

Metode sustenabile de îmbunătățire a caracteristicilor reologice ale mixturilor asfaltice

Teză destinată obținerii
titlului științific de doctor inginer
la
Universitatea Politehnica Timișoara
în domeniul Inginerie Civilă și Instalații
de către

Ing. Anda Ligia BELC (căs. ROTUNDU)

Președintele comisiei:

prof.univ.dr.ing. Raul ZAHARIA, Universitatea Politehnica Timișoara

Conducător științific:

prof.univ.dr.ing. Adrian CIUTINA, Universitatea Politehnica Timișoara

Referenți științifici:

prof.univ.dr. Erdem COLERI, Oregon State University

prof.univ.dr.ing. Octavian POP, Université de Limoges

prof.univ.dr.ing. Carmen RĂCĂNEL, Universitatea Tehnică de
Construcții București

Ziua susținerii tezei: 20 Aprilie 2022

Seriile Teze de doctorat ale UPT sunt:

- | | |
|---|--|
| 1. Automatică | 11. Știința și Ingineria Materialelor |
| 2. Chimie | 12. Ingineria Sistemelor |
| 3. Energetică | 13. Inginerie Energetică |
| 4. Inginerie Chimică | 14. Calculatoare și Tehnologia Informației |
| 5. Inginerie Civilă | 15. Ingineria Materialelor |
| 6. Inginerie Electrică | 16. Inginerie și Management |
| 7. Inginerie Electronică și Telecomunicații | 17. Arhitectură |
| 8. Inginerie Industrială | 18. Inginerie Civilă și Instalații |
| 9. Inginerie mecanică | 19. Inginerie Electronică, Telecomunicații
și Tehnologii Informaționale |
| 10. Știința Calculatoarelor | |

Universitatea Politehnica Timișoara a inițiat seriile de mai sus în scopul diseminării expertizei, cunoștințelor și rezultatelor cercetărilor întreprinse în cadrul Școlii doctorale a universității. Seriile conțin, potrivit H.B.Ex.S Nr. 14 / 14.07.2006, tezele de doctorat susținute în universitate începând cu 1 octombrie 2006.

Copyright © Editura Politehnica – Timișoara, 2021

Această publicație este supusă prevederilor legii dreptului de autor. Multiplicarea acestei publicații, în mod integral sau în parte, traducerea, tipărirea, reutilizarea ilustrațiilor, expunerea, radiodifuzarea, reproducerea pe microfilme sau în orice altă formă este permisă numai cu respectarea prevederilor Legii române a dreptului de autor în vigoare și permisiunea pentru utilizare obținută în scris din partea Universității Politehnica Timișoara. Toate încălcările acestor drepturi vor fi penalizate potrivit Legii române a drepturilor de autor.

România, 300223 Timișoara, Bd. Vasile Pârvan 2B
Tel./fax 0256 404677
e-mail: editura@upt.ro

Cuvânt înainte

Teza de doctorat a fost elaborată pe parcursul activității mele, în principal, în cadrul Departamentului Căi de Comunicație Terestre, Fundații și Cadastru al Universității Politehnica Timișoara.

Mulțumiri deosebite se cuvin conducătorului de doctorat prof.dr.ing. Adrian CIUTINA, pentru îndrumarea, sprijinul, sfaturile și încurajarea pe care mi le-a oferit pe parcursul elaborării tezei de doctorat. Coordonarea dânsului este un element cheie care a contribuit la finalizarea drumului început cu patru ani în urmă.

Membrilor comisiei de doctorat: prof. dr. ing. Raul ZAHARIA, prof. dr. ing. Erdem COLERI, prof. dr. ing. Octavian POP și prof. dr. ing. Carmen RĂCĂNEL doresc să le aduc sincere mulțumiri pentru că m-au onorat prin acceptarea recenziei tezei în calitate de referenți, pentru recomandările făcute în urma analizării manuscrisului și pentru tot timpul alocat acestui proces.

Doresc să le transmit sincera mea recunoștință membrilor comisiei de îndrumare: prof. dr. ing. Gheorghe LUCACI, conf. dr. ing. Ciprian COSTESCU și ș.l. dr. ing. Paul MARC, pentru dedicarea și implicarea cu care mi-au ghidat pașii pe drumul cercetării științifice, m-au sprijinit în publicarea articolelor de specialitate și pentru numeroasele sfaturi și clarificări cu care m-au ajutat, încă de la admiterea la facultate. Elaborarea tezei nu ar fi fost posibilă fără prețioasa contribuție a dânsilor.

Sincere mulțumiri Comisiei Fulbright Româno-Americane pentru acordarea bursei Fulbright Student Award pentru desfășurarea unui an de cercetare la Oregon State University, în SUA. De asemenea, mulțumesc Universității Politehnica Timișoara pentru acordarea mobilității Erasmus la Laboratorul GC2D – Laboratoire de Génie Civil, Diagnostic et Durabilité, Franța. Aceste oportunități extraordinare au reprezentat importante puncte de cotitură, momente unice, în urma cărora mi-am îmbogățit nu doar bagajul științific prin experimentarea în persoană a unora dintre cele mai renumite sisteme de învățământ din lume, ci și bagajul cultural și personal.

Doresc să le mulțumesc colegilor din departament și din Facultatea de Construcții pentru tot sprijinul și constantele încurajări care mi-au fost oferite de-a lungul timpului. Mulțumiri speciale le transmit colegilor doctoranzi care, pe lângă toate acestea, m-au ajutat în nenumărate rânduri în procesul laborios de preparare și încercare a amestecurilor de beton.

Mulțumesc S.C. Group DCM S.R.L. Timișoara și S.C. Axela Construcții S.R.L. Timișoara pentru că m-au sprijinit prin procurarea și furnizarea materialelor de bază necesare încercărilor de laborator. De asemenea, producătorilor de aditivi, mulțumiri deosebite pentru receptivitatea cu care mi-au pus la dispoziție mostrele necesare.

Cuvintele nu ar fi niciodată suficiente pentru a le putea mulțumi părinților mei, care mi-au fost alături, m-au îndrumat, m-au încurajat, au avut încredere în mine și mi-au insuflat convingerea că pot reuși orice îmi propun. Tatăl meu mereu a fost pe lângă tata, mentorul meu, prietenul meu de nădejde, profesorul cel mai exigent, recenzorul cel mai atent și partenerul de laborator cel mai dedicat. Datorită lor am reușit să ajung la finalul acestui drum sinuos.

Doresc să îi mulțumesc soțului meu, Mihai, pentru iubirea, susținerea, încurajările și răbdarea pe care mi le-a oferit, chiar și de la 10 000 km distanță, în timpul elaborării tezei de doctorat.

Vă mulțumesc tuturor celor care ați făcut parte din această călătorie alături de mine.

Timișoara, aprilie 2022

Ing. Anda Ligia BELC (căs. ROTUNDU)

BELC (căș. ROTUNDU), Anda Ligia

Metode sustenabile de îmbunătățire a caracteristicilor reologice ale mixturilor asfaltice

Cuvinte cheie: Mixtură asfaltică caldă, aditivi, zeolit sintetic, bitum, caracteristici fizico-mecanice, deformații permanente, analiza de impact asupra mediului

Rezumat: Teza de doctorat a fost elaborată pe baza studiilor și cercetărilor efectuate în cadrul laboratoarelor Facultății de Construcții din Timișoara, respectiv a specializărilor efectuate printr-o bursă Erasmus și printr-o bursă Fulbright care au oferit prilejul unei documentări suplimentare și participarea la programe de cercetare noi. Obiectivul principal al tezei de doctorat constă în identificarea posibilităților de producere, în condițiile concrete ale României, a unor mixturi asfaltice la temperaturi mai reduse, în comparație cu mixturile asfaltice clasice. Scopul final al implementării unor astfel de mixturi asfaltice în tehnica rutieră ia în considerare atât aspectul economic, prin reducerea costurilor de producție, cât și ecologic, prin reducerea noxelor eliminate în atmosferă cu prilejul producerii mixturilor asfaltice, fără a fi neglijat rolul social, prin crearea unor condiții de muncă mai bune și reducerea riscului de îmbolnăvire a muncitorilor.

În acest sens, au fost efectuate încercări privind stabilirea dozajului optim pentru o mixtura asfaltică caldă în vederea utilizării acesteia pentru un strat de uzură, în condițiile respectării normelor tehnice românești. Pentru calibrarea modelului au fost evaluate performanțele fizico-mecanice, în condiții de laborator, ale mixturilor asfaltice preparate la temperaturi reduse cu diferiți aditivi (aditiv chimic, aditivi organici și zeolit sintetic) și diferite dozaje, în comparație cu performanțele obținute pe amestecuri preparate la temperaturi clasice. Cercetările efectuate privind efectele aditivilor utilizați asupra modificării caracteristicilor bitumului inițial și asupra influențării caracteristicilor mecanice ale mixturilor asfaltice calde au scos în evidență posibilitatea producerii pe scară industrială a unor astfel de mixturi asfaltice.

Pentru evidențierea efectului favorabil al reducerii temperaturilor de preparare a mixturilor asfaltice asupra mediului a fost efectuat o analiză de impact. Analiza de impact asupra mediului pentru evaluarea comparativă a etapei de producție pentru o mixtură asfaltică clasică pentru stratul de uzură cu dimensiunea maximă a agregatelor de 16 mm și pentru anumite mixturi asfaltice calde preparate cu diverși aditivi a fost realizată cu programul GaBi și a condus la concluzia ca majoritatea mixturilor asfaltice calde prezintă un impact negativ mai mic asupra mediului decât mixturile asfaltice clasice.

CUPRINS

Lista de tabele.....	1
Lista de figuri	3
1. STUDIU BIBLIOGRAFIC.....	6
1.1. Introducere.....	6
1.2. Generalități despre mixturile asfaltice.....	8
1.2.1. Clasificarea mixturilor asfaltice în funcție de temperatura de omogenizare	11
1.2.2. Mixturi asfaltice pentru stratul de bază	12
1.2.3. Mixturi asfaltice pentru îmbrăcămintea bituminoasă	13
1.2.4. Caracteristici ale mixturilor asfaltice necesare la punerea în opera	17
1.2.5. Caracteristicile mixturilor asfaltice necesare pe durata exploatarei	19
1.2.6. Dimensionarea straturilor din mixturi asfaltice.....	22
1.3. Generalități despre mixturile asfaltice călduțe.....	24
1.3.1. Aditivi și tehnologii pentru producerea mixturilor asfaltice călduțe.....	26
1.3.1.1. Tehnologii care utilizează aditivi organici	26
1.3.1.2. Tehnologii care utilizează aditivi chimici.....	29
1.3.1.3. Tehnologii de spumare a bitumului	31
1.3.1.3.1. Metoda directă	31
1.3.1.3.2. Metoda indirectă	32
1.3.2. Concluzii ale cercetărilor efectuate pe mixturile asfaltice călduțe.....	34
1.4. Concluzii parțiale	36
2. MATERIALELE CONSTITUENTE ALE MIXTURILOR ASFALTICE.....	39
2.1. Agregatele naturale și artificiale.....	39
2.1.1. Caracteristicile agregatelor naturale și artificiale	40
2.1.1.1. Granulozitatea.....	40
2.1.1.2. Conținutul și calitatea părților fine din agregat	43
2.1.1.3. Forma granulelor agregatului grosier.....	43
2.1.1.4. Rezistența la fragmentare și rezistența la uzură.....	45
2.1.1.5. Sensibilitatea la îngheț-dezghet.....	47
2.1.2. Condiții de calitate conform normelor tehnice utilizate în România	48
2.2. Lianții bituminoși	49
2.2.1. Tipuri de lianți bituminoși.....	49
2.2.2. Producerea bitumului în rafinării	52
2.2.2.1. Producerea bitumului prin distilare.....	54
2.2.2.2. Producerea bitumului prin oxidare	54
2.2.2.3. Lianți rutieri pe bază de bitum.....	55
2.2.3. Condiții de calitate conform normelor tehnice românești	56
2.3. Filerul.....	59
2.4. Încercări de laborator pe materialele constitutive ale mixturilor asfaltice...	60
2.4.1. Încercări de laborator pe agregate	60
2.4.1.1. Determinarea rezistenței la fragmentare și a rezistenței la uzură ..	60
2.4.1.2. Granulozitatea.....	61
2.4.1.3. Determinarea formei granulelor.....	63

2.4.2. Încercări de laborator pe bitum	63
2.4.2.1. Plan experimental.....	64
2.4.2.2. Metode de încercare.....	65
2.4.2.2.1. Penetrația standard la 25 °C.....	65
2.4.2.2.2. Punctul de înmuiere inel și bilă.....	66
2.4.2.2.3. Ductilitatea.....	68
2.4.2.2.4. Adezivitatea bitumului la agregate naturale	70
2.4.2.2.5. Modulul de rigiditate la încovoiere. Reometru cu bară de încovoiere (BBR).....	72
2.4.2.2.6. Modulul complex de forfecare și unghiul de fază. Reometrul cu forfecare dinamică (DSR)	74
2.4.2.3. Rezultate și interpretarea rezultatelor	75
2.4.2.3.1. Penetrația standard la 25 °C.....	75
2.4.2.3.2. Punctul de înmuiere inel și bilă.....	76
2.4.2.3.3. Indicele de penetrație	77
2.4.2.3.4. Ductilitatea.....	78
2.4.2.3.5. Adezivitatea bitumului la agregate naturale	78
2.4.2.3.6. Modulul de rigiditate la încovoiere. Reometru cu bară de încovoiere (BBR).....	80
2.4.2.3.7. Modulul complex de forfecare și unghiul de fază. Reometrul cu forfecare dinamică (DSR)	84
2.5. Masticul bituminos	87
2.5.1. Rezultatele obținute pe masticul bituminos	88
2.5.2. Compararea valorilor rezultatelor obținute pe bitum, respectiv și mastic bituminos.....	94
2.6. Concluzii parțiale	97
3. MIXTURI ASFALTICE CĂLDUȚE.....	100
3.1. Proiectarea dozajului pentru mixtură asfaltică.....	100
3.1.1. Principii generale privind proiectarea dozajului cu metoda Marshall ...	104
3.1.2. Metode de calcul al conținutului de liant din mixtura asfaltică	105
3.1.2.1. Metoda suprafeței specifice.....	105
3.1.2.2. Metoda volumului de goluri.....	107
3.1.3. Calibrarea dozajului prin încercări de laborator Marshall.....	107
3.1.4. Condiții de compoziție conform normelor tehnice românești	110
3.1.5. Cercetări pentru determinarea dozajului optim pentru un beton asfaltic (BA 16).....	113
3.2. Prepararea mixturii asfaltice cu aditivi și a epruvetelor	120
3.3. Încercări de laborator pe mixturile asfaltice.....	123
3.3.1. Planul testelor experimentale	123
3.3.2. Metode de încercare.....	124
3.3.2.1. Densitatea aparentă și absorbția de apă	125
3.3.2.2. Stabilitatea la 60 °C și indicele de curgere	126
3.3.2.3. Volumul de goluri	127
3.3.2.4. Modulul de rigiditate	128
3.3.2.5. Rezistența la deformații permanente (fluaaj dinamic)	130
3.3.2.6. Sensibilitatea la apă.....	132
3.3.2.7. Rezistența la deformații permanente la 60 °C (ornieraj)	133
3.3.3. Rezultate și interpretarea rezultatelor.....	136
3.3.3.1 Densitatea aparentă și volumul de goluri	137
3.3.3.2. Stabilitatea la 60 °C și indicele de curgere	139
3.3.3.3. Modulul de rigiditate	143

3.3.3.4. Rezistența la deformații permanente (fluaș dinamic)	147
3.3.3.5. Sensibilitatea la apă.....	150
3.3.3.6. Rezistența la deformații permanente la 60 °C (ornieraj)	152
3.4. Utilizarea imaginilor termice în monitorizarea straturilor bituminoase	154
3.5. Concluzii parțiale	157
4. MIXTURI ASFALTICE CU MIXTURĂ ASFALTICĂ RECUPERATĂ.....	160
4.1. Noțiuni generale	160
4.1.1. Particularități legate de granulozitatea scheletului mineral	160
4.1.2. Particularități legate de bitum.....	164
4.2. Proiectarea dozajului pentru mixtură asfaltică.....	168
4.2.1. Proiectarea dozajului cu metoda Superpave	168
4.2.2. Abordarea "Balanced Mix Design"	175
4.3. Prepararea mixturii asfaltice și a epruvetelor	177
4.4. Planul testelor experimentale	185
4.5. Metode de încercare	185
4.5.1. Încercarea Semi-Circular Bend (SCB)	186
4.5.2. Încercarea Hamburg Wheel-Tracking (HWT).....	189
4.6. Rezultate și interpretarea rezultatelor.....	191
4.6.1. Încercarea Semi-Circular Bend (SCB)	192
4.6.2. Încercarea Hamburg Wheel-Tracking (HWT).....	193
4.6.3. Proiectarea optimizată a mixturii asfaltice (BMD)	194
4.7. Concluzii parțiale	196
5. EVALUAREA IMPACTULUI ASUPRA MEDIULUI ÎNCONJURĂTOR	199
5.1. Metodologie (introducere)	199
5.1.1. Planul de lucru pentru analizele de impact asupra mediului	206
5.2. Modelul de analiza, limitele sistemului	207
5.3. Evaluarea cantităților de materiale și procese	209
5.4. Rezultate și interpretarea rezultatelor.....	212
5.5. Concluzii parțiale	221
6. CONCLUZII	222
6.1. Concluzii finale	222
6.2. Contribuții personale	228
6.3. Valorificarea rezultatelor	229
6.4 Direcții viitoare de cercetare.....	230
BIBLIOGRAFIE	232

Lista de tabele

Tabel 1.1 – Caracteristicile anrobatorilor bituminoase în Franța	13
Tabel 1.2 – Caracteristicile betoanelor asfaltice în Franța	15
Tabel 1.3 – Tipuri de betoane asfaltice pentru straturi subțiri în Franța	15
Tabel 1.4 – Factorii care influențează caracteristicile amestecurilor asfaltice la punerea în operă	18
Tabel 1.5 – Factorii care influențează obținerea proprietăților solicitate straturilor bituminoase	21
Tabel 1.6 – Valori caracteristice pentru unele legi de oboseală în Franța	24
Tabel 1.7 – Tehnologii pentru producerea amestecurilor asfaltice calde adaptate după [5,15–21]	27
Tabel 2.1 – Seriile de site standardizate pentru determinarea granulozității [48] ...	41
Tabel 2.2 – Caracteristicile generale ale granulozității [48]	42
Tabel 2.3 – Limitele generale și toleranțele granulozității pentru agregatul grosier cernut pe site cu dimensiuni intermediare [48]	42
Tabel 2.4 – Toleranțe ale granulozității tip declarate de către producătorul nisipului și al amestecului de agregat 0/D cu $D \leq 8$ mm [48]	42
Tabel 2.5 – Categoriile ale valorilor maxime de conținut în particule fine [48]	43
Tabel 2.6 – Categoriile de agregat în funcție de valoarea coeficientului de aplatizare [48]	44
Tabel 2.7 – Categoriile de agregat în funcție de valoarea maximă a coeficientului Los Angeles	45
Tabel 2.8 – Categoriile de agregat în funcție de valoarea maximă a rezistenței la uzură [48]	46
Tabel 2.9 – Categoriile de agregat în funcție de valoarea maximă a sensibilității la îngheț-dezghet	47
Tabel 2.10 – Condiții de calitate pentru cribluri și pietrișuri [41]	48
Tabel 2.11 – Condiții de calitate pentru nisipuri [41]	49
Tabel 2.12 – Caracteristicile biturilor rutiere neparafinoase	57
Tabel 2.13 – Caracteristicile bitului modificat cu polimeri	58
Tabel 2.14 – Rezultatele încercărilor Los Angeles și micro-Deval	61
Tabel 2.15 – Plan experimental pentru încercările pe bitum [59]	65
Tabel 2.16 – Temperaturile limită admise în urma încercării BBR pe amestecurile de bitum [59]	84
Tabel 2.17 – Punctul de înmuiere înel și bilă pentru biturile și masticurile considerate	94
Tabel 2.18 – Temperaturile limită admise pentru biturile, respectiv masticurile considerate	97
Tabel 3.1 – Încercări pentru proiectarea dozajului în metodologia franceză	103
Tabel 3.2 – Limitele procentelor de agregate naturale și filler și conținutul minim de bitum pentru amestecurile asfaltice clasice	110
Tabel 3.3 – Granulozitatea scheletului mineral pentru amestecuri asfaltice clasice	111
Tabel 3.4 – Caracteristici fizico-mecanice determinate pe cilindrii Marshall	111
Tabel 3.5 – Caracteristici fizico-mecanice pentru stratul de uzură determinate prin încercări dinamice	112

2 Lista de tabele

Tabel 3.6 – Procentul de participare al materialelor în scheletul mineral.....	114
Tabel 3.7 – Granulozitățile scheletului mineral ale mixturilor asfaltice analizate ..	114
Tabel 3.8 – Caracteristicile fizico-mecanice pe epruvete preparate în laborator ...	117
Tabel 3.9 – Caracteristicile fizico-mecanice ale epruvetelor preparate în laborator la temperaturi reduse, fără aditivi	119
Tabel 3.10 – Temperaturile de preparare și compactare pentru mixturile asfaltice	121
Tabel 3.11 – Plan experimental pentru mixturile asfaltice.....	123
Tabel 3.12 – Rezultatele densității aparente, volumului de goluri și absorbției de apă	137
Tabel 3.13 – Valorile p din testul statistic comparând rezultatele încercării Marshall la temperaturi diferite (temperaturi conform tabelului 3.10).....	143
Tabel 3.14 – Valorile p din testul statistic comparând rezultatele modulului de rigiditate.....	146
Tabel 3.15 – Valorile p din testul statistic comparând rezultatele fluajului dinamic	150
Tabel 3.16 – Rezultatele sensibilității la apă la diferite temperaturi.....	151
Tabel 4.1 – Site folosite pentru cernerea agregatelor.....	164
Tabel 4.2 – Clasele de performanță ale bitumului conform SHRP.....	167
Tabel 4.3 - Numărul de rotații N_{in} , N_{pr} și N_{max} conform Superpave	172
Tabel 4.4 - Cerințele volumetrice impuse de Superpave pentru proiectarea mixturilor asfaltice.....	172
Tabel 4.5 - Cerințele volumetrice impuse în statul Oregon.....	173
Tabel 4.6 – Procent de participare în RAP a granulelor de agregat.....	177
Tabel 4.7 – Procent de participare în mixtura asfaltică a granulelor de agregat ...	177
Tabel 4.8 – Limite de toleranță pentru mixtura asfaltică proiectată în statul Oregon	183
Tabel 4.9 – Proprietățile volumetrice ale mixturii asfaltice proiectate	183
Tabel 4.10 – Plan experimental pentru proiectarea optimizată a mixturii asfaltice	185
Tabel 4.11 – Proprietățile volumetrice ale mixturii asfaltice călduțe bazate pe conținutul de bitum obținut conform proiectării optimizate	195
Tabel 5.1 – Raport de mediu simulat pentru 1 000 t.....	201
Tabel 5.2 – Granulozitatea scheletului mineral și umiditatea agregatelor.....	201
Tabel 5.3 – Consumul de energie	202
Tabel 5.4 – Emisii măsurate în timpul proiectului	202
Tabel 5.5 – Factorii de impact asupra mediului în cazul emulsiilor bituminoase folosite la diverse lucrări rutiere.....	203
Tabel 5.6 – Consumul de energie înglobat de diferite tehnologii rutiere.....	203
Tabel 5.7 – Emisiile de gaze cu efect de seră produse prin aplicarea diferitelor tehnologii rutiere	204
Tabel 5.8 – Compoziția unei tone de mixtură asfaltică	210
Tabel 5.9 – Distanțele de transport considerate	210
Tabel 5.10 – Energia considerată	211
Tabel 5.11 – Seturi de date considerate pentru LCA	211
Tabel 5.12 – Indicatorii de consum al resurselor	218
Tabel 5.13 – Indicatorii care descriu categoriile de deșeuri.....	219
Tabel 5.14 – Indicatorii opționali.....	219

Lista de figuri

Figura 1.1 - Dezvoltare durabilă [1]	6
Figura 1.2 - Mixtura asfaltică	8
Figura 1.3 - Straturile structurii rutiere	9
Figura 1.4 - Clasificarea mixturilor asfaltice în funcție de temperatura de preparare [5] (temperatura și combustibilul sunt aproximative)	11
Figura 1.5 - Modul de comportare al unui strat bituminos în raport cu temperatura, adaptare după [13].....	19
Figura 1.6 - Evoluția duratei de exploatare a unei structuri rutiere în funcție de legăturile existente între straturi [9,14]	22
Figura 1.7 - Legea de oboseală	23
Figura 1.8 - Aditivi organici.....	28
Figura 1.9 - Aditiv chimic	30
Figura 1.10 - Metoda directă de spumare (figură adaptată după [32])	32
Figura 1.11 - Zeolit sintetic.....	33
Figura 2.1 - Principiul determinării indicelui de aplatizare [8].....	44
Figura 2.2 - Evoluția granulozității unui sort 10/14 prin încercarea	46
Figura 2.3 - Geneza lianților hidrocarbonați [8].....	50
Figura 2.4 - Etapele principale ale procesului de fabricare a biturilor [8].....	53
Figura 2.5 - Procedeele de fabricație pentru diverși lianți rutieri [8].....	55
Figura 2.6 - Aparatele: a) Los Angeles; b) micro-Deval	60
Figura 2.7 - Aparatul de cernere.....	61
Figura 2.8 - Diagrama distribuției granulometrice	62
Figura 2.9 - Mixerul electric de laborator	64
Figura 2.10 - Metoda de determinare a penetrației standard [65]	66
Figura 2.11 - Penetrometrul electronic	67
Figura 2.12 - Metoda de determinare a punctului de înmuiere [65].....	67
Figura 2.13 - Aparat pentru determinarea punctului de înmuiere inel și bilă	68
Figura 2.14 - Metoda de determinare a ductilității.....	69
Figura 2.15 - Aparat pentru determinarea ductilității.....	69
Figura 2.16 - Aparat pentru determinarea adezivității	71
Figura 2.17 - Reometrul cu bară de încovoiere (BBR) [59].....	73
Figura 2.18 - Reometrul cu forfecare dinamică	74
Figura 2.19 - Rezultatele testului de penetrație la 25 °C [59].....	76
Figura 2.20 - Rezultatele punctului de înmuiere inel și bilă [59].....	77
Figura 2.21 - Indicele de penetrație [59]	78
Figura 2.22 - Ductilitatea.....	79
Figura 2.23 - Adezivitatea bitumului pur la agregatul natural	79
Figura 2.24 - Adezivitatea amestecurilor de bitum la agregate naturale.....	80
Figura 2.25 - a) Modulul de rigiditate la încovoiere $S(t)$ pentru bitumul pur;	81
Figura 2.26 - a) Modulul de rigiditate la încovoiere $S(t)$ pentru amestecurile de bitum;	83
Figura 2.27 - Curbele directe ale modulului complex de forfecare pentru bitumul pur și amestecurile de bitum	85

4 Lista de figuri

Figura 2.28 – Curbele directe ale unghiului de fază pentru bitumul pur și amestecurile de bitum	86
Figura 2.29 – Diagrama Black pentru bitumul pur și amestecurile de bitum	87
Figura 2.30 – Morfologia și compoziția elementară a: a) filerului; b) filerului amestecat cu aditivul chimic; c) zeolitului sintetic	88
Figura 2.31 – Rezultatele punctului de înmuiere înel și bilă pentru masticurile bituminoase	89
Figura 2.32 – a) Modulul de rigiditate la încovoiere $S(t)$; b) Panta curbei de rigiditate (m) pentru masticurile bituminoase.....	91
Figura 2.33 – Curbele directe ale modulului complex de forfecare pentru masticurile investigate.....	92
Figura 2.34 – Curbele directe ale unghiului de fază pentru masticurile investigate	93
Figura 2.35 – Curbele directe ale modulului complex de forfecare pentru masticurile investigate.....	93
Figura 2.36 – a) Modulul de rigiditate la încovoiere $S(t)$; b) Panta curbei de rigiditate (m) pentru bitumurile, respectiv masticurile bituminoase considerate.....	96
Figura 3.1 – Activități specifice pentru conceperea dozajelor de mixturi asfaltice.	102
Figura 3.2 – Determinarea procentelor fracțiunilor din agregatul total	106
Figura 3.3 – Grafice tipice ale proprietăților caracteristice Marshall [6]	108
Figura 3.4 – Diagramă pentru determinarea dozajului optim pentru betoane asfaltice [6].....	109
Figura 3.5 – Curbele de granulozitate ale scheletelor minerale considerate.....	115
Figura 3.6 – Malaxor mecanic de laborator.....	122
Figura 3.7 – Prepararea epruvetelor cu: a) ciocan Marshall; b) presa giratorie; c) compactorul cu placă.....	122
Figura 3.8 - Cântărirea probelor cu balanța electronică	125
Figura 3.9 - Exsicatorul de vid	126
Figura 3.10 – Aparatul Marshall	127
Figura 3.11 - Determinarea modulului de rigiditate prin întindere indirectă.....	128
Figura 3.12 - Determinarea fluajului dinamic.....	131
Figura 3.13 - Model de diagramă de fluaj.....	131
Figura 3.14 – Determinarea sensibilității la apă prin întindere indirectă.....	132
Figura 3.15 – Aparat pentru determinarea adâncimii fâgașelor în laborator	136
Figura 3.16 – Determinarea indicelui de fluaj prin considerarea sarcinii maxime .	140
Figura 3.17 – Determinarea indicelui de fluaj prin considerarea deplasării tangentei la 1,5 mm.....	140
Figura 3.18 – Rezultatele încercării Marshall: a) Stabilitate; b) indice de fluaj; c) (stabilitate x indice de fluaj) / 2 (lungimea barei de eroare este egală cu o abatere standard) [118].....	142
Figura 3.19 – Rezultatele modulului de rigiditate la 80 rotații (lungimea barei de eroare este egală cu o abatere standard)	144
Figura 3.20 – Rezultatele modulului de rigiditate la 205 rotații (lungimea barei de eroare este egală cu o abatere standard).....	146
Figura 3.21 – Rezultatele pentru fluajul dinamic la 80 rotații: a) deformația; b) viteza de deformație (lungimea barei de eroare este egală cu o abatere standard)	148
Figura 3.22 – Rezultatele pentru fluajul dinamic la 205 rotații: a) deformația; b) viteza de deformație (lungimea barei de eroare este egală cu o abatere standard)	149
Figura 3.23 – Rezultatele sensibilității la apă	152

Figura 3.24 – Adâncimea procentuală a făgașului.....	153
Figura 3.25 – Viteza de deformare la ornieraj	153
Figura 3.26 – Cameră termică montată la bordul unui vehicul aerian fără pilot ...	155
Figura 3.27 – Sectorul studiat	156
Figura 3.28 – Temperaturi măsurate pe lungimea benzii așternute [123]	157
Figura 4.1 – Tipuri de curbe de granulozitate [131].....	163
Figura 4.2 – Încercările efectuate pentru stabilirea clasei de performanță a biturilor.....	165
Figura 4.3 – Determinarea densității maxime	171
Figura 4.4 – Proprietățile volumetrice ale unei epruvete compactate de mixtură asfaltică.....	174
Figura 4.5 – Granulă de agregat anrobată ilustrând golurile legate de determinarea densităților relative	175
Figura 4.6 – Reprezentarea schematică a abordărilor BMD [144]	178
Figura 4.7 – Curba de granulozitate pentru mixturile proiectate în raport cu linia de densitate maximă	179
Figura 4.8 – Curba de granulozitate a scheletului mineral în funcție de limitele impuse de normele tehnice românești	180
Figura 4.9 – Temperaturile maxime ale îmbrăcămintei bituminoase în SUA conform LTPPBind	181
Figura 4.10 – Temperaturile minime ale îmbrăcămintei bituminoase în SUA conform LTPPBind	182
Figura 4.11 – Stabilirea conținutului optim de bitum.....	182
Figura 4.12 – Epruveta pentru încercarea SCB.....	186
Figura 4.13 – Curbe de încărcare-deplasare pentru două rate de deformare [152]	187
Figura 4.14 – Încercarea Semi-Circular Bend: a) începutul încercării; b) finalul încercării.....	188
Figura 4.15 – Ilustrarea curbei de încărcare-deplasare și a pantei la punctul de inflexiune (m) [152].....	189
Figura 4.16 – Aparatul Hamburg Wheel-Tracking	190
Figura 4.17 – Parametrii obținuți după încercarea HWT [156].....	190
Figura 4.18 – Probele pentru încercarea HWT	191
Figura 4.19 – Indicele de flexibilitate pentru mixtura asfaltică caldă cu RAP.....	192
Figura 4.20 – Adâncimea făgașului pentru mixtura asfaltică caldă cu RAP	193
Figura 4.21 – Proiectarea optimizată a mixturii asfaltice caldă cu RAP.....	195
Figura 5.1 – Fazele evaluării ciclului de viață	205
Figura 5.2 – Schema analizei de impact asupra mediului pe ciclul de viață al mixturii asfaltice.....	207
Figura 5.3 – Limitele sistemului	208
Figura 5.4 – Organigrama etapei de producere a mixturii asfaltice	209
Figura 5.5 – Potențialul de schimbare climatică.....	213
Figura 5.6 – Potențialul de epuizare al stratului de ozon	215
Figura 5.7 – Potențialul de acidificare al oceanelor	215
Figura 5.8 – Potențialul de eutrofizare	216
Figura 5.9 – Potențialul de formare al ozonului fotochimic.....	216
Figura 5.10 – Consumul resurselor, minerale, metale și fosile.....	217
Figura 5.11 – Consumul apei.....	217

1. STUDIU BIBLIOGRAFIC

1.1. Introducere

Conceptul de dezvoltare durabilă (sustenabilitate) desemnează totalitatea formelor și metodelor de dezvoltare socio-economică care se axează în primul rând pe asigurarea unui echilibru între aspectele sociale, economice și ecologice și elementele capitalului natural. Cea mai cunoscută definiție a dezvoltării durabile este cu siguranță cea dată de Comisia Mondială pentru Mediu și Dezvoltare (WCED) în raportul „Viitorul nostru comun”, cunoscut și sub numele de Raportul Brundtland: „dezvoltarea durabilă este dezvoltarea care urmărește satisfacerea nevoilor prezentului, fără a compromite posibilitatea generațiilor viitoare de a-și satisface propriile nevoi” [1].

Inițial, acest concept a apărut ca o necesitate a rezolvării impactului negativ al omului asupra mediului, ca urmare a intensei exploatare a resurselor în dezvoltarea economică fără precedent și a degradării permanente a calității mediului înconjurător. Pe parcurs, conceptul s-a dezvoltat, astfel încât a ajuns să cuprindă calitatea vieții în ansamblul ei și să aibă ca obiect stabilirea relațiilor echitabile între state și generații.

În particular, conceptul de dezvoltare durabilă susține consumul redus de materiale noi (care necesită costuri și, mai ales, energii suplimentare pentru producere, transport, punere în operă etc.), emisii reduse și posibilitatea creșterii procentului de materiale reciclate, fără compromiterea, bineînțeles, a cerințelor de progres ale societății.

În aceste condiții, dezvoltarea durabilă nu se concentrează doar pe mediul înconjurător, ci cuprinde trei piloni: dezvoltare economică, dezvoltare socială și protecția mediului înconjurător (Figura 1.1). Rezultă că este important ca proiectarea să integreze nu doar aspectele normative și economice, ci și aspecte legate de impactul asupra mediului. În toate situațiile, este recomandată adoptarea unor soluții tehnico-economice care să permită interferența celor trei grupe de condiții, deci să corespundă domeniului „sustenabil”.

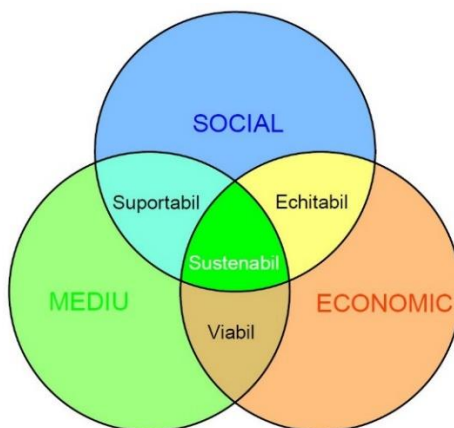


Figura 1.1 - Dezvoltare durabilă [1]

Se reține faptul că una dintre cauzele poluării asociată cu construcția infrastructurilor pentru transporturi o reprezintă emisia gazelor cu efect de seră în atmosferă pe parcursul procesului tehnologic (procurarea materialelor de bază, producerea și punerea în operă a materialelor compozite, transporturile etc.). Din acest motiv, cercetările axate pe găsirea unor tehnologii rutiere mai prietenoase cu mediul s-au dezvoltat și diversificat în ultimii ani. Dintre acestea se menționează următoarele: reciclarea mixturilor asfaltice frezate la cald, reciclarea in situ a unor straturi rutiere, promovarea tehnologiilor la rece, producerea de mixturi asfaltice la temperaturi semnificativ mai reduse decât cele clasice, conceperea de straturi rutiere durabile (în condițiile unui trafic tot mai agresiv și a unor temperaturi de exploatare tot mai defavorabile) etc.

Astfel, subiectul producerii de mixturi asfaltice la temperaturi din ce în ce mai reduse, în raport cu cele clasice, a devenit un subiect important de cercetare în domeniul îmbrăcăminților rutiere, deoarece oferă o posibilă soluție pentru reducerea consumului de energie și a emisiilor de gaze cu efect de seră.

Mixturile asfaltice clasice (la cald) se prepară prin încălzirea materialelor componente (agregate și bitum) la temperaturi de 160...180 °C [2,3], ceea ce conduce la consumuri importante de combustibili și la emisii de gaze în atmosferă pe toată durata fabricării, transportului și punerii în operă, dar și la pericolul producerii unor accidente de muncă. Pentru eliminarea acestor deficiențe au fost concepute mixturi asfaltice la rece preparate la temperatura mediului ambiant folosind ca liant derivații ai bitumului (de regulă emulsii bituminoase cationice). Din păcate mixturile asfaltice la rece au performanțe mecanice inferioare celor la cald și de regulă nu se pot utiliza de regulă pentru realizarea îmbrăcăminții bituminoase.

În scopul îmbinării avantajelor celor două tehnologii în ultimii ani au fost concepute pe plan mondial mixturile asfaltice "călduțe" care presupun temperaturi de preparare și punere în operă semnificativ mai mici decât în cazul mixturilor asfaltice la cald (temperaturi de preparare de cca 120 °C și temperaturi de punere în operă de 90...100 °C), soluții tehnice care au fost adoptate în diverse țări dezvoltate.

În literatura franceză aceste mixturi asfaltice se numesc "enrobés tièdes" și "enrobés semi-tièdes" [4], iar în literatura engleză "Warm Mix Asphalts" și "Half-Warm Mix Asphalts" [5,6]. Adaptarea acestor termeni în română se face în continuare prin mixturi asfaltice "călduțe" și "semicălduțe". De asemenea, în lucrare se va utiliza și noțiunea de "mixturi asfaltice la temperaturi reduse", care din păcate nu face o distincție între cele două tipuri de tehnologii.

Mixturile asfaltice din această categorie au fost concepute în Europa în anii '90, după care ele au fost cercetate și implementate în SUA, începând cu anul 2002. În prezent, atât în Europa, cât și în SUA există o preocupare extinsă pentru perfecționarea tehnologiilor de producere a acestora.

Mixturile asfaltice călduțe sunt preparate și puse în operă la temperaturi semnificativ mai reduse decât cele clasice, sporirea lucrabilității necesare punerii în operă în bune condiții fiind dată de aditivi speciali cum sunt aditivii chimici și aditivii organici sau zeoliți. Literatura de specialitate arată că aplicarea acestor tehnologii poate conduce la reducerea emisiilor de gaze cu 10...50 %, respectiv diminuarea consumurilor de combustibili cu 11...35 % [5].

Tema tezei de doctorat are ca scop studiul caracteristicilor mecanice ale unor mixturi asfaltice călduțe preparate în condițiile specifice României (materiale primare, norme tehnice, caracteristici impuse etc.), utilizând diverși aditivi speciali pentru creșterea lucrabilității (ceară, zeoliți sintetici, aditivi chimici etc.), experimentați sau nu pe plan mondial. În condițiile conceperii în laborator a unor doze de lucru aplicabile în producție, au fost realizate calcule de eficiență economică și energetică

8 STUDIU BIBLIOGRAFIC - 1

pentru noile materiale, pornind de la reducerea semnificativă a temperaturilor de preparare și punere în operă (de la 160...180 °C, la cca 120 °C). În aceste condiții, au fost analizate pentru aceste mixturi asfaltice cele trei aspecte referitoare la dezvoltarea durabilă: aspectul social (care pune accent pe siguranță), aspectul economic (care face referire la modalități de scădere a costurilor, cum ar fi reducerea consumurilor de combustibili necesari pentru încălzirea agregatelor și bitumului) și cel referitor la mediu (reducerea impactului negativ asupra mediului înconjurător). De asemenea a fost realizată analiza comparativă a mixturilor asfaltice clasice și a mixturilor asfaltice călduțe preparate și compactate la diferite temperaturi și cu diverși aditivi.

Obiectivele tezei de doctorat sunt următoarele:

- studiul mixturilor asfaltice călduțe;
- studiul comparativ dintre mixturile asfaltice călduțe și mixturile asfaltice preparate la cald;
- stabilirea dozajului optim pentru o mixtura asfaltică călduță în vederea utilizării acesteia pentru un strat de uzură;
- evaluarea performanțelor de laborator ale mixturii asfaltice călduțe;
- studiul efectelor aditivilor utilizați (aditiv chimic, aditivi organici și respectiv zeolitul sintetic) asupra caracteristicilor mecanice ale mixturilor asfaltice călduțe;
- studiul comportării bitumului la adăugarea aditivilor sau zeolitului;
- evaluarea impactului asupra mediului a mixturii asfaltice călduțe.

1.2. Generalități despre mixturile asfaltice

În conformitate cu Lucaci et al [3], "Mixturile asfaltice sunt materiale de construcții realizate din amestecuri obținute, pe baza unor dozaje judicios stabilite, din agregate naturale sau artificiale și filer, aglomerate cu bitum printr-o tehnologie adecvată."

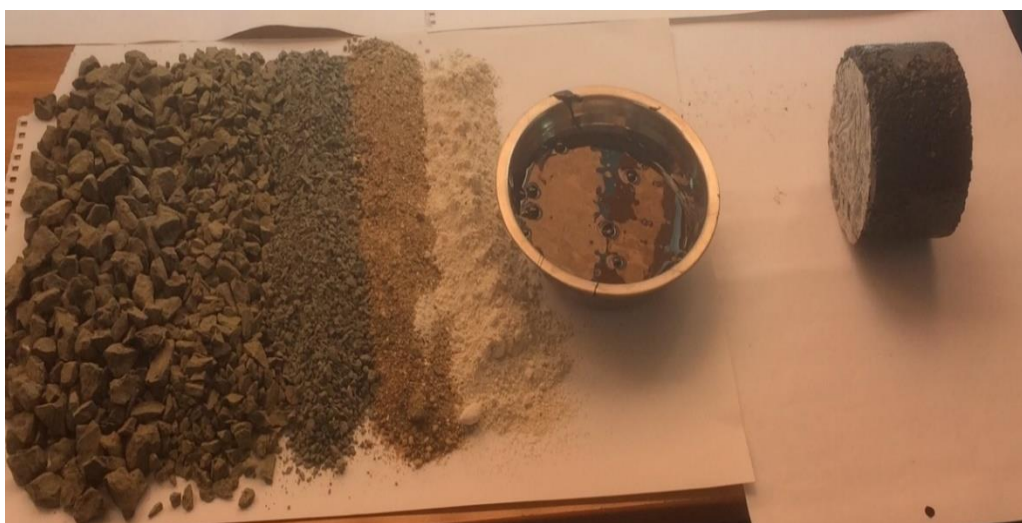


Figura 1.2 – Mixtura asfaltică

Mixturile asfaltice se utilizează preponderent în tehnica rutieră pentru realizarea straturilor bituminoase, și anume a straturilor de bază, de legătură și de uzură. Straturile respective trebuie să îndeplinească roluri bine determinate în ansamblul structurii rutiere motiv pentru care și mixturile asfaltice din care sunt realizate trebuie să aibă proprietăți adaptate acestor roluri, iar din punct de vedere al comportării mecanice se impune să se asigure legături perfecte între ele astfel încât toate straturile bituminoase să lucreze în exploatare ca un ansamblu monolit.

Pentru a se arăta necesitatea adaptării caracteristicilor mixturilor asfaltice la tipul fiecărui strat realizat se ține seama de faptul că straturile bituminoase sunt folosite pentru realizarea:

- stratului de uzură, care suportă direct acțiunea factorilor climaterici și a traficului. Acest strat trebuie să fie de regulă impermeabil și să respecte condițiile de rugozitate și planeitate;
- stratului de legătură în cazul în care dacă îmbrăcămintea este realizată în două straturi. Stratul de legătură permite diminuarea solicitărilor transmise stratului de bază;
- stratului (straturilor) de bază care trebuie să reziste la preluarea solicitărilor verticale de la îmbrăcămintea, să le repartizeze pe suprafețe mai mari și să le predea stratului inferior în limita capacității portante a acestuia, având rol exclusiv de rezistență. Stratul de bază permite o mai bună protecție a terenului de fundare, cu evitarea producerii la nivelul acestuia a unor deformații permanente, cum ar fi fâgașele formate ca urmare a cedării terenului de fundare.

Principiul disocierii funcțiilor straturilor rutiere este adoptat de tot mai mulți specialiști, după ce inițial a fost promovat în Franța [7]. Principiul respectiv permite o proiectare modernă a structurilor rutiere, cu afectarea pentru stratul de bază a principalului rol structural și pentru îmbrăcămintea a funcțiilor necesare desfășurării circulației în condiții de siguranță și confort (Figura 1.3).

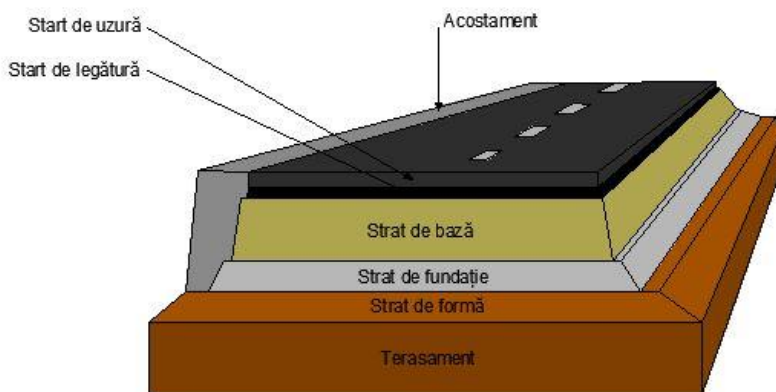


Figura 1.3 – Straturile structurii rutiere

Astfel, fiecare strat rutier va îndeplini anumite roluri, iar materialele din care va fi realizat vor trebui să corespundă calitativ acestor obiective. În principiu, stratul de bază, conform rolului său de rezistență, va asigura repartizarea corespunzătoare a solicitărilor din trafic spre straturile inferioare, în timp ce îmbrăcămintea va îndeplini roluri legate de asigurarea planeității, rugozității, drenarea eficientă a apelor de

suprafață de pe partea carosabilă, impermeabilitate, confort optic etc. Ca urmare a acestei concepții se ajunge la promovarea unor îmbrăcămînți asfaltice din ce în ce mai subțiri (în special stratul de uzură fiind subțire, cu grosimi de max. 4,0 cm, foarte subțire, cu grosimi de max. 2,5 cm, sau ultrasubțire, cu grosimi de 1,0...1,5 cm) sau a unor îmbrăcămînți cu volum ridicat de goluri cum sunt mixturile asfaltice drenante, cu rol în înlăturarea rapidă a apelor de pe suprafața părții carosabile și cu reducerea zgomotului de rulare).

În acest context, stratul de bază trebuie să fie realizat din mixturi asfaltice care să permită asigurarea unei capacități portante adecvate structurii rutiere, în funcție de valoarea considerată a traficului de calcul. Acest strat asigură rezistențele mecanice necesare preluării solicitărilor verticale din trafic, repartizării corespunzătoare a tensiunilor pe suprafețe mai mari și protejarea terenului de fundare împotriva unor presiuni care ar putea să-i producă deformații permanente. De asemenea, stratul de bază asigură o protecție termică a terenului de fundare. Stratul de bază se realizează, de regulă, din anumite tipuri de mixturi asfaltice, anrobate bituminoase, preferabil cu rigiditate ridicată, sau din agregate naturale stabilizate cu lianți hidraulici.

În timpul execuției, stratul de bază trebuie să constituie un suport plan și nedeformabil pentru punerea în operă cu grosime constantă a straturilor superioare și pentru asigurarea bunei compactări a acestora. În anumite condiții, pe o perioadă de timp limitată, stratul de bază poate îndeplini rolul de îmbrăcăminte.

Pentru asigurarea condițiilor menționate, stratul de bază trebuie să preia solicitări importante, deci trebuie să fie realizat din mixturi asfaltice cu rigiditate și rezistență la oboseală ridicată.

Stratul de legătură asigură trecerea de la stratul de bază la stratul de uzură. El are rolul de a îmbunătăți planeitatea, în scopul realizării stratului de uzură și de a completa caracteristicile mecanice, termice și hidraulice ale structurii. În general, stratul respectiv trebuie realizat dintr-o mixtură asfaltică rezistentă la deformații permanente deoarece este amplasat între stratul de uzură care suportă cele mai mari solicitări și stratul de bază care are rigiditatea cea mai ridicată. De asemenea, tensiunile tangențiale din accelerări, frânări etc. se dezvoltă în principal la acest nivel al structurii rutiere. Mixturile asfaltice pentru stratul de legătură trebuie să se caracterizeze prin forțe de coeziune ridicate, vizavi de tensiunile de forfecare care apar.

Stratul de uzură este stratul superior asupra căruia acționează direct traficul, precipitațiile și variațiile de temperatură. Ca urmare, acesta trebuie să prezinte caracteristici corespunzătoare asigurării unei relații adecvate pneu-îmbrăcăminte pentru a asigura aderența, drenabilitatea, planeitatea și un nivel de zgomot redus. În acest scop, se vor utiliza agregate rezistente la uzură, dure, concasate și cu o adezivitate ridicată față de liant. Fiind realizat din materialele cu cele mai ridicate performanțe, rezultă că se caracterizează printr-un cost ridicat; este de dorit în consecință ca grosimea acestui strat să fie cât mai mică.

Stratul de legătură și cel de uzură se realizează din mixturi asfaltice numite betoane asfaltice. Acestea se clasifică funcție de dimensiunea maximă a granulei de agregat care intră în amestec și de tipul agregatelor utilizate.

Se poate obține o creștere a ciclului de viață al structurilor rutiere până la minim 40 ani cu o structură rutieră formată dintr-un strat de uzură cu grosime redusă, realizat din materiale cu caracteristici ridicate, refăcut la intervale regulate de timp, și a unor straturi inferioare atent dimensionate din punct de vedere al capacității portante în condiții de trafic intens și greu.

Calitatea straturilor bituminoase depinde de calitatea mixturii asfaltice prin

calitatea materialelor utilizate, rigurozitatea elaborării dozajului în laborator, respectiv al implementării și verificării acestuia în timpul fabricației, dar și de tehnologia de punere în operă, în special prin respectarea dozajelor, temperaturilor și compactarea corectă [2,3,6,8].

1.2.1. Clasificarea mixturilor asfaltice în funcție de temperatura de omogenizare

Clasificarea mixturilor asfaltice se poate efectua după o serie largă de criterii, aici fiind detaliată doar cea referitoare la temperatura de malaxare a componentilor. Astfel, clasificarea mixturilor asfaltice, în funcție de temperaturile de preparare, se efectuează în felul următor (Figura 1.4):

- mixturi asfaltice la rece: produse cu agregate neîncălzite și emulsie bituminoasă sau bitum spumat (20...60 °C);
- mixturi asfaltice semicălduțe: produse la temperaturi de 60...100 °C;
- mixturi asfaltice călduțe: produse la temperaturi de 100...140 °C;
- mixturi asfaltice la cald: produse la temperaturi de 150...180 °C [3,5,6].

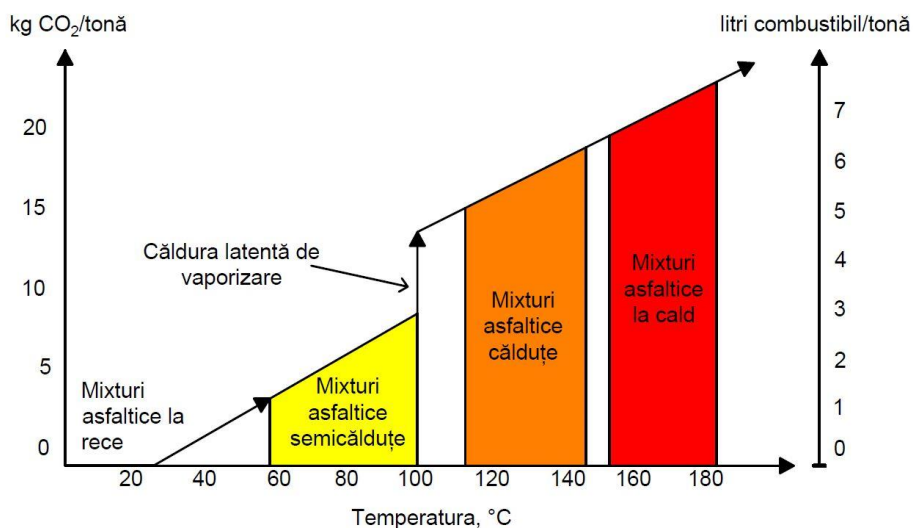


Figura 1.4 - Clasificarea mixturilor asfaltice în funcție de temperatura de preparare [5] (temperatura și combustibilul sunt aproximative)

Mixturile asfaltice la cald au o temperatura de fabricare situată, în general, între 150 și 180 °C și o temperatura de punere în operă de 135...160 °C. Pornind de la aceste valori ale temperaturilor, în prezent specialiștii din întreaga lume sunt preocupați de găsirea unor soluții tehnice de reducere a temperaturilor cu câteva zeci de grade Celsius, astfel încât energia consumată și impactul asupra mediului pe pe durata fluxului tehnologic să se diminueze semnificativ.

Mixturile asfaltice călduțe reprezintă un grup de tehnologii care permit reducerea temperaturii de preparare și punere în operă a mixturilor asfaltice. Aceste tehnologii tind să reducă vâscozitatea bitumului și să asigure o anrobare completă a agregatelor la temperaturi mai mici decât cele clasice. Mixturile asfaltice călduțe sunt fabricate și puse în operă la temperaturi cu 30...60 °C mai mici decât mixturile asfaltice

la cald. Alegerea temperaturii se face, în general, în funcție de tipul bitumului și tehnologia utilizată.

În ceea ce privește consumul de combustibil (păcură în cele mai multe cazuri) la prepararea mixturilor asfaltice, se estimează că mixturile asfaltice călduțe conduc la o economie de 1 l/t, iar cele semicălduțe de 1,5...3,0 l/t, în raport cu mixturile asfaltice la cald pentru a căror preparare se consumă 7,0...8,0 l/t. De asemenea, emisiile de noxe (CO₂, SO₂, NO₂) în atmosferă se reduc cu min. 20 %, dar pot ajunge la 50 %, funcție de procedeul folosit [5].

Un alt avantaj al mixturilor asfaltice călduțe, mai puțin evidențiat de literatura de specialitate, este legat de gradientul termic dintre temperatura mixturii asfaltice și temperatura mediului ambiant, mai mic în cazul acestor mixturi, față de cele realizate la cald. Astfel, se poate lua în considerare o perioadă de lucru mai îndelungată prin folosirea mixturilor asfaltice călduțe, de exemplu primăvara devreme și toamna târziu, sau creșterea distanțelor de transport, respectiv deschiderea circulației într-un interval de timp mai redus.

În general, pentru fabricarea mixturilor asfaltice la cald este necesară evaporarea în totalitate a apei conținută de agregatele naturale (umiditatea reziduală fiind de cca 0,5 %, la o încălzire la 140...150 °C), astfel încât să se asigure o adezivitate corespunzătoare agregat-bitum. De asemenea, deoarece temperaturile de preparare sunt mai reduse, pentru mixturile asfaltice călduțe sau semicălduțe este obligatorie obținerea unei vâscozități reduse a bitumului, astfel încât se asigure anrobarea și o lucrabilitate adecvată până la punerea în operă.

1.2.2. Mixturi asfaltice pentru stratul de bază

Principalele tipuri de mixturi asfaltice utilizate pentru realizarea straturilor de bază sunt de tip anrobate bituminoase, cunoscute ca graves-bitume (GB) în Franța, respectiv bitumen-bound graded aggregate în Marea Britanie. Acest tip de mixtură asfaltică a fost propusă la mijlocul anilor '60 și se realizează cu agregate naturale parțial concasate cu dimensiunea maximă a granulelor de 20 mm (uneori 31,5 mm) și cu un dozaj de bitum de 3,0...3,5 % raportat la masa scheletului mineral, conform normelor franceze (această particularitate nu se va mai menționa în continuare), cu un modul de conținut de 2,0...2,5 pentru stratul de bază și de 1,5...2,0 pentru stratul de fundație. Inițial s-a propus un bitum de consistență relativ redusă 70/100, ajungându-se apoi la un bitum 50/70 pentru o grosime a stratului de 15...20 cm. Granulozitatea agregatului natural total era, de regulă, continuă; se lucra cel mai frecvent cu două sau trei sorturi (0-4, 4-10 și 10-20mm), iar conținutul de filer era redus la 3...7 %. Primul bilanț efectuat asupra acestui material a scos în evidență sensibilitatea acestuia la dezanrobare ca urmare a dozajului redus de liant și a volumului ridicat de goluri de cca 15 % [6,9].

Începând cu sfârșitul anilor '70, odată cu intensificarea traficului greu, a fost necesară creșterea dozajului de bitum până la 4 % și chiar 5 % pentru îmbunătățirea performanțelor, iar pe de altă parte s-au folosit bitumuri cu consistență ridicată de 35/50. În ultima perioadă se utilizează bitumuri 20/30 sau bitumuri modificate cu polimeri [9].

Agregatele naturale folosite trebuie să provină din roci masive concasate pentru a se obține o rezistență mai mare la deformații plastice. Natura agregatelor naturale nu ridică probleme particulare, chiar dacă s-a sesizat că cele mai bune rezultate s-au obținut prin folosirea unor agregate naturale calcaroase (sau preponderent calcaroase) dure, care asigură o adezivitate corespunzătoare [3,9].

Alt tip de mixtură asfaltică pentru astfel de straturi este mixtura asfaltică cu modul ridicat (enrobés à module élevé, notată EME, în Franța), respectiv high-modulus asphalt (în Marea Britanie); care a apărut în anii '80 și a avut un dozaj inițial de bitum de cca 6,0 %, raportat la masa scheletului mineral. După această perioadă, dozajul de bitum a fost diminuat treptat, ajungându-se în prezent la o valoare de cca 5,5 % [6,8,9]. Granulozitatea scheletului mineral este 0-10, 0-14 și 0-20, iar caracteristicile agregatelor naturale folosite nu diferă de cele solicitate pentru tipul de mixtură prezentat anterior. Conținutul de filler total trebuie să fie între 7...9 %. Liantul folosit este bitum pur, bitum modificat sau bitum special, care se caracterizează printr-o penetrație standard la 25 °C de 10...30 · 1/10 mm și un punct de înmuiere înel și bilă de min. 68 °C (bitum tip 10/20, 15/25 sau 20/30). Grosimea stratului rutier este de 6...15 cm, în funcție de granulozitatea scheletului mineral adoptată [2,6,8,9]. Acest tip de mixtură asfaltică se poate adapta foarte bine principiului enunțat anterior, de disociere a funcțiilor straturilor structurii de rezistență rutiere.

În Tabel 1.1 se prezintă comparativ caracteristicile vizate în Franța [8] pentru câteva tipuri de mixturi asfaltice de tipul anrobateelor bituminoase, cu scopul de a evidenția diferențele dintre cele două categorii de materiale descrise succint anterior.

Tabel 1.1 – Caracteristicile anrobateelor bituminoase în Franța

Caracteristica	Tipul mixturii asfaltice:			
	GB 2	GB 3	EME 1 sau GB 4	EME 2
Rezistența Duriez la 18 °C (raport r/R), min.	0,65	0,70	0,70	0,75
Adâncimea făgașului la 60 °C, în % din grosimea epruvetei de 10 cm, la 10 000 cicluri pentru GB și la 30 000 cicluri pentru EME, max.	10	10	10 (GB 4) 7,5 (EME 1)	7,5
Modulul la 15 °C și 10 Hz, în MPa, min.	9 000	9 000	11 000 (GB 4) 14 000 (EME 1)	14 000
Deformația specifică la 10 ⁶ cicluri (ε _s), la 10 °C și 25 Hz, min.	80·10 ⁻⁶	90·10 ⁻⁶	100·10 ⁻⁶ (GB 4) 100·10 ⁻⁶ (EME1)	130·10 ⁻⁶

Conform normelor tehnice RVS 08.97.05-2019 și RVS 08.16.01-2013 din Austria și Germania, pentru stratul de bază se utilizează mixturi asfaltice cu dimensiunea maximă a agregatelor în scheletul mineral de 16 mm (AC 16), 22,4 mm (AC 22) sau 31,5 mm (AC 32), granulozitatea fiind continuă sau discontinuă, cu un procent de filler de 4,0...10,0 %. Se poate utiliza bitum pur 50/70, 70/100 sau 100/150, respectiv aceleași tipuri de bitumuri cu aditivi, care vor fi precizați în dozaj. Grosimea stratului compactat este de 4...7(8) cm (pentru AC 16), de 5...9 cm (pentru AC 22) și de 7...13 cm (pentru AC 32). Volumul de goluri impus după compactare este în medie de 2...6 %, iar gradul de compactare trebuie să fie de min. 98 % pentru drumuri naționale și de min. 96 % pentru drumuri locale. De asemenea, normele prevăd posibilitatea realizării unor straturi de bază cu stabilitate ridicată.

1.2.3. Mixturi asfaltice pentru îmbrăcămintea bituminoasă

Pentru realizarea straturilor îmbrăcămintei bituminoase se utilizează mixturi

14 STUDIU BIBLIOGRAFIC - 1

asfaltice cu caracteristici adaptate acestui scop, numite, în general betoane asfaltice.

Betoanele asfaltice clasice sunt de trei tipuri, și anume:

- beton asfaltic cu criblură (béton bitumineux semi-grenu, BBSG – în Franța; medium coarse asphalt – în Marea Britanie);
- beton asfaltic cu modul ridicat (béton bitumineux à module élevé, BBME – în Franța; high-modulus asphalt – în Marea Britanie);
- beton asfaltic „suplu” (béton bitumineux souple, BBS– în Franța; soft asphalt – în Marea Britanie) destinat drumurilor cu trafic redus. [2,6,8–10]

Betoanele asfaltice de tipul BBSG pot fi utilizate pentru stratul de uzură și stratul de legătură. Granulozitatea scheletului mineral utilizat este 0-10 pentru grosimi ale stratului de 5...7 cm sau 0-14 pentru grosimi ale stratului de 7...9 cm. Granulozitatea este continuă și se obține din minimum trei sorturi elementare de agregate naturale. Bitumul utilizat este tip 40/50 sau 60/70, iar dozajul este optimizat prin studii de laborator [6,8,9].

Betoanele asfaltice cu modul ridicat (BBME) reprezintă o evoluție a betoanelor asfaltice clasice în scopul creșterii rezistenței la solicitările traficului greu și la formarea făgașelor. Creșterea performanțelor se bazează pe utilizarea unui bitum mai dur, aditivat sau modificat. Se utilizează aceleași granulozități ca și în cazul betoanelor asfaltice cu criblură clasice. Agregatele naturale trebuie să provină din roci concasate cu bune caracteristici mecanice, iar bitumul folosit este tip 35/50 sau tip 20/30, fapt care conduce la o bună rezistență la formarea făgașelor. Dozajul de liant este mai ridicat decât în cazul BBSG (modul de conținut cu cca 0,1 mai ridicat), ajungându-se la un dozaj de cca 5,8 % raportat la scheletul mineral 0-10 și de cca 5,5 % pentru granulozitatea 0-14. Aceste mixturi asfaltice prezintă un volum de goluri destul de redus: 7...9 % valori considerate optime pentru obținerea unor valori bune ale stabilității la deformații plastice și proprietățile mecanice corespunzătoare. Rezistența la formarea făgașelor crește odată cu clasa, clasa 3 asigurând o foarte bună comportare la deformații plastice a stratului de uzură [8,9].

O comparație a caracteristicilor diferitelor tipuri de betoane asfaltice utilizate în Franța este oferită în Tabel 1.2 [8].

Betoanele asfaltice „suple” (BBS) sunt analizate din anul 1991, distingându-se patru tipuri: BBS 1, cu grosimi medii de 4...5 cm și cu granulozitate discontinuă 2-6, BBS 2 cu grosimi de 4...6 cm, BBS 3 cu grosimea de 8 cm, respectiv BBS 4 cu grosimea de 10...12 cm. Se utilizează un bitum 70/100, rar 50/70, iar procentul cu care acesta intră în amestec este ridicat (6,0...6,5 %, raportat la scheletul mineral) [8,9].

Betoanele asfaltice pentru straturi subțiri trebuie să asigure performanțele principale ale stratului de uzură de impermeabilitate, rugozitate și durabilitate, realizându-se pe grosimi de numai 3...4 cm [9].

Tipurile de betoane asfaltice pentru straturi subțiri sunt următoarele:

- beton asfaltic pentru straturi subțiri (béton bitumineux mince, BBM – în Franța; thin asphalt surfacing – în Marea Britanie);
- beton asfaltic drenant (béton bitumineux drainant, BBDr – în Franța; porous asphalt, PA – în Marea Britanie). [2,6,8,11]

Betonul asfaltic pentru straturi subțiri (BBM) se realizează cu grosimi de 3...4 cm (granulozitate 0-10 și rugozitate min. 0,5 mm), respectiv 3,5...4,0 cm (granulozitate 0-14 și rugozitate min. 0,7 mm), cu o grosime minimă de 2,5...3,0 cm. Granulozitățile utilizate sunt, în general, discontinue, lipsind sortul 2-6 și sunt destul de bogate în nisipuri (28...35 %) asigurând astfel obținerea unui strat rugos și impermeabil în același timp. Lianții utilizați sunt bitumuri pure în procent de 5,4...5,8% din masa scheletului mineral, iar pentru îmbunătățirea comportării stratului sub un

1.2. Generalități despre mixturile asfaltice 15

trafic foarte greu se poate recurge la bitumuri modificate sau speciale. Există trei tipuri de BBM în funcție de granulozitatea folosită, vezi Tabel 1.3 [9].

Tabel 1.2 – Caracteristicile betoanelor asfaltice în Franța

Tip mixtură asfaltică	Caracteristica:				
	Volum de goluri cu presa giratorie, în %, pentru 0-10 și 60 rotații (0-14 și 80 rotații)	Încercarea Duriez (raport r/R), min.	Adâncimea făgașului, în %, la 30 000 cicluri, max.	Modul de rigiditate la 15 °C și 10 Hz, în MPa, min.	Deformația specifică la 1 000 000 cicluri (ϵ_6), min.
BBSG, clasa 1	5...10 (4...9)	0,75	10,0	5 500	$100 \cdot 10^{-6}$
BBSG, clasa 2	5...10 (4...9)	0,75	7,5	7 000	$100 \cdot 10^{-6}$
BBSG, clasa 3	5...10 (4...9)	0,75	5,0	7 000	$100 \cdot 10^{-6}$
BBME, clasa 1	5...10 (4...9)	0,80	10,0	9 000	$110 \cdot 10^{-6}$
BBME, clasa 2	5...10 (4...9)	0,80	7,5	12 000	$100 \cdot 10^{-6}$
BBME, clasa 3	5...10 (4...9)	0,80	5,0	12 000	$100 \cdot 10^{-6}$

Tabel 1.3 – Tipuri de betoane asfaltice pentru straturi subțiri în Franța

Tip beton asfaltic pentru straturi subțiri	Caracteristica:				
	Încercarea cu presa giratorie, în % goluri	Încercarea Duriez (raport r/R), min.	Adâncimea făgașului la 60 °C și o grosime a epruvetei de 50 mm, în mm, max., pentru:		
			Clasa 1	Clasa 2	Clasa 3
BBM A (0-10 sau 0-14, discontinuă 2-6)	6...11	0,75	15, la 3 000 cicluri	15, la 10 000 cicluri	15, la 30 000 cicluri
BBM B (0-10 sau 0-14, discontinuă 4-6)	7...12	0,75			
BBM C (0-10 sau 0-14)	8...13	0,75			

Betoanele asfaltice drenante au fost concepute prima dată în 1960 în Anglia pentru structuri aeroportuare cu scopul de a elimina apa și a evita acvaplanarea. Acum sunt utilizate intens în Olanda, Elveția, Italia și Spania. În Olanda producerea mixturilor asfaltice drenante reprezintă 13 % din producția anuală de mixturi asfaltice normale și călduțe [9].

Betoanele asfaltice drenante se utilizează pentru drumuri cu trafic intens, se realizează pe un suport impermeabil ca urmare a volumului lor de goluri ridicat (min.

15...18 %), care este eficient pentru o bună drenare a apelor și pentru evitarea stropirii cu apă a autovehiculelor în mișcare ceea ce cauzează probleme de vizibilitate și prezintă în exploatare o rugozitate ridicată cu condiția evitării colmatării acestora. Nu se recomandă utilizarea lor în zone cu solicitări tangențiale importante și pe suporturi cu deformării care favorizează staționarea apei pe anumite suprafețe cum este interfața dintre straturi [6,8,9]. În prezent mixturile asfaltice drenante sunt studiate tot mai mult ca soluții antizgomot pe sectoare cu trafic intens sau în zone urbane. Totuși, aceste mixturi asfaltice prezintă și anumite dezavantaje, constatate de-a lungul anilor sunt:

- oxidarea mai rapidă a bitumului;
- amestecul permite o toleranță redusă la variația conținutului de bitum;
- durabilitate mai scăzută comparativ cu alte mixturi asfaltice;
- pierderea eficacității și funcționalității datorită colmatării porilor;
- necesitatea de a fi așternută pe o suprafață impermeabilizată cu o pantă transversală adecvată;
- capacitatea portantă mai redusă a stratului comparativ cu cea a unui strat realizat din alt tip de mixtură asfaltică;
- necesitatea utilizării unei cantități mari de agenți de dezăpezire pentru a evita formarea gheții.

Primele trei dezavantaje pot fi soluționate în mare parte prin utilizarea bitumului modificat în timp ce restul nu pot fi considerate atât de serioase încât să scadă considerabil eficiența și utilitatea betoanelor asfaltice drenante.

Agregatele naturale utilizate la realizarea betoanelor asfaltice drenante au o rezistență ridicată la uzură, iar granulozitatea scheletului mineral este, de regulă, discontinuă, cu un conținut de nisip redus și, de asemenea, un dozaj redus de părți fine [8,9].

Lianții utilizați sunt în majoritatea cazurilor bitumuri puternic modificate cu polimeri. Adaosul de fibre acrilice, de sticlă sau de celuloză ajută la creșterea coeziunii amestecului și favorizează omogenitatea materialului [6,9].

Covoarele din betoane asfaltice drenante se realizează cu grosimi de 3...4 cm pentru granulozitatea 0-6, respectiv cu grosimea de 4...5 cm pentru cele cu granulozitatea 0-10, apreciindu-se că o grosime minimă de 4 cm și un volum de goluri remanent de 20...22 % asigură o anumită eficiență acustică. Trebuie remarcat faptul că efectul lor structural este redus (se apreciază că 4 cm dintr-un beton asfaltic drenant echivalează cu 2 cm dintr-un beton asfaltic clasic) [8,9].

Betoanele asfaltice pentru straturi foarte subțiri (*béton bitumineux très mince*, BBTM – în Franța; *asphalt concrete for very thin layers*, AC-VTL – în Marea Britanie) au fost dezvoltate în Franța, începând cu anul 1984. Scopul realizării acestora a fost obținerea unor betoane asfaltice pentru straturile de suprafață cu caracteristici de suprafață mai bune decât ale betoanelor asfaltice tradiționale prin aderență și drenabilitate mai bună, cu proprietăți acustice sau fotometrice mai bune (capacitatea de reflectare a luminii produsă de lampadare în orașe sau tuneluri) și cu posibilitatea așternerii în straturi cu grosime sub 4 cm [2,6,8,9]. Granulozitatea scheletului mineral folosit la aceste mixturi asfaltice este adesea 0-10 și extrem de rar 0-6. Liantul folosit, de regulă, este în general un bitum modificat cu polimeri sau un bitum pur cu adaos de fibre pentru a crește cantitatea și rezistența masticului bituminos din mixtură [8,9].

Punerea în operă a acestor mixturi asfaltice se realizează în straturi cu grosimea de 2,0...3,0 cm, cu o grosime minimă în toate punctele de 1,5 cm. Din aceste considerente, aplicarea acestor straturi pe straturi suport cu deformării mai mari de 1,0 cm sub rigla de 3 m nu este posibilă. Pe de altă parte, calitatea stratului suport este esențială pentru durabilitatea acestor covoare asfaltice, acesta trebuind să

asigure impermeabilitatea și rezistența îmbrăcăminteii la solicitări tangențiale, care sunt maxime la 2...5 cm față de suprafața de rulare [8,9].

Betoanele asfaltice pentru straturi ultrasubțiri (béton bitumineux ultra mince, BBUM – în Franța; ultra thin asphalt surfacing – în Marea Britanie) sunt experimentate pe scară largă, prima aplicare datând din anul 1988. Ele derivă din tehnologiile de realizare a betoanelor asfaltice foarte subțiri prin compoziția mixturii și a tratamentelor bituminoase de punere în operă de materiale cu grosimi reduse [2,6,8,9,12]. Granulozitatea scheletului mineral al acestor mixturi este 0-10 sau 0-6, cu un dozaj de nisip de 20...25 %, fiind intermediară între cea a betoanelor asfaltice foarte subțiri și cea a betoanelor asfaltice drenante. Dozajul de bitum modificat este de 5,2...5,5 % [9].

Pentru un strat de uzură obținut astfel se așteaptă o rugozitate și drenabilitate ridicată pentru 7...8 ani. Acest strat este privit ca un compromis bun între un strat obținut cu betoane asfaltice foarte subțiri și tratamente bituminoase, fără a avea dezavantajele celor din urmă cum ar fi pericolul de smulgere și zgomot ridicat [9].

În Austria și Germania, conform normelor tehnice menționate anterior (RVS 08.97.05-2019 și RVS 08.16.01-2013), pentru realizarea îmbrăcăminteii bituminoase se prevede posibilitatea utilizării a șapte categorii de betoane asfaltice în care este inclusă o mare varietate de granulozități ale scheletului mineral: 0-4, 0-5, 0-8, 0-11,2, 0-16 și 0-22,4. Pentru categoriile nr. 5 și nr. 6, se remarcă granulozități ale scheletului mineral 0-11,2, 0-16 și 0-22,4, cu un procent de filer total, în general, de 5...11 %. Pentru aceste categorii, se poate utiliza bitum pur 50/70, 70/100 sau 100/150, respectiv aceleași tipuri de bitumuri cu aditivi, care vor fi precizați în dozaj, respectiv bitumuri modificate (PmB 25/55-65, PmB 45/80-65 sau PmB 45/80-75). Grosimea stratului compactat este de 4...7 cm pentru granulozitate 0-11,2, mixtură realizată exclusiv pe drumuri locale, de 4...7 (8) cm pentru granulozitate 0-16 și de 5...9 cm pentru granulozitate 0-22,4. Volumul de goluri impus după compactare este în medie de 1...5 % pentru categoria nr. 5, respectiv de 2...6 % pentru categoria nr. 6, iar gradul de compactare trebuie să fie de min. 98 % pentru drumuri naționale și de min. 96 % pentru drumuri locale. De asemenea, normele tehnice prevăd condițiile de realizare a betoanelor asfaltice pentru straturi foarte subțiri (BBTM), a betoanelor asfaltice stabilizate cu fibre (SMA) și a betoanelor asfaltice poroase (drenante), toate cu granulozități discontinue, respectiv a asfaltului turnat.

1.2.4. Caracteristici ale mixturilor asfaltice necesare la punerea în opera

Structura rutieră este elementul de rezistență al drumului, alcătuită dintr-un ansamblu de straturi din agregate, stabilizate sau nu cu lianți, și realizate prin tehnologii adecvate, astfel încât în ansamblul lor să poată suporta acțiunea factorilor de solicitare de trafic și condiții climaterice, pe o durată determinată de timp denumită durată de exploatare, cu asigurarea condițiilor de siguranță și confort solicitate de utilizatori. Pentru îndeplinirea acestor roluri, materialele utilizate pentru realizarea straturilor rutiere trebuie să beneficieze de anumite caracteristici precizate prin normele tehnice în vigoare, în funcție de condițiile climaterice ale regiunii în care se pun în operă și de nivelul solicitărilor estimate din trafic, în special provenite din traficul greu, cum sunt solicitările verticale statice și dinamice care afectează ansamblul structurii rutiere, sau solicitările tangențiale care se manifestă la nivelul îmbrăcăminteii rutiere.

Calitatea mixturilor asfaltice este fundamentală pentru asigurarea rezistenței

și stabilității structurilor rutiere suple și mixte. Tipul și calitatea mixturilor asfaltice sunt diferite în funcție de rolul și locul stratului rutier în structura de rezistență - straturi de bază, de legătură sau de uzură, dar ansamblul lor trebuie să asigure durabilitatea structurii rutiere. În acest sens etapa de construcție este esențială deoarece poate influența comportarea pe termen lung. Astfel, o realizare corespunzătoare a straturilor bituminoase conduce, după compactare și răcirea stratului, la obținerea proprietăților specificate de normele tehnice în vigoare. Caracteristicile specificate nu se pot obține decât folosind mixturi asfaltice cu proprietăți corespunzătoare scopului urmărit.

Granulele de agregat cu forme rotunjite și cu suprafața fără asperități (neconcasate) conduc la frecări interne reduse și la o lunecare a agregatelor sub ruloul compactatorului, fără o creștere substanțială a densității. Același lucru se poate obține și în situația punerii în operă a unei mixturi asfaltice cu temperatură ridicată, care va avea tendința să se văturească în fața ruloului compactatorului. Din contră pentru o mixtură asfaltică compactată la temperaturi reduse este imposibil de atins gradul de compactare proiect, indiferent de creșterea energiei de compactare.

Pentru mixturile asfaltice noi este necesar să se analizeze pe de o parte caracteristicile pe care trebuie să le îndeplinească la punerea în operă referitoare la asigurarea unei bune execuții a straturilor bituminoase și respectiv caracteristicile pe care trebuie să le îndeplinească pe durata exploatării pentru asigurarea rezistenței și stabilității. De asemenea, pentru etapa de calcul a complexului rutier este necesar să se cunoască o serie de caracteristici specifice, determinate prin încercări de laborator.

Pentru asigurarea unei puneri în operă în condiții corespunzătoare, mixtura asfaltică trebuie să satisfacă simultan condiții de:

- lucrabilitate, pentru a permite o așternere uniformă cu răspânditorul-finisor și o diminuare adecvată a volumului de goluri prin compactare, dar și suficient de stabilă pentru a nu refuza sub acțiunea compactatorului;
- omogenitate, pentru ca dozajul calculat să fie același pe toată perioada producției și să conducă la obținerea unor performanțe mecanice similare pe toată suprafața și grosimea stratului realizat. Se va urmări, în special, evitarea migrării liantului în tipul transportului sau punerii în operă;
- evitare a segregării agregatelor, pentru a se obține caracteristici uniforme, atât pe grosimea stratului, cât și la suprafața acestuia, în special la nivelul suprafeței stratului de uzură, din raționamente de rugozitate și aspect al suprafeței.

În Tabel 1.4 se prezintă principalii factori care influențează aceste caracteristici. Fără obținerea unor caracteristici adecvate la punerea în operă nu se pot obține performanțe corespunzătoare în exploatare pentru stratul realizat [3,9].

Tabel 1.4 - Factorii care influențează caracteristicile mixturilor asfaltice la punerea în operă

PROPRIETATE	FACTORI DE INFLUENȚĂ
Lucrabilitate	Temperatura de punere în operă Conținutul și clasa liantului Forma granulelor Grosimea stratului
Omogenitate	Granulozitatea Conținutul de liant Conținutul de părți fine
Lipsa segregării	Granulozitatea și existența unei discontinuități în scheletul mineral Conținutul de părți fine Grosimea stratului

Ansamblul acestor caracteristici influențează comportarea la compactare a mixturii asfaltice și obținerea unui grad de compactare corespunzător, respectiv cât mai uniform pe întreaga grosime a stratului bituminos. Pe de altă parte, capacitatea portantă ridicată și uniformă a stratului suport este esențială pentru o obținerea unei compactări eficiente.

Modul de comportare la punerea în operă și în exploatare a unui strat bituminos, în raport cu temperatura, este ilustrat în Figura 1.5.

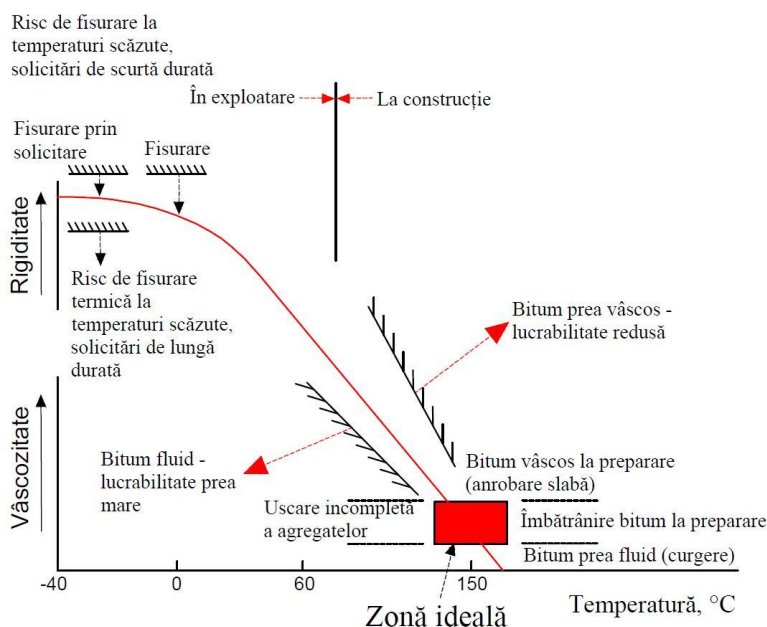


Figura 1.5 – Modul de comportare al unui strat bituminos în raport cu temperatura, adaptare după [13]

Având în vedere numărul ridicat de factori care pot influența compactarea straturilor bituminoase, este recomandat ca de fiecare dată alegerea atelierului de compactare să se efectueze pe baza încercărilor efectuate pe un sector experimental.

1.2.5. Caracteristicile mixturilor asfaltice necesare pe durata exploatării

Caracteristicile pe durata exploatării trebuie analizate în concordanță cu tipul stratului rutier, prin urmare caracteristicile pot fi diferite, uneori contradictorii, de la un tip de strat la altul. Scopul final urmărit este acela de a obține o structură rutieră durabilă, fără fâgașe sau fisurări ale straturilor din variații de temperatură sau ca urmare a oboselii etc.

Stratul de uzură este cel mai important din punctul de vedere al caracteristicilor care trebuie obținute și în consecință trebuie realizat din cele mai performante materiale. Suportând direct acțiunea pneurilor și a factorilor climaterici el trebuie să fie caracterizat de o serie de proprietăți, dintre care se rețin următoarele:

- să ofere o bună aderență;
- să permită obținerea unui confort adecvat vitezei regulamentare, ca urmare a planeității și lipsei făgașelor produse de traficul greu;
- să limiteze zgomotul produs de circulație;
- să împiedice pătrunderea apei în corpul structurii rutiere;
- să faciliteze recunoașterea părții carosabile de către utilizatori;
- să evite uzura anormală a pneurilor autovehiculelor;
- să nu producă solicitări dinamice;
- să reziste la acțiunea agenților chimici cum sunt sărurile utilizate pentru combaterea poleiului;
- evitarea orbirii conducătorilor auto. [3,6,9]

Pentru a răspunde acestor solicitări, mixtura asfaltică folosită trebuie să permită obținerea unui strat rezistent la deformații permanente, la acțiunea apei și a agenților chimici etc. În funcție de principiul de alcătuire a structurii rutiere, stratul de uzură poate fi realizat din betoane asfaltice drenante, din betoane asfaltice impermeabile care să protejeze straturile suport, din betoane asfaltice rezistente la deformații plastice etc. Pe de altă parte, în unele situații se urmărește obținerea unui strat de uzură cu rigiditate ridicată pentru evitarea deformării ireversibile a straturilor suport, iar în alte cazuri a unui strat de uzură suficient de flexibil pentru a se adapta unui suport fisurat sau deformabil. În mod uzual este dificilă satisfacerea tuturor acestor exigențe, unele dintre ele conducând practic la afectarea altora.

Stratul de legătură este un strat intermediar în complexul de straturi bituminoase, fiind realizat în general în combinație cu un strat de uzură subțire, foarte subțire sau ultra-subțire. Proprietățile solicitate pentru un astfel de strat sunt următoarele:

- asigurarea planeității pentru realizarea stratului de uzură;
- asigurarea impermeabilității pentru protejarea straturilor inferioare;
- asigurarea unei rezistențe ridicate la formarea deformațiilor plastice sub traficul greu.

Atingerea ultimelor două proprietăți depinde și de tipul de strat de uzură adoptat, dar, în principiu, mixtura asfaltică folosită trebuie să permită obținerea unui strat impermeabil, durabil, cu rigiditate ridicată, rezistent la deformații plastice și la acțiunea apei.

Stratul (straturile) de bază îndeplinește rolul de rezistență în structura rutieră, motiv pentru care acesta trebuie să satisfacă următoarele caracteristici:

- să permită diminuarea solicitărilor produse de trafic, astfel încât terenul de fundare să nu se deformeze sub aceste solicitări;
- să nu se deformeze ireversibil sub acțiunea traficului greu și să permită o compactare eficientă a stratului superior;
- să împiedice pătrunderea apei spre stratul de formă și terenul de fundare;
- să asigure planeitatea necesară așternerii cu grosime constantă a straturilor superioare.

Mixtura asfaltică folosită trebuie să conducă la obținerea unui strat rutier durabil și rezistent la oboseală, exigențe care rămân inferioare celor solicitate straturilor care constituie îmbrăcămintea rutieră. Principala caracteristică este legată de asigurarea unei rigidități corespunzătoare, care să-i confere posibilitatea repartizării corespunzătoare a solicitărilor din trafic.

În Tabel 1.5 sunt prezentate sintetic proprietățile solicitate straturilor bituminoase, efectul urmărit și factorii care condiționează aceste proprietăți [13].

1.2. Generalități despre mixturile asfaltice 21

Tabel 1.5 - Factorii care influențează obținerea proprietăților solicitate straturilor bituminoase

Proprietate	Efect	Factori de influență
Impermeabilitate	Protecția straturilor inferioare	Compactitate Volumul de goluri Calitatea amorsării Granulozitatea scheletului Cantitatea și natura liantului Calitatea rosturilor de lucru
Rugozitate (Textura)	Aderență Drenabilitate la nivelul suprafeței de rulare	Compactitate Tip de agregat - micro și macrorugozitate Cantitatea și natura liantului Granulozitate - continuă sau discontinuă
Rezistență la formarea făgașelor	Apariție deformații plastice în straturile bituminoase	Conținut și consistență liant Compactitate Schelet mineral Forma granulelor Grosime strat
	Apariție deformații de tip structural	Calitate teren de fundare Grosime straturi bituminoase Rigiditatea mixturii asfaltice Capacitate portantă și grosime straturi de fundație Calitate drenare ape
Rezistență la rupere și dezanrobare	Conservare adezivitate între liant și granule	Calitate și natură liant Afinitate agregat-bitum Grad de compactare Calitate rosturi de lucru
Rezistență la transmiterea fisurilor	Rezistență la transmiterea fisurilor din straturile inferioare	Stare fisurare suport Grosime straturi bituminoase Tip mixtură și tip de liant Compactitate
	Rezistență la fisurare termică și la contracție termică	Compactitate Cantitate și natură liant Grosime straturi bituminoase Granulozitate Tip mixtură asfaltică Aditivi în amestec
Rezistență la oboseală	Rezistență la fisurare sub efectul repetat al traficului	Tip de bitum; modificare Grosime straturi bituminoase Compactitate Adezivitate liant la agregate Cantitate și natură liant Granulozitate și conținut de părți fine Aditivi în amestec
Rezistență la abraziune și la uzură	Rezistență la uzură și abraziune în urma solicitărilor din trafic și a factorilor climaterici	Duritate și rezistențe mecanice agregat Granulozitate schelet mineral Compactitate Cantitate și natură liant Sensibilitate la apă Calitate rosturi de lucru

Pentru obținerea unor straturi rutiere de calitate, atingerea acestor caracteristici este deosebit de importantă, indiferent de proprietățile mecanice ale mixturilor asfaltice considerate în calculele de dimensionare a structurii rutiere.

1.2.6. Dimensionarea straturilor din mixturi asfaltice

În general, modelele raționale de calcul ale structurilor rutiere suple impun prin dimensionare evitarea producerii următoarelor fenomene, ca urmare a solicitărilor repetate din trafic:

- ruperea datorată oboselii a straturilor bituminoase, considerate legate unele față de altele;
- deformarea permanentă a terenului de fundare.

Pentru evidențierea importanței funcționării straturilor bituminoase ca un întreg monolit, se menționează calculele efectuate de către specialiștii francezi cu metoda rațională de dimensionare cu ajutorul programului de calcul ALIZE, pentru o anumită structură rutieră supusă la același trafic dar cu legături diferite între straturile rutiere. Rezultatele obținute sunt redată în Figura 1.6. [9,14]

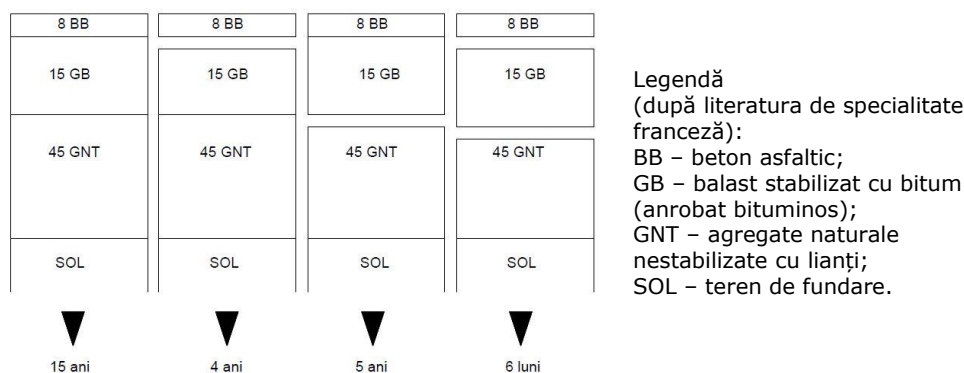


Figura 1.6 - Evoluția duratei de exploatare a unei structuri rutiere în funcție de legăturile existente între straturi [9,14]

În situația unor straturi bituminoase legate, fisurarea se va demara la baza stratului inferior, în timp ce în cazul tuturor straturilor bituminoase nelegate, fisurarea va începe de la baza stratului de uzură, care este cel mai subțire și supus celor mai mari solicitări.

Practic în cadrul metodelor raționale de dimensionare se efectuează calculul stării de eforturi și de deformații în complexul rutier asimilat cu un masiv multistrat, semi-infinit, omogen, în care se pot aplica relațiile teoriei elasticității. Calculul se realizează prin softuri cu elemente finite care permit modelarea complexului rutier într-un anumit număr de straturi cu grosime finită iar ultimul asimilează terenul de fundare cu un mediu semi-infinit. În final se verifică tensiunea sau deformația specifică la un anumit nivel prin comparație cu valoarea admisibilă acceptată de materialul din stratul respectiv. Spre exemplu, la structurile rutiere suple cu straturi bituminoase care conlucrează perfect, se verifică, de regulă, deformația specifică de întindere la baza straturilor bituminoase și deformația specifică verticală de compresie pe terenul de fundare.

Pentru efectuarea calculelor în domeniul teoriei elasticității este necesară

cunoașterea grosimii stratului respectiv, a modului de elasticitate, respectiv a modului de rigiditate pentru straturile bituminoase, (E) și a coeficientului lui Poisson (μ) pentru fiecare material din straturile rutiere considerate. Pentru efectuarea verificărilor necesare este obligatorie cunoașterea valorilor admisibile acceptate de materialele considerate, pentru numărul de solicitări rezultat din determinarea traficului de calcul. Pentru o anumită mixtură asfaltică această caracteristică rezultă din legea de oboseală a materialului respectiv. [9]

Determinarea în laborator a modului de rigiditate pentru mixturile asfaltice se poate efectua prin mai multe metode (vezi cap. 3), în timp ce coeficientul lui Poisson se acceptă ca fiind 0,35. Se reține faptul că modulul de rigiditate depinde de tipul mixturii asfaltice, dar și de temperatură și frecvența de aplicare a solicitărilor. Pentru calcul, frecvența asociată vitezei de circulație a autovehiculelor este de 10 Hz.

Trasarea legilor de oboseală ale unui material presupune determinarea unor puncte de pe curba specifică deformație specifică (ε) – număr de cicluri (N) prin încercări de laborator specifice. Practic se fixează o anumită deformație specifică (ε) în epruvetă, care se păstrează constantă pe parcursul încercării, și se determină numărul de cicluri (N) la care epruveta cedează. Obținerea unui punct de pe curbă rezultă în urma interpretării statistice a rezultatelor obținute pe șase epruvete. Dacă legea de oboseală se trasează prin trei puncte, rezultă necesitatea încercării a 18 epruvete (Figura 1.7).

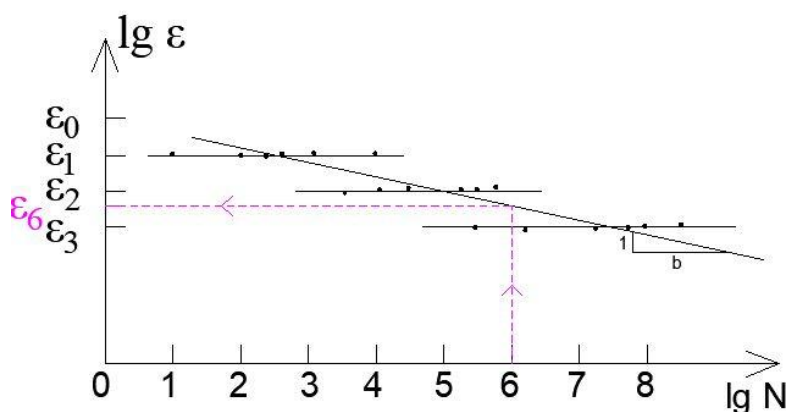


Figura 1.7 – Legea de oboseală

Valoarea deformației specifice corespunzătoare la 10^6 cicluri de solicitare (ε_6) și valoarea pantei legii de oboseală (b) reprezintă caracteristicile care definesc proprietățile mixturii asfaltice în raport cu fenomenul de oboseală. Prin trasarea unei regresii liniare (logaritm zecimal din N_i , în funcție de logaritm zecimal din ε_i) se ajunge la expresia legii de oboseală (cu un coeficient de regresie notat r):

$$\lg(N) = a + \frac{1}{b} \cdot \lg(\varepsilon) \quad (1.1)$$

Deformația specifică corespunzătoare la 10^6 solicitări se calculează cu relația:

$$\varepsilon_6 = 10^{b \cdot (6-a)} \quad [\text{microdeformații}] \quad (1.2)$$

Valorile de calcul ale modului de rigiditate și a deformației specifice ε_6 , pentru anumite mixturi asfaltice caracteristice sistemului francez de calcul, sunt menționate în Tabel 1.6 [11].

Tabel 1.6 – Valori caracteristice pentru unele legi de oboseală în Franța

Mixtura asfaltică	E, MPa (10 °C, 10 Hz)	E, MPa (15 °C, 10 Hz)	ϵ_6 (10 °C, 25 Hz)	-1/b
BBSG	7 200	5 400	$100 \cdot 10^{-6}$	5
GB2	12 300	9 300	$80 \cdot 10^{-6}$	5
GB3	12 300	9 300	$90 \cdot 10^{-6}$	5
EME2	17 000	14 000	$130 \cdot 10^{-6}$	5

În general valorile acestor caracteristici trebuie determinate pentru o temperatură echivalentă. Aceasta este o temperatură constantă care conduce la degradări cumulate similare cazului în care s-ar ține seama de valorile sezoniere de temperatură din timpul unui an. De exemplu, pentru Franța, temperatura echivalentă se consideră 15 °C.

1.3. Generalități despre mixturile asfaltice călduțe

Avantajele rezultate din tehnologiile de fabricare și utilizare ale mixturilor asfaltice călduțe [5,15–19] pot fi sintetizate astfel:

- reducerea energiei totale consumate pentru realizarea straturilor bituminoase;
- reducerea emisiilor de gaze nocive (gaze cu efect de seră);
- îmbunătățirea condițiilor de muncă pentru muncitori datorită reducerii emisiilor de noxe;
- îmbunătățirea condițiilor de așternere a mixturilor asfaltice:
 - o îmbrăcămințile bituminoase pot fi puse în operă la temperaturi mai reduse, rezultând o mărire a perioadei recomandate pentru realizarea lucrărilor de asfaltare;
 - o mixturile asfaltice călduțe pot fi transportate pe distanțe mai mari;
 - o compactarea este mai ușoară ca urmare a lucrabilității mai bune;
 - o stratul bituminos se poate da mai repede în circulație;
- posibilitatea de a adăuga cantități mari de mixtura asfaltică recuperată (reciclată).

Un alt avantaj al mixturilor asfaltice călduțe îl reprezintă consumul mai redus de combustibili. Măsurătorile efectuate au evidențiat o reducere cu până la 40 % a costurilor pentru combustibili în comparație cu mixturile asfaltice la cald [5,15–19]. Această reducere a costurilor este direct proporțională cu micșorarea temperaturii de fabricare a mixturilor asfaltice călduțe.

Dezavantajele rezultate din fabricarea și punerea în operă a mixturilor asfaltice călduțe sunt legate direct de cunoașterea, încă, insuficientă a modului de comportare în timp a acestora și de experiența redusă privind utilizarea lor [5,15–19].

Câteva dezavantaje pot fi reținute, și anume:

- creșterea prețului datorită costurilor tehnologice de producere a mixturii asfaltice (în special cele legate de aditivi și adaptarea fluxului tehnologic la particularitățile tehnologiei);
- ciclul mai lung de fabricare în cazul unor tehnologii datorită adăugării aditivilor;
- necesitatea adaptării fabricilor de mixturi asfaltice pentru anumite tehnologii;
- anrobarea insuficientă a agregatelor de către bitum datorită umidității agregatelor. Este necesar în multe cazuri adăugarea unui aditiv pentru prevenirea dezanrobării;
- lipsa investigațiilor și rezultatelor pe perioade lungi de timp.

Standardele europene pentru mixturi asfaltice (EN 13108-1...EN 13108-7)

sunt aplicabile din 2008. Una dintre concluziile importante este aceea că sunt precizate temperaturi maxime pentru producerea mixturilor asfaltice, dar nu și temperaturi minime. Singura cerință este ca densitatea in situ să fie corespunzătoare. Astfel, temperatura minimă pentru mixtura asfaltică este stabilită de producător. [18]

Conform studiilor efectuate până în prezent, nu există restricții în vederea utilizării metodelor tradiționale de proiectare pentru mixturile asfaltice călduțe. Totuși, în cele mai multe cazuri se precizează că aceste metode ar trebui ușor modificate. Metodele tradiționale de proiectare sunt metoda Marshall în Europa respectiv metoda Superior Performing Asphalt Pavements (Superpave) în SUA.

În general proiectarea curbei de granulozitate a scheletului mineral pentru mixturile asfaltice călduțe respectă regulile existente pentru mixturile asfaltice la cald. Există studii în care au fost efectuate încercări de laborator utilizând aceeași granulozitate a agregatelor pentru mixturile asfaltice la cald și mixturile asfaltice călduțe, după care au fost comparate rezultatele fără a fi observate diferențe semnificative [16].

În cazul tehnologiilor pentru producerea mixturilor asfaltice călduțe care implică utilizarea aditivilor, dozajul acestora ar trebui stabilit în funcție de recomandările producătorului [5,6,16,17].

Temperaturile de producere și compactare diferă în funcție de tehnologia utilizată. Temperaturile optime, sau intervalele de temperatură, sunt alese cu scopul obținerii unei anrobări complete a agregatelor și o bună lucrabilitate într-o anumită perioadă de timp, după preparare [5,6,16].

Concluziile specialiștilor conduc spre recomandarea ca analiza mixturilor asfaltice călduțe să aibă la bază aceleași încercări de laborator utilizate și pentru mixturile asfaltice la cald, spre exemplu: modul de rigiditate, rezistența la apariția fâgașelor, sensibilitatea la acțiunea apei etc. și aceleași condiții de testare [5,6,16,17,20].

