



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



Via Balastrada *versus* Via Não Balastrada

Ana Filipa Firmino Paulino de Oliveira

Licenciada em Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de
Especialização em Vias de Comunicação e Transportes

Orientadores:

Eng.º Armando Martins, Equiparado a Prof. Adjunto (ISEL)

Eng.º Paulo Jorge dos Santos Almeida Pinto (CDM)

Eng.º Armando António Teles Fortes (ISEL)

Júri:

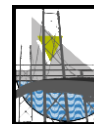
Presidente: Eng.ª Luísa Ferreira Cardoso Teles Fortes (ISEL)

Arguentes:

Eng.º António Artur Sequeira da Cruz (ISEL)

Doutora Cármen de Jesus Geraldo Carvalheira (ISEL)

Dezembro de 2012



“O sucesso é ir de fracasso em fracasso sem perder entusiasmo”

Winston Churchill



RESUMO

Na presente dissertação, cujo principal objetivo é estabelecer a comparação entre Via Balastrada e Via Não balastrada, encontram-se apresentados os elementos constituintes de cada tipo de via bem como salientadas as suas características.

São também alvo de exposição, no presente documento, elementos que quando aplicados na via se traduzem em melhorias a nível estrutural, ambiental e económico.

Outra das temáticas que se apresenta é o comportamento da via numa zona de transição entre via balastrada e não balastrada.

Relativamente a esta zona, são desenvolvidas algumas soluções tipo, e apuradas as que melhor desempenho apresentam de acordo com os parâmetros em estudo.

É igualmente objeto do presente documento a apresentação de uma análise comparativa (entre via balastrada e não balastrada), com a finalidade de poderem ser retiradas conclusões, relativamente à melhor solução face a custos de execução, custos de manutenção, características e desempenho.

Palavras-chave:

Balastro; Carril; Elementos de Fixação; Travessas; Substrutura; Superestrutura; Via Betonada, Carril com apoio discreto; Carril com apoio contínuo; Elementos resilientes; Zonas de transição ferroviárias.



ABSTRAT

In this dissertation, the main objective is to establish a comparison between ballasted and ballastless track, for that reason are presented the components of each type of track as well as highlighted their characteristics.

Improvements in structural, environmental and economic levels can be reached with the implementation of well-defined solutions, which are also exposed in this document.

The behaviour in transition zones between ballasted track and ballastless track, is as well studied.

In relation to these zones, there are presented type-solutions usually implemented and determined which one is associated to the best results, in accordance a few analyzed parameters.

According to the main goal of this dissertation a comparative analysis between the two types of tracks- Ballasted and Ballastless Track – is also presented with the final purpose of draw conclusions in relation to the maintenance and construction costs associated to the two typologies, as well as withdraw conclusions in concern to the characteristics and performance of them both.

Keywords:

Ballast; Rail; Fastenning System; Sleepers; Substruture; Superstruture; Ballastless Track; Continuous supported rail; Discrete supported Rail; Resilent elements; Transition zones in railways.



AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar gostaria de agradecer aos orientadores.

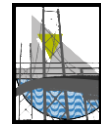
Ao Eng.º Armando Martins deixo um agradecimento especial, pela disponibilidade prestada e principalmente pela paciência. Obrigado, não só, por me ter encaminhado durante a execução da presente dissertação, mas também, por todo o suporte noutras unidades curriculares e pela compreensão.

Deixo também um agradecimento ao Eng.º Paulo Pinto, pela informação disponibilizada, pela preocupação e pela disponibilidade prestada.

Um agradecimento aos meus pais, porque sem eles, não teria sido possível chegar até aqui. Agradeço aos dois, pelo apoio incondicional, pelas palavras de motivação, pelo otimismo e principalmente por serem uma inspiração.

Aos amigos, obrigada pelo apoio e pelas horas que dedicaram a ouvir-me falar do presente documento, quando a temática não era, de todo, do seu interesse.

Deixo também um agradecimento especial ao João Luz, por todo o apoio, motivação e compreensão.



INDICE GERAL

RESUMO	ii
ABSTRAT	iii
AGRADECIMENTOS	iv
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS	xv
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento do tema	1
1.2 Objetivos.....	1
1.3 Metodologia	1
1.4 Estrutura	2
2. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO DO TRANSPORTE FERROVIÁRIO	3
3. FORÇAS ATUANTES NA VIA FÉRREA	4
3.1 Forças Verticais.....	5
3.2 Forças Longitudinais	8
3.3 Forças Transversais.....	8
4. MODELOS DE SUPORTE	10
4.1 Modelo de Winkler	10
4.1.1 Modelo de Winkler aplicado ao Apoio Discreto	11
4.1.2 Modelo de Winkler Aplicado ao Apoio Contínuo.....	12
5. VIA BALASTRADA	14
5.1 Conceito.....	14
5.2 Constituição da Via	15
5.2.1 Subestrutura.....	16
5.2.2 Superestrutura	23
5.3 Novas soluções para via balastrada	52
5.3.1 Elementos Complementares	52
5.4 Vantagens e Desvantagens da via balastrada	62
5.4.1 Vantagens.....	62
5.4.2 Desvantagens	64
6. VIA NÃO BALASTRADA	66
6.1 Conceito.....	66
6.2 Subestrutura.....	67
6.3 Superestrutura	69
6.3.1 Camada Superior - Laje de Betão ou Mistura Betuminosa	69
6.3.2 Travessas de Betão em Via não Balastrada.....	70
6.3.3 Carril	86
6.4 Pontes e Pontões Metálicos	93
6.5 Vantagens e Desvantagens da via não balastrada	95



6.5.1	Vantagens.....	95
6.5.2	Desvantagens	96
7.	ANÁLISE COMPARATIVA	98
7.1	Análise de custos	99
7.2	Quadro Comparativo	101
8.	TRANSIÇÃO ENTRE VIA BALASTRADA E VIA NÃO BALASTRADA	103
8.1	Comportamento Estático	104
8.2	Comportamento Dinâmico	106
8.3	Soluções-Tipo	107
8.3.1	Aumento do comprimento das travessas e alteração do seu material constituinte	107
8.3.2	Reforço da fundação	109
8.3.3	Lajes de Transição	110
8.3.4	Cunhas de Transição (Blocos Técnicos).....	110
8.3.5	Palmilhas em zonas rígida	111
9.	CONCLUSÕES.....	112
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Forças Verticais na Via Férrea [2].....	6
Figura 2 - Carregamento estático e dinâmico para veículos de transporte de passageiros e mercadorias troço experimental Pueblo - Colorado [2].....	7
Figura 3 - Carregamento estático e dinâmico para veículos de transporte de passageiros e mercadorias troço Nova Iorque/Washington [2]	7
Figura 4 - Modelo de Winkler [1]	10
Figura 5 - Modelo de Winkler aplicado ao apoio discreto [1]	11
Figura 6 - Modelo de Winkler aplicado ao apoio contínuo [1].....	13
Figura 7 - Modelo Simplificado da rigidez de uma via balastrada [4].....	15
Figura 8 - Superestrutura e Subestrutura adaptado de [10]	15
Figura 9 - Profundidade a considerar no dimensionamento da via [6].....	17
Figura 10 - Influência do carregamento em profundidade adaptado de [8].....	20
Figura 11 - Balastro adaptado de [9].....	23
Figura 12 - Ataque de balastro [2].....	24
Figura 13 – Tipos de Travessas.....	27
Figura 14 - Travessas de madeira [9]	30
Figura 15 - Degradação das travessas de Madeira [13].....	31
Figura 16 - Lamelados de Madeira adaptado [14].....	32
Figura 17 – Travessas metálicas [15]	33
Figura 18 - Travessas Monobloco [9].....	35

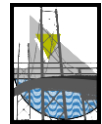


Figura 19 - Rotura das travessas pela existência de elevado momento fletor a meio vão [17]	35
Figura 20 - Travessas Bi-bloco [9]	36
Figura 21 - Wide Sleeper Track [18]	39
Figura 22 - Sleeper Frame [18]	40
Figura 23 - Travessa "Ladder Track" [19].....	40
Figura 24 - Ladder Track [20].....	41
Figura 25 - Travessas de Material Compósito [22].....	42
Figura 26 - Recomendação de tratamento térmico para diversos Raios/Carregamentos [23]	45
Figura 27 - Carril Vignole [24]	46
Figura 28 - Inclinação Transversal do Carril (Tombo) adaptado de [81].....	48
Figura 29 - Fixação Direta [9].....	49
Figura 30 - Tipos de fixação elástica.....	50
Figura 31 - Fixação RN [9].....	50
Figura 32 - Fixação Nabla [9].....	50
Figura 33 - Fixação Vossloh [9]	51
Figura 34 - Fixação Pandrol [25].....	51
Figura 35 - Geogrelha de malha uniaxial [28]	53
Figura 36 - Geogrelha de malha biaxial [28]	53
Figura 37 - Exemplo de Geogrelha [29]	54

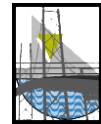


Figura 38 - Geotextil Tecido [28].....	55
Figura 39 - Geotextil não tecido [28]	55
Figura 40 – Aplicação prática de um Geotextil [30]	55
Figura 41 - Palmilhas de Carril. 1-Palmilha EVA (rigidez=500 kN/mm); 2-Palmilha ZW400 (rigidez=60kN/mm; 3- Palmilha flexível (rigidez=30 kN/mm) [32]	57
Figura 42 - Receptância consoante o tipo de rigidez da palmilha de carril [34]	57
Figura 43 - Palmilhas de travessas [9]	57
Figura 44 - Modelo Real para comparação de travessas com e sem palmilhas numa via balastrada[35]	58
Figura 45 - Resultados relativamente ao uso de palmilhas em via balastrada (à esquerda travessas sem palmilhas; à direita travessas com palmilhas) [35].....	59
Figura 46 - Manta de Balastro [9].....	60
Figura 47 – Atenuação do nível de vibrações com aplicação de manta de balastro CDM-BAM-H25 [78].....	60
Figura 48 - Relação entre a Rigidez da via e a taxa de assentamento [8].....	61
Figura 49 - Modelo real da comparação das vibrações entre vias balastrada e não balastrada com e sem palmilhas[35].....	63
Figura 50 - Comparação da vibração entre via balastrada e não balastrada sem palmilhas (Via não balastrada à esquerda, via balastrada à direita) [35].....	63
Figura 51 - Comparação de via balastrada e não balastrada com palmilhas (via não balastrada à esquerda, via balastrada à direita) [35].....	63
Figura 52 - Deslocamento do carril em função da frequência numa via balastrada [38]...65	
Figura 53 – Tipos de via não balastrada	66



Figura 54 - Aplicação de camada de EPS em via não balastrada com camada superior em laje de betão [40]	68
Figura 55 - Relação entre a espessura da laje e a qualidade do terreno de fundação [40]	68
Figura 56 - Sistema ATD (1-ATD com travessa Monobloco; 2 - ATD com travessas Bi-bloco) [41].....	71
Figura 57 - Perfil Transversal de sistema ATD [42]	72
Figura 58 - Sistema Getrac A3 [43].....	73
Figura 59 - Getrac (à esquerda [44]; à direita [45])	73
Figura 60 - Comparação entre aplicação dos sistemas ATD e GETRAC [8]	74
Figura 61 - Perfil transversal de sistema BTD [18].....	75
Figura 62 - Sistema BTD (à esquerda sem preenchimento com balastro; à esquerda com preenchimento de balastro [46].....	75
Figura 63 - Perfil Transversal Via com Sistema Rheda Classic[47].....	77
Figura 64 - Armaduras longitudinais do Sistema Rheda [48].....	77
Figura 65 - Sistema Rheda Classic[49].....	78
Figura 66 - Travessas embebidas - Sistema Rheda Classic – [49]	78
Figura 67 - Perfil transversal de sistema Rheda 2000® [50]	79
Figura 68 - Sistema Rheda 2000® - via em construção [50]	79
Figura 69 - Sistema Rheda 2000® [49].....	79
Figura 70 - Elementos Resilientes em Sistema [51].....	81
Figura 71 - Sistema STEDEF [52].....	81

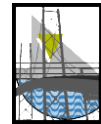


Figura 72 - Substituição de Elementos em via Stedef [53]	82
Figura 73 - Comparação de Vibrações entre travessas Monobloco e Bi-bloco [54].....	82
Figura 74 - Comparação da força de interação Roda/Carril entre as várias tipologias de via [38].....	84
Figura 75 - Forças nas palmilhas de carril [38].....	85
Figura 76 - Resultados para força na palmilha de carril para sistema Rheda 2000® com aplicação de palmilhas rígidas e flexíveis [38]	85
Figura 77 - FSM Aplicada a via não balastrada com travessas embebidas [78].....	86
Figura 78 - Solução para fixação direta Vossloh DFF 300 [55]	87
Figura 79 - Laje Pré Fabricada - Shinkansen Slab Track (Esquema) [56]	87
Figura 80 - Laje Pré-fabricada com fixação direta - Shinkansen Slab Track[48].....	87
Figura 81 - Comparação entre Via com fixação direta de carril e LVT relativamente à densidade das forças sentidas na via	88
Figura 82 - Sulco na laje para posterior instalação do carril [57]	89
Figura 83 - Carril Embebido - Aplicação de resina [45]	90
Figura 84 - Perfil transversal de via com carril embebido [58]	91
Figura 85 - Carril embebido com instalação e tubo em PVC [48]	91
Figura 86 - Representação da tipologia DeckTrack [59].....	92
Figura 87 - Comparação da Redução de ruído/vibração por metro em via balastrada e via com carril embebido [76].....	92
Figura 88 - Comparação de redução de ruído/vibração por metro em via balastrada com carril embebido [76]	93
Figura 89 - Ponte Metálica [9]	94



Figura 90 - Transição entre via balastrada e ponte metálica [19]	95
Figura 91 - Comparação de custos de manutenção Via balastrada e não balastrada [€/m/ano] [64].....	101
Figura 92- Ressalto na zona de transição [69]	103
Figura 93 - Esquema de via utilizada para o estudo do carregamento estático em zonas de transição [71]	104
Figura 94 - Assentamentos diferenciais nas várias para estudo da zona de transição [72]	105
Figura 95 - Taxa de Assentamento na zona de transição (Via balastrada) [72].....	106
Figura 96 – Valores de assentamento associados à passagem dos veículos[72]	107
Figura 97 - Travessas de Aproximação [68] Adaptado.....	108
Figura 98 - Comparação dos módulos de deformabilidade da via com diferentes tipos de travessas e elementos resilientes [68]	109
Figura 99 - Reforço do terreno de fundação com colunas ou estacas [74].....	109
Figura 100 - Cunha de Transição [75].....	110
Figura 101 - Contribuição dos elementos e camadas de via balastrada para a sua rigidez adaptado de [8].....	111

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Carga /Eixo de vários tipos de Veículos adaptado de [1].....	5
Tabela 2 - Velocidade consoante tipo de via e tipo de veículo adaptado de [1].....	5
Tabela 3 - Fuso Ganulométrico do material para sub-balastro adaptado de [80]	18
Tabela 4 - Limites aceitáveis para material de sub-balastro adaptado de [80]	18
Tabela 5 – Ensaios “in situ” aplicáveis a diversos tipos de solos adaptado de [2]	22



Tabela 6 - Circulação na Rede Convencional - Balastro Tipo II	25
Tabela 7- Critérios de Aceitação/Rejeição das partículas de balastro [10]	26
Tabela 8 - Dimensões travessas de madeira adaptado de [8].....	28
Tabela 9 - Dimensão dos vários grupos das travessas de madeira adaptado de [8]	29
Tabela 10 - Caraterísticas em função do tipo de aplicação das travessas de madeira [12]	30
Tabela 11 - Vida Útil travessas de Madeira - Estudo EUA – [8]	32
Tabela 12 -Dimensões de uma travessas metálica [8].....	33
Tabela 13 - Caraterísticas Travessa Monobloco TBMP-02 SATEPOR	34
Tabela 14 - Dimensões travessas monobloco [8].....	36
Tabela 15 - Caraterísticas Travessas Bi-bloco [16].....	37
Tabela 16 - Comparação entre caraterísticas de Travessas Monobloco e Bi-bloco	38
Tabela 17 - Constituintes de Travessas de Material Compósito [22].....	41
Tabela 18 - Tipos de Carril e a sua Aplicação.....	47
Tabela 19 - Caraterísticas dos elementos de fixação tipo Pandrol	51
Tabela 20-Polímeros que constituem os geossintéticos [27].....	53
Tabela 21 - Efeitos da aplicação de palmilhas de travessa adaptado de [35]	58
Tabela 22 - Caracetrísticas das Mantas de Balastro (de acordo com [36])	60
Tabela 23 - Comparação entre sistema ATD e GETRAC adaptado de [8].....	74
Tabela 24 - Caraterísticas Sistema BTD Adaptado de [8]	76
Tabela 25 – Características dos sistemas Rheda [8]	80



Tabela 26 - Comparação de custos de execução de via balastrada e não balastrada adaptado de [63].....99

Tabela 27 - Quadro comparativo entre via balastrada e não balastrada102



LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

- AMV – Aparelhos de Mudança de Via;
- ASL – Asphalt Supportive Layer;
- ATD – AsphaltTragschicht mit Direktauflagerung – (Camada de betuminoso com apoio direto)
- BST – Borehole Shear Test
- BTD – BetonTragschicht mit Direktauflagerung – (Laje de betão com apoio direto)
- CPT – Cone Penetration Test
- CPTU – Piezocone
- CSL – Concrete Supportive Layer
- DMT – Dilatometer Test
- EAPA – European Asphalt Pavement Association
- EBM – Elastic Multibody – (modelo para estudo de interação veículo/via)
- EDF – Edilon Dired Fastening
- EPS – Poliestireno Expandido
- ERS – Embedded Rail System
- FFYS – Feste Fahrbahn Y-Stahlschwelle – (Via não balastrada com travessas em Y)
- FVT – Field Vane Test
- FPL – Frost Protetion Layer
- FSM – Floating Slab Mat
- FST – Floating Slab Track
- HBL – Hydarulically-Bonded Layer
- HDPE – High Density Polyethylene
- HGV – Hoch Geschwindigkeits Verkehr – (Transporte de Alta Velocidade)
- IPA – Industria Prefabbricati e Affini
- K – Rigidez
- K_b – Rigidez da camada de balastro
- K_r – Rigidez do carril
- K_s – Rigidez das travessas
- K_{sb} – Rigidez da camada de subalastro
- LB – Libra Internacional (1 Lb corresponde aproximadamente a 4,45 Newton)



LCC – Life Cycle Cost

N – Newton

PA – Poliamida

PE – Polietileno

PET - Poliéster

PP – Polipropileno

PS – Poliestireno

PVC – Polivinílico de cloro

PLT – Plate Load Test

PMT – Pressumeter Test

SATO - Studiengesellschaft für Asphalt-Oberbau – (Associação de Pesquisa para aplicação de betuminoso)

SPT – Standard Penetration Test

U – Rack Unit (equivalente a 44,45mm)

UIC – Union Internationale des Chemins de Fer



1. INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

Nos dias que correm, as principais problemáticas associadas aos caminhos-de-ferro são maioritariamente de natureza económica.

Tendo por base esta filosofia, é fundamental analisar as tipologias de via e os seus constituintes bem como, as características que lhes estão associadas, para possibilitar a tomada de decisões onde, para além dos aspetos de natureza económica sejam igualmente salvaguardadas as questões de enquadramento ambiental, segurança e conforto, sendo certo que estas (principalmente as duas últimas) assumem um papel de destaque no sucesso (ou insucesso) do transporte ferroviário.

1.2 Objetivos

O presente documento tem como objetivo principal estabelecer a comparação entre a via balastrada e a via não balastrada.

Para tal, é necessário proceder à identificação dos materiais que constituem os dois tipos de via bem como, enumerar as suas principais características.

Assim, para estes dois tipos de via, proceder-se-á à caracterização das diferentes tipologias, para as quais são adoptadas diferentes soluções construtivas. Desta forma, no final do trabalho em curso, deverá ser possível estabelecer uma análise comparativa entre as mesmas, tanto numa ótica económica como funcional.

Para além do referido, é também pretendido analisar o comportamento das zonas de transição entre os dois tipos de via mencionados.

1.3 Metodologia

A metodologia utilizada no documento tem por base, essencialmente, pesquisa bibliográfica, pelo que ao longo do seu desenvolvimento foram analisados, não só documentos que permitiram aprofundar conhecimentos acerca das características dos materiais e da própria via, mas também, estudos anteriores que estabeleceram, de alguma forma comparação entre os mesmos.



1.4 Estrutura

Tendo por referência, a estrutura definida no regulamento da Comissão Coordenadora de Mestrado da Área Departamental de Civil, a presente dissertação contempla 8 capítulos, cujo conteúdo se sintetiza em seguida:

- Capítulo 1, de carácter meramente introdutório inclui uma breve abordagem do trabalho, a metodologia a seguir para o desenvolvimento do mesmo e o presente subcapítulo onde se encontra definida a estrutura de todo o documento.
- Capítulo 2, onde é enquadrada toda a temática, sendo abordada a evolução histórica, no âmbito dos caminhos-de-ferro até à data atual.
- Capítulo 3, onde é feita uma abordagem das diversas forças atuantes na via férrea.
- Capítulo 4, onde são apresentados os modelos de suporte para via balastrada e via não balastrada.
- Capítulo 5, onde se desenvolve o conceito de Via Balastrada, estudados os elementos que a constituem e analisadas soluções mais recentes que acarretam melhorias a nível estrutural, ambiental e económico.
- Capítulo 6, que desenvolve toda a temática relacionada com a Via Não Balastrada, abrangendo os diferentes tipos de materiais e métodos construtivos a utilizar. Neste capítulo é também analisado um caso especial de via não balastrada (Pontes e Pontões Metálicos).
- Capítulo 7, onde são analisadas as características associadas aos dois tipos de via em estudo, elaborado um quadro comparativo e analisados os custos de construção e manutenção inerentes a cada uma das tipologias.
- Capítulo 8, que engloba o estudo da transição entre as duas tipologias de via, analisado o comportamento estático e dinâmico destas zonas e aprofundadas soluções-tipo a implementar.
- Capítulo 9, onde figuram todas as conclusões que o desenvolvimento da presente dissertação permitiu apurar.



2. ENQUADRAMENTO HISTÓRICO DO TRANSPORTE FERROVIÁRIO

Segundo alguns historiadores, o princípio dos caminhos-de-ferro remonta a 2245 A.C., aos tempos da civilização Assíria que, de acordo com vestígios encontrados, se servia de caminhos formados por blocos de pedra com distâncias constantes de aproximadamente 1,5m, para efetuar transportes.

Nessa altura, o principal objetivo consistia em facilitar, de alguma forma, o transporte de materiais por meio de tração humana ou animal.

Após largos anos, este sistema foi amplamente aplicado e desenvolvido por gregos e romanos, tendo sido feitas algumas tentativas no sentido de o mecanizar, na altura sem efeito.

O aparecimento da primeira linha de “caminho de madeira” e invenção da roda com verdugo são dados até hoje desconhecidos. Sabe-se apenas que no século XVI este sistema era usado nas minas de ouro da Transilvânia.

Verificou-se portanto, uma evolução no âmbito da engenharia civil que não foi acompanhada por avanços de engenharia mecânica, já que as vias eram pensadas e executadas mas, existia uma lacuna no que respeitava à força de tração das vagonetas, que até aqui tinham por base força de tração animal.

A já referida exploração de minas, conduziu avanços neste meio de transporte, nomeadamente nas vias com carris e com o surgimento das primeiras máquinas a vapor.

Em 1804 surgiu a primeira locomotiva a vapor tendo sido notados problemas a nível dos materiais de via, mais propriamente do carril, que após a circulação dos veículos ficavam danificados.

Depois disto o transporte ferroviário sofreu uma grande evolução e expansão, que remonta aos dias de hoje.

O transporte ferroviário tem sido alvo de grandes estudos, numa tentativa de criar vias com maior durabilidade e desempenho, nomeadamente em termos de velocidade e capacidade de transporte, tanto para mercadorias como passageiros, quando comparados com outros modos de transporte, nomeadamente o rodoviário.



3. FORÇAS ATUANTES NA VIA FÉRREA

Em precedência ao estudo das várias tipologias de via, é importante referir quais as forças existentes numa via-férrea, para uma melhor compreensão das funções que devem desempenhar os elementos que a constituem.

As forças presentes em qualquer estrutura ferroviária são de origem estática, quase-estática e dinâmica.

As forças estáticas não são mais do que as forças resultantes do peso próprio dos veículos bem como dos elementos constituintes da via.

As forças dinâmicas consistem num parâmetro de natureza variável, resultando o mesmo da interação roda-carril, ou seja, das características destes dois elementos e da velocidade do veículo. As forças dinâmicas são ainda influenciadas pelas condições ambientais existentes e por questões relacionadas com a operabilidade da via.

É da parcela correspondente às forças dinâmicas que resultam as vibrações. Este aspeto deve ser cuidadosamente analisado já que para além de incómodos, origina igualmente degradação da via.

Para minimizar possíveis efeitos da vibração devem ser aplicados elementos resilientes que irão ser alvo de estudo no capítulo 5.3.1.

Nas forças quase-estáticas são contabilizados os efeitos da força centrífuga, em situações de alinhamento curvo e possíveis ventos cruzados.

A combinação de todas as forças acima mencionadas desenvolve-se segundo três direções:

- Vertical;
- Longitudinal;
- Transversal.

É ainda importante referir que, estas forças dependem também da tipologia do veículo e da intensidade do carregamento. Apresenta-se de seguida uma tabela, onde é possível observar a carga por eixo usual, consoante o tipo de veículo e as condições de circulação (vazios ou carregados).

**Tabela 1 – Carga /Eixo de vários tipos de Veículos adaptado de [1]**

	Número de Eixos	Carga/Eixo [kN]	
		Vazio	Carga Máxima
Elétrico	4	50	70
Metro Ligeiro	4	80	100
Comboio de Passageiros	4	100	120
Comboio de Mercadorias	2	120	225

Todas as forças exercidas pelo veículo na via dependem ainda da velocidade praticada, estando este parâmetro associado ao tipo de veículo e à tipologia de via.

Na Tabela 2 apresentam-se igualmente, por tipo de via, as velocidades geralmente praticadas em vias destinadas à circulação de comboios de passageiros e comboios de mercadorias.

Tabela 2 - Velocidade consoante tipo de via e tipo de veículo adaptado de [1]

	Comboio de Passageiros [Km/h]	Comboio de Mercadorias [Km/h]
Ramificação de Via	-	30 - 40
Vias Secundárias	80 - 120	60 - 80
Vias Principais	160 - 200	100 – 120
Vias de Alta Velocidade	250 - 300	-

3.1 Forças Verticais

Consideram-se forças verticais todas as que são perpendiculares ao plano de rolamento e resultam da combinação dos três tipos de carregamento – Estático, quase-estático e dinâmico.

Podem ser considerados dois tipos de forças verticais:

- Peso Próprio do veículo;
- Peso Próprio dos elementos que constituem a via. [2]



À ação do peso próprio do veículo surge associada uma força vertical, de sentido ascendente. Esta ação/reação encontra-se ilustrada na Figura 1.

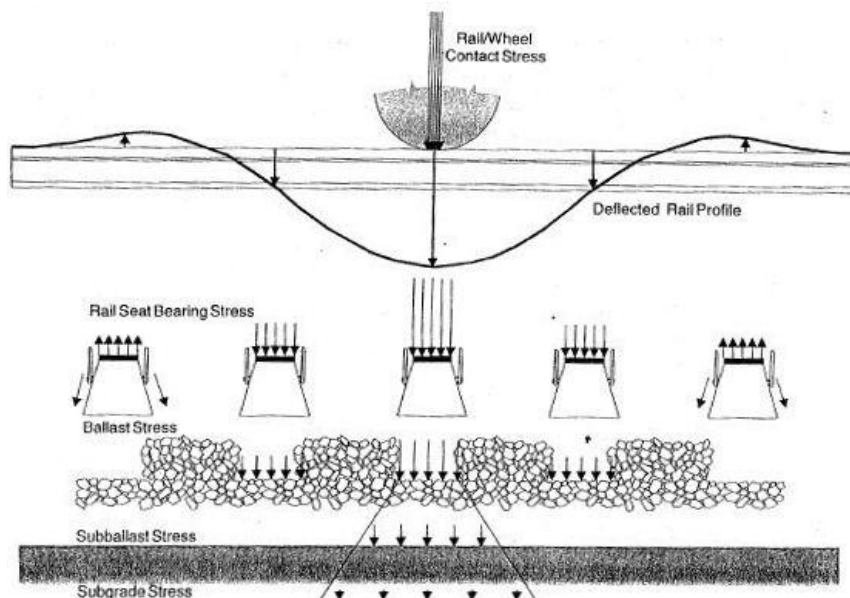


Figura 1 - Forças Verticais na Via Férrea [2]

De acordo com um estudo realizado nos Estados Unidos da América, [2], pode analisar-se o carregamento dinâmico separadamente do carregamento estático no que respeita às forças verticais atuantes na via.

Numa tentativa de quantificar os dois tipos de carregamento, foi medido em diversos locais do carril o carregamento proveniente do veículo sem qualquer tipo de movimento – carregamento estático, bem como realizada a medição de carregamento dinâmico, em diversos locais do carril, para a passagem de 20000 eixos na via (valor mínimo).

Para serem analisados os elementos de via e determinadas possíveis consequências associadas às suas características, foi estabelecida neste estudo a comparação entre dois troços de via:

- Um troço experimental (Pueblo – Colorado);
- Um troço em condições normais de circulação (Nova Iorque/Washington).



Os resultados do referido estudo são apresentados na Figura 2 e Figura 3.

