

ESTE ORIGINAL
PERTENCE AO
XEROX DO CEC

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
ESCOLA POLITECNICA DA UNIVERSIDADE DE SAO PAULO

PTR-539 FERROVIAS

PROF: TELMO GIOLITO PORTO

1. INTRODUÇÃO

1.1 CARACTERÍSTICAS DA FERROVIA

- contato metal x metal, pequena resistência.
- eixos guiados.
- bitola (fig.1)

1.2 CARACTERÍSTICAS DO MATERIAL RODANTE

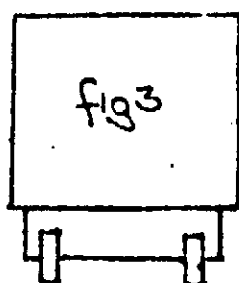
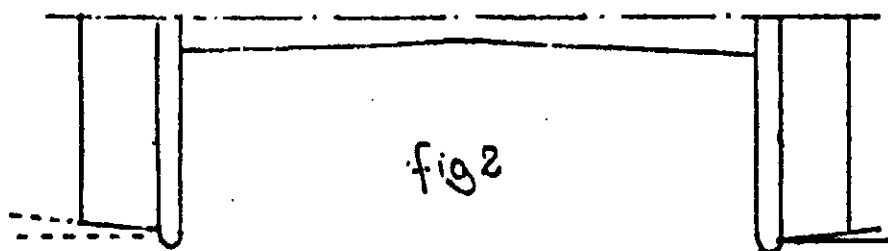
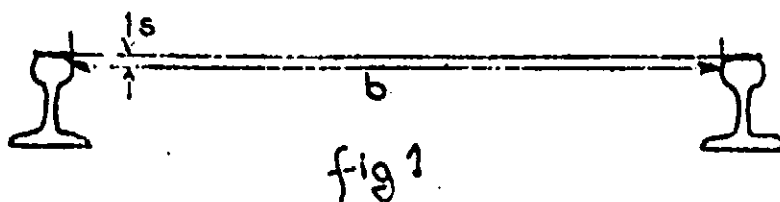
- roda solidária ao eixo.
- existência de frisos nas rodas (fig.2)
- conicidade das rodas (fig.2)
- carga na ponta dos eixos (fig.3)
- a roda nunca está fora do gabarito da caixa (fig.3)
- paralelismo dos eixos no truque.

BITOLA: distância b na figura 1. Tolerância = $f(\text{país, organização ferroviária, velocidade na via})$

$b=1,0\text{m}$ $s=12\text{mm}$

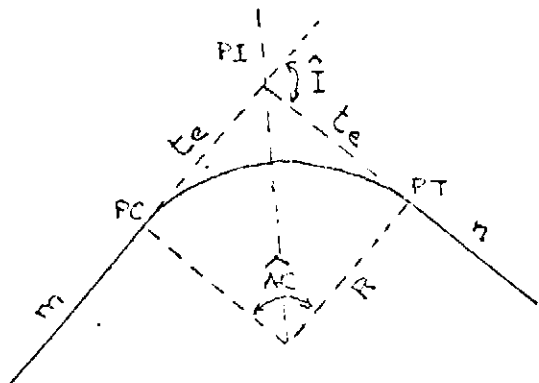
$b=1,435\text{m}$ $s=14\text{mm}$

$b=1,6\text{m}$ $s=16\text{mm}$



2. GEOMETRIA DA VIA

2.1 CONCORDÂNCIA EM PLANTA: CURVA CIRCULAR



PC: ponto de curva

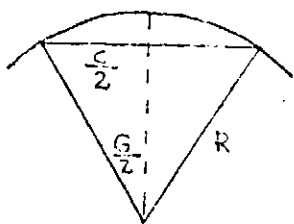
PT: ponto de tangente

AC: ângulo central

 $\hat{I}$: ângulo de deflexão $\hat{AC} = \hat{I}$ PC-PI e PI-PT: tangentes externas $PC-PI = PI-PT$

Para facilitar a locação definimos:

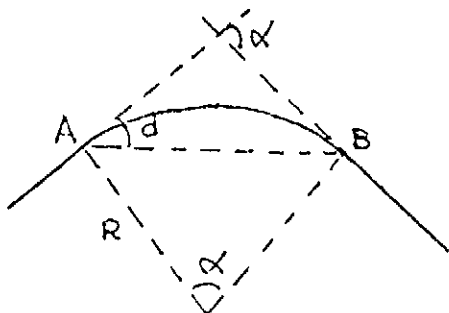
Grau de Curva G: ângulo central correspondente a uma corda de 20m.



$$\sin \frac{G}{2} = \frac{10}{R}$$

$$G = 2 \arcsin \frac{10}{R} (m)$$

Deflexão do ponto B em relação ao ponto A:



$$d = \frac{\alpha}{2}, \alpha: \text{ângulo central que corresponde a uma corda } \overline{AB}$$

$$\text{Se } \overline{AB} = 20m \quad d = \frac{G}{2}$$

$$\text{Deflexão por metro: } dm = \frac{G}{40}$$

Para uma curva com um número m inteiro de graus de curva G temos para a deflexão total: $d_t = m \frac{G}{2}$

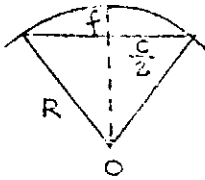
Caso contrário: $d_2 = d_m l_1 + m G_2 + d_m l_2$

l_1, l_2 : comprimentos das estacas fracionárias nas extremidades da curva.

Cálculo das tangentes exteriores:

$$PI - PT = PC - PI = te = R \tan \hat{A}C$$

R em função da corda e da flecha.



$$R^2 = \left(\frac{C}{2}\right)^2 + (R-f)^2$$

$$R = \frac{C^2 + 4f^2}{8f}$$

Cálculo do desenvolvimento: $360^\circ \rightarrow 2\pi r$
 $\hat{A}C \rightarrow D$

$$D = \frac{\pi R \hat{A}C}{180^\circ}$$

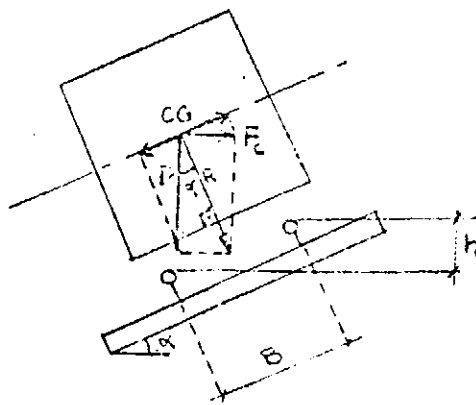
2.2 SUPERELEVAÇÃO

Necessidade: -desconforto

-desgaste

-tombamento

2.2.1 SUPERELEVAÇÃO TEÓRICA



$$P \sin \alpha = F_c \cos \alpha$$

$$P \sin \alpha = F_c$$

α é pequeno $\rightarrow \cos \alpha \approx 1$

$$P \sin \alpha = \frac{mV^2}{R}$$

$$\sin \alpha = \frac{h}{B}$$

$$\frac{Ph}{B} = \frac{P}{g} \frac{V^2}{R}$$

$$h = \frac{BV^2}{gR}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$v(\text{m/s}) = \frac{V(\text{km/h})}{3,6}$$

$$h = \frac{B V^2}{127 R}$$

h : superelevação

B : distância de eixo a eixo dos trilhos

h em metros

B " "

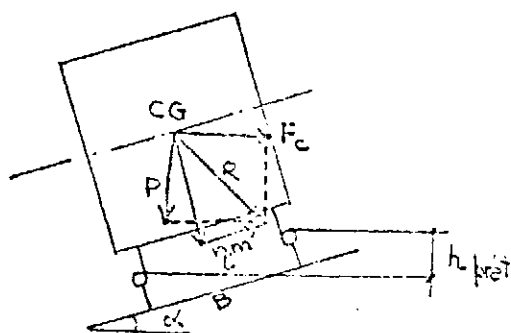
R " "

V em Km/h

2.2.2 SUPERELEVÇÃO PRÁTICA

Via projetada para velocidade diretriz, velocidade máxima prevista para trens de passageiros. A mesma via deve também permitir a circulação de trens de carga e outros equipamentos indispensáveis à manutenção. Necessário adotar $h_{\text{prát.}} < h_{\text{teó.}}$. 2 critérios racionais:

2.2.2.a CRITÉRIO DO CONFORTO



Quanto maior η_0 , maior a sensação de desconforto do passageiro.

$$\eta = \frac{V^2}{R} - g \sin \alpha$$

$$\eta = \frac{V^2}{R} - g \frac{h_{\text{prát.}}}{B}$$

Cada empresa adota seus próprios critérios para limitar uma falta na superelevação teórica traduzida em aceleração centrífuga não compensada. Basicamente, podemos indicar:

- bitola métrica $\eta = 0,45 \text{ m/s}^2$
- bitola normal $\eta = 0,60 \text{ m/s}^2$ (pessoa suporta, sem desconforto, estando de pé)
- bitola larga $\eta = 0,65 \text{ m/s}^2$

- CHSP: 0,85 (fixação direta do trilho à estrutura)
- 0,65 (vias sobre lastro, dormentes monobloco de concreto protendido)

bitola larga, trilho TR-57, $B = 1,60 + 0,07 = 1,67\text{m}$

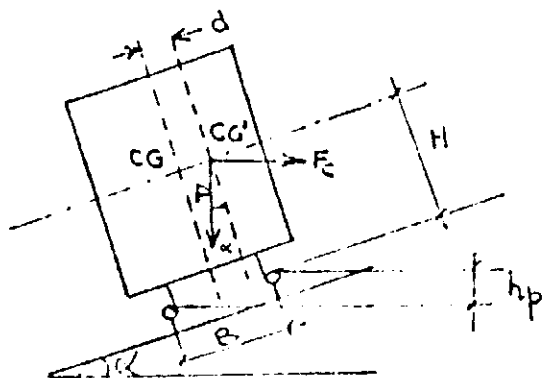
$$0,65 = \frac{V^2}{3,6^2 R} - 8,81 \frac{h_p}{B}$$

$$h_p = \frac{BV^2}{127R} - \frac{0,65 B}{8,81}$$

$$h_p = \frac{BV^2}{127R} - 0,11$$

(m)

2.2.2.b CRITÉRIO DA SEGURANÇA



Em relação ao trilho externo:

$$\text{Momento instabilizador : } M_i = (F_c \cos \alpha - P \sin \alpha) H = \left(\frac{PV^2}{127R} - P \frac{h_p}{B} \right) H$$

$$\text{Momento estabilizador : } M_e = P \cos \alpha \left(\frac{B}{2} - d \right) \quad \text{- desprezada a componente } F_c \sin \alpha$$

$$M_e = n M_i$$

$$P \left(\frac{B}{2} - d \right) = n \left(\frac{PV^2}{127R} - P \frac{h_p}{B} \right) H$$

$$h_{\text{prét}} = \frac{BV^2}{127R} - \frac{B}{Hn} \left(\frac{B}{2} - d \right)$$

H: altura do centro de gravidade em relação aos trilhos. Estabelecida para os diversos tipos de veículos.

algumas locomotivas diesel-elétricas: 1,5m

vagões fechados, carregamento até o teto: até 1,8m

d: deslocamento do CG, aprox. 0,1m (maior contração das molas de um lado)

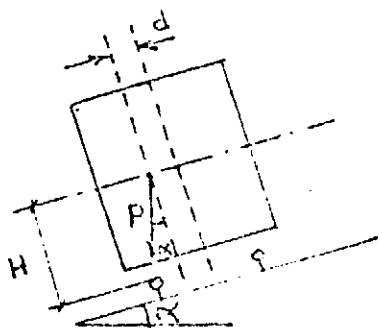
n: coeficiente de segurança, geralmente igual a 5.

OBS. Os critérios do conforto e da estabilidade estabelecem $h_{\text{prét}}$ sem considerar a possibilidade de um trem lento tombar para o lado interno da curva.

2.2.3 SUPERELEVÇÃO MÁXIMA

Crítérios empíricos (Brasil): $h_{max}=18cm$ $b=1,6m$
 $h_{max}=10cm$ $b=1,0m$

Método racional: h_{max} para que haja estabilidade do veículo parado na curva.



momentos em relação ao trilho interno

$$M_i = P \sin \alpha (H) = P \frac{h}{B} H$$

$$M_e = P \cos \alpha \left(\frac{B}{2} - d \right) = P \left(\frac{B}{2} - d \right)$$

$$M_e = n M_i$$

$$P \left(\frac{B}{2} - d \right) = n P \frac{h}{B} H$$

$$h_{máx} = \frac{B}{Hn} \left(\frac{B}{2} - d \right)$$

$$B=1,67m \quad h=3 \quad h_{máx} = \frac{1,67}{2,3} \left(\frac{1,67}{2} - 0,10 \right) = 0,204m$$

$$\text{Se } h_{máx} = 0,18m \rightarrow n > 3$$

$$B=1,07m \quad n=2 \quad h_{máx} = \frac{1,07}{2 \times 2} \left(\frac{1,07}{2} - 0,10 \right) = 0,115m$$

$$\text{Se } h_{máx} = 0,10m \rightarrow n > 2$$

2.3 VELOCIDADE LIMITE NAS CURVAS

$V_{lim} = f(\text{raio da curva, superelevação dada})$

Se nas expressões de $h_{prát}$ colocamos o valor de h_{max} , encontraremos a velocidade limite.

2.3.a - Pelo Critério do Conforto

$$h_{max} = \frac{BV_{máx}^2}{127R} - \frac{h_0 B}{g} = \frac{BV_{máx}^2}{127R} - \Delta h$$

$$V_{máx} = \sqrt{127 \left(\frac{h_{máx} + \Delta h}{B} \right) \cdot R}$$

$$b=1,6m \quad V_{máx} \approx 4,7 \sqrt{R}$$

$$b=1,0m \quad V_{máx} \approx 4,2 \sqrt{R}$$

2.3.6 Pelo Critério da Segurança:

$$V_{\max} = \sqrt{127 \left(\frac{h_{\max}}{B} + \frac{\frac{B}{2} - d}{Hn} \right) R}$$

$$b = 1.6 \text{ m} \quad V_{\max} \approx 4.8 \sqrt{R}$$

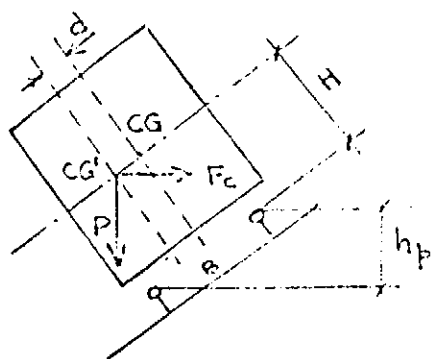
$$b = 1.0 \text{ m} \quad V_{\max} \approx 4.2 \sqrt{R}$$

$$V_{\max} = K \sqrt{R_{\min}}$$

2.4 RAIO MÍNIMO

- estabelecido por normas
- permitir inscrição da base rígida dos truques dos carros e locomotivas e/ou da base rígida dos carros.
- limitar o escorregamento entre roda e trilho.
- RFFSA - SR-4 $R > 160 \text{ m}$ (desvios)
 $R > 250 \text{ m}$

2.5 VELOCIDADE MÍNIMA DOS TRENS LENTOS EM CURVA.



$$M_i = (P \sin \alpha - F_c \cos \alpha) H =$$

$$= P \left(\frac{h}{B} - \frac{V^2}{127R} \right) H$$

$$M_e = P \left(\frac{B}{2} - d \right) \cos \alpha = P \left(\frac{B}{2} - d \right)$$

$$M_e = n M_i$$

$$V = \sqrt{127 \left(\frac{h}{B} - \frac{\frac{B}{2} - d}{Hn} \right) R}$$

$$V_{\min} = \sqrt{127 \left(\frac{h_{\max}}{B} - \frac{\frac{B}{2} - d}{Hn} \right) R}$$

TR-57, $b = 1.6 \text{ m}$, $n = 5$

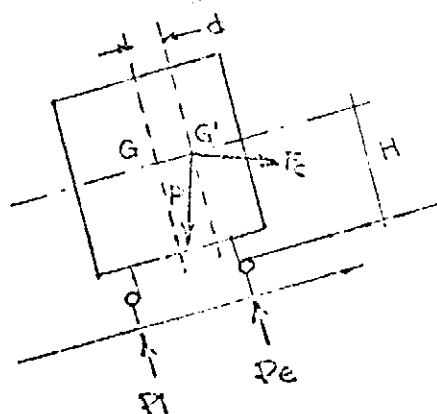
Se $R_{\min} = 300 \text{ m}$

$$V_{\min} = \text{aprox. } 2.3 \sqrt{R}$$

$$V_{\min} = 40 \text{ Km/h} \quad (V_{\max} \text{ } 85 \text{ Km/h})$$

2.6 SOBRECARGA NAS CURVAS

Se a força centrífuga não está totalmente equilibrada, haverá sobrecarga no trilho externo.



momentos em relação ao trilho externo

$$\Delta F \cdot H + P_i B = P \left(\frac{B}{2} - d \right)$$

$$P_i = \frac{P}{B} \left(\frac{B}{2} - d \right) - \frac{\Delta F \cdot H}{B}$$

momentos em relação ao trilho interno

$$\Delta F \cdot H + P \left(\frac{B}{2} + d \right) = P_e B$$

$$P_e = \frac{P}{B} \left(\frac{B}{2} + d \right) + \frac{\Delta F \cdot H}{B}$$

$$\Delta F = F_c \cos \alpha - P \sin \alpha$$

Obs: O problema do descolamento da roda nas curvas. Excentricidade da resultante de forças maior que $\frac{B}{6}$.

2.7 SUPERLARGURA

- facilita a inscrição do veículo na curva.
- limita o arrastamento da roda externa sobre o trilho.
- Valor da Superlargura: 1 a 2cm

fórmulas práticas: a) $S = \frac{G}{R} - 0.012$ ($S < 0.02m$)

$R = 500m \rightarrow S = 0$. Curvas c/ $R > 500m$ não recebem superlargura

b) $S = \frac{6000}{R} - 5mm$ (S em mm, R em m)

-desloca-se o trilho interno, porque o externo guia a roda.
Distribuição: 1mm/m (0,5mm/m em linhas de alta velocidade), antes da curva circular ou durante a transição.

2.8 CONCORDÂNCIA EM PLANTA COM CURVA DE TRANSIÇÃO

.09.

Definimos como curvatura o inverso do raio de uma curva: $C = \frac{1}{R}$

CURVA EM PLANTA

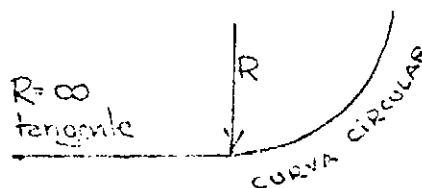
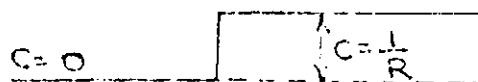


DIAGRAMA DE CURVATURA



Essa brusca variação na curvatura repercute sobre passageiros, cargas, veículos e via. Para atenuar este problema e, ao mesmo tempo, permitir uma distribuição segura da superelevação utilizamos as curvas de transição.

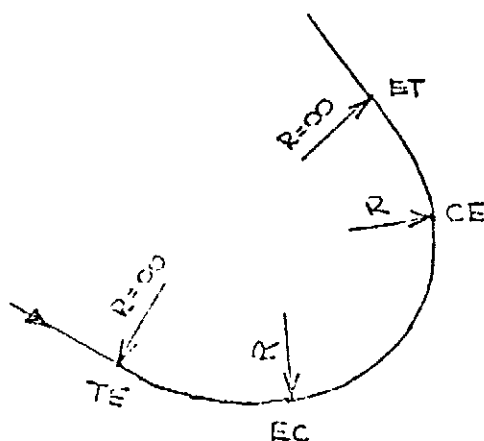
No caso de curva circular há três possibilidades para a distribuição da superelevação:

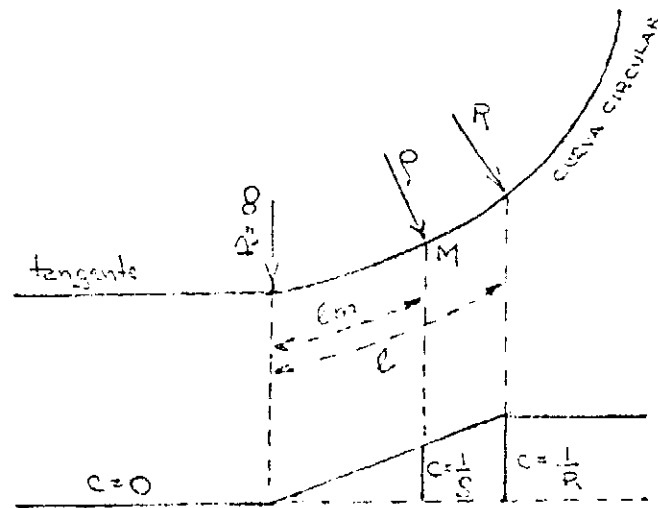
- a) metade na tangente e metade na curva circular.
- b) total na curva. Problemas: limita a velocidade, o comprimento da curva pode ser insuficiente.
- c) total na tangente. Problemas: grande deslocamento do CG do carro.

Nenhuma das hipóteses satisfaz tecnicamente, pois não resolvem a questão da brusca variação da curvatura. Esta somente será resolvida se houver uma variação contínua de $C=0$ até $C=\frac{1}{R}$!

Na curva de transição: a superelevação varia de 0 até hprát e o raio varia de infinito até R .

CURVA EM PLANTA





$$\frac{l_m}{l} = \frac{h_m}{h}$$

$$\frac{l_m}{l} = \frac{B \tan \alpha_m}{B \tan \alpha} = \frac{\tan \alpha_m}{\tan \alpha}$$

$$\tan \alpha_m = \tan \alpha \frac{l_m}{l}$$

$$mg \sin \alpha = F_c \cos \alpha$$

$$g \tan \alpha = \frac{v^2}{r}$$

$$\frac{v^2}{g r} = \tan \alpha \frac{l_m}{l}$$

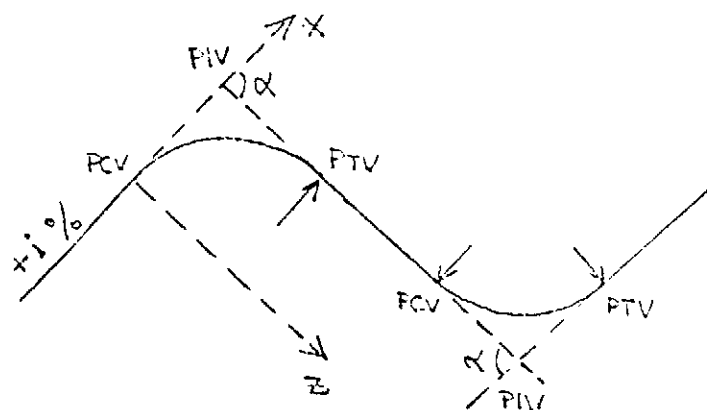
$$l_m g = \frac{v^2 l}{g \tan \alpha}$$

$$g = \frac{K}{l_m}$$

Espirale de Cornu
Clotoïde

Espirale de Van Leber

2.9 CONCORDÂNCIA VERTICAL



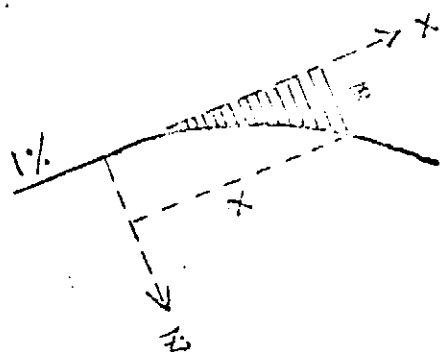
PCV - ponto de curva vertical

PTV - ponto de tangente vertical

PIV - ponto de intersecção vertical

l max entre 1 e 2% (Metro 4%)

- Parábola do 2º grau



$$Z = cx^2$$

AREA- tabelas de 'c' em função da curva convexa/côncava e da classe da ferrovia.

- Curva circular
- Elipse
- Parábola cúbica

3. ELEMENTOS

3.1 TRILHOS

Funções: - Sustentação e condução
- Funcionar como viga contínua

Perfis: - (perfil I - resistência à flexão)
- DB
- Vignole

Designação:- Peso por metro linear
TR-37, 45, 50, 57, 68

Requisitos:

Boleto: - massudo, desgaste não afetar a inércia
(margem)

Alma: - altura para resistir a flexão
- não muito fina, garantir adequada resistência e rigidez transversal
- evitar formação de trincas
- resistir a corrosão atmosférica: espessura

Patim:- não deve ser muito fino. Reduzir o nível de tensões residuais decorrentes do resfriamento diferenciado (durante a produção) entre o boleto e o patim.
- espessura das extremidades: gabarito fixação elástica.
- largura do patim: solicitação no dormente, placa de apoio.
- corrosão.

Outros Condicionantes:

- resistência lateral: patim e boleto largos
- estável ao tombamento
- arestas arredondadas: tensões residuais
- limite de utilização devido a desgaste vertical concomitante ao devido desgaste lateral

- Aço do Trilho: - resistente mais qualidade uniforme
- composição química uniforme+isento de inclusões não metálicas+isento de vazios + isento de trincas térmicas
 - elevado limite de escoamento, σ_e
 - " " " ruptura, σ_r

Trilhos de Aço Comuns - Qualidade Corrente (CB-23/1977)

- Carbono(C), Manganês (Mn), Silício (Si)
- Fósforo(P) - quebradiço
- Enxofre(S) - combina-se com o Fe

Trilhos de Aço Especiais-Qualidade Especial-Trilhos-Liga

- Vanádio(V), Cromo(Cr), Molibdênio (Mo), Titânio(Ti), Nióbio(Nb), etc

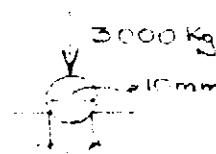
Trilhos Tratados Termicamente:

aumento da dureza superficial e resistência a tração
processo: resfriamento rápido, reaquecimento pelo calor interno, resfriamento lento

- Boleto Tratado
- Totalmente Tratados

Recebimento:

- testes destrutivos e não destrutivos
- teste de tração (resistência, extensibilidade, ductilidade)
- impacto - formação de trincas
- dureza Brinell $DB = \frac{P}{S}$
- entalhe e fratura (trincas, esfoliações, cavidades, matéria estranha, estrutura brilhante, granulação muito fina)



Defeitos:

De Fabricação: vazios, segregações, inclusões, fissuras provocadas por tensões internas de tração no resfriamento, defeitos de laminação.

Avarias em Serviço: deformação das pontas, auto-têmpera superficial, escoamento do metal na superfície do boleto, ataque da alma e do patim, atrito (curvas), desgaste ondulatório, fratura (defeitos dos trilhos principalmente fissuras, fadiga).