Chiar dacă unul dintre avantajele mixturilor asfaltice călduțe este îmbătrânirea mai lentă a bitumului ceea ce conduce la o durabilitate mai mare a îmbrăcămintei, există și o parte negativă, deoarece se poate ajunge la apariția unor deformații permanente. Din acest motiv se poate alege un tip de bitum mai dur pentru mixturile asfaltice călduțe, față de mixturile asfaltice clasice.

Majoritatea studiilor arată că dozajul optim de bitum trebuie stabilit în aceeași manieră ca și în cazul mixturilor asfaltice la cald, fără a include în calcul aditivii. Totuși, anumiți cercetători [5,6,16] arată că datorită compactării mai bune obținute în cazul mixturilor asfaltice călduțe, procentul optim de liant poate fi redus cu 0,5 %, în raport cu mixtura asfaltică de referință preparată la cald. Justificarea aceste scăderi se bazează pe următoarele considerente:

- temperatura de fabricare a mixturii asfaltice călduțe este mai mică, ceea ce înseamnă că absorbția de bitum în agregate este mai mică, ceea ce permite reducerea conținutului de liant;
- mixturile asfaltice călduțe prezintă o compactare mai bună decât mixturile asfaltice la cald, deci au un volum de goluri mai mic. Acest lucru indică faptul că pentru acest amestec dozajul optim de bitum poate fi mai scăzut.

De asemenea, se confirmă faptul că reducerea conținutului de bitum poate conduce la obținerea unei compactări necorespunzătoare, cu pierderea efectelor favorabile menționate anterior [5,16,17,20,21].

Majoritatea anterioare nu dispun, în prezent, de răspunsuri concludente, astfel încât problematica mixturilor asfaltice de tip "Warm Mix Asphalts" (WMA) și "Half-Warm Mix Asphalts" (HWMA) rămâne extrem de actuală pentru cercetătorii din întreaga lume. Pe de altă parte, lipsa normelor tehnice care să reglementeze utilizarea

acestor tipuri de mixturi asfaltice impune continuarea și diversificarea cercetărilor.

1.3.1. Aditivi și tehnologii pentru producerea mixturilor asfaltice călduțe

Toate tehnologiile de preparare a mixturilor asfaltice călduțe vizează reducerea vâscozității liantului, la o temperatură dată, urmând ca această vâscozitate redusă să permită o bună anrobare a agregatului, ca și în cazul tehnologiilor la cald.

Aceste tehnologii ar putea avea un impact semnificativ asupra proiectelor de construcții de transport în zonele metropolitane mari care au restricții privind calitatea aerului. Reducerea consumului de combustibil pentru a produce amestecul ar avea, de asemenea, un impact semnificativ asupra costului proiectelor de construcții de transport.

Tehnologia utilizată pentru obținerea mixturilor asfaltice călduțe trebuie aleasă în funcție de mai multe criterii, și anume:

- datele cunoscute privind caracteristicile care pot fi obținute pentru mixturile asfaltice călduțe;
- costul aditivilor necesari pentru obținerea unei mixturi asfaltice călduțe performante;
- temperatura necesară de fabricare și punere în operă;
- cantitățile de producție planificate;
- performanțele fabricii de mixturi asfaltice;
- modificările necesare pentru a proiecta și produce mixturi asfaltice corespunzătoare cu echipamentele disponibile în laborator și pe teren.

Conform European Asphalt Pavement Association [15], tehnologiile pentru producerea mixturilor asfaltice călduțe se pot clasifica astfel:

- tehnologii care utilizează aditivi organici;
- tehnologii care utilizează aditivi chimici;
- tehnologii de spumare a bitumului.

O sinteză a tehnologiilor folosite pentru producerea mixturilor asfaltice călduțe este prezentată în Tabel 1.7.

După cum se observă din tabelul anterior, beneficiul imediat al producerii de WMA este reducerea consumului de energie necesară arderii combustibililor pentru producerea mixturilor asfaltice la cald. Odată cu scăderea temperaturii de producție se ajunge beneficiul suplimentar, cel al reducerii emisiilor de gaze la arderea combustibililor, a fumului și a mirosurilor generate la fabrică și la punerea în operă.

1.3.1.1. Tehnologii care utilizează aditivi organici

Aditivii organici (Figura 1.8) sunt adăugați direct în bitum sau sunt amestecați în mixtura asfaltică pentru reducerea vâscozității bitumului. În cadrul acestor tehnologii se pot utiliza mai mulți aditivi organici [22]. Cel mai comun aditiv organic este ceara sintetică.

Aditivii organici utilizați în acest studiu sunt ceruri sintetice care sunt produse folosind procesul Fischer-Tropsch. Aceștia sunt un amestec de hidrocarburi cu lanț lung obținut din gazificarea cărbunelui. Al doilea aditiv organic, notat W2, este o ceară sintetică mai moale, având o temperatură de topire de aproximativ 85 ° C comparativ cu primul aditiv organic, W1, care are o temperatură de topire de aproximativ 115 ° C.

1.3. Generalități despre mixturile asfaltice călduțe 27

Tabel 1.7 - Tehnologii pentru producerea mixturilor asfaltice călduțe adaptare după [5,15-21]

Nr. crt	Aditiv/ Procedeu	Cantitate de aditiv/apă	Producător (Țară)	Temperatura		Economii potențiale (la producere)
				de producere, °C	de compactare, °C	
Tehnologii care utilizează aditivi organici						
1.	Sasobit (Fischer-Tropsch Wax)	2,5...3,0 % din masa bitumului	Sasol (Africa de Sud)	115...130	80	Energie: 30 % Mediu: 20 %
2.	Asphaltan B (Montan Wax)	2,0...4,0 % din masa bitumului	Romonta (Germania)	130...170	Nu se cunoaște	Nu se cunoaște
3.	Licomont BS 100	3,0 % din masa bitumului	Clariant (Elveția)	130...170	80...100	Fără informații
Tehnologii care utilizează aditivi chimici						
1.	Interlow T	0,3...0,5 % din masa bitumului	Interchimica (Italia)	120...140	90...100	Fără informații
2.	Cecabase RT	0,3...0,5 % din masa bitumului	CECA (Franța)	120	90...100	CO ₂ , CO, NO: 20...50 % Energie: 20...50 %
3.	Evotherm	0,5 % din masa bitumului	MeadWestvaco (SUA)	100...130	60...115	CO ₂ , SO ₂ : 40...60 % Energie: 55 %
Tehnologii de spumare a bitumului – Metoda directă						
1.	WAM Foam (Warm Asphalt Mix Foam)	2,0...5,0 % apă din masa bitumului	Shell (Marea Britanie) și Kolo- Veidekke (Norvegia)	100...120	80...100	CO ₂ : 30...40 % COV: 50...60 % Energie: 35 %
2.	Double – Barrel Green	~ 2,0 % apă din masa bitumului	Astec Industries (SUA)	115...135	105...115	CO ₂ : 14...26 % Energie: 14...26 %
Tehnologii de spumare a bitumului – Metoda indirectă						
1.	Aspha-Min	0,3 % din masa mixturii	Eurovia (Germania)	125...150	100...130	CO ₂ , SO ₂ , NO ₂ : 18...25 % Energie: 20 %
2.	Advera	0,25 % din masa mixturii	PQ Corporation (SUA)	120	120	CO ₂ , COV, SO _x , NO _x : max. 60 %
3.	LEA – Low Energy Asphalt	3,0 % apă introdusă cu nisipurile	LEACO (Franța)	90	60...90	Energie: 30...40 %

Aditivii organici trebuie aleși astfel încât temperatura lor de topire să fie mai mare decât temperaturile la care se așteaptă să ajungă stratul rutier în exploatare în scopul unei bune comportări a acestuia la deformații permanente și o susceptibilitate de fisurare mai redusă la temperaturi scăzute. Fenomenul poate fi explicat prin faptul că la temperaturi de peste 90 °C ceara reduce vâscozitatea bitumului, urmând ca o dată cu răcirea mixturii asfaltice aceasta se solidifică în particule microscopice uniform distribuite. Astfel se obține o creștere a rigidității mixturii asfaltice în mod similar cu a celor stabilizate cu fibre. Aditivii organici pot fi adăugați atât în bitum, cât și în mixtura asfaltică [5,15,19,23–25].



Figura 1.8 – Aditivi organici

Prezența acestor aditivi permit scăderea temperaturii de fabricare cu 20...40 °C și măresc rezistența la deformații permanente a mixturii asfaltice călduțe.

Cei mai cunoscuți sunt Sasobit® și Sasobit produși de Sasol Wax Africa de Sud. La cerere poate fi furnizat sub formă de fulgi sau sub formă de pulbere. Sasobit este o hidrocarbură alifatică cu lanț lung, cristalină, fină, produsă prin gazificarea cărbunelui utilizând procesul Fischer-Tropsch (FT) și este cunoscută sub numele de ceară de parafină FT. În procesul FT, monoxidul de carbon este transformat într-un amestec de hidrocarburi cu lungimi ale lanțului molecular de la 1 la 100 atomi de carbon și mai mari. Punctul de plecare al procesului este gazul de sinteză, un amestec de monoxid de carbon și hidrogen ($\text{CO} + \text{H}_2$) produs prin gazificarea cărbunelui, un proces care implică tratarea cărbunelui tare fierbinte sau a cocsului cu o explozie de abur. Gazul de sinteză reacționează în prezența unui catalizator de fier sau cobalt; se creează căldură și se produc produse precum metan, benzină sintetică, ceruri și alcooli. În urma separării produselor lichide rezultă cerurile FT. În particular, lungimea lanțului predominant al hidrocarburilor din Sasobit este cuprinsă între 40 și 115 atomi de carbon [26,27].

Punctul de topire al Sasobit este de aproximativ 100 °C și este complet solubilă în bitum la temperaturi de peste 115 °C, urmată de o reducere a vâscozității liantului. Acest lucru permite ca temperaturile de producție să fie reduse. La temperaturi sub punctul său de topire, Sasobit formează o structură de rețea în liant care stă la baza stabilității raportate la bitumurile care conțin Sasobit. Se recomandă un dozaj de Sasobit de 3 % pentru a obține reducerea corespunzătoare a vâscozității bitumului, cu observația că procentul respectiv nu ar trebui să crească peste 4 % din cauza impactului posibil asupra proprietăților de temperaturi scăzute ale liantului. Sasobit poate fi omogenizat cu liantul cald, pe platforma fabricii de asfalt, cu ajutorul unui agitator simplu fără să fie necesară, de exemplu, o moară coloidală.

Omogenizarea directă a Sasobitului solid în malaxor nu este recomandată deoarece nu va oferi o distribuție omogenă a Sasobitului în liant.

Asphaltan B este un produs al Romonta GmbH, Amsdorf, Germania și este disponibil sub formă de granule în pungi de 25 kg. Creat special pentru producerea mixturilor asfaltice, Asphaltan B este un amestec de substanțe pe bază de constituenți de ceară Montan și hidrocarburi cu greutate moleculară mai mare. Ceara Montan brută se găsește în Germania, Europa de Est și SUA în anumite depozite de lignit sau cărbune brun care s-au format de-a lungul a milioane de ani prin transformarea vegetației sub-tropicale fosilizate care a existat în perioada terțiară. Ceara care odată proteja frunzele plantelor nu s-a descompus, ci a îmbogățit cărbunele. Datorită stabilității sale ridicate și insolubilității în apă, ceara a supraviețuit pe perioade geologice lungi de timp. După extracție, ceara Montan este extrasă din cărbune cu ajutorul unui solvent (toluen) care apoi este distilat și ceara recuperată. Romonta GmbH are o cotă de piață globală de 80 % în sectorul produselor din ceară extrasă și recomandă adăugarea Asphaltan B în proporție de 2...4 % din masa bitumului. Adăosul de ceară se poate face direct la fabrica de asfalt prin omogenizare cu bitumul, înainte de introducerea în malaxor sau la producătorul de liant. De asemenea, poate fi adăugat în bitumuri pure sau bitumuri modificate cu polimeri. Punctul de topire al Asphaltan B este de aproximativ 100 °C. Romonta nu specifică cât de mult poate fi redusă temperatura de producție.

Licomont BS 100 este un produs fabricat în Elveția pentru aditivarea și creșterea lucrabilității mixturilor asfaltice cu bitum modificat. Acest aditiv ajută la reducerea vâscozității bitumului și îmbunătățirea lucrabilității mixturilor asfaltice, crește punctul de înmuiere al bitumului și îmbunătățește durabilitatea straturilor realizate. Licomont BS este considerat potrivit pentru mixturile asfaltice utilizate pe aerodromuri, piste aeroportuare, respectiv intersecții și stații de autobuz.

1.3.1.2. Tehnologii care utilizează aditivi chimici

Aditivii chimici (Figura 1.9) nu modifică vâscozitatea bitumului, în schimb ei acționează ca substanțe tensioactive, reglând și reducând tensiunile la interfața dintre agregate și bitum, la temperaturi de 85...140 °C, fiind astfel posibilă omogenizarea bitumului cu agregatele și compactarea mixturii asfaltice la temperaturi mai mici decât cele obișnuite. Aditivii chimici pot fi adăugați direct în bitum sau în timpul omogenizării bitumului cu agregatele încălzite. Folosind aditivi chimici, temperaturile din procesul tehnologic pot fi micșorate cu 20...40 °C [5,15,16,18,19,28]. Aditivii chimici sunt lichide vâscoase și sunt compuse din amestecuri de substanțe aminice.

Procentul de aditiv recomandat este de 0,2...0,5 % din masa bitumului, iar principalele tipuri precizate în literatura de specialitate sunt: Cecabase, Iterlow T, Evotherm, Rediset etc.

Unul dintre cei mai utilizați aditivi chimici în literatura de specialitate este Evotherm, care este un produs dezvoltat de MeadWestvaco Asphalt Innovations, Charleston, Carolina de Sud, și distribuit cu licență în America de Nord de către Mac Asphalt. Este utilizat de anumite companii și în Europa. Evotherm folosește o tehnologie de aditivare chimică și un sistem de spumare a bitumului. Aditivul asigură o bună anrobare a agregatului prin dispersarea liantului în amestec. Această tehnologie asigură îmbunătățirea anrobării, fezabilității, aderenței și compactării, fără a fi necesară nicio modificare a materialelor, dozajului sau procesului tehnologic de malaxare. Testarea pe teren a condus la concluzia că se poate conta pe o reducere cu 38 °C a temperaturilor de producție, respectiv pe economii de energie în timpul

producției de 55 %. Aceste reduceri se traduc în reducerea cu 45 % a emisiilor de CO₂ și SO₂, o reducere de 60 % a NO_x, o reducere de 41 % a materialului organic total și fracțiuni solubile în benzen sub limite detectabile.



Figura 1.9 – Aditiv chimic

- Cronologic au fost dezvoltate trei generații ale acestui aditiv, și anume:
- Evotherm® ET, care se prezintă sub forma unei emulsii bituminoase cu un procent ridicat de bitum (cca 70 %) și este utilizată direct în fabrica de preparare a mixturilor asfaltice la cald. Stocarea emulsiei se face la o temperatură de 80 °C. Primul sector experimental a fost realizat în anul 2003, iar în anul 2005 au fost efectuate primele încercări pe pista de la Aubun;
 - Evotherm® H5 DAT (Dispersed Asphalt Technology) este un aditiv chimic constituit dintr-un amestec de emulsifianți și agenți antidezanrobare. La baza produsului stau poliamide și acizi grași, iar aditivul se prezintă în formă lichidă. A fost dezvoltat pornind de la precedentul aditiv și a fost brevetat în anul 2006. Obiectivul urmărit este de a furniza același produs, dar fără a fi necesară prezența de fiecare dată a unei cisterne de emulsie pentru folosirea aditivului. În concluzie, produsul este livrat la fabrică sub forma unei soluții apoase care conține aditivul, iar aceasta va fi injectată în bitum pe linia de alimentare a malaxorului. Se poate astfel alterna producția între prepararea de mixturi asfaltice la cald sau WMA, cu o reducere a temperaturilor între cele două tipuri de 45...60 °C;
 - Evotherm® 3G (a treia generație) care este un aditiv fără apă, care nu se mai bazează pe principiul spumării bitumului, ci pe alte metode de reducere a vâscozității liantului, direct injectabil în linia de alimentare a bitumului sau omogenizat în prealabil cu bitumul. Se bazează pe o reducere a temperaturilor de preparare a mixturilor asfaltice cu 33...45 °C. Aditivul asigură o reducere a frecării interne dintre granulele de agregat și pelicula de liant, atunci când amestecul este supus unor forțe de forfecare ridicate în timpul amestecării și solicitări de forfecare ridicate din timpul compactării.

Un alt aditiv chimic brevetat în Franța este Cecabase RT, care este o substanță tensioactivă care adăugată în bitum, în procente reduse, îmbunătățește foarte mult lucrabilitatea amestecului. Se obțin mixturi asfaltice produse cu cca 40 °C mai mici în

raport cu mixturile produse la cald, fără afectarea proprietăților mecanice și fără modificarea lanțului tehnologic. Este un aditiv lichid, care se adaugă în procent de 0,2...0,5 % din masa bitumului, indiferent de tipul acestuia. Adăugarea se face fie în tancul de bitum, fie la nivelul malaxorului. Se mizează pe o reducere a consumului de energie cu 20...30 %, o creștere a capacității de producție a fabricii cu până la cca 30 % și pe o deschidere rapidă a circulației după realizarea straturilor bituminoase [29].

1.3.1.3. Tehnologii de spumare a bitumului

În literatura de specialitate sunt menționate mai multe tehnologii de spumare a bitumului [5,15,16,20,22,30]. Aceste tehnologii urmăresc reducerea vâscozității liantului în timpul preparării și punerii în operă a mixturii asfaltice. Există mai multe metode de introducere a unor cantități mici de apă în bitumul fierbinte. La contactul lor, apa se transformă în vapori, mărește volumul bitumului și îi reduce vâscozitatea pentru o anumită perioadă de timp, și anume până la răcirea amestecului când spuma formată dispăre, iar bitumul revine la caracteristicile unui bitum obișnuit [18,19].

Spumarea bitumului se poate clasifica în două metode, în funcție de metoda de introducere a apei în bitum [15]:

- metoda directă cu duze de spumare;
- metoda indirectă cu minerale, și anume: zeolit natural sau sintetic.

1.3.1.3.1. Metoda directă

Metoda directă (Figura 1.10) presupune introducerea directă a apei în bitum. Acest lucru înseamnă că apa necesară pentru spumarea bitumului este injectată în fluxul de bitum fierbinte, de obicei prin intermediul unor duze speciale. Rezultă o creștere temporară a volumului bitumului care facilitează anrobarea la temperaturi scăzute, după care volumul respectiv se micșorează treptat. O parte din vaporii de apă rămân în mixtură și în timpul compactării, reducând vâscozitatea bitumului și permițând obținerea unui grad de compactare ridicat. La răcirea completă, bitumul revine la volumul inițial, conținutul de apă în mixtură fiind nesemnificativ. Acest procedeu permite scăderea temperaturilor în procesul tehnologic al mixturii asfaltice cu 20...40 °C [15,16,18].

Un caz particular al metodei directe îl reprezintă procedeu Warm Asphalt Mix with Foam (WAM Foam). Acesta mai este cunoscut sub denumirea de "Procedeu de spumare în două etape" [31]. WAM-Foam este un produs al unei societăți mixte între Shell International Petroleum Company Ltd., Londra, Marea Britanie și Kolo-Veidekke, Oslo, Norvegia. În WAM-Foam liantul utilizat în mixtură se formează folosind două bitumuri cu consistențe diferite: unul moale și unul dur, spumat. Tehnologia permite fabricarea mixturii asfaltice la temperaturi de 100...120 °C. Agregatele fără filer sunt încălzite la cca 130 °C și anrobate cu un bitum de consistență redusă care reprezintă aproximativ 20...30 % din cantitatea totală de bitum. Urmează adăugarea filerului, iar bitumul cu consistență ridicată (bitumul dur) este introdus spumat în amestec conform procedurii prezentat mai sus.

Bitumul spumat se combină cu bitumul de consistență redusă, în proporții bine determinate, astfel încât să conducă la obținerea caracteristicilor dorite ale liantului din mixtura asfaltică. În unele cazuri se recomandă utilizarea unui aditiv pentru facilitarea anrobării, în prima etapă de amestecare. Anrobarea inițială a agregatului, în prima etapă de omogenizare, este vitală pentru a împiedica apa din bitumul spumat

să ajungă la suprafața granulelor și să pătrundă în acestea. Practic apa trebuie eliminată din amestec pentru a asigura un produs final de înaltă calitate. Astfel, temperaturile de producție scăzute ale procesului WAM-Foam pot conduce la economii de combustibil de la 30 % și implicit la o reducere cu 30 % a emisiilor de CO₂. Astfel se va obține o mixtură asfaltică la o temperatură de 90...110 °C, cu un bitum de consistență intermediară [33].

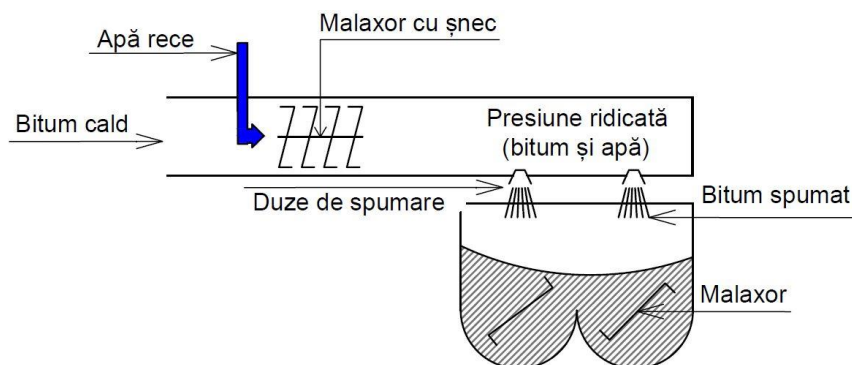


Figura 1.10 – Metoda directă de spumare (figură adaptată după [32])

O altă tehnologie care se încadrează în această categorie este denumită Double Barrel Green. Sistemul Double Barrel, care a fost dezvoltat de Astec Industries Inc. în SUA, dispune de un proces de spumare care utilizează un dispozitiv cu mai multe duze pentru a spuma microscopic bitumul. Pentru utilizarea acestui sistem este necesară modificarea fabricii de preparare a mixturii asfaltice. Prin duze apa este injectată într-o cameră de expansiune, unde în contact cu liantul cald se formează bitumul spumat. Apa furnizată sistemului este, reglată de o pompă a cărei viteză de rotație se corelează automat cu viteza pompei de bitum. Prin acest procedeu bitumul își mărește volumul de 18 ori. Temperaturile de producție rezultate sunt de obicei de 121...135 °C, cu temperaturi de compactare de până la aproximativ 104 °C. În consecință, această tehnologie permite și distanțe mai mari de transport. O serie de teste de teren folosind această tehnologie au fost deja construite în 2007 în statele Tennessee, Florida, Carolina de Sud, Ohio din SUA și Columbia Britanică din Canada [34].

1.3.1.3.2. Metoda indirectă

Metoda indirectă de spumare folosește un mineral, de obicei zeolit ca sursă a apei pentru spumare (Figura 1.11).

Zeoliții sunt un grup de minerale care reprezintă aluminosilicați naturali hidratați de calciu, stronțiu, sodiu, potasiu, bariu, magneziu etc. Zeoliții pot fi naturali sau sintetici. Numele de zeolit provine dintr-un cuvânt grecesc care se poate traduce ca "piatră care fierbe". Zeoliții conțin 20 % apă care se evaporă la temperaturi mai mari de 100 °C, creând un efect de spumare controlat care crește lucrabilitatea pentru 6...7 ore sau până când temperatura scade sub 100 °C [15,18,19,30].

Zeoliții sunt silicați-cadru care au spații libere mari în structurile lor ce permit spațiu pentru cationi mari, cum ar fi sodiu, potasiu, bariu și calciu și chiar molecule relativ mari și grupuri de cationi, cum ar fi apa. Între zeoliții cu utilizare mai largă în diferite domenii, spațiile sunt interconectate și formează canale lungi și largi, de

diferite dimensiuni, în funcție de mineral. Aceste canale permit mișcarea ușoară a ionilor și moleculelor rezidente în și din structura zeolitului. Cea mai cunoscută utilizare a zeoliților este în dedurizatoarele de apă. Zeoliții se caracterizează prin capacitatea lor de a pierde și absorbi apa fără a afecta structurile lor cristaline. Pot conține apa din structurile lor condusă de căldură și alte soluții împinse prin structură. Acestea pot acționa ca un sistem de livrare pentru noul fluid [35–37].



Figura 1.11 – Zeolit sintetic

Un zeolit sintetic foarte cunoscut este Aspha-Min, un produs al Eurovia Services GmbH, Bottrop, Germania. Este disponibil sub formă de pulbere albă fină în pungi de 25 sau 50 kg sau în vrac pentru depozitarea în silozuri. Este un zeolit sintetic - silicat de aluminiu de sodiu - obținut prin cristalizare hidro-termică. Procentul de apă reținut intern de zeolit este de 21 % din masă și este eliberat în intervalul de temperatură cuprins între 85 ° - 182 °C. Prin adăugarea de Aspha-Min în amestec în același timp cu liantul se obține o spumare foarte fină a bitumului. Această eliberare de apă creează o expansiune volumetrică a liantului care permite o lucrabilitate ridicată și o anrobare a agregatului la temperaturi mai scăzute. Se recomandă adăugarea Aspha-Min într-un dozaj de 0,3 % din masa amestecului, ceea ce poate duce la o reducere potențială a temperaturii de preparare, față de mixturile asfaltice la cald. Această reducere a temperaturii va conduce implicit la o reducere cu 30 % a consumului de energie pentru preparare. Zeolitul poate fi utilizat pentru toate tipurile de bitum, inclusiv cele modificate cu polimeri, respectiv pentru prepararea de mixturi asfaltice cu asfalt reciclat.

Tot o tehnologie pe bază de zeolit sintetic, se bazează pe utilizarea Advera WMA, un produs al PQ Corporation, Malvern, PA. Este disponibil în pungi, saci sau este livrat în vrac. Acesta este un zeolit sintetic fabricat (silicat de aluminiu de sodiu) care are 18...21 % din masă, apa fiind prinsă în structura sa cristalină. Apa este eliberată la temperaturi peste 99 ° C, iar în situația preparării mixturilor asfaltice apa este eliberată atunci când zeolitul intră în contact cu bitumul cald, obținându-se o spumare a liantului în amestec. Cantitatea de apă este mai mare de 0,05 % din masa amestecului și permite îmbunătățirea lucrabilității mixturii asfaltice, cu o creștere minoră a volumului liantului. Temperaturile de producție și punere în operă sunt de obicei cu 10 - 21 °C mai scăzute decât în cazul mixturilor asfaltice preparate la cald. Dozajul de zeolit recomandat este de 0,25 % din masa mixturii asfaltice sau 5

kilograme de Advera WMA pe tonă de asfalt. PQ Tehnologia funcționează pentru prepararea tuturor tipurilor de mixturi asfaltice - betoane asfaltice, betoane asfaltice deschise sau anrobate bituminoase, iar îmbunătățirea lucrabilității permite folosirea de bitumuri modificate și de mixturi asfaltice cu asfalt frezat. Deoarece Advera WMA este un material anorganic, acesta nu modifică caracteristicile bitumului folosit.

O altă metodă indirectă presupune utilizarea umidității nisipului sau a unei mixturi asfaltice reciclate pentru a crea spumarea bitumului. Agregatele grosiere se încălzesc la 130...160 °C, sunt amestecate cu bitumul, iar apoi se adaugă nisipul ud și rece sau mixtura asfaltică reciclată care în contact cu bitumul fierbinte cauzează spumarea. Tehnologia permite reducerea temperaturii de preparare a mixturii asfaltice cu 20...40 °C.

Metoda LEA (Low Energy Asphalt) este o metodă indirectă care folosește nisipuri umede pentru spumarea bitumului. În acest procedeu agregatele grosiere sunt încălzite, după care sunt omogenizate cu bitumul total necesar la temperatura adecvată pentru tipul de bitum utilizat pentru fabricarea mixturii asfaltice. Înainte de omogenizarea bitumului cu agregatele încălzite se va adaugă un aditiv în bitum pentru facilitarea anrobării, în procent de cca 0,5 % din masa liantului. După introducerea în malaxor a agregatelor grosiere și a bitumului, sunt introduse nisipurile reci, umede. În mod ideal ar trebui ca aceste agregate să aibă o umiditate de cca 3 %. Apa se transforma în vapori și determină spumarea bitumului, facilitând anrobarea agregatelor introduse ulterior.

1.3.2. Concluzii ale cercetărilor efectuate pe mixturile asfaltice călduțe

Una dintre cauzele poluării asociate construcției infrastructurilor pentru transporturi o reprezintă emisia gazelor cu efect de seră în atmosferă. În ultimii ani a existat o preocupare constantă în legătură cu încălzirea globală și schimbarea climatului, motiv pentru care mixturile asfaltice produse la temperaturi mai reduse decât cele clasice au devenit un subiect nou, important, de cercetare în domeniul îmbrăcăminților rutiere, deoarece oferă o posibilă soluție pentru reducerea consumului de energie și a emisiilor de gaze cu efect de seră [5,38,39].

Mixturile asfaltice din această categorie au fost concepute în Europa în anii '90, după care ele au fost cercetate și implementate în SUA, începând cu anul 2002. În prezent, atât în Europa, cât și în SUA există o preocupare extinsă pentru perfecționarea tehnologiilor de producere a acestora [5,6,28,40].

Chiar dacă temperaturile de fabricare și punere în operă scad considerabil, acest lucru conduce și la necesitatea controlării mai exacte a dozajelor și respectarea procesului tehnologic, care diferă, de regulă, de cel clasic. Din acest motiv sunt necesare mai multe cercetări privind proiectarea dozajelor pentru mixturile asfaltice călduțe, comportarea lor pe termen lung, beneficiile legate de materiale și funcționarea fabricilor de mixturi asfaltice. Provocarea actuală este constituită de demonstrarea faptului că în ansamblu performanțele acestor mixturi asfaltice sunt cel puțin identice ce cele ale mixturilor asfaltice clasice. Dacă în cursul duratei de exploatare, mixturile asfaltice călduțe nu se comportă la fel de bine ca mixturile asfaltice preparate la cald atunci nu poate rezulta niciun beneficiu pe termen lung din punctul de vedere al protecției mediului înconjurător și al economiei de energie.

Până în prezent, în România, caracteristicile mecanice ale mixturilor asfaltice utilizate pentru dimensionarea structurilor rutiere, în particular modulul de rigiditate și legile de oboseală, sunt încă insuficient studiate și adaptate la condițiile materialelor

utilizate în tehnica rutieră românească. Același lucru se întâmplă și cu valorile admisibile ale caracteristicilor mecanice prin care se analizează calitatea diferitelor tipuri de mixturi asfaltice, cum ar fi modulul de rigiditate, fluaj dinamic, adâncimea fâgașelor, valori care sunt preluate din literatura de specialitate internațională fără a avea la bază cercetări ample efectuate la nivel național [41,42].

În Europa, pe baza rezultatelor de laborator și de teren prin date centralizate pe o durată de maxim 4 ani, mixturile asfaltice călduțe demonstrează performanțe egale sau chiar mai bune decât mixturile asfaltice la cald [16,20,21,43,44]. De asemenea, în SUA au fost certificate performanțe similare între cele două tipuri de mixturi asfaltice după doi ani de utilizare [23,28,30,45].

Conform cercetărilor publicate până în prezent, principalele probleme care atrag atenția în privința mixturilor asfaltice călduțe se referă la: rigiditate, sensibilitatea la umiditate, rezistența la apariția fâgașelor și rezistența la oboseală. În continuare se prezintă câteva dintre rezultatele cercetărilor de laborator, efectuate pe plan mondial, cu privire la caracteristicile mixturilor asfaltice călduțe.

În Turcia, Topal et al [44], au fost testate modulul de rigiditate și rezistența la oboseală ale unei mixturi asfaltice la cald la temperaturile de 20, 25 și 30 °C. Acestea au fost comparate cu cele ale unei mixturi asfaltice călduțe cu zeolit natural și al unei mixturi asfaltice călduțe cu zeolit sintetic, în ambele cazuri zeolitul fiind adăugat în proporție de 5% din masa bitumului. Rezultatele obținute indică o scădere a modulului de rigiditate cu temperatura în toate cele trei cazuri și în plus, s-a tras concluzia că dintre cele trei mixturi asfaltice studiate, mixturile asfaltice călduțe cu zeolit natural sunt cel mai puțin afectate de creșterea temperaturii, dar mixturile asfaltice cu zeolit sintetic au cel mai mare modul de rigiditate. De asemenea, s-a remarcat că mixturile asfaltice care conțin zeoliți naturali sau sintetici pot rezista la mai multe cicluri de oboseală decât mixtura asfaltică la cald. Comparând mixtura asfaltică cu zeolitul natural, cu cea cu zeolit sintetic, pornind de la numărul de ciclurilor de oboseală, s-a constatat că zeoliții conduc la un impact similar asupra comportării la oboseală a mixturii asfaltice călduțe, cu toate că zeolitul sintetic are un efect puțin superior la toate temperaturile. Concluzia finală a fost că mixtura asfaltică cu zeolit sintetic prezintă cel mai mare modul de rigiditate și cea mai bună comportare la oboseală, la toate cele trei temperaturi considerate.

În Elveția, Raab et al [43], a fost studiată comportarea mixturilor asfaltice călduțe realizate prin diferite tehnologii, considerând aditiv chimic Cecabase, zeolit sintetic Advera, aditiv organic Sasobit, WAM-Foam, WAM-Foam cu 50% mixtură asfaltică reciclată, Low Energy Asphalt respectiv aditiv chimic Greenseal la îmbătrânirea accelerată a bitumului. Îmbătrânirea accelerată a presupus păstrarea probelor de mixtură asfaltică timp de 66 h la temperatura de 85 °C în etuvă, urmată de imersarea în apă timp de 6 h, procesul continuând cu alte două cicluri de încălzire a epruvetelor în etuvă timp de 42 h și imersarea în apă timp de 6 h, încheierea procesului făcându-se cu încălzirea încă 66 h la temperatura de 85 °C. Cercetarea de laborator a vizat determinarea susceptibilității la formarea fâgașelor pentru mixturile asfaltice, înainte și după supunerea la îmbătrânire accelerată. Cea mai bună comportare a fost înregistrată pentru mixtura asfaltică călduța cu aditivul organic Sasobit (ceară) la care creșterea adâncimii fâgașelor este neglijabilă. Adâncimi extrem de mari ale fâgașelor s-au remarcat în cazul mixturilor asfaltice cu aditiv chimic Cecabase și a celor realizate prin procedeul WAM Foam.

Vaitkus et al. [21], au verificat dependența caracteristicilor fizico-mecanice ale unor mixturi asfaltice pentru un drum cu trafic mediu și respectiv pentru un drum cu trafic greu, față de aditivul utilizat: zeolit natural, zeolit sintetic Aspha-min și aditivii chimici Cecabase RT, respectiv Interlow T.

Pe baza încercărilor au putut fi recomandate următoarele dozaje optime de aditivi, care conduc la scăderea temperaturilor de fabricare și punere în operă:

- zeolitul natural și Aspha-min: 0,3 % din masa mixturii asfaltice;
- aditivi chimici Interlow T și Cecabase RT: 0,3 % din masa bitumului.

Degradările produse din cauza umidității sunt una din preocupările principale ale mixturile asfaltice călduțe. Susceptibilitatea la umiditate a mixturilor asfaltice călduțe este influențată de mulți factori, printre care temperatura mai scăzută de compactare și uscarea incompletă a agregatelor. Efectul materialelor folosite asupra comportării mixturilor asfaltice, atât călduțe, cât și la cald, a fost studiată intens. Pe baza acestor studii realizate de Vaitkus et al [21], se pot formula câteva concluzii:

- se consideră că agregatele alcaline se anrobează corespunzător cu bitumul, rezultând o sensibilitate mai redusă la acțiunea apei;
- bitumul cu vâscozitate ridicată are un rol similar cu cel al agregatelor alcaline;
- zeoliții sintetici Advera și Aspha-min conțin apă și cresc sensibilitatea mixturilor asfaltice călduțe la acțiunea apei, iar aditivii organici au un efect ușor negativ. Aditivii chimici se consideră că sunt benefici pentru realizarea acestor tipuri de mixturi asfaltice, datorită faptului că permit o mai bună adezivitate;
- materialele reciclate nu au un efect negativ asupra sensibilității la apă a mixturilor asfaltice călduțe. [16–19]

Mixturile asfaltice călduțe reprezintă o oportunitate pentru industria mixturilor asfaltice de a spori performanța produselor, eficiența de fabricare și gestionarea problemelor de mediu. Majoritatea studiilor arată că performanțele mixturilor asfaltice călduțe pot fi cel puțin similare cu cele ale mixturilor asfaltice la cald, lucru posibil datorită lucrabilității mai bune, care conduce la o compactare superioară. Temperaturile mai scăzute de fabricare reduc îmbătrânirea bitumului în acest stadiu, rezultând o rezistență mai bună la fisurare datorită temperaturilor scăzute și oboselii. Toate aceste aspecte conduc la avantajele sintetizate anterior.

Chiar dacă temperaturile de fabricare și punere în operă scad considerabil, acest lucru conduce și la necesitatea controlării mai exacte a dozajelor și respectarea procesului tehnologic, care diferă, de regulă, de cel clasic. Din acest motiv sunt necesare mai multe cercetări privind proiectarea dozajelor pentru mixturile asfaltice călduțe, comportarea lor pe termen lung, beneficiile legate de materiale și funcționarea fabricilor de mixturi asfaltice. Provocarea actuală este constituită de demonstrarea faptului că în ansamblu performanțele acestor mixturi asfaltice sunt cel puțin identice ce cele ale mixturilor asfaltice clasice. Dacă în cursul duratei de exploatare, mixturile asfaltice călduțe se comportă la fel sau mai bine decât mixturile asfaltice la cald atunci ar rezulta un beneficiu important pe termen lung din punct de vedere al protecției mediului înconjurător și al economiei de energie.

1.4. Concluzii parțiale

Din studiul literaturii de specialitate rezultă foarte clar concluzia că una dintre preocupările actuale de bază ale cercetătorilor din sectorul rutier, din întreaga lume, este legată de găsirea unor soluții viabile pentru reducerea temperaturilor de preparare și punere în operă a mixturilor asfaltice la cald. Scopurile acestor largi preocupări sunt legate de aspecte tehnice:

- îmbunătățirea lucrabilității mixturilor asfaltice, cu posibilitatea punerii lor în operă la temperaturi mai reduse și pe o perioadă mai lungă a unui an calendaristic;

- îmbunătățirea condițiilor de compactare;
- darea mai repede în circulație a straturilor bituminoase executate;
- utilizarea în procent mai ridicat a mixturilor asfaltice reciclate etc., economice prin reducerea consumurilor de carburanți la preparare, legată de reducerea temperaturilor de lucru, de mediu prin reducerea emisiilor de fum, gazelor cu efect de seră etc. și sociale prin asigurarea unor condiții de lucru mai bune pentru muncitori, cu limitarea inhalării de fum sau noxe, respectiv prezența în preajma unor materiale la temperaturi mai reduse.

Soluțiile experimentate până în prezent sunt extrem de variate și încă nu s-a ajuns la un consens legat de eficiența produselor existente pe piață. Cele mai frecvente soluții aplicate pentru creșterea lucrabilității mixturii asfaltice la temperaturi de punere în contact a constituenților cu 30...50 °C mai reduse decât în cazul mixturilor asfaltice la cald prevăd:

- utilizarea de aditivi chimici de regulă: 0,3...0,5 % din masa liantului;
- utilizarea de aditivi organici prin diferite tipuri de ceară, în proporție de 2,0...4,0 % din masa bitumului
- spumarea liantului pentru o mai bună anrobare prin apa pentru spumare, de regulă, în procent de 0,2...0,6 % din masa mixturii.

Producătorii fiecărei soluții avansează date privind avantaje economice prin reducerea consumului de energie la preparare cu 20...50 % și de mediu prin reducerea emisiilor diverse cu 15...50 %. De cele mai multe ori nu există cercetări independente care să certifice cu exactitate aceste rezultate.

Cerințele legate de proprietățile mixturilor asfaltice produse prin noile tehnologii nu pot să difere semnificativ de cele ale mixturilor asfaltice clasice, pentru a se putea aștepta ca performanțele straturilor rutiere realizate să nu difere de cele clasice. Și din acest punct de vedere concluziile cercetătorilor sunt relativ divergente: pe de o parte se avansează concluzia că în noile mixturi, preparate cu o lucrabilitate foarte bună, dozajul de liant poate fi diminuat cu până la 0,5 % și că se poate utiliza la preparare un bitum mai dur, iar pe de altă parte se manifestă rezerve față de aceste aspecte, argumentând că mixturile asfaltice respective vor fi mai sensibile în exploatare la acțiunea apei, respectiv la temperaturi scăzute.

De altfel, lipsa unor concluzii rezultate în urma analizării comportării pe termen lung a sectoarelor realizate prin aceste tehnologii este una dintre principalele reticente care stă în fața aplicării pe scară mai largă a acestor tehnologii. Un alt dezavantaj, la fel de important și în legătură directă cu conținutul de liant, este lipsa unor reglementări tehnice specifice acestor mixturi asfaltice. În marea majoritate a cercetărilor efectuate, se urmărește obținerea unor performanțe similare pentru mixturile asfaltice la temperaturi reduse ca și pentru cele clasice, la cald, cu mențiunea că rezultatele de laborator pot sau nu să fie confirmate de comportarea în exploatare a straturilor rutiere respective.

Alte dezavantaje care fac ca mixturile asfaltice la temperaturi reduse să fie încă puțin extinse se referă la inerția constructorilor, necesitatea adaptării fabricilor la noile tehnologii, posibila anrobare deficitară a agregatelor, posibila creștere a duratei de omogenizare etc. La acestea se adaugă costul și energia înglobată aditivilor care, luate în considerare într-o analiză pe întreg fluxul tehnologic, pot să conducă la modificarea semnificativă a datelor de eficiență economică și de mediu furnizate de producători.

Experiența producerii unor mixturi asfaltice la temperaturi reduse în România este redusă, iar eventualele cercetări sau experimentări în acest sens sunt puțin promovate prin literatura de specialitate, deci nu sunt cunoscute de specialiștii din domeniu. Pe de altă parte, nu există nicio preocupare actuală pentru promovarea unor

cercetări naționale în domeniul mixturilor asfaltice preparate la temperaturi reduse, iar normele tehnice în vigoare nu fac nicio referire la acestea.

Cu toate acestea, rezultatele cercetărilor efectuate până în prezent pe mixturile asfaltice preparate la temperaturi reduse sunt promițătoare și indică o reducere importantă a impactului asupra mediului. Din acest considerent au fost studiate în cadrul tezei de doctorat aceste mixturi asfaltice, în condițiile specifice de trafic și climă ale României, pentru a verifica posibilitatea utilizării acestora în mod frecvent și în această țară.

2. MATERIALELE CONSTITUENTE ALE MIXTURILOR ASFALTICE

Pentru a putea fi utilizate în sectorul rutier mixturile asfaltice trebuie să corespundă din punct de vedere tehnic și calitativ stratului rutier care urmează să fie realizat, iar materialele primare folosite trebuie să respecte, la rândul lor, anumite condiții de calitate concret stabilite prin normele tehnice în vigoare. Verificarea calității materialelor primare și a mixturilor asfaltice se realizează în mai multe etape: la sursă, la aprovizionare, la punerea în operă, la recepția lucrărilor, în timpul exploatarei etc., cu scopul obținerii unor straturi rutiere rezistente, durabile și stabile, corespunzător condițiilor de exploatare concrete, impuse prin caietele de sarcini ale beneficiarului și normele tehnice în vigoare.

Conform definiției, mixturile asfaltice pot fi realizate dintr-o varietate importantă de agregate naturale sau artificiale, diverse tipuri de bitumuri și filer. Această paletă largă de materiale de bază vor fi omogenizate pe baza unor dozaje stabilite prin studii și încercări de laborator specifice, cu scopul de a se ajunge la anumite performanțe fizice, mecanice, de deformabilitate etc. finale care să corespundă scopului vizat. Pe lângă varietatea importantă de tipuri de materiale, în practică apare și problema varietății surselor de aprovizionare, a tehnologiilor de preparare și punere în operă, a condițiilor climaterice în care se prepară mixturile asfaltice și se execută straturile bituminoase etc., toate acestea impunând respectarea condițiilor minime de calitate.

2.1. Agregatele naturale și artificiale

Materialele granulare naturale, artificiale sau reciclate constituie principalele elemente primare pentru realizarea și întreținerea construcțiilor, în general, și a construcțiilor rutiere, în special. Calitatea acestora influențează hotărâtor durata de exploatare, rezistența, stabilitatea, confortul, estetica etc. produsului finit.

Considerând piața franceză de materiale granulare, pentru anul 2000 se pot constata următoarele:

- producția totală de materiale granulare a fost de 416 mil. tone, din care: 43 % au fost agregate naturale de balastieră, 24 % au fost agregate naturale de carieră din roci eruptive, 24 % au fost agregate naturale din roci calcaroase și 4 % au fost agregate artificiale;
- din totalul producției realizate, cca 79 % au fost utilizate în domeniul ingineriei civile (din care: cca 65 % pentru autostrăzi și alte categorii de drumuri, respectiv cca 35 % pentru alte construcții de inginerie civilă) și cca 21 % pentru construcții de locuințe (din care cca 39 % pentru construcții noi și cca 61 % pentru întreținerea celor existente);
- pentru producția de mixturi asfaltice se consumă cca 12 % din producție (47 mil. tone), iar pentru realizarea de tratamente bituminoase cca 2 % (7 mil. tone) [3,8,9].

De asemenea, se pot reține următoarele consumuri specifice de materiale granulare: pentru construcția de autostrăzi cca 30 000 t/km, pentru construcția unui

40 MATERIALELE CONSTITUENTE ALE MIXTURILOR ASFALTICE - 2

drum public cu două benzi de circulație cca 12 000 t/km, pentru realizarea unei structuri rutiere $\geq 2,4$ t/m², pentru realizarea unei ranforsări $\leq 0,6$ t/m², iar pentru lucrări de întreținere curentă $\leq 0,1$ t/m².

Conform standardului european pentru agregate destinate preparării mixturilor asfaltice [46,47], se rețin următoarele tipuri:

- agregate naturale, care au o origine minerală și nu au suferit decât o transformare mecanică înaintea utilizării. Agregatele naturale utilizate pentru producerea mixturilor asfaltice sunt în special criblurile, pietrișurile concasate sau sortate și nisipurile de concasaj sau naturale;
- agregate artificiale, care sunt de origine minerală, au rezultat printr-un procedeu industrial și au suferit transformări termice sau de altă natură. În această categorie se încadrează în special zgura de furnal și granulitul;
- agregate reciclate, care se obțin prin transformarea adecvată a unor materiale anorganice utilizate anterior în construcții. Pentru agregatele reciclate se precizează că acestea sunt incluse în standardele europene și există metode noi de încercare pentru evaluarea calității lor într-un stadiu avansat de elaborare. De asemenea, se remarcă faptul că este necesar mai mult timp pentru a defini clar originea și caracteristicile unor astfel de materiale. Aceste materiale mai puțin cunoscute, dacă sunt introduse pe piața de agregate, trebuie să respecte prevederile standardului european și a reglementărilor naționale privind substanțele periculoase. Caracteristicile și cerințele suplimentare pot fi stabilite de la caz la caz, în funcție de experiența obținută pentru utilizarea fiecărui produs și definite în contractele specifice [8,9].

Caracteristicile materialelor granulare utilizate la fabricarea mixturilor asfaltice depind fie de natura rocii de proveniență (mineralogie, caracteristici fizice și mecanice), fie de condițiile de exploatare și prelucrare (caracteristici geometrice și de curățenie). Dacă a doua grupă de proprietăți poate fi îmbunătățită prin procesele tehnologice de producție, caracteristicile din prima grupă nu pot fi decât puțin influențate în timpul fabricării [3,6].

2.1.1. Caracteristicile agregatelor naturale și artificiale

Determinarea calității agregatelor se realizează printr-o serie de încercări convenționale care vizează caracteristicile fizice, mecanice și chimice ale agregatului, definite cu precizie în normele europene sau naționale în vigoare. În continuare sunt prezentate principalele proprietăți fizico-mecanice solicitate agregatelor folosite la producerea de mixturi asfaltice, conform standardului european [46,47] și normativul românesc referitor la mixturile asfaltice [41].

2.1.1.1. Granulozitatea

Granulozitatea reprezintă repartitia procentuală a agregatului pe sitele din seria standardizată considerată. Ea se determină prin cernerea agregatului pe una din seria de site standardizate și se traduce prin trasarea curbei de granulozitate în care procentul trecerilor cumulate figurează în ordonată, iar dimensiunile sitelor folosite în abscisă, de obicei în scară logaritmică [3,9].

Conform standardului european EN 13043 [47], agregatele sunt definite prin clasa de granulozitate d/D, care reprezintă dimensiunea inferioară și superioară din seria de site standardizate pentru materialul considerat.

Clasele de granulozitate se stabilesc prin utilizarea sitelor prezentate în Tabel 2.1 și trebuie să conțină seria de bază, sau seria de bază plus seria 1, sau seria de bază plus seria 2. Nu este admisă combinarea dimensiunilor sitelor din seria 1 și din seria 2. Raportul dintre cea mai mare dimensiune (D) și cea mai mică dimensiune (d) a claselor de granulozitate trebuie să fie mai mare de 1,4 [48].

Tabel 2.1 - Seriile de site standardizate pentru determinarea granulozității [48]

Seria de bază, mm	Seria de bază + Seria 1, mm	Seria de bază + Seria 2, mm
0	0	0
1	1	1
2	2	2
4	4	4
-	5,6 (5)	-
-	-	6,3 (6)
8	8	8
-	-	10
-	11,2 (11)	-
-	-	12,5 (12)
-	-	14
16	16	16
-	-	20
-	22,4 (22)	-
31,5 (32)	31,5 (32)	31,5 (32)
-	-	40
-	45	-
-	56	-
63	63	63
-	-	80
-	90	-

Dimensiunile sitei mai mari de 90 mm pot fi folosite în aplicații particulare.
Dimensiunile rotunjite din paranteze pot fi folosite ca descrieri simplificate ale claselor de granulozitate.

Se reține faptul că în actuala normă tehnică românească [41], pentru analizarea granulozității scheletului mineral al mixturilor asfaltice se utilizează seria de bază + seria 1, modificându-se prevederile vechiului normativ care prevedea folosirea seriei de bază + seria 2. În aceste condiții, de exemplu, betoanele asfaltice deschise pentru stratul de legătură nu vor mai folosi agregate până la 25 mm (BAD 25), ci până la 22,4 mm (BAD 22,4).

Cerințele generale de granulozitate pentru agregate trebuie să respecte condițiile din Tabel 2.2, în funcție de dimensiunile d/D. Este posibilă combinarea a două sau mai multe clase de granulozitate alăturate, cu observația că în urma amestecării claselor diferite sau tipurilor diferite de agregat, acestea trebuie omogenizate. În situația în care sunt amestecate agregate de densități semnificativ diferite sunt necesare măsuri pentru evitarea segregării acestora [3,48].

Verificarea calității în timpul producției impune ca cel puțin 90 % din agregatele investigate din diferite loturi pe o perioadă de maximum 6 luni să se situeze în interiorul toleranțelor de granulozitate declarate de către producător și precizate de standardul european (Tabel 2.3 și Tabel 2.4) [46,47].

42 MATERIALELE CONSTITUENTE ALE MIXTURILOR ASFALTICE - 2

Tabel 2.2 - Caracteristicile generale ale granulozității [48]

Agregat	Dimensiune, mm	Procent de trecere (în masă)					Categorie G
		2D	1,4D ¹	D ²	d	d/2 ¹	
Agregat grosier	d ≤ 1 și D > 2	100	98...100	85...99	0...15	0...5	G _C 85-15
		100	98...100	80...99	0...20	0...5	G _C 80-20
Agregat fin	d = 0 și D ≤ 6,3	100	98...100	85...99	-	-	G _F 85
		100	98...100	80...99	-	-	G _F 80
Amestec de agregate	d = 0 și D > 6,3	-	100	85...99	-	-	G _A 85
		100	98...100	80...99	-	-	G _A 80
		100	-	75...99	-	-	G _A 75

¹ Dacă sitele calculate 1,4D și d/2 nu corespund sitelor exacte din seria standardizată, trebuie adoptate sitele cele mai apropiate.
² Dacă procentul reținut pe D este mai mic de 1 % din masă, producătorul trebuie să declare și să documenteze granulozitatea tip cu sitele D, d, d/2 și cu sitele seriei de bază plus seria 1 sau ale seriei de bază plus seria 2, cuprinse între d și D.

Tabel 2.3 - Limitele generale și toleranțele granulozității pentru agregatul grosier cernut pe site cu dimensiuni intermediare [48]

D/d	Site intermediare ¹ , mm	limite generale și toleranțe pe sitele intermediare		Categorie GT
		Limite generale, %	Toleranțe ale granulozității tip declarate de producător, %	
< 4	D/1,4	25...80	± 15	GT _{25/15}
		20...70	± 15	GT _{20/15}
≥ 4	D/2	20...70	± 17,5	GT _{20/17,5}
Neimpus				GT _{NR}

¹ Dacă dimensiunile sitelor intermediare, calculate ca în tabel, nu corespund dimensiunilor sitelor exacte din seria standardizată se adoptă sitele cele mai apropiate.

Pentru agregatele grosiere la care raportul d/D este mai mare de 2, se aplică cerințe de calitate suplimentare pentru procentul de trecere pe sita de dimensiune medie, astfel:

- toate granulozitățile să se încadreze în limitele prezentate în Tabel 2.3;
- producătorul trebuie să determine și să declare trecerea tip pe sita mijlocie și toleranțele categoriei alese din Tabel 2.3 [48].

Producătorul trebuie să determine și să declare granulozitatea tip pentru fiecare nisip și amestec de agregate cu D ≤ 8 mm pe care-l furnizează. Toleranțele trebuie să respecte cerințele din Tabel 2.4.

Tabel 2.4 - Toleranțe ale granulozității tip declarate de către producătorul nisipului și al amestecului de agregat 0/D cu D ≤ 8 mm [48]

Dimensiunea sitei, mm	D	D/2	0,063	Categorie G _{TF}	Categorie G _{TA}
Toleranțe (procent de trecere, din masă)	± 5 ¹	± 10	± 3 ²	G _{TF} 10	G _{TA} 10
	± 5 ¹	± 20	± 4 ²	G _{TF} 20	G _{TA} 20
	± 7,5 ¹	± 20	± 5 ²	G _{TF} 25	G _{TA} 25
	Neimpus	Neimpus	Neimpus	G _{TF} NR	G _{TA} NR

¹ Toleranțele de ± 5 % sunt, de altfel, micșorate prin specificarea trecerii D din tabelul 2.4.
² În afara unui agregat fin sau amestec de agregate cu conținutul de părți fine ≤ 3 %.

2.1.1.2. Conținutul și calitatea părților fine din agregat

Particulele fine sunt definite ca acele granule ale materialului care au dimensiuni mai mici de 0,063 mm, procentul lor raportându-se la masa agregatului analizat. Categoriile de agregat definite prin standardul european [46,47], în raport cu conținutul de părți fine, sunt redată în Tabel 2.5.

Tabel 2.5 - Categoriile ale valorilor maxime de conținut în particule fine [48]

Agregat	Procent de trecere prin sita de 0,063 mm	Categorie f
Agregat grosier	≤ 2	f ₂
	≤ 4	f ₄
	> 4	f _{declarat}
	Neimpus	f _{NR}
Agregat fin	≤ 3	f ₃
	≤ 7	f ₇
	≤ 10	f ₁₀
	≤ 16	f ₁₆
	≤ 22	f ₂₂
	> 22	f _{declarat}
	Neimpus	f _{NR}
Amestec de agregate	≤ 3	f ₃
	≤ 5	f ₅
	≤ 7	f ₇
	≤ 9	f ₉
	≤ 12	f ₁₂
	≤ 15	f ₁₅
	> 15	f _{declarat}
	Neimpus	f _{NR}

Se remarcă faptul că fiecare caiet de sarcini sau normă tehnică trebuie să precizeze cu exactitate nivelul maxim al părților fine din agregat (vezi, de exemplu, Tabel 2.11, pentru nisipuri acceptate la prepararea amestecurilor asfaltice).

În cazul în care conținutul de părți fine dintr-un nisip sau amestec de agregate 0/D este mai mic de 3 % se aplică categoria "neimpus". De asemenea, dacă conținutul de părți fine este mai mare de 3 % din masă și dacă există o dovadă documentată de utilizare satisfăcătoare, nu este necesară efectuarea unor încercări suplimentare.

Dacă conținutul de părți fine este de 3...10 % din masă, se impune determinarea nocivității fracțiunii 0/0,125 mm cu ajutorul valorii de albastru de metilen (MB), de exemplu, datorită umflării argilelor [49].

2.1.1.3. Forma granulelor agregatului grosier

Forma granulelor de agregat se poate evalua prin determinarea indicelui de aplatizare (care, conform standardului european, reprezintă încercarea de referință) [50] sau a indicelui de formă.

Indicele de aplatizare (A) reprezintă procentul de granule necorespunzătoare ca formă, raportate la masa totală de agregat considerată pentru încercare. Un indice

44 MATERIALELE CONSTITUENTE ALE MIXTURILOR ASFALTICE - 2

de aplatizare mic indică granule de formă poliedrică, corespunzătoare pentru prepararea mixturilor asfaltice. O modalitate rapidă de determinare a coeficientului de aplatizare este cea prezentată în Figura 2.1, conform normelor tehnice franceze [8].

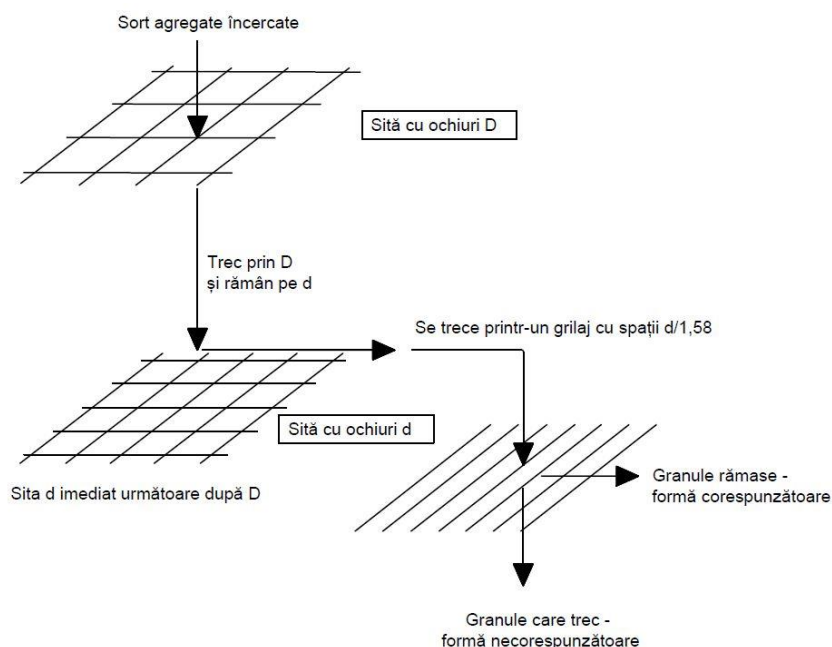


Figura 2.1 - Principiul determinării indicelui de aplatizare [8]

Conform normelor tehnice europene [46,47], agregatul analizat trebuie exprimat prin una din categoriile corespunzătoare stabilite în Tabel 2.6, în funcție de întrebuințare sau de aplicația particulară.

Tabel 2.6 - Categoriile de agregat în funcție de valoarea coeficientului de aplatizare [48]

Indice de aplatizare	Categorie FI
≤ 20	FI ₂₀
≤ 35	FI ₃₅
≤ 50	FI ₅₀
> 50	FI _{Declarat}
Neimpus	FI _{NR}

Pentru prepararea mixturilor asfaltice sunt considerate corespunzătoare sorturile care au granule de formă regulată, cât mai apropiată de cea cubică. Agregatele naturale sub formă de lance, aplatizate, nu se pot compacta în condiții corespunzătoare, iar sub influența traficului se sparg, se rup în bucăți din ce în ce mai mici, favorizând dezanrobarea și pătrunderea apei în stratul rutier. De asemenea, în timpul procesului tehnologic de omogenizare și punere în operă, prin spargerea lor, pot conduce la modificarea caracteristicilor volumetrice de referință stabilite pentru determinarea dozajului optim de liant. Astfel se poate obține un volum de goluri remanent semnificativ diferit de cel proiectat.

2.1.1.4. Rezistența la fragmentare și rezistența la uzură

Rezistența la fragmentare se determină prin încercarea Los Angeles. Încercarea presupune strivirea cu bile de oțel (11 bile cu diametrul de 45...49 mm și masa de 440...445 g) a unei probe de agregat bine stabilite de 5 kg din clasa de granulație 10/14, care trece în totalitate pe sita de 14 mm și rămâne pe sita de 10 mm, iar prin sita de 12,5 mm trece 60...70 %, respectiv prin sita de 11,2 mm trece 30...40 %, prin șocurile produse în interiorul unui cilindru metalic cu diametrul demm care se rotește cu viteză constantă și o anumită durată de timp (500 rotații cu o viteză de rotație a cilindrului de 31...33 rot/min). Se obține o fragmentare a granulelor inițiale în elemente cu dimensiuni diferite. Coeficientul Los Angeles (LA) reprezintă proporția de elemente fine mai mici de 1,6 mm, produse în urma strivirii, raportată la masa inițială a probei [3,9,51].

În Tabel 2.7 se prezintă categoriile de agregat, conform standardului european [46,47], în funcție de valoarea coeficientului Los Angeles. Pentru fiecare domeniu de utilizare sau aplicație particulară caietele de sarcini sau normele tehnice trebuie să specifice categoria impusă. Cu cât coeficientul LA este mai mic, cu atât agregatul considerat are o rezistență mai bună la fragmentare: spre exemplu, pentru agregatele naturale folosite la prepararea mixturilor asfaltice în România LA trebuie să se regăsească între limitele din Tabel 2.10 [48].

Tabel 2.7 - Categoriile de agregat în funcție de valoarea maximă a coeficientului Los Angeles

Coeficient Los Angeles, %	Categorie LA
≤ 20	LA ₂₀
≤ 25	LA ₂₅
≤ 30	LA ₃₀
≤ 35	LA ₃₅
≤ 40	LA ₄₀
≤ 45	LA ₄₅
≤ 50	LA ₅₀
≤ 60	LA ₆₀
> 60	LA _{Declarat}
Neimpus	LA _{NR}

Rezistența la uzură se determină prin încercarea micro-Deval în prezența apei. Încercarea presupune supunerea la uzură a unei probe de agregat în clasa de granulație 10/14, identică cu cea utilizată la încercarea Los Angeles, în cilindri de oțel standardizați (unul până la patru cilindrii cu diametrul de 200 mm), cu bile sferice de oțel cu diametrul de 9...10 mm. Se utilizează două probe de încercat cu masa de 500 g, care se introduc în doi cilindri ai aparatului, cu materialul abraziv din bile de oțel cu masa de 5 000 g în fiecare cilindru și 2,5 litri de apă în fiecare cilindru. Granulele probelor de agregat sunt fragmentate în interiorul cilindrilor pe durata a 12 000 rotații. Coeficientul micro-Deval (M_{DE}) reprezintă procentul de elemente fine mai mici de 1,6 mm produse pe durata încercării, raportate la masa inițială a probei [52].

Calitatea fiecărui agregat analizat trebuie exprimată prin una din categoriile precizate în Tabel 2.8. Cu cât coeficientul micro-Deval este mai mic, cu atât agregatul are o rezistență mai mare la uzură. O comparație a evoluției granulozității unui sort de criblură 10/14 după efectuarea încercărilor Los Angeles și micro-Deval este prezentată în Figura 2.2 adaptată după Irastoza-Barbet et al. [8].

Tabel 2.8 - Categoriile de agregat în funcție de valoarea maximă a rezistenței la uzură [48]

Coeficient micro-Deval, %	Categorie M_{DE}
≤ 15	M_{DE15}
≤ 20	M_{DE20}
≤ 25	M_{DE25}
≤ 30	M_{DE30}
≤ 35	M_{DE35}
≤ 40	M_{DE40}
≤ 45	M_{DE45}
≤ 50	M_{DE50}
> 50	$M_{DEDeclarat}$
Neimpus	M_{DENR}

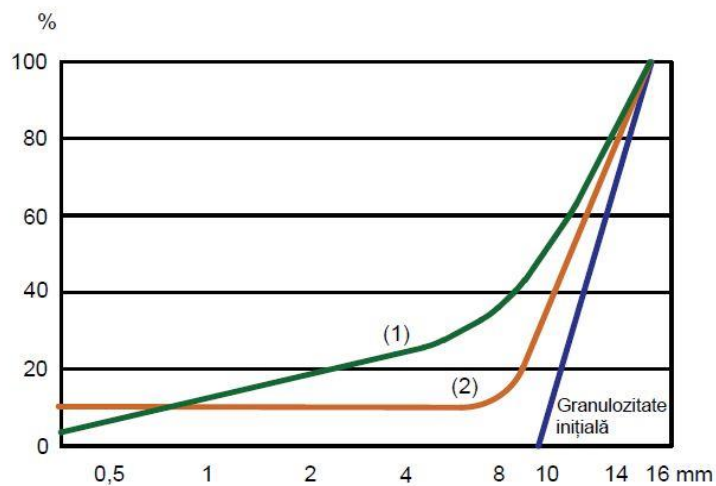
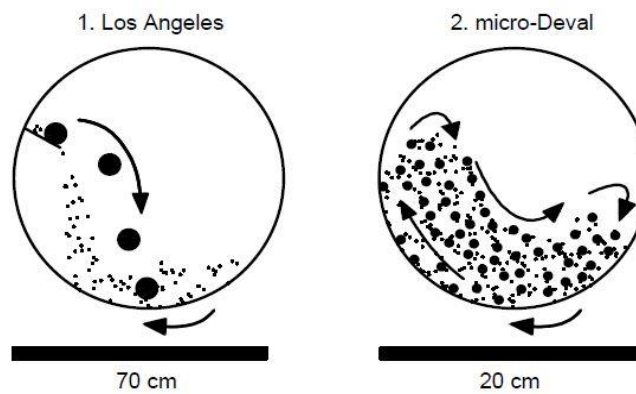


Figura 2.2 - Evoluția granulozității unui sort 10/14 prin încercarea Los Angeles, respectiv încercarea micro-Deval [8]

Din Figura 2.2 se constată obținerea unei granulozități de formă aproximativ continuă în cazul efectuării încercării Los Angeles, în timp ce după încercarea micro-Deval conținutul de granule 1,6-8,0 mm este neglijabil.

2.1.1.5. Sensibilitatea la îngheț-dezghet

Alterarea rocilor reprezintă sensibilitatea acestora la degradare în condițiile schimbării condițiilor naturale. Gelivitatea rocilor este unul dintre cele mai importante fenomene de alterare. Pentru determinarea sensibilității rocilor la îngheț, se utilizează în laborator supunerea probelor de agregat la cicluri alternative de îngheț-dezghet.

Degradarea rocilor prin îngheț-dezghet este influențată de doi factori:

- structura rocilor, în special prin porozitate (volumul total al porilor și dimensiunile acestora), respectiv gradul de fisurare al rocii de bază;
- umiditatea pe care o are roca în momentul producerii înghețului [3,9].

Principiul metodei constă în supunerea a trei probe de agregat dintr-o singură clasă granulară: 4/8, 8/16, 16/32 sau 32/63, de masă uscată cunoscută (de la 1 000 la 6 000 g), la zece cicluri de îngheț-dezghet prin răcirea la -17,5 °C și dezghetarea în baie de apă la 20 °C. În urma acestui procedeu se realizează examinarea agregatelor și observarea modificărilor: formare de fisuri, pierdere de masă și, dacă este cazul, modificări ale rezistenței, de exemplu creșterea coeficientului Los Angeles. Probele vor fi saturate în prealabil timp de 24 h la presiune atmosferică, în apă distilată sau deionizată, la temperatura de 20 °C [53].

La sfârșitul ciclurilor de îngheț-dezghet, se toarnă conținutul fiecărei probe într-o sită cu dimensiunea ochiurilor egală cu jumătate din dimensiunea ochiurilor sitei utilizate la pregătirea probei de încercat: spre exemplu pentru fracțiunea 8/16, într-o sită cu dimensiunea ochiurilor de 4 mm. Se spală probele și se cern pe sita specificată, după care se usucă la 110 °C până la masă constantă, se răcește la temperatura ambiantă și se determină imediat masa finală. Determinarea procentului de pierdere de masă se calculează cu relația:

$$F = \frac{M_1 - M_2}{M_1} \times 100 \quad [\%] \quad (2.1)$$

în care: M_1 este masa totală a celor trei probe care sunt supuse încercării, în g;

M_2 – masa totală uscată a celor trei probe de încercat, care rămâne pe sita specificată, în g;

F – procentul de pierdere de masă a celor trei probe de încercat după ciclurile de îngheț-dezghet.

Sensibilitatea la îngheț-dezghet a agregatelor determinată conform standardului european [53] calculată ca procent de pierdere de masă se va încadra în una din categoriile din Tabel 2.9. Pentru agregatele folosite la prepararea mixturilor asfaltice produse în România cerința impusă rezistenței la îngheț-dezghet este dată în Tabel 2.10 [48].

Tabel 2.9 - Categoriile de agregat în funcție de valoarea maximă a sensibilității la îngheț-dezghet

Procentaj de pierdere de masă %	Categorie F
≤ 1	F ₁
≤ 2	F ₂
≤ 4	F ₄
> 4	F _{Declarat}
Neimpus	F _{NR}

Standardul european în vigoare [48] prevede necesitatea realizării și a altor încercări fizice, mecanice și chimice atât pe agregate naturale, cât și pe agregate artificiale (zgură de furnal), funcție de domeniul de utilizare al acestora.

2.1.2. Condiții de calitate conform normelor tehnice utilizate în România

În baza standardelor europene, normativul românesc [41] prevede condițiile specifice de calitate pentru agregatele naturale utilizate la prepararea mixturilor asfaltice la cald. Pornind de la semnificația categoriilor de calitate descrise succint în paragrafele anterioare, se pot constata exigențele impuse agregatelor naturale folosite la prepararea mixturilor asfaltice.

Caracteristicile fizico-mecanice ale criblurilor și pietrișurilor (concasate sau neconcasate), cerute de normativul aplicabil în România, sunt prezentate în Tabel 2.10.

Tabel 2.10 - Condiții de calitate pentru cribluri și pietrișuri [41]

Nr. crt.	Caracteristica		Criblură	Pietriș concasat (sortat)	
1	Conținut de granule în afara sortului (categoria Gc 90/10):				
	rest pe sita cu ochiuri D, %, max.		1...10	1...10	
	treckeri prin sita cu ochiuri d, %, max.		10	10	
2	Coeficient de aplatizare, %, max.		25 (A ₂₅)	25 (A ₂₅)	
3	Indice de formă, %, max.		25 (SI ₂₅)	25 (SI ₂₅)	
4	Conținut de impurități - corpuri străine		Nu se admit	Nu se admit	
5	Conținut de particule fine sub 0,063 mm, %, max.		1,0 (f _{1,0}) 0,5 (f _{0,5})*	1,0 (f _{1,0}) 0,5 (f _{0,5})*	
6	Rezistența la fragmentare LA, %, max.	Clasa tehnică I-III	Categorie tehnică stradă I-III	20 (LA ₂₀)	20 (LA ₂₀) pentru pietriș concasat
		Clasa tehnică IV-V	Categorie tehnică stradă IV	25 (LA ₂₅)	25 (LA ₂₅)
7	Rezistența la uzură micro-Deval, %, max.	Clasa tehnică I-III	Categorie tehnică stradă I-III	15 (M _{DE15})	15 (M _{DE15}) pentru pietriș concasat
		Clasa tehnică IV-V	Categorie tehnică stradă IV	20 (M _{DE20})	20 (M _{DE20})
8	Sensibilitate la îngheț-dezghet după 10 cicluri:				
	pierdere de masă (F), %, max.		2 (F ₂)	2 (F ₂)	
	scăderea rezistenței LA (ΔS _{LA}), %, max.		20	-	
9	Rezistența la acț. sulfatului de magneziu, %, max.		6	6	
10	Conținut de granule total sparte, %, min. (în cazul criblurilor din roci detritice)		95 (C _{95/1})	90 (C _{90/1}), pentru pietrișuri concasate	

* agregate cu granula de maximum 8mm

Pentru nisipurile de concasaj sau naturale care se pot utiliza la producerea de mixturi asfaltice, caracteristicile fizico-mecanice trebuie să corespundă prevederilor din Tabel 2.11.

Tabel 2.11 - Condiții de calitate pentru nisipuri [41]

Nr. crt.	Caracteristica	Nisip de concasaj	Nisip natural
1	Conținut de granule în afara sortului: rest pe sita cu ochiuri D, %, max.	10	10
2	Granulozitate	Continuă	Continuă
3	Coeficient de neuniformitate, min.	-	8
4	Conținut de impurități - corpuri străine	Nu se admit	Nu se admit
	Conținut de impurități -humus (soluție de NaHO), max.	-	Galben
5	Conținut de particule fine sub 0,063 mm, %, max.	10 (f ₁₀)	10 (f ₁₀)
6	Calitatea particulelor fine (valoare de albastru), max.	2	2
7	Echivalent de nisip pe sort 0-4, %, min.	-	85

În plus, agregatele utilizate la prepararea mixturilor asfaltice trebuie să respecte o condiție suplimentară privind conținutul de granule moi, friabile, alterate, poroase sau vacuolare care trebuie să fie maxim 5 % din masa totală. Această determinare se efectuează vizual prin separarea din masa agregatului natural a granulelor necorespunzătoare și raportarea masei acestora la masa probei considerate.

2.2. Lianții bituminoși

Lianții bituminoși sunt materiale organice, hidrofobe, de culoare închisă de la brun, la negru, care în funcție de temperatură se prezintă ca mase rigide casante, plastice sau fluid-vâscoase și care sunt găsite în natură, respectiv sunt obținute prin oxidarea la cald a reziduurilor de petrol sau prin distilarea huilei. Lianții bituminoși sunt caracterizați prin faptul că au în compoziție compuși alcătuiți, în principal, din ansambluri de atomi de carbon și de hidrogen care în contact cu particulele solide, cum sunt agregatele naturale dezvoltă forțe de adezivitate și coeziune, conferind materialului compozit o anumită rigiditate și rezistență la întindere, compresiune și forfecare.

2.2.1. Tipuri de lianți bituminoși

După modul de formare, lianții bituminoși se clasifică în următoarele două familii:

- bitumuri naturale, formate prin oxidarea naturală a țițeiurilor, procesul petrecându-se la suprafața scoarței terestre;
- bitumuri artificiale, obținute prin prelucrarea țițeiului (bitum de petrol).

La acești lianți bituminoși poate fi adăugat gudronul, rezultând grupa lianților hidrocarbonați.

Gudronul rezultă din pirogenarea anaerobă a materialelor de origine vegetală de lignit, turbă, lemn etc., cel mai frecvent huilă, acesta numindu-se "gudron de huilă". Gudroanele au o compoziție chimică de liant bituminos, dar destul de diferită de a biturilor de origine animală. Acestea sunt cunoscute și utilizate de foarte mult timp sub formă de "gudroane de lemn", provenind în special din rășini. În urma proceselor industriale, gudroanele pot fi:

- gudroane de cocserie, rezultate prin tratarea huilei în procesul tehnologic de fabricare cocsului necesar industriei siderurgice;
- gudroane provenind de la uzinele de gaz, rezultate în urma tratării huilei pentru producerea de gaz de iluminat.

În prezent, gudronul nu se utilizează în sectorul rutier, fiind un produs cancerigen.

Modul de obținere a celor trei tipuri de lianți este prezentat schematic în Figura 2.3, adaptată după [8].

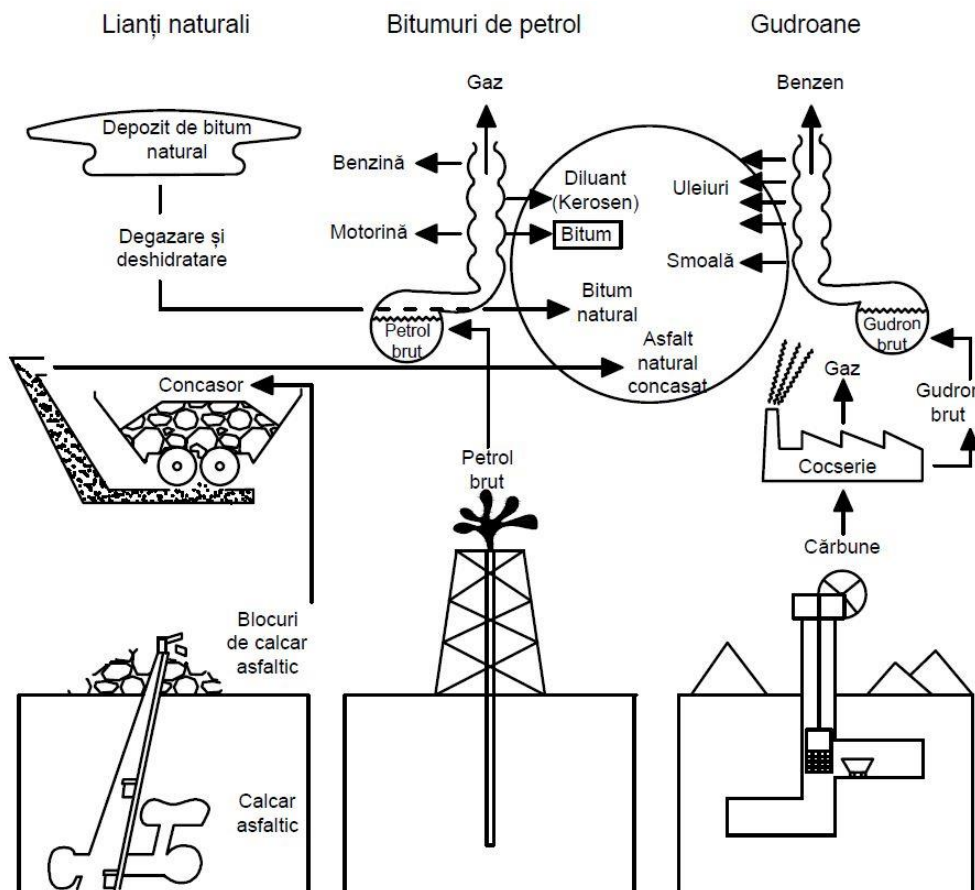


Figura 2.3 - Geneza lianților hidrocarbonați [8]

Cele mai cunoscute bitumuri naturale sunt bitumul de Trinidad (56 % bitum pur), bitumul de Bermudez din Venezuela (96 % bitum pur), bitumul din Marea Moartă (98 % bitum pur) etc. Bitumul natural se găsește asociat cu diferite substanțe

minerale și, în acest caz, se numește rocă asfaltică - asfalt natural sau nisip bituminos. Mesopotamienii îl foloseau în urmă cu 7 000 ani drept agent de legătură în construcții.

Cel mai important zăcământ de bitum natural se găsește în sud-vestul statului Trinidad Tobago, în satul La Brea, sub forma unui lac de bitum, ce se întinde pe o suprafață de 41 hectare și are o adâncime medie de 76 m. Bitumul natural de aici a fost folosit de-a lungul timpului la construcția unor clădiri impresionante precum Tunelul Cross Harbour din Hong Kong, Autostrada Transalpină din Austria și Viaductul Jubilee Way din Marea Britanie [54].

Bitumul de Trinidad conține cca 63 % maltene și 30 % asfaltene ceea ce îl face foarte căutat pe piață deoarece aceste proprietăți nu sunt ușor de imitat în rafinările moderne. Maltenele sunt o clasă de substanțe chimice care-i conferă bitumului proprietățile adezive și calități „mai mult vâscoase și cimentoase decât uleioase, ca în cazul unor tipuri de bitum obținute prin distilare”. Asfaltenele reprezintă un alt grup de hidrocarburi ce ajută la transformarea bitumului în material termoplastic. Bitumul natural din lac este lichid, negru și vâscos, are suprafața semisolidă, ceea ce permite pe anumite porțiuni traversarea lui la pas [54].

Deoarece cantitățile de bitum natural sunt insuficiente pentru a acoperi cererea, în prezent, bitumul se obține prin oxidarea deșeurilor rămase după distilarea petrolului din combustibilul rezultat în urma distilării primare a țițeiului de înaltă calitate, fără parafină. Produsul este foarte important datorită aplicabilității în special în domeniul construcțiilor rutiere și al sistemelor de hidroizolații.

Bitumurile artificiale sunt amestecuri complexe de hidrocarburi lichide, solide sau derivați ai acestora cu oxigenul, sulful și azotul. Bitumurile rutiere sunt lichide la temperaturi mai mari de 100 °C.

Prin tratarea bitumurilor cu solvenți selectivi, se pot separa succesiv grupe de substanțe care se aseamănă între ele prin: compoziție, structură, solubilitate, comportare la încălzire etc. Astfel, se pot separa următoarele grupe de substanțe care intră în compoziția bitumurilor:

- petrolenele (uleiurile), care sunt substanțe de consistență fluid-vâscoasă și se dizolvă în benzină ușoară. Bitumul rutier conține 40...60 % uleiuri;
- maltenele (rășini), care la temperatura obișnuită se prezintă ca mase semisolide cu deformabilitate plastică mare și se dizolvă în benzina ușoară (eter de petrol). Sunt prezente în bitum în procente de 18...48 %;
- asfaltenele (15...35 %), sunt substanțe solide, friabile, de culoare neagră, alcătuite din hidrocarburi aromatice; se dizolvă în tetraclorura de carbon (CCl₄). Asfaltenele imprimă bitumului vâscozitate, coeziune și stabilitate la temperaturi ridicate. Din asfaltene se pot separa ca grupe: carbenele - solubile în sulfura de carbon (CS₂) și carboidele - insolubile în solvenți;
- acizi asfaltogeni și anhidridele lor, care contribuie la mărirea adezivității. Sub acțiunea căldurii se transformă în rășini. Acești compuși reprezintă cantitățile cele mai mici față de compușii precedenți (sub 1 %).

Compoziția chimică a bitumurilor variază în limite largi, în funcție de natura și tehnologia lor de obținere.

Din punct de vedere structural bitumurile sunt sisteme disperse coloidale. Astfel, bitumurile fluide sunt sisteme coloidale de tip sol, iar bitumurile semisolide sunt sisteme coloidale de tip gel.

În bitumurile fluide, mediul de dispersie este lichid, fiind alcătuit din soluția de maltene în petrolene, iar dispersatul este format din micelle de asfaltene și carbene cu pelicula adsorbită de maltene, față de care au o mare afinitate.

Prin reducerea mediului de dispersie din bitumurile fluide prin evaporare lentă sau prin oxidare naturală, micellele încep să se asocieze în grupări care includ și o

parte a mediului de dispersie. Din această cauză, biturile devin din ce în ce mai vâscoase, până se transformă în "masă plastică". Dacă procesul de asociere a micelilor continuă, se ajunge la bitumuri "semisolide cu structură de gel", la care micelile formează o rețea tridimensională în ochiurile căreia rămâne dispersată soluția de maltene în petrolene.

Dacă unui bitum semisolid i se adaugă uleiuri minerale el se transformă din nou în bitum fluid. Tixotropia reprezintă lichefierea reversibilă a unor geluri sub influența unor acțiuni mecanice. Aceasta poate fi: izotermă sau sub variație de temperatură. La biturile semisolide, legăturile dintre micelile care alcătuiesc structura tridimensională sunt slabe și pot fi anulate prin aport de energie calorică sau mecanică. Astfel, prin încălzirea biturilor semisolide crește energia cinetică, provocând ruperea unor legături dintre micelile și transformarea lor într-un liant plastic de tip gel-sol. La o temperatură mai ridicată, toate legăturile se distrug și bitumul se topește, transformându-se într-un lichid vâscos (sol). La răcire fenomenele se produc invers, datorită scăderii energiei cinetice.

2.2.2. Producerea bitumului în rafinării

Bitumul este un liant care datorită ușurinței cu care poate fi folosit și a principalelor lui proprietăți, în special legate de adezivitate, plasticitate, ductilitate, insolubilitate în apă și inerție la numeroși agenți chimici a cunoscut o dezvoltare importantă în domeniile rutier și industrial. În contextul principalelor lui proprietăți, bitumul are o comportare mai mult sau mai puțin vâsco-plastică sau elastică, în raport cu condițiile de solicitare la care este supus. El are o mare capacitate de monolitizare deoarece aderă la majoritatea materialelor de construcții uzuale: agregate naturale, beton de ciment, lemn, metal sau sticlă.

În prezent, biturile rutiere se obțin, aproape în exclusivitate, ca urmare a prelucrării în rafinării a petrolului brut, ele constituind fracțiunea cea mai grea. În rafinării, diverse tipuri de instalații transformă petrolul brut în produse finite, de la bitumuri și uleiuri, la diverși combustibili, carburanți, gaze și produse pentru industria chimică.

Bitumul este obținut prin tratarea celei mai grele fracțiuni rezultată din procesul de distilare a țiteiurilor. Această tratare este realizată în unități specializate ale rafinăriilor cu scopul obținerii unor produși care să corespundă specificațiilor în vigoare și cerințelor utilizatorilor. De exemplu, în prezent în Franța, cca 13 rafinării produc diverse tipuri de bitumuri. La nivelul anului 2000 au fost produse cca 3,1 mil. tone de bitum. În Figura 2.4 adaptată după [8] este prezentată o schiță a procesului tehnologic de distilare a țiteiului în rafinării și de obținere a bitumului.

Țiteiurile cele mai utilizate în Europa Occidentală fac parte din două familii mari: provenind din America de Sud sau din Orientul Mijlociu. Toate acestea au caracteristici foarte apropiate, cu excepția densității. De exemplu, în rafinăriile franceze marea majoritate a țiteiurilor prelucrate provin din Orientul Mijlociu.

În ceea ce privește evoluția procesului de fabricație a biturilor se pot reține următoarele concluzii:

- după o perioadă în care în cvasitotalitate biturile rutiere erau fabricate prin distilare directă pornind de la țiteiuri venezuelene sau mexicane, rafinăriile franceze au început utilizarea țiteiurilor din Orientul Mijlociu, spre sfârșitul anilor '50;
- această schimbare a sursei de aprovizionare a țiteiului s-a tradus și printr-o modificare a procedeelelor de fabricație a bitumului, ajungându-se la o pondere

- importantă a procedului prin semi-suflare;
- până la sfârșitul anilor '50, marea majoritate a biturilor rutiere produse erau tip 80/100 și 180/220, iar marea majoritate a acestora erau produse prin distilare directă;
- începând cu sfârșitul anilor '50 cererea de bitum a fost direcționată spre bitumuri tip 40/50 și 60/70, ceea ce a condus la modificarea procedeelelor de fabricație spre metoda semi-suflare, indispensabilă producției acestor tipuri de bitum. În anul 1975 marea majoritate a rafinărilor franceze produceau bitumuri rutiere după acest procedeu;
- criza petrolieră din perioada 1973-1979 a condus la modificări pe piața franceză a bitumului, cu o redistribuire a cererii. S-a ajuns la necesitatea construirii de unități de distilare foarte performante, cu închiderea, în același timp, a altor rafinării. Într-adevăr piața franceză a bitumului absorbea în 1973 cca 115 milioane tone de țiței, ajungându-se în anul 1988 la 75 milioane tone. Pentru bitumuri, această schimbare a condus la revenirea la procesul tehnologic de distilare directă [8].

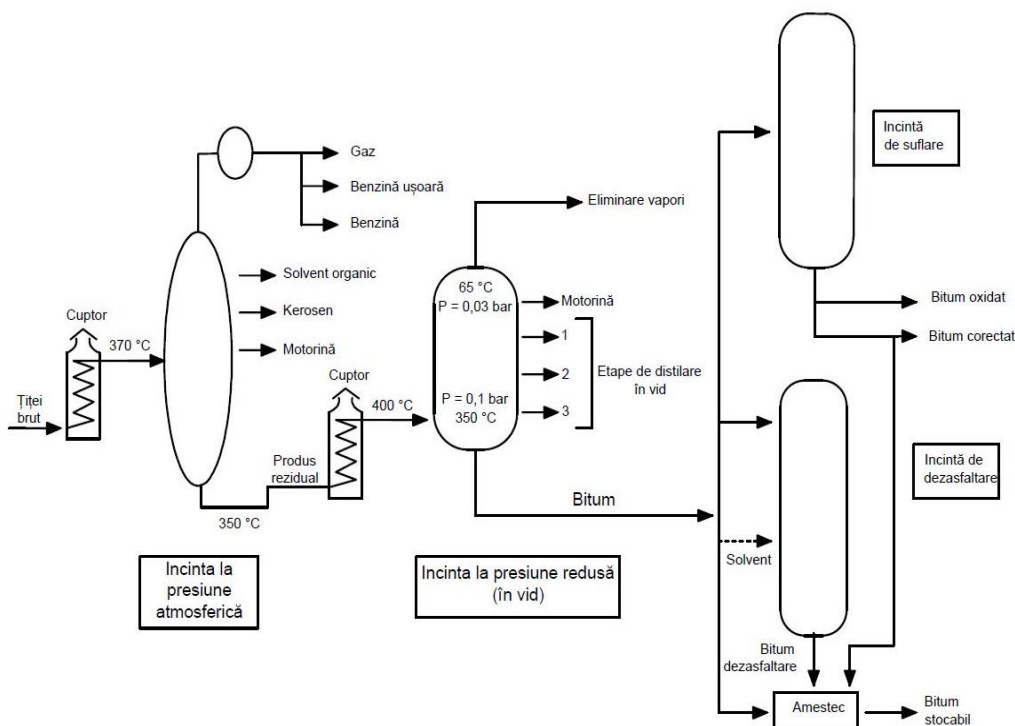


Figura 2.4 - Etapele principale ale procesului de fabricare a biturilor [8]

În ceea ce privește fabricarea biturilor, se reține faptul că într-o rafinărie, chiar dintre cele mai moderne, se produce o separare fizică a hidrocarburilor, adică distilarea. Frațiunile obținute prin acest procedeu sunt apoi separate și mai fin, urmând să fie supuse unor tratamente chimice. Așa ca și pentru toate celelalte fracțiuni, producerea bitumului face apel la cele două aspecte menționate anterior.

2.2.2.1. Producerea bitumului prin distilare

Procedeul presupune în principiu distilarea țițeiului. Distilarea este un procedeu fizic de evaporare a constituenților volatili, adică fiecare fază care se evaporă este captată succesiv și condensată. În final, rămâne fracțiunea grea care constituie bitumul. Conform figurii 2.4, distilarea se efectuează în două etape:

- prima etapă la temperatură atmosferică, după decantare și încălzirea țițeiului la o temperatură de peste 300 °C;
- a doua etapă în vid, pe fracțiunile cele mai grele.

Prin reglarea parametrilor debit, aer și temperatură se obține gama completă a tipurilor de bitum de la 180/220 la 20/30. Pentru a evita schimbarea frecventă a calității biturilor la preparare, se fabrică în general două tipuri 180/220 și 20/30, care se stochează și apoi se amestecă în diverse proporții pentru a se obține tipurile intermediare. De asemenea, se poate alege procedeul de realizare exclusiv a bitumului 20/30, după care acesta se fluxează cu fracțiuni mai ușoare pentru obținerea altor tipuri de bitum.

Dacă distilarea directă nu permite obținerea biturilor cu caracteristicile dorite, în vacuum se procedează la o dezasfaltare sau o semi-suflare cu aer a fracțiunii mai grele.

Dezasfaltarea este bazată pe principiul separării fizice a constituenților prin dizolvarea diferențiată a fracțiunilor lubrifiante sau bituminoase în anumiți solvenți foarte selectivi, ca propanul, butanul sau pentanul. Fracțiunile grele insolubile se numesc "asfalt de dezasfaltare", care constituie de fapt un material de bază pentru producerea bitumului. În final, în funcție de natura solventului și de condițiile de funcționare a instalației de dezasfaltare de temperatură și proporție de solvent, se obțin diferite tipuri de bitum. Acest procedeu aplicat cu un singur solvent pentru fabricarea bitumului se mai poate numi "precipitare", "dezasfaltare" sau "extracție". [8]

2.2.2.2. Producerea bitumului prin oxidare

Această tehnologie constă în injectarea de aer în masa bituminoasă la o temperatură de 250...300 °C. Rezultatul obținut este o durificare însoțită de o diminuare a susceptibilității bitumului la temperatură. Eficiența procesului tehnologic, care se poate desfășura în flux continuu sau discontinuu, depinde de: natura produsului de bază, raportul aer/masa produs, temperatură și folosirea sau nu a unui catalizator.

În practică se disting următoarele două tehnologii:

- semi-suflarea de aer sau oxidarea, care constă în tratarea unui bitum prea puțin consistent pentru a fi utilizat direct în sectorul rutier prin suflare de aer. Astfel se produce o deshidrogenare parțială și o polimerizare a bitumului cu oxigenul din aerul suflat. Principial, procedeul constă în suflarea de aer prin bitum la o temperatură de 240...260 °C. Reacția este mai mult sau mai puțin exotermă și temperatura în turnul de suflare nu va depăși niciodată 300 °C datorită riscului apariției fenomenului de „cracare”, iar duritatea bitumului obținut poate fi controlată prin reglarea timpului de suflare a aerului;
- suflarea de aer este un procedeu mai complex care conduce la obținerea unor bitumuri industriale cu un indice de penetrație foarte mare de exemplu, IP până la +7, în timp ce biturile pentru drumuri au IP = -1...+1. Se reține faptul că procedeul de suflare (oxidare) conduce la crearea de

asfaltene în detrimentul părților aromatice și conduce la obținerea unei structuri de tip gel [8].

2.2.2.3. Lianți rutieri pe bază de bitum

Fabricarea lianților bituminoși se realizează într-un cadru perfect definit, specificațiile tehnice și metodele obișnuite de încercare fiind foarte exact reglementate. În Figura 2.5, adaptată după [8], sunt explicitate schematic principalele procedee de fabricație a diferitelor tipuri de lianți bituminoși rutieri.

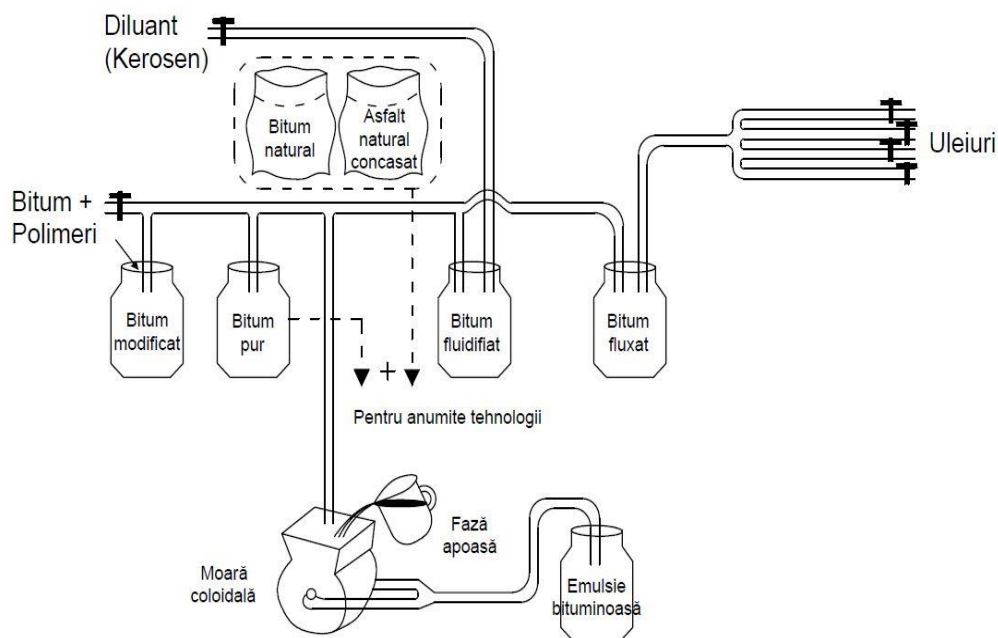


Figura 2.5 - Procedeele de fabricație pentru diverși lianți rutieri [8]

Bitumul pur este principalul tip de liant bituminos utilizat în tehnica rutieră. Acesta este încălzit la o temperatură care să permită anrobarea materialelor granulare și filerului, temperatură care depinde de consistența bitumului. Spre exemplu în Franța bitumurile de consistență redusă sunt încălzite la o temperatură de cca 140 °C, iar bitumurile cele mai dure la o temperatură de cca 180 °C.

Pe de altă parte, fabricile de mixturi asfaltice dispun de sisteme de încălzire a bitumului și agregatelor naturale până la temperaturi de anrobare adecvate, care împreună cu sistemele de dozare și omogenizare, creează condiții optime pentru obținerea unor mixturi asfaltice de calitate.

Bitumul fluidifiat se obține prin dizolvarea bitumului într-un solvent de tipul kerosen sau petrol lampant. De exemplu, în Franța bitumurile fluidificate au fost utilizate înainte de anii '60 cu precădere pentru realizarea tratamentelor bituminoase, respectiv pentru realizarea amorsării. Acest procedeu nu mai este de actualitate în tehnica rutieră.

Bitumul fluxat rămâne un procedeu de actualitate, dar în sisteme mai elaborate. Bitumurile fluxate se creează cu scopul micșorării vâscozității unor bitumuri

de consistență ridicată, cu utilizarea unor fluxanți (uleiuri), în general mai grei decât cei folosiți pentru obținerea bitumului fluidifiat.

Fluxanții folosiți sunt furnizați de diferite societăți de profil și au proprietăți proprii particulare. Spre exemplu se utilizează fluxanți care să confere performanțe ridicate tratamentului bituminos realizat. De asemenea, bitumul fluidifiat sau bitumul fluxat poate fi folosit pentru realizarea de mixturi asfaltice călduțe sau la rece.

Bitumul fluxat se poate obține și prin adăugarea într-un bitum dur a unui bitum de consistență redusă cu scopul obținerii unui bitum cu caracteristici intermediare între cele două bitumuri inițiale.

Emulsia bituminoasă este o dispersie intimă a doi produși nemiscibili unul în altul, constituind două faze distincte: bitumul (60..65 %) sub forma unor particule de ordinul micronilor - faza dispersată sau discontinuă și apa - faza dispersantă sau continuă, în prezența unui emulgator în proporție de 0,5...3,0 % și a acidului clorhidric în proporție de 0,5...2,0%. În funcție de tipul emulgatorului utilizat emulsiile bituminoase pot fi cationice în care emulgatorul este o substanță bazică sau anionice în care emulgatorul o substanță acidă. În prezent, cele mai utilizate emulsii bituminoase sunt cele cationice care oferă o adezivitate corespunzătoare la toate tipurile de agregate naturale, în timp ce emulsiile bituminoase manifestă adezivitate exclusiv la agregatele naturale de natură bazică.

Bitumurile modificate se obțin din bitumuri de bază a căror proprietăți reologice sunt modificate prin adaosul de agenți chimici cum sunt cauciuc natural, polimeri sintetici, sulf, anumiți compuși organometalici. Principalul tip de bitum modificat este bitumul – polimeri pentru care agentul modificator îl reprezintă unul sau mai mulți polimeri organici. În general se vorbește despre bitum-SBS, bitum-EVA etc.

Bitumurile modificate, ca și bitumurile pure, pot fi livrate sub toate cele trei forme prezentate anterior: fluidifiat, fluxat sau emulsie bituminoasă. Totuși principala utilizare a bitumurilor modificate este cea de realizare a unor mixturi asfaltice cu performanțe ridicate, la cald [2,3,6,8,19].

2.2.3. Condiții de calitate conform normelor tehnice românești

Bitumurile utilizate în sectorul rutier pe teritoriul României, conform normelor tehnice europene [41,55], trebuie să îndeplinească condițiile din Tabel 2.12.

În ceea ce privește bitumurile modificate cu polimeri, normele tehnice europene [56] prevăd respectarea condițiilor de calitate din Tabel 2.13.

Mărimea lotului este de max. 500 tone, iar la fiecare lot se verifică toate condițiile tehnice de calitate din Tabel 2.1, cu excepția conținutului de parafină, densității, adezivității și a indicelui de instabilitate coloidală. Verificarea indicelui de instabilitate coloidală este obligatorie numai pentru bitumurile utilizate la prepararea bitumurilor modificate.

Conform normativului românesc în vigoare [41], la prepararea mixturilor asfaltice se pot utiliza următoarele tipuri de bitumuri:

- pentru zonele climaterice calde: bitumuri clasa 35/50 sau 50/70, respectiv bitumuri modificate cu polimeri clasa 3 cu penetrația 25/55 sau clasa 4 cu penetrația 45/80;
- pentru zonele climaterice reci: bitumuri clasa 50/70 sau 70/100, respectiv bitumuri modificate cu polimeri clasa 4 cu penetrația 45/80 sau clasa 5 cu penetrația peste 70 1/10 mm.

