



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Luís Miguel dos Santos Paulo Oliveira

ANÁLISE DA ESTRUTURA DE PAVIMENTO DO PROJETO
DE EXECUÇÃO DA LIGAÇÃO EN329 À EN229

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia
Civil na Especialidade de Urbanismo, Transportes e Vias de Comunicação,
orientada pela Professora Doutora Arminda Maria Marques Almeida

Julho de 2019



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Luís Miguel dos Santos Paulo Oliveira

Análise da estrutura de pavimento do projeto de execução da ligação EN329 à EN229

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Especialidade de Urbanismo, Transportes e Vias de Comunicação, orientada pela
Professora Doutora Arminda Maria Marques Almeida

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer
responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões
que possa conter.

Coimbra, 1 de Julho de 2019

AGRADECIMENTOS

O especial agradecimento à professora doutora Arminda Maria Marques Almeida pela disponibilidade e ajuda prestada em todo este trabalho.

RESUMO

Com a falta de investimentos governamentais em estradas locais, as câmaras municipais veem-se obrigadas a fazer grandes investimentos na construção de vias, de modo a criarem alternativas ao tráfego de atravessamento de pesados do centro das suas vilas e cidades.

A necessidade de reduzir custos, mantendo a qualidade das estradas, é fundamental para o equilíbrio financeiro das autarquias, por isso deve-se garantir um projeto de qualidade e um baixo custo em obra. As vias de comunicação municipais são importantes, a sua complementaridade à rede nacional é fundamental, para garantir a acessibilidade a algumas populações e o escoamento do produto das suas atividades económicas. Na pavimentação de estradas tem-se presenciado uma evolução técnica que é extremamente importante, de modo a encontrar e aperfeiçoar o melhor método de dimensionamento, um objetivo que a engenharia deverá alcançar.

Com este trabalho prende-se analisar o projeto de dimensionamento da estrutura de pavimento da ligação da EN229 com a EN329, uma ligação que visa retirar o tráfego de atravessamento de veículos pesados do centro da vila de Sátão. O projeto em questão baseou-se apenas nas estruturas de pavimento definidas no Manual de Conceção de Pavimentos para Rede Rodoviária Nacional (MACOPAV) desenvolvido pela Junta Autónoma de Estradas, agora Infraestruturas de Portugal. Assim sendo, pretende-se avaliar o efeito de diferentes variáveis (nomeadamente, volume de tráfego, sua agressividade e crescimento, velocidade do tráfego, temperatura, capacidade de suporte da fundação e tipo de betume) na estrutura do pavimento. Para tal, comparam-se procedimentos do MACOPAV e do método da Shell, calcula-se a resposta estrutural nos pontos críticos da estrutura do pavimento, recorrendo ao KENPAVE, e compara-se essa resposta com a obtida nas leis de transferência da Shell, de modo a obter o dano que deverá ser cerca de 80%. Adicionalmente, são estudados cenários associados ao tráfego que poderá ser gerado pelo parque empresarial de Sátão, até agora reduzido.

Da análise efetuada, concluiu-se que as variáveis com maior impacto na estrutura do pavimento são o módulo de deformabilidade do solo de fundação, a agressividade do tráfego, o tipo de betume e a velocidade. Uma alteração do módulo de deformabilidade do solo de fundação de 100 MPa para 75 MPa pode reduzir a vida do pavimento em 10 anos. Pretende-se assim com este trabalho, criar um guia para futuras obras de pavimentação que sejam feitas na região, de modo a obter estruturas mais duráveis.

Palavras-chave: pavimento rodoviário, dimensionamento, tráfego pesado, materiais, dano

ABSTRACT

With the lack of government investment on local roads, city councils are forced to make major investments in road construction in order to create alternatives to heavy-crossing traffic from the center of their towns and cities.

The need to reduce costs while maintaining the quality of roads is fundamental for the financial equilibrium of municipalities, so a quality project and a low labor cost must be guaranteed. The municipal roads are important, their complementarity to the national network is fundamental, to guarantee the accessibility to some populations and the disposal of the product of their economic activities. In the paving of roads has been witnessed a technical evolution that is extremely important to find and perfect the best method of design, a goal that engineering must achieve.

The aim of this work is to analyze the design of the EN229 link pavement structure with EN329, a link that aims to remove heavy traffic from the center of the town of Sátão. The project in question was based only on the pavement structures defined in the Manual for the Design of Pavements for National Road Network (MACOPAV) developed by the Autonomous Roads Board, now Infrastructures of Portugal. Thus, it is intended to evaluate the effect of different variables (namely, traffic volume, its aggressiveness and growth, traffic speed, temperature, foundation support capacity and type of bitumen) in the pavement structure. For this, MACOPAV and Shell method procedures are compared, the structural response is calculated on the critical ready-made pavement structure using KENPAVE and this response is compared with that obtained in the Shell transfer laws, in order to obtain the damage that should be about 80%. In addition, scenarios associated with traffic that can be generated by the business park of Sátão, until now reduced, are studied.

From the analysis carried out, it was concluded that the variables with the greatest impact on the pavement structure are the deformability modulus of the subgrade, the aggressiveness factor, the bitumen grade and the speed. A change in the deformability modulus of the subgrade from 100 MPa to 75 MPa can reduce pavement life by 10 years. The aim of this work is to create a guide for future paving works that are made in the region, in order to obtain more durable structures.

keywords: Road pavements, design, heavy-traffic, materials, damage

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Enquadramento do tema.....	1
1.2	Objetivos do trabalho	2
1.3	Estrutura da dissertação	2
2	ESTADO DA ARTE	4
2.1	Considerações iniciais.....	4
2.2	Ações.....	5
2.2.1	Tráfego	6
2.2.2	Temperatura	10
2.3	MACOPAV.....	13
2.3.1	Fundação	13
2.3.2	Materiais granulares.....	15
2.3.3	Materiais betuminosos	16
2.4	Método da Shell	17
2.4.1	Fundação	17
2.4.2	Cálculo dos módulos de deformabilidade das misturas betuminosas	17
2.4.3	Critérios de ruína de pavimentos flexíveis.....	19
2.4.4	Cálculo da resposta estrutural	20
2.4.5	Dano	20
2.5	Outras metodologias	21
2.5.1	Método da AASHTO (AASHTO Road Test).....	21
2.5.2	Novo método da AASHTO	24
	Temperatura de serviço.....	27
	Lei da fadiga	27
	Deformação permanente.....	28
3	CASO DE ESTUDO	29
3.1	Introdução	29
3.2	Tráfego adotado	30
3.3	Temperatura de serviço.....	33
3.3.1	Método do MACOPAV	33
3.3.2	Método da SHELL	33
3.4	Módulos de deformabilidade	35
3.4.1	Fundação dos pavimentos	35
3.4.2	Materiais granulares.....	36
3.4.3	Camada betuminosa	37
3.5	Coeficientes de Poisson.....	40
3.6	Cálculo da resposta estrutural.....	40
3.7	N80 admissível.....	46
3.8	Dano	48

3.8.1	Fundação F2 – Betume 35/50	49
	Cenário normal	49
	Cenário com acréscimo de tráfego (abertura do parque empresarial).....	49
3.8.2	Fundação F2 – Betume 50/70	53
	Cenário normal	53
	Cenário com acréscimo de tráfego (abertura do parque empresarial).....	53
3.8.3	Fundação F3 – Betume 35/50	58
	Cenário normal	58
	Cenário com acréscimo de tráfego (abertura do parque empresarial).....	58
3.8.4	Fundação F3 - Betume 50/70.....	63
	Cenário normal	63
	Cenário com acréscimo de tráfego (abertura do parque empresarial).....	64
3.8.5	Considerações finais	69
4	CONCLUSÃO.....	70
5	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	72
	ANEXO A – Valor da (TMDA) _p nos vários cenários	73
	ANEXO B – Valores dos módulos deformabilidade das camadas betuminosas.....	75
	ANEXO C – Valores do N ₈₀ crítico.....	76

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Organigrama do procedimento para dimensionamento empírico – mecanicista dum pavimento flexível (Branco et al., 2006)	5
Figura 2.2- Pavimento rodoviário: constituição e ações (Branco et al., 2006).....	6
Figura 2.3- – Esquematização geralmente adotada para a ação de um eixo-padrão sobre um pavimento (Branco et al., 2006)	9
Figura 2.4 – Temperatura média do ar ponderada e temperatura de projeto da camada betuminosa (Shell, 1977).....	10
Figura 2.5 – Zonas climáticas de Portugal (Baptista,1999).....	11
Figura 2.6- Representação esquemática do critério de ruína à fadiga	19
Figura 2.7- Representação esquemática do critério de ruína à deformação permanente (Branco et al. 2006)	20
Figura 3.1 - Localização da ligação da EN329 à EN229.....	29
Figura 3.2-Pormenor do pavimento do projeto	30
Figura 3.3- Organigrama das variáveis adotadas para a verificação do pavimento	30
Figura 3.4-Tipologia de veículo pesado	31
Figura 3.5- Variação do N80 com os diferentes cenários de tráfego	33
Figura 3.6 - Carta geológica do Sátão (Boletim de Minas vol. 50 nº1 de 2015).....	36
Figura 3.7 - Solo do local em estudo	36
Figura 3.8 - Variação do módulo deformabilidade da camada de desgaste com a velocidade e temperatura	39
Figura 3.9 - Variação do módulo deformabilidade da camada de base com a velocidade e temperatura	39
Figura 3.10- Kenpave (Pavement Analysis and Design) Dr. Yang H. Huang	41
Figura 3.11 - Exemplo do cálculo das extensões e deformações permanentes pelo Kenpave.....	43
Figura 3.12 - Extensões de tração 35/50_T6F3	44
Figura 3.13 - Extensões de tração 35/50_T6F2	44
Figura 3.14 - Extensões de tração 50/70_T6F3	44
Figura 3.15 - Extensões de tração 50/70_T6F2	45
Figura 3.16 – Extensões verticais de compressão no topo do solo de fundação 35/50_T6F3	45
Figura 3.17- Extensões verticais de compressão no topo do solo de fundação 50/70_T6F3	46
Figura 3.18- Extensões verticais de compressão no topo do solo de fundação 35/50_T6F2	46
Figura 3.19- Extensões verticais de compressão no topo do solo de fundação 50/70_T6F2	46
Figura 3.20 - N80 admissível pela fadiga T6F3	47
Figura 3.21 - N80 admissível pela fadiga T6F2	47
Figura 3.22 - N80 admissível pela deformação permanente T6F3.....	48
Figura 3.23 - N80 admissível pela deformação permanente T6F2.....	48
Figura 3.24 - Dano na combinação do projeto T6F2 35/50.....	49
Figura 3.25 - Dano na combinação T6F2 TMDA 50 - 35/50- com acréscimo de 10%..	49
Figura 3.26 - Dano na combinação T6F2 TMDA 50 - 35/50- com acréscimo de 20%..	50

Figura 3.27 - Dano na combinação T6F2 TMDA 50 - 35/50- com acréscimo de 30%..	50
Figura 3.28 - Dano na combinação T6F2 TMDA 100 - 35/50- com acréscimo de 10%	51
Figura 3.29 - Dano na combinação T6F2 TMDA 100 - 35/50- com acréscimo de 20%	51
Figura 3.30 - Dano na combinação T6F2 TMDA 100 - 35/50- com acréscimo de 30%	51
Figura 3.31 - Dano na combinação T6F2 TMDA 150 - 35/50- com acréscimo de 10%	52
Figura 3.32 - Dano na combinação T6F2 TMDA 150 - 35/50- com acréscimo de 20%	52
Figura 3.33 - Dano na combinação T6F2 TMDA 150 - 35/50- com acréscimo de 30%	52
Figura 3.34 - Dano na combinação do projeto T6F2 50/70.....	53
Figura 3.35 - Dano na combinação T6F2 TMDA 50 - 50/70 - com acréscimo de 10%.	53
Figura 3.36 - Dano na combinação T6F2 TMDA 50 - 50/70 - com acréscimo de 20%.	54
Figura 3.37 - Dano na combinação T6F2 TMDA 50- 50/70 - com acréscimo de 30%..	54
Figura 3.38 - Dano na combinação T6F2 TMDA 100- 50/70 - com acréscimo de 10%	55
Figura 3.39 - Dano na combinação T6F2 TMDA 100- 50/70 - com acréscimo de 20%	55
Figura 3.40 - Dano na combinação T6F2 TMDA 100- 50/70 - com acréscimo de 30%	56
Figura 3.41 - Dano na combinação T6F2 TMDA 150- 50/70 - com acréscimo de 10%	56
Figura 3.42 - Dano na combinação T6F2 TMDA 150- 50/70 - com acréscimo de 20%	57
Figura 3.43 - Dano na combinação T6F2 TMDA 150 - 50/70 - com acréscimo de 30%	57
Figura 3.44 –Dano na combinação do projeto T6F3 35/50.....	58
Figura 3.45 - Dano na combinação T6F3 TMDA 50 - 35/50 - com acréscimo de 10%.	58
Figura 3.46 - Dano na combinação T6F3 TMDA 50 - 35/50- com acréscimo de 20%..	59
Figura 3.47 - Dano na combinação T6F3 TMDA 50 - 35/50- com acréscimo de 30%..	60
Figura 3.48 - Dano na combinação T6F3 TMDA 100 - 35/50- com acréscimo de 10%	60
Figura 3.49 - Dano na combinação T6F3 TMDA 100 - 35/50- com acréscimo de 20%	61
Figura 3.50 - Dano na combinação T6F3 TMDA 100 - 35/50- com acréscimo de 30%	61
Figura 3.51 - Dano na combinação T6F3 TMDA 150 - 35/50- com acréscimo de 10%	62
Figura 3.52 - Dano na combinação T6F3 TMDA 150 - 35/50- com acréscimo de 20%	62
Figura 3.53 - Dano na combinação T6F3 TMDA 150 - 35/50- com acréscimo de 30%	63
Figura 3.54 - Dano na combinação do projeto T6F3 50/70.....	63
Figura 3.55 - Dano na combinação T6F3 TMDA 50 - 50/70 - com acréscimo de 10%.	64
Figura 3.56 - Dano na combinação T6F3 TMDA 50 - 50/70- com acréscimo de 20%..	64
Figura 3.57 - Dano na combinação T6F3 TMDA 50 - 50/70- com acréscimo de 30%..	65
Figura 3.58 - Dano na combinação T6F3 TMDA 100 - 50/70- com acréscimo de 10%	66
Figura 3.59 - Dano na combinação T6F3 TMDA 100 - 50/70- com acréscimo de 20%	66
Figura 3.60 - Dano na combinação T6F3 TMDA 100 - 50/70- com acréscimo de 30%	67
Figura 3.61 - Dano na combinação T6F3 TMDA 150 - 50/70- com acréscimo de 10%	68
Figura 3.62 - Dano na combinação T6F3 TMDA 150 - 50/70- com acréscimo de 20%	68
Figura 3.63 - Dano na combinação T6F3 TMDA 150 - 50/70- com acréscimo de 30%	69

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1- Classificação das classes de veículos pesados (Branco et al.,2006)	6
Quadro 2.2- Pesos máximos autorizados param os veículos pesados	7
Quadro 2.3 – Caracterização do tráfego segundo o MACOPAV para pavimentos flexíveis (JAE, 1995).....	8
Quadro 2.4 – Valores de temperatura de serviço para as localizações listadas e para a classe de fundação F3 (Baptista, 1999)	11
Quadro 2.5 - Valores de temperatura de serviço para as localizações listadas e para a classe de fundação F2 (Baptista, 1999).....	12
Quadro 2.6- Classes de fundação segundo o MACOPAV (JAE, 1995)	14
Quadro 2.7 - Classes de solos de fundação do MACOPAV (JAE, 1995).....	14
Quadro 2.8 - Constituição do leito de pavimento em material não aglutinado e classe de fundação em função de classes de solos de fundação (JAE, 1995).....	15
Quadro 2.9 - Qualidade da drenagem (AASHTO,1993)	22
Quadro 2.10 - Desvio padrão S0. (AASHTO 1993).....	23
Quadro 2.11 - Valores estatísticos de ZR.....	23
Quadro 2.12 - Nível de confiança.....	24
Quadro 2.13 - Valores PSI0 e PSI _t de acordo com a classe da estrada e tipo de pavimento	24
Quadro 2.14 – Espetro de carga por eixo – Carga Típica, Sousa-Melo (1993) e Brás (2012)	25
Quadro 2.15 – Espetro de carga por eixo – Carga próxima do limite legal, Sousa-Melo (1993) e Brás (2012).....	25
Quadro 2.16 – Espetro de carga por eixo – Carga máxima, Sousa-Melo (1993) e Brás (2012)	26
Quadro 2.17- Distribuição média do espectro de veículos pesados em função da categoria, Sousa-Melo (1993) e Brás(2012)	26
Quadro 2.18 - Distribuição percentual do tráfego pesado por nível de carga, Sousa-Melo (1993) e Brás (2012).....	26
Quadro 2.19 - Espetro de carga por eixos para um valor unitário de veículos pesados no período de dimensionamento.....	27
Quadro 3.1 - Classe de tráfego segundo MACOPAV	31
Quadro 3.2 - Dados climatológicos para o Sátão (Climate, 1999).....	34
Quadro 3.3- Fatores de ponderação para a zona de Sátão	34
Quadro 3.4 - Módulo de deformabilidade do solo de fundação	35
Quadro 3.5 - Classes de fundação (JAE 1995).....	36
Quadro 3.6 - Módulo de deformabilidade da camada granular para espessura de 30 cm	37
Quadro 3.7 – Características das misturas betuminosas.....	37

Quadro 3.8 – Exemplo de cálculo do módulo de deformabilidade para a camada de base, AC20 base 50/70 e AC 20 base 35/50	38
Quadro 3.9 – Variação do módulo de deformação da camada betuminosa com a velocidade.....	40
Quadro 3.10- Coeficientes de Poisson.....	40
Quadro 3.11 - Exemplos de combinações usadas para o cálculo da fadiga e deformação permanente pelo kenpave – betume 35/50	41
Quadro 3.12 - Exemplos de combinações usadas para o cálculo da fadiga e deformação permanente pelo kenpave – betume 50/70.	42
Quadro 3.13 – Média do dano para cada cenário	69

SIMBOLOGIA E ABREVIATURAS

A – Parâmetro de modelo
AASHTO – American Association of State Highways and Transportation Officials
B – Parâmetro de modelo
CBR – Califórnia Bearing Ratio
E – Módulo de Deformabilidade
Em – Módulo de deformabilidade das misturas betuminosas (símbolo genérico)
f – factor de equivalência
tm – Espessura das camadas betuminosas
tsb – Espessura da sub-base granular
tsf – Espessura do solo de fundação
Ipen – Índice de penetração do betume
JAE – Junta Autónoma de Estradas
K0 – Coeficiente de impulso em repouso
Ki – Genericamente parâmetro de modelo com $i=1,2,3\dots$
L – Distância entre rodas num mesmo eixo
MACOPAV – Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional
MEPDG – Mechanical-Empirical Pavement Design Guide
N₈₀ – Número Acumulado de Eixos-Padrão
NAVp – Número Acumulado de Veículos Pesados
P – Carga descarregada por cada roda
p – Pressão de enchimento de um pneu pen25 – penetração do betume a 25
r – Raio
Sb – Rigidez do betume
SI – Sistema Internacional
Sm3109/ Sm108/ S68 – parâmetros do modelo
Tab – temperatura de amolecimento
TMDA – Tráfego Médio Diário Anual
TMDAp – Tráfego Médio Diário Anual de veículos pesados
t – Taxa de crescimento anual
T – Temperatura dos materiais
Tab – Temperatura de amolecimento do betume determinada pelo método de anel e bola
Tar – Temperatura do ar
Tc – Tempo de carregamento
tcb – Espessura da camada betuminosa de base
tcp – Espessura da camada de desgaste
tcsb – Espessura da camada de sub-base
Va – Percentagem de vazios
Vb – percentagem volumétrica de betume
Vagg – Percentagem em volume do agregado da mistura
Vbe – Percentagem efetiva de betume
Vbeff – Percentagem volumétrica efetiva de betume
w – Água nas camadas granulares de fundação
 σ – Tensão instalada (símbolo genérico)
 ϵ – Extensão (símbolo genérico)
 τ – Força tangencial na superfície do pavimento
v – Coeficiente de Poisson

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

Portugal fez nos últimos anos um grande investimento em infraestruturas rodoviárias, criando grande infraestruturas de transporte que ligam os grandes centros urbanos. De Bragança a Lisboa já não são as 9 horas de viagem como diz a música dos “Xutos e Pontapés”. No entanto, nem todos esses investimentos foram bem direcionados, criando-se assimetrias entre regiões, desfavorecendo o interior.

Com o fim dos fundos comunitários e estatais para a construção de novas estradas é imperativo que qualquer investimento que as autarquias façam seja bem pensado. Portugal tem uma rede de autoestradas fantástica mas esqueceu as pequenas ligações que desbloqueiam um enguiço económico e social.

As estradas não acabam com a sua construção, a manutenção é um assunto muito importante que é muitas vezes esquecido pelos donos de obra, por isso a viabilidade e durabilidade das infraestruturas é assegurada por um desempenho adequado dos pavimentos.

Um pavimento é um sistema formado por várias camadas de espessura finita, apoiadas na fundação constituída normalmente pelo terreno natural. Pode ainda definir-se que um pavimento tem como função “assegurar uma superfície de rolamento que permita a circulação dos veículos com comodidade e segurança, durante um determinado período (a vida do pavimento), sob a ação das ações do tráfego e nas condições climáticas que ocorram” (Branco et al. 2006).

Os conhecimentos sobre a pavimentação de estradas, nomeadamente em matérias como tecnologias e técnicas são de extrema importância. O pavimento de uma estrada pode ter várias funções, sendo que tem como funções básicas, trabalhar como uma estrutura de engenharia e satisfazer os requisitos funcionais. Como estrutura que é, um pavimento deve ser composto por materiais de qualidade e de espessura suficiente de modo a suportar as cargas nelas aplicadas. A nível funcional, o pavimento deve garantir conforto e segurança aos utilizadores, e deve manter a sua integridade resistindo às ações aplicadas ao longo da sua vida útil.

Mas nem tudo depende do projetista, a estrada não começa nem acaba no projeto. Neste processo existe um caminho que é necessário percorrer até a infraestrutura ser aberta à circulação. É aqui que há necessidade de quem esteja neste processo ter conhecimento para contribuir e melhorar todo o processo de forma a obter uma estrada técnica e economicamente adequada à realidade para que se pretende dar uso.

As câmaras municipais têm ao seu encargo vários quilómetros de estradas para construir, requalificar e para manutenção, por isso é importante que os seus colaboradores

umentem o seu conhecimento de forma a estarem mais preparados para defender o interesse e o bem público e na ajuda do desenvolvimento das comunidades locais.

1.2 Objetivos do trabalho

Com este trabalho pretende-se analisar o pavimento que foi dimensionado para a via alternativa de acesso a EN329 à EN 229.

O projeto de execução em análise prevê um pavimento dimensionado pelo manual de conceção de pavimentos desenvolvido pela Junta Autónoma de Estradas (JAE, 1995), agora Infraestruturas de Portugal, doravante designado de MACOPAV. Trata-se de um manual que define estruturas por catálogo, ao qual se recorre em fase de pré-dimensionamento. O projeto de execução define uma estrutura de pavimento com as seguintes espessuras: 5 cm para a camada de desgaste, 7 cm para a camada de regularização e 15 cm + 15 cm para a camada base, o que corresponde a uma classe de tráfego T6 e a uma classe de fundação F3.

Pretende-se assim com este trabalho rever os métodos de dimensionamento empírico-mecanicistas, analisando todas as variáveis que possam influenciar o dimensionamento de um pavimento.

Após revisão dos métodos de dimensionamento, será feita uma contagem e análise do tráfego de pesados de forma a determinar o número acumulado de eixos padrão (N80) e o fator de agressividade, usando o método da SHELL e o programa KenPave, que permite obter a resposta estrutural do pavimento. Serão simulados diferentes cenários, variações na agressividade do tráfego, aumento do número de empresas no parque empresarial e consequente aumento de tráfego, diferentes capacidades de suporte da fundação, diferentes velocidades de tráfego, diferentes temperaturas de serviço, diferentes composições da mistura betuminosa e os seus efeitos na vida útil da estrutura do pavimento.

1.3 Estrutura da dissertação

O documento está dividido em cinco capítulos e 3 anexos.

No Capítulo 1 faz-se uma introdução ao tema em análise considerando o enquadramento e, de forma sucinta, a abordagem que se pretende fazer ao assunto.

No Capítulo 2 apresentam-se de vários métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis rodoviários que pode ser realizado por via empírica, AASHTO (1993), MACOPAV, JAE (1995), ou por via racional, seguindo um modelo empírico-mecanicista, Shell (1978), AASHTO (2008).

No Capítulo 3 aborda-se o caso de estudo desta tese, analisando os resultados dos dois métodos SHELL e MACOPAV, aplicados para as várias variáveis tendo como base o projeto existente.

No Capítulo 4 tecem-se as considerações finais com um breve resumo da análise do tema do documento, apontando o seu contributo para o estado da arte.

O Capítulo 5 corresponde à listagem das referências bibliográficas consideradas nesta dissertação.

2 ESTADO DA ARTE

2.1 Considerações iniciais

O dimensionamento de pavimentos rodoviários pode ser realizado por via empírica, (AASHTO, 1993; JAE, 1995), ou por via racional, seguindo um modelo empírico-mecanicista (Shell, 1978; AASHTO, 2008).

Em Portugal o dimensionamento de pavimentos (flexíveis e semi-rígidos) para a rede rodoviária nacional é normalmente realizado com base em métodos do tipo empírico-mecanicista (Figura 2.1), adotando-se em regra a metodologia de dimensionamento proposta pela Shell (1978).

A metodologia de dimensionamento adotada em regra em Portugal obedece também a algumas diretivas incluídas no manual de conceção de pavimentos para a rede rodoviária nacional (MACOPAV) (JAE, 1995), nomeadamente na definição do período de dimensionamento, na definição do tráfego de dimensionamento e na definição das características a adotar para o solo de fundação em pavimentos novos. Tal como indicado em JAE (1995), o catálogo de estruturas proposto pode ser aplicado em fase de pré-dimensionamento, devendo as estruturas de pavimento previamente obtidas ser retificadas e reajustadas por via empírico-mecanicista, em fase de projeto de execução.

O período de dimensionamento corresponde ao período de tempo em que se pretende assegurar condições adequadas de circulação (segurança, economia e conforto) aos utentes, minimizando a necessidade de obras de conservação. No dimensionamento de pavimentos rodoviários novos (flexíveis e semi-rígidos) considera-se usualmente um período de dimensionamento de 20 anos (JAE, 1995).

Para classes de tráfego com menor expressão, o MACOPAV prevê que o período de dimensionamento possa ser eventualmente reduzido para um valor entre 10 a 15 anos, indicando que para estas classes poderá haver interesse económico em ser adotada uma construção faseada, ajustada à evolução do tráfego e/ou condições de serviço.

Como já referido, o dimensionamento de pavimentos rodoviários pode ser realizado por via empírica ou por via racional, seguindo um modelo empírico-mecanicista.

Em Portugal, as estruturas dos pavimentos rodoviários são dimensionados usando o MACOPAV (pré-dimensionamento) e o método da Shell para verificar/ajustar a estrutura pré-dimensionada pelo MACOPAV. O método da Shell implica o cálculo da resposta da estrutura nos pontos críticos, resposta essa permite determinar o número de ciclos que carga que a estrutura suporta em boas condições.

Para o cálculo da resposta estrutural, considera-se a estrutura de pavimento como um sistema multicamadas com comportamento linear elástico, sob a ação das cargas de

tráfego, em que os materiais são caracterizados pelo seu módulo de Young (E) e pelo coeficiente de Poisson (ν).

Apresentam-se de seguida os pressupostos do MACOPAV e do método da Shell (Figura 2.1).

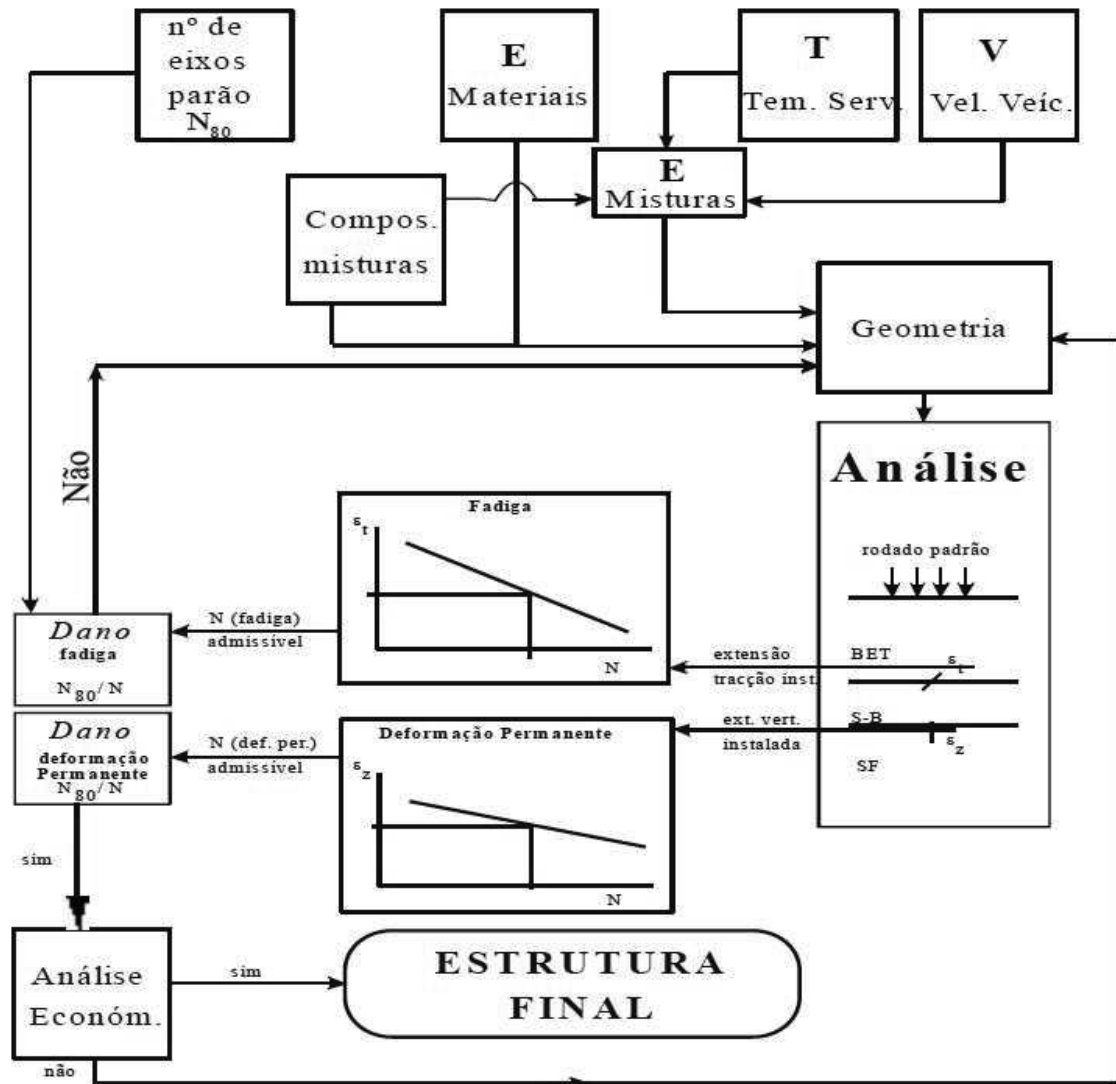


Figura 2.1 – Organograma do procedimento para dimensionamento empírico – mecanicista dum pavimento flexível (Branco et al., 2006)

2.2 Ações

As ações fundamentais a considerar no dimensionamento de pavimentos rodoviários flexíveis são as indicadas na Figura 2.2, isto é, o tráfego, traduzido pelas cargas dos rodados (P), pela pressão (p) e a força tangencial (τ) na superfície do pavimento, e as ações climáticas, traduzidas quer por variações de temperatura (ΔT) dos materiais das camadas, quer pela ação da água (W) que atinge as várias componentes do pavimento (Branco et al., 2006).

