

CAPÍTULO 3

TENSÕES E DEFORMAÇÕES NA VIA FERROVIÁRIA

Este capítulo apresenta a formulação para a determinação das tensões e das deformações na via ferroviária, segundo as teorias de via longitudinal e via transversal, com ênfase aos métodos de ZIMMERMANN e TALBOT. São descritos os valores mais comuns adotados para o coeficiente de lastro e para o módulo de via.

Para projeto e dimensionamento dos elementos que compõem a superestrutura e a infra-estrutura das ferrovias, é muito importante o conhecimento do comportamento mecânico da via ferroviária frente às ações introduzidas pelos veículos em movimento.

RIVES et al. (1977) informam que o estudo teórico das deformações de uma via ferroviária é de grande complexidade, pelos seguintes motivos:

- a) os elementos da via são muito diferentes entre si;
- b) os elementos da via têm rigidezes muito diferentes;
- c) as resistências do lastro e da plataforma são muito variáveis;
- d) existência de veículos com características diferentes;
- e) diferenças de velocidade.

Desse modo, as ações introduzidas na via são aleatórias e dinâmicas, o que dificulta, até o presente momento, a adoção de modelos matemáticos exatos. CLARKE (1957) afirma que “nenhum cálculo de tensões ou deformações na via pode ser considerado como exato. As variáveis envolvidas são numerosas, mas um tratamento analítico utilizável é de grande valor para a comparação com dados experimentais e para a determinação de prováveis tensões na via produzidas por qualquer novo projeto de veículo”. Assim, o projeto baseia-se sobre as solicitações produzidas por forças estáticas concentradas isoladas e na direção vertical, o que não corresponde à realidade, pois as solicitações são dinâmicas e tridimensionais.

3.1 AÇÕES DOS VEÍCULOS NA VIA PERMANENTE

As ações provenientes dos veículos em movimento na via permanente são mostradas na fig. 3.1. Podem ser classificadas como:

- Ações verticais: são as forças exercidas pelas rodas dos veículos e consideradas concentradas sobre os trilhos;
- Ações laterais horizontais: são provocadas pelas forças de guia dos veículos, tanto em retas como principalmente nas curvas;
- Ações longitudinais horizontais: são provocadas pelas acelerações (principalmente nas partidas) e desacelerações (frenagens) dos veículos. Em vias com trilhos longos soldados, a principal causa das ações longitudinais são as variações de temperatura nos trilhos.

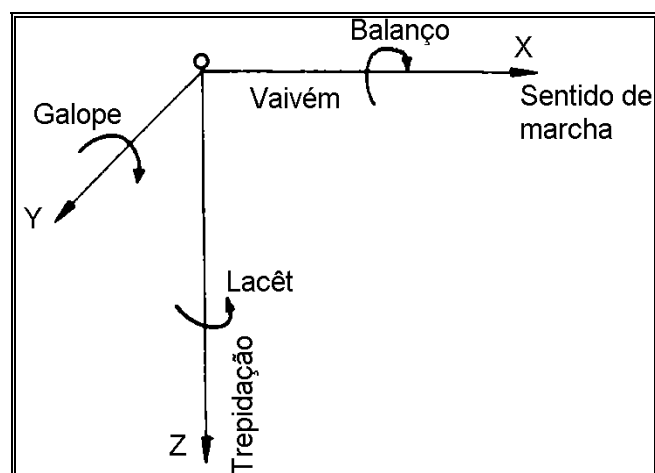


Fig. 3.1 - Movimentos de um veículo na via permanente ferroviária.

Segundo SCHRAMM (1977) as ações verticais do veículo em repouso podem ser determinadas com facilidade e precisão. Já a determinação das ações verticais com o veículo em movimento é difícil e imprecisa. As ações laterais horizontais são determinadas com bastante aproximação. As ações longitudinais horizontais provocadas por

acelerações e frenagens são muito pequenas em relação às demais ações e podem, assim, ser desprezadas. As ações longitudinais devidas às variações de temperatura são determinadas com bastante precisão no caso de linhas soldadas contínuas.

SCHRAMM (1977) diz que existem ainda imprecisões e incertezas em relação às ações que atuam nos trilhos e as tensões nos trilhos variam entre largos limites. E na determinação das tensões na via permanente não se deve contar com o mesmo grau de precisão obtido com estruturas como pontes e outras. A incerteza quanto aos dados básicos implica, obviamente, também na incerteza em relação aos resultados. Portanto, na determinação das tensões, é ilusório procurar atingir maior grau de precisão através da sofisticação dos cálculos. Mais importante que a verdadeira grandeza das tensões é a comparação do comportamento de diferentes tipos de cargas, perfis de trilhos, espaçamento dos dormentes etc.