Tabel 2.12 - Caracteristicile biturilor rutiere neperafinoase

Nr. crt.	Caracteristica	Tip bitum						
		20/30	30/45	35/50	40/60	50/70	70/100	100/150
1	Penetrația la 25 °C, 1/10 mm	20...30	30...45	35...50	40...60	50...70	70...100	100...150
2	Punctul de înmuiere inel și bilă, °C	55...63	52...60	50...58	48...56	46...54	43...51	39...47
3	Ductilitatea la 25 °C, cm, min.	-	-	50	-	100	100	-
4	Punct de rupere Fraass, °C, max.	-	-5	-5	-7	-8	-10	-12
5	Punct de inflamabilitate, °C, min.	240	240	240	230	230	230	230
6	Solubilitate, %, min.	99	99	99	99	99	99	99
7	Rezistență la întărire la 163 °C:							
	- penetrație reziduală, %, min.	55	53	53	50	50	46	43
	- creșterea punctului de înmuiere I.B. – Severitate 1, °C max.	8	8	8	9	9	9	10
	- creșterea punctului de înmuiere I.B. – Severitate 2, °C max.	10	11	11	11	11	11	12
	- variația masei (valoarea absolută), %, max.	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,8	0,8
8	Indice de penetrație	-1,5...+0,7						
9	Vâscozitate dinamică la 60 °C, Pa·s, min.	440	260	225	175	145	90	55
10	Vâscozitate cinematică la 135 °C, mm ² /s, min.	530	400	370	325	295	230	175
11	Adezivitate pe agregat natural etalon, %, min.	80	80	80	80	80	80	80

58 MATERIALELE CONSTITUENTE ALE MIXTURILOR ASFALTICE - 2

Tabel 2.13 - Caracteristicile bitumului modificat cu polimeri

Nr. crt.	Caracteristica	CLASA DE BITUM MODIFICAT CU POLIMERI:									
		2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	Penetrația la 25 °C, 1/10 mm	10-40	25-55	45-80	40-100	65-100	75-130	90-150	120-200	200-300	
2	Punct de înmuiere, °C, min.	80	75	70	65	60	55	50	45	40	
3	Coeziune ¹	Forță de ductilitate (tracțiune 50 mm/min.), J/cm ² , min., sau	3, la 5 °C	2, la 5 °C	1, la 5 °C	2, la 0 °C	2, la 10 °C	3, la 10 °C	0,5, la 15 °C	2, la 15 °C	0,5, la 20 °C
		Încercare la tracțiune (tracțiune 100 mm/min.), J/cm ² , min., sau	3, la 5 °C	2, la 5 °C	1, la 5 °C	3, la 0 °C	3, la 10 °C				
		Metoda pendulului (încercare la șoc), J/cm ² , min.	0,7								
4	Rezistență la întărire ²	Penetrație reziduală, %, min.	35	40	45	50	55	60			
		Creșterea punctului de înmuiere, °C, max.	8	10	12						
		Variația de masă ³ , %, max.	0,3	0,5	0,8	1,0					
5	Punct de inflamabilitate, °C, min.	250	235	220							
<p>1. Pentru coeziune trebuie să se aleagă o singură metodă, în funcție de utilizarea finală. Determinarea coeziunii prin metoda pendulului nu trebuie să fie utilizată decât la lianți pentru tratamente bituminoase.</p> <p>2. Pentru rezistența la întărire, încercarea de referință este încercarea RTFOT la 163 °C. Pentru bitumurile cu polimeri foarte vâscoase, cu o vâscozitate prea mare pentru a se obține un film fluid, nu este posibil să se efectueze încercarea RTFOT la temperatura de 163 °C. În aceste cazuri, procedura trebuie realizată la temperatura de 180 °C.</p> <p>3. Variația de masă poate fi pozitivă sau negativă</p>											

În afara zonei climaterice, alegerea tipului de bitum utilizat se face luând în considerare și importanța drumului public, respectiv intensitatea traficului rutier.

În cazul în care adezivitatea bitumului la agregatele naturale este mai mică de 80 %, bitumul va fi aditivat.

2.3. Filerul

Filerul este o pulbere minerală cu granulozitatea sub 0,63 mm cu granule mai mici de 0,08 mm, min. 80 %, obținută prin măcinarea fină a rocilor calcaroase, brecioase mozaicate, cu un conținut de carbonat de calciu de peste 90 %. De asemenea, conform normativului românesc în vigoare se mai pot utiliza filere provenite prin măcinarea fină a cretei brute sau prin stingerea în pulbere a varului bulgări, urmată de separarea corespunzătoare [9].

Filerul trebuie să fie uscat (umiditate max. 2 %), să aibă o densitate după sedimentare în benzen sau toluen de 500...800 kg/m³ și un coeficient de goluri în stare compactă de 0,3...0,5.

Principalele condiții pe care trebuie să le îndeplinească filerul utilizat la prepararea amestecurilor asfaltice sunt următoarele:

- să nu reacționeze chimic cu lianții;
- să asigure o bună adhezivitate a liantului pe granulele de filer;
- granulele sale să nu fie poroase, pentru a nu mări consumul de liant prin absorbție;
- să nu absoarbă în mod selectiv anumiți componenți ai bitumului, care să conducă la modificarea în mod necorespunzător a caracteristicilor liantului. [6,9]

Filerul are rolul de a corecta granulozitatea agregatului natural total, astfel încât volumul de goluri remanent în stratul rutier să fie minim. De asemenea, filerul mărește domeniul de plasticitate al bitumului și favorizează adhezivitatea la agregatul natural. El mărește frecarea interioară din bitum și coeziunea acestuia, îmbunătățind astfel comportarea amestecului asfaltic la solicitări statice și la rupere.

Literatura de specialitate menționează posibilitatea utilizării ca filer chiar dacă acestea nu sunt acceptate de normele tehnice românești în vigoare și a altor pulberi minerale sau artificiale, cum sunt:

- cimentul, care este un filer foarte bun dar scump, deci cu o utilizare neeconomică;
- pudrea de cauciuc, care îmbunătățește sensibil comportarea amestecurilor asfaltice, atât la temperaturi joase, cât și la temperaturi ridicate;
- deșeurile de carbonat de calciu, care însă au o umiditate ridicată;
- pudra de zgură granulată, praful de cărbune sau cenușa de termocentrală.
- praful recuperat de la uscătoarele fabricilor de amestecuri asfaltice, cu granule de până la 200 micrometri, și care poate atinge 8 % din masa agregatelor naturale uscate.

Din studiile efectuate asupra modului de comportare a masticurilor preparate din filere diferite cu bitum, rezultă că filerul de calcar conduce la cele mai bune și cele mai eficiente rezultate și, în consecință, se recomandă utilizarea acestuia. Suprafața granulelor filerului proaspăt prezintă o adhezivitate sporită. De aceea, este bine ca filerul să fie utilizat în primele 2...3 luni de la producere.

Dintre condițiile de calitate pe care trebuie să le îndeplinească filerul, finețea este cea mai importantă. O finețe exagerată poate însă dăuna amestecului asfaltic. Granulele de mărimea particulelor coloidale măresc suprafața specifică, dar în același timp favorizează umflarea amestecurilor asfaltice sub acțiunea apei, sporesc consumul de liant și îngreunează lucrabilitatea. Unele prescripții recomandă ca filerul să nu conțină particule mai mici de 0,005 mm.

2.4. Încercări de laborator pe materialele constitutive ale mixturilor asfaltice

2.4.1. Încercări de laborator pe agregate

Agregate naturale investigate au fost criblurile 4-8 și 8-16, respectiv nisipul de concasaj 0-4 provenite dintr-un diorit, un nisip natural de pe Valea Mureșului ambele din regiunea Banat, România, respectiv filerul de calcar.

În acest subcapitol sunt prezentate rezultatele obținute în urma analizei în laborator a calității agregatele naturale considerate. După verificarea respectării cerințelor normative, aceste agregate au fost utilizate pentru prepararea mixturilor asfaltice.

Încercările de laborator au fost efectuate în cadrul Laboratorului de geotehnică și căi de comunicație terestre al Departamentului Căi de Comunicație, Fundații și Cadastru din cadrul Facultății de Construcții din Timișoara.

2.4.1.1. Determinarea rezistenței la fragmentare și a rezistenței la uzură

Determinarea rezistenței la fragmentare Los Angeles (coeficientul LA) și a rezistenței la uzură micro-Deval (coeficientul M_{DE}) s-a efectuat în conformitate descrierea făcută în paragraful 2.1.1.4, pe fracțiunea 10...14 mm.

Au fost utilizate aparatele din Figura 2.6, fiind folosite două probe pentru determinarea rezistenței la fragmentare și a rezistenței la uzură.



a) b)
Figura 2.6 – Aparatele: a) Los Angeles; b) micro-Deval

Datele obținute în urma efectuării încercărilor sunt centralizate în Tabel 2.14. Valorile celor doi coeficienți au fost calculate cu următoarele relații:

$$LA = \frac{5000 - m}{50} \quad [\%] \quad (2.1)$$

$$MDE = \frac{500 - m}{5} \quad [\%] \quad (2.2)$$

în care:

m reprezintă media maselor rămase sita de 1,6 mm (Tabel 2.14), în g.

Tabel 2.14 - Rezultatele încercărilor Los Angeles și micro-Deval

Încercarea	Proba	Masa inițială, g	Masa bilelor, g	Masa rămasă pe sita de 1,6 mm, g	Media (m), g	Coeficient, %
Los Angeles	1	5 000	4 773	4 268	4 282	14,4
	2	5 000		4 296		
micro-Deval	1	500	5 000	470,3	464,1	7,2
	2	500	5 002	457,9		

Rezultă că ambele valori obținute încadrează roca din care provin agregatele în categoria unei roci metamorfice, dure, cu compactitate ridicată, nealterate, cu rezistențe mecanice ridicate. Din acest aceste puncte de vedere agregatele naturale verificate sunt recomandate pentru a fi utilizate la prepararea betoanelor asfaltice.

2.4.1.2. Granulozitatea

Determinarea granulozității agregatelor naturale și filerului s-a efectuat prin metoda cernerii [41,57]. Determinarea se efectuează cu ajutorul unui aparat de cernere cu o garnitură de site suprapuse având dimensiunile 22,4; 16; 8; 4; 2; 0,125 și 0,063 mm, care sunt așezate în ordine descrescătoare de sus în jos, după mărimea ochiurilor. Garnitura de site este prevăzută în partea inferioară cu un talger pe care se adună materialul care a trecut prin toate sitele. Aparatul de cernere este prezentat în Figura 2.7.



Figura 2.7 – Aparatul de cernere

Granulozitatea a fost determinată pentru toate sorturile de agregate naturale avute în vedere pentru prepararea mixturilor asfaltice care fac obiectul tezei de doctorat. Astfel, au fost luate în analiză probe de agregat natural uscat cu următoarele mase (m_d): criblură 8-16: 2 600 g; criblură 4-8: 600 g; nisip de concasaj 0-4: 200 g; nisip natural 0-4: 200 g și filer: 200 g.

Luând în considerare faptul că particulele cu diametrul cel mult egal cu dimensiunea ochiurilor unei site trec prin sita respectivă, prin cântărirea fracțiunilor de agregat rămase pe fiecare sită, dar și pe taler, se vor obține masele fracțiunilor granulare ale agregatului analizat pe fiecare sită seria standardizată (m_i). Resturile procentuale pe site și taler se calculează cu relația următoare:

$$m_i = \frac{m_i}{m_d} \times 100 \quad [\%] \quad (2.3)$$

Pentru fiecare probă s-a verificat ca suma acestor resturi de pe site să corespundă masei inițiale luată în analiză (sau totalul resturilor procentuale calculate cu relația 2.3 să fie 100 %).

În condițiile menționate anterior, granulozitățile agregatelor naturale considerate și a filerului sunt reprezentate în Figura 2.8. granulozitățile acestor materiale au fost ajustate pentru prepararea mixturilor (vezi capitolul 3).

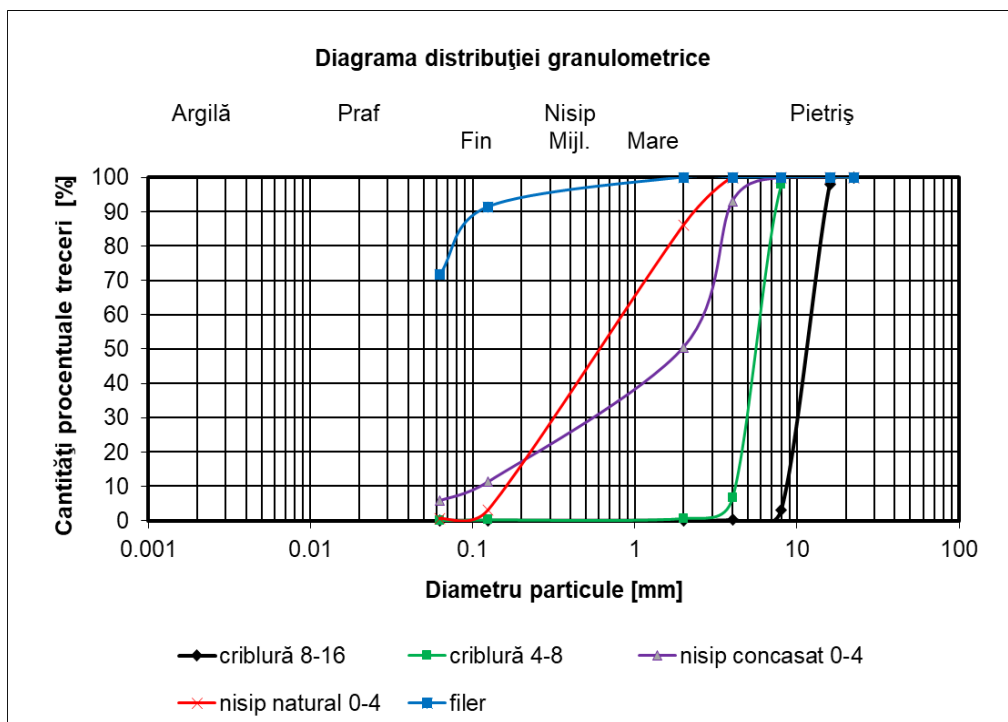


Figura 2.8 – Diagrama distribuției granulometrice

Se constată că granulozitatea agregatelor este continuă, cu respectarea condițiilor impuse de normele românești, conform Tabel 2.10 și Tabel 2.11. Astfel, restul pe sita care marchează dimensiunea maximă a sorturilor de cribluri este mai mic de 10 %, respectiv trecerile prin sita care marchează dimensiunea minimă a sortului nu depășesc 10 %. De asemenea, conținutul de granule cu dimensiuni mai mici de 0,063 mm se încadrează în limitele normelor românești în vigoare.

2.4. Încercări de laborator pe materialele constituente ale mixturilor asfaltice 63

Referitor la filer, se constată că trecerile prin sita de 0,063 mm sunt de 71,7 % prin urmare superioare procentului de 70 % cât impun normele tehnice actuale, iar trecerile prin sita de 2 mm sunt de 100 %. În concluzie filerul corespunde din punct de vedere a granulozității pentru a fi utilizat la prepararea mixturilor asfaltice.

2.4.1.3. Determinarea formei granulelor

Analizarea formei granulelor s-a efectuat prin determinarea indicelui de formă (SI) pe sorturile de cribluri 4-8 și 8-16. Au fost analizate probe de cribluri cu masa de 100 g pentru criblura 4-8, respectiv de 1 000 g pentru criblura 8-16. Pentru efectuarea determinării s-a utilizat un șubler modificat care permite identificarea granulelor necorespunzătoare din fiecare probă, anume granule pentru care raportul lungime/grosime < 3.

Indicele formă s-a calculat cu relația următoare:

$$SI = \frac{m_2}{m_1} \times 100 \quad [\%] \quad (2.4)$$

în care:

m_1 reprezintă inițială luată în analiză, în g;

m_2 – masa granulelor necorespunzătoare, în g.

Media determinărilor efectuate pe cele două sorturi de cribluri au condus la o valoare medie a indicelui de formă de 20,8 %, în cazul criblurii 4-8, respectiv de 9,7 %, pentru criblura 8-16.

Prin determinările efectuate în laborator asupra agregatelor naturale și a filerului s-a constatat că acestea îndeplinesc condițiile pentru a fi folosite la prepararea betoanelor asfaltice și în concluzie pot fi utilizate în cadrul temei de cercetare adoptată în cadrul tezei de doctorat.

2.4.2. Încercări de laborator pe bitum

Bitumul este liantul care asigură coeziunea agregatelor și filerului în cadrul mixturilor asfaltice, caracteristicile sale mecanice și reologice fiind determinante pentru comportarea și durabilitatea straturile rutiere bituminoase. Cunoașterea comportării reologice a bitumului permite indirect evaluarea comportării mixturilor asfaltice în exploatare: un bitum susceptibil la temperatură conducând la deformații plastice ale straturilor bituminoase, în timp ce un bitum puțin susceptibil conduce la fisurarea la temperaturi reduse [3,9,58].

Liantul considerat în cadrul încercărilor de laborator este un bitum 50/70 provenit de la Rafinăria Mol, frecvent utilizat în tehnica rutieră românească. De asemenea, în cadrul cercetării, bitumul respectiv a fost omogenizat cu diverși aditivi organici, chimici respectiv zeolit sintetic, care sunt studiați în tehnica rutieră pentru reducerea temperaturilor de preparare și așternere a mixturilor asfaltice, în principal pentru obținerea mixturilor asfaltice călduțe.

Aditivii care au fost folosiți în amestec cu bitumul pur sunt: aditiv chimic, notat C, (0,5 % din masa bitumului), aditivi organici – ceară sintetică (1,5 % din masa bitumului pentru ceara mai puțin consistentă - moale, notată W2, respectiv 1,5 și 3 % din masa bitumului pentru ceara sintetică clasică, notată W1) și zeolit sintetic, notat Z, (5,5 % din masa bitumului). Au rezultat astfel șase seturi de încercări (bitum pur, respectiv bitum pur + aditivii sus-menționați).

Amestecurile de bitum considerate sunt următoarele: bitum pur, bitum cu 3 %

64 MATERIALELE CONSTITUENTE ALE MIXTURILOR ASFALTICE - 2

ceară sintetică clasică din masa bitumului (B+3%W1), bitum cu 1,5 % ceară sintetică clasică din masa bitumului (B+1,5%W1), bitum cu 1,5 % ceară mai moale din masa bitumului (B+1,5%W2), bitum cu 0,5 % aditiv chimic din masa bitumului (B+0,5%C), respectiv bitum cu 5,5 % zeolit sintetic din masa bitumului (B+5,5%Z). Procentele de aditivi și zeolit sintetic folosite au rezultat în baza recomandărilor furnizate de producătorii acestor materiale. Amestecul dintre bitumul pur și aditivii utilizați a fost realizat cu un mixer electric de laborator (Figura 2.9) cu lungimea brațului de amestecare de 64,5 cm și diametrul lamelor de amestecare de 5,5 cm. Acest mixer poate atinge până la 3000 rotații/minut [59].

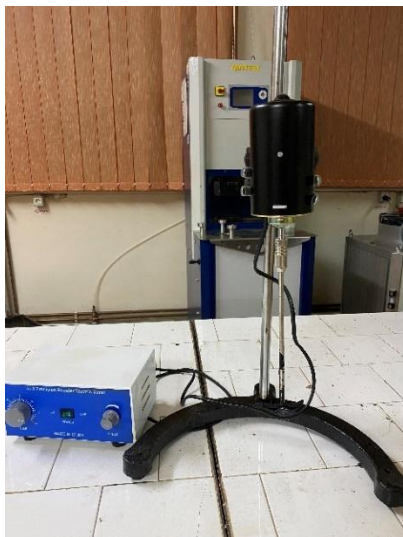


Figura 2.9 – Mixerul electric de laborator

Încercările de laborator au fost efectuate în cadrul Laboratorului de geotehnică și căi de comunicație terestre al Departamentului Căi de Comunicație, Fundații și Cadastru din cadrul Facultății de Construcții din Timișoara.

2.4.2.1. Plan experimental

Cercetarea bitumului s-a axat asupra determinării caracteristicilor bitumului pur și a modului în care adaosurile de aditivi influențează aceste caracteristici. În acest scop, au fost realizate încercările clasice: penetrația standard la 25 °C [60], punctul de înmuiere inel-bilă [61] și ductilitatea [62]. De asemenea, a fost calculat indicele de penetrație pentru toate cazurile menționate conform anexei A din [55]. Au fost analizate similitudinile și diferențele descoperite în urma acestor încercări la laborator.

În plus față de încercările clasice pe bitum au mai fost efectuate: investigarea comportării bitumului la temperaturi scăzute prin determinarea modulului de rigiditate la încovoiere cu ajutorul reometrului cu bară de încovoiere (BBR – Bending Beam Rheometer) [63] și analiza susceptibilității lianților la temperaturi ridicate prin determinarea modulului complex de forfecare și a unghiului de fază cu ajutorul reometrului cu forfecare dinamică (DSR – Dynamic Shear Rheometer) [64].

În Tabel 2.15 sunt prezentate particularitățile planului experimental urmat în acest studiu pentru încercările de laborator pe bitum. [59]

2.4. Încercări de laborator pe materialele constituente ale mixturilor asfaltice 65

Tabel 2.15 – Plan experimental pentru încercările pe bitum [59]

	Proba						Temperatura [°C]	Epruvete	Număr total de încercări
	Bitum pur	B+3%W1	B+1,5%W1	B+1,5%W2	B+0,5%C	B+5,5%Z			
Aditiv	Ceară sintetică	Ceară sintetică	Ceară mai moale	Aditiv chimic	Zeolit sintetic				
% de aditiv din masa bitumului	-	3	1,5	1,5	0,5	5,5			
	Penetrația standard la 25 °C [60]						25	3	18
	Punctul de înmuiere inel și bilă [61]						-	2	12
	Ductilitatea [62]						25	3	18
Încercări de laborator	Modulul de rigiditate la încovoiere [63]						-5°C	3	126
							-10°C		
							-15°C		
							-20°C		
							-25°C		
							-30°C		
							-35°C		
Modulul complex de forfecare și unghiul de fază [64]						25°C	3	18	
						...			
						85°C			

În continuare sunt prezentate rezultatele obținute în urma încercărilor efectuate și concluziile rezultate în baza acestora.

2.4.2.2. Metode de încercare

Particularitățile încercărilor menționate anterior - penetrația standard, punctul de înmuiere inel și bilă, ductilitatea, modulul de rigiditate la încovoiere, respectiv modulul complex de forfecare și unghiul de fază, care au fost efectuate asupra tuturor biturilor considerate, sunt prezentate în paragrafe următoare. În subcapitolul 2.2.4.3 se vor prezenta rezultatele obținute.

2.4.2.2.1. Penetrația standard la 25 °C

Principala încercare de laborator care pune în evidență tipul bitumului este penetrația standard, care la rândul ei caracterizează vâscozitatea bitumului în stare solidă.

Penetrația standard a bitumului reprezintă adâncimea de pătrundere în masa probei a unui ac normalizat, având masa de 100 g, timp de 5 s la temperatura de 25 °C [60,65]. Principiul metodei pentru determinarea penetrației standard este prezentat în Figura 2.10, refăcută după [65].

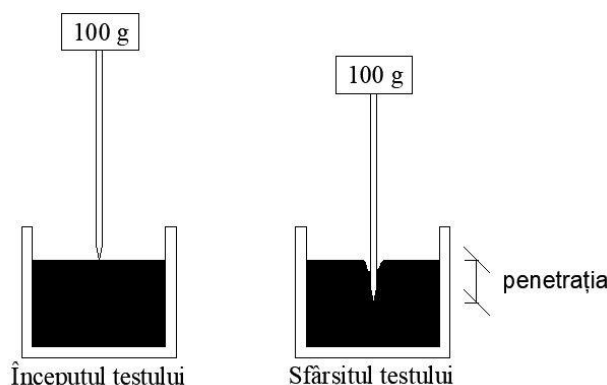


Figura 2.10 – Metoda de determinare a penetrației standard [65]

În general, cu cât este mai mare valoarea penetrației, cu atât bitumul este mai puțin consistent (mai moale).

Pentru determinarea penetrației s-au folosit în laborator:

- penetrometrul electronic (Figura 2.11) care este un dispozitiv care permite suportului ce sprijină acul să se deplaseze vertical, pe o distanță de zecimi de mm, fără frecare măsurabilă. Acesta măsoară automat durata penetrării, cu mențiunea că este necesară reglarea pentru asigurarea duratei de 0,1 secunde;
- acul de penetrație, din oțel inoxidabil, cu un diametru cuprins între 1,00...1,02 mm și un vârf ascuțit;
- recipient pentru eșantionul de încercat, cu formă cilindrică, realizat din metal;
- baie de apă care să mențină temperatura probei de încercare cu o exactitate de $\pm 0,15$ °C. Se recomandă utilizarea de apă distilată sau deionizată;
- cuva de transfer (cristalizer) care este necesară pentru încercările efectuate în afara băii de apă. Aceasta trebuie să aibă o capacitate de cel puțin 350 ml și să fie destul de adâncă astfel încât să acopere proba încercată [60].

În ceea ce privește modul de lucru, bitumul se toarnă în recipientele de formă cilindrică și se lasă să ajungă la temperatura camerei pentru o perioadă de cca 1h30min, urmând ca apoi să fie transferat într-o baie de apă la temperatura de încercare ($25 \pm 0,5$ °C) pentru cca 1h30min. Cristalizerul se umple cu apă din baia în care au fost ținute probele de bitum, astfel încât apa să depășească cu cel puțin 10 mm nivelul bitumului și se așază pe soclul aparatului, cu recipientul cu proba sub acul penetrometrului. Se coboară tija până ce vârful acului atinge suprafața bitumului și se potrivește poziția indicatorului la 0 pe cadranul aparatului. Acul metalic este lăsat să pătrundă în capsula cu bitum, sub propria greutate, timp de 5 secunde și apoi se înregistrează penetrația.

În laborator au fost efectuate câte trei determinări pentru fiecare amestec considerat, respectiv pe fiecare probă au fost efectuate trei determinări ale penetrației cu ajutorul penetrometrului electronic din Figura 2.11.

Rezultatele obținute sunt prezentate în paragraful 2.4.2.3.1.

2.4.2.2.2. Punctul de înmuiere inel și bilă

Punctul de înmuiere inel și bilă este principala determinare de laborator în legătură cu plasticitatea bitumului. Plasticitatea este proprietatea unor materiale

2.4. Încercări de laborator pe materialele constituente ale amestecurilor asfaltice 67

consistente de a putea căpăta deformații permanente sub acțiunea solicitărilor, fără să fisureze.

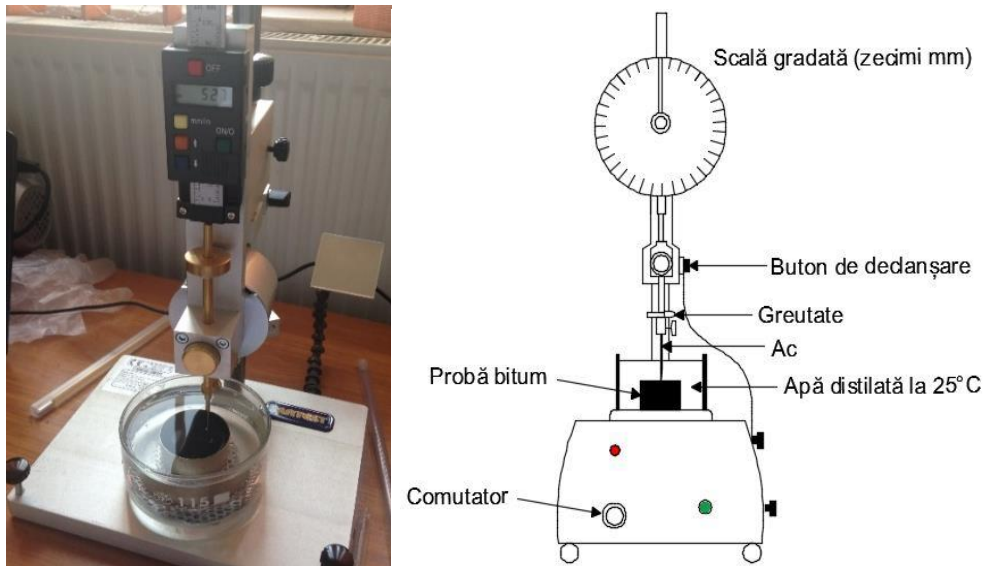


Figura 2.11 - Penetrometrul electronic

La bitumuri, punctul de înmuiere (T_{IB}) înlocuiește punctul de topire și reprezintă temperatura la care bitumul încetează să mai fie plastic și devine lichid.

Punctul de înmuiere inel și bilă este temperatura la care o bilă de oțel cu dimensiuni standardizate străbate o pastilă de bitum fixată într-un inel, tot ansamblul fiind încălzit într-o baie de apă (pentru $T_{IB} = 28...80\text{ }^{\circ}\text{C}$) sau de glicerină (pentru $T_{IB} = 80...160\text{ }^{\circ}\text{C}$), astfel încât temperatura să crească constant cu $5\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{min}$ [61,65]. Principiul metodei pentru determinarea punctului de înmuiere este prezentat în Figura 2.12, refăcută după [65].

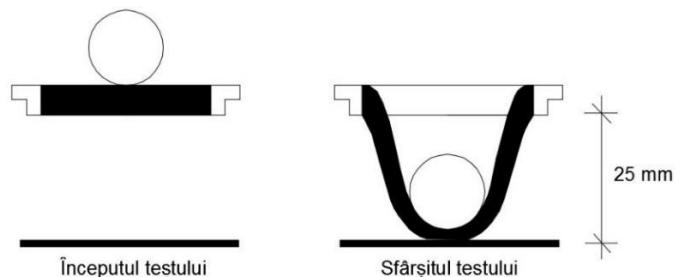


Figura 2.12 - Metoda de determinare a punctului de înmuiere [65]

Încercările inel și bilă asupra biturilor analizate s-au efectuat cu ajutorul aparatului electronic prezentat în Figura 2.13.

În ceea ce privește modul de lucru, bitumul se toarnă în inelele de alamă, iar după ce probele se răcesc, se îndepărtează excesul de bitum, astfel încât fiecare probă să fie la același nivel cu marginea inelelor. Între momentul de turnare a probei și cel de încercare nu trebuie să treacă un timp mai mare de 4 ore. Se dispun inelele pe

suportul aparatului, se fixează dispozitivul de centrare al bilelor, apoi se introduce ansamblul în vasul de sticlă umplut în prealabil cu apă sau glicerină, în așa fel încât aceasta să depășească cu 50 ± 3 mm probele de liant. Temperatura apei în vas trebuie să se mențină la valoarea de 5 ± 1 °C, timp de 15 minute. Bilele de oțel se introduc cu grijă în dispozitivul de centrare, astfel încât să nu se formeze bule de aer. Baia de apă se încălzește până ajunge la 20 °C, iar apoi se urmărește obținerea unei viteze de creștere a temperaturii de $5 \pm 0,5$ °C/min. Aparatul va înregistra temperatura la care bitumul din fiecare inel atinge placa inferioară, astfel obținându-se punctul de înmuiere. Rezultatul unei încercări se obține făcând media aritmetică a punctelor de înmuiere obținute pe cele două inele, cu mențiunea că diferența dintre cele două nu trebuie să depășească 1°C [61,65].

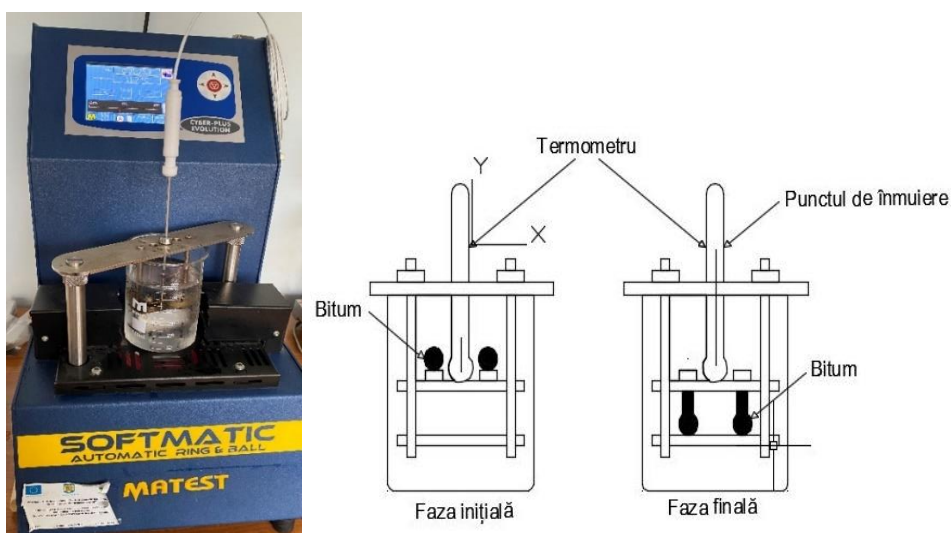


Figura 2.13 – Aparat pentru determinarea punctului de înmuiere inel și bilă

Acest test scoate în evidență consistența bitumului. Se remarcă o scădere a punctului de înmuiere odată cu scăderea consistenței bitumului. Determinarea punctului de înmuiere inel și bilă a fost efectuată cu aparatul din Figura 2.13.

2.4.2.2.3. Ductilitatea

Calitățile plastice ale bitumului pot fi puse în evidență și prin ductilitate. Încercarea respectivă presupune întinderea unei epruvete de bitum, pregătită în matrițe metalice speciale, într-o baie de apă, la o temperatură constantă de regulă 25 °C, până la rupere. Ductilitatea reprezintă lungimea firului de bitum în momentul ruperii, măsurată în centimetri [62,65]. Principiul metodei pentru determinarea ductilității este prezentat în Figura 2.14.

Ductilitatea dă o imagine asupra modului de comportare a bitumului la variații de temperatură, caracterizând aptitudinea bitumului de a rezista la fisurare.

Pentru un bitum tip 50/70, ductilitatea la 25 °C trebuie să fie mai mare de 100 cm.

Aparatul pentru determinarea ductilității (Figura 2.15) este alcătuit din următoarele componente:

2.4. Încercări de laborator pe materialele constituente ale amestecurilor asfaltice 69

- ductilometru mecanic, ce permite alungirea probei de bitum cu peste 200 cm, precum și testarea în paralel a mai multor matrițe cu liant;
- dispozitiv de măsurare;
- dispozitiv de alungire;
- baie de apă;
- matrițe din alamă;
- termometru încorporat, care să controleze o temperatură constantă a băii de apă, cu variații de maxim $\pm 0,5$ °C [62].

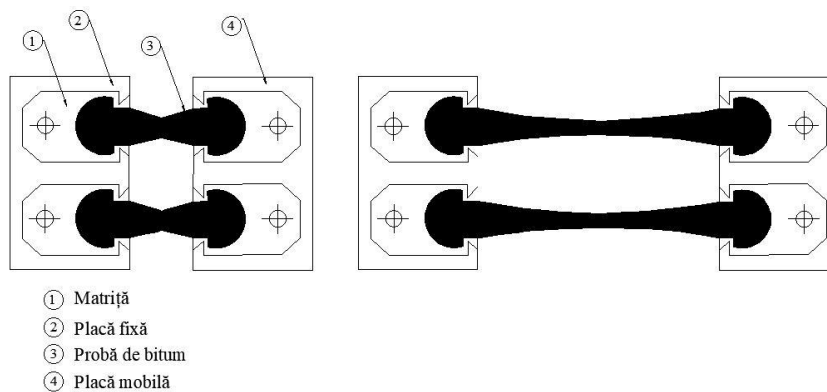


Figura 2.14 – Metoda de determinare a ductilității

Pentru această încercare se pregătesc trei epruvete ce vor fi încercate simultan în aparatul pentru determinarea ductilității. După ce matrițele cu bitum au fost pregătite, se fixează în ductilometru pe plăcile dispozitivului de întindere prin intermediul bolțurilor verticale, apoi sunt supuse tracțiunii. Viteza cu care se deplasează dispozitivul de întindere este de $50 \pm 2,5$ mm/min, iar temperatura apei în aparat trebuie să fie de $25 \pm 0,5$ °C. Lungimea firului de bitum, în centimetri, este înregistrată automat de aparat în momentul ruperii firului. În cazul în care firul de bitum depășește lungimea de 1 000 mm, respectiv 1 500 mm, încercarea se întrerupe și se consideră că ductilitatea depășește aceste valori.



Figura 2.15 – Aparat pentru determinarea ductilității

Rezultatul unei determinări este considerată media aritmetică a celor trei valori obținute, însă acestea nu trebuie să depășească mai mult de 5 % din valoarea medie determinată. Dacă totuși există două epruvete care îndeplinesc condiția impusă, se elimină cea de a treia probă, cu valoarea cea mai mică, iar ductilitatea se consideră media aritmetică a celor două probe cu valoare mai mare [62].

2.4.2.2.4. Adezivitatea bitumului la agregate naturale

Adezivitatea reprezintă, din punct de vedere teoretic, forța pe unitatea de suprafață care leagă moleculele a două corpuri solide sau lichide, care au fost aduse în contact. Practic adezivitatea este proprietatea lianților bituminoși de a adera la suprafața agregatelor și de a lipi granulele între ele.

O aderență bună a bitumului la suprafața agregatului este unul din factorii care influențează rezistența și durabilitatea straturilor structurii rutiere [65].

Pentru o adezivitate corespunzătoare este necesar ca bitumul să aibă o vâscozitate suficient de mică, adică să fie suficient de lichid pentru a acoperi agregatul.

În laborator se utilizează diverse metode pentru determinarea adezivității. Din păcate, metodele de analiză a adezivității au un grad ridicat de subiectivitate, în contradicție cu importanța adezivității pentru obținerea unor mixturi asfaltice de calitate.

Pentru încercările efectuate în cadrul acestei teme a fost adoptată metoda de încercare calitativă pentru a determina adezivitatea liantului bituminos la agregatele naturale, metodă care este reglementată și aplicată frecvent în România. Principiul metodei constă în menținerea unei probe de agregat natural și a unei probe de agregat peliculizat cu bitum în contact cu o soluție de colorant, în condiții impuse. Concentrațiile soluțiilor de colorant se stabilesc spectrofotometric, iar adezivitatea se calculează prin raportul dintre cantitatea de colorant adsorbită de agregatul peliculizat cu liant și cantitatea de colorant adsorbită de agregatul natural [66].

Aparatul pentru determinarea adezivității (Figura 2.16) este alcătuit din următoarele componente:

- spectrofotometru;
- echipament de recirculare a soluției de colorant, alcătuit dintr-un vas de sticlă prevăzut cu sită cu ochiuri pătrate, un vas de sticlă cilindric și un sistem de recirculare a soluției de colorant;
- pompă de vid [66].

În ceea ce privește modul de lucru, se pregătesc probe de bitum, respectiv probe de agregate naturale, având fracțiunea de granulozitate de 6,0...8,0 mm; Se prepară soluția de colorant în apă distilată cu concentrația de $0,6 \times 10^{-3}$... $1,0 \times 10^{-3}$ %, apoi se introduce în cuva spectrofotometrului și se măsoară lungimea de undă la care valoarea absorbției este maximă, având ca și referință apa distilată. Următorul pas este trasarea grafică a curbei absorbției în funcție de concentrația de colorant.

Din agregatele selectate se pregătește o probă de 100 g ce se menține în etuvă, timp de 2 ± 1 h, la o temperatură de 145 ± 2 °C ce corespunde pentru bitumul de tip 50/70. De asemenea, se pregătește și o probă de bitum, de $5 \pm 0,2$ g, care se menține în etuvă timp de $1 \text{ h} \pm 10$ min, la aceeași temperatură. După scurgerea timpului, se amestecă cele două probe prin turnarea probei de agregat natural peste cea de bitum și amestecarea cu o spatulă. Se amestecă până când pelicula de bitum nu mai curge de pe suprafața agregatelor. Amestecul rezultat se transferă într-un recipient transparent și se lasă la răcit pentru cca 1 h, apoi se adaugă apă distilată la temperatura de 20...25 °C. Recipientul se lasă în repaus timp de 22 h în baie de apă,

2.4. Încercări de laborator pe materialele constituente ale mixturilor asfaltice 71

la temperatura de $25 \pm 1^\circ\text{C}$ [66].

Se separă cu grijă granulele cu ajutorul spatulei, sub apă, și se amestecă circular, în același sens de o sută de ori în 3 min. Agregatul peliculizat se lasă pe hârtie cerată pentru a permite scurgerea apei, după care se așază pe sita din vasul de sticlă al echipamentului de recirculare a soluției de colorant și se adaugă 1 300 ml de soluție cu concentrația C. Recircularea se menține timp de 90 ± 2 min, apoi se umple cuva spectrofotometrului cu soluția de colorant din vasul de sticlă și se determină concentrația C_2 , folosindu-se ca referință apa distilată. Același procedeu este folosit și pentru agregatele inițiale, fără bitum, determinându-se concentrația C_1 [66].



Figura 2.16 – Aparat pentru determinarea adezivității

Adezivitatea bitumului față de agregatul natural se determină cu formula:

$$A = 100 - \frac{C - C_2}{C - C_1} \times 100 \quad [\%] \quad (2.4)$$

În care:

A reprezintă adezivitatea, în %;

C – este concentrația inițială a soluției de colorant, în %;

C_1 –concentrația soluției de colorant după tratarea probei de agregat natural fără bitum, în procente;

C_2 –concentrația soluției de colorant după tratarea agregatului natural peliculizat cu bitum, în procente [66].

Rezultatul final este considerat media aritmetică a două determinări care nu diferă cu mai mult de 3 %.

Adezivitatea bitumului la agregatele naturale este determinată de factori mecanici, de gradul de umiditate și de conținutul de praf al agregatelor, de micro-textura agregatelor, de granulozitatea scheletului mineral și de natura fizică și chimică a agregatelor [67].

2.4.2.2.5. Modulul de rigiditate la încovoiere. Reometru cu bară de încovoiere (BBR)

În plus față de încercările clasice pe bitum, testul Bending Beam Rheometer (BBR) a fost efectuat pe toate amestecurile de bitum menționate pentru a determina comportarea bitumului la temperaturi joase. Acest test a fost realizat conform [63]. Temperaturile considerate pentru această încercare de laborator sunt în general cuprinse între $-35...-5$ °C, determinările realizându-se cu o scădere graduală a temperaturii cu -5 °C. Pentru fiecare temperatură considerată, au fost supuse încercării trei probe de bitum, rezultatul considerat fiind media aritmetică a valorilor obținute. [59]

Încercarea cu reometrul cu bară de încovoiere a fost dezvoltat în SUA în cadrul Strategic Highway Research Program (SHRP) pentru a facilita determinarea caracteristicilor reologice ale bitumului la temperaturi scăzute. Aceste caracteristici servesc la estimarea posibilității apariției fisurilor termice în straturile bituminoase.

Principiul testului cu reometrul cu bară de încovoiere (Figura 2.17) constă în măsurarea deflexiunii la mijlocul unei grinzi de bitum așezată pe doi suportți într-o baie de etanol, menținută la temperatură constantă și sub aplicarea unei încărcări constante la mijlocul grinzii timp de 240 s într-un test de încovoiere în trei puncte. Deflexiunea în acel punct se măsoară la 8; 15; 30; 60; 120 și 240 s. Încărcarea este de 980 ± 50 mN [59,63].

Grinda de bitum are următoarele dimensiuni: grosimea $6,4 \pm 0,1$ mm, lățimea $12,7 \pm 0,1$ mm, lungimea 127 ± 5 mm; iar distanța dintre suportți este de 100 mm.

În urma acestui test sunt obținuți doi parametri:

- modulul de rigiditate la încovoiere, $S(t)$, care indică rigiditatea bitumului la o anumită temperatură sub o încărcare constantă;
- panta curbei de rigiditate în raport cu timpul, pe o scară dublu logaritmică, notată în continuare cu m , prin care se poate analiza modul în care rigiditatea bitumului se modifică pe durata aplicării unei încărcări de valoare constantă.

Se pornește de la considerentul că rigiditatea la încovoiere a mixturii asfaltice după două ore de încărcare poate fi corelată cu fisurările transversale apărute in situ. Cu extinderea acestei corelații la rigiditatea bitumului și folosind principiul superpoziției timp-temperatură s-a ajuns la ideea că pentru bitumuri, în general, este valabil faptul că rigiditatea la încovoiere la două ore la o temperatură minimă T [°C] este aproximativ egală cu rigiditatea la încovoiere la 60 s la o temperatură $T' = T + 10$ °C [°C] [68]. Din acest considerent testul se recomandă să se realizeze până la o temperatură cu 10 °C mai mare decât temperatura minimă atinsă de stratul bituminos în structura rutieră [59]. În aceste condiții, rezultă că un modul de rigiditate ridicat specific unui bitum mai dur este nefavorabil pentru o comportare corespunzătoare a acestuia la temperaturi scăzute.

Cel de-al doilea parametru, panta m , a fost introdus în ideea că o valoare scăzută a pantei este nefavorabilă comportării bitumului deoarece indică o capacitate mai scăzută de eliberare a tensiunilor termice apărute la temperaturi joase. Totuși acest lucru este discutabil, deoarece există studii care atestă că o valoare mică a pantei poate fi favorabilă datorită unei apariții întârziate a tensiunilor termice [59,69].

Dezvoltarea tensiunilor termice este controlată în principal de modulul de rigiditate al bitumului: un bitum mai dur conduce la tensiuni mai ridicate față de unul moale, indiferent de panta m . În schimb s-a constatat că pentru valori apropiate ale modului de rigiditate la încovoiere S , panta m poate afecta destul de mult dezvoltarea tensiunilor termice. Chiar dacă în zonele climatice mai calde, unde temperaturile nu sunt atât de scăzute, o pantă m mare este de dorit, în climatele mai reci acest lucru

trebuie tratat cu atenție deoarece pot apărea tensiuni termice importante care conduc la fisurare [70].

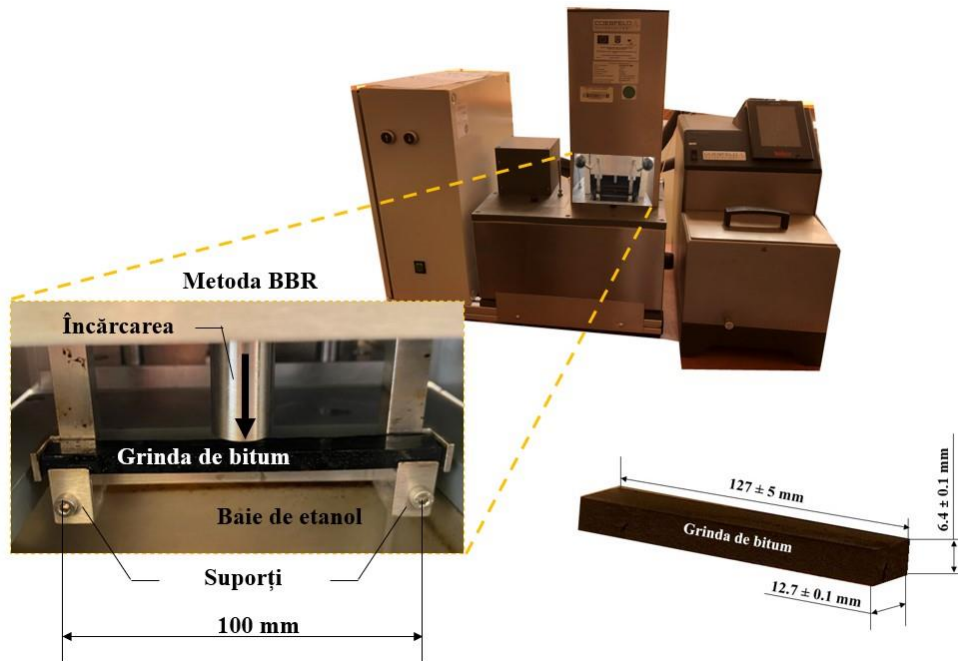


Figura 2.17 – Reometrul cu bară de încovoiere (BBR) [59]

Stabilirea parametrilor de încercare este fundamentală deoarece odată cu creșterea timpului de încărcare, rigiditatea la încovoiere a bitumului scade, iar deflexiunea probei crește. În acest sens, conform normei tehnice [71], parametrii menționați anterior sunt înregistrați la timpul de 60 s în timpul testului cu reometrului cu bară de încovoiere, iar apoi sunt utilizați pentru a determina:

- temperatura aferentă unui modul de rigiditate la încovoiere $S(t=60s) = 300$ MPa - temperatura limită admisă din condiția modul de rigiditate;
- temperatura aferentă unei pante $m(t=60s) = 0,30$ MPa - temperatura limită admisă din condiția pantei.

Valorile de maximă pentru modulul de rigiditate respectiv minimă pentru pantă au fost impuse cu scopul prevenirii fisurării la temperaturi reduse și determinării temperaturii limită admisă.

În final, temperatura limită admisă pentru un anumit bitum luat în analiză reprezintă temperatura cea mai mare, cea mai defavorabilă, dintre cele două temperaturi limită determinate din condițiile descrise anterior.

De obicei încercările la reometrul cu bară de încovoiere se realizează între temperaturile -35 °C și 0 °C, la diferite intervale de temperatură (cu ecart de -5 °C).

Studii recente arată că aparatul BBR a început să fie modificat și utilizat și pentru determinarea rigidității mixturilor asfaltice. Au fost analizate diferite metode de preparare a probelor și de încărcare a acestora, precum și factorii care pot afecta rigiditatea mixturii: dimensiunea grinzilor de încercare și mediul de răcire [72,73].

2.4.2.2.6. Modulul complex de forfecare și unghiul de fază. Reometrul cu forfecare dinamică (DSR)

Reometrul cu forfecare dinamică (DSR - Dynamic Shear Rheometer), Figura 2.18, este folosit pentru a caracteriza comportarea vâscoasă și elastică a biturilor la temperaturi medii și mari. Cu ajutorul acestui test se poate determina riscul apariției făgașelor și comportarea la oboseală [58,74–76].

Testul DSR folosește o probă subțire de bitum poziționată între două plăci circulare. Placa inferioară este fixată în timp ce placa superioară oscilează înainte și înapoi pe eșantion la 10 rad/sec pentru a crea o acțiune de forfecare [64].

În urma acestui test se obțin doi parametri:

- modulul complex de forfecare (G^*) la temperaturi medii și mari;
- unghiul de fază (φ).

Modulul complex de forfecare (G^*) caracterizează rezistența totală a bitumului când acesta este supus în repetate rânduri la forfecare. Acesta are 2 componente:

- componenta elastică (reală) G_1 , cunoscută și sub denumirea de "storage shear modulus", care reprezintă componenta în fază a modulului complex care este o măsură a energiei stocate în timpul unui ciclu de încărcare: $G_1 = G^* \times \cos \varphi$;
- componenta vâscoasă (imaginară) G_2 , cunoscută și sub denumirea de "loss shear modulus", care reprezintă componenta modulului complex care este o măsură a energiei pierdute, disipate în timpul unui ciclu de încărcare: $G_2 = G^* \times \sin \varphi$ [58,77].

Unghiul de fază (φ) reprezintă unghiul dintre deformarea aplicată sinusoidal și tensiunea rezultată, într-un test în care se controlează deformarea, sau unghiul dintre tensiunea aplicată și deformarea rezultată, pentru un test în care se controlează tensiunea.

Pentru un unghi de fază mai mic, comportarea bitumului este mai elastică (pur elastică pentru $\varphi = 0^\circ$), iar pentru un unghi de fază mai mare comportarea bitumului tinde spre partea vâscoasă (pur vâscoasă pentru $\varphi = 90^\circ$) [58].

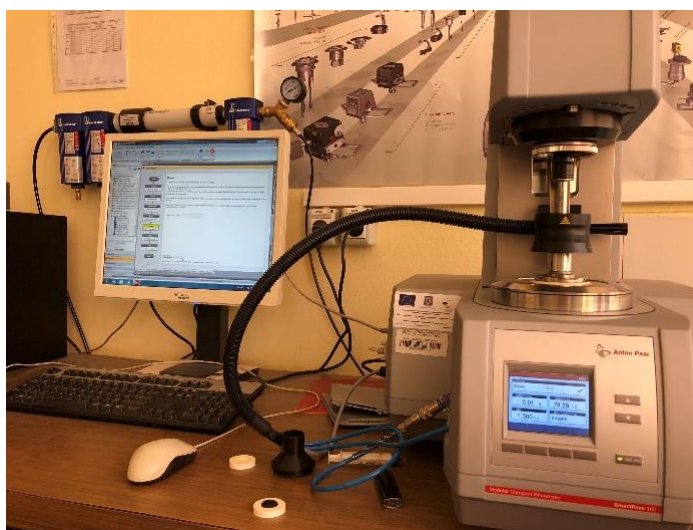


Figura 2.18 – Reometrul cu forfecare dinamică

2.4. Încercări de laborator pe materialele constituente ale mixturilor asfaltice 75

Pentru a reduce riscul apariției fâgașelor trebuie respectate anumite valori corespunzătoare pentru o temperatură medie a structurii rutiere egală cu media temperaturilor în cele mai călduroase șapte zile ale anului, și anume:

- $G^*/\sin \varphi \geq 1$ kPa pentru bitumul pur, neîmbătrânit;
- $G^*/\sin \varphi \geq 2,2$ kPa pentru bitumul îmbătrânit prin RTFOT [58].

Pentru a controla comportarea la oboseală prin fisurare trebuie respectată următoarea valoare pentru aceeași temperatură medie a structurii rutiere menționată anterior:

- $G^* \times \sin \varphi < 5000$ kPa.

Temperaturile de test sunt cuprinse între 25...85 °C, cu o creștere de 10 °C, iar pentru fiecare temperatură frecvențele de testare sunt cuprinse între 0,1...10 Hz, reprezentând 10 frecvențe la 10 pași logaritmici egal distanțați. Frecvența oscilațiilor este de 10 rad/s, corespunzătoare unei viteze a traficului de 90 km/h [64,78,79].

Bitumul este încălzit la o temperatură egală cu (85 ± 5) °C + punctul de înmuiere al bitumului utilizat (pentru un bitum 50/70 punctul de înmuiere este de 46...54 °C). Bitumul se încălzește la o temperatură mai mică decât 135 °C, iar apoi se toarnă într-o matriță de silicon cu diametrul de 25 mm, se așteaptă ca bitumul să se răcească urmând ca apoi să fie montat în aparatul DSR care are plăcuțele încălzite în prealabil la o temperatură de (20 ± 5) °C + punctul de înmuiere al bitumului utilizat. Se urmărește atingerea unui spațiu de 1 mm între plăcuțele aparatului DSR, astfel că excesul de bitum este îndepărtat pentru a atinge grosimea dorită. Modulul complex calculat (G^*) este proporțional cu raza probei de bitum la puterea a 4-a, prin urmare, o îndepărtare atentă a excesului de bitum va asigura măsurători mai exacte [64,80].

În timpul testului, placa superioară a aparatului DSR oscilează la 10 rad/sec într-o formă de undă sinusoidală controlată de deformație, iar aparatul măsoară tensiunea maximă rezultată și intervalul de timp dintre ele. Modulul complex (G^*) și unghiul de fază (φ) sunt calculate automat prin intermediul programului soft integrat.

2.4.2.3. Rezultate și interpretarea rezultatelor

În acest subcapitol sunt prezentate și analizate rezultatele obținute în urma efectuării încercărilor de laborator a bitumului pur și a amestecurilor de bitum considerate.

Pe cele șase tipuri de amestecuri de bitum au fost realizate încercările de penetrație standard la 25 °C, punct de înmuiere înel și bilă, ductilitate, încercarea cu reometrul cu bară de încovoire și încercarea cu reometrul cu forfecare dinamică. În plus a fost calculat indicele de penetrație pentru toate amestecurile de bitum.

Încercările de laborator au fost efectuate în cadrul Laboratorului de geotehnică și căi de comunicație terestre al Departamentului Căi de Comunicație, Fundații și Cadastru din cadrul Facultății de Construcții din Timișoara.

2.4.2.3.1. Penetrația standard la 25 °C

Penetrația oferă informații asupra consistenței și durității bitumului. Odată cu creșterea penetrației se consideră că se reduce consistența bitumului și devine mai moale.

Rezultatele la această încercare pe toate amestecurile de bitum sunt ilustrate în Figura 2.19.

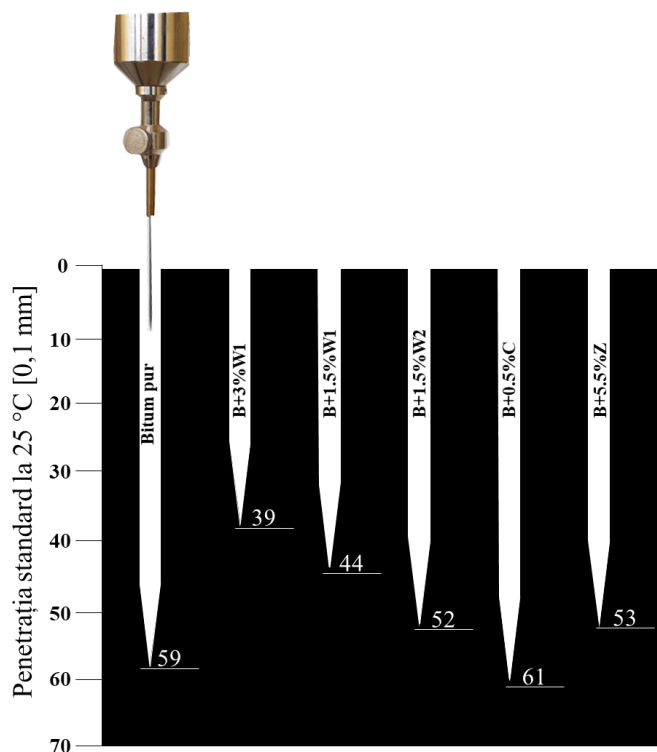


Figura 2.19 – Rezultatele testului de penetrație la 25 °C [59]

În cazul de față se constată că aproape toți aditivii testați durifică bitumul, dar fiecare într-o măsură diferită, de la o scădere mică a penetrației în cazul cerii sintetice moi, până la o scădere considerabilă în cazul cerii sintetice cu procent de participare de 3 % din masa bitumulului. Singura creștere a penetrației este înregistrată în cazul utilizării aditivului chimic, dar diferența dintre bitumul pur și amestecul de bitum cu aditivul chimic se încadrează în precizia de măsurare a penetrației standard. Totuși se poate remarca faptul că aditivul chimic nu modifică penetrația, aceasta rămânând în intervalul 50...70 zecimi de mm. Amestecul cu ceară sintetică clasică conduce la o creștere a consistenței bitumulului, acesta ajungând la o penetrație corespunzătoare unui bitum rutier 35/50 (35...50 zecimi de mm) [55,59].

2.4.2.3.2. Punctul de înmuiere inel și bilă

Punctul de înmuiere pune în evidență consistența bitumulului. Scăderea punctului de înmuiere coincide cu scăderea vâscozității. În acest studiu se remarcă o creștere a punctului de înmuiere inel și bilă, aproape pentru toți aditivii, comparativ cu valoarea determinată pentru bitumul pur. Creșterea cea mai importantă a punctului de înmuiere inel și bilă s-a constatat tot la ceara sintetică clasică la un procent de 3 % din masa bitumulului. De asemenea, singurul aditiv care nu se încadrează în același tipar este cel chimic [59].

Influența aditivilor adăugați bitumulului pur asupra punctului de înmuiere este redată în Figura 2.20.

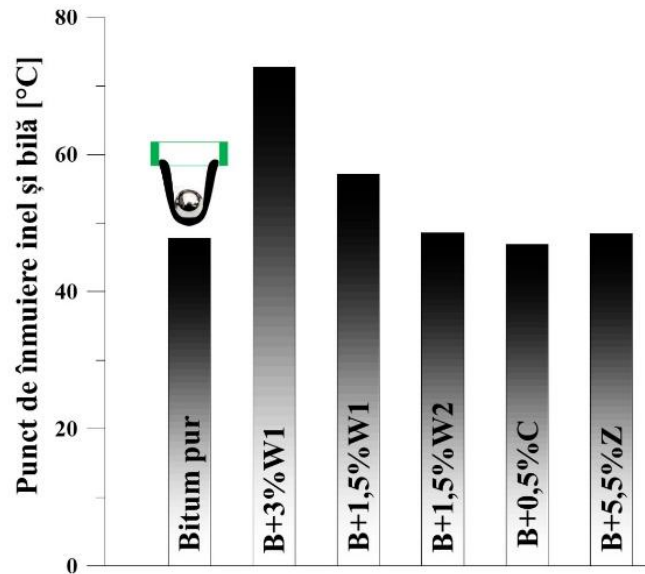


Figura 2.20 – Rezultatele punctului de înmuiere inel și bilă [59]

O durificare a bitumului cu aditivii organici este remarcată prin scăderea punctului de înmuiere inel și bilă. Pentru un bitum 50/70 punctul de înmuiere inel și bilă trebuie să se situeze între 46...54 °C, conform [55], în timp ce pentru amestecul B+3%W1 s-a ajuns la o valoare determinată de 72,8 °C. Pentru un bitum 35/50 punctul de înmuiere inel și bilă fiind de 50...58 °C.

2.4.2.3.3. Indicele de penetrație

Indicele de penetrație (IP) este o măsură a sensibilității termice a bitumului și este calculat cu ajutorul ecuației pe baza valorii cunoscute a penetrației la 25°C și a punctului de înmuiere. Indicele de penetrație este o măsură adimensională. Se reține că pentru bitumul pur 50/70 indicele de penetrație trebuie să respecte relația: $-1,5 < PI < 0,7$. Cu cât este mai mic indicele de penetrație, cu atât mai repede își modifică lianții consistența odată cu modificarea temperaturii. Este cunoscut faptul că o valoare mai scăzută a indicelui de penetrație indică o susceptibilitate mai mare la temperatură.

Calcularea indicelui de penetrație conform [55] se bazează pe premisa că bitumul are la temperatura de înmuiere o penetrație egală cu 800 [0,1 mm].

Indicele de penetrație se determină conform anexei A din [55], astfel:

$$IP = \frac{20 \times t_{IB} + 500 \times \lg P - 1952}{t_{IB} - 50 \times \lg P + 120} \quad [-] \quad (2.5)$$

În care:

IP reprezintă indicele de penetrație;

t_{IB} - punctul de înmuiere, în grade Celsius;

P - penetrația la 25 °C, în 0,1 mm.

În Figura 2.21 sunt prezentate comparativ valorile pentru indicele de penetrație în cazul bitumului pur și a amestecurilor de bitum cu aditivii considerați.

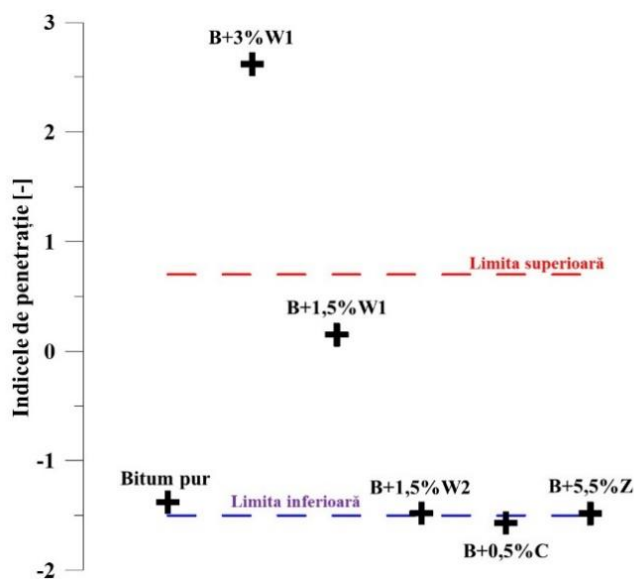


Figura 2.21 – Indicele de penetrație [59]

Se constată că introducerea în bitum de aditivi cu scopul micșorării temperaturii de omogenizare a mixturilor asfaltice are o anumită influență asupra modificării caracteristicilor de bază ale liantului. Astfel, ceara clasică are tendința de a face bitumul mai puțin susceptibil la temperatură, în timp ce alți aditivi tind să facă liantul mai susceptibil la temperatură. Ceara clasică introdusă într-un procent ridicat (3 %) conduce la modificarea cea mai agresivă a caracteristicilor bitumului pur, în timp ce ceilalți aditivi nu modifică în mod semnificativ aceste caracteristici, ele rămânând în intervalele recomandate pentru un bitum 50/70.

2.4.2.3.4. Ductilitatea

Ductilitatea evaluează flexibilitatea bitumului și rezistența la întindere a acestuia. Ductilitatea scade odată cu adăugarea aditivilor comparativ cu cazul bitumului pur, ceea ce indică o scădere a flexibilității bitumului în cazul utilizării aditivilor.

Rezultatele obținute pentru ductilitate sunt prezentate în Figura 2.22. Se remarcă o scădere a ductilității în cazul adăugării unui aditiv. Această reducere a ductilității variază între 71 % în cazul zeolitului sintetic și 13 % în cazul utilizării aditivului organic mai moale. Singura excepție o reprezintă aditivul chimic, care conduce la o ductilitate a amestecului identică cu cea a bitumului pur.

2.4.2.3.5. Adezivitatea bitumului la agregate naturale

Principiul metodei cu spectrofotometrul constă în determinarea adezivității bitumului la agregatul natural, calculată prin absorbția unui colorant dintr-o soluție de concentrație dată de agregatul natural ca atare și de agregatul natural peliculizat cu bitum, colorantul nefiind absorbit de bitum [67].

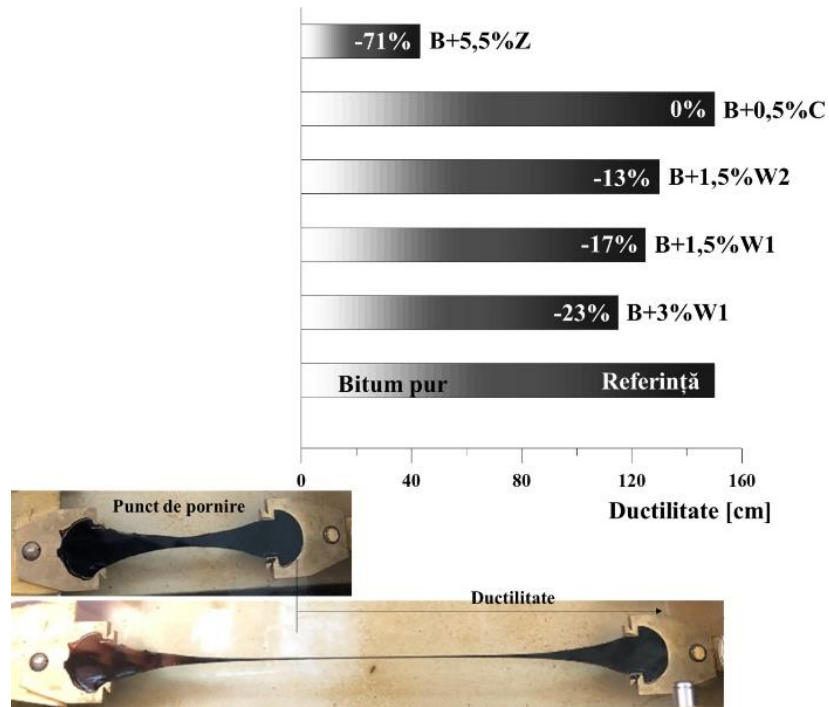


Figura 2.22 – Ductilitatea

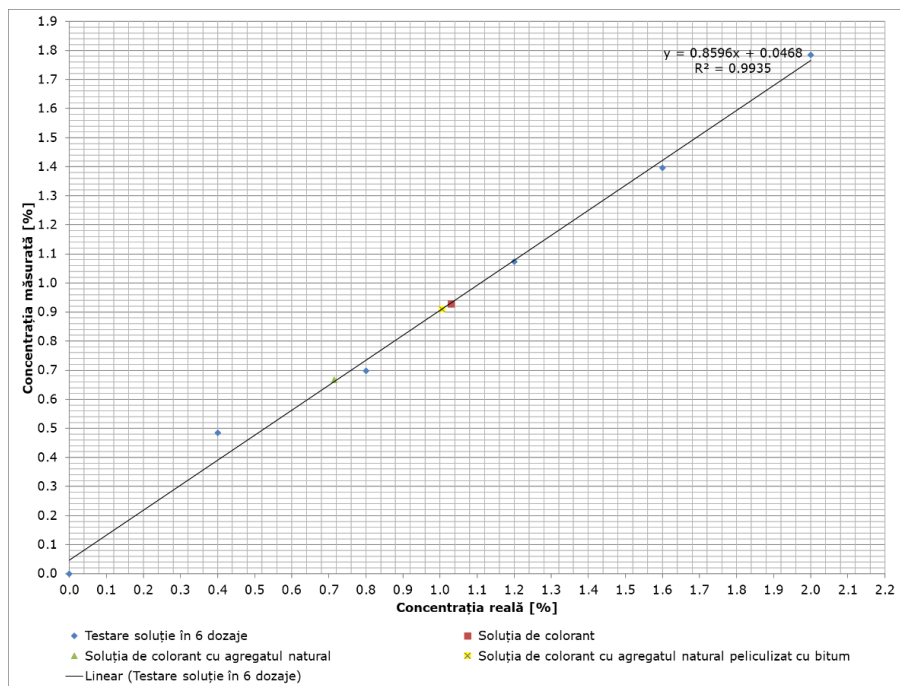


Figura 2.23 – Adezivitatea bitumului pur la agregatul natural

În vederea determinării adezivității bitumului la agregatele naturale a fost testată soluția în șase dozaje între 0...2 %. Acestea au fost măsurate cu spectrofotometrul, iar cu ajutorul rezultatelor a fost trasată o dreapta de regresie prin șase puncte, obținute prin testarea soluției de colorant în șase dozaje.

În pasul ulterior au fost măsurate cu spectrofotometrul soluția de colorant utilizată, soluția cu agregatul natural, respectiv soluția cu agregatul natural peliculizat cu bitum. Valorile obținute au fost translatate pe axa X cu scopul de a ajunge cât mai aproape de dreapta de regresie. Adezivitatea se va calcula folosind ecuația (2.4). Același principiu va fi aplicat pentru toate amestecurile de bitum cu aditivi. Exemplul pentru obținerea valorii adezivității bitumului pur la agregate naturale este prezentat în Figura 2.23.

Rezultatele testelor de adezivitate efectuate pentru toate amestecurile de bitum cu aditivii organici, aditivul chimic, respectiv zeolit sintetic sunt prezentate în Figura 2.24.

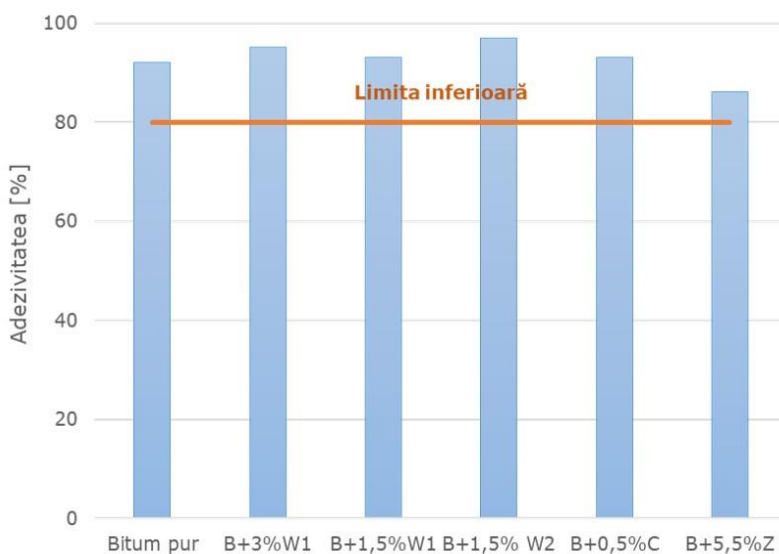


Figura 2.24 – Adezivitatea amestecurilor de bitum la agregate naturale

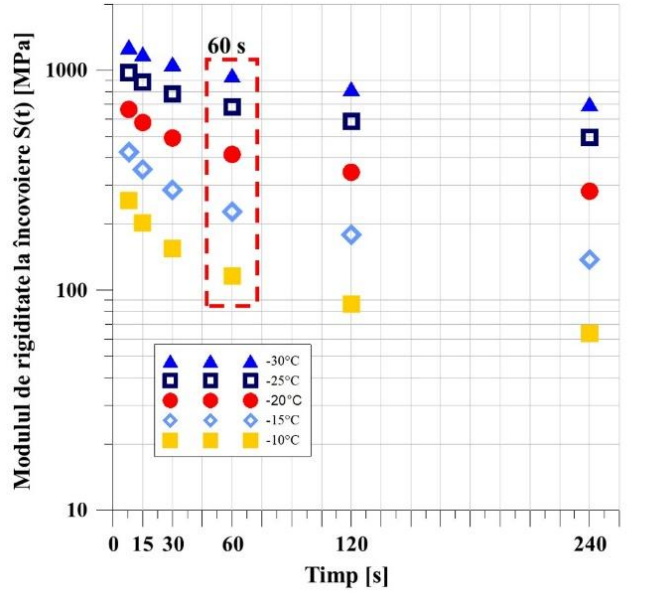
Se remarcă faptul că adezivitatea are valori mai mari decât pragul inferior impus de standardul românesc (80 %), atât în cazul bitumului pur, cât și în toate cazurile în care bitumul este amestecat cu aditivii considerați. În plus, este evidențiat faptul că aditivii utilizați conduc la creșterea adezivității la agregate naturale, excepția fiind reprezentată de zeolitul sintetic care odată cu adăugarea în amestec conduce la o scădere cu cca 7 % a adezivității.

2.4.2.3.6. Modulul de rigiditate la încovoiere. Reometru cu bară de încovoiere (BBR)

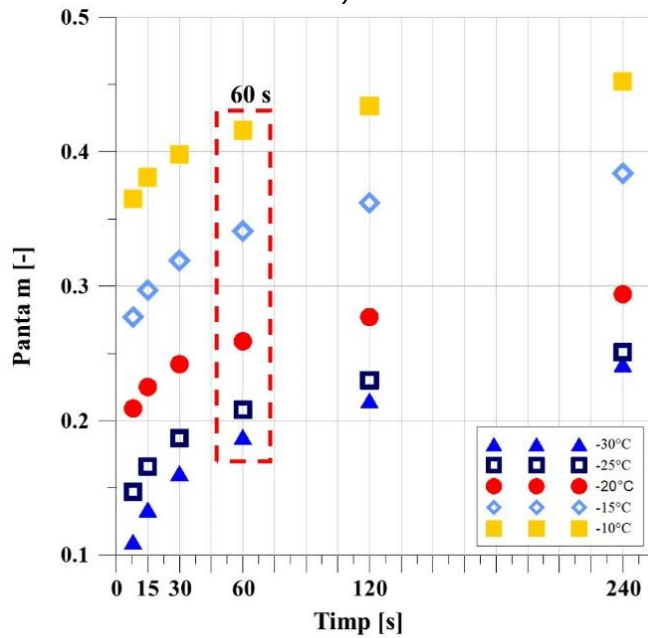
Pentru cele șase tipuri de lianți considerați a fost determinat modulul de rigiditate la încovoiere prin intermediul reometrului cu bară de încovoiere (BBR), în conformitate cu standardul european în vigoare [63].

2.4. Încercări de laborator pe materialele constituente ale amestecurilor asfaltice 81

În Figura 2.25 sunt prezentate rezultatele obținute în urma încercării BBR pe bitumul pur la timpurile de 8; 15; 30; 60; 120 și 240 s menționați anterior, urmând ca pentru determinarea temperaturii critice minime să fie considerate valorile corespunzătoare la timpul de evaluare de 60 s.



a)



b)

Figura 2.25 – a) Modulul de rigiditate la încovoiere S(t) pentru bitumul pur;
b) Panta curbei de rigiditate (m) pentru bitumul pur

Rezultatele obținute pentru bitumul pur arată faptul că modulul de rigiditate la încovoiere $S(t)$ crește cu scăderea temperaturii, pe când comportamentul pantei curbei de rigiditate (m) este invers, scăzând cu diminuarea temperaturii.

Evoluția comportamentului legat de temperatură, pentru cele șase amestecuri de bitum, este ilustrată în Figura 2.26. De obicei, testele de temperatură pentru BBR sunt selectate între -36 și 0 °C, la intervale diferite. Pentru studiul de față s-au ales următoarele temperaturi: -10 , -15 , -20 , -25 , -30 și -35 °C.

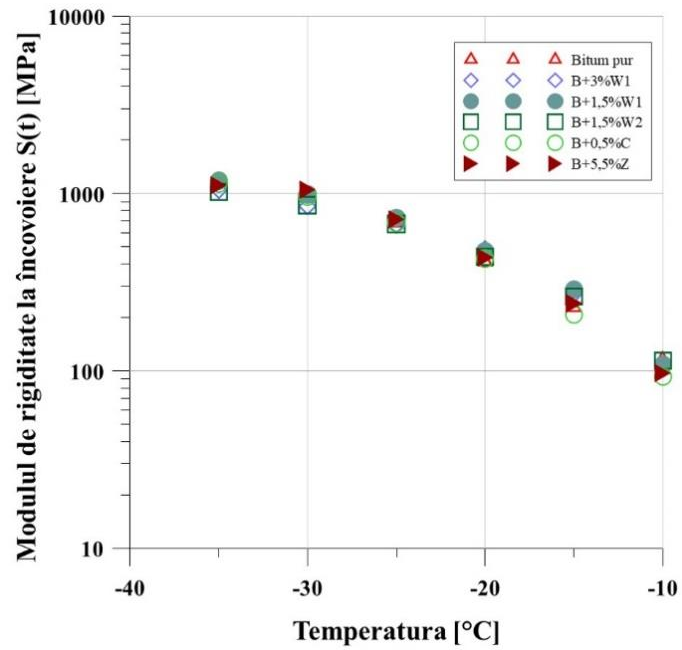
Potrivit graficelor din Figura 2.26, se poate remarca faptul că amestecurile de bitum considerate au un comportament relativ similar. Următoarele observații pot fi reținute:

- modulul de rigiditate al bitumului, respectiv al bitumului cu aditivi, crește cu scăderea temperaturii, pe când comportarea pantei m este inversă, aceasta scăzând odată cu diminuarea temperaturii;
- tendința modulului de rigiditate $S(t)$ și a pantei m sunt aproape la fel în toate cele șase cazuri;
- în ceea ce privește modulul de rigiditate, la temperaturi peste -25 °C toate amestecurile de bitum înregistrează valori foarte apropiate de cea a bitumului pur, iar sub această temperatură bitumul pur are valori superioare față de ambele amestecuri cu 1,5 % ceară, respectiv inferioare față de valorile amestecurilor cu aditiv chimic, zeolit sintetic și ceară clasică în procent de 3 %. În ansamblu, rezultatele demonstrează că la temperaturi foarte reduse de sub -25 °C, bitumurile cu aditiv chimic și zeolit au o comportare mai bună în raport cu ceara. Aceste rezultate sunt în concordanță valorile obținute pentru punctul de înmuiere inel și bilă, care confirmă o durificare accentuată a bitumului prin introducerea cerii clasice;
- amestecul de bitum cu zeolit sintetic prezintă o comportare a modulului de rigiditate puțin diferită la temperaturi de sub -25 °C, înregistrând o creștere importantă în jurul temperaturii de -30 °C față de celelalte cazuri;
- în ceea ce privește panta curbei de rigiditate (Figura 2.26b), valorile cele mai apropiate de cele ale bitumului pur sunt întâlnite în cazul amestecului cu zeolit sintetic, în timp ce toate amestecurile cu ceară înregistrează valori mai reduse decât în cazul bitumului pur. Rezultă din nou că prin aportul de ceară (în special ceară clasică) în bitum se poate ajunge la o comportare nefavorabilă a mixturilor asfaltice la temperaturi scăzute;
- în ceea ce privește amestecul de bitum cu aditiv chimic, panta m are valori mai mari sau apropiate de cele obținute pentru bitumul pur până la -30 °C, după care prezintă o scădere considerabilă a pantei curbei de rigiditate la temperatura de -35 °C, față de celelalte amestecuri;
- se precizează că probele de bitumul pur au cedat la temperatura de -35 °C, motiv pentru care nu se regăsesc valori aferente pentru aceasta.

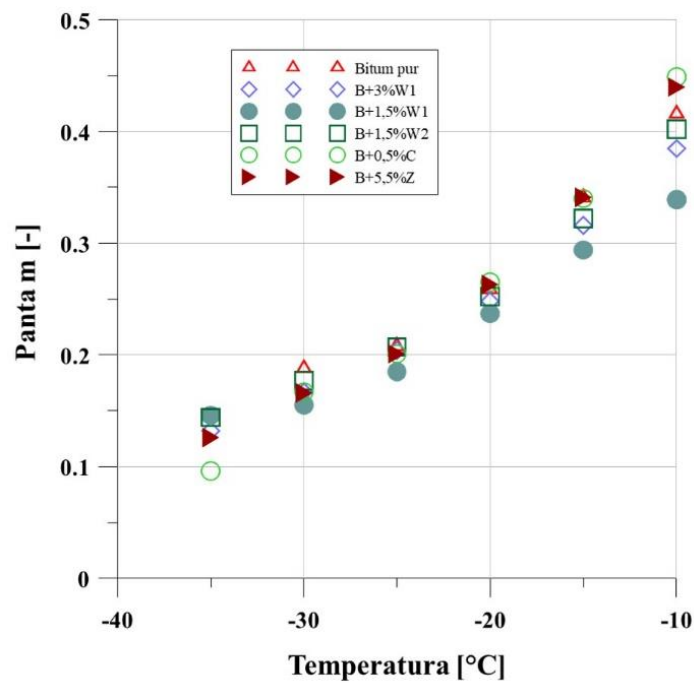
Parametrii menționați anterior: modulul de rigiditate la încovoiere și panta curbei de rigiditate în raport cu timpul sunt înregistrați la timpul de 60 s pe durata testului cu reometrului cu bară de încovoiere, iar apoi sunt utilizați pentru a determina temperatura limită admisă astfel încât să fie prevenită fisurarea la temperaturi joase.

Pentru modul de rigiditate la încovoiere $S(60s)=300$ MPa, respectiv panta $m(60s)=0,30$; impuse conform [71], s-a determinat temperatura limită admisă pentru toate amestecurile de bitum (Tabel 2.16).

Se constată că, temperatura limită admisă a fost determinată, în majoritatea cazurilor pe baza criteriului modulului de rigiditate $S(60s) = 300$ MPa.



a)



b)

Figura 2.26 – a) Modulul de rigiditate la încovoiere $S(t)$ pentru amestecurile de bitumuri; b) Panta curbei de rigiditate (m) pentru amestecurile de bitumuri

84 MATERIALELE CONSTITUENTE ALE MIXTURILOR ASFALTICE - 2

Se remarcă faptul că bitumul pur și amestecurile de bitum pur cu aditiv chimic și zeolit sintetic conduc la temperaturi limită identice, ceea ce scoate în evidență faptul că acești aditivi nu modifică reologia bitumului. În același timp se observă că tipurile de ceară au o influență asupra temperaturii limită, în special ceara clasică în procent de 3 % din masa bitumului, putându-se concluziona că apare o ușoară modificare a caracteristicilor bitumului. [59]

Tabel 2.16 – Temperaturile limită admise în urma încercării BBR pe amestecurile de bitum [59]

	Bitum pur	B+3%W1	B+1,5%W1	B+1,5%W2	B+0,5%C	B+5,5%Z
Temperatura admisă pentru S (60s)=300 MPa [°C]	-16,9	-15,3	-15,7	-16,1	-17,1	-16,5
Temperatura admisă pentru m (60s)=0,3 [°C]	-17,5	-14,3	-16,2	-16,6	-17,7	-17,6
Temperatura limită admisă [°C]	-16,9	-14,3	-15,7	-16,1	-17,1	-16,5

Este de reținut faptul că temperaturile limită obținute în urma încercărilor BBR, pe bitumul cu 3 % ceară clasică, sunt în concordanță cu rezultate menționate de literatura de specialitate pentru bitumuri 20/30 și anume: -13,8...-14,5 °C, deci mult mai dure decât cel considerat în acest studiu [81].

2.4.2.3.7. Modulul complex de forfecare și unghiul de fază. Reometrul cu forfecare dinamică (DSR)

Pentru cele șase amestecuri de bitum considerate, modulul complex de forfecare (G^*) și unghiul de fază (ϕ) au fost determinate folosind reometrul cu forfecare dinamică (DSR). S-a observat că modulul complex de forfecare scade odată cu creșterea temperaturii, dar crește odată cu creșterea frecvenței. În schimb, unghiul de fază crește concomitent cu creșterea temperaturii, dar scade odată cu creșterea frecvenței.

Figura 2.27 prezintă curbele directe ale modulului complex de forfecare pentru bitumul pur și celelalte cinci amestecuri de bitum cu aditivi. Curbele directe au fost realizate considerând temperatura de referință 55 °C, cu ajutorul programului MasterSolver v2.2 dezvoltat în SUA de Ramon Bonaquist [82]. Acest registru de lucru are capacitatea de a rezolva o versiune modificată a ecuației curbei directe a ghidului de proiectare mecanicist-empiric (MEPDG - Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide).

2.4. Încercări de laborator pe materialele constituente ale amestecurilor de bitumuri 85

$$\log|G^*| = \log Min + \frac{\log Max - \log Min}{1 + e^{\beta + \gamma \times \log \omega_r}} \quad (2.6)$$

în care:

- |G*| reprezintă modulul complex de forfecare, în MPa;
- ω_r – frecvența redusă, în Hz;
- Min – modulul minim limitat, în MPa;
- Max – modulul maxim limitat, în MPa;
- β și γ – parametri de ajustare.

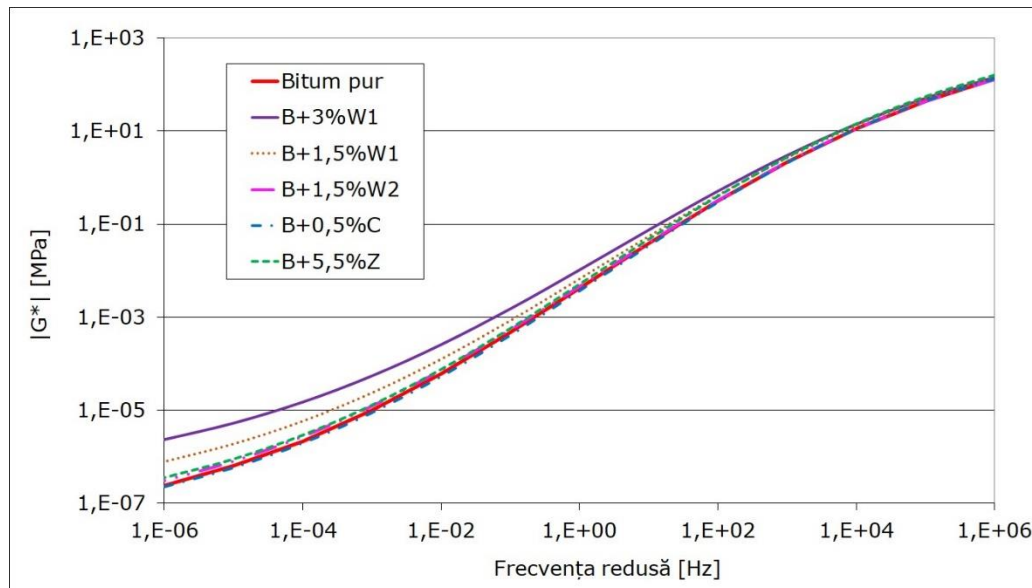


Figura 2.27 – Curbele directe ale modulului complex de forfecare pentru bitumul pur și amestecurile de bitumuri

Frecvența redusă se determină cu ajutorul ecuației Arrhenius.

$$\log \omega_r = \log \omega + \frac{\Delta E_a}{19,14714} \times \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_r} \right) \quad (2.7)$$

în care:

- ω_r reprezintă frecvența redusă la temperatura de referință, în Hz;
- ω – frecvența de încărcare la temperatura de încercare, în Hz;
- T – temperatura de încercare, în °C;
- T_r – temperatura de referință, în °C;
- ΔE_a – energia de activare, tratată ca un parametru de ajustare.

Înlocuind ecuația (2.7) în ecuația (2.6) se obține forma ecuației curbei directe utilizate în programul MasterSolver:

$$\log|G^*| = \log Min + \frac{\log Max - \log Min}{1 + e^{\beta + \gamma \times \left[\log \omega + \frac{\Delta E_a}{19,14714} \times \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_r} \right) \right]}} \quad (2.8)$$

Factorii de modificare pentru fiecare temperatură sunt dați de ecuația (2.9).

$$\log(a_T) = \frac{\Delta E_a}{19,14714} \times \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_r} \right) \quad (2.9)$$

în care:

- a_T reprezintă factorul de modificare la temperatura T;
- T – temperatura de încercare, în °C;
- T_r – temperatura de referință, în °C;
- ΔE_a – energia de activare, tratată ca un parametru de ajustare.

Se constată că pentru amestecurile de bitum cu aditiv chimic, respectiv zeolit sintetic comportarea este foarte asemănătoare cu cea a bitumului pur, cu o ușoară creștere a modului complex de forfecare la adăugarea zeolitului sintetic.

În cazul aditivilor organici, se observă un fenomen diferit. În timp ce comportarea amestecului de bitum cu ceara mai moale este aproape identică cu cea a bitumului pur, comportarea amestecului de bitum cu ceara clasică în ambele procente diferă semnificativ față de comportarea bitumului pur. La frecvențe mici se observă o creștere considerabilă a modului complex de forfecare, în special în cazul utilizării unui procent de 3% aditiv organic.

Figura 2.28 arată influența temperaturii și frecvenței reduse (relația 2.7) asupra unghiului de fază pentru toate amestecurile menționate anterior.

Din nou se constată că valorile unghiurilor de fază pentru amestecurile de bitum cu aditiv chimic, respectiv zeolit sintetic sunt aproape identice cu cele înregistrate în cazul bitumului pur, conducând la concluzia că adăugarea acestor aditivi nu modifică reologia bitumului.

Lucrurile stau complet diferit în cazul aditivilor organici. Valorile unghiurilor de fază, precum și tendințele diferă foarte mult de cazul bitumului pur, în principal la temperaturile mari (55...85 °C), semn că se produc anumite modificări în bitum odată cu introducerea acestora. De asemenea, se constată că abaterea majoră este înregistrată în cazul bitumului omogenizat cu 3 % ceară clasică, semn că acesta afectează semnificativ comportarea bitumului.

Diagrama Black (Figura 2.29) prezintă variația modului complex de forfecare cu unghiul de fază pentru toate temperaturile în cazul bitumului pur și al bitumului cu aditivi.

Se remarcă faptul că atât valorile, cât și forma curbelor în cazul bitumului pur și amestecului de bitum cu aditiv chimic, respectiv zeolit sintetic, sunt foarte apropiate, dovadă că bitumul nu este afectat într-un mod negativ de utilizarea acestor aditivi, precum a fost concluzionat și anterior.

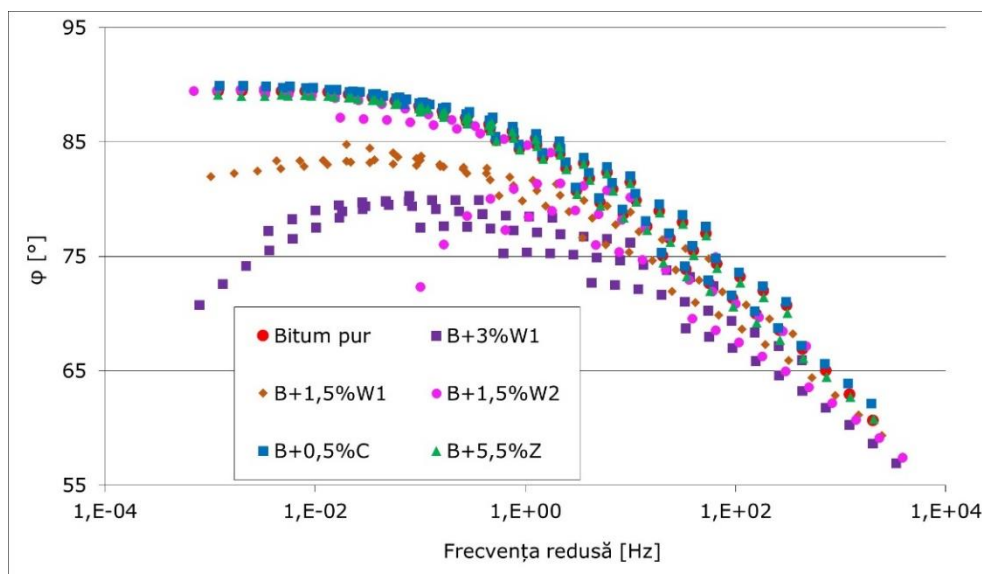


Figura 2.28 – Curbele directe ale unghiului de fază pentru bitumul pur și amestecurile de bitum

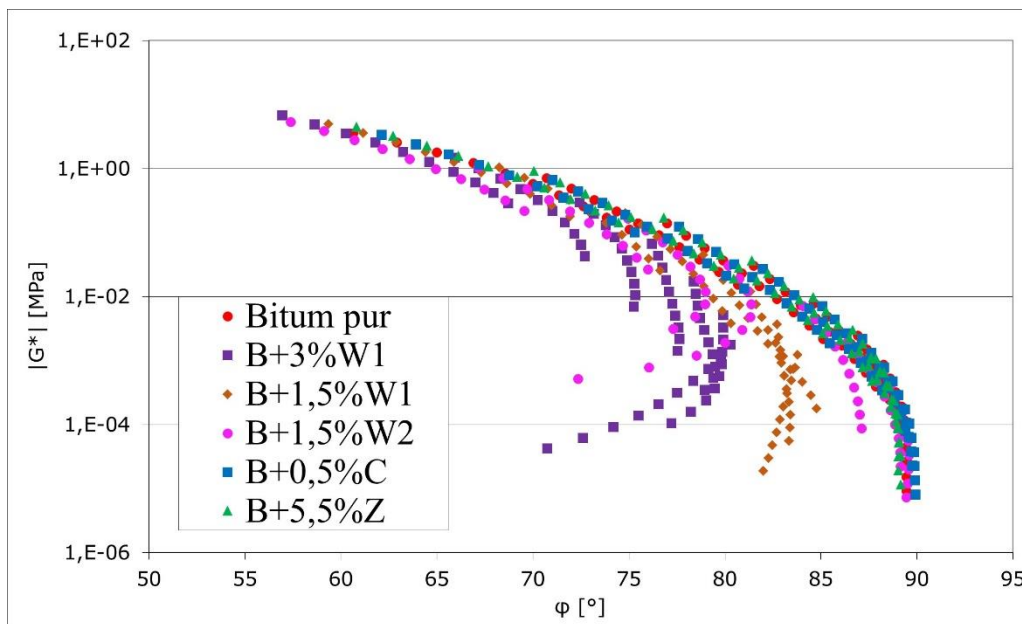


Figura 2.29 – Diagrama Black pentru bitumul pur și amestecurile de bitum

Se poate observa ușor diferența enormă dintre valorile înregistrate pentru bitumul pur și cele înregistrate în momentul adăugării aditivilor organici. Dacă amestecul de bitum cu ceara mai moale apar diferențe la temperaturile de 55...65 °C, în cazul amestecurilor cu ceara sintetică clasică diferențele sunt prezente pentru aproape toate temperaturile.

2.5. Masticul bituminos

Au fost efectuate încercări pe mastic bituminos într-un raport filer/bitum de 1,46, atât pentru bitumul pur, cât și pentru bitumul pur omogenizat în aceleași procente cu substanțele menționate anterior. Conform [83] un raport filer/bitum de 0,9...1,4 este benefic atât pentru comportarea la temperaturi joase, cât și la temperaturi ridicate. Selectarea raportului de 1,46 a luat în considerare dozajul mixturii asfaltice, și anume un beton asfaltic pentru stratul de uzură cu dimensiunea maximă a agregatelor 16 mm: 54 % agregate 4-16, 33,2 % nisipuri 0-4, 7,6 % filer (practic granule sub 0,08 mm) și 5,2 % bitum din masa mixturii asfaltice. Deoarece diferența dintre valoarea obținută pe baza dozajului mixturii asfaltice și intervalul recomandat de 0,9...1,4 a fost aproape neglijabilă, s-a decis păstrarea raportului care a rezultat din dozajul betonului asfaltic proiectat. Trebuie remarcat faptul că masticurile bituminoase cu bitum pur, respectiv cu bitum pur în amestec cu aditivii menționați anterior, au fost supuse aceluși condiții de preparare, pregătire și respectiv testare ca cele folosite în cazul lianților fără filer.

Pe de altă parte, în literatura de specialitate din România se recomandă un raport filer/bitum de 1,2...1,5, pentru betoanele asfaltice [3]. De asemenea, acceptând ca părți fine granulele mai mici de 0,125 mm raportul recomandat, pentru betoane asfaltice, este în general de minim 1,4 (1,4...1,9) [41].

Pentru a studia morfologia și compoziția elementară a filerului de calcar și

zeolitul sintetic și pentru a determina dacă aditivul chimic reacționează cu filerul, filerul, zeolitul sintetic și filerul amestecat cu aditivul chimic au fost caracterizate prin microscopie electronică de scanare (SEM: Quanta FEG 250, FEI, Olanda) utilizând un detector de electroni retroîmprăștiați (BSD) și prin spectroscopie cu detectorul de raze X cu dispersia energiei (EDX utilizând un detector Apolo SSD, EDAX Inc. US). Microstructura și analiza EDX au fost efectuate la o distanță de lucru de aproximativ 10 mm în modul de vid scăzut pentru a evita încărcarea suprafeței și deteriorarea materialului analizat. Rezultatele sunt prezentate în Figura 2.30.

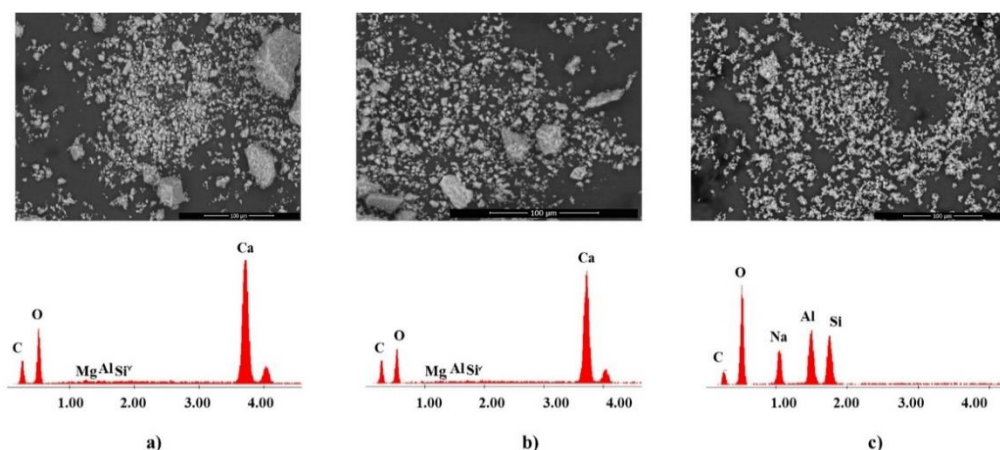


Figura 2.30 – Morfologia și compoziția elementară a: a) filerului; b) filerului amestecat cu aditivul chimic; c) zeolitul sintetic

După cum se poate observă din figuri și din compoziția elementară, filerul nu reacționează cu aditivul chimic, păstrându-și aceeași formă și după punerea în contact cu agentul chimic. De asemenea, elementele sale rămân neschimbate.

Pe de altă parte, analizând filerul în comparație cu zeolitul sintetic se constată o diferență clară, care poate fi observată atât în forma particulelor, cât și în compoziția elementară. Acesta este unul dintre motivele pentru care în cadrul cercetării zeolitul nu a fost considerat drept filer. Oricum, eventuala creștere a dozajului de părți fine în amestec este neesențială prin adaosul de zeolit (0,3 % din mixtura asfaltică).

S-a evaluat comportamentul acelorși amestecuri de bitum, dar cu adăugarea filerului, obținându-se șase tipuri de mastic bituminos (bitum și filer). Pentru simplificare, masticurile bituminoase studiate au fost notate în felul următor: mastic bituminos fără aditivi (Mastic), mastic bituminos cu 3 % ceară clasică din masa bitumului (M+3%W1), mastic bituminos cu 1,5 % ceară clasică din masa bitumului (M+1,5%W1), mastic bituminos cu 1,5 % ceară mai moale din masa bitumului (M+1,5%W2), mastic bituminos cu 0,5 % aditiv chimic din masa bitumului (M+0,5%C), mastic bituminos cu 5,5 % zeolit sintetic din masa bitumului (M+5,5%Z).

Au fost efectuate încercări pe cele șase amestecuri de mastic bituminos pentru determinarea punctului de înmuiere înel și bilă și pentru determinarea modulului de rigiditate la încovoiere.

2.5.1. Rezultatele obținute pe masticul bituminos

Punctul de înmuiere pune în evidență consistența bitumului și a masticului

bituminos. Odată cu adăugarea filerului la bitumul pur, respectiv la amestecurile de bitum cu aditivii considerați se analizează modul în care punctul de înmuiere inel și bilă este influențat de această nouă adăugare.

Pentru a evidenția efectul filerului și aditivilor adăugați bitumului pur s-a efectuat determinarea punctului de înmuiere inel și bilă, iar rezultatele sunt prezentate în Figura 2.31.

