ESTRADAS DE FERRO

PROJETO, ESPECIFICAÇÃO & CONSTRUÇÃO

Rodrigo de Alvarenga Rosa
Rômulo Castello Henriques Ribeiro

EDUFES

EDUFES
EDITORA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

Editora filiada à Associação Brasileira das Editoras Universitárias (Abeu)
Av. Fernando Ferrari, 514 - *Campus* de Goiabeiras
CEP 29075-910 - Vitória - Espírito Santo - Brasil
Tel.: +55 (27) 4009-7852 - *E-mail:* edufes@ufes.br
www.edufes.ufes.br

Reitor | Reinaldo Centoducatte
Vice-Reitora | Ethel Leonor Noia Maciel
Superintendente de Cultura e Comunicação | José Edgard Rebouças
Secretário de Cultura | Rogério Borges de Oliveira
Coordenador da Edufes | Washington Romão dos Santos

Conselho Editorial | Cleonara Maria Schwartz, Eneida Maria Souza Mendonça, Fábio Demolinari de Miranda, Giancarlo Guizzardi, Gilvan Ventura da Silva, Grace Kelly Filgueiras Freitas, José Armínio Ferreira, José Elias Feres de Almeida, Josevane Carvalho Castro , Julio César Bentivoglio, Luis Fernando Tavares de Menezes, Sandra Soares Della Fonte

Secretaria do Conselho Editorial | Douglas Salomão, Tânia Canabarro

Revisão do Texto | George Vianna
Capa, Projeto Gráfico e Diagramação | Ana Elisa Poubel
Ilustrações | Rafael de Alvarenga Rosa
Revisão Final | Os autores

Dados Internacionais de Catalogação-na-publicação (CIP)
(Biblioteca Central da Universidade Federal do Espírito Santo, ES, Brasil)

R788e

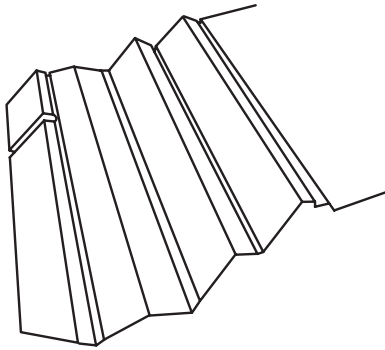
Rosa, Rodrigo de Alvarenga.
Estradas de ferro [recurso eletrônico] : projeto, especificação & construção / Rodrigo de Alvarenga Rosa, Rômulo Castello Henriques Ribeiro. - Dados eletrônicos. - Vitória : EDUFES, 2016.
352 p. : il.

Nota de bibliografia.
ISBN: 978-85-7772-384-3
Também publicado em formato impresso.
Modo de acesso:
<http://repositorio.ufes.br/handle/10/774/browse?type=title&sort_by=1&order=ASC&rpp=20&etal=-1&null=&offset=0>

1. Ferrovias - Projetos e construção. 2. Aterros. 3. Terraplenagem. I. Ribeiro, Rômulo Castello Henriques. II. Título.

CDU: 625.1

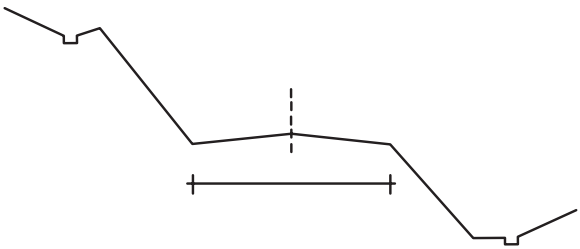
Elaborado por Perla Rodrigues Lôbo – CRB-6 ES-000527/O



ESTRADAS DE FERRO

PROJETO, ESPECIFICAÇÃO & CONSTRUÇÃO

Prof. Dr. Eng. Rodrigo de Alvarenga Rosa
Prof. Dr. Eng. Rômulo Castello Henriques Ribeiro



EDUFES
Vitória, 2016

AGRADECIMENTO

Agradeço primeiramente a Deus, pois sem ele nenhuma conquista é possível. Agradeço à Universidade Federal do Espírito Santo (Ufes), que me proporcionou o tempo necessário para desenvolvimento deste livro, e ao Instituto Federal do Espírito Santo (Ifes), *campus* Cariacica, que me abriu as portas para o acesso a diversas ferrovias, enriquecendo em muito o conteúdo deste livro. Agradeço a todos os profissionais da Vale S/A, VLI S/A, FCA S/A, Caminhos de Ferro de Moçambique (CFM), pelo acesso às suas instalações e informações.

Agradeço ao professor José Heleno Ferracioli Nunes, pela confiança em me convidar para lecionar desde 2008 diversos cursos de pós-graduação em Engenharia Ferroviária no Brasil e em Moçambique. O conteúdo deste livro é resultado dos diversos materiais didáticos desenvolvidos para esses cursos.

Por fim, agradeço à Edufes, pelo apoio e confiança no trabalho desenvolvido neste livro e por sua missão precípua de divulgar o conhecimento para toda a comunidade acadêmica e comunidade civil.

Rodrigo de Alvarenga Rosa

Sumário

PREFÁCIO.....17

1 CARACTERIZAÇÃO DE UMA FERROVIA.....21

2 VIA PERMANENTE.....25

3 INFRAESTRUTURA DA VIA PERMANENTE.....27

3.1 OBRAS DE ARTE.....27

3.2 SERVIÇOS PRELIMINARES À IMPLANTAÇÃO DA INFRAESTRUTURA.....27

3.2.1 Locação.....28

3.2.2 Abertura e melhoria de caminhos de serviço.....29

3.2.3 Limpeza de faixa, desmatamento e destocamento...29

3.2.3.1 Fatores que influenciam nas operações de limpeza.....29

3.2.3.2 Equipamentos utilizados na limpeza.....30

3.2.4 Decapagem.....33

3.2.5 Consolidação dos terrenos de fundação dos aterros.....34

3.2.5.1 Substituição de solos moles.....34

3.2.5.2 Método do deslocamento.....35

3.2.5.3 Utilização de bermas de equilíbrio.....36

3.2.5.4 Aterro com sobrecarga temporária.....36

3.2.5.5 Aterros construídos em etapas.....36

3.2.5.6 Aterros reforçados.....37

3.2.5.7 Aterros sobre drenos verticais.....37

3.2.5.8 Aterros leves.....38

3.2.5.9 Aterros sobre estacas.....38

4 TERRAPLENAGEM.....41
4.1 CARACTERÍSTICAS ESSÊNCIAS DE UM PROJETO DE UMA ESTRADA DE FERRO.....42
4.2 TIPOS DE SEÇÕES DE TERRENO EM UM SERVIÇO DE TERRAPLENAGEM.....44
4.2.1 Corte.....45
4.2.2 Aterro.....47
4.3 MATERIAL ESCAVADO.....48
4.3.1 Classificação dos materiais escavados.....48
4.3.2 Empolamento.....49
4.3.3 Distribuição do material escavado.....50
4.4 PLATAFORMA.....52
4.5 TALUDE.....53
4.5.1 Estabilidade de taludes.....55
4.5.2 Movimentos de taludes.....56
4.5.2.1 Quedas de barreiras ou rocha.....56
4.5.2.2 Rolamento de blocos.....56
4.5.2.3 Escorregamentos rotacionais.....56
4.5.2.4 Escorregamentos compostos e translacionais.....57
4.5.2.5 Escorregamentos múltiplos.....57
4.5.2.6 Escoamentos.....58
4.5.2.7 Rastejo.....58
4.5.2.8 Escorregamentos em aterros.....59
4.6 OBRAS PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES.....60
4.6.1 Reconstrução de taludes.....61
4.6.2 Retaludamento.....61
4.6.3 Obras de Contenção.....62
4.6.3.1 Muros de arrimo.....63
4.6.3.2 Obras especiais de estabilização.....66
4.6.3.3 Soluções alternativas em aterros.....70
4.6.4 Obras de drenagem.....72

4.7 EROSÃO....73
4.7.1 Erosão em taludes de corte ou aterro....73
4.7.2 Erosão em plataforma....75
4.7.3 Erosão associada a obras de drenagem....75
4.8 EQUIPAMENTOS DE TERRAPLENAGEM....76
4.9 COMPACTAÇÃO....84
4.9.1 Características dos solos que são influenciadas pela compactação....85
4.9.2 Teoria da compactação....86
4.9.3 Teste em laboratório....86
4.9.3.1 Teste de Proctor....87
4.9.3.2 Curva de compactação....87
4.9.4 Testes de campo....88
4.9.5 Frequência dos ensaios....90
4.9.6 Índice de Suporte dos Solos – Ensaio CBR (Califórnia Bearing Ratio)....90
4.9.7 Técnicas e equipamentos de compactação....93
4.9.8 Seleção dos equipamentos de compactação....96
4.9.9 Planejamento de compactação....99
4.9.9.1 Umidade do solo....99
4.9.9.2 Número de passadas....101
4.9.9.3 Espessura, homogeneidade e velocidade....103
4.9.10 Especificações para a compactação....105
4.9.11 Sequência da execução da compactação....105

5 DRENAGEM....109
5.1 DRENAGEM DE TRANSPOSIÇÃO DE TALVEGUES....110
5.1.1 Pontes e pontilhões....111
5.1.2 Bueiros de grota ou de talvegue....111
5.1.2.1 Quanto à forma da seção....115

5.1.2.2 Quanto ao número de linhas....115
5.1.2.3 Quanto ao material....116
5.1.2.4 Quanto à esconsidade....117
5.1.3 Elementos do projeto de um bueiro....118
5.2 DRENAGEM SUPERFICIAL....119
5.2.1 Sarjeta....120
5.2.2 Valeta de berma....122
5.2.3 Valeta ou canaleta de crista....122
5.2.4 Caixas de transição....123
5.2.5 Caixas de dissipação....125
5.2.6 Descidas d'água ou escadas d'água....125
5.2.7 Bueiros de greide....127
5.2.8 Saídas laterais ou descidas d'água....129
5.3 DRENAGEM PROFUNDA....130
5.3.1 Drenos profundos....130
5.3.2 Drenos sub-horizontais....131
5.3.3 Barbacãs....133
5.3.4 Drenos em espinhas de peixe....133
5.3.5 Camadas drenantes ou colchão drenante....134
5.3.6 Drenos verticais....135

6 OBRAS DE ARTE ESPECIAIS (OAE)....137
6.1 PONTES, VIADUTOS E PASSAGENS SUPERIORES...137
6.1.1 Requisitos fundamentais das pontes....141
6.1.2 Principais elementos componentes das pontes....142
6.1.2.1 Superestrutura....142
6.1.2.2 Mesoestrutura....144
6.1.2.3 Infraestrutura....144
6.1.3 Tipos básicos de pontes....145
6.1.4 Cálculo das pontes ferroviárias....147
6.2 PASSAGEM INFERIOR....149
6.3 TÚNEIS....150

7 CONCEITOS BÁSICOS DE MATERIAL RODANTE...153
7.1 CARACTERÍSTICAS DE CONTATO RODA-TRILHO....153
7.2 RODEIRO.....157
7.3 TRUQUE.....158
7.4 MATERIAL DE TRAÇÃO.....162
7.4.1 Dinâmica ferroviária.....163
7.5 MATERIAL REBOCADO.....165

8 SUPERESTRUTURA.....171

9 PROJETO DA VIA PERMANENTE.....173
9.1 BITOLA.....173
9.1.1 Tipos de bitola.....175
9.1.2 Jogo da via.....176
9.2 NÚMERO DE LINHAS DO PROJETO.....177
9.2.1 Linha singela.....178
9.2.2 Linha dupla.....179
9.2.3 Entrelinha e entrevia.....180

10 SUPERESTRUTURA – APARELHO DE MUDANÇA DE VIA (AMV).....183
10.1 DETALHAMENTO DOS ELEMENTOS CONSTITUTIVOS.....187
10.1.1 Jacaré.....187
10.1.2 Número do jacaré.....189
10.1.3 Agulha.....191
10.1.4 Máquina de chave ou aparelho de manobra.....197
10.2 AMV DE BITOLA MISTA.....202
10.3 COTAS DE SALVAGUARDA.....202
10.4 MARCO DE VIA.....203
10.5 AMV COM JACARÉ COM PONTA MÓVEL.....204

11 INSTALAÇÕES E APARELHOS PARA DIRECIONAR O TRÁFEGO NA FERROVIA.....205
11.1 TRAVESSÃO.....205
11.2 TRIÂNGULO DE REVERSÃO.....206
11.3 PERAS FERROVIÁRIAS.....207
11.4 VIRADOR DE LOCOMOTIVA OU ROTUNDA.....208
11.5 CRUZAMENTOS.....209
11.6 CARRETÃO.....210
11.7 GABARITO DA VIA PERMANENTE.....211
11.8 PASSAGEM EM NÍVEL OU PASSAGEM DE NÍVEL (PN).....212

12 PROJETO GEOMÉTRICO DA VIA.....213
12.1 CURVAS.....215
12.2 RAMPAS.....216
12.3 PERFIL COMPENSADO.....218
12.4 OBSERVAÇÃO QUANTO ÀS CURVAS E ÀS RAMPAS.....218
12.5 CURVA CIRCULAR.....219
12.6 CORDA.....220
12.7 GRAU DA CURVA.....220
12.8 FLECHA.....221
12.9 NIVELAMENTO LONGITUDINAL.....222
12.10 NIVELAMENTO TRANSVERSAL.....223
12.11 EMPENO.....224
12.12 ALINHAMENTO.....226
12.13 SUPERELEVAÇÃO.....226
12.13.1 Critérios empíricos para definição de superelevação prática.....228

12.13.2 Critérios racionais.....229
12.13.2.1 Critério de segurança contra tombamento ou estabilidade do veículo.....229
12.13.2.2 Critério de conforto.....231
12.13.3 Limites de superelevação.....232
12.13.4 Velocidade limite nas curvas.....233
12.13.5 Velocidade mínima nas curvas.....234
12.13.6 Sobrecarga na curva em função da superelevação.....236
12.13.7 Consideração final sobre superelevação.....237
12.14 CURVA COM TRANSIÇÃO ESPIRAL.....237
12.14.1 Tipo da curva de transição.....238
12.14.2 Métodos de inserção da curva de transição.....239
12.14.3 Pontos singulares da curva de transição.....240
12.14.4 Comprimento da curva de transição.....241
12.14.5 Comprimento Normal de Transição (ou Comprimento Ideal).....244
12.15 CURVA DE CONCORDÂNCIA VERTICAL.....245
12.16 SUPERLARGURA.....252
12.17 CÁLCULO DO RAIO MÍNIMO PARA NÃO HAVER DESLIZAMENTO DA RODA.....253
12.18 CÁLCULO DO RAIO PARA INSCRIÇÃO DOS VEÍCULOS NAS CURVAS.....254
12.18.1 Inscrição limite ou Inscrição obrigada.....254
12.18.2 Inscrição livre ou normal.....257

13 SUPERESTRUTURA – LASTRO E SUBLASTRO.....259
13.1 MATERIAL UTILIZADO NO LASTRO.....261
13.1.1 Lastro colmatado.....262
13.1.2 Laqueado.....263
13.1.3 Lastro colmatado por queda de carga.....263

13.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICAS DO LASTRO....264
13.3 SOCA OU SOCARIA....266
13.4 DESGUARNECIMENTO DE LASTRO....268
13.5 OMBREIRA DO LASTRO....270
13.6 CÁLCULO DA ALTURA DO LASTRO....271
13.6.1 Exemplo do cálculo da altura do lastro....277
13.7 LIMITES PARA DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO....281

14 SUPERESTRUTURA – DORMENTE....283
14.1 DORMENTE DE MADEIRA....283
14.1.1 Zona de fixação nos dormentes de madeira....285
14.1.2 Condições de fabricação dos dormentes de madeira....286
14.1.3 Dimensões mínimas....286
14.1.4 Tolerâncias para os dormentes de madeira....287
14.2 DORMENTE DE AÇO....287
14.3 DORMENTE DE CONCRETO....289
14.3.1 Dormente de concreto protendido....290
14.3.2 Dormente de concreto misto....291
14.4 DORMENTE DE MATERIAL SINTÉTICO....291
14.5 TAXA DE DORMENTAÇÃO....293

15 SUPERESTRUTURA – TRILHOS....295
15.1 CLASSIFICAÇÃO DOS TRILHOS....296
15.1.1 Quanto ao comprimento do trilho....296
15.1.2 Quanto ao peso por metro....296
15.1.3 Dimensões do trilho....296
15.2 MATERIAL UTILIZADO....298
15.3 FABRICAÇÃO DOS TRILHOS....298

15.4 ESPECIFICAÇÕES PARA RECEBIMENTO DOS TRILHOS.....299
15.5 CLASSIFICAÇÃO DOS TRILHOS.....302
15.6 TRILHOS ESPECIAIS.....302
15.7 DEFEITOS NOS TRILHOS.....303
15.8 ACESSÓRIOS DE TRILHO.....304
15.9 GANCHO DE VIA.....306
15.10 ACESSÓRIOS DE FIXAÇÃO.....307
15.11 DISPOSIÇÃO DO TRILHO NA VIA.....312
15.12 SEÇÃO TRANSVERSAL DOS TRILHOS.....313
15.13 VIDA ÚTIL DOS TRILHOS.....315
15.14 TENSÕES ORIGINADAS PELA VARIAÇÃO DE TEMPERATURA NOS TRILHOS.....317
15.15 COMPORTAMENTO DA DILATAÇÃO DOS TRILHOS.....318
15.16 CÁLCULO DA FAIXA DE TEMPERATURA NEUTRA (FTN).....320
15.17 CÁLCULO DO COMPRIMENTO MÍNIMO DO TRILHO LONGO SOLDADO (TLS).....321
15.18 ALÍVIO DE TENSÕES TÉRMICAS (ATT).....323
15.18.1 ATT dentro da FTN – Método da Barra Única.....323
15.18.2 ATT fora da FTN – Método da Barra Única.....335

16 SUPERESTRUTURA – GRADE DA FERROVIA E ASSENTAMENTO DA LINHA.....327
16.1 GRADE DA FERROVIA.....327
16.2 ASSENTAMENTO DA LINHA.....328

17 SUPERESTRUTURA – MÁQUINAS DE VIA.....333
17.1 CARRO ULTRASSOM.....333
17.2 CARRO CONTROLE.....333
17.3 ESMERILHADORA DE TRILHO.....334
17.4 REGULADORA DE LASTRO.....335
17.5 MÁQUINA SOCADORA.....336
17.6 SOCADORA DE CHAVE.....337
17.7 MÁQUINA DESGUARNECEDORA DE LASTRO.....338
17.8 MÁQUINA MULTIFUNÇÃO (SOCADORA E REGULADORA).....340
17.9 REPERFILADORA DE TRILHOS.....341

BIBLIOGRAFIA.....343

APÊNDICE 1.....345

APÊNDICE 2.....349

PREFÁCIO

Este livro tem por objetivo prover aos leitores do conhecimento sobre a Via Permanente e suas duas partes componentes: infraestrutura e superestrutura. Na infraestrutura, são apresentados conceitos de mecânica dos solos, terraplenagem, drenagem e obras de arte, correntes e especiais. Na superestrutura, são apresentados os trilhos, os elementos de fixação, os dormentes, o lastro/sublastro e os Aparelhos de Mudança de Via (AMV). São explanados ainda conceitos mínimos sobre material rodante da ferrovia (locomotivas e as principais máquinas de via que operam na superestrutura). Com os conhecimentos citados anteriormente, são apresentados os procedimentos para calcular a geometria da via (raios de curva, superelevação, superlargura, rampas, entre outros), a altura de lastro necessária e as questões sobre dilatação dos trilhos.

O livro é voltado para alunos e professores que desejam se aprofundar na área de projeto e construção de estradas de ferro. Tem por aplicação precípua a disciplina de Estradas de Ferro para os cursos de graduação em Engenharia Civil, Engenharia de Produção, Engenharia Ambiental, Engenharia de Transportes, entre outros. Pode também ser adotado pelos Programas de Pós-Graduação (Mestrado e Doutorado), sobretudo em Engenharia Civil e em Transporte com foco em construção de estradas de ferro (transporte, geotécnica, projeto de via, materiais, entre outros).

O presente trabalho apresenta seu conteúdo estruturado em cinco partes, que perfazem um total de 17 capítulos e dois apêndices, que são descritas a seguir:

Na primeira parte, Capítulos 1 e 2, é realizada a caracterização do que é uma ferrovia e do que é a Via Permanente.

Na segunda parte, Capítulos 3 a 6 e Apêndices 1 e 2, são apresentados detalhadamente os elementos componentes da infraestrutura da via permanente. O Capítulo 3 conceitua a infraestrutura da via permanente, apresenta os conceitos de obras de arte e apresenta os serviços preliminares ao início da construção propriamente dita da infraestrutura. O Capítulo 4 mostra os conceitos de terraplenagem (corte e aterro) e

de mecânica de solos, com foco na construção de estradas de ferro. Apresenta ainda os principais problemas que podem ocorrer em taludes e aterros, e os procedimentos para solucioná-los. Trata ainda dos critérios de compactação e os principais equipamentos utilizados. O Capítulo 5 apresenta os conceitos de drenagem para transposição de talvegues, drenagem superficial e drenagem profunda. Aborda também os principais elementos que compõem cada um dos três tipos de drenagem e suas funções. O Capítulo 6 apresenta os conceitos de obra de arte especial, pontes, viadutos e túneis, além de uma visão superficial de como se conduzir os cálculos de uma ponte.

A terceira parte foi introduzida no livro para facilitar aos leitores ainda não afeitos à área ferroviária o entendimento dos elementos constituintes do material rodante, mais especificamente locomotivas e vagões, que têm relação direta com o projeto e o cálculo da superestrutura ferroviária, que é tratada na parte seguinte do livro.

Na quarta parte do trabalho, Capítulos 8 a 15, são apresentados os conceitos básicos de superestrutura ferroviária e cada um dos seus elementos componentes. No Capítulo 8, uma breve introdução à superestrutura é realizada. O Capítulo 9 apresenta os principais elementos que devem ser definidos em um projeto de via permanente e que têm relação direta com a superestrutura. O Capítulo 10 detalha o Aparelho de Mudança de Via (AMV), vital para o projeto da ferrovia, tendo em vista que ela é um meio de transporte autoguiado, ou seja, quem muda a direção do trem é a própria via. A partir dos conhecimentos do Capítulo 10 é possível entender as principais estruturas para desvio de trens e locomotivas, explicadas no Capítulo 11. No Capítulo 12, todos os detalhes do projeto geométrico da via permanente são apresentados, bem como os procedimentos de cálculos das dimensões da geometria da via. Os Capítulos 13, 14 e 15 apresentam os conceitos e cálculos dos elementos da superestrutura: lastro, dormente e trilho, respectivamente.

A quinta parte, Capítulos 16 e 17, diz respeito à construção da ferrovia, apresentando o conceito de grade ferroviária, sua instalação em campo e os principais veículos utilizados, máquinas de via, para construção e manutenção da superestrutura ferroviária.

Sendo este um livro didático, para utilização em cursos de graduação e pós-graduação, não foram propostos conceitos novos, e sim foram compilados os já existentes, de uma forma didática e lógica, visando estruturar um curso de estrada de ferro. Foram usados os conhecimentos adquiridos e aprimorados ao longo de anos trabalhando e lecionando a disciplina de Estradas de Ferro. Vários dos conceitos citados no livro são baseados nas referências apresentadas em capítulo específico.

1 CARACTERIZAÇÃO DE UMA FERROVIA

A ferrovia é um sistema de transporte em que os veículos (motores ou rebocados) se deslocam com rodas metálicas sobre duas vigas contínuas longitudinais, também metálicas, denominadas trilhos. Ela difere dos outros sistemas de transporte pelo fato de o veículo não possuir mobilidade quanto à direção que tomará; portanto, uma ferrovia é um sistema autoguiado. É constituída basicamente de quatro elementos, como se pode ver na Figura 1.

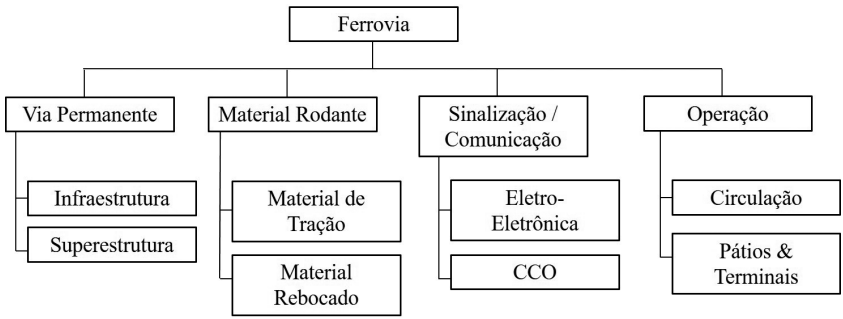


Figura 1 - Elementos de uma ferrovia

Na Figura 1, pode-se ver que a via permanente se divide em infraestrutura e superestrutura, que serão tratadas neste livro. O material rodante se divide em material de tração, principalmente as locomotivas, e material rebocado, principalmente os vagões. A sinalização e a comunicação tratam de todos os sistemas dessas áreas e, principalmente, são constituídas pela eletroeletrônica e pelos sistemas de CCO e CCP. A operação ferroviária lida com a circulação de trens e com as operações de pátios e terminais, porém não será objeto de estudo deste livro.

O custo de construção de 1 quilômetro de ferrovia é estimado em US$ 1 milhão a US$ 4,5 milhões (um milhão a quatro milhões e quinhentos mil dólares). Algumas ferrovias, em função das características geométricas do traçado, podem ter esses valores triplicados ou quadruplicados. O custo de manutenção por quilômetro de ferrovia é estimado entre US$ 7 mil a US$ 15 mil por ano (sete a quinze mil dólares por ano).

O transporte ferroviário é o meio de transporte que gera o menor impacto ambiental, pois 1 tonelada de carga requer quatro vezes mais energia em rodovias planas de pavimentação lisa do que nas estradas de ferro. O modo ferroviário caracteriza-se, especialmente, por sua capacidade de transportar grandes volumes, com elevada eficiência energética, principalmente em casos de deslocamentos a médias e grandes distâncias, acima de 500 quilômetros. Apresenta, ainda, maior segurança, em relação ao modal rodoviário, com menor índice de acidentes e menor incidência de furtos e roubos.

A carga típica do modal ferroviário é a carga a granel. Entre elas, citam-se: grãos, minério de ferro, cimento, adubos e fertilizantes e carvão mineral. A carga geral também tem utilizado bastante o modo ferroviário, sobretudo as de grande volume, como produtos siderúrgicos e mármores e granitos. Por fim, as ferrovias começam também a transportar contêineres, que é uma tendência no Brasil e que nos Estados Unidos já é uma realidade há muito tempo.

A maior diferença entre os modos rodoviário e ferroviário reside no fato de as ferrovias serem mais competitivas a partir de 500 quilômetros de distância, enquanto as rodovias são mais competitivas em distâncias menores que esta. Vale ressaltar que o modo rodoviário é complementar ao modal ferroviário.

No Brasil, em face das péssimas condições das ferrovias até a década de 90, o transporte rodoviário tomou conta da maior parte do mercado de transporte. Atualmente, as ferrovias, após a desestatização da malha brasileira, vêm recebendo investimentos importantes, o que tende a equilibrar a matriz de transporte no Brasil.

No entanto, algumas características dificultam a expansão e a representatividade do sistema ferroviário na matriz de transporte do país, entre elas:
– Necessidade de altos e contínuos investimentos;
– Traçados obsoletos e paralelos a rodovias que vêm recebendo investimentos;
– Falta de controle e fiscalização dos transportes rodoviários;

– Falta de política de incentivos à indústria de base do setor ferroviário (porém, esta já está começando a acontecer);
– Indústria automobilística muito desenvolvida;
– Falta de cobrança de pedágio nas rodovias (o transportador não paga a infraestrutura).

A malha ferroviária brasileira é composta por 28 mil quilômetros, o que em números absolutos parece muito, mas, diante da extensão territorial do Brasil, é um número pequeno. Para efeito de comparação, a malha ferroviária americana tem aproximadamente 360 mil quilômetros, mais de dez vezes a malha ferroviária brasileira, e, vale ressaltar, com qualidade muito superior.

Além disso, a velocidade média brasileira é de aproximadamente 20 km/h, considerada muito baixa. Em alguns trechos, a velocidade comercial cai para 8 km/h. Obviamente, ferrovias do padrão das Estrada de Ferro Vitória a Minas, Estrada de Ferro Carajás e MRS Logística atingem velocidades comercias acima de 40 km/h, o que é superior, muitas vezes, à velocidade do transporte rodoviário.

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) é responsável por apenas 1% da malha ferroviária brasileira. A Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT) é a agência reguladora para os transportes terrestres, em que o modal ferroviário se insere. A agência foi criada e implantada pela Lei nº 10.233 de 05/06/2001 e regulamentada pelo Decreto nº 4.130 de 13/02/2002. Especificamente no âmbito, ferroviário e baseada nos contratos de concessão ferroviária, cabe à ANTT regular e fiscalizar as atividades de prestação dos serviços públicos deste tipo de transporte.

2. Via PERMANENTE

A via permanente é o conjunto das instalações e equipamentos que compõem as partes da ferrovia onde circulam os trens. É também citada como linha férrea. Na prática, fala-se simplesmente VP. Apesar dos esforços de projeto, a VP está sujeita às mais adversas condições, tais como: intempéries, ataque de ervas, ação de vândalos, deslocamento dos trilhos em função do tráfego normal de trens, desgastes, entre outros. A via permanente é composta de duas partes: Infraestrutura e Superestrutura (Figura 2).

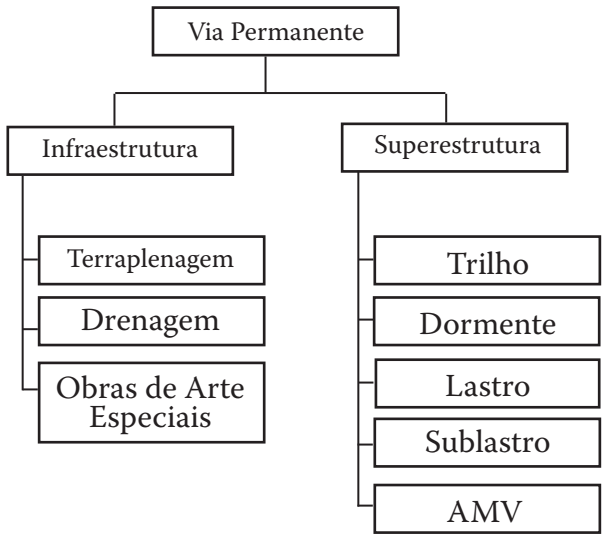


Figura 2 – Elementos da via permanente

A infraestrutura é formada pelo conjunto de aterros, cortes, túneis, pontes, drenagem, etc., construídos para permitir o traçado projetado da via permanente, bem como suportar as cargas de projeto da superestrutura. A superestrutura é formada pelo conjunto de trilhos montados sobre dormentes que se apoiam sobre o lastro e o sublastro, além de outros itens explicados adiante, em detalhes, neste livro.

3. INFRAESTRUTURA DA VIA PERMANENTE

A infraestrutura é o complexo de obras destinadas a formar a plataforma da estrada e suportar a superestrutura. O resultado final da infraestrutura é denominado de plataforma, ou seja, a superfície que vai receber a superestrutura. Ela permite o assentamento dessa superestrutura, propiciando uma distribuição correta e uniforme de seus esforços e impactos. A infraestrutura é constituída de três itens: 1) Terraplenagem; 2) Drenagem; e 3) Obras de Arte especiais.

3.1 OBRAS DE ARTE

As obras de arte, no contexto ferroviário, são divididas em dois tipos: 1) Obras de arte correntes; e 2) Obras de arte especiais.

As obras de arte correntes (OAC) são estruturas, tais como as obras de drenagem, que se repetem com características semelhantes ao longo de uma estrada, em geral obedecendo a um projeto padronizado. Usualmente, todas as obras de drenagem são definidas como obras de arte correntes, à exceção dos bueiros de grota. Os bueiros de grota ou talvegue, quando possuem dimensões muito grandes, podem ser considerados obras de arte especiais.

As obras de arte especiais (OAE) são as pontes, viadutos e túneis, que, pelas suas proporções e características peculiares, requerem projetos específicos e não se repetem ao longo da ferrovia.

3.2 SERVIÇOS PRELIMINARES À IMPLANTAÇÃO DA INFRAESTRUTURA

Na execução do projeto de uma estrada, geralmente o serviço de implantação da infraestrutura é o primeiro a ser feito, e, por esse motivo, o terreno é encontrado, usualmente, ainda em seu estado natural e com vegetação sobre ele. Como o nome já sugere, as atividades preliminares são executadas, em sequência ao longo do trecho, anteriormente à terraplenagem. Têm-se, portanto, várias frentes de serviço simultâneas, cada uma executando uma tarefa específica.

Assim, nos serviços preliminares à infraestrutura, algumas etapas devem ser cumpridas. São elas: 1) locação; 2) abertura e melhoria de caminhos de serviço; 3) limpeza de faixa, desmatamento e destocamento; 4) implantação de bueiros de grota; 5) decapagem; 6) consolidação dos terrenos de fundação dos aterros.

3.2.1 Locação

A partir do eixo locado, a topografia deve proceder à marcação dos pontos de *off-set* para a terraplenagem, bem como o deslocamento das estacas numeradas do eixo para o exterior dos *off-sets*, marcando as testemunhas e garantindo a conservação delas, já que as estacas do eixo vão desaparecer no decorrer dos trabalhos.

Os *off-sets* são estacas de madeira que servem para referenciar a posição das marcas físicas correspondentes às cristas dos cortes ou dos pés dos aterros, colocadas em pontos afastados por uma distância fixa convencionada, usualmente 5,0 metros. Nos pontos dos *off-sets* são colocados piquetes com indicação da altura de corte do lado esquerdo (He) e do lado direito (Hd), tomando por base o eixo da estrada.

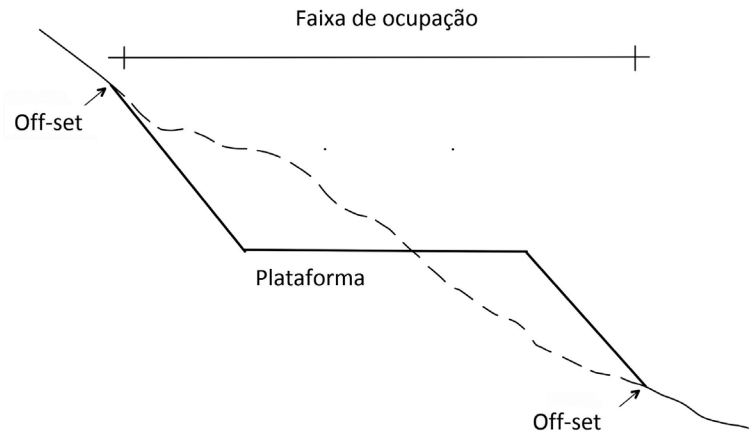


Figura 3 – Identificação dos off-sets de uma estrada

Convém destacar a importância da marcação topográfica na execução da terraplenagem, lembrando que a ocorrência de erros na locação do projeto implica graves prejuízos ao executante, uma vez que a correção desses erros é muito difícil.

3.2.2 Abertura e melhoria de caminhos de serviço

No caso de terraplenagem para implantação de obras ferroviárias, são necessárias a abertura e a melhoria de caminhos de serviços, visando garantir o acesso seguro dos equipamentos aos diversos cortes e aterros.

São utilizados, geralmente, os caminhos rurais preexistentes, executando neles alguns melhoramentos, tais como reforços, mata-burros, pontilhões, estabilidade dos taludes existentes e melhorias na plataforma. A partir dos caminhos rurais existentes, implantam-se trechos de acesso direto aos locais de obra.

3.2.3 Limpeza de faixa, desmatamento e destocamento

A limpeza do terreno é um processo em que as estimativas de produção são bastante precárias, já que as condições e métodos empregados variam acentuadamente de uma região para outra e, muitas vezes, é difícil e oneroso realizar um levantamento prévio minucioso. Devem ser analisados os métodos, equipamentos e procedimentos que irão permitir a avaliação, com menos margem de erro, da produtividade das máquinas empregadas nesse serviço.

Os serviços de limpeza da faixa compreendem três itens principais: 1) Derrubada, que é a remoção da vegetação e o destocamento, realizados de preferência com tratores de esteiras com lâmina ou com implementos especiais; 2) Retirada da camada de terra vegetal; e 3) Remoção de blocos de rocha, pedras isoladas, matacões etc.

3.2.3.1 Fatores que influenciam nas operações de limpeza

As operações de limpeza são influenciadas por diversos fatores, entre eles podem ser destacados: 1) Porte da vegetação; 2) Porte da obra; 3)

Destinação do material de limpeza; 4) Condições do solo; 5) Topografia; e 6) Especificações da obra.

O porte da vegetação é medido, sobretudo, pelo número de árvores, tamanho e diâmetro do tronco, densidade da vegetação, sistema de raízes e seu desenvolvimento subterrâneo. Quanto maior for o porte da vegetação, maiores dificuldades serão impostas para a limpeza, o que acabará onerando a obra.

Conforme o tipo e o porte da estrada, maiores exigências de terraplenagem podem existir. E, nesse sentido, quanto mais exigências houver para a terraplenagem, maiores serão as exigências de limpeza a serem efetuadas. E, consequentemente, maiores também serão os custos de limpeza. Se o bota-fora do solo, por questões, sobretudo ambientais, for muito distante, o custo de limpeza do solo aumenta.

A profundidade da camada da terra vegetal, a presença maior ou menor de matéria orgânica, o teor de umidade, a existência de blocos de rocha ou matacões são fatores relacionados às condições do solo que influenciam na escolha dos equipamentos e nos processos a serem usados. Quanto maior a complexidade do solo, maiores custos incorrerão na limpeza.

No projeto de rampas de grande declividade, quanto maior for a existência de valetas, áreas pantanosas e formações rochosas, maiores dificuldades serão imputadas ao processo de limpeza, especialmente no quesito de eficiência operacional de certos equipamentos.

Além disso, quanto maior o tamanho da obra, quanto mais apertado seu prazo de execução e quanto maior a exigência de conservação dos solos, maiores são as dificuldades no processo de limpeza e mais atenção deve ser dada à seleção e utilização de máquinas de terraplenagem.

3.2.3.2 Equipamentos utilizados na limpeza

Pelos riscos inerentes à queda de partes da vegetação sobre o operador das máquinas de limpeza, faz-se necessário que todos os equipamentos empregados no desmatamento tenham estruturas metálicas de

proteção à cabine do operador e à própria máquina, para protegê-los da queda de galhos e ramos secos ou mesmo da árvore que será derrubada (Figura 4).

O radiador e a parte inferior do bloco do motor (cárter) devem ser protegidos por chapas de aço ou telas reforçadas, pois ficam expostos ao choque com troncos e matacões de rochas arrastados pela lâmina. É recomendável que sejam usados tratores com guincho traseiro e cabo de aço, visando uma possível derrubada de árvores ou remoção de tocos.

Para a realização do desmatamento, com prévia autorização dos órgãos ambientais, podem-se usar duas estratégias: 1) corte em paralelo; 2) corte em retângulos. Na primeira, o trator percorre trajetos paralelos, mas com sentidos contrários, empilhando o "entulho" nos dois lados. A distância percorrida em cada lance deve variar entre 30 e 60 m, ficando nos limites econômicos do equipamento. A lâmina permanece na posição normal, sem angulagem, devendo cada passada corresponder a sua largura. Já no corte em retângulo, são realizados perímetros crescentes ou decrescentes, com a lâmina em posição angulada (1ª etapa), deixando o "entulho" enleirado. Depois, esse entulho é empurrado para os dois lados, formando pilhas (2ª etapa). A dimensão máxima dos retângulos deve atingir de 60 a 120 m.

Para o desmatamento de grandes áreas de vegetação de arbustos ou árvores de pequeno porte, utilizam-se tratores com correntes pesadas e reforçadas, que são arrastadas por outros dois tratores de mesmo modelo (Figura 4), trabalhando em paralelo. O terreno deverá ser pouco ondulado, com pequenas declividades, e apresentar boa capacidade de suporte. É necessário também que o comprimento da corrente seja, no mínimo, três vezes a distância entre os tratores, a fim de evitar que a queda da vegetação atinja um dos dois tratores. A corrente deverá possuir alguns elos com articulação, no mínimo a cada 30 metros, para evitar que seja torcida em razão das condições de trabalho. Há a possibilidade do uso de trator de esteira para cortar ou simplesmente derrubar as árvores.

Figura 4 – Trator arrastando corrente para limpeza do terreno

O destocador, *stumper*, é um implemento destinado à remoção de tocos deixados após o corte da árvore com a lâmina desmatadora. O princípio de sua aplicação é o uso da força concentrada do empuxo do trator numa área reduzida e ao mesmo tempo da força de levantamento de lâmina. A curvatura do destocador e sua pequena largura permitem a entrada no solo e a aplicação da força por baixo do toco, removendo-o com todas as ramificações. Quando o sistema de raízes é muito desenvolvido, faz-se necessário o corte prévio das raízes secundárias com a lâmina do trator. Existe ainda o emprego do ancinho, usado, frequentemente, na derrubada de capoeiras e cerrados que apresentam vegetação de pequeno porte e diâmetro dos troncos menor do que 20 cm.

É utilizado também no enleiramento ou formação de pilhas (leiras) do material anteriormente derrubado. Possui dentes bem espaçados e a própria lâmina tem aberturas que permitem o escoamento da terra, separando o "entulho" acumulado nas leiras da terra vegetal.

3.2.4 Decapagem

As áreas dos terrenos a escavar devem ser previamente decapadas da terra arável e da terra vegetal ou com elevado teor em matéria orgânica, qualquer que seja a sua espessura. A decapagem deve ocorrer não só sobre a área da plataforma, mas também sobre todas as áreas que serão usadas como caminhos paralelos e áreas de serviço. Geralmente, ela é realizada por tratores de esteira (Figura 5).

A decapagem deve ser executada de maneira bem criteriosa, para que no futuro um eventual material que não foi limpo não venha a comprometer a qualidade do aterro. A terra vegetal proveniente da decapagem deverá ser levada para locais previamente autorizados pela fiscalização, com anuência dos órgãos ambientais, não sendo permitida a colocação provisória em cordão ao longo do traçado.

Figura 5 – Trator com lâmina normal promovendo a decapagem

3.2.5 Consolidação dos terrenos de fundação dos aterros

Um trabalho muito importante é a preparação de solos naturais a serem solicitados por aterros, quando estes apresentam pouca consistência (argilas moles a muito moles), com baixa resistência ao cisalhamento e alta compressibilidade. Em virtude de tais características geomecânicas, esses solos moles a muito moles podem sofrer recalques excessivos e até mesmo sofrerem ruptura, com deslocamento lateral (Figura 6).

Assim, o que se deve realizar para evitar a situação descrita acima é a utilização de métodos construtivos para minimizar os problemas de recalques e de ruptura. Os métodos contemplam a redução de recalques e/ou garantem a estabilidade (segurança adequada em relação à ruptura). Tais métodos são os seguintes: 1) Remoção de solo de má qualidade e substituição por material de melhores características; 2) Deslocamento do material instável (aterro de ponta); 3) Utilização de bermas de equilíbrio; 4) Aterro com sobrecarga temporária; 5) Aterros construídos em etapas; 6) Aterros reforçados; 7) Aterros sobre drenos verticais; 8) Aterros leves; e 9) Aterros sobre estacas.

3.2.5.1 Substituição de solos moles

A remoção de solo de má qualidade com substituição por material de melhores características é aplicável quando a camada de solo mole é de pequena espessura, encontrando-se logo abaixo uma outra camada de bom suporte.

A prática mostra que até 4,0 m de profundidade a remoção é o processo mais econômico e rápido, se comparado com os outros métodos, para redução de recalques e aumento da segurança em relação à ruptura. A escavação nesta situação é realizada por escavadeiras com *dragline.*

O material de reposição deverá ser preferencialmente arenoso para permitir a percolação da água, em função de sua alta permeabilidade, alcançando-se, desta forma, alguma compactação nessa camada. Quando não for possível o uso de equipamentos, podem-se utilizar bombas de sucção para conseguir rebaixar o lençol freático e, então, lançar materiais secos, permitindo o uso de equipamentos de compactação.

Este processo apresenta como vantagens a rapidez de execução e a possibilidade de saber, com certeza, se todo o material considerado inadequado para o projeto foi totalmente removido, e, com isso, garantir a homogeneidade do aterro.

3.2.5.2 Método do deslocamento

Um dos processos utilizados consiste em aproveitar o peso do próprio aterro para provocar o deslocamento do material instável, lateralmente, através da mobilização de tensões de cisalhamento que ultrapassem a sua capacidade de resistência (Figura 6).

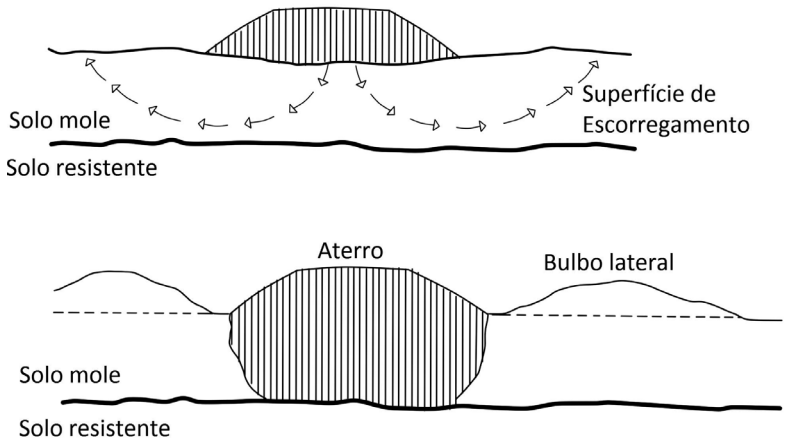


Figura 6 – Método de substituição de solo mole por deslocamento

Dessa forma, com a expulsão da camada mole, o material do aterro desce ocupando parcialmente o espaço antes preenchido por essa camada. A porção deslocada sai para a superfície, ao lado do aterro, elevando o terreno natural pela formação de bulbos (Figura 6). Uma das desvantagens do processo é o consumo excessivo de terra, que ocorre frequentemente para se conseguir a estabilização do aterro. Outra dificuldade é a impossibilidade de controle efetivo da homogeneidade da camada, sendo normal a permanência de bolsões de material mole, que podem prejudicar o comportamento do aterro, sem que haja possibilidade de removê-los.

3.2.5.3 Utilização de bermas de equilíbrio

Em alguns casos, pode-se evitar o deslocamento dos materiais instáveis, solo mole, construindo camadas laterais, bermas de equilíbrio, que servem de contrapeso aos empuxos resultantes da carga do aterro principal. Evitam a formação dos bulbos e o deslocamento do material instável, bem como o afundamento do material de boa qualidade do aterro, obtendo-se um processo de estabilização rápido e econômico (Figura 7).

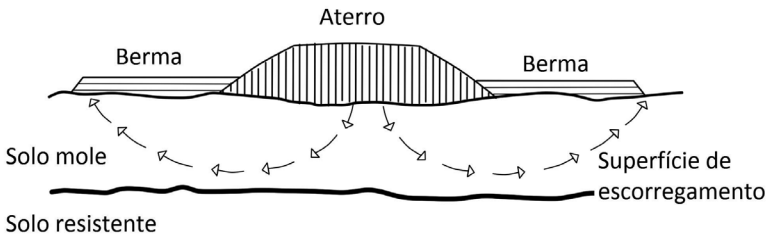


Figura 7 –- Bermas de equilíbrio

3.2.5.4 Aterro com sobrecarga temporária

A construção de aterro com sobrecarga temporária visa acelerar os recalques. Uma altura de sobrecarga deve ser adicionada ao aterro para que todo o recalque da camada de solo mole ocorra em um determinado prazo. Uma desvantagem do uso de sobrecarga é o grande volume de solo mobilizado.

3.2.5.5 Aterros construídos em etapas

Este método consiste em construir o aterro gradativamente, o que permite um aumento paulatino das tensões efetivas no solo, sem ruptura, com consequente ganho de resistência. Tal ganho deve ser verificado com ensaios de campo.

3.2.5.6 Aterros reforçados

A utilização de bermas de equilíbrio pode se restringir a um determinado espaço, eventualmente por questões ambientais, sendo insuficiente para manter a segurança com relação à ruptura do solo mole solicitado pelo aterro. Nesse caso, a instalação de um elemento de reforço, usualmente um geossintético lançado na transição entre o aterro e o solo mole, pode se configurar na solução para o problema.

3.2.5.7 Aterros sobre drenos verticais

O processo de adensamento (evolução dos recalques com o tempo) de uma camada de solo mole solicitada por um aterro ocorre com o fluxo da água intersticial para camadas drenantes.

A instalação de drenos verticais busca acelerar os recalques, com a redução da distância de percolação da água. Atualmente, a maioria dos drenos verticais são fitas constituídas de um núcleo de plástico ranhurado envolto por um geossintético não tecido, que são cravadas no solo com um equipamento denominado mandril. A figura a seguir ilustra o esquema de drenos verticais. A utilização deles é frequentemente associada com o uso da sobrecarga temporária (Figura 8).

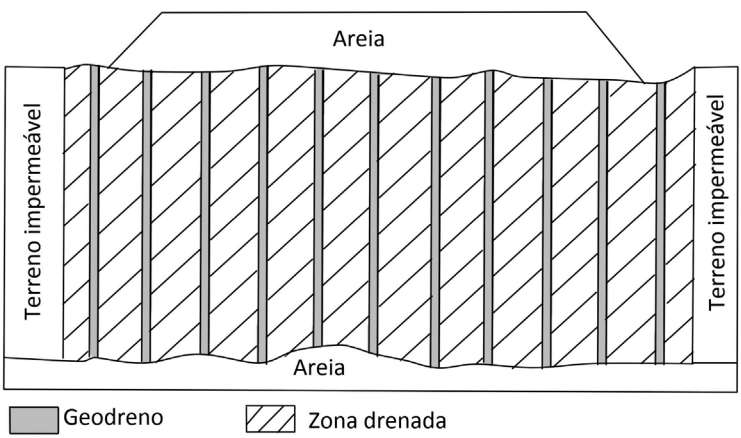


Figura 8 – Aterro sobre drenos verticais

3.2.5.8 Aterros leves

A utilização de elementos leves na constituição do corpo do aterro visa reduzir a magnitude da solicitação, com consequentes reduções de recalques e aumento da segurança em relação à ruptura do solo solicitado. Um material frequentemente usado é o poliestireno expandido (Figura 9), em blocos, que são empilhados e posteriormente confinados com solo.

Figura 9a – Poliestireno expandido

3.2.5.9 Aterros sobre estacas

Este processo funciona com a transmissão de carga do aterro para estacas, por meio de capitéis, geogrelhas ou lajes (Figura 9b). Tais estacas devem ser dimensionadas para receberem parcialmente ou totalmente a solicitação do aterro. A figura abaixo mostra uma situação de transferência parcial de carga para as estacas, tendo em vista que parte da solicitação do aterro é aplicada no solo mole, com a deformação da geogrelha.

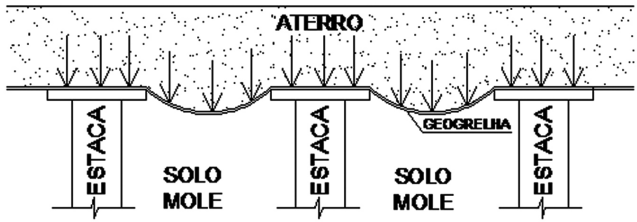


Figura 9b – Aterro estaqueado

4. TERRAPLENAGEM

O serviço de terraplenagem é a técnica de movimentação de grandes volumes de solos ou rochas, que tem por finalidade a conformação do relevo para a implantação de obras de engenharia, como estradas de ferro, estradas de rodagem, aeroportos e terminais logísticos. O serviço de terraplenagem é constituído por quatro etapas principais: 1) Escavação; 2) Carregamento/Transporte; 3) Descarregamento/Espalhamento; e 4) Compactação. Essas etapas, de forma esquemática, podem ser vistas na figura abaixo.

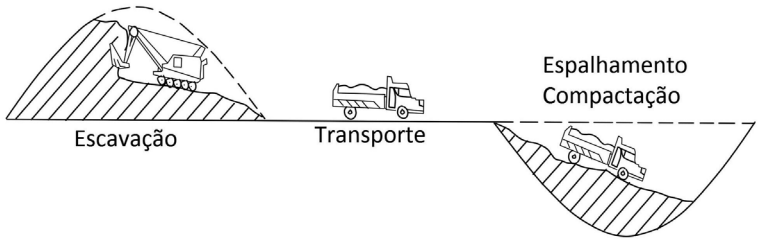


Figura 10 - Desenho esquemático das atividades de terraplenagem

Alguns autores não consideram a compactação do solo, que ocorre depois de o material ser descarregado e espalhado, como uma etapa do serviço de terraplenagem, já que nem sempre ela ocorre. Este processo acontece quando o material escavado não pode ser aproveitado para aterro e, então, é levado para uma área de bota-fora, a fim de ser descartado. Diante de seu alto custo e da necessidade de se realizar a compactação em muitos casos, faz-se menção a ela neste livro como sendo uma das atividades do serviço de terraplenagem.

Quando a terraplenagem é realizada em rochas, usualmente, denomina-se a atividade como desmonte de rocha.

Os custos de terraplenagem são avaliados pelas seguintes medições: 1) Escavação, medida em m^3; 2) Transporte, medido em m^3 x km; e 3) Compactação, medida em m^3 de aterro pronto.

Em terrenos ondulados e montanhosos, o custo de terraplenagem é muito significativo. Assim, deve-se procurar, sempre que possível,

aproveitar o material escavado em uma seção como aterro em outra seção, a mais próxima possível. A marcação no terreno denominada de *off-set*, como visto anteriormente, representa os pontos que delimitam a seção que sofreu operações de terraplenagem.

4.1 CARACTERÍSTICAS ESSENCIAIS DE UM PROJETO DE UMA ESTRADA DE FERRO

Para a compreensão dos serviços de terraplenagem, é necessário conhecer as características essenciais de um projeto de uma estrada de ferro. Esse projeto é materializado em um ou mais desenhos técnicos. O projeto da estrada, assim como um projeto de engenharia, também é representado por um conjunto de desenhos.

O ideal é que o projeto de estradas fosse representado de forma tridimensional, porém, pela impossibilidade, ele é representado nos três planos convencionais, como a maioria dos projetos de engenharia. Tendo em vista a predominância da dimensão longitudinal, a via é representada pelo seu eixo projetado na horizontal, a planta. Na dimensão vertical, os desenhos são conhecidos como perfil longitudinal. No plano transversal, representa-se a seção-tipo da via com todos os detalhes.

Uma vez definido o eixo longitudinal do projeto, ele passa a ser denominado *diretriz* (Figura 11). Todos os elementos característicos da diretriz constam da planta e do perfil longitudinal, permitindo que, de posse do desenho, se tenha todas as características da diretriz.

