

## CAPÍTULO 6

### PROJETO DO DORMENTE

*O objetivo deste capítulo é apresentar o projeto de um modelo de dormente, adequado às condições de uma via ferroviária brasileira, para posteriormente, por meio de ensaios experimentais, verificar e quantificar o benefício das fibras de aço ao dormente. O capítulo apresenta: as principais especificações para o projeto de dormentes monoblocos de concreto protendido segundo as normas AREMA (1997) e CEN (1996), um estudo dos momentos fletores solicitantes em função da geometria e do comprimento de dois diferentes modelos de dormente, o projeto do novo dormente e as modificações feitas neste projeto de modo a melhor aproveitar o benefício das fibras de aço.*

*Segundo a FIP (1987) e TAYLOR (1996), “é surpreendente que milhões de dormentes de concreto estejam em uso com sucesso nas vias e que não exista um método racional de projeto correntemente aceito. A razão para isto é de fato devido à complexidade do projeto do dormente. Em face disso, no projeto da via, a reação natural dos engenheiros é contar com a experiência e a evolução”.*

Conforme BUEKETT (1989), na época que sofisticados modelos de via estão desenvolvidos, é uma surpresa que uma metodologia de cálculo mais teórica para o projeto de dormentes não possa ser recomendada. A razão para a metodologia empírica ainda hoje em uso é devida ao carregamento dinâmico de alta frequência, difícil de medir

na via. Tais medidas, quando feitas, podem ser invalidadas por mudanças nas condições de operação. A dificuldade para definir as ações de projeto é ilustrada pela existência de ao menos doze diferentes fórmulas.

Os vários e diferentes critérios adotados para a determinação dos momentos fletores solicitantes no dormente demonstram claramente as incertezas existentes, devidas à grande variabilidade dos parâmetros mais importantes no projeto dos dormentes, entre os quais pode-se citar: influência das curvas sobre a carga da roda no trilho, forças de impacto, condições de apoio do dormente no lastro e sua variação ao longo do tempo, rigidez do trilho, do dormente e do lastro e propriedades elásticas do sistema de fixação do trilho. De modo que, de país para país ou de empresa para empresa, a metodologia e os parâmetros adotados podem ser muito diferentes. Como conseqüência, e segundo vários autores, o projeto de um dormente de concreto resulta muito mais do conjunto de experiências das empresas ferroviárias e fabricantes, acumuladas principalmente durante as últimas cinco décadas, do que de estudos teóricos.

Há também a observar que por ser o dormente de concreto um produto comercial, a divulgação e o acesso às informações são muito restritos. Daí pode-se visualizar a grande dificuldade para se projetar um dormente de concreto adequado às condições das ferrovias brasileiras, pois as experiências, quando existem, são pouco divulgadas, além do fato que as condições das vias brasileiras são muito diferentes das vias de outros países, principalmente no que se refere à manutenção periódica da via e dos veículos.

Devido ao empirismo e à existência de diferentes metodologias e coeficientes para levar em conta o efeito dinâmico da carga dos trilhos sobre os dormentes e as condições de apoio do dormente no lastro, é possível escolher uma entre as várias metodologias existentes, tendo como meta a que melhor represente as condições da via onde o dormente será instalado.

Entre outras, as duas mais importantes instituições que estudam e normalizam o projeto dos dormentes de concreto são: a *American Railway Engineering and Maintenance Association* (AREMA) e o *European Rail Research Institute* (ERRI), antigo ORE, pertencente à *International Union of Railways* (UIC). As duas normas mais conhecidas são a da AREMA (1997) nos Estados Unidos e a do *Comité Européen de Normalisation* - CEN (1996) - na Europa. Há também diversas outras especificações pertencentes às próprias empresas ferroviárias de todo o mundo.

A metodologia de projeto da ERRI, descrita na norma CEN, conduz a dormentes mais leves e menos resistentes que os dormentes projetados segundo a AREMA. É adequada às características das vias européias, onde a carga por eixo é menor e o tráfego de veículos de passageiros, em alta velocidade, impõem à via perfeitas condições, a fim de garantir conforto e segurança. Nos Estados Unidos as vias são bem diferentes, com preponderância de veículos para transporte de carga pesada, menores velocidades e

maiores cargas por eixo. Por isso as vias americanas não exigem o mesmo nível de manutenção das vias européias. Isso resulta que os dormentes da AREMA apresentam maiores momentos resistentes e maior massa que os europeus. Dormentes leves europeus não se mostraram adequados às condições das vias americanas (TAYLOR - 1996).

As características das vias brasileiras, no que se refere ao tipo de transporte efetuado e à qualidade ou frequência dos ciclos de manutenção da via, apresentam semelhança às características das vias americanas. Por este motivo, na maioria dos casos, as empresas ferroviárias exigem que os dormentes adquiridos atinjam as exigências das especificações da AREMA. Isso resulta que os dormentes brasileiros apresentam alto custo, pois atingem massa de até 400 kg para bitola de 1600 mm e carga por eixo de 320 kN.

## **6.1 PRINCIPAIS ESPECIFICAÇÕES DO MANUAL AREMA**

O *Manual for Railway Engineering* é editado anualmente pela AREMA. Entre os vários capítulos do Manual, o dez traz as especificações para o projeto de dormentes biblocos e monoblocos de concreto. No Brasil, de modo geral, as empresas ferroviárias exigem que os testes de dormentes sejam feitos de acordo com as especificações deste Manual.

### **6.1.1 Distribuição da Carga Vertical aos Dormentes**

A distribuição da carga aos dormentes depende do seu espaçamento e dos eixos dos veículos, da reação do lastro e do sublastro e da rigidez dos trilhos. A AREMA (1997) fornece um gráfico (fig. 6.1) onde o fator de distribuição de carga ( $FD$ ) é definido em função do espaçamento entre os dormentes. Segundo afirma a própria AREMA, o gráfico é uma estimativa conservadora e a rigidez dos trilhos, embora influencie o fator de distribuição, tem um pequeno efeito quando comparada a outros fatores.

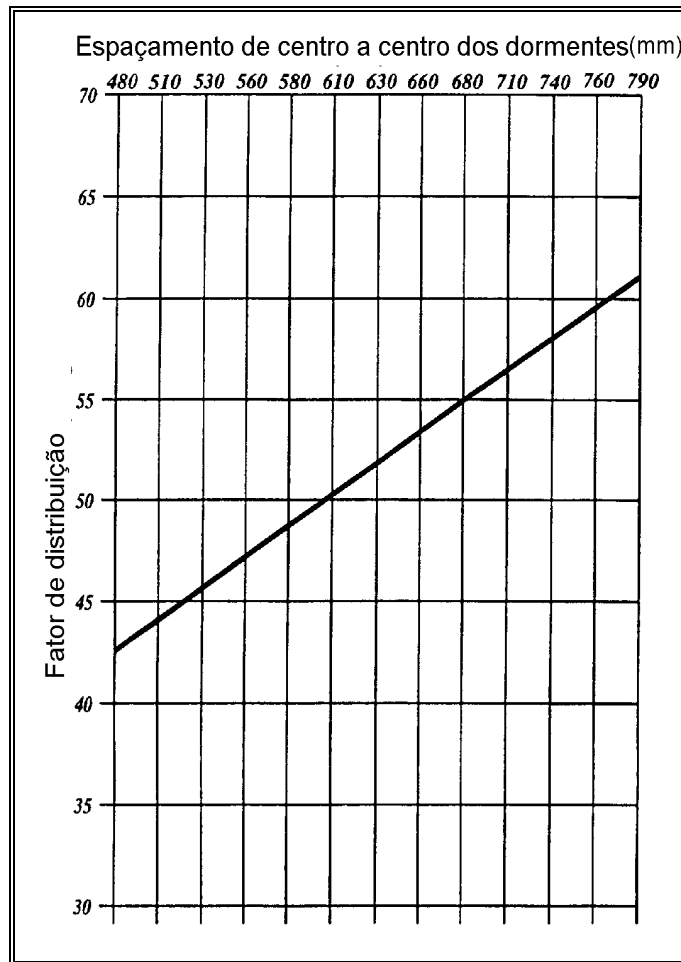


Fig. 6.1 - Fator de distribuição de carga (FONTE: AREMA - 1997).

### 6.1.2 Fator de Impacto

O fator de impacto (*FI*) é um aumento porcentual (200 %) sobre as ações verticais estáticas, o qual pretende estimar o efeito dinâmico de irregularidades nas rodas, trilhos, veículos e vias.

### 6.1.3 Pressão no Lastro

A pressão no lastro é determinada com o cálculo da pressão média na base do dormente; é igual à carga por eixo multiplicada pelos fatores de distribuição e de impacto e dividida pela área de contato do dormente com o lastro:

$$p_m = \frac{2 Q \left[ 1 + \frac{FI}{100} \right] \left( \frac{FD}{100} \right)}{A} \tag{6.1}$$

onde:

$p_m$  = pressão média no lastro;

$Q$  = carga por roda;

$FI$  = fator de impacto, %;

$FD$  = fator de distribuição, %;

$A$  = área de apoio do dormente, considerada ao longo do comprimento total do dormente, conforme mostrado na fig. 6.2.

A recomendação da AREMA é de que a pressão no lastro não exceda 0,586 MPa para lastro de alta qualidade e resistente à abrasão. Para lastro com qualidade inferior, a pressão deve ser diminuída de modo adequado.

A fim de constatar o valor da pressão no lastro aplicada por alguns modelos de dormentes, cujas características são apresentadas no relatório da FIP (1987), fez-se a Tabela 6.1. A pressão no lastro foi determinada segundo a distribuição de pressão uniforme ao longo do comprimento total do dormente (fig. 6.2), e com os fatores de impacto (200 %) e de distribuição especificados pela AREMA.

Tabela 6. 1 - Pressão no lastro para diferentes modelos comerciais.

País/ Dormente	Carga por eixo (kN)	Fator de Distribuição ( $FD$ )	Área de apoio ( $cm^2$ )	Pressão no lastro (MPa)
Austrália - SR A1	245	0,50	6250	0,588
Canadá - CN 60B	292	0,505	6711	0,659
Inglaterra - F27 BS	245	0,565	6640	0,625
EUA - Amtrak	321	0,505	7229	0,673
EUA - Dywidag	365	0,51	7283	0,767
Brasil - Dywidag	350	0,51	7348	0,729
Alemanha - B 70	250	0,51	6808	0,497

Os valores da pressão no lastro calculados segundo a AREMA mostram, com exceção do modelo alemão B 70, ser superiores ao limite máximo de 0,586 MPa. O fator de impacto de 200 %, pode ser adequado e necessário no dimensionamento do momento último do dormente, porém parece exagerado considerar que um fator de impacto de tal magnitude estará atuando ao longo de todas as seções da via. Embora somente um estudo minucioso da via possa indicar, poderia ser assumido um fator de impacto menor que 200 % no cálculo da pressão do dormente no lastro.

#### 6.1.4 Concreto

A resistência mínima à compressão aos 28 dias deve ser de 48 MPa (ASTM C 39). O Manual recomenda que a máxima pré-compressão em qualquer seção transversal do dormente, após ocorridas todas as perdas, não exceda a 17,2 MPa. Ainda, deverá haver uma tensão mínima de pré-compressão em qualquer seção vertical do dormente na área de apoio do trilho de 3,5 MPa, após ocorridas todas as perdas e sem qualquer carga externa aplicada.

### 6.1.5 Momentos Fletores

O Manual fornece uma equação para cálculo do momento fletor positivo ( $M$ ) na seção do dormente sob o eixo do trilho, que é a seguinte:

$$M = B \cdot V \cdot T \quad (6.2)$$

onde:

$V$  = fator velocidade, fig. 6.3;

$T$  = fator tonelagem, fig. 6.3;

$B$  = momento fletor positivo, determinado na figura 1-3 do Manual, para valores particulares do comprimento e do espaçamento do dormente.

O gráfico da fig. 1-3 do Manual foi calculado para cargas por eixo de 365 kN, limitando assim a sua utilização a apenas essa carga por eixo. Para a confecção desse gráfico, o esquema estático adotado pela AREMA foi o de uma viga de largura constante com distribuição uniforme de pressão no lastro ao longo de todo o comprimento do dormente (fig. 6.2). De modo que, a determinação do momento fletor positivo para outros valores de carga é muito simples, pois basta considerar o mesmo esquema estático.

Para a determinação dos demais momentos atuantes no dormente, o Manual fornece a Tabela 1-1, aqui transcrita como Tabela 6.2, com coeficientes que multiplicam o momento  $M$  dado pela equação 6.2. Os coeficientes multiplicadores são empíricos e foram determinados por meio de inúmeras medições reais nas vias para dormentes de largura da base constante. Não são, portanto, adequados às condições das vias brasileiras, principalmente por causa da diferença de bitolas (1435 mm nos Estados Unidos e 1600 mm no Brasil). Para contornar tal problema, pode-se, do mesmo modo que o momento positivo na seção do dormente sob o trilho, determinar o momento negativo no centro do dormente segundo o mesmo esquema estático. Mas fica ainda a impossibilidade de cálculo do momento negativo na seção sob o trilho e do momento positivo no centro do dormente.

Conforme a AREMA, os dormentes de concreto devem ser capazes de resistir, sem fissurar, a todos os momentos fletores induzidos pelas cargas máximas das rodas.

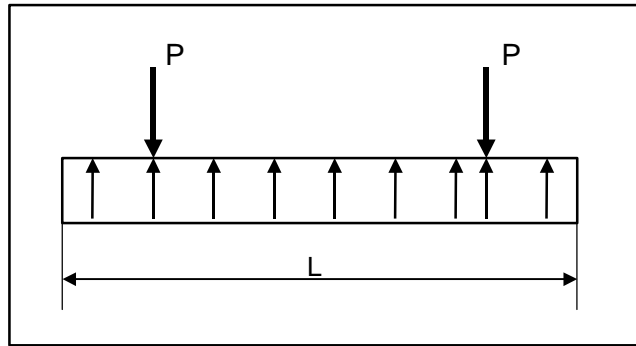


Fig. 6.2 - Esquema estático considerado pela AREMA (1997) para determinação dos momentos fletores solicitantes no dormente.

