

アスファルト 舗装技術入門

—初心者のための概説—

南雲貞夫

アスファルト 舗装技術入門

—初心者のための概説—

まえがき

本書は実用書ではありませんし、ましてや研究書などでもありません。単なる読み物と言いたいところですが、読んで面白いというものでもないでしょう。

本書は、技術入門書といいながら図表類はすべて省かれていますし、規格・仕様の類も数式も二三を除いてほとんど記載されていません。

参考文献については、一般に目にするのが比較的難しい英文のものを、結果的には古いものを中心に意識的に取り上げている一方では、国内の文献は目にする機会が容易だと思われるので、取り上げるのを控えて必要最小限に止めています。従って、本書にはわが国の舗装技術の現状にマッチしない部分がかなりある筈ですし、実際にはほとんど利用価値のないものになっていると思われまます。

実用書ではない本書は、ごく初心者を除けば、舗装を専業とする技術者は対象になりにくいと考えられますので、例えば、舗装専業会社で事務や営業を担当しながら舗装技術に関心と好奇心を持つ、ごく少数の人々が対象になるかも知れません。そういった人々にとって、舗装技術の全体像の一面をおぼろげながらも把握するうえで、本書が少しでも役立つことを願っています。

本書の取りまとめに当たり、英語圏の一部に限られるにしる、海外文献を通じて多くの技術者・研究者の業績に触れ、舗装技術の広がりや歴史を垣間見ることができましたが、その一端を伝えることができれば幸いに思います。

2010年（平成22年）3月

目次

第1章 アスファルト舗装のライフサイクル

路面のタワミ	11
舗装の破壊	19
ひび割れ	19
わだち掘れ	32
段差	35
すりへり・摩耗	35
縦断凹凸・平坦性	43
剥離現象	46
路面のすべり	52
ブリスタリング	60
タイヤ騒音	61
その他の破損・破壊現象	63
アスファルト舗装の寿命	66
舗装の供用性	67

第2章 アスファルト舗装の構造設計

アスファルト舗装の構造	77
長寿命舗装（永久舗装）	77
合成舗装（コンポジット舗装）	80
サンドイッチ舗装	81
フルデプス舗装	83
構造設計の方法	86
CBR法	86
Ta法	88
理論的方法	90
交通量の測定	99

第3章 材 料

粒状材料	107
アスファルト	110
アスファルトの試験	111
組成分析	114
改質アスファルト	116
アスファルト乳剤	119
骨 材	120
岩 種	120
粗骨材	122
細骨材	125
フィラー	127
人工骨材	130
その他の材料	133

第4章 路床・路盤

路 床	140
凍 上	142
路 盤	145
下層路盤	145
上層路盤	146
粒調路盤	146
セメント安定処理	148
リーンコンクリート	153
石灰安定処理	154

第5章 アスファルト混合物

アスファルト混合物の歴史（アメリカの場合）	161
アスファルト混合物の種類	165

ギャップアスコン	165
砕石マスチックアスファルト	167
大空隙量のアスファルト混合物	169
ポーラスアスファルト	170
パーバスマカダム	175
オージーエフシー (OGFC)	177
大粒径アスファルト混合物	178
ゴムチップ入りアスファルト混合物	179
中温化アスファルト混合物	180
凍結抑制舗装	181
アスファルト混合物の配合設計	184
力学的試験	185
マーシャル試験	186
ホイールトラッキング試験	194
スーパーペーブ (Superior Performing Asphalt Pavement)	195

第6章 表層・基層の施工

材料分離	201
アスファルト混合物の製造	205
バッチタイププラント	205
ドラムタイププラント	210
敷き均し	212
フィニッシャ	213
自動舗設	218
舗設層の欠陥	220
縦継ぎ目	221
アスファルト混合物の締固め	223
締固め機械	224
転圧	227
振動ローラによる転圧	232
テンダーミックス (軟らかい混合物)	235

交通による締固め	236
----------	-----

第7章 品質管理・検査

品質管理	241
品質のバラツキ	241
アスファルトプラントにおける品質管理	243
舗設現場における品質管理	244
管理図	244
検査	247
抜き取り検査	248

第8章 維持修繕

予防的維持修繕	251
表面処理工法	253
パッチング	256
オーバーレー	257
オーバーレーの設計	258
リフレクションクラックの防止対策	261
薄層オーバーレー	263
ホワイトトッピング	266
リサイクリング	268
プラントリサイクリング	270
路上リサイクリング	272

第1章 アスファルト舗装のライフサイクル

アスファルト舗装は、一般の土木構造物と相違して恒久的な構造物ではありません。10年、20年という比較的短期間にその寿命を終えてしまいます。しかし、寿命期間を終えた舗装の構造すべてが無用になるという訳ではなく、部分的な更新や補強を行ってアスファルト舗装の新たな一生が始まります。

舗装の誕生

舗装が誕生する際はさまざまな調査が行われ、多くのデータが求められます。それらのデータにもとづいて構造設計が行われ、使用する材料と舗装の厚さがきまります。設計にしたがって工事費が算出され、発注されて施工が始まり、品質管理・検査を経て舗装が完成します。

交通に開放された舗装は、その時点から交通荷重や気象の影響を受けて少しずつ劣化が進み、わだち掘れ、ひび割れ、摩耗などの破壊現象が路面に現れてきます。破壊が軽微なうちは、クラックシール、シールコート、パッチングなどの小規模で表面的な修繕によって道路のサービス水準が維持されます。

舗装の寿命

舗装が供用期間の終わりに近づいて、路面の状況が、車の安全で快適な走行に対し許容できないと判断され、小規模で表面的な修繕では対応がむずかしく、構造的な修復をふくむオーバーレー、打ち換え、リサイクリングなどの大規模な修繕が必要だと考えられたとき、その舗装の寿命は尽きたこととなります。

大規模な修繕によって、構造的に強化され、路面が新設舗装同様に回復し、再び交通に開放されると、軽微な破壊に対し小規模な修繕が何回も繰り返され、その後再び大規模な修繕が行われます。

オーバーレー、打ち換えなどの修繕がかりに6~10年持つとすると、2~3年しか持たないシールコート、パッチングなどは、その間に恐らく3~4回繰り返されることでしょう。

このように、同様な手順に従い舗装の破壊と再生が繰り返されることを、舗装のライフサイクルといいます。

本章では、アスファルト舗装の供用期間の大部分を占め、ライフサイクルを大きく左右する路面の劣化状況・破壊現象について取り上げ、設計、施工などに関しては第2章以下で扱うことにします。

ライフサイクルコスト

舗装のライフサイクルの間に必要なすべての費用の合計は、ライフサイクルコストといい、舗装の設計・維持修繕の計画策定において最小であることが要求されます。

ライフサイクルコストは、舗装が新設され、交通開放後は破壊が進行し、大規模な修繕を行って再び交通に供される、というサイクルを繰り返す間に、おもに道路管理者と道路利用者が負担する費用を合計したものです。

道路管理者費用

道路管理者の費用には、舗装の初期建設費、日常的維持費、オーバーレーや打ち換えなどの修繕費、舗装の残存価値、などが含まれます。将来の修繕費の算定には、環境条件や交通条件の予測と同時に、将来供用性の予測式が必要になります。

道路利用者費用

道路利用者の費用には、車両走行費用、移動時間費用、修繕工事に伴う渋滞、迂回などによる遅延費用、燃料費増、などがあります。

これら各費用便益は、解析期間（20～40年）を設けて計算し、さらに割引率（4～10%）を用いて基準年の現在価値に換算します。予測できるすべての費用便益が現在価値に換算されれば、多数の代替案の中から最適な設計・維持修繕計画が選定されます。

路面のタワミ

完成した舗装の品質、性能、あるいは強度を評価するひとつの方法は、その支持力・タワミを測ることです。路面のタワミは、舗装の劣化と破壊・ライフサイクルに大きく影響します。舗装は、十分な強度と支持力をもって交通荷重を支持し、地盤・路床の過度な変形を防ぐことが必要です。

舗装に荷重が載ったときの舗装の応答には、タワミ以外に応力とヒズミがありますが、目に見える形で測定できるのは路面のタワミ量のみです。

アスファルト舗装の構造評価に、表面ひび割れの測定を行うこともあります。しかし、表面ひび割れの出現と、舗装の構造的な強度低下との間には遅れ（薄い舗装では18kip換算軸数の20～30万、厚い舗装では200～300万）があつて、強度低下は、ひび割れが表面に現れる以前に存在しており、ひび割れ測定よりタワミ測定が、構造評価のよりよい指標になります。[1]

タワミと寿命

アスファルト舗装は、既述のように、荷重が載ったときの路面のタワミによって、その構造的な劣化の状況にある程度判断することができます。路面のタワミは、舗装がその供用期間中に示すあらゆる破壊現象と大きな関わりを持っており、アスファルト舗装の寿命（標準軸数約100万以上の場合）は、タワミ量の3乗に反比例するといえます。[2]

タワミの傾向

多くの場合、路盤（アスコン厚270～615mm）のスチフネス（固さ、弾性係数）は、時間とともに増加し、荷重分散がよくなり、時間・交通量とともにタワミは減少していきます。[3]

3～8年経過した舗装（500カ所）の調査で、タワミ量は、一般に外側車線で大きく（内側より40～45%大きい）、内側車線のタワミは外側より均一で、季節変動も小さいことが判ります。

タワミ量は、わだち掘れにも関係しており、また、砕石路盤の6.3mmフルイ通過量、表層・基層のアスファルト量、砕石路盤の200番フルイ通過量、などに関係しています。砕石路盤の6.3mmフルイ通過量が多く、200番フルイ通過量が少ないとタワミは減少します。[4]

路面タワミ量の経時変化

完成直後のアスファルト舗装の路面タワミ量は、交通開放後の最初の2~3か月から1年以上にわたって減少し、その後安定化します。これは、粒状材料の交通による締固めと、施工時に攪乱した路床の含水量の平衡、ある種の粒状材料の硬化作用、などの影響によるものです。[5]

粒状材料層の締固めと硬化作用により、タワミ量は大きく減少し、締固めは通常約1年以内に完了する一方で、硬化作用と路床含水量の平衡は長期間にわたり継続します。

施工段階の攪乱につづくタワミ量の変動は、かなりの部分、路床含水量の変動が原因になっており、舗装の最大タワミ量は、通常春の融解期に生じます。[2]

春と秋のタワミ量は、初期の平衡段階ののち長期間にわたり非常にゆっくりと、時間・交通量の累積とともに増加し、この傾向は、路面に損傷が現れる状態に至るまで継続し、寿命の最後には急激に増加します。[5, 6]

路面タワミ量は、表面にひび割れが出現する以前に交通開放時の1.5~2倍に増大し、たわみ曲面から逆計算した表層アスコンの弾性係数は、50%に低減します。[1]

車輪通過位置（わだち部）のタワミ量の明らかな増加は、舗装寿命の最後に近づいたことを示す決定的な証拠になります。[6, 7]

路面タワミ量の測定

タワミ量を測る機器には、ゆっくり移動するトラックの後輪荷重下で復元タワミ量をはかるベンケルマンビーム、大型トラック・大型トレーラの荷重車に搭載し、測定を自動化した自動ベンケルマンビーム、一般車両同様の速度（16~104km/h）で測定する高速タワミ測定車[8]、定位置で回転する偏心重錘の動的荷重を利用するダイナフレクト、落下重錘の衝撃荷重によるFWDなど色々ありますが、ベンケルマンビームはもっとも簡単で、広く利用されている測定器です。

ベンケルマンビーム

支持台の支点で支えたビームの先端を、荷重車後輪のダブルタイヤの間に

さしこみ、通常は荷重車が移動した後の路面の弾性的な復元量を、ビーム後端のダイヤルゲージで読み取ります。ダイヤルゲージの読みは、ビーム先端の動きの半分になっており、読みを2倍にしてタワミ量とします。

ビームは、温度の変動が大きい季節や地方では、その影響を減らすためアルミ合金を使用したり、移動中は人工の日陰を用意したりします。また、剛性を高くして風の影響を受けにくくします。[9]

温度が約30℃以上になると、軟化した表層材料がダブルタイヤで押し上げられるため、温度・タワミ量関係は直線にならず、温度補正係数も30℃以上には外挿できません。

しかし、ダブルタイヤ間の塑性変形は、新しい表層では25℃という低さでも生じており、一方、アスファルトの老化した表層では、60℃という高温でも有効な測定が可能です。[10]

タワミ量は、荷重車の速度が1 km/h 変化すると一般に5%変化するため、1.5～2.0km/h の範囲で測定します。路面勾配は、1:40 (25mm/m) 以下であれば輪荷重に有意な影響はないようです。

ひび割れや剥離を生じたアスコン層は、一般に温度の影響を受けることが少なく、剥離したアスコン層は粒状材料層と同様に扱います。

ダイナフレクト

載荷装置の小トレーラを小型車で牽引し、2つの鋼製車輪に回転する偏心重錘による繰り返し荷重(例えば、500kg 8hz)を加え、鋼製車輪間に生じる動的タワミ量を測ります。

1 ft 間隔に5個のたわみセンサがあり、測定範囲は0.01～30 ミル(1/1000in)です。操作は運転席でコントロールされ、オペレータ1人で毎時50回の読み取りができます。測定中は8km/hで移動します。

良好な状態の舗装では、一般に最大タワミ量(第1センサ)は0.6ミル、不良な舗装では1.5ミル程度です。

第1センサと第2センサの読みの差は、比較的上の層の状態を表し、表層の荷重分散能力を示します。第4センサと第5センサの差は、下方の層の状態を表します。

FWD（落錘式タワミ測定機 Falling Weight Deflectometer）

FWD は、最も広く使用されているタワミ測定機のひとつです。路上に置かれた円形載荷版に落錐による衝撃的な荷重を加え、そのとき生じる動的タワミ量を測ります。

最初のタイプは、重錘重量 150 kg、落下高 0.04~0.40m、ピーク荷重 15~48kN（大型車の輪荷重に相当）、パルス幅 0.028 秒、（大型車 60~70km/h に相当）の仕様によるものです。2 番目は空港用のもので、重錘重量 407 kg、ピーク荷重 40~125kN といずれも大きく、落下高とパルス幅は前者と同じです。

荷重の大きさは、落下高を変えることで変わり、荷重の大きさとその持続幅は、落下する重錘に取り付けた加速度計で測ります。

測定間隔は 25~200m とし、車輪通過位置かその中間で測ります。測定誤差を減らすため、記録前に重錘を最少 2 回落下させて載荷版を着させ、各測定点では 3~5 回の落下を繰返してタワミ量を平均します。

タワミセンサ

タワミ量を測るための速度変換器は、慣性を利用するタイプのためタワミ曲面の外におく不動点は必要としません。

載荷版中心のタワミ量が同じ場合でも、舗装タイプによりタワミ曲面は異なるため、タワミ量は版中心のほか、中心から色々な距離ではかります。センサ位置の 1 例は、0~0.3~0.6~0.9~1.2~1.5~1.8~2.1m のようです。測定の目的や舗装構造に応じて、センサの位置や個数を変えることがあります。[11]

センサ位置のタワミ量

タワミ量は、一般に、荷重からの距離が離れるほど、路面より深い位置にある材料の影響を受けます。遠方のタワミ量は路床強度と良い相関があり、荷重の中心から大きく離れた地点のタワミ量は、路床のみによってきまらず。

荷重中心に近づくに従い舗装全体の強度が反映されるようになり、アスファルト混合物層と路盤は、荷重中心付近のタワミ曲面に大きく影響します。[12]

載荷版中心のタワミ量 D_0 は、路床や舗装を含めた全体のタワミ量を表し、 D_{150} は路床のタワミ量、 $D_0 - D_{150}$ は舗装体のタワミ量、または支持力をそれぞれ示しています。 $D_0 - D_{150}$ は舗装の T_a と相関があります。

逆解析

載荷時間が短いので、アスファルト舗装は線形弾性体と仮定し、また、衝撃荷重によるタワミ曲面は静的荷重のそれに相当すると見なして計算を行います。

はじめに、各層の弾性係数、ポアソン比、および厚さを推定し、多層構造解析プログラム（BISAR など）を用いて応力、ひずみ、およびタワミ曲面を計算します。

層厚は、ボーリングか施工時の記録からできるだけ正確に推定します。しかし、ポアソン比や層厚の小さいバラツキの影響ほとんどありません。[6] 計算したタワミ曲面を実測のそれと対比し、両者ができるだけ一致するように、弾性係数を変えながら計算を繰り返します。計算回数の標準は50回くらいで、計算と測定によるタワミ曲面の偏差量は5回の計算で3%、15回で1%くらいだといえます。[11]

計算の繰り返しを早めにうち切ると、推定した各層の弾性係数値は不正確なものになり、これを利用した残存寿命の予測なども不正確になります。

路床は弾性係数が一定で、無限の深さまで均質だと考えるのが通常ですが、実際は、弾性係数は深さとともに増しており、これを補完するため人工的な剛性層を路床のある深さに仮定します。[13]

剛性層を無視すると弾性係数の予測に大きな誤差が生じ、また、浅いところに剛性層が実際にあるとき半無限路床と誤って仮定すると、弾性係数を過大に予測してしまいます。

アスコン層の温度測定

アスファルト舗装の挙動は、気温や舗装表面の温度とはあまり相関がないので、アスコン層の中心の温度が必要です。アスコン層の温度を実測しない場合は、前5日間の平均気温と舗装の表面温度から推定式によって求める方法が一部で行われています。

午前10時から午後5時の間では、アスコン厚2in以上の場合、深さごとのアスコン層温度は、表面温度に過去5日間の平均気温を加えたものと非常に良い相関があります。[14]

アメリカ・テキサス州では、アスコン層の厚さが75mm以下の場合、温度の影響は小さいと考え、75mm以上の場合のみ温度を測定しています。

温度の影響は、砕石路盤の場合に最も大きく、ひび割れのないセメント処理路盤では最も小さく、アスファルト処理路盤ではそれらの中間になります。

温度測定には、アスコン層にドリルで穴（径6～7mm）をあけ、2分間待ってドリルの熱を放散させ、植物油やグリセロールで穴を満たします。測定は、深さ25～45mmで1～2時間ごとに行います。[15]

アスコン層温度の予測規準 (ASTM D7228)

アスコン層内の所要深さの温度は、赤外線温度計で測ったアスコン層の表面温度、測定日の24時間表示による時刻、前日24時間の最低・最高気温の平均、表面からの深さなどを用い、BELLS法の回帰式（省略）を利用して予測することができます。

表面温度は1分間以内表面を日陰にして測り、予測式は約30分間の日陰の場合に有効です。予測式の適用には、アスコン層厚（25～150mm）、測定時刻などの制約があり、また、予測温度の誤差は±1.9℃です。

温度補正図

舗装タイプと路床条件の広い範囲で、舗装温度とタワミ量との関係は直線的です。

アスファルト処理路盤では、その平均温度（上部・中間・下部の平均）と表面タワミ量には、温度範囲34～50℃で直線関係があり、この関係はアスファルト混合物の種類と厚さによって変わります。[16]

弱い舗装では温度の影響はより顕著になり、剥離を生じた舗装では温度の影響は小さく、路床CBRが2.5～15%の範囲の外や、古い表層の舗装、ひび割れがひどい舗装では、通常とは異なる相関図になります。

アスコン層の厚さ方向の温度勾配が大きいと、厚さが175mm以上の場合、正常な温度・タワミ関係は得られません。時間当たり2.5℃以下の変化であれば問題はないといえます。[5]

舗装の温度・タワミ関係はいろいろな原因で変化が大きく、一般的な温度補正図を作成するのは大変困難で、タワミに対する温度変化の影響は、それぞれの舗装で把握する必要があります。[10]

温度補正の例

アスコン層の表面から規定深さ（例えば、40mm）の温度を用い、温度・タ

ワミ関係図の10～30℃の範囲で、測定値を標準温度20℃のタワミ量に修正します。10℃以下では、異なる関係図を用います。[5]

熱帯地方では、25～60℃（10時間内）の範囲で35℃に修正します。[10]

限界タワミ量

過去に、多くの道路で路面タワミ量が測定されており、タワミ量と表層ひび割れとの間に良好な相関のあることが知られています。表層ひび割れには、タワミの大きさと荷重の繰り返し回数の影響が大きく、その発生は、曲げ疲労によるものだと考えられます。[17]

舗装表面のタワミ量は、アスコン厚にもよりますが、ある限界値（限界タワミ量）を超えないことが重要です。この限界タワミ量は、累積交通量（累積換算軸数）の関数として軸重と通過軸数に応じて変わり、累積換算軸数が増えるに従い限界タワミ量は小さくなります。

わが国の概略

わが国の基準で設計された、通常のアスファルト舗装のベンケルマン復元タワミ量は、5 t 輪荷重を用いて測定した場合、A、B 交通（大型車 100～1000 台/日）で 0.6～1.2mm、C、D 交通（同 1000～3000 台/日）で 0.2～0.6mm 程度と考えられています。また、加熱アスファルト混合物を表層一層にのみ用いた簡易舗装では 1～2mm、砂利道や表面処理した碎石路盤では 2～3mm 程度です。

タワミ量が上記の値以下であれば、想定される設計期間中は良好に供用できると考えられ、タワミ量がこれより大きい場合は、早期のひび割れの発生が予想されます。

高速道路における、FWD による荷重中心のタワミ量 D_0 は、舗装の健全部では平均 0.14 mm で、約 80% 以上は 0.2 mm 以下です。不良部では表層にひび割れがあって、 D_0 は平均 0.3 mm、約 60% は 0.2 mm 以上です。およそ 0.2 mm が両者の境目になります。[18]

下層路盤の強度が低下すると路面タワミは増加し、下層路盤の弾性係数が 500MPa 以下になると路面タワミは 0.2 mm 以上になり、アスコン表層の破壊の原因になります。

アメリカ

ペンシルベニア州は、舗装路面にひび割れがはじめて現れたときの標準軸数と最大路面タワミ量との関係から、標準軸数 100 万まで供用可能な限界タワミ量として、アスコン路盤では 0.51mm、セメント処理石灰岩路盤では 0.30mm という値を示しています。[19]

WASHO 道路試験では、春と夏の限界タワミ量はそれぞれ 0.035in(0.89mm)、0.050in (1.27mm) です。[20]

イギリス

ロードアスファルトの表層と碎石・砂利路盤からなる舗装は、イギリスの主要幹線道路で 10 年以上供用する場合、輪荷重 70001b (3.18 t) による弾性タワミ量は、一般に 0.02in (0.51mm) 以下にする必要があります。[9]

碎石、ロードアスファルトなどの路盤とロードアスファルトの表層をもつ試験舗装について、過去 10 数年にわたりタワミ測定を行い、おもな路盤工種ごとのタワミ量と寿命（累積大型車数）との関係を得ています。これより累積大型車数に応じた限界タワミ量は、例えば、ロードアスファルト路盤の場合、累積標準軸数 5×10^6 では、路盤厚と路床強度に関係なくおよそ 0.5mm で、 10×10^6 では 0.4mm です。[2, 5]

舗装の破壊

交通荷重の繰り返し作用や気象の影響により、供用を開始したアスファルト舗装の劣化と破壊が始まり、最初の10年間の破壊より次の10年間の破壊がより早く進行します。[21]

アスファルト舗装の構造的破壊のおもな徴候は、路面のひび割れとわだち掘れの発生、および縦断凹凸の増加となって現れます。これらの徴候は、アスファルト舗装の代表的な破壊形態で、このほかに、ポットホール、ラベリング、摩耗などのごく表面的なものがあります。

舗装破壊の発生時期と規模はさまざまで、いずれかの破壊形態が単独で現れるということはなく、ほとんどすべてが程度の差はあれ同時に進行します。

舗装のサービス性能の評価には、破壊形態のすべてを勘案した総合的な判断が必要になります。

ひび割れ

表面のひび割れは、アスファルト舗装の最も代表的な影響の大きい破壊形態で、放置すると雨水の浸透などにより構造的破壊に進展します。

ひび割れには、おもに交通荷重の繰り返し作用による疲労ひび割れ、気温の急激な低下と温度サイクルによる低温度ひび割れ、セメント安定処理路盤の乾燥収縮などによるリフレクションクラック、おもに車輪通過位置（わだち部）に生じる縦ひび割れ、原因が解明されていないトップダウンクラッキングなどいろいろなタイプがあります。

疲労ひび割れ

疲労ひび割れは、交通荷重下のアスコン層下縁に生じる引張りヒズミの繰り返しにより発生するひび割れで、一般に車輪の通過位置に集中し、縦・横のいずれの方向にも進展します。

疲労ひび割れは、車による曲げと剪断作用により進行して多角形になり、

最後にブロック状になります。多角形が見えるようになると荷重分散能力が大きく低下し、また、路面に永久変形（わだち掘れ）が生じます。

アスファルト針入度

アスファルトが老化・硬化すると疲労ひび割れの傾向は強くなり、ひび割れが発生すればアスファルトの硬化はさらに進行します。

ひび割れが大きい舗装では、アスファルトの針入度は14～27（平均21）に低下しており、ひび割れないか、わずかにある舗装では26～52（平均37）と比較的大きく、これから疲労ひび割れに対する限界針入度は20～30付近にありそうだといえます。[17]

骨材

とくに表面の肌理（キメ）が粗い骨材を用いたアスコンは、一般に疲労特性にすぐれ、疲労ひび割れを生じにくく、また、扁平な骨材粒子を用いたアスコンは、丸い粒子のアスコンより疲労寿命が著しく短くなります。[22]

密粒度アスコンの粒度範囲では、骨材粒度は疲労特性に大きな影響はなく、また、室内テストによれば、開粒度アスコンの疲労特性が特に劣っています。ギャップ粒度では、高VMAで高アスファルト量のものが疲労特性にすぐれています。[17]

アスファルト量

アスファルト量を増すと、骨材表面のアスファルト被膜厚の増加と空隙量の減少により耐久性とタワミ性が向上し、疲労特性が改善されます。また、現場の締固めが容易になり、さらに空隙量が減ります。

ビーム法、マーシャル法などの安定度試験により通常得られる最適アスファルト量は、骨材粒度に拘わらず、疲労特性に望ましいアスファルト量より0.5～1.0%少ないといえます。[22] これは、配合設計では、アスコンの疲労特性より安定性に重点が置かれているということを意味します。

空隙量

アスコン性状に対する空隙量の最も大きな影響は、アスファルトの硬化速度に関するもので、一般に十分な締固めによる空隙量の減少は、アスファルトの硬化を減らし、アスコンの疲労特性を改善します。

現場空隙量（施工時5～7%）の1%の増加は、疲労寿命を30%減らすといわれ、路上の疲労ひび割れに大きく影響します。[17]

アスファルト混合物の締固め不足は、早期に発生するひび割れ破壊のおもな原因のひとつで、十分な締固めのために、アスファルト量、骨材粒度、骨材形状などの検討が必要です。[23]

アスファルトの劣化

前述のように、アスファルトが劣化・硬化すると、アスコンの疲労ひび割れの傾向が強くなります。

アスファルトを密閉カンに入れ、室温で12年間貯蔵しても、その物理的性状に有意な変化はなかった[24]、というように、アスファルトは空気に触れないと劣化は起こりにくいのです。アスファルトの劣化は、プラントで加熱骨材と混合した時点から始まります。

加熱混合

プラントで加熱混合されるアスファルトは、骨材表面で被膜厚がうすい(5～15 μm)状態にあるため、容易に酸化と揮発物の蒸散が起こり、例えば、針入度100のものが70に、70のものが50に低下します。

粘度比では、加熱混合後は原アスファルト粘度に対し通常4ですが、舗設直後はこれが5になり、供用8年後でも6にしかならないので、加熱混合の影響の大きさがよく分かります。[25]

ドラムミキサでは、混合時間が短く、しかも、水蒸気があるためパッチミキサより硬化は少なくなります。

空隙量

前述のように、アスファルトの劣化に関与する主な要因はアスコンの空隙量ですが、15年後に路上から回収したアスファルトの針入度は、空隙量4%、5%、7%の場合にそれぞれ24、15、11というように、明らかに逆の関係を示しています。

空隙量が3～12%の場合の5年後は、空隙量5%以下(締固め十分)では硬化は非常に少なく、9%以上(締固め不足)では、針入度70が25に落ちています。[25]

表層のアスファルト

表層のアスファルトの劣化は、極めて薄い表面で生じており、試験舗装(Colnbrook)の表層内部から回収したアスファルトは、18年の供用後も変

化はほとんどなく、性状変化は深さ 0.2in (5.1mm) 以内に限られています。その範囲内でも、アスファルトの性状は深さとともに顕著に変化しており、ごく表面では、その直下(深さ 0.5~3.8mm) から回収したアスファルトより常に硬くなっていることが判ります。[26]

この調査では、非常に薄い層を表面から採取して数ミリグラムのアスファルトを回収し、その粘度をマイクロビスコメータ(滑板式粘度計)で測っています。

低温度ひび割れ

低温度ひび割れは、寒冷地のアスファルト舗装における早期破壊の大きな原因のひとつで、舗設した最初の冬というような早い時期に発生します。

初期には、車の走行性への直接の影響はほとんどありませんが、処理しないでおくと、水が浸入して路床土の体積変化(粘土の膨張、砂の圧密)を起こし、縦断凹凸に悪影響を与えます。さらに時間とともに進展し、疲労が原因の舗装寿命よりずっと早い時期に、舗装のサービス性能を失います。[27]

発生の状況

温度が下がると、アスコンの引張り強度と破壊時スチフネスは顕著に増加し、反対に、破壊時引張りヒズミは減少します。これが、ひび割れを発生させるひとつの要因です。

低温度ひび割れは、一般に、表層アスコンの温度収縮により舗装の表面から始まり、ひび割れが開くと路面水が浸透してアスコンに剥離を起こし、路床を軟化させ、凹みやボンピングを生じます。既存のひび割れに平行して、新たなひび割れも発生します。[28]

カナダ

ひび割れは、通常、建設後最初の2年間に現れ、年を追うごとに増えていきます。はじめ、道路のセンター部分に現れた短い横ひび割れは、2年以内に両サイドに向かって進行し、やがて舗装全幅を横断するようになります。さらに、新たなひび割れが、すでに発生したひび割れの間に生じます。

ワシントン州

ひび割れは、非常に寒い冬（ -33°C ）に、最初約 200ft（61m）間隔に発生し、翌年以降には、ひび割れ間隔は 15～20ft（4.6～6.1m）に減少します。これは、おそらくアスファルトの硬化または低温度疲労によるものです。[17]

北海道

比較的寒さが厳しく交通量が少ない地方で、横断方向に直線状のひび割れが、2～20mのほぼ等間隔に多数発生します。初期には10～20mの間隔ですが、年ごとにその中間にも発生するようになり、また、発生のない部分へ延びていきます。

ひび割れは、道路端部や中央線から始まって車線中央へと進行するほか、区画線ペイントの細かいひび割れ、コア採取跡、雨水桝や道路中心標などからも始まります。また、ひび割れは舗装表面から路盤へ向かって進行します。[29]

メカニズム

低温度ひび割れの基本的なメカニズムは、温度応力または路床路盤の体積変化によるものです。

低温により発生した舗装の温度収縮応力が、アスコンの強度をこえると表面にマイクロクラックが発生し、このクラックは、低温度と温度サイクルの繰り返しによって成長し、アスコン層の全厚・全幅に波及します。[30]

また、温度変化で伸縮するアスコン表層に加わる、路盤との摩擦拘束から生じた内部応力は、一般にはアスファルトの応力緩和性状のため開放されますが、急激な温度変化が起こると応力緩和が生じにくくなり、内部応力がアスコンの破壊引張り強度を超えてひび割れが発生します。[29]

発生要因

低温度ひび割れの発生に係わるおもな要因は、気象条件とアスファルトの性質との複合効果に、アスコン層厚と舗装供用年数との影響が加わったものです。

この他の多少とも影響のある要因は、路盤摩擦、路床土種類、施工の欠陥、骨材の性質、急速な載荷重などですが、アスファルトの伸度、アスコンの空隙量、フィラーの種類・量などについては十分な確証がありません。[30]

気象条件

低温度ひび割れは、一般に冬季温度が -10°F (-23.3°C) 以下に下がる地方で発生する[31]、あるいは、 -40°C まで下がる地方で発生するといえます。凍結指数 (0°C 以下の気温と日数の積、 $^{\circ}\text{C}\cdot\text{日}$) については、カナダで 1000~650 としています。[17]

路床路盤

ひび割れは、粘性土の路床上では、はじめ長い間隔で発生し、次いでその間に発生してきます。砂質土の路床上では、粘性土の場合よりひび割れは多く発生し、間隔 4~10ft (1.2~3.0m) の群れになって現れます。これは StAnn 試験舗装の 8 年後に、明白な差となって表れています。[32]

アスコンの表層が下層の粒状路盤に完全に密着していると、アスコンの収縮係数が、係数の低い路盤の影響を受けて低下するため、ひび割れの発生は減ります。[30]

アスファルト

針入度

アスファルトの針入度が大きい (軟らかい) ほど、低温度ひび割れの傾向は低く、小さい (硬い) ほど、ひび割れの頻度は高くなります。

カナダでは、冬の温暖な地方で針入度 150~200, より寒いところで 300~400, きわめて寒いところでカットバックアスファルト (SC 3000) をそれぞれ推奨しています。

低温度ひび割れが普段は生じない地方でも、異常に硬いアスファルトを用いると生じることがあります。[31]

伸 度

アスファルトの 4°C 伸度が 10cm 以上あれば、ひび割れは生じないとされていますが、十分な確証はないようです。

粘 度

アスファルトの最も重要なひび割れの指標は、粘度と量との相互作用で、高粘度 (60°C)、低アスファルト量の場合、ひび割れ傾向は高くなります。低温度ひび割れが発生する地方で、高粘度のアスファルトを使用するときは、2in 以上の深さで用いることとしています。[17]

感温性

針入度（25℃）と動粘度（135℃）で決まるアスファルトの感温性を示す PVN は、0.6 以上（感温性が低い）の場合、2 冬後にひび割れがない区間は 94% と多く、0.6 以下（感温性が高い）では、ひび割れがない区間は 25～38% に減少します。

同様に、感温性を示す PI もひび割れの発生に大きく影響し、PI が -1.5 以上（感温性が低い）では 81% の区間で 2 冬後にひび割れがなく、-1.5 以下（感温性が高い）では 46% に止まっています。[32]

スチフネス

低温度対策では、多くの場合、アスファルトまたはアスコンのスチフネスに焦点をおいてひび割れを抑制しようとしており、それらのスチフネスと、アスコンのひび割れ温度などを制限する方策が採られてきました。このときのスチフネスは、アスファルトに低温度で長時間載荷した場合のもので、舗装のひび割れ傾向を左右すると考えられています。

B コロンビアでは、アスファルトのスチフネスが $2 \times 10^9 \text{N/m}^2$ （載荷 2 時間）を超えなければひび割れは生じない、ということを現場で確認しています。また、ペンシルバニア州では、 $1 \times 10^9 \text{N/m}^2$ （載荷 0.5 時間）のスチフネスに達するときの温度をひび割れ温度の予測値としています。しかし、予測ひび割れ温度と、実際に観測された舗装のひび割れ温度を相関づけるデータは乏しいといえます。[31]

アスファルト量

低温度ひび割れに対するアスファルト量の影響について、StAnn 試験舗装では、アスファルト量の差 0.5～1%（OAC の上側）はひび割れの程度に影響はないとしています。

既述のように、60℃の高粘度と低アスファルト量の組み合わせは、ひび割れ可能性が最も高くなりますが、高粘度アスファルトでもマーシャルアスファルト量より多くすれば、ひび割れ可能性は低くなるといえます。[17]

アスコンの性状

スチフネス

低温度スチフネスはひび割れの発生と良い相関があり、路上のアスコンの

スチフネスが限界値（10 万～100 万 psi）を超えるとひび割れが発生するとされています。

アスコンの低温度スチフネスは、載荷時間を 6 時間（2 万秒）としてノモグラフ（Heukelom など）から求めることができますが、この予測スチフネスは測定スチフネスと良い相関があります。[31]

低温度スチフネスを下げるため、軟らかいアスファルトに硫黄やポリマーなどを加えることがあります。[30]

力学的試験

間接引張り強度試験の結果と、観察された横ひび割れの頻度の間に高い相関があります。横ひび割れは、破壊時スチフネスが上昇し、破壊時引張りヒズミが低下すると増加します。[28]

単純引張り強度は、要因として一般の認識はなく、強度範囲 400～600psi（0℃～-18℃）では、強度と横ひび割れの間に有意な相関はありません。[30]

供試体の温度応力を拘束した試験（TSRST）では、温度応力は温度低下とともに次第に増加し、応力・温度曲線の勾配が直線になる温度（転移温度-18.5℃）以上では応力緩和が大きく、これ以下では温度応力が大きくなります。[33]

温度収縮係数

アスコンの温度収縮係数は、骨材種類、密度、およびアスファルト量の関数で、アスファルトはアスコンのほぼ 10 倍の係数値（ 21.5×10^{-5} ）を持っており、その量がアスコンに影響します。

アスコンの係数値は、粒状路盤（ $0.82 \sim 1.28 \times 10^{-5}$ ）の 2～3 倍で、花崗岩骨材（グラニット）を用いたもの（ 3.26×10^{-5} ）では、石灰岩骨材の場合（ 1.17×10^{-5} ）の約 2 倍の係数値になります。[30] 温度収縮係数は、小さい方がひび割れの発生を抑えます。

骨材の吸収性

骨材がアスファルトの軽質分を選択的に吸収すると、アスファルトの急速な硬化を招いてアスコンのスチフネスは上昇し、アスファルトの応力緩和性も低くなります。そのため、低温度ひび割れの可能性は増し、ひび割れを生じた場合の間隔が狭くなります。[30]

アスコン層厚

アスコンの層厚は、低温度ひび割れを減らす大きな要因のひとつで、厚さ

を5 cmから20 cmに増すと、平均ひび割れ間隔は19mに伸びます。層が厚いと熱保持がよく、温度が急速に下がらないためです。[30] アスコン厚を10cmから25cmに増した場合は、ひび割れは50%減ります。[34]

アスファルトの針入度が同じ(85~100)場合、厚さ5cmの舗装ではひび割れを生じている一方、厚さ14cmではひび割れない、という例もあります。[22]

施工の欠陥

低温度ひび割れは、温度サイクルにより繰り返し加えられる引張り応力のため、舗装の横きずや小ひび割れから始まります。

舗装の傷は、おもに施工時の鉄輪ローラによるヘアクラックで、これは横方向に平行で長さ10cm前後、間隔1~2cmの一群の微細なひび割れです。おもに初転圧時に生じるヘアクラックは、二次転圧にタイヤローラを用いて癒着できると信じられていますが、その確証はないようです。

小さな傷は、閉じることなく横ひび割れがレーン幅より小さい間隔で生じる原因を作り、温度サイクルは、小さな傷をひび割れに拡大します。[30]

舗装年齢

舗装の年齢が進むと、アスファルトのスティフネスは上昇し、アスコンのスティフネスも同様に上がります。従って、新設時と変わらない温度の場合でも、横ひび割れを生じることがあり、また、交通により生じた疲労ひび割れがあると、同様に新設時には生じない温度でも横ひび割れを生じます。[31]

ひび割れの防止

低温度ひび割れの防止には、アスコンのスティフネスを低くするアスファルトと、アスコンの温度収縮係数を減らす骨材、ならびに吸収性の低い骨材を選択し、アスコンの引張り強度を増す補強材・改質剤を使用します。

さらに、路盤拘束を増すような措置をとり、アスコン層厚を増し、転圧時に表面の欠陥を作らないよう配慮します。[30]

改質剤として、硫黄の効果は大きく、ポリマーの効果は不明です。消石灰は、アスファルトの酸化・硬化を減らし、ひび割れ抵抗性を増す可能性があります。[30]

リフレクションクラック

アスコン層の下方にある、おもにコンクリート版やセメント安定処理路盤の目地やひび割れの真上に生ずるひび割れをいいます。アスファルト舗装のオーバーレーでは、在来舗装のひび割れから生じることもあります。

リフレクションクラック（以下、クラック）の発生には、ひび割れや目地に直角方向の水平変位がとくに重要ですが、車両通過時のひび割れ前後の垂直変位差も影響しており、ひび割れや目地における荷重伝達能力にも左右されます。

クラックの防止対策については、第8章維持修繕で取り上げます。

温度応力・ヒズミ

クラックの発生原因のひとつは、繰り返し応力・ヒズミによる疲労です。日中の温度サイクルによって、下層のセメント処理路盤などが伸縮して水平移動を起こし、ひび割れが開閉すると、下層に密着しているアスコン層に引張り応力が発生し、この応力は下層のひび割れ近辺に集中します。そのため、クラックはアスコン表層の底面で始まり、表面に伝播していきます。

セメント処理路盤などの温度伸縮量は、 $0.08\sim 0.10\text{ mm}/^{\circ}\text{C}$ 程度で、夏と冬では1目地で約5mmにもなります。[35]

次の原因は、応力・ヒズミの急激な発生です。

冬季の急激な温度低下により、下層の隣接するひび割れの間で収縮と反りが生じ、そのとき、ひび割れ幅は下層の表面で最大となり、アスコン層に引張りヒズミが発生します。

また、長期間つづく収縮により、アスコン層のヒズミは累積して年間の最大値に達し、一方、アスコンの伸びは最低になります。ヒズミがアスコンの許容ヒズミを超えるとひび割れが発生し、アスコン表面から下層のセメント処理路盤などのひび割れまで急速に進行します。[36]

交通荷重

もうひとつの原因は、交通荷重によるものです。

車が下層のひび割れを横切ると隣接版の間に不同変位が起こり、剪断応力がアスコン層に伝わります。交通荷重は、温度効果によってアスコン層に生じたひび割れの伝播を助長し、加速します。[36]

下層のひび割れなどの荷重伝達が悪い場合は、交通荷重によるアスコン層の垂直剪断応力は、より破壊的に働きます。

クラックは、多くのケースで主として交通荷重による、とする考えがある一方、垂直方向の動きより水平移動がその原因だとする意見もあります。[37]

また、交通の繰り返し荷重の影響は、垂直方向の相対変位によるというより、構造的曲げによるひび割れの開きがもっとも重要だとする意見もあります。[38]

セメント処理路盤のひび割れ

セメント処理路盤のひび割れは、一般に環境条件に関係しており、セメント水和時の収縮ひび割れとその後の温度の季節変動によるもので、舗装の上部層に拡大していきます。セメント処理路盤の収縮ひび割れは、避けることができません。

1970年代のフランスでは、セメント処理の砂利路盤が標準工法でしたが、収縮ひび割れが問題になり、その後用いられていません。[35]

ひび割れの進展

セメント処理路盤は、施工中に横ひび割れが形成され、温度と車が原因の水平変位によってアスコン層の底面から表面へひび割れが進行します。一方、反りが生じる場合は、アスコン層の表面から底面へと進行します。[39] 路面に達したひび割れは、その周辺やわだち跡に沿って拡がり、最終的には大きな構造的破壊に至ります。

ひび割れにおける荷重伝達は、ひび割れが非常に細かい場合、少なくとも初期にはその大部分はまだ有効ですが、荷重載荷数の増加とひび割れ幅の拡大とともに減少していきます。[40]

セメント処理路盤の異常に広いひび割れは、セメント量が多く引張り強度が高い場合に生じており、急速に乾燥が進む夏の高温と低湿度ではさらに拡

大します。

収縮ひび割れの幅は、温度膨張係数の高いシリカ質骨材を用いた場合、冬期には数mmに達します。ひび割れ幅が3~6mmになると、表面のひび割れから浸透した雨水はセメント処理層上の粒状材料層に滞水し、ポンピングを起こします。

ひび割れ周囲の支持力は低下してさらなるひび割れの原因となり、ブロック状ひび割れに進展します。[41]

疲労ひび割れ

セメント処理層の交通荷重による最初の疲労ひび割れは、車輪通過位置の中央の底面に生じる縦ひび割れです。一旦これが生じると、ひび割れ先端の応力集中が原因となって、縦方向と表面に向かって進行します。

ひび割れが進行し、縦収縮ひび割れと横収縮ひび割れで囲まれた部分が生じると、ここは隅角部載荷状態になり、さらにひび割れが拡大します。

路盤幅が広いと、縦収縮ひび割れと同時に横収縮ひび割れが生じ、疲労ひび割れはこれらに直角に発生します。[40]

荷重によるひび割れは、セメント処理層の圧縮強度が500psiを超えると大きく減ります。[22]

トップダウンクラッキング (Top-down cracking)

トップダウンクラッキング (以下 TD ひび割れ) は、1970年代の中頃から頻繁に観測されているひび割れで、その最も普通の形は、アスコン層が厚い舗装の車輪走行位置 (わだち部) に生じる縦方向のひび割れです。TD ひび割れは、構造的に堅固な舗装で通常3~8年後に発生します。[42]

発生の状況

おもに、走行する車輪の下の水平剪断力により、非常に高い引張り応力とヒズミが進行方向に直角に発生し、タイヤエッジ付近に縦ひび割れを生じます。このひび割れは、構造的には深刻ではありませんが、長期間処理しないでおくと破壊へと進展します。[39]

縦ひび割れは、アスコン表層の表面から始まり、下方へ進行することが長

い間観察されています。ひび割れは、下層との境界まで（深さ約 5cm）達することは少なく、大抵は表層内（平均深さ 47mm）に止まっており、[42]また、コアを取ると、TD ひび割れは 3in(75mm)以上の下方には及んでいないことが判ります。[43]

わだち部のひび割れの真下では、11～23 年経過した舗装でも路盤に異常はなく、走行車線と追い越し車線のわだち部・非わだち部でコアを抜き、路盤の上下のサンプルで疲労試験を行っても、残存疲労寿命に明確な差はなかったといえます。[3]

TD ひび割れを生じた舗装は、FWD により構造的な強さを確認したのち、表面の 4in（約 10cm）のみを打ち換えれば修復が可能です。

アスコン層厚

日常的なメンテナンスで集めた多数のコアを比較したところ、TD ひび割れが生じているコアの大多数は、アスコン厚が 160mm を越えるグループに属しており、さらに、アスコン総厚が 160～180mm を越えると、TD ひび割れは増えてきます。[42]

前記同様、TD ひび割れは、アスコン層の上から下へ進行することがコアにより確認されており、下から上へという伝統的なひび割れの発生は、アスコン層の薄い舗装に限られます。[3]

メカニズム

TD ひび割れの発生メカニズムは複雑ですが、かなり大きい水平引張りヒズミが関与していることは確かなようです。

TD ひび割れは、トラックタイヤと温度応力の組み合わせで発生すると一般に考えられており、限界の引張り応力は、おそらくタイヤエッジかその付近に発生し、とくに幅広のタイヤでは高い引張り応力が生じます。

タイヤ接地圧の測定などを通して、TD ひび割れの主原因は、予想どおりトラックタイヤであることが明らかにされています。[42]

TD ひび割れは、剥離をおこした個所やフィニッシュ通過後の材料が分離した筋状の模様の個所では、早目に発生しています。

表層のアスファルト針入度は、正常部の 32～52 に対し、ひび割れ部は 10～34 と若干低くなっています。路面タワミ量はひび割れ部では 0.2mm で、こ

れは正常部と差がありません。[3]

わだち掘れ

わだち掘れとは、車の車輪通過位置（わだち部）に生じる道路延長方向に連続した凹みをいいます。

発生の状況

わだち掘れは、主に舗装上部（厚さ約 10cm）の垂直・水平方向の塑性変形によるもので、水平剪断力による押し出し（流動）と変形、および垂直方向の繰り返し荷重による横方向の変形・圧密によって生じます。[44]

わだち掘れは、通常、大型車が多い（80～90%）走行車線の外側のわだち部で最も大きく、また、車が徐行・停止・発進する交差点付近や、登坂車線、渋滞路線などで顕著です。時期的・地域的なタイヤ圧・軸重の増加があれば、わだち掘れは最大の破壊形態になります。[45]