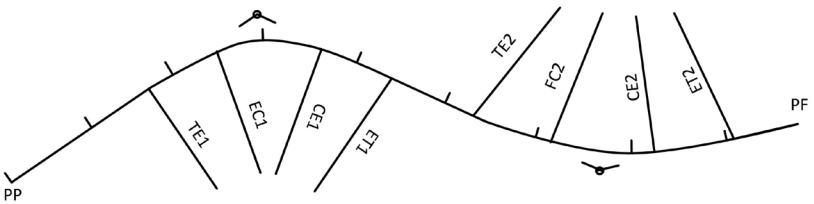


Figura 11 – Representação da diretriz de uma estrada

São demarcados em planta pontos específicos equidistantes de 20 metros, denominados de *estacas.* Essas estacas são transpostas para o campo e representadas por meio de piquetes de madeira inteiramente cravados no solo. Elas são identificadas por um pedaço de madeira, fora da plataforma, ao lado do piquete, chamado testemunha (Figura 12). Nesse pedaço de madeira está pintado o número do piquete.

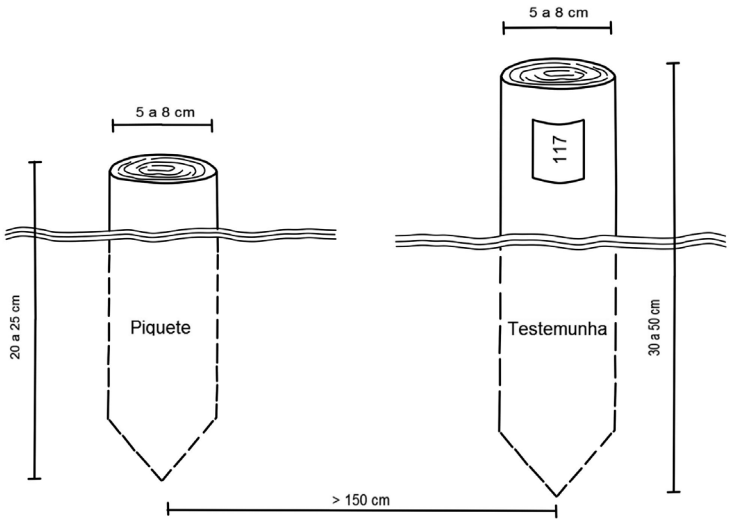


Figura 12 – Representação da estaca e da testemunha

A primeira estaca da diretriz é definida como estaca 0 (zero), que é o início da estrada de ferro. As estacas são representadas em números inteiros mais o que percorreu antes de completar uma estaca inteira. Como exemplo, para saber a que distância, em metros, se está do marco inicial da ferrovia, quando se vê a representação da estaca 128 + 6,30 m, deve-se calcular: 128 * 20 m + 6,3 m; tem-se 2.566,3 m, caminhando pela diretriz a partir da estaca 0.

O perfil é a projeção da diretriz no plano vertical. É nele que ficam identificados os planos inclinados sucessivos, as rampas ou aclives e as contrarrampas ou declives. As mudanças de inclinação são concordadas por curvas que suavizam o trajeto dos trens.

Cada ponto do perfil tem uma altura referida a um plano de referência, que é denominado cota. Normalmente, a cota é medida a partir do nível médio do mar, o que vai dar então a altitude do ponto. A projeção vertical da diretriz tem o nome específico de *greide* (Figura 13). Convém ressaltar que todas as distâncias são tomadas na horizontal, em estacas igualmente à diretriz.

As rampas possuem sinal positivo (+) e as contrarrampas têm sinal negativo (-). Os trechos em nível são denominados de patamar. As declividades são expressas em percentual com um sinal indicativo.

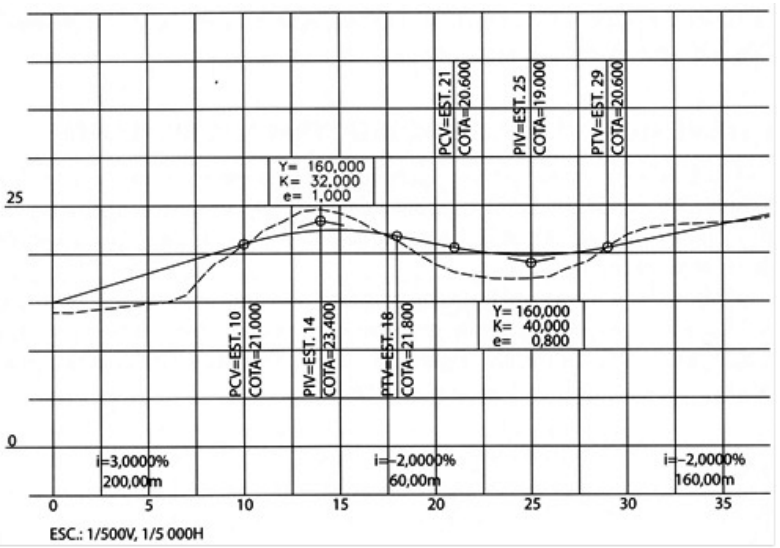


Figura 13 - Representação do greide de uma estrada

4.2 TIPOS DE SEÇÕES DE TERRENO EM UM SERVIÇO DE TERRAPLENAGEM

O serviço de terraplenagem é analisado em seções definidas pelas estacas de marcação da diretriz da estrada de ferro, conforme visto anteriormente, colocadas de 20 em 20 metros. No serviço de terraplenagem, podem ocorrer duas situações distintas:

1. Se a cota de projeto a ser atingida estiver abaixo da cota do terreno, será necessário fazer uma escavação para atingi-la, caracterizando um corte;
2. Se a cota de projeto a ser atingida estiver acima da cota do terreno, será necessário fazer um acúmulo de material para atingi-la, caracterizando um aterro.

Assim, os serviços de terraplenagem podem ser divididos em três tipos de seção: 1) Corte; 2) Aterro; e 3) Mista. Na Figura 14, podem ser observados os três tipos citados. As seções mistas ocorrem quando a seção possui tanto corte como aterro simultaneamente.

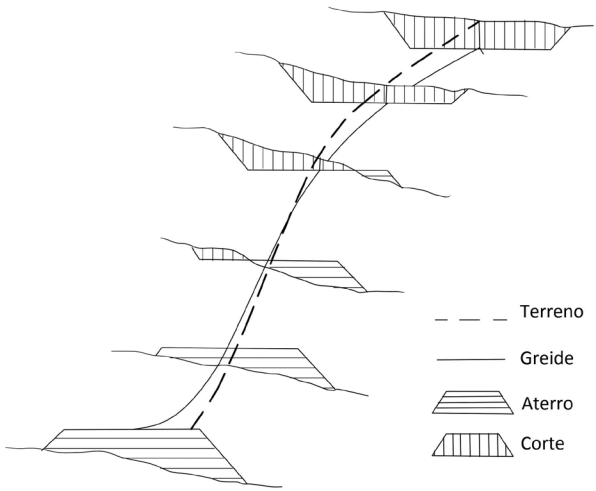


Figura 14 - Tipos de seção de uma estrada de ferro

4.2.1 Corte

Os serviços de corte (Figura 15, Figura 16 e Figura 17) são escavações feitas no terreno natural visando o preparo da plataforma da ferrovia. O objetivo do corte é a retirada de solo e/ou rocha para alcançar a cota de projeto da seção da ferrovia.

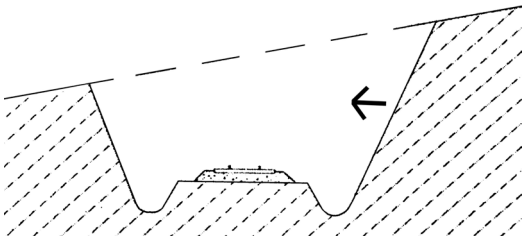


Figura 15 - Desenho esquemático de um corte

Figura 16 - Corte em solo argiloso

Figura 17 – Corte em rocha

4.2.2 Aterro

Os serviços de aterro são caracterizados pela colocação de solo de um local em outro local, com posterior eventual compactação. O objetivo dos serviços de aterro é alcançar determinada cota acima do terreno natural, no intuito de assentar um trecho da ferrovia conforme seu projeto (Figura 18). A Figura 19 apresenta um aterro sendo realizado; já na Figura 20, pode-se ver o aterro concluído.

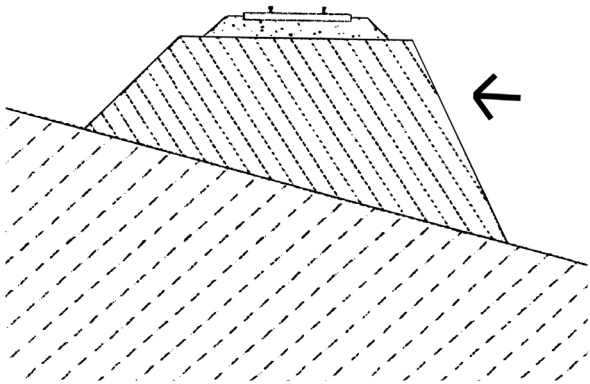


Figura 18 – Desenho esquemático de um aterro

Figura 19 – Processo de aterro com escoramento de cortina atirantada

Figura 20 - Aterro concluído com escoramento de cortina atirantada

4.3 MATERIAL ESCAVADO

4.3.1 Classificação dos materiais escavados

Podem-se definir dois tipos de material de escavação:

1. Solo: material que pode ser escavado com ferramentas comuns e sem uso de explosivos;
2. Rocha: material que só pode ser escavado com ajuda de ferramentas especiais e/ou com o uso de explosivos.

Para identificar os materiais a serem escavados, eles são classificados em três categorias:

- 1ª categoria: Escaváveis por equipamentos comuns, como o trator de esteira. Estão nesta categoria os solos normais, de predominância argilosa, siltosa ou arenosa; pedregulhos e pedras; matacões (blocos de rocha) de até $1m^3$, que possam ser transportados sem grandes dificuldades;
- 2ª categoria: Escaváveis com auxílio de escarificador. Estão nesta categoria os solos sedimentares em processo avançado de litificação e as rochas em processo avançado

de intemperismo; blocos de rocha com mais de 1m³, que necessitam de fragmentação com explosivos; rochas alteradas, que necessitam de explosivos esporadicamente;

- 3ª categoria: Escaváveis apenas com o uso de explosivos. Estão nesta categoria as rochas sãs e duras, que requerem o uso intensivo de explosivos para seu desmonte.

Materiais das três categorias podem ocorrer simultaneamente num mesmo corte, com horizontes mal definidos entre eles, demonstrando a dificuldade de classificação e de execução do serviço.

4.3.2 Empolamento

O volume retirado dos cortes, quando aplicado nos aterros, deve ser compactado, a fim de atingir a estabilidade do aterro, bem como a resistência desejada. Geralmente, a densidade do solo compactado é maior que a do solo natural.

Dessa forma, a compactação dos aterros leva a uma diminuição do volume do material escavado. O volume final do aterro compactado é denominado de *volume reduzido*. A *redução* ou coeficiente de redução é a diferença relativa entre o volume de solo natural do corte e o volume do mesmo material depois de compactado no aterro. A *redução* é calculada pela fórmula:

$$R = \frac{Vn - Vr}{Vn}$$

Em que:

R - Redução

Vn- Volume natural

Vr- Volume reduzido

É denominado *fator de redução* ou *coeficiente de redução* o fator que indica quanto deve ser multiplicado o volume geométrico de aterro

para obter o volume necessário para construir o aterro. O fator de redução é dado pela fórmula:

$$ft = \frac{1}{1 - R}$$

Em que:

ft - Fator de redução

R - Redução

O valor do fator de redução é dependente da densidade natural do material do corte e do grau de compactação exigido para o aterro. O valor do coeficiente de redução pode ser obtido por meio de ensaio do material em laboratório e por meios práticos, podendo ser adotado um valor médio entre 1,05 e 1,20. O fator de redução é também conhecido como *fator de empolamento*.

4.3.3 Distribuição do material escavado

Pelos altos custos de escavação, deve-se sempre que possível aproveitar o material de corte como material de aterro em seção próxima. Esse aproveitamento é chamado de *compensação de volumes*. Há casos em que o material escavado não serve para a construção de aterros, como, por exemplo, rochas e solo mole. Ou, ainda, pode ocorrer a situação em que o volume de corte é maior que o de aterro. Assim, o material descartado deve ser transportado e depositado em local planejado, respeitando, inclusive, o meio ambiente. Essa operação é denominada de *bota-fora*.

Também há casos em que o material escavado é insuficiente para a construção de aterros, sendo assim necessário realizar novas escavações para poder complementar o volume de aterro. O local de escavação deve ser escolhido levando-se em conta os lados econômico, técnico e, especialmente, ambiental. Essa operação de escavação e transporte da nova área de escavação até o local de aterro é chamada de *empréstimo*.

Existem, ainda, situações em que o material disponível de corte está a uma distância em que o custo de transporte inviabiliza economicamente o uso dele na área que necessita de aterro. Assim, faz-se um *bota-fora* do corte que está longe e depois um *empréstimo* de uma região mais próxima.

Na situação em que ocorre corte e aterro em seções consecutivas, ambas com características similares, deve-se usar o material compensado no próprio local. Com isso, evita-se o transporte, que onera demais a obra, como já dito anteriormente. A compensação no mesmo segmento, ou seja, na mesma estaca, é denominada de *compensação transversal* ou *compensação lateral* (Figura 21).

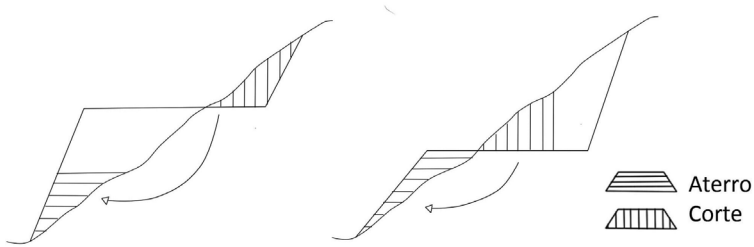


Figura 21 - Desenho esquemático da compensação lateral ou compensação transversal

Se na situação de *compensação transversal* houver mais volume de corte do que de aterro no mesmo segmento, deve-se usar o volume necessário de material para *compensação transversal* no próprio local. O volume maior de corte é denominado *volume excedente* e pode ser usado para compensação *longitudinal*.

Todavia, se na situação de *compensação transversal* houver mais volume de aterro do que de corte no mesmo segmento, deve-se usar todo o material do corte no próprio local do aterro, podendo o restante de volume necessário vir de uma *compensação longitudinal* ou de um empréstimo. Assim, este valor é denominado de *volume excedente negativo*.

4.4 PLATAFORMA

A plataforma (Figura 22) pode ser caracterizada como sendo a superfície do terreno preparado para suportar os elementos da superestrutura da via permanente, mais os espaços laterais necessários para drenagem e sinalização, entre outros. A plataforma de terraplenagem é caracterizada por: 1) Cota do eixo; 2) Largura total da plataforma; e 3) Declividade de cada semiplataforma (valor típico = 3%). A plataforma pode ir do pé de um corte até a crista de um aterro; do pé de um corte ao pé de outro corte; ou ainda da crista de um aterro até a crista de outro aterro (Figura 22 e Figura 23). A plataforma também é denominada de terrapleno.

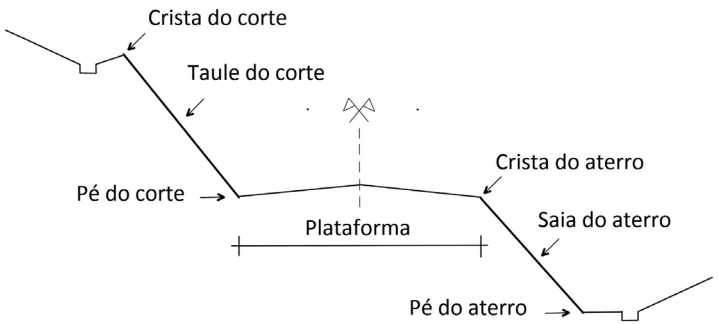


Figura 22 - Desenho esquemático da largura da plataforma

Figura 23 - Plataforma (terrapleno) pronta para receber a superestrutura

4.5 TALUDE

Talude é o termo que caracteriza a face de um terreno que possui certa inclinação. Podem ser classificados como: 1) Naturais; e 2) Artificiais.

O talude natural pode ser composto de solo residual ou sedimentar. O solo residual é formado a partir de processos de intemperismos físicos e químicos, que desintegram e decompõem a rocha, permanecendo no local de formação, ou seja, sobre a rocha que lhe deu origem. Os solos sedimentares são aqueles que sofreram algum deslocamento para posicionarem-se no local atual.

Já o talude artificial é aquele que foi construído pelo homem, com uma alteração geométrica de um talude natural ou com a construção de um aterro (saia do aterro). Os taludes artificiais podem ser encontrados em minas a céu aberto, nas barragens, nas laterais de estradas e ruas, na escavação de uma vala para assentamento de tubo de água e até nos fundos das casas construídas em local em aclive (terreno subindo) ou declive (terreno descendo). O interesse deste livro são os taludes artificiais criados para possibilitar a implantação da plataforma ferroviária e os elementos de drenagem da ferrovia.

O talude artificial representa a inclinação da saia do aterro ou a rampa do corte, expresso pela relação v : h entre os catetos vertical (v) e horizontal (h) de um triângulo, cuja hipotenusa coincide com a superfície inclinada. Matematicamente, o talude expressa a tangente do ângulo que a superfície inclinada forma com a horizontal. Os taludes artificiais podem ser classificados como: taludes de corte e taludes de aterro. O primeiro é aquele que se forma como resultado de um processo de corte, de retirada de material. Já o segundo se forma como resultado da colocação e compactação de solo em um local para formar o corpo do aterro.

No talude artificial, de corte ou de aterro, têm-se os seguintes elementos: 1) Crista: é a parte mais alta do talude; 2) Pé: é a parte mais baixa do talude; 3) Corpo ou maciço do talude: é a parte interna do talude. Sua constituição, tipo de material, pode ser formada de argila, silte, areia, rocha, etc.; 4) Elementos de drenagem: visam encaminhar

as águas para fora do maciço do talude, evitando seu deslizamento; e 5) Banqueta ou berma: quando o talude é muito alto, deve-se dividi-lo em bancadas, denominadas bermas, a fim de garantir mais estabilidade ao talude (Figura 24).

Figura 24 - Corte com um talude executado em berma

A diferença de cota entre a crista e o pé define a altura do talude. Já o ângulo, em graus, entre a horizontal e a reta média entre a crista e o pé é chamado de inclinação (ou somente ângulo). Terrenos rochosos suportam bem os taludes e podem apresentar ângulo acentuado de 80 a 90 graus; em contrapartida, terrenos arenosos não suportam taludes com grandes inclinações e apresentam ângulos pequenos entre 20 e 30 graus.

O conhecimento da rede de fluxo é importante para análises de estabilidade de taludes. Ela descreve a trajetória da água, que percola pelo corpo do talude. Uma parte da rede é constituída de água que infiltra no terreno em áreas próximas do talude, e outra parte da rede é constituída de água que infiltra em locais distantes, até vários quilômetros de distância, e chegam até o talude. Mina ou bica é o afloramento de água no talude. Águas que infiltram no terreno e que percolam pelo maciço do talude afloram à superfície, geralmente, no pé do talude.

4.5.1 Estabilidade de taludes

De uma forma geral, os solos e rochas são heterogêneos. Frequentemente, tem-se uma série de camadas de solos com diferentes características geomecânicas, constituindo o perfil geotécnico. Eventualmente, em uma mesma camada ocorrem variações significativas de resistência, com a existência de descontinuidades que definem a provável superfície de um deslizamento de talude. Tais descontinuidades (juntas e/ou falhas) apresentam-se também nas rochas, compartimentando o maciço em blocos. Em virtude dessas heterogeneidades, as formas de deslizamento de um talude são inúmeras, sendo fundamental o reconhecimento do provável modelo desse deslizamento, a fim de se saber como e onde atuar na estabilização de um talude. A determinação da superfície crítica de deslizamento é usualmente feita com base em um processo de tentativas, tradicionalmente desenvolvido por métodos de equilíbrio limite, após a seleção de um modelo de ruptura existente na literatura.

A infiltração de água nos poros e trincas existentes no solo ou nas descontinuidades das rochas é a principal causa de deslizamento de um talude. No caso de solos, o aumento da pressão de água nos poros provoca principalmente uma redução da resistência ao cisalhamento, e a infiltração de água em trincas gera um esforço de empuxo com tendência de deslocar a massa de solo. Para taludes rochosos, a água que infiltra nas descontinuidades gera empuxos com a tendência de deslocar blocos e reduzir a força de atrito e a aderência existente entre blocos.

Tendo em vista a relevante influência da água na estabilidade de um talude, é necessário evitar ao máximo sua infiltração no maciço; e, com eventual infiltração, é fundamental a existência de um sistema eficiente de drenagem.

4.5.2 Movimentos de taludes

4.5.2.1 Quedas de barreiras ou rocha

As quedas são típicas de encostas íngremes. Tais encostas em solos não permanecem estáveis por muito tempo. No caso de solo argiloso, o deslizamento é frequente, precedido do aparecimento de trinca na crista do talude. Encostas rochosas permanecem estáveis em função de sua coesão, entretanto a infiltração de água em suas descontinuidades gera quedas de blocos (Figura 25).

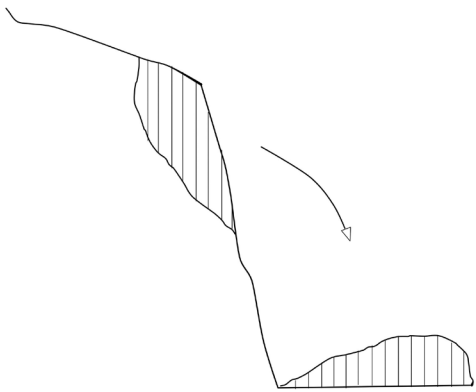


Figura 25 - Quedas

4.5.2.2 Rolamento de blocos

O rolamento de blocos ocorre naturalmente em encostas quando processos erosivos ou pequenos escorregamentos removem o apoio de sua base, condicionando o movimento de rolagem. Para evitar esse tipo de escorregamento, deve-se atuar em três ações específicas: 1) Proteção da área de apoio do bloco; 2) Desmonte e remoção do bloco; e 3) Fixação do bloco por chumbadores ou tirantes.

4.5.2.3 Escorregamentos rotacionais

O escorregamento rotacional é típico em taludes de solos argilosos profundos. A superfície de escorregamento é geralmente profunda (Fi-

gura 26). Eventualmente, o escorregamento do talude é precedido do levantamento do seu pé (Figura 27 e Figura 28) e abatimento e trincas em sua crista, de maior ou menor extensão.

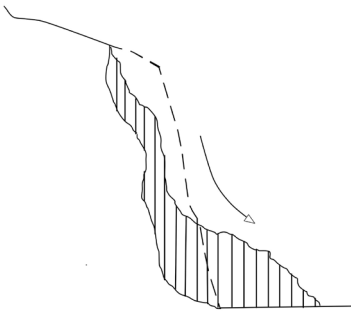


Figura 26 - Escorregamento

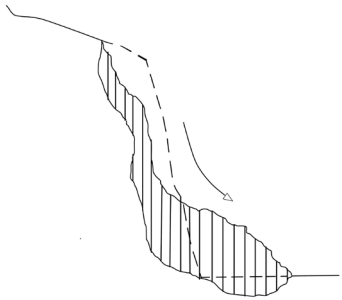


Figura 27 – Escorregamento com levantamento do pé do talude

4.5.2.4 Escorregamentos compostos e translacionais

A heterogeneidade é determinante para o desenvolvimento de escorregamentos compostos e translacionais. No caso composto, tem-se uma extensão da superfície de ruptura com formato curvo e outra com formato plano. Eventualmente, as partes curvas da superfície de ruptura são relativamente tão curtas que são desprezadas, tendo assim um movimento predominantemente de translação, ou seja, com superfície de ruptura plana.

4.5.2.5 Escorregamentos múltiplos

Após um deslizamento, a massa de solo remanescente perde o confinamento lateral que era gerado pelo solo que sofreu deslocamento. Além disso, ocorre um esforço cisalhante aplicado pelo solo, no momento da ruptura, com tendência de provocar o deslizamento do solo remanescente. Como consequência, tem-se um "efeito dominó", com escorregamentos múltiplos.

Figura 28 - Escorregamento de parte do talude

4.5.2.6 Escoamentos

No escoamento, o solo se movimenta como um líquido viscoso. Ele é tipicamente poroso, resultante de um escorregamento anterior, e se desloca em função do aumento da pressão de água em seus poros e da consequente redução da resistência ao cisalhamento. Quando o movimento é perceptível, chama-se corrida de terra (ou argila) ou corrida de areia (liquefação); e quando o movimento é lento (3 a 5 centímetros por ano), chama-se rastejo.

4.5.2.7 Rastejo

O rastejo é o deslocamento lento e contínuo de camadas superficiais sobre camadas mais profundas, com ou sem limite definido entre a massa de terreno que se desloca e a que permanece estacionária. A curvatura dos troncos de árvores, a inclinação de postes e as fendas no solo são algumas das indicações do rastejo.

A velocidade de rastejo é de cerca de 30 cm por decênio, enquanto a velocidade média de avanço de um escorregamento é da ordem de 30 cm por hora. Na Tabela 1, podem ser observadas as velocidades dos principais movimentos dos taludes.

Tabela 1 - Velocidades dos principais movimentos dos taludes

Movimento	Velocidade	Classificação
Extremamente rápido	3,0 m/s	
Muito Rápido	0,3 m/min	**Desmoronamento**
Rápido	1,5 m/dia	
Moderado	1,5 m/semana	
Lento	1,5 m/mês	**Escorregamento**
Muito lento	1,5 m/ano	
Extremamente lento	< 0,3 m/05 anos	**Rastejo ou creep**

4.5.2.8 Escorregamentos em aterros

As principais instabilizações observadas em aterros ocorrem por: 1) Problemas na fundação; 2) Problemas no corpo do aterro; 3) Problemas em travessia de linhas de drenagem; e 4) Problemas com os sistemas de drenagem e proteção superficial.

Os problemas na fundação são observados em aterros construídos sobre solos de baixa capacidade de suporte, normalmente existentes em regiões de baixada e também em pequenas planícies encaixadas em regiões serranas. Podem ocorrer também nos aterros realizados diretamente na rocha, pois o contato solo/rocha é, em geral, uma superfície potencial de ruptura, principalmente se não for devidamente tratado. Para evitar essa instabilização, deve ser feito um preparo adequado do terreno para o aterro e a remoção das camadas de solo vegetal e orgânico.

As principais instabilidades observadas nos aterros estão associadas a problemas em seu próprio corpo e ocorrem por causa dos seguintes fatores: 1) Má compactação ou até mesmo a sua inexistência; 2) Uso de materiais inadequados; 3) Geometria do talude, incompatibilidade da inclinação com a resistência do material; e 4) Deficiência ou inexistência de sistemas de drenagem.

Para evitar a instabilidade, deve ser feita a reconstrução do aterro com material de boa qualidade, bem compactado, e a implantação de um sistema de drenagem adequado. Os problemas em travessia de linhas de drenagem ocorrem em locais onde há a interceptação dos talvegues naturais pela estrada onde a travessia é feita através de bueiros de grota. Esse problema se dá quando a saída ou a entrada desse tipo de obra é obstruída, forçando assim a água a passar pelo corpo do aterro, ocasionando percolações por dentro dele, desestabilizando assim o talude e, por consequência, provocando seu colapso.

Como medidas preventivas, sugere-se adotar os seguintes procedimentos: implantação de sistemas de proteção junto às entradas dos bueiros; reconstrução da obra, com dimensionamento adequado e incluindo as proteções devidas.

Quando a instabilidade ocorre em razão de problemas com os sistemas de drenagem e proteção superficial, é porque esses sistemas podem apresentar dificuldades relacionadas com danos às canaletas, escadas d´água ou outros dispositivos, bem como devido ao seu dimensionamento incorreto. Esses problemas, em conjunto com deficiências do sistema de proteção superficial, costumam provocar infiltração nos taludes e na própria plataforma, ocasionando saturação e erosão em sulcos nos taludes dos aterros, que, ao evoluírem, podem levar à ocorrência de escorregamentos.

Para evitar essa instabilização, podem ser adotadas as seguintes medidas preventivas: 1) Manutenção sistemática e frequente nos sistemas de drenagem; e 2) Reconstrução, com dimensionamento adequado nos casos em que os sistemas já foram severamente danificados.

4.6 OBRAS PARA ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES

Existem vários tipos de obras de estabilização de taludes que têm sido empregados na construção de estradas. Entre eles, citam-se: 1) Reconstrução de Taludes; 2) Retaludamento; 3) Obras de Contenção; e 4) Obras de drenagem. A escolha da obra a ser executada está relacionada com o tipo de problema a ser resolvido, com a viabilidade de execução e com a viabilidade financeira do projeto a ser desenvolvido.

4.6.1 Reconstrução de taludes

Consiste na reconstrução total do talude tomando os cuidados básicos necessários para o seu bom aproveitamento. Os cuidados que devem ser tomados são: 1) Escolha da jazida de solo adequada; 2) Tratamento prévio dos solos da jazida; 3) Limpeza adequada do terreno para preparo da fundação, tomando o cuidado de remover toda a vegetação, assim como suas raízes; 4) Estocagem do solo superficial e do solo com matéria orgânica para futura utilização na fase final da execução do aterro; 5) Preparação da superfície de contato entre o terreno e o aterro, quando inclinado, em forma de degraus; 6) Implantação de uma drenagem de base eficiente sempre que existirem surgências d´água ou possibilidade de infiltrações significativas pelo aterro; e 7) Compactação adequada do aterro com equipamentos específicos para esse fim e em concordância com as normas.

4.6.2 Retaludamento

O retaludamento é um processo de terraplenagem através do qual se alteram, por cortes ou aterros, as inclinações dos taludes originalmente existentes em um determinado local, a fim de se conseguir uma estabilização deles. Das obras de estabilização de taludes, o retaludamento é o mais usado, devido a sua simplicidade e eficácia.

Estão, também, relacionadas ao retaludamento as obras de controle de drenagem superficial e de proteção superficial, que buscam reduzir a infiltração de água no terreno e disciplinar o escoamento superficial, inibindo os processos erosivos. Na Figura 29, é mostrada a execução de retaludamento por meio de corte com abrandamento da inclinação média do talude. Já na Figura 30, é mostrada a execução de retaludamento por meio de corte com redução da altura do talude.

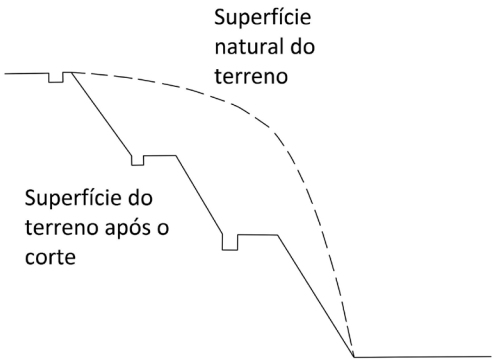


Figura 29 – Retaludamento

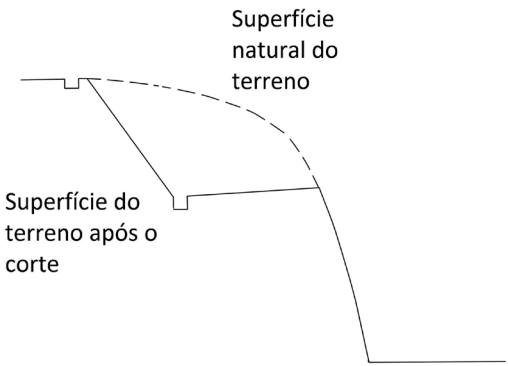


Figura 30 – Retaludamento

4.6.3 Obras de contenção

Entende-se por obras de contenção todas aquelas estruturas que, uma vez implantadas em um talude, oferecem resistência à movimentação deste ou à sua ruptura, ou ainda que reforçam uma parte do maciço, de modo que esta parte possa resistir aos esforços tendentes à instabilização dele.

Existem três tipos básicos de obras de contenção que podem ser realizadas. São eles: 1) Muros de Arrimo; 2) Obras especiais de estabilização; e 3) Soluções alternativas em aterros. Em face da importância dessas obras, a seguir elas serão mais detalhadas.

4.6.3.1 Muros de arrimo

Os muros de arrimo são paredes que servem para conter massas de terra. Podem ser de diversos tipos e funcionar de diferentes maneiras. Antigamente, eram apenas pedras empilhadas na beira de uma encosta, porém com o avanço tecnológico foram criados vários tipos de muros de arrimo. Destes, entre os mais empregados atualmente, citam-se: 1) Muros tipo "gravidade"; 2) *Crib-walls*; 3) Gabião; e 4) Concreto armado.

Os muros de arrimo são conhecidos como muros tipo gravidade. Isso se deve ao fato de que a reação ao empuxo do solo é proporcionada pelo peso do muro e pelo atrito em sua fundação, que é função direta do peso do muro de arrimo. São muros constituídos de pedras arrumadas manualmente, podendo ser argamassadas ou não, sendo que a resistência deles depende exclusivamente da união dessas pedras (Figura 31 e Figura 32).

Esse tipo de muro é usualmente econômico para contenção de taludes de pequenas alturas (até aproximadamente 4 metros), tomando-se o cuidado, no caso do muro de pedra argamassada, de implantar a drenagem do meio por barbacãs.

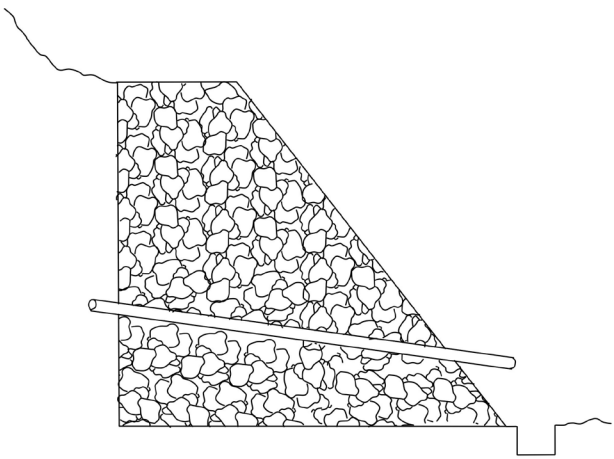


Figura 31 - Muros tipo "gravidade"

Figura 32 - Muro de arrimo tipo “gravidade”

Crib-walls é um sistema de peças de concreto armado, que são encaixadas entre si, formando uma espécie de gaiola ou caixa, cujo interior é preenchido com material terroso ou, de preferência, com blocos de rocha, seixos de maiores dimensões ou ainda entulho.

Esse material fornece o peso da estrutura de gravidade, enquanto as peças de concreto armado respondem pela resistência da estrutura e manutenção de sua forma geométrica (Figura 33).

Figura 33 - Contenção com crib-walls

São utilizados, geralmente, na construção de aterros em encostas, já que, devido a sua forma construtiva, possuem uma boa drenabilidade e são pouco sensíveis a movimentações e recalques, razões pelas quais se adaptaram muito bem à execução de estradas em regiões serranas.

Os muros do tipo gabião são compostos por gaiolas de arame galvanizado, preenchidas com pedra britada ou seixos, que são colocadas justapostas e costuradas umas às outras por arame, formando muros de diversos formatos. São utilizados, normalmente, como proteção superficial de encostas, proteção de margens de rios e riachos. São também utilizados como muros de contenção de pequenas alturas. Deve-se utilizar uma manta geotêxtil na transição entre o muro e a encosta.

Figura 34 - Muro tipo gabião

Os muros de concreto armado estão associados à execução de aterros ou reaterros. Uma de suas partes se projeta para dentro do aterro, e o peso do solo sobre ela funciona como elemento integrante da estrutura de arrimo, uma vez que para sua estabilidade precisam contar, além do peso próprio, com este peso. São geralmente econômicos para alturas de até 7 metros.

A execução de um sistema de drenagem adequado é imprescindível, por meio de barbacãs e dreno de areia ou geocomposto.

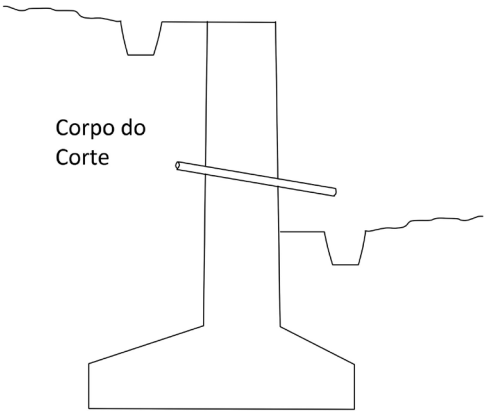


Figura 35 - Muros de concreto armado

4.6.3.2 Obras especiais de estabilização

Entre as obras especiais de estabilização atualmente utilizadas, destacam-se: 1) Tirantes e chumbadores; 2) Cortinas atirantadas; e 3) Soluções alternativas em aterros.

A função dos tirantes é ancorar massas de solo ou blocos de rocha pelos incrementos de força gerados pela protensão destes elementos, que transmitem os esforços diretamente a uma zona mais resistente do maciço, por meio de barras ou cordoalhas de aço ancoradas em bulbos de concreto.

Os chumbadores são barras de aço fixadas com calda de cimento sem o uso de protensão. Também chamados de grampos ou agulhas, têm a função de resistir a esforços de tração e cisalhamento. São instalados no solo após perfuração, com inclinação de aproximadamente 15º com a horizontal. Como não há protensão, os chumbadores só funcionam mediante o deslocamento do solo. Geralmente, as barras de aço instaladas são dobradas na face do talude e ancoradas em uma tela metálica (Figura 39), que fica envolvida por concreto projetado.

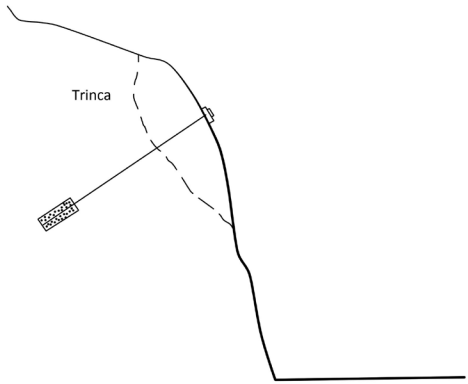


Figura 36 – Contenção com um tirante

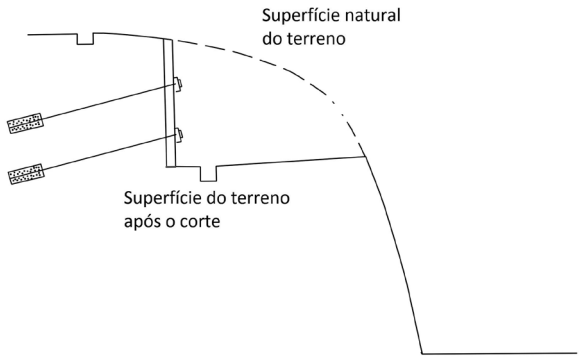


Figura 37 - Contenção com vários tirantes

Figura 38 – Aplicação de tirantes para contenção

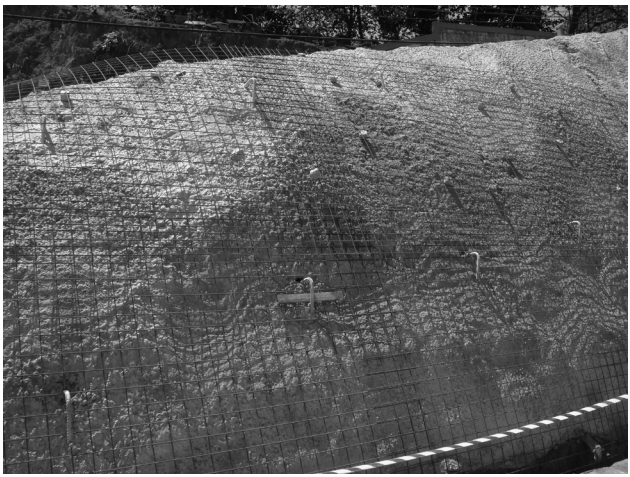


Figura 39 – Paramento de talude com chumbadores,
antes da projeção da segunda camada de concreto

As cortinas atirantadas são paredes de concreto armado, verticais ou subverticais, que funcionam como paramento e são ancoradas no substrato resistente do maciço por meio de tirantes protendidos (Figura 40, Figura 41 e Figura 42).

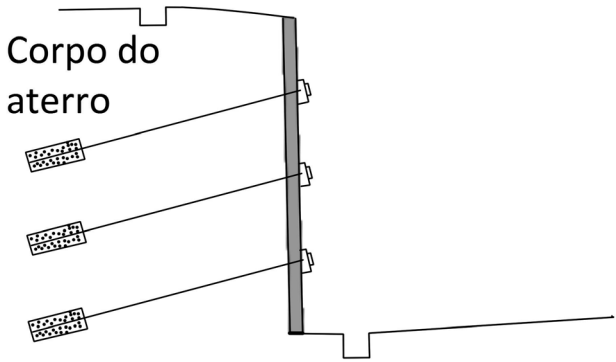


Figura 40 - Esquema de cortina atirantada

Figura 41 – Processo de aterro com escoramento de cortina atirantada

Figura 42 - Aterro concluído com escoramento de cortina atirantada

O paramento de concreto pode ser constituído por: placas isoladas para cada tirante; placas englobando dois ou mais tirantes; ou de cortina única, incorporando todos os tirantes. A execução, em caso de cortes, é sempre feita de cima para baixo, por patamares, sendo que um patamar só é executado quando o anterior já está com as placas executadas e os tirantes protendidos. Já no caso de aterros, a sequência é inversa, com a execução dos patamares à medida que o aterro vai sendo alteado.

O uso de estruturas de contenção atirantadas exige uma única premissa básica: a presença de solos suficientemente resistentes para a ancoragem dos tirantes, a profundidades compatíveis. Esse tipo de contenção pode ser usado em qualquer situação geométrica, quaisquer materiais e quaisquer condições hidrológicas.

4.6.3.3 Soluções alternativas em aterros

Estas soluções estão associadas à introdução no corpo do aterro de elementos de materiais resistentes a esforços de tração que, uma vez solicitados, passam a trabalhar em conjunto com o solo compactado. As soluções mais empregadas são: reforço pela introdução de fibras metálicas (terra armada); solo reforçado com geossintético.

A terra armada é constituída pela associação de solo compactado e armaduras (Figura 43), completada por um paramento externo composto de placas, denominado pele (Figura 44). A execução desse tipo de obra é feita com supervisão e assistência da empresa que detém a patente deste processo no Brasil, visto que é uma tecnologia patenteada.

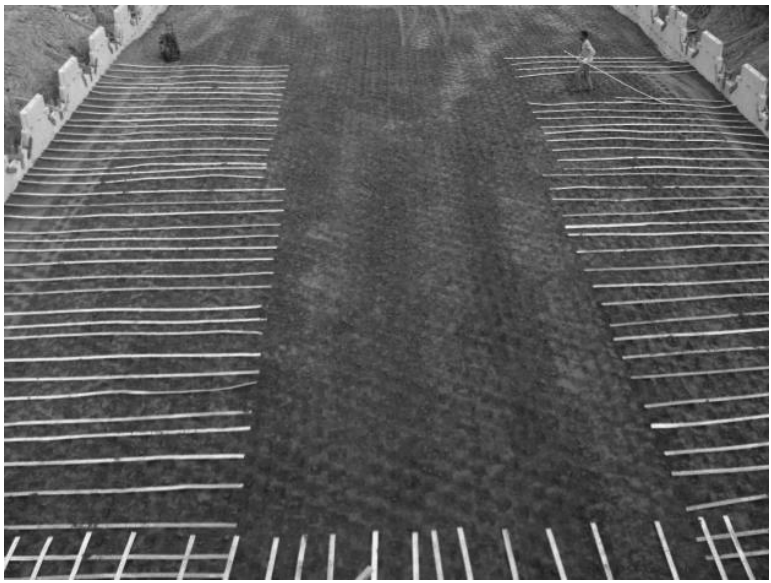


Figura 43 - Terra armada, lançamento da armadura

Figura 44 - Colocação das placas de terra armada

O solo reforçado com geossintético funciona de forma semelhante à terra armada, ou seja, com a utilização de elementos que conferem resistência a esforços de tração ao solo. No caso do solo reforçado, esse elemento resistente pode ser um geotêxtil ou uma geogrelha. O processo construtivo é simples: geralmente se inicia com a abertura de um rolo de geossintético que posteriormente é confinado por uma camada de solo compactado e, em seguida, coberto com geossintético. Este processo que intercala lançamento de solo com abertura de rolo de geossintético vai se repetindo até atingir a cota definida no projeto. Tem-se um caso particular em que além do solo reforçado há uma parede de blocos pré-moldados no paramento, funcionando como elemento de proteção.

4.6.4 Obras de drenagem

A drenagem representa um dos procedimentos mais eficientes e de mais larga utilização na estabilização de todos os tipos de taludes, tanto nos casos em que ela é utilizada como único recurso, quanto naqueles em que é um recurso adicional, utilizado conjuntamente com obras de contenção, retaludamento ou proteções diversas.

Devido aos inúmeros efeitos que a água pode exercer sobre um maciço de solo ou de rocha (aumento do peso específico do material, aumento da poropressão e consequente diminuição da tensão efetiva, forças de percolação, subpressão e outros), é extremamente necessário tomar todos os cuidados recomendados no que diz respeito à drenagem adequada do terreno.

Devem ser instaladas no talude canaletas para recolhimento da água superficial. Quanto à água no interior do talude, ela poderá ser recolhida através de drenos, que podem ser basicamente de dois tipos: drenos de subsuperfície, para drenar a água que se encontra logo atrás do paramento; e drenos profundos, para que a água do interior do maciço possa escoar para fora dele.

Em função da extensão deste tema e de sua importância para a infraestrutura ferroviária, ele será tratado em capítulo específico à frente neste livro.

4.7 EROSÃO

Entende-se por processo erosivo a destruição da estrutura do solo e sua remoção, sobretudo pela ação das águas de escoamento superficial, depositando-o em áreas mais baixas do relevo.

A erosão pode ocorrer tanto em encostas naturais como em taludes de corte e de aterro, e pode se apresentar por escoamento laminar, lavando a superfície do terreno como um todo, sem formar canais definidos.

Outra maneira de incidência é por escoamento concentrado, formando as ravinas e podendo chegar à configuração de voçorocas, à medida que atinge o lençol freático. Apesar da velocidade lenta, porém contínua e progressiva ao longo do tempo, tem elevado poder destrutivo.

De maneira geral, a erosão é responsável por grande parte dos problemas que ocorrem ao longo das estradas, principalmente quando se formam as ravinas ou voçorocas, que chegam a atingir os terrenos adjacentes. Sua ação pode se dar sobressaindo-se aos demais processos ou combinada a outros eventos, tais como escorregamentos, cabendo-lhe o papel, muitas vezes, de agente predisponente à ocorrência desses escorregamentos.

A erosão pode ocorrer em três situações: 1) Erosão em taludes de corte ou aterro; 2) Erosão em plataforma; e 3) Erosão associada a obras de drenagem.

4.7.1 Erosão em taludes de corte ou aterro

A erosão em taludes pode ocorrer de duas maneiras: em sulcos e diferenciada.

A erosão em sulcos (Figura 45), tanto em cortes quanto em aterros, corresponde a sulcos aproximadamente paralelos, presentes normalmente nos taludes de maior declividade e sem proteção superficial, formados pelo escoamento de água superficial. De modo geral, esse tipo de problema é comum em solos saprolíticos, intensificando-se naqueles com predominância de material siltoso.

Figura 45 - Erosão em sulcos

Para esse tipo de fenômeno, são sugeridas como medidas preventivas: 1) Implantação de sistema de drenagem superficial; e 2) Regularização do talude, com implantação de proteção superficial com concreto (Figura 46) e com grama (Figura 47).

Figura 46 - Proteção superficial em talude (concreto projetado)

Figura 47 - Proteção superficial em talude (grama)

A erosão diferenciada ocorre em cortes, por meio de processos erosivos que acontecem em taludes de corte constituídos por materiais com diferentes suscetibilidades à erosão. Devido ao diferente avanço erosivo, é comum ocorrer o descalçamento das partes superiores mais resistentes, em consequência de uma erosão mais intensa na camada inferior.

4.7.2 Erosão em plataforma

A erosão em plataforma ocorre longitudinalmente ao longo das laterais da estrada quando há concentração de água superficial, proveniente dos taludes e da própria plataforma. Como medidas preventivas, são indicadas duas ações: 1) Dissipação da energia da água através de saídas laterais, caixas de dissipação e bacias de retenção; e 2) Regularização da plataforma, com implantação de proteção superficial.

4.7.3 Erosão associada a obras de drenagem

Este tipo de erosão está geralmente localizado no final de canaletas, valetas e saídas de linhas de tubo. Ocorre quando as obras de drenagem responsáveis por conduzir as águas superficiais para fora dos limites do corpo da estrada são executadas de forma inapropriada, sem as medidas necessárias para a dissipação de energia. Como ações preventivas,

são sugeridas as seguintes ações: 1) Execução de caixas de dissipação de energia nos pontos de lançamento de água; e 2) Recomposição do aterro ou corte.

4.8 EQUIPAMENTOS DE TERRAPLENAGEM

O serviço de terraplenagem, como visto anteriormente, é constituído por quatro etapas principais: 1) Escavação; 2) Carregamento/Transporte; 3) Descarregamento/ Espalhamento; e 4) Compactação. Para cada uma delas, existe pelo menos uma máquina projetada para a execução, sendo que algumas máquinas são projetadas para realizar mais de uma etapa. A decisão de qual equipamento deve ser utilizado para cada etapa tem que levar em conta, além da função a ser desempenhada, a potência e as limitações da máquina, bem como seus rendimentos e custos.

A ABNT propõe uma classificação dos equipamentos de terraplenagem de acordo com sua função, na ABNT/TB-51 – Classificação e terminologia de máquinas rodoviárias, em suas partes 1 e 2: Equipamentos e máquinas para terraplenagem, e Equipamentos e máquinas para compactação, respectivamente. Assim, tem-se a seguinte classificação: 1) Unidades de tração (tratores); 2) Unidades escavo-empurradoras; 3) Unidades escavo-transportadoras; 4) Unidades escavo-carregadoras; 5) Unidades aplainadoras; 6) Unidades de transporte; e 7) Unidades compactadoras.

As unidades de tração (tratores) são as máquinas que tracionam ou empurram outros equipamentos para o aumento da tração de carga, ou, ainda, realizam atividades que não exijam o transporte de terras. Podem receber diversos implementos que as adaptam a tarefas distintas. Todos os outros equipamentos são tratores devidamente modificados ou adaptados.

Elas podem ser montadas sobre esteiras ou pneumáticos, pneus. O trator de esteira possui um esforço trator elevado, consegue vencer rampas de grande declividade, terrenos com topografia acidentada e terrenos de baixa capacidade de suporte.

Já o trator sobre rodas requer topografia favorável e terrenos com boas condições de suporte e aderência, mas consegue atingir velocidades maiores, aumentando a produção.

As unidades escavo-empurradoras são os tratores de lâmina ou os *bull-dozer* (Figura 48 e Figura 49), que são tratores de esteira ou rodas com o implemento de uma lâmina frontal, que os transforma em unidades capazes de escavar e empurrar a terra.

Figura 48 - Trator de esteira

Figura 49 - Trator de esteira em operação

Podem existir diversos tipos de lâminas e acessórios para as unidades:

- Lâmina fixa ou reta: escavação e transporte para frente.
- Angledozer: tem um movimento horizontal da lâmina, que permite empurrar a terra lateralmente para facilitar a escavação e o transporte de material.
- Tilt-dozer: permite um movimento da lâmina, podendo ser inclinada lateralmente em relação ao eixo vertical do trator.
- Placas para pusher: lâmina bastante reforçada, usada para empurrar o *scraper* durante a operação de carga. Sua função principal não é a de movimentar terras, mas sim auxiliar outros equipamentos a aumentarem seu esforço de tração.

Escarificador ou ripper: dentes cortantes instalados na parte traseira do trator, usados para romper solos compactos ou para aumentar a eficiência do implemento das lâminas de carga (Figura 50).

Figura 50 - Trator de esteira com escarificador

As unidades escavo-transportadoras têm por função escavar, carregar, transportar e descarregar materiais de consistência média a distâncias pequenas a médias (até 1 km). Existem dois tipos destas unidades: 1) Scraper rebocado; e 2) Motoscraper.

O *scraper* rebocado é constituído por uma caçamba raspadeira, montada sobre dois eixos com pneus, normalmente tracionada por um trator com esteiras. É uma tecnologia superada, por isso pouco usada atualmente. A escavação é feita por uma lâmina de corte que entra em contato com o solo pelo rebaixamento da caçamba do *scraper*. Ao se arrastar a lâmina, o solo é empurrado para o interior da caçamba.

O *motoscraper* ou *scraper* automotriz é utilizado na execução de uma larga faixa de terraplenagem com produtividade e baixo custo. O solo é adensado na caçamba. Não possui tração suficiente para executar o carregamento sozinho, por isso precisa do auxílio de outro equipamento, que pode ser um trator de esteira equipado com lâmina *pusher* ou um outro *motoscraper*.

Figura 51 - Motoscraper empurrado por pusher

No caso de dois *motoscrapers* acoplados um ao outro, o segundo ajuda a empurrar o primeiro, que é carregado. Em seguida, o primeiro suspende o contato da lâmina com o solo e ajuda a tracionar o segundo, que inicia seu carregamento.

As unidades escavo-carregadoras têm a função de escavar e carregar o material para uma unidade de transporte. São as carregadeiras e as

escavadeiras. A carregadeira ou pá carregadeira (Figura 52) é trator de pneus com caçamba dianteira que escava, levanta e descarrega o material a uma altura de até 3 metros.

Figura 52 - Pá carregadeira

As escavadeiras podem ser montadas sobre esteiras (Figura 53 e Figura 54) ou sobre pneus. Elas trabalham paradas e possuem giro de 360°. Seu único inconveniente é um balanceamento deficiente, o que pode gerar tombamentos, ocasionalmente.

Figura 53 - Escavadeira de esteira

Figura 54 - Escavadeira de esteira

As escavadeiras podem ter os seguintes tipos de lança:

- Lança com caçamba pá frontal ou *shovel*: usada para corte de material de 1ª categoria, escavando taludes acima do nível da máquina; movimento de baixo para cima; descarga do material pelo fundo móvel da pá.
- Lança com caçamba de arrasto ou *drag-line*: usada em terrenos pouco consistentes para escavar abaixo do nível da máquina. Recomendada para execução de taludes, remoção de solos úmidos ou submersos, abertura de canais de drenagem e limpeza de cursos d'água.
- Lança com caçamba de mandíbulas ou *clam-shell*: semelhante à caçamba *drag-line*, mas com menor raio de ação; caçamba suspensa por cabo vertical; caçamba abre e fecha como mandíbula; apropriada para uso dentro da água com material solto.
- Lança com caçamba retroescavadeira: usada em escavações abaixo do nível da máquina; movimento de cima para baixo; limitada à abertura de valas em profundidade ou corte de altura elevada; montada na parte traseira do trator de pneus.