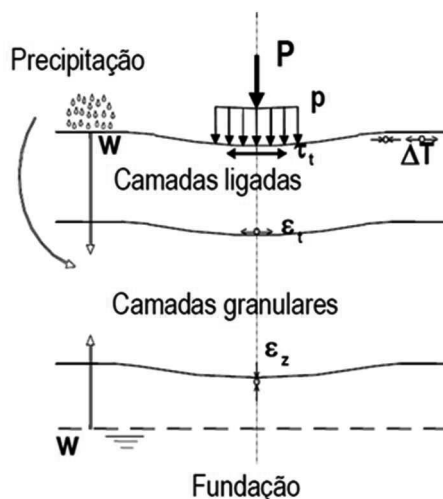


Figura 2.2- Pavimento rodoviário: constituição e ações (Branco et al., 2006)

2.2.1 Tráfego

O dimensionamento dos pavimentos rodoviários é normalmente realizado tendo apenas em consideração o efeito do tráfego de veículos pesados, admitindo-se que o efeito dos veículos ligeiros sobre o pavimento é desprezável face ao efeito dos veículos pesados.

De acordo com o estipulado no MACOPAV, considera-se que um veículo pesado apresenta um peso bruto superior a 3,0 toneladas, por isso só as classes (f, g, h, i, j, k) é que têm interesse (Quadro 2.1).

Quadro 2.1- Classificação das classes de veículos pesados (Branco et al.,2006)

f		CAMIÕES DE MAIS DE 3000 Kg DE CARGA S/ REBOQUE
g		CAMIÕES C/ UM OU MAIS REBOQUES
h		TRACTORES C/ SEMI-REBOQUE TRACTORES C/ SEMI-REBOQUE E UM OU MAIS REBOQUES TRACTORES C/ UM OU MAIS REBOQUES
i		AUTOCARROS E TROLLEYBUS
j		TRACTORES S/ REBOQUE OU SEMI-REBOQUE TRACTORES AGRÍCOLAS E VEÍCULOS ESPECIAIS (CILINDROS,BULLDOZERS,ETC.)
k		AUTOCARROS DE TURISMO

As cargas por eixo dos veículos pesados são diversas. Em Portugal o Decreto-Lei nº 132/2017, de 11 de outubro, transpôs para o direito nacional a Diretiva (UE) 2015/719,

de 29 de abril, aprovando o novo Regulamento que Fixa os Pesos e as Dimensões Máximos Autorizados para os Veículos (Quadro 2.2).

Quadro 2.2- Pesos máximos autorizados para os veículos pesados

Categoria	Peso máximo
Veículos a motor com 2 eixos	19
Veículos a motor com 3 eixos	26
Veículos a motor com 4 ou mais eixos	32
Pesados de passageiros com 2 eixos	19,5
Pesados de passageiros com 3 eixos	26
Pesados de passageiros articulados com 3 eixos	28
Pesados de passageiros com 4 ou mais eixos	32
Pesados de passageiros articulados com 4 ou mais eixos	32
Conjuntos de veículo a motor e semirreboque com 3 eixos	29
Conjuntos de veículo a motor e semirreboque com 4 eixos	38
Conjuntos de veículo a motor e semirreboque com 5 ou mais eixos	44
Conjuntos de veículo a motor e reboque com 3 eixos	29
Conjuntos de veículo a motor e reboque com 4 eixos	37
Conjuntos de veículo a motor e reboque com 5 ou mais eixos	44
Reboques com 1 eixo	10
Reboques com 2 eixos	18
Reboques com 3 ou mais eixos	24
Máquinas ou conjuntos de máquinas com motor ou rebocáveis com cinco ou mais eixos	60

Para efeitos de dimensionamento de pavimentos rodoviários, o tráfego de veículos pesados tem por base o estipulado no MACOPAV, dependendo assim dos seguintes parâmetros:

- O tráfego médio diário anual de veículos pesados no ano de abertura, por sentido e na via mais solicitada (TMDA)_p;
- O período de dimensionamento de 20 anos;
- A taxa média de crescimento anual de veículos pesados no período de dimensionamento.

No MACOPAV são consideradas oito classes de tráfego definidas em função do valor do (TMDA)_p, para as quais se definem taxas de crescimento anual do tráfego pesado e fatores de agressividade (Quadro 2.3).

Quadro 2.3 – Caracterização do tráfego segundo o MACOPAV para pavimentos flexíveis (JAE, 1995)

Classe	(TMDA) _p	Taxa de crescimento médio (t)%	Pavimentos flexíveis	
			Fator de agressividade α	N ₈₀ ^{dim} (20 anos)
T ₇	<50	Estudo específico		
T ₆	50-150	3	2	2,00E+06
T ₅	150-300		3	8,00E+06
T ₄	300-500	4	4	2,00E+07
T ₃	500-800		4,5	4,00E+07
T ₂	800-1200	5	5	7,00E+07
T ₁	1200-2000		5,5	1,00E+09
T ₀	>2000	Estudo específico		

Os estados de tensão e deformação no pavimento, resultantes das cargas dos eixos dos veículos, são difíceis de tratar adequadamente ao dimensionar os pavimentos. Embora nos anos 50 do séc. XX em Michigan-EUA foi realizado um ensaio rodoviário à escala real (HBR, 1962), designado por ensaio AASHO (American Association of State Highways Officials) (Branco et al., 2006).

O ensaio AASHO permitiu concluir que, para cada tipo de pavimento, há uma relação entre os efeitos destruidores dos eixos com diferentes cargas, traduzida pela expressão (2.1).

$$\frac{N_1}{N_2} = \left(\frac{P_2}{P_1}\right)^{x=f} \quad (2.1)$$

Em que N₁ é o número de passagens de um eixo simples, de carga P₁ que provoca no pavimento um dano análogo ao de N₂ passagens de um eixo simples de carga P₂. O fator “f” é o coeficiente de equivalência entre eixos e exprime o número de passagens do eixo P₁ que provoca o mesmo dano que uma passagem do eixo P₂.

Os eixos dos veículos pesados induzem no pavimento através dos pneus, esforços com uma determinada geometria. Os esforços induzidos correspondem a ações verticais, associadas sobretudo ao peso, sobre a forma de pressão exercida na superfície de contacto.

O eixo-padrão é um eixo simples que possui em cada extremo um rodado, munido de duas rodas gêmeas, distanciadas de “L”. A área “A” de contacto de cada roda com o pavimento é aproximadamente elíptica, no entanto por simplicidade considera-se como circular de raio “r”. A pressão “p” de contacto considera-se igual à pressão de enchimento dos pneus. Assim, conhecida a carga “P” do eixo-padrão, cada roda induz uma carga correspondente a P/4 distribuída por uma área dada por P/4p (Figura 2.3).

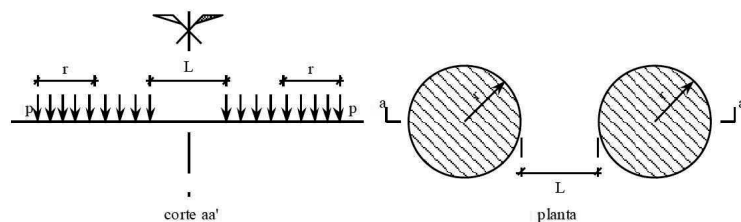


Figura 2.3- – Esquematização geralmente adotada para a ação de um eixo-padrão sobre um pavimento (Branco et al., 2006)

O Método da SHELL e o método de Nottingham consideram o eixo-padrão de 80 KN para pavimentos flexíveis, com as seguintes características:

Método da Shell:

$$L= 105 \text{ mm} \quad p= 0,60 \text{ MPa} \quad r \approx 105 \text{ mm}$$

Método de Nottingham:

$$L= 150 \text{ mm} \quad p= 0,5 \text{ MPa} \quad r=113 \text{ mm}$$

O fator de agressividade de um dado eixo é dado pela expressão (2.2).

$$\alpha = \frac{N_{\text{Projeto}}}{N_{\text{Eixo}}} \quad (2.2)$$

O fator de agressividade de um dado veículo pesado é dado pela soma dos fatores de agressividade de cada eixo que o compõe. Como não é possível definir com rigor o espectro das cargas dos veículos pesados a circular, o fator de agressividade médio representativo do espectro de veículos pesados é definido com base nos valores indicativos no MACOPAV em função da classe de tráfego (Quadro 2.3).

Uma vez conhecido o fator de agressividade em função da classe de tráfego, o número de eixos padrão acumulado no período de dimensionamento adotado para o pavimento é calculado usando a expressão (2.3).

$$N_{80} = (\text{TMDA}) \cdot \alpha \cdot \frac{(1+t)^n - 1}{t} \cdot 365 \quad (2.3)$$

Em que o N_{80} é o número acumulado de passagens de eixo padrão, (TMDA) é o tráfego médio diário anual de pesados no ano de abertura por sentido e na via mais solicitada, α é o fator de agressividade, t é a taxa de crescimento médio, e por fim o n é o período de dimensionamento, em geral igual a 20 anos.

2.2.2 Temperatura

A par do tráfego, a temperatura é essencial no dimensionamento de pavimentos. O módulo de deformabilidade de uma mistura betuminosa é muito dependente da temperatura a que se encontra em serviço, designada por “temperatura de serviço”.

Um dos métodos mais usuais para ter em conta o efeito da temperatura, e portanto a temperatura de serviço, é o método da SHELL, que define a temperatura de serviço equivalente anual. Este método considera a temperatura de serviço dependente da espessura das camadas betuminosas e da “temperatura do ar equivalente anual” que não é mais do que a temperatura média mensal do ar no mês mais representativo do ano.

A maneira mais usual de calcular a ação da temperatura nas misturas betuminosas é a adotada pelo método da SHELL. Assim com base no registo das temperaturas médias mensais do ar registadas pelo Instituto Português do Mar e da Atmosfera (IPMA), é de notar que só há registo dos dados climatológicos das capitais de distrito, calcula-se a temperatura média anual do ar ponderada (TMAAP), para tal consideram-se as temperaturas médias mensais do ar, afetadas por determinados fatores de ponderação obtidos do CHART W (Figura 2.4).

A temperatura média anual da camada betuminosa ponderada (TMABP) é calculada através da CHART RT em função da espessura da camada betuminosa (Figura 2.4).

O MACOPAV divide Portugal continental em três zonas climáticas com o intuito de indicar qual o tipo de betume que se deve utilizar. Na Figura 2.5 estão assinaladas as 4 zonas.

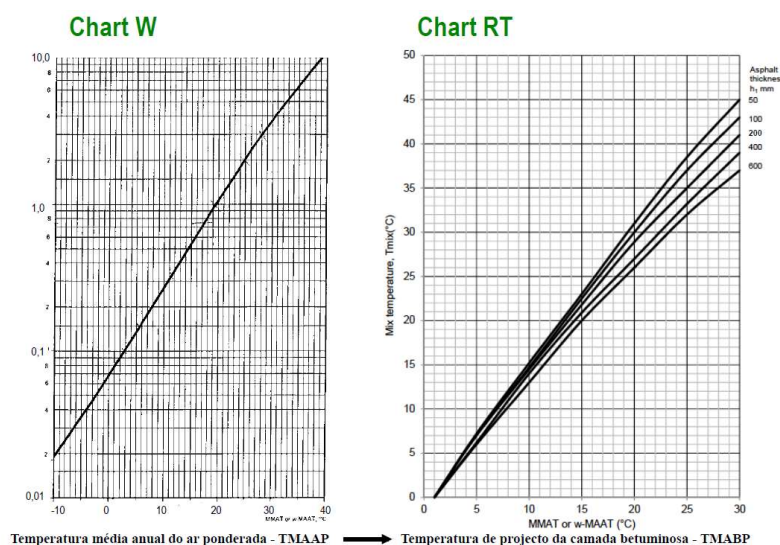


Figura 2.4 – Temperatura média do ar ponderada e temperatura de projeto da camada betuminosa (Shell, 1977)

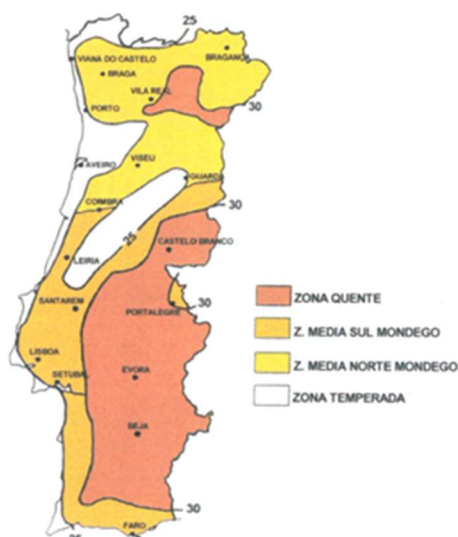


Figura 2.5 – Zonas climáticas de Portugal (Baptista,1999)

É apresentado nos Quadros 2.4 e 2.5 os valores de temperatura de serviço para as localizações listadas representativas dum vida útil de 20 anos, obtidas para o dano de deformação permanente, para os grupos de tráfego e para a classe de fundação F2 e F3 definidos no MACOAPV.

Quadro 2.4 – Valores de temperatura de serviço para as localizações listadas e para a classe de fundação F3 (Baptista, 1999)

Localização	T6	T5	T4	T3	T2	T1
Bragança	25,0	25,8	26,7	26,6	26,4	26,1
Viana do Castelo	25,2	25,5	26,2	26,1	25,9	25,8
Chaves	25,9	26,6	27,5	27,3	26,9	26,7
Braga	25,6	26,0	26,9	26,7	26,5	26,2
Mirandela	27,7	28,0	28,9	28,7	28,2	28,0
Miranda do Douro	25,3	26,1	27,1	26,9	26,7	26,4
Vila Real	25,7	26,3	27,3	27,1	26,7	26,6
Porto – P. Rubras	24,3	24,6	25,2	25,2	25,1	25,0
S. Bárbara	28,6	28,7	29,7	29,2	28,9	28,5
Porto – S. Pilar	24,7	25,1	25,7	25,7	25,5	25,4
Bigorne	22,1	23,0	23,1	23,8	23,8	23,8
F. Castelo Rodrigo	25,6	26,4	27,4	27,2	26,8	26,6
Viseu	25,8	26,4	27,4	27,2	26,8	26,6
S. Jacinto	23,7	24,0	24,0	24,5	24,5	24,4
Caramulo	23,4	24,0	24,0	24,8	24,7	24,7
Guarda	22,1	23,1	23,2	24,0	24,0	24,0
Mira	24,7	25,0	25,6	25,6	25,4	25,3
Coimbra	27,0	27,1	27,9	27,6	27,3	27,0
Mont.-o-Velho	25,4	25,7	26,3	26,2	26,0	25,9
Fundão	27,0	27,3	28,3	28,0	27,7	27,4
Castelo Branco	28,3	28,6	29,4	29,0	28,7	28,3
Alcobaça	25,5	25,8	26,6	26,4	26,2	26,0
Tancos	27,8	27,9	28,8	28,5	28,0	27,8

Cabo Carvoeiro	23,5	23,7	23,7	24,2	24,2	24,1
Portalegre	26,9	27,2	28,1	27,8	27,6	27,3
Santarém	27,7	27,8	28,7	28,3	27,8	27,7
Ota	27,2	27,3	28,1	27,8	27,5	27,2
Mora	28,1	28,2	29,1	28,7	28,3	28,0
Elvas	29,0	29,1	30,1	29,6	29,0	28,9
Cabo da Roca	23,4	23,6	23,6	24,0	24,0	24,0
Lisboa	27,1	27,1	27,8	27,6	27,3	27,1
Évora	27,5	27,7	28,6	28,3	27,8	27,7
Setúbal	27,4	27,5	28,3	27,9	27,6	27,4
Sesimbra	25,8	26,1	26,9	26,7	26,5	26,3
Beja	28,7	28,8	29,8	29,3	28,9	28,6
Sines	24,2	24,4	24,3	24,8	24,7	24,7
Zambujeira	25,2	25,5	26,1	26,0	25,8	25,7
V. Real S. António	28,4	28,5	29,2	28,7	28,4	28,1
Praia da Rocha	27,1	27,1	27,8	27,5	27,3	27,1
Faro	27,8	27,8	28,6	28,3	27,8	27,7

Quadro 2.5 - Valores de temperatura de serviço para as localizações listadas e para a classe de fundação F2 (Baptista, 1999)

Localização	T6	T5	T4	T3	T2	T1
Bragança	26,4	27,3	26,9	26,5	26,7	26,4
Viana do Castelo	26,0	26,6	26,3	26,0	26,1	26,0
Chaves	27,2	28,0	27,5	27,0	27,1	26,8
Braga	26,6	27,3	26,9	26,5	26,6	26,4
Mirandela	28,8	29,5	28,7	28,3	28,2	27,2
Miranda do Douro	26,8	27,6	27,2	26,8	26,9	26,7
Vila Real	27,0	27,7	27,3	26,9	27,0	26,8
Porto – P. Rubras	25,0	25,6	25,4	25,3	25,1	25,2
S. Bárbara	29,4	30,0	29,3	29,3	28,9	28,5
Porto – S. Pilar	25,5	26,1	25,9	25,6	25,5	25,6
Bigorne	23,6	24,4	24,3	24,3	24,2	24,1
F. Castelo Rodrigo	27,1	27,8	27,5	27,0	27,1	26,8
Viseu	27,1	27,8	27,4	26,9	27,0	26,7
S. Jacinto	24,4	24,8	24,8	24,7	24,6	24,7
Caramulo	24,6	25,3	25,2	25,0	24,9	25,0
Guarda	23,8	24,6	24,5	24,4	24,3	24,4
Mira	25,5	26,0	25,8	25,5	25,4	25,5
Coimbra	27,5	28,2	27,7	27,3	27,4	27,1
Mont.-o-Velho	26,1	26,7	26,4	26,1	26,2	26,0
Fundão	28,0	28,7	28,2	27,7	27,8	27,6
Castelo Branco	29,2	29,8	29,2	29,1	28,7	28,3
Alcobaça	26,3	26,9	26,5	26,3	26,4	26,2
Tancos	28,5	29,1	28,6	28,0	28,1	27,8
Cabo Carvoeiro	24,1	24,5	24,5	24,4	24,3	24,4
Portalegre	27,8	28,6	28,0	27,6	27,7	27,5
Santarém	28,4	28,9	28,4	27,9	28,0	27,6

Ota	27,8	28,5	27,9	27,4	27,5	27,3
Mora	28,9	29,6	28,8	28,9	28,3	28,1
Elvas	29,9	30,5	29,5	29,7	29,0	28,8
Cabo da Roca	23,9	24,3	24,3	24,3	24,2	24,2
Lisboa	27,5	28,2	27,6	27,4	27,4	27,2
Évora	28,3	28,9	28,4	27,9	28,0	27,6
Setúbal	28,0	28,5	28,0	27,5	27,6	27,5
Sesimbra	26,6	27,2	26,9	26,5	26,7	26,5
Beja	29,5	30,1	29,4	29,4	28,9	29,5
Sines	24,7	25,1	25,0	24,9	24,9	24,9
Zambujeira	25,9	26,4	26,1	25,9	25,7	25,9
V. Real S. António	29,0	29,5	28,8	28,9	28,3	28,1
Praia da Rocha	27,5	28,2	27,6	27,4	27,4	27,2
Faro	28,3	28,8	28,3	27,9	27,9	27,6

2.3 MACOPAV

2.3.1 Fundação

A fundação do pavimento tem um papel importante em termos estruturais, tanto a curto como a longo prazo.

A curto prazo, a fundação deve garantir uma superfície regular com capacidade de suporte que viabilize a construção da primeira camada do pavimento com as características geométricas e de compactação pretendidas e a circulação do equipamento de obra sem prejuízo durante a fase de construção.

A longo prazo, deve garantir a capacidade de suporte necessária para o conveniente funcionamento estrutural do pavimento. Tanto a curto prazo como a longo prazo, a fundação deve garantir a drenagem das águas pluviais.

A capacidade de suporte da fundação é das características mais importantes para o dimensionamento de pavimentos. De facto, essa característica mecânica condiciona as características das camadas granulares que nela vão ser colocadas.

No dimensionamento da fundação, o MACOPAV define primeiramente as classes de fundação. A fundação do pavimento não é constituída só por a camada de leito do pavimento, também integra os terrenos subjacentes que condicionam o seu comportamento. Para efeito de dimensionamento devem analisar-se as características dos terrenos até à profundidade de 1 metro (JAE, 1995).

As diversas classes de fundação são associadas a oito classes de tráfego. Essas classes são definidas a partir do tráfego médio diário anual de veículos pesados (em cada sentido e na via mais solicitada) no ano de abertura (TMDA)p assim como definido na (Quadro 2.3).

O MACOPAV define quatro classes de fundação, como mostra o (Quadro 2.6), às quais estão associadas a um intervalo de valores de módulo de deformabilidade bem como a classes de tráfego, de forma a definir as condições mínimas mais exigentes no caso da via mais solicitada.

Posteriormente são definidas as classes de terrenos que constituem a fundação, são nos casos mais usuais em escavação ou em aterro, o manual classifica estes terrenos de fundação em seis classes diferentes tais como descritas no Quadro 2.7.

No MACOPAV é feita uma catalogação dos diversos tipos de solos que se podem encontrar no decurso das terraplenagens. São consideradas seis classes de solos (S0 a S5) tendo em conta as suas características geotécnicas definidas pela Classificação Unificada (ASTM D 2487) e o valor do CBR para as condições mais desfavoráveis previsíveis em obra após a entrada ao serviço (Quadro 2.7).

Quadro 2.6- Classes de fundação segundo o MACOPAV (JAE, 1995)

Classe de fundação	Módulo da fundação (MPa)		Classe de tráfego
	Gama	Valor de cálculo	
F1	> 30 a ≤ 50	30	T5, T6
F2	> 50 a ≤ 80	60	T3, T4, T5, T6
F3	> 80 a ≤ 150	100	T1, T2, T3, T4, T5, T6
F4	>150	150	T1, T2, T3, T4, T5, T6

Quadro 2.7 - Classes de solos de fundação do MACOPAV (JAE, 1995)

Classe	CBR (%)	Tipo de solo	Descrição	Reutilização		
				Aterro (Corpo)	Leito	Sub-base
S0	< 3	OL	Siltes orgânicos e siltes argilosos orgânicos de baixa plasticidade. (1)	N	N	N
		OH	Argilas orgânicas de plasticidade média a elevada; siltes orgânicos. (2)	P	N	N
		CH	Argilas inorgânicas de plasticidade elevada; argilas gordas. (3)	P	N	N
		MH	Siltes inorgânicos; areias finas micáceas; siltes micáceos. (4)	P	N	N
S1	≥ 3 a < 5	OL	Idem (1)	S	N	N
		OH	Idem (2)	S	N	N
		CH	Idem (3)	S	N	N
		MH	Idem (4)	S	N	N
S2	≥ 5 a < 10	CH	Idem (3)	S	N	N
		MH	Idem (4)	S	N	N
		CL	Argilas inorgânicas de plasticidade baixa a média; argilas com seixo, argilas arenosas, argilas siltosas e argilas magras.	S	N	N

		ML	Siltes inorgânicos e areias muito finas; areias finas, siltosas ou argilosas; siltes argilosos de baixa plasticidade.	S	N	N
		SC	Areia argilosa; areia argilosa com cascalho. (5)	S	P	N
S3	≥ 10 a < 20	SC	Idem (5)	S	S	N
		SM	Areia siltosa; areia siltosa com cascalho.	S	S	N
		SP	Areias mal graduadas; areias mal graduadas com cascalho.	S	S	N
S4	≥ 20	SW	Areias bem graduadas; areias bem graduadas com cascalho.	S	S	P
		GC	Cascalho argiloso; cascalho argiloso com areia.	S	S	P
		GM-u	Cascalho siltoso; cascalho siltoso com areia. (6)	S	S	P
		GP	Cascalho mal graduado; cascalho mal graduado com areia. (7)	S	S	P
S5	≥ 40	GM-d	Idem (6)	S	S	S
		GP	Idem (7)	S	S	S
		GW	Cascalho bem graduado; cascalho bem graduado com areia.	S	S	S

Esta Catalogação consta do Quadro 2.8, no qual se indica a possível utilização dos diversos tipos de solo em aterros, leitos de pavimento e até nas sub-bases dos pavimento.

Quadro 2.8 - Constituição do leito de pavimento em material não aglutinado e classe de fundação em função de classes de solos de fundação (JAE, 1995)

		F ₁	F ₂	F ₃	F ₄
	E _f (MPa) CBR (%)	>30 a ≤ 50	> 50 a ≤ 80	> 80 a ≤ 150	>150
S ₀	< 3	Estudo especial			Em pedraplenos ou em aterros com materiais do tipo solo-enrocamento, com uma camada de leito do pavimento em material pétreo de espessura não inferior a 15 cm
S ₁	≥3 a < 5	30 S ₂ ou 20S ₃	60 S ₃ ou 40 S ₄		
S ₂	≥5 a < 10	(1)	30 S ₃ ou 15 S ₄	30 S ₄	
S ₃	≥ 10 a < 20		(1)	20 S ₄	
S ₄ ; S ₅	≥20			(1)	

(1) Em escavação deve ser escarificado e recompactado na profundidade necessária à garantia de uma espessura final de 0,30 m bem compactada; em aterro as condições de fundação estão garantidas.

2.3.2 Materiais granulares

Os materiais granulares são materiais naturais (solos granulares) ou britados, e são empregues em camadas de sub-base e de base (JAE, 1995). O comportamento dos materiais granulares depende principalmente das seguintes características (JAE, 1995):

- Natureza dos agregados (petrografia e estrutura);
- Forma dos agregados (lamelação e alongamento);

- Propriedades físicas dos agregados (porosidade, dureza, resistência ao desgaste, alterabilidade);
- Granulometria adotada, em particular da percentagem de material fino passada no peneiro n° 200 ASTM;
- Quantidade de elementos britados.

A exigência sobre as características dos materiais granulares é maior sobre os materiais britados destinados a camada de base (BG) do que sobre os materiais destinados a camada de sub-base (SbG) ou materiais naturais (GN e SS) destinados a camadas de sub-base.

O módulo de deformabilidade das camadas granulares depende da compactidade, do teor em água e do estado de tensão (JAE, 1995). Na prática, tal como nos solos, recorre-se em geral a métodos expeditos baseados em relações empíricas para estimar os módulos de deformabilidade. Sugere-se que o módulo de deformabilidade das camadas granulares dos pavimentos (sub-bases ou bases), E_g , possa ser determinado em função do módulo de deformabilidade da fundação E_f de acordo com a expressão (2.4) proposta por Claessen et al. (1977).

$$E_g = K.E_f \quad (2.4)$$

Em que:

$$K = 0,2.h_g^{0,45}$$

Onde, h_g é a espessura da camada granular sobre o solo de fundação, cujo valor deve ser expresso em mm.

Tal como indicado em Claessen et al. (1977), o valor de k não deve ser inferior a 1,5, de forma a garantir que a camada superior seja mais resistente do que a camada inferior, nem superior a 4,0, pois só com condições de execução muito controladas é que se poderá admitir uma resistência quatro vezes superior.

O MACOPAV indica que, para material granular não britado, se deve limitar o valor máximo de k obtido com a fórmula da Shell a 1,50.

Para o coeficiente de Poisson (ν) das camadas granulares têm sido propostos valores entre 0,30 e 0,40. Quaresma (1985) e Brown et al. (1985) sugerem 0,30. O MACOPAV adotou no seu procedimento o valor 0,35 (JAE, 1995).

2.3.3 Materiais betuminosos

As misturas betuminosas são constituídas por um conjunto de materiais granulares doseados e misturados em central com uma quantidade de ligante betuminoso

previamente determinada. As misturas betuminosas fabricadas a quente em central podem ser aplicadas em camadas com características de desgaste, regularização, ligação ou base.

Nos materiais betuminosos a característica mais condicionante é o módulo de deformabilidade, E_m . Devido a este facto, não há, normalmente, uma preocupação de grande rigor para a escolha do coeficiente de Poisson, ν . O MACOPAV adotou o valor de 0,35.

No projeto de pavimentos em Portugal é usual definir o módulo de deformabilidade das misturas betuminosas de acordo com a metodologia proposta pela Shell (1978) ou pela metodologia proposta pela Universidade de Nottingham (Brown et al., 1985). Os módulos de rigidez das misturas betuminosas determinam-se tendo em conta as temperaturas representativas da região onde se vão construir os pavimentos, o tipo de betume e o tipo das misturas betuminosas que irão ser aplicadas.