わが国の高速道路の修繕は、わだち掘れがおもな原因になっており、スパイクタイヤが禁止された平成3年以降でも、修繕に占めるわだち掘れの比率はおおよそ 60%以上に及び、これに対し、ひび割れが原因の修繕延長の比率は約 20%にしか過ぎません。[18]

影 響

わだち掘れは、路面に水をためて車のすべりやハイドロプレーニングの危険を増し、水はね・水しぶきを発生させ、また、舗装内部に水が浸入する機会をふやし、冬季には部分的に氷面を形成します。ドライバーにとっては、とくに車線変更時の運転に悪影響があり、わだち掘れが 20～25mm になると何らかの処置が必要です。[44]

わだち掘れは約 13mm 以下であれば、路面の横断勾配の効果でわだち部に滞水は発生せず、操舵上の問題も車輪の逸脱も起こりません。[34]

発生と時期

舗装の交通開放後の初期に、交通による追加的な締固めのため表層に比較的急速な変形が生じ、その後変形の速さは、施工時に乱された路床の含水状態の平衡もあって、低く一定になります。初期の締固め後の変形は、暑い夏

を除けばほとんど生じないので、全変形量は、初期の変形状況に大きく左右されます。[46, 47] わだち掘れは、最初の5年間にその約50%を生じ、以後はあまり生じないともいいます。[34]

変形の大きさは、厚さ18~34cm（表層と上層路盤）の21個所の舗装で、標準軸数100万当たり0.4~5.0mmの範囲です。[46]

わだち掘れの発生は季節的で、アスファルトのスチフネスが低く地下水位が高い春と舗装温度が高い夏に発生し、冬はほとんど発生しません。

イギリスでは、わだち掘れは舗装破壊の徴候とされており、ひび割れに先立って発生します。[48]

アスファルト混合物の性状

オーバーレーに用いたアスコン層の、平均わだち掘れに対する各種要因の重回帰分析の結果、有意な要因は、骨材粒度のフルイ No. 40~No. 80 間の量、マーシャル安定度、粒度曲線上のフルイ No. 40 における隆起、オーバーレー地点の6・7・8月の平均月気温などです。[49] フルイ No. 40 (0.42mm) における隆起は、これまでも不安定な混合物の主要な要因であるとされており、最も影響が大きい要因のひとつです。

アスコンの空隙量は、内側の車輪通過位置のわだち掘れ深さ（両者が対数）と相関があり、空隙量が増えるるとわだち掘れは減り、ひび割れが増えてきます。[50]

アスコンの引張り強度（72° F）が約150psi以下の場合、永久ヒズミ/換算標準軸数（ESAL）は大きく上昇し、わだち掘れは急速に進行します。わだち掘れの進行が速い最初の2~3年の期間は、アスコンのスチフネスと引張り強度が、わだち掘れの増加傾向を示す直接の指標になります。[49]

構造

わだち掘れは、アスコン層の塑性変形がおもな原因ですが、[45] 路面で測った変形には、路床・路盤の変形も含まれており、[47] また、試験舗装では、すべての層（ロードアスファルト表層10cm、密粒度アスマカ15cm、玄武岩路盤15cm）と路床（重粘土）が変形に関与しています。[51]

アスコン層が厚い（例えば、18cm以上）場合は、路床のヒズミが小さいため構造的変形は生じにくく、薄い（18cm以下）とわだち掘れは大きくなりま

す。しかし、路床土 CBR が 5 以下の場合、アスコン層厚に関係なくわだち掘れは大きくなります。[3]

路盤の厚さが増すほどわだち掘れは減ることが、5 年間の試験舗装で分かっていますが、[44] 舗装の全厚はわだち掘れと相関はなく、表層・路盤の種類と厚さが重要になります。[26]

わだち掘れは、砂のアスファルト処理、またはセメント処理の路盤の方が砕石・砂利路盤より小さく、無処理の砂の下層路盤では、厚さ 18in の方が 6in の場合より小さくなります。[44]

粘土路床上では、アスコンの流動によらないわだち掘れは、砂路床上より大きくなります。

防 止

アスコンの塑性変形によるわだち掘れは、骨材とアスファルトの選択、アスファルト混合物の正しい配合、強力な締固めなどによって防ぐことができます。[52]

わが国の過去の試験舗装では、わだち掘れを減らす要因は、玉砕より砂岩、軟らかいアスファルト（針入度 80~100）より硬いアスファルト（針入度 40~60）、OAC より少ないアスファルト量、2.5mm フルイ通過量が少ない粗骨材の多い骨材粒度、などであることが判りました。[53]しかし、これらの要因は、一方ではひび割れを助長する要因でもあり、検討を要します。

硬いアスファルトの使用は、カナダでは、冬の収縮による横ひび割れの問題のあることが過去 10 年間の調査で判っています。[44]

交通開放直後の初期わだち掘れは、その後の進行に影響が大きく、交通開放時の表面温度は 160° F (71°C) 以下に下げることが肝要です。[45]

コンクリート版上では、オーバーレーのアスコンは、アスファルト舗装上より厳しい剪断変形を受けるためわだち掘れを生じやすく、慎重な対応が必要です。[49]

段 差

段差は、一般に橋梁取付け部や伸縮継手、あるいは埋設横断管渠などの前後で、路体や舗装の締固め不足と材料不良、軟弱地盤の圧密沈下などが原因となって発生する道路横断方向の凹みをいいます。

段差は、高低差の変化が大きいため車が受ける衝撃は大きく、その衝撃力は橋梁などの構造物にも影響を与え、高架部では騒音の発生源にもなり、軟弱地盤地帯では地盤振動を誘発します。段差の発生は単発的であっても、路線の走行の快適性を大きく左右します。

段差の形状は、最大深さ（道路延長方向 10m の範囲）、頂点から最大深さまでの距離、想定頂点高、勾配、などで表現されますが、評価班による評価値との相関は、最大深さとの間でもっとも高く、最大深さが乗り心地に大きく影響します。[54]

評価班は 12 名からなり、乗用車（50km/h）で段差（48 箇所）を通過したときの乗り心地を、非常に悪い（非常に大きなショックを感じる）から非常に良い（ショックを全く感じない）までの 5 段階で評価しています。

段差の予防と補修（限界 30～40mm）は、技術的に難しい課題のひとつで、橋梁取付け部の有効な手段としては、踏掛け版、延長床版などがあります。

すりへり・摩耗

1960～1970 年代には、積雪地におけるスパイクタイヤによるアスファルト舗装の摩耗の損傷は甚大で、その補修費は一地方で年間 100 億円以上に及び、さらに春季における粉塵の発生は大きな社会問題にまで発展しました。

1990 年（平成 2 年 6 月）に、スパイクタイヤ粉塵の発生防止に関する法律が施行され、舗装が施されている道路の、積雪または凍結の状態にない部分においてスパイクタイヤの使用が禁止されました。

以来、同問題の議論はなくなりましたが、一方、タイヤチェーンによるすりへりの問題は小規模ながら已然として残されています。

スパイクタイヤによるすり減り

すり減りはアスコンのモルタル部分から始まり、次いで、粗骨材が破砕・粉砕され、あるいは、ゆるんで抜け落ちてきます。

軟らかい粗骨材はモルタルと同時にすり減り、硬い粗骨材ではモルタルのみがすり減って、スパイクの突起量に同じだけ粗骨材が突出します。冬期に突出した粗骨材は夏の高温時に再びモルタル中に埋没し、次の冬に再度突出します。

すり減り抵抗性の大きいアスコンは、粗骨材量が多く、表面の粗骨材面積の大きいもので、最大粒径も 13mm 以上と大きいほど有効です。締固めは最も重要で、アスファルト量が少ない場合でも十分締め固めればすり減りは小さくなります。また、スパイクタイヤによるすり減りに対しては、粗骨材だけでなくマスタックの効果も確認されており、すり減り抵抗性の改善に消石灰を添加することがあります。[55]

結論的には、粒径の大きい硬い粗骨材をできるだけ多く使用し、十分に締固めることが必要です。

タイヤチェーンによるすり減り

表層アスコン（おもに細粒度アスコンなど）は、タイヤチェーンの衝撃と摩損作用により粗骨材間を埋めているアスモルがまず摩滅し、次いで粗骨材が破砕されます。

北海道では、当初針入度の大きい（120～150）軟らかいアスファルトを多量に含むアスモルが、耐摩耗性に優れるとして実際に用いられましたが、夏に流動を起しやすいため、次第に粗骨材を含む混合物に変わってきました。タイヤチェーンによる摩耗被害の主原因は、前述のように粗骨材間を埋めるアスモルの摩損によるものとされており、アスモル、またはフィラービチューメンのすり減り抵抗性が重要になります。

軟らかいアスファルトを多量に用いるほか、フィラー量を多く（F/B=1.7）し、形状・品質にすぐれる砂と、吸水量が小さく、硬く、割れにくい粗骨材をできるだけ多く（ただし、45%以下）使用し、0.6～1.2mm 間の骨材が少ないギャップ粒度を採用します。

粗骨材が限度量を超えると、アスモルが粗骨材を把握しきれなくなり、粗

骨材の剥脱が始まります。また、連続粒度の場合は、粒径 5mm 付近の骨材の離脱がすり減りを助長しており、この付近の粒径部分が少ないギャップ粒度が優ります。

すり減り試験

チェーンラベリング試験（北海道開発局 1956）

水平方向に往復運動（毎分 66 往復、距離 45cm）する平板状のアスコン供試体（40×15×5cm）に、チェーン（通常クロスチェーン）を装着した鋼製車輪（径 25×幅 10cm）を回転（毎分 200 回）させながら接近させ、供試体を叩くようにして摩耗を起こします。通常-10℃で 1.5 時間摩耗を継続し、摩耗量は断面積で表します。

トレガー式摩耗試験（西ドイツ 1971）

現場のスパイクタイヤによるすり減り量ともっとも相関がよいとされる試験です。供試体（径 100 mm、厚 30 mm）の表面に、荷重を加えた鋼製ピンのかきおこす力と叩く力の合成作用によりすり減りを起こします。-10℃で試験を行い、結果は重量減で表します。

このほか、旋回式スパイクラベリング試験、DB 型簡易ラベリング試験などがあります。
(第1章前半終り)

第1章（前半）参考文献

- 1) Sebaaly, P. Tabatabaee, N. Boraquist, R. Anderson, D.: Evaluating Structural Damage of Flexible Pavements Using Cracking and Falling Weight Deflectometer Data. TRR 1227. (1989) pp 44-52.
- 2) Lister, N.W. : Deflection criteria for flexible pavements. TRRL Laboratory Report 375. (1972)
- 3) Nunn, M. : Long-life flexible roads. Eighth Int. Conf. on Asphalt Pavements. Vol.1, Seattle(1997)
- 4) Beecroft, G.W. Jenkins, J.C. Wilson, J.E. : Service Behavior of Asphalt Concrete: A 10-Year Study. TRR No. 515. (1974)
- 5) Kennedy, C.K. Lister, N.W. : Prediction of pavement performance and the

- design of overlays. TRRL Laboratory Report 833. (1978)
- 6) Koole ,R.C. : Overlay Design Based on Falling Weight Deflectometer Measurements. Transportation Research Record 700. (1979) pp 59-72.
 - 7) Kennedy, C.K. : Pavement Deflection:Operating Procedures for Use in the United Kingdom. TRRL Laboratory Report 835. (1978)
 - 8) FHWA: Rolling Wheel Deflectometer:A High-Speed Deflection Device to Improve Asset Management. FOCUS. (2008)
 - 9) Road Research Laboratory : Road Reserach 1962. H.M.S.O. (1963)
 - 10) Jones ,C.R. Smith, H.R. : Deflection-Temperature Relationships for Bituminous Road Surfacing in Kenya. TRRL Laboratory Report 936. (1980)
 - 11) Pronk, A.C. : Interpretation Problems and Reliability of Falling Weight Deflection(FWD) Measurements on Three Layer Systems. AAPT.Vol. 57. (1988) pp 502-518.
 - 12) Newcomb, D. Timm, D. Mahoney, J. : It's Still Dirt, Rocks and Asphalt-Right?. HMAT. Vol.7, No.4 NAPA. (2002)
 - 13) Irwin, L.H. : Determination of Pavement Layer Moduli from Surface Deflection Data for Pavement Performance Evaluation. Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. Vol.1. (1977)
 - 14) Southgate, H.F. Deen, R.C. : Temperature Distribution Within Asphalt Pavements and Its Relationship to Pavement Deflection. HRR Report No.291. (1969)
 - 15) Chen, D.H. Bilyeu, J. Lin, H.H. Murphy, M. : Temperature Correction on Falling Weight Deflectometer Mesurements. TR Record No.1716. (2000)
 - 16) Bulman, J.N. Smith, H.R. : A full-scale pavement-design experiment in Malaysia - construction and first four years' performance. TRRL Report LR 507. (1972)
 - 17) Finn, F.N. Nair, K. Hilliard, J. : Minimizing Cracking of Asphalt Concrete Pavements. AAPT.Vol. 45. (1976) pp 492-529.
 - 18) 川村和将, 七五三野茂, 小松原昭則 : 高速道路におけるアスファルト舗装構造の実態調査および分析. 日本道路公団試験研究所報告. 第 36 卷. (1999) pp 10-24.
 - 19) Wang, M.C. Larson, T.D. : Evaluation of Structural Coefficients of Stabilized Base Course Materials. Transportation Research Record 725. (1979) pp 58-67.

- 20) Huculak, N. A. : Evaluation of Pavements to determine maintenance requirements. HRR No. 129. (1966)
- 21) Haas, R. Li, N. Tighe, S. : Performance of asphalt overlays in the canadian strategic highway program's LTPP study. 1st Int. conf. World of Asphalt Pavements. Sydney(2000), pp 27-51
- 22) Finn, F.N. Nair, K. Hilliard, J.M. : Minimizing Premature Cracking in Asphalt Concrete Pavement. NCHRP Report No. 195. (1978)
- 23) Brown, S. F. : Effect of Mix Properties on Structural Design: A Review. AAPT. Vol. 57. (1988) pp 245-289.
- 24) Thenoux, G. Bell, C. A. Wilson, J. E. : Evaluation of Physical and Fractional Properties of Asphalt and Their Interrelationship. TRR 1171. (1988) pp 82-97.
- 25) The Shell Bitumen Handbook. Shell Bitumen U K. (1990)
- 26) Road Research Laboratory : Road Research 1960. H. M. S. O. (1961)
- 27) Buttlar, W. G. Roque, R. Reid, B. : Automated procedure for generation of creep compliance master curve for asphalt mixtures. TRR 1630. (1998)
- 28) Noureldin, M. S. Manke, P. G. : Study of Transverse Cracking in Flexible Highway Pavements in Oklahoma. Transportation Research Record 695. (1978) pp 28-33.
- 29) 久保 宏: アスファルト舗装に発生する温度応力クラック. 道路建設. (1980) pp 55-61.
- 30) Haas, R. C. G. Phang, W. A. : Relationships Between Mix Characteristics and Low-Temperature Pavement Cracking. AAPT. Vol. 57. (1988)
- 31) Ad Hoc Committee : Design Techniques to Minimize Low-Temperature Asphalt Pavement Transverse Cracking. The Asphalt Institute Research Report No. 81-1. (1981)
- 32) Guylaine, B. Claude, L. : Thermal Cracking of Asphalt Pavement. 2nd Eurasphalt and Eurobitume Congress. (2000)
- 33) Fortier, R. Vinson, T. S. : Low-Temperature Cracking and Aging Performance of Modified Asphalt Concrete Specimens. TR Record No. 1630. (1998)
- 34) Roberts, F. L. Kennedy, T. W. : Material Properties of Zero-Maintenance Flexible Pavement. Transportation Research Record 755. (1980) pp 1-7.
- 35) Walsh, I. D. : Thin Overlay to Concrete Carrieway to Minimize Reflective Cracking. Proceedings, Second International RILEM Conference. (1993) pp

464-481.

- 36) Silfwerbrand, J. : Reflective Cracking in Asphalt Pavements on Cement Bound Road Bases under Swedish Conditions. Proceedings, Second International RILEM Conference. (1993) pp 228-236.
- 37) Bone, A. J. Crump, L. W. : Current Practices and Research on Controlling of Reflection Cracking. TRB Bulletin. (1956)
- 38) Rigo, J.M. : General Introduction, Main Conclusions of the 1989 Conference on Reflective Cracking in Pavements and Future Prospects. Proceedings, Second International RILEM Conference. (1993) pp 3-20.
- 39) Molenaar, A. A. A. : Evaluation of Pavement Structure with Emphasis on Reflective Cracking. Proceedings, Second International RILEM Conference. (1993) pp 21.
- 40) Pretorius, P. C. Monismith, C. L. : Fatigue Crack Formation and Propagation in Pavements Containing Soil-Cement Bases. HRR No. 407. (1972)
- 41) Annual Report. Council for Scientific and Industrial Research PAD 23 CSIR. (1970)
- 42) Uhlmeyer, J. S. et al : Top-Down Cracking in Washington State Asphalt Concrete Wearing Courses. TRB Annual Meeting. (2000)
- 43) Fee, F. : Extended -life asphalt pavement, New approaches to increase durability. TR News No. 215 (2001) pp12-14
- 44) OECD : Canada Report. (不詳)
- 45) Anderson, D. A. Collins, R. Hughes, C. S. Kandhal, P. V. Page, G. C. Scofield, L. Whited, G. : Changes in Mix Design to Improve Performance: Selected State Experiences. AAPT. Vol. 57. (1988) pp 358-388.
- 46) Potter, J.F. : Deformation of road pavements : correlation between elastic theory and measured behavior of rolled-asphalt road-bases. TRRL Laboratory Report 784. (1977)
- 47) Road Research Laboratory : Road Research 1959. H. M. S. O. (1960)
- 48) Lister, N.W. Kennedy, C. K. : A System for the Prediction of Pavement Life and Design of Pavement Strengthening. Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. Vol. 1. (1977)
- 49) Carpenter, S.H. Enockson, L. : Field Analysis of Rutting in Overlays of Concrete Interstate Pavements in Illinois. Transportation Research Record 1136. (1987) pp 46-56.

- 50) Ford Jr, M.C. et al : Asphalt Mixture. AAPT. Vol. 57. (1988) pp 519-544.
- 51) Lister, N.W. Powell, W.D. : The Compaction of Bituminous Base and Base-Course Materials and Its Relation to Pavement Performance. AAPT. Vol. 44. (1975)
- 52) Potter, J.F. : Deformation of road pavements: correlation between elastic theory and measured behaviour of rolled-asphalt road-bases. TRRL Laboratory Report 784. (1977)
- 53) 建設省土木研究所 : アスファルト混合物の配合設計・材料に関する幕張試験舗装および室内実験による研究. 土木研究所資料第 923 号. (1974)
- 54) 南雲貞夫, 永康 進 : 路面のわだち掘れと段差の影響(その2). 土木技術資料 Vol. 16 No. 8(1974)
- 55) Turunen, R. : The effect of fine aggregate on the long-term durability of asphalt pavements. 1st Int. Conf. World of Asphalt Pavements. Vol. 2, Sydney (2000), pp 51-60

縦断凹凸・平坦性

縦断凹凸は、車の乗り心地にもっとも影響が大きい路面性状で、道路ユーザはその劣化を容易に察知できます。乗り心地を左右するサービス性能(PSI)に関する情報の95%は、縦断凹凸に由来します。

縦断凹凸のうち、波長が35mmから30mのものが車の走行性に関与しており、波長が3m以上の凹凸には、橋の取り付け部や施工不良の盛土などで生じる局所的な沈下のほか、地形や道路線形に伴う不陸が含まれます。[1]

縦断凹凸の影響

路面の平坦な道路では、車の乗り心地・快適さと操縦性などの安全性が確保され、維持されます。

平坦性が高いと、重車両のタイヤが路面に与える衝撃は減り、長期間にわたり輪荷重による凹凸とひび割れの発生が抑制され、舗装の供用性が向上します。路面の凹凸が50%減ると、舗装の寿命は18~55%伸びます。[2]

初期の平坦性は、舗装の寿命期間中の平坦性を左右し、初期の平坦性が高いとその後の10年間の凹凸が小さいばかりか、ひび割れも少なくなり、年間維持費が下がります。400箇所以上の10年以上のデータから、初期の平坦性が劣悪で縦断凹凸が増加すると、10年後のひび割れ率も増加することが認められています。[3]

路面の平坦な道路では、道路管理者の年間維持費が抑制されると同時にユーザの運用費用も低減します。

道路ユーザに対するアメリカの調査(1996)によれば、交通安全や混雑緩和などをこえて路面状態が優先事項のトップになり、平坦性に対するユーザの要望の高さがうかがわれます。

縦断凹凸の変化

供用中の路面の凹凸には、舗装の強度と交通荷重が関係しており、舗装に適切な強度さえあれば、交通による平坦性の変化は大きくないといえます。しかし、舗装の各層に弱点がある場合、平坦性は損なわれやすく、これは、

平坦性を定期的に測定することにより、舗装破壊の発生の予兆が掴めることを示しています。このとき、凹凸の絶対値より、その変化率が構造破壊の信頼できる指標になります。[4]

また、波長が3m以下の縦断凹凸の変化は、目視による舗装破壊に有意に反映しています。[5]

オーバーレーを行った舗装では、オーバーレー厚と気象条件が凹凸の進行に大きく影響し、これに路床種類を加えた3要因が凹凸の進行を左右します。凹凸が急速に進行する最悪のケースは、薄層オーバーレー、湿潤、低凍結地帯、細粒土路床、重交通などの組み合わせの場合で、凹凸の進行が最もおそいのは、厚層オーバーレー、乾燥、高凍結地帯、粗粒土路床などの場合です。[6]

縦断凹凸の測定

測定方法には、応答型と形状型とがあります。応答型は、縦断凹凸に対する車の動的応答を測るもので、簡易で低コストのうえ高速測定が可能です。

形状型は、道路の実際の縦断形状を描写・記録し、データ処理を行います。測定は、通常、車線左側の車輪通過位置で行いますが、縦断形状は、車線の横断方向で変化しており、例えば、測定位置が30cmずれると結果は5~10%変わります。[7]

また、路面の形状は、環境に応じ時間とともに変化しており、例えば、コンクリート舗装では24時間サイクルで通常10%変動します。

測定の結果は、新設舗装の評価、供用性調査、修繕計画の優先順位の決定等に利用されます。

応答型

応答型には種々のタイプがあり、そのひとつは、通常の乗用車に測定器を搭載し、車体と後軸中心との相対的な垂直方向の変位（大きさ・傾度）を測ります。

また、重いシャシーに支持された単一車輪を牽引（約30km/h）し、車輪とシャシー間の相対的な動きをカウンターに表示し累積します。別のカウンターで車輪の回転数を記録して距離を測り、結果をcm/kmで表します。

応答型には、頻繁なキャリブレーションを要し、長波長成分に感度がよくないなどの欠点があります。

形状型には接触型と非接触型があります。

接触型

接触型は、測定輪を路面に接触させ、路面の凹凸によって生じる測定輪の上下動を直接記録します。最も一般に用いられる3m縦断プロファイルメータは、前後端に走行輪を持つ長さ3mのビームの中央に測定輪があります。

記録紙に描写された、縦断形状の波形の高さを規定の間隔ではかり、その標準偏差を計算してシグマ (σ) とします。 σ の限界値2.4mmは、これを超えた場合の評価チームによる評価が、車で通ればかすかながら凹凸による振動が感じられる、という程度に変わります。[8]

3m縦断プロファイルメータは比較的安価で、取り扱いや結果の確認が容易ですが、人力牽引のため測定効率や安全性に問題があります。

非接触型

非接触型は、レーザ光線や赤外線を路面に発射し、路面からの反射成分の変動を計測して光学的に路面凹凸を求めます。高速測定車に搭載されるタイプのほか、ポータブル型や路面の肌理も高速ではかるタイプなどがあります。湿潤路面では、光線の反射が不十分で測定は困難です。

レーザで測定される縦断波形は、測定車の床面と路面の距離を示すもので、路面凹凸の波形を得るには、床面の上下動の波形も同時に測定し、それをレーザで測った波形から差し引く必要があります。それには加速度計と積分器を用い、床面の上下動によって生じる加速度を変位に変換します。

ROSANは、アメリカFHWAが開発した非接触型のポータブル測定機です。レーザを使用し、縦断凹凸と肌理を走行速度24～104km/hで測ることができます。読み取り間隔は0.25～25mmです。[9]

IRI (国際ラフネスインデックス)

測定された縦断プロファイル (凹凸) 上を、仮想のクオーターカー (単一車輪) が80km/hで走行したとき、車が受ける上下方向の変位の累積値と走行距離の比をIRI (m/kmまたはmm/m) とします。

縦断凹凸の測定には、水準測量、応答型測定器などのいずれも用いられ、測定結果を計算プログラム (ASTM E1926)に入力してIRIを計算します。

比較的平坦な供用中の舗装の平均IRIは、1.5～3.0m/kmの範囲です。舗設直後は平均約1.2m/kmと良好な舗装も8年後には1.7m/kmに増加し、オーバーレー後はこれが0.4～1.4m/kmに改善されます。[6]

わが国の高速道路では、建設1年後は1.23mm/m、4～6年後は1.56mm/m、10～12年後には2.02mm/mになります。[10]

剥離現象

スファルト舗装の剥離と言えば、表層アスコンの表面から骨材が剥脱・飛散する現象を指すことがあります。ここでは、アスコン中の骨材粒子表面のアスファルト被膜が、水分の浸入によって剥がれたり、乳化したりする現象のことをいいます。剥離は、交通荷重による塑性流動やひび割れを加速する大きな要因のひとつです。

しかし、現象そのものは、路面から直に観察することができないため、その存在は広く認識されていません。

わが国の状況

昭和39年頃の九州地方で、シラスを用いたソイルセメント路盤上の表層に、非常に早い時期から夏には過大な流動、冬にはひび割れが発生し、その原因に剥離現象が大きく関与していることが判りました。[11]

剥離を起こした表層アスコンは、簡単な道具で容易に掘り起こせるほどに軟化しており、あたかもアスファルトがすべて消失したかのように、粒状材料様の茶褐色を呈し、その範囲は、路盤に接した底面から上方の路面の数mm下方にまで及んでいます。

剥離の原因には、表層直下のシラスのソイルセメントが多量に水を含んでいることや、使用した粗骨材がシリカ分の多い親水性のものである、表層アスコンが厚さ5cmの一層のみである、などが考えられます。

全国調査によれば、個所数762のうち剥離が全く認められない個所は16.3%に過ぎず、アスコンが粒状材料の様相を呈し、その機能をほとんど失っていると判断される個所は17.1%で、約6個所に1個所の割合で舗装が非常に劣化していることが判りました。[12]

剥離の状況

アメリカのSHRPでは、わだち掘れ、疲労ひび割れ、および温度ひび割れの3

つを舗装の主要な破壊要因に挙げていますが、最近、州道路局は剥離に関心をもつようになり、剥離を第4の破壊要因として考えています。[13]

バージニア州では、74個所の舗装のうち、30～50%でひどい剥離が生じているといます。

剥離の発生には、水、温度、および荷重の3要因を必要とし、水は表面のひび割れや、側方、排水溝などから舗装内に浸透し、もっとも普通には下方から毛管水や水蒸気となって上昇してきます。

剥離は、骨材表面のアスファルト被膜の剥がれと、アスファルトの乳化によって生じ、アスコン層の底面から始まって上方へ進行します。アスファルト分は表面へ移動し、アスコンは安定性と強度を失い、路面にフラッシュ、わだち掘れ、押し出し、ラベリング、ひび割れなどが現れ、これらは急速にポットホールに進展します。[13, 14]

表層の表面からの剥離は、例外的にポーラスな混合物によるオーバーレーの場合に発生し、オーバーレー層が水分を蓄え乾燥することがないため、下方の表層に剥離を起こします。[15]

剥離のメカニズム

石灰岩など炭酸ベースの骨材を除く大部分の骨材は、主成分がシリカ (SiO_2) で、水に接すると表面はマイナス電位を帯び、水は、骨材表面のマイナス電位に接触するとプラス（陽性）部が骨材表面に電氣的に吸引されます。

アスファルトはマイナス電位をもち、骨材のマイナス電位との間に電氣的反発力があって、これが両者を引き離します。[16]

骨材と水との付着力がアスファルトとの付着力より大きくなると、アスファルトは水に押し出されるように、周辺部から剥離が始まります。

接触水のpHが高い（アルカリ性）と、骨材と接しているアスファルトの表面電位もまた高く、付着が悪くなります。新たに破碎した骨材は、表面電位が高いためアスファルトで濡れにくく、貯蔵骨材の使用が付着をよくします。[17]

剥離に関する要因

骨材

前述のように、大部分の骨材は親水性で、アスファルトは本質的に疎水性ですから、水は界面に達すると優先的に骨材のほうを濡らします。石灰岩などは塩基性で、酸性のシリカ質骨材（砂、花崗岩）よりもアスファルト中の極性成分とよく結合し、付着がよいのです。

骨材表面に、水分、ダスト、粘土などが付着していると、ダストの被膜はアスファルトと骨材の接着を悪くし、また、水の進入路をつくり、粘土分は水の存在下でアスファルトを乳化して剥離をおこす、と推測されます。

骨材粒子表面の肌理、ひび割れ、空隙なども重要な役割をもっており、アスファルトがこれら空隙などに浸入して生じる機械的結合は、アスファルトと骨材間の接着強度を高めます。[17]

吸水量の大きい骨材は、水で濡れた場合乾燥が不十分になると剥離問題を起こします。

同様に、ドラムミキサの低い混合温度で製造されたアスファルト混合物は、水分を多く含むため剥離を生じやすく、アメリカの多くの州で、ドラムミキサの混合温度をバッチミキサ同様に上げています。[15]

空隙量

アスファルト混合物の締固め不足による過剰な空隙量は、剥離の原因になります。

アスコンは、空隙量が4～5%以下では、通常はほとんど水を通さないので水分の影響は低く、また、空隙量が大き過ぎる場合（13%以上）も、排水が容易で、水がアスファルトと骨材の界面に入り込むまえに排水されてしまうため、同様に水分の影響は低くなります。しかし、多くの場合、空隙量はこの中間にあって（空隙量8%以下、理論最大密度92%）、水の浸入は簡単であるのに排水が容易でないため水分の影響は最大で、剥離問題が無くなることはありません。[17]

空隙が水で飽和したとき温度が上がると、空隙内の水が膨張し、生じた間隙水圧はアスファルト・骨材間の接着強度を超えるようになります。アスコンが非透過性で間隙水圧が開放されないと、間隙水圧による引張り力がアス

ファルト・骨材間の接着を破壊し、水が骨材まわりに浸入して剥離へと進行します。[15]

試験舗装

剥離に関する試験舗装（国道3号・10号・220号）で、供用3年・2年後に剥離を観察した結果、剥離に関する要因効果は、消石灰の有無とアスコン層の厚さに明らかに認められ、路盤含水比、骨材の水分、セメントの添加、乳化防止剤、遮水シートなどに若干認められています。[18, 19]

剥離防止剤

最も一般的な液体の剥離防止剤は、アミンの誘導体で界面活性剤としてアスファルトの表面張力を減らし、骨材との接着をよくします。

剥離防止剤は、直接骨材表面に用いるのが効果的ですが、一般にむずかしいため予めアスファルトに重量で0.2～1.0%加えておきます。

液体の剥離防止剤は、アスファルトに可溶性で、加熱に対し安定的であることが必要です。多くの製品には、室内試験の成績はよいのに現場で効果がないものや、特定のアスファルトや骨材にしか効果がないもの、乳化剤として作用し、逆に剥離を助長するもの、などがあって効果は様々です。[17, 20] 高度にシリカ質の骨材に対しては、液体剥離防止剤の経済的な添加量は見出されず、消石灰の使用が推奨されます。[4]

タール（10%）は、シリカ含有量が50%以下の骨材には防止効果がありそうです。ブタジエンゴムラテックスは、粗骨材にスプレーして用います。カップリング剤は、剥離防止剤には不適當です。カチオン系剥離防止剤は、シリカ含有量の高い骨材の剥離を防ぐのはむずかしく、初期の剥離を遅らせるだけの効果しかありません。[17, 21]

消石灰

消石灰（以下、石灰という）やセメントは、液体剥離防止剤と同様に、剥離防止の目的でアスファルト混合物に添加されます。

石灰は、アスファルトに直接加えたり、乾燥したまま用いたりすると効果は現れませんが、粗骨材の前処理に用いると非常に効果があります。[17] 乾燥骨材重量の1～1.5%の石灰を、あらかじめ湿潤骨材に加えるか、ミキサに投入して水を3～5%加えます。

石灰のスラリーを使用するときは、スラリーはストックヤードやコールド

ビンで加え、骨材表面を被覆してから乾燥します。石灰スラリーを加えた効果はただちに発現するので、養生時間は必要としません。[22]

石灰スラリーの効果は顕著ですが、余計な水分のためプラントの燃料は増え、生産量も落ちるといった欠点があります。

石灰による前処理の効果が大きい理由には、石灰が骨材表面でカルシウム塩を形成する、石灰が多くの珪酸塩骨材と反応して珪酸カルシウムの被膜をつくり骨材と強く結合する、石灰が骨材表面に吸着するアスファルト中の有機酸（例えば、ナフテン酸、フェノール酸）と反応する、などの説があります。[15]

剥離に関する試験

剥離試験

剥離試験には、定性的方法と定量的方法の2つのグループがあります。

定性的方法の代表は静的水浸試験です。骨材試料をアスファルトで被覆し、蒸留水（25℃）に静的に水浸（16～18時間）した後の残存アスファルト被膜（%）を目視で判定します。これは粗骨材だけの急速判定法であって、影響の大きい細骨材には適用されません。

このほか、蒸留水で煮沸したのち目視判定する煮沸試験、炭酸ソーダ入りの沸騰水を用いるリーデルウエーバ試験などがありますが、いずれの試験結果も、現地の供用性との相関は判っていません。

定量的方法は、主観が加わらないため信頼性にまします。試験は、締固めたアスファルト混合物の供試体に前処理を加えたものと、加えないものの特性値を測り、それらの比を求めます。

特性値には、一軸圧縮強度、間接引張り強度、レジリエントモジュラス、破壊までの繰り返し載荷数などがありますが、いずれの場合も空隙量の影響が大きく、空隙量の一様な供試体の作成が肝要です。

水浸圧縮試験

一軸圧縮試験や、マーシャル安定度試験の複数の供試体を2つのグループに分け、一方を規定の温度と時間で水浸します。水浸後両者の圧縮強度または安定度を測り、両者の比を計算して残留強度・残留安定度とします。

前処理の一例では、非水浸の供試体は空气中（25℃）に4時間放置し、水浸

供試体は60℃の水中に24時間浸した後、25℃の水中に2時間浸します。

水浸間接引張り強度比試験

前処理用の供試体は、水で飽和（水銀柱 100mm、30 分間）させ、凍結融解（-18℃、15 時間）処理を加え、さらに水浸（60℃、24 時間）したのち間接引張り強度を測ります。真空飽水だけでは十分な剥離は起きませんが、凍結融解を加えると直ちに剥離が起こります。凍結融解の処理は、条件が厳しいので1回で十分です。[23, 24]

強度比は 70~80%が広く採用されており、室内試験結果と路上の試験舗装との間にすぐれた相関があります。[17]

間接引張り強度（圧裂強度）は、円筒形供試体の直径方向に荷重を加え、破断することによって求めます。

試験の手順や装置は簡単で、室内の供試体ばかりでなく抜き取りコアについても試験が可能で、品質管理や疲労試験にも利用されます。引張り強度は、破断時の最大荷重と供試体の直径・長さから計算式によって求めます。

この試験は、広範囲の温度（-20~60℃）で行うこともあり、高温時（45℃）の結果から塑性流動に対する抵抗性、低温時（-10℃）の結果からひび割れ抵抗性をそれぞれ予測することができます。

この試験による、破断時ヒズミが大きいアスファルトを用いると、低温度ひび割れの発生頻度が低くなります。

煮沸試験

アスファルトと乾燥骨材を加熱(163℃)してよく混ぜ、室温に放冷します。ビーカに蒸留水を満たして（1000ml）加熱沸騰させ、試料を入れて10分間煮沸したのち、ガラス棒で3回攪拌します。試料を取り出し乾燥したのち、アスファルト被膜の残留百分率を目視で評価します。試験の結果は、アスファルト混合物の現場の供用性をよく表します。[22]

この他には、水蒸気感受性試験、膨張試験などがあります。

水浸ホイールトラッキング試験

試験にはイギリス方式と土研方式があります。前者は、ホイールトラッキング試験の供試体全体を水浸した状態で試験輪を走行させ、わだち掘れ深さを測ります。試験の結果は、アスファルトマカダムの路上の性状ともっとも良い相関があります。[25, 26]

土研方式は、厚さ 5cm の供試体の下方に水を含んだ模擬のソイルセメント路盤を設け、60℃で試験輪を供試体全面に走行させます。試験輪の走行 5 時間の間に、剥離現象が模擬路盤に接した供試体下面から始まり、次第に上方に進行する様子が再現されます。[27]

試験後は、供試体断面の剥離を生じて褐色に変色した部分の面積をはかり、剥離面積率を求めます。

試験の結果は、現道の試験舗装における剥離の状況と非常に良い相関を示しています。

路面のすべり

路面のすべり抵抗性は、舗装の新設後、時間・交通量とともに低下し、湿潤時の交通事故をひき起こす原因となり、舗装は、欠陥路面として修繕の対象になります。

湿潤路面では、すべりの危険は乾燥路面の約2倍で、年間数万件という死傷者を伴う滑り事故の約半数は、湿潤路面で起きています。[28]

イギリス（1955年）の全事故数に対するすべりを伴う事故数は、乾燥路面では7%に過ぎないのに、湿潤路面では26%（氷結路面67%）に増え、年間では8月に最高の50%を示し、2月には最低の14%に下がります。[29] また、すべり事故の約20%は、平滑・微細な肌理の路面で起きており、事故車の約70%はすり減った平滑なタイヤを持っています。[30]

路面のすべり摩擦係数は、明らかに湿潤路面で低く、すべりを伴う湿潤時事故率と関連しており、湿潤時の係数値をどれだけ高く維持できるかは道路管理上の大きな課題です。

ここでは、路面に水膜がある湿潤時のすべりについて取り上げており、乾燥路面については触れていません。

メカニズム

路面が濡れていると、水膜の潤滑作用によってすべり抵抗性は低下し、車の速度が速いほど、タイヤ・路面間の水膜を除去できる時間が少なくなり、路面のすべり摩擦係数は低下します。路面の大形の肌理（キメ）やタイヤト

レッドによって形成される排水溝は、路面水の大部分の排除を容易にし、速度が上がるほど重要な働きをします。

路面とタイヤが直に接触するには、残存する水膜を貫通することが必要ですが、それには路面の微細な突起が鋭い角を持つことにより、そこに高い圧力が生じて水膜を突き破ります。

車が低速（30マイル/h・48km/h）の場合は、微細な（マイクロな）肌理がすべり抵抗性をきめる主要因になり、速度が上がると肌理の粗々しさ（マクロな肌理）がとげとげしさ（マイクロな肌理）と同様に重要になってきます。[31] 路面の突起は、タイヤトレッドを変形させ、そのときのエネルギーロスによってすべり抵抗性の大部分が生じますが、トレッドゴムの物理的性状と同時に、水膜の存在下でもトレッドの変形を起こさせる、路面の大きくて鋭い突起が十分にあることが肝要です。

交通量が増えると路面の研磨により、まず、低速走行時（例えば、30マイル/h）のすべり抵抗性が低下し、さらに路面の目詰まりにより高速走行時（例えば、80マイル/h）のすべり抵抗性も低下します。

マイクロな肌理

路面のマイクロな肌理は、波長0.5mm未満の微細なスケールの凹凸です。通常、粗骨材粒子の表面の肌理や、細骨材の粒度によって決まり、良好なマイクロな肌理はサンドペーパー状の感触を与えます。材料要因では、細骨材の硬さと粗骨材の研磨抵抗性が重要です。[28]

路面水が排水溝によって排除された後の、路面・タイヤ間に残る約0.001in（0.025mm）厚の水膜を貫通して、走行中のタイヤトレッドが路面と直かに接触するには、前述のように、路面の微細な突起からなるマイクロな肌理が不可欠です。鋭い突起がゴムなどに押し込まれるとき、先端に数千ポンド/in²という局所的な高い圧力が生じ、これが水膜の最後の痕跡を除去します。[30]

路面がすべりやすくなる基本的なメカニズムは、通過車両のタイヤにより露出面が研磨され、マイクロな肌理がなくなることです。

交通の研磨作用は、粗骨材が路面に多く露出しているすべり止め舗装などの場合に顕著で、マイクロな肌理が失われやすく、骨材の研磨抵抗性は、マイクロな肌理を維持し、すべり抵抗性を確保するうえで重要です。

粗骨材が少ない舗装では、マイクロな肌理を左右するモルタルの性状が重要

になり、そのすべり抵抗性は、細骨材の種類と粒度、およびモルタル中へ細骨材が沈み込む程度に影響されます。[31]

モルタル表面のミクロな肌理は、回収アスファルトの粘度と密接に関係しており、ミクロな肌理がとぼしい平滑なロードアスファルトでは、その回収アスファルトは非常に軟らかい状態を保っています。従って、モルタル分がすべりやすくなる傾向を防ぐ有効な方法は、アスファルトにTLAを加え、モルタルの老化を早めて摩滅させることです。[32]

ミクロな肌理は直接測るのがむずかしいため、ポータブルスキッドテスターなどを利用して間接的に測ることになります。

マクロな肌理

マクロな肌理は、波長が0.5～50mmの凹凸で、おもに、アスファルト混合物中の粗骨材や散布したチップなどの路面に露出した骨材の大きさで決まります。

路面水の排除は、通常、タイヤのトレッドパターンによって行われますが、車の速度が上がると水の逃げ道が不十分になり、路面に排水溝が必要になります。降雨時には、タイヤがマクロな肌理を覆って排水溝を作り、タイヤと舗装の接触面にある水の大部分を迅速に排除します。[33]

マクロな肌理のもうひとつの働きは、既述のように、その突起によりタイヤトレッドの変形を引起こすことで、制動時の車のエネルギーが変形したタイヤゴムのヒステリシスロスによって吸収されます。[28][34]

マクロな肌理は、予想以上に湿潤路面・乾燥路面の双方における事故や、低速走行時の事故を減らす効果があり、また、走行騒音、水はね・水しぶき、車輪の転がり抵抗、タイヤ摩耗などにも影響します。[35]

すべりに関する路面特性は、一般に、測定速度に対するすべり摩擦係数の変化率、または速度・すべり摩擦係数曲線の勾配によって評価されており、この変化率・勾配は、マクロな肌理に大きく影響されることが広く知られています。従って、低速度における摩擦係数とマクロな肌理の同時測定を行うことにより、路面評価の簡略化が図られます。

上記の変化率・勾配（平滑タイヤ40mph）は、近接騒音（第三オクターブ解析1600Hz）と非常によい相関を示します。[36]

タイヤゴムのヒステリシスロス

ゴム版上で、固いスライダーが潤滑剤を介して滑るときの摩擦は、大部分がゴムのヒステリシスロスによるものです。ゴムがスライダーにより変形するとそこで仕事が行われ、ゴムは、回復するのに時間を要してエネルギーを吸収し、これは熱となって最後に放散します。このとき失われるエネルギーをヒステリシスロスといいます。[37]

トレッドゴム上に鋼球を落としたとき、ゴムの温度が上がるとリバウンド高は増えますが、これは温度が高いほどゴムのヒステリシスロスは小さいことを示します。

タイヤが湿潤路面を滑り、トレッドゴムが路面の突起を引きずって変形するときのエネルギーロス、滑り抵抗性に大きく貢献します。トレッドゴムが弾力的で弾むようなときは、ヒステリシスロスは小さく、すべり摩擦への効果は期待できません。

しかし、ヒステリシスロスの過剰なトレッドゴムは、実際面では車のパワーロスとタイヤの過熱・軟化の危険があり、重量車用タイヤにはヒステリシスロスが小さく、力学的強度・耐摩耗性などにもすぐれる天然ゴムが一般に用いられます。

粗く見える路面は、トレッドゴムに局所的な変形を起こす突起を持っており、ヒステリシスロスの大きいゴムでは摩擦係数が大きくなりますが、平滑な路面では、ゴムの変形を起こす何ものもないので、ヒステリシスロスの大きいゴムでも普通ゴムと同様な摩擦係数を示すに止まります。

肌理深さ（テクスチャーデプス）

肌理深さとは、路面の突起の先端を基準にして、その下方にある路面のくぼみや隙間の深さを平均したものです。

肌理深さは、すべり摩擦係数との直接の関係はありませんが、測定速度を上げたときの係数値の低下率と良い相関があります。肌理深さは夏に低下し、冬にはわずかに回復します。[38]

測定方法には、サンドパッチ法、テクスチャーメータ法、立体写真法などがありますが、サンドパッチ法は最も簡単で、広く用いられています。

サンドパッチ法

路面の粗さに応じ、良く乾燥した砂(径0.3~0.15mm、または0.15~0.074mm)をメスシリンダーで測って(50cm³または10cm³)路面にあけ、ゴム板(径約5cm)の付いたコテで、できるだけ広い円形に敷き広げます。円の面積を計算し、砂の体積から敷き広げた砂の平均厚を求め、肌理深さ(mm)とします。

サンドパッチ法では、肌理深さが0.01in(0.25mm)以下の場合には平滑な路面、0.02in(0.51mm)以上では粗い路面と定義します。

この方法で用いる砂の代わりに、ガラス球を用いると一様に広がりやすく、また入手も容易だといえます。このほか、グリースパッチ法やアウトフローメータ法などがあります。[35]

テクスチャーメータは、非接触センサーを利用した測定器で、一般車両と同じ走行速度で測ることができます。路面から反射したレーザを受けて路面までの距離を測り、10mごとに平均して標準偏差を計算します。[38]

すべり摩擦係数変化率

マクロな粗さが大きく肌理深さが大きいほど、高速走行時のすべり摩擦係数の低下量は小さく、反対に、肌理深さが小さい(0.25mm以下)ほどすべり摩擦係数の低下は大きくなります。測定速度が、例えば、30マイル/h(48km/h)から80マイル/h(128km/h)に上昇したときのすべり摩擦係数(BFC)の変化率は、肌理深さとの間に良好な相関があります。

高速走行時は、ゼロに近いすべり摩擦係数変化率が望ましく、そのときの肌理深さは、アスファルト舗装では約2.0mm、コンクリート舗装では0.8mmという大きさです。[28]

プロファイルレーショは、立体写真法で描いた肌理の縦断形状から得られる数値ですが、すべり摩擦係数変化率との相関はサンドパッチ法の場合より良好です。[39]

すべり摩擦係数の測定

すべり摩擦係数は、一般にBFC(制動力係数)とSFC(横方向力係数)が用いられます。

BFCは、牽引している試験輪に完全にロックする制動をかけ(スリップ率

100%)、そのとき試験輪にかかる抵抗力をその荷重で除して求めます。

試験輪のタイヤは、標準のリブタイヤのほか、平滑タイヤも用いられます。BFCは、比較的高速時(80km/h以上)の測定に適しています。

SFCは、測定車の進行方向とある角度(通常30度)を持ち、自由に回転する試験輪(スリップ率10~20%)の回転軸方向に加わる力を測り、輪荷重で除して求めます。SFCは、平滑タイヤを装着し、比較的低速(約50km/h)で連続的に測定することが特徴です。

試験タイヤ (BFCの場合)

リブタイヤは、測定速度が高いとき路面水が踏み面からリブの溝を通して排除されるため、マクロな肌理に対し感度がにぶく、マクロな肌理の適正な評価は困難です。

平滑タイヤ用いれば、マクロな肌理の効果は強調されますが、平滑タイヤを用いているSFC(横方向力係数)は、タイヤ表面と路面間の相対スピードが低い(12~34%)ためマクロな肌理は感知されず、むしろマイクロな肌理によく反応します。[35]