Até o presente momento, apenas as ações verticais são consideradas no projeto e dimensionamento dos elementos que compõem a via permanente. As ações transversais são consideradas para limitar a velocidade máxima dos veículos e as ações longitudinais para verificar a flambagem da via.

Devido à simplificação que se faz em se considerar a atuação somente das cargas verticais dos veículos na via, há em consequência uma flexão dos trilhos e dormentes e um estado de compressão do lastro e da plataforma.

RIVES et al. (1977) afirmam que, no momento, o conhecimento das ações que atuam sobre a via, como consequência do movimento dos veículos, está longe de se poder considerar completamente resolvido.

Desde o início das investigações no século XIX, para análise dos esforços atuantes nos elementos constituintes da via permanente, pode-se separar as teorias ou hipóteses em dois grupos principais:

- os estudos realizados com base em que o trilho é uma viga apoiada, de maneira contínua e uniforme - via longitudinal;
- os estudos realizados com base em que o trilho é uma viga contínua, com apoios (dormentes) eqüidistantes - via transversal.

3.2 VIA LONGITUDINAL - TENSÕES DEVIDAS ÀS AÇÕES VERTICAIS

No século XIX, dois tipos de apoios para os trilhos eram usados: longitudinais e transversais. No longitudinal, os trilhos eram continuamente suportados ao longo de seu comprimento; nos apoios transversais, os trilhos eram suportados por dormentes convenientemente espaçados. Com as várias deficiências observadas, a via longitudinal teve o seu uso diminuído durante a última metade do século XIX.

WINKLER (1867) apud KERR (1978)¹ analisou as tensões nos trilhos de vias longitudinais considerando os trilhos como vigas continuamente apoiadas. A equação diferencial obtida para uma viga elástica foi:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + p_{(x)} = q_{(x)} \quad (3.1)$$

Na eq. 3.1, y representa o deslocamento vertical do trilho na posição x , q é a carga ou reação vertical distribuída, EI é a rigidez à flexão do trilho e dos apoios longitudinais e p é a pressão de contato contínua entre o apoio longitudinal e a sua base.

Para a reação na base, WINKLER (1867) propôs a relação:

$$p_{(x)} = C y_{(x)} \quad (3.2)$$

com C sendo um parâmetro da base do apoio longitudinal, chamado coeficiente de lastro ou coeficiente de Winkler (valor que depende da natureza e da composição do lastro e do solo).

Substituindo a eq. 3.2 na 3.1, resulta a equação de WINKLER para uma viga sobre base elástica (fig. 3.2).

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C y = q \quad (3.3)$$

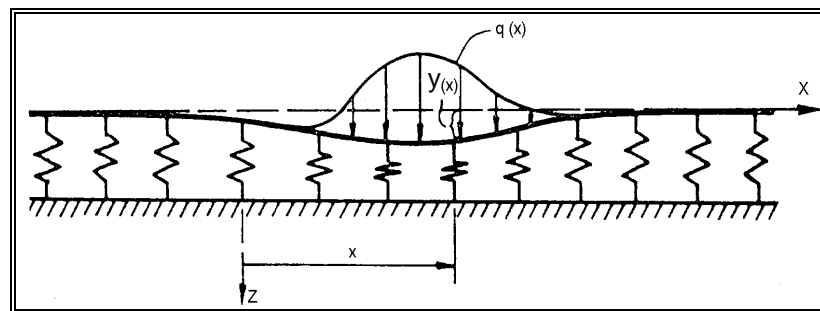


Fig. 3.2 - Viga continuamente apoiada sobre uma base elástica e submetida a uma carga vertical (FONTE: KERR - 1978).

3.2.1 Método de ZIMMERMANN

¹WINKLER, E. (1867). *Die Lehre von der Elasticität und Festigkeit*. Verlag von H. Dominicus, Praga, apud KERR, A. D. (1978). On the Stress Analysis of Rails and Ties. *American Railway Engineering Association (AREA), Bulletin 659*, p.19-43.

No final do século XIX, ao mesmo tempo que desenvolvia a teoria de representar a via como uma viga sobre apoios discretos, ZIMMERMANN (1888) apud KERR (1978)² investigava também a via como uma viga sobre apoio contínuo e uniforme.

ZIMMERMANN (1888) supôs o trilho como uma viga continuamente apoiada sobre molas, representando os dormentes, o lastro e a plataforma com uma força concentrada isolada Q (fig. 3.3).