2.4 Método da Shell

2.4.1 Fundação

Dado a deformabilidade dos solos depender de um grande número de fatores e o recurso a ensaios nem sempre ser possível (por restrições económicas e de planeamento temporal dos trabalhos em obra), recorre-se em geral a métodos expeditos baseados em relações empíricas para estimar módulos de deformabilidade a partir de propriedades mais fáceis de determinar, por exemplo a classificação do solo ou o seu valor de CBR.

No caso do método da Shell é o aproveitar a larga experiência obtida com base no recurso ao CBR dos solos o que levou a que se procurasse relacionar com ele o módulo de deformabilidade.

A fórmula (2.5) proposta pela Shell (Shell, 1985) com base em ensaios de carregamento dinâmico realizados “in situ”, sobre solos e camadas granulares é a seguinte:

$$E_f = 10.CBR \quad (2.5)$$

Em que:

E_f – módulo de deformabilidade do solo de fundação (MPa);

CBR – *California Bearing Ratio* (índice californiano de capacidade de carga do solo (%)).

2.4.2 Cálculo dos módulos de deformabilidade das misturas betuminosas

No projeto de pavimentos em Portugal é usual definir o módulo de deformabilidade das misturas betuminosas de acordo com a metodologia proposta pela Shell (1978) ou pela metodologia proposta pela Universidade de Nottingham, (Brown et al., 1985). Os módulos

de rigidez das misturas betuminosas determinam-se tendo em conta as temperaturas representativas da região onde se vão construir os pavimentos, o tipo de betume e o tipo das misturas betuminosas que irão ser aplicadas.

A determinação do módulo de deformabilidade das misturas betuminosas é definida a partir do valor de rigidez do betume. Assim, em vez da aplicação direta do ábaco de Van der Poel (Shell, 1978), o módulo de rigidez do betume é aproximado pela fórmula (2.6) de Ullidtz e Peattie (Kennedy, 1985):

$$S_b = 1,157 \cdot 10^{-7} \cdot t_c^{-0,368} \cdot 2,718^{-IPen} \cdot (Tab - T)^5 \quad (2.6)$$

Em que:

S_b – rigidez do betume (MPa);

T_c – tempo de carregamento (s);

$IPen$ – índice de penetração do betume, calculado pela expressão (2.7);

T – temperatura a que se encontra o material (°C).

$$IPen = \frac{20 \cdot Tab + 500 \cdot \log(\text{pen}25) - 1951,55}{Tab - 50 \cdot \log(\text{pen}25) + 120,15} \quad (2.7)$$

Em que:

Tab – temperatura de amolecimento (°C) pelo método de anel e bola, que é uma medida empírica, indireta, da viscosidade do betume;

$\text{pen}25$ – penetração (10^{-1} mm) do betume a 25 °C.

A expressão $IPen$ só é válida para:

- $20^\circ\text{C} \leq (Tab - T) \leq 60^\circ\text{C}$;
- $0,01\text{s} \leq t \leq 0,1\text{s}$;
- $-1 \leq IPen \leq 1$.

Para o cálculo do módulo de deformabilidade de uma mistura betuminosa, para valores de rigidez do betume entre 5 MPa e 1000 MPa, pode ser estimado recorrendo à expressão (2.8) da metodologia Shell (1978):

$$E_m = 10^4 \quad (2.8)$$

Onde,

$$A = \frac{S_{89} + S_{68}}{2} \cdot (\log S_b - 8) + \frac{S_{89} - S_{68}}{2} \cdot |\log S_b - 8| + S_m \cdot 108 - 5 \text{ MPa} < S_b < 1000 \text{ MPa}$$

$$S89 = \frac{1,12.(sm3109 - Sm108)}{\log 30};$$

$$S68 = 0,6 \cdot \log \frac{1,37 \cdot V_b^2 - 1}{1,33 \cdot V_b - 1};$$

$$Sm3109 = 10,82 - \frac{1,342 \cdot (100 - V_a)}{V_a + V_b};$$

$$Sm108 = 8 + 5,68 \cdot 10^{-3} V_a + 2,135 \cdot 10^{-4} V_a^2.$$

V_a – Quociente do volume de agregado pelo volume total (%);

V_b – Quociente do volume de betume pelo volume total (%);

E_m – Módulo de deformabilidade das misturas betuminosas (Pa);

S_b – Rigidez do betume (Pa).

2.4.3 Critérios de ruína de pavimentos flexíveis

Os critérios geralmente utilizados para a verificação da capacidade de resistência dos pavimentos têm como objetivo evitar que estes atinjam determinados estados limite, que estão relacionados com a degradação das suas características estruturais sob a ação do tráfego, (Antunes, 1993). Os critérios de ruína adotados nos métodos empírico-mecanicistas de dimensionamento de pavimentos rodoviários flexível são os seguintes:

- Critério de fadiga, controlado pela extensão horizontal de tração na base das camadas betuminosas, dado ser esta a zona geralmente mais tracionada (Figura 2.6). Este critério está relacionado com o controle do fendilhamento excessivo que tem início nas zonas mais tracionadas;

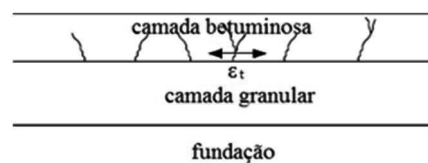


Figura 2.6- Representação esquemática do critério de ruína à fadiga

Expressão da Shell:

$$\varepsilon_t = (0,856 \times V_b + 1,08) \times E^{-0,36} \times N_{80}^{-0,2} \quad (2.9)$$

onde:

ε_t - Extensão de tração;

N_{80} – Número de eixos-padrão de 80 kN;

Vb – Cociente do volume de betume pelo volume total (%);

E – Módulo de deformabilidade da mistura betuminosa (MPa).

- Critério de deformação permanente, controlado pela extensão vertical de compressão no topo do solo de fundação, (Figura 2.7). Com este critério pretende-se controlar o assentamento excessivo à superfície do pavimento;

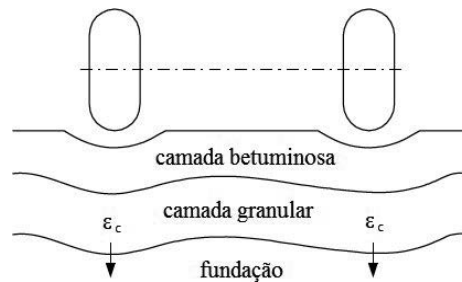


Figura 2.7- Representação esquemática do critério de ruína à deformação permanente (Branco et al. 2006)

Expressão da Shell:

$$\varepsilon_z = K_s \cdot N_{80}^{-0,25} \quad (2.10)$$

onde:

ε_z - Extensão vertical de compressão no topo do solo de fundação (a dimensional);

N_{80} – Número de eixos-padrão de 80 kN;

K_s – Parâmetro que depende da probabilidade de sobrevivência atribuída no âmbito do dimensionamento do pavimento. Toma o valor de $2,8 \times 10^{-2}$ para 50% de probabilidade de sobrevivência, $2,1 \times 10^{-2}$ para 85% e $1,8 \times 10^{-2}$ para 95%.

2.4.4 Cálculo da resposta estrutural

Com as ações já definidas anteriormente pode-se calcular a resposta estrutural do pavimento recorrendo a software, como o BISAR desenvolvido pela Shell, 1998, ou o KENPAVE desenvolvido na Universidade de Kentucky por Haung Huang, Y. H. (1993).

2.4.5 Dano

Nos pavimentos flexíveis a tensão e a extensão correspondente a cada passagem do eixo padrão permitem determinar pelas leis da fadiga e da deformação permanente o número máximo de passagens do eixo padrão o qual se compara com o número de eixos padrão que previsivelmente passarão no pavimento durante a vida útil da estrada.

O dano é dado pela expressão (2.11).

$$D_{\text{Dano}} = \frac{N_{80}}{N} \times 100 \quad (2.11)$$

Se $D_{\text{Dano}} < 80\%$ - pode considerar-se que a estrutura está sobredimensionada,

Se $D_{\text{Dano}} > 100\%$ - a estrutura está subdimensionada

2.5 Outras metodologias

2.5.1 Método da AASHTO (AASHTO Road Test)

As versões do manual de projeto de pavimentos da *American Association for State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) basearam-se em equações empíricas desenvolvidas com base nos resultados obtidos na pista experimental da AASHTO.

Foram avaliados os efeitos das cargas do tráfego, por meio de fatores de equivalência de carga estrutural definidos no final das observações. Consubstanciou-se o estabelecimento da relação entre a repetição de cargas (80 kN – eixo padrão) com a espessura das camadas e a perda de qualidade de conforto expressa em termos da variação do serviço.

Em 1993 a AASHTO apresentou uma atualização do seu método de dimensionamento de pavimentos flexíveis. A equação (2.12) que relaciona o tráfego (N), qualidade de serviço e as espessuras de camadas para descrever o desempenho de dado pavimento no tempo, para pavimentos flexíveis.

$$\begin{aligned} \log_{10}(W_{18}) = & Z_R \times S_0 + 9,36 \times \log_{10}(\text{SN}+1) - 0,2 \\ & + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta\text{PSI}}{4,2 - 1,5} \right]}{0,40 + \frac{1094}{(\text{SN}+1)^{5,19}}} + 2,32 \times \log_{10}(M_R) - 8,07 \end{aligned} \quad (2.12)$$

onde:

$W_{18} = N_{80}$ = Previsão do tráfego futuro durante o período de planeamento, (eixo padrão de 80 kN (18000 lb));

SN = Número estrutural;

Z_R = Valor estatístico z para um determinado nível de confiança;

S_0 = Desvio padrão combinado entre a previsão do tráfego e a previsão do comportamento do pavimento;

M_R = Módulo Resiliente das camadas;

ΔPSI = Diferença entre o índice PSI no início e no fim do período de planeamento.

Então para dimensionar um pavimento flexível pelo método ASSHTO (1993) é necessário o cálculo várias variáveis. O Módulo Resiliente, o qual é semelhante ao

módulo de deformabilidade, pode ser calculado a partir da correlação de Heukelom e Klomp (1962) – expressão (2.13) - para o caso de solos de granulação fina com CBR menor ou igual a 10%, ou usando ensaios de carga triaxiais.

$$M_R = 10 \times \text{CBR}(\%) \quad (2.13)$$

Onde:

M_R – Módulo resiliente (MPa).

Outro parâmetro necessário no dimensionamento é o Número estrutural (SN) o qual tem como objetivo indicar a resistência estrutural do pavimento completo ou das suas camadas. A expressão 2.14 apresenta a equação geral do número estrutural, o qual depende dos coeficientes estruturais (a_i), espessura das camadas (D_i) e coeficientes de drenagem (m_i).

$$\text{SN} = a_1 \cdot D_1 + a_2 \cdot D_2 \cdot m_2 + a_3 \cdot D_3 \cdot m_3 \quad (2.14)$$

Os valores estruturais (a_i) adotados na pista experimental da AASHO são:

- $a_1 = 0,44$;
- $a_2 = 0,14$;
- $a_3 = 0,11$.

Já os coeficientes de drenagem variam com base no tempo em que a água deixa a estrutura analisada, chamada de qualidade de drenagem.

Dessa forma, com base nas categorias o Quadro 2.9 apresenta os fatores de drenagem relacionando qualidade com a percentagem de tempo que o pavimento está sujeito a condições de humidade próximas da saturação.

Quadro 2.9 - Qualidade da drenagem (AASHO,1993)

Qualidade da drenagem	Percentagem de tempo a que o pavimento está sujeito a condições de humidade próximo da saturação			
	< 1%	1% a 5%	5% a 25%	> 25%
Excelente	1,40 – 1,35	1,35 – 1,30	1,30 – 1,20	1,20
Boa	1,35 – 1,25	1,25 – 1,15	1,15 – 1,00	1,00
Regular	1,25 – 1,15	1,15 – 1,05	1,00 – 0,80	0,80
Pobre	1,15 – 1,05	1,05 – 0,80	0,80 – 0,60	0,60
Muito pobre	1,05 – 0,95	0,95 – 0,75	0,75 – 0,40	0,40

O desvio padrão combinado (S_0) resultante das observações feitas na pista experimental da AASHO varia de 0,40 a 0,5 (Quadro 2.10). Para considerações de tráfego futuro é adotado um valor próximo de 0,49. Os valores de Z_R , valor estatístico para um determinado nível de confiança são apresentados nos Quadros 2.11 e 2.12.

A variação do Present Serviceability Index (PSI) (Equação 2.15) mede a diferença entre o valor de serviço no início das atividades do pavimento (PSI0) e no final do período (PSIt). O valor de (PSI0) igual a 5 corresponde a um pavimento perfeito, onde não existem irregularidades. Mas, como ocorrem imprevistos a AASHTO adota como valor inicial de serviço, utilizado na Pista Experimental, o valor de 4,2, o valor terminal (PSIt) varia para diferentes vias, sendo considerado como 2,5 para volumes elevados de tráfego, e 2 para volumes baixos. O Quadro 2.13 apresenta os intervalos de valores de acordo com a classe de estrada e tipo de pavimento.

Quadro 2.10 - Desvio padrão S_0 (AASHTO 1993)

Tipo de pavimento	Desvio padrão S_0
Flexível	0,40 - 0,50
Rígido	0,30 - 0,40

Quadro 2.11 - Valores estatísticos de Z_R

Nível de confiança R (%)	Valor estatístico Z_R
50	-0,000
60	-0,253
70	-0,524
75	-0,674
80	-0,841
85	-1,037
90	-1,282
91	-1,340
92	-1,405
93	-1,476
94	-1,555
95	-1,645
96	-1,751
97	-1,881
98	-2,054
99	-2,327
99,9	-3,090
99,99	-3,750

Quadro 2.12 - Nível de confiança

Classe de estrada	Nível de confiança R (%)
Autoestrada	85 a 99,99 %
Estradas nacionais	80 a 99 %
Estradas municipais	50 a 80 %

$$\Delta\text{PSI} = \text{PSI}_0 - \text{PSI}_t \quad (2.15)$$

Quadro 2.13 - Valores PSI₀ e PSI_t de acordo com a classe da estrada e tipo de pavimento

Classe de estrada	Tipo de pavimento	PSI ₀	PSI _t
Autoestrada	Flexível	4,2 – 4,5	2,5 – 3,0
Estradas nacionais	Flexível	4,2 – 4,5	2,0
Estradas municipais	Flexível	4,2 – 4,5	1,5
Autoestradas	Rígido	4,5	2,5 – 3,0
Estradas nacionais	Rígido	4,5	2,0
Estradas municipais	Rígido	4,5	1,5

2.5.2 Novo método da AASHTO

Em métodos de dimensionamento recentes baseados em modelos do tipo empírico-mecanicista (AASHTO 2008), admite-se que o espectro de tráfego pode ser tido diretamente em conta no dimensionamento de pavimentos.

O método passa a utilizar o espectro completo de carga por eixo. Para cada tipo de eixo, esse espectro é obtido através do processamento de dados de peso em movimento.

No AASHTO (2008), os dados de tráfego necessários são os mesmos independentes do tipo de pavimento (flexível ou rígido), ou do tipo de projeto (novo ou reabilitação).

Alguns dos principais dados necessários no dimensionamento incluem:

- Volume de tráfego de veículos pesados diário inicial;
- Velocidade operacional dos veículos pesados;
- Direção do tráfego de veículos pesados e fatores de distribuição por via;
- Tipo de veículo pesado e fatores de distribuição de carga por eixo;
- Configurações base do eixo e da roda;
- Características do pneu e pressão;
- Fatores de crescimento dos veículos pesados para cada mês, o AASHTO (2008) calcula o número acumulado de veículos pesados na via que está a ser projetada como um indicador da magnitude do carregamento do tráfego de veículos pesados.

Em Portugal um possível espectro de cargas por eixo de veículos pesados é o definido por Sousa-Melo (1993), Brás (2012) (Quadro 2.14, 2.15 e 2.16). No Quadro 2.17

apresenta-se a distribuição percentual do tráfego pesado por categoria de veículos, de acordo com Sousa-Melo (1993) e Brás (2012). Verifica-se que os veículos pesados da classe f1 constituem, em média, a maioria dos pesados em circulação.

No Quadro 2.18 apresenta-se a repartição dos tipos de veículos pesados pelos três níveis de carga por eixo, carga típica, carga próxima do limite legal e carga máxima, respetivamente, identificados em Sousa-Melo (1993) como representativos do espectro de veículos pesados a circular na rede de estradas nacional.

O espectro de tráfego unitário a adotar no projeto de pavimentos rodoviários é o definido no Quadro 2.19, onde estão indicados para cada eixo os valores de passagem de eixo, para um valor unitário de veículos pesados. Os valores de passagens de eixo a adotar no dimensionamento de pavimentos têm de ser multiplicados pelo somatório do tráfego total de veículos pesados no período de dimensionamento. Indica-se igualmente o espectro unitário para os três níveis de carga por eixo adotados em Sousa-Melo (1993). Deste modo, poderão ser adotados valores de distribuição de tráfego diferentes dos indicados no Quadro 2.18.

Quadro 2.14 – Espectro de carga por eixo – Carga Típica, (Sousa-Melo, 1993 e Brás, 2012)

V. Pesados	Carga Total (ton)	Carga por eixo							
		tipo	Carga (ton)	tipo	Carga (ton)	tipo	Carga (ton)	tipo	Carga (ton)
f1	14	s	4	s	10	-	-	-	-
f2	16	s	4	t	16	-	-	-	-
g1	30	s	4	s	10	s	8	s	8
g2	30	s	4	s	10	s	6	t	10
g3	36	s	4	t	14	s	9	s	9
h2	30	s	4	s	9	t	17	-	-
h3	30	s	4	s	8	tr	18	-	-
h5	36	s	4	t	16	t	16	-	-
i1	14	s	5	s	9	-	-	-	-

Quadro 2.15 – Espectro de carga por eixo – Carga próxima do limite legal, (Sousa-Melo, 1993 e Brás, 2012)

V. Pesados	Carga Total (ton)	Carga por eixo							
		tipo	Carga (ton)	tipo	Carga (ton)	tipo	Carga (ton)	tipo	Carga (ton)
f1	16	s	4	s	12	-	-	-	-
f2	24	s	4	t	20	-	-	-	-
g1	54	s	6	s	16	s	16	s	16
g2	40	s	4	s	12	s	12	t	12
g3	48	s	4	t	20	s	12	s	12
h2	34	s	4	s	10	t	20	-	-
h3	38	s	4	s	8	tr	18	-	-
h5	45	s	5	t	20	t	20	-	-
i1	17	s	5	s	12	-	-	-	-

Quadro 2.16 – Espectro de carga por eixo – Carga máxima, Sousa-Melo (1993) e Brás (2012)

V. Pesados	Carga Total (ton)	Carga por eixo							
		tipo	Carga (ton)	tipo	Carga (ton)	tipo	Carga (ton)	tipo	Carga (ton)
f1	22	s	6	s	16	-	-	-	-
f2	36	s	6	t	30	-	-	-	-
σ1	54	s	6	s	16	s	16	s	16
σ2	54	s	6	s	16	s	16	t	16
σ3	66	s	6	t	28	s	16	s	16
h2	56	s	6	s	16	t	38	-	-
h3	60	s	6	s	16	tr	38	-	-
h5	66	s	6	t	29	t	31	-	-
i1	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Quadro 2.17- Distribuição média do espectro de veículos pesados em função da categoria, Sousa-Melo (1993) e Brás(2012)

V. pesado (Categoria)	Distribuição média (%)
f1	54
f2	20
g1	2
g2	2
g3	1
h2	6
h3	5
h5	4
i1	6

Quadro 2.18 - Distribuição percentual do tráfego pesado por nível de carga, Sousa-Melo (1993) e Brás (2012)

V. pesado (Categoria)	Carga por eixo (%)		
	Carga típica	Próximo do limite legal	Carga máxima
f1	90	9,5	0,5
f2	85	14	1
g1	80	18	2
g2	80	18	2
g3	80	18	2
h2	75	22	3
h3	70	26	4
h5	65	30	5
i1	95	5	-

Quadro 2.19 - Espectro de carga por eixos para um valor unitário de veículos pesados no período de dimensionamento

N eixos / Número de veículos pesados				Eixo	
C. típica	C. Limite legal	C. Máxima	Distribuição	Tipo	Carga (ton)
0,9400	0,8800	0,0000	0,91290	s	4
0,0600	0,1000	0,0600	0,07200	s	5
0,0200	0,0200	0,9400	0,03110	s	6
0,0900	0,0500	0,0000	0,08000	s	8
0,1400	0,0000	0,0000	0,11800	s	9
0,5800	0,0600	0,0000	0,53120	s	10
0,0000	0,6600	0,0600	0,06510	s	12
0,0000	0,0600	0,7700	0,01970	s	16
0,0200	0,0000	0,0000	0,01600	t	10
0,0000	0,0200	0,0000	0,00360	t	12
0,0100	0,0000	0,0000	0,00800	t	14
0,2800	0,0000	0,0200	0,22240	t	16
0,0600	0,0000	0,0000	0,04500	t	17
0,0000	0,3500	0,0000	0,06700	t	20
0,0500	0,0000	0,0100	0,03520	t	28
0,0000	0,0000	0,0400	0,00200	t	29
0,0000	0,0000	0,2000	0,00200	t	30
0,0000	0,0000	0,0400	0,00200	t	31
0,0000	0,0000	0,0600	0,00180	t	38
0,0500	0,0500	0,0000	0,04800	tr	18
0,0000	0,0000	0,0500	0,00200	tr	38

Temperatura de serviço

O cálculo da temperatura de serviço é conseguido através da medição das temperaturas do pavimento em três zonas representativas do país. As considerações são semelhantes ao método da Shell relativamente à divisão do pavimento em três subcamadas e à utilização do ponto central de cada camada como ponto crítico para cálculo da deformação permanente. No caso da determinação de rotura por fadiga, os pontos críticos analisados situam-se nas extremidades das camadas betuminosas.

Lei da fadiga

A lei da fadiga definida pela AASHTO subdivide-se em dois tipos de manifestação com diferentes origens. O facto de o pavimento atingir o ponto de rutura por fadiga pode ser identificado pela verificação no pavimento do efeito usualmente denominado por pele de crocodilo, nas camadas inferiores e prolongando-se até à superfície devido à contínua

ação de cargas após o aparecimento da mesma. A fendilhação longitudinal assume-se como iniciada à superfície e prolongando-se até às camadas inferiores, quando o pavimento é sujeito às mesmas ações após o aparecimento dos mesmos efeitos.

Deformação permanente

A deformação permanente, vulgarmente denominada por rodeira, é causada por deformações verticais permanentes nas camadas betuminosas, camadas granulares e solo de fundação. A metodologia utilizada consiste no cálculo incremental da deformação em cada subcamada. Ou seja, a deformação é estimada para cada período de tempo a meia altura de cada subcamada, correspondendo o seu valor à soma dos valores parciais obtidos em cada uma delas.

A metodologia utilizada para determinar a deformação permanente utiliza valores de extensões verticais, determinadas em condições específicas do pavimento para um determinado número de eixos, as quais têm uma variação mensal, (AASHTO, 2008) ou extensão de endurecimento que registre essas variações, garantindo que essas extensões verticais parciais são consideradas num estudo referente às deformações totais do pavimento.

No geral, o dimensionamento deverá seguir os seguintes passos:

1. Criar um projeto para um local específico, baseada em informações de tráfego, clima e material;
2. Definir as camadas do pavimento, a mistura asfáltica a quente, e outras propriedades dos materiais;
3. Calcular as respostas estruturais (tensão, deformação, etc.) usando elementos finitos ou programa de análise de camadas elásticas para cálculo de cada dano ao longo de todo o período de projeto;
4. Calcular os danos acumulados em cada mês de toda a vida de serviço;
5. Prever os defeitos, como fadiga e deformação permanente, mês-a-mês durante o período de projeto, usando modelos de desempenho mecanístico-empíricos calibrados fornecidos no AASHTO (2008);
6. Avaliar o desempenho indicado no projeto.

3 CASO DE ESTUDO

3.1 Introdução

O concelho de Sátão situa-se no Norte do distrito de Viseu e nas duas últimas décadas houve um considerável crescimento. Sátão expandiu-se longitudinalmente, nas suas principais artérias urbanas, nomeadamente para sul ao longo do troço da EN 329.

Nos últimos anos existiram vários projetos de reabilitação das vias urbanas que gradualmente foram excluindo o tráfego de atravessamento de pesados. Perante esta situação as alternativas de ligação da EN329 à EN229 ficaram limitadas e complicadas.

Perante o modelo de desenvolvimento pretendido para a Vila de Sátão e tendo em consideração que já se encontra em funcionamento o Parque Empresarial de Sátão, com uma área de dez hectares e com 46 lotes na 1ª fase, com possibilidades de ser ampliado em mais lotes na 2ª fase, situado na estrada EN 329 ao quilómetro 40,5, que liga Sátão a Mangualde, a Câmara Municipal não tem outra solução se não construir uma estrada alternativa de acesso à EN 329 a partir da EN 229 nas proximidades da povoação da Meã ao km 67,6 (Figura 3.1).

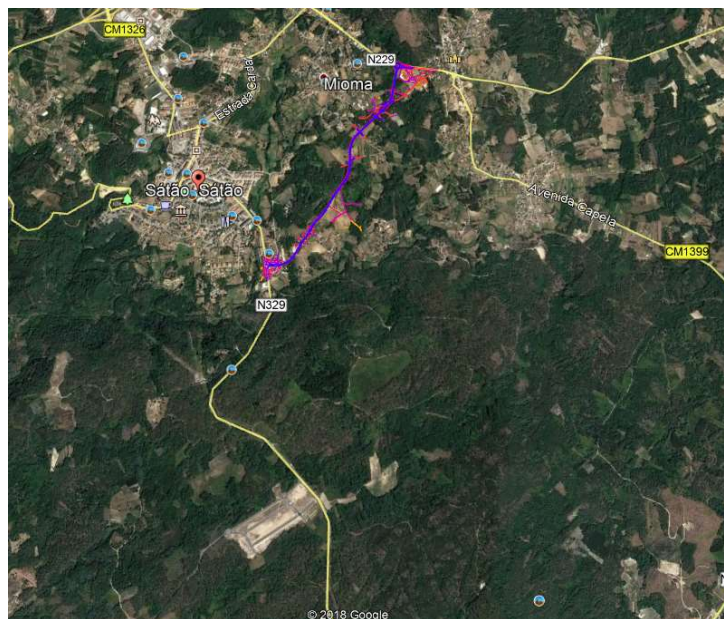


Figura 3.1 - Localização da ligação da EN329 à EN229.

O projeto que nos serve de base para presente estudo optou por uma classe de tráfego T6 e a fundação do pavimento como F3, e de acordo com o MACOPAV, preconiza-se a estrutura de pavimento que se indica:

A camada de base, a executar de acordo com os perfis transversais tipo do projeto, será constituída por material granular britado de granulometria extensa, colocado em duas camadas de 15 cm cada, com espessura final de 30 cm após compactação.

A camada de regularização a executar será constituída por uma mistura betuminosa densa AC 20 Base 35/50 (MB), de 7 cm de espessura e a camada de desgaste será constituída por betão betuminoso AC 14 Surf 35/50 (BB), com 5 cm de espessura, (Figura 3.2).

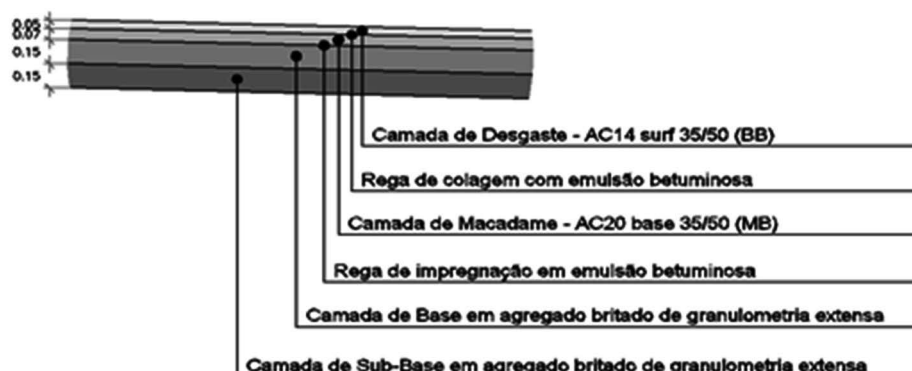


Figura 3.2-Pormenor do pavimento do projeto

De forma a simplificar toda a estrutura de cálculo é apresentado num organigrama (Figura 3.3) as combinações e variáveis que iremos utilizar para a verificação do comportamento do pavimento previsto em projeto, utilizando o método da Shell e do MACOPAV, de modo a concluir se estamos perante um pavimento ideal para a nossa estrada ou a necessidade de melhoramentos.

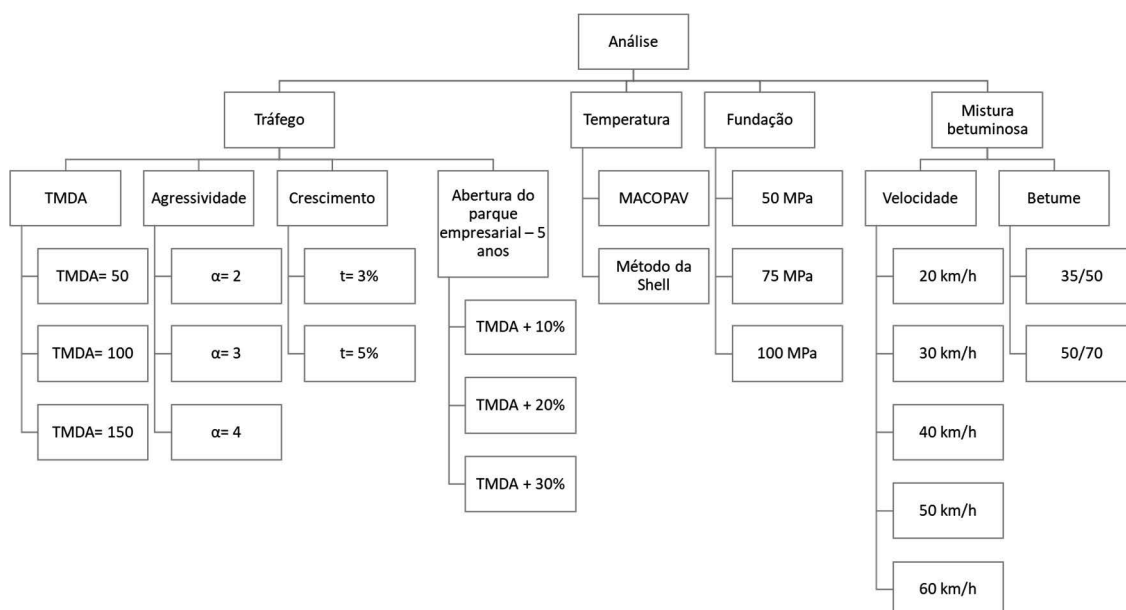


Figura 3.3- Organigrama das variáveis adotadas para a verificação do pavimento

3.2 Tráfego adotado

Foi feita uma contagem dos veículos pesados durante o período de uma semana na via que hoje serve grande parte do tráfego de atravessamento de pesados na ligação da EN329 à EN229. Como ela está localizada na vila, não foram contabilizados veículos pesados que de alguma forma não são utilizadores da futura ligação, veículos pesados de passageiros, cargas e descargas e veículos das escolas de condução.

