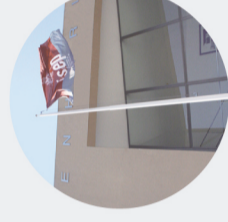




Especificações Técnicas da Via-Férrea

MARIO RUI SANTOS VIANA DIOGO LEITE

outubro de 2017



Especificações Técnicas da Via-Férrea

MARIO RUI SANTOS VIANA DIOGO LEITE
Outubro de 2017



ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DA VIA-FÉRREA

MÁRIO RUI SANTOS VIANA DIOGO LEITE

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE INFRAESTRUTURAS

Orientador: Maria da Fátima Guimarães Faria Portela Moreira

OUTUBRO DE 2017

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Índice de Texto	ix
Índice de Figuras.....	xv
Índice de Tabelas.....	xxiii
Abreviaturas	xxv
1 Introdução.....	1
2 Referências Históricas.....	5
3 A Infraestrutura.....	15
4 A Superestrutura.....	27
5 Especificações da via-férrea.....	87
6 Análise das solicitações.....	115
7 Aparelhos de mudança de via.....	125
8 Sinalização.....	137
9 Inspeção e Manutenção.....	155
10 Legislação	177
11 Considerações finais.....	189
12 Bibliografia.....	193

RESUMO

A dissertação inicia-se por uma introdução relativa ao aparecimento dos caminhos de ferro, no contexto mundial e nacional, reproduzindo resumidamente a história da evolução das vias férreas, desde o seu início até aos dias de hoje.

Este trabalho faz uma apresentação da constituição da via-férrea, dividindo-a em infraestrutura e superestrutura ferroviária. Dos trabalhos relativos à infraestrutura, esta dissertação está mais direcionada em definir a constituição da subestrutura ferroviária, identificando as várias camadas existentes, causas para a sua degradação, bem como uma das soluções mais utilizadas neste tipo de via, no caso, a aplicação de geossintéticos como reforço da subestrutura. Em relação à superestrutura, são descritos os três tipos possíveis de conceção de vias-férreas; nomeadamente a via balastrada, via não balastrada, e vias mistas. No capítulo da superestrutura ferroviária depois da apresentação de cada material constituinte das vias férreas são descritas as suas patologias e os diferentes métodos de dimensionamento de cada componente. São apontadas algumas vantagens e desvantagens da solução tradicional, em via balastrada, em comparação com a via não balastrada.

Através da Norma Europeia ENV 13803-1 de 2007, são descritos neste relatório os diferentes parâmetros de traçado que têm de ser cumpridos, aquando da fase de projeto, relacionados com a segurança e o conforto. São também apresentadas as principais ações exercidas pelos comboios sobre a via-férrea, bem como o método de cálculo. De modo a complementar o estudo realizado sobre a via-férrea, são identificados, nesta dissertação, os diferentes aparelhos de mudança de via existentes, bem como a sinalização utilizada na Rede Ferroviária Portuguesa.

A qualidade da geometria da superestrutura ferroviária é um fator importante na determinação da velocidade e das condições de segurança da circulação das composições ferroviárias. De modo a verificar e manter essa geometria de via é necessário realizar inspeção e manutenção na via-férrea.

Palavras-chave: Via-férrea, Infraestrutura, Subestrutura, Superestrutura, Parâmetros de traçado, Solicitações, Inspeção e manutenção, Sinalização ferroviária, Material de via, Patologias

ABSTRACT

The dissertation begins with an introduction concerning the appearance of the railways, in the world and national context, briefly retelling the history of the evolution of the rail track, since its beginning to the present day.

This report presents the constitution of the railway, dividing it into railway infrastructure and railway superstructure. From the work on infrastructure, this dissertation is more focused on defining the structure of the railway substructure, identifying the different layers, causes for its degradation, and the solutions for these types of road, in this case, and the application of geosynthetics as reinforcement of the substructure. In relation to the superstructure, the three possible types of railway design are described: ballast tracks, non-ballasted track, and mixed tracks. In the chapter of the railway superstructure after the presentation of its materials, are described their pathologies and the different methods of designing of each component. Some advantages and disadvantages of the traditional solutions are pointed out in ballast compared to the non-ballast.

Through the European Standard ENV 13803-1 of 2007, this report describes the different track alignment parameters that must be met during the design phase related to safety and comfort. Presented the main actions carried out by the trains on the railroad, as well as the method of calculation. In order to complement the study carried out on the railroad, in this dissertation, the different switches and crossings devices are identified, as well as the signaling used in the Portuguese Railroad Network.

The geometry quality of the railway superstructure is an important factor in determining the velocity and safety conditions of the train compositions circulation. In order to verify and maintain this track geometry, it is necessary to perform inspection and maintenance on the track.

Keywords: Railway, Infrastructure, Substructure, Superstructure, Track parameters, Requests, Inspection and maintenance, Railway signaling, Track material, Pathologies

ÍNDICE DE TEXTO

1	Introdução.....	1
1.1	Enquadramento	1
1.2	Objetivos.....	2
1.3	Metodologia.....	2
1.4	Estrutura do trabalho.....	3
2	Referências Históricas.....	5
2.1	A evolução do caminho de ferro.....	5
2.2	A evolução do caminho de ferro em Portugal.....	8
3	A Infraestrutura.....	15
3.1	Subestrutura	16
3.1.1	Fundação de via.....	16
3.1.2	Camada de coroamento	18
3.1.3	Camada de sub-balastro.....	18
3.2	Mecanismos de degradação da subestrutura	20
3.2.1	Desgaste da plataforma e bombagem de finos.....	20
3.2.2	Rotura progressiva por corte.....	21
3.2.3	Deformação plástica excessiva.....	21
3.2.4	Rotura global da fundação	22
3.2.5	Liquefação dos solos.....	22

3.2.6	Assentamentos por consolidação de camadas.....	23
3.2.7	Congelamento dos solos devido a ação do gelo.....	23
3.3	Geossintéticos como reforço da subestrutura.....	24
4	A Superestrutura	27
4.1	Balastro	28
4.1.1	Análise comportamental do balastro	31
4.1.1.1	Tensão na superfície superior do balastro	31
4.1.1.2	Tensão na superfície inferior do balastro.....	32
4.1.1.3	Tensão na superfície admissível da plataforma	33
4.1.1.4	Espessura da camada de balastro	33
4.1.2	Patologias do balastro	34
4.2	Travessas.....	35
4.2.1	Travessas de madeira	36
4.2.1.1	Vantagens e desvantagens das travessas de madeira	38
4.2.1.2	Patologias nas travessas de madeira.....	38
4.2.2	Travessas metálicas	39
4.2.2.1	Vantagens e desvantagens das travessas metálicas	40
4.2.2.2	Patologias nas travessas metálicas.....	40
4.2.3	Travessas de betão	41
4.2.3.1	Vantagens e desvantagens das travessas de betão	44
4.2.3.2	Patologias nas travessas de betão.....	44
4.2.4	Travessas de material compósito	45
4.2.4.1	Vantagens e desvantagens das travessas de material compósito	46
4.2.5	Análise comportamental da travessa	47
4.2.5.1	Momento fletor – métodos empíricos	47
4.2.5.2	Tensões máximas admissíveis	48

4.3	Carril.....	48
4.3.1	Barras longas soldadas	54
4.3.2	Análise comportamental do carril	57
4.3.2.1	Momento fletor máximo.....	58
4.3.2.2	Tensões admissíveis – resistência à tração	59
4.3.2.3	Tensões tangenciais	60
4.3.3	Patologias do carril	60
4.4	Elementos de fixação.....	66
4.4.1	Fixações rígidas.....	66
4.4.2	Fixações elásticas.....	67
4.4.3	Patologias dos elementos de fixação	70
4.5	Via não balastrada	70
4.5.1	Via não balastrada em mistura betuminosa.....	71
4.5.2	Via não balastrada em laje	73
4.6	Via balastrada VS via não balastrada.....	80
4.6.1	Vantagens e desvantagens da via balastrada.....	80
4.6.2	Vantagens e desvantagens da via não balastrada.....	82
4.7	Via de apoio misto	84
5	Especificações geométricas da via-férrea	87
5.1	Características da linha férrea	87
5.1.1	Número de vias.....	87
5.1.2	Bitola de via	88
5.1.3	O Tombo	90
5.1.4	Conicidade equivalente	90
5.1.5	Sobrelargura	92
5.1.6	Gabarit	93

5.2	Parâmetros de projeto de traçado de via	96
5.2.1	Escala	97
5.2.2	Insuficiência de escala	100
5.2.3	Excesso de escala	103
5.2.4	Velocidades máximas e mínimas de circulação	104
5.2.5	Raios mínimos.....	105
5.2.6	Variação da escala em função do tempo.....	106
5.2.7	Variação da escala em função do comprimento	108
5.2.8	Variação da insuficiência de escala em função do tempo.....	109
5.2.9	Curvas de transição.....	111
5.2.10	Curvas circulares e alinhamentos retos.....	111
5.2.11	Curvas verticais	112
5.2.12	Raio das curvas verticais.....	113
5.2.13	Aceleração vertical.....	114
6	Análise das solicitações	115
6.1	Esforços verticais.....	116
6.1.1	Incremento da solicitação vertical em curva (P).....	118
6.1.2	Incremento da solicitação vertical por aceleração ou frenagem (ψ)	120
6.1.3	Incremento da solicitação vertical devido aos movimentos anormais (φ)	120
6.2	Esforços transversais.....	121
6.3	Esforços Longitudinais	123
7	Aparelhos de mudança de via	125
7.1	Aparelhos de mudança de via simples.....	125
7.2	Diagonais de ligação.....	132
7.3	Atravessamentos ordinários	132
7.3.1	Atravessamentos retangulares.....	132

7.3.2	Atravessamentos oblíquos	133
7.4	Atravessamentos à inglesa	134
7.5	Junções ou Bretelles	134
7.6	Aparelhos de mudança de via especiais	135
7.6.1	Giradores	135
7.6.2	Carretão	135
7.6.3	Triângulo de reversão	136
8	Sinalização	137
8.1	Sinais fixos fundamentais	139
8.1.1	Sinais principais de indicação	139
8.1.2	Sinais de velocidade máxima	142
8.1.3	Sinais de tração elétrica	143
8.2	Sinais fixos auxiliares	145
8.2.1	Indicadores de aproximação	145
8.2.2	Indicadores de direção	146
8.2.3	Sinais secundários de indicação	148
8.3	Sinais portáteis	152
9	Inspeção e Manutenção	155
9.1	Inspeção ferroviária	156
9.1.1	Parâmetros geométricos da via	157
9.1.2	Valores limite de avaliação da via	161
9.1.3	Veículos de inspeção da via	163
9.1.3.1	Equipamentos de avaliação manuais	163
9.1.3.2	Equipamentos de avaliação automáticos	165
9.2	Manutenção ferroviária	167
9.2.1	Ações de manutenção	169

ÍNDICE DE TEXTO

9.2.2	Equipamentos de manutenção mecânica	172
9.2.1	Equipamentos de manutenção manual.....	175
10	Legislação.....	177
10.1	Normas Portuguesas (NP)	177
10.2	Normas Europeias (EN)	183
11	Considerações finais	189
11.1	Conclusões.....	189
11.2	Desenvolvimentos futuros	190
12	Bibliografia.....	193

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - George Stephenson (britannica, 2016).....	5
Fig. 2.2 - Via-Férrea e a 2ª Guerra Mundial (wikipédia, 2016).....	6
Fig. 2.3 - Fontes Pereira de Melo (wikipédia, 2016).....	8
Fig. 2.4 - D. José de Salamanca (wikipédia, 2016).....	9
Fig. 2.5 - Ponte D. Maria Pia, Porto (wikipédia, 2016).....	9
Fig. 2.6 - Gare do Oriente, Lisboa (wikipédia, 2016).....	11
Fig. 2.7 - Rede Ferroviária Portuguesa (IP - Diretório de rede, 2016).....	13
Fig. 3.1 - Representação da via-férrea em corte transversal (Fortunato, 2005).....	15
Fig. 3.2 - Subestrutura ferroviária utilizando mistura betuminosa (Ferreira, 2007).....	19
Fig. 3.3 - Desenvolvimento progressivo de uma rotura por corte (Li, 1994).....	21
Fig. 3.4 - Formação de bolsas de balastro na fundação de solos moles (Li e Seling, 1995).....	22
Fig. 3.5 - Rotura global por corte (Li, 1994).....	22
Fig. 3.6 - Aplicações dos geossintéticos num projeto ferroviário (Tavares, 2009).....	25
Fig. 4.1 - Superestrutura de uma via balastrada no sentido transversal (Vale, 2010).....	27
Fig. 4.2 - Superestrutura de uma via balastrada no sentido longitudinal (Vale, 2010).....	28
Fig. 4.3 - Tipo de materiais utilizados em travessas.....	35
Fig. 4.4 - Sabotagem em travessa de madeira (Ferreira, 2010).....	37
Fig. 4.5 - Travessa metálica (Nabais, 2015).....	39
Fig. 4.6 - Travessa monobloco (Luís, 2013).....	41
Fig. 4.7 - Travessa bibloco (Luís, 2013).....	42
Fig. 4.8 - Secção longitudinal do bloco (Nabais, 2015).....	42

Fig. 4.9 - Wide Sleeper Track (Oliveira, 2012)	43
Fig. 4.10 - Sleeper Frame (Pita, 2006)	43
Fig. 4.11 - Travessas de material compósito (Oliveira, 2012).....	45
Fig. 4.12 - Grooved rail (Profillidis, 2006)	49
Fig. 4.13 - Double-headed rail (Profillidis, 2006)	49
Fig. 4.14 - Carril Vignole (Nabais, 2015)	50
Fig. 4.15 - Carril Vignole, UIC 54 (NP EN 13674-1, 2014).....	52
Fig. 4.16 - Carril Vignole, UIC 60 (NP EN 13674-1, 2014).....	52
Fig. 4.17 - Aparelho de dilatação unidirecional (Gonçalves, 2014)	57
Fig. 4.18 - Aparelho de dilatação bidirecional (Gonçalves, 2014)	57
Fig. 4.19 - Área de apoio da travessa bibloco (Mántaras e Rodríguez)	58
Fig. 4.20 - Área de apoio da travessa monobloco (Pita, 2006).....	59
Fig. 4.21 - Fragmentação transversal progressiva (Sousa, 2015)	61
Fig. 4.22 - Fragmentação horizontal (Sousa, 2015)	61
Fig. 4.23 - Fissuração longitudinal vertical (Couto, 2008)	62
Fig. 4.24 - Esmagamento da cabeça do carril (Sousa, 2015)	62
Fig. 4.25 - Esmagamento da face interior do carril (Mourão, 2017)	62
Fig. 4.26 - Desgaste lateral (Couto, 2008)	63
Fig. 4.27 - Ondulação da mesa de rolamento (Sousa, 2015)	63
Fig. 4.28 - Desintegração da superfície de rolamento (Mourão, 2017)	64
Fig 4.29 - Descascamento da superfície do carril (Couto, 2008)	64
Fig. 4.30 - Descascamento lateral da cabeça do carril (Sousa, 2015).....	65
Fig. 4.31 - Corrosão (Sousa, 2015)	65
Fig 4.32 - Prego (Nabais, 2015).....	66
Fig 4.33 - Tirefond (Nabais, 2015)	67
Fig 4.34 - Pregação cruzada (Nabais, 2015).....	67

Fig 4.35 - Sistema de fixação RN (Mántaras e Rodríguez).....	68
Fig 4.36 - Sistema de fixação Nabla (Mántaras e Rodríguez)	68
Fig 4.37 - Sistema de fixação Pandrol (Mántaras e Rodríguez)	68
Fig 4.38 - Sistema de fixação Vosshol (Mántaras e Rodríguez)	68
Fig 4.39 - Sistema de fixação Geo (Manual Didático de Ferrovias, 2012)	69
Fig 4.40 - Sistema de fixação Grampo elástico duplo (Manual Didático de Ferrovias, 2012)	69
Fig 4.41 - Sistema de fixação Deenik (Manual Didático de Ferrovias, 2012)	69
Fig 4.42 - Sistema de fixação Fist (Manual Didático de Ferrovias, 2012)	69
Fig. 4.43 - Esquema transversal da solução SATO (Paixão e Fortunato, 2009	72
Fig. 4.44 - Esquema transversal da solução ATD (Marques, 2013)	72
Fig. 4.45 - Esquema transversal da solução WALTER (Marques, 2013)	72
Fig. 4.46 - Esquema transversal da via com carril embebido na estrutura (Vale, 2010).....	73
Fig. 4.47 - Esquema transversal da via Sonnevile (Casal, 2010)	74
Fig. 4.48 - Esquema transversal da solução Rheda 2000 (Marques, 2013).....	75
Fig. 4.49 - Esquema transversal da solução Züblin (Casal, 2010)	76
Fig. 4.50 - Esquema transversal da solução BTD (Paixão e Fortunato, 2009)	76
Fig. 4.51 - Esquema transversal da solução STEDEF (Vale, 2010)	77
Fig. 4.52 - Pormenor da secção transversal STEDEF (Vale, 2010)	77
Fig. 4.53 - Esquema transversal da solução Bogl (Paixão e Fortunato, 2009).....	78
Fig. 4.54 - Esquema transversal da solução öBB-Porr (Marques, 2013)	79
Fig. 4.55 - Esquema visto de cima da solução AFTRAV (Vale, 2010)	79
Fig. 4.56 - Sub-balastro granular vs sub-balastro betuminoso (Guedelha, 2012).....	84
Fig. 4.57 - Soluções de vias de apoio misto (Sousa, 2015)	85
Fig. 5.1 - Representação esquemática da bitola de via (Nabais, 2015).....	88
Fig. 5.2 - O tombo (Couto, 2007).....	90
Fig. 5.3 – Ângulo do perfil cónico das rodas.....	91

Fig. 5.4 - Gabarit cinemático, em Portugal (IP - Diretório de rede, 2016).....	93
Fig. 5.5 - Gabarit praticados na rede Nacional (IP - Diretório de rede, 2016).....	94
Fig. 5.6 - Gabarit em curva (UIC 505-6)	95
Fig. 5.7 - Gabarit com efeito de escala (Couto, 2007)	95
Fig. 5.8 - Representação esquemática da escala (Couto, 2007).....	97
Fig. 6.1 - Força vertical, transversal e longitudinal (Fernandes, 2011).....	115
Fig. 6.2 - Tensões nos elementos da via devido às forças verticais (Fortunato, 2005)	116
Fig. 6.3 - Circulação em curva (Couto, 2007).....	118
Fig. 6.4 - Momentos gerados em curva (Couto, 2007)	119
Fig. 7.1 - Constituição de um AMV (Manual Didático de Ferrovias, 2012).....	126
Fig. 7.2 - Esquema de AMV à esquerda (Nabais, 2015).....	127
Fig. 7.3 - Esquema de AMV simétrica (Nabais, 2015).....	127
Fig. 7.4 - Esquema de AMV à direita (Nabais, 2015)	127
Fig. 7.5 - Pormenor de Aparelho de mudança de via (Mota, 2012)	128
Fig. 7.6 - Grade agulha (Nabais, 2015).....	128
Fig. 7.7 - O cruzamento (Nabais, 2015)	129
Fig. 7.8 - Desvio Simples com coração curvo (Bugarin, 2008).....	130
Fig. 7.9 - Desvio Simples com coração reto (Bugarin, 2008)	130
Fig. 7.10 - Indicador de limite de resguardo (Cordero, 2016)	131
Fig. 7.11 - Limite de Resguardo (Couto, 2007)	131
Fig. 7.12 - Diagonais de ligação (Nabais, 2015)	132
Fig. 7.13 - Atravessamento retangular (Mántaras e Rodríguez)	133
Fig. 7.14 - Atravessamento oblíquo (Mántaras e Rodríguez)	133
Fig. 7.15 - Atravessamento à Inglesa. Junções simples e duplas (Couto, 2007).....	134
Fig. 7.16 - Junções ou Bretelles (Nabais, 2015)	134
Fig. 7.17 - Girador (Nabais, 2015).....	135

Fig. 7.18 - Carretão (Nabais, 2015).....	136
Fig. 7.19 - Triângulo de reversão (Nabais, 2015).....	136
Fig. 8.1 - Painel de sentido normal e contra via (Trainlogistic)	138
Fig. 8.2 - Paragem absoluta (Trainlogistic)	140
Fig. 8.3 - Paragem permissiva (Trainlogistic).....	140
Fig. 8.4 - Paragem permissiva (Trainlogistic).....	140
Fig. 8.5 - Paragem diferida (Trainlogistic).....	140
Fig. 8.6 - Precaução ao sinal (Trainlogistic)	140
Fig. 8.7 - Precaução ao sinal (Trainlogistic)	141
Fig. 8.8 - Sinal duplo de precaução (Trainlogistic).....	141
Fig. 8.9 - Pré-aviso de precaução (Trainlogistic).....	141
Fig. 8.10 - Via livre (Trainlogistic)	141
Fig. 8.11 - Proibição de manobras (Trainlogistic)	141
Fig. 8.12 - Autorização de manobras (Trainlogistic).....	142
Fig. 8.13 - Início da velocidade máxima autorizada (Trainlogistic)	142
Fig. 8.14 - Implantação de sinalização de velocidade máxima (RGS).....	143
Fig. 8.15 - Implantação de sinalização de velocidade máxima (RGS).....	143
Fig. 8.16 - Baixar pantógrafo: início de manobra (Trainlogistic)	144
Fig. 8.17 - Baixar pantógrafos: manobra terminada (Trainlogistic)	144
Fig. 8.18 - Elevar pantógrafos (Trainlogistic).....	144
Fig. 8.19 - Cortar corrente (Trainlogistic)	144
Fig. 8.20 - Restabelecer corrente (Trainlogistic)	144
Fig. 8.21 - Paragem para unidades motoras de tração elétrica (Trainlogistic)	145
Fig. 8.22 - Aviso de baixar pantógrafos ou corte de corrente (Trainlogistic).....	145
Fig. 8.23 - Indicadores de aproximação (Trainlogistic).....	146
Fig. 8.24 - Implantação de indicadores de aproximação (RGS).....	146

Fig. 8.25 - Indicadores de direção luminosos (RGS)	147
Fig. 8.26 - Indicadores de direção de figura (Trainlogistic)	147
Fig. 8.27 - Indicador de local de paragem (RGS).....	148
Fig. 8.28 - Indicador de aproximação de apeadeiro (RGS)	148
Fig. 8.29 - Indicador de aviso sonoro (Trainlogistic).....	149
Fig. 8.30 - Indicador de entrada em linha de topo (Trainlogistic)	149
Fig. 8.31 - Indicador de posição de agulha (Trainlogistic)	149
Fig. 8.32 - Indicador de posição de agulha talonável (Trainlogistic)	149
Fig. 8.33 - Indicador de mudança de perfil (Trainlogistic)	150
Fig. 8.34 - Indicador quilométrico (RGS).....	150
Fig. 8.35 - Indicador de estação em regime temporária (Trainlogistic)	150
Fig. 8.36 - Indicadores de cantonamento (Trainlogistic)	151
Fig. 8.37 - Indicador de limite de manobras (Trainlogistic)	151
Fig. 8.38 - Indicador de veículos mobilizados (Trainlogistic)	151
Fig. 8.39 - Indicadores de zona de trabalhos (Trainlogistic).....	151
Fig. 8.40 - Indicador de passagem de nível desguardada (Trainlogistic).....	152
Fig. 8.41 - Sinal portátil de paragem (RGS).....	153
Fig. 8.42 - Sinal portátil de precaução (RGS)	153
Fig. 8.43 - Sinal de partida (RGS)	154
Fig. 8.44 - Sinal de passagem (RGS)	154
Fig. 9.1 - Bitola (IT.VIA.018, 2009)	157
Fig. 9.2 - Alargamento e estreitamento de bitola (Silva, 2012).....	158
Fig. 9.3 - Nivelamento longitudinal (IT.VIA.018, 2009).....	158
Fig. 9.4 - Alinhamento (IT.VIA.018, 2009).....	159
Fig. 9.5 - Nivelamento transversal (Silva, 2012)	160
Fig. 9.6 - Empeno (IT.VIA.018, 2009)	160

Fig. 9.7 - KRAB, auscultador de geometria de via (Silva, 2012).....	164
Fig. 9.8 - KRAB, auscultador de geometria de via (Silva,2012).....	164
Fig. 9.9 - Ultrassom, auscultação ultrassónica de carris (Silva, 2012).....	165
Fig. 9.10 - LaiserRail, medição do perfil Transversal do carril (Silva, 2012)	165
Fig. 9.11 - EM 120, Veículo de inspeção geométrica da via (Ferreira, 2010)	166
Fig. 9.12 - IRIS 320, Veículo de inspeção de via de alta velocidade (Rodrigues, 2012).....	167
Fig. 9.13 - Esquema de funcionamento da desguarnecedora-depuradora (Ferreira, 2010)	170
Fig. 9.14 - Carril esmerilado (Silva,2012).....	170
Fig. 9.15 - Deslocamento transversal da via (Rodrigues, 2012)	171
Fig. 9.16 - Substituição integral da via (Rodrigues, 2012)	171
Fig. 9.17 - Desguarnecedora-depuradora (Silva, 2012).....	172
Fig. 9.18 - Atacadeira (Simões, 2008).....	173
Fig. 9.19 - Reguladora (Silva, 2012)	173
Fig. 9.20 - Estabilizadora (Quirino, 2010)	174
Fig. 9.21 - Esmeriladora (Silva, 2012)	174
Fig. 9.22 - Reperfiladora (Simões, 2008)	175
Fig. 9.23 - Martelo compactador (Fergrupo, 2017).....	175
Fig. 9.24 - Tirefonadora hidráulica (Fergrupo, 2017)	175
Fig. 9.25 - Esmeriladora (Fergrupo, 2017).....	175

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 - Classe da capacidade de carga da plataforma (Fortunato, 2005)	17
Tabela 3.2 - Características dos solos para plataformas (Fortunato, 2005).....	17
Tabela 3.3 - Características de um bom solo de coroamento (IP - Caderno de encargos, 2009)	18
Tabela 3.4 - Tipos de geossintéticos e suas principais características (Nabais, 2015)	24
Tabela 4.1 - Valor de aceitação e rejeição do balastro (Fortunato, 2005).....	30
Tabela 4.2 - Características dimensionais e peso das travessas de madeira (Ferreira, 2010)	37
Tabela 4.3 - Vantagens e desvantagens das travessas de madeira	38
Tabela 4.4 - Vantagens e desvantagens das travessas metálicas	40
Tabela 4.5 - Características dimensionais e peso das travessas de betão (Ferreira, 2010)	43
Tabela 4.6 - Vantagens e desvantagens das travessas de betão	44
Tabela 4.7 - Constituição da travessa de material compósito (Oliveira, 2012).....	46
Tabela 4.8 - Tipos de carris (Oliveira, 2012)	50
Tabela 4.9 - Composição química do aço dos carris (Ferreira, 2010)	53
Tabela 5.1 - Diferentes bitolas no Mundo.....	89
Tabela 5.2 - Valores limite da conicidade equivalente (Couto, 2008).....	92
Tabela 5.3 - Valores limite da escala, via Normal (NP ENV 13803-1).....	99
Tabela 5.4 - Valores limite da escala, via Larga (NP ENV 13803-1)	100
Tabela 5.5 - Valores limite da insuficiência de escala, via Normal (NP ENV 13803-1).....	101
Tabela 5.6 - Valores limite da insuficiência de escala, via Larga (NP ENV 13803-1)	102
Tabela 5.7 - Valores limite do excesso de escala (NP ENV 13803-1).....	103
Tabela 5.8 - Valores limite de dh/dt para variação constante, via Normal (NP ENV 13803-1).....	107

Tabela 5.9 - Valores limite de dh/dt para variação constante, via Larga (NP ENV 13803-1)	107
Tabela 5.10 - Valores limite de dh/dt para variação não linear, via Normal (NP ENV 13803-1)	108
Tabela 5.11 - Valores limite de dh/dL (NP ENV 13803-1)	109
Tabela 5.12 - Valores limite dl/dt , via Normal (NP ENV 13803-1)	110
Tabela 5.13 - Valores limite dl/dt , via Larga (NP ENV 13803-1)	110
Tabela 5.14 - Comprimento mínimo dos elementos do traçado (NP ENV 13803-1)	112
Tabela 5.15 - Valores de raios mínimos verticais (NP ENV 13803-1)	113
Tabela 5.16 - Valores máximos de aceleração vertical (NP ENV 13803-1)	114
Tabela 9.1 - Tolerâncias limite dos parâmetros geométricos - Ação de Alerta (IT.VIA.018, 2009)	161
Tabela 9.2 - Tolerâncias limite dos parâmetros geométricos - Ação de Intervenção (IT.VIA.018, 2009)	162
Tabela 9.3 - Tolerâncias limite dos parâmetros geométricos - Ação Imediata (IT.VIA.018, 2009)	162

ABREVIATURAS

AMV	– Aparelhos de Mudança de Via
BLS	– Barras Longas Soldadas
CBR	– California Bearing Ratio
CP	– Caminhos de Ferro Português
EN	– Norma Europeia
GPR	– Ground Penetrating Radar
GPS	– Global Positioning System
IMT	– Instituto da Mobilidade e Transporte
IMU	– Inertial Measuring Unit
IPQ	– Instituto Português da Qualidade
NP	– Norma Portuguesa
OGMS	– Optical Gage Measuring System
REFER	– Rede Ferroviária Nacional
RGS	– Regulamento Geral de Segurança
TGV	– Train à Grand Vitesse – “High-speed Train”
UIC	– Internacional Union of Railway
UV	– Ultravioleta
VIV	– Veículo de Inspeção de Via

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

No âmbito do Mestrado em Engenharia Civil, no ramo de Infraestruturas, do Instituto Superior de Engenharia do Porto, foi elaborada a presente dissertação, com o tema focado nas vias de comunicação, mais propriamente nos caminhos de ferro, com a finalidade de consolidar conhecimentos adquiridos no percurso académico, ao nível da via-férrea, mas também obter maior informação sobre o tema pouco abordado no decorrer do curso.

A escolha do tema, para além do grande interesse e do estímulo que constitui desenvolver o relatório nesta área, possibilita assimilar competências específicas para a prática da engenharia, em especial na sua componente ferroviária.

O caminho de ferro desde de cedo se revela um meio de transporte de grande utilidade para toda a humanidade. Ao longo dos tempos o transporte ferroviário, apesar de ser um meio com elevada importância, tem vindo a apresentar um decréscimo de utilização, em comparação com os restantes meios de transporte existentes. Para ultrapassar esta situação, verifica-se nos dias de hoje, um grande desenvolvimento do transporte ferroviário, por consequência das necessidades impostas a este modo de comunicação assim como o objetivo de fazer com que este meio de transporte se torne mais competitivo em comparação com os demais.

As atuais exigências da exploração dos diferentes sistemas de transportes impõem a otimização do seu funcionamento, essencialmente no que diz respeito a questões de segurança e conforto, de qualidade de serviço, e de eficiência económica, não sendo o sistema de transporte ferroviário exceção, pois deve exibir um bom desempenho, em particular quando pretendem fazer circular comboios a velocidades elevadas ou com cargas por eixo significativas.

O transporte ferroviário, apesar de apresentar uma grande importância para a mobilidade, em Portugal, a bibliografia existente sobre o tema é escassa, motivo pelo qual a dissertação desenvolvida apresente um grande volume de informação sobre a via-férrea, de modo a criar um documento único, que possa

1. INTRODUÇÃO

servir de guia a utilizar em futuras pesquisas, não só à comunidade ligada à área da engenharia, mas também a entusiastas e seguidores de tudo a que respeita a área dos caminhos de ferro.

1.2 OBJETIVOS

A presente dissertação, como referido anteriormente, tem como principal objetivo criar um documento único onde aborde várias matérias dentro do tema, via-férrea. Dos conhecimentos adquiridos no decorrer do curso, transcritos para este relatório, são também apresentados novos conhecimentos, que possibilitam acrescentar e enriquecer a informação transmitida aos alunos durante as aulas, sobre a ferrovia, bem como juntar e apresentar novos conceitos, também eles importantes no que ao tema diz respeito.

Com o objetivo de abordar as várias matérias, não é possível aprofundar muito cada uma. Alguma informação importante, recolhida durante a pesquisa bibliográfica sobre o tema, que poderia enriquecer mais este documento, não é apresentada. Matérias essas que poderão ser documentadas futuramente, pois são igualmente importantes.

1.3 METODOLOGIA

De modo a cumprir os objetivos, procedeu-se a uma recolha bibliográfica extensa, de forma a obter um conhecimento aprofundado sobre o tema. A metodologia utilizada para a realização deste documento tem por base essa bibliografia recolhida, utilizando livros, normas nacionais e internacionais, estudos e artigos sobre as matérias abordadas, e dados disponibilizados online. O desenvolvimento do relatório é estruturado em 12 capítulos de tal forma que, à medida que se avançava no trabalho surgiam novas informações que se iam acrescentando a capítulos anteriormente realizados.

Informação recolhida sobre as vias de alta velocidade e as novas vias, que começam a aparecer e que estão a revolucionar este meio de transporte, como é o caso do Maglev e do Hiperloop, que estavam previstas ser apresentadas nesta dissertação, não é utilizada, mas que estão identificadas nos desenvolvimentos futuros, no capítulo das conclusões.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Precedendo-se à identificação dos materiais que constituem os vários tipos de via, bem como, enumerar as suas principais características, patologias, vantagens e desvantagens da sua utilização, e apresentar os métodos de análise comportamental de alguns elementos constituintes da via balastrada, é o primeiro passo escolhido para que seja possível estabelecer uma análise comparativa das diferentes tipologias, tanto na ótica económica como funcional.

Apresentar as diferentes especificações da via-férrea, dividindo-as em características da linha férrea e parâmetros de projeto de traçado de via, parâmetros esses retirados na íntegra da Norma NP ENV 13803-1 de 2007, bem como, a análise das solicitações exercidas à via pelo material circulante, é o segundo ponto em foco neste documento.

A identificação e apresentação dos restantes elementos existentes na superestrutura de via, como os aparelhos de mudança de via e a sinalização utilizada em Portugal na sua rede ferroviária, também fazem parte deste relatório.

O relatório finaliza com a apresentação dos processos que asseguram a qualidade da geometria da via, fator importante na determinação da velocidade e das condições de segurança da circulação das composições ferroviárias. Processos de inspeção e manutenção que são apresentados, identificando os diferentes parâmetros geométricos de via, valores limite para a sua avaliação, bem como, a descrição dos vários métodos de inspeção e manutenção e maquinaria utilizada em cada processo.

Normas Portuguesas e Europeias utilizadas em Portugal estão listadas no último capítulo do documento.

2 REFERÊNCIAS HISTÓRICAS

2.1 A EVOLUÇÃO DO CAMINHO DE FERRO

Com a revolução industrial inglesa a catapultar mudanças a nível tecnológico, passando da manufatura para a o trabalho com a intervenção da máquina, foram lançadas para a linha da frente diversas indústrias, como a metalurgia e a extração mineira. A partir do século XIX a revolução industrial estendeu-se ao mundo, originando profundas alterações na vida social, económica e financeira. (Carmona, 2012)

Com estas mudanças na indústria, pensou-se numa alternativa ao transporte de materiais das minas para otimizar o trabalho dos mineiros, já que o seu trabalho consistia em transportar minérios, com o auxílio de cavalos. Desta forma, a criação de carris de ferro, onde circulariam pequenos vagões para transportar matérias-primas oriundas das minas tornava-se a alternativa mais viável.

No princípio do século XIX, surgiram os primeiros protótipos de locomotivas a vapor, sendo que a primeira locomotiva a vapor utilizada sobre carris foi construída em 1804. Contudo, não teve o êxito esperado, o que levou, por razões técnicas, alguns anos mais tarde, ainda na Inglaterra, George Stephenson a construir outra locomotiva, evitando os erros do seu antecessor. (Carmona, 2012)

Em 27 de Setembro de 1825, o primeiro comboio de passageiros da história com a locomotiva a vapor criada pelo Engenheiro George Stephenson, fez a sua marcha inaugural entre Stockton e Darlington em Inglaterra, no que viria a ser o primeiro percurso do caminho de ferro do mundo. Stephenson elegeu como distância entre carris os 1435mm. Esta bitola viria a ser adotada pela Europa, bem como pelos Estados Unidos da América, devido à exportação das locomotivas pela empresa Robert Stephenson and Co. (empresa do filho de George Stephenson). (Wikipedia, 2016)

O caminho de ferro foi o embrião de gestação das novas indústrias e categorias profissionais, algo de grande relevo nas sociedades. Foram importantes na colonização do norte da América, ajudando a desbravar o oeste americano,



Fig. 2.1 - George Stephenson
(britannica, 2016)

2. REFERÊNCIAS HISTÓRICAS

recebendo para tal os empresários que se propunham a construir vias férreas com o apoio do governo americano, que via no caminho de ferro a possibilidade de unificar o vasto território.



Fig. 2.2 - Via-Férrea e a 2ª Guerra Mundial (wikipédia, 2016)

Durante o período das duas grandes guerras foi o caminho de ferro o motor dinamizador de movimentações de homens e máquinas em cenário de guerra, gerador de conflitos de interesses e defesa, levando a que alguns Estados tivessem diferentes tipos de bitola de modo a que as suas fronteiras não fossem tomadas de assalto pelas movimentações de guerra. (Campos, 2014)

Nas guerras mundiais, a via-férrea permitiu a rápida deslocação de homens, armas e mantimentos mas também foram utilizadas para a deslocação de milhares de Judeus para os Campos de Concentração.

A extensão das vias-férreas no mundo era em 1850 de 32.000km e em 1947, cerca de um século depois de 1.260.000 km, depreendendo-se com estes números que o caminho de ferro veio ter nos tempos modernos a importância que as vias romanas tiveram na antiguidade.

Desde a origem dos caminhos-de-ferro na Europa durante a Revolução Industrial no início do século XIX, a velocidade dos comboios de passageiros era um argumento essencial para competir, não necessariamente com outros modos de transporte mas entre as diferentes empresas ligadas aos caminhos de ferro. É fácil imaginar que os 50 km/h alcançados pela impressionante locomotiva "Rocket" de George Stephenson em 1829 representavam na altura uma verdadeira evolução nos transportes, principalmente no que respeita à velocidade alcançada. Com a constante evolução das locomotivas os valores de velocidades foram aumentando cada vez mais, sendo que no ano de 1850 é atingida a velocidade de 100 km/h, e no início do século XX era possível atingir a marca dos 200 km/h. Apesar de ser apenas registos de velocidade, a velocidade máxima de operação era mais modesta, mas, no entanto, importante, atingindo 180 km/h como a velocidade máxima e 135 km/h como a velocidade média, com energia a vapor, elétrica ou a diesel. (UIC, 2015)

Após alguns registos de velocidade significativos na Europa (Alemanha, Itália, Reino Unido e especialmente França, 331 km/h em 1955), o mundo ficou surpreso quando a 1 de Outubro de 1964 se inicia, no Japão, a construção de uma linha de 515 km, o Tokaido Shinkansen, que ligava o centro de Tóquio a Osaka. Esta linha foi projetada para operar a 210 km/h, nascendo assim o comboio de alta velocidade. (UIC, 2015)

Após o grande sucesso do Shinkansen, vários Países europeus, particularmente França, Alemanha, Itália e Reino Unido, desenvolveram novas tecnologias e inovações com o objetivo de conceber o “comboio de passageiros do futuro”. Apesar de um futuro desconhecido e a constante evolução de vários outros modos de transporte existentes destinados a competir com o transporte ferroviário clássico, a empresa ferroviária nacional francesa, iniciou o funcionamento da primeira linha de alta velocidade (TGV) entre Paris e Lyon, a 27 de Setembro de 1981, com velocidade de 260 km/h. O comboio de alta velocidade europeu nasceu, mas em contraste com o conceito Shinkansen, o novo comboio era totalmente compatível com as ferrovias existentes facilitando, em grande medida, o desenvolvimento do sistema ferroviário no Velho Continente. Países como a Itália e a Alemanha em 1988, a Espanha em 1992, a Bélgica em 1997, o Reino Unido em 2003 e a Holanda e Turquia em 2009, aplicaram o conceito de alta velocidade, desenvolvendo novas gerações de sistemas ferroviários de passageiros, ou através da importação de tecnologia existente. Entretanto, fora da Europa, alguns casos semelhantes foram surgindo, como na Coreia do Sul em 2004, na China em 2005, e Taiwan em 2007. (UIC, 2015)

Uma nova dimensão e uma nova perspetiva na alta velocidade apareceu na China a 1 de agosto de 2008. A linha de alta velocidade de 120 km entre Pequim e Tianjin representa o primeiro passo no enorme desenvolvimento do transporte ferroviário chinês. Desde 2008, a China implementou quase 20.000 quilómetros de novas linhas de alta velocidade e, graças a uma enorme frota de mais de 1.500 conjuntos de comboios, que transporta 800 milhões de passageiros por ano, mais da metade do tráfego total de alta velocidade o mundo. É também na China que aparece o comboio comercial de levitação magnética ou Maglev, um transporte semelhante a um comboio que transita numa linha propulsionada por forças atrativas e repulsivas através do magnetismo. Devido à inexistência de contato entre o veículo e a linha, a única fricção existente, é entre o aparelho e o ar. Por consequência, os comboios de levitação magnética conseguem atingir velocidades enormes, com relativo baixo consumo de energia e pouco ruído. (UIC, 2015)

O último registo, no ano de 2015, a extensão da via-férrea mundial é 2.150.000 km, sendo que aproximadamente 30.000 km são vias de alta velocidade.

2.2 A EVOLUÇÃO DO CAMINHO DE FERRO EM PORTUGAL

A chegada do transporte ferroviário a Portugal não foi fácil, pois, para além de um povo que duvidava das suas potencialidades e benefícios, encontrou uma forte oposição, principalmente por parte das empresas ligadas aos meios de transporte terrestre existentes. Para além disso, os partidos políticos e os intelectuais importantes da época, tinham diversas opiniões sobre este assunto, não havendo consenso. (Carmona, 2012)

D. Pedro V e Fontes Pereira de Melo partilhavam o mesmo desejo, o de desenvolver o país. Fontes Pereira de Melo encabeçando o governo, pretendia um verdadeiro progresso industrial, um mercado nacional através do desenvolvimento das vias de comunicação no país. (Carmona, 2012)

Apesar de muitas discordâncias acerca da construção dos caminhos de ferro no nosso país, Fontes Pereira de Melo oficializou a construção, com concurso, em 1852. O desejo de Fontes Pereira de Melo e do Rei D. Pedro V era a ligação da capital com a fronteira e ao Porto, sendo as principais linhas a ter em consideração a linha do Leste e a linha do Norte. (Carmona, 2012)



Fig. 2.3 - Fontes Pereira de Melo (wikipédia, 2016)

Na constituição da Companhia Peninsular dos Caminhos de Ferro de Portugal foi aceite como seu representante um inglês chamado Hardy Bishop, ficando com a concessão provisória da construção. Em 1853 celebrou-se o contrato definitivo, bem como os estatutos da referida Companhia. Deu-se então início à construção do primeiro troço ferroviário, embora com muita lentidão, devido à inexperiência dos operários e a questões políticas e legais entre a Companhia e o Governo. Assim, a 28 de outubro de 1856, foram inaugurados, com toda a pompa e circunstância, os caminhos de ferro em Portugal, com a ligação entre Lisboa e o Carregado. (Wikipedia, 2016)

Apesar da inauguração do primeiro troço de caminho de ferro Português, a situação da Companhia Peninsular não era brilhante, acabando o Estado, através do Eng.º João Crisóstomo Abreu e Sousa, por assumir, em 1857, a direção de todos os serviços de exploração e construção. Após a rescisão do contrato com a Companhia Peninsular dão-se os passos para a formação de uma nova companhia que levasse o mais rapidamente possível o caminho de ferro ao Porto e à fronteira. (Lima, 2008)



Fig. 2.4 - D. José de Salamanca (wikipédia, 2016)

Em 1859 o governo contratou provisoriamente D. José de Salamanca, empreiteiro que já tinha trabalhado em Espanha e Itália, para que avançasse com a construção das linhas. O abanão é notável e, da lentidão dos trabalhos, passa-se a um ritmo muito fora do normal para aquela época. A D. José de Salamanca é concedida em definitivo a construção das Linhas do Norte e Leste, depois de concurso, de que aliás foi o único concorrente. Assim, a 20 de Junho de 1860, funda a Companhia Real dos Caminhos de Ferro Portugueses que se propõe explorar as Linhas do Norte e do Leste e as linhas de que posteriormente obtivesse concessão. De imediato a Companhia Real muda a bitola (1435 milímetros) da linha já construída, passando-a para a bitola ibérica, com 1668 milímetros, sem haver qualquer interrupção no serviço ferroviário. Posteriormente o comboio chega a Elvas em 4 de Julho de 1863 e a Badajoz em 24 de Setembro do mesmo ano, ficando deste modo Portugal ligado à rede espanhola. A Linha do Norte fica unida até Vila Nova de Gaia a 7 de Julho de 1864. (Lima, 2008)

Entretanto foram ainda criadas outras companhias, às quais o governo atribuía a concessão de troços secundários ao troço principal noutras regiões do país. Para o sul do país os obstáculos foram elevados, pois a falta de investidores interessados, mesmo com grandes apoios do Estado, deixa nas mãos deste a responsabilidade de levar o comboio ao Algarve. A 1 de Julho de 1889, 25 anos depois de ter chegado ao Norte, o comboio chega finalmente a Faro. (Carmona, 2012)

No Norte, as linhas comboio estava a evoluir com algum fulgor, sendo que a 20 de Maio de 1875 chegava a Braga, a 25 de Março de 1886 à Galiza e a 5 de Novembro de 1877 Gustave Eiffel ligava Vila Nova de Gaia ao Porto através da Ponte D. Maria Pia. (Wikipedia, 2016)

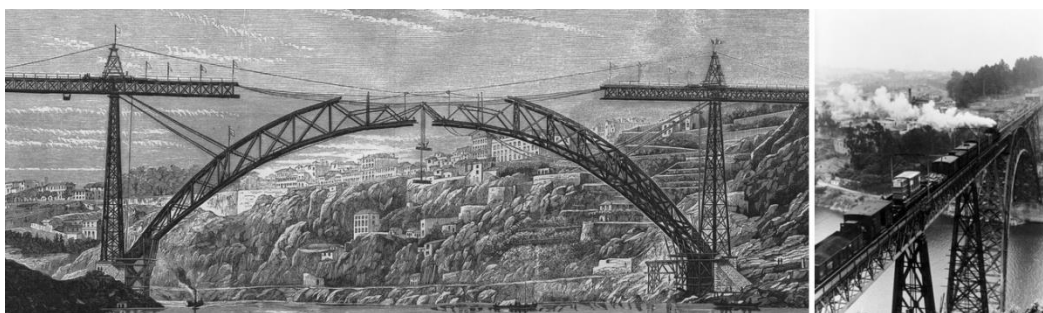


Fig. 2.5 - Ponte D. Maria Pia, Porto (wikipédia, 2016)

2. REFERÊNCIAS HISTÓRICAS

No início do novo século o comboio já chega a Silves, Faro, Setúbal, Marvão, Elvas, Sintra, Cascais, Coimbra (cidade), Figueira da Foz e Alfarelos (via oeste), Rossio, Guarda, Valença, Barca d'Alva e Porto, S. Bento.

Em 1918 a Companhia dos Caminhos de Ferro Portugueses, arrenda a exploração da Linha de Cascais, com a conveniente autorização governamental, à Sociedade Estoril. Esta empresa compromete-se a eletrificar a linha, o que veio a acontecer em 15 de Agosto de 1926. No entanto devido a interferências com o Cabo Submarino em Carcavelos os comboios elétricos são suspensos em 21 de Agosto. Só a 22 de Dezembro de 1926 os comboios elétricos voltam a circular definitivamente, depois de resolvidos todos os problemas técnicos relativos às perturbações com o Cabo Submarino. (Lima, 2008)

Em 1945 o governo, de forma a conseguir uma maior eficiência económica nos transportes ferroviários, estabeleceu um plano de substituição de todas as concessões das linhas férreas de via larga e estreita por uma concessão única. Assim a partir das zero horas do dia 1 de Janeiro de 1947 todas as linhas férreas portuguesas (exceto a linha de Cascais que continua arrendada à Sociedade Estoril) passam a estar integradas na CP. Em 1951 é assinado em definitivo o contrato de concessão única entre a Companhia dos Caminhos de Ferro Portugueses e o governo. (Lima, 2008)

Em 1948 entram em funcionamento as primeiras locomotivas a diesel, com o objetivo de começar a substituir as 341 locomotivas a vapor existentes até então. Reconhecendo a estagnação em que o caminho de ferro se encontrava em Portugal, o Estado, em 1953, ajuda a CP na sua reorganização e modernização. Integrado no 1º Plano de Fomento são atribuídos 283 milhões de escudos para instalações fixas e 450 milhões para a eletrificação das linhas. No 2º Plano de Fomento Nacional são atribuídos 800 milhões de escudos para a eletrificação do Entroncamento ao Porto, 150 milhões para material Diesel, 160 milhões para material circulante e 190 milhões para renovação das linhas. (Lima, 2008)

Os 100 anos do caminho de ferro em Portugal - 28 de Outubro de 1956 – são comemorados com a inauguração da eletrificação entre Lisboa e o Carregado e ainda a ligação a Sintra. A entrada em funcionamento do material eléctrico só se dá a 28 de Abril de 1958. As locomotivas e unidades eléctricas passam a circular juntamente com o material diesel que desde 1948 já fazia serviço nas linhas da Companhia. Durante os anos 60 são adquiridas mais locomotivas e automotoras a diesel, bem como locomotivas eléctricas, permitindo acabar gradualmente com a tração a vapor. (Lima, 2008)

Com o 3º Plano de Fomento são atribuídos, entre 1968 e 1973, aproximadamente 4500 milhões de escudos para os nossos caminhos de ferro. Daquele valor 56% são destinados a infraestruturas e 35% a material motor. O Estado reforça a sua posição na CP já que da verba atribuída pelo 3º Plano de Fomento 1480 milhões de escudos são uma participação do próprio Estado. (Lima, 2008)

Em 1975 a CP é nacionalizada, passando o Estado a ter uma posição de controlo total da Companhia e a Sociedade Estoril é integrada na CP. A 25 de Março de 1977 são publicados os estatutos da transportadora ferroviária nacional, que adotam a designação de CP – Caminhos de Ferro Portugueses, Empresa Pública. No mesmo dia, as locomotivas a vapor fazem a sua despedida da via larga, deixando de circular regularmente. Depois das Regiões Centro e Sul, é a vez da Região Norte dizer também adeus ao vapor em via larga. Só que desta vez o adeus era definitivo. Em via estreita o vapor ainda prolongava por mais alguns anos a vida das suas locomotivas. (Lima, 2008)

Com a entrada de Portugal na Comunidade Económica Europeia o panorama ferroviário português pouco muda. Os apoios atribuídos pela Comunidade são encaminhados prioritariamente para construção de estradas, vias rápidas e autoestradas.