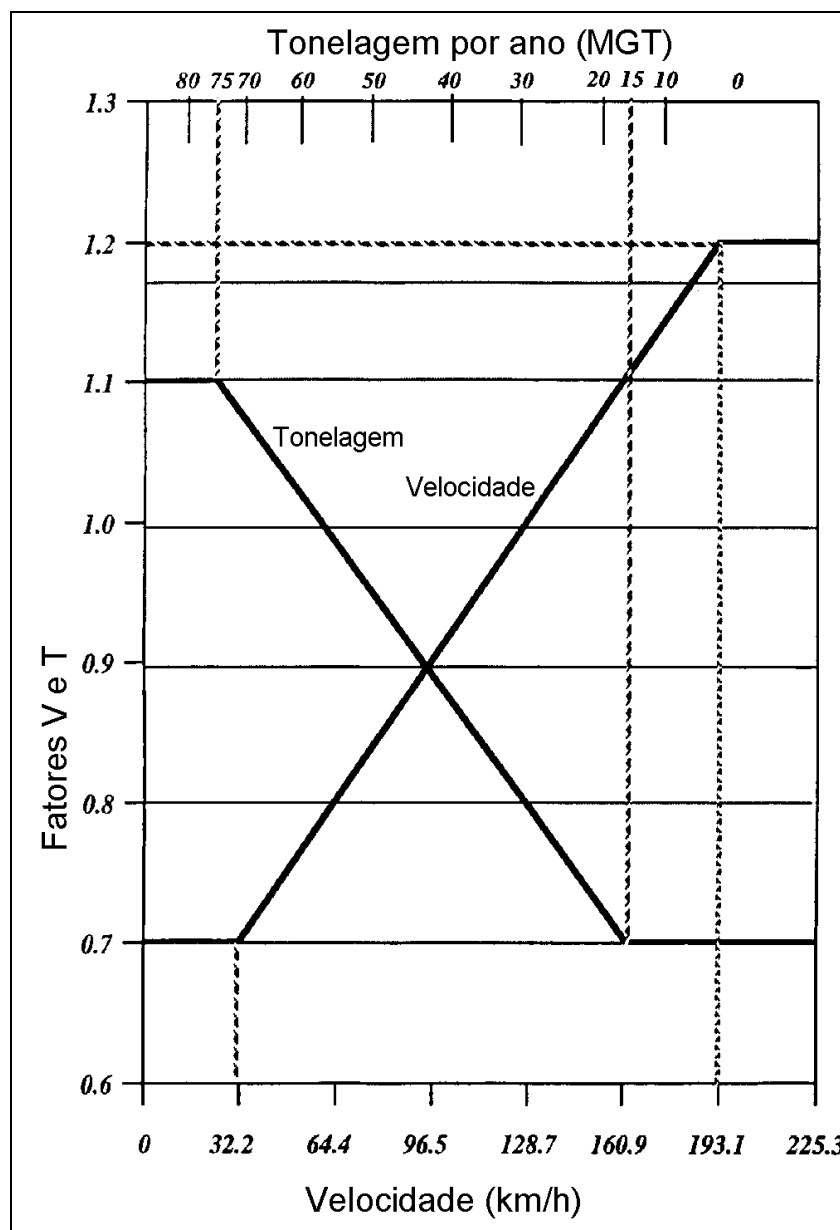


Fig. 6.3 - Fatores velocidade e tonelagem (FONTE: AREMA - 1997).

Tabela 6.2 - Coeficientes para determinação dos momentos fletores no dormente (FONTE: AREMA - 1997).

Comprimento do dormente (cm)	Momento negativo na seção do trilho	Momento negativo no centro	Momento positivo no centro
236	0,72 M	1,13 M	0,61 M
244	0,64 M	0,92 M	0,56 M
259	0,53 M	0,67 M	0,47 M
274	0,46 M	0,57 M	0,40 M

## 6.2 PRINCIPAIS ESPECIFICAÇÕES DA NORMA CEN

A norma editada pelo *COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION* (CEN - 1996) representa as especificações sobre dormentes de concreto em vários países da Europa. No caso dos dormentes monoblocos, são duas as normas: *Part 1 - Common requirements* e *Part 2.1 - Prestressed monoblock sleepers*.

### 6.2.1 Cargas

A via é submetida a cargas repetidas em três diferentes direções, geralmente aplicadas simultaneamente: cargas verticais, cargas laterais e cargas longitudinais.

A carga de projeto é calculada por aplicar um coeficiente dinâmico à carga estática da roda, o qual leva em conta os efeitos dinâmicos normais de irregularidades na roda e na via. Além disso, um coeficiente de impacto deve ser aplicado para considerar impactos excepcionais e acidentais, os quais podem resultar em supercarregamento.

A distribuição da carga aos dormentes deve ser avaliada conforme o método de Zimmermann (descrito no item 3.2.1 do Capítulo 3) ou outra fórmula apropriada.

### 6.2.2 Momento Positivo na Seção Sob o Trilho

A norma CEN (1996) considera três estágios de flexão. No primeiro, o momento fletor é devido à carga de projeto, o qual induz a resistência à flexão necessária à seção do dormente sob o trilho. Na sua avaliação deve-se levar em conta o apoio irregular do dormente no lastro e o coeficiente ou fator de distribuição (*FD*). O dormente não deve fissurar quando submetido ao momento fletor de projeto.

No Anexo E a norma fornece um modo de cálculo da carga de projeto da roda, conforme os relatórios ORE D71 RP9 (1969) e ORE D170 RP4 (1991). À carga nominal da roda ( $Q_N$ ) é aplicado um coeficiente dinâmico, definindo a carga dinâmica da roda:

$$Q_{din} = \phi \cdot Q_N \quad (6.3)$$



O coeficiente dinâmico ( $\phi$ ) é devido a defeitos no perfil vertical da via e assume dois diferentes valores em função da velocidade:

1,50 para  $V < 200$  km/h;

1,75 para  $V = 200$  km/h.

A força dinâmica do trilho sobre o dormente é:

$$S_{din} = \phi \chi \bar{A} Q_N \quad (6.4)$$

onde:

$\bar{A}$  = coeficiente de distribuição da carga, tomado igual a 0,50;

$\chi = 1,35$ , incremento dinâmico da reação do dormente no lastro devido às falhas de apoio.

Os momentos fletores de projeto, positivo na seção sob o trilho e negativo no centro do dormente, são:

$$M_{dr} = \psi_1 S_{din} \frac{\lambda}{2} = Q_N \phi \bar{A} \chi \psi_1 \frac{\lambda}{2} \quad (6.5)$$

$$M_{dc} = \psi_2 M_{dr} \frac{I_c}{I_r} \quad (6.6)$$

onde:

$\psi_1 = 1,6$  ;  $\psi_2 = 1,2$ , incrementos dinâmicos de momento fletor devido a irregularidades no apoio longitudinal do dormente;

$\lambda$  = braço de alavanca, fig. 6.4;

$I_c$  = momento de inércia da seção do centro do dormente;

$I_r$  = momento de inércia da seção do dormente sob o trilho.

O braço de alavanca ( $\lambda$ ) a ser levado em conta no cálculo do momento fletor de projeto é em relação à projeção do trilho no dormente (fig. 6.4). O esquema de distribuição da pressão do dormente ao lastro admitido para a equação está mostrado na fig. 6.5.

$$\lambda = \frac{d - e}{2} \quad (6.7)$$

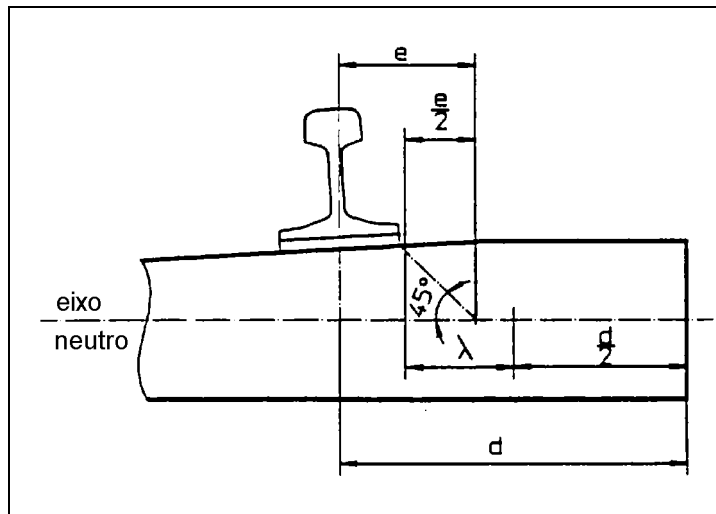


Fig. 6.4 - Braço de alavanca  $\lambda$  (FONTE: CEN - 1996).

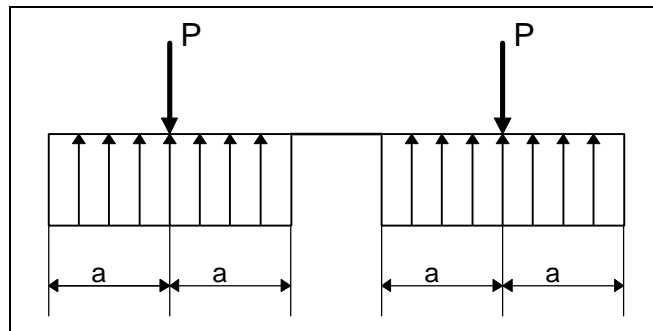


Fig. 6.5 - Forma do diagrama de distribuição de pressão no lastro admitido pela CEN para a determinação do momento de projeto  $M_{dr}$ .

No segundo estágio, a flexão é consequência da atuação de cargas de impacto randômicas e excepcionais. O valor do momento excepcional é o momento de projeto multiplicado por um fator de impacto:  $M_{exc} = K_1 \cdot M_{dr}$

Qualquer fissura produzida pelo momento excepcional deve fechar após a sua remoção. A norma CEN informa que o fabricante deve avaliar o valor do coeficiente  $K_1$  a ser adotado. Para os ensaios do dormente, a norma fornece como sugestão os seguintes valores: 1,8 para o ensaio estático e 1,5 para o ensaio dinâmico.

No terceiro estágio, a flexão é devida a cargas de impacto acidentais e define o momento fletor último. O dormente deve resistir ao momento fletor último, cujo valor é:  $M_u = K_2 \cdot M_{dr}$

Do mesmo modo, a norma CEN diz que o fabricante deve adotar o valor do coeficiente  $K_2$ . Para os ensaios a norma fornece como sugestão os seguintes valores: 2,5 para o ensaio estático e 2,2 para o ensaio dinâmico.

Quanto aos demais momentos fletores que atuam no dormente (positivo no centro e negativo na posição do trilho), a norma diz que o fabricante deve especificar os seus valores, não dando nenhuma diretriz para o seu cálculo.

### 6.2.3 Concreto

O concreto deve ser classe C45/55 (resistência característica 45 MPa quando medida em cilindros e 55 MPa quando medida em cubos) ou C50/60. A razão água/cimento deve ser menor que 0,45 e o mínimo consumo de cimento de 300 kg/m<sup>3</sup>.

## 6.3 RELAÇÃO ENTRE O MOMENTO RESISTENTE DO DORMENTE E O MOMENTO APLICADO

Os critérios e parâmetros adotados no projeto para a segurança dos dormentes de concreto em serviço na via, devido à grande variabilidade das condições na via, variam de país para país. Simplificadamente, os diferentes países consideram a segurança por meio de coeficientes dinâmicos ou fatores de impacto, os quais majoram as ações estáticas, além do valor adotado para a tensão de tração admissível do concreto.

O relatório da FIP (1987) sobre o estado-da-arte dos dormentes de concreto mostra um estudo comparativo da segurança da via adotada em alguns países. O estudo define um fator  $\lambda$  dado por:

$$I = \frac{M_{res,tr}}{M_{apl,tr}} \quad (6.8)$$

onde:

$M_{res,tr}$  = momento resistente do dormente, na seção sob o trilho e levando em conta a protensão e as tensões admissíveis do concreto;

$M_{apl,tr}$  = momento aplicado pela ação estática da roda.

O momento resistente deve obviamente ser maior que o momento aplicado pelas rodas. O momento resistente do dormente, em todas as suas seções transversais, pode ser determinado corretamente e sem dificuldades. No entanto, a determinação do momento real aplicado pelos veículos é extremamente difícil, pois há muitas variáveis intervenientes no problema, além do fato de que elas se alteram com o tempo e a posição ou trecho da via. Por exemplo, a adoção de diferentes coeficientes dinâmicos ou de impacto, em conjunto com a metodologia utilizada para considerar a resposta elástica do

sistema trilho-fixação-dormente-lastro-sublastro, pode levar a uma enorme variação do valor do momento fletor aplicado.

Para simplificar o problema, a FIP (1987) tomou o momento aplicado calculado por meio de um modelo estático muito simples, mostrado na fig. 6.5. O momento aplicado no dormente na seção sob o trilho toma o valor:

$$M_{apl,tr} = \frac{P a}{4} \quad (6.9)$$

com  $P$  sendo a ação estática vertical de uma roda e  $a$  sendo a distância do eixo do trilho à extremidade do dormente.

A Tabela 6.3 mostra o fator  $\lambda$  determinado em vias de diferentes países do mundo, onde  $\bar{f}_{t,fl}$  representa a resistência admissível à tração na flexão adotada para o concreto do dormente. O valor médio de  $\lambda$  é 1,3, com variação entre 0,7 e 1,8; ele reflete as condições da via e dos veículos, juntamente com a filosofia de segurança adotada nos diferentes países.

Tabela 6.3 - Características das vias e fator  $\lambda$  em diferentes países (FONTE: FIP - 1987).