A contagem decorreu em Novembro de 2018, em que a meteorologia não ajudou a obter valores aceitáveis, já que grande parte do tráfego de pesados que foi observado tem como destino atividades relacionadas com a construção e exploração florestal que são fortemente afetadas com condições climatéricas adversas. Como exemplo referem-se o transporte de materiais provenientes das pedreiras da região, com cubos de granito para pavimentação, britas e derivados e blocos de granito para serrar, o transporte de materiais provenientes da atividade florestal e o transporte de máquinas pesadas.

A tipologia de grande parte dos pesados observados é de 5 eixos, conforme ilustrado na Figura 3.4.



Figura 3.4-Tipologia de veículo pesado

Perante essa situação e tendo em conta que o projeto foi dimensionado para um tráfego de classe T₆ optou-se por verificar o pavimento para um intervalo da (TMDA)_p entre os 50-150 (Quadro 3.1). A opção pelos valores de (50, 100 e 150), que são valores dentro do intervalo que o MACOPAV define para a classe T₆ e são valores que certamente estarão em sintonia com o que se passa no tráfego da via em estudo.

Quadro 3.1 - Classe de tráfego segundo MACOPAV

Classe	(TMDA) _p
T ₇	<50
T ₆	50 - 150
T ₅	150 - 300
T ₄	300 - 500
T ₃	500 - 800
T ₂	800 - 1200
T ₁	1200 - 2000
T ₀	>20

No projeto está definido uma taxa de crescimento de 3% e agressividade de 2 em acordo com o estipulado pelo MACOPAV. (Quadro 2.3). As opções tomadas vão divergir com a leitura que é feita do MACOPAV, os vários cenários que dão a garantia que neste caso

deveremos optar por outros valores de crescimento e de agressividade, como definido na Figura 3.3.

Como já referido anteriormente, a via que a Câmara Municipal quer construir visa dinamizar o parque empresarial e facilitar o tráfego de atravessamento de pesados, pela vila, com origem nos concelhos de Mangualde e Penalva do Castelo e com destino aos concelhos de Vila Nova de Paiva, Aguiar da Beira e Castro Daire e o tráfego inverso, que muito dele está neste momento fragmentado por várias estradas municipais sem estarem dimensionadas para tráfego pesado.

Perante esta leitura, serão estudadas várias hipóteses de taxa de crescimento e de agressividade, pois o tráfego verificado nos dias de contagem é na maioria pesados com 5 eixos de 44 ton.

Como o parque empresarial já está em funcionamento, e com alguns empresários interessadas em abrir as suas empresas nesse local, admite-se que:

- Nos primeiros 5 anos, a taxa de crescimento é de 3%;
- Nos restantes 15 anos, a taxa de crescimento é de 5%.

Adicionalmente, admite-se que após os primeiros 5 anos vai haver um incremento de tráfego:

- 10% de acréscimo ao fim dos 5 anos da abertura do parque;
- 20% de acréscimo ao fim dos 5 anos da abertura do parque;
- 30% de acréscimo ao fim dos 5 anos da abertura do parque;

Relativamente agressividade vão usar-se os seguintes fatores de α : 2, 3 e 4.

Os cálculos do N_{80} para os vários cenários definidos anteriormente apresentam-se no Anexo A, cujos valores se ilustram na Figura 3.5.

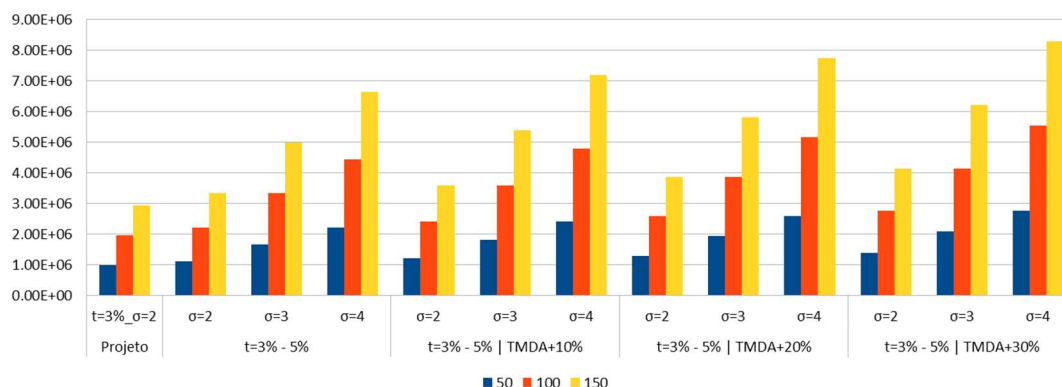


Figura 3.5- Variação do N80 com os diferentes cenários de tráfego

Verifica-se uma grande discrepância entre os valores previstos em projeto e as opções do estudo, principalmente quando se aumenta a agressividade do tráfego, o que vai influenciar fortemente o valor do N80. A taxa de crescimento tem pouca expressão no valor do N80, já que o TMDA são valores baixos.

3.3 Temperatura de serviço

Como referido, serão usados dois métodos para calcular a temperatura de serviço. São eles o MACOPAV e o método da Shell.

3.3.1 Método do MACOPAV

Este método contempla duas tabelas (Quadro 2.4 e 2.5), onde é possível obter-se, de forma rápida, a temperatura de serviço. O método do MACOPAV define a temperatura de serviço, dependendo da região, da localidade, da classe de tráfego (T6) e da classe de fundação.

Para o caso de estudo em análise, escolheu-se a localização Viseu, que é a localização mais próxima da vila de Sátão que consta no quadro, a classe de tráfego é a T6 e para a classe de fundação serão considerados dois cenários, uma fundação do tipo F3 e outra do tipo F2.

Recorrendo aos Quadros 2.4 e 2.5, obtém-se para o cenário T6F3 uma temperatura de serviço de 25,8°C e para o cenário T6F2 uma temperatura de 27,1°C.

3.3.2 Método da SHELL

Como visto anteriormente, o método da SHELL define a temperatura de serviço dependendo da espessura da camada betuminosa. Iremos então calcular a temperatura do ar equivalente anual para a localidade do projeto na vila de Sátão.

Obtivemos os dados climatológicos para o Sátão onde vamos escolher a temperatura média mensal em graus celsius (Quadro 3.2).

Quadro 3.2 - Dados climatológicos para o Sátão (Climate, 1999)

	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maio	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro
Temperatura média (°C)	6,3	7,4	9,8	12,1	14,4	18,6	21,2	21,3	18,8	14,4	9,7	6,7
Temperatura mínima (°C)	2,8	3,3	5,6	7,2	9,3	12,8	14,7	14,8	13,1	9,7	6	3,3
Temperatura máxima (°C)	9,9	11,6	14,1	17	19,5	24,5	27,7	27,9	24,5	19,2	13,5	10,2
Precipitação (mm)	178	166	120	100	82	52	12	13	53	110	160	136

A temperatura média anual do ar ponderada (TMAAP) é calculada a partir das temperaturas médias mensais do ar, afetadas por determinado fator de ponderação obtidos do CHART W (Figura 2.4).

A temperatura média anual da camada betuminosa ponderada (TMABP) é calculada através do CHART RT (Figura 2.4), em função da espessura da camada betuminosa.

Posteriormente a cada temperatura média mensal, retira-se do gráfico CHART W, para cada temperatura mensal, o respetivo valor de ponderação (temperatura nas abcissas e retirar o fator de ponderação nas ordenadas).

Ao fim de encontrar para cada mês o fator de ponderação, calculou-se a média dos fatores de ponderação que no presente caso de estudo (Sátão) foi de 0,51 (Quadro 3.3).

Com este valor, 0,51, recorrendo ao CHART W encontra-se a temperatura ponderada – TMAAP, que tem o valor de 14,8°C.

Com o valor encontrado na TMAAP 14,8°C, vai-se ao CHART RT e obtém-se a temperatura de serviço equivalente anual, como depende da espessura da camada betuminosa, 120 mm, obteve-se uma temperatura de serviço de 23°C.

Quadro 3.3- Fatores de ponderação para a zona de Sátão

Mês	Estação meteorológica de Sátão	
	Temperatura média mensal (°C)	Fator de ponderação (w)
Janeiro	6,3	0,11
Fevereiro	7,4	0,19
Março	9,8	0,26
Abril	12,1	0,35
Maio	14,4	0,50
Junho	18,6	0,85

Julho	21,2	1,05
Agosto	21,3	1,05
Setembro	18,8	0,89
Outubro	14,4	0,50
Novembro	9,7	0,26
Dezembro	6,7	0,13
Total dos fatores de ponderação ($\sum w$)		6,14

3.4 Módulos de deformabilidade

3.4.1 Fundação dos pavimentos

A fundação integra além do leito do pavimento todo o terreno subjacente que condicione o seu comportamento. Os módulos de deformabilidade do solo e dos materiais granulares dependem de vários fatores e o recurso a ensaios “in-situ” ou laboratoriais, nem sempre possíveis. Em prática recorre-se a fórmulas expeditas que permitem estimar os módulos de deformabilidade a partir de propriedades relativamente fáceis de determinar, nomeadamente o CBR. Mais uma vez como o projeto recorre ao MACOPAV a fundação escolhida é a F₃ com um valor do módulo de deformabilidade de 100 MPa.

Para o nosso estudo e segundo DGEG (2015) (Figura 3.6), as rochas predominantes na zona da implantação da via a construir é xisto-grauvácua com presença também de rochas calcossilicatadas e ou carbonáticas pontuais e verifica-se que as rochas listradas desta unidade encontram-se intensamente dobradas, metamorfizadas e alteradas, a sua alteração originou solos argilo-arenosos de coloração castanho-avermelhada (Figura 3.7).

Pelo que seguiremos esta conclusão que os solos são argilo-arenosos ao que nos leva a uma classe S2 e tipo de solo CL, com um CBR entre 5% e 10%, (Quadro 2.7). Com esses valores do CBR obtemos o modulo de deformabilidades do solo de fundação, (Quadro 3.4).

O coeficiente de Poisson da fundação tem o valor usual de 0,35.

Quadro 3.4 - Módulo de deformabilidade do solo de fundação

E _f (MPa)	CBR (%)
50	5
75	7,5
100	10

Serão considerados três módulos de deformabilidade para o solo de fundação (50, 75 e 100 MPa), os dois primeiros de modo a atender ao CBR do solo e o último para ir ao encontro do projeto que definiu uma fundação com classe de plataforma F3 (Quadro 3.5).

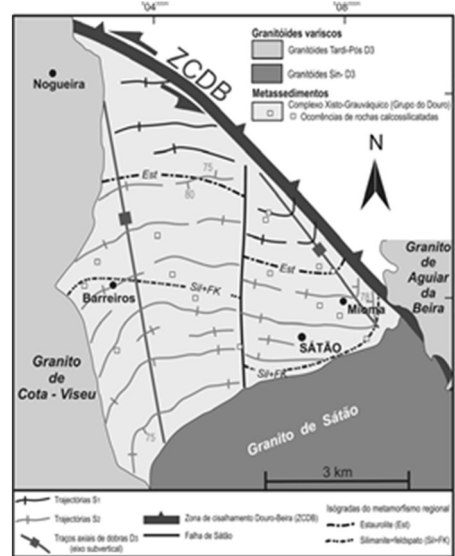


Figura 3.6 - Mapa geológico do Sátão



Figura 3.7 - Solo do local em estudo

Quadro 3.5 - Classes de fundação (JAE 1995)

Classe de fundação	Módulo de deformabilidade (MPa)	
	Intervalo	Valor de cálculo
F1	>30 a ≤50	30
F2	>50 a ≤80	60
F3	>80 a ≤150	100
F4	>150	150

3.4.2 Materiais granulares

Depois do cálculo do módulo de deformabilidade do solo de fundação iremos calcular o E_g , módulo de deformabilidade da camada granular (3.1).

$$E_g = K \cdot E_f \quad (3.1)$$

Onde:

$$K=0,2 \cdot h_g^{0,45}$$

E_g – módulo de deformabilidade da camada granular;

E_f – módulo de deformabilidade do solo de fundação;

h_g – espessura da camada granular sobre o solo de fundação (mm).

No caso de estudo, a espessura da camada granular é de 30 cm, logo K é igual 2,60. O Quadro 3.6 apresenta os valores do módulo de deformabilidade da camada granular em função dos diferentes cenários para a classe de fundação.

Quadro 3.6 - Módulo de deformabilidade da camada granular para espessura de 30 cm

E_f (MPa)	E_g (MPa)
50,0	130,2
75,0	160,5
100,0	195,3

O coeficiente de Poisson da camada granular considerado é de 0,30 (Brown et al., 1985).

3.4.3 Camada betuminosa

Para as camadas betuminosas, considera-se uma mistura AC20 base 35/50 para a camada de base, AC14 surf 35/50 para a camada desgaste, que corresponde à solução preconizada no projeto. Adicionalmente, considera-se o uso do betume 50/70. O Quadro 3.7 apresenta as características das misturas.

Quadro 3.7 – Características das misturas betuminosas

Camada betuminosa	γ_b (kN/m ³)	γ_a (kN/m ³)	Porcentagem de betume (%)	t_b (%)	Porosidade (n) (%)	V_b (%)	V_a (%)	VMA (%)
AC20base	10,30	25,00	4,5	4,71	5,00	10	85	15
AC14surf	10,30	25,00	5,0	5,26	4,00	11	85	15

Para o cálculo do módulo de deformabilidade da camada betuminosa pelo método da Shell, serão consideradas as seguintes velocidades de circulação para o tráfego pesado:

- 20 km/h;
- 30 km/h;
- 40 km/h;
- 50 km/h;
- 60 km/h.

Fez-se variar a velocidade, já que esta tem influência direta no módulo de deformabilidade das camadas betuminosas. O sentido sul-norte é um troço de 2 km composto por uma única subida, onde as velocidades serão baixas para veículos pesados. No sentido inverso (descida), as velocidades serão mais elevadas.

O Quadro 3.8 apresenta um exemplo de cálculo do módulo de deformabilidade para a camada de base, AC20 base 50/70 e AC 20 base 35/50.

Quadro 3.8 – Exemplo de cálculo do módulo de deformabilidade para a camada de base, AC20 base 50/70 e AC 20 base 35/50

Parâmetros	AC 20 base 50/70	AC 20 base 35/50
Temperatura Serviço (°C)	23,0	23,0
Betume	50/70	35/50
Pen 25°C (10 ⁻¹ mm)	60	42,5
Pen serviço (10 ⁻¹ mm)	39,000	27,625
T _{ab} (°C)	50,0	54,0
T _{ab} serviço (°C)	57,21	61,15
Índice de Penetração - IPen	-0,122	-0,072
Velocidade (km/h)	60	60
Tempo de carregamento (s)	0,02	0,02
Rigidez Betume - E _{betume} (MPa)	27,6	45,3
Percentagem de betume (%)	4,5	4,5

Quadro 3.8 – Exemplo de cálculo do módulo de deformabilidade para a camada de base, AC20 base 50/70 e AC 20 base 35/50 - Continuação

Parâmetros	AC 20 base 50/70	AC 20 base 35/50
Percentagem de betume (%)	4,5	4,5
Porosidade n (%)	5,0	5,0
V _b (%)	10	10
V _a (%)	85	85
VMA (%)	15	15
Sm 3109	10,61	10,61
Sm 108	10,03	10,03
S 68	0,63	0,63
S 89	0,44	0,44
A	9,68	9,81
E _{mistura} (MPa)	4735	6460

As Figuras 3.8 e 3.9 ilustram a variações do módulo de deformabilidade com a temperatura e com a velocidade, respetivamente para a camada de desgaste e de base.

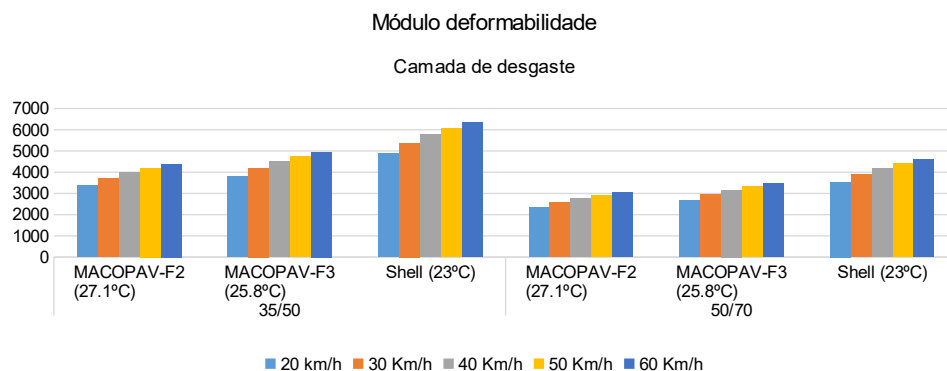


Figura 3.8 - Variação do módulo deformabilidade da camada de desgaste com a velocidade e temperatura

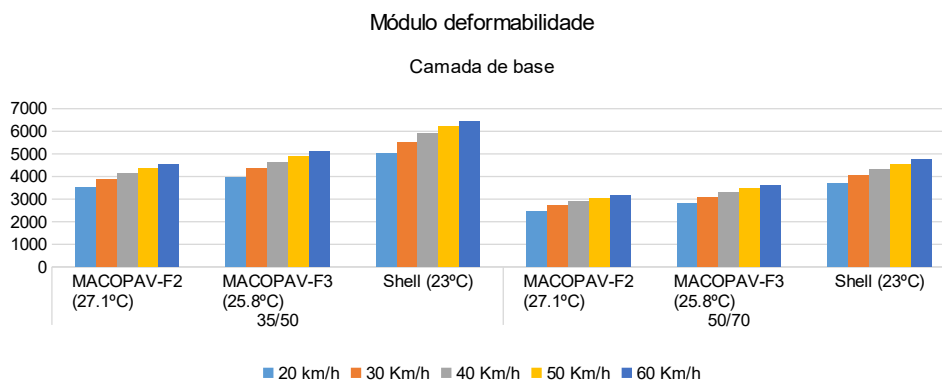


Figura 3.9 - Variação do módulo deformabilidade da camada de base com a velocidade e temperatura

Com o cálculo do módulo deformabilidade da camadas betuminosas para as várias situações em estudo concluiu-se que:

- No método da Shell, os módulos de deformabilidade na camada de desgaste para o betume 35/50 são 45% superiores do que no MACOPAV – F2 (27,1°C) e 28% maiores que MACOPAV – F3 (25,8°C).
- Para o betume 50/70 o método da Shell tem o módulo de deformabilidade 51% superiores que o MACOPAV – F2 (27,1°C) e 32% maior que MACOPAV – F3 (25,8°C).
- Na camada base o método da Shell os módulo de deformabilidade para o betume 35/50 são 43% superiores aos do MACOPAV – F2 (27,1°C) e 27% maiores que MACOPAV – F3 (25,8°C).

- Relativamente ao betume 50/70 o método da Shell o módulo de deformabilidade é 49% superior que o MACOPAV – F2 (27,1°C) e 30% maior que MACOPAV – F3 (25,8°C).
- Os módulos de deformabilidade da camada betuminosa com o betume 35/50 são aproximadamente 40% superiores que os do betume 50/70, aplicando qualquer dos métodos em análise.
- O módulo de deformabilidade da camada betuminosa aumenta com a velocidade, conforme se pode observar no Quadro 3.9.

Quadro 3.9 – Variação do módulo de deformação da camada betuminosa com a velocidade

Intervalo de velocidades	Aumento do módulo de deformabilidade da camada betuminosa (%)
De 20 km/h para 30 km/h	10%
De 30 km/h para 40 km/h	7%
De 40 km/h para 50 km/h	5%
De 50 km/h para 60 km/h	4%

3.5 Coeficientes de Poisson

O Quadro 3.10 apresenta os coeficientes de Poisson considerados no estudo.

Quadro 3.10- Coeficientes de Poisson

Material	Coeficiente de Poisson (ν)		
	Típicos	Adotados pelo MACOPAV	Adotados para o estudo a efetuar
Misturas betuminosas	0,35 a 0,40	0,35	0,35
Materiais granulares	0,30 a 0,40	0,35	0,30
Solos	0,35 a 0,45	0,40	0,35

3.6 Cálculo da resposta estrutural

Recorrendo ao programa KENPAVE (Figura 3.10), calcularam-se as extensões nos pontos críticos da estrutura. São elas a extensão de tração na base das camadas ligadas (critério de fadiga) e extensão de compressão no topo do solo de fundação (critério de deformação permanente) (Quadros 3.11 e 3.12).

Para calcular a resposta estrutural à fadiga escolheu-se um ponto na camada betuminosa a uma profundidade de 11,99 cm, quase na transição com a camada granular, e para a

resposta estrutural à deformação permanente o ponto está no solo de fundação a uma profundidade de 42,01 cm, logo a seguir à camada granular.

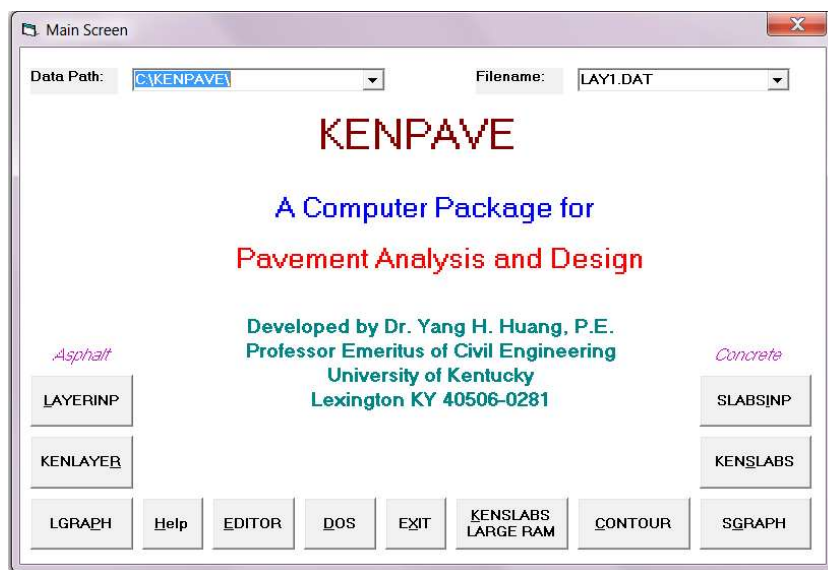


Figura 3.10- Kenpave (Pavement Analysis and Design)

Quadro 3.11 - Exemplos de combinações usadas para o cálculo da fadiga e deformação permanente pelo Kenpave – betume 35/50

Betume 35/50			
T6-F3		T6-F2	
MACOPAV (35/50) 25,8°C a 20 Km/h	SHELL(35/50) 23°C a 20 km/h	MACOPAV (35/50) 27,1°C a 20 Km/h	SHELL(35/50) 23°C a 20 Km/h
Camada de desgaste E=3809 MPa	Camada de desgaste E=4878 MPa	Camada de desgaste E=3372 MPa	Camada de desgaste E=4878 MPa
Base E=3951 MPa	Base E=5016 MPa	Base E=3513 MPa	Base E=5016 MPa
Granular britado E _{sb} =130,20 MPa	Granular britado E _{sb} =130,20 MPa	Granular britado E _{sb} =130,20 MPa	Granular britado E _{sb} =130,20 MPa
solo de fundação E _{sf} =50 MPa	solo de fundação E _{sf} =50 MPa	solo de fundação E _{sf} =50 MPa	solo de fundação E _{sf} =50 MPa
MACOPAV (35/50) 25,8°C a 20 Km/h	SHELL(35/50) 23°C a 20 Km/h	MACOPAV (35/50) 27,1°C a 20 Km/h	SHELL(35/50) 23°C a 20 Km/h
Camada de desgaste E=3809 MPa	Camada de desgaste E=4878 MPa	Camada de desgaste E=3372 MPa	Camada de desgaste E=4878 MPa
Base E=3951 MPa	Base E=5016 MPa	Base E=3513 MPa	Base E=5016 MPa
Granular britado E _{sb} =195,30 MPa	Granular britado E _{sb} =195,30 MPa	Granular britado E _{sb} =195,30 MPa	Granular britado E _{sb} =195,30 MPa
solo de fundação E _{sf} =75 MPa	solo de fundação E _{sf} =75 MPa	solo de fundação E _{sf} =75 MPa	solo de fundação E _{sf} =75 MPa

MACOPAV (35/50) 25,8°C a 20 Km/h	SHELL(35/50) 23°C a 20 Km/h	MACOPAV (35/50) 27,1°C a 20 Km/h	SHELL(35/50) 23°C a 20 Km/h
Camada de desgaste E=3809 MPa	Camada de desgaste E=4878 MPa	Camada de desgaste E=3372 MPa	Camada de desgaste E=4878 M
Base E=3951 MPa	Base E=5016 MPa	Base E=3513 MPa	Base E=5016 MPa
Granular britado E _{sb} =260,50 MPa	Granular britado E _{sb} =260,50 MPa	Granular britado E _{sb} =260,50 MPa	Granular britado E _{sb} =260, MPa
solo de fundação E _{sf} =100 MPa	solo de fundação E _{sf} =100 MPa	solo de fundação E _{sf} =100 MPa	solo de fundação E _{sf} =100 MPa

Quadro 3.12 - Exemplos de combinações usadas para o cálculo da fadiga e deformação permanente pelo Kenpave – betume 50/70.

Betume 50/70			
T6-F3		T6-F2	
MACOPAV (50/70) 25,8°C a 20 Km/h	SHELL(50/70) 23°C a 20 Km/h	MACOPAV (50/70) 27,1°C a 20 Km/h	SHELL(50/70) 23°C a 20 Km/h
Camada de desgaste E=2678 MPa	Camada de desgaste E=3534 MPa	Camada de desgaste E=2335 MPa	Camada de desgaste E=3534 MPa
Base E=2814 MPa	Base E=3676 MPa	Base E=2465 MPa	Base E=3676 MPa
Granular britado E _{sb} =130,20 MPa	Granular britado E _{sb} =130,20 MPa	Granular britado E _{sb} =130,20 MPa	Granular britado E _{sb} =130,20 MPa
solo de fundação E _{sf} =50 MPa	solo de fundação E _{sf} =50 MPa	solo de fundação E _{sf} =50 MPa	solo de fundação E _{sf} =50 MPa
MACOPAV (50/70) 25,8°C a 20 Km/h	SHELL(50/70) 23°C a 20 Km/h	MACOPAV (50/70) 27,1°C a 20 Km/h	SHELL(50/70) 23°C a 20 Km/h
Camada de desgaste E=2678 MPa	Camada de desgaste E=3534 MPa	Camada de desgaste E=2335 MPa	Camada de desgaste E=3534 MPa
Base E=2814 MPa	Base E=3676 MPa	Base E=2465 MPa	Base E=3676 MPa
Granular britado E _{sb} =195,30 MPa	Granular britado E _{sb} =195,30 MPa	Granular britado E _{sb} =195,30 MPa	Granular britado E _{sb} =195,30 MPa
solo de fundação E _{sf} =75 MPa	solo de fundação E _{sf} =75 MPa	solo de fundação E _{sf} =75 MPa	solo de fundação E _{sf} =75 MPa
MACOPAV (50/70) 25,8°C a 20 Km/h	SHELL(50/70) 23°C a 20 Km/h	MACOPAV (50/70) 27,1°C a 20 Km/h	SHELL(50/70) 23°C a 20 Km/h
Camada de desgaste E=2678 MPa	Camada de desgaste E=3534 MPa	Camada de desgaste E=2335 MPa	Camada de desgaste E=3534 MPa

Base E=2814 MPa	Base E=3676 MPa	Base E=2465 MPa	Base E=3676 MPa
Granular britado E _{sb} =260,50 MPa	Granular britado E _{sb} =260,50 MPa	Granular britado E _{sb} =260,50 MPa	Granular britado E _{sb} =260, MPa
solo de fundação E _{sf} =100 MPa	solo de fundação E _{sf} =100 MPa	solo de fundação E _{sf} =100 MPa	solo de fundação E _{sf} =100 MPa

Os resultados obtidos pelo Kenpave são apresentados como o exemplo da Figura 3.11 em que são apresentados os valores das extensões de fadiga e de deformação permanente. É de salientar que foram obtidos resultados para cada combinação utilizada no estudo em causa.

```

INPUT FILE NAME -C:\KENPAVE\UNTITLED.DAT
NUMBER OF PROBLEMS TO BE SOLVED = 1
TITLE -NPROB
MATL = 1 FOR LINEAR ELASTIC LAYERED SYSTEM
NDAMA = 0, SO DAMAGE ANALYSIS WILL NOT BE PERFORMED
NUMBER OF PERIODS PER YEAR (NPY) = 1
NUMBER OF LOAD GROUPS (NLG) = 1
TOLERANCE FOR INTEGRATION (DEL) -- = 0.001
NUMBER OF LAYERS (NL)----- = 4
NUMBER OF Z COORDINATES (NZ)----- = 2
LIMIT OF INTEGRATION CYCLES (ICL)- = 80
COMPUTING CODE (NSTD)----- = 9
SYSTEM OF UNITS (NUNIT)----- = 1

Length and displacement in cm, stress and modulus in kPa
unit weight in kN/m^3, and temperature in C

THICKNESSES OF LAYERS (TH) ARE : 5 7 30
POISSON'S RATIOS OF LAYERS (PR) ARE : 0.35 0.35 0.3 0.35
VERTICAL COORDINATES OF POINTS (ZC) ARE: 11.9 42.1
ALL INTERFACES ARE FULLY BONDED

FOR PERIOD NO. 1 LAYER NO. AND MODULUS ARE : 1 3.809E+06 2 3.951E+06
3 1.302E+05 4 5.000E+04

LOAD GROUP NO. 1 HAS 2 CONTACT AREAS
CONTACT RADIUS (CR)----- = 10.5
CONTACT PRESSURE (CP)----- = 577.4
NO. OF POINTS AT WHICH RESULTS ARE DESIRED (NPT)-- = 2
WHEEL SPACING ALONG X-AXIS (XW)----- = 0
WHEEL SPACING ALONG Y-AXIS (YW)----- = 31.5

RESPONSE PT. NO. AND (XPT, YPT) ARE: 1 0.000 0.000 2 0.000 15.750

PERIOD NO. 1 LOAD GROUP NO. 1

POINT VERTICAL VERTICAL VERTICAL MAJOR MINOR INTERMEDIATE
NO. COORDINATE DISP. STRESS PRINCIPAL PRINCIPAL P. STRESS
(STRAIN) (STRAIN) (STRAIN) (STRESS) (STRESS) (STRESS) (HORIZONTAL
1 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
2 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
3 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
4 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
5 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
6 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
7 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
8 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
9 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
10 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
11 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
12 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
13 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
14 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
15 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
16 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
17 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
18 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
19 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
20 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
21 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
22 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
23 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
24 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
25 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
26 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
27 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
28 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
29 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
30 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
31 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
32 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
33 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
34 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
35 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
36 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
37 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
38 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
39 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
40 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
41 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
42 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
43 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
44 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
45 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
46 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
47 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
48 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
49 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
50 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
51 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
52 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
53 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
54 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
55 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
56 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
57 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
58 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
59 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
60 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
61 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
62 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
63 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
64 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
65 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
66 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
67 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
68 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
69 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
70 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
71 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
72 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
73 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
74 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
75 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
76 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
77 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
78 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
79 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
80 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
81 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
82 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
83 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
84 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
85 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
86 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
87 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
88 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
89 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
90 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
91 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
92 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
93 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
94 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
95 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
96 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272
97 11.90000 0.06132 96.077 96.308 -1273.457 -1041.732
98 42.10000 0.04790 2.294E-04 2.295E-04 -2.386E-04 -2.386E-04
99 11.90000 0.06318 85.345 85.345 -1108.802 -579.440
100 42.10000 0.04943 29.937 29.937 -1.708 -0.272

```

Figura 3.11 - Exemplo do cálculo das extensões e deformações permanentes pelo Kenpave

Os resultados obtidos tanto para as extensões de tração na camada betuminosa, fadiga, apresentados nas (Figuras 3.12, 3.13, 3.14, 3.15) como as extensões verticais de compressão no topo do solo de fundação, deformações permanentes no solo de fundação, são apresentados nas (Figuras 3.16, 3.17, 3.18, 3.19), verifica-se que as deformações permanentes são muito mais significativas que na fadiga.