É só na década de noventa que finalmente o Estado olha com alguma atenção para o caminho de ferro, investindo largas verbas e lançando obras de grande envergadura. Para além da aquisição de novas locomotivas elétricas e da eletrificação do troço Entroncamento - Abrantes, os investimentos são canalizados para a reconversão e eletrificação da Linha da Beira Alta e para a modernização da Linha do Norte. Em 1991 é inaugurada uma nova ponte sobre o Douro, acabando com o estrangulamento da rede ferroviária. Em Lisboa é construída uma nova estação - Gare do Oriente - com objetivo principal de servir a Exposição Universal de 1998. À sua volta é construída uma verdadeira plataforma intermodal de transportes, com ligações ao metro, aos autocarros urbanos e suburbanos, tanto no corredor de Vila Franca de Xira, como no novo eixo do Montijo, em função da entrada em funcionamento da nova ponte rodoviária sobre o Tejo. (Lima, 2008)



Fig. 2.6 - Gare do Oriente, Lisboa (wikipédia, 2016)

2. REFERÊNCIAS HISTÓRICAS

No ano de 1997 é criada a Rede Ferroviária Nacional – REFER, E.P. com o objetivo de ser a empresa pública responsável pela prestação do serviço público de gestão, renovação, construção e conservação da infraestrutura integrante da rede ferroviária nacional. A REFER, E.P. tem a natureza de pessoa coletiva de direito público, dotada de autonomia administrativa e financeira e de património próprio, estando sujeita à tutela dos ministros das finanças e do Equipamento, do Planeamento e da Administração do Território. (Decreto-Lei 104/97)

Com o aproximar do fim do século, Portugal é um autêntico estaleiro ferroviário: a Linha do Norte prepara-se para receber comboios com tecnologia pendular, a Linha da Beira Alta está apta a receber comboios de grande tonelagem tracionados por locomotivas elétricas, as áreas metropolitanas de Lisboa e Porto são dotadas de grandes estações e respetivos interfaces.

Depois de século e meio de existência, em muitas das linhas de tráfego reduzido, a exploração é suspensa, causando grande conflito entre a empresa ferroviária e as populações, ficando o caminho de ferro em Portugal reduzido a dois eixos fundamentais: Braga – Faro e à ligação pela Beira Alta a Espanha. Mantêm-se as ligações suburbanas de Lisboa, Porto e Coimbra, com interessantes padrões de fiabilidade, permitindo um acesso de qualidade às populações residentes nas áreas adjacentes dessas cidades.

O virar do século assistiu também a um dos maiores debates a nível nacional sobre o futuro do caminho de ferro: a construção de linhas de alta velocidade em Portugal e entre Portugal e Espanha. Dezenas e dezenas de estudos, milhares e milhares de euros gastos em projetos que simplesmente acabaram por ser postos de parte, face à situação económica e financeira do país. (Lima, 2008)

No âmbito do Plano Estratégico dos transportes e Infraestruturas, em 2015 o governo consagrou a fusão entre a Rede Ferroviária nacional – REFER, E.P. e a EP – Estradas de Portugal com o objetivo de criar uma única empresa de gestão de infraestruturas ferroviárias e rodoviárias. A Fusão das duas empresas permite alcançar dois grandes objetivos estratégicos. Por um lado, garante uma gestão integrada das redes ferroviárias e rodoviárias, potenciando a intermodalidade e a complementaridade das sinergias, reduzindo encargos de funcionamento ao nível operacional. Por outro lado, assegura a existência de um modelo de negócio financeiramente sustentável, tendo por base linhas de orientação estratégica sólidas. Ao nível do sistema de transportes, a atribuição de uma única entidade de coordenação e planeamento integrado das redes ferroviárias e rodoviárias promove uma melhor organização da rede de transportes, além de permitir uma melhor afetação de recursos. (Decreto-Lei 91/2015)

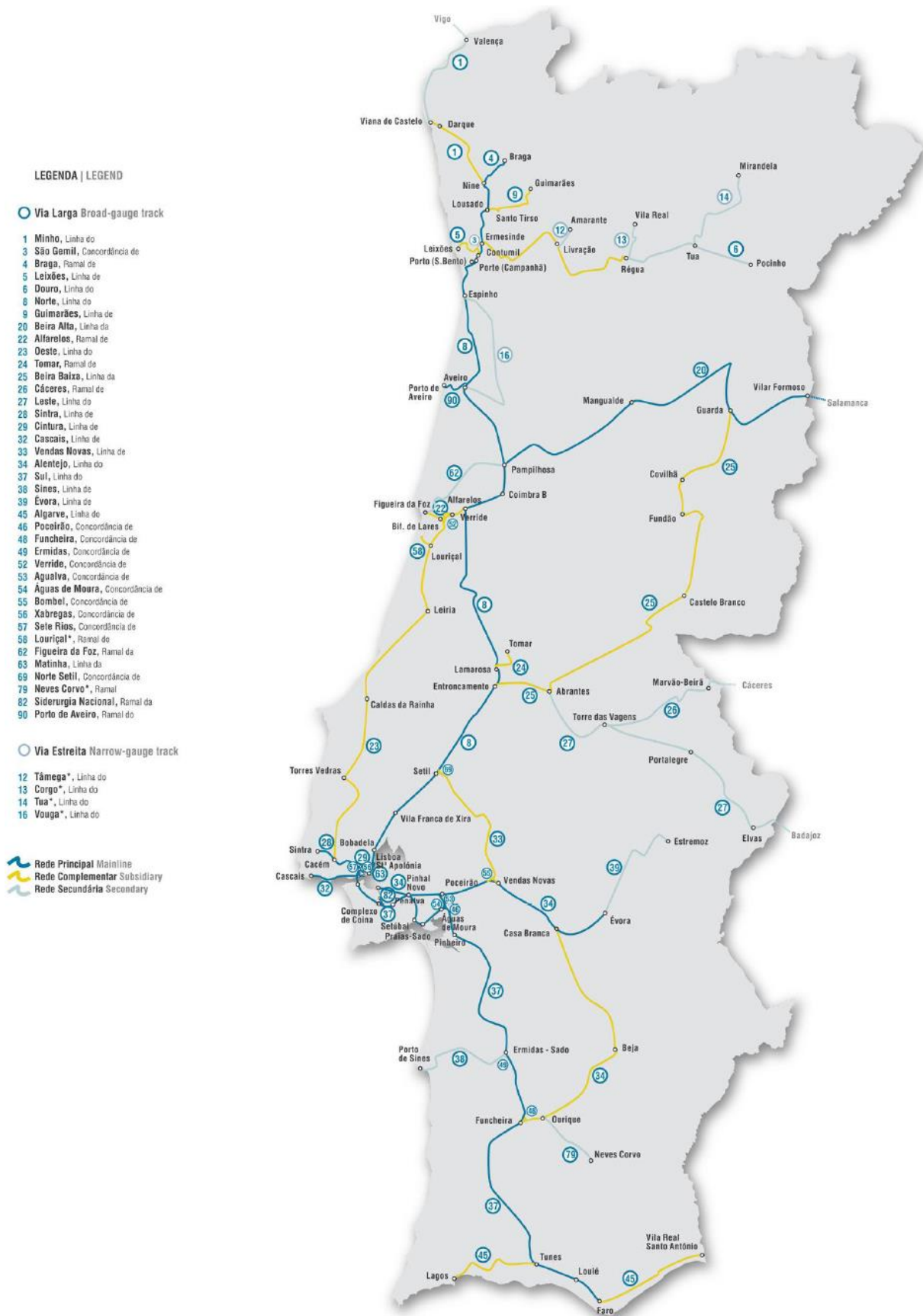


Fig. 2.7 - Rede Ferroviária Portuguesa (IP - Diretório de rede, 2016)

3 A INFRAESTRUTURA

A infraestrutura de uma via é o conjunto de obras implantadas numa faixa de terreno, destinadas ao estabelecimento e à proteção das vias de comunicação terrestre.

Dos trabalhos relativos à infraestrutura ferroviária, como: terraplenagens, drenagem, e dimensionamento da subestrutura, este capítulo está direcionado em definir a constituição da subestrutura ferroviária, identificando as várias camadas existentes, causas para a sua degradação, bem como uma das soluções mais utilizadas neste tipo de via, no caso, a aplicação de geossintéticos como reforço da subestrutura.

Na figura 3.1 é apresentada de forma esquemática uma via-férrea no sentido transversal onde é possível identificar os diversos elementos quer da subestrutura quer da superestrutura.

A subestrutura é constituída pela fundação de via (ou terreno natural), camada de coroamento (ou de leito) e pela camada de sub-balastro e tem como principais funções a estabilidade da via e suporte da superestrutura ferroviária.

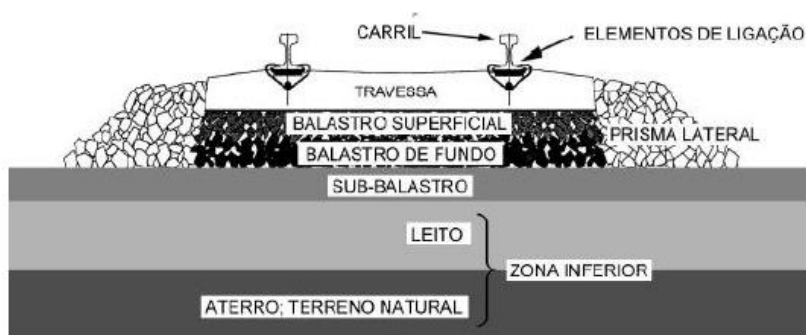


Fig. 3.1 - Representação da via-férrea em corte transversal (Fortunato, 2005)

3.1 SUBESTRUTURA

3.1.1 Fundação de via

A fundação de via, sobre a qual são constituídas as camadas de apoio, é frequentemente designada por plataforma. É geralmente formada por solos locais, granulares ou argilosos de pior qualidade relativamente ao material utilizado na camada de coroamento e na camada de sub-balastro.

As características e o comportamento dos materiais que constituem a fundação condicionam o dimensionamento e a construção das camadas de apoio, de tal forma que em muitos casos é necessário substituir os solos, ou promover o seu melhoramento. (Fortunato, 2005)

A capacidade de carga ao nível da plataforma depende essencialmente das características dos terrenos adjacentes, das camadas subjacentes e das condições de drenagem da via. Uma boa plataforma não deve exibir deformações significativas durante a exploração, sendo que na via-férrea, poucos centímetros de deformações já apresentam alguma gravidade. As características físicas e mecânicas avaliadas na sua superfície deverão apresentar homogeneidade longitudinal e transversal e deverão ser pouco suscetíveis à variação das condições climáticas.

A plataforma tem um papel determinante na qualidade e no desempenho da via, quando esta é sujeita às cargas repetidas pelo material circulante, porque contribui de forma considerável para a deformação da via-férrea.

Sendo assim, pode-se dizer que a fundação da via tem como funções: (Fortunato, 2005)

- Servir de apoio à superestrutura e às camadas de apoio de via, sem atingir a rotura e sem apresentar deformações excessivas;
- Manter a posição estável no tempo, não sendo demasiadamente afetada pelas ações ambientais, como ciclo de molhagem e secagem associados à pluviosidade;
- Resistir ao atrito e ao desgaste causadas pelo balastro e/ou sub-balastro, fenómenos que tendem a causar bombagem de finos e consequentes assentamentos;
- Constituir uma adequada superfície para colocação e compactação da camada de leito e camada de sub-balastro.

As plataformas das terraplenagens podem ser classificadas como plataformas de classe P1, P2, P3, correspondentes a plataformas medíocres, médias e boas, respetivamente, conforme as características do solo de fundação e dos materiais utilizados na camada de coroamento.

Tabela 3.1 - Classe da capacidade de carga da plataforma (Fortunato, 2005)

Classe da plataforma	Qualidade do solo de fundação	Camada de coroamento	
		Qualidade do material	Espessura (m)
P1	QS1	QS1	-
P2		QS2	0,5
P2		QS3	0,35
P3		QS3	0,5
P2	QS2	QS2	-
P3		QS3	0,35
P3	QS3	QS3	-

Os solos QS1 são solos medíocres, os solos QS2 de qualidade média e os solos QS3 são de boa qualidade. A qualidade do solo (QSi) depende do tipo de solo, do seu estado hídrico e das condições hidrogeológicas e hidrológicas do local.

A tabela seguinte identifica os três tipos de solos, em função da percentagem de finos, do estado hídrico, e ainda, valores típicos de CBR e do módulo de deformabilidade equivalente para cada solo.

Tabela 3.2 - Características dos solos para plataformas (Fortunato, 2005)

Qualidade do solo	Identificação	CBR (%)	E (MPa)
QS1	Solos com mas de 15% de finos, estado hídrico "médio" ou "seco"	3 a 6	15 a 25
QS2	Solos com 15% a 40% de finos, estado hídrico "seco" e boas condições hidrológicas e hidrogeológicas	6 a 20	25 a 80
	Solos com 5% a 15% de finos, estado hídrico "seco"		
QS3	Solos com menos de 15% de finos, bem graduados e com partículas de dureza elevada	> 20	> 80

3. A INFRAESTRUTURA

Relativamente ao dimensionamento da fundação de via, este é feito em função do tipo de tráfego, da capacidade de suporte da fundação, da configuração a via (espaçamento entre travessas e largura de via), das condições climáticas e hidrogeológicas, considerando-se um período de dimensionamento de 100 anos.

3.1.2 Camada de coroamento

A camada de coroamento (ou de leito) é constituída por um solo de boa qualidade, sendo igual ao da plataforma quando esta apresenta requisitos mínimos para essa função. Esta camada permite uma transição suave entre a camada de sub-balastro e a camada de fundação, evitando a adoção de grandes espessuras de material na camada de sub-balastro. Além disso, deve constituir um elemento de proteção do solo subjacente. (Moreira, 2014)

Tabela 3.3 - Características de um bom solo de coroamento (IP - Caderno de encargos, 2009)

LL - Limite Liquidez	IP - Índice de plasticidade	EA - Equivalente areia	CBR	% Finos	Matéria orgânica
< 25 %	< 6%	> 30 %	> 10 %	< 20 %	0%

3.1.3 Camada de sub-balastro

A camada de sub-balastro desempenha um importante papel estrutural na via-férrea. Localizando-se entre a camada de balastro e a fundação, aparece devido a necessidade de proteger a plataforma e reduzir o nível de tensões nos solos, mantendo constante a espessura de balastro. Esta espessura, em geral é estabelecida à partida e convém que seja constante ao longo de toda a linha, para possibilitar, durante as operações de conservação e reabilitação, uma utilização sistemática dos equipamentos mecânicos. Exige-se ainda que a camada de sub-balastro proteja a fundação contra ações de gelo, crie uma barreira entre a plataforma e o balastro evitando a migração de elementos finos, e que funcione como elemento de impermeabilização, evitando a passagem de águas para o solo de fundação. (Fortunato, 2005).

Em geral, exige-se que o sub-balastro seja pouco deformável (módulo de deformação elevado) e tenha baixa permeabilidade. Normalmente utilizam-se materiais naturais bem graduados, areias cascalhentas, materiais britados obtidos em central ou detritos de pedreiras. (Moreira, 2014) As partículas devem ser isentas de fragmentos de madeira, matéria orgânica, plásticos, metais, rochas alteradas, materiais solúveis combustíveis ou poluentes.

Esta camada é caracterizada pelo uso de materiais de qualidade elevada, normalmente de origem granular, mas em alguns casos são utilizadas misturas betuminosas. A aplicação de misturas betuminosas na camada de sub-balastro permite a obtenção de módulos de deformabilidade elevados, obtendo-se assim, espessuras inferiores face à opção tradicional de utilização de material granular, apresentando vantagens como a melhor proteção da fundação de via e melhor distribuição das cargas. No entanto, trata-se de uma solução pouco económica, mas em alternativa, pode ser optada quando não existe na proximidade, abundância de materiais granulares de boa qualidade.

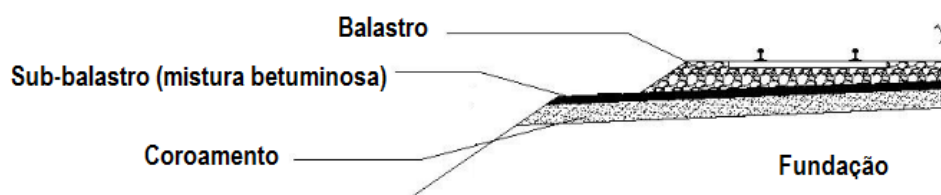


Fig. 3.2 - Subestrutura ferroviária utilizando mistura betuminosa (Ferreira, 2007)

As disposições construtivas utilizadas na execução da camada de sub-balastro são determinantes para o adequado escoamento das águas que caem na via. A camada colocada sobre a plataforma deve acabar lateralmente sobre uma valeta de superfície ou sobre um dreno superficial. A inclinação da camada de sub-balastro deve ser tal que permita que uma grande percentagem de água que aflui à sua superfície seja rapidamente encaminhada para fora da via. Uma inclinação transversal de 4% a 5% conduz a resultados adequados, isto é, faz com que pelo menos 80% da água pluvial escorra na superfície da camada até ao órgão de drenagem colocada lateralmente na via, sendo que os restantes 20% que se infiltram na parte superior acabem por secar rapidamente após a paragem das chuvas.

3.2 MECANISMOS DE DEGRADAÇÃO DA SUBESTRUTURA

Fatores relacionados com as solicitações, fatores associados às características dos solos e fatores ambientais (água e temperatura) são as principais causas que contribuem para o desenvolvimento dos problemas na subestrutura.

A preocupação de garantir uma plataforma de elevada rigidez está relacionada com a tentativa de minimizar os assentamentos da fundação a longo prazo, pois ao contrário do que se passa com os outros componentes da via, não é suposto proceder-se à conservação da plataforma, pelo menos de forma direta, durante a vida útil da via. No entanto, os problemas relacionados com o mau comportamento da plataforma são dos que mais influencia o desempenho da via e os de mais difícil resolução.

3.2.1 Desgaste da plataforma e bombagem de finos

O desgaste da plataforma pela ação do balastro é o resultado da combinação da ação das cargas repetidas do tráfego, da existência de água e da suscetibilidade dos solos à ação de desgaste.

As partículas de balastro provocam o desgaste da plataforma, dando origem a partículas finas. A água, além de auxiliar o desgaste da superfície da fundação, mistura-se com as partículas finas de argila, formando lamas que se deslocam através dos vazios até a camada superior do balastro, provocando a sua contaminação.

Nas zonas em que o desgaste e a formação de lamas é maior, nos períodos de tempo seco há um endurecimento das lamas que envolvem o balastro, sendo que quando existe precipitação, as águas enchem os vazios da camada de balastro provocando uma lavagem das lamas e estas restabelecem o nível inicial. Sendo este mecanismo um processo que se repete várias vezes, além de provocar a contaminação do balastro como referido anteriormente, origina a perda de solos de fundação e, conseqüentemente, assentamentos permanentes. (Fortunato, 2005)

3.2.2 Rótura progressiva por corte

A rótura progressiva por corte dos solos de fundação traduz-se pelo escoamento plástico do solo causada por excessiva tensão na plataforma devido às cargas repetidas. Este tipo de rótura está essencialmente ligado ao comportamento dos solos finos, que com o aumento do teor de água vê a sua resistência rapidamente reduzida. Dependendo sobretudo do movimento do solo de fundação, a rótura progressiva por corte pode traduzir-se pelo levantamento do balastro na zona entre as travessas ou do prisma lateral. (Fortunato, 2005)

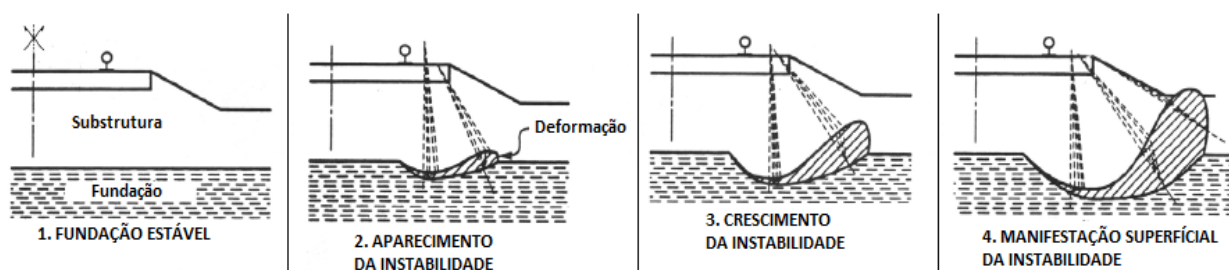


Fig. 3.3 - Desenvolvimento progressivo de uma rótura por corte (Li, 1994)

3.2.3 Deformação plástica excessiva

O desenvolvimento da deformação plástica acumulada na fundação está relacionado com a aplicação de cargas repetidas. A deformação plástica da fundação pode acumular-se até atingir um nível significativo, com as repetidas passagens do material circulante, o que pode afetar consideravelmente o comportamento da via. Além disso o desenvolvimento da deformação plástica normalmente não é uniforme ao longo da via, o que pode conduzir a uma inaceitável geometria da via.

O desenvolvimento da deformação plástica excessiva é mais rápido para uma fundação solta e particularmente em solos coesivos em que possa haver água. Neste caso, ocorre uma depressão na plataforma, acumula-se água, provocando um aumento do amolecimento localmente. Os consequentes assentamentos que ocorrem à superfície, ao nível do carril, podem causar tensões adicionais que transmitidas à plataforma aceleram o desenvolvimento da deformação plástica. (Fortunato, 2005)

3. A INFRAESTRUTURA

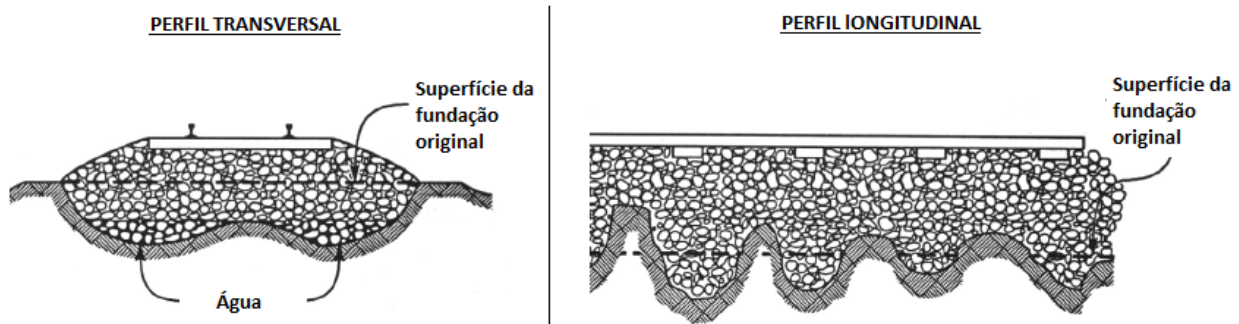


Fig. 3.4 - Formação de bolsas de balastro na fundação de solos moles (Li e Seling, 1995)

3.2.4 Rotura global da fundação

A rotura global da fundação da via é um tipo de degradação que normalmente coloca a linha fora de serviço. As ações que podem ajudar para este tipo de rotura são: as cargas repetidas do material circulante e o peso próprio da superestrutura e das camadas de apoio. Considerando que a superfície de rotura se desenvolve principalmente ao longo da fundação, são as características do solo de fundação e a sua geometria, os fatores determinantes para o coeficiente de segurança relativamente à rotura global.

Este tipo de rotura pode ser catastrófica, ocorrendo normalmente após a construção da via, ou após ocorrência de chuva forte, ou na sequência de intervenções que alterem a geometria da via e da sua fundação, ou ainda por ação sísmica. (Fortunato, 2005)

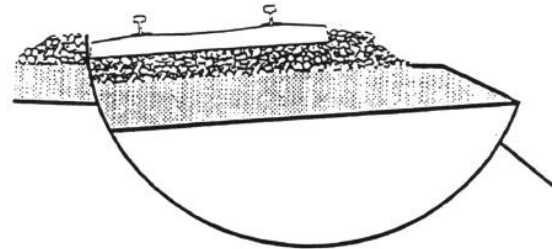


Fig. 3.5 - Rotura global por corte (Li, 1994)

3.2.5 Liquefação dos solos

A liquefação do solo de fundação, é a perda de resistência ao corte devido ao aumento da pressão neutra, que pode ocorrer em solos saturados, quando sujeitos a vibrações associadas às cargas repetidas do comboios podendo conduzir a uma rápida deterioração da geometria da via. A liquefação pode igualmente ocorrer na camada de sub-balastro, sob ação das cargas repetidas, se a camada tiver uma quantidade significativa de silte ou areia e se a água não for rapidamente drenada. (Fortunato, 2005)

3.2.6 Assentamentos por consolidação de camadas

As questões relacionadas com os assentamentos por consolidação de camadas têm particular interesse em linhas antigas que estão a ser renovadas, por dois motivos: (Fortunato, 2005)

- Em situações que não houve especial cuidado na escolha do traçado, estando os aterros em zonas com más características mecânicas, que não foram sujeitas a tratamento. Além de que, esses aterros que já apresentam assentamentos, para as condições de exploração que estão sujeitos, o aumento das cargas por parte do material circulante e pelo melhoramento da via, que aumenta o peso próprio do aterro, conduzem a assentamentos ainda mais significativo;
- A necessidade de construir variantes para melhorar as características geométricas da linha (face o aumento da velocidade máxima admissível), em zonas próximas do traçado existente em que no terreno natural é normal apresentar elevados assentamentos por consolidação.

3.2.7 Congelação dos solos devido a ação do gelo

Embora em Portugal a ação do gelo não seja particularmente relevante para o comportamento das vias férreas, ela é tida como uma das principais em países frios. A ação do gelo tem duas componentes: (Fortunato, 2005)

- Aumento de volume do solo durante a congelação provocando a alteração da geometria da via. Esse aumento ocorre quando o solo é suscetível à ação do gelo, quando existe água no solo e as temperaturas são baixas;
- Amolecimento do solo durante a descongelação, provocando uma rápida degradação da via, podendo também ocorrer deformações plásticas significativas e a rotura por corte.

Os solos suscetíveis à congelação são, principalmente, solos finos que devido à sua granulometria são suficientemente permeáveis para permitir um escoamento que possibilita a formação de gelo. Esses solos incluem siltes, areias siltosas e argilas de baixa plasticidade.

3.3 GEOSINTÉTICOS COMO REFORÇO DA SUBESTRUTURA

Os geossintéticos são materiais fabricados a partir de polímeros para aplicação em obras ferroviárias. De maneira geral, os geossintéticos apresentam grande potencial quando são utilizados em obras na infraestrutura ferroviária, ou seja, obras de terraplenagem, obras relacionadas com a drenagem e a sua utilização como reforço de sub-balastro.

Em muitas situações esta alternativa revela-se economicamente e tecnicamente atrativa. Além de minimizar o consumo de material necessário para a construção do aterro, aumentar a velocidade de construção e diminuir os assentamentos que possam existir, a utilização de geossintéticos faz com que haja uma redução do deslocamento horizontal da fundação através da força de tração mobilizada no reforço, visto que os solos não apresentam boa resistência se a tensão aplicada for de tração.

Os geossintéticos podem exercer diversas funções, entre as quais se destacam a drenagem, filtragem, impermeabilização, separação, proteção e reforço. Numa determinada aplicação, o geossintético pode desempenhar, simultaneamente, mais que uma função.

Em contexto geral, os principais geossintéticos utilizados em estruturas ferroviárias podem ser classificados nos seguintes tipos: geotêxtil, geodreno, geocélula, geogrelha, e geocomposto. Cada um deles possui características específicas, como pode ser observado na tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Tipos de geossintéticos e suas principais características (Nabais, 2015)

Geossintético	Aplicação					
	Drenagem	Filtração	Impermeabilização	Proteção	Reforço	Separação
Geotêxtil	x	x		x	x	x
Geodreno	x					
Geocélula				x	x	
Geogrelha					x	
Geocomposto	x	x	x	x	x	x

Entre os geossintéticos, as geogrelhas são os materiais especificamente desenvolvidos para atuar com reforço de estruturas, apresentando ampla aplicabilidade em obras ferroviárias, uma vez que os serviços de terraplenagem representam parte importante de obras deste tipo.

Os geossintéticos poderão ser adotados para a resolução de uma variedade de problemas que possam surgir num projeto ferroviário. A figura 3.6 ilustra algumas dessas aplicações, sendo que das representadas, nem todas estão no contexto deste trabalho, como o reforço de um muro de suporte de terras, onde provavelmente são utilizadas as geogrelhas, e o controlo da erosão de um talude, onde certamente são utilizadas as geocélulas. A drenagem, separação e filtração na interface entre o sub-balastro e a camada de leito, que poderão ser conseguidas por meio de geotêxtil, e o reforço do sub-balastro onde são utilizadas as geogrelhas. (Tavares, 2009)

Poderia igualmente estar representado uma série de geodrenos verticais que eventualmente teriam acelerado o processo de consolidação do solo de fundação.

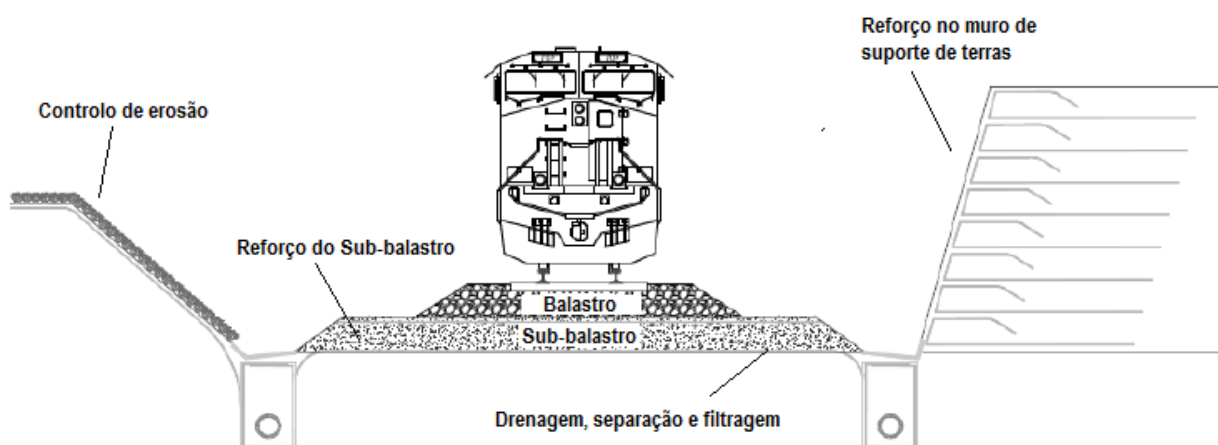


Fig. 3.6 - Aplicações dos geossintéticos num projeto ferroviário (Tavares, 2009)

Os geotêxteis são usados para separar entre si as camadas da subestrutura. Como referido anteriormente, neste capítulo, a passagem das composições ferroviárias causa movimentos nas travessas que induzem ações cíclicas nas camadas de suporte. Como resultado destes ciclos de carga e descarga de elevada frequência, as partículas finas do solo de fundação poderão ascender e contaminar as camadas granulares. Assim, os geotêxteis utilizados, proporcionam separação e filtração evitando esses fenómenos. (Tavares, 2009)

Uma boa drenagem é fundamental para evitar a deterioração acelerada da ferrovia. Um geocomposto poderá facilitar a drenagem transversal e proporcionar o reforço das camadas granulares, bem como filtração e separação.

4 A SUPERESTRUTURA

A função de uma via-férrea é proporcionar a circulação ferroviária de uma forma segura, económica e confortável.

A superestrutura é a parte da via que engloba todos os elementos que se situam acima da camada de sub-balastro. Durante muito tempo, os aspetos ligados à superestrutura foram alvo de maior atenção e estudo, em contrapartida com o que acontecia com a subestrutura. Era comum associar o desempenho da via unicamente às características da superestrutura.

A via balastrada é uma solução estrutural que, pelas suas características, tem um bom comportamento dinâmico relativamente aos esforços provocados pelo material circulante. Na maioria dos casos, esta tipologia de via permite atingir e manter os requisitos de qualidade geométrica de forma económica, beneficiando do facto de as degradações da geometria que ocorrem poderem ser corrigidos por equipamentos mecânicos automáticos. (Fortunato, 2005)

As figuras 4.1 e 4.2 ilustram os elementos que constituem a superestrutura de uma via balastrada, no sentido transversal e longitudinal, respetivamente.

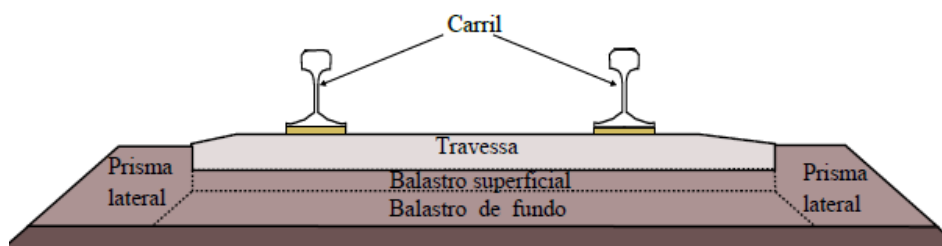


Fig. 4.1 - Superestrutura de uma via balastrada no sentido transversal (Vale, 2010)

4. A SUPERESTRUTURA

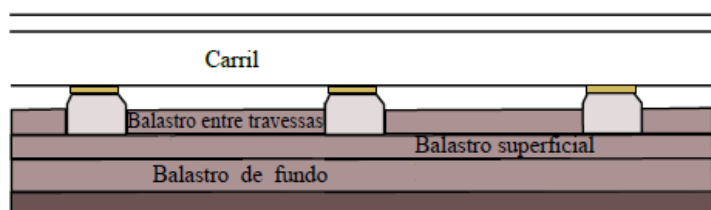


Fig. 4.2 - Superestrutura de uma via balastrada no sentido longitudinal (Vale, 2010)

4.1 BALASTRO

O balastro é, a par com o carril e das travessas, o elemento estrutural da via-férrea visível à superfície, e desempenha um papel fundamental no comportamento da via, quer no que se refere à estabilidade vertical, quer relativamente à estabilidade horizontal.

Trata-se de uma camada que usualmente apresenta 20 a 40 cm de espessura, constituída por material granular grosseiro (40-60mm), cuja interação entre partículas confere à camada uma elevada resistência à compressão, não apresentado por sua vez qualquer resistência ao corte. A sua resistência à compressão vertical é bastante superior à sua resistência lateral, visto que esta última depende apenas do atrito entre as partículas. (Moreira, 2014)

Este elemento não é mais do que material granular grosseiro, 100% britado, isento de materiais poluentes, tais como partículas orgânicas e expansivas, metal e plástico, produzido através da trituração, seleção e lavagem de rochas de excelentes características de resistência à fragmentação e ao desgaste por atrito. Deve ser obtido através de rochas duras e sãs, ou seja, rochas que possuam elevada resistência como é o caso de rochas graníticas, gabros, dioritos, doleritos, basaltos e quartzitos. (Fortunato, 2005)

Como se pode ver nas figuras 4.1 e 4.2, a camada de balastro habitualmente divide-se em:

- Balastro entre travessas;
- Prisma lateral;
- Balastro superficial (constitui a subcamada superior, sendo aquela que é diretamente afetada pelas ações de conservação);
- Balastro de fundo (constitui a subcamada inferior, que ao fim de alguns anos de exploração se encontra com uma granulometria relativamente distinta da inicial).

O comportamento da camada de balastro é condicionado principalmente pelas suas características mecânicas (resistência e deformabilidade) e hidráulicas (permeabilidade), as quais se devem, tanto quanto possível, manter ao longo do tempo.

A camada de balastro deve desempenhar diversas funções, nomeadamente: (Fortunato, 2005)

- Servir de apoio às travessas;
- Resistir às ações verticais, laterais e longitudinais aplicadas às travessas, com o objetivo de manter a via no alinhamento correto;
- Promover a absorção de vibrações;
- Permitir o escoamento de material poluente proveniente do material circulante;
- Facilitar as operações de conservação relacionadas com o nivelamento e o alinhamento da via;
- Permitir o escoamento das águas da chuva que caem na via;
- Evitar o aparecimento de vegetação;
- Minimizar os efeitos das ações climáticas sobre as camadas subjacentes;
- Reduzir a tensão transmitida pelas travessas às camadas subjacentes e fazer essa transferência de forma mais uniforme possível.

O balastro só assegura convenientemente a sua função se for formado por rocha dura, com peso elevado, se apresentar forma angular, com superfícies rugosas e se estiver limpo de detritos, pois dificilmente existirá outra aplicação em que a rocha britada esteja sujeita a tão severas condições de utilização como quando constitui a camada de balastro da via.

O volume e as características do tráfego, o tipo e a frequência de conservação, de reabilitação e renovação do balastro (normalmente 15 a 20 anos), têm um papel fundamental na evolução do estado das partículas de balastro.

A norma NP EN 13450:2005 – Agregados para balastro de vias-férreas, define duas categorias de balastro:

- Balastro Tipo I – para sistemas ferroviários de alta velocidade
- Balastro Tipo II – para a rede convencional

Em Portugal, a administração ferroviária (Infraestruturas de Portugal), adotou um documento técnico designado por IT.GEO.001.00, que é baseada na Norma Europeia já referida, que enquadra a utilização de

4. A SUPERESTRUTURA

material para a camada de balastro, quer na construção de novas linhas, quer na conservação e renovação das linhas já existentes.

Na tabela 4.1 apresentam-se os valores das características que permitem a aceitação, sem quaisquer restrições, e os que implicam a rejeição dos materiais a aplicar em camada de balastro.

Tabela 4.1 - Valor de aceitação e rejeição do balastro (Fortunato, 2005)

Características		Balastro Tipo I		Balastro Tipo II	
		Aceitação	Rejeição	Aceitação	Rejeição
Los Angeles (%)		≤ 19	> 22	≤ 22	> 25
Micro-Deval (%)		≤ 6	> 8	≤ 8,5	> 10,5
Percentagem acumulada em peso de partículas de dimensões inferior a: (mm)	80	100	100	100	100
	63	≥ 97	< 92	≥ 97	< 92
	50	≥ 70	< 65	≥ 70	< 65
		≤ 99		≤ 99	
	40	> 30	< 25	> 30	< 25
		≤ 70	> 75	≤ 70	> 75
31,5	≥ 1	> 30	≥ 1	> 30	
22,4	≤ 25		≤ 25		
Partículas Finas (%)		≤ 0,6	> 1,2	≤ 0,6	> 1,2
Finos (%)		≤ 0,5	> 1	≤ 0,5	> 1
Forma das partículas	Índice de achatamento	≤ 15	> 30	≤ 15	> 30
	Índice de forma	≤ 10	> 20	≤ 10	> 20
	Partículas com comprimento > 100 mm numa amostra com mais de 40 kg (%)	≤ 4	> 8	≤ 4	> 8
Materiais indesejáveis (%)		< 3	> 6	< 3	> 6

A categoria do balastro é determinada tendo em conta a sua resistência mecânica e as suas características granulométricas das partículas constituintes, observadas por intermédio de ensaios perfeitamente normalizados. Para aferir resistência mecânica do balastro efetuam-se ensaios de resistência à fragmentação através do ensaio de Los Angeles (LA_{RB}) e resistência ao desgaste por intermédio do ensaio

de Micro-Deval (MDE_{RB}). No que concerne às características granulométricas são realizados ensaios à dimensão do inerte, efetuada a análise granulométrica, medida a percentagem de partículas finas (<0,5 mm), finos (<0,063 mm) e a forma dos inertes (índice de achatamento, índice de forma e comprimento da partículas). (Ferreira, 2010)

Quando um valor numérico destas características técnicas excede o limite de aceitação, o balastro é aceite sem que haja qualquer tipo de penalização. Por outro lado, no caso de algum valor numérico exceder o limite de aceitação, sem no entanto, exceder o limite de rejeição, o balastro poderá ser aceite ou não, sofrendo penalizações sobretudo ao nível no preço de venda. Finalmente, quando algum valor numérico exceder o limite de rejeição, neste caso o balastro será totalmente rejeitado.

4.1.1 Análise comportamental do balastro

O balastro está sujeito às ações que lhe são transmitidas pelos carris e travessas, ficando submetido a tensões, σ_s , na superfície superior e a tensões, σ_i , na superfície inferior. As cargas recebidas na superfície superior são repartidas ao longo das diferentes camadas de balastro e sub-balastro, levando a que as tensões inferiores sejam somente uma fração das tensões de topo. (Couto, 2006)

De modo a garantir que não ocorra rotura da plataforma, é necessário que as tensões de fundo sejam inferiores à capacidade de suporte da plataforma.

4.1.1.1 Tensão na superfície superior do balastro

A carga exercida ao balastro é calculada sendo uma ação sobre a travessa dividida pela área de superfície de apoio. Usando o modelo de *Zimmermann-Timoshenko*, a tensão na superfície superior do balastro é obtida pela expressão:

$$\sigma_s = \frac{Q}{2 \times b' \times L_v} \quad (4.1)$$

σ_s – tensão na superfície superior [kg/cm²]

Q – carga dinâmica descarregada pela roda [kg]

4. A SUPERESTRUTURA

$$Q = \frac{P_r \times a}{2 \times L_v} \quad (4.2)$$

P_r – carga estática vertical [kg]

a – espaçamento entre travessas [cm]

L_v – comprimento efetivo do carril [cm]

$$L_v = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{C \times b'}} \quad (4.3)$$

I – momento de inércia do carril [cm⁴]

E – módulo de elasticidade ($2,6 \times 10^6$) (kg/cm²)

Os valores de C podem variar entre 0,02 e 0,5 N/mm³. Um bom solo de fundação corresponderá aproximadamente um valor de 0,2 N/mm³.

$$b' = \frac{A}{a} \quad (4.4)$$

a – espaçamento entre travessas [cm]

A – área da parte da travessa que sustenta o carril [cm²]

4.1.1.2 Tensão na superfície inferior do balastro

A tensão de fundo da camada de balastro é função da forma de repartição das cargas ao longo da espessura da camada e do valor da tensão na superfície superior. Através da expressão de *Talbot* a tensão da superfície inferior da camada de balastro é calculada da seguinte forma:

$$\sigma_i = \frac{50 \times \sigma_s}{\sqrt[4]{h^5}} \quad (4.5)$$

σ_i – tensão na superfície inferior do balastro [kg/cm²]

h – altura da camada de balastro [cm]

4.1.1.3 Tensão na superfície admissível da plataforma

A tensão de compressão admissível na plataforma, pode ser estabelecida usando a fórmula desenvolvida por *Heukelom e Klomp*:

$$\bar{\sigma} = \frac{0,006 \times E_d}{1 + 0,7 \times \log(N)} \quad (4.6)$$

N – número acumulado de eixos ($> 2 \times 10^6$, de modo a obter valores fiáveis)

E_d – módulo de elasticidade dinâmica [kg/cm^2], podendo variar entre 10 e 100 N/mm^2 , quando o solo de fundação apresenta baixa ou elevada qualidade, respetivamente. No caso de ser um solo de fundação de elevada qualidade o valor de E_d é:

$$E_d = 100 \times CBR \quad (4.7)$$

4.1.1.4 Espessura da camada de balastro

Com base no princípio teórico, admitindo uma distribuição trapezoidal das cargas ao longo do balastro, e considerando apenas o efeito da carga de uma travessa, a espessura da camada de balastro pode ser calculada, de forma estimada, a partir de: (Couto, 2006)

$$\frac{b}{b + 2h} \times \sigma_s \leq \bar{\sigma} \quad (4.8)$$

b – largura da travessa [cm]

h – altura da camada de balastro [cm]

4. A SUPERESTRUTURA

4.1.2 Patologias do balastro

Contaminação por finos

Este tipo de problema pode ser provocado pela alteração da granulometria das partículas constituintes do balastro, pelo desgaste da travessa, ou pela contaminação por parte de materiais vindos da superfície, por ação das chuvas ou vento que possam transportar sedimentos para o balastro.

Por vezes os finos podem surgir das camadas subjacentes, como o sub-balastro, camada de coroamento ou pela própria fundação da via. O material fino leva a que o balastro perca as suas características, nomeadamente de resiliência e permeabilidade e, conseqüentemente, à impossibilidade da camada de desempenhar as suas funções para que é dimensionada. (Mourão, 2017)

Degradação da granulometria

A granulometria é uma das principais razões para que haja um correto funcionamento da camada de balastro. Mesmo sendo utilizada uma rocha dura o desgaste está inerente à sua utilização, e à medida que o volume de tráfego se acumula surge um desgaste significativo não só na granulometria do balastro, como também no traçado geométrico da via.

Este desgaste é compensado por ações de manutenção denominadas por ataque pesado, normalmente efetuado por máquinas especiais, como é o caso das atacadeiras. Este trabalho de melhoramento da geometria tem conseqüências para a granulometria do balastro, pois à medida que os anos passam, os sucessivos ataques criam uma redução significativa da granulometria do balastro. (Mourão, 2017)

Degradação das banquetas

Este tipo de problema está muitas vezes relacionado com vandalismos ou passagem indevida de pessoas na via, levando a um progressivo desguarnecimento das travessas e posterior assentamento da via. É importante a correta proteção à circulação de pessoas alheias à manutenção da via e a rápida reconstrução da banquetta, para que a situação não progrida e crie a necessidade de operações mais dispendiosas de manutenção. (Mourão, 2017)

4.2 TRAVESSAS

As travessas são os elementos da superestrutura ferroviária que tem por objetivo receber e transmitir ao balastro os esforços produzidos pelas cargas dos veículos, servindo de suporte dos carris, permitindo a sua fixação e mantendo constante a bitola durante toda a sua vida útil. Além disso, as travessas devem ter durabilidade, suficiente resistência aos esforços, espessura que lhe dê rigidez necessária, mas ainda com alguma elasticidade, permitir uma boa fixação do carril e amortecer parcialmente as vibrações.

Com o passar do tempo, as características das travessas em uso nas ferrovias sofreu grandes alterações. Em termos históricos, as travessas de madeira foram as primeiras a ser aplicadas. As mesmas foram sendo gradualmente substituídas por travessas metálicas e travessas de betão armado. Nos dias de hoje, e perante toda uma preocupação ambiental, vários estudos evoluem no sentido da aplicação de travessas constituídas por material compósito. (Oliveira, 2012)



Fig. 4.3 - Tipo de materiais utilizados em travessas

As travessas são caracterizadas por terem uma boa resistência mecânica, quer na direção horizontal, quer na vertical, assegurando desta forma a estabilidade dos carris. (Alves, 2010)

Os parâmetros mais importantes de uma travessa são as suas dimensões, que influenciam a área de apoio disponível para reduzir as tensões transmitidas à camada de balastro, e o seu peso, que assegura uma maior estabilidade longitudinal e transversal da via. As dimensões das travessas têm aumentado com o tempo, particularmente no que se refere às travessas de betão, traduzindo-se esse aumento, essencialmente, na diminuição da tensão aplicada ao balastro e num aumento da estabilidade lateral da via. Outra variável igualmente importante é o espaçamento entre travessas consecutivas, usualmente de 60 cm entre os seus eixos. (Moreira, 2014)

4. A SUPERESTRUTURA

Além de todas as funções referidas, pretende-se também que apresentem elevada resistência a ações climáticas, não alterando por isso as suas características face às condições a que são submetidas.

As travessas são elementos colocados entre os carris e o balastro e têm as funções de:

- Distribuir as solicitações do carril para o balastro com níveis de tensão adequados;
- Suportar o sistema de fixação dos carris;
- Impedir movimentos verticais, laterais e longitudinais dos carris;
- Preservar a bitola e a inclinação do carril dentro dos limites definidos;
- Garantir isolamento elétrico entre os dois carris de via.

4.2.1 Travessas de madeira

Os primeiros tipos de travessas a surgir foram de madeira, sendo que nos dias de hoje a sua utilização é frequente em várias situações. De fácil fabrico e manuseamento, as travessas de madeira asseguram um bom nível de interação com o balastro, mas nem sempre asseguram uma eficaz fixação dos carris. O tempo de duração em serviço é muito variável, particularmente das características da madeira no que diz respeito à sua densidade e dureza, capacidade de absorção e da durabilidade.

As madeiras mais utilizadas no fabrico destes elementos são o pinho, o carvalho e o azobé (madeira importada). As travessas de pinho são as mais utilizadas pela sua boa relação preço/qualidade, contudo no que respeita à durabilidade e resistência as travessas em madeira de azobé são a melhor solução.

Durante o fabrico deste tipo de travessas, a madeira utilizada é tratada, resolvendo os problemas de apodrecimento, no entanto não atua na resistência. A escolha do tratamento deve ser de acordo com a resistência da madeira utilizada na conceção da travessa. O custo do tratamento varia entre 60 a 100 % do custo inicial da travessa. A durabilidade destes elementos varia consoante a sua qualidade, clima, drenagem, tráfego e época do ano em que a madeira é cortada:

- Tratadas com pentaclorofenol: 25 a 30 anos;
- Tratadas com sais hidrossolúveis: 15 a 20 anos;
- Não tratadas: 3 a 10 anos.

Na tabela 4.2 apresentam-se as principais características dimensionais e de peso das diferentes tipologias das travessas de madeira.