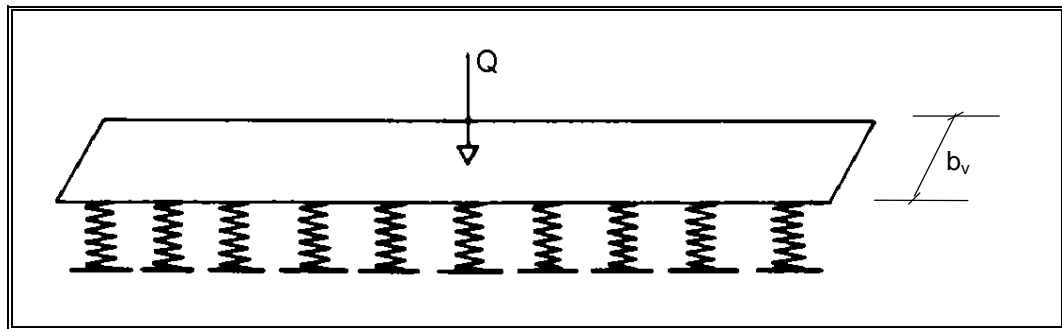


Fig. 3.3 - Modelo de ZIMMERMANN para via em viga com apoios contínuos (FONTE: RIVES et al. - 1977).

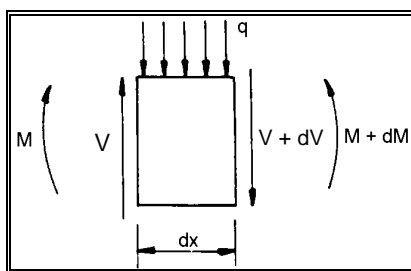
Da Resistência dos Materiais, considerando um elemento da viga de comprimento dx (fig. 3.4), sendo:

M = momento fletor;

V = força cortante;

q = reação de apoio do trilho;

y = deslocamento vertical do trilho



$$dV = -q \, dx \tag{3.4}$$

$$dM = V \, dx$$

$$q = -V \frac{dV}{dM} \tag{3.5}$$

Fig. 3.4 - Solicitações no elemento de comprimento dx .

e sendo $M = EI \frac{d^2y}{dx^2}$, pode-se deduzir:

² ZIMMERMANN, H. (1888). *Die berechnung des eisenbahnoberbaues*. Verlag W. Ernst & Sohn, apud KERR, A. D. (1978). On the Stress Analysis of Rails and Ties. *American Railway Engineering Association (AREA), Bulletin 659*, p.19-43.

$$q = -EI \frac{d^4 y}{dx^4} \quad (3.6)$$

De acordo com a hipótese de WINKLER representada na eq. 3.2 e considerando a largura b_v da viga tem-se:

$$q = b_v C y \quad (3.7)$$

Substituindo a eq. 3.7 na 3.6 obtém-se:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + b_v C y = 0 \quad (3.8)$$

Da eq. 3.8 resulta o deslocamento y e o momento fletor M em qualquer seção do trilho:

$$y = \frac{Q}{2 b_v C} \frac{1}{L} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \text{sen} \frac{x}{L} \right) \quad (3.9)$$

$$M = \frac{Q}{4} L e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} - \text{sen} \frac{x}{L} \right) \quad (3.10)$$