As unidades aplainadoras são as motoniveladoras (plaina ou patrol) (Figura 55). Executam longas passadas de nivelamento, acabamento, limpeza de valetas e trabalhos de talude lateral. Essas máquinas pos-

suem escarificador e uma lâmina central de corte. São imprescindíveis em serviços de acabamento, moldando o terreno aos greides finais. Elas são usadas para regularização de pistas, reabaulamento de pistas, limpeza de faixas com vegetação rasteira, abertura de pequenas valas de drenagem, realização de acabamento dos cortes de taludes e plataformas, manutenção de pistas para *motoscraper* e caminhos de serviço.

Elas também executam o espalhamento, arejamento e secagem de materiais úmidos para compactação; espalhamento de misturas, em camadas, nas pistas, na terraplenagem e pavimentação; corte, transporte e espalhamento em trabalhos de raspagem (escavações com pequenas alturas e distâncias); escarificações leves para a remoção de camadas de pavimentos.

Figura 55 - Motoniveladora com escarificador

As unidades de transporte são os equipamentos responsáveis pela condução de material proveniente de cortes ou pedreiras, destinados a aterros, bota-fora ou pavimentação. São utilizados quando as distâncias para uso do *motoscraper* ou *scraper* se tornam antieconômicos. Existem dois tipos: caminhão basculante e caminhão fora de estrada. Os caminhões basculantes são mais adequados à maioria dos serviços, transportando boa parte dos materiais na maioria dos terrenos, com bom rendimento de produção (Figura 56). Os caminhões fora de es-

trada (*offroad*) são veículos usados para serviços pesados, de grande tonelagem de transporte. Devido às suas dimensões, são impedidos de circular nas estradas, sendo restritos aos canteiros de obras (Figura 57).

Figura 56 - Caminhão basculante 8x4

Figura 57 - Caminhão fora de estrada

As unidades compactadoras são basicamente os rolos compressores dos mais diversos tipos, como rolos compressores de tambor liso, rolo compressor pé de carneiro (Figura 58) e rolo compressor de pneus.

Figura 58 - Rolo compressor pé de carneiro

4.9 COMPACTAÇÃO

Denomina-se compactação de um solo o processo manual ou mecânico que visa reduzir imediatamente o volume de seus vazios, tornando -o mais estável (Figura 59). A compactação é um processo pelo qual se procura, por aplicação de peso ou apiloamento, aumentar o peso específico aparente seco (razão entre o peso de sólidos e o volume total) do solo lançado e, como consequência, aumentar sua resistência ao cisalhamento e diminuir sua compressibilidade. Com a compactação, tem-se também uma redução da permeabilidade do solo, uma redução do seu potencial de contração e um aumento do seu potencial de expansão.

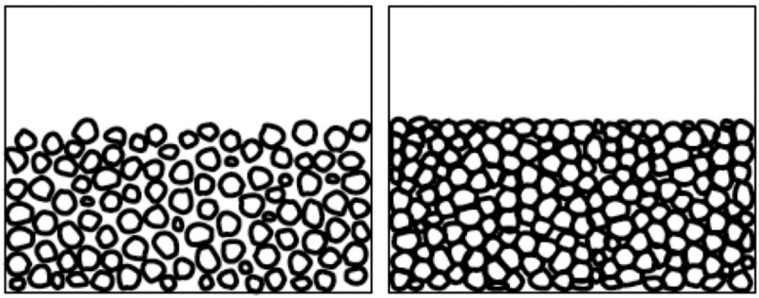


Figura 59 - Solo não compactado e solo compactado com menos espaços vazios entre os grãos

4.9.1 Características dos solos que são influenciadas pela compactação

Para que os solos possam ser utilizados nos aterros das obras de terraplenagem, eles devem preencher certos requisitos, ou seja, certas propriedades sob o aspecto técnico, e, portanto, devem ser tratados como material de construção.

Com relação ao ganho de resistência ao cisalhamento com o processo de compactação, devem ser observados aumentos do intercepto de coesão e do ângulo de atrito, que são os parâmetros obtidos da envoltória de resistência do critério de ruptura de Mohr/Coulomb.

As variações de volume, expansões ou contrações dependem diretamente do teor de umidade de compactação e do tipo de solo usado. Assim, os solos expansivos (argilas de alta plasticidade, por exemplo) devem ser evitados ou estabilizados quimicamente, pois sofrem variações significativas de volume com a variação da umidade. Além do uso de solo adequado, o teor de umidade de compactação também deve ser controlado rigorosamente.

Existe um teor de umidade ótimo para cada solo, conforme mostra a teoria da compactação apresentada a seguir. Um solo compactado com baixo teor de umidade, em relação ao teor de umidade ótimo, pode se apresentar com um potencial de colapso, ou seja, em virtude de infil-

tração de água, pode ocorrer uma brusca variação do volume de vazios, que gera recalques imediatos e significativos no corpo do aterro. Tais recalques podem danificar seriamente a ferrovia.

4.9.2 Teoria da compactação

Os fatores críticos de sucesso de uma compactação e que devem sempre ser analisados são:

1. O tipo de solo empregado;
2. O teor de umidade do solo;
3. A energia empregada na aproximação dos grãos, denominada energia de compactação.

Ralph Proctor estabeleceu que a densidade com que um solo é compactado, sob uma determinada energia de compactação, depende da umidade do solo no momento do processo. Além disso, ele verificou que na mistura de solo com maiores quantidades de água, quando compactada, o peso específico aparente seco da mistura aumentava, porque a água funcionava reduzindo a sucção existente nos poros do solo, provocando assim uma redução de tensões entre grãos, com consequente deslocamento de partículas, permitindo melhor entrosamento, ou seja, ocasionando a redução do volume de vazios.

Em um determinado ponto é atingido o peso específico aparente seco máximo, a partir do qual, ainda que se adicionasse mais água, o volume de vazios passaria a aumentar. A explicação desse fato reside em que quantidades adicionais de água, após o ponto citado, ao invés de facilitarem a aproximação dos grãos, fazem com estes se afastem, aumentando novamente o volume de vazios e causando o decréscimo dos pesos específicos aparentes secos correspondentes. Nesse caso, a partir da umidade ótima, ocorre a oclusão do ar, isto é, os filetes contínuos de ar não se apresentam e a expulsão do ar é dificultada.

4.9.3 Teste em laboratório

Testes para determinar teor de umidade ótimo são feitos no laboratório. Os mais comuns são o Teste de Proctor Normal ou Padrão, o

Teste de Proctor Modificado e o Teste de Proctor Intermediário. Um determinado solo precisa ter uma quantidade ideal (ou ótima) de umidade para alcançar densidade máxima. Isso é importante não só para durabilidade, mas para economia, pois é necessário menos esforço de compactação para se alcançar os resultados desejados.

4.9.3.1 Teste de Proctor

O Teste de Proctor consiste em aplicar um determinado número de golpes com um peso padrão caindo de uma determinada altura sobre o solo. A compactação é procedida em um cilindro, em camadas.

4.9.3.2 Curva de compactação

Ao realizar-se a compactação de um solo, sob diferentes condições de umidade e para uma determinada energia de compactação, obtém-se uma curva de variação dos pesos específicos aparentes secos (γ_d) em função do teor de umidade (w). Essa curva é chamada de curva de compactação.

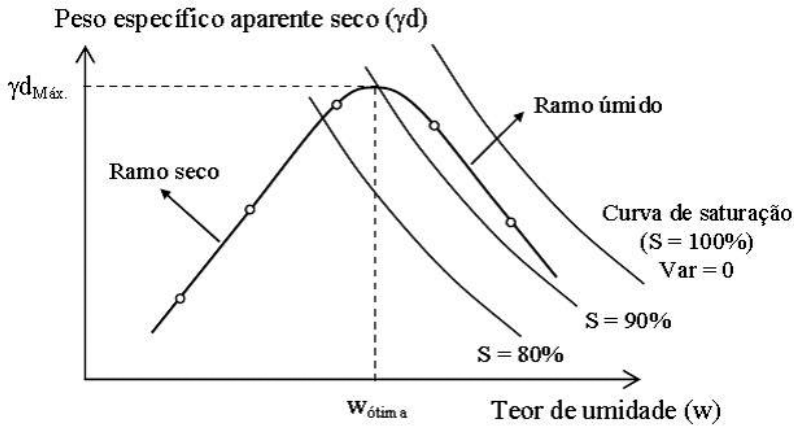


Figura 60 - Curva de compactação

Inicialmente, o peso específico aparente seco cresce com o aumento do teor de umidade até atingir um máximo e depois começa a decrescer para valores, ainda, crescentes do teor de umidade.

A ordenada do ponto correspondente ao pico da curva é o máximo peso específico aparente seco que este solo poderá atingir, para a energia de compactação usada. A umidade correspondente ao peso específico aparente seco máximo é denominada umidade ótima.

Os valores de peso específico aparente seco máximo e umidade ótima dependem da energia de compactação, tendo em vista que, com o aumento desta, a curva de compactação se desloca para cima e para a esquerda.

Para o traçado da curva de compactação, é conveniente a determinação de pelo menos cinco pontos, procurando-se fazer com que dois deles estejam no ramo seco (ramo da esquerda da curva), um próximo à umidade ótima e os outros dois no ramo úmido (ramo da direita da curva).

No campo, é necessária a verificação do grau de compactação (razão entre o peso específico aparente seco de campo e o peso específico aparente seco máximo de laboratório). Uma especificação de grau de compactação pode ser a seguinte: igual ou maior que 95% do Proctor Normal, com desvio de umidade de mais ou menos 3% em relação à umidade ótima. Tal especificação também deve ser acompanhada de valores admissíveis de Índice de Suporte Califórnia (ISC) e expansão, cujas definições são apresentadas em tópico posterior.

4.9.4 Testes de campo

É importante saber e controlar a umidade e o peso específico aparente seco do solo durante a compactação, ou seja, no próprio local onde a compactação está ocorrendo. Portanto, são necessários testes de campos. Entre eles, os mais comuns para determinar se a umidade está adequada e o peso específico aparente seco está sendo alcançado são: 1) Método da frigideira; 2) Método *Speedy*; 3) Teste do óleo; 4) Teste do cone de areia; e 5) Medidor nuclear.

Para obtenção da umidade de campo, o processo expedito mais comumente empregado é o da frigideira. Com uma frigideira e fogareiro, faz-se a secagem violenta e rápida, no próprio campo, das amostras. Esse processo tem a desvantagem de queimar matéria or-

gânica, no entanto, solos com matéria orgânica não são adequados para compactação.

Também muito usado para a obtenção da umidade no campo é o aparelho *speedy moisture test*, que em última análise indica a pressão do gás acetileno produzido na reação química da umidade do solo com o carbureto de cálcio. Necessita de frequentes aferições, para que os resultados sejam pouco afetados pela sua sensibilidade. Por isso, é conveniente a realização de um ensaio em estufa, a 105° C, para determinação correta da umidade da amostra e comparação com os resultados do *speedy*.

Para a obtenção do peso específico total de campo, pode ser aplicado o procedimento do óleo, que consiste em escavar o solo com uma abertura de 10 cm de diâmetro por 15 a 20 cm de altura e preencher a cavidade com óleo. Com isso, é possível a obtenção do peso total de solo e do volume total escavado, para o cálculo do peso específico total. Para o cálculo do peso específico aparente seco, além do peso específico total é necessário o teor de umidade do campo.

O teste do cone de areia é semelhante ao anterior, apenas com a substituição do óleo por uma areia uniforme e seca. O volume de uma cavidade é determinado pelo seu enchimento com areia, proveniente de um dispositivo de jarro e cone. O peso total do solo removido é dividido pelo volume de areia necessária para encher o buraco. Dessa forma, com este procedimento é possível obter-se o peso específico total do solo compactado. Com a umidade, tipicamente obtida pelo *speedy moisture test*, é possível o cálculo do peso específico aparente seco.

Esse peso específico aparente seco é comparado com o peso específico aparente seco máximo de Proctor obtido em laboratório, tendo assim, portanto, o grau de compactação.

No teste de densidade nuclear, são usados um medidor e uma fonte de isótopo radioativo (Césio 137) na superfície do solo ("backscatter") ou uma sonda colocada no solo (transmissão direta). A fonte do isótopo emite fótons (normalmente raios Gama) que irradiam de volta aos detectores do medidor no fundo da unidade.

O solo mais denso absorve mais radiação que o solo solto, e as leituras refletem a densidade global. O teor de água pode também ser lido, tudo dentro de poucos minutos. Uma Densidade de Proctor relativa é obtida após a comparação da densidade máxima com o resultado do teste no material compactado.

4.9.5 Frequência dos ensaios

As Especificações Gerais de Terraplenagem do DNIT prescrevem o seguinte:

1 Um ensaio de compactação no material do corpo do aterro para cada 1.000 m^3;
2 Um ensaio para determinação do peso específico *in situ* para cada 1.000 m^3 de material compactado, no corpo do aterro;
3 Para as camadas finais (60 cm abaixo do greide final), uma determinação do peso específico *in situ* para cada 100 m de extensão de camada, alternadamente no eixo e nos bordos.

4.9.6 Índice de Suporte dos Solos – Ensaio CBR (Califórnia Bearing Ratio)

A capacidade de suporte de um solo compactado pode ser medida pelo método do Índice de Suporte Califórnia (California Bearing Ratio – CBR), que foi idealizado pelo engenheiro O. J. Porter, em 1939, no estado da Califórnia – EUA.

Trata-se de um método de ensaio empírico, adotado por grande parcela de órgãos de construção de infraestrutura de transportes, no Brasil e no mundo. O objetivo do ensaio é determinar: 1) O índice de suporte Califórnia (CBR); e 2) A expansão (E).

O ensaio CBR consiste em determinar a relação entre a pressão necessária para produzir uma penetração de um pistão num corpo de prova de solo e a pressão necessária para produzir a mesma penetração numa mistura padrão de brita estabilizada granulometricamente.

O ensaio pode ser realizado de duas formas:

1. Moldando-se um corpo de prova com teor de umidade próximo ao ótimo (determinado previamente em ensaio de compactação);
2. Moldando-se corpos de prova para o ensaio de compactação (em teores de umidade crescentes), com posterior ensaio de penetração desses mesmos corpos de prova, obtendo-se simultaneamente os parâmetros de compactação e os valores de CBR.

De maneira resumida, o procedimento para obtenção do CBR consiste inicialmente em compactar o corpo de prova, com determinado teor de umidade, em um cilindro padrão. Na sequência, o cilindro contendo o solo compactado e confinado por um disco espaçador é submerso em um tanque com água. Com um extensômetro, é possível medir a expansão ou compressão do solo submerso, ao longo de quatro dias.

Após o período de submersão, o corpo de prova é submetido a um ensaio de compressão. Para tanto, utiliza-se uma prensa para promover o deslocamento, com velocidade padrão, do corpo de prova contra um pistão padrão. Ao longo desse processo, são obtidos deslocamentos e respectivas pressões de penetração do pistão.

Com os dados de pressão e penetração, é possível traçar a curva do ensaio de CBR. Essa curva pode apresentar uma inflexão, que deve ser corrigida, de acordo com a Figura 61. Após a correção, são obtidos os valores das pressões correspondentes às penetrações de 2,5 mm e 5 mm.

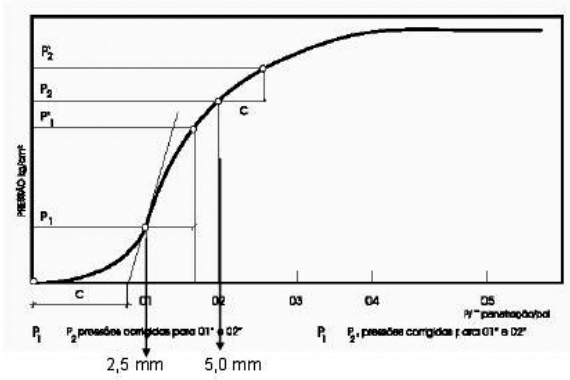


Figura 61 - Curva pressão-penetração obtida no ensaio de CBR

O Índice de Suporte Califórnia, em porcentagem, para cada corpo de prova, é obtido pela fórmula:

$$CBR = \frac{pressão\ calculada\ ou\ pressão\ corrigida}{pressão\ padrão}$$

Adota-se para o Índice de Suporte Califórnia o maior dos valores obtidos para as penetrações de 0,1" (2,5 mm) e 0,2" (5,0 mm).

$$CBR(\%) = \frac{F1 \times 100}{(\frac{\pi d^2}{4})70} = \frac{F1 \times 100}{1350 Kgf}$$

$$CBR(\%) = \frac{F2 \times 100}{(\frac{\pi d^2}{4})105} = \frac{F2 \times 100}{2050 Kgf}$$

De maneira geral, são admitidos os seguintes valores extremos de expansão:

1. Para camadas finais de terraplenagem, em cortes ou aterros: expansão < 2 %;
2. Para corpo de aterros: expansão < 4 %.

Quanto ao CBR (ISC), recomenda-se o uso dos melhores materiais, entre os disponíveis, nas camadas finais e mesmo no corpo dos aterros. Na Tabela 2 é apresentada a correspondência usualmente adotada entre o valor do ISC e a qualidade do material.

Tabela 2 - Qualidade do material de acordo com o CBR

ISC (%)	QUALIDADE DO MATERIAL
≥ 60	Excelente
20 a 60	Muito Bom
10 a 20	Bom
5 a 10	Regular
2 a 5	Ruim
< 2	Péssimo

4.9.7 Técnicas e equipamentos de compactação

Para que haja a compactação dos solos, faz-se necessária a aplicação de um dos esforços a seguir ou a conjugação de mais de um desses esforços: 1) Pressão (compressão); 2) Amassamento; 3) Vibração; e 4) Impacto.

A compressão consiste na aplicação de uma força (pressão) vertical, oriunda do elevado peso próprio do equipamento, obtendo-se a compactação pelos esforços de compressão gerados na massa superficial do solo. O amassamento é o processo que combina a força vertical com uma componente horizontal, oriunda de efeitos dinâmicos de movimento do equipamento ou eixos oscilantes. A resultante das duas forças conjugadas provoca uma compactação mais rápida, com menor número de passadas.

A vibração consiste numa força vertical aplicada de maneira repetida, com frequências elevadas, superiores a 500 golpes por minuto. Isso significa que à força vertical se soma uma aceleração produzida por uma massa excêntrica que gira com determinada frequência. O impacto resulta de uma ação semelhante à da vibração, diferenciando-se apenas pela baixa frequência da aplicação dos golpes. Para atingir cada um dos esforços citados, vários equipamentos estão disponíveis para realizar o processo de compactação.

A compactação por compressão é obtida pelos rolos compressores de rodas metálicas (Figura 62), dotados de grande peso próprio, cuja superfície de contato é bastante pequena, gerando, por consequência, pressões de contato elevadas, que produzem compactação.

Entretanto, as pressões elevadas são obtidas apenas no fim da operação de compactação, pois no início, em virtude de o solo apresentar baixa capacidade de suporte, há um afundamento pronunciado das rodas metálicas e o aumento da superfície de contato, reduzindo sensivelmente as pressões aplicadas.

À medida que o processo avança, o afundamento diminui, aumentando a pressão. Essa situação leva a uma aplicação de pressões elevadas no topo da camada e de pressões mais baixas nas camadas mais profundas, o que provoca uma falta de homogeneidade do processo de compactação e uma pequena altura da camada atingida.

Só é aceita a utilização de rolos compressores lisos com espessuras de camada inferiores a 10 cm, e com o perigo de aparecerem superfícies laminadas entre as camadas. Por essa razão, é desaconselhável a compactação de solos argilosos com esse tipo de equipamento. Ele é aplicável com sucesso na compactação de camadas granulares (macadame hidráulico, brita graduada, etc.).

Figura 62 - Rolo compressor de roda lisa metálica

A compactação por amassamento é obtida pelos rolos pneumáticos com rodas oscilantes ou pelos rolos pé de carneiro (Figura 63), especialmente os autopropelido, em que a tração se faz por meio do tambor e nos quais se faz presente a conjugação dos esforços verticais e horizontais. Muitos rolos pé de carneiro também são vibratórios.

Figura 63 - Rolo pé de carneiro

A compactação por vibração é obtida com os rolos vibratórios dos mais diversos tipos, trabalhando na faixa de frequência de 900 a 2.000 golpes por minuto e com determinada amplitude de oscilação do material constituinte do terreno. A frequência utilizada é chamada frequência de ressonância.

A compactação por impacto se faz ocasionalmente, quando não se podem utilizar outros equipamentos, empregando-se a energia proveniente da queda do aparelho de uma determinada altura, como, por exemplo, o "sapo mecânico" (Figura 64). Grandes pesos (10 a 40 toneladas) levantados por guindastes e deixados cair de uma altura de 10 a 20 metros são utilizados para compactar aterros ou camadas naturais de grandes espessuras (5 a 15 metros).

Figura 64 - Sapo mecânico

4.9.8 Seleção dos equipamentos de compactação

A definição do melhor equipamento para um serviço específico de compactação é complexa, pois ocorrem diversos tipos de solos que possuem características bem diversas, que levam a reações diversas à energia de compactação aplicada. Alia-se a isso o fato de existir uma variedade muito grande de equipamentos de compactação disponíveis.

Assim, para se iniciar o processo de escolha do equipamento, devem ser definidos os tipos predominantes de solos, que podem ser divididos em dois grupos:

1. Solos coesivos: nos quais há uma parcela dominante de partículas finas a muito finas, nas quais as forças internas de coesão desempenham papel preponderante;
2. Solos não coesivos (granulares): nos quais há muito pouca ou nenhuma coesão entre os grãos, havendo, entretanto, o atrito entre eles.

Para os solos muito coesivos, que, além da parcela de atrito interno, possuem coesão, a vibração não é suficiente para produzir o deslocamento dos grãos, tornando-se, nesse caso, inócua como agente de compactação. Para esta categoria de solos coesivos, somente o amassamento (ou impacto) é capaz de produzir esforços internos de modo a vencer a resistência oposta pelas forças de coesão, razão pela qual apenas equipamentos tipo pé de carneiro e os conjugados são capazes de compactá-lo. Por outro lado, os rolos pé de carneiro, se aplicados em solos arenosos, pouco ou não plásticos, revelam-se totalmente inadequados, pois apenas revolvem-nos, sem conseguir a sua compactação.

Para os solos granulares ou arenosos, a vibração é o processo mais indicado, já que as partículas permanecem justapostas pelo atrito. Havendo a vibração, com frequência e amplitudes corretas, consegue-se o escorregamento e a acomodação das partículas, ocasionando a rápida diminuição do índice de vazios. Além da vibração, é necessária uma maior área de contato do equipamento de compactação com o solo, visando um confinamento imperativo para que não ocorram rupturas superficiais.

Para a maioria dos solos, nos quais se encontram materiais coesivos e granulares misturados em proporções as mais diversas, é bastante difícil prever, com margem de segurança, qual o equipamento de compactação que trará melhores resultados. Os fabricantes de equipamentos têm procurado oferecer máquinas de compactação que se adaptem à maioria dos solos existentes, tornando mais ampla a sua faixa de aplicação. Assim, existem os rolos pé de carneiro vibratórios, que aliam a vibração ao amassamento, conseguindo a compactação rápida e econômica de misturas de solos que, por não apresentarem as características típicas nem de solos coesivos nem de solos não coesivos, não aceitam com facilidade a compactação pelos equipamentos usuais.

Por outro lado, os rolos pneumáticos pesados, com pneus de grande diâmetro e grande largura (esta aumenta a ação da compactação, em profundidade), com alta pressão interna, têm capacidade de compactar praticamente todos os tipos de materiais. Mesmos os rolos pneumáticos leves, que dispõem de rodas oscilantes, têm um campo de aplica-

ção bastante amplo, especialmente nos solos que são constituídos por misturas de argila, silte e areia.

Assim, uma possível recomendação é que, por via de regra, não convém determinar *a priori* o tipo de equipamento para a execução da compactação de um solo. A escolha, então, deve ser feita em função da experiência, testando-se os diversos equipamentos disponíveis por meio da compactação de trechos experimentais. Com isso, podem-se ajustar os demais parâmetros que influem no processo, tais como a espessura da camada solta, o número de passadas, a velocidade do equipamento, a umidade do solo, o uso de lastro, entre outros fatores.

Para orientação genérica, na seleção dos equipamentos de compactação, a Figura 65 indica os tipos mais apropriados para os vários solos que ocorrem frequentemente nos trabalhos de terraplenagem, dando m direcionamentos para a escolha do melhor equipamento para certo grupo de solos específico.

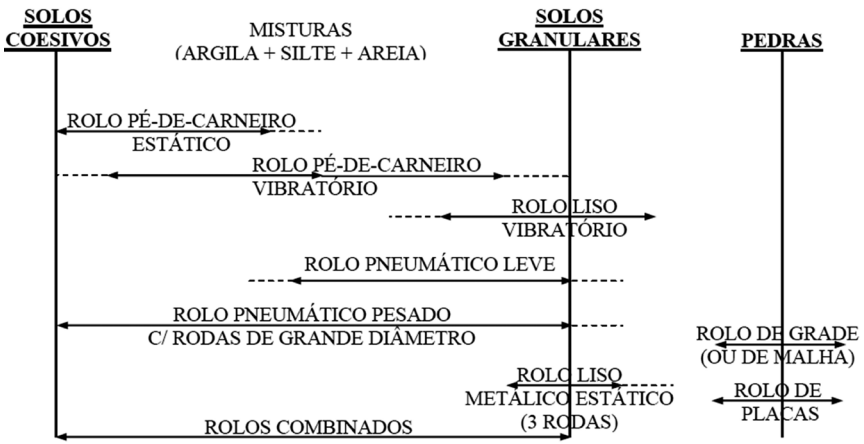


Figura 65 - Quadro indicativo do tipo de equipamento de compactação x tipo de solo

4.9.9 Planejamento de compactação

Como visto na seção anterior, em função dos vários tipos de solos e dos vários tipos de equipamentos disponíveis, torna-se uma operação difícil definir com segurança qual o método mais econômico e rápido de realizar a compactação. Para diminuir essa imprecisão, faz-se necessário o conhecimento dos parâmetros que interferem diretamente na compactação, a fim de se alcançar uma maior eficiência e melhores resultados no processo. Os parâmetros mais relevantes e que serão estudados são: 1) Umidade do solo; 2) Número de passadas; 3) Espessura da camada; 4) Homogeneidade da camada; e 5) Velocidade de rolagem.

4.9.9.1 Umidade do solo

A umidade do solo é um parâmetro crítico para a obtenção de densidades máximas para determinado tipo de solo; portanto, deve-se utilizar o teor ótimo de umidade no processo de compactação. No entanto, os solos em seu estado natural possuem, muitas vezes, umidade muito inferior à ótima (nos períodos de poucas chuvas) ou muito superior à ótima (no período chuvoso).

Ao se examinar a curva de compactação, verifica-se que nas duas hipóteses, ainda que o equipamento forneça suficiente energia de compactação, não se conseguirá atingir o peso específico aparente seco máximo. Será necessário, então, efetuar-se a correção do teor de umidade pela irrigação das camadas, na hipótese de o solo estar muito seco, ou pela aeração (revolvimento), quando se encontra muito úmido.

A irrigação, se necessária, deverá ser feita com caminhão-tanque, provido de barra de distribuição (Figura 66), com bomba hidráulica, para garantir a mesma vazão em todo o trecho irrigado e conseguir a homogeneização do teor de umidade em toda a extensão da camada.

Figura 66 - Caminhão irrigação

Caso seja verificado excesso de umidade, deve-se realizar a aeração do solo, ou seja, fazer com que se reduza o teor de umidade até próximo do teor ótimo, revolvendo-se o solo com arados ou grades de disco, expondo-o à ação do sol e do vento. Esse procedimento visa acelerar a evaporação da água.

Figura 67 - Arado para aeração do solo

Essa operação deve ser repetida até que se consiga o teor de umidade desejado. Na falta de equipamentos especiais de gradeamento, é aceitável o emprego de motoniveladoras providas de escarificador e lâmina, que em sucessivas operações de escavação, enleiramento e espalhamento conseguem o mesmo efeito.

A irrigação e a aeração servem para alterar a umidade natural do solo para valores próximos da umidade ótima. Porém, são operações que levam a compactação a necessitar de mais tempo para ser realizada. Assim, o rendimento da operação cai e consequentemente eleva o seu custo.

Entretanto, existe a possibilidade de se atingir a densidade máxima para um determinado solo e para um determinado equipamento utilizado, aumentando-se a energia de compactação com maior número de passadas, que será explicado na próxima seção.

4.9.9.2 Número de passadas

O número de passadas representa o número de vezes que um equipamento de compactação deve passar sobre um mesmo trecho, a fim de atingir o nível de compactação de projeto. Por razões óbvias, quanto mais passadas forem necessárias num mesmo trecho, mais tempo será necessário para compactar o solo, bem como os custos de compactação subirão.

O que se procura então é determinar o menor número de passadas que conduza à densidade máxima desejada, utilizando-se no solo o teor de umidade ótima. Porém, esse objetivo só pode ser alcançado com segurança por meio de tentativas, partindo da premissa que os outros parâmetros estejam fixados *a priori*.

Uma vez fixado o número de passadas, o operador do equipamento deve ser instruído no sentido de fazer a cobertura da camada, com superposição mínima de 20,0 cm entre duas passadas consecutivas.

No caso de rolos vibratórios usados em solos granulares, existe o risco de ocorrer o fenômeno da super compactação, quando se realiza um número muito grande de passadas, o que se torna prejudicial à compactação e ao próprio equipamento.

É comum observar-se o retorno do esforço de compactação ao próprio rolo vibratório pelo solo que já está suficientemente compactado, causando-lhe problemas mecânicos na estrutura e reduzindo sua vida útil.

Com outros equipamentos, como rolo pé de carneiro, trabalhando em solos constituídos de misturas de argila, silte e areia, é possível obter as densidades desejadas, ainda que a umidade do solo não tenha alcançado o teor ótimo, por meio do aumento do número de passadas, ou seja, aumentando a energia de compactação.

Para tal, deve-se determinar o número de passadas de um equipamento para certo solo que atinja o peso específico aparente seco máximo com a umidade ótima. Na Figura 68 é possível ver várias curvas de compactação em função do número de passadas. No caso do gráfico, a curva que corresponde ao número mínimo de passadas N, que atinge o peso específico aparente seco máximo com a umidade ótima.

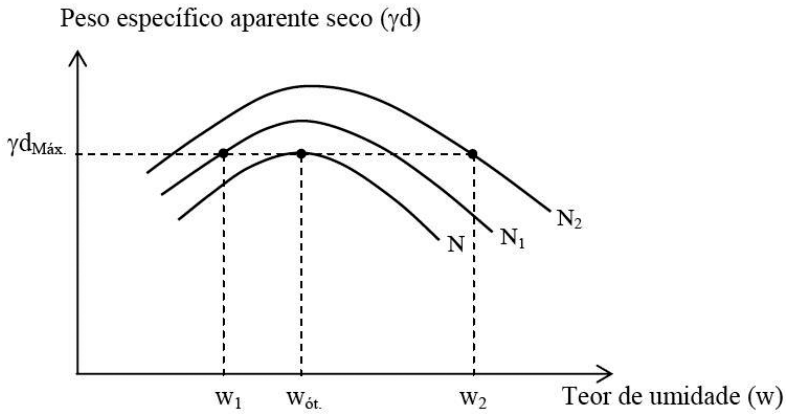


Figura 68 - Influência do número de passadas

Porém, se o solo estiver com teor de umidade acima da umidade ótima (ω2), mediante o aumento do número de passada (N2 > N), consegue-se atingir a compactação prevista com γdmáx.

Por outro lado, se o teor de umidade natural for menor do que o ótimo ($\omega 1 < \omega ótimo$), mediante um aumento menor do número de passadas ($N < N1 < N2$), será possível atingir o mesmo objetivo.

Essas considerações são particularmente importantes quando se executa a compactação em tempo chuvoso, no qual o teor de umidade natural do solo permanece sempre acima do teor ótimo, sendo difícil de conseguir, pela aeração, a sua diminuição, devido à frequência das precipitações pluviais.

Nesse caso, insistindo-se na rolagem, isto é, aumentando-se o número de passadas do equipamento, será possível atingir a mesma densidade obtida com o número mínimo N, economizando-se na operação demorada, e por vezes inútil, da aeração artificial com arado e grade.

4.9.9.3 Espessura, homogeneidade e velocidade

Sempre que possível, é preferível que a espessura da camada seja a maior possível, visando a economia do processo de compactação do solo. No entanto, existem outros condicionantes que determinam a altura da camada espalhada, tais como as características do solo e o tipo de equipamento empregado.

Os equipamentos de compactação vêm acompanhados de um quadro de especificações que fornece as espessuras máximas recomendadas. Entretanto, pelas experiências anteriores, é preferível a fixação de valores menores, a fim de se garantir a compactação uniforme em toda a altura da camada.

No caso de materiais argilo-siltosos, usando-se o rolo pé de carneiro, recomenda-se que a espessura solta da camada não ultrapasse 20 % da altura da pata do rolo. As especificações de compactação de solos, em obras de estradas, fixam em 30,0 cm a espessura máxima final das camadas após a rolagem, aconselhando-se espessuras normais em torno de 20,0 cm, para se garantir a homogeneidade. Para os materiais granulares, recomenda-se que sejam usadas camadas de no máximo 20,0 cm compactadas.

É importante salientar que as indicações anteriores são empíricas e podem ser alteradas, para mais ou para menos, sobretudo em função dos resultados alcançados na pista experimental.

Também é necessário lembrar que o que se deseja é que a espessura adotada, em função do solo e do equipamento adotado, garanta a homogeneidade da camada, isto é, que em todo o material da camada se alcance a mesma densidade.

Uma recomendação importante é que a camada solta, antes do início da compactação, esteja o máximo possível pulverizada de forma homogênea, sem a presença de torrões muito secos, blocos ou fragmentos de rocha.

Isso se torna mais importante ainda quando se deve aumentar o teor de umidade para se atingir a umidade ótima em todo volume da camada, pois o solo mais homogêneo permite uma melhor percolação uniforme da água.

Os implementos usados para essa tarefa são os já mencionados: grades e arados especiais, além das motoniveladoras, que, revolvendo o solo em sucessivas passadas, conseguem uma pulverização adequada do solo.

No início da compactação, deve-se empregar a primeira marcha do rolo compactador, que tem maior esforço trator, pois o material solto oferece, devido ao afundamento, uma maior resistência ao rolamento.

Soma-se a isso o fato de as patas do rolo pé de carneiro penetrarem até certa profundidade na camada solta, assim, a movimentação em velocidade baixa permite a aplicação de maiores esforços de compactação. Com a compactação do solo, as patas vão penetrando cada vez menos e a resistência ao rolamento diminui, permitindo o uso de marchas mais velozes e de menor força de tração.

O mesmo procedimento pode ser adotado para o caso dos rolos pneumáticos. Para os rolos vibratórios, deve-se adotar uma velocidade constante, embora maior, comparada com a dos rolos pé de carneiro, pois parece que a ação dinâmica do rolo, traduzida por um coeficiente de impacto maior, facilita a acomodação das partículas.

4.9.10 Especificações para a compactação

As especificações modernas de compactação diferem bastante das antigas, porque estas estabeleciam minuciosamente os parâmetros, fixando o tipo de equipamento usado, a espessura da camada, o número de passadas, etc. Atualmente, fixa-se apenas o peso específico a ser atingido no campo, deixando-se todos os fatores já citados a critério do executor e da fiscalização da obra. Assim, terão estes ampla liberdade de testar os equipamentos disponíveis no solo existente, somente ajustando os diversos parâmetros no sentido de se conseguir a compactação bem feita e de maneira econômica.

As especificações atuais costumam referir-se ao grau de compactação GC a ser atingido. As normas brasileiras estabelecem que os aterros devem ser compactados, até 60,0 cm abaixo do greide, atingindo o peso específico aparente seco correspondente a 95 % do peso específico obtido no ensaio. Os últimos 60 cm do aterro, que servirão de subleito para o pavimento, serão compactados até atingirem 100 % do peso específico obtido no ensaio Proctor.

A umidade do material deverá ser a umidade ótima determinada no ensaio de Proctor, com variação de +/- 3 %. A espessura das camadas já compactadas será de 20 a 30 cm. Quanto à qualidade dos materiais, a norma determina que devem ser evitados, na execução do aterro, solos com Índice de Suporte Califórnia menor que dois (CBR < 2 %) e com expansão maior do que 4 %.

São frequentes, também, as especificações que se referem ao grau de compactação em relação aos ensaios do Proctor Normal e ao Proctor Modificado, já mencionados, estabelecendo-se os valores de GC a 95 ou 100 % do peso específico aparente seco máximo obtido naquele ensaio.

4.9.11 Sequência da execução da compactação

Tendo em vista o que já foi exposto, chega-se à conclusão de que não é possível estabelecer-se um esquema rígido nas prescrições para a execução da compactação. Por outro lado, a experimentação e o mé-

todo das tentativas são os processos mais indicados para se chegar à execução rápida e econômica da compactação dos solos, excluindo-se, definitivamente, a fixação arbitrária dos parâmetros como o número de passadas, a espessura da camada, a velocidade do equipamento, etc.

A maneira correta de se enfrentar o problema consiste, em primeiro lugar, na seleção do material a ser empregado no aterro, seguindo-se depois a escolha dos equipamentos supostos como os mais apropriados para o caso.

Em seguida, passa-se à fase de ajustagem, já no campo, executando a compactação em trechos (pistas) experimentais, concluindo-se, por tentativa, qual o número de passadas, espessuras, velocidade, teor de umidade, mais favoráveis para a obtenção do grau de compactação desejável, dentro das condições de projeto da obra.

A sequência construtiva da compactação de aterros envolve, de maneira sucinta, as atividades a seguir:

1. Lançamento e espalhamento do material com os "*motoscrapers*" ou unidades de transporte, procurando-se obter, aproximadamente, a espessura solta adotada;
2. Regularização da camada, utilizando-se a motoniveladora para o acerto da altura da camada solta dentro dos limites impostos pelas especificações. Admite-se que a espessura da camada solta seja de 20 a 25 % maior do que a altura final da camada, após a compactação;
3. Homogeneização da camada (pulverização) pela remoção ou fragmentação de torrões secos, material conglomerado, blocos ou matacões de rocha alterada, etc., obtendo-se a pulverização do solo de forma homogênea;
4. Determinação da umidade natural do solo (ω), através de um método expedito.

O lançamento do material para a construção dos aterros deve ser feito em camadas sucessivas, em toda a largura da seção transversal e em extensões tais que permitam o umedecimento e a compactação de acordo com as especificações de serviço.

Para a camada inferior do aterro, a espessura compactada não deverá ultrapassar 0,30 m. Para os 0,60 m finais da camada superior do aterro, as camadas de solo compactadas não deverão ter espessura superior a 0,20 m. Todas as camadas deverão ser convenientemente compactadas seguindo a metodologia descrita.

Para as camadas inferiores dos aterros, o grau de compactação deve ser igual a 95 %. Já para as camadas superiores, isto é, 0,60 m finais, o grau de compactação deve ser igual a 100 %. Os segmentos que não atingirem as condições mínimas de compactação deverão ser escarificados, homogeneizados, levados à umidade ótima, e novamente compactados, de acordo com o grau de compactação exigido.

A inclinação dos taludes de aterros, tendo em vista a natureza dos solos e as condições locais, deve ser fornecida pelo projeto.

Para maiores detalhes sobre o processo de compactação, no Apêndice 1 são apresentados conceitos e ensaios que são necessários para atestar a qualidade da compactação realizada, e no Apêndice 2 são apresentados as normas e limites utilizados pela empresa Valec Engenharia, Construções e Ferrovias S.A. que atualmente é a empresa responsável por projetar e acompanhar a construção das ferrovias sob a responsabilidade do Governo Brasileiro.

5. DRENAGEM

A drenagem tem por finalidade a captação e o direcionamento das águas do escoamento superficial, assim como a retirada de parte da água de percolação interna do maciço. Sua principal função é eliminar a água que, sob qualquer forma, venha a atingir a estrada, captando-a e conduzindo-a para locais em que menos afete a segurança e durabilidade da via.

Assim, é muito importante que o engenheiro responsável pelo projeto de uma estrada tenha consciência e dê a devida importância ao projeto de drenagem na garantia da estabilidade da estrada a ser construída. Devem ser elaborados projetos com o correto dimensionamento das obras de drenagem a serem implantadas e que atendam tecnicamente e economicamente ao projeto da estrada. O ciclo hidrológico é iniciado na chuva e pode ser naturalmente direcionado para quatro destinos: 1) Parte evapora, retornando à atmosfera; 2) Parte é absorvida e retida pela vegetação; 3) Parte escoa sobre a superfície – são as águas superficiais; 4) Parte penetra na crosta, incorporando-se ao lençol freático – são as águas subterrâneas e profundas.

As águas da chuva que vão ser escoadas pela superfície do solo e a parte que penetra no solo são as que afetam e prejudicam as obras de estradas. O efeito da água pode ser percebido por alguns eventos, tais como: 1) Escorregamento e erosão de taludes; 2) Rompimento de aterros; 3) Entupimento de bueiros; 4) Queda de pontes; 5) Diminuição da estrutura do pavimento; e 6) Variação de volume de solos mais expansivos.

Dessa forma, pode-se dizer que os sistemas de drenagem visam assegurar melhores condições de durabilidade para as estradas e têm como propósito fundamental promover o escoamento das águas que, vertidas sobre a plataforma sob a forma de precipitação, possam, por escoamento superficial ou infiltração, causar a sua destruição prematura. Sendo assim, os sistemas de drenagem deverão ser projetados e construídos de maneira que o fluxo das águas precipitadas seja escoado do modo mais rápido e disciplinado, promovendo-se o seu deságue em pontos convenientemente escolhidos no projeto. Os dois parâme-

tros fundamentais para o cálculo dos elementos de drenagem são: série histórica do regime de chuvas da região e volume de águas das bacias hidrológicas no entorno da obra.

Para resolver esses problemas, entre outros, é que são realizadas as obras de drenagem. Elas podem ser classificadas em três grupos: 1) Drenagem de transposição de talvegues; 2) Drenagem superficial; e 3) Drenagem profunda.

5.1 DRENAGEM DE TRANSPOSIÇÃO DE TALVEGUES

Primeiramente, faz-se necessário definir o que vem a ser um talvegue. Talvegue (Figura 69), em hidrologia, é a linha formada pela intersecção das duas superfícies formadoras das vertentes de um vale. É o local mais profundo do vale, onde correm as águas de chuva, dos rios e riachos.

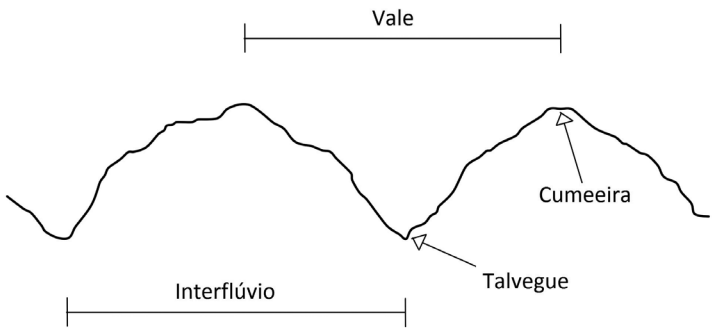


Figura 69 - Desenho esquemático de um talvegue

No caso da transposição de talvegues, essas águas originam-se de uma bacia hidrológica e, por imperativos hidrológicos e do relevo do terreno, têm que ser atravessadas pela estrada sem comprometer a estrutura dela. Esse objetivo é alcançado com as obras para transposição dos talvegues, que podem ser: 1) Pontes; 2) Pontilhões; e 3) Bueiros.

5.1.1 Pontes e pontilhões

As pontes e os pontilhões serão estudados a seguir neste livro e são considerados obras de arte especiais. Eles são usados para a transposição de talvegues nos casos em que, por imposição da vazão de projeto ou do greide projetado, não podem ser construídos bueiros de grota ou de talvegue. As pontes e pontilhões são escolhidos também por apresentarem menos riscos de rompimento por uma vazão superior à de projeto, o que leva à destruição do bueiro com possível interrupção do tráfego.

5.1.2 Bueiros de grota ou de talvegue

Um bueiro de grota é um bueiro geralmente de grandes dimensões, que visa manter o fluxo de um córrego ou rio pelo seu curso natural, por baixo da plataforma da estrada (Figura 70). É interessante notar que alguns bueiros de grotas de maior porte funcionam na prática, após receberem o aterro por cima, como verdadeiros pontilhões. Os bueiros devem estar localizados sob os aterros, nas bocas do corte e nos cortes.

Figura 70 - Bueiro de grota

Quando estão localizados sob os aterros, lança-se o eixo do bueiro o mais próximo possível da linha do talvegue. Caso não seja possível, deve-se procurar uma locação esconsa que afaste o eixo o mínimo possível da normal ao eixo da ferrovia, tomando-se precauções quanto aos deslocamentos do canal na entrada e saída d'água do bueiro.

Os bueiros localizados nas bocas do corte e nos cortes não são bueiros de grota, e sim bueiros de greide, que serão vistos em seção mais à frente. Porém, para poder agrupar as explicações sobre bueiro nesta seção, são explicadas todas as classificações.

Os bueiros nas bocas dos cortes devem ser construídos quando o volume de água dos dispositivos de drenagem, mesmo devidamente calculado em projeto, seja tal que possa causar uma erosão no terreno natural, nesses locais, e comprometer a infraestrutura da estrada. Os bueiros localizados nos cortes devem ser construídos quan-

do for interceptada uma ravina, e caso a capacidade de escoamento das sarjetas seja superada.

Na Figura 71 pode se ver a consequência de um bueiro de grota que não suportou a vazão do córrego que ele devia desviar. O bueiro foi arrastado pelo excesso de água, bem como, posteriormente, o aterro foi destruído. Pode ser vista na foto a grade da ferrovia suspensa.

Figura 71 - Bueiro de grota rompido com o aterro destruído e grade da ferrovia suspensa

Os bueiros possuem duas partes: a boca e o corpo. As bocas constituem os dispositivos de admissão e lançamento, a montante e a jusante, e são compostas de soleira, muro de testa, laje de fundo e alas (Figura 72). Em alguns casos, nos bueiros de grota que possuem seção circular em dutos (Figura 73 e Figura 74), a laje de fundo e a soleira podem não existir. No caso de o nível da entrada d'água na boca de montante estar situado abaixo da superfície do terreno natural, a referida boca deverá ser substituída por uma caixa coletora.

Figura 72 - Boca de um bueiro de grota com seção retangular com diversas seções

Figura 73 - Bueiro de grota com seção circular em construção

Figura 74 - Bueiro de grota com seção circular vista frontal

Os bueiros podem ser classificados quanto a quatro características: 1) a forma da seção; 2) o número de linhas; 3) os materiais com os quais são construídos; e 4) a esconsidade.

5.1.2.1 Quanto à forma da seção

Em relação à forma do bueiro, eles podem ser: tubulares, quando a seção for circular (Figura 74); celulares, quando a seção transversal for retangular ou quadrada (Figura 75); especial, elipses ou ovoides; e seções diferentes, como é o caso dos arcos. Para o caso dos bueiros metálicos corrugados, existe uma gama maior de formas e dimensões, entre elas: a circular, a lenticular, a elíptica e os arcos semicirculares ou com raios variáveis (ovoides).

Figura 75 - Bueiro de grota com seção retangular

5.1.2.2 Quanto ao número de linhas

Quanto à classificação em relação ao número de linhas, os bueiros podem ser: simples, duplos e triplos. São classificados como simples quando só houver uma linha de tubos, de células etc. Duplos e triplos quando houver 2 ou 3 linhas de tubos, células etc., respectivamente. Não são recomendáveis números maiores de linhas, pois, nesse caso, é preferível analisar a implantação de pontes e pontilhões.

5.1.2.3 Quanto ao material

Os materiais mais utilizados na atualidade para a construção de bueiros no DNIT são: concreto simples; concreto armado; chapa metálica corrugada; células de concreto; polietileno de alta densidade (PEAD); e plástico reforçado de fibra de vidro (PRFV).

Nas bocas, alas e caixas coletoras, usa-se alvenaria de pedra argamassada, com recobrimento de argamassa de cimento e areia, ou blocos de concreto simples ou armado, além de concreto pré-moldado. Os tubos de concreto (Figura 76), simples ou armado, devem obedecer aos projetos-tipo do DNIT, ser moldados em formas metálicas e ter o concreto adensado por vibração ou centripetação. Devem atender às normas NBR-9794, NBR 9795 e NBR 9796 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

Figura 76 - Bueiro de grota duplo de seção circular com tubos de concreto

Os tubos metálicos corrugados (Figura 77) devem ser fabricados a partir de bobinas de aço, segundo normas da AASHTO e ASTM, e revestidos adequadamente para resistir às mais diversas condições ambientais. A união (costura) das chapas ou segmentos pode ser feita por meio de parafusos ou cintas, de acordo com o tipo de produto escolhido.

Figura 77 - Bueiro de grota com corpo metálico corrugado

Os bueiros de célula de concreto (Figura 72) possuem suas seções transversais-tipos, que devem obedecer aos projetos elaborados, de acordo com as peculiaridades locais, devendo o concreto ser adensado por vibração, e, por via de regra, por suas dimensões, o concreto é armado. Os de polietileno de alta densidade (PEAD) e de plástico reforçado de fibra de vidro (PRFV) são pouco usados para bueiros de grota, sendo mais empregados para bueiros de greide, que serão vistos mais à frente.

5.1.2.4 Quanto à esconsidade

A esconsidade é definida pelo ângulo formado entre o eixo longitudinal do bueiro e a normal ao eixo longitudinal da ferrovia. Os bueiros podem ser: normais – quando o eixo do bueiro coincidir com a normal ao eixo da ferrovia; e esconsos – quando o eixo longitudinal do bueiro fizer um ângulo diferente de zero com a normal ao eixo da ferrovia.

5.1.3 Elementos do projeto de um bueiro

Os elementos que devem ser levantados, calculados e registrados nos projetos de bueiros, tanto de talvegue ou de grota, bem como bueiros de greide, são: 1) Levantamento topográfico em planta; 2) Seção transversal; 3) Determinação do comprimento do bueiro; 4) Fundações; 5) Recobrimento; e 6) Apresentação.

O projeto terá que ser precedido de um levantamento topográfico adequado, com curvas de nível, de metro em metro, para permitir seu detalhamento. Sobre a planta resultante será projetado o bueiro. Deverá ainda ser realizada uma pesquisa da declividade e estudos geotécnicos. Ao ser escolhida a posição mais recomendável para o bueiro, deve ser levada em conta a condição de que, normalmente, a declividade de seu corpo deve variar entre 0,4 e 5 %. Quando essa declividade for elevada, o bueiro deve ser projetado em degraus e deverá dispor do berço com dentes para fixação ao terreno.

Quando a velocidade do escoamento na boca de jusante for superior à recomendada para a natureza do terreno natural existente, devem ser previstas bacias de amortecimento. Essa situação é mais típica para os bueiros de greide.

Os estudos geotécnicos devem ser feitos através de sondagens, se necessário, para avaliação da capacidade de suporte do terreno natural, principalmente nos casos de aterros altos e nos locais de presumível presença de solos compressíveis.

O cálculo da seção transversal ou seção de vazão do bueiro vai depender de dois elementos básicos: 1) A descarga da bacia a ser drenada; e 2) A declividade adotada. A descarga, ou fluxo de água, é definida pelos estudos hidrológicos, e a declividade, de escolha do projetista, deverá atender a essa descarga, com a obra operando em condições de segurança. O comprimento do bueiro é determinado traçando o perfil ao longo do eixo dele, definindo seu comprimento, folgas e posicionamento das alas, assim como a altura do aterro sobre o bueiro e valas e descidas d'água.

Os bueiros circulares de concreto podem, quanto às fundações, ter soluções mais simples, com assentamento direto no terreno natural ou em valas de altura média do seu diâmetro. Todavia, é muito mais seguro a adoção de uma base de concreto magro, para melhor adaptação ao terreno natural e distribuição dos esforços no solo. Para os bueiros metálicos, independentemente da forma ou tamanho, as fundações serão simples, necessitando, quase sempre, apenas de uma regularização do terreno de assentamento. O recobrimento dos tubos, quer sejam de concreto, quer sejam metálicos, deve atender às resistências mínimas especificadas pela ABNT e às necessidades do projeto. Como os tubos precisam considerar as resistências estabelecidas pela ABNT, impõem-se os controles estabelecidos nas normas próprias. Os recobrimentos máximo e mínimo permitidos para os bueiros devem constar de seus respectivos projetos.

Dessa forma, o projeto geométrico, de acordo com convenções previamente aprovadas, deve ser apresentado em planta com a localização, o tipo, o comprimento, a seção transversal e a esconsidade. Além disso, o projeto deve ser apresentado em perfil segundo o eixo longitudinal, contendo a declividade, o comprimento, a cota das extremidades – a montante e jusante – e a altura do aterro da ferrovia. Na seção transversal do projeto devem estar detalhados os itens formas e armação das bocas e caixas coletoras e o quadro de quantidades de material.

5.2 DRENAGEM SUPERFICIAL

Consiste basicamente na captação do escoamento das águas superficiais, por meio de estruturas de drenagem, para, em seguida, promover a condução dessas águas para um local conveniente.

A drenagem superficial evita os fenômenos de erosão na superfície dos taludes e reduz a infiltração da água nos maciços, resultando numa diminuição dos efeitos nocivos da saturação do solo sobre sua resistência. O sistema de drenagem superficial (Figura 78) é constituído das seguintes estruturas: 1) Sarjeta; 2) Valeta de berma; 3) Valeta de crista; 4) Caixa de passagem; 5) Descida d'água; 6) Bueiro de greide; 7) Saída

d'água. O elemento 8 da Figura 78 não é um elemento de drenagem, mas sim a indicação do terrapleno que deve ser protegido também pelas obras de drenagem.

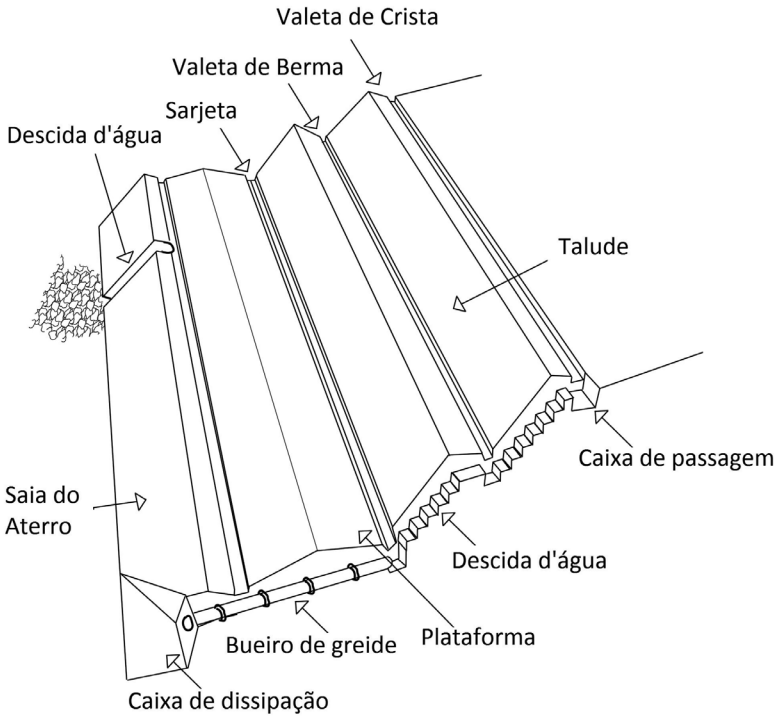


Figura 78 - Desenho esquemático dos elementos de drenagem superficial

5.2.1 Sarjeta

As sarjetas também podem ser denominadas de canaletas de pista, quando são construídas nas laterais da plataforma da ferrovia. São canais construídos lateralmente à pista, acompanhando a declividade longitudinal da estrada, com o objetivo de captação das águas superficiais provenientes da pista ou plataforma lateral, conduzindo a água até as saídas d'água.