Desgaste:

- ação mecânica entre roda e trilho
- roda e trilho não devem ser da mesma dureza
- aparelhos de medida de desgaste (pantógrafo, pontei-
ras).
- função: curvas, tonelagem transportada
- desgaste específico: $\frac{\text{área consumida do boleto}}{\text{unidade de massa bruta circular sobre o mesmo}}$
- geralmente limite: 25% da área total do boleto

Desgaste X Tonelagem Bruta

- Wellington - ferrovias americanas
- "trilhos composição normal o desgaste médio é de 0,5 lb de peso por grau de curva para cada 10 milhões de toneladas (short-ton) e por jarda de trilho"

$$\Delta p = 0,5 G \text{ lb/jd} \quad \text{para cada } 10 \times 10^6 \text{ short-tons}$$

$$\Delta p = \frac{433}{R} \text{ Kg/m} \quad \text{p/ } 9072 \times 10^3 \text{ tons} \quad \text{perda de}$$

peso Kg/m, R em m

$$\Delta p = \xi \Delta S \quad \Delta S = \text{perda de área do boleto}$$

$$\xi = \frac{\text{peso do trilho}}{\text{área do perfil}} = \frac{\text{Kg/m}}{\text{cm}^2}$$

$$\Delta p_{\max} = \xi \cdot 0,25 S_B$$

$$S_B = \text{área do boleto}$$

$$T = \frac{9072 \times 10^3 \Delta p_{\max}}{\Delta p}, \text{ sendo } \Delta p = \frac{433}{R}$$

T em tons

R em m

- Área (1962)

$$T_s = 0,545 W D^{0,505}$$

T_s = total de tons brutos
que o trilho suportará
(short-ton)

W = peso do trilho em lb/jd

D = densidade anual em milhões
de tons brutos

Considerando que Ts é dado em Short-ton, para se ter
o valor em tons divide-se por 1,1: $T = \frac{T_s}{1,1}$

anos de vida $n = \frac{T}{\text{tabela de redução}^D} = f(R)$ (tangentes ou $R > 1.800 \text{ m}$)

Soldagem

trilhos novos - barras curtas 12 m

trilhos curtos + tráfego intenso → elevada porcentagem das despesas de manutenção da via.

soldas de topo (superfície de rolamento uniforme, base do patim contínua sem rebarbas, mesma resistência do trilho)

Solda Aluminotérmica (Thermit)

fusão in loco, obtida por reação exotérmica, de uma liga apropriada. O material fundido é entornado na folga de aproximadamente 17 a 26 mm deixada entre os topos dos trilhos

$2 \text{ Al} + \text{Fe}_2\text{O}_3 + \text{elem.} - \text{liga sólidos} \rightarrow \text{Al}_2\text{O}_3 + 2\text{Fe} + \text{elem.} - \text{liga fundidos} + 185.000 \text{ cal}$

- para o campo (não é feita em estaleiro)
- cava, exige habilidade do soldador

Solda por Caldeamento

- limpeza dos topos, aquecimento 1.100°C , caldeamento pressão entre 4 e 7 Kg/mm^2

- máquina de solda em estaleiro (energia elétrica, com bustão)

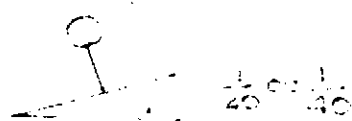
- quase as mesmas condições de resistência que no material laminado (melhor solda)

3.2 TALAS DE JUNÇÃO (PB-262-tala, PB-258-parafuso)

- emenda mecânica
- a junta é feita por 2 talas de junção justapostas, montadas na alma do trilho e apertadas com 4 ou 6 parafusos de alta resistência com um torque pré-estabelecido
- grandes esforços adicionais (vibrações, solicitações dinâmicas). Defeitos localizados nas extremidades dos trilhos
- em relação aos dormentes:
 - apoiada
 - balanço ou suspensão
- posição relativa
 - juntas coincidentes ou par (Europa)
 - alternadas ou desencontradas (USA, Brasil)
- vias sinalizadas - circuitos operacionais da ferrovia-talas isolantes:
 - montadas
 - coladas
- ensaios de tração e dobramento

3.3 FIXAÇÕES

- garantir a bitola da via, manter o trilho na posição correta (P.A. e não entalha o trilho)



- resistência ao deslocamento longitudinal do trilho
- resistência a movimento horizontal - dias quentes
- as cargas horizontais e verticais devem ser transferidas para os dormentes sem prejudicar o conjunto da fixação
- permanente fressão elástica
- deve permitir a substituição do trilho sem afrouxar seus embutimentos no dormente de madeira

3.5 DORMENTES

- distribuir carga no lastro
- manter bitola
- suporte adequado e seguro para o trilho
- estabilidade da via transversal, vertical e longitudinal
- amortecer parcialmente as vibrações
- fácil manuseio - assentamento e substituição
- parcialmente danificados em caso de descarrilamento
- longa vida útil

De Madeira

bitola larga 280 X 24 X 17 cm

bitola métrica 200 X 22 X 16 cm

dormentes especiais para AMV

madeira de lei: aroeira, ipê, angico, etc.

mole: pinho, eucalipto, etc.

a resistência das madeiras cresce com a densidade

Tratamento: resolve apodrecimento, não atua sobre a resistência. Escolha do preservativo deve ser compatível com resistência da essência.

- produtos oleosos:

creosoto (óleo obtido da destilação do alcatrão de hulha)

pentacloro fenol

- sais hidrosolúveis

métodos de tratamento: impregnação em autoclave

- célula cheia: vácuo nas células, enchimento sob pressão. Maior consumo. Geralmente uso de sais hidrosolúveis

- célula vazia: geralmente preservativos oleosos

custo: 60 a 100% do custo inicial do dormente

Para evitar fendilhamento: uso de cintas galvanizadas ou S metálicos



durabilidade: f(qualidade da madeira, clima, drenagem, tráfego, época do ano em que a madeira foi cortada(no inverno menos seiva), grau de secagem, tipo de fixação, lastro, existência de P.A., etc.)

No Brasil:

madeira de lei: 15 a 20 anos, dependendo do preservativo

madeiras comuns (cerne + alburno): 5 a 6 anos se tratados

não tratados: 2 a 10 anos

No Mundo:

tratados com pentaclorofenol: 25 a 30 anos

tratados com sais: 15 a 20 anos

não tratados: 3 a 18 anos

De Concreto (pós-guerra 1940)

- dormente de concreto armado, monobloco, não protendido: interesse histórico. Fissuras próximas à seção central.

- dormentes de dois blocos (70 X 29 X 23) haste metálica

- armado. França: Vagneux, RS (licença)

- protendido. Suécia.

- protendidos monobloco

- postencionados: protensão após a cura do concreto

- pretensionados: formas contínuas, formas individuais

vida útil: 40 anos se não houver descarrilamentos

Mistos X Monoblocos

- área de apoio sobre o lastro
- monobloco: maior peso: maior estabilidade e maior dificuldade de manuseio
- monobloco: resistente à flexão no centro
- monobloco protendido: as fissuras sob efeito de carga acidental se fecham
- monobloco absorve e transmite bem esforços horizontais e verticais, mesmo em caso de desnivelamento transversal

- Dormentes de Aço

- Dormentes de Nylon, Fibrocimento (Itália)

Comparação entre Dormentes

Madeira

vantagens:

- menor massa (manuseio)
- facilmente trabalháveis
- fixação simples
- bons isolantes
- suportam bem supersolicitação
- aproveitamento dos dormentes usados
- elasticidade da via (na verdade contribui pouco se comparado com lastro e solo. Atuação efetiva sobre o nível de ruído)

desvantagens:

- vida útil
- ataque de fungos e insetos
- diminuição da capacidade de manter bitola e estado geral de conservação
- dormentes de AMV - difíceis de obter
- tratamento exige manter estoque
- redução da oferta

Concreto:

vantagens:

- maior massa (técnica da V.P., resistência a esforços laterais) 300-400 Kg
- manutenção bitola
- isolante
- invulnerável a fungos
- vida longa
- menor armazenagem

desvantagens:

- manuseio e substituição onerosos
- destruído em descarrilamentos
- dispendiosa a construção de dormentes especiais de AMV
- vulnerável a solicitações excepcionais

Aço:

vantagens:

- fácil confecção de dormentes especiais
- manutenção da bitola
- recondicionável
- insensível ao ataque de fungos
- relativamente resistente a supersolicitação

desvantagens:

- massa reduzida - falta inércia
- custoso assentamento e manutenção - difícil a socavia
- vulneráveis a ambiente agressivo
- tráfego ruidoso
- isolamento elétrico (custo)
- custo de aquisição, principalmente no Brasil

Como escolher:

- desenvolvimento da indústria do aço e da madeira
- política de importação

- custo: juros, renovação, manutenção, venda do material inservível
- tipo de dormente que já temos

3.6 LASTRO

mede-se sob o dormente

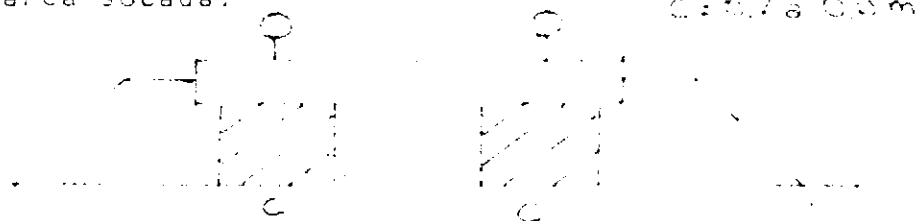
EB - 655 - Lastro padrão

MB - 894 - Determinações da forma do material de lastro padrão

Funções:

- distribuir esforços
- drenagem
- resistir a esforço transversal
- permitir reconstituição do nivelamento longitudinal, transversal e alinhamento, sem danificar o material. (por processo manual ou mecanizado)

Área socada:



Propriedades:

- tamanho máximo dos grãos: relacionado a inércia e capacidade de manter a geometria. Japão e Europa (tráfego de passageiros) maiores diâmetros. Condiciona-se ao tipo de manutenção: mecanizada (ϕ maior), manual
- granulometria: uniformemente graduado. Uma graduação ampla seria mais estável, influência na resistência a esforço lateral. Finos devem ser permeáveis. (CNR, CPR)
- forma e superfície das partículas: angulares maior entrosamento. Maiores recalques e portanto, maiores custos de manutenção para lamelares. Faces fraturadas e forma cúbica.

Propriedades Físicas

- O lastro padrão deve apresentar:

- a) massa específica aparente mínima.....2,4 g/m³
- b) absorção de água máxima.....1%
- c) porosidade aparente máxima.....1%
- d) resistência ao desgaste - abrasão "Los Angeles"
máxima.....40%
- e) resistência ao choque - índice de tenacidade
"Treton" máximo.....20%
- f) forma.....cúbica

Distribuição Granulométrica para o Lastro Padrão

Lado da Malha da Peneira (mm)	Porcentagem em massa que passa (%)
63,5	0 - 0
50,0	0 - 10
38,0	30 - 65
25,0	85 - 100
12,0	95 - 100

Tolerâncias

- Devem ser toleradas:

- a) partículas lamelares.....10%
- b) material pulverulento..... 1%
- c) torrões de argila.....0,5%
- d) fragmentos macios e friáveis..... 5%

Seleção da Fonte

- extraído de camada competente e de espessura razoável

Ígneas - granito, basalto

metamórficas - gnaise

sedimentares - calcário duro

- ardósia: partículas flocosas ou alongadas

- rochas com minerais que se desgastam com as

intempéries. Pirritas tornam-se argila.

- resistência ao cisalhamento da rocha.
- massa específica: ligada à estabilidade lateral da via.
- dureza e resistência: comportamento sob carga.

Testes de impacto, esmagamento e abrasão.

- resistência ao intemperismo: durabilidade Soundness Test.
- porosidade: relacionada a congelamento.
- propriedades do lastro degradado, permeabilidade. Per-

da da resposta resiliente da via provoca grande impacto em descontinuidades, juntas e AMV.

- CNR:

relacionado com ruptura: Soundness Test (com sulfato de sódio < 5%, com sulfato de magnésio < 10%), dureza Mohs, peso específico.

relacionado com estabilidade: esfericidade e índice de alongação.

3.7 SUBLASTRO

- bombeamento dos pinos
- critérios econômicos - custo do lastro
- compactado 100% OPM

3.8 PLATAFORMA

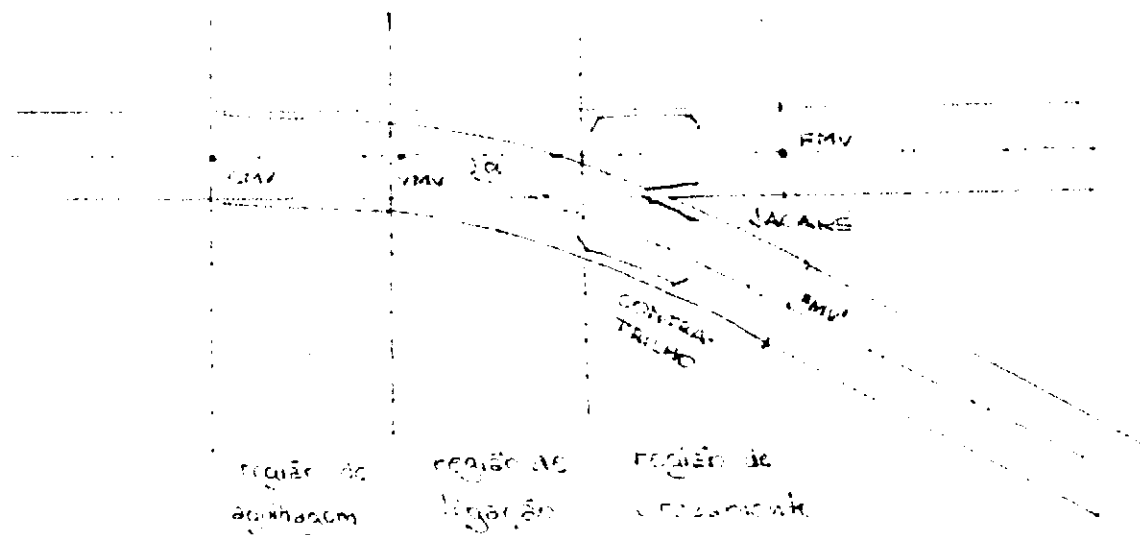
- inclinação 3 a 5%
- aterro: camada final 95 OPM, corpo 95 OPN
- corte: camada final 95 OPM (30 cm)

3.9 APARELHOS DE MUDANÇA DE VIA

Funções e Requisitos:

- permitir desviar os veículos a velocidades compatíveis com a operação comercial da estrada.
- permitir a passagem sem solavancos: conforto para o passageiro e desgaste.
- fácil manobra de suas agulhas, com comando local manualmente, à distância automaticamente.
- manobra em tempo reduzido.
- plena segurança contra descarrilamento.
- eficiente fixação dos trilhos de rolamento.
- baixo custo aquisitivo.
- baixo nível de manutenção, integridade funcional durante um longo período.

Descrição:



Região de
Agulhamentos

par de agulhas
trilhos de encosto da agulha
placas deslizantes
conjunto de acionamento
aparelho de manobra (operação local) ou
máquina de chave (operado automática-
mente)

Região do
Cruzamento

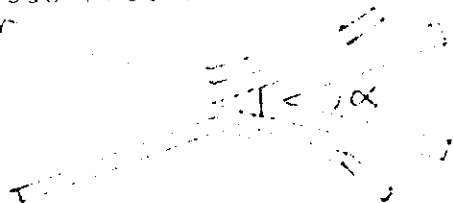
Jacaré (ou coração)
Patatas de Lebre
Contra-trilhos e trilhos de encosto do
contra-trilho

Região de
Ligação

trilhos de ligação

Caracterizam um AMV:

- comprimento das agulhas
- folga no talão da agulha
- abertura do coração: principal característica, tangente do ângulo do coração, nº do coração (interna cional) processo prático. Nº do coração $N = \frac{1}{2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}}$



Custo aquisitivo e de manutenção são altos por metro linear.

De um modo geral os trilhos de rolamento através do AMV são assentados na perpendicular. Para $V > 60$ Km solicitações dinâmicas adicionais, desgaste. Em algumas estradas de ferro a região de ligação 1/20 ou 1/40.

Ponto fraco de linha, mesmo em reta.

Se na curva: maior custo aquisitivo e de manutenção, solicitações acentuadas.



AMV à direita, à esquerda

AMV-A: origem tecnológica AREA - American Railway Engineering Association. Tradicionalmente usado por nossas empresas ferroviárias.

AMV-U: origem tecnológica européia. UIC - Union Internationale des Chemins de Fer. Maior conforto e segurança. Metrô

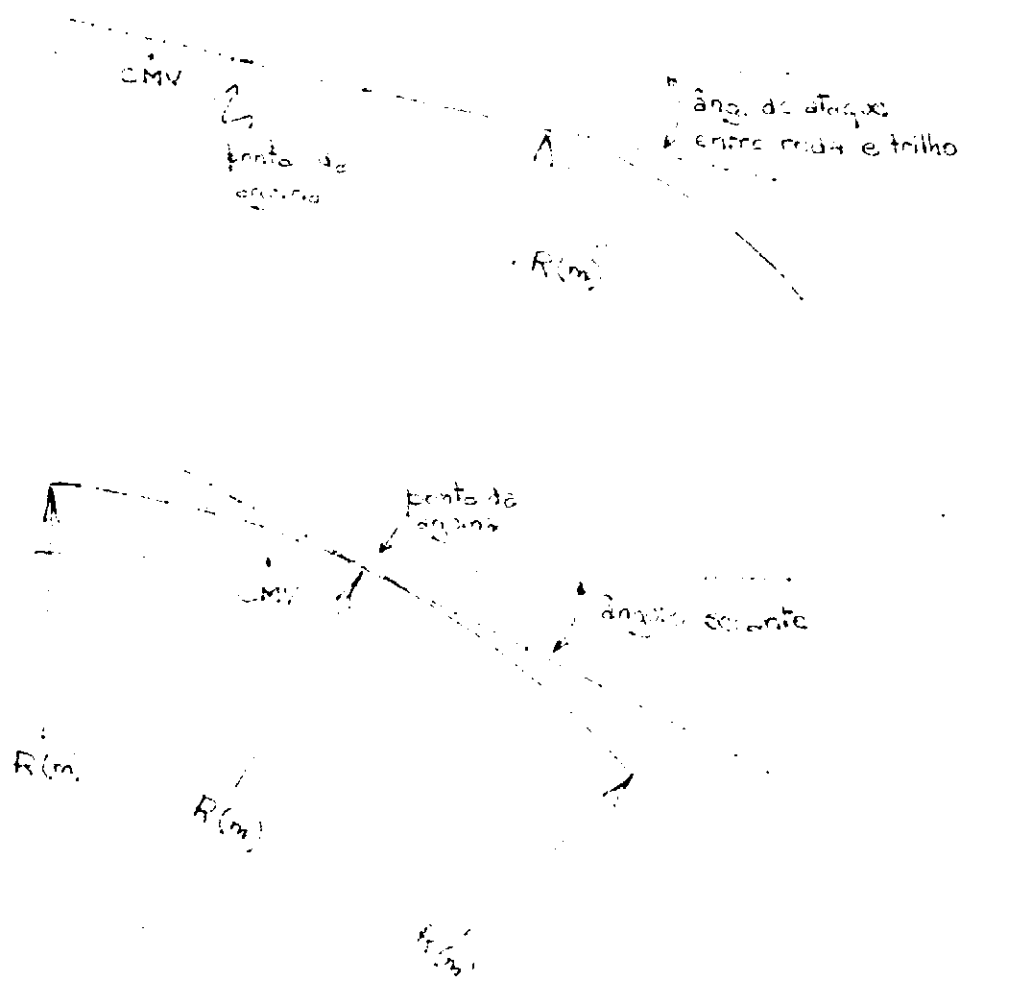
AMV-A:

- normalmente produzido no Brasil.
- agulhas retas ou curvas: secantes em relação ao trilho de encosto na borda de rolamento.
- agulha articulada na extremidade - coice ou talão muito solicitado, manutenção cara. Assentado solidaria -

mente ao trilho de encosto para evitar tombamento da agulha. Abertura constante do coice para todos os tipos de AMV-A.

- solavancos; variação brusca de curvatura: na agulha, no coice, no jacaré reto.

- a curva de raio constante que se inicia no coice da agulha prossegue até o início do jacaré no caso de cruzamento reto, transpassando-o no caso de jacaré curvo. Este último muito pouco empregado.

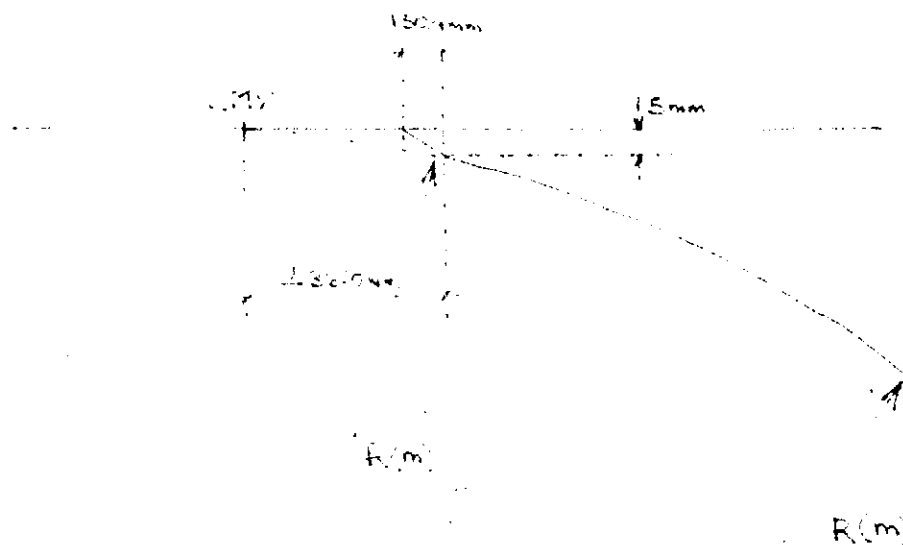


- cruzamento AMV-A: núcleo em aço manganês fundido, perfis de trilho mais pesados. No cruzamento temos um sulco que permite a passagem do friso das rodas. Nesta área as rodas perdem a guiabilidade normal pelo friso sendo necessário guiá-las pelo lado oposto da via através do con-

tra-trilho (trilho comum espaçado por calços).

- usado em velocidades baixa, tráfego pesado e trecho reto devido a desconforto, aumento de solicitações e restrição de velocidade.

AMV-U:



- raio de desvio único e constante. Tangencia no CMV e no canto de bitola o trilho de encosto da agulha e penetra na região de ligação até o início do jacaré, no caso de jacaré reto, transformando-o no caso de jacaré curvo.

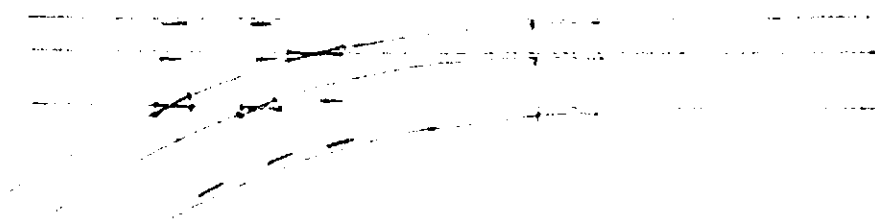
- a parte mais fina da agulha esconde-se sob um chanfro feito no trilho de encosto da agulha sob o boleto. Exige perfil próprio para a agulha, altura menor que o trilho de rolamento da via.

- pode ser assentado em reta ou curva, com ou sem superelevação. Não há alteração de peças no projeto apenas assentamento diferente.

- jacaré com núcleo em aço fundido.

- tabelas de velocidades limites.

AMV - bitola mista



3.10 TRILHOS CURTOS E TRILHOS LONGOS SOLDADOS

TLS - lembrar dos bondes. Variação de temperatura pequena, deformação absorvido pelo pavimento.

Ao aumentar a temperatura a dilatação se inicia nas extremidades dos trilhos e progride gradativamente para o centro. Como a resistência oferecida pelo dormente e lastro vai crescendo a partir da extremidade, não haverá mais movimentação num determinado ponto em que a soma das resistências atinge o valor da força resultante da dilatação.

N = força total devida à dilatação

R = resistência oferecida pelas talas de junção

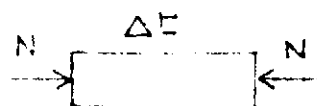
r = resistência por metro de linha no trilho-dormente-lastro

l = comprimento total do trilho

l_d = comprimento da extremidade do trilho que se move

$$N = R + ldr$$

$$l_d = \frac{N - R}{r}$$



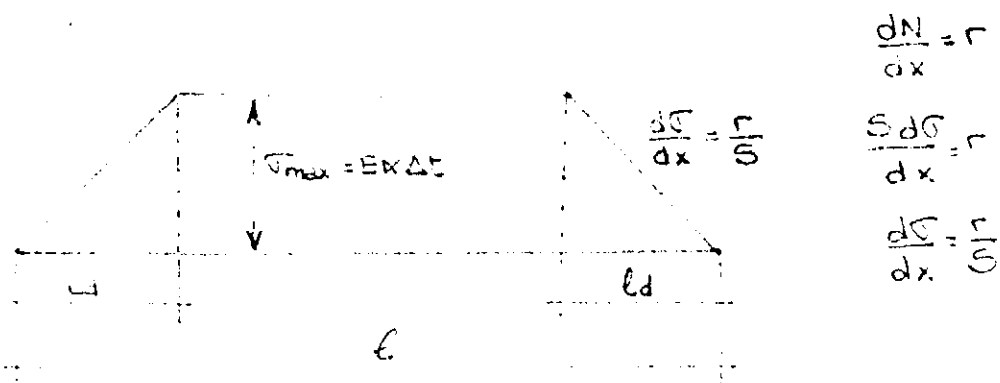
$$\frac{Nl}{ES} = l\alpha \Delta t$$

$$N = SE\alpha \Delta t$$

$$l_d = \frac{SE\alpha \Delta t - R}{r}$$

trilho longo $l > 2l_d$

trecho fixo, sem dilatação $l - 2l_d$



R pode ser negligenciado no caso de talas mal apertadas e lubrificadas ou de juntas especiais de dilatação colocadas nos extremos de TLS.

R e r pesquisados experimentalmente, "r" depende do tipo de superestrutura da via.

No Brasil, a "Sofrerail" indicou 150 a 350 Kg/dorm. por trilho.

Corini, Ferrovias Italianas $r = 307$ Kg/m de trilho

Garcia Lomas $r = 300$ Kg/m de trilho, via com dormentes de madeira.

Schramm, Alemanha $r = 400$ Kg/m de trilho-dorm.madeira

$r = 500$ Kg/m de trilho-dorm.concreto

$r = 600$ Kg/m de trilho-dorm.aço

Comprimento Mínimo do Trilho Longo Soldado

$$l = 2ld, \text{ necessário fixar } \Delta t$$

$t_{\max}$ - limite máximo de temperatura

$t_{\min}$ - limite inferior de temperatura

t_c - temperatura de colocação do trilho, temperatura neutra

$t_c = t_m + 5^\circ \pm 5^\circ$ intervalo de trabalho, considera que a compressão é mais perigosa.

$t_{\max}$ e $t_{\min}$ dependem da região.