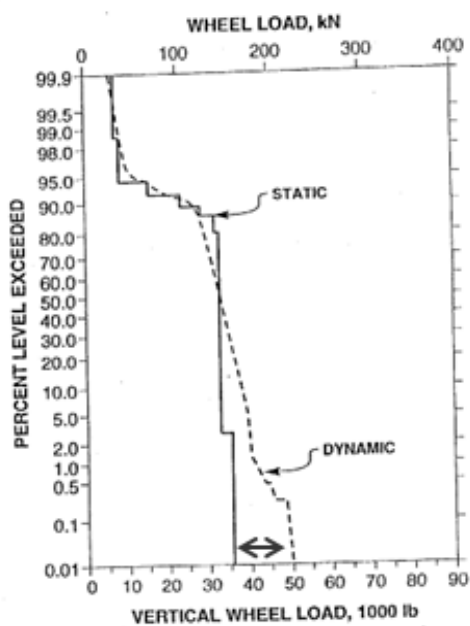


Figura 2 - Carregamento estático e dinâmico para veículos de transporte de passageiros e mercadorias trecho experimental Pueblo - Colorado [2]

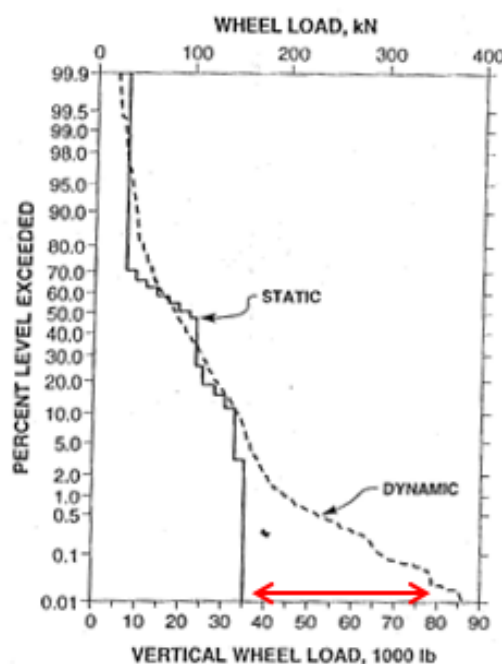


Figura 3 - Carregamento estático e dinâmico para veículos de transporte de passageiros e mercadorias trecho Nova Iorque/Washington [2]

Por observação das figuras, pode constatar-se que a parcela de carregamento dinâmico, no que diz respeito a forças verticais, assume valores de maior dimensão quando comparado com o carregamento estático.

De acordo com [2], o demonstrado pelo estudo realizado no trecho Nova Iorque/Washington resulta de uma combinação entre veículos de passageiros e mercadorias, pelo que este aumento significativo não poderá ser associado a um tipo de veículo específico.

No trecho experimental Pueblo – Colorado, as características dos elementos de via são controladas, o que não acontece com tanto rigor no trecho Nova Iorque/Washington. A este fato surgem associados aumentos na força vertical, proveniente do carregamento dinâmico, da ordem dos 160 kN.

Isto permite concluir que o aumento do carregamento dinâmico se deve a irregularidades existentes, tanto nos rodados dos veículos como no carril. Desta forma, deve ser dada especial importância à interação Roda/Carril principalmente no que respeita a questões de execução e manutenção de via.



3.2 Forças Longitudinais

Igualmente segundo [2], pode admitir-se que, as forças longitudinais têm na sua origem diversos aspetos, nomeadamente:

- Forças de tração mecânica resultante de todo o processo que permite o movimento da composição;
- Forças de tração mecânica originadas pela frenagem dos veículos;
- Forças resultantes da expansão e retração do carril sob efeitos térmicos;
- Atrito.

3.3 Forças Transversais

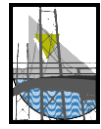
As forças transversais atuantes na via, podem dividir-se em duas parcelas, consoante a origem da força [2]:

- Força centrífuga – em curva;
- Força resultante de ventos cruzados.

A força centrífuga está diretamente relacionada com:

- Raio da Curva;
- Velocidade do veículo.

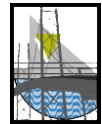
A velocidade do veículo deve ser alvo de grande atenção já que, para o mesmo raio, se o veículo passar com uma velocidade inferior ao exetável irá ocorrer esmagamento do carril da fila baixa e o desgaste do carril da fila alta, podendo em casos extremos ocorrer o tombamento da composição para o interior da curva.



Por outro lado, para velocidades superiores à velocidade de projeto, poderá ocorrer o desgaste do carril situado no exterior da curva, bem como o derrube para o exterior da curva.

Para minimizar estes efeitos, e permitir que a mesma curva seja percorrida por veículos a velocidades diferentes considera-se a utilização de escala¹, o que se irá traduzir na existência de excesso ou insuficiência de escala, sendo que os mesmos se encontram balizados por valores limite, como forma de garantir a circulação das composições em condições de conforto e segurança.

¹ Escala = Diferença altimétrica entre a cota do carril da fila alta e a cota do carril da fila baixa, resultante de um ângulo de sobrelevação do plano de rolamento.



4. MODELOS DE SUPORTE

Os modelos de suporte têm por base métodos analíticos e permitem uma aproximação ao comportamento da via.

No presente documento foi considerado um modelo explicativo do comportamento de via (Modelo de Emil Winkler), aplicado aos dois tipos de apoio de carril (discreto e contínuo).

4.1 Modelo de Winkler

O modelo de Winkler, desenvolvido em 1867, assume que, para vias balastradas, a camada de balastro e sub-balastro se comportam elasticamente (como molas), e que estas se encontram ligadas a uma outra camada incompressível – o terro de fundação.

Este modelo assume que as tensões provocadas pelos veículos são transmitidas a uma viga contínua, também denominada “viga de Winkler” – o carril.

Na Figura 4 apresenta-se um esquema ilustrativo do comportamento das camadas de balastro e sub-balastro.

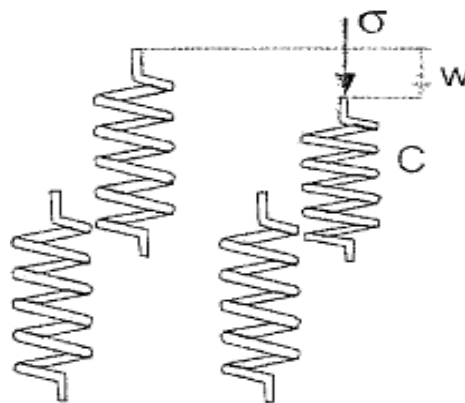
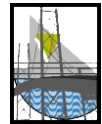


Figura 4 - Modelo de Winkler [1]

O modelo de Winkler assume uma relação diretamente proporcional entre a força exercida pelo veículo e a deformação da via. Desta forma, e de acordo com Esveld [1] pode dizer-se que:

$$\sigma = Cw \quad (1)$$



Onde:

σ – Tensão de compressão exercida no carril [kN/m^2];

C – Módulo de deformabilidade da camada de balastro e sub-balastro [kN/m^3];

w – Deslocamento vertical do carril [m].

Mais tarde, em 1918, a relação estabelecida por Winkler foi reescrita, como pode ser observado na Equação 2, desta vez por Talbot, de acordo com Correia, M. [3]:

$$p = Cw \quad (2)$$

Em que:

p – Força de suporte por unidade de comprimento do carril [kN/m];

C – Módulo de deformabilidade das camadas de balastro e sub-balastro [kN/m^2];

w – Deformação vertical do carril [m].

4.1.1 Modelo de Winkler aplicado ao Apoio Discreto

Considerando um carril apoiado discretamente, com espaçamentos constantes entre os seus apoios, como ilustrado na Figura 5,

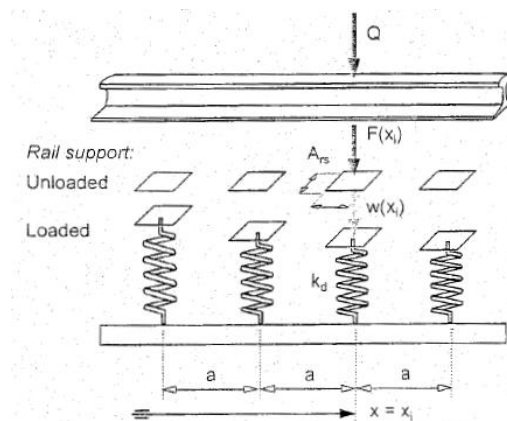


Figura 5 - Modelo de Winkler aplicado ao apoio discreto [1]



a força vertical exercida no carril assume a seguinte expressão, de acordo com Esveld [1]:

$$F(x_i) = CA_{rs}w(x_i) \quad (3)$$

Com:

$F(x_i)$ – Força Vertical num dado apoio x_i (kN);

C - Módulo de deformabilidade das camadas de balastro e sub-balastro [kN/m^3];

A_{rs} – Área do apoio do carril (m^2);

$w(x_i)$ – Deslocamento vertical do carril no apoio x_i [m]

O modelo de Winkler aplicado ao apoio discreto considera ainda a existência de uma constante elástica:

$$k_d = CA_{rs} \quad (4) \quad \text{ou} \quad k_d = \frac{\sum F}{\sum w} \quad (5)$$

Onde:

k_d – Constante elástica [kN/m];

C - Módulo de deformabilidade das camadas de balastro e sub-balastro [kN/m^3];

A_{rs} - Área do apoio do carril (m^2);

$\sum F$ – Somatório das forças verticais aplicadas no carril [kN];

$\sum w$ – Somatório dos deslocamentos verticais [m].

4.1.2 Modelo de Winkler Aplicado ao Apoio Contínuo

O modelo de Winkler considera, para apoio contínuo, um carregamento uniformemente distribuído e uma tensão na base de suporte do carril.

O carregamento uniformemente distribuído é também neste caso diretamente proporcional ao deslocamento do carril e dado por, de acordo com Esveld [1]:

$$p(x) = k w(x) \quad (6)$$

Com:



$p(x)$ – carga uniformemente distribuída [kN/m]

k – constante elástica da camada de suporte [kN/m/m]

$w(x)$ – função deslocamento

De acordo com Esveld [1], a tensão da base de suporte é dada por:

$$\sigma_{rs} = \frac{p(x)}{b_c} \quad (7)$$

Onde:

σ_{rs} – Tensão na base de suporte do carril [kN/m²]

$p(x)$ – Carregamento distribuído [kN/m]

b_c – Largura da base de suporte do carril [m]

Assim sendo pode dizer-se que a função deslocamento do carril é dada por:

$$k w(x) = \sigma_{rs} b_c \Leftrightarrow w(x) = \frac{\sigma_{rs} b_c}{k} \quad (8)$$

Ou seja, no caso do apoio contínuo, o deslocamento da via depende não só, da constante elástica da camada de suporte como também da largura da base de suporte.

Apresenta-se na Figura 6, uma figura que ilustra o exposto relativamente ao apoio contínuo.

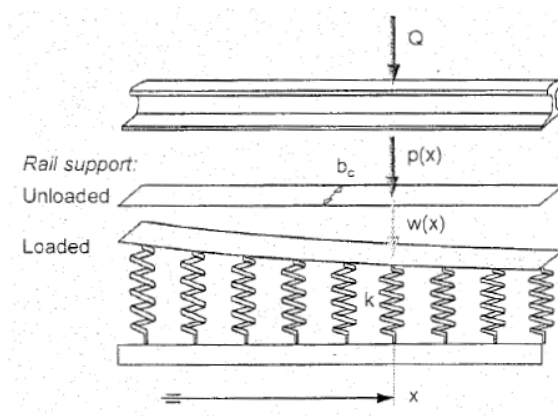


Figura 6 - Modelo de Winkler aplicado ao apoio contínuo [1]



5. VIA BALASTRADA

5.1 Conceito

A via balastrada, também denominada via convencional ou tradicional, tem esta designação por ser provida de balastro, elemento que lhe confere o seu comportamento elástico.

Qualquer via-férrea apresenta a sua constituição dividida em:

- Superestrutura;
- Subestrutura.

No caso da via balastrada, os elementos de superestrutura são:

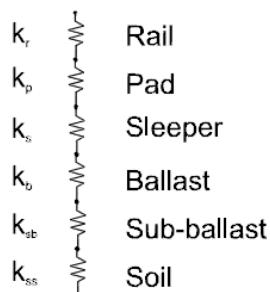
- Carril (e eventuais elementos de ligação, por exemplo barretas),
- Travessas e fixações,
- Balastro

Da Subestrutura fazem parte:

- Camada de subalastro,
- Camada de coroamento (caso se verifique a necessidade da sua existência),
- Terreno de fundação.



A rigidez deste tipo de via é um parâmetro inteiramente ligado ao seu comportamento elástico que, por sua vez, depende da rigidez dos elementos que a compõem, conforme ilustrado na figura 7.



$$\frac{1}{k_{total}} = \frac{1}{k_r} + \frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_{sb}} + \frac{1}{k_{ss}}$$

Figura 7 - Modelo Simplificado da rigidez de uma via balastrada [4]

Vários autores definem a rigidez da via balastrada como sendo da ordem dos 70 *kN/mm*, como em INNOTRACK [5]. No entanto, outros como Berggren, E. [4], assumem que a rigidez deste tipo de via se mantém pelos 100 *kN/mm*.

5.2 Constituição da Via

A disposição e características dos elementos que constituem uma via balastrada são fatores que devem ser escolhidos e adaptados, de acordo com as condições de cada caso particular.

A figura 8 ilustra uma via balastrada de acordo com a divisão dos seus elementos em superestrutura e subestrutura.

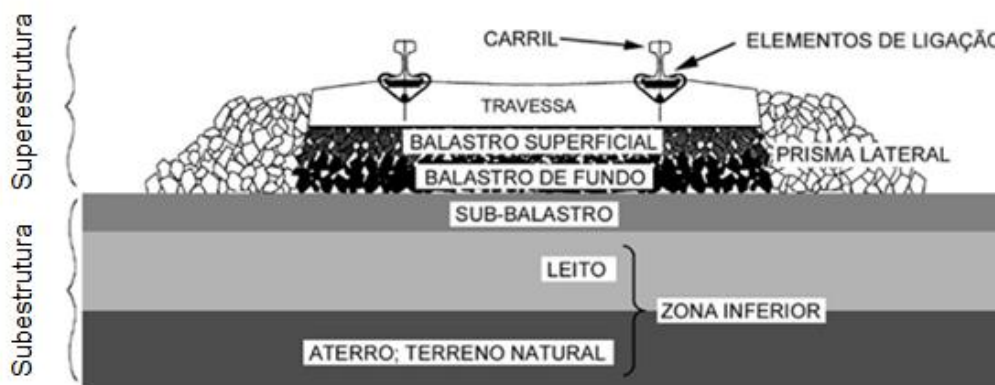


Figura 8 - Superestrutura e Subestrutura adaptado de [10]



5.2.1 Subestrutura

Numa fase inicial dos caminhos-de-ferro, não era dada à subestrutura a importância devida. A principal preocupação residia nos elementos da superestrutura, nomeadamente na análise do seu desempenho e no cumprimento dos requisitos impostos.

A Subestrutura não é mais do que o conjunto de componentes de via que permitem com que, na mesma, a circulação dos veículos seja feita de forma cómoda e segura. A sua função é essencialmente de suporte e por esse mesmo motivo influencia fortemente o comportamento de uma via-férrea, especialmente no que diz respeito à sua rigidez.

Para garantir o bom comportamento da via, é necessário ter em consideração alguns fatores, tais como:

- a constituição do terreno de fundação;
- presença ou ausência de água no mesmo;
- características dos materiais que constituem a camada de sub-balastro.

Os dados que permitem o estudo do terreno de fundação são obtidos através de trabalhos desenvolvidos no local de implantação da obra (recolha de amostras / prospeção).

Recolhidas as amostras, procede-se ao seu transporte para laboratório, onde as mesmas são submetidas a ensaios específicos que permitem apurar diversas características do terreno.

No caso de vias já executadas, além da recolha de amostras ou ensaios “in situ”, podem observar-se diversas patologias na via que traduzem possíveis problemas a corrigir.

Segundo [2] a subestrutura deve proporcionar estabilidade suficiente de modo a evitar:

- Deformações plásticas excessivas;
- Consolidação que origina falhas relativamente ao esforço transversal;
- Variações de volume excessivas;
- Suscetibilidade ao gelo e degelo.

Além do já referido deve ainda, proporcionar atrito suficiente à camada subsequente.



As forças atuantes na via desenvolvem-se em profundidade. Desta forma, e para efeitos de dimensionamento, devem ser considerados os parâmetros apresentados na figura 9, de acordo com Selig e Li.

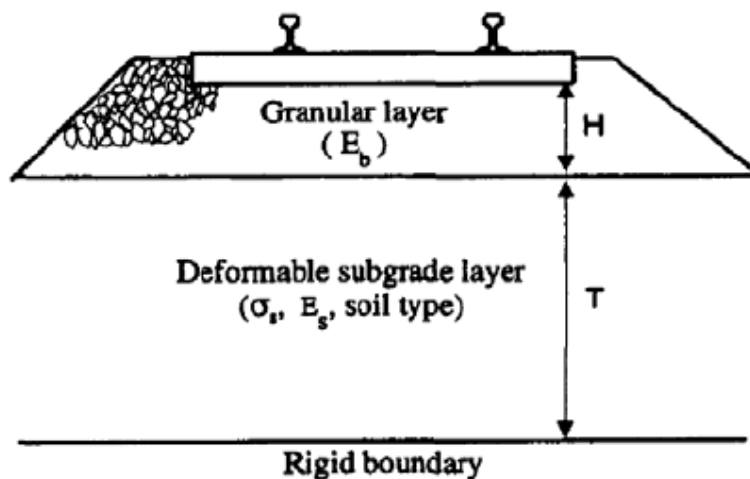


Figura 9 - Profundidade a considerar no dimensionamento da via [6]

No que respeita às características do material constituinte da camada de sub-balastro, são seguidos critérios de aceitação bem definidos que se encontram apresentados no sub-capítulo 5.2.1.1.

5.2.1.1 Sub-balastro

A camada de sub-balastro, localizada entre o terreno de fundação e a camada de balastro, tem na sua constituição, material de granulometria extensa e apresenta uma espessura, regra geral, da ordem dos 30cm. Esveld [1]

Na sua constituição, de acordo com REFER [80], a camada de sub-balastro deve apresentar material resultado de extracção em pedra ou escavação em linha, com ou sem mistura de agregados naturais.

O material não deve conter materiais como madeira, matéria orgânica, metal, plástico, rochas alteradas ou resíduos industriais.

Quanto à granulometria e de acordo com a norma da REFER [80] os requisitos para o material constituinte da camada de sub-balastro são os presentes na Tabela 3.



Tabela 3 - Fuso Granulométrico do material para sub-balastro adaptado de [80]

Fuso Granulométrico do Material da camada de sub-balastro	
Peneiro	% de material que passa (em peso)
40	100
31,5	90-100
20	70-90
16	62-85
8	46-66
4	32-52
2	24-40
0,5	11-24
0,25	8-19
0,063	4-8

Além disso o material deve respeitar os seguintes limites, de acordo com a mesma norma da REFER [80]. Os mesmos encontram-se apresentados na Tabela 5.

Tabela 4 - Limites aceitáveis para material de sub-balastro adaptado de [80]

Parâmetro em análise	Limites
Coeficiente de Uniformidade	≥ 6
Coeficiente de Curvatura	$1 \leq \text{Coef. Curvatura} \leq 3$
Qualidade dos finos	Valor azul de metileno [g/Kg] multiplicado pelo passado no peneiro 2mm < 1
Índice de achatamento	≤ 20
Coeficiente de Los Angeles	$\leq 25\%$
Coeficiente de Micro-Deval Húmido	$\leq 18\%$
Los Angeles + Micro-Deval Húmido	$\leq 40\%$
Permeabilidade	Ensaio Proctor Modificado com solo compactado a $100\% \leq 10^{-6} \text{ m/s}$



As funções do sub-balastro podem ser desempenhadas por outro material colocado ao invés da camada em análise, o que lhe confere um caráter optativo. A ausência desta camada ou de qualquer outra com o mesmo fim, representa um aumento de custos relativamente à manutenção da via, visto que, não são cumpridas as funções que seguidamente se apresentam.

- “Redução das tensões verificadas na base do balastro até um nível aceitável para a fundação;
- Aumento da proteção do solo de fundação quanto à ação de gelo e degelo;
- Prevenção relativamente à interpenetração de balastro e solo de fundação;
- Prevenção quanto à migração de finos provenientes do solo de fundação para o balastro;
- Proporcionar atrito entre o balastro e o solo de fundação, que na presença de água pode conduzir à formação de lamas e bombagem de finos;
- Receber a água proveniente da camada de balastro e conduzi-la para os órgãos de drenagem longitudinal;
- Impedir que água penetre no solo de fundação.” Selig e Waters [2]

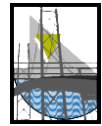
A camada de sub-balastro deve ser dimensionada, tendo em consideração os seguintes aspetos:

- Condições que a fundação oferece relativamente à capacidade de suporte;
- Previsão de carga diretamente abaixo da travessa, ou seja, atuante na camada de balastro.

Devem ser consideradas ainda, para efeitos de dimensionamento, as propriedades do material a aplicar na camada de subbalastro bem como a sua granulometria, o grau de compactação pretendido e as condições de execução.

5.2.1.2 Plataforma

A plataforma é o termo utilizado para designar a camada de coroamento juntamente com o terreno de fundação.



Segundo Selig e Waters [2], os problemas associados ao terreno de fundação consistem em:

- Deformação plástica excessiva;
- Diminuição de resistência ao esforço de corte;
- Aumento e diminuição de volume excessivos;
- Deterioração do solo pela ação de gelo e degelo;
- Diminuição do atrito interno.

Os esforços provocados pela passagem dos veículos refletem a sua influência muito para além da camada de sub-balastro, como pode ser observado na Figura 10. Por esse motivo deve ser estudada a capacidade e suporte do terreno de fundação.

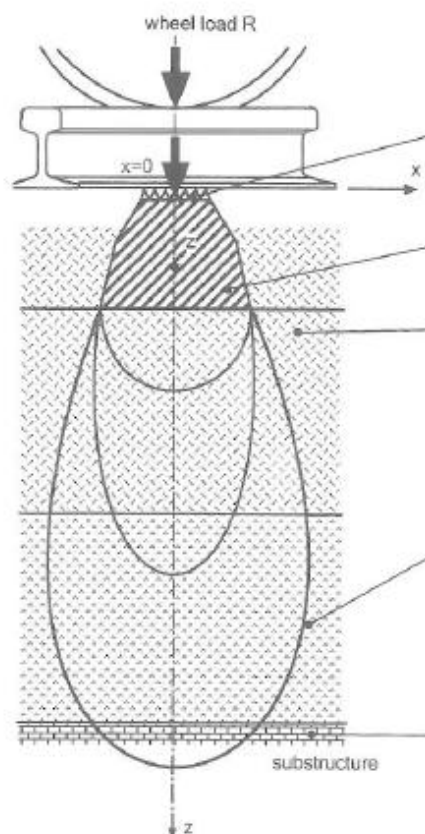


Figura 10 - Influência do carregamento em profundidade adaptado de [8]

Depois de estudada a capacidade de suporte do terreno de fundação, caso se verifique que não estão reunidas condições para o bom funcionamento da via, deve proceder-se ao tratamento do mesmo – execução da camada de coroamento.



A camada de coroamento consiste no tratamento do solo com diversos materiais consoante as características que se pretendem obter. Neste tratamento podem ser utilizados materiais como cimento, cal, betão betuminoso e geossintéticos.

Ensaios

Existem diversos ensaios que permitem conhecer as propriedades de um solo. A escolha do ensaio a realizar depende do tipo de solo existente no local e também do parâmetro que se deseja conhecer.

Conforme referido anteriormente, os ensaios podem ser realizados em laboratório ou “in situ”, estando a qualquer um deles surgem associadas vantagens e desvantagens.

Os ensaios desenvolvidos em laboratório são por norma mais dispendiosos que os ensaios “in situ”. Isto deve-se ao fato de ser complicado representar, em laboratório, a totalidade das características do solo devido à sua heterogeneidade.

Para ser obtida uma boa representação do terreno de fundação, é necessário recolher um grande número de amostras a testar, o que se traduz num aumento dos custos, sendo que no entanto poderão ser traduzir-se em ganhos significativos pois um melhor conhecimento da zona traduzir-se-á inevitavelmente em melhores soluções e igualmente em menores custos de manutenção.

Com os ensaios “in situ” é possível obter bons resultados, com maior rapidez e a um custo mais baixo, no entanto, não devem ser dispensados os ensaios laboratoriais, pois estes devem ser entendidos como um meio complementar e nunca e só como um método alternativo.



Apresentam-se na Tabela 6, alguns ensaios “in situ” que, aplicados a diferentes tipos de solo permitem conhecer os parâmetros que os caracterizam.

Tabela 5 – Ensaios “in situ” aplicáveis a diversos tipos de solos adaptado de [2]

Tipo de Solo:	Parâmetros em estudo:		
	Resistência ao corte em solo não drenado	Ângulo de atrito interno	Módulo de Resiliência
Argila Mole	SPT CPTU CPT DMT SPT	BST	DMT
Argila Média	FVT CPTU CPT DMT SPT PLT	BST	PMT DMT
Argila Dura	CPT DMT PMT CPTU SPT PLT	BST	PMT DMT
Areia Solta	N/A	CPT SPT DMT BST	DMT
Areia Densa	N/A	CPT BST SPT DMT	PMT
Areia Grosseira	N/A	SPT CPT DMT	PMT

Os ensaios encontram-se referenciados por se tratar de uma temática um pouco fora do âmbito do estudo em curso, não existindo qualquer explicação em relação à forma como são conduzidos.



5.2.2 Superestrutura

A superestrutura é a parte da via que engloba todos os elementos que se situam acima da camada de sub-balastro, ou seja, o balastro propriamente dito, as travessas, os carris e os respectivos elementos de fixação.

Neste sub-capítulo irão ser estudados separadamente, os elementos constituintes da superestrutura de via, referidas as suas funções e analisadas com maior detalhe as suas características.

5.2.2.1 Balastro

O balastro não é mais do que um agregado britado, conforme ilustrado na figura seguinte, que permite através do atrito interno, a absorção de tensões de compressão, não apresentando por sua vez qualquer resistência ao corte, Esveld [1].

O mesmo apresenta grande capacidade de carga quando solicitado verticalmente, o que não se verifica quando a solicitação ocorre transversalmente ao eixo da via.

O material constituinte desta camada encontra-se ilustrado na figura 11.



Figura 11 - Balastro adaptado de [9]

São várias as forças a que o balastro está sujeito, uma delas, de direção vertical não é mais do que a combinação entre os três tipos de carregamento referidos no capítulo 3.

Além da força de direção vertical, existem também forças de direção longitudinal, transversal e por último, mas não menos importante, uma força com origem no processo de manutenção de via.



A camada de balastro apresenta um comportamento plástico face às forças a que está sujeita. Depois de sucessivos carregamentos, os materiais que constituem esta camada tendem a sofrer um rearranjo, o que origina assentamentos de carácter irreversível.

O processo de manutenção permite contrariar estes assentamentos plásticos, permitindo um novo rearranjo do material.

Para a realização do processo referido é utilizado um equipamento designado por “atacadeira”. Este equipamento, provido de espigões vibráteis (“pioches”) que se inserem na camada de balastro, permite uma subida da espessura da mesma devido ao rearranjo do seu material constituinte.

Esta operação encontra-se ilustrada na figura 12.

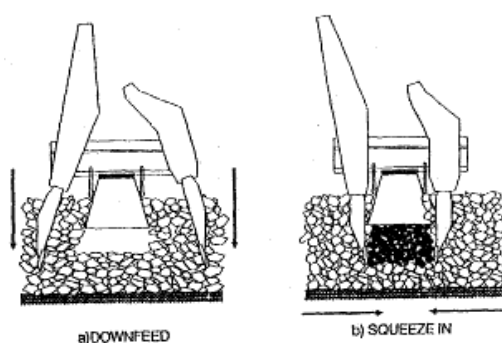


Figura 12 - Ataque de balastro [2]

O processo de manutenção, representa um problema que, por vezes, pode por em causa o bom funcionamento da via por ser uma operação que pode originar a destruição dos agregados britados, quando repetido em demasia.

O aumento de finos e o aparecimento de faces roladas no material são algumas das consequências desta operação.

O balastro assume várias funções quando aplicado na via-férrea, estas que são:

- Repartição, de forma uniforme, das cargas transmitidas às travessas;
- Restrições de deslocamentos sejam eles, laterais, longitudinais ou verticais, quando são impostas à estrutura tensões por parte dos veículos;
- Circulação com o nível de conforto desejado;
- Drenagem da via.



Para que todas as funções do balastro sejam bem desempenhadas há que seleccionar criteriosamente o material a utilizar.

É importante definir aqui o critério de escolha, uma vez que, este material tem um carácter de extrema importância no comportamento da via.

A camada de balastro pode apresentar, na sua constituição, granitos, gabros, dioritos, doleritos, basaltos e quartzitos, de acordo REFER [7].

Em conformidade com a mesma fonte, o balastro pode ser dividido em duas categorias:

- Balastro Tipo I – para rede de alta velocidade;
- Balastro Tipo II – para rede convencional.

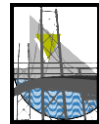
A rede convencional destina-se à circulação de veículos de passageiros e mercadorias cujas características estão apresentadas na Tabela 7.

Tabela 6 - Circulação na Rede Convencional - Balastro Tipo II

	Velocidade (Km/h)	Carga por eixo (ton)
Comboios de Passageiros	≤220	20
Comboios de mercadorias	≤100	25

Segundo REFER [7], o material é escolhido de acordo com os seguintes parâmetros:

- Resistência Mecânica (Resistência à fragmentação – ensaio de Los Angeles; Resistência ao desgaste – Ensaio de Micro-Deval);
- Dimensão (31,5 a 50mm);
- Granulometria (peneiros – 80; 63; 50; 40; 31,5; 22,4 mm);
- Partículas finas (isento de partículas de dimensões 0 a 0,5mm);
- Finos (isento de partículas de dimensões 0 a 0,063mm);
- Forma (cúbica, faces rugosas e arestas vivas - Índice de Achatamento, Índice de Forma e Comprimento);
- Elementos prejudiciais (isento de elementos prejudiciais).



Os critérios de aceitação para o material desta camada apresentam-se na tabela 8.