Tabela 4.2 - Características dimensionais e peso das travessas de madeira (Ferreira, 2010)

Dimensões							
Tipo	Gama	Qualidade	Traçado	Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)	Peso (kg)
Via corrente	Via larga			2,6 ou 2,8	0,26	0,13	70 ou 75
	Via estreita			1,85	0,24	0,13	43
AMV	Via larga	Pinho		Variável de 0,2 em 0,2 desde 2,8 a 5,2	0,26	0,14	310
		Azobé		Variável de 0,2 em 0,2 desde 2,8 a 5,3	0,26	0,16	210
Ponte	Via larga	Pinho	em reta	2,6 ou 2,8	0,26 ou 0,3	0,14	-
			em curva	2,6 ou 2,8	0,26 ou 0,3	variável	-
	Via estreita		em curva	1,8	0,28	variável	-

No sentido de assegurar o assentamento dos carris com a inclinação transversal devida, procede-se à sabotagem, que se traduz ao corte de dois entalhes nas travessas de madeira, podendo ser executadas por meios manuais ou mecânicos, em fábrica. (Ferreira, 2010)

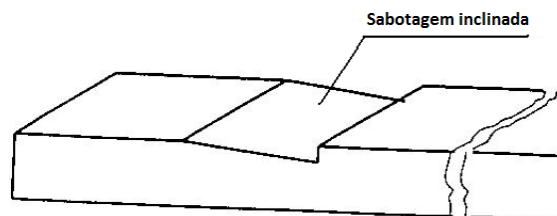


Fig. 4.4 - Sabotagem em travessa de madeira (Ferreira, 2010)

4. A SUPERESTRUTURA

4.2.1.1 Vantagens e desvantagens das travessas de madeira

A utilização das travessas e madeira tem as suas vantagens e desvantagens, como se pode observar na tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Vantagens e desvantagens das travessas de madeira

Travessas de madeira	
Vantagens	Desvantagens
<ul style="list-style-type: none">- Menos massa (manuseamento)- Bons isolantes- Suportam bem as solicitações- Aproveitamento das travessas usadas- Elasticidade da via- Atuação efetiva ao nível do ruído	<ul style="list-style-type: none">- Custo elevado face ao curto tempo de vida útil- Ataque de fungos e insetos- Madeira mais durável implica maiores custos

4.2.1.2 Patologias nas travessas de madeira

Combustão

Pelo material, as travessas de madeira são um alvo fácil à propagação de incêndios. Mesmo com o tratamento ao qual este tipo de travessas é sujeito e que previne a combustão a nível singular por parte das travessas, o mesmo não permite uma proteção total a fogos que possam assolar zonas onde se encontre este tipo de travessas. (Mourão, 2017)

Degradação por microrganismos

Com o tratamento a que as travessas são sujeitas, que previne o ataque dos insetos e microrganismos presentes normalmente na madeira, a extensa exposição aos agentes climáticos provoca uma deterioração não só da travessa em si como também do tratamento ao qual a mesma foi sujeita. (Mourão, 2017)

Degradação da capacidade da fixação

A madeira vai-se degradando à medida que é sujeita a solicitações, sendo a zona das fixações um dos primeiros locais a ceder, devido não só ao apodrecimento das travessas como também à sucessiva passagem dos comboios, provocando um *stress* elevado nas fixações e desgastando a furação. A solução encontrada no imediato passa ou pelo reforço dos furos com a colocação de espirais de aço, ou pela criação de novos furos para colocar a fixação. (Mourão, 2017)

Destruição parcial ou total da travessa

Normalmente este tipo de ocorrências deve-se a uma situação de emergência, ou seja, um descarrilamento ou queda de carga por parte material circulante, sendo assim necessário atuar na substituição urgente das mesmas. (Mourão, 2017)

4.2.2 Travessas metálicas

As travessas metálicas começaram a ser fabricadas no princípio do século XIX, mas atualmente praticamente já não se produzem, uma vez que não são indicadas para velocidades elevadas, pois não garantem a qualidade de nivelamento e alinhamento exigidos. Em Portugal nunca foram usadas travessas metálicas, sendo os países como os Estados Unidos da América e África do Sul aqueles que mais as utilizaram.

São normalmente fabricadas em aço laminado e têm a forma de uma caleira invertida, com extremidades dobradas para melhorar o encastramento no balastro. A sua forma faz com que seja uma travessa relativamente leve. Resta referir que a vida útil destas travessas, regra geral, se encontra compreendida entre um período de 40 a 60 anos.



Fig. 4.5 - Travessa metálica (Nabais, 2015)

4. A SUPERESTRUTURA

4.2.2.1 Vantagens e desvantagens das travessas metálicas

A utilização das travessas metálicas tem as suas vantagens e desvantagens, como se pode observar na tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Vantagens e desvantagens das travessas metálicas

Travessas metálicas	
Vantagens	Desvantagens
- Manutenção de bitola	- Massa Reduzida (falta de inércia)
- Recondicionável	- Elevado nível de ruído
- Insensível ao ataque de fungos	- Gasto adicional de isolamento térmico
- Fácil manuseamento	- Custos de aquisição (em Portugal)
- Vida útil elevada	- Vulnerável a ambientes agressivos
- Altura reduzida	

4.2.2.2 Patologias nas travessas metálicas

Oxidação e corrosão

Existindo outros tipos de patologias associadas ao uso de travessas metálicas, aquela que mais afeta este tipo de elemento é o fator ambiente, que pode provocar oxidação ou corrosão do aço. Estes dois efeitos provocam a deterioração do metal, fragilizando assim o perfil metálico, levando-o à rotura.

Apesar de existirem produtos que possam impedir que esta anomalia de aparecer, há sempre o risco de contaminação. Após a existência do problema, é necessário que a travessa metálica seja substituída de modo a evitar problemas na via.

4.2.3 Travessas de betão

As travessas de betão começaram a ser utilizadas no século XIX, em países como Alemanha, Inglaterra, Rússia e México, mas foi após a 2ª Guerra Mundial que tiveram um aumento de utilização mais expressivo, em virtude da escassez de madeira de boa qualidade, para evitar o desflorestamento e devido aos inconvenientes apresentados pelas travessas metálicas.

As travessas de betão conferem uma maior resistência lateral, são mais resistentes e, em princípio, mais duráveis, requerendo menor conservação da via, o que torna a sua utilização mais vantajosa.

Esta tipologia está dividida em 2 grupos: travessa bibloco (betão armado) e travessa monobloco (betão pré-esforçado), mas nos últimos anos começam a aparecer outros tipos de travessas de betão, como são os casos das travessas “*Wide Sleeper Track*” e das travessas “*Sleeper Frame*”, ambas fabricadas em betão pré-esforçado.

A **travessa monobloco** é composta por uma única peça de betão armado e, no respeitante ao processo de fabrico, são designadas por pré-tensionadas quando a tensão é aplicado durante a betonagem, ou pós-tensionadas quando a tensão é aplicada após a betonagem. Este tipo de travessa tem na sua constituição aço de elevada resistência e betão constituído com uma grande quantidade de cimento de boa qualidade e com inertes de dimensões mais reduzidas.

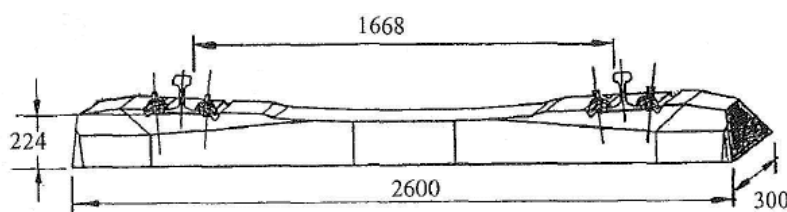


Fig. 4.6 - Travessa monobloco (Luís, 2013)

Uma das preocupações no que diz respeito a esta tipologia residiu, durante algum tempo, no momento fletor negativo verificado a meio vão, que provocava o fendilhamento deste elemento. Face a este problema, a base da travessa foi modificada, alterando assim a geometria da travessa.

4. A SUPERESTRUTURA

A **travessa bibloco** é composta por dois blocos de betão armado, unidos por um perfil metálico, designado de cantoneira, com a função de tirante. São muito utilizadas em zonas de plena via, sendo o seu forte as zonas de traçado sinuoso e que não tenha um solo com capacidade para suportar o peso excessivo das travessas monobloco.

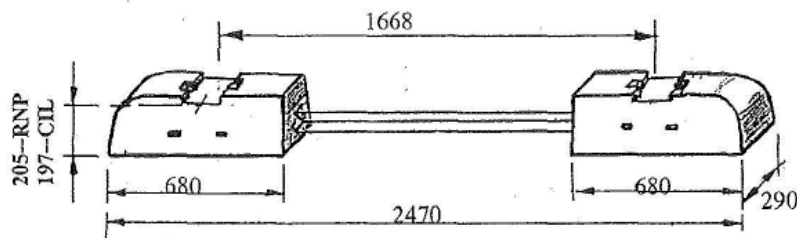


Fig. 4.7 - Travessa bibloco (Luís, 2013)

O problema do momento fletor a meio vão existente na travessa monobloco levaram a que estas travessas bibloco fossem desenvolvidas de modo a solucionar o problema.

O betão para este tipo de travessa não deve possuir inertes com dimensões superiores a 30 milímetros e deve ser controlado, de forma permanente, durante o processo de fabrico. Os blocos de betão, que constituem a travessa, dispõem de armaduras de tração, constituídas por malhas planas e armaduras helicoidais, que lhes conferem resistência ao esforço transverso.

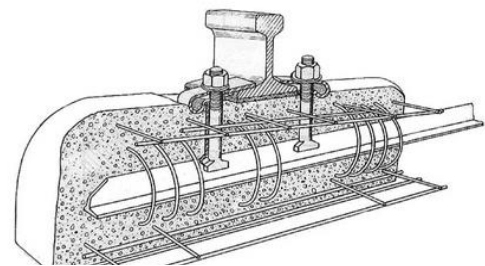


Fig. 4.8 - Secção longitudinal do bloco (Nabais, 2015)

A função das armaduras é de ligar rigidamente os blocos com a viga metálica e cintar o betão em torno dela. Contém cerca de 7 quilogramas de aço além da própria viga, e graças à elasticidade da cantoneira, a travessa de betão não absorve os esforços do balastro no meio vão e os dois blocos de betão, muito robustos, resistem à maioria dos esforços de flexão. A viga metálica é normalmente fabricada com perfil com cantoneira laminar ou chapa dobrada e galvanizada a quente, a fim de compatibilizar a sua via útil com a da travessa.

Com este tipo de travessa, a via-férrea passa a apresentar duas qualidades primordiais, aparentemente contraditórias: resistência e elasticidade.

Na tabela 4.5 registam-se as principais características dimensionais e de peso das duas tipologias de travessas de betão.

Tabela 4.5 - Características dimensionais e peso das travessas de betão (Ferreira, 2010)

Dimensões					
Tipo	Designação	Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)	Peso (kg)
Via corrente	Monobloco	2,6	0,3	0,224	330
	Bibloco	2,47	0,29	0,205 ou 0,197	190
AMV	-	Variável de 0,2 em 0,2 desde 2,8 a 5,3	0,3	0,22	162

Além das travessas monobloco e bibloco começam a aparecer outras soluções no que diz respeito às travessas de betão armado pré-esforçado.

Uma das inovações para a via balastrada consiste na aplicação de travessas com novas dimensões: 0,57 metros de largura e 2,40 metros de comprimento. Esta solução é denominada de **“Wide Sleeper Track”**. Este tipo de travessa encontra-se aplicado em alguns trechos de via na Alemanha, mas têm associadas algumas dificuldades no que diz respeito a operações de ataque à via.



Fig. 4.9 - Wide Sleeper Track (Oliveira, 2012)



Outra solução, desenvolvida na Áustria, denomina-se por **“Sleeper Frame”**. Consiste na aplicação de uma grelha, de betão pré-esforçado, apoiada continuamente sobre o balastro. Apresenta dimensões de 2,60 metros de comprimento e 0,95 metros de largura e permite que os carris sejam apoiados com espaçamentos mais reduzidos, refletindo-se isto num aumento da uniformidade da via. Devido às maiores dimensões apresentam maior peso próprio, o que lhes confere maior capacidade resistente.

Fig. 4.10 - Sleeper Frame (Pita, 2006)

4. A SUPERESTRUTURA

4.2.3.1 Vantagens e desvantagens das travessas de betão

A utilização das travessas de betão tem as suas vantagens e desvantagens, como se pode observar na tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Vantagens e desvantagens das travessas de betão

Travessas de betão	
Vantagens	Desvantagens
- Maior massa (mais inércia)	- Manuseamento e substituição
- Bom comportamento a esforços transversais	- Construção para AMV é dispendiosa
- Invulnerável aos fungos	- Vulnerável a solicitações especiais, como o descarrilamento
- Isolante	- Potencial assentamento diferencial dos blocos
- Vida útil elevada	
- Manutenção de bitola	

4.2.3.2 Patologias nas travessas de betão

A colocação da travessa na via apresenta sempre uma importante atenção, pois sendo o betão um material mais duro, é por sua vez, um material com menor elasticidade, o que impossibilita certo tipo de movimentos, pois pode haver rutura da travessa. Como acontece com qualquer material, também nas travessas de betão apresentam as suas fraquezas e problemas que necessitam de atenção por parte das equipas de manutenção.

Degradação da travessa

Na travessa bibloco o ponto frágil é a zona de ligação da cantoneira com as extremidades de betão armado, resultando na separação dos dois blocos. Problemas nestas zonas ocorrem quando o elemento de aço apresenta corrosão.

Na travessa monobloco, não estando qualquer tipo de estrutura metálica exposta faz com que o nível de degradação seja inferior, sendo que a evolução deste tipo de degradação pode ocorrer quando a armadura fica a descoberto, por alguma razão. (Mourão, 2017)

Destruição total ou parcial da travessa

A forma como as travessas partem é distinta dependendo do tipo, isto porque enquanto a travessa bibloco pode ceder por corrosão ou fratura da cantoneira, a travessa monobloco suporta os momentos fletores negativos com maiores dificuldades, podendo ocorrer fissuração no lado inferior da travessa, fraturando a travessa a partir desse ponto. (Mourão, 2017)

4.2.4 Travessas de material compósito

Numa altura em que surgem diversas preocupações ambientais, começa a dar-se especial importância ao material reciclado para aplicação na via-férrea. As travessas de material compósito são na realidade uma mistura de polietileno de alta densidade (plástico reciclado) com borracha proveniente de pneus usados e outros materiais como a fibra de vidro, polímeros e produtos minerais. São travessas de grande durabilidade mas o seu custo médio é bastante superior aos restantes tipos de travessas. (Oliveira, 2012)



Fig. 4.11 - Travessas de material compósito (Oliveira, 2012)

Este tipo de travessas, por serem fruto de processos ecológicos, são uma solução com maior sustentabilidade ambiental.

4. A SUPERESTRUTURA

Na tabela 4.7 são apresentadas as percentagens dos materiais que são utilizados no fabrico das travessas de material compósito.

Tabela 4.7 - Constituição da travessa de material compósito (Oliveira, 2012)

Composto	Percentagem (%)
Polietileno	55
Borracha	12,5
Fibra de vidro	12,5
Produtos minerais (carbonato de cálcio, micas, entre outros)	20

4.2.4.1 Vantagens e desvantagens das travessas de material compósito

Por apresentarem propriedades resilientes semelhantes às travessas de madeira, estes elementos, estão a ser alvo de estudo, principalmente no que respeita à aplicação em pontes.

A utilização de travessas de material compósito apresenta algumas vantagens:

- Resistência mecânica comparável às de madeira;
- Elevada resistência a esforços;
- Totalmente reciclável;
- Vida útil de 40 a 50 anos;
- Grande resistência à corrosão;
- Baixa condutividade térmica;
- Baixa condutividade elétrica;
- Boa absorção aos ruídos.

A maior desvantagem das travessas de material compósito é mesmo o facto de serem travessas com elevado custo, pois como já referido anteriormente, apresentam uma média de custo superior aos outros tipos de travessas. Outro problema está relacionado com o reduzido peso próprio, essencial para o bom funcionamento da travessa, em relação aos esforços atuantes na via.

4.2.5 Análise comportamental da travessa

4.2.5.1 Momento fletor – métodos empíricos

De modo a obter as solicitações máximas sobre a travessa, a carga atuante deverá ser majorada de forma a atender a efeitos como os de falsos apoios ou a existência de apoios desiguais que carregam mais um lado da travessa do que outro. (Couto, 2006)

Com base na carga estática transmitida pelo carril é possível estimar as reações dinâmicas que se transmitem às travessas, pela seguinte fórmula:

$$Q_t = 1,35 \times \varphi \times \left(\beta \times \frac{P_e}{2} \right) \quad (4.9)$$

Q_t – carga dinâmica [kg]

$\frac{P_e}{2}$ – carga estática [kg]

β – valor médio da relação entre a carga atuante sobre cada semi-travessa e a carga por roda (valor médio entre 0,4 e 0,5)

φ – valor de majoração das cargas por estas serem cargas dinâmicas que atuam sobre o carril

$$\varphi = 1,5 \quad \text{se } V \leq 140 \text{ km/h}$$

$$\varphi = 1,75 \quad \text{se } V \geq 200 \text{ km/h}$$

Determinado o valor da carga dinâmica atuante sobre a travessa é possível obter o valor do momento fletor utilizando:

$$M_t = 1,6 \times Q_t \times \frac{\lambda}{2} \quad (4.10)$$

onde:

$$\lambda = \frac{u - e}{2} \quad (4.11)$$

4. A SUPERESTRUTURA

u – distância entre o eixo do carril e a extremidade da travessa [cm]

e – largura do patim do carril [cm]

4.2.5.2 Tensões máximas admissíveis

Determinado o momento máximo de flexão na travessa, a tensão máxima de tração e compressão correspondente será dada pela fórmula de *Navier*: (Couto, 2006)

$$\sigma = \frac{M_t}{W_t} \quad (4.12)$$

M_t – momento fletor máximo [kg.cm]

W_t – módulo de resistência da travessa [cm³]

$$W_t = \frac{b \times h^2}{6} \quad (4.13)$$

b – largura da travessa [cm]

h – altura da travessa [cm]

4.3 CARRIL

O carril é o elemento responsável pelo guiamento dos rodados do material circulante bem como, pela transmissão das forças que lhe são impostas às travessas. Deve apresentar uma superfície de rolamento lisa, para que a circulação das composições se faça de forma segura e cómoda, sendo que o facto de existirem irregularidades, contribui também para o aumento do carregamento dinâmico na via.

Os carris devem possuir uma capacidade de suporte suficiente para distribuir as cargas recebidas, por ação das rodas, às travessas sem que estes sofram deformações permanentes. De modo a exercer a sua função de rolamento e suporte de cargas, é necessário que o carril possua: dureza, tenacidade, elasticidade, resistência à flexão, resistência à tração e resistência ao desgaste. Os carris são elementos que têm de ter rigidez suficiente para funcionar como vigas que transferem as cargas concentradas das rodas para as travessas (as quais funcionam como apoios afastados de determinado comprimento) sem flexão excessiva. (Moreira, 2014)

Os primeiros perfis ferroviários, o único que sobrevive até aos dias de hoje é o carril de garganta (*Grooved rail*), que ainda está em uso nas vias onde o topo do carril e a superfície do pavimento estão ao mesmo nível, como por exemplo, nas passagens de nível onde a via-férrea é atravessada por uma rodovia, ou em instalações portuárias.

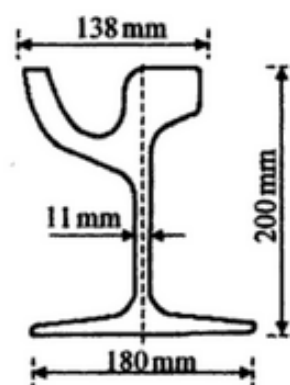


Fig. 4.12 - Grooved rail
(Profillidis, 2006)

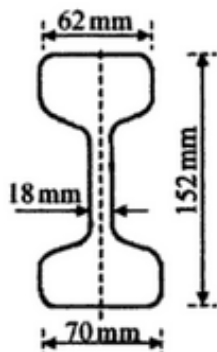




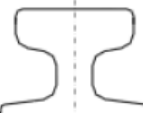


Fig. 4.13 - Double-headed rail
(Profillidis, 2006)

O carril *Double-headed* foi usado no século XIX, com a expectativa de que, quando a secção superior estivesse desgastada, o carril poderia ser invertido. No entanto, os carris de duas cabeças foram abandonados em muitos países no início do século XX, embora ainda sejam utilizados em algumas vias-férreas e linhas de metro, em Inglaterra e nos USA.

O perfil ferroviário, que finalmente prevaleceu e atualmente é amplamente utilizado, é o carril Vignole, nomeado após o Engenheiro Australiano, Charles Vignoles, o projetar. O carril, como já referido anteriormente, já assumiu diferentes geometrias. Na tabela 4.8 são indicados os perfis de carril utilizados hoje em diferentes tipologias de vias. O carril Vignole, o mais utilizado em vias tradicionais e o carril das vias de alta velocidade, é aquele que apresenta maior destaque neste subcapítulo.

Tabela 4.8 - Tipos de carris (Oliveira, 2012)

Tipo de carril	Designação	Aplicação
	Vignole Rail	Normalmente em via convencional e em certos tipos de via não balastrada
	Construction Rail	Linhas em indústria de construção automóvel e AMV
	Grooved Rail	Via destinada a carregamentos de menores dimensões e passagem de nível
	Block Rail	Via não balastrada, apoio em laje
	Crane Rail	Via sujeita a carregamentos muito elevados

O perfil transversal de um carril é dividido em três partes, somente por questão de designação, pois este elemento funciona como um todo, não apresentando quaisquer divisões transversais.

Cabeça – A cabeça do carril deve ser maciça de modo a que o desgaste não afete o momento de inércia da secção.

Alma – A alma do carril deve ter uma espessura mínima capaz de garantir uma resistência e rigidez transversal adequada. Tal espessura deverá ainda levar em consideração o desgaste passível provocado pela corrosão ambiental.

Patim – O patim do carril não deve ser muito esbelto, garantindo dessa forma que a alma continue perpendicular à travessa durante as solicitações transversais, evitando deformações permanentes.

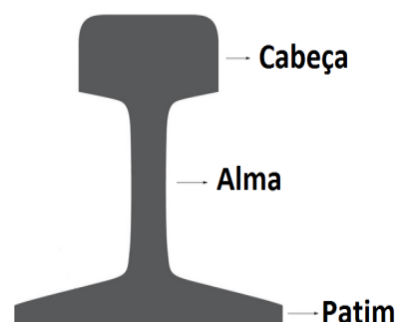


Fig. 4.14 - Carril Vignole
(Nabais, 2015)

As características da secção transversal são o peso por unidade de comprimento e o momento de inércia. Um objetivo constante foi fazer com que o aumento do peso fosse proporcionalmente maior que o valor do momento de inércia, garantindo que a relação inércia por metro aumentasse mais rapidamente que o valor do peso por metro. Isso levou a um aumento constante da altura do carril.

O aumento da carga por eixo e da velocidade do material circulante aumenta a carga sobre o carril, levando a que o carril Vignole, padronizada pela UIC, tenha já vários perfis, sendo os principais: UIC 50, UIC 54, UIC 60 e UIC 71. Esta antiga padronização da UIC foi modificada pelas sugestões de padronização europeias, sendo que os perfis, agora, sejam identificados pela letra E e um número de série. Por exemplo, o perfil UIC 50, de acordo com a nova padronização europeia, é referido como 50E1.

O peso próprio do carril é um parâmetro que o define, visto estar diretamente ligado às suas dimensões. Os modelos em uso na Europa são o 54E1 (UIC 54) e o 60E1 (UIC 60). A parte numérica constituinte da nomenclatura do carril diz respeito ao seu peso aproximado por metro linear, ou seja, 54 kg/m e 60 kg/m, respetivamente.

Alguns dos aspetos relacionados com as características dos carris e a forma como as solicitações lhes são impostas, podem influenciar o comportamento das travessas, do balastro e da subestrutura. Os materiais que constituem os carris, a sua inércia de flexão, a sua regularidade geométrica e os aspetos construtivos relacionados com as juntas, ou a ausência delas (barras longas soldadas, BLS), são importantes, quer no que se refere ao comportamento destes elementos face às solicitações, quer pelas elevadas cargas dinâmicas impostas à subestrutura, em particular quando ocorrem irregularidades geométricas do carril ou das rodas. Estas cargas poderão originar assentamentos permanentes que provocam desnivelamentos da via, deterioração dos carris e das travessas.

Pode-se referir que as principais funções dos carris, são: (Vale, 2010)

- Suportar e transferir as cargas concentradas das rodas dos comboios para as travessas;
- Impor a direção às rodas dos veículos;
- Distribuir as forças resultantes do arranque e da frenagem por aderência.

Uma das características importantes do carril é o seu peso. A utilização de carris “pesados” conduz a uma maior duração da vida útil dos carris e, conseqüentemente, à via útil da própria via. Um carril mais pesado distribui melhor as solicitações verticais e horizontais, retardando a sua degradação, e reduz a pressão sobre o balastro.

Em Portugal, nas linhas principais da rede de via larga, utiliza-se carril de perfil UIC 54 e UIC 60. Atualmente, regra geral, recorre-se a carris do tipo UIC 60 (com peso aproximadamente de 60 kg/m) que são instalados na via e soldados entre si, formando a barra longa soldada (BLS). Deste modo, é possível atenuar os efeitos dinâmicos associados à existência de juntas de carris e, conseqüentemente reduzir a velocidade de deterioração da via.

4. A SUPERESTRUTURA

As características destes dois tipos de carris são definidas com mais detalhe na norma NP EN 13674-1.

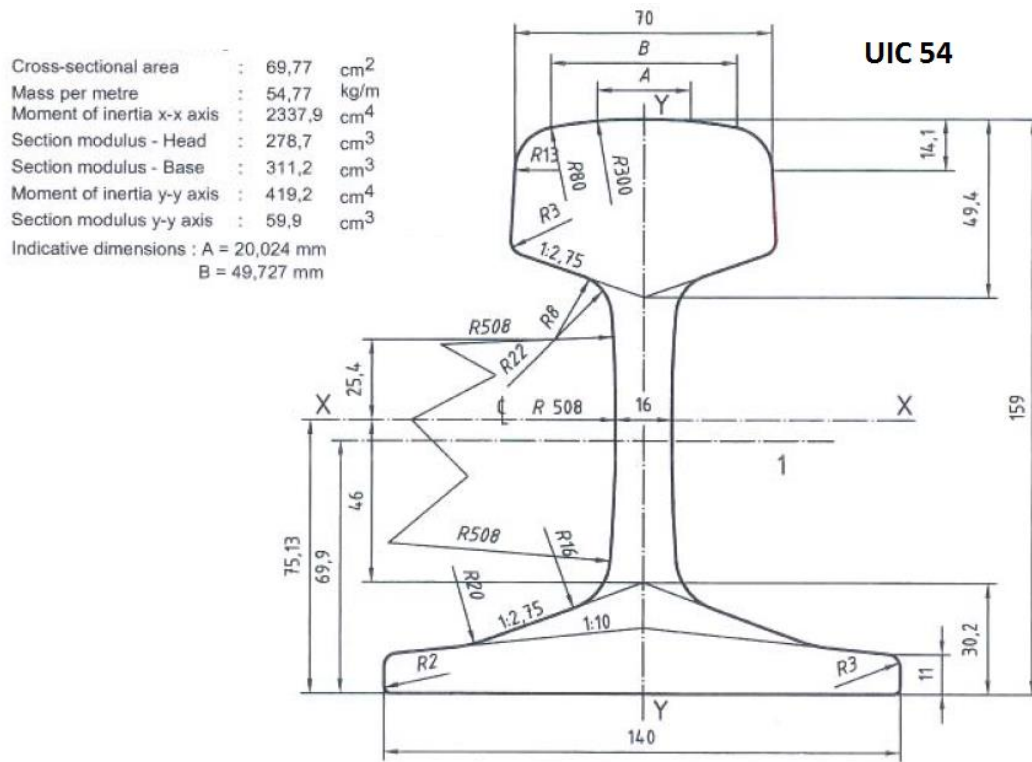


Fig. 4.15 - Carril Vignole, UIC 54 (NP EN 13674-1, 2014)

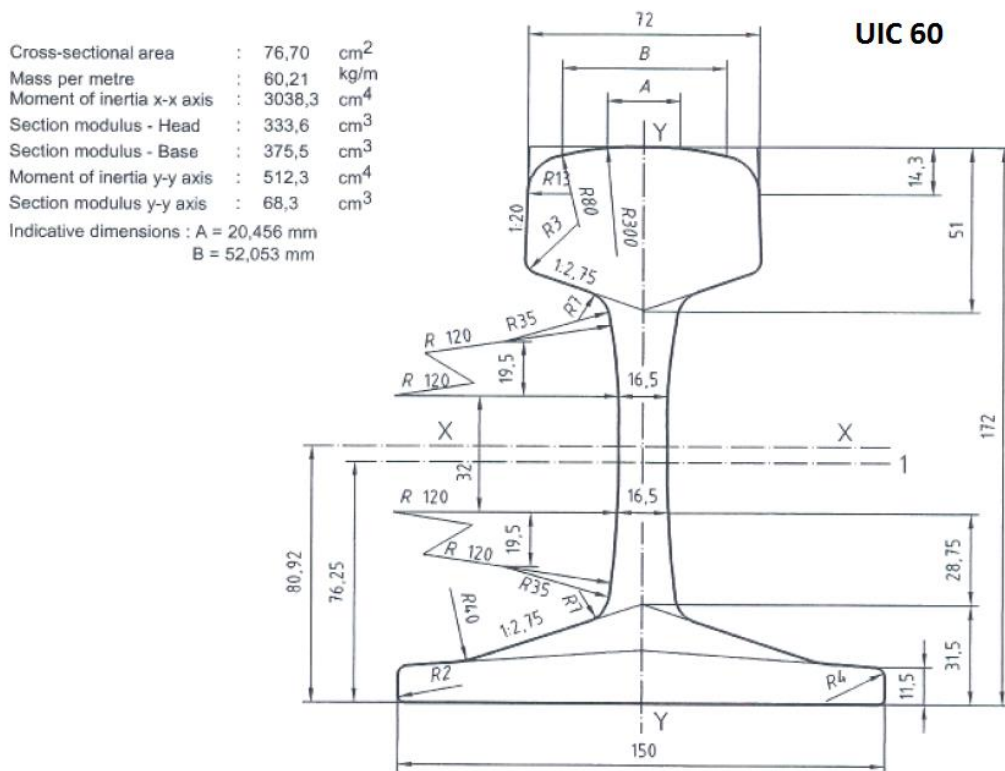


Fig. 4.16 - Carril Vignole, UIC 60 (NP EN 13674-1, 2014)

O aço é o material mais utilizado nos carris por razões relacionadas com a sua resistência e qualidade:

- Elevada tensão à rutura;
- Composição química uniforme;
- Isenção de vazios e falhas térmicas garantidas pelo processo de fabricação.

O fabrico é realizado a partir da junção, em forno, à temperatura de 1500 °C, de ferro com sucata de aço, ou “ferro velho”. Depois de pronto é constituído por 98% de ferro, sendo os restantes 2% formados em proporções diferentes, por carbono, manganês, silício e crómio. (Ferreira, 2010)

A qualidade do aço dos carris é requisito essencial para a natureza de utilização e destino de aplicação da via, sendo que um carril mais duro tem um desgaste menor do que um carril de aço normal.

Tabela 4.9 - Composição química do aço dos carris (Ferreira, 2010)

Composição Química				
Tipo de Aço	Carbono (%)	Manganês (%)	Silício (%)	Crómio (%)
700	0,4 a 0,6	0,8 a 1,25	0,05 a 0,35	-
900 A	0,6 a 0,8	0,80 a 1,30	0,1 a 0,5	-
900 B	0,55 a 0,75	1,30 a 1,70	0,1 a 0,5	-
1100	0,6 a 0,82	0,8 a 1,30	0,3 a 0,9	0,8 a 1,3

Os carris mais utilizados têm aço com resistência de tração superior a 700 N/mm², sendo que em vias principais os valores mínimos utilizados são de 900 N/mm². No caso de curvas de pequeno raio (R < 300m) de onde o carril é submetido a forte desgaste lateral, os aços indicados anteriormente não são os mais adequados. Nestes casos utilizam-se aços especiais de alto rendimento, tratados termicamente, que atingem resistência compreendida entre os 1000 e os 1300 N/mm².

Para um aumento da dureza superficial, os carris são tratados termicamente, sendo que o processo consiste num abaixamento rápido da temperatura do carril, posteriormente reaquecido e arrefecido lentamente no final da laminagem.

4. A SUPERESTRUTURA

4.3.1 Barras longas soldadas

Com os problemas associados aos carris com juntas, nos dias de hoje, opta-se muito pela utilização de barras longas soldadas, na construção ou renovação de vias férreas. As BLS apresentam vantagens em relação ao carril com juntas, como por exemplo: (Fortunato, 2005)

- Menor deterioração dos componentes da via;
- Menor geração de ruído e vibrações;
- Menor oscilação do material circulante.

Como desvantagem, deve-se indicar o facto dos carris constituídos por barras longas soldadas estarem sujeitas a elevados esforços internos provenientes das variações de temperatura.

Estas barras são obtidas a partir de carris normais, soldados em estaleiro (em Portugal, 8 carris de 18 metros, originando barras de 144 metros de comprimento) que depois de prontas são transportadas para o local de assentamento, onde serão novamente soldadas, *in situ*, de forma a originar um carril único e homogéneo. (Couto, 2006)

Normalmente utilizam-se dois tipos de soldadura para a execução de vias sem juntas:

- Soldaduras elétricas – usadas normalmente em estaleiro, pois é necessário a utilização de uma máquina de grandes dimensões e difícil transporte. Os carris neste tipo de soldadura são submetidos a uma corrente elétrica de elevada intensidade, que por contacto, provoca o aquecimento e fusão dos topos dos carris, que comprimidos, um contra o outro, provocam um encalque e conseqüente a soldadura.
- Soldaduras aluminotérmicas – usadas normalmente em plena via, consiste, resumidamente, numa reação química exotérmica. Posicionando os carris com espaçamento entre si de aproximadamente 25 milímetros com tolerância de +/- 2 milímetros, é colocado um molde com o formato do carril, de modo que a continuidade seja o mais uniforme possível. De seguida é pré-aquecido o molde e as pontas dos carris, que entrarão em contacto com uma mistura formada por aço e óxido de alumínio, que aquecido a altas temperaturas, formam um líquido que chega a atingir os 3000°C. Esta mistura é vertida para o interior do molde, soldando assim os carris. Depois de retirar o molde é necessário efetuar desgaste e esmerilamento na zona onde se realizou a soldagem.

As barras longas soldadas quando sujeitas a variações de temperatura deveriam sofrer dilatações ou contrações, com o aumento ou diminuição da temperatura, respetivamente. Tal não acontece uma vez que estas estão impedidas de se deformar, pois encontram-se fixas às travessas, que por sua vez, se encontram encastradas no balastro. A natural inércia do balastro impede variações no comprimento das BLS, originando tensões internas de compressão quando a temperatura sobe e estas tendem a dilatar, ou tensões internas de tração quando a temperatura desce e as barras soldadas tendem a contrair.

De modo a minimizar a ocorrência destes fenómenos é possível realizar uma análise do índice de estabilidade, que não deve ultrapassar o valor de 0,18. O valor do índice de estabilidade da via em estudo pode ser obtido pela fórmula empírica:

$$I = \frac{200 \times C}{\left(2C + \frac{T}{d}\right)^2} \quad (4.14)$$

C – peso por metro de carril [kg/m]

T – peso de uma travessa com o conjunto de fixações [kg]

d – espaçamento entre travessas [m]

Como referido anteriormente, quando estão impedidas as livres dilatações, a barra longa soldada fica submetida a tensões de compressão e tração cujo valor máximo ocorre na zona central da BLS. A tensão correspondente é dada pela fórmula:

$$\sigma = E \times \alpha \times \Delta t \quad (4.15)$$

σ – tensão máxima [kg/cm²]

E – módulo de elasticidade (2,6x10⁶) (kg/cm²)

α – coeficiente de dilatação linear do aço (10,5x10⁻⁶)

Δt – variação da temperatura [°C]

Na zona central das barras, a resistência oposta pela via impede completamente as dilatações ou contrações que as variações de temperatura provocam nos carris. Nas extremidades, os movimentos longitudinais dos carris são apenas parcialmente contrariados e designam-se por zonas de respiro.

O comprimento da zona de respiro pode ser calculado através da seguinte fórmula:

4. A SUPERESTRUTURA

$$Z = \frac{2 \times E \times A \times \alpha \times \Delta t}{r} \quad (4.16)$$

Z – comprimento da zona de respiro [m]

A – área da secção do carril [cm²]

r – resistência oposta pela via [kg/m]

As zonas de respiro sofrem variação de comprimento resultante da variação da temperatura e da tensão relativa à resistência oposta pela via. O valor da variação de comprimento da zona de respiro corresponde à abertura que se deve implementar na junta de dilatação, no momento de assentamento do carril. O valor, em milímetros, é obtido através da fórmula:

$$\Delta Z = \frac{E \times A \times \alpha^2 \times \Delta t^2}{r} \quad (4.17)$$

Nos pontos de interrupção obrigatórios das barras longas soldadas os deslocamentos deverão ser absorvidos pelos aparelhos de dilatação. Estes aparelhos são dispositivos que permitem a livre dilatação das extremidades das zonas de respiro das BLS.

Por razões de qualidade da geometria da via, os aparelhos de dilatação não poderão ser assentes em:

- curvas de raio inferior a 800 metros;
- curvas de concordância;
- entre duas curvas de concordâncias muito próximas.

Existem dois tipos de aparelhos de dilatação:

- Unidirecionais – estes aparelhos aplicam-se quando apenas é necessário absorver movimentos da BLS de um dos lados. Do outro lado, os movimentos do carril são nulos ou desprezáveis. Por exemplo, junto ao apoio fixo de uma ponte não balastrada, em que o carril do lado da ponte está imóvel.



Fig. 4.17 - Aparelho de dilatação unidirecional (Gonçalves, 2014)

- Bidirecionais – estes aparelhos usam-se quando é necessário absorver movimentos de BLS de ambos os lados. Por exemplo, junto ao apoio móvel de uma ponte, em que o lado da ponte acompanha os movimentos de dilatação e retração da estrutura.



Fig. 4.18 - Aparelho de dilatação bidirecional (Gonçalves, 2014)

4.3.2 Análise comportamental do carril

Método de Timoshenko-Saller-Hanker

Timoshenko-Saller-Hanker desenvolveram um método com base nas expressões de um outro método existente, método de *Zimmermann*, que possibilita o cálculo do momento fletor máximo e tensões admissíveis impostas ao carril. Este método é reconhecidamente aceitável para estudos envolvendo velocidades inferiores a 200 km/h.

4. A SUPERESTRUTURA

4.3.2.1 Momento fletor máximo

O cálculo do momento fletor máximo corresponde à situação mais desfavorável de uma carga atuando sobre o carril. A carga aplicada ao carril é uma carga estática vertical, e pode ser obtida através do método indicado no subcapítulo 6.1 – Esforços verticais.

O momento máximo é calculado através de:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{P_r \times L_v}{4} \quad (4.18)$$

P_r – carga estática vertical [kg]

L_v – comprimento efetivo do carril [cm]

$$L_v = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{C \times b'}} \quad (4.19)$$

I – momento de inércia do carril [cm⁴]

E – módulo de elasticidade ($2,6 \times 10^6$) (kg/cm²)

Os valores de C podem variar entre 0,02 e 0,5 N/mm³. Um bom solo de fundação corresponderá aproximadamente um valor de 0,2 N/mm³.

$$b' = \frac{A}{a} \quad (4.20)$$

a – espaçamento entre travessas [cm]

A – área da parte da travessa que sustenta o carril [cm²]

Área de apoio em travessa bibloco:



Fig. 4.19 - Área de apoio da travessa bibloco (Mántaras e Rodríguez)

Área de apoio em travessa monobloco:

$$A = 2 \times u \times b \quad (4.21)$$

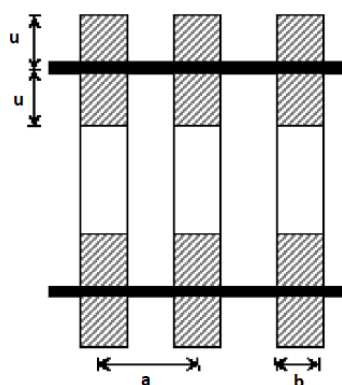


Fig. 4.20 - Área de apoio da travessa monobloco (Pita, 2006)

4.3.2.2 Tensões admissíveis – resistência à tração

Para a verificação da resistência do carril é necessário calcular a tensão a que o carril fica sujeito, sendo para isso necessário utilizar a seguinte fórmula:

$$\sigma_f = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W_y} \quad (4.22)$$

A – área da secção do carril [cm²]

M – momento fletor máximo [kg.cm]

W_y – módulo de resistência do carril em relação ao eixo horizontal y [cm³]

N – esforço longitudinal [kg], pode ser obtida através do método indicado no subcapítulo 6.3 – Esforço longitudinal

Atendendo que durante a sua vida útil o carril sofra um certo desgaste, para efeito de dimensionamento, é usual majorar esta tensão em 1,25 e adicionar o valor correspondente às tensões internas do carril, σ_i , que podem atingir valores da ordem dos 10 kg/mm².

$$1,25\sigma_f + \sigma_i \leq \sigma_{adm} \quad (4.23)$$

Aço tipo 700 – $\sigma_{adm} = 38 \text{ kg/mm}^2$

Aço tipo 900 – $\sigma_{adm} = 50 \text{ kg/mm}^2$

4. A SUPERESTRUTURA

4.3.2.3 Tensões tangenciais

Na análise deste estado tensional, a situação mais desfavorável é causada pelo contacto entre a roda e o carril e é calculado através da seguinte fórmula:

$$\tau_{m\acute{a}x} = 0,304 \times q_0 \quad (4.24)$$

$$\tau_{adm} = \frac{\sigma_{adm}}{\sqrt{3}} \quad \begin{array}{l} \text{Aço tipo 700} - \tau_{adm} = 21.9 \text{ kg/mm}^2 \\ \text{Aço tipo 900} - \tau_{adm} = 28.9 \text{ kg/mm}^2 \end{array}$$

A forma da distribuição das pressões através da superfície de contacto pode ser apresentada por uma elipse cujo valor máximo, q_0 , é dado pela expressão:

$$q_0 = 0,418 \sqrt{\frac{P' \times E}{R}} \quad (4.25)$$

E – módulo de elasticidade (2.6×10^6) (kg/cm²)

R – raio da roda [mm]

P' – carga/unidade de comprimento de superfície de contacto [kg/cm]

$$P' = \frac{P_r}{c} \quad (4.26)$$

P_r – carga estática vertical [kg]

c – valor de oberweiler (12) [mm]

4.3.3 Patologias do carril

Fragmentação transversal progressiva

Por ação da temperatura durante o fabrico do elemento, este defeito tem origem no núcleo central da cabeça do carril, com a anomalia a manifestar-se inicialmente sobre a “forma de rim” no interior, propagando-se até à superfície do carril, causando de imediato uma falha na região da cabeça do elemento.



Fig. 4.21 - Fragmentação transversal progressiva (Sousa, 2015)

Esta patologia é detetada através da inspeção visual e através de equipamento de ultrassom e quando detetado é recomendado:

- Manter o carril sobre vigilância;
- Realizar teste de ultrassom na mesma fila de modo a prever propagação;
- Substituir o carril caso seja necessário.

Fragmentação horizontal

Esta patologia tem origem na fase de fabricação e pode causar descamação da superfície de rolamento. O defeito manifesta-se no interior da cabeça do carril e desenvolve-se paralelamente à mesa de rolamento, sendo que, num estado avançado da anomalia pode resultar numa separação de material do carril. É detetado quer visualmente quer por equipamento ultrassónico.

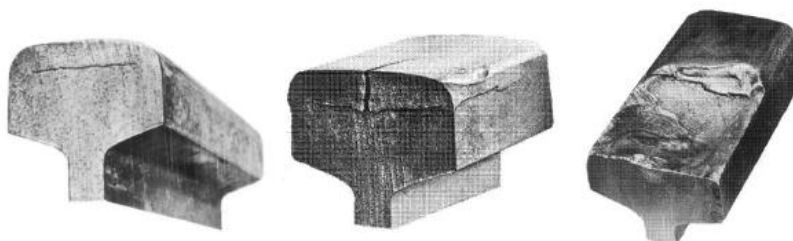


Fig. 4.22 - Fragmentação horizontal (Sousa, 2015)

Fissuração longitudinal vertical

Patologia que no seu limite pode dividir a cabeça do carril em duas partes. Este defeito é identificado por uma linha negra na superfície do carril, sendo também possível observar uma leve deformação.

4. A SUPERESTRUTURA

O mesmo tipo de defeito pode ocorrer quer na alma quer no patim do carril. Baixas temperaturas podem levar a falhas, que causam a fratura instantânea do carril.

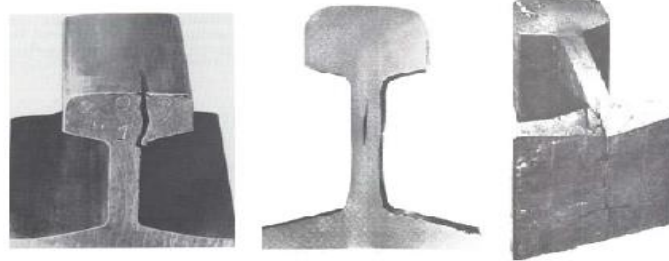


Fig. 4.23 - Fissuração longitudinal vertical (Couto, 2008)

Esmagamento da cabeça do carril

Esta anomalia ocorre quando existe um excesso de carga sobre o carril, e caracteriza-se por uma depressão na mesa de rolamento e pelo alargamento da cabeça do carril. O metal é expelido lateralmente e em alguns casos também nas extremidades do carril.



Fig. 4.24 - Esmagamento da cabeça do carril (Sousa, 2015)

Esmagamento da face interior do carril

Este tipo de anomalia acontece em zonas de curva e é caracterizado inicialmente pela formação de sulcos na face interna da mesa de rolamento, levando posteriormente ao aparecimento de uma fissura longitudinal, de superfície. Não sendo algo impeditivo de circulação, não deixa de ser importante o controlo e resolução do problema.



Fig. 4.25 - Esmagamento da face interior do carril (Mourão, 2017)

Desgaste lateral

Situação que afeta com mais significado uma das filas, dependendo do equilíbrio escala-velocidade apresentado pelo comboio. Este tipo de defeito é muito frequente e geralmente causado pelo movimento de lacete dos rodados.

Este tipo de desgaste pode ser preocupante ou especialmente perigoso quando a sua extensão é:

- Prejudicial à manutenção da via (aumento da bitola);
- Suscetível de rutura através do enfraquecimento do perfil.



Fig. 4.26 - Desgaste lateral (Couto, 2008)

Desgaste da superfície de rolamento

Esta patologia manifesta-se quando há uma sucessiva circulação de veículos. O desgaste na superfície de rolamento é detetado e controlado por meio de inspeções de via, sendo este problema solucionado por meio de substituição direta do carril.

Ondulação da mesa de rolamento

Este tipo de problema tem a sua génese numa grande variedade de fatores, que isolados ou em conjunto definem um padrão similar de formas no carril, variando apenas na sua dimensão (ondulação de passo curto ou passo longo).

A ondulação de passo curto é caracterizada por uma sequência pseudo periódica de cumes brilhantes e depressões escuras na mesa de rolamento, com um espaçamento entre dois cumes de 3 a 8 centímetros.



Fig. 4.27 - Ondulação da mesa de rolamento (Sousa, 2015)

4. A SUPERESTRUTURA

A ondulação de passo longo é caracterizada por depressões na mesa de rolamento mais ou menos pronunciadas e desiguais em relação a um perfil retilíneo ideal. O passo normalmente varia entre 8 a 20 centímetros e ocorre principalmente na fila interior de uma curva.

Recomenda-se a esmerilagem do carril quando esta prejudique:

- Funcionamento do material circulante;
- O conforto dos passageiros;
- O ambiente, quando o nível de ruído é elevado.

Desintegração da superfície de rolamento

A desintegração corresponde a uma degradação gradual da superfície de rolamento, sendo que as causas deste defeito podem ser atribuídas ao processo de fabrico. Esta anomalia pode ser detetada durante as inspeções de manutenção, devendo os carris afetados ser removidos em secções de manutenção previamente agendadas.

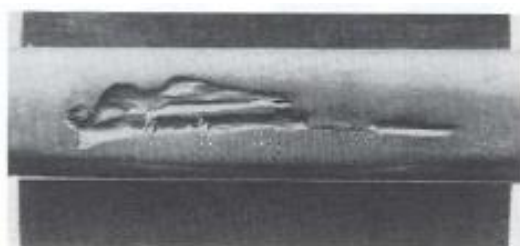


Fig. 4.28 - Desintegração da superfície de rolamento (Mourão, 2017)

Descascamento da superfície do carril

Sendo um defeito de fabrico, este tipo de patologia é formado principalmente aquando do tratamento térmico dos carris. Pré deformações irregulares da superfície de rolamento com alguns milímetros de profundidade podem ser previamente observadas anteriormente à formação do descascamento. O descascamento é uma anomalia isolada e normalmente ocorre em várias zonas do carril.



Fig 4.29 - Descascamento da superfície do carril (Couto, 2008)

Descascamento lateral da cabeça do carril

O carril apresenta primeiramente manchas negras espaçadas aleatoriamente sobre o canto interno da cabeça do carril. Estas manchas significam sinais precoces de desintegração do metal subjacente que após um período de evolução, são caracterizados pela formação de fissuras e pelo descasque bastante extenso. De um modo geral, este efeito dá-se no carril exterior de uma curva e deve-se ao lubrificante colocado para evitar o desgaste lateral.



Fig. 4.30 - Descascamento lateral da cabeça do carril (Sousa, 2015)

Deformação do carril

Este tipo de anomalia aparece fundamentalmente devido ao efeito de grandes cargas. A deformação ocorre devido às ações como descarrilamentos, má condução dos veículos ou má utilização de equipamentos ou excesso de carga. Este tipo de ocorrências culmina, em regra, na quebra do carril sendo, importante a rápida substituição do mesmo.

Corrosão

Por ação de substâncias químicas no ar ou na água, a corrosão vai gradualmente retirar o material constituinte da alma, levando a que esta sofra uma redução de espessura, podendo levar à fragmentação do carril.