1970年代に、平滑タイヤに対し事故頻度との関係で関心が持たれており、その後の調査で、平滑タイヤによる測定値と湿潤時すべり事故との間に良い相関のあることが見出されています。

ポータブルテスター

路面のすべり抵抗性を測る可搬式の簡易測定器で、イギリスで開発した振子式のものが高く用いられています。近年になって、旋回式のものも日本で開発され、アメリカの標準試験法(ASTM E1911)に加えられています。

振子式では、振子の先端のゴムスライダーが、規定接地圧で規定接地長の路面を滑動するとき生じるエネルギー損失をスケールから読み取り、これを測定値BPNとします。

測定値は、スライダーに用いるゴムの種類にかかわらず温度が上がると低下し、低下の様子は表面の肌理で変わり、平滑なガラス面では変化がありません。[37]

テスターは、車が低速(30マイル/h)で走行中、溝付きタイヤをロックしたときと同様な滑り抵抗を測るものと考えられており、測定値は路面のマイクロな肌理や研磨の状態を表し、骨材粒子表面のマイクロな肌理への感度もよく、そ

の測定法の代替にもなります。[40]

上記のように、BPNは低速時の測定値ですから、高速時の路面の評価には、テスターによる測定（BPN55以上）と同時に肌理深さ（0.025in以上）の測定が必要になります。[31]

主要道路では、BPNは55以上であれば問題箇所を除き大抵の場合十分で、45以下では潜在的に滑りやすく、危険箇所では65以上が必要です。

季節的変動

アスファルト舗装のすべり抵抗性は、表面のアスファルトがすり減る最初の1~2年に増加したのち、以後は年ごとに低下の傾向を示し、同時に季節的な変動を繰り返します。また、季節のほか日ごとにも変動しており、日変動はおもに降雨と気温によるものです。

季節的変動は、表層が緻密で柔らかく、特に骨材が気象作用・風化作用を受けやすい種類のとき最大になり、交通量が常時多い道路では小さくなります。

イギリスの例では、夏が暑く乾燥しているとすべり抵抗性は次第に低下し、この傾向は最低の5月・6月から7月・8月まで続き、きびしい冬にはすべり抵抗性は上昇し、12月・1月がピークになります。規則的な季節変化によるSFCの夏と冬の差は平均0.10です。[30, 41]わが国でも、すべり摩擦係数の多数の測定例によれば、冬の方が平均0.1高いといえます。

この季節的変動は、湿潤路面のすべりを伴う事故率とよく一致し、夏の事故は冬の2~3倍と多くなります。

すべり抵抗性を左右する骨材の研磨の状況は、交通量の多い道路では数10日で終極の状態になります。通常、夏の高温は研磨を促進し、長期間の湿潤路面では研磨を減らし、夏でも湿潤であれば数か月後も終極に至りませんが、乾燥した春・夏には早い時期に終極に近づきます。[29]一般に、夏には冬よりはるかに早く研磨されます。

温度の影響

すべり抵抗性の季節的な変化は、温度変化だけで説明するのは困難です。季節ごとのすべり摩擦係数は、実際路面の測定例では、冬（4℃）は0.63、夏（29℃）は0.33で、その差は0.30ですが、切り取りコアによる室内では、同

じ温度範囲で平均の差は0.06にしか過ぎません。[37]

異なる路面（7カ所）で、最も暑い夏の日中と翌朝にテスターでBPNを測ったところ、路面水温度の平均15℃の降下でBPNは2のみ増加しており、個別データでは20.5℃の降下で1のみの増加です。全体の20～40℃の変化において、温度による直接的な影響は非常に小さいことが分ります。[29]

温度の直接の影響は、季節的な変動全体の1/8～1/2、平均で1/4に過ぎず、残りの変動は路面の肌理の小変化によるものだと考えられます。[32]

肌理の変化

乾期にはダストと油が路面に堆積し、これが研磨材となって路面は冬より夏に大きく研磨され、雨期にはダスト等が流失して影響は小さくなります。

しかし、ポータブルテスターによる調査では、すべり抵抗性の季節的変動は、夏の骨材表面の汚染物によるというより、おもに微細な突起物の形の変化によって生じていることが判ります。[42]

冬のすべり抵抗性の回復は、研磨され、水で飽和した骨材を大気中に暴露した結果、凍結・融解の影響や、滑り止め材の使用などのほか、風化作用により骨材表面のミクロな肌理が変化するためだと考えられます。[41]

ハイドロプレーニング（アクアプレーニング）

路面滞水の水深と、車のスピードを変えて滞水に進入したとき、水深が2in（約5cm）になると、車種により毎時60～70マイル（96～112km/h）でタイヤに上向きの力が加わり、前輪が地面から離れます。[29]

車のスピードが上がると、タイヤ下に薄い水膜が部分的に存在するようになり、さらに制動をかけた場合、タイヤは完全に路面から分離し、水膜で支えられた状態になります。

ハイドロプレーニングを起こす最低速度はタイヤ圧に左右され、普通のタイヤではおよそ83km/h（水膜厚12mm）です。

ハイドロプレーニングの必要条件は、路面排水に影響が大きいタイヤ溝、滞水の深さ、および路面のマクロな肌理（凹凸）の有無で、平滑な路面やすり減ったタイヤでは、上記より低いスピードで水面滑走・ハイドロプレーニングを起こします。ハイドロプレーニングの発生を最小にするには、タイヤトレッドの深さを維持し、タイヤ圧を設計最大圧まで上げることが必要です。

アスファルト舗装に一般的な横断勾配が2.5%の場合、路面排水は容易で滯水が少なく、ハイドロプレーニングは生じにくいとされています。

横断勾配は、降雨時の路面水の深さには影響が小さく、路面を横断する流水の深さは、降雨強度、排水距離、路面勾配などによって決まりますが、勾配を1.7%から3.3%(排水距離10m、降雨強度50mm/時)に増しても、水深は0.24cmから0.21cmに減るだけです。[43] 横断勾配は、路面滯水を避けるために設けられます。

ハイドロプレーニングは、降雨強度が高くても降水時には希で、滯水で発生するといわれており、滯水の防止策が必要です。横断勾配2.5%で滯水を避けるには、わだち掘れが6mmを越えたら修繕を行い、勾配の変化点では、排水施設を設けます。路面の肌理深さが大きいと(1.5mm以上)、ハイドロプレーニングは減少します。[44]

ブリスタリング

路面に、小さい気泡や直径数10cmの膨らみなど様々な大きさの隆起が個別に、または、路面一様に分布して発生する現象です。

原因

透気性の低い下地面に、これも非透気性のアスファルト混合物などを舗設した場合に生じます。原因には、水蒸気圧、可溶性塩の存在、エージング不足の製鋼スラグ、微生物の作用などが考えられます。[45]

非透過性のアスコン表層(空隙量3%以下)、表面処理、プライムコート、厚いタックコートなどの下方に閉じ込められた水分は、暑い時期に水蒸気圧を発生し、日中の温度変化によって膨れと凹みを繰り返します。

グースアスファルト

コンクリート床版上に舗設した、グースアスファルトやマスチックアスファルトの場合に多くの事例が見られます。下地のコンクリート自体は水を通しませんが、表面は乾燥していても常時多量の水分を保有しているためです。

グースアスファルトやマスチックアスファルトは、本来アスファルトとフィラーが多くほとんど空隙がないため、下地面に水分があると高温の舗設作業中にもブリスタリングは発生します。

施工後の防止には、蒸気圧を逃がすため空隙量 5～10%の開粒度アスコン、繊維入りアスファルト混合物などの層を下方に挿入します。水分がなくても日射が強い場合は、コンクリートの空隙中の空気圧が高まり、ブリスタリングの原因になります。[45]

アスコン

粗粒度・開粒度などの空隙が多いアスコンは、降雨のあと多量の水分を蓄え、自然乾燥後にも残った少量の水分が、その上の表層施工時に蒸発してブリスタリングを起こします。

サンドアスファルトに多量のフィラーを用いた場合、空隙構造が分断されて不連続になるため、開粒度アスコン層上に舗設したものでは、夏に気温が上がると、わだち間にブリスタリングを発生します。ブリスタリングは毎日正午ごろ現れ、午後5時頃には大きさ・数がピークに達し、朝には消えます。

必要があれば、ひとつずつ孔をあけ、転圧してくっつけるという処置をとります。[45]

アメリカ

ジョージア州では、ブリスタリングの発生が多く、その理由は、薄層のアスコンが緻密によく締固められ、空隙量が小さく、アスファルト量が多いことです。

ブリスタリングは、非わだち部（車輪通過位置の間）で多く観察されており、わだち部にあるものは、車でつぶされ放射状のひび割れを残しています。

タイヤ騒音

タイヤ騒音自体は、舗装の破壊現象とは言えませんが、騒音を大きく発生する舗装は修繕の対象になります。

騒音の発生

タイヤ騒音には、おもに二つの発生源があります。

ひとつは、タイヤの接地面にほぼ等しい波長50～100mmの凹凸（メガテクスチャー）上を走るタイヤの振動によるものです。これは1000Hz以下の低周波数の騒音で、その騒音レベルは、メガテクスチャーの振幅の増加で上がります。

マクロな肌理が粗くなる場合も騒音は上がりますが、吸音性のある高空隙量アスコンの場合は例外です。マクロな肌理は、高速走行時のBFC変化率に関係しており、変化率が同じなら、舗装工種にかかわらず騒音レベルは同じです。

よくすり減った路面では、この騒音は5dBA以上低くなります。[36]

もうひとつの発生源は、タイヤトレッドに関するもので、主にトレッドパターンの窪み・空洞内の空気移動（エアポンピング）と、トレッドブロックの接線方向の振動によるものです。

エアポンピング音は、タイヤが前方に転がるとき空洞内の空気が圧縮されて側方へ逃げ出し、次に、トレッドブロックが持ち上げられるとそこに真空が生じ、空気が吸引されて発生します。

エアポンピング音は、トレッドパターンの窪みの範囲で接地面が平滑な場合に大きくなり、粗い接地面では、逃げ口があって空気が横方向に排出し、タイヤトレッド境界での空気圧の変動が抑制され、低くなります。

この発生音は、1000Hz以上の高周波数を持ち、タイヤトレッドと接地面の前後の壁で音波が反射する増幅効果（ホーン効果）、およびタイヤ溝の幅（2～5mm）とマクロな肌理の範囲内の凹凸に影響されます。交通の作用で路面の凹凸が減少すると、エアポンピング音は増加します。[46]

騒音の吸収

空隙の大きいポーラスな路面は、発生騒音の一部を吸収するだけでなく、その一部の伝播を遅らせ、遅れた音の位相の違いは、反射音や直接音の一部を打ち消します。車のあらゆる発生音は、車と路面の間の空間で繰り返し反射・吸収され、車と受音者間の路面でも吸収されます。[47]

ポーラスな表面は、とくに1～3kHzの騒音を顕著に減らしており、この周波数には人の耳がもっとも敏感に反応します。

交通の作用と汚染物質による空隙のつぶれや目詰まりは、騒音の吸収を妨げます。

その他の破損・破壊現象[48]

ポットホール

ポットホールは、舗装表面から路盤に至る比較的小さい穴で、アスコン表層が薄い（25～50mm）場合に最も生じやすく、100mm以上の厚さではめったに生じません。

ポットホールの発生は大雨の時期と一致することが多く、密集した亀甲状ひび割れなどから雨水が浸透して粒状路盤を軟弱化します。寒冷地では、通常春の融解期に発生します。

密集したひび割れなどから生じたアスコン断片が、周囲の舗装との結合を失うと、車のタイヤにより剥脱します。次いで、ポンピング作用によりひび割れから細粒分が流出し、路盤支持力が低下して近接するアスコンも次第に離脱していきます。最初の断片がいったん離脱すると、次の断片は容易に離脱し、ポットホールは急速に成長します。

ポットホールは、表面排水・路盤排水が良好な場合、発生が抑制されます。ポットホールは、常温アスファルト混合物、または加熱アスファルト混合物を用いたパッチングによって修復します。

ラベリング（フレッテング）・摩耗

アスコン層表面の骨材粒子が剥脱してアスコンの摩損・摩耗が進行する現象で、骨材粒子とその表面のアスファルト被膜間の結合が失われると加速します。

骨材表面のダストの厚い被膜は、アスファルトとの付着を阻害します。表層のアスファルト混合物が分離を生じた箇所では、細粒分が少ないため粗骨材相互の接触はあってもアスファルトと結合する接点が少なく、時間とともにアスファルトが硬化して摩損・摩耗を促進します。剥離現象が起これると、アスファルト・骨材間の結合は弱くなり、また、寒冷期の空隙中の凍結水は両者の結合を損ないます。表層アスコンの密度が低い場合、骨材粒子の剥脱は一層容易です。

剥脱して表面に散在する骨材は、路面のすべり抵抗性を低下させ、また、

車のタイヤで跳ね上げられ、交通の障害になります。表層の摩耗後に生じた深い凹みは、滞水すればハイドロプレーニングの危険を生じます。

押し出し・コルゲーション

押し出し・コルゲーションは、大きなうねり状や、さざ波状の凹凸で、アスコンのセン断流動、または層間のすべりによって生じます。セン断流動は、空隙量が小さく不安定なアスコンの場合や、荷重が過大な場合に、骨材粒子が相互に移動して生じます。

不安定なアスコンは、緩速走行の車線や車の停止箇所で一般に見られますが、大型車が低速走行する車線や曲線区間は、路面・タイヤ間の水平方向の摩擦力が大きく、押し出しが生じやすい場所です。都市部の交差点は、低速車の作用と制動・加速による水平力のため、過度のわだち掘れ、押し出し、コルゲーションが起きやすい場所です。バスストップでは早期の押し出しが多く、路側のレーンマークが外側に湾曲しているのが見られます。

コルゲーションは、交差点で、通常、車が停止する側で起こり、加速が激しいときは加速側でも起こりますが、セン断力の方向に直角の複数の畝を作ります。

滑動によるひび割れ

表層アスコンと路盤など下層との接着不良によるもので、車が制動、旋回、加速する場所によく起こります。

ひび割れはU字型を呈しており、その先端は常に力が加わる方向に向いています。車の制動が原因のときは、U字の先端は車の進行方向に向かい、加速の場合は逆方向に向かいます。

上下の層間に接着が不足すると、制動・加速がない場所でも通常の交通荷重・温度変化により早期に発生します。

切削・打ち換えにより修繕する場合は、すべり面よりわずかに深く切削して粗面を作り、置換材料との接着を良くします。

花咲き現象[49, 50]

アスファルト舗装の路面に、あばた状にやや膨れ上がった多数の小孔を生じる現象です。

アスファルト混合物の舗設直後から1年位の後に、路面に数ミリから1～2cmの小孔が生じ、内部には泥土状のものが詰まっており、小孔周辺の路面は内部からの流出物によって赤錆色に汚染されています。この現象は、モルタル分の少ない粗粒度アスコンなどの箇所や、締め固めの足りない路肩などに多く見られます。

これは、骨材岩石中に含まれる硫化鉄が一般に不安定で、空気中の酸素や水分と容易に反応して硫酸鉄に変わり、その際、体積が1.5～3倍に膨張して岩石を破壊します。また、同時に生成した硫酸は、混合物中の石粉（炭酸カルシウム）と反応して炭酸ガスを発生します。赤錆色は、硫酸鉄や他の鉄分の酸化したものです。

硫化鉄を含む岩石には、安山岩、頁岩、輝緑凝灰岩などがあり、節理の発達したもの、風化を受けやすいもの、含有量が0.3%以上のもの、が現象を起こします。

硬質砂岩の碎石中に時々混入する頁岩は、路面に露出した粒子から崩壊が始まり、現象は赤錆色の汚れによって発見されますが、汚れが問題になることはあっても、舗装の大きな破壊に結びつくことはないようです。

アスファルト舗装の寿命

これまで述べてきた、アスファルト舗装の様々な破壊現象が進行し、軽度の修繕では供用が困難になった場合、舗装の寿命は尽きたと考えます。

アスファルト舗装の寿命の終焉は、通常、路面に現れたひび割れの程度、車輪通過位置のわだち掘れ深さ、路面の凹凸の大きさなどによって判断します。

寿命の定義

わが国では、通常、ひび割れが激しくなり、ひび割れ率が例えば20%以上になると、大規模なオーバーレーか打ち換えを要すると判断し、このときを寿命の終わりと考えます。また、PSI同様、路面の縦断凹凸、わだち掘れ深さ、およびひび割れ面積から計算したMCIを利用して判断します。

海外では、例えばイギリスでは、わだち掘れ深さ10mm、または車輪通過位置のひび割れの出現を限界状態とし、わだち掘れ深さ20mm、または広範なひび割れを破壊状態としています。

AASHO道路試験のPSIによれば、PSIが2.5に低下するとオーバーレーを行って平坦性を回復し、PSIが1.5まで低下すると舗装はほぼ破壊したと見なして打ち換えを行います。

寿命年数

わが国では、構造設計における寿命年数は通常10年と想定しており、それは20年、30年後の道路条件・社会条件の予測が困難だとされるためです。この想定にもとづいて設計した舗装の寿命は、その後の調査で大規模な修繕の実態とよく適合することが確認されています。

海外では、多くの場合アスファルト舗装の設計寿命は20年（標準軸数2000万）としており、これを40年（標準軸数2億）または、それ以上とする考え方もあって、わが国でも同様な方向を目指すものと思われます。

舗装の供用性

舗装は、車が快適で安全に走行できる路面を、寿命期間中絶えず維持することが要求されます。走行の快適性は、路面の凹凸や段差の有無、すなわち平坦性に大きく左右され、走行の安全性はすべり抵抗性と大きく関係しています。

路面の良好な状態を損なう要因として、前節で取り上げた多くの破壊現象がありますが、それらの程度が低い路面はサービス性にすぐれるといい、サービス性は、例えば、AASHO 道路試験の PSI（現在サービス性指数）によって表すことができます。

路面のサービス性の履歴、走行性能の歴史、あるいは舗装の新設から評価時点までのサービス性能の累積、などを舗装の供用性（パフォーマンス）といいます。舗装が古くなるに従い、交通と環境の影響、構造的欠陥、過積載荷重、材料問題などの影響で、舗装のサービス性は許容できないレベルにまで低下し、供用性を損ないます。

この低レベルのサービス性を受け入れるか、表面処理を施すか、打ち換えやオーバーレーにより構造的にグレードアップするか、道路管理における課題のひとつです。

AASHO 道路試験

舗装の供用性の概念は、AASHO 道路試験で導入されています。

1956～1960年にアメリカ・イリノイ州オタワ近郊で行われた大規模な道路試験は、計画から報告まで10年余の歳月と100億円の巨費が投じられ、その成果は舗装技術の歴史上画期的なものでした。

オタワ近郊の州際道路の建設予定地に、各延長2～3マイルの5ループ（周回路）を設け、各2車線、合計10車線に軸型式と軸重（2000～48000lb）の異なる10種類のトラックを配置して2年間に100万回走行させ、この間、路面の供用性調査を行っています。

試験の目的は、異なる軸重の相対的な破壊力についてデータを得ることと、混合交通の効果と固定荷重の繰り返し作用との相関を見出すことです。

PSI（現在サービス性指数）

舗装のサービス性能、または車の走行の快適性は、本来、車を運転する人々の主観によって決められるものですが、工学的には客観的に測定できる数値によって表すことが必要です。

AASHO 道路試験では、道路建設技術者、維持技術者、自動車運送業者などの人々からなる評価班を構成し、実際に走行して5点法で舗装の供用成績（サービス性指数）を採点しました。例えば、5～4点は非常に良好、1～0点は非常に悪いというように判定します。

他方では、このように評価された舗装について、平坦性、ひび割れ状態などが実測されており、その測定値とサービス性指数との関係を重回帰分析により次式（アスファルト舗装の場合）で表しています。

$$PSI = 5.03 - 1.91 \log(1 + \overline{sv}) - 0.11 \sqrt{c + p} - 0.21 \overline{RD}^2$$

ここに、 PSI : サービス性指数

\overline{sv} : 車輪通過位置の凹凸度分散の平均値

c : ひび割れ度 (m/1000m²)

p : パッチング度 (m/1000m²)

\overline{RD} : わだち掘れ深さ (cm)

このように、舗装のサービス性能という非常に主観的な判断の結果がサービス性指数という客観的な数値で表現できることになりました。

最近では、路面の縦断凹凸、わだち掘れ、ひび割れ面積などは、高速測定車による自動測定が行われています。

シミュレーション試験

AASHO道路試験と同様な趣旨のデータ収集を目指し、また、舗装の供用性をベースにした新材料・新工法の開発のため、シミュレーション試験は世界各地で行なわれています。

舗装設計に際し、未経験の新材料を用いた舗装構造や、特殊な構造の舗装を取り入れる場合、実際の交通下の挙動や供用性能を測る必要があります。しかし、実道では種々の制約があるほか、結論をえるまで5～10年の年月を要

します。そのため、実際の条件にできるだけ近づけた、規模の小さい促進試験やシミュレーション試験が行われます。

ループ状試験走路

AASHO道路試験のようにループ状の試験走路を設け、ここにトラックやトレーラを繰り返し走行させます。試験は極めてコストが高く、結果が出るまでに時間がかかり、交通荷重を管理できるというメリットはあっても、実際道路と同等の交通を通すのはほとんど不可能です。また、試験の結果を他の環境条件や土質条件に適用するのも困難です。

WESTラック

ネバダ州Renoの近くにある延長2.9kmの楕円形走路で、大学、コンサルタント等7者からなる協会が運営します。毎日15時間、ガイドワイヤによる無人運転のトラック4台が走行し、2年半の間に州際道路レベルの交通を通し、1999年に走行を終了しています。[51]

アスファルト量、骨材粒度、締固め度などの施工時の変動が舗装供用性に及ぼす影響の調査と、スーパーペープの検証を行いました。

新テストトラック

1972年に建設されたペンシルベニア州立大学運輸研究所の施設で、延長1.6km、車線幅3.7mのほぼ楕円形の走路です。

17の区間に材料・厚さを変えた路盤を設け、下層路盤に石灰岩碎石を用いています。荷重車は、普通のトラックと各種のトレーラです。[52]

オーバンの試験走路

アラバマ州オーバンに、2000年10月にオープンした楕円形走路で、延長1.7マイル(2.7km)の走路には、長さ60mのテスト区間が46あります。

州政府が資金を用意し、FHWAと9つの州が参加して地方産骨材を用いたアスコンの供用性評価を行っています。

走路には恒久的路盤があり、この上に種々のアスファルト混合物を厚さ4inに舗設して試験を行います。軸重2万1b、全荷重15.2万1bの3台のトレーラが45mphで16時間/日、週6日間走行し、2年間で15年分の摩耗をシミュレートすることができます。[53]

トレーラは、自動走行システムではなく人力運転によっており、車線内の横方向シフトを自然なものにしています。

舗装走行試験場

1973年に、茨城県つくば市の土木研究所構内に設けられ、走路は一周414m、幅員6mの卵形ループで、ここに無人操縦による荷重車が約25km/hの速度で周回します。

荷重車の操舵は、走路の左右路側に埋設したガイドケーブルに低周波電流を流して誘導磁界を発生させ、車の左右2個の検出器に誘起する電圧を増幅・比較して車の左右の位置を検出することによって行われます。

荷重車は、舗装の過剰なわだち掘れを防ぐため、左右±25cmの範囲で車輪の通過頻度が正規分布となるように制御します。荷重車の重量は、前軸を4.5 tとし、後軸は荷重版により6～20 tまで2 t刻みに変えることができます。
[54]

促進走行試験機

世界各地に設けられている円形の走行試験路は、半径2～20mで、載荷輪またはボギー車は、円形走路の中心に一端を固定したアームに連結して周回します。周回のほか、直線状に走行するトラックや、載荷輪のみ往復するタイプもあり、いずれも小規模なため、実際の建設機械による舗装の施工は不可能です。

促進試験では、促進の度合いが大きいほど、実際条件との対応が悪くなり、例えば、載荷に休憩時間があると、舗装のヒズミが回復してアスコンのひび割れにヒーリングが起こりそうです。

このほか、実際との対応を悪くする要因に、エージング、アスファルトの硬化、スラグの硬化、疲労、環境効果、水分、凍結、透水性などがあります。
[55]

移動式走行シミュレータ (Heavy Vehicle Simulator)

調査地点まで移動して、供用中の舗装の載荷試験を行います。装置の1例では、長さ17m、高さ3.75mで、移動時の走行速度は10km/hです。調査地点に設ける試験区間の長さは6m、幅は1mで、荷重輪の往復距離6m間のシフト量は1m以上です。

油圧荷重は、70kNまで可変で、10台の重トラックと同じダメージを舗装に与えることができます。1週間に法定輪荷重の約100万台分が通過し、これは通

常の重交通路線の約1年分に相当します。[56]

フルスケール道路試験

実際の交通条件下にある供用中の道路に、試験区間を設けて観測します。ここには、通常、車両重量計が必要です。

供用中のため、交通条件・環境条件の管理は困難で、しかも、結果を得るまで10～20年を要するという欠点があります。

かりに、舗装挙動の一般的なパターンを知ることができれば、はじめの2～3年間で舗装寿命を予測することも可能ですが、経験がない新しい材料などでは困難です。

SHRP (シャープ) [57]

(戦略的道路研究計画 Strategic Highway Research Program)

AASHO 道路試験に並ぶ、アメリカの大規模な道路研究計画です。

FHWA (連邦政府道路庁) は、道路投資の効率化のため6つの研究課題を掲げて1987年に実行段階に入り、当初の5年間に総額1億5000万ドルの支出が予定されています。

研究課題には、アスファルトの特性、舗装の長期供用性などがあり、それぞれに30以上のプロジェクトと、各プロジェクトに100以上のテーマがあります。

長期供用性の課題では、全国的な道路試験を計画し、路床、交通、凍結、および湿度の基本要因に、構造、材料、修繕などの要因を組み合わせ、それらの組み合わせに該当する舗装区間を全国的に選定しました。さらに、特殊な要因をもつ新設または修繕した舗装を加え、双方で約1000個所の供用中の舗装を20年間にわたり調査しています。

この計画の大きな成果のひとつがスーパーペープです。スーパーペープは、アメリカが提唱するアスファルト混合物の新しい配合設計法です。

第1章（後半）参考文献

- 1) Croney, D. : The Design and Performance of Road Pavements. HMSO. (1977)
- 2) Swanlund, M. : Enhancing pavement smoothness. Public Roads Sept/Oct (2000)
- 3) Janoff, MS. : Pavement Smoothness. Information Series No.111. NAPA. (1991)
- 4) Road Research Laboratory : Road Reserach 1962. H. M. S. O. (1963)
- 5) Jordan, P. G. Cooper, D. R. C. : Road profile deterioration as an indicator of structural condition. TRRL Research Report 183. (1989)
- 6) Haas, R. Li, N. Tighe, S. : Performance of asphalt overlays in the canadian strategic highway program's LTPP study. 1st Int. cnf. World of Asphalt Pavements., Sydney(2000), pp 27-51
- 7) Karamihas, S. M. Gillespie, T. D. Perera, R. W. Kohn, S. D. : Guidelines for Longitudinal Pavement Profile Measurement. TRB NCHRP Report No. 434. (1999)
- 8) 河野 宏 : 竣工時の舗装の平坦性検査について (II) . 土木技術資料 Vol. 9, No. 7 (1967)
- 9) FHWA : Combatting Pavement Roughness with ROSAN. FOCUS. (2001)
- 10) 鈴木一隆, 大野滋也, 佐藤正和 : 高速道路の諸元と IRI の関係について. 第 24 回日本道路会議一般論文集. (2001)
- 11) 川崎迪一, 谷本誠一 : 九州地方におけるアスファルト混合物のはく離現象について. 舗装. Vol. 2, No. 2. (1967)
- 12) 建設省 : アスファルト混合物のはく離現象に関する調査研究 (I) (II) . 技術研究会報告書. (1971 , 1972)
- 13) Pan, C. White, T. D. : Evaluation of Stripping for Asphalt Concrete Mixtures Using Accelerated Testing Methods. T. R. Record No. 1630. TRB. (1998)
- 14) Parker Jr, F. Gharaybeh, F. A. : Evaluation of Tests to Assess Stripping Potential of Asphalt Concrete Mixtures. Transportation Research Record 1171. (1988) pp 18-26.
- 15) Kandhal, P. S. : Moisture Susceptibility of HMA Mixes: Identification of Problem and Recommended Solutions. Quality Improvement Publication 119. NAPA. (1992)
- 16) Yoon, H. H. Tarrer, A. R. : Effect of Aggregate Properties on Strpping. Transportation Research Record 1171. (1988) pp 37-43.

- 17) Crossley, G. A. Hesp, S. A. M. : New Class of Reactive Polymer Modifiers for Asphalt. TRR 1728. (2000) pp 52-59.
- 18) 秋吉成美, 谷本誠一 : アスファルト混合物のはく離とその防止対策. 土木技術資料. Vol.13, No.3. (1971)
- 19) 南雲貞夫, 歳田正夫, 谷本誠一 : アスファルト混合物のはく離に関する津奈木試験舗装. 舗装. Vol.11, No.9. (1976)
- 20) Anderson, D. A. Collins, R. Hughes, C. S. Kandhal, P. V. Page, G. C. Scofield, L. Whited, G. : Changes in Mix Design to Improve Performance: Selected State Experiences. AAPT. Vol. 57. (1988) pp 358-388.
- 21) Mathews, D. H. Colwill, D. M. : Asphalt Macadam and Anti-Stripping Agent. RRL Laboratory Note LN/618. (1964)
- 22) Lee, K. W. Al-Jarallah, M. L. : Utilization of Texas Boiling Test to Evaluate Effectiveness of Antistripping Additives in Saudi Arabia. TRR 1096. (1986) pp 81-89.
- 23) Coplantz, J. S. Newcomb, D. E. : Water Sensitivity Test Methods for Asphalt Concrete Mixtures: A Laboratory Comparison. Transportation Research Record 1171. (1988) pp 44-50.
- 24) Maupin Jr, G. W. : Implementation of Stripping Test for Asphaltic Concrete. Transportation Research Record 712. (1979) pp 8-12.
- 25) RRL: Bituminous Materials in Road Construction. HMSO. (1962)
- 26) Mathews, D. H. Colwill, D. M. : The Immersion Wheel-Tracking Test. Journal of Applied Chemistry. Vol.12. (1962)
- 27) 小島逸平, 古関堅治 : 水浸ホイールトラッキング試験によるアスファルト混合物のはく離. 土木技術資料. Vol.19, No. 4. (1977)
- 28) Franklin, R. E. Harland, D. G. Nelson, P. M. : Road surfaces and traffic noise. TRRL Laboratory Report 896. (1979)
- 29) Road Research Laboratory : Road Research 1959. H. M. S. O. (1960)
- 30) Giles, C. G. : The skidding resistance of roads and the requirements of modern traffic. proc. Inst. of Civ. Engrs. Vol.6, (1957), pp 216-249
- 31) Sabey, B. E. : Road surface characteristics and skidding resistance. Journal of the British Granite and Whinstone Federation Vol.5 No.2(1965)
- 32) Road Research Laboratory : Road Research 1960. H. M. S. O. (1961)
- 33) Gee, S. King Jr, W. L. Hegmon, R. R. : Pavement Texture Measurement by Laser. ASTM STP No. 583. (1974)

- 34) Szatkowski, W.S. Hosking, J.R. : The effect of traffic and aggregate on the skidding resistance of bituminous surfacings. TRRL LR Report No.504. (1972)
- 35) Henry, J.J. : Evaluation of Pavement Friction Characteristics. TRB NCHRP Synthesis 291. (2000)
- 36) Veres, R.E. Henry, J.J. Lawther, J.M. : Use of Tire Noise as a Measure of Pavement Macrotecture. ASTM STP 583. (1974)
- 37) Road Research Laboratory : Road Reserach 1958. H.M.S.O. (1959)
- 38) Roe, P.G. Tubey, L.W. West, G. : Surface Texture Depth Measurements on Some British Roads. TRRL Research Report 143. (1988)
- 39) Sabey, B.E. : Road surface texture and the change in skidding resistance with speed. RRL Report No.20. (1966)
- 40) Henry, J.J. Dahir, S.H. : Effect of Textures and the Aggregates That Produce Them on the Performance of Bituminous Surfaces. Transportation Research Record 712. (1979) pp 44-50.
- 41) Road Research Laboratory : Road Research 1957. H.M.S.O. (1958)
- 42) Road Research Laboratory : Road Research 1956. H.M.S.O. (1957)
- 43) Ross, N.F. Russam, K. : The Depth of Rain Water on Road Surfaces. RRL Report LR 236. (1968)
- 44) Balmer, G.G. Gallaway, B.M. : Pavement Design and Controls for Minimizing Automotive Hydroplanig and Increasing Traction. ASTM STP 793. (1983)
- 45) Acott, M. Crawford, C. : Blistering in Asphalt Pavements: Causes & Cures. Information Series 97/87. NAPA. (1987)
- 46) Lefebvre, G. : POROUS ASPHALT. PIARC. (1993)
- 47) Huber, G. : Performance Survey on Open-Graded Friction Course Mixes. NCHRP Synthesis 284. TRB. (2000)
- 48) Roberts, F.L. Kandhal, P.S. Brown, E.R. Lee, D.Y. Kennedy, T.W. : Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction. Second Edition. NAPA. (1996) pp 5-56.
- 49) 川口雅美 : 舗装路面の花咲き現象について一東北道古川地区. 日本道路公団技術情報第4 1号. (1978)
- 50) 阿部正夫, 相原良雄 : アスファルト舗装の花咲き現象. 第11回日本道路会議論文集. (1988)
- 51) WES track. FOCUS (1999)

- 52) Wang, M. C. Gramling, W. L. : Distress Behavior of Flexible Pavements That Contain Stabilized Base Courses. Transportation Research Record 755. (1980) pp 7-14.
- 53) Grove, M. A. : Its' Official-NCAT Track is Open. NAPA HMAT. Vol. 5, No. 6. (2000)
- 54) 南雲貞夫, 安崎 裕, 永康 進, 広田信幸 : 簡易舗装路盤の耐久性—自動操縦荷重車による走行試験結果. 土木技術資料 Vol. 17 No. 6(1975)
- 55) OECD : Accelerated Method of Life Testing Pavements. (1972)
- 56) Annual Report. Council for Scientific and Industrial Research PAD 23 CSIR. (1970)
- 57) Starkey, J. P. : America's Highways—Accelerating the Search for Innovation. TRB Special Report 202. (1984) pp 5-6.

第2章 アスファルト舗装の構造設計

アスファルト舗装の構造設計とは、路盤から表層までの全体の厚さと、各層の材料・工法および厚さを決めることです。それには、路床の強度、交通荷重の大きさ、気象条件などのデータが必要です。具体的には、路床土のCBR値、大型車交通量（または、累積5t換算輪数）、凍上が予測される地域では気温データなどを求めます。

アスファルト舗装の構造

一般的な構造

アスファルト舗装は、在来地盤または築造された盛土の上に、砂、碎石などの粒状材料やセメント処理材料、アスファルト混合物などを層状に積み重ねて造ります。

基礎の土の部分出路床といい、その上の粒状材料などから成る層出路盤（下層路盤・上層路盤）、さらに、その上のおもにアスファルト混合物で造られる層を下から基層、表層などと呼びます。

標準的な舗装構造の一例は、加熱アスファルト混合物の表層と基層、アスファルト安定処理材料と粒度調整材料からなる上層路盤、クラッシュランの下層路盤などから構成されます。しかし、特別な目的や用途をもち、標準の方法では設計がむずかしい舗装構造がいくつかあります。それらは、長寿命舗装、合成舗装、フルデプス舗装などです。

長寿命舗装（永久舗装）

厚さ20cm以上の加熱アスファルト混合物の層と、十分な厚さの良質な路盤から成るアスファルト舗装は、交通荷重による路面のタワミが小さく、舗装

を破壊に導く底面からの疲労ひび割れは生じにくいとされています。

過去の長寿命舗装は、路床や下層路盤の強度が高いことが確認されており、[1] 長寿命舗装を目指す道路の基礎は、100年の寿命をもつように設計するのが基本だ、という考え方もあります。[2]

剛性の高い貧配合コンクリートの採用も効果的で、この材料を用いた路盤の厚さを増すと、交通荷重と温度による複合応力は急速に低減し、長寿命化が期待できます。

長寿命舗装は、周期的な表層の切削・オーバーレーなどの更新を15～20年ごとに繰り返せば、理論的には50年以上長持ちさせることができます。[3]

イギリス

アスファルト処理路盤では、スチフネスは時間とともに増加して荷重分散がよくなり、路床・路盤のヒズミ・応力が減り、タワミが減ります。アスコン厚が 27～61.5cm、累積標準軸数 1800～2500 万の高速道路の場合、少数例を除き、路面のタワミは、時間・交通量とともに減少していきます。[4]

アスファルト処理路盤は、供用期間（寿命）の最初の 20 年以内に硬化し、表層アスコンは路盤より一層早く硬化します。硬化した表層のひび割れは、表面で始まり下方に進行し、最上層内に止まります。適当な時期に、ひび割れた表層のみを切削し、新しい表層・摩耗層で置き換えれば、寿命はさらに延びます。[5]

アスファルト処理路盤では、疲労抵抗の高いロードアスファルトを、水平引張りヒズミが最大になる上層路盤の底面におき、また、ロードアスファルトは密粒度アスコンより締まりやすいため、弱い下層路盤上の最初の層に用います。[6]

各種道路の広範な調査で、アスファルト舗装の寿命を延ばすには、アスコン層は少なくとも厚さ8in（約20cm）が必要です。

フランス

アスコンの弾性係数を高くするため、固いアスファルト（針入度10～20）を用い、アスファルト量を多くします。その結果、アスコンの空隙量は半分になり、弾性係数は通常より35%大きくなります。

このアスコンは、わだち掘れと疲労ひび割れの双方に対し大きな抵抗性を

持っており、主に路盤に用います。表層に用いる場合は、気温が -10°C に下がる地方で最初の冬にひび割れを生じており、その防止策として改質アスファルトを使用します。[5]

カリフォルニア州

上層路盤には、比較的固いアスファルト（AR 8000）を使用して処理した材料の弾性係数を高くします。最上層には改質アスファルトを用い、わだち掘れとトップダウンクラックを防ぎます。

アスファルト処理路盤の下側の部分は富配合とし、アスファルトを0.5%余分に加えて、路床上に直接舗設する場合の締固めやすさと密度増をねらいます。同時に、疲労ひび割れの発生と水分の浸入を防ぎます。

摩耗層には、厚さ2.5cm未満のOGFCを用い、15～20年ごとに切削・打ち換えを行います。

結論的に、厚さ最小8in（約20cm）のアスコン層、厚さ12～14in（約30～35cm）の排水良好な下層路盤、高い弾性係数の上層路盤、比較的厚い（1.5～3in）、供用性の高い表層をそれぞれ採用します。この結果、路面のタワミは減少し、アスコン層の底面からのひび割れが抑制されます。[5]

イリノイ州

長寿命舗装では、路床の最小CBRを6にします。CBRが低い土では、深さ12in（約30cm）まで石灰で処理するか、粒状材料による盛土または置換を行います。[2]

表面的な破損が限界に来たら、ごく表面の層だけ除去して同じ高さに打ち換えるのが経済的です。

アスコン層の最上層には、わだち掘れ抵抗性、水密性、摩耗抵抗性の高い材料を用い、中間層には安定性と耐久性を重視して、噛み合わせがよい粗骨材と高粘度のアスファルトを用います。最下層には、疲労ひび割れに抵抗するためアスファルト量の多いものを用います。[7]

合成舗装（コンポジット舗装）

合成舗装は、コンクリート版やセメント処理層などの剛性の高い路盤上に、アスコンの表層・基層を置いた構造のもので、剛性版の荷重分散効果や変形抵抗性などと、アスコン層の平坦性や低騒音性などを兼ね備えています。

コンクリート版には、通常、転圧コンクリート版や連続鉄筋コンクリート版（CRCP）が用いられ、剛性版として半たわみ性舗装を用いることもあります。

合成舗装では、多くの場合、剛性版の目地などに起因するリフレクションクラックがアスコン表層に発生しており、その防止策が課題になります。

構 造

合成舗装では、荷重応力と温度応力の合計が、剛性版の曲げ強度を越えないような構造にします。設計例では、荷重応力は、多層線形弾性理論で計算し、温度応力の反り応力は、トムリンソン(Thomlinson)の方法によって求めます。[8]

セメント処理による剛性版の場合は、リフレクションクラックを生じやういためアスコン厚は200mmにします。リフレクションクラックは、舗装の破壊に直ちに結びつくことはありませんが、処理しないでおくと水が浸透し、また、幅広いひび割れの発生は上層路盤（剛性版）の荷重伝達を減らし、舗装が弱体化します。

上層路盤（剛性版）の厚さは、強度が大きく、温度膨張係数が小さく、下層路盤のスチフネスが大きい場合に薄くできます。断面例では、アスコン総厚は200mm、上層路盤（剛性版）厚は、上下の工種に応じ150～250mmとします。[8]

この構造の早期破壊は、下層路盤と路床の材料が水の影響を受けやすい、表層ひび割れのシールに失敗する、アスコン層が上層路盤の温度応力を十分に減らせない、などの場合に起こります。

転圧コンクリート

転圧コンクリートは、スランプゼロのセメントコンクリートを、ブルドーザまたはフィニッシャで敷き均し、振動ローラ等で締固めて仕上げます。

1984年以来、スペインで施工された転圧コンクリート（版厚20～25cm）を用いた合成舗装は、斜め目地（1:6）を取り入れ、表層は厚さ10cmのアスコンで、下層路盤にはソイルセメント（15～20cm）を用いています。[9]

目地間隔は非常に重要で、2.5～4mのとき良好な結果を得ています。目地間隔が10～15mの場合は、2年以内にリフレクションクラックが発生しており、シリカ質骨材を用いて暑い夏に舗設した場合は、さらに早い時期に発生しています。

目地間隔が2.5～3.5mの場合は、6冬後にわずか5.3%の目地でリフレクションクラックが発生し、これに対し、目地間隔が15mでは3冬後にすべての目地でリフレクションクラックが発生しています。また、2.5～6mでは4%のみです。[9]

連続鉄筋コンクリート（CRCP）

連続鉄筋コンクリート版は、縦方向に連続した比較的多量の鉄筋を用い、施工目地のほかに横目地を作らないコンクリート版です。版の温度伸縮により横ひび割れが発生し、時間とともに増えていきます。

わが国の高速道路の連続鉄筋コンクリート版を用いた合成舗装（2.8km）は、表層厚5cm、コンクリート版厚は15、20、25cmの3種類、セメント処理路盤は15cmと20cmです。

横ひび割れは、横鉄筋間隔に同じ60cm間隔に発生し、コンクリート版の厚い工区では、連続しない破線状の微細なひび割れに止まっています。アスコン表面のひび割れは、表層舗設前のコンクリート版にひび割れが最も多い個所で、最も少ない結果となっており、ひび割れが多いと、個々のひび割れの動きが小さいためだと考えられます。[10]

サンドイッチ舗装

軟弱な路床などの上に直接アスファルト舗装を築造するような場合、路床面に、あらかじめ、貧配合コンクリートまたはセメント処理材料を厚さ15～20cmに打設して硬化させ、この上に通常の構造の舗装を施工します。

上記の名称は、コンクリート版などの上に置く、リフレクションクラックを防ぐための粒状材料層が、コンクリート版と表層・基層のアスコン層で挟

まれていることを意味します。また、通常は上方にあるべきコンクリート版が下方にあるため、反転層構造、または逆転層構造とも呼ばれます。

中間の層には厚さ300mmの砂、砂利が用いられ、60mm以上のアスマカを用いた例もありますが、この層の厚さは舗装の寿命に大きな影響はないようです。この構造では、コンクリート版の施工さえ可能であれば、以後の施工機械のトラフィカビリティーや材料の締固めが容易になり、また、供用時のコンクリート版の荷重分散効果が期待されます。

粒状材料層

アスコン表層（25～55mm）とセメント処理路盤（250mm）の間に設けた粒状材料層について、構造解析プログラムを利用した検討例があります。[11]

各層材料の弾性係数などを仮定し、アスコン表層とセメント処理路盤の各底面の水平引張りヒズミ、および路床面の垂直圧縮ヒズミの許容値をそれぞれ180、40、 650×10^{-6} とします。

粒状材料層の厚さは、125～150mmより厚くするメリットはほとんどなく、厚くするとむしろ表面タワミとアスコン表層のヒズミが増加します。唯一セメント処理路盤のヒズミがわずかに減少しますが、ヒズミが厚さの3乗に比例して減るというように、セメント処理路盤自体の厚さを増やした方が効果的です。

設計例

国道20号烏山バイパスの軟弱地盤帯は、腐蝕土層が厚く、路盤面下70～80cmに湧水があり、ブルドーザ等の施工機械はもぐって動けなくなります。

地下水の上昇を押さえかつ施工基盤とするため、下層路盤（砂・碎石層50cm）上に厚さ20cmのコンクリート版（単位セメント量220kg）を打設します。版の応力計算には、タイヤローラ（16t）とダンブトラック（輪荷重8t）を荷重にしてウエスタガードの式などを利用します。

碎石層（15cm）を介して、上部の剛性層としてソイルセメント層（15cm）を置き、表層・基層は10cmです。[12]

後日の上記舗装の破壊状況から、剛性層に挟まれた碎石層は水の影響を受けてかなり品質低下を来しており、それが破壊の一因になったと考えられています。[13]

首都高速道路湾岸線の軟弱路床では、理論的に手順を踏んでサンドイッチ舗装の構造を決めています。[14]

計算に必要な原地盤と各層の弾性係数は、平板載荷試験、ベンケルマンたわみ量試験などを利用して推定し、アスコンとコンクリートの弾性係数は配合上から妥当な値を採用しました。

計算には既存の層構造解析プログラムを用い、表面タワミ量、各層境界の垂直応力、コンクリート版の引張り応力、およびアスコンの引張りヒズミを算出し、それらがいずれも許容値を満足しているかどうか検討しました。

フルデプス舗装

路床上の舗装構成層のすべてに、加熱アスファルト混合物を用いた舗装です。この舗装の利点は、比較的低品質の骨材が使用できること、舗装厚が薄いので掘削土量が少なく、地下埋設物への影響が少ないこと、などです。

アスファルト混合物の舗設には、通常、シックリフト工法を採用します。シックリフト工法は、1回の敷き均し厚を通常の場合より厚く、仕上がり厚でおよそ10cm以上（標準は7cm以下）とする施工法です。

厚さ

フルデプス舗装は、路盤を設けずにアスファルト混合物を良好に舗設できる路床強度がある場合や、良品質の骨材が高価だ、打ち換えなどの際に舗装厚が制限される、などの場合に、路盤の全部、または一部を構造的に等価なアスファルト混合物で置き換えます。

路盤のすべてを置き換える場合の厚さは、路床面の垂直応力などが標準構造と同じ値になるように決める方法や、標準構造に示された T_a を満足するように決める方法などによっています。

施工

アスファルト混合物の骨材サイズは、40mmの場合材料分離が生じやすいため、フルデプス層の下層に、例えば20mm、上層に13mmを用います。

表層は、平坦性の確保のため、不等沈下がおさまる路盤舗設の1～4年後に施工する場合があります。また、表層・基層は3層または4層に舗設します。

CBRが2～3%の軟弱な路床上では、車輪型フィニッシャの代わりにクローラ型がよく、また、材料搬入車による過大なわだち掘れを防ぐため、材木など

を敷き並べます。しかし、CBR が 5%未満の路床では、通常遮断層を設けたり、路床を改良したりしており、實際上締固めに問題はないようです。[15]

軟弱な路床上では、第一層の敷き均し厚は100mm以上とし、軽いローラで締固めます。転圧パターンは通常と異なり、中央から始め端部へと進めます。既設層の温度が冷えて（65℃以下）から上層（115～130℃）を敷き上げ、締固め完了時は85℃以上とします。