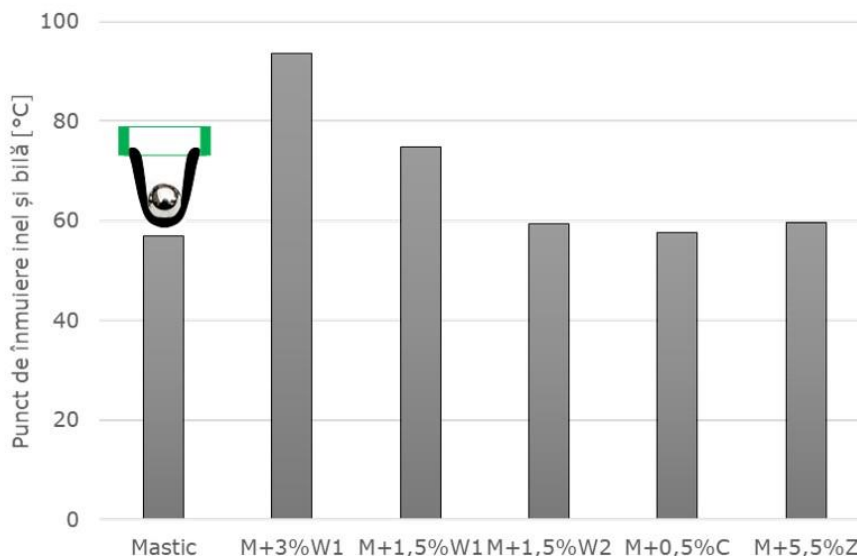


Figura 2.31 – Rezultatele punctului de înmuiere inel și bilă pentru masticurile bituminoase

Se constată că tendința din Figura 2.20 se păstrează cu observația că valorile punctului de înmuiere inel și bilă cresc cu minim 9 °C (masticul cu bitum pur), sunt de cca 10..11 °C (pentru aditiv chimic, zeolit sintetic și ceară moale), ajungând până la cca 20 °C pentru ceara clasică în procent de 3 %.

În ceea ce privește încercarea BBR, în cazul aceluiași masticuri bituminoase, temperaturile pentru efectuarea testului au fost de -5...-35 °C ca și pentru bitum (respectiv bitum cu aditivi), determinările fiind efectuate cu micșorarea treptată a temperaturii cu -5 °C. Pentru fiecare temperatură considerată și fiecare mastic au fost încercate câte trei probe, rezultatul considerat fiind media valorilor obținute. Pentru masticul bituminos, la fel ca și în cazul bitumului, pentru determinarea temperaturii limită admise se iau în considerare valorile corespunzătoare timpului de evaluare de 60 s.

Este urmărită comportarea masticurilor bituminoase la temperaturi scăzute și modul în care aceasta este sau nu influențată, în ceea ce privește caracteristicile reologice, de către aditivii utilizați în scopul reducerii temperaturii de preparare și punere în operă a mixturilor asfaltice.

Evoluția comportamentului în funcție de temperatură, pentru cele șase masticuri bituminoase este ilustrată în Figura 2.32.

Modulul de rigiditate la încovoiere crește odată cu scăderea temperaturii, în timp ce panta curbei de rigiditate scade odată cu scăderea temperaturii, ceea ce se observă și în cazul bitumului și a bitumului cu aditivi, indicând faptul că adăugarea filerului nu modifică comportarea amestecului la temperaturi scăzute.

În urma încercărilor efectuate pe cele șase masticuri bituminoase se constată următoarele aspecte:

- valorile modulului de rigiditate $S(t)$ și a pantei m pentru masticurile cu aditivi sunt foarte apropiate de cele obținute pe masticul cu bitum pur;
- în ceea ce privește modulul de rigiditate (Figura 2.32a), toate masticurile bituminoase conduc la obținerea unor valori mai mari decât cea obținută pe masticul fără aditivi, singura excepție fiind pentru masticul cu aditiv chimic care are o valoare inferioară la -30 °C. Acest lucru conduce la concluzia că masticurile cu aditivi pot fi mai susceptibile la temperaturi extrem de scăzute, chiar dacă diferențele nu sunt semnificative pentru a putea formula o concluzie fermă în acest sens;
- în ceea ce privește panta curbei de rigiditate (Figura 2.32b), până la temperatura de -20 °C valorile pentru masticurile cu aditivi sunt mai mici (în special pentru masticul cu ceară clasică în procent de 3 %) decât cele obținute pe masticul bituminos simplu, excepție făcând masticul bituminos cu aditiv chimic care are valori ușor superioare. Sub această temperatură masticurile bituminoase cu zeolit sintetic, ceară clasică în procent de 3 % și cu aditiv chimic au valori superioare față de masticul clasic, dar extrem de apropiate [59];
- din punct de vedere al pantei m , se poate aprecia că masticurile cu aditivi sunt mai susceptibile la temperaturi negative moderate (până la cca -20 °C) decât masticul clasic, dar la temperaturi mai scăzute comportarea lor este mai bună. Din nou, valorile sunt extrem de apropiate și nu se pot formula concluzii ferme în acest sens.

În ceea ce privește încercarea DSR, în cazul acelorași masticuri bituminoase, temperaturile de test sunt cuprinse între $25...85$ °C, cu o creștere de 10 °C ca și pentru bitum (respectiv bitum cu aditivi). Pentru fiecare mastic au fost încercate câte trei probe.

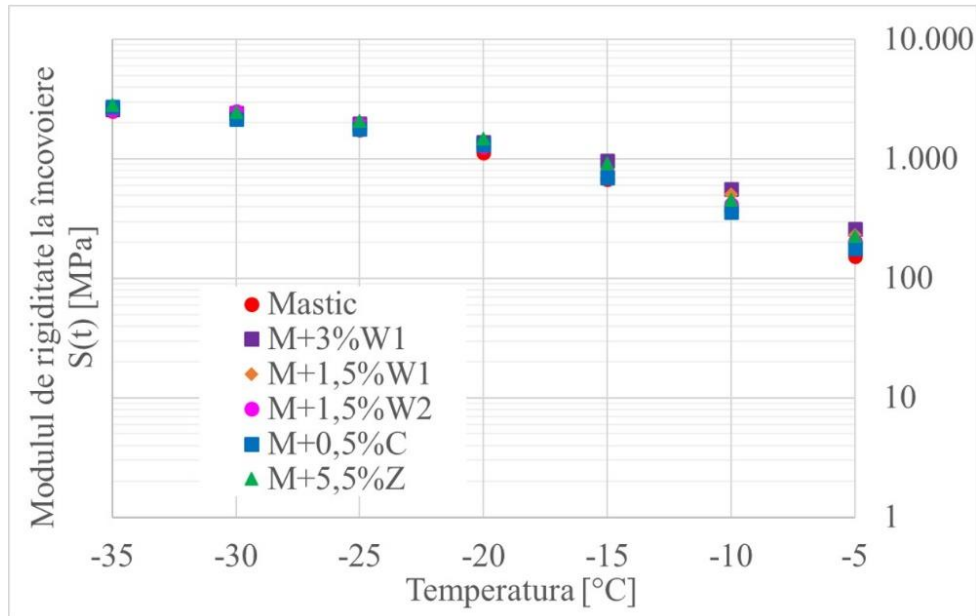
Pentru cele șase amestecuri de mastic considerate, modulul complex de forfecare (G^*) și unghiul de fază (φ) au fost determinate în urma încercării DSR.

În ceea ce privește încercarea DSR, în cazul acelorași masticuri bituminoase, temperaturile de test sunt cuprinse între $25...85$ °C, cu o creștere de 10 °C ca și pentru bitum respectiv bitum cu aditivi. Pentru fiecare mastic au fost încercate câte trei probe.

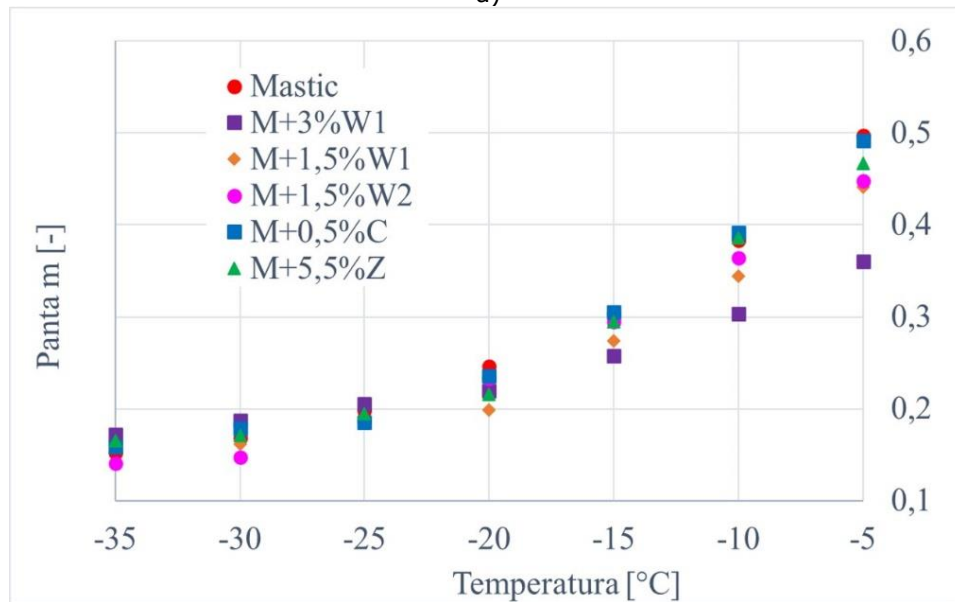
Din nou, iese în evidență curba directoare obținută pentru masticul preparat cu bitum și ceară în dozaj de 3 %, aceasta fiind complet distanțată de curbele directoare obținute pentru celelalte masticuri bituminoase (Figura 2.33). În special pentru frecvențe reduse, mai mici de 100 Hz, rezultă diferențe semnificative între valorile modulului complex de forfecare pentru masticul care conține ceară clasică în dozaj de 3 %, față de celelalte masticuri analizate. Valorile mai mari ale modulului complex de forfecare pentru masticul cu ceară în dozaj de 3 % reflectă faptul că acest mastic manifestă o rigiditate mai ridicată decât celelalte, în special la frecvențe de solicitare mici, la o temperatură de referință de 55 °C. Efectul poate fi favorabil în ceea ce privește obținerea unei mixturi asfaltice cu rigiditate ridicată, dar poate crea un dezavantaj major în ceea ce privește creșterea pericolului de fisurare la temperaturi reduse. Totuși, la frecvențe reduse mai mari, toate curbele directoare sunt aproape identice.

Pentru cele șase amestecuri de mastic considerate, modulul complex de forfecare (G^*) și unghiul de fază (φ) au fost determinate în urma încercării DSR.

În ceea ce privește încercarea DSR, în cazul acelorași masticuri bituminoase, temperaturile de test sunt cuprinse între $25...85$ °C, cu o creștere de 10 °C ca și pentru bitum respectiv bitum cu aditivi. Pentru fiecare mastic au fost încercate câte trei probe.



a)



b)

Figura 2.32 – a) Modulul de rigiditate la încovoiere $S(t)$; b) Panta curbei de rigiditate (m) pentru masticurile bituminoase

Din nou, iese în evidență curba directoare obținută pentru masticul preparat cu bitum și ceară în dozaj de 3 %, aceasta fiind complet distanțată de curbele directoare obținute pentru celelalte mastici bituminoase (Figura 2.33). În special pentru frecvențe reduse, mai mici de 100 Hz, rezultă diferențe semnificative între

valorile modulului complex de forfecare pentru masticul care conține ceară clasică în dozaj de 3 %, față de celelalte masticuri analizate. Valorile mai mari ale modulului complex de forfecare pentru masticul cu ceară în dozaj de 3 % reflectă faptul că acest mastic manifestă o rigiditate mai ridicată decât celelalte, în special la frecvențe de solicitare mici, la o temperatură de referință de 55 °C. Efectul poate fi favorabil în ceea ce privește obținerea unei mixturi asfaltice cu rigiditate ridicată, dar poate crea un dezavantaj major în ceea ce privește creșterea pericolului de fisurare la temperaturi reduse. Totuși, la frecvențe reduse mai mari, toate curbele directoare sunt aproape identice.

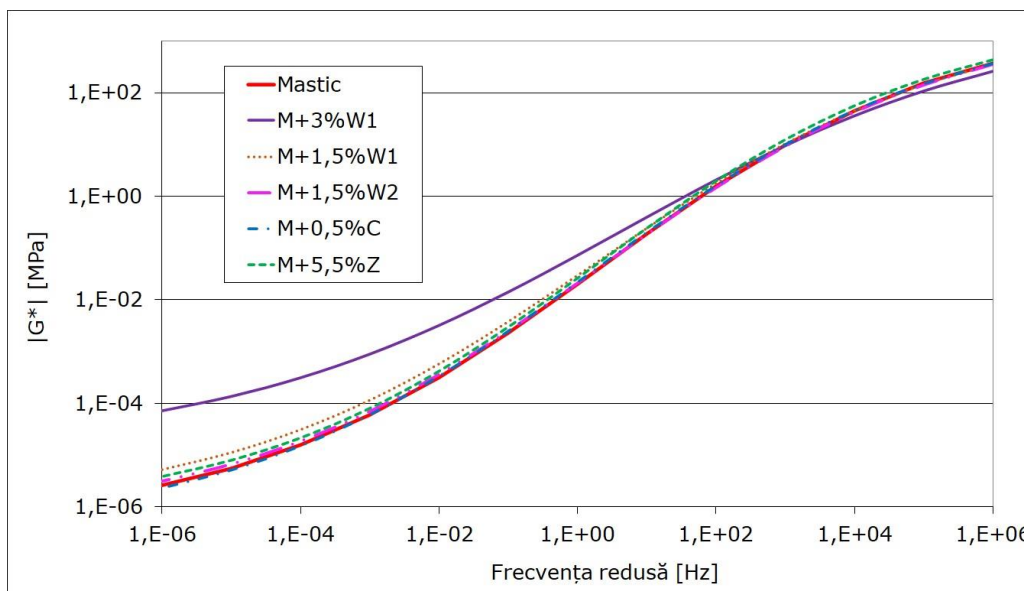


Figura 2.33 – Curbele directoare ale modulului complex de forfecare pentru masticurile investigate

În Figura 2.34 sunt redată rezultatele obținute care pun în evidență influența temperaturii și a frecvenței asupra unghiului de fază pentru toate amestecurile menționate anterior.

Analizarea diagramelor conduce la concluzii similare cu cele pentru bitumuri: masticul în care a fost introdusă ceară în proporție de 3 % are o comportare total diferită față de a celelalte masticuri, demonstrând diferențe foarte mari între valorile obținute, la toate temperaturile, pentru unghiul de fază (φ). Practic pentru masticul cu ceară în dozaj de 3 %, unghiul de fază nu depășește valori de 75 °, în timp ce pentru celelalte masticuri s-au atins valori ale unghiului de cca 85 °, la frecvențe reduse.

Diagrama Black (Figura 2.35) prezintă variația modulului complex de forfecare cu unghiul de fază pentru toate temperaturile în cazul masticului bituminos și al masticului cu aditivi.

Ca și în interpretările pentru bitumuri și bine corelat cu acestea, iese în evidență faptul că variația modulului complex de forfecare în raport cu unghiul de fază, pentru masticul cu bitum și ceară în dozaj ridicat (3 %), este total diferită în raport cu celelalte masticuri. Modulul complex de forfecare (G^*), pentru toate unghiurile de fază (φ), este inferior valorilor obținute pentru celelalte masticuri.

Salem [84] demonstrează faptul că scăderea vâscozității bitumului (de exemplu prin adăugarea unui agent de regenerare într-un bitum îmbătrânit) conduce la creșterea indicelui de penetrație, ca urmare a reducerii consistenței liantului. Această modificare va influența modulul bitumului, care va scădea, respectiv asupra unghiului de fază, care va crește. Prin urmare, modificarea acestor proprietăți are ca rezultat o scădere a rezistenței la rotire și o creștere a rezistenței la oboseală.

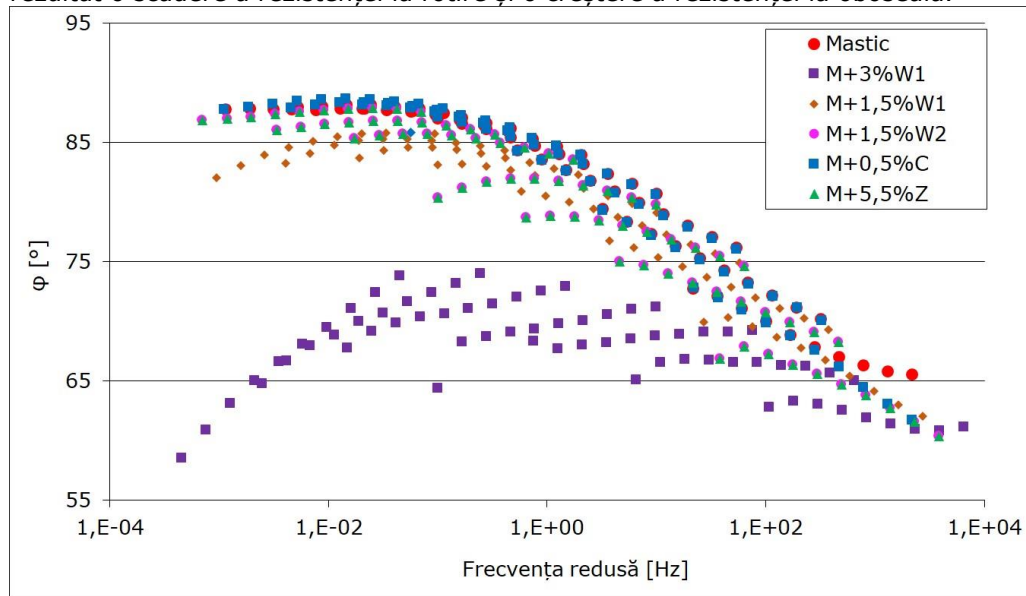


Figura 2.34 – Curbele directe ale unghiului de fază pentru masticurile investigate

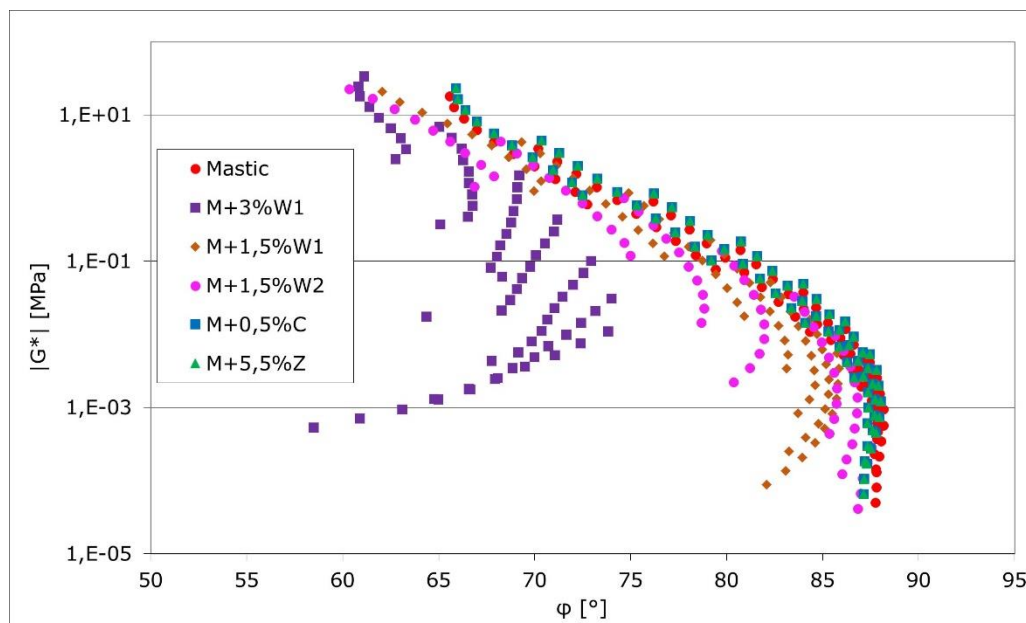


Figura 2.35 – Curbele directe ale modulului complex de forfecare pentru masticurile investigate

Rezultă că în cazul masticurilor considerate, comportarea cea mai neadecvată o are masticul cu ceară în dozaj de 3 %, care conduce la valori reduse ale unghiului de fază și valori mari ale modulului complex de forfecare.

Comportarea cea mai apropiată de cea a masticului cu bitum pur o are masticul cu bitum și aditiv chimic pentru care valorile sunt aproape identice toate frecvențele, aspecte constatate și în cazul analizei bitumurilor fără filer. De asemenea, pentru frecvențe mici, pe masticul cu bitum și zeolit au fost obținute unghiuri de fază apropiate de cele ale masticului cu bitum pur.

Diagrama Black (Figura 2.35) prezintă variația modulului complex de forfecare cu unghiul de fază pentru toate temperaturile în cazul masticului bituminos și al masticului cu aditivi.

Ca și în interpretările precedente și bine corelat cu acestea, iese în evidență faptul că variația modulului complex de forfecare în raport cu unghiul de fază, pentru masticul cu bitum și ceară în dozaj ridicat (3 %), este total diferită în raport cu celelalte masticuri. Modulul complex de forfecare (G^*), pentru toate unghiurile de fază (φ), este inferior valorilor obținute pentru celelalte masticuri.

Din analiza comportării lianților considerați și a masticurilor preparate cu aceștia la temperaturi scăzute prin intermediul aparatului BBR, respectiv la temperaturi ridicate cu aparatul DSR, rezultă o serie de concluzii care urmează să fie confirmate prin investigații efectuate pe betoane asfaltice preparate cu acești lianți, în capitolul 3.

2.5.2. Compararea valorilor rezultatelor obținute pe bitum, respectiv și mastic bituminos

Pentru a evidenția efectul filerului asupra bitumului, prin formarea masticului bituminos, determinarea punctului de înmuiere a fost efectuată pe toate amestecurile considerate, iar rezultatele obținute sunt prezentate comparativ în Tabel 2.17.

Tabel 2.17– Punctul de înmuiere inel și bilă pentru bitumurile și masticurile considerate

Caracteristica	Bitum pur	B+ 3%W1	B+ 1,5%W1	B+ 1,5%W2	B+ 0,5%C	B+ 5,5%Z
Punct de înmuiere [°C]	47,8	72,8	57,1	48,6	46,9	48,5
Caracteristica	Mastic	M+ 3%W1	M+ 1,5%W1	M+ 1,5%W2	M+ 0,5%C	M+ 5,5%Z
Punct de înmuiere [°C]	56,9	93,6	74,8	59,3	57,5	59,7

Cele două seturi de rezultate au permis evidențierea diferențelor și a similitudinilor dintre comportarea lianților și a masticurilor bituminoase, cu formularea de concluzii referitoare la comportarea la temperaturi reduse a mixturilor asfaltice preparate cu astfel de lianți.

S-a constatat (vezi Tabel 2.17) că pentru masticurile bituminoase care vor exista în betonul asfaltic propus investigațiilor în capitolul 3, punctul de înmuiere are o creștere de 22...23 % pentru masticurile cu zeolit, aditiv chimic și ceară moale și respectiv de cca 29 % pentru masticurile cu ceară clasică în proporție de 1,5 și 3,0 %. Pentru masticul fără aditivi creșterea a fost de cca 19 %. Rezultă că introducerea filerului în bitum conduce la o creștere a consistenței amestecului în toate cazurile,

deci la o mărire a stabilității mixturii asfaltice la temperaturi ridicate. De asemenea, se remarcă că pentru toate masticurile cu aditivi creșterea consistenței este mai mare decât în cazul bitumului pur.

Aceste concluzii confirmă pe de o parte precizările literaturii de specialitate [3,6] care arată că masticul bituminos conduce la creșterea rigidității și stabilității mixturilor asfaltice la temperaturi ridicate. Pe de altă parte, introducerea aditivilor va îmbunătăți comportarea mixturii asfaltice la temperaturi ridicate.

Figura 2.36 prezintă reprezentările grafice ale modulului de rigiditate la încovoiere și panta curbei de rigiditate pentru cele șase amestecuri de mastic bituminos comparativ cu cele obținute pentru amestecurile de bitum.

Prin comparație între rezultatele obținute la încercarea cu reometrul cu bară de încovoiere pe bitum, respectiv mastic cu aditivi se remarcă următoarele:

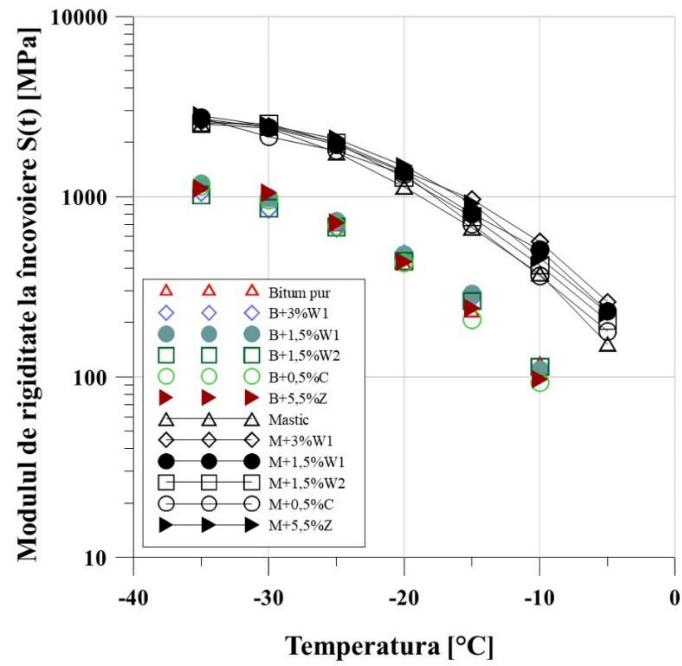
- pentru bitumul pur, respectiv masticul bituminos fără aditivi este vizibilă o creștere a modului de rigiditate, respectiv o scădere a pantei m pentru masticul bituminos;
- pentru bitumul cu 3 % ceară clasică și masticul cu același aditiv se constată, de asemenea, o creștere a modului de rigiditate pentru mastic. În ceea ce privește panta m , pentru temperaturi mai mari de $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ aceasta este mai mică pentru mastic, în timp ce pentru temperaturi mai mici de $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ panta mai mică să fie pentru bitumul cu ceară;
- în cazul bitumului cu 1,5 % ceară clasică și masticul cu același aditiv se observă, ca și în cazul anterior, o creștere considerabilă a modului de rigiditate, în special la temperaturi joase, pentru mastic. Panta m are valori inferioare pentru mastic, dar se apropie de valorile bitumului cu ceară la temperaturi mai mici de $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$;
- pentru bitumul cu 1,5 % ceară moale și masticul cu același aditiv au rezultat aceleași concluzii ca în cazul bitumului și masticului clasic, cu observația că modulul de rigiditate pentru mastic este aproape constant sub temperatura de $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$;
- pentru bitumul cu aditiv chimic și masticul cu același aditiv modulul de rigiditate crește iar pantei în cazul masticului scade, pentru temperaturi de peste $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$. Sub această temperatură se înregistrează o ușoară creștere a pantei la mastic;
- bitumul cu zeolit sintetic prezintă un modul de rigiditate mai scăzut față de masticul bituminos cu același aditiv. Panta curbei de rigiditate este mai redusă în cazul masticului cu zeolit sintetic până la atingerea temperaturii de $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$; pentru temperaturi mai joase se înregistrează o creștere ușoară ca și în cazul aditivului chimic [59].

Valorile cele mai apropiate se constată pentru bitumul cu aditiv chimic, zeolit sintetic și ceara moale, în timp ce pentru ceara clasică diagramele sunt semnificativ diferite (mai ales pentru un procent de 3 %).

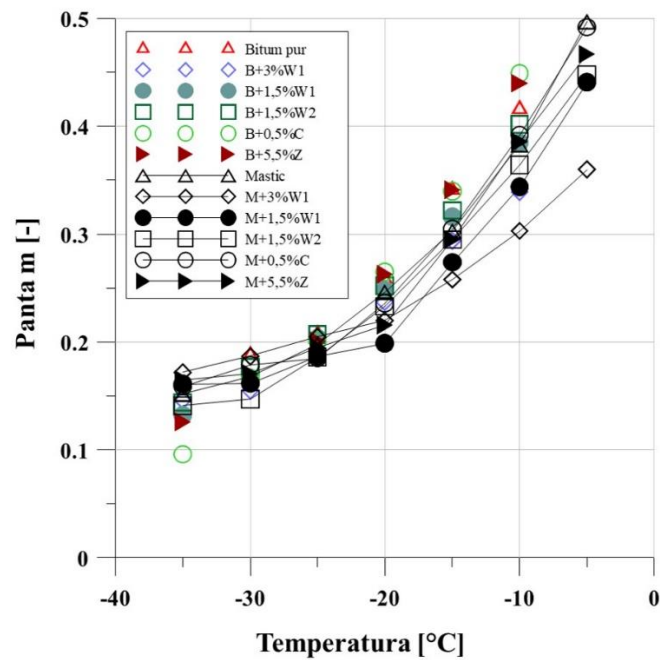
Tabelul 2.18 prezintă temperaturile limită la care se ajunge pentru amestecurile de bitum, respectiv de mastic în urma efectuării încercării BBR pe toate cele doisprezece amestecuri.

Se remarcă o creștere considerabilă a temperaturii limită admise odată cu adăugarea fillerului în amestec în toate cazurile.

Interpretarea rezultatelor arată că temperatura limită admisă (Tabel 2.18) crește pentru toate masticurile în raport cu bitumul, creșterile respective fiind de cca 100 % în cazul bitumului și al bitumului cu aditiv chimic, de 120 % în cazul cerii moi, de cca 150 % în cazul zeolitului și a cerii în dozaj de 1,5 %, respectiv de 168 % pentru ceara cu un dozaj de 3,0 %.



a)



b)

Figura 2.36 – a) Modulul de rigiditate la încovoiere $S(t)$; b) Panta curbei de rigiditate (m) pentru biturile, respectiv masticurile bituminoase considerate

Tabel 2.18 – Temperaturile limită admise pentru bitumurile, respectiv masticurile considerate

Temperatura limită admisă [°C]					
Bitum pur	B+3%W1	B+1,5%W1	B+1,5%W2	B+0,5%C	B+5,5%Z
-16,9	-14,3	-15,7	-16,1	-17,1	-16,5
Mastic	M+3%W1	M+1,5%W1	M+1,5%W2	M+0,5%C	M+5,5%Z
-8,4	-5,7	-6,3	-7,3	-8,3	-6,6

Aceste diferențe constatate pentru creșterea temperaturii limită admisă în cazul masticurilor cu aditivi, față de masticul cu bitum pur, trebuie interpretată ca o afectare negativă a comportării masticurilor bituminoase prin aportul aditivilor considerați, fapt care se poate răsfrânge și într-o comportare defavorabilă a mixturii asfaltice la temperaturi reduse.

Adăugarea filerului la bitumul pur a crescut punctul de înmuiere cu 9,1 °C. Aproximativ aceeași creștere a temperaturii limită se observă și în urma testul BBR (8,5 °C). Analizând însă celelalte bitumuri și mastici bituminoase de bitum se ajunge la concluzia că, aproape în toate cazurile, creșterea înregistrată pentru punctul de înmuiere, respectiv pentru temperatura limită, este mai mare. În cazul utilizării cerii sintetice se constată o lipsă totală de corelație între creșterea temperaturii inel și bilă și creșterea temperaturii limită obținută cu aparatul BBR. Temperatura inel și bilă prezintă o creștere absolută de 20,8 °C pentru un dozaj de 3 %, în timp ce creșterea temperaturii limită a fost de 8,6 °C.

În ceea ce privește încercarea DSR concluziile rezultate în urma determinărilor efectuate pe bitum și pe masticul bituminos au fost prezentate în paragrafele anterioare. Se reține faptul că bitumul pur, respectiv bitumul omogenizat cu aditiv chimic sau cu zeolit conduc la rezultate comparabile, inclusiv pe mastici preparate cu acești lianți, în ceea ce privește comportarea la temperaturi ridicate. Ceara clasică cu un dozaj ridicat (3 %) conduce la rezultatele cele mai diferite și mai eterogene, rezultând faptul că aportul ridicat de ceară implică o durificare a bitumului pur.

2.6. Concluzii parțiale

Analizele efectuate în cadrul acestui capitol au urmărit, pe de o parte, determinarea caracteristicilor materialelor de bază - agregate naturale, filer și bitum cu care se intenționează să se lucreze la conceperea de mixturi asfaltice călduțe și verificarea conformității acestora în raport cu normele tehnice în vigoare, respectiv, pe de altă parte, verificarea influenței pe care o au diferenții aditivi folosiți asupra caracteristicilor bitumului pur considerat.

Referitor la agregatele naturale, se reține faptul că acestea provin dintr-un zăcământ de diorit, cu rocă extrem de compactă și rezistențe mecanice mari. Încercările de laborator specifice agregatelor naturale pentru drumuri au scos în evidență rezistențe mari la fragmentare și la uzură, o prelucrare corespunzătoare prin concasare și sortare - granulozitate, forma granulelor și o curățenie adecvată - părți fine, corpuri străine. Încercările efectuate au condus la concluzia că aceste materiale corespund pentru a fi folosite la prepararea mixturilor asfaltice.

Filerul analizat a fost un filer de calcar, cu granulozitatea corespunzătoare cerințelor impuse pentru a fi folosit la prepararea mixturilor asfaltice.

Prin încercările specifice - penetrație, punct de înmuiere inel și bilă, ductilitate, indice de penetrație, s-a demonstrat că liantul luat în considerare este un bitum 50/70, corespunzător pentru realizarea unor betoane asfaltice pentru stratul de uzură în zone climatice calde, inclusiv pentru regiunea Banat. De asemenea, verificarea adezivității bitumului la agregatele naturale considerate, prin metoda de încercare calitativă cu spectrofotometrul, a condus la concluzia că liantul are o adezivitate foarte bună la granulele de agregat.

Partea a doua a investigațiilor referitoare la amestecurile de bitum cu diverși aditivi (aditiv chimic în dozaj de 0,5 % din bitum, zeolit în dozaj de 5,5 % din mixtura asfaltică, ceară moale în dozaj de 1,5 % din bitum și ceară clasică în dozaj de 1,5 și 3,0 % din bitum), s-a urmărit identificarea modului în care caracteristicile bitumului pur sunt afectate de introducerea aditivilor.

Prin refacerea încercărilor specifice pe bitum + aditivi s-a constatat că ceara clasică influențează cel mai mult caracteristicile bitumului pur. Astfel, la adăugarea aditivului organic clasic în procent de 3 % rezultă durificarea cea mai accentuată a bitumului, ceea ce conduce la valori neconforme unui bitum 50/70, pentru penetrația la 25 °C, punctul de înmuiere și indicele de penetrație. Dacă această ceara sintetică se adaugă în proporție de doar 1,5 % atunci indicele de penetrație se încadrează în limita admisă, totuși fără ca penetrația și punctul de înmuiere să fie similare bitumului inițial.

Cele mai apropiate rezultate de ale bitumului pur au fost obținute în cazul utilizării aditivului chimic, în timp ce zeolitul și ceara moale conduce la afectarea în mică măsură a caracteristicilor inițiale. Practic, caracteristicile obținute în urma introducerii aditivilor corespund unui bitum 50/70.

Este de remarcat faptul că indiferent de aditivul folosit adezivitatea a rămas foarte bună: în toate soluțiile de liant, aceasta a fost peste 86 %.

Concluziile formulate în urma analizelor curente efectuate asupra bitumurilor au fost confirmate, în mare măsură, de rezultatele obținute prin încercarea BBR, care pune în evidență comportarea bitumurilor la temperaturi reduse, respectiv încercarea DSR, care evidențiază comportarea bitumului la temperaturi ridicate. Și în cazul încercărilor BBR și DSR, ca și în cazul încercărilor clasice pe bitum, s-a constatat o durificare a bitumului odată cu adăugarea cerii în special la adăugarea cerii clasice și în mod deosebit în situația unui dozaj ridicat de 3 %, precum și păstrarea aceluiași proprietăți în cazul amestecului cu zeolit sintetic sau aditiv chimic.

Testarea în laborator a susceptibilității la temperaturi scăzute cu aparatul BBR a lianților și masticurilor a permis evidențierea faptului că aditivii considerați pentru a fi utilizați la prepararea unor mixturi asfaltice călduțe nu conduc la modificări semnificative ale reologiei bitumului pur, chiar dacă se observă mici influențe ale prezenței acestora în amestecuri.

Alura și valorile obținute pentru curbele modulului de rigiditate și ale pantei m sunt apropiate pentru toți lianții testați. Se remarcă faptul că valorile pantei m sunt foarte apropiate în cazul amestecurilor de bitum, iar în cazul bitumului pur valorile sunt mai mari. Valorile mai mici indică faptul că folosirea aditivilor respectivi conduce la o capacitate mai redusă a bitumurilor obținute de a elibera tensiunile termice acumulate la temperaturi reduse.

Pentru majoritatea probelor studiate, temperatura limită admisă a rezultat în funcție de valoarea limită a modulului de rigiditate, și se poate deduce astfel că acesta controlează, în principal, dezvoltarea tensiunilor termice. Un bitum mai consistent conduce la tensiuni mai mari, în raport cu un bitum de consistență mai redusă, fără a conta valoarea pantei m . Totuși, pentru valori apropiate ale modulului de rigiditate, panta m poate juca un rol important în dezvoltarea tensiunilor acumulate la

temperaturi scăzute.

Temperatura limită admisă este ușor mai mare în cazul bitumului cu ceară, decât în celelalte cazuri, concluzia fiind că aceasta îl face mai susceptibil la temperaturi reduse. Același aspect este evidențiat și în cazul amestecurilor de mastic bituminos.

Aditivul chimic este cel care are un impact mai mic asupra caracteristicilor bitumului, în timp ce ceara clasică conduce la cele mai importante modificări. Ceara este responsabilă pentru o creștere notabilă a punctului de înmuiere și a temperaturii limită, în comparație cu ceilalți aditivi studiați.

În cazul masticurilor bituminoase testate rezultatele obținute conduc la aceleași concluzii ca și în cazul lianților. Totuși se remarcă o creștere importantă a rigidității, modulul de rigiditate la încovoiere fiind de 2,5...3,0 ori mai mare în cazul masticurilor decât în cazul lianților. În ceea ce privește valorile pantei m se constată că sunt foarte apropiate de cele obținute pe amestecurile de bitum. În aceste condiții, este de remarcat o creștere considerabilă a temperaturii limită admise odată cu adăugarea filerului în amestec în toate cazurile, rezultând că acesta conduce la o susceptibilitate mai mare la temperatură a masticului bituminos în raport cu liantul folosit.

Aceste concluzii sunt confirmate și de literatura de specialitate care arată că masticul bituminos conduce la creșterea rigidității și stabilității mixturilor asfaltice la temperaturi ridicate. Prin urmare, creșterea punctului de înmuiere inel și bilă, respectiv a temperaturii limită (determinată cu încercarea BBR), pentru toți lianții considerați, prin introducerea filerului, confirmă o comportare mai bună la temperaturi ridicate ale masticului, în raport cu bitumul. Din păcate, pentru ceara clasică se evidențiază o creștere a punctului de înmuiere inel și bilă de până la 93,6 °C (pentru dozajul cu 3 %), în timp ce pentru ceilalți aditivi și bitumul pur pentru de înmuiere inel și bilă ajunge la 56...59 °C, fapt care poate pune în evidență o susceptibilitate ridicată la fisurare a unor astfel de amestecuri.

Rezultatele obținute prin încercarea DSR pe bitumuri și masticuri converg spre aceleași concluzii și anume că ceara clasică, cu atât mai mult cu cât dozajul este mai mare, conduce la afectarea caracteristicilor bitumului pur. Alți aditivi, inclusiv ceara mai moale, au o comportare asemănătoare cu a liantului inițial.

Pornind de la considerentul că scăderea vâscozității bitumului conduce scăderea modulului complex de forfecare și o creștere unghiului de frecare, s-a constatat că în cazul dozajului cu 3 % ceară, unghiul de fază nu depășește valori de 75 °, în timp ce pentru celelalte masticuri s-au atins valori ale acestui de cca 85 °, la frecvențe reduse. De asemenea, mai ales la frecvențe reduse, modulul complex de forfecare are valori semnificativ mai mari decât pentru celelalte masticuri cercetate. Rezultă, din nou, că prezența unui bitum sau mastic bituminos cu rigiditate ridicată, în raport cu ceilalți lianți, poate conferi stabilitate la temperaturi mari, dar va conduce la susceptibilitate ridicată la temperaturi scăzute.

3. MIXTURI ASFALTICE CĂLDUȚE

3.1. Proiectarea dozajului pentru mixtură asfaltică

Mixturile asfaltice sunt proiectate pentru a fi utilizate în straturi rutiere pentru a rezista solicitărilor transmise de vehicule, în diferite condiții climatice. Proiectarea mixturii asfaltice constă în determinarea unui amestec economic de agregate, filer și bitum astfel încât amestecul omogen rezultat să ofere suficientă stabilitate pentru a rezista la deformării sub solicitarea traficului și flexibilitate pentru a rezista la fisurare.

Proiectarea dozajelor pentru producerea diferitelor tipuri de mixturi asfaltice presupune parcurgerea mai multor etape care includ studii ale normelor în vigoare, încercări de laborator vizând determinarea caracteristicilor materialelor primare folosite, calcule pentru determinarea compoziției și încercări fizico-mecanice pentru verificarea caracteristicilor care se pot obține în laborator pentru diverse procente de materiale folosite. Scopul final este de a obține mixturi asfaltice care să-și mențină cât mai constante caracteristicile inițiale pe întreaga durată de exploatare prognozată.

Cele mai frecvent utilizate metode de proiectare a mixturilor asfaltice sunt metoda Hveem, metoda Marshall și metoda Superpave. În prezent se desfășoară numeroase studii de cercetare pentru a dezvolta un nou proces de proiectare a mixturilor asfaltice cu verificarea performanței acestora.

La sfârșitul anilor 1920, metoda Hveem de proiectare a mixturilor asfaltice a fost dezvoltată și folosită pe scară largă în unele state occidentale. Cele trei puncte importante ale metodei constau în determinarea conținutului optim de bitum care să asigure acoperirea granulelor agregatelor cu o peliculă corespunzătoare de liant, asigurarea unei stabilități suficiente pentru a rezista solicitărilor din trafic și luarea în considerare a faptului că durabilitatea mixturii asfaltice crește odată cu grosimile mai mari ale peliculei de bitum [85]. Proprietățile mecanice de stabilitate descrise de stabilitate sunt utilizate pentru determinarea conținutului optim de liant. Golurile de aer nu au fost luate în considerare în procesul de proiectare a mixturilor asfaltice până în anii 1990. Cu toate acestea, se observă pe scară largă că amestecurile concepute folosind această metodă sunt sărace în bitum și mai susceptibile la fisurarea datorată oboselii [86].

Prin metoda Hveem conținutul optim de bitum se obține pornind de la condiția asigurării celei mai mari durabilități, fără a reduce stabilitatea sub limita minimă admisă. Altfel spus, ar trebui utilizat cât mai mult bitum, dar cu condiția îndeplinirii cerințelor minime de stabilitate [87].

Metoda Hveem de proiectare a mixturilor asfaltice constă în șase etape: selectarea agregatelor, selectarea bitumului, pregătirea probelor și compactarea acestora, determinarea stabilității cu stabilometrul Hveem prin care se aplică o încărcare crescătoare la o rată prestabilită asupra probei de mixtură asfaltică compactată, calculul densității și a volumului de goluri și selectarea conținutului optim de bitum.

Metoda Marshall, cunoscută bine și în România, a fost dezvoltată la începutul anilor 1940 și ulterior a fost utilizată de Corpul de Ingineri al Armatei SUA în cel de-al doilea război mondial pentru proiectarea mixturilor asfaltice pentru aeroporturi [88]. Similar metodei Hveem, obiectivul principal al metodei Marshall este determinarea

conținutului optim de bitum. În comparație cu metoda Hveem, mixturile asfaltice proiectate folosind metoda Marshall au un conținut mai mare de liant [86].

Metoda Superpave a fost dezvoltată ca parte a Programului Strategic de Cercetare a Autostrăzilor (SHRP) și a fost implementată în 1993. Obiectivul inițial a fost dezvoltarea unei metode de proiectare a mixturilor asfaltice bazate pe performanță. Deși testele de performanță pentru mixturile asfaltice au făcut parte din metoda Superpave de proiectare a mixturilor asfaltice și au fost dezvoltate mai multe proceduri pentru a prezice performanța amestecului, întregul proces s-a dovedit a fi prea complex și nu a fost niciodată implementat de niciun departament de transport de stat în SUA. Proiectarea Superpave a mixturilor asfaltice avea trei niveluri cu o complexitate crescătoare [89]. Specificațiile bazate pe performanță urmau să fie încorporate în proiectele de nivel 2 și nivel 3, dar nu au fost niciodată implementate.

Momentan proiectarea mixturilor asfaltice în SUA se face considerând metoda Superpave care implică stabilirea procentelor agregatelor și bitumului, pornind de la proprietățile empirice ale agregatelor (granulozitate etc.) și a proprietăților volumetrice, cum ar fi densitățile, golurile de aer, volumul de goluri în scheletul mineral (VMA) și volumul de goluri umplute cu bitum (VFA) [90].

Odată cu apariția standardelor europene, concepția generală privind proiectarea compoziției mixturilor asfaltice este de a crea amestecuri care să permită atingerea nivelurilor de performanță solicitate de norme, fără a indica modalitățile, materiale, compozițiile etc. care conduc la obținerea acestor performanțe. Astfel, compoziția aleasă pentru realizarea unei mixturi asfaltice nu este impusă, dar materialul compozit obținut trebuie să satisfacă condițiile de calitate prevăzute de norme.

De asemenea, amestecurile studiate în laborator trebuie să fie realizate cu aceleași materiale care se utilizează pe șantier, astfel încât caracteristicile determinate în laborator să se regăsească și la preparare, punere în operă sau în exploatare. Totuși, în final, compoziția proiectată în laborator nu poate garanta performanțele obținute pe șantier, cu toate eventualele imperfecțiuni legate de calitatea materialelor primare, de fabricație sau de punere în operă. Cu atât mai mult, în exploatare caracteristicile determinate în laborator pot să suporte anumite variații.

În concluzie, fabricarea și punerea în operă a mixturii asfaltice pe șantier trebuie să permită urmărirea cât mai fidelă a condițiilor impuse în laborator, atât în ceea ce privește controlul dozajului constituenților și păstrarea aceluiași materiale primare, cât și în ceea ce privește temperaturile și compactarea. Pe de altă parte, responsabilul cu proiectarea dozajului are datoria de a alege și caracteriza constituenții agreați de antreprenor și de a proiecta o mixtură asfaltică care să permită atingerea performanțelor stabilite inițial în condițiile de șantier.

Respectarea globală a exigențelor menționate anterior comportă parcurgerea unor operații complexe, care pot diferi de la o situație la alta, în funcție de tipul mixturii asfaltice și a stratului rutier care urmează să fie realizat.

Principalele etape care trebuie parcurse pentru proiectarea dozajelor în concordanță cu performanțele solicitate de condițiile de exploatare și corespunzătoare prevederilor normelor în vigoare este descrisă în Figura 3.1, conform metodologiei franceze [8,91].

Proiectarea dozajelor presupune desfășurarea unor studii și cercetări în laborator, înaintea începerii activității pe șantier, folosind materialele adoptate de antreprenor, care trebuie să fie reprezentative pentru tipul de lucrare considerat, respectiv să poată fi livrate în cantități suficiente și cu respectarea calității de un anumit furnizor.

În prima etapă se efectuează studii privind proiectul care se va realiza, cu

scopul determinării cu precizie a performanțelor care sunt solicitate pentru fiecare tip de mixtură asfaltică în parte. În aceeași etapă se va efectua sistematizarea prevederilor normelor tehnice cu privire la proprietățile mixturilor asfaltice, inclusiv a încercărilor de laborator care trebuie efectuate și a caracteristicilor care trebuie obținute, respectiv prevederilor normelor tehnice referitoare la proprietățile materialelor primare care pot fi folosite (agregate, filer, lianți, aditivi).

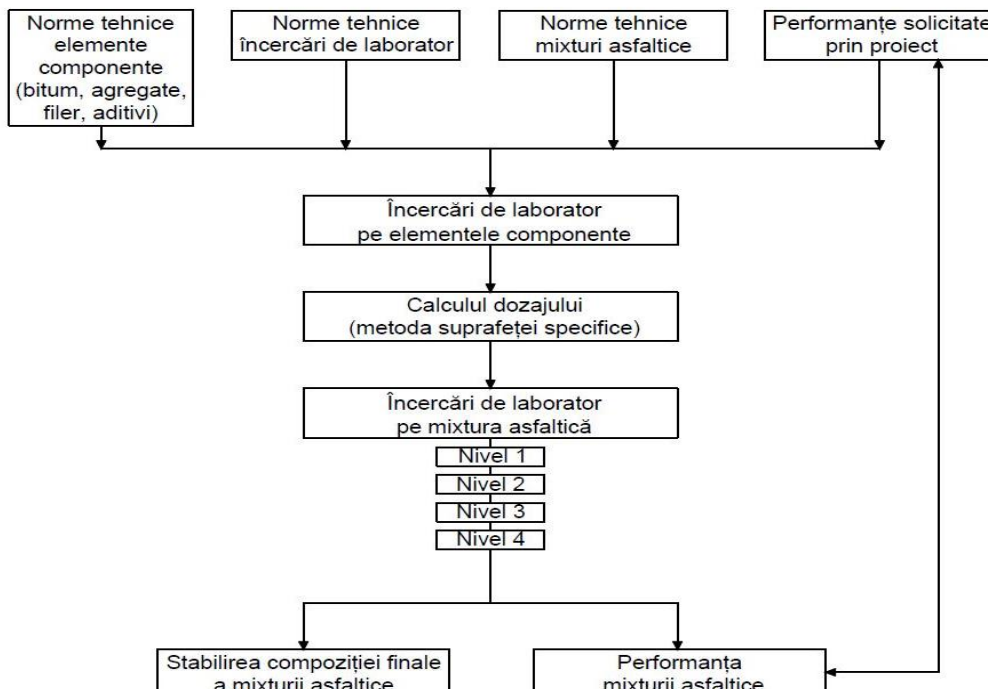


Figura 3.1 – Activități specifice pentru conceperea dozajelor de mixturi asfaltice

Într-o etapă următoare se impune verificarea calității materialelor primare care au fost reținute pentru utilizare și compararea acestora cu cea prevăzută în buletinele de încercări ale furnizorului și cu cea solicitată prin normele tehnice în vigoare. În continuare se trece la determinarea procentului cu care intră fiecare constituent în compoziția mixturii asfaltice, de exemplu metoda suprafeței specifice, conform paragrafului 3.1.2.1 sau metoda volumului de goluri, conform paragrafului 3.1.2.2.

Cu compoziția calculată anterior se prepară în laborator epruvete cu scopul determinării caracteristicilor mixturii asfaltice și verificarea acestora în raport cu cele solicitate pentru lucrarea considerată. Conform metodei franceze de proiectare a dozajelor mixturilor asfaltice [91] sunt luate în considerare patru niveluri de încercări de laborator (Tabel 3.1), astfel:

- nivelul 1 este bazat pe determinarea volumului de goluri cu presa giratorie și a sensibilității la acțiunea apei prin încercarea Duriez (calculând valoarea raportului r/R). Nivelul 1 de încercări se consideră că este suficient în situația unor drumuri obișnuite, solicitate de un trafic redus sau mediu, fără solicitări particulare, caz în care se poate accepta că funcționează corelațiile cunoscute dintre cele două caracteristici și alte caracteristici mecanice ale mixturilor

asfaltice. Există și anumite mixturi asfaltice, de exemplu: betoanele asfaltice drenante, betoane asfaltice pentru straturi ultrasubțiri, asfalt turnat etc. pentru care nu se pot efectua încercările prevăzute în nivelurile de investigare următoare și pentru care dozajele se calibrează, de regulă, prin încercări de laborator simple de natură empirică fără o relație directă cu modul de solicitare real;

- nivelul 2 de încercări cuprinde încercările precedente la care se adaugă încercarea de ornieraj. Acest nivel de încercări este recomandat pentru straturi bituminoase din structuri rutiere supuse la solicitări particulare pentru care există suspiciunea de formare a făgașelor în straturile bituminoase. Prin urmare nivelul 2 de încercări este recomandat pentru drumuri cu trafic ridicat, trafic lent și canalizat sau pentru grosimi mari ale straturilor bituminoase. Încercările se efectuează pe probe preparate la același volum de goluri, iar dacă este necesar se fac cercetări pe două seturi de epruvete obținute prin două grade de compactare diferite. Astfel se poate sesiza efectul compactității asupra rezistenței la ornieraj și se completează datele privind determinarea volumului de goluri din cadrul nivelului 1;
- nivelul 3 de încercări introduce în plus, față de cele precedente, determinarea modulului de rigiditate pentru epruvete preparate în condiții controlate;

Tabel 3.1 – Încercări pentru proiectarea dozajului în metodologia franceză

Nivel de încercări	Verificarea unui dozaj deja aplicat și studiat	Adaptarea unui dozaj la condiții speciale	Proiectarea unui dozaj	Observații
Nivel 1	Determinarea volumului de goluri Încercarea Duriez	Determinarea volumului de goluri (pe mai multe variante) Încercarea Duriez	Determinarea volumului de goluri (pe mai multe variante) Încercarea Duriez (pe mai multe variante)	Variantele considerate urmăresc analizarea sensibilității la acțiunea apei
Nivel 2	-	Încercarea de ornieraj	Încercarea de ornieraj	Stratul urmează să fie expus la un risc de formare a făgașelor (trafic intens, lent)
Nivel 3	-	-	Încercare de caracterizare a performanțelor mecanice: Determinarea modulului de rigiditate	Materialul din stratul considerat are rol structural
Nivel 4	-	-	Încercare de caracterizare a performanțelor mecanice: Încercarea de oboseală	Materialul din stratul considerat are rol structural
Încercări complementare	Pentru anumite situații și anumite tipuri de materiale se pot efectua și alte încercări mai puțin uzuale. De exemplu, este vorba de determinarea rezistenței la fisurare la temperaturi scăzute, determinarea rezistenței la propagarea fisurilor existente din straturile suport etc.			

- nivelul 4 de încercări introduce în plus rezistența la oboseală. Această încercare este necesară atunci când caracteristicile mecanice determinate în laborator urmează să se folosească în calcule de dimensionare sau când se urmărește verificarea proprietăților unui strat bituminos care trebuie să îndeplinească proprietăți speciale.

Nivelurile de încercări 3 și 4 se aplică și atunci când se urmărește definirea tuturor caracteristicilor pentru o mixtură asfaltică particulară sau pentru un nou tip de mixtură asfaltică.

Nivelurile de încercări menționate anterior pot fi completate cu determinări suplimentare, adaptate la cerințele specifice pentru o anumită utilizare cum sunt mixturile asfaltice speciale sau condițiile de exploatare speciale.

În concluzie, indiferent de metodologia adoptată pentru stabilirea dozajului optim de liant, principalele etape care trebuie parcurse sunt legate de: studierea prevederilor normelor tehnice în vigoare și a proiectului cu privire la tipurile și caracteristicile mixturilor asfaltice care se pot utiliza, investigarea materialelor care se vor folosi pe șantier, evaluarea printr-o anumită metodă (vezi subcapitolul 3.1.2) a alcătuirii scheletului mineral și a dozajului informativ de bitum, urmând ca dozajul optim de liant să fie determinat în baza încercărilor de laborator efectuate.

3.1.1. Principii generale privind proiectarea dozajului cu metoda Marshall

Metoda Marshall este frecvent aplicată la nivel mondial. Diferența fundamentală față de metodologia Superpave este legată de modul de compactare a epruvetelor: la metoda Marshall se face prin batere, iar la metoda Superpave se face cu ajutorul preseii giratorii. Metoda a fost elaborată de către Bruce Marshall pentru Departamentul Transporturilor din Mississippi și a fost îmbunătățită de către Corpul de Ingineri al Armatei SUA, fiind necesară o modificare a criteriilor inițiale ca urmare a creșterii presiunii din pneuri și a sarcinilor pe osie.

Metoda Marshall urmărește determinarea conținutului optim de bitum la o densitate dorită care să satisfacă stabilitatea minimă și valori impuse pentru indicele de curgere. În România se utilizează metoda Marshall care este completată cu o serie de încercări dinamice [41].

Conform metodologiei Marshall pentru determinarea dozajului optim de liant se analizează în laborator următoarele caracteristici: stabilitatea Marshall, indicele de curgere, densitatea aparentă, volumul de goluri de aer (V_a), completate eventual cu determinarea volumului de goluri al scheletului mineral (VMA) și a volumului de goluri umplute cu bitum (VFA).

În principiu, potrivit metodei Marshall, conținutul de bitum se determină în funcție de o anumită densitate a mixturii care conduce la obținerea unei stabilități minime și a unui fluaj încadrat în limite acceptabile. Metoda Marshall are următoarele etape principale:

- selectarea constituenților și verificarea caracteristicilor acestora;
- prepararea prin batere a epruvetelor cilindrice cu diametrul de 100 mm;
- efectuarea încercărilor fizico-mecanice în laborator de stabilitate, indice de fluaj, densitate aparentă și volum de goluri;
- determinarea dozajului optim de liant pe baza corelării rezultatelor obținute (vezi subcapitolul 3.1.3).

Înainte de aplicarea pe șantier a dozajului determinat în acest fel se impune verificarea modului de comportare a viitorului strat rutier la deformații plastice sau

ornieraj, respectiv la fisurare din oboseală sau contracții termice în funcție de condițiile de exploatare. Metoda se aplică pentru toate mixturile asfaltice preparate la cald cu bitum și cu dimensiunea maximă a agregatelor de 28 mm.

În cazul metodologiei Marshall se consideră că procedeul de compactare nu simulează compactarea in-situ. De asemenea, se consideră că stabilitatea Marshall și indicele de curgere nu evaluează corect rezistența de forfecare și fluajul mixturii asfaltice, rezultând că prin determinarea celor doi parametri nu se poate pune în evidență modul în care se asigură rezistența mixturii asfaltice la deformări permanente (rezistența la formarea făgașelor).

3.1.2. Metode de calcul al conținutului de liant din mixtura asfaltică

Mai jos sunt descrise principalele metode prin care se poate determina conținutul de liant dintr-un anumit tip de mixtură asfaltică. Se reține faptul că dozajul final va rezulta în urma încercărilor de laborator efectuate cu scopul calibrării proporțiilor de constituenți, în special a conținutului de bitum pentru obținerea caracteristicilor fizico-mecanice necesare stratului rutier care se va executa: tipul mixturii asfaltice, grosimea stratului, intensitatea traficului, zona climaterică în care se realizează stratul, temperaturile extreme la care va lucra stratul, existența unor solicitări speciale etc.

3.1.2.1. Metoda suprafeței specifice

Metoda suprafeței specifice permite calculul conținutului de liant dintr-o mixtură asfaltică în funcție de suprafața specifică a agregatului total. A fost elaborată în Franța de M. Duriez și este metoda aplicată în prezent, atât de specialiștii francezi, cât și de cei români. Se ține seama de faptul că liantul trebuie să anrobeze toate granulele agregatului, asigurând aglomerarea lor, astfel încât să se realizeze cea mai mare compactitate a mixturii pusă în operă și cea mai bună omogenitate în condițiile existente pe șantier (instalații, utilaje de punere în operă), obținându-se în final un strat bituminos stabil și durabil.

Referitor la valoarea suprafeței specifice totale a agregatelor, se menționează că aceasta este determinată în cea mai mare parte de filerul propriu-zis și într-o anumită măsură de nisipul fin, celelalte fracțiuni din agregat având o influență nesemnificativă. Suprafața specifică a filerului de calcar este considerată 135 m²/kg, în timp ce suprafața specifică a agregatelor cu dimensiuni peste 10 mm este de 0,17 m²/kg.

După M. Duriez, grosimea optimă a filmului de liant pentru anrobarea și aglomerarea granulelor variază în funcție de diametrul granulelor, nu în mod liniar, ci, după o curbă parabolică:

$$e = \lambda \times d^{0,8} \quad [\mu\text{m}] \quad (3.1)$$

în care e reprezintă grosimea filmului de liant, în μm ;

λ - coeficient care depinde de caracteristicile bitumului și are în general valoarea 24;

d - diametrul granulei medii, în μm .

Relația stabilită pentru calcul conținutului de liant este următoarea:

$$b = \alpha \times K \times \sqrt[5]{S} \quad [\%] \quad (3.2)$$

în care b reprezintă conținutul de liant raportat la masa agregatului, în %;

$\alpha = 2,65/\rho_s$ (ρ_s - densitatea scheletului agregatului, în g/cm³), de regulă se

consideră $\alpha = 1$, aproximând $\rho_s = 2,65 \text{ g/cm}^3$;

K - modulul de conținut, parametru care caracterizează grosimea medie a filmului de liant care anrobează granulele de agregat. K este independent de densitatea scheletului din mixtura asfaltică;

S - suprafața specifică a scheletului mineral care intră în compoziția mixturii asfaltice, în m^2/kg , calculată cu relația 3.3.

Pentru calculul suprafeței specifice, în România se folosește, de regulă, relația următoare, cu procente fracțiunilor determinate din curba de granulozitate a scheletului mineral (Figura 3.2):

$$100 \times S = 0,17 \times A + 0,32 \times a + 2,30 \times N + 12 \times n + 135 \times f \quad [\text{m}^2/\text{kg}] \quad (3.3)$$

în care S reprezintă suprafața specifică, în m^2/kg ;

A - procentul de granule peste 10 mm;

a - procentul de granule între 5 și 10 mm;

N - procentul de nisip grosier între 0,315 și 5 mm;

n - procentul de nisip între 0,315 și 0,08 mm;

f - procentul de filer (sub 0,08 mm).

Conform metodei franceze, suprafața specifică se determină cu relația următoare [91]:

$$100 \times \Sigma = 0,25 \times G + 2,3 \times S + 12 \times s + 135 \times f \quad [\text{m}^2/\text{kg}] \quad (3.4)$$

în care Σ reprezintă suprafața specifică, în m^2/kg ;

G - procentul de granule peste 6,3 mm;

S - procentul de granule între 6,3 și 0,315 mm;

n - procentul de granule între 0,315 și 0,08 mm;

f - procentul de filer (sub 0,08 mm).

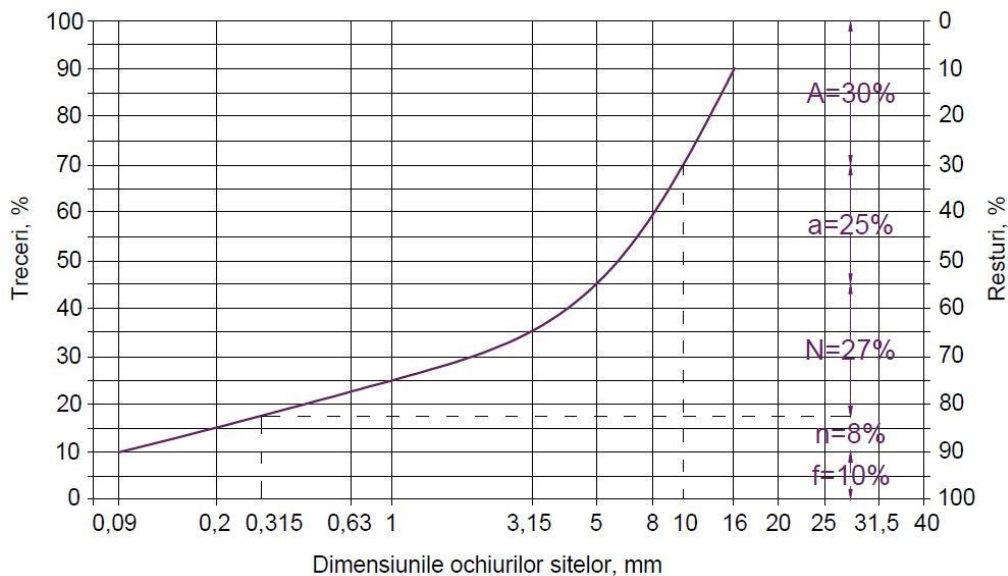


Figura 3.2 - Determinarea procentelor fracțiunilor din agregatul total

Conținutul de liant se calculează în mod diferit în cadrul diferitelor norme tehnice. Astfel, în țara noastră, conținutul de bitum se raportează la 100 de părți de mixtură asfaltică (la masa mixturii asfaltice) și se calculează cu relația următoare:

$$b' = \frac{100 \times b}{100 + b} \quad [\%] \quad (3.5)$$

în care b' este suprafața conținutului de bitum raportat la masa mixturii asfaltice, în %;
 b - conținutul de bitum raportat la masa agregatului total, în %, calculat cu relația 3.2.

Conform normelor tehnice franceze, conținutul de bitum se raportează la masa agregatului total uscat (b) pentru majoritatea tipurilor de mixturi asfaltice. Excepție face asfaltul turnat pentru care conținutul de bitum se raportează la masa mixturii asfaltice.

3.1.2.2. Metoda volumului de goluri

Metoda volumului de goluri se bazează pe constatarea că în cazul unor granulozități judicios alese, liantul umple golurile existente în masa mixturii asfaltice, astfel încât în stratul bituminos, după compactare, rămâne un volum de goluri, denumit volum de goluri remanent, de 3...5 %. La acest volum de goluri corespunde cea mai bună stabilitate a stratului bituminos. Sub efectul traficului, volumul de goluri remanent scade, astfel încât după câțiva ani de exploatare atinge valori de 1,0...2,0 %. În cazul acestor ipoteze, pentru calculul conținutului de bitum, în funcție de volumul de goluri, se utilizează relația:

$$b = \frac{V_g - n}{\rho_{gi}} \times \rho_b \quad [\%] \quad (3.6)$$

$$V_g = \left(1 - \frac{\rho_{gi}}{\rho_a}\right) \times 100 \quad [\%] \quad (3.7)$$

în care b este procentul de liant raportat la masa agregatului;

V_g - volumul de goluri ale agregatului în stare îndesată, în %;

ρ_{gi} - densitatea agregatului în stare îndesată, în kg/m^3 ;

ρ_a - densitatea aparentă a agregatului, în kg/m^3 ;

ρ_b - densitatea bitumului, în kg/m^3 , în general egală cu 1 000 kg/m^3 ;

n - volumul de goluri remanent, în % (3...5 %).

Realizarea unui volum de goluri cât mai mic pentru agregatul în stare îndesată, înseamnă în același timp o suprafață specifică adaptată acestui volum de goluri, care conduce în final la obținerea unor rezultate apropiate de cele ale metodei suprafeței specifice.

Descrierea aplicării acestei metode pentru proiectarea dozajelor de mixturi asfaltice se face în capitolul 4, conform procedurii Superpave aplicat în SUA (Oregon).

3.1.3. Calibrarea dozajului prin încercări de laborator Marshall

După determinarea prin calcule a conținutului de liant, pornind de la o granulozitate a scheletului mineral determinată în prealabil (de regulă granulozitatea scheletului mineral trebuie să se înscrie între anumite limite prevăzute de normele tehnice pentru fiecare tip de mixtură asfaltică), se impune calibrarea dozajului prin încercări de laborator. Încercările de laborator vizează efectuarea determinărilor fizico-mecanice solicitate de normele în vigoare pentru mai multe dozaje de bitum, de regulă cinci conținuturi de liant care variază în jurul valorii calculate anterior. Pentru cele cinci seturi de epruvete se analizează repartiția rezultatelor obținute și se alege dozajul care corespunde cel mai bine condițiilor solicitate.

Conform metodologiei Marshall pentru determinarea dozajului optim de liant se analizează în laborator următoarele caracteristici: stabilitatea Marshall, indicele

de curgere, densitatea aparentă, volumul de goluri de aer (V_a), volumul ocupat de bitum și cel al golurilor de aer, cunoscut ca și volumul de goluri din scheletul mineral (VMA) și volumul de goluri umplute cu bitum (VFA).

Determinarea variației caracteristicilor VMA și VFA sunt parametri suplimentari pentru asigurarea unor performanțe mecanice corespunzătoare. VMA asigură că spațiul dintre agregate este corespunzător pentru masa de bitum folosită, iar VFA asigură că un număr corespunzător de goluri este umplut cu bitum. Astfel, VFA este foarte important deoarece arată care este cantitatea de bitum necesară în mixtură pentru o bună coeziune a amestecului și care este cantitatea necesară maximă pentru a evita producerea deformațiilor permanente.

Conținutul teoretic de bitum în mixtura asfaltică se determină cu relația 3.8, după stabilirea modului de alcătuire a scheletului mineral și obținerea unui volum de goluri intergranulare corespunzător. Conform [6], VMA trebuie să aibă valori de 13...16 %, în funcție de dimensiunea maximă a agregatelor din mixtura asfaltică (vezi Figura 3.3e).

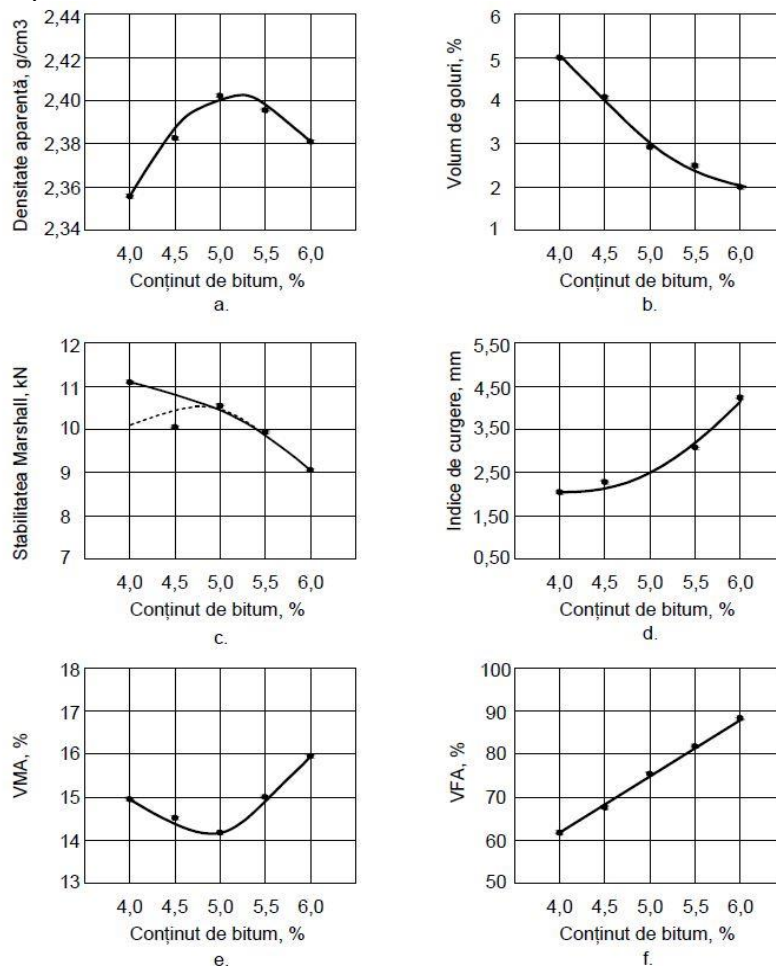


Figura 3.3 – Grafice tipice ale proprietăților caracteristice Marshall [6]

$$b = \frac{TG+120}{100} \quad [\%] \quad (3.8)$$

în care b este conținutul de bitum, în % din mixtura asfaltică;

TG – granulozitatea totală a scheletului mineral, determinată ca suma procentelor trecerilor pe sitele cuprinse între 20 mm și 0,08 mm, în %. De exemplu, în Canada seria considerată de site pentru calcularea lui TG au ochiurile de 28; 20; 14; 10; 5; 2,5; 1,25; 0,63; 0,315; 0,16 și 0,08 mm. TG are valori cuprinse, în general, în intervalul 350...550 %.

După determinarea conținutului de liant teoretic se consideră mai multe dozaje, de regulă cinci dozaje cu conținuturi de bitum repartizate în jurul celui teoretic determinat cu relația 3.8 cu un ecart de 0,5 %, pentru care se efectuează încercările fizico-mecanice menționate anterior. Se trasează șase diagrame, corespunzătoare variației caracteristicilor respective, în raport cu variația conținutului de bitum din amestec, și se determină conținutul de bitum optim prin corelarea rezultatelor obținute. Diagramele au reprezentată pe abscisă cantitatea de bitum din mixtura asfaltică (%), iar pe ordonată fiecare dintre proprietățile menționate anterior (Figura 3.3, adaptată după [6]).

Volumul de goluri din scheletul mineral (VMA) scade inițial până la o valoare minimă, urmând ca apoi să crească (Figura 3.3e). Volumul de goluri umplute cu bitum (VFA) crește continuu odată cu creșterea conținutului de bitum (Figura 3.3f).

Trebuie reținut faptul că pentru un anumit tip de mixtură asfaltică există mai multe dozaje care satisfac cerințele impuse, dar laboratorul trebuie să găsească dozajul optim. În acest scop literatura de specialitate recomandă utilizarea diagramei din Figura 3.4, adaptată după [6].

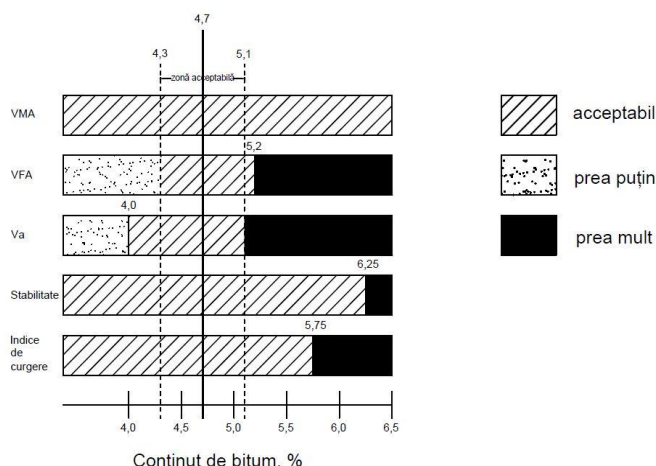


Figura 3.4 – Diagramă pentru determinarea dozajului optim pentru betoane asfaltice [6]

Concepția generală care trebuie avută în considerare, indiferent de metoda de analiză, este că dozajul de bitum depinde de volumul golurilor din amestec și de natura și mărimea suprafeței particulelor care trebuie acoperite de bitum. Orice cantitate în plus sau în minus față de dozajul optim dăunează calității mixturii asfaltice. Un exces de bitum în mixtura asfaltică sub efectul circulației provoacă deformații plastice ale straturilor bituminoase, evidențiate sub formă de văluriri și fâgașe, care apar mai ales pe timp calduros, în timp ce un minus de bitum în mixtura asfaltică, folosită în special pentru stratul de uzură, facilitează infiltrarea apei cu toate

consecințele negative aferente: dezanrobare, uzură prematură etc.

Rezultă că problema cea mai importantă în cazul realizării unor mixturi asfaltice de bună calitate constă în stabilirea unui conținut optim de liant, care să asigure mixturii asfaltice cele mai bune caracteristici fizico-mecanice, deci o bună comportare în exploatare.

În concluzie, indiferent de modelul aplicat, încercările efectuate pe durata proiectării dozajului trebuie să furnizeze toate datele care definesc mixtura asfaltică studiată pentru etapele următoare: preparare, punere în operă, exploatare. Raportul care se întocmește cu acest prilej trebuie să conțină informații despre compoziția teoretică a amestecului, granulozitatea scheletului mineral, conținutul de bitum și valorile caracteristicilor mecanice de referință. De asemenea, raportul trebuie să conțină informațiile necesare despre natura, originea și clasa de granulozitate a agregatelor, natura și dozajul aditivilor, natura și clasa bitumului, respectiv densitatea aparentă a mixturii asfaltice.

3.1.4. Condiții de compoziție conform normelor tehnice românești

Conform normativului românesc [41], sunt prevăzute condițiile specifice de alcătuire a amestecurilor pentru prepararea mixturilor asfaltice de diferite tipuri. Astfel, în Tabel 3.2 sunt precizate tipurile de fracțiuni care trebuie să intre în amestec și dozajul minim de bitum care trebuie folosit, iar în Tabel 3.3 sunt date limitele de granulozitate în care se va înscrie scheletul mineral.

Tabel 3.2 – Limitele procentelor de agregate naturale și filer și conținutul minim de bitum pentru mixturile asfaltice clasice

Fracțiuni de agregate naturale din amestecul total	Strat de uzură			Strat de legătură	Strat de bază	
	BA 8 BAPC 8	BA 11,2 BAPC 11,2	BA 16 BAPC 16	BAD 22,4 BADPC 22,4 BADPS 22,4	AB 22,4 ABPC 22,4	AB 31,5 ABPC 31,5 ABPS 31,5
Filer și fracțiuni din nisipuri sub 0,125 mm, %	9...18	8...16	8...15	5...10	3...8	3...12
Filer și fracțiunea 0,125...4,0 mm, %	Diferența până la 100					
Agregate naturale cu dimensiunea peste 4 mm, %	22...44	34...48	36...61	55...72	57...73	40...63
Conținutul minim de liant, % din masa mixturii asfaltice	6,3	6,0	5,7	4,2	4,0	4,0

La betoanele asfaltice pentru stratul de uzură și pentru stratul de legătură se poate folosi exclusiv nisip de concasaj sau un amestec de nisip de concasaj cu nisip natural, cu observația că nisipul natural nu va depăși 25 % din nisipuri pentru mixturi asfaltice de tip betoane asfaltice utilizate în straturi de uzură, respectiv 50 % pentru mixturi asfaltice utilizate în straturi de legătură și de bază.

3.1. Proiectarea dozajului pentru mixtură asfaltică 111

Determinarea conținutului optim de liant, conform normativului românesc, cuprinde obligatoriu următoarele etape:

- verificarea în laborator a caracteristicilor materialelor componente;
- determinarea procentului cu care fiecare component intră în amestec (metoda suprafeței specifice);
- validarea dozajului optim de bitum pe baza încercărilor de laborator, urmărindu-se obținerea valorilor precizate în Tabel 3.4 și 3.5.

Normativul românesc [41] prevede condițiile specifice de calitate pentru principalele tipuri de mixturi asfaltice produse la cald, cu bitum pur.

Tabel 3.3 – Granulozitatea scheletului mineral pentru mixturi asfaltice clasice

Diametrul sitei, mm	Granulozitatea scheletului mineral, % treceri, pentru:					
	BA 8 BAPC 8	BA 11,2 BAPC 11,2	BA 16 BAPC 16	BAD 22,4 BADPC 22,4 BADPS 22,4	AB 22,4 ABPC 22,4	AB 31,5 ABPC 31,5 ABPS 31,5
45	-	-	-	-	-	100
31,5	-	-	-	100	100	90...100
22,4	-	-	100	90...100	90...100	82...94
16	-	100	90...100	73...90	70...86	72...88
11,2	100	90...100	-	-	-	-
8	90...100	75...85	61...82	42...61	38...58	54...74
4	56...78	52...66	39...64	28...45	27...43	37...60
2	38...55	35...50	27...48	20...35	19...34	22...47
0,125	9...18	8...16	8...15	5...10	3...8	3...12
0,063	7...11	5...10	7...11	3...7	2...5	2...7

Tabel 3.4 – Caracteristici fizico-mecanice determinate pe cilindrii Marshall

Tipul mixturii asfaltice	Caracteristici pe epruvete cilindrice tip Marshall				
	Stabilitate la 60 °C, kN	Indice de curgere, mm	Raport S/I, min. kN/mm	Absorbția de apă, % vol.	Sensibilitate la apă, %
Beton asfaltic	6,5...13	1,5...4,0	1,6	1,5...5,0	min. 80
Mixtură asfaltică poroasă	5,0...15	1,5...4,0	2,1	-	min. 60
Beton asfaltic deschis	5,0...13	1,5...4,0	1,2	1,5...6,0	min. 80
Anrobat bituminos	6,5...13	1,5...4,0	1,6	1,5...6,0	min. 80

Caracteristicile menționate în Tabel 3.4 și 3.5 se determină atât pe epruvete preparate în laborator pentru proiectarea dozajului optim de liant în mixturile asfaltice, cât și pe probe prelevate la fabricarea mixturilor (de la malaxorul fabricii), la punerea în operă sau din straturile rutiere gata executate.

Se poate afirma că toate metodele de stabilire a conținutului optim de liant dau valorile necesare pentru a se putea trece la executarea epruvetelor în vederea încercărilor de laborator. Rezultatele finale, cele care trebuie aplicate pe șantier, trebuie să rezulte întotdeauna în urma interpretării și corelării rezultatelor obținute prin încercări de laborator. Numai dacă aceste rezultate atestă caracteristici fizico-

112 MIXTURI ASFALTICE CĂLDUTE - 3

mecanice corespunzătoare ale mixturilor asfaltice se poate trece la emiterea raportului de încercări și la executarea de sectoare experimentale pe șantier.

Laboratorul de specialitate este singurul în măsură să stabilească dozajul mixturilor asfaltice și mai ales procentul de liant, luând în considerare și condițiile specifice în care se va exploata stratul bituminos, ținându-se seama și de următoarele recomandări [3]:

- în cazul când se prevede un trafic intens și greu pe drumul pentru care s-a proiectat îmbrăcămintea bituminoasă, procentul de liant din mixtura asfaltică se va doza spre limita inferioară, iar consistența bitumului ales va fi mai mare, pentru a se asigura stabilitatea îmbrăcămintei;
- pentru realizarea îmbrăcămintilor bituminoase pe autostrăzi se vor efectua încercări speciale privind rugozitatea suprafeței de rulare, precum și studii detaliate asupra calității agregatelor ce intră în compoziția mixturilor asfaltice.

Tabel 3.5 – Caracteristici fizico-mecanice pentru stratul de uzură determinate prin încercări dinamice

Caracteristică	Mixtură asfaltică pentru stratul de uzură	
Clasă tehnică drum	I-II	III-IV
Categorie tehnică stradă	I	II-III
Caracteristici pe cilindrii preparați la presa giratorie		
Volum de goluri la 80 rotații, % max.	5,0	6,0
Rezistența la deformații permanente (fluaj dinamic) - deformația la 50 °C, 300 kPa și 10 000 impulsuri, μm/m, max.	20 000	30 000
- viteza de deformație la 50 °C, 300 kPa și 10 000 impulsuri, μm/m/ciclu, max.	1,0	2,0
Modulul de rigiditate la 20 °C, 124 ms, MPa, min.	4 200	4 000
Caracteristici pe plăci preparate în laborator sau pe carote din îmbrăcăminte		
Rezistența la deformații permanente, 60 °C (ornieraj) - Viteza de deformație la ornieraj, mm/1 000 cicluri, max.	0,3	0,5
- Adâncimea făgașului, % din grosimea inițială a probei, max.	5,0	7,0

De asemenea, literatura de specialitate menționează câteva concluzii rezultate din studiile, cercetările și experiența de șantier privind modul în care constituenții și tehnologia folosită pot influența calitatea straturilor bituminoase:

- este recomandat ca volumul de goluri remanent în stratul bituminos să fie de 4...9 %, funcție de tipul și grosimea stratului, procent care conduce la o mai redusă sensibilitate la ornieraj. În schimb acest volum de goluri nu trebuie să rezulte prin diminuarea energiei de compactare, ci prin păstrarea acesteia la un nivel ridicat;
- prezența granulelor neconcasate în mixtură crește lucrabilitatea acesteia, dar crește și riscul formării făgașelor, ca urmare a contactului instabil între granule. De asemenea, granulele concasate sunt favorabile obținerii unor caracteristici ale suprafeței de rulare superioare (rugozitate, drenabilitate etc.);
- raportul părți fine/bitum se apreciază că trebuie să fie aproximativ egal cu 2 pentru o valoare a modulului de rigiditate corespunzătoare. O creștere a conținutului de părți fine îmbunătățește compactitatea și modulul de rigiditate,

dar conduce la compromiterea rezistenței la orniere. Pe de altă parte, conținutul de liant are o influență hotărâtoare asupra rezistenței la oboseală, a rezistenței la fisurare la temperaturi scăzute și a dezanrobării. De exemplu, mărirea conținutului de bitum cu 0,3 % conduce la o creștere gradului de compactare cu 1 %, pentru același lucru mecanic, iar mărirea procentului de filer cu 1 % conduce la creșterea gradului de compactare cu 0,5..0,7 %;

- conținutul și duritatea liantului influențează în mod determinant sensibilitatea stratului la dezvoltarea de făgașe;
- energia de compactare ridicată conduce la creșterea modulului de rigiditate - (se obține o susceptibilitate redusă a stratului la temperaturi ridicate, la îmbunătățirea rezistenței la orniere, cu condiția ca volumul de goluri să ajungă în intervalul menționat anterior și o ameliorare a rezistenței la oboseală);
- în practica obișnuită se pot folosi mixturi asfaltice cu scheletul mineral având granulozitate continuă sau discontinuă. Aceasta trebuie astfel elaborată încât în final să se poată obține compactitatea proiectată.

Literatura de specialitate și experimentele efectuate pe drumuri în exploatare arată că nu există soluții universal valabile pentru dozarea mixturilor asfaltice. Dozajul optim trebuie să țină seama neapărat de condițiile de exploatare, în speță de trafic, de zonele climatice, de exigențele utilizatorilor etc. Din această necesitate obiectivă rezultă sarcina de mare răspundere a laboratoarelor rutiere, care trebuie să conlucreze cu proiectanții pentru stabilirea nu numai a grosimii straturilor, ci și a tipului de mixtură asfaltică, care să se comporte în exploatare în cele mai bune condiții.

3.1.5. Cercetări pentru determinarea dozajului optim pentru un beton asfaltic (BA 16)

Metoda românească de determinare a dozajelor optime pentru mixturi asfaltice prevede încercări pe cilindrii Marshall pentru stabilitate, fluaj, densitate aparentă și absorbție de apă, respectiv încercări dinamice pe epruvete preparate cu presa giratorie pentru modulul de rigiditate, fluaj dinamic și oboseală.

Cercetarea a urmărit determinarea dozajului optim pentru constituenții utilizați - agregate naturale, filer și bitum, pentru prepararea unui beton asfaltic pentru stratul de uzură cu agregate naturale cu dimensiunea maximă de 16 mm (BA 16). În acest sens, au fost luate în considerare agregate naturale concasate: cribluri 4-8 și 8-16, respectiv nisip de concasaj 0-4, provenite dintr-un diorit, un nisip natural 0-4 de pe valea Mureșului, filer de calcar și bitum 50/70 [92].

Se reține faptul că materialele de bază au fost corespunzătoare calitativ, atât după prevederile normelor europene, cât și a normativului românesc - vezi capitolul 2.

Pentru studiul influenței granulozității scheletului mineral asupra caracteristicilor mixturii asfaltice, au fost concepute trei granulozități, cu următoarele particularități:

- o dozajul 1, în care s-a proiectat un conținut ridicat de părți fine de 9,1 % treceri prin sita de 0,063 mm, dozajul de filer fiind de 10 % din cantitatea totală de agregate și un conținut ridicat de cribluri de 55 % din cantitatea totală de agregate, normativul românesc prevăzând că aceste agregate trebuie să se încadreze în intervalul 36..61 %;
- o dozajul 2, în care au fost micșorate procentul de părți fine de la 10 la 8% și s-a urmărit creșterea dozajului de cribluri la 57%, menținându-se același

- procent total de nisipuri;
- o dozajul 3, în care s-a păstrat un procent relativ redus de părți fine de 8 %, a fost micșorat procentul de cribluri de la 57 la 52 % și a fost crescut procentul total de nisipuri - nisipul de concasaj fiind preponderent, reprezentând 80 % din totalul nisipurilor [93].

Procentul de participare al materialelor în scheletul mineral este prezentat în Tabel 3.6, iar granulozitățile scheletului mineral pentru celor trei dozaje proiectate cu limitele zonei de granulozitate prevăzute în normativul românesc sunt prezentate în Tabel 3.7.

Curbele de granulozitate ale celor trei dozaje proiectate sunt prezentate în Figura 3.5. Se observă că acestea se înscriu în zona de granulozitate a betonului asfaltic BA 16, conform prevederilor normativului românesc.

Normativul românesc arată că pentru un beton asfaltic de tipul celui considerat conținutul de liant trebuie să fie de minim 5,7 % (din mixtura asfaltică), dozajul optim urmând să fie stabilit prin încercările de laborator menționate anterior pe epruvete Marshall și pe epruvete preparate cu presa giratoare.

Tabel 3.6 – Procentul de participare al materialelor în scheletul mineral

Element component al mixturii asfaltice		Procent de participare în mixtura asfaltică, %		
Element	Sort	Dozaj 1	Dozaj 2	Dozaj 3
Criblură	8-16	25,0	30,0	28,0
Criblură	4-8	30,0	27,0	24,0
Nisip de concasaj	0-4	27,0	27,0	32,0
Nisip natural	0-4	8,0	8,0	8,0
Filer		10,0	8,0	8,0
Total		100,0	100,0	100,0

Tabel 3.7 – Granulozitățile scheletului mineral ale mixturilor asfaltice analizate

Dozaj		Treceri prin site de ... mm, %						
		0,063	0,125	2	4	8	16	22,4
1		9,1	12,9	31,1	45,6	75,5	99,4	100,0
2		7,4	10,7	28,7	43,0	70,3	99,4	100,0
3		7,7	11,2	31,2	47,4	72,3	99,4	100,0
Condiții standard conform AND 605 - 2016	min	7	8	27	39	61	90	100
	max	11	15	48	64	82	100	100

În aceste condiții, pentru cele trei granulozități au fost preparate epruvete cu următoarele dozaje de bitum 50/70: 4,8; 5,2; 5,4; 5,7 și 6,1 %. Pentru fiecare probă mixtura asfaltică a fost preparată o singură dată cu un malaxor mecanic de laborator cu palete pe ax orizontal, la temperatura de 160 °C. Prepararea epruvetelor Marshall a fost efectuată cu o sonetă automatizată, prin 50 lovituri pe fiecare față a probei, iar prepararea epruvetelor cilindrice cu presa giratorie s-a efectuat pentru 80 rotații. Temperatura de compactare a epruvetelor a fost de cca 150 °C, probele de mixtură asfaltică fiind păstrate, până la preparare, în etuvă, la temperatură constantă.

Păstrarea epruvetelor până la încercare a fost efectuată la o temperatură de 20...24 °C, în condițiile menționate de normele în vigoare.

Centralizarea rezultatelor obținute în urma încercării epruvetelor tip Marshall și a epruvetelor preparate cu presa giratorie în laborator sunt prezentate în Tabel 3.8. În acest tabel, coloana marcată cu verde evidențiază valorile obținute cu dozajul de

bitum optim selectat. Se menționează faptul că pentru fluaj sunt precizate două valori, asupra semnificației acestora urmând să se revină în paragraful 3.3.3.2.

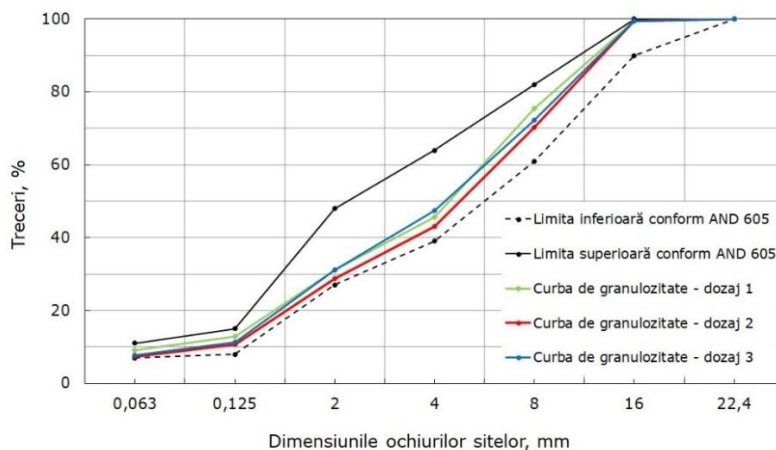


Figura 3.5 – Curbele de granulozitate ale scheletelor minerale considerate

Din interpretarea rezultatelor obținute pe epruvetele de tip Marshall în urma încercărilor se pot formula următoarele concluzii:

- caracteristicile obținute descriu, în general, curbele precizate de literatura de specialitate (Figura 3.3) pentru fiecare proprietate determinată pe epruvete tip Marshall. Aceasta demonstrează că rezultatele obținute în laborator sunt corespunzătoare din punct de vedere teoretic;
- densitatea aparentă variază în limite relativ mici de la un dozaj la altul, toate valorile fiind mai mari decât $2\,430\text{ kg/m}^3$. Rezultă că agregatele naturale preponderente (cele concasate) provin din roci dure, cu densitatea scheletului mare, caracteristică agregatelor provenite din diorit, și că volumul de goluri în mixturile asfaltice proiectate este redus;
- densitatea aparentă cea mai ridicată s-a obținut pentru dozajul 2, cu caracteristicile precizate anterior. Creșterea dozajului de filer - dozajul 1, sau de nisip - dozajul 3, au condus la o reducere minoră a valorilor densității, de 1...3 %;
- absorbția de apă este redusă pentru toate probele analizate (sub 4,0 %), în timp ce intervalul acceptat de normativul românesc este de 1,5...5,0 %. Acest lucru poate fi explicat prin temperatura de compactare a epruvetelor în laborator de cca 155 °C, semnificativ mai mare decât temperatura de compactare a unui strat bituminos de 140 °C la începutul compactării, respectiv și 110 °C la sfârșitul compactării. De asemenea, se poate aprecia că granulozitățile proiectate pentru scheletul mineral sunt continue, cu un volum de goluri inițial redus, ceea ce conduce la un volum de goluri remanent în mixtura asfaltică relativ redus;
- referitor la stabilitatea Marshall și indicele de curgere au fost precizate în Tabel 3.8 două seturi de valori, conform posibilităților de determinare cu presele Marshall automatizate disponibile în laboratoare. Asupra acestor determinări se va reveni în paragraful următor;
- stabilitatea Marshall, indiferent de ramura utilizată a softului aparatului prin determinare după sarcina maximă sau cu deplasarea tangentei la 1,5 mm se încadrează pentru marea majoritate a probelor în intervalul recomandat de

normativul românesc de 6,5...13,0 kN. Se remarcă faptul că, dacă se realizează determinarea după deplasarea tangentei la 1,5 mm, toate valorile se încadrează în intervalul prevăzut de normativ;

- dacă pentru caracteristicile anterioare se poate aprecia că au fost obținute valori corespunzătoare, pentru indicele de curgere lucrurile sunt complet diferite. Astfel, dacă se realizează determinarea după sarcina maximă, nicio probă nu conduce la valori încadrate în intervalul prevăzut de normativ (1,5...4,0 mm). Dacă se face determinarea indicelui de curgere după tangenta deplasată la 1,5 mm, se obțin rezultate situate spre limita maximă a intervalului, existând posibilitatea adoptării unor dozaje de lucru;
- raportul stabilitate/indice de curgere este, pentru toate probele, mai mare de 1,6 kN/mm care este valoarea minimă prevăzută de normativul românesc.

Pornind de la interpretarea rezultatelor obținute pe epruvetele Marshall s-au constatat următoarele:

- este necesară continuarea analizelor prin determinarea caracteristicilor dinamice pentru adoptarea conținutului optim de liant pentru fiecare dintre cele trei dozaje proiectate, ceea ce s-a efectuat și rezultatele sunt cuprinse în Tabel 3.8;
- rezultatele încercărilor pe epruvete Marshall conduc la adoptarea unor dozaje de bitum de 5,2...5,7 %, în general mai mici decât valoarea minimă impusă de normativul românesc de 5,7 % din masa mixturii asfaltice.

Aceste prime rezultate pe probele analizate demonstrează faptul că dozajul minim de liant stabilit prin normativul românesc, este mai mare decât dozajul care va conduce la obținerea celor mai bune rezultate prin încercările de laborator. În această direcție se impune continuarea analizelor în colaborare cu alte laboratoare din țară, pentru o eventuală propunere de revizuire a prevederii respective din normativ.

Rezultatele încercărilor efectuate pe epruvetele preparate cu presa giratorie conduc la următoarele concluzii:

- există o bună concordanță între densitățile aparente determinate pe cele două tipuri de epruvete, densitățile obținute pe epruvetele preparate cu presa giratorie fiind cu 1...2 % mai mici, decât cele rezultate pe epruvetele tip Marshall. Acest aspect a fost demonstrat și în alte cercetări în domeniu [94];
- nu se poate stabili nicio corelație între valorile indicelui de curgere determinat pe epruvete tip Marshall în funcție de sarcina maximă și fluajul dinamic. În schimb se poate constata o corelație acceptabilă între cele două caracteristici dacă se consideră în analiză valorile indicelui de curgere determinate funcție de tangenta la 1,5 mm. Astfel, pentru valori ale indicelui de curgere mai mari de 4,0 mm, deformația determinată prin fluaj dinamic este mai mare de 20.000 $\mu\text{m/m}$ - valoare maximă acceptată pentru drumuri de clasă tehnică I și II;
- considerând modulului de rigiditate, comportarea cea mai bună a avut-o dozajul 3 cu un conținut mai ridicat de nisipuri pentru care rezultatele obținute au variat puțin în raport cu conținutul de bitum care a fost de 5,2...6,1 %, pentru care toate valorile obținute au fost mai mari de 4 600 MPa. Comportarea mai puțin concludentă a fost obținută pentru dozajul 1, cu procentul cel mai ridicat de părți fine pentru care doar dozajul de liant de 5,4 % a condus la obținerea unei valori corespunzătoare. Analizând global rezultatele obținute poate concluziona că pentru un dozaj de liant mai mare de 6,0 % doar anumite granulozități ale scheletului mineral vor conduce la obținerea unui modul de rigiditate adecvat, în majoritatea cazurilor existând riscul ca acesta să fie mai mic decât valorile impuse;

3.1. Proiectarea dozajului pentru mixtură asfaltică 117

Tabel 3.8 – Caracteristicile fizico-mecanice pe epruvete preparate în laborator

Caracteristica	Conținut bitum dozaj 1, %			Conținut bitum dozaj 2, %				Conținut bitum dozaj 3, %		
	5,4	5,7	5,9	4,8	5,2	5,7	6,1	5,2	5,7	6,1
Densitatea aparentă, kg/m ³	2 461	2 476	2 487	2 476	2 497	2 489	2 496	2 470	2 488	2 490
Absorbția de apă, % vol.	1,88	1,52	0,78	3,6	2,4	1,8	0,88	1,79	1,45	0,66
Stabilitatea Marshall (sarcină maximă), kN	10,7	11,8	9,7	12,3	14,5	11,9	10,9	11,7	14,1	11,7
Stabilitatea Marshall (deplasarea tangentei la 1,5 mm), kN	10,5	9,5	9,7	11,7	12,0	11,3	10,8	11,1	12,6	10,7
Fluaj Marshall (sarcină maximă), mm	7,6	11,4	6,8	5,6	8,8	5,7	4,6	5,5	7,4	8,3
Fluaj Marshall (deplasarea tangentei la 1,5 mm), mm	3,8	4,0	4,7	3,5	4,0	3,8	4,1	3,7	4,3	4,8
Densitatea aparentă, kg/m ³	2 444	2 455	2 473	2 466	2 480	2 482	2 485	2 452	2 460	2 472
Modul de rigiditate, MPa	4 707	3 894	3 089	5 928	5 270	4 313	3 908	5 702	4 668	4 854
Deformația la 50 °C, 300 kPa și 10000 impulsuri, μm/m, max	16 018	18 135	25 081	11 884	19 221	21 116	23 938	17 132	20 168	22 243
Viteza de deformație la 50 °C, 300 kPa și 10 000 impulsuri, μm/m/ciclu, max.	0,448	0,502	0,637	0,310	0,663	0,759	0,857	0,409	0,488	0,441

- cea mai bună comportare a fluajului dinamic prin deformația epruvetei cilindrice la 50 °C, 300 kPa și 10 000 impulsuri a avut-o dozajul 2 cu procentul cel mai ridicat de cribluri și cu un procent de filer redus. Pentru acest dozaj, la conținuturi de bitum de 4,8...6,0 % rezultatele obținute arată că deformația epruvetei este mai mică de 20 000 μm/m. Pentru celelalte dozaje se constată că pentru conținuturi de liant mai mari de 5,7 % se obțin deformații mai mari decât valoarea impusă de normele românești. Pentru toate cele trei dozaje, deformația epruvetelor cilindrice crește odată cu creșterea conținutului de bitum;
- considerând caracteristică fluajului dinamic la viteza de deformare a epruvetelor cilindrice la 50 °C, 300 kPa și 10 000 impulsuri, analizele relevă că valorile sunt corespunzătoare pentru toate probele analizate, fiind sunt mai mici decât valoarea maximă acceptată de normele românești de 1,0 μm/m/ciclu, pentru drumuri de clasă tehnică I și II. Se constată că și această caracteristică are valori crescătoare, odată cu creșterea conținutului de liant.

În urma acestor concluzii și a constatării că rezultatele obținute conduc, pentru toate trei dozajele, spre un dozaj optim de liant mai mic de 5,7 % s-a acordat o atenție sporită agregatului natural utilizat. Din încercările de laborator efectuate s-a constatat că dioritul din care provin criblurile este o rocă extrem de compactă cu o densitate aparentă de 2 812 kg/m³ și cu o porozitate extrem de scăzută a suprafeței. În aceste condiții, un calcul teoretic efectuat asupra densității aparente a scheletului mineral proiectat (dozajul 2) conduce la o valoare a densității aparente de cca 2 780 kg/m³.

Acceptând prevederea normativului românesc referitoare la corectarea dozajului de liant, în funcție de densitatea aparentă a scheletului mineral, rezultă următorul conținut minim de liant: $5,7 \times (2\ 650 / 2\ 780)$, adică 5,4 %, valoare semnificativ diferită pentru abordarea preliminară a proiectării unui dozaj.

Rezultă, pe de o parte importanța determinării în prealabil a densității aparente a rocilor care alcătuiesc scheletul mineral al unei mixturi asfaltice, și, pe de altă parte, importanța considerării cu prudență a acestui dozaj minim, deoarece încercările fizico-mecanice ulterioare pot să-l infirme.