PAÍS	TIPO	$2 P$ (kN)	$a$ (cm)	$M_{apl,tr}$ (kN.m)	$\bar{f}_{t,fl}$ (MPa)	$M_{res,tr}$ (kN.m)	$\lambda$
Austrália	SRA1	245	53	16,2	2,3	23,8	1,5
Canadá	CN60B	292	44	20,1	3,3	30,6	1,5
China	S-2	245	53	16,2	2,6	13,4	0,8
Alemanha	B 70	221	58	16,0	3,0	18,4	1,2
Inglaterra	F27 BS	245	54	16,5	4,5	25,0	1,5
Hungria	LM	202	49	12,4	4,3	15,5	1,3
Itália	FS V35	221	43	11,9	4,7	15,0	1,3
Japão	3H	164	48	9,8	0,0	17,3	1,8
Suécia	S3	222	53	14,7	3,0	15,0	1,0
Estados Unidos	Amtrak	321	58	23,3	5,0	42,4	1,8
África do Sul	P2/F4	221	50	13,8	2,8	11,2	0,8
Índia	BG	220	54	14,9	2,0	24,3	1,6
União Soviética	-	265	59	19,5	2,0	13,5	0,7

## 6.4 PROJETO DO DORMENTE

Neste item mostra-se o projeto de um novo dormente, chamado “dormente original”, e que será objeto dos ensaios estáticos e dinâmicos mostrados no Capítulo 8.

Os dados adotados para o projeto do dormente referem-se a uma via da antiga Rede Ferroviária Federal S. A. (atual MRS) e são os seguintes:

- via de uso misto: veículos para transporte de passageiros e cargas;
- trilhos tipo TR 57 e TR 68;
- espaçamento de centro a centro dos dormentes = 62,5 cm (1.600 dormentes por quilômetro);
- carga por eixo:
  - locomotiva = 200 kN;
  - veículos de carga = 320 kN.
- distância entre eixos:
  - locomotiva = 1,77 m;
  - veículos de carga = 2,50 m.
- velocidade = 100 km/h;
- valor estimado da tonelagem bruta anual (MGT) = 57;
- raio de curva superior a 245 m;
- bitola de 1600 mm.

#### 6.4.1 Força Vertical Dinâmica do Trilho no Dormente

Para cálculo da força ou carga vertical máxima sobre o dormente, é necessário uma análise para verificar se, em função da distância entre os eixos dos veículos e das locomotivas, um dormente sob um eixo recebe também parte da força de um outro eixo adjacente. Uma análise rápida dos dados apresentados permite observar que, embora um dormente diretamente sob o eixo da locomotiva (200 kN) receba uma parte da força do outro eixo mais próximo, a força total sobre o dormente resulta muito inferior à força proveniente de um eixo dos veículos de carga (320 kN por eixo). Ainda, como a distância entre os eixos dos veículos de carga é grande o suficiente para o dormente sob um eixo não ter influência de um outro eixo mais próximo, o dormente foi dimensionado considerando a força de apenas um eixo do veículo de carga, ou seja, 320 kN. Isso está de acordo com o texto da FIP (1987), segundo a qual, devido à distância entre os eixos dos veículos, normalmente o dormente pode ser dimensionado em função da carga de um eixo apenas.

Faz-se a seguir o cálculo da força vertical dinâmica atuante nos dormentes, segundo três diferentes processos: conforme o Manual AREMA (1997), conforme o fator de distribuição determinado pelo método de Zimmermann (descrito no item 3.2.1) e fatores de impacto, velocidade e tonelagem do Manual AREMA e, finalmente, segundo os coeficientes especificados pela norma CEN (1996).

### 6.4.1.1 Segundo a AREMA

Com o espaçamento entre os dormentes sendo 62,5 cm, na fig. 6.1 encontra-se o valor de 0,515 para o fator de distribuição ( $FD$ ). Com a força da roda  $Q = 160$  kN, a força estática em um dormente exatamente sob o eixo do veículo é:

$$P = Q \cdot FD = 160 \cdot 0,515 = 82,4 \text{ kN}$$

A força dinâmica vertical no dormente, considerando o fator de impacto ( $F$ ) de 200 % e os fatores velocidade e tonelagem (da fig. 6.3:  $V = 0,92$  e  $T = 1,0$ ) é:

$$S_{din} = Q \cdot FD (1 + F) V \cdot T = 160 \cdot 0,515 (1 + 2) 0,92 \cdot 1,0 = 227,4 \text{ kN}$$

### 6.4.1.2 Segundo a AREMA e ZIMMERMANN

De acordo com o método de Zimmermann, a força ou carga estática atuante sobre o dormente, definida pela eq. 3.25, é:

$$P = \frac{Q a}{2} \sqrt[4]{\frac{b_d C}{4EI}} = \frac{Q \cdot 62,5}{2} \sqrt[4]{\frac{27 \cdot 0,213}{4 \cdot 21000 \cdot 2730}} \cong 0,40 Q = 0,40 \cdot 160 = 64 \text{ kN}$$

São considerados os seguintes valores:

$Q$  = força ou carga da roda = 160 kN;

$a$  = espaçamento dos dormentes = 62,5 cm;

$b_d$  = largura média da base do dormente = 27 cm;

$C$  = coeficiente de lastro, adotado igual a 0,213 kN/cm<sup>3</sup>, valor correspondente ao módulo de via igual a 5,76 kN/cm<sup>2</sup> (via boa, segundo ALIA - 1977);

$I$  = momento de inércia do trilho, igual a 2730 cm<sup>4</sup> para o trilho TR 57;

$E$  = módulo de elasticidade do aço do trilho, tomado igual a 21.000 kN/cm<sup>2</sup>.

Segundo a eq. 3.19 de Talbot, o valor calculado para  $P$  é idêntico, com a vantagem sobre a equação de Zimmermann de que não é preciso conhecer a largura da base do dormente.

$$P = \frac{Q a}{2} \sqrt[4]{\frac{U}{4EI}} = \frac{Q \cdot 62,5}{2} \sqrt[4]{\frac{5,76}{4 \cdot 21000 \cdot 2730}} \cong 0,40 Q = 0,40 \cdot 160 = 64 \text{ kN}$$

Observa-se que o valor de 64 kN é bem inferior ao preconizado pelo Manual AREMA (82,4 kN), pois o fator de distribuição passou de 0,515 para 0,40. Isso confirma a observação da AREMA de que o seu fator de distribuição é conservador. Com o fator de distribuição determinado conforme o método de Zimmermann (Talbot) e os fatores do Manual AREMA (item 6.4.1.1), a força vertical dinâmica sobre o dormente é:

$$S_{din} = Q \cdot FD(1 + FI) V \cdot T = 160 \cdot 0,40 (1 + 2) 0,92 \cdot 1,0 = 176,6 \text{ kN} \cong 177 \text{ kN}$$

### 6.4.1.3 Segundo a CEN

A força dinâmica do trilho no dormente é determinada pela eq. 6.4. Há uma certa inconsistência da norma CEN ao sugerir a utilização dessa equação, pois nela o fator de distribuição recomendado é  $\bar{A} = 0,50$ , quando no item 4.2.2 da norma a recomendação é para o cálculo do fator de distribuição de acordo com o método de Zimmermann. Diante desse conflito, se a escolha recair no fator  $\bar{A} = 0,50$ , a força estática no dormente será  $0,50 Q = 80 \text{ kN}$ , valor este 25 % superior ao calculado segundo o método de Zimmermann e Talbot. No entanto, a força vertical dinâmica no dormente determinada pela eq. 6.4, devido aos coeficientes dinâmicos serem menores que os da AREMA, resulta num valor menor que o calculado segundo a AREMA-ZIMMERMANN (177 kN). Com  $\phi = 1,5$  para a velocidade de 100 km/h, resulta:

$$S_{din} = \phi \chi \bar{A} Q_N = 1,5 \cdot 1,35 \cdot 0,50 \cdot 160 = 162 \text{ kN}$$

### 6.4.2 Momentos Fletores Solicitantes

Dentre os três valores calculados da força vertical dinâmica, o projeto do dormente será feito com a força de 177 kN, que combina o método de Zimmermann com os coeficientes da AREMA. Os momentos fletores estão calculados segundo a força de 177 kN e, para comparação, também estão calculados com a força de 227,4 kN, determinada de acordo com a AREMA (1997).

A fim de poder melhor definir o comprimento e a forma geométrica do dormente que seja mais adequada para a bitola brasileira de 1600 mm, os momentos fletores solicitantes, positivo na seção sob o trilho e negativo no centro do dormente, estão

calculados segundo: duas diferentes formas geométricas, três diferentes comprimentos e duas diferentes formas de distribuição de pressão do dormente no lastro.

**a) Duas diferentes formas geométricas (fig. 6.9 e 6.10)**

Os dormentes com a largura da base constante (fig. 6.9) têm sua origem na Inglaterra, e são comumente aplicados na Austrália, Estados Unidos, Canadá e África do Sul. Com a simplicidade de sua geometria, resultam fôrmas mais simples e de menor custo, o que é muito importante na fabricação, principalmente em pistas de protensão (*long line*), onde um grande número de fôrmas é utilizado simultaneamente. Já os dormentes com a largura da base variável (fig. 6.10), com estreitamento em direção ao centro, representam a maioria dos modelos de dormentes monoblocos no mundo. São interessantes por conduzirem a um menor consumo de concreto e conseqüentemente menor massa, e menores momentos fletores no centro do dormente, o que é muito interessante para as ferrovias de bitola larga como a brasileira.

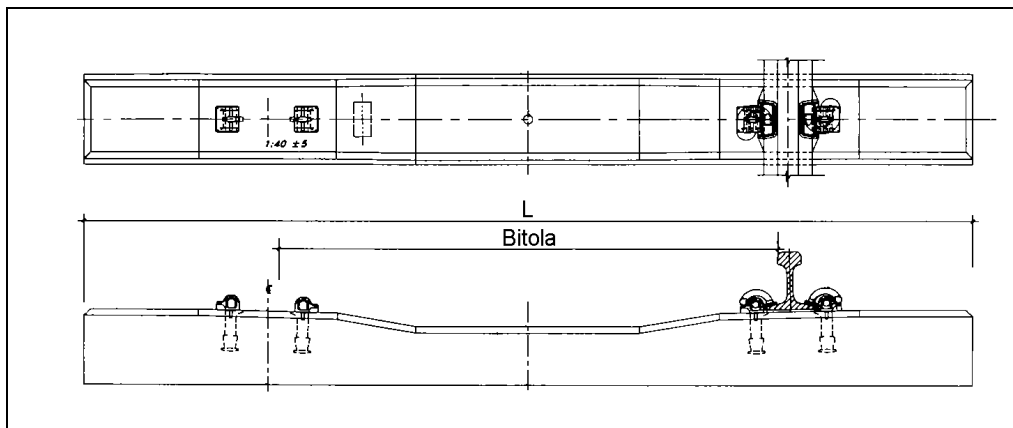


Fig. 6.9 - Modelo de dormente com a largura da base constante.



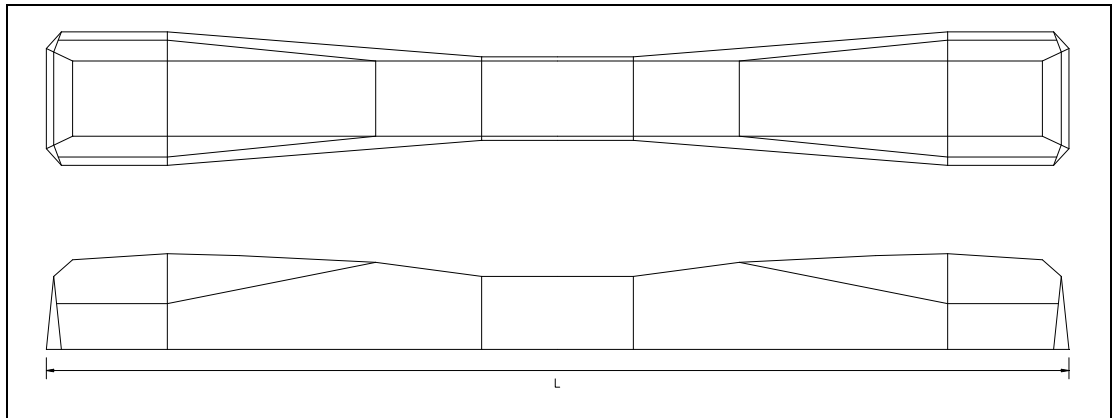


Fig. 6.10 - Modelo de dormente com a largura da base variável.

### b) Três diferentes comprimentos: 270, 275 e 280 cm

A variação do comprimento do dormente tem como objetivo verificar a sua influência sobre os momentos fletores solicitantes. Como no Brasil, de modo geral, os dormentes monoblocos são fabricados com comprimento de 280 cm, o objetivo desta análise é o de verificar a viabilidade do projeto de um dormente com comprimentos menores, como 270 ou 275 cm.

### c) Duas diferentes formas de distribuição de pressão do dormente no lastro (fig. 6.11 e 6.12)

Na instalação dos dormentes e também durante a manutenção da via, faz-se o socamento do lastro numa pequena faixa contínua e adjacente aos trilhos, evitando-se o apoio da região central do dormente no lastro. Ao longo do tempo, com a passagem dos veículos e a manutenção muito distanciada, há a tendência para a uniformização da pressão do dormente no lastro ao longo de todo o seu comprimento. Para levar este fato em consideração, duas diferentes formas de distribuição de pressão no lastro são consideradas no projeto, a fim de determinar os momentos fletores máximos atuantes no dormente para a força escolhida de 177 kN. A primeira objetiva representar a distribuição inicial de pressão (adotada pela CEN - fig. 6.11) e resultará no máximo momento positivo na seção sob o trilho. A segunda representa a distribuição que tende a ocorrer ao longo do tempo (fig. 6.12) e resultará no máximo momento negativo no centro do dormente. Como a AREMA adota este esquema para o cálculo dos momentos atuantes no dormente, a fim de comparação, os momentos fletores serão também calculados para a força de 227,4 kN.

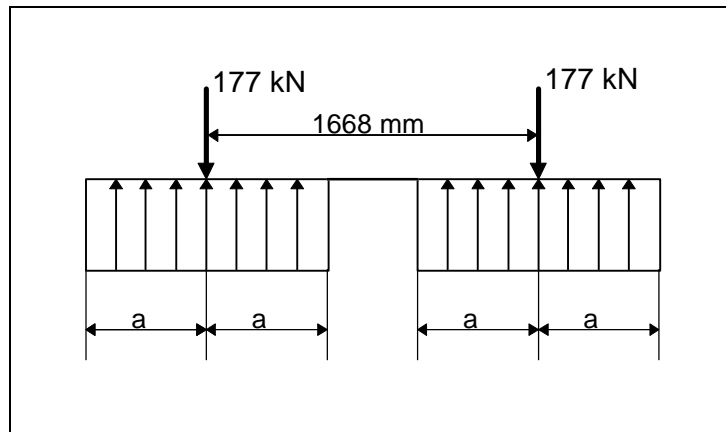


Fig. 6.11 - Esquema estático simplificado adotado para determinar o máximo momento positivo na seção sob o trilho.