イギリスの例では、軟弱路床（CBR2～3%）上でタンデムローラ（9 t）による転圧（6～12 回）を続けると、アスファルトマカダムの密度は上がりずび割れが発生しますが、一方、ロードアスファルトでは密度が増し、タワミが減ります。通常のフィニッシャや搬入車を支持できない軟弱路床上では、厚層のロードアスファルトを用いることにより適正な施工が可能になります。[15]

シックリフト工法

シックリフト工法は、例えば、3層仕上げが2層仕上げで施工できるため、フルデプス舗装の施工に大変有効です。

アスファルト混合物を薄層で敷きならすと、熱が上下で失われるため、層を厚くして熱を保持することにより、厚さが約130mmまで良好な転圧が可能です。砂利を用いたアスファルト混合物の例では、厚さ5.5in（140mm）を1層で締固めた場合、従来の層厚3～2.5in（76～63mm）の場合より高い密度が得られます。

シックリフト工法では、初転圧時にローラ前のアスファルト混合物が膨らむ傾向があるため、フィニッシャから離れてアスファルト混合物を冷ますか、振動ローラの場合は、静的に変えたり振幅を下げたりする必要があります。[16]

路床、または作業基盤のたわみ量（5t）が大きい（6～10mm以上、CBR5未満）と、厚さ20cmの場合を除き、第一層の締め固め時に横断方向の転圧クラックが発生し、層の支持力効果が失われます。

厚さが180mmの場合（気温2℃、風速25mph、敷き均し温度130℃）、層の中心温度は30分経過後でも2℃しか下がらず、転圧による表面ひび割れの発生や、ローラ車輪下の材料の不安定などが問題になります。

基層、中間層あわせて厚さ240mmの場合、表層が施工されて完成時の平坦性は良好であっても、交通開放後は、通常の場合より急速に走行性能を損なう

ことがあります。[17]

シックリフト工法の欠点のひとつは、仕上がり後の層の温度降下が遅いことで、表面から深さ5cmの温度が、交通開放に適した60℃に低下するまでの時間（混合物温度約156℃、気温約13℃）は、厚さ10cmの場合約2.1時間、20cmで6.1時間、30cmでは10.5時間に及び、現道施工では交通開放の時期が制約されます。[18]

特 徴

フルデプス舗装は、冬の温度測定によれば、粒状路盤より温度遮断効果が大きく、従って、凍結深が浅く、融解期の温度上昇が早くなります。また、フルデプス舗装は、標準構造より荷重分散効果が高いため、凍上量は標準構造と同じでも凍上は極めて一様で、路面の凹凸・変形が少なくなります。

フルデプス層底面の引張り応力は、標準構造より軽交通で99%、重交通で23%低く、寿命は、標準構造を10年とすれば20年以上が期待されます。[19]

このほか、低コストで施工が早く、構造は遮水性で掘削深さは半分で済み、埋設物の移動も少なくなります。また、ひび割れが生じても大きく進展することはなく、維持修繕コストが低く抑えられます。

欠点は、第一層の施工時に路床を傷めやすいことと大容量のアスファルトプラントが必要なことです。[20]

構造設計の方法

アスファルト舗装の構造設計は、過去のデータと経験の蓄積をベースにして行われており、他の構造物のように理論的な計算にもとづく方法をとるにはまだ多くの年月を要すると思われます。

構造設計の方法は、初期のCBR法から、AASHO道路試験の成果をとりいれたTa法へと進化し、さらにより理論的な方法を目指そうとしています。

CBR 法

CBRは、カリフォルニア支持力比 (California Bearing Ratio) の略称です。CBR 法は 1950 年代に開発され、その後多くのフルスケールの道路試験や、促進交通試験の結果などを利用して 1970 年代に拡張されています。

CBR 法による舗装の厚さは、路床土の CBR にもとづいて、CBR 設計曲線から読み取ることができます。CBR 設計曲線の原型は、路床土の CBR と、ある破壊状態を示す舗装の厚さとの関係を多数のデータから求め、作成したものです。[21]

読みとられた舗装厚には、比較的薄いアスコン表層と粒状材料の路盤が含まれ、厚いアスコン層や安定処理路盤などは含まれません。これは、Ta 法との大きな相違です。

CBR 法は、現在舗装厚の設計には用いられず、路床土 CBR の測定にのみ利用されます。

CBR の測定

CBR は、路床土や路盤材料の強度を示す数値です。現地の路床土や規定のモールドに締固めた路盤材料などの供試体に、規定のピストンを貫入したときの荷重強さと、決められた標準荷重強さとの比で表します。

CBR 試験は、あまり正確とは言えないのに広く採用されており、材料の弾性係数と関連があるという利点があります。

路床土では、通常乱した試料を試験に用いており、乱した試料の CBR は乱さない場合の半分より少し大きい位の値です。施工時に乱されない路床は少

なく、乱した試料を用いると若干安全側になります。[22]

材料のCBR値の概略は、シルト、粘土で3~6, 砂質土で7~10, 粗粒材料、砂、砂利では10以上です。砂、粘土などのCBRは、サクシオン(負圧)、PI、内部摩擦角などから推定することができます。[23]

CBR 試験

試料

路床土が深さ方向に一様な場合、季節的な変動の影響が少ない深さ3ft(約90cm)以上の下方から試料を採ります。

土中の水分

草地の下方では、深さ数ftまでの含水量の季節的な変動は大きく、一方、植物のない場所では、夏でも含水量の減少は非常に小さく、1ft下方で2~3%に過ぎません。一般の地表面では土中水分の蒸発量は少なく、植物による蒸散作用が大きいのです。

不透水性の舗装の下方でも含水量の季節的な変動は非常に小さく、終極的な深さ方向の含水量分布は、地下水位(特に4ft以内)、舗装などの上載物、土のサクシオンなどに左右されます。[24]

土中の水蒸気移動

土中の水分は、ある気象条件の下では不透水性の舗装の直下に集積する傾向があつて、基礎の強度低下の原因になると示唆されてきました。しかし、土中を上方に移動する水蒸気の凝結は、土中の水分状態にほとんど関与しないことが実験によって示され、理論的に、水蒸気移動による含水量の永久的増加は起こりにくいことが判りました。他の長期調査によっても、舗装直下に水分が集積する証拠は見出されていないようです。

しかし、水蒸気移動による季節的な変動は、水で飽和していない土では起こりそうであり、その程度は温度の変動と土の透水性に影響されます。[24]

供試体

試料の状態によって、3種類のCBRが得られます。a) 乱した試料を室内でモールドに締固める。b) 地盤から乱さない試料を採り、モールドに合うように整形する。c) 路床面上で現場CBRを測る。

室内 CBR と現場 CBR は、モールドの拘束効果や、モールド内壁と土との間の摩擦の影響があつて、特に粒状土では両者の差は非常に大きくなります。[25] また、締固めた土は、乱さない土より水に対する親和力が大きいため、自然の土より弱くなります。[23]

通常は簡便さのため乱した試料を用いており、状況に応じて使い分けることもあります。

貫入試験

モールドに入った供試体の上面に荷重板（4 枚）を載せ、通常 4 日間水浸します。水浸後、供試体表面に貫入ピストン（直径 50mm）を毎分 1mm の速さで貫入し、貫入量と荷重計の読みを記録します。荷重強さ－貫入量曲線を描き、貫入量 2.5mm と 5.0mm のときの荷重強さを求め、通常は貫入量 2.5mm のときの荷重強さを標準荷重強さ（6.9MN/m²）で除して CBR とします。

Ta 法

Ta とは、舗装の路盤から表層まで、そのすべてを表層・基層用加熱アスファルト混合物で、仮に造ろうとする場合に必要な厚さのことです。

Ta は、路床土 CBR と交通量に応じた標準の値が、次式によって決められています。

$$Ta = 3.84 N^{0.16} / CBR^{0.3}$$

ここに、

N : 累積換算輪数

CBR : 路床土の設計 CBR

CBR 法で構造設計といえば、CBR 設計曲線を用いて単に舗装の総厚を決めることであつて、舗装の耐久性に影響が大きい路盤の安定処理やアスコン層の厚さの効果について詳細な考え方は示されていません。しかし、AASHO 道路試験以後は、その成果を取り入れた Ta によって、厚さとともに材料の質が規定されるようになりました。

Ta は、舗装各層の厚さとその層を構成する材料の等値換算係数との積を累計して求めます。

等値換算係数

碎石のみの路盤より、これにセメントやアスファルトを加えた路盤の方が強度的に、また、舗装の耐久性に寄与する度合いにおいて優っており、その強度・寄与の度合いはアスコンとの相対的な厚さによって表されます。

等値換算係数は、アスファルト舗装を構成する各層の厚さ1cmが、強度的に表層・基層用加熱アスファルト混合物の厚さ何cmに相当するかを示す値であって、 T_a の計算に用いられます。

例えば、上層路盤の粒度調整工法の等値換算係数が0.35といえ、この路盤の厚さ1cmは加熱アスファルト混合物の厚さ0.35cmに相当し、厚さが20cmになれば $0.35 \times 20 = 7\text{cm}$ 厚のアスファルト混合物に強度的に匹敵することを意味します。

AASHTO 道路試験の成果のひとつは、舗装の同一の破壊状態 ($PSI = 2.5, 1.5$) における、荷重車の通過回数と舗装厚指数との関係が得られたことです。舗装の耐久性に関する構造要因は、従来の舗装の単純な厚さではなく、舗装厚指数という舗装の構成材料の質を考慮したものだ、ということを示しています。

舗装厚指数は次式で表されます。

$$\text{舗装厚指数} = 0.44D_1 + 0.14D_2 + 0.11D_3$$

ここに、 D_1 ：表層・基層の厚さ（加熱アスファルト混合物）

D_2 ：上層路盤の厚さ（粒度調整碎石）

D_3 ：下層路盤の厚さ（砂利・砂の混合物）

舗装厚指数は T_a と同じ性質のもので、式中の係数は等値換算係数に相当します。加熱アスファルト混合物の係数0.44を1.0にすれば、粒度調整碎石と砂利・砂混合物の等値換算係数がえられます。

上記の材料以外では、4種類の上層路盤材料の比較試験が行われており、同一の軸荷重通過数と同一の供用水準における上層路盤厚は、碎石で33cm、セメント安定処理で20cm、アスファルト安定処理で15cmでした。この結果から、それら材料の等値換算係数を推定することができます。

しかし、これら係数値は必ずしもすべての舗装材料と環境に適用できるものではなく、舗装構造中の位置や密度、厚さなどがAASHTO道路試験と同様な

場合にのみ有効で、また、路盤の係数値は表層などの厚さで大きく変わり、他層のスチフネスの影響もあるといえます。[26]

理論的方法

設計の考え方

多層構造の表面に、円形の一様分布荷重が載ったときの応力とヒズミを解析します。舗装構造は完全な弾性体ではありませんが、走行車両の載荷時間が短いことと変形が比較的小さいことで、実際の舗装の挙動に近い数値が得られると考えています。

最も単純な3層構造では、最上層は密粒度アスコン、中間の層は粒状路盤で、最下層の路床は下方へ無限に広がっています。路床土の応力が、過剰な塑性変形を起こさない許容できる低いレベルになるように、舗装は弾性係数が高く、層厚の十分な組み合わせの構造とします。

理論的方法では、路床表面の垂直圧縮応力またはヒズミと、アスコン層底面の水平引張りヒズミに着目します。最大の応力・ヒズミは、荷重中心、または2つの載荷円中間の垂直軸上に生じます。このとき、路盤とアスコン層の弾性係数比が高いと、最大引張りヒズミは底面ではなくアスコン層の上方に生じることがあります。[27]

水平引張りヒズミが過剰になると、アスコン層にひび割れが発生します。引張りヒズミは、疲労ひび割れの発生を左右するパラメータですが、発生後のひび割れの進展は、ひび割れ先端の引張り応力によって左右されます。[28]

垂直圧縮ヒズミが過剰になると路床面の永久変形が起こり、最終的には路面の過大な永久変形につながり、車の走行性を損ないます。[29]

方法の概要

舗装の破壊形態のすべてを取り上げるのは難しいので、アスコン層の疲労ひび割れに着目した場合の一例について概要を示します。

アスコン層底面の引張りヒズミの計算には、BISARなどの既存の多層構造解析プログラムを利用し、これに所要の条件を入力します。それらは輪荷重、接地圧、接地円半径、各層の厚さ、その弾性係数、ポアソン比などです。ヒズミは、接地円の中心、またはダブルタイヤの中間点を通る垂直軸上で求めます。

アスコン層のヒズミとその繰返し数との関係を示す疲労曲線は、室内の疲労試験によって求められ、ヒズミが小さいほど破壊までの繰返し数は大きくなります。室内試験で得られた繰返し数には、アスコンの疲労に対する休止時間、荷重の横方向分布などの影響を考慮して修正が加えられます。

次に、舗装の供用期間（寿命）中に通過する車の換算輪数を累積し、それに対応したアスコンの許容ヒズミを修正疲労曲線から読みとり、解析から得たアスコン層のヒズミがそれを超えないような舗装構造とします。

実測した輪荷重（または軸重）分布を利用する場合は、季節ごと、および時刻ごとの輪荷重分布と、気象データから得た舗装構造内の温度勾配とのすべての組み合わせにおいて構造解析を行い、その結果にマイナー則を適用して疲労ダメージを累積し、舗装構造の疲労抵抗が十分であることを確かめます。

荷重要因

タイヤ接地面の形・大きさと接地圧分布の小さい変動は、路床およびアスコンのヒズミへの影響が小さく無視できるので、計算時は一定にします。しかし、永久変形の予測では後者の影響は大きくなります。

タイヤの飛び跳ねによる動的荷重は、舗装が本来平坦であるため通常考慮しませんが、特殊なケースでは荷重換算係数を変えることがあります。

タイヤ圧

タイヤ圧は、アスコン表層下面の引張りヒズミに対し影響が大きく、タイヤ圧が低い場合、最大ヒズミはタイヤショルダーの下で生じますが、タイヤ圧が高くなると、タイヤの中心線付近で生じます。また、表層下面のヒズミは、平滑タイヤでは、トレッドタイヤの場合より若干小さくなります。[30] タイヤ圧は、路床の圧縮ヒズミに大きな影響はなく、表層厚2~4inの場合、タイヤ圧の影響は無視できます。

トラックのタイヤ圧は、スーパーシングルとラジアルタイヤの使用が増えると、平均して100psi (690kPa) を超え、130psi (900kPa) に及びます。[31] 軸重が同じでも、高圧のラジアルタイヤは舗装に対する破壊力が大きく、タイヤ圧が 517kPa から 827kPa に上がると、アスファルト舗装のダメージは 17% 増え、さらに高圧のスーパーシングルでは、ダメージは 39~57% 増えます。[32]

接地圧

接地圧は、常にタイヤ溝の縁部とタイヤショルダーで高くなります。タイ

ヤ圧が低いときタイヤ接地面は大きくなり、接地圧はタイヤショルダーで高くなります。タイヤ圧が高いと接地面は大きく減少し、その中心部で接地圧は高くなります。

軸重4500lbでは、接地圧はタイヤ接地面の中心部でタイヤ圧にほぼ等しくなり、5400lbではタイヤ側壁が変形し、タイヤショルダーにかかる荷重が増えます。[33] 多くの場合、最大接地圧はタイヤ圧より高く、その2倍にもなります。[34]

軸 重

軸重は、アスコン表層中の引張りヒズミと水平剪断ヒズミを増し、疲労ひび割れの原因となる大きな要因です。軸重が増すと表層厚に関係なく、路床の圧縮ヒズミは比例的に増加し、軸重は路床のわだち掘れの発生に大きく関わります。

車 速

舗装の応力・ヒズミは、車のスピードが0から15マイル/h (24km/h)に上がると、10～50%に低下し、15マイル/h以上では、スピードの影響は非常に小さくなります。[35]

車速は、舗装構造中の載荷時間に関係しており、載荷時間は車の速度、横方向分布、舗装厚、深さ、温度などで変わりますが、実際の解析では、例えば0.02秒（大型車50～60km/hの平均）のように一定にしています。[27]

材料の弾性係数

弾性係数は、物体に働く応力と生じるヒズミの比をいいます。

材料の種類、測定方法などにより、ヤングスモジュラス、レジリエントモジュラス、動的モジュラス、弾性スチフネスなど様々な名称で呼ばれていますが、本書ではすべて弾性係数と呼ぶことにします。

弾性係数は材料の硬さの尺度であり、例えば、ある応力においてヒズミが大きい材料の弾性係数は低く、これは材料が軟らかいことを示します。材料に永久変形が生じるまでは、材料は弾性範囲内にあります。

弾性体

材料に応力を加え、ついで除去したとき、直ちにヒズミが完全に消失する場合を完全弾性、または線形弾性といい、この材料の性質は、弾性係数とポ

アソソ比の2つだけで表現されます。

アスファルト系材料は粘弾性体で、応答は温度と載荷時間に高度に依存し、クリープによる応力緩和を生じます。しかし、低温度、高速載荷などの条件下では、およそ弾性体と見なすことができます。

室温で、鋼球をアスファルト上に落とすとバウンドするように、速い載荷にはアスファルトは強いのですが、鋼球を表面に置くだけの遅い載荷には弱く、ゆっくり中に沈み込んで行きます。アスファルトの応力・ヒズミ関係が、温度・速度依存性だといわれる所以です。[36]

アスファルト舗装は、車速が15マイル/hを超えると弾性的に挙動し、路床の測定土圧は15マイル/h以下で上昇します。[37]

路床・路盤の弾性係数

路床の弾性係数は、現地の動的タワミや表面波の測定、または室内の動的三軸圧縮試験などによって求めます。試験を行なわない場合は、CBRから概略値を求めます。[27]

路床の弾性係数は、一般に $10 \times \text{CBR MPa}$ としていますが、供用開始から長い年月を経過した路床では、それよりかなり大きくなっています。

路床・路盤の弾性係数の測定にもっともよく使われるのは、レジリエントモジュラス試験です。供試体の含水量と密度は、予測される現場条件に適合させ、拘束圧は、舗装体の中でまわりの材料に取り囲まれた状態をシミュレートし、端部に加わる繰返し荷重は、交通荷重をシミュレートしています。拘束圧と載荷重を変えると、弾性係数は変わります。[38]

しかし、室内試験の多くは、複雑で結果がばらつき、再現性が良くないので、路床・路盤の弾性係数の推定にFWDがよく利用されます。

FWD

室内試験による弾性係数の測定は、現実味がとぼしいため、FWDによるタワミ測定と逆計算によって検証する必要があります。

FWDでは、通常、車線中央と車輪通過位置でタワミを測定していますが、各地の車輪通過位置では疲労破壊の徴候が見られ、また、走行車線では一般に弾性係数が追い越し車線より低いという傾向があって、測定のバラツキが大きくなるのが問題です。[39]

FWDによる推定値と室内試験による測定値のいずれかのみを利用するの

はなく、両者の併用が必要です。

粒状路盤の弾性係数比

粒状路盤の弾性係数は、路床より上方にいくほど大きくなり、粒形、締固めなどのほか、下層材料のタイプに影響されます。

粒状路盤 (E_2) と路床 (E_3) の弾性係数比 (E_2/E_3) がある値以下の場合、交通荷重下の路盤には圧縮応力がはたらき、その値以上では引張り応力がはたらきます。弾性係数比があるバランスに達すると締固めもゆるみも生じない状態になり、このときの係数比は、締固めた層の数と路床の弾性係数にもよりますが、2~4 です。路床土が非常に悪い場合は、4~5 になります。[37] この係数比を用い、路床の弾性係数が判れば、粒状路盤の弾性係数の推測が可能です。

アスコンの弾性係数

アスコンの弾性係数の測定には色々な方法があります。間接引張り試験型のレジリエントモジュラス試験や単純剪断試験などでは、いずれも小さいヒズミの範囲で繰返し载荷を行い、回復可能な弾性的特性をはかります。[38]

静的な一軸圧縮試験は、一般に土やコンクリートの試験に用いられ、まれにアスコンにも用いられますが、交通荷重をシミュレートしていないことや、試験の結果が载荷速度に左右される、などの欠点があって、一軸または三軸の繰返し圧縮試験に替っています。

間接引張り強度試験は、単一载荷、または繰返し载荷により引張り強度、ポアソン比、弾性係数、永久変形、疲労特性、などを測ります。試験は簡単なうえ実用的で、結果の変動も少ないといえます。

弾性係数の測定では、供試体に数回の繰返し荷重を加えると変形の大半は回復が可能になり、材料は線形弾性体になります。多数の繰返し载荷の後に応力とヒズミの比をとり、弾性係数とします。[40]

アスコンの弾性係数は、予備的設計の段階や室内試験が不可能な場合に、ノモグラフを用いて推測することがあります。ノモグラフによると、アスコンの弾性係数は、アスファルト量またはアスファルトと骨材の体積百分率、アスファルトのスティフネス、空隙量などによって決まります。[27]

弾性係数の変化

舗装材料の弾性係数は、舗装の供用期間を通じて一定ではありません。

土や路盤材料は、湿潤な時期には乾期に比べ非常に軟化し、湿潤土が凍結すれば、弾性係数は融解期の何倍にもなります。春の融解期の路床・路盤が軟化する時期には、大量の舗装の破壊が始まります。[38]

走行車線の砂の下層路盤では、密度の増加（約 10lb/in^2 ）により弾性係数は最初の3年間に4000から 10^4lb/in^2 に上昇し、粒度調整スラグでは、同じく密度増により8000から 16000lb/in^2 に上昇します。

リーンコンクリートやサンドセメントの路盤では、交通荷重によるひび割れが発生して見かけの弾性係数は低下します。[41]

アスコンでは、弾性係数は温度によって変動し、また、アスファルトが老化して時間とともに固くなると、弾性係数は次第に上昇します。

ポアソン比

ポアソン比は、荷重を加えた材料の軸方向のヒズミと、横方向のヒズミの比をいいます。材料の変形性の尺度になるもので、0~0.5 の範囲にあって、固い材料ほど値は小さくなります。

舗装材料のポアソン比は容易に測れないので、例えば、アスコンでは0.35、碎石は0.40、細粒土は0.45などの推定値を用います。[38]

表面波伝播法による弾性係数

定常状態の起震機が、路盤などの表面で垂直方向に作用すると、既知の振動数の振動が表面を伝播します。垂直に作用する起震機のエネルギーの大半は、レーレー波の形で舗装を伝わり、圧縮波（P波）・剪断波（S波）も発生しますが、これらは表面近くではレーレー波より急速に減衰します。

測定では、垂直方向においたセンサ（速度変換器または加速度計）を、起震機から次第に離し、起震機と位相が合った表面の上下動の位置を次々に見つけます。2つの継続する上下動の位置の距離は、伝播する波動の波長に相当します。振動数が判っているので、波の伝播速度は両者の積で求められ、異なる振動数でこれを繰返して、伝播速度と振動数のグラフを作ります。速度が判れば、計算式から対象層の弾性係数は容易に求められます。[42]

起震機の振動数を上げると波の浸透力が減るので、広い振動数範囲で測定すれば、異なる深さの層の弾性係数が得られます。

FWD や、ダイナフレクトによるタワミ曲面を利用する方法は、路床の弾性

係数の測定に効果的ですが、表層・路盤の弾性係数の測定には感度が鈍く、一方、表面波法は、上部層の弾性係数の測定に感度が良く適しています。

FWD による路盤の弾性係数は、表面波法の弾性係数より本質的に低く、これは非線形挙動によるもので、路床については線形挙動になるため両試験の結果は同じになります。[43] 表面波法は舗装・路床の各層が線形挙動する低ヒズミレベルで行われます。

疲労試験

アスコンの供試体に繰返し荷重を加え、疲労破壊が生じるまでの応力・ヒズミと繰返し載荷回数との関係を求めます。

アスファルト系材料の供試体は、明らかに引張りヒズミ・応力の繰返しによる疲労で破壊します。一般に、応力よりもヒズミが疲労寿命を決定するといわれていますが、ヒズミのレベルによるのか、ピークからピークまでの振幅によるのか、その両方によるのか、よく判っていないようです。また、引張りヒズミも圧縮ヒズミも同様に疲労ダメージを進行させますが、引張り領域の方がより破壊的だといえます。[44]

繰返し数（疲労寿命）と初期ヒズミとの間には対数でプロットすれば、次式の直線関係があります。

$$N = C (1/e)^m$$

ここに、 N : 繰返し数

e : ヒズミ

C, m : 係数

試験方法

一般に、長方形供試体の単純梁の中央に荷重を加える繰返し曲げ試験が行われており、最近では、円筒形供試体の直径方向に荷重を加える繰返し間接引張り試験が利用されます。

このほか、台形供試体を片持ち梁とし、自由端に繰返し荷重を加える方法や、中央がくびれた円筒形片持ち梁の供試体に、回転させながら横方向に定荷重を加える方法、供試体に単純な圧縮と引張りを加える一軸疲労試験などがあります。

いずれの場合も、応力制御かヒズミ制御かによって結果は大きく異なり、応力制御では、試験中に供試体のスチフネスが低下すると、ヒズミは次第に増加して明白な破壊点が認められます。しかし、ヒズミ制御ではスチフネスの低下とともに応力は減り、はっきりした破壊点は見られません。

舗装構造との関係では、アスコン層の厚さ（15cm以上）とスチフネスが増せば応力制御に近づき、アスコン層が薄い（5cm以下）場合は、アスコンのスチフネスの影響が小さく、舗装のタワミが路盤以下に左右されるため、ヒズミ制御に近いと考えられています。

疲労試験は一般に非常に時間がかかり、多数の供試体を必要とし、結果のバラツキが大きいという欠点があります。[45]

疲労試験の結果は、そのまま設計に適用できるというのではなく、載荷に休止時間がない、実際の道路ではヒズミがランダムに分布し、道路の横断方向にも分布している、ヒーリング効果がある、などの理由で修正が加えられます。[27]

マイナー則

舗装が破壊に至るまでの繰返し载荷数の予測に、マイナー則が適用されます。マイナー則の累積疲労ダメージの理論によれば、次式が成立したとき破壊が起こります。

$$\sum n_i / N_i = 1$$

ここに、 n_i : あるヒズミレベルのときの繰返し载荷数

N_i : 同じヒズミレベルのときの破壊に至る繰返し载荷数

異なる軸荷重をもつ交通荷重が舗装に与える疲労ダメージは、同法則により累積することができます。この法則は、アスコン層の底面に生じる水平引張りヒズミと、路床面の垂直圧縮ミズミの双方に適用されます。

休止時間

疲労試験では、載荷に休止時間を設けるとひび割れ抵抗性が増し、動弾性係数の損失速さが減ります。それは、ヒズミが完全に回復した供試体の方が、ヒズミ状態にあるまま載荷するより寿命が長くなるということを意味します。休止時間が1秒増えると、休息による供試体の強度やスチフネスの部分的な

回復が起こり、連続載荷 (25Hz) に比べ疲労破壊回数は 25 倍に増えます。通常の載荷試験でも、荷重除去後 3 日間でもとの強度の 90%以上が回復するといえます。[44]

道路状況を再現するため、連続サイクルの載荷重の代わりにパルス形の載荷重を用いることがありますが、実際の道路の休止時間との関係は不明です。

アスファルト

広範囲の骨材粒度とアスファルト種類における、引張りヒズミと繰返し数 (疲労寿命) との関係は、アスコン中のアスファルトの体積 (%) と軟化点によって決まります。[28]

軟化点の高いアスファルトを用いると、疲労寿命が長くなり、同一コンシステンシーであれば、老化したアスファルトの疲労特性がまさるといえます。軟らかいアスファルトは、早期破壊の原因になります。

疲労の許容ヒズミについては、アスファルトの体積 (%) と空隙量が最も重要なパラメータだとする意見もあり、アスファルト量が疲労挙動に影響する主要因であることは明らかです。

アスファルト量と空隙量は、アスファルトのスチフネスと共にアスコンの弾性係数を左右し、アスコンの弾性係数は、疲労寿命に大きな影響があります。[28]

アスファルトの種類は、ヒズミ・寿命関係の曲線の位置と勾配にわずかに影響します。[46]

骨 材

砂利を用いたアスコンの疲労寿命は、通常、碎石より長くなります。これは砂利中の丸い粒子が、締固めの間に容易に滑動して緻密化し、空隙量が小さくなるため、骨材形状の相違が主な要因です。

碎石などの強い骨材は、ひび割れの拡張を妨げる傾向があつて、破損は通常骨材粒子以外のところで起こります。

骨材粒子表面の肌理は、骨材・アスファルト間の結合に影響し、フロント骨材 (火打ち石) では、肌理がガラス状で結合が弱く、供試体の破断面に剥離が多く見られます。スラグでは、アスファルトが蜂の巣状の空隙に吸収され、強い結合が得られます。[46]

フィラーの粒径は、疲労挙動とヒーリングの双方に大きな効果があり、粗いフィラーのマスチックのヒーリングが良好です。[47]

交通量の測定

構造設計のベースになる交通量は、昭和20年代には乗用車も含めた全交通量が用いられました。経済活動が盛んな時代、大都市近郊では、重車両の多い路線の舗装が予想以上の速さで破壊する例が目立つようになり、全交通量にかわって大型車交通量を取り上げられました。

さらに、走行車両重量の測定が各所で行われ、路線または交通の方向によって軸重分布・輪荷重分布が大きく異なることが判明し、1962年に、AASHO道路試験の成果が発表されると、軸重換算に四乗則が適用されるようになり、大型車交通の軸重分布を利用した換算標準軸数（または輪数）へと変わりました。

交通量調査

ある調査例では、調査日・時刻は、週7日間の6～18時とし、場合により火、水、木の3日間とします。月、金、土、日には、大型車の流れが大きく変わります。地域によっては、大型車交通はおもに火、金に発生し、8時～18時と22時～夜半に集中します。

都市部では、6～18時に24時間交通量の70～90%が通行し、地方部では40%が通行します。24時間交通量は、調査を日、月の2日間に16時間行い、1.06倍して換算するという方法もあります。

車両重量の測定

車両重量の測定には、動的計量、静的計量、目視評価などの方法があり、舗装の供用状況、地形、交通量、正確さ、などに応じていずれかを選択します。

主要道路で採用される動的計測は、精度を保つため、道路条件・環境条件が適切なことと、とくに舗装の平坦性の良いことが必要です。夜間駐車、車線変更車、Uターン車などが多い道路や、交通速度がおそく、車線マークがない道路などは不適當です。

大型車の軸重を直接測れない重量計では、輪荷重を測って2倍して軸重にしていますが、横断勾配や縦断凹凸の影響があって不正確になります。

アメリカの荷重検査所（700箇所）は、毎年16000万台のトラックを計量し

ており、本線上で重量・寸法による選別を行って遅延時間を短縮し、所要時間は1台当たり4.5分に過ぎません。[48]

走行車両重量計

路上を走行中の車の動的な輪荷重、軸重、または全重量を測定するための装置で、舗装体または橋梁に荷重センサを取り付け、車が通過するときの圧力やヒズミを検知し、動的荷重として記録します。通常は、荷重センサの前後にループコイルを設置し、車のスピード、軸間距離、軸数なども同時に測定します。

昭和30年代後半にわが国で試作された重量計は、プラットホームに加わる荷重を差動トランス方式、または歪みゲージ方式により検出する定置式タイプで、設置には多くの費用が必要です。一方、移動式の圧電気型や静電容量型は価格も低く設置も容易ですが、耐久性と精度に難点があります。

等値換算軸数

軸重分布の異なる大型車グループの荷重効果を、ひとつの数値で代表するものが換算軸数（または輪数）です。

軸重換算には四乗則が適用されます。四乗則とは、交通荷重が舗装に与えるダメージは、軸重または輪荷重の4乗に比例するという考え方です。

標準軸重をかりに10 t とすると、半分の5 t の換算係数は $(5/10)^4=0.0625$ にしかありませんが、2倍の軸重になれば $(20/10)^4=16$ にもなります。この換算係数を用いて車両重量測定で得たすべての軸重・軸数について換算軸数を計算し、設計寿命年数にわたって累計したものが構造設計で用いられます。

ある調査例では、すべての軸重・軸数について換算した標準軸数は、集計すると30ですが、この軸数の1/3以上は、10 t を超える重量のわずか3%の軸数が原因になっています。

他の測定例では、全体の82%の車は軸重2000kg以下の軽量車で、それが換算軸数（80kN）に占める割合はわずか1%未満です。[49] 重量車の影響の大きさが理解できます。

軸重換算係数

AASHO 道路試験のように、同一の舗装に同一軸重の車が通過するようなケースがいくつかある場合、最終的なPSIに至るまでの標準軸重の通過数と、ある軸重の通過数との比は、荷重の換算係数になります。これは、ある軸重

の1回の通過と同じ舗装のダメージを起こす標準軸重の通過数です。

910 kg (20001b) 軸の換算係数を 0.002 とすると、この軸重の 500 回通過が、標準軸の 1 回の通過と同じダメージを舗装に与えることになります。同様に、18140 kg (400001b) 軸の係数 22.8 は、標準軸の 23 回の通過が、この非常に重い軸の 1 回の通過と同じダメージ効果を持つということです。

このように、舗装に与えるダメージ効果は軸重とともに急激に増加し、上記換算係数は、軸重の 4 乗にほぼ比例すると見なされており、これを四乗則といいます。このベキ指数は、AASHO 道路試験のループごとに相違(2.5~6)しており、平均したものが 4 です。[32]

換算軸数の推定

車両重量の測定を省略して、換算軸数を直接推定することが行われます。換算軸数は、明らかに大型車交通量と良い相関がありますが、日交通量のみになく、平均軸重または平均大型車重量を用いると相関はさらによくなります。また、法定軸荷重、平均大型車重量、大型車数などを用いた回帰式では、高い相関係数 (0.91) を得ています。[50]

このほか、大型車百分率、大型車の軸数、大型車軸の荷重分布などのパラメータも用いられ、交通の方向性や車線分布によって修正も行います。[51]

換算軸数を目視で推定する場合は、積み荷の程度と軸数によって行い、積み荷の程度は物品の種類に拘わらず、容積に占める割合、空(容積の25%以下)、一部満杯(25~75%)、満杯(75%以上)などで表します。目視評価の誤差は、実測の-16~+7.8%だといいます。[49]

大型車破壊係数

大型車 1 台当たりの換算軸数を大型車破壊係数といい、車軸ごとに換算軸数を計算し、累積した全換算軸数を 2000kg 以上の全大型車数で割って求めます。

大型車破壊係数は、調査例によれば、工業地域の道路で空車の多い方向では 0.51~1.14、反対方向では 2.75~3.84 です。[52]

大型車総数に大型車破壊係数をかければ、その道路の総換算軸数が求められます。

車線ごと交通量比

構造設計は、通常、走行車線を対象に行います。

大型車は、交通量が少ない場合はほとんど走行車線を走りますが、交通量が増えるに従い、追い越し車線を走る割合が直線的に増え、大型車交通量が1200台/時に達すると、両車線の大型車はほぼ半々になります。日交通量でいえば、およそ1万台/日で大型車は両車線で半々になります。[53]

ある調査では、大型車の最大交通量は片側約13千台/日で、このとき70%が走行車線を走行し、1万台/日までは、交通量と走行車線の大型車比との関係は直線的です。

走行車線の大型車交通量比は、車線数によって変わり、一方向2車線では1.0、3車線では0.8~1.0、3車線を超えると0.4~0.6になります。[54]

高速道路の9時間調査によれば、大型車以外の乗用車と軽貨物車の交通量は、大型車の車線ごと分布に影響しないことが分かります。

横方向シフトパターン

運転者がきまった車輪通過位置を通るかどうかは、時刻、車種、気象条件、道路条件、環境条件などによって異なりますが、大型車車輪の道路横断方向のシフトパターンは正確な正規分布になります。しかし、この分布の中心は、外側線から決まった距離にはありません。

分布の標準偏差（バラツキ）は車線幅の増加で大きくなり、車線幅3.00mでは0.24mですが、3.50mでは0.29mに増えます。[55]

車輪通過位置の横広がりは、通常、設計に導入されていません。

第2章 参考文献

- 1) 川村和将, 七五三野茂, 小松原昭則 : 高速道路におけるアスファルト舗装構造の実態調査および分析. 日本道路公団試験研究所報告. Vol. 36. (1999) pp 10-24.
- 2) Newcomb, D. : Perpetual Pavements and Pyramids. HMAT. Vol.8, No.2. (2003) pp 35-38.
- 3) Fee, F. : Extended -life asphalt pavement, new approaches to increase durability. TR News Number 215 (2001) pp12-14.
- 4) Nunn, M. : Long-life flexible roads. Eighth Int. Conf. on Asphalt Pavements. Vol.1, Seattle(1997)

- 5) Fee, F. : Extended-Life Asphalt Pavement, New Approaches to Increase Durability. HMA. Vol. 6, No.6 NAPA. (2001) pp 14-18.
- 6) Goddard, R.T.N. : Fatigue resistance of a bituminous road pavement design for very heavy traffic. TRRL Laboratory Report 1050. (1982)
- 7) Newcomb, D.E. Buncher, M. Huddleston, I. J. : Concepts of Perpetual pavements. TR Circular No. 503. (2001)
- 8) Darry, A.R. Phillips, S. Potter, J.F. Nunn, M.E. : UK design of flexible composite pavements. Eighth Int. Conf. on Asphalt Pavements. Aug, Seattle(1997), pp17.
- 9) Jofre, C. Vaquero, J. Kramer, C. : Performance of Precracked Cement Treated Layers in Spain. Proceedings, Third International RILEM Conference. (1996) pp 72-81.
- 10) 朝日理登, 佐々木薫, 小原富徳 : コンポジット舗装10年間の追跡調査. 第24回日本道路会議一般論文集 (2001)
- 11) Otte, E. Monismith, C. L. : Some Aspects of Upside-Down Pavement Design. NITRR CSIR. (1976)
- 12) 菊池三男, 大野利幸, 秋本 勇 : 烏山バイパスとその軟弱地盤対策について. 道路 No. 7(1964)
- 13) 三浦裕二 : 軟弱路床におけるサンドイッチ工法の一設計法. 道路 No. 7(1971)
- 14) 高速道路調査会 : 軟弱地盤舗装に関する調査研究報告書. (1975)
- 15) Nunn, M.E. Leech, D. : Substitution of Bituminous Roadbase for Granular Sub-base. TRRL Research Report 58. (1986)
- 16) NAPA: Roller Operation for Quality. Information Series 121. (1997)
- 17) Lister, N.W. Powell, W.D. : The Compaction of Bituminous Base and Base-Course Materials and Its Relation to Pavement Performance. AAPT. Vol. 44. (1975)
- 18) 南雲貞夫, 小島逸平, 古関堅二 : シックリフト工法によるアスファルト安定処理路盤の効果. 土木技術資料 Vol. 17 No. 12(1975)
- 19) Leykauf, G. Kawohl, W. J. : Structural Design of Full-Depth-Asphalt-Pavements and Field Tests in Comparison with German Standardized Asphalt Pavements. Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. Vol. 1 (1972)
- 20) Bethune, J.D. : Full-Depth and Deep Strength Asphalt Pavements in Victoria Australia. Shell Bitumen Review 54. (1976)

- 21) Potter, J.C. : Reliability of the Flexible Pavement Design Model. Transportation Research Record 1136. (1987) pp 79-85.
- 22) Powell, W.D, Potter, J.F. Mayhew, H.C. Nunn, M.E. : The structural design of bituminous roads. TRRL Laboratory Report 1132. (1984)
- 23) Russam, K. : Sub-soil drainage and the structural design of roads. RRL Report LR 110. (1967) pp 5-6.
- 24) Road Research Laboratory: Road Research 1956. H. M. S. O. (1957)
- 25) Road Research Laboratory: Road Reserach 1962. H. M. S. O. (1963)
- 26) Wang, M. C. Larson, T. D. : Evaluation of Structural Coefficients of Stabilized Base Course Materials. Transportation Research Record 725. (1979) pp 58-67.
- 27) Claessen, A. I.M. Edwards, J.M. Sommer, P. Uge, P. : Asphalt Pavement Design The Shell Method. Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. Vol.1 (1977)
- 28) Brown, S. F. : Effect of Mix Properties on Structural Design: A Review. AAPT. Vol. 57 (1988) pp 245-289.
- 29) Edwards, J.M. Valkering, C.P. : Structural design of asphalt pavements for heavy aircraft. Shell Construction Service. (1970)
- 30) Marshek, K.M. Chen. H.H. Connell, R.B. Saraf, C.L. : Effect of Truck Tire Inflation Pressure and Axle Load on Flexible and Rigid Pavement Performance. Transportation Research Record 1070. (1986) pp 14-21.
- 31) Hughes, C.S. : Design, Construction, and Performance of Heavy Duty Mixes. Quality Improvement Series 123. NAPA.
- 32) Zhang, Z. Leidy, J.P. Kawa, I. Hudson, W.R. : Impact of Changing Traffic Characteristics and Environmental Conditions on Flexible Pavements. TRR 1730. (2000) pp 125-131.
- 33) Marshek, K.M. Chen, H.H. Connell, R.B. Hudson, W.R. : Experimental Determination of Pressure Distribution of Truck Tire-Pavement Contact. Transportation Research Record 1070. (1986) pp 9-14.
- 34) Prozzi, J.A. et al. : Mechanistic Determination of Equivalent Damage Factors for Multiple Load and Axle Configurations. Eighth Int. Conf. on Asphalt Pavements. (1997) pp 161.
- 35) Road Research Laboratory : Road Reserach 1958. H. M. S. O. (1959)
- 36) Foster, C.R. : Development of Marshall Procedures for Designing Asphalt Paving Mixtures. Development History IS-84 National Asphalt Pavement

- Association. (1993)
- 37) Heukelom, W. Klomp, A. J. G. : Road Design and Dynamic Loading. Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists Vol. 33 (1964) pp 92-125.
 - 38) Newcomb, D. Timm, D. Mahoney, J. : It's Still Dirt, Rocks and Asphalt-Right? HMAT. Vol. 7, No. 4 NAPA. (2002)
 - 39) Rowe, G. M. Cooper, K. E. : A Practical Approach to the Evaluation of Bituminous Mix Properties for the Structural Design of Asphalt Pavements. AAPT. Vol. 57 (1988) pp 484-501.
 - 40) Von Quintus, H. L. Scheroeman, J. Hughes, C. : Asphalt-Aggregate Mixtures Analysis System: Philosophy of the Concept. ASTM STP 1041. (1989)
 - 41) Road Research Laboratory. : Road Research 1961. H. M. S. O. (1962)
 - 42) Salinero, I. S. Roesset, J. M. Shao, K. Y. Stokoe II, K. H. Rix, G. J. : Analytical Evaluation of Variables Affecting Surface Wave Testing of Pavements. Transportation Research Record 1136. (1987) pp 86-95.
 - 43) Nazarian, S. Stokoe II, K. H. Briggs, R. C. : Nondestructively Delineating Changes in Modulus Profiles of Secondary Roads. Transportation Research Record 1136. (1987) pp 96-107.
 - 44) Sterling, A. B. : Behaviour of Bituminous Road Materials Under Repetitive Loading. The Journal of the Institute of Highway Engineers. (1970) pp 11-16.
 - 45) Kennedy, T. W. Liffle, D. Von Quintus, H. L. Scherocman, J. : Development of Asphalt-Aggregate Mixture Analysis System. AAPT Vol. 57 (1988) pp 262-289.
 - 46) Pell, P. S. Cooper, K. E. : The Effect of Testing and Mix Variables on the Fatigue Performance of Bituminous Materials. AAPT. Vol. 44 (1975)
 - 47) Benjamin, S. Simon, H. : Crack Pinning in Asphalt Mastic and Concrete. 2nd Eurasphalt and Eurobitume Congress. (2000)
 - 48) Heavy weight savings. World Highways. (2002) pp 55.
 - 49) Lomas, M. : An Estimation Procedure for Traffic Loading. National Institute for Transport and Road Research, South Africa. (1976)
 - 50) Shook, J. F. Lepp, T. Y. : Method for Calculating Equivalent 18-Kip Load Applications. HRB 50th meeting. (1969)
 - 51) Deacon, J. A. Deen, R. C. : Equivalent Axle Loads for Pavement Design. HRR No. 291. (1969)
 - 52) Robinson, R. G. : Trends in axle loading and their effect on design of road pavements. TRRL Research Report 138. (1988)

- 53) Croney, D. : The Design and Performance of Road Pavements. HMSO. (1977)
- 54) Treybig, H. J. : Overlay Design. Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. Vol.1 (1977)
- 55) Buiter, R. Cortenraad, W.M.H. van Eck, A. C. van Rij, H. : Effects of Transverse Distribution of Heavy Vehicles on Thickness Design of Full-Depth Asphalt Pavements. TRR 1227. (1989) pp 66-74.