Tabela 7- Critérios de Aceitação/Rejeição das partículas de balastro [10]

Característica		Balastro Tipo I		Balastro Tipo II	
		Aceitação	Rejeição	Aceitação	Rejeição
Los Angeles - LA_{RB} (%)		≤ 19	> 22	≤ 22	> 25
Micro Deval - MDE_{RB} (%)		≤ 6	> 8	$\leq 8,5$	$> 10,5$
Valores de $LA_{RB} + MDE_{RB}$		$LA_{RB} + 5MDE_{RB} \leq 44$	$LA_{RB} + 5MDE_{RB} > 54$	$LA_{RB} + 2MDE_{RB} \leq 33$	$LA_{RB} + 2MDE_{RB} > 37$
Percentagem acumulada em peso de partículas de dimensão inferior a (mm):	80	100	100	100	100
	63	≥ 97	< 92	≥ 97	< 92
	50	≥ 70 < 99	< 65	≥ 70 < 99	< 65
	40	≥ 30 ≤ 70	< 25 > 75	≥ 30 ≤ 70	< 25 > 75
	31,5	≥ 1 ≤ 25	> 30	≥ 1 ≤ 25	> 30
	22,4	≤ 3	> 8	≤ 3	> 8
Partículas finas (%)		$\leq 0,6$	$> 1,2$	$\leq 0,6$	$> 1,2$
Finos (%)		$\leq 0,5$	> 1	$\leq 0,5$	> 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

Nota: as percentagens indicadas são do peso total

“A altura da camada de balastro deve estar compreendida entre os 25 e os 30 centímetros, sob a face inferior das travessas, medida na prumada do carril da fila baixa.” Esveld, [1].

5.2.2.2 Travessas

Com o passar do tempo, as características das travessas em uso nas infraestruturas ferroviárias 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 em 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, estas serão analisadas mais adiante no decorrer da presente dissertação.

As várias tipologias de travessas encontram-se apresentadas na Figura 13.

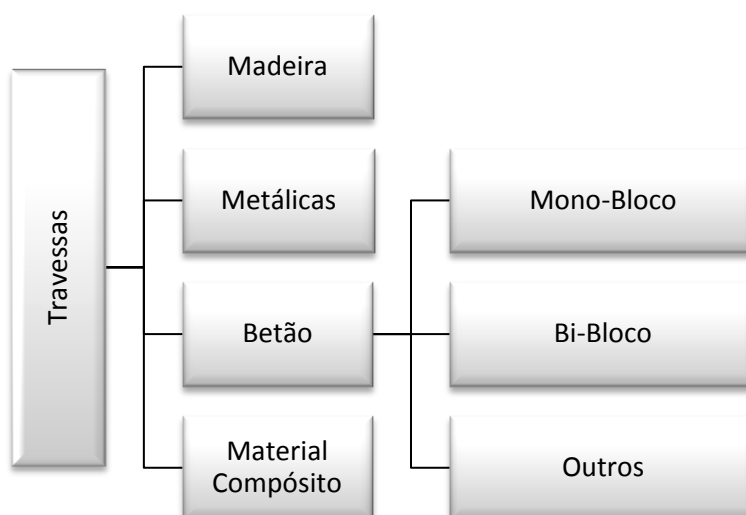


Figura 13 – Tipos de Travessas

Este elemento de via tem como funções:

- Permitir a fixação dos carris;
- Manter uma distância constante entre os carris – bitola;
- Transmitir cargas impostas, de forma uniforme, ao balastro onde se encontram assentes.

Apesar de, uma das funções deste elemento consistir em manter a distância constante entre carris, é importante referir que a bitola nem sempre é um valor fixo, isto é, existem certas zonas (curvas de raio reduzido) onde há necessidade de aumentar ligeiramente esta distância (introduzir sobrebitola na via).



Assim, a necessidade de introdução de sobrebitola associa-se a aspetos como o raio da curva circular e o tipo de veículo que circula na via.

De acordo com Lichtberger, B. [8] devem também:

- Amortecer Vibrações;
- Reduzir ruído.

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

Travessas de Madeira

As travessas de madeira são, nos dias de hoje, pouco utilizadas em Portugal. Isto ocorre devido ao fato de apresentarem inúmeras desvantagens como por exemplo, a sua baixa durabilidade, que implica custos acrescidos relativamente à manutenção e renovação de via.

Além disso, as travessas de madeira apresentam ainda peso próprio reduzido, cerca de 100 Kg, o que se traduz numa baixa resistência lateral, que pode originar o seu deslocamento com a passagem das composições.

Normalmente, para este tipo de travessas são escolhidos materiais como pinho, azobé e carvalho. As duas últimas têm apenas aplicabilidade em Aparelhos de Mudança de Via e Pontes Metálicas.

Regra geral, as travessas de madeira apresentam dimensões como apresentado na Tabela 9.

Tabela 8 - Dimensões travessas de madeira adaptado de [8]

Europa [cm]	16x26x260
USA [cm]	18x23x240-270

No caso de Portugal as travessas de madeira apresentam de dimensão 14x16x280 [cm].



Apresentam-se na Tabela 10 algumas dessas tipologias bem como, as dimensões que lhes estão associadas.

Tabela 9 - Dimensão dos vários grupos das travessas de madeira adaptado de [8]

Grupo	Largura [mm]	Altura [mm]
1	260	160
2	260	150
3	260	130
4	240	150
5	240	140
6	240	130
7	220	130
8	250	125
9	305	125
10	305	150
11	250	130
12	300	130
13	200	120

A existência de travessas de madeira com alturas bastante reduzidas torna, este tipo de elemento, numa boa solução a aplicar em túneis por questões de compatibilização do gabarit de eletrificação com a rasante.

De acordo com Cruz e Santos [11], as travessas de madeira caracterizam-se por:

- Elevada elasticidade;
- Boa resistência ao deslizamento sobre o balastro;
- Peso reduzido;
- Processo de fabrico simples;
- Facilidade de substituição.

Segundo a mesma fonte, para aplicação em caminhos-de-ferro, devem satisfazer os seguintes requisitos:

- Densidade $\geq 750 \text{ Kg/m}^3$;
- Resistência ao arranque da fixação $\geq 45 \text{ kN}$;
- Resistência à tração $\geq 0,3 \text{ kN/cm}^2$;



- Possuir baixo coeficiente de contração volumétrica.

Na Figura 14 apresenta-se a tipologia de travessas em análise.



Figura 14 - Travessas de madeira [9]

Os requisitos, relativamente à geometria e material constituinte das travessas, diferem consoante a sua aplicação.

Na Tabela 11 apresentam-se as características que as travessas de madeira devem possuir para aplicação em via corrente, aparelhos de mudança de via e pontes.

Tabela 10 - Características em função do tipo de aplicação das travessas de madeira [12]

Tipo	Gama	Qualidade	Traçado	Comprimento (m)	Dimensões	
					Largura (m)	Altura (m)
Via corrente	Via larga			2,60 ou 2,80	0,26	0,13
	Via estreita			1,85	0,24	0,12
Aparelho de via	Via larga	Pinho		Variável de 0,20 em 0,20 desde 2,80 a 5,20	0,26	0,14
		Azobé		Variável de 0,20 em 0,20 desde 2,80 a 5,20	0,26	0,16
Ponte	Via larga	Pinho	Em recta	2,60 ou 2,80	0,26 ou 0,30	0,14
			Em curva	2,60 ou 2,80	0,26 ou 0,30	Variável
	Via estreita		Em curva	1,80	0,28	Variável



O processo de fabrico das travessas de madeira passa pelo corte propriamente dito, secagem, entalhagem, furação e proteção biológica.

A proteção biológica consiste num tratamento especial, este que varia consoante a resistência pretendida para a travessa.

A exigência de tratamento deve-se ao fato da madeira ser um material que se degrada rapidamente, como pode ser observado na Figura 15, pondo desta forma em causa o bom funcionamento da via.



Figura 15 - Degradação das travessas de Madeira [13]

Destacam-se dois tipos de tratamento:

- com creosote;
- através da aplicação de sais hidrossolúveis.

O creosote é um produto aplicado há largos anos e é um derivado do alcatrão de hulha. A utilização deste produto foi limitada pela diretiva 76/769/CEE devido à sua toxicidade, passando só a poder ser aplicado em estabelecimentos industriais e profissionais.

Os estudos acerca deste produto são, no entanto, um pouco controversos já que, a Swedish Chemicals Agency (Kelm 2007) mostra que a aplicação de creosote tem associada efeitos nocivos caracterizados como bastante desfavoráveis. No entanto, estudos realizados em 2008, pela mesma entidade, suavizam o fato anterior, defendendo que os seus efeitos não são tão graves como o que tinha sido transmitido, Silva, A. [14]

As informações contraditórias fazem com que seja complicado retirar conclusões relativamente à toxicidade deste produto.

Ainda no âmbito das travessas de madeira, um estudo realizado por Silva, A. [14], aprofundou a aplicação de lamelados de madeira com tratamento de creosote. As



conclusões mostram que, os lamelados a aplicar podem ser Pinho Bravo e Casquinha, colados com materiais específicos (RF e MUF). Apresenta-se na Figura 16 o material em estudo.



Figura 16 - Lamelados de Madeira adaptado [14]

No entanto, para ser possível a retirar conclusões, deverá existir um maior aprofundamento relativamente a aspetos estruturais e agressividade ambiental, para serem apuradas as vantagens e desvantagens face à sua aplicação em via-férrea.

Relativamente à vida útil deste tipo de elemento, um estudo realizado nos Estados Unidos da América, apresentado em Lichtberger, B. [8], estabeleceu uma relação entre o ciclo de vida das travessas e as condições atmosféricas a que as mesmas estão sujeitas.

Os resultados apresentam-se na Tabela 12.

Tabela 11 - Vida Útil travessas de Madeira - Estudo EUA – [8]

Condições Climatéricas	East USA	hot/wet south USA	hot/dry West USA
Vida útil [anos]	46,1	30,4	50,6

O estudo permite concluir que, para climas quentes e secos as travessas de madeira apresentam uma maior durabilidade.

Travessas Metálicas

As travessas metálicas, largamente utilizadas na África do Sul e Estados Unidos da América apresentam as seguintes vantagens de acordo com Lichtberger, B. [8]:

- Fácil manuseamento devido ao baixo peso próprio (quando comparadas com as de betão);
- Maior período de vida útil (comparativamente com travessas de madeira);
- Altura reduzida (menor quantidade de balastro).



Apesar de, muitos autores associarem o baixo peso próprio às vantagens deste tipo de elemento, esta característica é uma desvantagem do ponto de vista estrutural, por estar associada a uma baixa resistência transversal.

Na figura 17, apresenta-se um exemplo deste tipo de travessas.



Figura 17 – Travessas metálicas [15]

As dimensões das travessas metálicas são variáveis. A título de exemplo, apresenta-se na tabela 13 as dimensões de um tipo de travessa metálica:

Tabela 12 -Dimensões de uma travessas metálica [8]

Forma	Designação	Peso [Kg/m]	Largura [mm]	Altura[mm]	Momento de Inércia [cm ⁴]
Sw9 Sw7DRB	Perfil tipo OBB	28,85	260	100	344

Resta referir que a vida útil deste tipo de travessas, regra geral, se encontra compreendida entre um período de 40 a 60 anos.

Travessas de Betão

Relativamente às travessas de betão podem ser referidos dois tipos com maior aplicação, as travessas monobloco e as travessas bi-bloco.

De acordo com [1] as travessas em betão apresentam as seguintes vantagens:

- Peso Próprio elevado (200 kg a 300kg² – valores médios);
- Maior período de vida útil (comparativamente com as de madeira) – 50 anos;

² 400 kg para travessas para via a 3 carris



- Facilidade na substituição de elementos de fixação;
- Processo de fabrico relativamente simples.

Travessas Monobloco

O tipo de travessas análise tem na sua constituição betão pré-esforçado, este que, com aplicação de aço pós e pré-esforçado, garante melhores resultado relativamente a esforços de flexão.

As travessas monobloco têm na sua constituição aço de elevada resistência e betão com resistência superior a $4,5 \text{ kN/cm}^2$, Cruz e Santos [11]

Para que o betão possua resistências desta ordem de grandeza, deve ser aplicado cimento em maior quantidade, com boa qualidade e inertes com dimensões mais reduzidas.

Estas travessas possuem um peso próprio de 300 kg (valor médio) e, de acordo com SATEPOR [16], podem ser aplicadas para bitola ibérica ou UIC (1668mm e 1435mm respetivamente).

Na Tabela 14 apresenta-se as caraterísticas de uma travessa monobloco SATEPOR.

Tabela 13 - Caraterísticas Travessa Monobloco TBMP-02 SATEPOR

Tipo de travessa monobloco	TBMP-02
Peso [kg]	322
Comprimento [mm]	2600
Largura [mm]	300
Carga máxima por eixo [kN]	250
Velocidade máxima [km/h]	350
Aplicação	Alta Velocidade e Convencional



Tal como o nome indica estas travessas são constituídas por um bloco único como se encontra representado na figura 18.



Figura 18 - Travessas Monobloco [9]

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, como ilustrado na figura 19.



Figura 19 - Rotura das travessas pela existência de elevado momento fletor a meio vão [17]

Face ao problema, a geometria destas travessas foi alterada, assumindo formas trapezoidais que apresentam variação contínua e progressiva até ao extremo do elemento, Cruz e Santos [11].



As dimensões deste tipo de travessas variam de país para país, como pode ser observado na tabela 15.

Tabela 14 - Dimensões travessas monobloco [8]

País	Bitola [mm]	Comprimento [mm]	Altura [mm]	Largura [mm]
Austrália	1435	2500	212	250
Canada	1435	2542	203	254
China	1435	2500	203	280
Alemanha	1435	2600	214	300
Inglaterra	1435	2515	203	264
Itália	1435	2300	172	284
Japão	1435	2400	220	310
Suécia	1435	2500	220	294
EUA	1435	2592	241	279
África do Sul	1065	2057	221	245
Índia	1673	2750	210	250
Rússia	1520	2700	193	274

Relativamente aos preços para travessas monobloco, estes podem ter oscilações por possuírem ou não, elementos de fixação incluídos. O custo deste tipo de travessa é, em média, de 60€ por travessa (excluindo fixações).

Travessa bi-bloco

As travessas bi-bloco constituem, presentemente, um elemento de ampla utilização, sendo constituídas por dois blocos de betão ligados através de uma barra de aço (cantoneira), como pode observar-se na Figura 20. Estes elementos estão associados a valores médios de peso próprio da ordem dos 200 Kg.



Figura 20 - Travessas Bi-bloco [9]



As travessas bi-bloco foram especialmente desenvolvidas numa tentativa de solucionar o problema já referido, do momento fletor a meio vão.

O betão para travessas bi-bloco não deve possuir inertes com dimensões superiores a 30 mm e deve ser controlado, de forma permanente, durante a sua execução dos blocos.

Os blocos de betão, que constituem as travessas, dispõem de armaduras de tração, constituídas por malhas planas e armaduras helicoidais, que lhes conferem resistência ao esforço transversal.

Após consultados vários catálogos (SATEPOR) apresenta-se, na Tabela 16, algumas características das travessas Bi-bloco.

Tabela 15 - Características Travessas Bi-bloco [16]

Tipo de travessa Bi-bloco	VAX-U-213 NT	VAX-S-21	VAX-TW-120-NAT	BB-1435	VAX-U-21	VAX-LU-41
Peso [kg]	164	175	115	166	165	248
Comprimento [mm]	2200	2000	2105	2245	2200	2647
Largura [mm]	290	257	290	290	290	290
Carga máxima por eixo [kN]	160	175	115	245	160	250
Velocidade máxima [km/h]	120	140	70	160	120	350
Aplicação	Metro	Metro	Metro	Metro	Comboio	Comboio

Por observação à Tabela 15, verifica-se que, como era expectável face às exigências, para Redes de Metro, as travessas apresentam menores dimensões e menor peso (de uma forma generalizada).

Como a via convencional está associada a maiores carregamentos, em comparação com via destinada a veículos ferroviários ligeiros, pode deduzir-se que, este aumento está relacionado com uma melhor distribuição de esforços face a maiores solicitações.

Relativamente ao custo associado a esta tipologia de travessa este ronda, em média, os 30€ por elemento (excluindo fixações).



Na tabela 17, é estabelecida uma comparação entre as características das duas tipologias de travessas de betão apresentadas.

Tabela 16 - Comparação entre características de Travessas Monobloco e Bi-bloco

	Travessa Monobloco	Travessa Bi-bloco
Peso Próprio (médio) [kg]	300	200
Custo unitário [€]	60*	30*
Carga Máxima por eixo [kN]**	250	250
Velocidade Máxima [Km/h]	350	350

*O custo unitário apresentado consiste num valor médio

**A carga máxima por eixo compara a travessa monobloco TBMP-02 SATEPOR e travessa bi-bloco VAX-LU-41 SATEPOR por serem as que se mais se assemelham em termos de comprimento e largura

Da análise da Tabela 16, pode concluir-se que as travessas bi-bloco constituem uma boa solução visto admitirem a mesma capacidade de suporte e a mesma velocidade máxima, a custos mais reduzidos (da ordem dos 50%) relativamente às monobloco.

Em relação ao peso próprio, este mostra-se mais reduzido para travessas bi-bloco, o que pode ter implicações no que respeita à resistência lateral. No entanto, travessas mais leves permitem operações de manuseamento mais facilitadas.

Outros tipos de Travessas de Betão

Além das travessas monobloco e bi-bloco existem outras tipologias de travessas cujo material constituinte é o betão pré-esforçado.

De acordo com Paixão e Fortunato [18], uma das inovações para via balastrada consiste na aplicação de travessas com novas dimensões (0,57m de largura e 2,40m de comprimento). Esta solução é denominada “Wide Sleeper Track” .



As travessas que se apresentam ilustradas na Figura 21 têm associadas algumas dificuldades no que diz respeito a operações de ataque de via. Este tipo de travessas encontra-se aplicado nalguns trechos de via na Alemanha.



Figura 21 - Wide Sleeper Track [18]

Outra solução, desenvolvida na Áustria, denomina-se “Sleeper Frame”. A mesma consiste na aplicação de uma grelha, de betão pré-esforçado, apoiada continuamente sobre o balastro.

Esta grelha apresenta, por norma, 2,60m de comprimento, 0,95m de largura e permite que os carris sejam apoiados com espaçamentos mais reduzidos, refletindo-se isto num aumento da uniformidade da via.

Face às suas dimensões, estes elementos apresentam maior peso próprio, o que lhes confere maior capacidade resistente.

A deterioração do balastro, com a aplicação desta solução, é minimizada devido a uma melhor redistribuição de cargas associada a uma maior área de apoio do carril.



Para uma melhor representação do já referido relativamente à solução “Sleeper Frame”, segue-se a figura 22 onde esta tipologia se encontra ilustrada.

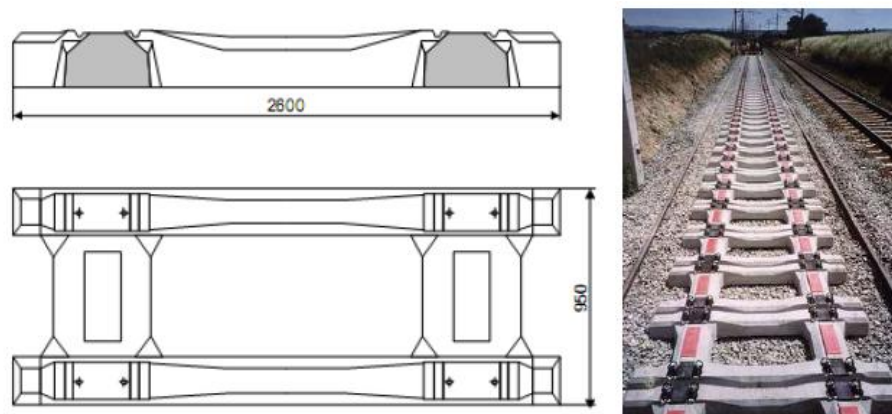


Figura 22 - Sleeper Frame [18]

Por último, resta mencionar uma outra solução para a via balastrada – Ladder Track.

Esta inovação, desenvolvida no Japão, permite o apoio contínuo do carril, já que é constituída por duas vigas paralelas, de sentido longitudinal, com comprimento até 12m.

As vigas, que suportam o carril continuamente, têm como material constituinte o betão pré-esforçado e são ligadas por elementos de aço, na direção transversal.

Para aplicação desta solução, é necessário ter em atenção troços de via com variação de escala.

Apresenta-se na Figura 23 e Figura 24 ilustrada esta última tipologia em análise.



Figura 23 - Travessa "Ladder Track" [19]



Figura 24 - Ladder Track [20]

Na Figura 23 e na Figura 24 está presente um exemplo de uma via com o carril continuamente apoiado, onde a bitola é garantida pelos elementos de aço que ligam as duas vigas paralelas e contínuas.

Travessas de Material Compósito

Numa altura em que surgem diversas preocupações ambientais, começa a dar-se especial enfoque ao material reciclado para aplicação em via-férrea.

As travessas de material compósito são, maioritariamente constituídas, por polietileno de alta densidade (HDPE) misturado com outros materiais como fibra de vidro, borracha modificada, polímeros e produtos minerais, Seara e Correia [21]

O seu constituinte principal – HDPE – pode ser obtido através do processo de reciclagem de recipientes e sacos de plástico. Já em relação aos produtos adicionais que se juntam à mistura, estes podem resultar da reciclagem, por exemplo, de pneus e fibras de vidro.

Segundo Chattree et al. [22], as travessas de material compósito apresentam por norma, as percentagem que se apresentam na Tabela 18, dos materiais já referidos.

Tabela 17 - Constituintes de Travessas de Material Compósito [22]

Composto:	Percentagem (%)
HDPE Reciclado	55
Borracha Modificada	12,5
Fibra de Vidro	12,5
Produtos Minerais (carbonato de cálcio, micas entre outros)	20



Por serem fruto de processos ecológicos, estes elementos, consistem numa solução com maior sustentabilidade ambiental e económica.

As travessas de material compósito encontram-se ilustradas na Figura 25.



Figura 25 - Travessas de Material Compósito [22]

De acordo com Chattree et al. [22] estes elementos caracterizam-se por:

- Elevada resistência a esforços;
- Vida útil de 40 a 50 anos;
- Grande resistência à corrosão;
- Baixa condutividade térmica;
- Baixa condutividade elétrica;
- Boa absorção de ruído e vibração;
- Reduzido Peso Próprio;
- Custo reduzido.

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.



5.2.2.3 Carril

O carril é o elemento responsável pelo guiamento dos rodados do veículo bem como, pela transmissão das forças que lhe são impostas, às travessas.

Devem apresentar uma superfície de rolamento lisa, para que a circulação das composições se faça de forma segura, cómoda e devido ao fato de possíveis irregularidades contribuírem para o aumento do carregamento dinâmico na via.

Além disso, este elemento é ainda responsável pelo retorno de energia, evitando as correntes designadas por “correntes vagabundas”, estas que podem afetar, se não forem devidamente controladas, os restantes elementos de superestrutura e ainda a sinalização eletrónica quando instalada.

As forças atuantes no carril podem ter direção vertical, transversal e longitudinal.

As forças com direção vertical apresentam-se como um somatório de parcelas, resultantes do carregamento estático, quase-estático e dinâmico da via, de uma forma resumida explicitas na seguinte fórmula, segundo Esveld [1]:

$$Q_{Total} = Q_{estático} + Q_C + Q_V + Q_{Din} \quad (9)$$

Onde:

Q_{Total} – Força total;

$Q_{estático}$ – Carregamento Estático (peso próprio dos veículos);

Q_C – Componente vertical força centrífuga (em curva);

Q_V – Componente vertical da força proveniente de ventos cruzados;

Q_{Din} – Componente vertical do carregamento dinâmico.

As forças laterais, atuantes no carril, podem ter a sua origem associada aos três tipos de carregamento e assumem valores mais elevados para alinhamentos curvos. Apresenta-se seguidamente o somatório das parcelas que compõem a força total, de direção lateral, atuante no carril, segundo Esveld [1].

$$F_{total} = F_C + F_V + F_{Din} \quad (10)$$



Com:

F_{total} - Força total Lateral atuante no carril;

F_C – Força centrífuga não compensada;

F_V – Componente lateral da força proveniente de ventos cruzados;

F_{Din} – Componente lateral da força dinâmica.

De acordo com Berggren, E. [4], as forças longitudinais atuantes no carril, podem ser originadas por diferenciais de temperatura, esforços provenientes da soldadura, atrito, possíveis deformações deste elemento ou ainda, serem fruto da aceleração e frenagem do próprio veículo.

Todas estas condicionantes devem estar presentes num estudo preliminar onde é escolhido o tipo de carril a aplicar em determinada via.

De forma similar a todos os outros elementos de via, os carris não ficaram à margem do processo evolutivo que a via-férrea tem sofrido. Ao longo do tempo, têm sido introduzidas grandes mudanças no tipo de material utilizado, peso e geometria deste elemento.

De acordo com Cruz e Santos [11], inicialmente os carris apresentavam pequeno comprimento e ferro fundido como material constituinte.

Estas características limitavam o desempenho do carril, face aos esforços a que estava sujeito, evoluindo por este motivo para ferro laminado e posteriormente para aço laminado.

As alterações mencionadas surgiram como forma de resposta à evolução do tráfego ferroviário, que sofreu grandes aumentos relativamente ao seu volume e intensidade.

De acordo com Esveld [1], atualmente os carris têm na sua composição elementos como carbono, silício, fósforo e enxofre.

Segundo a mesma fonte, o carril deve apresentar, entre outras características:

- Resistência à tração;
- Resistência desgaste.



A resistência à tração encontra-se diretamente relacionada com o espaçamento entre as partículas lamelares de carbonetos, a espessura das mesmas e a presença de maiores ou menor quantidades de hidrogénio.

Com o aumento do espaçamento das partículas verifica-se uma diminuição no limite elástico do aço bem como, uma conseqüente diminuição da resistência à tração.

O desgaste no carril apresenta uma diminuição de 50% quando a resistência à tração aumenta 200N/mm^2 , Esveld [1].

Desta forma pode assumir-se que a resistência ao desgaste apresenta uma variação diretamente proporcional à resistência à tração.

A resistência ao desgaste pode, por sua vez, ser melhorada através de tratamento térmico. Este método que pode ser aplicado à totalidade do carril ou somente à parte mais solicitada – cabeça do carril.

Os alinhamentos curvos, numa via-férrea, são a zona onde ocorre maior desgaste do carril, principalmente em curvas circulares de raio reduzido.

Na figura 26 podem ser observados os valores de raio e carregamento, a partir dos quais é recomendado o tratamento térmico do carril.

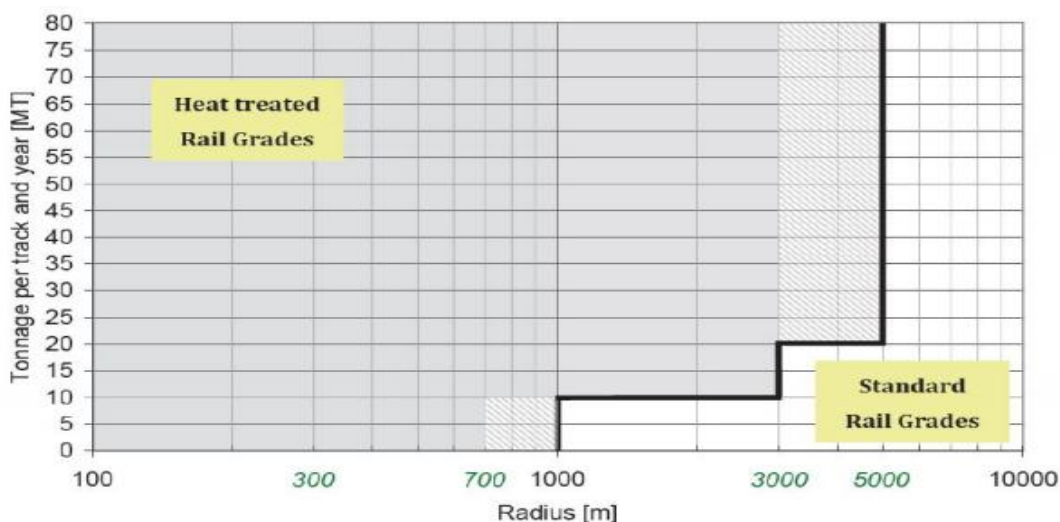


Figura 26 - Recomendação de tratamento térmico para diversos Raios/Carregamentos [23]

A rigidez do carril é usada como medida de resistência ao desgaste, para este efeito são usadas várias escalas como a Escala de Vicker (VH) e a escala de Brinell (BHN).



O perfil transversal de um carril pode dividir-se em três partes, somente por uma questão de designação, pois, este elemento funciona como um todo, não apresentando quaisquer divisões transversais.

A cabeça, a alma e a patilha são então os elementos constituintes do carril e encontram-se representados na figura 27.

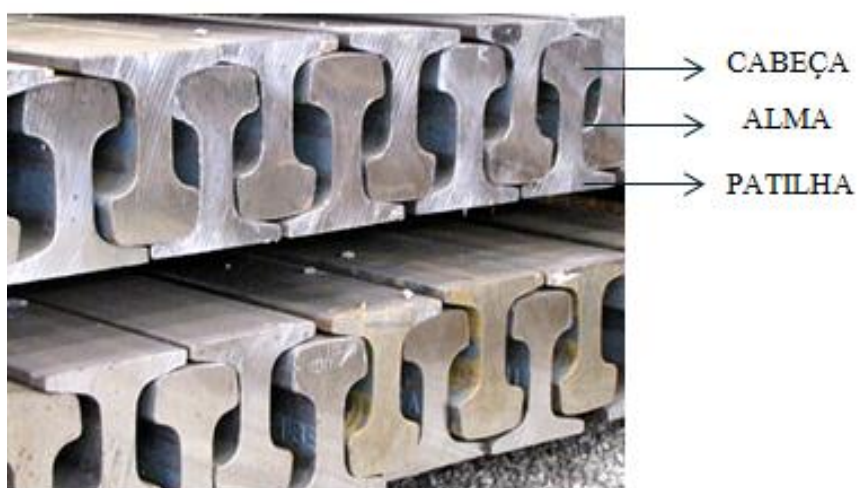


Figura 27 - Carril Vignole [24]

O carril constitui assim uma barra longa de aço laminado que pode diferir quanto ao seu processo de fabrico, perfil transversal e peso próprio.