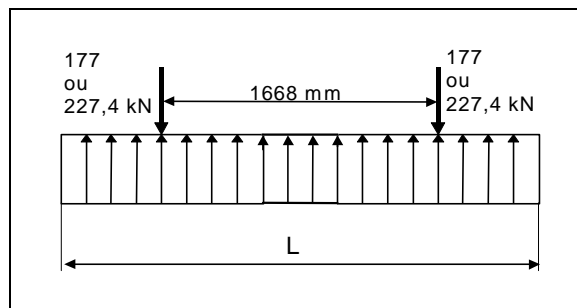


Fig. 6.12 - Esquema estático simplificado adotado para determinar o máximo momento negativo no centro do dormente (para a força de 177 kN) e os momentos fletores segundo a AREMA (para a força de 227,4 kN).

### 6.4.2.1 Dormente com Largura da Base Constante

Os momentos fletores solicitantes foram calculados com o auxílio da planilha Excel, para os dois diferentes esquemas estáticos simplificados mostrados nas fig. 6.11 e 6.12. Os valores dos momentos positivo na seção sob o trilho e negativo no centro do dormente, calculados em função dos esquemas estáticos e do comprimento do dormente, estão mostrados na Tabela 6.4, com destaque para os momentos máximos da força de 177 kN. Os diagramas dos momentos fletores em destaque estão mostrados nas fig. 6.13 e 6.14.

Tabela 6.4 - Momentos fletores máximos para o dormente com a largura da base constante.

$L$ (cm)	Pressão uniforme em $L$ $S_{din} = 177 \text{ kN}$	Sem pressão no centro $S_{din} = 177 \text{ kN}$	AREMA $S_{din} = 227,4 \text{ kN}$
-------------	---	---	---------------------------------------

	Positivo no trilho (kN.cm)	Negativo no centro (kN.cm)	Positivo no trilho (kN.cm)	Negativo no centro (kN.cm)	Positivo no trilho (kN.cm)	Negativo no centro (kN.cm)
270	1705	2920	2257	0	2191	3752
275	1842	2699	2367	0	2367	3468
280	1982	2478	2478	0	2547	3184

Observando os momentos máximos em destaque na Tabela 6.4, pode-se notar que para os comprimentos de 270 e 275 cm, o momento negativo no centro condicionará as dimensões do dormente, pois ele é superior ao momento positivo na seção sob o trilho. Os valores indicam que o comprimento de 280 cm é o mais adequado por conduzir ao melhor equilíbrio e menor momento negativo.

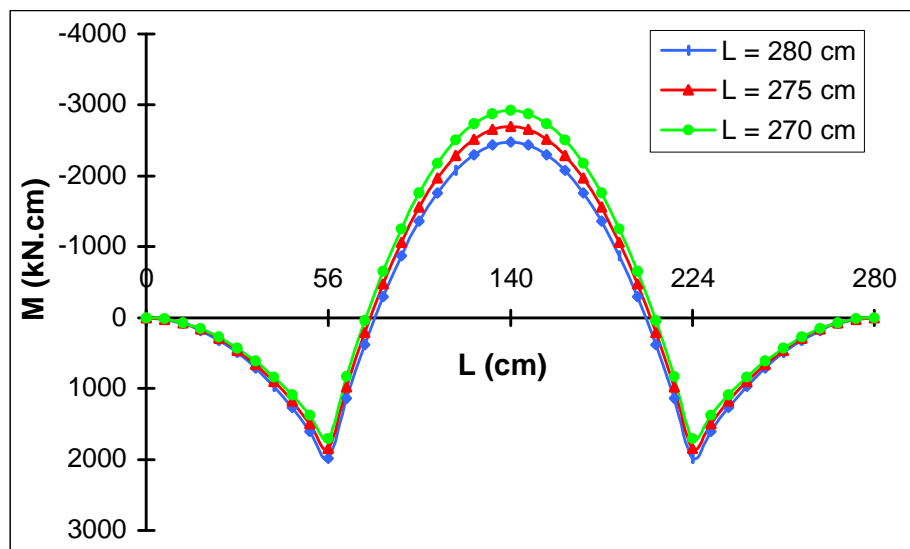


Fig. 6.13 - Momentos fletores segundo esquema com pressão uniforme ao longo de L.

Segundo o esquema e a força de 227,4 kN preconizada pela AREMA, este fato torna-se mais nítido, com a diferença entre os momentos sendo ainda maior, o que praticamente inviabiliza o projeto por exigir seções exageradas no centro. Se a escolha ainda for pelo dormente de largura constante, o comprimento de 280 cm é o mais indicado, ou seja, quanto maior o comprimento, menor o momento negativo no centro e melhor o equilíbrio entre os momentos.

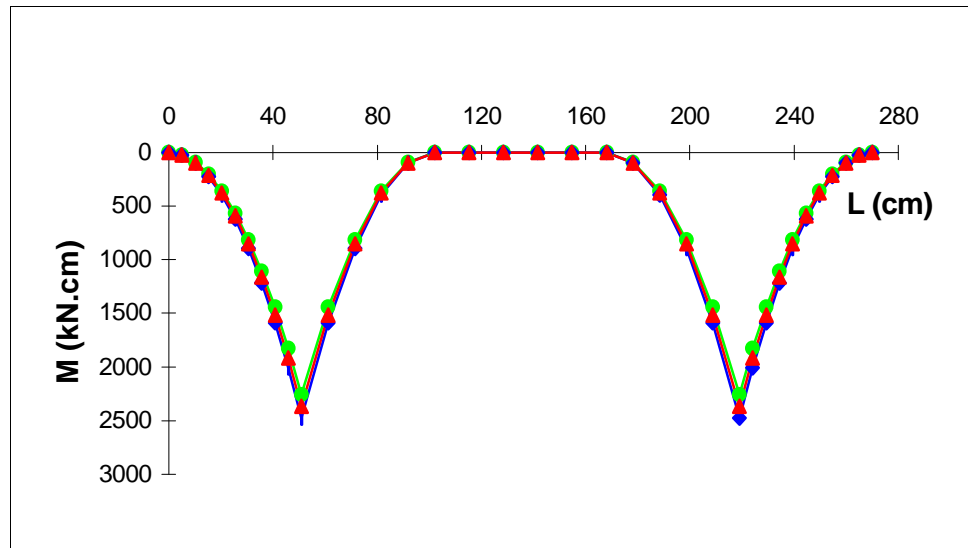


Fig. 6.14 - Momentos fletores segundo esquema sem pressão no centro.

O comprimento do dormente tem pequena influência sobre os momentos positivos, no entanto tem grande influência sobre o momento negativo no centro do dormente (fig. 6.15). A fig. 6.15 mostra também o grande acréscimo no valor do momento negativo no centro caso se considere a força dinâmica da AREMA.

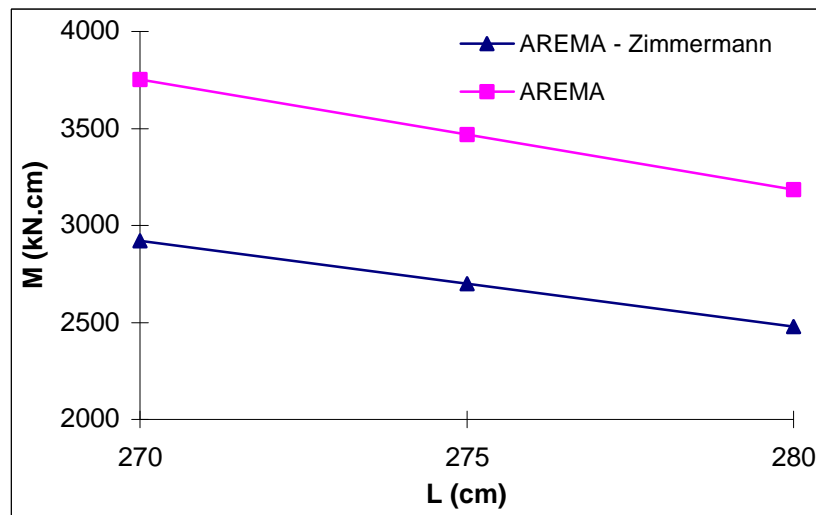


Fig. 6.15 - Influência do comprimento sobre os momentos fletores negativos no centro do dormente, para pressão uniforme em L.

#### 6.4.2.2 Dormente com Largura da Base Variável

Os esquemas estáticos considerados para cálculo dos momentos fletores são os mesmos do dormente com largura da base constante, mostrados nas fig. 6.11 e 6.12. Do mesmo modo, os momentos fletores foram calculados com o programa Excel e os valores

estão mostrados na Tabela 6.5, com destaque para os momentos máximos da força de 177 kN. As dimensões da base do dormente, utilizadas no cálculo dos momentos fletores, encontram-se na fig. 6.20. Os diagramas dos momentos para a força de 177 kN, apenas para uma metade do comprimento do dormente, estão mostrados nas fig. 6.16 e 6.17.

Tabela 6.5 - Momentos fletores máximos para o dormente com a largura da base variável.

L (cm)	Pressão uniforme em L $S_{din} = 177 \text{ kN}$		Sem pressão no centro $S_{din} = 177 \text{ kN}$		AREMA $S_{din} = 227,4 \text{ kN}$	
	Positivo no trilho (kN.cm)	Negativo no centro (kN.cm)	Positivo no trilho (kN.cm)	Negativo no centro (kN.cm)	Positivo no trilho (kN.cm)	Negativo no centro (kN.cm)
270	2030	1786	2501	565	2608	2295
275	2192	1547	2641	626	2816	1987
280	2357	1307	2782	687	3028	1679

Agora, ao contrário do dormente com a largura da base constante, os momentos negativos no centro para pressão uniforme em L apresentam-se bem inferiores aos momentos positivos sob o trilho para o esquema sem pressão no centro, crescendo a diferença conforme aumenta o comprimento. Isso ocorre porque a pressão diminui no centro e aumenta na região próxima ao trilho. O mesmo acontece com os momentos calculados segundo a AREMA, onde o comprimento de 280 cm mostra-se melhor que o comprimento de 270 cm, pois neste caso o momento negativo no centro é muito alto.

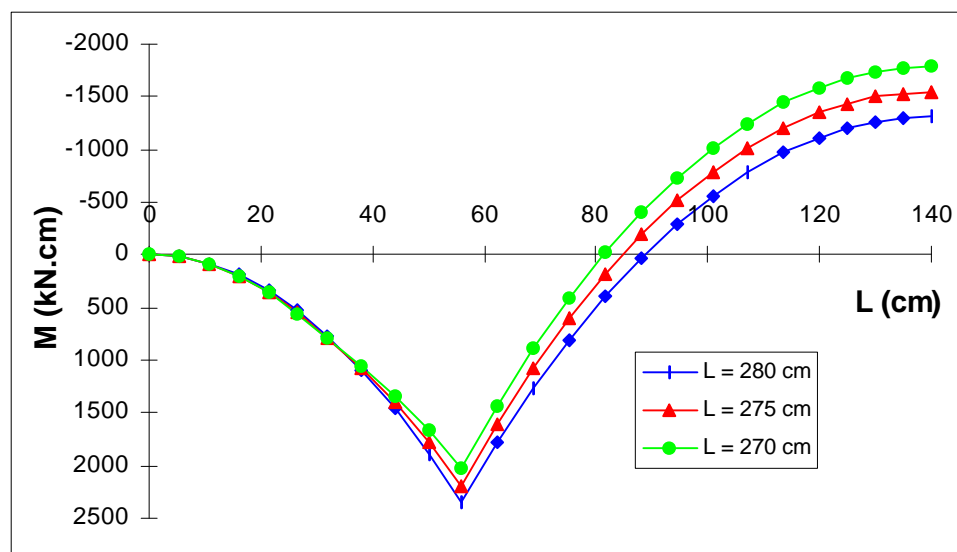


Fig. 6.16 - Momentos fletores segundo o esquema de pressão uniforme em L.

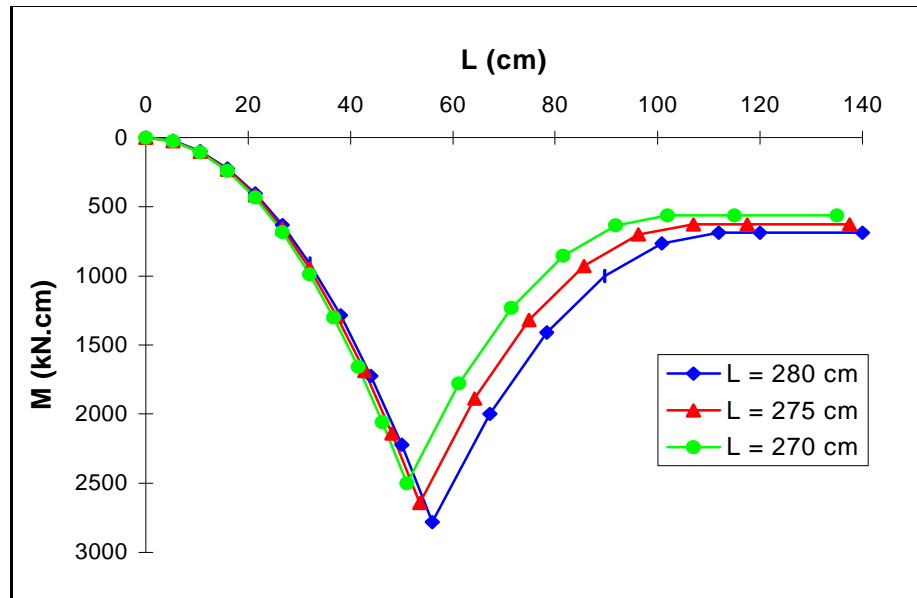


Fig. 6.17 - Momentos fletores segundo o esquema sem pressão no centro.