Rezistența la oboseală a mixturilor asfaltice este influențată de conținutul de bitum, volumul de goluri, tipul bitumului, utilizarea bitumului modificat, granulozitatea, utilizarea mixturii asfaltice recuperate (RAP) etc. Dintre acestea, conținutul de bitum și volumul de goluri sunt considerate a fi doi factori importanți care afectează rezistența la oboseală a mixturilor asfaltice. Conținutul mai mare de bitum și volumul de goluri mai redus îmbunătățesc, în general, performanța la fisurare datorată oboselii mixturilor asfaltice. Pentru niveluri egale de efort de compactare, un conținut mai mare de liant tinde să reducă volumul de goluri din mixtura asfaltică, rezultând o creștere a densității mixturii. Deși creșterea conținutului de bitum poate fi considerată o strategie bună pentru creșterea duratei de viață la oboseală a mixturii asfaltice, totuși trebuie luat în considerare faptul că un conținut ridicat de bitum tinde, de asemenea, să creeze o mixtură asfaltică mai moale, cu rezistență mai mică la apariția fâgașelor [95–99].

În concluzie, luând în considerare ansamblul rezultatelor obținute, s-a considerat că **toate analizele care se vor efectua în continuare vor fi efectuate folosind scheletul mineral din dozajul 2 și un procent de liant de 5,2 %, cu 0,5% mai redus decât cel indicat ca minim de normativul românesc.**

Pentru a constitui rezultate de referință în cercetările efectuate cu privire la influența diferiților aditivi asupra micșorării temperaturii de preparare și punere în operă a mixturilor asfaltice, cu dozajul considerat etalon (dozajul 2, preparat la 160 °C

și compactat la 150 °C) au fost preparate și compactate epruvete la temperaturi mai reduse decât cele impuse de:

- 140 °C preparare și compactare la 140 °C;
- 140 °C preparare și compactare la 120 °C;
- 120 °C preparare și compactare la 120 °C;
- 120°C preparare și compactare la 100 °C.

Rezultatele obținute sunt sintetizate în Tabel 3.9.

Tabel 3.9 – Caracteristicile fizico-mecanice ale epruvetelor preparate în laborator la temperaturi reduse, fără aditivi

Caracteristica	Mixtura etalon fără aditivi la temperaturi reduse				Mixtura etalon
	Temperatura de preparare - Temperatura de compactare, °C				
	140-140	140-120	120-120	120-100	160-150
Densitatea aparentă, kg/m ³	2 448	2 437	2 434	2 398	2 497
Absorbția de apă, % vol.	2,5	3,2	3,9	3,7	2,4
Stabilitatea Marshall (sarcină maximă), kN	10,3	8,9	9,6	6,8	14,5
Stabilitatea Marshall (deplasarea tangentei la 1,5 mm), kN	9,6	8,2	8,8	6,0	12,0
Fluaj Marshall (sarcină maximă), mm	5,4	5,9	5,9	6,4	8,8
Fluaj Marshall (deplasarea tangentei la 1,5 mm), mm	3,7	3,2	3,3	3,4	4,0
Densitatea aparentă (presa giratorie), kg/m ³	2 452	2 431	2 423	2 409	2 480
Modul de rigiditate, MPa	4 578	4 085	3 924	3 190	5 270
Deformația la 50 °C, 300 kPa și 10000 impulsuri, μm/m, max	18 444	19 874	20 288	23 345	19 221
Viteza de deformație la 50 °C, 300 kPa și 10000 impulsuri, μm/m/ciclu, max.	0,698	0,683	0,756	0,760	0,663

Din interpretarea rezultatelor obținute în urma încercărilor se pot formula următoarele concluzii:

- densitatea aparentă scade treptat odată cu reducerea temperaturilor de preparare, respectiv compactare. Valoarea densității aparente nu coboară sub 2 400 kg/m³, decât în cazul compactării la 100 °C. Rezultă că volumul de goluri în mixturile asfaltice preparate și la aceste temperaturi este redus;
- absorbția de apă crește cu scăderea temperaturilor de preparare și compactare. Se observă că în cazul mixturii asfaltice preparate la 120 °C și compactate la 100 °C valoarea se apropie de limita minimă impusă de normativul românesc (1,5...5,0 %);
- stabilitatea Marshall, indiferent de ramura utilizată a softului aparatului, determinate după sarcina maximă sau cu deplasarea tangentei la 1,5 mm. se încadrează pentru toate probele în intervalul recomandat de normativul românesc (5,0...13,0 kN). Se remarcă faptul că stabilitatea Marshall scade semnificativ în cazul reducerii temperaturilor de preparare și compactare;
- indicele de fluaj, determinat după sarcina maximă crește odată cu scăderea

- temperaturilor, toate valorile depășind limita maximă a intervalului admisibil de 1,5...4,0 mm. Dacă se face determinarea indicelui de curgere după tangenta deplasată la 1,5 mm, se obțin rezultate situate sub limita de 4,0 mm;
- considerând valorile determinate după deplasarea tangentei la 1,5 mm, raportul stabilitate/indice de curgere este mai mare de 1,6 kN/mm (valoarea minimă prevăzută de normativul românesc) pentru toate probele;
 - valoarea cea mai mare a modului de rigiditate s-a obținut pentru mixtura asfaltică preparată și compactată la 140 °C. Însă valorile modului de rigiditate pentru mixturile asfaltice preparate la 120 °C sunt mai mici decât limitele minime impuse de normele românești: 4 200 MPa pentru drumuri de clasă tehnică I și II, respectiv 4 000 MPa pentru drumuri de clasă tehnică III...V;
 - fluajul dinamic evaluat prin deformația la 50 °C, 300 kPa și 10 000 impulsuri, $\mu\text{m}/\text{m}$ crește la scăderea temperaturilor, dar fără ca deformația epruvetei să depășească limita maximă impusă de 20 000 $\mu\text{m}/\text{m}$;
 - caracteristica fluajului dinamic evaluată prin viteza de deformare a epruvetelor cilindrice la 50 °C, 300 kPa și 10 000 impulsuri este corespunzătoare pentru toate probele analizate. Astfel, valorile sunt mai mici decât valoare maximă acceptată de normele românești de 1,0 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{ciclu}$, pentru drumuri de clasă tehnică I și II. Se constată că și această caracteristică are valori crescătoare, odată cu scăderea temperaturilor, excepție făcând doar mixtura asfaltică preparată și compactată la 140 °C.

Toate rezultatele prezentate în Tabel 3.8, respectiv Tabel 3.9 au fost obținute ca medie aritmetică a trei încercări distincte. Pentru partea de stabilire a dozajului optim au fost realizate un număr de cca 85 încercări pe probe Marshall, respectiv cca 115 încercări pe probe preparate la presa giratorie.

3.2. Prepararea mixturii asfaltice cu aditivi și a epruvetelor

Pe baza rezultatelor obținute asupra comportării bitumului pur în prezența anumitor aditivi cu rol de creștere a vâscozității la temperaturi mai reduse decât cele folosite la prepararea mixturilor asfaltice la cald (capitolul 2), s-a procedat la continuarea cercetărilor prin determinarea efectului acestor aditivi asupra caracteristicilor fizico-mecanice ale mixturilor asfaltice preparate și compactate la temperaturile menționate.

În concordanță cu cercetările efectuate în cap. 2, următoarele adaosuri au fost utilizate pentru prepararea mixturilor asfaltice la temperaturi reduse:

- două tipuri de aditivi organici: o ceară sintetică (notată W1) și o ceară sintetică mai moale (notată W2);
- un aditiv chimic (notat C);
- un zeolit sintetic (notat Z).

Amestecul dintre bitumul pur și aditiv a fost realizat cu un mixer electric de laborator care poate atinge până la 3 000 de rotații pe minut.

Pentru evidențierea efectului aditivilor respectivi asupra creșterii lucrabilității unei mixturi asfaltice preparate la temperaturi reduse, a fost adoptat un beton asfaltic (BA 16), conform dozajului prezentat în paragraful anterior. De asemenea, ca rezultate de referință, pentru caracteristicile obținute la diferite temperaturi de preparare și compactare se vor reține valorile din Tabel 3.9.

În concluzie, în cadrul tezei de doctorat au fost determinate și comparate caracteristicile unui beton asfaltic BA 16, cu un dozaj proiectat și verificat prin încercări

de laborator, în următoarele condiții: la cald (notat HMA), la temperaturi reduse fără aditivi (notat HMA_LT), cu adaos de 3 % ceară din masa bitumului (WMA_3%W1), cu adaos de 1,5 % ceară din masa bitumului (WMA_1,5%W1), cu 1,5 % ceară mai moale din masa bitumului (WMA_1,5%W2), cu 0,5 % aditiv chimic din masa bitumului (WMA_0,5%C) și cu 0,3 % zeolit sintetic din masa mixturii asfaltice (WMA_0,3%Z). Procentele folosite pentru aditivi și zeolit sintetic au fost o recomandare de către furnizori.

Toate mixturile asfaltice au fost preparate cu un malaxor mecanic de laborator (Figura 3.6) cu palete pe ax orizontal, la diferite temperaturi, prezentate în Tabel 3.10. În același tabel sunt prezentate, de asemenea, și temperaturile de compactare aplicate.

Tabel 3.10 – Temperaturile de preparare și compactare pentru mixturile asfaltice

Notăție	Temperatura de preparare (°C)	Temperatura de compactare (°C)
T0	160	150
T1	140	120
T2	120	120
T3	120	100

Betonul asfaltic etalon, clasic (HMA), a fost preparat, respectiv compactat la temperaturile T0, pe când mixturile asfaltice la temperaturi reduse au fost preparate și compactate la temperaturile T1, T2, respectiv T3.

Analizele au fost realizate pe trei tipuri de epruvete:

- epruvete cilindrice Marshall, compactate la 50 de lovituri pe fiecare parte (efort de compactare fix) folosind un ciocan Marshall [100] (Figura 3.7a);
- epruvete cilindrice compactate folosind o presă giratorie [101] (Figura 3.7b) la 80 de rotații pentru determinarea modulului de rigiditate, rezistența la deformarea permanentă și rezistența la oboseală, respectiv 50 de rotații pentru determinarea sensibilității la apă;
- epruvete paralelipipedice obținute cu compactorul cu placă [102] (Figura 3.7c) cu grosimea de cca 40 mm.

În general, s-a preparat într-o șarjă o cantitate de 15...20 kg mixtură asfaltică în laborator, luând în considerare cantitățile de materiale calculate anterior. Pentru mixtura asfaltică la cald, înainte de introducerea în malaxor, agregatele naturale și bitumul au fost încălzite în etuvă la o temperatură de 160 °C, iar cuva malaxorului a fost adusă, de asemenea, la temperatura de 160 °C. Agregatele naturale, pe sorturi, cântărite în prealabil, au fost introduse în malaxor, apoi s-a introdus cantitatea necesară de filer rece și s-a omogenizat cca un minut, după care s-a introdus bitumul și s-a continuat omogenizarea cinci minute. Mixtura astfel preparată a fost transferată în etuvă la temperatura de 150 °C pe durata preparării epruvetelor. Tiparele necesare pentru compactare au fost, de asemenea, încălzite în prealabil în etuvă la o temperatură de 150 °C.

În general, s-a preparat într-o șarjă o cantitate de 15...20 kg mixtură asfaltică în laborator, luând în considerare cantitățile de materiale calculate anterior. Pentru mixtura asfaltică la cald, înainte de introducerea în malaxor, agregatele naturale și bitumul au fost încălzite în etuvă la o temperatură de 160 °C, iar cuva malaxorului a fost adusă, de asemenea, la temperatura de 160 °C. Agregatele naturale, pe sorturi, cântărite în prealabil, au fost introduse în malaxor, apoi s-a introdus cantitatea necesară de filer rece și s-a omogenizat cca un minut, după care s-a introdus bitumul

122 MIXTURI ASFALTICE CĂLDUTE - 3

și s-a continuat omogenizarea cinci minute. Mixtura astfel preparată a fost transferată în etuvă la temperatura de 150 °C pe durata preparării epruvetelor. Tiparele necesare pentru compactare au fost, de asemenea, încălzite în prealabil în etuvă la o temperatură de 150 °C.

Pentru mixturile asfaltice cu aditivi, prepararea s-a efectuat cu aducerea agregatelor naturale, bitumul și cuva malaxorului la temperaturile impuse pentru fiecare set de epruvete (140 sau 120 °C). S-a omogenizat bitumul cu aditivul, după care au fost introduse agregatele naturale în malaxor, s-au omogenizat cca 60 s și s-a introdus bitumul necesar, continuându-se omogenizarea 5 min. După preparare, mixtura asfaltică a fost cântărită, corespunzător masei epruvetelor care urmau să fie preparate, și a fost introdusă în etuvă la temperatura de compactare (140; 120 sau 100 °C). După ce probele au atins temperatura de compactare s-a efectuat prepararea epruvetelor.



Figura 3.6 – Malaxor mecanic de laborator

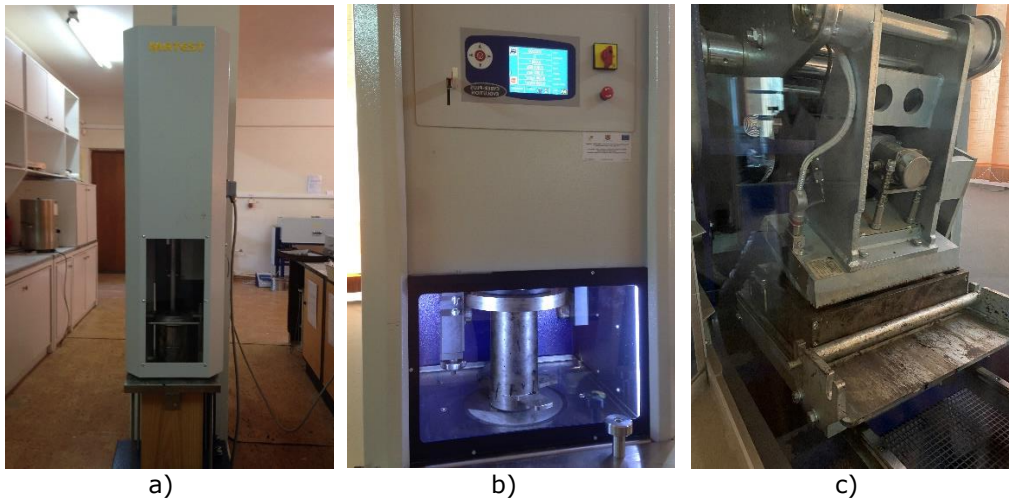


Figura 3.7 – Prepararea epruvetelor cu: a) ciocan Marshall; b) presa giratorie; c) compactorul cu placă

Păstrarea epruvetelor până la încercare a fost efectuată la o temperatură de 20...24 °C, în condițiile menționate de normele în vigoare.

3.3. Încercări de laborator pe mixturile asfaltice

Încercările de laborator au fost efectuate în cadrul Laboratorului de geotehnică și căi de comunicație terestre al Departamentului Căi de Comunicație, Fundații și Cadastru din cadrul Facultății de Construcții din Timișoara, în perioada 2017-2021.

Etapele cercetării efectuate au urmărit, în principal: prepararea de epruvete cilindrice de tip Marshall, cu presa giratorie și a epruvetelor paralelipipedice cu compactorul cu placă, determinarea caracteristicilor fizico-mecanice obținute pe probele de mixtură asfaltică și interpretarea rezultatelor prin raportarea lor la valorile recomandate de normativul românesc în vigoare pentru un beton asfaltic BA 16 produs la cald conform datelor prezentate în Tabel 3.4 și 3.5.

3.3.1. Planul testelor experimentale

În această parte a studiului, performanțele diferitelor tipuri de mixturi asfaltice călduțe au fost evaluate prin compararea rezultatelor încercărilor de laborator efectuate asupra acestora. Pentru toate tipurile de mixturi asfaltice considerate, s-au determinat densitatea aparentă, absorbția de apă, volumul de goluri, stabilitatea și indicele de fluaj Marshall, modulul de rigiditate, rezistența la deformării permanente (fluajul dinamic), sensibilitatea la apă și rezistența la formarea făgașelor. În Tabel 3.11 se prezintă planul experimental adoptat în acest studiu.

Tabel 3.11 – Plan experimental pentru mixturile asfaltice

Încercare de laborator	Mixtura asfaltică	Temperatura de preparare – temperatura de compactare (°C)	Temperatura de încercare (°C)	Număr probe	Număr total de încercări
Densitatea aparentă și absorbția de apă	HMA	160-150	20	3	3
	HMA_LT				
	WMA_3%W1	140-120	20	3	54
	WMA_1.5%W1	120-120			
	WMA_1.5%W2	120-100			
	WMA_0.5%C				
WMA_0.3%Z					
Încercarea Marshall	HMA	160-150	60	3	3
	HMA_LT				
	WMA_3%W1	140-120	60	3	54
	WMA_1.5%W1	120-120			
	WMA_1.5%W2	120-100			
	WMA_0.5%C				
WMA_0.3%Z					
Volumul de goluri	HMA	160-150	60	3	3
	HMA_LT				
	WMA_3%W1	140-120	60	3	54
	WMA_1.5%W1	120-120			
	WMA_1.5%W2	120-100			
	WMA_0.5%C				
WMA_0.3%Z					

Încercare de laborator	Mixtura asfaltică	Temperatura de preparare – temperatura de compactare (°C)	Temperatura de încercare (°C)	Număr probe	Număr total de încercări
Modulul de rigiditate	HMA	160-150	20	3	3
	HMA_LT				
	WMA_3%W1	140-120			
	WMA_1.5%W1	120-120	20	3	54
	WMA_1.5%W2	120-100			
	WMA_0.5%C WMA_0.3%Z				
Rezistența la deformații permanente (fluaj dinamic)	HMA	160-150	50	3	3
	HMA_LT				
	WMA_3%W1	140-120			
	WMA_1.5%W1	120-120	50	3	54
	WMA_1.5%W2	120-100			
	WMA_0.5%C WMA_0.3%Z				
Sensibilitate la apă	HMA	160-150	25	6	6
	HMA_LT				
	WMA_3%W1				
	WMA_1.5%W1	120-120	25	6	36
	WMA_1.5%W2				
	WMA_0.5%C WMA_0.3%Z				
Rezistența la deformații permanente (ornieraj)	HMA	160-150	60	2	2
	HMA_LT				
	WMA_3%W1				
	WMA_1.5%W1	120-120	60	2	12
	WMA_1.5%W2				
	WMA_0.5%C WMA_0.3%Z				

Pentru realizarea încercărilor de laborator descrise în acest capitol au fost preparate în total un număr de 114 epruvete Marshall, 213 epruvete cu presa giratorie și 14 epruvete cu compactorul cu impact.

3.3.2. Metode de încercare

Metodele de încercare care au fost utilizate în analizele de laborator sunt următoarele:

- pentru determinarea densității aparente metoda epruvetei saturate cu suprafața uscată [103];
- pentru determinarea stabilității și indicelui de fluaj încercarea Marshall [104];
- pentru determinarea modulului de rigiditate încercarea de tracțiunea indirectă pe probe cilindrice (IT-CY) [105];
- pentru determinarea rezistenței la deformații permanente (fluaj dinamic) încercarea de compresiune ciclică triaxială [106];
- pentru determinarea sensibilității la apă încercarea de tracțiune indirectă [107,108];

- pentru determinarea rezistenței la deformații permanente (ornieraj) încercarea de ornieraj [109].

3.3.2.1. Densitatea aparentă și absorbția de apă

Densitatea aparentă (ρ_{ap}) este masa unității de volum a mixturii asfaltice compactate, inclusiv golurile umplute cu aer, și se exprimă în kg/m^3 . Încercarea a fost efectuată pe epruvete cilindrice tip Marshall sau pe epruvete preparate cu presa giratorie, dar se poate efectua și pe plăcuțe sau carote tăiate dintr-un anumit strat bituminos.

Pentru efectuarea cântăririlor s-a folosit o balanță hidrostatică (Figura 3.8), iar pentru calculul densității aparente s-a utilizat relația următoare:

$$\rho_{ap} = \frac{m_u}{m_1 - m_2} \times \rho_w \quad [\text{kg/m}^3] \quad (3.9)$$

în care:

- ρ_{ap} – densitatea aparentă a mixturii asfaltice, în kg/m^3 ;
- m_u – masa epruvetei cântărite în aer, în stare uscată, în kg;
- m_1 – masa epruvetei cântărite în aer, după o oră de păstrare în apă, în kg;
- m_2 – masa epruvetei cântărite sub apă, în kg;
- ρ_w – densitatea apei, în kg/m^3 (practic $1\,000\text{ kg/m}^3$).



Figura 3.8 - Cântărirea probelor cu balanța electronică

Absorbția de apă reprezintă cantitatea de apă absorbită de golurile accesibile din exterior ale epruvetei imersate în apă, timp de trei ore, la un vid de 15...20 mm coloană de mercur, apoi două ore în aceeași apă, la presiune normală. Absorbția de apă se exprimă în procente din volumul epruvetei încercate.

Exsicatorul de vid în care au fost păstrate epruvetele timp de trei ore este prezentat în Figura 3.9, iar calculul absorbției de apă s-a efectuat cu relația următoare:

$$A_v = \frac{m_3 - m_u}{m_1 - m_2} \times 100 \quad [\% \text{ vol.}] \quad (3.10)$$



Figura 3.9 - Excicatorul de vid

Dacă volumul epruvetei după păstrarea acesteia în apă (în vid trei ore și la presiune normală două ore) este mai mare decât volumul calculat după determinarea densității aparente, relația de calcul a absorbției de apă este următoarea (trebuie scăzută creșterea volumului epruvetei din valoarea absorbției de apă):

$$A_v = \frac{(m_3 - m_u) - (m_3 - m_4) + (m_1 - m_2)}{m_1 - m_2} \times 100 \quad [\% \text{ vol.}] \quad (3.11)$$

în care:

A_v este absorbția de apă, raportată la volumul epruvetei, în %;

m_3 – masa epruvetei cântărite în aer, după ce a fost menținută în apă (trei ore în vid și două ore la presiune normală), în kg/m^3 ;

m_4 – masa epruvetei cântărite în apă, după ce a fost menținută în apă (trei ore în vid și două ore la presiune normală), în kg/m^3 ;

m_1 , m_2 și m_u au semnificațiile menționate în relația (3.10).

Valoarea densității aparente este influențată pe de o parte de densitatea aparentă a agregatelor folosite, iar, pe de altă parte, de modul de stabilire a dozajului prin volum de goluri, procentul de fracțiuni grosiere sau mărunte, procentul de liant etc. și de valoarea gradului de compactare obținut. Absorbția de apă este direct influențată de volumul de goluri din mixtura asfaltică. Cu cât volumul de goluri este mai ridicat, cu atât va fi mai mare și absorbția de apă. Deci o absorbție de apă peste limitele admise poate pune în evidență o mixtură asfaltică cu volum de goluri ridicat, practic cu un schelet mineral necorespunzător, bitum insuficient, compactare insuficientă sau la temperaturi reduse etc. O absorbție de apă mică indică, de regulă, o mixtură asfaltică cu o granulozitate continuă și cu golurile umplute în cea mai mare parte cu mastic bituminos.

3.3.2.2. Stabilitatea la 60 °C și indicele de curgere

Stabilitatea Marshall servește la stabilirea compoziției optime a mixturilor asfaltice pentru a se obține o comportare corespunzătoare a stratului bituminos sub efectul traficului, la temperaturi ridicate. A fost utilizat aparatul Marshall automatizat din Figura 3.10.

Încercarea Marshall se folosește pentru a determina rezistența la fluajul plastic a probelor cilindrice de mixtură asfaltică cu diametrul de 100 mm. Grosimea probelor este de $63,5 \pm 3$ mm.

Testele se efectuează la temperatura de 60 °C. Înainte de încercare probele

sunt păstrate într-o baie de apă la $(60 \pm 1) ^\circ\text{C}$, pentru 40...60 min. Epruvetelor li se aplică o încărcare în direcția perpendiculară axei cilindrice pentru a obține o rată constantă de deformare de 50,8 mm/min. Încărcarea este crescută până atinge un maxim, după care începe să scadă. Parametrii obținuți în urma acestui test sunt stabilitatea și fluajul Marshall. Stabilitatea măsoară încărcarea maximă suportată de probă la această rată de deformare. Fluajul este măsura deformăției epruvetei ca urmare a încărcării și se determină raportat la încărcarea maximă înregistrată.

Stabilitatea și fluajul Marshall sunt folosite pentru evaluarea calității mixturilor asfaltice, dar și pentru proiectarea dozajelor.

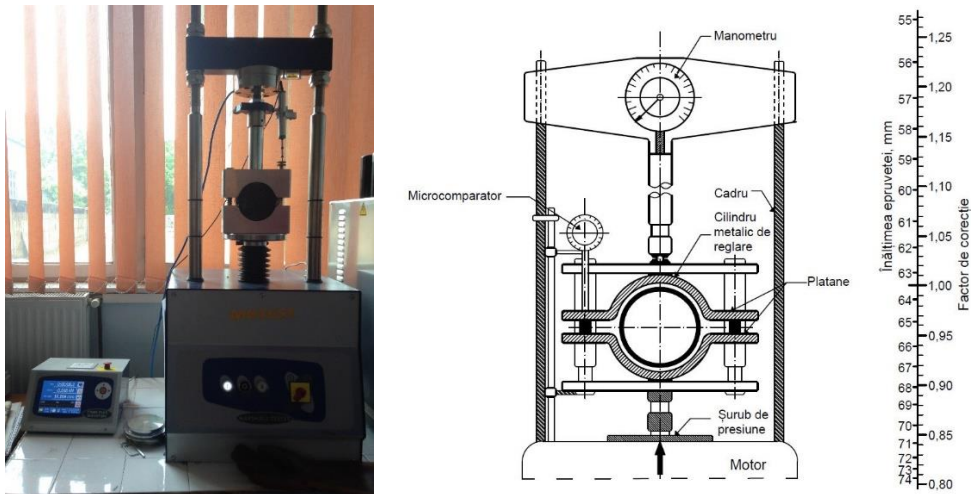


Figura 3.10 – Aparatul Marshall

O stabilitate Marshall redusă (sub limitele prevăzute de norme) este, în general, completată de un indice de fluaj ridicat (peste 4,5...5,0 mm) și indică faptul că mixtura asfaltică are o stabilitate redusă la temperaturi ridicate, caracteristică bitumului în exces sau de consistență redusă, schelet mineral slab, cu agregate concasate în procent redus, schelet mineral cu nisip în exces etc.. O stabilitate exagerat de mare, în corelație cu un indice de fluaj mic (sub 1,5 mm) poate indica faptul că bitumul utilizat este necorespunzător, acesta având consistență prea mare sau ars în procesul tehnologic de preparare a mixturii asfaltice. Aproape în toate situațiile prin reglarea dozajului de bitum se ajunge la valoarea optimă a stabilității Marshall, dacă materialele utilizate au caracteristici corespunzătoare.

3.3.2.3. Volumul de goluri

Determinarea densității maxime a mixturii asfaltice se face conform [110], cu relația 3.12. Ulterior se determină volumul de goluri al epruvetelor bituminoase cu relația 3.13, conform [111].

$$\rho_{\max} = \frac{(m_3 - m_1)}{(m_3 - m_1) - (m_4 - m_2)} \times \rho_w \quad [\text{kg/m}^3] \quad (3.12)$$

în care:

ρ_{\max} este densitatea maximă a mixturii asfaltice determinată prin metoda hidrostatică, în kg/m^3 ;

m_1 – masa recipientului, în g;

m_2 – masa recipientului scufundat în apă, în g;
 m_3 – masa recipientului împreună cu proba, măsurată în aer, în g;
 m_4 – masa recipientului împreună cu proba, scufundat în apă, în g;
 ρ_w – densitatea apei la temperatura de încercare, în kg/m³.

$$V_a = \frac{(\rho_{\max} - \rho_{ap})}{\rho_{\max}} \times 100 \quad [\%] \quad (3.13)$$

în care:

ρ_{\max} este densitatea maximă a amesturii asfaltice, în kg/m³;
 ρ_{ap} – densitatea aparentă a amesturii asfaltice, în kg/m³.

Conform normelor românești volumul de goluri impus la conceperea dozajelor pentru betoane asfaltice pentru staturi de uzură este de max. 5 %, ceea ce permite acceptarea unor amestururi asfaltice cu un volum de goluri extrem de redus de 1...3 %. Aceste amestururi asfaltice în exploatare pot să devină susceptibile la deformații plastice și ajung, în exploatare, la un volum de goluri aproape nul. Se reține faptul că, în Oregon (SUA) se militează pentru obținerea unui volum de goluri la proiectare de 6...7 %, urmând ca amesturura asfaltică în exploatare să-și diminueze volumul de goluri până la cca 4 % (vezi capitolul 4).

3.3.2.4. Modulul de rigiditate

Determinarea rigidității amesturii asfaltice se efectuează prin testul de tracțiune indirectă pe epruvete cilindrice (IT-CY) și se analizează răspunsul solicitare-deformație a îmbrăcăminții bituminoase sub trafic. Aparatul utilizat este prezentat în Figura 3.11.



Figura 3.11 - Determinarea modulului de rigiditate prin întindere indirectă

Aparatura pentru efectuarea încercării prin întindere indirectă a epruvetelor cilindrice este compusă dintr-un cadru de oțel pentru încărcare și două benzile de oțel inoxidabil, care prezintă pe fața ce vine în contact cu epruveta o ușoară concavitate pe întreaga lățime. Marginile benzilor de încărcare sunt rotunjite pentru a se evita

tăierea epruvetei în timpul încercării. Trebuie să se asigure un mijloc de centrare a platanului inferior cu axa cadrului de oțel pentru încărcare. Platanul superior face contact cu sistemul de încărcare printr-un reazem sferic. Dispozitivul de prindere a epruvetei pentru efectuarea încercării trebuie adaptat diametrului nominal al probei (80; 100; 120; 160 sau 200 mm) și grosimea de 30...75 mm.

Dispozitivul de acționare a încărcării trebuie să permită aplicarea acesteia uniform în lungul diametrului vertical al epruvetei, prin plăcile de încărcare. Acest dispozitiv de acționare trebuie să fie capabil să aplice impulsuri repetate ale încărcării cu o perioadă de pauză între impulsuri, urmând ca încărcarea să aibă forma unei funcții haversiene sau apropiată de aceasta. Pe de altă parte, timpul de acționare a încărcării și de pauză trebuie controlate cu exactitate în timpul încercării. Timpul de încărcare este considerată durata necesară pentru ca încărcarea aplicată să crească de la zero la valoarea maximă și trebuie să fie de 120...128 ms, iar perioada de repetare a impulsului trebuie să fie de 2,9...3,1 s. Aparatul trebuie să permită măsurarea tensiunii și deformației epruvetei, împreună cu defazajul dintre cele două caracteristici.

Testele au fost efectuate la temperatura de 20 °C. Epruvetele au avut diametrul de 100 mm și grosimea cca 60 mm, fiind preparate cu presa giratorie.

Amplitudinea încărcării trebuie să fie astfel stabilită încât să nu apară deteriorarea epruvetei pe durata efectuării încercărilor, iar comportarea materialului investigat trebuie să rămână în domeniul liniar producând proporționalitate între tensiuni și deformații specifice. Pentru a se evita producerea unor deteriorări din oboseală, probele de mixtură asfaltică vor fi încercate la deformații specifice care nu vor depăși 50 micro-deformații (50×10^{-6} m/m), conform experienței acumulate pe plan internațional până în prezent. În acest sens, pentru această încercare, valoarea încărcării maxime trebuie să fie reglată pentru a se realiza în momentul în care deformația orizontală de trecere este de 0,005 % din diametrul epruvetei.

Frecvența de aplicare a încărcării depinde de tipul aparatului și al încercării efectuate, în general de 0,1...50 Hz. Este de preferat ca aparatul să permită folosirea unui set larg de frecvențe pentru a se permite o reprezentare logaritmică a izotermelor. Normele europene recomandă următorul set de frecvențe: 0,1; 0,2; 0,5; 1,0; 2,0; 5,0; 10,0; 20,0 și 50,0 Hz, urmat de repetarea încercării la frecvența de 0,1 Hz, dar cu condiția ca epruveta să nu fi suferit în timpul încercărilor cu frecvențe variate. De asemenea, se va evita producerea fenomenului de rezonanță, mai ales la frecvențe înalte.

Încărcarea se exercită pe diametrul vertical al probei cu ajutorul plăcilor de încărcare. Se aplică impulsuri repetate de încărcare cu perioade de pauză. Încărcarea are o formă haversiană, iar perioada de creștere a încărcării în care ajunge de la 0 la valoarea maximă este de 124 ms. Perioada de repetare a impulsurilor este de 3 s. Pentru a evita ca oboseală să influențeze rezultatele, deformațiile mixturii asfaltice trebuie păstrate sub 50 microdeformații. Coeficientul lui Poisson se consideră 0,35.

Literatura de specialitate precizează următoarele concluzii cu privire la variația modului de rigiditate în raport cu factorii care îl influențează:

- cu cât temperatura crește, modulul de rigiditate scade;
- unghiul de defazaj crește odată cu temperatura;
- modulul de rigiditate scade cu creșterea volumului de goluri;
- modulul de rigiditate crește dacă vâscozitatea bitumului crește;
- modulul de rigiditate scade odată cu creșterea dozajului de bitum;
- modulul de rigiditate scade odată cu micșorarea gradului de compactare.

Standardul european în vigoare mai prevede modul de determinare a modului de rigiditate prin următoarele încercări: încercarea de încovoiere în două, trei sau

patru puncte pe epruvete prismatice, încercarea de întindere – compresiune directă pe epruvete cilindrice și încercarea de întindere indirectă pe epruvete cilindrice.

În urma încercării de tracțiunea indirectă pe probe cilindrice va fi determinat modulul de rigiditate al mixturilor asfaltice. În normativul românesc sunt precizate valori minime pe care modulul de rigiditate trebuie să le atingă pentru a considera că au un nivel de performanță corespunzător.

O analiză sumară a modului în care temperatura la care se efectuează determinările influențează valoarea modulului de rigiditate se poate face comparând valorile impuse de normativul românesc (Tabel 3.5, pentru o temperatură de 20 °C), respectiv valorile precizate de literatura de specialitate franceză (Tabel 1.2 și Tabel 1.6, pentru temperaturi de 10 sau 15 °C). Se constată valori semnificativ mai mari, indiferent de tipul mixturii asfaltice, în situația scăderii temperaturii de încercare.

3.3.2.5. Rezistența la deformații permanente (fluaj dinamic)

Determinarea rezistenței la deformații plastice se poate efectua în laborator, conform standardului european, prin două încercări: încercarea la compresiune ciclică monoaxială și încercarea la compresiune ciclică triaxială. Metodele de încercare permit clasificarea diferitelor tipuri de mixturi asfaltice sau verificarea acceptabilității unui material dat, dar nu permit o prognozare cantitativă a făgașelor pe teren.

Pentru a determina rezistența la deformații permanente (fluaj dinamic), în cadrul analizelor s-a utilizat metoda la compresiune ciclică triaxială. Aparatul utilizat este prezentat în Figura 3.12. Conform metodei de încercare, o epruvetă cilindrică preparată, de regulă, cu presa giratorie sau prelevată din îmbrăcămintea bituminoasă deja executată este supusă la presiune laterală constantă și la o presiune axială ciclică. Se folosește în special pentru evaluarea și conceperea de noi tipuri de mixturi asfaltice.

Testele au fost efectuate la temperatura de 50 °C. Epruvetele au avut diametrul de 100 mm și grosimea cca 60 mm, fiind preparate cu presa giratorie.

Metoda de încercare permite determinarea rezistenței la deformații permanente a epruvetelor cilindrice aduse la temperaturi de încercare ridicate (30...50 °C) și așezate între două platane de încărcare plane și paralele. Epruveta va fi supusă unei presiuni laterale statice sau dinamice (σ_c) și la o presiune axială ciclică, $\sigma_A(t)$. Presiunea ciclică este de tip sinusoidal.

Epruvetele, care se protejează corespunzător pentru a nu intra în contact cu fluidele din caseta de încercare, se așază între pistoanele sistemului de încărcare, urmând ca cele două presiuni menționate anterior să se aplice cu un sistem servo-hidraulic, pneumatic, electromecanic sau alt sistem corespunzător, capabil să genereze presiuni de referință cu o exactitate de cel puțin $\pm 2\%$.

Epruveta este introdusă într-o membrană de cauciuc etanșă și apoi este fixată în incinta triaxială în care se exercită presiunile impuse, la temperatura de încercare constantă. Presiunea axială ciclică de 300 kPa se aplică probei în partea superioară.

Forma și rezultatele diagramei de fluaj (Figura 3.13) depind de condițiile de încărcare de temperatură, presiune axială și presiune laterală. Condițiile de încărcare trebuie să conducă la obținerea unui stadiu 2 în diagramă, pentru a putea determina caracteristicile de fluaj.

În curba de fluaj, se disting, în general, trei stadii, și anume:

- stadiul 1, partea inițială a curbei de deformație, unde panta curbei descrește odată cu creșterea numărului de aplicări de sarcină;
- stadiul 2, partea de mijloc, cu o pantă constantă și prezintă un punct de inflexiune (4);

- stadiul 3, ultim, unde panta curbei crește cu numărul de aplicări ale sarcinii.
În timpul încercării se măsoară variația înălțimii epruvetei, cu înregistrări la fiecare a zecea aplicare a încărcării (până la 100 aplicări), la fiecare a 100-a aplicare (până la 1 000 încărcări) și apoi la fiecare a 500-a încărcare, cu stocarea exactă a numărului de aplicări și a momentului exact din ciclul de încărcare – descărcare (de preferat la nivelul minim al semnalului). Încercarea se consideră terminată după cel puțin 10 000 cicluri de încărcare, dar poate fi oprită dacă deformația este prea mare și există un risc de deteriorare a aparatului, la o deformație mai mică de 6 % în acest caz.



Figura 3.12 - Determinarea fluajului dinamic

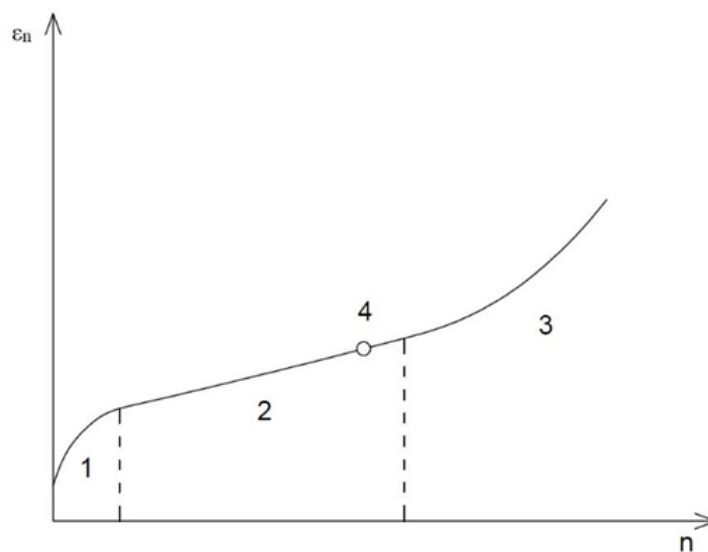


Figura 3.13 - Model de diagramă de fluaj

În urma acestei încercări vor rezulta deformația și viteza de fluaj a probei de mixtură asfaltică. Încercarea este utilizată pentru evaluarea calității mixturilor asfaltice, dar și pentru conceperea de dozaje de mixturi asfaltice.

În normativul românesc sunt precizate valori maxime pe care deformația și viteza de fluaj trebuie să le atingă pentru a considera că au un nivel de performanță corespunzător. Depășirea valorilor impuse indică o susceptibilitate ridicată a mixturii asfaltice la temperaturi ridicate fie ca urmare a unui bitum necorespunzător sau în dozaj prea ridicat, fie ca urmare a unui schelet mineral slab.

3.3.2.6. Sensibilitatea la apă

Pentru a determina sensibilitatea la umiditate se efectuează testul la tracțiune indirectă pe probe condiționate și necondiționate. Aparatul este prezentat în Figura 3.14 și constă din presa Marshall automatizată la care se atașează dispozitivul și softul specifice determinării sensibilității la apă.



Figura 3.14 – Determinarea sensibilității la apă prin întindere indirectă

Pentru efectuarea determinării se prepară, pentru fiecare dozaj, cu presa giratorie (50 rotații), șase epruvete cu diametrul de 100 mm, trei probe urmând să fie condiționate în mediu umed și trei în mediu uscat. Epruvetele vor avea o înălțime de 50 mm, adică o zveltețe de 0,5, cu o toleranță de 0,5 mm la înălțime.

Se determină densitatea aparentă și volumul epruvetelor preparate, prin metoda volumetrică. Împărțirea epruvetelor pe grupe de încercare se efectuează pe baza considerentului ca epruvetele condiționate în mediu umed și cele condiționate în mediu uscat să aibă densitatea aparentă medie aproximativ egală - diferența densităților aparente medii să nu difere cu mai mult de 15 kg/m³.

Condiționarea în mediu umed presupune:

- după 24...48 ore de la preparare, epruvetele cilindrice se introduc în apă distilată într-un desicator de vid în care se scade presiunea până la $(6,7 \pm 0,3)$ kPa, în 10 minute. Se menține presiunea timp de (30 ± 5) min., după care se

revine la presiune normală în alte 10 min. După 30 min. de păstrare în desicator la presiune normală se face verificarea volumului epruvetelor și cele pentru care volumul a crescut cu peste 2 % sunt înlăturate;

- epruvetele se introduc apoi într-o baie de apă la temperatura de 40 °C unde se păstrează la temperatură constantă un timp de 68...72 ore;
- epruvetele se aduc la temperatura de încercare (25±2 °C) prin păstrarea într-o baie de apă timp de pentru 2 ore.

Condiționarea în mediu uscat constă în:

- păstrarea epruvetelor pe o suprafață plană la temperatura de 21...24 °C (temperatura atmosferică din camera respectivă);
- introducerea epruvetelor în pungi de plastic etanșe și apoi amplasarea lor în baia de apă la temperatura de (25±2) °C, unde se păstrează min. 2 ore, înainte de încercare.

Pe fiecare probă se determină rezistența la tracțiune indirectă prin aplicarea unei încărcări cu rată constantă de deformație de (50±2) mm/min asupra probei poziționate între 2 plăci de încărcare.

Se va calcula raportul rezistențelor la tracțiune indirectă TSR, conform relației

3.14.

$$ITSR = \frac{S_w}{S_d} \times 100 \quad [\%] \quad (3.14)$$

unde ITSR reprezintă raportul rezistențelor la tracțiune indirectă, %;

S_w - media rezistențelor la tracțiune indirectă a probelor condiționate (umede), kPa;

S_d - media rezistențelor la tracțiune indirectă a probelor necondiționate (uscate), kPa.

Se impune ca raportul rezistențelor la tracțiune indirectă (ITSR) să fie de min 80 %, valori mai mici indicând o susceptibilitate ridicată a mixturii asfaltice la umiditate prin dozaj redus de liant, adezivitate scăzută, volum de goluri ridicat, granulozitate necorespunzătoare, compactare necorespunzătoare etc.

3.3.2.7. Rezistența la deformații permanente la 60 °C (ornieraj)

Făgașul (ornierajul) este deformația permanentă longitudinală a structurii rutiere sau straturilor bituminoase, caracterizată printr-o tasare a acestora (acestora) sub efectul solicitărilor repetate din trafic. Acest fenomen poate apărea pe toate tipurile de drumuri, dar este mai evident pe drumuri cu trafic intens și greu, respectiv în apropierea intersecțiilor semaforizate sau de tip girație. De asemenea, zonele călduroase sunt mai expuse la formarea făgașelor decât cele reci.

În cercetările vizând comportarea în exploatare a diferitelor sectoare de drum, trebuie efectuată o distincție clară între făgașele produse ca urmare a deformațiilor plastice ale straturilor bituminoase și cele apărute în urma cedării anumitor straturi rutiere sau a complexului rutier.

În cele ce urmează se vor descrie particularitățile care stau la baza deformării plastice a straturilor bituminoase și a modului de testare a acestei caracteristici în laborator.

Factorii care conduc la apariția făgașelor în straturile bituminoase sunt în principal următorii:

- liantul poate favoriza apariția deformațiilor plastice prin:
 - o natura sa, care poate influența determinant caracteristicile mecanice ale mixturilor asfaltice. Susceptibilitatea termică, care caracterizează variația

proprietăților mecanice ale mixturilor asfaltice mai ales la temperaturi ridicate, depinde strict de caracteristicile liantului utilizat. Dacă liantul este susceptibil la temperaturi ridicate și mixtura asfaltică va avea aceeași sensibilitate. Studiile experimentale arată că utilizarea unor bitumuri mai dure conduc la o susceptibilitate a mixturii asfaltice mai redusă, dar pe de altă parte pot conduce la fisurare la temperaturi scăzute;

- dozajul de liant permite anrobarea corespunzătoare a granulelor din scheletul mineral și influențează asigurarea contactului dintre acestea, inclusiv prin masticul de bitum creat cu părțile fine. Un dozaj de bitum în exces va "satura" amestecul și va induce o diminuare a tensiunilor de legătură dintre granule, motiv pentru care scheletul mineral va avea un rol redus în asigurarea stabilității. Din contră, o cantitate redusă de liant conduce la o anrobare deficitară a agregatelor folosite, creșterea volumului de goluri, o stabilitate redusă a amestecului și o sensibilitate ridicată la apă. Urmările lipsei de liant pot fi: postcompactarea în exploatare prin formarea făgașelor, o coeziune redusă și forțe de frecare interioară mici;
- scheletul mineral influențează producerea făgașelor prin:
 - granulozitate și conținutul de nisip. O granulozitate continuă permite o umplere mai bună a golurilor și obținerea unui grad de compactare mai ridicat. Prin creșterea contactului dintre granule se obține o îmbunătățire a stabilității, rezistenței și rigidității stratului bituminos. Un dozaj rezonabil de nisip este favorabil creșterii stabilității prin asigurarea în amestec a unui volum de golurilor și de mastic nu prea mari. Din contră, o cantitate ridicată de nisip conduce la diminuarea contactelor dintre granulele grosiere, favorizând deplasarea și rotirea acestora, ceea ce poate conduce la producerea de deformații plastice;
 - prezența filerului, care absoarbe o parte din liantul introdus în amestec și formează cu bitumul masticul care umple golurile dintre granulele de agregat. Studiile efectuate până în prezent arată că prezența filerului conduce la prelungirea duratei de îmbătrânire a bitumului în exploatare și implicit la prelungirea perioadei până la care apare pericolul de fisurare a stratului bituminos la temperaturi reduse;
 - forma și textura granulelor, împreună cu granulozitatea scheletului influențează hotărâtor caracteristicile mecanice ale mixturilor asfaltice. Creșterea procentului de granule concasate conduce la îmbunătățirea stabilității. De asemenea, creșterea procentului de granule colțuroase și rugoase conduce la îmbunătățirea blocajelor și contactelor intragranulare;
- compactitatea, care este caracterizată prin volumul remanent de goluri. O compactare corespunzătoare care conduce la un volum remanent de goluri redus corespunde unei bune rezistențe la deformații plastice. De asemenea, literatura de specialitate precizează că variația raportului filer/bitum de la 1,0 la 3,5 conduce la o diminuare a gradului de compactare cu mai mult de 10 %. Pe de altă parte, în concordanță cu cele arătate în paragrafele anterioare, o reducere exagerată a volumului de goluri nu trebuie privită ca benefică pentru formarea de deformații plastice;
- temperatura este legată direct de susceptibilitatea termică a liantului. Cu cât temperatura este mai mare, cu atât liantul își pierde rigiditatea și vâscozitatea, iar mixtura asfaltică devine mai sensibilă la deformații plastice;
- traficul are o influență hotărâtoare asupra producerii deformațiilor plastice în straturile bituminoase, prin:
 - sarcină. Evoluția traficului, cu creșterea accentuată a traficului greu și

foarte greu, constituie o cauză importantă a producerii deformațiilor plastice. Creșterea traficului de camioane, modificarea sarcinii pe osie și a geometriei pneurilor sunt factori de care trebuie ținut seama în derularea studiilor care vizează conceperea de mixturi asfaltice antifăgaș. Se remarcă tendința creșterii numărului de osii tridem, frecvent cu roți simple și cu pneuri umflate la presiuni din ce în ce mai mari. Aceste configurații conduc la o creștere a agresivității asupra structurilor rutiere, mai ales că acestea nu au fost dimensionate pentru astfel de solicitări. În acest caz straturile bituminoase sunt supuse unor presiuni de contact mai mari și unei durate mai ridicate a solicitării, ca urmare a osiilor triple, ceea ce favorizează fluașul vâscoplastic al materialului;

- o viteza are un rol, de asemenea, important în producerea deformațiilor plastice. Studiile efectuate au arătat că pe măsura micșorării vitezei, adâncimea făgașelor crește. Practic se ajunge la făgașe de adâncimi mare pe sectoarele cu viteze reduse sau pe zonele în care staționează vehicule grele. Se poate considera într-o primă aproximare că frecvența de solicitare a straturilor structurii rutiere (f) depinde de viteza de circulație (V), prin relația următoare:

$$f = \frac{V [km/h]}{6} \quad [Hz] \quad (3.15)$$

Deci la o viteză de circulație de 60 km/h, frecvența de solicitare este de 10 Hz;

- o intensitatea traficului. Anumite cercetări efectuate comparativ între solicitările ciclice și fluașul mixturilor asfaltice au condus la concluzia că nu numai durata de solicitare este importantă, ci și numărul de cicluri de încărcare – descărcare influențează adâncimea deformațiilor plastice.

Multitudinea factorilor care pot influența producerea și dezvoltarea deformațiilor plastice face ca încercările de laborator pentru calibrarea dozajelor de mixturi asfaltice cu condițiile de exploatare, să devină din ce în ce mai importante.

Se urmărește găsirea condițiilor tehnice care să împiedice sau să limiteze dezvoltarea făgașelor la nivelul îmbrăcăminților rutiere, cu atât mai mult cu cât aceste defecțiuni afectează siguranța circulației, mai ales pe ploaie, când se poate produce acvoplanarea.

Principala determinare de laborator prin care se poate analiza rezistența unei mixturi asfaltice la formarea de deformații plastice, ca urmare a trecerilor repetate ale roților autovehiculelor, este încercarea la ornieraj (la formarea făgașelor).

Încercarea la ornieraj, dezvoltată în Franța la sfârșitul anilor '60 se efectuează cu ajutorul unui aparat (Figura 3.15) care permite simularea traficului, pe epruvete de mixtură asfaltică tip placă (de exemplu: 50 cm lungime și 18 cm lățime, respectiv grosimea de 2...14 cm) sau cilindrice (diametru de 150 mm), epruvete care pot fi preparate în laborator sau prelevate din straturi bituminoase.

Aparatul permite păstrarea unei temperaturi constante pe durata încercării, temperatură stabilită în conformitate cu condițiile climatice în care urmează să lucreze mixtura asfaltică testată. Condițiile de încercare sunt următoarele:

- forța de încărcare exercitată pe roata de încercare este de 5 000 N;
- presiunea de umflare a pneului roții cu care se simulează traficul este de 0,6 N/mm² (MPa), iar pneul folosit este neted;
- frecvența de repetare a solicitării (trecere alternativă a roții) este de 1 Hz;
- temperatura de încercare este de 60 °C (±2 °C).

Se măsoară adâncimea făgașului la diferite intervale (1 000; 3 000; 10 000; 30 000 și 100 000 treceri ale roții) și se trasează o dreaptă de regresie pentru

evaluarea modului în care evoluează adâncimea făgașului, funcție de numărul de cicluri, de forma următoare:

$$Y = A \times \left(\frac{N}{1000}\right)^b \quad [\text{mm}] \quad (3.16)$$

în care: Y este adâncimea făgașului la N cicluri, în mm;

A – adâncimea făgașului la 1 000 cicluri, în mm;

b – panta dreptei de regresie.

Nivelul la care ajunge adâncimea făgașului după un anumit număr de cicluri trebuie fixat prin norme tehnice pentru fiecare tip de mixtură asfaltică, respectiv pentru fiecare tip de bitum utilizat. Dacă rezultatele obținute în urma încercării de laborator nu sunt corespunzătoare se pot adopta mai multe soluții de corectare a dozajului: schimbarea naturii fracțiunii de nisip din amestec sau modificarea granulozității scheletului mineral, diminuarea dozajului de liant, modificarea tipului de liant folosit, cu alegerea unui bitum de consistență mai ridicată, modificarea sau aditivarea acestuia.



Figura 3.15 – Aparat pentru determinarea adâncimii făgașelor în laborator

Se remarcă de asemenea discuțiile privind valoarea limită impusă pentru adâncimea făgașului (la un anumit număr de cicluri și la o anumită temperatură). În acest sens, se pot analiza rezultatele menționate de literatura franceză (capitolul 1) și sunt de luat în considerare valorile limită impuse de diverse state americane (de la 2,5 mm, la 12,5 mm). Tendința actuală este de a crește valoarea limită impusă pentru adâncimea făgașului, în condițiile creșterii agresivității traficului și încălzirii globale.

3.3.3. Rezultate și interpretarea rezultatelor

În acest subcapitol sunt prezentate rezultatele încercărilor pe mixturile asfaltice și de asemenea este analizată semnificația valorilor obținute. Mixturile asfaltice analizate au fost menționate și denumite la pct. 3.2. Încercările au fost efectuate conform metodelor menționate mai sus. Pentru fiecare test, au fost preparate mai multe epruvete conform Tabel 3.11, iar media rezultatelor a fost utilizată pentru analiză.

3.3.3.1 Densitatea aparentă și volumul de goluri

Volumul de goluri (V_a), pentru dozajele și condițiile de preparare, sunt prezentate în Tabel 3.12.

Tabel 3.12 – Rezultatele densității aparente, volumului de goluri și absorbției de apă

Nr. crt.	Proba	50 rotații		80 rotații		205 rotații	
		Densitate aparentă, kg/m ³	Volum de goluri, %	Densitate aparentă, kg/m ³	Volum de goluri, %	Densitate aparentă, kg/m ³	Volum de goluri, %
HMA și HMA_LT cu densitatea maximă 2 558 kg/m ³							
1	HMA 160/150	2468	3,52	2480	3,05	2500	2,27
2	HMA_LT 140/140	2423	5,28	2440	4,61	2492	2,58
3	HMA_LT 140/120	2413	5,67	2431	4,96	2485	2,85
4	HMA_LT 120/120	2404	6,02	2423	5,28	2477	3,17
5	HMA_LT 120/100	2389	6,61	2409	5,82	2473	3,32
WMA_0,5%C cu densitatea maximă 2 558 kg/m ³							
1	140/120	2455	4,03	2471	3,40	2514	1,72
2	120/120	2440	4,61	2455	4,03	2501	2,23
3	120/100	2421	5,36	2438	4,69	2494	2,50
WMA_0,3%Z cu densitatea maximă 2 558 kg/m ³							
1	140/140	2471	3,40	2487	2,78	2515	1,68
2	140/120	2454	4,07	2466	3,60	2498	2,35
3	120/120	2437	4,73	2451	4,18	2495	2,46
4	120/100	2391	6,53	2409	5,82	2491	2,62
WMA_1,5%W1 cu densitatea maximă 2 558 kg/m ³							
1	140/120	2457	3,95	2467	3,56	2485	2,85
2	120/120	2452	4,14	2460	3,83	2481	3,01
3	120/100	2428	5,08	2442	4,53	2475	3,24
WMA_3%W1 cu densitatea maximă 2 558 kg/m ³							
1	140/120	2484	2,89	2494	2,50	2518	1,56
2	120/120	2461	3,79	2475	3,24	2514	1,72
3	120/100	2434	4,85	2451	4,18	2497	2,38
WMA_1,5%W2 cu densitatea maximă 2 558 kg/m ³							
1	140/120	2447	4,34	2463	3,71	2517	1,60
2	120/120	2445	4,42	2461	3,79	2513	1,76
3	120/100	2421	5,36	2437	4,73	2507	1,99

Prin interpretarea rezultatelor obținute, chiar dacă există și neconcordanțe între acestea, se pot formula următoarele observații generale:

- densitatea aparentă a probelor crește și implicit volumul de goluri se diminuează atunci când energia de compactare crește de la 50 la 205 rotații;
- densitatea aparentă variază în limite relativ mici de la un dozaj la altul, toate valorile fiind mai mari decât $2\,420\text{ kg/m}^3$ pentru mixturile asfaltice cu aditivi;
- densitățile aparente ale mixturilor asfaltice cu aditivi sunt mai mari decât cele ale mixturii asfaltice la cald, preparată și compactată la temperaturi reduse. Aceasta demonstrează faptul că aditivii cresc lucrabilitatea mixturilor asfaltice la temperaturi reduse și facilitează compactarea, la același lucru mecanic exercitat. Se obțin densități aparente comparabile sau chiar mai mari decât pentru betonul asfaltic preparat la cald (HMA);
- densitățile aparente confirmă rezultatele anterioare referitoare la densitatea aparentă ridicată a agregatelor naturale folosite la prepararea betonului asfaltic și volumul remanent de goluri relativ redus obținut pe epruvetele compactate în laborator;
- creșterea densității, respectiv micșorarea volumului de goluri este redusă prin creșterea energiei de compactare de la 50, la 80 rotații. Practic se înregistrează o creștere a densității de max. 20 kg/m^3 , ceea ce reprezintă o creștere cu fiecare rotație exercitată de max. $0,65\text{ kg/m}^3$. Peste 80 rotații densitatea crește, în majoritatea cazurilor, cu max. 45 kg/m^3 , ceea ce reprezintă o creștere cu fiecare rotație exercitată de max. $0,36\text{ kg/m}^3$;
- cele mai bune densități aparente, indiferent de energia de compactare și de temperaturile folosite, au rezultat prin utilizarea aditivului chimic și a cerii mai moi. Pentru acești aditivi, indiferent de condițiile de preparare și compactare, densitățile aparente sunt mai ridicate decât cele obținute pentru betonul asfaltic la cald (HMA);
- corelând volumele de goluri cu rezultatele obținute pentru dozajul considerat rezultă că absorbțiile de apă vor rămâne în limite reduse, indiferent de tipul aditivului folosit și de temperaturile de lucru aplicate;
- densitatea aparentă este mai mare în cazul mixturii asfaltice cu 3% ceară W1 decât în cazul mixturii asfaltice fără aditivi la aceleași temperaturi. Valoarea cea mai apropiată de cea a mixturii asfaltice etalon o prezintă mixtura asfaltică cu 3% ceară sintetică W1 la $140 - 120\text{ }^\circ\text{C}$.

Rămâne în discuție dacă volumul de goluri se micșorează sub trafic și sub influența condițiilor climatice în primii ani de exploatare și la ce valoare reziduală ar trebui să rămână pe perioada exploatarei. În concluzie, trebuie stabilit dacă este oportună abordarea în proiectare dozajelor din țara noastră a prevederii Superpave (volum de goluri inițial de 6...7 %) sau păstrarea valorii de maxim 5 %, la 80 rotații, prevăzută de normativul românesc.

Numărul de rotații utilizat în proiectare rămâne o altă caracteristică de păstrat cu strictețe în toate laboratoarele de drumuri. Leandro și colab. [112] aduc argumente cu privire la suplimentarea numărului de rotații peste 83. Acești cercetători au demonstrat faptul că depășirea numărului echivalent de 83 de rotații conduce la "punctul de blocare" (LP). În studiul acestora, LP a fost considerat a apărea atunci când, după trei rotații consecutive, înălțimea probei rămâne constantă și este precedată de o înălțime constantă după două rotații. Așa cum era de așteptat, creșterea numărului de rotații conduce la scăderea golurilor de aer pentru același conținut de liant. În general, creșterea de la 50 la 75 de rotații conduce la o scădere medie aproximativă de 2,2 % a volumului de goluri. De exemplu pentru un conținut de liant de 4 %, volumul de goluri de 9,9 % la 50 de rotații a scăzut la 8 % la 75 de

girații. Creșterea de la 75 la 100 de girații conduce la scăderea volumului de goluri cu aproximativ 0,3 % [113]. De asemenea, metodologia Superpave implică utilizarea unui număr de 50...125 girații în proiectarea amestecurilor de asfalt în funcție de încărcarea de trafic de proiectare de 20 de ani, exprimată în ESAL (sarcină echivalentă pe o singură osie) [114].

În baza rezultatelor menționate anterior, rezultă că obținerea unei densități corespunzătoare și implicit a unui volum de goluri impus de norme se poate realiza în laborator, chiar și la temperaturi de compactare mai reduse, sporind energia de compactare. Rămâne în discuție dacă se poate determina cu exactitate care este raportul optim între acești factori de influență, fără a se ajunge la o scădere prea mare a volumului de goluri. Pe de altă parte, compactarea epruvetelor la o temperatură ridicată de peste 140 °C poate conduce la obținerea unui volum de goluri redus chiar la un număr mai mic de 80 girații.

Trebuie menționat faptul că normativul românesc privind proiectarea mixturilor asfaltice prevede pentru o astfel de mixtură asfaltică un volum de goluri de max. 5 % la 80 girații și un dozaj minim de bitum de min. 5,7 %, condiții care nu sunt complet îndeplinite prin testele efectuate și care pot conduce la producerea unor mixturi asfaltice cu exces de bitum [115].

Pe de altă parte, în cazul concret al unor mixturi asfaltice preparate cu aditivi și cu un procent de bitum de 5,2 % (Tabel 3.12), mai redus decât cel recomandat de normativul românesc, au rezultat volume de goluri mai mici decât pentru betonul asfaltic produs la cald. Astfel, se confirmă concluzia unor cercetători (prezentate în capitolul 1) potrivit căreia folosirea aditivilor pentru creșterea lucrabilității mixturilor asfaltice produse la temperaturi scăzute poate conduce inclusiv la o reducere a dozajului de bitum cu până la 0,5 %, cu analiza atentă a susceptibilității la apă a acestor asfalturi.

3.3.3.2. Stabilitatea la 60 °C și indicele de curgere

Chiar dacă încercarea Marshall se pare că își pierde din importanță în fața testelor dinamice, este încă utilizată pe scară destul de largă pe plan mondial, iar normativul românesc o păstrează ca o determinare importantă atât pentru proiectarea dozajelor de mixturi asfaltice, cât și pentru analiza calității acestora la preparare, la recepție sau în urma exploatării. De asemenea, alte norme tehnice completează testele dinamice cu încercări mecanice (spre exemplu: încercarea Duriez în Franța).

În cadrul studiului, încercările asupra epruvetelor tip Marshall pentru determinarea stabilității și indicelui de curgere s-au efectuat pentru corelarea rezultatelor cu cele ale testelor dinamice în vederea determinării unui dozaj pentru un beton asfaltic BA 16 (paragraful 3.1.5), respectiv pentru evidențierea modului în care aditivii utilizați permit sau nu obținerea unor caracteristici corespunzătoare, în condițiile micșorării temperaturilor de preparare și compactare.

Presele Marshall automatizate existente în laboratoarele de drumuri dispun de un soft care permite determinarea stabilității și indicelui de curgere prin procedeele următoare: după sarcina maximă sau cu deplasarea tangentei la 1,5 mm. Aceste metode sunt ilustrate grafic pentru o probă în Figura 3.16 și Figura 3.17.

Problema constatată în cadrul cercetării este următoarea:

- standardul european [104] prevede determinarea stabilității și indicelui de curgere exclusiv prin prima metodă, după sarcina maximă, indiferent de modul de rupere a epruvetei. În situația prezentată anterior, acceptarea acestui model conduce la obținerea unor valori ale indicelui de fluaj exagerat

de mari (vezi Tabel 3.8, respectiv Tabel 3.9). În concluzie nicio probă și niciun dozaj din cele proiectate în cadrul studiului descris la paragraful 3.1.5 nu se încadrează în intervalele acceptate. Această concluzie este valabilă chiar dacă au fost adoptate trei tipuri de granulozități, toate încadrându-se în zona de granulozitate prevăzută pentru o astfel de mixtură asfaltică și chiar dacă procentul de bitum a fost micșorat semnificativ sub valoarea minimă de 5,7%. Un alt parametru care poate influența masiv rezultatul este calitatea liantului. În cadrul studiului a fost utilizat un bitum cu certificate de calitate de la furnizor, iar încercările de bază verificate în laborator sunt corespunzătoare. Pe de altă parte, indicele de fluaj mare din cadrul încercărilor Marshall nu este susținut prin rezultatele fluajului dinamic determinat pe epruvete preparate cu presa giratorie din aceleași loturi de mixturi asfaltice;

- norma americană [116] prevede adoptarea metodei în funcție de tipul de rupere a epruvetelor, astfel pentru o rupere cu un palier lung de curgere ca cel prezentat în figurile 3.17 și 3.18 se va adopta metoda a doua de determinare a stabilității și indicelui de curgere. În situația probelor din Tabel 3.8, respectiv Tabel 3.9, se ajunge la valori ale indicelui de curgere într-o mai bună corelație cu valorile prevăzute de normativul românesc și cu variația conținutului de bitum din fiecare probă în parte.

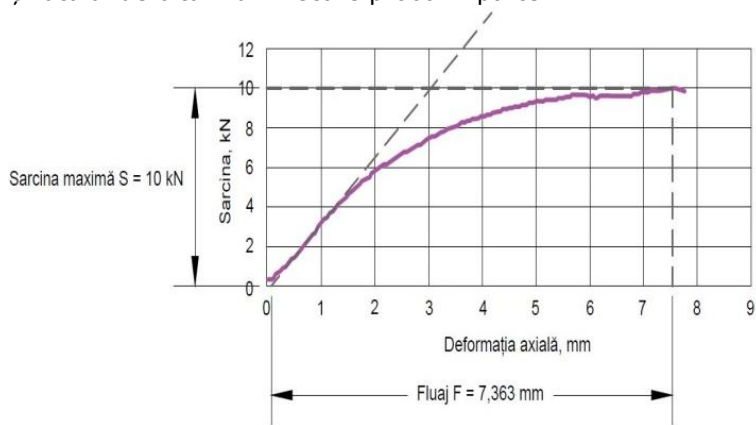


Figura 3.16 – Determinarea indicelui de fluaj prin considerarea sarcinii maxime

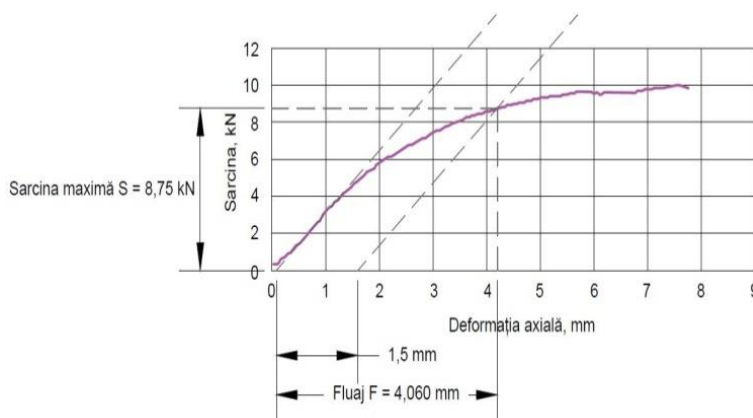


Figura 3.17 – Determinarea indicelui de fluaj prin considerarea deplasării tangentei la 1,5 mm

Pornind de la constatările anterioare, se propune studierea la nivelul întregii țări a modului de determinare a indicelui de curgere în laborator, corelarea rezultatelor între laboratoare și propunerea metodologiei de determinare a acestei caracteristici, în funcție de condițiile concrete din România.

În Figura 3.18a,b sunt prezentate valorile stabilității Marshall și a indicelui de fluaj pentru toate mixturile asfaltice, la diferitele temperaturi considerate (vezi Tabel 3.10, cu notațiile din Tabel 3.11). În aceste figuri liniile orizontale reprezintă valorile de bază obținute pentru stabilitatea Marshall, respectiv indicii de fluaj pentru mixtura asfaltică la cald (HMA).

Figura 3.18c prezintă un nou parametru prin care se evidențiază flexibilitatea mixturii asfaltice [117]. Acesta se calculează astfel:

(stabilitatea Marshall x indicii de fluaj)/2.

De asemenea, linia orizontală reprezintă valoarea obținută în cazul mixturii asfaltice la cald (HMA).

În ceea ce privește stabilitatea Marshall, toate mixturile asfaltice călduțe prezintă valori foarte apropiate, dar care sunt mai reduse decât cele obținute pe mixtura asfaltică la cald. Trebuie menționat faptul că deși valorile sunt mai mici decât în cazul mixturii asfaltice la cald, acestea sunt încadrate în limitele impuse de normativul românesc de 6,5 - 13,0 kN.

Valorile pentru fluaj sunt apropiate în toate cazurile studiate, nefiind evidențiată nicio modificare majoră. Valorile fluajului se încadrează în limitele impuse de normativul românesc de 1,5 - 4,0 mm.

Pentru al treilea parametru considerat se constată că în toate cazurile analizate valorile pentru mixturile asfaltice călduțe sunt mai mari decât în cazul mixturii asfaltice preparate la temperaturi mai scăzute (HMA_LT), indicând o creștere a flexibilității mixturii asfaltice prin introducerea aditivilor.

Se remarcă faptul că indiferent de temperaturile cu care s-a lucrat (Tabel 3.10), diferențele între rezultatele obținute sunt extrem de mici, sugerând faptul că temperatura de 120°C poate fi utilizată atât pentru preparare, cât și pentru compactare cu obținerea unor rezultate corespunzătoare. În plus, crește eficiența energetică prin reducerea costurilor aferente încălzirii agregatelor până la 140 °C.

Varianta cu temperatura de preparare de 120 °C și temperatura de compactare de 100°C conduce la cele mai reduse valori ale rezultatelor, indiferent de aditivii folosiți, sugerând că o reducere prea mare a temperaturii de compactare conduce la afectarea caracteristicilor stratului bituminos care s-ar obține.

Rezultatele obținute la diferite temperaturi au fost comparate utilizând un test statistic, student t-test cu două eșantioane. Valorile p calculate pentru testul statistic sunt date în Tabel 3.13. Metoda presupune că F1 și F2 sunt două distribuții. Posibile ipoteze și alternative referitoare la aceste distribuții sunt [119]:

$$H_0: F_1(x) = F_2(x) \quad (3.17)$$

$$H_A: F_1(x) \neq F_2(x) \quad (3.18)$$

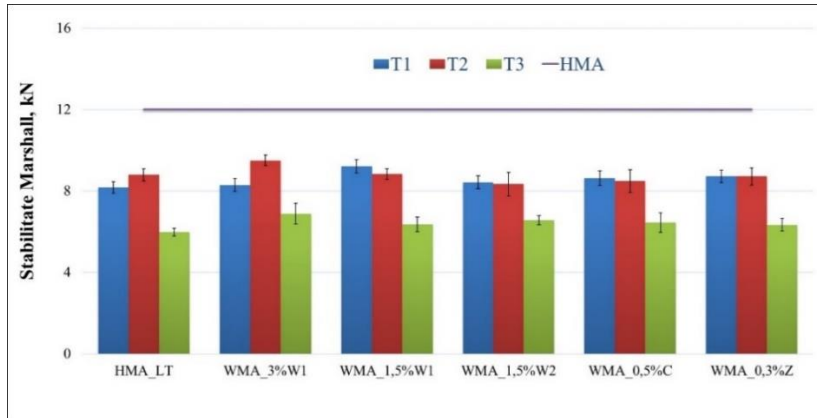
Ipoteza H_0 (sau ipoteza de nul): valorile comparate nu diferă între ele, iar ipoteza H_A (ipoteza alternativă): valorile comparate diferă între ele. A fost adoptată o regulă de decizie pentru testul t cu două probe. Regula deciziei este următoarea:

$$\text{Se respinge } H_0 \text{ dacă valoarea } p < 0,05 \quad (3.19)$$

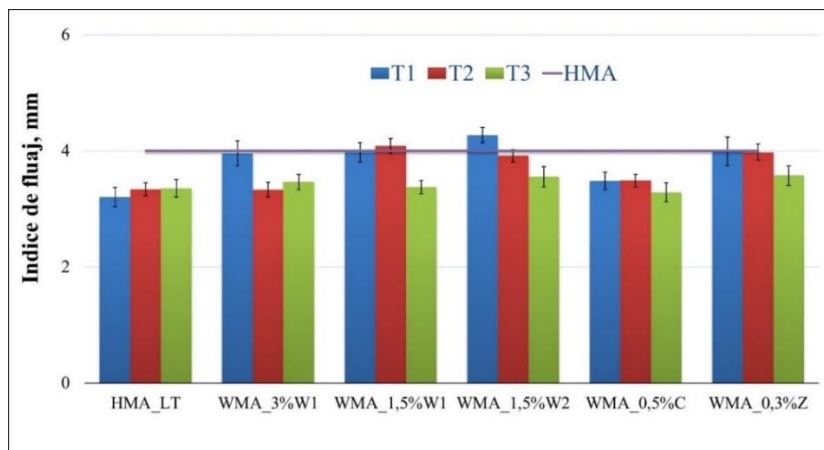
$$\text{Nu se respinge } H_0 \text{ dacă valoarea } p \geq 0,05 \quad (3.20)$$

Rezultatul p al testului, furnizat ca un număr între 0 și 1, reprezintă probabilitate de a face o eroare dacă respingem ipoteza H_0 .

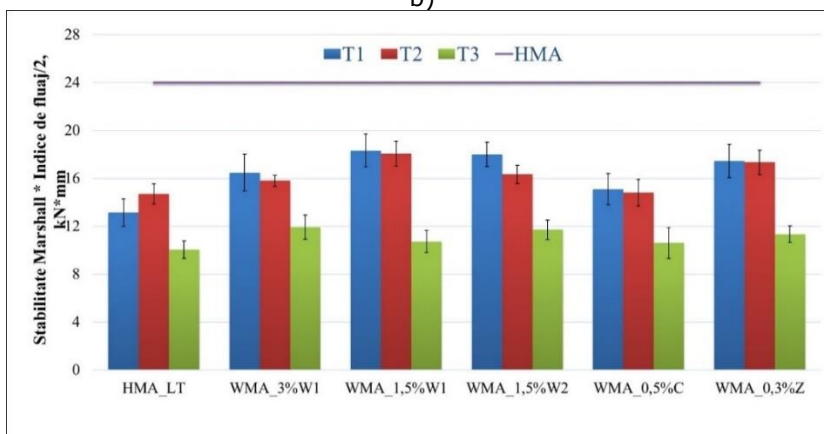
Dacă valoarea $p \geq 0,05$ înseamnă că diferența dintre cele două distribuții este statistic nesemnificativă (cu alte cuvinte, acestea pot fi considerate egale). [118]



a)



b)



c)

Figura 3.18 – Rezultatele încercării Marshall: a) Stabilitate; b) indice de fluaj; c) (stabilitate x indice de fluaj) / 2 (lungimea barei de eroare este egală cu o abatere standard) [118]

Tabel 3.13 – Valorile p din testul statistic comparând rezultatele încercării Marshall la temperaturi diferite (temperaturi conform Tabel 3.10)

Distribuții comparate	Valori p		
	Stabilitatea Marshall	Indicele de fluaj	Stabilitatea Marshall * Indicele de fluaj/2
T1 - T2	0,3838	0,5798	0,8018
T1 - T3	0,0000	0,0674	0,0000
T2 - T3	0,0000	0,1346	0,0000

În toate cazurile luate în considerare, diferențele dintre temperaturile de preparare și compactare de 140 - 120 °C, respectiv 120 - 120 °C, au fost ne semnificative. Această diferență mică a indicat faptul că temperatura de 120 °C ar putea fi adoptată în mod adecvat atât pentru preparare, cât și pentru compactare și oferă un avantaj al reducerii costurilor de încălzire a agregatelor până la 140 °C. Temperaturile de preparare și compactare de 120 - 100 °C indică valori mai mici în toate cazurile, ceea ce sugerează că o scădere semnificativă a temperaturii de compactare are ca rezultat pierderea stabilității mixturii asfaltice. Pe de altă parte, pe baza regulii de decizie date, testul statistic arată că există diferențe semnificative între T1 și T3, respectiv T2 și T3.

3.3.3.3. Modulul de rigiditate

Valoarea modulului de rigiditate este influențată semnificativ de o multitudine de factori cum sunt scheletul mineral, dozajul și consistența liantului, volumul de goluri, condiții de determinare etc.. Considerând că factorii legați de dozaj și de prepararea epruvetelor sunt bine controlați în condiții de laborator, modificarea temperaturii și a frecvenței de determinare a modulului de rigiditate vor conduce la valori radical diferite ale modulului de rigiditate determinat.

Conform [91], modulul de rigiditate crește odată cu mărirea frecvenței și cu reducerea temperaturii la care se încearcă epruveta. Pe de altă parte, panta curbelor trasate în funcție de frecvență devine din ce în ce mai mică pe măsura reducerii temperaturii, ajungând practic zero la temperaturi negative. În acest caz mixtura asfaltică are o rigiditate atât de mare încât frecvența de repetare a solicitărilor nu mai influențează comportarea acesteia.

Din aceste motive este necesară precizarea, în toate situațiile, a condițiilor de încercare pentru modulul de rigiditate. De exemplu, în normele franceze sunt reținute valorile caracteristice, și anume cele determinate pentru o temperatură 15 °C și o frecvență de 10 Hz.

Referitor la încercările efectuate pentru determinarea modulului de rigiditate, în cadrul cercetării actuale, s-a constatat că pe lângă stăpânirea cu strictețe a parametrilor de încercare este importantă păstrarea unei temperaturi cât mai apropiate de cea a incintei în care se fac determinările și în laborator. Acest lucru devine imperios pe timp extrem de călduros, cu temperaturi în laborator de cca 30 °C. În cazul testelor efectuate, în situația efectuării unui număr foarte mare de încercări, după efectuarea primelor determinări s-a constatat că valoarea modulului de rigiditate determinat pe următoarele epruvete este nejustificat de mic, prin alterarea parțială a condițiilor de încercare din incinta aparatului. Această observație necesită confirmări prin cercetări ulterioare.

Pe lângă continuarea cercetărilor în acest domeniu, furnizorii de echipamente intenționează perfecționarea metodei de încercare prin utilizarea unui soft care să

permite corectarea valorii rigidității în raport cu temperatura exactă a mixturii asfaltice din epruvetă.

Rezultatele încercărilor la tracțiune indirectă efectuate pe epruvete cilindrice cu diametrul de 100 mm și compactate la 80 rotații sunt prezentate în Figura 3.19. Linia orizontală reprezintă valoarea minimă a modului de rigiditate impusă de standardul românesc, iar linia orizontală mov reprezintă valoarea modului de rigiditate obținut pentru mixtura asfaltică la cald.

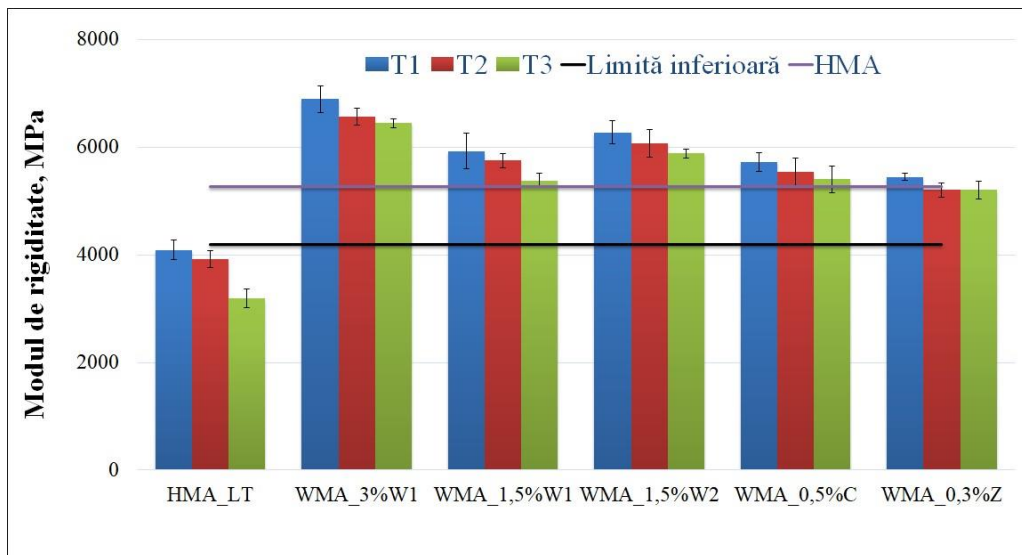


Figura 3.19 – Rezultatele modului de rigiditate la 80 rotații (lungimea barei de eroare este egală cu o abatere standard)

Prin analiza rezultatelor obținute se remarcă influența favorabilă a tuturor aditivilor folosiți asupra valorii modului de rigiditate a betoanelor asfaltice preparate și compactate la temperaturi mai reduse decât cele curente. Toți aditivii, indiferent de condițiile de preparare și compactare considerate în cercetare (Tabel 3.10), au condus la obținerea unor valori ale modului de rigiditate comparabile sau mai mari decât cele rezultate pentru mixtura asfaltică preparată la cald (HMA) și semnificativ îmbunătățite față de mixturile asfaltice preparate fără aditivi la temperaturi mai reduse (HMA_LT).

Similar betoanelor asfaltice preparate la temperaturi reduse (HMA_LT), în cazul tuturor mixturilor asfaltice preparate cu aditivi, este sesizabilă o descreștere a valorii modului de rigiditate pe măsura reducerii temperaturilor de preparare și compactare. Această constatare a micșorării modului de rigiditate odată cu temperatura, a fost raportată și de alți cercetători [44,120,121].

Creșterea modului de rigiditate a mixturilor cu aditivi (WMA) în comparație cu cea betonului asfaltic preparat la temperatură scăzută (HMA_LT) este atribuită aditivilor folosiți. Acest lucru este în concordanță cu fișele tehnice ale produșilor folosiți care evidențiază că lucrabilitatea mixturilor asfaltice cu astfel de aditivi se va îmbunătăți substanțial, chiar și în condițiile preparării la temperaturi cu cca 40 °C mai reduse.

De asemenea, se poate identifica o bună corelație între valorile densității aparente care cresc în situația folosirii aditivilor și valorile modului de rigiditate.

Poate singura neconcordanță vizibilă este în cazul folosirii zeolitului, care a condus la obținerea unor epruvete cu densitate aparentă mare, dar valorile modulului de rigiditate nu au crescut peste valorile obținute pentru betonului asfaltic la cald (HMA).

Se remarcă faptul că cele mai ridicate valori ale modulului de rigiditate au fost obținute în situația folosirii aditivilor de tip ceară, în special în cazul folosirii unui dozaj relativ ridicat de ceară clasică – WMA_3%W1. Acest lucru este în concordanță cu rezultatele analizelor pe bitum (capitolul 3), care atestă o durificare a bitumului prin adaosul de ceară clasică. Modificarea caracteristicilor bitumului, mai accentuată în situația cerii clasice (W1), decât a celei moi (W2), respectiv mai radicală cu cât dozajul de ceară este mai ridicat, este în concordanță cu valorile modulului de rigiditate obținute. De asemenea, în cazul WMA care conține ceară sintetică, s-a observat o tendință similară pentru indicele de penetrație a bitumului amestecat cu aditivi organici, ceea ce arată că atât bitumul cât și mixtura asfaltică au devenit mai rigide odată cu adăugarea de ceară.

Comparând rezultatele obținute pentru mixturile preparate cu cele două tipuri de ceară, la dozaj constant de 1,5 % (WMA_1,5%W1 și WMA_1,5%W2), s-a constatat că valorile determinate pentru modulul de rigiditate pentru dozajul cu ceară moale (W2) sunt inferioare valorilor obținute pentru dozajul cu ceară mai dură. Aceasta tendință este, în concordanță cu încercările efectuate pe bitumuri cu aditivi, care au evidențiat o durificare mai accentuată a bitumului cu ceară clasică W1, în raport cu bitumul cu ceară mai moale W2, pentru un dozaj constant de aditiv.

Mixturile asfaltice călduțe cu aditiv chimic (C), respectiv zeolit sintetic (Z) prezintă valorile cele mai apropiate de cele obținute în cazul mixturii asfaltice la cald.

În cazul mixturii asfaltice călduțe cu aditiv chimic (WMA_0,5%C) se remarcă cea mai redusă variație a valorilor obținute pentru modulul de rigiditate în raport cu temperaturile de preparare și compactare. Acest lucru poate indica posibilitatea folosirii aditivului chimic într-un ecart de temperaturi (preparare și compactare) mult mai larg, decât cel utilizabil pentru ceară. Aproximativ aceeași concluzie poate fi formulată și pentru mixtura asfaltică călduță cu zeolit sintetic (WMA_0,3%Z), cu observația că valorile obținute pentru modulul de rigiditate sunt cele mai mici dintre aditivii studiați, dar comparabile cu cele ale betonului asfaltic preparat la cald (HMA). De asemenea, în cazul acestui aditiv rămâne de verificat perioada de timp se păstrează lucrabilitatea amestecului ca efect al spumării bitumului după preparare, pentru a se beneficia de o lucrabilitate corespunzătoare și la compactare, nu doar la preparare, de exemplu în situația unor distanțe de transport relativ mari.

Pentru toate soluțiile de mixturi asfaltice călduțe adoptate, a rezultat că valoarea minimă a modulului, prevăzută de normele tehnice românești pentru betoane asfaltice produse la cald, este depășită semnificativ, ceea ce conduce la concluzia că mixturile asfaltice îndeplinesc condițiile minimale ale valorii modulului de rigiditate utilizării pe scară industrială.

Pentru a studia efectul unei compactări energice a epruvetelor cu presa giratorie asupra valorii modulului de rigiditate, au fost repetate determinările, pe aceleași amestecuri și în aceleași condiții de temperaturi, dar cu epruvete compactate la 205 rotații, această valoare fiind numărul maxim de rotații adoptat în metodologia Superpave pentru un trafic foarte greu, excepțional. Rezultatele obținute sunt prezentate sintetic în Figura 3.20. Linia orizontală neagră reprezintă valoarea minimă a modulului de rigiditate impusă de standardul românesc, iar linia orizontală mov reprezintă valoarea modulului de rigiditate obținut pentru mixtura asfaltică la cald.

Prin compararea rezultatelor obținute la 80 și 205 rotații, cu luarea în considerare și a variației densităților aparente dintre cele două energii de compactare, se constată că prin creșterea numărului de rotații nu se obține o îmbunătățire

semnificativă a valorii modulului de rigiditate. Acest lucru este mai sesizabil în cazul mixturilor asfaltice cu aditivi și poate fi pus pe seama lucrabilității ridicate a amestecurilor, adică îndesarea corespunzătoare pentru un volum de goluri recomandabil de 3...5 % se obține la un număr relativ redus de girații.

Rezultatele obținute demonstrează și valori mai mici ale modulului de rigiditate, mai ales în situația preparării betonului asfaltic la temperatura de 140 °C.

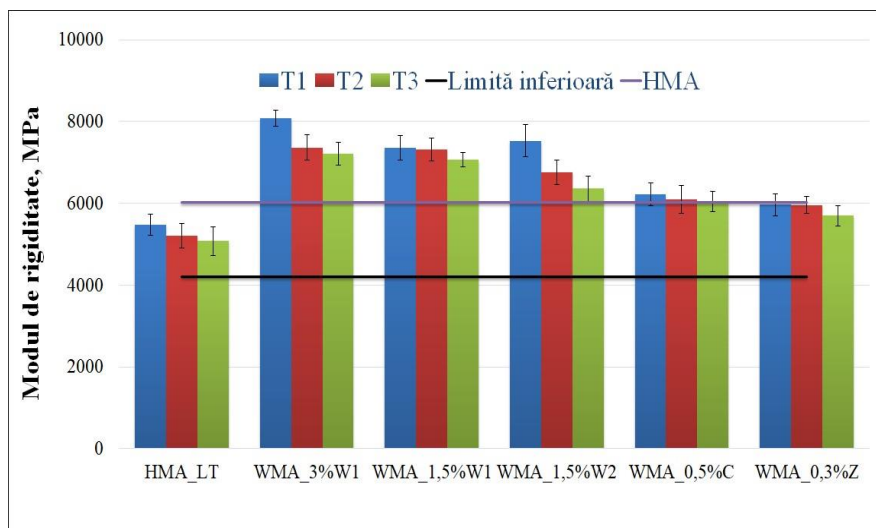


Figura 3.20 – Rezultatele modulului de rigiditate la 205 girații (lungimea barei de eroare este egală cu o abatere standard)

Tendința generală a rezultatelor obținute pentru o compactare la 205 girații este aceeași ca și pentru 80 girații, cu o ușoară creștere a valorilor obținute pentru modulul de rigiditate, pentru majoritatea condițiilor considerate și aditivilor folosiți.

Influența diferiților aditivi asupra modulului de rigiditate al WMA a fost studiată de un număr important de cercetători. Un studiu arată că la o temperatură de amestecare de 120 °C modulul de rigiditate pentru WMA, analizate în mixturi diferite cu șase aditivi, prezintă valori mai mari decât WMA [120]. Un alt studiu axat pe WMA cu ceară sintetică raportează, de asemenea, o creștere a modulilor de rigiditate pentru WMA cu ceară comparativ cu HMA [122].

Pentru a evalua semnificația diferențelor dintre rezultate la diferite temperaturi, a fost utilizat testul statistic pe câte două eșantioane. Au fost considerate în calcul aceleași condiții, ca în secțiunea 3.3.3.2. Valorile p calculate pentru testul statistic sunt date în Tabel 3.14.

Tabel 3.14 – Valorile p din testul statistic comparând rezultatele modulului de rigiditate

Distribuții comparate	Valori p
	Modul de rigiditate
T1 - T2	0,5652
T1 - T3	0,3447
T2 - T3	0,6739

În toate cazurile luate în considerare, s-a ajuns la concluzia că diferențele dintre rezultatele obținute la temperaturile de amestecare și compactare de 140 -

120 °C, 120 - 120 °C, respectiv 120 - 100 °C, erau nesemnificativ diferite unele de altele.

În concluzie, determinarea modului de rigiditate pentru mixturi asfaltice cu aditivi pentru micșorarea temperaturii de preparare și punere în operă este indicat să se efectueze pe epruvete preparate la același număr de rotații ca și pentru mixturile asfaltice la cald, sau chiar la un număr mai redus de rotații spre exemplu se pot aplica 75 rotații, identic cu numărul de rotații pentru proiectare, conform Superpave pentru un trafic mediu.

3.3.3.4. Rezistența la deformații permanente (fluaș dinamic)

Încercarea oferă informații privind modul de comportare la deformații permanente, în condiții standard de încercare, a diferitelor tipuri de mixturi asfaltice. În principiu, cu cât frecările interioare din mixtura asfaltică analizată sunt mai mari, cu atât caracteristicile obținute sunt mai bune. Este de precizat că nu există posibilitatea corelării rezultatelor obținute prin încercarea la compresiune ciclică triaxială cu adâncimea făgașelor care pot apărea într-un anumit strat bituminos, în anumite condiții de solicitare de temperatură, frecvență, mărimea solicitării etc.

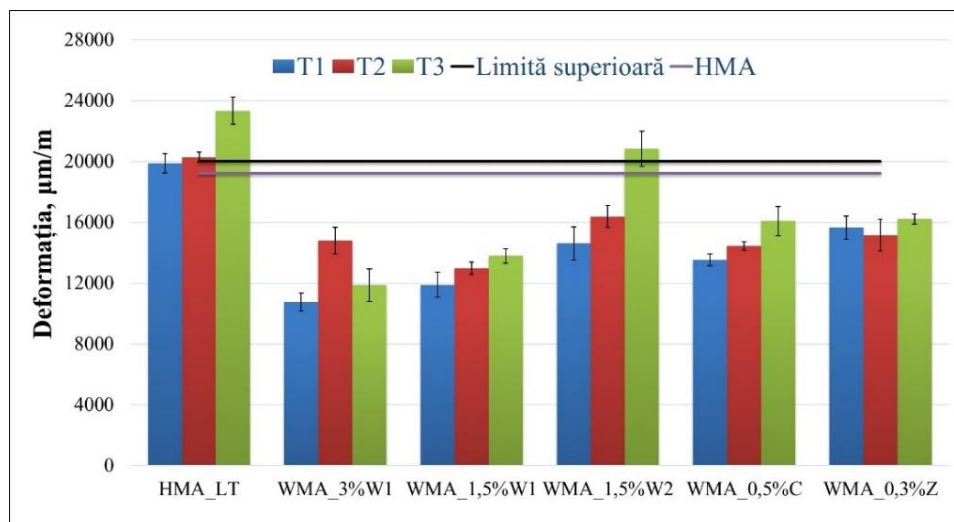
Practic, încercarea permite clasificarea diferitelor tipuri de mixturi asfaltice sau verificarea acceptabilității unei mixturi asfaltice, dar nu permite o prognoză cantitativă a făgașelor pe teren.

În Figura 3.21, sunt prezentate rezultatele testului la compresiune ciclică triaxială, pentru 80 rotații, pe probe cilindrice cu diametrul de 100 mm și anume: deformația la 50 °C, 300 kPa și 10 000 impulsuri, respectiv viteza de fluaș pentru aceeași parametri de încercare. Figura 3.22 prezintă rezultatele obținute pe probe compactate la 205 rotații. În aceste figuri linia orizontală neagră reprezintă valoarea maximă acceptată de normativul românesc pentru deformație, respectiv viteza de fluaș. Linia orizontală mov reprezintă valorile deformației, respectiv ale vitezei de fluaș pentru mixtura asfaltică la cald (HMA).

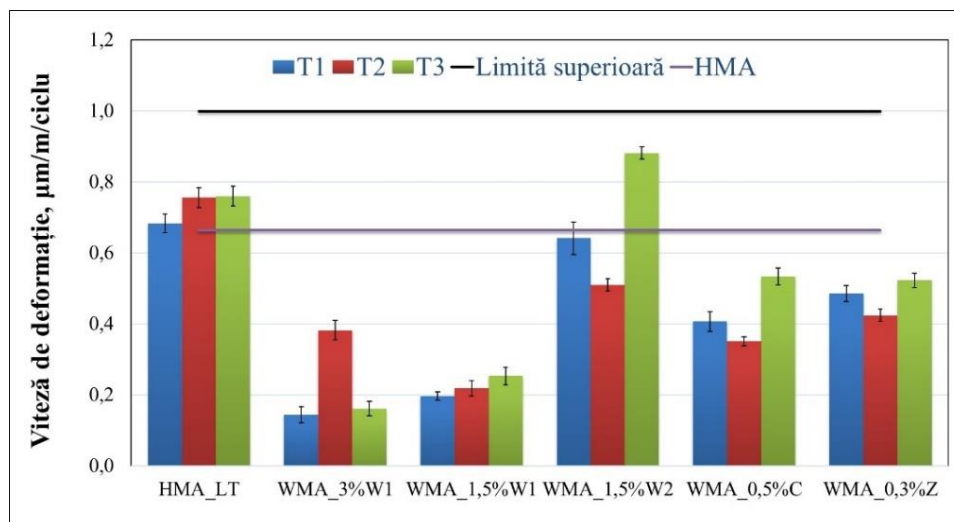
Comparând rezultatele obținute pentru cele două energii de compactare diferite se constată următoarele:

- pentru betonul asfaltic preparat la cald (HMA) creșterea energiei de compactare de la 80 la 205 rotații conduce la îmbunătățirea radicală a celor două caracteristici determinate. Practic deformația care era aproape de limita admisă pentru 80 rotații (19 221 $\mu\text{m}/\text{m}$) a ajuns la 10 313 $\mu\text{m}/\text{m}$ la 205 rotații, în timp ce viteza de deformație a scăzut de la 0,663 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{ciclu}$, la 0,208 $\mu\text{m}/\text{m}/\text{ciclu}$;
- pentru betonul asfaltic fără aditivi preparat și compactat la temperaturi mai reduse (HMA_LT) se constată, de asemenea, o îmbunătățire semnificativă a caracteristicilor de fluaș prin creșterea energiei de compactare. Practic pentru 205 rotații se ajunge la valori foarte apropiate de cele obținute pentru HMA;
- în schimb, pentru betonul asfaltic preparat cu aditivi, nu se poate determina o tendință foarte clară, în afara celei care arată o comportare oarecum mai bună pentru probele compactate la 205 rotații, față de 80 rotații, fără a fi sesizate diferențe foarte mari similare mixturilor asfaltice preparate la cald. Acest lucru poate demonstra din nou că lucrabilitatea ridicată a acestor mixturi asfaltice, indiferent de aditivul folosit, conduce la obținerea unei compactări foarte bune până la 80 rotații, valoare peste care influența suplimentării energiei de compactare nu influențează semnificativ rezultatele obținute. O parte din rezultatele obținute prezintă valori mai bune la 80 rotații,

cea ce poate fi analizat în concordanță cu concluziile înregistrate în cazul rigidității, prin care creșterea energiei de compactare peste 83 girații conduce la un "punct de blocare".



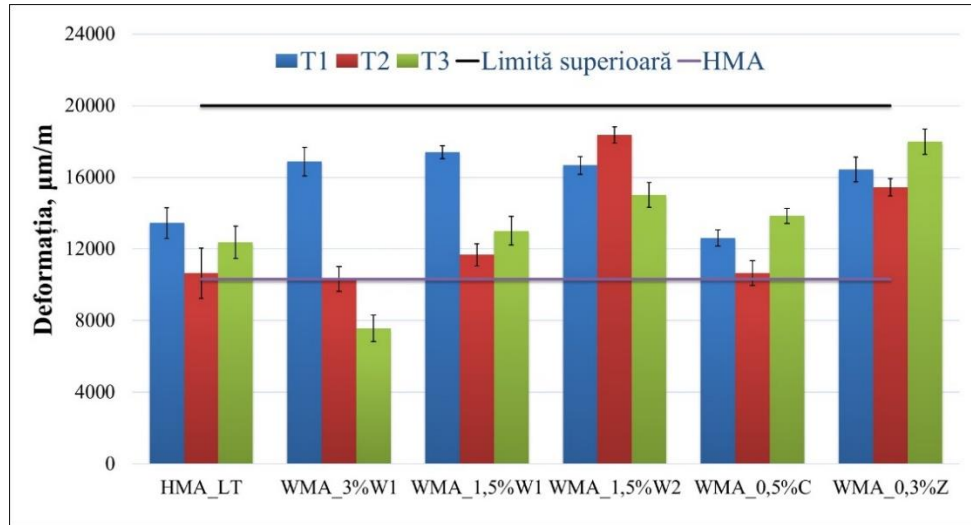
a)



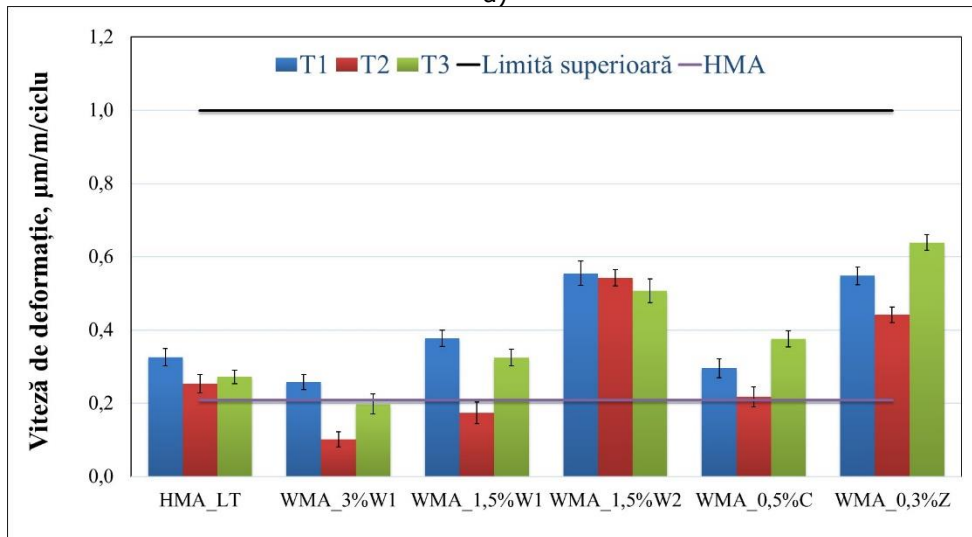
b)

Figura 3.21 – Rezultatele pentru fluajul dinamic la 80 girații: a) deformația; b) viteza de deformație (lungimea barei de eroare este egală cu o abatere standard)

Pe de altă parte, se evidențiază o variabilitate foarte mare între tendințele observate de la o mixtură asfaltică caldă la alta. Nu este respectată o anumită tendință crescătoare sau descrescătoare cu temperaturile folosite, iar creșterea valorilor deformației și a vitezei de fluaj poate sugera o rezistență la deformații permanente mai scăzută a acestor tipuri de mixturi, fără depășirea valorilor limită, în marea majoritate a cazurilor.



a)



b)

Figura 3.22 – Rezultatele pentru fluajul dinamic la 205 rotații: a) deformația; b) viteza de deformație (lungimea barei de eroare este egală cu o abatere standard)

Fluajul dinamic prezintă o creștere nejustificată a deformației la mixtura asfaltică cu 3 % și 1,5 % ceară W1 la 140 – 120 °C și 205 rotații, oarecum în neconcordanță cu rigiditatea obținută la mixturile asfaltice cu ceară pentru valorile obținute la 80 rotații. De asemenea, valorile obținute cu ceară W2 sunt mai mari, pentru ambele energii de compactare, în comparație cu cele obținute cu aditiv chimic și zeolit, mai ales pentru o energie de compactare de 205 rotații.

Analizând global rezultatele obținute, se constată că cea mai bună comportare la fluaj o au mixturile asfaltice preparate cu aditiv chimic și zeolit, iar dintre variantele de temperaturi folosite cele mai bune rezultate au fost obținute pentru probele

preparate și compactate la 120 °C.

Un test statistic t cu două eșantioane a fost efectuat între rezultatele obținute la 205 girații, pentru toate temperaturile de preparare - compactare, în vederea determinării diferențelor semnificative. Tabel 3.15 prezintă rezultatele testului statistic. Au fost aplicate aceleași condiții, ca în secțiunea 3.3.3.2.