No Brasil $t_{\max} = +60^\circ$, $t_{\min} = +10^\circ$, portanto

$t_m = 35^\circ$, $t'_c = 35^\circ$ e $t''_c = 45^\circ$

Máxima Tensão Normal Devida a Temperatura

$$\sigma_{c \max} = E\alpha (t_{\max} - t_c)$$

$$\sigma_{t \max} = E\alpha (t''_c - t_{\min})$$

Dilatação das Extremidades do T.L.S.

$$dU = \frac{N}{ES} dx$$

$$N = E E \alpha \Delta t - r x$$

$$dU = \alpha \Delta t dx - \frac{r}{ES} x dx$$

$$U = \int_0^l \alpha \Delta t dx - \int_0^l \frac{r}{ES} x dx$$

$$U = \alpha \Delta t l - \frac{r l^2}{2ES}$$

Quando não há mais movimentação: $rl = ES \alpha \Delta t$

$$U = \frac{rl^2}{ES} - \frac{rl^2}{2ES} = \frac{rl^2}{2ES}$$

$$j = 3U = \frac{rl^2}{ES}$$

$$l = \sqrt{\frac{j ES}{r}}$$

j = folga máxima da junta

 $\frac{j}{2}$ = folga de assentamento

Comprimento Máximo dos T.L.S.

custo soldagem e transporte igual a economia na conservação de juntas, etc.

não se deve usar T.L.S. com comprimento próximo ao mínimo: trechos instáveis, mais retensores e juntas, distribuição de tensão assimétrica nos trilhos.

Comprimento Máximo dos Trilhos Curtos, com Livre Dilatação

trilhos adjacentes não exercem pressão entre si através dos topos ou talas.

admitir livre dilatação: próximo à realidade no caso de linhas de conservação deficiente e com talas mal apertadas.

intervalo para colocação dos trilhos $t'_c - t''_c$

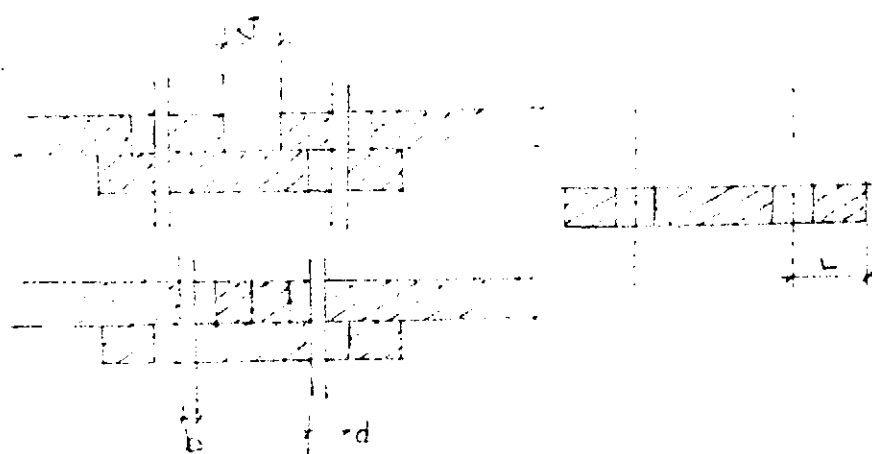
folga máxima: 15 mm

comprimento máximo do TC = $f(\text{folga})$

$$l' = \frac{\Delta}{\alpha(t_{\max} - t'_c)} = \frac{0,015}{115 \cdot 10^{-7} (60 - 35)} = 52 \text{ m}$$

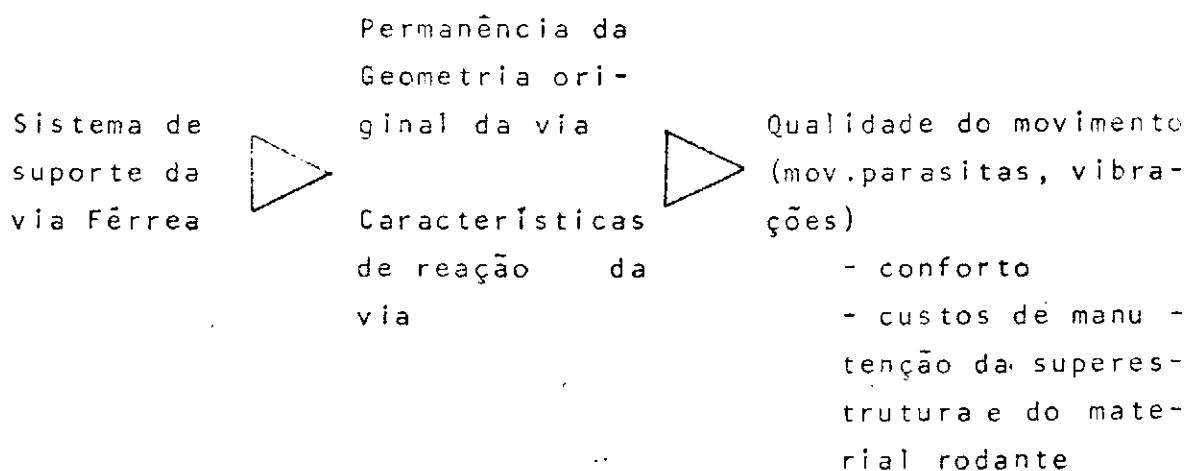
$$l'' = \frac{\Delta}{\alpha(t''_c - t_{\max})} = \frac{0,015}{115 \cdot 10^{-7} (45 - 10)} = 37 \text{ m}$$

$$\text{comp. max} = l' \pm 36 \text{ m} = 3 \times 12 \text{ m}$$

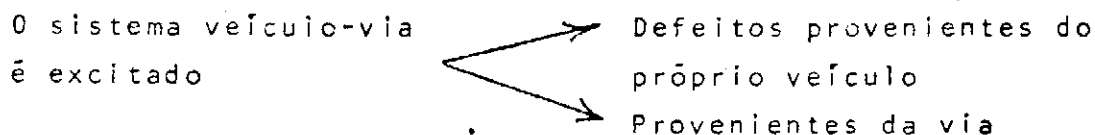


4. INSTABILIDADE DO SISTEMA DE SUPORTE DA VIA FÉRREA

4.1 Comentários Iniciais



A Fundação da via férrea deve contribuir para o bom funcionamento do sistema veículo-via.



Veículos:

Massas suspensas: regidas pela suspensão do veículo

Massas não suspensas: regidas pela via

Assim para reduzir as solicitações (desgaste) sobre a via e material rodante:

- Diminuir a "massa não suspensa" dos veículos
- Melhorar as características da via:
 - Reduzir os defeitos Geométricos
 - Reduzir a rigidez vertical da via

4.2 Instabilidade da via

- Ruptura geral - recalques inadmissíveis

- Contaminação do lastro pela presença de finos bom - beados do subleito (solos finos + água + alta sollicitação)
- Ruptura do lastro (redução do atrito) - limpar ou substituir

Soluções:

- Correta seleção do material a ser empregado na última camada de terraplenagem

EB-760 (1976)

$LL \leq 40$

$IP \leq 10$ (se laterítico ≤ 12)

$ISC \geq 20$, expansão $\leq 1\%$

$IG = 0$ (se laterítico $IG \neq 0$, expansão $ISC < 0,5\%$)

- Solo-cimento

bons resultados (15-20cm)

fracassos: ultrapassagem da resistência à flexão da camada em pontos onde esta é suportada por terrenos de baixo módulo de deformabilidade e grandes recalques associados a esse fenômeno. Consolidação com cimento exige resistência uniforme, ou seja, mód.def. ou CBR constantes.

- Solo-cal

- melhora plasticidade-melhora condições de lançamento

- insucessos:

- falhas no método de inst.das camadas

tempo de cura preliminar da mistura 24-48 h

condições de temperatura e umidade favoráveis para a cura final

- baixa resistência ao impacto e à umidade das partículas floculadas dos solos estabilizados com cal (na rodovia não existem esses problemas)

- necessários 4 a 6 meses para resistência

máxima. O tráfego é estabelecido antes - durabilidade aumenta com o teor

- Proteção da plataforma com ligantes betuminosas

Solo qualquer: deformação da camada betuminosa e compressão adicional do solo sob o dormente.

bons resultados sobre solos rijos e não atingíveis por água subterrânea. Caso contrário exige camada de material granular: análise econômica.

- Construção de camada de bloqueio de material granular

Critério de Bertran (Terzaghi)

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{85}(\text{solo})} \leq 4-5 - \text{filtro}$$

$$\frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{solo})} > 4-5 - \text{permeabilidade (não é necessária)}$$

proteção estatística, obras extensas

5. ESFORÇOS NA VIA FÉRREA

- Verticais

- ação da carga estática - peso do veículo. Sobre carga dinâmica = f(velocidade)

- ação vertical da força centrípeta. A velocidade baixa sobrecarga o trilho interno, à velocidade alta sobrecarga o trilho externo.

- ação devida ao movimento de galope. Carrega hora o eixo dianteiro, hora o eixo traseiro dos veículos.

- ação devida ao movimento de balanço ou "roulis". Carrega hora as rodas de um lado, hora as rodas do outro lado do trem.

- efeitos dinâmicos provocados por defeitos no material rodante, ex. calos nas rodas, rodas ovaladas.

- efeitos dinâmicos provocados por qualquer defeito na via.
- choque nas juntas.
- pelas ações do vento as rodas de um lado do trem são mais carregadas.
- Longitudinais
 - temperatura
 - ação de reptação
 - golpe das rodas no topo dos trilhos (juntas)
 - ação do esforço trator ou aceleração
 - ação de frenagem
 - atrito dos frisos das rodas no contato com o trilho. Provocado pela ação da componente longitudinal das forças-guia.
- Laterais
 - força centrífuga=f(superelevação real da via)
 - ação do movimento de "Lacet" (movimento senoidal) no sentido do deslocamento do trem). Rodas se chocam com os trilhos, hora de um lado, hora do outro, no sentido de alargar a bitola.
 - ação do vento

6. TENSÕES E DEFORMAÇÕES NA VIA FERREA

Dificuldade:

- cargas e suas distribuições de probabilidade
- características de transmissão/distribuição de tensões e deformações.
- parâmetros resistentes dos materiais e suas distribuições de probabilidade

6.1 METODOLOGIA AREA (Vide também tensões e deformações na superestrutura da via férrea)

Pressão à profundidade h sob a linha central do dormente-Talbot (1915, experimental)-validade 4-30 pols:

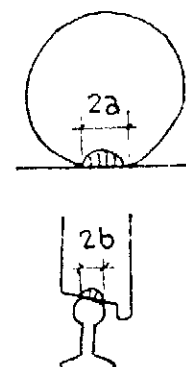
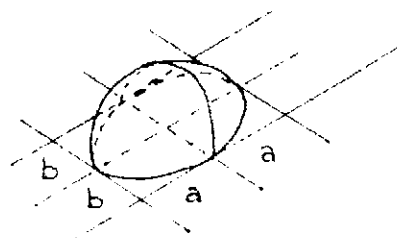
$$p_h = \frac{16.8 \text{ pm}}{h^{1,25}}$$

$$p_{h_{adm}} = 20 \text{ psi} = 1,4 \text{ Kg/cm}^2$$

6.2 Contato Roda Trilho

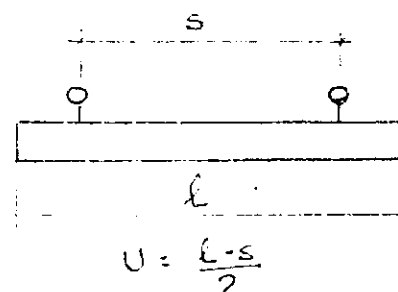
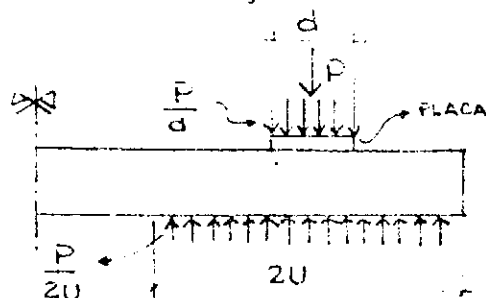
Schramm (Hertz)

$$b = 178 \sqrt[3]{\left(\frac{1}{R} + \frac{1}{r}\right)^2 P}$$



R=raio da roda, r=raio de arredondamento do boleto

6.3 Solicitações no Dormente



$$M = \frac{P}{2U} \cdot U \cdot \frac{U}{2} - \frac{P}{d} \cdot \frac{d}{2} \cdot \frac{d}{4} = \frac{PU}{4} - \frac{Pd}{8} = \frac{P}{8} (l-s-d)$$

6.4 Outras Metodologias

- Coeficiente de lastro (apoios discretos)

$$P = cy$$

P = pressão face inferior do dormente

Y = deformação, afundamento da via

C = coeficiente de lastro (dimensão de densidade)

Eisenman 1969 $2 < C < 10 \text{ Kg/cm}^3$

Talbot 1915 $100 < C < 140 \text{ Kg/cm}^2$

M.I.T. 1967 (dormente de madeira) $U = 490 \pm 100 \text{ a } 1410 \pm 270$
(importância da placa)

$$CF \approx 2Ud \quad (\text{Eisenman } F \approx 5200 \text{ cm}^2, d = 63 \text{ cm})$$

$C (\text{Kg/cm}^3)$	$U (\text{Kg/cm}^2)$
2	85
5	210
10	410

C e U variam em função das características e profundidade do lastro: camadas de plataforma, taxa de dormentação, dimensão do dormente, maior ou menor umidade presente, tráfego, tempo de utilização de linha, etc. Não podemos saber "a priori"

Apoio elástico discreto: resolução por exemplo, por energia de deformação

- BRITISH RAILWAYS

- distribuição de tensões verticais é semelhante à aquela prevista através de Teoria Elástica Monocamada.

- solos sob carregamento cíclico. ($\sigma_1 - \sigma_3$) lim para estabilização de deformações.

- Canadian National Railways/ Canadian Pacific

- apoio elástico discreto

- parâmetro do solo: 50% da resistência elástica

- RENFE

$$\sigma_p = \frac{0.006 E_d}{1 + 0.7 \log n}, \quad E_d = 100 \text{ CBR}$$

- SNCF

- Computação numérica de elementos finitos

- característica da fixação elástica: diagrama tensão x deformação não linear e maior rigidez dinâmica

- difícil simulação da interface dormente x lastro

7. GABARITOS

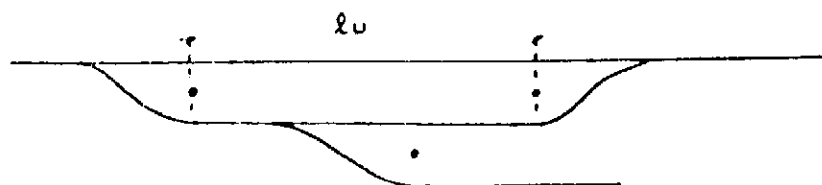
- elásticos x dinâmicos

- em linhas principais e em desvios

- horizontais e verticais
- com ou sem rede aérea
- nas curvas: efeito da superelevação

verificar em projeto e no caso de transporte de volumes grandes

Marco de passagem (comprimento útil)



8. CONSTRUÇÃO FERROVIÁRIA

- camadas de lastro: inferior e superior
- dormentes: instalação manual ou mecanizada
- trilhos soldados em estaleiro ou no local (possibilidades de transporte)
- máquinas

9. MANUTENÇÃO

Defeitos na via

- diferenças na bitola
- afrouxamento da fixação
- deslocamento das curvas
- arrastamento dos trilhos
- deslocamento dos dormentes
- desnivelamentos na plataforma
- desnivelamentos nos trilhos
- desnivelamentos nas juntas dos trilhos
- defeito na superelevação
- desgaste ou fratura das talas de junção
- desgaste dos parafusos das talas
- desgaste ou fratura dos trilhos
- defeitos nos AMVs
- colmatagem do lastro

- afrouxamento dos parafusos das juntas
- modificação na inclinação correta dos trilhos
- alargamento dos furos do dormente
- crescimento de mato na faixa da linha
- apodrecimento dos dormentes
- defeitos de drenagem
- entupimento ou destruição do sistema de drenagem

Serviços mais comuns na conservação da via

- limpeza da faixa: roçada e capina (manual ou química).
Química: mata raízes, esteriliza a terra, menos consumo e maior período, libera M.O.
 - retificação da bitola
 - substituição dos dormentes imprestáveis
 - reforço da fixação (pregação e repregação), entarugamento
 - puxamento das curvas (alinhamento)
 - nivelamento da linha (socaria)
 - nivelamento das juntas
 - construção de sistema de drenagem superficial
 - limpeza e recomposição do lastro (banqueta)
 - substituição de trilhos gastos ou defeituosos
 - reparação das cercas de vedação da faixa
 - reparação dos AIVs
 - transf. de movimento imediata
 - engrenagem int. do ap. de manobra
 - folga e pressão corretas na ponta das agulhas
 - limpeza e lubrificação das placas de escorregamento das agulhas, etc.
 - reparação, limpeza e pintura de obras de arte (corrente e especiais)
 - limpeza do sistema de drenagem superficial
 - serviços de "ronda" da linha
- Conservação X Remodelação. Remodelação: substituição de trilhos existentes por novos ou recuperados, substituição de dormentes em quantidade, etc.
- conservação não preventiva X conserva cíclica (Racional)

- Conserva Cíclica

Revisão Total: concentração de esforços num local para suportar o tráfego no ciclo de RT. Só se volta no fim do ciclo. Verifica-se: estado e posicionamento dos elementos, características geométricas da linha.

Fora de Revisão Total: Condições mínimas até o próximo RT, manter a segurança da via.

Também devem ser programados:

- trabalhos periódicos. Ex. verificação por amostragem do aperto das fixações elásticas, lubrificação com desmontagem e exame de juntas em túneis.
- trabalhos que dependem do estado da linha. Ex. substituição isolada de trilhos, nivelamento e buxamento cuja necessidade imediata tenha sido constatada com carro controle.

Residência: em cada ano uma revisão completa (RT) num subtrecho.

Ciclo de R.T.: nº de anos para que uma residência seja considerada totalmente revisada. Se ciclo de RT = 3 anos, a residência terá 3 trechos.

Ciclo = f(Classe da via)

Classe da via = f(tráfego)

Programação

Organização

Execução

Controle

- Programação:

prospecção: localização dos serviços a executar, quantidades de serviços, necessidade de materiais.

Caderno de Programação dos Serviços (caderno de estudos): Índices de profundidade, total de Hh considerando horas improdutivas, auxiliares, leis sociais, casamentos, etc.

- Organização: Calendário Programa
 - dimensiona as turmas
 - cronograma, apoio logístico à conservação
- Execução: conforme programação e cronograma
- Controle: lançadas diariamente as quantidades de serviço realizadas e o nº de Hh gastos em cada operação
 - Índices de produtividade: comprovar com os índices médios previamente conhecidos.

$$\text{coef. C} = \frac{\text{trabalho executado}}{\text{trabalho previsto Cad. Estudos}}$$

$$\text{coef. A} = \frac{\text{M.O. executada}}{\text{M.O. prevista para os serviços no Calendário Programa}}$$

- a > c: erro de apropriação, falta de fiscalização eficiente dos trabalhos, canteiros de serviço mal planejados, coeficiente de rendimento incorretos.
- a < c: bom, falta de apropriação, coeficiente de rendimento subestimado.

Ficha de Consistência

Medir dificuldade na conservação, referência para distribuição de recursos, auxílio para o cálculo de efetivos.

Considera: classificação do trecho, extensão de linhas principais, nº de AMV, rampas maiores que 1,5%, bitola (mista), túneis maiores que 50 m, pontes maiores que 50 m, tipo de dormente, nº de linhas por plataforma, condições de resistência da plataforma, carga por eixo das composições.

Classificação dos trechos: segundo valores fictícios representativos da tonelagem/dia transportada envolvendo o tráfego de carga e de passageiros

$$E_n = E_t \cdot \frac{C_n}{C_t} \quad n, \text{ índice da regional considerada}$$

$$\text{Coef. Q} = \frac{\text{nº de pontos}}{\text{homens necessários para os serviços previstos no Cal. Prog.}}$$

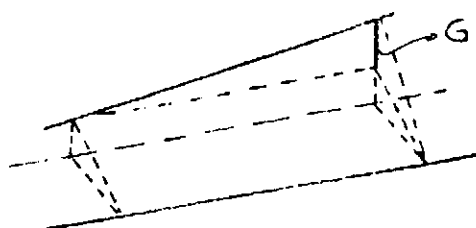
$Q = f(\text{mecanização, treinamento pessoal, transporte em serviço, etc.})$

Comparar efetivo empregado X efetivo coef.Q

10. MÁQUINAS DE UP

- Reguladora: perfil projetada da via, lâmina frontal e caixas laterais
- Desguarnecedora - limpadora de lastro
- Socadoras (niveladoras) - lâminas vibratórias
- Niveladoras e Puxadoras - garras que se adaptam ao boleto (200 - 350 m/h, mais modernas: 700m/h)
- Carro-controle
 - situação geométrica: planta perfil
 - variação de bitola, flechas nas curvas, superelevação, nivelamento longitudinal e transversal, empenamento.
 - instrumento na programação da correção geométrica da via
 - escala vai depender da classe da bitola

empenamento G:



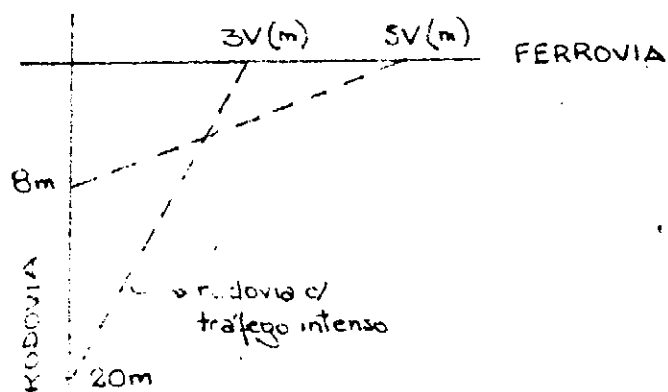
11. CRUZAMENTOS E TRAVESSIAS

Cruzamentos: Passagem de Nível, Passagem Inferior e Passagem Superior.

Passagem Nível:

- não se permite mais
- contratrilhos: resistência transversal da via, maior apoio para os pneus
- ângulo reto: menor percurso sobre a via

- as duas vias em nível. Na rodovia a rampa diminui a visibilidade e dificulta o arranque dos veículos que paramantes da P.N.
- tangente da estrada de ferro: visibilidade do maquinista.



- se a P.N. atravessa várias vias: distância de visibilidade aumentada.

Os trens-tipo para as estradas de ferro brasileiras são designados pelo prefixo TB, seguido de um número que indica a carga aderente. Baseados nos norte-americanos conhecidos por "COOPER'S STANDART LOADING".

NB-7 (1943)

- linhas tronco e ligações principais:

bitola larga: TB-27

bitola estreita: TB-20

- linhas subsidiárias principais:

bitola larga: TB-27

bitola estreita: TB-16

- linhas subsidiárias secundárias

trem tipo correspondente à locomotiva mais pesada em tráfego.

	Carga por eixo em t			Carga distribuída em t/m
	P_1	P_2	P_3	P
TB 32	32	16	21	10
TB 27	27	14	18	9
TB 20	20	10	15	6
TB 16	16	8	11	5
TB 36	36	18	24	12



CONSIDERAÇÕES SOBRE A SELEÇÃO DE LASTRO PARA FERROVIA

Eng.º Telmo Giotto Porto

1. INTRODUÇÃO: Nas ferrovias a boa qualidade do movimento, caracterizada por vibrações e movimentos parasitas reduzidos, está diretamente ligada às características de reação e à geometria da via. Também os custos de manutenção da superestrutura e do material rodante estão intimamente ligados a esses fatores, o que torna de grande importância a correta seleção do lastro. Este deve ser capaz de resistir à solidificações diversas; cargas repetidas extremamente grandes, vibrações de frequência e amplitude variáveis. Deve também distribuir as cargas recebidas dos dormentes, de maneira que o sublastro não seja solicitado acima de sua capacidade de suporte. Permitir boa drenagem da via e resistir a esforços transversais são ainda funções primordiais do lastro.

O presente texto, baseado principalmente na prática européia e canadense, procura comentar algumas características do lastro que se deve ter em mente quando da sua seleção econômica.

2. PROPRIEDADES DO LASTRO

2.1 TAMANHO MÁXIMO DOS GRÃOS: É conhecida a maior capacidade de suporte dos pedregulhos em relação às areias. Não nos devemos surpreender, portanto, com o fato de que lastros com maior tamanho máximo de partículas mantenham a geometria da via mais eficazmente que lastros com menores tamanhos máximos. Deve-se considerar, também, que quanto maior a massa da partícula, maior será a força necessária para removê-la. Compreendemos, assim, porque as ferrovias européias e japonesas, que se preocupam principalmente com o transporte de passageiros a alta velocidade e portanto têm exigências mais severas quanto à manutenção da geometria da via, tendem a usar partículas de maior tamanho que as ferrovias americanas, orientadas predominantemente para carga a velocidade baixa.

O desenvolvimento da ferrovia tem levado a velocidades e densidades de tráfego cada vez maiores e portanto à necessidade de manutenção mecanizada. Devido à dificuldade de manuseio de partículas de grande tamanho, parece razoável selecionar o tamanho máximo das partículas levando em conta os procedimentos de manutenção previstos. Assim sendo, teríamos:

GRUPO	MANUTENÇÃO	TAMANHO MAX. NOMINAL
1	predominantemente mecânica	65 mm
2	misto: mecânica e manual intensiva	40 mm
3	manual intensiva	25 mm

2.2 GRANULAÇÃO: Nas ferrovias européias o lastro é especificado de acordo com os tamanhos nominais de suas partículas de fundo e de topo, como apresentado abaixo, e se bem que seja conhecida a influência favorável de uma granulação ampla na estabilidade de materiais granulares, é uniformemente graduado.

GRUPO	ESPECIFICAÇÃO (mm)
1	30/65
2	20/40
3	15/25

Tendo em vista a boa drenagem da via, a porcentagem de partículas tamanho areia do lastro é controlada. A padronização dos tamanhos das peneiras usadas para graduar os lastros europeus resulta nas especificações apresentadas na tabela 1, sendo que as faixas de tolerância A e B em relação à especificação média dependem da companhia ferroviária.

ABERTURA DA PENEIRA	PORCENTAGEM PASSANDO POR PESO	TOLERÂNCIA APROX. FAIXA "A"	TOLERÂNCIA APROX. FAIXA "B"
10mm maior que o tamanho máximo da partícula	100	0	0
tamanho máximo nominal da partícula	95	5	10
tamanho médio nominal	80	15	20
menor tamanho nominal	5	5	15
10mm menor que o menor tamanho nominal	1,5	1,5	3,5
0mm	0,5	0,5	0,5

Testes efetuados no Instituto Canadense de Transportes Terrestres Guiados usando curvas de granulação diferentes de acordo com o índice de granulação Talbot e Richard, porém com a peneira US N.º 4 (4,8mm) removida, mostraram, após aplicação do relacionamento da Kondner, uma melhoria na rigidez inicial das amostras com índice de granulação Talbot de aproximadamente 0,7. Considerando que a estabilidade lateral da via está relacionada com uma equação

do tipo Euler, ou seja, quanto menor a deformação, maior a carga de perda de estabilidade e visto que a força resistente do lastro age impedindo os movimentos da via, compreenderemos a importância dessa rigidez melhorada, já que a uma maior rigidez do lastro associar-se-á uma maior carga de perda de estabilidade da via. A partir dos resultados desses testes foram recomendadas granulações para os lastros dos 3 grupos, que apresentamos na tabela 2.