As fig. 6.18 e 6.19 mostram a influência do comprimento do dormente sobre os momentos fletores máximos e comparam os momentos resultantes segundo as metodologias AREMA-Zimmermann e AREMA. Observa-se que o comprimento influencia os momentos positivos e negativos de modo contrário, ou seja, o momento positivo cresce com o aumento do comprimento do dormente e o momento negativo decresce com o aumento do comprimento do dormente.

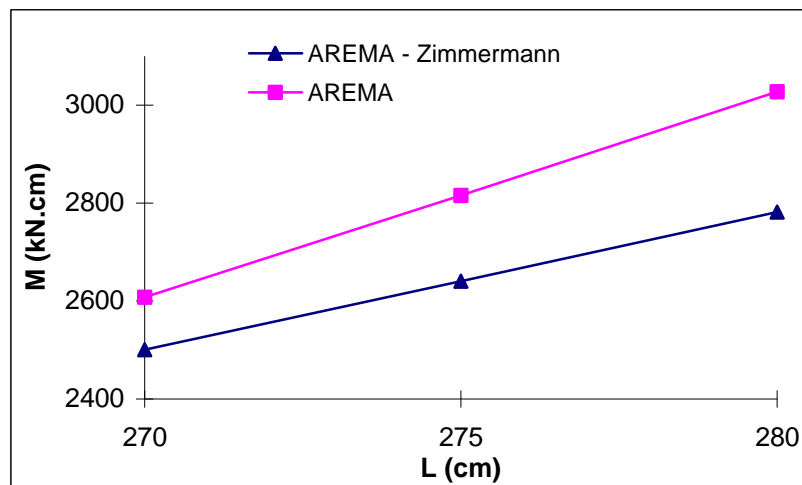


Fig. 6.18 - Influência do comprimento sobre os momentos positivos na seção do dormente sob o trilho.

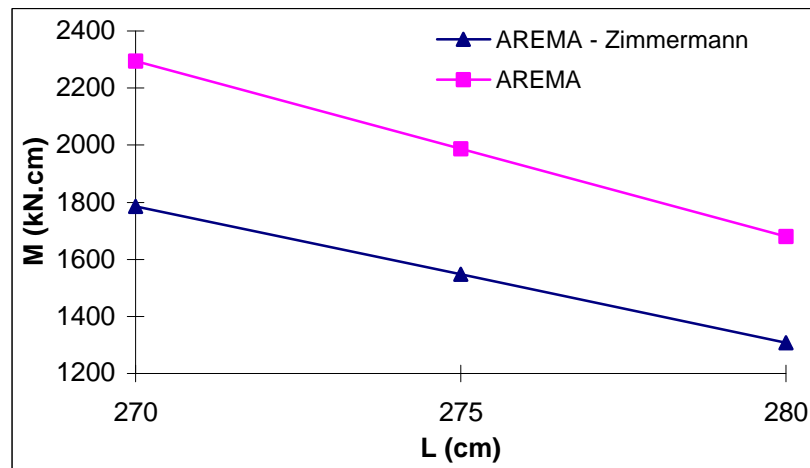


Fig. 6.19 - Influência do comprimento sobre os momentos negativos no centro.

### 6.4.2.3 Conforme a Equação Empírica da CEN

Neste item faz-se o cálculo apenas para o dormente com largura da base variável e com o comprimento de 270 cm, cujas dimensões adotadas estão indicadas na fig. 6.20. Conforme o item 6.2.2 mostrou, a CEN fornece uma equação empírica para o cálculo do momento positivo na seção sob o trilho. Considerando o trilho TR 68, o braço de alavanca  $\lambda$  mostrado na fig. 6.21 é:

$$I = \frac{d - e}{2} = \frac{51 - 19,6}{2} = 15,7 \text{ cm}$$

Os momentos positivo na seção sob o trilho (eq. 6.5) e negativo no centro (eq. 6.6), para o dormente com comprimento de 270 cm, são:

$$M_{dr} = Q_N f \bar{A} c y_1 \frac{I}{2} = \frac{320}{2} 1,5 \cdot 0,50 \cdot 1,35 \cdot 1,6 \frac{15,7}{2} = 2035 \text{ kN.cm}$$

$$M_{dc} = -1,2 \cdot 2035 \frac{8478}{22809} = -908 \text{ kN.cm}$$

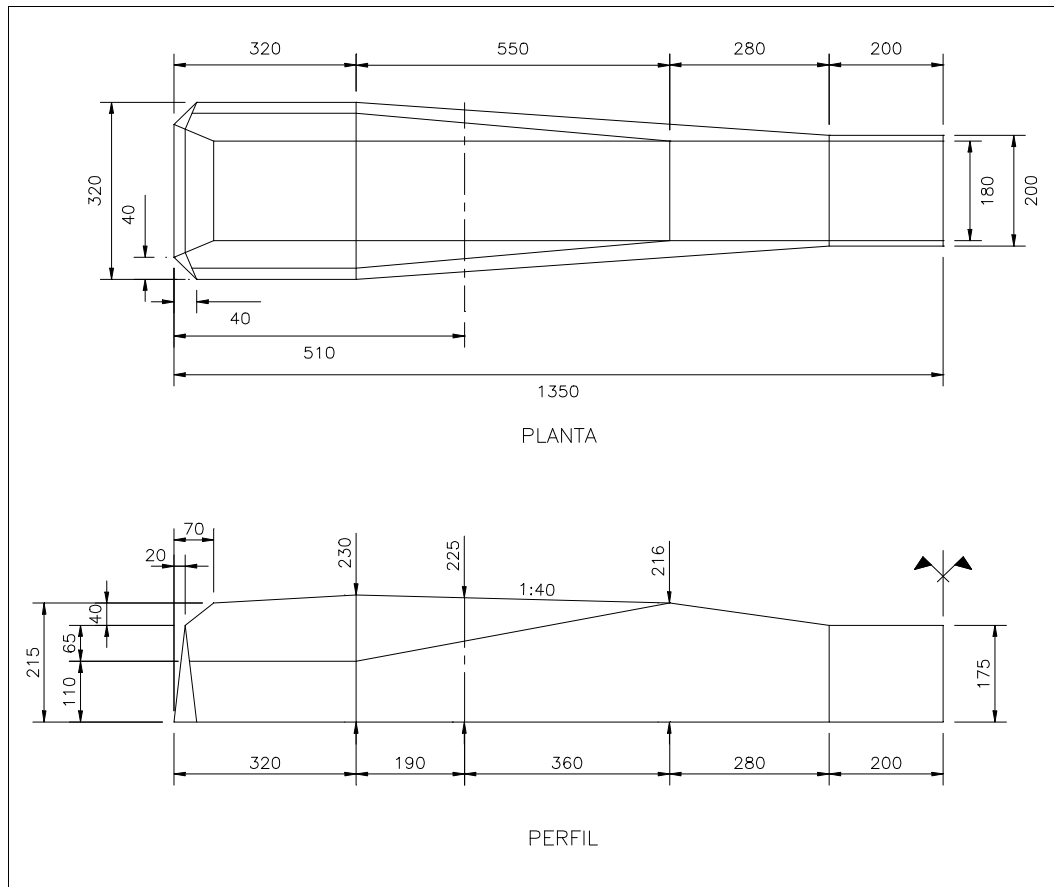


Fig. 6.20 - Dimensões (mm) adotadas para o dormente com largura da base variável e comprimento de 270 cm.

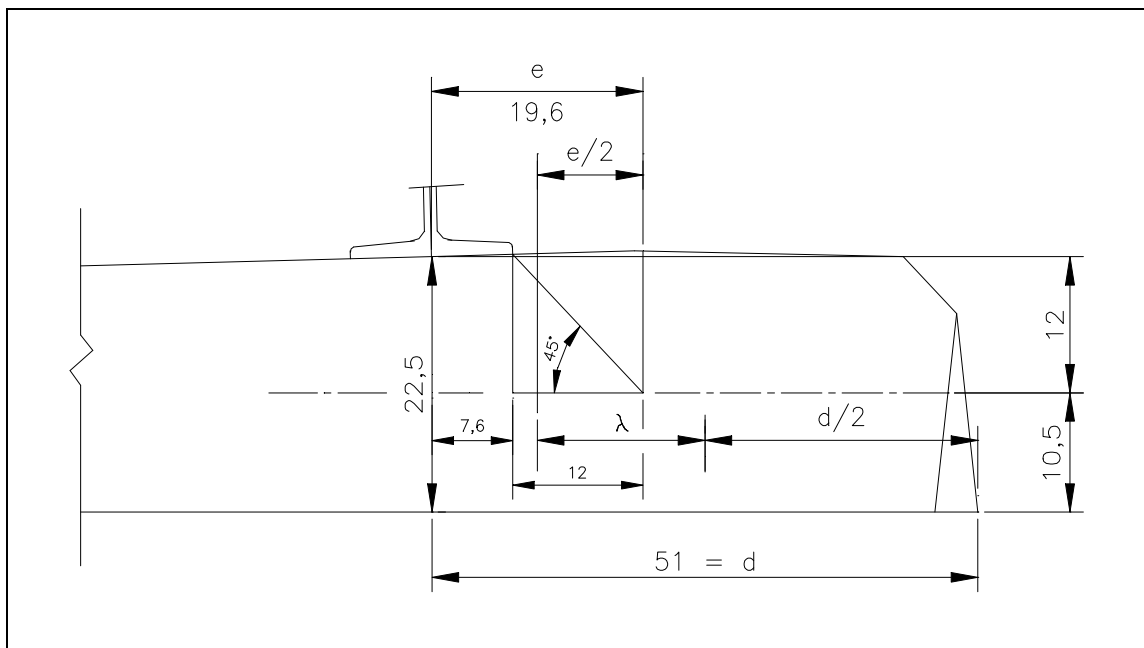


Fig. 6.21 - Braço de alavanca I e dimensões em cm.



### 6.4.2.4 Comparação dos Momentos Fletores

A comparação que se faz a seguir é entre os dormentes com a largura da base constante e variável, em função do comprimento. São comparados os momentos fletores calculados segundo a AREMA para a força dinâmica de 227,4 kN, com os momentos mostrados com destaque nas Tabelas 6.4 e 6.5, determinados com o coeficiente de distribuição de Zimmermann e os coeficientes de velocidade, tonelagem e impacto da AREMA (força dinâmica de 177 kN).

#### a) Momentos Positivos

Os dormentes com a largura da base variável, ou seja, com decréscimo da largura em direção ao centro, apresentam momentos positivos na seção sob o trilho maiores que os dormentes com a largura constante (fig. 6.22). Isso se deve ao fato de que a menor área de contato do centro do dormente com o lastro resulta num maior valor da reação nas proximidades do trilho, conseqüentemente aumentando o momento positivo na seção sob o trilho e diminuindo o negativo no centro do dormente.

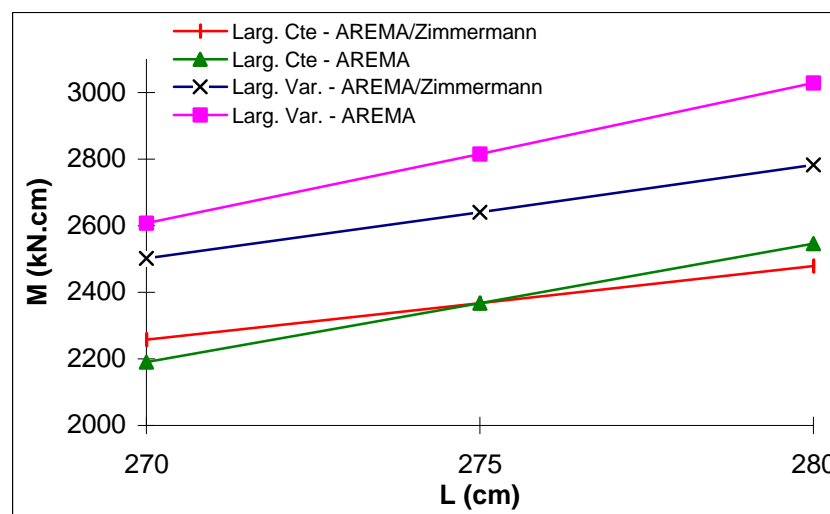


Fig. 6.22 - Momentos máximos positivos na seção do dormente sob o trilho.

O momento positivo (2035 kN.cm) calculado segundo a equação empírica da CEN aproxima-se apenas do momento para o dormente com comprimento de 270 cm e largura da base constante.

Para o dormente com largura constante os momentos segundo a força dinâmica de 227,4 kN (AREMA) são muito próximos dos momentos segundo a força de 177 kN (AREMA-Zimmermann). Isso se deve ao fato da AREMA considerar a distribuição uniforme de pressão no cálculo do momento positivo.

#### b) Momentos Negativos

Observa-se na fig. 6.23 que o dormente com largura da base variável, devido ao menor apoio do centro do dormente no lastro, apresenta momentos negativos significativamente inferiores ao dormente com largura constante. Para projeto, esse comportamento fortemente recomenda a largura da base variável, ou seja, menor apoio do dormente no lastro em sua área central.

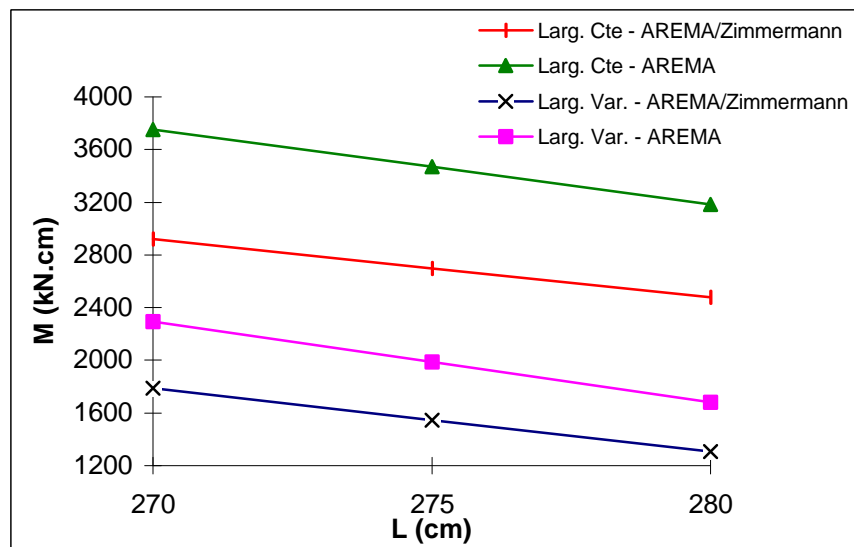


Fig. 6.23 - Momentos máximos negativos no centro do dormente.