Deoarece toate valorile p sunt mai mari de 0,05 înseamnă că diferența dintre cele două distribuții este statistic ne semnificativă.

Tabel 3.15 – Valorile p din testul statistic comparând rezultatele fluajului dinamic

Distribuții comparate	Valori p	
	Deformația	Viteza de deformație
T1 - T2	0,1226	0,2565
T1 - T3	0,2002	0,9325
T2 - T3	0,8236	0,3318

Prin cercetări viitoare se propune identificarea cauzelor variabilității rezultatelor obținute, și care nu prezintă o variație proporțională a caracteristicilor în raport cu temperaturile de preparare și cu energia de compactare.

Printr-o analiză globală a rezultatelor obținute la fluaj dinamic pentru betonul asfaltic preparat cu aditivi rămâne de studiat în continuare dacă acest tip de mixturi asfaltice se poate folosi cu succes în cazul unor drumuri cu trafic intens și greu sau doar în condițiile unui trafic redus și mediu.

3.3.3.5. Sensibilitatea la apă

Pentru determinarea sensibilității la apă s-a considerat suficientă testarea unei singure combinații de temperaturi, și anume prepararea și compactarea la 120 °C, aceasta fiind varianta medie dintre analizele considerate.

Conform metodologiei descrise sintetic la pct. 3.3.2.6, în Figura 3.23 sunt prezentate valorile raportului rezistențelor la tracțiune indirectă ITSR care indică sensibilitatea la umiditate a probelor de mixtură asfaltică. În această figură linia orizontală neagra reprezintă limita minimă impusă de normativul românesc pentru ca mixtura asfaltică să fie considerată acceptabilă.

Se evidențiază faptul că toate valorile raportului rezistențelor la tracțiune indirectă ITSR sunt foarte apropiate, dar valorile pentru mixturile asfaltice călduțe sunt ușor superioare mixturii asfaltice la cald, considerate de referință. Acest comportament ar putea fi atribuit aditivilor utilizați, care au crescut lucrabilitatea și au influențat compactarea la temperaturi mai scăzute, rezultând astfel o sensibilitate la apă extrem de redusă. De asemenea, adezivitatea foarte bună a liantului la agregatele folosite, demonstrată în capitolul 2, poate avea un rol important în atingerea rezultatelor respective. Rezultate similare, cu valori ITSR comparabile sau ușor îmbunătățite pentru WMA, în raport cu HMA, au fost raportate de alte studii [40,120].

Valorile foarte apropiate pentru sensibilitatea la apă, toate peste 95 %, sugerează că din punct de vedere al sensibilității la umiditate, betonul asfaltic la cald proiectat (BA 16) ar putea fi înlocuit cu succes cu oricare din variantele cu aditivi pentru reducerea temperaturii de preparare și punere în operă.

De asemenea, luând în considerare faptul că respectarea condițiilor de încercare standardizate este esențială pentru obținerea unor rezultate comparabile între laboratoare, cercetători etc. s-a urmărit investigarea impactului pe care îl are

3.3. Încercări de laborator pe mixturile asfaltice 151

modificarea temperaturii de condiționare și încercare asupra rezultatelor obținute. În acest sens, au fost efectuate determinări de sensibilitate la apă, la temperaturi diferite cu doar 2 °C, încadrate în intervalul de temperaturi standardizat pentru încercare. Rezultatele obținute sunt redată în tabelul 3.16.

Tabel 3.16 – Rezultatele sensibilității la apă la diferite temperaturi

Nr. crt.	Dozaj	Temperatura de încercare, °C	Volum epruvete, cm ³	Aria de încercare, cm ²	Forța de rupere, kN	ITSR, %
1	HMA	23	382...387	82,8...83,6	8,28...8,36	92
			383...384	82,8...83,8	8,03...8,56	
		25	385...388	83,7...85,4	6,56...7,48	91
			385...387	83,2...85,2	6,97...7,89	
2	WMA_0,5%C	23	383...388	80,5...82,9	7,54...8,72	98
			385...390	82,5...83,0	8,54...8,68	
		25	384...385	81,1...82,8	6,84...7,47	94
			381...383	81,1...82,7	7,32...8,07	
3	WMA_0,3%Z	23	385...390	81,5...93,3	7,72...9,16	96
			384...392	81,8...83,2	8,21...9,10	
		25	387...396	82,6...84,2	6,86...7,52	97
			386...390	81,9...83,4	7,00...7,70	
4	WMA_1,5% W1	23	383...388	81,1...82,7	7,99...8,88	95
			383...387	82,2...83,5	8,69...9,31	
		25	386...391	83,0...8,6	7,64...7,76	95
			385...386	81,9...83,1	7,69...8,19	
5	WMA_3,0% W1	23	384...385	81,6...84,4	8,18...8,74	94
			384...387	82,9...83,3	8,32...8,90	
		25	383...384	81,5...83,2 2	6,95...7,79	92
			385...390	81,9...83,8	7,75...8,58	
6	WMA_1,5% W2	23	382...385	80,5...81,7	7,85...8,66	96
			382...385	80,9...81,7	8,05...8,93	
		25	382...388	80,9...81,7	6,87...7,92	97
			383...389	81,3...81,5	7,10...8,15	

În concordanță cu observația efectuată la rigiditate se constată că variația temperaturii de încercare cu doar câteva grade Celsius poate influența semnificativ caracteristicile mecanice obținute.

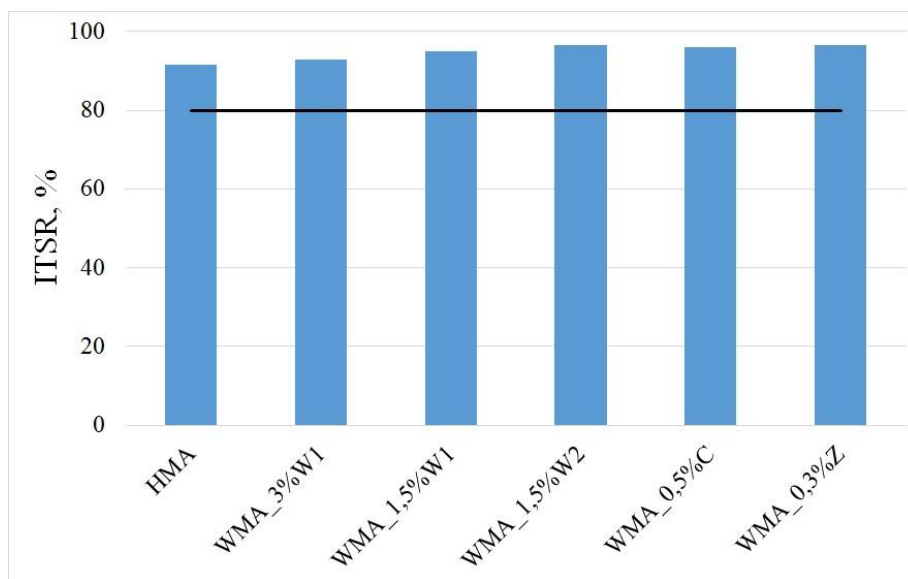


Figura 3.23 – Rezultatele sensibilității la apă

În situația stabilității la apă, s-a demonstrat că rezultatele finale obținute sunt practic neinfluențate de temperatura la care se conservă epruvetele în limitele intervalului standardizat, dar dacă se analizează valoarea forței de rupere se constată că modificarea temperaturii de încercare cu 2 °C conduce la o micșorare a forței de rupere cu până la cca 12 %.

3.3.3.6. Rezistența la deformații permanente la 60 °C (ornieraj)

Rezultatele încercărilor efectuate în laborator cu aparatul Hamburg Wheel Tracker, pentru determinarea adâncimii făgașelor, pentru mixturile asfaltice, sunt prezentate sintetic acest subcapitol. Rezistența mixturii asfaltice la formarea de deformații plastice (făgașe) s-a analizat prin determinarea vitezei de deformație la ornieraj și adâncimii medii a făgașului la suprafața probei, după 10 000 treceri ale roții aparatului, la temperatura de 60 °C.

O mixtură asfaltică care prezintă o adâncime mai mare a făgașului este considerată ca având o rezistență redusă la formarea de deformații plastice, în timp ce pe o adâncime redusă a făgașului atestă o comportare corespunzătoare. În cadrul cercetării, s-a adoptat ca limită superioară pentru adâncimea făgașului valoarea de 2,8 mm, reprezentând 7 % din grosimea probei paralelipipedice de cca 40 mm. Această limită superioară este materializată prin linia orizontală din Figura 3.24. Grosimea de 40 mm a fost aleasă pe considerentul că betonul asfaltic BA16 va fi pus în operă cu o grosime de 4 cm. În ceea ce privește limita superioară pentru viteza de deformație la ornieraj a fost adoptată valoarea de 0,5 mm/1 000 cicluri, caracteristică drumurilor de clasă tehnică III...V. Această limită superioară este materializată prin linia orizontală din Figura 3.25.

Adâncimea procentuală a făgașului se poate determina cu relația 3.21, iar viteza de deformație se calculează cu relația 3.22. Rezultatul final îl reprezintă media rezultatelor obținute pe fiecare probă.

$$PRD_{AIR} = \frac{d_f - d_0}{h} \times 100 \quad [\%] \quad (3.21)$$

în care: PRD_{AIR} este adâncimea procentuală a făgașului la 10 000 cicluri, în %;
 d_f – adâncimea făgașului la finalul încercării, în mm;
 d_0 – adâncimea inițială a făgașului, în mm;
 h – grosimea probei de încercat, în mm.

$$WTS_{AIR} = \frac{d_{10\ 000} - d_{5\ 000}}{5} \quad [\text{mm}/1\ 000\ \text{cicluri}] \quad (3.22)$$

în care: WTS_{AIR} este viteza de deformație la ornieraj, în mm/1 000 cicluri;
 $d_{10\ 000}$ – adâncimea făgașului după 10 000 cicluri, în mm;
 $d_{5\ 000}$ – adâncimea făgașului după 5 000 cicluri, în mm.

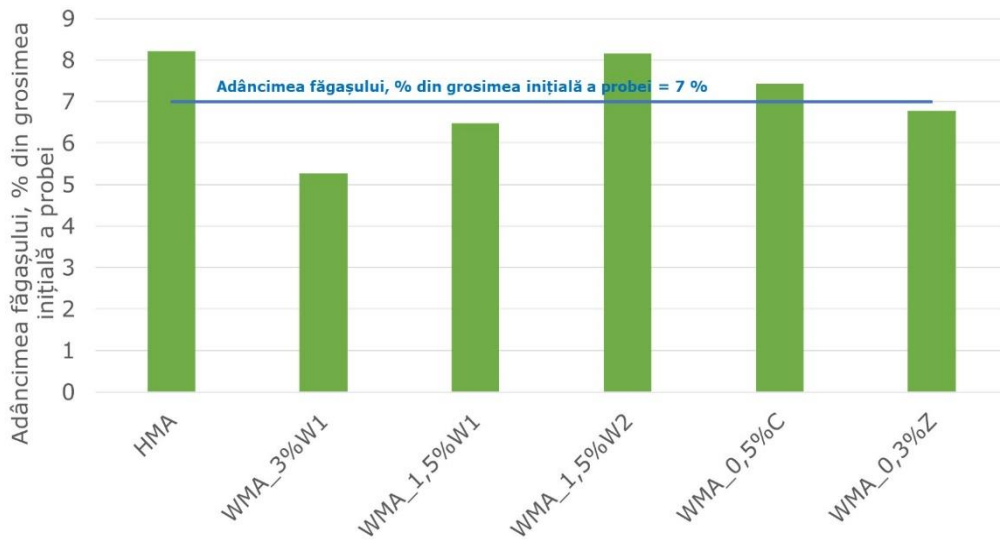


Figura 3.24 – Adâncimea procentuală a făgașului

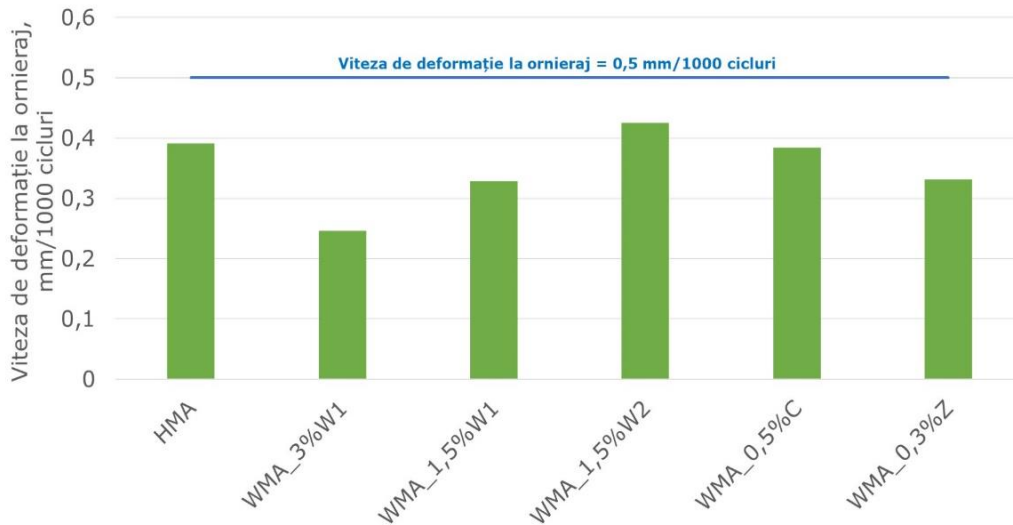


Figura 3.25 – Viteza de deformație la ornieraj

Din analiza rezultatelor obținute, se constată că adâncimea medie a făgașelor obținute în laborator se situează spre limita superioară admisă de normele tehnice românești sau chiar depășind această valoare. Se poate contura concluzia că un astfel de beton asfaltic (fără fibre, fără bitum modificat, cu un conținut de bitum care poate fi încă diminuat etc.) este susceptibil la deformații plastice, mai ales în situația exploatarei în condiții dificile, caracteristice suprafețelor expuse la soare, relief de șes, trafic intens și greu etc.

În ceea ce privește viteza de deformație la ornieraj, se constată că aceasta se încadrează în limita impusă de normativ pentru toate dozajele studiate. Se poate formula concluzia că susceptibilitatea la deformare a unui astfel de beton asfaltic este mai accentuată în prima perioadă a exploatarei (aici primele 5 000 cicluri), după care panta curbei de deformare se aplatizează. Această concluzie poate fi legată și de observații efectuate pe anumite straturi bituminoase noi în care se formează făgașe în primii ani de exploatare, cu o evoluție ulterioară mai lentă.

Referitor la producerea de mixturi asfaltice la temperaturi mai reduse cu ajutorul diversilor aditivi, se constată că nu sunt diferențe fundamentale între rezultatele obținute pentru mixtura asfaltică produsă la cald (HMA) și cele cinci dozaje de betoane asfaltice preparate la temperaturi mai reduse cu aditivi. Prin urmare, și această determinare confirmă faptul că mixturile asfaltice la temperaturi reduse au rezultate similare cu ale mixturilor asfaltice clasice.

Totuși, se remarcă faptul că cele mai mici deformații plastice se obțin pentru dozajele produse cu ceară clasică (WMA_3%W1 și WMA_1.5%W1), în concordanță cu rezultatele descrise anterior pe bitumuri cu aditivi și prin determinarea caracteristicilor mecanice pe mixturi asfaltice. Susceptibilitatea mai redusă la deformații plastice a acestor dozaje este rezultatul durificării bitumului prin adaosul de ceară clasică (aspect favorabil din acest considerent), deși nu a fost determinată susceptibilitatea la fisurare a acestorași mixturi asfaltice la temperaturi reduse.

De altfel, posibilitatea îmbunătățirii susceptibilității la deformații plastice a unei mixturi asfaltice este legată în special de acțiuni asupra bitumului cum sunt reducerea dozajului, folosirea unui bitum cu consistență mai mare, folosirea unui bitum modificat și apoi prin intervenții asupra scheletului mineral de exemplu prin modificarea granulozității cu creșterea granulelor grosiere și concasate, granulozitate discontinuă, modificarea sau schimbarea fracțiunii de nisip, introducerea de fibre etc. Un conținut corect de mastic bituminos este favorabil comportării la deformații plastice, dacă nu întrerupe legăturile dintre granulele grosiere și nu le face să lunece unele față de altele. Practic, rezultă concluzia că și un volum de goluri de câteva procente conduce la o comportare la deformații plastice corespunzătoare, cu condiția ca volumul respectiv de goluri să nu fie rezultatul unei subcompactări.

3.4. Utilizarea imaginilor termice în monitorizarea straturilor bituminoase

Importanța stăpânirii temperaturilor la care se face punerea în operă și compactarea straturilor bituminoase este abordată de o multitudine de cercetări din domeniu, dar tratarea posibilităților de control al acestora pe întreaga suprafață de lucru este mai puțin abordată. Verificarea temperaturilor prin metodele clasice, de regulă măsurători punctiforme cu termometru manual sau pe direcția termometrului atașat grindei răspânditorului-finisor poate contura o imagine asupra temperaturilor de lucru, dar nu poate demonstra cu certitudine că întreaga suprafață a stratului se află la aceeași temperatură [123].

O nouă metodă de monitorizare a straturilor bituminoase în timpul punerii în operă, pe un sector experimental de drum rezidă în utilizarea unui UAV (UAV – Unmanned Aerial Vehicle), dotat cu două camere de preluat imagini pentru domeniul vizibil și pentru domeniul infraroșu. În urma analizei calitative a imaginilor termice se obțin informații legate de locul unde se află anomalii în ceea ce privește uniformitatea de temperatură, pe suprafața stratului bituminos proaspăt așternut [123].

În continuare, se prezintă o nouă abordare privind măsurarea temperaturii stratului bituminos la punerea în operă, procedeu care oferă informații privind temperatura stratului pe întreaga suprafață a acestuia, cu posibilitatea identificării suprafețelor pe care temperatura este neconformă și eventual a șarjelor de mixtură asfaltică care prezintă neconformități de temperatură.

Procedeu a fost studiat și pus la punct în cadrul unui grant ARUT (competiție internă a Universității Politehnica Timișoara) de către un colectiv mixt care implică cercetători din geodezie și drumuri formată din cadre didactice și doctoranzi, din care doctoranda a făcut parte.

S-a pornit de la necesitatea evaluării cât mai exacte a temperaturii într-un strat bituminos în timpul execuției pentru așternere și compactare, în scopul atingerii caracteristici de compactare adecvate. De asemenea, au fost verificate temperaturile maxime sau minime la care lucrează stratul în exploatare, pentru a putea evalua comportarea stratului la temperaturi extreme, în condițiile unui trafic cunoscut.

În acest sens, a fost utilizat un vehicul aerian fără pilot (dronă) - UAV - dotat cu cameră termică pentru testarea funcționării acesteia (Figura 3.26).

Metoda de monitorizare a temperaturii straturilor bituminoase în timpul punerii în operă a fost experimentată pe un sector în lucru de drum (Figura 3.27 sectorul fotografiat), cu ajutorul acestui UAV, dotat cu două camere de preluat imagini pentru domeniul vizibil și pentru domeniul infraroșu. Practic, vehiculul aerian poate fi folosit inclusiv pentru evidențierea defecțiunilor de la nivelul îmbrăcămintei rutiere, cu posibilitatea interpretării lor cantitative. Cercetare este în curs de desfășurare.

Măsurarea temperaturii stratului bituminos cu camera termică de pe vehiculul aerian fără pilot este evidențiată în Figura 3.28. Zborul dronei s-a efectuat la o înălțime relativ mică. Se poate urmări temperatura stratului bituminos cald așternut în spatele răspânditorului-finisor, utilajul de răspândire și asfaltul cald din buncărul acestuia.



Figura 3.26 – Cameră termică montată la bordul unui vehicul aerian fără pilot

Interpretarea calitativă a imaginilor termice obținute conduce la obținerea temperaturii stratului bituminos, cu posibilitatea identificării unor anomalii în ceea ce privește uniformitatea de temperatură, pe suprafața stratului bituminos proaspăt așternut [123].

Sectorul de drum considerat se află situat în județul Timiș, iar temperaturile obținute în urma interpretării măsurătorilor efectuate au fost următoarele: maxime și minime măsurate la momentul așternerii covorului asfaltic $T_{\max} = 150,2 \text{ }^{\circ}\text{C}$, $T_{\min} = 136,1 \text{ }^{\circ}\text{C}$, la momentul compactării $T_{\max} = 130,9 \text{ }^{\circ}\text{C}$, $T_{\min} = 112,2 \text{ }^{\circ}\text{C}$ și pe întreg tronsonul de lucru al compactatorului $T_{\max} = 150,2 \text{ }^{\circ}\text{C}$, $T_{\min} = 135,8 \text{ }^{\circ}\text{C}$ [123].

Diferențele de temperatură (dintre temperatura măsurată cu camera termică montată pe dronă ($150,2 \text{ }^{\circ}\text{C}$) și temperatura mixturii asfaltice din stratul abia pus în operă ($155 \text{ }^{\circ}\text{C}$) măsurată cu termometrul finisorului) pot fi justificate prin răcirea materialului odată cu așternerea lui într-un strat de grosime relativ redusă, datorate contactului pe suprafețe mari atât cu suportul rece, cât și cu aerul. Se poate estima că această pierdere de temperatură va fi cu atât mai agresivă cu cât temperatura mediului la care se face lucrarea va fi mai redusă.

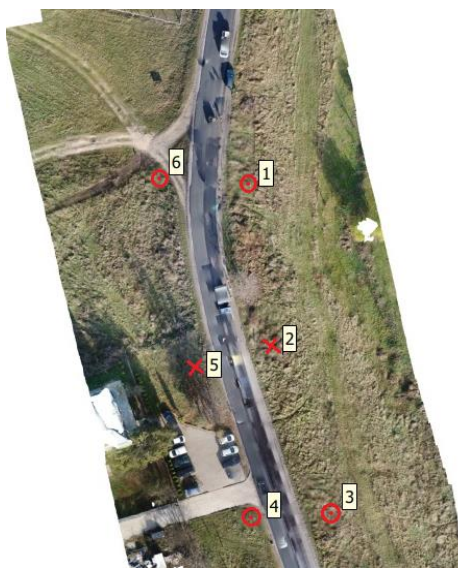


Figura 3.27 – Sectorul studiat

Utilizarea camerei termice la monitorizarea stratului bituminos, comparativ cu procedeul de verificare punctuală folosind termometrul manual sau termometrul atașat grindei finisoare, are avantajul obținerii informațiilor de temperatură pe întreaga suprafață a stratului pus în operă și la diferite intervale de timp, pe durata compactării (inclusiv la finalizarea acesteia) [123].

Rezultatele unei astfel de analize calitative a imaginilor termice permite în plus identificarea, în timp real, a eventualelor neuniformități de temperatură apărute în mixtura asfaltică pusă în operă. Prin colaborarea dintre echipa de așternere cu cea din fabrica de mixturi asfaltice aceste deficiențe pot fi corectate în timp scurt, fără a se ajunge la punerea în operă de mixtură asfaltică necorespunzătoare pe durata unei întregi zile de lucru, sau chiar mai mult.

De asemenea, utilizarea unei astfel de metode conduce la eliminarea subiectivismului și a erorilor care apar în situația măsurării temperaturii la așternere

și compactare cu termometrul de măsurare locală, influențată de multe ori de operator, respectiv a întocmirii fișelor manuale cu temperaturi în timpul punerii în operă. Metoda propusă, ușoară și rapidă, permite certificarea temperaturilor la care stratul bituminos a fost realizat, imaginile obținute rămânând ca documente de șantier pe întreaga durată de exploatare a stratului bituminos și putând fi verificate oricând pentru a se corela comportarea în exploatare cu tehnologia de punere în operă [123].

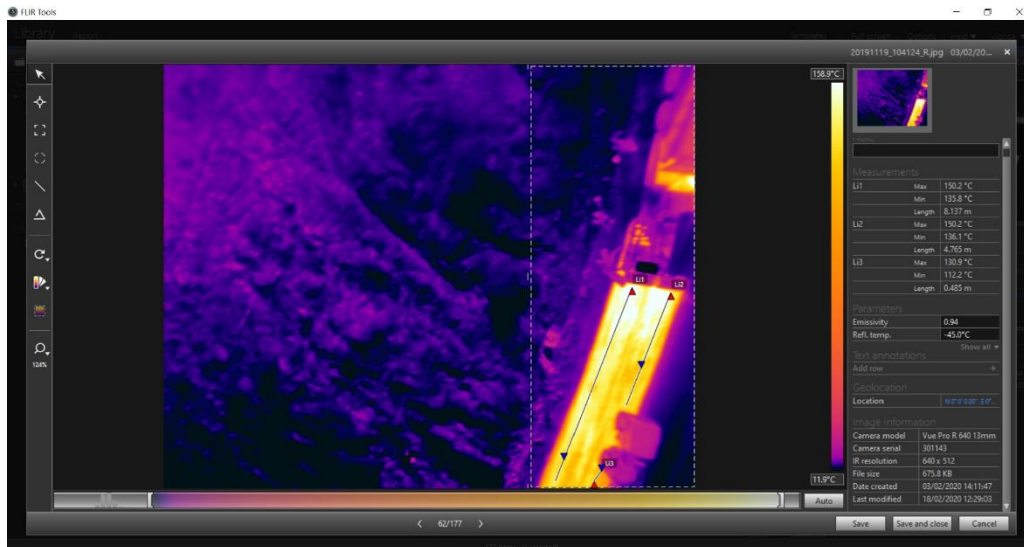


Figura 3.28 – Temperaturi măsurate pe lungimea benzii așternute [123]

În plus, metoda se poate aplica pentru temperaturi de punere în operă a amestecurilor asfaltice mai mari decât cea a suportului, deci constituie o soluție viabilă pentru verificarea temperaturilor de lucru și în cazul amestecurilor asfaltice calde.

O altă utilizare a camerei termice montate pe un vehicul aerian fără pilot este monitorizarea diferitelor tipuri de defecțiuni apărute la nivelul suprafeței de rulare. În acest sens ea ajută la calculul cu exactitate a lungimii fisurilor, suprafeței gropilor etc., precum și a lungimii fâșșurilor longitudinale prin intermediul unui software specific de procesare a degradărilor [124].

3.5. Concluzii parțiale

Mixturile asfaltice produse la temperaturi mai reduse (caldute) sunt cercetate și implementate pe scară tot mai largă în întreaga lume ca urmare a beneficiilor pe care le aduc în conceptul dezvoltării sustenabile a sectorului rutier. Prin dezvoltarea lor sunt obținute avantaje economice ca urmare a reducerii consumului de energie necesară preparării, sociale - prin reducerea noxelor inhalate de muncitori în procesul tehnologic și asupra mediului ambiant prin diminuarea emisiilor de gaze cu efect de seră emansate pe durata preparării amestecurilor asfaltice.

În scopul îmbunătățirii performanțelor acestor tipuri de amestecuri asfaltice și pentru a le aduce la nivelul celor produse la cald sunt utilizate în prezent mai multe tipuri de aditivi (chimici, organici, zeolit), cu o anumită diversitate a tehnologiilor de lucru, cum sunt introducerea aditivului în bitum sau direct la nivelul malaxorului.

În România, utilizarea mixturilor asfaltice călduțe nu a făcut încă obiectul unor cercetări ample, iar aplicarea lor la nivel industrial nu este reglementată. Studiul prezentat propune stabilirea unor posibilități de utilizare a unor mixturi asfaltice călduțe pentru condițiile specifice ale României și identificarea aditivilor care conduc la obținerea performanțelor cele mai ridicate.

Cercetarea vizează materiale de bază utilizate curent în tehnica rutieră românească, în special agregate naturale concasate și bitum de petrol și patru aditivi care pot fi utilizați pentru obținerea mixturilor asfaltice călduțe: ceară, ceară moale, aditiv chimic, zeolit. Dozajele de aditivi folosite sunt cele recomandate de furnizori, și anume: 3 % din masa bitumului pentru ceara clasică, 1,5 % din masa bitumului pentru ceara mai moale, 0,5 % din masa bitumului pentru aditivul chimic, respectiv 0,5 % din masa mixturii pentru zeolitul sintetic.

Studiul a vizat compararea caracteristicilor obținute în laborator pentru mixturi asfaltice călduțe preparate/compactate la diverse temperaturi (140/120, 120/120, 120/100 °C) folosind aditivii și dozajele menționate anterior, cu caracteristicile rezultate pentru același tip de mixtură asfaltică produsă la cald. A fost considerat un dozaj de beton asfaltic pentru stratul de uzură cu dimensiunea maximă a agregatelor de 16 mm, utilizat pe scară largă în tehnica rutieră din România.

Toate mixturile asfaltice călduțe prezintă valori net superioare față de mixtura asfaltică fără aditivi la temperaturi reduse pentru densitatea aparentă și foarte apropiate de valoarea întâlnită în cazul mixturii asfaltice etalon. Este de remarcat faptul că obținerea unui volum de goluri de 3...5 % se realizează pentru un lucru mecanic de compactare mai mic decât în cazul mixturii asfaltice preparată la cald, ceea ce demonstrează o lucrabilitate foarte bună a mixturilor asfaltice cu aditivi pentru reducerea temperaturilor de lucru.

Rezultatele obținute pe epruvete tip Marshall de stabilitate și fluaj au condus la concluzia că aditivii folosiți permit obținerea unor caracteristici, în general, echivalente mixturii asfaltice preparate și compactate la cald, cu o ușoară creștere a indicelui de fluaj peste valoarea obținută pentru HMA, în cazul folosirii aditivilor de tip ceară și a preparării mixturii asfaltice la 140 °C.

În ceea ce privește modulul de rigiditate, au fost obținute valori mai ridicate în cazul mixturilor asfaltice cu aditivi față de valoarea înregistrată pentru mixturile asfaltice la cald, în special dacă au fost folosiți aditivi de tipul ceară. Cele mai ridicate valori s-au înregistrat pentru betonul asfaltic preparat cu 3 % ceară dură și cel preparat cu 1,5 % ceară moale. Excepție de la această regulă face mixtura asfaltică cu zeolit sintetic pentru care modulul de rigiditate este aproximativ egal cu cel obținut pentru mixtura asfaltică la cald. Pe de altă parte, nu sunt sesizate diferențe foarte mari între valorile obținute pentru același tip de aditiv odată cu modificarea temperaturilor de preparare în intervalul 120...140 °C și de compactare în intervalul 100...120 °C, chiar dacă valorile modulilor descresc odată cu scăderea temperaturilor.

Pentru fluajul dinamic rezultatele obținute nu respectă o anumită regulă, acestea fiind destul de eterogene și diferite atât considerând aditivii folosiți, cât și temperaturile utilizate la preparare și compactare. Se remarcă, totuși, o comportare mai bună a betonului asfaltic preparat cu ceară dură (dozaj de 1,5 și 3,0 %), în timp ce betonul asfaltic preparat cu ceară moale (dozaj 1,5 %) prezintă o comportare neconcordanță cu încercările pe bitum și pe mixturi asfaltice. Betoanele asfaltice preparate cu aditiv chimic și zeolit au o comportare asemănătoare, iar valorile obținute sunt intermediare între cele obținute pe dozajele cu ceară clasică, respectiv moale. Trebuie remarcat faptul că toate rezultatele obținute se încadrează în limitele admise de normativul pentru mixturi asfaltice la cald, ceea ce justifică, și pentru acest criteriu faptul că aditivii utilizați permit prepararea unor mixturi asfaltice la

temperaturi mai reduse decât cele obișnuite.

Susceptibilitatea la formarea făgașelor este ridicată în toate situațiile studiate, atât pentru mixtura asfaltică etalon, preparată la cald, cât și pentru betoanele asfaltice cu aditivi. Acest lucru este în concordanță cu încercările efectuate la nivel național și care demonstrează că pragul de 5 % din grosimea epruvetei la 10 000 treceri este greu de obținut chiar și pentru mixturile asfaltice stabilizate.

Sensibilitatea la apă a condus la rezultate extrem de favorabile pentru toate dozajele analizate, ceea ce demonstrează o bună adezivitate a bitumului la agregatele folosite. Rezultatele obținute sunt în concordanță cu determinările de adezivitate efectuate asupra bitumului și agregatelor folosite în cadrul cercetării. Este de remarcat modul în care variază forța de rupere a epruvetelor în raport cu temperatura de încercare. Astfel, păstrând intervalul de temperaturi recomandat, dar variind temperatura de încercare cu 2 °C s-a constatat că forța de rupere a epruvetelor scade, odată cu creșterea temperaturii, cu până la 12 %, rezultatul final obținut pentru stabilitate fiind practic neschimbat. Acest aspect trebuie clarificat și în cadrul altor încercări (de exemplu la rigiditate) deoarece s-a constatat faptul că temperatura ridicată din laborator poate afecta rezultatele, mai ales atunci când se efectuează continuu un număr mare de încercări.

O altă latură a cercetării prezentate în acest capitol se referă evidențierea modului în care densitatea aparentă și caracteristicile dinamice de rigiditate și fluaj sunt afectate de creșterea energiei de compactare a epruvetelor de la 80, la 205 rotații. S-a constatat că, în special pentru mixturile asfaltice cu aditivi, creșterea energiei de compactare de peste 80 rotații nu conduce la o îmbunătățire evidentă a caracteristicilor fizice, cum sunt creșterea densității aparente și reducerea volumului de goluri și nici a celor dinamice. Dimpotrivă, mai ales în cazul fluajului dinamic, caracteristicile obținute pentru 205 rotații și pentru unele temperaturi, sunt mai mari decât cele înregistrate la 80 rotații. Acest lucru demonstrează că mixturile asfaltice cu aditivi beneficiază de o lucrabilitate ridicată care le permite cea mai favorabilă compactare la un lucru mecanic redus, chiar sub 80 rotații.

Pe de altă parte, lucrabilitatea extrem de ridicată care conduce la un volum de goluri redus, poate fi diminuată prin reducerea dozajului de liant, pe baza unor cercetări aprofundate. În acest sens trebuie evitată anrobarea parțială a granulelor și sensibilitatea ridicată la apă. De asemenea, acest procedeu va conduce la o creștere a rigidității și la o comportare mai bună la deformații plastice.

În baza analizelor efectuate se poate aprecia că mixtura asfaltică caldă cu aditiv chimic, preparată la 120 °C oferă cele mai bune rezultate, comportarea fiind apreciată ca fiind foarte bună în cazul tuturor testelor efectuate.

Totalitatea rezultatelor obținute în urma prezentei cercetări conduc la formularea concluziei că în special aditivul chimic poate fi aplicat în condițiile României pentru producerea unor mixturi asfaltice caldă. Pentru toții aditivii folosiți poate fi obținută reducerea temperaturii de preparare și compactare cu cca 40 °C. Astfel, cele mai bune rezultate obținute în laborator au rezultat pentru o temperatură de preparare și compactare de 120 °C.

4. MIXTURI ASFALTICE CU MIXTURĂ ASFALTICĂ RECUPERATĂ

4.1. Noțiuni generale

În anul universitar 2019-2020, beneficiind de o bursă Fulbright câștigată la Universitatea Oregon State (OSU) din Statele Unite ale Americii, am avut prilejul să desfășor studii și cercetări în cadrul Asphalt Materials Performance Laboratory. În continuare vor fi prezentate informații și rezultate, referitoare la tema abordată, obținute în urma anului universitar petrecut la Oregon State University.

Cele mai frecvent utilizate metode de proiectare a mixturilor asfaltice sunt metoda Hveem, metoda Marshall și metoda Superpave (așa cum au fost prezentate în paragraful 3.1). Deoarece cercetările efectuate la Oregon State University au avut la bază metoda Superpave, în continuare se vor prezenta particularitățile acestei abordări și rezultatele practice obținute în laborator pe o mixtură asfaltică caldă cu mixtură asfaltică recuperată (RAP).

Metoda Superpave a fost dezvoltată pentru a include solicitările provenite din trafic și condițiile climatice în procesul de proiectare a mixturii asfaltice. De asemenea, metoda prevede o nouă abordare în ceea ce privește evaluarea bitumului și noi încercări de laborator pentru determinarea performanțelor mixturii asfaltice.

În Oregon, mixturile asfaltice se clasifică în funcție de trafic după patru niveluri de performanță:

- mixtură asfaltică nivel 1 – corespunzătoare utilizării în cazul unui trafic foarte redus și expunere limitată la camioane;
- mixtură asfaltică nivel 2 - pentru situația unei intensități a traficului redusă și cu un volum de camioane redus;
- mixtură asfaltică nivel 3 - pentru utilizare în cazul unui trafic moderat de camioane;
- mixtură asfaltică nivel 4 - aplicabilă pentru situația unui trafic foarte intens și greu [125].

Mixtura asfaltică este identificată prin tipul granulozității, dimensiunea nominală maximă a granulelor și categoria de nivel stabilită pe baza traficului. Bitumul nu este inclus ca parte a denumirii mixturii asfaltice, dar este inclus separat în documentații.

4.1.1. Particularități legate de granulozitatea scheletului mineral

Referitor la granulozitatea scheletului mineral din mixtura asfaltică, se urmărește mai puțin încadrarea acesteia în zone de granulozitate specifice fiecărui tip de mixtură asfaltică în parte așa cum se prevede în normativul românesc [41], ci se țintește atingerea următoarelor deziderate [126–131]:

- „cerințe de consens” referitoare la forma unghiulară a agregatelor grosiere și fine, coeficientul de formă și echivalentul de nisip să fie corespunzătoare scopului urmărit;

- granulozitatea scheletului mineral din mixtura asfaltică se va raporta la o curbă de densitate maximă, numita "0,45 power curve";
- caracteristicile fizico-mecanice ale agregatelor folosite să fie corespunzătoare (abraziunea LA, rezistența agregatelor grosiere la îngheț-dezghet, porozitatea și absorbția de apă) [114].

Forma unghiulară este o descriere a gradului de rugozitate, a neregulilor de suprafață sau a unghiurilor ascuțite ale granulelor de agregat. Volumul de goluri al unui schelet mineral cu granule concasate (unghiulare) se reduce mai greu decât în situația agregatelor de balastieră, deoarece muchiile vii tind să se blocheze unele în altele și să opună o rezistență mai mare la compactare. Pe de altă parte, granulele rotunjite tind să alunece mai ușor unele față de altele, rezultând o compactare mai ușoară. În concluzie, cu cât volumul de goluri al scheletului mineral necompactat este mai mare, cu atât granulele care îl alcătuiesc au un grad de concasare mai ridicat adică sunt mai unghiulare.

Pornind de la aceste constatări, este de înțeles faptul că este preferabilă prepararea mixturilor asfaltice cu agregate concasate, care prin compactare se vor bloca unele în altele și vor conferi stratului rutier compactat o rezistență ridicată la deformare în raport cu solicitările din trafic. În aceleași condiții, agregatele de balastieră pot să nu producă o frecare suficientă între particule pentru a preveni deformarea.

Coeficientul de formă este utilizat pentru a determina raporturile dimensionale pentru agregate corespunzătoare unor dimensiuni de sită specifice. Granulele individuale de agregat de dimensiuni specifice ale sitei (de obicei sitele de 9,5 mm, respectiv 4,75 mm) sunt testate pentru raporturile de lățime la grosime, lungime la lățime sau lungime la grosime. Încercarea se efectuează pe un eșantion de agregat grosier. Eșantionul este cernut pentru a separa fiecare dimensiune mai mare decât cea de 9,5 mm sau cea de 4,75 mm. Fiecare dimensiune este apoi testată cu un șubler proporțional. Granulele sunt cântărite sau numărate pentru a determina procentul de elemente plate, aciculare sau plate și aciculare dintr-o probă. Un procent maxim de elemente plate și aciculare este de obicei specificat. Raportul dimensional la care o particulă de agregat este considerată plată sau aciculară poate varia de la specificație la specificație, dar este de obicei: 2:1, 3:1, 4:1 sau 5:1. Specificația de proiectare Superpave a mixturilor asfaltice folosește un raport dimensional 5:1 pentru determinarea particulelor plate și aciculare. Această caracterizare este utilizată în specificația Superpave pentru a identifica agregatul care poate avea tendința de a împiedica compactarea sau care are dificultăți în a atinge cerințele referitoare la volumul de goluri din scheletul mineral - VMA ("voids in mineral aggregate") - din cauza spargerii agregatelor. Agregatele plate sau alungite tind să se blocheze mai ușor în timpul compactării, ceea ce face compactarea mai dificilă. De asemenea, acestea au tendința de a se fractura în timpul compactării de-a lungul dimensiunii lor slabe și înguste, ceea ce poate face granulozitatea agregatelor mai fină și poate conduce la o valoare VMA mai scăzută decât cea rezultată din calcul.

Echivalentului de nisip este un test rapid pentru a evidenția proporțiile relative de praf fin sau materiale asemănătoare cu argila (particule nocive) în nisip. Încercarea presupune separarea granulelor de nisip de particulele nocive (argiloase) în prezența unei soluții foarte active de clorură de calciu, cu scopul determinării ponderii acestora în agregat.

În Oregon agregatele se primesc de la fabricile de mixturi asfaltice sau constructori, împreună cu rezultatele cernerii (procentele de trecere). Sunt împărțite pe trei categorii, și anume: agregate grosiere, agregate medii și agregate fine. Mixtura asfaltică recuperată este livrată separat. Ulterior, în laborator, se realizează cernerea

pe fiecare categorie în parte, iar agregatele și RAP-ul sunt depozitate după dimensiunea ochiurilor sitelor. La realizarea compozițiilor mixturilor asfaltice se ține cont de și de cantitatea de agregate corespunzătoare fiecărei site în parte.

Metoda Superpave se diferențiază semnificativ de metoda standardizată în România în ceea ce privește proiectarea granulozității scheletului mineral. Conform Superpave, dimensiunea maximă a agregatului este definită în două moduri, și anume:

- dimensiunea nominală maximă a granulei de agregat - Nominal maximum aggregate size (NMAS), care reprezintă dimensiunea sitei celei mai mari care reține mai puțin de 10 % din agregat;
- dimensiunea maximă a granulei de agregat - Maximum aggregate size, care reprezintă dimensiunea celei mai mici site prin care trec 100% din granulele agregatului. Această dimensiune este definită și ca "dimensiunea primei site mai mari decât cea corespunzătoare dimensiunii nominale maxime a agregatului".

Pentru determinarea granulozității scheletului mineral din mixtura asfaltică se urmărește principiul densității maxime. Adică, procentele cu care sorturile intră în amestec trebuie astfel combinate încât să conducă la aranjarea adecvată a granulelor în amestecul final, cu creșterea la maximum a contactelor dintre particule și reducerea corespunzătoare a volumului de goluri. Volumul de goluri va fi umplut parțial cu bitum, iar cel remanent trebuie să asigure stratului rutier o bună rezistență la îngheț și drenarea rapidă a apelor. Scopul final este de a se obține o mixtură asfaltică cu stabilitate ridicată și permeabilitate redusă.

O granulozitate care conduce la densitatea maximă implică un aranjament de granule în care granulele mai mici sunt poziționate între granulele mai mari, ceea ce reduce volumul de goluri din granule. Acest lucru creează un contact mai mare între granule, care crește stabilitatea și reduce infiltrarea apei. Totuși, este necesar un volum de goluri minim în scheletul mineral, o parte fiind ulterior umplut cu bitum și o parte reprezentând volumul de goluri remanent, cel care conferă mixturii asfaltice rezistență la îngheț și drenabilitate corespunzătoare mai ales pentru straturile de bază și de fundație.

Prin urmare, deși poate să nu fie cea mai bună „granulozitate” a scheletului mineral, se adoptă pentru determinarea dozajului o granulozitate bazată pe densitatea maximă. Ecuația utilizată pe scară largă pentru a descrie o astfel de granulozitate a fost dezvoltată de Fuller și Thompson în 1907 [132]:

$$P = \left(\frac{d}{D}\right)^n \quad [\%] \quad (4.1)$$

în care P reprezintă procentul de agregate care trec prin sita considerată (d);

d - dimensiunea sitei considerate;

D - dimensiunea maximă a granulelor din-scheletului mineral analizat;

n - parametru care ajustează curba pentru finețe sau grosime.

La începutul anilor 1960, Federal Highway Administration (FHWA) a introdus graficul de granulozitate standard utilizat în industria mixturilor asfaltice. Acest grafic este convenabil pentru determinarea liniei de densitate maximă și reglarea granulozității. Graficul este ușor diferit de celelalte grafice de granulozitate, deoarece folosește dimensiunea sitei ridicată la puterea n (de obicei n=0,45) ca unitate a axei x. [78] Astfel, pentru n = 0,45 se obține linia de densitate maximă, care este o linie diagonală dreaptă de la zero la dimensiunea maximă a granulelor din scheletul mineral (D) [131].

Pentru scheletul mineral al mixturilor asfaltice, sunt utilizate, în general, patru descrieri ale tipurilor caracteristice de curbe de granulozitate, prezentate în Figura 4.1 (adaptată după [131]), astfel:

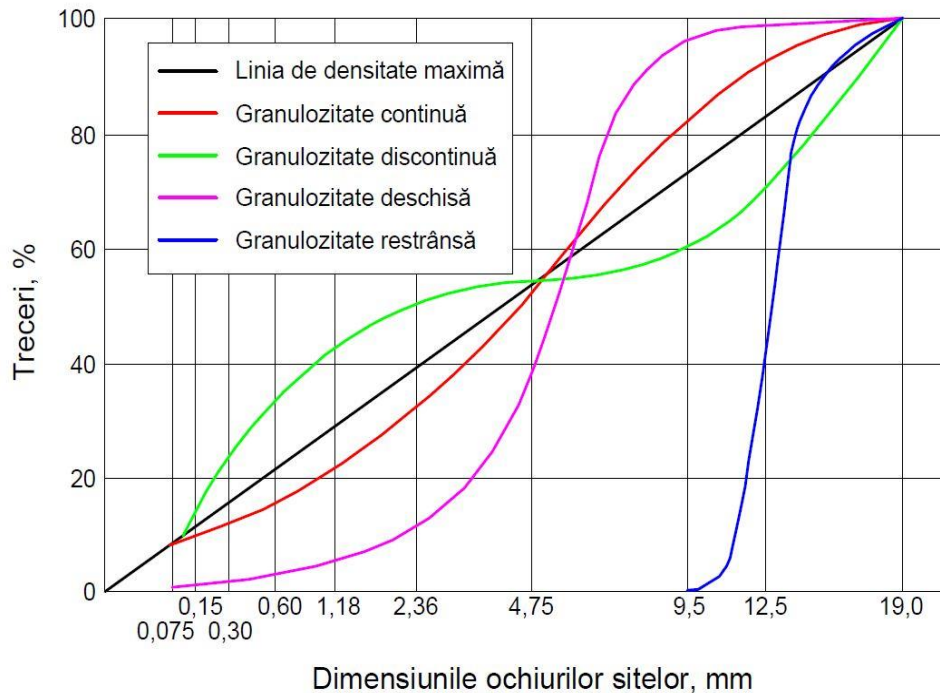


Figura 4.1 – Tipuri de curbe de granulozitate [131]

- granulozitatea continuă (dense grading) este apropiată de linia de densitate maximă, deci are un volum de goluri redus, are o distribuție a mărimii granulelor agregatelor în care sunt prezente toate sorturile, iar curba de granulozitate nu prezintă paliere importante. Practic, o granulozitate poziționată exact pe linia de densitate maximă ar conduce la un VMA inacceptabil de redus;
- granulozitatea discontinuă (gap grading) presupune că procentul de granule cu dimensiune medie este redus, curba fiind plană în acest interval, iar mixturile obținute pot segrega în timpul așternerii;
- granulozitatea deschisă (open grading) cu un procent redus de particule fine. Astfel rezultă un volum de goluri mare, o formă a curbei plată, aproape 0 în zona granulelor fine și aproape verticală în zona granulelor medii;
- granulozitatea restrânsă (narrow/uniform grading) se referă la o granulozitate care conține majoritatea particulelor între limite apropiate. În acest caz toate granulele au aproximativ aceeași dimensiune și rezultă o curbă verticală în intervalul în care se situează dimensiunea granulelor respective) [127,131].

Conform normelor tehnice aplicate în statul Oregon, sitele folosite pentru determinarea granulozității scheletului mineral sunt menționate în Tabel 4.1. De asemenea, sunt redată și sitele utilizate de normativul românesc, similar conform standardelor europene.

Tabel 4.1 – Site folosite pentru cernerea agregatelor

Dimensiune sită SUA	Dimensiune sită SUA, mm	Dimensiune sită România, mm
3/4"	19	22,4
1/2"	12,5	16
3/8"	9,5	8
1/4"	6,35	-
#4	4,75	4
#8	2,36	2
#16	1,18	-
#30	0,6	-
#50	0,3	-
#100	0,15	0,125
#200	0,075	0,063
pan	0	Taler

Referitor la a treia cerință impusă agregatelor utilizate la prepararea mixturilor asfaltice, și anume determinarea caracteristicile fizico-mecanice ale acestora de abraziune LA, rezistența agregatelor grosiere la îngheț-dezgheț, porozitate și absorbția de apă, nu sunt diferențe semnificative între metoda Superpave și normele aplicate în țara noastră.

4.1.2. Particularități legate de bitum

Notarea biturilor conform metodei Superpave pe clase de performanță (performance grade - PG), se face considerând că proprietățile unui bitum trebuie legate de condițiile în care este utilizat. Pentru bitumuri, aceasta implică condiții climatice preconizate, precum și considerente de îmbătrânire. Prin urmare, sistemul PG folosește o serie obișnuită de teste, similar sistemului bazat pe determinarea penetrației la 25 °C, dar specifică faptul că un anumit bitum trebuie să treacă aceste teste la anumite temperaturi dependente de condițiile climatice specifice din zona de utilizare.

Clasificarea biturilor conform metodei Superpave este de tipul "PG X-Y" și este realizată pe baza zonei climatice, determinată pe baza a două temperaturi:

- prima, X, reprezintă temperatura medie a îmbrăcăminte bituminoase, măsurată la cca 2 cm față de suprafața de rulare pentru cele mai călduroase șapte zile din an, în °C;
- a doua, Y, reprezintă temperatura minimă a îmbrăcăminte bituminoase măsurată la nivelul suprafeței de rulare care poate fi întâlnită pe durata exploatarei, în °C.

Astfel, un bitum PG 70-22 este destinat utilizării în cazul în care temperatura maximă medie a îmbrăcăminte bituminoase este de 70 °C și temperatura minimă este de -22 °C.

Sistemul de analiză a biturilor pentru determinarea clasei de performanță prevede încercări la diverse temperaturi, ținând cont de faptul că bitumul este un material care are un puternic caracter reologic [65].

Adoptarea unor bituri cu caracteristici diferite de cele optime sau modificarea acestora pe durata procesului tehnologic de preparare a mixturii asfaltice sau în exploatare se transpune în apariția anumitor tipuri de degradări la nivelul suprafeței de rulare prin:

- deformații vâscoplastice ale îmbrăcăminte bituminoase, care apar ca urmare a utilizării unui bitum cu consistență prea redusă în raport cu temperaturile din exploatare;
- fisuri ale îmbrăcăminte bituminoase, care apar în situația unor bituri prea consistente în raport cu temperaturile reduse din exploatare [65].

În Tabel 4.2 sunt prezentate clasele de performanță ale biturilor conform Superpave, precum și încercările de laborator care trebuie efectuate pentru stabilirea acestora.

Selectarea clasei de performanță a bitului se face prin efectuarea mai multor încercări de laborator. Pe bitumul pur, neîmbătrânit, se vor determina punctul de inflamabilitate, vâscozitatea și proprietățile reologice cu DSR la temperatura medie a îmbrăcăminte bituminoase pentru cele mai călduroase șapte zile din an [133].

În Figura 4.2 sunt prezentate încercările care trebuie efectuate pentru stabilirea clasei de performanță a biturilor.

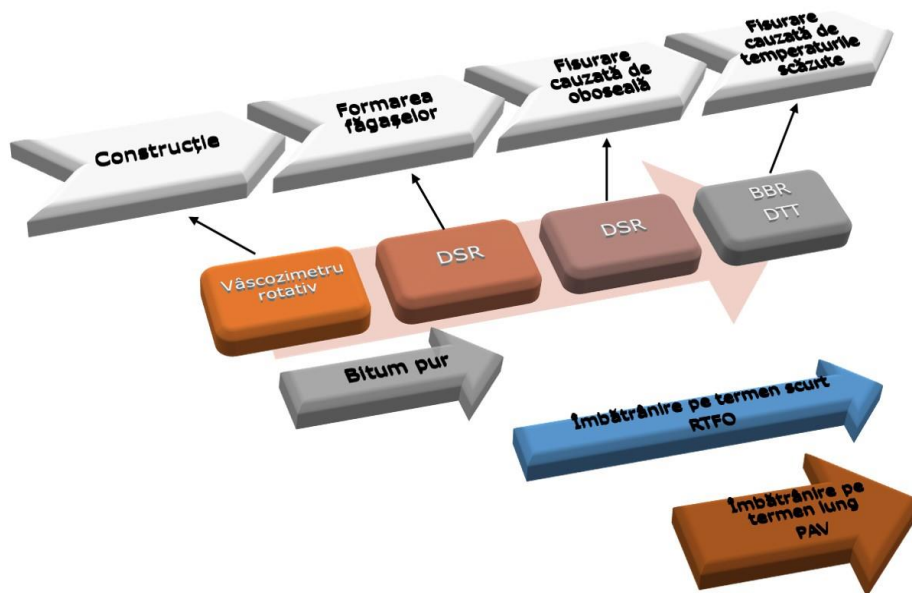


Figura 4.2 – Încercările efectuate pentru stabilirea clasei de performanță a biturilor

Vâscozimetrul rotativ este utilizat pentru a determina vâscozitatea bitului în intervalul temperaturilor ridicate de fabricare și construcție. Încercarea de laborator este utilizată în specificația Superpave pentru clasificarea biturilor. Încercarea cu vâscozimetrul poate fi efectuată la diferite temperaturi, dar din moment ce temperaturile de fabricare și de construcție sunt destul de similare, indiferent de mediu, testul pentru specificația Superpave pentru clasificarea biturilor se

efectuează întotdeauna la 135 °C. Încercarea măsoară momentul de torsiune necesar pentru a menține o viteză de rotație constantă de 20 rot/min a unui fus cilindric în timp ce este scufundat într-un bitum la o temperatură constantă de obicei de 135 °C. Acest moment de torsiune este transformat într-o vâscozitate dinamică și afișat automat de aparat. Încercarea ajută la asigurarea faptului că bitumul este suficient de fluid pentru pompare și amestecare.

Practic, în laborator, pentru clasificare biturilor se folosesc aparate pentru îmbătrânirea bitumului, și anume Rolling Thin Film Ovens (RTFO) – îmbătrânirea bitumului pe termen scurt, respectiv Pressure Aging Vessel (PAV) – îmbătrânirea bitumului pe termen lung. Pe biturile îmbătrânite se efectuează încercări de laborator cu aparatele DSR, BBR (prezentate în paragrafele 2.2.4.2.5 și 2.2.4.2.6.) și Direct Tension Tester (DTT).

Îmbătrânirea bitumului pe termen scurt efectuată cu aparatul RTFO (Rolling Thin Film Oven) este o încercare cunoscută și în țara noastră și presupune evidențierea efectului combinat al căldurii și aerului asupra unui film subțire și mobil de liant. Temperatura pentru încercare este 163 °C și timpul 85 min, probele de bitum fiind amplasate în 8 cilindrii de sticlă (35 g bitum/probă), într-un stativ rotativ vertical (15 rot/min), într-o etuvă specială cu ventilație prin convecție. După efectuarea încercării se determină pierderea de masă, reducerea penetrației, creșterea punctului de înmuiere înel și bilă și reducerea ductilității. Dacă pierderea de masă este sub 1% se reface testul DSR la temperatura menționată anterior pentru a verifica din nou rezistența la apariția făgașelor. Dacă rezultatele sunt corespunzătoare și respectă limitele impuse, temperatura utilizată reprezintă primul termen din clasa de performanță a bitumului.

Pentru determinarea celui de-al doilea termen, bitumul îmbătrânit în prealabil prin RTFO se îmbătrânește în continuare cu ajutorul Pressure Aging Vessel (PAV) la diferite temperaturi și se realizează testele DSR, BBR și Direct Tension Tester (DTT).

Îmbătrânirea bitumului pe termen lung efectuată cu aparatul PAV (Pressure Aging Vessel - PAV). Aceasta presupune expunerea bitumului la căldură și presiune pentru a simula îmbătrânirea în exploatare pe o perioadă de 7-10 ani. Procedura standard presupune utilizarea probelor de bitum îmbătrânit cu RTFO, care se trec în vase din oțel inoxidabil și apoi se supun îmbătrânirii timp de 20 ore într-un vas încălzit la temperatura de 90, 100 sau 110 °C și presurizat la 2,7 MPa. Probele sunt apoi stocate pentru a fi utilizate în încercările pentru determinarea proprietăților fizice, care se compară cu cele inițiale [134]. Temperaturile la care se efectuează testele DSR pe probele îmbătrânite prin RTFO și PAV sunt temperaturile medii ale îmbrăcămintei bituminoase.

În cazul încercărilor cu reometrul cu bară de încovoiere a probelor de bitum îmbătrânite prin RTFO și PAV temperaturile utilizate sunt temperaturile minime ale îmbrăcămintei la care se adaugă 10 °C. Aceleași valori ale temperaturilor sunt folosite și în cazul determinării deformației la rupere cu aparatul pentru tracțiune directă.

Cu ajutorul aparatului pentru tracțiune directă - Direct Tension Tester (DTT) - se determină proprietățile la rupere ale bitumului la temperaturi scăzute, și anume rigiditatea și proprietățile de relaxare ale bitumului pe probe îmbătrânite cu PAV [58]. Acești parametri oferă o indicație asupra capacității bitumului de a rezista la fisurarea la temperaturi scăzute. DTT este utilizat împreună cu BBR pentru a determina temperatura minimă, T_r , în cadrul specificației Superpave pentru clasificarea biturilor. Ca și în cazul altor încercări Superpave pe bitum, temperaturile de încercare folosite vor fi chiar temperaturile reale anticipate în zona în care va fi utilizat bitumul. Această încercare măsoară tensiunea și deformația specifică la cedarea unei probe de bitum întinse la o rată constantă de alungire.

Tabel 4.2 – Clasele de performanță ale bitumului conform SHRP

		PG																																			
X, °C	46	52						58						64						70						76						82					
Y, °C	-34	-40	-46	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-46	-16	-22	-28	-34	-40	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-10	-16	-22	-28	-34	-40	-10	-16	-22	-28	-34	-10	-16	-22	-28	-34
BITUM PUR																																					
Punct de inflamabilitate ≥ 230 °C																																					
Vâscozitatea (determinată cu vâscozimetrul rotativ) ≤ 3 Pa·s la t = 135 °C																																					
Determinarea proprietăților reologice cu DSR: $G^*/\sin \varphi \geq 1$ kPa																																					
X, °C	46	52						58						64						70						76						82					
BITUM ÎMBĂTRÂNIT PRIN RTFO (având pierderea de masă $\leq 1,00$ %)																																					
Determinarea proprietăților reologice cu DSR: $G^*/\sin \varphi \geq 2,2$ kPa																																					
X, °C	46	52						58						64						70						76						82					
BITUM ÎMBĂTRÂNIT PRIN PAV (20 ore; 2,07MPa)																																					
t, °C	90	90						100						100						100(110)						100(110)						110					
Determinarea proprietăților reologice cu DSR: $G^*\sin \varphi \leq 5000$ kPa																																					
t, °C	10	7	4	25	22	19	16	13	10	7	25	22	19	16	13	31	28	25	22	19	16	34	31	28	25	22	19	37	34	31	28	25	40	37	34	31	28
Determinări cu BBR: rigiditatea la încovoiere, $S \leq 300$ MPa și panta, $m \geq 0,30$																																					
t, °C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	0	-6	-12	-18	-24
Determinarea proprietăților de rupere cu DTT: deformația la rupere $\geq 1,00$ %																																					
t, °C	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	0	-6	-12	-18	-24

Notarea biturilor raportat la penetrația standard la 25 °C este limitată pentru o caracterizare completă a liantului bituminos pentru utilizarea în mixturi asfaltice. Prin urmare, ca parte a efortului de cercetare Superpave, au fost dezvoltate testele caracteristice Superpave pentru specificații suplimentare de caracterizare precisă a biturilor pentru utilizarea în mixturile asfaltice. Aceste teste și specificații au fost concepute special pentru a aborda parametrii de performanță ai mixturilor asfaltice, cum ar fi formarea făgașelor, fisurarea cauzată de oboseală și fisurarea cauzată de temperaturile scăzute.

4.2. Proiectarea dozajului pentru mixtură asfaltică

Spre deosebire de calculul dozajului optim de bitum prin metoda suprafeței specifice, completată cu metoda Marshall pentru încercările de laborator specifice, metoda Superpave urmărește să includă în analiza de proiectare a mixturilor asfaltice parametri legați de trafic și condițiile climatice. De asemenea, sunt dezvoltate noi metode de evaluare a caracteristicilor bitumului și mixturii asfaltice.

Principiile generale ale metodei Superpave vizează [6,86,126–128,135–137]:

- obținerea unei mixturi asfaltice cu un conținut optim de liant care să asigure pe de o parte durabilitate stratului rutier, și, pe de altă parte, să asigure stabilitatea acestuia sub solicitările produse de traficul rutier și condițiile climatice;
- un volum de goluri corespunzător al mixturii asfaltice. Astfel, se apreciază că volumul de goluri inițial trebuie să fie suficient pentru a permite o compactare suplimentară în exploatare, fără a depăși 6...7 % din volumul mixturii asfaltice. Se apreciază că peste această valoare, creșterea cu un procent a volumului de goluri conduce la o pierdere de cca 10 % din durata de exploatare prognozată;
- o lucrabilitate corespunzătoare a mixturii, la temperaturile de lucru proiectate.

În continuare sunt descrise etapele practice de determinare a dozajului optim de liant, potrivit acestor principii generale, corespunzător experienței dobândite în cadrul Asphalt Materials Performance Laboratory al Oregon State University.

4.2.1. Proiectarea dozajului cu metoda Superpave

Aplicarea metodei Superpave cu respectarea etapelor de lucru este esențială pentru obținerea unor rezultate finale corecte, presupunând pregătirea unui număr mai redus de epruvete cu presa giratorie, dar având un control mai bun asupra densităților cu care se lucrează. Pe de altă parte, precizarea cu exactitate a numărului de rotații cu care trebuie preparate epruvetele în etapa de proiectare a mixturilor asfaltice se consideră esențială pentru obținerea unor rezultate comparabile între laboratoarele de încercări. [114]

Metoda Superpave are următoarele etape principale:

- selectarea agregatelor și a bitumului și verificarea caracteristicilor acestora;
- prepararea de epruvete cilindrice cu ajutorul preseii giratorii;
- efectuarea încercărilor de performanță în laborator Notă: acestea nu sunt implementate în toate statele din SUA și diferă de la un stat la altul;
- calculul densității și a volumului de goluri;
- determinarea dozajului optim de liant pe baza corelării rezultatelor obținute;
- evaluarea sensibilității la umiditate [127].

- Determinarea conținutului optim de bitum presupune următoarele etape:
- pregătirea a trei sau patru dozaaje cu conținut diferit de bitum. De obicei se prepară dozaaje cu 0,5 % diferență între ele;
 - determinarea densității relative maxime pe mixtura asfaltică necompactată;
 - compactarea probelor cu presa giratorie la un număr diferit de rotații;
 - determinarea densității relative aparente și a altor proprietăți volumetrice ale epruvetelor;
 - de regulă conținutul optim de liant conduce la un volum de goluri de 4% la numărul de rotații pentru proiectarea mixturii asfaltice (N_{pr}). Totuși, mixtura asfaltică trebuie să respecte și alte cerințe referitoare la volumul de goluri la numărul de rotații inițial și maxim, VMA, VFA (goluri umplute cu bitum) respectiv de raport procentual al densității aparente relative la densitatea relativă maximă $\%G_{mm}$ – aceste cerințele sunt prezentate în Tabel 4.4.
- Cerințele de proiectare a mixturii asfaltice în Superpave constau din:
- verificarea proprietăților volumetrice ale mixturii asfaltice;
 - verificarea proporției de părți fine (filer);
 - verificarea susceptibilității la umiditate. [135]

Valorile specificate pentru acești parametri sunt aplicate în timpul proiectării mixturii asfaltice.

Proprietățile volumetrice ale mixturii asfaltice se analizează prin determinarea volumului de goluri, și anume: volumul de goluri din scheletul mineral, volumul de goluri umplute cu bitum, respectiv densitatea mixturii în timpul compactării la N_{in} și N_{max} , unde (N_{in} este numărul inițial de rotații, iar N_{max} reprezintă numărul maxim de rotații. Volumul de goluri este o proprietate importantă deoarece este utilizată ca bază pentru proiectarea conținutului de bitum. În Superpave, volumul de goluri proiectat este de patru procente. Metoda consideră că pentru a ajunge în exploatare la un volum de goluri de 4 %, mixtura asfaltică trebuie să aibă la producere un volum de goluri de 7 % [135]. Referitor la densitate, se impun câteva clarificări, pentru o mai bună înțelegere a termenilor folosiți în literatura de specialitate (în limba engleză și în limba română):

- densitatea relativă (în engleză "specific gravity"), notată G , reprezintă raportul dintre două densități. Este o mărime adimensională, care este egală cu raportul dintre densitatea unui obiect și densitatea unei substanțe de referință date, de regulă apa. Densitatea relativă trebuie diferențiată de densitate (masă volumică), care este o mărime fizică ce se măsoară în kg/m^3 ;
- greutatea specifică (în engleză "specific weight") a unui obiect, notată γ , este definită ca fiind greutatea unei unități de volum din acel obiect. Unitatea de măsură pentru greutatea specifică în Sistemul Internațional este N/m^3 . Greutatea specifică se calculează astfel:

$$\gamma = \rho \times g \quad [N/m^3] \quad (4.2)$$

în care: ρ este densitatea, în kg/m^3 ;

g = accelerația gravitațională, în m/s^2 .

Proiectarea dozajelor pentru mixturi asfaltice începe prin conceperea unor dozaaje cu un anumit schelet mineral și patru dozaaje diferite de bitum. Acestea sunt folosite pentru determinarea densității relative maxime (G_{mm}) – densitatea relativă a mixturii asfaltice fără goluri de aer, cu granulele de agregat anrobate și separate.

$$G_{mm} = \frac{A}{A-C} \quad [-] \quad (4.3)$$

în care: A este masa agregatelor și a bitumului (granulelor anrobate) în aer, în g;

C – masa agregatelor și a bitumului (granule anrobate separate, fără goluri închise între granule) în apă, în g [138].

170 MIXTURI ASFALTICE CU MIXTURĂ ASFALTICĂ RECUPERATĂ - 4

Conform acestei definiții, densitatea relativă maximă a mixturii asfaltice reprezintă masa agregatelor și a bitumului raportată la volumul ocupat de acestea, fără a include golurile de aer dintre granule.

Pentru a obține densitatea maximă a mixturii asfaltice la 25 °C înmulțește densitatea relativă maximă a mixturii asfaltice la 25 °C cu densitatea apei la 25 °C: $\rho_w = 997 \text{ kg/m}^3$ [138].

$$\rho_{mm} = G_{mm} \times \rho_w \quad [\text{kg/m}^3] \quad (4.4)$$

Procedura folosită în cadrul încercărilor efectuate în cadrul Asphalt Materials Performance Laboratory pentru determinarea densității maxime [138] cu ajutorul aparatului CoreLok [139] constă în:

- prepararea mixturii asfaltice și se lasă să se răcească la 25 °C;
- separarea granulelor probei de mixtură asfaltică cu mâna, având grijă să se evite spargerea granulelor, astfel încât particulele din porțiunea de agregat fin să nu fie mai mari de 6,3 mm;
- cântărirea a două pungi din material plastic (una texturată, una simplă) și apoi se cântărește mixtura asfaltică;
- introducerea mixturii asfaltice puse în punga texturată și, apoi, în cea simplă în aparatul CoreLok;
- pornirea aparatului pentru operația de vidare;
- după terminarea programului transferarea pungilor în apă la 25 °C, apoi tăierea pungii simple sub apă pentru a permite pătrunderea apei care va elimina aerul dintre granule;
- cântărirea mixturii asfaltice sub apă.

Etapele principale ale determinării densității relative maxime sunt prezentate sintetic în Figura 4.3.

Pentru prepararea epruvetelor cu presa giratorie Superpave sunt prevăzute trei numere diferite de rotații, după cum urmează:

- N_{in} – numărul de rotații folosit pentru a indica compactibilitatea mixturii în timpul construcției. De exemplu, mixturile care se proiectează pentru un volum de goluri de 4 %, la N_{in} ar trebui să aibă un volum de goluri de cel puțin 11 %;
- N_{pr} – numărul de rotații pentru proiectarea mixturii asfaltice cu densitate identică cu cea așteptată să se obțină în teren după ce au fost aplicate solicitările din trafic (în timpul exploatarei). De exemplu, de obicei se proiectează mixturile asfaltice pentru a obține un volum de goluri de 4 %;
- N_{max} – numărul de rotații pentru a produce o mixtură cu o densitate care nu ar trebui niciodată depășită în teren și pentru care volumul de goluri nu trebuie să fie niciodată sub 2 %. Această densitate este cea anticipată la sfârșitul perioadei de exploatare [140].

Numărul de rotații impus prin metoda Superpave în funcție de traficul prognozat, precum și cerințele volumetrice impuse sunt prezentate în Tabel 4.3, respectiv Tabel 4.4.

Raportul filer-bitum (Dust-to-binder ratio) trebuie să respecte limitele menționate în Tabel 4.4 și se calculează cu relația:

$$\text{Raportul filer-bitum} = \frac{\% \text{ masa materialului} < 0,075 \text{ mm}}{\% \text{ masa efectivă a bitumului}} \quad (4.5)$$

Ca exemplificare a acestei metode, cerințele volumetrice impuse în statul Oregon pentru fiecare nivel de performanță [141] sunt prezentate în Tabel 4.5, considerând notațiile din Figura 4.4. De asemenea, se reține că NMAS reprezintă dimensiunea nominală maximă a granulelor din scheletul mineral, iar TSR este raportul rezistenței la tracțiune.

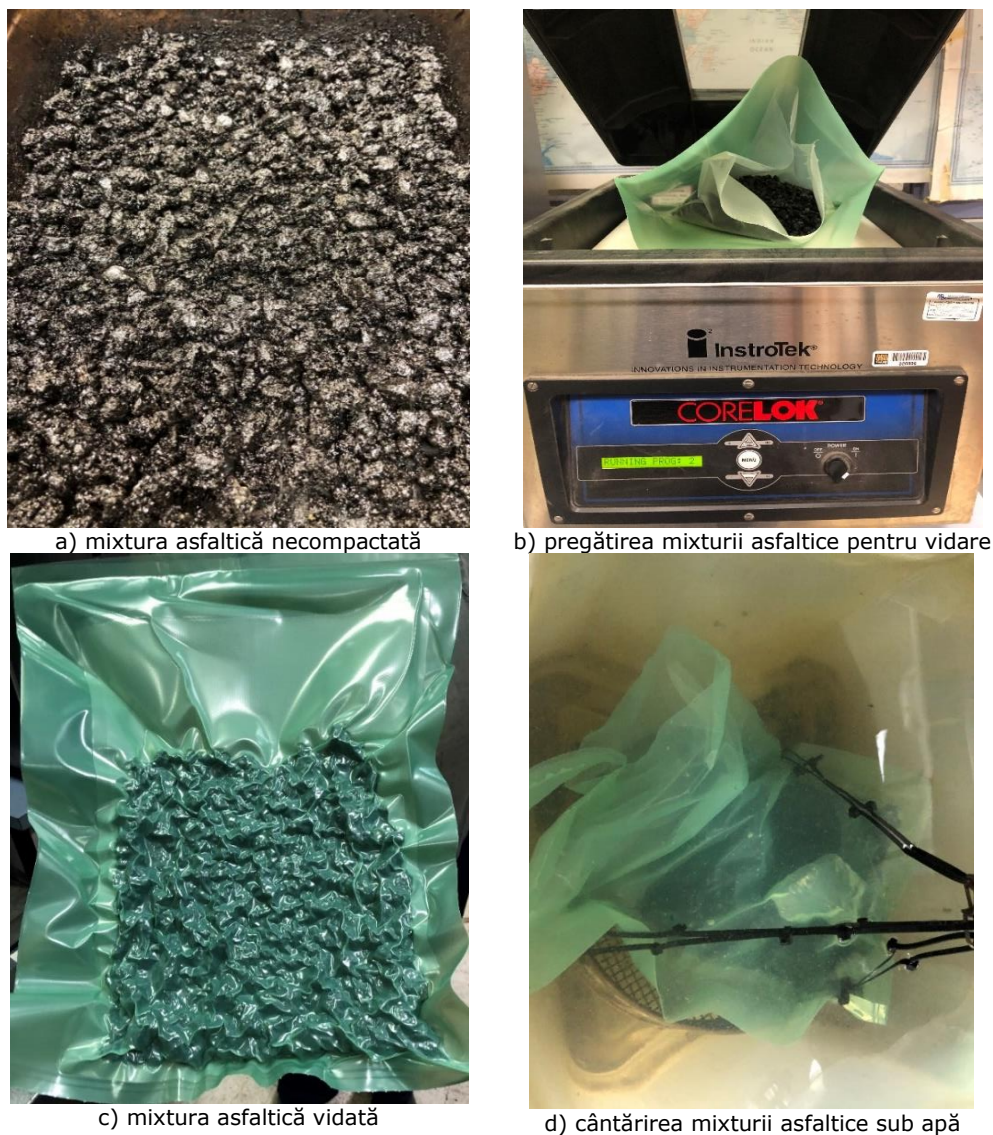


Figura 4.3 – Determinarea densității maxime

Următoarea etapă este determinarea densității relative aparente (G_{mb}) a mixturii asfaltice compactate. Pentru aceasta se va folosi metoda epruvetei saturate, cu suprafața uscată (SSD – Saturated Surface Dry), care descrie o probă în care golurile interne sunt umplute cu apă, dar suprafața care include golurile de aer conectate cu suprafața este uscată [142].

Determinarea densității relative aparente a mixturii se face pe probe compactate cu ajutorul preseii giratorii, la un număr de rotații impus. După prepararea și compactarea probelor se realizează cântărirea cu ajutorul balanței hidrostatice, și care presupune:

- cântărirea fiecărei probe în aer;
- introducerea în apă la 25 ± 1 °C pentru 4 ± 1 min, apoi cântărirea sub apă;

172 MIXTURI ASFALTICE CU MIXTURĂ ASFALTICĂ RECUPERATĂ - 4

- scoaterea probei din apă, îndepărtarea picăturilor rămase la suprafață prin ștergerea rapidă (sub 5 s) a suprafeței probei cu un prosop și cântărirea din nou.

Tabel 4.3 - Numărul de rotații N_{in} , N_{pr} și N_{max} conform Superpave

Încărcarea din trafic pentru 20 ani (în milioane ESAL*)	Număr de rotații			Drumuri pe care se aplică
	N_{in}	N_{pr}	N_{max}	
< 0,3	6	50	75	Drumuri cu trafic ușor precum drumuri comunale și străzi în orașe cu trafic ușor sau tonaj restricționat.
0,3...3	7	75	115	Majoritatea drumurilor județene, drumuri colectoare sau drumuri de acces, străzi în orașe cu trafic mediu.
3...30	8	100	160	Majoritatea drumurilor naționale, străzi în orașe cu trafic mediu-greu, majoritatea autostrăzilor.
≥ 30	9	125	205	Autostrăzi cu trafic foarte greu și excepțional.

*ESAL = Equivalent Single Axle Load (osia echivalentă de 80 kN în SUA)

Tabel 4.4 - Cerințele volumetrice impuse de Superpave pentru proiectarea mixturilor asfaltice

Încărcarea din trafic pentru 20 ani (în milioane ESAL)	%G _{mm} , %			VMA, %, min					VFA, %	Raportul filer-bitum
	N_{in}	N_{pr}	N_{max}	NMAS, mm						
				37,5	25,0	19,0	12,5	9,5		
< 0,3	≤ 91,5	96	≤ 98	11	12	13	14	15	70 - 80	0,6 - 1,2
0,3...3	≤ 90,5								65 - 78	
3...30	≤ 89								65 - 75	
≥ 30										

Se determină densitatea relativă aparentă a mixturii asfaltice (G_{mb}) cu relația următoare:

$$G_{mb} = A/(B-C) \quad [-] \quad (4.6)$$

în care: A este masa probei în aer, în g;

B – masa probei saturate, cu suprafața uscată, în aer, în g;

C – masa probei în apă, în g. [101]

Pentru a obține densitatea aparentă a mixturii asfaltice înmulțește densitatea relativă aparentă a acesteia cu densitatea apei de cca $\rho_w = 1\,000\text{ kg/m}^3$.

$$\rho_{mb} = G_{mb} \times \rho_w \quad [\text{kg/m}^3] \quad (4.7)$$

După compactarea epruvetei cu presa giratorie datele de compactare sunt analizate calculând procentul din densitatea relativă maximă G_{mm} pentru fiecare număr de rotații dorit. În timpul compactării, înălțimea este măsurată după fiecare rotație și este înregistrată pentru diferite numere de rotații impuse. După compactare, epruveta este decofrată și, după răcire, se determină G_{mb} , conform relațiilor anterioare. Densitatea relativă aparentă este apoi împărțită la G_{mm} pentru a determina % G_{mm} , corespunzătoare la numărul de rotații pentru proiectarea mixturii (N_{pr}).

Similar se poate calcula % G_{mm} la orice număr de rotații (N_x) prin înmulțirea % G_{mm} la numărul de rotații pentru proiectarea mixturii (N_{pr}) cu raportul înălțimilor la N_{pr} și N_x [135]. Rezultă că mărimile % G_{mm} @ N_{pr} și % G_{mm} @ N_x se calculează cu relațiile 4.8, respectiv 4.9.

4.2. Proiectarea dozajului pentru mixtură asfaltică 173

$$\%G_{mm} @ N_{pr} = \frac{G_{mb}}{G_{mm}} \times 100 \quad [\%] \quad (4.8)$$

$$\%G_{mm} @ N_x = \%G_{mm} @ N_{pr} \times \frac{H_{pr}}{H_x} \quad [\%] \quad (4.9)$$

în care: $\%G_{mm} @ N_{pr}$ este raportul procentual al densității aparente relative la densitatea relativă maximă, pentru numărul de rotații aferent proiectării mixturii asfaltice;

G_{mb} – densitatea relativă aparentă a mixturii asfaltice;

G_{mm} – densitatea relativă maximă a mixturii asfaltice;

$\%G_{mm} @ N_{in}$ este raportul procentual al densității aparente relative la densitatea relativă maximă, pentru numărul de rotații inițial;

H_{pr} – înălțimea epruvetei la numărul de rotații aferent proiectării mixturii asfaltice;

H_x – înălțimea epruvetei la numărul de rotații x.

Tabel 4.5 - Cerințele volumetrice impuse în statul Oregon

	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4
Nivel de compactare	65 rotații	65 rotații	80 rotații	100 rotații
Volum de goluri, %	3,5	4,0	4,0	4,0
VMA, %, minim	14 (pentru NMAS 12,5 mm)	13 (pentru NMAS 19 mm)	13 (pentru NMAS 19 mm)	13 (pentru NMAS 19 mm)
	15 (pentru NMAS 9,5 mm)	14 (pentru NMAS 12,5 mm)	14 (pentru NMAS 12,5 mm)	14 (pentru NMAS 12,5 mm)
	-	15 (pentru NMAS 9,5 mm)	15 (pentru NMAS 9,5 mm)	15 (pentru NMAS 9,5 mm)
VMA, %, maxim	minim + 2 %	minim + 2 %	minim + 2 %	minim + 2 %
Raportul filer-bitum	0,8...1,6	0,8...1,6	0,8...1,6	0,8...1,6
TSR, %, minim	80	80	80	80
VFA, %	70...80	65...78	65...75	65...75
	70...80 (pentru NMAS 9,5 mm)	70...80 (pentru NMAS 9,5 mm)	70...80 (pentru NMAS 9,5 mm)	70...80 (pentru NMAS 9,5 mm)

Volumul de goluri poate fi determinat cu relația 4.10.

$$V_a = 100 - \%G_{mm} \quad [\%] \quad (4.10)$$

în care: V_a este volumul de goluri;

$\%G_{mm}$ - procentul densității relative aparente din densitatea relativă maximă, la un anumit număr de rotații.

Sau:

$$V_a = 100 \times [1 - (G_{mb}/G_{mm})] \quad [\%] \quad (4.11)$$

în care: G_{mb} este densitatea relativă aparentă a mixturii asfaltice;

G_{mm} – densitatea relativă maximă a mixturii asfaltice.

După determinarea acestor densități și a volumului de goluri se calculează celelalte proprietăți volumetrice ale mixturii asfaltice. În Figura 4.4, adaptată după

[143], sunt reprezentate volumele întâlnite într-o epruvetă compactată de mixtură asfaltică. Acesta este alcătuit din volumul ocupat de agregate, volumul ocupat de bitum și volumul golurilor de aer. Volumul ocupat de bitum și cel al golurile de aer este cunoscut ca și volumul de goluri din scheletul mineral (VMA). La adăugarea bitumului, o parte a volumului de goluri de aer este umplut cu liant. Acest volum este cunoscut sub denumirea de volum de goluri umplute cu bitum (VFA).

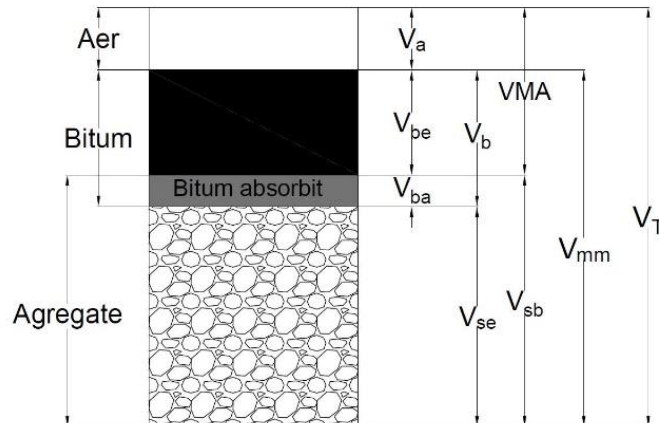


Figura 4.4 – Proprietățile volumetrice ale unei epruvete compactate de mixtură asfaltică

În Figura 4.4 notațiile reprezintă următoarele:

- V_a - volumul de goluri de aer;
- V_{be} - volumul efectiv de bitum;
- V_{ba} - volumul de bitum absorbit;
- V_b - volumul total de bitum;
- V_{se} - volumul efectiv al agregatelor;
- V_{sb} - volumul agregatelor anrobate (volumul agregatelor și a bitumului absorbit);
- VMA – volumul de goluri din scheletul mineral;
- V_{mm} - volumul fără goluri de aer al epruvetei compactate;
- V_T - volumul total al epruvetei compactate.

Volumul efectiv de bitum reprezintă volumul total de liant asfaltic al probei compactate fără acel volum de bitum pierdut prin absorbție în agregat.

În absența bitumului, porii de la suprafața agregatelor absorb apă prin goluri permeabile la apă. Apa posedă o vâscozitate mai mică decât cea a bitumului, motiv pentru care absorbția de apă va fi mereu mai mare decât absorbția de bitum. Figura 4.5, adaptată după [6] se prezintă schematic o granulă de agregat anrobată pe care se poate face corelația între volumul de goluri și valoarea densităților relative.

VMA reprezintă totalitatea golurilor dintre granulele de agregat și include volumul de goluri de aer și volumul efectiv de bitum. VMA este o indicație a grosimii peliculei de bitum de pe suprafața agregatului. VMA se poate determina cu relațiile 4.12 și 4.13:

$$VMA = 100 - \frac{G_{mb} \times P_s}{G_{sb}} \quad [\%] \quad (4.12)$$

în care: VMA reprezintă volumul de goluri în scheletul mineral, în %;

G_{mb} - densitatea relativă aparentă a mixturii asfaltice compactate;

P_s - procentul de agregat raportat la masa mixturii, în %;

G_{sb} - densitatea relativă aparentă a agregatelor.

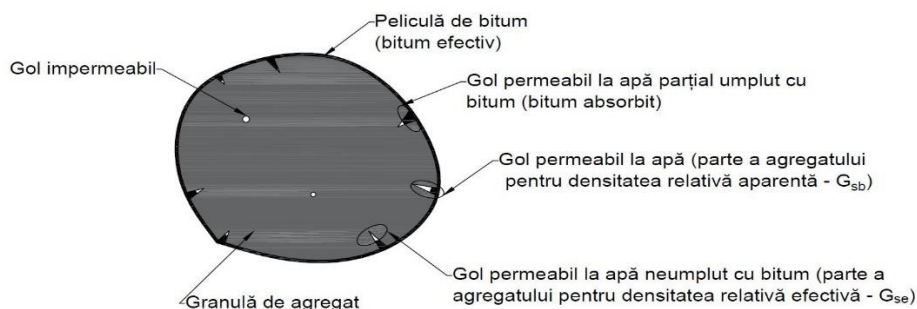


Figura 4.5 – Granulă de agregat anrobata ilustrând golurile legate de determinarea densităților relative

$$VMA = \frac{V_a + V_{be}}{V_T} \times 100 \quad [\%] \quad (4.13)$$

în care: VMA reprezintă volumul de goluri în scheletul mineral, în %;

V_a – volumul de goluri de aer;

V_{be} – volumul efectiv de bitum;

V_T – volumul total al mixturii asfaltice compactate.

VFA este partea din VMA, exprimată în procente, care conține bitum. Dacă VFA este prea scăzut, nu există suficient liant pentru a oferi durabilitate mixturii asfaltice. VFA se poate determina cu relațiile 4.14 și 4.15:

$$VFA = \frac{VMA - V_a}{VMA} \times 100 \quad [\%] \quad (4.14)$$

în care: VFA reprezintă volumul de goluri umplute cu bitum, în %;

VMA - volumul de goluri în scheletul mineral, în %;

V_a – volumul de goluri de aer.

$$VFA = \frac{V_{be}}{V_{be} + V_a} \times 100 \quad [\%] \quad (4.15)$$

în care: VFA reprezintă volumul de goluri umplute cu bitum, în %;

VMA - volumul de goluri în scheletul mineral, în %;

V_a – volumul de goluri de aer.

Din experiența Asphalt Materials Performance Laboratory se adoptă granulozități ale scheletului mineral care să conducă la un VMA de 13,5 – 17,0 % și la un VFA de 65 – 75 %.

4.2.2. Abordarea "Balanced Mix Design"

Administrația Federală a Autostrăzilor (Federal Highway Administration - FHWA) a alcătuit un grup de lucru de experți pentru dezvoltarea unui proces de proiectare optimizat al mixturii asfaltice (Balanced Mix Design - BMD) [144]. Grupul definește BMD ca „proiectarea mixturii asfaltice, utilizând teste de performanță pe epruvete condiționate corespunzător, care abordează multiple moduri de apariție a defecțiunilor, luând în considerare îmbătrânirea mixturii asfaltice, traficul, clima și tipul stratului (amplasarea stratului) în cadrul structurii rutiere”.

În proiectarea volumetrică convențională a mixturii asfaltice conținutul optim de bitum este selectat ca acel conținut de liant care conduce la un procent de goluri de 4 % la numărul de rotații preselecat, fără a lua în considerare proprietățile de performanță ale mixturii asfaltice în procesul de proiectare. Pe de altă parte, într-un proces de proiectare optimizată a mixturii asfaltice, proprietățile de performanță ale

mixturii sunt evaluate pe lângă proprietățile volumetrice. Spre exemplu, un conținut de bitum mai scăzut, determinat prin utilizarea proiectării volumetrice convenționale îndeplinește condițiile impuse pentru ornieraj, dar fără a satisface cerințele de performanță pentru fisurare. Pe de altă parte, procesul de proiectare optimizată a mixturii asfaltice conduce la un conținut de bitum mai ridicat, dar care satisface atât cerințele de performanță la ornieraj, cât și la fisurare.

Grupul desemnat de FHWA a propus, de asemenea, trei abordări potențiale pentru implementarea procesului BMD [144]:

✚ Abordarea 1: Proiectare volumetrică cu verificarea performanței

Această abordare este cea mai frecvent utilizată și cercetată. În abordarea 1, mixtura asfaltică este proiectată pe baza specificațiilor Superpave. Pe aceasta se efectuează teste de performanță pentru a verifica dacă mixtura îndeplinește cerințele de performanță. Mixtura asfaltică trebuie să satisfacă atât criteriile volumetrice, cât și cele de performanță. Dacă nu sunt îndeplinite cerințele, se repetă întregul proces de proiectare. Modificările care pot fi făcute sunt legate de sursa agregatelor și bitumului, granulozitatea agregatelor, clasa de performanță a bitumului și aditivi.

Această abordare este în prezent pusă în aplicare de către departamentul de stat al transporturilor (DOT) din Illinois, Texas, Louisiana, Minnesota, New Jersey și Wisconsin.

✚ Abordarea 2: Proiectarea volumetrică modificată a mixturii asfaltice

În această abordare, granulozitatea inițială și conținutul de bitum sunt determinate utilizând procesul de proiectare Superpave. Proporțiile mixturii asfaltice sunt apoi ajustate pentru a îndeplini cerințele încercărilor de performanță. Cerințele de proiectare volumetrică nu sunt strict aplicate în abordarea 2, în timp ce cerințele de performanță trebuie să fie îndeplinite.

California folosește în prezent această abordare.

✚ Abordarea 3: Proiectarea bazată pe performanță

În această abordare, procesul de proiectare volumetrică a mixturii asfaltice este limitat sau omis în totalitate și diferite mixturi asfaltice inițiale sunt evaluate direct folosind încercări de performanță. Obiectivul abordării 3 este de a utiliza diferite procente pentru componentele mixturii asfaltice, inclusiv chiar mai multe granulozități pentru agregate și conținuturi de bitum, pentru a satisface criteriile de performanță. Prin urmare, criteriile volumetrice minime de proiectare nu sunt obligatorii pentru proprietățile agregatelor și bitumului. Cu toate acestea, criteriile volumetrice, cum ar fi golurile de aer, conținutul minim de bitum, granulozitatea, VMA și VFA pot fi utilizate orientativ, dar nu ca și criterii de proiectare. Deoarece nu există date de teren sau cunoștințe disponibile pentru a valida eficacitatea acestui proces, această metodă nu este în prezent utilizată sau implementată de niciun stat, dar reprezintă o opțiune viabilă.

Reprezentarea schematică a celor trei abordări este prezentată în Figura 4.6, adaptată după [144]. Implementarea unei metode de proiectare optimizată a mixturii asfaltice bazate pe performanță este de așteptat să îmbunătățească calitatea și performanța mixturilor asfaltice utilizate pentru construcții.

Abordarea BMD propusă de Oregon State University (OSU) în proiectul de cercetare SPR 801 [90] utilizează proiectarea volumetrică cu testarea performanței (abordarea 1). Considerentele alegerii acestei abordări au fost: evaluarea performanței la utilizarea unor conținuturi mai ridicate de RAP, mărirea conținutului de bitum pentru îmbunătățirea performanțelor la fisurare pe termen lung și cuantificarea impactului utilizării tehnologiilor de aditivi recent dezvoltate (mixturi căldute, fibre, etc.) asupra performanței pe termen lung a îmbrăcămintei bituminoase. În procesul propus, conținutul de bitum este determinat utilizând procesul de

proiectare volumetrică Superpave a mixturii asfaltice după selectarea unei granulozități adecvate a agregatelor și a unei clase de performanță a bitumului.

4.3. Prepararea mixturii asfaltice și a epruvetelor

Acest paragraf oferă informații despre materialele utilizate de bitum, agregate și mixtură asfaltică recuperată - RAP, pentru proiectarea dozajului pentru o mixtură asfaltică caldă, pornind de la cerințele impuse, conform metodologiei Superpave în statul Oregon (SUA).

Materialele de bază utilizate au fost puse la dispoziția laboratorului de către o fabrică de mixturi asfaltice din Oregon. Au fost utilizate probe omogenizate și compactate în laborator ("laboratory mixed - laboratory compacted samples" - LMLC) pentru testare și evaluare. Probele LMLC au fost produse în laboratorul Asphalt Materials Performance de la Oregon State University.

Abordarea BMD propusă de Oregon State University (OSU) în proiectul de cercetare SPR 801 [90] este proiectarea volumetrică cu verificarea performanței (abordarea 1), ilustrată schematic în Figura 4.6.

Dozajele pe baza cărora au fost preparate epruvetele au fost concepute de către echipa de cercetare sub îndrumarea dr. ing. Erdem Coleri. A fost realizată o mixtură asfaltică caldă cu 30 % RAP, notată WMA_RAP, și cu folosirea unui aditiv chimic utilizat frecvent în SUA. Mixtura asfaltică proiectată a fost corespunzătoare nivelului 4 din Oregon, specific drumurilor cu trafic intens și greu.

Mixtura asfaltică recuperată (RAP) a fost furnizată de către aceeași fabrică de mixturi asfaltice, inclusiv încercările privind determinarea calității acesteia. Conținutul de bitum în RAP a fost de 5,02 %. Tabel 4.6 prezintă în procentul de participare în RAP a granulelor de agregat considerând sitele caracteristice statului Oregon în urma efectuării cererii RAP.

Tabel 4.6 – Procent de participare în RAP a granulelor de agregat

Site SUA, mm	0,075	0,15	0,3	0,6	1,18	2,36	4,75	6,35	9,5	12,5	19
Treceri, %	10,2	14,0	18,0	23,0	32,0	47,0	69,0	78,0	91,0	98,0	100,0

Alcătuirea scheletului mineral pentru mixtura asfaltică caldă preparată în SUA (inclusiv RAP) este precizat în Tabel 4.7. În același tabel este prezentată și granulozitatea recomandată de fabrica de mixturi asfaltice care a pus la dispoziție materialele, sub forma unei granulozități țintă. Mixtura asfaltică considerată a fost concepută pentru a avea o granulozitate cât mai apropiată de granulozitatea țintă.

Tabel 4.7 – Procent de participare în mixtura asfaltică a granulelor de agregat

Site România, mm	0,063	0,125	2	4	8	16	22,4				
Treceri, %	7,4	10,7	28,7	43,0	70,3	99,4	100				
Site SUA, mm	0,075	0,15	0,3	0,6	1,18	2,36	4,75	6,35	9,5	12,5	19
Treceri, %	6,4	8,9	11,7	16,2	23,8	37,2	55,8	62,1	81,5	97,2	100
Treceri țintă, mm	6,8	10,0	13,0	17,0	23,0	34,0	52,0	65,0	88,0	97,0	100

178 MIXTURI ASFALTICE CU MIXTURĂ ASFALTICĂ RECUPERATĂ - 4

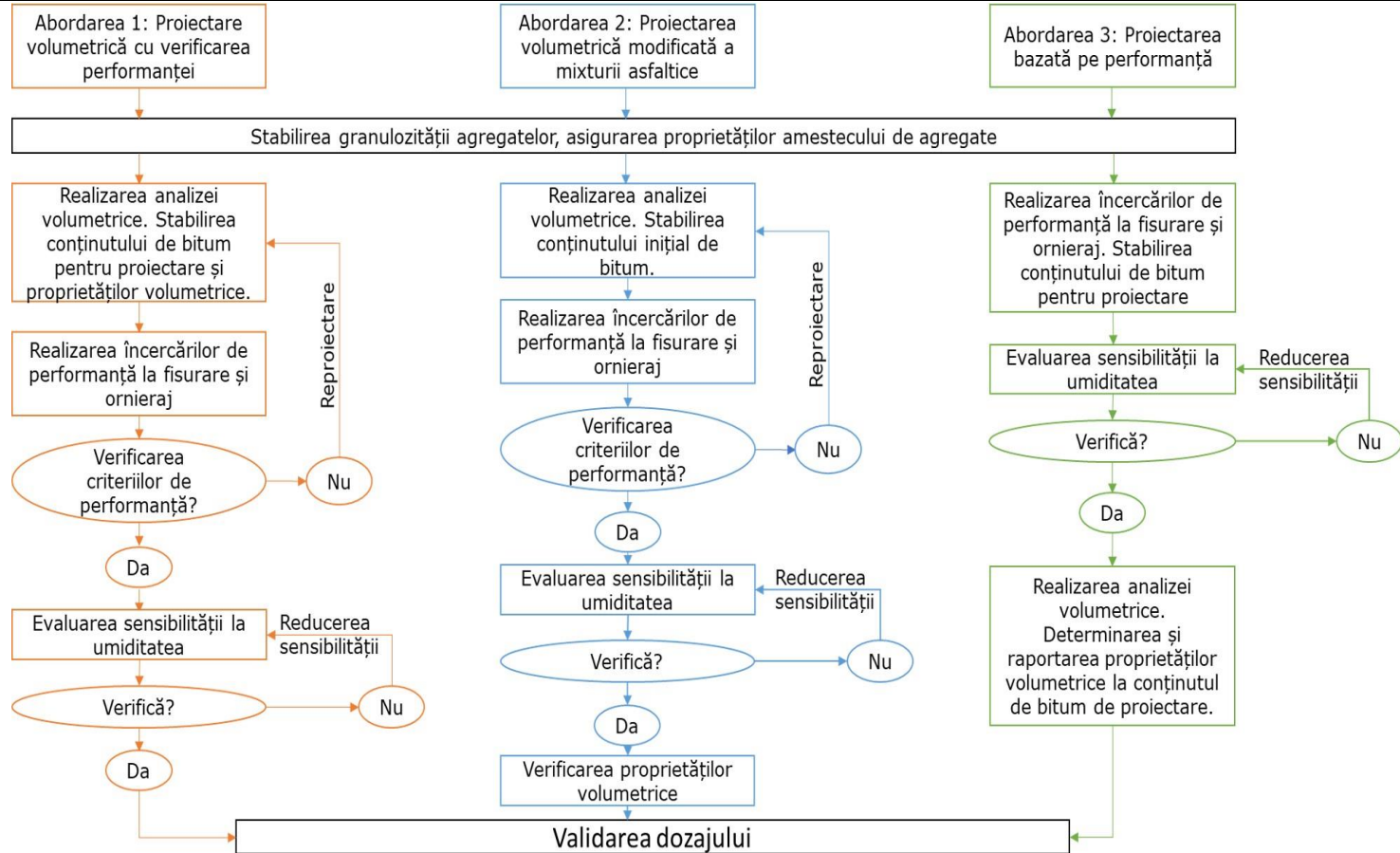


Figura 4.6 – Reprezentarea schematică a abordărilor BMD [144]

Similar normativului românesc, pentru un anumit tip de mixtură asfaltică există puncte de control a granulozității prin controlarea procentului de părți fine, procentului de nisip, procentului de granule acceptate peste dimensiunea maximă din amestec etc., care conduc la obținerea unor zone de granulozitate. Cu toate acestea, mulți beneficiari își specifică propriile puncte de control de granulozitate, care pot diferi de punctele standard Superpave de control de granulozitate.

Pentru punerea în evidență a diferenței dintre metoda de proiectare a curbei de granulozitate conform normelor din România, respectiv din SUA, în Figura 4.7 sunt prezentate comparativ curba de granulozitate pentru mixtura asfaltică cu RAP proiectată în SUA și curba de granulozitate pentru mixtura asfaltică caldă proiectată în România, menționată în capitolul 3. Aceste curbe de granulozitate sunt prezentate în raport linia de densitate maximă cu $n=0,45$ ("0,45 power curve"), corespunzătoare dimensiunii maxime a granulei de agregat din amestec (19 mm în Oregon, respectiv 22,4 mm în România). Aceleași curbe de granulozitate sunt prezentate comparativ în Figura 4.8 prin încadrarea în zona de granulozitate prevăzută de normativele românești [41,114]. Pentru a ilustra aceste diferențe, Tabel 4.7 prezintă comparativ alcătuirea scheletului mineral pentru mixtura asfaltică caldă preparată în SUA (inclusiv RAP) și cea a scheletului mineral conceput pentru mixturile asfaltice cercetate în România.

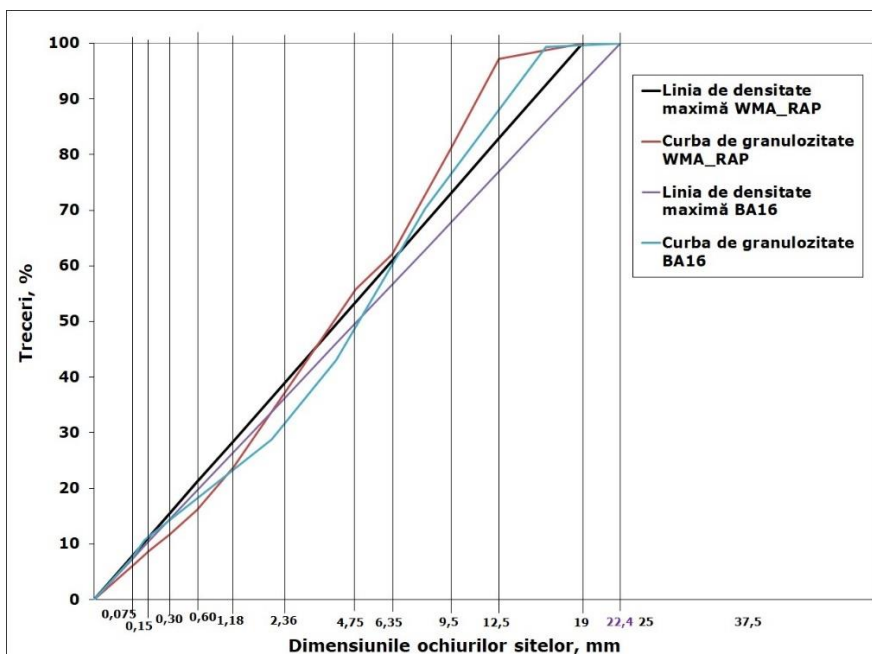


Figura 4.7 – Curba de granulozitate pentru mixturile proiectate în raport cu linia de densitate maximă

Se constată că, pentru ambele dozaje, scheletul mineral are o granulozitate continuă, apropiată de curba de densitate maximă, ceea ce conduce la concluzia că volumul de goluri remanent în mixtura asfaltică va fi relativ redus.