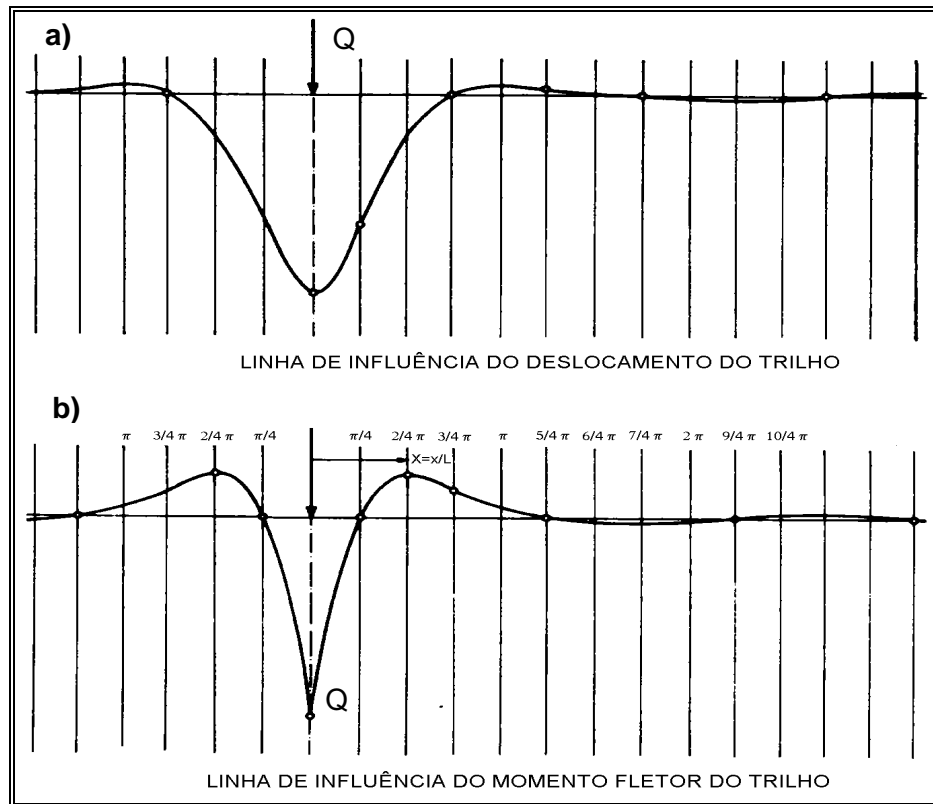
$$\text{com } L = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{b_v C}} \quad (3.11)$$

sendo x a distância do ponto de aplicação da força Q à seção considerada do trilho.

A fig. 3.5 ilustra os resultados obtidos por ZIMMERMANN (1888). Pode-se observar que os valores máximos do deslocamento e do momento fletor ocorrem no ponto de aplicação da força Q .

A partir da eq. 3.2 (hipótese de WINKLER), deduz-se a pressão atuante em cada ponto de apoio:

$$p = C y = \frac{Q}{2 b_v} \sqrt[4]{\frac{b_v C}{4 EI}} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \text{sen} \frac{x}{L} \right) \quad (3.12)$$



a) linha de influência dos deslocamentos do trilho;

b) linha de influência dos momentos fletores no trilho.

Fig. 3.5 - Resultados de ZIMMERMANN (FONTE: RIVES et al. 1977) .

3.2.2 Método de TALBOT

Sob a direção do Professor TALBOT, o “*Special Committee on Stress in Railroad Track*” da ASCE-AREA publicou em 1918, nos Estados Unidos, o primeiro relatório (de um total de sete relatórios, de 1918 a 1942) de um dos mais extensos trabalhos sobre tensões e deformações da via permanente.

TALBOT (1918) desenvolveu seu modelo de forma semelhante ao de ZIMMERMANN, com a diferença de que introduziu um coeficiente chamado módulo de via (U) cujo significado é: a carga uniformemente distribuída ao longo do trilho que produz um recalque unitário deste.

Deste modo, TALBOT supôs que o trilho apóia-se de modo contínuo sobre um suporte elástico e com a aplicação de uma força concentrada Q .

A reação na base do trilho é:

$$q = U y \tag{3.13}$$

Substituindo a eq. 3.13 na 3.6 tem-se:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -U y \quad (3.14)$$

A solução da eq. 3.14 resulta nos deslocamentos y e nos momentos fletores M no trilho, para uma distância x do ponto de aplicação da força Q :

$$y = Q \sqrt[4]{\frac{1}{64 EI U^3}} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \text{sen} \frac{x}{L} \right) \quad (3.15)$$

$$M = Q \sqrt[4]{\frac{EI}{64 U}} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} - \text{sen} \frac{x}{L} \right) \quad (3.16)$$

com $L = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{U}}$ (3.17)

A fig. 3.6 mostra graficamente a variação dos deslocamentos e dos momentos fletores no trilho, sob a força concentrada Q . Observa-se que o momento fletor é máximo no ponto de aplicação da força Q e anula-se a uma distância x_1 :

$$x_1 = \frac{\pi}{4} \sqrt[4]{\frac{4 EI}{U}} \quad (3.18)$$

O deslocamento do trilho anula-se na distância $3x_1$. Fazendo $x = 0$ na eq. 3.15 e aplicando na eq. 3.13 tem-se a força máxima na base do trilho (força sobre o dormente), com a variável a sendo a distância entre os eixos dos dormentes:

$$P = U a y = U a Q \sqrt[4]{\frac{1}{64 EI U^3}} = \frac{Q a}{2} \sqrt[4]{\frac{U}{4 EI}} \quad (3.19)$$