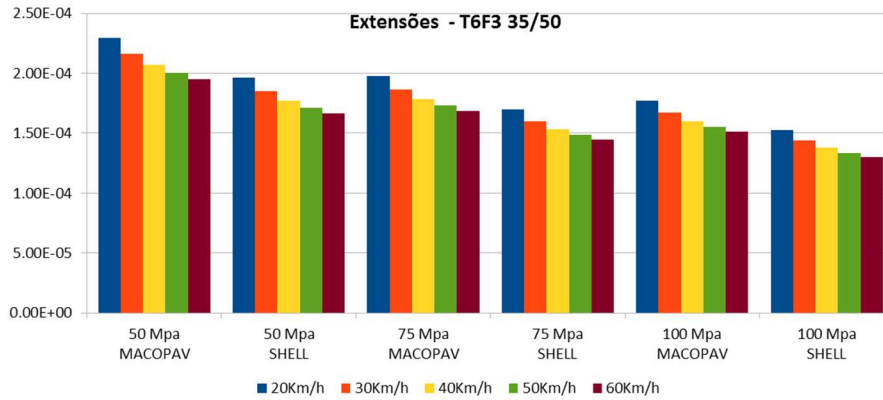


Figura 3.12 - Extensões de tração 35/50_T6F3

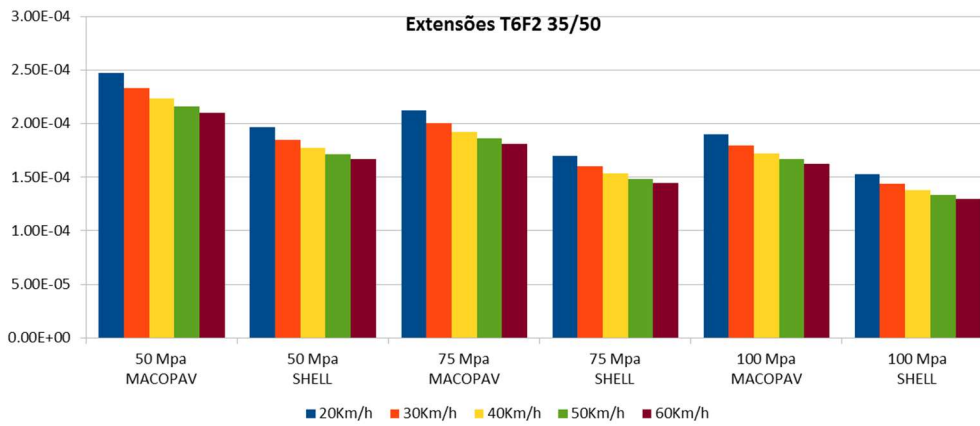


Figura 3.13 - Extensões de tração 35/50_T6F2

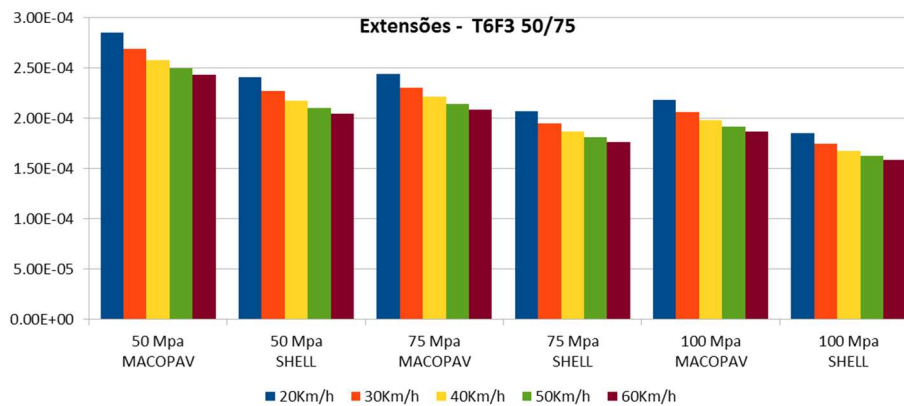


Figura 3.14 - Extensões de tração 50/70_T6F3

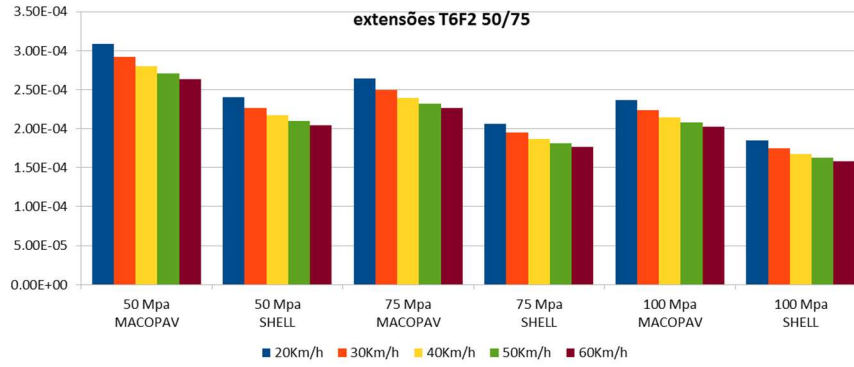


Figura 3.15 - Extensões de tração 50/70_T6F2

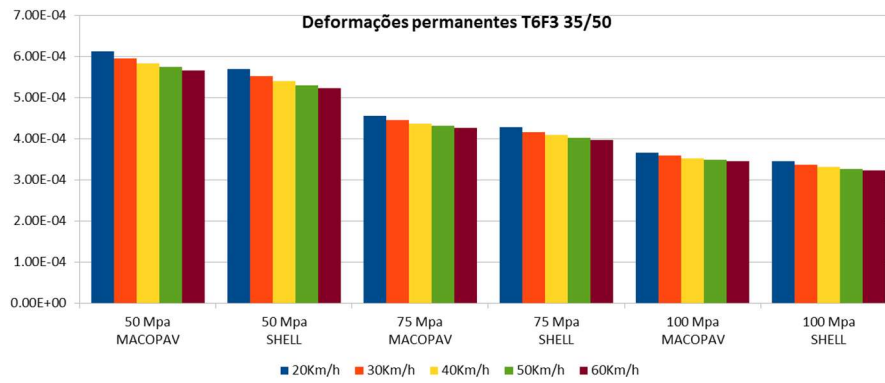


Figura 3.16 – Extensões verticais de compressão no topo do solo de fundação 35/50_T6F3

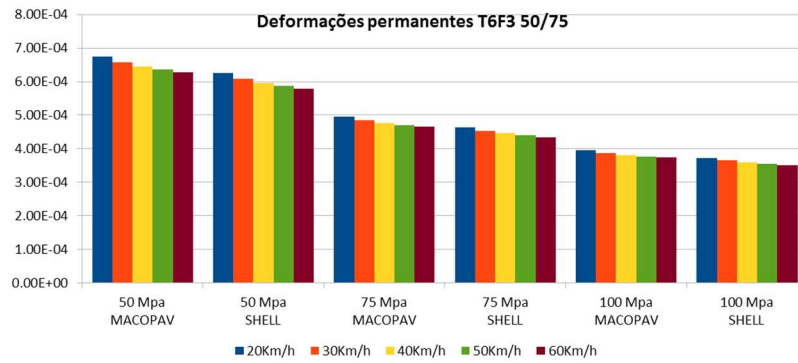


Figura 3.17- Extensões verticais de compressão no topo do solo de fundação 50/70_T6F3

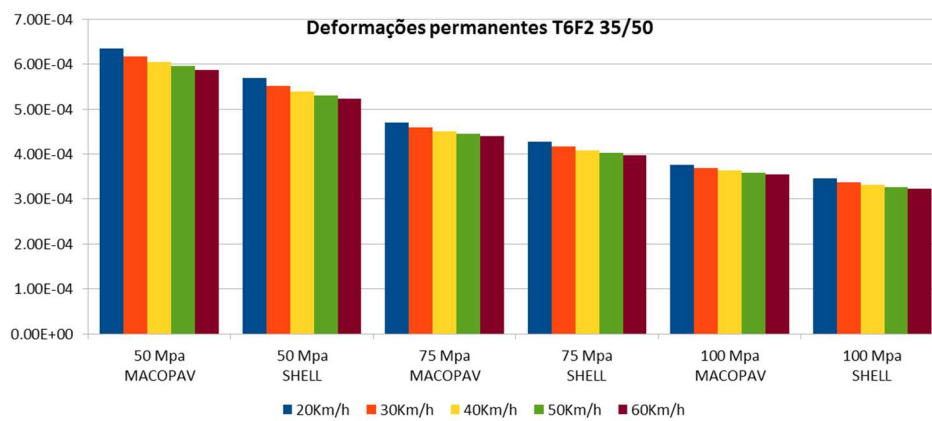


Figura 3.18- Extensões verticais de compressão no topo do solo de fundação 35/50_T6F2

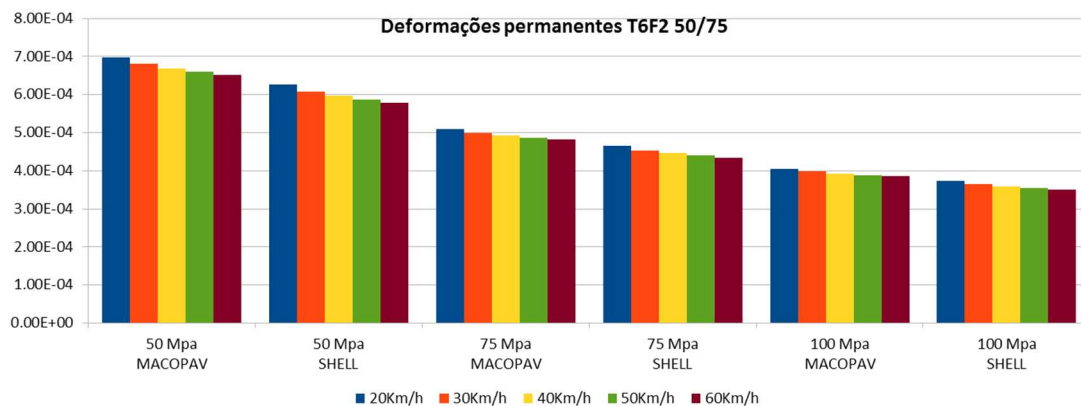


Figura 3.19- Extensões verticais de compressão no topo do solo de fundação 50/70_T6F2

3.7 N80 admissível

Com a extensão de tração, ϵ_t , e a extensão vertical de compressão no topo de fundação, ϵ_z , calculadas pelo Kenpave, apresentadas nas (Figuras 3.20, 3.21, 3.22, 3.23),

utilizaram-se as expressões do método da Shell (2.9) e (2.10) para calcular o N_{80} máximo que cada camada do pavimento resiste antes de entrada em ruína.

Pelas equações da Shell obtiveram-se os valores do N_{80} pelo critério da fadiga e um N_{80} pelo critério da deformação permanente. Os valores obtidos são os valores máximos que cada camada resiste antes da ruína (Anexo B), constatamos que esses valores correspondem aos da deformação permanente.

Nas Figuras 3.20, 3.21, 3.22 e 3.23 estão representados os valores N_{80} admissíveis:

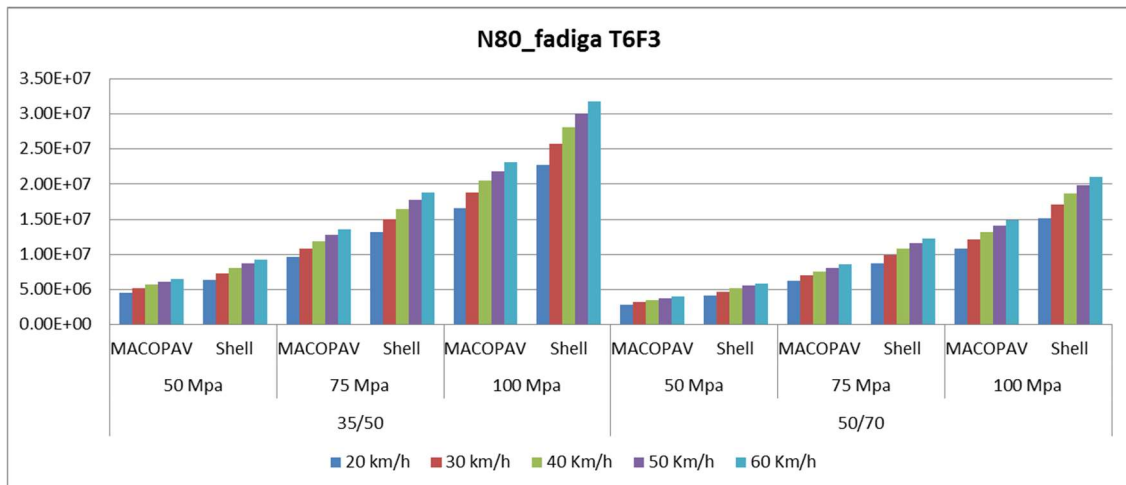


Figura 3.20 - N_{80} admissível pela fadiga T6F3

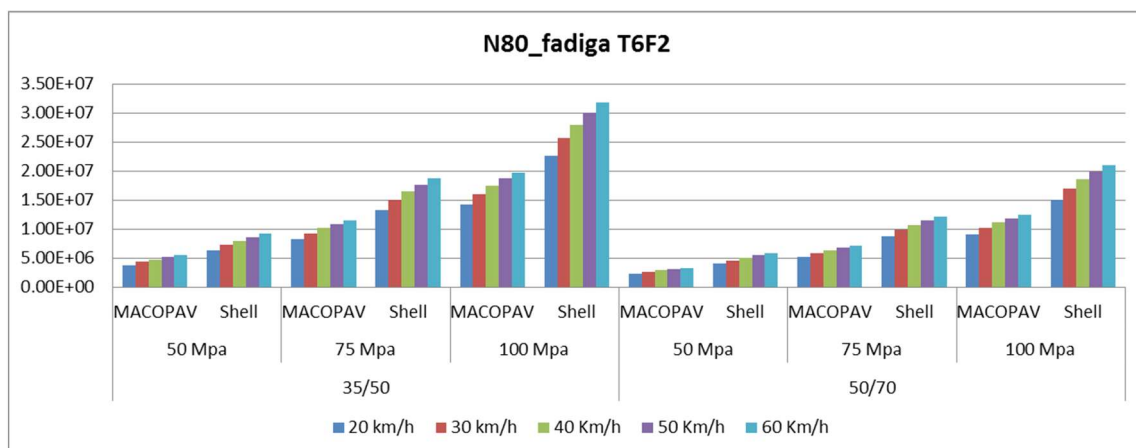


Figura 3.21 - N_{80} admissível pela fadiga T6F2

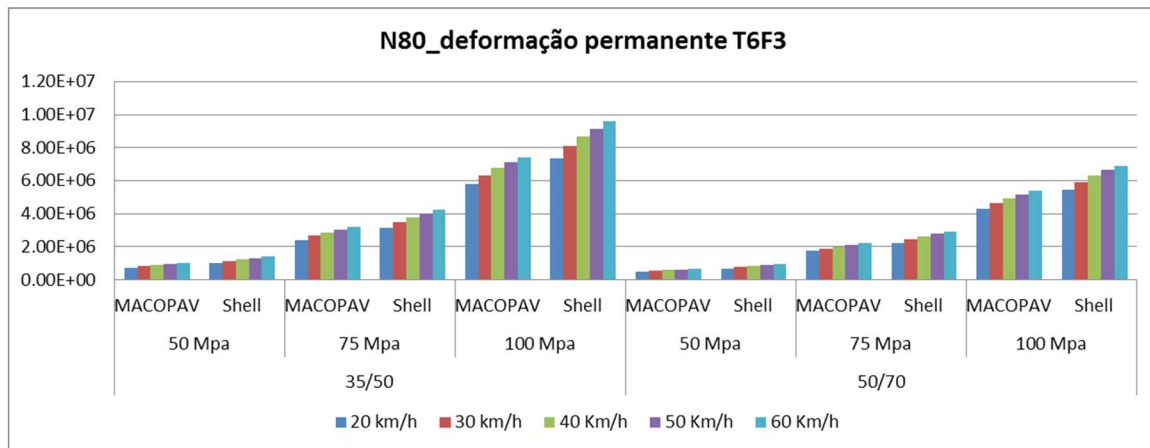


Figura 3.22 - N80 admissível pela deformação permanente T6F3

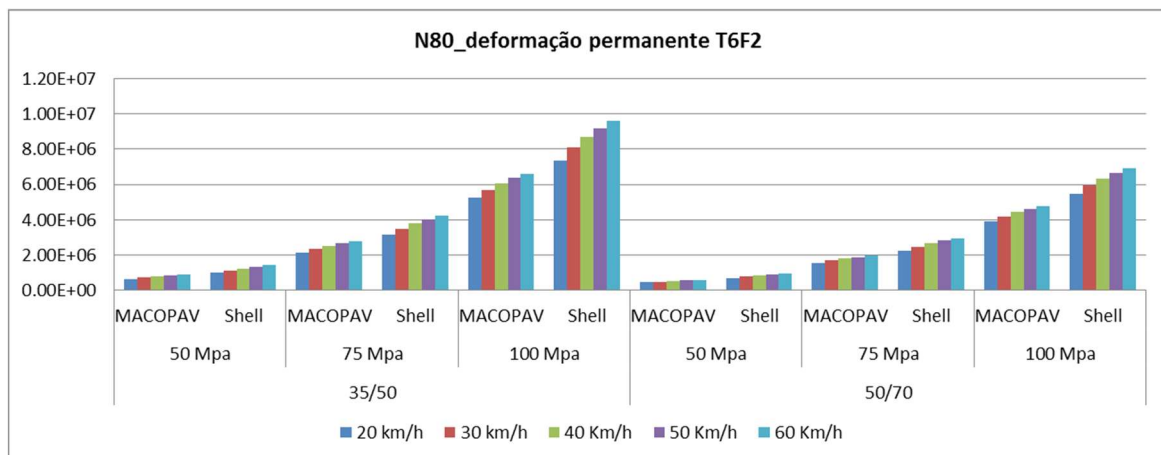


Figura 3.23 - N80 admissível pela deformação permanente T6F2

3.8 Dano

Com os valores calculados do N_{80} admissível, verificou-se que o mais crítico são os valores da deformação permanentes, serão esses valores que juntamente com os valores do N_{80} calculados pela $(TMDA)_p$ (50, 100 e 150) que iremos encontrar as combinações que nos dão as percentagens no intervalo aceitável para o dano (80% a 100%). Nas Figuras 3.24 até 3.54, temos os valores para as várias combinações do estudo.

3.8.1 Fundação F2 – Betume 35/50

Cenário normal

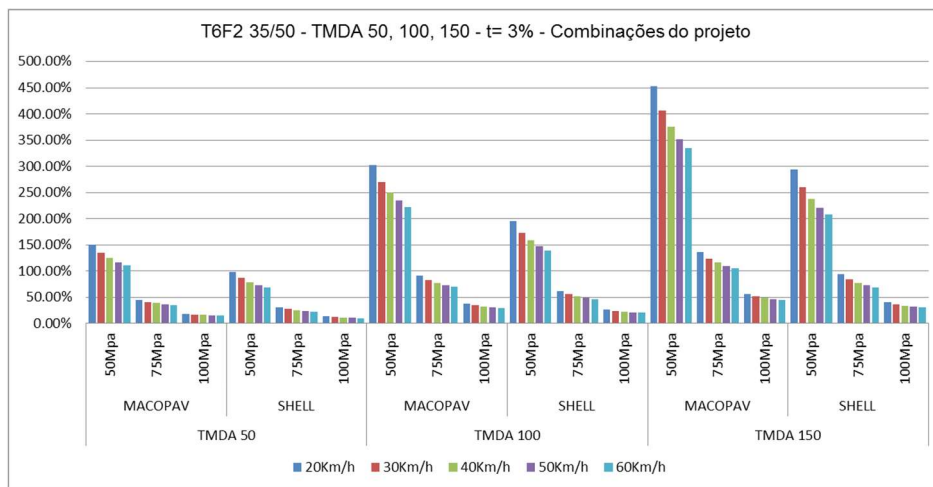


Figura 3.24 - Dano na combinação do projeto T6F2 35/50

Cenário com acréscimo de tráfego (abertura do parque empresarial)