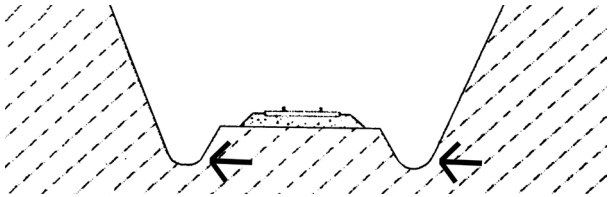


Figura 79 - Sarjeta

Figura 80 – Sarjeta

Figura 81 – Canaletas de pista

5.2.2 Valeta de berma

Consiste em canais construídos no sentido longitudinal das bermas dos taludes (Figura 82). Como visto anteriormente, são patamares para dar mais estabilidade aos taludes, e têm por finalidade coletar águas pluviais que escoam nas superfícies deles.

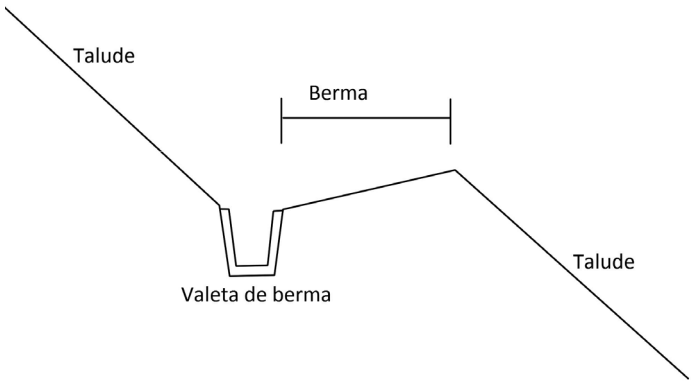


Figura 82 - Detalhe de uma valeta de berma

Tanto a posição relativa das canaletas como a sua inclinação devem ser tal que a velocidade da água superficial não atinja valores excessivos e que facilite o escoamento da mesma. Nas bermas, podem ser construídas canaletas transversais de berma, que são canais construídos no sentido transversal das bermas de equilíbrio dos taludes, que buscam evitar que as águas pluviais que atingem a berma escoem longitudinalmente, e não pela canaleta longitudinal.

5.2.3 Valeta ou canaleta de crista

As valetas ou canaletas de crista são canais construídos próximos à crista de um talude de corte, para interceptar o fluxo de água superficial proveniente do terreno a montante, impedindo que esse fluxo atinja a superfície do talude de corte, evitando assim a erosão nessa superfície (Figura 83 e Figura 84).

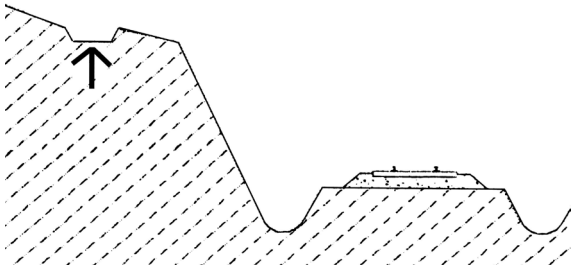


Figura 83 – Valeta

Figura 84 - Valeta na parte de cima do talude

5.2.4 Caixas de transição

São caixas construídas nas canaletas e escadas d´água, nas mudanças bruscas de direção de escoamento e na união de canaletas de seções transversais distintas. Têm por objetivo direcionar melhor o escoamento das águas e possibilitar a dissipação de energia hidráulica.

Figura 85 - Caixa de transição

Também podem ser denominadas de bocas de lobo (Figura 86) e têm por funções principais:

1. Permitir a inspeção dos condutos que por elas passam, com o objetivo de verificação de sua funcionalidade e eficiência;
2. Possibilitar mudanças de dimensão de bueiros, de sua declividade e direção, ou ainda quando a um mesmo local concorre mais de um bueiro.

Figura 86 - Detalhe da mudança de nível do bueiro de greide ainda sem o término do aterro

5.2.5 Caixas de dissipação

As caixas de dissipação (Figura 87) são caixas, em geral de concreto, construídas nas extremidades das escadas d´água e canaletas de drenagem para dissipação da energia hidráulica das águas coletadas, evitando, dessa forma, velocidades elevadas de escoamento.

Figura 87 - Caixa de dissipação na parte baixa de descida d'água

5.2.6 Descidas d'água ou escadas d'água

São canais construídos em forma de degraus, geralmente segundo a linha de maior declive do talude. Buscam coletar e conduzir as águas superficiais captadas pelas valetas, não deixando que atinjam velocidades de escoamento elevadas, devido à dissipação de energia.

As descidas d'agua (Figura 88, Figura 89 e Figura 90) são estruturas destinadas a reduzir (amortecer) a velocidade das águas em talude (terreno inclinado, rampa) de grande altura. Normalmente é construída em concreto, na forma de escada revestida ou não por manta porosa.

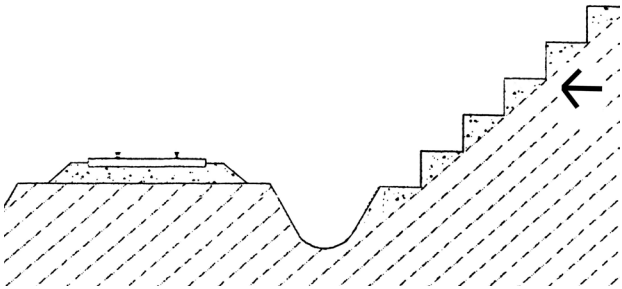


Figura 88 – Escada d'água

Figura 89 – Escada d'água na saída de um bueiro de greide

Figura 90 – Escada d'água passando por bermas de um corte

5.2.7 Bueiros de greide

O bueiro de greide diferencia do bueiro de grota ou de talvegue em sua função principal. Diferentemente do bueiro de talvegue, que objetiva, conforme já visto, escoar a água de um córrego, os bueiros de greide têm por função principal receber a descarga de água das valetas de crista, valetas de berma e sarjetas e conduzi-las por baixo da estrada até o outro lado, visando preservar a plataforma da estrada (Figura 91).

Todos os detalhes construtivos e de caracterização são iguais aos bueiros de talvegue, que já foram apresentados anteriormente, mas, normalmente, os bueiros de greide são de dimensões menores que os bueiros de talvegue. Todos esses dados foram apresentados em seção anterior deste livro.

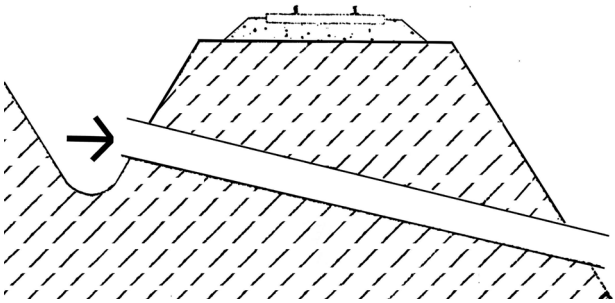


Figura 91 – Bueiro

Na Figura 92 pode ser visto o processo de construção de um bueiro de greide ainda sem a finalização do aterro e contando com uma boca de lobo, que tem por função a inspeção e a limpeza futura, bem como evitar que o bueiro tenha uma inclinação forte, permitindo que este mude para uma cota mais baixa, conforme a Figura 86, já apresentada na seção sobre caixa de transição.

Figura 92 - Bueiro em construção, aguardando colocação final para término do aterro

5.2.8 Saídas laterais ou descidas d'água

As saídas laterais (Figura 93 e Figura 94) são canais construídos junto e obliquamente às canaletas de pista, tendo por objetivo interceptar as águas das canaletas e encaminhá-las para as drenagens naturais ou para bueiros de greide próximos. Elas podem ser implantadas nos finais de cortes, no início e ao longo dos aterros.

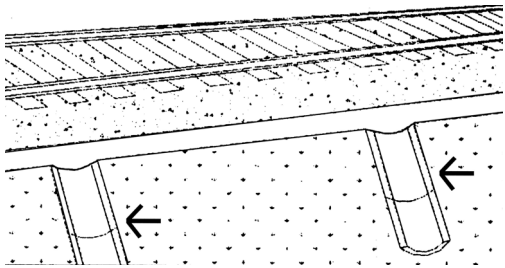


Figura 93 - Descida d´água

Figura 94 - Descida d´água

5.3 DRENAGEM PROFUNDA

As águas subterrâneas são aquelas que se encontram no subsolo e podem existir sob a forma de: 1) Lençol freático; 2) *Piping*; e 3) Acumuladas em fendas de rochas. Assim, a drenagem profunda busca promover processos que redundem na retirada de água da percolação interna dos maciços (do fluxo, através de fendas e fissuras de um maciço terroso ou através de fendas e fissuras de maciços rochosos), reduzindo a vazão de percolação e as pressões neutras intersticiais. Para sua perfeita funcionalidade, devem ser aliadas às obras de drenagem superficial, para que se encaminhe de forma adequada a água retirada do interior do maciço para locais seguros de deságue.

O lençol freático é constituído por uma camada porosa, que assenta sobre um leito impermeável, pela qual a água se escoa. O *piping* é um fluxo canalizado de solo transportado pela água que filtra através dele. Nas estruturas rochosas fendilhadas, a água pode escoar-se e acumular-se nas fendas, constituindo-se na principal causa da ocorrência de falhas na plataforma das estradas.

Quando no preparo do subleito de uma estrada, é cortada uma camada na qual percola um lençol freático, não é adequado executar a ferrovia sem que se execute uma camada drenante ou se instalem drenos subterrâneos longitudinais, de modo a interceptar e remover o fluxo de água do subsolo. Nos sistemas de drenagem profunda, podem ser construídas as seguintes estruturas: 1) Drenos profundos; 2) Drenos sub-horizontais; 3) Barbacãs; 4) Drenos em espinhas de peixe; 5) Camadas drenantes ou colchão drenante; e 6) Drenos verticais.

5.3.1 Drenos profundos

Os drenos profundos têm por objetivo principal interceptar o fluxo da água subterrânea por meio do rebaixamento do lençol freático, impedindo-o de atingir o subleito. São instalados, preferencialmente, em profundidades da ordem de 1,50 m a 2,00 m, tendo por finalidade captar e aliviar o lençol freático e, consequentemente, proteger o corpo da estrada. Devem ser instalados nos trechos em corte, nos terrenos planos

que apresentem lençol freático próximo do subleito, assim como nas áreas eventualmente saturadas próximas ao pé dos taludes.

Os drenos profundos (Figura 95) são constituídos por uma vala mais os materiais drenante e filtrante, podendo apresentar tubos-dreno, juntas, caixas de inspeção e estruturas de deságue. No caso de drenos com tubos, podem ser utilizados envoltórios drenantes ou filtrantes, constituídos de materiais naturais ou sintéticos. Podem ser utilizados tubos plásticos com furos distribuídos ao longo de sua parede. No caso do material envelopante, é necessário seguir os critérios de estabilidade utilizados para drenagem subterrânea, a fim de evitar excesso de finos dentro do tubo.

Figura 95 – Obra de implantação de dreno profundo

5.3.2 Drenos sub-horizontais

Os drenos sub-horizontais (Figura 96 e Figura 97) são aplicados para a prevenção e correção de escorregamentos, nos quais a causa determinante da instabilidade é a elevação do lençol freático ou do nível piezométrico de lençóis confinados. No caso de escorregamentos de grandes proporções, geralmente trata-se da única solução econômica a se recorrer.

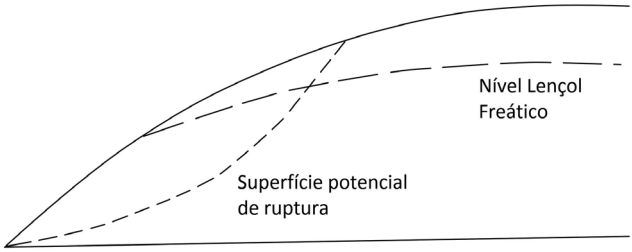


Figura 96 - Estabilização de um talude por drenagem profunda

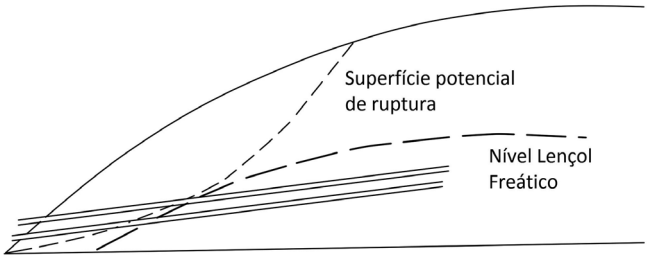


Figura 97 - Estabilização de um talude por drenagem profunda

Os drenos sub-horizontais profundos (DHP) são tubos de drenagem, geralmente de PVC rígido, instalados em perfurações sub-horizontais e têm por finalidade a captação de parte da água de percolação interna de aterros ou cortes saturados (Figura 98). Deve-se tomar cuidado para que o tubo tenha a extremidade interna obturada através de um plug, e que o trecho perfurado do tubo seja revestido com geotêxtil ou tela de *nylon*, que funciona como um filtro, evitando a colmatação e o carreamento do solo.

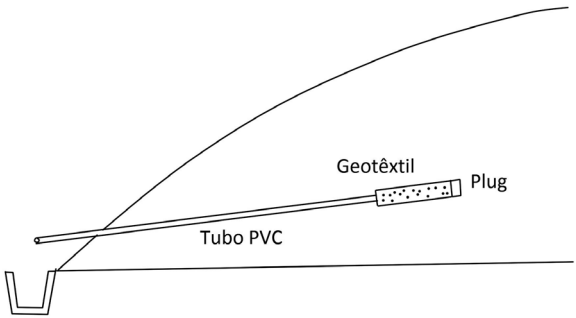


Figura 98 - Detalhe de um dreno sub-horizontal profundo DHP

5.3.3 Barbacãs

Os barbacãs (Figura 99) são tubos sub-horizontais curtos instalados em muros de concreto ou de pedra rejuntada, para coletar águas subterrâneas dos maciços situados a montante dos muros, rebaixando o nível do lençol freático junto ao muro e reduzindo o desenvolvimento de subpressões nas paredes internas do muro.

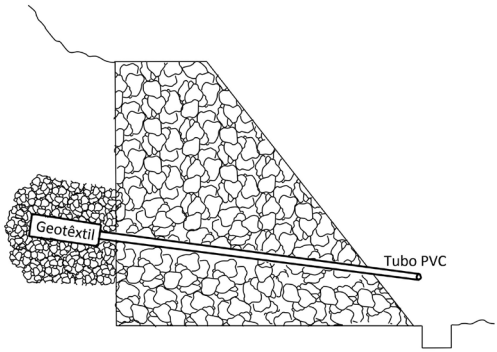


Figura 99 - Barbacãs

5.3.4 Drenos em espinhas de peixe

A estrutura espinha de peixe (Figura 100 e Figura 101) é formada por valas longitudinais e transversais, preenchidas com pedra britada, destinada a captar a água subterrânea (lençol freático). São drenos destinados à drenagem de grandes áreas, pavimentadas ou não, normalmente usados em série, em sentido oblíquo em relação ao eixo longitudinal da rodovia ou área a drenar.

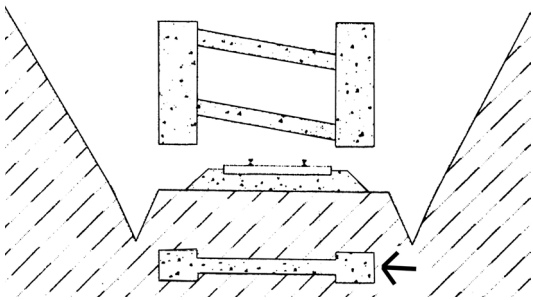


Figura 100 - Espinha de Peixe

Figura 101 - Drenagem do tipo espinha de peixe

Geralmente são de pequena profundidade, e, por esse motivo, sem tubos, embora possam eventualmente ser usados com eles. Podem ser exigidos em cortes, quando os drenos longitudinais forem insuficientes para a drenagem da área. Podem ser projetados em terrenos que receberão aterros e nos quais o lençol freático estiver próximo da superfície. Ademais, podem também ser necessários nos aterros, quando o solo natural for impermeável.

5.3.5 Camadas drenantes ou colchão drenante

As camadas drenantes (Figura 102) são constituídas de pedra britada, colocada para captar a água subterrânea (lençol freático). Normalmente são revestidas por uma manta porosa (Figura 103). O objetivo dessas camadas é drenar as águas situadas a pequena profundidade do corpo estradal, em que o volume não possa ser drenado pelos drenos "espinha de peixe".

São usadas: 1) Nos cortes em rocha; 2) Nos cortes em que o lençol freático estiver próximo do greide da terraplenagem; 3) Na base dos aterros onde houver água livre próxima ao terreno natural; e 4) Nos aterros constituídos sobre terrenos impermeáveis. A remoção das águas coletadas pelos colchões drenantes deve ser feita por drenos longitudinais.

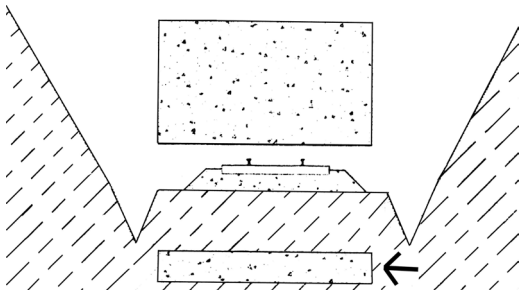


Figura 102 - Colchão Drenante

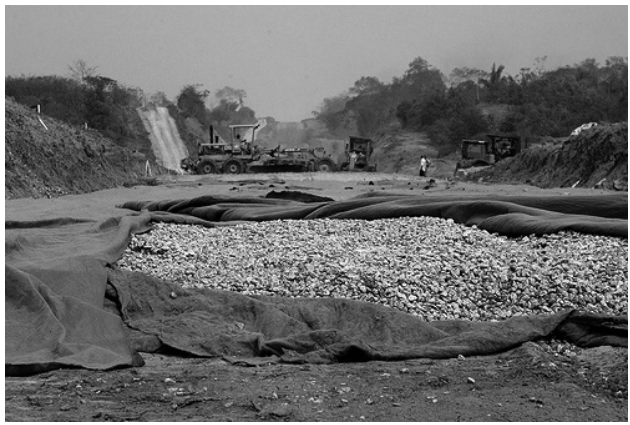


Figura 103 - Colchão drenante em construção

5.3.6 Drenos verticais

A eventual necessidade de executar um trecho da estrada com aterros sobre depósitos de solos moles, tais como siltes ou argilas orgânicas ou argilas sensíveis e turfas, pode representar problemas de solução difícil e onerosa, devendo-se realizar cuidadoso exame do assunto na fase de projeto, a fim de reduzir os custos de implantação. Entre a extensa gama de soluções possíveis de utilização – que vão da remoção do solo por escavação ou deslocamento até as técnicas construtivas, ou seja, velocidade de construção controlada, pré-adensamento, bermas estabilizadoras, etc. –, aparecem os drenos verticais de areia, drenos cartão e os drenos fibroquímicos. Esse assunto foi tratado em seção anterior neste livro.

6. OBRAS DE ARTE ESPECIAIS (OAE)

As obras de arte especiais (OAE) são as pontes, viadutos e túneis que, pelas suas proporções e características peculiares, requerem projetos específicos e não se repetem ao longo da estrada. São estruturas construídas a fim de vencer obstáculos naturais ou artificiais. Destacam-se três obras de arte importantes para a ferrovia: 1) Pontes, viadutos e passagens superiores; 2) Passagens Inferiores; e 3) Túneis.

6.1 PONTES, VIADUTOS E PASSAGENS SUPERIORES

As pontes (Figura 104, Figura 105 e Figura 106) são estruturas destinadas a dar continuidade à linha férrea, sem interferir nos cursos da água de grande vazão ou grandes mudanças das cotas do terreno, como vales, ou para vencer algum tipo de obstáculo natural.

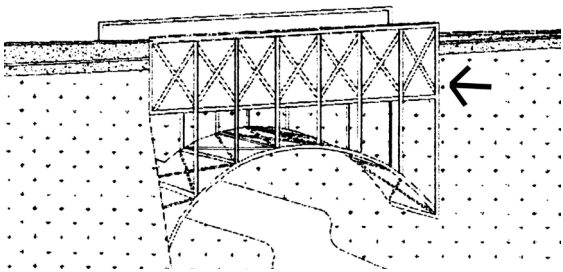


Figura 104 - Ponte ferroviária

Figura 105 - Pontes ferroviárias, concreto e aço

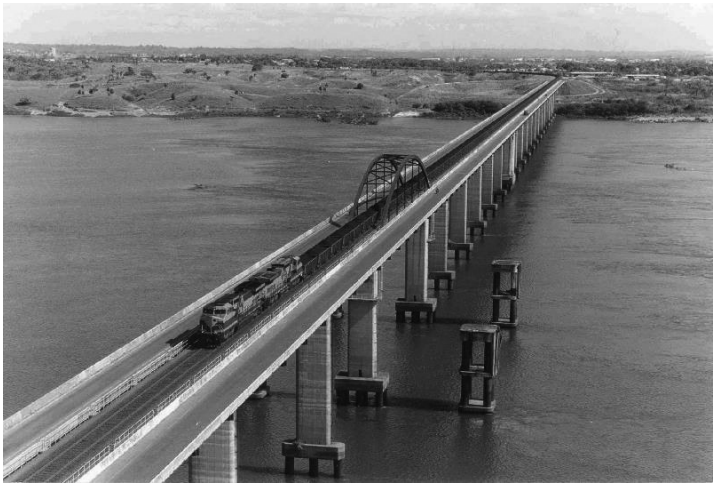


Figura 106 - Ponte ferroviária

As pontes podem substituir outras obras de engenharia, tais como um aterro do vale ou muros de arrimo e cortes, em que são conhecidos como viadutos a meia encosta (Figura 107 e Figura 108).

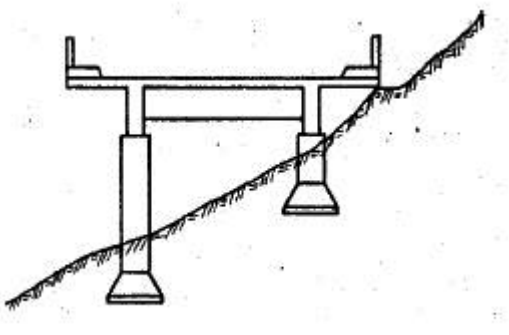


Figura 107 - Ponte substituindo corte e muros de arrimo – viadutos a meia encosta

Figura 108 – Viaduto a meia encosta

Os pontilhões (Figura 109) são similares às pontes, mas usualmente vencem vãos com comprimentos bem menores.

Figura 109 - Pontilhão

Já os viadutos (Figura 110) diferem das pontes simplesmente pela função, pois o obstáculo transposto não é constituído em sua maior extensão por massa de água, e sim por uma rodovia (Figura 113).

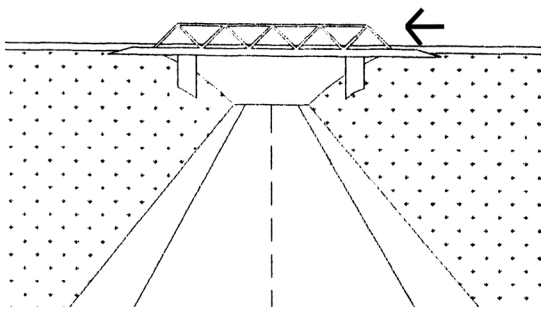


Figura 110 - Viaduto

Figura 111 - Viaduto em João Neiva

As passagens superiores (Figura 112) são, geralmente, pontes instaladas sobre a linha férrea para passagem da rodovia. Ou seja, o inverso do viaduto.

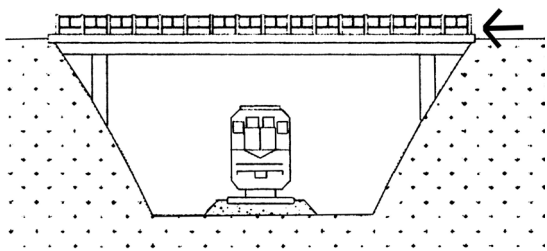


Figura 112 - Passagem Superior

Figura 113 – Passagem superior sobre a ferrovia

Assim, todas as explicações nas seções seguintes referentes às pontes valem igualmente para os viadutos e passagens superiores.

6.1.1 Requisitos fundamentais das pontes

Os projetos de pontes devem atender a pelo menos quatro requisitos fundamentais: 1) Funcionalidade; 2) Segurança; 3) Estética; e 4) Economia.

Quanto à funcionalidade, o projeto deve alcançar o objetivo para o qual foi destinado, permitindo o tráfego atual e futuro de veículos, e permitir que o escoamento das águas sob a ponte se processe com o mínimo de perturbações, bem como o tráfego de veículos náuticos, quando for o caso. Disso deriva-se que a ponte deve apresentar uma determinada dimensão, expressa em: largura, altura e comprimento.

No quesito segurança, devem ser consideradas as tensões e deformações que a ponte suportará. As tensões não devem ultrapassar a tensão admissível para o material que as constitui, e as deformações devem ser limitadas, sobretudo em questão de flambagem. Quanto à estética, atualmente, em face da pressão da sociedade, a ponte deve atender ao aspecto de boa aparência e deve satisfazer arquitetonicamente sem criar grandes contrastes com o ambiente onde é implantada. Muitos projetos atuais têm se tornado, inclusive, atrativos turísticos, e algumas pontes mais antigas são tombadas como patrimônio histórico.

Obviamente que tudo que se fala em engenharia deve-se buscar a economia, sendo este um dos requisitos mais importantes. Uma vez atendidos os três quesitos anteriores, o engenheiro deve encontrar a solução mais vantajosa do ponto de vista econômico para a realização do projeto.

6.1.2 Principais elementos componentes das pontes

A maioria das pontes tem três componentes básicos, conforme mostra a Figura 114: 1) Superestrutura; 2) Mesoestrutura; e 3) Infraestrutura.

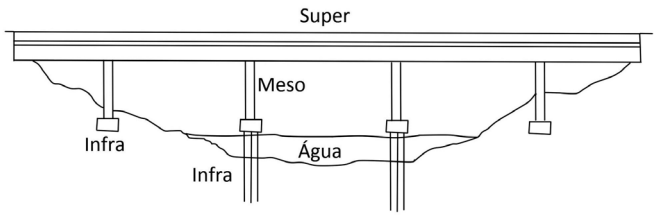


Figura 114 - Componentes básicos de uma ponte

6.1.2.1 Superestrutura

A função estrutural da superestrutura é a de transmitir as cargas, ao longo dos vãos, para os apoios. Os elementos principais da superestrutura são: tabuleiro, tímpano, pendurais, estrutura principal, apoios e enrijamento. Quatro materiais podem ser utilizados na construção dos tabuleiros de pontes: madeira, concreto, aço e mistas. Atualmente, no caso de ferrovias, têm sido bastante empregadas pontes de estrutura mista, em que seu tabuleiro é composto de aço engastado em vigas de concreto, ambos trabalhando conjuntamente. Por razões óbvias, pontes de madeira não têm sido mais empregadas em ferrovias.

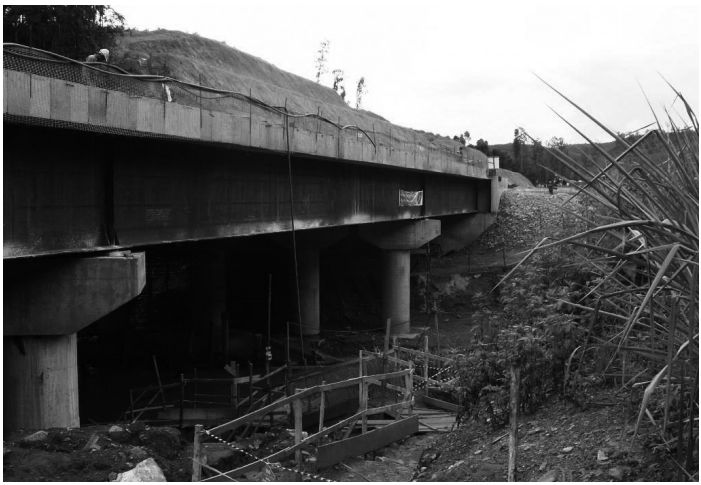


Figura 115 - Ponte ferroviária com tabuleiro misto,
aço no vigamento e concreto no estrado

Os pendurais são elementos que aparecem nas pontes em arco quando o tabuleiro é inferior ou intermediário. Eles têm a função de transmitir aos arcos as cargas aplicadas no tabuleiro (Figura 116).

Figura 116 - Pendurais

A estrutura principal é a parte destinada a vencer a distância entre dois suportes sucessivos. O tipo e o material da estrutura principal geralmente definem uma ponte. O tramo não é em si um elemento de superestrutura. Ele ocorre em dois suportes sucessivos da ponte. Porém é premissa importantíssima para o projeto da ponte. Ele é

constituído de dois parâmetros: 1) Altura de construção; e 2) Vãos. A altura de construção para uma determinada seção é a distância vertical entre o ponto mais baixo da estrutura e o topo da superfície de rolamento. O vão é a distância medida horizontalmente entre os centros de duas seções da estrutura.

6.1.2.2 Mesoestrutura

É a parte da ponte que recebe os esforços da superestrutura e os transmite à infraestrutura, em conjunto com os esforços recebidos diretamente de outras forças solicitantes da ponte, tais como pressões do vento e da água em movimento. Os elementos da mesoestrutura funcionam como peças carregadas axialmente, com capacidade de absorver solicitações horizontais, que provocam momentos fletores.

Os pilares são suportes intermediários que apenas recebem os esforços da superestrutura e transmitem para a infraestrutura. Os pilares colocados dentro da corrente líquida são denominados de talhantes. No caso de navegação por baixo da ponte, nos talhantes é importante serem construídas defensas, para prevenir a ruína da ponte no caso de colisão de um veículo náutico contra o talhante. Quando são constituídos por treliça metálica, os pilares são chamados de cavaletes.

6.1.2.3 Infraestrutura

É a parte da ponte por meio da qual são transmitidos ao terreno de implantação da obra (rocha ou solo) os esforços recebidos da mesoestrutura. A infraestrutura é o componente que assenta todo o peso da estrutura e a ação das cargas móveis no terreno natural. As fundações podem ser diretas ou profundas. Os elementos da infraestrutura de uma ponte são: 1) Blocos; 2) Sapatas; 3) Estacas; e 4) Tubulões.

As fundações diretas são compostas pelos blocos e pelas sapatas. Já as fundações indiretas podem ser por estacas e por tubulão. As de estacas podem ser metálicas ou de concreto. As de tubulão podem ser a céu aberto ou a ar comprimido. Os tubulões são elementos estruturais da fundação que transmitem a carga ao solo resisten-

te por compressão, por meio da escavação de um fuste cilíndrico e uma base alargada tronco-cônica a uma profundidade igual ou maior do que três vezes o seu diâmetro.

6.1.3 Tipos básicos de pontes

Em função do modo como se transmitem as cargas aos apoios, as pontes podem ser agrupadas em três tipos básicos: 1) Pontes em viga; 2) Pontes em arco; e 3) Pontes pênsil.

São classificadas como pontes em viga quando transmitem as cargas aos apoios através de solicitações de compressão. Elas podem ser de quatro tipos: pontes em laje, de concreto armado ou protendido; pontes em viga, de concreto ou de aço (Figura 118); pontes em caixão, de concreto ou de aço; e pontes em treliça, de aço (Figura 119).

Figura 117 - Ponte em laje de concreto

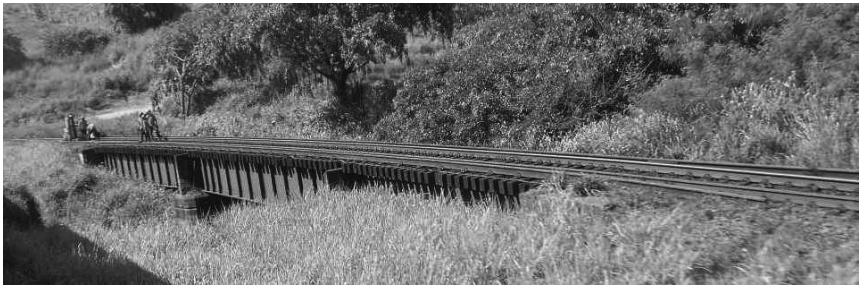


Figura 118 - Pontes em viga de aço

Figura 119 - Ponte em treliça de aço

As pontes são classificadas como pontes em arco quando transmitem as cargas através de solicitações inclinadas, de compressão; podem ser construídas em madeira, em concreto ou em aço. As solicitações nos arcos são, inteira ou predominantemente, de compressão.

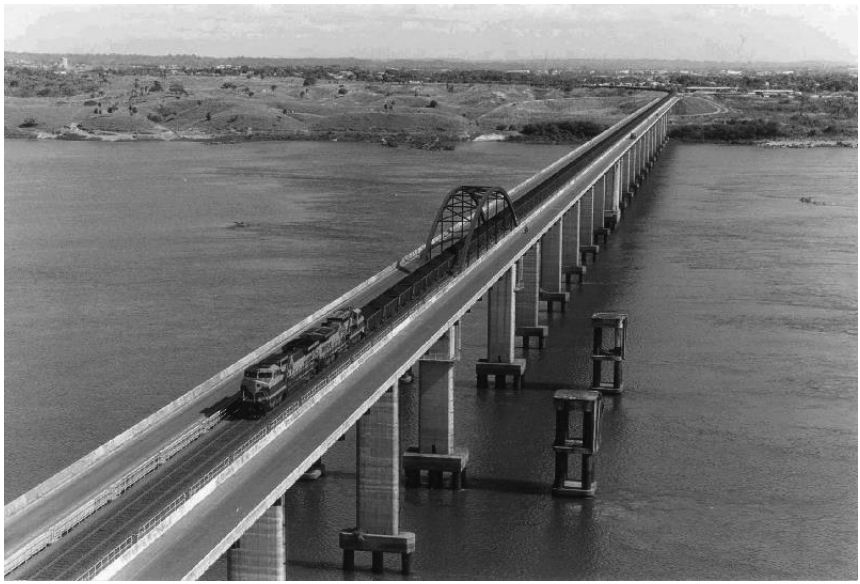


Figura 120 - Ponte em arco superior

Finalmente, nas pontes denominadas pênsil e estaiadas, as solicitações de tração dos cabos de suspensão são transmitidas às ancoragens na infraestrutura, depois de provocar solicitações de compressão nas torres intermediárias. Normalmente, este tipo de ponte não é usado em ferrovias em função da alta vibração que o trem exerce, o que pode desestabilizar a ponte.

6.1.4 Cálculo das pontes ferroviárias

Existem três forças principais que atuam em uma ponte ferroviária. São elas: carga permanente; cargas móveis; e impacto vertical.

A carga permanente é basicamente o peso próprio da ponte. Pode-se considerar como base de cálculo os seguintes pesos:
- concreto armado: 2,5 tf/m3;
- concreto simples: 2,4 tf/m3;
- alvenaria de pedras: 2,7 tf/m3;
- madeira: 0,8 tf/m3;
- ligas de alumínio: 2,8 tf/m3;

- ferro fundido: 7,8 tf/m3; e
- aço e aço fundido: 7,85 tf/m3.

Além do peso próprio, devem ser considerados os enchimentos, que são materiais colocados nas pontes, tais como: guarda-corpo e barreira lateral; lastro, dormentes e trilhos; e postes e canalizações.

As cargas móveis são calculadas baseadas no trem-tipo fixado na NBR 7189. Essa norma fixa as condições na definição do trem-tipo brasileiro para projetos e verificações de esforços para estruturas existentes.

Além do trem-tipo de norma, podem ser executadas as verificações utilizando os trens-tipos operacionais de cada ferrovia, considerando sua geometria e carga por eixo e a condição de carregamento. Para atender aos trens operacionais da Vale e à capacidade de carga que ela pretende alcançar, são adotados os trens-tipos de norma multiplicado por um fator de 1,5 para a EFC, e de 1,2 para a EFVM.

O impacto vertical, definido pela NB-2, é causado pelos seguintes fatores: 1) Descontinuidade da superfície de rolamento; 2) Deformações da estrutura sob ação das cargas; 3) Desequilíbrio das massas em movimento; 4) Molejo dos veículos; e 5) Oscilações próprias dos veículos. Ainda devem ser consideradas as seguintes forças adicionais: ação do vento; esforços longitudinais; empuxo de terra/água; impacto lateral; força centrípeta; esforços de guarda-roda e barreiras laterais; esforços produzidos por deformações internas; atrito nos apoios; recalque das fundações; e inércia das massas.

Entre os esforços longitudinais, deve-se destacar a frenagem e/ou aceleração. As cargas de frenagem deverão ser postas numa situação que produza o efeito mais desfavorável no elemento em estudo. No caso de pontes de via dupla, deve-se considerar a atuação simultânea da frenagem sobre uma das vias e a ação da aceleração sobre a outra, de forma que seja produzido o efeito mais desfavorável.

O valor característico da força longitudinal provocada pela frenagem ou pela aceleração de veículos sobre as pontes deve ser tomado como

uma fração das cargas móveis, consideradas sem impacto. Nas pontes ferroviárias, a força longitudinal devida à frenação ou à aceleração deve ser considerada aplicada no topo dos trilhos e igual ao maior dos seguintes valores: 15% da carga móvel para a frenação, ou 25% do peso dos eixos motores para a aceleração.

Outra força relevante é a força centrípeta. Ela se considerará distribuída em todo o comprimento da curva, sempre considerando o efeito mais desfavorável, utilizando também os carregamentos verticais que afetam a estrutura. Nas pontes ferroviárias em curva, a força centrípeta deve ser considerada atuando no centro de gravidade do trem, suposto a 1,60 m acima da superfície definida pelo topo dos trilhos (valor que depende de cada norma, tipo de vagão e carregamento), sendo seu valor característico utilizado como uma fração da carga móvel.

Por fim, o cálculo de uma ponte é baseado nas estruturas isostáticas num conceito denominado Linhas de Influência. Uma linha de influência de um efeito elástico, e em uma dada seção s, é a representação gráfica ou analítica do valor desse efeito, naquela seção s, produzido por uma carga unitária, de cima para baixo, que percorre a estrutura.

6.2 PASSAGEM INFERIOR

As passagens inferiores (Figura 121 e Figura 122) são passagens sob a linha, implantadas geralmente em aterros. Têm grande utilidade para passagem de gados em fazendas e pequenos veículos.

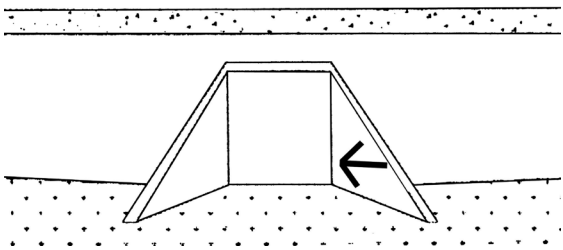


Figura 121 - Passagem Inferior

Figura 122 - Passagem inferior

6.3 TÚNEIS

Os túneis (Figura 123 e Figura 124) são aberturas em montes rochosos ou terrenos, destinados a dar continuidade à via férrea, quando as condições técnicas e econômicas determinarem a sua viabilidade.

Figura 123 - Túnel preparado para receber a superestrutura

Figura 124 - Túnel com superestrutura já lançada em linha dupla

7 CONCEITOS BÁSICOS DE MATERIAL RODANTE

Visando uma compreensão melhor do estudo da Via Permanente, a ser discutido nos capítulos à frente deste livro, faz-se necessário uma explicação mínima sobre os veículos ferroviários, o material rodante, que interferem diretamente no projeto ferroviário.

O material rodante é o conjunto de todos os equipamentos que se locomovem sobre a via permanente. O material móvel das estradas de ferro, material rodante, é classificado pela sua capacidade de tração em: 1) Material de Tração; e 2) Material Rebocado.

O Material de Tração são as locomotivas, equipamentos de vias e os diversos veículos motorizados que podem circular na ferrovia. Geralmente, as locomotivas são também denominadas de material de tração, confundindo-se com o sentido mais amplo do termo. O Material Rebocado são os carros que transportam os passageiros e os vagões que transportam as cargas.

Serão a seguir detalhadas as características do contato roda-trilho do material rodante. Posteriormente, serão apresentados os dois tipos de material rodante que circulam na ferrovia.

7.1 CARACTERÍSTICAS DE CONTATO RODA-TRILHO

O material rodante só se desloca sobre os trilhos através de simples aderência entre as rodas dos veículos e os trilhos. Mais especificamente, são as rodas das locomotivas que tracionam a composição.

Uma característica importante é que a roda dos veículos ferroviários é solidária ao eixo que as une, isto é, não há movimento relativo entre o eixo e a roda. Uma consequência direta disso é que, nas curvas, ocorre o efeito de escorregamento da roda em relação ao trilho, pois uma roda descreve uma trajetória maior, trilho externo, do que a outra, trilho interno. Portanto, quanto maior o raio, menor a diferença entre o comprimento do trilho externo e o trilho interno, e, consequentemente, menor o efeito de escorregamento.

As rodas são sempre paralelas entre si e montadas numa estrutura denominada truque. Elas se apoiam sobre os trilhos e, como estes são paralelos, também devem estar paralelas (Figura 125).

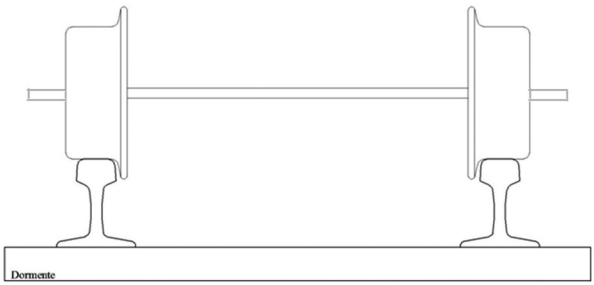


Figura 125 - Rodas em relação ao trilho

Na Figura 126 é apresentado o detalhe do contato roda-trilho que será explicado a partir deste ponto. O primeiro aspecto a ser analisado é que a roda possui um friso de espessura *Fe* de aproximadamente 2,93 cm e altura *Fh* de aproximadamente 2,54 cm. Esse friso é uma continuidade da roda, como pode ser visto nas Figura 125, 126 e 127, que serve para mantê-la dentro dos trilhos sem escapar do trajeto imposto pelos dois trilhos da via permanente.

Na Figura 127 podem ser vistos detalhes da roda. Seu friso fica na parte interna do trilho; o passeio da roda é a área dela que pode tocar o boleto do trilho. Sendo assim, esse contato roda-trilho é efetivamente a área do passeio da roda que toca o boleto do trilho. Nas curvas, é o friso da roda que, tocando no trilho externo, permite que o trem faça a curvatura. No trecho em tangente, é o friso que mantém o trem alinhado com os dois trilhos.

O segundo aspecto a ser analisado na Figura 126 é que a roda possui um ângulo na proporção de 1:20, que confere a ela um formato cônico. Esse formato da roda é muito importante, pois é ele que mantém, através da força da gravidade, o trem alinhado nos trilhos quando está percorrendo um trecho em tangente. Além disso, o formato cônico é que permite à roda, quando estiver fazendo uma curva, "subir" no trilho externo e "descer" do trilho interno, e, ao fim da curva, fazer o movimento inverso, alinhando o trem nos trilhos.

Esse movimento só é possível porque, como pode ser visto na Figura 126, existe uma folga *B*, que pode variar de 1,0 cm a 2,0 cm, entre o friso da roda e o trilho. Essa folga existe porque não há a garantia perfeita do alinhamento da via. A folga *B* é que provoca o balanço dos trens quando ele está em viagem, sendo esse balanço gerado pelos movimentos de "subida" e "descida" das rodas sobre os trilhos, conforme explicado anteriormente. Essa folga é conhecida como *jogo da via*.

Além do mais, esse movimento reflete a busca das rodas, através dos frisos e da ação da gravidade, pelo alinhamento do trem com os trilhos. Nas ferrovias de mais alta velocidade, essa folga deve ser minimizada ao máximo, o que implica um ótimo alinhamento da via. Na Figura 126, pode-se ver a medida *Rd*, que é o diâmetro da roda e pode ter várias dimensões, podendo variar de 84,0 cm a 96,5 cm, conforme a bitola e o peso dos veículos. Outra medida que pode ser vista na Figura 126 é a espessura da roda representada por *Re,* que possui a dimensão de aproximadamente 14,0 cm.

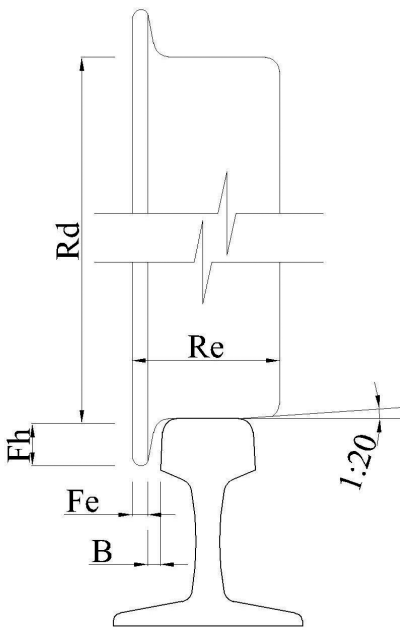


Figura 126 - Detalhe contato roda-trilho

Figura 127 - Detalhe da roda sobre o boleto do trilho e detalhe do friso

Por fim, deve-se definir a bandagem da roda, que é a espessura de aço que ela possui e que define sua vida útil. A roda, pelo contato roda-trilho, vai se desgastando até chegar a um limite de vida útil. Na Figura 128 pode ser visto o desgaste da bandagem da roda.

Figura 128 - Desgaste da bandagem da roda

7.2 RODEIRO

Para que as rodas se mantenham paralelas, elas devem ser unidas por um eixo. À união de um par de rodas a um eixo dá-se o nome de rodeiro. Os rodeiros são formados, então, de duas rodas ligadas por um eixo solidário a elas, não havendo movimento relativo entre as rodas e o eixo. As rodas são pararelas entre si. Na Figura 129, pode-se ver um rodeiro após ter sido montado em máquina própria. Denomina-se essa tarefa como eixar o rodeiro. O rodeiro de locomotiva difere do rodeiro de vagão, pois possui ainda uma engrenagem denominada coroa (Figura 130), que fará a conexão com o eixo do motor, denominado pinhão.

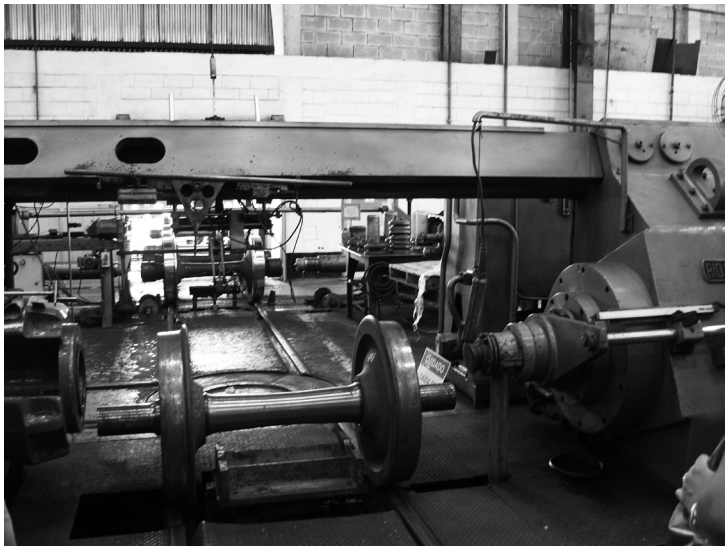


Figura 129 - Rodeiro pronto após ter sido "eixado"

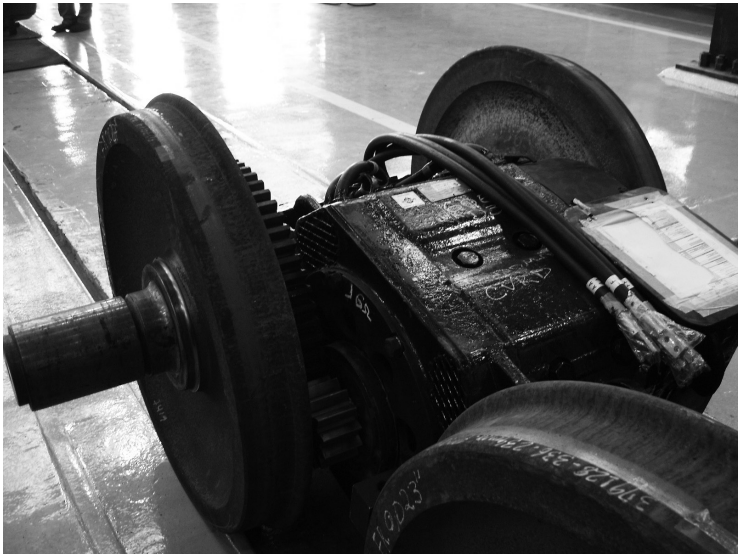


Figura 130 - Truque de locomotiva com coroa "eixada" e pinhão do eixo do motor

7.3 TRUQUE

O truque é uma estrutura rígida de aço que se apoia sobre no mínimo dois rodeiros. No Brasil, a maior parte dos vagões possui dois rodeiros por truque. A Figura 131 apresenta uma vista lateral de um truque de vagão.

As locomotivas podem possuir dois, três e quatro rodeiros por truque. Usualmente, as locomotivas de bitola larga possuem três rodeiros por truque e, em alguns casos, na bitola métrica, usa-se quatro rodeiros por truque (Figura 132).

Figura 131 - Truque de vagão

Figura 132 - Visão lateral do truque de locomotiva com motor de tração no truque

Na locomotiva, o truque ainda tem a função de apoiar o motor de tração. Os motores de tração se apoiam, de um lado, sobre o eixo do rodeiro e, do outro, à travessa da estrutura do truque da locomotiva. Esses truques de locomotiva, de maneira geral, são classificados de acordo com o número de rodeiros com motor. Os mais comuns são:

1. Truque B – contém 2 rodeiros motorizados;
2. Truque C – contém 3 rodeiros motorizados;
3. Truque D – contém 4 rodeiros motorizados.

Assim, uma locomotiva *B – B* possui dois truques com dois rodeiros motorizados por truque. A locomotiva *C – C* possui dois truques com três rodeiros motorizados por truque. E a locomotiva *D – D* possui dois truques com quatro rodeiros motorizados por truque. Essas situações podem ser vistas na Figura 133.

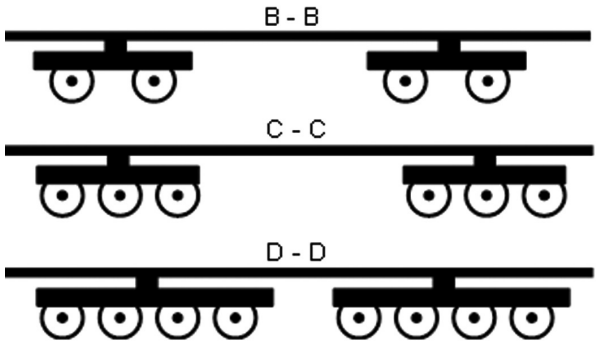


Figura 133 - Tipos de locomotivas em função do número de rodeiros motorizados

O tamanho do motor de tração é limitado pela bitola da ferrovia, que acaba sendo a distância entre as rodas do rodeiro. No Brasil, algumas ferrovias de bitola métrica, visando aumentar a capacidade de tração, optaram por realizar um projeto de truque de locomotiva em que fosse possível aumentar o número de rodeiros e, por conseguinte, o número de motores de tração. Assim, criou-se no Brasil as locomotivas *B+B – B+B*, em que cada truque possui dois pares de truques com dois rodeiros motorizados cada um. Para ser possível essa instalação, foi criada uma barra de ligação entre os dois truques, denominada *span*

bolster, que interliga cada par de truques. Assim, o *span bolster* possui um prato pião para cima, que se liga ao corpo da locomotiva, e dois pratos pião voltados para baixo, que se conectam aos dois truques B-B da locomotiva. Isso pode ser visto nas Figura 134 e 135.

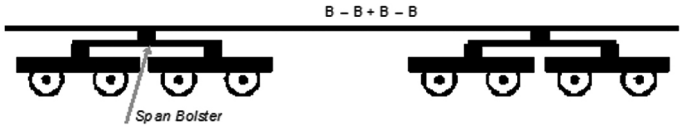


Figura 134 - Visão esquemática do span bolster

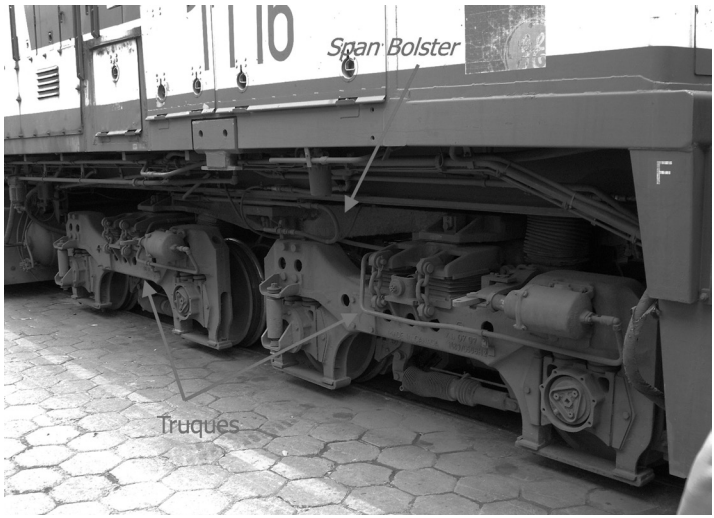


Figura 135 - Visão do *span bolster*

O truque possui uma estrutura denominada prato pião, onde a parte superior da locomotiva é apoiada. Será detalhado em seção mais adiante neste capítulo.

7.4 MATERIAL DE TRAÇÃO

No escopo deste livro, somente as locomotivas serão analisadas. Isso se deve a sua maior relevância para o transporte ferroviário. Elas podem ser classificadas em dois grupos: 1) Locomotivas de viagem; e 2) Locomotivas de manobra.