A cabeça do carril deve dispor de dimensão suficiente para que exista uma margem de desgaste conveniente, bem como possuir uma geometria que proporcione bom contato entre o carril e os rodados do veículo.

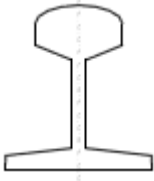
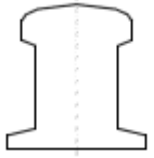

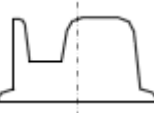
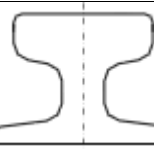
Quanto à espessura da alma, esta deve ser tal que permita alcançar níveis de rigidez suficiente de forma a não ocorrerem deformações, mesmo sob ação de corrosão.

A patilha é responsável pela estabilidade do carril e pela transmissão de cargas às travessas. Assim sendo, deve apresentar altura suficiente para desempenhar estas funções, Esveld [1]



Como já foi referido, o carril pode assumir diferentes geometrias. As mesmas apresentam-se na Tabela 18.

Tabela 18 - Tipos de Carril e a sua Aplicação

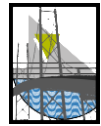
Tipo de Carril	Designação	Aplicação
	Carril Vignole	Normalmente em via convencional e em certos tipos de via não balastrada.
	Construction Rail	Linhas em indústria de construção Automóvel e AMV
	Grooved Rail	Via destinada a carregamentos de menores dimensões
	Block Rail	Via não balastrada, apoio em laje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

O carril mais utilizado em via convencional é o carril “Vignole”, carril também aplicado em linhas de alta velocidade.

O peso próprio do carril é um parâmetro que o define visto estar diretamente ligado às suas dimensões. Os modelos em uso pela Europa são 54E1 e 60E1 correspondente ao UIC54 e UIC60. A parte numérica constituinte da nomenclatura do carril diz respeito ao seu peso aproximado por metro linear, ou seja, 54 kg/ml e 60 kg/ml, respectivamente, Esveld [1].

Quanto ao posicionamento do carril, numa perspetiva transversal, este pode ser colocado na travessa não numa posição horizontal ou com uma ligeira inclinação (tombo).

Tal resulta do fato que o rodado tende, devido às forças atuantes, a derrubar o carril. Para contrariar esta imposição o carril é então colocado com uma ligeira inclinação transversal no sentido do eixo da via.



Existem, no entanto, vias onde o mesmo é fixado numa superfície horizontal, por não ser necessário aplicar a medida acima referida.

De acordo com Ferreira, J. [12], esta inclinação, regra geral, deve ser de 1/20, existindo casos com inclinações 1/40.

A inclinação pode ser conseguida através de:

- Modificação das travessas, no caso das travessas de madeira (sabotagem);
- Introdução de chapins metálicos já providos da inclinação pretendida;
- Aplicação de carris com alma inclinada;
- Aplicação de travessas de betão monobloco preparadas para esta situação – inclinação transversal na própria travessa.

O tombo do carril encontra-se ilustrado na Figura 28.

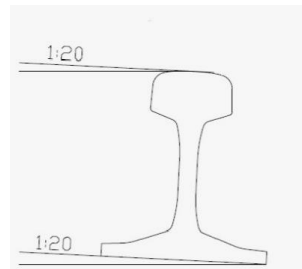


Figura 28 - Inclinação Transversal do Carril (Tombo) adaptado de [81]

5.2.2.4 Sistemas de fixação

A principal função dos sistemas de fixação é assegurar o correto posicionamento dos carris sobre as travessas.

Segundo Selig e Waters [2], pretende-se também com a aplicação de sistemas de fixação que:

- Sejam amortecidas as vibrações causadas pela passagem dos veículos;
- A bitola e a inclinação do carril se mantenham constantes (tendo em consideração as tolerâncias para este tipo de situações);



- Seja proporcionado isolamento elétrico entre o carril e as travessas, principalmente quando a escolha destas últimas recai em elementos metálicos ou de betão.

Relativamente às travessas metálicas e de betão, é ainda importante ter em consideração a rigidez destes elementos, devendo ser utilizadas palmilhas elásticas sob os carris para que exista uma maior resiliência face aos esforços atuantes.

Os elementos de fixação podem ser aplicados:

- Diretamente numa laje de betão;
- Em travessas.

Os elementos de aplicação direta numa laje não serão neste capítulo desenvolvidos pelo fato deste elemento não existir em via balastrada (como camada de suporte).

A fixação aplicada a travessas engloba por sua vez, fixação rígida e elástica.

A fixação rígida, com aplicação em travessas metálicas e de madeira, consiste no aparafusamento de tirafundos ou “tirefonds” diretamente na travessa. Este sistema permite o deslocamento longitudinal do carril, impedindo somente movimentos transversais.

Seguidamente, na Figura 29, encontra-se ilustrado este tipo de fixação.



Figura 29 - Fixação Direta [9]

Juntamente com os “tirefonds”, pode ainda ser aplicado um elemento intermédio (chapim metálico). Este elemento traz vantagens relacionadas com a distribuição do



carregamento vertical por uma maior área, resultando isto no aumento da vida útil da travessa.

Outra das vantagens fornecidas pelo uso de chapins metálicos, consiste numa melhor absorção de tensões horizontais.

Como desvantagem pode referir-se o custo elevado deste tipo de material, cerca de 12€ por chapim.

Em relação à fixação elástica, e tomando por base alguns dos fabricantes, a mesma pode ser dividida conforme indicado na figura 30.



Figura 30 - Tipos de fixação elástica

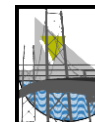
Nas figuras 31 e 32, ilustra-se a aplicação de fixações RN e Nabla.



Figura 31 - Fixação RN [9]



Figura 32 - Fixação Nabla [9]



A solução apresentada em cima e à esquerda, consiste numa fixação RN/PRX. O aperto desta fixação é feito por meio de um grampo em chapa de aço de mola.

Na fixação à direita, é usado o grampo NABLA. Podem ser intercaladas, entre elementos NABLA e as travessas, placas isoladoras constituídas por nylon.

As fixações do tipo Vossloh e Pandrol estão ilustradas nas figuras 33 e 34.



Figura 33 - Fixação Vossloh [9]



Figura 34 - Fixação Pandrol [25]

A fixação que se observa na Figura 33, está aplicada a uma travessa de madeira. No entanto, este sistema é usado também em travessas de betão ou em laje. Segundo Lichtberger, B. [8], este sistema (Vossloh) permite obter uma força de aperto de aproximadamente 13 kN, para uma deflexão da mola da ordem do 14,5mm (valores para elemento de fixação vossloh KS com grampo skl12, aplicável a travessas de madeira).

Na Figura 34, pode observar-se um tipo de fixação especialmente fabricada para aplicação em elementos de betão (fixação tipo Pandrol). Os elementos Pandrol apresentam vários designs e caracterizam-se pelas suas propriedades isoladoras, no que diz respeito à vibração da via.

Segundo Pandrol [26], as características deste tipo de fixação são as que se apresentam seguidamente na tabela 20.

Tabela 19 - Características dos elementos de fixação tipo Pandrol

Sistema de fixação Pandrol	
Força de aperto [kN]	> 16
Resistência ao deslizamento [kN]	>9
Isolamento elétrico	>10kΩ



5.3 Novas soluções para via balastrada

Ao longo dos tempos foram surgindo, como resposta a diversos problemas ou como forma de resolver os existentes ou ainda para suportar novas exigências funcionais, algumas inovações para a via-férrea.

Desenvolvem-se de seguida, algumas destas temáticas que têm, nos dias de hoje, grande aplicação.

5.3.1 Elementos Complementares

Com a evolução dos estudos relacionados com a via-férrea, foram identificados alguns problemas no que respeita a ruído e vibrações, provenientes do funcionamento da mesma.

Além disso, foram também desenvolvidos estudos, no sentido de encontrar materiais que, quando aplicados na via, possibilitassem uma redução de custos e a melhoria das suas características.

Para além de aspetos relacionados com a durabilidade do material, as preocupações residem também no conforto dos passageiros e possíveis interferências que, questões como o ruído e vibração possam ter com a envolvente da via.

5.3.1.1 Geossintéticos

Os geossintéticos constituem elementos de larga aplicação no âmbito da engenharia civil, principalmente para solucionar problemas de origem geotécnica.

Em caminhos-de-ferro, são utilizados tanto em reabilitação de via como na construção de novas linhas

Estes elementos podem ser aplicados nas camadas de balastro, sub-balastro e entre a camada de sub-balastro e o terreno de fundação. A aplicação de geossintéticos tem como objetivo, aumentar da capacidade resistente da via, diminuir assentamentos e deformações devido ao carregamento cíclico a que a mesma está sujeita e ainda diminuir a migração dos finos das camadas inferiores.



Os geossintéticos têm na sua constituição polímeros sintéticos a que podem ser adicionados outros materiais para melhorar as suas características tais como, inibidores de envelhecimento, catalisadores e corantes.

Apreenta-se, de seguida, a Tabela 21 com a finalidade de explicitar o tipo de polímero existente em cada tipo de geossintético.

Tabela 20-Polímeros que constituem os geossintéticos [27]

Polímero	Tipo de geossintético
Poliétileno - PE	Geotêxteis, geomembranas, geogrelhas, geotubos georedes, geocompósitos
Polipropileno - PP	Geotêxteis, geomembranas, geogrelhas geocompósitos
Polivinílico de cloro - PVC	Geomembranas, geocompósitos, geotubos
Poliéster - PET	Geotêxteis, geogrelhas
Poliamida - PA	Geotêxteis, geocompósitos, geogrelhas
Poliestireno - PS	Geocompósitos

Entre os polímeros referenciados, salienta-se o poliéster pela sua elevada capacidade resistente e pela pouca susceptibilidade à fluência.

Exemplos de geossintéticos, com aplicação na via-férrea são, as geogrelhas, os geotexteis, as geocélulas, os geodrenos as geomembranas e o geocompósitos.

As geogrelhas são, tais como o nome indica, grelhas com aberturas de tamanho variável que, podem apresentar resistência unidirecional ou bidirecional relativamente a solicitações de tração. Estes elementos assumem funções essencialmente de reforço e permitem, pelas aberturas que exibem, a interação entre os materiais que separam, como pode ser observado nas Figura 35 e Figura 36.

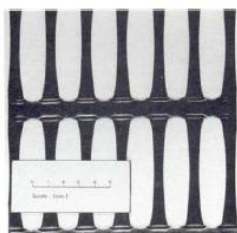


Figura 35 - Geogrelha de malha uniaxial [28]

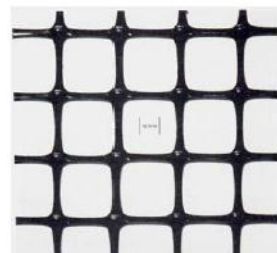


Figura 36 - Geogrelha de malha biaxial [28]



Quanto ao processo de fabrico, as geogrelhas podem ser soldadas, tecidas ou extrudidas, todas elas com duas características comuns:

- elevada resistência à tração;
- elevado módulo de deformabilidade.

A figura 37 ilustra um caso prático de aplicação de geogrelhas. Além desta aplicação, pode também referir-se a aplicação de geogrelhas em taludes para controlo de erosão dos mesmos.



Figura 37 - Exemplo de Geogrelha [29]

Um outro tipo de geossintéticos, como já referido, são os geotexteis. Os mesmos podem ser tecidos ou não, sendo que, as variantes apresentadas se relacionam com a existência ou ausência de padrão nas suas fibras.

Na Figura 38 e Figura 39, podem ser observados os dois tipos de geotexteis referidos.

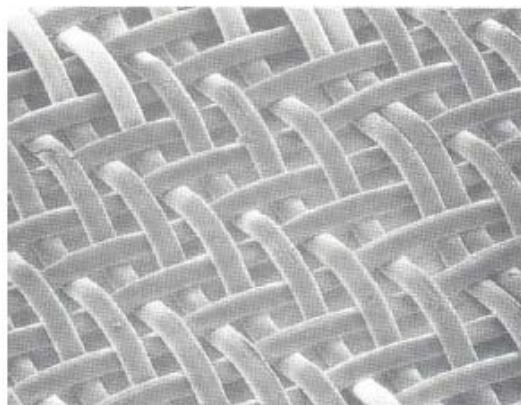


Figura 38 - Geotextil Tecido [28]

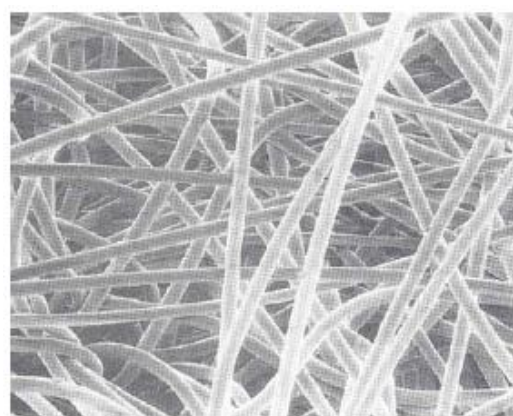


Figura 39 - Geotextil não tecido [28]

As principais funções destes elementos centram-se na separação, drenagem e filtragem, não devendo por isso ser aplicados como reforço estrutural.

Pode observar-se na figura 40, uma aplicação prática deste tipo de geossintético.



Figura 40 – Aplicação prática de um Geotextil [30]

Os restantes geossintéticos (geocélulas, geomembranas e geocompósitos), têm aplicação preferencial no terreno de fundação.

As geocélulas possuem a forma de favo de mel, quando vistas em planta e são desprovidas de topos. Estes elementos são aplicados no solo, como já foi mencionado, e assumem funções de proteção contra erosão ou intempéries.

A geomembrana é um elemento de permeabilidade muito reduzida sendo por isso aplicado em casos onde se verifique necessidade de impermeabilização do terreno.



Chama-se geocompósito à combinação de dois ou mais geossintéticos. Os geodrenos são um tipo de geocompósito, constituído por um núcleo com propriedades drenantes, envolto num geotêxtil que assume função de filtro. Este tipo de elemento é aplicado quando se verifique a necessidade de rebaixamento do nível freático do solo.

5.3.1.2 Elementos Resilientes

Com vista a atenuar o ruído e vibrações, causados pela passagem de veículos, foram desenvolvidos alguns elementos com aplicação direta na via, que trazem melhorias no que respeita às problemáticas referidas.

Os elementos que seguidamente se apresentam têm, como principal função, fornecer elasticidade extra à via-férrea, refletindo-se este fato numa maior dissipação de ruído e vibrações.

Estes elementos complementares podem encontrar-se sob o carril – palmilhas de carril; sob as travessas – palmilhas de travessa; ou ainda sob a camada de balastro – manta de balastro.

Palmilhas de Carril

As palmilhas de carril são aplicadas entre os carris e as travessas e, de acordo com Iwnicki [31], têm as seguintes funções:

- Proteger as travessas quanto ao desgaste e impactos;
- Isolar eletricamente o carril;
- Aumentar o módulo de resiliência da via.

Principalmente por fornecer à via uma maior elasticidade, estes elementos não devem ser aplicados em travessas de madeira, que só por si já possuem módulos de resiliência elevados.

“As palmilhas de carril permitem uma maior defeção do carril resultando este fato numa melhor distribuição de cargas às travessas e, uma conseqüente redistribuição de cargas ao balastro. Além disso, as palmilhas de carril isolam as vibrações provenientes de altas frequências.” Iwnicki [31]



As palmilhas de carril apresentam diferentes módulos de rigidez como pode ser observado na figura 41.



Figura 41 - Palmilhas de Carril. 1-Palmilha EVA (rigidez=500 kN/mm); 2-Palmilha ZW400 (rigidez=60kN/mm; 3- Palmilha flexível (rigidez=30 kN/mm) [32]

De seguida, na Figura 42, apresenta-se o comportamento de vários tipos de palmilhas consoante a sua rigidez.

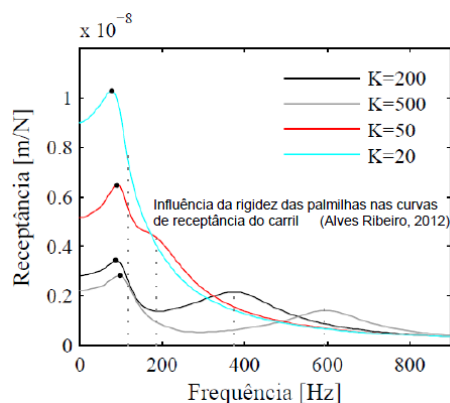


Figura 42 - Receptância consoante o tipo de rigidez da palmilha de carril [34]

Palmilhas de Travessa

As palmilhas de travessas são aplicadas na zona inferior da travessa, como ilustrado na figura seguinte.



Figura 43 - Palmilhas de travessas [9]

Estes elementos funcionam como uma camada intermédia entre a travessa e o balastro que confere maior elasticidade à via.



De acordo com [35], as palmilhas de travessa têm as seguintes funções:

- Reduzir as forças transmitidas ao balastro;
- Melhorar a redistribuição de forças;
- Aumentar a resistência lateral da travessa;
- Aumentar a elasticidade da via;
- Reduzir a altura da camada de balastro;
- Redução da deformação ondulatória do carril nas curvas de pequeno raio
- Redução das vibrações de frequências acima de 40 Hz na via.

De acordo com o mesmo estudo, e em comparação com uma via onde não sejam aplicados estes elementos, os resultados expõem-se na Tabela 22.

Tabela 21 - Efeitos da aplicação de palmilhas de travessa adaptado de [35]

Redução de forças transmitidas ao balastro	Entre 20 a 30%
Aumento da Resistência Lateral	Até 9%
Reduzir a altura da camada de balastro	Até 10cm (localizados)
Redução da deformação do carril nas curvas de pequeno raio	Até 50%
Redução das Vibrações de frequência acima de 40 Hz na via	Até 30% (proporcionando uma redução de ruído de 8 a 15 dB)

Este estudo estabelece a comparação entre travessas com e sem palmilhas, como pode ser observado seguidamente, na figura 44.



Figura 44 - Modelo Real para comparação de travessas com e sem palmilhas numa via balastrada[35]



Os resultados decorrentes das experiências realizadas foram os seguintes, como se apresenta na figura 45.

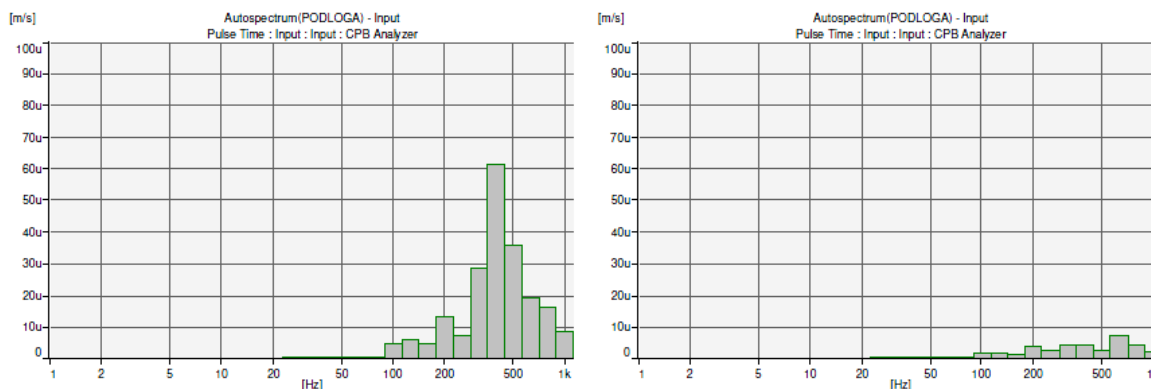


Figura 45 - Resultados relativamente ao uso de palmilhas em via balastrada (à esquerda travessas sem palmilhas; à direita travessas com palmilhas) [35]

Como pode ser observado na Figura 45 o uso de palmilhas permite reduzir os níveis de propagação de vibração, para toda a gama de frequências transmitidas.

Quanto ao ruído provocado pela vibração, os resultados obtidos para frequências dos 5Hz aos 250 Hz permitiram uma redução 10,6 dB.

Manta de Balastro

As mantas de balastro são colocadas entre a camada de balastro e sub-balastro e apresentam as seguintes funções:

- Redução da degradação da camada de balastro;
- Reduzir vibrações;
- Redistribuir tensões à camada de sub-balastro e terreno de fundação.

Na figura 46 pode observar-se a aplicação deste tipo de elemento.



Figura 46 - Manta de Balastro [9]

De acordo com um catálogo da Trelleborg [36], existem vários tipos de mantas de balastro. Alguns desses tipos são apresentados na tabela 23 bem como as características que lhes estão associadas.

Tabela 22 - Características das Mantas de Balastro (de acordo com [36])

	Tipo 1	Tipo 3	Tipo 4
Carregamento Máximo (MT)	12	30	40
Largura (mm)	1220	1370	1370
Espessura (mm)	30	22	20
Comprimento	9 metros		

Apresenta-se de seguida a figura 47, onde pode ser observada uma redução de propagação de vibrações, com a aplicação de mantas de balastro.

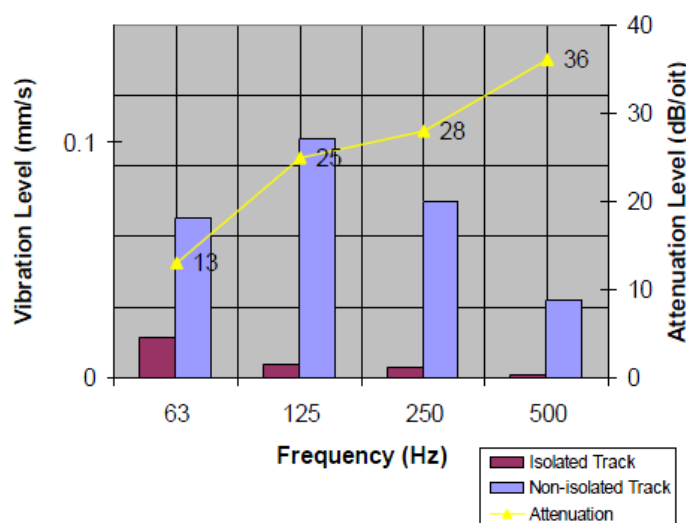


Figura 47 – Atenuação do nível de vibrações com aplicação de manta de balastro CDM-BAM-H25 [78]



Como pode ser observado na figura anterior que o nível de vibrações diminui cerca de 15dB/oit para frequências de 63 Hz, 25dB/oit para frequências de 125 Hz, 20dB/oit para frequências de 250Hz e aproximadamente 9dB/oit para frequências de 500Hz.

Desta forma, pode assumir-se a aplicação deste elemento proporciona uma maior estabilidade da via e contribui significativamente para a redução de ruído.

Embora os elementos resilientes estejam associados a boas condições de amortecimento de vibrações e uma melhor dissipação de ruído, devem ser aplicados de forma a não por em causa a estabilidade da via.

Por observação à Figura 48 pode concluir-se que, a aplicação excessiva de elementos resilientes iria provocar maiores assentamentos numa via balastrada, o que por sua vez se traduziria num aumento de operações de manutenção, reparação e substituição.

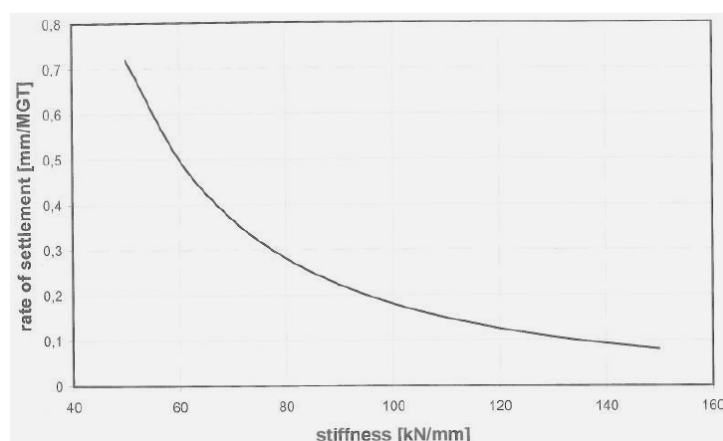


Figura 48 - Relação entre a Rigidez da via e a taxa de assentamento [8]



5.4 Vantagens e Desvantagens da via balastrada

Neste subcapítulo serão enumeradas as vantagens e desvantagens associadas à via balastrada.

5.4.1 Vantagens

A via balastrada apresenta as seguintes vantagens:

- Grande experiência relativamente ao material a aplicar;

A via balastrada tem sido aplicada desde há largos anos, o que se reflete num maior conhecimento dos materiais a aplicar, Ruigoméz, J. [37]

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

A facilidade de instalação deste tipo de via associa-se não só ao elevado grau de conhecimento relativamente aos materiais a aplicar mas também, por esta tipologia permitir realizar retificações sem dificuldade sempre que seja necessário.

Segundo Berggren, E. [4], a manutenção da via deve ser realizada por razões de segurança, conforto e economia.

Os processos de manutenção, reparação e renovação da via são realizados com vista a devolver à mesma as suas características iniciais. Estas operações prendem-se essencialmente com processos de inspeção geotécnica, inspeção a AMV, ataque mecânico da via, pré-carga de balastro, substituição de travessas e elementos de fixação e manutenção de juntas.

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

- Boas condições de dissipação de ruído e vibração;

Por apresentar menor rigidez que uma via não balastrada, este tipo de via, provida de balastro, absorve de uma forma mais eficaz as vibrações e ruído transmitidos.



Seguidamente apresenta-se um estudo comparativo entre a dissipação de vibração de uma via balastrada e de outra não balastrada, esta última com travessas assentes numa laje de betão, como pode ser observado na Figura 49.



Figura 49 - Modelo real da comparação das vibrações entre vias balastrada e não balastrada com e sem palmilhas[35]

Os resultados obtidos foram os que se apresentam na Figura 50 e Figura 51.

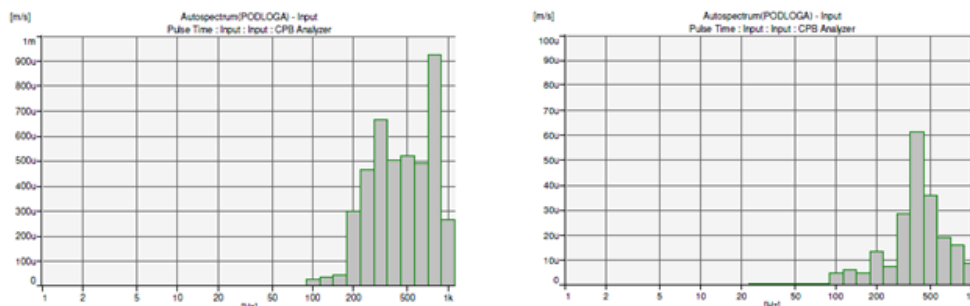


Figura 50 - Comparação da vibração entre via balastrada e não balastrada sem palmilhas (Via não balastrada à esquerda, via balastrada à direita) [35]

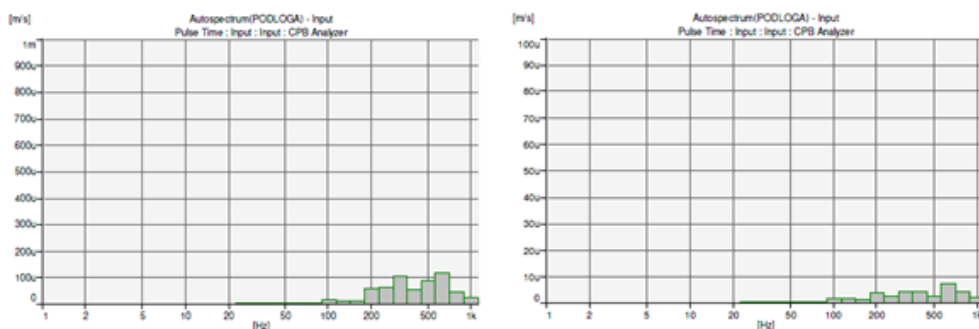


Figura 51 - Comparação de via balastrada e não balastrada com palmilhas (via não balastrada à esquerda, via balastrada à direita) [35]



Em resultado da análise das figuras anteriores, constata-se que a via balastrada tem associados menores velocidades de propagação de vibração, quer sejam ou não aplicadas palmilhas de travessa.

Considerando apenas situações onde sejam aplicadas na via as palmilhas de travessa, verificam-se valores máximos da ordem de $8u$, ou seja, $0,356$ m/s na via balastrada e $2,756$ m/s na via não balastrada.

Assim sendo, de acordo com o estudo referido, a via balastrada apresenta melhores condições de dissipação de vibração em detrimento da via não balastrada.

- Possível reciclagem e reutilização de balastro depois da sua limpeza.
- Custos de construção relativamente baixos (apresentados na **Error! Reference source not found.**);

5.4.2 Desvantagens

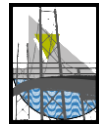
De acordo com Esveld [1], a via balastrada apresenta as seguintes desvantagens:

- Tendência para deslocamento do carril vertical, transversal e longitudinalmente;

O deslocamento do carril pode estar associado à baixa resistência lateral do balastro, que origina acelerações laterais não compensadas (em curva).

Além disso, o deslocamento do carril pode ocorrer devido à diminuição de atrito travessa/balastro proveniente da migração deste último.

As baixas frequências provenientes da parcela do carregamento dinâmico, são outra das causas para o deslocamento vertical do carril.



Apresenta-se de seguida, na Figura 52, o deslocamento do carril em função da frequência associada à passagem dos veículos.