ABERTURA DA PENEIRA, em pol.			PORCENTAGEM PASSANDO POR PESO	TOLERÂNCIA APROX	
GRUPO 1	GRUPO 2	GRUPO 3		A	B
3	2,0	1,0	100	0	0
2,5	1,5	0,75	93	3	5
2,0	1,0		82	8	15
1,25	0,75		62	12	20
0,625	0,5	0,5	37	8	15
0,375			20	8	15
N.º 4	N.º 4	N.º 4	2	3	5
N.º 10	N.º 10	N.º 10	0,5	0,5	0,5

Uma vantagem adicional do lastro amplamente graduado é a diminuição da possibilidade de contaminação do lastro pelo sublastro, uma vez que as exigências do critério de filtro de Torzagui tenderão a estar parcialmente satisfeitas. A utilização pela Canadian National Railways e pela Canadian Pacific Railways de lastro britado não peneirado, mas apresentando tração passando na peneira n.º 4 extremamente permeável, levou a uma diminuição da poluição do lastro e economia considerável no controle da vegetação.

2.3 FORMA E SUPERFÍCIE DAS PARTICULAS: a forma e superfície das partículas têm grande importância na estabilidade da via. Os materiais granulares constituídos de partículas angulares, devido ao maior entrosamento entre os grãos, têm resistência maior do que aqueles apresentando partículas arredondadas. Resultados experimentais para amostras de lastro sujeitas a cargas repetidas mostram assentamentos maiores, e portanto maiores custos de manutenção da via, associados a lastros flocosos ou desgastados por atrito. Uma alta porcentagem de faces fraturadas e cúbicas é, portanto, requisito básico para um lastro de qualidade.

A prática européia estabelece uma limitação para a porcentagem de partículas cuja relação entre a dimensão

mais longa e a menor dimensão, excede 3, não aceitando nenhuma partícula com essa relação maior que 10. Esse limite varia de ferrovia para ferrovia entre 5 e 20% para tolerância de lastro A e entre 20 e 35% para tolerância de lastro B.

2.4 ORIGEM DO LASTRO: O lastro deve ser extraído de camada competente e de espessura razoável. Uma grande variedade de rochas podem ser utilizadas, como por exemplo:

- IGNEAS: granito, basalto, diabase, gabro, diorite, etc.
- METAMÓRFICAS: anfibolite, gnaiss.
- SEDIMENTARES: dolomita, calcário duro.

Rochas como píçarra, ardózia e xisto que produzem partículas flocosas ou alongadas não devem ser utilizadas. Da mesma maneira rochas contendo quantidades visíveis de minerais que se desgastam rapidamente, tais como as pirritas de ferro, devem ser rejeitadas. No caso da utilização da escória de metais para lastro evitar-se-á a presença de materiais fundidos ou fundíveis e de componentes estilhaçados ou vítreos. As escórias hematíticas não são aconselhadas.

OBS.: ESSE TRABALHO TERA PROSSEGUIMENTO EM NÚMEROS SUBSEQUENTES

RECEBIDO
FICHA Nº 10
XEROX 10/11/78

TREINAMENTO PARA MEMBROS DA CIPA

Eng.ª Beatriz Leite Arieta

Pela primeira vez na Rede Ferroviária S.A. desde 1959, época em que foi criada a COMISSÃO INTERNA DE PREVENÇÃO DE ACIDENTES — CIPA, ministrou-se treinamento obrigatório, de acordo com a Portaria 3.214/78 do Ministério do Trabalho, para seus membros.

Recebendo total apoio do Sr. Superintendente Adjunto do Pessoal, o referido treinamento esteve sob a orientação da Sra. Maria Rosa de Oliveira, do Núcleo de Coordenação CIPAS da SP 4.1 da Unidade de Segurança do Trabalho.

Receberam treinamento de 12 horas, 120 membros que irão compor as novas CIPAS departamentais que representam na empresa um órgão colaborador para a Unidade de Segurança do Trabalho, atuando nos diversos setores, analisando os acidentes e suas causas, concorrendo para a redução de acidentes no trabalho.

A iniciativa foi coroada de êxito,

visto que compareceram assiduamente para tomarem conhecimento de suas obrigações como cipeiros, todos os membros, e que no encerramento do curso receberam certificados e distintivos.

DESENVOLVIMENTO DA MATERIA

Subprojeto: Básico de Acidentes p/ Membros de Cipa.

Projeto: Treinamento.

Justificativa e objetivos: levar os participantes a um melhor desempenho de suas tarefas como membros da Cipa, conforme orientação da Portaria nº 3.214, 8/6/78, do Ministério do Trabalho.

Pré-requisito dos participantes: ser membro da CIPA.

UNIDADES PROGRAMADAS

Introdução à Segurança do Trabalho:

a) Acidentes do Trabalho:

conceito legal, conceito prevencionista; outros casos considerados como acidentes do trabalho;

b) Causas dos Acidentes do Trabalho: atos inseguros, condições inseguras;

inspeção de Segurança: conceito e importância; objetivos; o levantamento das causas dos acidentes; o relatório de inspeção.

Investigação dos Acidentes: a procura das causas de acidentes; a fonte da lesão; o fator pessoal da insegurança; a natureza da lesão; localização da lesão.

Análise dos Acidentes: a comunicação do acidente; cadastro de acidentados; medidas de segurança a serem adotadas; dias perdidos; dias debilitados; estatísticas.

Campanhas de Segurança: SPAT (Semana de Prevenção de Acidentes do Trabalho); CANPAT (Campanha Nacional Prevenção Acidentes do Trabalho); Campanhas Internas.

Princípios Básicos da Prevenção de Incêndios: normas básicas; procedimento em caso de incêndio; classes de incêndio e tipos de equipamentos p/ seu combate.

Estado da NR-5 da Portaria 3.214, de 8/6/78, organização e funcionamento da CIPA; preenchimento do Anexo I.

Reunião da CIPA: organização e finalidades; forma de atuação dos representantes; reunião ordinária e extraordinária; realização de uma reunião da Cipa.

Primeiros Socorros: material necessário p/ emergência; tipos de emergências; como prestar primeiros socorros. Este item esteve a cargo da Enfermeira Luz Ignez M. Peasantes.

MÉTODOS/TECNICAS

Exposição dialogada e trabalho em grupo e reunião simulada.

RECURSOS INSTRUCIONAIS

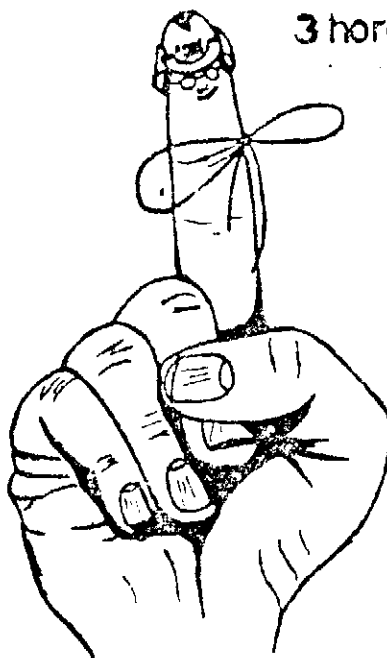
Quadro-negro e apostilas em todas as unidades.

RECURSOS ILUSTRATIVOS

Cartões: Prevencionistas que versavam sobre atos e condições inseguras.

Equipamentos de Proteção Individual: exigência legal p/ empresa e empregados; EPI de uso permanente; EPI de uso temporário; relação dos EPIs mais usados nas empresas e a forma de sua utilização.

Não esqueça do equipamento de segurança, nas suas próximas 3 horas.



CONSIDERAÇÕES SOBRE A SELEÇÃO DE LASTRO PARA FERROVIA

(continuação)

Eng.^o Telmo Giallito Porto

3 — CARACTERIZAÇÃO DO LASTRO:

3.1 — PETROLÓGICA E GEOLÓGICA: A relação dos testes necessários à correta seleção de uma pedreira para lastro é bastante variável. No entanto, uma análise visual com lente ou microscópio de baixa potência será de grande utilidade. Um exame suplementar por meio de cortes e uma análise química podem ser necessários.

Deve-se estabelecer a origem (ígnea, metamórfica, etc.) e o tipo (granito, basalto, etc.) do material em questão. A identificação do tipo de rocha exigirá a determinação dos minerais presentes e suas quantidades aproximadas. Rochas compostas predominantemente de minerais duros resistirão melhor à abrasão que rochas comuns, o que nos indica que se deve verificar a dureza Mohs aproximada de cada constituinte mineral principal. Pelo mesmo motivo deve-se pesquisar a composição e a dureza dos cimentos minerais presentes em rochas sedimentares. Se o cimento é mais duro que os grãos que ele envolve, o material tenderá a fraturar através desses grãos, se ocorrer o oposto a fratura acontecerá ao redor dos grãos.

A presença de minerais secundários, tais como as cloritas, e de minerais sulfídicos, como a pirita, deve chamar a nossa atenção. Estes minerais secundários ou produtos de alteração, normalmente moles, são indicadores de fraqueza na rocha e desgastam-se com as intempéries formando minerais de argila. Os sulfídicos, por sua vez, sofrem intemperização rapidamente e são naturalmente quebradiços e susceptíveis de fratura. Ambos os tipos de material provocariam a deteriorização do lastro.

Convém indicar também o tamanho dos grãos minerais e se estes tem uma orientação predominante como no caso de rochas metamórficas e

de algumas sedimentares. Se existirem orientações preferenciais, estas formam planos de fraqueza ao longo dos quais haverá tendência de ocorrer fraturamento. Se a rocha é de granulação grosseira a quebra do material dar-se-á, quer ao longo dos contornos dos grãos, caso dos minerais como quartzo, quer através de um plano de cisalhamento no grão mineral, como seria o caso da calcite ou feldspato. Uma rocha finamente granulada e não apresentando orientação preferencial dos grãos minerais tende a ser forte e geralmente resistente a colapso por fratura.

A distribuição e dimensão do grão mineral, sua orientação e alongamento, os planos de clivagem são condicionantes importantes dos processos de desmonte e britagem. Assim, podemos dizer que a forma dos fragmentos resulta da anisotropia das propriedades físicas da rocha. Concluímos, portanto, que o exame petrológico da pedreira matriz será indicador do custo de obtenção do lastro. Já vimos que uma alta porcentagem de partículas cuboides e requisitos fundamental para um lastro de qualidade. A brita de forma cúbica pode ser obtida praticamente de qualquer tipo de rocha, no entanto isso não se fará a custos iguais. Em alguns casos haverá necessidade de fragmentação secundária com a utilização de britadores giratórios, o que onerará o produto final.

3.2 — QUALITATIVA: Vários adjetivos podem ser usados para definir um lastro de qualidade, como por exemplo: duro, denso, compacto, angular, permeável, não poroso, não friável, não redutível a pó, etc. Torna-se, portanto, difícil para o engenheiro quantificar esses adjetivos sem lançar mão de testes. No entanto, impõe-se uma seleção criteriosa dos ensaios a serem realizados, para que não se despenda recursos na execução de testes não representativos das caracte-

terísticas que se deseja quantificar. Os principais ensaios utilizados pelas ferrovias européias são comentados a seguir:

3.2.1 — Resistência ao cisalhamento: executado em amostra da rocha matriz antes da aprovação da pedreira. Geralmente são testes de compressão simples feitos em corpos de prova de 25mm de diâmetro e com bases polidas e perpendiculares à geratriz. No Japão esse ensaio é acrescido da exigência de que a amostra seja embebida em água durante as 24 horas anteriores ao teste, visando com isso proteger os resultados da presença de material amolecível. Considera-se uma resistência de cerca de 20 MPa aceitável, dependendo o valor exato da ferrovia e, em alguns casos, do tipo de rocha.

O ensaio de cisalhamento para as partículas do lastro é especificado apenas por uma ferrovia européia. Isso porque um material que tenha sido aprovado quanto à resistência e dureza certamente produzirá lastro com capacidade de suportar as cargas ferroviárias. Um teste de resistência do lastro sob carga repetida seria útil no caso da seleção econômica entre dois ou mais lastros aceitáveis.

3.2.2 — Massa específica: A estabilidade lateral da via está diretamente relacionada a esta grandeza. Verifica-se, também, que quanto mais alta é a densidade, menor é a manutenção necessária para corrigir os defeitos provocados nas vias pelo tráfego. Sua massa específica, portanto, deve ser fator determinante na seleção de um lastro.

3.2.3 — Dureza e Resistência: Todas as especificações de lastro tentam avaliar o comportamento das partículas sob carga. Para esse fim são utilizados testes de impacto, de esmagamento, de abrasão e outros. A adoção de qualquer deles produzirá resultados semelhantes, todavia o teste de abrasão Los Angeles é especialmente

aceito nos EUA. Nesse ensaio o desgaste aumenta conforme as partículas se tornam menores, portanto o analista deverá escolher a graduação da amostra que mais se aproxime da faixa granulométrica do lastro. Deve-se considerar, também, que a carga de impacto da esfera de aço aumenta conforme aumenta a dureza dos grãos minerais, resultando portanto uma maior porcentagem de desgaste para a rocha mais dura. No entanto, o desgaste dessa rocha dar-se-á com a produção de grãos mais angulares e mais grosseiros, enquanto que rochas minerais mais moles produzem maior porcentagem de partículas tamanho silte. Conclui-se, portanto, que comparações baseadas somente no teste LAA resultam em decisões falhas, visto que para iguais valores de desgaste o lastro composto de minerais mais duros apresentará desempenho melhor. Essa melhoria é ainda mais decisiva no caso da utilização de dormentes de concreto. Um sistema de classificação do lastro baseado em sua performance de campo é proposto na tabela abaixo. No caso de emprego de dormentes de concreto, recomendar-se-ia como limite a classe 3 e, se possível, a exigência de 75% (estimada visualmente por volume) da rocha composta de minerais de dureza Mohs maior que 5,5.

3.2.4 — Propriedades do lastro degradado: A sensibilidade da capacidade de drenagem do lastro à quan-

tidade degradado. No caso de tal lastro não ser economicamente viável parece preferível optar por um material medianamente resistente ao desgaste, mas com alta permeabilidade degradado. Essa preferência fundamenta-se no fato de que o material degradado poderia misturar-se com outros materiais finos presentes na via (bombeados da infraestrutura) impedindo a drenagem e criando, após secar, uma base dura que ocasionaria a perda de elasticidade da via. Nessa situação grandes forças de impacto seriam geradas, acelerando a deterioração da superestrutura, principalmente em descontinuidades como juntas, AMVs, etc.

3.2.5 — Resistência ao intemperismo: Essa característica do material pode ser avaliada no ensaio de durabilidade (soundness test) no qual o agregado fica sujeito ao ataque de soluções saturadas de sulfato de sódio ou magnésio. Além dele, e como em nosso país o intemperismo manifesta-se principalmente pelas grandes variações de temperatura, propomos um teste de resistência após ciclos de aquecimento em estufa e resfriamento.

3.2.6 — Porosidade: em países de clima frio as restrições à porosidade do lastro baseiam-se na sua influência no congelamento/descongelamento. No Brasil a preocupação com este item só tem sentido quando tratamos com lastro calcáreo ou dolomítico, visto que esses materiais estão sujei-

uso de material de qualidade média produz uma taxa de retorno bastante favorável em relação ao uso de lastro ruim. Essa taxa mostrou-se ainda maior no caso da utilização de uma camada de material de alta qualidade sobre o material médio, não obstante aquele ematerial tivesse que ser transportado de uma distância de 161 km.

3.3 — TESTES DE QUALIFICAÇÃO E TESTES DE PRODUÇÃO: Testes de qualificação são exigidos periodicamente ou quando da aprovação de uma nova fonte de lastro. Testes de produção visam verificar a qualidade de material entregue por pedreira já qualificada. Como testes de produção a simples observação visual do lastro, o estabelecimento de sua curva granulométrica, e, se o material vai ser utilizado em linha principal, um teste de desgaste (LAA) são suficientes. Conviém, também repetir um teste que ouvesse apresentado resultados próximo ao limite de aceitabilidade quando da qualificação do lastro ou cujo resultado tivesse sido decisivo na seleção econômica entre dois lastros disponíveis.

Entre 1968 e 1971 um importante programa de pesquisas foi estabelecido na Canadian National Railways visando investigar as relações entre os resultados prévios de laboratório e o comportamento de campo de 10 tipos diferentes de lastro. O teste com sulfato de sódio, a dureza Mohs e o peso específico do material apresentaram correlação significativa com a ruptura do lastro. Por outro lado a esfericidade e o índice de elongação relacionaram-se à estabilidade da via. Verificou-se, também, a impossibilidade de prever a performance quanto à ruptura do lastro a partir de qualquer teste isolado, visto que essa pode ser causada por vários fatores, tais como: baixa resistência mecânica, intemperização, ação química, etc. A partir da pesquisa foram propostos valores limites para o resultado dos testes que apresentamos abaixo.

Sanidade, com sulfato de sódio: menor que 5%.

Sanidade, com sulfato de magnésio: menor que 10%.

Dureza de Mohs: maior que 5.

Abrastão Los Angeles: menor que 25% (valor maior pode ser tolerado, desde que os finos produzidos sejam altamente permeáveis).

Esfericidade: entre 0,55 e 0,7.

Índice de elongação: menor que 10%.

Bibliografia:

- Gaskin/Raymond — Contribution to Selection of Railroad Ballast — JGED.
- Pizarro, Rufino — Exploração de Pedreiras — Ed. Rodovia.
- Porto, Telmo — Condicionamento Geológico em Obras Civis — EPUSP.
- Souza Pinto, Carlos — Resistência ao Cisalhamento dos Solos — EPUSP.
- Raymond, Gerald — Railroad Ballast Prescription. — JGED.

LAA	Minerais com Dureza de Mohs > 5,5 Porcentagem em volume			
	0-25	25-50	50-75	75-100
0-10	3	3	2	1
10-15	3	3	2	1
15-20	4	4	2	2
20-25	4	4	3	2
25-30	5	4	3	2
30-35	5	5	3	3
35-40	5	5	4	3
40-50	6	5	4	3

Nota: LAA pela ASTM com partículas entre 25 e 38mm;
Dureza de Mohs do aço = 5,5

tidade de material fino resultante do desgaste é função da permeabilidade desse material. Para estudar esse fenômeno Raymond utilizou material passando na peneira n.º 40 (0,42mm) e resultante de teste LAA com 1000 revoluções. Verificou-se que pós com coeficiente de permeabilidade maior que 1,0 µm/seg pequena influência têm na drenagem do lastro, enquanto que permeabilidades de pó menores que esse valor já representam problema (mesmo uma pequena quantidade de pó com permeabilidade de 0,05 µm/seg causa severos problemas de drenagem). Constatou-se, também, que lastros compostos de minerais mais duros apresentavam maior permeabilidade, exceto quando contaminados pela presença de minerais secundários moles. Conclui-se que um lastro de qualidade deverá apresentar alta resistência ao desgaste e alta permea-

tos a perda por solubilidade em água, mesmo fracamente ácida. Nesse caso, obviamente, seria desejável uma baixa absorção.

3.2.7 — Partículas Nocivas: para lastros de pedra britada a principal preocupação neste item seria com a presença de pirritas de ferro, que se degradam rapidamente em argilas. A presença desses minerais, mesmo em pequena quantidade, pode ser causa de rejeição de uma fonte de lastro. A AREA recomenda ainda que se verifique a porcentagem de material mole ou frável e a porcentagem de material passando na peneira n.º 200.

3.2.8 — Custos: A correta seleção do agregado, consideradas as condicionantes expostas acima, tem grande influência na redução dos custos de manutenção da via. Em análise econômica feita em 1972 para a Canadian National, Peckover constatou que o

CARGA PERMANENTE EM TUBOS ENTERRADOS

Eng.^o Teófilo Gleilto Porto

Se bem que bastante difundida, a idéia de que a carga suportada por uma tubulação enterrada, não sujeita à sobrecarga da superfície, é igual ao peso do prisma de terra sobrejacente à tubulação, não é correta. A desigualdade entre os recalques desse prisma e do solo adjacente gera forças de deslocamento que podem aumentar ou diminuir a carga suportada pelo conduto.

Tendo em vista estudar seu comportamento, os condutos podem ser divididos em dois grupos: tubos instalados "em vala" e tubos "salientes". Estes últimos subdividindo-se em condutos "com saliência positiva" e condutos "com saliência negativa". Uma outra condição de instalação, particularmente interessante do ponto de vista da minimização da carga atuante sobre um tubo instalado sob aterro, é a chamada "condição de vala imperfeita".

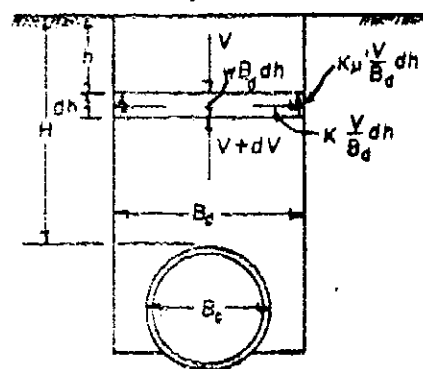
Conduto "em vala" é aquele instalado em trincheira estreita escavada em solo não perturbado e reaterroada após a colocação do tubo. Conduto em saliência positiva é aquele instalado sobre um leito pouco espesso diretamente sobre o terreno natural, sendo o aterro construído posteriormente. Esse seria o caso da maioria dos bueiros ferroviários. Condição de saliência negativa é aquela na qual o conduto é instalado em vala rasa e estreita escavada no terreno natural que posteriormente receberá o aterro. Nesta condição a carga resultante para uma determinada altura do aterro é menor que aquela correspondente à condição de saliência positiva. Resultados ainda melhores do ponto de vista de redução da carga são obtidos se, entre o topo do tubo e o terreno natural, a vala é preenchida com solo não compactado.

No método do "vala imperfeita" o tubo é inicialmente instalado na condição de saliência positiva. Depois é envolvido por solo cuidadosamente compactado numa distância maior que 2 diâmetros de cada lado do bueiro. Uma trincheira com largura igual ao diâmetro externo do tubo é então escavada no solo compactado imediatamente sobre a estrutura e preenchida com solo fofa e compressível, após o que, o aterro é completado até sua cota de projeto. Como resultado temos uma significativa redução da carga permanente suportada pela estrutura.

A seguinte notação será empregada no desenvolvimento da expressão para cargas em condutos "em vala":

- W_c = carga no conduto
- w = peso específico do material do aterro
- V = força vertical num plano horizontal genérico no aterro
- B_c = diâmetro externo do conduto
- B_d = largura da vala ao nível do topo do conduto
- H = altura do aterro sobre o conduto
- h = profundidade de um plano horizontal genérico
- C_d = coeficiente de carga
- u = $\tan \phi$ = coeficiente de atrito interno do material do aterro
- u' = $\tan \phi'$ = coeficiente de atrito entre o material do aterro e as laterais da vala
- K = coeficiente de empuxo ativo

Fig. 1



Consideremos uma vala de comprimento unitário e seção conforme a fig. 1. Em circunstâncias normais o reaterro aoima do tubo tenderá a assentar, mobilizando forças de atrito ou cisalhamento, que ajudarão a suportar o peso de terra e reduzirão a carga atuante sobre o conduto. O equilíbrio de uma fatia horizontal genérica do reaterro localizada a uma profundidade h da superfície do solo resulta na seguinte equação:

$$V + w B_d h = V + dV + 2 K u' \frac{B_d}{V} dh$$

Esta equação tem como solução para $h=H$

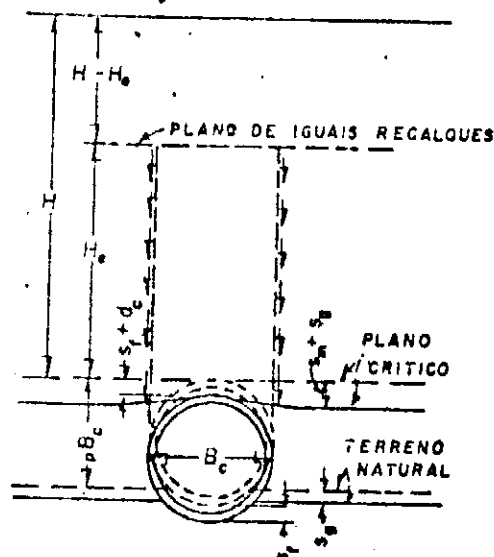
$$W_c = C_d w B_d H^2 \quad \text{onde}$$

$$C_d = \frac{1 - e^{-2 K u' (H/B_d)}}{2 K u'}$$

As expressões acima fornecem a carga total no plano horizontal passando no topo do conduto. Se este é rígido, praticamente toda a carga será suportada pelo próprio tubo, uma vez que sua rigidez é muito maior do que aquela apresentada pelos prismas laterais de solo dentro da vala. Por outro lado, se o conduto é flexível e o reaterro lateral for bem socado, a rigidez do tubo e do solo podem ser praticamente iguais. Nessas condições o reaterro lateral suportará uma parte da carga total e a expressão poderá ser alterada:

$$W_c = C_d w B_d B_c$$

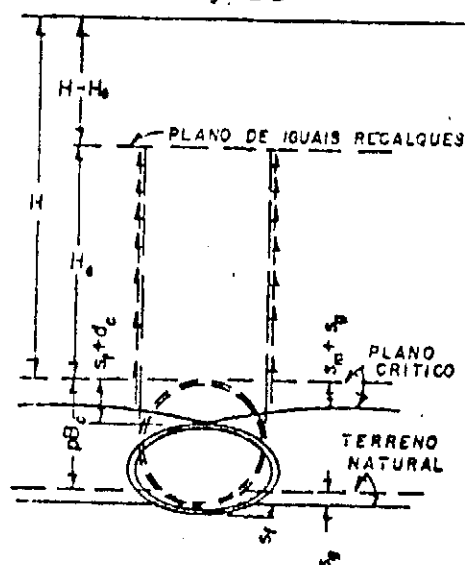
Fig. 2A



Experimentalmente verificou-se que a largura da vala ao nível do topo do conduto é a grandeza significativa a utilizar nas fórmulas de carga acima. Assim sendo, se o método construtivo exigir que a vala seja aberta com laterais inclinadas, então devemos instalar o conduto numa "sub-vala" estreita no fundo da vala maior, minimizando-se assim a carga sobre a estrutura.