As locomotivas de viagem puxam o trem de carga ou de passageiros pela via principal ou secundária, enquanto as locomotivas de manobra movimentam os trens de uma linha a outra nos pátios das estações ferroviárias.

Serão detalhadas neste livro as locomotivas diesel-elétricas, pois o foco deste trabalho é o transporte de carga, e praticamente todas as ferrovias brasileiras de carga utilizam este tipo de locomotiva.

As locomotivas diesel-elétricas possuem diversas vantagens. Como elas geram sua própria energia elétrica, podem operar em qualquer lugar onde existem trilhos. Também podem percorrer longos percursos sem interromper a marcha para reabastecimento ou manutenção. Cada locomotiva diesel-elétrica é equipada com dois tipos de motores: um motor *diesel* e vários motores elétricos.

A combustão do motor *diesel* produz energia que é transformada por um gerador de eletricidade, que, por sua vez, alimenta os motores elétricos. Estes, efetivamente, geram a tração que comanda as engrenagens que giram as rodas da locomotiva. Um desenho esquemático de uma locomotiva diesel-elétrica pode ser vista na Figura 136.

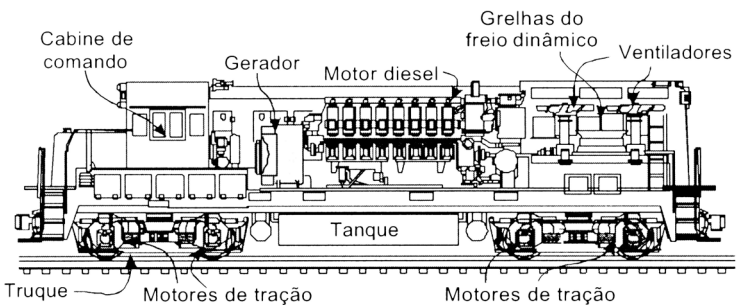


Figura 136 - Locomotiva diesel-elétrica

Existem locomotivas operando com motores elétricos ou simplesmente motores de tração, de corrente contínua ou corrente alternada.

7.4.1 Dinâmica ferroviária

Existem dois fatores importantes para que a locomotiva possa mover toda a composição ferroviária. São eles: 1) Esforço trator; e 2) Potência.

Para explicar esses dois fatores, é necessário definir o termo aderência. A aderência, em termos físicos, é a força passiva exercida entre as moléculas das superfícies em contato, agindo de maneira a opor-se à força que tende a produzir o desligamento dessas superfícies.

Em termos ferroviários, a força de aderência é definida como a força de resistência que a roda motriz da locomotiva encontra ao tentar rolar sobre o trilho. Essa força de aderência é calculada pela fórmula $Fa = \mu \times P$, em que Fa é a força de aderência, μ é o coeficiente de aderência e P é o peso da locomotiva sobre cada roda.

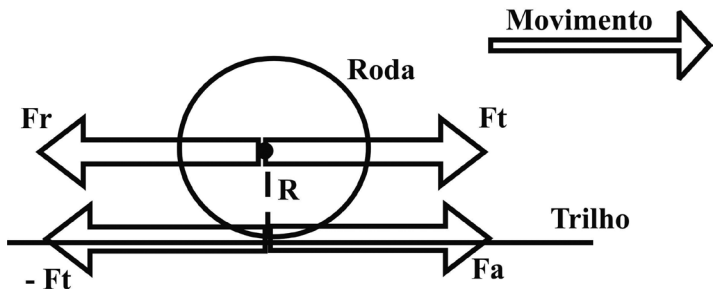


Figura 137 - Forças que atuam no Início do Movimento

Para exemplificar a dinâmica ferroviária, será analisada a situação em que uma locomotiva parada pretende iniciar o movimento puxando uma composição ferroviária, que representa uma força *Fr* contrária ao movimento (Figura 137).

Para a locomotiva começar a se deslocar, aplica-se um conjugado de forças de tração *Ft* e *-Ft,* que, através da alavanca do raio *R* , busca gerar o movimento de rotação da roda e, consequentemente, o movimento.

Em oposição a esse movimento, também existe a força de resistência *Fr*, que é o total de força a ser vencido. De maneira simples, é o peso da composição ferroviária a ser deslocado dividido pelo número de rodas motrizes da locomotiva.

Em oposição à força de tração *-Ft*, ocorre a força de aderência *Fa*, que resiste ao movimento de rotação da roda. Assim sendo, quando *-Ft* for igual à *Fa*, e *Ft* for maior que *Fr*, a composição começa a se mover.

Dessa explicação define-se que o esforço trator é a força mínima necessária para igualar a força de aderência e ao mesmo tempo superar a força de resistência *Fr*, iniciando assim o movimento.

Se a força de tração *Ft* for maior que a força de aderência *Fa* e maior que a força de resistência *Fr*, ocorre o fenômeno denominado patinagem, quando a roda gira sem haver o deslocamento do ponto de contato. Um mecanismo usado para aumentar o coeficiente de aderência é lançar areia entre os trilhos e a roda. Esse é o motivo pelo qual até hoje as locomotivas possuem um compartimento para carregar areia, denominado areeiro. Outro mecanismo para aumentar a aderência é aumentar o peso da locomotiva. Essa solução envolve uma análise mais delicada, pois para aumentar o peso da locomotiva toda a via permanente deve suportar essa carga extra de peso. Além disso, as pontes devem suportar, também, o peso extra. Outra solução é aumentar o número de rodas motrizes das locomotivas, já que a força de resistência *Fr* é o peso da composição ferroviária a ser deslocado pelo número de rodas motrizes da locomotiva. Portanto, a *Fr* vai ser reduzida à medida que tiver mais rodas motrizes. Isso explica por que as locomotivas atuais possuem todas as suas rodas motorizadas.

A potência da locomotiva é medida em HP (*horse power*) e pode ser vista como a capacidade que ela tem de gerar força de tração. Como dito anteriormente, a potência é limitada pela força de aderência, e, portanto, na partida da locomotiva, não se pode dar potência máxima, pois pode ocorrer o efeito de patinagem das rodas da locomotiva.

7.5 MATERIAL REBOCADO

O material rebocado é basicamente formado pelos vagões e pelos carros de passageiros. O vagão é o veículo destinado ao transporte de cargas e não possui capacidade motriz. Necessita ser rebocado. Os veículos para o transporte de passageiros são denominados carros de passageiros ou simplesmente carros. O vagão é composto de duas partes principais: caixa e truque.

A caixa é a parte onde, efetivamente, a carga é acomodada para transporte. Ela possui as suas dimensões de acordo com a bitola da via e com a carga que será transportada. A caixa é confeccionada de diversos materiais. Os mais comuns são aço, alumínio e, mais recentemente, semi-inox.

O truque, como dito anteriormente, é o conjunto de base rígida mais rodeiros que suporta a caixa. Como cada vagão possui dois truques, um truque possui dois rodeiros, e um rodeiro possui duas rodas, então cada vagão possui oito rodas. Na Figura 138, pode-se ver a caixa de um vagão gôndola tipo GDE separada de um dos seus dois truques.

Figura 138 - Visão da caixa e de um truque do vagão

A caixa se conecta ao truque por meio de um encaixe denominado prato pião, que possui uma parte no truque (Figura 139) e outra na própria caixa. Os vagões podem ser: fechados e abertos.

Os vagões abertos podem ser dos tipos: 1) Gôndola: granéis sólidos, sem necessidade de proteção contra intempéries (Figura 140); 2) Plataforma: contêineres, semirreboques rodoviários, bobinas de aço, peças e equipamentos volumosos, etc. (Figura 141); e 3) Hopper: granéis sólidos, sem necessidade de proteção contra intempéries (Figura 142).

Os vagões fechados podem ser de três tipos: 1) Fechado: carga geral, protegida contra intempéries (Figura 143); 2) Tanque: granéis líquidos (Figura 144); e 3) Hopper: granéis sólidos, com necessidade de proteção contra intempéries (Figura 145).

Figura 139 - Visão do prato pião de um vagão

Figura 140 - Vagão Gôndola para minério de ferro

Figura 141 - Vagão Plataforma

Figura 142 - Vagão Hopper Aberto

Figura 143 - Vagão Fechado

Figura 144 - Vagão Tanque para combustíveis

Figura 145 - Vagão Hopper Fechado

8. SUPERESTRUTURA

A superestrutura é a parte da Via Permanente que recebe os impactos diretos da composição ferroviária. Os principais elementos constitutivos da superestrutura (Figura 146 e Figura 147) são:

1. Trilho;
2. Dormente;
3. Lastro e sublastro;
4. Acessórios de fixação;
5. Aparelho de mudança de via.

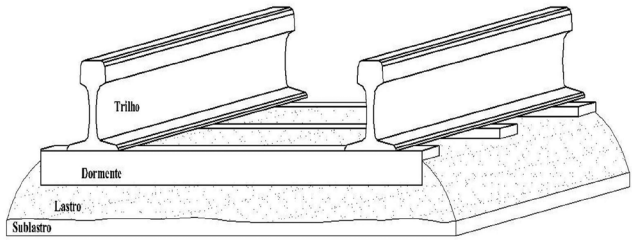


Figura 146 - Desenho esquemático da superestrutura de uma ferrovia

Figura 147 - Vista geral de uma superestrutura lançada

Os trilhos são apoiados e fixados em dormentes, que são regularmente espaçados, e são assentados, na maioria dos casos, sobre um colchão amortecedor de material granular, o lastro. O lastro absorve os esforços vindos dos dormentes e transmite ao solo as pressões correspondentes às cargas suportadas pelos trilhos, distribuindo-as, com taxa compatível a sua capacidade de suporte, para a plataforma. Os detalhes sobre a superestrutura serão tratados nos capítulos a seguir.

9. PROJETO DA VIA PERMANENTE

Um projeto conceitual de uma ferrovia deve atentar, sobretudo, para três aspectos fundamentais: 1) A distância entre os trilhos (bitola); 2) O traçado da via permanente; e 3) A quantidade de linhas, trechos a serem construídos.

9.1 BITOLA

A distância entre os trilhos é denominada bitola. Ela é definida como a distância entre as faces internas das duas filas de trilhos, medida a 15,875 mm abaixo da face superior do boleto dos trilhos (Figura 148). Nas ferrovias da Vale, ela utiliza a medida de 16,0 mm, arredondando o valor padrão.

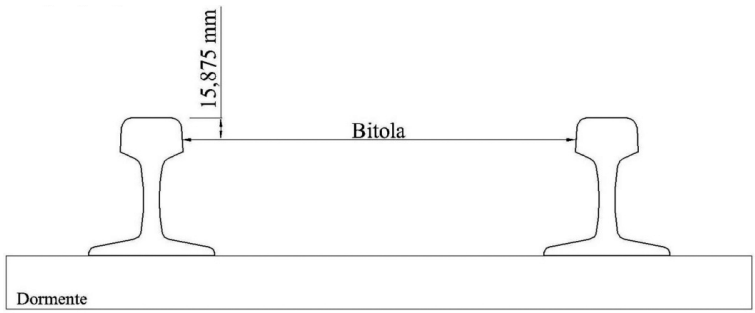


Figura 148 - Desenho esquemático da bitola

Para realizar a medição da bitola, podem-se usar veículos equipados para fazer medições diversas da via, denominados carros-controle, ou pode-se usar uma régua bitoladora (Figura 149 e Figura 150). Caso não se tenha essa régua, ela pode ser feita com base no gabarito apresentado na Figura 151.

Figura 149 - Profissional usando régua bitoladora para medir bitola

Figura 150 - Detalhe da régua bitoladora

Figura 151 - Gabarito substituto da régua bitoladora

9.1.1 Tipos de bitola

Existem quatro tipos principais de bitola: 1) Larga, com 1,60 m; 2) *Standard* ou normal, com 1,435 m; 3) Métrica, com 1,0 m; e 4) Estreita, menor que 1,0 m.

No Brasil, estima-se que 85 % a 90 % das ferrovias são de bitola métrica, no entanto, por força de lei, desde a década de 1960 todas as ferrovias brasileiras novas devem ser projetadas e construídas com bitola larga.

A bitola é um dos fatores mais importantes no projeto ferroviário. A partir dela é possível estabelecer os seguintes parâmetros da ferrovia: velocidade, capacidade de transporte, tipo do material rodante, aspectos econômicos das ferrovias (investimentos em VP e Material Rodante) e integração entre ferrovias existentes.

A falta de padronização das bitolas acarreta custos logísticos, sobretudo no que tange à questão de transbordo, baldeação entre as ferrovias, acarretando mais custo e perda de tempo. Como forma de minimizar o problema de bitolas diferentes entre os trechos ferroviários, pode-se optar por uma via de bitola mista. Ela possui três trilhos, sendo um deles comum às duas bitolas, e os outros dois, que, efetivamente, definem a bitola (Figura 152 e Figura 153).

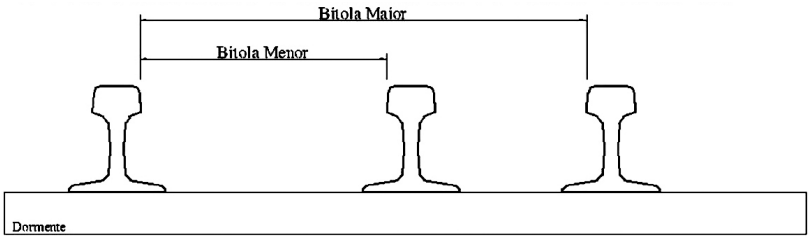


Figura 152 - Desenho esquemático de uma ferrovia com bitola mista

Figura 153 - Ferrovia com bitola mista

9.1.2 Jogo da via

O jogo da via, como pode ser visto na Figura 154, expressa o comprimento livre entre a parte interna do boleto do trilho e a parte interna do friso da roda. Ele não deve ser confundido com a superlargura que ocorre nas curvas e que será estudado mais adiante neste livro. O jogo da via depende do material rodante e foi fixado entre 9,0 mm e 15,0 mm, pela Conferência de Berna, para o caso de frisos novos.

Reduzindo-se o jogo da via, obtém-se maior suavidade no deslocamento, mas em contrapartida aumenta-se o desgaste dos trilhos e do friso da roda. Nas curvas, a folga total aceitável é a soma da superlargura mais o jogo da via.

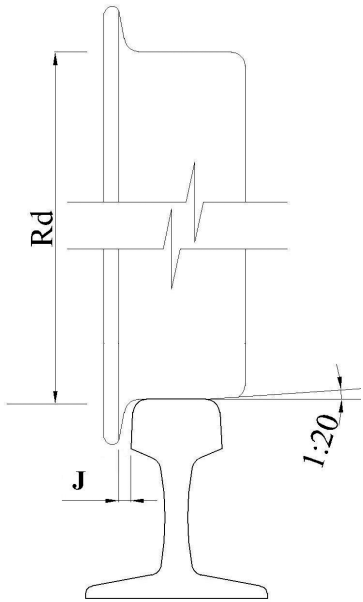


Figura 154 - Jogo da via (J)

9.2 NÚMERO DE LINHAS DO PROJETO

Linha é o espaço onde as composições ferroviárias podem circular, delimitada na largura pela bitola da via e na distância pela extensão linear dos trilhos até o para-choque de via (Figura 155). Conforme a quantidade de linhas paralelas para circulação de composições ferroviárias, a via pode ser definida como: singela ou simples e linha dupla. A Estrada de Ferro Vitória a Minas (EFVM) já possui alguns trechos em linha tripla, mas essa situação é incomum nas ferrovias.

Figura 155 - Para-choques de via

9.2.1 Linha singela

As ferrovias de linha singela ou simples são aquelas que possuem uma única linha principal, onde ocorre a circulação das composições ferroviárias em ambos os sentidos (Figura 156). A circulação em linha singela se dá por meio de pátio de cruzamentos, conforme as Figura 157 e Figura 158.

Figura 156 - Ferrovia em linha singela

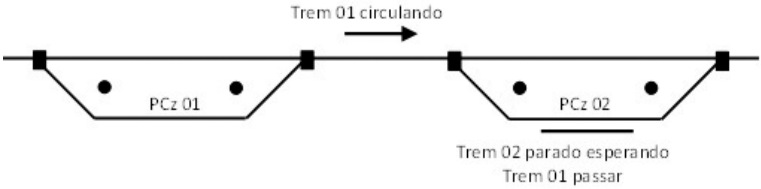


Figura 157 - Desenho esquemático de um pátio de cruzamento

Figura 158 - Entrada de um pátio de cruzamento

9.2.2 Linha dupla

A ferrovia de linha dupla possui mais de uma linha principal para a circulação dos trens (Figura 159). Essa circulação em linha dupla se dá com cada trem circulando em uma linha em sentidos opostos (Figura 160). Também pode ocorrer a situação de dois trens circularem no mesmo sentido, mantendo uma distância de segurança.

Figura 159 - Ferrovia em linha dupla

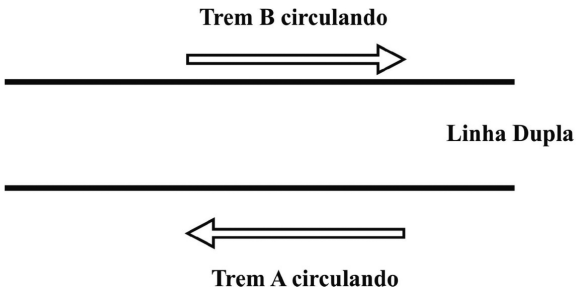


Figura 160 - Desenho esquemático de circulação em linha dupla

9.2.3 Entrelinha e entrevia

A entrelinha é a distância entre as faces externas dos trilhos mais próximos de duas linhas paralelas. A entrevia é a distância de eixo a eixo de duas linhas paralelas. Ambos os conceitos podem ser vistos na Figura 161.

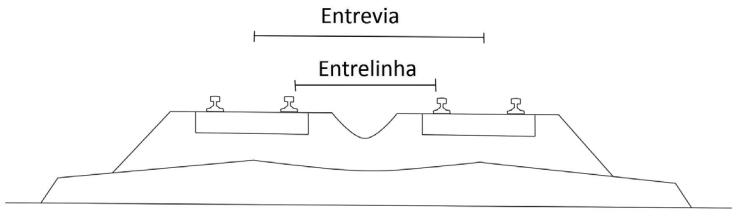


Figura 161 - Entrelinha e entrevia

10. SUPERESTRUTURA – APARELHO DE MUDANÇA DE VIA (AMV)

Os Aparelhos de Mudança de Via (AMV) são dispositivos metálicos que permitem a bifurcação de uma via férrea ou, inversamente, a união de duas vias. Os AMVs (Figura 162 e Figura 163) são compostos pelos seguintes elementos: jacaré (1), contratrilhos (2), trilhos de ligação (3), agulhas (4) e máquina de chave (5).

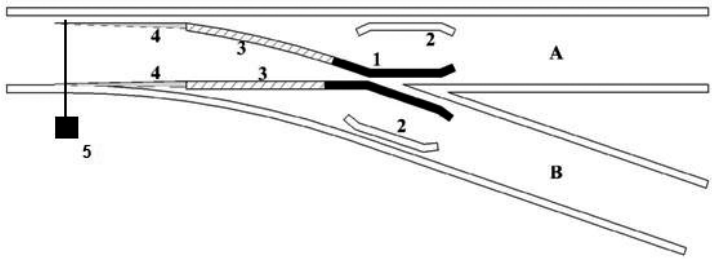


Figura 162 - Desenho esquemático de um AMV

Figura 163 - Detalhes componentes de um AMV

O jacaré, elemento (1) da Figura 162, é responsável pelo direcionamento do rodeiro guiado pelo contratrilho, permitindo que a composição cruze o trilho da via principal e entre no desvio, ou simplesmente siga reto.

As agulhas, elementos (4) da Figura 162, determinam o início do desvio e definem se a composição será desviada ou não. Elas são acionadas pela máquina de chave, elemento (5). As agulhas possuem duas posições: a primeira, que permite que a composição continue na sua trajetória da via principal; e a segunda, que permite o desvio.

O funcionamento dos AMVs se dá pelo deslocamento das agulhas. Na Figura 162, as agulhas, elementos (4), estão encostadas no trilho da parte inferior da figura; nesse caso, a composição irá se deslocar para o trecho A da via permanente, denominado normal. Caso as agulhas sejam deslocadas para o trilho na parte mais alta da figura, a composição se deslocará para o trecho B da via permanente, denominado de reversa. Por meio da máquina de chave, elemento (5), movimentam-se as agulhas que direcionam o trem para a normal, ou seja, se manter na mesma direção, ou para a bifurcação lateral, chamada de reversa.

Os contratrilhos, elementos (2) da Figura 162, garantem a bitola no trecho crítico onde a composição está passando pelo jacaré e entrando no desvio ou se mantendo na via principal. Servem para guiar os rodeiros, evitando que os frisos das rodas se choquem contra a ponta do jacaré. Os trilhos de ligação, elementos (3) da Figura 162, são partes de trilho onde as agulhas vão estar fixadas e servem para guiar as rodas até encontrar o jacaré. Vale ressaltar que a roda ferroviária possui um friso, e é ele que passa entre a agulha e o trilho (Figura 164), que passa pelo jacaré (Figura 165) e entre o trilho e o contratrilho.

Devem ser evitadas as instalações de AMV em curva, em função de sua dificuldade de projeto e instalação. Aliado a isso, como nos aparelhos de mudança de via não pode haver superelevação, e a maioria das curvas possui superelevação, seria difícil compartilhar os dois.

Figura 164 - Detalhe do friso passando entre a agulha e o trilho

Figura 165 - Detalhe do friso da roda passando pelo jacaré

Os AMVs podem ser caracterizados, quanto à sua geometria, da seguinte forma:

1. Laterais (mais comuns nas ferrovias) (Figura 166);
2. Simétricos (Figura 167);
3. Assimétricos.

Os AMVs laterais ocorrem quando somente uma via é desviada e a outra continua seu trajeto original. Essa geometria é a mais usada pela facilidade de implantação. Os AMVs simétricos ocorrem quando duas vias são desviadas com o mesmo ângulo, sendo esse traçado o mais desejado, por gerar menor desgaste dos elementos do AMV. Já os assimétricos ocorrem quando as duas vias são desviadas com ângulos diferentes. Essa geometria é mais usada onde existem limitações de espaço ou imposição de traçado. É muito rara de ser vista na prática, pois apresenta um grau de dificuldade muito grande na elaboração do projeto e na execução em campo.

Figura 166 - AMV lateral

Figura 167 - AMV simétrico

10.1 DETALHAMENTO DOS ELEMENTOS CONSTITUTIVOS

10.1.1 Jacaré

O jacaré (Figura 168 e Figura 169) é uma peça que permite materializar a interseção de dois trilhos, permitindo a passagem das rodas numa ou noutra linha. Atualmente, eles são produzidos por peças fundidas de aço-manganês.

Figura 168 - Vista de um jacaré sendo instalado

Figura 169 - Detalhe do contratrilho e do jacaré instalado

A ponta do jacaré é a extremidade afilada dele em que bifurcam e se separam as duas linhas de bitola da reta e do desvio. A ponta teórica do jacaré é o ponto de interseção das linhas de bitola que se cruzam nele. Ambas as definições podem ser vista na Figura 170.

Figura 170 - Definição das pontas do jacaré em um AMV

10.1.2 Número do jacaré

O número do jacaré é um número que permite definir seu ângulo de abertura. Quanto maior for o número do jacaré, menor será o ângulo de abertura e mais suave a derivação pela linha desviada. Normalmente, adota-se, para facilitar os cálculos, o comprimento de *cd* de 1,0 m. Com essa medida, mede-se a abertura entre os dois trilhos diretamente no campo, *ab* (Figura 171).

Outra forma de medição da abertura do jacaré no campo é medir na abertura da ponta do jacaré a medida de 5,0 cm, riscar, depois medir a abertura em 15,0 cm. Em seguida, mede-se a distância entre os dois riscos. Esse será o número do jacaré, considerando sempre múltiplos de dois (Figura 172). Como exemplo, cita-se a EFVM, que adota na linha principal de circulação jacaré com N igual a 20, e nos pátios ferroviários N igual a 10.

Uma forma ainda mais empírica, mas que dá bons resultados, é procurar na abertura do jacaré o local onde cabe uma bota, depois caminhar contando quantas botas são necessárias para chegar até a ponta do jacaré. Esse será o número do AMV (Figura 173).

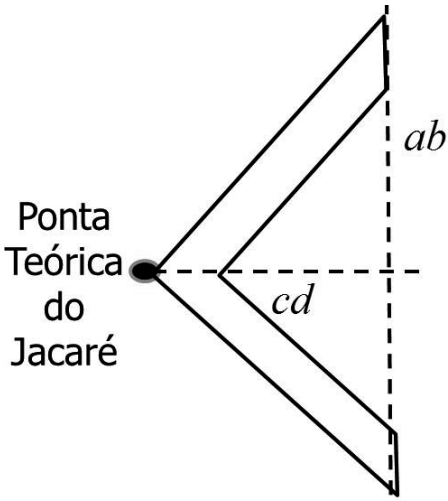


Figura 171 - Fórmulas de cálculo do número do jacaré

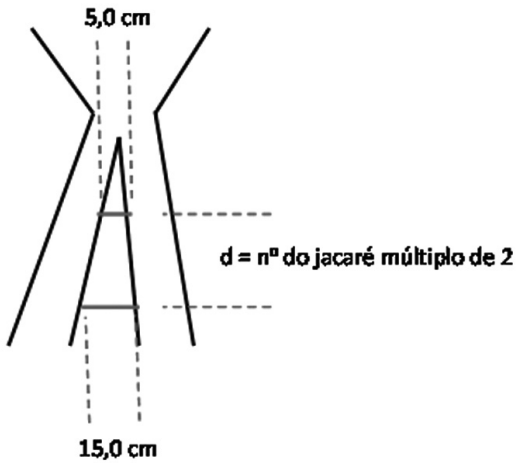


Figura 172 - Método prático de medida do número do jacaré no campo

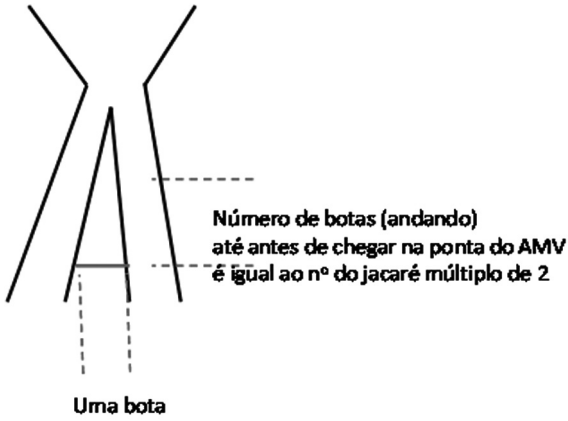


Figura 173 - Método empírico para saber o número do AMV

10.1.3 Agulha

A agulha é uma peça feita de aço fundido ou forjado, ou de trilho usinado, destinada a encaminhar as rodas de veículos ferroviários de uma linha para outra (Figura 174). A ponta de agulha é uma extremidade afilada que se junta ao trilho de encosto. Pode ser do tipo removível, feita de aço fundido. O trilho de encosto é um trilho onde a agulha encosta, também chamado encosto da agulha. Ambos, a ponta de agulha e o trilho de encosto, podem ser vistos na Figura 175. Já na Figura 176, pode-se ver o desgaste que sofre a ponta da agulha, em função do ataque do friso das rodas na entrada do AMV.

Figura 174 – Agulha

Figura 175 - Ponta da agulha e trilho de encosto

Figura 176 - Desgaste da ponta de agulha

O talão ou coice é a parte onde vai ser articulada a agulha, no lado oposto à ponta dela e no local onde encontra o contratrilho (Figura 177). O corpo da agulha é a parte intermediária entre a ponta e o coice. Quando a agulha é feita de trilho, poderá ser simples ou reforçada na alma, com uma das chapas rebitadas ou aparafusadas a esta. O calço espaçador (Figura 178) é uma peça fixada na parte interna da agulha ou interna do trilho de encosto, destinada a limitar a flexão das agulhas.

Figura 177 - Detalhe do coice da agulha

Figura 178 - Calço espaçador

A placa bitoladora (Figura 179) é uma placa de deslizamento inteiriça ou com ligação intermediária para isolamento, abrangendo os dois trilhos, localizada sob a ponta da agulha e do trilho de encosto, calibrando a bitola da via. Em agulhas longas, poderá haver mais de uma. A placa bitoladora pode ser reta nas duas faces ou curva em uma delas. Caso seja curva, a parte convexa deverá estar voltada para o lado de dentro do AMV.

As barras de conjugação (Figura 179) são peças usadas para ligar e conjugar as agulhas, tornando-as solidárias. Podem ser isoladas ou não. As barras de conjugação podem ser fixas ou ajustáveis. As fixas não permitem regulagem da distância entre agulhas, tornando mais difícil a manutenção da pressão de vedação das agulhas à medida que surgirem desgastes e folgas. Já as ajustáveis permitem a regulagem do espaçamento entre agulhas.

Figura 179 - Detalhe da placa bitoladora e barra conjugada

Os punhos são braçadeiras ou placas aparafusadas, fixos ou reajustáveis, que ligam as agulhas às barras de conjugação (Figura 180).

Figura 180 - Punho da agulha

O tirante (Figura 181) é uma barra ou varão que liga a barra de conjugação e as pontas das agulhas com a máquina de chave. Pode possuir (ou não) dispositivo ajustável para variar seu comprimento e facilitar regulagens.

Figura 181 - Tirante

10.1.4 Máquina de chave ou aparelho de manobra

A máquina de chave ou aparelho de manobra tem por função colocar as agulhas em posição que permita a mudança para a via desejada. O indicador de via (Figura 182 e Figura 183) é um dispositivo de sinalização ligado à maquina de chave para indicar a direção da via franqueada à passagem de veículos. Nas ferrovias da Vale, a cor verde aparecendo para quem está circulando na via representa que a composição vai para o sentido normal, e quando a bandeira está com a cor amarela para quem está circulando na via representa que o AMV está para reversa.

Figura 182 – Indicador de via - bandeira de sinalização do AMV

Figura 183 – Indicador de via - bandeira de sinalização do AMV

O trinco (Figura 184) é um dispositivo de segurança contra a inversão acidental da alavanca da máquina de chave ou para evitar vandalismo. Em pátios abertos, que não são cercados e não possuem vigilância, é sempre obrigatório, após ser feita a chave manual, colocar o cadeado e fechá-lo no trinco.

Figura 184 - Trinco com cadeado

O contrapeso é um peso, regulável ou não, colocado na alavanca do aparelho de manobra, destinado a manter as agulhas rigidamente pressionadas contra o trilho de encosto.

A chave do AMV é classificada quanto ao seu acionamento:
1. Manual;
2. Acionamento elétrico;
3. Mola.

Os AMVs com acionamento manual (Figura 185) são movimentados por meio da maromba, alavanca para movimentar os tirantes, podendo ser operados manualmente no campo.

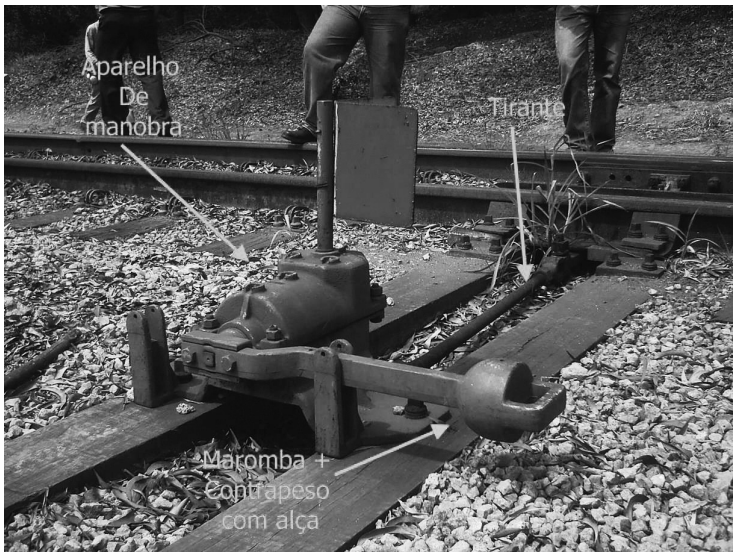


Figura 185 - Chave manual do AMV

Os AMVs com acionamento elétrico (Figura 186 e Figura 187) são movimentados eletricamente, podendo ser acionados remotamente.

Figura 186 - Chave com acionamento elétrico

Figura 187 - Chave com acionamento elétrico aberta mostrando o motor

Os AMVs de mola são equipados com um mecanismo, baseado numa mola, que restabelece a posição padrão das agulhas após a passagem da composição.

Existe ainda um tipo especial de AMV que pode ter duas formas de acionamento, manual e elétrico, usado em locais onde a queda de energia pode ser uma constante (Figura 188). Existe também um tipo de AMV denominado de travador, em que, para ser acionado remotamente, um operador deve realizar uma ação por uma chave de porta que permite o acionamento remoto (Figura 189).

Figura 188 - AMV com acionamento duplo, manual e elétrico

Figura 189 - AMV com travador

10.2 AMV DE BITOLA MISTA

Em ferrovias de bitola mista, devem ser usados AMVs também de bitola mista (Figura 190). Em essência, esses AMVs possuem as mesmas características do AMV apresentado anteriormente, porém com um jacaré que permita as duas bitolas e as três agulhas que demandam também uma máquina de chave especial.

Figura 190 - AMV de bitola mista

10.3 COTAS DE SALVAGUARDA

As cotas de salvaguarda são medidas mínimas dos elementos do AMV e máximas de distância entre elementos, que devem ser monitoradas. Quando essas cotas de salvaguarda saírem dos limites estabelecidos ou estiverem com tendência a sair dos limites, a manutenção da VP deve proceder a manutenção de cada parte do AMV que está saindo dos limites. Cada ferrovia estabelece seus critérios para as cotas de salvaguarda.

10.4 MARCO DE VIA

O marco de via é uma peça de pequena altura, podendo ser de concreto (Figura 191), trilho ou algo similar, cravado entre duas vias, que tem por função limitar a posição em que o veículo ferroviário pode estacionar em uma das vias sem perigo de colisão (Figura 192).

Figura 191 - Marco de via de concreto utilizado na EFVM

Figura 192 - Marco de via delimitando setor permitido de estacionamento de vagões e locomotivas

10.5 AMV COM JACARÉ COM PONTA MÓVEL

Em função de movimentar a ponta do jacaré e as agulhas, este modelo de jacaré com ponta móvel (Figura 193) acaba sendo menos desgastado pela passagem dos trens, sobretudo os de carga muito pesadas e com maior velocidade. Está sendo introduzido na Estrada de Ferro Carajás (EFC).

Figura 193 - Jacaré de ponta móvel

11. INSTALAÇÕES E APARELHOS PARA DIRECIONAR O TRÁFEGO NA FERROVIA

Algumas instalações e/ou aparelhos ajudam a direcionar a circulação de trens pela ferrovia. são eles: travessão; triângulo de reversão; pera ferroviária; virador de locomotiva; cruzamento; carretão; gabarito da via permanente; passagem em nível ou passagem de nível (PN).

11.1 TRAVESSÃO

O aparelho denominado travessão (Figura 194 e Figura 195) tem por função permitir a mudança de um trem de uma linha distinta para outra linha distinta. É usado na circulação das ferrovias de linha dupla, mas é, sobretudo, utilizado nos pátios ferroviários para facilitar as manobras ferroviárias.

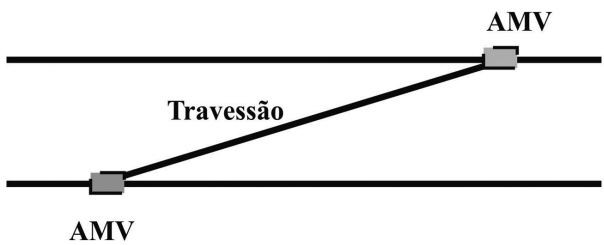


Figura 194 - Desenho esquemático de um travessão

Figura 195 - Travessão utilizado em um pátio ferroviário

11.2 TRIÂNGULO DE REVERSÃO

O triângulo de reversão (Figura 196) é usado para mudar o sentido de uma composição, necessitando que sejam realizados recuos para que a manobra seja executada. Na Figura 196, o trem se desloca para a curva à esquerda da figura; depois de passar pela curva, ele recua pelo trecho reto até a curva à direita. Em seguida, ele segue pela curva à direita e sai no sentido contrário que ele entrou.

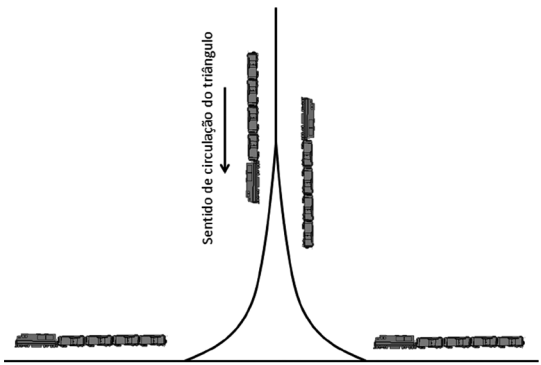


Figura 196 - Desenho esquemático de um triângulo de reversão e modo de operação

11.3 PERAS FERROVIÁRIAS

As peras ferroviárias (Figura 197 e Figura 198) são usadas para mudar a direção de circulação de uma composição. No entanto, diferem do triângulo de reversão, pois a composição circula por ela diretamente, sem manobrar. A sua grande vantagem, além da velocidade de manobra, é a possibilidade de acomodar, sobre ela, instalações de carregamento de cargas a granel, nas quais os trens podem, sem parar, ir sendo carregados por silos e, posteriormente, já serem pesados.

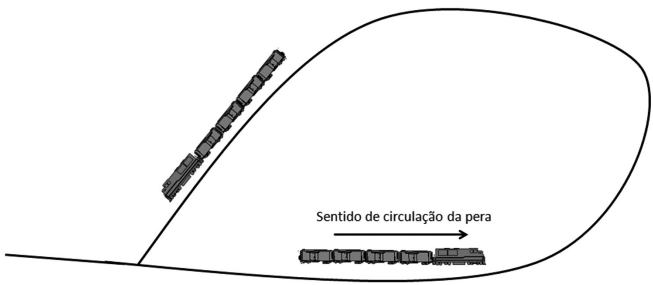


Figura 197 - Desenho esquemático de uma pera ferroviária e modo de operação

Figura 198 - Pera ferroviária EFVM - Ramal de Aracruz

As peras ferroviárias são mais utilizadas em pátios com maior tráfego, devido ao fato de não haver a necessidade de se fazer manobras com o trem, tornando, assim, a operação de reversão do sentido do trem mais rápida.

11.4 VIRADOR DE LOCOMOTIVA OU ROTUNDA

O virador de locomotiva ou rotunda (Figura 199 e Figura 200) tem por função inverter o sentido da locomotiva. Não é aplicado à inversão de composição (a locomotiva mais os vagões). Foi muito utilizado no passado em oficinas de locomotivas onde cada posição do virador de locomotiva correspondia a uma vala de manutenção.

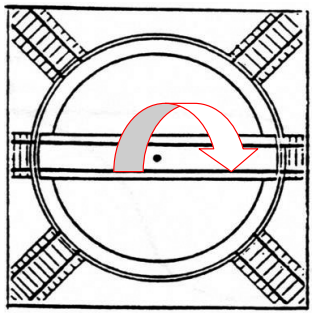


Figura 199 - Desenho esquemático de um virador de locomotiva

Figura 200 - Virador de locomotiva

Se for para um trem ser virado, deve-se então estabelecer um desvio com o virador de locomotiva depois dele, conforme a Figura 201. Ao chegar, o trem desacopla a locomotiva, que segue até o virador de locomotiva. Ela é girada 180º, retorna pelo desvio, depois recua e engata no lote de vagões que havia sido deixado estacionado.

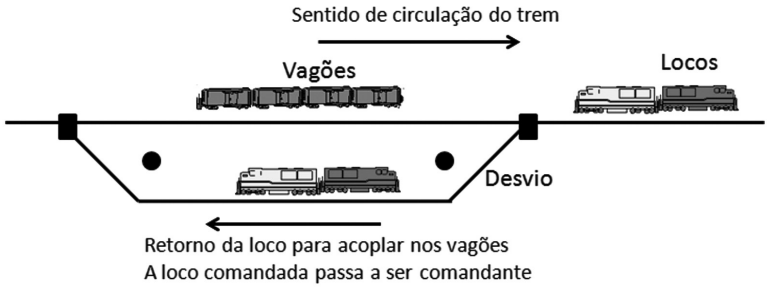


Figura 201 - Processo de inversão da locomotiva de um trem por meio de um virador de locomotiva

11.5 CRUZAMENTOS

São peças que permitem a passagem no mesmo nível de uma linha férrea pela outra. Usualmente são usados em pátios ferroviários de baixa velocidade (Figura 202). Em algumas ferrovias, como a Estrada de Ferro Carajás (EFC), já se utilizam cruzamentos que permitem velocidades de até 30 km/h (Figura 203).

Figura 202 – Cruzamento

Figura 203 - Cruzamento

11.6 CARRETÃO

Os carretões permitem a passagem de uma locomotiva de uma linha para outra sem a necessidade de manobra. Em essência, um carretão é uma prancha que se move transversalmente em um poço, permitindo que uma locomotiva, ao chegar, seja posicionada sobre essa prancha, e depois a prancha se movimente até a linha que a locomotiva pretende ir, permitindo que ela saia na linha nova (Figura 204).

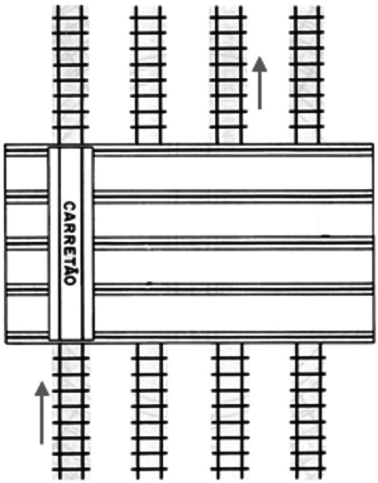


Figura 204 – Carretão

11.7 GABARITO DA VIA PERMANENTE

O gabarito da via é representado por um polígono (altura, largura) que representa o espaço livre onde os veículos ferroviários podem passar livremente. Esse gabarito deve ser considerado em túneis, taludes, pontes, armazéns, estações de passageiros, entre outros. Deve ser considerado o jogo dos vagões quando em marcha e o efeito dos vagões em curva.

No caso de ponte metálica com treliça, pode-se visualizar na Figura 205 o gabarito definido pela linha pontilhada. No caso de um túnel, pode-se visualizar na Figura 206 o gabarito definido pela linha pontilhada.

Figura 205 - Gabarito de uma ponte metálica com treliça

Figura 206 - Gabarito de um túnel

11.8 PASSAGEM EM NÍVEL OU PASSAGEM DE NÍVEL (PN)

É o cruzamento de uma ferrovia com uma rodovia no mesmo plano. Há interferência de um tráfego no outro. Sempre a preferência é da ferrovia. A passagem em nível deve ser sinalizada com a Cruz de Santo de André e com cancela (Figura 207). A locomotiva deve tocar buzina ao se aproximar da passagem em nível.

Figura 207 - Passagem em nível com cancela e Cruz de Santo André

12. PROJETO GEOMÉTRICO DA VIA

Para iniciar o estudo da geometria da via, alguns conceitos devem ser estabelecidos. O eixo de uma via férrea é a posição geométrica do centro da via. O andamento plano-altimétrico do eixo da via é o que se denomina de traçado da ferrovia. A diretriz é a projeção horizontal, em planta, do eixo da via. A projeção em planta pode ter dois tipos: 1) Curvas; e 2) Tangentes ou retas.

O trecho em tangente é um trecho todo em linha reta (Figura 208). O trecho em curva é um trecho onde há uma mudança de direção na via (Figura 209). As curvas de um traçado ferroviário existem para concordar duas tangentes que mudam de direção. As curvas podem ser projetadas de duas maneiras: circular e com transição.

Figura 208 - Trecho em tangente

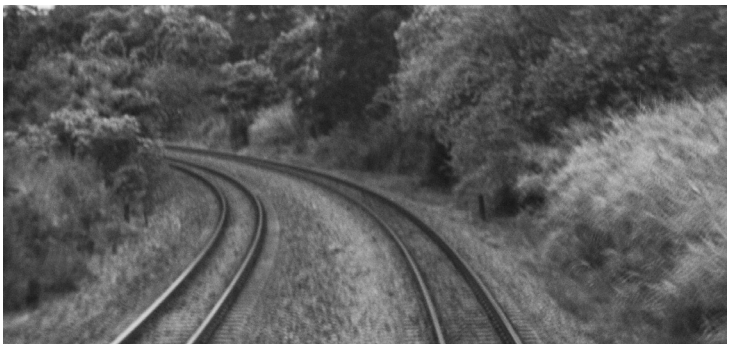


Figura 209 - Trecho em curva

O greide é a projeção vertical do eixo da via, também denominado de perfil da via. Têm-se dois tipos: 1) Trecho inclinado ou rampa; e 2) Trecho plano ou trecho em nível.

As rampas podem ser ascendentes, também denominadas aclive, ou descendentes, denominadas declive ou contrarrampas. O trecho em rampa é um trecho inclinado em relação ao plano da VP (Figura 210). Já o trecho plano é um trecho que tem inclinação zero em relação ao plano (Figura 208).

Figura 210 - Trecho em rampa

O ideal é que toda linha seja em tangente e no plano, pois as curvas e as rampas prejudicam enormemente a eficiência operacional de uma ferrovia. No entanto, é praticamente impossível se ter uma ferrovia sem nenhuma curva ou rampa.

Assim, no projeto, caso haja necessidade, as curvas devem ter raios grandes, acima de 500 m, e as rampas devem ser o mais suave possível, não passando de 1 % de inclinação. Vale ressaltar que essas recomendações não são a realidade da grande maioria das ferrovias brasileiras, porém elas têm um bom desempenho operacional, apesar dessa deficiência de geometria.

12.1 CURVAS

As curvas geram diversos efeitos negativos para a via permanente e para a circulação dos trens. Entre elas, citam-se: criação de resistência à tração, desgaste do trilho e desgaste do material rodante.

Em curva, a velocidade do trem deve ser reduzida, pois a força gerada pode fazer com que o friso e\ou o trilho não suportem as forças, fazendo com que o trem saia do trilho, descarrilando. Outro aspecto que leva à redução de velocidade na curva é o risco de o vagão tombar. A roda do trem está sendo forçada a ir na direção do trilho pela ação do friso, mas a carga tende a manter sua direção original, gerando uma força lateral. Cria-se nas curvas mais críticas uma superelevação (Figura 211). Eleva-se o trilho externo da curva em relação ao trilho interno dela. A superelevação máxima usada pelas ferrovias é de cerca de 10 % da bitola.

Toda curva ferroviária tem de ser projetada levando em conta o raio que ela terá, já que quanto maior o raio, menor o atrito e menor a força lateral. Os veículos ferroviários possuem truques e a curva tem que permitir a inscrição dessa base rígida, além de limitar o escorregamento entre roda e trilho.

Figura 211 - Trecho em curva com superelevação

12.2 RAMPAS

As rampas são as inclinações em relação ao plano da via permanente. Elas são medidas em percentual, e quando se diz que uma ferrovia possui uma rampa de 1,5 % é porque andou 100 metros na horizontal e subiu 1,5 metros na vertical (Figura 212).

Figura 212 - Desenho esquemático de uma rampa

O ideal é que as ferrovias fossem planas. As rampas são difíceis de serem vencidas pelas composições e pela pouca aderência roda/trilho das composições ferroviárias. Existem dois tipos de trecho em relação às rampas: de simples aderência e com cremalheira.

O tipo de simples aderência é onde o trem se desloca usando somente o contato simples e direto entre a roda e o trilho. Para vencer rampas elevadas nesses trechos podem-se adotar algumas medidas. Primeiramente, lançar sobre a via certa quantidade de areia que as locomotivas carregam para aumentar a aderência. O tanque de areia das locomotivas é denominado de areeiro, conforme visto anteriormente. E, como segunda medida, introduz-se uma ou mais locomotivas de auxílio na cauda do trem, denominadas *helper*, que ajudam a empurrá-lo no sentido ascendente.

O tipo com cremalheira necessita que as locomotivas possuam uma roda central dentada motora que se encaixa num trilho suplementar também dentado (Figura 213 e Figura 214).

Figura 213 - Visão da cremalheira

Figura 214 - Visão da locomotiva sobre a cremalheira

12.3 PERFIL COMPENSADO

A operação da ferrovia necessita saber qual a resistência que a composição ferroviária terá que vencer ao circular por um trecho da ferrovia. Essa resistência vem, sobretudo, da resistência das rampas na subida e da resistência das curvas ao movimento, em função do atrito do friso das rodas no trilho.

Assim, o que se busca, então, é representar a ferrovia como se ela não tivesse curvas. Para tanto, soma-se a resistência de curva à resistência da rampa, criando uma ferrovia só com rampas compensadas. Dessa forma, a ferrovia passa a ter somente rampas, ou seja, um perfil compensado.

12.4 OBSERVAÇÃO QUANTO ÀS CURVAS E ÀS RAMPAS

Quanto às curvas e às rampas, vale uma observação: o ideal, como já mencionado, é que as ferrovias sejam as mais planas possíveis com o mínimo de curvas. Para se conseguir raios de curva maiores e rampas mais suaves, são feitos os cortes, aterros e as obras de arte especiais, vistos anteriormente. Além disso, geralmente essas obras levam a in-

vestimentos maiores em sistemas de drenagem. Sendo assim, todas elas acarretam maiores custos para o projeto da ferrovia ser construído.

12.5 CURVA CIRCULAR

Neste tipo de curva, ao fim da tangente, o veículo ferroviário entra diretamente na curva circular com o seu raio constante ao longo de toda a curva. Ela é caracterizada pelos elementos da Figura 215.

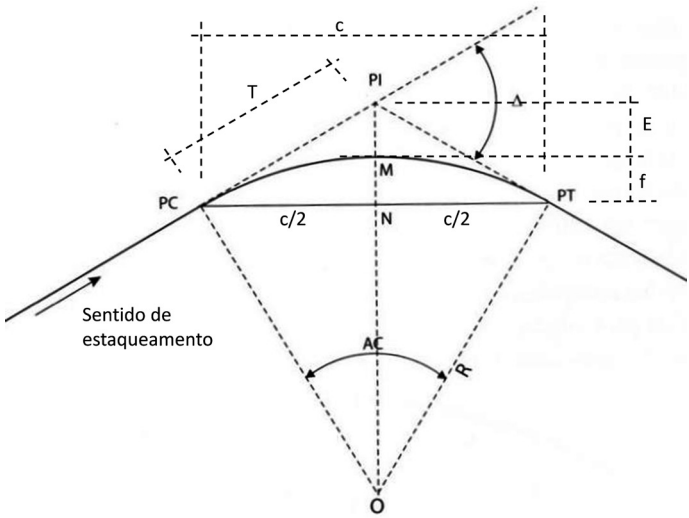


Figura 215 - Esquema com os elementos de uma curva circular

O prolongamento das duas tangentes contíguas a uma curva de concordância se encontram em ponto denominado *ponto de intercessão* (PI). Nele, o prolongamento de uma tangente externa forma um *ângulo de deflexão* denominado Δ. Os sucessivos PI de uma diretriz formam uma poligonal. Nessa poligonal, cada lado mede a soma *tangente da diretriz* com as *tangentes externas* de cada curva adjacente.

O ponto de curva (PC) é o ponto onde a tangente termina e se inicia a curva circular. O ponto de tangente (PT) é o ponto onde a curva circular termina e se inicia a próxima tangente. A distância entre o PI e o PC e a distância entre o PI e o PT são denominadas *tangente externa* (T).

Os raios externos do arco de círculo, normais às tangentes, onde tocam o PC e o PT, formam o *ângulo central* (AC). O *ângulo central* é o mesmo do *ângulo de deflexão* . O desenvolvimento (D) representa o comprimento do arco compreendido entre o PC e o PT da curva. O arco de círculo da curva de concordância é definido, então, por: 1) Raio – *R*; 2) Ângulo central – *AC*; 3) Extensão ou *Desenvolvimento* entre o PC e o PT – *D*; e 4) O segmento PIM entre o arco de círculo é o *afastamento* E.

A tangente externa pode ser calculada como: $T = R \tan(\frac{AC}{2})$, sendo o ângulo central em graus e o raio em metros.

Para o cálculo do desenvolvimento, utiliza-se a fórmula: $D = AC\ R\ \frac{\Pi}{180}$, sendo o ângulo central em graus e o raio em metros.

12.6 CORDA

Um conceito importante a ser pontuado é a corda. É um segmento de reta que une dois pontos do desenvolvimento da curva, onde a diferença entre o comprimento da corda e o desenvolvimento seja desprezível (Figura 216). Como exemplos, na Estrada de Ferro Vitória a Minas a corda padrão é de 20,0 metros, e na Ferrovia Centro-Atlântica esse valor é de 12,0 metros. Cada ferrovia adota uma corda padrão para seus projetos e manutenção, no entanto, no Brasil o mais usual é a corda de 20,0 metros.

12.7 GRAU DA CURVA

O grau de uma curva (*Gc*) para uma determinada corda *c* é o ângulo central que corresponde à corda considerada. Esse grau pode ser visto como uma forma alternativa de definir a geometria de uma curva circular (Figura 216). Assim, tem-se que o cálculo do grau de uma curva é dado pela fórmula:

$$sen\ (\frac{G_c}{2}) = \frac{\overline{MP}}{R} = \frac{c/2}{R} \qquad G_c = 2\ arc\ sen\ (\frac{c}{2\ R})$$

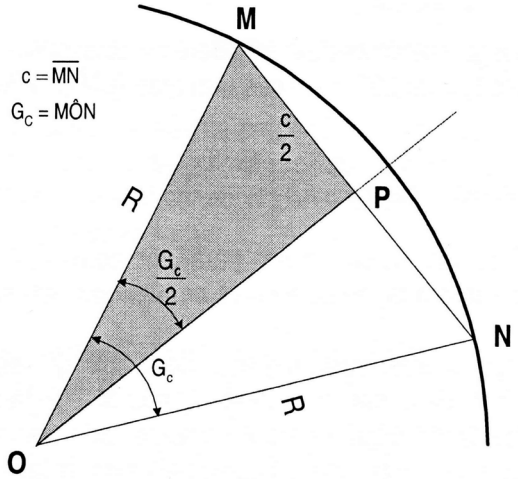


Figura 216 - Representação do grau da curva e corda

12.8 FLECHA

Flecha é o segmento de reta perpendicular a uma corda, cujas extremidades são o ponto médio da corda e o ponto correspondente no arco (Figura 215). Em ferrovia, é a distância entre o boleto e o centro de uma corda marcada sobre o trilho. Da Figura 215 deduz-se que a flecha é igual a:

$$R^2 = (R - f)^2 + (\frac{c}{2})^2$$

$$R = \frac{c^2}{8\,f} + (\frac{f}{2})$$

Como a flecha é muito pequena em relação à corda, pode-se adotar então:

$$R = \frac{c^2}{8\,f}$$

Assim, pode-se usar essa fórmula para elaborar um método para definição do raio de uma curva no campo (Figura 217). Primeiramente, marca-se uma corda e mede-se a flecha. A partir do ponto onde foi

medida a flecha, mede-se outra corda e mede-se a nova flecha. Depois, somam-se todas as flechas e tem-se a flecha média. Com a corda conhecida e a flecha conhecida, pela fórmula calcula-se o raio.