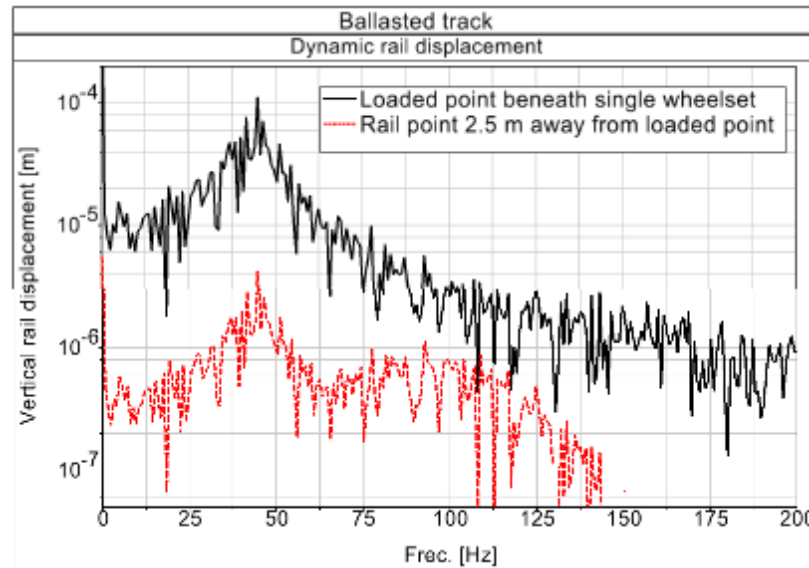


Figura 52 - Deslocamento do carril em função da frequência numa via balastrada [38]

- Eventual projecção de balastro (“balastro voador”) com a passagem dos veículos com a possibilidade de provocar danos nos elementos de superestrutura;
- Quando aplicada a pontes e viadutos a camada de balastro requer alturas elevadas;

Este aspeto relaciona-se com a elevada rigidez da ponte ou viaduto que deve ser compensada através de um aumento da camada de balastro que lhe confere maior resiliência.

- Necessidade de grandes trabalhos de manutenção.

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

- 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.



6. VIA NÃO BALASTRADA

Neste ponto da presente dissertação, irá ser estudada a via não balastrada. Esta via, tal como o nome indica, não é provida de balastro, e apresenta diferentes tipos de superestrutura consoante o tipo de apoio do carril.

6.1 Conceito

O tipo de apoio do carril é uma das características que permite estabelecer a distinção entre as tipologias de via não balastrada.

O apoio do carril pode ser discreto ou contínuo. Além disso, podem ainda ser feitas algumas subdivisões relativamente à existência ou ausência de travessas ou, em relação ao posicionamento que estes elementos assumem na via. A figura 53 representa de uma forma esquemática o acima exposto.

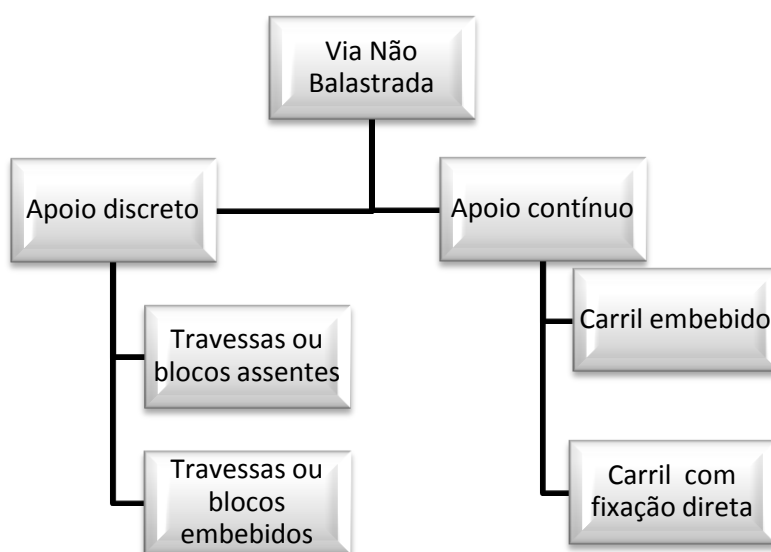


Figura 53 – Tipos de via não balastrada

Distinguem-se, como ilustrado na figura acima, dois tipos de vias com apoio discreto:

- Via com travessas (ou blocos) assentes;
- Via com travessas embebidas.

Relativamente à via com apoio contínuo, pode fazer-se uma distinção no que respeita ao posicionamento carril, ou seja, se o mesmo é embebido ou fixado numa laje de betão.



Segundo Esveld [1], é possível identificar três novas camadas que surgem associadas ao aparecimento da via não balastrada.

- A camada superior em laje de betão armado ou mistura betuminosa, geralmente designadas por CSL – Concrete Supportive Layer - e ASL – Asphalt Supportive Layer. Estas camadas de topo constituem o suporte para o armamento de via.
- Uma segunda camada constituída por agregados tratados com um ligante hidráulico também designada por HBL (Hydraulically-Bonded Layer). A HBL encontra-se imediatamente abaixo da camada de topo e tem como função permitir a correta degradação das cargas. Esta camada pode eventualmente ser suprimida em túneis ou pontes, sempre que seja desfavorável um aumento da altura da via.
- A terceira camada apresenta na sua constituição material granular e encontra-se situada na base da camada de HBL. Também denominada FPL (Frost Protection Layer) tem como funções suportar as cargas transmitidas pelas camadas superiores, contribuir para uma drenagem eficaz e proteger a via contra ações de gelo e degelo. A FPL deve possuir um módulo de deformação da ordem dos 120 kN/mm².

Salienta-se que, este método construtivo pode, por vezes, não ser seguido. A segunda ou terceira camada podem sofrer alterações ou ser suprimidas consoante as características do terreno de fundação, carregamento expeável ou ainda ser substituídas por outros materiais.

A rigidez da via não balastrada depende, tal como a balastrada, da rigidez de todos os elementos e camadas que a constituem. Segundo Bilow e Randich [39], pode assumir-se que os seus valores de rigidez variam entre 7000 lb/in/in a 8000 lb/in/in, isto é, aproximadamente 800 kN/mm e 900 kN/mm – entre 8 e 9 vezes superior à via balastrada.

6.2 Subestrutura

De acordo com Lichtberger, B. [8], a subestrutura de uma via não balastrada não deve, em qualquer situação, ser suscetível a assentamentos diferenciais.

Assim sendo, solos moles, coesivos ou orgânicos devem ser removidos e posteriormente substituídos, na sua totalidade, até pelo menos uma profundidade de 4m – para aplicação das camadas de superestrutura apresentadas em 6.1.

Segundo Esveld [1], a aplicação de uma camada de EPS, permite obter um equilíbrio de rigidez na via visto possibilitar a redução de assentamentos diferenciais. Apresenta-se de seguida, na figura 54, ilustrada a camada de poliestireno expandido numa via com camada superior em laje de betão.

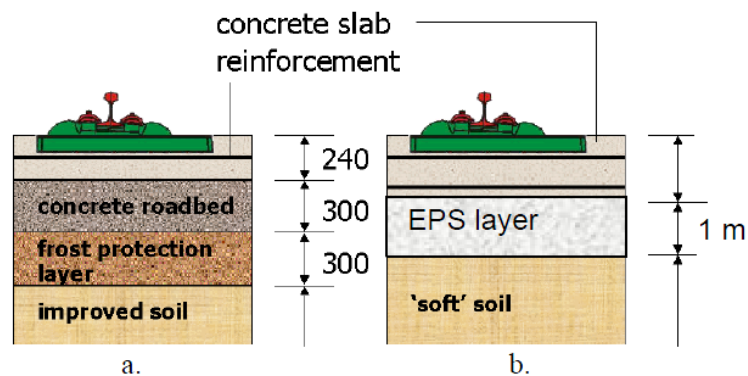


Figura 54 - Aplicação de camada de EPS em via não balastrada com camada superior em laje de betão [40]

Como pode ser observado na Figura 54, ao introduzir a camada de EPS na via, podem ser suprimidas duas camadas – HBL e FPL. Além disso a introdução deste elemento na via permite dispensar o tratamento do solo.

No entanto, para garantir o bom funcionamento da via, a espessura da laje deve ser aumentada, devido a inexistência de tratamento do terreno de fundação. O aumento da espessura da laje depende das propriedades do terreno, quanto melhor for a qualidade do solo menor espessura de laje será necessária.

A relação entre a qualidade do solo e a espessura da laje, com recurso a uma camada de EPS encontra-se ilustrada de seguida, na figura 55.

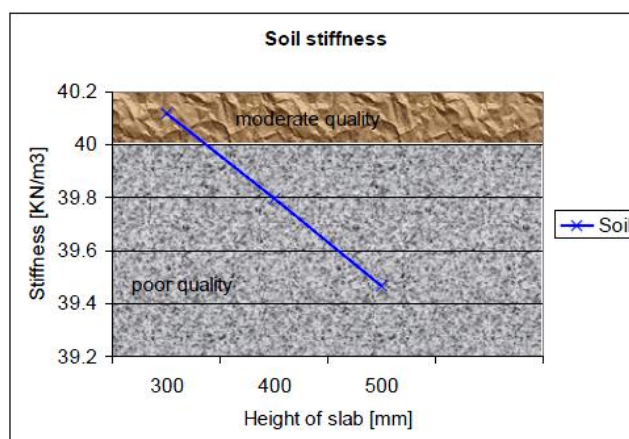


Figura 55 - Relação entre a espessura da laje e a qualidade do terreno de fundação [40]



A subestrutura de uma via não balastrada deve responder aos seguintes requisitos, segundo Micha, G. [41]:

- Deve ser estudada para uma profundidade no mínimo de 2,5m;
- Sempre que exista a necessidade da existência de uma camada de proteção contra gelo e degelo esta deve ter uma altura de 70cm de modo a evitar que a ação de gelo e degelo afete as camadas de suporte do terreno de fundação;
- Sempre que necessário proceder à execução de uma camada de aterro, esta deve ter uma altura não inferior a 1,80m e os materiais desta camada devem ser cuidadosamente escolhidos;

Além disso, o módulo de deformabilidade do terreno de fundação assumir valores superiores a 60 N/m^2 para novas vias e superiores a 45 N/m^2 para via em condições normais de circulação, Esveld [1].

Regra geral, aplicam-se, no caso da via não balastrada todos os ensaios de natureza geotécnica referidos para a via balastrada.

6.3 Superestrutura

6.3.1 Camada Superior - Laje de Betão ou Mistura Betuminosa

Quando a camada superior é uma laje em betão, de acordo com Lichtberger, B. [8], este deve ter qualidade correspondente a um C 30/37 e conter uma quantidade de cimento entre 350 a 370 Kg/m^3 .

A laje de betão, como camada superior, deve ter uma espessura de 20cm, de acordo com Bilow e Randich [39]. No entanto a espessura desta camada pode assumir valores superiores ao referido, pelo exposto em 6.2.

Se a camada superior for uma mistura betuminosa esta deve ser aplicada em quatro camadas. Segundo Esveld [1] a sua espessura pode variar entre 25 a 30cm, com limites de tolerância da ordem dos 2mm.

Conforme apresentado em EAPA [61], a mistura betuminosa é constituída por agregados de várias dimensões, desde um pó designado por “filler”, com dimensões bastante reduzidas, até agregados com dimensão máxima de 40 mm. A estes agregados é adicionado um produto betuminoso resultante da destilação de petróleo.



A quantidade dos elementos acima mencionados determina a rigidez da mistura betuminosa. Esta que, não deve ser executada sempre que se verifique temperaturas superiores a 50°C na via.

A aplicação da mistura betuminosa como camada superior prende-se essencialmente com aspetos relacionados com elasticidade da via. Esta camada atinge níveis de deformação maiores para níveis de tensão mais elevados proporcionando assim uma melhor distribuição de carregamento na via.

Segundo a mesma fonte, a mistura betuminosa consegue proporcionar bons níveis de elasticidade independentemente da rigidez do terreno de fundação. A mesma fonte refere que, de acordo com uma experiência numa via Alemã a mistura betuminosa deve:

- Apresentar baixo índice de vazios;
- Ser realizada com grande quantidade de binder.

Estes requisitos devem ser cumpridos para que sejam suportadas tensões de cerca de 0,25 MPa na parte inferior das travessas.

A aplicação da mistura betuminosa permite também uma rápida execução de trabalhos visto que, adquire resistência de forma bastante rápida após a sua execução.

A vida útil da via onde é aplicada uma mistura betuminosa, em condições adversas, estende-se até aos 50/60 anos e apresenta um alto nível de produtividade, diretamente ligada ao rápido arrefecimento do betuminoso e à possibilidade de carregamento imediatamente após arrefecido, Esveld [1].

6.3.2 Travessas de Betão em Via não Balastrada

As travessas de betão a aplicar em via não balastrada podem estar assentes na laje ou nouro tipo de material, ou ainda embebidas numa laje de betão.

Quanto à sua tipologia, podem ser travessas de betão monobloco ou bi-boco, cujas características já foram apresentadas no capítulo 5.2.2.2 ou ainda travessas específicas em forma de Y.



6.3.2.1 . Travessas Assentes em Mistura Betuminosa

Embora existam diversas soluções onde as travessas são assentes numa camada de betuminoso, apresentam-se as seguintes variantes desta tipologia:

- Water Slab Track System;
- ATD;
- Getrac.

No sistema ATD podem ser usadas travessas monobloco ou bi-bloco, como se encontra representado na figura 56.

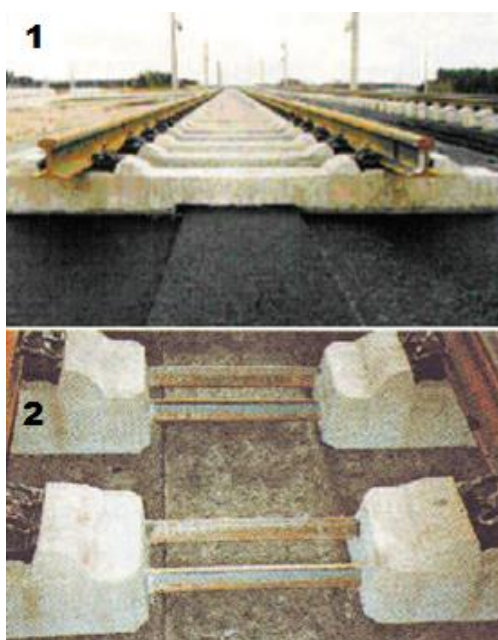


Figura 56 - Sistema ATD (1-ATD com travessa Monobloco; 2 - ATD com travessas Bi-bloco) [41]

Este sistema é caracterizado por uma camada betuminosa colocada no topo de uma camada constituída por agregados britados, tratados com um ligante hidráulico - (HBL).

Segundo Paixão e Fortunato [10], outra das características deste tipo de via é a existência de uma saliência na camada de betuminoso, de desenvolvimento longitudinal, com 60 cm de largura, como apresentado na figura 57.

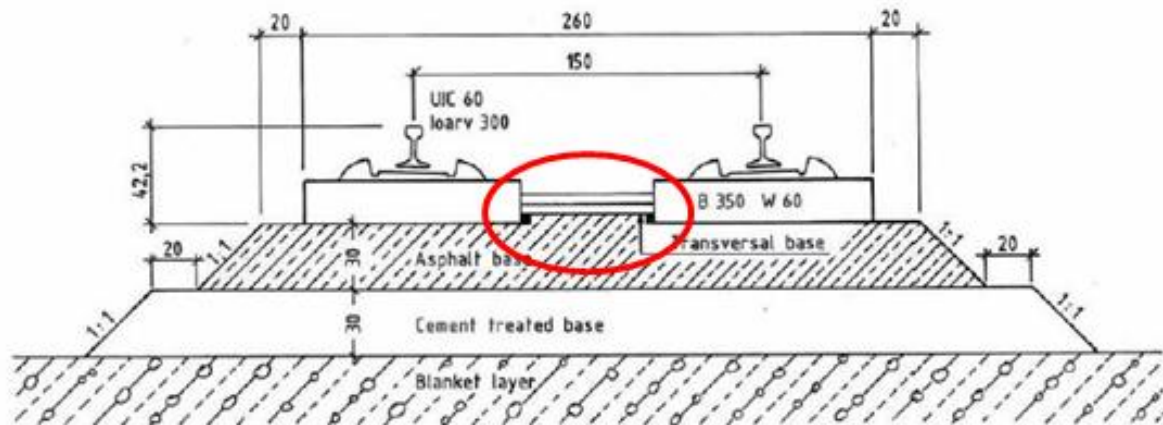
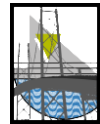


Figura 57 - Perfil Transversal de sistema ATD [42]

Esta geometria proporciona a absorção de tensões horizontais transmitidas à via pela circulação dos veículos.

Após executada a mistura betuminosa e terem sido devidamente colocados e ajustados os carris, as travessas são assentes na mistura betuminosa. Como pode ser observado entre as travessas e a saliência já referidas, remanesce um espaço, que é por último, preenchido por um composto elástico.

Este sistema não apresenta qualquer fixação longitudinal, isto porque, o peso próprio das travessas e a geometria da via permitem que a mesma se mantenha estável. Caso se verifique o contrário, o espaço entre as travessas pode eventualmente, ser preenchido com balastro ou serem adotadas travessas com maior peso próprio.

Outro dos sistemas em que as travessas estão assentes numa camada de mistura betuminosa, é o sistema GETRAC (German Track Corporation).

Esta solução apresenta duas variantes – Getrac A1 e Getrac A3. A Getrac A3 é constituída por travessas mais curtas e mais largas. Desta forma, o espaçamento entre travessas mostra-se mais reduzido.

O sistema Getrac A3 encontra-se ilustrado na figura 58.

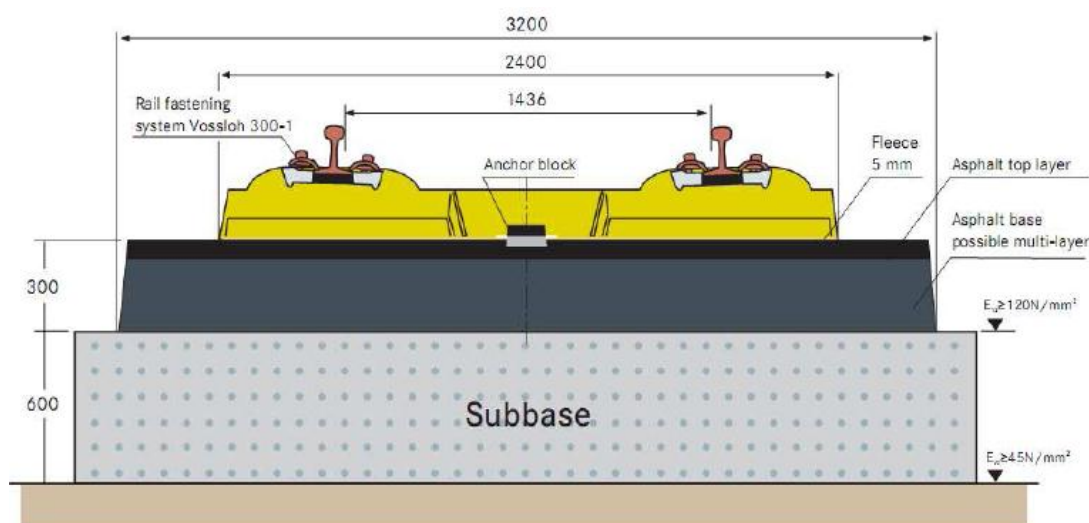


Figura 58 - Sistema Getrac A3 [43]

As travessas a aplicar nesta solução, possuem uma geometria específica na base. A superfície inferior da travessa apresenta uma saliência que encaixa num sulco deixado na mistura betuminosa como se apresenta na figura 59.



Figura 59 - Getrac (à esquerda [44]; à direita [45])

A geometria referida, permite suportar mais eficazmente forças horizontais.

As alturas totais dos sistemas já apresentados (ATD e GETRACK) são as mesmas, segundo Lichtberger, B. [8], e assumindo o valor de 849 mm. Os sistemas possuem espessuras similares de HBL e ASL. A principal diferença entre eles verifica-se no suporte de forças horizontais, pela geometria distinta que as travessas de um e outro possuem.



Quanto à sua aplicação, verifica-se uma maior aplicação do sistema ATD, como pode ser observado na figura 60.

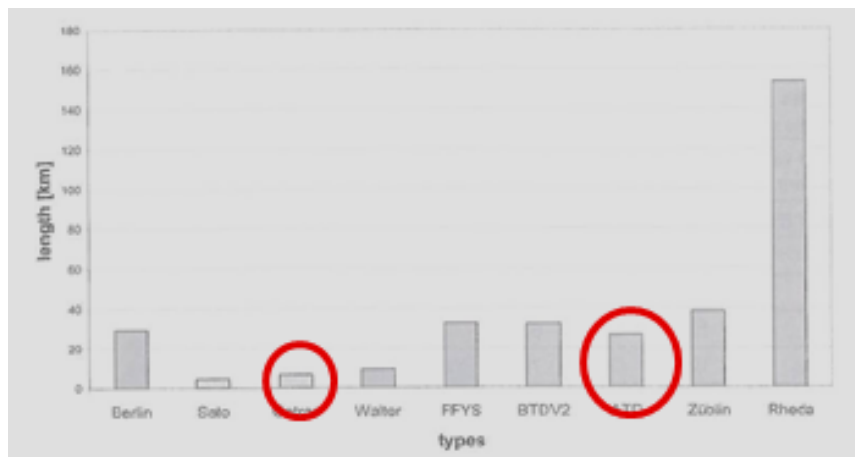


Figura 60 - Comparação entre aplicação dos sistemas ATD e GETRAC [8]

Na tabela 24 apresenta-se uma comparação entre os dois sistemas.

Tabela 23 - Comparação entre sistema ATD e GETRAC adaptado de [8]

Tipo de Design	Ano de construção	v (km/h)	Peso (kg/cm)	Avaliação de Ruído*	Q**	Custo (€/ml)
ATD	1993	300	aprox. 70	2	25	600
Getrac	1995	300	72	2	20	625

*Valores de avaliação 1= Boas condições; 2=Condições Satisfatórias; 3=Condições insatisfatórias

**Q – Qualidade de 0 a 100 no fim da vida útil da via.

Através da tabela, pode concluir-se que, uma das possíveis razões para se verificar uma maior aplicação do sistema ATD reside no fato deste sistema apresentar, por metro linear, um custo inferior ao Getrac. As restantes características não permitem tirar qualquer tipo de conclusão visto serem idênticas nos dois sistemas.

6.3.2.2 Travessas Assentes em Laje de Betão

Existem diversos sistemas caracterizados pelo apoio de travessas numa laje de betão.

Um dos sistemas é o BTD. Esta solução é muito semelhante ao já apresentado ATD, mas neste caso, com travessas apoiadas e fixadas numa laje de betão por meio de chumbadouros.



O sistema BTB apresenta o seu perfil transversal como esquematizado na Figura 61.

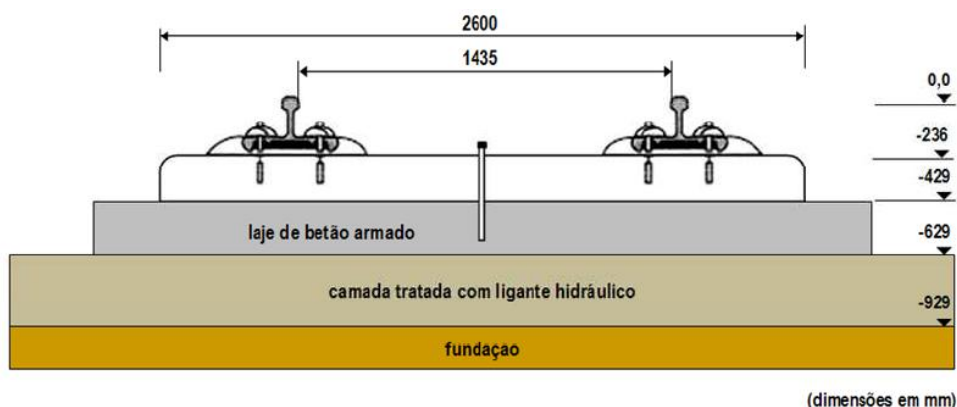


Figura 61 - Perfil transversal de sistema BTB [18]

As travessas a aplicar nesta solução são fixadas através de um grampo e possuem um orifício previamente realizado (BTB V1) ou executado em obra (BTBV2). Neste orifício, são enroscadas cavilhas de aço e inserido o já mencionado grampo, que estabelece a ligação da travessa à laje.

De acordo com Paixão e Fortunato [18], a primeira versão foi abandonada em detrimento da segunda por, esta última apresentar melhor desempenho.

Esta tipologia de via apresenta vantagens ao nível da reparação e substituição de elementos, visto que a laje e a travessa não funcionam como um elemento monolítico.

Tal como na solução ATD, o espaço entre travessas pode ser preenchido por balastro, conforme apresentado na figura seguinte. A este preenchimento estão associadas vantagens em termos de atrito e dissipação vibrações. A solução ATD apresenta-se na Figura 62.



Figura 62 - Sistema BTB (à esquerda sem preenchimento com balastro; à esquerda com preenchimento de balastro [46]



As características da solução BTB estão presentes na tabela 25.

Tabela 24 - Características Sistema BTB Adaptado de [8]

Tipo de Design	Ano de construção	v (km/h)	Peso (kg/cm)	Avaliação de Ruído	Q	Custo (€/ml)
BTB	1994	300	63	2	14	-

*Valores de avaliação 1= Boas condições; 2=Condições Satisfatórias; 3=Condições insatisfatórias

**Q – Qualidade de 0 a 100 no fim da vida útil da via.

Por ausência de dados no que respeita aos custos de construção, não é possível neste sentido, estabelecer comparação entre este sistema e os já apresentados com travessas assentes em mistura betuminosa.

Pode apenas referir-se que esta solução é mais leve, quando comparada que as apresentadas em 6.3.2.1, isto porque, para além de serem usados materiais com densidades muito diferentes (camada de ASL e CSL), a altura total da via - 757 mm de acordo com Lichtberger, B. [8] - é inferior às tipologias apresentadas no subcapítulo anterior.

Por observação à Figura 60, e face aos dados disponíveis, pode assumir-se que a versão BTB V2 é mais utilizada que os sistemas com travessas assentes em mistura betuminosa, por possuir uma menor altura de via e por apresentar vantagens, como já mencionado, relativamente à facilidade de substituição dos seus elementos.

6.3.2.3 Travessas embebidas na laje

Alguns dos sistemas que apresentam travessas embebidas numa laje de betão:

- Rheda Classic;
- Rheda 2000;
- Züblin;
- LVT;
- Stedef.

O sistema Rheda Classic apresenta travessas monobloco de betão armado pré-esforçado, com um afastamento entre elas de 0,60m.



A laje de betão, onde as travessas são embebidas, tem uma espessura regra geral, de 14cm e está assente no topo de uma camada de proteção contra gelo e degelo – FPL. Esta última, como já referido, é constituída por material granular tratado com um ligante hidráulico e apresenta uma espessura por norma, de 20cm.

Apresenta-se na figura 63 o perfil transversal deste tipo de via.

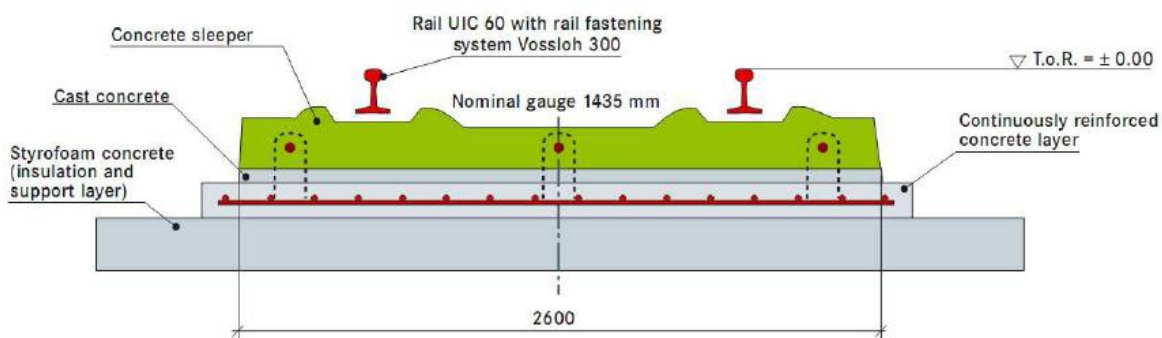


Figura 63 - Perfil Transversal Via com Sistema Rheda Classic[47]

De acordo com Paixão e Fortunato [18], as travessas monobloco usadas neste sistema, possuem orifícios de direção longitudinal, onde são colocadas armaduras que estabelecem a ligação entre todas as travessas como pode ser observado na figura 64.



Figura 64 - Armaduras longitudinais do Sistema Rheda [48]

Após serem correctamente posicionados os elementos de armamentos de via (com recurso a roscas de regulação vertical), procede-se à betonagem “in situ” da laje, onde as travessas vão permanecer embebidas.



Na figura 65 e figura 66, pode observar-se o aspeto final desta solução.



Figura 65 - Sistema Rheda Classic[49]

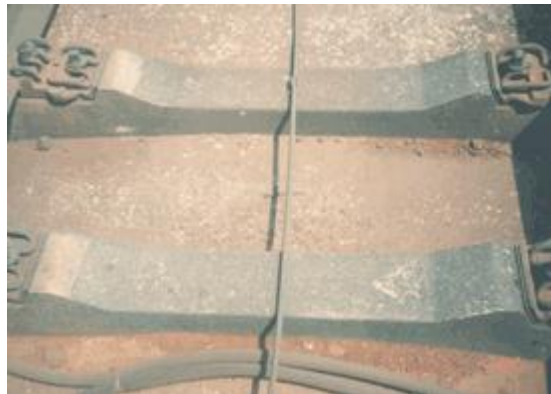


Figura 66 - Travessas embebidas - Sistema Rheda Classic – [49]

O sistema Rheda, entre outras, apresenta as seguintes variantes:

- Rheda Sengeberg;
- Rheda Berlin HGV;
- Rheda 2000®.

A última variante referida - Rheda 2000®, é a mais recente evolução deste sistema, que tem vindo a ser melhorado desde os anos 70. Esta solução é largamente utilizada em via de alta velocidade e túneis.

O que diferencia esta solução do sistema Rheda Classic é a aplicação de travessas bi-bloco. De seguida, apresentam-se três figuras onde pode ser observado o perfil transversal do sistema Rheda 2000®, a construção da via e o seu aspeto final.

Pode ser observado na figura 67, figura 68 e figura 69 ilustrações do sistema em análise.