Os momentos nas fig. 6.22 e 6.23, calculados segundo duas diferentes metodologias, conjuntamente com os momentos segundo a CEN, mostram a variabilidade dos resultados em função da metodologia utilizada. Diante deste problema, torna-se imprescindível verificar o comportamento de um novo dormente na situação real, ou seja, em serviço na via. Assim, pode-se checar a validade ou não da metodologia teórica adotada (juntamente com o fator de impacto) com os resultados reais em serviço.

Para os três comprimentos, o valor empírico da CEN (908 kN.cm) é bem menor que os demais momentos negativos. A metodologia da CEN, ao menos para o momento negativo no centro, mostra ser completamente inadequada à bitola brasileira de 1600 mm.

#### 6.4.3 Dimensionamento do Dormente

Em função das comparações feitas entre os concretos e os compósitos com brita 1 e com britas 1 e 2, descritas no Capítulo 5, o dormente será dimensionado com as características do concreto de controle denominado C1-0 (com brita 1, sem brita 2). Tal escolha se deve ao fato de que este concreto, bem como seus compósitos resultantes C1-40 e C1-60, foram os que apresentaram os melhores resultados no que se refere às resistências e à tenacidade.

Como a resistência de dosagem à compressão do concreto C1-0 resultou igual a 58,61 MPa aos 28 dias, a resistência característica à compressão ( $f_{ck}$  @  $f'_c$ ) será adotada igual a 50 MPa. Considerando que, no instante da transferência da protensão, o concreto terá alcançado uma resistência superior a 40 MPa ( $f'_{ci}$ ), as tensões limites no concreto, de acordo com o ACI 318/83 são:

a) tensões limites após a transferência (antes das perdas devidas ao tempo)

$$\text{- na tração} \quad : f_{ti} = 0,25 \sqrt{f'_{ci}} = 0,25 \sqrt{40} = 1,58 \text{ MPa}$$

$$\text{- na compressão: } f_{ci} = - 0,6 f'_{ci} = - 0,6 \cdot 40 = - 24 \text{ MPa}$$

b) sob todas as ações (após todas as perdas)

$$\text{- na tração} \quad : f_t = 0,5 \sqrt{f'_c} = 0,5 \sqrt{50} = 3,54 \text{ MPa}$$

$$\text{- na compressão: } f_c = - 0,45 f'_c = - 0,45 \cdot 50 = - 22,5 \text{ MPa}$$

Com o intuito de obter um dormente com menor seção transversal (mais leve), para a tensão admissível do concreto à compressão -  $F_c$  (após todas as perdas), adotou-se um valor superior ao preconizado pelo ACI 318 (1983), ou seja,  $0,6 f'_c = 0,6 \cdot 50 = 30$  MPa ao invés de  $0,45 f'_c$ . A justificativa para tal alteração encontra-se no relatório da FIP (1987), segundo a qual, nos principais países, a tensão admissível está na faixa de 20 a 30 MPa e, como uma regra, este valor não é crítico para o dormente.

Com base na comparação dos momentos mostrados nas fig. 6.22 e 6.23, escolheu-se para projeto o dormente com a largura da base variável, pois o dormente com largura constante apresenta momentos negativos no centro muito altos, e até maiores que os momentos positivos na seção sob o trilho. Esse fato conduziria a um dormente extremamente “pesado”, ou antieconômico.

A metodologia escolhida é a de Zimmermann combinada com a AREMA (valores em destaque nas Tabelas 6.4 e 6.5). O método de Zimmermann é aceito mundialmente pelas autoridades ferroviárias, além de que o fator de distribuição preconizado pela AREMA é conservador e não leva em conta a rigidez dos trilhos. A fim de testar o desempenho de um comprimento que não é usual no Brasil, adotou-se para projeto o comprimento de 270 cm. Como pode ser visto na Tabela 6.5, esse comprimento leva a um melhor equilíbrio entre os dois momentos ( $M_{tr} = 2501$  kN.cm e  $M_c = 1786$  kN.cm), o que é interessante no dimensionamento das seções transversais do dormente. Por outro lado, o menor comprimento também resulta em uma menor distância do eixo do trilho à

extremidade do dormente, o que pode ser crítico, pois essa distância deve ser maior que o comprimento de ancoragem do fio de protensão.

É importante observar que o valor do momento positivo na seção do dormente sob o trilho seria significativamente diminuído caso se levasse em conta que a força aplicada pelo trilho não é pontual como indicada nas fig. 6.11 e 6.12. Na verdade, a força é aplicada pelo patim do trilho, distribuída na placa de apoio, o que reduz acentuadamente o valor do momento positivo. Esse fato não foi aqui considerado.

Tomando o fator  $\lambda$  como mostrado no item 6.3 (eq. 6.8), pode-se verificar que, para o momento de 2501 kN.cm, o valor de  $\lambda$  é:

$$I = \frac{M_{res,tr}}{M_{apli,tr}} = \frac{M_{res,tr}}{\frac{P a}{4}} = \frac{2501}{\frac{160 \cdot 51}{4}} = 1,23$$

com  $P = 160$  kN (carga vertical estática da roda) e  $a = 51$  cm (distância do eixo do trilho à extremidade do dormente - ver fig. 6.20).

Caso se considere um fator  $\lambda$  igual a 1,4, o momento de projeto ou resistente passa a ser:

$$M_{res,tr} = I \cdot M_{apli,tr} = 1,4 \frac{160 \cdot 51}{4} = 2856 \text{ kN.cm}$$

Após as considerações anteriores, para o projeto do dormente, adotou-se os seguintes valores para os momentos de projeto: 1786 kN.cm para o momento negativo no centro e 2856 kN.cm para o momento positivo na seção sob o trilho (coeficiente  $\lambda$  de 1,4).

#### 6.4.3.1 Determinação das Tensões em Serviço

Calculada a força de protensão inicial ( $P_i$ ) como 510 kN e as dimensões do dormente mostradas na fig. 6.20, as dimensões e a excentricidade do centro de protensão (CP) relativa ao centro de gravidade (CG) das seções transversais estão mostradas na fig. 6.24.

As fig. 6.25 e 6.26 mostram os diagramas de tensão obtidos para a seção sob o trilho e no centro, imediatamente após a transferência da protensão e sem o carregamento aplicado. Na seção correspondente ao trilho, observa-se que ocorrem apenas tensões de compressão, com o valor máximo (11,92 MPa) sendo bem menor que a tensão limite (24,0 MPa). Na seção do centro, verifica-se que também só ocorrem tensões de compressão, com o valor máximo (18,76 MPa) sendo também menor que a tensão limite.

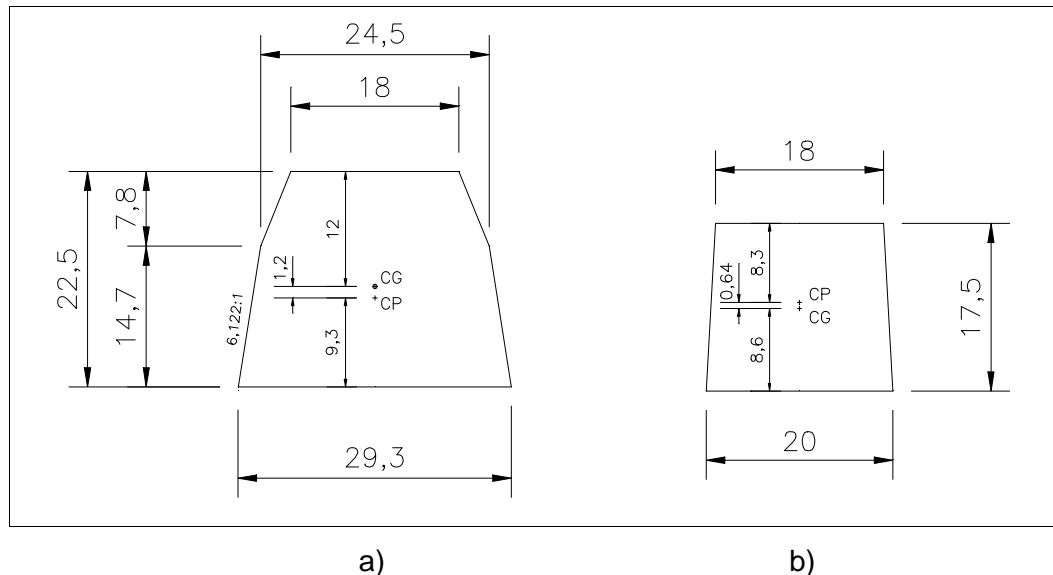


Fig. 6.24 - Dimensões (cm) das seções transversais e excentricidades:

a) seção sob o trilho; b) seção do centro.

As fig. 6.27 e 6.28 mostram os diagramas de tensão após ocorridas todas as perdas de protensão, com o carregamento aplicado. O total das perdas de protensão considerando um período de 50 anos foi calculado em 21,5 %. Desse total, 6,5 % foi estimado como perdas do instante do estiramento dos fios até o instante logo após a transferência da protensão, e inclui a relaxação da armadura e a deformação imediata do concreto. Na fabricação dos dormentes, descrita no Capítulo 7, devido ao fato dos fios de protensão terem ambas as extremidades previamente fixadas com cunha e porta-cunha, não ocorriam perdas de protensão por escorregamento na ancoragem.

Na seção do trilho (fig. 6.27) verifica-se que há grande folga em relação às tensões limites, de 20,02 para 30,0 MPa na face comprimida e de 3,02 para 3,5 MPa na face tracionada. Na seção do centro (fig. 6.28), verifica-se que as tensões no topo e na base estão muito próximas das tensões limites (2,8 para 3,5 MPa e 28,34 para 30,0 MPa).

No item 6.1.4 descreveu-se a recomendação da AREMA (1997) para que a máxima pré-compressão em qualquer seção transversal do dormente, após ocorridas todas as perdas, não exceda a 17,2 MPa. Observando as tensões resultantes após todas as perdas, nota-se que a máxima pré-compressão assume o valor de 15,95 MPa, correspondente à seção do centro do dormente (fig. 6.28). Outra recomendação é que deve haver uma tensão mínima de pré-compressão em qualquer seção vertical do dormente na área de apoio do trilho de 3,5 MPa, após ocorridas todas as perdas e sem qualquer carga externa aplicada. Verifica-se que a tensão mínima na região do trilho é de 5,0 MPa (fig. 6.27), o que portanto atende à recomendação.

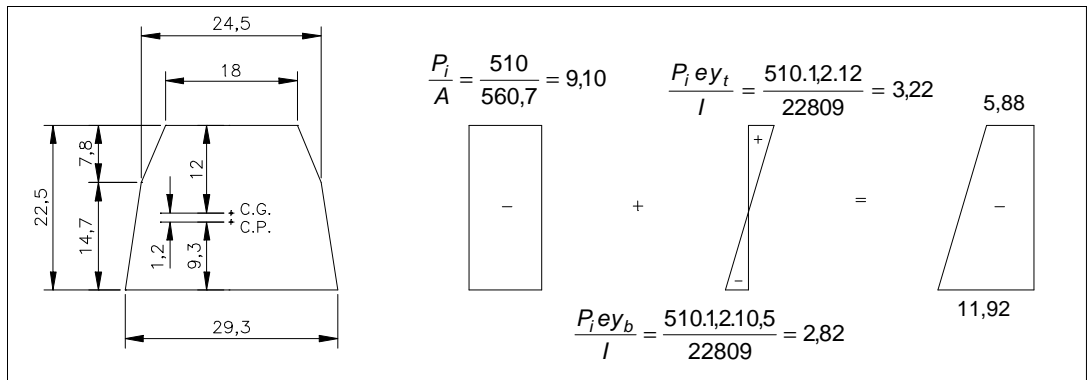


Fig. 6.25 - Tensões na seção sob o trilho, imediatamente após a transferência (MPa).

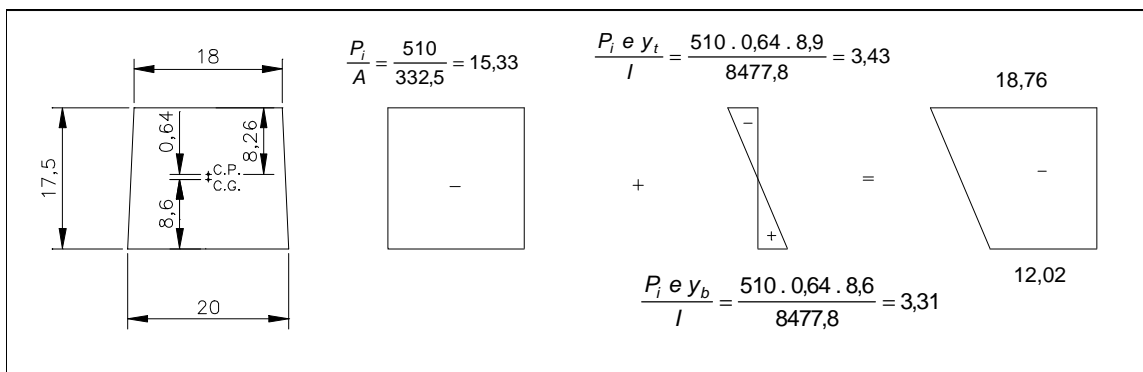


Fig. 6.26 - Tensões na seção do centro, imediatamente após a transferência (MPa).