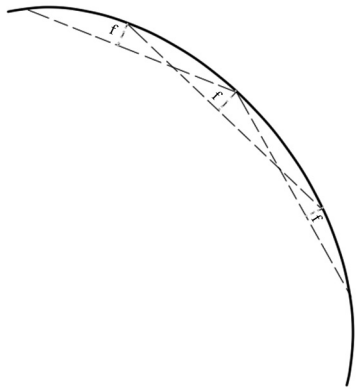


Figura 217 - Método de cálculo do raio pela corda e flecha no campo

Para esse método, na Estrada de Ferro Vitória a Minas e na Estrada de Ferro Carajás é utilizada uma corda de 10,0 m, enquanto na Estrada de Ferro Centro-Atlântica utiliza-se uma corda de 12,0 m. Se a leitura de flecha for igual zero, então a medição está ocorrendo em um trecho em tangente.

A situação ideal de uma curva circular em uma via é quando as flechas medidas são iguais ou muito próximas uma da outra. Nas curvas de transição, essa variação deve obedecer à rigorosa tolerância. O mesmo ocorre na tangente, quando todas as flechas devem ser zero.

12.9 NIVELAMENTO LONGITUDINAL

O nivelamento longitudinal é a disposição das cotas de topo de trilho em ambas as filas e no sentido longitudinal (sentido da linha) ao longo de um traçado.

O desnivelamento longitudinal é caracterizado pela existência de pontos altos ou baixos de ocorrência simultânea (por igual em ambas as

filas) ao longo de uma linha. De forma prática, os dois trilhos se deslocam verticalmente, normalmente, para baixo, formando uma bacia. De maneira geral, o desnivelamento longitudinal é menos crítico que o empeno, a ser visto mais à frente, mas gera desconforto e, se ultrapassar certos limites, pode acarretar desengate de veículos e fracionamento do trem, com consequências que podem ser graves.

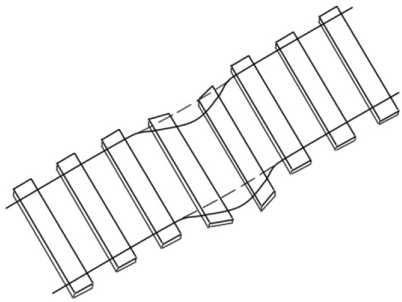


Figura 218 - Desenho esquemático do desnivelamento longitudinal

12.10 NIVELAMENTO TRANSVERSAL

O nivelamento transversal diz respeito às cotas dos boletos dos trilhos paralelos. É medido no sentido transversal, ou seja, perpendicularmente ao eixo da via (Figura 219). Nos trechos em reta, se há diferença entre cotas de topo de trilho no sentido transversal, tem-se o chamado desnivelamento transversal. De forma prática, um dos dois trilhos se desloca verticalmente, normalmente, para baixo e o outro não se desloca (Figura 219).

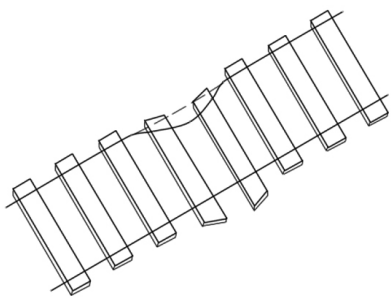


Figura 219 - Desenho esquemático do desnivelamento transversal

Numa via aparentemente sem defeito de nivelamento transversal, o mesmo pode ocorrer quando houver solicitação da via por um veículo ferroviário. Normalmente, isso ocorre em região de lastro laqueado.

12.11 EMPENO

O empeno pode ser definido como sendo uma variação do nivelamento transversal entre dois pontos de medição, como mostrado na Figura 220. O empeno em tangente não deveria ocorrer. Nas curvas com superelevação, ele pode ser visto como a superelevação que tem um cálculo bem específico de variar e é aceitável dentro dos cálculos de projeto.

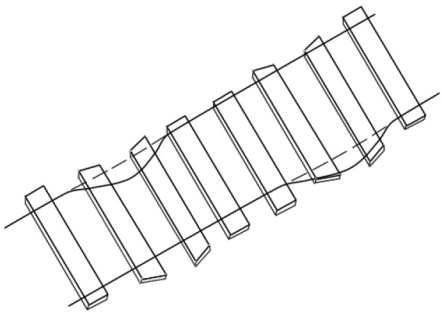


Figura 220 - Desenho esquemático do empeno

O empeno em tangente é um dos defeitos mais graves da via, que pode acarretar uma torção da grade da ferrovia, o que é a situação mais grave, podendo ocorrer o levantamento de uma roda numa das diagonais do truque com as outras rodas todas apoiadas.

Tomando-se distância de 3 metros entre seções de leitura de superelevação, tem-se o empeno para a base de 3,0 m; já o empeno para base de 5,0 metros seria aquele obtido para leituras de superelevação afastadas de 5 metros. Para medição do empeno, é preciso considerar um sinal de referência. Em reta, pode-se convencionar que o sinal positivo refere-se à fila direita mais alta (no sentido crescente da quilometragem) e o sinal negativo quando a fila da esquerda estiver mais alta. O empeno é calculado pela diferença dos desnivelamentos transversais em reta.

$$E = Sfrente - Santerior$$

Se o desnivelamento transversal na seção da frente e na seção anterior for no mesmo lado, ou trilho, então haverá subtração. Caso seja invertido, ou seja, ocorrer na seção anterior no trilho da direita e na da frente for no mesmo trilho, então haverá soma do desnivelamento.

O empeno deve ser medido quando o trilho está submetido ao peso da roda, ou, caso isso não seja possível, deve-se acrescentar à leitura do empeno sem carga um valor equivalente ao efeito dinâmico da passagem do trem. Esses valores podem ser medidos na observação prática do local estudado. Com essa medida, pode-se medir o empeno em função de algum laqueado da via.

Na Tabela 3, pode-se ver o cálculo do empeno com base nas leituras de topo do boleto ao longo de seções de 5,0 m. Lembrando que a base de cálculo é de 10,0 m, as setas indicam o procedimento de obtenção dos valores para entrada na fórmula apresentada.

Tabela 3 - Cálculo do empeno com base nas leituras de topografia

Leitura	CFD	CFE	Cálculo		Empeno	Cálculo
0	750920	750900	20			
1	750930	750950	-20	35	35	+55 - (+20) = +35
2	750950	750895	55	15	15	-5 - (-20) = 15
3	750895	750900	-5	-55	55	0 - (+55) = -55
4	750900	750900	0	-10	10	-15 - (-5) = -10
5	750910	750925	-15	-5	5	-5 - (0) = -5
6	750925	750930	-5			

A Vale adota em suas ferrovias o empeno máximo de +- 9,1 mm para início de manutenção e 12,0 mm para interrupção da linha para manutenção corretiva. Dos limites apresentados anteriormente, e com os dados da Tabela 3, conclui-se que os trechos das leituras 1, 2, 3 e 4 devem ter o tráfego paralisado e uma intervenção imediata deve ser realizada.

12.12 ALINHAMENTO

O alinhamento é definido como sendo a distância horizontal que um ponto qualquer, situado na lateral do boleto de um trilho, tem de uma reta formada por outros dois pontos, sendo um anterior ao ponto medido e outro posterior, conforme a Figura 221.

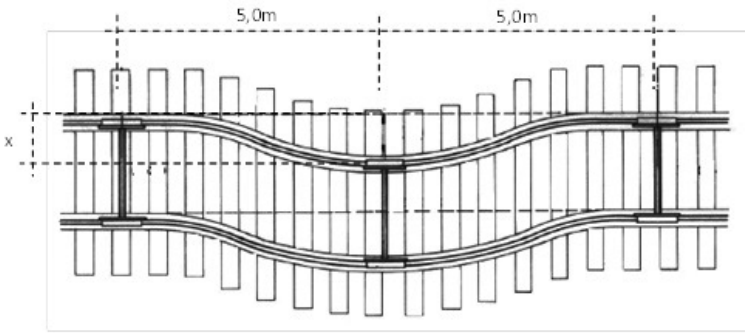


Figura 221 - Desenho esquemático representando o desalinhamento

A Vale adota em suas ferrovias o desalinhamento máximo de +- 10,0 mm para início de manutenção e 11,0 mm para interrupção da linha para manutenção corretiva.

12.13 SUPERELEVAÇÃO

A superelevação é inserida para anular os efeitos da força centrípeta em curva. A determinação do seu valor pleno deve ser produzida forçando-se a igualdade entre a componente da força centrípeta que atua no sentido externo da curva e a componente do peso no sentido interno. Ambas as componentes atuam segundo o plano inclinado de ângulo alfa, definido pela inclinação da grade no estabelecimento da superelevação (Figura 222).

Na Figura 222 é apresentado um esquema de forças em um vagão que tem seu centro de gravidade na altura *H*, e, pela compressão das molas do lado interno da curva, o centro de gravidade é deslocado de *d* do centro natural de gravidade.

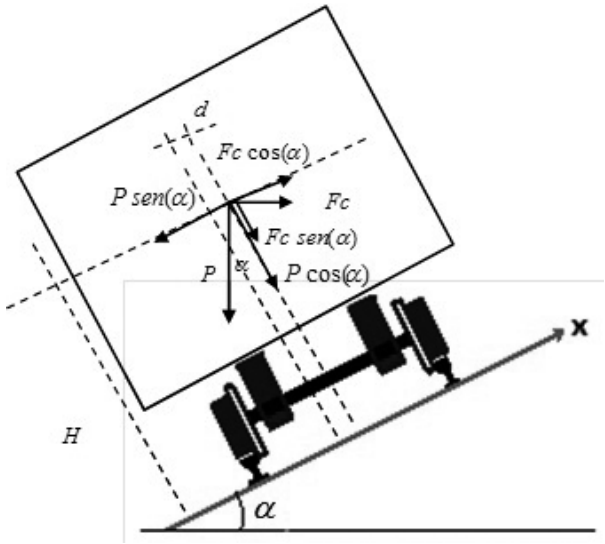


Figura 222 - Forças atuantes nos vagões em curvas usando a superelevação

Como pode ser visto na Figura 222, para que o vagão não saia da curva deve-se obter o equilíbrio das forças no plano inclinado de ângulo α , ou seja, $F_C \cos(\alpha) = P\ sen(\alpha)$

A força centrípeta pode ser escrita como: $F_C = M \frac{v^2}{R} = \frac{P\ v^2}{g\ R}$

Assim, tem-se: $\frac{P\ v^2}{g\ R} \cos(\alpha) = P\ sen(\alpha)$

Dividindo tudo por $P \cos(\alpha)$, tem-se: $\frac{v^2}{g\ R} = tg(\alpha)$

Como α é usualmente muito pequeno, pode-se considerar $sen(\alpha) \cong tg(\alpha)$

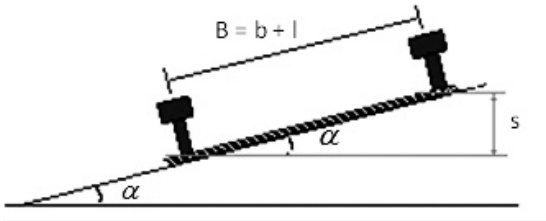


Figura 223 - Relação da bitola com a superelevação

Da Figura 223, deduz-se que $sen(\alpha) \cong tg(\alpha) = s/B$, e assim tem-se:

$s = \frac{B\, v^2}{g\, R}$, em que *B* é igual à bitola *b* mais a largura do boleto *l*.

Para a velocidade em km/h, deve-se adotar: $s = \frac{B\,(\frac{V}{3,6})^2}{9,8\, R}$

Assim, a superelevação teórica máxima é expressa por: $s = \frac{B\, V^2}{127\, R}$

Nesse caso, *s* é a superelevação em metros, *B* é a soma da bitola mais a largura do boleto em metros, *R* é o raio da curva circular em metros e *V* é a velocidade em km/h. Essa superelevação teórica é calculada para a velocidade diretriz do projeto em km/h e para a bitola do projeto em metro. Como uma curva qualquer pode ser percorrida por diversos trens e, por conseguinte, por velocidades diferentes, assim, precisa-se estabelecer um valor de superelevação máximo que atenda a essas diferentes velocidades. Essa superelevação é denominada superelevação prática.

12.13.1 Critérios empíricos para definição de superelevação prática

Existem diversos critérios empíricos, neste livro apresentam-se dois deles:

O primeiro critério é adotar: $V = 2/3\, V_{max}$

Esse critério é adotado pelas ferrovias da Vale, visando permitir que a superelevação atenda tanto a trens pesados, carregados e lentos, quanto a trens leves, os trens vazios e o passageiro.

O outro critério é adotar: $V = {}^{3}\!/_{4}\, V_{\max}$

12.13.2 Critérios racionais

Em contraposição aos critérios empíricos, existem critérios denominados de racionais para o cálculo da superelevação máxima. São eles: 1) Critério de segurança contra tombamento ou estabilidade do veículo; e 2) Critério de conforto.

12.13.2.1 Critério de segurança contra tombamento ou estabilidade do veículo

O critério de segurança contra tombamento deve-se considerar dois momentos em função da altura *H* do centro de gravidade do vagão em relação aos trilhos. Com base nas Figura 222 e 223, deduz-se que o momento de reviramento em relação ao trilho externo é igual a:

$$Mr = (F_C \cos(\alpha) - P\, sen(\alpha))\, H$$

Sabe-se que $sen(\alpha) = \frac{s}{B}$ e $F_C = \frac{P\,V^2}{127\,R}$

Como o ângulo da superelevação é muito pequeno, então, considera-se $\cos(\alpha) \cong 1$ e tem-se que:

$$Mr = (\frac{P\,V^2}{127\,R} - P\frac{s}{B})\, H$$

E o momento estabilizante, pelas mesmas figuras, é igual a:

$$Me = P\cos(\alpha)\,(\frac{B}{2} - d\,)$$

$$Me = P\,(\frac{B}{2} - d\,)$$

Para equilíbrio dos momentos, o momento estabilizante deve ser igual ao momento de reviramento vezes um coeficiente de segurança contra tombamento, n.

$$Me = n\,Mr$$

$$P\,(\frac{B}{2} - d\,) = n\;\;(\frac{P\,V^2}{127\,R}\;\; - P\,\frac{s}{B}\,)\,H$$

Trabalhando a equação anterior, chega-se ao valor da superelevação pelo método do critério de segurança contra tombamento:

$$s = \frac{B\,V^2}{127\,R} - \;\;(\frac{B}{H\,n}\,)\,(\frac{B}{2}\;\; - d\,)$$

O valor *H* do centro de gravidade é variável em função do tipo do vagão. Para alguns vagões *hopper*, esse valor gira em torno de 1,8 m; e para locomotivas menores, em torno de 1,50 m. O valor do deslocamento do centro de gravidade em função da compressão das molas, *d*, pode ser arbitrado em torno de 0,10 m. É adotado usualmente o valor 5 para o coeficiente de segurança *n*. Assim, chega-se a uma superelevação que garanta a estabilidade na curva que atenda tantos aos trens carregados, mais lentos, quanto aos trens vazios, mais rápidos. Nota-se que a superelevação prática por esse método é diminuída, de modo a não ser exces-

siva para os trens carregados. Vale ressaltar que os trens lentos deverão ter uma velocidade mínima para ultrapassar a curva com superelevação sem correr o risco de tombar para o lado de dentro da curva.

12.13.2.2 Critério de conforto

O critério de conforto visa estabelecer a menor superelevação prática sem a qual haveria desconforto para o passageiro no veículo percorrendo uma curva com a VMA. Assim, a aceleração centrípeta não compensada ocorre em razão de uma superelevação pequena e é limitada a

$$\gamma_{máx} = 0{,}6\ m/s^2$$

A expressão da superelevação teórica é dada por $s = \frac{B\ v^2}{g\ R}$, e como

$$\gamma_{máx} = \frac{v^2}{R}$$

Então: $s = \frac{B\ \gamma}{g}$

Assim, sabe-se que uma variação da aceleração centrípeta da superelevação teórica em relação à superelevação prática, que ocorre em função da aceleração centrípeta ativa, ou não compensada, é dada por:

$$\Delta s = s_t - s_p = \frac{B\ \gamma_a}{g}$$

Substituindo os valores, tem-se:

$$\frac{B\ V^2}{127\ R} - s_p = \frac{B\ \gamma_a}{g}$$

$$s_p = \frac{B\ V^2}{127\ R} - \frac{B\ \gamma_a}{g}$$

Como foi adotado o valor de $\gamma_{máx} = 0{,}6\ m/s^2$ como sendo o valor máximo da aceleração centrípeta não compensada, pode-se adotar o valor de $\gamma_{máx} = 0{,}6\ m/s^2$ de forma conservadora, e, assim, tem-se:

$$s_p = \frac{B\,V^2}{127\,R} - \frac{0{,}5\,B}{g}$$

12.13.3 Limites de superelevação

Citam-se alguns limites de superelevação em ferrovias brasileiras: na FCA, adota-se 60,0 mm; na EFVM, adota-se 100,0 mm; e na EFC, admite-se 160,0 mm. Em outras ferrovias, para as linhas de bitola métrica, a superelevação máxima não deve ultrapassar o valor de 100,0 mm, e nas de bitola larga, o limite é de 180,0 mm. Nas regiões de AMV não se deve ter superelevação. Caso os valores no campo excedam esses limites, a circulação deve ser paralisada na curva e a correção deve ser feita imediatamente.

No entanto, um método interessante de se estabelecer a superelevação máxima para que haja estabilidade na curva é considerar a situação de um trem parado na curva. Como visto anteriormente nas Figura 222 e Figura 223, tem-se:

$$Me = P\,(\frac{B}{2} - d\,)$$

$$Mr = (\frac{P\,V^2}{127\,R} - P\,\frac{s}{B})\,H$$

Como V = 0, então a equação fica: $Mr = -P\,\frac{s}{B}\,H$

Sabe-se também para o equilíbrio que:

Então: $P\,(\frac{B}{2} - d\,) = -n\,P\,\frac{s}{B}\,H$

$$s_{máx} = \frac{B}{H\,n}\,(\frac{B}{2} - d\,)$$

12.13.4 Velocidade limite nas curvas

Com base na superelevação máxima calculada anteriormente, pode-se calcular a velocidade limite de um trem na curva com superelevação. Inicialmente, pelo critério de segurança, tem-se:

$$s_{max} = \frac{B\,V_{max}^{\ 2}}{127\,R} - \left(\frac{B}{H\,n}\right)\left(\frac{B}{2} - d\right)$$

Substituindo o valor de *s* por *smáx*, calculado anteriormente, obtém-se a seguinte equação:

$$V_{max} = \sqrt{127\left(\frac{s_{max}}{B} + \left(\frac{\left(\frac{B}{2} - d\right)}{H\,n}\right)\right)} \qquad s_{max} = \frac{B\,V_{max}^{\ 2}}{127\,R} - \frac{0{,}5\,B}{g}$$

Pelo critério de conforto, chega-se ao seguinte resultado:

$$s_{max} = \frac{B\,V_{max}^{\ 2}}{127\,R} - \frac{0{,}5\,B}{g}$$

$$V_{max} = \sqrt{127\,\frac{\left(s_{max} + \frac{0{,}5\,B}{g}\right)}{B}}\ \sqrt{R}$$

Assim, pelo critério de segurança para a bitola larga, tem-se B = 1,67 m e deslocamento do centro de gravidade d = 0,10 m. Admitindo-se uma superelevação máxima de 0,18 m, tem-se que: $V_{max} = 4{,}8\sqrt{R}$

Pelo mesmo critério, para a bitola métrica, onde B = 1,065 m; d = 0,10 m; e superelevação máxima de 0,10 m, tem-se que: $V_{max} = 4{,}2\sqrt{R}$

Adotando-se os mesmos valores antes mencionados e aplicando-os ao critério de conforto, calcula-se a velocidade máxima para a bitola larga como sendo: $V_{max} = 4{,}5 \sqrt{R}$

Para a bitola métrica, tem-se a velocidade máxima por meio da fórmula:

$V_{max} = 4{,}3 \sqrt{R}$

Como foi visto anteriormente, todas as equações podem ser resumidas a uma única fórmula onde é relacionada a velocidade máxima com o raio mínimo: $V_{max} = K \sqrt{R_{min}}$

12.13.5 Velocidade mínima nas curvas

Com base na Figura 224, considerando o valor de α pequeno, pode-se dizer que:

$\Delta F = P\ sen(\alpha) - F_c$

Pela figura, sabe-se que $sen(\alpha) = \frac{s_p}{B}$

Assim, conclui-se que:

$$\Delta F = P \frac{s_p}{B} - \frac{P V^2}{127 R}$$

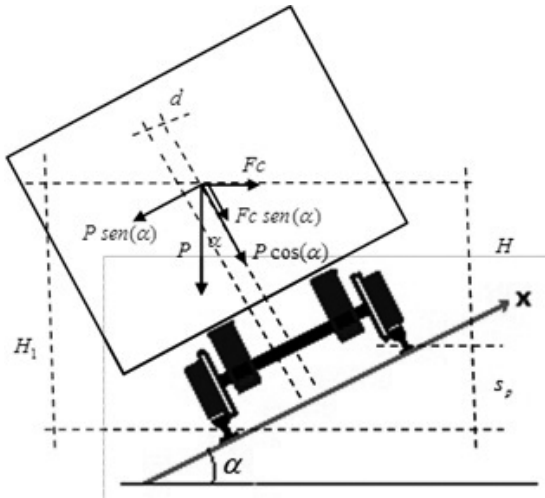


Figura 224 - Considerações sobre superelevação

Sabe-se, ainda, que tomando os momentos em relação ao trilho interno, tem-se:

$$Mr = \Delta F \; H_1 = (\; P \frac{s_p}{B} - \frac{P \, V^2}{127 \, R} \;) \; H_1$$

$$Me = P \cos(\alpha) \; (\; \frac{B}{2} - d \;) = P \; (\; \frac{B}{2} - d \;)$$

Pela Figura 224, sabe-se que:

$$H_1 = H + s_p$$

$$Me = n \; Mr$$

Substituindo-se os valores, chega-se à equação da velocidade mínima como sendo:

$$V \min = \sqrt{127 \; (\; \frac{h_p}{B} - \frac{(\; \frac{B}{2} - d \;)}{H_1 \; n} \;) \; \sqrt{R}}$$

12.13.6 Sobrecarga na curva em função da superelevação

Da análise da Figura 225, pode-se perceber que pela força centrípeta haverá uma sobrecarga no trilho externo em função do desequilíbrio dessa força.

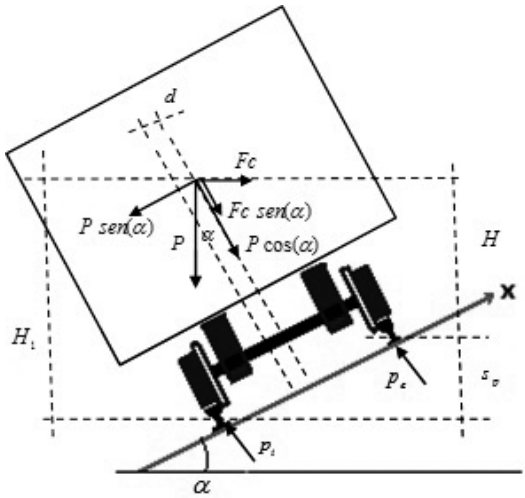


Figura 225 - Peso adicional por conta da superelevação

Assim, considerando o valor de α pequeno, pode-se dizer que:

$$\Delta F = Fc - P\ sen(\alpha)$$

$$\Delta F = \frac{P\ V^2}{127\ R} - P\ \frac{s_p}{B}$$

Considerando *pi* o peso no trilho interno e *pe* o peso no trilho externo, pode-se inicialmente calcular o peso adicional no trilho interno como sendo:

$$(\ \frac{P\ V^2}{127\ R} - P\ \frac{s_p}{B}\ )\ H\ +\ pi\ B = P\ (\ \frac{B}{2} - d\ )$$

$$pi = \frac{P}{B}\ (\ \frac{B}{2} - d\ )\ \ -\ (\ \frac{P\ V^2}{127\ R} - P\ \frac{s_p}{B}\ )\ \frac{H}{B}$$

Analisando para o trilho externo, tem-se:

$$\left(\frac{P\,V^2}{127\,R} - P\,\frac{s_p}{B}\right) H_1 + pe\,B = P\left(\frac{B}{2} - d\right)$$

$$pe = \frac{P}{B}\left(\frac{B}{2} - d\right) + \left(\frac{P\,V^2}{127\,R} - P\,\frac{s_p}{B}\right)\frac{H_1}{B}$$

Admitindo que a diferença entre H e H1 seja muito pequena, pode-se então escrever as duas equações em função de H como sendo:

$$pi = \frac{P}{B}\left(\frac{B}{2} - d\right) - \left(\frac{P\,V^2}{127\,R} + P\,\frac{s_p}{B}\right)\frac{H}{B}$$

$$pe = P\left(\frac{B}{2} - d\right) + \left(\frac{P\,V^2}{127\,R} - P\,\frac{s_p}{B}\right)\frac{H}{B}$$

12.13.7 Consideração final sobre superelevação

Como não se pode sair de uma superelevação zero na tangente para a superelevação necessária em degrau, o que por razões óbvias ocasionaria um acidente, deve-se introduzir uma curva com raio variável que saia de um raio que tenda ao infinito até chegar ao raio a ser adotado. Essas curvas são denominadas curvas de transição e serão vistas na próxima seção.

12.14 CURVA COM TRANSIÇÃO ESPIRAL

Para implantação da superelevação nos trechos curvos, é necessário realizar um giro na seção transversal. Assim, passa-se da tangente para a curva circular com superelevação. Vale ressaltar que essa rotação deve ser feita de forma gradual e, então, faz-se necessário certo comprimento para que gradualmente se saia da superelevação zero na tangente até a superelevação no início da curva circular. A curva de transição tem a função principal de realizar uma passagem gradual de uma tangente

para uma curva circular com superelevação. Essa curva de transição deve estar inserida entre a tangente e a curva circular (Figura 226).

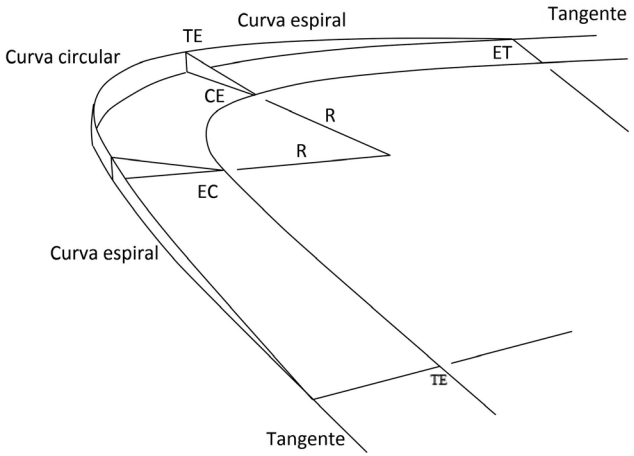


Figura 226 - Desenho esquemático de uma curva com curva de transição em espiral

12.14.1 Tipo da curva de transição

Nos Estados Unidos, a American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (Arema) recomenda o uso da espiral de Cornu, ou simplesmente espiral. Essa é a curva mais utilizada no Brasil tanto em rodovias como em ferrovias e, por esse motivo, será a estudada neste livro. Assim, a partir deste ponto, todo estudo será baseado na espiral, e, por isso também, diz-se uma transição em espiral.

A curva de transição espiral possui raio ρ variável, que diminui gradativamente ao longo do seu comprimento *Lc*. Na sua origem, no fim da tangente, ela possui o raio igual a infinito, $\rho = \infty$. No fim da curva de transição, quando começa a curva circular, seu valor é o menor valor, que é igual ao raio da curva circular, $\rho = R$.

Assim, a aceleração centrípeta varia de zero, na entrada da curva de transição, até o valor máximo, no início da curva circular. Dessa forma, num ponto *M*, num arco *L*, tem-se a aceleração centrípeta como sendo:

$$a_M = j = \frac{v^2}{\rho}$$ (Figura 227)

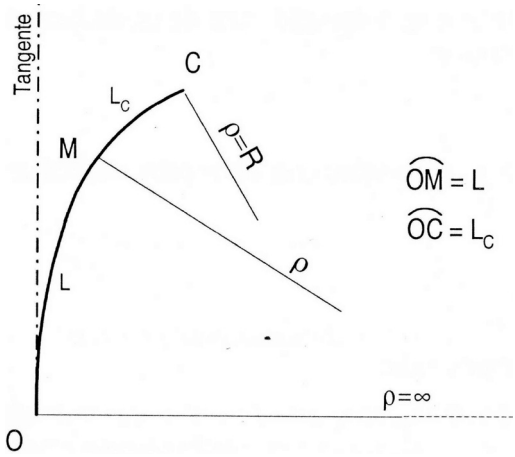


Figura 227 - Características da curva de transição em espiral

A aceleração centrípeta máxima ocorre na extremidade da curva de transição no ponto C quando $\rho = R$ e tem o valor de:

$$a_c = \frac{v^2}{R}$$

12.14.2 Métodos de inserção da curva de transição

A inserção das espirais, antes e depois da curva circular, somente pode ocorrer se houver o afastamento da curva circular em relação às tangentes que se interceptam no PI. O método mais utilizado para se introduzir uma curva de transição espiral nas curvas horizontais é o Método de transição a raio conservado.

Na transição a raio conservado (Figura 228), não se altera a posição das tangentes nem o raio da curva circular, o que é extremamente importante na prática. Para acomodar a espiral, deve-se, então, deslocar o centro da curva circular para dentro da concordância da circular com

a espiral. Isso leva a uma redução da extensão do trecho de curva circular. Por manter o raio e manter a tangente, este é o método mais empregado nos projetos ferroviários. Somente em situações muito especiais são usados os outros métodos.

A partir deste ponto, todas as considerações serão em relação ao método de transição a raio conservado.

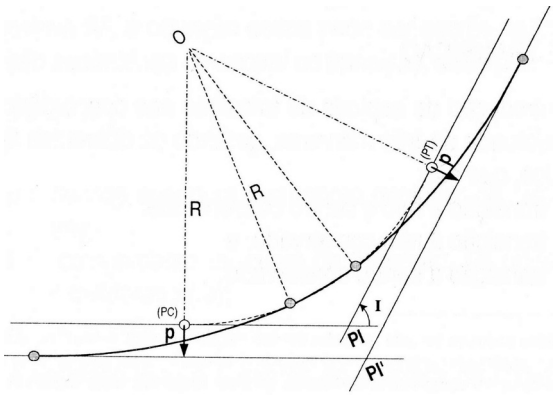


Figura 228 - Transição a raio conservado

12.14.3 Pontos singulares da curva de transição

Como pode ser visto na Figura 226 e na Figura 229, quando se introduz a transição com espiral são definidos novos pontos singulares, e, assim, têm-se quatro pontos importantes (no sentido do estaqueamento):

1. TS ou TE é o ponto que corresponde à passagem da tangente para a curva espiral, ou seja, o início da curva de transição;
2. SC ou EC é o ponto de passagem da espiral para a curva circular, onde os raios das duas curvas são iguais;
3. CS ou CE é o ponto onde termina a curva circular e começa a curva espiral para voltar à tangente. O raio da curva é o mesmo das duas curvas;
4. ST ou ET é o ponto onde termina a curva de transição e inicia a tangente, terminando toda a curva.

Ainda na Figura 229, podem ser analisados os seguintes valores relevantes para identificação da curva de transição:

1. *PI* - ponto de intercessão (das tangentes);
2. *I* - ângulo de deflexão;
3. *O* - centro da curva circular;
4. *R* - raio da curva circular;
5. T_S - tangente externa ou exterior;
6. L_C - comprimento da espiral;
7. D_C - comprimento da curva circular (desenvolvimento);
8. S_C - ângulo central correspondente a um ramo da espiral;
9. θ - ângulo central correspondente à curva circular.

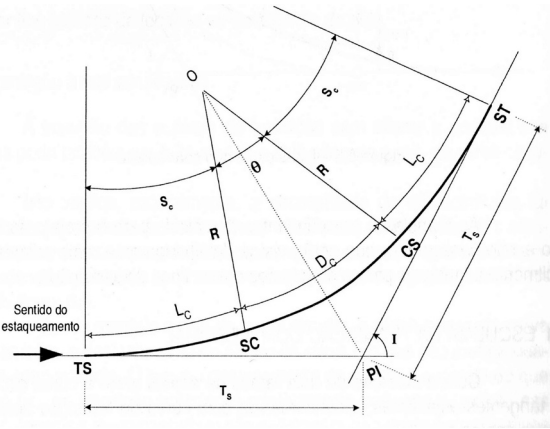


Figura 229 - Desenho esquemático de uma curva de transição com os pontos principais

12.14.4 Comprimento da curva de transição

O comprimento de transição é o comprimento necessário para comportar o incremento de superelevação de maneira gradual e suave até chegar ao EC (espiral-circular), isto é, o comprimento para sair de superelevação zero na tangente até a superelevação máxima no início da curva circular. Assim, o comprimento de transição é o comprimento da curva espiral conhecido por Comprimento de Transição ou Curva de Transição (L_c). Ele deve gerar condições para que a transição de tangente para curva circular (e vice-versa) aconteça de maneira suave e gradativa.

Comprimentos de transição muito curtos acarretariam uma mudança muito brusca de superelevação, o que não é desejado. Como visto anteriormente, sabe-se que a aceleração centrípeta é dada pela fórmula:

$$a_M = j = \frac{v^2}{\rho}$$

Sendo essa aceleração normal à curva, a componente tangencial é nula, pois a velocidade é uniforme. A aceleração centrípeta no ponto TS é nula, pois o raio é infinito; já no ponto SC, a aceleração centrípeta é:

$$a_M = j = \frac{v^2}{R}$$

Sendo o raio R comum à curva circular e à curva espiral, o ponto em que as duas curvas se encontram é denominado ponto osculador.

Para que não haja mudança brusca na aceleração, o que geraria desconforto para a carga e para os passageiros, é necessário que a mudança de aceleração de zero no TS para a aceleração no SC, vista anteriormente, seja realizada num tempo *t* não muito curto. Se dividir a aceleração centrípeta pelo tempo, tem-se a "aceleração da aceleração centrípeta" ou "incremento da aceleração centrípeta" dada pela fórmula:

$$j = \frac{1}{t}\frac{v^2}{R}$$

Como o movimento é uniforme, pode-se deduzir, então, que:

$$v \quad \cdots\cdots 1\,seg$$
$$L_c \quad \cdots\cdots t$$

Tendo: $t = \frac{L_c}{v}$

Substituindo na equação o valor de t, e transformando v em km/h, tem-se:

$$j = \frac{\frac{1}{\frac{L_c}{\frac{V}{3,6}}}}{R}\left(\frac{V}{3,6}\right)^2$$

Assim, deduz-se que o comprimento de transição é dado pela fórmula:

$$L_C = \frac{1}{46,656j}\frac{V^3}{R}$$

O valor de j, ou aceleração centrípeta, é dado por experimentos práticos. As normas brasileiras não definem regras para o cálculo do comprimento de transição. Para a bitola padrão (1,435m) e para a bitola larga (1,60 m), que se aproxima muito da bitola padrão, os trabalhos de Short, realizados em 1908, ainda são aceitos nos projetos. Dessa forma, adota-se:

$$j = 0,3\ m/seg$$

Substituindo na fórmula anterior, dá um comprimento mínimo de transição para a bitola larga igual a: $L_c = 0,070\ \frac{V^3}{R}$

Para a bitola métrica, poucos estudos foram realizados, pois não é a realidade americana. Assim, adota-se o valor de j como sendo: $j = 0,4\ m/seg$, que dá o comprimento de transição mínimo para a bitola métrica igual a: $L_c = 0,050\ \frac{V^3}{R}$

As fórmulas apresentadas valem para raios de 150,0 m até raios de 2.500,00 m; a partir deste valor, as fórmulas não devem ser usadas. Os valores de Lc devem ser arredondados de 10,0 em 10,0 metros. Vale ressaltar, ainda, que a Arema utiliza todas as curvas com curvas com transição.

12.14.5 Comprimento Normal de Transição (ou Comprimento Ideal)

O comprimento Lc da curva de transição adotado, sempre que o terreno permitir, deve ser maior que o Lc mínimo visto anteriormente, e o valor adotado é denominado *Comprimento Normal de Transição*. Retomando as equações anteriores, tem-se:

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

Adotando $s_{máx} = \frac{b}{10}$ tem-se:

$$R\min = \frac{V^2}{12{,}7} \quad \text{e} \quad V = 3{,}6\sqrt{R}$$

Para a bitola larga, o valor do comprimento de transição é dado por: $L_c = 0{,}070\ \frac{V^3}{R}$. Substituindo o valor de V na equação anterior, tem-se então o comprimento mínimo de Lc como sendo:

$$L_{c\,n} = 0{,}070\ \frac{(3{,}6\sqrt{R})^3}{R}$$

$$L_{c\,n} = 3{,}2\ \sqrt{R}$$

Nos valores de raio superiores a 1.100,00 m deve-se adotar o comprimento normal como sendo 120,0 m. Quando as condições do terreno não permitirem o uso do comprimento normal, deve-se adotar o maior valor de comprimento de transição possível compreendido entre o valor mínimo e o valor do comprimento normal.

Para a bitola métrica, retomando as equações anteriores e adotando $s_{máx} = \frac{b}{8}$, chega-se às seguintes equações:

$$R\min = \frac{8\,V^2}{127} \quad \text{e} \quad V = 4\sqrt{R}$$

Substituindo o valor de V na equação anterior, tem-se então o comprimento mínimo de Lc como sendo:

$$L_{cn} = 0{,}050\ \frac{(4\sqrt{R})^3}{R}$$

$$L_{cn} = 3{,}2\ \sqrt{R}$$

Interessante notar que os valores do comprimento normal para ambas as bitolas são iguais, pois as equações são iguais. A única diferença é que para a bitola larga a aceleração adotada foi de 0,3 m/s^2 , enquanto na bitola métrica foi de 0,43 m/s^2, portanto, a bitola larga tem mais conforto que a bitola métrica.

12.15 CURVA DE CONCORDÂNCIA VERTICAL

O greide consiste na representação do eixo da ferrovia segundo o plano vertical. Ele será denominado, também, como o projeto em perfil ou projeto altimétrico. Recomenda-se que a escala vertical seja dez vezes a escala horizontal. No projeto em perfil, as distâncias são sempre tomadas na horizontal.

Os trechos retos do greide, considerado o sentido de estaqueamento, são denominados:

1. Rampa ou aclive: quando o trecho for ascendente;
2. Contrarrampa ou declive: quando o trecho for descendente;
3. Plano: quando a inclinação for nula.

As curvas verticais (Figura 230) podem ser classificadas como:

1. Côncava ou bacia;
2. Convexa ou crista.

Na Figura 230, podem ser vistos os pontos singulares do greide, que são:

1. PCV: Ponto de curva vertical;
2. PIV: Ponto de intercessão vertical;
3. PTV: Ponto de tangência vertical.

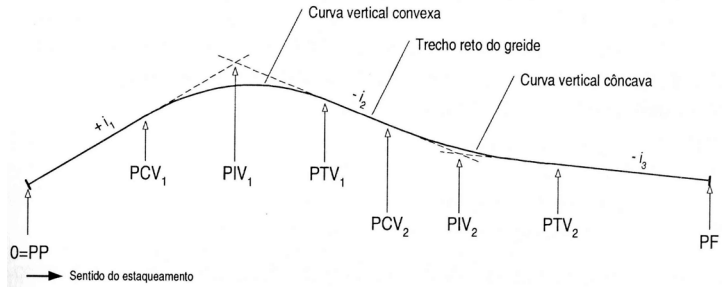


Figura 230 - Desenho esquemático do greide de uma ferrovia

Esses pontos singulares são numerados sequencialmente desde a primeira curva até as últimas. Usa-se a parábola do 2º grau como curva de concordância vertical.

A parábola possui todos os seus diâmetros paralelos ao seu eixo. A ordenada da parábola pode ser definida pela equação: $y = C \,.\, x^2$

Onde: y - ordenada (m)
C - constante da parábola (m-1)
x - abscissa (m)

E a declividade é igual a:

$$i = 2 \,.\, C \,.\, x$$

A taxa de variação da declividade da parábola (Figura 231) é constante e dada pela fórmula:

$$o = C \,.\, d^2$$

Onde: *o* - diferença da ordenada da parábola a uma tangente qualquer à curva (m)
C - constante da parábola (m-1)
d - distância entre as abscissas (m)

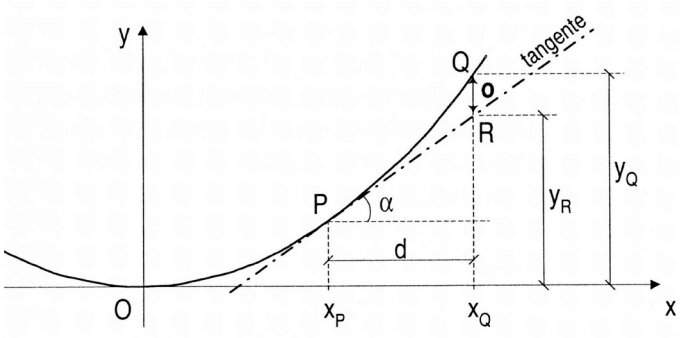


Figura 231 - Representação da taxa de variação da declividade

Exemplo: Na representação da curva vertical, sabe-se que o PCV está localizado na estaca 11 + 0,00. Sabe-se que a ordenada da parábola em relação ao trecho reto do greide está localizado na estaca 15 + 10,00 e mede 1,620 m. Calcule a ordenada na estaca 17 + 7,28.

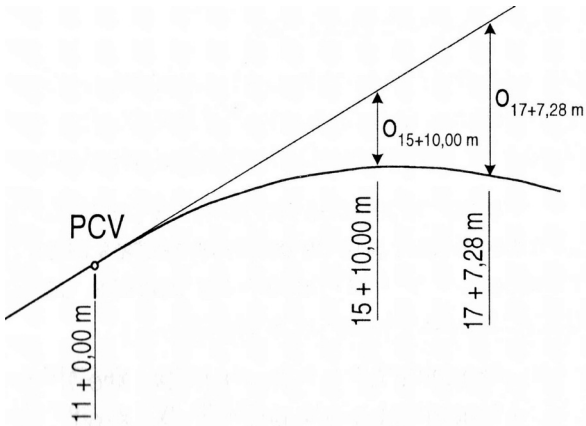


Figura 232 - Dados do exemplo

$$o_{15+10,00} = C \,.\, \left(\left(15+10{,}00\right) - \left(11+0{,}00\right)\right)^2 = C \,.\, \left(90\right)^2$$

$$o_{17+7,28} = C \,.\, \left(\left(17+7{,}28\right) - \left(11+0{,}00\right)\right)^2 = C \,.\, \left(127{,}28\right)^2$$

$$\frac{o_{17+7,28}}{o_{15+10,00}} = \frac{C \,.\, \left(127{,}28\right)^2}{C \,.\, \left(90\right)^2}$$

$$o_{17+7,28} = o_{15+10,00} \cdot \frac{\left(127{,}28\right)^2}{\left(90\right)^2} = 1{,}620 \,.\, \frac{\left(127{,}28\right)^2}{\left(90\right)^2}$$

$$o_{17+7,28} = 3{,}240m$$

Na concordância com uma parábola vertical, o diâmetro que passa no PIV intercepta a corda que liga o PCV ao PTV num ponto D, dividindo a corda no meio (Figura 233).

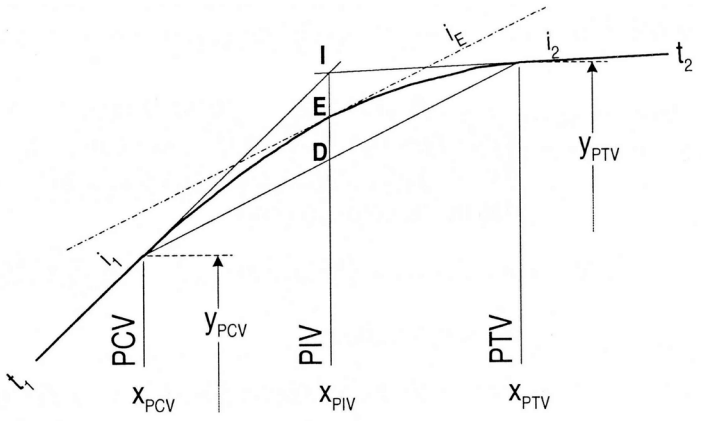


Figura 233 - Característica do diâmetro da parábola

Sabe-se, então, da Figura 233 que $x_{PIV} = \frac{x_{PCV} + x_{PTV}}{2}$

Numa concordância com uma parábola vertical, a parábola intercepta o segmento ID exatamente no meio desse segmento, no ponto E (Figura 233). Assim, tem-se:

$$y_{PIV} = C \,.\, y_{PCV} \,.\, y_{PTV}$$

$$y_D = \frac{C}{2} \,.\, \left({x_{PCV}}^2 + {x_{PTV}}^2 \right)$$

$$y_E = \frac{1}{2} \,.\, \left(y_D + y_{PIV} \right)$$

Numa concordância com uma parábola vertical, a tangente à parábola no ponto E é paralela à corda que liga o PCV ao PTV. Assim, pode-se calcular o coeficiente angular i (Figura 233). Dessa forma, calcula-se a inclinação como sendo:

$$i_E = C \,.\, \left(x_{PCV} + x_{PTV} \right)$$

Considera-se que a concordância vertical é constituída por dois ramos de parábola (Figura 234), sendo o primeiro ramo aquele compreendido entre o PCV e o PIV, e o segundo entre o PIV e o PTV.

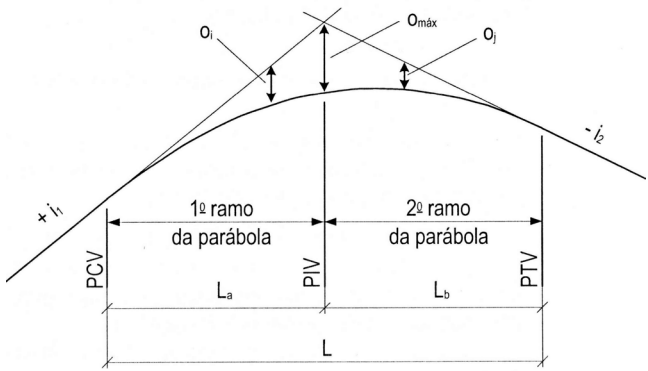


Figura 234 - Ramos da parábola

O comprimento do primeiro ramo é representado por La, e o comprimento do segundo, por LB. L é o comprimento total da parábola. Todos os três são medidos na horizontal. O comprimento da curva de transição vertical é dado pela "taxa de variação por estaca", que, por ser uma parábola, como visto, é constante.

$$\mu \cdots\cdots a$$
$$A \cdots\cdots L$$

$$L = \frac{a\ A}{\mu}$$

Onde: L - comprimento da concordância (m)
A - diferença algébrica entre as declividades (%)
a - distância entre estacas (m), adotada como padrão de 20,0 m
μ - taxa de declividade por estaca fixada por experimentos práticos (%)

A diferença algébrica entre as declividades (%) é dada pela fórmula:

$$A = \left| i_1 - i_2 \right|$$

A Arema estabeleceu, após experimentos práticos, as taxas de declividade por estaca por classe de ferrovia, que estão estabelecidas na Tabela 4.

Tabela 4 - Valores da taxa de declividade por estaca

Classe	Curva convexa	Curva côncava
I	0,1%	0,05%
II	0,2%	0,1%

As diferenças de cota entre a curva vertical e os trechos retos do greide são denominadas ordenadas da parábola, representadas pela letra *o*. A ordenada tem valor nulo nos pontos de concordância com os trechos retos do greide (PCV e PTV). A máxima ordenada se encontra no PIV

e é conhecida como ordenada máxima. No caso ferroviário, a ordenada máxima é calculada pela fórmula:

$$o_{\max} = \frac{L\,|A|}{800}$$

Onde: $o_{\max}$ - ordenada máxima da parábola (m)
A - diferença algébrica entre as declividades (%)
L - comprimento da concordância (m)

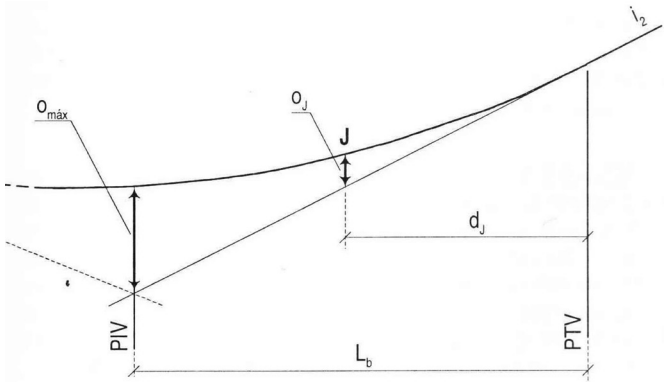


Figura 235 - Ordenada num ponto qualquer da parábola

A ordenada num ponto qualquer (Figura 235) da parábola é dada por:

$$o_j = o_{\max} \cdot \left(\frac{d_j}{L_b}\right)^2$$

$$o_j = \frac{L\ |A|\ d_j}{200}$$

O raio mínimo da parábola é dado por:

$$R_{\min} = 100 \cdot \frac{L}{|A|}$$

Para o cálculo das cotas da curva vertical, é necessário primeiro calcular as cotas dos trechos retos.

$$\frac{i_1}{100} = \frac{(y_{PIV2} - y_{PIV1})}{(x_{PIV2} - x_{PIV1})}$$

Nas curvas côncavas, somam-se as flechas às cotas do trecho reto. Nas curvas convexas, subtraem-se as flechas das cotas do trecho reto.

12.16 SUPERLARGURA

Nas tangentes da estrada de ferro, a bitola deve ser rigorosamente mantida, no entanto, em curvas, pode-se aumentar ligeiramente a bitola para facilitar a inscrição do truque. A esse ligeiro aumento de bitola denomina-se superlargura. Ela apresenta duas principais vantagens, vistas a seguir.

Primeiramente, a superlargura facilita a rodagem em cone, acompanhando o formato cônico da roda, atenuando o arrastamento da roda externa sobre o trilho, diminuindo assim os desgastes e as resistências da curva. Lembrando que o trilho externo na curva é maior que o trilho interno. Em segundo lugar, a superlargura propicia uma inscrição mais suave na curva.

O valor da superlargura é adotado na prática como sendo um valor entre 1,0 e 2,0 cm. Na prática, também, raios de curva maiores ou iguais a 500,0 metros não necessitam de superlargura. Uma fórmula prática para cálculo da superlargura é apresentada a seguir:

$$S = \frac{6}{R} - 0{,}012$$

Sendo $S \leq 0{,}02$

A superlargura é montada no campo deslocando-se o trilho interno, a fim de garantir a continuidade da curva do trilho externo, trilho este que efetivamente guia a roda dianteira do truque. A superlargura é distribuída à razão de 1 mm por metro de comprimento em linhas de carga. O início dela se dá no PC, na curva circular; já nas curvas de transição, a superlargura se inicia no TE e vai até o EC, atingindo o valor total no EC.

12.17 CÁLCULO DO RAIO MÍNIMO PARA NÃO HAVER DESLIZAMENTO DA RODA

Com base na superlargura, pode-se deduzir o raio mínimo da curva para que não haja deslizamento dela, porém, neste livro, não será feita a dedução dessa fórmula. Sendo assim, então, a fórmula a seguir serve para calcular o raio mínimo:

$$R = \frac{20\, r\, b}{S + J}$$

Onde:
R - raio da curva (m)
r - raio da roda no plano de rolamento (m)
b - bitola da via (m)
S - superlargura da curva (m)
J - jogo da via (m)

12.18 CÁLCULO DO RAIO PARA INSCRIÇÃO DOS VEÍCULOS NAS CURVAS

Como visto, uma das funções da superlargura é tornar a inscrição dos veículos ferroviários mais suave nas curvas. O problema da inscrição dos veículos nas curvas consiste, de maneira simples, na inscrição de um retângulo em uma curva. Esse retângulo tem o seu lado maior denominado de base rígida do veículo. Assim, pode-se definir que a base rígida de um veículo é a distância entre os eixos extremos, invariavelmente paralelos.

12.18.1 Inscrição limite ou Inscrição obrigada

Na inscrição limite, os frisos das rodas externas estão em permanente contato com os trilhos, criando um atrito que vai aumentar em muito a resistência da curva (Figura 236). Essa situação não deve ser aceita usualmente, pois é uma situação de eminente descarrilamento na curva. O friso da roda está sempre à frente dela, como pode ser visto na Figura 237.

