada por meio de cobertura com sacos de anagem constantemente molhados e cura química.

#### 4.5 Protensão

A protensão por etapas visa combater o aparecimento das fissuras de retração que ocorrem com muita facilidade em placas esbeltas e longas. A primeira etapa deve ser aplicada poucas horas após a concretagem da faixa (depende do  $f_{cj}$ ).

Os cabos da direção transversal são colocados primeiro, mas protendidos por último, após a última protensão longitudinal.

#### 4.6 Juntas

Podem ocorrer dois tipos de juntas nas placas de concreto protendido:

- a) as juntas de concretagem entre as faixas de construção;
- b) as juntas de dilatação.

##### a) Juntas de concretagem

Normalmente são retas ou levam um dente de concreto para melhor transferência da força cortante. A opção pelo dente depende da taxa de protensão transversal que por sua vez define a força cortante que pode ser transferida por atrito entre as faixas.

##### b) Juntas de dilatação

O detalhamento das juntas de dilatação é assunto delicado. O problema que teoricamente é simples pode se tornar na prática o ponto onde começam os defeitos. As poucas juntas de dilatação que existem por exemplo numa pista de pouso de um aeroporto, não podem falhar. Estas juntas, que podem ser metálicas ou de borracha, devem ser projetadas e instaladas em harmonia com o sistema de protensão. No seu projeto, se consideram:

- a) o tamanho da placa;
- b) a temperatura da instalação;
- c) a temperatura máxima que poderá ocorrer na face superior;
- d) a temperatura correspondente na face inferior;
- e) a mínima temperatura na face superior;
- f) a temperatura correspondente na face inferior.

Assim, por exemplo numa placa de 60,0 m e 20 cm de altura:

Temperatura de instalação: 20° C

Temperatura máxima na face superior: 40° C

Temperatura correspondente na face inferior:  $t_i = 40 - 0,7 \times 20 = 26°$  C

Temperatura mínima na face superior: -5° C

Temperatura correspondente na face inferior:  $t_i = -5 + 0,7 \times 20 = +9°$  C

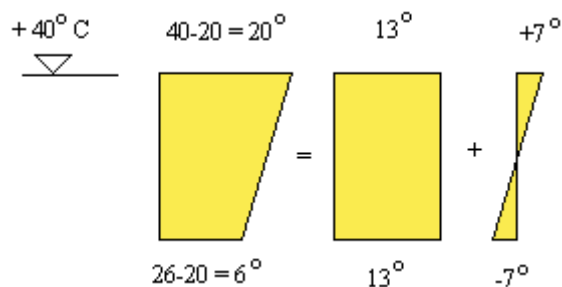


Fig. 11: Exemplo de consideração da temperatura em juntas de dilatação

Considerando o pavimento livre para o deslizamento:

$$\Delta l = 10^{-5} \times 60/2 \times 13 = 0,39 \text{ cm}$$

$$\text{Total na junta } \Delta l' = 2 \times 0,39 = 0,78 \text{ cm}$$

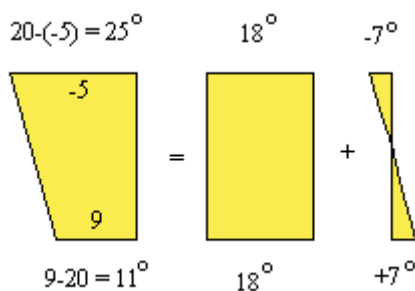


Fig. 12: Exemplo de consideração da temperatura em juntas de dilatação

Considerando o pavimento livre para o deslizamento:

$$\Delta l = 10^{-5} \times 60/2 \times 18 = 0,54 \text{ cm}$$

$$\text{Total na junta } \Delta l' = 2 \times 0,54 = 1,08 \text{ cm}$$

O que dificulta o dimensionamento da junta são, além disso, as deformações irreversíveis do concreto (retração e deformação lenta), normalmente ambas ainda em andamento durante a instalação da junta e que poderão conduzir no inverno a aberturas grandes, mas evidentemente calculáveis.

No caso das rodovias pavimentadas com concreto protendido, é possível otimizar o tamanho das placas de modo a se ter juntas por simples justaposição, enchidas com selante.

As juntas de dilatação devem ser mantidas sempre limpas.

## 5. CONCLUSÃO

Em comparação com a placa de concreto convencional, a placa protendida oferece uma alternativa tecnicamente superior e economicamente competitiva. "Não foi usada até hoje com mais frequência porque dificilmente se considerou o aspecto custo-benefício e também porque o dimensionamento em geral foi baseado em experiências práticas anteriores do projetista. A pavimentação, além disto, não tem sido considerada como elemento estrutural

e sim tratada como elemento secundário. No mais, os problemas com as placas simples nunca apareceram na época da construção e sim bem mais tarde, quando o projetista já havia se desvinculado há muito do projeto e a substituição das placas ficou entregue a equipes pouco preocupadas com a origem do problema." (4)

Parece-nos que, em função dos novos rumos da conjuntura brasileira, a vida útil de um pavimento e o custo-benefício são aspectos de real interesse para quem se envolve no empreendimento.

Pretendemos com o presente trabalho acender novamente um velho assunto (ver F. Leonhardt – 1954 ou A. C. Vasconcelos - 1979), porque julgamos a solução do pavimento pretendido competitiva, com elevada durabilidade, interessante e sem dúvida, uma solução bonita, capaz de entusiasmar o engenheiro do pavimento, o engenheiro do concreto e o usuário da pista.



Imagens: Aeroporto Afonso Pena, Curitiba – PR: detalhes do Pátio de Aeronaves, 1996



# BIBLIOGRAFIA

1. Leonhardt, F. *Spannbeton für die Praxis* -1954.
2. Leonhardt, F. *Spannbeton für die Praxis* -1962.
3. Eisenmann, J. *Betonfahrbahnen* -1979.
4. Danzeisen, V. *Placas de concreto protendido* - II Seminário Nacional de Concreto Protendido -1976.
5. Vasconcelos, A.C. *Documentário sobre pavimentos de concreto protendido para aeroportos e rodovias* –Ibracon -1979.
6. Schmid, M.T. *A protensão parcial do concreto* -1987.
7. Gramling, Teng, Sheffield . *The performance of prestressed pavements in four States (Virginia, Pennsylvania, Mississippi, Arizona)* - Federal Highway Administration, 1982.
8. Pereira, A. M. *Análise crítica dos fatores de equivalência adotados pelo DNER e sua adequação às rodovias de tráfego pesado* - Associação Brasileira de Pavimentação, Boletim nº11.
9. Pitta, M.R.; Carvalho, M.D. *Dimensionamento de pavimentos de concreto para aeródromos - o método PCA* - Ibracon 1982.

Direitos Autorais de propriedade da Rudloff Industrial Ltda.  
Permitida a reprodução desde que mencionada a fonte.