第3章 材料

アスファルト舗装に用いるおもな材料は、砂、碎石などの骨材または粒状材料と、これら骨材などに混入して固めるためのセメント、アスファルトなどの結合材です。そのほか、アスファルトの改質剤、ファイバーなどの添加材があります。

粒状材料

粒状材料とは、切り込み砂利、粒度調整材料、クラッシュラン、スラグなどの総称です。そのまま路盤材料として、あるいは各種安定処理やアスファルト混合物などの骨材として使用されます。

路床・路盤では、粒状材料は、遮断層、凍上抑制層、下層路盤、上層路盤などに用いられます。路床・路盤用材料の品質は、最大粒径、粒度、修正 CBR、塑性指数などが規定されます。

最大粒径、

材料中のおよそ最も大きな粒子の大きさを言い、用途により定義は異なりますが、路盤では一般に 40mm 以下、1 層仕上がり厚の 1/2 以下とします。粒径は小さい方が材料分離は少なく、敷き均し、転圧などの作業が容易です。

粒 度

粒度とは、土や骨材の粒子径の分布をいい、粒径分布ともいいます。粒状材料は、大小粒径の骨材粒子が一様に混じり合った粒径分布の良いものが、締固めたとき高い密度と強度が得られます。粒度は、通常粒度曲線で表され、最大の密度は次式で得られます。

$$p = (d/D)^{0.5} \times 100$$

ここに、 p : フレイ目の大きさ d のフレイを通過する量 (%)

d : フレイ目の大きさ (mm)

D : 最大粒径 (mm)

粒度曲線は、縦軸に算術目盛りでフルイ通過重量百分率、横軸に対数目盛りでフルイ目の開きをとったとき、下に凸で左肩下がりの曲線になります。粒度曲線は、粒度を視覚的にとらえたい場合や、2種類以上の骨材の配合率を決める場合などに用いられます。

粒度曲線が滑らかなものを連続粒度と呼び、一部の粒径範囲が欠落して曲線が滑らかでないものをギャップ粒度、またはスキップ粒度と呼びます。

上記粒度は、実際に使われている材料の粒度範囲とは細粒部分で若干相違しており、また、ベキ指数を0.45とする場合があります。

修正 CBR

施工時の締固めによって得られる材料の乾燥密度を想定し、その乾燥密度に対応する CBR のことをいいます。修正 CBR は、材料のセン断強度を間接的に表します。

想定される乾燥密度とは、まず、最適含水比の材料を規定の方法（4.5kg ランマーで3層92回）で突き固めて最大乾燥密度を求め、ついで、現場で必要とする締固め度（通常、95%）に応じて、最大乾燥密度を割り引いて求めた乾燥密度のことです。

修正 CBR は、下層路盤では20～30以上、上層路盤では80以上などと規定します。

最適含水比（OMC）

最適含水比は品質規定ではなく、現場の締固め時に必要な数値です。決められた突き固め方法によって含水比を変えながら土などを締固め、その最大乾燥密度が得られるときの含水比をいいます。

土などを突き固めるとき、土粒子表面の水分は潤滑剤のように働いて土粒子は動きやすく、水分が増えるに従い土の密度は次第に上がります。水分が最適含水比を超えると、水分は土粒子の間隙を押し広げるように作用し、密度は下がってきます。

同じ材料では、突き固めのエネルギーが増すと最適含水比は低下し、最大乾燥密度は増加します。突き固めエネルギーの概略は、モールド内の試料の層数、各層の突き固め回数、ランマー重量、および落下高の積で求めます。

路床土と路盤材料では、基準の突き固め方法が異なるため、同じ材料であ

っても最適含水比は異なります。

塑性指数 (PI)

塑性指数は、粘性土や粒状材料に含まれる粘土分を表わす尺度になります。塑性指数を求めるには、液性限界 (LL)、塑性限界 (PL) という 2 つの試験が必要で、時間もかかり面倒です。

塑性指数は、上記 2 つの限界の差で表わします。土の含水量が液性限界を超えると土はドロドロになり、塑性限界を下回るとボロボロになります。塑性指数の高い土は、中間のネチネチ状態の含水量範囲が広く、いつまでも扱いにくい土で、乾燥すると硬く、水を含むと泥状化します。

粒状材料では、 $425\mu\text{m}$ フルイ通過分について試験を行い、塑性指数が 4 以下の材料は非塑性と表現します。

液性限界 (LL)

液性限界は、おもに土の分類に用いられます。

試験は、広範囲の土に適用が可能で、試験器や操作にあまり左右されません。しかし、砂を含む土では溝切りが困難で、塑性の低い土は、流れるというより皿内で滑る傾向があり、衝撃を加えると液状化することもあります。

黄銅皿に敷きひろげた試料の最大厚は約 1 cm で、これに溝を切り試料を 2 分します。落下装置により、皿を毎秒 2 回ゴム板に打ち付ける (落下高 10mm) 操作を、溝底部の試料が合流 (長さ約 1.5cm) するまで続け、合流した付近の試料の含水比を求めます。手順を繰り返し、落下回数 (対数) と含水比の関係 (流動曲線) から落下回数 25 回に対応する含水比を求め、LL とします。

塑性限界 (PL)

試料の塊を、手のひらとすりガラス板の間でころがしながら直径 3mm のひも状にします。操作を繰り返し、直径が 3mm になった段階で、ひもが切れぎれになったときの含水比を PL とします。

砂当量試験 (ASTM D2419)

試験が面倒な塑性指数 (PI) の代替試験として用いられ、試料の細粒分中の粘土量に関係した指標が得られます。

4.75mm (No. 4) フルイ通過分を、塩カル溶液中で十分振とうし、懸濁液をメスシリンダー中に 20 分間放置したのち、砂と粘土に分かれた各々の高さを記録します。粘土の高さに対する、砂の高さの比に 100 をかけて砂当量とし、

30 以上なら非塑性とします。

砂当量値と PI との相関は、明確ではありませんが、現場管理用には有用な試験です。

アスファルト

製 造

アスファルトには、石油アスファルトと天然アスファルトがあります。石油アスファルトは、原油から常圧蒸留によりガソリン、ナフサなどの低沸点留分を分離し、さらに減圧蒸留により軽油や潤滑油などを分離して得られます。

蒸留法で得た軟らかいアスファルトに、軽度の空気吹き込み（ブローイング）を行って性状を改善したものはセミブロンアスファルトといいます。空気吹き込みによる反応が進んだ硬いブロンアスファルトは、舗装用ではなく、防水材料などに用いられます。

高粘度の潤滑油を造る際に産出するプロパン脱歴アスファルトは、針入度が低く（20 前後）、軟らかいアスファルトとのブレンド用に用いられます。

アスファルトの分類

アスファルトは、使用上の便宜のため、通常、アスファルトのコンシステンシー（硬さ）を表わす針入度（25℃）によって分類されます。

針入度には、測定温度が舗装の供用時に近いこと、アスファルトの低温特性と相関があること、などの利点がある一方、コンシステンシーは基本的な単位の粘度で測るのが望ましい、アスファルト混合物の施工温度を決めるのに利用しにくい、などの欠点もあって、針入度分類にかわる粘度分類を採用することがあります。

粘度分類は、針入度分類より施工温度における分類内のコンシステンシーの均一性にまさっており、また、様々な気候と使用条件に適合するといわれます。

粘度の測定は、夏期の最高の舗装表面温度に近い 60℃で行われ、試料には、原アスファルトのほか、加熱試験（RTFOT）後のアスファルトも用いられます。

これにより、原産地などが異なるアスファルトも、加熱混合（バッチタイ

ブ) 後の施工時には、ほぼ同じ挙動を示すことが予期されます。

アスファルトの試験

舗装用材料として必要なアスファルトの性質は、まず、粘性と感温性に関するもので、アスファルトは、施工時や供用時の温度範囲で適切なコンシステンシーを持つことが必要です。コンシステンシーに関する試験には、JISに規定する針入度試験、軟化点試験、伸度試験などのほか、粘度試験、フラス破壊点試験などがあります。

次は、耐久性に関するもので、アスファルトは、供用前後においてコンシステンシーや組成の変化が少なく、硬化や変質が生じにくいことが必要です。試験には、蒸発量試験、薄膜加熱試験、組成分析、耐候性試験などがあります。

このような多数の規格試験を必要とする理由のひとつは、舗装の施工時や供用時のすべての温度範囲で、同一の試験装置を用いてコンシステンシーを測るのが困難だ、ということです。アスファルトの性状は、多くの異なる試験の結果から総合的に判断する必要があります。

針入度

通常は、25℃のアスファルトの硬さを表わす指数で、ミシン針状の規定の針を試料中に貫入（通常、荷重 100g、貫入時間 5 秒）し、貫入量を 1/100mm 単位で表わしたものです。貫入量が 10mm のとき、針入度は 100 になります。針入度は、おもにアスファルトの分類に用いられており、また、温度を変えて試験したり、軟化点と併用して針入度指数を求めたりして、アスファルトの感温性を表わします。

舗装用アスファルトは、一般に種類 60～80 および 80～100 を用いていますが、寒冷地では、針入度の大きい軟らかいアスファルト（100～120 など）を、温暖地では、針入度の小さい硬いアスファルト（40～60 など）をそれぞれ用いる傾向があります。

軟化点

軟化点は、試料のアスファルトの温度を次第に上げたとき、アスファルト

がある決められた流動状態に達したときの温度をいいます。試験は、一般に環球法を利用します。

まず、規定の金属製リング（径 15.9mm）にアスファルトの試料を詰め、その表面に小球（径 9.53mm、重さ 3.5g）を載せて水中に入れます。水温を一定の速さ（毎分 5℃）で上げていき、球の重みで試料が 25.4mm 垂れ下がったときの水温を軟化点とします。

舗装用アスファルトの軟化点は、およそ 40～55℃です。

針入度指数 (PI)

針入度指数は、針入度 (25℃) と軟化点を利用して得られるアスファルトの感温性を示す指数です。

軟化点のときのアスファルト針入度を 800 と仮定し、温度と針入度 (対数) のグラフの勾配から計算式によって求めます。また、ノモグラフを利用して求めることもできます。

ストレートアスファルトの針入度指数は、通常 -2～+2 の範囲で、数値が大きいほど感温性は低くなります。

アスファルト混合物の締固め可能な最低温度は、軟化点+50℃位ですが、PI が小さく感温性が高いアスファルトでは、この温度は高くなります。[1]

感温性は、舗装のわだち掘れにも関係しており、試験舗装の 8 年後のわだち掘れは、PI が -1.0 で感温性が高いと 8mm ですが、PI が +1.0 で感温性が低いと 4mm に減ります。

PI が -0.5 の場合、アスファルトの 40℃粘度は 4 万 Pas に過ぎず、PI が +2.0 に上がると 60 万 Pas にもなります。この変化で、アスファルトのスチフネスは 15 倍、アスコンのスチフネスは 2 倍になり、変形は半分になります。[1]

伸 度

伸度は、アスファルトの試料を規定の形（引張り方向の最小断面は 1 辺 10mm の正方形）に固め、これを規定温度（通常 15℃）の水中で一定の速さ（毎分 5cm）で引き伸ばし、ひも状に伸びた試料が切断するまでの長さを cm 単位で表したものです。

伸度は、前世紀初めに導入されて以来、その意義について多くの議論がありました。その後、伸度は舗装にタワミ性を与える、アスファルトの粘着

性と骨材への接着性に関係がある、などと信じられており、舗装の供用性ともおそらく関係がありそうだといえます。[2]

同一原油であれば、伸度と粘度には良い相関があります。

60℃粘度

アスファルト舗装の温度は、供用中に最高の約60℃を示し、このときのアスファルトの粘度は、アスコンの塑性流動に大きな影響があります。

アスファルトの60℃粘度が高いほど、アスコンのマーシャル安定度と動的安定度はいずれも高く、両者は60℃粘度と高い相関を示します。

試験には、減圧毛管式粘度計を用い、まず、試料を粘度計の標線まで注入し、気泡を除いたのち、試験温度に保った水浴中に垂直にセットします。粘度計に減圧装置を接続し、300mmHgの圧力で吸引してアスファルトを流し始めます。試料の液面が、2本の標線の間を上昇するのに要した時間を測定し、これに係数を乗じて絶対粘度（ポアズ）とします。

通常のアスファルトの60℃粘度は、針入度60～80の場合1500～3000ポアズ、80～100では1100～1600ポアズです。

回転式薄膜加熱試験（RTFOT）

アスファルトの加熱試験の一種で、加熱（163℃）された薄膜状（5～10μm）の試料面に空気を吹き込み、比較的短時間にアスファルトの加熱変化を起こします。1963年にカリフォルニア州道路局で開発されたものです。

試料(35g)を円筒形ガラス容器(径 64mm、高さ 140mm)に入れ、加熱炉(163℃)中の架台にその容器をはめ込みます。8 個の容器を取り付けた架台は垂直面で回転（毎分 15 回）し、1 回転ごとに、毎分 4L の空気を吹き出すノズルの前面を容器の開口部が通過します。加熱（85 分）後に質量、軟化点などを測ります。

従来の薄膜加熱試験（試料厚 3mm）に比べ、質量変化は約 1.3 倍、軟化点は約 1.03 倍、60℃粘度は約 1.15 倍になります。残留物の粘度は、プラント混合による材料から回収したアスファルトの粘度と良い相関があります。

試験の結果は、アスファルトプラントで加熱混合した時の熱劣化に近いものになりますが、実際の路上の劣化を再現するものではありません。[3]

高温加圧容器によるエージング (ASTM D6521)

高圧の空気と高温によりアスファルトの酸化・老化を促進し、供用中のアスファルトに起こるレオロジー的变化をシミュレートした処理方法です。改質アスファルトには適用されません。

アスファルトの試料は、必要に応じRTFOT (回転式薄膜加熱試験) で前処理したものを用います。その残渣の50 gを標準の平皿 (内径140mm、深さ9.5mm) に入れ (厚さ約3.2mm)、加圧容器内の規定温度と圧力 (2.1MPa) で20時間エージング処理を加えます。

処理後は規定の方法で試料を取り出し、供用中の数年間にエージングを受けたアスファルトとして物理的・化学的特性の評価に供します。

組成分析

アスファルトは、非常に複雑な炭化水素化合物などの集合体で、個々の成分の分析はほとんど不可能だといわれます。そこで、アスファルトを溶解性、吸着性、分子サイズなどの化学的特性の類似したグループに分類することが行われます。

組成分析には、化学沈殿法、溶剤抽出法、吸着クロマトグラフィ法などが利用されます。[4]

アスファルトを、分析法によって異なるペンタン、ヘキサン、ヘプタンなどの溶剤に溶かしたとき、不溶解分はアスファルテン、溶解部分マルテンまたはペトロレンと呼ばれます。後者は、さらにレジンとオイルに分けられ、オイルは飽和分と芳香族分に分けることもできます。

アスファルテンは、黒褐色のもろい固体でアスファルトの粘性を形成する大きな役割を持っており、アスファルテンの量が少ない (10%以下) アスファルトは結合力が弱く、アスファルト混合物が軟らかくなります。

アスファルトの酸化が進むと、オイルがレジンに、レジンがアスファルテンにそれぞれ変わります。

舗装供用性との関係

組成分析の結果は、現道舗装の供用性との間に信頼できる相関は認められていません。むしろ物理的・レオロジー的な試験の方が、多数の試験道路の

供用性と良い相関を示しています。例えば、アスコンの空隙量は、とくに大きくなると、アスファルトの組成の違いを無効にするほど影響が大きい要因になります。

アスファルトの組成と舗装の供用性に関する過去の多数の試験道路（1954～1984年の11箇所）では、舗装の供用性評価が類似していながら組成が異なるケースや、組成が同じでも供用性が著しく異なるケースがあり、両者に相関のないことを示しています。

1964～1973年のカリフォルニア州で、化学沈殿法による組成がほとんど同じ3つのアスファルトは、原アスファルト粘度と50か月後の粘度の比（140° F）が31.8、12.4、5.9と大きく相違しており、このときの空隙量は10.3、6.4、7.0%のようにこれも大きく相違しています。[4]

1976年のペンシルベニア州で、組成が殆ど同じ2つのアスファルトの供用性評価点1：4という大きな相違は、空隙量10.8%と6.5%の相違によるものです。

このように、アスファルトの組成と舗装供用性との相関を確かめる試みはいずれも成功していないため、組成分析の利用が広まることはないようです。[5]

分子量分布

HP・GPC法は、ポリマーの分子量分布の試験に開発された方法ですが、比較的簡単にアスファルトの分子量分布がえられます。

プラントの加熱混合とそれに続く路上の硬化・老化は、アスファルトの大分子量成分の量を増やし、アスファルトの分子量分布に明らかな変化を起こします。[5]

これまで、分子量分布と低温度ひび割れの傾向との関連が示されており、大分子量成分がある限度をこえるとひび割れ傾向は高くなります。しかし、テンダー（軟らかい）な舗装を防ぐには、大分子量成分の十分な量が必要です。

改質アスファルト

改質アスファルトとは、舗装用アスファルトの品質を改善するため、ポリマー（ゴム・樹脂）を添加したり、特殊な処理を施したりするアスファルトの総称です。ゴム入りアスファルト、樹脂入りアスファルト、セミブロンアスファルトなどがあります。

改質アスファルトは、一般に、高い変形抵抗性とひび割れ抵抗性をもっており、特に重交通道路や特殊な用途、たとえば、橋面舗装の鋼床版舗装や、高い弾性係数と強度が要求される長寿命化のための路盤、などに用いられます。

改質アスファルトは、利用が容易で、施工時の粘度が高過ぎないことが必要です。

経緯

改質剤によるアスファルトの改質は、すでに 19 世紀後半に始まっており、イギリス、フランス、オランダなどで天然ゴムが用いられました。

1950 年頃、アメリカで合成ゴムの粉末やラテックスが用いられ、1960 年代初期には、天然または合成のポリマーをアスファルトに添加する試みがなされました。

1963 年には、フランスの試験道路で、各種の天然ゴム、または合成ゴムをラテックス、または乾燥パウダーの形で、製造中またはプラントで添加しました。合成ゴムは、スチレンブタジエンベースのエラストマー（SBR）です。

1975 年に、熱可塑性ポリマーをアスファルトに加える可能性が調査され、感温性、載荷時間に対する感受性、永久変形への抵抗性、引張り強度、疲労強度などの改善がみられました。これは、SBS ブロックコポリマーによる改質効果です。[6]

改質剤

改質剤には、ポリマー（ゴム、樹脂）の SBR、SBS、EVA などが用いられます。改質剤は、アスファルトと容易に混じること、混合温度で分解しないこと、コストが安いこと、などが求められます。

多くのポリマーは、アスファルト中にゲル構造・網状組織をつくります。粘度試験(275℃)のような低応力試験では、ゲルは破断せずに高い見かけ粘度を示し、プラント・ミキサの高剪断応力下では、ゲルは破断して低粘度になり、混合・締固めは非改質のアスファルト混合物と同様になります。

ブレンドの1例では、アスファルト(80/100,80%)にアロマチック油(10%)、SBS(10%)を加え、最大7時間(200~220℃)攪拌すると、膨潤したポリマー組織の中にアスファルトの小球が分散します。粒子サイズは、攪拌時間が増えると小さくなります。[6]

長期間の高い貯蔵温度は、感温性を変え、施工温度を変える恐れがあります。[7]

SBR ゴム

SBR は、プラントミックス方式による場合、ラテックスの形で直接ミキサに噴射して添加します。ラテックスは、ゴム粒子(0.01~0.1 μ m)が水中に懸濁した乳液状のものです。

SBRの添加により、アスファルトの針入度の低下や軟化点の上昇が起こり、感温性が鈍化します。タフネス・テナシティが大幅に改善され、低温時のすり減りや高温時の流動に対する抵抗性が向上します。

SBS ブロックコポリマー

SBS は、低温でアスファルトを軟らかくし、高温でアスファルトを固くします。このように粘度・温度曲線を平らにする効果があり、感温性が低くなります。SBSには、冬の温度ひび割れや夏のわだちぼれを減らす傾向が見られます。

EVA 樹脂

EVAは、アスファルト中に溶解しないで小球となって懸濁するため、貯蔵安定性が悪く、分離して浮き上がってきます。

EVAには、針入度を下げ、軟化点を上げて感温性を低くし、伸度(4℃)を大きく増やす効果があります。SBSよりかなり安価に、わだち掘れ抵抗性を改善します。

熱硬化型ポリマー

樹脂と硬化剤の2成分をもち、化学的に反応して三次元構造を作り、パインダーの強度を何倍にも増やします。このタイプは高価です。

エポキシ樹脂にはタール(15~20%)がよく適合し、タールは温度上昇によ

り反応が進みます。通常の混合温度でも反応は速く、舗設前に硬化を始めます。[8]

タフネス・テナシテイ試験

ゴム入りアスファルトの、ゴムによる改質効果を評価するための試験 (ASTM D5801) です。[9]

規定の金属半球を、球面を下にして試料中に埋め、これを引き抜くとき半球にかかる荷重と変位を記録します。

荷重は、はじめ高い山を描き、試料が伸びるに従い急速に低下して変位が大きくなります。この荷重・変位曲線の下側の面積全体をタフネス (kg・cm) といい、山裾の部分 (最大荷重後の曲線の接線が、荷重ゼロ線と交差した右側の曲線下の部分) の面積をテナシテイ (kg・cm) といいます。

ストレートアスファルト (80~100) のタフネスとテナシテイの一例は、およそ40と8以下で、ゴム入りアスファルトでは、タフネスがこの5倍、テナシテイが50倍の値を示すことがあります。タフネス・テナシテイが過剰になると、敷き均し時に引きずりを起こし、不陸を作る原因になります。

トリニダッドレーキアスファルト (TLA)

舗装に用いる天然アスファルトの代表は、南米ベネズエラのトリニダッド島に産出するレーキアスファルトです。おもに、グースアスファルトやワールドアスファルトの改質剤として利用されます。

産 出

レーキアスファルトが堆積する湖は、直径約 700m、最大深は約 90m のほぼ円形で、表面は人が歩けるほどの固さです。中心部以外では、レールを敷いて小型トラックが走れます。

湖全体のアスファルトは、非常にゆっくりと中心から外側の表面に向かって移動し、そして中心の深みへと循環しています。表面に穴をあけると、24時間以内には塞がってしまいます。湖の表面は、これまでに掘り出したアスファルトの量に比べると、非常にわずかしかが下がっていないといいます。

採掘した原鉱は、加熱して水分とガスを抜き、さらにフルイを通して異物を除き、トリニダッドエピューレとして商品化されます。この針入度は 1.5

～4.0、軟化点は94～97°Cで、鉱物質（シリカ・粘土）約35%を含みます。

効果

TLA は、アスファルト混合物のワーカビリティを改善することがよく知られており、また、TLA の改質効果はポリマーと同等だともいわれます。

通常のアスコンでは、その添加により塑性流動に対する抵抗性が上がり、グースアスファルトでは、高温時の流動性が良くなり施工がしやすくなります。ロードアスファルトでは、TLA の老化の早さが利用され、TLA を加えたロードアスファルトのモルタル分は老化が早くなり、交通による摩滅で路面の粗骨材が突出して肌理が維持されます。

イギリスの路上では、車の左右の車輪が通過する間の路面をかつてオイルレーンと呼び、ここでは、車から落ちる油による軟化作用のため、0.02～0.06in (0.5～1.5mm) の深さのアスファルト（ベネゼラ産）の粘度は、原アスファルトの1/100 という低さでした。一方、同じ深さのTLA の粘度は、原アスファルトの10倍もあり、これはTLA の硬化速さが油の軟化作用を打ち消し、さらにそれ以上であることを示しています。[10]

アスファルト乳剤

アスファルト乳剤は、アスファルト、水、および乳化剤を混ぜ合わせたものです。

加熱したアスファルトと乳化剤を含んだ水が、加圧下でコロイドミルを通過すると、アスファルトは微粒子（5～10 μ m以下）になって水中に懸濁します。乳化剤は、アスファルト粒子の表面に電荷を与え、アスファルト粒子は互いに反発して固まることがありません。

アニオン系乳化剤を用いると、アスファルト粒子はマイナスに、カチオン系乳化剤ではプラスにそれぞれ帯電します。多くのシリカ質骨材（砂岩、石英、砂利など）はマイナスの電荷を持っており、プラス電荷のカチオン系乳剤はよく付着します。プラス電荷の石灰岩骨材などはこの反対です。

乳剤と骨材を混合すると、アスファルト粒子は骨材表面に反応して分解し、両者間の水を押し出します。アニオン系乳剤は、おもに水の蒸発によって分解しますが、カチオン系乳剤は電気化学的に分解します。

アスファルト乳剤は、分解の速さによって用途が異なり、分解速さは乳化

剤の種類と量によって調節します。

アスファルト乳剤には用途に応じ、わが国では、高浸透性アスファルト乳剤、高濃度アスファルト乳剤、カットバックアスファルト乳剤、ゴム入りアスファルト乳剤などの種類があります。

骨 材

骨材は、粒子径の大きさにより、粗骨材、細骨材、およびフィラーに分けられます。粗骨材には碎石、砂利などが用いられ、細骨材には川砂、海砂など、フィラーにはおもに石粉がそれぞれ用いられます。

岩 種

岩石は、その成因によって火成岩、水成岩（堆積岩）、および変成岩に大別されます。

火成岩のうち、シリカ分を 66%以上含む酸性岩は、石英を主成分とし、比較的明るい色を呈しており、通常、比重は 2.75 以下です。シリカ分が 52%以下の塩基性岩は暗い色を呈し、比重は 2.75 を超えます。

酸性岩は、一般にアスファルトより水との親和性が高く、親水性骨材と呼ばれ、アスファルトとの付着が良くありません。塩基性岩は、疎水性骨材と呼ばれ、アスファルトとの付着は良好です。

わが国では、舗装用骨材として一般に、砂岩、石灰岩、安山岩、玄武岩などが用いられます。

砂 岩

大部分が石英から成る砂の粒子(2~0.06mm)が、シリカ、炭酸カルシウム、粘土鉱物などで固結して生じた水成岩です。石英以外にも多くの鉱物を含み、やや明るい色を呈し、比重は 2.8 以下です。

アスファルトとの付着性は劣りますが、骨材粒子表面の肌理はサンドペーパー状を呈して容易に研磨されず、高いすべり抵抗性を必要とする高速道路などの表層に用いられます。

石灰岩

カルシウム・マグネシウムの炭酸塩を主成分とする水成岩で、やや明るい

色を呈しており、国内に広く分布しています。

石灰岩は、方解石、ドロマイトなどの軟らかい鉱物を多く含んで研磨されやすく、高速道路などの表層に用いることはありません。しかし、塩酸による溶解試験で、骨材中の硬い鉱物の量を示す不溶分が 10%以上であれば、すべり抵抗性に問題はないといえます。

石灰岩はアスファルトとの親和性が高く、石灰岩を用いたアスコンの剥離傾向は非常に低く、ひび割れも砂岩などより遙かに生じにくいといえます。

安山岩

主として斜長石から成り、少量の黒雲母、輝石などを含み、ごく微細な結晶質またはガラス質の火成岩で、わが国では最も広く分布しています。

安山岩の多くは、吸水量が大きく、骨材粒子表面の空隙が多いため一般に路上で研磨されにくく、路面のすべり抵抗性には有利に働きます。しかし、プラントで乾燥が不十分な場合は、アスコンの剥離問題を生じます。

碎石の生産

採取場から運ばれた岩石は、はじめグリズリを通し、風化した軟らかく細かい部分を除去します。一次破砕には、通常ジョークラッシャを用い、二次、三次破砕にはインパクト、ロール、コーンなどの他のクラッシャを用います。ジョークラッシャは、おもに衝撃と圧縮により岩石を破砕し、他のクラッシャは、そのほか、すり潰し、剪断などの作用で破砕します。

骨材粒子の形状は、立方体に近い形が理想的で、扁平・細長の粒子はアスコンの弱さの原因になります。骨材粒子の長さとの厚さの比が5を超えるような扁平・細長骨材は、転圧時に破砕されやすく、また、平らに寝てしまうためアスコンの VMA が過小になります。[11]

碎石の粒形は、ある程度岩石の性質やクラッシャのタイプに影響されますが、大抵の場合、破砕の最終工程で採用した破砕比によってきまり、これが 4:1 より小さければ、例えば、19mm の碎石を造るとき、投入岩石が 76mm を超えなければクラッシャタイプなどにかかわらず粒形は良好です。[12]

碎石粒度の一般的な欠陥は、フルイのオーバロードに起因する、過剰なアンダーサイズを含むことです。さらに、細長・扁平な骨材は、篩い分けが非常に困難で、立方体骨材よりも過剰なアンダーサイズを含むことが多いのです。一方、オーバサイズの過剰は、あまり一般的ではありませんが、フルイ

目の摩耗と過大なフルイ目の使用により生じます。碎石の篩い分けでは、通常、所要のサイズより若干大きめのフルイを用いているのが原因です。[13]

粗骨材

粗骨材とは、比較的粒径の大きい骨材のことで、アスファルト舗装では 2.5mm フルイに留まる骨材をいいます。

比重（密度）

比重は、アスファルト混合物の配合設計の際、供試体の空隙量を計算するとき必要な、理論最大密度の計算に用いられます。

粗骨材の比重には、見かけ比重、表乾比重、およびかさ比重の 3 つがありますが、空隙量の計算には、通常は見かけ比重を用います。

見かけ比重を求めるときの骨材試料の体積は、その乾燥重量と、水浸・吸水後の水中重量との差から求めます。

$$\text{見かけ比重} = A / (A - C)$$

ここに、 A ：骨材試料の乾燥重量（g）

C ：24 時間水浸後の水中重量（g）

水中重量は、水中の骨材試料が排除する水の重量に等しいだけ、空中重量が軽くなるときの重さ（アルキメデスの原理）ですから、例えば、骨材粒子の間隙が大きく、内部に浸透する水の量が多いほど、水中重量は大きくなり、骨材体積は小さくなります。従って、空中重量が同じなら、吸水量が大きいほど見かけ比重は大きくなります。

緻密で、非多孔質（吸水量が小さい）の骨材では、3 つの骨材比重の違いは小さく問題になりませんが、吸水性のある大抵の骨材では、どの比重を用いるかによって計算したアスコンの空隙量にかなりの違いが生じます。

そのため、吸水量が 2.5% より小さい骨材では見かけ比重をアスコンの空隙量計算に使い、2.5% より大きい骨材では表乾比重を用いる場合[14]や、吸水量が 1.5% をこえるとき、見かけ比重と表乾比重の平均値を用いる場合などがあります。[15]

比重は、骨材の品質に影響し、いずれの岩石でも比重が小さいと吸水量やすり減り減量が大きくなります。また、火成岩、水成岩などの成因別の差は小さく、表乾比重では、国内（75種類）の平均は2.67です。[16]

吸水量

骨材試料を24時間水中に浸漬したのち、表面乾燥飽水状態の重量と乾燥後の重量を測り、次式によって求めます。

$$\text{吸水量 (\%)} = (B - A) / A \times 100$$

ここに、 A : 乾燥後の試料の重量

B : 表面乾燥飽水状態の試料の重量

吸水量の大きい骨材は、一般に硬さや耐久性に劣り、例えば、安定性試験に外れる割合が大きく、また、プラントの加熱・乾燥時に水分が十分抜けきれず、アスコンの剥離問題を起こします。

しかし、吸水量の大きい骨材の中には、路面でタイヤの研磨作用を受けにくく、高いすべり抵抗性を保持するものがあります。

岩種では石灰岩が最も小さく、水成岩の平均（27種類）は0.75%です。最も大きいものは安山岩、玄武岩などで、火成岩の平均（39種類）は1.75%（最大は4.7%）です。[16]

吸水量は、通常、アスファルトの浸透量より大きく、吸水量の大きな骨材ではこの差も大きいので、配合設計時の空隙量計算などに影響します。そのため、理論最大密度を計算によらないで、実測して求めることがあります。

ロサンゼルスすりへり減量

粗骨材の硬さ、または破砕に対する抵抗性を測る試験です。

鋼製円筒（内径 710mm）の中に、骨材試料と規定の鋼球を一緒に入れ、円筒を水平軸のまわりに規定数回転させます。試料は、回転の都度、鋼球と共に円筒内壁の棚ですくい上げられては円筒の下側に落下します。これが繰り返される間に試料は破砕され、生じた細粒分（1.7mm フルイ通過量）の重量を求め、百分率で表します。

国内試料 75 種類のすり減り減量の平均は 18.5%で、石灰岩（24.2%）や花崗岩（32.6%）は大きく、最大は片磨岩の 43.5%です。よく使用される砂岩は

比較的小さく、15.4%です。[16]

すり減り減量は、路上のローラ転圧時の破碎と相関があるといわれ、また、下記のイギリスの骨材破碎試験と良い相関があります。

破碎試験は、モールド（内径 61/6in、高さ 51/2in）に試料（1/2～3/8in）を突き棒で突きながら入れ、モールド内側にちょうど納まるプランジャーを介して、毎分 4 t で 40 t まで荷重を加え、生じた細粒分を規定フルイで篩い分け、通過分の重量を測ります。

すりへり減量の過剰な骨材を用いると、その破碎によりダストの発生やアスコンの過度の圧密を生じ、空隙量が低減して塑性流動の発生、すべり抵抗性の低下などを招き、タイヤチェーンなどによる摩耗が増加します。

すりへり減量試験は、すべり止め舗装などに用いる耐摩耗性骨材の評価には適していません。

促進研磨試験（ポリッシングテスト）

路面の粗骨材が、タイヤによる研磨作用を受けてすべり易くなる様子を再現した試験で、結果はPSVで表わします。

はじめ、供試体表面に骨材試料（粒径7.94～9.52mm）を一並びに埋め込み、供試体（14個）を試験機の鉄輪（直径約40cm）の周囲に装着します。供試体に接しているゴムタイヤ付きの車輪に荷重（40kg）を載せ、鉄輪を規定の速さで回転させ、タイヤと供試体の接点に規定量の研磨材と水を供給します。

研磨材には粗・細の2種類があり、各々について3時間、合計6時間後の研磨状態をポータブルテストで測り、PSVとします。

研磨材の粒度は、実際の路面から採取した砂塵を分析して決めたもので、分離を防ぐため粗・細の2種類に分けています。

わが国の骨材のPSVは、砂岩・安山岩では53～69と比較的高く、一方、石灰岩は42～50と低く、研磨されやすい骨材です。[16] 参考までに、イギリスでは65以上であれば研磨されにくいと評価します。

PSVは、粗骨材の多い粗い路面では、振子式すべり抵抗値(BPN) およびSFC（横方向力係数）とよい相関があります。[17]

細骨材

細骨材とは、粗骨材の粒径の下限 2.38mm から 0.074mm までの粒径部分の骨材をいいます。一般に、川砂が利用されるほか、山砂、海砂、人工砂（砕石ダスト）なども利用され、特殊な砂には、シリカサンド、高炉水砕などがあります。

天然の砂は、本来岩石の風化によって生じた、最も堅硬な鉱物のシリカをおもな成分としており、そのため、通常は耐久性や硬さなどの規定はなく、粒度と有害物に関する一般的な記述に止まっています。

しかし、人工砂については、何らかの評価試験を行うことがあります。

粒子形状

細骨材粒子の形状、角張り、鋭利さ、表面の肌理などは、アスコンの変形抵抗性やすべり抵抗性を確保する上で非常に重要で、アスコンの供用性に大きく影響します。

これら性状を間接的に評価する方法として、砂の流下時間をはかる流下法や、突き固めた骨材中の空隙率を測る突き固め法などがあります。

流下法で細孔を流出する時間は、骨材粒子間の摩擦の尺度となり、突き固め法の骨材中の空隙率は、細骨材粒子の角張り具合、表面粗度などを良く表現します。

流下法

試験は、水洗・乾燥した砂（No. 20～No. 30）500 g をガラスジャーに入れ、砂の 100cm^3 が細孔（径 3/8in）を通過して流下する秒数をはかります。

次に、500 g をかさ密度で割って実際の体積をもとめ、これを用いて秒数を 100cm^3 に換算し、さらに、この値を標準砂の値で割って試験値とします。[18] 流下法は、装置は安価で、時間もかかりませんが、試料の粒度の影響があります。[19]

砂の単位体積が細孔を流下する時間は、試料の重量が同じ場合、粒子形状や肌理をよく反映しており、[18] 試験値が大きくなると、アスモルの安定度とすりへり抵抗性は増加し、アスコンではホイールトラッキング試験の変形

量が低下します。試験値は、路上のわだち掘れと良い相関があります。

突き固め法 (ASTM D3398)

突き固め法は、均一サイズ（単粒度）の骨材を、標準モールドに回数を変えて突き固め、そのときの空隙率の変化を利用します。

試料は、円筒形モールド（内径 203～51mm）にタンピングロッドを用い、3層の層ごと 10 回と 50 回で突固めます。各々の空隙率をモールド内容積、骨材重量、および比重から計算し、両者の空隙率の差にもとづく PI（パーティクルインデックス）を計算式から求めます。[20]

PI は、土・骨材混合物やアスファルト混合物の強度、締固め特性、摩耗抵抗性などに関係しており、また、砂利骨材中の破碎粒子の百分率と直線関係があります。

アスファルト混合物では、PI が増す（空隙率差が大）と OAC（最適アスファルト量）が増し、OAC 時のマーシャル安定度は高くなり、フロー値は低くなり、空隙量は増えます。

マイクロドバル試験

粗・細骨材のすりへり抵抗性・耐久性を測る試験のひとつで、砂に含まれる脆く軟らかい頁岩などの量に関係する良好な指標がえられます。

ドバル試験は、粗骨材のすり減り試験として、かつてわが国でも規格化されていた試験ですが、マイクロドバル試験は 1960 年代に新たにフランスで開発されたものです。

吸水した砂（4.75mm～75 μ m）500 g（乾燥重量）を容量 5L のステンレススチールのボールミル（すり減りジャー）中に 1250 g の鋼球（径 9.5mm）・水（750mL）と共に入れ、100rpm で 15 分間回転させます。すり減り後はフルイ（75 μ m）上で水洗し、損失量を乾燥重量の百分率で表わします。

損失量の限界値（ASTM D7428）は、表層アスコンの場合人工砂で 15%、自然砂で 20%が参考になります。

この試験は、繰り返し性・再現性にすぐれ、現場の供用性とも良い相関があります。また、硫酸ナトリウム・マグネシウムによる安定性試験の損失量や砂の吸水量とも高い相関を示します。[21, 22]

スクリーニングス

スクリーニングスは、砕石などを作る際に生じる粒径 2.5mm 以下の細かい部分で、砕石全体の 10～20%を占めます。砕石ダストともいい、人工砂として細骨材に使用されます。

品質は、岩種と破砕方法などによって相違し、大抵の場合非塑性ですが、汚れのある特殊なケースではPI（塑性指数）は6前後です。

スクリーニングスを細骨材に用いたアスコンは、マーシャル安定度が高く、アスファルト量をOACより0.5%ぐらい増しても変形特性に影響はありません。また、繰り返し荷重を受けた場合の永久変形への抵抗性は、非常に高くなります。[23]

天然砂

非破砕の天然の砂を用いたアスコンは、アスファルト量の変動に敏感で、天然砂が過剰なアスコンは、わだち掘れを容易に起こす危険があります。

わだち掘れを防ぐには、天然砂の使用量を全骨材の10%以下に制限することが必要です。

フィラー

フィラーは、微粒な骨材で、鉱物質粉末の0.074mm (No. 200) フルイを通過する部分をいいます。この部分は、ダストとも呼ばれます。

フィラーの種類

もっとも一般的なフィラーは、石灰岩粉末ですが、特別な目的で消石灰やポルトランドセメントも用いられます。

石灰岩粉末とポルトランドセメントは、アスファルトとの強い接着性があり、これらを用いたアスファルト混合物は、諸特性と供用性にすぐれることが早くから知られています。

ほかに、フライアッシュ、陶土、スレートダスト、珪藻土なども用いられ

るようですが、あまり一般的ではなく、フライアッシュは、水の影響を受けやすいため消石灰との併用が必要です。

早くから用いられた粉末シリカや粉末石英は、水的作用や交通の磨損作用への抵抗性が低く、現在は用いられません。[24]

消石灰は、剥離防止のほか、エージングによるアスファルトの硬化を減らす効果もあり、消石灰1%を加えたアスコンの回収アスファルトは、粘度が低く、針入度が高く、低温時のひび割れ破壊を生じにくいといえます。[25]

フィラーの品質

フィラーの品質は、粒度と比表面積（エア透過法、ガス吸着法）に影響されます。

粒度は、通常 No. 200 フルイ通過量が規定され、場合により、それ以下の粒度を規定することもあります。

表面積は、粒度とともに、フィラー・アスファルト混合物（フィラー・ビチューメン）の粘度やアスコンのスチフネスに影響します。フィラー粒子内部の表面積を構成する微細な空隙やひび割れは、アスファルト分子の浸入を許すスペースで何等かの影響が考えられますが、詳細は不明です。

フィラーの粒径は、アスコンの疲労とヒーリングの双方に効果があり、粗いフィラーのマスチック（フィラー体積比 65%）では、細かいものよりヒーリングがよく起ります。ヒーリングにより、マスチックの微細なひび割れが閉じてスチフネスは増加し、2 時間のヒーリングで、粗いフィラーではスチフネスは 81%増加し、細かいフィラーでは 54%に止まります。[26]

フィラーの働き

フィラーのおもな役割は、骨材の間隙を満たしてアスファルト混合物を緻密化するほか、アスファルト中に分散してフィラー・アスファルト混合物の粘度を増し、アスコンのスチフネスを上げると同時に、感温性を低くします。

骨材粒子表面のアスファルト被膜厚は、アスファルト量、粒度などによりますが、10~100 μ m です。この被膜厚より小さいフィラー粒子は、大きい骨材粒子と接触することなくアスファルト被膜中に埋没してしまい、このフィラー・アスファルト混合物は、大きな骨材粒子の結合材になります。被膜厚より大きいフィラー粒子は、骨材の一部となり他の粒子と接点をつくります。[27]

フィラーの大きな表面積は、多量のアスファルトを保持し、ダレや分離を起こさずに、粒径の大きい骨材粒子のアスファルト被膜を厚くします。

フィラーは、密粒度アスコンの表層では、締固め後の細骨材粒子の間隙を満たし、空気と水の浸透を減らします。

フィラー・アスファルト混合物（フィラー・ビチューメン）

フィラー・アスファルト混合物の粘度は、フィラー表面積と、フィラー表面のアスファルトに対する親和性に左右されます。そして、フィラーが十分締固められた状態で、アスファルトがその粒子間隙を隙間なく満たすとき最大になります。

粘度を高くするフィラー（珪藻土、カオリン粘土など）は、アスファルトとの親和性が高く、多量のアスファルトを吸着します。このようなフィラーを用いると、アスファルト混合物のマーシャル突固め後の密度は低下し、空隙量が増加する傾向があります。[27, 28]。

フィラー・アスファルト混合物のスチフネスは、フィラーが粗すぎると低くなり、きわめて細かいフィラーでは非常に高くなり、使用は困難です。[29]

フィラー量

通常の配合では、フィラーとアスファルトの重量比は0.6～1.5です。

フィラー量が増すと、フィラー・アスファルト混合物の粘度は上昇し、アスコンの安定度は顕著に上がり、感温性は低下します。しかし、過剰になるとアスファルト混合物は硬くなり、舗設が困難になって早期のラベリングやひび割れの原因になります。[30]

また、フィラー量が増すと、骨材粒子表面とアスファルト間の付着力が低下し、水分・水蒸気に曝されたとき剥離現象を起こし易くなります。

フィラー量が多い10～15%の場合、アスファルト量が4%以上になるとフロー値のカーブは急になり、アスファルト量の小変化でフロー値は大きく変化し、アスコンの塑性流動性に影響します。

耐摩耗性骨材

耐摩耗性骨材とは、路面でタイヤの研磨（ポリッシュ）作用に対する抵抗性の高い骨材をいい、すべり止め舗装などに用いられます。

研磨に対する抵抗性は、促進研磨試験（ポリッシングテスト）によって測ることができます。

耐摩耗性骨材は、研磨抵抗性が高い次のような岩石から作られます。

硬さが広範囲に異なる鉱物から構成される岩石、鉱物粒子が比較的軟らかい素地から剥がれ落ちて摩耗するような岩石、鉱物結晶（モース硬度5以上）を50～70%含み、それが軟らかい鉱物素地に埋め込まれている岩石、ほとんどすべてが固い結晶で、それがポーラス構造になっている岩石、などです。
[31]

一様な硬さを持つ鉱物からなる岩石は、一様に摩耗するため研磨抵抗性は劣ります。人工・天然いずれの骨材も、多孔性が上がると研磨抵抗性はよくなります。

耐摩耗性骨材には、硬質砂岩、吸水性の高い安山岩、エメリー、焼成ボーキサイトなどがあります。

人工骨材

人工骨材は、特殊な用途のため人工的に製造された骨材で、通常、天然の原石を粉碎・焼成して適当な粒度に調整したものです。

人工骨材には、硬質スラグ、シノパール、焼成ボーキサイト、磁器質骨材、などがあります。

スラグ

スラグは、一般の骨材にくらべ比重がやや小さく、吸水量とすりへり減量はやや大きい値を示します。pHは11以上の高アルカリ性で、アルカリ性が高いものほど水硬性が強くなります。

スラグには、製鋼スラグと高炉スラグがあり、製鋼スラグは、多くの鉄分を含むほかは基本的に高炉スラグと同様の成分で、二酸化珪素、酸化カルシウム、酸化アルミニウムなどの結晶相がガラス質素地と結合しています。

空冷高炉スラグの比重の一例は2.34～2.45で、製鋼スラグでは3.35～3.45です。

製鋼スラグ

銑鉄、くず鉄などを精錬して鋼を製造する際に生成するスラグで、転炉スラグと電気炉スラグがあります。主成分の石灰（酸化カルシウム）とシリカ（二酸化珪素）のほか、マグネシア、酸化鉄、酸化マンガンなどを含みます。

冷却・固化したスラグは、破碎後エージング処理を施し、路盤材料やアスファルト混合物の骨材として、滑り止め舗装、レース場舗装、わだち掘れ対策などに用いられます。

製鋼スラグには、副原料として転炉に投入した生石灰（CaO）の一部が、未溶解のまま残っており、水に触れると反応して体積膨張を起こし、スラグは崩壊します。

エージング処理のないスラグを用いると、プリスタリングや路面隆起、ひび割れなどを生じる恐れがあり、さらに、スラグ骨材のアスファルト被膜が薄く、同じスラグの細骨材を多く含み、転圧時に破碎する、などの条件が揃うと問題は大きくなります。[35]

エージング処理では、スラグに適量の水分を含ませ、3～6か月間屋外に堆積して放置します。ある地方では、飽水させたのち最少6か月間湿潤状態に保ち、この間の月平均気温は40°F（4.4°C）以上が必要だといえます。

高炉スラグ

高炉スラグは、銑鉄を製造する際に副次的に生成するもので、高炉から出た熔融スラグ（約1500°C）の冷却方法の違いによって、徐冷（空冷）スラグと水砕スラグに分かれます。

徐冷スラグは、空冷と散水により通常3～4日で冷却・固化したもので、結晶質の堅硬・緻密なスラグです。破碎してエージング処理の後、路盤やコンクリート用骨材として用います。

水砕スラグは、熔融状態のスラグを大量の水で急冷したもので、ガラス質の砂状を呈しており、軟質・軽量のものは高炉セメントなどの原料に用い、硬質のものはコンクリートの細骨材などに用います。水砕スラグは、潜在水

硬性を持ち、とくに水酸化カルシウムなどのアルカリ性刺激材が共存すると硬化性が顕著になります。

1960～1970年代の路盤用スラグの使用が始まった頃、5月～9月の豪雨のあとなどに黄濁水と硫化水素臭が発生し、これが水田、井戸、養魚池などに流入してマスコミが取り上げました。エージング処理を施すように変わって、スラグに含まれる硫黄化合物が安定化し、この問題はなくなりました。エージング処理の効果は、呈色判定試験によって確認することができます。

シノパール

シノパールは、けい砂、石灰などの原材料をガラス状に熔融し、ついで、結晶を成長させるように加熱処理を加えて造られる、白色の人工骨材です。

堅硬・緻密で空隙量の小さい鉱物とガラス質の素地を持ち、圧縮強度は大きく（620Mpa）、モール硬度は7.5です。肌理は細かく、ミクロな凹凸もほとんどないため、路上の研磨は均一になり、路面に用いた場合のすべり抵抗性は高くありません。

濡れた路面では、光の拡散と反射性がひどく低下しますが、シノパールのように白色か色の薄い明色骨材を、表層アスコンに、例えば、30%加えるとコントラストが生じ、安全視距50～100mの視認性がよくなります。とくに、明色骨材が0.6mm以上路面に突出していると効果的です。[31]

焼成ポーキサイト

粒径7mm以下のポーキサイト（アルミニウム原鉱）を焼成（1500～1750℃）して造られるもので、固いアルファアルミナ粒子の結晶（15～70μm）がランダムに配列し、適量のガラス質素地によって強く結合しています。

素地が少ないと砕けやすく、焼結が多すぎると促進研磨試験のPSVが下がります。比重が大きく（3.0以上）、吸水量が高い（約4%以上）ものが、供用性にすぐれます。[33]

焼成ポーキサイトは、5%におよぶ高い吸水量と豊富なミクロな肌理、不均一な研磨などにより、路面で高いすべり抵抗性を維持します。

膨張シェール

膨張シェールは、頁岩をロータリーキルンで焼いて破碎したものです。焼

く際に、頁岩中の粘土が放出する水分のため膨張し、気泡が発生します。

路面に使用した場合、気泡の壁のエッジに鋭さがあって高いすべり抵抗性が維持され、また、固さに差があって摩耗後の新しい気泡壁がポリッシングを妨げます。[34]

耐摩耗性人工骨材

骨材の多孔性は、研磨抵抗性に大きく影響し、人工骨材では、セラミック材の多孔性を可燃ダストの添加でコントロールすることが可能で、吸水量と表乾比重から計算した空隙率 25~35%のものが良好な性状を示します。[32]

耐摩耗性人工骨材の一例では、多数の小さな (15~70 μ m) コランダム の結晶が、ガラス質接着剤の適量でたがいに結合し、表面が粒子状で空隙の多い肌理になっているものが良好です。接着剤が多すぎると、粗い肌理が得られず、少なすぎると脆くなります。[33]

スラグは、空隙量と結晶サイズが増えると促進研磨試験の結果が良くなり、空隙が過剰な場合は摩滅しやすくなります。[34]

その他の材料[36]

ファイバー（繊維）

長年用いてきた天然ファイバーのアスベストには発ガン性があるため、これに代わる人造・合成のファイバーが用いられます。

ファイバーは、一般には、防水材・ルーフィング材の強化材ですが、アスコンでは、引張り強度や粘着力を高める効果があります。また、ダレを生じることなくアスファルト量を増やせるため、特に、OGFCやSMAの場合に有用な材料です。

ファイバーは、特殊なものを除いて長さは約6~10mmで、アスファルト混合物重量の0.3~0.4%添加されます。ファイバーは、通常、溶けやすいプラスチック・バッグに小分けして供給され、また、添加用の特殊な装置も用いられます。ファイバーを添加したアスファルト混合物は、人力による敷き均し作業が困難です。