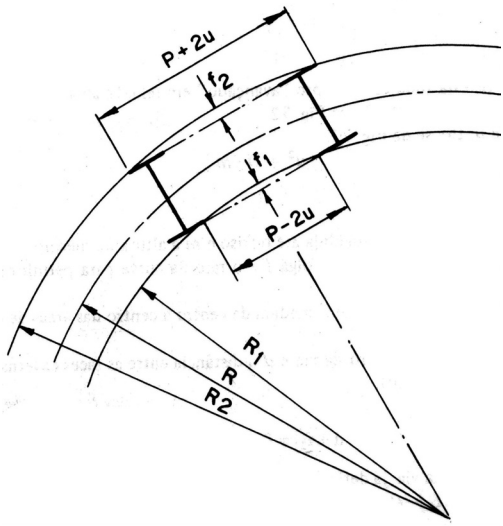


Figura 236 – Inscrição de uma base rígida em uma curva

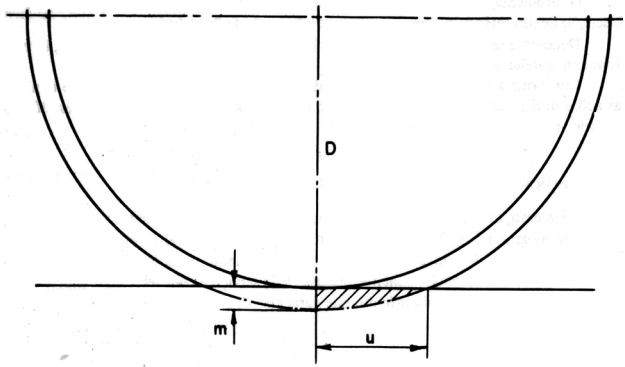


Figura 237 – Avanço do friso

Assim, o valor do segmento μ é dado pela fórmula:

$$\mu = \sqrt{D\ m}$$

Onde:

μ - segmento (m)
D - diâmetro da roda medido até o friso (m)
m - altura do friso (m)

Deduzindo-se por meio da análise das Figura 236 e Figura 237, chega-se à formula do raio mínimo para inscrição em uma curva como:

$$R = \frac{p\ \mu}{S + J}$$

Onde:

p - base rígida (m)
μ - segmento (m)
S - superlargura (m)
J - jogo da via (m)

No entanto, essa fórmula vale para truques de dois eixos, e no caso de locomotivas que possuem mais de dois eixos por truque, conforme a Figura 238, deve-se, então, utilizar a seguinte fórmula:

$$R = \frac{(p + 2\mu)^2}{8(S + J)} c$$

Onde:

p - base rígida (m)
μ - segmento (m)
S - superlargura (m)
J - jogo da via (m)

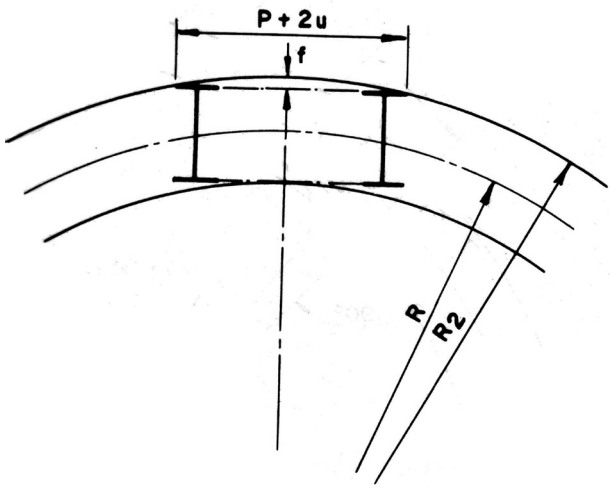


Figura 238 – Inscrição forçada de uma base rígida

12.18.2 Inscrição livre ou normal

A forma desejável de inscrição da base rígida é a inscrição livre (Figura 239). Da Figura 239, deduz-se então que o raio mínimo para inscrição livre da base rígida é dado por:

$$R = \frac{p^2 - 2\ p\ \sqrt{D\ m}}{2\ (\ S + J\ )}$$

Onde:

p - base rígida (m)
μ - segmento (m)
S - superlargura (m)
J - jogo da via (m)

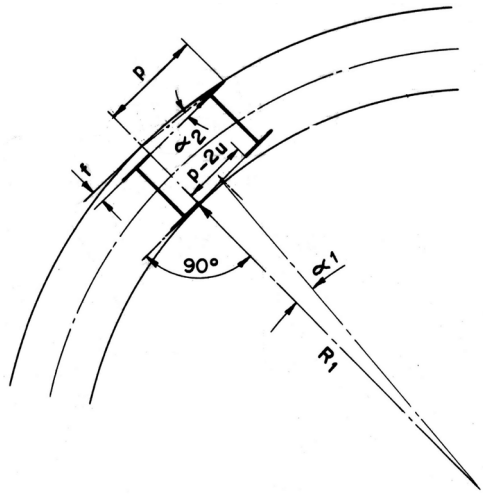


Figura 239 – Inscrição livre de uma base rígida numa curva

13 SUPERESTRUTURA – LASTRO E SUBLASTRO

O sublastro é o material granular regularmente distribuído entre o lastro e o terrapleno, com a finalidade de: 1) Melhorar a capacidade de suporte da plataforma; 2) Evitar a penetração do lastro na plataforma; 3) Aumentar a resistência do leito à erosão e à penetração de água, concorrendo para uma boa drenagem da via; e 4) Permitir relativa elasticidade ao apoio do lastro, para que a via permanente não seja rígida.

Geralmente, o sublastro tem altura de 20,0 cm, mas deveria ser calculado para absorver as pressões vindas do lastro e chegar na plataforma com uma taxa de trabalho compatível com o solo da plataforma. Como as características do sublastro e do lastro são similares, os detalhes do primeiro serão considerados a seguir, com as informações do lastro.

O lastro é o elemento granular de transição, situado entre os dormentes e o sublastro. Sua função é distribuir as cargas transmitidas pelos dormentes, a fim de se chegar a um valor em que a capacidade do sublastro e da plataforma suportem toda a superestrutura. O lastro deve ainda prover elasticidade e estabilidade vertical e horizontal à via.

Uma outra importante função do lastro é absorver as tensões dinâmicas geradas pelo material rodante circulando sobre a superestrutura e que funcionam como um martelete, martelando a superestrutura. Assim, o lastro se deforma e absorve as tensões vindas do material rodante e, após a passagem deste, por resiliência ele volta a sua altura normal.

Para a escolha do tipo do lastro deve-se observar: fluxo da carga, tipo de carga, velocidade do trem e custo de aquisição. Devem-se observar também os critérios técnicos para um bom lastro: 1) Resistência; 2) Durabilidade; 3) Estabilidade; 4) Drenabilidade; 5) Limpeza; 6) Trabalhabilidade; e 7) Disponibilidade.

Quanto à resistência, o lastro deve ser capaz de resistir ao atrito sem deteriorar a granulometria do material. A durabilidade está ligada diretamente ao desgaste das partículas, com formação de pó. O lastro

deve ancorar a via longitudinalmente e transversalmente. Portanto, ele precisa possuir uma grande estabilidade.

No quesito drenabilidade, o material escolhido deve permitir uma perfeita drenagem do lastro. Nesse sentido, o lastro deve permitir que a água passe o mais rápido possível por ele sem ficar parado formando poças. O material do lastro deve permitir a limpeza com relativa facilidade, manualmente ou, de preferência, por meio mecânico.

A questão de trabalhabilidade diz respeito à facilidade de manuseio e movimentação dos materiais que compõem o lastro, permitindo inclusive o trabalho de operários utilizando garfo. O material para o lastro deve estar disponível em quantidade abundante, diante do grande volume a ser usado. Deve, também, estar disponível o mais próximo possível do local de aplicação. Diante dos grandes volumes de material consumidos para construir o lastro – em média 1,5 m^3 de lastro por metro corrente de via de bitola métrica –, ele deve ter o custo mais baixo possível, dentro das qualidades descritas anteriormente.

Assim, para desempenhar tais funções, o lastro deve ter as seguintes qualidades: suficiente resistência aos esforços transmitidos pelos dormentes; elasticidade limitada para absorver as tensões vindas do material rodante; dimensões que permitam sua interposição entre os dormentes e abaixo deles; resistência aos agentes atmosféricos; e não produzir pó, prejudicial ao material rodante. Na Figura 240, pode-se ver uma seção típica do lastro em uma ferrovia de bitola larga.

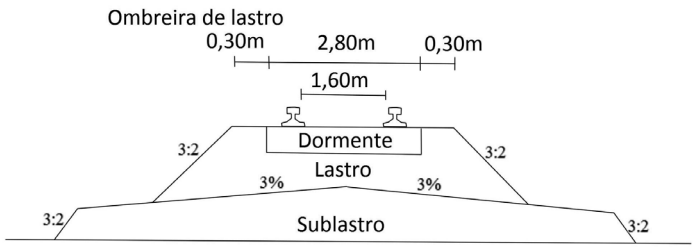


Figura 240 - Seção típica de lastro e sublastro em bitola larga

13.1 MATERIAL UTILIZADO NO LASTRO

O material utilizado como lastro pode ser brita, granito britado ou rocha similar (Figura 241) e escória de aciaria (Figura 242). Pode-se perceber na Figura 242 que a escória de aciaria é muito mais porosa e menos resistente do que a brita, além de ser condutor elétrico, pelo teor de ferro contido nela, o que é muito ruim para vias sinalizadas eletricamente.

Inegavelmente, hoje em dia o lastro mais utilizado é a brita. No passado, já foram utilizados como elementos de lastro a terra e o cascalho, mas hoje não é mais usado. A Estrada de Ferro Vitória a Minas (EFVM) utilizou bastante a escória de aciaria e nela ainda existem muitos trechos desse material, porém, atualmente, está voltando para o uso de brita como lastro de suas ferrovias.

Figura 241 - Lastro em brita

Figura 242 - Lastro em escória de aciaria

As especificações adotadas no Brasil seguem tanto quanto possível as especificações da Arema. As pedras do lastro não devem ter grandes dimensões, pois nesse caso funcionariam como "cunhas" e o nivelamento seria pouco durável. Por outro lado, dimensões muito pequenas acarretariam uma rápida "colmatagem" do lastro, perdendo este a sua função drenante.

A vida útil do lastro ferroviário é mensurada pelo seu nível de degradação das características exigíveis para que se cumpra as funções requeridas.

É de suma importância observar que o lastro ou sublastro somente devem ser lançados sobre a plataforma devidamente regularizada, nivelada, compactada e que apresente adequada condição de drenagem.

13.1.1 Lastro colmatado

Em geral, determina-se em 40% o limite de finos, que são os grãos abaixo de ½". Quando ultrapassado esse limite, o lastro fica colmatado, ou seja, perde sua resiliência, sua elasticidade com capacidade de voltar a sua altura de projeto.

13.1.2 Laqueado

Outro fator que pode tornar o lastro colmatado, porém não é defeito ou falha no lastro, é o bombeamento do material da plataforma quando esta não é bem realizada, ou seja, tem a resistência abaixo da necessidade ou drenagem insuficiente, permitindo que o solo entre nos vazios do lastro (Figura 243). O mais comum é o laqueado ocorrer quando acontece a deformação da plataforma, normalmente causada por falha na drenagem, deixando um bolsão de lama abaixo do lastro.

Figura 243 - Lastro colmatado por bombeamento da plataforma

13.1.3 Lastro colmatado por queda de carga

Na Figura 244, pode ser vista uma terceira situação que acarreta a colmatação do lastro, que é a queda de cargas, sobretudo de cargas a granel, sobre a via. O material a granel da carga vai caindo do vagão e ocupando o espaço vazio do lastro. No caso da via, a carga que está contaminando o lastro é o minério de ferro.

Figura 244 - Lastro colmatado por queda de minério dos vagões

13.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICAS DO LASTRO

Com base na norma americana Arema, são listadas a seguir as especificações mínimas para um lastro de qualidade. As britas escolhidas para lastro devem ter peso específico mínimo de 2,7 g/cm^3 e resistência à ruptura de 700,0 kg/cm^2. Esse ensaio deve ser realizado com cubos de 5,0 cm de aresta para serem levados a uma máquina de compressão. A pedra não pode ser solúvel. Para o ensaio, toma-se 7,0 dm^3 de pedra triturada e lavada, e a coloca em um vaso, agitando-a durante 5 minutos, a cada 12 horas de intervalo, por um período de 48 horas. Se houver descoloração, a pedra é considerada solúvel e imprópria.

O aumento de peso por absorção de água de uma amostra de 230,0 g, quando mergulhada em água durante certo tempo, não deve ultrapassar 1 % (pelo método MB 8 da ABNT). A quantidade de substâncias nocivas e torrões de argila não deve ultrapassar 1,0 %. As pedras de lastro não devem ter grandes dimensões, pois poderiam formar cunhas que iriam tornar o nivelamento pouco durável. Em contrapartida, o lastro não deve ser formado de pedras muito pequenas, pois acarretaria uma rápida colmatagem do lastro. A granulometria das pedras do lastro devem ter dimensões entre 2,0 e 6,0 cm. Na Tabela 5, pode ser

vista a granulometria do lastro ideal, ou seja, o percentual retido entre cada peneira e que deverá ficar entre as peneiras ¾ e 2” 1/2.

Tabela 5 - Granulometria do lastro entre peneiras 1/2 e 2” 1/2

Abertura da malha		% que	% retida e
pol	mm	passa	acumulada
2 1/2	63,5	100	0
2	50,8	90 - 100	0 - 10
1 1/2	38,0	35 - 70	30 - 65
1	25,4	0 - 15	85 - 100
3/4	19,0	0 - 10	90 - 100
1/2	12,7	0 - 5	95 - 100

Para verificar a resistência à abrasão, utiliza-se o ensaio Los Angeles. Toma-se uma amostra do lastro limpo e seco de 5,0 kg, coloca-se no tambor da máquina com 12 esferas de aço girando a uma rotação de 30 a 33 rpm. Após 500 revoluções, passa-se o material na peneira 12 (1,68 mm), pesa-se a quantidade retida e utiliza a fórmula a seguir.

$$CLA = \frac{P - P_n}{P} 100\%$$

Onde:

P - peso da amostra (5,0 kg)

Pn - peso do material retido (kg)

Para o material com peso específico maior ou igual a 2,7 g/cm3, o coeficiente de desgaste Los Angeles deve ser menor que 35 %.

Para o material com peso específico maior ou igual a 2,7 g/cm3, o coeficiente de desgaste Los Angeles deve ser menor que 35 %.

13.3 SOCA OU SOCARIA

A socaria ou soca é o processo de se compactar o lastro, por meio manual (Figura 245 e Figura 246) ou por meio mecanizado (Figura 247 e Figura 248). A soca do lastro deve ser executada preferencialmente por processo mecanizado e ser feita, em qualquer caso, em camadas de aproximadamente 15,0 cm, sendo recomendado até reduzir este valor para 10,0 cm em linhas de grande responsabilidade e de grande tráfego de trens.

Figura 245 - Socaria manual

Figura 246 - Detalhe da socaria manual

Figura 247 - Máquina de socaria operando

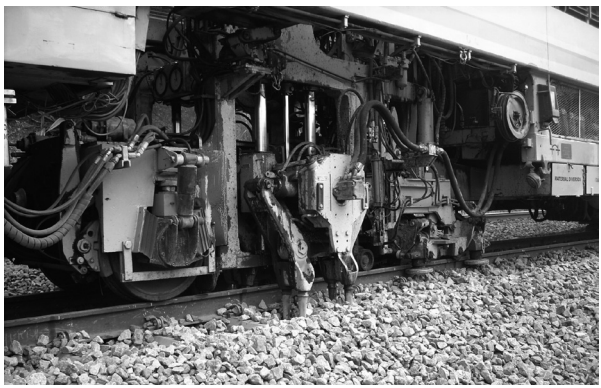


Figura 248 - Máquina de socaria operando

13.4 DESGUARNECIMENTO DE LASTRO

O desguarneceimento é o processo de retirada do lastro que está abaixo da granulometria indicada, podendo estar até colmatado, para posterior colocação de um lastro de granulometria correta. Podem ocorrer dois processos: 1) Mecanizado e 2) Manual.

O desguarnecimento de lastro mecanizado (Figura 249, Figura 250 e Figura 251) é o processo mais usual para a manutenção da via. Nele, a máquina desguarnecedora de lastro retira o lastro existente, peneira-o, devolve a brita ainda em boas condições granulométricas e completa o lastro com britas novas. O processo manual ocorre somente em pequenas manutenções pontuais em alguns trechos, e todo o processo é feito por ferramentas manuais.

Figura 249 – Máquina desguarnecedora de lastro

Figura 250 - Visão da desguarnecedora de lastro operando

Figura 251 - Detalhe do desguarnecimento de lastro

13.5 OMBREIRA DO LASTRO

A ombreira de lastro é o espaço compreendido entre o término do topo do dormente e o início do talude de lastro (Figura 252). A ombreira terá largura adequada para dar a estabilidade transversal da via, recomendando-se 30,0 cm para as vias com trilhos longos soldados (TLS), 20,0 cm para as vias com alta densidade de tráfego sem TLS e 15,0 cm para as demais.

Para melhorar a estabilidade transversal da via, podem ser usadas pás de ancoragens, que são dispositivos fixados por baixo dos dormentes de madeira. No entanto, esse procedimento é pouco usual.

Figura 252 - Ombreira de lastro

Um problema grave que pode comprometer a estabilidade transversal da via é o desmoronamento da ombreira de lastro (Figura 253), levando, eventualmente, à ruptura da via e a um potencial descarrilamento.

Figura 253 - Desmoronamento da ombreira de lastro

13.6 CÁLCULO DA ALTURA DO LASTRO

A altura do lastro é calculada com base nos estudos de Talbot. Ele propôs um diagrama de distribuição de pressões no lastro que estabelece bulbos de distribuição (Figura 254).

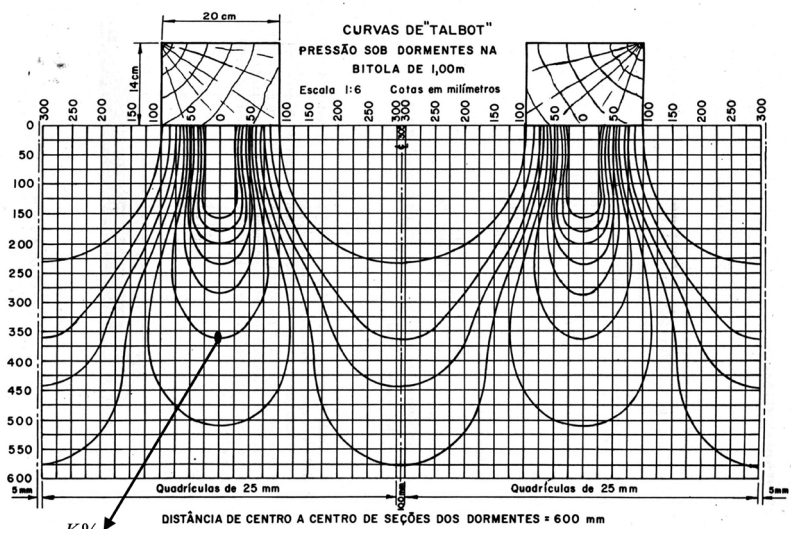


Figura 254 - Bulbos de pressão de Talbot

Com base no esquema da Figura 255, pode-se calcular a altura do lastro utilizando a fórmula a seguir:

$$K\% = \frac{P_h}{P_o} 100$$

Onde:

Po - pressão média na face inferior do dormente (kg/cm^2)

Ph - pressão a uma profundidade h qualquer (kg/cm^2)

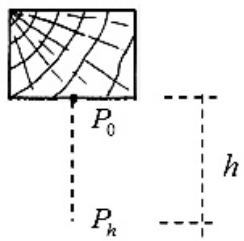


Figura 255 - Esquema para identificar as pressões nas diversas alturas

Com o valor de $K\%$, entra-se no gráfico da Figura 256 no eixo vertical até encontrar a curva e depois desce e verifica o valor no eixo horizontal.

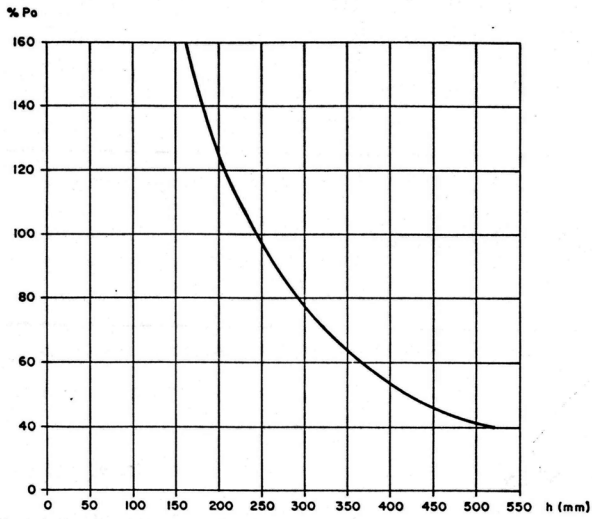


Figura 256 - Gráfico de pressões de Talbot em relação à altura de lastro

Caso não se queira usar o método gráfico apresentado anteriormente, pode-se calcular a altura do lastro por meio da fórmula, também proposta por Talbot, apresentada a seguir:

$$P_h = \frac{53{,}87}{h^{1{,}25}} P_o$$

Onde:

Ph - pressão a uma profundidade qualquer (kg/cm^2)
Po - pressão média na face inferior do dormente (kg/cm^2)
h - altura do lastro (cm)

Pela Arema, recomenda-se que a altura mínima do lastro deve ser de 25,0 cm, porém a ferrovia pode, a seu critério, adotar valores inferiores. Para se calcular a carga a ser considerada sobre o dormente, utiliza-se a fórmula a seguir.

$$P_c = \frac{P_r}{n} C_d$$

Onde:

Pc - carga sobre o dormente (kg)
Pr - peso da roda mais pesada (kg)
n - relação entre distância entre os eixos e distância entre dormentes
Cd - coeficiente dinâmico

A relação entre a distância entre os eixos e a distância entre dormentes é dada pela fórmula:

$$n = \frac{d}{a}$$

Onde:

n - relação entre distância entre os eixos e distância entre dormentes
d - distância entre os eixos do veículo ferroviário (cm)
a - distância entre dormentes (cm)

O coeficiente dinâmico é calculado pela fórmula:

$$C_d = 1 + \frac{V^2}{30.000}$$

Onde:

Cd - coeficiente dinâmico (cm)
V - velocidade em km/h

Costuma-se sugerir que o coeficiente dinâmico tenha um valor mínimo de 1,4, porém não há obrigatoriedade de se adotar esse valor. Pela fórmula, pode-se notar que esse valor só seria alcançado se a velocidade fosse no mínimo 100 km/h, o que não é a realidade de nenhuma ferrovia de carga brasileira.

Para determinar a pressão média na face inferior do dormente, utiliza-se a fórmula seguinte:

$$P_o = \frac{P_c}{b \; x \; c}$$

Onde:

Po - pressão média na face inferior do dormente (kg/cm²)
Pc - carga a ser considerada sobre o dormente (kg)
b - largura do dormente (cm)
c - faixa de socaria (cm)

A largura da dormente (Figura 257) depende da bitola. Para dormentes de madeira na bitola larga, a largura é de 24,0 cm, enquanto na bitola métrica é de 22,0 cm.

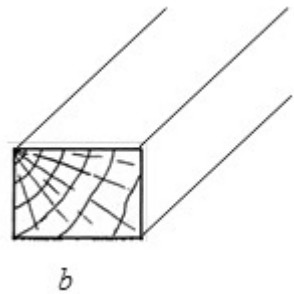


Figura 257 - Largura do dormente

A faixa de socaria é o espaço onde a máquina de socaria produz efeito efetivo (Figura 258), variando de 70,0 a 80,0 cm para bitola métrica, e de 80,0 a 90,0 cm para bitola larga.

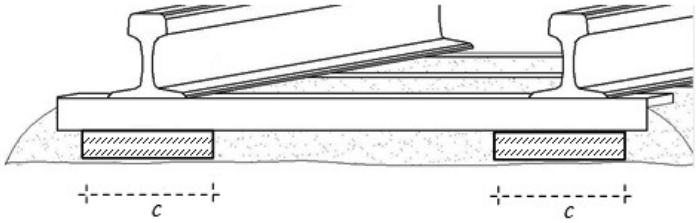


Figura 258 - Faixa de socaria

A fórmula para se calcular a tensão admissível no sublastro é a seguinte:

$$p_{a} = \frac{p_s}{c_s}$$

Pas - tensão admissível no sublastro (kg/cm²)
Ps - pressão de ruptura do sublastro (Kg/cm²)
cs - coeficiente de segurança que varia entre 5 e 6

A pressão de ruptura do sublastro é calculada em função do resultado do ensaio CBR, como a seguir.

$$p_s = \frac{70 \ CBR}{100}$$

A tensão admissível no sublastro P_{as} deve ser menor que a pressão admissível a certa profundidade. Assim, tem-se:

$$P_h \leq P_{a}$$

Por critério de economicidade, adota-se: $P_h = P_{a}$

13.6.1 Exemplo do cálculo da altura do lastro

Determine o volume total de lastro que deve ser comprado para construir uma ferrovia de bitola larga com 250,0 km de extensão.
A locomotiva possui seis rodeiros e um peso total de 170,0 ton, sendo a distância entre eixos de 1,20 m. Sua velocidade máxima de projeto é de 55,0 km/h. Os vagões terão capacidade total de 100,0 ton e quatro rodeiros cada, com distância entre os eixos de 1,1 m.
O sublastro possui um CBR de 45 %. A faixa de socaria é de 40,0 cm para cada lado do eixo dos trilhos e a ombreira de lastro é de 35,0 cm.
A taxa de dormentação é de 1620 dorm/km. As dimensões do dormente de concreto são 2,80 x 0,25 x 0,17 m (comprimento x largura x altura).
A inclinação do talude do lastro é de 3:2 (horizontal : vertical).
Considere como fator de majoração do volume de lastro em função da compactação como sendo de 20 %. Considere o coeficiente de segurança de 6,0.
Todos os valores devem ser exatamente o calculado, não precisando usar nenhum limite mínimo ou máximo.
Apresente toda a memória de cálculo, explicando as decisões.

Primeiramente, deve-se calcular a pressão abaixo do dormente, tanto para a locomotiva como para o vagão. O que for maior será o utilizado.

Para a locomotiva:

Peso da Locomotiva	170,00	ton
Número de eixos	6,00	
Distância entre eixos da locomotiva (d)	1,20	m
Taxa dormentação	1620,00	dorm/km
Distância entre centros de dormente (a)	0,62	
Velocidade km/h (V)	55,00	km/h
Peso da roda mais pesada (Pr)	14166,67	Metade do peso do eixo (kg)

Largura do dormente (b)	25,00	cm
Faixa de Socaria (c)	80,00	cm
CBR (Índice de Suporte Califórnia)	45,00	%
Coeficiente de Segurança para a resistência do sublastro (cs)	6,00	
n = d / a	1,9444	
Cd = 1 + (V ^ 2 / 30000)	1,10083	
Pc = Pr . Cd / n	8022,1907	Pc - carga a ser considerada sobre o dormente (kg)
Po = Pc / (b . c)	4,01	Po - pressão abaixo do dormente (kg/cm^2)

Para o vagão:

Peso do Vagão	100,00	ton
Número de eixos	4,00	
Distância entre eixos da locomotiva (d)	1,10	m
Taxa dormentação	1620,00	dorm/km
Distância entre centros de dormente (a)	0,62	taxa de dormentação
Velocidade km/h (V)	55,00	km/h
Peso da roda mais pesada (Pr)	12500,00	Metade do peso do eixo (Kg)
Largura do dormente (b)	25,00	cm

Faixa de Socaria (c)	80,00	cm
CBR (Índice de Suporte Califórnia)	45,00	%
Coeficiente de Segurança para a resistência do sublastro (cs)	6,00	
n = d / a	1,7820	
Cd = 1 + (V ^ 2 / 30000)	1,1008	
Pc = Pr . Cd / n	7721,8949	Pc - carga a ser considerada sobre o dormente (kg)
Po = Pc / (b . c)	3,86	Po - pressão abaixo do dormente (kg/cm^2)

Como a pressão abaixo do dormente para a locomotiva é maior que a do vagão, deve-se fazer o cálculo da altura de lastro com base nos dados da locomotiva. Caso fosse o contrário, usariam-se os dados do vagão. Prosseguindo o cálculo, tem-se:

Ps = 70 CBR / 100	31,5		kg/cm2
Pas = Ps / cs	5,25	Pas - Pressão Admissível no Sublastro	kg/cm2
Ph <= Pas então Ph = Pas por economicidade			
Ph = 53,87 . Po / h ^ 1,25		Ph - pressão na profundidade h	h - altura do lastro
h = raiz de 1,25 ((53,87 . Po) / Pas)	19,5686	h - altura do lastro	

Na Arema, é sugerido que a altura mínima de lastro seja de 25,0 cm, neste exemplo será utilizada a altura encontrada. Considerando o desenho da seção típica da linha férrea (Figura 259) e sabendo que a ombreira de lastro é 35,0 cm para cada lado e o dormente tem o comprimento de 280,0 cm, tem-se:

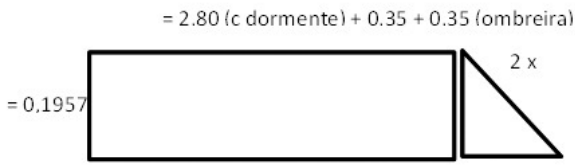


Figura 259 - Seção típica da VP

Considerando-se que ainda é preciso levar em conta a altura do dormente, 17,0 cm, tem-se a seção típica da ferrovia do exemplo conforme a Figura 260.

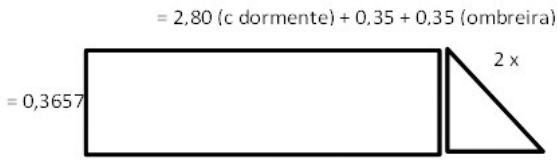
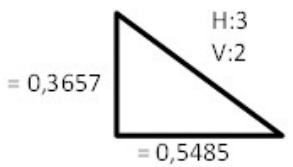


Figura 260 - Seção típica com altura do dormente

Considerando que a inclinação da saia do lastro é de 3:2 (horizontal : vertical), consegue-se calcular a base da saia do lastro por regra de três como 0,549 cm.



Depois da seção toda calculada, pode-se então calcular o volume total de lastro como:

Área do retângulo (Ar)	1,280	m^2
Área do triângulo (At)	0,100	m^2
At x 2	0,201	m^2
Área total (Ato) (Ar + At * 2)	1,480	m^2
Extensão da estrada (Kme)	250.000,000	m
Volume de lastro (Vol) (Ato * Kme)	370.122,995	m^3
Volume de um Dormente (Vold)	0,119	m^3
Volume Dormente Estrada (VoldE) ((TxDorm/1000)*VolD*Kme)	48.195,000	m^3
Volume Final Estrada (VolF) (Vol -VoldE)	321.927,995	m^3
20% majoração (VolF * 1,2)	386.313,594	m^3

Não foi considerando o desconto do coroamento do lastro de 5,0 cm, que, por norma, deve ser deixado para baixo da face superior do dormente. Isso se deveu ao fato de que na prática essa situação é quase impossível de ser realizada, sendo, então, melhor considerar esse volume, já que é ele que acabará sendo utilizado mesmo.

Assim, tem-se que o volume total de lastro a ser comprado é de 386.313,59 m^3.

13.7 LIMITES PARA DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO

O lastro não deverá cobrir os dormentes, sendo coroado a 5,0 cm da face superior. No caso de dormente de concreto com blocos ligados por tirante metálico, o lastro deve ficar 2,0 cm abaixo do tirante, observando o coroamento de 5,0 cm. Na prática, essa recomendação é muito difícil de ser realizada, pois não existe máquina que deixe tal espaçamento.

A socaria deve abranger no mínimo 40,0 cm para as bitolas larga e normal, e 30,0 cm para bitola métrica, para cada lado do eixo dos trilhos sob os dormentes. A faixa central não atingida pela socaria terá, pelo menos, 30,0 a 40,0 cm de largura.

A capacidade de suporte da plataforma não deverá ser excedida pela pressão transmitida pelo lastro, o qual terá espessura suficiente para uniformizá-la.

Como visto anteriormente, a ombreira terá largura adequada à estabilidade da via, recomendando-se 30,0 cm para as vias com trilhos longos soldados (TLS), 20,0cm para as vias com alta densidade de tráfego sem TLS e 15,0 cm para as demais. Ademais, para melhorar a estabilidade transversal da via pode-se usar pás de ancoragens, que são dispositivos fixados por baixo dos dormentes. No entanto, este procedimento é pouco usual.

O talude do lastro não terá inclinação superior a 1:1,5 (altura : base).

A altura da camada de lastro sob os dormentes deve variar entre 40,0 cm e 20,0 cm nas linhas de bitola larga e normal, e entre 30,0 cm e 15,0 cm nas linhas de bitola métrica. Em linhas de grande solicitação, seja pela carga, seja pela velocidade, a espessura poderá ser aumentada até atingir o valor do afastamento face a face dos dormentes, usando então uma camada de brita graduada (lastro) e uma de sublastro com material de menor granulometria. Quando a altura da camada lastro calculada ultrapassar a altura recomendada para a classe da linha, pode ser utilizado, por medida econômica, material de categoria inferior, como *sublastro*, desde que ofereça boa condição de drenagem e tenha capacidade de suporte para a pressão que deve ser transmitida.

14 SUPERESTRUTURA – DORMENTE

O dormente é o elemento que fixa os trilhos e mantém a bitola da via. Ele transmite ao lastro os esforços recebidos dos trilhos. Os dormentes devem ter algumas características necessárias para serem utilizados. Entre elas, citam-se: espessura que lhe dê a necessária rigidez, porém com alguma elasticidade; resistência aos esforços a que esteja submetido; permitir com relativa facilidade o nivelamento do lastro, socaria, na sua base; resistência aos deslocamentos longitudinais e transversais da via; e durabilidade.

Os dormentes podem ser confeccionados nos seguintes materiais: 1) Madeira; 2) Aço; 3) Concreto; e 4) Sintético.

14.1 DORMENTE DE MADEIRA

A madeira reúne quase todas as qualidades exigidas para o dormente. Até o presente momento, a madeira é o principal tipo de dormente utilizado nas ferrovias brasileiras (Figura 261). A introdução dos dormentes de concreto e de aço visa substitur o dormente de madeira devido a fatores como a escassez, o reflorestamento deficiente e o uso de madeiras de boa qualidade para fins mais nobres e preços mais elevados. Os dormentes de madeira de lei são difíceis de achar atualmente. Porém, são as questões ambientais que falam mais alto, praticamente inviabilizando seu uso.

Figura 261 - Dormente de madeira

A durabilidade dos dormentes de madeira está condicionada a alguns fatores:

1. Clima;
2. Drenagem da via;
3. Peso e velocidade dos trens;
4. Época do ano em que a madeira foi cortada;
5. Grau de secagem;
6. Tipo de fixação do trilho;
7. Tipo de lastro;
8. Tipo de placa de apoio do trilho do dormente;
9. Resistência ao apodrecimento;
10. Desgaste mecânico;

As vantagens dos dormentes de madeira são:

1. Leves e de fácil manuseio;
2. Serragem, furação e entalhamento fácil;
3. Fixação fácil dos trilhos e placas de apoio;
4. São pouco afetados pelas severas condições de manuseio e de transporte;
5. Não são atacados por resíduos industriais poluidores da atmosfera;
6. Possuem valor residual.

As desvantagens dos dormentes de madeira são:

1. São suscetíveis à ação de fungos, insetos e fogo;
2. Permitem gradual abertura da bitola e queda das condições da linha pelo afrouxamento das fixações, com o consequente desgaste da via;
3. Os dormentes especiais para os AMVs são de preço elevado e de difícil aquisição;
4. Exigem maior área de armazenagem e secagem quando tratados;
5. Questões ambientais.

A madeira a ser empregada na fabricação deve vir de árvores sadias, abatidas vivas, sendo o corte realizado nos meses secos. A madeira deve ser de boa qualidade, de fibras duras e sem excesso de alburno (parte que envolve o cerne). Os dormentes devem ser isentos de infecção por fungos ou insetos, rachaduras nos topos, fendas nas faces, cavidades, nós cariados ou perfurados e cascas.

Para evitar o fendilhamento no topo do dormente, usa-se uma cinta antirrachadura (Figura 262).

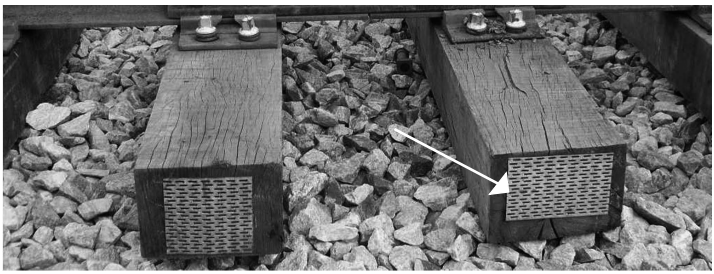


Figura 262 - Cintas antirrachaduras

14.1.1 Zona de fixação nos dormentes de madeira

A zona de fixação é a área, no comprimento, onde se pode fixar a placa de apoio no dormente de madeira (Figura 263). Nos dormentes utilizados em ferrovias de bitola larga, a zona de fixação é a região que se estende em 50,0 cm, a partir de 60,0 cm do meio do dormente. Já nos dormentes utilizados em ferrovias de bitola métrica, a zona de fixação é a região que se estende em 40,0 cm, a partir de 35,0 cm do meio do dormente (Figura 263).

Figura 263 - Zona de fixação dormente de madeira de bitola métrica

14.1.2 Condições de fabricação dos dormentes de madeira

As faces dos dormentes poderão ser lavradas ou serradas, admitindo-se reentrâncias de até 15,0 mm de profundidade. As faces verticais deverão cortar uma das faces horizontais (a face inferior) segundo um ângulo reto. A face inferior deverá apresentar largura constante e arestas vivas.

14.1.3 Dimensões mínimas

As dimensões dos dormentes variam conforme a bitola e são definidos na NBR 751 (Tabela 6 e Figura 264).

Tabela 6 - Dimensões e limites para o dormente de madeira

	comprimento (m)		largura (m)		altura (m)	
Bitola	mín	máx	mín	máx	mín	máx
1,000	1,90	2,00				
1,435	2,55	2,65	0,22	0,24	0,16	0,17
1,600	2,65	2,80				
Tolerâncias	0,05		0,01		0,015	

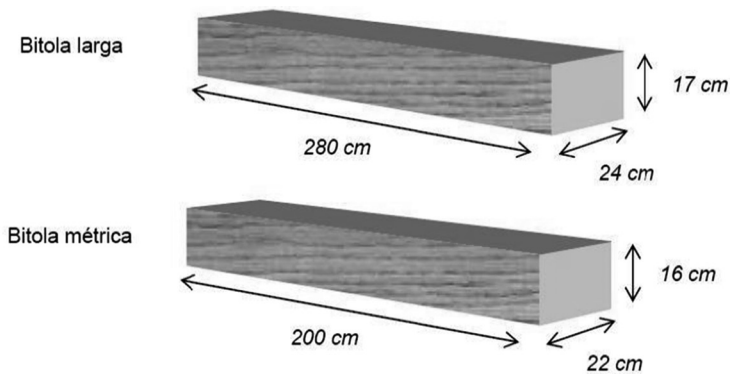


Figura 264 - Dimensões do dormente de madeira

14.1.4 Tolerâncias para os dormentes de madeira

São tolerados fendilhamentos no topo com 25,0 cm de comprimento no máximo, desde que corrigidos ou contidos pela aplicação de grampos ou cintas antirrachaduras. São admitidos nós desde que eles não ultrapassem 2,0 cm de diâmetro e 8,0 cm de profundidade, e não se localizem na zona de fixação. Devem possuir curvaturas simples e regulares, no plano horizontal, que são toleradas desde que as flechas medidas ao longo do comprimento não ultrapassem 6,0 cm. Duplas curvaturas no plano horizontal só serão admitidas se qualquer flecha não ultrapassar 4,0 cm.

14.2 DORMENTE DE AÇO

O dormente de aço possui perfil em U (Figura 265 e Figura 266). É considerado um dormente de material misto, aço e brita. Ele é relativamente leve e pesa, aproximadamente para a bitola métrica, 90,0kg. Os dormentes de aço apresentam as seguintes vantagens: material perfeitamente homogêneo, longa vida útil e boa resistência aos esforços transversais. Sua grande desvantagem é a maior dificuldade para socaria e nivelamento (Figura 267).

Figura 265 - Dormente de aço com visão da parte inferior

Figura 266 - Dormente de aço sendo aplicado na via

Figura 267 - Falha no lastro por deficiência de socaria

14.3 DORMENTE DE CONCRETO

Os dormentes de concreto (Figura 268) são relativamente pesados, entre 240,0 kg e 300,0 kg, por isso, demandam máquinas de via para assentamento e manutenção.

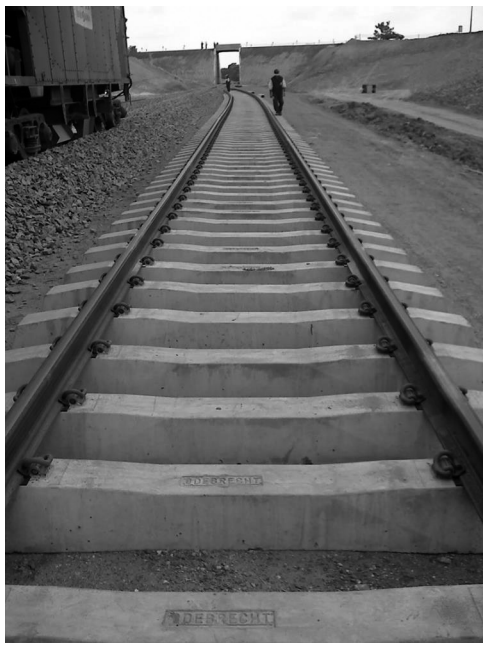


Figura 268 - Dormente de concreto

O concreto e o aço utilizados obedecem às especificações correntes para esses materiais, e a fabricação, cura e manuseio das peças são as mesmas dos artefatos de concreto armado em geral.

O dormente de concreto apresenta as seguintes vantagens: longa vida útil; peso elevado, proporcionando mais estabilidade à via; resistência aos agentes atmosféricos; características físicas e mecânicas uniformes; e redução dos custos de manutenção da via.

Por outro lado, ele apresenta as seguintes desvantagens: necessidade de processo de fabricação apurado; dificuldade de transporte e ma-

nuseio, devido ao peso elevado; dificuldade de fixação eficaz; necessidade de linha com alto padrão de lastro e nivelamento; e perda total, em caso de acidente.

Os dormentes de concreto podem ser de dois tipos: 1) Concreto protendido (mais usado em ferrovias de carga); e 2) Concreto misto.

14.3.1 Dormente de concreto protendido

É o dormente de concreto elaborado como uma viga única de concreto protendido com dimensões específicas e formas conforme norma (Figura 269).

Figura 269 - Dormente de concreto protendido

14.3.2 Dormente de concreto misto

O dormente de concreto misto é formado por dois blocos de concreto, unidos por uma barra de aço que é concretada dentro de cada bloco (Figura 270).

Figura 270 - Dormente de concreto misto

14.4 DORMENTE DE MATERIAL SINTÉTICO

Os dormentes de material sintético podem ser confeccionados a partir de material reciclado ou a partir do petróleo, pois são um polímero. Possuem o mesmo formato dos dormentes de madeira e podem ser usados de modo conjunto na mesma linha. Sua produção e aplicação ainda está em escala inicial.

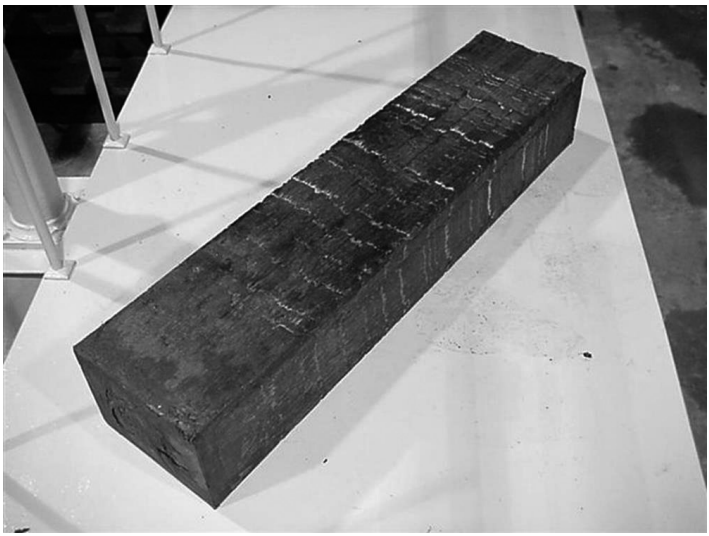


Figura 271 - Dormente de material sintético (plástico)

As vantagens do dormente de plástico são:

1. Vida útil estimada em mais de 50 anos;
2. Mais leve do que o dormente de madeira;
3. Não racha, nem trinca;
4. Eletricamente não condutivo;
5. Mantém suas propriedades físicas sem deterioração;
6. Utiliza mesma fixação dos dormentes existentes;
7. Absorve vibrações preservando o material rodante e a geometria da via;
8. Impermeável a água;
9. Impermeável a efeitos biológicos.

Já as desvantagens do dormente de plástico são:

1. É destruído pela ação do fogo ou contato com objetos de temperatura elevada;
2. Pode sofrer concorrência direta dos dormentes de madeira em países com reservas florestais abundantes;
3. Material feito a partir do petróleo (fonte não renovável), cujo preço está sujeito a elevações significativas no mercado internacional.

14.5 TAXA DE DORMENTAÇÃO

A taxa de dormentação é o número de dormentes instalados por um quilômetro de via permanente. Na Tabela 7, pode-se ver a taxa de dormentação média por tipo da via e da bitola. No entanto, o cálculo é dependente da altura do lastro.

Tabela 7 - Taxa de dormentação em função da bitola

	Bitola larga (1,60m)		
Linhas		quantidade por km	espaçamento (cm)
Tronco	Valores	1820	55
	Limites	1667	60
Subsidiárias	Valores	1540	65
	Limites	1430	70
	Bitola métrica (1,00m)		
Linhas		quantidade por km	espaçamento (cm)
Tronco	Valores	1667	60
	Limites	1667	60
Subsidiárias	Valores	1540	65
	Limites	1667	70

15 SUPERESTRUTURA – TRILHOS

O trilho é o elemento da superestrutura que constitui a superfície de rolamento. Ele é o dispositivo guia para as rodas dos veículos, servindo também como elemento condutor de correntes elétricas, no caso de ferrovias com sinalização eletrificada. Os trilhos mais usados, hoje, possuem um perfil do tipo Vignole (Figura 272), que é dividido em três seções:

1. Boleto;
2. Alma;
3. Patim.

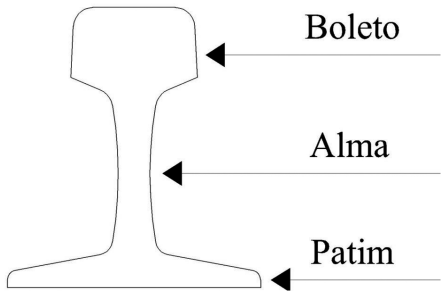


Figura 272 - Desenho esquemático de um perfil Vignole de um trilho

O boleto é a seção que deve ter mais massa, pois é a que vai sofrer mais desgaste pelo contato direto com as rodas do material rodante, que será visto no capítulo sobre material rodante. A alma é a seção que serve de ligação entre o boleto e o patim. Ela deve ter altura suficiente para permitir a passagem das rodas do material rodante, sem ser excessivamente alta, uma vez que isso comprometeria o equilíbrio do trilho. O patim é a parte mais larga do trilho. É a seção que é fixada diretamente nos dormentes. Sua largura deve ser suficiente para poder transmitir os esforços sofridos pelo trilho para o dormente e dar estabilidade ao trilho.

15.1 CLASSIFICAÇÃO DOS TRILHOS

Existem duas classificações possíveis para os trilhos: 1) Quanto ao comprimento; e 2) Quanto ao peso.

15.1.1 Quanto ao comprimento do trilho

O trilho pode ser classificado, quanto ao seu comprimento, em:
1. Trilho padrão;
2. Trilho longo soldado (TLS).

Os trilhos padrão podem possuir comprimentos de 24,0 m, 18,0 m ou 12,0 m. Atualmente, os trilhos padrão vêm sendo soldados em estaleiros de solda, gerando os trilhos longos soldados (TLS), com medidas superiores a 200,0 m.

15.1.2 Quanto ao peso por metro

Os trilhos são classificados pelo seu peso por metro (kg/metro). Os tipos mais comuns são: TR25, TR32, TR37, TR40, TR45, TR50, TR57, TR68. O número que identifica o tipo significa quanto pesa um metro linear do trilho. Exemplo: o tipo TR68 pesa 68 quilos por cada metro linear de trilho.

15.1.3 Dimensões do trilho

As dimensões dos trilhos variam dependendo do tipo, TR XX, do trilho (Tabela 8).

Tabela 8 - Dimensões dos trilhos em função da ABNT

			Trilhos						
TIPO NOMINAL BRASILEIRO – TR			25	32	37	45	50	57	68
Tipo correspondente americano			*5040 ASCE*	*6540 ASCE*	*7540 ASCE*	*9020 ARA-A*	*10025 AREA*	*11525 AREA*	*13637 AREA*
Peso calculado, em kg/m			24,654	32,045	37,105	44,645	50,349	56,897	67,560
Peso calculado, em lb/jardas			*49,7*	*64,6*	*74,8*	*90,0*	*101,5*	*114,7*	*136,2*
Área calculada da seção (cm^2)	Boleto	área	13,23	17,16	19,87	20,58	24,51	25,22	
		% do total	42	42	42	36,2	38,2	34,8	
	Alma	área	6,58	8,58	9,94	13,68	14,52	19,68	
		% do total	21	21	21	24	22,6	27,1	
	Patim	área	11,61	15,10	17,48	22,64	25,16	27,68	
		% do total	37	37	37	39,8	39,2	38,1	
	ÁREA TOTAL		31,42	40,84	47,29	56,90	64,19	72,58	
Momento de inércia (cm^4)			413,7	703,4	951,5	1 610,8	2 039,5	2 730,5	3 950,0
Módulo de resistência (cm^3)	Boleto		81,6	120,8	149,1	205,6	247,4	295,0	391,6
	Patim		86,7	129,5	162,9	249,7	291,7	360,7	463,8
Raio de giração (cm)			3,63	4,15	4,49	5,32	5,63	6,13	7,11

Como exemplo, um trilho TR-57 tem as seguintes dimensões (Figura 273):

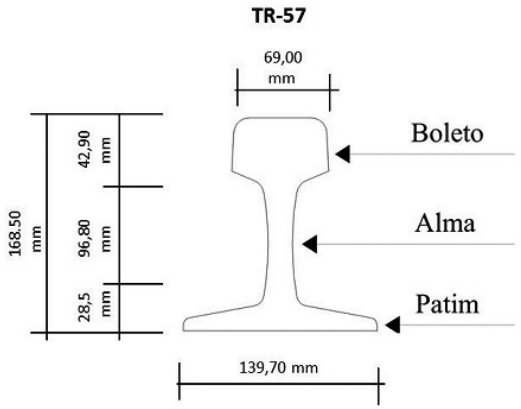


Figura 273 - Dimensões do trilho TR-57

15.2 MATERIAL UTILIZADO

O material principal empregado para a fabricação do trilho é o aço. A composição do aço do trilho é formada por:
– Ferro: 98% da composição do trilho;
– Carbono: proporciona maior dureza ao aço. Porém, uma maior quantidade torna o aço quebradiço, principalmente se não reduzir o percentual de fósforo;
– Manganês: proporciona maior dureza ao aço. Pode produzir fragilidade junto ao carbono,
– Silício: aumenta a resistência à ruptura sem sacrificar a dutilidade ou tenacidade do aço;
– Fósforo: é um elemento indesejável, pois torna o aço quebradiço. Quanto menos carbono tiver no aço, menor é o efeito do fósforo.

15.3 FABRICAÇÃO DOS TRILHOS

O aço líquido é levado a lingoteiras, que são moldes piramidais de 50,0 cm por 50,0 cm. Os fenômenos físico-químicos que ocorrem nas lingoteiras durante o processo de solidificação do aço podem dar ori-

gem a diversas imperfeições do aço. Cada corrida geralmente gera três lingotes A, B e C, e cada um dará origem a um trilho. Os trilhos são laminados a quente a partir dos lingotes e são passados em diversos cilindros, que vão dando a forma de um perfil Vignole.

15.4 ESPECIFICAÇÕES PARA RECEBIMENTO DOS TRILHOS

As normas mais utilizadas para recebimento dos trilhos são: UIC (União Internacional das Estradas de Ferro), Europa; ASTM (American Society for Testing Material), americana; e Arema (AREMA – American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association), americana.

Como características de limites de dimensões e peso, é importante citar os seguintes limites:
Trilhos de 12 ou 18 m, tolerância no comprimento é +- 3,0 mm;
Tolerância nas dimensões da seção transversal é +- 5,0 mm;
Tolerância na pesagem é 2,0 % de cada lote de 50 trilhos, desde que o total não ultrapasse 1,0 %.

A prova de choque é realizada por meio de uma máquina que permite que um peso de 2.000lb (907,2 kg) caia livremente de uma altura especificada, conforme Tabela 9. Deve ter um vão entre o martelo e o boleto de 0,91 a 1,42 m, sendo que essa distância deve ser ajustável. O ensaio deve ser feito em temperatura de 38º C.

Tabela 9 - Altura do peso para a prova de choque

Peso do Trilho em kg/m	Altura da queda em m
24,8 a 29,8	4,88
29,9 a 39,7	5,18
39,8 a 44,6	5,49
44,7 a 49,6	5,79
49,7 a 59,5	6,10

Para o ensaio de tração, devem ser retirados do boleto do trilho vários corpos de prova a frio para serem levados para a máquina de ensaio de tração. O resultado deve ficar nos seguintes limites: carga de ruptura – 70,0 a 85,0 kg/mm^2; limite de elasticidade – 35,0 a 40,0 kg/mm^2; alongamento em 200,0 mm – 10 a 12%. Se 10% do material não satisfizer às especificações, a corrida será rejeitada.

O ensaio de resiliência deve ser aplicado em 2 % dos trilhos e serve como índice de fragilidade do aço. Devem ser colhidos corpos de prova de 55,0 x 10,0 x 10,0 mm, onde se faz um entalhe com ferro redondo de 2 mm. Esse corpo de prova é submetido a choques sucessivos até a fratura. Se o trabalho de choque foi de τ kgm, então a resiliência é dada por:

$$\rho = \frac{\tau}{S}$$

Onde:

ρ - resiliência (Kgm/cm^2)
τ - trabalho de choque (Kgm)
S - seção da fratura (cm)

O valor da resiliência deve ser superior a 3,0 kgm/cm^2. Esse ensaio não leva a resultados conclusivos, mas é importante a título de registro.

No ensaio de dureza Brinell, utiliza-se uma esfera de 10,0 mm de diâmetro e um esforço de 3.000,0 kg (Figura 274) durante alguns segundos.

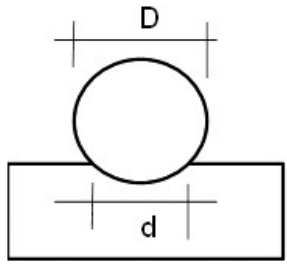


Figura 274 - Ensaio de dureza Brinell

O índice de dureza Brinell é calculado pela fórmula:

$$DB = \frac{P}{S} = \frac{3000}{S}$$

Onde:

DB - índice de dureza Brinell (Kg/cm^2)
P - peso de teste (Kg)
S - área marcada na superfície do trilho (cm)

A área marcada na superfície do trilho é dada pela fórmula:

$$S = \frac{\pi D}{2}\left(D^2 - \sqrt{D^2 - d^2}\right)$$

As dimensões que darão os valores de D e d podem ser vistos na Figura 274. O ensaio de dureza Brinell deve dar valor maior ou igual a 210,0 kg/mm^2. Da dureza Brinell pode se deduzir o valor aproximado da resistência à ruptura em kg/mm^2. A dureza do trilho é uma de suas mais importantes propriedades, pois ela vai determinar o desgaste provocado pelo atrito das rodas dos veículos, principalmente nas curvas.

O ensaio micrográfico prevê o ataque da superfície interna do trilho com iodo em solução alcoólica ou com ácido pícrico em álcool. Ele permite caracterizar as inclusões (matérias estranhas), as zonas de diferentes concentrações de carbono, as fissuras superficiais.

Já o ensaio macrográfico prevê o ataque da superfície externa do trilho com reativo. Ele é feito pelo exame de corrosão com uma simples observação visual. Uiliza-se reativo de Heyn (cloreto duplo de cobre e amônio em água destilada) ou reativo de Bauman (brometo de prata).