Quando um bueiro é instalado na condição de "saliência positiva", as forças do cisalhamento vertical no aterro desempenham um papel importante na produção de carga no tubo. Neste caso os planos ao longo dos quais ocorre o movimento relativo e nos quais as forças de cisalhamento

Fig. 2B



são mobilizadas, são planos verticais imaginários passando pelos lados do tubo. A grandeza e direção do movimento relativo entre o prisma interior e o exterior são influenciados pelos assentamentos do conduto e do solo adjacente. Estes assentamentos foram combinados numa relação adimensional denominada "relação de recalques", segundo a expressão:

$$rsd = \frac{(sm + sg) - (sf + dc)}{sm}, \text{ onde}$$

rsd = relação de recalques

sm = deformação vertical da coluna lateral de solo de altura $p.Bc$

sg = recalque da superfície do terreno natural adjacente ao conduto

sf = recalque do conduto em sua fundação

dc = encurtamento da altura do conduto

A relação entre a distância da superfície natural do terreno até o topo do conduto e sua largura Bc é chamada de relação de saliência e designada por " p ". Definimos, também, um plano crítico, qual seja o plano horizontal passando pelo topo do tubo do momento em que o aterro atinge o nível desse topo, ou seja, quando $H=0$. Durante e após a construção do aterro este plano crítico recalcará. Se seu recalque é maior do que o do topo do tubo (fig. 2-a) a relação de recalques é positiva, o prisma exterior de solo move-se para baixo em relação ao prisma interior, as forças de cisalhamento têm direção para baixo e a carga no bueiro é maior do que o peso de terra sobre a estrutura. Se o plano crítico assenta mais que o topo do tubo (fig. 2-b) a relação de recalques é negativa, o prisma de solo interior move-se para baixo em relação ao prisma exterior, as forças de cisalhamento têm sentido para cima e a carga sobre o bueiro é menor do que o peso de terra sobre a obra.

Enquanto no caso de condutos "em vala", as forças de cisalhamento são mobilizadas desde o topo até a superfície do solo, no caso de tubulação "saliência", se o aterro é suficientemente alto, elas podem deixar de atuar a partir de certo plano horizontal no aterro, denominado plano de iguais recalques. O plano de iguais recalques desenvolve-se porque uma parte da pressão vertical no prisma exterior é transferida por cisalhamento ao prisma interior, ou vice-versa.

Acima do plano de iguais recalques, os prismas interior e exterior assentam igualmente. Não há movimento relativo entre eles e as forças de cisalhamento não são mobilizadas.

A expressão para a carga sobre condutos em saliência positiva é:

$$W_c = C_c \cdot w \cdot B_c^2$$

onde B_c = diâmetro externo do conduto

$$C_c = \frac{\pm 2K\mu(H/B_c) - 1}{\pm 2K\mu}, \text{ quando } H \leq H_e$$

$$C_c = \frac{\pm 2K\mu(H_e/B_c) - 1}{\pm 2K\mu} + \left(\frac{H}{B_c} - \frac{H_e}{B_c} \right) \cdot \pm 2K\mu(H_e/B_c), \text{ quando } H > H_e$$

(Usa-se o sinal + quando a relação do recalques é positiva e - quando é negativa).

Nas fórmulas acima H_e é a altura, a partir do topo do conduto, do plano de iguais recalques. Pode-se estimar H_e através da expressão:

$$\left(\frac{1}{2K\mu} \pm \left(\frac{H}{B_c} - \frac{H_e}{B_c} \right) \pm \frac{r_{sd}p}{3} \right) \cdot \frac{\pm 2K\mu(H_e/B_c) - 1}{\pm 2K\mu} \pm \frac{1}{2} \left(\frac{H_e}{B_c} \right)^2 = \frac{r_{sd}p}{3} \left(\frac{H}{B_c} - \frac{H_e}{B_c} \right) \pm 2K\mu(H_e/B_c) - \frac{1}{2K\mu} \frac{H_e}{B_c} \mp \frac{H}{B_c} \frac{H_e}{B_c} = \pm r_{sd}p \frac{H}{B_c}$$

(Usa-se o sinal de cima quando a reação de recalques é positiva, quando r_{sd} é negativa, usa-se o sinal de baixo).

Resta-nos ainda determinar o valor de r_{sd} . No entanto, tal determinação é impossível "a priori", antes da construção do conduto. Assim sendo, a partir da observação do comportamento de bueiros já construídos, estabeleceu-se uma tabela de valores aceitáveis e aproximados de r_{sd} , que apresentamos a seguir:

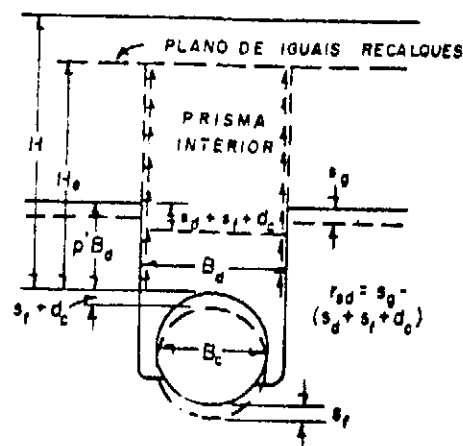
CONDIÇÃO

RELAÇÃO DE RECALQUES

Bueiro rígido sobre rocha	+ 1,0
Bueiro rígido sobre solo comum	+ 0,5 até + 0,3
Bueiro rígido sobre material que cede em relação ao terreno natural adjacente	0 até + 0,5
Bueiro flexível com reaterro mal compactado	- 0,4 até 0
Bueiro flexível com reaterro bem compactado	- 0,2 até 0,8

Os valores de r_{sd} para bueiros flexíveis não estão ainda suficientemente verificados, normalmente em projetos toma-se $r_{sd} = 0$.

Fig. 3



O desenvolvimento de uma fórmula de carga para condutos instalados em saliência negativa é baseado na fig. 3, obtendo-se:

$$W_c = C_n \cdot w \cdot B_d^2$$

Para esse tipo de instalação não existe, atualmente, informação suficiente a respeito da relação de recalques utilizável. A partir dos dados disponíveis, consideram-se apropriados valores de r_{sd} entre -0,3 e -0,5.

Se substituirmos B_d por B_c na fórmula acima, esta poderá ser utilizada para estimar a carga sobre condutos em "vale imperfeita".

As fórmulas até aqui apresentadas são bastante trabalhosas, felizmente no entanto, seu uso pode ser facilitado por meio de gráficos que são apresentados por Spangler no capítulo 11 do volume *Foundation Engineering* (Leonards), sendo esse livro a fonte básica do texto que ora publicamos.

O problema da determinação das cargas atuantes sobre condutos enterrados foi enfocado sob ângulos diversos por outros pesquisadores, dos quais selecionamos três que apresentaram seus trabalhos na 6.^a Conferência Internacional de Mecânica dos Solos.

Habib e Luong estudaram, a partir de modelos reduzidos, o comportamento de tubulações flexíveis de seção circular, sendo a ruptura dos tubos assimilada a um fenômeno de flambagem. Uma fórmula para a carga de perda de equilíbrio foi desenvolvida, apresentando, no entanto, a dificuldade de exigir o conhecimento do módulo de reação do solo.

Malishev, a partir do módulo de deformação e do coeficiente de empuxo do solo e do módulo de elasticidade do material e das dimensões da seção transversal do conduto obtém expressões para momento, força normal, cortante e tensões radiais e tangenciais na tubulação. Essas expressões foram desenvolvidas exclusivamente para condutos de seção circular instalados durante a construção de aterros ou em vale larga, isto é, cujas paredes não interceptam a linha imaginária que, partindo da base do tubo com uma

inclinação igual a $\tan\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right)$ alcança a superfície do terreno. (ϕ = ângulo de atrito do solo).

Luscher e Hög propuseram-se a analisar a interação solo-estrutura no comportamento de tubos enterrados, distinguindo 3 efeitos do solo sobre o conduto: redistribuição

de pressões, restrição de deformações e arqueamento. A contribuição relativa de cada um desses fatores para o comportamento do sistema solo-tubo depende de parâmetros desse sistema, como por exemplo: o recobrimento de solo sobre o tubo, a compressibilidade relativa do conduto em relação à do solo que ele substitui, as propriedades do solo e do berço do tubo e o tipo e distribuição da carga imposta ao sistema. A partir de dados experimentais, os citados autores apresentam a profundidade de recobrimento e a qualidade do aterro como os dois fatores determinantes do comportamento como "anel comprimido" dos tubos flexíveis, ressaltando ainda a importância do primeiro desses fatores no tipo de ruptura do tubo. Assim sendo, concluíram que, do ponto de vista estrutural, uma vala com profundidade maior do que 1,5 vezes o diâmetro do tubo é desejável no caso da instalação de bueiros flexíveis.

No caso de bueiros flexíveis um fator que consideramos de fundamental importância é a qualidade do aterro: bem compactado e sem espaços vazios entre o solo e o tubo.

REFERENCIAS

- SPANGLER — "Culverts and Conduits" — *Foundation Engineering* (Leonards).
- HABIB/LUONG — Comportement des Tuyaux souples enterrés — Proc 6th ICSM.
- MALISHEV — Calculations of Soil Pressure on Pipelines in Embankments. Proc. 6th ICSM.
- LUSCHER/HÖG — The Action of Soil around Buried Tubes — Proc. 6th ICSM.
- PECK/PECK — Experience with flexible culverts through railroad — Embankments. — Proc. 2nd ICSMFE.

SOLICITAÇÕES EM DORMENTES DE CONCRETO

Eng.º Telmo Giollito Porto

A relevância do número de fatores aleatórios intervenientes no cálculo de dormentes e a extensão de suas dispersões tornam ilusório todo cálculo determinístico de solicitações. Contudo, se desejamos melhorar progressivamente a qualidade dos dormentes de concreto, inclusive aproveitando dados do comportamento no campo, torna-se necessário estimar os esforços provocados pelo tráfego. Neste texto apresentaremos algumas considerações sobre os enfoques francês e norte-americano/canadense do problema.

A partir das conclusões do Comité ORED71 pode-se avaliar as solicitações em dormentes de concreto conforme abaixo:

— carga dinâmica por roda
 $Q_M = \varphi Q_N$

— reação dinâmica do dormente
 $R_M = X A Q_M$

— momento fletor dinâmico sob o trilho
 $M_r = \psi R_M \frac{\lambda}{2}$

onde:

Q_N = carga por roda nominal

R = reação no dormente

A = relação R/O dinâmica

λ = d.e. trecho em balanço do dormente diminuído da metade da difusão da carga do trilho ao nível da linha neutra (fig. 1).

φ = coeficiente de majoração dinâmico da carga por roda

X = coeficiente de majoração da reação no dormente, para considerar as desigualdades de apoio de dormentes sucessivos no lastro

ψ = coeficiente de majoração do momento fletor teórico no dormente sob o trilho, para considerar as desigualdades de apoio do dormente no sentido transversal sobre o lastro

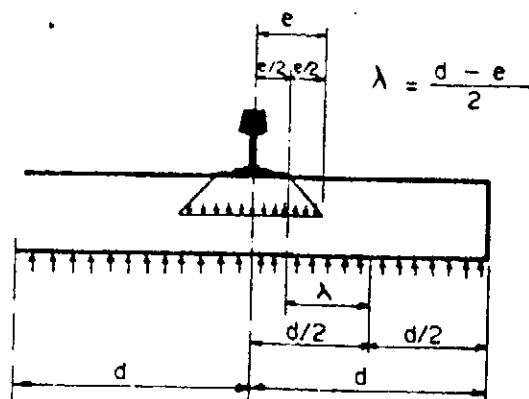


FIG. 1

Medidas de carga dinâmica em rodas de locomotivas indicaram os valores:

$\varphi = 1,5$ para $V = 140 \text{ Km/h}$

$\varphi = 1,75$ para $V = 200 \text{ Km/h}$

$X = 1,35$

$\psi = 1,6$

$\frac{\psi}{A} = 0,4$

Na Zona Leste do trecho da Divisão Especial de Subúrbios de São Paulo circula tráfego misto, cuja diversidade de características pode ser representada pelas unidades elétricas da série "BUDD 400" (subúrbio) e pelas locomotivas General Electric da série 30. Se, no formulário apresentado, aplicarmos dados referentes a estes equipamentos, obteremos o quadro abaixo:

	U. E.	LOCO 39
Q_N (tf)	11	15
Q_M (tf)	16,5	22,5
R_M (tf)	8,9	12,2
M_r (tfm)	1,7	2,3

λ foi tomado igual a 0,24 m, conforme dimensões dos dormentes de concreto. O coeficiente de majoração dinâmico da carga por roda da Loco 39 considerou a velocidade que a máquina teria condições de desenvolver, abstraidas restrições impostas pelo padrão geral da via e pela segurança da operação.

Verifica-se, então, a predominância das solicitações provocadas pela circulação das Locos 39. Note-se, contudo, que não se fez aqui referência ao problema da fadiga. Evidentemente, a degradação da via depende, não só das cargas, mas também da frequência das solicitações.

Prud'homme e Élieau apresentam, baseados em experimentos posteriores àqueles do Comitê, maneira diversa de avaliar as sobrecargas dinâmicas. Assim, a carga dinâmica por roda compõe-se de 3 termos:

$$Q_{din} = Q_N + \Delta Q_1 + \Delta Q_2, \text{ sendo:}$$

ΔQ_1 : sobrecarga devida à insuficiência de sobrelevação (ver anexo I)

$$\Delta Q_1 = \frac{2lh}{e^2} \cdot Q_N, \text{ onde}$$

l : insuficiência de sobrelevação

h : altura do centro de gravidade do veículo

e : distância entre eixos dos trilhos

ΔQ_2 : sobrecarga aleatória cujo desvio padrão é

$$\sqrt{(\Delta Q_2)^2} = \sqrt{(\Delta Q_2)^2 + (\Delta Q_M)^2}, \text{ com}$$

ΔQ_2 : sobrecarga devida às massas suspensas

ΔQ_M : sobrecarga devida às massas não suspensas

Toma-se para ΔQ_2 o valor de dois desvios-padrão, o que corresponde praticamente aos valores máximos.

A evolução de (ΔQ_2) com a velocidade varia muito de um veículo a outro, segundo a qualidade da suspensão, enquanto que a evolução de (ΔQ_M) é sempre proporcional à velocidade.

$$\sqrt{(\Delta Q_M)^2} = mK \frac{V}{1000}, \text{ com}$$

m : carga devida às massas não suspensas

V : velocidade em Km/h

K : é função das ondulações verticais do trilho (comprimentos de ondas curtas). Para uma via não nova, pode-se tomar $K = 12$.

Se, agora, utilizarmos este formulário para obter os esforços no dormente provocados pelos veículos, locomotiva e unidade-elétrica, teremos:

	U. E.	LOCO 39
ΔQ_1 (tf)	1,2	1,6
ΔQ_2 (tf)	7,4	8,5
Q_{din} (tf)	19,6	25,1

Segundo medidas efetuadas pela SNCF, (ΔQ_1) é da ordem de 15% do Q_N . Estimamos, ainda, em 2,75 e 3,0 tf/roda a carga devida a massa não suspensa, respectivamente, dos carros-motor e Loco 39 e em 1,5 m a altura do centro de gravidade dos veículos.

Note-se que não avaliamos senão os esforços gerados em condições de tráfego normal, na ausência de choque. No caso de rodas apresentando covas, verificou-se que o esforço aplicado no trilho à baixa velocidade (15 Km/h) pode alcançar perto de três vezes a carga nominal por roda. Felizmente, tais esforços não se repetem frequentemente num mesmo ponto da via. No caso de uma junta baixa, sabe-se que o choque é proporcional à velocidade e ao ângulo que fazem as duas extremidades do trilho. Estudos efetuados pela B.R. mostram que, numa junta baixa, o esforço dinâmico, a 200 Km/h, pode chegar a sete vezes a carga nominal por roda. Sendo os dormentes de concreto sempre posicionados sob trilhos longos soldados, o caso de uma solda com covas é muito mais frequente. Os choques são, certamente, mais fracos que sobre uma junta, três vezes a carga nominal por eixo parecendo ser um máximo. Finalmente, tendo em vista certa margem de segurança, considera-se que os dormentes deveriam resistir a uma carga por roda igual a quatro vezes a carga máxima por roda das locomotivas. Evidentemente, verificação quanto à fadiga, por exemplo através de ensaio sob carga pulsante, deve ser feita, particularmente, no que concerne à fissuração da parte central de dormentes monobloco protendidos. Neste ensaio, contudo, não se tomariam os valores máximos, mas os valores mais frequentes (probabilisticamente) das cargas.

ENFOQUE AREA/RAYMOND

A carga teórica por apoio de trilho em via em tangente pode ser calculada pela teoria de viga contínua sobre apoio elástico contínuo ou discreto. Talbot mostrou que esta teoria obtém momentos fletores calculados nos trilhos coerentes com os medidos em vias recentemente socadas, enquanto que em vias com boa manutenção, mas precisando de socaria, as tensões observadas nos trilhos são cerca de 6000 psi (420 Kg/cm²) maiores que as previstas teoricamente. As cargas medidas nos dormentes, contudo, diferiram muito dos valores teóricos. Portanto, dadas as incertezas, os valores teóricos são dobrados no cálculo da carga por apoio de trilho.

Considerada a teoria acima citada, a máxima carga por apoio de trilho é:

$$q_0 = \frac{PS}{2} \left(\frac{U}{4EI} \right)^{0.25}, \text{ onde:}$$

P : carga de projeto por roda, inclusive impacto

E : módulo de elasticidade do trilho

I : momento de inércia do trilho

U : rigidez da fundação (módulo de via)

S : espaçamento entre dormentes

(sobre o modelo de viga sobre apoio elástico, ver "Tensões e Deformações na Superestrutura da Via Férrea" em Ferrovias de set/out. 1981)

Medições de U para via com dormentes de concreto sobre subleito bom (areia ou pedregulhos drenados) e não congelado indicaram valores de 16 Ksi (1120 Kg/cm²) na região montanhosa da Canadian National e 13 Ksi (920 Kg/cm²) na Black Mesa and Lake Powell Railroad.

Tendo em vista avaliar a porcentagem da carga por roda teoricamente transmitida ao apoio de trilho mais carregado, pode-se somar as cargas recebidas pelos dormentes localizadas no intervalo 3X_i para cada lado da carga aplicada (X_i é a distância entre o ponto com momento máximo, ponto de aplicação da carga, e o primeiro ponto com momento nulo) e determinar:

$$R = \frac{100 q_0}{\sum q_i}, \text{ onde}$$

R : máxima carga por apoio de trilho como uma porcentagem da carga por roda.

Os resultados são mostrados na Fig. 2 para diferentes módulos de via e dimensões dos trilhos. Estes resultados, para subleitos rígidos, concordam com as recomendações do Concrete Tie Committee da AREA, que propõe 45% crescendo linearmente até 60% quando o espaçamento entre dormentes cresce de 20 pols. (50 cm) para 30 pols. (76 cm). Para subleitos mais deformáveis ocorre uma significativa interação entre rodas.

Dimensão do trilho lb/yd (Kg/m)

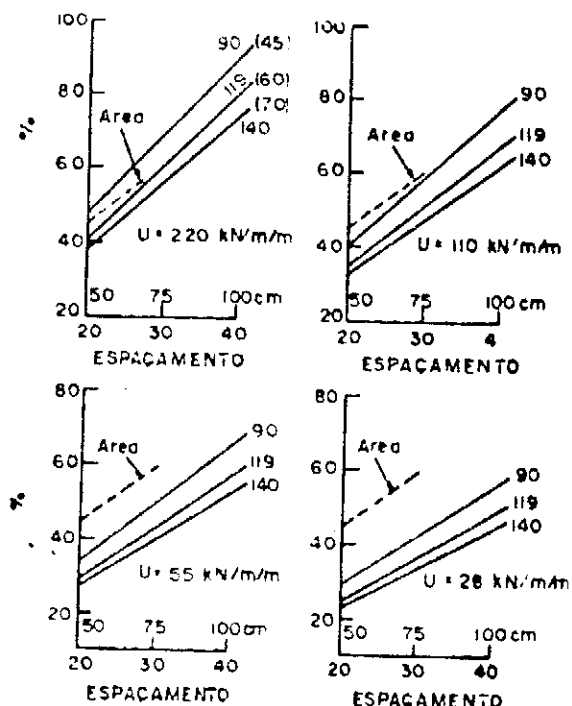


FIG. 2 - Relação carga máx por apoio de trilho sobre carga por roda, para via em tangente.

A influência da velocidade nas solicitações sobre os dormentes foi estudada por Clarke que sugere a expressão empírica para a relação K entre a sobrecarga dinâmica e a carga estática:

$$K = \frac{15 V}{D (U)^{0.3}} \text{ com}$$

V = velocidade em milhas por hora

D = diâmetro das rodas em pols.

U = rigidez da fundação em libras por polegada quadrada

Note-se que esta expressão corresponde a recomendada pela AREA se adotarmos U = 2000 psi, valor proposto para

via com dormentes de madeira. Vias com dormenteção de concreto apresentariam, contudo, um menor incremento dinâmico.

Então, se reduzirmos o incremento de carga devido à velocidade, mas dobrarmos as solicitações calculadas teoricamente, verificaremos que são coerentes as recomendações do Concrete Tie Committee que propõe um acréscimo sobre a carga vertical estática de 150% para estimar o efeito dinâmico das irregularidades de roda e trilho. Assim, a carga por apoio de trilho de projeto varia linearmente entre 112,5 e 167,5 da carga de roda estática, quando o espaçamento varia de 20 pols. (50 cm) para 30 pols. (75 cm).

Para as características das unidades elétricas "BUDD 400" e locomotivas Série 39, circulantes na Zona Leste de São Paulo, obteríamos:

U. E. LOCO 39			
Carga de projeto por apoio de trilho	tf	13,1	17,8
espaçamento entre dormentes: 55 cm			

Raymond descreve experimento no qual um dormente de madeira dura foi sujeito a 1 000 000 ciclos de carregamento com 20 000 lb (27,5 tf) igualmente distribuídas nos dois trilhos. A seguir o carregamento foi aumentado para 90 000 lb (42 tf) e 150 000 ciclos adicionais foram efetuados. Inicialmente as pressões sob o assento do trilho apresentaram-se significativamente maiores, o que é razoável visto que o leito é socado apenas num trecho de, aproximadamente, 30 cm de cada lado do trilho. Após 1 000 ciclos, contudo, as células de pressão sob o meio do dormente indicaram pressões similares às medidas sob os trilhos. Após 90 000 ciclos a distribuição de pressões é praticamente uniforme e a máxima pressão ocorre oscilante entre a posição do assento do trilho e o centro do dormente.

No âmbito da mesma pesquisa verificou-se que, se após um certo número de ciclos, a carga era aumentada, então os momentos centrais tornavam-se máximos. Vê-se, portanto, que é ilusória a pretensão de evitar a ocorrência de momentos centrais em vias sujeitas a tráfego com cargas características variadas.

Baseadas nestes resultados, as distribuições de pressão sob o dormente logo após a socaria da linha e decorrido considerável tempo de serviço estariam próximas das mostradas nas fig. 3A e 3B, respectivamente, e os momentos seriam:

M_r : momento na posição do trilho

M_c : momento na posição central do dormente

Logo após a socaria:

$$M_r = Q \frac{b}{4}$$

$$M_c = 0$$

Após considerável tempo em serviço

$$M_r = Q \frac{b^3}{a + 2b}$$

$$M_c = -Q \frac{a - 2b}{4}$$

Se nas expressões dos momentos substituirmos os valores das cargas de projeto para a Zona Leste apresentadas no quadro anterior, teremos:

Momentos em tfm		U. E.	LOCO 39
Após socaria	M_r	2,01	2,74
	M_c	0	0
Em serviço	M_r	1,71	2,32
	M_c	1,44	1,96
$a = 167$ cm, $b = 61,5$ cm para dormentes de concreto e TR-57			

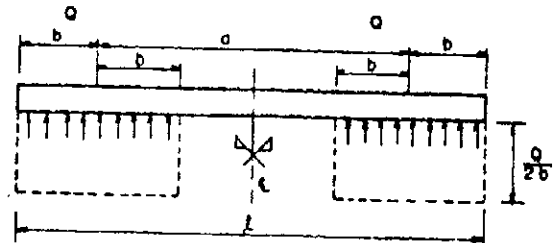


FIG. 3A - Distribuição de pressões teóricas após socaria

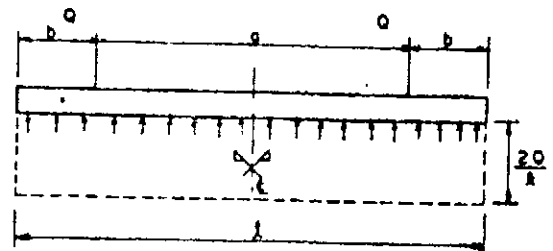


FIG. 3B - Distribuição de pressões teóricas a longo prazo.

Raymond (ref. bibl. 2) apresenta resultados de Venuti para a resposta dinâmica, em termos de momentos fletores, de dormente de concreto sujeito a um trem a baixa velocidade (24 Km/h) freando, fig. 4, e à velocidade de 88 Km/h, fig. 5, obtida em seção experimental. Evidencia-se a ocorrência de momentos positivos e negativos tanto sob o trilho, quanto no centro do dormente (os momentos no apoio são sensivelmente superiores em módulo aos centrais, em função do experimento ter sido feito pouco tempo após socaria). Parece razoável concluir, portanto, que o dormente de concreto monobloco deve ser dimensionado de maneira a resistir a momentos positivo e negativo iguais em qualquer de suas seções transversais.

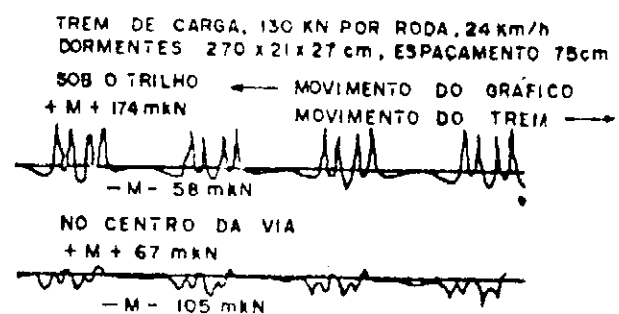


FIG. 4 - Momentos fletores medidos por Venuti para trem freando a baixa velocidade.

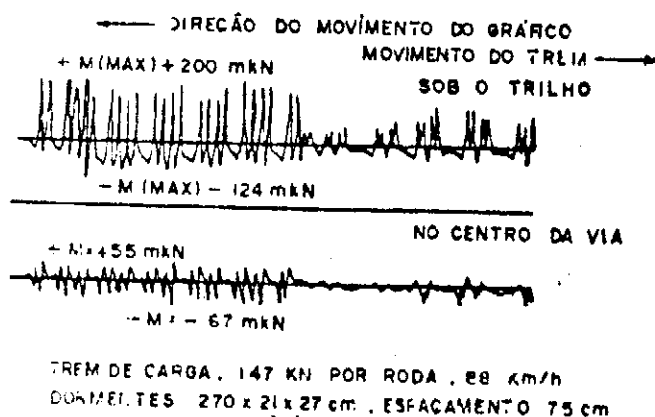


FIG 5 - Momentos fletores medidos por Venuti para trem a 88 Km/h.

$$N \approx 2u\omega P$$

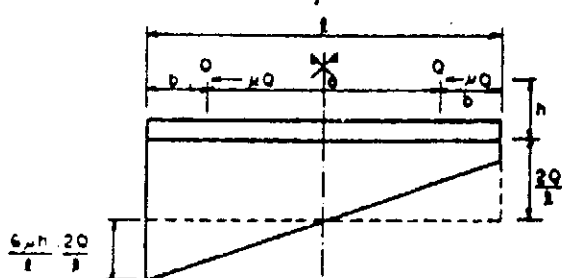
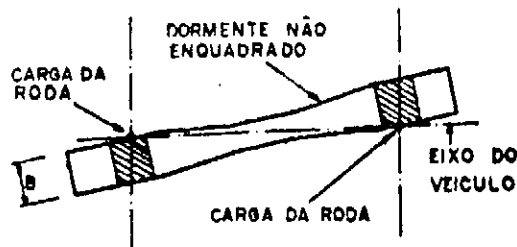


FIG. 6 - Distribuição de pressões
teórica, a longo prazo, para
via em curva.