ポリプロピレンファイバーは、溶けたり、軟化したりしないように、混合

物温度は149℃、骨材温度は143℃を超えないことが必要です。バッチミキサの場合、ファイバーの良好な分散は、通常、ドライ混合10秒、ウェット混合35秒で得られます。混合物を点検して、ファイバーの固まりが見えるような場合は、一様に分散するまでウェット混合を5秒ずつ増やしていきます。

ポリエステルファイバーでは、熔融温度は249℃、発火温度は538℃です。ファイバーを添加する場合のアスファルト量は、0.2～0.3%増やす必要があります。

ミネラルファイバーは、原材料の輝緑岩を高温で処理して造られるもので、ヨーロッパで、密粒度・開粒度のアスファルト混合物やSMAに用いています。

セルロースファイバーは、マツ、モミ、ブナの樹木などを原料にして造られる灰白色の微粉末で、SMAのダレ防止にヨーロッパで広く用いています。

ポリマー

ポリマーは、多数の(ポリ)小さな分子(モノマー)が化学的に反応して、長い鎖状または塊状になった大きな分子です。コ・ポリマーは、ランダムまたはブロック配列の2つの異なるモノマーが結合したもので、2つの明らかに異なるモノマーが反応すると、性質が全く違う新しいポリマー(コ・ポリマー)が生まれます。

ポリマーは、エラストマー(ゴム)とプラストマー(樹脂)の2つに分類されます。

エラストマーまたはゴムは、アスファルトの改質剤として用いられ、天然ゴム、スチレンブタジエンゴム(SBR)、スチレンブタジエンスチレン(SBS)ブロックコポリマー、スチレンイソプレンスチレン(SIS)ブロックコポリマー、ポリプロピレンラテックス、粉末ゴム(廃タイヤ)などがあります。エラストマーは、応力による変形に対し伸びで抵抗し、応力が除かれると急速に元の形に戻ります。

アスファルト改質剤としてのプラストマーまたはプラスチック(樹脂)には、ポリエチレン、ポリプロピレン、エチレンビニールアセテート(EVA)、ポリビニールクロライド(PVC)、エチレンプロピレン(EPDM)、ポリオレフィンなどがあります。プラストマーは粘り強く、硬い三次元構造を持っており、変形に抵抗します。

エラストマーを用いた舗装はより弾力的になり、プラストマーは舗装の弾

性係数・硬さを増やします。エラストマー（ゴム）とプラストマー（樹脂）を組み合わせ、併用することにより、改質アスファルトに様々な性状が付与されます。

再生剤

再生添加剤、軟化剤、若返り剤（rejuvenating agents）などと呼ばれる炭化水素系材料は、アスファルト廃材中の老化したアスファルトに添加して、その品質が、現行のアスファルトの規格を満たすように回復させるため用いられます。

再生剤として、粘度の低い軟質アスファルトが広く用いられますが、ある種の溶剤や潤滑油などの軟化剤、またはアロマチックオイルなどの若返り剤を用いることもあります。

再生剤の品質には、引火点、RTFOT後の粘度比、重量変化などが規定されます。再生剤の添加量は、その小さな変動でも、アスファルト混合物の供用性に大きなバラツキを生じる原因になるので、慎重な管理が必要です。

第3章 参考文献

- 1) The Shell Bitumen Handbook. Shell Bitumen U.K. (1990)
- 2) Welborn, J.Y. Oglis, E.R. Zenewitz, J.A. : A Study of Viscosity - Graded Asphalt Cements. Public Roads. (1966) pp 30-42.
- 3) Bell, C.A. Wilson, J.E. : Proliferation of Paving Grade Asphalt Cement Specifications in Oregon. Transportation Research Record 1034. (1985) pp 9-19.
- 4) Goodrich, J.L. Goodrich, J.E. Kari, W.J. : Asphalt Composition Tests : Their Application and Relation to Field Performance. TRR 1096. (1986) pp 146-167.
- 5) Garrick, N.W. Wood, L.E. : Predicting Asphalt Properties From HP-GPC Profiles. AAPT Vol. 57 (1988) pp 26-40.
- 6) Brule, B. Brion, Y. Tanguy, A. : Paving Asphalt Polymer Blends: Relationships Between Composition, Structures and Properties. AAPT Vol. 57 (1988) pp 41-64.
- 7) NAPA : Making the Most of Temperature/Viscosity Characteristics. Information Series 102. (1988)
- 8) Denning, J.H. Carswell, J. : Improvements in rolled asphalt surfacings by the addition of organic polymers. TRRL Laboratory Report 989. (1981)
- 9) Benson, J.R. : New Concepts for Rubberized Asphalts. ROADS AND STREETS (1955)
- 10) Road Research Laboratory : Road Research 1956. H.M.S.O. (1957)
- 11) Roberts, F.L. Kandhal, P.S. Brown, E.R. Lee, D.Y. Kennedy, T.W. : Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction. Second Edition, National Asphalt Pavement Association. (1996)
- 12) RRL: Bituminous Materials in Road Construction. H.M.S.O. (1962)
- 13) RRL: Bituminous Materials in Road Construction. H.M.S.O. (1962)
- 14) NAPA : Quality Control for Hot Mix Asphalt Manufacturing Facilities and Paving Operations. Quality Improvement Series 97/87. (1997)
- 15) 南雲貞夫 : 締固めたアスファルト混合物の空ゲキ率計算について. 土木技術資料 Vol.8 No.9 (1966)
- 16) 南雲貞夫, 小島逸平, 内川 彬 : 路面のすべりを考慮した骨材の選定. 土木技術資料 Vol.13 No.10 (1971)
- 17) Sabey, B.E. : Road surface characteristics and skidding resistance. Journal

- of the British Granite and Whinstone Federation Vol.5 No.2(1965)
- 18) Rex, H.M. Peck, R.A. : A laboratory test to evaluate the shape and surface texture of fine aggregate particles. Public Roads Vol.29 (1956) pp118-120
 - 19) Tayebali, A.A. Malpass, G.A. Khosla, N.P. : Effect of Mineral Filler Type and Amount on Design and Performance of Asphalt Concrete Mixtures. Transportation Research Record 1609. (1998) pp 36.
 - 20) Huang, E.Y. : An improved particle index test for the evaluation of geometric characteristics of aggregates. Journal of Materials Vol.2 No.1(1967) pp81.
 - 21) Rogers, C.A. Bailey, M.L. Price, B. : Micro-Deval Test for Evaluating the Quality of Fine Aggregate for Concrete and Asphalt. TRR No.1301. (1991)
 - 22) Rogers, C.A. Lane, B.C. Senior, S.A. : The Micro-Deval Abrasion Test for Coarse and Fine Aggregate in Asphalt Pavement. ICAR 11th Annual Symposium. (2003)
 - 23) Kalcheff, I.V. Machemehl Jr, C.A. : Use of Crushed Stone Screenings in Highway Construction. Transportation Research Record 741. (1980) pp 36.
 - 24) Goetz, W.H. : The Evaluation of Asphalt Concrete Mix Design. ASTM STP 1041. (1989)
 - 25) Crossley, G.A. Hesp, S.A.M. : New Class of Reactive Polymer Modifiers for Asphalt. TRR 1728. (2000) pp 52-59.
 - 26) Benjamin, S. Simon, H. : Crack Pinning in Asphalt Mastic and Concrete. 2nd Eurasphalt and Eurobitume Congress. (2000)
 - 27) Puzinauskas, V.H. : Filler in Asphalt Mixtures. The Asphalt Institute Research Report 69-2. (1969)
 - 28) Pell, P.S. Cooper, K.E. : The Effect of Testing and Mix Variables on the Fatigue Performance of Bituminous Materials. AAPT Vol.44 (1975)
 - 29) Please, A. Mathews, D.H. : Some aspects of the use of powders in bituminous road materials. Society of Chemical Industry Monograph Vol.14 (1961) pp264-268
 - 30) Root, R. : Quality Control for Hot Mix Asphalt Operations. Quality Improvement Series 97. NAPA. (1997)
 - 31) Henry, J.J. Dahir, S.H. : Effect of Textures and the Aggregates That Produce Them on the Performance of Bituminous Surfaces. Transportation Research Record 712. (1979) pp 44-50.
 - 32) Hosking, J.R. : Synthetic aggregates of high resistance to polishing: Part

- 3-Porous aggregates. TRRL Laboratory Report 655. (1974)
- 33) Tubey, L.W. Hosking, J.R. : Synthetic aggregate of high resistance to polishing, part 2 Corundum - rich aggregate. TRRL Report LR 467. (1972)
- 34) Anderson, D.A. Henry, J. J. : Synthetic Aggregates for Skid-Resistant Surface Courses. Transportation Research Record 712. (1979) pp 61-68.
- 35) Acott, M. Crawford, C. : Blistering in Asphalt Pavements: Causes & Cures. Information Series 97/87. NAPA. (1987)
- 36) Roberts, F.L. Kandhal, P.S. Brown, E.R. Lee, D.Y. Kennedy, T.W. : Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction. Second Edition. NAPA. (1996) pp 5-56.

第4章 路床・路盤

路床は、施工中に過度な攪乱を起こすことなく、とくに、排水に配慮することが必要です。路盤は、交通荷重による路床の過剰な変形を防ぐ役割を持ち、さらに表層・基層など上部層の施工時の基盤となり、平坦な路面を仕上げるための基礎になります。

路床・路盤の支持力が高い舗装は、長寿命が期待されます。

遮断層

遮断層は、路床土の CBR が低い（3～5%以下）場合、低価格の材料を用い、路床土が路盤に侵入するのを防ぐために設けます。また、遮断層は下層路盤の施工基盤となり、悪天候の影響を減らします。

一般に、粒状材料層の弾性係数は、その下層の弾性係数に強く影響されず。弱い路床上では、良質材料の弾性係数は十分に発揮されることがないため、遮断層には無闇に良質な材料を選ぶ必要はありません。

材料は、粒径が細かすぎるとその上・下層路盤に侵入し、粗すぎると路床土が遮断層に侵入してくるので、粒度範囲を規定することがあります。

地下排水

地下水位をできるだけ下方（30cm以上）に下げするため、深さ60cm程度の路盤排水溝を設けます。

浅い排水溝は、路盤の排水と表面水の排除に効果があり、深い排水溝は、透水性の土の場合、地下水位の低下や路床強度の増加に効果があります。しかし、透水性の低い飽和土、粘土などの場合は、排水溝は地下水位の低下に効果はなく、土の強度も上がりません。[1]

路盤排水以外の排水溝は、透水性の土と非透水性の土が互いに介在するような傾斜地で、外部からの浸透水を遮断することがおもな目的です。

地下水位が高い地域では、低い盛土によって道路を持ち上げるやり方が、表面水の排除が容易で、舗装への浸透水もなく、もっとも実用的で経済的な解決策です。

路 床

路床は、舗装の過剰なわだち掘れや押し出しを防ぎ、路面タワミ量を最小にする十分な強度と剛性をもつことが必要です。

路床土

路床土には、砂利・砂からシルト・粘土まで含まれます。

砂利・砂が多い土は、内部摩擦角が大きく強度が高い土です。シルト分(0.06～0.002mm)が多い土は、施工中に水分の影響を受けやすく、寒冷地では凍上を起こしやすい土です。

粘土分(2 μ m以下)には1種類以上の粘土鉱物が含まれ、土の性質は、粘土鉱物の種類と量に影響されます。粘土分が多い土は、塑性(粘土様性状)が高く、その粒径分布は塑性に影響します。

土の強度は、その密度と含水量によって大きく影響されます。土の種類により、強度への含水量の影響は異なり、粘土分が多く、PIが高い土(例えば、26)は、含水量変化によるCBR・弾性係数の変化は小さく、シルト分が多く、PIが低い土(例えば、9)では変化は大きくなります。[3]

路床含水量

路床の含水量は季節的に変動し、不透水性の舗装の下では変動は非常に小さく、含水量レベルの変化は何年にもわたって起こります。

路床の終極的な含水量は、土の密度と建設時の含水量によって決まります。終極的な含水量の分布は、不透水性の舗装の下では地下水位に左右され、地下水位が深くなると、その地域の気候の影響が大きくなります。[2]

施工時含水量

細粒土の路床では、強度と固さを左右する最大の要因は含水量で、路床強度が低い場合の含水量は、一般にOMC(最適含水比)を超えています。

アメリカ・イリノイ州では、多くの路床で締固めはOMCの湿潤側(110～120%)で行われており、AASHTO道路試験などによれば、OMCの湿潤側で締固めると、土の弾性係数は本来の約1/4に低下するといえます。しかし、OMCの湿潤側で

あっても、締固め度95%の締固めが可能であれば、強度・スチフネスへの影響は小さいともいえます。[3, 4]

施工時に濡れた土は、土のサクシオン（負圧）と含水量のヒステリシス関係のため、舗装の完成後、平衡状態になっても強度は低いままに止まります。[5]

施工時のわだち掘れ

施工時の路床のわだち掘れは、土の剪断強度に近い応力の繰り返しによる永久変形で、その大部分は、最初の数回の載荷で累積したものです。

施工時のわだち掘れが大きいと（例えば、5cm以上）、路盤などの層厚の管理がむずかしく、施工の効率が低下します。

わだち掘れを抑えるには、路床土のCBRはおよそ6以上を要し、CBR6を得るには、締固め時の含水量をOMCの110%以下におさえることが必要です。[3]

施工中の排水

施工時の含水量は、路床土の長期的な弾性特性に影響し、最も望ましい現場の締固め時含水量は、室内OMCの0～2%下方にあるといえます。施工時は表面水を排除し、地下水面を下げ（表面から0.3～1m以上）、施工機械が使えるように措置します。

透水性の土（ $PI \leq 30$ ）では、透水係数は1m/日のオーダーで、排水はもっとも効果的に行われます。砂利・砂の層が介在する場合は、1日未満で十分な排水が可能で、一様なシルト・細砂（透水係数 $10^{-2} \sim 10^{-4}$ m/日）では、排水に2～3日から数週間を要し、粘土（ 10^{-5} 以下）では何ヶ月もかかり、排水は困難です。[1]

路床の強化

アスファルト舗装の供用性は、上部アスコン層より下部層の強度・支持力に大きく影響されます。

舗装の支持力を増し、タワミ量を効果的に減らすには、アスコンの厚さを増すより下部層の締固めを改善することが重要です。アスファルト舗装の供用性の違いは、厚いアスファルト路盤の有無ではなく、路床と下層路盤の施工時の密度によるもので、供用性が最高の舗装は、最悪の舗装に比べ全体の平均密度が3%高くなっています。厚いアスファルト路盤を用いても、この供用性の違いは無くなりません。[6]

舗装の強度は、路床・下層路盤の十分な締固め管理のほか、石灰・セメン

トを用いた路床の安定処理や、舗装の最下層に良質材料を用いた安定処理層を置くことにより、さらに大きく改善されます。

路床安定処理の利点は、路床土の土質変動の影響が小さくなり、上部層の作業基盤となって路盤の密度が容易に上がり、降雨等の施工への影響が減ることです。また、春の融解期の破損が最小限におさえられます。

セメント処理では、処理層が深い位置にあるため、リフレクションクラックの問題は生じません。

ジオグリッド

ジオグリッドは、プラスチック製の格子状の網です。

下層路盤を補強する目的で、粘性土の路床と碎石の下層路盤の間に敷設します。ジオグリッドは、繊維シートのように分離層としての働きはありませんが、土の横移動を減らす効果があつて下層路盤厚を薄く（約50mm）することができます。

CBRが低い（1.5～5.0%）場合、路床上にジオグリッドをおくと、路盤表面が大きく変形（40mm）するまでの施工時交通量（2軸トラック、後軸80KN）は3.5倍に増えます。[7]

凍 上

凍上とは、寒冷地で地中の水分が凍って氷晶を形成し、それが成長して地面を持ち上げる現象をいいます。

凍上に起因するアスファルト舗装の破壊は、凍上自体による主に道路のセンターラインに沿って生ずるひび割れと、春の融解期に路床・路盤の支持力低下により生じる亀甲状のひび割れです。道路の凍上条件は決して一様でないため、路面の持ち上がり方も一様ではありません。

凍上に関与する要因は、利用可能な水分、非凍結材料の透水性、凍結前線の透水性などです。

メカニズム

土中の温度が、自由水の凍結点より少し下まで下がると、空隙中の水は、非凍結水のサクション（表面張力・吸着力）が更なる凍結が起きない値に上昇するまで凍結します。

土が部分的に凍結すると、周囲との平衡は破れて水が凍結域（0℃以下）に向かって移動します。

0℃線の上方面ではサクシオンは急速に増加し、凍結域よりも10～100倍大きい値になります。サクシオン勾配により水は非凍結域から引かれて凍結域に移り、氷晶を形成して凍上を起こします。

凍上の過程で、凍結域に発達したサクシオンは、圧力勾配を作って水分移動を起こし、水分移動の速さは非凍結材料と凍結前線（凍結域の薄い境界）の透水性に左右されます。

氷晶は、凍結域境界に近い土の間隙で形成され、凍結前線を通して引かれた水によって成長します。非凍結材料の透水性が水の移動を許さないほど低いと、たとえ凍結域のサクシオンが非常に高いとしても凍上は起こりません。

[8]

土の凍上性

清浄な粒状土では、その中の非常に少量の非凍結水は、凍結境界を通る水分移動に対し、土を非透水性にしてしまうため凍上は起こりません。

シルト質土は本来透水性が大きく、また、非凍結水を凍結域に多く持っているため、もともと凍上を起こしやすい土です。

凍上を起こさない単粒度の砂に、粘土を50%まで加えていくと、室内試験の凍上は次第に増加し、これを超えると粘土単体の値にまで減少します。

凍上を起こしにくい土は、粘性土ではPI（塑性指数）が15%以上の排水良好な土か、20%以上の排水不良な土です。非粘性土では、No. 200フルイ通過量が10%以下のものです。[8]

融解期

粒調路盤の融解期の支持力は、地下水位4ftの場合45%に低下し、土のCBRは、地下水位4ftで65%、2ftで45%にそれぞれ低下します。

融解後の舗装の支持力は、融解直後の低い値から2～3日の排水により急速にほぼ80%回復し、透水性が低い土の場合は排水がおそく、もとの支持力に回復するまで数週間かかります。[9]

融解期の過剰な水は、氷晶の成長時に下方から吸い上げた水と、温度勾配によって高温の深部から低温の表面へ移動した水です。融解期には、凍結時に集積した水は開放され、下方の凍結境界に閉じこめられた水は、路床の上部または下層路盤に集まります。

集積した過剰な水は、液体のまま重力により排出されるか、水蒸気になって蒸発し、その過程は、過剰水の勾配と周囲の土の透水性、舗装表面の材料などに影響されます。[10]

凍上抑制層

路床の、凍上を起こしやすい土は、凍上を起こしにくい材料で置き換えます。このときの置換深さは、経験的に分かっている場合のほかは、現地の地盤で実測した凍結深さ、または理論式を用いて計算した凍結深さにもとづいて決めます。

凍結抑制層の厚さは、 T_a からきまる舗装厚と置換深さとの差に等しくします。

凍結深さ・置換深さ

実測による場合は、深度計を用いるなどして、地面から地中温度の 0°C 線までの深さを測ります。計算による場合は次式を利用します。

$$Z = C\sqrt{F}$$

ここに、 Z ：凍結深さ (cm)

F ：凍結指数 ($^{\circ}\text{C}\cdot\text{日}$)

C ：平均気温、熱伝導率、融解潜熱などによって決まる係数

凍結深さは、最近10カ年のうち最も寒さがきびしい年のものを用います。凍結深さは、土より碎石、砂利などの良質材料の場合に大きくなり、また、草地の下よりコンクリート版の下で大きくなります。これはコンクリートの熱伝導が湿った土より良いためです。

置換深さは、その地方の経験にもとづいて決め、一般に、凍結深さの70～100%とします。

路 盤

路盤は、交通荷重を主体的に支持する層です。

路盤は、アスコン層のタワミと引張りヒズミを制限する役割を持ち、層厚・材料に拘わらず、路盤がせん断強度を超える過剰応力を受けると、表層アスコンにわだち掘れやひび割れを生じます。

下層路盤

下層路盤は、通常、粒状材料で造られ、路床の凹凸を修正するほか、気象の影響から土工を保護する役割があります。また、その上の上層路盤の施工時に、材料搬入などの交通による過度のわだち掘れを生じない安定した作業基盤を提供します。

CBRが5未満の弱い路床では、下層路盤の第1層の厚さは、締固め時に損傷しないよう可能なかぎり厚く（例えば、200mm以上）することが必要です。[5]

下層路盤の材料

下層路盤の材料は、塑性の細粒分を含まず、転圧時や交通開放時に過度に破碎せず、寒冷地では、凍結抵抗性と非凍上性であることが必要です。

材料は、分離を防ぐことができれば、クラッシャーランが適しています。材料のNo. 200フルイ通過量は、少ない（例えば、2%以下）方が雨天時に不安定になりやすく、建設車両によるダメージも受けにくくなります。

粒径の大きい骨材は、特に形が悪いとき分離の傾向が強くなり、粒径の小さい（例えば、25mm）ものが好んで用いられます。粒径が小さいと、材料分離が減るほか転圧が容易になり、管理用試料が少なくて済みます。[11]

安定処理下層路盤

下層路盤には、従来、砂利が多く使用され、その後は碎石やセメント安定処理の利用が増えています。そのため、特に湿潤時には施工時の交通が容易になっています。[12]

開粒度のセメント処理材料やアスファルト処理材料は、施工時の排水層として効果的に利用されます。[5]

セメント安定処理では、施工時の交通と温度変動によりひび割れが入る傾向があります。

上層路盤

上層路盤は、路床と下層路盤の圧縮応力を許容できるレベルまで減らし、曲げ応力による表層のひび割れを抑制する働きがあります。

上層路盤には、通常、粒調碎石、安定処理材料などの良質な材料が用いられており、これらの材料は一般に締め固めがむずかしく、下層路盤という安定した作業基盤上で十分締め固めることが必要です。

締め固めの容易な破砕のない砂利の路盤は、AASHO 道路試験では明らかに上記良質材料の路盤より劣り、層厚とは無関係に、全交通量の約 10%という早い時期にひび割れとわだち掘れを生じています。[13]

粒調路盤

粒調路盤は、粒度改良、または粒度調整を行った材料を用いた路盤のことで、結合材を含まないため粒状路盤、または碎石路盤ともいいます。

碎石路盤では、碎石中の細粒分が、供用中に硬化作用を發揮します。

フロリダ州の調査では、石灰岩の路盤は時間とともに強度が上がり、平板載荷試験による弾性係数は15年間にしばしば100%増加します。[14] 花崗岩には硬化作用はなく、路盤のタワミが減少することはありません。[15]

碎石路盤の密度はすべての道路で増加し、とくに走行車線で大きく増加します。それは、早い時期の変化が大きく、その後はほぼ一定になります。密度増には、換算輪数の増加より時間経過の影響が大きいいいます。[16]

安定処理路盤

安定材

安定材にはセメント系のものが広く用いられ、粘性土を含む骨材には石灰系が用いられます。液体アスファルトは、かつて、カットバックアスファルトが小規模に用いられ、現在は、おもにアスファルト乳剤が用いられます。重交通道路では、加熱混合式のアスファルト安定処理にストレートアスファルトが用いられます。

セメントと石灰をそれぞれ用いた場合、大部分の土では、同じ添加量であればセメントのほうが石灰より高い強度を示します。しかし、山砂や岩砕のなかにはこれが逆転し、石灰の方が大きい強度を示すものがあります。

セメントでは、添加量に比例して7日圧縮強度は増加しますが、石灰では、添加量が増えると低下するものが少なくありません。

セメントと石灰の双方に、28日強度が7日強度を下回るものが存在し、セメントより生石灰、さらに消石灰で多く見られます。いずれの安定材も、添加量が増えると長期養生後の強度は高くなります。[17]

施工方法

安定処理の施工には、プラント混合方式と路上混合方式があります。

プラント混合方式では、骨材採取地の近傍などに中央プラントを設置します。この方式は、混合の均一性にまさり、施工厚、含水比、安定材添加量などの管理が容易です。

路上混合方式は、安価で迅速な工法として、大戦中は軍用空港などに採用され、戦後は、現地の土を利用する住宅地の道路などで採用されています。主要道路では、搬入した材料を使用する下層路盤などに採用することがあります。

路上混合方式では、一般に土のバラツキが大きく、湿潤時の含水量の管理や厚層（例えば、15cm以上）の施工が難しく、また、2層仕上げの場合、界面に未混合の材料が層状に残るといった問題があります。

イギリスの空港で、ソイルセメント路盤の厚さ30～35cmの施工に際し、下部層に路上混合方式、上部層にプラント混合方式をそれぞれ採用した例があります。[18]

セメント安定処理

土や粒状材料にセメントを添加・混合し、締固めて路盤などを造る工法です。単にセメント処理ともいい、土を用いる場合はソイルセメントともいいます。

プラント混合方式では、ソイルプラントでセメントを添加・混合した材料を現地に運搬して敷き均し、締固めと仕上げを行います。

路上混合方式では、路上の材料の掻きおこし、セメントの添加・混合、および敷き均しの一連の作業をロードスタビライザなどで行い、続いて締固めと仕上げを行います。ロードスタビライザは、粘性土を粉砕する場合ロータに大きな動力が必要です。

材 料

セメント処理に用いる材料は、粒度が良好で、有機物や有害な塩類を含まないことが必要です。施工時に粉砕できる材料であれば、ほとんどの場合セメント処理が可能ですが、粘土分が多い（例えば、5%以上）と粉砕は不可能です。

上層路盤のセメント処理には、切込み砂利、碎石、スラグなどのほか、わが国ではシラス、真砂土なども用いられます。切込み砂利は、その後採取が困難になり、碎石とスラグが主流になっています。

粒度が良好（2.38mmフルイ通過量30～50%）で良質な材料を用いるほど、セメント添加後の強度の発現・増進が顕著で、交通開放後の供用性にも優れます。

材料の供用性

セメント安定処理路盤に、石灰岩（処理後の7日圧縮強度10.34Mpa）、スラグ（9.65Mpa）、砂利（6.20Mpa）の3種類の骨材（4.75mmフルイ通過量66.2%）を用いた試験舗装は、夏に施工され、3年後の秋にわだち掘れとひび割れを測っています。[19]

供用性は石灰岩が最良で、砂利は、弾性係数と疲労強度においてスラグより劣ります。

わだち掘れ6mmまでの換算軸数(80kN)を比較すると、厚さ15.2cmの場合、

石灰岩 180 万、スラグ 90 万、砂利 80 万というように、石灰岩の軸数は他のほぼ 2 倍になります。

表面のひび割れは、同じ路盤厚の場合、砂利でもっとも早く現れて最大となり、石灰岩では、最後に現れて最少のひび割れを示しています。このときの弾性係数は上記の逆順で小さく、それが路盤下面の引張りヒズミの増加と疲労強度の低下に関係しているようです。

砂岩のセメント処理と比べた場合、石灰岩骨材ではひび割れが少ない、という事例もあります。[20]

単粒度の砂を用いたセメント処理路盤（7 日、140lb/in²）では、わだち掘れが大きく、局所的なひび割れも顕著で、直ちに打ち換えを行っています。

有機物の影響

土が有機物を含むとセメント安定処理は不可能で、セメントの効果は阻害され、耐久性が失われます。それは、有機物の活性成分がセメントの pH を低下させ、水和時のセメントの反応が進まなくなるためです。

有害有機物の存在は、混合後 0.5～1 時間以内にソイルセメントの pH を測れば分かります。pH が 7.0 以上であれば、セメントは正常に硬化すると判断されます。また、pH は一軸圧縮強度（7 日）と相関があります。[21]

有機物の総量が 2% を超えると、セメントの硬化に大きな遅れを生じますが、少量の塩カルとの添加、または消石灰との併用により処理が可能になります。[22]

強度の発現

セメント処理材料の圧縮強度と養生期間（1～28 日間・対数）の関係は、シルト質粘土から切込み砂利のすべての材料で、ほぼ直線的になります。これを利用すれば、1～2 日の強度で、7～28 日の強度を推定（5～15% の誤差）することも可能です。[12]

供用中の圧縮強度は、平均して 28 日強度よりかなり大きく、室内試験（セメント 10%）の 5 年後には、材料により 28 日強度の 2.5～3.5 倍になります。[23]

施工時に、セメントを添加・混合してから締固めるまでの 1～3 時間以内の時間遅れを減らすと、圧縮強度は増加します。[24] また、圧縮強度は密度の

減少で急激に低下し、乾燥密度1%の減少で強度は10%下がります。[22]

少量のセメント(1~6%)の添加で発現する一軸圧縮強度(10~15kg/cm²)は、処理材の凍結に対する抵抗性を十分改善することができます。

セメント処理路盤の厚さ

セメント処理路盤の厚さは、多くの道路で6in(15.2cm)位しかありませんが、軽交通道路や宅地内道路であれば、その厚さでも十分良好な路面を維持することができます。主要道路では、通常、7in(17.8cm)または8in(20.3cm)で、州際道路では、交通量が少ない場合も含め、4in(10.2cm)~12in(30.5cm)の範囲です。空港では、15in(38.1cm)という例があります。[23]

路盤厚が不十分な箇所では、たいてい激しいひび割れを生じており、厚さが0.46ft(14cm)以下では、すべてにおいて顕著なひび割れが見られます。[25]わが国の調査では、700カ所のセメント処理上層路盤の厚さは13.1~15.0cmのケースが69.1%と最も多く、15.1cm以上はわずか6.9%で、全般的に薄い構造になっています。セメント処理層厚15cm以下の舗装では、とくにひび割れが激しいという結果です。[26]

厚さが異なるセメント処理路盤(石灰岩)を比べた場合、わだち掘れ6mmまでの換算軸数は、厚さ10.2cmでは76万、15.2cmで180万(2.37倍)、20.3cmで270万(3.55倍)という結果を得ており、厚さの大きな効果が理解できます。[19]

ソイルセメント層では、厚さが20cmになると荷重分散効果は急激に大きくなり、底面の荷重強度は、厚さ15cmの約30%に対し、20cmでは約5%と大きく減少します。[27]

実道の試験舗装(大型車3200台/日)では、ソイルセメント路盤の厚さ15cmの区間でひび割れの進行が著しく、一方、厚さ20cmの区間では路肩縁部のひび割れを除けば、舗装はほぼ良好でした。また、当時すでに、表層厚5cm、ソイルセメント路盤厚15cmという構造は望ましくない、とされています。[28]

イギリスでは、セメント処理の砂利・碎石の路盤厚20cm(表層アスコン10cm)は、大型車3000台/日の道路で十分な供用性を示しています。[18]

セメント処理路盤の収縮ひび割れ

セメント安定処理の路盤では、舗設後の乾燥収縮のため、一般に、道路の横断方向に直線状のひび割れが生じます。

乾燥収縮によるひび割れは、通常、舗装完成後の最初の冬に15～30mの間隔で発生し、最終的には5～10mになります。収縮ひび割れは、荷重によるひび割れより早い時期に発生し、荷重ひび割れの進行を助長します。[19]

収縮ひび割れは、多くの場合セメント量が過剰で、路床が悪いところで生じますが、顕著な変形や破損に進展することは少ないといえます。

路盤の収縮

セメント処理路盤の収縮は、蒸発による水分の損失により生じ、とくに、最適含水比の湿潤側で締固めると大きくなります。締固め時の水分は、最も影響の大きい要因ですが、十分な締固めを行えば収縮は減らすことができます。[29]

ソイルセメントの収縮は、セメントの添加によって最初は減少し、最低値に達した後は、セメント量の増加とともにわずかに増えてきます。

砂質土のソイルセメントの収縮は、セメントペーストの水和による収縮がおもな原因です。粘土質土では、主として細粒分の作用によるもので、粘土の種類と量が影響しており、カオリナイト粘土を含むソイルセメントは、モンモリロナイトの場合より早く収縮します。[29]

ひび割れの低減

収縮ひび割れを減らすには、セメントの1～2%を石灰で置き換えるほか、できるだけ高い密度に締固める、高温時の舗設は避ける、厚さを増す、締固めは最適含水比を超えない、粘土分を制限する、などの方策があります。[4] プラント混合によるセメント処理材料は、路上混合に比べひび割れが少ない傾向があります。

セメント処理材料の乾燥収縮を減らすため、1970年前後に膨張性セメントが用いられました。その使用により、セメント処理層にヘアクラックが生じますが、リフレクションクラックに結びつくことはないようです。しかし、同セメントの使用には、セメントの貯蔵、作業時間、養生条件などに多くの制約があります。[30]

収縮ひび割れを減らす方策のうちでは、上記以外の、表層厚を増やすのが最も有効です。

外的条件として、気温の変化があります。海岸沿いの道路は気温の変化が少ないため、内陸に比べ、縦・横ひび割れが非常に少ないという傾向があります。[25]

プレクラッキング

セメント処理路盤の収縮ひび割れを減らすため、決められた位置に収縮目地または人工的ひび割れを、路盤の舗設時に予め設けることです。

プレクラッキングの効果

セメント処理路盤の強度が高いと、収縮ひび割れの数は少なくなってひび割れ幅が拡大します。そこで、短い間隔（2～3m）の目地を設け、あるいは、多数の人工的ひび割れを導入してひび割れ幅を小さくします。[31]

導入目地で発生したひび割れは、ポーリング調査によりほとんど無視できる幅のもので、FWD調査は、自然発生のひび割れより荷重伝達がよいことを示しています。

自然発生のひび割れは、幅1mm以上のものが12～40mの間隔で発生し、一方、導入目地では、1～2カ月後にその40～90%で、幅0.25～0.5mm、間隔3mのひび割れが全厚を通過して発生しています。[32]

FWD調査では、荷重（620kPa）の中心から50～60cm離れた導入目地の両側で、センサ（No.3、No.4）のタワミ（ d_3 、 d_4 ）を測り、タワミ差（ $d_3 - d_4$ ）を求めます。自然発生のひび割れでは、幅が広く荷重伝達が悪いいため、タワミ差はおよそ $30\mu\text{m}$ ですが（路盤中央では $10\sim 20\mu\text{m}$ ）、導入ひび割れでは $30\mu\text{m}$ 未満です。

ひび割れ幅がせまいと、ひび割れ面での噛み合わせが維持され、良好な荷重伝達は表層アスコンの引張りヒズミを制限します。これには、リフレクションクラックを遅らせる効果があり、4年間の観測で、アスコン厚5～6cmと同等であることが判ります。[31]

プレクラッキングの方法

プレクラッキングには、いくつかの方法があります。

セメント処理路盤の締固め前に、小型振動プレートに取り付けたカッティングブレードを用い、横断溝(幅 10mm、3m 間隔)を層厚の半分の深さに切込み、ここに速硬型のアスファルト乳剤を注入し、転圧して溝を閉じます。

また、荷重伝達がよい剛性のプラスチック波形板を2mごとに底部に挿入し、あるいは、タワミ性のプラスチックフィルムを垂直に路盤厚の1/3~1/5の深さに挿入します。[33]

フリント(火打ち石)骨材

フリント骨材を用いると、石灰岩に比べ、導入目地のひび割れの発生頻度が高くなります。その理由は、処理材の引張り強度が石灰岩の場合の約半分であることと、温度膨張係数($13 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$)が石灰岩($6 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$)の約2倍になることです。[32]

リーンコンクリート

リーンコンクリートの路盤は、イギリスでは軽交通道路から重交通道路まで厚さ 6~14in (15~36cm) (表層厚 3~6.5in) で広く用いられており、おもな欠陥は横ひび割れです。

リーンコンクリートでは、通常の骨材とコンクリートミキサを使用し、通常のコンクリートとの違いは、セメント量(約 5%)と水量が少ないことです。事前の試験や、施工中の管理もほとんど必要とせず、水分(OMC は一般に約 6%)と締固め度のみを管理します。

リーンコンクリートは、セメント処理同様、強度が過大になるとひび割れのおそれがあり、1950年代の高速道路では、過大な強度のため大きな失敗をしています。[34] しかし、一方では、ひび割れない道路の半数以上で、圧縮強度(28日)は $140\text{kg}/\text{cm}^2$ を超えているといえます。[18]

ひび割れ

リーンコンクリートの路盤は、交通荷重が加わる以前にひび割れが発生しており、この初期ひび割れが交通荷重によりさらに発達すると、リーンコンクリートの弾性係数は、粒状材料とほとんど変わらない大きさになります。リーンコンクリート路盤のひび割れは、乾燥収縮よりも、温度低下による材料の収縮時のそり応力と路床拘束応力によるものです。[35]

さるバイパス道路では、横ひび割れの多くは平均間隔 240ft (73m) に生じており、大きな破損に進展したものはありません。主要路線 30 箇所 (累積大型車 100~900 万台) の横ひび割れの平均間隔は、13 箇所 で 15~300m、4 箇所 で 12m 以下、13 箇所 でひび割れなし、となっています。[18]

リーコンクリートに石灰岩骨材を用いると、砂岩に比べ、ひび割れが少なくなります。

版 厚

リーコンクリートの版厚が 6in (15.2cm) の場合、過去に走行車線で激しいひび割れを生じており、版厚を 9in (22.9cm) 以下で用いるのは望ましくありません。[20] 重交通道路の大部分では、リーコンクリート路盤の厚さは 20~25cm (アスコン表層 10cm) で、供用中の路面の変形は小さいといえます。[18]

厚いリーコンクリート版は舗装の長寿命化に有効です。[5]

石灰安定処理

石灰安定処理は、舗装の路床・路盤を対象とする以外に、軟弱地盤の処理に広く利用されています。

路床・路盤の処理に、粘土分の少ない良質な材料を用いた場合、石灰処理の効果はほとんど現われません。

石 灰

炭酸カルシウムを主成分とする石灰石を 1000~2000°C で焼いて、まず、生石灰 (酸化カルシウム) を造ります。生石灰は、白色の塊状または粉末状のもので、水が作用すると高熱 (約 300°C) を発して膨張・崩壊し、消石灰 (水酸化カルシウム) に変わります。消石灰は、生石灰に水を加えて作ります。

生石灰をそのまま用いると、水の作用が不十分な場合施工後に膨張を起こし、仕上がり面の隆起やひび割れを生じるおそれがあります。

石灰の効果

石灰安定処理は、主として粘性土に適用し、土中の粘土鉱物と石灰との化学反応を利用します。反応が進むと土の団粒化を生じて粒度分布が変わり、塑性限界が増して塑性指数は下がります。また、ポズラン反応が長期にわたって進行し、処理土の強度が上がります。

石灰処理では、温度は強度増に大きく影響する要因で、高温では、石灰処理した粘性土の方がセメント処理土よりも強度の増進が顕著です。例えば、石灰処理土の28日強度は、養生温度が15℃から35℃に上がると約90%増加し、一方、セメント処理土では約40%に止まります。[36]

セメントアスファルト乳剤安定処理

安定材として、セメントと特殊なアスファルト乳剤を併用した工法で、セメント安定処理と乳剤安定処理の両者の特長を兼ね備えています。

セメントを含まないアスファルト乳剤混合物は、養生に長時間を要し、強度発現がおそく、水分によるダメジへの抵抗性が低く、使用上に制約があります。

セメントアスファルト乳剤安定処理は、セメントの添加により問題は改善され、とくに水分ダメジに対し効果があり、また、セメント安定処理のような乾燥収縮によるひび割れの発生が抑制されます。

セメントは、骨材の乾燥重量に対し、例えば1%を、アスファルト乳剤の添加の直前に湿潤骨材に加えて混合します。セメント添加量が増せば圧縮強度は増加し、アスファルト乳剤量が増せば、強度はむしろ低下します。乳剤の必要量は、混合物の吸水率が一定値を示すときの最少量とする方法があります。

セメントの効果は、アスファルト乳剤量が少ない場合、とくに養生の初期に顕著で、吸水量が減り、残留安定度が改善され、すべての粒度でマーシャル安定度が上昇します。しかし、アスファルト乳剤量が増えると、とくに粗粒度の場合、セメントの効果はなくなります。[37]

フォームドアスファルト

高温のアスファルト(150~180℃)に少量の水(1.5~2.5%)を加えて泡を発生させ、アスファルトの見かけの粘度と表面張力を低下させることにより、常温の材料や細粒分の多い材料との混合を容易にした工法です。

経 緯

1957年に開発された最初のフォームドアスファルトは、ボイラーで発生した高圧の水蒸気を加熱アスファルト中に吹き込む方式のものでした。1968年に改良されたものは、常温水を加熱アスファルトに加えて水蒸気を発生させ、膨張チャンバーで形成した泡を一連のノズルから骨材中に分散させています。1980年代には、加熱アスファルト（160～180℃）に空気と常温の霧（アスファルトの1～2%）を混合チャンバーで混入するようになりました。

配 合

フォームドアスファルトの性質は、泡が最大体積を示すときの膨張率と最大体積が半減するまでの半減時間によって決ります。加える水量が多くなると膨張率（10～20倍）は増し、半減時間（10～20秒）は短くなり、両者が泡の発生に最適の条件となるように、添加水量とアスファルト温度を決めます。

配合設計には、水浸供試体による間接引張り強度試験が利用され、水量を固定してアスファルト量を変えたとき、間接引張り強度が最大値を示すアスファルト量を最適とします。セメント併用時の配合設計例は、フォームドアスファルト量2.5%、セメント量1.5%です。

施 工

路上混合方式による場合は、まず、既存の舗装または路盤の上部を切削・破碎し、仮の整正と転圧を行います。セメントを併用するときは、これを散布し敷き広げたのち、フォームドアスファルト発生装置を搭載したスタビライザを通過させ、フォームドアスファルト混合物を生成します。泡はわずか数秒しか持続しませんが、アスファルトによる骨材の被覆は十分行われます。表面の整形後、ローラで転圧して仕上げます。

この工法は、現地発生材の利用と常温混合のため、省エネルギーの効果があります。また、初期強度が高く、施工直後の交通開放が可能です。

第4章 参考文献

- 1) Russam, K. : Sub-soil drainage and the structural design of roads. RRL Report LR 110. (1967)
- 2) Russan, K. Croney, D. : Estimation of subgrade moisture distribution. Transport-Communications Monthly Review. (1961)
- 3) Thompson, M. R. : Subgrade Stability. TRR 705. (1979) pp 32-41.
- 4) Finn, F. N. Nair, K. Hilliard, J. : Minimizing Premature Cracking in Asphalt Concrete Pavement. NCHRP Report No. 195. (1978)
- 5) Powell, W. D. Potter, J. F. Mayhew, H. C. Nunn, M. E. : The structural design of bituminous roads. TRRL Laboratory Report 1132. (1984)
- 6) Nichols Jr, F. P. : Effects of Compaction and Subgrade Stabilization on Deflections and Performance of Virginia Pavements. International Conference on the PDAP. Michigan. (1962) pp 581-590.
- 7) Chaddock, B. C. J. : Deformation of Road Foundations with Giogrid Reinforcement. TRRL Research Report 140. (1988)
- 8) Croney, D. Jacobs, J. C. : The frost susceptibility of soils and road materials. TRRL Laboratory Report 90. (1967)
- 9) Road Research Laboratory : Road Research 1961. H. M. S. O. (1962)
- 10) Huculak, N. A. : Evaluation of pavements to determine maintenance requirements. HRR No. 129. (1966)
- 11) Maclean, D. J. Armstrong, C. F. : The future requirements of aggregates for road construction. The Quarry Managers' Journal Vol. 48 No. 4 (1965) pp139-150
- 12) Croney, D. : A Theoretical Analysis of the Influence of Sub-base Strength on the Thickness Requirements for Heavily Trafficked Roads. Technical Note TN 175. (1967)
- 13) Finn, F. N. Nair, K. Hilliard, J. : Minimizing Cracking of Asphalt Concrete Pavements. AAPT Vol. 45 (1976) pp 492-529.
- 14) Sharma, J. Stubstad, R. N. : Implementation of Stripping Test for Asphaltic Concrete. Transportation Research Record 755. (1980) pp 42-48.
- 15) Lister, N. W. Kennedy, C. K. : A System for the Prediction of Pavement Life and Design of Pavement Strengthening. Fourth International Conference on

- the Structural Design of Asphalt Pavements. Vol.1 (1977)
- 16) Beecroft, G.W. Jenkins, J.C. Wilson, J.E. : Service Behavior of Asphalt Concrete: A 10-Year Study. TRR No. 515. (1974)
 - 17) セメントと石灰による安定処理. 日本道路公団. (不詳)
 - 18) Blake, L. S. : Fifteen Years of Cement-Stabilized and Lean Concrete Basas in Great Britain. 5th world meeting of IRF. (1966)
 - 19) Wang, M.C. Kilaeski, W.P. : Behavior and Performance of Aggregate-Cement Pavements. Transportation Research Record 725. (1979) pp 36.
 - 20) Road Research Laboratory : Road Reserach 1962. H.M.S.O. (1963)
 - 21) Road Research Laboratory : Road Research 1957. H.M.S.O. (1958)
 - 22) Road Research Laboratory : Road Research 1959. H.M.S.O. (1960)
 - 23) PCA: Thickness Design for Soil-Cement Pavements. (1970)
 - 24) Cowell, M.J. Irwin, L.H. : Effects of Compaction Delays and Multiple Treatments on the Strength of Cement Stabilized Soil. TRR 702. (1979)
 - 25) Zube, E. Gates, C.G. Shirley, E. CMunday Jr, H.A. : Service Performance of Cement-Treated Bases as Used in Composite Pavements. HRR No. 291. (1969)
 - 26) 田中淳七郎, 高見博, 南雲貞夫, 大塚高志 : ソイルセメントを用いたアスファルト舗装の供用成績調査. 道路 No.7 (1968)
 - 27) 山内豊聡 : 九州横断道路における土質工学的諸問題. (不詳)
 - 28) 南雲貞夫, 菅野美津雄, 石崎良昭 : ソイルセメント試験舗装の調査結果. 土木技術資料 Vol.11 No.12. (1969)
 - 29) George, K. P. : Shrinkage Characteristics of Soil Cement Mixtures. HRR No. 255. (1968)
 - 30) Otte, E. Mehta, P.K. : Expansive Cements and Cement-Treated Basecourses in Pavements. THE CIVIL ENGINEER. Vol.17 No.9. (1975)
 - 31) Colombier, G. Marchand, J.P. : The Precracking of Pavement Underlays Incorporating Hydraulic Binders. proc.of the Second International RILEM Conference. Liege. (1993) pp 273-281.
 - 32) Shahid, M. A. Thom, N.H. : Performance of Cement Bound Bases with Controlled Cracking. proc.of the Third International RILEM Conference. Liege. (1996) pp 55-64.
 - 33) Lefort, M. : Technique for Limiting the Consequences of Shrinkage in Hydraulic-Binder-Treated Bases. Proceedings, Third International RILEM Conference. (1996) pp 3-8.

- 34) Anonymous : Cement Stabilization in Great Britain. RRL Tech. Note No.124. (1966)
- 35) Brown, S.F. : Design of Pavements with Lean-Concrete Bases. Transportation Research Record 725. (1979) pp 51-58.
- 36) Road Research Laboratory : Road Research 1960. H. M. S. O. (1961)
- 37) Gadallah, A. A. Wood, L. E. Yoder, E. J. : Effect of Portland Cement on Certain Characteristics of Asphalt-Emulsion-Treated Mixtures. Transportation Research Record 712. (1979) pp 23-30.