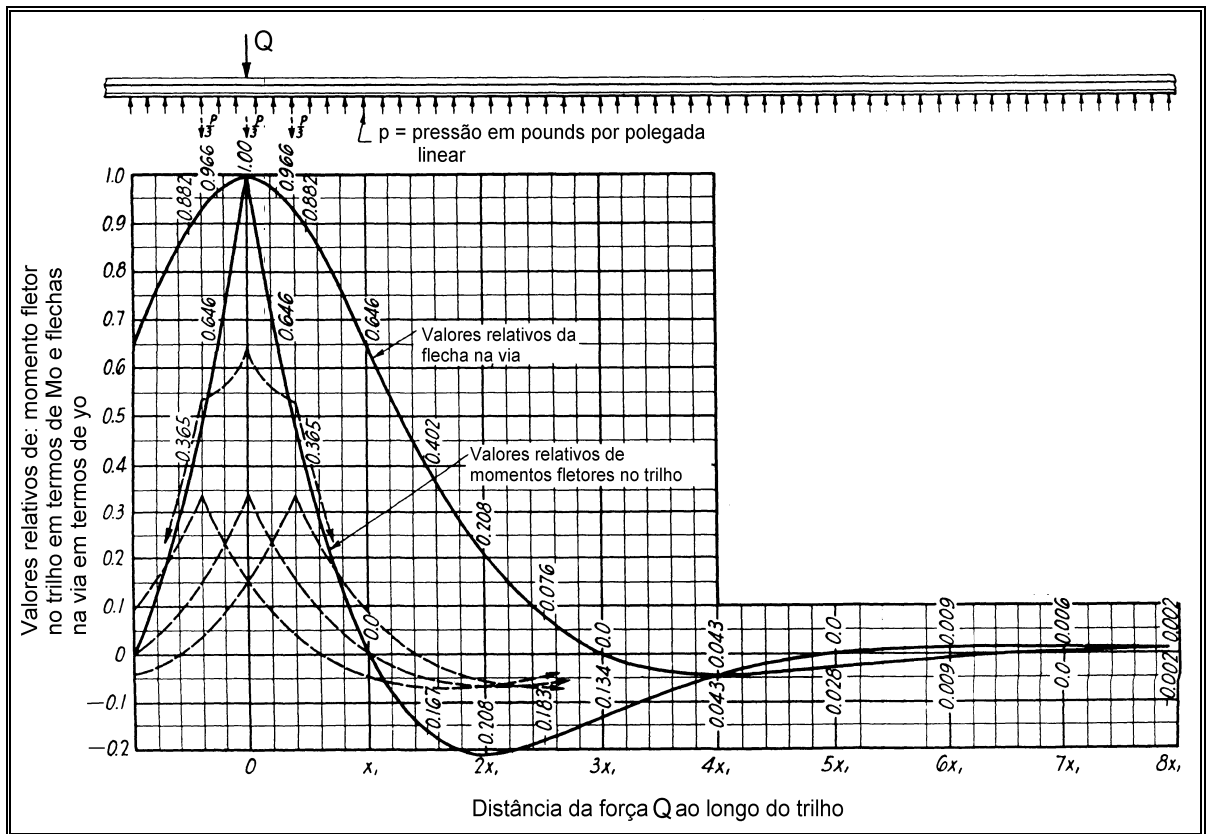


Fig. 3.6 - Variação dos deslocamentos e momentos fletores no trilho obtidos por TALBOT. (FONTE: TALBOT - 1918).

3.2.3 Método de TIMOSHENKO-SALLER-HANKER

TIMOSHENKO-SALLER-HANKER desenvolveram o método com base nas expressões de ZIMMERMANN. Consideram que, se o trabalho do trilho segundo a via longitudinal ou a via transversal é o mesmo, a superfície de apoio dos dois sistemas deve ser igual. Isso resulta que a área de apoio do dormente no lastro deve ser igual à área de apoio da viga longitudinal no lastro.

Definindo-se a área de apoio da viga longitudinal e a sua igualdade com a área de apoio do dormente tem-se:

$$b_v a = b_d l_{ap} \Rightarrow b_v = \frac{b_d l_{ap}}{a} \tag{3.20}$$

sendo: a = distância entre os eixos dos dormentes;

b_d = largura do dormente;

l_{ap} = comprimento de apoio do dormente no lastro.