Fig. 4.31 - Corrosão (Sousa, 2015)

4.4 ELEMENTOS DE FIXAÇÃO

Os elementos de fixação devem promover o apoio adequado dos carris e a fixação destes às travessas, levando a que a bitola e a inclinação do carril se mantenham constantes, resistindo aos esforços originados pelas ações verticais, laterais, longitudinais e de torção (transmitidas pelas rodas), e aos esforços produzidos pelas variações de temperatura dos carris. Além disso, devem ainda reduzir as tensões e as vibrações causadas pela passagem do material circulante.

Existe uma grande variedade destes sistemas, sendo que estes se dividem em fixações rígidas e fixações elásticas. Esta diferença prende-se principalmente com a capacidade que a fixação tem de se adaptar e absorver as constantes deformações aplicadas no espaço entre a travessa e o carril, mais precisamente na palmilha.

Para uma determinada via-férrea, a escolha do sistema de fixação deve ser feita em função do tipo de travessa. Na seleção do tipo de sistema deve-se ter em conta a possibilidade dos seus elementos serem fácil e rapidamente substituídos. Possibilita-se assim não reduzir ou limitar a vida útil das travessas.

Em travessas de madeira interpõe-se apoios metálicos entre os carris e as travessas, os quais assegurem tensões admissíveis e protejam a madeira contra o desgaste mecânico. Em travessas de betão colocam-se elementos resilientes para amortecer as vibrações provocadas pelas rodas, para reduzir o atrito entre o carril e a travessa e promover o isolamento elétrico dos circuitos da via.

4.4.1 Fixações rígidas

Como fixação rígida existem o prego e o tirefond. O prego de linha era o tipo mais comum de fixação do carril. Geralmente de secção retangular, terminado em cunha cravado a pancadas de marreta num fura previamente preparado, cujo diâmetro deve ser ligeiramente menor que o diâmetro do circuito circunscrito à secção do prego, a fim de dar a necessária pressão à travessa. A cabeça do prego de linha apresenta uma saliência que se apoia no patim do carril e tem, na parte inferior, a mesma inclinação do patim. No sentido perpendicular à saliência mencionada, o prego dispõe de duas “orelhas” para permitir o seu arrancamento por meio de alavanca do tipo é de cabra, quando seja necessário a sua extração a

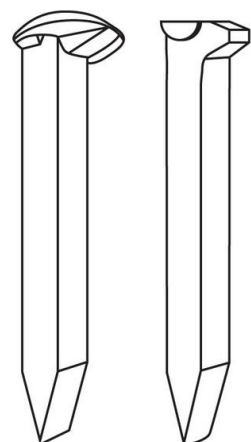
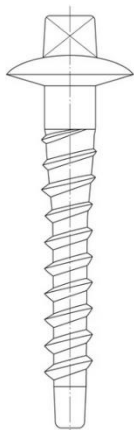


Fig 4.32 - Pregos
(Nabais, 2015)

quando das ações de manutenção da via. O prego é o menos eficiente dos tipos de fixação, pois, funcionando como cunha na madeira, cria a tendência de rachar a travessa. Além disso, oferece pouca resistência ao arrancamento podendo criar uma folga entre o ele e o patim do carril.



O tirefond é uma espécie de parafuso de rosca, cuja cabeça se adapta perfeitamente a uma máquina tirefonadeira, por meio da qual se aparafusa o tirefond na madeira, no furo previamente preparado. A cabeça do tirefond tem uma base alargada em forma de aba de chapéu que, na face inferior, tem a mesma inclinação do patim do carril, de modo a adaptar-se a ele. É um tipo de fixação superior ao prego, pois, sendo aparafusado, fica mais solidário com a travessa e oferece resistência ao arrancamento bem superior. O furo na travessa fica hermeticamente fechado pelo tirefond, impedindo a entrada de água, o que nem sempre acontece com o prego.

Fig 4.33 - Tirefond (Nabais, 2015)

Para melhor aproveitamento da travessa, é usual fazer-se a pregação cruzada, que consiste em colocar os pregos ou tirefonds deslocados do centro da travessa, em posições desencontradas, a fim de permitir nova pregação em posição simétrica quando a primeira já não se encontrar adequada.

Estas fixações rígidas são geralmente utilizadas em travessas de madeira e, com a passagem do material circulante, perdem, com o tempo, a capacidade de resistir aos esforços longitudinais.

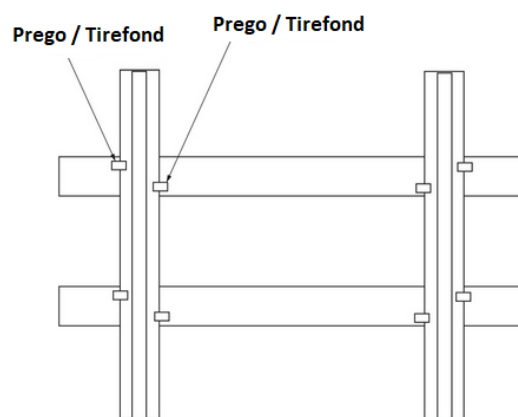


Fig 4.34 - Pregação cruzada (Nabais, 2015)

4.4.2 Fixações elásticas

A fixação elástica é uma solução introduzida há relativamente pouco tempo com a utilização das travessas de betão. Permitem um aperto constante as carril, pois sendo, como o nome indica, uma fixação elástica a mesma tem tendência a adaptar-se às movimentações existentes a quando das solicitações a que são sujeitas.

Existem vários tipos de fixações elásticas, mas há que salientar, que em Portugal, o sistema *Vossloh* foi o sistema de fixação adotado para a modernização das vias da rede ferroviária nacional.

4. A SUPERESTRUTURA

Sistema de fixação RN

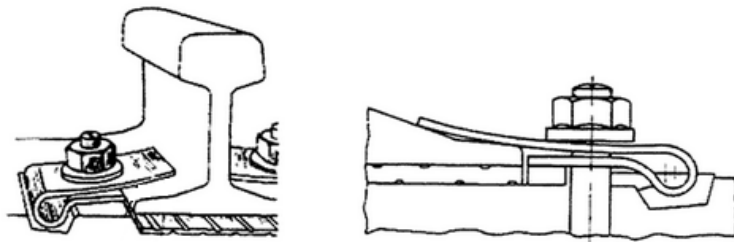


Fig 4.35 - Sistema de fixação RN (Mántaras e Rodríguez)

Sistema de fixação Nabla

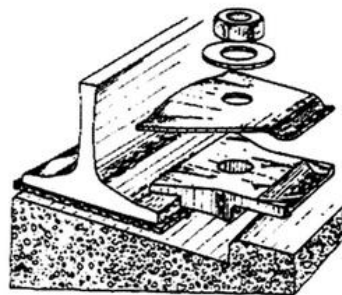


Fig 4.36 - Sistema de fixação Nabla (Mántaras e Rodríguez)

Sistema de fixação Pandrol

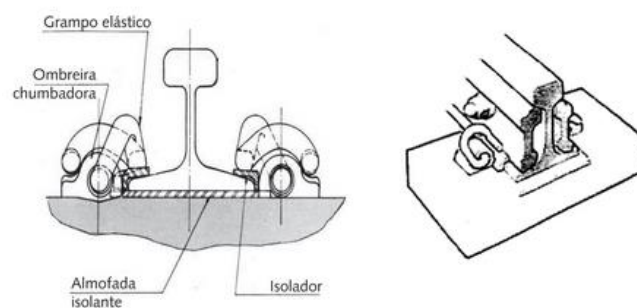


Fig 4.37 - Sistema de fixação Pandrol (Mántaras e Rodríguez)

Sistema de fixação Vossloh

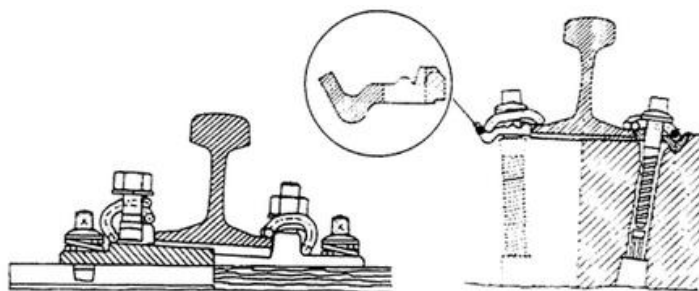


Fig 4.38 - Sistema de fixação Vossloh (Mántaras e Rodríguez)

Sistema de fixação Geo

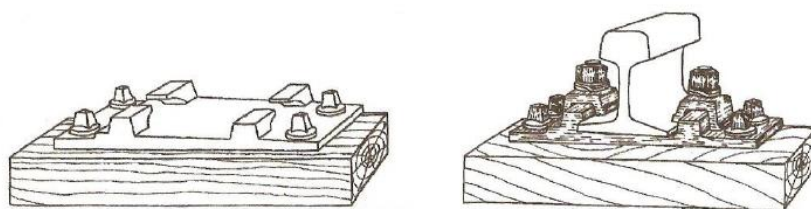


Fig 4.39 - Sistema de fixação Geo (Manual Didático de Ferrovias, 2012)

Sistema de fixação Grampo Elástico Duplo

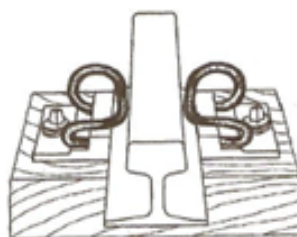


Fig 4.40 - Sistema de fixação Grampo elástico duplo (Manual Didático de Ferrovias, 2012)

Sistema de fixação Deenik

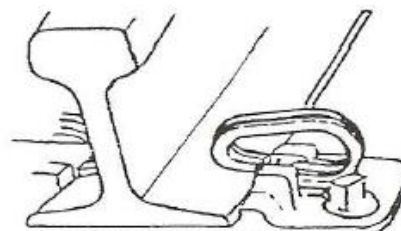


Fig 4.41 - Sistema de fixação Deenik (Manual Didático de Ferrovias, 2012)

Sistema de fixação Fist

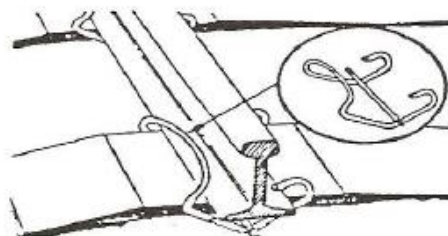


Fig 4.42 - Sistema de fixação Fist (Manual Didático de Ferrovias, 2012)

4. A SUPERESTRUTURA

4.4.3 Patologias dos elementos de fixação

Ao nível do estudo e identificação da problemática relativa às fixações, a mesma pode ser dividida em dois grupos:

Danificação da fixação

Este tipo de patologia pode ser verificado com qualquer elemento de fixação, e resulta da perda de capacidade de aperto por parte do elemento, o que gere posterior degradação da geometria da via.

Alívio de aperto

Esta ocorrência pode ser gerada por vários fatores, desde a degradação da travessa que garante a capacidade de fixação da infraestrutura à vibração provocada pela passagem dos comboios e que só por si provoca um alívio na fixação. Para garantir que os níveis de aperto se mantenham aceitáveis é importante que seja feita uma inspeção periódica da fixação e, caso seja necessário, reapertar o elemento.

4.5 VIA NÃO BALASTRADA

O aumento das solicitações que se tem verificado nas redes ferroviárias, quer no que se refere ao número de comboios cada vez mais rápidos de passageiros, quer de comboios de mercadorias, tem levado à procura de soluções para contrariar o processo acelerado de degradação da qualidade da via e aos cada vez maiores custos de conservação e reabilitação associados.

Ao longo dos anos têm sido realizadas diversas experiências com a finalidade de encontrar soluções estruturais alternativas para os elementos da via. Algumas dessas soluções têm-se revelado de fácil construção, económicas, apresentam um bom comportamento e uma reduzida necessidade de conservação. (Fortunato, 2005)

Teoricamente os trabalhos de conservação da uma via não balastrada limitam-se à substituição dos carris com desgaste excessivo, dos elementos de fixação deterioradas por fadiga e dos elementos de apoio resiliente envelhecidos.

A via sem balastro surge da busca de um modelo de estrutura de via que garanta a estabilidade da circulação do material circulante, com conforto e segurança.

A superestrutura de uma via não balastrada é constituída por uma laje de betão armado ou por uma camada de mistura betuminosa, sendo que imediatamente abaixo é colocada uma camada tratada com ligante hidráulico. (Marques, 2013)

A camada superior em laje de betão armado ou em mistura betuminosa recebe o armamento da via e a distribuição de cargas transmitidas pelo material circulante para as camadas inferiores, respeitando os exigentes requisitos de durabilidade.

No caso de laje em betão armado, deve apresentar um padrão de fendilhação controlado e assegurar resistência à ação de gelo e degelo.

A camada colocada imediatamente abaixo é constituída por inerte granular bem graduado e tratada com ligante hidráulico. Em túneis e pontes é usual não utilizar esta camada, desde que se proceda ao aumento da espessura da laje superior de betão armado ou mistura betuminosa, ou sejam implementadas medidas de melhoria das camadas da subestrutura.

4.5.1 Via não balastrada em mistura betuminosa

Da conjugação dos conhecimentos obtidos na construção de vias rodoviárias e o e ferroviárias, resultou a via não balastrada em betão betuminoso.

Nas vias não balastradas deste tipo, os carris são apoiados em travessas metálicas ou travessas de betão armado que estão assentes diretamente numa camada de mistura betuminosa. (Marques, 2013)

Sendo camada betuminosa colocada por pavimentadoras, consegue-se uma maior precisão da geometria da via. Após o seu arrefecimento, esta já consegue suportar cargas, o que permite uma rápida construção, com a colocação das travessas e carris, sem apresentar um grande gasto de tempo com ajustes na direção vertical. (Marques, 2013)

Relativamente a processos de conservação, não é necessário a demolição e a posterior reconstrução da estrutura, pois é possível reutilizar a camada de mistura betuminosa.

Das vias não balastradas em mistura betuminosa, é possível distinguir três tipos de vias:

- Via *SATO* (utilização de travessas metálicas);
- Via *ATD* (utilização de travessas bibloco, em betão);
- Via *WALTER* (utilização de travessas monobloco, em betão).

4. A SUPERESTRUTURA



Fig. 4.43 - Esquema transversal da solução SATO (Paixão e Fortunato, 2009)

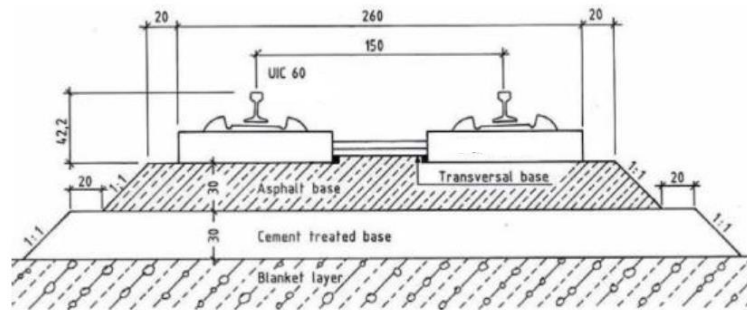


Fig. 4.44 - Esquema transversal da solução ATD (Marques, 2013)

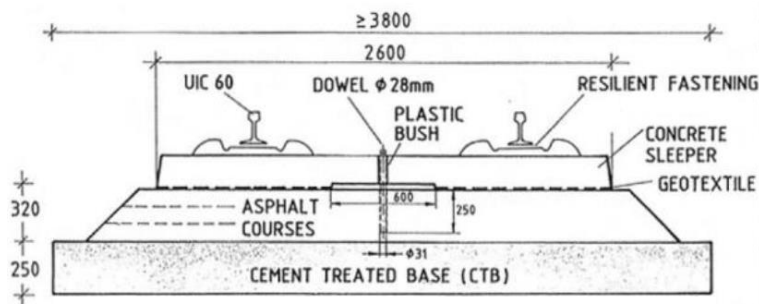


Fig. 4.45 - Esquema transversal da solução WALTER (Marques, 2013)

As vias não balastradas em mistura betuminosa apresentam deformações a longo prazo, sendo necessário proceder à revisão da sua geometria, o que compromete o esforço da redução dos custos de manutenção. As características do betuminoso permitem a absorção do ruído e de vibrações. Por vezes opta-se pela colocação de balastro não estrutural entre as travessas, permitindo uma redução adicional de ruído e proteção da camada de mistura betuminosa contra o calor e os raios UV.

Prevê-se uma vida útil das camadas betuminosas entre 50 a 60 anos, mas que só é possível com medidas de proteção contra o envelhecimento.

4.5.2 Via não balastrada em laje

Nas vias em laje os carris são apoiados em travessas de betão armado assentes ou embebidas numa laje de betão armado ou fixadas diretamente na laje. A maioria das vias apresenta períodos de vida útil que se espera que rondem os 60 anos praticamente sem a necessidade de operações de conservação.

A via não balastrada em laje é habitualmente classificada quanto ao:

- Tipo de fixação do carril (pontual ou contínua);
- Modo de execução da laje de betão (*in situ* ou pré-fabricada).

As soluções de via em laje apresentam uma grande variedade de conceções estruturais. A *Internacional Union of Railways* (UIC), distingue vários sistemas de via em laje, dividindo-os em sete grupos:

1. Via com fixação contínua do carril ou via com carril embebido na estrutura.

A estrutura de suporte é constituída por uma laje de betão armado sendo os carris colocados em cavidades revestidas por um composto elástico, como uma resina.

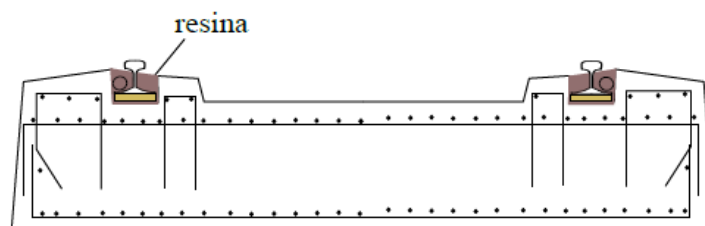


Fig. 4.46 - Esquema transversal da via com carril embebido na estrutura (Vale, 2010)

Neste tipo de via o apoio do carril é contínuo, o que exige um controlo rigoroso da geometria da via, em consequência da posição da laje que condiciona a posição final dos carris. A armadura longitudinal da laje garante uma rigidez de flexão elevada o que previne os efeitos do assentamento do solo de suporte.

4. A SUPERESTRUTURA

A secção é constante o que leva a que a rigidez vertical seja sensivelmente constante. Associado à redução das ações dinâmicas, aumenta a vida útil dos carris e reduzindo os custos de manutenção.

Este tipo de via pode ser aplicado desde metropolitanos ligeiros até linhas de alta velocidade e apresenta a vantagem de permitir a circulação de veículos rodoviários sobre a via. Uma das limitações é a sua aplicabilidade em pontes e viadutos extensos.

2. Via com fixação pontual do carril sobre a laje ou blocos independentes entre si.

Os carris apoiam-se diretamente sobre a laje, ou sobre um bloco de betão. Deste modo, considera-se que os sistemas de via, pertencentes a esta família, não apresentam travessas ou qualquer outro elemento que ligue os dois carris.

Dado não existir nenhum elemento de conexão entre carris, durante a construção da via, devem ser definidos, de modo preciso, a bitola e a inclinação dos carris. A não ligação entre os dois carris pode contribuir para um melhor comportamento aerodinâmico da via, para o isolamento elétrico entre carris e para a desobstrução da parte central da via, permitindo a circulação de pessoas.

Os sistemas de via com fixação pontual do carril sobre a laje ou sobre blocos independentes entre si, podem apresentar um ou dois níveis de resilientes, reduzindo assim o ruído e as vibrações. No caso de ser necessário dois elementos resilientes, o primeiro é colocado entre o carril e a placa intermédia ou travessa, e o segundo nível, entre a placa intermédia e a laje.

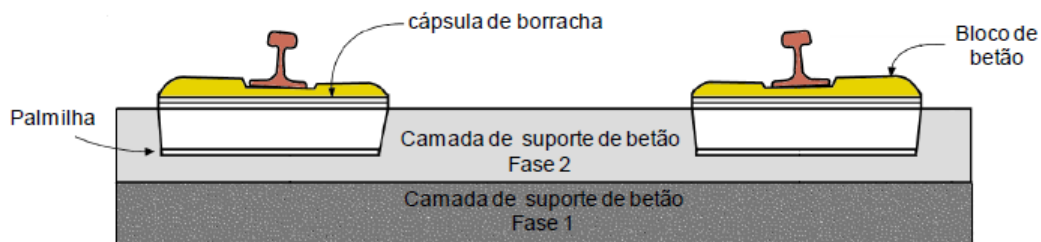


Fig. 4.47 - Esquema transversal da via Sonneville (Casal, 2010)

A via Sonneville pertence a esta família e é uma das soluções adotada na via ferroviária do Canal da Mancha, em 1993.

3. Via com fixação pontual do carril sobre travessas incorporadas na laje de betão, após enchimento da laje.

Este tipo de via, é constituído por travessas de betão armado ou pré-esforçado incorporadas na estrutura de betão, não sendo, por isso, esses elementos substituíveis em operações de reparação e/ou manutenção.

A via *Rheda* e as suas variantes (*Rheda Classic*, *Rheda Sengeberg*, *Rheda Berlin*), incluindo a *Rheda 2000*, versão mais recente e avançada deste sistema, sendo a via em laje de maior aplicação em diversos países, pertencem à terceira família, sendo constituída por uma laje contínua de betão armado, com espessura corrente de 0,24 m. A função da armadura da laje é assegurar a distribuição uniforme da fendilhação, sendo as aberturas das fendas inferiores a 0,5 mm.

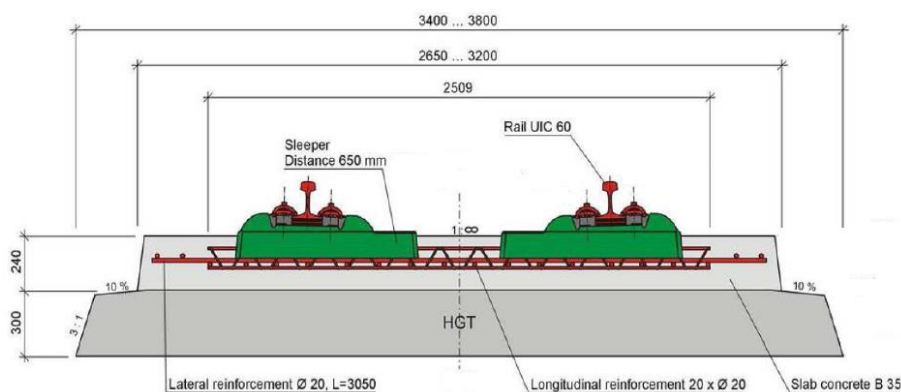


Fig. 4.48 - Esquema transversal da solução Rheda 2000 (Marques, 2013)

4. Via com fixação pontual do carril sobre as travessas incorporadas na laje de betão por vibração.

A quarta família de via em laje, distingue-se da terceira família quanto ao modo de incorporação das travessas na estrutura de betão. Neste sistema, as travessas são introduzidas no betão quando este ainda está fresco, e colocadas na sua posição final, através de equipamentos próprios para o efeito. Estes equipamentos colocam, por vibração, de uma só vez, dez travessas na laje.

A secção *Züblin* é um dos tipos de via pertencentes à quarta família.

4. A SUPERESTRUTURA

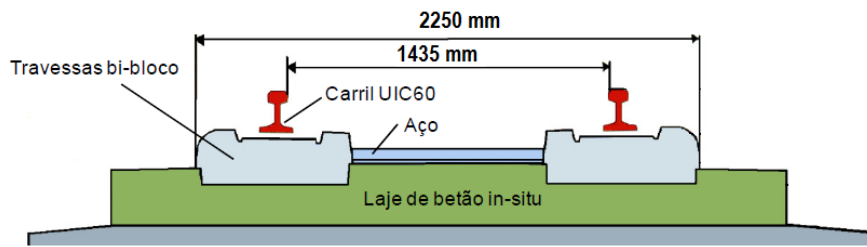


Fig. 4.49 - Esquema transversal da solução Züblin (Casal, 2010)

No sistema de via em laje pertencentes a esta família, apresentam fendas com uma abertura média de 0.5 mm e desenvolvem-se até uma profundidade de 20 a 30 mm. Os fatores que condicionam a distância e a abertura das fendas na laje de betão armado são vários, tais como:

- A temperatura ambiente no momento da construção;
- A temperatura ambiente durante a exploração;
- Composição do betão da laje;
- Percentagem de armadura na laje.

5. Via com fixação pontual do carril sobre travessas colocadas e ancoradas na laje de betão.

A resistência das travessas aos esforços transversais e longitudinais é assegurada pela ancoragem destes elementos na estrutura de suporte da laje. Dado que esta ancoragem não é definitiva, pode-se considerar as travessas como elementos substituíveis.

A secção *BTD* é um dos tipos de via pertencente à quinta família.

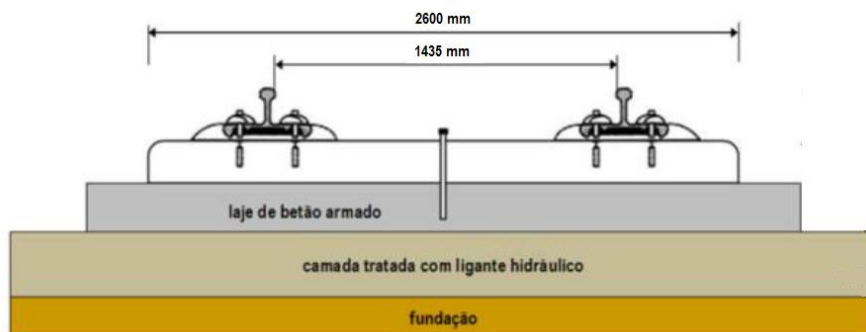


Fig. 4.50 - Esquema transversal da solução BTD (Paixão e Fortunato, 2009)

As travessas de betão pré-esforçado são fixadas à laje de betão armado através de um orifício, no centro da travessa, onde se coloca um chumbadouro que pode ser um gancho metálico ou uma cavilha de aço.

Como neste tipo de solução, dado que as travessas não estão ligadas monoliticamente à laje, há maior facilidade nas operações de reparação e substituição de elementos da via.

A via *BTD* pode apresentar enchimento de balastro entre as travessas.

6. Via com fixação pontual do carril sobre travessas separadas da laje de betão por um elemento resiliente.

Neste sistema existe uma palmilha resiliente na base e nas faces laterais das travessas, o que contribui para a rigidez da via nas direções vertical e lateral. A esta família pertence a via *STEDEF*.

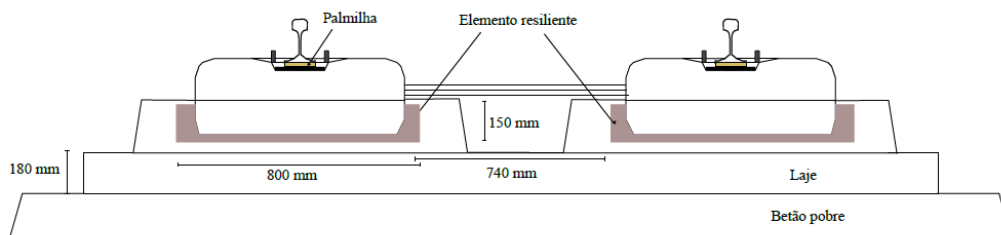


Fig. 4.51 - Esquema transversal da solução STEDEF (Vale, 2010)

Neste tipo de via, o sistema não só fixa o carril às travessas como também filtra as vibrações de elevada frequência transmitidas pelo carril à laje, através de uma palmilha. No que respeita às vibrações de baixa frequência, a filtragem é feita através do elastómero colocado sob as travessas.

Quando a solução *STEDEF* é utilizada em vias de alta velocidade, é habitual incorporar armadura no interior da travessa bibloco, como se pode observar na figura a seguir apresentada.

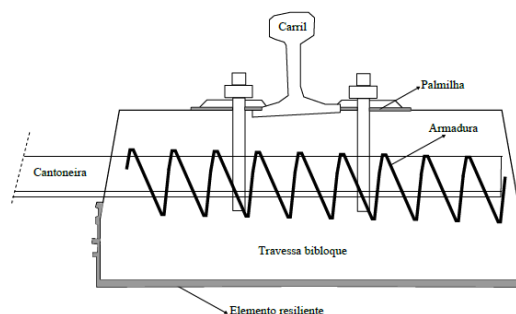


Fig. 4.52 - Pormenor da secção transversal STEDEF (Vale, 2010)

4. A SUPERESTRUTURA

7. Vias constituídas por lajes pré-fabricadas.

Desta família identificam-se alguns dos sistemas existentes, entre eles, o sistema *Bögl*, o sistema *öBB-Porr* e o sistema *AFTRAV*.

Sistema Bögl

As lajes deste sistema são constituídas por betão C45/55 e são pré-esforçadas na direção transversal, apresentando na direção longitudinal, apenas armadura ordinária.

Os painéis têm 6,45 m de comprimento por 2,50 m ou 2,80 m de largura e 0,20 m de espessura, pesando quase 9 toneladas. O espaçamento entre apoios é de 0,65 m.

O formato da laje simula a existência de travessas embebidas e entre estas são criados sulcos para controlo da fendilhação. As pequenas aberturas têm como função introduzir fendilhação no interior destas e não em outros locais, sendo assim feito o controlo das fendas.

Entre a laje e as camadas de apoio é injetada uma argamassa betuminosa através dos orifícios da laje.

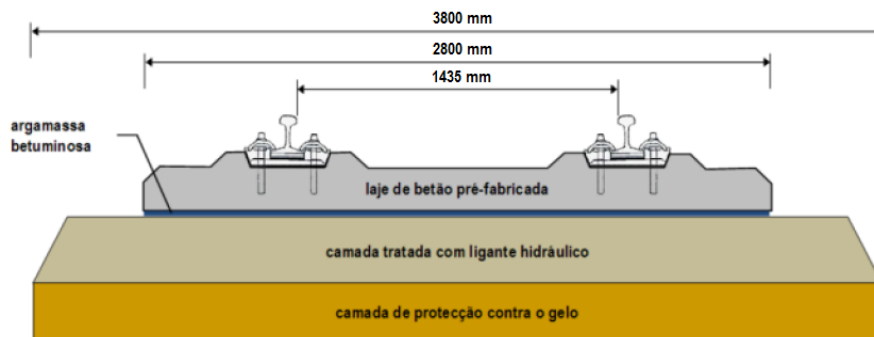


Fig. 4.53 - Esquema transversal da solução Bögl (Paixão e Fortunato, 2009)

Sistema öBB-Porr

Lajes de betão armado pré-fabricada tendo os painéis 5,16 m de comprimento por 2,4 m de largura, podendo apresentar espessuras entre os 0,16 m e os 0,24 m. O espaçamento entre os apoios é de 0,65 m.

Existem duas aberturas, uma na metade esquerda e outra na metade direita do painel, ambas com 0,91 m no sentido longitudinal e 0,64 m no sentido transversal, com objetivo de facilitar a colocação *in situ* da laje, sendo depois em obra preenchidas por betão.

Este tipo de sistema de via em laje tem sido realizado essencialmente em túneis.

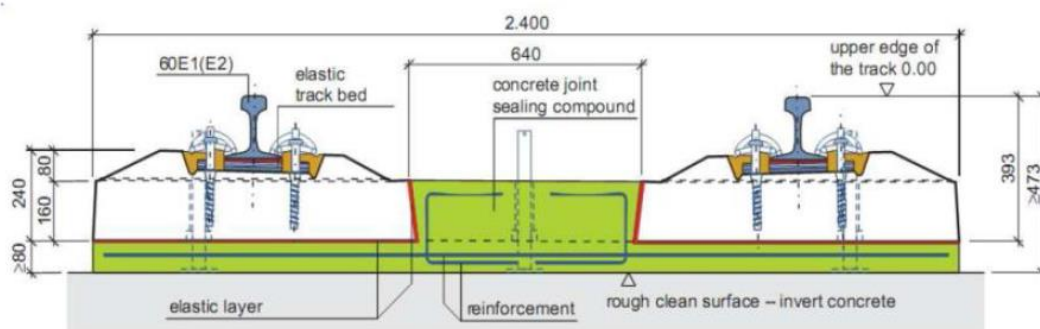


Fig. 4.54 - Esquema transversal da solução öBB-Porr (Marques, 2013)

Sistema AFTRAV

Sistema de via em laje pré-fabricada, desenvolvido em Espanha, com varões pré-esforçados das direções longitudinais e transversais, e que apresenta um conjunto de aberturas, no mínimo 5, com diâmetro de 0,3 m.

Relativamente à geométrica dos painéis, estes podem ser de 5 a 6 m de comprimento por 2 a 2,8 m de largura, apresentando espessuras entre os 0,15 e os 0,25 m. O espaçamento entre os apoios é de 0,65 m.

As lajes são independentes entre si, sendo as juntas entre elas preenchidas por argamassa auto-compactável, de cimento Portland, com espessura superior a 4 cm, cuja função é regularizar a superfície da camada de suporte.

Sobre a laje é colocado um elastómetro, com espessura superior a 3 mm, que fornece elasticidade ao sistema.

Os sistemas de fixação a adotar neste sistema de via, podem ser de dupla fixação, o que permite considerar quer a bitola ibérica, quer a bitola europeia, apenas pela alteração da posição do sistema de fixação.

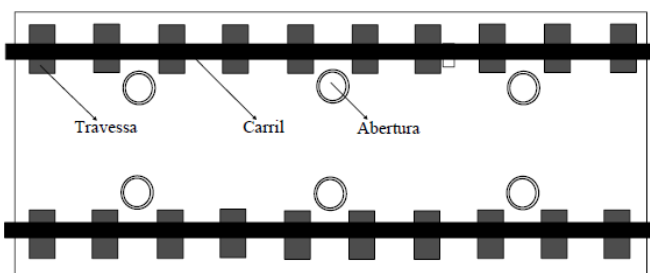


Fig. 4.55 - Esquema visto de cima da solução AFTRAV (Vale, 2010)

4.6 VIA BALASTRADA VS VIA NÃO BALASTRADA

4.6.1 Vantagens e desvantagens da via balastrada

Vantagens

- Melhor conhecimento dos custos de ciclo de vida e duração, bem como do material a aplicar;

A via balastrada tem sido aplicada desde há largos anos, o que se reflete num maior conhecimento dos materiais e do seu custo.

- Facilidade de instalação e manutenção, reparação e renovação da via;

A facilidade de instalação deste tipo de via associa-se não só ao elevado grau de conhecimento, mas também, por esta tipologia permitir retificações sem grandes dificuldades sempre que seja necessário.

Os processos de manutenção, reparação e renovação da via são realizados com vista a devolver as suas características iniciais. Estas operações são essencialmente processos de inspeção geotécnica, ataque mecânico da via, substituição de travessas e elementos de fixação, limpeza do balastro e manutenção de juntas.

Todas as operações referidas constituem processos de simples execução, sendo apenas necessário recorrer a equipamentos mecânicos apropriados.

- Possível reutilização do balastro depois da sua limpeza;

- Maior eficácia de dissipação de ruídos e vibrações;

A via ser provida de balastro, absorve de uma forma mais eficaz as vibrações e ruído transmitidos.

- Facilidade em modificações do traçado, tais como cruzamentos e desvios.

Desvantagens

- Necessidade de grandes trabalhos de manutenção;

Embora tenha processos de manutenção relativamente simples, a via balastrada apresenta grande necessidade de manutenção dos seus elementos.

- Os custos de manutenção mais elevados durante a vida da estrutura;
- O desgaste do balastro por abrasão e fragmentação;
- Eventual projeção de balastro com a passagem dos comboios com a possibilidade de provocar danos nos elementos da superestrutura;
- Existência de maiores volumes de construção;
Especial importância em túneis, dado a via balastrada apresenta, geralmente uma secção transversal com maior largura total do que a via em laje, o que obriga à consideração de maior diâmetro do túnel, logo maiores movimentos de terras.
- Resistência lateral limitada com consequências na estabilidade da via;
- Condições inconstantes de drenagem;
As condições de drenagem estão diretamente ligadas à qualidade da camada de balastro. Se a mesma apresentar contaminação ou quantidades de finos elevadas, as condições de drenagem podem ficar comprometidas.

4.6.2 Vantagens e desvantagens da via não balastrada

Vantagens

- Maior vida útil da via;

Uma via não balastrada apresenta uma vida útil de 50 a 60 anos.

- Menor risco de descarrilamento;

- Facilidade de acesso à via de veículos não ferroviários, em caso de emergência;

- Boas propriedades de drenagem;

Poucas alterações no sistema de drenagem durante a sua vida útil.

- Maior resistência lateral;

A elevada resistência lateral deste tipo de via deve-se ao maior atrito entre elementos que a constituem. Desta forma podem, para as curvas do mesmo raio e em comparação com a via balastrada, serem praticadas velocidades mais elevadas, sem ocorrer deslocamentos dos elementos da superestrutura.

- Redução da largura das banquetas;

- Redução da largura e diâmetro dos túneis;

- Possibilita aplicação de maiores forças de frenagem do material circulante;

Por possuir maior resistência longitudinal, os veículos podem exercer maiores forças de frenagem, sendo por isso reduzidas as distâncias de paragem.

- Maior facilidade de evacuação de líquidos perigosos, em caso de acidente;
- A menor exigência, em número, de ações de manutenção;
- Boa distribuição de cargas;

A melhor degradação de cargas, em comparação com a via balastrada, deve-se ao facto de possuir maior superfície de contacto com a subestrutura, realizando a distribuição das cargas de forma mais uniforme.

- Aumento da velocidade de tráfego do material circulante;

Desvantagens

- Dificuldade de correção de imperfeições;

A execução de uma via não balastrada requer estudos mais aprofundados e maior qualificação de mão-de-obra durante a construção da via.

- Maiores exigências a nível do estudo de fundação;

Esta tipologia de via deve ser livre de assentamentos, por questões de estabilidade da via, conforto de circulação, segurança e custos bastantes elevados de renovação de elementos.

- Estudos específicos relativamente às zonas de transição;

Devido à rigidez da solução, estas zonas são bastantes suscetíveis a assentamentos, pelo que deve ser alvo de estudos pormenorizados.

- Menor dissipação de vibração do ruído;

Devido à rigidez, para que haja absorção do ruído, é necessário aplicar elementos resilientes.

4.7 VIA DE APOIO MISTO

A via de apoio misto é tida como uma alternativa à solução de via balastrada (via tradicional). Tal como a denominação que lhe é atribuída, este tipo de via resulta da inclusão de diferentes tipos de materiais na constituição da via-férrea.

Como referido no capítulo 3, é possível utilizar uma camada de mistura betuminosa em substituição da camada de sub-balastro granular.

Existem outras soluções de via de apoio misto menos utilizadas, como a adição de um ligante hidráulico ao sub-balastro, ou ainda soluções em que o próprio balastro é misturado com um ligante betuminoso.

Na prática, a via de apoio misto permite, por exemplo, a reconfiguração das camadas de apoio da via, substituindo 20 a 50 cm de espessura de material granular, por uma mistura betuminosa com menos de 15 cm de espessura.

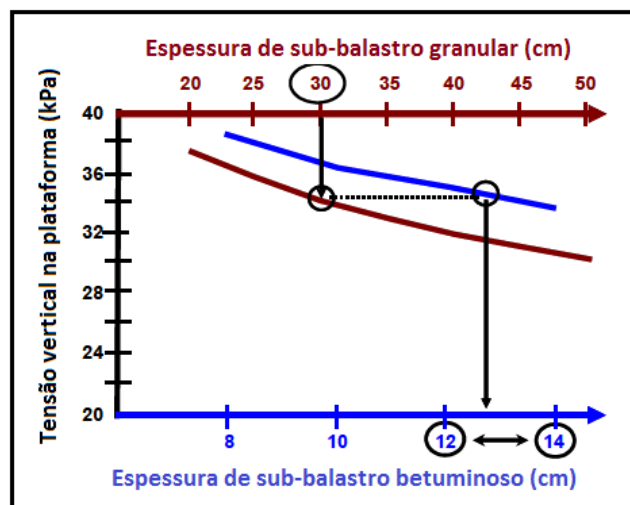


Fig. 4.56 - Sub-balastro granular vs sub-balastro betuminoso (Guedelha, 2012)

A constituição destas misturas é bastante mais rica em betume, mais deformável e mais resistente à fadiga que a utilizada em rodovias.

Pode-se dizer que, face à via com sub-balastro granular tradicional, a aplicação de uma camada de mistura betuminosa apresenta as seguintes vantagens: (Moreira, 2014)

- Melhor desempenho estrutural da via;
- Maior proteção da plataforma, para além de transmitir menores tensões devido à maior capacidade de distribuição de cargas;
- Aumento da vida útil da fundação;
- Maior proteção do balastro, reduzindo a possibilidade de contaminação por finos provenientes da fundação;
- Constitui uma camada parcialmente impermeável, o que confere uma melhor drenagem das águas pluviais;
- A redução da espessura do sub-balastro traduz-se em menores quantidades de agregados a transportar para o local, bem como a redução das cargas transmitidas aos aterros;
- Diminuição bastante significativa de vibrações.

Relativamente aos custos de conservação, a via de apoio misto não se revela uma solução tão adequada como a via não balastrada, mas em contrapartida apresenta bastantes vantagens sobre a via balastrada.

As soluções de via de apoio misto têm vindo a ser desenvolvidas em vários países, sendo a sua aplicação bem-sucedida, por exemplo, nas linhas italianas de alta velocidade.

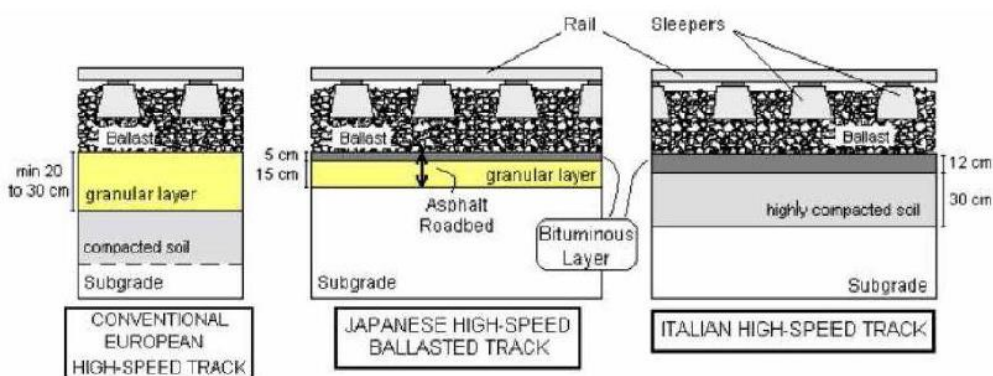


Fig. 4.57 - Soluções de vias de apoio misto (Sousa, 2015)

Estas soluções não têm tido uma ampla aplicação, pois são relativamente caras e os resultados nem sempre são os melhores, essencialmente a médio e longo prazo (10 a 20 anos)

5 ESPECIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS DA VIA-FÉRREA

A via-férrea apresenta especificidades que a distingue e que não podem ser ignoradas, quer quando esta é projetada, quer quando está em fase de exploração ou conservação. Em fase de projeto existem parâmetros de traçado a cumprir, relacionados com a segurança e o conforto. A Norma Europeia ENV 13803-1 de 2007 especifica esses parâmetros.

5.1 CARACTERÍSTICAS DA LINHA FÉRREA

As linhas férreas não são todas iguais e apresentam características que as podem distinguir. Essas características designam-se por:

5.1.1 Número de vias

O número de vias duma linha férrea condiciona a sua capacidade em termos de tráfego. As linhas de caminho de ferro classificam-se, quanto ao número de vias, em:

- Via única - Infraestrutura de transporte ferroviário cujo perfil transversal apresenta uma só via que pode ser percorrida nos dois sentidos;
- Via múltipla - Infraestrutura de transporte ferroviário cujo perfil transversal apresenta duas ou mais vias. Cada via normalmente afeta um só sentido de circulação;

Na rede ferroviária portuguesa é predominante a existência de uma via dupla, sendo a via ascendente (ou via A) aquela em que os comboios circulam da origem para o fim da linha. Assim,

5. ESPECIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS DA VIA-FÉRREA

quilometragem, sinais, aparelhos de via apresentam numeração crescente no sentido da circulação. Na via descendente (ou via D) os comboios circulam do fim da linha para a sua origem.

- Via algaliada – Conjunto de vias-férreas, de bitola diferente, com o mesmo eixo, podendo estas apresentar três ou quatro carris:
 - Via algaliada com três carris – uma via estreita no interior de uma via larga, em que um dos carris é comum.
 - Via algaliada com quatro carris – uma via estreita assente no interior de uma via larga.

5.1.2 Bitola de via

A bitola de via, normalmente designada por b , é a distância entre as faces interiores de dois carris da mesma via, medida a 15 mm do plano de rodagem (ou mesa de rolamento).

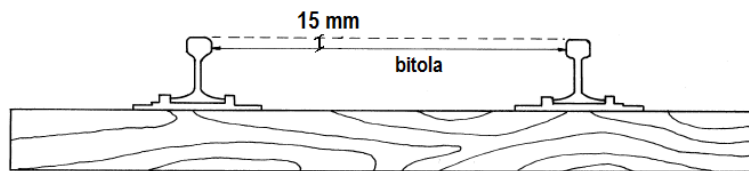


Fig. 5.1 - Representação esquemática da bitola de via (Nabais, 2015)

Stephenson, pioneiro na construção de vias-férreas, adotou o comprimento de 1435 mm, nas primeiras vias que construiu. Esta bitola correspondia ao comprimento dos eixos das locomotivas inglesas. Outros países, adotaram posteriormente a mesma bitola.

Após a Conferência Internacional de Berna, em 1907, as vias passaram a classificar-se em: (Couto, 2006)

- Via normal, se $1435 \leq b \leq 1470$ [mm]
- Via larga, se $b > 1470$ [mm]
- Via estreita, se $b < 1435$ [mm]

Em Portugal, as vias principais da rede ferroviária são classificadas como via larga (bitola ibérica, $b = 1668$ mm), sendo que na rede secundária as linhas são de via estreita (bitola métrica, $b = 1000$ mm).

Apesar de a maioria dos países utilizar a bitola standard ($b = 1435$ mm) existem alguns, como o caso de Portugal, que optam por utilizar diferentes tipos de bitola, por razões de conveniência técnica e económica locais.

Tabela 5.1 - Diferentes bitolas no Mundo (wikipedia, 2017)

Bitola (gauge)	Bitola (mm)	País
Bitola métrica	1000	Argentina, Brazil, Bolívia, Chile, Switzeland
Bitola do cabo	1067	South Africa, Nigeria, Indonisia, Japan, Taiwan, Philippines, New Zealand, Australia
Bitola Standard	1435	Albania, Argentina, Australia, Austria, Belgium, Bosnia and Herzegovina, Bulgaria, Canada, China, Croatia, Cuba, Czech Republic, Denmark, Djibouti, Ethiopia, France, Germany, United Kingdom, Greece, Hungary, India, Indonisia, Italy, Israel, Liechtenstein, Luxembourg, Macedonia, Mexico, Montenegro, Netherlands, North Korea, Norway, Panama, Peru, Philippines, Poland, Romania, Serbia, Slovakia, Slovenia, South Korea, Spain, Sweden, Switzerland, United States, Uruguay, Venezuela, Taiwan.
Bitola Russa	1520	Armenia, Azerbaijan, Belarus, Finland, Estonia, Georgia, Kazakhstan, Kyrgyzstan, Latvia, Lithuania, Moldava, Mongolína, Russia, Tajikistan, Ukraine, Uzbekistan
Bitola Finlandesa	1524	Finland
Bitola Irlandesa	1600	Ireland, Australia, Brazil
Bitola Ibérica	1668	Portugal, Spain
Bitola Indiana	1676	India, Pakistan, Bangladesh, Sri Lanka, Argentina, Chile

A bitola de via é uma característica fundamental, tanto no traçado, como na exploração económica da ferrovia. Só um profundo estudo técnico e económico permitirá, em cada caso específico, uma escolha conveniente.

Uma via estreita proporciona:

- Curvas de menor raio;
- Menor largura de plataforma;
- Economia da construção e expropriações necessárias;
- Material circulante de menores dimensões, logo mais baratos.

5. ESPECIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS DA VIA-FÉRREA

Uma via larga proporciona:

- Maior capacidade de transporte;
- Velocidades mais elevadas de circulação.