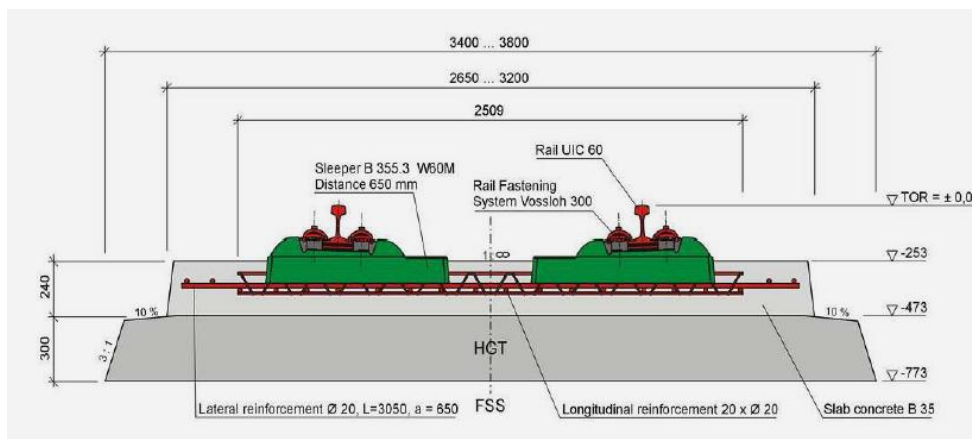


Figura 67 - Perfil transversal de sistema Rheda 2000® [50]



Figura 68 - Sistema Rheda 2000® - via em construção [50]



Figura 69 - Sistema Rheda 2000® [49]

Seguidamente, na tabela 26, apresentam-se as características associadas aos sistemas Rheda Classic e Rheda Berlin.

**Tabela 25 – Características dos sistemas Rheda [8]**

Tipo de Design	Ano de construção	v (km/h)	Peso (kg/cm)	Avaliação de Ruído	Custo (€/ml)
Rheda	1972	300	63	2	1198
Rheda Berlin	1997	300	67	3	630

Como pode ser observado na tabela, os custos das duas variantes são bastante diferentes. Isto deve-se ao fato de serem utilizadas, na solução Rheda, travessas monobloco e no Rheda Berlin bi-bloco.

Posto isto, pode assumir-se que os custos do sistema Rheda 2000® serão similares ao do Rheda Berlin, visto só diferirem relativamente a um murete lateral na via, (inexistente em Rheda 2000®), e no que respeita à qualidade da laje de betão, (qualidade melhorada em Rheda 2000®).

Um outro sistema de via com travessas embebidas numa laje de betão é o sistema STEDEF, também designado por VSB ou SBB.

Esta solução foi desenvolvida pela necessidade emergente de construir uma via não balastrada que apresentasse comportamento elástico semelhante a uma via balastrada.

A solução é constituída por travessas bi-bloco que são aplicadas juntamente com elementos resilientes.

Os elementos referidos, que conferem à via uma maior elasticidade são:

- Palmilhas microcelulares na base dos blocos das travessas;
- Borracha que envolve a parte inferior da travessa (Rubber boot).

Estes impedem o contato entre os blocos das travessas e a laje de betão, e conferem à via, pela baixa rigidez que apresentam, menores valores de rigidez global.

Seguidamente, na figura 70 e figura 71, são apresentados estes elementos.



Figura 70 - Elementos Resilientes em Sistema [51]



Figura 71 - Sistema STEDEF [52]

Este sistema é usado em alguns troços do metropolitano de Lisboa, apresenta um processo construtivo complexo e é bastante suscetível às variações de temperatura.

Este sistema tem associada uma altura total de superestrutura de aproximadamente 855 mm, apresentando maior facilidade no que diz respeito à substituição de elementos, como pode ser observado na figura 72.



Figura 72 - Substituição de Elementos em via Stedef [53]

De acordo com Paixão e Fortunato [18], a aplicação deste sistema representa um maior investimento inicial, relativamente aos restantes sistemas de travessas embebidas em laje.

Foram apresentadas para as diferentes tipologias de via não balastrada, até ao presente ponto do trabalho, a aplicação de travessas monobloco e bi-bloco nos diversos sistemas.

Numa tentativa de estabelecer uma comparação entre as duas tipologias de travessas de betão já mencionadas, aplicadas a via não balastrada, apresenta-se de seguida, na figura 73, os resultados de um estudo relativo a vibração de via com a aplicação de travessas monobloco e bi-bloco, Berger *et al* [54].

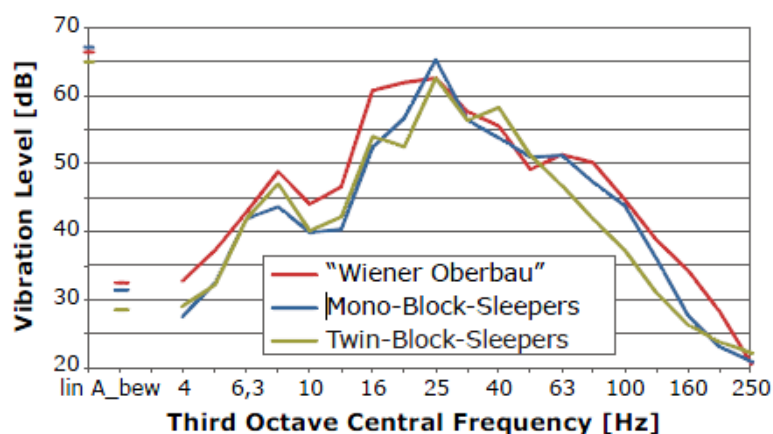


Figura 73 - Comparação de Vibrações entre travessas Monobloco e Bi-bloco [54]



Como pode ser observado na Figura 73 as vibrações máximas surgem associadas às frequências de aproximadamente 25 Hz e atingem valores aproximados de 65dB para travessas monobloco e 62 dB para travessas bi-bloco.

Face a estes resultados pode assumir-se que, em via não balastrada, os melhores resultados relativamente à dissipação de vibração estão associados às travessas bi-bloco.

Posto isto, e com base num estudo desenvolvido por Blanco, J. *et al* [38], pretende-se agora proceder à comparação entre sistemas com travessas bi-bloco embebidas numa laje de betão e uma via balastrada.

O estudo foi desenvolvido tendo por base o modelo EBM e considerando carril sem qualquer tipo de irregularidades.

No estudo desenvolvido foi também analisado a solução “Floating slab Track”.

O “Floating Slab track” é constituído por “uma laje pré-fabricada de grande seção, assente sobre apoios elásticos”, Paixão e Fortunato [18]. Neste sistema, os carris podem ser fixados diretamente ou assentes travessas de betão.

Em Blanco, J. *et al* [38], não foi encontrada qualquer especificação relativamente ao tipo de apoio do carril na solução FST. Por esse motivo, os resultados referentes a esse sistema não serão considerados na comparação.



Os resultados do estudo apresentam-se seguidamente, na figura 74.

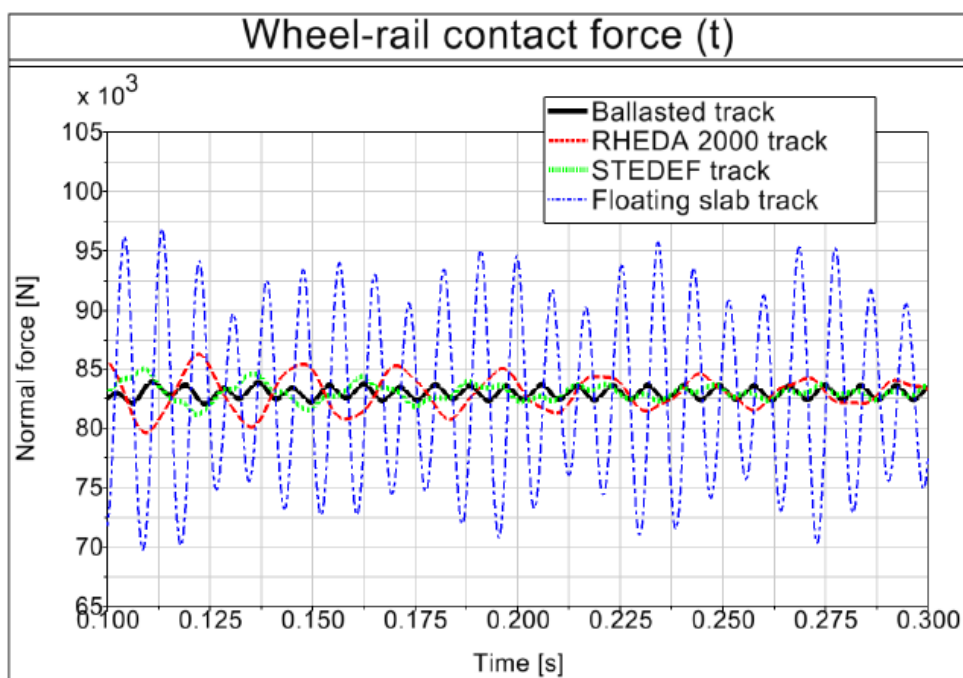


Figura 74 - Comparação da força de interação Roda/Carril entre as várias tipologias de via [38]

Com base nos resultados obtidos, é possível apurar que existem dois tipos de via muito semelhantes no que respeita à força de interação entre o rodado do veículo e o carril – a via balastrada e o sistema STEDEF – mostrando-se mais satisfatórios, os resultados associados à via balastrada.

Para a via balastrada obtiveram-se valores máximos de interação roda/carril de aproximadamente 84×10^3 N, e para o sistema STEDEF de aproximadamente $85,5 \times 10^3$ N. Sendo a algébrica entre os valores obtidos para os dois tipos de via de 1500 N.

Para o sistema Rheda 2000®, a força de interação assume valores ligeiramente superiores, da ordem dos 86 kN, sendo a diferença algébrica entre os resultados desta solução e o sistema Stedef de aproximadamente 500 N.

Face à análise isolada deste parâmetro, pode admitir-se que, a melhor solução consiste numa via balastrada. Relativamente às soluções para via não balastrada, no que respeita à interação Roda/Carril, o sistema Stedef é o que se mostra mais favorável.



De acordo com o mesmo estudo foi também apurada a força aplicada na palmilha de carril. Os resultados obtidos apresentam-se seguidamente, na figura 75.

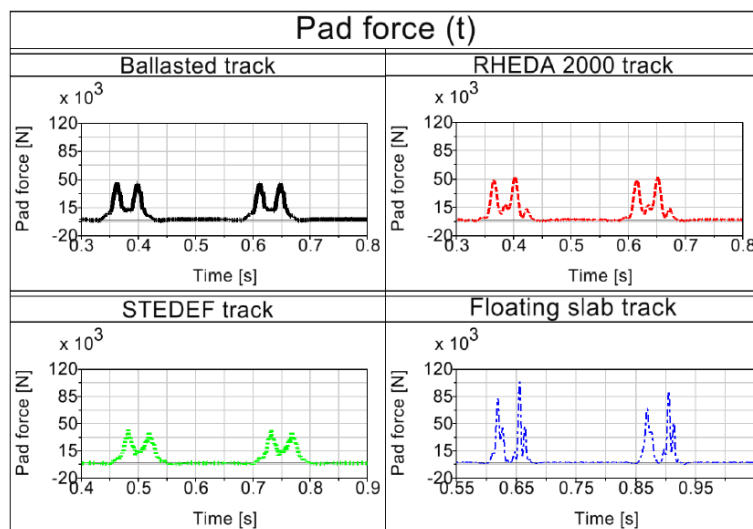


Figura 75 - Forças nas palmilhas de carril [38]

Verifica-se por observação de resultados que, o sistema SEDEF é o que apresenta melhores resultados no que respeita à força aplicada nas palmilhas de carril, seguido pela via balastrada e pela solução Rheda 2000®.

Apesar de serem verificados piores resultados para o sistema Rheda 2000®, podem ser aplicadas palmilhas de carril com maior resiliência, que proporcionam a diminuição da força na palmilha como se expões seguidamente, na figura 76.

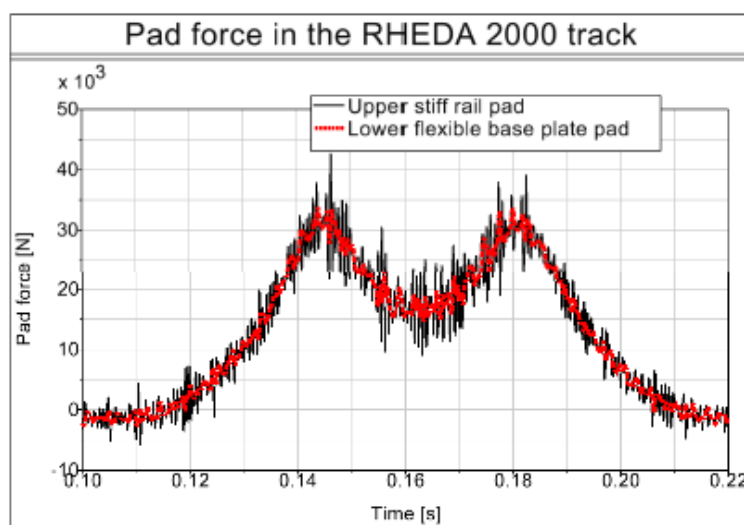


Figura 76 - Resultados para força na palmilha de carril para sistema Rheda 2000® com aplicação de palmilhas rígidas e flexíveis [38]



Com a aplicação de palmilhas flexíveis ao sistema Rheda 2000® são obtidos valores da ordem dos 34 kN, ficando estes equiparados aos melhores resultados observados na Figura 75 – sistema Stedef.

Além do já mencionado, pode ainda ser aplicado a qualquer umas das tipologias não balastradas, uma Floating Slab Mat (FSM), como ilustrado na figura 77.

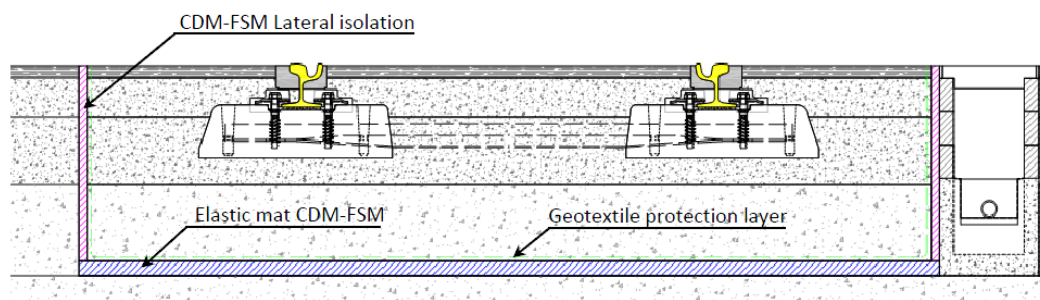


Figura 77 - FSM Aplicada a via não balastrada com travessas embebidas [78]

Estes elementos apresentam na sua constituição borracha e resinas de alta qualidade e permitem diminuir os efeitos do carregamento estático e dinâmico em cerca e 20%.

6.3.3 Carril

Depois de apresentadas as tipologias de via em que o carril se encontra fixado às travessas, ou seja, onde existe um apoio discreto do mesmo, expõem-se agora soluções que visam o apoio contínuo deste elemento.

6.3.3.1 Fixação direta na laje

Este tipo de solução engloba dois tipos de sistemas – carril fixado a uma laje betonada “in situ” e carril fixado a uma laje pré-fabricada.

Os dois chavões referidos englobam as seguintes soluções:

- Vossloh DFF 300 (laje betonada “in situ”);
- Edilon EDF;
- Pandrol VIPA;
- J-Slab ou Shinkansen Slab Track (laje pré-fabricada);
- IPA;.



A solução Vossloh DFF 300 permite, de acordo com Paixão e Fortunato [18], praticamente todos os tipos de circulação. Apresenta, na sua constituição, dois elementos resilientes – palmilha de carril e palmilha na base de fixação, conforme se ilustra na figura 78.

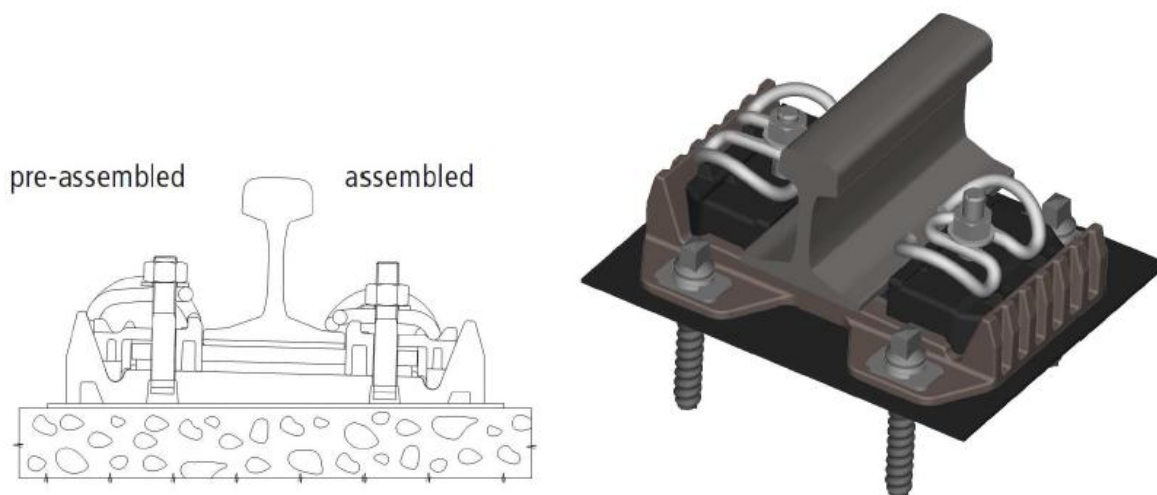


Figura 78 - Solução para fixação direta Vossloh DFF 300 [55]

O carril com fixação direta numa laje pré-fabricada apresenta um sistema de fixação similar ao já referido mas, em elementos pré-fabricados como se apresenta nas figuras 79 e 80 (J-Slab – Shinkansen Slab Track).

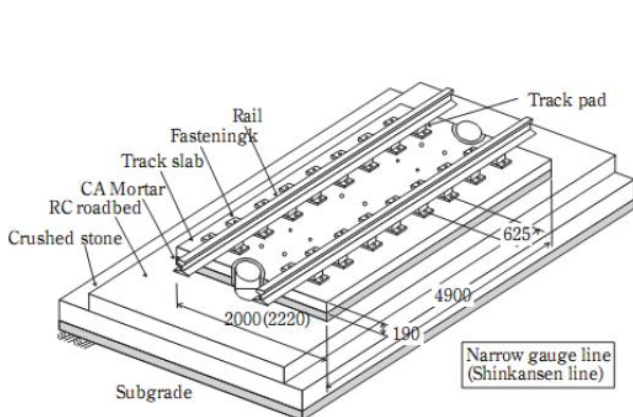


Figura 79 - Laje Pré Fabricada - Shinkansen Slab Track (Esquema) [56]

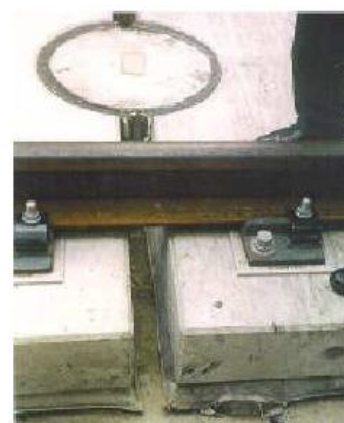


Figura 80 - Laje Pré-fabricada com fixação direta - Shinkansen Slab Track[48]



Apresenta-se, de seguida, na figura 81, um estudo que compara a densidade de forças sentidas na via. O estudo realizado por Shauranman e Phillips [77], compara uma via com fixação direta de carril e uma via com travessas embebidas numa laje de betão.

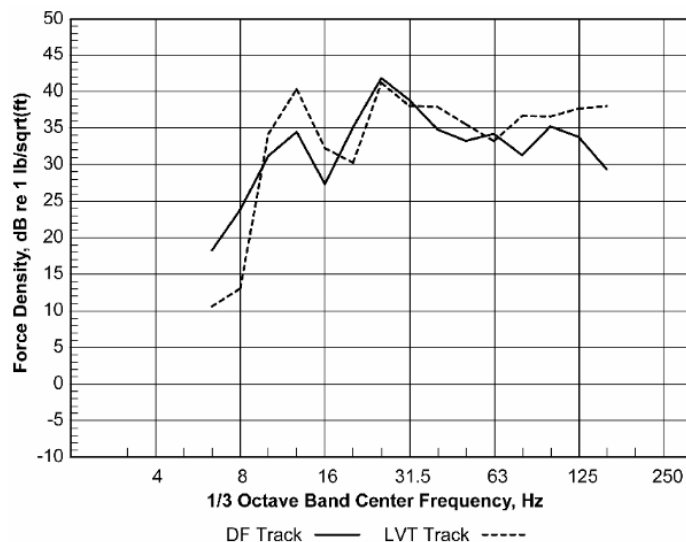


Figura 81 - Comparação entre Via com fixação direta de carril e LVT relativamente à densidade das forças sentidas na via

O estudo referido, foi realizado tendo por base uma situação real e, de acordo com os resultados, o sistema de fixação direta apresenta melhores resultados no que respeita à transmissão de força à laje.

No entanto, os elementos de fixação não estão definidos em Shauranman e Phillips [77]. Desta forma apenas pode ser assumido que o comportamento de uma via com fixação direta do carril depende das propriedades resilientes da fixação utilizada.

6.3.3.2 Carril Embebido

Segundo Paixão e Fortunato [18], esta tipologia de via permite uma melhor redistribuição de esforços e proporciona uma redução dos efeitos inerentes ao carregamento dinâmico da via.

A redução destes efeitos está inteiramente relacionada com o fato de o carril ser envolvido num meio elástico, o que aumenta também a sua vida útil.

Existem várias soluções de laje com carril embebido, entre elas salienta-se:

- Edilon ERS;



- Deck Track;
- BBest.

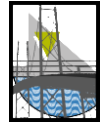
Neste tipo de via o carril é apoiado continuamente visto que se encontra embebido numa camada de composto elástico.

Na solução Edilon ERS o composto referido circunda quase totalmente o carril e está em contato com laje de betão esta que, é executada em primeiro lugar. Na sua superfície são deixados sulcos em forma de U para uma posterior instalação dos carris, como apresentado na figura 82.



Figura 82 - Sulco na laje para posterior instalação do carril [57]

Os sulcos devem ter profundidade suficiente para acomodar o carril, deixando só a cabeça do carril à superfície. A alma e a patilha ficam, neste método construtivo, envoltas por uma resina (Corklast®), que funciona como material resiliente, constituído normalmente por cortiça e poliuretano.



Na figura 83 pode ser observada a colocação da já mencionada resina em obra.



Figura 83 - Carril Embebido - Aplicação de resina [45]

Para além da vantagem relacionada com uma melhor redistribuição de esforços, este sistema favorece também a redução de vibração e ruído associado à via, Paixão e Fortunato [18]

De acordo com Paixão e Fortunato [18], esta é uma tipologia maioritariamente aplicada em túneis, passagens de nível, estações, pontes e em vias urbanas de elétricos e metro ligeiro.

No entanto presentemente tem sido também aplicada em linhas convencionais e de alta velocidade. O tipo de carregamento da via influencia nestes casos a escolha do carril a aplicar conforme apresentado na Tabela 18.



Apresenta-se de seguida, na figura 84, o perfil transversal da solução Edilon ERS.

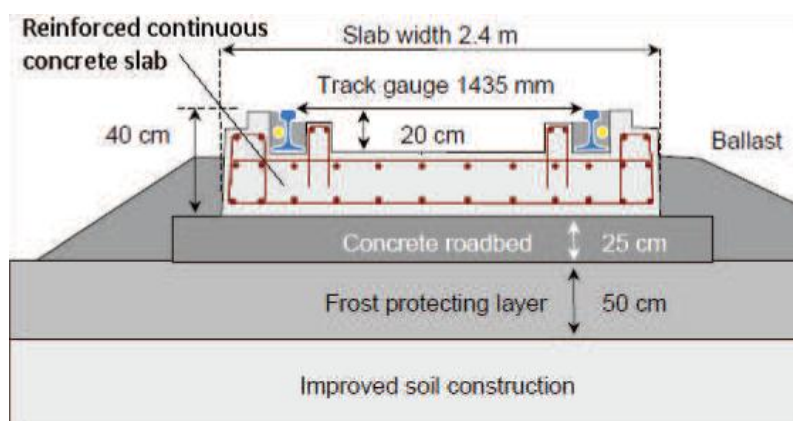


Figura 84 - Perfil transversal de via com carril embecido [58]

Como forma de diminuir a quantidade de material resiliente a aplicar, é instalado junto ao carril um tubo de PVC, encostado à alma do mesmo. O referido tubo (ou tubos), pode igualmente servir outras funções, nomeadamente no que respeita à instalação de serviços de comunicação. A aplicação do tubo PVC apresenta-se na figura 85.

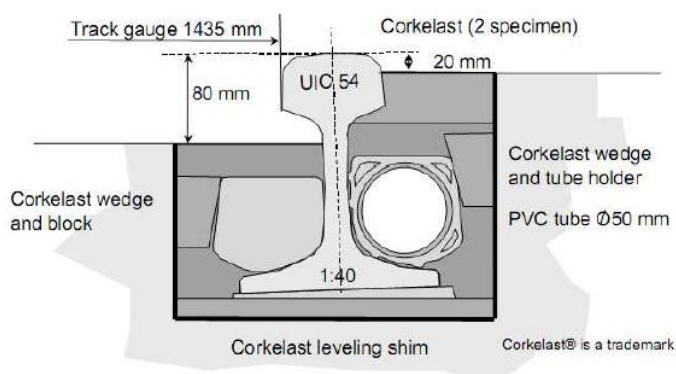


Figura 85 - Carril embecido com instalação e tubo em PVC [48]

Outra solução caracterizada pela aplicação de carril embecido é DeckTrack[®]. Esta tipologia caracteriza-se não só pelo fato de possuir carril embecido mas também por se tratar de uma viga em caixão.

A solução DeckTrack[®] está indicada para solos moles por possuir elevada resistência tanto à flexão como à torção, o que permite evitar assentamentos diferenciais no terreno de fundação originados pelo carregamento imposto à via.

A tipologia encontra-se apresentada na figura 86.

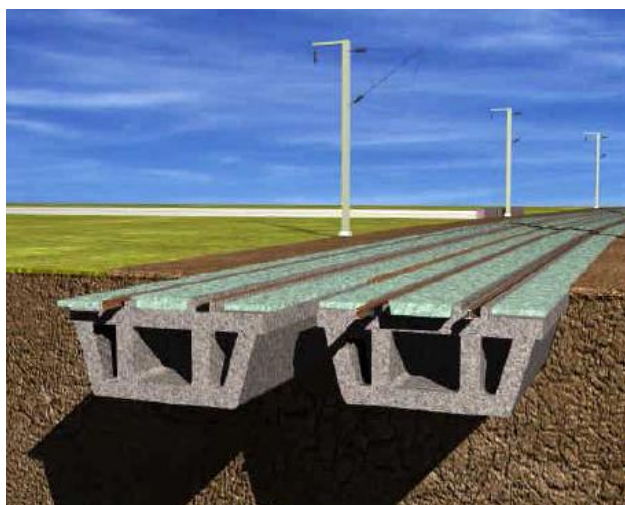


Figura 86 - Representação da tipologia DeckTrack [59]

Embora esta via se apresente no presente sub-capítulo, relativo ao carril embebido, sobre ela pode também ser aplicado carril com fixação direta.

Seguidamente apresenta-se, na figura 87, a comparação entre a receptância de uma via balastrada e uma via com carril embebido.

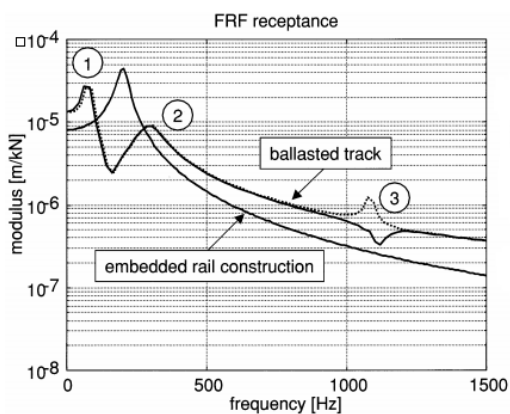


Figura 87 - Comparação da Redução de ruído/vibração por metro em via balastrada e via com carril embebido [76]

Como pode ser observado na figura anterior, a dissipação de vibrações apresenta-se mais favorável para a tipologia de via em estudo para a gama de frequências de 100Hz até 350Hz (aproximadamente).

No entanto, para as restantes gamas de frequências, a via balastrada mostra melhor atenuação de vibrações face à receptância apresentada.



Segundo o mesmo estudo realizado por Oostermeijer e Kok [76], foi também analisada a distância de amortecimento, os resultados apresentam-se de seguida, na figura 88.

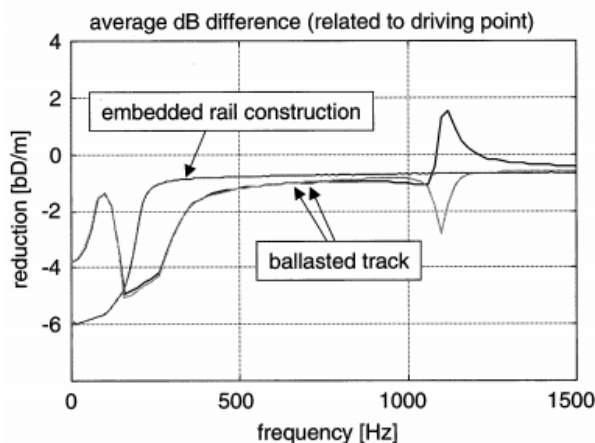


Figura 88 - Comparação de redução de ruído/vibração por metro em via balastrada com carril embebido [76]

Por observação à figura pode dizer-se que a via balastrada apresenta melhores condições relativamente à distância necessária para amortecer o ruído e vibração provenientes da passagem dos veículos para frequências entre aproximadamente 200 e 1100Hz.

Dado que as frequências com maior produção de ruído estão compreendidas entre os 500Hz e 1500Hz, os resultados numa perspetiva ambiental, são melhores para a via balastrada.