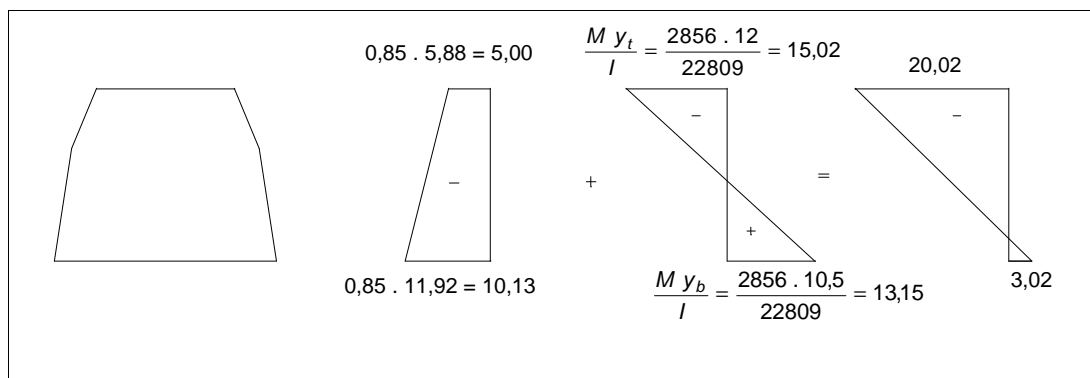


Fig. 6.27 - Tensões (MPa) na seção sob o trilho, após ocorridas todas as perdas e com o carregamento aplicado.

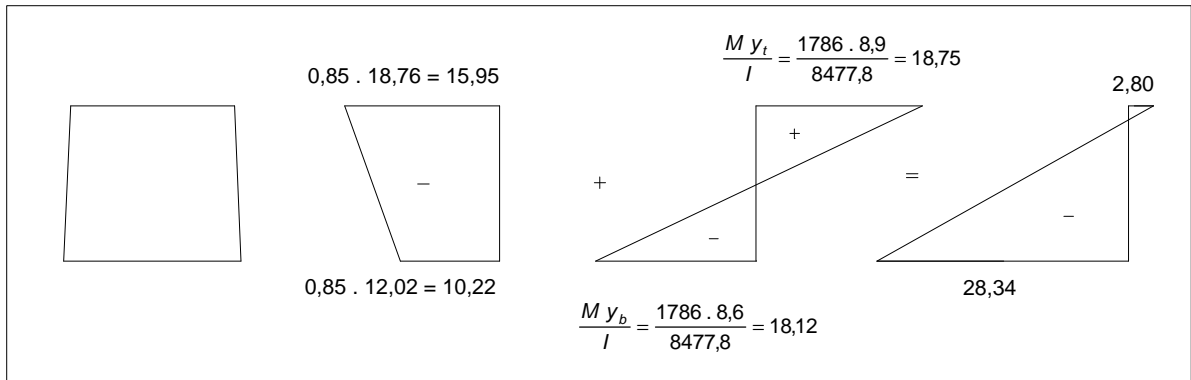


Fig. 6.28 - Tensões (MPa) na seção do centro, após ocorridas todas as perdas e com o carregamento aplicado.

### 6.4.3.2 Determinação da Armadura de Protensão

Considerando-se as perdas iniciais (por relaxação da armadura e por deformação imediata do dormente) de 6,5 %, a força a ser aplicada na operação de estiramento dos fios de protensão foi estimada em 540 kN (1,065 . 510).

O fio de protensão escolhido tem  $f_{ptk}$  de 1750 MPa,  $f_{pyk}$  de 1580 MPa e  $E_p$  igual a 207.700 MPa; o diagrama **força x deformação** desse fio está mostrado na fig. 6. 29.

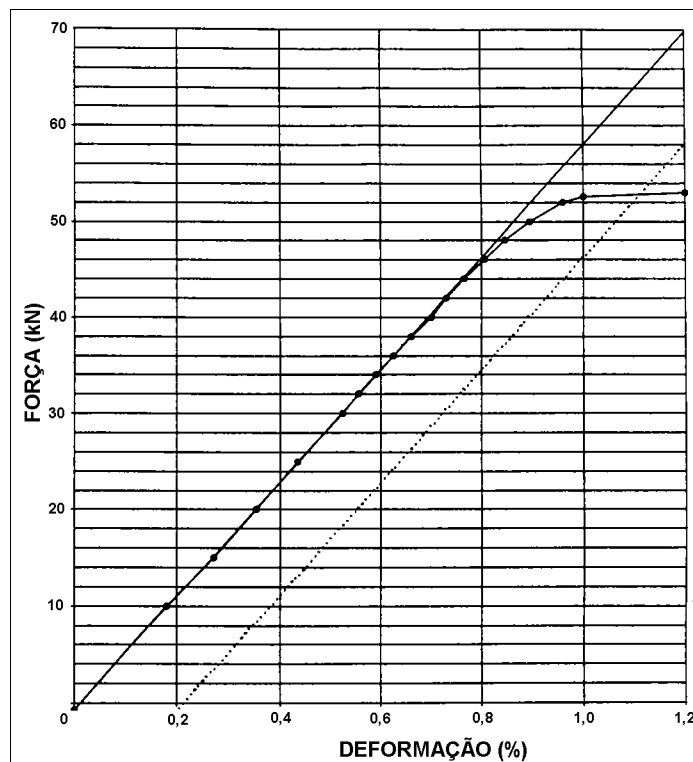


Fig. 6.29 - Diagrama força x deformação do fio de protensão.  
(FONTE: Belgo Mineira Bekaert Arames S.A.).

Em função das tensões máximas permitidas pela NBR 7197 (1989), a área da armadura de protensão é:

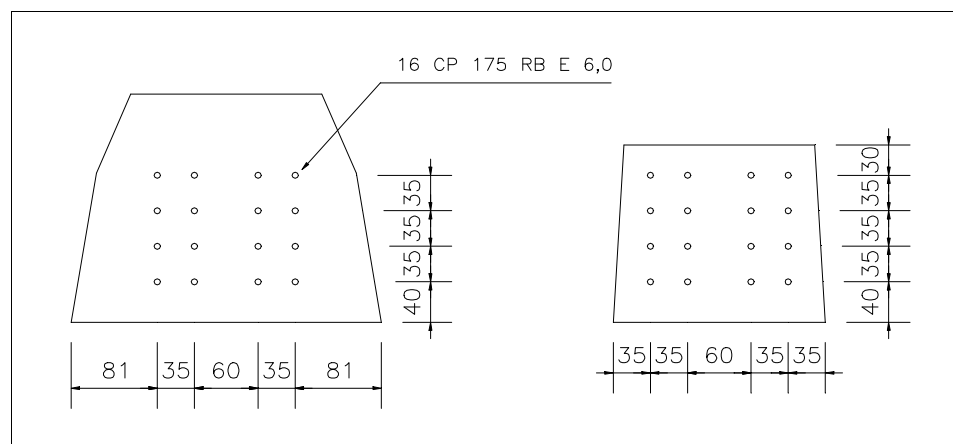
a) No estiramento com  $P_j = 540$  kN

$$s_{adm} \leq \begin{cases} 0,81 \cdot 1750 = 1417,5 \text{ MPa} \\ 0,9 \cdot 1580 = 1422,0 \text{ MPa} \end{cases} \quad A_p = \frac{540}{141,75} = 3,81 \text{ cm}^2$$

b) Na aplicação de  $P_i = 510$  kN

$$s_{adm} \leq \begin{cases} 0,77 \cdot 1750 = 1347,5 \text{ MPa} \\ 0,86 \cdot 1580 = 1358,8 \text{ MPa} \end{cases} \quad A_p = \frac{510}{134,75} = 3,78 \text{ cm}^2$$

Para a área de  $3,81 \text{ cm}^2$  escolheram-se 16 fios entalhados de 6 mm de diâmetro (CP 175 RB E 6,0, com a área de um fio sendo igual a  $0,283 \text{ cm}^2$ ), resultando na área total de  $4,53 \text{ cm}^2$ . A fig. 6.30 mostra o detalhamento da armadura de protensão.



a)

b)

Fig. 6.30 - Armadura de protensão:

a) seção sob o trilho;

b) centro do dormente.

A tensão nos fios de protensão, para a força  $P_i = 510$  kN e a área de  $4,53 \text{ cm}^2$  resulta:

$$s_{fios} = \frac{510}{4,53} = 112,6 \text{ kN/cm}^2$$



A tensão de 1126 MPa nos fios representa uma tensão inicial de  $0,64 f_{ptk}$ , menor que o valor máximo permitido de  $0,77 f_{ptk}$ .

No caso de protensão limitada, como é o caso do dormente, para identificar se uma seção retangular é subarmada ou superarmada, o ACI 318 (1983) usa um parâmetro chamado taxa mecânica de armadura, definido como:

$$w_p = \frac{A_p f_p}{b d_p f'_c} = \rho_p \frac{f_p}{f'_c} \quad (6.10)$$

com:

$A_p$  = área da armadura de protensão;

$f_p$  = tensão na armadura de protensão na situação última;

$b$  = largura da seção retangular;

$d_p$  = altura da fibra mais comprimida ao centro de protensão;

$f'_c$  = resistência do concreto à compressão aos 28 dias.

O ACI 318 fornece uma equação para a determinação da tensão  $f_p$  na situação última:

$$f_p = f_{pu} \left( 1 - 0,5 \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right) \quad \text{com} \quad \rho_p = \frac{A_p}{b d_p} \quad \text{e} \quad f_{pu} = f_{ptk} \quad (6.11)$$

Assumindo a seção sob o trilho do dormente como retangular, com  $b = 18$  cm,  $d_p = 13,2$  cm e a resistência do concreto  $f'_c$  igual ao  $f_{ck}$  de 50 MPa, a tensão na armadura de protensão na situação última resulta:

$$f_p = 175 \left( 1 - 0,5 \frac{4,53 \cdot 175}{18 \cdot 13,2 \cdot 5,0} \right) = 116,6 \text{ kN/cm}^2$$

O índice de reforço é:

$$w_p = \frac{4,53 \cdot 116,6}{18 \cdot 13,2 \cdot 5,0} = 0,44$$

Segundo o ACI 318, para a seção ser considerada subarmada, deve-se ter  $w_p \leq 0,30$ . Conclui-se portanto que a seção do dormente sob o trilho é superarmada.

Como neste caso tanto a seção sob o trilho como a seção do centro do dormente são com protensão limitada, uma análise à fadiga não é importante, pois a variação de tensão (*stress range*) nos fios de protensão e no concreto sob a aplicação de

carregamento cíclico geralmente não é crítica. Isso foi checado no ensaio de fadiga sobre o dormente, cujos resultados encontram-se descritos no Capítulo 8.

#### 6.4.4 Pressão no Lastro

A pressão média no lastro, segundo a AREMA (1997), é determinada pela eq. 6.1 como mostrado no item 6.1.3. Considerando os valores adotados no projeto do dormente, ou seja, fator de distribuição ( $FD$ ) de Zimmermann igual a 0,40 e fator de impacto ( $FI$ ) da AREMA igual a 200 % e o dormente com comprimento de 270 cm, mostrado na fig. 6.20, a pressão média no lastro é:

$$p_m = \frac{2 Q \left(1 + \frac{FI}{100}\right) \left(\frac{FD}{100}\right)}{A} = \frac{320 (1 + 2) 0,40}{7132} = 0,0538 \text{ kN/cm}^2 = 0,538 \text{ MPa} < 0,586 \text{ MPa}$$

Caso se adotasse o fator de distribuição da AREMA ( $FD = 0,515$ ) a pressão no lastro passaria para 0,693 MPa, valor compatível com os determinados na Tabela 6.1, porém maior que o valor limite de 0,586 MPa.

### 6.5 MODIFICAÇÕES NO PROJETO DO DORMENTE ORIGINAL

Com o objetivo de aproveitar o acréscimo de resistência à flexão e à fadiga proporcionado pelas fibras de aço, e de modo a obter um dormente mais próximo ao de madeira, ou seja, mais dúctil e flexível, serão feitas duas modificações no projeto do dormente original, descrito no item anterior. As modificações que serão feitas levarão em conta a resistência e a tenacidade do compósito C1-60, além das características do concreto de controle C1-0. Isso se deve ao fato de que os dormentes modificados (em número de quatro) serão também fabricados com o concreto C1-0 e com o compósito C1-60. O objetivo inicial da pesquisa era de estudar os dormentes com o compósito C1-40 também, no entanto, isto não foi possível.

Há evidência de que o módulo de via efetivo para vias com dormentes de madeira pode ser tão baixo quanto um sexto a um terço daquele de vias com dormentes de concreto. Esta é a razão porque dormentes de madeira não sofrem danos sob impacto, embora eles possuam uma resistência à flexão consideravelmente menor.

Segundo WANG (1996), análises teóricas e experimentais mostraram que o fator de impacto ( $FI$ ) é proporcional à raiz quadrada da rigidez à flexão ( $EI$ ), de modo que para um dormente de concreto experimentar uma menor força de impacto, é necessário reduzir o que ele chama de “rigidez à flexão dinâmica” (*dynamic flexural stiffness*). Isso pode ser

obtido reduzindo-se a resistência do concreto, o nível de protensão ou a altura do dormente.

Geralmente, os dormentes de concreto projetados apresentam uma capacidade resistente à flexão significativamente maior que a solicitação proporcionada pelo carregamento estático das rodas, de modo que a redução de um dos três fatores acima não influenciará a capacidade do dormente resistir ao carregamento estático, mas poderá reduzir significativamente a força de impacto aplicada.

Entre as três medidas possíveis de serem tomadas a fim de reduzir a rigidez do dormente, preferiu-se aqui escolher o nível de protensão, por ser muito simples a sua implementação na fabricação dos dormentes. Os dois próximos itens mostram as modificações que serão feitas no projeto do dormente original, onde a força de protensão inicial será significativamente diminuída na fabricação de quatro dormentes, os quais serão chamados "dormentes modificados".

Fixado o momento fletor de projeto do dormente, para projetar um dormente com menor força de protensão é necessário admitir uma maior tensão de tração no concreto. Essa possibilidade esbarra no problema da fadiga, pois se vierem a ocorrer fissuras no dormente em serviço, a fadiga nos fios de protensão pode ser crítica e causar ruptura, tanto que as autoridades ferroviárias são conservativas na escolha da tensão de tração máxima e algumas até excluem qualquer tensão de tração (FIP - 1987). No entanto, deve-se considerar que um dormente com fibras de aço terá a sua resistência à fadiga significativamente aumentada.

Sem o conhecimento prévio da resistência à fadiga na flexão dos compósitos estudados no Capítulo 5, é difícil definir a tensão de tração limite que pode ser considerada nas modificações do projeto do dormente original. No caso de pavimentos, alguns autores e a *Portland Cement Association* (PCA - 1991) sugerem o valor de dois terços do módulo de ruptura para a tensão de tração limite ou admissível.