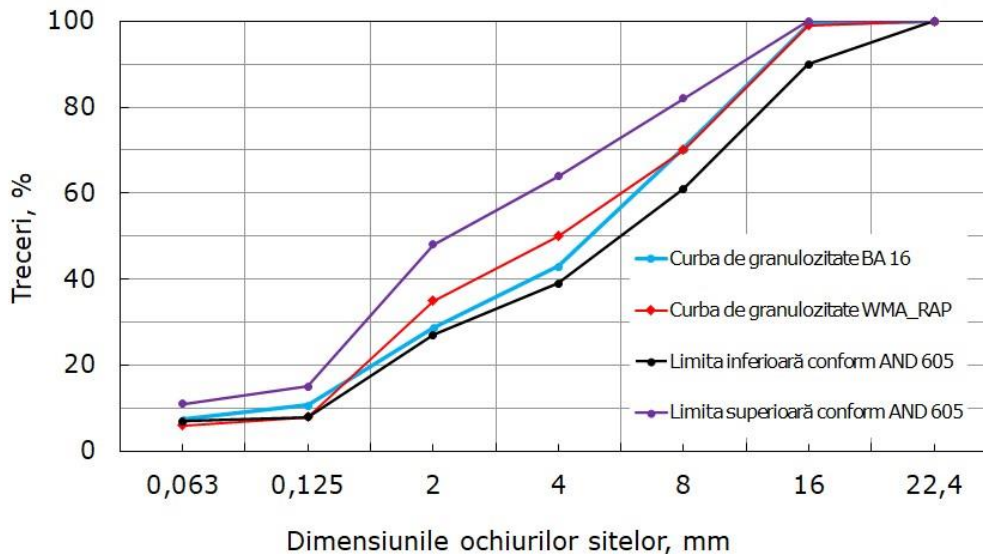


Figura 4.8 – Curba de granulozitate a scheletului mineral în funcție de limitele impuse de normele tehnice românești

Analizând datele din figurile 4.7 și 4.8, respectiv din Tabel 4.7 se pot formula următoarele concluzii:

- scheletul mineral folosit în România are cu cca 25 % mai multe particule fine decât cel din SUA. Aproximând trecerile prin sita de 0,125 mm, rezultă cca 8,0 % treceri în SUA, față de 10,7 % în România;
- fracțiunea 0,125...2,000 mm este de 18,0 % în România și de cca 25,0 % în SUA;
- fracțiunea 2,0...4,0 mm este de 14,3 %, în timp ce pentru dozajul proiectat în SUA poate fi aproximată la cca 16,9 %;
- granulele grosiere mai mari de 4,0 mm reprezintă 57,0 % pentru dozajul proiectat în România și cca 50,1 % pentru cel proiectat în SUA.

În ansamblu, se remarcă faptul că nu sunt diferențe fundamentale între cele două schelete minerale proiectate, exceptând repartizarea diferită a particulelor fine din amestec: un procent mai ridicat de filer pentru dozajul proiectat conform AND 605 și un procent mai ridicat al fracțiunii 0,125...4,000 mm pentru dozajul realizat conform metodei Superpave.

Revenind la cerințele proiectării dozajului unei mixturi asfaltice în statul Oregon, se reține faptul că rezultatul final constă în obținerea unui amestec de agregate, filer și bitum cu caracteristici care să corespundă solicitărilor beneficiarului. Deși granulozitatea și dimensiunea maximă a granulelor pot varia pentru o mixtură asfaltică în funcție de utilizarea, locația și disponibilitatea materialului, majoritatea mixturilor asfaltice proiectate cu metoda Superpave în SUA au granulozități continue [145].

Selectarea clasei de performanță a bitumului se face prin efectuarea mai multor încercări de laborator la temperaturile maxime și minime ale îmbrăcămintei bituminoase determinate cu programul software Long-Term Pavement Performance Bind (LTPPBind) [133]. Figurile 4.9 și 4.10 prezintă imagini preluate din acest program

cu harta SUA și temperaturile maxime (Figura 4.9), respectiv minime (Figura 4.10) în fiecare zonă.

Pentru proiectarea dozajului de mixtură asfaltică caldă a fost adoptat un bitum tip PG 70-22ER. Acest tip de liant bituminos este un bitum modificat cu polimeri, ER simbolizând revenirea elastică a bitumului (ER – “Elastic Recovery”). Tipul de bitum PG 70-22ER este corespunzător unei regiuni climatice cu temperatura medie a îmbrăcămintei bituminoase, măsurată la cca 2 cm față de suprafața de rulare, pentru cele mai călduroase șapte zile din an de 70 °C și temperatura minimă a îmbrăcămintei bituminoase, măsurată la nivelul suprafeței de rulare, care poate fi întâlnită pe durata exploatarei de -22 °C.

Obținerea granulozității scheletului mineral menționată anterior s-a efectuat urmărind etapele descrie în paragraful 4.2.1.

După stabilirea curbei de granulozitate, pentru verificarea caracteristicilor mixturii asfaltice și determinarea conținutului optim de bitum s-au selectat trei conținuturi diferite de bitum de 5,1 %, 5,6 % și 6,1 %, conform experienței anterioare de proiectare a laboratorului. Pentru fiecare conținut de bitum, probele pentru densitatea relativă maximă au fost omogenizate în triplicat conform [146], iar valorile G_{mm} au fost determinate conform [138].

Pentru scheletul mineral analizat, cu agregate concasate și 30 % RAP, a fost obținută, o densitate relativă maximă (G_{mm}) de 2 476 kg/m³ pentru un procent de bitum de 5,1 %, 2 446 kg/m³ pentru un procent de bitum de 5,6 % și respectiv 2 422 kg/m³ pentru un procent de bitum de 6,1 %.

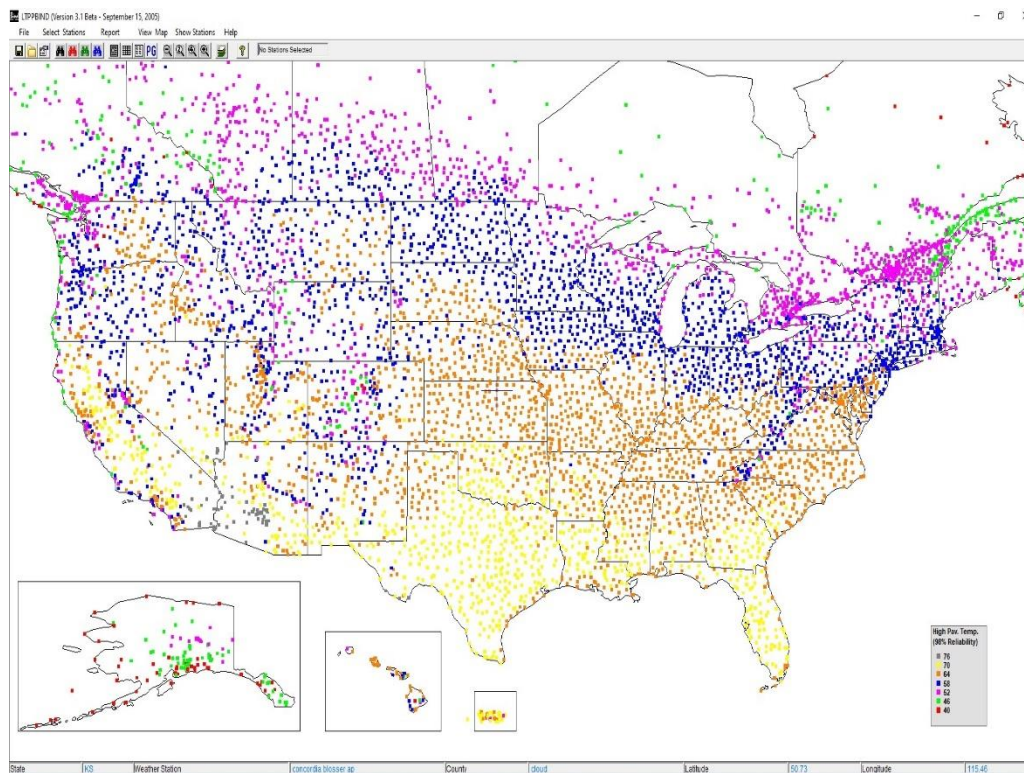


Figura 4.9 – Temperaturile maxime ale îmbrăcămintei bituminoase în SUA conform LTPPBIND

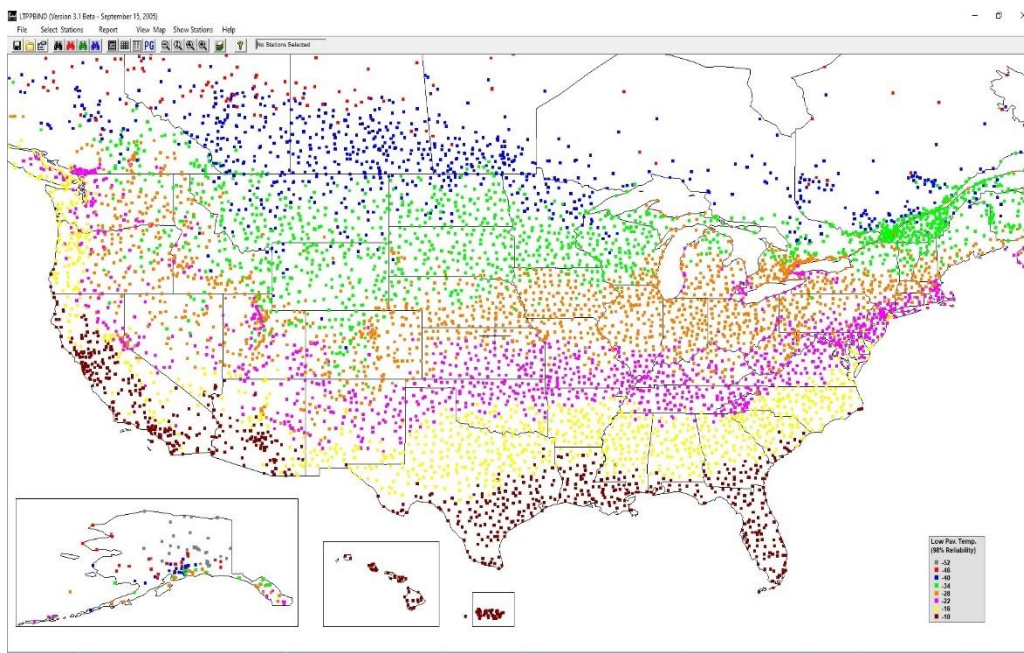


Figura 4.10 – Temperaturile minime ale îmbrăcămintei bituminoase în SUA conform LTPPBIND

Ulterior acestei etape au fost pregătite trei epruvete pentru fiecare conținut de liant care s-au compactat cu presa giratorie prin fixarea numărului de rotații N_{pr} la 65, prin tema de proiectare, conform specificațiilor AASHTO [146]. Pentru fiecare probă s-a determinat volumul de goluri și s-a trasat graficul volumului de goluri în raport cu conținutul de bitum (Figura 4.11). Conținutul de bitum corespunzător volumului de goluri țintă de 7 % a fost selectat ca și conținut optim de bitum pentru mixtura asfaltică proiectată, și anume 5,6 %.

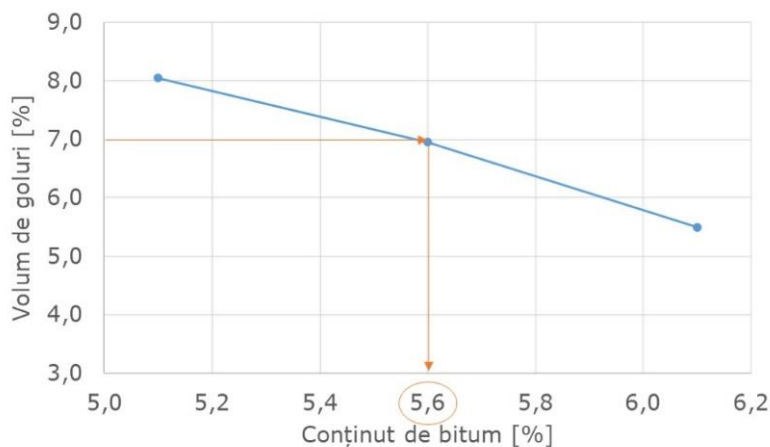


Figura 4.11 – Stabilirea conținutului optim de bitum

4.3. Prepararea mixturii asfaltice și a epruvetelor 183

Valoarea volumului de goluri de 7 %, pentru care s-a optat în cadrul studiului a fost adoptată considerând că în timpul construcției atingerea unei valori de 93 % a raportului procentual al densității aparente relative la densitatea relativă maximă (%G_{mm}) reprezintă o cerință care trebuie îndeplinită de constructorii din Oregon.

În plus, s-a realizat verificarea rezultatelor obținute pentru mixtura asfaltică considerată cu conținutul optim de bitum selectat (5,6 %), prin compararea acestora cu valorile precizate de normele tehnice ale Departamentului de Transporturi din Oregon, constatându-se că se încadrează în limitele de toleranță [141] precizate în Tabel 4.8.

Tabel 4.8 – Limite de toleranță pentru mixtura asfaltică proiectată în statul Oregon

Proprietate volumetrică	Limită
Volum de goluri	Cerința volumetrică impusă* ± 1 %
VMA	12,5...17,0 (pentru NMAS 19 mm)
	13,5...17,0 (pentru NMAS 12,5 mm)
	14,5...17,0 (pentru NMAS 9,5 mm)
VFA	65...75 (pentru NMAS 19 mm și 12,5 mm în nivelurile 3 și 4)
	65...78 (pentru NMAS 19 mm și 12,5 mm în nivelul 2)
	70...80 (pentru NMAS 12,5 mm în nivelul 1 și pentru NMAS 9,5 mm în nivelurile 1...4)
Raportul filer-bitum	0,8...1,6

*Cerințele volumetriche impuse sunt prezentate în Tabel 4.5.

Proprietățile volumetriche și variabilele de proiectare ale mixturii asfaltice luate în considerare în acest studiu sunt rezumate în Tabel 4.9.

Tabel 4.9 – Proprietățile volumetriche ale mixturii asfaltice proiectate

Mixtura asfaltică	Clasa de performanță a bitumului	RAP ¹ (%)	B _{RAP} ² (%)	B ³ (%)	BR ⁴ (%)	P _{be} ⁵ (%)	P _{<0,075} /P _{be} ⁶	Aditiv	VMA-VFA %
WMA_RAP	PG 70-22ER	30	5,02	5,6	26,9	4,63	1,4	0,68% C1 ⁷	16,1-69

¹ RAP = Mixtură asfaltică recuperată adăugată în procent de 30 % din masa mixturii asfaltice;

² B_{RAP} = Conținutul de bitum în RAP;

³ B = Conținutul total de bitum din masa mixturii din proiectarea volumetrică la 65 rotații;

⁴ BR = Bitum recuperat în mixtura asfaltică caldă;

⁵ P_{be} = Procentul efectiv de bitum în mixtura asfaltică;

⁶ P_{<0,075}/P_{be} = Raportul filer - bitum în mixtură;

⁷ C1 = aditiv chimic din masa bitumului.

Bitumul recuperat reprezintă procentul de bitum din RAP care intră în compoziția noii mixturi asfaltice. Acest procent, conform temei de proiectare, trebuie să fie de min. 25 % din dozajul de bitum cu care se prepară noua mixtură asfaltică. Bitumul recuperat se determină cu relația următoare:

$$BR = \frac{(RAP \times B_{RAP})/100}{B} \times 100 \quad [\%] \quad (4.16)$$

în care: BR reprezintă bitumul recuperat raportat la bitumul total din mixtură, în %;

RAP – mixtura asfaltică recuperată utilizată în noua mixtură, în %;

B_{RAP} – dozajul de bitum din RAP, în %;

B – dozajul de bitum din mixtura asfaltică proiectată.

S-a constatat că mixtura asfaltică analizată prezintă o valoare VMA ridicată. Cu toate acestea, această valoare se încadrează în intervalul 13,5 - 17,0 % necesar pentru mixturile asfaltice cu dimensiunea nominală maximă a agregatelor de 12,5 mm acceptate în statul Oregon, conform procesului standard de verificare a proiectării mixturii asfaltice. Valoarea VFA este, de asemenea, în intervalul necesar de 65 - 75 % pentru mixturile asfaltice cu dimensiunea nominală maximă a agregatelor de 12,5 mm și care se încadrează în nivelul 3 sau 4 de trafic din statul Oregon. Raportul fier-bitum pentru mixtura asfaltică este, de asemenea, în limitele cerute de ODOT (0,8 - 1,6).

Pentru efectuarea testelor de performanță au fost alese trei conținuturi de bitum, și anume: conținutul optim de bitum (COB), determinat anterior pentru un volum de goluri de 7 %, de 5,6 %, respectiv + 0,5 % și - 0,5 % COB, rezultând 6,1 % și 5,1 %. Adoptarea acestor doze de liant aduce un mare avantaj în situația analizată deoarece nu este necesară refacerea caracteristicilor volumetrice pentru aceste procente, ele fiind determinate anterior, în cadrul încercărilor preliminare pentru evaluarea variației volumului de goluri.

Epruvetele au fost compactate pentru obținerea grosimii corespunzătoare dimensiunilor epruvetelor specifice fiecărei încercări, respectând caracteristicile volumetrice determinate.

Înainte de malaxare, agregatele au fost menținute în etuvă la o temperatură cu 10 °C mai mare decât temperatura de preparare de 140 °C, materialele RAP au fost menținute la 110 °C iar bitumul a fost încălzit la temperatura de preparare timp de 2 ore. După omogenizare, AASHTO [147] recomandă condiționarea mixturilor proaspăt pregătite timp de 4 ore la 135 °C pentru a simula îmbătrânirea pe termen scurt. Scopul îmbătrânirii pe termen scurt este de a simula îmbătrânirea și absorbția bitumului care are loc în timpul fazelor de producție și punere în operă. Cu toate acestea, pe baza sugestiilor din [148], a fost adoptată o perioadă de condiționare pe termen scurt de 2 ore la 135 °C. Acesta este protocolul de îmbătrânire pe termen scurt sugerat de [90] pentru statul Oregon.

Protocolul de îmbătrânire pe termen lung dezvoltat pentru statul Oregon în proiectul de cercetare SPR 801 Development of a Balanced Mix Design Method in Oregon a fost urmat pentru condiționarea mixturilor asfaltice pentru încercările de fisurare ("Semi Circular Bend" – SCB test). Pe baza rezultatelor și recomandărilor din [90], mixturile asfaltice necompactate, îmbătrânite pe termen scurt, au fost îmbătrânite în continuare la 95 °C timp de 24 de ore pentru a simula îmbătrânirea pe termen lung. Condiționarea a fost efectuată într-o etuvă în care mixturile asfaltice au fost amestecate la intervale regulate pentru a asigura o îmbătrânire uniformă. După condiționarea pe termen lung, mixturile asfaltice au fost menținute în continuare în etuvă la temperatura de compactare de 126 °C încă 2 ore înainte de compactare.

Probele cilindrice au fost compactate folosind o presă giratorie Superpave conform [146]. Mixturile asfaltice folosite pentru probele destinate încercării la orniaraj au fost îmbătrânite doar pe termen scurt (fără îmbătrânire pe termen lung), deoarece formarea făgașelor se produce în general la începutul duratei de exploatare. Mixturile asfaltice folosite pentru probele destinate încercării la fisurare au fost îmbătrânite pe termen lung pentru a simula impactul îmbătrânirii prin oxidarea și volatilizarea diferitelor componente din bitum asupra rezistenței la fisurare pe termen lung.

Procentul de aditiv chimic a fost calculat cu ecuația 4.17 [149], luând în considerare conținutul total de bitum din mixtura asfaltică ca sumă a bitumului pur și

a bitumului provenit din RAP, și considerând un procent țintă de aditiv de 0,5% din masa bitumului.

$$\% \text{ Procent ajustat de aditiv} = \frac{(\% \text{ procent țintă aditiv}) \times (\% \text{ bitum total})}{(\% \text{ bitum total}) - (\% \text{ bitum din RAP})} \quad (4.17)$$

Înainte de malaxare, bitumul și aditivul chimic au fost amestecate folosind un mixer electric de laborator. Procentele de aditiv chimic calculate au fost de 0,66 %, 0,68 % și 0,71 % din masa bitumului pentru mixtura asfaltică realizată cu 6,1 %, 5,6 % și respectiv 5,1 % conținut total de bitum.

4.4. Planul testelor experimentale

Evaluarea calității mixturii asfaltice călduțe s-a axat pe determinarea proprietăților volumetrice și a performanțelor la fisurare, respectiv la formarea făgașelor.

În Oregon, încercarea Semi-Circular Bend (SCB) este utilizată pentru a cuantifica performanța la fisurare a mixturii asfaltice, în timp ce testul Hamburg Wheel Tracking Test (HWTT) oferă posibilitatea analizării performanței la deformații plastice prin încercarea de ornieraj.

Planul de derulare al încercărilor de determinare a performanțelor mecanice ale mixturilor asfaltice proiectate cu conținutul optim de bitum determinat prin proiectarea volumetrică, respectiv conținutul optim de bitum + 0,5 % și - 0,5 %, a urmărit efectuarea celor două tipuri de încercări de laborator pe cele trei mixturi asfaltice cu conținut diferit de bitum. În acest context, au fost încercate 24 epruvete cilindrice preparate cu presa giratorie, iar rezultatele obținute sunt prezentate în Tabel 4.10.

Pentru determinarea densității relative maxime G_{mm} și pentru calcularea proprietăților volumetrice pentru mixtura preparată cu conținutul de bitum derivat din graficul de proiectare optimizată au fost pregătite mai multe probe suplimentare.

Tabel 4.10 – Plan experimental pentru proiectarea optimizată a mixturii asfaltice

Mixtura asfaltică	Încercare de laborator	Temperatură, °C	Conținut de bitum, %	Epruvete	Număr total de încercări
WMA_RAP	SCB	25	COB ¹	4	12
	HWTT	50	- 0,5 % + 0,5 %	4	12

¹COB = Conținutul optim de bitum obținut din proiectarea volumetrică a mixturii asfaltice

Procentele de aditiv chimic calculate cu relația 4.17 au fost de 0,66, 0,68 și 0,71 % din masa totală a bitumului pentru mixturile asfaltice cu 6,1, 5,6 și respectiv 5,1 % conținut total de bitum.

4.5. Metode de încercare

Metodele de încercare care au fost utilizate în această parte a studiului sunt următoarele: încercarea Semi-Circular Bend (SCB) pentru determinarea rezistenței la fisurare și încercarea Hamburg Wheel Tracking (HWT) pentru determinarea rezistenței la deformații permanente (ornieraj).

4.5.1. Încercarea Semi-Circular Bend (SCB)

Încercările Semi Circular Bend (SCB) sunt realizate pentru a determina performanța la fisurare a mixturilor asfaltice. Această încercare este efectuată pe jumătăți de probe cilindrice, compactate în laborator conform [146], și care au o creștătură de-a lungul axei de simetrie a fiecărei jumătăți tăiată cu un fierăstrău. Testul constă în aplicarea unei încărcări verticale cu rata de deformare constantă asupra unei probe semicirculare [150].

Efectuarea încercărilor de laborator pe epruvete cu adâncimi diferite ale creștăturilor a fost sugerat de Wu ș.a. [151], dar în urma studiilor mai recente a fost concluzionat că reducerea adâncimii creștăturii reduce variabilitatea rezultatelor obținute [152–154]. Din acest motiv, în cadrul acestui studiu s-a optat pentru o adâncime a creștăturii de 15 mm, în timp ce studiile originale recomandă adâncimi de 25,4, 31,8 și 38,0 mm.

Avantajele menționate de literatura de specialitate pentru această încercare sunt următoarele:

- rezultatele obținute pe epruvete cu adâncimi diferite ale creștăturii permit o evaluare a modului și timpului de propagare a fisurilor prin straturile bituminoase;
- procedura și configurarea testului sunt destul de simple;
- epruvetele pentru SCB pot fi obținute din probele preparate cu presa giratorie;
- se obțin mai multe epruvete din aceeași probă preparată cu presa giratorie.

În cadrul cercetării efectuate asupra mixturilor călduțe preparate în cadrul Asphalt Materials Performance Laboratory al Oregon State University etapele parcurse pentru prepararea epruvetelor au fost următoarele:

- prepararea cu presa giratorie a unei probe cu grosimea de 130 mm și diametrul de 150 mm, la un volum de goluri de 7 %;
- verificarea densității aparente a probei și eliminarea celor necorespunzătoare;
- tăierea probei cu scopul obținerii a două epruvete cilindrice cu grosimea de 57 ± 2 mm;
- epruvetele astfel obținute au fost înjumătățite, în lungul unui diametru, folosindu-se un fierăstrău de mare precizie;
- realizarea unei creștături de $15 \pm 0,5$ mm lungime și 3 mm lățime pe axa de simetrie a fiecărei probe. Finalul acestor operații este prezentat în Figura 4.12.



Figura 4.12 – Epruveta pentru încercarea SCB

Se menționează faptul că într-un studiu de cercetare precedent efectuat la Oregon State University [154], încercarea Semi-Circular Bend (SCB) a fost desemnată ca fiind cea mai eficientă metodă pentru determinarea rezistenței la fisurare a amestecurilor de asfalt utilizate în Oregon [117].

Pe de altă parte, metoda de testare pentru evaluarea performanței la fisurare a amestecurilor de asfalt a fost studiată de Ozer et al [152] pentru un interval de temperaturi de $-30...+30$ °C, ajungându-se la concluzia că odată cu creșterea temperaturii crește și energia de fisurare, iar pentru o temperatură de 25 °C se obține cea mai bună repetabilitate a rezultatelor și cea mai apropiată corelare a acestora cu comportarea din teren a stratului bituminos.

Referitor la rata de deformare aceeași cercetare precizează la rezultate pentru valori ale ratei de deformare de 0,7...50 mm/min rezultând că pe măsura creșterii ratei de deformare crește și energia de fisurare. De asemenea, s-a constatat că pe măsura creșterii ratei de deformare epruvetele se comportă mai fragil la rupere, palierul de ductilitate fiind redus și încărcarea maximă atinsă fiind mai mare. În acest sens, în Figura 4.13, se evidențiază rezultatele încercărilor efectuate de Ozer et al [152] pentru două rate de deformare diferite.

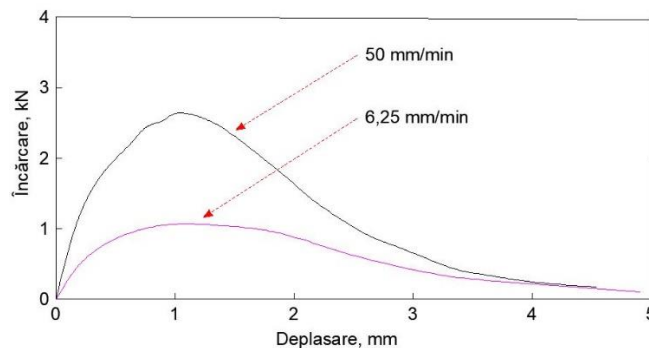


Figura 4.13 – Curbe de încărcare-deplasare pentru două rate de deformare [152]

Considerând ultimele recomandări ale cercetărilor desfășurate în acest domeniu, s-a adoptat o rată de deformare a epruvetelor de 0,5 mm/min, în loc de 50 mm/min, din consideratul că s-a demonstrat anterior de Coleri et al [117,154] că o rată de deformare mai mică conduce la rezultate care sunt mai bine corelate cu comportarea reală din teren. De asemenea, temperatura testului a fost stabilită la 25 °C.

Probele, preparate în condițiile menționate anterior, au fost păstrate înainte de efectuarea încercării, pentru condiționare, la temperatura de încercare timp de 24 ore. Partea plană a probelor semicirculare a fost amplasată pe rolele presele de încercare, precum se poate observa în Figura 4.14, temperatura în incinta de încercare fiind menținută constantă la 25 °C. Deoarece probelor li se aplică o încărcare verticală cu o rată de deplasare a pistonului constantă, încărcarea efectivă este măsurată printr-o celulă de forță. Încercarea s-a oprit automat când forța a scăzut sub 0,5 kN.

Indicele de flexibilitate (FI) reprezintă parametrul obținut în urma testului și utilizat pentru evaluarea rezistenței la fisurare. FI reprezintă un indice care caracterizează potențialul de fisurare al amestecurilor de asfalt. Indicele de flexibilitate (FI) reprezintă raportul dintre energia de fisurare (G_f) și panta (m) la punctul de inflexiune înregistrat după maximumul curbei încărcare - deplasare (deplasarea pe verticală a pistonului). Ilustrarea curbei încărcare-deplasare și a pantei la punctul de

inflexiune (m) este realizată în Figura 4.15, adaptată după [152]. În această figură t_0 reprezintă timpul la care se atinge încărcarea maximă, iar t_f este timpul final al încercării. În funcție de ecartul $t_f - t_0$ se poate aproxima viteza aproximativă de propagare a fisurii, în mm/s. FI este corelat cu fragilitatea mixturilor asfaltice și a fost dezvoltat pentru mixturi asfaltice de Ozer ș.a. [152]. Valorile mici ale FI arată că mixturile asfaltice sunt mai fragile și au o rată de creștere a fisurilor mai mare. În studiul efectuat de Ozer ș.a. [152] valorile indicelui de flexibilitate pentru mixturile asfaltice la cald și călduțe testate, având diferite procente de RAP în compoziție, au fost cuprinse între 2 și 16, cu o fragilitate mai mare pentru valori FI mai mici.

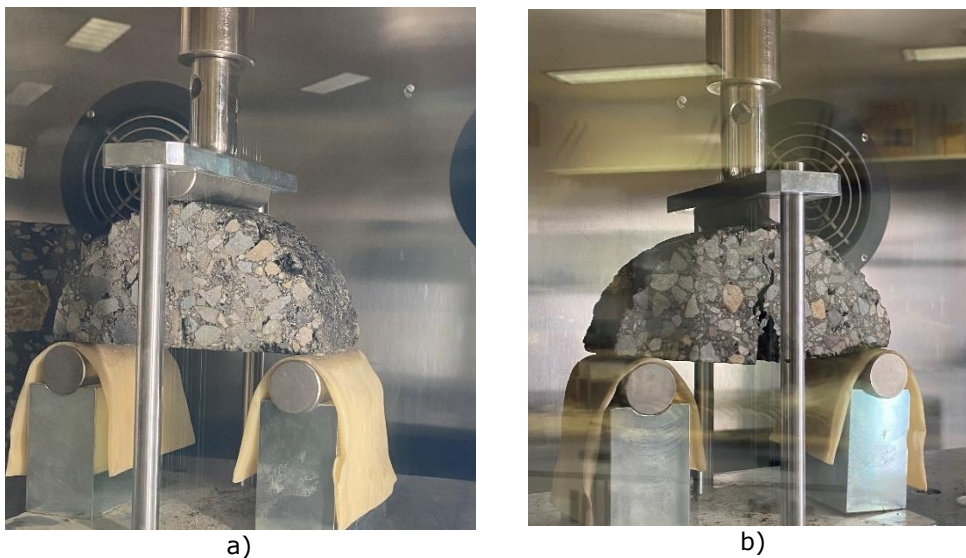


Figura 4.14 – Încercarea Semi-Circular Bend: a) începutul încercării; b) finalul încercării

Indicele de flexibilitate se calculează cu următoarea relație:

$$FI = A \times \frac{G_f}{abs(m)} \quad [-] \quad (4.18)$$

în care FI este indicele de flexibilitate;

A - conversia unității și coeficientul de scalare considerat 0,01;

G_f - energia de fisurare, în J/m^2 ;

$abs(m)$ = valoarea absolută a pantei la punctul de inflexiune de după maximul curbei încărcare - deplasare, în kN/mm .

Referitor la calculul energiei de fisurare (G_f) aceasta se calculează cu relația următoare:

$$G_f = \frac{W_f}{A_{sr}} \quad [J/m^2] \quad (4.19)$$

în care G_f este energia de fisurare, în J/m^2 ;

W_f - suprafața delimitată de curba încărcare - deplasare, în J;

A_{sr} - aria secțiunii de rupere calculată ca fiind raza epruvetei din care se scade lungimea crestăturii, înmulțită cu grosimea probei, în m^2 .

Suprafața W_f se calculează teoretic cu următoarea relație:

$$W_f = \int P du \quad [J] \quad (4.20)$$

în care P este încărcare, în kN ;

u - deplasarea, în mm .

Practic, softul atașat aparatului din laborator furnizează direct valorile corespunzătoare indicelui de flexibilitate.

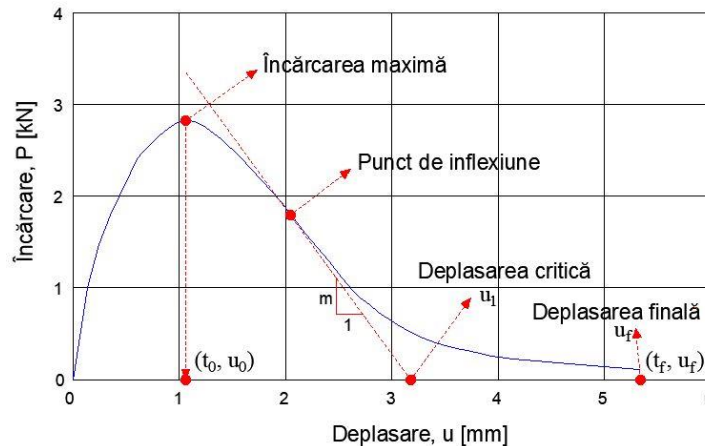


Figura 4.15 - Ilustrarea curbei de încărcare-deplasare și a pantei la punctul de inflexiune (m) [152]

De regulă, mixturile asfaltice produse în statul Oregon se caracterizează prin valori ale indicelui de flexibilitate mai mari de 8, valori mai mici indicând o susceptibilitate ridicată la fisurare a mixturii asfaltice, iar valori mai mari indicând o rezistență mai mare la fisurare.

4.5.2. Încercarea Hamburg Wheel-Tracking (HWT)

Aparatul Hamburg Wheel-Tracking (HWT) a fost dezvoltat pentru a măsura rezistența la formarea deformațiilor plastice, a fâgașelor, în straturile bituminoase și sensibilitatea la umiditate a mixturilor asfaltice, care poate conduce la dezanrobarea agregatelor. Figura 4.16 prezintă un aparat HWT funcțional în cadrul laboratorului Asphalt Materials Performance Laboratory Această încercare s-a realizat conform normelor tehnice AASHTO [155].

Conform normelor tehnice în vigoare, poate fi testată fie o placă, fie două probe cilindrice, care pot fi carote prelevate dintr-un strat bituminos sau epruvete cilindrice preparate cu presa giratorie. Încercările sunt efectuate pe probe de mixtură asfaltică imersate într-o baie de apă la temperatura de 40 °C sau 50 °C, pe suprafață cărora se rulează roți de oțel pentru a simula încărcarea vehiculului. Se aplică, de regulă, 20 000 de treceri pentru a evalua rezistența la ornieraj și sensibilitatea la umiditate a unei epruvete.

Testul oferă informații legate de adâncimea totală a fâgașului, consolidarea după compactare, panta de fluaj, punctul de inflexiune de dezanrobare și panta de dezanrobare a probei de mixtură asfaltică [156,157].

Deformația după primele 1000 treceri reprezintă consolidarea după compactare care se produce rapid datorită densificării prin reducerea volumului de goluri a mixturii asfaltice. Panta de fluaj măsoară deformația permanentă acumulată după compactare și înainte de începerea dezanrobării și este un indicator al sensibilității la ornieraj. Numărul de treceri la care panta de fluaj trece la panta de dezanrobare este punctul de inflexiune de dezanrobare. Panta de dezanrobare

măsoară deformația permanentă acumulată rezultată din cauza umidității și este un indicator al rezistenței mixturii asfaltice la daunele provocate de umiditate [90,156]. Acești parametri se regăsesc în Figura 4.17, adaptată după [156].



Figura 4.16 – Aparatul Hamburg Wheel-Tracking

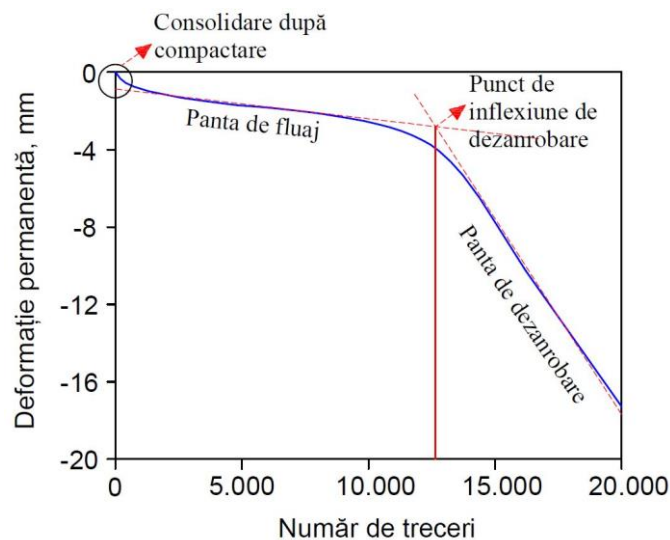


Figura 4.17 – Parametrii obținuți după încercarea HWT [156]

În ceea ce privește prepararea probelor pentru studiul efectuat pe mixturi asfaltice se remarcă următoarele:

- au fost preparate probe cilindrice cu presa giratorie cu înălțimea de 62 mm și diametrul de 150 mm, la un volum de goluri de 7 %;
- probele au fost păstrate la temperatura ambientală până au ajuns la temperatura camerei;

- a fost determinat volumul de goluri pentru fiecare probă pentru a verifica dacă este 7 %, iar cele care nu au corespuns au fost eliminate;
- probele au fost tăiate cu un fierăstrău și poziționate în matrită pentru încercare.

Evaluarea performanței la orneraj a mixturii asfaltice călduțe proiectate a fost efectuată prin determinarea adâncimii făgașului după 20 000 treceri, la o temperatură de 50 °C. Probele cilindrice pentru încercare au fost montate în stativele aparatului, precum se poate observa în Figura 4.18.



Figura 4.18 – Probele pentru încercarea HWT

Conform normelor tehnice din statul Oregon se impune mixturilor asfaltice utilizate pentru realizarea stratului de uzură o adâncime a făgașului de max. 2,5 mm, la o temperatură de încercare de 50 °C și 20000 treceri ale roții aparatului. Această adâncime maximă a făgașului este în curs de modificare, urmând să fie crescută la 5,0...6,0 mm. Adâncimea făgașului menționată este folosită pentru evaluarea probelor preparate în laborator cu presa giratorie și care au o adâncime a făgașului mai mică decât cea obținută pe probe preluate din teren.

Modificarea valorii limită a adâncimii făgașului se intenționează să se introducă în norme și din cauza faptului că limita actuală de 2,5 mm conduce la obținerea unui conținut de bitum prea scăzut, care poate influența negativ comportarea în timp a mixturii asfaltice. Trebuie menționat și faptul că în majoritatea statelor din SUA adâncimea maximă a făgașului este stabilită de 12,5 mm.

4.6. Rezultate și interpretarea rezultatelor

Subcapitolul prezintă și analizează rezultatele obținute în urma efectuării încercărilor de laborator cu aparatele Semi-Circular Bend (SCB) și Hamburg Wheel-Tracking (HWT).

Mixtura asfaltică călduță cu RAP a fost preparată și compactată pentru a obține epruvetele pentru încercări. Volumul de goluri țintă a fost de 7 %, iar conținutul de bitum pentru proiectarea volumetrică este menționat în Tabel 4.5. Pentru proiectarea optimizată a mixturii asfaltice au fost considerate trei conținuturi de bitum: conținutul de bitum de la proiectarea volumetrică (B), B-0,5% și B+0,5%.

Încercările de laborator au fost efectuate în cadrul laboratorului Asphalt Materials Performance Laboratory din cadrul OSU din Statele Unite ale Americii, în perioada 2019-2020.

4.6.1. Încercarea Semi-Circular Bend (SCB)

În Figura 4.19 se prezintă rezultatele încercărilor efectuate cu aparatul SCB, pe epruvete preparate conform descrierii anterioare, pentru determinarea caracteristicilor la fisurare a mixturilor asfaltice preparate cu aditiv. Indicele de flexibilitate (FI) a fost calculat și interpretat în sensul determinării dozajului optim de liant dintre cele trei procente de bitum considerate care va permite obținerea celor mai bune performanțe la evitarea formării fisurilor în stratul bituminos.

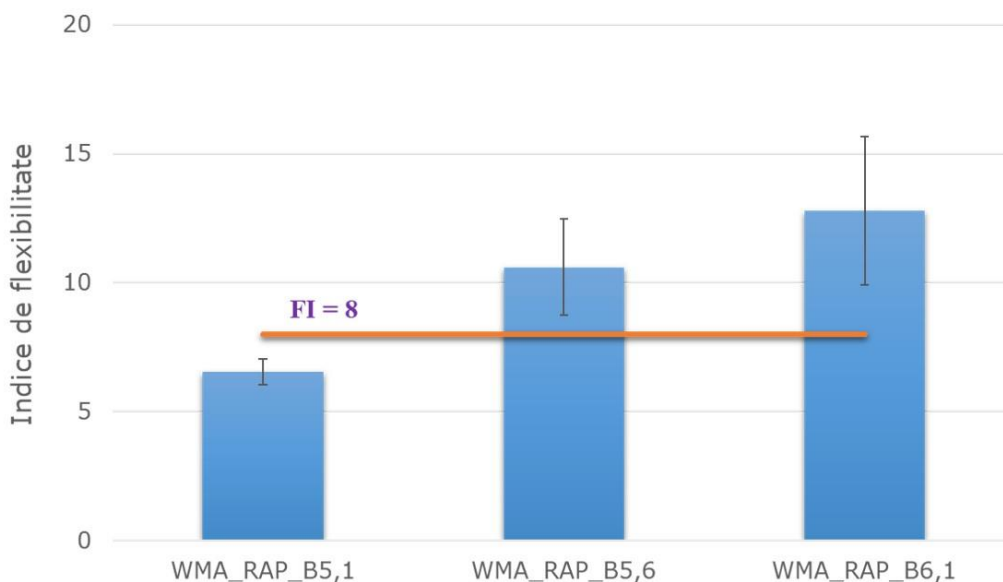


Figura 4.19 – Indicele de flexibilitate pentru mixtura asfaltică călduță cu RAP

Reprezentarea grafică a rezultatelor obținute în Figura 4.19 s-a efectuat în raport cu limita inferioară a indicelui de flexibilitate adoptată în cadrul acestei cercetări pentru mixtura asfaltică călduță. Conform prevederilor din statul Oregon valoarea limită a FI = 8 [90]. În Figura 4.19 lungimea barei de eroare, reprezentată pe grafic prin bara verticală este egală cu o abatere standard.

Din interpretarea rezultatelor prezentate în Figura 4.19 rezultă faptul că FI crește odată cu creșterea conținutului de bitum. În aceste condiții se poate aprecia că o creștere a dozajului de liant, materializată printr-o creștere a FI, implică o reducere a riscului de fisurare a stratului bituminos.

Pe de altă parte, valoarea medie a indicelui de flexibilitate FI, pentru mixtura asfaltică călduță cu RAP proiectată, este destul de ridicată, ceea ce demonstrează că o astfel de mixtură asfaltică se va comporta corespunzător în exploatare la fisurare. Mixtura asfaltică preparată cu 5,6 % bitum din masa mixturii (WMA_RAP_B5,6) este cea preparată cu conținutul optim de bitum conform proiectării volumetrică. Atât această mixtură, cât și cea cu 6,1 % bitum (WMA_RAP_B6,1) prezintă valori ale indicelui de flexibilitate peste limita minimă impusă.

Din analiza unor rezultate similare s-a formulat concluzia că mixtura asfaltică călduță proiectată manifestă o rezistență la fisurare ridicată. Această comportare corespunzătoare la fisurare a fost asociată cu folosirea aditivului chimic, care poate

conferi înainte de fisurare o creștere a deformabilității stratului rutier. Pe de altă parte, este important de menționat faptul că cercetările actuale arată că mixturile asfaltice călduțe preparate cu aditivi prezintă o rezistență mai bună la fisurare decât alte mixturi asfaltice cu conținut de bitum identic sau mai mare.

4.6.2. Încercarea Hamburg Wheel-Tracking (HWT)

Rezultatele încercărilor efectuate cu aparatul HWT, pentru mixtura asfaltică călduță preparată cu aditiv chimic, sunt prezentate sintetic în Figura 4.20.

O mixtură asfaltică care prezintă o adâncime mai mare a făgașului este considerată ca având o rezistență redusă la formarea de deformații plastice, în timp ce o adâncime redusă a făgașului atestă o comportare corespunzătoare. În cadrul cercetării, și potrivit prevederilor normelor tehnice din Oregon [90], s-a adoptat ca limită superioară pentru adâncimea făgașului valoarea de 2,5 mm materializată prin linia orizontală din Figura 4.20. În aceasta figură lungimea barei de eroare reprezentată prin bara verticală este egală cu o abatere standard.

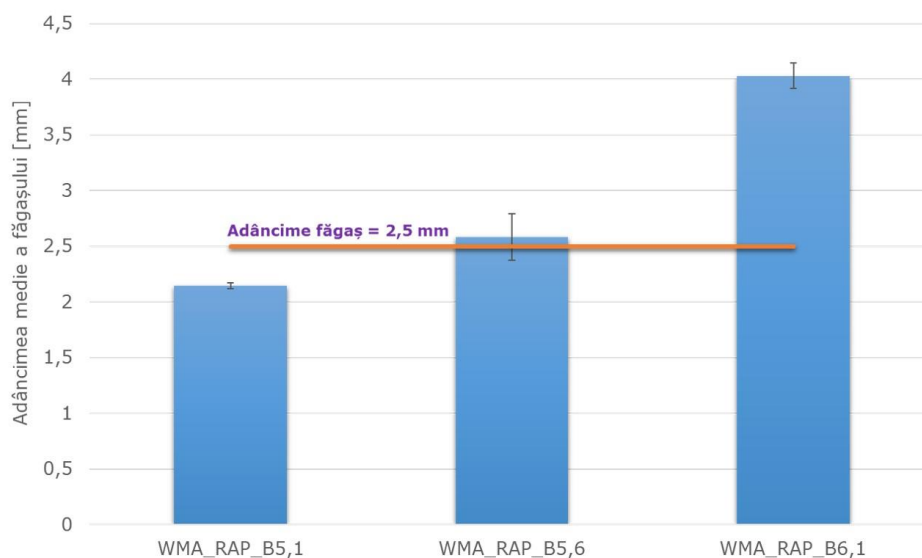


Figura 4.20 – Adâncimea făgașului pentru mixtura asfaltică călduță cu RAP

Pentru efectuarea încercărilor cu aparatul HWT au fost confecționate patru epruvete de mixtură asfaltică pentru fiecare procent de bitum studiat cu presa giratorie, conform descrierii prezentate anterior. Aparatul este prevăzut cu două matrițe. Două probe sunt necesare pentru o matriță a aparatului (vezi Figura 4.18), iar pentru fiecare matriță se obține un rezultat.

Deoarece două probe au fost atașate margine la margine într-o matriță pentru a rula experimentul, au fost colectate în total două valori ale adâncimii făgașelor din sistemul de testare pentru fiecare caz. Pentru a minimiza impactul variabilității rezultatelor ridicate ale testelor asupra adâncimii medii a făgașelor măsurate este recomandată creșterea rezultatelor testelor de la două la trei, astfel că în total ar fi fost necesare 6 probe. În plus, deoarece încercările HWT au fost efectuate cu probele imersate în apă, rezultatele testelor sunt, de asemenea, afectate de

sensibilitatea la umiditate a mixturii asfaltice, pe lângă susceptibilitatea la formarea de deformații plastice. În concluzie, efectul combinat al sensibilității la umiditate și la deformații plastice, reflectat de acest tip de încercare ar putea să conducă la o variabilitate mare a rezultatelor obținute.

Din analizarea rezultatelor obținute, se constată că odată cu creșterea conținutului de bitum crește adâncimea făgașului, ceea ce este de așteptat. Este posibil ca mixtura asfaltică călduță cu aditiv chimic să aibă o compactibilitate mai bună datorită vâscozității mai mici a bitumului amestecat cu aditivul chimic. Compactibilitatea îmbunătățită va avea ca rezultat valori mai mari ale densității cu beneficii ale performanței asociate pe termen lung.

Pe de altă parte, mixtura asfaltică studiată prezintă o adâncime relativ crescută a făgașelor, explicabilă prin prezența aditivului chimic care conferă mixturii asfaltice o susceptibilitate mai ridicată la deformații plastice.

Cele mai bune rezultate la formarea făgașelor au fost obținute pe dozajul cu WMA_RAP_B5,1, iar dozajul WMA_RAP_B5,6 se situează la limita valorii impuse de 2,5 mm pentru adâncimea făgașului. Aceste rezultate au fost luate în considerare în continuare pentru stabilirea dozajului optim de bitum conform proiectării optimizate a mixturii asfaltice.

4.6.3. Proiectarea optimizată a mixturii asfaltice (BMD)

Abordarea de proiectare optimizată a mixturilor asfaltice ajută la determinarea intervalului acceptabil pentru conținutul de bitum care îndeplinește atât criteriile de performanță la fisurare, cât și cele la ornieraj. Conținutul minim de bitum reprezintă cel mai mic procent de liant permis în mixtura asfaltică pentru a satisface pragul minim corespunzător indicelui de flexibilitate FI de 8. Conținutul maxim de bitum reprezintă cel mai mare procent care îndeplinește criteriile privind susceptibilitate la formarea deformațiilor plastice (făgașe), adâncimea maximă acceptată a făgașului fiind de 2,5 mm, conform normativelor din Oregon [90].

Figura 4.21 prezintă diagrama de proiectare optimizată a mixturii asfaltice călduțe cu RAP analizate în acest studiu. Se reține faptul că pe baza proiectării volumetrică a mixturii asfaltice s-a obținut un conținut de bitum de 5,6 %, conform rezultatelor obținute pe testele mecanice descrise în paragrafele anterioare.

Din Figura 4.21 rezultă că un conținut de bitum de minim 5,3 % este acceptabil pentru îndeplinirea criteriului de fisurare și un conținut de bitum de maxim 5,4 % este necesar pentru îndeplinirea criteriului de ornieraj. Astfel, se obține un interval acceptabil de 5,3...5,4 % pentru conținutul de bitum din masa mixturii asfaltice. Se remarcă faptul că un conținut de bitum de 5,6 % similar celui obținut din proiectarea volumetrică, satisface doar unul dintre cele două criterii, și anume cel de fisurare. Pentru a se obține verificarea criteriului deformațiilor plastice se impune deci o reducere a dozajului de liant de la 5,6, la cel puțin 5,4 %.

La determinarea dozajelor trebuie avută în vedere și prevederea care permite fabricilor de mixturi asfaltice o variabilitate de $\pm 0,5$ % la conținutul de bitum în timpul producției. Departamentul Transporturilor din Oregon este în prezent în curs de modificare a acestei toleranțe de la $\pm 0,5$ la $\pm 0,35$ %. Se așteaptă ca această modificare să reducă riscul apariției unor defecțiuni în exploatare datorate fisurării sau deformațiilor plastice, din cauza variabilității mari a conținutului de bitum în producție. Cu toate acestea, din punct de vedere practic și având în vedere costurile mixturii

asfaltice, se recomandă utilizarea limitei inferioare obținute din abordarea de proiectare optimizată a mixturii asfaltice.

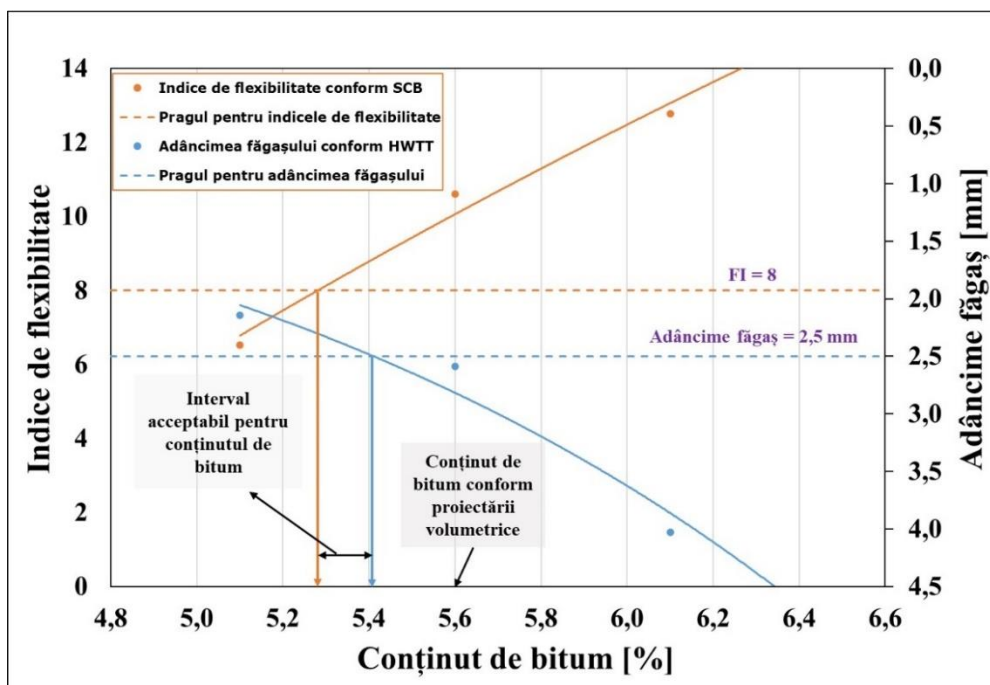


Figura 4.21 – Proiectarea optimizată a mixturii asfaltice călduțe cu RAP

Conținutul de bitum derivat din graficul de proiectare optimizată a mixturii asfaltice și rezultatele măsurărilor G_{mm} efectuate anterior au fost utilizate pentru a calcula din nou proprietățile volumetrice ale mixturii asfaltice. Rezultatele sunt prezentate în Tabel 4.11.

Tabel 4.11 – Proprietățile volumetrice ale mixturii asfaltice călduțe bazate pe conținutul de bitum obținut conform proiectării optimizate

Mixtura asfaltică	Clasa de performanță a bitumului	RAP ¹ (%)	B_{RAP} ² (%)	B ³ (%)	BR ⁴ (%)	P_{be} ⁵ (%)	$P_{<0,075}/P_{be}$ ⁶	Aditiv	VMA-VFA %
WMA_RAP	PG 70-22ER	30	5,02	5,3	28,4	4,37	1,46	0,69% C1 ⁷	16,4-70

¹ RAP = Mixtură asfaltică recuperată adăugată în procent de 30 % din masa mixturii asfaltice;

² B_{RAP} = Conținutul de bitum în RAP;

³ B = Conținutul total de bitum din masa mixturii din proiectarea volumetrică la 65 rotații;

⁴ BR = Înlocuirea bitumului;

⁵ P_{be} = Procentul efectiv de bitum în mixtura asfaltică;

⁶ $P_{<0,075}/P_{be}$ = Raportul praf - bitum în mixtură;

⁷ C1 = aditiv chimic din masa bitumului.

Verificarea proiectării optimizate a mixturii asfaltice efectuată cu conținutul de bitum selectat de 5,3 % demonstrează că proprietățile volumetrice ale mixturii asfaltice îndeplinesc în continuare specificațiile ODOT, așa cum a fost prezentat în subcapitolul 4.3.

4.7. Concluzii parțiale

În acest capitol, a fost prezentată o abordare diferită a analizelor care se pot efectua asupra mixturilor asfaltice, în general, și a celor călduțe, în special, conform metodologiei generale Superpave și a particularităților impuse de Departamentul Transporturilor din Oregon, prin reglementările tehnice aplicate în acest stat american.

Studiile și cercetările desfășurate sub îndrumarea dr.ing. Erdem Coleri în cadrul bursei Fulbright pe durata unui an universitar au vizat aspecte teoretice de familiarizare cu prevederile metodologiei Superpave și a încercărilor efectuate conform normelor AASHTO, specifice S.U.A., participarea la activități didactice destinate masteranzilor și doctoranzilor, încercări de laborator specifice Asphalt Materials Performance Laboratory al Oregon State University și desfășurarea unei cercetări asupra unei mixturi asfaltice călduțe preparată cu aditiv chimic, care conține și mixtură asfaltică recuperată.

Studiul a urmărit scoaterea în evidență, pe lângă tendința de a găsi soluții de reducere a temperaturilor folosite la prepararea mixturilor asfaltice, a particularităților care stau la baza proiectării dozajelor mixturilor asfaltice în cele două zone geografice ale lumii. Pe de altă parte, s-a urmărit acumularea de cunoștințe teoretice și practice care pot crea premisele îmbunătățirii activității de concepere a dozajelor și de verificare a calității mixturilor asfaltice produse în România, inclusiv prin argumentarea posibilităților de introducere de noi tipuri de încercări în normele tehnice românești.

Mai jos sunt indicate ca observații câteva diferențe semnificative, față de modul de concepere și realizare a mixturilor asfaltice din România, sesizate pe durata stagiului în cadrul colectivului de cadre didactice, masteranzi și doctoranzi de la Oregon State University:

- totalitatea mixturilor asfaltice produse în Oregon se realizează cu mixturi asfaltice recuperate (RAP). Nu se determină dozaje exclusiv cu agregate noi, iar procentul de RAP utilizat în mod curent este de 20-30 %;
- fabricile de mixturi asfaltice sunt direct interesate în găsirea celor mai eficiente soluții de dozaj care să garanteze o comportare adecvată în exploatarea a mixturilor asfaltice produse;
- fabricile de mixturi asfaltice beneficiază de posibilitatea folosirii unor dozaje de liant diferite de cel optim cu $\pm 0,5$ %. În viitorul apropiat se urmărește reducerea acestei toleranțe, de la $\pm 0,5$, la $\pm 0,35$ %;
- agregatele sunt furnizate de fabrica (fabricile) interesate să aplice dozajul respectiv;
- liantul folosit este livrat de aceeași fabrică de mixturi asfaltice din Oregon. Acesta este ales, în funcție de clasificarea în raport cu condițiile climatice așteptate în exploatarea, precum și de considerațiile privind îmbătrânirea, sau este stabilit prin tema de proiectare;
- tipul de mixtură asfaltică proiectată se adoptă funcție de patru niveluri, ținând cont de traficul previzionat pentru tronsonul de drum;
- numărul de rotații folosit la prepararea epruvetelor pentru analizarea performanțelor mixturilor asfaltice diferă, pentru proiectare, în funcție de tipul mixturii asfaltice considerat (nivel 1, 2, 3 sau 4);
- colectivul beneficiază de teme de cercetare anuale încheiate cu Departamentul Transporturilor din Oregon, rezultatele obținute fiind folosite pentru îmbunătățirea reglementărilor tehnice din statul respectiv.

Referitor la cercetarea desfășurată asupra preparării unei mixturi asfaltice călduțe cu aditiv chimic se remarcă următoarele particularități fundamentale în raport cu procedeul aplicat în țara noastră:

- determinarea granulozității scheletului mineral și a dozajului de liant a fost efectuată exclusiv pe baza proiectării volumetrice a mixturii asfaltice, pornind de la curba de densitate maximă, și anume curba lui Fuller și Thompson pentru $n = 0,45$. S-a optat pentru o granulozitate continuă a scheletului mineral, similară dozajelor studiate în România, cu dimensiunea maximă a granulelor de 12,5 mm față de 16 mm în România. De asemenea, în scheletul mineral a intrat RAP, în procent de 30 %, cu granula maximă de 12,5 mm și un conținut de bitum de 5,02 % din RAP;
- comparând scheletul mineral cu unul similar proiectat în România rezultă că nu există diferențe semnificative între fracțiunile folosite, exceptând fracțiunile de părți fine: fracțiunea sub 0,125 mm este mai mare cu cca 25 % pentru dozajul proiectat în România, în timp ce fracțiunea 0,125-2,000 mm este mai mare cu cca 25 % pentru dozajul proiectat în SUA. De asemenea, se poate observa faptul că procentul de granule grosiere este asemănător: 67 % pentru dozajul proiectat în SUA și cca 71 % pentru cel proiectat în România;
- impunând un volum de goluri remanent de 7 % pentru etapa de proiectare, a rezultat un dozaj optim de bitum calculat pe baza criteriului volumetric de 5,6 %, față de 5,7 % considerat inițial pentru dozajele proiectate în România. În conformitate cu proiectarea volumetrică a mixturii asfaltice, valoarea VMA se încadrează în intervalul de 13,5-17,0 impus pentru mixturile cu dimensiunea nominală maximă a granulelor de 12,5 mm, conform procesului standard de verificare a proiectării mixturii [141]. Valoarea VFA este, de asemenea, în intervalul de 65-75, cerut pentru mixturile asfaltice de nivel 4 în Oregon [141]. Raportul fier-bitum este în limitele cerute de ODOT, între 0,8-1,6 [141];
- pentru verificarea performanțelor mixturii asfaltice prin încercări de laborator au fost adoptate două dozaje suplimentare de liant, și anume au fost folosite dozaje de bitum de 5,1, 5,6 și 6,1 %, raportate la masa mixturii asfaltice. Spre comparație, în cercetările prezentate în capitolele anterioare dozajele de liant au fost de 4,8, 5,2, 5,7 și 6,1 % bitum;
- pentru cele trei dozaje de bitum au fost preparate epruvete cilindrice cu presa giratorie cu diametrul de 150 mm, la o înălțime de 130 mm pentru studierea rezistenței la fisurare și la o înălțime de 62 mm pentru studierea susceptibilității la deformații plastice. Epruvetele au fost pregătite corespunzător specificului fiecărei încercări, conform descrierii din paragrafele acestui capitol. Se remarcă faptul că pentru încercări se folosesc epruvete preparate cu presa giratorie cu diametrul de 150 mm și la o grosime corespunzătoare fiecărei încercări, prelucrate apoi prin tăiere. Spre comparație, în România au fost folosite mai multe tipuri de epruvete: epruvete Marshall preparate prin batere, epruvete cilindrice preparate cu presa giratorie cu diametrul de 100 mm, dar la 50, 80, 120 și 205 rotații, respectiv plăci pentru determinarea sensibilității mixturilor la deformații plastice;
- pentru cele trei dozaje de bitum s-a urmărit calibrarea proiectării volumetrice cu o serie de încercări de laborator prin care se analizează performanțele de deformabilitate obținute, și anume: determinarea rezistenței la fisurare și determinarea susceptibilității la dezvoltarea de deformații plastice (ornieraj). Spre deosebire de aceste determinări, dozajele investigate în capitolul 3 au

- presupus determinarea unor caracteristici mecanice diferite de stabilitate Marshall, sensibilitatea la apă, modul de rigiditate, fluaj dinamic și orrieraj;
- interpretarea rezultatelor de laborator obținute pe mixtura asfaltică cu RAP și a utilizării proiectării optimizate a dozajului a demonstrat că este necesară o reducere a dozajului de liant în raport cu proiectarea volumetrică de la 5,6, la 5,3 %. În capitolul precedent, pentru încercările efectuate în România, s-a ajuns la concluzia că este necesară reducerea dozajului de liant de la 5,7, la 5,2 % și chiar mai mult pentru încercarea la deformații plastice;
 - referitor la dozajul optim de bitum, comparând rezultatele obținute în SUA și în România, se constată că pentru două betoane asfaltice cu granulozitate cvasi-identică se obțin și dozaje de liant identice, chiar dacă încercările de determinare a performanțelor fizico-mecanice sunt diferite.

Pe baza celor două studii efectuate în România și în Oregon pe mixturi asfaltice rezultă faptul că indiferent de procedeul de stabilire a granulozității scheletului mineral respectiv prin metoda suprafeței specifice sau prin respectarea cerințelor Superpave referitoare la granulozitate, se ajunge la necesitatea reducerii dozajului de bitum proiectat inițial, ca urmare a calibrării acestuia prin încercări de laborator standardizate, chiar dacă acestea diferă cvasitotal în România față de Oregon. Reducerea cea mai accentuată a dozajului de liant proiectat inițial este impusă în ambele situații de încercarea la orrieraj.

În ceea ce privește încercare pentru determinarea rezistenței la fisurare, care nu este specifică României, se remarcă faptul că un dozaj de liant mai ridicat decât cel proiectat pe criteriul volumetric poate fi favorabil, dar nu poate fi acceptat din considerentul pericolului dezvoltării de deformații plastice. Totuși, mixturile asfaltice călduțe, preparate cu aditiv chimic, prezintă o rezistență la fisurare mai bună decât a mixturilor asfaltice realizate la cald, cu același dozaj de bitum. Această concluzie rezultă din analiza lucrabilității mai bune pentru mixtura asfaltică cu aditiv chimic, care permite obținerea unei densități mai ridicate, cu beneficii asociate acestei performanțe, pe termen lung.

Analiza grafică de optimizare a rezultatelor încercărilor de laborator efectuată prin intermediul graficului de proiectare eficientă a dozajului, evidențiază sugestiv modul de analiză a activității de proiectare pentru dozajului unei mixturi asfaltice.

5. EVALUAREA IMPACTULUI ASUPRA MEDIULUI ÎNCONJURĂTOR

5.1. Metodologie (introducere)

În zilele noastre, transportul este vital pentru funcționarea activităților economice și reprezintă factorul cheie în menținerea legăturii populațiilor. Prin transport se asigură posibilitatea de deplasare zilnică a persoanelor și este hotărâtor pentru producerea și distribuția mărfurilor. Totuși, din cauza cantităților foarte mari de resurse folosite, construcția și întreținerea drumurilor au un impact mare asupra mediului. În consecință, tehnologiile actuale de producție trebuie studiate în mod corespunzător, pentru identificarea și cuantificarea impactului asupra mediului pe durata ciclului de viață al structurii rutiere [158-160].

Necesitatea realizării rețelelor rutiere noi și întreținerii celor existente conduce la o îngrijorare manifestată la nivel global referitoare la modalitățile de reducere a poluării provenite din procesele de fabricare și așternere a mixturilor asfaltice.

În ultimii zeci de ani au fost înregistrate consumuri enorme de materii prime pentru producerea mixturilor asfaltice, de exemplu în America fiind utilizate 350 milioane tone/an materii prime, dintre care 320 milioane tone/an agregate, pentru producerea și întreținerea autostrăzilor [161,162].

Cantități considerabile de gaze cu efect de seră (GES) și alți poluanți sunt eliberați în atmosferă în timpul fabricării mixturilor asfaltice, procesul conducând la un consum ridicat de energie [163]. Se estimează că utilizarea intensivă a combustibililor fosili pentru producerea drumurilor în Europa este responsabilă pentru mai mult de 25% din emisiile de gaze cu efect de seră (GES) [164]. Efectul gazelor cu efect de seră asupra mediului și implicit al schimbării climatice sunt analizate tot mai intens la nivel mondial și se lucrează pentru dezvoltarea unor tehnologii sustenabile [38,158,164,165].

Industria mixturilor asfaltice studiază variante pentru reducerea impactului asupra mediului a acestor materiale de construcții, conservarea resurselor naturale, pentru sporirea eficienței și a performanței mixturilor asfaltice. Prin introducerea tehnologiei Warm Mix Asphalt (WMA) – mixturi asfaltice călduțe se poate obține o scădere substanțială a temperaturilor de fabricare și implicit a energiei folosite în acest scop, precum și posibilitatea introducerii în amestec a unei cantități mai mari de mixtură asfaltică recuperată (RAP) decât în cazul unei mixturi asfaltice clasice [165-167].

Din punctul de vedere al impactului asupra mediului, avantajele mixturilor asfaltice călduțe includ: expunerea muncitorilor la mai puține gaze nocive datorită reducerii emisiilor de fum, reducerea emisiilor de gaze cu efect de seră și reducerea combustibilului utilizat la fabricarea mixturilor asfaltice și îmbunătățirea condițiilor de așternere a mixturilor asfaltice [5,16,17,38,160].

Pentru o analiză mai complexă a avantajelor mixturilor asfaltice călduțe comparativ cu mixturile asfaltice clasice au fost realizate mai multe cercetări atât în Europa, cât și în Statele Unite ale Americii și China, care au condus la concluzia că tehnologiile noi de producere a mixturilor asfaltice generează semnificativ mai puține emisii de gaze cu efect de seră [5,160,168,169].

Evaluarea ciclului de viață (Life Cycle Assessment - LCA) al unui produs este o tehnică de evaluare a impactului asupra mediului, care identifică fluxurile de materiale, de energie și de deșeuri ale unui produs pe durata ciclului de viață [170]. LCA poate ajuta la diminuarea impactului asupra mediului pentru produse în diferite etape ale ciclului lor de viață.

Evaluarea impactului asupra mediului a diferitelor materiale sau tehnologii rutiere este o prioritate în contextul promovării pe scară largă a conceptului de dezvoltare durabilă. În ceea ce privește realizarea unor straturi bituminoase, studiile de impact asupra mediului pot lua în considerare o anumită fază a procesului tehnologic, de regulă faza de construcție sau de preparare a mixturii asfaltice, sau întreg ciclul de viață prin producerea și procurarea materialelor de bază, producerea mixturii asfaltice, punerea în operă, mentenanța pe durata exploatarei și sfârșitul ciclului de viață. De regulă, pentru analizele pe ciclul de viață, activitatea de întreținere pe timpul exploatarei nu este inclusă în calcule.

În ceea ce privește consumurile energetice considerate de diferiți cercetători se remarcă diferențe semnificative între datele de intrare, în funcție de tehnologiile considerate, regiunile geografice analizate, condițiile economice la data studiilor etc. De exemplu, într-o sinteză a datelor oferite de literatura de specialitate se arată [171]:

- energia necesară producerii bitumului este de 0,42...6,00 MJ/kg, valorile cele mai frecvente fiind între 4 000...6 000 MJ/t. Valorile diferă în funcție de sursa țiteiului, considerarea sau nu a unor procese tehnologice, valoarea economică sau energetică a produselor finite ale diferitelor rafinării etc;
- pentru procesul tehnologic de preparare propriu-zisă a mixturii asfaltice, datele centralizate în fabrici elvețiene conduc la consumuri energetice de 189...321 MJ/t, pentru mixturi asfaltice preparate la cald, respectiv 88...234 MJ/t, pentru mixturi asfaltice produse la temperaturi reduse. Diferențele apar ca urmare a numărului mare de factori care pot influența rezultatul final, cum sunt tipul fabricii și nivelul său de modernizare, reglarea injectorului, tipul omogenizării, tipul de energie folosită, condițiile meteorologice etc. De regulă, se utilizează valori de 276...389 MJ/t, pentru mixturi asfaltice produse la cald;
- fabricarea aditivilor conduce la un consum suplimentar de energie, dar și în acest caz se remarcă diferențe importante deoarece aditivii folosiți la prepararea mixturilor asfaltice la cald sau la temperaturi reduse beneficiază de secrete tehnologice care nu sunt disponibile cercetătorilor. Se reține totuși că acești produși sunt mari consumatori de energie. De exemplu, pentru producerea unui aditiv chimic se consumă 73...79 MJ/kg. Pe de altă parte, se menționează faptul un aport de ceară de 3 % în masa unei mixturi asfaltice conduce la un consum energetic suplimentar de 110 MJ/t de mixtură produsă, în timp ce bitumul folosit (5 % din masa mixturi) conduce la un consum energetic de 217 MJ/t. Prin urmare, folosirea unui aditiv chimic ca urmare a dozaj redus de max. 0,4 % are ca efect un consum energetic mult mai mic, decât în cazul utilizării cerii.

Un studiu de impact comparativ efectuat, cu programul GAIA, pentru 1000 t de mixtură, între un beton asfaltic (BBSG 10), produs la cald cu agregate sub 2 mm în proporție de 34 %, umiditate nisip 2 % și dozaj de bitum 5,39 %, la 160 °C, într-o fabrică pe gaz, respectiv un beton asfaltic la temperaturi reduse, produs la 110 °C cu bitum spumat - 0,6 % apă reziduală la preparare, cu aditiv chimic în proporție de 0,3 % a scos în evidență, pentru procesul de preparare, rezultatele prezentate în Tabel 5.1 [27].

Tabel 5.1 – Raport de mediu simulat pentru 1 000 t

	Unitate de măsură	Mixturi asfaltice la cald	Mixturi asfaltice călduțe	Diferență	%
Consum de energie	MJ	255 431	193 900	- 61 531	-24,09 %
Consum de combustibil lichid (păcură)	litru	7 240	5 496	-1 744	-24,09 %
Emisii de gaze cu efect de seră	kg CO ₂ eq.	12 155	8 831	-3 324	-27,35 %

Consumul de gaz înregistrat de injectorul fabricii a fost convertit de programul de calcul în litri de păcură.

Aceeași sursă bibliografică [27] evidențiază o cercetare efectuată de societatea Eurovia în anul 2009 cu scopul de a evalua cu exactitate consumurile energetice în cazul preparării unui beton asfaltic (BB 10, la cald), la 160 °C, respectiv a aceluiași beton asfaltic la temperaturi reduse. Măsurătorile au fost efectuate în două zile diferite, rezultând o diferență a umidității agregatelor (w) de 0,56 %, în defavoarea mixturii asfaltice la temperaturi reduse. În aceste condiții, s-a efectuat și un calcul de corectare a rezultatelor în funcție de această diferență de umiditate. Astfel s-a considerat un aport de energie consumată de 14,7 MJ/t, reprezentând diferența de umiditate a agregatelor. Dozajele folosite, cu bitum raportat la 100 părți de mixtură asfaltică (%), respectiv la 100 părți de agregat (notat ppc) sunt redată în Tabel 5.2. Rezultatele obținute în urma acestor măsurători experimentale sunt redată în Tabel 5.3.

Tabel 5.2 – Granulozitatea scheletului mineral și umiditatea agregatelor

Fabricare mixturi asfaltice călduțe				Fabricare mixturi asfaltice la cald			
Zona granulometrică	%	ppc	w, %	Zona granulometrică	%	ppc	w, %
6...10 mm	44,1	46,6	1,11	6...10 mm	44,1	46,6	0,93
2...6 mm	24,6	26,0	2,20	2...6 mm	24,6	26,0	1,28
0...2 mm	21,3	22,5	5,52	0...2 mm	21,3	22,5	4,47
filer	4,7	5,0	-	filer	4,7	5,0	-
bitum	5,3	5,6	-	bitum	5,3	5,6	-
Umiditate schelet mineral	2,33 %			Umiditate schelet mineral	1,77 %		

De asemenea, în baza aceluiași cercetări franceze din anul 2009 [27], au fost măsurate emisiile rezultate în cazul proceselor tehnologice la cald respectiv călduțe cu aditiv chimic, rezultând datele din Tabel 5.4, prin transformarea rezultatelor obținute în g/t de mixtură produsă.

Se constată că reducerea emisiilor de dioxid de carbon este în concordanță cu reducerea consumului de energie atât prin intermediul calculelor realizate cu programul GAIA, respectiv măsurată experimental.

Se remarcă faptul că oxizii de sulf au dispărut aproape complet în cazul mixturii asfaltice călduțe, iar pentru oxizii de azot cantitatea lor a fost redusă la jumătate față de mixtura asfaltică clasică. Singura creștere observată este cea a compușilor organici volatili nemetanici. Această creștere poate fi explicată, printre

altele, prin faptul că mixtura asfaltică caldă produce un efect de hidrodistilare atunci când aditivul este introdus în bitumul fierbinte. Particulele volatile ale bitumului sunt apoi mai ușor antrenate cu vaporii de apă în timpul procesului de anrobare. Trebuie menționat, totuși, că aceste valori sunt foarte mici, de aproape patru ori mai mici față de limita reglementărilor franceze în vigoare.

Tabel 5.3 – Consumul de energie

Caracteristica	U.M.	Fabricare mixturi asfaltice caldute	Fabricare mixturi asfaltice la cald
Temperatura medie	°C	118	161
Tonaj produs	t	126,9	79,5
Energie consumată	MJ	19019	15516,2
Consum de energie pe tonă	MJ/t	149,9	195,2
Consum de energie asimilat suplimentului de umiditate a scheletului mineral	MJ/t	-14,7	-
Consum de energie pe tonă cu corecție pentru umiditatea suplimentară	MJ/t	135,2	195,2
Câștig energetic fără corecție	%	-23,20 %	
Câștig energetic cu corecție	%	-30,70 %	

Tabel 5.4 – Emisii măsurate în timpul proiectului

Parametru	Unitate de măsură	Valori măsurate		Diferența	%
		Mixturi asfaltice la cald	Mixturi asfaltice caldute		
Dioxid de carbon	kg/t	12,85	8,80	-4,05	-31,5
Oxid de sulf	g/t	12,32	0,05	-12,27	-99,6
Oxid de azot	g/t	11,49	6,05	-5,44	-47,3
Monoxid de carbon	g/t	2,93	2,71	-0,22	-7,5
Compuși organici volatili (COV) nemetanici	g/t	1,29	2,85	1,56	121,5

Rezultate menționate de literatura de specialitate constituie o bază de analiză și de calibrare a altor modele care sunt luate în considerare. Totuși, acestea se referă doar la procesul tehnologic de preparare a mixturii asfaltice, fără a considera și procurarea materialelor de bază, respectiv punerea în operă a mixturii asfaltice.

De asemenea, pentru evidențierea unor date existente privind impactul asupra mediului a unor materiale rutiere și a putea efectua corelații între acestea, se redă în Tabel 5.5 impactul producerii unei tone de emulsie bituminoasă, în funcție de lucrarea rutieră pentru care este produsă [27].

Consumul de energie pentru diferitele tehnologii la rece sau la cald este precizat în Tabel 5.6, iar în Tabel 5.7 sunt prezentate valorile emisiilor de gaze cu efect de seră în cadrul diferitelor tehnologii rutiere.

Tabel 5.5 – Factorii de impact asupra mediului în cazul emulsiilor bituminoase folosite la diverse lucrări rutiere

Indicator de impact	Unitate de măsură	O tonă de emulsie bituminoasă pentru:				
		balast stabilizat	șlam	tratament bituminos	amorsare	reciclare
Consum resurse energetice	MJ	3.783	4.054	3.964	3.690	3.693
Schimbare climatice	kg echivalent CO ₂	206	221	217	202	202
Acidificare atmosferică	kg echivalent SO ₂	2,1	2,1	2,3	2,1	2,1
Poluare aer cu hidrocarburi	g	26,66	26,66	28,86	26,66	26,66
Poluare apă cu hidrocarburi	g	2,67	2,67	2,89	2,67	2,67
Epuizare resurse naturale	kg echivalent antimoniu	12,8	12,8	13,8	12,8	12,8
Deșeuri solide	kg	22,5	22,8	24,0	22,4	22,4
Deșeuri radioactive	kg	0,0033	0,0033	0,0033	0,0033	0,0033
Formare ozon fotochimic	kg echivalent etilenă	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79

Se constată faptul că tehnologiile de mixare la rece conduc la o minimizare a consumului de energie consumată cu min. 25 %, respectiv a conținutului de CO₂ echivalent eliminat în atmosferă cu min. 50 % față de tehnologiile la cald care urmăresc același obiectiv rutier. De exemplu, în cazul șlamului, valoarea totală a energiei consumate este de 13,2 MJ/m², iar cantitatea de CO₂ emisă este de 0,77 kg/m², în timp ce pentru covoarele asfaltice ultra-subțiri la cald valoarea energiei consumate este de 26,6 MJ/m² și a CO₂ emis de 2,19 kg/m².

Tabel 5.6 – Consumul de energie înglobat de diferite tehnologii rutiere

Tehnologie	Unitate de măsură	Consum de energie pentru:				
		liant	agregate	fabricare	transport	punere în operă
Balast stabilizat cu bitum (cu 30 % material reciclat)	MJ/t	135	40	365	95	20
Beton asfaltic cu modul ridicat	MJ/t	280	55	405	125	20

Tehnologie	Unitate de măsură	Consum de energie pentru:				
		liant	agregate	fabricare	transport	punere în operă
Balast stabilizat cu bitum (tip 3)	MJ/t	195	55	370	115	20
Reciclare cu emulsie	MJ/t	115	5	-	40	20
Balast stabilizat cu emulsie	MJ/t	265	55	15	120	20
Beton asfaltic (cu 10 % material reciclat)	MJ/t	245	50	370	115	20
Beton asfaltic	MJ/t	280	55	370	120	20
Beton asfaltic la rece	MJ/t	385	50	15	120	20
Beton asfaltic pentru straturi ultra-subțiri	MJ/m ²	7,9	1,7	10,9	3,6	2,5
Șlam 0-10	MJ/m ²	8,3	1,0	-	2,5	1,4
Tratament bituminos dublu	MJ/m ²	7,2	1,5	-	3,1	1,4

Tabel 5.7 – Emisiile de gaze cu efect de seră produse prin aplicarea diferitelor tehnologii rutiere

Tehnologie	Unitate de măsură	Emisii de gaze cu efect de seră pentru:				
		liant	agregate	fabricare	transport	punere în operă
Balast stabilizat cu bitum (cu 30 % material reciclat)	CO ₂ /t	7,5	1,5	41,0	7,0	2,0
Beton asfaltic cu modul ridicat	CO ₂ /t	16,0	2,0	45,0	9,0	2,0
Balast stabilizat cu bitum (tip 3)	CO ₂ /t	11,0	2,0	41,0	9,0	2,0
Reciclare cu emulsie	CO ₂ /t	6,0	-	-	3,0	2,0
Beton asfaltic (cu 10 % material reciclat)	CO ₂ /t	14,0	2,0	41,0	8,0	2,0
Beton asfaltic	CO ₂ /t	16,0	2,0	41,0	8,0	2,0
Beton asfaltic la rece	CO ₂ /t	21,0	2,0	1,0	8,0	2,0
Beton asfaltic pentru straturi ultra-subțiri	CO ₂ /m ²	0,43	0,06	1,24	0,28	0,18
Șlam 0-10	CO ₂ /m ²	0,46	0,04	-	0,15	0,12
Tratament bituminos dublu	CO ₂ /m ²	0,38	0,05	-	0,22	0,12

LCA este o metodologie populară în diferite domenii de cercetare, datorită faptului că analizează pentru un produs, proces, serviciu sau activitate impactul asupra mediului prin recunoașterea și evaluarea datelor de intrare-ieșire folosite de sistem și furnizarea datelor de ieșire într-o perspectivă a ciclului de viață [167,172].

Conform [173], Life Cycle Assessment (LCA) are următoarele patru faze (Figura 5.1):

- definirea obiectivului și scopului;
- life cycle inventory (LCI) – analiza inventarului ciclului de viață;
- life cycle impact assessment (LCIA) – evaluarea impactului ciclului de viață;
- interpretarea rezultatelor.

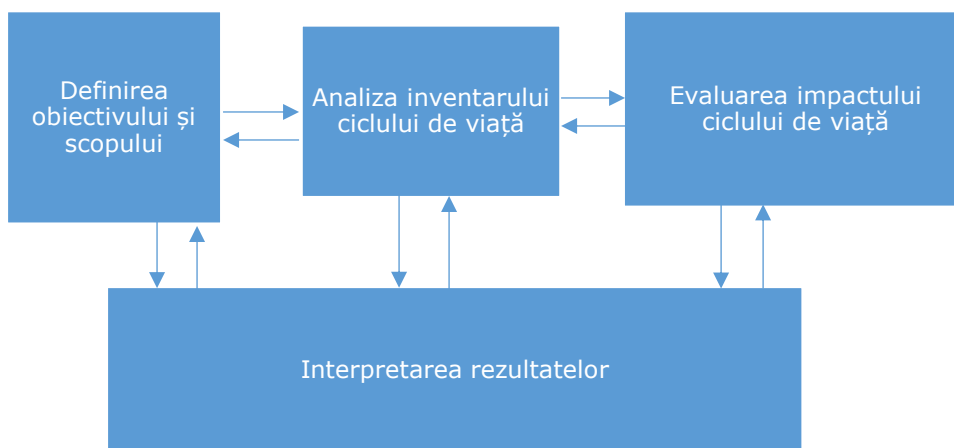


Figura 5.1 – Fazele evaluării ciclului de viață

Evaluarea ciclului de viață reprezintă un instrument pentru estimarea impactului produselor asupra mediului pe tot parcursul ciclului lor de viață, de la procurarea materiei prime prin transport, fabricare, utilizare și până la sfârșitul duratei de viață. [164,174] Reich-Weiser et al. [175] au clasificat metodologiile LCA în trei categorii:

- metoda procesului;
- metoda intrare-ieșire;
- metoda hibridă.

Cea mai utilizată dintre cele trei metodologii este abordarea bazată pe proces. [38,174] Această metodă folosește organigrama proceselor pentru a vizualiza fluxurile de materiale și energie care intră și ies dintr-un anumit sistem. Chiar dacă durează mai mult timp pentru a fi realizată, metoda procesului are avantajul de a prezenta impactul asupra mediului într-o limită specifică de analiză [38,173,174].

Metoda procesului poate fi pusă în practică cu ajutorul mai multor programe cum ar fi GaBi, SimaPRO etc. Aceste programe de analiză apelează baze de date care dețin date privind impactul asupra mediului pentru diferite materiale și procese care pot fi folosite de utilizator pentru definirea unui sistem. Există mai multe baze de date la momentul actual care pot fi utilizate și care conțin informații despre materiale, procese și emisii.

Programul GaBi [175] oferă posibilitatea dezvoltării organigramelor proceselor și oferă o bază de date extinsă. GaBi pune la dispoziție douăzeci și trei de baze de date dezvoltate de furnizori pentru o gamă variată de domenii, pentru diverse materiale, iar o serie dintre acestea sunt relevante pentru mixturile asfaltice. Bazele

de date includ Professional, Construction Materials etc. [176]. Evaluarea ciclului de viață pentru acest studiu a utilizat o serie de indicatori de sustenabilitate disponibili în programul GaBi, inclusiv schimbări climatice, epuizarea stratului de ozon, acidificarea oceanelor, eutrofizarea, oxidarea fotochimică, epuizarea resurselor fosile și minerale și deșeurile periculoase/nepericuloase.

Metoda intrare-ieșire folosește anumite tabele economice de intrare-ieșire și date despre mediu la nivel de industrie pentru a crea baza de date a impactului asupra mediului pe un dolar vândut de o anumită industrie [173,177]. Această metodă utilizează tranzacții monetare care descriu structura unei economii și se bazează pe interdependențele care există între industrii [38].

Metoda hibridă a fost utilizată de puține ori până în prezent [38,161,162,178]. Ea combină cele două metodologii menționate anterior și poate evalua impactul asupra mediului și consumul de energie pentru materiale și servicii folosind tabelele economice de intrare-ieșire a țării pentru care se realizează analiza [38,173,179].

La mijlocul anilor 1990, Häkkinen și Mäkelä au introdus pentru prima dată conceptul LCA în domeniul structurilor rutiere [180]. Evaluarea ciclului de viață este acceptată și aplicată de industria rutieră, pentru a măsura și a compara impactul-cheie pe timp de viață al produselor din asfalt și al proceselor de așternere [160,164,165,167].

Studiile efectuate până în prezent au fost axate în principal pe evaluarea impactului asupra mediului a mixturilor asfaltice clasice [159,159,164,166,176] și a celor produse cu mixtură asfaltică recuperată (RAP) [167,178,181,182]. Datorită interesului tot mai ridicat pentru producerea unor mixturi asfaltice la temperaturi reduse în vederea protejării mediului, cercetătorii au abordat și subiectul mixturilor asfaltice călduțe și compararea acestora cu mixturile asfaltice clasice, produse la temperaturi mai ridicate [38,158,160,165,183,184]. Astfel, a rezultat că impactul mixturilor asfaltice călduțe este egal sau ușor inferior celui al mixturilor asfaltice clasice, dar prin introducerea mixturii asfaltice recuperate se poate crea o îmbunătățire vizibilă a impactului asupra mediului.

5.1.1. Planul de lucru pentru analizele de impact asupra mediului

Studiul prezentat în cadrul tezei de doctorat este axat pe evaluarea comparativă a etapei de producere pentru o mixtură asfaltică clasică pentru stratul de uzură cu dimensiunea maximă a agregatelor de 16 mm și pentru anumite mixturi asfaltice călduțe preparate cu diverși aditivi de tip organic, aditiv chimic și zeolit sintetic în diferite procente. Mixturile asfaltice evaluate sunt: mixtura asfaltică clasică (HMA), mixtura asfaltică călduță cu 3% ceară clasică din masa bitumului (WMA+3%W1), mixtura asfaltică călduță cu 1,5% ceară clasică din masa bitumului (WMA+1,5%W1), mixtura asfaltică călduță cu 0,5% aditiv chimic din masa bitumului (WMA+0,5%C), respectiv mixtura asfaltică călduță cu 0,3% zeolit sintetic din masa mixturii asfaltice (WMA+0,3%Z). Astfel au fost realizate cinci analize de impact asupra mediului prin metoda procesului.

Schematizarea unei analize de impact asupra mediului efectuată cu programul GaBi pentru toate cele cinci etape ale ciclului de viață al unei mixturi asfaltice este redată în Figura 5.2 [176].

În modul obișnuit de evaluare al ciclului de viață al unei mixturi asfaltice constă în cinci etape principale și anume: producerea, construcția, utilizarea, întreținerea și sfârșitul duratei de viață [174,177]. Studiul prezentat evaluează faza

de producere a mixturii asfaltice și a fost evaluată pentru a evidenția impactul tehnologiei de producere a acesteia asupra mediului.

5.2. Modelul de analiza, limitele sistemului

Pentru realizarea analizei de impact asupra mediului a fost definită o "unitate funcțională". Aceasta este o unitate de referință cu ajutorul căreia rezultatele evaluării ciclului de viață sunt conectate. Pentru un drum unitatea funcțională este definită prin durata de exploatare, lungime, tipul drumului și/sau lățimea drumului [160,164,165]. În vederea comparării a două mixturi asfaltice diferite, unitatea funcțională trebuie să fie aceeași pentru toate cazurile analizate. Astfel, unitatea funcțională pentru mixturile asfaltice este definită ca fiind producerea unei tone (1 t) de mixtură asfaltică.

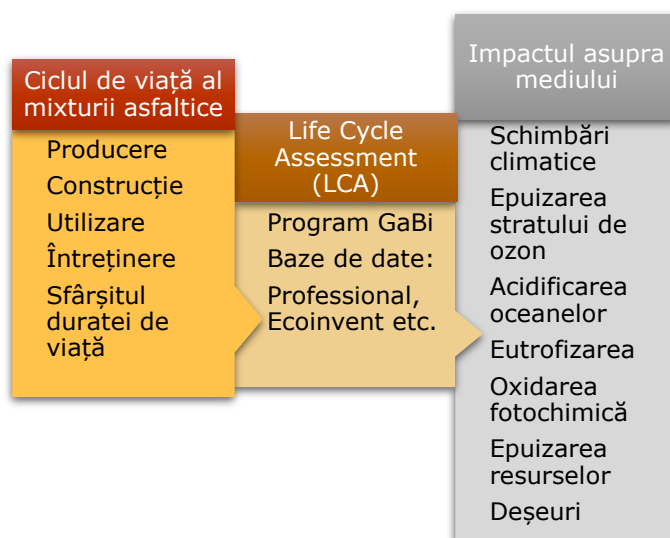


Figura 5.2 – Schema analizei de impact asupra mediului pe ciclul de viață al mixturii asfaltice

Limitele sistemului determină procesele care trebuie incluse în evaluarea ciclului de viață. Aceste procese vor fi stabilite luând în considerare mai mulți factori. Posibilele limite ale sistemului ale unei evaluări a ciclului de viață sunt:

- "Cradle to Gate": evaluarea parțială a ciclului de viață al unui produs, de la procurarea materialelor componente, transportul acestora și fabricare până la poarta fabricii;
- "Gate to Gate": evaluarea parțială a ciclului de viață care consideră doar un proces din lanțul de producție;
- "Cradle to Grave": ciclul de viață al unui produs care include toate etapele;
- "Cradle to Cradle": un tip specific de "Cradle to Grave", în cazul în care etapa de la finalul ciclului de viață al produsului este un proces de reciclare [178].

În acest studiu limitele sistemului au fost considerate de tip "Cradle to Gate" (Figura 5.3).

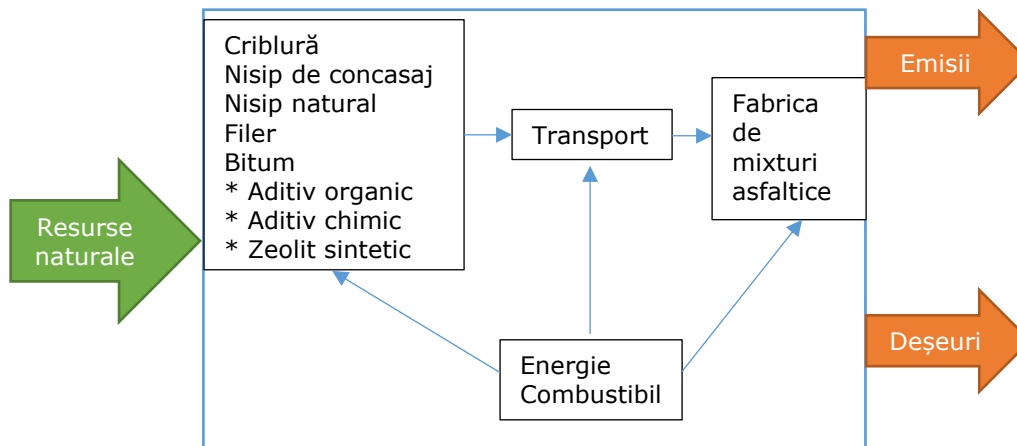


Figura 5.3 – Limitele sistemului

Cu ajutorul programului GaBi a fost analizat impactul asupra mediului al etapei de producere a mixturii asfaltice. Bazele de date utilizate au fost Professional și Ecoinvent, iar standardul conform căruia a fost realizată analiza este EN 15804+A2 [179].

Etapa de producere a mixturii asfaltice poate fi împărțită în trei procese:

- A1. Procurarea materialelor componente;
- A2. Transportul materialelor componente;
- A3. Producerea propriu-zisă a mixturii asfaltice la fabrica de mixturi asfaltice.

Ciclul de viață al amestecurilor asfaltice la cald și călduțe începe cu procesul de procurare al materialelor componente. Materialele componente pentru o mixtură asfaltică clasică includ 54% agregate 4/16, 33,2% nisipuri 0/4, 7,6% filer și 5,2% bitum din masa mixturii asfaltice. În plus față de aceste materiale, în cazul amestecurilor asfaltice călduțe, intervin și aditivii: aditiv organic în procent de 3, respectiv 1,5% din masa bitumului, aditiv chimic în procent de 0,5% din masa bitumului și zeolit sintetic în procent de 0,3% din masa amestecului. Impactul asupra mediului provine din extragerea agregatelor, rafinarea bitumului și producerea aditivilor. Următorul proces este reprezentat de transportul materialelor componente la fabrica de mixturi asfaltice, acțiune care presupune un consum suplimentar de combustibil și energie. Odată ajunse la fabrica de mixturi asfaltice începe al treilea proces, cel de producere propriu-zisă a mixturii asfaltice. Aici agregatele sunt sortate, uscate, desprăfuite, cântărite și încălzite, iar bitumul este încălzit. În cazul utilizării aditivilor aceștia vor fi amestecați inițial în bitum, urmând ca apoi acest amestec să fie adăugat agregatelor încălzite și filerului. După malaxarea întregului amestec, amestecul asfaltic este finalizat. Din nou se remarcă necesitatea unor consumuri importante de energie și combustibil.

Pentru cazul amestecurilor asfaltice, materialul cu cel mai mare impact asupra mediului este bitumul [177].

Organigrama aferentă etapei de producere a mixturii asfaltice este prezentată în Figura 5.4 și include cele trei procese și care facilitează identificarea procesului cu impactul cel mai ridicat [176].

Organigrama din Figura 5.4 descrie atât procesul de fabricare pentru o mixtură asfaltică clasică, cât și pentru o mixtură asfaltică călduță. În cazul producerii unei mixturii asfaltice la temperaturi reduse se va lua în considerare unul dintre aditivi,

corespunzător tehnologiei alese. În cazul mixturii asfaltice la cald nu se va considera niciun aditiv, materialele aferente fiind criblura, nisipul de concasaj, nisipul natural, filerul și bitumul.

5.3. Evaluarea cantităților de materiale și procese

Caracteristicile primare pentru fiecare mixtură asfaltică au fost introduse în software-ul GaBi pentru a determina diferențele de impact asupra mediului. Cantitățile de materiale componente pentru producerea unei tone de mixtură asfaltică sunt detaliate în Tabel 5.8. De asemenea, au fost approximate și distanțele de transport pentru fiecare dintre materialele componente, acestea fiind menționate în Tabel 5.9. Distanțele de transport sunt reprezentative pentru producerea mixturii asfaltice în regiunea de Vest a României.

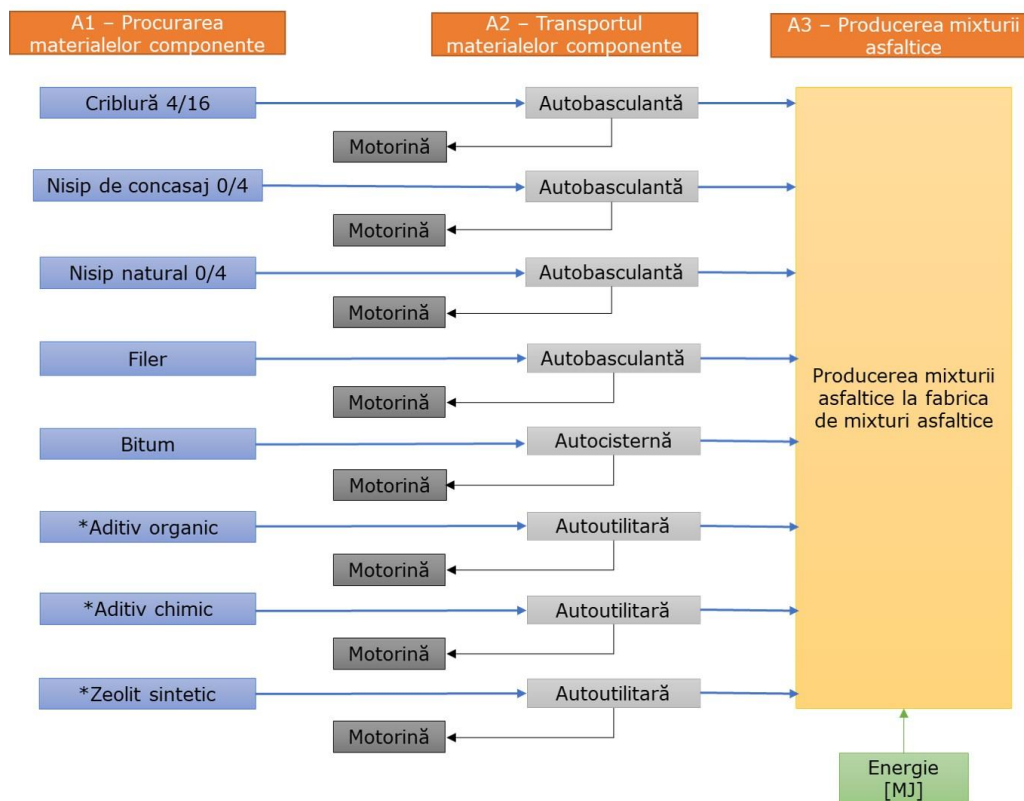


Figura 5.4 – Organigrama etapei de producere a mixturii asfaltice

În Tabel 5.10 sunt precizate și valorile consumului energetic utilizat pentru producerea unei tone de mixtură asfaltică. Pentru mixtura asfaltică clasică a fost considerată o valoare de 340 MJ conform unor cercetări în domeniu [180]. În ceea ce privește energia consumată pentru producerea mixturilor asfaltice călduțe, literatura de specialitate menționează o reducere de 10...30% în raport cu mixtura asfaltică clasică [160,180,181]. Astfel, în cadrul acestui studiu a fost considerată o

210 EVALUAREA IMPACTULUI ASUPRA MEDIULUI ÎNCONJURĂTOR - 5

scădere de 20% față de valoarea considerată pentru mixtura la cald. Pentru toate tehnologiile de obținere a mixturilor asfaltice călduțe a fost considerată aceeași reducere de energie datorită lipsei datelor în această privință.