5.1.3 O Tombo

As rodas dos veículos utilizados nas vias-férreas têm arcos troncocônicos com uma certa inclinação em relação à horizontal, pelo que aos carris é dada uma certa inclinação (o tombo), em relação à vertical, quando estes são assentes. Para vias com velocidades iguais ou inferiores a 280 km/h, a inclinação utilizada está compreendida entre 1/20 e 1/40. Quando a velocidade é superior a 280 km/h a inclinação normalmente utilizada é de 1/20, que permite obter os valores de conicidade pretendidos com os perfis de rodas especificadas. (Couto, 2006)

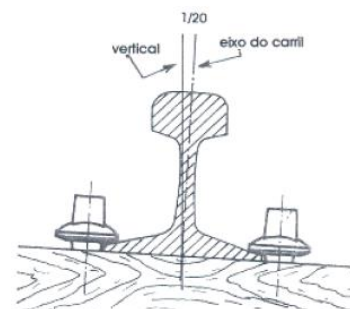


Fig. 5.2 - O tombo (Couto, 2007)

A disposição dos carris aplicando esta inclinação tem como principal objetivo o guiamento dos veículos, em alinhamento reto, atraindo-os constantemente para o eixo da via. Como esta inclinação é dada para o interior da via, atenua-se a tendência para o derrubamento do carril para o exterior, sobretudo em curvas de raio reduzido em que há um aumento dos esforços, podendo mesmo levar ao deslizamento da via. (Couto, 2006)

5.1.4 Conicidade equivalente

A compreensão da interface roda-carril é fundamental e necessária para explicar o comportamento dinâmico de um veículo em marcha. Denomina-se de conicidade equivalente e têm um papel essencial, uma vez que permite entender satisfatoriamente o contacto entre a roda e o carril em alinhamento reto e em curvas de grande raio. A conicidade equivalente é a tangente do ângulo cónico de um rodado com rodas de perfil cónico cujo movimento transversal tem o mesmo comprimento de onda cinemático que a roda considerada em alinhamento reto e nas curvas de grande raio. (Couto, 2006)

O movimento cinético de um rodado livre, sem inércia, na via em marcha a uma velocidade constante é descrito pela seguinte equação diferencial: (Couto, 2006)

$$\frac{d^2y}{d^2x} + \left(\frac{2 \tan \gamma}{b'r_0}\right)y = 0 \quad (5.1)$$

y – movimento transversal do rodado na via

b' – bitola mais largura da cabeça do carril

r₀ – raio da roda

γ – ângulo do perfil cónico das rodas

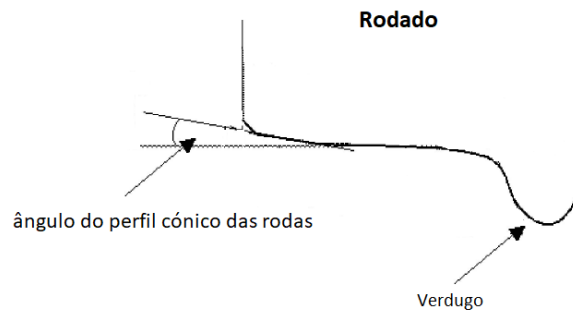


Fig. 5.3 – Ângulo do perfil cónico das rodas

Quando o ângulo do perfil cónico das rodas é constante, a solução desta equação diferencial é uma onda sinusoidal com um comprimento de onde (λ) de: (Couto, 2006)

$$\lambda = 2\pi \sqrt{\frac{r_0 \cdot b'}{2 \tan \gamma}} \quad (\text{Fórmula de Klingel}) \quad (5.2)$$

Os valores de conicidade equivalente deve ser obtida e mantida aquém de um determinado valor limite, em função da velocidade máxima de circulação, segundo a tabela seguinte:

5. ESPECIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS DA VIA-FÉRREA

Tabela 5.2 - Valores limite da conicidade equivalente (Couto, 2008)

Velocidade	Valor de projeto	Valor em serviço, tendo em conta o desgaste das rodas e do carril
$V > 280 \text{ km/h}$	0,10	0,15
$250 \text{ km/h} < V < 280 \text{ km/h}$	0,20	1,25
$230 \text{ km/h} < V < 250 \text{ km/h}$	0,25	0,30
$200 \text{ km/h} < V < 230 \text{ km/h}$	0,25	0,35
$160 \text{ km/h} < V < 200 \text{ km/h}$	0,30	0,40
Para valores de $V < 160 \text{ km/h}$, não é especificado qualquer valor de conicidade equivalente		

A conicidade equivalente não constitui um parâmetro significativo para os veículos equipados com eixos de rotação livre.

5.1.5 Sobrelargura

Nas vias ferroviárias a sobrelargura corresponde ao aumento da bitola de via, cujo valor deve ser maior quanto menor o raio da curva. Tem como objetivo impedir o desgaste excessivo da lateral dos carris e dos rodados, pois em curvas de raio reduzido, a ação da força centrífuga faz com que a roda exterior encoste no carril, levando a um maior desgaste destes elementos.

Os valores da sobrelargura variam geralmente de 1 a 2 cm, sendo a distribuição desse aumento de bitola realizada antes da curva circular ou durante a transição, numa taxa de 1 mm/m em vias convencionais e 0,5 mm/m em vias de alta velocidade. A sobrelargura é colocada, deslocando-se o carril interno, pois o externo é responsável pelo guiamento dos rodados dianteiros.

O valor a adotar para a sobrelargura pode ser obtido pela fórmula empírica:

$$S = \frac{6}{R} - 0,012 \quad S \leq 2 \text{ cm} \quad (5.3)$$

S – sobrelargura [m]

R – raio da curva [m]

5.1.6 Gabarit

Dá-se a designação de gabarit à secção transversal, ao eixo da via, que define o máximo espaço livre para ocupação possível do material circulante, de modo a permitir a passagem segura das composições, bem como o mínimo afastamento dos obstáculos, de modo a garantir-se uma circulação segura, num espaço livre, distinguindo-se de gabarit de material circulante e gabarit de obstáculos, respetivamente.

Os gabarits de material circulante podem ser estáticos, que definem o contorno limite que não deve ser ultrapassado pelos veículos, em situação estática, ou podem ser cinemáticos, sabendo que o contorno limite dos veículos não pode ser ultrapassado quando o veículo está sujeito a deslocamentos geométricos e dinâmicos tendo em conta a suspensão das composições. (Couto, 2006)

Através do Diretório de Rede emitido em 2017 pela infraestruturas de Portugal, é possível obter a informação que em Portugal estão legislados três tipos de gabarits. Como se pode observar na figura 5.4, são utilizados, na rede nacional, os gabarits PTc, PTb e o PTb+.

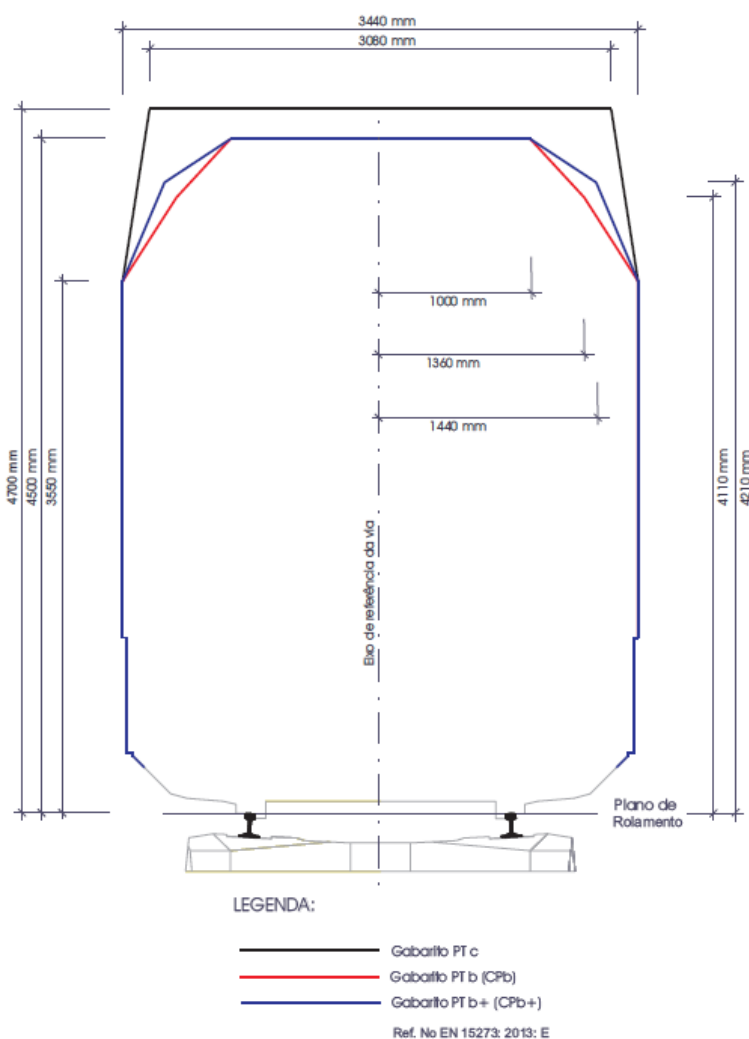


Fig. 5.4 - Gabarit cinemático, em Portugal
(IP - Diretório de rede, 2016)

5. ESPECIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS DA VIA-FÉRREA

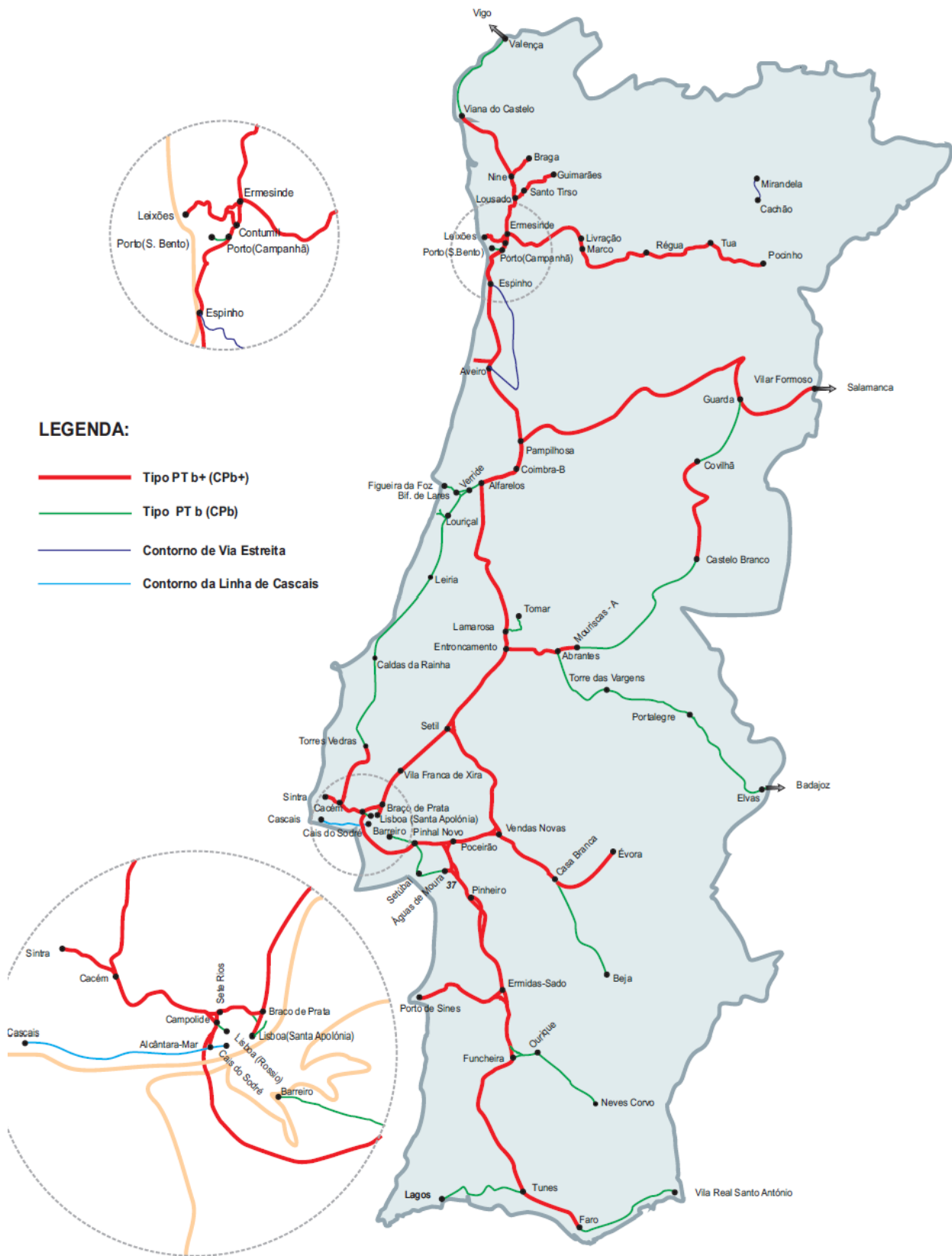


Fig. 5.5 - Gabarit praticados na rede Nacional (IP - Diretório de rede, 2016)

Na definição de gabarits de obstáculos, deve-se ter em consideração os gabarits cinemáticos e as folgas de segurança que se entenda salvaguardar. Este gabarit permite garantir o espaço que deve ser deixado livre de modo a permitir a passagem segura das composições. Obras de arte, equipamentos de energia e de sinalização devem respeitar estes limites impostos. (Couto, 2006)

Gabarits em curva

No caso de curva, a situação apresenta maiores dificuldades no que diz respeito à definição dos gabarits, pois há que considerar os efeitos da escala. Em curva, a escala faz com que os veículos se inclinem para o interior, aproximando-se dos obstáculos situados do lado a fila baixa e afastando-se dos existentes do lado da fila alta.

Para que relativamente à circulação em curva a folga de segurança se mantenha, no que respeita a um obstáculo situado do lado da fila baixa, a uma altura H acima dos carris, a distância entre o veículo e o obstáculo de ser acrescido de:

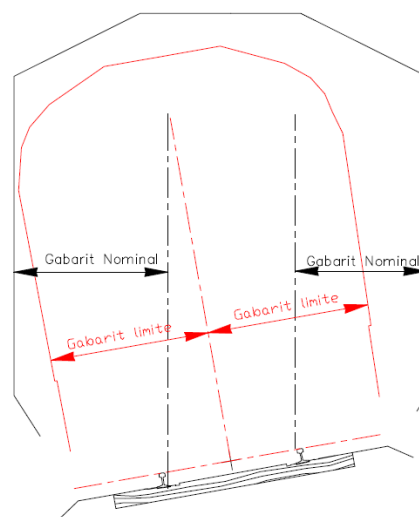


Fig. 5.6 - Gabarit em curva (UIC 505-6)

$$\Delta x = H \times \tan \alpha \tag{5.4}$$

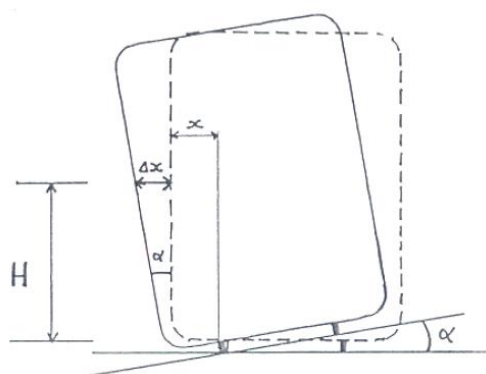


Fig. 5.7 - Gabarit com efeito de escala (Couto, 2007)

É normal agravar-se em 25 % o valor da distância calculada, pois os veículos não fazem a curva sempre com a mesma velocidade, levando a que os veículos tenderam a rodar mais para o exterior ou para o interior da curva, conforme a velocidade é maior ou menor do que a velocidade de equilíbrio.

5.2 PARÂMETROS DE PROJETO DE TRAÇADO DE VIA

A Norma Portuguesa NP ENV 13803-1 de 2007 especifica os parâmetros a cumprir na fase de projeto, as regras e os valores que devem ser utilizados para determinar a velocidade máxima de circulação, quer em linhas novas, quer em linhas já existentes.

Para cada um dos parâmetros, são definidos dois tipos distintos de valores limite:

- Valor limite recomendado
- Valor limite máximo, que pode ter dois significados distintos:
 1. Para os parâmetros relacionados com a segurança, deve ser considerado como o limite máximo absoluto, sendo que este limite pode depender do estado mecânico e geométrico real da via.

Este limite pode, para certos parâmetros, induzir uma redução de conforto, sendo que a maior parte dos operadores reduz estes valores de pelo menos 10 %, e referem-se aos limites propostos como valores “excepcionais” a utilizar somente em circunstâncias particulares ou a coberto de uma análise específica de risco.
 2. Para os parâmetros não relacionados com a segurança, estes valores devem ser considerados como limite para além do qual o conforto dos passageiros pode ser afetado e a conservação da via significativamente incrementada, mas sem ultrapassar os limites de segurança.

O projetista deve procurar utilizar os valores limite recomendados especificados na Norma e evitar o uso desnecessário dos valores limites máximos (ou mínimos).

A Norma NP ENV 13803-1 aplica-se às linhas principais, com tráfego misto ou só de passageiros, circulando a velocidades entre os 80 km/h e os 300 km/h, com bitola de via de 1435 mm e de valor superior, como é o caso de Portugal, em que as principais vias apresentam bitola de via de 1668 mm.

A Norma expressa recomendações ou tabelas de valores limite, recomendados e máximos, para seis categorias de tráfego:

- I – Linhas de tráfego misto, com velocidades para comboios de passageiros de 80 km/h até 120 km/h no máximo;
- II_a – Linhas de tráfego misto, com velocidades para comboios de passageiros superiores a 120 km/h e até 160 km/h no máximo;
- II_b – linhas de tráfego misto, com velocidades para comboios de passageiros superiores a 160 km/h e até 200 km/h no máximo;
- III – linhas de tráfego misto, com velocidades para comboios de passageiros superiores a 200 km/h e até 300 km/h;
- IV – linhas de tráfego misto, com velocidades para comboios de passageiros superiores a 230 km/h (ou 250 km/h em linhas modernizadas) com veículos dotados de características técnicas especiais.
- V – linhas especialmente dedicadas ao tráfego de passageiros com velocidades entre 250 km/h e 300 km/h.

5.2.1 Escala

A Escala, normalmente designada por h , é a diferença de cotas entre as duas filas de carril da via, normalmente expressa em milímetros.

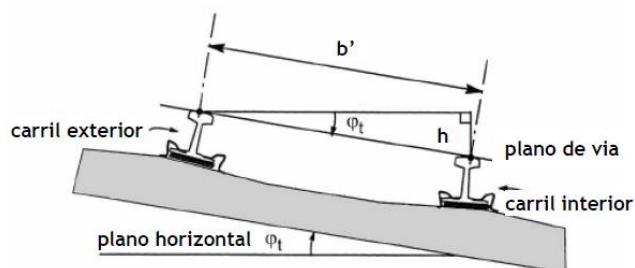


Fig. 5.8 - Representação esquemática da escala (Couto, 2007)

5. ESPECIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS DA VIA-FÉRREA

O desgaste excessivo do carril, a maior comodidade dos passageiros e evitar possíveis movimentos das mercadorias, são as principais razões que justificam a utilização da escala, entre os carris da mesma secção transversal, quando se está em curva.

O desnível utilizado consiste em elevar o carril da fila exterior relativamente ao da fila interior, procurando que as condições de circulação em curva se aproximem das condições existentes quando os comboios se movimentam em reta. Neste caso, diz-se que a escala é positiva. A escala negativa existe nos aparelhos de mudança de via assentes nas vias principais em curva com escala, quando a via desviada está encurvada em sentido oposto ao da via direta, levando a que o carril interior se situa a uma cota superior à do carril exterior.

Escala teórica

Quando a velocidade de um veículo circulando em curva é tal que a resultante do peso do veículo e da ação da força centrífuga é perpendicular ao plano definido pelos carris, o veículo não é submetido a uma força centrífuga não compensada e diz-se em equilíbrio. Para se atingir esta condição numa via em curva, torna-se necessário sobrelevar, de um determinado valor, uma das filas de carril em relação à outra. Este valor designa-se por escala teórica e é calculada a partir de:

$$h_t = \frac{b' \times V^2}{127 \times R} \quad (5.5)$$

sendo,

$$b' = b + c \quad (5.6)$$

h_t – escala teórica [mm]

b – bitola de via [mm]

c – largura de uma cabeça de um carril [mm]

R – raio da curva [m]

V – velocidade de circulação [km/h]

Escala real

Não se torna possível no entanto anular os efeitos da força centrífuga para todos os comboios, pois estes não circulam todos à mesma velocidade. Se a escala teórica fosse calculada para a velocidade máxima dos veículos mais rápidos o carril interior iria ser esforçado pelas composições mais lentas. Se a escala teórica fosse calculada para a velocidade mínima dos veículos mais lentos o carril exterior iria ser esforçado pelas composições mais rápidas. Para que estas situações não aconteçam e o desgaste das duas filas de carris seja idêntico, ao longo do tempo, é necessário estabelecer uma escala adequada.

O valor da escala, em milímetros, não pode ultrapassar os valores limites impostos na norma NP ENV 13803-1 e é calculada a partir de:

$$h = k \times \frac{V^2}{R} \tag{5.7}$$

sendo os valores de k ,

$$k = 8 \text{ (traçado fácil)}$$

$$k = 7 \text{ (traçado sinuoso)}$$

Tabela 5.3 - Valores limite da escala, via Normal (NP ENV 13803-1)

Categorias de tráfego (velocidade em Km/h)	I Linhas de tráfego misto $80 \leq V \leq 120$	Ila Linhas de tráfego misto $120 \leq V \leq 160$	Ilb Linhas de tráfego misto $160 \leq V \leq 200$	III Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $200 \leq V \leq 300$	IV Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $V \leq 230$ (ou 250) (com veículos dotados de características técnicas especiais)	V Linhas de alta velocidade unicamente dedicadas ao tráfego de passageiros $250 \leq V \leq 300$
Valor limite recomendado (1) (mm)	160	160	160	160	160	160
Valor limite máximo (1) (mm)	180	180	180	180	180	200
<p>(1) para evitar o deslocamento de vagões com grande rigidez à torção em curvas de pequeno raio, recomenda-se que a escala não ultrapasse o limite seguinte (ORE B 55/Rp 5 and 8) :</p> $h = \frac{R-50}{1,5} \quad [\text{mm}]$						

5. ESPECIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS DA VIA-FÉRREA

Tabela 5.4 - Valores limite da escala, via Larga (NP ENV 13803-1)

Categorias de tráfego (velocidade em Km/h)	I Linhas de tráfego misto $80 \leq V \leq 120$	Ila Linhas de tráfego misto $120 \leq V \leq 160$	Ilb Linhas de tráfego misto $160 \leq V \leq 200$	III Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $200 \leq V \leq 300$	IV Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $V \leq 230$ (ou 250) (com veículos dotados de características técnicas especiais)	V Linhas de alta velocidade unicamente dedicadas ao tráfego de passageiros $250 \leq V \leq 300$
Valor limite recomendado (1) (mm)	185	185	185	185	185	185
Valor limite máximo (1) (mm)	205	205	205	205	205	230
(1) para evitar o deslocamento de vagões com grande rigidez à torção em curvas de pequeno raio, recomenda-se que a escala não ultrapasse o limite:						
$h = (R-50) \times 0,9 \quad [mm]$						

5.2.2 Insuficiência de escala

Quando a velocidade de um veículo circulando em curva é maior que a velocidade de equilíbrio esse veículo é submetido a uma força centrífuga não compensada. A escala teórica é insuficiente para uma velocidade mais elevada e a resultante das forças desloca-se em direção ao carril exterior da curva. As condições de equilíbrio poderão ser, em teoria, restabelecidas tomando-se em consideração o valor em que a escala teórica é insuficiente para esta velocidade mais elevada. A este valor chama-se de insuficiência de escala.

Sabendo o valores do raio e da escala utilizados, a velocidade máxima que os veículos podem circular em curva não podem exceder os valores limites da insuficiência de escala, em milímetros, impostos na Norma NP ENV 13803-1 de tal modo que:

$$I = h_t - h \quad (5.8)$$

Tabela 5.5 - Valores limite da insuficiência de escala, via Normal (NP ENV 13803-1)

Categorias de tráfego (velocidade em km/h)		Valor limite recomendado ^a (mm)		Valor limite máximo ^a (mm)	
		Mercadorias	Passageiros	Mercadorias	Passageiros
I - Linhas de tráfego misto 80 ≤ V ≤ 120	R < 650 m	110	130	130	160
	R ≥ 650 m	110	150	130	165
Ila - Linhas de tráfego misto	120 < V ≤ 150	110	150	160 ^d	165
IIb - Linhas de tráfego misto	160 < V ≤ 200	110	150	160 ^d	165
III - Linhas de tráfego misto concebidas para velocidades de comboios de passageiros 200 < V < 300	200 < V ≤ 250	100	100	150 ^d	150
	250 < V ≤ 300	80	80	130 ^c	130 ^c
IV - Linhas de tráfego misto com velocidades de comboios de passageiros V ≤ 230 km/h (ou 250 km/h em linhas modernizadas) com veículos dotados de características técnicas especiais	V ≤ 160	110	160 ^b	160 ^d	180 ^b
	160 < V ≤ 200	x	140	x	160
	200 < V ≤ 230	x	120	x	160
	230 < V ≤ 250	x	100	x	150
V - Linhas de alta velocidade unicamente dedicadas a tráfego de passageiros 250 ≤ V ≤ 300	V = 250	x	100	x	150
	V > 250	x	80	x	130 ^c

Nota 1: O projetista deve procurar adotar valores de insuficiência de escala inferiores em 20 mm o valor limite recomendado.

Nota 2: O quadro precedente considera a maior parte dos valores limite máximos utilizados pelas diferentes redes europeias em operação comercial, para linhas novas e para linhas existentes (tanto para aumento da velocidade da linha como para otimizar velocidades quando as mesmas vias são utilizadas por comboios de mercadorias e de passageiros). O procedimento de ensaio dos veículos do ponto de vista do seu comportamento dinâmico deve ser baseado nos valores indicados.

Nota 3: Os valores precedentes aplicam-se aos aumentos progressivos da insuficiência de escala, apenas para velocidades superiores a 80 km/h; no caso de descontinuidades da insuficiência de escala (aplicação brusca de uma aceleração transversal) as regras específicas relativas à via desviada dos aparelhos de mudança de via (ver Parte 2) podem ser tomadas em consideração.

a: Para vias com juntas, os valores da insuficiência de escala devem ser especificados no documento contratual.

b: Estes limites da insuficiência de escala devem ser aplicados apenas aos tipos de veículos específicos dotados de características mecânicas especiais tais como pequena massa por eixo, massas não suspensas reduzidas, baixo coeficiente de souplesse.

c: Em vias não balastradas, para velocidades de mercadorias superiores a 250 km/h. Pode ser utilizada uma insuficiência de escala de 150 mm.

d: Estes valores só são aplicáveis a vagões de mercadorias que apresentam características mecânicas especiais, que lhes conferem desempenhos semelhantes aos veículos de passageiros.

5. ESPECIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS DA VIA-FÉRREA

Tabela 5.6 - Valores limite da insuficiência de escala, via Larga (NP ENV 13803-1)

Categorias de tráfego (velocidade em km/h)		Valor limite recomendado ^a (mm)		Valor limite máximo ^a (mm)	
		Mercadorias	Passageiros	Mercadorias	Passageiros
I - Linhas de tráfego misto 80 ≤ V ≤ 120	R < 650 m	125	150	150	185
	R ≥ 650 m	125	170	150	190
IIa - Linhas de tráfego misto	120 < V ≤ 150	125	170	185	190
IIb - Linhas de tráfego misto	160 < V ≤ 200	125	170	185	190
III - Linhas de tráfego misto concebidas para velocidades de comboios de passageiros 200 < V < 300	200 < V ≤ 250	115	115	170 ^b	170
	250 < V ≤ 300	90	90	150 ^c	150 ^c
IV - Linhas de tráfego misto com velocidades de comboios de passageiros V ≤ 230 km/h (ou 250 km/h em linhas modernizadas) com veículos dotados de características técnicas especiais	V ≤ 160	125	185 ^b	185 ^d	205 ^b
	160 < V ≤ 200	x	160	x	185
	200 < V ≤ 230	x	135	x	185
	230 < V ≤ 250	x	115	x	170
V - Linhas de alta velocidade unicamente dedicadas a tráfego de passageiros 250 ≤ V ≤ 300	V = 250	x	115	x	170
	V > 250	x	90	x	150 ^c

Nota 1: O projetista deve procurar adotar valores de insuficiência de escala inferiores em 20 mm o valor limite recomendado.

Nota 2: O quadro precedente considera a maior parte dos valores limite máximos utilizados pelas diferentes redes europeias em operação comercial, para linhas novas e para linhas existentes (tanto para aumento da velocidade da linha como para otimizar velocidades quando as mesmas vias são utilizadas por comboios de mercadorias e de passageiros). O procedimento de ensaio dos veículos do ponto de vista do seu comportamento dinâmico deve ser baseado nos valores indicados.

Nota 3: Os valores precedentes aplicam-se aos aumentos progressivos da insuficiência de escala, apenas para velocidades superiores a 80 km/h; no caso de descontinuidades da insuficiência de escala (aplicação brusca de uma aceleração transversal) as regras específicas relativas à via desviada dos aparelhos de mudança de via (ver Parte 2) podem ser tomadas em consideração.

a: Para vias com juntas, os valores da insuficiência de escala devem ser especificados no documento contratual.

b: Estes limites da insuficiência de escala devem ser aplicados apenas aos tipos de veículos específicos dotados de características mecânicas especiais tais como pequena massa por eixo, massas não suspensas reduzidas, baixo coeficiente de souplesse.

c: Em vias não balastradas, para velocidades de mercadorias superiores a 250 km/h. Pode ser utilizada uma insuficiência de escala de 150 mm.

d: Estes valores só são aplicáveis a vagões de mercadorias que apresentam características mecânicas especiais, que lhes conferem desempenhos semelhantes aos veículos de passageiros.

5.2.3 Excesso de escala

Quando a velocidade de um veículo circulando em curva é menor que a velocidade de equilíbrio esse veículo é submetido a uma força centrífuga não compensada. A escala teórica é excessiva para uma velocidade mais baixa e a resultante das forças desloca-se em direção ao carril interior da curva. As condições de equilíbrio poderão ser, em teoria, restabelecidas tomando-se em consideração o valor em que a escala teórica está em excesso para esta velocidade mais baixa. A este valor chama-se de excesso de escala.

O valor do excesso de escala influencia as tensões induzidas na fila interior pelos comboios lentos, principalmente pelos comboios de mercadorias, que têm habitualmente cargas por eixo mais elevadas.

Nas curvas de grande raio existe geralmente uma diferença significativa entre a velocidade dos comboios rápidos e a velocidade dos comboios mais lentos.

Existe excesso de escala quando:

$$E = h - h_t > 0 \quad (5.9)$$

Os valores excesso de escala, em milímetros, não podem exceder os valores limite impostos na Norma NP ENV 13803-1.

Tabela 5.7 - Valores limite do excesso de escala (NP ENV 13803-1)

	Via Normal	Via Larga
Valor limite recomendado (mm)	110	100
Valor limite máximo (mm)	130 *	135
* Para comboios de passageiros, o valor limite máximo de E = 110 mm		

5.2.4 Velocidades máximas e mínimas de circulação

Os limites de velocidade da linha são usualmente estabelecidos tendo em conta a incidência de limitações permanentes de velocidade da via. Nas linhas de tráfego misto, podem existir simultaneamente vários limites de velocidade para diversos tipos de categorias de tráfego.

A velocidade máxima de circulação dependerá das características do veículo e do estado da via, podendo-se realizar o cálculo mantendo constante a escala, ou utilizando a escala máxima admissível.

Sabendo o raio da curva e a escala utilizada, a velocidade máxima de circulação será aquela que traduz ao máximo o valor da insuficiência de escala admissível:

$$I = h_t - h = b' \times \frac{V^2}{127 \times R} - h \quad (5.10)$$

de onde resulta:

$$V_{m\acute{a}x} = \sqrt{\frac{(I_{lim} + h) \times 127 \times R}{b'}} \quad (5.11)$$

A velocidade mínima de circulação será aquela que conduz ao máximo valor de excesso de escala admissível:

$$E = h - h_t = h - b' \times \frac{V^2}{127 \times R} \quad (5.12)$$

de onde resulta:

$$V_{min} = \sqrt{\frac{(h - E_{lim}) \times 127 \times R}{b'}} \quad (5.13)$$

5.2.5 Raios mínimos

O raio mínimo da curva deve ser escolhido de forma que, para a escala prescrita na curva considerada, a insuficiência de escala não exceda, para a velocidade máxima prevista, os valores normativos fixados.

O projetista do traçado de via deve procurar utilizar os maiores raios de curva permitidos pelos condicionamentos de projeto. Este preceito facilitará o aumento da velocidade, no futuro. O projetista não deve utilizar raios de curva inferiores a 180 metros nos novos traçados.

Os parâmetros que devem ser considerados para a determinação do raio de curva mínima são:

- As velocidades máximas e mínimas;
- A escala aplicada;
- Os valores limite de insuficiência e excesso de escala.

O raio de curva mínimo admitido para a velocidade máxima de circulação, com insuficiência de escala, é determinado através de:

$$R = \frac{b' \times V_{max}^2}{127 \times \times} \quad (5.14)$$

O raio de curva mínimo admitido para a velocidade mínima de circulação, com excesso de escala, é determinado através de:

$$R = \frac{b' \times V_{min}^2}{127 \times (h - E)} \quad (5.15)$$

O raio de curva mínimo deve ser determinado de tal modo que os valores da escala, insuficiência de escala e excesso de escala respeitem os limites definidos pela Norma NP ENV 13803-1 e satisfação a condição:

$$\frac{b' \times V_{min}^2}{127 \times (h - E_{lim})} \geq R \geq \frac{b' \times V_{max}^2}{127 \times (h - I_{lim})} \quad (5.16)$$

5. ESPECIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS DA VIA-FÉRREA

Como referido anteriormente, a Norma NP ENV 13803-1 refere que na existência de curvas de raio diminuto implica geralmente o aumento da bitola de via com o fim de melhorar a inscrição dos veículos em curva.

Recomenda-se que o valor do raio das curvas em vias adjacentes aos cais de passageiros não seja inferior a 500 metros. Esta prescrição destina-se a limitar a dimensão da lacuna entre o cais e os veículos, para facilitar o acesso em segurança dos passageiros aos comboios.

5.2.6 Variação da escala em função do tempo

A variação da escala em função do tempo é a taxa segundo a qual a escala aumenta ou diminui relativamente à velocidade máxima de um veículo circulando numa curva de transição, sendo que por vezes é necessário prever variação de escala nas curvas circulares e nos alinhamentos retos.

Como exemplo, 35 mm/s significa que um veículo que se desloque à velocidade máxima permitida sofrerá uma variação da escala de 35 milímetros em cada segundo.

Para variações de escala com declive uniforme, é desejável que se verifique a seguinte relação:

$$\frac{dh}{dt} = \frac{h \cdot V_{max}}{3.6L} \leq \left(\frac{dh}{dt}\right)_{lim} \quad (5.17)$$

Para variações de escala com declive variável, o valor de dh/dt é variável, sendo que a meio da curva atinge o seu valor máximo.

O valor de dh/dt deve ser atribuído tendo em consideração o conforto de rolamento e a eventualidade de uma plataforma de via instável, na medida em que a circulação em zonas de variação de escala acelera os movimentos de rotação da caixa do veículo em torno do seu eixo longitudinal.

Os valores limite propostos pela Norma NP ENV 13803-1 são os indicados nas tabelas seguintes.

Tabela 5.8 - Valores limite de dh/dt para variação constante, via Normal (NP ENV 13803-1)

Categorias de tráfego (velocidade em Km/h)	I Linhas de tráfego misto $80 \leq V \leq 120$	Ila Linhas de tráfego misto $120 \leq V \leq 160$	Ilb Linhas de tráfego misto $160 \leq V \leq 200$	III Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $200 \leq V \leq 300$	IV Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $V \leq 230$ (ou 250) (com veículos dotados de características técnicas especiais)	V Linhas de alta velocidade unicamente dedicadas ao tráfego de passageiros $250 \leq V \leq 300$
Valor limite recomendado (mm/s)	50	50	50	50	50	50
Valor limite máximo (mm/s)	55	60	60	60	60	60

Tabela 5.9 - Valores limite de dh/dt para variação constante, via Larga (NP ENV 13803-1)

Categorias de tráfego (velocidade em Km/h)	I Linhas de tráfego misto $80 \leq V \leq 120$	Ila Linhas de tráfego misto $120 \leq V \leq 160$	Ilb Linhas de tráfego misto $160 \leq V \leq 200$	III Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $200 \leq V \leq 300$	IV Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $V \leq 230$ (ou 250) (com veículos dotados de características técnicas especiais)	V Linhas de alta velocidade unicamente dedicadas ao tráfego de passageiros $250 \leq V \leq 300$
Valor limite recomendado (mm/s)	50	55	55	55	55	55
Valor limite máximo (mm/s)	60	65	65	65	65	65

Tabela 5.10 - Valores limite de dh/dt para variação não linear, via Normal (NP ENV 13803-1)

Categorias de tráfego (velocidade em Km/h)	I Linhas de tráfego misto $80 \leq V \leq 120$	Ila Linhas de tráfego misto $120 \leq V \leq 160$	Ilb Linhas de tráfego misto $160 \leq V \leq 200$	III Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $200 \leq V \leq 300$	IV Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $V \leq 230$ (ou 250) (com veículos dotados de características técnicas especiais)	V Linhas de alta velocidade unicamente dedicadas ao tráfego de passageiros $250 \leq V \leq 300$
Valor limite recomendado (mm/s)	55	55	55	55	55	55
Valor limite máximo (mm/s)	70	70	70	70	70	70

Nota 1: A escala nos elementos de transição deve variar de acordo com a lei da respetiva curvatura.

Nota 2: Em consequência da limitada experiência com curvas de transição com declive variável, os valores do quadro são indicativos. Os valores indicados correspondem aos valores mais elevados aplicados nos países que utilizam os declives variáveis. As curvas de transição com declives variáveis garantem transições mais longas do que as que têm declives uniformes.

5.2.7 Variação da escala em função do comprimento

A variação da escala em função do comprimento é a taxa segundo a qual a escala aumenta ou diminui ao longo de um dado comprimento de transição.

Devido ao empenamento da via podem ser criadas condições propícias ao descarrilamento na sequência de um deficiente apoio da roda dianteira do veículo. Assim, para evitar a instabilidade de circulação e o risco de descarrilamento, há que limitar o disfarce da escala de forma a suavizar o empenamento da via.

O projetista deve utilizar o valor mais restritivo resultante das considerações de segurança e de conforto:

- Observância dos requisitos relativos à segurança, tendo em conta a possibilidade do descarrilamento dos comboios de mercadorias em curvas de transição de comprimento reduzido;
- Observância dos requisitos relativos ao conforto de rolamento, derivado aos valores dados pela variação da escala em função do tempo, tendo em conta:

$$\frac{dh}{dL} = \frac{3.6}{V_{max}} \times \frac{dh}{dt} \quad (5.18)$$

Com referência a estas alíneas e considerando o caso mais gravoso dependendo o tipo de veículo, devem, de acordo com a Norma NP ENV 13803-1, considerar-se os seguintes valores limites.

Tabela 5.11 - Valores limite de dh/dL (NP ENV 13803-1)

	Via Normal	Via larga
Valor limite recomendado (mm/m)	2,25	2,4
Valor limite máximo (mm/m)	2,5	2,7

5.2.8 Variação da insuficiência de escala em função do tempo

A variação da insuficiência de escala em função do tempo é a taxa segundo a qual a insuficiência de escala aumenta ou diminui relativamente à velocidade máxima de um veículo circulando numa curva de transição.

Para transições com variações uniformes de curvatura e da escala, pode-se estabelecer a seguinte relação:

$$\frac{dI}{dt} = \frac{V_{max}}{3.6L} \times \Delta I \leq \left(\frac{dI}{dt}\right)_{lim} \quad (5.19)$$

Os valores de dI/dt não são constantes para transições com variações de curvatura e de escala não lineares. Atingem o seu valor máximo a meio da curva de transição.

5. ESPECIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS DA VIA-FÉRREA

Para comboios rápidos de passageiros, os valores escolhidos para $(dl/dt)_{lim}$ devem ter em conta o conforto de rolamento, na eventualidade de uma plataforma de via instável.

Tabela 5.12 - Valores limite dl/dt , via Normal (NP ENV 13803-1)

Categorias de tráfego (velocidade em Km/h)	I Linhas de tráfego misto $80 \leq V \leq 120$	Ila Linhas de tráfego misto $120 \leq V \leq 160$	Ilb Linhas de tráfego misto $160 \leq V \leq 200$	III Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $200 \leq V \leq 300$	IV Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $V \leq 230$ (ou 250) (com veículos dotados de características técnicas especiais)	V Linhas de alta velocidade unicamente dedicadas ao tráfego de passageiros $250 \leq V \leq 300$
Valor limite recomendado (mm/s)	55	55	55	50	50	50
Valor limite máximo (mm/s)	90	90	90	75	90	75

Tabela 5.13 - Valores limite dl/dt , via Larga (NP ENV 13803-1)

Categorias de tráfego (velocidade em Km/h)	I Linhas de tráfego misto $80 \leq V \leq 120$	Ila Linhas de tráfego misto $120 \leq V \leq 160$	Ilb Linhas de tráfego misto $160 \leq V \leq 200$	III Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $200 \leq V \leq 300$	IV Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $V \leq 230$ (ou 250) (com veículos dotados de características técnicas especiais)	V Linhas de alta velocidade unicamente dedicadas ao tráfego de passageiros $250 \leq V \leq 300$
Valor limite recomendado (mm/s)	60	60	60	55	55	55
Valor limite máximo (mm/s)	100	100	100	85	100	85

5.2.9 Curvas de transição

No dimensionamento de uma curva de transição deve-se escolher aquela que naturalmente apresenta a extensão mais reduzida, de forma a evitar gastos extraordinários na construção e conservação. No entanto há que estabelecer neste dimensionamento disposições normativas de forma a impor limitações no que se refere à inclinação relativa provocada pelo disfarce da escala, e a necessidade de manter as variações da aceleração normal com o tempo dentro de certos limites.

O comprimento das curvas de transição deve ser determinado a partir dos valores limite impostos pelos parâmetros seguintes:

- Variação da insuficiência de escala em função do tempo (dl/dt)
- Variação da escala em função do comprimento (dh/dL)

e das seguintes fórmulas:

$$L \geq \frac{V_{max}}{3.6} \times \Delta I \times \left(\frac{dl}{dt}\right)^{-1} \quad (5.20)$$

$$L \geq \Delta h \times \left(\frac{dh}{dL}\right)^{-1} \quad (5.21)$$

O comprimento da curva de transição deve ser o maior dos valores obtidos a partir das fórmulas acima apresentados para os valores escolhidos de dl/dt e dh/dL .

5.2.10 Curvas circulares e alinhamentos retos

O comprimento efetivo de qualquer elemento do traçado (para além das curvas de transição) deve situar-se acima de um valor mínimo dado na tabela seguinte, tendo em consideração os parâmetros de projeto efetivamente aplicados no traçado da zona (escala, insuficiência de escala e as suas variações).

Tabela 5.14 - Comprimento mínimo dos elementos do traçado (NP ENV 13803-1)

Categorias de tráfego (velocidade em Km/h)	I Linhas de tráfego misto $80 \leq V \leq 120$	Ila Linhas de tráfego misto $120 \leq V \leq 160$	Ilb Linhas de tráfego misto $160 \leq V \leq 200$	III Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $200 \leq V \leq 300$	IV Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $V \leq 230$ (ou 250) (com veículos dotados de características técnicas especiais)	V Linhas de alta velocidade unicamente dedicadas ao tráfego de passageiros $250 \leq V \leq 300$
Valor limite recomendado ^a (m)	$\frac{V_{\max}}{3}$ b			$\frac{V_{\max}}{1,5}$		
Valor limite máximo ^a (m)	$\frac{V_{\max}}{5}$ b			$\frac{V_{\max}}{2}$		
<p>a: Na medida do possível, recomenda-se duas curvas de sentidos contrários por uma curva de transição contínua em vez de intercalar alinhamento reto entre duas de transição. Por esta razão, neste caso, o comprimento do alinhamento reto é nulo.</p> <p>b: Sem descer abaixo de 30 m. Para comprimentos menores ou traçados secantes, consultar Parte 2 da presente Norma.</p>						

Nas linhas de alta velocidade, uma rápida sucessão de curvas e de retas pode induzir uma redução do conforto, em particular quando o comprimento dos elementos individuais do traçado é tal que os passageiros são submetidos a mudança de aceleração cujo ritmo corresponda às frequências próprias dos veículos.

5.2.11 Curvas verticais

Nas mudanças de trainel devem prever-se curvas verticais com um comprimento mínimo de 20 metros, desde que a diferença de inclinação entre dois traineis adjacentes seja superior a:

- 2 mm/m para velocidades até 230 km/h;
- 1 mm/m para velocidades superiores a 230 km/h.

5.2.12 Raio das curvas verticais

O raio das curvas verticais deve ser calculado através da seguinte fórmula:

$$R_v = \frac{V_{max}^2}{12.96 \times a_v} \geq (R_v)_{lim} \tag{5.22}$$

Com $(R_v)_{lim}$ dado por:

Tabela 5.15 - Valores de raios mínimos verticais (NP ENV 13803-1)

Categorias de tráfego (velocidade em Km/h)	I Linhas de tráfego misto 80 ≤ V ≤ 120	IIa Linhas de tráfego misto 120 ≤ V ≤ 160	IIb Linhas de tráfego misto 160 ≤ V ≤ 200	III Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros 200 ≤ V ≤ 300	IV Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros V ≤ 230 (ou 250) (com veículos dotados de características técnicas especiais)	V Linhas de alta velocidade unicamente dedicadas ao tráfego de passageiros 250 ≤ V ≤ 300
Valor limite recomendado (m)	0,35.V ² max ^b	0,35.V ² max		0,35.V ² max	0,35.V ² max	0,35.V ² max
Valor limite máximo (m)	0,25.V ² max ^c			0,175.V ² max ^a	0,25.V ² max ^c	0,175.V ² max ^a
<p>a: Com uma tolerância + 10% numa curva convexa, + 30% numa curva côncava.</p> <p>b: Em linhas onde os passageiros possam viajar de pé, recomenda-se que R_v seja superior a 0,77.V²</p> <p>c: Sem descer abaixo de 2000m de raio.</p>						

Com os mesmos princípios, as especificações técnicas de interoperabilidade sugerem para alta velocidade raios mínimos de concordância de 10000 a 25000 metros.

5.2.13 Aceleração vertical

As curvas de concordância, especialmente as convexas, podem ser motivo de acentuada incomodidade para os passageiros, devido à aceleração vertical.

Com vista à limitação dos seus efeitos, de forma a permitir níveis aceitáveis de comodidade, deve-se impor:

$$a_v = \frac{V^2}{12.96 \times R_v} \leq (a_v)_{lim} \quad (5.23)$$

Com $(a_v)_{lim}$ dado por:

Tabela 5.16 - Valores máximos de aceleração vertical (NP ENV 13803-1)

Categorias de tráfego (velocidade em Km/h)	I Linhas de tráfego misto $80 \leq V \leq 120$	IIa Linhas de tráfego misto $120 \leq V \leq 160$	IIb Linhas de tráfego misto $160 \leq V \leq 200$	III Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $200 \leq V \leq 300$	IV Linhas de tráfego misto concebidas para velocidade de comboios de passageiros $V \leq 230$ (ou 250) (com veículos dotados de características técnicas especiais)	V Linhas de alta velocidade unicamente dedicadas ao tráfego de passageiros $250 \leq V \leq 300$
Valor limite recomendado (m/s^2)	0,22 ^b	0,22		0,22	0,22	0,22
Valor limite máximo (m/s^2)	0,31			0,44 ^a	0,31	0,44 ^a
<p>a: Com uma tolerância + 10% numa curva convexa, + 30% numa curva côncava.</p> <p>b: Em linhas onde os passageiros possam viajar de pé, recomenda-se que a_v não exceda 0,1.</p>						

6 ANÁLISE DAS SOLICITAÇÕES

O dimensionamento estrutural de uma via-férrea tem de ter em conta diferentes ações, provocadas essencialmente pelas solicitações estáticas, quase-estáticas e dinâmicas do material circulante e pelas variações de temperatura, as quais conduzem à dilatação e contração dos carris. As solicitações estáticas são resultado do peso próprio do veículo, sendo as solicitações quase-estáticas provenientes da força centrífuga em curva. As solicitações dinâmicas resultam da irregularidade e da rigidez da via (devido à variação das características das camadas granulares ao longo do traçado, e dos assentamentos que possam ocorrer nessas camadas), das descontinuidades e imperfeições nos carris, e dos defeitos que possam ocorrer nos rodados do material circulante.

As ações exercidas na via traduzem-se por forças verticais (P), transversais (H) e longitudinais (N), que devido às cargas cíclicas do material circulante provocam fadiga nos diferentes elementos que constituem a via. Com o passar dos tempos, a via tende a apresentar pior qualidade geométrica, que tem de ser corrigida através de ações de manutenção.

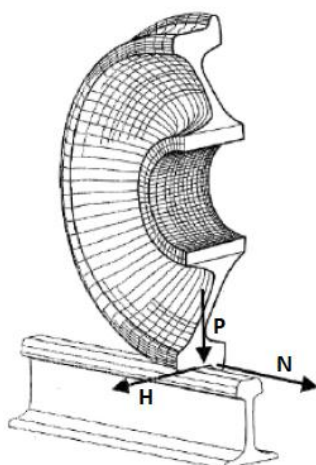


Fig. 6.1 - Força vertical, transversal e longitudinal (Fernandes, 2011)

6. ANÁLISE DAS SOLICITAÇÕES

As solicitações na via-férrea dependem do peso descarregado pelas rodas, da velocidade, das condições de movimento, do estado de conservação dos veículos, da configuração da via e do estado de conservação da via. O conhecimento dos esforços que atuam sobre a via são importantes para o dimensionamento dos elementos que a compõem.

6.1 ESFORÇOS VERTICAIS

São consideradas forças verticais aquelas que são perpendiculares ao plano dos carris. Estas forças, produzidas essencialmente pela ação das rodas dos veículos, são descendentes na zona carregada do carril e ascendentes em zonas adjacentes a estas, devido à flexão longitudinal do carril. (Fortunato, 2005) Se estes movimentos ascendentes ocorridos não forem compensados pelo peso do carril e das travessas e pela mobilização do atrito entre estas e o balastro, a superestrutura tende a levantar. Consequentemente, com a circulação dos comboios, todas as travessas poderão sofrer movimentos ascendentes e descendentes em diferentes instantes. As forças verticais são a principal causa de deterioração dos elementos e dos assentamentos devido à densificação dos materiais granulares e consolidação dos solos coesivos.

A força vertical transmitida pela roda é, em geral, considerada como tendo uma componente estática devido ao peso do material circulante e uma componente dinâmica.