Substituindo a eq. 3.20 nas eq. 3.9 a 3.12 define-se o deslocamento, o momento fletor e a pressão na base do trilho para a via com dormentes eqüidistantes.

$$y = \frac{Q a}{2 b_d \ell_{ap} C} \sqrt[4]{\frac{b_d \ell_{ap} C}{4 E I a}} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \sen \frac{x}{L} \right) \quad (3.21)$$

$$M = \frac{Q}{4} \sqrt[4]{\frac{4 E I a}{b_d \ell_{ap} C}} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} - \sen \frac{x}{L} \right) \quad (3.22)$$

$$p = C y = \frac{Q a}{2 b_d \ell_{ap} C} \sqrt[4]{\frac{b_d \ell_{ap} C}{4 E I a}} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \sen \frac{x}{L} \right) \quad (3.23)$$

$$\text{com } L = \sqrt[4]{\frac{4 E I a}{b_d \ell_{ap} C}}$$

A força resultante no dormente, aplicada pelo trilho, é:

$$P = b_d \ell_{ap} C y = b_d \ell_{ap} C \frac{Q a}{2 b_d \ell_{ap} C} \sqrt[4]{\frac{b_d \ell_{ap} C}{4 E I a}} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \sen \frac{x}{L} \right)$$

$$P = \frac{Q a}{2} \sqrt[4]{\frac{b_d \ell_{ap} C}{4 E I a}} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \sen \frac{x}{L} \right) \quad (3.24)$$

Se simplificadamente se considerar $\ell_{ap} = a$, com $x = 0$, a eq. 3.24 fica:

$$P = \frac{Q a}{2} \sqrt[4]{\frac{b_d C}{4 E I}} \quad (3.25)$$

Segundo RIVES et al. (1977) as equações anteriores são a base para os cálculos empregados no dimensionamento de dormentes atualmente na Europa. Estas equações são conhecidas como o método de ZIMMERMANN e, conforme numerosas medidas experimentais realizadas em via por EISENMANN, as equações proporcionam valores médios representativos da prática para velocidades inferiores a 200 km/h.

Com $\ell_{ap} = a$ e da comparação entre as eq. 3.19 e 3.25 verifica-se a relação existente entre o módulo de via U e o coeficiente de lastro C , ou seja:

$$U = b_d C \quad (3.26)$$

3.3 VIA TRANSVERSAL - TENSÕES DEVIDAS ÀS AÇÕES VERTICAIS

As teorias para viga com apoios eqüidistantes foram desenvolvidas tendo o tipo de apoio da viga como a hipótese básica, ou seja, se o apoio é rígido ou elástico.

A análise das tensões para a via com dormentes transversais iniciou com a consideração do trilho suposto como uma viga sobre apoios discretos rígidos.

WINKLER (1875) apud KERR (1978)³ apresentou o seu modelo considerando o trilho como uma viga de comprimento infinito, sem peso próprio e com infinitos apoios discretos e rígidos (fig. 3.7).

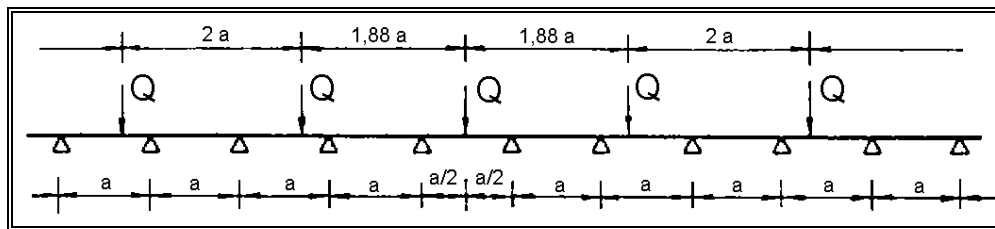


Fig. 3.7 - Modelo de WINKLER (FONTE: KERR - 1978).

Para a distribuição de carga do seu modelo, o maior momento fletor é:

$$M = 0,1888 Q a \tag{3.27}$$

ZIMMERMANN (1888) apud KERR (1978)⁴ apresenta o cálculo das tensões de flexão considerando o trilho como uma viga elástica finita sobre quatro apoios discretos e elásticos (fig. 3.8). O maior momento fletor, atuante na posição da força Q, é:

$$M = \frac{8\gamma + 7}{4\gamma + 10} \frac{Q a}{4} \tag{3.28}$$

onde γ é um parâmetro do apoio discreto elástico.

³ WINKLER, E. (1875). *Der eisenbahn-oberbau*. Verlag von H. Dominicus, Praga, apud KERR, A. D. (1978). On the Stress Analysis of Rails and Ties. *American Railway Engineering Association (AREA), Bulletin 659*, p.19-43.

⁴ ZIMMERMANN, H. (1888). *Die Berechnung des Eisenbahnoberbaues*. Verlag, W. Ernst & Sohn, Berlin, apud KERR, A. D. (1978). On the Stress Analysis of Rails and Ties. *American Railway Engineering Association (AREA), Bulletin 659*, p.19-43.