Se assumirmos um diagrama de pressões linear simplificado, conforme fig. 6, o momento na posição sqb o trilho será:

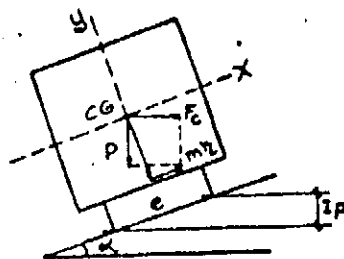
A relação entre momentos sob o trilho para a condição em curva e a condição em tangente (após considerável tempo de serviço) será então:

Conclui-se, portanto, que dependendo do valor de μ , ou seja, no caso de curvas de pequeno raio, o acréscimo nos momentos pode tornar-se significativo.



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

EX. NO 1 — VALOR DA INSUFICIÊNCIA DE SOBRELEVAÇÃO EQUIVALENTE A UMA ACELERAÇÃO CENTRÍFUGA NÃO COMPENSADA DE 0,8 m/s² EM BITOLA LARGA



h : sobrelevação teórica

l_p : sobrelevação prática máxima

η_0 : máxima aceleração centrífuga não compensada

g : aceleração da gravidade

Equilíbrio de forças no eixo x:

$$F_{\text{ccos } \alpha} - P \text{sen } \alpha = m \eta_0$$

α muito pequeno — $\cos \alpha = 1$

$$m \frac{v^2}{R} - mg \frac{l_p}{e} = m \eta_0$$

$$l_p = \frac{v^2}{gR} e - \eta_0 \frac{e}{g}$$

$$l = h - l_p$$

$$l = \eta_0 \frac{e}{g} \quad (1)$$

numericamente:

$$l = 0,8 \frac{167}{9,81} = 10,2 \text{ cm}$$

A expressão da sobrecarga devida à l é facilmente obtida se dividirmos o momento gerado pela insuficiência de sobrelevação ($m \eta_0 h$) pela distância entre eixos dos trilhos:

$$\Delta Q_i = \frac{m \eta_0 h}{e} \quad (2)$$

substituindo (1) em (2)

$$\Delta Q_i = \frac{mg l h}{e^2}$$

mg = carga por eixo do veículo = $2Q_N$

$$\Delta Q_i = \frac{2lh}{e^2} Q_N$$

A UTILIZAÇÃO DE MICROCOMPUTADOR NO CÁLCULO DE CURVAS DE TRANSIÇÃO:- "Software" desenvolvido na Divisão Especial de Subúrbios de São Paulo

Eng.º TELMO GIOLITO PORTO

A brusca variação no raio da trajetória de um veículo que, partindo da tangente, penetra uma curva circular repercute sobre o conforto dos passageiros e sobre o custo de manutenção da via e dos próprios veículos. Para atenuar tal problema e, ao mesmo tempo, permitir uma distribuição segura da superelevação faz-se uso de curvas de transição.

Não houvesse transição seríamos obrigados a adotar um dos três procedimentos: 1) distribuir a superelevação na tangente, o que implicaria num deslocamento do centro de gravidade sem que existisse força centrífuga a restabelecer a estabilidade dos veículos; 2) distribuir a superelevação na curva circular, o que limitaria a velocidade na curva, visto que no PC, por exemplo, a superelevação seria nula, estando o veículo, contudo, obrigado a executar trajetória com raio finito ou, finalmente, 3) distribuir parte da superelevação na tangente e parte na curva circular, solução que, se minimiza os inconvenientes citados, não os elimina. Além do exposto, qualquer destas soluções não ataca o problema da violenta variação da curvatura e dos inevitáveis esforços dinâmicos decorrentes.

A existência de transição permitirá, portanto, a variação do raio da trajetória de infinito até um valor R, ao mesmo tempo que distribuirá a superelevação, a partir de zero, até o valor da superelevação prática.

Consideremos:

l : comprimento total da transição

l_M : distância do início até o ponto M na transição

h_p : superelevação prática na curva circular

h_{pM} : superelevação no ponto M na transição

α : ângulo do dormente com a horizontal, que proporciona a superelevação prática prevista para a curva circular

α_M : ângulo do dormente com a horizontal no ponto M na transição

B : distância entre eixos dos trilhos

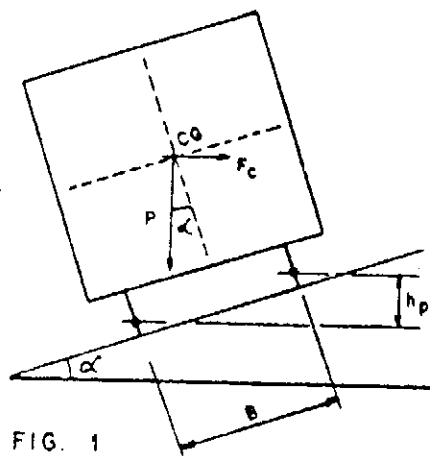


FIG. 1

Se desejamos que a superelevação varie linearmente ao longo da transição, teremos:

$$\frac{l_M}{l} = \frac{h_{pM}}{h_p} = \frac{B t_g \alpha_M}{B t_g \alpha} = \frac{t_g \alpha_M}{t_g \alpha} \quad (1)$$

Outrossim, o deslocamento do centro de gravidade do veículo provocado pela superelevação deveria ser, em cada ponto, contrabalançado pela força centrífuga, de forma que nenhuma aceleração lateral não compensada viesse a surgir. Para tanto, imporemos:

$$mg \sin \alpha_M = F_c \cos \alpha_M$$

$$mg \sin \alpha_M = \frac{mV^2}{R_M} \cos \alpha_M$$

$$t_g \alpha_M = \frac{V^2}{gR_M} \quad (2)$$

V : velocidade do veículo

R_M : raio da transição no ponto M

R : raio da curva circular

g : aceleração da gravidade

F_c : força centrífuga

m : massa do veículo

Substituindo (2) em (1) obteremos:

$$\frac{l_M}{l} = \frac{V^2/gR_M}{V^2/gR} = \frac{R}{R_M}$$

$$R_M = \frac{lR}{l_M}$$

$$R_M = \frac{cte}{l_M}$$

Esta expressão define a chamada cictóide, Espiral de Cornu ou Espiral de Van Leber. Nesta curva o raio, em cada ponto, é inversamente proporcional à distância da origem. Procurou-se evidenciar, através de rápida demonstração, sua adequação aos traçados ferroviários.

Para fins de projeto de engenharia a cictóide pode ser substituída pela parábola cúbica. Tal curva tendo como equação:

$$y = \frac{X^3}{6c}$$

```

CONTIN 85      DESUPX 70854  DESUPC 15827
  35 0          DESL 0
  35 10         DESL 4 56285E-01
  35 20         DESL 036582E
  35 30         DESL 123197
  35 40         DESL 252023
  35 50         DESL 584987
  35 60         DESL 629245
  35 70         DESL 68514
  35 80         DESL 699969

```

```

CONTIN 144     DESUPX 2 61171
  35 0          DESL 0
  35 10         DESL 3 9013E-03
  35 20         DESL 0200104
  35 30         DESL 0945352
  35 40         DESL 224881
  35 50         DESL 437661
  35 60         DESL 756281
  35 70         DESL 1 28899E
  35 80         DESL 1 69586
  35 90         DESL 2 86258
  35 100        DESL 2 31545
  35 110        DESL 2 47689
  35 120        DESL 2 56557
  35 130        DESL 2 6041
  35 140        DESL 2 61548

```

CONTIN 236 468

```

  35 0          DESL 70854
  35 10         DESL 708943
  35 20         DESL 704160
  35 30         DESL 712756
  35 40         DESL 729571
  35 50         DESL 757145
  35 60         DESL 798277
  35 70         DESL 85614
  35 80         DESL 912086
  35 90         DESL 1 03125
  35 100        DESL 1 15418
  35 110        DESL 1 30414
  35 120        DESL 1 48444
  35 130        DESL 1 69611
  35 140        DESL 1 89782
  35 150        DESL 2 06623
  35 160        DESL 2 20546
  35 170        DESL 2 32043
  35 180        DESL 2 41887
  35 190        DESL 2 48249
  35 200        DESL 2 51201
  35 210        DESL 2 56819
  35 220        DESL 2 59171
  35 230        DESL 2 6053
  35 240        DESL 2 61168
  35 250        DESL 2 61558

```

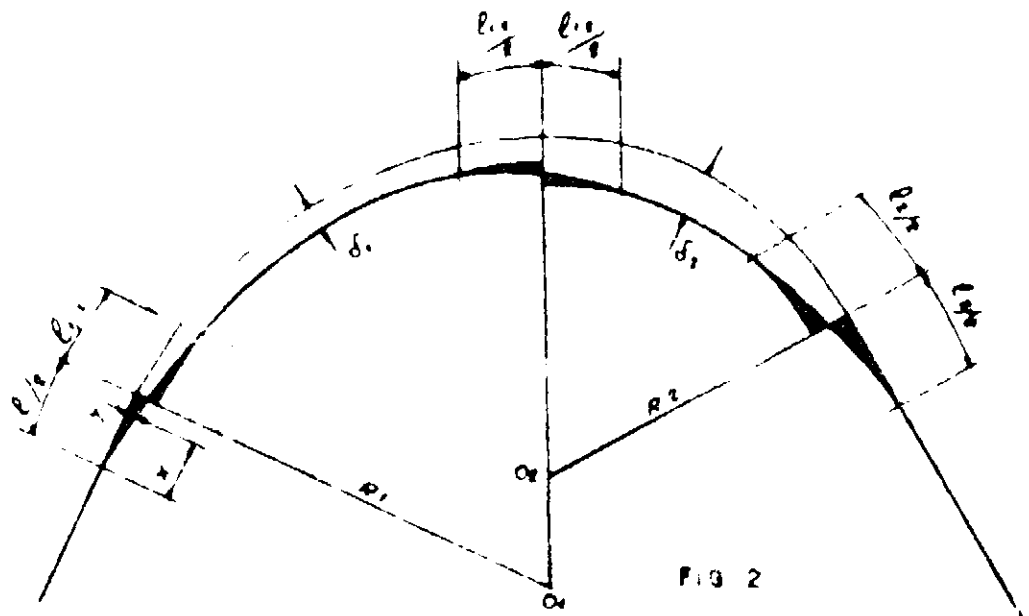
DESUPC 1 50687

VARSUP 238349

```

10 CLEAR
20 DIM R(1),HP(1),VH(1),C(1),DM(1)
30 FOR I=1 TO 1
40 INPUT "RATIO, SUPPLY, VARSUP", R(I),HP(I),VH(I)
50 L(I)=(R(I)+P(I))/VH(I)
60 C(I)=L(I)*R(I)
70 DM(I)=(L(I)/2)*(1/(1+C(I)))
80 DP=DM(I)/2
90 LPRINT "CONTIN", L(I), "DESUPX", DM(I), "DESUPC", DP
100 FOR X=0 TO 1 STEP 10
110 IF X<1/2 THEN 130
120 DM=X*(6+C(I))
130 LPRINT "ABS", X, "DESL", D
140 NEXT X
150 IF X<1 THEN 180
160 DM=DM(I)-(L(I)-X)*(1/(6+C(I)))
170 GOTO 130
180 IF I=1 THEN 230
190 INPUT "CURVA COMPUESTA SIN", S1
200 IF S1="S" THEN 220
210 END
220 NEXT I
230 IF DM(1)=DM(2) THEN 400
240 S=(24*(DM(1)-DM(2))/(L(R(1))-1/X(0)))/5
250 L=(1+(DM(1)-DM(2))*C(1)/2)/2
260 VH=(HP(1)+HP(2))/2
270 LPRINT "CONTIN", L, "VARSUP", VH
280 FOR X=0 TO 1 STEP 10
290 IF X<1/2 THEN 320
300 DM=DM(I)+X*(1/(6+C(I)))
310 LPRINT "ABS", X, "DESL", D
320 NEXT X
330 IF X<1 THEN 360
340 DM=DM(I)-(L-X)*(1/(6+C(I)))
350 GOTO 310
400 R=DM(0), B=HP(0), L=VH(0)
410 DM(0)=DM(1), R(0)=R(1), HP(0)=HP(1)
420 DM(1)=R(1)+B, HP(1)=0
430 GOTO 240

```



No caso geral de uma transição de comprimento $l_{1,2}$ entre duas curvas com raio R_1 e R_2 , verifica-se que:

a) os ramos da transição sobre a curva de raio R_1 e sobre a curva de raio R_2 têm comprimentos iguais, ou seja, a transição inicia-se $l_{1,2}/2$ antes do ponto de interseção das curvas originais

$$b) \frac{l_{1,2}}{C} = \frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2}$$

$$(l_{1,2}/2)^3$$

c) $\frac{(l_{1,2}/2)^3}{3C} = \delta_1 - \delta_2$ δ_1 e δ_2 o deslocamento da curva circular original.

A partir da Fig. 2 nota-se que, havendo sido piquetada a curva original, a locação da parábola é simples: executa-se "puxamentos" de valor $y(x)$ ou $\delta_1 \pm y(x)$, com X medido a partir da entrada na transição e inferior à metade do comprimento total da transição.

OBSERVAÇÃO: a introdução de transição pode ser feita com centro conservado ou com raio conservado. No primeiro caso o centro da curva circular original é mantido, havendo, contudo, uma redução do raio R_1 de valor igual ao máximo puxamento (δ_1) exigido pela transição. Nesta opção os puxamentos a serem dados ao trecho da curva que permanece circular têm valor constante igual a δ_1 . No segundo caso, o raio da curva circular é mantido, devendo o centro da nova circular estar deslocado de $\delta_1/\cos \beta$ sobre a bissetriz de seu ângulo central. β é a metade do ângulo central da nova curva circular. Nesta segunda alternativa, os deslocamentos a serem dados ao trecho que permanece circular da curva são variáveis de δ_1 até $\delta_1/\cos \beta$.

PROGRAMA PARA CÁLCULO DE CURVAS DE TRANSIÇÃO TIPO PARÁBOLA CÚBICA

Tendo em vista a aquisição pela CES.SP de equipamento D-8000, linguagem BASIC, preparamos programa simples permitindo calcular os puxamentos necessários à introdução (com centro conservado) de transição em curva circular simples ou composta com dois raios. A utilização do programa faz-se segundo o roteiro:

1 — Introdução pelo usuário do raio (m), superelevação prática (mm) e variação tolerável da superelevação (mm/m) da curva 1.

2 — Cálculo e impressão pelo sistema das variáveis:

COMTRAN: comprimento total da transição em metros ($l_{1,2}$ na FIG. 2)

DESMAX: deslocamento (puxamento) máximo da curva 1 em metros (δ_1 na FIG. 2)

DESLPC: deslocamento (puxamento) do ponto de interseção entre a tangente e a curva 1 original

3 — Cálculo e impressão das abscissas e respectivos deslocamentos (puxamentos) que compõem a transição. As abscissas têm origem coincidente com o início de transição na tangente e assumem valores variando de 10 em 10 m até o comprimento total da transição

4 — O sistema "pergunta" se a curva é composta. Se a "resposta" do usuário for:

NÃO: o processamento termina

SIM: repetem-se os itens 1, 2 e 3 para as características da segunda curva circular. E ainda:

5 — Cálculo e impressão pelo sistema do comprimento total da transição (COMTRAN em m) entre as duas curvas e da variação da superelevação nesta transição (VARSUP em mm/m).

6 — Cálculo e impressão pelo sistema das abscissas e respectivos puxamentos que compõem a transição entre as duas curvas circulares. As abscissas têm origem coincidente com o início da transição sobre a curva de maior raio.

Na página anterior apresentamos listagem do programa e saída de dados para processamento onde considerou-se o caso de uma curva composta com raios de 429,7 m e 330,5 m e superelevação prática de 85 mm e 144 mm respectivamente. Tais raios correspondem à curva do Km 487 + 300 m, entre as estações de Com. Ermelino e Eng.º Goulart, da variante de Poá no trecho da Zona Leste da Divisão Especial de Subúrbios de São Paulo. As superelevações foram calculadas considerando velocidade de 80 Km/h e máxima aceleração lateral não compensada igual a 0,65 m/s²

"UC" que podia ser utilizado em qualquer tipo de carro de passageiros, o que não ocorria com os equipamentos existentes até então.

Em relação ao transporte de passageiros tipo "subúrbio" foi criado em 1907 um equipamento de freio eletro-pneumático que garantia a rápida resposta para as aplicações. Contudo, mesmo para este tipo de transporte, devido às condições daquela época, continuou a ser usada a válvula tipo Universal "UC".

Até hoje, para o transporte de passageiros a longas distâncias, o equipamento de freio continua sendo de atuação meramente pneumática.

Contudo, com o crescimento dos grandes centros urbanos e da alta densidade populacional de suas periferias, surgiu a necessidade cada vez maior de transportar, nos trens de subúrbio e metropolitanos, mais passageiros a velocidades médias cada vez maiores.

A necessidade de freiar composições mais pesadas e velozes em tempos mais reduzidos fez com que fossem desenvolvidos sistemas de freios eletro-pneumáticos que garantissem desacelerações de até 1,2 m/S² em aplicações de serviço e 1,5 m/S² para emergência.

Quanto ao sistema de freio para locomotivas, ele também foi evoluindo à medida em que estas se tornavam mais potentes e pesadas. Com o aumento do peso e velocidade de operação das locomotivas houve a necessidade da instalação de diversos cilindros de freio para que estes pudessem produzir o esforço suficiente para sua parada. No sistema de freio existente até então seria necessário o uso de um reservatório de ar demasiadamente grande para abastecer convenientemente todos os cilindros de freio.

O problema foi solucionado incluindo-se uma válvula relé no equipamento de freio da locomotiva (ver fig. 13).

Desta forma, nas aplicações de freio, a válvula de controle interliga um pequeno reservatório auxiliar com outro reservatório (falso volume do cilindro de freio); a pressão resultante é enviada ao piloto da válvula relé, que faz repetir esta pressão em todos os cilindros de freio.

O ar de alimentação da válvula relé, e portanto dos cilindros de freio, provém diretamente dos reservatórios principais do sistema. Desta forma ficava excluída a necessidade da utilização de um reservatório auxiliar de grande capacidade que, além de onerar os custos do equipamento apresentava dificuldades de montagem devido ao espaço disponível ser extremamente exíguo.

Introduziu-se também, no equipamento de freio das locomotivas, um dispositivo que possibilitou seu alívio mantendo, contudo, os freios do trem aplicados e o sistema de controle de segurança e "Homem Morto" (controle de vigilância do maquinista), (ver fig. 14).

Os equipamentos de freio para locomotivas do início do século (1900) eram os do tipo "6-ET", posteriormente superados pelo "8-ET" (1935-1937), à medida em que trens mais rápidos e pesados se tornaram comuns.

O desenvolvimento da tração diesel em operação com locomotivas tracionando muitos vagões tornou necessário o fornecimento de um freio adequado para locomotivas tanto à vapor como diesel ou elétricas. Este sistema de freio, colocado em operação em 1947, é conhecido como "24-RL".

Finalmente, em 1960, foi lançado o equipamento de freio "26-L", bem mais simples que o sistema anterior, tendo cerca da metade do peso do equipamento "24-RL".

Todas as válvulas do sistema "26-L" são auto-mantenedoras de pressão. Esta característica simplifica a operação dos freios, elimina a "ciclagem curta" e torna maior a vida das rodas, sapatas e compressor de ar.

A manutenção deste tipo de equipamento ficou mais simples e barata pois reduziu-se basicamente à substituição de peças de borracha tais como diafragmas e anéis "O".

BIBLIOGRAFIA

- Freios Ferroviários — Leopoldo Correa Roza
- Freagem Ferroviária — Rodolfo Luiz Darigo — 1982
- Air Brake Catechism — Roberto H. Blackall — 1918
- Noções Básicas Sobre o Freio a Ar Comprimido "Westinghouse" — Fresinbra
- Freight Train Air Brakes — The Cornerstone of North American Development — D. G. Blaine — 1977 — edição da "The Air Brake Association".
- Introdução da Válvula "ABD" nas Ferrovias Brasileiras — R. L. Darigo, A. Paixão — 1973
- Evolução das Válvulas de Controle para Vagões de Carga — Válvula "ABDW" — R. Mattiello
- The Westinghouse Air Brake Story — David G. Blaine 1975/1976
- Evolução dos Equipamentos de Freio para Trens de Subúrbio — 1982 — R. Mattiello; F. Gomes Neto
- Equipamento de Freio "RT-5-FSB" — Metrô S. Paulo — 1982 — F. Gomes Neto; R. Mattiello
- "26" Type Brake Equipment for Locomotive — 1982 — Westinghouse Air Brake Division
- Curso de Freios Ferroviários — Leopoldo Correa Roza
- História Ilustrada do Trem — David S. Hamilton — 1976
- Car and Locomotive Cyclopedia — Simmons Boardman Publishing Corporation — 1974
- Car Air Brakes — C. M. Drinnan — 1955
- Locomotive Air Brakes — C. M. Drinnan — 1955
- Curso para Engenheiros Ferroviários — R. L. Darigo — 1985
- Equipamento de Freio "ABD" para Vagões — Fresinbra Industrial S/A — 1978
- Equipamento de Freio "ABD" para Vagões — Fresinbra Industrial S/A — 1978
- "ABDW" Control Valve with Integrated Continuous Quick Service Carl D. Wright — Air Brake Association — 1975
- Freios Ferroviários — Leopoldo Correa Roza — Unicamp/Fepasa — 1981

Dimensionamento da Fundação da Via Férrea: O método "British Railways"

eng.º Telmo Gíllito Porto

1. FUNDAMENTOS:

Ruptura da infraestrutura férrea, para este método, consiste na super sollicitação do subleito, que produza grandes deformações plásticas e resulte em excessiva deformação vertical da estrutura da via.

Para considerar a distribuição de tensões no subleito, a partir da face inferior do dormente, o método incorporou resultados obtidos pela AREA, pela própria B.R. e pelo Committee D71 da ORE. Tais resultados expressam-se por:

AREA (1919) — experimento com cargas estáticas, apatado a técnicas experimentais limitadas: "o princípio da superposição é válido para pequenas tensões no lastro e a distribuição de tensões é independente do tipo de lastro usado".

B.R. (1958) — medidas de tensões dinâmicas no subleito: "Existe uma relação linear entre carga no dormente e tensão no subsolo que é independente da velocidade e do arranjo das rodas do veículo". "A distribuição de tensões verticais medida é semelhante àquela prevista pela Teoria da Elasticidade e não é significativamente diferente para dormentes de madeira ou de concreto". "A variabilidade do nível de tensão entre posições equivalentes na infraestrutura da via é fortemente dependente das condições do lastro".

ORE — Committee D-71 (1969/68)

1.ª Fase — veículo com dois eixos puxado sobre via experimental: "A mais importante influência nas tensões verticais no subleito, para dada profundidade de lastro e reação trilho-dormente, é a condição de socaria sob o dormente". "A socaria manual produz maior concentração de pressões e a socaria mecânica maior disseminação". "A rigidez à flexão do dormente é de importância secundária e, para fins práticos, a mesma distribuição de tensões verticais no subleito é obtida para dormentes de madeira ou concreto". "A Teoria da Elasticidade, considerando mono camada, é meio adequado para o cálculo de tensões verticais no subleito para fins de engenharia. Em vista do grau de variabilidade envolvido, na prática, nas condições de suporte do dormente, um enfoque mais rigoroso não parece justificar-se". "Tensões horizontais ou de cisalhamento no subleito são previstas menos acuradamente através da teoria elástica mono camada e há indicações de claro comportamento multi-camada".

2.ª Fase — velocidades até 100 Km/h: "As tensões, para uma dada carga por eixo estática, variam com a velocidade em função da influência da velocidade na carga por eixo dinâmica e consequentemente na reação trilho-dormente". "Confirmam-se as conclusões da 1.ª Fase".

O método adota o ensaio de compressão triaxial como teste de laboratório relevante para obter parâmetro resistente do subleito. Apenas a tensão principal maior é pulsante com frequência de 30 ciclos por minuto. As amostras adensadas, de maneira a dissipar tensões neutras devidas ao confinamento. No trabalho original os testes foram executados em amostras de London clay. Exemplos dos resultados destes testes são mostrados na fig. 1. Pode-se ver que agrupam-se em dois tipos: aqueles em que a deformação é progressiva até completa ruptura da amostra e aqueles em que a velocidade de deformação reduz-se e condição estável é alcançada.

Nº DE CICLOS DE CARGA (Escala Logarítmica)

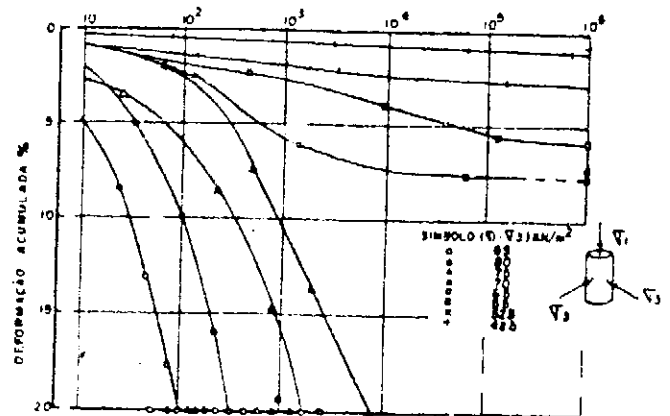
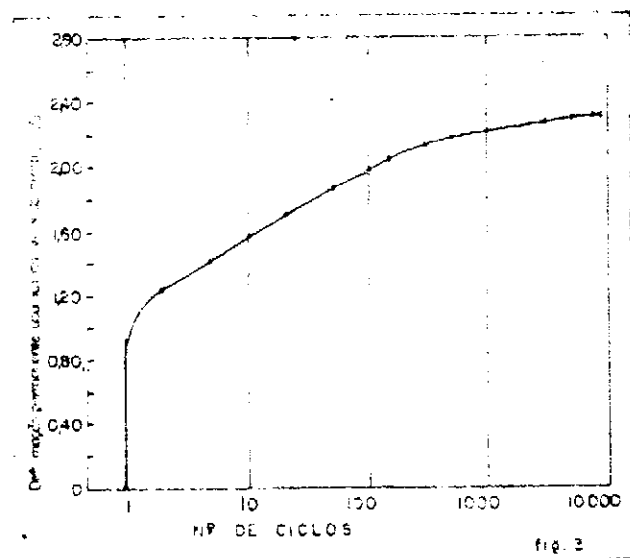


FIG. 1

Uma representação alternativa dos testes é dada na fig. 2, onde a deformação elástica é plotada contra o logaritmo do número de ciclos para obter 10% de deformação acumulada. Assim, uma deformação elástica limite é, consequentemente, uma tensão limite pode ser definida, acima da qual a deformação progride e abaixo da qual, as deformações estabilizam-se.