Para o ensaio de entalhe e fratura, deve-se coletar um corpo de prova representativo do topo do trilho que passou pela Prova de Choque. Então, esse corpo de prova deve ser entalhado e fraturado. Se a fratura

apresentar trincas, esfoliações, cavidades, matéria estranha interposta, estrutura brilhante ou granulação fina, o trilho do Corpo de Prova é classificado como "X".

15.5 CLASSIFICAÇÃO DOS TRILHOS

A ASTM (American Society for Testing Materials) estabelece o seguinte critério:

1. Trilho nº 1 - trilho isento de qualquer defeito;
2. Trilho X - trilho que os ensaios de entalhe e fratura apresentaram algum problema;
3. Trilho nº 2 - trilho que contém poucas imperfeições e o inspetor por sua análise o aceita.

Nos trilhos são estampadas marcas de classificação que servem para identificá-los quanto a sua qualidade e comparação das possíveis avarias.

Na alma dos trilhos existem as seguintes marcas:

1. De um lado: marca da usina, país, indicação de que o resfriamento foi controlado (RC), o tipo do forno de aço referente à fabricação (T-Thomas, B-Bessemer, M-Martin, E-Elétrico, SM-Siemens-Martin), o tipo do trilho (quanto ao peso) e o ano e mês de fabricação. Exemplo: CSN - Brasil - RC - SM - TR-68 - 2010 - IIII (abril);
2. Do outro lado: é identificado o número da corrida, a letra indicativa da posição do trilho no lingote por ordem de lingotamento. Exemplo: 380177 - C - 15 (C significa terceiro lingote).

15.6 TRILHOS ESPECIAIS

As ferrovias estão demandando cada vez mais locomotivas maiores e mais pesadas e, também, o mesmo para vagões, principalmente nas ferrovias de minério (EFVM, EFC e MRS). Assim, o desgaste principalmente em curvas se torna muito acentuado nesses casos. Existem dois métodos para aumentar a vida útil dos trilhos, a saber:

1. Fazer um tratamento térmico;
2. Aços especiais (aço-liga).

15.7 DEFEITOS NOS TRILHOS

Podem existir defeitos de fabricação do trilho, tais como:
1. Vazios (bolsa de contração);
2. Segregações;
3. Inclusões;
4. Fissuras transversais;
5. Defeitos de laminação;
6. Defeitos nos trilhos.

Além dos defeitos de fabricação, podem também ocorrer defeitos originados de serviço. Entre eles, citam-se:
1. Deformação das pontas;
2. Autotêmpera superficial;
3. Escoamento do metal na superfície do boleto;
4. Ataque da alma e do patim por corrosão atmosférica;
5. Desgaste por atrito, principalmente nos trechos em curva;
6. Desgaste ondulatório;
7. Fissuras transversais e trincas de fadiga que têm início no boleto e progridem até o trilho sofrer.

Para melhorar a vida útil, pode-se realizar: lubrificação dos trilhos pela parte lateral interna do boleto; e lubrificação constante dos pratos pião dos vagões e locomotivas, a fim de facilitar a inscrição do truque na curva e, assim, desgastar menos o trilho.

O trilho é colocado inclinado de 1:20 ou 1:40 sobre a vertical, com isso reduz o desgaste do trilho e da roda. No dormente de madeira, essa inclinação é dada pela placa de apoio onde o trilho será assentado – será explicada em seção deste livro. Para os dormentes de concreto e para os dormentes de aço, os projetos de geometria já preveem essa inclinação. A maior parte das ferrovias brasileiras adota a inclinação 1:20 (Figura 281).

15.8 ACESSÓRIOS DE TRILHO

A tala de junção (Figura 275) é o material metálico que, apertado contra as laterais das extremidades do trilho por parafusos com porcas e arruelas de pressão, garante sua continuidade. As talas de junção recebem a mesma classificação dos trilhos, ou seja, um trilho TR57 terá uma tala de junção TJ57.

Figura 275 - Tala de junção

A tala de junção pode ser substituída por solda aluminotérmica (Figura 276 e Figura 277) ou solda elétrica (Figura 278).

Figura 276 - Solda aluminotérmica - 1a parte

Figura 277 - Solda aluminotérmica - 2 a parte

Figura 278 - Equipamento de solda elétrica

15.9 GANCHO DE VIA

O gancho de via (Figura 279) ocorre quando existe a dilatação dos trilhos em demasia, gerando o deslocamento deles e da própria grade da via.

Figura 279 - Gancho de via

15.10 ACESSÓRIOS DE FIXAÇÃO

Os acessórios de fixação são os elementos que têm por função fixar os trilhos nos dormentes. São materiais de aço, podendo ser de dois tipos em relação ao deslocamento longitudinal que ele permite: 1) Fixação elástica; e 2) Fixação rígida. Atualmente, nenhum projeto ferroviário adota o uso de fixação rígida, ocorrendo somente manutenção em trechos antigos.

Independentemente do tipo de fixação, o dormente de madeira atualmente necessita de uma placa de apoio. Essa placa é fixada no dormente por parafusos do tipo tirefond (Figura 280). A placa de apoio tem uma inclinação de 1:20 (Figura 281), para que o trilho fique inclinado para dentro da bitola com essa inclinação, a fim de compensar o formato cônico da roda, que também é de 1:20.

Figura 280 - Placa de apoio fixada com tirefond em dormente de madeira

Figura 281 - Placa apoio destacando a inclinação de 1:20

No dormente de aço, a placa de apoio é o próprio trilho com elementos para fixação, e precisa, no caso de ferrovias com sinalização por meio da eletrificação dos trilhos, de um equipamento adicional denominado galocha (Figura 282), para isolamento elétrico entre o trilho e o dormente, a fim de evitar fechar circuito e dar erro na sinalização.

Figura 282 - Dormente de aço com placa de apoio integrada e galocha

No caso de fixação elástica, os dois elementos mais usuais são:
1. Pandrol (Figura 283);
2. Denick (Figura 284 e Figura 285).

Além desses, a Vale vem estudando o uso do grampo Fast Clip, que é mais fácil de ser instalado com máquina (Figura 286).

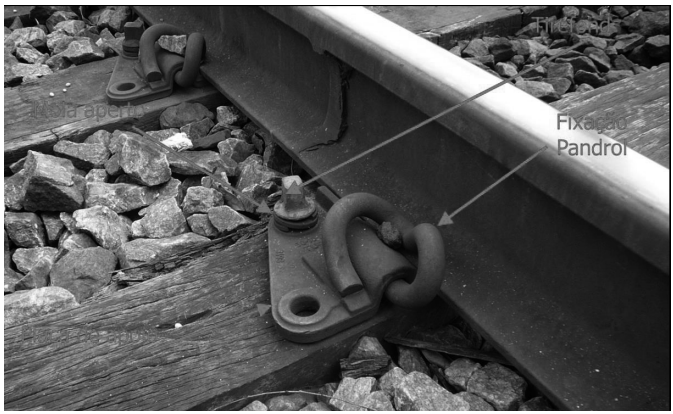


Figura 283 – Grampo Pandrol

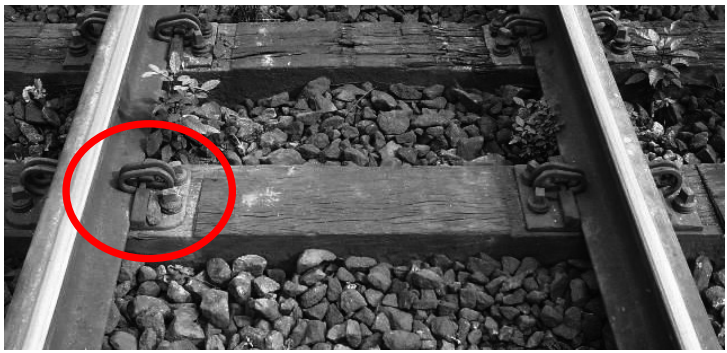


Figura 284 – Grampo Denick seção quadrada

Figura 285 - Visão grampo Denick seção circular (mais recente)
e seção retangular (mais antiga)

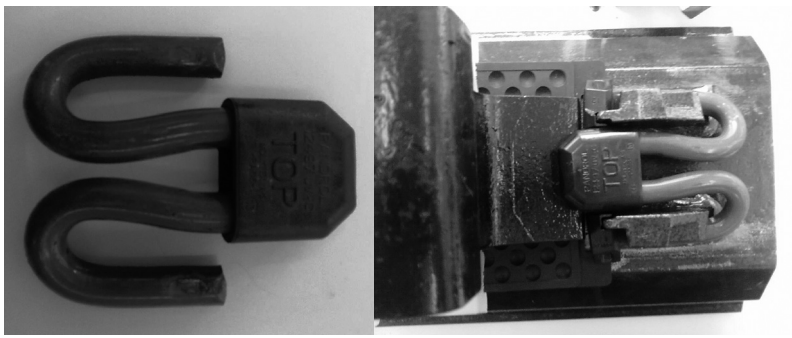


Figura 286 - Grampo Fast Clip instalado

Os elementos mais usuais de fixação rígida são:

1. Tirefão ou tirefon;
2. Prego de linha;
3. Retensor.

O tirefon é um parafuso que pode servir como fixação rígida (Figura 287), unindo o trilho ao dormente, ou pode ser usado para fixar uma placa de apoio que receberá uma fixação elástica (Figura 288).

Figura 287 - Tirefond sendo aplicado como fixação rígida da via

Figura 288 - Tirefond sendo aplicado para fixar placa de apoio

Os pregos de linha (Figura 289) são encontrados em ferrovias antigas, não sendo aplicados em novos projetos. Isso se deve à baixa pressão deles para fixar o trilho na placa de apoio ou diretamente no dormente.

Figura 289 - Prego de linha fixando placa de apoio

Para compensar essa baixa pressão, utiliza-se o retensor (Figura 290, Figura 291 e Figura 292), que passa por baixo do trilho dando uma pressão adicional à fixação. Normalmente, é colocado um retensor de cada lado do dormente.

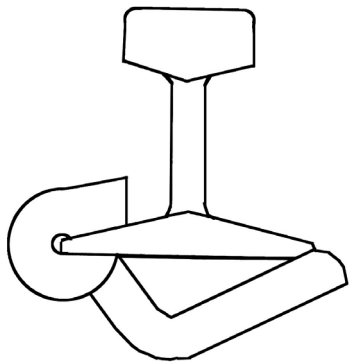


Figura 290 - Desenho esquemático de um retensor

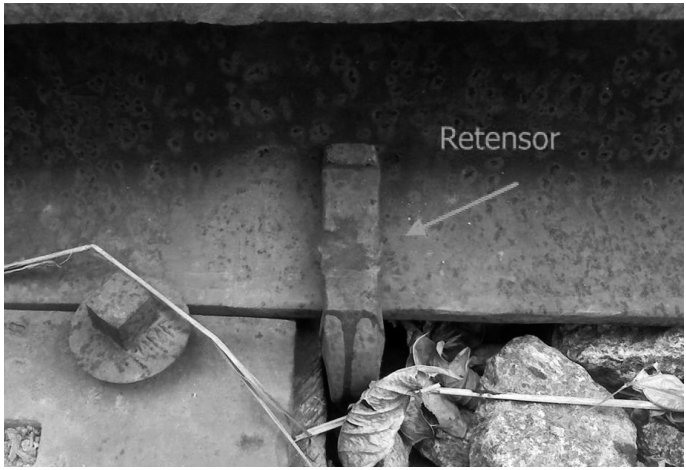


Figura 291 - Vista lateral do retensor

Figura 292 - Vista inferior do trilho com retensor

15.11 DISPOSIÇÃO DO TRILHO NA VIA

O trilho é colocado sobre o dormente inclinado para a parte de dentro da bitola de 1:20 ou 1:40 sobre a vertical. Isso é conseguido no dormente de madeira por meio das placas de apoio, enquanto nos dormente de aço e de concreto essa inclinação já vem da sua fabricação. A Vale adota 1:20.

Essa inclinação colabora com a redução do desgaste do trilho e do aro da roda.

15.12 SEÇÃO TRANSVERSAL DOS TRILHOS

O ângulo β do friso da roda é geralmente de 60º (Figura 293).

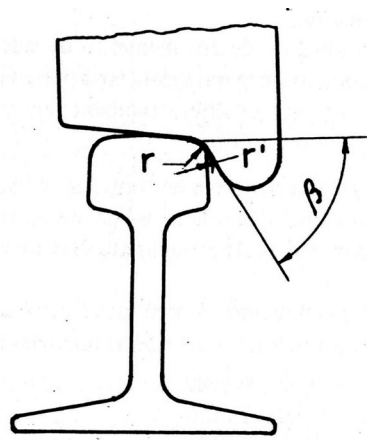


Figura 293 - Seção transversal do trilho

Se β > 60º, há mais facilidade de as rodas subirem nas juntas. Se β < 60º e houver discordância no alinhamento das pontas do trilho, também há mais facilidade de as rodas subirem nas juntas. Ambas as situações podem provocar o descarrilamento do material rodante.

O boleto do trilho está sujeito a desgaste lateral e vertical. A largura *c* e a altura *e* são estabelecidas para atender aos esforços horizontal e vertical a que o trilho está submetido (Figura 294). O desgaste da altura *e* pode atingir até 12,0 mm em vias principais e 15,0 mm em vias secundárias. A largura do boleto *c* deve guardar com a altura *e* uma relação tal que o desgaste lateral não obrigue a substituição do trilho. O desgaste do boleto deve ocorrer no mesmo tempo que o desgaste por oxidação da alma e do patim. É importante a relação entre a altura do trilho *h* e a largura do patim *l* (Figura 295).

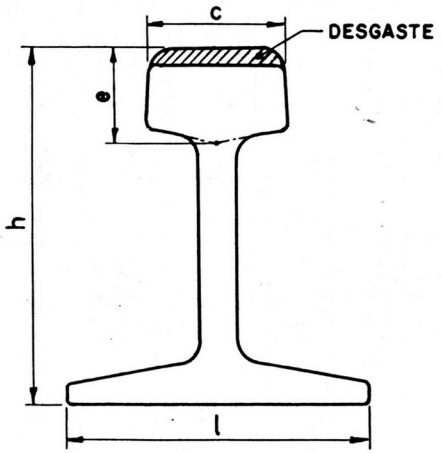


Figura 294 - Desgastes no trilho

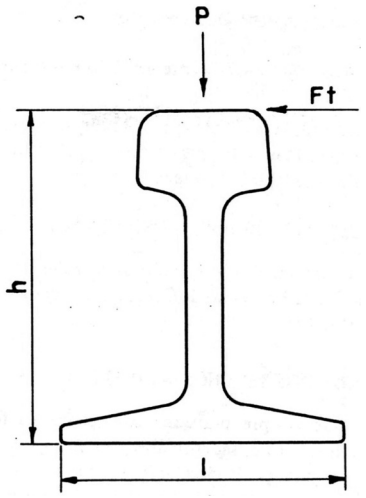


Figura 295 - Forças atuantes na seção transversal do trilho

Essa relação é importante para responder ao esforço vertical *P* e à força lateral *Ft.* O momento de reviramento $Ft \; x \; h$, que é combatido pela fixação do trilho mais o momento $P \; x \; {}^{l}\!/_{2}$. A relação ideal é $\frac{h}{l} \cong 1{,}0 \; a \; 1{,}1$.

Outros limites de desgaste importantes de serem observados:

1. Limite de 12,0 mm de desgaste vertical do boleto para as linhas principais;
2. Limite de 15,0 a 20,0 mm de desgaste vertical do boleto para as linhas secundárias;
3. A perda de peso admitida é de 10,0 % para trilhos até TR45, e 15,0 a 20,0 % para trilhos maiores;
4. Limite de 25,0 % da perda de área do boleto.

O desgaste lateral do boleto pode ser medido pelo ângulo de desgaste θ, que pode atingir no máximo 32º a 34º (Figura 296). É medido a partir da extremidade superior do boleto.

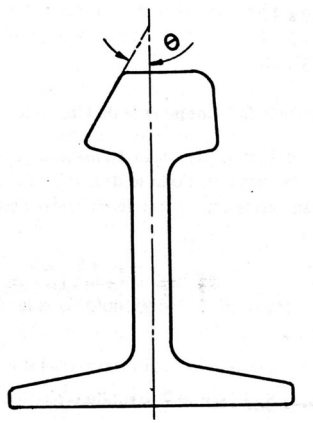


Figura 296 - Ângulo de desgaste lateral

15.13 VIDA ÚTIL DOS TRILHOS

Para prever qual será a vida útil do trilho, pode-se relacionar estatisticamente a perda de peso dos trilhos em função do número de toneladas que circulam sobre eles. A perda de peso em kg/m se refere à passagem de 9.072.000 toneladas métricas de carga e pode ser medida em função do raio:

$$\Delta p = \frac{433}{R}\, kg/m$$

Sendo R o raio da curva em metros e transformando essa expressão em função da área do boleto, tem-se:

$$\Delta p = \frac{P}{S}\,\Delta S$$

Em que: P é o peso do trilho em kg/m; S é a área do perfil do trilho em cm^2; e ΔS é a perda de área do boleto. Admitindo como limite máximo o desgaste de 25 % da área do boleto, pode-se calcular o tempo de desgaste como sendo:

$$\Delta p_{\max} = 0{,}25\,\frac{P}{S}\,S_b$$

$$\Delta p = \frac{433}{R}$$

$$T = \frac{9.072.000\ \Delta p_{\max}}{\Delta p}$$

A segunda forma de medir a vida útil do trilho é sugerida pela Arema:

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

Onde:

Ts - toneladas brutas que o trilho suporta (short-ton)
W - peso do trilho (em lb/jd)
D - densidade anual de tráfego em milhões de toneladas brutas

Considerando ainda que *Ts* pode ser transformado em tonelada métrica pela fórmula:

$$T = {T_s}\big/{1{,}1}$$

Então, a vida útil do trilho será $n = T/D$. A expressão é válida para tangentes ou curvas com raios superiores a 1.800,00 m. Para raios inferiores a esse limite, deve-se aplicar uma redução na vida útil com base nas estatísticas americanas, conforme a Tabela 10.

Tabela 10 - Redução da vida útil em função do raio da curva

Raio (m)	∞	1 747	873	582	437	349	291	250	175
%	100	95	80	70	60	55	50	40	35

15.14 TENSÕES ORIGINADAS PELA VARIAÇÃO DE TEMPERATURA NOS TRILHOS

As tensões de tração e compressão originadas pela variação de temperatura nos trilhos podem ocasionar sérios problemas estruturais na superestrutura ferroviária. Dessa forma, nesta seção serão estudados os efeitos dessa variação de temperatura nos trilhos e os limites aceitáveis. A tensão por variação de temperatura pode ser calculada pela fórmula:

$$\tau = \frac{N}{S} = E\,\frac{\Delta l}{l}$$

$$\Delta l = l\ \alpha\ \Delta t$$

$$\tau = E\ \alpha\ \Delta t$$

Onde:

τ - tensão por variação de temperatura (kg/cm^2)
N - força axial (kg)
S - seção transversal do trilho (cm^2)
E - módulo de elasticidade do aço (kg/cm^2), igual a 2.100.000 kg/cm^2
Δl - diferença de comprimento em função da variação de temperatura (cm)

Δt - variação de temperatura (°C)
α - coeficiente de dilatação do aço, igual a 0,0000115

Se for considerado que no Brasil a temperatura máxima esteja na ordem de 60o C, então a tensão por variação de temperatura será:

$$\tau_{max} = 2.100.000\ 0{,}0000115\ 60 = 1.323{,}00\ kg/cm^2$$

Essa é uma tensão que o trilho pode suportar tranquilamente, pois a tensão elástica dos trilhos é da ordem de 4.000,00 kg/cm².

15.15 COMPORTAMENTO DA DILATAÇÃO DOS TRILHOS

À medida que a temperatura do trilho vai aumentando, é possível observar que a dilatação ocorre inicialmente nas extremidades e vai se deslocando para o centro da barra. Assim, têm-se duas zonas de extremidade do trilho que se dilatam e uma zona que não se dilata no meio da barra. O comprimento do trecho que se dilata pode ser calculado como a seguir:

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

Onde:

l_d - comprimento da extremidade do trilho que dilata (cm)
S - seção transversal do trilho (cm²)
E - módulo de elasticidade do aço (kg/cm²), igual a 2.100.000 kg/cm²
α - coeficiente de dilatação do aço, igual a 0,0000115
Δt - variação de temperatura (°C)
R - resistência oferecida pelas talas de junção (kg/cm²)
r - resistência oferecida por metro de contato trilho-dormente-lastro (kg/cm²)

Sendo l o comprimento do trilho, então um trilho longo pode ser definido como aquele que atende a condição $l > 2\, l_d c$. Sendo, dessa maneira, $l - 2\, l_d$ o segmento do trilho sem dilatação. Também sabe-se que a força total em razão de dilatação ou compressão (Figura 297) é dada pela fórmula a seguir.

$$N = S\, E\, \alpha\, \Delta t$$

Onde:

N - força total em razão da dilatação (kg/cm²)
S - seção transversal do trilho (cm²)
E - módulo de elasticidade do aço (kg/cm²), igual a 2.100.000 kg/cm²
α - coeficiente de dilatação do aço, igual a 0,0000115
Δt - variação de temperatura (ºC)

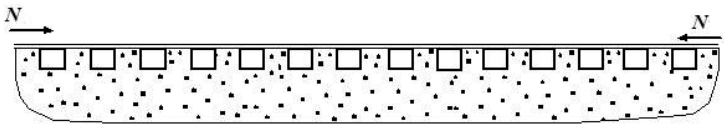


Figura 297 - Força de compressão atuando no trilho

Das fórmulas anteriores, pode-se traçar o diagrama teórico (Figura 298) que relaciona o comprimento do trilho e as tensões, sendo que estas podem ser de compressão ou tração.

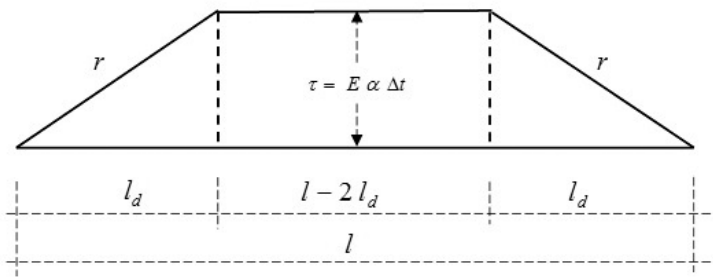


Figura 298 - Diagrama teórico tensão x comprimento do trilho

15.16 CÁLCULO DA FAIXA DE TEMPERATURA NEUTRA (FTN)

A temperatura ideal para colocação dos trilhos é aquela na qual não haja tensões de compressão e tração no trilho em função de variação de temperatura. Ela é denominada Faixa de *Temperatura Neutra*. Deve-se calcular a temperatura ideal para colocação do trilho, ou seja, lançá-lo sobre os dormentes e apertar todas as fixações. Para tanto, inicialmente levanta-se o valor máximo e mínimo de temperatura na região. Calcula-se primeiro a temperatura média da região; assim, tem-se:

$$t_m = \frac{(t_{max} + t_{min})}{2}$$

Onde:

t_m - temperatura média (ºC)
t_{max} - temperatura máxima na região (ºC)
t_{min} - temperatura mínima na região (ºC)

Dessa forma, não se define uma única temperatura, mas sim uma Faixa de Temperatura Neutra (FTN), como sendo: $tn = (t_m + 5) \pm 5$

Exemplo: Numa região onde a temperatura máxima seja de 60º C e a mínima seja de 10º C, numa ferrovia com TR37 (seção de 47,29 cm^2), com resistência longitudinal trilho-dormente-lastro de 200 kg/dormente/trilho, com taxa de dormentação de 1750 dormente/km, calcule a temperatura neutra, as tensões máximas de compressão e tração nos trilhos na zona neutra do trilho e o comprimento da zona de respiração e o comprimento do trilho.

$$t_m = \frac{(60 + 10)}{2} = 35^o C$$

$$tn = (35 + 5) \pm 5$$

Assim, a Faixa de Temperatura Neutra pode variar de 35º C a 45º C, portanto, só se pode assentar e fixar os trilhos nesse intervalo de temperatura.

15.17 CÁLCULO DO COMPRIMENTO MÍNIMO DO TRILHO LONGO SOLDADO (TLS)

Com base nos conceitos e fórmulas vistos anteriormente, pode-se calcular o comprimento mínimo do trilho longo soldado (TLS). Para tal, deve-se primeiro calcular o comprimento da extremidade do trilho que se dilata, que é dado pela fórmula:

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

l_d - comprimento da extremidade do trilho que dilata (cm)
S - seção transversal do trilho (cm²)
E - módulo de elasticidade do aço (kg/cm²), igual a 2.100.000 kg/cm²
α - coeficiente de dilatação do aço, igual a 0,0000115
Δt - variação de temperatura (ºC)
R - resistência oferecida pelas talas de junção (kg/cm²)
r - resistência oferecida por metro de contato trilho-dormente-lastro (kg/cm²)

Como já visto, o TLS deve satisfazer à condição $l > 2\ l_d$. Assim, tem-se:

$$l_{\min} > 2 . \frac{S\ E\ \alpha\ \Delta t - R}{r}$$

Onde:

$l_{\min}$ - comprimento mínimo da extremidade do trilho que dilata (cm)

Do exemplo iniciado na seção anterior, tem-se que a Faixa de Temperatura Neutra pode variar de 35º C a 45º C. Assim, têm-se as seguintes tensões máximas:

$$\tau = E\ \alpha\ \Delta t$$

De compressão:

$$\tau = 2100000\ 0{,}0000115\ (60 - 35)$$

$$\tau = 603{,}75\ kg/cm^2$$

De tração:

$$\tau = 2100000\ 0{,}0000115\ (45 - 10)$$

$$\tau = 845{,}25\ kg/cm^2$$

A resistência por metro é calculada pela seguinte fórmula:

$$r = \frac{resist\ metro\ trilho}{taxa\ dormentacao} = \frac{200}{1000/1750} = 350 kg/m$$

A resistência longitudinal por metro linear de trilho é adotada como sendo 200 kg/dormente/trilho. Considerando a área para o TR57 de 47,29cm² e desconsiderando o valor de R, chega-se ao cálculo a seguir.

Na compressão:

$$l_d = \frac{47{,}29\ 2{,}1\,10^6\ 115\,10^{-7}\ (60-35)}{350} = 81{,}58m$$

Na tração:

$$l_d = \frac{47{,}29\ 2{,}1\,10^6\ 115\,10^{-7}\ (45-10)}{350} = 114{,}21m$$

Assim, na compressão o trilho se dilata 81,58 m e na tração, 114,21m.

Dessa maneira, para o trilho ser longo, ele deve satisfazer a condição:

$$l > 2\,l_d \therefore\ l > 2\ 114{,}21$$

O comprimento do trilho deve ser maior que 228,42 m.

15.18 ALÍVIO DE TENSÕES TÉRMICAS (ATT)

As tensões estudadas anteriormente podem assumir valores altos, que em situações críticas podem chegar a levar o trilho à ruptura e/ou podem gerar a flambagem do trilho, ocasionando os ganchos de via. O Alívio de Tensões Térmicas (ATT) é o procedimento necessário a ser realizado para ocasionar o mínimo possível de tensões térmicas nos trilhos decorrentes das variações de temperaturas.

O ATT quando realizado de forma natural deve ser executado na FTN. Caso seja realizado fora da FTN, devem ser reproduzidas as condições do processo natural da FTN por alongamento das barras para temperaturas inferiores à temperatura mínima da FTN, ou por resfriamento para temperaturas superiores à máxima da faixa da FTN. Usualmente, o processo de resfriamento não é realizado.

15.18.1 ATT dentro da FTN – Método da Barra Única

Primeiro, deve-se desfazer a junta e desalinhar os topos dos trilhos para permitir livre dilatação. Em seguida, remover toda a fixação entre a junta liberada e a outra junta da seção de trilho a se realizar o ATT. Depois, levanta-se o trilho e coloca roletes (Figura 300) entre o patim e a chapa de apoio dos dormentes a cada 12 metros (Figura 299), tendo o cuidado de evitar qualquer empecilho ao livre caminhamento da barra.

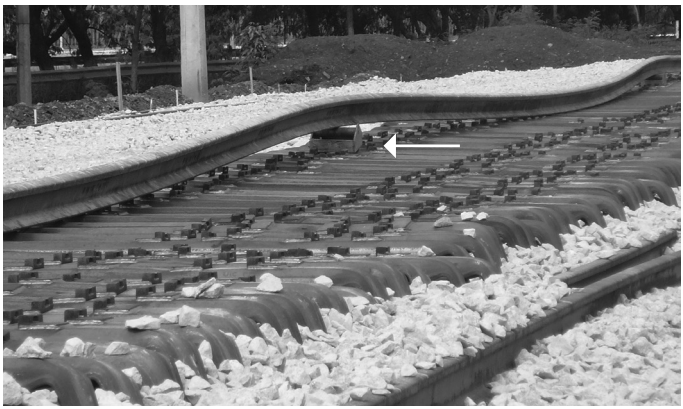


Figura 299 - Aplicação de roletes para alívio de tensões térmicas

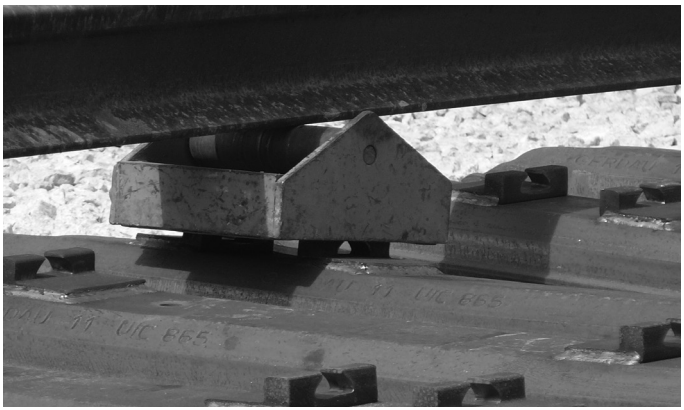


Figura 300 - Detalhe do rolete para o ATT

Deve-se, então, vibrar a barra em toda a extensão sobre roletes com marrão de bronze ou cobre de 5 kg de peso, de forma a vencer o atrito estático nos roletes e completar a expansão da barra. Retirar os roletes com a imediata recolocação da fixação nas zonas de respiração do TLS. Nessas extensões, a fixação deve ser completa, podendo a extensão da zona neutra receber inicialmente fixação alternada na base de 1 dormente sim e 10 não, e que será completada a qualquer temperatura.

Posteriormente, executar a solda na extremidade que não tinha o topo desalinhado em relação à outra barra. Depois de retirar o excesso de trilho da extremidade desalinhada do topo após o ATT, pode-se então fazer a solda de topo ou realizar a tala de junção. O alívio de tensões térmicas deverá obrigatoriamente ser executado nas duas barras (trilhos direito e esquerdo), simultaneamente. Em nenhum caso poderá ser feito em apenas uma das barras.

15.18.2 ATT fora da FTN – Método da Barra Única

Como a execução do ATT vai ser realizada fora da FTN e abaixo do limite inferior, devem-se compensar as tensões oriundas das variações de temperatura fora da faixa neutra. Uma das maneiras de compensar é aplicar tensões por meio de equipamento, a fim de neutralizar as tensões térmicas.

Para temperaturas abaixo da temperatura mínima da FTN, deve-se alongar a barra do trilho por meio de um equipamento hidráulico de tracionar trilhos com capacidade mínima de 60 toneladas, equipado com mordentes adequados a não danificar o trilho. Tal processo será usado a temperaturas inferiores à temperatura mínima da FTN e acima de 10 C, e se resume em alongar o trilho de um comprimento *L*, que seria atingido por uma dilatação normal, para uma variação de temperatura como apresentada a seguir:

$$\Delta t = t_n - t_o$$

Onde:

Δt - variação de temperatura (ºC)
t_n - temperatura neutra de referência (ºC)
t_o - temperatura neutra de referência (ºC)

Assim, deve ser removida a fixação a partir da junta a ser aliviada. Antes ou durante a soldagem, deve-se desfazer a outra junta oposta, desalinhando suas extremidades de maneira a permitir livre dilatação. Vinte

minutos após a corrida da solda, procede-se o levantamento do TLS e coloca-o sobre roletes distribuídos de 12 em 12 metros. Logo após, reaplica os grampos nos 12 metros iniciais do TLS. Como visto anteriormente, procede-se a vibração de todo o trilho por meio de golpes de marrão de cobre ou bronze para que seja vencido o atrito estático nos roletes e se complete a expansão natural da barra. Calcula-se o alongamento que a barra deverá alcançar por tração pela multiplicação de 0,0115 pelo comprimento total da barra sem fixação (solta), e pela diferença entre a TN e aquela medida no trilho (To).

ou seja,
$$\begin{cases} \Delta L = 0{,}0115 \times L \times \Delta T \ (mm) \\ L = (m) \\ \Delta T = (^{\circ}C) \end{cases}$$

Depois, monta-se o tracionador hidráulico na extremidade desalinhada do TLS e desenham-se marcas de referência a partir de junta alinhada até a junta desalinhada, em intervalos iguais e em número que permita fácil divisão. No caso de TLS com 216 m de comprimento, seriam demarcados, por exemplo, 6 intervalos de 36 m cada.

16 SUPERESTRUTURA – GRADE DA FERROVIA E ASSENTAMENTO DA LINHA

Este capítulo apresenta, ao fim de todas as explicações sobre os elementos componentes de uma ferrovia, como efetivamente construir a estrada de ferro unindo todos os elementos estudados. Assim, será apresentado a seguir o conceito de grade da ferrovia e assentamento da linha.

16.1 GRADE DA FERROVIA

A grade da ferrovia é formada pelo dormente mais o trilho e os elementos de fixação (Figura 301 e Figura 302). Ela é preparada antes de se colocar o sublastro e o lastro. Depois de pronta, ela é levantada, coloca-se o sublastro e o lastro e procede-se a socaria, ou seja, a compactação do lastro, que já foi explicada anteriormente.

Figura 301 - Grade de ferrovia

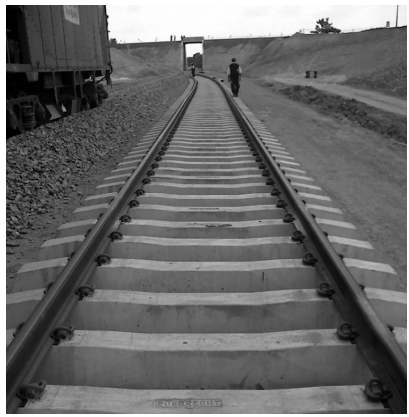


Figura 302 - Grade ferroviária

16.2 ASSENTAMENTO DA LINHA

A diretriz da estrada já deve ter suas estacas marcadas na plataforma. Os dormentes são espalhados seguindo o espaçamento da taxa de dormentação (de centro a centro do dormente) ao longo da diretriz (Figura 303 e Figura 304). Eles devem estar o mais centralizado possível em relação à diretriz.

Os trilhos são espalhados no centro dos dormentes (Figura 305 e Figura 306) e depois são assentados nas placas de apoio. Em seguida, move-se o trilho para essas placas de apoio. Deve-se sempre avaliar a bitola por meio da régua bitoladora.

Se houver juntas no trecho, elas devem ser colocadas só com três parafusos, e frouxos, para serem apertados no final do serviço. Não devem ser colocados todos os acessórios de fixação; colocam-se alternadamente, fixando-se um e pulando outro, podendo pular dois. A essa situação denomina-se linha pontilhada ou ponteada.

Figura 303 - Distribuição de dormentes ao longo da via

Figura 304 - Distribuição de dormentes ao longo da via

Figura 305 – Distribuição dos trilhos sobre dormentes

Figura 306 - Distribuição dos trilhos sobre dormentes

Figura 307 - Colocação dos trilhos sobre as placas de apoio

Figura 308 - Colocação dos trilhos sobre as placas de apoio

Após o lançamento dos dormentes e do trilho, a grade ferroviária está pronta. A partir deste ponto, três etapas se sucedem: 1) Puxamento; 2) Lastreamento e Nivelamento; e 3) Acabamento.

No puxamento da linha, busca-se dar o efetivo alinhamento dela. Para isso, como visto, paralelo aos piquetes que demarcam a diretriz, devem existir as testemunhas, e, por elas e pela topografia (Figura 309), vai se alinhando as linhas de trilho. Caso sejam realizadas pequenas manutenções na linha, esse processo muitas vezes é realizado de forma man-

ual, visualizando o brilho do topo do boleto para verificar se a linha está alinhada (Figura 310). Quando fora de alinhamento, a grade deve ser puxada para a posição certa. Obviamente que isso só funciona para os trechos em tangente.

No caso de curvas onde o alinhamento seria praticamente impossível de ser realizado, utilizam-se então as cordas, conforme estudado anteriormente. Usa-se normalmente uma corda de 10,0 ou 20,0 metros e calcula-se a flecha correspondente pela fórmula: $f = \frac{c^2}{8\,R}$

A cada metade de comprimento de corda, lança-se a próxima flecha e vai "arredondando" por meio do puxamento do trilho/grade. Esse puxamento se dá por meio de macacos hidráulicos ou mesmo correntes.

Figura 309 - Alinhamento da linha utilizando a topografia

Figura 310 - Alinhamento da linha de forma manual

Uma vez terminado o puxamento da linha, procede-se a pregação de todos os elementos de fixação e apertam-se os parafusos das juntas. É feita, então, a distribuição de lastro. Depois, levanta-se a grade por meio de macacos ou máquinas socadoras/niveladoras. Procede-se a socaria do lastro, repetindo-se esse procedimento até chegar na altura do lastro calculado.

Por fim, é realizado o acabamento, que consiste em tirar o excesso de lastro entre os trilhos, fazer a varrição, acertar e dar acabamento nas ombreiras de lastro e verifcar se todos os acessórios de fixação estão no local correto e se todas as talas de junção estão com seus respectivos parafusos.

17 SUPERESTRUTURA – MÁQUINAS DE VIA

Neste capítulo pretende-se apresentar de maneira geral as principais máquinas de via que servem para a construção e manutenção da superestrutura ferroviária.

17.1 CARRO ULTRASSOM

O carro ultrassom (Figura 311) tem por função executar a inspeção para detectar descontinuidade interna no trilho. Ele obtém, por meios de seus equipamentos, informações para a manutenção da via permanente referentes a descontinuidades internas nos trilhos (trincas transversais, trincas longitudinais, porosidades, etc.), para que possa ser programada com antecedência a retirada dos trilhos com os defeitos internos citados, antes que estes falhem em serviço.

Figura 311 - Carro ultrassom

17.2 CARRO-CONTROLE

O carro-controle (Figura 312) tem por função principal realizar a medição dos parâmetros geométricos da linha. Por meio dele, a manutenção da via permanente pode obter informações referentes à geometria da linha e da região dos aparelhos de mudança da via (AMVs) e quanto a empeno, alin-

hamento transversal e nivelamento longitudinal, comparando os resultados com parâmetros preestabelecidos de acordo com a classe da ferrovia, para que esta programe suas manutenções corretivas e preventivas.

Figura 312 - Carro-controle

17.3 ESMERILHADORA DE TRILHO

A máquina esmerilhadora de trilho tem por função manter a superfície de rolamento dos trilhos de acordo com os padrões de segurança operacional, por meio do esmerilhamento, conformando os trilhos de acordo com o padrão adotado pela ferrovia, eliminando defeitos superficiais (*head-checks*, *flaking*, *spalling*, etc.).

Figura 313 - Esmerilhadora de trilho

17.4 REGULADORA DE LASTRO

A reguladora de lastro (Figura 314) tem a função de regularizar o lastro da linha, definindo suas características geométricas iniciais de ombro e inclinação de talude, bem como preparar a linha para o recebimento da socaria do lastro, tanto em manutenção como em construção.

Figura 314 - Reguladora de lastro

17.5 MÁQUINA SOCADORA

A socadora tem por função manter a geometria da linha (alinhamento e nivelamento) de acordo com os parâmetros de segurança operacional e compactar o lastro da via, recuperando sua capacidade de suporte aos esforços solicitantes.

Figura 315 - Socadora de lastro

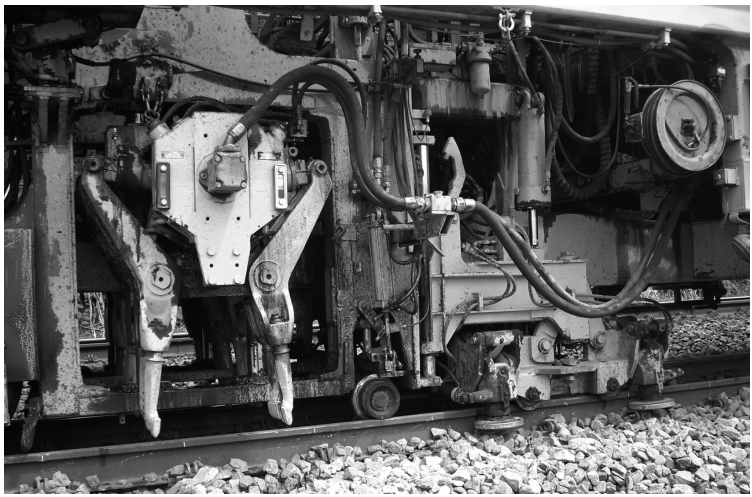


Figura 316 - Detalhe das patas de socaria (fora do lastro) da socadora de lastro

Figura 317 - Detalhe das patas de socaria (dentro do lastro) da socadora de lastro

17.6 SOCADORA DE CHAVE

É uma socadora específica para a manutenção corretiva e preventiva dos Aparelhos de Mudança de Via (AMV). Como a socadora convencional, ela tem por função manter a geometria do AMV (alinhamento e nivelamento) de acordo com os parâmetros de segurança operacional e compactar o lastro da região do AMV (também chamado de chave), recuperando sua capacidade de suporte aos esforços solicitantes.

Figura 318 - Socadora de chave

17.7 MÁQUINA DESGUARNECEDORA DE LASTRO

A função principal desta máquina (Figura 319, Figura 320 e Figura 321) é realizar o desguarnecimento de lastro, ou seja, a retirado do lastro para reduzir sua contaminação por minério de ferro, recuperando, assim, as características físico-mecânicas de elasticidade e suporte do lastro ferroviário.

Figura 319 - Desguarnecedora de lastro

Figura 320 – Detalhe da desguarnecedora de lastro

Figura 321 - Detalhe da desguarnecedora de lastro

Após o desguarnecimento do lastro, a máquina peneira-o, e o que estiver dentro da granulometria adequada é devolvido (Figura 322) para a via, a fim de ser socado pela socadora de lastro.

Figura 322 - Desguarnecedora de lastro repondo lastro após ter sido peneirado

17.8 MÁQUINA MULTIFUNÇÃO (SOCADORA E REGULADORA)

Como o nome sugere, esta máquina multifunção (Figura 323) executa socaria, nivelamento e alinhamento de linha e AMVs, e, também, a regularização do lastro.

Assim, ela tem a função de manter a geometria da linha (alinhamento e nivelamento) de acordo com os parâmetros de segurança operacional, compactar o lastro da via, recuperando sua capacidade de suporte aos esforços solicitantes, fazer carga e descarga de material e o transporte de equipe de manutenção da via.

Figura 323 - Socadora e reguladora de lastro

17.9 REPERFILADORA DE TRILHOS

A reperfiladora de trilhos tem por função eliminar os defeitos superficiais que não podem mais ser retirados do trilho pelo processo de esmerilhamento, recuperando-os para a circulação de trens.

Figura 324 - Reperfiladora de trilho

BIBLIOGRAFIA

ARMSTRONG, J. H. **Railroad**: What it is, What it does. 4 ed. New York: Simmons-Boardman Pub Co, 1998.

ANTT. **Agência Nacional de Transportes Terrestres**. Disponível em: <www.antt.gov.br> Acesso em: 10 abr. 2011.

BONNET, C. F. **Practical Railway Engineering**. ed. 2. London: Imperial College Press – World Scientific Pub Co, 2005.

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria Executiva. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de recuperação de pontes e viadutos rodoviários**. Rio de Janeiro, 2010. 159p.

BRASIL. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação do Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de inspeção de pontes rodoviárias**. ed. 2. Rio de Janeiro, 2004. 253p.

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria Executiva. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de implantação básica de rodovia**. ed. 3. Rio de Janeiro, 2010. 617p.

BRASIL. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. **Manual de drenagem de rodovias**. ed. 2. Rio de Janeiro, 2006. 304p.

BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Divisão de Capacitação Tecnológica. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**. Rio de Janeiro, 1996. 225p.

BRINA, H. L. **Estradas de Ferro**. v. 1. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979.

_____. **Estradas de Ferro**. v. 2. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos S.A., 1982.

GARCIA LOMAS, J. M. **Tratado de Explotación de Ferrocarriles**. Madrid: La Via, 1965.

HAY, W. W. **Railroad Engineering**. ed. 2. New York: Wiley-Interscience, 1982.

RIVES, F. O.; MÉNDEZ, M. R.; PUENTE, M. J. M. **Tratado de Explotación de Ferrocarriles (Planificación)**, vol. 1. Madri: Rueda, 1983.

RIVES, F. O.; MÉNDEZ, M. R.; PUENTE, M. J. M. **Tratado de Ferrocarriles**. vol. 2. Madri: Rueda, 1980.

ROSA, R. A. **Ferrovias**: Conceitos essenciais. Vitória: Instituto Histórico e Geográfico do Espírito Santo, 2004.

VALE. Engenharia de Transportes. **Manual Técnico da Via Permanente.** Relatório Interno. 2009.

APÊNDICE 1

São apresentados neste apêndice alguns conceitos e ensaios importantes de Mecânica dos Solos para atestar a qualidade de um serviço de terraplenagem.

1) Limites de Atterberg (Limites de Consistência) - NBR 7180

Os Limites de Atterberg (Figura 1) definem a consistência de um solo. Existem quatro estados de consistência: 1) líquido; 2) plástico; 3) semissólido; e 4) sólido. No estado líquido, o solo tem um comportamento semelhante ao de um fluido. No estado plástico, o material é moldável e deforma sem ruptura ou aparecimento de trincas. No estado semissólido, as deformações geram trincas. No estado sólido, o solo ainda retém umidade, mas a sua perda não provoca variação volumétrica.

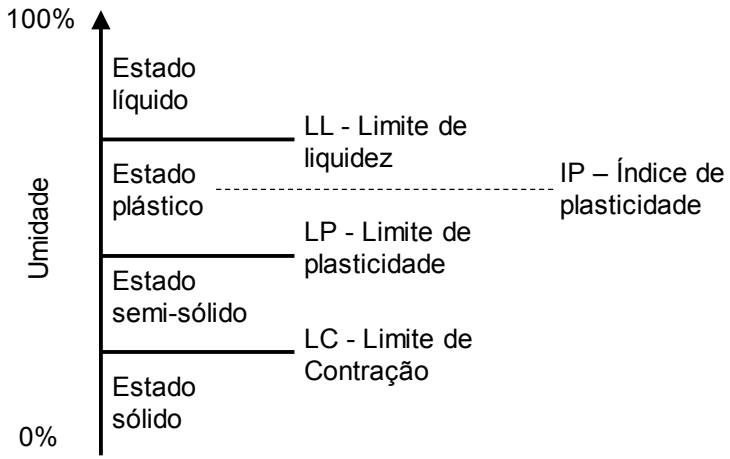


Figura 1 - Limites de Atterberg

2) Ensaio Limite de Liquidez (LL) - Norma NBR 6459

O Limite de Liquidez (LL) é o teor em água acima do qual o solo adquire o comportamento de um líquido. É possível determinar o limite de liquidez de um solo por meio de dois dispositivos (Figura 2): a concha de Casagrande e o penetrômetro de cone.

O limite de liquidez é definido como o teor de umidade do solo com o qual uma ranhura nele feita requer 25 golpes para se fechar numa concha.

Figura 2 - Concha de Casagrande e penetrômetro de cone

3) Limite de Plasticidade (LP) - Norma NBR 7180

O Limite de Plasticidade (LP) é o teor de umidade abaixo do qual o solo passa do estado plástico para o estado semissólido, ou seja, ele perde a capacidade de ser moldado e passa a ficar quebradiço.

O ensaio de determinação do Limite de Plasticidade consiste, basicamente, em se determinar a umidade do solo quando uma amostra co-

meça a fraturar ao ser moldada com a mão sobre uma placa de vidro, na forma de um cilindro com cerca de 10 cm de comprimento e 3 mm de diâmetro.

4) Índice de Plasticidade (IP)

O Índice de Plasticidade (IP) é obtido através da diferença numérica entre o Limite de Liquidez (LL) e o Limite de Plasticidade (LP), ou seja:

$$IP = LL - LP.$$

O IP é expresso em porcentagem e pode ser interpretado, em função da massa de uma amostra, como a quantidade máxima de água que pode lhe ser adicionada, a partir de seu Limite de Plasticidade, de modo que o solo mantenha a sua consistência plástica.

Na Tabela 1 pode ser vista a classificação do solo em função do seu Índice de Plasticidade.

Tabela 1 - Classificação do solo em função do Índice de Plasticidade

IP = 0	solo não plástico
1 < IP < 7	solo de baixa plasticidade
7 < IP < 15	solo de plasticidade média
IP > 15	solo de alta plasticidade

5) Índice de Consistência (IC)

O Índice de Consistência (IC) dá a proporção de umidade natural na amostra de solo. É obtido através da diferença numérica entre o Limite de Liquidez (LL) e a umidade (w) dividido pelo Índice de Plasticidade (IP), ou seja:

$$IC = (LL - w) / IP.$$

Dá a proporção de umidade natural da amostra do solo, também definida como coesão. Define a maior ou menor dureza em que a argila é encontrada na natureza.

Na Tabela 2 pode ser vista a classificação do solo em função do seu Índice de Consistência.

Tabela 2 - Classificação dos solos em função do Índice de Consistência

IC < 0	Muito moles Consistência de vaza
0 < IC < 0,5	Plástica mole
0,5 < IC < 0,75	Plástica média
0,75 < IC < 1,0	Plástica rija
IC > 1,0	Consistência dura

6) Limite de Contração (LC) - Norma NBR 7183/82

O Limite de Contração (LC) é o teor de umidade abaixo do qual o solo não varia mais de volume em um processo de secagem.

APÊNDICE 2

Este apêndice apresenta um resumo dos principais indicadores estabelecidos pela empresa Valec Engenharia, Construções e Ferrovias S.A (http://valec.gov.br/), que atualmente projeta e constrói todas as ferrovias sob a responsabilidade do Governo Brasileiro. As normas e todos os seus detalhes podem ser encontradas no sítio da internet http://valec.gov.br/ConhecaNormasTecnicas.php.

1) Especificações para a compactação (Valec 80-ES-028A-20-8003 Rev1)

Na execução do corpo do aterro não será permitido o uso de solo que tenha ISC ≤ 2% e expansão maior do que 4% (item 5 I). Os últimos 60 cm do aterro, a camada final, devem ser constituídos de solos selecionados na fase de projeto, entre os melhores disponíveis, com ISC ≥ 8% e expansão < 2% (item 5 II).

No caso de aterro cujo material seja proveniente de corte e apresente valor de expansão maior que 2% e ISC menor que 8%, os últimos 60 cm devem ser executados com material com valor de expansão menor que 2% e ISC maior que 8% (item 7.1.1 q).

Na construção do aterro, podem ser empregados trator de lâmina, escavo-transportador, moto-escavo-transportador, caminhão basculante, motoniveladora, grade e rolo liso, de pneus, pé-de-carneiro, estático e vibratório (item 6.1 b).

O equipamento a ser empregado deve ser do tipo pé-de-carneiro estático. Não é permitido o uso de compactador manual ou de rolo liso vibratório (item 6.2).

O lançamento do material para a construção de aterro deve ser feito em camadas sucessivas, em toda a largura da seção transversal dele e em extensões tais que permitam seu umedecimento e compactação de acordo com o previsto nesta especificação (item 7.1.1 f).

Para o corpo do aterro, a espessura de cada camada compactada não deve ultrapassar 30 cm (item 7.1.1 f). Para os 60 cm finais do aterro, as camadas de solo compactado não devem ter espessura superior a 20 cm (item 7.1.1 f). Todas as camadas devem ser convenientemente compactadas conforme definição de projeto, segundo a metodologia descrita a seguir:

I. para o corpo do aterro, na umidade ótima, em torno de 3%, até ser obtido o grau de compactação correspondente a 95% da massa específica aparente seca do ensaio de Proctor normal, segundo norma DNER-ME 092/94 (item 7.1.1 g I).

II. para as camadas finais, isto é, os 60 cm finais, o grau de compactação deve corresponder a 100% da massa específica aparente máxima e seca do referido ensaio (item 7.1.1 g II).

III. os segmentos que não atingirem as condições mínimas de compactação devem ser escarificados, homogeneizados, levados à umidade ótima e novamente compactados, de acordo com a massa específica aparente seca exigida (item 7.1.1 g III).

Para o controle do corpo do aterro (item 8.1.1 a até e) devem ser realizados os seguintes ensaios:

a) 1 (um) ensaio de compactação, segundo o método de ensaio indicado na norma NBR 7182, da ABNT, para cada 1.000 m^3 de material do corpo do aterro (item 8.1.1 a);

b) 1 (um) ensaio de compactação, segundo o método de ensaio indicado na norma NBR 7182, da ABNT, para cada 200 m^3 de material de camada final do aterro (item 8.1.1 b);

c) 1 (um) ensaio de granulometria como indicado na norma NBR 7181, 1 (um) de limite de liquidez conforme NBR 6459 e 1 (um) ensaio de limite de plasticidade, conforme NBR 7180, da ABNT, para todo um grupo de dez amostras submetidas ao ensaio de compactação citado em 8.1.1 a (item 8.1.1 c).

d) 1 (um) ensaio de granulometria como prescrito na norma NBR 7181, 1 (um) do limite de liquidez, conforme NBR 6459 e 1 (um) de limite de plasticidade conforme NBR 7180, da ABNT, para camadas finais do aterro, para todo um grupo de quatro amostras submetidas ao ensaio de compactação citado em 8.1.1 b (item 8.1.1 d).

e) 1 (um) ensaio de Índice de Suporte Califórnia, para a camada final, com a energia, como prescrito na norma NBR 9895, da ABNT, para cada grupo de quatro amostras submetidas ao ensaio de compactação citado em 8.1.1 b (item 8.1.1 e).

As determinações do grau de compactação (GC) serão realizadas utilizando-se os valores da massa específica aparente seca de laboratório e da massa específica aparente "in situ", obtida no campo. Nesse caso, deverão ser obedecidos os limites seguintes: 1) Corpo do aterro deve possuir GC ≥ 95%; e 2) Camadas finais GC ≥ 100% (item 8.3.3 a até e). A expansão, determinada no ensaio de ISC, deverá sempre apresentar os seguintes resultados: 1) corpo do aterro: ISC ≥ 2% e expansão ≤ 4%; e 2) camadas finais: ISC ≥ 8% e expansão ≤ 2% (item 9.1).

Esta publicação foi composta utilizando-se as famílias tipográficas
Warnock Pro, Sansation e Kelson.

É permitida a reprodução parcial desta obra, desde que citada a
fonte e que não seja para qualquer fim comercial.

EDUFES