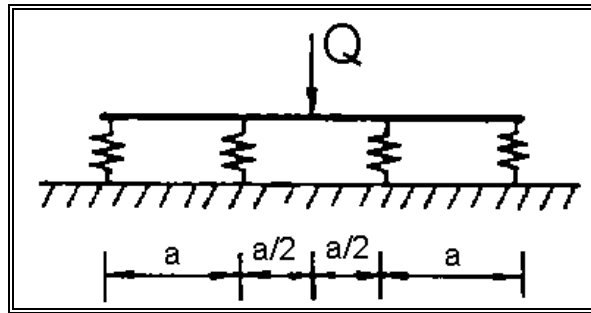


Fig. 3.8 - Modelo de ZIMMERMANN (FONTE: KERR - 1978).

SCHWEDLER (1882) apud KERR (1978)⁵ propôs seu modelo considerando o trilho como uma viga sobre oito apoios elásticos submetida a uma força concentrada. Para cálculo do maior momento fletor, ele encontrou uma equação semelhante à eq. 3.28.

ENGESSER (1888) apud KERR (1978)⁶ propôs seu modelo considerando o trilho como uma viga infinita sobre apoios elásticos equidistantes, submetida a forças concentradas também equidistantes (fig. 3.9). Para o maior momento fletor, a expressão obtida foi:

$$M = \frac{19\gamma + 4}{3\gamma + 1} \frac{Q a}{24} \quad (3.29)$$

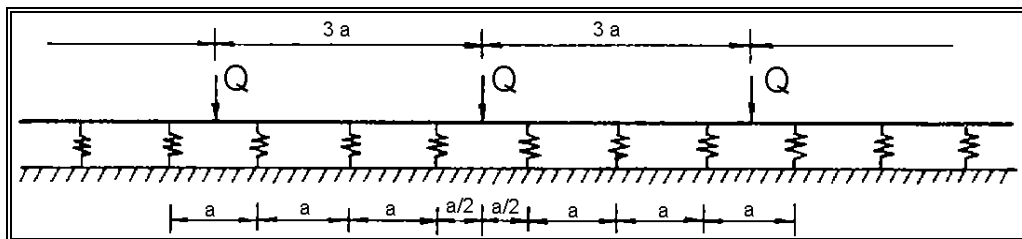


Fig. 3.9 - Modelo de ENGESSER (FONTE: KERR - 1978).

KERR (1978) informa que devido às dificuldades de cálculo de vigas sobre muitos apoios discretos, pois envolve a solução de equações algébricas simultâneas, houve a tentativa de analisar as tensões de flexão nos trilhos de vias com dormentes transversais, da mesma forma como uma viga apoiada continuamente (via longitudinal). Nas décadas

⁵ SCHWEDLER, J. W. (1882). On iron permanent way. *Proc. Institution of Civil Engineers*, London, p.95-118, apud KERR, A. D. (1978). On the Stress Analysis of Rails and Ties. *American Railway Engineering Association (AREA), Bulletin 659*, p.19-43.

⁶ ENGESSER, F. (1888). *Zur Berechnung des Eisenbahnoberbaues*. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, apud KERR, A. D. (1978). On the Stress Analysis of Rails and Ties. *American Railway Engineering Association (AREA), Bulletin 659*, p.19-43.

passadas, com o crescente aumento da carga dos eixos dos veículos, houve um decréscimo no espaçamento dos dormentes, acentuando assim a suposição da continuidade.

Vários estudiosos realizaram pesquisas a fim de comparar os resultados de vigas sobre apoios discretos e elásticos com os resultados de vigas sobre uma base contínua (WINKLER). Verificou-se uma boa concordância entre os resultados comparados.

A ASCE-AREA (1918) realizou uma comparação entre os resultados obtidos com a eq. 3.3 e os resultados reais da via permanente; a comparação entre os momentos fletores mostrou uma boa aproximação.

KERR (1978) diz que “*devido à correspondência obtida nos estudos comparativos, e a ausência de uma melhor (e simples) aproximação analítica, a validade da suposição da continuidade, em conjunto com a hipótese de WINKLER (eq. 3.2), foi aceita por um número de ferrovias como a base para a análise também de vias com dormentes transversais.*”

WASIUTYNSKI (1937) apud KERR (1978)⁷, publicou os resultados de uma extensa pesquisa experimental realizada em via. Ele comparou os resultados obtidos em via com os resultados analíticos calculados com a eq. 3.3, e concluiu haver uma concordância entre as deformações e momentos fletores nos trilhos, confirmando que a eq. 3.3 é segura para a análise de trilhos em vias com dormentes transversais.