Os resultados dos testes efetuados com três diferentes tensões efetivas confinantes indicaram que a tensão limite era aproximadamente função linear daquelas tensões. O procedimento de projeto considera esta relação, permitindo um crescimento da tensão limite com a profundidade.



Carga estática máxima por eixo: 30.000 Kg

O esforço que atua sobre o dormente mais solicitado pode ser obtido através da utilização de modelos de viga sobre apoio elástico (discreto ou contínuo) ou através da utilização de programas de elemento finito. No nosso caso, considerando o caráter preliminar dos parâmetros dos quais dispomos, vamos apenas aproveitar um resultado corrente (de recomendações da AREA para o cálculo de esforços em dormentes e nossa referência n.º 2), qual seja, o de que 60% da carga por eixo atua sobre o dormente mais carregado.

Uma vez que o dormente não recebe apoio sob toda a sua área de apoio, muitas metodologias utilizam-se de uma área "efetiva" de contato do dormente na determinação das pressões sobre o lastro. Considerando, entretanto, que existe uma tendência, a partir do momento da ocorrência da uniformização de pressões, vamos adotar a área em planta total do dormente como superfície de apoio sobre o lastro. Assim, teremos:

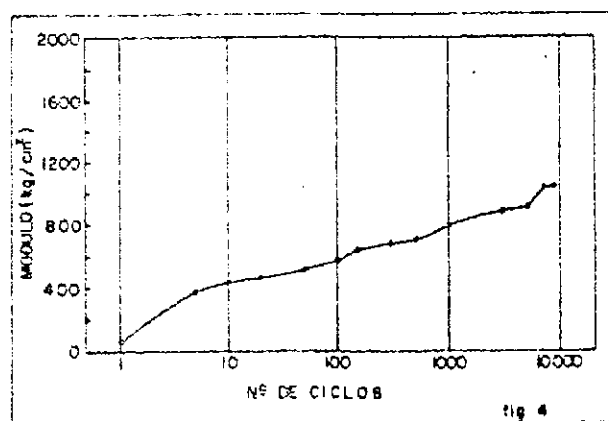
máxima pressão sobre o lastro = 2,2 Kg/cm²

Haça vista os resultados apresentados nos Fundamentos deste texto, a transferência da tensão no subleito far-se-á através do gráfico de Newmark (monocamada, independente das características de deformação do meio). Para 40 cm de profundidade, o fator de influência, sob o centro do dormente, é de 0,36. Assim:

máxima diferença de tensões provocada pelo tráfego a 40 cm abaixo da face inferior do dormente ($\sigma_1 - \sigma_2$) = 0,8 Kg/cm².

Da comparação deste valor com aquele utilizado como máxima diferença de tensões principal no ensaio cíclico vemos que a espessura do lastro apresenta-se adequada, podendo talvez até ser reduzida. À vista da pequena deformação permanente acumulada ocorrida no ensaio (a certeza de que o solo não romperia sem alcançar uma deformação acumulada sensivelmente superior só virá com a execução de maior número de ensaios cíclicos. No momento, como referência, não temos senão o valor de deformação na ruptura dos ensaios estáticos).

A hipótese, apresentada e utilizada por Raymond na referência n.º 2, de que as deformações são limitadas se o teste repetido for feito com até 50% da carga de ruptura estática, no caso de nosso ensaio, mostrou-se conservadora. Evidentemente, nenhuma conclusão para os solos brasileiros será possível sem a execução de um maior número de ensaios.



Finalmente, vamos aplicar nossos resultados às expressões de Heukelom/Foster, utilizados, entre outros, por López Pita na referência n.º 3.

$E_d = 100 \text{ CBR } 1$, sendo

E_d = módulo de elasticidade dinâmica (Kg/cm²)
CBR = índice de suporte californiano

$$\tau = \frac{0,005 E_d}{1 + 0,7 \log N} \quad 2, \text{ sendo}$$

τ = pressão admissível (Kg/cm²)
 N = n.º de ciclos de carregamento (2×10^6)

Então:

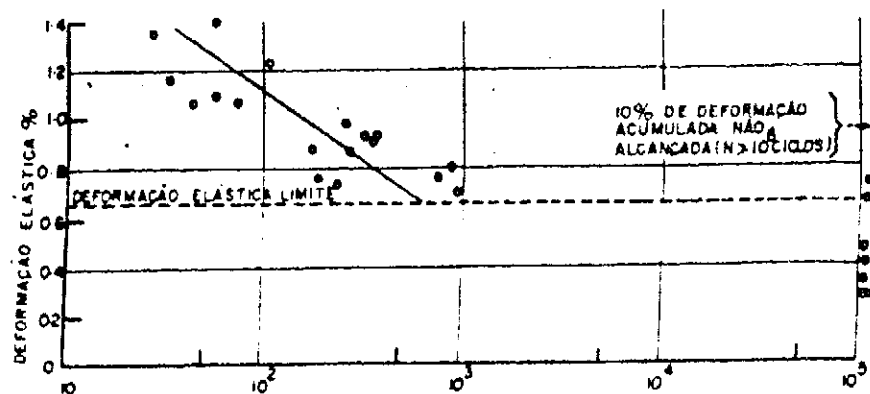
$E_d = 1200 \text{ Kg/cm}^2$
 $\tau = 0,4 \text{ Kg/cm}^2$

A aparente coerência do resultado da expressão de Heukelom/Foster, expressão 1, não deve nos entusiasmar, pois é conhecida a baixa significância desta correlação. Ao mesmo tempo, é preciso lembrar quão arbitrária é uma relação que liga o ensaio de CBR, onde ocorrem deformações plásticas, com o módulo de elasticidade dinâmico. A origem rodoviária das duas expressões é motivo adicional para que a utilizemos com reservas no domínio ferroviário.

O assunto de que trata este texto está longe de esgotado. Esperamos que a conclusão da programação de testes previstos, assim como o concurso de outros técnicos e entidades, venham a complementar o conhecimento a respeito. A necessidade de atualizar a engenharia ferroviária nacional em relação aos progressos internacionais é inegável, sob pena de não podermos ser, sequer interlocutores à altura dos técnicos dos países desenvolvidos. Sem o conhecimento, ao menos teórico, das pesquisas internacionais, não será possível decidir criteriosamente aquilo que nos interessa, considerando a realidade ferroviária brasileira.

REFERÊNCIAS

- 1 — Heath, P.L. / Shenton, M.J. / Sparrow, R.W. / Waters, J.M. — Design of Conventional Rail Track Foundations — The Institute of Civil Engineers — Proceedings — London — Feb. 1972.
- 2 — Raymond, G.P. — Design for Railroad Ballast and Subgrade Support — Journal of the Geotechnical Engineering Division — ASCE — Jan. 1978.
- 3 — López Pita, A. — Un Nuevo Método para la Determinación del Espesor de la Capa de Balastro — Revista AIT — Núm. 13 — Dic. 1976.



(“N”) Nº DE CICLOS DE CARGA PARA PRODUIR 10% DE DEFORMAÇÃO ACUMULADA

FIG. 2

Um projeto adequado é obtido quando a máxima diferença de tensões principais induzida no subleito pela carga por eixo estática mais pesada comumente ocorrente é igual à diferença de tensões principais limite média, obtida em teste de laboratório, para determinada profundidade no subleito.

Com o objetivo de verificar a validade do método a B.R. efetuou uma série de observações de campo e testes de laboratório. Os trechos de teste foram escolhidos visando cobrir tipos geologicamente diferentes de argila. Os trechos foram selecionados em pares, de maneira que subleitos estáveis e com problemas de ruptura ocorressem separados por algumas centenas de metros, garantindo-se assim que as condições de tráfego e velocidade seriam equivalentes. O estado dos trechos, estável ou não, foi inicialmente baseado em verificações visuais e, subsequentemente, em medidas da deformação permanente vertical do topo do subleito. O procedimento de projeto, aparentemente, produz profundidades de construção otimizadas. Pequenos decréscimos na profundidade de projeto produzem grandes acréscimos na velocidade de deformação e grandes acréscimos na profundidade de projeto correspondem a pequena redução na velocidade de deformação.

Aceitos os resultados acima expostos, uma implicação importante é que comparativamente pequenos acréscimos na carga por eixo podem levar a grandes acréscimos na velocidade de deformação.

O procedimento de projeto assume que a camada entre a face inferior do dormente e o topo do subleito deve constituir-se de material estável. Pode, contudo, ser antieconômico preencher com lastro toda a espessura de projeto. Os autores propõem que apenas os 30 cm finais sejam construídos em lastro ferroviário limpo. O restante podendo conter finos ou, idealmente, preencher requilts granulométricos de maneira a funcionar como filtro invertido.

2. RESULTADOS DE LABORATÓRIO PRELIMINARES

Com o objetivo de familiarizar a técnica de Via Permanente com o ensaio cíclico e, ao mesmo tempo, verificar a coerência do método para as características de um solo brasileiro, previu-se a execução de um pequeno número de testes incluídos na programação de controle de terraplenagem da obra de construção da Alça Ferroviária do Paratê. O que, a seguir, este texto apresenta são apenas os resultados preliminares de tal pesquisa, em si mesmo já restrita. Resultados mais consistentes serão disponíveis após completar-se a totalidade da programação prevista ou, o que é mais certo, quando uma pesquisa com maiores recursos for implementada.

Para uma amostra de solo (argila arenoso pouco silteosa) residual de superfície, visualmente classificável como solo laterítico de gnaiss, presente nos cortes da citada Alça junto à Variante do Paratê, foram executados os ensaios e obtidos os resultados seguintes:

2.1 — Limites de Atterberg
Limite de liquidez: 58%
Limite de plasticidade: 37%

2.2 — Compactação, sem secagem e sem reuso do material
massa específica aparente seca máxima:
 $\gamma_{smax} = 1452 \text{ Kg/m}^3$
umidade ótima = 27,5%

2.3 — Índice de Suporte Califórnia

ENSAIO	1	2	3
ISC	12	12	13

2.4 — Ensaio triaxial adensado rápido (R) estático, saturado, para pressão confinante de $0,1 \text{ Kg/cm}^2$ (de maneira a simular as condições do solo localizado imediatamente sob o lastro).

2.4.1 — moldagem por pisoteamento na γ_{smax} e h'ot.

2.4.2 — adensamento

2.4.3 — saturação por percolação

2.4.4 — cura do c.p., tendo em vista dissipar pressões neutras originadas na fase anterior

2.4.5 — triaxial

Visando expurgar dos resultados futuros a influência do tempo de cura entre a moldagem e o rompimento do corpo de prova, estabeleceu-se um intervalo fixo de tempo entre os itens 2.4.1 e 2.4.2.

ENSAIO,	1	2	3
DIFERENÇA DE TENSÕES PRINCIPAIS EFETIVAS NA RUPTURA (Kg/cm^2)	1,88	1,91	1,70
DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA NA RUPTURA (%)	8	12	12

2.5 — Ensaio triaxial cíclico, executado com válvula de drenagem aberta, tensão principal maior pulsante com 30 ciclos por minuto.

DIFERENÇA DE TENSÕES PULSANTE $(\sigma_1 - \sigma_3)^c = 0,8 \text{ Kg/cm}^2$

RESULTADOS NAS FIGS. 3 e 4

3. COMENTÁRIOS:

Vamos considerar, como eixo mais pesado do projeto fictício que executamos, aquele equivalente a uma locomotiva da série 39, classe C-C, diesel-elétrica.

ESTRADA DE FERRO CARAJÁS

SISTEMA INTEGRADO DE CONTROLE DE TRÁFEGO E TELECOMUNICAÇÕES

2.a Parte

Eng.º Américo Richieri Filho

Eng.º Gildo Megalhães dos Santos Filho

1 O SISTEMA DE TELECOMUNICAÇÕES DO PROJETO FERRO CARAJÁS

O Projeto Ferro Carajás impõe dois tipos de necessidade de telecomunicações: aquelas de caráter de apoio operacional e as de apoio a atividades administrativas.

Na primeira categoria acham-se:

- comunicação telefônica entre unidades operacionais geograficamente distribuídas nas áreas do Porto e Mina e ao longo da Estrada de Ferro.
- comunicação de voz por rádio para apoio à movimentação de trens e máquinas operatrizes ou auxílio a serviços de manutenção, vigilância, etc.

- comunicação de dados, ponto a ponto ou em linha compartilhada, para troca de informações entre dispositivos do sistema de controle de tráfego instalados ao longo da ferrovia.

Na segunda categoria incluem-se as comunicações telefônicas e telegráficas entre unidades administrativas também distribuídas por Porto-Mina-Estrada.

Para atender a demanda de serviços de telecomunicações foram projetados os seguintes subsistemas:

- comutação telefônica e rede de cabos associada
- comutação telegráfica
- redes rádio VHF

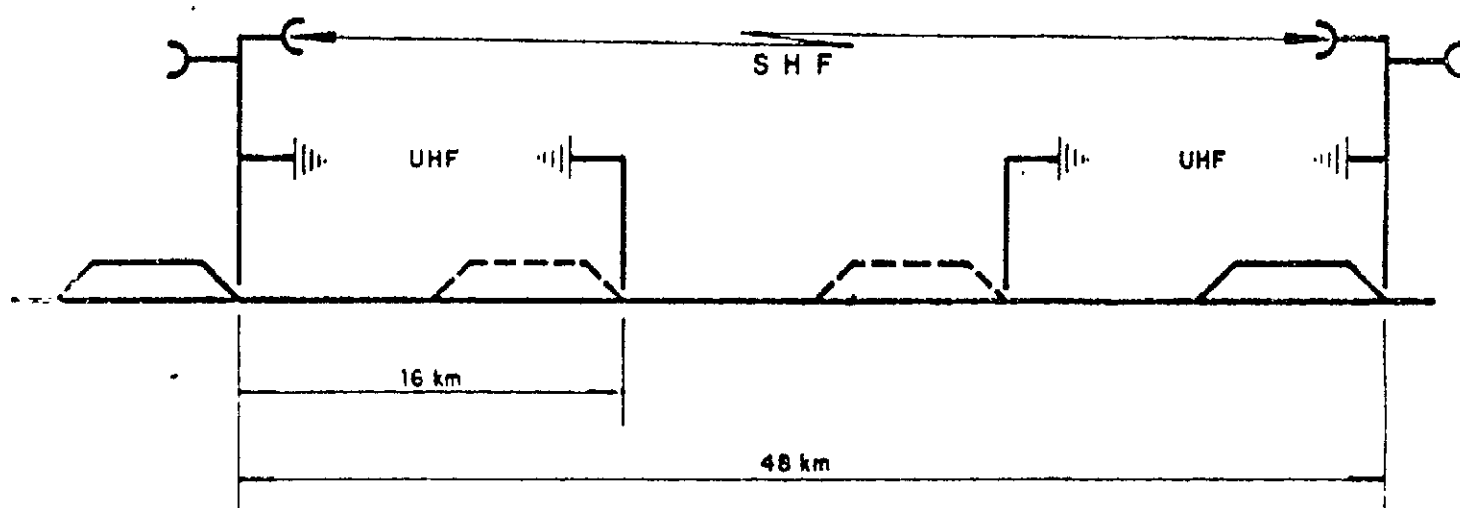


Fig 1 - MODULARIDADE DOS PÁTIOS E SISTEMA DE TRANSMISSÃO

CONSIDERAÇÕES SOBRE A CONSERVA CÍCLICA PROGRAMADA NA VIA

1. GENERALIDADES

A manutenção abrange:

- a) trabalhos de conservação;
- b) trabalhos de remodelação: tarefas não próprias da conservação ordinária. "Investimento" na substituição de equipamento.

A conservação da via consome um importante parcela da verba de Via Permanente, tanto em mão-de-obra como em material.

A conservação deve ser organizada baseada no método da CONSERVA CÍCLICA PROGRAMADA. Esta engloba dois grupos:

TRABALHOS DE REVISÃO TOTAL (RT)

Concentração de esforços num local para que o mesmo tenha condição de suportar, com boas condições, o tráfego ferroviário, durante um determinado período de tempo, denominado CICLO DE RT.

Consiste na verificação geral do estado dos elementos (trilhos, dormentes, lastro, acessórios, etc), bem como do posicionamento dos mesmos e das características geométricas da linha. Em função dos resultados dessa verificação programase a substituição dos materiais inservíveis ou inadequados, bem como demais correções que se façam necessárias; devendo ser sistemática e obrigatória.

Na programação dos serviços de RT num trecho, deve-se levar em conta que uma vez encerrado o ano em que a mesma for feita, ali só se deverá voltar para fazer o estritamente necessário a fim de mantê-lo em péssimas condições.

TRABALHOS DE REVISÃO TOTAL (RT)

Serviço que se faz num determinado trecho, visando dar condições mínimas para que suporte, com segurança, o tráfego ferroviário, até que se chegue ao período em que o referido trecho será submetido à Revisão Total, de acordo com o ciclo de RT.

- Os trabalhos de RT dividem-se em duas categorias:
- trabalhos periódicos;
 - trabalhos que dependem do estado da linha.

São executados também serviços de RT nas linhas recém regeleadas quando as condições de tráfego assim o exigirem. Em princípio, se determinada linha foi remodelada no ano A, os serviços na mesma até o ano A + N serão de RT, no caso de ciclo de N anos.

Trabalhos de RT periódicos: abrangem somente as operações cujas frequências de execução são inferiores à duração do ciclo de RT.

Trabalhos de RT que dependem somente do estado da linha nestes trabalhos deve-se dar ênfase especial aos de nivelamento e puramento, podendo, entretanto, abranger outras operações de consolidação ou de conservação. A programação destes trabalhos será feita em função de defeitos acusados pelos registros do carro-controle ou inspeções de linha. De acordo com a gravidade dos defeitos levantados, a programação da correção poderá ser semanal ou, se for o caso, imediata.

O método da CONSERVA CÍCLICA estipula que a extensão da Revisão é dividida em tantos trechos quantos forem os anos de duração do ciclo de RT.

CICLO é o número de anos compreendidos entre duas "revisões totais" consecutivas no mesmo trecho, função do tráfego.

Segundo os recursos de pessoal e equipamentos à disposição, a conservação da linha deverá ser executada, com duas organizações de equipes:

- organização com trabalhos manuais;

- organização com disponibilidade de máquinas e meios de deslocamento rápido.

Organização com trabalhos manuais: os trabalhadores não dispõem de meios de locomoção vão da sede da turma ao canteiro a pé, de bicicleta ou de trem. Neste caso, a turma não deve ser muito extensa e será limitada a um máximo de 15 km (na maioria dos casos 10 km). Esta turma, designada em função dos trabalhos previstos (Calendário-Programa) executará manualmente todos os serviços de RT, FRT, nivelamento e diversos.

Organização com disponibilidade de máquinas e meios de locomoção rápida: não seria rentável dotar as pequenas turmas com equipamentos mecanizados. Para utilização ótima destes equipamentos, é necessário agrupar as turmas cujo raio de ação será a extensão da seção (50 km) ou da RT quando maior que a extensão da seção. Para isso, as turmas deverão dispor de meios de locomoção ferroviários (auto de linha, trem de lastro) e/ou rodoviários (caminhões) quando possível.

2. FATORES QUE DIFICULTAM A CONSERVA DA VIA - CONSISTÊNCIA

Sabendo-se que dois trechos de linha do mesmo comprimento e de intensidade de tráfego diferentes, ou mesmo, dois trechos de linha de mesmo comprimento e mesma intensidade de tráfego, apresentem dificuldades diferentes para sua conservação, foi criado o conceito de "consistência da linha", que é um parâmetro que dá uma idéia, a mais exata possível, da dificuldade de manutenção de cada trecho.

A finalidade desse parâmetro não seria, tão somente, a medição das dificuldades de conservação, mas também, um fator de referência para distribuição de recursos e um elemento auxiliar para cálculo dos efetivos.

As variáveis que atuam como agravantes na consistência da linha são:

- o grupo de classificação do trecho;

- a extensão das linhas principais do trecho em estudo;

- a extensão de linhas principais de cruzamento;

- o número de aparelhos de mudança de via (APV), em linha principal;

- a extensão de desvios e números de APV nos mesmos;

- as condições de resistência da plataforma;

- a existência de rampas ou contra-rampas maiores que 1,5%;

- linhas com bitola de 1,00m;

- linhas com bitola de 1,50m;

- linhas com bitola mista;

- o comprimento de túneis maiores que 50m;

- a extensão de pontes maiores que 50m;

- o número de juntas (T.L.J. ou trilhos de 12 até 40m)

- a influência das curvas;

- a carga por eixo das composições;

- o tipo de dormentes: de madeira
de concreto

- o número de linhas da plataforma.

O modo dessas variáveis influenciaram na consistência da li-
nha será através de multiplicadores, aplicados à extensão com as
características supra e cujo somatório dará um comprimento ficti-
cio que, por sua vez, será representado por pontos parafétricos, en-
função do grupo de classificação do trecho considerado. Esta edifi-
cação será feita, anualmente, pelo Departamento Geral de Conservação
e Renovação.

Para tal edificação foram elaboradas fichas especiais: FICHAS
DE CONSISTÊNCIA ANUAIS, que serão preenchidas nas Regiões como
o indicado neste capítulo.

Estas fichas serão atualizadas e avaliadas, como consistência
das subdivisões de classificação em 6m quadrados.

3. FICHA DE AVALIAÇÃO DOS PONTOS

Após o preenchimento das fichas de Consistência Anual, pelas Regi-
ões, procede-se ao "cálculo dos pontos".

Esta ficha permite por intermédio de "coeficientes multipli-
cadores", a transformação das variáveis que incidem nas linhas por
espais e nos desvios em "pontos de consistência" ou "pontos para
sistema", cujo total representa o parâmetro que dá uma ideia, a
mais exata possível, das dificuldades de manutenção de cada trecho.

- DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES MULTIPLICADORES

A classificação das linhas em grupos em função da to-
nagem permite comparações entre as linhas de um mesmo
grupo com, no entanto, servir para comparações entre siste-
mas Regionais ou Unidades de Operação.

A importância da carga de cada unidade varia segundo
a classificação de suas linhas e a extensão de cada um dos
grupos considerados.

Para se obter uma base válida para comparação, quanto

aos encargos de manutenção, é necessário, definir a noção
de "peso das linhas".

Estudos estatísticos do tempo gasto para Conservar fo-
ram feitos durante quatro anos (de 1960 a 1963), em seções
homogêneas sob o ponto de vista da classificação das vias
(30% das seções de cada região da SNCF foram estudadas).

Os estudos mostraram que as despesas de conserva-
ção aumentam proporcionalmente ao logaritmo de $\frac{T}{100}$.

Apresenta a média aritmética da tonagem suportada e pode
ser expressa sob a fórmula exponencial:

$$\frac{T}{100} = (a)^q$$

T = média aritmética da tonagem suportada

a = base

q = expoente

Tomando a = 10 o aplicando ao logaritmo, tem-se

$$\log \frac{T}{100} = \log (10)^q$$

$$q \log (10) = \log \frac{T}{100}$$

$$\log (10) = 1$$

$$q = \log \frac{T}{100}$$

Sendo $q_1, q_2, \dots, q_n$ os resultados da fórmula acima
quando aplicada com valores dos grupos de classificação, -
pode-se determinar o modo de variação dos diversos valores
de q_n que, quando comparados entre si, determinam uma sé-
rie de números simples que servirão os pesos homogenizados -
res, denominados "pontos de consistência" ou "pontos para
sistemas", que, multiplicados pela extensão das linhas -

consideradas, permitem conhecer a "importância relativa" dos trechos correspondentes.

As distâncias quilométricas corrigidas considerando-se os AIV (transformados em distâncias fictícias), aumentadas ou diminuídas levando-se em consideração as particularidades características (vias, documentos de concreto, etc), que se constituem em termos ponderadores permitindo determinar a importância relativa das linhas, destinados a servir de base da comparação entre elas.

A consistência é usada geralmente para comparar a importância das Regionais ou das Superintendências de Produção. Ao contrário, no que diz respeito às Residências, ela apenas deve ser utilizada a título indicativo, devendo ser considerada como uma base média e corrigida levando-se em conta a influência dos serviços a mais ou a ausência de situações especiais cuja importância não pode ser avaliada de maneira segura, senão pelos escalões locais (Residências), por ocasião da elaboração dos Calendários Programados.

A consistência pode ser útil para a distribuição de efetivos, em função de verbas aprovadas, no âmbito da Administração Geral, para os Sistemas Regionais e para as Superintendências de Produção, mas destes para as Residências é aconselhável que se feça em função do previsto nos Calendários Programados.

A marcha de cálculo para a distribuição de efetivos, de acordo com o critério supra mencionado, é a seguinte:

- 1 - Seja um conjunto de Consistências $C_1, C_2, \dots, C_n$ em função das quais deve-se distribuir um efetivo E_T para diversos Sistemas Regionais $R_1, R_2, \dots, R_n$ cada qual com as Consistências $C_1, C_2, \dots, C_n$.

$$\text{Ter-se-á: } E_n = E_T \times \frac{C_n}{C_T}$$

E_T = Efetivo total disponível;
 C_T = Soma dos pontos de Consistências das Regionais;
 E_n = Efetivo destinado a Regional;
 C_n = Soma dos pontos de Consistências da Regional considerada.

- 2 - Cada Regional repartirá seu efetivo E_n para as Superintendências de Produção $SP_1, SP_2, \dots, SP_n$ de acordo com a fórmula seguinte:

$$E_{nn} = E_n \times \frac{C_{nn}}{C_n}$$

E_{nn} = Efetivo destinado à Superintendência de Produção;

C_{nn} =

C_{nn} = Soma dos pontos de Consistências da Superintendência de Produção.

- 3 - Cada Superintendência de Produção indicará aos Residências por intermédio de Carta da Diretriz, o efetivo indicativo de cada uma, de acordo com o mesmo critério de cálculo, corrigido com dados do Calendário Programado, e que deverá ser igual a E_{nn} .

6. EVOLUÇÃO DOS EFETIVOS DA VIA FERRÁVEIA

O conceito de Consistência da Linha pode ser utilizado para o estudo da evolução dos efetivos da Via Ferroviária, isto é, para fazer uma projeção do "efetivo indicativo" necessário para o atendimento das necessidades futuras da conserva, dando que haja possibilidade de se estimar a Consistência do trecho considerado para a época desejada.

Pode ser utilizado, outrossim, para a distribuição equitativa ou proporcional dos efetivos em função das verbas aprovadas. É interessante frisar que a Consistência não exprime a totalidade dos serviços de conserva que deverão ser executados na linha em função do tráfego que deve suportar (grupo da linha), pois no cálculo não estão incluídos todos os componentes que somados determinam o volume real dos serviços de conserva.