第5章 アスファルト混合物

アスファルト混合物は、プラントでアスファルトと骨材を加熱・混合して造り、通常、加熱アスファルト混合物と呼びます。

アスファルト混合物をフィニッシャで敷き均し、ローラで十分締め固めたものは、アスファルトコンクリート、略してアスコンといいます。しかし、両者は明確に区別されておらず、しばしば混同して用いられます。

アスファルト舗装の施工現場では、アスファルト混合物を合材と呼びますが、この名称は本書では用いていません。

アスファルト混合物の歴史（アメリカの場合） [1]

タール舗装

アメリカで最初の瀝青（アスファルトとタール）混合物は、歩道・遊歩道の舗装に用いられ、バインダーはアスファルトではなくコールタールでした。タール舗装は 1860 年～1870 年代に多数施工されており、最初の加熱混合によるタール混合物の舗装は、1868 年と 1873 年にワシントンで施工され、骨材は、平らな鉄鍋を用い、人力で加熱・乾燥とかき混ぜを行いました。当時は、まだ骨材配合について十分な理解がなく、表層は不出来なものでした。

アスファルト舗装

最初のアスファルト舗装は、1870 年、ベルギーの化学者によるニュージャージー州ニューアークのサンドミックス舗装です。

1876 年に初めて大規模な工事(54000 平方ヤード)がワシントンで行われ、同年には、大統領に任命された陸軍の研究グループが、ワシントン・ペンシルベニア大通りの舗装は、トリニダッドアスファルトを用いたシートアスファルトで施工すべきである、との勧告を出しています。

この舗装は、同時に施工されたヨーロッパ産のロックアスファルトを用い

た舗装と同様に、11年後もすぐれた供用状況を見せており、もはやロックアスファルトを輸入する必要がなくなりました。

ワシントンの工事のあと、シートアスファルトは大変ポピュラーな混合物になり、1890年代に舗設面積を大幅に増やしています。

ロードアスファルト

1900年頃イギリスのロンドンで、アメリカのクリフォード・リチャードソン (Crifford Richardson) らによる、ロードアスファルト (シートアスファルト) の試験施工が行われています。

これを契機に、イギリスと他のいくつかの国々は、ギャップ粒度の混合物を採用するようになり、反対に、アメリカは連続粒度の方向に向かいました。

石油アスファルト

天然アスファルトは、永年にわたりアスファルトの市場を支配して来ましたが、1870年代半ばには、精製石油アスファルトが出現しています。

石油アスファルトは、本来、トリニダッドアスファルトを軟化する溶剤として用いられており、1890年代の使用量は年間100 tにしか過ぎず、低沸点のカリフォルニア原油を用いて、おもにロッキー山脈の西側で製造していました。

東海岸での石油アスファルトの需要は、1890年代半ばには、ホーン岬をまわるカリフォルニアからの海上輸送で満たされていましたが、1902年テキサス州で石油アスファルトの製造が始まると、1907年までに、カリフォルニアとテキサス両州の石油アスファルトの生産量は、天然アスファルトを追い抜いています。すでに、1904年にはペンシルベニア州でも製造を始めており、東部では、輸送費を抜きにしたアスファルトの使用が可能になりました。

特許工法

特許工法の最初のもは、アメリカでは、すでに1871年に取得されています。その後、多くの特許工法が現れましたが、すべて骨材粒子とアスファルトとの単なる混合物で、名称は異なっても同じ材料の変型でした。最も成功した特許工法の秘密の成分は、消石灰に過ぎなかったといえます。

1900年に承認された代表的なビチューリシック (Bitulithic) 舗装は、1901

年にロードアイランド州で初めて施工され、そのトップサイズは 1~11/4in (25.4~32mm) の範囲でした。

この工法の基本特許は 1918 年に無効になり、それ以前に改良されていたワーレン・ビチューリシク（ワービット）工法は、厚い粗骨材の混合物がまだ熱いうちに、薄い細骨材の混合物をその上に敷均し、十分転圧して両者を強固に結合し、一体化するというものでした。この工法は、1926 年にはキューバをはじめスペイン、ポーランド、日本などの海外に進出しています。しかし、特許工法は、法外なコストを納税者に強いるものだとされ、市条例などの多くは、特許工法の使用を禁じていました。また、アスファルト舗装関係業者は、ビチューリシクの特許を侵害しない骨材を用いるように、アスファルト混合物の仕様を模索し始めました。

トベカ市

テレビドラマ“大草原の小さな家”の作者ローラ・インガルス・ワイルダー (Laura Ingalls Wilder) は、1894 年両親との馬車旅行の途中、カンザス州トベカ市で加熱アスファルト混合物の舗装と初めて出会い、次のように述べています。

“街のごく中心部の路面は何か黒い物質で覆われており、通過するすべての車輪や蹄の音は聞こえて来なかった。その物質はタールのようだが、父はタールでないことは確かで、ゴムのようだがゴムは高価だから恐らく違うだろうという。”

“絹に身を包み、ひだ飾りのパラソルを手にした婦人達が、付き添われて街路を横切っている。彼らのヒールは路面に凹みをつけており、凹みは私達が見ている間にゆっくりと消え、自然に平らになった。その材料はまるで生きているかのようで、マジックのようでもあった。”

1909 年には、ワーレン・ブラザーズとトベカ・エンポリア両市との間に特許侵害事件があり、1910 年の“トベカ判決”では、最大粒径 1/2in 以下の骨材をもつアスファルト混合物はビチューリシクの特許を侵害しない、ということになりました。これ以降、アメリカでは、細かい粒度の混合物の使用が急速に広まりました。細かい方が、ショベルやレーキの扱いが容易で労務費が安く上がります。

わが国の旧い要綱では、細粒度のアスファルト混合物のことをトベカ、お

よび修正トペカの名称で呼んでいました。

陸軍技術部隊 (Corps of Engineers)

第二次大戦では、アスファルト舗装の技術は空前の速さで進歩しました。1940年代初め、テキサス州で多数の訓練飛行場が建設され、そこに加熱アスファルト混合物の製造設備が作られ、それらは後に、アスファルト表面処理の時代を機械舗設による加熱アスファルト混合物の時代へと大きく転換しました。

それまで舗装に係わることがなかった技術部隊は、すべての軍用道路と飛行場の建設の任を託され、大戦が終わった後も、長い間アスファルト舗装のすべてにわたり影響力を持ち続けました。

道路試験

1922年のベーツ (Bates) 道路試験など、いくつかの道路試験に続いて1956年にスタートしたAASHO道路試験は、アスファルト舗装の設計に画期的な成果をもたらしましたが、それから30年後に始まったSHRP計画は、舗装のひび割れ、わだち掘れ、ポットホールや摩耗などに対する抵抗性のより大きいアスファルト材料の研究などを行いました。

この成果により、アスファルト混合物の新しい配合設計法 (スーパーペーブ) が提案され、アスファルト材料の供用性 (パフォーマンス) をベースにした規格が開発され、国の基準となるモデルが作られました。

アスファルト混合物の種類

通常のアスファルト舗装の表層に用いるアスファルト混合物は、一般に、密粒度アスコン（アスファルトコンクリート）です。

このほか、おもに基層に用いる粗粒度アスコンや寒冷地用の細粒度ギャップアスコンなど、色々な名称のものがあります。これらの違いは、主として粒度（骨材の粒径分布）によるもので、とくに2.5mmフルイ通過量で明確な区分があり、粗粒度は20～35%、密粒度は35～50%、細粒度（連続粒度の場合）は50～65%になっています。

最大粒径は、表層・基層では層厚の1/3～1/4、通常20mmまたは13mmとしており、これより大きいものは、特殊な大粒径アスコンになります。粒径が大きくなると、材料分離の傾向が強くなります。

粒径が過大で、現場の敷き均し時の厚さが粒径の1.5倍以下ぐらいに薄くなると、フィニッシャのスクリードが単一の骨材粒子で支持されるようになり、ひきずりや不陸を生じます。

寒冷地の表層では、フィラー量（0.074フルイ通過量）を約50%増して、タイヤチェーンなどのすり減り作用に対応しています。

ギャップアスコン

ギャップアスコンは、ギャップ粒度をもつアスコンのことで、骨材の一部の粒径部分が欠落しており、粒度曲線は連続粒度のように滑らかでなく、階段状になります。

具体的には、7号砕石と粗目砂が細目砂に置き換わっており、通常0.6～5mmの粒径部分が少なくなっています。連続粒度のものより骨材間隙量（VMA）が大きく、混合物性状に対するアスファルト量の変動の影響が小さいため、品質管理が容易だといえます。

積雪寒冷地で一般的な、密粒度ギャップアスコンと細粒度ギャップアスコンは、いずれも2.5～0.6mmの粒径部分を通常10%以下としており、フルイNo.4（4.76mm）～No.30（0.59mm）の間でギャップにすることもあります。

また、6～2mm間でギャップにする場合は、アスコンの最大の弾性係数値が

得られるといます。[2]

イギリスのロールドアスファルトは、代表的なギャップアスコンのひとつで、アスモル中に単粒度の粗骨材を通常 30%混入したものです。

砕石マスチックアスファルト、排水性アスコンなどもギャップ粒度のものです。

特 徴

ギャップアスコンは、一般に、高い間接引張強度を示し、破壊時のヒズミは密粒度アスコンより大きく、タワミ性とひび割れ抵抗性にすぐれています。とくに、薄層の場合に良好な供用性を示し、設計期間の短い薄層オーバーレー（4cm 未満）に用いて非常に経済的です。

密粒度アスコンは剛性が高いため、過小設計の薄層オーバーレーではひび割れの危険があります。

粗骨材量 45%のギャップアスコンは、アスファルトを多量に保持する能力があり、空隙量が通常の 5%程度でも、多数の非連結で滑らかな形の空隙をもつため応力集中が少なく、空気・水の浸入による破壊も少ないといます。[3]

施工時のギャップアスコンは、締め固め密度を上げやすく、締め固めは容易ですが、ギャップの範囲や最大粒径によっては、材料分離や転圧時の側方流動を起こすことがあります。

細粒度ギャップアスコン

細粒度ギャップアスコン（13F）は、耐摩耗性、耐久性、凍結融解への抵抗性などに優れ、積雪寒冷地の標準的な表層用混合物として長い間用いられてきました。

しかし、1990 年 6 月にスパイクタイヤの使用が規制されて以来、すり減りによるわだち掘れは著しく減少し、その反面、流動・変形によるわだち掘れが目立つようになり、細粒度ギャップアスコンに代わる、フィラー分の多い密粒度アスコン（20F）の使用が増えています。

碎石マスチックアスファルト (SMA)

SMA は、ギャップ粒度の表層用加熱アスファルト混合物の一種で、多量の粗骨材が骨格を構成し、その間隙を空隙ゼロのマスチック（アスファルト・石粉の混合物）が満たしています。

骨材同士の噛み合わせと多量のマスチックにより、高耐久性と耐摩耗性、および変形抵抗性をそなえており、さらに、ファイバーやポリマーの添加によってそれらの特長を高めると同時に、施工時のダレと材料分離を防いでいます。

SMA は、1960 年代にドイツで開発されたもので、アメリカでは、1991 年ウイスコンシン州で最初の施工が行われ、その後全国的に採用されています。[4] イリノイ州の交差点では、重交通のため、従来の舗装が 6 か月以上持たなかったものが、採用したフルデプスの SMA は、2 年後も大きな損傷なしに供用されています。

粒 度

最大粒径は、舗設厚に応じ 5～22mm（多くは、11～16mm）と様々です。各フルイ通過量は、例えば、4.75mm フルイ通過量は 27～33%、2.36mm フルイ通過量は 18～23%、0.075mm フルイ通過量は 8～12%のように、当初は、30:20:10 のルールに近いものですが、その後は、やや粗くなっているようです。[5]

この粒度では、粗骨材（2mm フルイ残留）は 70～80%と多く、砂分（0.09～2mm）は 12～17%と大変少なくなっています。

2.36mm フルイ通過量が多すぎると、マスチックが過剰になり、粗骨材の噛み合わせが失われてわだち掘れ抵抗性を損ないます。そこで、2.36mm フルイ通過量を 23%以下とする規定もあります。

施工に際しては、6.7～2.36mm の骨材量を慎重に管理します。

配合設計

粗骨材に用いる碎石は、強固で、立方体のものがよく、細骨材にはすべて砕砂を用います。アスファルトは、ダレ防止のため、針入度が低い硬めのも

の（例えば、60～70）を用い、アスファルト量は、通常より多目の6.5～7.5%とします。

ダレ防止には、ポリマーによる改質アスファルトと有機・無機の繊維を使用し、繊維を用いるとアスファルト量は一般に0.2～0.7%多くなります。[5]

マーシャル試験

配合設計には、通常マーシャル試験を利用します。突き固め回数50のときのマーシャル安定度は一般に4.45～8.0kNの範囲で、これまでの経験では、5.3kNを妥当としており、6.2kNを推奨する場合があります。フロー値は、密粒度に同じ8～16とし、フロー値が高すぎると、ローラ転圧時に混合物が動いたり押し出しを生じたりします。

アスファルト量

供試体の空隙量は3～4%とし、通常3.5%でアスファルト量を決めます。最小アスファルト量は6.0%、繊維を含む場合は6.7%になります。[5]

VMA（骨材間隙率）

VMA（配合設計参照のこと）は17%以上とし、多量のアスファルトを用いて骨材表面の厚いアスファルト被膜を確保します。VMAが過小なときは角張った細骨材を用い、VMAが過剰なときは、4.75mmと0.075mmの各フルイ通過量を減らします。[4]

ダレ試験

SMAはアスファルト量が多いため、輸送・運搬中にアスファルトが分離してダレを生じる傾向があります。

試験では、規定の高温の乾燥炉に、SMAの試料の金網籠を入れて1時間放置し、骨材から分離して流下するアスファルトの量をはかります。

損失量は、通常0.3%としています。[6]

施 工

SMAの施工は、通常のアスファルト混合物より容易で、仕上がりに対する作業員の技能の影響は小さいといえます。

繊維を用いる場合は、ポリエチレンの袋詰めにしたものを人力でミキサに投入し、あるいは、ペレット状のものを専用の機械で投入します。

敷き均し

特に、混合物が高温でアスファルト量が過剰な場合、トラックやフィニッ

シヤのホッパの上でアスファルトのダレが生じます。これは敷き均し後、縦方向に、幅約 30cm の 2 本のアスファルト過剰帯となって、バーフィードの位置に現れます。[5]

また、アスファルトの過剰スポットの発生は、フィニッシュヤのオーガ（スクリュースプレッダ）を高速で動かした場合、粗骨材とモルタルが分離するのが原因です。

敷き均し厚を決める際の、SMA の転圧減は、密粒度アスコンの半分以下で、密粒度の 20～25% に対し、約 10～15% です。[4]

転 圧

SMA は、アスファルト量と敷き均し温度が適正であれば非常に安定的で、ローラ転圧時の変位が少なく、非拘束の縁部でも横方向の押し出しがありません。

SMA の締固めには、一般に静的鉄輪ローラが用いられ、タイヤローラは混合物がタイヤに付着するので適していません。振動ローラは、骨材の破碎と密度低下を抑えるように、高振動数・低振幅のものを使用します。[5]

鉄輪ローラは、通常、9 t 以上のものを用い、5km/h をこえない速さで 4～8 回転圧すれば目標密度は達成されます。[4] この転圧回数であれば、ローラマークは生じにくいので、仕上げ転圧は不要です。材料が冷めてからの転圧は骨材粒子を動かし、締固めをゆるめるおそれがあります。[5]

転圧回数を締固め密度から決める場合は、理論最大密度の、例えば、94% を超えるようにします。

舗設後のすべり止め

アスファルト量が多い SMA の舗設後は、すべり防止対策として、表面にブレイコートした碎石または砕砂を散布・圧入し、あるいは石粉を散布します。

大空隙量のアスファルト混合物

一般的な密粒度アスコンの空隙量は、4～5% に過ぎませんが、大空隙量アスファルト混合物は、締固め後に 20% 前後という大きな空隙量を持っています。この材料は、透水性が大きいため、透水性アスファルト混合物、排水性アスファルト混合物などと呼ばれ、排水性舗装や低騒音舗装などに用いられます。

同様なアスファルト混合物は、ヨーロッパではポーラスアスファルト（PA）、パーバスマカダム（PM）、ドレーネジアスファルトなどと呼ばれ、わが国同様、厚さ 40～50mm に舗設します。一方、アメリカの OGFC は、厚さ 20～25mm に舗設します。

これらの混合物は、少数の例外を除いて厚さが比較的薄く、しかも骨材の噛み合わせが大きいため、厳しい重交通の下でもわだち掘れタイプの塑性変形は少ないといえます。

舗設後の透水性は、降雨時のタイヤの吸引による清掃効果に相違があるため、横方向の場所によって異なります。通常、交通量の多い走行車線の方が、追い越し車線より透水性は大きく、路肩では低くなります。

供用年数は一般にかなり短く、寿命（7～13 年）が近くなると急速に（数ヶ月内）ラベリング破壊を起こします。このタイプの舗装は、建設コスト、維持、排水施設などに特別な配慮が必要です。

ポーラスアスファルト（PA）

PA は、通常のアスコンより剛性が低く、タワミ性で、弾性係数は密粒度アスコンの 50～75%と低いいため、PA の厚さ 4cm が、密粒度アスコンの厚さ 3cm に相当するといえます。PA は空隙量が大きく、アスファルト量が多いにも拘わらず永久変形への抵抗性は高く、わだち掘れの発生が少ない混合物です。

しかし、PA の機能的な寿命は、高コストに反し、普通アスコンの 60～70% しかなく、普通アスコンが 12 年後に打ち換えられるとすれば、PA は 9 年で打ち換えられます。

すべり抵抗性

PA 路面の湿潤時のすべり抵抗性は、低速時は一般の舗装と変わらず、高速時は PA の方が高くなります。交通開放後の初期のすべり抵抗性は、骨材粒子表面のアスファルト被膜が厚いため、骨材の品質に拘わらず低くなります。PA はモルタル分が少ないだけに、表面の粗骨材は交通による研磨作用を受けやすく、ミクロな肌理に影響します。

PA の路面は、通常のスPEEDでは、タイヤ下の圧力がポーラス構造の内部で消滅するため、ハイドロプレーニングは起きにくいといえます。

水撥ね・水しぶき

PA 路面では、水撥ね・水しぶきの発生が低減します。

水撥ねとは、路面に溜まった水を車輪が跳ね上げることで、路面水が厚く、車が低速の場合、大きい水滴がタイヤ接地面からはじき出され、タイヤ外に飛ばされます。これは車のフロントガラスを汚し、特に夜間の視認性を悪くします。

水しぶき、または水煙は、路面水が浅く高速の場合、非常に細かい水滴が車の周囲の乱気流によって運ばれます。実際の霧より水滴が大きく、密度が高いため視界は悪くなります。水しぶきの密度は、車の速度（72～120km/h）の2.8乗に比例します。[7]

光反射性

通常速度では、路面は車の前方50～100mが視野に入り、車内の1.2m高から見る角度は1度以下です。このとき、投射光は濡れた路面で強く反射し、一般の舗装では鏡のように見えます。路面標示の反射物は、水の存在で効果がなく、マーキングは見えにくくなります。[8]

PA では、反射光を拡散して視認性がよくなり、対向車のライトの眩しさが減ります。

騒音の低下

騒音の低下は、主に、タイヤと舗装の接触面における発生騒音の減少によるもので、空隙量が15%程度のあまり大きくない場合でも、騒音の低減効果・吸音効果が表れます。タイヤ騒音は、骨材の最大粒径を縮小するだけでも減少し、路面には、タイヤを刺激しない、できるだけ多数の小突起の存在が必要です。

PA は、約1kHz以上のタイヤ騒音を減らし、低振動数の領域をわずかに増やします。高周波数は人を不安にし、いらいらさせるもので、騒音低減量が2～4dB(A)という低さでも改善の効果は明らかです。

PA 路面の騒音は、最も一般的なアスコン表層に比べ、3dB(A)の増加から9dB(A)の減少の範囲にあって、平均すれば非常に概略的に、3dB(A)低くなります。騒音3dB(A)の減少は、交通速度の20%の減少と交通量の1/2の減少に

相当します。[8]

密粒度アスコンより騒音を 3dBA 以上減らすには、ベルギー、フランス、オランダなどによれば、空隙量 20%以上、最大粒径 10~16mm、厚さ 40mm 以上などの条件が必要です。また、厚さ(20~40mm)と空隙量(15~25%)の積は、車速 80km/h の場合、騒音の低減量と良い相関があります。

最大粒径

最大粒径が 3mm から 16mm に増加すると、50km/h 時のタイヤ近接音は 10dBA 以上上がります。10mm と 14mm の違いは、粒度曲線のギャップの位置によりますが、1.1~ 2.5dBA に過ぎません。

粒径が小さくなると透水性が減り、詰まり易くなるという欠点がありますが、音響的には小粒径が好ましく、2 種類の小粒径の PA、例えば上層 4~8mm、下層 11~16mm による 2 層システムは効果がありそうです。

騒音の経時的変化は、最大粒径が 3mm~16mm の範囲で 34 か月後の特殊トラレーラによる発生騒音で示せば、3mm と 5mm ではそれぞれ 3~5 dBA、1.5~4 dBA 増加し、11mm と 16mm では、反対にいずれも 2 dBA 減少しており、効果の持続性が異なります。[8]

各国の測定によると、供用 3~4 年後の騒音の増加は最大 2dBA に過ぎず、目詰まりによる透水性の低下は大きいものの、騒音低減の効果は予想ほど失われていません。また、粒径の小さい区間では、当初は比較的低騒音でありながら、その後は上昇傾向にあるといます。

材 料

骨材は、最大粒径を 14mm、10mm、または 20mm とし、研磨抵抗性の高い (PSV 50 以上) のが必要です。ロサンゼルスすり減り減量、凍結融解、水浸マイクロバルなどの試験も行われます。

フィラーには、消石灰 1~2%も用いられます。

アスファルトのエージングを減らすため、アスファルト被膜厚を厚くし、ダレ防止のため、ロックファイバー (0.3~0.5%)、セルロースファイバー (0.3~0.5%)、ガラスファイバーなどの無機・有機のファイバーを加えます。

改質アスファルトを用いる場合、ポリマー (SBS, EVA, EPDM, SB, SBR, APP, PE、天然ゴム粉末、タイヤゴム粉末) は、プレミックスまたはプラントミックス

の形で用いられ、場合により、コロイドミルを使用してプラントでポリマーを加えます。

混合物については、水浸圧縮、間接引っ張り、4 日水浸カンタブローなどの試験が行われます。

生産コスト

PA には改質アスファルトの使用が推奨されており、そのコストは普通アスファルトの約 2 倍、混合物になると、密粒度アスコンの 30～50%増から 2 倍に上昇します。しかし、交通事故の減少、交通容量の増加、低騒音、遮音壁や防音窓の省略など、PA には多くの利点があります。[8]

配合設計

PA では、目標とする空隙量は 20～24%と大きく、粗骨材量は 83～87%と多くし、ギャップ粒度を採用します。

配合設計時の、例えば、18～20%の空隙量は、交通による締固めと目詰まりのため、3～10 年後には 5～12%に減少します。空隙量の低減への対策は、混合物の安定度を高くし、初期の空隙量を増やすことですが、初期の空隙量を 20%以上にするには、2mm フルイ通過量を 15%位に小さくする必要があります。このように細粒分が少なくなると、粗骨材相互の接着はバインダーに頼るようになります。

PA は、粗骨材が多い非常に特殊な骨材構造のため、マーシャル試験は用いられません。まず、カンタブロー試験により最小アスファルト量を決め、最大アスファルト量は、空隙量の最小値とダレの有無（ダレ試験）によって決めます。[8]

カンタブロー試験

PA や排水性アスファルト混合物などの配合設計に用いる、すり減り試験の一種です。

マーシャル試験用の供試体（両面 50 回突き固め）1 個のみを、ロサンゼルスすり減り試験のドラムに入れ、ドラムを 300 回転させた後の重量減を測ります。通常は室温の乾燥状態で行いますが、低温で行ったり、水浸後の供試体を用いたりします。

すり減り量は、30%以下(18℃)、25～20%以下(25℃)などと規定します。供試体を水で飽和する前後のすり減り量は、剥離抵抗性に関係します。

PAの施工

PAの施工にあたっては、密粒度アスコンなどの場合より一層、温度管理と気象に対し十分な配慮が必要です。

PAは、アスファルト量が多いため長い輸送中にダレを生じやすく、低温時には、改質アスファルトのワーカビリティが悪化します。そのため、混合物の温度管理が重要になります。

改質アスファルトを用いる場合の敷き均し温度は、通常より約10℃高いためPAは温度に敏感になり、敷き均し後の人力手直しは困難です。

締固めは、10～12tの静的平滑ローラを用い、通常より少ない2～3回の転圧回数とします。振動ローラの使用は、PAの空隙が過度に減り、骨材が破碎しやすいので避けるべきです。タイヤローラは、骨材がタイヤに付着して剥がれる傾向があるため、使用を認めない国もあります。[8]

縦目地は、ホットジョイントが望ましく、コールドジョイントにする場合は、排水性を損なわないようにアスファルトは塗りません。

不透水性の下層

PAの下の層を不透水性にすることは非常に重要で、アスファルト乳剤によるタックコートまたはチップシールを行います。下層がセメントコンクリートの場合は、ゴム入りアスファルトを用いるとリフレクションクラックの発生が遅れるといえます。チップシールでは、転圧後余分なチップを吸い取って除去します。

路面排水

PAの排水能力には、水が浸入できる開いた空隙だけが有効で、全空隙量の1/4～1/3を占める閉じた非連続の空隙は全く無効です。空隙の有効性は、ごく大まかに透水試験によって判断します。[8]

路面排水のため、舗装と縁石の間に幅10cmほどの排水溝を設けます。排水柵の格子蓋が路面と同じ高さの場合は、側壁に孔を開けます。穴あきの逆U字管を、勾配をつけてPAの下に挿入する方法は排水に有効です。

橋梁などの構造物に接続する場合、下り勾配ではPAを直ちに中断しないで、

構造物上まで伸ばすようにします。勾配の変化点では、雨水が路面に浮き上がらないように、目地や継ぎ手の手前に横断排水溝を設けます。

マーキングは、材料が浸透して排水を妨げないように注意が必要です。

PA の維持修繕

PA は、一般に交通量の少ない箇所です。汚れがひどくなり、排水の機能を早期に失います。PA 路面の清掃の方法は、通常、高圧水と吸引を利用するもので、排水能力の一時的な回復は可能ですが、すぐに効果を失い元に戻ります。

PA 路面では、わだち掘れやひび割れを生じにくい反面、骨材飛散による部分的な損傷の発生が多く、これらの修繕には、周囲を傷める恐れがある加熱処理の代りに、液体アスファルトを用いた常温施工が行われます。

リサイクリングの場合、PA の残留アスファルトの針入度は 10 まで低下していることもあり、新材への混入量は低減します。また、PA 層は水分が多く、温度が上がらず、新材との混合もうまくいきません。[8]

冬の維持修繕

供用中の PA は、密粒度アスコンより常に 1~2℃温度が低く、冬季は早目に氷結します。しかし、PA の空隙は大きく、しかも連続しているため、含まれた水分が凍結してもその膨張量は吸収され、路面への影響は小さいといえます。

PA 路面で融氷剤の塩を散布する場合、塩を含む融氷水は急速に排除され、また、交通による塩の拡散が阻害されて塩濃度に不足する個所が生じるため、効果が減って塩の散布頻度が増えます。

降雪は、タイヤによって PA の空隙に押し込められ、路面はいつまでも雪で覆われたように白く見え、かつ長期間すべりやすくなるため、同様に塩の頻繁な散布が必要です。[8]

パーバスマカダム (PM)

水しぶきが、交通事故のおもな原因となるケースは、湿潤時事故の 1.3~10%に及びます。

PM による水しぶきの低減効果は、実物大の試験によると、重交通道路で 3

年間持続し、最大粒径は 20mm の方が 10mm より効果が長く続きます。

厚さ 40mm の PM の層は、排水層としてのほか、水で飽和するまで降水量の 8～10mm を貯留することができます。

PM 層がある程度の雨水を貯溜したのちは、さらなる降雨は吸収されませんが、空隙が大きいため雨水はタイヤで容易に押し出され、降雨強度が大きくても、ハイドロプレーニングの危険は小さいといえます。[9]

PM の厚さ 40mm は、構造的には 16mm のロードアスファルト、または 20mm の密粒度アスファルトマカダムに同等と考えられています。

PM とロードアスファルトとの騒音の差は、乾燥時はわずかで、湿潤時は PM の方が 6～8dBA 低くなります。

配 合

骨材粒度は、6.3mm フレイ通過量が 20～25%、3.35mm フレイ通過量は 10%、75 μ m フレイ通過量は 4.5%です。アスファルト量（針入度 100）は 4.1～4.3%で、剥離防止剤のアミン（0.4%）を加えます。また、剥離防止とアスファルトを硬くする目的で、フィラーに 2%の消石灰を加えます。

アスファルトはポリマーで改質し、針入度 100 のものに EVA を 5%添加して舗設時のダレを減らし、アスファルト量を増やしています。改質によって、低温性状は改善され（フラス破壊点が低下）、接着性が維持され、酸化・硬化の速さが減り、剥離傾向、変形、目潰れなども減ります。[10]

締固め後の空隙量は、厚さ 40mm に舗設した場合 23%です。

アスファルトのダレ

アスファルトのダレは、骨材の過熱によるほか、ストックヤードで濡れた骨材の乾燥が不十分な場合に起こります。骨材の乾燥は時間を延ばすのがよく、急速に乾かそうと温度を上げると、骨材の外側は高温になっても内部の乾燥は不十分で、蒸気圧が発生してダレを生じます。[11]

PM のダレ試験は、試料を 160℃で 3 時間放置します。ダレが全く生じない限界のアスファルト量は 2.8%で、アスファルト量が 4.5%以上になるとダレは急速に増えます。

材料の温度が 146～167℃で、運搬と待ち時間の合計が 3～4 時間の場合、堆積した材料の頂部のアスファルト量は、ダレにより 0.9%減少します。[10]

施 工

舗設する PM の下の層は、不透水性にすることが特に必要です。舗設層の縁

には、自由に排水できる排水溝を設けます。

PM は、90℃以上で転圧するとローラによる押し出しを生じやすく、通常、継ぎ目以外は転圧前に90℃以下に冷まします。また、混合物が完全に冷えない内に交通開放するときは、締固めにタイヤローラを用います。[11]

材料分離が起きると、フィニッシャが敷きならすレーンの側方に向かって混合物が粗くなります。これは、スクリュースプレッドが粗骨材を投げ飛ばす傾向にあるため、スクリュアの回転を遅くすれば減ります。[10]

オージーエフシー（OGFC・開粒度摩擦層）

OGFC は、表面処理のチップシールにかつて問題が生じたとき、プラント混合によるシールコートを試験的に施工したことから始まりました。

1960年代のプラント混合のシールコートは、普通のプラントで、シールコート用の骨材（一般に、9.5～12.5mm）を比較的多量のアスファルトと混合し、厚さ15～20mmに舗設したものです。ポップコーンアスファルト混合物ともいいます。シールコートと同じメリットがあるうえ、ゆるんだ骨材が飛散してフロントガラスを割るというような問題を生じません。

OGFC は、空隙量が大きく排水性が良いため、水はね・水しぶきは密粒度アスコンに比べ5～10%減ります。また、湿潤時のヘッドライトの反射・まぶしさが減り、とくに、夜間の雨中にマーキングの視認性がよくなります。豪雨が続き、ハイドロプレーニングは起こりません。

タイヤ騒音は、速度100～110km/hで、密粒度アスコンより3dbA、コンクリート舗装より7dbA低くなります。

新しいタイプのものでは、目詰まりを減らすため、骨材は粒径9.5mmのかわりに12.5mmまたは16mmのものを使用します。粒径が大きいと、空隙量も大きくなります。[12]

排水機能は、ダスト、タイヤゴム、凍結防止剤、摩耗粉塵などによる目詰まりで低下しますが、高速走行と重交通量の道路では、タイヤの吸引によるクリーニング作用があって目詰まりが抑えられます。[13]

1998年には、多くの州でOGFCの使用を中断しており、その理由は、早期のラベリングの発生、下層アスコンの剥離、冬に散布する砂などによる目詰まり、氷雪の管理が困難、などの問題があるためです。[14]

大粒径アスファルト混合物

骨材の最大粒径を、通常の場合（13mm、または 20mm）より大きくし、おもに、塑性流動に対する抵抗性を強化したアスファルト混合物です。重量車・緩速車の通行する車線、トラックの登坂車線、交差点のアプローチ、バスターミナルなどに用いられます。

低速の載荷重に対するアスコンの流動抵抗性は、層厚と骨材サイズに大きく影響され、層厚が厚い場合に、大粒径アスファルト混合物はとくに有効です。

この混合物は、クリープに対する抵抗性が大きく、弾性係数が大きく、アスファルト量が少なく済む、などの利点がある一方、最大の欠点は材料分離を起こしやすいことです。材料分離は、大粒径アスファルト混合物の最も一般的な問題です。

配合設計

配合設計には、22.51b（通常は、101b）のハンマーで 112 回（通常は、75 回）突き固めた、直径 150mm（通常は、100mm）のマーシャル供試体を用い、安定度を通常の 2.25 倍、フロー値は 1.5 倍に規定します。[15]

最適アスファルト量は、最大安定度、最大 S/F（安定度／フロー値）、および最小 VMA の貧配合側で決める、という方法があります。

施工

プラントでは、大粒径骨材の粒子内部の中心まで熱が伝わるよう、十分な加熱時間を設けます。この混合物は、通常のアスファルト混合物より早く冷えるため締め可能時間が短くなり、十分乾燥させない場合は、残留水分とアスファルトが一緒になってテンダーミックス（軟らかい混合物）になります。とくに、骨材の吸水率が高い場合、ストックパイルに水分が多いと問題が大きくなります。

アメリカ・ケンタッキー州の例では、1in（25.4mm）フルイに 10%以上残留（2in フルイ 100%通過）する骨材を用い、アスファルトによる均一で十分な被覆を確保するため、ドライ混合を 5 秒から 10 秒に、ウェット混合を 25 秒から 35 秒にそれぞれ増やしています。[16]

締め固めは、初転圧をタンデムローラ（12 t）で1～2回、振動を加えてさらに2～3回、二次転圧はタイヤローラ（25～35 t）で4～5回、仕上げ転圧は静的鉄輪ローラで4～5回としました。

最も懸念された材料分離については、ストックパイルの形成、コールドビンへの材料供給、サイロからトラックへの放出、フィニッシャへの荷おろし、ホップウイングの操作、バーフィーダ上の材料の量、などに配慮して問題をなくしています。予想された、プラントやフィニッシャの各部の異常な摩耗も認められません。

州内の石炭輸送路（積載量 75～90 t）の早期わだち掘れは大きな問題で、多くの工事でコンクリート舗装を提唱していますが、大粒径アスファルト混合物の成功で取り止めています。

ゴムチップ入りアスファルト混合物

1960年頃、商品名のルビットとプラスライドが特許になり、1970年代からスウェーデンとアメリカで使用されました。破碎したタイヤのゴム粒子をギャップ粒度の骨材に加え、加熱したアスファルトと混合して作ります。

氷結路面上のゴムチップ入りアスコンは、車両通過時に弾性変形を起こし、氷膜は容易に破碎されてすべり抵抗性が増加します。また、ゴムチップによりアスコンのタワミ性、ひび割れ抵抗性、スパイクタイヤによる摩耗に対する抵抗性、などが向上し、交通騒音が下がります。

この混合物は、廃棄タイヤの利用というメリットはありますが、初期コストの高いのが欠点です。

配 合

骨材粒度は、1/8～1/4in の範囲でギャップを形成し、3～4%のゴム粒子（1/16～1/4in）が入りこむ余地をつくります。

アスファルト量は通常より 1.5～2.0%多く、フィラー量も多くなり、空隙率は4%以下です。マーシャル安定度は一般に低く、フロー値は大きくなります。[17]

施 工

初転圧には振動ローラを用い、二次転圧・仕上げ転圧には軽量の鉄輪ロー

ラを用います。タイヤローラは、わだち掘れの発生とタイヤへの付着のため一般に用いませんが、仕上がり面を緻密にしたい場合、140° F (60°C) 以下で用いることがあります。

締固め不足やアスファルト量の変動によって空隙量が過剰になると、早期にラベリングやブリージングが発生します。この混合物では、不適切な施工は直ちに欠陥・破損に結び付きます。

中温化アスファルト混合物

通常のアスファルト混合物より、低い温度で施工できるように工夫した混合物で、エネルギーの節減、大気汚染物質の減少、施工季節の延長、など多くの利点があります。

この混合物は、アスファルトによる骨材の十分な被覆と、敷き均し・締固め時の良好なワーカビリティを得るため、まず、アスファルトの粘度を低くすることが基本的な要件です。それには、特殊な施工法や各種の添加剤が利用されます。舗設後は、急速にスチフネスを増加させることが必要で、可能な範囲で養生時間を設けます。

一般に、アスファルト混合物の締固め可能時間は、締固めの最低温度を通常より 10°C 下げることができれば、およそ 30% 増えるとされており、締固めの最低温度を低くできる混合物には大きなメリットがあります。

作業温度

通常のアスファルト混合物では、一般に製造時の温度は 150~180°C で、舗設時は 130~160°C ですが、中温化アスファルト混合物の一例では、これがそれぞれ 100~120°C、80~90°C になり、従来のもより 50~70°C 低くなります。

[18]

その結果、燃料消費と CO₂、臭気、蒸気などの発生が抑制され、さらに、アスファルトの老化が減り、プラントの摩損が減ります。作業温度が 10~20°C 低下するごとに、蒸気発生量は半減します。

2 種類のアスファルト

硬軟2種類のアスファルトを使用する工法は、密粒度アスファルト混合物のほか、開粒度・ギャップ粒度にも適用されます。[18]

軟らかいアスファルトは、粘度を100℃で0.3Pasとし、また、剥離防止剤を使用し、施工は100℃以下で可能です。硬いアスファルトは、針入度(25℃)を1~50とし、粉末、フォームドアスファルト、または乳剤の形で使用します。硬軟2種類のアスファルトの混合比率は、混合物に必要な針入度でまります。

骨材(100~120℃)に、軟アスファルト(1.8%)を100℃、硬アスファルト(4.2%)を80℃以下で投入し、混合物の運搬は90℃、敷き均しと転圧はそれぞれ80℃で行います。

2 液型

2液型の熱硬化性アスファルトの場合は、撓み性エポキシアスファルトを用い、110~130℃の比較的低温でアスファルト混合物を生産します。高価なため、適用場所は限定されます。

ゼオライト(沸石)

プラントでアスファルト混合物を製造する際に、ゼオライトを加えます。ゼオライトは、ゆっくりと少量の水分を放出してアスファルトに泡を発生させ、泡はアスファルトの粘度を下げ、アスファルト混合物の低温時のワーカビリチーを改善します。製造温度は、約30℃低下します。[19]

有機質添加物

2種類の有機質添加物(合成パラフィンワックス、低分子量エステルコンパウンド)は、低温でアスファルトの粘度を下げ、針入度を増やします。これまでに、通常のアスファルト混合物に比べ、施工時のワーカビリチー、疲労・変形に対する抵抗性などは、同等以上であることが判っています。タイヤローラによる過剰な転圧には、注意が必要です。[19]

凍結抑制舗装

凍結抑制舗装には、化学系と物理系の2つのグループがあります。

化学系のもは、塩化ナトリウムや塩化カルシウムを含んだ添加物をアス

ファルト混合物中に添加・混合しており、舗設後、舗装表面から有効成分が溶出して凍結温度（凝固点）を下げ、路面凍結の遅延と防止、路面氷膜の固着の緩和などに効果があります。

物理系のもは、ゴム、ウレタン樹脂などの弾性材料をアスファルト混合物に混ぜたり、舗装表面に散布圧入したり、あるいは排水性舗装の空隙に充填する、などしており、表面に露出した弾性材料が、車両の通行によって変形するときに雪氷の剥離と破砕が起こります。

アスファルト混合物としての凍結抑制舗装の代表は、ベルグリミットです。

ベルグリミット

1974年に、スイスで開発された工法です。

ベルグリミットは、粒径6mm以下の塩化カルシウム粒子の表面を亜麻仁油に似た油で被覆し、流動しやすくするため石灰でさらに被覆したものです。アスファルト混合物に5～9%加えます。

塩化カルシウムは、アスコンの空隙を通して次第に移動し、常時その少量が表面に露出して凍結温度を下げ、固結した雪・氷の薄膜はタイヤによって路面から剥離し、消滅します。

アスマカに5%、ロードアスファルトに9%加えた場合、中程度の交通量では耐久性に悪い影響はありませんが、アスマカは透過性のため使用は不適切で、ロードアスファルトでは、効果はほとんど認められていません。[20]

ロードアスファルト

アスモル中に、単粒度の粗骨材を混入してギャップ粒度にしたアスファルト混合物です。おもに、イギリスで用いられています。

通常30%混入される粗骨材は、アスモル中に浮遊した状態にあるため骨材の噛み合わせは乏しく、連続粒度のものに比べ、細骨材の粒形や粒子表面の肌理、アスファルトの粘度などの影響が大きくなります。従って、流動抵抗性を増すひとつの方策として、低針入度（通常50）のアスファルトを用いています。

表層の場合は、石油アスファルトとトリニダッドレーキアスファルトを50:50に混合したものや、タールピッチを混入したものをを用いることがあります。

ます。いずれも、路面のすべり抵抗性を維持する上で効果があります。

粗骨材量が 30%の場合は、原則的に敷き均し後の表面にプレコートチップ (20mm・13mm) を散布し、ローラで圧入します。粗骨材量が 45%を超える場合は、チップングは不要になり、骨材の噛み合わせと安定性は増加しますが、水密性が下がります。

グースアスファルト

高温で、流動性のある混合物を路面に流し込み、機械または人力で平らに敷き均し、転圧は行わずに仕上げる工法です。

ドイツでは、高速道路の表層に多く用いられ、これに類似するイギリスのマスチックアスファルトは、おもに都市内道路に用いられます。舗設したものは空隙がなく、水密性、耐久性、耐摩耗性などにすぐれるため、わが国では鋼床版舗装や寒冷地の耐摩耗性舗装などに用いることがあります。

配合の概略は、最大粒径 13mm、2.5mm フルイ通過量 45～62%、0.074mm フルイ通過量 20～27%、アスファルト量は 7～10%で、通常の場合よりフィラー量とアスファルト量が多くなります。

アスファルトは、針入度 60 以下の硬いものを用います。耐流動性を高める場合は、粗骨材量を 60%程度まで増やします。

最適アスファルト量は、貫入量 (40℃) の規定 (表層 1～4mm) とリュエル流動性 (200～260℃) の規定 (3～20 秒) を満足するように決めます。この両規定を満たす上で、トリニダッドレーキアスファルト (20～30%) の使用が大変有効です。

通常のアスファルトプラントで混合した材料は、攪拌と加熱・保温の装置を備えたクッカで、現場に運搬しながら 30 分以上攪拌 (220～260℃) します。クッカから排出した混合物は、グースフィニッシュャやフロート、コテなどで厚さ 3～4cm に敷き均し、直ちにプレコートチップを散布し、小型ローラやスパイクローラで圧入します。

グースアスファルトの仕上がり面は、非常にすべりやすいため、プレコートチップの散布は不可欠です。

アスファルト混合物の配合設計

アスファルト混合物の配合設計では、まず、骨材の品質を確かめ、粒度を選定し、アスファルトの針入度を選び、そして、アスファルト量を決定します。

骨材粒度は、アスファルト混合物の用途に適合したもので、アスファルトと混合して締固めたとき、空隙量が所要の範囲に納まる必要があります。

アスファルトの針入度は、一般に、舗装温度が高い地方では小さい（硬い）ものを、温度が低い地方では大きい（軟らかい）ものをそれぞれ使用します。

[21]

アスファルト量は、アスファルト混合物の耐久性を左右する最大の要因ですが、セメントコンクリートなどと相違して、そのわずかな過剰が最悪の結果を招くことがあります。しかし、ワーカビリティや安定性を損なわない限り、最大限の量を用いるのが原則です。

配合設計の基本は、骨材のアスファルト吸収量を考慮しながら、締固めたアスファルト混合物の適切な空隙量と適度の安定度を定めることです。[22]

空隙理論

昔の考え方では、アスファルトの最適量は、アスファルトが骨材の間隙をちょうど満たすだけの量だ、としています。しかし、それではアスコンの耐久性に問題は生じないとしても、交通下ですぐ不安定になり、すべりやすくなるもなります。

そこで、夏に膨張するアスファルトの体積増加と、交通作用による空隙の減少に対し、余裕の空隙量を残すようにしたのが現在の考え方です。

表面積理論

アスファルトの適度な被膜厚で、すべての骨材表面を覆うことにより最適アスファルト量が決まるという考え方です。

最初は、骨材粒度にもとづいた経験的な公式からアスファルト量を求めています。しかし、粒度以外にも粒径、吸収性、形状や表面の肌理、アスファルトの粘度などがアスファルト量に影響します。たとえば、粒径が小さいほどアスファルト被膜は厚く、滑らかで硬い骨材はアスファルトの吸収が少な

いのです。

これに代わるものでは、決まった粘度の油で骨材を被覆し、その量から最適アスファルト量を求める方法などがあります。

力学的試験

配合設計に用いる力学的試験法には多くのものがありますが、現在もおマーシャル試験法が主流です。

ハーバードフィールド試験

1920年代中頃、シートアスファルトやサンドアスファルトのOACの決定に開発されたもので、供試体（直径50.8mm）をオリフィス（径1.75in）に押し込んだときの最大荷重をはかります。当時の、鉄輪四輪車の交通に対応したものです。

カリフォニアビーム試験

1920年代、カリフォニア州で、砂利とカットバックアスファルト（SC）の混合物に適用しました。ビームスタビロメータは、剪断力に対する抵抗性をはかるもので、供試体に垂直圧力を加え、これが周りの液体に伝わるときの応力をはかります。

三軸圧縮試験

路上の拘束された荷重条件をシミュレートしており、最も基本的な試験のひとつです。

荷重速度と試験温度は、ともにアスファルト混合物の粘着力に大きく影響し、内部摩擦角には影響が小さく、粘着力は温度が上がると大きく下がります。

アスファルト量が増えると、内部摩擦角は下がり、粘着力は最大値まで上昇して混合物はより塑性的になり、さらに、アスファルト量が増えると粘着力は下がってきます。[23]

一軸圧縮試験

供試体のまわりに拘束がない圧縮試験です。圧縮強度の最大は、粘着力が最大になるアスファルト量かその付近で起こります。拘束が加わる場合は、

最大圧縮強度を示すアスファルト量は減ってきます。

アスファルトの粘度は、内部摩擦角に影響が小さく、粘着力には影響が大きく、粘度が下がると粘着力は低下します。[23]

マーシャル試験

マーシャル試験法は、1930年代後半にアメリカ・ミシシッピ州の B. G. Marshall によって開発され、第二次大戦中、工兵隊により空港舗装のアスファルト混合物の設計と管理に採用されました。その後、大規模な野外試験を実施し、配合設計法の基準の検討を行いました。

マーシャル試験は、現在も加熱アスファルト混合物の主として配合設計に、広く利用されています。

試験法

この試験は、供試体の載荷方法に大きな特徴があります。

円筒形の供試体（直径約 100mm、高さ 63.5mm）は、平らな面が垂直になるように横にして、円弧形の 2 個の載荷ヘッドで上下にはさみ、直径方向に荷重を加えます。供試体が破壊するときの最大荷重を安定度（kg）とし、変位量をフロー値（1/100cm）とします。載荷時の供試体温度は 60℃、載荷速さは毎分 50mm と非常に大きく、高温で速い載荷が特徴です。

アスファルト関係の多くの試験では、舗装表面の夏の最高温度を想定して試験温度は 60℃としますが、わが国では 60℃になるケースは多くありません。舗装表面（深さ 0.5cm）の最高温度は一般に最高気温より高く、最高気温が 30℃になって、はじめて表面温度はおよそ 45～57℃と、60℃に近くなります。

千葉地方で、表層の表面が 50℃以上になる頻度は約 2.6%で、1 年間に表面が 50℃以上になる時間は延べ 9.5 日、厚 5cm の表層自体については 3.7 日に過ぎません。舗装表面が 55～60℃になる時間は、年間を通して極めて短いのです。[24]

マーシャル安定度試験は、本来は一軸圧縮試験ですが、円弧形ヘッドとの摩擦により供試体がわずかに拘束されるため、三軸圧縮試験と定性的に同じ評価が可能です。また、マーシャル試験で最大安定度を示すときのアスファル