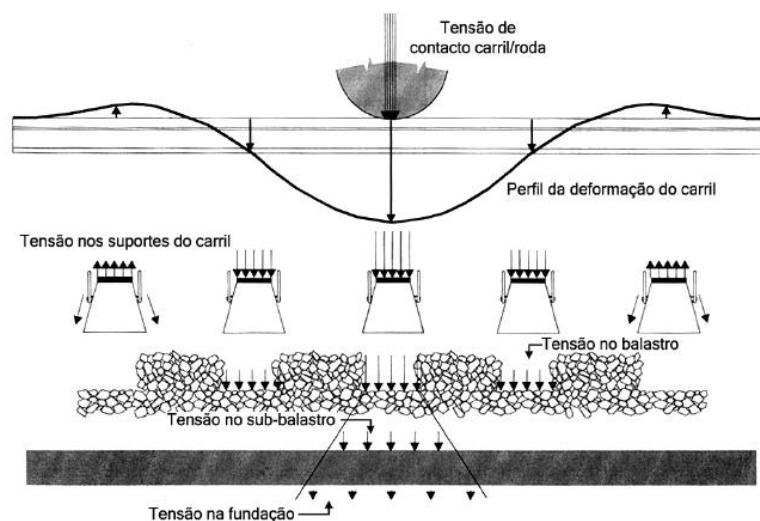


Fig. 6.2 - Tensões nos elementos da via devido às forças verticais (Fortunato, 2005)

Na prática de dimensionamento não se considera explicitamente o efeito dinâmico. Em geral, para se obter a carga dinâmica atuante, a carga estática máxima é majorada.

$$P_d = k \times P_r \quad (6.1)$$

P_d – carga dinâmica vertical [kg]

P_r – carga estática vertical [kg]

k – coeficiente de impacto dinâmico

Normalmente, para se obter a carga vertical de dimensionamento majorava-se a carga estática com o valor de 2, no caso de travessas de madeira, e de 2,5, no caso de travessas de betão. Atualmente é corrente considerar-se que caso o coeficiente de impacto dinâmico poderá ser da ordem de 1,5, até velocidades de circulação de cerca de 200 km/h. (Fortunato, 2005)

A carga estática associada aos esforços verticais exercidos pelas rodas dos comboios, corresponde à solicitação mais desfavorável (eixo mais solicitado do veículo), sendo sempre superior a 10 toneladas por roda, podendo sofrer variações devido: (Couto, 2006)

- Desigual repartição do peso do eixo entre as rodas, como consequência da força centrífuga não compensada na passagem em curva;
- Aos impulsos que as irregularidades da via provocam no veículo, com especial relevo quando estes circulam a velocidades elevadas;
- Aos defeitos do material circulante, quando as rodas ou suspensão apresentam deformações, produzindo choque nos carris;
- Aos esforços causados pela inércia das rodas quando existem ações de frenagem ou aceleração.

A carga vertical máxima transmitida por uma roda ao carril poderá ser calculada através da expressão:

$$P_r = \psi \times \varphi \times P \quad (6.2)$$

ψ – coeficiente de majoração devido as solicitações por aceleração ou frenagem

φ – coeficiente de majoração devido aos movimentos anormais

P – carga vertical [kg]

6.1.1 Incremento da solicitação vertical em curva (P)

Quando o veículo se desloca em curva, fica sujeito a uma aceleração centrífuga.

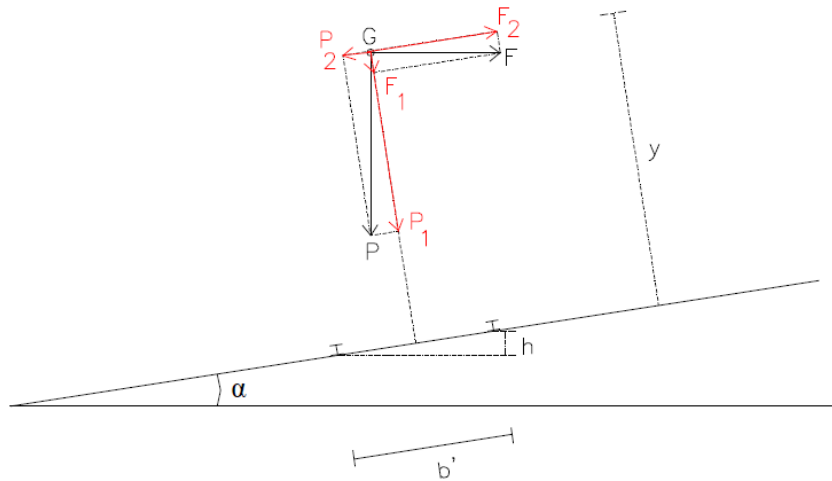


Fig. 6.3 - Circulação em curva (Couto, 2007)

Considerando o efeito da escala (h), a força centrífuga correspondente (F) e o peso estática descarregado no eixo mais solicitado (P_e) podem-se decompor em:

- Normal ao plano da via (N)

$$N = P_1 + F_1 = P_e \times \left(\cos \alpha + \frac{V^2}{127 \times R} \times \sin \alpha \right) \quad (6.3)$$

- Paralela ao plano da via (H)

$$H = P_2 + F_2 = P_e \times \left(\frac{V^2}{127 \times R} \times \cos \alpha - \sin \alpha \right) \quad (6.4)$$

P_e – peso por eixo [kg]

V – velocidade [km/h]

R – raio da curva [m]

Admitindo que $\cos \alpha \approx 1$, face aos valores reduzidos da escala (h), bem como $\sin \alpha = h/b'$, e consequentemente, face a simplificação, $\tan \alpha = h/b'$, as expressões podem tomar a forma de:

$$N = P_e \times \left(1 + \frac{V^2}{127 \times R} \times \frac{h}{b'} \right) \quad (6.5)$$

$$H = P_e \times \left(\frac{V^2}{127 \times R} - \frac{h}{b'} \right) \quad (6.6)$$

h – escala [mm]

b' – bitola + cabeça do carril [mm]

A ação da carga H irá gerar um momento que obrigará a uma desigual repartição do peso de um eixo entre ambas as rodas ($M = H \times y$), sendo y altura entre a via e o centro de gravidade do veículo, em milímetros. Já o binário (M/b') implicará um sobre-esforço do carril da fila alta e uma descarga do carril da fila baixa. (Couto, 2006)

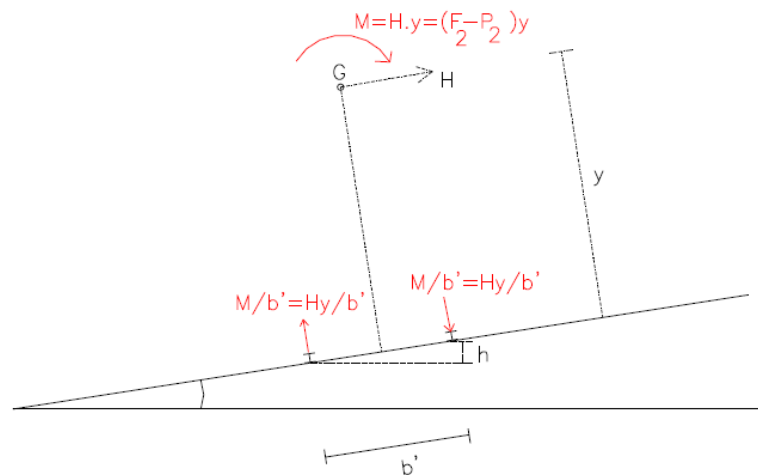


Fig. 6.4 - Momentos gerados em curva (Couto, 2007)

Assim a carga vertical (P) é dada pela expressão:

$$P = \frac{N}{2} \pm \frac{M}{b'} = \frac{P_e}{2} \times \left(1 + \frac{V^2}{127 \times R} \times \frac{h}{b'} \right) \pm P_e \times \left(\frac{V^2}{127 \times R} - \frac{h}{b'} \right) \times \frac{y}{b'} \quad (6.7)$$

O sinal (+) corresponde à situação relativa à fila alta e o sinal (-) à fila baixa.

6.1.2 Incremento da solicitação vertical por aceleração ou frenagem (ψ)

Sempre que um comboio fica sujeito a uma ação de frenagem ou aceleração faz com que existam transferência de carga entre eixos. No caso da aceleração haverá uma carga dos eixos anteriores para os posteriores, enquanto na frenagem verifica-se o fenómeno inverso. (Couto, 2006)

Assim, os valores médios sugeridos pela UIC para os coeficientes de majoração ψ da carga estática, são:

- $\psi_{\text{aceleração}} = 1,15$ (não devendo este coeficiente exceder os 1,28)
- $\psi_{\text{frenagem}} = 1,07$ (não devendo este coeficiente exceder os 1,11)

Os maiores valores de ψ no caso de aceleração são justificados pelo facto de a resistência oferecida pelo material rebocado agravar a transferência de carga, sendo maior que o valor no caso de frenagem, visto que em todos os eixos, incluindo mesmo os eixos dos reboques, apresentarem sistema de frenagem. (Couto, 2006)

6.1.3 Incremento da solicitação vertical devido aos movimentos anormais (φ)

Este coeficiente é obtido por via experimental, dos quais se evidencia dois métodos empíricos de cálculo, o método de Eisenmann e o método ORE. Para o cálculo mais fiável deste coeficiente é aconselhável considerar-se a média dos dois métodos.

Método de Eisenmann

$$\varphi = 1 + t \times s \times \varphi_z \quad (6.8)$$

t – coeficiente de natureza estatística que pode assumir os valores de:

- 3 – no caso de estudo do comportamento do carril
- 2 – mais aconselhado para o caso de estudo da camada de balastro e cargas laterais
- 1 – para análise da tensão na superfície da plataforma

s – coeficiente que qualifica o estado da via, podendo assumir valores de:

0.1 – via em ótimas condições

0.2 – via em boas condições

0.3 – via em más condições

φ_z – coeficiente que tem em conta o efeito produzido pela velocidade.

$$\varphi_z = 1 + \frac{V - 60}{140} \quad (6.9)$$

Método de ORE

$$\varphi = 1 + 0,01 \times \left(\frac{V}{100}\right)^3 + a \times b \times \left[0,1 + 0,017 \times \left(\frac{V}{100}\right)^3\right] \quad (6.10)$$

V – velocidade [km/h]

a – coeficiente que traduz o deficiente apoio das travessas

b – coeficiente que traduz a conservação do veículo

$$V \begin{cases} < 140 \text{ km/h} \\ > 140 \text{ km/h} \end{cases} \begin{cases} a = 1,3 \\ b = 2,0 \\ a = 1,2 \\ b = 1,5 \end{cases}$$

6.2 ESFORÇOS TRANSVERSAIS

As forças transversais são perpendiculares ao eixo longitudinal do carril e têm origem, essencialmente, nas forças produzidas pelo material circulante e na reação do carril à encurvadura. Relativamente às forças laterais em função do material circulante, estas ações têm origem na componente lateral da força de atrito que se desenvolve entre a roda e o carril, na força quase-estática causada pela aceleração centrífuga não compensada, nas ações devidas às irregularidades geométricas da via e nas forças aleatórias originadas por fenómenos de natureza dinâmica, como a oscilação das composições. A encurvadura ocorre, usualmente na direção transversal e é causada pelo incremento longitudinal do

6. ANÁLISE DAS SOLICITAÇÕES

carril, como consequência das variações térmicas. Estas forças, além de afetarem o conforto dos passageiros, jogam um papel crucial na estabilidade e segurança do comboio, pois se excederem os valores admissíveis podem dar origem a descarrilamento ou capotagem.

Ao nível da via e no plano definido pelos carris, as forças transversais originadas pelos veículos quando circulam têm origem distintas: (Fortunato, 2005)

- Componente lateral da força de atrito que desenvolve entre a roda e o carril;
- Força estática devido à insuficiência de escala;
- Forças devido às irregularidades geométricas da via, que se traduzem em defeitos da via;
- Forças com origem na oscilação dos bogies.

Em curva, o esforço com origem na força centrífuga não compensada pelo efeito da escala poderá estar dirigido para o exterior, quando há uma velocidade excessiva, ou dirigido para o interior, no caso de velocidade reduzida.

Os esforços transversais são os que mais prejudicam a estabilidade da via e os mais desfavoráveis do ponto de vista do custo de conservação, já que a via é constituída essencialmente para resistir a esforços verticais, ficando obrigada a trabalhar num sentido para o qual está menos apta a resistir.

Para que a via possa resistir com estabilidade é necessário fixar os carris solidamente às travessas e dotá-las de uma ampla superfície de apoio, bem como proporcionar níveis aceitáveis de atrito entre as travessas e o balastro. Mesmo assim, a bitola da via deve ajustar-se de modo a que entre o verdugo e os planos inferiores dos carris, o mínimo jogo de via seja compatível com a adequada rotação das rodas e um desgaste aceitável das rodas e do material da via.

O cálculo dos esforços transversais a considerar deve ser feito através da majoração de H da seguinte forma:

$$H = H_1 + H_2 \quad (6.11)$$

Atendendo à desigual repartição por todos os eixos da força centrífuga não compensada:

$$H_1 = 1,1 \times H = 1,1 \times P_e \left(\frac{V^2}{127 \times R} - \frac{h}{b'} \right) \quad (6.12)$$

Atendendo à qualidade e estado da via e do veículo:

$$H_2 = \frac{P_e \times V}{1000} \quad (6.13)$$

P_e – peso por eixo [kg]

V – velocidade [km/h]

R – raio da curva [m]

h – escala [mm]

b' – bitola + cabeça do carril [mm]

6.3 ESFORÇOS LONGITUDINAIS

Os esforços longitudinais são forças paralelas aos carris que fazem com que seja necessário o uso de dispositivos especiais que mobilizem o carril em relação à travessa, bem como dispor de um balastro adequado. Estas forças podem ter origem em:

- Variações de temperatura;
- Ações de frenagem e aceleração do material circulante;
- Choque dos rodados com o topo dos carris, em zonas com juntas;
- Deformações elásticas do carril, que resultam da ocorrência de depressões e levantamentos à passagem da roda do comboio.

Medições realizadas por diversas administrações ferroviárias levaram a concluir que a intensidade dos esforços exercidos pelas ações de aceleração e travagem são irregulares em relação às ações térmicas provenientes das variações térmicas. As ações longitudinais geradas pela aceleração e travagem, são tidas em conta no dimensionamento de pontes integradas em linhas ferroviárias.

O fator condicionante é aquele que é provocado pelas variações de temperatura, sendo que para BLS, originam esforços de compressão ($\Delta l > 0$) ou tração ($\Delta l < 0$) numa extensão considerável em que o movimento dos carris é impedido por uma eficiente fixação às travessas e pelo “encastramento” destas

6. ANÁLISE DAS SOLICITAÇÕES

ao balastro. (Couto, 2006) Considerando uma variação de temperatura Δt , esta variação produziria uma variação de comprimento do carril Δl :

$$\Delta l = \alpha \times L \times \Delta t \quad (6.14)$$

Pela lei de Hooke:

$$\Delta l = \frac{N_1 \times L}{E \times A} \quad (6.15)$$

Assim para impedir a dilatação de um carril é necessário um esforço de compressão tal que:

$$\frac{N_1 \times L}{E \times A} = \alpha \times L \times \Delta t \quad (6.16)$$

De onde:

$$N_1 = E \times A \times \alpha \times \Delta t \quad (6.17)$$

N_1 – esforço longitudinal [kg]

E – módulo de elasticidade ($2,1 \times 10^6$) [kg/cm²]

A – área da seção de um carril [cm²]

α – coeficiente de dilatação linear do aço ($10,5 \times 10^{-6}$)

Δt – variação de temperatura [°C]

É usual considerar os esforços longitudinais devido a outras causas como sendo 15% do valor do originado pela variação de temperatura, sendo o esforço longitudinal total dado por:

$$N_0 = 1,15 \times E \times A \times \alpha \times \Delta t \quad (6.18)$$

7 APARELHOS DE MUDANÇA DE VIA

O aparelho de mudança de via (AMV) é o dispositivo colocado na concordância de duas linhas férreas para permitir a passagem do material circulante de uma linha para outra. A mudança de via é realizada tangencialmente de uma via para a outra, sem que o percurso do comboio seja interrompido, pois assegura a continuidade da via.

Os aparelhos de mudança de via classificam-se em:

- Aparelhos de mudança de via simples;
- Diagonais de ligação;
- Atravessamentos ordinários;
- Atravessamentos à Inglesa;
- Junções ou Bretelles;
- Aparelhos de mudança de via especiais.

7.1 APARELHOS DE MUDANÇA DE VIA SIMPLES

Os aparelhos de mudança de via simples são constituídos por carris e peças especiais trabalhadas a partir de carris, ligados por fundição ou apoiados e solidarizados por travessas de comprimento variável.

Numa mudança de via, há que considerar a existência da via direta, aquela que mantém o alinhamento, e da via desviada, a que desvia do alinhamento da via direta, pois o valor da tangente do ângulo entre as duas vias (ou abertura da cróssima), o comprimento das agulhas e a folga no talão das agulhas, são os fatores que identificam os aparelhos de mudança de via.

7. APARELHOS DE MUDANÇA DE VIA

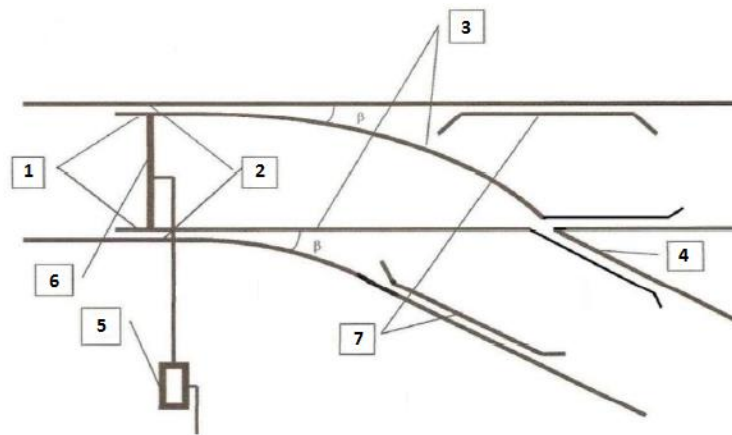


Fig. 7.1 - Constituição de um AMV (Manual Didático de Ferrovias, 2012)

As partes principais que constituem um aparelho de mudança de via são:

[1] **Lança** - São peças de aço, despontadas, de modo a que as suas extremidades na parte anterior se adaptem perfeitamente às contra-lanças ou carris de encosto. Na extremidade posterior as lanças são ligadas, por meio de talas flexíveis, aos carris de ligação, formando uma articulação.

[2] **Contra-lança** - Geralmente são peças fabricadas a partir dos próprios carris, adaptadas para servir de “batente” da lança.

[3] **Carris de ligação** - São carris que fazem a ligação do talão das lanças à cróssima do aparelho de mudança de via. A ligação destes carris de ligação ao AMV é feita por meio de talas aparafusadas.

[4] **Cróssima** - É a parte principal de um AMV que praticamente o caracteriza. Podem ser constituídos por carris comuns cortados e aparafusados ou cravados a uma chapa de aço que assenta no balastro, ou de uma só peça de aço fundido (solução mais utilizada devido à grande resistência ao desgaste).

[5] **Aparelho de manobra** - É toda a aparelhagem que permite posicionar corretamente as lanças. Os aparelhos de manobra podem ser manuais, elétricos e pneumáticos.

[6] **Varinha de transição** - Peça impulsionada pelo aparelho de manobra, para movimentar as lanças, a fim de dar a passagem para uma ou outra via.

[7] **Contra-carris** - Destinam-se a evitar que um movimento de lacete lance a roda sobre a ponta da cróssima, danificando-a. Estes são ligados aos respetivos carris por intermédio de calços fundidos, com os respetivos parafusos e são assentes de forma que o seu ponto médio fique em esquadria com a ponta matemática da cróssima.

As mudanças de via simples podem classificar-se como esquerdas, se a via desviada deriva para a esquerda da via direta, simétricas, se as vias desviadas têm raios iguais, e direitas, se a via desviada deriva para a direita da via direta.

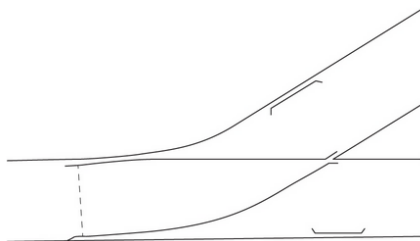


Fig. 7.2 - Esquema de AMV à esquerda (Nabais, 2015)

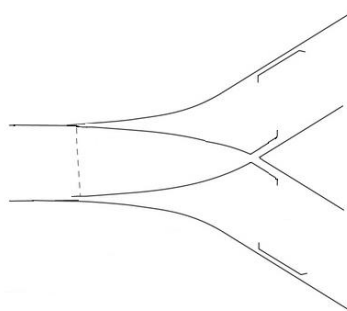


Fig. 7.3 - Esquema de AMV simétrica (Nabais, 2015)

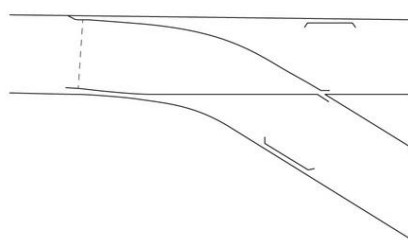


Fig. 7.4 - Esquema de AMV à direita (Nabais, 2015)

Em qualquer um dos casos, os AMV podem encontrar-se inseridos em reta ou em curva (curva circular, não de concordância). O aparelho inscrito numa curva é chamado de CIN, quando o ramo desviado está situado do lado interior da via direta e de CEX, quando o ramo desviado se encontra do lado exterior da via direta. (Couto, 2006)

7. APARELHOS DE MUDANÇA DE VIA

Uma mudança de via simples é constituída por três partes essenciais:

- Grade agulha;
- Ramo intermédio;
- Cruzamento.

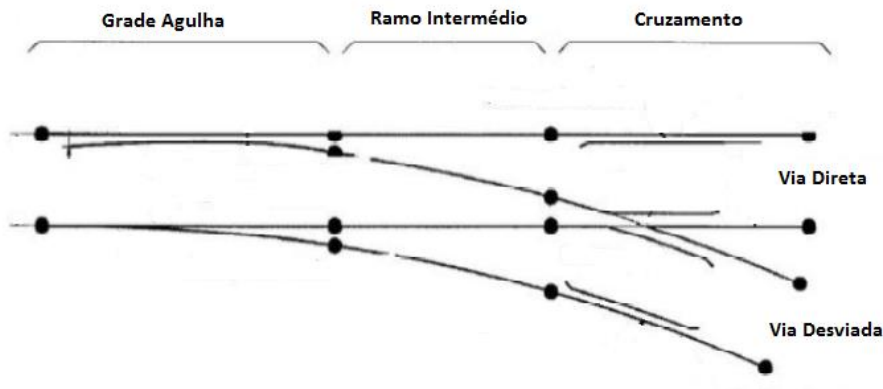


Fig. 7.5 - Pormenor de Aparelho de mudança de via (Mota, 2012)

Grade agulha

A grade agulha é constituída pelas lanças e contra-lanças (ou carris de encosto), montados adequadamente de modo a permitir o encaminhamento dos veículos ferroviários de uma linha para outra ou para a mesma via. As duas lanças existentes encontram-se articuladas nas extremidades por uma varinha de transmissão, sendo que está ligada a um aparelho de manobra que permite o movimento do sistema.

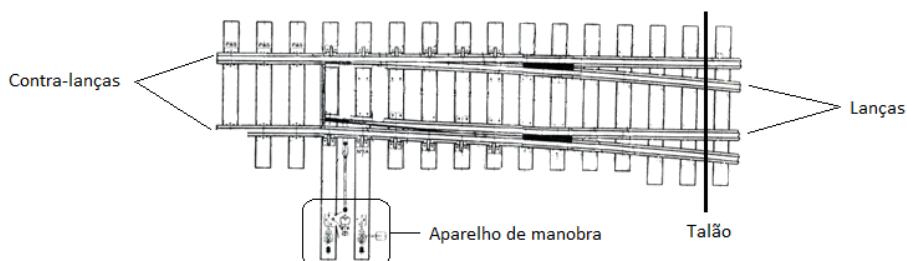


Fig. 7.6 - Grade agulha (Nabais, 2015)

Ramo intermédio

O ramo intermédio, que estabelece a ligação entre a grade agulha e o cruzamento, é o conjunto formado pelos carris intermédios idênticos aos de um troço de via corrente. As travessas que constituem este ramo apresentam medidas variáveis, e podem ser do tipo monobloco de betão ou travessas de madeira, consoante o tipo de via em que estes vão ser inseridos. (Couto, 2006)

Cruzamento

O cruzamento é constituído pela cróssima, contra-carris e pelas patas de lebre. Na cróssima, há que distinguir o coração, e a ponta real ou ponta metálica do coração da cróssima (a) e a ponta matemática do coração da cróssima (a' – ponto de cruzamento das duas faces exteriores do coração).

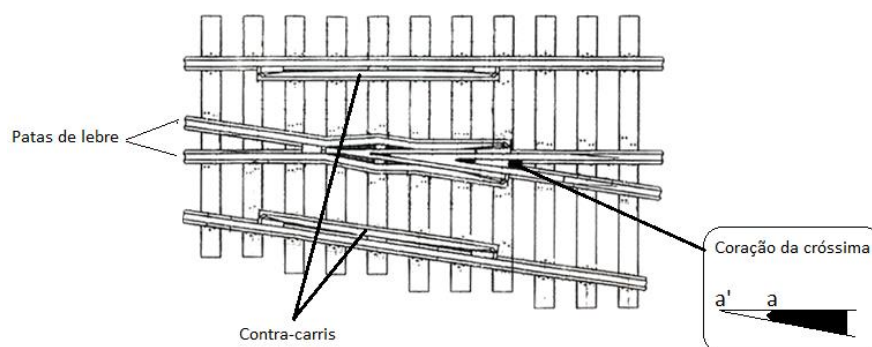


Fig. 7.7 - O cruzamento (Nabais, 2015)

Uma característica importante sobre a cróssima é o tipo de desvio que o aparelho de mudança de via simples, quer esquerda ou direita, apresenta. O AMV pode apresentar um desvio com coração curvo ou com coração reto, sendo que para cada um dos casos é possível realizar o cálculo da sua geometria de via.

Uma importante característica dos aparelhos de mudança de via são os indicadores de limite de resguardo. Estes indicadores são normalmente, blocos prismáticos pintados de cor amarela ou branca, que indicam o limite de estacionamento do material circulante numa dada linha, de modo a não impedir a livre circulação pela linha contígua.



Fig. 7.10 - Indicador de limite de resguardo (Cordero, 2016)

Para o cálculo da distância mínima, medida sobre o eixo das vias, a que o indicador deve ser colocado, relativamente ao centro da agulha (O), ponto de interseção dos eixos da via direta com a via desviada, deve ser utilizada a largura do gabarit do material circulante, sendo que:

$$d = \overline{OA} = \overline{AB} \cdot \cot g \left(\frac{\beta}{2} \right) = \frac{c}{2} \cdot \cot g \left(\frac{\beta}{2} \right) \tag{7.1}$$

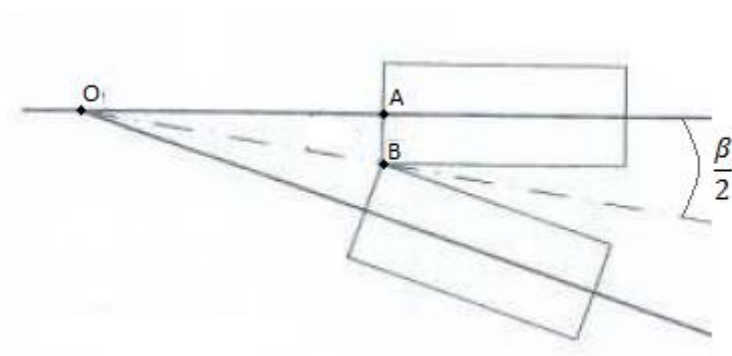


Fig. 7.11 - Limite de Resguardo (Couto, 2007)

7.2 DIAGONAIS DE LIGAÇÃO

São aparelhos de via constituídos por duas mudanças de via simples, inseridas em linhas diferentes e em posições contrárias, que se destinam a estabelecer a ligação entre essas duas vias.

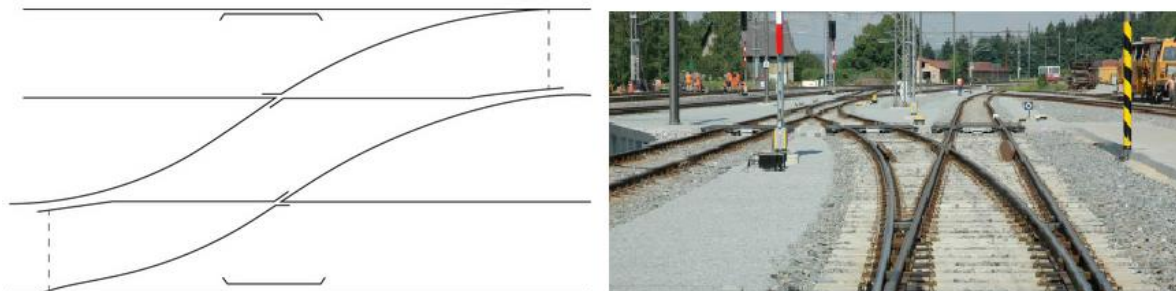


Fig. 7.12 - Diagonais de ligação (Nabais, 2015)

7.3 ATRAVESSAMENTOS ORDINÁRIOS

São aparelhos que permitem a passagem do material circulante por outra linha que cruze o seu trajeto. Isto só acontece em pátios de oficinas ou em postos de revisão. Os atravessamentos podem ser retangulares ou oblíquos.

7.3.1 Atravessamentos retangulares

Os atravessamentos retangulares não têm cróssima, sendo constituídos por frações de carril. Este tipo de atravessamentos apresenta dois tipos de soluções.

Quando há o cruzamento de duas vias secundárias onde as velocidades são reduzidas, o atravessamento é considerado de nível, ou seja, com a superfície de rolamento de ambas as vias no mesmo plano horizontal. As cabeças dos carris são cortadas e entalham-se, para darem passagem aos verdugos dos rodados.

No caso de uma via de pouca importância, com o objetivo de manobrar composições, atravessa uma via onde os comboios circulam normalmente em velocidades superiores, é importante conservar-se a continuidade na via principal, sendo os carris da via secundária interrompidos, para dar passagem aos verdugos das rodas do material circulante da via principal. Para evitar o choque dos verdugos com a cabeça do carril, são colocados contracarris ao longo da via principal, evitando assim um movimento transversal das rodas.

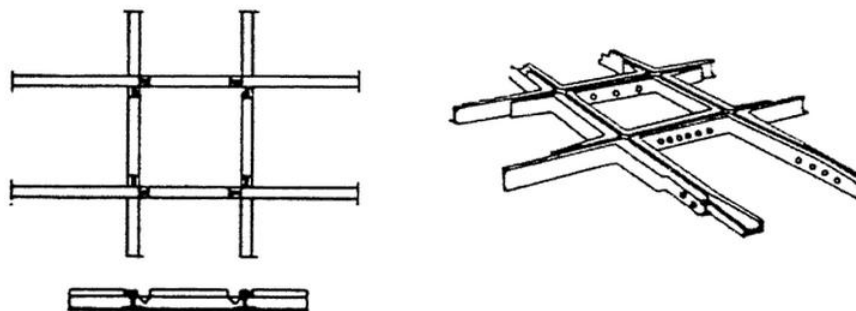


Fig. 7.13 - Atravessamento retangular (Mántaras e Rodríguez)

7.3.2 Atravessamentos oblíquos

Os atravessamentos oblíquos são constituídos por quatro cróssimas, sendo que duas delas são idênticas às de mudança de via simples. As restantes são cróssimas de dois bicos, pois apresentam dois corações voltados um para o outro, com as pontas relativamente próximas. Nestas cróssimas de dois bicos é necessário colocar contracarris de modo a proteger os rodados, porque com um movimento de lacete das composições estes poderiam chocar contra as pontas do coração da cróssima.

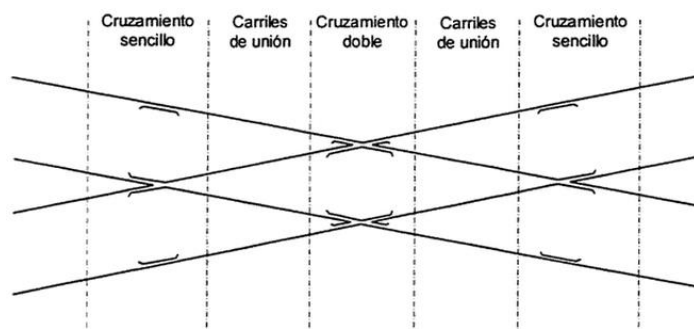


Fig. 7.14 - Atravessamento oblíquo (Mántaras e Rodríguez)

7.4 ATRAVESSAMENTOS À INGLESA

Estes aparelhos destinam-se a estabelecer uma comunicação entre duas vias que se cruzem num atravessamento oblíquo. Nos ângulos obtusos do AMV, são introduzidas lanças de modo a formar vias curvas, para simplificar as manobras, diminuindo consideravelmente o espaço necessário para a sua realização. Este tipo de atravessamento é muitas vezes aplicado em grandes estações.

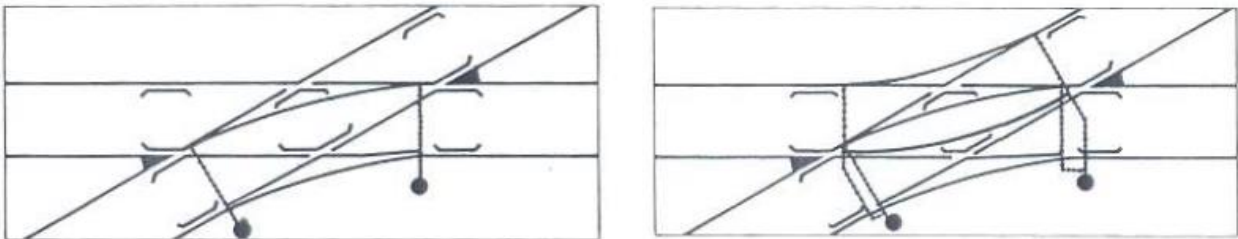


Fig. 7.15 - Atravessamento à Inglesa. Junções simples e duplas (Couto, 2007)

7.5 JUNÇÕES OU BRETELLES

São constituídas por duas diagonais de ligação de sentido contrário, que se cruzam. São por isso, constituídos pelos mesmos elementos que constituem uma diagonal, mais um atravessamento oblíquo. Este tipo de AMV é usado para estabelecer ligação entre duas linhas paralelas.

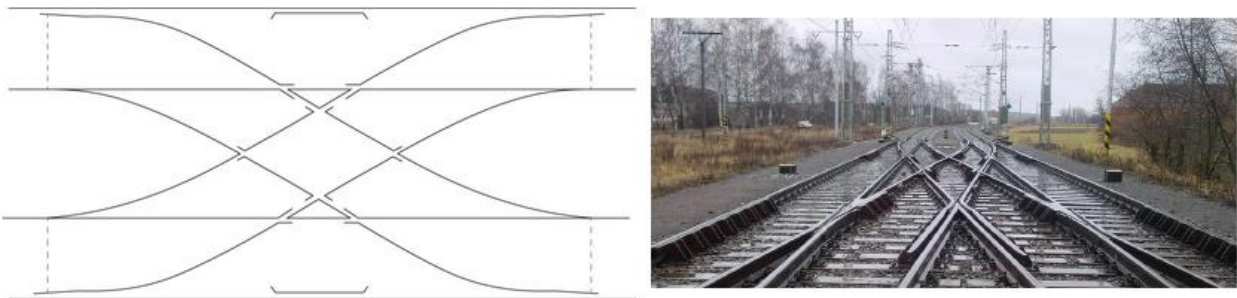


Fig. 7.16 - Junções ou Bretelles (Nabais, 2015)

7.6 APARELHOS DE MUDANÇA DE VIA ESPECIAIS

7.6.1 Giradores

Estes aparelhos não só permitem mudar o sentido da marcha da locomotiva, como também dos veículos de linha, principalmente, em áreas de espaço reduzido, como oficinas e postos de revisão. Trata-se de uma espécie de bandeja giratória apoiada sobre um estrutura em treliça que gira sobre um eixo central. Pode direcionar o veículo para linhas convergentes ao eixo do aparelho.

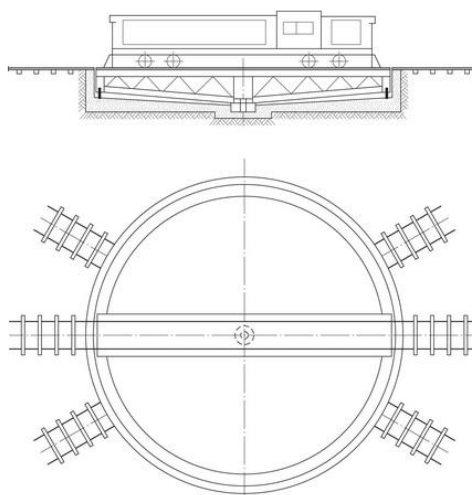


Fig. 7.17 - Girador (Nabais, 2015)

7.6.2 Carretão

Um aparelho destinado a promover a transferência de veículos entre linhas paralelas entre si e perpendiculares ao eixo do aparelho. Trata-se de uma espécie de prancha montada sobre carris que se desloca lateralmente, permitindo alinhar o material circulante na via a que este se destina.

7. APARELHOS DE MUDANÇA DE VIA

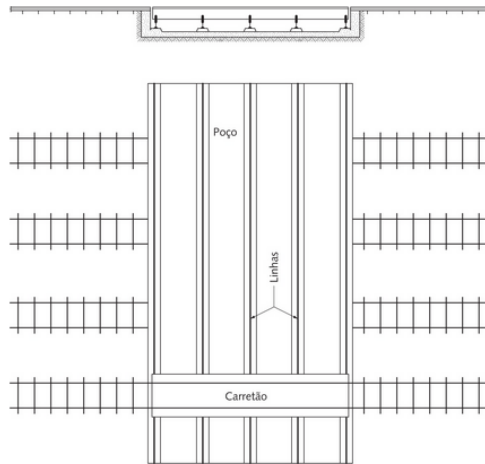


Fig. 7.18 - Carretão (Nabais, 2015)

7.6.3 Triângulo de reversão

O triângulo de reversão destina-se a inverter o sentido de tráfego de uma composição, sem que seja necessário uma estrutura complexa como o girador ou o carretão. Trata-se de um conjunto de três desvios interligados, em forma de triângulo, tendo um prolongamento num dos vértices, chamado de chicote do triângulo.

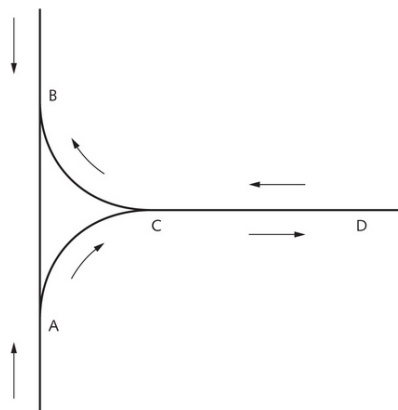


Fig. 7.19 - Triângulo de reversão (Nabais, 2015)

Uma composição estando na via CD (chicote do triângulo) que pretende mudar de direção, pode dirigir-se para o ramo B, invertendo a marcha até ao ramo A. Voltando com a marcha à frente o comboio volta à via principal, já com o sentido contrário ao inicial.

8 SINALIZAÇÃO

A sinalização ferroviária utilizada em Portugal é aplicada segundo o Regulamento Geral de Segurança – Sinalização, documento do Instituto da Mobilidade e Transportes (IMT). A regulamentação tem aplicação em toda a rede ferroviária Portuguesa explorada pelos Caminhos de Ferro Português (CP), exceto na linha de Cascais.

Os sinais utilizados são classificados em:

- **Sinais fixos fundamentais** – são os sinais que se encontram instalados com carácter permanente ou temporário em determinados pontos da linha, e destinam-se a regular com segurança a circulação de comboios e manobras;
- **Sinais fixos auxiliares** – são os sinais que se encontram instalados com carácter permanente ou temporário em determinados pontos da linha, que complementam com as suas indicações, as ordens transmitidas pelos sinais fixos fundamentais;
- **Sinais portáteis** – são os sinais utilizados por agentes, e podem ser aplicados em qualquer ponto da linha ou qualquer ocasião.

Os sinais fixos estão geralmente colocados à esquerda da via a que dizem respeito, no sentido do movimento dos comboios, ou suspensos com armações próprias (pórticos ou consolas) à esquerda do eixo da respetiva via, e só transmitem indicações aos agentes de condução que circulam na via.

Em circunstâncias especiais, nomeadamente sinais instalados em plataformas das estações e sinais de via única, podem ser instalados à direita no sentido do movimento, porém, os sinais de contra via devem situar-se sempre à direita da via a que se referem.

Os sinais fixos, quanto à sua constituição, podem ser do tipo, luminosos ou de figura. Os sinais luminosos apresentam sempre o mesmo aspeto quer de dia quer de noite. São constituídos por lanternas elétricas que se encontram encastradas num painel de cor preta com cercadura branca. A configuração do painel é geralmente arredondado nos extremos superiores e inferiores, sendo que os que comandam movimentos em contra via dispõem de painel retangular.

8. SINALIZAÇÃO

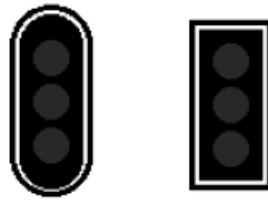


Fig. 8.1 - Painel de sentido normal e contra via (Trainlogistic)

Os conjuntos descritos são geralmente suportados por postes de cerca de 4 metros de altura sendo denominados nestes casos de sinais altos. Quando, por carência de espaço, o painel ficar a pouca distância do plano de via, denominam-se de sinais baixos. Os sinais de figura são constituídos por alvos de forma geométrica bem definida, geralmente revestidos por materiais refletores. Se os alvos não forem refletores, os seus aspetos são substituídos durante o período da noite por sinais luminosos fixos ou sinais portáteis.

Em condições normais de exploração, só pode circular um comboio em cada movimento num determinado troço da linha (cantão), porém em condições especiais regulamentarmente previstas, é possível fazer circular mais do que um comboio em cada momento de um dado cantão.

Chama-se de sistema de cantonamento ao sistema de exploração que garante a circulação dos comboios de acordo com a ocupação de cada cantão por um único comboio em cada momento. Existem quatro sistemas básicos de cantonamento, em condições normais de exploração:

- **Cantonamento telefónico:** efetua-se o cantonamento por troca de despachos telefónicos entre uma dependência e as suas colaterais com interferência na circulação, pedindo e autorizando a ocupação do único cantão existente num dado sentido entre as referidas dependências;
- **Cantonamento por bastão-piloto:** efetua-se o cantonamento garantindo a não ocupação do cantão por dois comboios de sentidos opostos através de um “testemunho” (bastão ou equivalente) que acompanha obrigatoriamente cada comboio;
- **Cantonamento automático:** realiza-se o cantonamento automaticamente pelo movimento dos próprios comboios e tem por finalidade a proteção de circulações sucessivas no mesmo sentido e numa mesma via, mantendo entre elas, distância de segurança;
- **Cantonamento interposto:** realiza-se o cantonamento por conjugação elétrica entre os sinais principais de saída de uma estação e os sinais principais de entrada e de saída da estação colateral.

Nas linhas que vigorem o regime de cantonamento automático, quando um comboio efetuar paragem em plena via por qualquer motivo accidental, o agente de condução, sempre que possível, deve retomar a sua marcha até ao sinal seguinte, com a maior prudência e em velocidades de circulação reduzidas de forma a poder parar, caso à sua frente surgir qualquer obstáculo.

Nas linhas em que vigore outros sistemas de cantonamento, o agente de condução deve proceder de forma semelhante só no caso da paragem se ter verificado entre um sinal avançado e um sinal principal ou entre sinais principais de estação.

A sinalização tem como finalidade a transmissão de indicadores através de um código de aspetos, de modo a que todos os movimentos efetuados pelos comboios se realizem com segurança e com o maior rendimento na exploração ferroviária.

8.1 SINAIS FIXOS FUNDAMENTAIS

Os sinais fixos fundamentais destinam-se a regular a circulação e manobra dos comboios e dividem-se em três tipos de sinais:

8.1.1 Sinais principais de indicação

Os sinais principais de indicação são aqueles, entre outros aspetos, que podem indicar a obrigação de paragem do material circulante, a circulação dos comboios com a devida precaução e a circulação livre, podendo ser sinais luminosos ou sinais de figura.

Paragem ao sinal

Todo o sinal luminoso ou de figura cujo aspetos inclua o foco vermelho fixo, o alvo quadrangular vermelho ou a palheta retangular vermelha horizontal, obriga sempre o agente de condução a efetuar paragem antes de atingir o sinal.

8. SINALIZAÇÃO

- Paragem absoluta

O aspeto constituído por um foco vermelho fixo, um alvo quadrangular vermelho ou palheta retangular vermelha horizontal, só pode ser ultrapassado pelo agente de condução mediante autorização escrita.

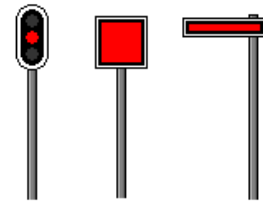


Fig. 8.2 - Paragem absoluta (Trainlogistic)

- Paragem permissiva

O aspeto constituído por um foco vermelho fixo e uma placa retangular azul com a letra P em branco, autoriza o agente de condução, após 30 segundos de paragem, a retomar a marcha, se nada se opuser, com a devida precaução até ao sinal seguinte.



Fig. 8.3 - Paragem permissiva (Trainlogistic)

O aspeto constituído por um foco vermelho fixo e um foco branco lunar fixo ou um alvo quadrangular vermelho ou palheta retangular vermelha horizontal com uma palheta vertical branca, autoriza o agente de condução, após paragem, a retomar a sua marcha, se nada se opuser, em regime de marcha lenta, até à primeira linha de estacionamento ou até ao sinal seguinte.

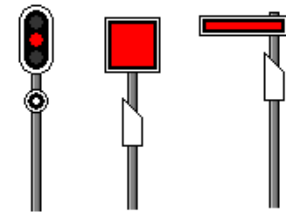


Fig. 8.4 - Paragem permissiva (Trainlogistic)

- Paragem diferida

O aspeto constituído por um foco vermelho intermitente ou por um disco circular vermelho, informa o agente de condução que deve prosseguir em regime de marcha lenta.

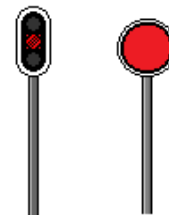


Fig. 8.5 - Paragem diferida (Trainlogistic)

Precaução ao sinal

O aspeto constituído por um foco amarelo fixo e um foco branco lunar intermitente ou um alvo quadrangular amarelo com uma diagonal vertical, informam o agente de condução que tem que cumprir velocidade máxima de 45 km/h (comboios com percentagem de peso freio igual ou superior a 80%) ou 30 km/h (comboios com percentagem de peso freio inferior a 80%).

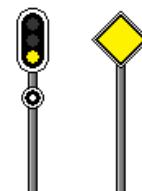


Fig. 8.6 - Precaução ao sinal (Trainlogistic)

O aspeto constituído por um foco amarelo fixo ou um alvo circular amarelo com uma faixa diametral preta, informa o agente de condução que tem que cumprir velocidade máxima de 30 km/h.

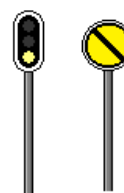


Fig. 8.7 - Precaução ao sinal (Trainlogistic)

O aspeto constituído por dois focos amarelos fixos, informa o agente de condução que tem que cumprir velocidade máxima de 60 km/h (comboios com percentagem de peso freio igual ou superior a 80%) ou 45 km/h (comboios com percentagem de peso freio inferior a 80%).



Fig. 8.8 - Sinal duplo de precaução (Trainlogistic)

O aspeto constituído por um foco amarelo intermitente, informa o agente que deve preparar-se para cumprir a indicação de precaução dada pelo sinal seguinte. Deve, desde logo, reduzir a velocidade do seu comboio e ter em vista o sinal seguinte, que poderá apresentar indicação de precaução.



Fig. 8.9 - Pré-aviso de precaução (Trainlogistic)

Via livre

O aspeto constituído por um foco verde fixo ou uma palheta retangular vermelha a 45° no quadrante inferior, autoriza o agente de condução que pode circular à velocidade máxima permitida, se nada se opuser.

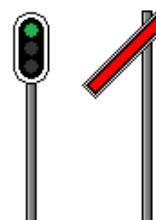


Fig. 8.10 - Via livre (Trainlogistic)

Proibição de manobras

O aspeto constituído por um foco violeta fixo, um alvo quadrangular violeta ou uma palheta retangular violeta horizontal, determina ao agente de condução a proibição dos movimentos de manobras não tendo qualquer significados para os comboios, exceto quando estes efetuam manobras em estações intermédias e em casos especiais devidamente regulamentados, quando vigorar o regime de via única temporário.

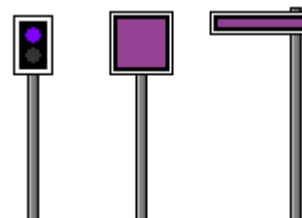


Fig. 8.11 - Proibição de manobras (Trainlogistic)

8. SINALIZAÇÃO

Autorização de manobras

O aspeto constituído por um foco branco lunar fixo ou uma palheta retangular violeta inclinada a 45° no quadrante inferior autoriza o agente de condução o movimento de manobras, nas condições regulamentadas.

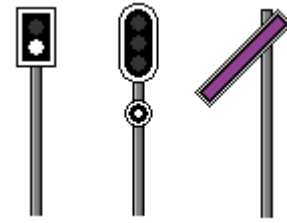


Fig. 8.12 - Autorização de manobras (Trainlogistic)

8.1.2 Sinais de velocidade máxima

Para assinalar velocidades máximas autorizadas com carácter permanente ou temporário, nos troços da linha, utilizam-se sinais constituídos por alvos fixos, com aspetos e indicações apresentados em seguida.

Início da velocidade máxima autorizada

O aspeto constituído por uma alvo quadrangular branco com uma diagonal vertical, com o valor da velocidade máxima autorizada inscrita em preto, determina ao agente de condução que a velocidade não pode ser excedida desde o momento em que o primeiro veículo do seu comboio ultrapasse o sinal.

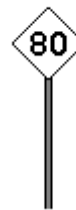


Fig. 8.13 - Início da velocidade máxima autorizada (Trainlogistic)

Aviso de velocidade máxima autorizada

O aspeto constituído por um alvo triangular branco, ou amarelo para velocidades inferiores a 40 km/h, de vértice para baixo, com o valor da velocidade máxima autorizada inscrita a preto, determina ao agente de condução que deve começar a reduzir a velocidade de modo a atingir o sinal de velocidade autorizada já com a velocidade por este imposto.

Por vezes é utilizado um alvo retangular branco com numeração a preto, que informa a distância que separa o sinal de aviso de velocidade máxima autorizada do sinal seguinte.