A via com carril embebido pode, numa tentativa de melhorar as condições apresentadas, ser melhorada através da aplicação de uma FSM, apresentada no capítulo 6.3.2.3.

Por último, resta referir que esta solução permite a circulação ferroviária e rodoviária, torna-se por isto, numa boa solução a aplicar quando for necessário efetuar uma via destinada aos dois meios de transporte.

6.4 Pontes e Pontões Metálicos

As pontes metálicas, estão normalmente associadas a rigidez elevada, sendo este aspeto bastante desfavorável no que respeita à dissipação de vibração e ruído, associados à circulação dos veículos



A rigidez deste tipo de via pode estar relacionada com diferentes aspetos, tais como, (Casal, H. [62]):

- Tipologia Estrutural;
- Características geométricas dos elementos que as constituem (vãos e seções);
- Material Constituinte da ponte (Aço ou ferro);
- Grau de conexão entre os diferentes elementos da ponte.

De seguida, na figura 89, é exibido este tipo de estrutura.



Figura 89 - Ponte Metálica [9]

A ponte metálica, regra geral, estabelece a ligação entre duas vias balastradas, a esta transição surgem associadas a diferenças de rigidez bastante acentuadas, que se traduzem em assentamentos diferenciais via/ponte.

Os problemas associados à transição encontram-se relacionados com: (Casal, H. [62])

- Elementos estruturais (aspetos relacionados com as características dos elemento que constituem a ponte - rigidez);
- Elementos não estruturais (aspetos relacionados com as características dos veículos – peso próprio e velocidade);
- Energia transmitida ao solo.



Seguidamente, na figura 90, apresenta-se a zona de transição já referida.



Figura 90 - Transição entre via balastrada e ponte metálica [19]

Para além do já referido, as pontes metálicas apresentam ainda, de acordo com Paixão e Fortunato [18]:

- Deslocamentos no vão e rotação das extremidades com a passagem dos veículos;
- Deslocamentos e forças longitudinais associados a variações de temperatura.

Ou seja, um projeto de uma ponte metálica, para tráfego ferroviário, deve não só ter em consideração a geometria da mesma, as características seus materiais, carregamento espetável, velocidade dos veículos e estudos geotécnicos, mas também, condições climáticas e análise de dissipação de vibrações.

Normalmente, e por questões de rigidez são aplicadas neste tipo de estruturas ferroviárias, travessas de madeira. No entanto, e dado tratar-se uma alternativa, estas poderiam ser substituídas por travessas de material compósito, neste tipo de estrutura, de acordo com as características já apresentadas no âmbito da via balastrada.

6.5 Vantagens e Desvantagens da via não balastrada

6.5.1 Vantagens

A via não balastrada tem associada as seguintes vantagens:

- Exige menor manutenção (Ver Figura 91);
- Período de vida útil 50 a 60 anos;



- Maior Resistência lateral;

A elevada resistência lateral deste tipo de via deve-se à maior rigidez atrito entre elementos que a mesma apresenta. Desta forma podem, para curvas do mesmo raio e em comparação com uma via balastrada, ser praticadas velocidades mais elevadas, sem que ocorram deslocamentos dos elementos de superestrutura.

- Boa distribuição de cargas;

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

- Possibilita aplicação de maiores forças de frenagem do veículo;

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

- Boas propriedades de drenagem;

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

- Conforto de circulação;

A via não balastrada apresenta boas condições de conforto de circulação mesmo para velocidades elevadas (>250 km/h).

- Altura de via reduzida (entre 522mm e 889mm); Lichtberger, B. [8]

Desta forma, pode constituir uma boa aplicação em túneis.

6.5.2 Desvantagens

Como desvantagens associadas à via não balastrada pode referir-se:

- Dificuldade de correção de incorreções;

A execução de uma via balastrada requer estudos mais aprofundados e maior qualificação da mão-de-obra durante a sua execução. (retificações de geometria posteriormente ao incorrecto posicionamento dos elementos são complexas e conduzem a elevados custos).

- Maior exigência relativamente à escolha de materiais e traçado;



(Pelas razões expostas acima)

- Maiores exigências a nível do estudo da fundação;

Esta tipologia de via deve ser, como já referido, livre de assentamentos diferenciais, por questões de estabilidade da via, conforto de circulação, segurança e custos bastante elevados de renovação de elementos.

- Menor dissipação de vibração e ruído;

Devido à rigidez, é necessário aplicar elementos resilientes que permitam com que a absorção seja feita isto reflete-se nos custos.

- Elevada Rigidez;

Este aspeto reflete-se numa pior dissipação de vibrações e ruído pelo que, é necessário recorrer à aplicação de elementos resilientes.

- Estudos específicos relativamente às zonas de transição;

Devido a uma diferença de rigidez de aproximadamente 800 kN, estas zonas são bastantes suscetíveis a assentamentos diferenciais pelo que, devem ser alvo de estudos pormenorizados.



7. ANÁLISE COMPARATIVA

Depois de analisados os diferentes tipos de via pode concluir-se que o comportamento das mesmas depende diretamente dos materiais que as constituem, das exigências estabelecidas, bem como das diferentes soluções construtivas adotadas.

Numa tentativa de tornar a análise comparativa menos abrangente, perante um conjunto de soluções com comportamentos completamente diferentes, foram escolhidas duas tipologias de via – uma de via balastrada e outra de via não balastrada – por parecerem mostrar melhores resultados face às características dos materiais e, em relação à via não balastrada por ser o sistema que possuía custos discriminados disponíveis.

Considere-se então, uma via balastrada constituída pelos seguintes elementos de superestrutura:

- Travessas bi-bloco - pela análise realizada com base na Figura 73 e Tabela 16;
- Palmilhas de travessa – pela análise de resultados da Figura 45;
- Carril tipo Vignole;

Relativamente à via não balastrada, a escolha recaiu sobre a solução Rheda 2000®, pelo fato de, como já foi referido, ser a única solução onde foi possível obter custos discriminados.



7.1 Análise de custos

Seguidamente, na tabela 27, serão analisados os custos de execução e manutenção associados às duas tipologias de via.

Tabela 26 - Comparação de custos de execução de via balastrada e não balastrada adaptado de [63]

Un.	Descrição	Custo Un.	Via não balastrada		Via balastrada	
			Medição	Custo Total	Medição	Custo Total
m	Drenagem da Laje	2.5 €	2 000	5 000 €		
m ³	Betão (para laje)	84.4 €	3 400	286 960 €		
m	Tratamento da plataforma	28.0 €			2 000	56 000 €
m	Implantação e piquetagem da via	11.6 €	2 000	23 160 €	2 000	23 160 €
m ³	Transporte de balastro Tipo A em camião	6.3 €			3 600	22 824 €
m ³	Transporte de balastro Tipo A em comboio	4.7 €			5 400	25 596 €
-	Colocação de Travessas	0.7 €	3 334	2 267 €	3 334	2 267 €
m	Transporte de Carril desde a base de trabalho	1.2 €	4 000	4 800 €	4 000	4 800 €
m	Descarregamento de Carril	1.7 €	4 000	6 680 €	4 000	6 680 €
m	Posicionamento e montagem de carril	3.5 €	4 000	13 960 €	4 000	13 960 €
m	Nivelamento da via não balastrada	72.3 €	2 000	144 500 €		
-	Soldadura Aluminotérmica do carril	216.3 €	30	6 488 €	30	6 488 €
m	Libertação de tensões na via	5.2 €			2 000	10 440 €
m	Homogeneização	3.7 €	2 000	7 300 €		



	das tensões na via					
m	Levantamento de via na recepção	4.6 €			2 000	9 180 €
-	Fornecimento de Travessa para via não balastrada	102.0 €	3 334	340 068 €		
-	Fornecimento de Travessa para via balastrada	70.0 €			3 334	233 380 €
m ³	Fornecimento de balastro Tipo A	35.0 €			9 000	315 000 €
m	Fornecimento de Carril	55.0 €	4 000	220 000 €	4 000	220 000 €
				1 061 183 €		949 775 €

Os custos da Tabela 26 são referentes à execução de 2 km de via e apresentam-se, conforme pode ser observado, mais baixos para a construção da via balastrada.

A construção de 1 metro linear de cada tipo de via tem o custo de 530,59€ para via não balastrada e 474,89€ para via balastrada. A diferença por metro linear de via construída é de 55,70€ sendo mais económica a via balastrada.

Devem também ser analisados os custos de manutenção, numa perspetiva de comparativa, devido às diferentes necessidades no que respeita a trabalhos de manutenção associadas às duas tipologias de via.

Estes valores por metro linear de via são bastante distintos dos apresentados na Tabela 26, sendo desconhecidas as condições para as quais foi elaborado o estudo em Lichtberger, B. [8].

As diferenças entre valores podem ter na sua origem vários aspetos, tais como: o país para o qual foi desenvolvido o estudo e uma maior distância do local de fabrico dos materiais até à zona de implantação da obra.

Seguidamente, na figura 91, apresentam-se os custos de manutenção associados à via balastrada e não balastrada.

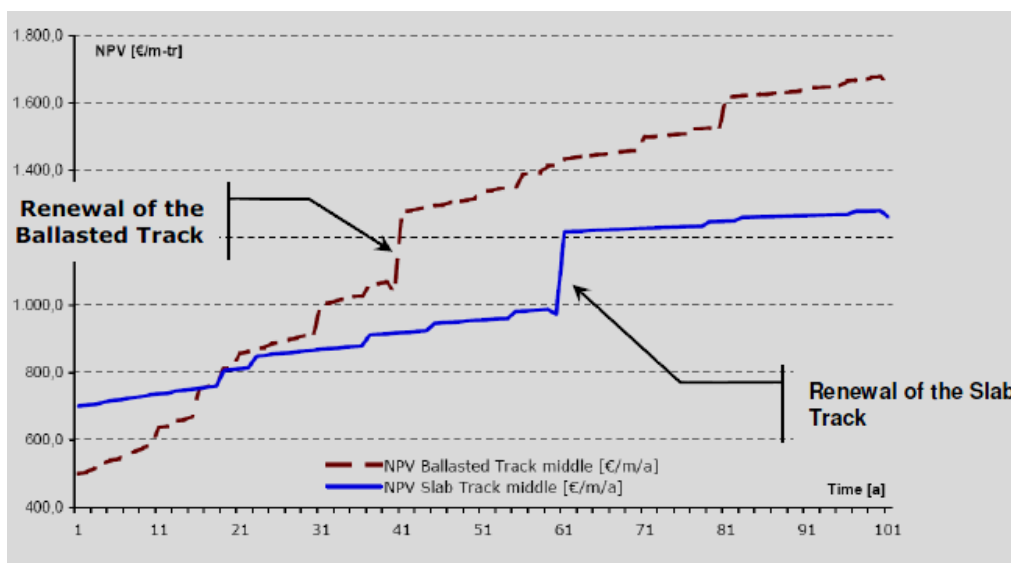


Figura 91 - Comparação de custos de manutenção Via balastrada e não balastrada [€/m/ano] [64]

Verifica-se por observação da figura que ao 19^o ano os custos de manutenção se igualam aos custos de via não balastrada, tendo em consideração a construção e manutenção das mesmas.

A partir deste ano os custos associados à manutenção da via balastrada são sempre superiores ao da via não balastrada, fazendo com que para aos 60 anos, (ciclo de vida útil da uma via não balastrada), mesmo considerando a renovação desta última, os custos se mantenham mais favoráveis para a via desprovida de balastro.

As diferenças, após o período de vida útil da via não balastrada, são da ordem dos 200€/m/ano a mais para via balastrada, com tendência a aumentar.

7.2 Quadro Comparativo

Neste capítulo estabelecida a comparação entre uma via balastrada e outra não balastrada tendo em consideração as características dos elementos que as constituem, analisadas as suas vantagens e desvantagens e determinados e comparados os custos inerentes a processos de instalação e manutenção das duas tipologias de via.

Será novamente estabelecida a comparação entre uma via balastrada e uma via não balastrada com sistema Rheda 2000®.



A comparação encontra-se exposta na tabela 27.

Tabela 27 - Quadro comparativo entre via balastrada e não balastrada

Parâmetro	Via Balastrada	Via Não Balastrada
Rigidez	70 kN/mm a 100kN/mm	800 kN/mm a 900 kN/mm
Resistência Lateral	Baixa, devido à baixa resistência lateral do balastro	Elevada, devido à existência de uma camada rígida
Drenagem	Pode ser comprometida devido à contaminação de balastro e aumento de finos	Boas condições
Conforto de Circulação	Boas condições até 250 km/h *	Boas condições para velocidades inferiores e superiores a 250 km/h *
Vibração	Boas Condições de absorção de vibração	Boas Condições com aplicação de palmilhas de carril flexíveis
Ciclo de Vida Útil	30 a 40 anos	50 a 60 anos
Estabilidade	Com o tempo o balastro tende a mover-se na direção lateral e longitudinal e apresentar assentamentos devido ao seu comportamento plástico	Não apresenta problemas de estabilidade
Custos Execução	474,89 €/ml	530,59 €/ml
Custos de Manutenção	Aproximadamente 200€/m/ano	Aproximadamente 100€/m/ano

*De acordo com Mittal e Maurya [65]



8. TRANSIÇÃO ENTRE VIA BALASTRADA E VIA NÃO BALASTRADA

Ao abordar esta temática é importante definir o principal problema associado à transição entre as duas tipologias de via (A mudança abrupta de rigidez) que, de acordo com Dahlberg, T. [66] e Mishra, D. [67], se traduz em assentamentos diferenciais e influência fortemente as condições de dissipação de energia de uma via-férrea.

No caso de uma via balastrada, a rigidez pode estar compreendida entre 70kN/mm e 100kN/mm e a de uma via não balastrada entre os 800 kN/mm a 900 kN/mm (tomando valores superiores no caso de pontes).

De acordo com Read e Li [68], atravessa zonas de rigidez bastante distintas, o rodado sofre uma elevação devido às diferentes deflexões dos carris situados numa e noutra zona. Esta elevação, de acordo com os autores referenciados, traduz-se na aceleração vertical do veículo sendo o resultado um aumento de carregamento dinâmico.

Normalmente, nas zonas de transição, verifica-se a ocorrência de migração de balastro, movimento das travessas e assentamentos diferenciais, estes últimos que originam um ressalto comumente designado por “Bump” ou “dip” ou “salto”, ilustrado na figura 92.

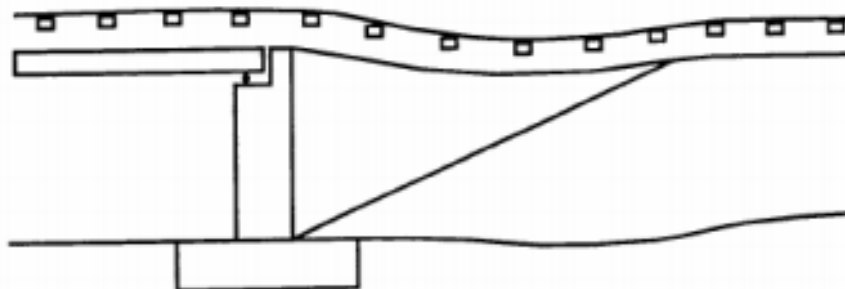


Figura 92- Ressalto na zona de transição [69]

Um exemplo deste tipo de situação é a passagem de uma ponte, suportada por estruturas de elevado módulo de rigidez ($k > 900$ kN/mm), tais como estacas e pilares, para uma outra zona onde apenas existem os elementos de subestrutura e superestrutura já referenciados, nos Capítulos 5.2.1e 5.2.2 do presente documento, ($70 < k < 100$ kN/mm).



Segundo Fumey, M. (*et al*) [70] existem vários tipos de zonas de transição, eles podem ser:

- Entre uma via balastrada e outra não balastrada;
- Entre vias balastradas com módulos de rigidez distintos;
- Entre a plena via e um AMV;
- Entre uma via balastrada e uma ponte.

O principal objetivo neste capítulo é aprofundar o conhecimento no que diz respeito ao comportamento da via nas zonas de transição de modo a poder retirar conclusões acerca da melhor solução a adoptar.

Para tal irá considerar-se não só a simples passagem dos veículos mas o efeito acumulado que destas passagens possam advir.

8.1 Comportamento Estático

Para estudar o comportamento estático de uma zona de transição, foram medidos os assentamentos diferenciais em diversos pontos de um troço de via, constituído por, via balastrada, uma laje de transição e um órgão de drenagem transversal em betão, como ilustrado na figura 93.

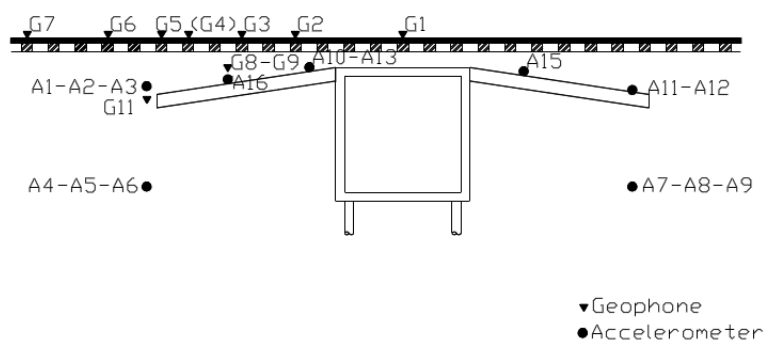


Figura 93 - Esquema de via utilizada para o estudo do carregamento estático em zonas de transição [71]



De acordo com este estudo podem ser observados seguidamente, na figura 94, os resultados para os assentamentos diferenciais no troço cujo esquema foi acima apresentado.

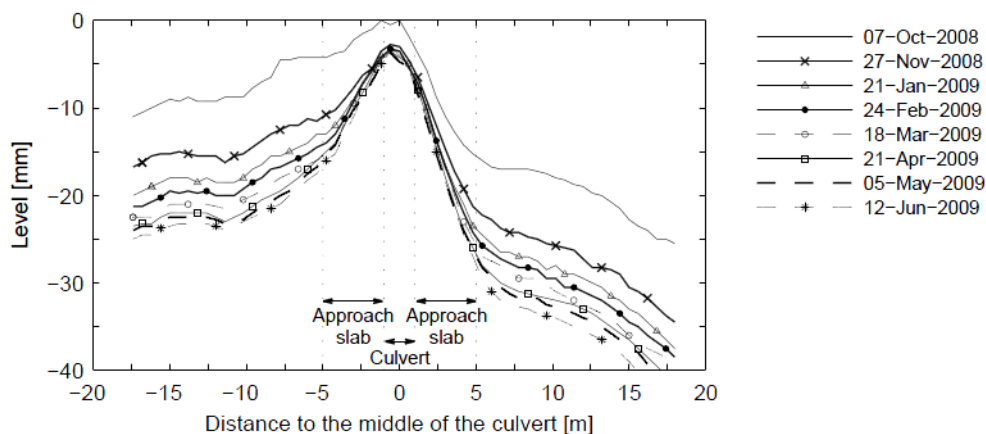


Figura 94 - Assentamentos diferenciais nas várias para estudo da zona de transição [72]

Os resultados apresentados acima mostram que, a parte da via com maior rigidez (zona do órgão de drenagem), foram verificados assentamentos de cerca de 5mm. Já na parte de via balastrada observam-se assentamentos de aproximadamente 30mm (em média).

Para a realização das medições foram utilizados diversos aparelhos tais como acelerómetros uniaxiais, acelerómetros triaxiais e geofones durante um período de aproximadamente 1 ano, tendo sido iniciado após operações de renovação de via.

Pode assumir-se que, os assentamentos diferenciais variam de forma inversamente proporcional à rigidez da via, apresentando variações mais bruscas nos primeiros dois meses após renovação de via, como pode ser observado na Figura 95.

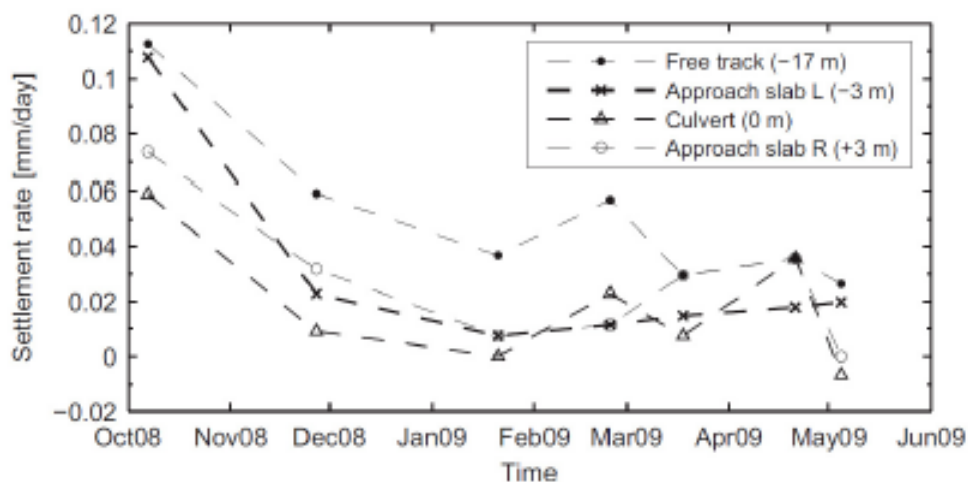


Figura 95 - Taxa de Assentamento na zona de transição (Via balastrada) [72]

8.2 Comportamento Dinâmico

O comportamento dinâmico das zonas de transição está associado a todas as forças de origem dinâmica associadas à via-férrea, sendo a velocidade do veículo o parâmetro que mais influencia o comportamento da zona de transição.

No capítulo anterior já foram referidos os equipamentos utilizados no estudo do comportamento da zona de transição, resta apenas aqui salientarmos que os maiores valores de assentamento se verificam para a zona onde estão situados os aparelhos de medição (travessa).

Os resultados das medições de assentamentos associados à passagem dos veículos podem ser observados na figura 96.

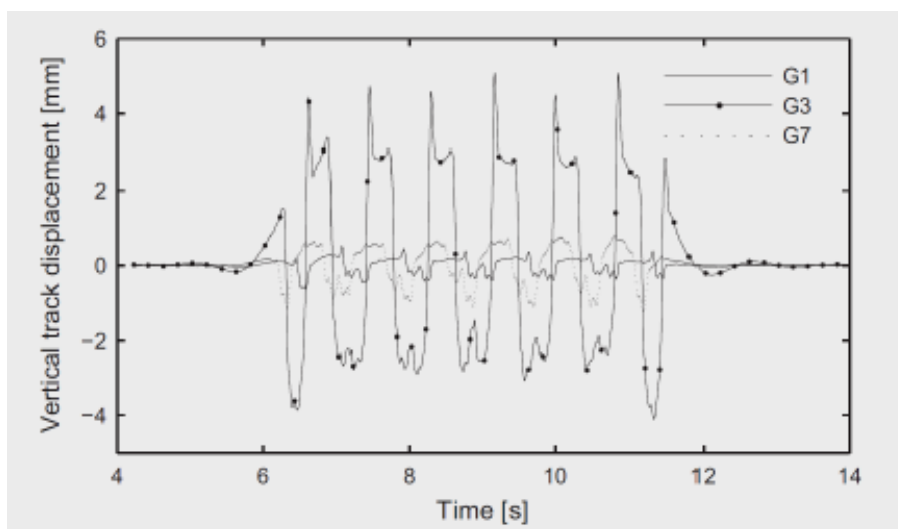


Figura 96 – Valores de assentamento associados à passagem dos veículos[72]

8.3 Soluções-Tipo

Face aos problemas inerentes às zonas de transição, foram desenvolvidas algumas soluções-tipo de acordo com Seara e Corner [73], que permitem mitigar os efeitos da passagem repetida dos veículos, numa zona onde os valores de rigidez da via podem apresentar diferenças de 700 a 800kN/mm aproximadamente.

8.3.1 Aumento do comprimento das travessas e alteração do seu material constituinte

Segundo Read e Li [68], o aumento gradual das travessas na proximidade da transição é uma solução que minimiza os efeitos já mencionados uma vez que, travessas de maiores dimensões possuem uma maior capacidade de suporte, devendo por isso ser aplicada esta solução na parte da via com menor rigidez (via balastrada).

Para além de possuírem maiores dimensões, as travessas podem, nesta solução, apresentar menor espaçamento entre si. Isto resulta maior número de travessas na zona em análise e um conseqüente aumento da capacidade de suporte e contato, para a transmissão do carregamento ao balastro.

De acordo com a mesma fonte, Read e Li [68], esta solução mostra-se dependente de outros fatores tais como, a compactidade da camada de balastro e a uniformidade da mesma.



Além disso, esta solução contribui de forma pouco significativa para o aumento da rigidez da via balastrada, o que significa que não elimina completamente os problemas associados à transição.

Seguidamente, na figura 97, apresenta-se a solução em análise.

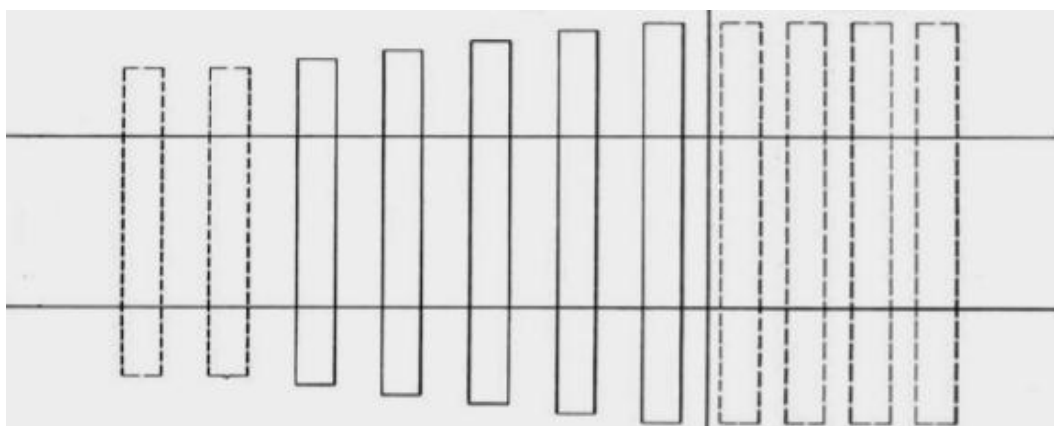


Figura 97 - Travessas de Aproximação [68] Adaptado

No que respeita à alteração do material constituinte das travessas, é importante referir a aplicação de travessas constituídas por material compósito, Read e Li [68], que normalmente substituem as travessas de betão localizadas na zona de maior rigidez da via.

A aplicação deste tipo de travessas, de acordo com o estudo desenvolvido por Read e Li [68], permite obter bons resultados no que respeita à obtenção de módulos de deformabilidade semelhantes entre o tabuleiro e a zona de transição, comparativamente com as travessas de betão.

Apresenta-se seguidamente, a figura 98, onde podem ser comparados, os módulos de resistência da via para a zona de maior rigidez e para a zona de transição, quando aplicadas travessas de betão, travessas de material compósito e travessas de betão com palmilhas.

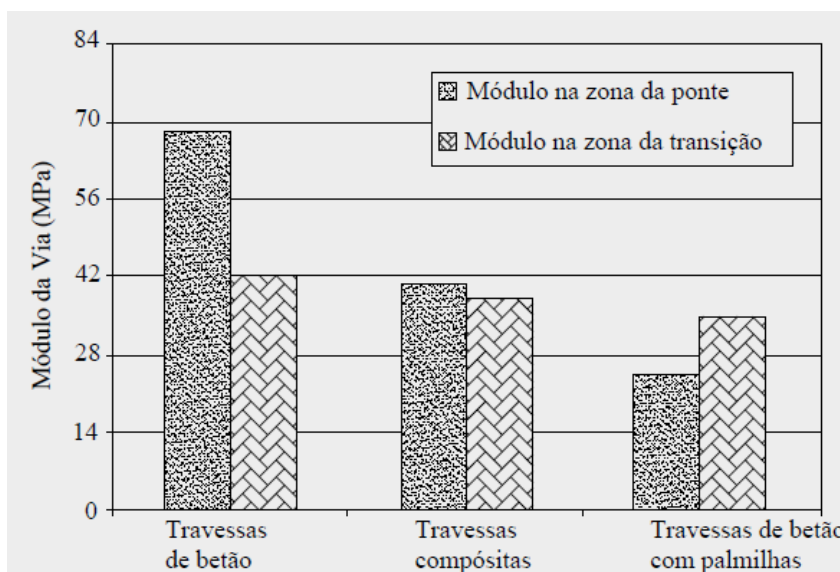


Figura 98 - Comparação dos módulos de deformabilidade da via com diferentes tipos de travessas e elementos resilientes [68]

8.3.2 Reforço da fundação

De acordo com Sew e Chin [74] e Read e Li [68] o reforço da fundação com colunas ou estacas, como se apresenta na Figura 99 é um método que elimina de maneira eficaz os problemas associados à zona transição.

O posicionamento de estacas ou colunas no terreno de fundação, sob a via balastrada, confere à mesma um maior módulo de rigidez.

Os comprimentos das estacas ou colunas para a realização desta técnica são variáveis, mas sempre crescentes no sentido da aproximação da via com maior módulo de rigidez.

Desta forma, dá-se uma diminuição do módulo de deformabilidade, de forma progressiva.

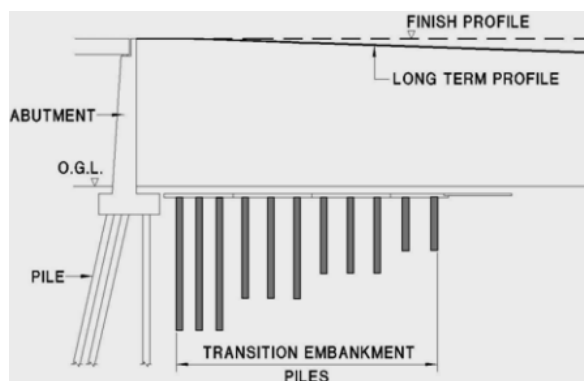


Figura 99 - Reforço do terreno de fundação com colunas ou estacas [74]



Como pode ser observado na Figura 99 no topo das colunas ou estacas é executada uma laje de betão. Este método construtivo permite que minimizar diferentes assentamentos diferenciais entre a zona situada exatamente acima da estaca/coluna e a zona entre estacas/colunas.