Nesse cálculo estão incluídas apenas as dificuldades de caráter permanente (rampas, curvas, pontes, túneis, etc.) e temporário (bitola, plataforma instável, etc.), que aumentam o volume de serviços e, também, os que diminuem esse volume (TIS, dormentes de concreto, etc.).

Não estão incluídas o estado da superestrutura (lastro, dormente e trilhos), que é avaliado através das prospecções, que devem ser críticas, pois o volume mínimo de serviços nesse setor depende do levantamento metódico desses dados e do estabelecimento, o mais exato possível, dos "Coeficientes de Rendimentos" da mão-de-obra. Esses requisitos são fundamentais para o estabelecimento do Calendário Programa com a precisão requerida, pois, à atraves desse instrumento que se determina a quantidade real do efetivo necessário para a execução dos serviços previstos.

Esse efetivo pode ser alterado pela Chefia do Departamento, nos seguintes casos:

- Após a análise do Caderno de Estudos, o mesmo pode sofrer uma adequação em função dos recursos disponíveis e do Quadro de Pessoal aprovado.
- Após a comparação com o efetivo "indicativo", obtido por intermédio do cálculo das Consistências e do "Coeficiente Q". Caso haja um desvio acentuado entre o efetivo calculado e o previsto no C.P., é interessante um estudo mais aprofundado da situação, visto ser possível haver erro de previsão de serviços.

Coeficiente Q é a relação entre os "pontos paramétricos" da Residência e do efetivo necessário para a execução dos serviços previstos no Calendário Programa.

$$\text{Coeficiente Q} = \frac{\text{Consistência}}{\text{Efetivo Calendário Programa}}$$

Exemplo:

Se uma Residência tiver 2.150 pontos paramétricos num ano qualquer e 260 homens previstos no Calendário Programa tem-se:

$$\text{Coeficiente Q} = \frac{2.150 \text{ pontos}}{260 \text{ homens}} = 8,26 \text{ pontos/homens}$$

Esse coeficiente deve ser estudado para cada Superintendência de Produção, com o maior cuidado, para que seja estabelecida a sua evolução no decorrer dos ciclos, e se possa fixar metas a serem atingidas em função dessa evolução.

Ele é função direta do tipo de conserva empregada (manual, semi-mecanizada e mecanizada).

O valor numérico desse coeficiente cresce, proporcionalmente, à eficiência e à mecanização da conserva.

A título de esclarecimento chegou-se, através de cálculos simplificados (consistências simplificadas), aos seguintes valores que deverão ser corrigidos no decorrer do tempo pelo uso das Consistências reais e do efetivo realmente empregado:

- Uma Superintendência de Produção com um alto índice de mecanização, pessoal bem treinado e transporte de pessoal eficiente deve ser Q' 8.
- Uma Superintendência de Produção nas condições do item 1, mas em fase de treinamento de pessoal, deve obter 7,2 Q' 8.
- Uma Superintendência de Produção, parcialmente mecanizada com transportes deficientes e com turnas médias para conserva deve ser 5,4 Q' 7.
- Uma Superintendência de Produção cuja conserva é totalmente manual, com turnas pequenas transportadas com veículos deve-se ter Q' 5.

5. CONSERVA CÍCLICA PROGRAMADA - PROGRAMAÇÃO

- PROSPECÇÕES PARA A CONSERVA E FICHAS DE CADASTRO DA LÍNEA

As prospecções consistem em um levantamento de dados

para determinação do montante dos trabalhos a serem executados, que permitam o cálculo da mão-de-obra necessária para executá-los; estimativa das quantidades de material a ser fornecido e estabelecimento do programa de fornecimento.

São efetivadas nos AMV, super e infra-estrutura da linha e são executadas pelo Supervisor da Linha, auxiliado pelo Supervisor Auxiliar de Linha e Conservadores de Via Permanente, devendo ser supervisionadas pelo Engº Residente ou seu Auxiliar.

- ESTABELECIMENTO DO "CADEIRÃO DE ESTUDOS"

Após tomar-se conhecimento, através da prospecção, da natureza e da quantidade dos serviços, é preciso determinar o tempo para executá-los.

Utiliza-se para esse fim o "Caderno de Estudos", em que são relacionadas as quantidades de todos esses serviços por Códigos, bem como os respectivos "Coeficientes de Produtividade".

Pelo produto desses dois fatores, determina-se a quantidade de mão-de-obra (homens-hora) necessária para cada serviço. Relacionam-se, também, os serviços auxiliares à impressão, bem como todos os ônus decorrentes das leis sociais, de modo a obter o total exato dos homens-hora necessários.

- ESTABELECIMENTO DO CALENDÁRIO PROGRAMADO

O Calendário Programado, instrumento de trabalho do Engº Residente, é ligado à programação e à execução da conservação durante o ano inteiro.

Permite uma representação clara da tarefa prevista para as turnos e permite acompanhar o avanço de todos os serviços.

Deve-se atualizá-lo constantemente. Assim, dará uma

apreciação correta da situação do trabalho de conservação, da produtividade das turnos e das necessidades de materiais.

A prática dos anos anteriores de conservação é aproveitada para prever, com mais exatidão, o programa do ano seguinte. O Calendário Programado, representa uma continuidade no decorrer do tempo, indicando as constatações feitas nos anos anteriores, ajudando a determinar o coeficiente de produtividade levando-se em conta as particularidades locais.

6. CONSERVAÇÃO CÍCLO PROGRAMADA - ANÁLISE, ACOMPANHAMENTO E CONTROLE DOS TRABALHOS.

- AVANÇO MATERIAL DOS SERVIÇOS DE CONSERVAÇÃO FIGURA DE CÁLCULO DO COEFICIENTE "C"

Para os trabalhos de conservação há necessidade de se ter, mensalmente, o ponto exato do avanço dos serviços. Tal avanço é a percentagem de trabalho já executado em função do que foi previsto no Caderno de Estudos, para os grupos ou subgrupos mais importantes. Essa percentagem é denominada coeficiente "C".

Conhecidas as horas gastas por grupos ou subgrupos e as horas previstas, será fácil comparar o avanço dos trabalhos e os gastos de mão-de-obra correspondentes.

As percentagens, tanto de mão-de-obra como de avanço, devem ser iguais, desde que o andamento do serviço corra normalmente. Entretanto, se a percentagem de aplicação de mão-de-obra exceder a de avanço, deduz-se que há uma anomalia no trabalho considerado. A tarefa do Residente será estudá-la e talvez modificar a organização ou verificar se os coeficientes de rendimento de mão-de-obra estão corretos.

UTILIZAÇÃO DO COEFICIENTE "C"

Após o cálculo das percentagens dos avanços, e

através do coeficiente "C", torna-se necessário compará-los com os gastos correspondentes de mão-de-obra por intermédio do coeficiente "A" do Calendário Programático, que exprime as percentagens de mão-de-obra empregada em cada código ou grupo de códigos.

É evidente que se tudo corresse perfeitamente dentro do que foi previsto, esses dois coeficientes deveriam ser iguais, isto é, a percentagem de avançamento deveria ser igual a percentagem de mão-de-obra empregada em cada código ou grupo de códigos.

Isso, entretanto, é difícil de ocorrer, pelas dificuldades inerentes à própria sistematização de apropriação e de terminação dos coeficientes de rendimento de mão-de-obra.

$a = c$ -- Normal

$a > c$ - Neste caso, quando a percentagem de mão-de-obra for maior que a percentagem de avançamento correspondente, é necessário, desde que essa diferença atinja um valor representativo de $\pm 10\%$, que o Engenheiro Residente procure as causas dessa defasagem. As mais prováveis são:

- 1) erro de apropriação;
- 2) coeficiente de rendimento incorreto;
- 3) falta de fiscalização eficiente dos trabalhos das equipes;
- 4) canteiros de serviço mal planejados.

$a < c$ - Neste caso, pode ocorrer que as equipes, através de uma fiscalização eficiente ou de uma boa organização dos canteiros de serviço, tenham superado o que foi previsto, o que constitui-se num fator altamente positivo. Isso, entretanto, não dispensa uma análise, para que os serviços sejam redimensionados de acordo com a nova realidade.

Por outro lado, pode ocorrer que esteja havendo falhas de apropriação, coeficiente de rendimento subestimado

ou outras causas, que estejam influenciando nos resultados, dando um resultado irreal, que precisa, também, ser analisado de modo que o valor representativo da diferença esteja fora dos limites de $\pm 10\%$.

TENSÕES E DEFORMAÇÕES NA SUPERESTRUTURA DA VIA FERREA

— Exemplo de cálculo considerando as características
do trecho Santos a Jundiá

10 Glélio Porto

1. COMENTÁRIOS INICIAIS

Ao longo do desenvolvimento da pesquisa ferroviária, vários tratamentos têm sido dados à questão da determinação de tensões e deformações na estrutura da via férrea e, consequentemente, ao problema do dimensionamento dessa estrutura. No entanto muito há por fazer, pois estamos ainda longe de poder quantificar a variabilidade das cargas, de precisos do modelo de distribuição de tensões/deformações e dos parâmetros resistentes dos materiais presentes na ferrovia.

No presente texto pretendemos aplicar um dos métodos disponíveis para o dimensionamento da superestrutura ferroviária, ou seja, aquele desenvolvido pela AREA — American Railway Engineering Association, as condições de tráfego e características da superestrutura no trecho Santos-Jundiá da Superintendência Regional da Rede Ferroviária no Estado de São Paulo. Não pretendemos, e não se poderia pensar de forma diferente, nem ser originais, nem esgotar o assunto.

A opção pela utilização da metodologia AREA não tem outros motivos senão a possibilidade que esse método, de emprego bastante difundido, nos dá de reciclar experiências de dimensionamentos anteriores. Em outras palavras, não nos preocuparemos com a maior ou menor capacidade do modelo de prever solicitações próximas às reais, mas sim com o comportamento funcionalmente adequado que poderemos esperar de uma estrutura dimensionada através desse método.

2. FUNDAMENTOS DA METODOLOGIA

2.1 Tensões normais de flexão devidas às cargas verticais

A metodologia apresentada no Bulletin 645 — AREA modela o comportamento da via férrea supondo o trilho como uma viga de inércia constante repousando sobre apoio elástico contínuo. O meio elástico, em cada seção, exerce sobre a viga uma reação de apoio proporcional ao deslocamento vertical y sofrido por seção, igual a μy , sendo μ a resistência específica do meio ou, em termos ferroviários, o módulo de via.

Partiremos da equação diferencial da linha elástica das vigas fletidas — equação 1, que derivada duas vezes em relação a x permite conseguir a equação 2. Essa expressão, por sua vez, poderá ser simplificada se lembrarmos que a segunda derivada do momento fletor em relação à abscissa que descreve a viga é igual à taxa de carga distribuída com sinal trocado. Obtem-se, assim, a expressão 3 que é a equação diferencial fundamental para o estudo das vigas sobre base elástica.

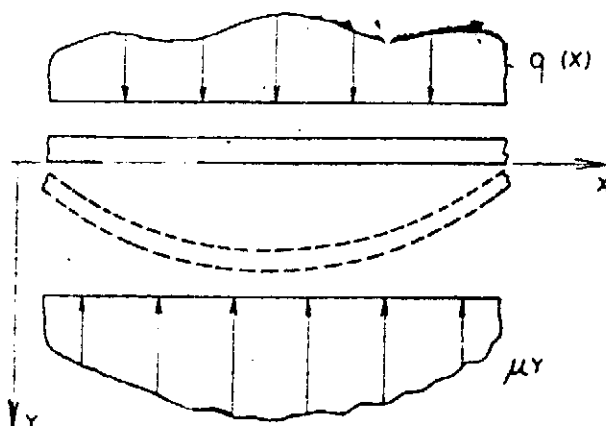


FIG. 1

$$\frac{d^2y}{dx^2} = - \frac{M}{EI} \quad 1$$

$$\frac{d^4y}{dx^4} = - \frac{1}{EI} \frac{d^2M}{dx^2} \quad 2$$

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} = q(x) - \mu y \quad 3$$

No caso de uma viga de comprimento infinito sujeita a uma carga concentrada P, se fizermos

$$B^4 = \frac{\mu}{4EI}, \text{ teremos:}$$

$$\frac{d^4y}{dx^4} + \frac{\mu}{EI} y = 0$$

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + 4B^4 y = 0, \text{ cuja solução é:}$$

$$y(x) = e^{Bx} (C_1 \cos Bx + C_2 \sin Bx) + e^{-Bx} (C_3 \cos Bx + C_4 \sin Bx)$$

Para determinação das constantes devemos considerar:
a) que a carga P não terá influência numa seção infinitamente distante de seu ponto de aplicação, ou seja, $y(\infty) = 0$. Nesse caso: $C_1 = C_2 = 0$.

b) que a rotação da tangente à elástica no ponto de aplicação da carga deve ser nula e, portanto, C_3 igual a C_4 .

c) que no ponto $x = 0$ a cortante vale

$$-\frac{P}{2} \text{ e, então, } C_3 = \frac{PB}{2\mu}$$

Obtidos os valores dos constantes, o problema está resolvido e temos para $X > 0$ as funções:

$$y(x) = \frac{P}{\sqrt[4]{64 E I \mu^3}} e^{-Bx} (\cos Bx + \sin Bx)$$

$$M(x) = P \sqrt{\frac{EI}{64\mu}} e^{-Bx} (\cos Bx - \sin Bx)$$

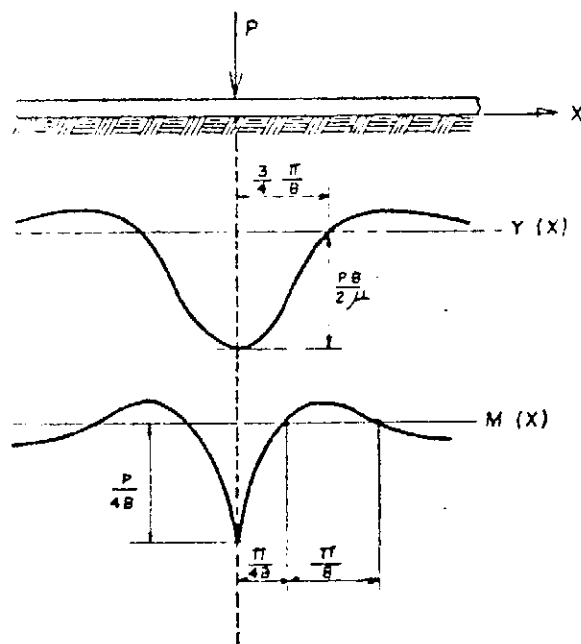


FIG. 2

Devemos agora calcular a distância X_1 , a partir do ponto de aplicação da carga, para a qual o momento é igual a zero. A importância de caracterizarmos essa distância vem do fato de que, se tivermos o espaçamento entre eixos de dormentes (s) menor que X_1 , poderemos negligenciar o erro na determinação das deformações e momentos no trilho advindo da hipótese de apoio elástico contínuo. Fazendo-se

$M(x) = 0$ e, portanto, $\cos Bx - \sin Bx = \frac{\pi}{4}$, obtemos:

$$X_1 = \frac{\pi B}{4} = \frac{\pi}{4} \sqrt{\frac{4EI}{\mu}}$$

A partir da metodologia acima exposta o valor máximo de deformação e do momento no trilho serão:

$$y_0 = \frac{Pd}{\sqrt[4]{64 E I \mu^3}}$$

$$M_0 = Pd C^1 \sqrt{\frac{EI}{64\mu}}$$

onde Pd é a carga dinâmica por roda e C e C^1 são os fatores de carga equivalentes usadas para adaptar o valor de Pd ao efeito das rodas adjacentes do trem na deformação e no momento no trilho. Se $s < X_1$, temos $C = C^1 = 1$.

A máxima tensão de flexão é obtida dividindo-se o valor de M_0 pelo módulo resistente do trilho (patim):

$$T = \frac{M_0}{W}$$

A Association of American Railroads — AAR recomenda, coerentemente com a metodologia adotada, que a tensão admissível para trilhos longos soldados seja calculada conforme abaixo:

- momento lateral: 20%
- condições da via: 25%
- desgaste do trilho e corrosão: 15%
- superelevação não compensada: 15%
- devida a temperatura: 20 000 psi

Considerando que a resistência ao escoamento do aço carbono normal seja 70 000 psi, a tensão admissível no trilho devida à flexão será:

$$T_{adm} = \frac{70000 - 20000}{1,20 \times 1,25 \times 1,15 \times 1,15} = 25000 \text{ psi ou } 1800 \text{ Kg/cm}^2$$

2.2 Pressão sobre o lastro

Considerando o método de Timoshenko desenvolvendo a máxima pressão sob o trilho ter valor $P_0 = \mu y_0$ e a máxima carga por trilho no dormente $q_0 = P_0 s$.

A pressão máxima sobre o lastro pode, então, ser calculada:

$$p_m = \frac{2 q_0}{A_{ef}}$$

Onde A_{ef} é a área que recebe socaria do dormente e, para a qual a AREA adota uma fórmula para dormentes de madeira:

$$A_{ef} = b (1-60) \left[1 - \frac{0.018 (1-60)}{t^{3/4}} \right]$$

onde l (comprimento), b (largura), t (altura) do dormente são considerados em polegadas e a área efetiva resultante obtida em polegadas ao quadrado.

Para lastro de brita o Bulletin 645 adota p_m admissível igual a 65 psi (4,6 Kg/cm²)

2.3 Tensão de contato roda-trilho

Nesta análise utilizaremos os resultados dos estudos de H. Hertz, que são apresentados por Timoshenko no Vol. 2 de sua "Resistência dos Materiais".

A pressão máxima de contato entre dois cilindros circulares cujos eixos sejam perpendiculares entre si é dado por:

$$p_{max} = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi ab}$$

onde a e b são os semi-eixos da elipse de contato.

Os valores de a e b dependem de r_1 (raio da roda), r_2 (raio de arredondamento do bolet do trilho), E (módulo de

coeficiente de Poisson do aço) e P (carga por roda).

Para calcular p_{max} devemos inicialmente, determinar α e β que:

$$\cos \theta = \frac{\frac{1}{r_2} - \frac{1}{r_1}}{\frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_1}}$$

então, consultando a tabela trav-crít. abaixo obter α e β

Tabela 1 — Constantes para Cálculo dos Semi-Eixos da Elipse de Contato

θ grau	α	β	θ grau	α	β
20	3,778	0,408	60	1,486	0,717
30	2,731	0,493	65	1,378	0,759
35	2,397	0,530	70	1,284	0,802
40	2,136	0,567	75	1,202	0,846
45	1,926	0,604	80	1,128	0,893
50	1,754	0,641	85	1,061	0,944
55	1,611	0,678	90	1,000	1,000

Os semi-eixos da elipse de contato serão:

$$a = \sqrt{\frac{3}{4} \frac{P m}{E}} \quad e \quad b = \sqrt{\frac{3}{4} \frac{P m}{E}} \quad \text{onde}$$

$$m = \frac{4}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}} \quad e \quad n = \frac{4E}{3(1 - \mu^2)}$$

Dever-se lembrar que a teoria de contato assim calculada desconsidera o aspecto dinâmico das solicitações bem como os efeitos de aceleração e frenagem, que tendem não só a aumentar o valor da tensão máxima, como deformam a área elíptica da seção de contato.

2.4 Resistência do dormente

A AREA, em seu Bulletin 645, propõe que as solicitações realmente sofridas pelo dormente na via sejam representadas pela tensão teórica que ocorreria caso a distância (Q) entre o topo do dormente e o eixo do trilho fosse considerada como o comprimento de uma viga em balanço sujeita a um carregamento uniforme igual a máxima carga dividida pela área efetiva (socada) do dormente.

Se analisarmos a expressão apresentada pela AREA veremos que, para que ela seja dimensionalmente coerente, devemos dividir a área socada pela largura do dormente de maneira a obter o comprimento efetivo do dormente.

Assim sendo, nas aplicações que faremos nesse trabalho, utilizaremos a expressão:

$$T = \frac{M}{w} = \frac{\frac{2q_0 \cdot Q \cdot C}{L_{ef}}}{\frac{bt^2}{6}} = 6 \frac{q_0}{L_{ef}} \frac{Q^2}{bt^2}$$

A tensão admissível pela metodologia adotada (AREA) é de 1100 psi (77 Kg/cm²). Tendo em vista a resistência das essências normalmente aproveitadas para a confecção dos dormentes presentes na Santos-Jundiaí, assim como o uso de placas de apoio que favorecem as condições de solicitação, parece-nos que um acréscimo nesse condicionante seria tolerável.

2.5 Sobrecarga dinâmica

Com o objetivo de considerar o efeito da vibração nas solicitações dinâmicas, a AAR recomenda a utilização do coeficiente de impacto θ :

$$\theta = \frac{3V}{10D}$$

onde V: velocidade em milhas por hora
D: diâmetro da roda em polegadas

Se tomarmos a velocidade em Km/h e o diâmetro da roda em cm a expressão pode tornar-se:

$$\theta = \frac{0,5V}{D}$$

3. VARIÁVEIS CONSIDERADAS

Para a aplicação das expressões citadas nos itens anteriores, foram selecionados três carregamentos tipo procurando representar as condições de serviço no trecho Santos-Jundiaí da SR.

— CARREGAMENTO A:

Unidade elétrica Sub Estação de 132KV com 2000 carros tipo BUL característicos

Peso total: 9000 Kg
Carga da roda: 1500 Kg
Diâmetro da roda: 36" ou 91 cm
Velocidade: 100 Km/h

— CARREGAMENTO B:

Locomotiva elétrica da fabricação General Electric, classe C-C.

Peso total: 180000 Kg
Carga da roda: 15000 Kg
Diâmetro da roda: 40" ou 102 cm
Velocidade: 40 Km/h

— CARREGAMENTO C:

Locomotiva elétrica fabricação HITACHI LTD em operação no Sistema Cremalheira, classe B-B.

Peso total: 118000 Kg
Peso aderente: 106000 Kg
Carga da roda: 13250 Kg
Diâmetro da roda: 44" ou 112 cm
Velocidade: 20 Km/h

No caso do carregamento C, o fato de uma locomotiva B-B ter peso aderente menor que seu peso total pode ser explicado pela fração desse peso total que é descarregada na esteira cremalheira e, portanto, não solicita o trilho. Nem provê aderência ao veículo. Assim sendo, a carga por roda considerada será igual ao peso aderente da locomotiva dividido por oito.

É interessante observar que a metodologia adotada torna a carga por roda como o parâmetro de projeto relevante, deixando de considerar os efeitos do carregamento repetido provocado pelo tráfego. A preocupação com a fadiga dos materiais fica, portanto, implícita na adoção de um alto coeficiente de segurança na determinação das tensões admissíveis.

As características da superestrutura do trem consideradas relevantes foram:

- bitola larga
- trilho TR-57
seção: 72,58 cm
momento de inércia: 2730,5 cm⁴
módulo resistente: 360,7 cm³ (parim)
raio de arredondamento do toito: 25,1 cm
módulo de elasticidade: 2,1 x 10⁶ Kg/cm²
coeficiente de Poisson: 0,30
- dormente de madeira
dimensões: 17 x 24 x 280 cm
espaçamento: 0,55 m (0,64 m no Sistema A)

Resta, ainda, um parâmetro a definir, qual seja, a via. Medidas efetuadas pela AAR em vias em operação nos USA com as seguintes características: boa manutenção, bitola normal, dormentes de madeira de 7 polegadas x 9 polegadas x

8 pés 6 polegadas (18 x 23 x 280 cm), espaçamento de 20 polegadas (51 cm); resultaram num valor médio de μ igual a 2.000 ou seja, aproximadamente 140 Kg/cm².

A resposta elástica da via (módulo de via) depende evidentemente de fatores tais como: características de deformação da plataforma e do lastro, profundidade do lastro, dimensões do dormente, taxa de dormentação, umidade presente na via, traçado e tempo de utilização da linha. Não obstante, consideradas as incertezas envolvidas na metodologia adotada e, ainda mais, o fato de que o valor do módulo de via é elevado a 0,25 na expressão que determina a tensão máxima devida à flexão (o que amortece o efeito percentual de uma variação no valor do módulo de via no valor da tensão calculada) optou-se pela adoção do valor μ medido pela AAR.

4. RESULTADOS NUMÉRICOS

A tabela 2 resume os resultados obtidos a partir da aplicação da metodologia adotada às características do trecho em estudo.

TABELA 2

CARREGAMENTO	COEFICIENTE DE IMPACTO	MAXIMA TENSÃO DE FLEXÃO DO TRILHO DEVIDO À CARREGA APLICADA VERTICALMENTE	TENSÃO NO DORMENTE	PRESSÃO SOBRE O LASTRO	TENSÃO DE CONTATO RODA-TRILHO	RELAÇÃO TENSÃO DE CONTATO / RESISTÊNCIA NO ESCOAMENTO DO AÇO
A	0,573	1390	119	3,6	13600	2,77
B	0,205	142	122	3,7	14600	2,96
C	0,094	1140	114	3,4	13600	2,76

OBS.: $X_1 = 89$ cm

5. COMENTÁRIOS FINAIS

Verifica-se, a partir da comparação entre os valores obtidos para a máxima tensão normal na flexão do trilho devida à carregamento vertical e a tensão admissível para o aço carbono, que o perfil TR-57 usado pela Santos Jundiá apresenta-se, dentro das hipóteses do método utilizado para esta análise, adequado. Não há, portanto, necessidade de aumento de inércia para resistir a esses esforços.

Aceitas as hipóteses da metodologia empregada, não poderíamos dizer o mesmo quanto a tensão de contato roda-trilho. A relação entre esta tensão de contato e a resistência no escoamento do aço carbono comum mostra, para os três carregamentos considerados, valores elevados (seria desejável uma relação de, aproximadamente, 2). Assim, a utilização de trilhos de aço-liga poderia justificar-se. No entanto, deve-se considerar que a um endurecimento do trilho associa-se um maior desgaste da roda dos veículos. Portanto, seria preciso estabelecer um modelo de previsão desse desgaste, assim como desenvolver uma análise econômica de grande abrangência, inclusive no que toca à capacitação siderúrgica do país, para que pudéssemos tomar posição esclarecida sobre o assunto.

Por outro lado, as estreitas tolerâncias mecânicas exigidas pelo Sistema Cremalheira poderiam, a nosso ver, apresentar-se como um argumento pró-utilização de aços ligas naquele trecho. As vantagens operacionais, eficiência e segurança, contrapondo-se ao maior custo do trilho, maior despesa de manutenção do material rodante e despesa administrativa de gerir mais um item em nosso inventário de estoque.

Finalmente, gostaríamos de afirmar que a preparação do presente trabalho não teve outro escopo senão propor algumas reflexões sobre um tema, a respeito do qual, muitos de nossos colegas da SR-4 têm conhecimento técnico e experiência muito superiores aquela que pudemos colocar a disposição desse texto.

1 a possibilidade do aço suportar tensões tão elevadas é explicada pelo fato de que, no centro da elipse de contato, o material é comprimido não só na direção vertical mas também nas direções laterais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AREA, Bulletin 645
- ABNT, PB-12/1978 e CB-23/1978 — trilho "Vignole"
- Timoshenko, S.P. — Resistência dos Materiais — 1966.