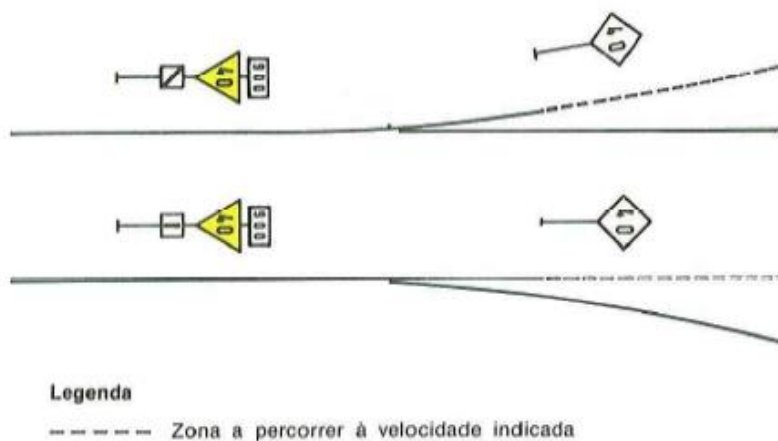


Fig. 8.14 - Implantação de sinalização de velocidade máxima (RGS)

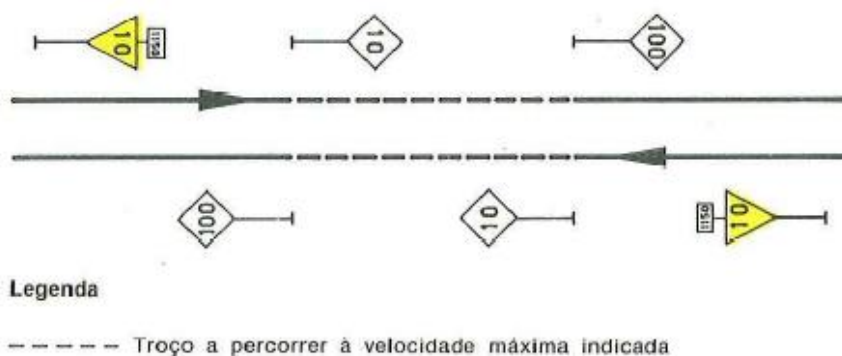


Fig. 8.15 - Implantação de sinalização de velocidade máxima (RGS)

8.1.3 Sinais de tração elétrica

Nas linhas eletrificadas usam-se sinais de figura que não têm qualquer significado para os comboios cujas unidades motoras não necessitam de alimentação através da catenária, e são destinados a dar aos agentes de condução das locomotivas e automotoras de tração elétrica, indicações relativas à condução das mesmas impostas pelas instalações da catenária.

Estes sinais são fixados normalmente nos postes ou suportes da catenária e têm os seguintes aspetos:

8. SINALIZAÇÃO

Baixar pantógrafo: início de manobra

Indica ao agente de condução o local em que este deve iniciar a manobra de baixar pantógrafos. Se o comboio parar com os pantógrafos acabados de manobrar no troço entre este sinal e o seguinte, o agente de condução só poderá elevar os pantógrafos com autorização.



Fig. 8.16 - Baixar pantógrafo: início de manobra (Trainlogistic)

Baixar pantógrafos: manobra terminada

Indica ao agente de condução o local em que os pantógrafos devem estar completamente baixados, e a partir do qual não se deve permitir nenhum pantógrafo levantado. Se o comboio parar com os pantógrafos acabados de manobrar no troço entre este sinal e o seguinte, o agente de condução procederá de modo idêntico ao indicado para o aspeto anterior.



Fig. 8.17 - Baixar pantógrafos: manobra terminada (Trainlogistic)

Elevar pantógrafos

Indica ao agente de condução que pode elevar os pantógrafos após a passagem pelo sinal do último pantógrafo em serviço, no sentido da marcha.



Fig. 8.18 - Elevar pantógrafos (Trainlogistic)

Cortar corrente

Indica ao agente de condução o local onde tem de cortar a corrente desligando o disjuntor principal.



Fig. 8.19 - Cortar corrente (Trainlogistic)

Restabelecer corrente

Indica ao agente de condução que pode restabelecer a corrente ligando o disjuntor principal após a passagem pelo sinal do último pantógrafo em serviço no sentido da marcha.



Fig. 8.20 - Restabelecer corrente (Trainlogistic)

Paragem para unidades motoras de tração elétrica

Indica ao agente de condução o limite das instalações da catenária, dando acesso a linha não eletrificada. A partir deste ponto nenhuma unidade motora poderá circular com os pantógrafos levantados.



Fig. 8.21 - Paragem para unidades motoras de tração elétrica (Trainlogistic)

Aviso de baixar pantógrafos ou corte de corrente

Indica ao agente de condução que se aproxima de um dos sinais correspondentes às indicações anteriormente referidas. Este sinal é colocado, sempre que possível, a uma distância de 100 a 150 metros a montante dos sinais anteriores.



Fig. 8.22 - Aviso de baixar pantógrafos ou corte de corrente (Trainlogistic)

8.2 SINAIS FIXOS AUXILIARES

Os sinais fixos auxiliares completam ou esclarecem informações transmitidas pelos sinais fixos fundamentais apresentando indicações complementares que melhoram a segurança e a exploração ferroviária. Os sinais fixos auxiliares podem ser do tipo:

8.2.1 Indicadores de aproximação

Esta tipologia de sinais, chamam a atenção dos agentes de condução da aproximação dos sinais fixos fundamentais. São constituídos por alvos retangulares de cor branca ou de cor amarela revestida por material refletor, com traços pretos que podem ser:

- **Inclinados**, quando os indicadores se referem a sinais avançados (sinais que transmitem informação antecipada das possíveis condições estabelecidas pelo sinal principal);
- **Horizontais**, quando os indicadores se referem a sinais principais de estação, a sinais de plena via, e a sinais de cantonamento (sinal de plena via que garante o espaçamento de segurança dos comboios no cantonamento automático)

8. SINALIZAÇÃO

- **Em V**, quando os indicadores se referem aos sinais principais de plena via, que protegem bifurcações.

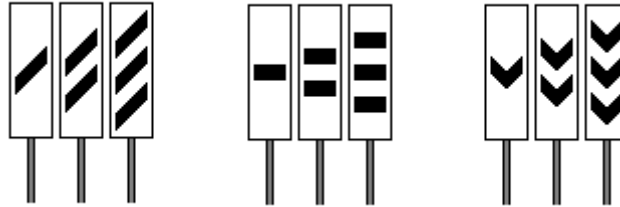


Fig. 8.23 - Indicadores de aproximação (Trainlogistic)

Estes indicadores são utilizados sempre que os sinais fixos fundamentais tenham uma visibilidade inferior a 250 metros, porém, os sinais avançados dos troços normalmente explorados em regime de cantonamento telefónico e os sinais principais de plena via que protegem bifurcações são sempre precedidos, em qualquer circunstância, por indicadores de aproximação.

Estes indicadores são sempre utilizados em número de três indicadores a 300, 200 e 100 metros a montante do respetivo sinal.

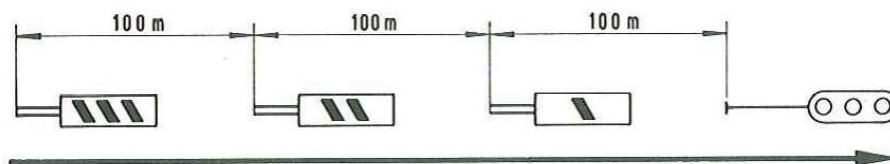


Fig. 8.24 - Implantação de indicadores de aproximação (RGS)

8.2.2 Indicadores de direção

De modo a informar os agentes de condução do melhor itinerário a percorrer utilizam-se a montante das agulhas tomadas de ponta sobre as vias principais (bifurcações, entradas e saídas de estações) indicadores de direção que informam o agente qual o ramo que vai percorrer ou a linha por onde vai circular. Se o indicador apresentar uma direção contrária à prevista na marcha do comboio, o agente de condução efetuará paragem procurando saber as razões do sucedido. Existem dois tipos de indicadores de direção:

Indicador de direção luminosos

É constituído por um alvo ou caixa escura que apresenta tanto de dia como de noite focos luminosos formando uma letra maiúscula, um algarismo ou um alinhamento vertical oblíquo, consoante a indicação da direção referenciada através da estação, do número da linha de circulação ou do estacionamento ou inclinação do traço luminoso, respetivamente.

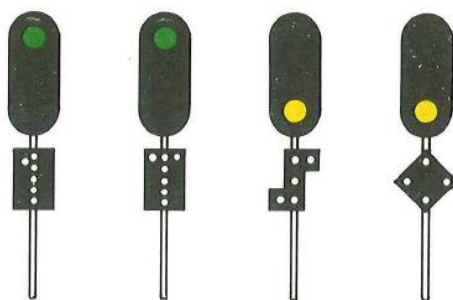


Fig. 8.25 - Indicadores de direção luminosos (RGS)

Este tipo de indicador é fixo, em geral, no mesmo poste do sinal principal que comanda os itinerários a que diz respeito. Quando o espaço não permitir, como no caso de sinais baixos, pode ser colocado a jusante do sinal principal.

No caso de indicador de direção se referir a um itinerário de entrada ou de passagem em contra via o aspeto correspondente deve ser apresentado de forma intermitente.

Indicador de direção de figura

É constituído por um poste com duas ou mais palhetas semafóricas azuis normalmente horizontais, mas que podem inclinar a 45° no quadrante inferior para dar a indicação da direção correspondente ao itinerário realizado.

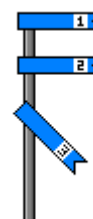


Fig. 8.26 - Indicadores de direção de figura (Trainlogistic)

8. SINALIZAÇÃO

Cada palheta é marcada com um algarismo ou letra indicativa da linha, grupo de linhas ou ramo a que refere o itinerário. A palheta superior refere-se à direção correspondente à linha mais à esquerda, a inferior à direção correspondente à linha mais à direita e as intermédias, se as houver, às direções intermédias pela mesma ordem.

Este indicador é colocado a jusante do sinal principal que comanda os itinerários a que ele se refere.

8.2.3 Sinais secundários de indicação

Dentro dos sinais fixos auxiliares, existem outros que têm funções distintas das anteriormente descritas. São também sinais de indicação, mas com objetivos diferentes uns dos outros, e são identificados como:

Indicador de local de paragem

É constituído por um poste alto vertical pintado de branco e preto, colocado ao lado da linha, ou por um poste baixo, colocado sob o cordão da plataforma pintado de branco com dois traços pretos. Este indicador informa o agente de condução do local onde deve estacionar o primeiro veículo da composição de forma a facilitar o embarque e desembarque de passageiros.



Fig. 8.27 - Indicador de local de paragem (RGS)

Indicador de aproximação de apeadeiro

É constituído por um retângulo branco com duas faixas horizontais pretas e um "A" preto inscrito. Este indicador informa o agente de condução de que se está a aproximar de um apeadeiro onde terá de parar se a sua marcha o determinar, e é colocado a cerca de 400 metros do eixo da plataforma do apeadeiro.



Fig. 8.28 - Indicador de aproximação de apeadeiro (RGS)

Indicador de aviso sonoro

É constituído por um alvo retangular branco com um “S” inscrito a preto e indica ao agente de condução os pontos da linha em que é obrigatório fazer uso do sinal sonoro da unidade motora para anunciar a aproximação do comboio. É instalado na vizinhança de passagens de nível ou de outros pontos com má visibilidade e utilizado ainda como proteção ao pessoal da via.



Fig. 8.29 - Indicador de aviso sonoro (Trainlogistic)

Indicador de entrada em linha de topo

É constituído por um alvo quadrangular branco no qual está desenhado esquematicamente, a preto, um para-choques e indica, em algarismos, a distância em metros o fim da linha.

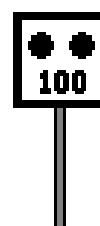


Fig. 8.30 - Indicador de entrada em linha de topo (Trainlogistic)

Indicador de posição de agulha

É constituído por uma lanterna de quatro faces com vidros ou por um conjunto de 4 alvos com a mesma disposição das faces da lanterna, que apresenta as faces menores quando a agulha der continuidade ao ramo direto e aos maiores quando a agulha der acesso ao ramo desviado. Este sinal fixo informa o agente de condução a posição do aparelho de mudança de via com o qual está conjugado.



Fig. 8.31 - Indicador de posição de agulha (Trainlogistic)

Indicador de posição de agulha talonável

É constituído por um cubo com faces revestidas de materiais refletores apresentando os aspetos da seguinte figura. Este indicador informa o pessoal da estação e o agente de condução qual a posição em que se encontra a agulha.



Fig. 8.32 - Indicador de posição de agulha talonável (Trainlogistic)

8. SINALIZAÇÃO

As faces dotadas com traço oblíquo indicam que a posição da agulha dá continuidade ao ramo desviado, sendo que as faces dotadas com traço vertical indicam que a posição da agulha dá continuidade ao ramo direto.

Indicador de mudança de perfil

É constituído por um alvo quadrangular onde se inscreve o valor da inclinação e a respetiva extensão, sendo só assinaladas as pendentes e as rampas de valor igual ou superior a 8 mm por metro. Este sinal é colocado a cerca de 200 metros a montante do ponto de mudança de trainel.

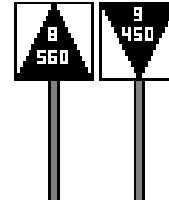


Fig. 8.33 - Indicador de mudança de perfil (Trainlogistic)

Indicador quilométrico

É constituído por um bloco prismático pintado de branco colocado junto da linha ou por uma pequena tabuleta retangular com a inscrição numérica a preto correspondente ao quilómetro em que o indicador está colocado, informando o agente de condução da distância a que se encontra da origem da linha.

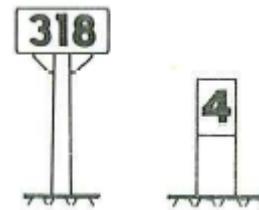


Fig. 8.34 - Indicador quilométrico (RGS)

Indicador de estação em regime temporário

É constituído por alvo fixo retangular com face de com branca com a letra "C" e duas faixas horizontais de cor preta, ou por alvo retangular de cor preta consoante a estação se encontra sem interferência na circulação (desguarnecida) ou com interferência na circulação (guarnecida), respetivamente.

Os sinais são instalados nas plataformas das estações e localizadas de forma a permitirem uma distância de visibilidade máxima aos agentes de condução dos comboios que se aproximam tanto num sentido como no outro.

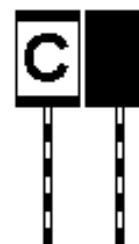


Fig. 8.35 - Indicador de estação em regime temporária (Trainlogistic)

Indicadores de cantonamento

São constituídos por alvos retangulares de cor branca onde se encontram inscritas as iniciais correspondentes do sistema de cantonamento em vigor. Estes sinais indicam aos agentes de condução os pontos da linha em que há alteração no sistema normal de cantonamento e são utilizados consoante as disposições regulamentares em vigor.



Fig. 8.36 - Indicadores de cantonamento (Trainlogistic)

Indicador de limite de manobras

É constituído por um alvo retangular de cor branca com a letra “M” inscrita a cor violeta. Este sinal indica ao agente de condução o ponto que não deve ser ultrapassado por composições em regime de manobras

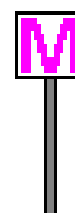


Fig. 8.37 - Indicador de limite de manobras (Trainlogistic)

Indicador de veículos mobilizados

Os veículos que se encontram em reparação ou sujeitos a revisões por parte dos agentes do material e da manutenção, devem ser sinalizados de forma bem visível por um alvo circular vermelho com uma faixa diametral branca, revestido de material refletor. Este sinal, que deve ser colocado nas extremidades do veículo, de corte de material ou da composição, interdita todos os movimentos do material sinalizado bem como qualquer acostagem sobre ele, de modo a garantir a necessária segurança ao pessoal que aí trabalha.



Fig. 8.38 - Indicador de veículos mobilizados (Trainlogistic)

Indicadores de zona de trabalhos

Para se assinalar uma zona de trabalhos na via ferroviária, utilizam-se dois sinais fixos de figura, representando o início e o fim do troço onde se realizam os trabalhos. Os sinais são constituídos por um alvo retangular de cor amarela com um “T” inscrito a preto, sendo que o sinal de fim de trabalhos também apresenta uma faixa vermelha.



Fig. 8.39 - Indicadores de zona de trabalhos (Trainlogistic)

8. SINALIZAÇÃO

Indicador de passagem de nível desguardada

Nas passagens de nível onde sejam estabelecidos períodos de desguarnecimento ou, simplesmente, de dispensa de apresentação do sinal portátil pelo guarda, coexistindo com a circulação dos comboios nas linhas correspondentes, são instalados sinais fixos de figura constituídos por um alvo triangular de vértice para cima, amovível, com as duas faces de cor branca revestidas de material refletor, conjugado com as barreiras ou cancelas para que quando estas se encontrarem fechadas naqueles períodos, o sinal se apresente visível para os agentes de condução.



Fig. 8.40 - Indicador de passagem de nível desguardada (Trainlogistic)

Este sinal, quando na posição perpendicular à via, indica aos agentes de condução que a passagem de nível se encontra com as cancelas ou barreiras fechadas e que é dispensada a apresentação do sinal portátil regulamentar pelo respetivo guarda da passagem de nível.

8.3 SINAIS PORTÁTEIS

Os sinais portáteis só devem ser utilizados nos casos expressamente previstos no Regulamento Geral de Segurança – Sinalização, a seguir transcritos. Quanto ao modo de apresentação, os sinais portáteis classificam-se em:

- Sinal de mão (bandeiras ou lanternas) - As lanternas utilizadas são de cor vermelha ou amarela sendo que as lanternas são constituídas por um corpo central rotativo que permite colocar sucessivamente um vidro de cor (verde, amarela ou vermelha) com a fonte luminosa.
- Sinal sonoro (apitos, cornetas ou petardos) - Os apitos, utilizados exclusivamente pelos agentes das estações responsáveis pela circulação, são do tipo metálicos de som agudo. As cornetas, igualmente metálicas, são de dois tipos: de som grave, utilizadas pelo pessoal das estações; de som agudo, utilizadas pelos agentes que exercem funções de condutor nos comboios. Os petardos são cápsulas com um dispositivo de garra, para serem fixos à cabeça do carril, contendo uma matéria detonante que explode quando esta for esmagada pelo primeiro rodado do material circulante. São normalmente utilizados pelo pessoal das estações.

Sinal portátil de paragem

De dia, o sinal é feito com uma bandeira vermelha desenrolada e de noite com a luz vermelha da lanterna de sinais. Em caso de urgência e à falta dos meios acima indicados, este sinal pode ser feito elevando ambos os braços a toda a altura, sendo que durante o período da noite, o sinal pode ser reproduzido, agitando vivamente qualquer luz, exceto verde, no sentido horizontal.

Este sinal determina ao agente de condução que este deve realizar paragem, se possível antes de atingir o sinal, só podendo retomar a sua marcha após autorização do agente que apresentou o sinal portátil.




SINAIS PORTÁTEIS		Na falta de bandeira ou de lanterna	
Bandeira	Lanterna		
Dia	Noite	Dia	Noite
			Qualquer luz, excepto verde, vivamente agitada no sentido horizontal.

Fig. 8.41 - Sinal portátil de paragem (RGS)

Sinal portátil de precaução

De dia, o sinal é feito com a bandeira amarela desenrolada e de noite com a luz amarela da lanterna de sinais e determina ao agente de condução o ponto a partir do qual não pode exceder a velocidade de 30 km/h. À falta destes meios, o sinal pode ser reproduzido de dia com o braço, erguendo-o à altura do ombro, baixando-o e elevando-o lentamente repetidas vezes, sendo que durante a noite, eleva e baixa lentamente e repetidas vezes, uma qualquer luz branca.




SINAIS PORTÁTEIS		Na falta de bandeira ou de lanterna	
Bandeira	Lanterna		
Dia	Noite	Dia	Noite
			Qualquer luz branca lentamente baixada e levantada.

Fig. 8.42 - Sinal portátil de precaução (RGS)

8. SINALIZAÇÃO

Sinal de partida

O sinal de partida pode ser feito com um silvo prolongado de apito ou com a bandeira vermelha enrolada e erguida à altura do rosto, sendo que durante a noite o sinal é reproduzido com a luz verde da lanterna de sinais, erguida à mesma altura e voltada para o agente de condução.

Este sinal, apresentado pelo chefe da estação determina ao agente de condução a autorização de retomar ou de iniciar a sua marcha, se nada se opuser.

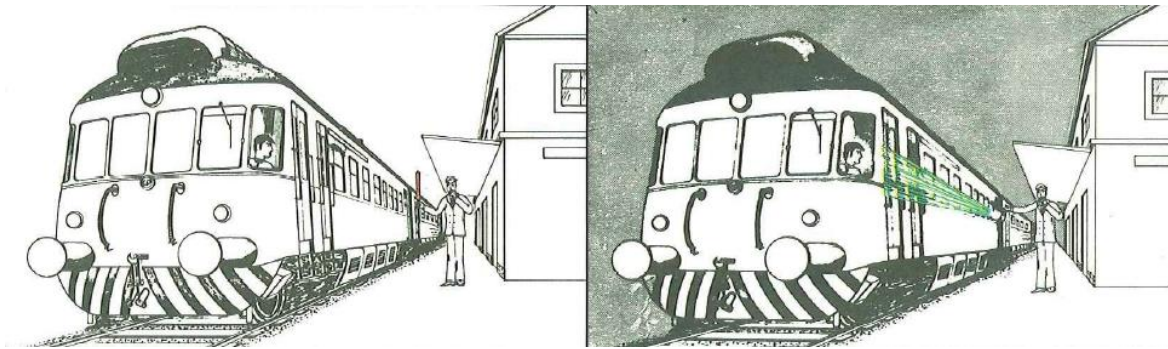


Fig. 8.43 - Sinal de partida (RGS)

Sinal de passagem

De dia, o sinal de passagem é feito com a bandeira vermelha enrolada à altura do rosto, sendo que durante o período da noite é utilizado uma luz verde da lanterna de sinais erguida à mesma altura. Este sinal, apresentado pelo chefe da estação, autoriza o agente de condução, de um comboio sem paragem, a continuar a sua marcha, se nada se opuser.

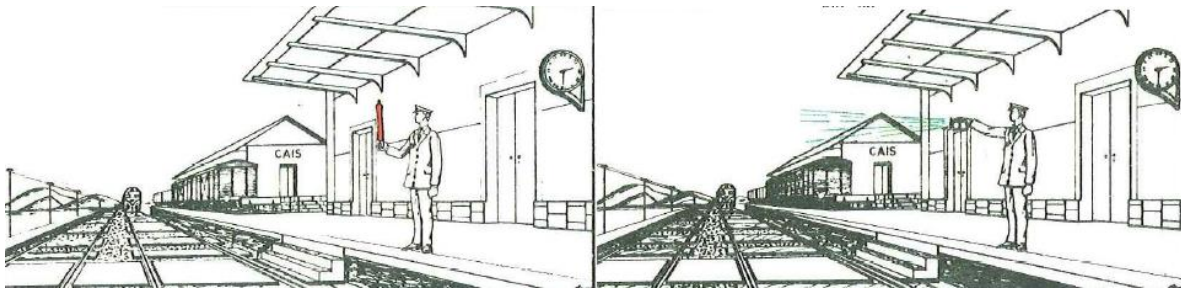


Fig. 8.44 - Sinal de passagem (RGS)

9 INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO

A Superestrutura é a parte da via-férrea que recebe os impactos diretos de carga, logo está sujeita às ações de degradação provocadas pela circulação dos veículos, deterioração por ataque do meio ambiente, estabilidade da infraestrutura ou, quando esta se encontra apoiada sobre uma camada de balastro e se encontra sujeita a deslocamentos em todas as direções. (Rodrigues, 2012)

A qualidade da geometria da superestrutura ferroviária é um fator importante na determinação da velocidade e das condições de segurança da circulação das composições ferroviárias. A realização de ações de inspeção e manutenção na via é essencial para que o transporte de mercadorias e passageiros se realize em perfeitas condições de utilização, segurança e conforto. (Rodrigues, 2012)

O comportamento da via-férrea ao longo da sua vida útil depende de vários fatores que contribuem para a variação do estado da via e para o seu desempenho, nomeadamente:

- Qualidade de construção da via às características do tráfego;
- Geometria da via;
- Controlo do comportamento da via;
- Política de inspeção, conservação e manutenção.

As infraestruturas ferroviárias representam um elevado investimento na sua modernização e nas técnicas de inspeção e manutenção, incrementando qualidade nos equipamentos para a conservação da via-férrea, tornando estas ações mais complexas e eficientes, por forma a reduzir as intervenções no tráfego durante a realização dos trabalhos na via. (Silva, 2012)

9.1 INSPEÇÃO FERROVIÁRIA

As inspeções ferroviárias são de grande importância para a avaliação do estado da via e para determinar o modo de atuação. É através das inspeções que são determinadas as degradações da via. As inspeções ferroviárias podem ser realizadas a pé ou recorrendo a veículos motorizados, sendo que apresentam distintos objetivos.

Para se detetar os defeitos da via é necessário realizar o levantamento das necessidades da mesma recorrendo a inspeções. Através delas obtêm-se dados que permitem determinar as seguintes necessidades:

- Substituição de materiais;
- Correção da geometria da via;
- Execução de limpeza da via;
- Lubrificações periódicas.

As visitas a pé têm como objetivo verificar o estado dos materiais e dos equipamentos instalados, bem como o estado dos sistemas de drenagem. Nas visitas com veículos motorizados é analisado o comportamento da superestrutura, aquando da passagem de cargas e velocidades reais a que a via se encontra sujeita.

De modo a realizar um bom acompanhamento e inspeção da via-férrea é necessário ter um conhecimento detalhado do comportamento real dos vários elementos da via e dos parâmetros geométricos, através da monitorização.

As vantagens desta atividade incidem, essencialmente, no diagnóstico de possíveis anomalias. Desta forma é possível rentabilizar as infraestruturas, bem como aumentar o ciclo de vida da via e dos diversos aparelhos que a constituem.

A inspeção em veículos motorizados é realizada duas ou mais vezes por ano e como referido anteriormente tem como objetivo, a análise do comportamento da superestrutura aquando da passagem de cargas e velocidades reais de circulação.

A inspeção a pé é feita, se possível, semanalmente, servindo para vigiar em especial: (Rodrigues, 2012)

- O aparecimento de fissuras, mossas e fraturas;
- O aperto das ligações e fixações;
- O funcionamento das juntas de carris e a regularização das folgas;
- O estado dos aparelhos de mudança de via;
- O alinhamento da via;
- A limpeza das valetas e dos aquedutos;
- A ameaça de desabamentos de aterros;
- A presença de arbustos, árvores ou qualquer objeto que interfira na passagem das composições;
- O estado do pavimento e a visibilidade nas passagens de nível.

9.1.1 Parâmetros geométricos da via

Os parâmetros geométricos medidos aquando da inspeção são utilizados para avaliação e caracterização da qualidade geométrica da via. A Norma técnica IT.VIA.018 (2009) utilizada em Portugal pela Rede Ferroviária Nacional, REFER, especifica os seguintes parâmetros:

Bitola

Menor distância G , entre as faces internas da cabeça de dois carris adjacentes, medidas no ponto P a uma distância z_p do plano de rolamento, normalmente de 15 milímetros.

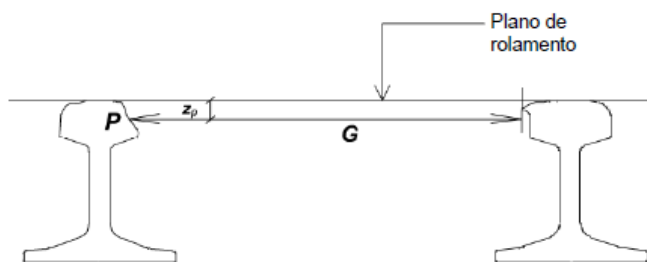


Fig. 9.1 - Bitola (IT.VIA.018, 2009)

9. INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO

A bitola é um indicador de qualidade de construção e do estado da conservação da via. Quando este parâmetro não se apresenta em conformidade com a norma, traduz o reflexo do desgaste e degradação dos materiais ou a presença de anomalias.

O defeito de bitola aumenta o desgaste nos carris e nos rodados das composições. Este pode ser avaliado sob dois aspetos: alargamento e estreitamento da bitola.

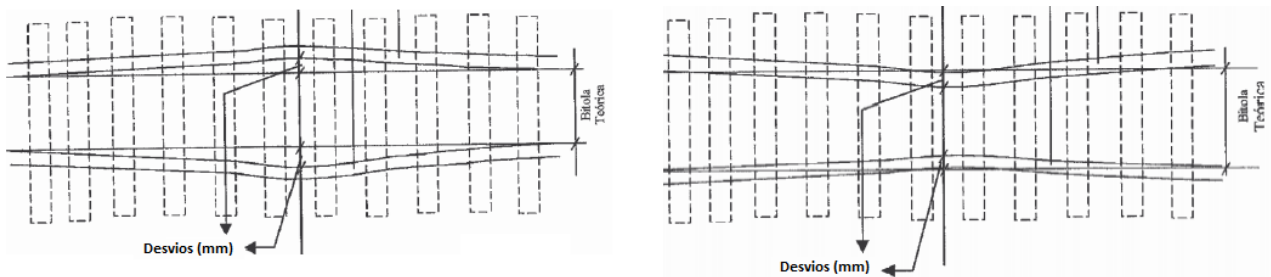


Fig. 9.2 - Alargamento e estreitamento de bitola (Silva, 2012)

Nivelamento longitudinal

Perfil longitudinal da face superior de cada um dos carris no plano vertical, em relação à posição teórica estabelecida em projeto. Corresponde ao desvio z_p na direção Z, perpendicular ao plano de rolamento, em consecutivas posições, do eixo de cada carril, em relação à linha de referência paralela ao plano de rolamento, calculado em sucessivas medições. O nivelamento longitudinal é o parâmetro responsável pela regularidade do apoio dos rodados em movimento e assegura a estabilidade vertical dos veículos. Na via-férrea podem surgir assentamentos devido à pressão exercida aquando da passagem de elevadas cargas a grandes velocidades. Os assentamentos podem desenvolver-se em simultâneo nas duas filas ou alternadamente.

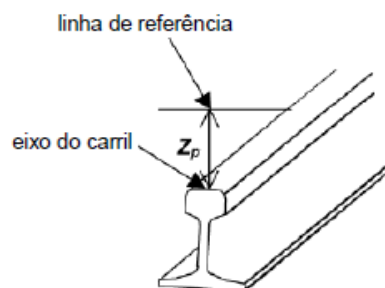


Fig. 9.3 - Nivelamento longitudinal (IT.VIA.018, 2009)

Os defeitos de nivelamento longitudinal podem ocorrer logo a seguir à construção ou renovação da via nos seguintes pontos fracos:

- Zonas da plataforma de má qualidade;
- Zonas mal drenadas;
- Sobre aterro recente;
- Zonas com balastro contaminado;
- Pontos de descontinuidade no apoio das travessas ou dos carris;
- Travessas mal atacadas;
- Soldaduras e juntas de carris.

Alinhamento longitudinal

Desvio Y_p na direção y , paralela ao plano de rolamento, em consecutivas posições, de P em cada carril, em relação a uma linha de referência intermédia, calculado em sucessivas medições.

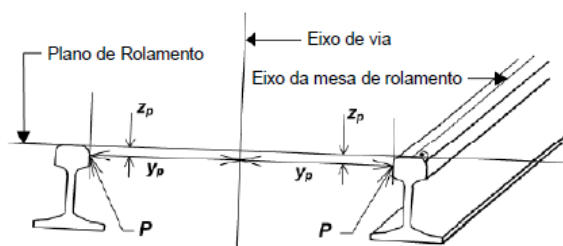


Fig. 9.4 - Alinhamento (IT.VIA.018, 2009)

O alinhamento é o parâmetro responsável pela qualidade do guiamento do material circulante e assegura a estabilidade lateral do mesmo. A existência de irregularidades no alinhamento do carril vai causar instabilidade nas composições, em especial a velocidades elevadas. Esta situação é muito preocupante, pois pode estar muitas vezes associado a problemas no nivelamento. Deste modo, a superestrutura tende a sofrer uma rápida degradação que coloca a segurança em causa.

Nivelamento transversal

Diferença em altura da mesa de rolamento de cada carril obtida pelo ângulo entre o plano de rolamento e o plano horizontal de referência. O defeito de nivelamento transversal é a diferença entre a escala existente num determinado ponto da via e a escala fixada em projeto, ou seja, diferença de nível “X” quando esta é diferente da escala projetada para uma determinada curva na via.

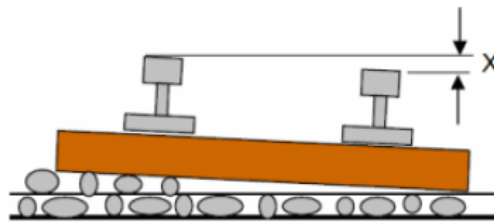


Fig. 9.5 - Nivelamento transversal (Silva, 2012)

Empeno

Considerando-se quatro pontos sobre a mesa de rolamento dos carris, dois sobre o carril, formando um retângulo, define-se como empeno, a distância vertical de um dos pontos ao plano formado pelos outros três. Na prática, o valor de empeno corresponde à diferença de dois nivelamentos transversais numa determinada base de medição. O empeno pode ser calculado numa base de 3 ou 9 metros.

Este parâmetro é considerado extremamente importante no que diz respeito à segurança, dado que em certas circunstâncias pode ser perigoso, podendo provocar o descarrilamento do material circulante.

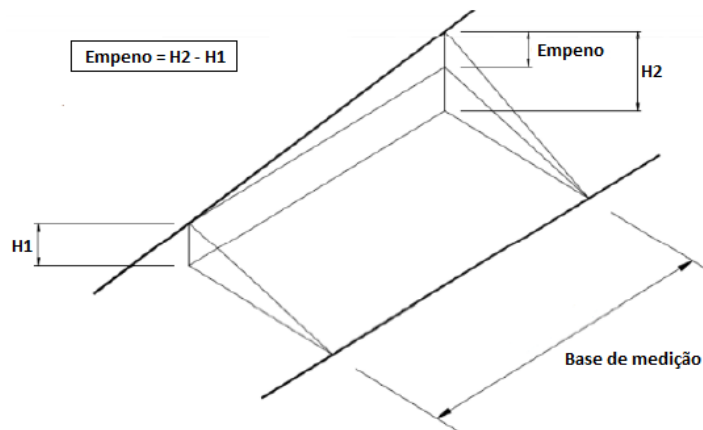


Fig. 9.6 - Empeno (IT.VIA.018, 2009)

9.1.2 Valores limite de avaliação da via

De forma a avaliar o nível de qualidade geométrica da via, os parâmetros anteriormente representados são comparados com limites de alerta, de intervenção e de ação imediata, indicados em documentos como a Norma Europeia EN 13848-5 (2008) e pela Norma técnica IT.VIA.018 (2009) utilizada em Portugal pela Rede Ferroviária Nacional, REFER.

A avaliação geométrica apresenta um papel fundamental no que diz respeito à gestão das operações de manutenção por parte das administrações ferroviárias. As Normas indicadas definem três tipos de níveis de ação: (Silva, 2012)

- Limite de alerta – refere-se ao valor que, caso seja excedido, exige que o estado geométrico da via seja analisado e tido em conta nas operações de manutenção previstas;
- Limite de intervenção – refere-se ao valor que, caso seja excedido, exige uma manutenção corretiva para que o limite de ação imediata não seja atingido antes da inspeção seguinte;
- Limite de ação imediata – refere-se ao valor, caso seja excedido, leva a que o gestor da infraestrutura tome medidas para reduzir o risco de descarrilamento para um nível aceitável. Medidas que podem levar ao encerramento da via, ou na redução da velocidade de circulação.

Tabela 9.1 - Tolerâncias limite dos parâmetros geométricos - Ação de Alerta (IT.VIA.018, 2009)

Categorias de tráfego (velocidade em Km/h)	VI	V	IV	III	II	I
	$V \leq 40$	$40 \leq V \leq 80$	$80 \leq V \leq 120$	$120 \leq V \leq 160$	$160 \leq V \leq 230$	$V > 300$
Bitola (mm)	-7 / +25	-7 / +25	-7 / +25	-6 / +25	-4 / +20	-3 / +20
Nivelamento longitudinal (mm)	±18	±18	±16	±15	±12	±10
Alinhamento longitudinal (mm)	±15	±15	±11	±9	±8	±7
Empeno - base 3 metros (mm)	±12	±12	±12	±12	±9	±9

9. INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO

Tabela 9.2 - Tolerâncias limite dos parâmetros geométricos - Ação de Intervenção (IT.VIA.018, 2009)

Categorias de tráfego (velocidade em Km/h)	VI	V	IV	III	II	I
	$V \leq 40$	$40 \leq V \leq 80$	$80 \leq V \leq 120$	$120 \leq V \leq 160$	$160 \leq V \leq 230$	$V > 300$
Bitola (mm)	-9 / +30	-9 / +30	-9 / +30	-8 / +30	-5 / +23	-4 / +23
Nivelamento longitudinal (mm)	±21	±21	±19	±17	±14	±12
Alinhamento longitudinal (mm)	±17	±17	±13	±10	±9	±8
Empeno - base 3 metros (mm)	±15	±15	±15	±15	±12	±12

Tabela 9.3 - Tolerâncias limite dos parâmetros geométricos - Ação Imediata (IT.VIA.018, 2009)

Categorias de tráfego (velocidade em Km/h)	VI	V	IV	III	II	I
	$V \leq 40$	$40 \leq V \leq 80$	$80 \leq V \leq 120$	$120 \leq V \leq 160$	$160 \leq V \leq 230$	$V > 300$
Bitola (mm)	-11 / +35	-11 / +35	-11 / +35	-10 / +35	-7 / +28	-5 / +28
Nivelamento longitudinal (mm)	±31	±28	±26	±23	±20	±16
Alinhamento longitudinal (mm)	±25	±22	±17	±14	±12	±10
Empeno - base 3 metros (mm)	±21	±22	±23	±24	±15	±15

Caso os defeitos da via se tornem valores de emergência, deverá ser ordenada uma imediata redução de velocidade de circulação até que a manutenção da via seja efetuada.

9.1.3 Veículos de inspeção da via

Existem diferentes abordagens, na inspeção ferroviária. Atualmente as técnicas utilizadas incluem métodos de inspeção eletromagnética, medição com laser, técnicas de ultrassons de modo a observar a estrutura interna do carril, radares de prospecção para inspeção do balastro e sub-balastro e métodos de avaliação de anomalias que se geram no contacto roda-carril.

O diagnóstico da via pode ser efetivado com o recurso a equipamentos de leitura contínua que asseguram a qualidade da inspeção da via-férrea, consistindo no levantamento geométrico dos principais parâmetros a conservar na via para que esteja sempre salvaguardada a segurança e conforto.

Os equipamentos que realizam estas medições têm como principal função, detetar com exatidão defeitos, variações e irregularidades da via que possam resultar em condições perigosas ou de desconforto para os passageiros.

Durante a inspeção à via é usual medir a geometria da via ao nível da superestrutura, sendo que os ensaios que envolvem a subestrutura são realizados apenas em situações excecionais, após se verificar a existência de anomalias.

Dos equipamentos de inspeção ferroviária é viável fazer a distinção destes em dois grupos:

9.1.3.1 Equipamentos de avaliação manuais

KRAB (auscultador de geometria de via)

Equipamento ligeiro de inspeção de via que foi projetado para complementar os veículos de medição maiores e mais sofisticado, ideal para ser usado em vias secundárias, ramais e linhas de metro. Equipamento leve, de propulsão humana que permite medir todos os parâmetros geométricos, tais como, a torção, o empeno, a bitola, a escala e o nivelamento.

É de fácil manutenção e conta com sensores analógicos que recolhem os dados e os envia para um terminal de bordo que efetua a descodificação das informações analógicas para o formato digital.

9. INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO

Este equipamento é dotado de um sistema de ultrassom que avalia as condições mecânicas do carril, detetando sinais de fadiga e fissuras internas, através da emissão de raios X na superfície do carril. A velocidade é limitada a sete quilómetros por hora e pesa 36 kg.



Fig. 9.7 - KRAB, auscultador de geometria de via (Silva, 2012)

RMF (medição de desgaste ondulatorio)

Equipamento leve e de fácil manipulação que regista o desgaste ondulatorio à sua passagem, a cada 2 milímetros. Consiste num equipamento empurrado manualmente ao longo da linha, dotado de dois sistemas de roldanas que rolam sobre o carril e de sensores analógicos com precisão de 1/100 milímetros que controlam as oscilações da superfície do carril enviando os dados para um computador de bordo que descodifica as informações analógicas para o formato digital. Este aparelho armazena também a quilometragem percorrida.

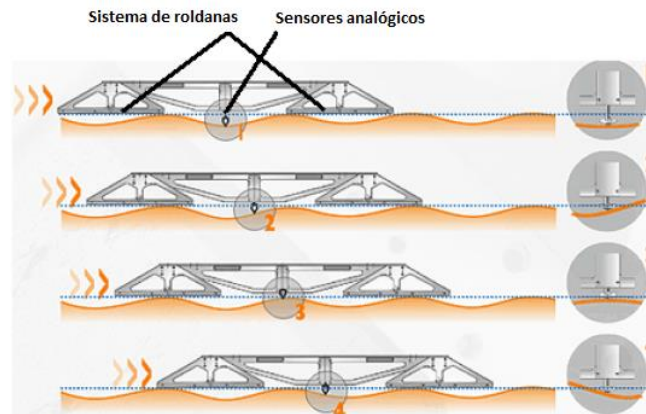


Fig. 9.8 - KRAB, auscultador de geometria de via (Silva,2012)

Ultrassom (auscultação ultrassónica de carris)

Este equipamento pode ser manual ou pesado, tendo como objetivo a avaliação das condições mecânicas do carril, detetando sinais de fadiga e fissuras internas, através de emissão de ultrassons na superfície do carril.

O número de falhas teve uma redução elevada aquando do início da utilização deste equipamento com ultrassom, aumentando assim a segurança na superestrutura ferroviária.



Fig. 9.9 - Ultrassom, auscultação ultrassónica de carris (Silva, 2012)

LaiserRail (medição do perfil Transversal do carril)

Este aparelho monitoriza o desgaste dos carris com grande precisão através de um sistema laser que faz a leitura do perfil. O processo de medição é extremamente simples. Ao incidir um raio laser no carril que ao refletir o seu perfil num painel luminoso faz que com seja possível comparar o perfil desgastado com um novo. Os dados obtidos são acumulados de forma digital e passados para uma base de dados, sendo possível fazer comparações com medições anteriores, de forma a criar um acompanhamento do desgaste do carril.



Fig. 9.10 - LaiserRail, medição do perfil Transversal do carril (Silva, 2012)

9.1.3.2 Equipamentos de avaliação automáticos

EM 120 – Veículo de inspeção geométrica da via

É um veículo de inspeção de via mais sofisticados e a sua tecnologia permite a inspeção contínua dos parâmetros de via e a comparação com os limites de tolerância definidos. Este tipo de aparelho engloba medições de vários equipamentos tornando-se por isso um processo que minimiza trabalhos desnecessários e reduzindo assim despesas associadas à inspeção.

9. INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO

A utilização de um veículo que circula com velocidades semelhantes a um comboio normal, podendo atingir velocidade de 120 km/h, tem a vantagem de avaliar de forma mais realista o desempenho da via, já que os registos são obtidos em condições de solicitação dinâmica semelhantes às que ocorrem durante a passagem do material circulante.



Fig. 9.11 - EM 120, Veículo de inspeção geométrica da via (Ferreira, 2010)

Este equipamento de medição é constituído por:

- GPS (*Global Positioning System*) – indica a posição do veículo na terra, permitindo estabelecer uma referência inicial e avaliar as medições efetuadas;
- IMU (*Inertial Measuring Unit*) – caixa inercial composta por 3 acelerómetros, que medem acelerações segundo 3 eixos que formam 90° entre si, e 3 giroscópios que medem as variações angulares em torno desses eixos. Permite medir o alinhamento e nivelamento da via;
- Encoder – indica a distância percorrida pelo veículo através da consideração do número de rotações e do perímetro de um dos rodados;
- OGMS (*Optical Gage Measuring System*) – equipamento laser/ótico de medição de bitola. Mede a distância que vai desde a projeção do centro do eixo do bogie traseiro sobre o plano onde a bitola é medida a cada uma dos carris;
- GPR (*Ground Penetrating Radar*) – sistema de medição da espessura das camadas de balastro.

O EM 120 permite a marcação física na via dos locais onde são detetadas as anomalias. Normalmente são marcados os locais com defeitos de empeno por se considerar que são os que trazem maior risco para a circulação.

IRIS 320 – Veículo de inspeção de via de alta velocidade

Este equipamento, conhecido por Comboio de Medidas a Alta Velocidade, não é mais do que a adaptação de um veículo que faz normalmente a circulação na via, a alta velocidade, com o equipamento de medição que regista as interações entre o material circulante e a via.

O IRIS 320 apresenta os seguintes sistemas de medição:

- Geometria da via – com aplicação de carga, medida por laser, câmara e grupo inercial (IMU);
- Acelerações caixa eixo – permitem a análise de defeitos;
- Defeitos da mesa de rolamento – análise em tempo real das imagens que proveem de uma câmara linear;
- Ruídos de rolamento – ondulações e defeitos específicos.



Fig. 9.12 - IRIS 320, Veículo de inspeção de via de alta velocidade (Rodrigues, 2012)

O IRIS 320 consiste num VIV complexo no que se refere à sua composição, pois contém 150 sensores, 12 estações de trabalho, 20 km de fibra ótica, 30 km de cabos e 18 antenas. A bordo deste veículo, os operadores validam em tempo real os dados em bruto e os dados processados, fornecidos pelos sistemas de medição.

Os dados obtidos a partir do IRIS 320, são do tipo numérico e gráfico, e processados à posteriori de modo a determinar o estado da via com mais detalhe e rapidez.

São úteis na deteção de defeitos para que se possa agir rapidamente com o processo de conservação/manutenção.

9.2 MANUTENÇÃO FERROVIÁRIA

A manutenção traduz-se pelo conjunto de ações técnicas, administrativas e de gestão que visam manter ou repor o estado de um equipamento para que este desempenhe as funções pretendidas durante o tempo de via para que foi dimensionado. No caso da via-férrea, o processo de manutenção é necessário para assegurar que a via cumpra as normas de segurança e qualidade ao mínimo custo.

9. INSPEÇÃO E MANUTENÇÃO

O objetivo primordial da manutenção, após a construção da via-férrea, é garantir a qualidade geométrica da via e do estado do material, de forma a permitir um nível de segurança e de conforto elevado. Neste sentido a classificação das atividades de manutenção da via, dividem-se em: (Silva, 2012)

- Conservação – conjunto de atividades necessárias para manter a qualidade da via dentro dos limites de tolerância, dado que o padrão de qualidade inicial nunca será alcançado, diminuindo progressivamente depois de cada intervenção de conservação, provocando a degradação do ciclo próprio de intervenção;
- Remodelação – caracteriza-se pela troca de uma qualidade elevada de componentes, sem que o padrão de qualidade inicial da via seja readquirido, sem que seja no entanto ultrapassado, e amplia os ciclos futuros de manutenção;
- Renovação – é o tipo de manutenção que altera as características técnicas dos elementos de via, conferindo-lhe um padrão de qualidade superior ao implantado aquando da sua construção.

Relativamente aos tipos de manutenção, a mesma pode ser dividida em 2 tipos, permitindo uma melhor e mais eficaz gestão de todo o tipo de trabalhos e principalmente a correta identificação de propriedades.

Manutenção preventiva

A manutenção preventiva ocorre de forma cíclica programada, com uma grande concentração de recursos e meios mecânicos de grande porte. Este tipo de intervenções são realizadas em função das irregularidades encontradas no decurso das operações de inspeções, pretendendo-se garantir que uma determinada patologia ou defeito não se agrave ao ponto de condicionar a circulação ferroviária.

Este tipo de intervenções é feito ao nível de toda a via e têm o seu início com uma inspeção de campo, para que desta forma se possa efetuar uma correta e rápida deteção de todas as ocorrências.

A realização em excesso de ações de correção da geometria da via ferroviária provoca a degradação prematura do balastro, sendo por esse motivo, que é importante determinar o adequado momento de intervir antes do sistema entrar em falha.

Manutenção corretiva

A manutenção corretiva define-se pelo conjunto de intervenções efetuadas na via após detetada uma anomalia imprevista, exigindo ação imediata para restituir as normais condições de utilização. O objetivo é deixar a via em bom estado, de forma a retardar os processos de deterioração e assegurar a segurança do comboio e a proteção do material.

Este tipo de manutenção não se pode eliminar por completo, dado que existe algumas anomalias que ocorrem independentemente de se fazer um acompanhamento ou não do estado da via.

As falhas ou anomalias de emergência ocorrem quando a manutenção preventiva foi insuficiente e podem levar à interrupção do tráfego ou colocar restrições de circulação no trecho em questão.

9.2.1 Ações de manutenção

Desguarnecimento de via com depuração do balastro

Devido aos finos provenientes das camadas inferiores à camada de balastro, das areias e vegetações que possam aparecer na via, ou por ação climáticas, como geadas ou humidades, o balastro pode ficar contaminado. A degradação do balastro pode também ocorrer devido às passagens sucessivas do material circulante ou das ações de conservação da via, que por vezes podem deixar detritos na via.

Quando o balastro não está nas condições ideais é necessário realizar o desguarnecimento da via, podendo este ser feito manualmente ou mecanicamente. Um dos aspetos a ter em conta nesta operação é a profundidade de desguarnecimento (espessura de corte com lâmina), que está relacionada com a espessura de materiais que vão ser aplicados, os que existem na via, e a nova rasante da via intervencionada.

A substituição parcial ou total do balastro, quando este atinge um valor elevado de contaminação, superior ao razoável, é normalmente executado em simultâneo com o processo de depuração do balastro, que consiste na crivagem dos inertes, eliminando partículas finas e/ou outros detritos existentes e limpeza do balastro, permitindo assim que o mesmo se enquadre nas tolerâncias impostas para este tipo de material e para a natureza da linha em que vai ser reaplicado.