8.3.3 Lajes de Transição

Esta solução consiste em colocar uma laje de betão entre a camada de balastro e sub-balastro, esta que deve ser posicionada com uma inclinação 1/200, sendo o comprimento mais comum deste elemento 6m. Segundo Read e Li [68] os resultados, no que respeita a assentamentos diferenciais são idênticos à solução onde é aumentado o comprimento das travessas e diminuído o espaçamento entre as mesmas.

8.3.4 Cunhas de Transição (Blocos Técnicos)

As cunhas de transição consistem no tratamento de solo, por camadas que são executadas com diferentes tipos de material. O módulo de deformabilidade da camada é tanto maior quanto maior o afastamento à zona de contato entre módulos de rigidez distintos, possibilitando desta forma o aumento progressivo de rigidez da via.

Os materiais a utilizar nestas camadas podem ser solos com granulometria bem definida, ou poliestireno expandido (EPS), entre uma camada de areia e outra de de polietileno de alta densidade (HDPE), Sew e Chin [74].

Esta solução pode ser aplicada conjuntamente com as lajes de transição já referidas.

Seguidamente, na figura 100 encontra-se ilustrada esta solução tipo.

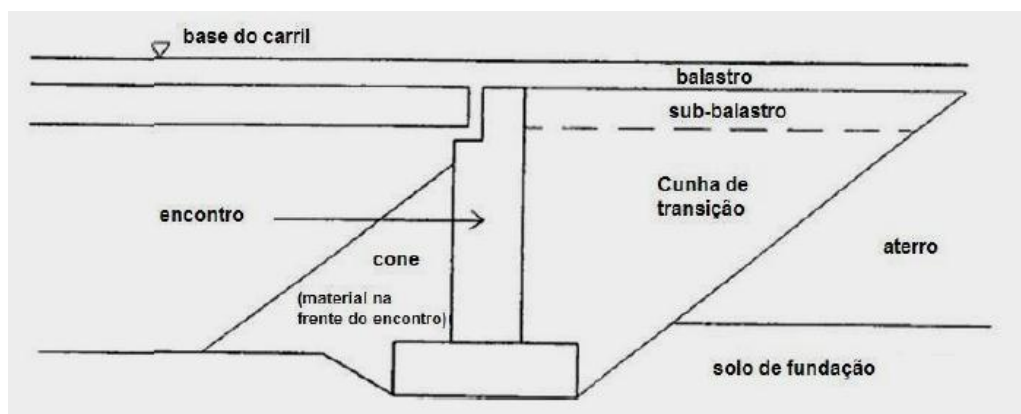


Figura 100 - Cunha de Transição [75]



Até aqui foram apresentadas soluções que se prendem com operações de intervenção em via balastrada, de forma a estabelecer comparação entre elas apresenta-se seguidamente, na figura 101, as contribuições dos vários elementos e camadas de via para a rigidez da mesma.

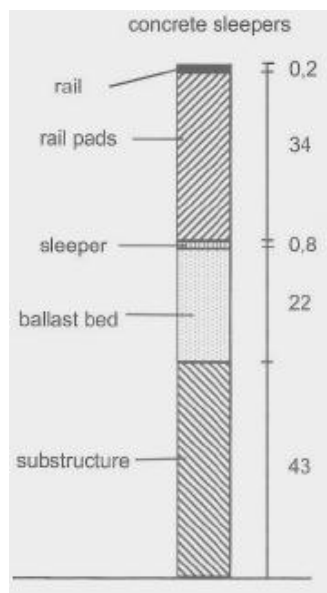


Figura 101 - Contribuição dos elementos e camadas de via balastrada para a sua rigidez adaptado de [8]

Como pode ser constatado, a subestrutura é a parte da via que contribui mais para a os valores de rigidez na mesma. Desta forma pode assumir-se que as melhores soluções-tipo consistem naquelas que atuam no terreno de fundação, expostas em 8.3.2 e no presente subcapítulo.

8.3.5 Palmilhas em zonas rígida

O uso de palmilhas de travessas verifica-se bastante eficaz quando é pretendido melhorar aspetos relacionados com a resiliência da via não balastrada.

No capítulo 5.3.1.2 encontram-se apresentadas as características destes elementos e os benefícios a que estão associados, por permitirem reduzir da rigidez da via.

Por observação à Figura 98 pode deduzir-se que, em termos de diminuição de rigidez esta é a solução também apresenta bons resultados.



9. CONCLUSÕES

Relativamente aos elementos constituintes de via balastrada pode concluir-se que, o carril deve ser alvo de examinações periódicas, por forma a controlar possíveis irregularidades, já que a sua presença na superfície de rolamento se traduz num aumento das forças de origem dinâmica.

Este aumento, da ordem dos 160kN para vias com menor controlo de irregularidades no carril reflete-se principalmente, nas forças verticais atuantes na via-férrea. Assim sendo, e pelos valores máximos admitidos às deflexões do carril – 3mm para vias de comboios ligeiros e convencionais e 1,5mm para linhas de alta velocidade, deve ser, como já referido, um aspeto controlado.

Além disso, as forças de maiores dimensões podem originar, por sua vez, maiores assentamentos na camada de balastro, o que implica um maior número de operações de manutenção e um conseqüente aumento de custos.

Quanto às características do carril, pode concluir-se que não existe uma tipologia que permita obter maior conforto, segurança e economia, mas sim, que as vias devem ser alvo de estudo, de modo a adaptar este elemento às condições de circulação, presentes e futuras, evitando assim custos acrescidos no que diz respeito à sua substituição.

Relativamente às travessas de madeira, pode concluir-se que, algumas das suas características, tais como, o baixo peso próprio e a sua elevada degradação associada aos carregamentos impostos, fazem com que este elemento não constitua uma solução vantajosa.

Efetivamente, o seu baixo peso próprio faz com que este tipo de travessa seja mais suscetível a deslocamentos longitudinais e transversais, verificando-se este último em alinhamentos de curva circular da via.

Além disso, quando é pretendido aplicar travessas de madeira, devem ainda ser consideradas as condições climáticas a que este elemento estará sujeito, visto apresentar melhor comportamento em termos de vida útil, para climas quentes e secos.

No entanto, e depois de apresentadas razões que inviabilizam a aplicação desta tipologia de travessas em via convencional, o estudo do comportamento destes elementos, quando submetidos a tratamentos específicos que, teoricamente, tendem a melhorar as



suas características, carece ainda de aprofundamento, não podendo por isso, ser retiradas conclusões neste sentido.

É também possível concluir que, se afigura vantajosa a eventual substituição das travessas de madeira por travessas de material compósito. Estes elementos, apresentam características similares às travessas de madeira em aspetos relacionados com resiliência e melhores valores de resistência. Além disso, são também uma boa solução a nível ambiental, visto possuírem na sua constituição materiais reciclados.

Esta tipologia de travessa apresenta peso próprio reduzido, o que não traz grandes vantagens ao nível da resistência lateral para uma via convencional, no entanto, e avaliando somente as suas características e não o seu custo, são a melhor opção para aplicação em pontes metálicas tal como em túneis quando existam problemas de gabarit vertical, nomeadamente perante necessidades de eletrificação.

Quanto às travessas de betão, para aplicação em via balastrada pode concluir-se que, a melhor solução está associada à aplicação de travessas bi-bloco, visto apresentarem um custo mais reduzido (da ordem dos 50%), para as mesmas características de carregamento e velocidade.

Apesar desta tipologia apresentar, por elemento, reduções no peso próprio de cerca de 100kg que permite uma maior facilidade no manuseamento dos elementos, além disso o fato de possuir dois blocos traduz-se numa maior resistência lateral.

Ainda no âmbito das travessas aplicadas na via balastrada, pode concluir-se que, as travessas metálicas não constituem, de todo, uma boa solução visto estarem associadas a baixo peso próprio, que pela mesma razão apresentada para travessas de madeira acarreta várias implicações. Além disso, apresentam ainda más condições de dissipação e ruído devido à sua rigidez bem como grande suscetibilidade às variações de temperatura.

No que respeita aos elementos de fixação, pode concluir-se que, não existe um tipo de fixação que prevaleça sob os restantes face às suas propriedades, mas sim, que este elemento deve ser alvo de uma escolha criteriosa, consoante as características de rigidez, de aperto e de deflexão máxima, que se pretende obter.

Quanto aos materiais que podem ser aplicados na via com a finalidade de lhe fornecer maior resiliência, não podem ser tecidas conclusões relativamente à melhor solução.



Pode concluir-se que os três tipos de elementos apresentados (palmilhas de carril, palmilhas de travessa e mantas de balastro) constituem boas soluções relativamente à dissipação de vibrações, atenuação de ruído e maior estabilidade.

Embora estes elementos tenham custos associados, a sua aplicação permite reduzir a altura da camada de balastro.

Ainda no que respeita aos elementos resilientes, resta concluir que, embora menores valores de rigidez estejam associados a melhores condições de dissipação de ruído e vibrações, quanto mais reduzidos forem os valores de rigidez global da via, maiores irão ser os assentamentos das camadas que a constituem. Desta forma, não deve por isso, ser “instalada” na via elasticidade excessiva.

No que respeita à via não balastrada com apoio discreto, de acordo com o estudo cujos resultados se encontram apresentados na Figura 73, pode concluir-se que, a aplicação de travessas de betão bi-bloco se mostra mais favorável, por apresentar melhores características no que respeita à dissipação de vibrações e custos mais reduzidos.

Desta forma, os sistemas ATD (com travessas bi-bloco), Rheda 2000® e STEDEF consistem em melhores soluções relativamente aos aspetos considerados.

Em termos de custos, o sistema ATD (bi-bloco) apresenta menores valores que a solução Rheda 2000® (aproximadamente menos de 30€/ml de via) de acordo com Lichtberger, B. [8].

Relativamente à solução STEDEF não foi possível obter qualquer informação de custos quantificados, sabendo-se apenas que tem custos de execução mais elevados.

Este último apresenta, em contrapartida, custos de mais renovação mais reduzidos mas, devido à inexistência de quaisquer um destes quantificados, torna-se bastante complicado compará-lo com os outros sistemas.

Numa perspetiva comparativa, entre sistemas de travessas embebidas e via balastrada, pode concluir-se que, no que respeita à força de interação rodado/carril, que tanto contribui para as forças verticais existentes na via férrea, os melhores resultados, de acordo com a Figura 74, apontam no sentido da via balastrada ou do sistema STEDEF.



Quanto aos resultados obtidos para a via balastrada, é importante realçar que, a mesma exige um maior número de operações de manutenção durante a sua vida útil, para que possa manter a sua qualidade inicial, estando por isso os bons resultados obtidos relacionados com operações de manutenção de via, que por sua vez estão associados a custos mais elevados.

Quanto à via não balastrada desprovida de travessas, relativamente à via com carril embebido pode concluir-se que, estes sistemas representam uma má solução relativamente a aspetos relacionados com ruído e vibração, quando comparados com via balastrada, devendo, para alcançar os mesmos níveis de qualidade relativamente a estes parâmetros, ser fornecida maior elasticidade à via.

Por ser uma via onde não é exequível a colocação de palmilhas de carril deve ser aplicada, por questões de melhoramentos, uma FSM, que melhora o comportamento da via em cerca de 20%.

Ainda no âmbito das soluções de via não balastrada sem travessas, resta referir a via com fixação direta do carril.

Esta apresenta condições dependentes do tipo de fixação aplicada, podendo nalguns casos apresentar melhor comportamento a nível de distribuição de forças que uma via não balastrada com travessas embebidas (por exemplo LVT).

Como foi referido em 7.1, os custos baseados em Lichtberger, B. [8] são bastante distintos dos custos apresentados por Escribano, J. [63], pelo que não podem ser comparados os custos para a solução ATD (com travessas bi-bloco) com os custos da via balastrada apresentados no capítulo já referido visto que, derivam de fontes distintas.

Desta forma, serão apenas considerados os custos para as mesmas condições de execução, apresentados na **Error! Reference source not found.**, só sendo possível estabelecer relação entre dados provenientes da mesma fonte.

No entanto, pode concluir-se que o sistema ATD, em conformidade com os dados recolhidos, é o que apresenta melhor relação Qualidade/Custo de execução, apresentando somente uma desvantagem, a altura da solução (aproximadamente 849mm).



Relativamente à comparação de custos discriminados, entre uma via balastrada e uma via não balastrada conclui-se que, de acordo com Escribano, J. [63], existe uma diferença nos mesmos de aproximadamente 55,70€ por metro linear, estando os melhores resultados associados à via balastrada.

No entanto, pelo fato da via balastrada necessitar de mais operações de manutenção, renovação e substituição ao longo da sua vida útil, a via não balastrada torna-se uma solução mais económica com o passar do tempo, mais precisamente após decorridos 19 anos desde a sua execução.

Em relação às características destes dois tipos de via, de acordo com o apresenta na Tabela 27, a via que melhor desempenho apresenta é a via não balastrada.

Face às problemáticas associadas às zonas de transição, e considerando as soluções-tipo apresentadas em 8.3, pode concluir-se que, as que proporcionam menores assentamentos diferenciais, são as se prendem com modificações no terreno de fundação e com aplicação de palmilhas de travessas na zona da transição de rigidez mais elevada.

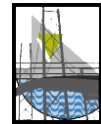
A título de resumo, e tendo em conta a informação recolhida, conclui-se então que, a via não balastrada com travessas embebidas – Rheda 2000®, em termos de custos (quando conjugados custos de execução e de manutenção), resistência lateral da via, condições de drenagem, conforto de circulação e estabilidade é apresenta condições mais favoráveis comparativamente com a via balastrada.

Por último resta referir que, num futuro trabalho, seria interessante desenvolver a comparação de custos entre um sistema ATD (com travessa bi-bloco) e o sistema STEDEF, com a via balastrada, já que apresentam melhores características que esta última. Além disso, é bastante provável que os mesmos se revelem mais satisfatórios, tanto a nível de construção como de manutenção.



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Esveld, Coentraad – “Moder Railway Track”. 2ª ed. Delft: MRT-Productions, 2001. ISBN 90-800324-3-3.
- [2] Selig, Ernest T.; Waters, John M. – “Track Geotechnology and Struture management”. Londres; Thomas Telford Publications, 1994. ISBN 0727720139.
- [3] Corneia, Filipe G. M. – “Modelação e Resposta de Vias Ferroviárias para Cargas Móveis”[Em linha].Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia – Universidade Nova de Lisboa, 2010.[Consultado a 24 Maio de 2012]. Disponível em WWW: <URL: <http://repositorio-aberto.up.pt>>.
- [4] Berggren, Eric – “Railway Track Stiffness Dynamic Measurements and Evolution for Efficient Maintenance”[Em linha]. Estocolmo: KTH Engineering Sciences, 2012.[Consultado a 10 Novembro de 2012] Disponível em WWW: <URL: <http://kth.diva-portal.org/> >.ISBN 978-91-7415-293-7.
- [5] INNOTRACK – “D3.1.11 Results of continuous RSMV Stiffness measurements and Switches at DB” [Em linha] INNOTRACK – Innovative track Systems, 2009.[Consultado a 5 de Setembro de 2012] Disponível em WWW:<URL:[http:// innotrack.net](http://innotrack.net)> Projet no.TIPS-T2006-031415.
- [6]Selig, E.; Li, D. – “Methods of Railroad Track Foundation Design. I: Development”[Em linha]. Journal of Geotechnical and Environmental Engineering, 1998.[Consultado a 10 Agosto 2012] Disponível em WWW:<URL:<http://ascelibrary.org>>.
- [7] REFER, EP – “Fornecimento de Balastro e Gravelha”. Rede Ferroviária Nacional, 2008. IT.GEO.001.
- [8] Lichtberger, Bernhard – “Track Copendium Formation, Permanent Way, Maintenance, Economics.” 1ª ed. Hamburg: Eurailpress, 2005. ISBN 3-7771-0320-9.
- [9] Martins, A. – Ferbritas, 2012.



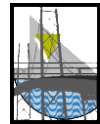
- [10] Fortunado, E. – “Renovação de plataformas Ferroviárias. Estudos relativos à capacidade de carga” [Em linha] Porto, FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2005. [Consultado a 10 de Abril de 2012]. Disponível em WWW:<URL:<http://repositorio-aberto.up.pt>>.
- [11] Cruz, S.; Santos, B. – “Apontamentos de Caminhos-de-ferro, Volume 1”. Lisboa, ISEL – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 1999, revisto em 2009.
- [12] Ferreira, João N. A. – “Intervenções de Construção, Renovação e Manutenção na Via Férrea” [Em linha]. Porto:FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do porto, 2010.[Consultado a 3 de Agosto de 2012] Disponível em WWW<URL:<http://repositorio-aberto.up.pt>>.
- [13] Disponível em
WWW:<URL:<http://www.flickr.com/photos/vavaleridossantos/4158698758.>>
- [14] Silva, A. – “Análise da viabilidade de utilização, em caminhos de ferro, de travessas de madeira obtidas a partir de lamelados de madeira, em alternativa às travessas de madeira tradicionais” Lisboa: ISEL- Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2010.
- [15] Disponível em WWW:<URL:<http://85a.co.uk/fórum/view-topicphp?id=777&fórum-id=11>>.
- [16] SATEPOR - Fichas Técnicas Travessas Betão.
- [17] Li, Dingqing; read, David – “Research results digest 79”. [Em linha] Washington: TRB – Transportation research Board, 2006. [Consultado a 3 de Junho de 2012] Disponível em WWW:<URL:<http://onlinepubs.trb.org>>.
- [18] Paixão, A.; Fortunado, E. – “Novas Soluções de Superestruturas de Via para Alta Velocidade Ferroviária. Comparação com a Via Balastrada tradicional” Lisboa: LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2009.
- [19] Asanuma, K. – “Ladder Track Struture and Performance”. [Em linha] Railway Technology Avalanche nº6, 2006. [Consultado a 15 de Agosto de 2012] Disponível em WWW<URL:<https://webform.rtri.or.jp>>.
- [20] Disponível em WWW:<URL:<http://icms.org.uk/downloads/hydro/hosking.ppt>>.



- [21] Seara, I.; Correia, A. – “Zonas de transição de Vias-Férreas. A Importância de uma Solução Geoestrutural”. [Em linha] Guimarães: Universidade do Minho, ano. [Consultado a 6 de Maio de 2012] Disponível em WWW:<URL: <http://repositorium.sdum.uminho.pt>>.
- [22] Chattree, R.; Manoharan, S.; Satyanarayana, P.V.V – “Composite Sleepers for Bridges. Progress Till Date and Road Ahead”[Em linha]. Pune: Indian Railways Institute of Civil Engineering.[Consultado a 2 de Dezembro de 2012] Disponível em WWW:<URL: <http://wiki.iricen.gov.in>>.
- [23] Singh, Sovir – “Rails for Heavy Axle Operations”. [Em linha] [Consultado a 2 de Dezembro de 2012] Disponível em WWW:<URL: <http://wiki.iricen.gov.in>>.
- [24] Disponível em WWW:<URL:[http:// br.all.biz](http://br.all.biz)>.
- [25] Cruz, A. – “A via férrea superestrutura. Materiais de via Sistemas de Ligação e Fixação dos Carris” Lisboa: ISEL – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa,2010.
- [26] Pandrol – “Product Information” Surrey: Pandrol Track Systems,2010.
- [27] Pinto, A. – “Aplicação de Geossintéticos em Linhas Férreas. Estudo Laboratorial dos Fenómenos de Danificação durante a Instalação e Abrasão dos Materiais” [Em linha] Porto: FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2005. [Consultado a 4 de Junho] Disponível em WWW:<URL: <http://repositorio-aberto.up.pt>>.
- [28] Ingold, T. S. – “The Geotextil and Geomembranes Manual”. Oxford: Elsevier Advanced Technology,1994 ISBN 1-85617-198-1.
- [29] Disponível em WWW:<URL:[http:// www.conteches.com](http://www.conteches.com)>
- [30] Disponível em WWW:<URL:<http://Geotextil.trademart.in/produt-geotextilesforrailways-geotextil.html>>.
- [31] Iwnicki, Simon – “Handbook of Railway Vehicle Dynamics”. London: CRC Press Taylor & Francis Group, 2006. ISBN 0-8493-3321-0.
- [32] Schabaver, W. – “Elastic Support of Rails and Sleepers in the Pratical Use of Special Applications”. Viena: Semperit Technische Produkte.



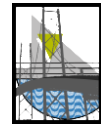
- [33] Fortunado, Eduardo – “Mobilidade e Gestão das Infraestruturas de transporte”. Lisboa: Jornadas LNEC, 2012.
- [34] Alves, Ribeiro – “Influência da Rigidez das Palmilhas nas Curvas de Receptância do carril”, 2012.
- [35] Lakusic, Stjepan; Ahac, Maja; Haladin, Ivo – “Experimental Investigation of Railway Track with Under Sleeper Pad”. Zagreb: Faculty of Civil Engineering - University of Zagreb, 2010.
- [36] Disponível em WWW:<URL:<http://.trelleborg.com.au>>.
- [37] Ruigoméz, José – “Analysis of Short and Long-term Behavior of Ballast and Slab Railway Track”. Madrid: Technical University of Madrid, 2009. Ref. PT-2006-024-19 CCPM.
- [38] Blanco, J. (et al) – “Dynamic Comparison of Different types of Slab Tracks and Ballasted Track Using a Flexible Track Model”[Em Linha]. Proc. IMeechE. Part F: Journal of Rail and Rapid Transit. Vol. 225, 2011. Disponível em WWW:<http://addi.ehu.es/>
- [39] Bilow, D.; Randich, G. – “Slab Track for the Next 100 Years”.[Em linha] Illinois: Portland Cement Association. Disponível em WWW:<URL:<http:// arema.org>>.
- [40] Esveld, C.; Markine, V. – “Use of Expanded Polysterene (EPS) Sub-Base in Railway Track Design”[Em linha] Disponível em WWW:<URL:<http:// esveld.com>>.
- [41] Michas, Georgios – “Slab Track Systems for High-Speed Railways”.[Em linha] Stockholm: Royal Institute of Technology, 2012. Disponível em WWW:<URL:<http://kth.diva-portal.org>>.
- [42] Lechner, B. – “Ballastless tracks on Asphalt Pavements – Design and Experiences in Germany”. 7th International Conference on bearing capacity of Roads, Railways and Airfields. 27 a 29 de Julho 2005, Trondheim.
- [43] Rail one - “GETRAC® The Ballastless track System on Asphalt”, Brochura, Rail One. Gmbh Pfeleiderer Track Systems Neumarket.



- [44] Freudenstein, S.; Sibermann, T. –“Renewal of the Brandleite Tunnel with Getrack® Ballastless track Systems on Asphalt” Europress, Julho 2007 ISBN 978-3-7771-0-367-9.
- [45] EFRTC – European Federation of railway Track – [Em linha] Works Contrator, Newsletter nº2, Roma. Disponível em WWW:<URL:http:// http://www.efrtc.org>
- [46] Beck, A. – “Railway Infrastruture in Germany: Cologne - Frankfurt: A High-Speed Line with Slab Track”. , Bilbao: 1st International Forum, Non-Ballasted Track de 17 a 19 de Janeiro de 2007.
- [47] Pfeleiderer – “Rheda 2000®. The Ballastless Track System for High Speed Rail Traffic”. Brochura, Pfeleiderer Aktiengesellschat, Neumarket.
- [48] Esveld, C. – “Slab Track. A Competitive Solution”. [Em linha] Delft: Delft Universiy of Technology, 1999. Disponível em WWW:<URL:http:// esveld.com>.
- [49] Disponível em WWW:URL<htto://fiebig.de/rheda-spezial.html. 3-12-2012>.
- [50] Banchmann, H. – “Modern Track Technologies, State of the Art” Manchester: The European Railway Reviem Conference, 16 de Setembro 2003.
- [51] UIC – “Civil Engineering Support Group. Feasibility Study «Ballastless Tracks»”. UIC Report – March 2002
- [52] Disponível em WWW:<URL:http:// flickr.com/photos/felipe-gabaldon/sets/721576045671677337/detail>.
- [53] Sonneville International Corporation - “Low Vibration Track (LVT) Track Adjustments and Components Substitution” [Em linha] Müntschemier: Sonneville, 2010. Disponível em WWW:<URL:http:// sonneville.com>.
- [54] Berger, P.; Picher, D.; Unterberger, W. – “Development of a New Low Vibration Track System for the Viena Underground”[Em linha] Disponível em WWW:<URL:http:// ic-group.org/>.
- [55] Vossloh – “Rail Fastenning System for Slab Tracks”, System DFF300, Brochura, Vossloh, Fastenning System Gmbh, Werdohl.



- [56] Ando, K.; Sunaga, M.; Aoki, H.; Haga, O. – “Development of Slab Tracks for Hokuriko Shikoku Line” Tóquio, Quaternary report of railway Technical research Institute, Vol. 42. ISSN 1880-1765/0033-9008.
- [57] Penny, C. – “In Search for the Ideal Trackform”[Em linha] Utrecht: Rail-Tech Europe, 01 a 03 de Abril de 2003.Disponível em WWW:<URL:http:// arema.org>.
- [58] Esveld, C. – “Innovations in Railway Track”, Conferne Railtech. Delft University of Technology, 1997.
- [59] Bos, J.; Stuit, H. – “Deck Track®: Foundation for railways of the Future, International Conference on Innovations in the Design & Assesment of Railway Track”, de 02 a 03 de Dezembro de 1999, Delft University of Technology, Delft, 1999.
- [60] Disponível em WWW: <URL: <http://www.compositology.com/wp-content/upload/2011/07/axionties.jpg>>.
- [61] EAPA – “Asphalt Railway Tracks”.[Em linha] Brenkelen: EAPA – European Asphalt Pavement Association, 2003.Disponível em WWW:<URL:http:// eapa.org>.
- [62] Casal, H. – “Comportamento Dinâmico de Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade com Via Não Balastrada” [Em linha] Lisboa: IST – Universidade técnica de Lisboa, 2010. Disponível em WWW:<URL:http:// dspace.ist.utl.pt>.
- [63] Escribano, José – “Diseño y Montaje de Via de Alta Velocidad”. Adif, 2010
- [64] Disponível em
WWW:<URL:<http://it.uiuc.edu/railroad/CEE/pdf/PPT'S/Spring09/Steidl%202-27-09.pdf>>.
- [65] Mittal, A. V.; Maurya, S. K. – “Ballast Specification for High Axle Load (32,5 tonnes) and High Speed (≥ 250 KMPH)”. [Em linha] Pune: Session nº 721 – Sr. PROFESSIONAL (P. WAY). Disponível em WWW:<URL:<http://wiki.ircen.gov>>.
- [66] Dahlberg, T. – “Railway Track Stiffness Variations – Consequences and Countermeasures”. [Em linha] International journal of Civil Engineering, Vol. 8, nº1, 2010. Disponível em WWW:<URL <http://ijce.iust.ac.ir>>.



- [67] Mishra, D. (et al) – “Investigation of Differential Movement at Railroad Bridge Approaches Through Geotechnical Instrumentation”. [Em linha] Illinois: Journal of Zhejiang University, 2012. Disponível em WWW:<URL: <http://link.springer.com>>.
- [68] Read, Li – “Design of Track Transition”. [Em linha] Transportation Research Board of the National Academies. Transit Cooperative research Program Sponsored by the federal transit Administration, 2006. Disponível em WWW:< URL: <http://onlinepubs.trb.org/>>.
- [69] Lopes, João – “Modelação dos Efeitos Dinâmicos em Zonas de Transição em Vias Ferroviárias de Alta Velocidade” [Em linha] Porto: FEUP – Faculdade Engenharia da Universidade do Porto, 2008. Disponível em WWW:< URL: <http://repositorio-aberto.up.pt>>.
- [70] Fumey, M. (et al) – “Feasibility Study “Ballastless Tracks””. UIC – Infrastructure Comission Civil Engineering Support Group, 2002.
- [71] Coelho, B. (et al) – “Monitoring of Transition Zones in Railways”. [Em linha] Deltares: University of Southampton. Disponível em WWW:< URL:[http:// repository.tudelft.nl](http://repository.tudelft.nl)>.
- [72] Coelho, B. – “Dynamics of Railway Transitions Zones in Soft Soils” [Em linha] Netherlands, 2010. ISBN-978-90-5335-402-5. Disponível em WWW:< URL:[http:// repository.tudelft.nl](http://repository.tudelft.nl)>.
- [73] Seara, I.; Corner, A. – “Zonas de Transição de Vias-Férreas. A Importância de uma Solução Geoestrutural” [Em linha] Guimarães: Universidade do Minho. Disponível em WWW:< URL: <http://repositorium.sdum.uminho.pt>>.
- [74] Sew, G.; Chin, T. – “Geotechnical Solutions for High Speed Track Embaukment – A Brief Overview” [Em linha] Technical Semivar Talk –PWI Annual Convention, 2001. Disponível em WWW:< URL:<http://gnpgeo.com.my>>.
- [75] Smekal, A. – “Transition Strutures of Railway Bridges”. Firenze, 1997, 16-19 Nov. 1997.
- [76] Oostermeijer, K.; Kok, A. – “Dynamic behaviour of railway superstrutures” [Em linha] Delft:Delft University of Technology. Disponível em WWW:< URL <http://heronjournal.nl>>.



[77]Shauranman, H.; Phillips, J. – “In-Service Tests of the Effectiveness of vibration control measures on the BART Rail Transit System” [Em linha] Buxton, 2007. Disponível em em WWW:< URL [http:// imap.www.atsconsulting.com](http://imap.www.atsconsulting.com)>.

[78]CDM – “Benfica Station, PT Ballast mats CDM-BAM-H25/CDM-SRP-H100” Belgium: Case study-CDM-ISSO-TRACK,2004

[79] CDM – “CDM FSM (Floating Slab Mat” Belgium: CDM – FSM Technical Specification.

[80] REFER, EP – “Características Técnicas do sub-balaastro”, 2007. It.geo.006.

[81]Peixoto, Daniel – “Estudo do Contacto Roda/Carril: análise de tensões à fadiga”. [Em linha]: FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Disponível em WWW:<URL:<http://repositorio-aberto.up.pt>>