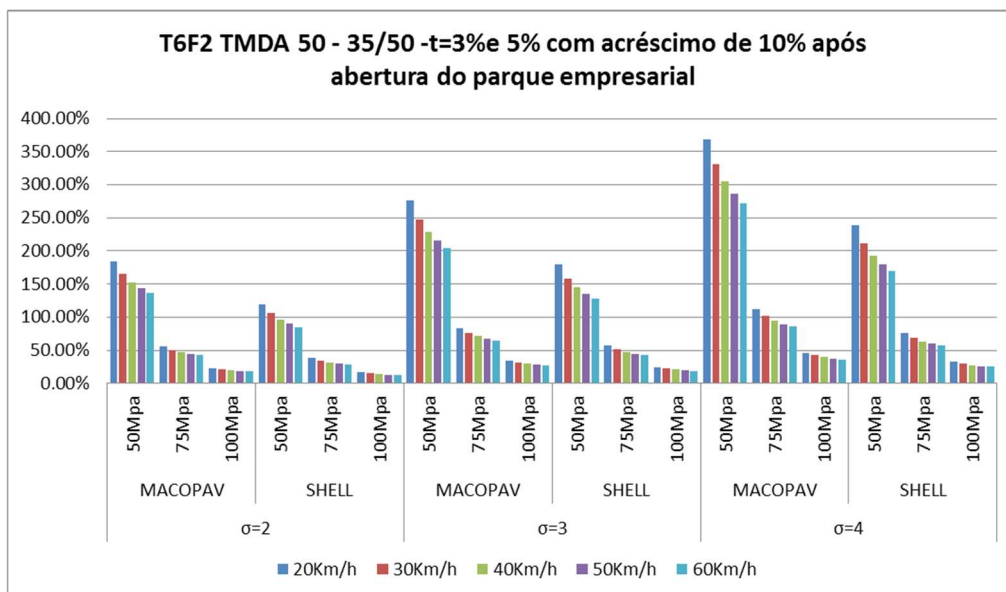


Figura 3.25 - Dano na combinação T6F2 TMDA 50 - 35/50- com acréscimo de 10%

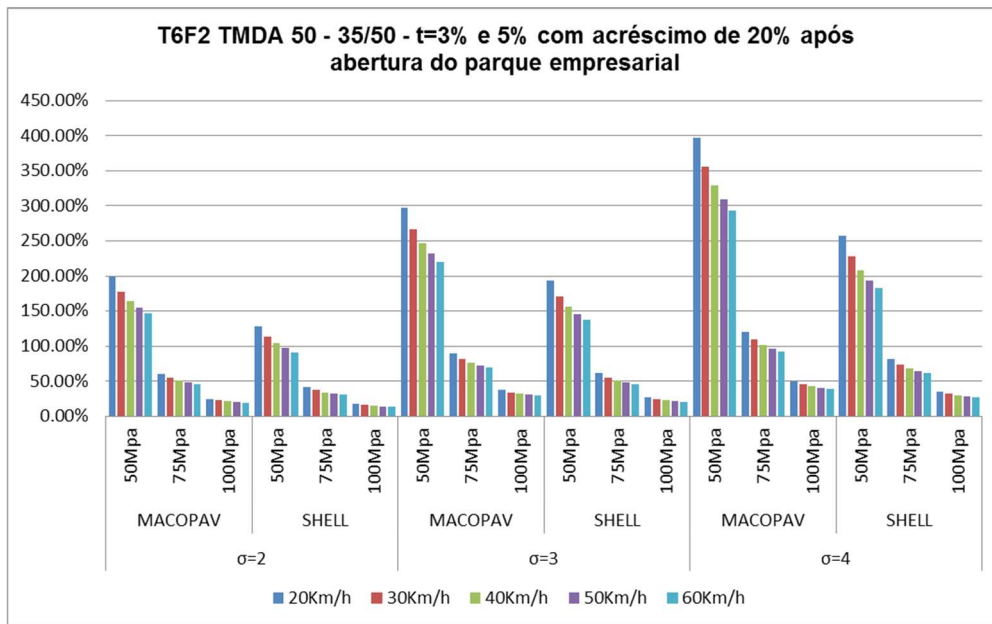


Figura 3.26 - Dano na combinação T6F2 TMDA 50 - 35/50- com acréscimo de 20%

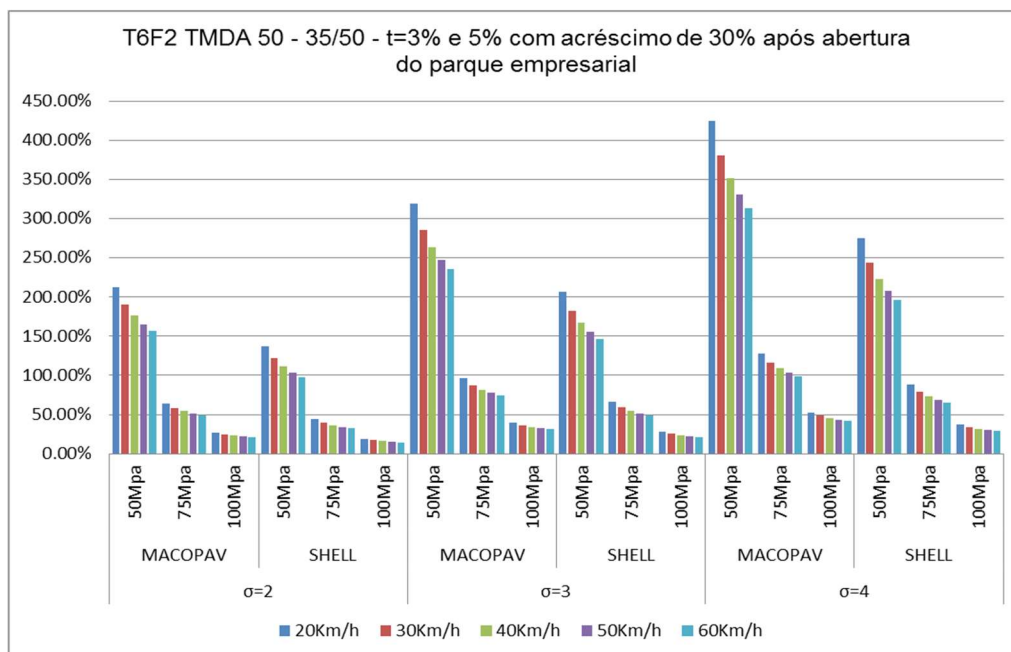


Figura 3.27 - Dano na combinação T6F2 TMDA 50 - 35/50- com acréscimo de 30%

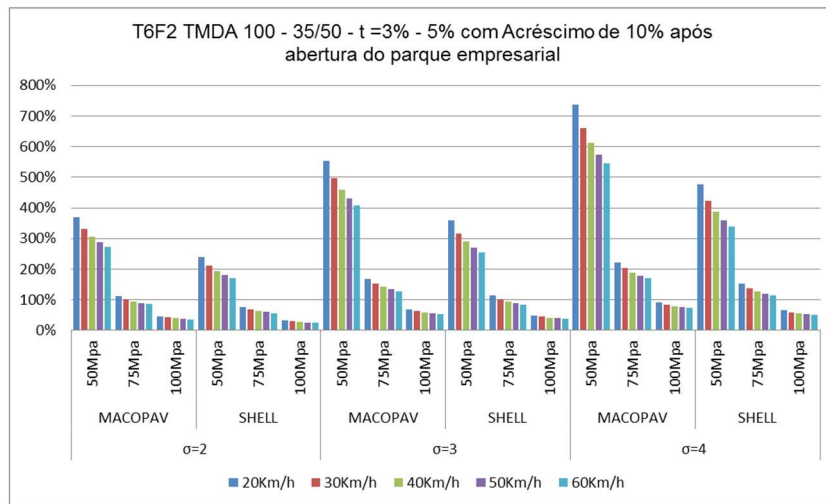


Figura 3.28 - Dano na combinação T6F2 TMDA 100 - 35/50- com acréscimo de 10%

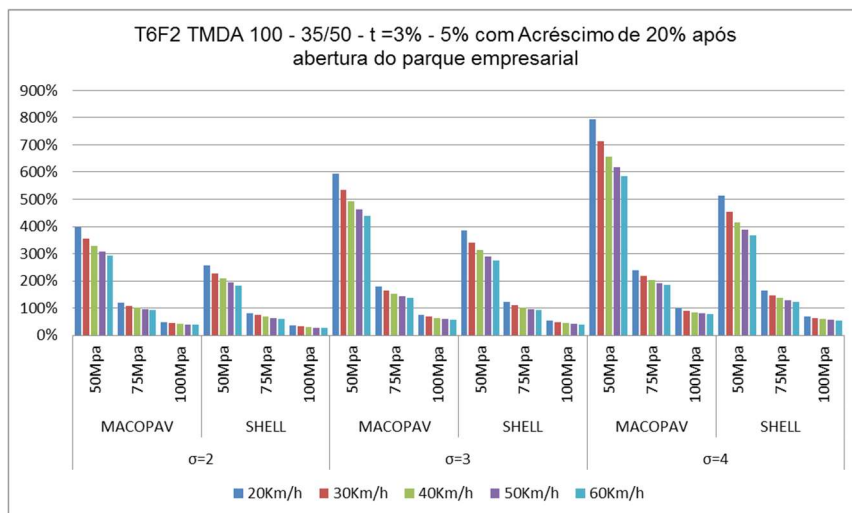


Figura 3.29 - Dano na combinação T6F2 TMDA 100 - 35/50- com acréscimo de 20%

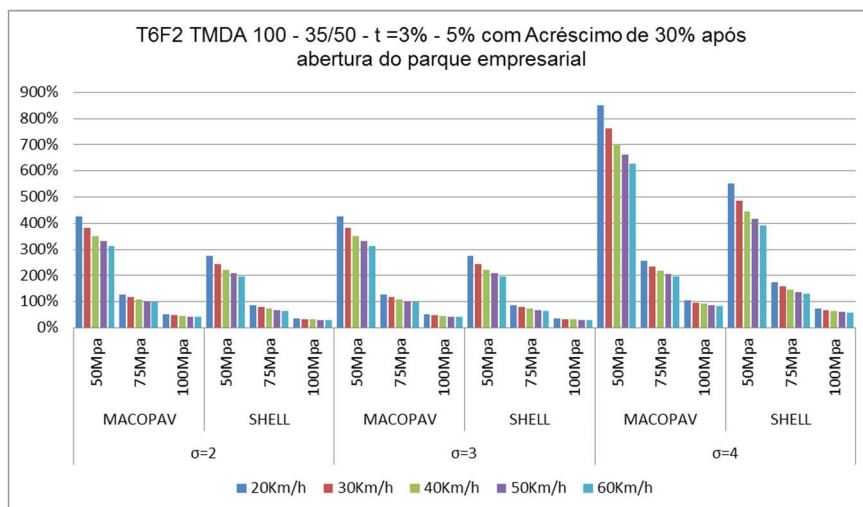


Figura 3.30 - Dano na combinação T6F2 TMDA 100 - 35/50- com acréscimo de 30%

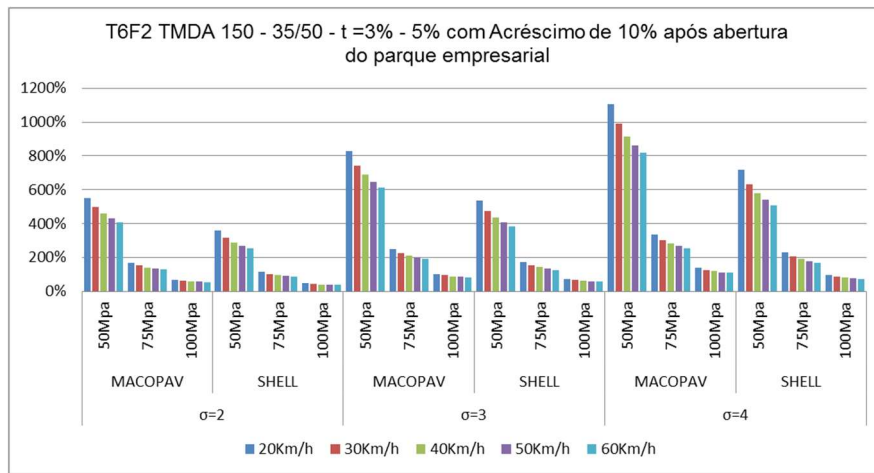


Figura 3.31 - Dano na combinação T6F2 TMDA 150 - 35/50- com acréscimo de 10%

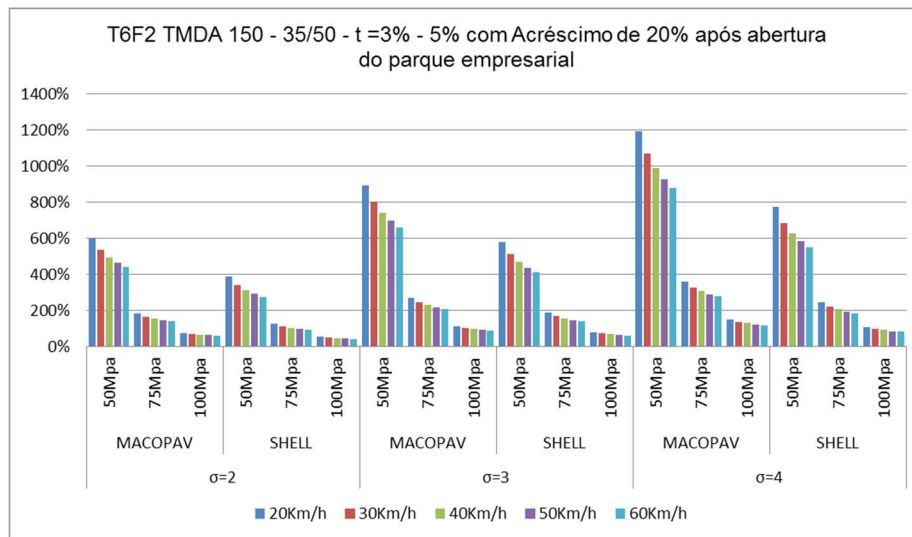


Figura 3.32 - Dano na combinação T6F2 TMDA 150 - 35/50- com acréscimo de 20%

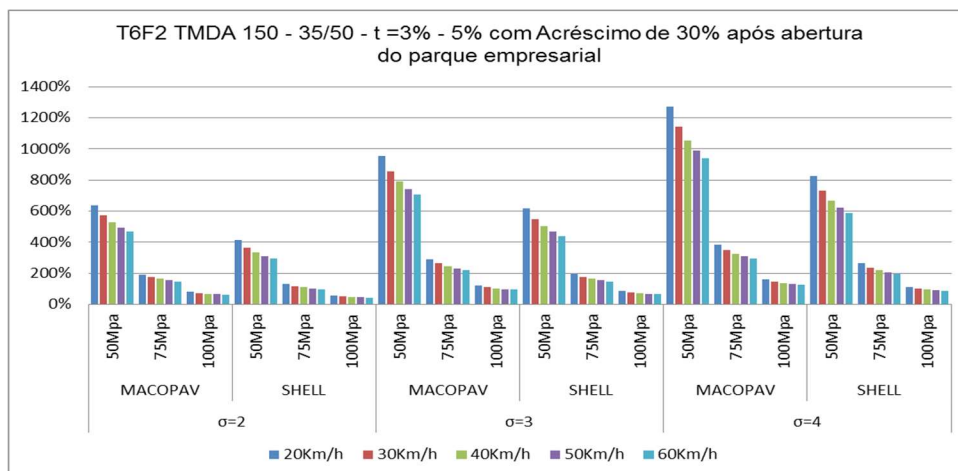


Figura 3.33 - Dano na combinação T6F2 TMDA 150 - 35/50- com acréscimo de 30%

3.8.2 Fundação F2 – Betume 50/70

Cenário normal

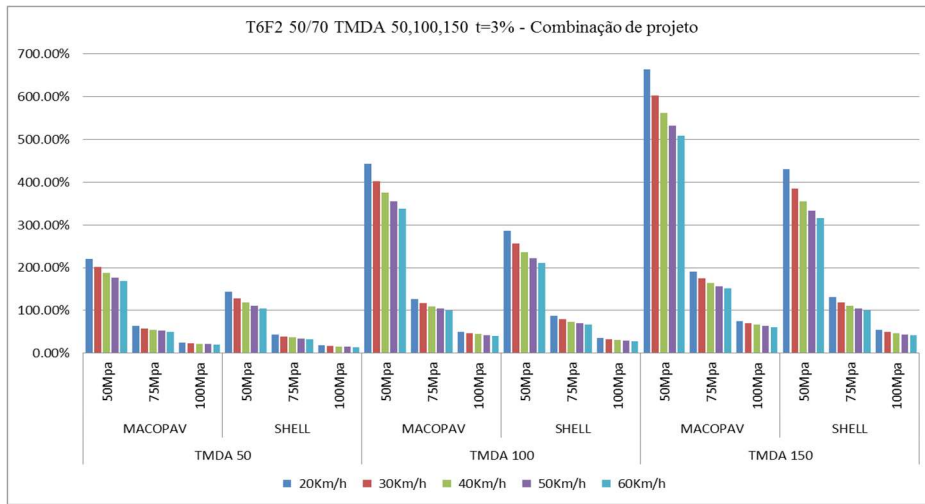


Figura 3.34 - Dano na combinação do projeto T6F2 50/70

Cenário com acréscimo de tráfego (abertura do parque empresarial)

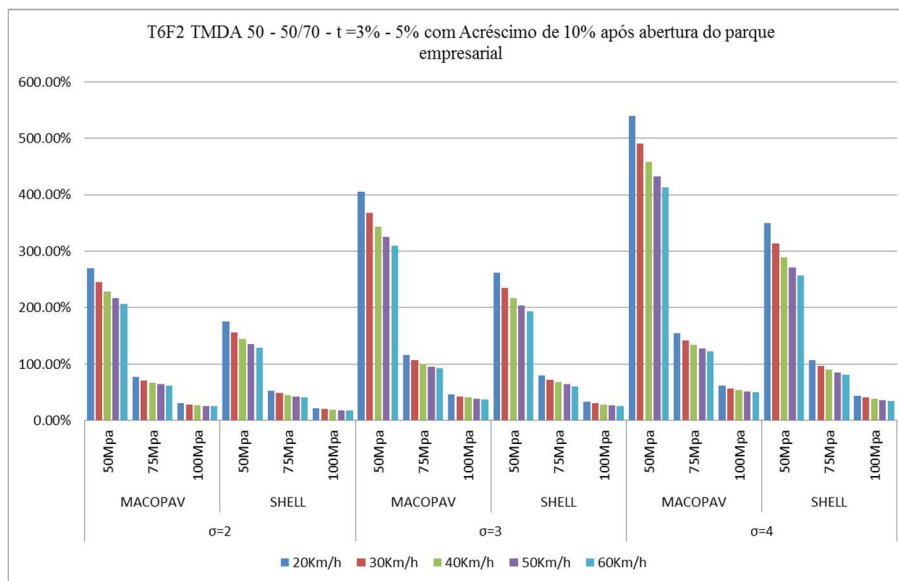


Figura 3.35 - Dano na combinação T6F2 TMDA 50 - 50/70 - com acréscimo de 10%

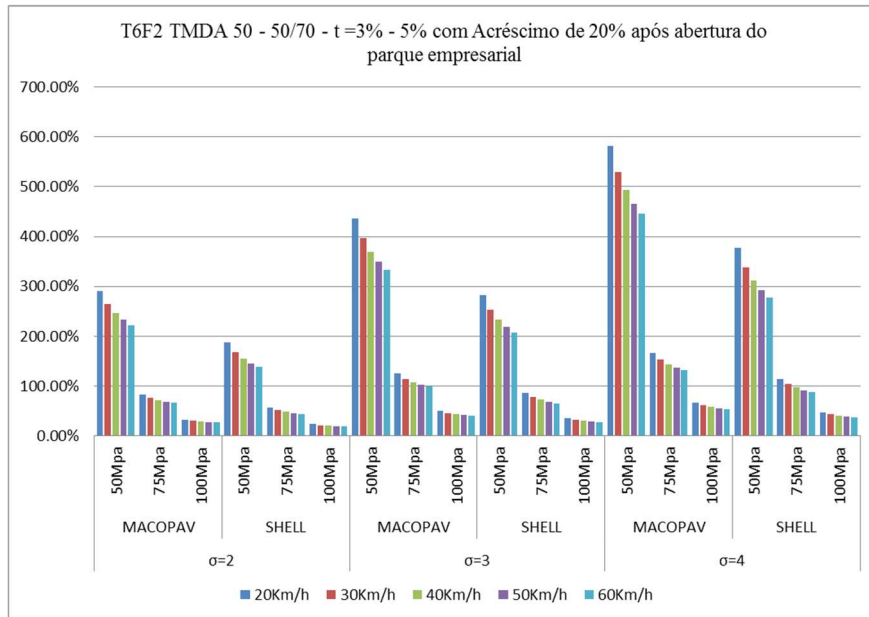


Figura 3.36 - Dano na combinação T6F2 TMDA 50 - 50/70 - com acréscimo de 20%

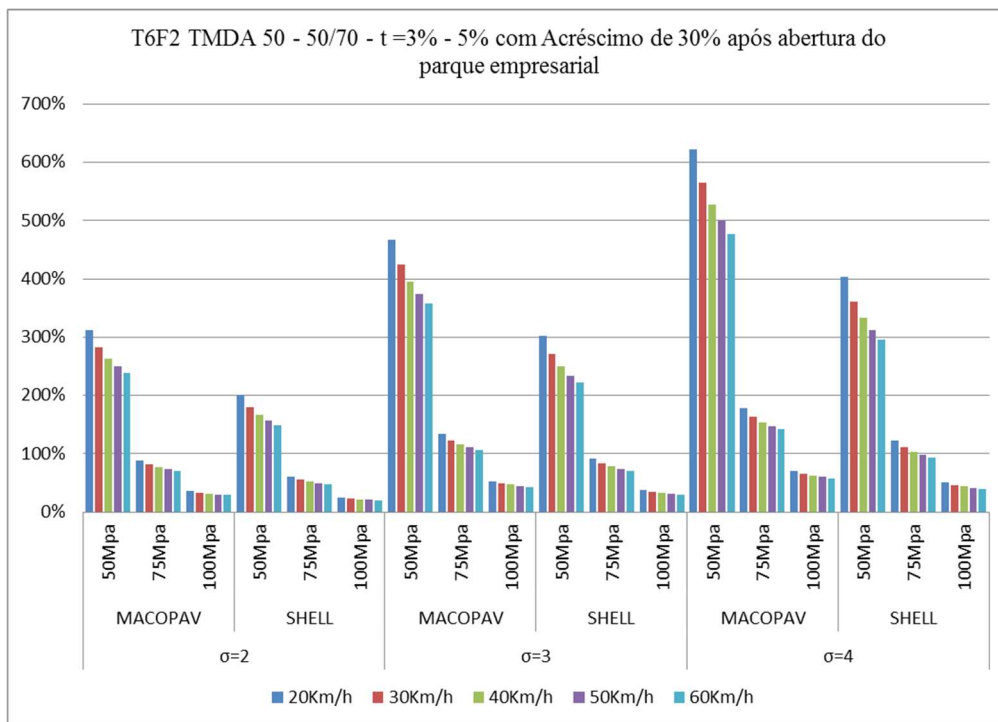


Figura 3.37 - Dano na combinação T6F2 TMDA 50- 50/70 - com acréscimo de 30%

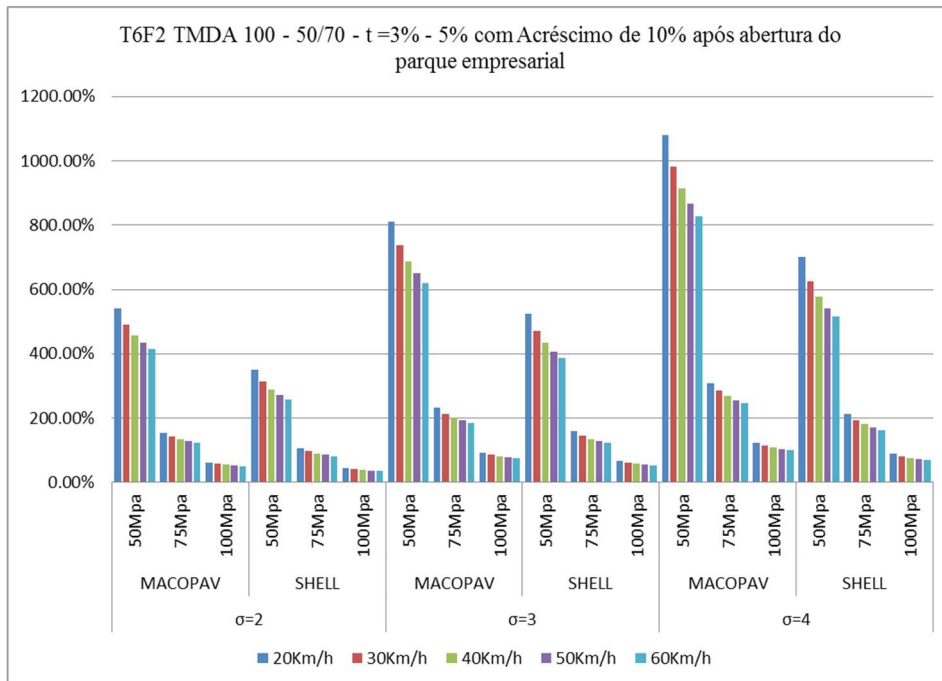


Figura 3.38 - Dano na combinação T6F2 TMDA 100- 50/70 - com acréscimo de 10%

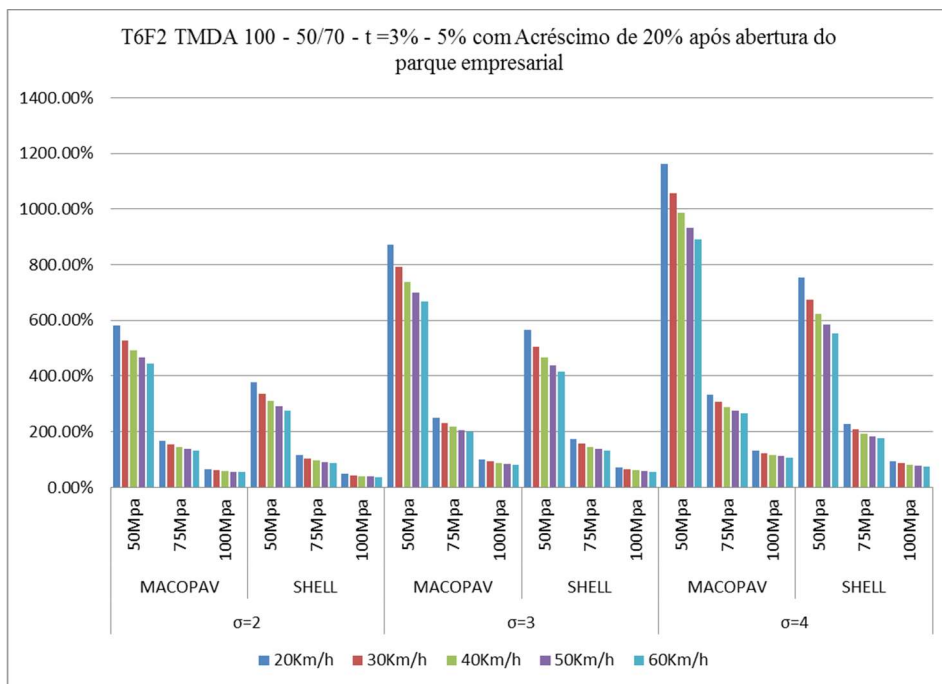


Figura 3.39 - Dano na combinação T6F2 TMDA 100- 50/70 - com acréscimo de 20%

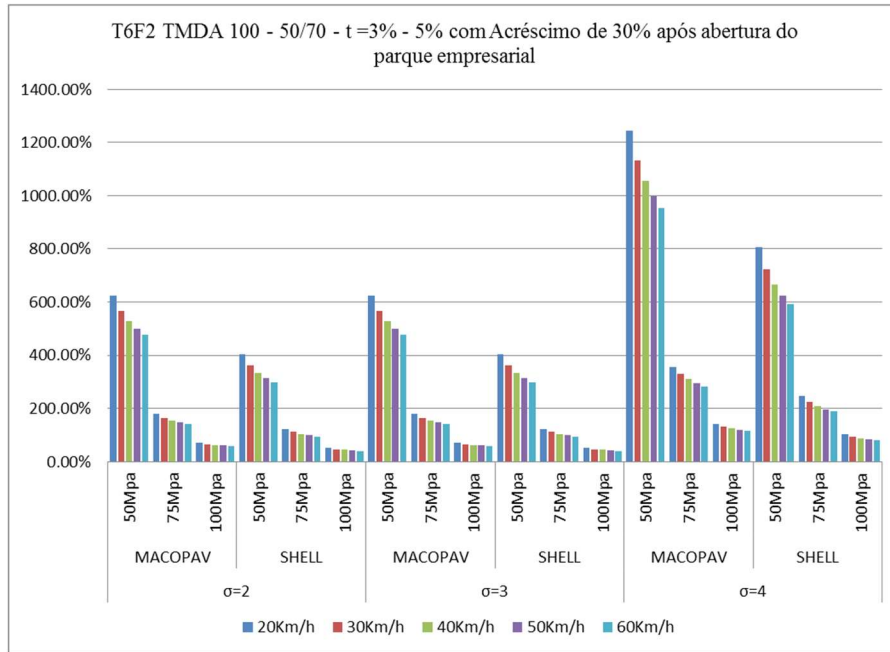


Figura 3.40 - Dano na combinação T6F2 TMDA 100- 50/70 - com acréscimo de 30%

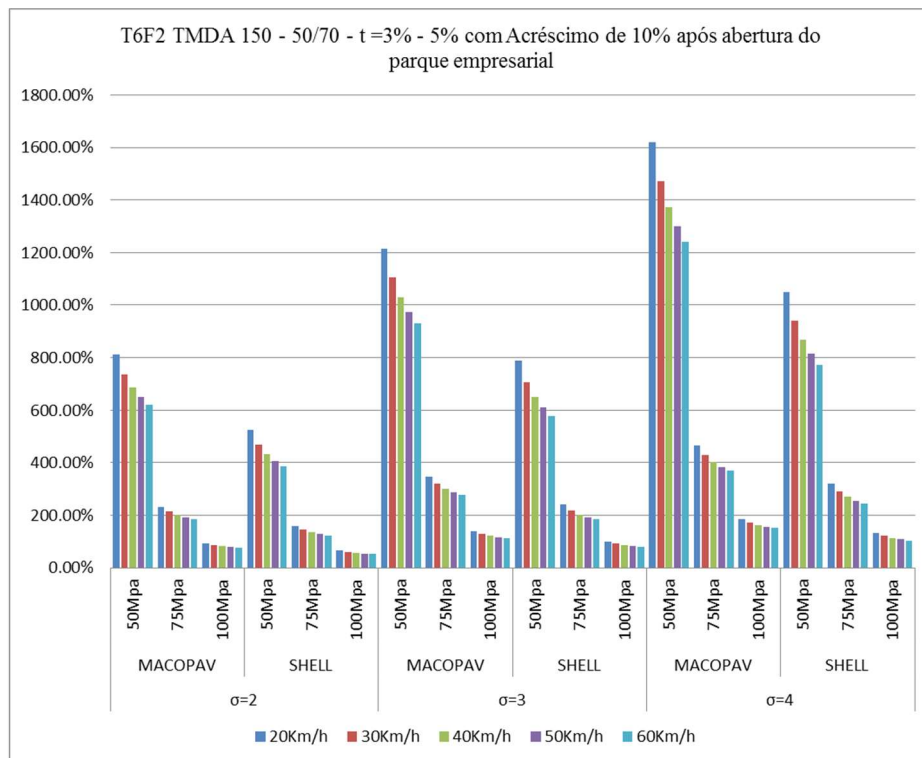


Figura 3.41 - Dano na combinação T6F2 TMDA 150- 50/70 - com acréscimo de 10%

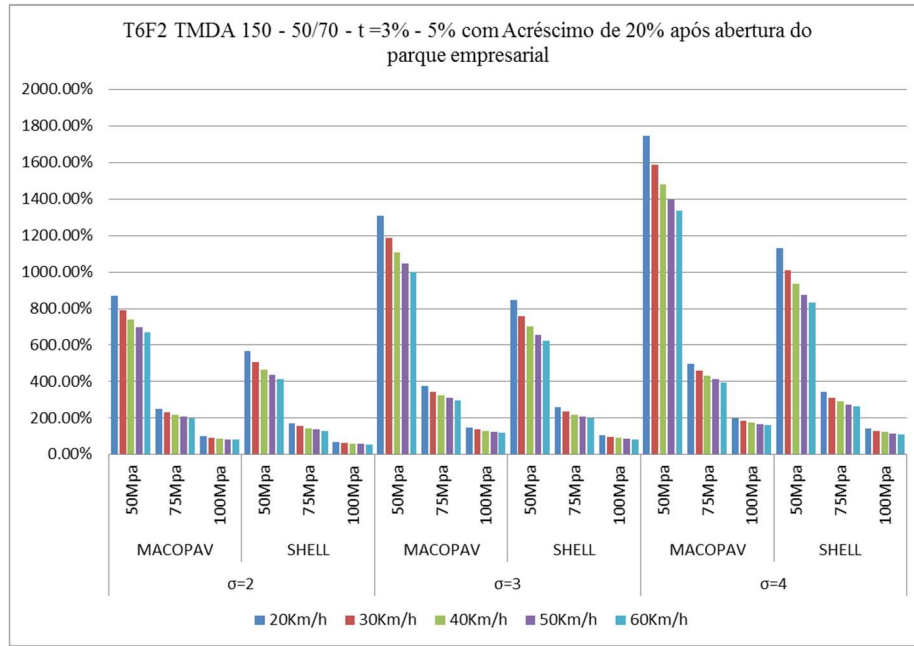


Figura 3.42 - Dano na combinação T6F2 TMDA 150- 50/70 - com acréscimo de 20%

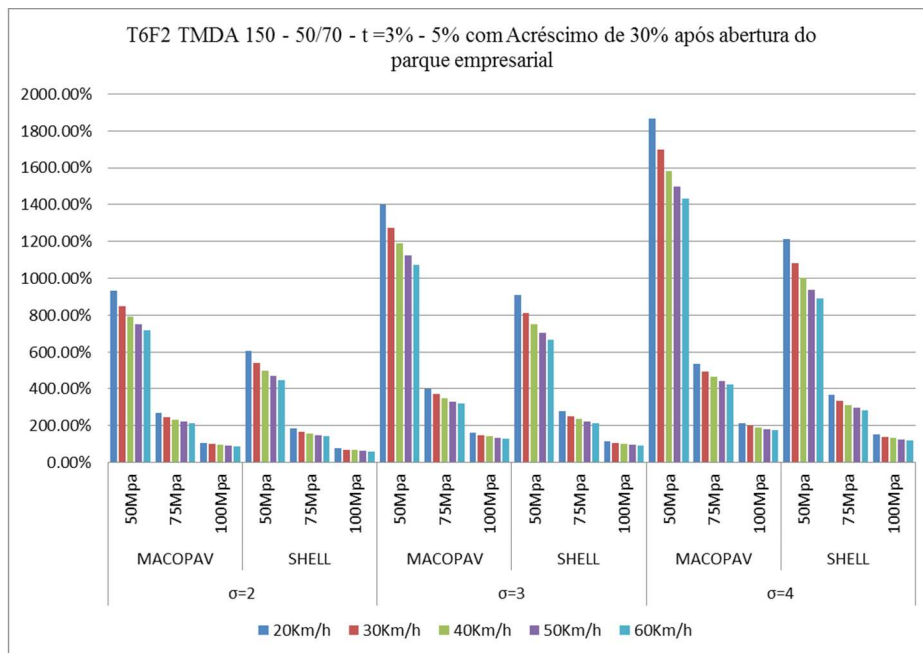


Figura 3.43 - Dano na combinação T6F2 TMDA 150 - 50/70 - com acréscimo de 30%

3.8.3 Fundação F3 – Betume 35/50

Cenário normal

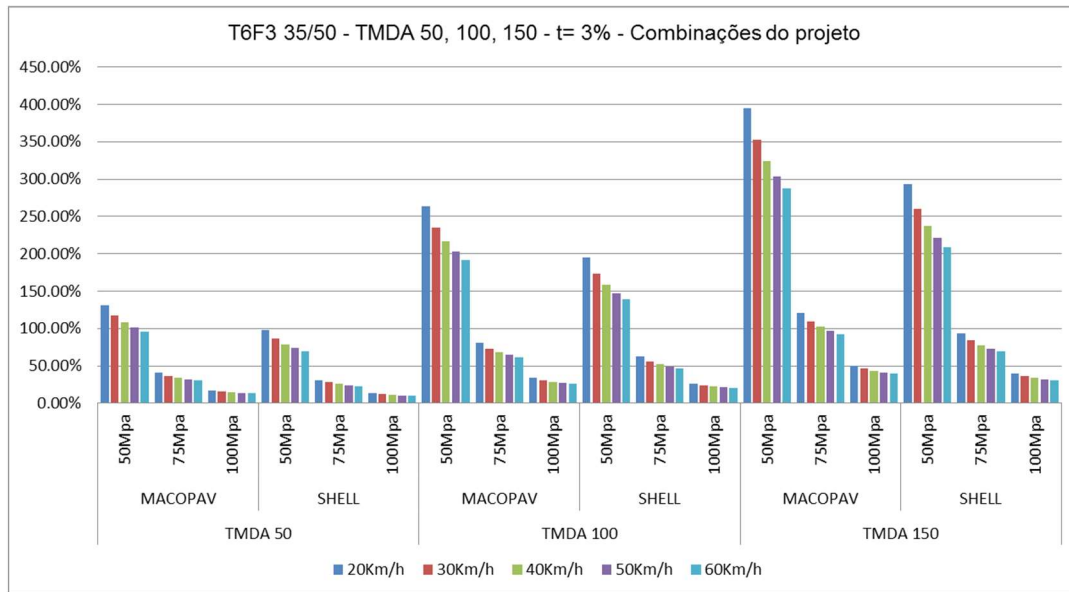


Figura 3.44 –Dano na combinação do projeto T6F3 35/50

Cenário com acréscimo de tráfego (abertura do parque empresarial)