Tabel 5.8 – Compoziția unei tone de mixtură asfaltică

CAZURI ANALIZĂ	CANTITATE MATERIAL [KG]							
	Criblură 4-16	Nisip de concasaj 0-4	Nisip natural 0-4	Filer	Bitum 50/70	Aditiv organic	Aditiv chimic	Zeolit sintetic
HMA	540,4	256,0	75,8	75,8	52,0	-	-	-
WMA_3%W	539,5	255,5	75,7	75,7	52,0	1,6	-	-
WMA_1,5%W	539,9	255,7	75,8	75,8	52,0	0,8	-	-
WMA_0,5%C	540,2	255,9	75,8	75,8	52,0	-	0,3	-
WMA_0,3%Z	538,7	255,2	75,6	75,6	52,0	-	-	3

Tabel 5.9 – Distanțele de transport considerate

Material	Distanță transport [km]
Criblură 8-16	90
Criblură 4-8	90
Nisip de concasaj 0-4	90
Nisip natural 0-4	80
Filer	220
Bitum 50/70	75
Aditiv organic	100
Aditiv chimic	100
Zeolit sintetic	100

Pentru a realiza estimarea impactului asupra mediului a mixturii asfaltice clasice și a mixturii asfaltice călduțe a fost realizat un studiu de caz pentru determinarea diferențelor de impact asupra mediului. Pentru acesta s-a considerat că echipamentul necesar pentru adăugarea aditivilor sau zeolitului sintetic este disponibil în cadrul fabricii de mixtură asfaltică, astfel încât singurul aport suplimentar de energie este pentru producerea aditivului chimic, organic sau a zeolitului sintetic. Acest principiu de calcul poate fi considerat pentru tehnologiile menționate în acest studiu, dar nu poate fi aplicat în cazul tehnologiilor de spumare directă care necesită un echipament suplimentar instalat în cadrul fabricii de mixtură asfaltică.

Tabel 5.10 – Energia considerată

Cazuri analiză	ENERGIA [MJ]
HMA	340
WMA_3%W	270
WMA_1,5%W	270
WMA_0,5%C	270
WMA_0,3%Z	270

Materialele componente ale mixturii asfaltice includ în principal agregate naturale și artificiale, bitum și filer. Analiza materialului pe ciclului de viață (LCI) pentru criblură, bitum, nisip și filer provin din baza de date Professional a software-ului GaBi, care acoperă o cantitate mare de date LCI pentru produsele din industria mixturilor asfaltice. Din aceeași bază de date provine analiza inventarului ciclului de viață și pentru aditivul organic, în timp ce pentru aditivul chimic și zeolitul sintetic, datele LCI provin din baza de date Ecoinvent. O sinteză a datelor considerate sunt prezentate în Tabel 5.11.

Tabel 5.11 – Seturi de date considerate pentru LCA

Proces	Bază de date	Numele setului de date pentru proces
Criblură 8-16	Professional	Crushed stone grain 2-15 mm (dried) (EN15804 A1-A3), EU-28
Criblură 4-8		
Nisip de concasaj 0-4	Professional	Crushed sand grain 0-2 mm (EN15804 A1-A3), EU-28
Nisip natural 0-4	Professional	Sand (grain size 0/2) (EN15804 A1-A3), EU-28
Filer	Professional	Limestone, crushed stone fines (Grain size 0/2) (EN15804 A1-A3), EU-28
Bitum 50/70	Professional	Bitumen at refinery; from crude oil; production mix, at refinery, EU-28
Aditiv organic	Professional	Wax / Paraffins at refinery, EU-28
Aditiv chimic	Ecoinvent	non-ionic surfactant production, fatty acid derivate, GLO
Zeolit sintetic	Ecoinvent	zeolite production, powder, RER

Pentru modelarea proceselor analizate în acest studiu de caz a fost utilizat software-ul GaBi [182].

Factorii de impact asupra mediului analizați în urma analizei sunt următorii:

- consumul de resurse energetice (în MJ), adică energia primară totală necesară preparării mixturii asfaltice;
- schimbarea climatică, este cuantificată prin cuantificarea emisiilor de gaze cu efect de seră emise în atmosferă. În momentul actual se apreciază efectul de seră este principalul responsabil pentru schimbările climaterice. Principalele emisii cu această caracteristică care au loc la producerea emulsiilor bituminoase sunt: dioxidul de carbon (CO₂), protoxidul de azot (N₂O) și metanul (CH₄). Contribuția dăunătoare a acestor gaze nu este aceeași, efectul lor prezentându-se printr-un indice CIG (capacitatea de încălzire globală a planetei), care exprimă poluarea echivalentă față de efectul dioxidului de carbon. Astfel, prin protocolul de la Kyoto, CIG pentru N₂O a fost fixat la 310 și pentru CH₄ la 21, adică un kilogram de N₂O emis în atmosferă conduce la același efect ca 310 kg de CO₂;
- acidificarea oceanelor, care reprezintă procesul de scădere continuă a nivelului de pH în oceane, lucru datorat preluării continue a dioxidului de carbon din atmosferă. Se exprimă în moli echivalenți de hidrogen;
- poluarea aerului, care se exprimă în exclusivitate prin prezența hidrocarburilor în aer;
- poluarea apei, care se exprimă în exclusivitate prin prezența hidrocarburilor în apă;
- epuizarea resurselor naturale, care ia în considerare atât rezervele naturale energetice, cât și cele neenergetice. Epuizarea resurselor naturale se exprimă în kg echivalent antimoniu;
- deșeuri solide, care reprezintă totalitatea deșeurilor neradioactive eliminate (în kg);
- deșeuri radioactive, care reprezintă totalitatea deșeurilor cu proprietăți radioactive rezultate la producerea de electricitate, exprimate în kg;
- formarea ozonului fotochimic se datorează acțiunii energiei solare asupra oxigenului din aer. Reacția este favorizată de prezența simultană a oxizilor de azot și a hidrocarburilor (exclusiv a metanului). Se exprimă în kilograme echivalente de etilenă. [8,14,91]

5.4. Rezultate și interpretarea rezultatelor

Rezultatele LCA au fost clasificate și caracterizate în funcție de factori de caracterizare definiți în EN 15804+A2 [179] pentru următoarele categorii de impact:

- o Indicatori de impact asupra mediului:
 - ✚ schimbarea climaterică;
 - ✚ epuizarea stratului de ozon;
 - ✚ acidificarea oceanelor;
 - ✚ eutrofizarea;
 - ✚ formarea ozonului fotochimic;
 - ✚ consumul resurselor, minerale, metale și fosile;
 - ✚ consumul apei;
- o Indicatori de consum al resurselor:

- ✚ consumul energiei primare regenerabile;
- ✚ consumul total al resurselor de energie primară regenerabilă;
- ✚ consumul energiei primare neregenerabile;
- ✚ consumul total al resurselor de energie primară neregenerabilă;
- ✚ consumul de apă dulce;
- Indicatori care descriu categoriile de deșeuri:
 - ✚ eliminarea deșeurilor periculoase;
 - ✚ eliminarea deșeurilor nepericuloase;
 - ✚ eliminarea deșeurilor radioactive;
- Indicatori opționali:
 - ✚ ecotoxicitate;
 - ✚ potențial de toxicitate pentru oameni;
 - ✚ particule;
 - ✚ radiații ionizante;
 - ✚ utilizarea terenurilor.

Rezultatele au fost exportate din software-ul GaBi și reprezentate grafic folosind Excel. Unitățile de măsură nu reprezintă compoziția chimică a poluării în sine, ci reprezintă cantitatea unui factor de normalizare standard reprezentativ pentru fiecare tip de poluare conform Intergovernmental Panel on Climate Change [183].

Cinci mixturi asfaltice diferite au fost evaluate folosind programul GaBi pentru determinarea impactului asupra mediului. Ca prim rezultat, s-a observat că procurarea materialelor a cauzat cea mai mare parte a impactului. Acest rezultat era previzibil, deoarece impactul procesului de procurare a materialelor componente include impactul datorat consumului de combustibil și emisiilor aeriene de la vehiculele utilizate pentru producerea și procesarea materialelor componente ale mixturii asfaltice. În acest proces se înregistrează consumuri importante energie sub forma utilizării intensive de motorină, electricitate și gaz consumate de vehiculele menționate.

Figura 5.5 afișează rezultatele pentru potențialul de schimbare climatică în funcție de tipul mixturii asfaltice, în kilograme de dioxid de carbon. Schimbarea climatică acționează ca un parametru util evaluarea impactului viitor al unei emisii asupra atmosferei [183].

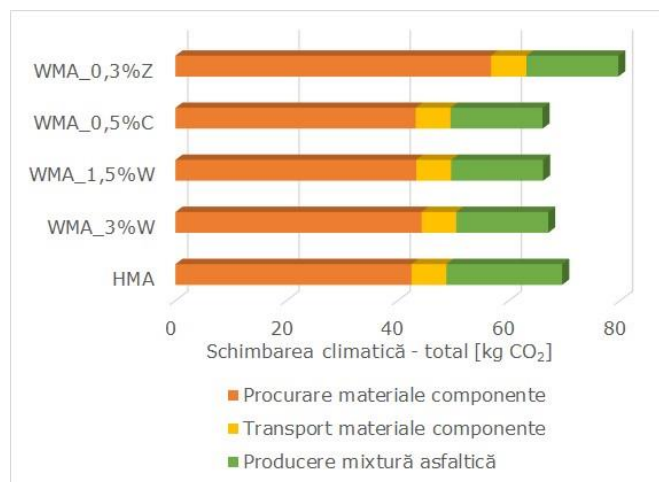


Figura 5.5 – Potențialul de schimbare climatică

Mixturile asfaltice călduțe produse cu aditiv organic, respectiv aditiv chimic au un impact asemănător, mixtura asfaltică produsă cu aditiv chimic prezentând performanțe puțin mai bune. Toate cele trei mixturi asfaltice călduțe menționate conduc la un potențial mai redus de schimbare climatică decât mixtura asfaltică la cald, în timp ce mixtura asfaltică cu zeolit sintetic are un potențial mai ridicat decât mixtura clasică lucru care se datorează procesului de procurare a materialelor componente. Conform Figura 5.5 se remarcă o creștere a impactului asupra mediului în cazul folosirii zeolitului sintetic în principal datorată procesului de obținere al acestui material. Etapa de producere a mixturilor la temperaturi mai reduse are un impact redus față de HMA datorită utilizării unei cantități mai mici de energie în acest proces. Totuși, valorile obținute sunt similare, neexistând o creștere sau reducere semnificativă a potențialului de schimbare climatică pentru mixturile asfaltice analizate [176].

Principalii factori care contribuie la emisiile de CO₂ sunt menționați mai jos în ordinea descrescătoare a importanței:

- Procurarea materialelor componente;
- Producerea mixturii asfaltice;
- Transportul materialelor componente.

Conform rezultatelor prezentate, impactul WMA a fost mai mic decât impactul HMA în procesul de producere a mixturii asfaltice. Acest lucru se datorează în principal reducerii temperaturii de fabricare, care este de cca 160 °C pentru HMA și 120 °C pentru WMA. Această reducere a temperaturii cu 40 °C a condus la o economie de energie. În schimb, impactul mixturii asfaltice călduțe a fost mai mare decât impactul HMA în procurarea materialelor, deși singura diferență notabilă este în cazul zeolitului sintetic. Acest lucru se datorează diferențelor de compoziție dintre mixtura asfaltică la cald și mixtura asfaltică călduță. De asemenea, producerea zeoliților sintetici consumă relativ multă energie și resurse, impactul zeoliților fiind ridicat. Practic, zeoliții sintetici conduc la cea mai mare creștere a impactului mixturii asfaltice călduțe față de mixtura clasică, chiar dacă sunt introduși într-un procent redus. Creșterea impactului WMA datorită adaosului de zeolit sintetic a compensat scăderea impactului rezultată din reducerea temperaturii de fabricație. Prin urmare, impactul total al mixturii asfaltice călduțe cu zeolit este mai mare decât impactul mixturii asfaltice la cald. În schimb, în cazul aditivului chimic și aditivului organic, creșterea impactului în faza de procurare a materialelor nu conduce la creșterea impactului total.

Potențialul de epuizare al stratului de ozon este de obicei afectat de procesele care consumă energie, cum ar fi procurarea agregatelor, producerea bitumului și fabricarea mixturii asfaltice. [164] Valorile pentru potențialul de epuizare al stratului de ozon sunt extrem de mici în toate cazurile evaluate pe întreaga etapă de producere a mixturilor asfaltice, formată din cele trei procese A1-A3 menționate anterior. O creștere maximă se poate remarca, din nou, în cazul utilizării zeolitului sintetic, așa cum se remarcă în Figura 5.6.

Figura 5.7 prezintă potențialul de acidificare al fiecărei mixturi asfaltice studiate. Acidificarea rezultă din dioxidul de carbon eliberat în atmosferă care absorbit în apele oceanelor formează acid carbonic și scade pH-ul apelor oceanelor [184].

Se remarcă faptul că și în cazul potențialului de acidificare valorile sunt foarte apropiate între mixtura asfaltică clasică și cele preparate la temperaturi reduse. Din nou, impactul cel mai mare îl are procesul de procurare a materialelor componente în toate cazurile evaluate, iar mixtura asfaltică călduță preparată cu zeolit sintetic are un impact mai mare decât mixtura clasică.

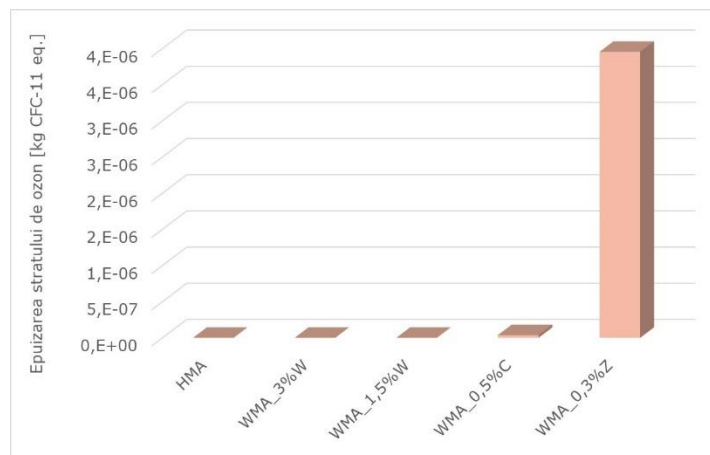


Figura 5.6 – Potențialul de epuizare al stratului de ozon

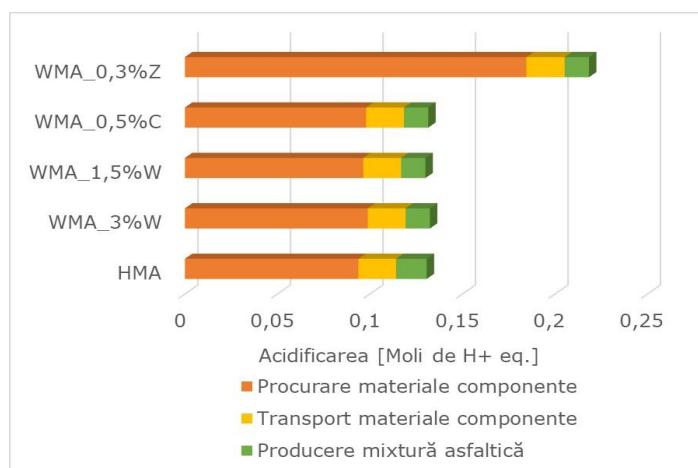


Figura 5.7 – Potențialul de acidificare al oceanelor

Rezultatele pentru potențialul de acidificare sunt similare cu cele ale potențialului de schimbare climatică prezentând valori similare. Mixtura preparată cu aditivul chimic prezintă cel mai mic impact.

Figura 5.8 prezintă potențialul de eutrofizare a apei dulci, a apei sărate și eutrofizare terestră generat de fiecare mixtură asfaltică. Eutrofizarea este procesul prin care nutrienții se acumulează într-un mediu sau habitat, terestru sau acvatic. Nutrienții sunt în principal azotul rezultat în principal din nitrați agricoli și ape uzate și secundar din poluarea automobilelor, respectiv fosforul rezultat în principal din fosfați agricoli și ape uzate. Temperatura soarelui sau a apei, care crește odată cu schimbările climatice, poate exacerba eutrofizarea [185].

Rezultatele indică faptul că etapa de producere a mixturii asfaltice nu influențează masiv eutrofizarea apei dulci, are un impact redus asupra eutrofizării marine, iar cea mai mare influență este asupra potențialului de eutrofizare terestră. Toate mixturile asfaltice au un comportament similar, remarcându-se, la fel ca și în celelalte cazuri, o creștere a impactului în cazul utilizării zeolitelui sintetic, respectiv

o ușoară reducere a acestuia în cazul folosirii aditivului chimic sau aditivului organic. Și în cazul acestei categorii de impact asupra mediului nu se înregistrează diferențe notabile între mixturile asfaltice analizate.

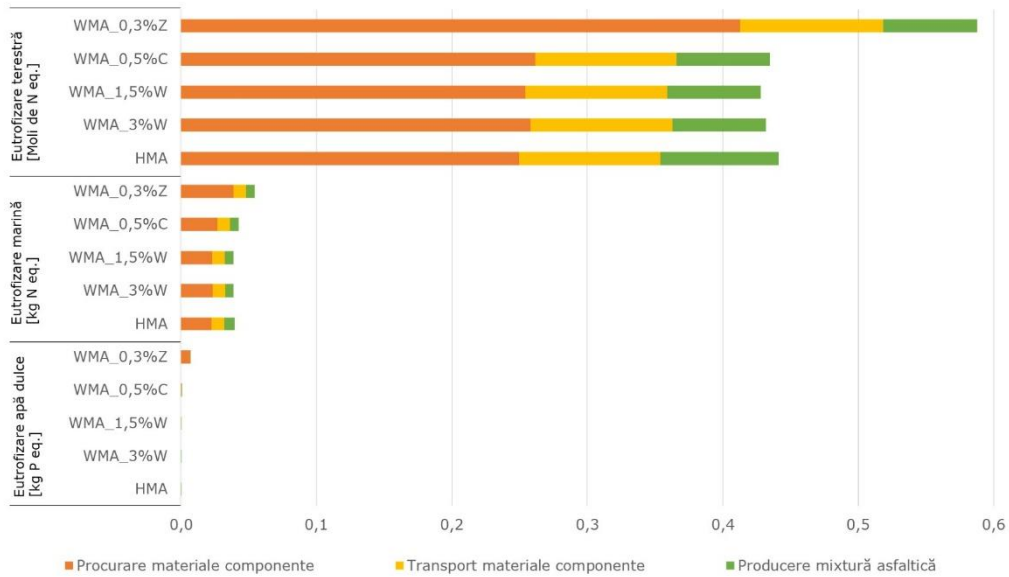


Figura 5.8 – Potențialul de eutrofizare

Formarea ozonului fotochimic este în mare parte atribuită compușilor organici volatili (COV) care sunt emiși în principal în timpul producției de bitum, prin arderea motorinei și a fabricii de mixtură asfaltică atunci când bitumul este încălzit [164]. În Figura 5.9 este prezentat potențialul de formare al ozonului fotochimic.

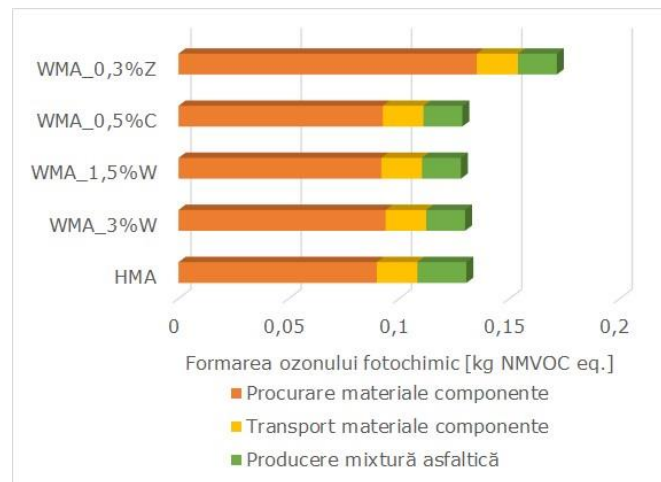


Figura 5.9 – Potențialul de formare al ozonului fotochimic

Diferența dintre indicii de formare a ozonului fotochimic între cele două soluții a fost de aproximativ 1% în favoarea mixturilor asfaltice călduțe cu aditiv organic, respectiv chimic față de mixtura asfaltică la cald. O creștere cu circa 30% a potențialului de formare al ozonului fotochimic se remarcă în cazul mixturii cu zeolit sintetic comparativ cu mixtura asfaltică clasică.

Schimbarea climatică și consumul resurselor sunt printre cele mai studiate categorii de impact asupra mediului din literatura științifică referitoare la mixturile asfaltice. [165] În Figura 5.10 este reprezentat consumul resurselor minerale, metale și fosile pentru cele cinci tipuri de mixturi asfaltice evaluate.

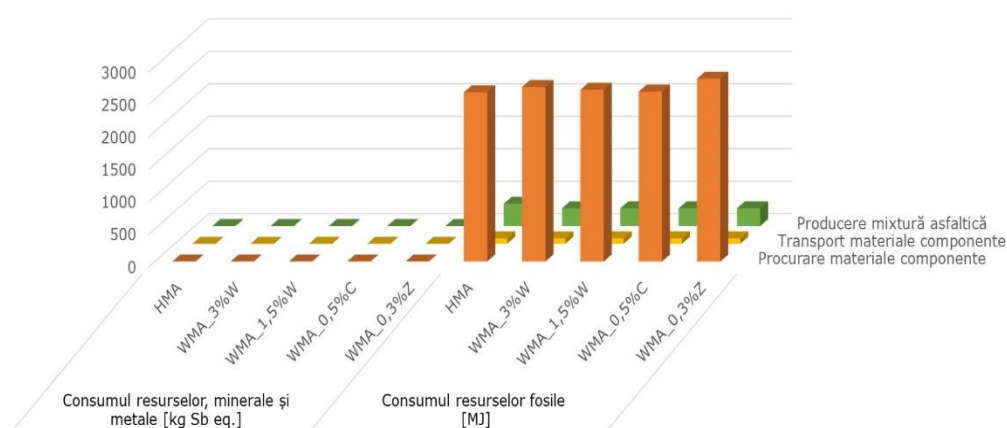


Figura 5.10 – Consumul resurselor, minerale, metale și fosile

Consumul apei în etapa de producere a mixturii asfaltice este reprezentat grafic în Figura 5.11.

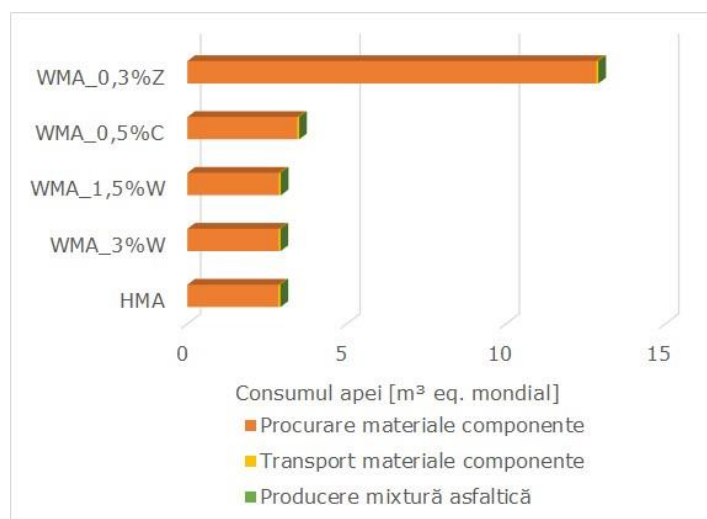


Figura 5.11 – Consumul apei

Din Figura 5.10 se poate observa impactul aproape nul al acestor mixturi asfaltice din punct de vedere al consumului resurselor minerale și a metalelor. În cazul resurselor fosile consumul cel mai ridicat se înregistrează în cadrul procesului de procurare a materialelor componente în toate cazurile analizate. Mixturile asfaltice călduțe cu zeolit sintetic, respectiv aditiv organic în procent de 3% din masa bitumului înregistrează valori ușor mai ridicate decât mixtura asfaltică clasică, pe când mixturile asfaltice călduțe cu aditiv chimic, respectiv cu aditiv organic în procent de 1,5% din masa bitumului conduc la un consum puțin mai redus de resurse fosile. Valorile sunt extrem de apropiate în cele cinci cazuri, nefiind diferențe notabile între consumurile înregistrate.

Din Figura 5.11 iese în evidență faptul că procesul de procurare a materialelor componente conduce la cel mai mare consum al apei din cadrul etapei de producere a mixturii asfaltice. În această etapă producerea propriu-zisă a mixturii asfaltice consumă cea mai mică cantitate de apă. Un consum mult mai mare de apă reiese în cazul utilizării zeolitului sintetic pentru fabricare mixturii WMA_0,3Z. Celelalte patru tipuri de mixturi asfaltice au comportamente foarte similare și în cazul evaluării consumului de apă în această etapă [176].

În Tabel 5.12, Tabel 5.13 și Tabel 5.14 sunt prezentate valorile obținute pentru indicatorii de consum al resurselor, indicatorii care descriu categoriile de deșeuri și indicatorii opționali. Acești indicatori sunt prezentați per total, valoarea totală însumând valorile pentru procesele A1, A2 și A3 din cadrul etapei de producere a mixturii asfaltice.

Tabel 5.12 – Indicatorii de consum al resurselor

Indicatorii de consum al resurselor	Mixtura asfaltică				
	HMA	WMA_3%W	WMA_1,5%W	WMA_0,5%C	WMA_0,3%Z
	Total A1+A2+A3	Total A1+A2+A3	Total A1+A2+A3	Total A1+A2+A3	Total A1+A2+A3
Consumul energiei primare regenerabile [MJ]	41,65	41,33	42,09	48,17	55,08
Consumul total al resurselor de energie primară regenerabilă [MJ]	41,65	41,33	42,09	48,17	55,08
Consumul energiei primare neregenerabile [MJ]	3033,20	3044,38	3002,60	2973,89	3173,09
Consumul total a resurselor de energie primară neregenerabilă [MJ]	3033,20	3044,38	3002,60	2974,76	3173,09
Consumul apei dulci [m ³]	0,095	0,094	0,095	0,108	0,327

Tabel 5.13 – Indicatorii care descriu categoriile de deșeuri

Indicatori care descriu categoriile de deșeuri	Mixtura asfaltică				
	HMA	WMA_3%W	WMA_1,5%W	WMA_0,5%C	WMA_0,3%Z
	Total A1+A2+A3	Total A1+A2+A3	Total A1+A2+A3	Total A1+A2+A3	Total A1+A2+A3
Eliminarea deșeurilor periculoase [kg]	1,1E-07	1,1E-07	1,1E-07	1,1E-07	1,1E-07
Eliminarea deșeurilor nepericuloase [kg]	1,994	2,965	1,984	1,981	1,976
Eliminarea deșeurilor radioactive [kg]	0,011	0,011	0,011	0,011	0,011

Tabel 5.14 – Indicatorii opționali

Indicatori opționali	Mixtura asfaltică				
	HMA	WMA_3%W	WMA_1,5%W	WMA_0,5%C	WMA_0,3%Z
	Total A1+A2+A3	Total A1+A2+A3	Total A1+A2+A3	Total A1+A2+A3	Total A1+A2+A3
Ecotoxicitate, substanțe anorganice în apă dulce [CTUe]	1685,02	1736,93	1711,50	1688,36	1738,23
Ecotoxicitate, metale în apă dulce [CTUe]	40,57	41,14	41,04	62,47	4692,24
Ecotoxicitate, substanțe organice în apă dulce [CTUe]	13,60	14,01	13,81	22,29	19,68
Potențial de toxicitate pentru oameni, substanțe anorganice cancerigene [CTUh]	2,8E-18	2,8E-18	2,9E-18	2,8E-18	2,8E-18
Potențial de toxicitate pentru oameni, metale cancerigene [CTUh]	3,3E-08	3,3E-08	3,3E-08	3,3E-08	5,5E-08
Potențial de toxicitate pentru oameni, substanțe organice cancerigene [CTUh]	4,0E-09	3,8E-09	3,7E-09	5,0E-09	6,1E-09

220 EVALUAREA IMPACTULUI ASUPRA MEDIULUI ÎNCONJURĂTOR - 5

Indicatori opționali	Mixtura asfaltică				
	HMA	WMA_3%W	WMA_1,5%W	WMA_0,5%C	WMA_0,3%Z
	Total A1+A2+A3	Total A1+A2+A3	Total A1+A2+A3	Total A1+A2+A3	Total A1+A2+A3
Potențial de toxicitate pentru oameni, substanțe anorganice care nu sunt cancerigene [CTUh]	3,3E-07	3,3E-07	3,3E-07	3,2E-07	3,5E-07
Potențial de toxicitate pentru oameni, metale care nu sunt cancerigene [CTUh]	1,2E-06	1,2E-06	1,2E-06	1,2E-06	1,7E-06
Potențial de toxicitate pentru oameni, substanțe organice care nu sunt cancerigene [CTUh]	1,5E-08	1,5E-08	1,5E-08	1,8E-08	2,5E-08
Particule [Incidența bolilor]	1,3E-06	1,3E-06	1,3E-06	1,3E-06	2,2E-06
Radiații ionizante, sănătate umană [kBq U235 eq.]	1,79	1,78	1,82	1,84	3,05
Ecotoxicitate, apă dulce [CTUe]	1739,19	1792,09	1766,35	1773,13	6450,15
Potențial de toxicitate pentru oameni, cancer [CTUh]	3,7E-08	3,7E-08	3,7E-08	3,8E-08	6,1E-08
Potențial de toxicitate pentru oameni, în afară de cancer [CTUh]	1,5E-06	1,6E-06	1,5E-06	1,5E-06	2,0E-06
Utilizarea terenului [Pt]	64,55	63,69	64,80	99,03	133,13

După cum se poate vedea din Tabel 5.12, Tabel 5.13 și Tabel 5.14 valorile pentru indicatorii de impact asupra mediului sunt foarte similare, fără a fi înregistrate diferențe notabile. Se remarcă în continuare o creștere a impactului asupra mediului față de mixtura asfaltică clasică în cazul utilizării zeolitul sintetic și o ușoară reducere a acestuia în cazul utilizării celorlalți doi aditivi.

5.5. Concluzii parțiale

În acest capitol, analizele LCA pentru etapa de producere a cinci tipuri diferite de mixturi asfaltice au fost efectuate. Mai exact, au fost obiectul studiului următoarele mixturi asfaltice: mixtura asfalică la cald (HMA), mixtura asfalică caldă cu aditiv organic în procent de 3, respectiv 1,5 % din masa bitumului (WMA_3%W1, respectiv WMA_1,5%W1), mixtura asfalică caldă cu aditiv chimic în procent de 0,5 % din masa bitumului (WMA_0,5%C) și mixtura asfalică caldă cu zeolit sintetic în procent de 0,3 % din masa mixturii (WMA_0,3%Z). Ciclul de viață al unei mixturi asfaltice constă în cinci etape principale: producere, construcție, utilizare, întreținere și sfârșitul duratei de viață, dintre care a fost studiată doar etapa de producere. Analiza LCA a fost efectuată conform normativului european în vigoare [179].

Din rezultatele prezentate se poate concluziona că faza de procurare a materialelor componente are impactul cel mai mare asupra mediului în toate cele cinci cazuri, urmată de faza de producere propriu-zisă a mixturii asfaltice și de transportul materialelor componente.

Comparând HMA și WMA s-a observat că impactul global al WMA a fost aproape egal cu impactul global al HMA. Nu au existat diferențe semnificative între impacturile HMA și WMA. Totuși, în cazul mixturii asfaltice caldă cu zeolit sintetic s-a remarcat o mărire a impactului pentru toate categoriile studiate. În cazul celorlalte trei tipuri de WMA impactul a fost ușor mai redus decât pentru HMA. Mixtura asfalică caldă cu impactul cel mai redus este cea produsă cu aditiv chimic.

În ceea ce privește faza de producere propriu-zisă a mixturii asfaltice, impactul WMA a fost cu cca 20 % mai mic decât impactul HMA, datorită reducerii temperaturii de fabricație. Cu toate acestea, impactul fazei de procurare a materialelor componente a fost puțin mai mare în WMA cu aditivi: cca 4 % în cazul aditivului organic și cca 2 % în cazul aditivului chimic. Pentru zeolitul sintetic se remarcă o creștere de cca 30 % în faza de procurare a materialelor. Astfel, reducerea temperaturii de fabricare a WMA cu zeolit sintetic a produs un beneficiu în faza de producere propriu-zisă a mixturii asfaltice, care a fost compensată de creșterea impactului fazei de procurare a materialelor ca urmare a compoziției mai complexe mixturii asfaltice caldă. În consecință, impactului mixturii asfaltice cu zeolit sintetic a fost mai mare decât impactul mixturii asfaltice clasice.

În cazul mixturilor asfaltice cu aditiv chimic, respectiv aditiv organic s-a înregistrat o scădere a impactului asupra mediului față de HMA. Reducerea impactului a fost atribuită în principal reducerii temperaturii de fabricare care a condus la reducerea energiei necesare.

Trebuie remarcat faptul că unul dintre principalele avantaje ale mixturilor asfaltice caldă este utilizarea unei cantități mai mare de mixtură asfalică recuperată (RAP) ca urmare a funcționalității crescute a WMA comparativ cu HMA. Performanța îmbunătățită a mixturii asfaltice preparate la o temperatură mai redusă, cu o îmbătrânire mai mică a liantului, contracarează liantul mai rigid din mixtura asfalică recuperată [16]. Anumite studii au raportat chiar procente de utilizare a mixturii asfaltice recuperate de 50 % [5,21]. Deși mixtura asfalică caldă în sine nu cauzează un beneficiu semnificativ pentru mediu, scăderea impactului rezultat din adăugarea unor cantități mari de mixtură asfalică recuperată în mixtura asfalică caldă le-ar putea transforma într-o alternativă și mai bună la mixtura asfalică clasică în termeni de mediu [176].

6. CONCLUZII

6.1. Concluzii finale

Prezentul studiu are drept scop principal cercetarea comparativă a caracteristicilor unor mixturi asfaltice clasice (la cald, preparate la cca 160 °C) și călduțe (la temperaturi mai reduse cu 30...50 °C), precum și stabilirea potențialului de utilizare a mixturilor asfaltice călduțe în condițiile specifice de trafic și climă ale României. De asemenea, a fost analizat impactul asupra mediului pe care îl au diferitele soluții tehnice utilizate pentru reducerea temperaturii de preparare și punere în operă, în raport cu tehnologia la cald.

Mixturile asfaltice călduțe sunt analizate și implementate pe scară tot mai largă ca urmare a beneficiilor pe care le aduc în conceptul dezvoltării sustenabile a sectorului rutier. Prin dezvoltarea lor sunt obținute avantaje economice ca urmare a reducerii consumului de energie necesară preparării, sociale prin reducerea noxelor inhalate de muncitori în procesul tehnologic și pentru mediu ambiant prin diminuarea gazelor cu efect de seră emanate pe durata preparării mixturilor asfaltice.

În scopul îmbunătățirii performanțelor acestor tipuri de mixturi asfaltice și pentru a le aduce la nivelul cerințelor de calitate a celor produse la cald sunt utilizate mai multe tipuri de aditivi de tip chimic, organic sau zeolit, cu o anumită diversitate a tehnologiilor de lucru cum este introducerea aditivului în bitum sau direct în mixtură.

În România, utilizarea mixturilor asfaltice călduțe nu a făcut încă obiectul unor cercetări ample, iar aplicarea lor la nivel industrial nu este reglementată. Prezenta cercetare vine să stabilească posibilitățile de utilizare a unor mixturi asfaltice călduțe pentru condițiile specifice ale României și să determine care dintre aditivi permite obținerea unor performanțe ridicate.

Obiectivele specifice ale tezei de doctorat au fost orientate pe următoarele direcții de acțiune:

- efectuarea unei documentări cuprinzătoare din literatura de specialitate cu privire la soluțiile experimentate sau implementate pentru reducerea temperaturii de preparare și punere în operă a mixturilor asfaltice clasice;
- procurarea principalilor aditivi care ar putea fi experimentați în condițiile specifice ale României;
- proiectarea dozajelor pentru mixtura asfaltică considerată în analize - beton asfaltic B.A. 16, cu scopul determinării unei compoziții optime care să fie considerată în analizele comparative;
- investigarea caracteristicilor materialelor de bază ale compoziției betonului asfaltic analizat;
- analizarea influenței pe care o au diverșii aditivi utilizați asupra caracteristicilor bitumului utilizat;
- proiectarea de dozaje pentru mixturile asfaltice călduțe cu folosirea a patru aditivi diferiți;
- evaluarea caracteristicilor fizico-mecanice ale mixturilor asfaltice călduțe proiectate;
- studiu comparativ între mixturile asfaltice călduțe și mixturile asfaltice la cald;
- stabilirea dozajului optim pentru o mixtura asfaltică călduță în vederea

- utilizării acestora pentru un strat de uzură;
- evaluarea performanțelor de laborator ale mixturii asfaltice călduțe;
- studiul efectelor aditivilor utilizați - aditiv chimic, aditivi organici și a zeolitului sintetic - asupra caracteristicilor mecanice ale mixturilor asfaltice călduțe;
- evaluarea impactului asupra mediului al mixturii asfaltice călduțe.

Pentru a atinge aceste obiective au fost desfășurate numeroase încercări de laborator pe bitum și mixturi asfaltice în Laboratorul de geotehnică și căi de comunicație terestre al Departamentului Căi de Comunicație, Fundații și Cadastru din cadrul Facultății de Construcții din Timișoara. De asemenea, prin intermediul bursei Fulbright efectuată la Universitatea Oregon State (OSU) din Statele Unite ale Americii, în anul universitar 2019-2020, studiile și cercetările în domeniul mixturilor asfaltice călduțe au fost verificate și completate cu viziunea americană inclusiv cu efectuarea unor încercări de laborator noi în Asphalt Materials Performance Laboratory al Oregon State University.

De asemenea, un aport deosebit pentru abordarea și derularea cercetărilor a fost datorat documentării și specializării efectuate în anul 2019 (ianuarie-aprilie) la Universitățile de Limoges, prin intermediul unei mobilități de tip Erasmus. Cu acest prilej, în Laboratorul GC2D – Civil Engineering Laboratory, Diagnostic and Sustainability s-au observat cercetările prioritare și abordările efectuate de colectivul laboratorului în domeniul mixturilor asfaltice, cu posibilitatea verificării și interpretării rezultatelor proprii obținute în domeniul mixturilor asfaltice călduțe.

Studiul vizează materiale de bază utilizate curent în tehnica rutieră românească. Astfel, au fost considerate în special agregate naturale concasate și bitum de petrol, precum o serie de patru aditivi posibili de utilizat pentru obținerea mixturilor asfaltice călduțe de tip ceară, ceară moale, aditiv chimic, zeolit. Dozajele de aditivi folosite sunt cele recomandate de furnizori, și anume: 3 % din masa bitumului pentru ceara clasică, 1,5 % din masa bitumului pentru ceara mai moale, 0,5 % din masa bitumului pentru aditivul chimic, respectiv 0,5 % din masa mixturii pentru zeolitul sintetic.

Într-o primă parte a studiului s-a analizat dacă adăugarea aditivilor în bitum conduce la modificarea caracteristicilor acestuia. Încercările de bază realizate pe bitum (penetrația, inel și bilă, ductilitatea), dar și încercările care pun în evidență susceptibilitatea la temperaturi scăzute (BBR) și temperaturi ridicate (DSR) au condus la concluzia că majoritatea aditivilor nu modifică caracteristicile bitumului. Totuși, pentru ceara clasică s-a demonstrat o durificare a bitumului, cu atât mai accentuată cu cât dozajul de ceară este mai ridicat. Concluzia principală a acestor analize este că toți aditivii cercetați pot fi utilizați, cu observația că o creștere a dozajului de ceară peste 1,5 % din masa de bitum conduce la alterarea caracteristicilor de bază ale acestuia.

Rezultatele complete ale încercărilor pe bitum, bitum-aditivi, mastic bituminos, respectiv-mastic-aditivi sunt prezentate în capitolul 2. De asemenea, în același capitol sunt evidențiate caracteristicile de calitate ale agregatelor naturale și ale fillerului utilizat. Următoarele concluzii pot fi formulate:

- ceara clasică influențează cel mai mult caracteristicile bitumului pur, fiind responsabilă pentru o creștere notabilă a punctului de înmuiere și a temperaturii limită stabilite în urma încercării BBR, în comparație cu ceilalți aditivi studiați;
- la adăugarea aditivului organic clasic în procent de 3 % rezultă durificarea cea mai accentuată a bitumului, ceea ce conduce la valori neconforme unui bitum 50/70. Dacă această ceara sintetică se adaugă în proporție de 1,5 % atunci indicele de penetrație se încadrează în limita admisă, totuși fără ca penetrația

- și punctul de înmuiere să fie similare bitumului inițial;
- rezultatele cele mai apropiate de cele ale bitumului pur s-au obținut în cazul aditivului chimic;
 - zeolitul sintetic și ceara mai moale conduc la modificarea relativ ușoară a caracteristicilor inițiale ale bitumului pur 50/70;
 - adezivitatea este corespunzătoare în toate cazurile studiate, având valori de peste 86 % și este comparabilă cu adezivitatea la agregate a bitumului pur;
 - în cazul încercărilor BBR și DSR s-a constatat o durificare a bitumului odată cu adăugarea cerii în special la adăugarea cerii clasice și în mod deosebit în situația unui dozaj ridicat de 3 %. În cazul zeolitului sintetic și a aditivului chimic nu au fost constatate modificări ale acestor proprietăți, față de bitumul pur;
 - în ceea ce privește susceptibilitatea la temperaturi scăzute a lianților și masticurilor este evidențiat faptul că aditivii considerați pentru a fi utilizați la prepararea unor mixturi asfaltice călduțe nu conduc la modificări semnificative ale reologiei bitumului pur, chiar dacă se observă mici influențe ale prezenței acestora în amestecuri;
 - temperatura limită admisă în cadrul încercării BBR a rezultat din condiția modulului de rigiditate, nu din condiția pantei m , și se poate deduce astfel că modulul de rigiditate controlează, în principal, dezvoltarea tensiunilor termice;
 - temperatura limită admisă este ușor mai mare în cazul bitumului cu ceară, decât în cazul celorlalți aditivi, concluzia fiind că aceasta îl face mai susceptibil la temperaturi reduse. Același aspect este evidențiat și în cazul amestecurilor de mastic bituminos cu preparat bitum și bitum-aditivi;
 - încercările BBR, cât și prin încercarea DSR pe mastici bituminoase, arată că rezultatele obținute conduc la aceleași concluzii ca și în cazul lianților în ceea ce privește aditivii folosiți și dozajele acestora în bitum;
 - odată cu adăugarea fierului în bitum se remarcă o creștere importantă a rigidității, modulul de rigiditate la încovoiere fiind de 2,5...3,0 ori mai mare în cazul masticurilor decât în cazul lianților;
 - un bitum sau mastic bituminos cu rigiditate ridicată, în raport cu ceilalți lianți, poate conferi stabilitate la temperaturi ridicate, dar va conduce la susceptibilitate ridicată la temperaturi scăzute.

Partea a doua a cercetării a vizat compararea caracteristicilor obținute în laborator pentru mixturi asfaltice călduțe preparate / compactate la diverse temperaturi (140/120, 120/120, 120/100 °C) folosind aditivii și dozajele menționate în capitolul 3, cu caracteristicile rezultate pentru același tip de mixtură asfaltică produsă la cald. Astfel, au fost determinate și comparate caracteristicile unui beton asfaltic BA 16, cu un dozaj proiectat și verificat prin încercări de laborator, în următoarele condiții: la cald (notat HMA), la temperaturi reduse fără aditivi (notat HMA_LT), cu adaos de 3 % ceară din masa bitumului (WMA_3%W1), cu adaos de 1,5 % ceară din masa bitumului (WMA_1,5%W1), cu 1,5 % ceară mai moale din masa bitumului (WMA_1,5%W2), cu 0,5 % aditiv chimic din masa bitumului (WMA_0,5%C) și cu 0,3 % zeolit sintetic din masa mixturii asfaltice (WMA_0,3%Z). Rezultatele încercărilor sunt prezentate în capitolul 3, reieșind următoarele concluzii:

- toate mixturile asfaltice călduțe studiate prezintă valori net superioare ale densității aparente față de mixtura asfaltică fără aditivi preparată la temperaturi reduse (140 sau 120 °C), și foarte apropiate de valoarea înregistrată în cazul mixturii asfaltice etalon;
- obținerea unui volum de goluri de 3...5 % se realizează pentru un lucru

- mecanic de compactare mai mic decât în cazul mixturii asfaltice preparate la cald, ceea ce demonstrează o lucrabilitate foarte bună a mixturilor asfaltice cu aditivi pentru reducerea temperaturilor de lucru;
- rezultatele obținute pe epruvete tip Marshall de stabilitate și fluaj au condus la concluzia că aditivii folosiți permit obținerea unor caracteristici similare mixturii asfaltice preparate și compactate la cald, cu o ușoară creștere a indicelui de fluaj peste valoarea obținută pentru HMA, în cazul folosirii aditivilor de tip ceară și a preparării mixturii asfaltice la 140 °C;
 - modulul de rigiditate a prezentat valori mai ridicate în cazul mixturilor asfaltice cu aditivi față de valoarea înregistrată pentru mixturile asfaltice la cald, în special în cazul folosirii aditivilor de tipul ceară;
 - modulul de rigiditate cel mai ridicat a fost înregistrat pentru betonul asfaltic preparat cu 3 % ceară dură și cel preparat cu 1,5 % ceară moale;
 - nu au fost înregistrate diferențe importante ale modulului de rigiditate pentru același tip de aditiv odată cu modificarea temperaturilor de preparare în intervalul 120...140 °C și de compactare în intervalul 100...120 °C, chiar dacă valorile modulilor scad odată cu temperatura;
 - fluajul dinamic prezintă valori eterogene, fără reguli clare de variație, valorile fiind dependente de aditivii folosiți și de temperaturile utilizate la preparare și compactare;
 - fluajul dinamic prezintă o comportare mai bună a betonului asfaltic preparat cu ceară dură (dozaj de 1,5 și 3,0 %), în timp ce betonul asfaltic preparat cu ceară moale (dozaj 1,5 %) prezintă o comportare neconcordantă cu încercările pe bitum și pe mixturi asfaltice;
 - betoanele asfaltice preparate cu aditiv chimic și zeolit prezintă o comportare asemănătoare a fluajului dinamic, valorile obținute fiind intermediare între cele obținute pe dozajele cu ceară clasică, respectiv moale;
 - rezultatele obținute pentru fluajul dinamic se încadrează între limitele admise de normativul pentru mixturi asfaltice la cald, ceea ce justifică utilizarea aditivilor pentru prepararea unor mixturi asfaltice la temperaturi reduse;
 - susceptibilitatea la formarea făgașelor este ridicată în toate situațiile studiate, atât pentru mixtura asfaltică etalon, preparată la cald, cât și pentru betoanele asfaltice cu aditivi;
 - sensibilitatea la apă a condus la rezultate extrem de favorabile pentru toate dozajele cercetate, ceea ce demonstrează o bună adezivitate a bitumului la agregatele folosite;
 - creșterea energiei de compactare la peste 80 rotații, în special pentru mixturile asfaltice cu aditivi, nu conduce la o îmbunătățire evidentă a caracteristicilor fizice, cum sunt densitatea aparentă și volumul de goluri și nici a celor dinamice. Rezultatele au demonstrat că în cazul fluajului dinamic, caracteristicile obținute pentru 205 rotații și pentru unele temperaturi, sunt mai mari decât cele înregistrate la 80 rotații. Acest lucru demonstrează că mixturile asfaltice cu aditivi beneficiază de o lucrabilitate ridicată care le permite cea mai favorabilă compactare la un lucru mecanic redus, chiar sub 80 rotații;
 - se apreciază că mixtura asfaltică călduță cu aditiv chimic, preparată la 120 °C oferă cele mai bune rezultate, comportarea fiind apreciată ca fiind foarte bună în cazul tuturor testelor efectuate;
 - rezultatele obținute în urma analizelor efectuate conduc la formularea concluziei că toți aditivii pot fi folosiți în condițiile României pentru producerea unor mixturi asfaltice călduțe;

- toții aditivii folosiți pot conduce la reducerea temperaturii de preparare și compactare cu cca 40 °C, cele mai bune rezultate obținute în laborator rezultând pentru o temperatură de preparare și compactare de 120 °C.

Capitolul 4 al tezei a fost dedicat studiului mixturii asfaltice călduțe preparate cu mixtură asfaltică recuperată, analizele fiind realizate după metodologia Superpave. Ca prim pas a fost preparată o mixtură asfaltică călduță cu 30 % RAP, notată WMA_RAP, cu utilizarea folosirea unui aditiv chimic des utilizat în SUA. Mixtura asfaltică proiectată a fost corespunzătoare nivelului 4, specific drumurilor cu trafic intens și greu din statul Oregon, SUA. Rezultatele încercărilor pe mixturi asfaltice călduțe preparate cu aditiv chimic și RAP, sunt prezentate pe larg în capitolul 4. Următoarele concluzii și particularități pot fi formulate:

- determinarea granulozității scheletului mineral și a dozajului de liant a fost efectuată exclusiv pe baza proiectării volumetrice a mixturii asfaltice, pornind de la curba de densitate maximă, optându-se pentru o granulozitate continuă a scheletului mineral (similar dozajelor studiate în capitolul 3), cu dimensiunea maximă a granulelor de 12,5 mm. De asemenea, scheletul mineral a conținut un procent de 30% RAP, cu granula maximă de 12,5 mm și un conținut de bitum de 5,02 % din RAP;
- o comparație între scheletul mineral proiectat conform metodei Superpave și cel proiectat conform normelor din România conduce la concluzia că nu există diferențe semnificative între fracțiunile folosite, exceptând fracțiunile de părți fine (fracțiunea sub 0,125 mm fiind mai mare cu cca 25 % pentru dozajul proiectat în România, în timp ce fracțiunea 0,125-2,000 mm a fost mai mare cu cca 25 % pentru dozajul proiectat conform Superpave) și a faptului că procentul de granule grosiere este de 67 % pentru dozajul proiectat conform Superpave și cca 71 % pentru cel proiectat în România);
- impunând un volum de goluri remanent de 7 % pentru etapa de proiectare, a rezultat un dozaj optim de bitum (pe baza criteriului volumetric) de 5,6 % (în raport cu 5,7 % considerat inițial pentru dozajele proiectate în România). În conformitate cu proiectarea volumetrică a mixturii asfaltice, valoarea VMA se încadrează în intervalul de 13,5-17,0 impus pentru mixturile cu dimensiunea nominală maximă a granulelor de 12,5 mm, conform procesului standard de verificare a proiectării mixturii din statul Oregon, SUA [141]. Valoarea VFA este, de asemenea, în intervalul necesar de 65-75 necesar pentru mixturile asfaltice de nivel 4 din statul Oregon [141]. Raportul filer-bitum a fost stabilit în limitele cerute de ODOT (0,8-1,6) [141];
- au fost adoptate două dozaje suplimentare de liant de 5,1, 5,6 și 6,1 %, raportate la masa mixturii asfaltice pentru verificarea performanțelor mixturii asfaltice prin încercări de laborator. Pentru cele trei dozaje de bitum au fost preparate epruvete cilindrice cu presa giratorie cu diametrul de 150 mm, la o înălțime de 130 mm pentru studierea rezistenței la fisurare și la o înălțime de 62 mm pentru studierea susceptibilității la deformații plastice;
- pentru cele trei dozaje de bitum s-a urmărit calibrarea proiectării volumetrice cu o serie de încercări de laborator prin care se analizează performanțele de deformabilitate: determinarea rezistenței la fisurare și determinarea susceptibilității la dezvoltarea de deformații plastice (ornieraj). Analizele efectuate sunt diferite de cele impuse de AND care se bazează pe determinarea unor caracteristici mecanice diferite (stabilitatea Marshall, sensibilitatea la apă, modulul de rigiditate, fluajul dinamic și ornieraj);

- rezultatele de laborator obținute pe mixtura asfaltică cu RAP și a utilizării proiectării optimizate a dozajului a demonstrat că este necesară o reducere a dozajului de liant în raport cu proiectarea volumetrică de la 5,6, la 5,3 %. Comparativ, pentru încercările efectuate conform AND, s-a ajuns la concluzia că este necesară reducerea dozajului de liant de la 5,7, la 5,2 % și chiar mai mult pentru încercarea la deformații plastice;
- comparând rezultatele obținute în SUA și în România pentru dozajul optim de bitum, se constată că pentru două betoane asfaltice cu granulozitate cvasi-identică, se obțin dozaje identice de liant, chiar dacă încercările de determinare a performanțelor fizico-mecanice sunt diferite;
- ca urmare a calibrării dozajului de bitum, din încercările de laborator standardizate rezultă necesitatea reducerii acestuia față de valoarea rezultată din proiectarea inițială. Reducerea cea mai mare a dozajului de liant proiectat inițial este impusă în ambele situații de încercarea la orniere;
- încercarea pentru determinarea rezistenței la fisurarea, care nu este specifică standardelor românești, arată că un dozaj de liant mai ridicat decât cel proiectat pe criteriul volumetric poate fi favorabil, deși acesta nu poate fi acceptat din considerentul pericolului dezvoltării unor deformații plastice excesive.

Capitolul 5 al tezei de doctorat este reprezentat de analiza de impact asupra mediului a mixturii asfaltice clasice și a celor produse la temperaturi reduse. În acest scop a fost evaluată comparativ etapa de producere pentru o mixtură asfaltică clasică pentru un strat de uzură și respectiv pentru mixturi asfaltice călduțe preparate cu aditivi organici, chimici și zeolit sintetic în diferite procente. Mixturile asfaltice evaluate au fost: mixtura asfaltică clasică (HMA), mixtura asfaltică călduță cu 3% ceară clasică din masa bitumului (WMA+3%W1), mixtura asfaltică călduță cu 1,5% ceară clasică din masa bitumului (WMA+1,5%W1), mixtura asfaltică călduță cu 0,5% aditiv chimic din masa bitumului (WMA+0,5%C), respectiv mixtura asfaltică călduță cu 0,3% zeolit sintetic din masa mixturii asfaltice (WMA+0,3%Z). Pe baza rezultatelor obținute în urma analizei de impact asupra mediului, prezentate în capitolul 5 se pot formula următoarele concluzii:

- faza de procurare a materialelor componente are impactul cel mai mare asupra mediului în toate cele cinci cazuri, urmată de faza de producere propriu-zisă a mixturii asfaltice și de transportul materialelor componente;
- impactul global al mixturilor asfaltice călduțe a fost aproape egal cu impactul global al mixturii asfaltice la cald;
- mixtura asfaltică călduță cu impactul cel mai redus este cea produsă cu aditiv chimic;
- în faza de producere propriu-zisă a mixturii asfaltice, impactul WMA a fost cu cca 20 % mai mic decât impactul HMA, datorită reducerii temperaturii de fabricare;
- impactul fazei de procurare a materialelor componente a fost puțin mai mare în cazul mixturii asfaltice călduțe: cca 4 % în cazul aditivului organic și cca 2 % în cazul aditivului chimic. Pentru zeolitul sintetic se remarcă o creștere de cca 30 % în faza de procurare a materialelor. Astfel, reducerea temperaturii de fabricare a WMA cu zeolit sintetic a produs un beneficiu în faza de producere propriu-zisă a mixturii asfaltice, care a fost compensată de creșterea impactului fazei de procurare a materialelor ca urmare a compoziției mai complexe mixturii asfaltice călduțe. În consecință, impactului mixturii asfaltice cu zeolit sintetic a fost mai mare decât impactul mixturii asfaltice clasice;
- s-a înregistrat o scădere a impactului asupra mediului față de HMA în cazul

mixturilor asfaltice cu aditiv chimic, respectiv aditiv organic.

Comportarea mixturilor asfaltice, în timp, la temperaturi scăzute sau ridicate, rămâne un subiect de cercetare ulterioară, inclusiv prin realizarea unor experimentări pe teren.

6.2. Contribuții personale

Principalele contribuțiile personale aduse de doctorandă în domeniul implementării în tehnica rutieră românească a mixturilor asfaltice produse la temperaturi mai reduse decât cele clasice sunt:

- sintetizarea cunoștințelor acumulate pe plan mondial în domeniul producerii și punerii în operă a unor mixturi asfaltice la temperaturi mai reduse decât cele obișnuite, la cald, cu evidențierea aditivilor, dozajelor și tehnologiilor posibil de aplicat;
- procurarea și cercetarea caracteristicilor unor aditivi posibil de utilizat pentru prepararea mixturilor asfaltice la temperaturi reduse;
- cercetarea caracteristicilor materialelor de bază luate în considerare pentru proiectarea unor mixturi asfaltice la temperaturi reduse, cu evidențierea importanței reglării dozajului optim de liant în funcție de densitatea scheletului mineral utilizat;
- analiza comportării bitumului pur și a bitumului cu aditivi pentru creșterea lucrabilității, respectiv a masticurilor bituminoase cu bitum pur și respectiv cu aditivi pentru creșterea lucrabilității la temperaturi reduse cu aparatul Bending Beam Rheometer (BBR);
- analiza comportării bitumului pur și a biturilor cu aditivi, respectiv a masticurilor bituminoase cu bitum pur și respectiv cu aditivi, la temperaturi ridicate cu aparatul Dynamic Shear Rheometer (DSR);
- studierea influenței aditivilor utilizați pentru reducerea temperaturilor de preparare a mixturilor asfaltice asupra bitumului;
- stabilirea unui dozaj optim pentru un beton asfaltic B.A. 16 destinat utilizării în stratul de uzură, pornind de la trei granulozități diferite ale scheletului mineral și de la cinci dozaje diferite de bitum;
- analiza determinării indicelui de fluaj (Marshall) în funcție de sarcina maximă sau de deplasarea tangentei la 1,5 mm;
- analiza modului de variație a caracteristicilor fizico-mecanice ale betonului asfaltic clasic preparat și compactat la diferite temperaturi (120...160 °C);
- conceperea și efectuarea încercărilor de laborator pentru cinci dozaje de beton asfaltic produs/compactat la temperaturi mai reduse decât cele clasice (140/120, 120/120 și 120/100 °C), rezultând 15 seturi complete de epruvete preparate și încercate: epruvete tip Marshall, epruvete preparate cu presa giratoare la 50, 80 și 205 rotații și plăci pentru încercarea de orieraj;
- analiza modului de variație a caracteristicilor fizico-mecanice ale mixturilor asfaltice călduțe studiate și a betonului asfaltic etalon în funcție de energia de compactare (80 sau 205 rotații);
- interpretarea rezultatelor obținute pentru mixturile asfaltice la temperaturi reduse în raport cu rezultatele obținute pe bitumuri și masticuri bituminoase;
- evaluarea și compararea rezultatelor încercărilor de laborator pentru mixturile asfaltice la temperaturi reduse cu cele obținute pe mixtura asfaltică etalon;
- evidențierea posibilității utilizării mixturilor asfaltice călduțe, în special a celor

- cu aditiv chimic, în condițiile specifice de climă și trafic ale României;
- exemplificarea tehnologiilor de producere a mixturilor asfaltice călduțe și selectarea celor care se adaptează cel mai bine pentru situația teritoriului României;
- participarea la studiul, proiectarea și experimentarea unei metodologii rapide, în regim continuu, de verificare a temperaturii straturilor bituminoase la punerea în operă, cu ajutorul unei camere termice montate pe un vehicul aerian, fără pilot;
- sintetizarea particularităților de proiectare a dozajelor mixturilor asfaltice prin metoda Superpave, cu exemplificări pe baza studiilor efectuate în cadrul bursei Fulbright la Oregon State University;
- sintetizarea rezultatelor obținute pentru dozaje proiectate și încercările efectuate pentru proiectarea unui beton asfaltic pentru stratul de uzură pentru trafic greu în Laboratorul în Asphalt Materials Performance, cu evidențierea particularităților aplicate în statul Oregon (SUA);
- evaluarea impactului asupra mediului a mixturilor asfaltice la temperaturi reduse comparativ cu mixtura asfaltică la cald, pentru întreg fluxul tehnologic, și respectiv pentru faza de preparare a mixturii asfaltice;
- evidențierea impactului asupra mediului pe care îl au aditivii folosiți la prepararea mixturilor asfaltice la temperaturi reduse, cu reducerea semnificativă a efectului benefic al reducerii temperaturilor de lucru;
- propunerea unui aditiv optim rezultat din analizele efectuate pentru utilizarea la producerea de mixturi asfaltice la temperaturi reduse în România.

6.3. Valorificarea rezultatelor

Pe parcursul programului doctoral, activitatea de cercetare a fost încadrată în cea a Departamentului de Căi de Comunicație Terestre, Fundații și Cadastru a Universității Politehnica Timișoara. De asemenea, domeniul prioritar abordat prin tema tezei de doctorat și rezultatele obținute și publicate au constituit o oportunitate pentru câștigarea unor burse prin concurs național sau obținerea unor specializări în străinătate:

- câștigarea unui burse Fulbright pentru un an universitar la Oregon State University;
- obținerea unei mobilități Erasmus la laboratorul GC2D – Civil Engineering Laboratory, Diagnostic and Sustainability din Egletons, Franța.

Prin cercetările efectuate în departament doctoranda a contribuit la propunerea unor granturi și la rezolvarea unor contracte cu mediul economic în domeniul mixturilor asfaltice și îmbrăcăminților bituminoase. Se rețin:

- 1 grant ARUT: "Utilizarea tehnologiilor fotogrammetrice moderne la monitorizarea îmbrăcăminților bituminoase", câștigat și finalizat (membru în colectiv);
- 1 grant de cercetare propus, în curs de evaluare (membru în colectiv);
- 3 contracte de cercetare cu mediul economic (BC 108/2017, BC 33/ 2020 și BC 59/2021), ca membru în colectivul de elaborare.

În domeniul publicării și diseminării rezultatelor obținute pe durata stagiului de doctorat se menționează publicarea unui număr de 24 lucrări, din care: 4 în jurnale indexate ISI, 7 lucrări științifice publicate în volumele unor manifestări științifice (Proceedings) indexate ISI Proceedings (dintre care 3 în curs de indexare), 5 lucrări științifice publicate în volumele unor manifestări științifice (Proceedings) indexate BDI

(Scopus), 3 în reviste de specialitate naționale neindexate și 5 la manifestări științifice naționale neindexate. De asemenea se menționează lucrarea "Selection of Durable, Environmentally Friendly, and Cost-Effective Asphalt Mixtures for Oregon – Effects of Density, WMA, and High RAP" acceptată pentru prezentare la conferința Transportation Research Board din Washington DC, SUA.

Se remarcă faptul că rezultatele originale din fiecare capitol al tezei care cuprinde cercetări proprii au permis doctorandei publicarea mai multor lucrări științifice:

- principalele rezultate evidențiate în capitolul 2 au făcut obiectul lucrării: "Influence of warm mix additives on the low-temperature behavior of bitumen using the Bending Beam rheometer (BBR)", *Construction and Building Materials Journal*, Volume 273, 2021, ISSN 0950-0618, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121682>, factor de impact 6,141; autori: A.L. Belc, I.O. Pop, F. Belc, C. Costescu, F. Fakhari-Tehrani;
- rezultatele prezentate în capitolul 3 fac obiectul lucrărilor: "Influence of Different Warm Mix Additives on Characteristics of Warm Mix Asphalt", *Materials*, 2021, 14(13):3534, <https://doi.org/10.3390/ma14133534>, factor de impact 3,623; autori: A.L. Belc, E. Coleri, F. Belc, C. Costescu; respectiv "Monitoring bituminous layers using thermal images", *Romanian Journal of Transport Infrastructure*, vol. 9, 2020, doi.org/10.2478/RJTI-2020-0002, autori: V. David, A.L. Belc, M.R. Jianu, C.C. Musat;
- rezultatele obținute în capitolul 4 urmează să fie publicate prin lucrarea: "Selection of Durable, Environmentally Friendly, and Cost-Effective Asphalt Mixtures for Oregon – Effects of Density, WMA, and High RAP" acceptată pentru prezentare la conferința Transportation Research Board din Washington DC, SUA, autori V. Kumar, E. Coleri, I. Obaid, A.L. Belc, A. Sutherland.
- capitolul 5 conține rezultate originale care au fost valorificate prin lucrarea: "Environmental Impact Assessment of Different Warm Mix Asphalts", *Sustainability*, 2021, 13(21):11869, <https://doi.org/10.3390/su132111869>, factor de impact 3,251; autori: A.L. Belc, A. Ciutina, R. Buzatu, F. Belc, C. Costescu.

De asemenea, se intenționează ca, odată cu finalizarea tezei, doctoranda să promoveze în rândul specialiștilor români mai intens rezultatele cercetărilor efectuate, cu scopul implementării unor astfel de tehnologii la nivel național și eventual pentru îmbunătățirea normelor tehnice în vigoare în acest sens.

6.4 Direcții viitoare de cercetare

Pornind de la rezultatele încurajatoare obținute în cadrul cercetărilor efectuate, există mai multe direcții de cercetare care se intenționează a fi abordate în perioada următoare:

- realizarea unor sectoare experimentale cu mixturi asfaltice produse în conformitate cu dozajele verificate în laborator, urmată de analizarea rezultatelor pe termen lung și compararea cu rezultatele obținute în laborator;
- analizarea comportării mixturilor asfaltice călduțe, în timpul exploataării, la acțiunea temperaturilor reduse sau ridicate, pentru clarificarea modului în care aditivii pot afecta caracteristicile straturilor bituminoase;
- cercetarea implementării, în condițiile specifice ale României, a mixturii

asfaltice călduțe produse cu diferite procente de mixtură asfaltică recuperată (RAP);

- studiul modului în care condițiile de încercare din incinta aparatului pentru determinarea modului de rigiditate pot influența rezultatele obținute, în special în cazul efectuării unui număr foarte mare de încercări;
- analiza modului de determinare a stabilității Marshall prin cele două metode analizate (după sarcina maximă sau după deplasarea tangentei la 1,5 mm) și stabilirea variantei optime;
- studiul variației caracteristicilor dinamice ale mixturilor asfaltice la modificarea energiei de compactare prin variația numărului de rotații;
- evaluarea impactului asupra mediului luând în considerare întregul ciclu de viață al mixturilor asfaltice la cald și călduțe.

Doctoranda își propune continuarea cercetărilor în domeniul abordat, iar eventualul interes al factorilor de decizie de la nivel național în sensul implementării unor astfel de tehnologii ar fi un factor mobilizator.

BIBLIOGRAFIE

- [1] World Commission on Environment and Development (Comisia Mondială pentru Mediu și Dezvoltare), *Our common future (Viitorul nostru comun)*, Oxford University Press, USA, 1987.
- [2] J.-F. Corté, H.D. Benedetto, *Matériaux routiers bitumineux : Tome 1, Description et propriétés des constituants*, Hermes Science Publications, France, 2004.
- [3] G. Lucaci, I. Costescu, F. Belc, *Construcția drumurilor*, Editura Tehnică, Romania, 2000.
- [4] V. Gaudefroy, B. Cazaciu, C. Roche, F. Olard, E. Beduneau, J. Antoine, *Etude en laboratoire des performances mécaniques des enrobés à la mousse de bitume utilisant des granulats tièdes*, Bull. Lab. Ponts Chaussees. 270–271 (2007) 165–174.
- [5] J. D'Angelo, J. Cowser, D.D. Newcomb, *Warm-Mix Asphalt: European Practice*, 2008.
- [6] A. Nikolaidis, *Highway Engineering: Pavements, Materials and Control of Quality*, CRC Press, 2014.
- [7] Y. Brosseau, M. Saint-Jacques, *Les enrobés à module élevé : bilan de près de 30 ans d'expérience française (Partie 1 de 2)*, Rev. Bitume. Vol. 10 No 2 (2015) 8–15.
- [8] D. Irastoza-Barbet, M.-F. Ossola, *Les enrobés bitumineux - Tome 2, Union des syndicats de l'industrie routière française (Usirf)*, 2003.
- [9] F. Belc, *Tehnologii pentru întreținerea drumurilor*, Editura Solness, Timișoara, 2012.
- [10] L. Nicoară, A. Bilțiu, *Îmbrăcăminți rutiere moderne*, București, 1983.
- [11] MM.G. Aussehat, A. Bauduin, J. Vecoven, P. Cochet, A. Darrigrand, I. Droudaie, P. Fourmont, B. Huvelin, *Guide technique pour l'utilisation des matériaux régionaux d'Ile-de-France*, (2003).
- [12] SETRA-LCPC, *Catalogue de structures types des chaussées neuves*, Paris, 1998.
- [13] Bitume Québec (Association), *Guide de bonnes pratiques: la mise en oeuvre des enrobés.*, 2008.
- [14] M. Cyna, M.-F. Ossola, C. Fouchard, *Les émulsions de bitume*, (2006).
- [15] European Asphalt Pavement Association (EAPA), *The Use of Warm Mix Asphalt*, (2014). <https://eapa.org/wp-content/uploads/2018/07/EAPA-paper-Warm-Mix-Asphalt-version-2014.pdf> (accessed August 25, 2021).
- [16] M.C. Rubio, G. Martínez, L. Baena, F. Moreno, *Warm mix asphalt: an overview*, J. Clean. Prod. 24 (2012) 76–84. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2011.11.053>.
- [17] B. Kheradmand, R. Muniandy, L.T. Hua, R.B. Yunus, A. Solouki, *An overview of the emerging warm mix asphalt technology*, Int. J. Pavement Eng. 15 (2014) 79–94. <https://doi.org/10.1080/10298436.2013.839791>.
- [18] A.L. Belc, *Studiu bibliografic privind mixturile asfaltice călduțe*, Rev. Drumuri-Poduri. (2017).
- [19] C. Costescu, A.L. Belc, *Tehnologii posibile pentru conceperea și realizarea unor mixturi asfaltice "călduțe,"* in: 2018.
- [20] A. Vaitkus, D. Čygas, A. Laurinavičius, V. Vorobjovas, Z. Perveneckas, *Influence of warm mix asphalt technology on asphalt physical and mechanical properties*,

- Constr. Build. Mater. 112 (2016) 800–806.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.212>.
- [21] A. Vaitkus, D. Čygas, A. Laurinavičius, Z. Perveneckas, Analysis and evaluation of possibilities for the use of Warm mix asphalt in Lithuania, *Balt. J. Road Bridge Eng. - BALT J ROAD BRIDGE ENG.* 4 (2009) 80–86.
<https://doi.org/10.3846/1822-427X.2009.4.80-86>.
- [22] S.D. Capitão, L.G. Picado-Santos, F. Martinho, Pavement engineering materials: Review on the use of warm-mix asphalt, *Constr. Build. Mater.* 36 (2012) 1016–1024. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.06.038>.
- [23] G. Hurley, B. Prowell, Evaluation of Sasobit® for use in warm-mix asphalt, 2005.
- [24] Ghuzlan Khalid A., Al Assi Mohammad O., Sasobit-Modified Asphalt Binder Rheology, *J. Mater. Civ. Eng.* 29 (2017) 04017142.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001996](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001996).
- [25] A. Jamshidi, M.O. Hamzah, Z. You, Performance of Warm Mix Asphalt containing Sasobit®: State-of-the-art, *Constr. Build. Mater.* 38 (2013) 530–553.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.08.015>.
- [26] Federal Highway Administration, Warm Mix Asphalt Technologies and Research, (n.d.). <https://www.fhwa.dot.gov/pavement/asphalt/wma.cfm> (accessed July 9, 2021).
- [27] G. Philpott, Conséquences Énergétiques Et Environnementales De L'utilisation Des Enrobés Tièdes Lors De La Construction Des Routes, École De Technologie Supérieure Université Du Québec, 2010.
- [28] G. Hurley, B. Prowell, G. Reinke, P. Joskowitz, R. Davis, J. Scherocman, S. Brown, X. Hongbin, D. Bonte, Evaluation of Potential Processes for Use in Warm Mix Asphalt, *Asph. Paving Technol. Assoc. Asph. Paving Technol.-Proc. Tech. Sess.* 75 (2006) 41–90.
- [29] Ceca Arkema Group, Additifs pour bitume, (n.d.). https://www.cecachemicals.com/export/sites/ceca/.content/medias/downloads/products/dtap_route/FicheCECA_produit_AdditifsBitume_1_VF_BD.pdf (accessed July 9, 2021).
- [30] G.C. Hurley, B.D. Prowell, Evaluation of Aspha-Min® Zeolite for Use in Warm Mix Asphalt, (2005). <https://trid.trb.org/view/787746> (accessed April 13, 2020).
- [31] O.R. Larsen, Ø. Moen, C. Robertus, B.G. Koenders, WAM Foam asphalt production at lower operating temperatures as an environmental friendly alternative to HMA, in: 2004.
- [32] G. Ammann, Low-temperature asphalt with Ammann Foam, (n.d.). <https://www.ammann.com/en/technology/low-temperature> (accessed February 13, 2021).
- [33] O.R. Larsen, C. Robertus, Process and system for production of a warm foam mix asphalt composition, US6846354B2, n.d.
- [34] A.M. Kasozi, Properties of Warm Mix Asphalt from Two Field Projects: Reno, Nevada and Manitoba, Canada., Thesis, 2010.
- [35] A. Wozzuk, W. Franus, A review of the application of zeolite materials in warm mix asphalt technologies, *Appl. Sci. Switz.* 7 (2017).
<https://doi.org/10.3390/APP7030293>.
- [36] A. Wozzuk, W. Franus, Properties of the Warm Mix Asphalt involving clinoptilolite and Na-P1 zeolite additives, *Constr. Build. Mater.* 114 (2016) 556–563.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.188>.

- [37] A. Wozuk, A. Zofka, L. Bandura, W. Franus, Effect of zeolite properties on asphalt foaming, *Constr. Build. Mater.* 139 (2017) 247–255. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.02.054>.
- [38] A.M. Rodríguez-Alloza, A. Malik, M. Lenzen, J. Gallego, Hybrid input–output life cycle assessment of warm mix asphalt mixtures, *J. Clean. Prod.* 90 (2015) 171–182.
- [39] G. Kennepohl, Asphalt pavements and the environment, in: Switzerland, 2008.
- [40] R. Bonaquist, *Mix Design Practices for Warm-Mix Asphalt*, National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine, Washington, DC, 2011.
- [41] AND 605-2016, Normativ privind mixturile asfaltice executate la cald. Conditii tehnice de proiectare, preparare si punere in opera a mixturilor asfaltice (Standard concerning hot mix asphalts. Technical conditions for designing, preparing and laying asphalt mixtures), (2016).
- [42] PD 177-2001, Normativ privind dimensionarea structurilor rutiere suple și mixte, (2001).
- [43] C. Raab, I. Camargo, M.N. Partl, Ageing and performance of warm mix asphalt pavements, *J. Traffic Transp. Eng. Engl. Ed.* 4 (2017) 388–394. <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2017.07.002>.
- [44] A. Topal, B. Sengoz, B.V. Kok, M. Yilmaz, P. Aghazadeh Dokandari, J. Oner, D. Kaya, Evaluation of mixture characteristics of warm mix asphalt involving natural and synthetic zeolite additives, *Constr. Build. Mater.* 57 (2014) 38–44. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.01.093>.
- [45] A. Ali, A. Abbas, M. Nazzal, A. Alhasan, A. Roy, D. Powers, Effect of temperature reduction, foaming water content, and aggregate moisture content on performance of foamed warm mix asphalt, *Constr. Build. Mater.* 48 (2013) 1058–1066. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.07.081>.
- [46] SR EN 13043, Aggregates for bituminous mixtures and surface treatments for roads, airfields and other trafficked areas, (2003).
- [47] SR EN 13043:2003/AC:2004, Aggregates for bituminous mixtures and surface treatments for roads, airfields and other trafficked areas, (2004).
- [48] SR EN 13242+A1, Aggregates for unbound and hydraulically bound materials for use in civil engineering work and road construction, (2008).
- [49] SR EN 933-9+A1, Tests for geometrical properties of aggregates - Part 9: Assessment of fines - Methylene blue test, (2013).
- [50] SR EN 933-3, Tests for geometrical properties of aggregates. Part 3: Determination of particle shape - Flakiness index, (2012).
- [51] SR EN 1097-2, Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 2: Methods for the determination of resistance to fragmentation, (2020).
- [52] SR EN 1097-1, Tests for mechanical and physical properties of aggregates. Part 1: Determination of the resistance to wear (micro-Deval), (2011).
- [53] SR EN 1367-1, Tests for thermal and weathering properties of aggregates. Part 1: Determination of resistance to freezing and thawing, (2007).
- [54] R. Ungureanu, Lacul de smoală din Trinidad – cel mai mare din lume, *Cunoaște Lumea*. (n.d.). <http://www.cunoastelumea.ro/lacul-de-smoala-din-trinidad-cel-mai-mare-din-lume/> (accessed February 20, 2021).
- [55] SR EN 12591, Bitumen and bituminous binders. Specifications for paving grade bitumens, (2009).
- [56] SR EN 14023, Bitumen and bituminous binders. Specification framework for polymer modified bitumens, (2010).

- [57] SR EN 933-1, Tests for geometrical properties of aggregates - Part 1: Determination of particle size distribution - Sieving method, (2012).
- [58] C. Romanescu, C. Răcănel, Reologia lianților bituminoși și a mixturilor asfaltice, Romania, 2003.
- [59] A.L. Belc, I.O. Pop, F. Belc, C. Costescu, F. Fakhari Tehrani, Influence of warm mix additives on the low-temperature behavior of bitumen using the Bending Beam Rheometer (BBR), *Constr. Build. Mater.* (2020) 121682. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121682>.
- [60] SR EN 1426, Bitumen and bituminous binders. Determination of needle penetration, (2015).
- [61] SR EN 1427, Bitumen and bituminous binders. Determination of the softening point. Ring and Ball method, (2015).
- [62] SR 61:1997, Bitumen. Test of ductility, (1997).
- [63] SR EN 14771, Bitumen and bituminous binders. Determination of the flexural creep stiffness. Bending Beam Rheometer (BBR), (2012).
- [64] SR EN 14770, Bitumen and bituminous binders. Determination of complex shear modulus and phase angle. Dynamic Shear Rheometer (DSR), (2012).
- [65] K. Błażejowski, J. Olszacki, H. Peciakowski, Ghidul bitumurilor, (2013).
- [66] SR 10969, Road works. Determination of adhesivity of road bitumens and cationic bituminous emulsions against the natural aggregates spectrophotometric method, (2007).
- [67] A. Stirb, P. Marc, A.L. Belc, F. Belc, G. Lucaci, Influence of natural aggregates` mineralogical composition on the adhesiveness and affinity of bitumen, in: 2020.
- [68] D.A. Anderson, T.W. Kennedy, Development of SHRP binder specification, in: *Proc. Assoc. Asph. Paving Technol.*, 1993: pp. 481–507.
- [69] M. Marasteanu, A. Basu, Stiffness m-value and the Low Temperature Relaxation Properties of Asphalt Binders, *Road Mater. Pavement Des.* 5 (2004) 121–131. <https://doi.org/10.1080/14680629.2004.9689966>.
- [70] M. Marasteanu, Role of Bending Beam Rheometer Parameters in Thermal Stress Calculations, *Transp. Res. Rec.* 1875 (2004) 9–13. <https://doi.org/10.3141/1875-02>.
- [71] AASHTO T 313, Determining the Flexural Creep Stiffness of Asphalt Binder Using the Bending Beam Rheometer (BBR), (2019).
- [72] R. Velasquez, A. Zofka, M. Turos, M. Marasteanu, Bending beam rheometer testing of asphalt mixtures, *Int. J. Pavement Eng.* 12 (2011) 461–474. <https://doi.org/10.1080/10298430903289956>.
- [73] A. Cannone Falchetto, M. Marasteanu, S. Balamurugan, I. Negulescu, Investigation of Asphalt Mixture Strength at Low Temperatures with the Bending Beam Rheometer, *Road Mater. Pavement Des.* 15 (2014) 28–44. <https://doi.org/10.1080/14680629.2014.926618>.
- [74] P. Hajikarimi, F. Fakhari Tehrani, F. Moghadas Nejad, J. Absi, M. Rahi, A. Khodaii, C. Petit, Mechanical Behavior of Polymer-Modified Bituminous Mastics. I: Experimental Approach, *J. Mater. Civ. Eng.* 31 (2019) 04018337. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002548](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002548).
- [75] M. Marasteanu, T. Clyne, J. McGraw, X. Li, R. Velasquez, High-Temperature Rheological Properties of Asphalt Binders, *Transp. Res. Rec.* 1901 (2005) 52–59. <https://doi.org/10.3141/1901-07>.
- [76] A. Forton, H. Di Benedetto, S. Mangiafico, C. Sauzéat, P. Marc, Rheological properties of fresh and RAP bitumen blends with or without regenerating agent, 2019. <https://doi.org/10.1201/9781351063265-2>.

- [77] T. Mezger, *Applied Rheology – With Joe Flow on Rheology Road*, 1st ed., Anton Paar, Austria, 2015.
- [78] Pavement Interactive, *Dynamic Shear Rheometer*, (n.d.). <https://pavementinteractive.org/reference-desk/testing/binder-tests/dynamic-shear-rheometer/> (accessed April 20, 2020).
- [79] A. Forton, S. Mangiafico, C. Sauzéat, H. Di Benedetto, P. Marc, Properties of blends of fresh and RAP binders with rejuvenator: Experimental and estimated results, *Constr. Build. Mater.* 236 (2020) 117555. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117555>.
- [80] A. Forton, S. Mangiafico, C. Sauzéat, H. Di Benedetto, P. Marc, Steady shear viscosity of blends of fresh and RAP binders with rejuvenator: Experimental and estimated results, *Constr. Build. Mater.* 269 (2020) 121236. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121236>.
- [81] F. Migliori, A.F. Maia, F. Migliori, Essai de fluage par flexion sur éprouvette de bitume à basse température Bending Beam Rheometer Essais inter-laboratoires, (1999) 7.
- [82] R. Bonaquist, D. Christensen, Practical Procedure for Developing Dynamic Modulus Master Curves for Pavement Structural Design, *Transp. Res. Rec.* 1929 (2005) 208–217. <https://doi.org/10.3141/1929-25>.
- [83] T. Yi-qiu, Z.-H. Li, X.-Y. Zhang, Z.-J. Dong, Research on High and Low-Temperature Properties of Asphalt-Mineral Filler Mastic, *J. Mater. Civ. Eng. - J. MATER. CIV. ENG.* 22 (2010). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000015](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000015).
- [84] F. Ben Salem, *Évaluation de l'effet d'ajout du régénérant sur le bitume vieilli et sur les enrobés recyclés à froid*, Université du Québec, 2017.
- [85] B.A. Vallerga, W.R. Lovering, Evolution of the Hveem stabilometer method of designing asphalt paving mixtures, in: 1985: pp. 243–265.
- [86] J. Harvey, A. Liu, J. Zhou, J.M. Signore, E. Coleri, Y. He, *Superpave Implementation Phase II: Comparison of Performance-Related Test Results*, University of California Pavement Research Center, 2015.
- [87] Pavement Interactive, *Hveem Mix Design*, (n.d.). <https://pavementinteractive.org/reference-desk/design/mix-design/hveem-mix-design/> (accessed April 16, 2021).
- [88] Pavement Interactive, *Marshall Mix Design*, (n.d.). <https://pavementinteractive.org/reference-desk/design/mix-design/marshall-mix-design/> (accessed April 16, 2021).
- [89] R.J. Cominsky, G.A. Huber, T.W. Kennedy, M. Anderson, *The Superpave mix design manual for new construction and overlays*, 1994.
- [90] E. Coleri, S. Sreedhar, I.A. Obaid, *Development of a Balanced Mix Design Method in Oregon*, Oregon Department of Transportation and Federal Highway Administration, USA, 2020.
- [91] D. Irastoza-Barbet, M.-F. Ossola, *Les enrobés bitumineux - Tome 1*, Union des syndicats de l'industrie routière française (Usirf), 2003.
- [92] A.L. Belc, C. Costescu, F. Belc, Considerations concerning the determination and interpretation of Marshall flow values in asphalt concretes, in: 18th Int. Multidiscip. Sci. GeoConference SGEM 2018, STEF92 Technology, 51 Alexander Malinov blvd, Sofia, 1712, Bulgaria, 2018: pp. 97–104. <https://doi.org/10.5593/sgem2018/6.3/S26.013>.
- [93] A.L. Belc, P. Marc, F. Belc, A. Buzuriu, Interpretation of laboratory test results to determine the bitumen dosage for asphalt concretes, in: 18th Int. Multidiscip.

- Sci. GeoConference SGEM 2018, STEF92 Technology, Bulgaria, 2018: pp. 271–278. <https://doi.org/10.5593/sgem2018/6.3/S26.036>.
- [94] M.A. Salam Al-ammari, F.M. Jakarni, R. Muniandy, S. Hassim, The effect of aggregate and compaction method on the physical properties of hot mix asphalt, *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.* 512 (2019) 012003. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/512/1/012003>.
- [95] J.T. Harvey, B.-W. Tsai, Effects of Asphalt Content and Air Void Content on Mix Fatigue and Stiffness, *Transp. Res. Rec.* 1543 (1996) 38–45. <https://doi.org/10.1177/0361198196154300105>.
- [96] S. Hu, F. Zhou, T. Scullion, Factors that Affect Cracking Performance in Hot-Mix Asphalt Mix Design, *Transp. Res. Rec.* 2210 (2011) 37–46. <https://doi.org/10.3141/2210-05>.
- [97] R. West, J. Willis, M. Marasteanu, Improved Mix Design, Evaluation, and Materials Management Practices for Hot Mix Asphalt with High Reclaimed Asphalt Pavement Content, The National Academies Press, Washington, DC, 2013. <https://doi.org/10.17226/22554>.
- [98] S. Sreedhar, E. Coleri, Effects of Binder Content, Density, Gradation, and Polymer Modification on Cracking and Rutting Resistance of Asphalt Mixtures Used in Oregon, *J. Mater. Civ. Eng.* 30 (2018) 04018298. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0002506](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002506).
- [99] K.S. Bonnetti, K. Nam, H.U. Bahia, Measuring and Defining Fatigue Behavior of Asphalt Binders, *Transp. Res. Rec.* 1810 (2002) 33–43. <https://doi.org/10.3141/1810-05>.
- [100] SR EN 12697-30, Bituminous mixtures. Test methods. Specimen preparation by impact compactor, (2018).
- [101] SR EN 12697-31, Bituminous mixtures. Test methods. Specimen preparation by gyratory compactor, (2019).
- [102] SR EN 12697-33, Bituminous mixtures. Test method. Specimen prepared by roller compactor, (2019).
- [103] SR EN 12697-6, Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Determination of bulk density of bituminous specimens, (2012).
- [104] SR EN 12697-34, Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Marshall test, (2012).
- [105] SR EN 12697-26, Bituminous mixtures. Test methods. Stiffness, (2018).
- [106] SR EN 12697-25, Bituminous mixtures. Test methods. Cyclic compression test, (2016).
- [107] SR EN 12697-12, Bituminous mixtures. Test methods. Determination of the water sensitivity of bituminous specimens, (2018).
- [108] SR EN 12697-23, Bituminous mixtures. Test methods. Determination of the indirect tensile strength of bituminous specimens, (2017).
- [109] SR EN 12697-22, Bituminous mixtures. Test methods. Part 22: Wheel tracking, (2020).
- [110] SR EN 12697-5, Bituminous mixtures. Test methods. Determination of the maximum density, (2018).
- [111] SR EN 12697-8, Bituminous mixtures. Test methods. Determination of void characteristics of bituminous specimens, (2019).
- [112] R.P. Leandro, K.L. Vasconcelos, L.L.B. Bernucci, Evaluation of the laboratory compaction method on the air voids and the mechanical behavior of hot mix asphalt, *Constr. Build. Mater.* 156 (2017).

- [113] AASHTO R 35, Standard Practice for Superpave Volumetric Design for Asphalt Mixtures, (2017).
- [114] F. Belc, P. Marc, A.L. Belc, A. Știrb, Aspects Concerning The Improvement Of The Romanian Method For Determining The Bitumen Content In Asphalt Mixtures, in: 2020.
- [115] A.L. Belc, P. Marc, F. Belc, A. Știrb, The Impact of Sample Compaction Temperatures on the Characteristics of Bituminous Concrete, IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng. 960 (2021) 032047. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/960/3/032047>.
- [116] ASTM International, ASTM D6927 - 15, Standard Test Method for Marshall Stability and Flow of Asphalt Mixtures, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015.
- [117] S. Sreedhar, E. Coleri, S.S. Haddadi, Selection of a Performance Test to Assess the Cracking Resistance of Asphalt Concrete Materials, Constr. Build. Mater. 179 (2018). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.258>.
- [118] A.L. Belc, E. Coleri, F. Belc, C. Costescu, Influence of Different Warm Mix Additives on Characteristics of Warm Mix Asphalt, Materials. 14 (2021) 3534. <https://doi.org/10.3390/ma14133534>.
- [119] Insightful, S-plus 6 for Windows, Guide to Statistics, 2001.
- [120] E. Sanchez-Alonso, A. Vega-Zamanillo, D. Castro-Fresno, M. DelRio-Prat, Evaluation of compactability and mechanical properties of bituminous mixes with warm additives, Constr. Build. Mater. 25 (2011) 2304–2311. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.11.024>.
- [121] T. Bennert, A. Maher, R. Sauber, Influence of Production Temperature and Aggregate Moisture Content on the Initial Performance of Warm-Mix Asphalt, Transp. Res. Rec. 2208 (2011) 97–107. <https://doi.org/10.3141/2208-13>.
- [122] F. Cardone, V. Pannunzio, A.V. & S. Barbati, An evaluation of use of synthetic waxes in warm mix asphalt, in: Adv. Test. Charact. Bitum. Mater. Two Vol. Set, CRC Press, 2009.
- [123] V. David, A.L. Belc, R. Jianu, C.C. Mușat, Monitoring Bituminous Layers Using Thermal Images, Romanian J. Transp. Infrastruct. 9 (2020) 22–37. <https://doi.org/10.2478/rjti-2020-0002>.
- [124] V. David, C.C. Musat, A.L. Belc, R. Jianu, Some Aspects on Using Thermal Images in Monitoring Bituminous Layers, in: Oradea, Romania, 2019.
- [125] Oregon Department of Transportation (ODOT), ODOT Pavement Design Guide, (2019). https://www.oregon.gov/ODOT/Construction/Documents/pavement_design_guide.pdf (accessed May 14, 2021).
- [126] F. Roberts, P.S. Kandhal, E.R. Brown, D.-Y. Lee, T.W. Kennedy, Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design & Construction, Second, National Asphalt Pavement Association Research and Education Foundation, 1996.
- [127] Pavement Interactive, Superpave Mix Design, (n.d.). <https://pavementinteractive.org/reference-desk/design/mix-design/superpave-mix-design/> (accessed April 16, 2021).
- [128] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), AASHTO M 323-17 Standard Specification for Superpave Volumetric Mix Design, (2017).
- [129] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), AASHTO T27 Standard Method of Test for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates, (2020).

- [130] Asphalt Institute, HMA Construction of Hot Mix Asphalt Pavements, USA, 2003.
- [131] Pavement Interactive, Gradation Test, (n.d.).
<https://pavementinteractive.org/reference-desk/testing/aggregate-tests/gradation-test/> (accessed April 16, 2021).
- [132] W. Fuller, S. Thompson, The Laws of Proportioning Concrete, LIX (1907) 67–143.
- [133] R. Ahmad, J.R. Menendez, N. Kargah-Ostadi, Long-Term Pavement Performance Bind Online User Guide, Federal Highway Administration, 2017.
- [134] Pavement Interactive, Pressure Aging Vessel, (n.d.).
<https://pavementinteractive.org/reference-desk/testing/binder-tests/pressure-aging-vessel/> (accessed April 18, 2021).
- [135] Federal Highway Administration/National Highway Institute, Superpave Fundamentals, Washington DC, USA, 2000.
- [136] Federal Highway Administration/Westrack Forensic Team, Superpave Mixture Design Guide, Washington DC, USA, 2001.
- [137] T. Harman, J. D'Angelo, J. Bukowski, Superpave Asphalt Mixture Design Workshop Workbook, Federal Highway Administration, 2002.
- [138] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), AASHTO T 209 Standard Method of Test for Theoretical Maximum Specific Gravity (Gmm) and Density of Asphalt Mixture, (2020).
- [139] Instrotek®, Incorporated, CoreLok® Operator's Guide, (2011).
https://cdn.shopify.com/s/files/1/1245/4913/files/CoreLok_Manual_0a744cf9-e869-45be-aafb-bf7d787b2b00.pdf?7841582572492006959 (accessed April 23, 2021).
- [140] E. Coleri, Lecture notes, (2020).
- [141] Oregon Department of Transportation, Oregon Standard Specifications for Construction, (2018).
- [142] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), AASHTO T 166 Standard Method of Test for Bulk Specific Gravity (Gmb) of Compacted Asphalt Mixtures Using Saturated Surface-Dry Specimens, (2016).
- [143] Asphalt Institute, The Asphalt Handbook, 7th Edition, USA, 2007.
- [144] R. West, C. Rodezno, F. Leiva, F. Yin, Development of a Framework for Balanced Mix Design, Project NCHRP 20-07/Task 406, National Cooperative Highway Research Program, USA, 2018.
- [145] Pavement Interactive, Gradation and size, (n.d.).
<https://pavementinteractive.org/reference-desk/materials/aggregate/gradation-and-size/> (accessed April 16, 2021).
- [146] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), AASHTO T 312 Standard Method of Test for Preparing and Determining the Density of Asphalt Mixture Specimens by Means of the Superpave Gyratory Compactor, (2019).
- [147] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), AASHTO R 30 Standard Practice for Mixture Conditioning of Hot Mix Asphalt (HMA), (2002).
- [148] D. Newcomb, A.E. Martin, F. Yin, E. Arambula, E.S. Park, A. Chowdhury, R. Brown, C. Rodezno, N. Tran, E. Coleri, D. Jones, J. Harvey, J.M. Signore, Short-Term Laboratory Conditioning of Asphalt Mixtures, NCHRP Rep. (2015).
- [149] Ingevity Corporation, Getting started with Evotherm, (2019).
<https://www.ingevity.com/uploads/market-pdfs/Getting-started-with-Evotherm.pdf> (accessed April 30, 2021).

- [150] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), AASHTO TP 105-13 Standard Method of Test for Determining the Fracture Energy of Asphalt Mixtures Using the Semicircular Bend Geometry (SCB), (2013).
- [151] Z. Wu, L.N. Mohammad, L.B. Wang, M.A. Mull, Fracture Resistance Characterization of Superpave Mixtures Using the Semi-Circular Bending Test, *J. ASTM Int.* 2 (2005) 1–15. <https://doi.org/10.1520/JAI12264>.
- [152] H. Ozer, I.L. Al-Qadi, J. Lambros, A. El-Khatib, P. Singhvi, B. Doll, Development of the fracture-based flexibility index for asphalt concrete cracking potential using modified semi-circle bending test parameters, *Constr. Build. Mater.* 115 (2016) 390–401. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.144>.
- [153] G. Nsengiyumva, Development of Semi-Circular Bending (SCB) Fracture Test for Bituminous Mixtures, (2015).
- [154] E. Coleri, S. Sreedhar, S.S. Haddadi, B. Wruck, Adjusting asphalt mixes for increased durability and implementation of a performance tester to evaluate fatigue cracking of asphalt concrete, Oregon Department of Transportation and Federal Highway Administration, USA, 2018.
- [155] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), AASHTO T 324 Standard Method of Test for Hamburg Wheel-Track Testing of Compacted Asphalt Mixtures, (2019).
- [156] Y. Yildirim, P. Jayawickrama, M.S. Hossain, A. Alhabshi, C. Yildirim, A. Smit, D. Little, Hamburg wheel-tracking database analysis, Texas Department of Transportation and Federal Highway Administration, USA, 2007.
- [157] B.-W. Tsai, E. Coleri, J.T. Harvey, C.L. Monismith, Evaluation of AASHTO T 324 Hamburg-Wheel Track Device test, *Constr. Build. Mater.* 114 (2016) 248–260. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.171>.
- [158] J. Santos, S. Bressi, V. Cerezo, D. Lo Presti, M. Dauvergne, Life cycle assessment of low temperature asphalt mixtures for road pavement surfaces: A comparative analysis, *Resour. Conserv. Recycl.* 138 (2018) 283–297. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2018.07.012>.
- [159] G. Sollazzo, S. Longo, M. Cellura, C. Celauro, Impact Analysis Using Life Cycle Assessment of Asphalt Production from Primary Data, *Sustainability.* 12 (2020) 10171. <https://doi.org/10.3390/su122410171>.
- [160] H. Ma, Z. Zhang, X. Zhao, S. Wu, A Comparative Life Cycle Assessment (LCA) of Warm Mix Asphalt (WMA) and Hot Mix Asphalt (HMA) Pavement: A Case Study in China, *Adv. Civ. Eng.* (2019). <https://doi.org/10.1155/2019/9391857>.
- [161] N. Santero, E. Masanet, A. Horvath, Life-cycle assessment of pavements. Part I: Critical review, *Resour. Conserv. Recycl.* 55 (2011) 801–809. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2011.03.010>.
- [162] N. Santero, E. Masanet, A. Horvath, Life-cycle assessment of pavements Part II: Filling the research gaps, *Resour. Conserv. Recycl.* 55 (2011) 810–818. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2011.03.009>.
- [163] L.P. Thives, E. Ghisi, Asphalt mixtures emission and energy consumption: A review, *Renew. Sustain. Energy Rev.* 72 (2017) 473–484. <https://doi.org/10.1016/j.rser.2017.01.087>.
- [164] T. Schlegel, D. Puiatti, H.-J. Ritter, D. Lesueur, C. Denayer, A. Shtiza, The limits of partial life cycle assessment studies in road construction practices: A case study on the use of hydrated lime in Hot Mix Asphalt, *Transp. Res. Part Transp. Environ.* 48 (2016) 141–160. <https://doi.org/10.1016/j.trd.2016.08.005>.

- [165] R. Vidal, E. Moliner, G. Martínez, M.C. Rubio, Life cycle assessment of hot mix asphalt and zeolite-based warm mix asphalt with reclaimed asphalt pavement, *Resour. Conserv. Recycl.* 74 (2013) 101–114. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2013.02.018>.
- [166] J.M. Barandica, G. Fernández-Sánchez, Á. Berzosa, J.A. Delgado, F.J. Acosta, Applying life cycle thinking to reduce greenhouse gas emissions from road projects, *J. Clean. Prod.* 57 (2013) 79–91. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2013.05.036>.
- [167] M.I. Giani, G. Dotelli, N. Brandini, L. Zampori, Comparative life cycle assessment of asphalt pavements using reclaimed asphalt, warm mix technology and cold in-place recycling, *Resour. Conserv. Recycl.* 104 (2015) 224–238. <https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2015.08.006>.
- [168] W. Barthel, J.-P. Marchand, M. von Devivere, WARM ASPHALT MIXES BY ADDING A SYNTHETIC ZEOLITE, *Proc. 3RD EURASPHALT EUROBITUME Congr. HELD VIENNA MAY 2004.* 1 (2004).
- [169] J. Button, C. Estakhri, A. Wimsatt, *A Synthesis of Warm-Mix Asphalt*, Texas Transportation Institute, 2007.
- [170] ISO14044:2006 MANAGEMENTUL MEDIULUI-LCA, (n.d.). <https://multidimension.ro/services/evaluarea-ciclului-de-viata/iso140442006-managementul-mediului-lca/> (accessed March 27, 2021).
- [171] N. Bueche, *Evaluation des performances et des impacts des enrobés bitumineux tièdes*, École Polytechnique Fédérale De Lausanne, 2011.
- [172] H. Baumann, A.-M. Tillman, *The Hitch Hiker's Guide to LCA*, Studentlitteratur, 2004.
- [173] ISO 14040:2006, *Environmental management — Life cycle assessment — Principles and framework*, (2006).
- [174] J. Harvey, J. Meijer, H. Ozer, I. Al-Qadi, A. Saboori, A. Kendall, *Pavement Life Cycle Assessment Framework*, 2016.
- [175] C. Reich-Weiser, A. Vijayaraghavan, D. Dornfeld, *Appropriate Use of Green Manufacturing Frameworks*, 17th CIRP LCE Conf. (2010) 196–201.
- [176] A.L. Belc, A. Ciutina, R. Buzatu, F. Belc, C. Costescu, *Environmental Impact Assessment of Different Warm Mix Asphalts*, *Sustainability.* 13 (2021) 11869. <https://doi.org/10.3390/su132111869>.
- [177] N. Santero, *Life Cycle Assessment of Pavements: A Critical Review of Existing Literature and Research*, Lawrence Berkeley Natl. Lab. (2010).
- [178] C. Fernández, *Concepte de bază privind Ecodesign-ul*, (n.d.).
- [179] EN 15804+A2, *Sustainability of construction works. Environmental product declarations. Core rules for the product category of construction products*, (2019).
- [180] M. Zaumanis, J. Jansen, V. Haritonovs, J. Smirnovs, *Development of Calculation Tool for Assessing the Energy Demand of Warm Mix Asphalt*, *Procedia - Soc. Behav. Sci.* 48 (2012) 163–172. <https://doi.org/10.1016/j.sbspro.2012.06.997>.
- [181] H.A. Rondón-Quintana, J.A. Hernández-Noguera, F.A. Reyes-Lizcano, *A review of warm mix asphalt technology: Technical, economical and environmental aspects*, *Ing. E Investig.* 35 (2015) 5–18. <https://doi.org/10.15446/ing.investig.v35n3.50463>.
- [182] GaBi software, n.d. <http://www.gabi-software.com/international/index/>.
- [183] Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC), *Climate Change 2013: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fifth*

Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, Cambridge University Press, 2013.

- [184] R. Feely, S. Doney, S. Cooley, Ocean Acidification: Present Conditions and Future Changes in a High-CO₂ World, *Oceanography*. (2009). <https://doi.org/10.5670/oceanog.2009.95>.
- [185] S.R. Carpenter, D.L. Christensen, J.J. Cole, K.L. Cottingham, Xi. He, J.R. Hodgson, J.F. Kitchell, S.E. Knight, M.L. Pace, . et al., Biological Control of Eutrophication in Lakes, *Environ. Sci. Technol.* 29 (1995) 784–786. <https://doi.org/10.1021/es00003a028>.