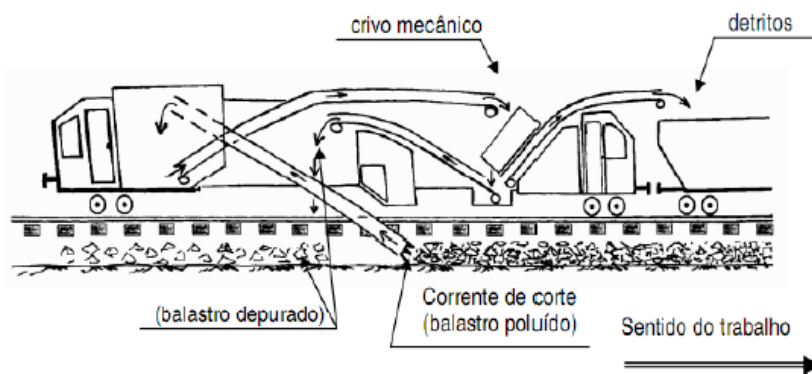


Fig. 9.13 - Esquema de funcionamento da desguarnecedora-depuradora (Ferreira, 2010)

Esmerilagem e reperfilamento dos carris

A esmerilagem consiste na remoção de décimas de milímetros de material dos carris eliminado ou reduzindo o desgaste ondulatório por ação de pedras de esmeril. Para além da regularização da superfície do carril, a esmerilagem ajuda também a eliminar pequenas situações de fadiga pontual provocadas pela passagem das rodas dos veículos ferroviários.

A esmerilagem preventiva, com retificação entre 0,1 a 0,2 mm, para além de prolongar a vida útil da via, reduz custos de manutenção do material circulante, mas tem como desvantagem o facto de produzir partículas contendo metal que podem contaminar o balastro.

Quando o carril apresenta defeitos altamente desenvolvidos, onde a esmerilagem é insuficiente, é necessário recorrer ao reperfilamento. O seu princípio de funcionamento passa pela utilização de uma máquina pesada equipada com um cortador de aplainamento montado sobre um sistema de jatos de alta pressão. Nestas operações são necessárias várias passagens do equipamento de corte.



Fig. 9.14 - Carril esmerilado (Silva,2012)

Ataque da via

O ataque da via passa por colocar balastro por debaixo das travessas, após elevação das mesmas, para que fiquem solidamente apoiadas. Esta operação destina-se a colocar a via no nível correto e impedir a deslocação das travessas por envolvimento de balastro bem atacado.

Depois de colocado o balastro, faz-se a sua compactação, através de compressão interna, sujeitando-o a movimentos combinados de vibração e aperto, eliminando assim os vazios existentes no balastro, aumentando a superfície de atrito e colocando-o em contacto com as faces inferiores das travessas.

Ripagem da via

A resistência das travessas ao seu deslocamento lateral no seio do balastro deve ser tão grande quanto possível, para impedir que esforços térmicos nos carris ou esforços transmitidos pelo material circulante possam provocar um deslocamento transversal da via.

A ripagem é um fenómeno caracterizado pelo deslocamento transversal da via que pode ser provocado por determinados fenómenos, como por exemplo, pelo aumento exagerado da temperatura ambiente. Ripar a via passa por deslocar lateralmente a via, geralmente para correção em curva.



Fig. 9.15 - Deslocamento transversal da via (Rodrigues, 2012)

Substituição integral da via

Quando a via apresenta um estado de degradação bastante elevado, é necessário realizar a sua renovação integral. Sendo que a reabilitação por si só não é suficiente perante o estado da via, é então necessário substituir os elementos da superestrutura e infraestrutura.



Fig. 9.16 - Substituição integral da via (Rodrigues, 2012)

9.2.2 Equipamentos de manutenção mecânica

Desguarnecedora/Depuradora

A desguarnecedora é uma máquina que desguarnea o balastro da via, em toda a sua largura, à passagem. Retira o balastro degradado ou contaminado existente entre as travessas e por debaixo delas, com a finalidade de o substituir, total ou parcialmente. Este equipamento remove o balastro por meio de dispositivos que atuam por baixo da via, colocando de seguida o balastro limpo.



Fig. 9.17 - Desguarnecedora-depuradora
(Silva, 2012)

A depuradora de balastro é o equipamento que realiza a limpeza do balastro contaminado, removendo lodos e detritos que o contaminam. Muitas vezes são utilizadas as desguarnecedoras-depuradoras, ou seja, máquinas que além de desguarnecer o balastro, realizam em simultâneo a sua depuração sempre que existam sujus que ao serem removidos, faz com que o balastro justifique a sua reutilização.

Atacadeira

A Atacadeira é o equipamento que permite realizar o ataque ao balastro, podendo ao mesmo tempo, nivelar e alinhar a via. A sua função é compactar balastro, através de compressão intensa pela ação das *pioches*, que realizam o seu trabalho em três fases:

- Penetração – as *pioches* são empurradas verticalmente para baixo, penetrando o balastro existente entre as travessas;
- Aperto – as *pioches* compactam o balastro, apertando-o por baixo da travessa ao mesmo tempo que vibram;
- Movimento – as *pioches* são levantadas e a máquina avança para o conjunto de travessas, repetindo o processo.



Fig. 9.18 - Atacadeira (Simões, 2008)

Este equipamento realiza movimentos combinados de vibração e aperto, promovendo a eliminação de vazios existentes no balastro e o aumento da superfície de atrito de balastro entre si e com as faces inferiores das travessas.

As atacadeiras poderão ter desde 16 *pioches* até 48 *pioches*, conseguindo atacar apenas uma travessa, ou três travessas por fila de carril, respetivamente. As *pioches* são divididas de forma igual para cada um dos lados da atacadeira, dispondo-se, em cada lado, em dois grupos de linhas de *pioches*, isto é, uma atacadeira de 16 *pioches*, terá linhas de 4 *pioches* (4x4), duas linhas cada lado.

Nos dias de hoje, com as atacadeiras mais evoluídas, é possível assegurar simultaneamente e automaticamente, além do ataque, o nivelamento longitudinal e transversal e o alinhamento em via corrida e em aparelhos de mudança de via, com rigor inferior ao milímetro.

Reguladora

A reguladora de balastro é a máquina que estabelece ou define o perfil de camada de balastro. Este equipamento é provido de lâminas frontais e laterais que ajustam a seção transversal da via, removendo quando em excesso, ou colocando material quando este está em falta.

Inicialmente este tipo de equipamento realizava operações de avanço e recuo diversas vezes na via. No entanto com a sua evolução, as reguladoras mais recentes fazem o acompanhamento do nivelamento, seguindo as atacadeiras durante os trabalhos. A operação de regularização e definição do perfil do balastro passa a ser feita numa só passagem, logo após ataque à via.



Fig. 9.19 - Reguladora (Silva, 2012)

Estabilizadora

A função deste equipamento é a simulação de passagem de várias toneladas de material circulante, através da aplicação sobre a via de uma combinação de vibrações horizontais com força vertical estática, conseguindo com isso simular a passagem de um tráfego equivalente a cem mil toneladas. Com este processo, à partida, é conseguido estabilizar a via antes que esta entre em funcionamento.



Fig. 9.20 - Estabilizadora (Quirino, 2010)

Esmeriladora

A esmeriladora de carris é um equipamento de ação preventiva e corretiva que atua desgastando, por atrito, a superfície da cabeça do carril, até uma profundidade de 0,4 mm, com o uso de blocos abrasivos.

A utilização deste equipamento visa dois objetivos:

- Melhorar o perfil longitudinal do carril, minimizando o desgaste ondulatório;
- Ajustar o perfil transversal e reorientar a faixa de rodagem adequando-as às tensões internas do carril, removendo as fibras superficiais que apresentam sinais de fadiga.



Fig. 9.21 - Esmeriladora (Silva, 2012)

Reperfiladora

A reperfiladora também atua desgastando o carril por atrito, mas removendo mais massa e redesenhando desta forma a cabeça do carril. Este equipamento é utilizado quando o carril apresenta defeitos altamente desenvolvidos, onde a esmerilagem é insuficiente.

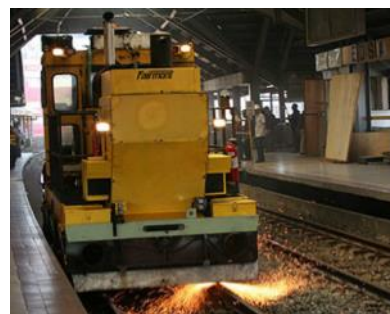


Fig. 9.22 - Reperfiladora
(Simões, 2008)

9.2.1 Equipamentos de manutenção manual

Martelo compactador

O martelo compactador destina-se a compactar o balastro para enchimento de travessas. Utiliza-se este equipamento quando se faz o desguarnecimento de via manualmente.



Fig. 9.23 - Martelo compactador
(Fergrupo, 2017)

Tirefonadora hidráulica

A tirefonadora hidráulica é uma máquina cuja função é apertar a fixação que prende o carril às travessas. Essa fixação consiste em parafusos especiais denominados de tirafundos, destinados a fixar o carril às travessas.



Fig. 9.24 - Tirefonadora hidráulica
(Fergrupo, 2017)

Esmeriladora de carril

Fig. 9.25 - Esmeriladora
(Fergrupo, 2017)

Este equipamento destina-se a esmerilar o carril posteriormente à soldadura de forma a retirar o excesso de material e deixar a superfície do carril limpa e regular.

10 LEGISLAÇÃO

Através do Instituto da Mobilidade e dos Transportes (IMT) e do Instituto Português da Qualidade (IPQ), foi possível recolher as normas referentes às aplicações ferroviárias, quer europeias, quer portuguesas que se encontram em vigor, em Portugal. Das normas europeias existentes, muitas já se encontram traduzidas para português, sendo assim apresentadas como NP (Norma Portuguesa). As normas europeias que também vigoram em Portugal, mas que a sua tradução para a língua portuguesa ainda não foi reproduzida, são a seguir apresentadas como EN (Norma Europeia). É também possível observar que cada norma apresentada é datada com o ano em que esta foi produzida ou traduzida.

Há que salientar que todas as normas portuguesas encontradas estão a seguir apresentadas. Devido ao elevado número de normas existentes, as normas europeias não estão divididas pelo número de partes que as representam.

10.1 NORMAS PORTUGUESAS (NP)

NP EN 12663:2010 – Aplicações ferroviárias: Requisitos estruturais de veículos ferroviários

NP EN 13230-1:2011 – Aplicações ferroviárias: Via – Travessas de betão; Parte 1: Requisitos gerais

NP EN 13230-2:2011 – Aplicações ferroviárias: Via – Travessas de betão; Parte 2: Travessas monobloco de betão pré-esforçado

NP EN 13230-3:2011 – Aplicações ferroviárias: Via – Travessas de betão; Parte 3: Travessas bibloco de betão armado

NP EN 13230-4:2011 – Aplicações ferroviárias: Via – Travessas de betão; Parte 4: Travessas de betão pré-esforçadas para aparelhos de via

NP EN 13230-5:2011 – Aplicações ferroviárias: Via – Travessas de betão; Parte 5: Elementos especiais

10. LEGISLAÇÃO

NP EN 13674-1:2014 – Aplicações ferroviárias – Via – Carril; Parte 1: Carril Vignole de massa igual ou superior a 46 kg/m

NP EN 13715:2006 – Aplicações ferroviárias – Rodados e bogies – Rodas-perfil de mesa de rolamento

NP EN 13803-1:2007 – Aplicações ferroviárias – Parâmetros de projeto de traçado de via – Bitola de 1435 mm e de valor superior; Parte 1: Plena via

NP EN 13803-2:2006 – Aplicações ferroviárias – Parâmetros de projeto de traçado de via – Bitola de 1435 mm e de valor superior; Parte 2: Aparelhos de via e situações

NP EN 13848-5:2008 – Aplicações ferroviárias – Via – Qualidade geométrica da via; Parte 5: Níveis de qualidade da geometria da via – Plena via

NP EN 13848-5:2008 – Aplicações ferroviárias – Via – Qualidade geométrica da via; Parte 6: Caracterização de qualidade da geometria da via – Plena via

NP EN 14033-1:2015 – Aplicações ferroviárias – Via – Máquinas de construção e de manutenção que usam em exclusivo a via-férrea; Parte 1: Requisitos técnicos para a circulação

NP EN 14363:2011 – Aplicações ferroviárias – ensaios para homologação das características de marcha de veículos ferroviários – Ensaio de comportamento em marcha e ensaios estáticos

NP EN 14531-1:2015 – Aplicações ferroviárias – Métodos de cálculo das distâncias de paragem, de abrandamento e de imobilização; Parte 1: Algoritmos gerais utilizando valores médios para composições ou veículos isolados

NP EN 14531-2:2015 – Aplicações ferroviárias – Métodos de cálculo das distâncias de paragem, de abrandamento e de imobilização; Parte 2: Cálculos passo a passo para composições ou veículos isolados

NP EN 14531-3:2015 – Aplicações ferroviárias – Métodos de cálculo das distâncias de paragem, de abrandamento e de imobilização; Parte 3: Discos de freio, desempenho do disco e do par de fricção, classificação

NP EN 14752:2015 – Aplicações ferroviárias – Sistemas de porta de acesso para material circulante

NP EN 15273-1:2013 – Aplicações ferroviárias – Gabaritos; Parte 1: Generalidades – Regras comuns à infraestrutura e ao material circulante

NP EN 15273-2:2013 – Aplicações ferroviárias – Gabaritos; Parte 2: Gabarito do material circulante

NP EN 15273-3:2013 – Aplicações ferroviárias – Gabaritos; Parte 3: Gabarito dos obstáculos

NP EN 15380-5:2014 – Aplicações ferroviárias – Sistemas de classificação para veículos ferroviários; Parte 5: Estrutura do sistema (SBS)

NP EN 15416:2008 – Aplicações ferroviárias – Emissão de ruído – Caracterização das propriedades dinâmicas de secções de via para a medição de ruído de passagem

NP EN 15528:2015 – Aplicações ferroviárias – Categorias de linha para gestão das interfaces entre os limites de carga dos veículos e da infraestrutura

NP EN 15610:2009 – Aplicações ferroviárias – Emissão de ruído – Medição da rugosidade dos carris relativamente à geração do ruído de rolamento

NP EN 15686:2014 – Aplicações ferroviárias – Ensaio com vista à homologação de comportamento dinâmico dos veículos ferroviários com sistema de compensação e/ou projetados para circular com uma insuficiência de escala maior que a definida na EN 14363:2005, Anexo G

NP EN 15746-2:2010 – Aplicações ferroviárias – Via – Máquinas rodoferrviárias e equipamentos associados; Parte 2: Requisitos gerais de segurança

NP EN 15892: 2011 – Aplicações ferroviárias – Emissão de ruído no interior das cabinas de condução

NP EN ISSO 3381:2013 – Aplicações ferroviárias – Acústica – Medição do ruído no interior de veículos que circulam sobre carris

NP EN 16185-1:2014 – Aplicações ferroviárias – Sistemas de freio para automotoras; Parte 1: Requisitos e definições

NP EN 16185-2:2014 – Aplicações ferroviárias – Sistemas de freio para automotoras; Parte 2: Métodos de ensaio

NP EN 16186-1:2014 – Aplicações ferroviárias – Cabinas de condução; Parte 1: Visibilidade, configuração, acesso

NP EN 16207:2014 – Aplicações ferroviárias – Frenagem – Critérios fundamentais e de desempenho dos sistemas de freio eletromagnéticos para veículos ferroviários

NP EN 16241:2014 – Aplicações ferroviárias – Timoneria de freio

NP EN 16272-6:2014 – Aplicações ferroviárias – Via – Dispositivos de redução do ruído – Métodos de ensaio para a determinação do desempenho acústico; Parte 6: características intrínsecas – Isolamento ao ruído aéreo em condições de campo acústico direto

NP EN 16334:2014 – Aplicações ferroviárias – Sistemas de alarme para os passageiros

NP EN 16404:2016 – Aplicações ferroviárias – Requisitos relativos ao carrilamento e à recuperação de veículos ferroviários

10. LEGISLAÇÃO

NP EN 16431:2014 – Aplicações ferroviárias – Via – Travessas ocas

NP EN 16451: 2015 – Aplicações ferroviárias – Frenagem – Porta cepos

NP EN 16452:2015 – Aplicações ferroviárias – Frenagem – Cepos

NP EN 16494:2015 – Aplicações ferroviárias – Requisitos para os sinais ERTMS ao longo da via

NP EN 16507:2014 – Aplicações ferroviárias – Serviços em terra – Equipamentos para abastecimento de combustível

NP EN 50119:2003 – Aplicações ferroviárias – Instalações fixas – Linhas aéreas de contacto para a tração elétrica

NP EN 50121-1:2008 – Aplicações ferroviárias – Compatibilidade eletromagnética; Parte 1: Generalidades

NP EN 50121-2:2008 – Aplicações ferroviárias – Compatibilidade eletromagnética; Parte 2: Emissões do sistema ferroviário no seu conjunto para o mundo exterior

NP EN 50121-3-1:2008 – Aplicações ferroviárias – Compatibilidade eletromagnética; Parte 3-1: Material circulante – Comboios e veículos completos

NP EN 50121-3-2:2008 – Aplicações ferroviárias – Compatibilidade eletromagnética; Parte 3-2: Material circulante – Equipamentos

NP EN 50121-4:2008 – Aplicações ferroviárias – Compatibilidade eletromagnética; Parte 4: Emissões e imunidade dos equipamentos de sinalização e telecomunicações

NP EN 50121-5:2008 – Aplicações ferroviárias – Compatibilidade eletromagnética; Parte 5: Emissões e imunidade de instalações fixas de alimentação de energia e dos seus equipamentos associados

NP EN 50123-3:2003 – Aplicações ferroviárias – Instalações fixas – Aparelhagem de corrente contínua; Parte 3: seccionadores, seccionadores-interruptores e interruptores de ligação à terra para o exterior

NP EN 50123-4:2003 – Aplicações ferroviárias – Instalações fixas – Aparelhagem de corrente contínua; Parte 4: seccionadores, seccionadores-interruptores e interruptores de ligação à terra para o interior

NP EN 50123-6:2003 – Aplicações ferroviárias – Instalações fixas – Aparelhagem de corrente contínua; Parte 6: Para conjuntos de aparelhagem

NP EN 50124-1:2010 – Aplicações ferroviárias – Coordenação de isolamento; Parte 1: Requisitos fundamentais – Distâncias de isolamento de ar e linhas de fuga para todo o equipamento elétrico e eletrónico

NP EN 50124-2:2010 – Aplicações ferroviárias – Coordenação de isolamento; Parte 2: Sobretensões e proteções associadas

NP EN 50125-1:2005 – Aplicações ferroviárias – Condições ambientais para o material; Parte 1: Equipamento a bordo do material circulante

NP EN 50125-3:2005 – Aplicações ferroviárias – Condições ambientais para o material; Parte 3: Equipamentos de sinalização e de telecomunicações

NP EN 50126:2000 – Aplicações ferroviárias – Especificação e demonstração de fiabilidade, dispositivos, manutenção e segurança (RSMS)

NP EN 50128:2002 – Aplicações ferroviárias – Sistemas de sinalização, telecomunicações e de processamento de dados – Software para sistemas de proteção e comando ferroviário

NP EN 50129:2005 – Aplicações ferroviárias – Sistemas de sinalização, telecomunicações e de processamento – Sistemas eletrónicos de segurança para a sinalização

NP EN 50149:2003 – Aplicações ferroviárias – Instalações fixas – Tração elétrica – Fios ranhurados em cobre e em liga de cobre

NP EN 50152-1:2013 – Aplicações ferroviárias – Instalações fixas – Requisitos particulares para aparelhagem de corrente alternada; Parte 1: disjuntores de tensão nominal superior a 1kV

NP EN 50153:2009 – Aplicações ferroviárias – Material circulante – Medidas de proteção relativas a situações potencialmente perigosas de origem elétrica

NP EN 50155:2008 – Aplicações ferroviárias – Equipamento eletrónico usado em material circulante

NP EN 50163:2009 – Aplicações ferroviárias – Tensões de alimentação de sistemas de tração

NP EN 50206-1:2004 – Aplicações ferroviárias – Material circulante- Pantógrafos: Características e ensaios; Parte 1: Pantógrafos para veículos de grande linha

NP EN 50236:2009 – Aplicações ferroviárias – Compatibilidade entre o material circulante e os sistemas de deteção de comboio

NP EN 50317:2009 – Aplicações ferroviárias – Sistemas de captação de corrente- Requisitos e validação das medições da interação dinâmica entre o pantógrafo e a linha aérea de contacto

NP EN 50318:2009 – Aplicações ferroviárias – Sistemas de captação de corrente – Validação de simulação de interação dinâmica entre o pantógrafo e a linha aérea de contacto

NP EN 50343:2014 – Aplicações ferroviárias – Material circulante – Regras para instalação da cablagem

10. LEGISLAÇÃO

NP EN 50367:2008 – Aplicações ferroviárias – Sistemas de captação de corrente – Critérios técnicos para interação entre pantógrafo e a linha aérea de contacto

NP EN 50388:2009 – Aplicações ferroviárias – Alimentação de energia e material circulante – Critérios técnicos para a coordenação entre a alimentação de energia (subestação) e o material circulante para conseguir a interoperabilidade

NP EN 50502:2015 – Aplicações ferroviárias – Material circulante – Equipamento elétrico em troleicarros – Requisitos de segurança e sistemas de ligação

NP EN 50526-3:2016 – Aplicações ferroviárias – Instalações fixas – Pára-raios e limitadores de tensão para sistemas de corrente contínua; Parte 3: Guia de aplicação

NP EN 50617-1:2015 – Aplicações ferroviárias – Parâmetros básicos dos sistemas de deteção de comboios; Parte 1: Circuitos de via

NP EN 50617-2:2015 – Aplicações ferroviárias – Parâmetros básicos dos sistemas de deteção de comboios; Parte 2: Contadores de eixos

NP EN 60310:2016 – Aplicações ferroviárias – Transformadores de tração e bobinas de indutância a bordo do material circulante

NP EN 61287-1:2014 – Aplicações ferroviárias – Conversores de potência instalados a bordo de material circulante; Parte 1: Características e métodos de ensaio

NP EN 61377:2016 – Aplicações ferroviárias – Material circulante – Ensaio combinados de motores e respectivos sistemas de controlo

NP EN 611881-3:2016 – Aplicações ferroviárias – Equipamentos para material circulante – Condensadores para eletrónica de potência; Parte 3: Condensadores elétricos de dupla camada

NP EN 62290-1:2014 – Aplicações ferroviárias – Sistemas de gestão e de comando/controlo de transportes urbanos guiados; Parte 1: Princípios do sistema e conceitos fundamentais

NP EN 62290-2:2014 – Aplicações ferroviárias – Sistemas de gestão e de comando/controlo de transportes urbanos guiados; Parte 2: Especificações dos requisitos fundamentais

NP EN 62718:2016 – Aplicações ferroviárias – Material circulante – Balastros eletrónicos alimentados a corrente contínua para lâmpadas fluorescentes de iluminação

10.2 NORMAS EUROPEIAS (EN)

- EN 12299:2009** – Railway applications – Ride Comfort for passengers – Measurement and evaluation
- EN 12561:2011** – Railway applications – Tank wagons
- EN 13103:2009** – Railway applications – Wheelsets and bogies – Non-powered axles – Design method
- EN 13104:2009** – Railway applications – Wheelsets and bogies – Powered axles – Design method
- EN 13145:2001** – Railway applications – Track – Wood sleepers and bearers
- EN 13146:2012** – Railway applications – Track – Test methods for fastening systems
- EN 13231:2013** – Railway applications – Track – Acceptance of Works
- EN 13232:2003** – Railway applications – Track – Switches and crossings
- EN 13260:2009** – Railway applications – Wheelsets and bogies – Wheelsets – Product requirements
- EN 13261:2009** – Railway applications – Wheelsets and bogies – Axles – Product requirements
- EN 13262:2004** – Railway applications – Wheelsets and bogies – Wheels – Product requirements
- EN 13272:2012** – Railway applications – Electrical lighting for rolling stock in public transport systems
- EN 13298:2003** – Railway applications – Suspension components – Helical suspension springs, steel
- EN 13452:2003** – Railway applications – Braking – Mass transit brake systems
- EN 13481:2012** – Railway applications – Track – Performance requirements for fastening systems
- EN 13597:2003** – Railway applications – Rubber suspension components – Rubber diaphragms for pneumatic suspension springs
- EN 13674:2011** – Railway applications – Track – Rail
- EN 13715:2006** – Railway applications – Wheelsets and bogies – Methods of specifying structural requirements of bogies frames
- EN 13775:2003** – Railway applications – Measuring of new and modified freight wagons
- EN 13803:2013** – Railway applications – Suspension components – Hydraulic dampers
- EN 13848:2003** – Railway applications – Track – Track geometry quality

10. LEGISLAÇÃO

EN 13913:2003 – Railway applications – Rubber suspension components – Elastomer-based mechanical parts

EN 13977:2011 – Railway applications – Track – Safety requirements for portable machines and trolleys for construction and maintenance

EN 13979:2003 – Railway applications – Wheelsets and bogies – Monobloc wheels – Technical approval procedure

EN 14033:2008 – Railway applications – Track – Railbound construction and maintenance machines

EN 14067:2003 – Railway applications – Aerodynamics

EN 14198:2004 – Railway applications – Braking – Requirements for the brake system of trains hauled by a locomotive

EN 14200:2004 – Railway applications – Suspension components – Parabolic springs, steel

EN 14478:2005 – Railway applications – Braking – Generic vocabulary

EN 14535:2005 – Railway applications – Brake discs for railway rolling stock

EN 14587:2009 – Railway applications – Track – Flash butt welding of rails

EN 14601:2005 – Railway applications – Straight and angled end cocks for brake pipe main reservoir pipe

EN 14730:2006 – Railway applications – Track – Aluminothermic welding of rails

EN 14750:2006 – Railway applications – Air conditioning for urban and suburban rolling stock

EN 14811:2006 – Railway applications – Track – Special purpose rail – Grooved and associated construction

EN 14813:2006 – Railway applications – Air conditioning for driving cabs

EN 14817:2006 – Railway applications – Suspension components – Air spring control elements

EN 14865:2009 – Railway applications – Axlebox lubricating greases

EN 14969:2006 – Railway applications – Track – Qualification system for railway trackwork contractors

EN 15016:2004 – Railway applications – Railway applications

EN 15020:2006 – Railway applications – Rescue coupler – Performance requirements, specific interface geometry and tests methods

EN 15049:2007 – Railway applications – Suspensions components – Torsion bar components

EN 15085:2007 – Railway applications – Welding of railway vehicles and components

- EN 15152:2007** – Railway applications – Front windscreens for train cabs
- EN 15153:2013** – Railway applications – External visible and audible warning devices for high speed trains
- EN 15179:2008** – Railway applications – Braking – Requirements for brake system of coaches
- EN 15220:2016** – Railway applications – Brake indicators
- EN 15227:2008** – Railway applications – Crashworthiness requirements for railway vehicle bodies
- EN 15302:2008** – Railway applications – Gauges
- EN 15313:2016** – Railway applications – In-service wheelset operation requirements – In-service wheelset maintenance
- EN 15329:2015** – Railway applications – Braking – Brake block holder and brake shoe key for railway vehicle
- EN 15355:2008** – Railway applications – Braking – Distributor valves and distributor-isolating devices
- EN 15380:2006** – Railway applications – Designation system for railway vehicles
- EN 15427:2008** – Railway applications – Wheel/rail friction management – Flange lubrication
- EN 15437:2009** – Railway applications – Axlebox condition monitoring – Interface and design requirements
- EN 15461:2008** – Railway applications – Noise emission – Characterisation of the dynamic properties of track sections for pass by noise measurements
- EN 15551:2009** – Railway applications – Railway rolling stock – Buffers
- EN 15566:2016** – Railway applications – Railway rolling stock – Draw gear and screw coupling
- EN 15594:2009** – Railway applications – Track – Restoration of rails by electric arc welding
- EN 15595:2009** – Railway applications – Braking – Wheel slide protection
- EN 15611:2008** – Railway applications – Braking – Relay valves
- EN 15612:2008** – Railway applications – Braking – Brake pipe accelerator valve
- EN 15624:2008** – Railway applications – Braking – Empty-loaded changeover devices
- EN 15625:2008** – Railway applications – Braking – Automatic variable load sensing devices
- EN 15663:2009** – Railway applications – Definition of vehicle reference masses
- EN 15687:2012** – Railway applications – Testing for the acceptance of running characteristics of freight vehicles with static axle loads higher than 225 kN and up to 250 kN

10. LEGISLAÇÃO

EN 15689:2009 – Railway applications – Track – Switches and crossing – Crossing components made of cast austenitic manganese steel

EN 15723:2010 – Railway applications – Closing and locking devices for payload protecting devices against environmental influences – Requirements for durability, operation, indication, maintenance, recycling

EN 15734:2010 – Railway applications – Braking systems of high speed trains

EN 15806:2010 – Railway applications – Braking – Static brake testing

EN 15807:2011 – Railway applications – Pneumatic half couplings

EN 15839:2012 – Railway applications – Testing for the acceptance of running characteristics of railway vehicles

EN 15887:2012 – Railway applications – Marking on railway vehicles

EN 15954:2013 – Railway applications – Track – Trailers and associated equipment

EN 15955:2013 – Railway applications – Track – Demountable machines and associated equipment

EN 16019:2014 – Railway applications – Automatic coupler – Performance requirements, specific interface geometric and test method

EN 16028:2012 – Railway applications – Wheel/rail friction management – Lubricants for trainborne and trackside applications

EN 16116:2013 – Railway applications – Design requirements for steps, handrails and associated access for staff

EN 16186:2016 – Railway applications – Driver's cab

EN 16272:2012 – Railway applications – Track – Noise barriers and related devices acting on airborne sound propagation – Test method for determining the acoustic performance

EN 16286:2016 – Railway applications – Gangway systems between vehicles

EN 16362:2016 – Railway applications – Ground based services – Water restocking equipment

EN 16683:2015 – Railway applications – Call for aid and communication device – Requirements

EN 16729:2016 – Railway applications – Infrastructure – Non destructive testing on rails in track

EN 16730:2016 – Railway applications – Track – Concrete sleepers and bearers with under sleeper pads

EN 16771:2016 – Railway applications – Infrastructure – Aluminothermic welding of grooved rails

EN 45545:2013 – Railway applications – Fire protection on railway vehicles

EN 50122:2011 – Railway applications – Fixed installations

EN 50123:2003 – Railway applications – Fixed installations – D.C. switchgear

EN 50151:2003 – Railway applications – Fixed installations – Electric traction – Special requirements for composite insulators

EN 50152:2012 – Railway applications – Fixed installations – Particular requirements for a. C, swirchgear

EN 50162:2010 – Railway applications – Comunication, sighnalling and processing systems

EN 50238:2003 – Railway applications – Compatibility between rolling stock after completion of construction and before entry into servisse

EN 50239:1999 – Railway applications – Radio remote control systems of traction vehicle for freight traffic

EN 50261:1999 – Railway applications – Mouting of electronic equipment

EN 50264:2008 – Railway applications – Railway rolling stock cables having special fire performance – Standard wall

EN 50305:2002 – Railway applications – Railway rolling stock cables having special fire performance – Test methods

EN 50306:2002 – Railway applications – Railway rolling stock cables having special fire performance – Thin wall

EN 50311:2003 – Railway applications – Rolling stock – D.C. supplied electronic ballasts for lighting fluorescente lamps

EN 50327:2003 – Railway applications – Fixed installations – Harmonisation of the rated values for converter groups and tests on converter groups

EN 50238:2003 – Railway applications – Fixed installations – Electronic power converters for substations

EN 50239:2003 – Railway applications – Fixed installations – Traction transformers

EN 50345:2009 – Railway applications – Fixed installations – Electric traction – Insulating sybthetic rope assemblies for support of overhead contact lines

EN 50355:2013 – Railway applications – Railway rolling stock cables having special fire performance – Thin wall and standard wall – Guide to use

EN 50382:2008 – Railway applications – Railway rolling stock high temperature power cables having special fire performance

10. LEGISLAÇÃO

EN 50405:2015 – Railway applications – Current collection systems – Pantographs, testing methods for carbon contact strips

EN 50463:2012 – Railway applications – Energy measurement on board trains

EN 50467:2011 – Railway applications – Rolling stock – Electronical connectors, requirements and test methods

EN 50533:2011 – Railway applications – Three-phase train line voltage characteristics

EN 50547:2013 – Railway applications – Batteries for auxiliary power supply systems

EN 50553:2012 – Railway applications – Requirements for running capability in case of fire on board of rolling stock

EN 50578:2013 – Railway applications – Direct current signalling relays

EN 50592:2016 – Railway applications – Testing of rolling stock for electromagnetic compatibility with axle counters

EN 50617:2015 – Railway applications – Technical parameters of train detection systems for the interoperability of the trans-European railways system

EN 50633:2016 – Railway applications – Fixed installations – Protection principles for AC and DC electric traction systems

EN 60077:2002 – Railway applications – Electric equipment for rolling stock

EN 60322:2001 – Railway applications – Electric equipment for rolling stock – Rules for power resistors of open construction

EN 60349:2010 – Railway applications – Rotating electrical machines for rail and road vehicles

EN 61373:2010 – Railway applications – Rolling stock equipment – Shock and vibration tests

EN 61375:2012 – Electronic railway equipment – Train communication network (TCN)

EN 62520:2011 – Railway applications – Electric traction – Short-primary type linear induction motors fed by power converters

EN 62580:2016 – Railway applications – On-board multimedia and telematics subsystems for railways

EN 62625:2013 – Electronic railway equipment – On-board driving data recording system

EN 62864:2016 – Railway applications – Rolling stock – Power supply with onboard energy storage system

11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

11.1 CONCLUSÕES

O conhecimento das características e do comportamento da via-férrea é importante de modo a otimizar o funcionamento deste tipo de infraestruturas e reduzir o custo do seu ciclo de vida.

Da bibliografia sobre a infraestrutura ferroviária encontrada, algo limitada, pois abrange muito superficialmente o tema, conclui-se que a fundação da via é algo muito importante. Em outros tempos era um pouco ignorada, não se dava a devida importância. Uma boa plataforma de via evita de forma considerável a deformação da via, pois devido às cargas cíclicas a que esta está sujeita, pode levar à ocorrência de degradação da subestrutura. O mau comportamento da plataforma influencia muito o desempenho da via podendo levar ao aparecimento de problemas graves e de difícil resolução. Os geossintéticos têm vindo a ser utilizados com diversas funções nas infraestruturas de transporte. Em particular, no caso das vias férreas, as geogrelhas podem ser utilizadas no reforço das camadas de apoio da via, evitando o elevado custo quando se opta pela substituição ou tratamento de um solo de fraca qualidade.

A via balastrada é a mais utilizada na Europa por ser uma tecnologia mais desenvolvida, de eficácia comprovada e com custos de construção relativamente menos dispendiosos que os das estruturas alternativas. No entanto, para velocidades superiores a 300 km/h os custos de manutenção das vias balastradas sobem exponencialmente e acima dos 320 km/h os custos de manutenção são excessivos. A via não balastrada está já na vanguarda da Engenharia Ferroviária, apresentando um leque de vantagens bastante alargado face à alternativa convencional de via com balastro. As rigorosas exigências impostas pela alta velocidade ferroviária vieram criar as condições para a aposta num tipo de via com um desempenho revolucionário. A grande diversidade de soluções de via não balastrada já desenvolvidas poderá, eventualmente, dificultar o processo de seleção por parte do projetista por haver grande ambiguidade técnica, económica ou mesmo funcional entre os diferentes tipos de via não balastrada disponíveis.

11. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o aumento da exigência da qualidade de serviço da via-férrea é extremamente importante que seja feita uma análise correta e eficaz do funcionamento da mesma. Para isso é necessário haver uma avaliação dos parâmetros geométricos e perceber qual a evolução que estes têm ao longo do tempo e se esta evolução está ou não relacionada com zonas específicas da via-férrea, para se poder perceber e prever possíveis irregularidades.

As atuais exigências, relacionadas com a alta velocidade de circulação e a necessidade de transporte de cargas elevadas, associadas ao facto de muitas das linhas férreas terem sido construídas há muitos anos, tendo por base critérios de exigência atuais, têm levado as diferentes administrações a promover a modernização das mesmas. O conceito de vida útil da via está diretamente relacionado com o desgaste, as deformações e fadiga a que esta está sujeita. Atualmente, o fator económico associado à exploração das linhas ferroviárias tem tomado gigantesca importância. Neste contexto merecem particular destaque os aspetos relacionados com as ações de inspeção, manutenção e reabilitação da via ferroviária. Perante as observações de vários autores torna-se notória a importância do conceito de prevenção.

11.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No âmbito do estudo realizado sobre as vias férreas, alguns conceitos sobre o tema não foram apresentados nesta dissertação. Com o objetivo explorar os diversos temas sobre a via-férrea, dado o volume de informação recolhida ser consideravelmente elevado, ficaram por abordar alguns assuntos com igual importância. Ganhando cada vez maior relevo na sociedade, as vias de alta velocidade deveriam, no futuro, ser estudadas com detalhe, complementando assim a informação apresentada nesta dissertação.

A via-férrea de alta velocidade não é apenas um assunto técnico, abrange uma realidade complexa que envolve vários aspetos técnicos, tais como infraestrutura, material circulante, operações e questões intersectoriais, como aspetos financeiros, comerciais, gerenciais e formativos. O sistema ferroviário de alta velocidade combina esses vários elementos usando tecnologia altamente sofisticada. Além de melhorar os serviços ferroviários, promover a imagem moderna que procuram transmitir e proporcionar maior satisfação do cliente, os comboios de alta velocidade também desempenham um papel fundamental na integração do território e ajudam a criar sociedades socioeconômicas equilibradas a nível mundial.

É com a evolução constante das vias de alta velocidade que aparece o *Maglev*, comboio de levitação magnética, e o *Hyperloop*, transporte por sistema de tubos através do qual uma cápsula pode viajar livre de resistência ao ar ou fricção, transportando pessoas ou objetos com uma velocidade e aceleração ótimas.

O comboio *maglev* (levitação magnética) foi inaugurado em 2004 em parceria com a Siemens da Alemanha, sendo capaz de uma velocidade operacional de 430 km/h e uma velocidade máxima de 501 km/h, ligando Xangai ao Aeroporto Internacional de Pudong. O percurso de 30 km é realizado em apenas 8 minutos. Em abril de 2015, o comboio de levitação magnética em fase de testes operado pela ferroviária japonesa *Central Japan Railway Company* bateu o seu próprio recorde mundial de velocidade ao atingir 603 km/h.

O conceito Hyperloop foi publicado pela primeira vez em agosto de 2013, propondo e examinando uma rota que se deslocava desde Los Angeles até à baía de São Francisco. O sistema de Hyperloop impulsionaria uma viagem de 560 km a uma velocidade média de cerca de 700 km/h, com uma velocidade máxima de 1200 km/h, permitindo um tempo de viagem de 35 minutos, o que é consideravelmente mais rápido do que o tempo atual de transporte sobre carris ou ar.

12 BIBLIOGRAFIA

1. Albuquerque, Samuel Menezes – Ferrovias: aspectos técnicos de projecto. Fortaleza, Brasil. Instituto Tecnológico de Aeronáutica, 2011. Trabalho de graduação.
2. Almeida, Valter Alexandre – Atravessamentos de linhas ferroviárias por vias rodoviárias. Porto. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, FEUP, 2014. Tese de mestrado.
3. Alves, João Nogueira – Avaliação de dimensionamento da subestrutura ferroviária de linhas de alta velocidade. Lisboa. Instituto Superior Técnico, IST, 2010. Tese de mestrado.
4. Brazão, João Luís – Aterros ferroviários de misturas de solos e encoramento. Lisboa. Instituto Superior Técnico, IST, 2011. Tese de mestrado.
5. Botelho, Marta – Estados limites últimos e de utilização em terraplenagens para vias férreas de alta velocidade. Porto. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, FEUP, 2008. Tese de mestrado.
6. Britannica, Encyclopedia – “George Stephenson”. Disponível em: www.britannica.com
7. Bugarín, Miguel Rodriguez – Introdução à geometria dos aparelhos de mudança de via para alta velocidade. Porto. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, FEUP, 2008. Formação avançada na ferrovia.
8. Campos, Raquel Cardoso – Aplicação da metodologia PorNic a obras ferroviárias – princípios gerais e via-férrea. Porto. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, FEUP, 2014. Tese de mestrado.
9. Carmona, Daniela Alexandra – Contributo biobibliográfico para o estudo do caminho-de-ferro em Portugal (1856-2006). Lisboa, Universidade Lusófona de Humanidade e Tecnologias, 2012. Tese de mestrado.

12. BIBLIOGRAFIA

10. Casal, Hugo baleia – Comportamento dinâmico de pontes ferroviárias de alta velocidade com via não balastrada. Lisboa. Instituto Superior Técnico, IST, 2010. Tese de mestrado.
11. Cerdeiral, João Carlos – influência da subestrutura na evolução da degradação da qualidade geométrica da via-férrea. Porto. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, FEUP, 2014. Tese de mestrado.
12. Cordero, Pablo Martín – Engenharia ferroviária – traçado e materiais de via. Lisboa. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2016. Tese de mestrado.
13. Couto, António Fidalgo – Caminhos de ferro. Porto. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, FEUP, 2006. Sebenta.
14. DECRETO-LEI nº 109/97 D.R. (29-04-1997)
15. DECRETO-LEI nº 91/2015 D.R. 104 (29-05-2015) 3253-3264
16. Eurorail – Discover Europe by train. Disponível em: www.eurorail.com
17. Fergrupo – Atividades ferroviárias. Disponível em: www.fergrupo.pt
18. Fernandes, João António – Modelação do comportamento mecânico de vias-férreas. Lisboa. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade nova de Lisboa, 2011. Tese de mestrado.
19. Ferreira, João Nuno – Intervenções de construção, renovação e manutenção na via.férrra. Porto. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, FEUP, 2010. Tese de mestrado.
20. Ferreira, Tiago Moço – Influence of incorporating a bituminous sub-ballast Later on the deformations of railway trackbed. Lisboa. Instituto Superior Técnico, IST, 2007. Tese de mestrado.
21. Fortunato, Eduardo Manuel – Renovação de plataformas ferroviárias. Estudos relativos à capacidade de carga. Porto. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, FEUP, 2005. Tese de doutoramento.
22. Guedelha, Pedro Lisboa – Materiais elásticos como elementos de proteção em vias balastradas. Lisboa. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, ISEL, 212. Tese de mestrado.
23. Gonçalves, José Acácio – Regularização de barras e soldaduras aluminotérmicas. Lisboa. Instituto Superior de engenharia de Lisboa, ISEL, 2014. Tese de mestrado.
24. IMT – Instituto de Mobilidade e de Transportes. Disponível em: www.imt-ip.pt
25. IP – Infraestruturas de Portugal. Caderno de Encargos – Terraplenagem, Características dos materiais, 2009

26. IP – Infraestruturas de Portugal. Diretório de rede 2018 (9-12-2016)
27. IPQ – Instituto Português da Qualidade. Disponível em: www1.ipq.pt/PT
28. James, Alberto Melro – Manutenção Ferroviária. Lisboa. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, ISEL, 214. Tese de mestrado.
29. Li, D. - Railway track granular layer thickness design based on subgrade performance under repeated loading. Ph.D. Thesis. University of Massachusetts, Amherst, USA, 1994.
30. Li, D.; Selig, E. T. - Evaluation and remediation of potential railway subgrade problems under repeated heavy axle loads. Association of American Railroads, Report R-884, Chicago, USA, 1995.
31. Lima, Carlos Frias - Pequena História dos Caminhos de ferro em Portugal. Página web da APAC – Associação Portuguesa dos Amigos do Caminho de Ferro. 2008
32. Portuguesa dos Amigos do Caminho de Ferro
33. Lopez Pita, Andres - Infraestructuras ferroviárias. Barcelona, UPC, 2006. ISBN 9788483018538.
34. Lopez Pita, Andres - Explotacion de lineas de ferrocarril. Barcelona, UPC, 2008. ISBN 9788483019566
35. López Pita, A.; Teixeira, P. F.; Robusté,, F. - Nuevas tendencias en el proyecto de infraestructuras ferroviárias. La utilización de materiales betuminosos como subbalasto. X Congreso Internacional de Ingeniería de Proyectos, Valencia, 13 a 15 Setembro de 2006.
36. Luís, Jorge Fernandes – Modelo de gestão de obras de via-férrea na perspetiva da empresa construtora. Porto. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, FEUP, 2005. Tese de mestrado.
37. Mantarás, Daniel Álvarez; Rodruíguez, Pablo Luque - Ferrocarriles: ingeniería e infraestructura de los transportes. Universidad de Oviedo, 2003. ISBN 8483173654.
38. Manual didático de ferrovias. Parte I (1-90); Parte II (91-194). Brasil, 2012.
39. Marques, Jorge Manuel - Construção e manutenção de infraestruturas ferroviárias. Via em laje. Lisboa. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2013. Tese de mestrado.

12. BIBLIOGRAFIA

40. Mendes, Susana Ferreira – Características mecânicas de mistura betuminosas a aplicar em infra-estruturas de transportes. Lisboa. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2011. Tese de mestrado.
41. Minga, Pedro Jaime – Disposições técnicas de via em linhas ferroviárias de alta velocidade. Porto. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, FEUP, 2009. Tese de mestrado.
42. Moreira, Ana Sofia – Métodos de dimensionamento de vias-férreas. Braga. Universidade do Minho, 2014. Tese de mestrado.
43. Mota, Thomas Magalhães – Avaliação dos ganhos operacionais derivados da automatização de uma gare de triagem. Lisboa. Instituto Superior Técnico, IST, 2012. Tese de mestrado.
44. Mourão, Jorge Miguel – Gestão e manutenção da infraestrutura ferroviária, os vários tipos de ações de manutenção. Lisboa. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2017. Tese de mestrado.
45. Nabais, Rui José – Manual básico de engenharia ferroviária. Associação brasileira de pavimentação, São Paulo, Brasil, 2015. ISBN 978-85-7975-131-8.
46. NP EN 13674-1:2014 – Aplicações ferroviárias – Via – Carril; Parte 1: Carril Vignole de massa igual ou superior a 46 kg/m.
47. NP EN 13803-1:2007 – Aplicações ferroviárias – Parâmetros de projeto de traçado de via – Bitola de 1435 mm e de valor superior; Parte 1: Plena via.
48. Oliveira, Ana Filipa – Via balastrada versus via não balastrada. Lisboa. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2012. Tese de mestrado.
49. Paixão & Fortunato. - Novas soluções de superestrutura de via para a alta velocidade ferroviária. Lisboa, LNEC, 2009.
50. Peixoto, Daniel Filipe – Estudo do contacto roda/carril: análise de tensão e fadiga. Porto. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, FEUP, 2008. Tese de mestrado.
51. Pereira, Hugo José – Caminhos-de-ferro nos debates parlamentares (1845-1860). Porto. Faculdade de Letras da Universidade do Porto, 2008. Tese de mestrado.
52. Profillidis, Vassilios A. - Railway Management and Engineering. Ashgate Publishing, Ltd., 2006. ISBN 0754648540.
53. Quirino, Ricardo Jorge – Obras de renovação de via férrea e maquinaria pesada utilizada. Porto. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, FEUP, 2010. Tese de mestrado.

54. REFER: IT.VIA.018 (2009) - Tolerâncias dos parâmetros geométricos da via. (20-02-2009) REFER.
55. Regado, Tiago André – Desenvolvimento de um modelo de desempenho para infraestruturas ferroviárias aplicado à linha férrea. Braga. Universidade do Minho, 2014. Tese de mestrado.
56. RGS – Regulamento Geral de Segurança – Sinais. Instituto de Mobilidade e de Transportes.
57. Ribeiro, Maria Constança – Avaliação dos efeitos dinâmicos em pontes ferroviárias de alta velocidade de pequeno e médio vão. Coimbra. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 2017. Tese de doutoramento.
58. Rodrigues, Daniela Dias – manutenção e conservação de vias férreas: análise de casos práticos. Coimbra. Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, ISEC, 2012. Tese de mestrado.
59. Silva, Telma Sofia – Inspeção e reabilitação de infraestruturas ferroviárias. Lisboa. Faculdade de Ciências e tecnologia Universidade Nova de Lisboa, 2012. Tese de mestrado.
60. Silva, Luís Manuel – Reabilitação da estação de caminho de ferro de casa branca – linha do Alentejo. Lisboa. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, ISEL, 2010. Tese de mestrado
61. Simões, Diogo Paulo – Caracterização de materiais de subestrutura de via-férrea com aplicação de cargas cíclicas. Porto. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, FEUP, 2015. Tese de mestrado.
62. Simões, Gonçalo Medeiros – RAMS analysis of railway track infrastructure. Lisboa. Instituto Superior técnico, IST, 2008. Tese de mestrado.
63. Sousa, César Augusto – Patologias na superestrutura da ferrovia balastrada. Porto. Instituto Superior de Engenharia do Porto, ISEP, 2015. Tese de mestrado.
64. Tavares, Pedro Julião – Reforço da subestrutura de vias férreas com geossintéticos. Porto. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, FEUP, 2009. Tese de mestrado.
65. TrainLogistic. Disponível em: www.trainlogistic.com
66. UIC – International Union of Railways. The Worldwide Railway Organisation. “high speed”. Disponível em: uic.org/highspeed. UIC, 2015
67. UIC 505-6 – Règles générales applicables aux gabarits des véhicules interoperables en trafic transfrontalier. UIC, 2006.
68. UIC 519 – Méthode de détermination de la conicité équivalente. UIC, 2004

12. BIBLIOGRAFIA

69. Vale, Cecília Maria – Influência da qualidade dos sistemas ferroviários no comportamento dinâmico e no planeamento da manutenção preventiva de vias de alta velocidade. Porto. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, FEUP, 2010. Tese de doutoramento.
70. Wikipedia – “José de Salamanca”; “História do transporte ferroviária em Portugal”; “O caminho de ferro e a história mundial”; “Gare do Oriente”; “Fontes Pereira de Melo”. 2016 e 2017. Disponível em: pt.wikipedia.org