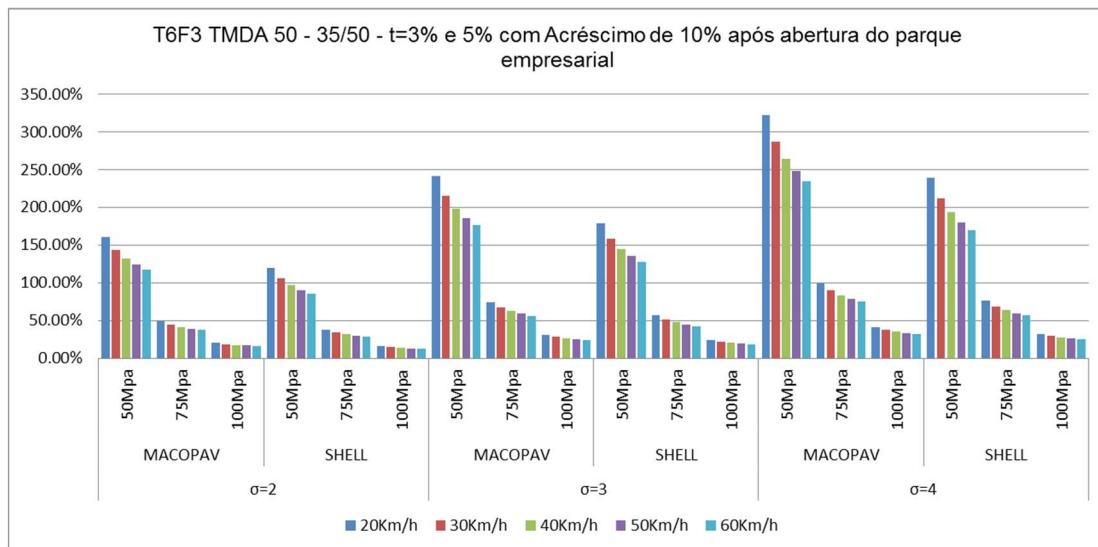


Figura 3.45 - Dano na combinação T6F3 TMDA 50 - 35/50 - com acréscimo de 10%

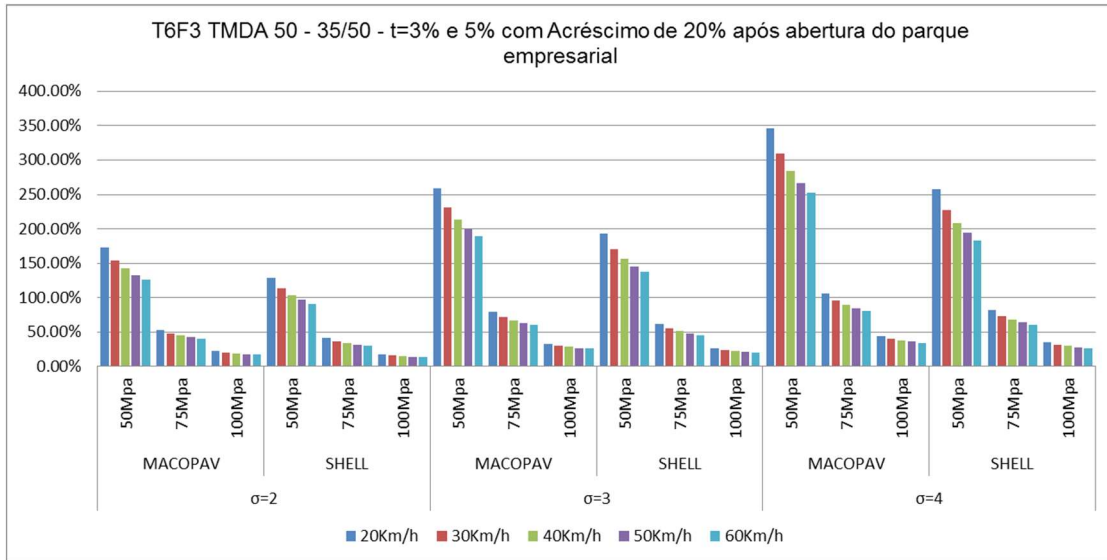


Figura 3.46 - Dano na combinação T6F3 TMDA 50 - 35/50- com acréscimo de 20%

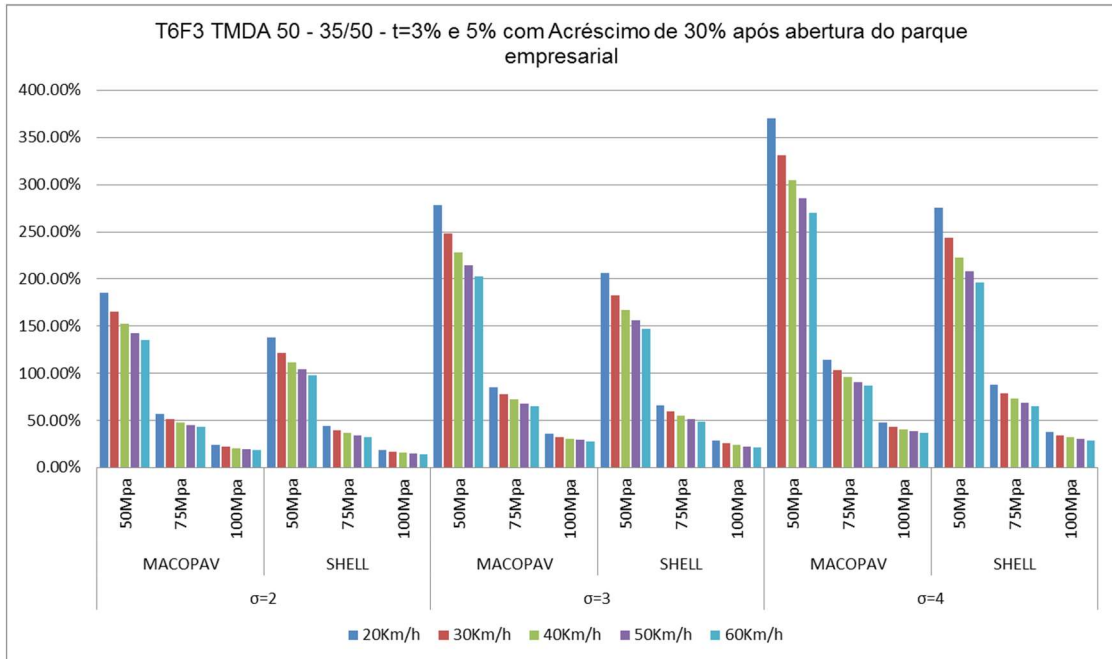


Figura 3.47 - Dano na combinação T6F3 TMDA 50 - 35/50- com acréscimo de 30%

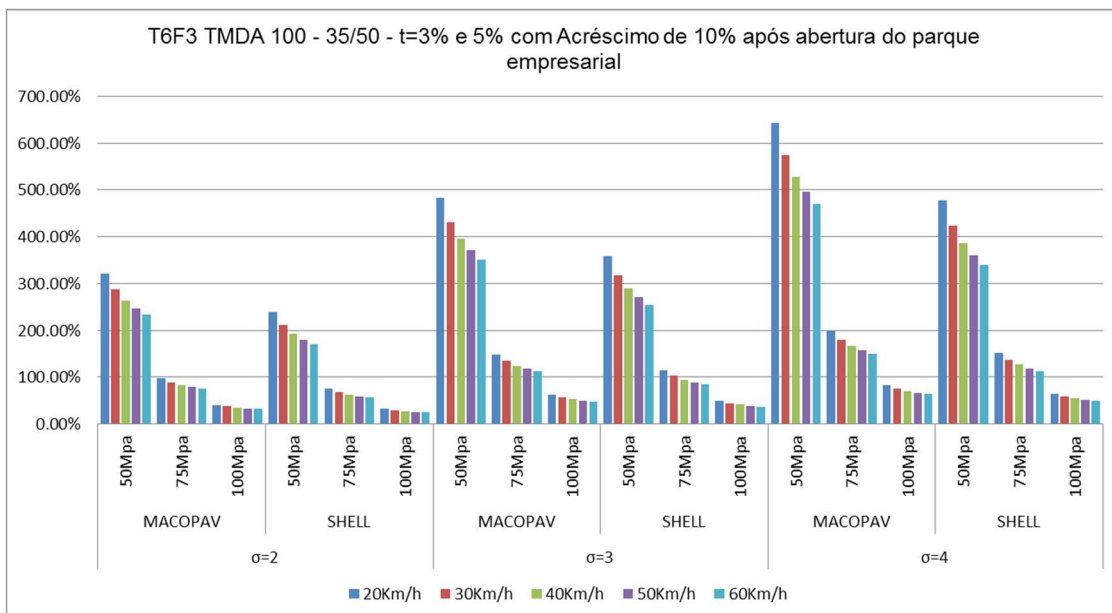


Figura 3.48 - Dano na combinação T6F3 TMDA 100 - 35/50- com acréscimo de 10%

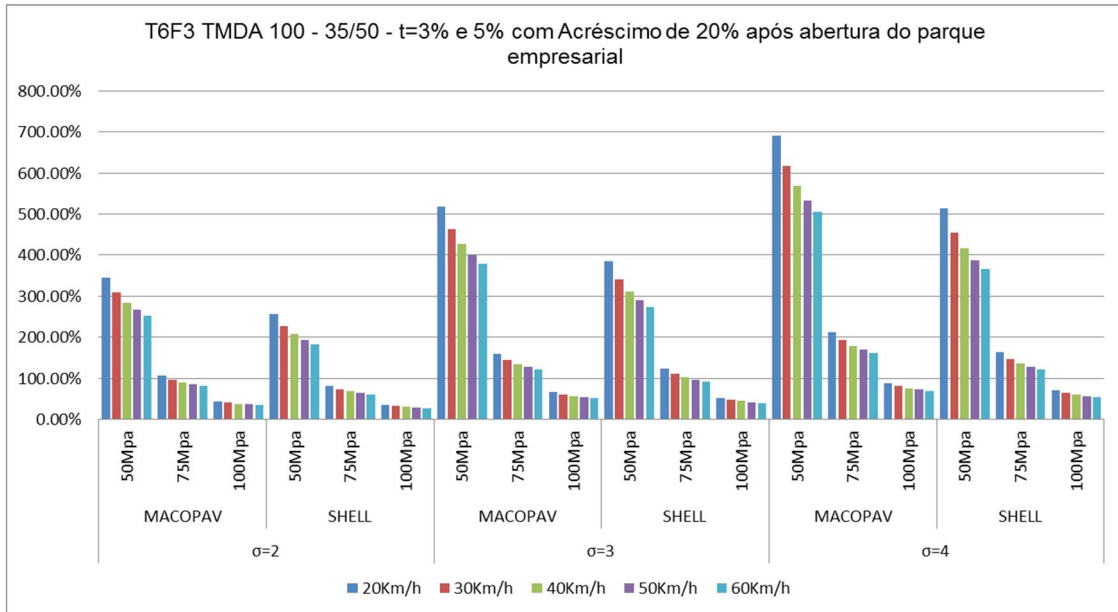


Figura 3.49 - Dano na combinação T6F3 TMDA 100 - 35/50- com acréscimo de 20%

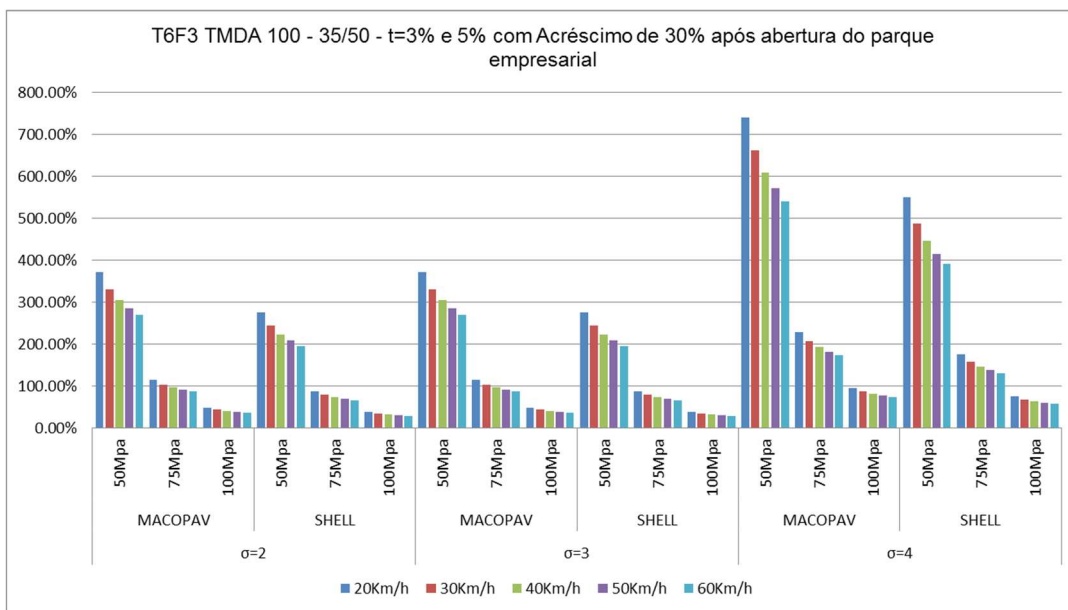


Figura 3.50 - Dano na combinação T6F3 TMDA 100 - 35/50- com acréscimo de 30%

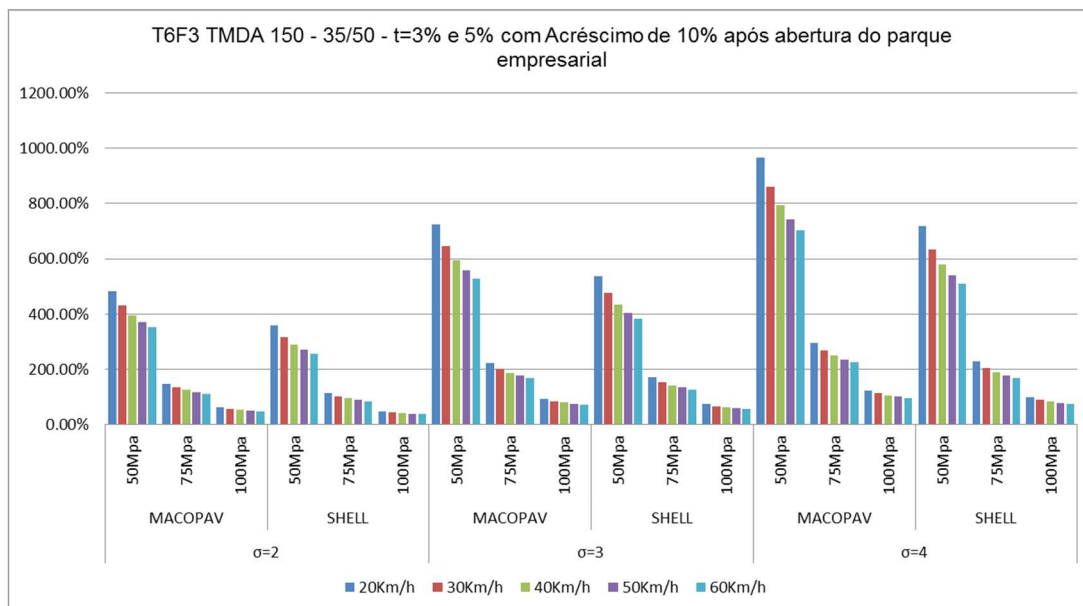


Figura 3.51 - Dano na combinação T6F3 TMDA 150 - 35/50- com acréscimo de 10%

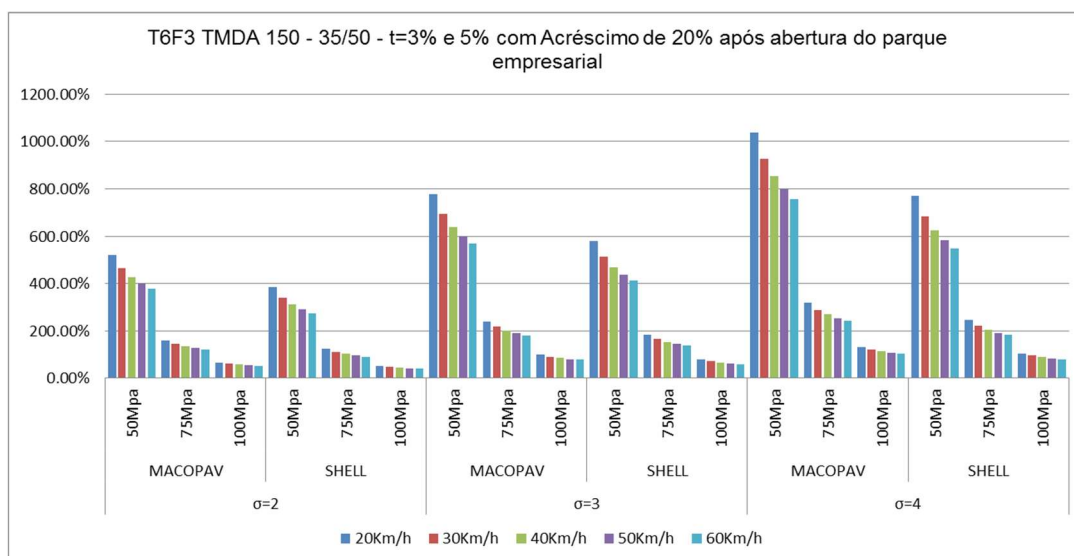


Figura 3.52 - Dano na combinação T6F3 TMDA 150 - 35/50- com acréscimo de 20%

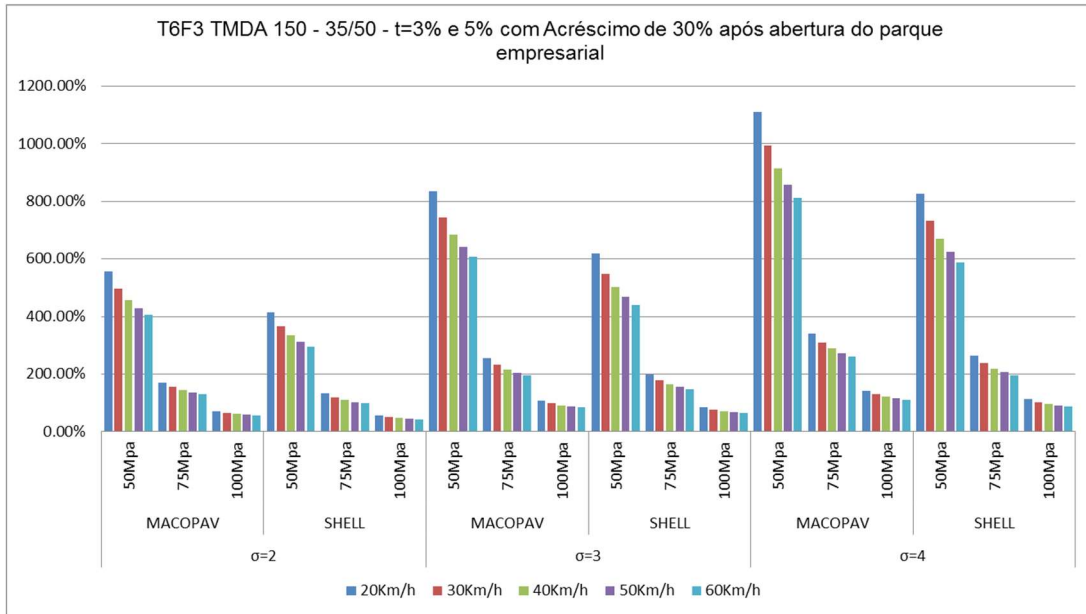


Figura 3.53 - Dano na combinação T6F3 TMDA 150 - 35/50- com acréscimo de 30%

3.8.4 Fundação F3 - Betume 50/70

Cenário normal

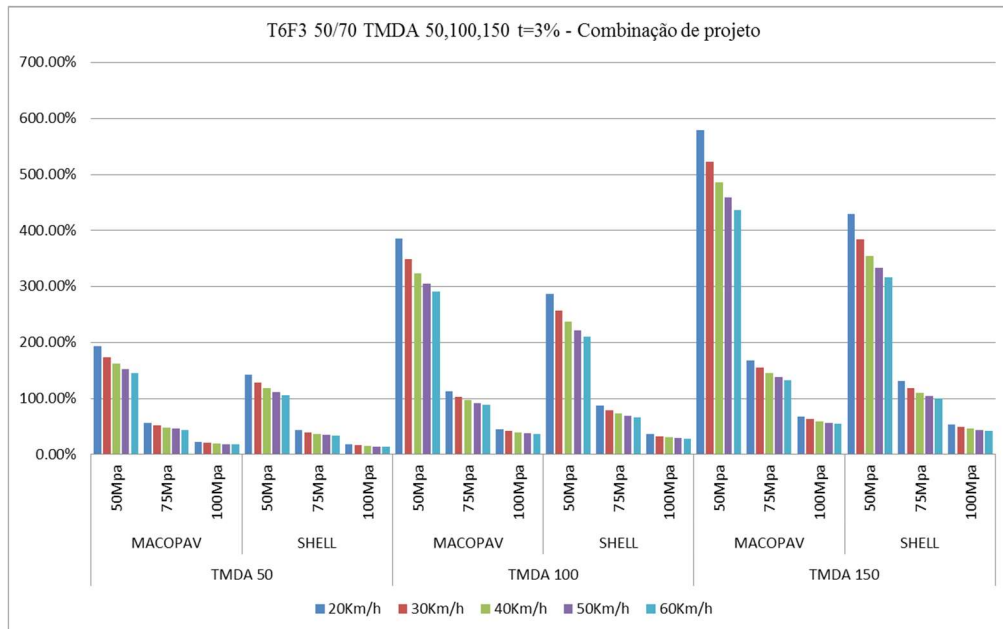


Figura 3.54 - Dano na combinação do projeto T6F3 50/70

Cenário com acréscimo de tráfego (abertura do parque empresarial)