### 6.5.1 Primeira Modificação

Com o intuito de verificar o comportamento estático e sob fadiga de um dormente com menor rigidez e com uma variação de tensão um pouco superior à variação de tensão limite indicada pelo ACI C.215 (1974), o projeto original será modificado, mantendo-se as mesmas excentricidades e dimensões do dormente original. Para atingir tal propósito, a força de protensão inicial será diminuída a um valor tal que o momento de primeira fissura do dormente (com o concreto de controle C1-0) seja levemente menor que o seu momento de projeto. Assim, a força de protensão inicial ( $P_i$ ) será diminuída de 510 kN no dormente original, para 250 kN no dormente modificado.

O ACI C.215 (1974) recomenda que no caso de fios, a variação de tensão não exceda o valor  $0,12 f_{pu}$ . Para o fio que está sendo utilizado, com  $f_{pu} = f_{ptk} = 1750$  MPa, a variação de tensão máxima resulta em 210 MPa.

Tomando as perdas iniciais como 6 %, a força a ser aplicada no estiramento dos fios deve ser de 260 kN. Com o mesmo fio de protensão do dormente original a armadura necessária resulta:

a) No estiramento com  $P_j = 260$  kN

$$A_p = \frac{260}{141,75} = 1,83 \text{ cm}^2$$

b) Na aplicação de  $P_i = 250$  kN

$$A_p = \frac{250}{134,75} = 1,86 \text{ cm}^2$$

Para a área de  $1,86 \text{ cm}^2$  podem ser dispostos 8 fios CP 175 RB E 6,0, resultando na área total de  $2,26 \text{ cm}^2$ . A fig. 6.31 mostra o detalhamento da armadura de protensão.

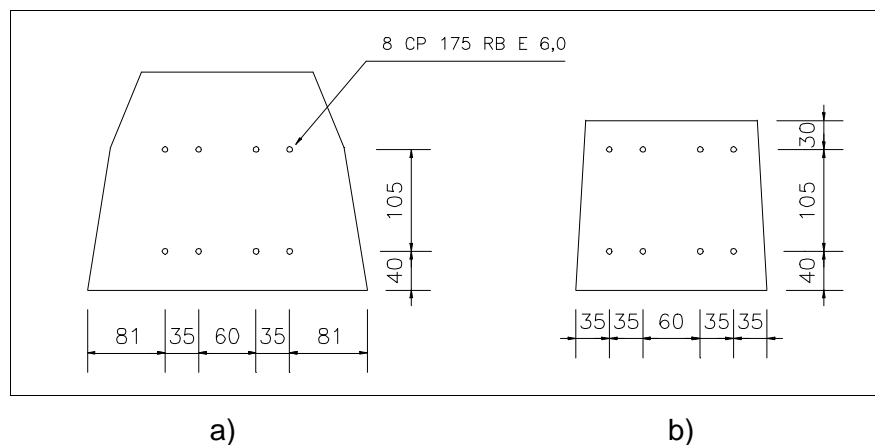


Fig. 6.31 - Armadura de protensão para a primeira modificação no dormente original:

- a) seção sob o trilho;  
b) centro do dormente.

A tensão nos fios de protensão para a força  $P_i = 250$  kN e a área de  $2,26 \text{ cm}^2$  resulta:

$$\sigma_{fios} = \frac{250}{2,26} = 110,6 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão de 1106 MPa nos fios representa uma tensão inicial de  $0,63 f_{ptk}$ , muito próxima à mesma tensão do dormente original ( $0,64 f_{ptk}$ ) e bem menor que a tensão limite ( $0,77 f_{ptk}$ ).

A tensão na armadura de protensão (eq. 6.11), na situação última, segundo o ACI 318 é:

$$f_p = 175 \left( 1 - 0,5 \frac{2,26 \cdot 175}{18 \cdot 13,2 \cdot 5,0} \right) = 145,9 \text{ kN/cm}^2$$

O índice de reforço (eq. 6.10) para a seção sob o trilho resulta:

$$w_p = \frac{2,26 \cdot 145,9}{18 \cdot 13,2 \cdot 5,0} = 0,28$$

Por ser menor que 0,30, o valor 0,28 para  $w_p$  indica que a seção do dormente sob o trilho é subarmada ou normalmente armada, ao contrário da seção do dormente original que é superarmada.

Dois dormentes foram fabricados segundo as modificações descritas anteriormente, ou seja, força de protensão inicial de 250 kN e armadura de protensão com 8 fios. O primeiro, sem fibras (chamado D15 - SF), foi fabricado com o concreto de controle C1-0, e o segundo, com fibras (chamado D16 - CF), foi fabricado com o compósito C1-60.

Para a seção do dormente sob o trilho foi feita uma análise com base em equações desenvolvidas segundo o equilíbrio da seção assumida fissurada, com os oito fios de protensão distribuídos em duas camadas e a força de protensão inicial de 250 kN. Considerando a atuação de um carregamento cíclico variando conforme as especificações da AREMA (1997), ou seja, força mínima de 20 kN e força máxima de 222 kN, chegou-se a uma variação de tensão de 320 MPa nos fios mais tracionados do dormente modificado.

A variação de 320 kN é muito superior ao limite de 210 MPa, conforme preconizado pelo ACI C.215. Isto significa que no ensaio de fadiga, o dormente sem fibras não deverá resistir aos três milhões de ciclos preconizados no ensaio da AREMA. No entanto, espera-se que o dormente com as fibras de aço possa resistir ao total de ciclos, o que além de tornar o dormente apto a ser aplicado na via, mostrará que as fibras de aço melhoram significativamente o comportamento de elementos protendidos à fadiga.

Numa das duas seções sob os trilhos os dois dormentes foram submetidos a ensaio estático para momento positivo. O ensaio foi feito de modo idêntico aos ensaios realizados no dormente original, e ambos os ensaios estão descritos no Capítulo 8.

Com o objetivo de verificar o comportamento à fadiga dos dormentes com e sem fibras, na outra seção sob o trilho foram feitos ensaios dinâmicos de fadiga segundo a AREMA (1997). Os resultados dos ensaios estáticos e dinâmicos sobre os dois dormentes encontram-se também descritos no Capítulo 8.

### 6.5.2 Segunda Modificação

A segunda modificação que será feita no projeto do dormente original terá como objetivo desenvolver um dormente (com o concreto de controle C1-0) com menor rigidez à flexão, e com variação de tensão nos fios de protensão igual ou próxima ao limite máximo recomendado pelo ACI C.215 (1974). Assim, será possível checar se o limite máximo indicado pode ser aplicado no projeto do dormente com um tipo de fio de protensão brasileiro. Ao mesmo tempo, num segundo dormente (fabricado com o compósito C1-60), será verificada a contribuição das fibras em elevar a resistência do dormente à fadiga. Após os três milhões de ciclos do ensaio, espera-se que este dormente apresente menor fissuração residual que o modelo com fibras da primeira modificação (D16).

Para atingir tal propósito, a força de protensão inicial de 510 kN do dormente original terá que ser diminuída a um valor conveniente, em função da tensão de tração máxima admitida no concreto do dormente. Tomando as mesmas excentricidades e dimensões do dormente original, mas alterando-se a tensão de tração admissível de 3,54 MPa para 7,24 MPa (módulo de ruptura do concreto de controle C1-60 - ver Tabela 5.12), a força de protensão inicial torna-se 300 kN.

Tomando as perdas iniciais como 6 %, a força a ser aplicada no estiramento dos fios deve ser de 320 kN. Com o mesmo fio de protensão do dormente original a armadura necessária resulta:

a) No estiramento com  $P_j = 320$  kN

$$A_p = \frac{320}{141,75} = 2,26 \text{ cm}^2$$

b) Na aplicação de  $P_i = 300$  kN

$$A_p = \frac{300}{134,75} = 2,23 \text{ cm}^2$$

Para a área de 2,26 cm<sup>2</sup> podem ser dispostos os mesmos 8 fios CP 175 RB E 6,0 da primeira modificação, resultando na área total de 2,26 cm<sup>2</sup>, sendo o dormente também

classificado como subarmado. O detalhamento, portanto, é idêntico ao mostrado na fig. 6.31.

A tensão nos fios de protensão para a força  $P_i = 300$  kN e a área de  $2,26$  cm<sup>2</sup> resulta:

$$\sigma_{\text{fios}} = \frac{300}{2,26} = 132,7 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão de 1327 MPa nos fios representa uma tensão inicial de  $0,76 f_{ptk}$ , muito próxima do limite máximo de  $0,77 f_{ptk}$ .

Do mesmo modo como feito e comentado na primeira modificação, para a força de protensão inicial de 300 kN e com o carregamento cíclico variando da força mínima de 20 kN para a máxima de 222 kN, a variação de tensão nos fios mais tracionados da seção do dormente sob o trilho resulta no valor de 193 MPa. Esse valor, embora inferior, é muito próximo ao limite indicado pelo ACI C.215, de 210 MPa.

Igualmente à primeira modificação, dois dormentes foram fabricados segundo as modificações descritas anteriormente, ou seja, força de protensão inicial de 300 kN e armadura de protensão com 8 fios. O primeiro, sem fibras (chamado D17 - SF), foi fabricado com o concreto de controle C1-0, e o segundo, com fibras (chamado D18 - CF), foi fabricado com o compósito C1-60.

Numa das duas seções sob os trilhos os dois dormentes foram submetidos a ensaio estático para momento positivo. O ensaio foi feito de modo idêntico aos ensaios realizados no dormente original, e ambos os ensaios estão descritos no Capítulo 8.

Com o objetivo de verificar o comportamento à fadiga dos dormentes com e sem fibras, na outra seção sob o trilho foram feitos ensaios dinâmicos de fadiga segundo a AREMA (1997). Os resultados dos ensaios estáticos e dinâmicos sobre os dois dormentes encontram-se também descritos no Capítulo 8.

## 6.6 CONCLUSÕES PARCIAIS

Os vários tipos de problemas ocorridos nos dormentes instalados nas vias ferroviárias ao longo do seu desenvolvimento neste século, principalmente nos Estados Unidos, mostram que o projeto teórico de um dormente é complexo e, por isto, é feito muito com base na experiência prática adquirida, ou seja, o projeto é mais empírico do que teórico. A razão para isto é que, sendo a ação dinâmica e de alta frequência, é muito difícil medir um

carregamento que seja representativo do que realmente ocorre na via, além do fato do carregamento e da via poderem variar com as condições de operação. Por esta razão, projetando o dormente como um elemento isolado da via, não se justificam refinamentos no seu projeto;

{ devido aos problemas enfrentados com os dormentes em serviço, pode-se afirmar que o fato de um dormente ser aprovado em ensaios estáticos e dinâmicos em laboratório são apenas indicativos de sua qualidade, e não garantem o seu sucesso na via ferroviária. É essencial então que todos os novos projetos, principalmente aqueles com modificações importantes no projeto corrente ou usual, tenham seu comportamento estrutural estudado na situação real da via ferroviária, antes da sua instalação definitiva;

{ as especificações da AREMA para o projeto de dormentes de concreto conduzem a dormentes muito resistentes, adequados às vias ferroviárias para transporte de cargas, onde os ciclos de manutenção são mais prolongados. Desse modo, outras especificações devem ser tomadas quando o projeto for para ferrovias de transporte de passageiros com manutenção mais cuidadosa. Neste caso, as especificações das normas CEN poderiam ser mais indicadas;

{ os métodos de ZIMMERMANN ou o de TALBOT são mundialmente consagrados e aceitos para a determinação do fator de distribuição de carga. Por outro lado, o fator de distribuição indicado pela AREMA, como ela própria afirma, é conservador, pois não leva em conta a rigidez dos trilhos e o coeficiente de lastro ou o módulo de via. Assim, por conduzir a um fator teoricamente consistente, recomenda-se a aplicação do método de ZIMMERMANN (ou o de TALBOT);

{ por ser o dormente de concreto um produto que normalmente envolve a produção de vários milhares de unidades e as cifras alcançam os milhões de dólares, há grande restrição à divulgação de informações relativas ao seu projeto, principalmente as experiências práticas adquiridas. No desenvolvimento desta pesquisa optou-se pelo projeto de um novo dormente, com o qual os ensaios foram realizados. Esta solução mostrou-se correta, pois entre outros motivos, permitiu ao autor os conhecimentos básicos necessários ao projeto teórico e todas as informações técnicas do dormente, imprescindíveis na análise e na comparação com os resultados experimentais;

{ no caso do dormente em estudo nesta pesquisa, a metodologia da norma CEN para determinação dos momentos fletores de projeto do dormente conduziu a um momento positivo na seção sob o trilho menor que o preconizado pela AREMA, e bastante menor no



caso do momento negativo no centro, o qual representou apenas 40 % do momento segundo a AREMA. Se para o momento positivo haveria a necessidade de pesquisas com o dormente em serviço, quanto ao momento negativo no centro a metodologia empírica da CEN é completamente inadequada à bitola brasileira de 1600 mm;

{ dormentes com estreitamento da largura da base em direção ao centro conduzem a maiores momentos positivos na seção sob o trilho, se comparados a dormentes com largura da base constante. Ocorre o contrário no caso do momento negativo no centro e, devido a este fato, o dormente com largura constante não é recomendado para a bitola de 1600 mm. Porém, se o dormente com largura constante for adotado, recomenda-se o comprimento de 280 cm;

{ no caso do dormente com estreitamento da largura da base em direção ao centro, o comprimento de 270 cm é o mais recomendado, pois há um melhor equilíbrio entre os momentos positivo na seção sob o trilho e negativo no centro. Comprimentos maiores resultam menores momentos negativos no centro, e dormentes assim dimensionados podem apresentar a seção do centro não suficientemente resistente;

{ para serem resistentes à fadiga, os dormentes projetados para atender as normas CEN e AREMA devem ter altas forças de protensão, o que resulta em seções superarmadas, muito rígidas e com ruptura frágil. Se utilizadas as fibras de aço, a força de protensão e a armadura podem ser diminuídas à metade das usuais, conduzindo a um dormente com menor rigidez, ruptura dúctil e adequada resistência à fadiga.