3.4 VALORES ADOTADOS PARA O COEFICIENTE DE LASTRO

EISENMANN (1974) apud RIVES et al. (1977)⁸ propôs utilizar os valores do coeficiente de Winkler ou coeficiente de lastro, em função do tipo de infra-estrutura considerada: 0,02 kN/cm³ para infra-estrutura ruim, 0,05 kN/cm³ para boa e 0,10 kN/cm³ para muito boa. Os valores menores de C indicam solos mais plásticos e valores maiores indicam solos mais resistentes.

A determinação do coeficiente de lastro é feita através de experiências, que têm custo elevado e são extremamente trabalhosas. SCHRAMM (1977) chama o coeficiente de lastro (C) como coeficiente de recalque do apoio ou coeficiente de compressibilidade do apoio. Informa que após mais de 20.000 medições realizadas na Europa, chegou-se a

⁷ WASIUTYNSKI, A. (1937). *Recherches Experimentales sur le Déformation Elastiquest et le Travail de la Superstructure des Chemins de Fer*. Annales de l'Academie des Sciences Techniques à Varsavie, v. IV, Drenod, Paris, apud KERR, A. D. (1978). On the Stress Analysis of Rails and Ties. *American Railway Engineering Association (AREA), Bulletin* 659, p.19-43.

⁸ EISENMANN J. et al. (1974). *Forschungs sarbeiten, auf dem gebiet des Eisenbahn-und strasse-noberbaues*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, apud RIVES et al. (1977). *Tratado de Ferrocarriles I - Via*. Madri, Ed. Rueda, 692p.

valores de C entre 0,05 e 0,40 kN/cm³. Mas com esta faixa de variação muito grande, não foi possível relacionar o valor de C com o tipo do solo ou do lastro.

Objetivando a obtenção de valores mais precisos, e também determinar as proporções com que o lastro e o solo participam separadamente, num trecho de via próximo a Munique, foram realizadas medições consideradas de alta confiabilidade. A rigor, os resultados obtidos indicam o coeficiente de lastro somente para aquele pequeno trecho da via, ou outros trechos com idênticas condições. Para obter valores médios de efetiva validade generalizada, seria necessário instalar centenas de medições. Das medições realizadas, resultaram valores para C de 0,096 a 0,32 kN/cm³.

SCHRAMM (1977) indica que, não sendo possível determinar, com certa segurança e para cada caso particular, os valores para C , é melhor admitir valores médios prováveis, mais ou menos arbitrários. Recomenda não arbitrar os valores mais desfavoráveis (C mínimo), mas sim um valor médio, aferido com maior frequência. Para via com dormentes de madeira, com área de apoio de 5.460 cm² indica $C = 0,146$ kN/cm³.

3.5 VALORES ADOTADOS PARA O MÓDULO DE VIA

O valor do módulo está relacionado com o tipo de dormente, o seu espaçamento, profundidade do lastro, resistência da plataforma e tipo e espécie de socaria com que é mantida a via. É muito influenciado pelo número de dormentes por quilômetro (ou espaçamento dos dormentes). Um menor espaçamento dos dormentes leva a uma maior rigidez da via e conseqüentemente uma maior resistência à deformação, o que resulta em um módulo da via maior.

O módulo da via (U) é uma variável aplicada no método de TALBOT (item 3.2.2). TALBOT indicou os limites de variação para o módulo os valores de 0,37 a 3,57 kN/cm². STOPATTO (1987) diz que, para a bitola larga brasileira (1.600 mm), o módulo igual a 1,40 kN/cm² fica compreendido entre 1.500 e 2.000 psi das ferrovias americanas, valores considerados muito bons para vias com dormentes de madeira.

ALIAS (1977) classifica a qualidade da via em função do módulo da via do seguinte modo:

- $U = 0,96$ kN/cm² → via ruim;
- $U = 2,88$ kN/cm² → via média;
- $U = 5,76$ kN/cm² → via boa.

Em trabalho realizado pelo IPT (1985) para a Companhia Vale do Rio Doce, a determinação do módulo da via na Estrada de Ferro Carajás indicou valores de 4,15 e 6,78 kN/cm², que correspondem a ferrovias de boa qualidade. Em outra determinação do módulo da via para a mesma ferrovia, o IPT (1993) mediu os valores de 4,2 e 3,7 kN/cm²

para duas diferentes locações, valores que classificaram a via como sendo de boa qualidade.