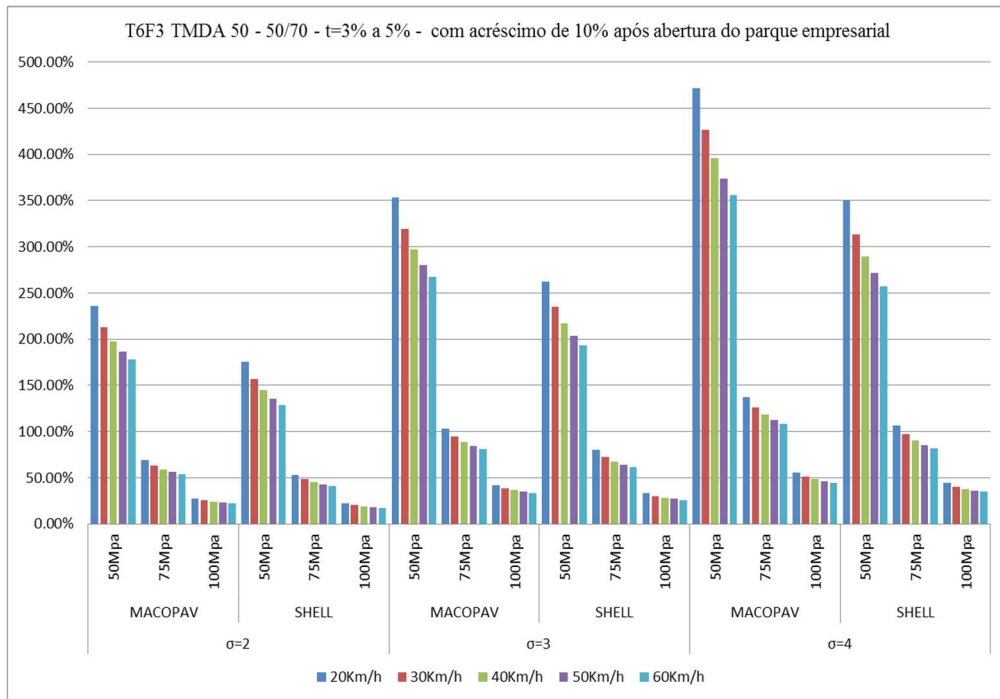


Figura 3.55 - Dano na combinação T6F3 TMDA 50 - 50/70 - com acréscimo de 10%

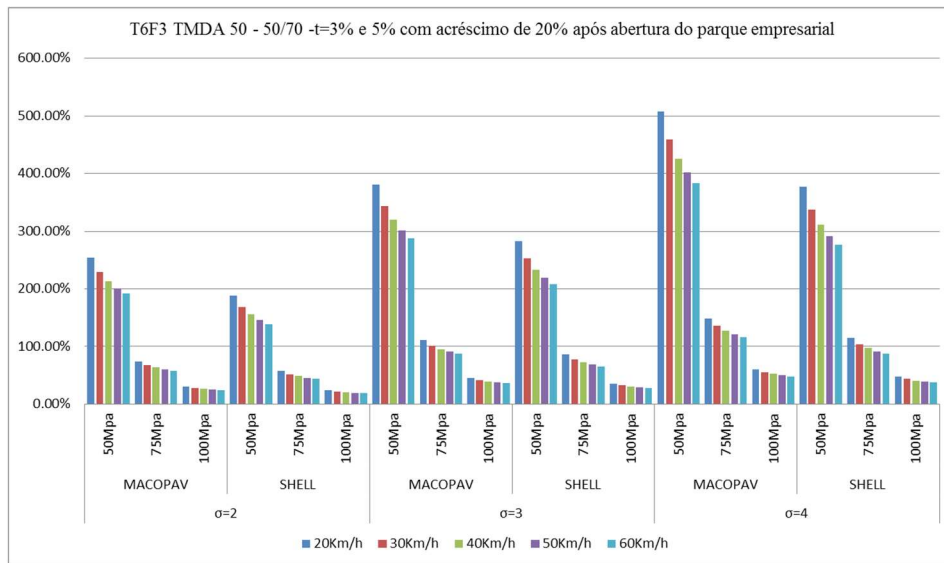


Figura 3.56 - Dano na combinação T6F3 TMDA 50 - 50/70- com acréscimo de 20%

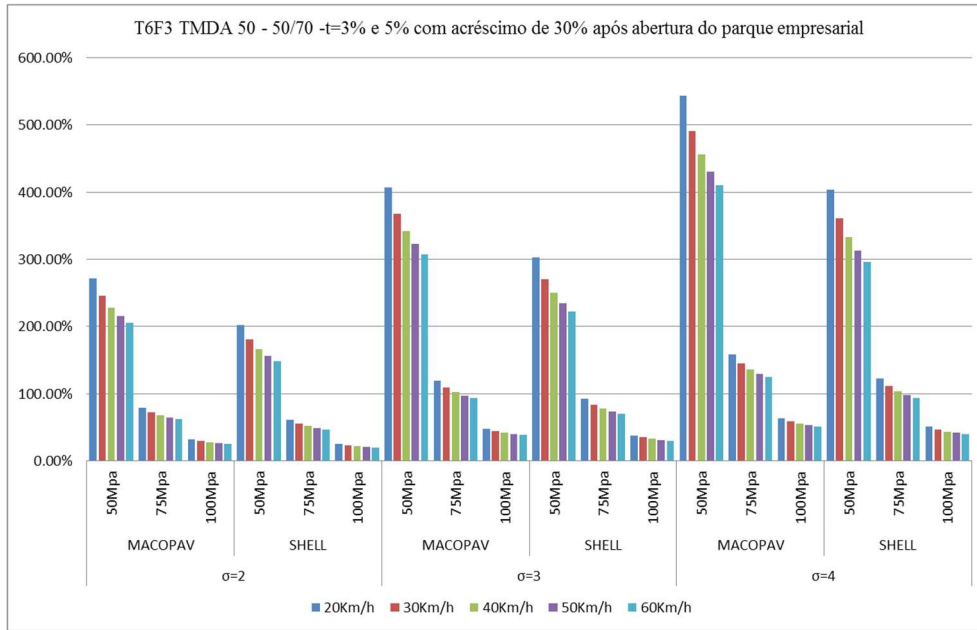


Figura 3.57 - Dano na combinação T6F3 TMDA 50 - 50/70- com acréscimo de 30%

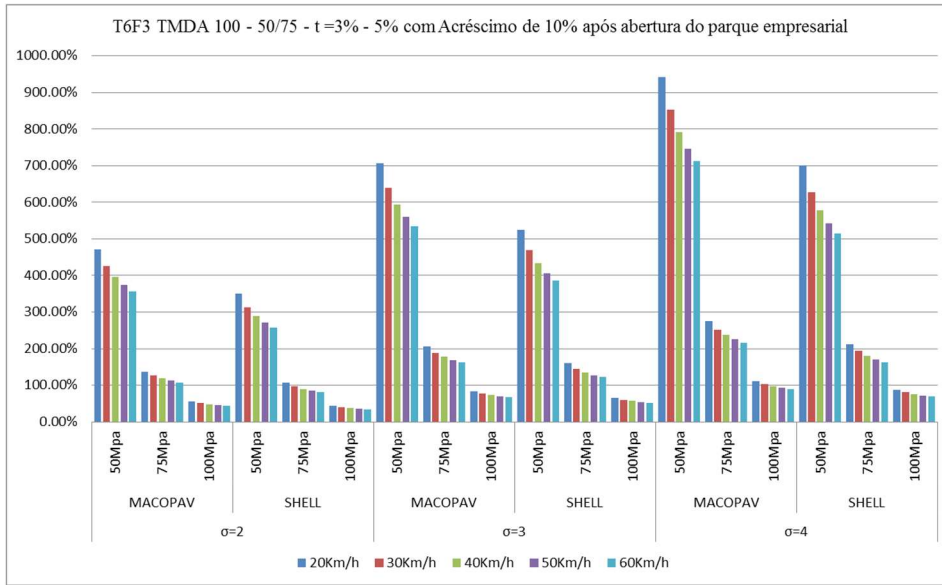


Figura 3.58 - Dano na combinação T6F3 TMDA 100 - 50/70- com acréscimo de 10%

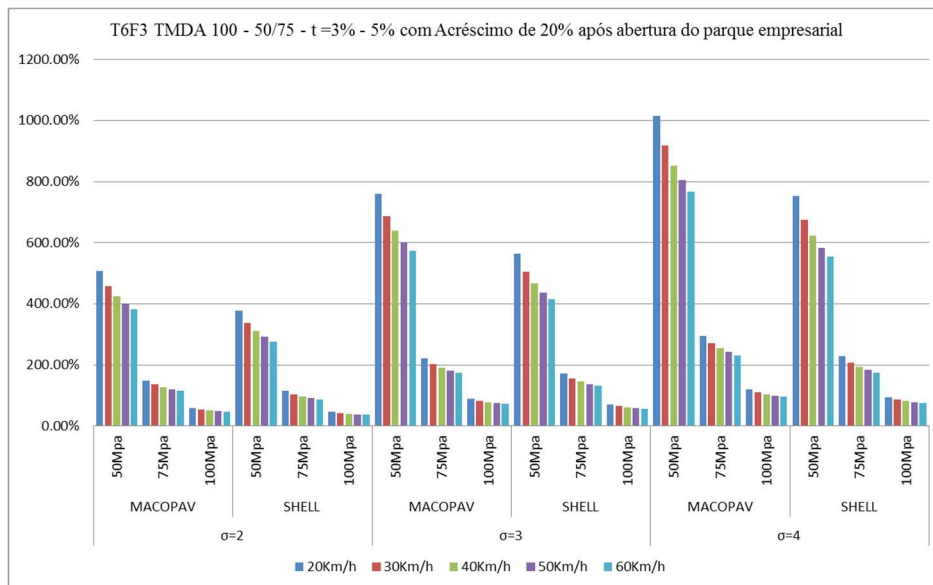


Figura 3.59 - Dano na combinação T6F3 TMDA 100 - 50/70- com acréscimo de 20%

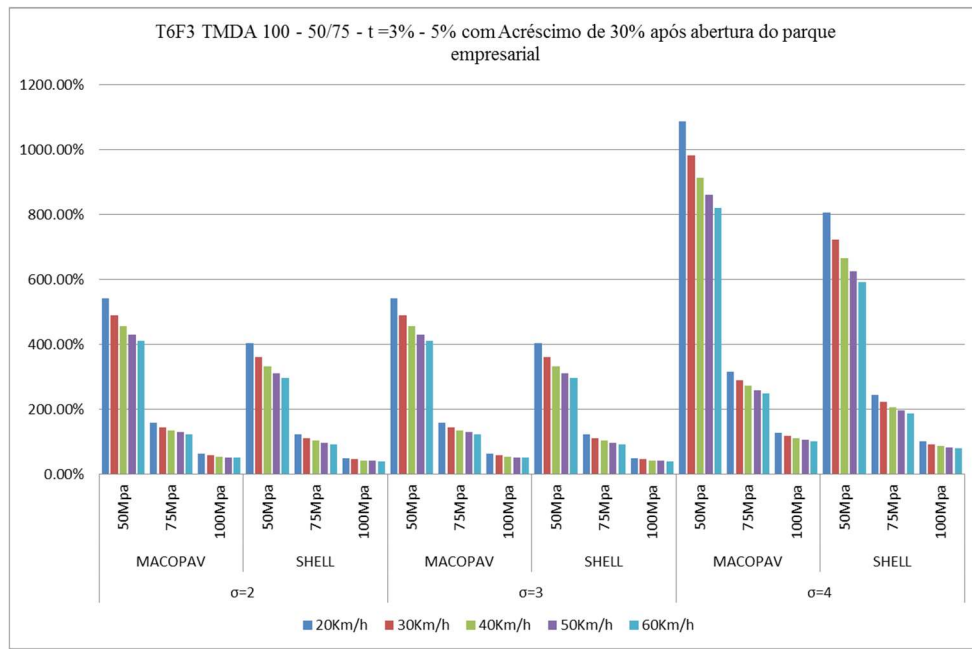


Figura 3.60 - Dano na combinação T6F3 TMDA 100 - 50/70- com acréscimo de 30%

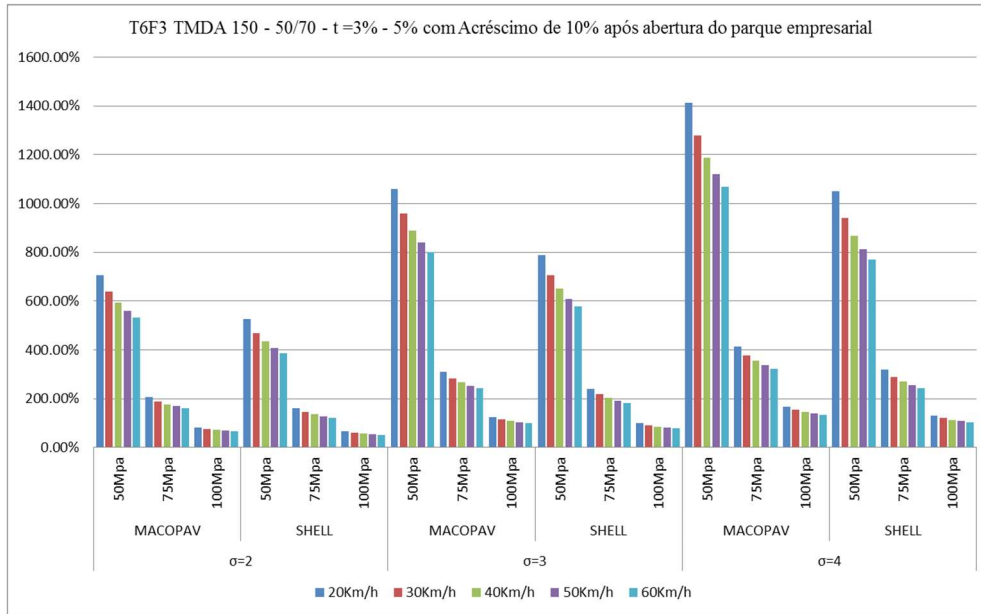


Figura 3.61 - Dano na combinação T6F3 TMDA 150 - 50/70- com acréscimo de 10%

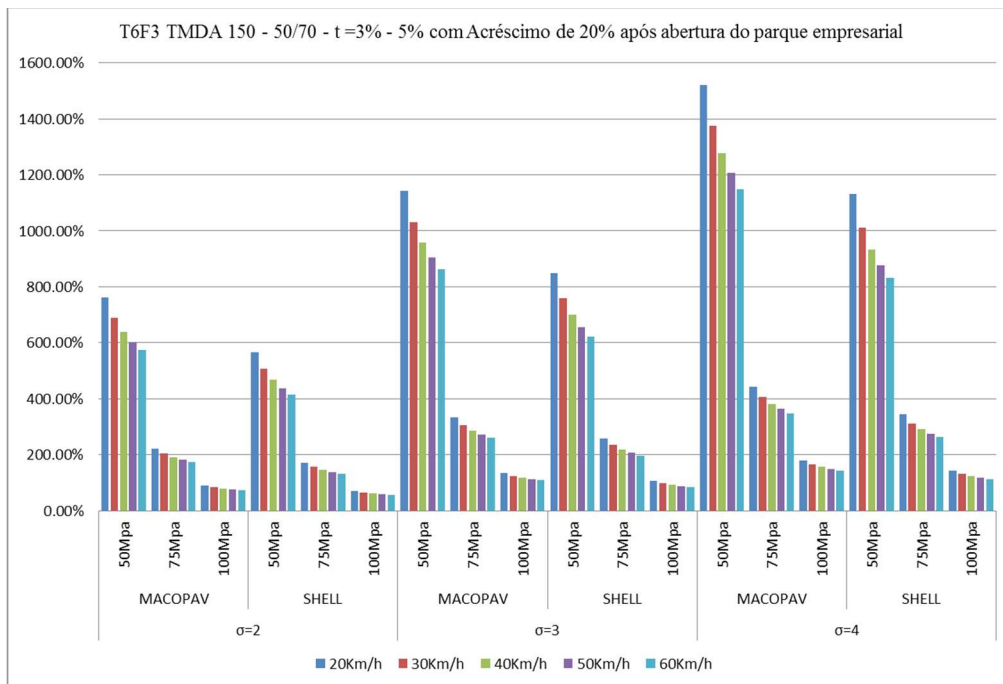


Figura 3.62 - Dano na combinação T6F3 TMDA 150 - 50/70- com acréscimo de 20%

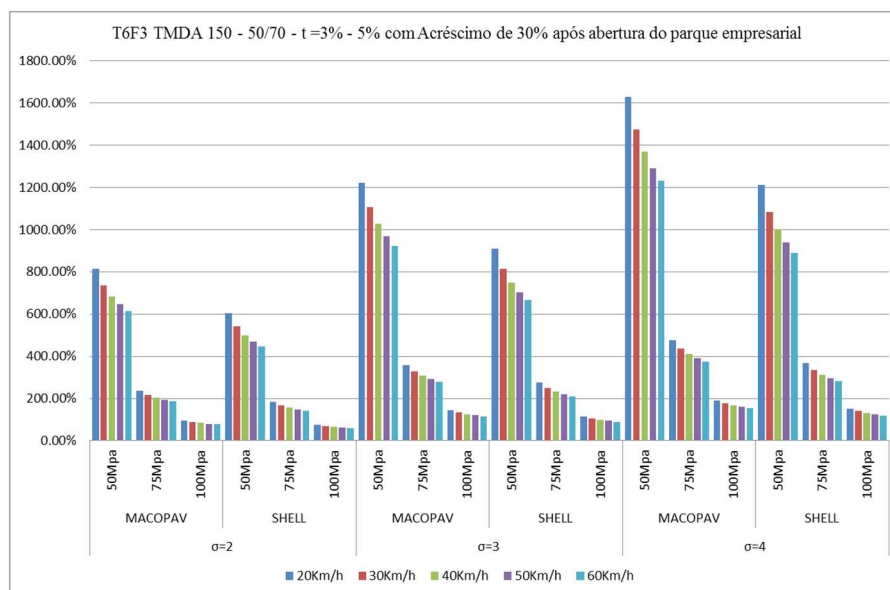


Figura 3.63 - Dano na combinação T6F3 TMDA 150 - 50/70- com acréscimo de 30%

3.8.5 Considerações finais

De modo a comparar todos os cenários anteriormente apresentados, indica-se no Quadro 3.13 o valor do dano médio para cada cenário.

Quadro 3.13 – Média do dano para cada cenário

	Cenário normal	Cenário com acréscimo de tráfego (abertura do parque empresarial)								
		TMDA= 50			TMDA= 100			TMDA= 150		
		10%	20%	30%	10%	20%	30%	10%	20%	30%
Fundação F2 Betume 35/50	101	93	100	107	185	200	214	278	299	320
Fundação F2 Betume 50/70	148	135	146	156	271	292	312	407	438	469
Fundação F3 Betume 35/50	93	86	92	99	171	184	197	256	276	295
Fundação F3 Betume 50/70	136	125	134	144	250	269	288	375	404	432

- A combinação betume 35/50 e classe de fundação F3 é escolha mais correta para o caso de estudo;
- O dano é elevado para um tráfego de pesados mais exigente, diminuindo muito o tempo de vida útil da via;
- Para módulos de deformabilidade do solo de fundação acima dos 75 MPa garantem a durabilidade do pavimento no tempo de vida útil da via mesmo para a combinação mais desfavorável do volume de tráfego pesado.

4 CONCLUSÃO

O conhecimento estrutural a um pavimento rodoviário flexível envolve um conjunto de métodos que permitem o conhecimento dos módulos de deformabilidade do solo de fundação, da camada granular e da camada betuminosa do pavimento a dimensionar.

Em Portugal, o dimensionamento de pavimentos flexíveis tem-se baseado na utilizando as estruturas definidos pelo MACOPAV e pelo método da Shell.

Pela análise feita, os valores calculados pelo MACOPAV são muito mais desfavoráveis, todos as variáveis utilizadas são muito mais influenciadoras para uma maior degradação do pavimento e a ruína.

A utilização deste método vai originar pavimentos flexíveis mais dispendiosos já que requer uma geometria com camadas de espessuras maiores. Já o método da Shell apresenta valores mais baixos que o MACOPAV, em que conseguimos para o mesmo pavimento obter valores otimizados relativamente ao MACOPAV, contudo ambos métodos são coerentes quanto à influência de cada variável utilizada, divergindo só na quantificação de cada variável no contributo para a ruína do pavimento. Por estas razões a utilização do MACOPAV deverá ser restrita à fase de pré dimensionamento, e posteriormente otimizar os valores com um método mecânico-empírico como o método da Shell.

O conhecimento do módulo de deformabilidade das camadas que constituem o pavimento e o solo de fundação é importante para se obter um pavimento economicamente sustentável e com baixo custo de manutenção. Por essa razão, conclui-se que das variáveis que inicialmente foram consideradas, as que mais influenciam a vida útil do pavimento são:

- Módulos de deformabilidade do solo;
- Tráfego de pesados;
- Agressividade do tráfego;
- Tipo de betume;
- Velocidade.

Da análise feita aos parâmetros que influenciam a capacidade de suporte de um pavimento flexível, verifica-se que a melhoria das condições de fundação influencia muito a resistência e durabilidade do pavimento. Para módulos de deformabilidade de solo abaixo dos 75 MPa, não há nenhum cenário que verifique a viabilidade do pavimento, durabilidade e sustentabilidade. Para valores acima dos 75 MPa já começa a ser mais exequível, sendo que a solução ideal era ter um módulo de deformabilidade do solo de fundação acima dos 100 MPa. Com um módulo de 100 MPa, e independente do método utilizado, a estrutura do pavimento é adequada para o cenário mais desfavorável, sem

necessidade de alteração das espessuras que compõem o pavimento. Por essas razões é vantajoso o conhecimento mais aprofundado das características mecânicas do solo de fundação, e caso elas não satisfaçam as necessidades do projeto, deveria o mesmo prever a melhoria quando necessário das características mecânicas do solo e a sua monitorização durante a fase de execução da obra.

Quanto à agressividade do tráfego, ela vai andar em comunhão com a velocidade, no caso em estudo, o sentido sul - norte é todo ele uma subida com inclinações a variar entre os 5% e os 9%, com 2 km de extensão. Para o tráfego pesado as velocidades serão baixas provocando um acréscimo do dano, já que quanto mais baixa é a velocidade maior é o dano.

O tipo de betume também é um fator influenciador da durabilidade do pavimento, para a região que o projeto está inserido a melhor escolha é betume 35/50 em detrimento do betume 50/70, já que globalmente tem melhores prestações.

Os métodos de dimensionamento de pavimentos têm como objetivo analisar os mecanismos de degradação e determinar os materiais e espessuras adequadas para evitar que a ruína ocorra antes do final do período de dimensionamento para o qual o pavimento é projetado. Todas as camadas que compõem o pavimento flexível são suscetíveis de sofrer dano, o dano acontece na camada mais frágil provocado pelas variáveis intervenientes, cada uma contribuiu para o dano de forma variável, e todas para a ruína do pavimento.

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO (1993). “*Guide for design of pavement structure. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*”: Washington D.C.

Alves, Nádia (2016). “*Dimensionamento de pavimentos rodoviários: comparação entre diferentes metodologias.*” Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Nova de Lisboa.

DGEG (2015)

Branco F., Pereira P., Picado -Santos L. (2006). “*Pavimentos Rodoviários*”. Almedina, Coimbra.

Sousa, B. Valle Aguado, B. Azevedo, M. (2014) “*As rochas metamórficas da região de Sátão (Zona Centro-Ibérica)*”.

Climate, <https://pt.climate-data.org/europa/portugal/satao/satao-6887/>

Decreto-Lei nº132/2017, 11 de outubro, “*Regulamento que Fixa as Dimensões e os Pesos Máximos Autorizados para os Veículos em Circulação.*”

Rodrigues, J. (2013). “*Análise e Aplicação do método de dimensionamento de pavimentos da AASHTO.*” Tese de Mestrado em Engenharia Civil, F.C.T.U.C., Coimbra.

Fernandes, A. (2016). “*Pavimentos para estradas de baixo tráfego.*” Tese de Mestrado em Engenharia Militar. Técnico de Lisboa.

Ferreira, A. (2018). “*Dimensionamento de Pavimentos*”. Apontamentos das Aulas de mestrado integrado, Universidade de Coimbra.

Figueiras, H. (2017). “*Avaliação da agressividade do tráfego pesado.*” Tese de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade do Minho.

Girão, M. (2017). “*O uso de simulação de veículos pesados na definição de factores de agressividade.*” Tese de Mestrado em Engenharia Civil, F.C.T.U.C., Coimbra.

IEP (2004). Estudo piloto de pesagem de veículos pesados de mercadorias nas fronteiras entre Portugal e Espanha.

JAE (1995). “*Manual de conceção de pavimentos para a rede rodoviária nacional, Junta Autónoma de Estradas*” (JAE), Almada.

KenPave. *Flexible pavement design*, University of Kentucky por Haung Huang, Y. H.

Peixoto, R. (2014). “*Avaliação de metodologias de dimensionamento de pavimentos de baixo volume de tráfego muito pesado*”. Escola de Engenharia. Universidade do Minho. Braga.

Shell (1977). *Shell Pavement Design Manual - Asphalt Pavements and Overlays for Road Traffic*. Shell International Petroleum Company Ltd., London, UK, 1-354.

ANEXO A – Valor da (TMDA)_p nos vários cenários*Cálculo do N₈₀ com variáveis do projeto*

(TMDA) _p	50	100	150
t(%)	3%	3%	3%
Anos	20	20	20
Agressividade	2	3	4
N ₈₀	980768	1961537	2942306

I. (TMDA)_p – 50

Calculo do N₈₀ com (TMDA)_p 50, t=3% e 5% e com acréscimo 10%,20%,30% com abertura do parque empresarial

(TMDA) _p	50	50	50
t(%)	3%	3%	3%
Anos	5	5	5
Agressividade	2	3	4
N ₈₀ (5anos)	193783	290675	387567

Acréscimo ao (TMDA) _p (5anos)	10% Com abertura do parque empresarial			20% Com abertura do parque empresarial			30% Com abertura do parque empresarial		
(TMDA) _p	64	64	64	70	70	70	75	75	75
t(%)	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%
Anos	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Agressividade	2	3	4	2	3	4	2	3	4
N ₈₀ (15 anos)	1004371	1506557	2008742	1095678	1643516	2191355	1186984	178476	2373968
N ₈₀ (5anos + N ₈₀ (15 anos))	1198155	1797232	2396309	1289461	1934192	2578922	1380767	2071151	2761535

II. (TMDA)_p – 100

Calculo do N₈₀ com (TMDA)_p 100, t=3% e 5% e com acréscimo 10%,20%,30% com abertura do parque empresarial

(TMDA) _p	100	100	100
t(%)	3%	3%	3%
Anos	5	5	5
Agressividade	2	3	4
N ₈₀ (5anos)	387567	581350	775134

Acréscimo ao (TMDA)p (5anos)	10% Com abertura do parque empresarial			20% Com abertura do parque empresarial			30% Com abertura do parque empresarial		
(TMDA)p	128	128	128	139	139	139	151	151	151
t(%)	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%
Anos	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Agressividade	2	3	4	2	3	4	2	3	4
N ₈₀ (15 anos)	2008742	3013113	4017484	2191355	3287033	4382710	2373968	3560952	4747936
N ₈₀ (5anos + N ₈₀ (15 anos)	2396309	3594464	4792618	2578922	3868383	5157844	2761535	4142302	5523070

III. (TMDA)p – 150

Calculo do N80 com (TMDA)p 150, t=3% e 5% e com acréscimo 10%,20%,30% com abertura do parque empresarial

(TMDA)p	150	150	150
t(%)	3%	3%	3%
Anos	5	5	5
Agressividade	2	3	4
N ₈₀ (5anos)	581350	872026	1162701

Acréscimo ao (TMDA)p (5anos)	10% Com abertura do parque empresarial			20% Com abertura do parque empresarial			30% Com abertura do parque empresarial		
(TMDA)p	191	191	191	209	209	209	226	226	226
t(%)	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%	5%
Anos	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Agressividade	2	3	4	2	3	4	2	3	4
N ₈₀ (15 anos)	3013113	4519670	6026227	3287033	4930549	6574065	3560952	5341428	7121904
N ₈₀ (5anos + N ₈₀ (15 anos)	3594464	5391695	7188927	3868383	5802575	7736766	4142302	6213454	8284605

ANEXO B – Valores dos módulos deformabilidade das camadas betuminosas

Variação do módulo de deformabilidade da camada de desgaste com a velocidade e temperatura

MODULO DEFORMABILIDADE DA CAMADA DE DESGASTE (35/50)				
	T6-F3		T6-F2	
Velocidade (km/h)	E_m (MPa) – MACOPAV (temperatura 25,8°C)	E_m (MPa) – SHELL (temperatura 23°C)	E_m (MPa) – MACOPAV (temperatura 27,1°C)	E_m (MPa) – SHELL (temperatura 23°C)
20	3809	4878	3372	4878
30	4196	5374	3715	5374
40	4495	5757	3980	5757
50	4741	6072	4198	6072
60	4952	6343	4385	6343

Variação do módulo de deformabilidade da camada de base com a velocidade e temperatura

MODULO DEFORMABILIDADE DA CAMADA DE BASE (35/50)				
	T6-F3		T6-F2	
Velocidade (km/h)	E_m (MPa) – MACOPAV (temperatura 25,8°C)	E_m (MPa) – SHELL (temperatura 23°C)	E_m (MPa) – MACOPAV (temperatura 27,1°C)	E_m (MPa) – SHELL (temperatura 23°C)
20	3951	5507	3513	5507
30	4338	5884	3857	5884
40	4635	6195	4122	6195
50	4879	6343	4339	6343
60	5089	6460	4526	6460

Variação do módulo de deformabilidade da camada de desgaste com a velocidade e temperatura

MODULO DEFORMABILIDADE DA CAMADA DE DESGASTE (50/75)				
	T6-F3		T6-F2	
Velocidade (km/h)	E_m (MPa) – MACOPAV (temperatura 25,8°C)	E_m (MPa) – SHELL (temperatura 23°C)	E_m (MPa) – MACOPAV (temperatura 27,1°C)	E_m (MPa) – SHELL (temperatura 23°C)
20	2678	3534	2335	3534
30	2951	3894	2572	3894
40	3161	4171	2755	4171
50	3334	4400	2906	4400
60	3483	4596	3036	4596

Variação do módulo de deformabilidade da camada de base com a velocidade e temperatura

MODULO DEFORMABILIDADE DA CAMADA DE BASE (50/75)				
	T6-F3		T6-F2	
Velocidade (km/h)	E _m (MPa) – MACOPAV (temperatura 25,8°C)	E _m (MPa) – SHELL (temperatura 23°C)	E _m (MPa) – MACOPAV (temperatura 27,1°C)	E _m (MPa) – SHELL (temperatura 23°C)
20	2814	3676	2465	3676
30	3089	4036	2706	4036
40	3301	4313	2892	4313
50	3475	4540	3044	4540
60	3624	4735	3175	4735

ANEXO C – Valores do N₈₀ crítico**35/50 MACOPAV T6F3**

		50 MPa	75 MPa	100 MPa
20km/h	FADIGA	4.52E+06	9.59E+06	1.66E+07
	DEF.PERM.	7.45E+05	2.42E+06	5.81E+06
30km/h	FADIGA	5.16E+06	1.09E+07	1.88E+07
	DEF.PERM.	8.35E+05	2.67E+06	6.35E+06
40km/h	FADIGA	5.66E+06	1.19E+07	2.04E+07
	DEF.PERM.	9.07E+05	2.88E+06	6.78E+06
50km/h	FADIGA	6.10E+06	1.27E+07	2.18E+07
	DEF.PERM.	9.68E+05	3.04E+06	7.13E+06
60km/h	FADIGA	6.48E+06	1.35E+07	2.31E+07
	DEF.PERM.	1.02E+06	3.19E+06	7.44E+06

35/50 SHELL T6 F3

		50 MPa	75 MPa	100 MPa
20km/h	FADIGA	6.35E+06	1.32E+07	2.27E+07
	DEF.PERM.	1.00E+06	3.14E+06	7.33E+06
30km/h	FADIGA	7.28E+06	1.50E+07	2.57E+07
	DEF.PERM.	1.13E+06	3.50E+06	8.08E+06
40km/h	FADIGA	8.04E+06	1.65E+07	2.81E+07
	DEF.PERM.	1.24E+06	3.78E+06	8.67E+06
50km/h	FADIGA	8.68E+06	1.77E+07	3.01E+07
	DEF.PERM.	1.33E+06	4.02E+06	9.17E+06
60km/h	FADIGA	9.25E+06	1.88E+07	3.18E+07
	DEF.PERM.	1.41E+06	4.23E+06	9.61E+06

50/75 MACOPAV T6F3

		50 MPa	75 MPa	100 MPa
20km/h	FADIGA	2.84E+06	6.16E+06	1.08E+07
	DEF.PERM.	5.08E+05	1.74E+06	4.33E+06
30km/h	FADIGA	3.22E+06	6.94E+06	1.21E+07
	DEF.PERM.	5.62E+05	1.90E+06	4.68E+06
40km/h	FADIGA	3.52E+06	7.57E+06	1.32E+07
	DEF.PERM.	6.05E+05	2.02E+06	4.95E+06
50km/h	FADIGA	3.78E+06	8.09E+06	1.41E+07
	DEF.PERM.	6.42E+05	2.13E+06	5.17E+06

60km/h	FADIGA	4.01E+06	8.57E+06	1.48E+07
	DEF.PERM.	6.73E+05	2.22E+06	5.37E+06

50/75 SHELL T6F3

		50 MPa	75 MPa	100 MPa
20km/h	FADIGA	4.09E+06	8.72E+06	1.51E+07
	DEF.PERM.	6.84E+05	2.25E+06	5.44E+06
30km/h	FADIGA	4.65E+06	9.86E+06	1.71E+07
	DEF.PERM.	7.65E+05	2.48E+06	5.93E+06
40km/h	FADIGA	5.12E+06	1.08E+07	1.86E+07
	DEF.PERM.	8.29E+05	2.66E+06	6.31E+06
50km/h	FADIGA	5.50E+06	1.16E+07	1.99E+07
	DEF.PERM.	8.84E+05	2.81E+06	6.64E+06
60km/h	FADIGA	5.85E+06	1.22E+07	2.10E+07
	DEF.PERM.	9.31E+05	2.94E+06	6.92E+06

35/50 MACOPAV T6F2

		50 MPa	75 MPa	100 MPa
20km/h	FADIGA	3.84E+06	8.22E+06	1.43E+07
	DEF.PERM.	6.50E+05	2.15E+06	5.22E+06
30km/h	FADIGA	4.37E+06	9.29E+06	1.61E+07
	DEF.PERM.	7.24E+05	2.37E+06	5.69E+06
40km/h	FADIGA	4.80E+06	1.02E+07	1.75E+07
	DEF.PERM.	7.84E+05	2.53E+06	6.05E+06
50km/h	FADIGA	5.15E+06	1.09E+07	1.88E+07
	DEF.PERM.	8.35E+05	2.68E+06	6.36E+06
60km/h	FADIGA	5.47E+06	1.15E+07	1.98E+07
	DEF.PERM.	8.80E+05	2.80E+06	6.62E+06

35/50 SHELL T6 F2

		50 MPa	75 MPa	100 MPa
20km/h	FADIGA	6.35E+06	1.32E+07	2.27E+07
	DEF.PERM.	1.00E+06	3.14E+06	7.33E+06
30km/h	FADIGA	7.28E+06	1.50E+07	2.57E+07
	DEF.PERM.	1.13E+06	3.50E+06	8.08E+06
40km/h	FADIGA	8.04E+06	1.65E+07	2.81E+07
	DEF.PERM.	1.24E+06	3.78E+06	8.67E+06
50km/h	FADIGA	8.68E+06	1.77E+07	3.01E+07
	DEF.PERM.	1.33E+06	4.02E+06	9.17E+06
60km/h	FADIGA	9.25E+06	1.88E+07	3.18E+07
	DEF.PERM.	1.41E+06	4.23E+06	9.61E+06

50/75 MACOPAV T6F2

		50 MPa	75 MPa	100 MPa
20km/h	FADIGA	2.38E+06	5.19E+06	9.06E+06
	DEF.PERM.	4.43E+05	1.54E+06	3.89E+06
30km/h	FADIGA	2.69E+06	5.85E+06	1.02E+07
	DEF.PERM.	4.88E+05	1.68E+06	4.19E+06
40km/h	FADIGA	2.94E+06	6.37E+06	1.11E+07

	DEF.PERM.	5.234E+05	1.787E+06	4.423E+06
50km/h	FADIGA	3.157E+06	6.811E+06	1.190E+07
	DEF.PERM.	5.532E+05	1.874E+06	4.613E+06
60km/h	FADIGA	3.342E+06	7.197E+06	1.255E+07
	DEF.PERM.	5.795E+05	1.950E+06	4.783E+06

50/75 SHELL T6F2

		50 MPa	75 MPa	100 MPa
20km/h	FADIGA	4.086E+06	8.719E+06	1.515E+07
	DEF.PERM.	6.845E+05	2.251E+06	5.441E+06
30km/h	FADIGA	4.652E+06	9.865E+06	1.705E+07
	DEF.PERM.	7.647E+05	2.478E+06	5.927E+06
40km/h	FADIGA	5.115E+06	1.077E+07	1.862E+07
	DEF.PERM.	8.286E+05	2.658E+06	6.313E+06
50km/h	FADIGA	5.495E+06	1.156E+07	1.988E+07
	DEF.PERM.	8.836E+05	2.811E+06	6.639E+06
60km/h	FADIGA	5.846E+06	1.222E+07	2.101E+07
	DEF.PERM.	9.315E+05	2.943E+06	6.924E+06