ト量は、側圧を 10psi にした三軸圧縮試験で、最大安定度を示すアスファルト量にほぼ同じだといえます。[25]

突き固め回数

供試体は、モールド内の試料を自由落下するハンマー（4.5 kg）で突き固めて作ります。

ハンマーは、初期には、案内棒を手で支えた手動式でしたが、その後は、機械式の自動ハンマーも用いられています。手動式では、案内棒の上部が動いて供試体に僅かなニーデング作用が加わるため、供試体の密度は機械式よりいくぶん高くなります。[25]

突き固め回数は、一般に片面 50 回ずつとし、重交通では 75 回とします。突き固め回数を 50 にするか 75 にするかは、交通の締固めにより供用 2～3 年後に、この回数の空隙量に達するかどうかによって決まります。[26] 75 回にした場合の最適アスファルト量は、50 回の場合より、同じ空隙量 4% でおよそ 0.5% 少なくなり、アスファルト量が同じなら、空隙量は約 1% 低くなります。

施工後、ただちに交通開放されるオーバーレーのアスコンは、最初の夏に 75 回の突き固めより高い密度を示すことがあるので、配合設計では、通常より高い締固めレベルが必要です。しかし、突固め回数を単に増やしても、骨材の破碎を起こさずに供試体の高い密度を得るのは困難で、75 回以上の締固めを要するときは、ジャイレトリー試験機を利用することがあります。[21]

ジャイレトリー試験機は、マーシャルハンマで作成した供試体について、交通による密度増と不安定化の傾向を検討することもできます。[26]

安定度

マーシャル安定度は、交通量とアスファルト混合物の種類に応じ、わが国では 350, 500, 750kg 以上などと規定しています。

このような規定にも拘わらず、マーシャル安定度は、舗装のわだち掘れとの相関が良くないという意見が多く、例えば、非常に良好と評価されたアスコンの安定度範囲と、塑性的と評価されたアスコンの安定度範囲に殆ど相違が見られません。[21]

アメリカ・バージニア州では、安定度が 2300～2400lb（1044～1090kg）という高さでもわだち掘れ問題が発生しており、マーシャル安定度は、わだち

掘れの良い指標にはなりにくい、といえます。[26]

しかし、マーシャル安定度は、あまり意味がないという訳ではなく、上記の安定度を規定することにより、良好な骨材と粒度が確保され、適正な敷き均しと転圧が可能な混合物が保証される、と考えられています。[21]

安定度を上げる

安定度が基準を下まわるような場合は、粗骨材の多い粒度を採用し、粒子表面の肌理があらひ破碎骨材を用い、多目のフィラーと硬いアスファルトを使用します。これらの中では、破碎骨材の使用が最も効果的です。[21]

細骨材に、スクリーニングスを 15%以上使用するのも効果的で、VMA（骨材間隙率）は 14%以上にします。[26]

フロー値

フロー値は、アスファルト量が過剰かどうかの目安になるもので、最適アスファルト量の決定には直接関与しません。

フロー値は、アスファルト混合物の内部摩擦角との間に高い相関のあることが、広範囲のアスファルト混合物で示されています。[23]

アスファルト混合物は、フロー値が過小で、内部摩擦角が過大な脆い性質のものより、骨材表面のアスファルト被膜厚が適当で、内部摩擦角が適切なプラスチックな性質のものがひび割れを起こしにくい、という考え方もあります。

一方、アメリカのフルスケール試験の結果では、安定度の高い材料でも過度な流動変形を避けたい場合は、フロー値の上限を $20 \times 0.01 \text{in}$ ($50 \times 1 / 100 \text{cm}$) にすべきだといえます。[27]

密度

アスファルト混合物の供試体の密度は、アルキメデスの原理を利用し、供試体の空中重量と、それを水中に吊したときの水中重量から求めます。水浸中に供試体が吸水するような場合は、その影響をへらす措置をとります。

アスファルト量を横軸に取り密度をプロットしたとき、密度の最大点のアスファルト量は OAC（最適アスファルト量）設定のよい指標になります。

供試体の密度は、交通開放後 3 回の夏を経過した路上の密度になるように、突き固め回数を検討することが必要です。[21]

空隙量

供試体の空隙量は、上記密度と理論最大密度から計算によって求めます。

$$v = (1 - d/D) \times 100 \text{ (\%)}$$

ここに、 v : 空隙量 (%)

d : 密度 (g/cm^3)

D : 理論最大密度 (g/cm^3)

理論最大密度は、通常、粗・細骨材、フィラー、およびアスファルトの配合率と、それら各材料の比重（密度）から計算によって求めます。抜き取りコアなどの場合は、実測（Rice法 ASTM 2041）することがあります。

空隙量は、アスコンの安定性、透水性、アスファルトの硬化、路面のフラッシュなどに関係します。また、既述のように、空隙量が1%増えるとアスコンの疲労寿命は30~40%減少します。[28]

初期の空隙量が過剰なときは、交通荷重を受けて容易に車輪通過位置にわだち掘れが発生し、同時に、アスファルトの急速な劣化が進み、ひび割れ・ラベリングへと進展します。

しかし、初期の空隙量は、最初の2~3年間の交通荷重によって一般に3~4%以下に下がらないように十分高いことも必要で、空隙量が3%以下に低減すると、塑性変形は急速に大きくなります。[29]

空隙量は、最適アスファルト量（OAC）を決める際に最も重要な特性値で、例えば、密粒度アスコンの場合、最適アスファルト量は空隙量3~5%の範囲で決めています。舗設時の空隙量は、8~10%を超える場合もありますが、最終的には3%付近に落ち着きます。

配合設計時の空隙量には、既述のように、交通によるアスコンの追加的なたん縮固めを許容し、さらに、高温時のアスファルトの膨張を吸収するための余裕量が見込まれています。

供用中の大きなひび割れは、一般に空隙量が大きく、わだち掘れが小さい区間で生じており、一方、わだち掘れは、空隙量が2.5~5%の場合、例えば、約8mm以下に止まっていますが、1.0%未満になるとさらに深いわだち掘れになります。[30]

VMA（骨材空隙率）

VMAは、配合設計上の最も重要なパラメータのひとつです。VMAを規定することにより、アスファルト混合物の縮固め後、所要量のアスファルトを保持

する骨材間隙を残し、空隙量同様、夏季の温度下の交通による締固めとアスファルトの膨張のための余地を残します。

VMA は、空隙率とアスファルト容積率を合計したもので、計算には、通常、骨材の見かけ比重を用い、まれに、カサ比重を用いる場合もあります。

締固めたアスファルト混合物中の骨材の体積は、一般に、85%以上を占めないことが必要で、これは VMA が 15%以上必要だということです。配合設計時の空隙量は 3~5%ですから、アスファルトの体積は 10%以上になります。

適度の VMA を得る骨材粒度は、最大密度曲線の上方か下方に位置し、下方では、粗骨材が多く、アスファルト混合物は安定性の高いものになり、仕上がり面の肌理は粗くなります。[26]

最小 VMA

VMA の最小値を規定することにより、アスファルト混合物の良好な耐久性を保証する十分量のアスファルトが付与され、締め固め後の所要の空隙量が確保されます。

最小 VMA の規定は骨材の最大粒径によって変わり、最大粒径が 9.5mm では最小 VMA は 15%で、12.5mm、19.0mm、25.0mm では、それぞれ 14%、13%、12%になります。[15]

VMA が小さ過ぎると、アスファルト量と VMA の関係を示す曲線の勾配は急になり、アスファルト量の小さな変化にも敏感に反応して、混合物の性状が変動します。

VMA が比較的大きい場合は、低温時のスチフネスが低く、低温度ひび割れやリフレクションクラックを防ぐのに有利で、さらに施工中は、アスファルト量や細粒分の変動に対し反応が鈍くなります。[26]

VMA を増やす

VMA は、骨材粒子の丸み・角張りの程度、粗・細骨材の粒度、フィラーの量などに関係します。

VMA を増やすには、まず、粒度が最大密度曲線から離れるように粗・細骨材の配合を変え、角張った破碎骨材、破碎した人工砂、スクリーニングス、またはスラグを使用します。天然砂、砂利、バグフィルターダスト、などは使用を控えます。

粒度は、4.75mm (No. 4) ~0.15mm (No. 100) の量を増やし、0.15mm 以下または No. 200 以下を減らします。しかし、細骨材を多量に増やすとアスファル

ト量が増え、とくに、単粒の砂や No. 40 (0.6mm) ~ No. 80 (0.3mm) の部分が多い砂が過剰になると、アスファルト混合物の安定度は大きく低下し、締固めが難しくなります。[26]

フィラー

フィラー (0.074mm フルイ通過分) を 0.5% から 5%、10% に増やすと、VMA は 14.7% から 11.2%、9.6% に減ります。さらに、フィラーを 15% に増やすと、今度はわずかに増加して 9.9% になります。このときのフィラー量は、骨材間隙を満たすのに十分過ぎる量で、余分なフィラーが骨材粒子間を押し離しています。[31]

フィラーが増え過ぎると、アスファルトのための骨材間隙が減ってアスファルト量が減り、アスファルト混合物はもろくなってラベリング・摩耗を受けやすくなります。

高吸収性骨材

吸収性の高い骨材粒子が水を吸収するときの間隙の一部は、アスファルトが浸入できないため骨材間隙に含まれます。従って、VMA の計算に見かけ比重を用いると、実際の VMA は仮にゼロであっても、まだ、空隙が残っているように見なされてしまいます。

このように、吸収性が大きい骨材では、空隙量や VMA の計算の結果が実際とは異なることがあり、耐久性・安定性が劣る混合物になる恐れがあります。

アスファルトの吸収量は、乾燥骨材重量の 0.1~4.9% 程度で、配合アスファルト量から吸収量を差し引いたものは有効アスファルト量といい、吸収が大きくて有効アスファルト量が減ると、ラベリング、クラック、剥離などを生じやすくなります。[31] また、アスファルトの軽質分が選択的に吸収された場合、アスファルトの早期の硬化や低温クラックの可能性が生じます。

配合設計では、骨材試料をアスファルト中に浸漬して測定した浸漬カサ比重を用いたり、水浸によるカサ比重から求めたアスファルト量に吸収分を加えたりすることがあります。

VMA の崩壊

アメリカ・ミネソタ州で、アスファルト舗装に早期の破壊が発生し、これを VMA 崩壊の問題として検討した結果、それは、施工時の過度なアスファルトの吸収と骨材中の細粒分の発生によるものと判りました。[32]

VMA とは、既述のように、骨材に吸収されない有効アスファルトと空隙が、締固めたアスファルト混合物中に占める空間を意味し、混合温度が規定値を越えると、アスファルトの粘度が低下して骨材による吸収が増え、骨材を被覆するアスファルトが減って VMA に影響します。

配合設計時は、現場を想定して高温のアスファルト混合物を放置し、骨材にアスファルトを吸収させる処置を採ることがありますが、それでも現場では顕著な VMA の崩壊が起こります。

細粒分の増加は、材料の取り扱いと施工中の骨材の破壊・摩耗、ダストの発生、材料分離などによるもので、アスファルトの吸収増は、アスファルト混合物の生産時の高温、長い輸送距離、長い待ち時間などによるものです。

アスファルト被膜厚

アスファルト混合物の耐久性は、骨材粒子のアスファルト被膜厚と直接的に関係しています。

細骨材粒子は、厚いアスファルト被膜を持つ一方、粗骨材粒子は被膜厚が薄く、フィラー分は、被膜を持つというより単にモルタルに埋没しています。薄い被膜のアスコンは脆く、ひび割れ・ラベリングを生じやすく、そのため、平均被膜厚は6~8 μ m、または4~13 μ mがもっとも望ましいとされています。

従って、最小 VMA の規定は、アスファルト量からではなく、所要の被膜厚（例えば、6 μ m）から決めるべきだとする意見があります。[33]

アメリカの新しいエージング試験では、アスファルト被膜厚は 9~10 μ m で、これより薄いとエージングが加速されます。

Vfa（飽和度）

交通による締固め後のアスコンの空隙量は約4%で、このとき VMA の75~80% はアスファルトで満たされており、この占有率が Vfa（飽和度）です。

Vfa は、舗装の耐久性とタワミ性に影響し、通常の交通量の表層では、Vfa が 65%以下になると早期のアスファルトの硬化、ひび割れ、ラベリングなどの原因になります。85%以上ではフラッシュ、押し出し、わだち掘れなどを起こします。[34]

しかし、Vfa は、配合設計には無用だという意見があります。

最適アスファルト量

最適アスファルト量 (OAC) は、アスファルト量を横軸にとり、安定度をはじめとする各マーシャル特性値との関係を示すグラフを描き、これらグラフにもとづいて決定します。

初期の方法では、安定度の最大点に対応するアスファルト量を OAC としましたが、このやり方はその後、密粒度アスファルト混合物の安定度が多くの場合高すぎることや、アスファルト量・安定度曲線が求めにくい、安定度の最大点では通常 OAC が低くなり過ぎて好ましくない、などの理由で廃止されました。

第2の方法は、2つの特性値、最大密度と空隙量の範囲の中央値から決めますが、アスファルト量は、空隙量 (3~5%)、最小 VMA、最低安定度、フロー値 (6~16) のすべてを満足することが必要です。空隙量の範囲 3~5%は、空気・水の浸透が少なく、アスファルト混合物の耐久性・耐水性に問題を生じない値です。[26]

第3の方法は、空隙量のほか Vfa とフロー値も考慮に入れており、アスファルト量がフロー値 20 以下、空隙量 3~5%、Vfa75~85%の範囲に入らない場合は、アスファルト混合物は脆くなるか、塑性的になると考えています。

その後の方法では、密度最大点、安定度最大点、空隙量 4%、および Vfa80% に対応する 4つのアスファルト量を平均した値が、走行試験で良好だった最大アスファルト量に非常に近いが、よく一致するとしています。[21]

わが国では、すべてのマーシャル特性値の規定を満足する、アスファルト量の範囲の中央値を OAC としており、このときのアスファルト量範囲は、多くの場合、空隙量と Vfa の規定で決まります。

室内の配合設計で得られた OAC は、試料の採取条件などが異なるアスファルトプラントで得た OAC とは、例えば、0.5%ぐらい相違することがあります。また、交通の締固めによるアスコンの密度は気候に左右されるため、寒い地方ではアスファルト量を OAC より増やし、暑い地方では減らす策がとられます。[21]

ホイールトラッキング試験

アスファルト混合物の、塑性流動に対する抵抗性を測る試験のひとつで、OACのアスファルト混合物の耐流動性をチェックするために行われます。試験の結果は、実際の道路のわだち掘れと良い相関があります。

試験は、供試体(30×30×5cm)の表面に、ほぼきまった軌跡で繰り返し走行する車輪(直径20cm、幅5cm、接地圧6.4 kg/cm²)によってわだち掘れを再現し、通過回数、または時間と変形量(わだち掘れ深さ)との関係を求めます。試験温度は、60℃または45℃とします。

変形量1mm当たりの通過回数をDS値(動的安定度 Dynamic Stability)とし、また、1分間当たりの変形量を変形率RDとします。

DSとマーシャル安定度

マーシャル試験は、前述のように本来拘束の少ない一軸圧縮試験ですが、ホイールトラッキング試験は、供試体の四方をモールドで固定しており、路上のアスコンの載荷面が、タイヤ、周囲の材料、路盤などで拘束されている状態に近いと考えられます。

アスファルト量との関係では、DSはアスファルト量が減ると増加し続ける傾向があり、反対にマーシャル安定度は、OAC以下の貧配合側では最高点を過ぎて減少し始めます。耐久性の視点を別にすれば、アスファルト量の検討に際し、マーシャル安定度は変形抵抗性の有効な尺度にはなりにくいと言えます。[35]

一般に、塑性流動抵抗の大きい材料は内部摩擦角が高く、そのような材料の評価に拘束のあるホイールトラッキング試験は有効です。

アスファルト量の減少に伴うDSの増加傾向は、マーシャルフロー値の減少傾向に類似しており、従って、DSはフロー値同様、材料の内部摩擦角と相関があり、また、マーシャル安定度は粘着力とより相関があると考えられます。

スーパーペーブ (Superior Performing Asphalt Pavement System) 配合設計法

SHRP 計画によって提案されたアメリカの新しい配合設計法です。マーシャル法との大きな相違のひとつは、供試体の締め固めにジャイレトリーコンパクタを使用しており、マーシャルハンマの場合より、締め固め後のアスファルト混合物の骨材配列が路上のものに近いといわれます。

最適アスファルト量は、おもに空隙量にもとづいて決定します。

最大密度曲線

最大密度曲線とは、骨材の粒度曲線で、締め固め後に最大の密度がえられる曲線をいいます。そのひとつのフラー曲線は、ベキ指数を 0.5 としており、最大密度は一般に 0.4~0.5 の範囲で得られますが、この範囲では空隙量に有意差がないとして、ここでは中央値の 0.45 を採用しています。

目標とする粒度が最大密度曲線にきわめて近い場合は、むしろ VMA が低くなり過ぎて、アスファルト混合物はアスファルト量のわずかな変動に敏感に反応して性状を変え、耐久性にも劣る結果になります。

VMA の確保のため、細骨材が丸い天然砂を多く含む場合は、粒度は曲線の下方に選んで砂を減らし、破碎した角張った細骨材を用いる場合は曲線の上方にします。また、フルイ目の No. 30~50 (0.6~0.3mm) の範囲で曲線に隆起があると、とくに天然砂が多い場合、混合物はやわらかく落ち着きの悪いものになります。[29]

最大密度曲線は、最大粒径ごとに決められており、粒度はフルイ目 2.36mm と 0.075mm で管理し、制限域は VMA の規定を満たせるように設けられています。管理限界の下限では、わだち掘れは生じにくいと考えられています。

ジャイレトリーコンパクタによる締め固め

ジャイレトリーコンパクタで締め固めた試料の密度は、実際の交通作用によって締め固めときの密度に類似しており、骨材粒子の配列も実際に近いといわれます。締め固め条件は、垂直圧力 600kPA、旋回角度 1.25 度、旋回数毎分 30 回などとしています。

旋回数の設定

設計交通量（標準軸数 ESAL）と、平均最高気温ごとに旋回数を設定します。

設計回数

規定の交通量が通過した後の、現場密度に相当する密度が得られる回数です。このとき、空隙量 4%にもとづいて設計アスファルト量を決めます。

初期回数

転圧開始時の初期の密度に対応するもので、アスファルト混合物の締固めやすさの目安になります。あまり早く締固まる試料は、落ち着きの悪い不安定な混合物です。設計回数で空隙量が 4%の混合物は、初期回数では空隙量 11%以上を必要とし、細粒度で天然砂の多い混合物では、この条件を満たさない場合があります。

最大回数

現場では、決して超えられない密度が得られる回数です。締まり過ぎによって現場空隙量が小さくなり過ぎて、わだち掘れが生じないかチェックします。このとき、空隙量は 2%以上が必要です。

試料の締固め

試料はすべて混合後、締固め前にオープン（135℃）に入れ、2時間エージングを加えます。エージングは、骨材粒子間隙にアスファルトを吸収させるために行われ、エージングがないと OAC が低くなり過ぎて耐久性を損ないます。

試料はすべて最大回数まで締固め、機械的な計算によって旋回数ごとの空隙量を求めます。

締固め曲線は、旋回数（対数）と理論最大密度との関係を示すものです。曲線が急なアスファルト混合物は、適度のアスファルト量と角張って粒度の良い骨材からなり、締固めが良好で締固めエネルギーを高度に吸収し、永久変形への抵抗性が高い混合物です。[36]

OAC の決定

設計回数で空隙量が 4%のときのアスファルト量と、その前後のアスファルト量で試料を作り、エージングを加え、最大回数まで締固めます。モールドを取り外して密度をはかり、空隙量を計算します。

設計回数で空隙量が 4%、初期回数で 11%以上、最大回数で 2%以上であれば、

このアスファルト量を OAC とします。OAC では、VMA（骨材間隙率）と VfA（飽和度）の規定を満たすことが必要です。[29]

ジャイレトリコンパクタ

アスファルト混合物の配合設計や、供用性の評価に用いる締固め試験機の一つです。

アスファルト混合物の試料は、円筒形のモールドと 2 つの加圧ヘッドに囲まれ、上下に加圧した状態で、フランジにある角度を与えながら全体を巡回して締固めます。そのため、試料にはニーデング（こね返し）作用が加わり、ローラ転圧や交通による締固めに類似した効果が得られます。

フランジの角度は、上下ローラで完全に固定されていますが、ボールベアリングで支持する上部ヘッドは側方への移動が自由なため、記録される巡回角度は供試体の変形抵抗性を表します。

アスコンの骨材構造が再配列するときの抵抗は、巡回数 120 回を越えて締固められるときの速さで決まり、120 回後に急速に締固まるアスファルト混合物は、骨材構造が弱く、わだち掘れを生じやすいものです。

また、巡回数 350 回で空隙量が 3% 以上のアスファルト混合物は、わだち掘れを生じることがなく、反対に空隙量が 3% 以下では、アスファルトを保持する十分な空隙がないため、交通荷重と空隙圧の効果で骨材粒子が離隔し、急速に破壊します。[37]

わだち掘れに対し抵抗性のある骨材構造は、巡回数 120～350 回の間で空隙量の減少が 2% 以下のものです。

第5章 参考文献

- 1) Gillespie, H. M. : A Century of Progress, The History of Hot Mix Asphalt. NAPA. (1992)
- 2) Moutier, F. Duan, T.H. Chauvin, J.J. : The Effects of the Formulation Parameters on the Mechanical Behavior of Mixes. AAPT. Vol.57 (1988) pp 213-244.
- 3) Knight, K. Gooth, P. Akeroyd, F.M.L. : The Use of Gap Graded Mixes in Asphalt Overlay. Third International Conference on the SDAP. (1972)
- 4) NAPA: Designing and Constructing SMA Mixtures - State-of-the Practice. Quality Improvement Series 122 (1999)
- 5) Scheroeman, J. A. : The Construction and Performance of S.M.A Pavement in the United States. Eighth Int.Conf.on Asphalt Pavements. (1997)
- 6) Pidwerbesky, B. Bosma, G. : Stone mastic asphalt : New zealand's performance-related material specification and experience. 1st Int.conf.World of Asphalt Pavements. Sydney(2000) pp 28-37
- 7) Henry, J. J. Dahir, S.H. : Effect of Textures and the Aggregates That Produce Them on the Performance of Bituminous Surfaces. Transportation Research Record 712. (1979) pp 44-50.
- 8) Lefebvre, G. : POROUS ASPHALT. PIARC. (1993)
- 9) Greby, E. : Drainage Asphalt. Shell Bitumen Review 54. (1976)
- 10) Daines, ME. : Pervious Macadam: Trials on Trunk Road A 38 Burton Bypass 1984. TRRL Research Report 57. (1986)
- 11) Szatkowski, W.S. Brown, J.R. : The Design and Performance of Pervious Surfacing in Britain, 1967-1976. The International Symposium of Pervious Surfacing. (1976)
- 12) Huber, G. : Performance Survey on Open-Graded Friction Course Mixes. NCHRP Synthesis 284. TRB. (2000)
- 13) NAPA :Thin Hot Mix Asphalt Surfacing. Information Series 110. (1995)
- 14) NAPA : NCAT Develops New Generation Open-Graded Asphalt Friction Course. HMAT Vol. 6 No. 6. (2001) pp 24-27.
- 15) Hughes, C. S. : Design, Construction, and Performance of Heavy Duty Mixes.

- Quality Improvement Series 123. NAPA.
- 16) Anderson, R. Walker, D. Scheroeman, J. A. Epley, L. E. : Kentucky's Experience with Large Size Aggregate in Bituminous Hot-Mix. AAPT. Vol.60 (1991)
 - 17) Takallou, H. B. Hicks, R. G. : Development of Improved Mix and Construction Guidelines for Rubber-Modified Asphalt Pavements. TRR 1171. (1988) pp 113-120.
 - 18) Koenders, B. G. : Innovative Process in Asphalt Production and Application to Obtain Lower Operating Temperature. Eurobitume 2000. pp 830.
 - 19) Cervarich, M. B. : Cooling Down the Mix. HMAT. Vol.8 No.2. (2003) pp 13-16.
 - 20) Szatkowski, W. S. Swanson, L. H. : Assessment of Verglimit(an anti-frost agent) in UK surfacing trials. TRRL Research Report 84. (1986)
 - 21) Foster, C. R. : Development of Marshall Procedures for Designing Asphalt Paving Mixtures. Development History IS-84 National Asphalt Pavement Association. (1993)
 - 22) Kennedy, T. W. Liffle, D. Von Quintus, H. L. Scherocman, J. : Development of Asphalt-Aggregate Mixture Analysis System. AAPT Vol.57 (1988) pp 262-289.
 - 23) Goetz, W. H. : The Evaluation of Asphalt Concrete Mix Design. ASTM STP 1041. (1989)
 - 24) 松野三朗: アスファルト舗装の温度について. 土木技術資料 Vol.5 No.5 (1963)
 - 25) Goetz, W. H. : Comparison of Triaxial and Marshall Test Results. proc.AAPT. Vol.20 (1951)
 - 26) Anderson, D. A. Collins, R. Hughes, C. S. Kandhal, P. V. Page, G. C. Scofield, L. Whited, G. : Changes in Mix Design to Improve Performance: Selected State Experiences. AAPT Vol. 57 (1988) pp 358-388.
 - 27) RRL: Bituminous Materials in Road Construction. HMSO. (1962)
 - 28) Finn, F. N. Nair, K. Hilliard, J. : Minimizing Cracking of Asphalt Concrete Pavements. AAPT Vol.45 (1976) pp 492-529.
 - 29) Roberts, F. L. Kandhal, P. S. Brown, E. R. Lee, D. Y. Kennedy, T. W. : Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction. Second Edition, National Asphalt Pavement Association. (1996)
 - 30) Ford Jr, M. C. : Pavement Densification Related to Asphalt Mix Characteristics. Transportation Research Record 1178. (1988) pp 9-15.
 - 31) McLeod, N. W. : Relationships Between Density, Betumen Content, and Voids Properties of Compacted Bituminous Paving Mixtures. HRB proceedings. Vol. 35

- (1956)
- 32) Chadbourn, B. A. Crow, B. L. Newcomb, D. E. : Asphalt mixture proportioning: Mix design and production compared. 1st Int.conf. World of Asphalt Pavements, Sydney(2000)
 - 33) Kandhal, P. S. Foo, K. Y. Mallick, R. B. : Critical Review of voids in Mineral Aggregate Requirements in Superpave. Transportation Research Record 1609. (1998) pp 21.
 - 34) Cominsky, R. J. Killingsworth, B. M. Anderson, R. M. Anderson, D. A. Crockford, W. W. : Quality Control and Acceptance of Superpave -Designed Hot Mix Asphalt. NCHRP Report 409. TRB. (1998) pp 25.
 - 35) RRL: Bituminous Materials in Road Construction. H. M. S. O. (1962)
 - 36) Gyrotory compaction: an Italian case study. World Highways Vol.11 No.5 (2002)
 - 37) Oliver, J. : The australian asphalt mix design procedure: an overview. 1st Int.conf. World of Asphalt Pavements, Sydney(2000), pp2-13

第6章 表層・基層の施工

プラントで製造したアスファルト混合物を現場に運搬し、敷き均し、そして締め固めて、所要の形状と品質を備えた表層・基層を仕上げます。

表層・基層は、舗装の耐久性と供用性を大きく左右する部分で、十分な品質管理の下で着実な施工が必要です。

舗装の施工全般を通じて、最大の課題のひとつは材料分離です。

材料分離

材料分離の状況

材料分離とは、路盤材料やアスファルト混合物の製造から舗設までの間に、おもに、材料の取り扱いの不適正により、骨材の粒径の大きい部分と小さい部分が分離してしまう現象をいいます。

舗装の設計・施工に際し、粒度の良好な材料を選定し、用意したとしても、材料分離が起きてしまえば、高品質の舗装を造るのは困難です。

分離を生じたアスファルト混合物層では、仕上がり面に、局所的に設計とは異なる粗粒の部分が現れ、ほかの個所に細粒の部分が現れます。粗骨材が過剰な粗粒の部分では、空隙量が多く、アスファルト量は少なく、例えば、フルイ目の3個以上で15%以上粗く、空隙量は4%以上になり、アスファルト量は1.3%以上少なく、スチフネスは30%未満になります。[1]

空隙量については、非分離部で6~8%、分離部では10~15%に及ぶ例もあります。

交通開放後は、分離部ではアスファルトの劣化が早く、ポットホールやラベリングなど、水分と耐候性に関する破壊が進行します。ラベリングは、分離に起因する破壊の最初の徴候で、ついで、わだち部の縦ひび割れと若干の疲労ひび割れが発生し、最終的には、大きなポットホールが全層に波及します。

ひどく分離した粗粒分の多いアスコンは、引張り強度と疲労寿命が著しく低下し、例えば、4.75mm フルイ通過量が 5%減ると引張り強度は約 11%減り、分離部で採取したコアの疲労寿命は、4.75mm フルイ残留分が 10%増えると約 50%減ります。[1]

一方、細粒分が過剰な箇所では、空隙量は小さく、アスファルト量は過剰で、局所的なへこみ（永久変形）とフラッシュを起こします。

分離の傾向

分離の傾向は、材料中の骨材の粒径に関係し、粒径が大きいほど分離は生じやすくなります。分離は、材料の移動や取り扱いのすべてのケースで一般的に発生しており、大粒径の骨材粒子が、積み上げた山の斜面を転げ落ちて山裾に堆積し、小さい骨材粒子が中心に残ります。

材料の山や斜面が形成される機会さえあれば、どのように小さい山や斜面でも分離は起こります。[2]

粒度の分離

分離の定義は、加熱アスファルト混合物の組成の均一性が現場で失われ、舗装破壊の加速が予想される現象ともいいます。

運搬用トラックやフィニッシャのホップなどで起こる、材料の部分的な温度低下も分離の一種と見なされ、これを温度分離といい、富配合な材料のアスファルトのダレも材料分離のひとつだといえます。

しかし、ここでは分かりやすい粒度の分離だけを取り上げます。

分離箇所の調査

赤外線サーモグラフィによる調査は、日中の加熱と冷却が急激な時間帯に行います。

一般に、空隙が大きい箇所は高温になり、肌理が粗い箇所は放熱が速いので低温になります。粗骨材が多いと、表面の骨材粒子周りの空隙が放熱を促し、アスファルトと細骨材が多い緻密に締固められた箇所では、熱が長く保持されます。

分離のレベルが上がると、分離部と非分離部の温度差は大きくなり、温度差が 11～16℃では分離は低レベルで、20℃以上では分離はひどく、除去して置き換えます。また、温度差は、兩個所の弾性係数比と非常に良い相関があります。

分離個所の識別にサーマルイメージングを利用する場合は、物体が発する熱を赤外線スキャナーで探知し、これを電気パルスにかえて可視イメージとし、例えば、低温部を青色、高温部を赤色で表します。

肌理の測定器（ROSAN）を利用することも可能で、表面で測った分離個所と非分離個所の肌理の比が、0.75～1.15では分離なし、1.16～1.56では低レベルの分離、2.09を超えると高レベルの分離になります。[1]

4

分離の防止

粗骨材粒子が、施工中の様々な過程でころがり落ちる距離を制限すれば、分離は減らすことができます。

ストックパイル

ストックパイルでは、粗い骨材粒子が斜面をころがり落ちて底辺に集まるため、再混合しないで放置すると、特定のコールドビンに粗い部分だけが積み込まれてしまいます。

ストックパイルは、円錐状にすると最も分離が起きやすいので、できるだけ低く層状に造り、また、いくつかの粒径部分に分けます。[3]

バッチプラント

コールドビンで材料分離が起きると、次の加熱・乾燥の工程は連続した流れ作業のため、分離した骨材は、他の骨材とのブレンドなしにドライヤを通過してしまいます。コールドビンで、材料分離を防ぐことはきわめて重要です。

ミキサから放出する際は、アスファルト混合物（以下、材料という）がひと塊りにまとめて積み込まれる限り、分離は起きにくいのです。

サイロ

材料は、サイロの中心に向けて投入することが肝要で、中心から外れると、材料中の粗骨材粒子は一方の側に転げ落ちて分離し、この分離による敷き均し面の痕跡は、フィニッシャのいつも同じ側で連続的に発生します。

サイロトップでの分離を防ぐには、材料の向きを変えるバッフル、小分けするスプリッターシステム、バッチャーシステムなどが必要です。[3]

サイロやビンの排出口は、大量の材料を一度にすばやく排出できるように大きくし、分離を促進する山の形成を防ぎます。[4]

排出時は、サイロの排出口を続けざまに閉じたり開いたりして少量ずつ積み込むと分離が起きます。

積み込み

材料をトラックに積み込む際は、粗骨材粒子が転げ落ちる距離を短くするため、材料は大きなひと塊りの状態で、数回に分けて積み込むのが原則です。積み込みが1回のみの場合、フィニッシャ通過後の敷き均し面に、分離による明らかな痕跡・模様が表れます。[4]

材料は、トラック荷台の中央に積み込まないと、粗い骨材粒子が片側に転げ落ちて一方に集まります。これがホッパに移され、そのまま路面の同じ側に敷き均されると、フィニッシャの片側に断続的に分離模様が現れます。また、トラック荷台の中央にばかり材料を落すと、荷台前後に粗い骨材が転がり落ちて分離を生じます。

荷下ろし

材料は、前述のように、ひと塊りにまとまって移動すれば、粗骨材粒子が転がり落ちる機会はなくなります。例えば、トラックは20～30%の材料がまだ残っている内に、荷台を最高の位置に上げます。[3]

材料をフィニッシャに荷下ろしする地点で、いつも起こる分離は、トラック荷台前方の粗い部分と、次のトラック荷台後方の粗い部分が一緒になったときに生じます。

フィニッシャ

粗骨材は、材料の円錐状の山裾部分に多く集まり、フィニッシャ上では、常時ホッパの両サイドに集まります。

ホッパには、トラック交換の間できるだけ多くの材料を残し、少なくとも半分量を保つようにします。[5] ホッパを完全に空にすると、トラック後方に集まった粗い部分が、ホッパの底のパーフィード上に直接下ろされ、そのまま敷き均らされて路上の分離模様が増えます。[3] ホッパを空にしなければ、分離した粗骨材粒子はホッパ上の材料と再混合され、路上の分離模様が減ります。

トラック待ちの間、ホッパ両側のウイングを持ち上げると分離はさらに増えます。トラック荷台の前方に集積した粗い部分は、最後にはホッパのウイングに落ちるので、ウイングを持ち上げて空にすると、これが中央のパーフィードに集まります。[3]

アスファルト混合物の製造

アスファルト混合物は、アスファルト混合所で製造します。

アスファルト混合所は、一般に、アスファルトプラント、材料置き場、受配電設備、トラックスケール、倉庫、試験室などから構成されます。

アスファルトプラントでは、配合設計にもとづいて材料を配合し、骨材の加熱・乾燥を行い、加熱したアスファルトと混合してアスファルト混合物を造ります。

アスファルトプラント

アスファルトプラントには、バッチタイプとドラムタイプがあります。

1970年代までは、アメリカではバッチタイプが主流で、最近稼働中の多くのプラントもまだバッチタイプですが、製造中の殆どのはドラムタイプだといいます。

わが国では、一部のリサイクルプラントを除けば、ドラムタイプは、通常の材料の製造にほとんど用いられていません。

バッチタイププラント

バッチタイプのプラントは、アスファルト混合物を1バッチごとに製造するバッチミキサを備えたプラントで、材料の供給・混合・放出というサイクルを1バッチ(1364～4545kg)ごとに繰り返します。これに対し、ドラムミキサは、材料の供給から放出まで連続的に行います。

ストックパイル

砕石工場から搬入した骨材は、一般に、2～4種類のサイズに区分して貯蔵します。粗骨材は、通常、砕石5号(20～13mm)、6号(13～5mm)、7号(5～2.5mm)などを用意します。

細骨材は、天然砂、スクリーニングス、人工砂などの2～3種類を用意しま

す。天然砂は、わだち掘れの問題がある場合は使用が制限され、代わりにスクリーニングスが用いられます。スクリーニングスの水洗しないものは、ダスト量に注意が必要です。[6]

細骨材では、水分量の管理がとくに重要で、雨水を防ぐ遮蔽物を設け、コールドビンには、ストックパイルの乾いた部分を積み込むようにします。

コールドビン

骨材は、ストックパイルからローダを用いてコールドビンに投入します。コールドビンは4～5個のビンを持ち、底から一様に流出するようビンの壁は傾斜しており、底部のゲートを開閉して流量を調節します。流出口には、種々のタイプの可変速フィーダが付いています。

コールドビンへの投入骨材が、粗くなったり、細くなったりして変動し、また、ゲートのセットが正しくない場合、粗骨材用ホットビン (No. 3、No. 4) の中味が不足したり、オーパフローが起きたりします。その結果、計量に待ち時間が発生し、プラントを止めてバランスを取る必要が生じます。[3]

コールドビンから流出した骨材は、ベルトコンベアに集められ、コールドエレベータを経てドライヤへ送られます。

ドライヤ

ドライヤは、円周方向に回転する円筒 (直径 0.9～3m、長さ 4.5～12m) で、軸方向にわずかに傾斜しており、傾斜の高い方から骨材を投入し、低い方からバーナを吹き込みます。これを向流式といい、一般に、熱交換の効率がよいといえます。

ドライヤの内壁には、縦方向にフライト (かき揚げ羽根) があり、フライトは骨材を持ち上げ、高温のガス中でドライヤ断面を横断するカーテン状に骨材を流下させ、熱交換の効率を上げます。

加熱骨材中に水分を含むと、フルイが詰まりやすくなります。ドライヤ出口の骨材は、水分を含まないことが必要です。[6]

バーナ

バーナの燃料は、口の小さいノズルから噴出し、霧状になって燃焼します。

燃料は、天然ガス (メタン)、液体ガス (プロパン、ブタン)、軽油、重油などが用いられ、ガス燃料には、煤や亜硫酸ガス (2 酸化硫黄) を発生し

ない利点があります。

バーナでは、燃焼に必要な空気の100%をブロワーで吹き込み、排気ファンは70%の空気を引き込み、燃焼を完全なものにします。吸引される空気の温度は約760℃に昇り、これが骨材を加熱し、乾燥します。[4]

ダストを含む排ガスは、集塵装置に送られます。

骨材の温度

骨材の加熱温度は、アスファルト混合物に規定する混合温度と同じです。

骨材の温度は、低すぎるとアスファルトの被覆が不十分となり、高過ぎるとアスファルトの硬化をおこし、舗設後の早期にひび割れが発生するおそれがあります。

骨材の加熱温度はドライヤ内の滞留時間に左右され、滞留時間はドライヤの長さ、回転速度、傾斜角、フライトの形状、骨材粒径などによって決まります。

集塵装置

ドライヤは、排気ガス中のダストの大きな発生源で、大気汚染を防ぐ上でダストの除去は重要です。

集塵機には、乾式、湿式、およびバグフィルターの3型式があり、これらを組み合わせて一次集塵機と二次集塵機を構成します。

乾式集塵機

排ガス通路の断面を急拡大することにより排ガス速度は低下し、大きいダストは底に落ち、傾斜で中央に集まります。これは捨てるか、混合物に戻すかします。

遠心コレクターは、接線方向に入った重いダストを外壁に押しつけて減速させ、底に集めます。[4]

湿式集塵機

排ガス中に微細な水滴を噴霧し、ダストを重くして落とします。ダスト濃度を上げるため、排気管の断面を縮小し、ここに水を噴霧します。水を含んだ排ガスは、円筒形セパレータの螺旋形通路で遠心力により壁に衝突し、流下して廃棄されます。[4]

バッグフィルター

バッグフィルターは、排ガスを濾布で濾して 99%のダストを除去します。バッグは、片端が閉じた円筒形のフェルト製で、高温(232℃)に耐え、クリーニング時の繰り返し曲げにも耐えることが必要です。

ダストはフィルターの外側に補足され、ダストが厚くなりすぎるとクリーニングにより定期的に除去します。クリーニングは、圧搾空気のパルスまたはジェットでバッグを撓ませて行います。[4]

フィルター上の結露を防ぐため、排ガス温度は、結露温度より高い約121℃以上に保つことが必要です。

振動フルイ・ホットビン

骨材は加熱・乾燥後、ホットエレベータで振動フルイまで運び上げます。振動フルイは、最初のフルイでオーバサイズを除去し、2番目に大きい粗骨材はホットビンの第4ビンに、中間の粗骨材は第3ビン、中間の細粒分は第2ビン、最も細かい部分は第1ビンにそれぞれ篩い分けします。第1ビンは、細骨材用で容量が最大です。各ビンは、オーバフローパイプとレベル計を備えています。[4]

フルイの面積は、ドライヤやミキサの容量、骨材配合などとバランスすることが必要です。バランスが崩れ、空のビンが発生すると待ち時間を生じ、生産量が低下します。

各ビンから試料を採取して合成粒度を求め、現場配合と対比します。

キャリオーバ

フルイに破れがあるとオーバサイズの骨材が混入し、細粒分の足りない粗い混合物になります。逆に、フルイ目が詰まると、細粒分が粗いビンに入り細粒分の過剰な混合物になります。

フルイに過剰の骨材が送られた場合、フルイの効率が落ちて骨材はより粗い方のビンに入るようになり、同様に、より細かい粒度の混合物になります。

このように、細かい粒径の骨材が該当するビンに入らずに、次の粗いビンに入る現象をキャリオーバといいます。[7]

計量器

骨材の計量槽とアスファルトバケットは、計量器に吊されています。

ホットビンの加熱骨材は、計量槽を経てミキサへ排出され、続いて計量し

たアスファルトは、数秒のドライ混合の後ミキサへ噴射されます。アスファルトは体積で計量されており、温度補正が必要です。

石粉ビン

タンクローリなどで搬入された石粉は、石粉サイロに一旦貯蔵され、プラントの運転が始まると、スクリュウコンベア、エレベータ等を介して石粉ビンに送られます。

バグミルミキサ

ミキサの2軸の周りに付いている混合羽根は、混合時のミキサ内の材料がミキサ周縁を巡回するように配列されています。このため、アスファルトと細骨材の分散はよくなり、とくに、混合時間が短い場合のバラツキが小さくなります。[7]

混合羽根とミキサ内壁との間隙は、未混合の材料が残らないよう骨材最大粒径の1/2以下にしています。

混合時間は、材料のすべてが投入されてからゲートが開くまでの時間をいい、アスファルトが骨材を十分に被覆できる範囲で短くします。長すぎると、骨材の破碎やアスファルトの劣化が起こります。

ロスカウント法

混合時間の良否の判断に、ロスカウント法 (ASTM D2489) が利用されます。まだ熱い試料を 9.5mm、または 4.75mm フルイでふるい、200～500 個の粗骨材粒子を一並びにならべ、明るい光線のもとで被覆状態を慎重に調べます。混合時間は、アスファルトで完全に被覆された骨材粒子の百分率で判断します。

混合温度

混合温度は、一般に、現場の締固めに必要な温度に左右され、材料の貯蔵・運搬・舗設の間に失われる温度を見込んで十分高いことが必要です。しかし、混合温度が高すぎると、アスファルトの劣化、煙と臭気の発生、材料のダレ、転圧時の不安定化などの問題を生じます。

配合設計時の室内の混合は、通常、アスファルトの絶対粘度1.5～1.9ポアズ、締固めは2.5～3.1ポアズでそれぞれ行ないます。[8] 相対粘度では、経験的に混合時150～190cSt、締固め時は250～310cStとしており、これはプラントの場合にも適用され、アスファルトの温度・粘度曲線から混合温度を求めます。この粘度は平均的なもので、機械や骨材が変われば違ってきます。

材料の混合温度・締固め温度をきめる手順は、改質アスファルトでは、温度が一般に高すぎる結果になります。

改質アスファルトの場合は、メーカーが示す締固め温度を現場の状況に応じて修正し、これに運搬距離、気温、風、舗設厚等による損失分を加えて混合温度にします。

ビン・サイロ

ビンとサイロは、トラックの積み込み時間を減らすため、よく用いられます。そのほか、トラックがない場合でもアスファルト混合物（以下、材料）の生産が可能になり、他種類の材料の生産や機械の調整なども、通常の作業の支障なしに行われます。また、材料の少量の需要にも対応できます。

サイロでは、数時間から数日間の高温の貯蔵が可能で、長期貯蔵の場合は、ダレとアスファルトの酸化が問題になります。[4]

サイロは、煙突のように排出口から空気を引き込むため、ゲートはエアタイトとし、できるだけ満杯にして上部の空気を追い出します。酸化防止のため、バーナの排ガスを圧入することも行われます。

アスファルトの酸化・硬化は、材料から発生したCO₂が全体を覆うため、いくぶん緩和されます。[9]

運搬車

ダンプ車の荷台には、付着を避けるため石灰水、石鹼水などを塗ります。重油などの石油製品は、環境に悪いばかりか材料にも悪影響を与えます。[4]

運搬中は冷却と薄皮の形成を防ぐため、シートなどを材料に密着させて覆います。

ドラムタイププラント

ドラムタイプのプラントは、ドラムミキサを備え、ドラムミキサに常温骨材とアスファルトを投入し、加熱・乾燥と混合を行い、加熱アスファルト混合物を造ります。粉塵の発生が少なく、ダストレスプラントとも呼ばれます。

バッチタイプとの設備の相違は、ホットエレベータ、フルイ、ホットビン、バッチ式計量器、バグフィルターなどが省かれ、代わりに、連続式計量器、サージホoppaなどを備えます。

ドラムタイプのプラントは、コールドビンの各ビン（4～5個）の底に、調節可能なゲートと可変速フィードがあり、各ビンからの材料が現場配合の粒度に合うように調節されます。

コールドエレベータは、自動計量システムで連続計量を行い、骨材の含水量から全重量を補正します。アスファルト計量器は、適量をポンプでドラムミキサに送ります。

コールドビンからサイロまでの材料のすべての動きは、管理室でコントロールされ、コンベヤー速度、骨材重量、温度等を各処のセンサで監視します。

ドラムミキサ

ドラムミキサは、一般に、骨材と排ガスが同一方向に流れる並流式（パレルタイプ）で、向流式（カウンタータイプ）も多数あります。

並流式は、骨材をバーナ側から入れ、排出口側に向かってドラムを流下する間に加熱・乾燥します。アスファルトは、排出口側からドラム長の約1/3のところからドラムに注入し、フィラーとバグフィルターダストもほぼ同じ位置で入ります。

骨材は、ドラムの下方1/3を流下する間にアスファルトで被覆され、被覆された骨材がミキシングフライトで排ガス中に投入されると、排ガス中の水分は泡立ちを生じます。アスファルトは、見かけの体積を増して被覆は非常に速やかに完成し、排ガス中に滝状の流れが作られて混合が終わります。

ドラムを出た後の骨材に、パグミルに似たコータでアスファルトを加えるタイプもあります。[4]

ドラムミキサでは、一般に、混合温度はバッチタイプより低く、ドラム内の低酸素のためアスファルトの硬化は少なく、さらに、不燃燃料による汚染もあって粘度が下がります。

完成したアスファルト混合物は、ドラムの排出シュートからコンベアでサージサイロ、または貯蔵ビンに送られ、計量器を経てトラックへ積み込まれます。

敷き均し

敷き均しは、アスファルトフィニッシャを用いて行います。

敷き均しは、アスファルト混合物（以下、材料）を所要の幅と厚さに整形し、不陸が少なく、適切な肌理を持った仕上がり面を作ることが必要です。

敷き均し作業中に発生しやすい様々な欠陥は、舗装の寿命に大きく影響し、基本にかなう作業、およびフィニッシャの十分な日常点検と事前の綿密な段取りが必要です。

材料積み換え車（MTV）

フィニッシャとは別の独立した作業車で、シャトルバギーともいい、おもにアメリカで用いられています。

MTVは、トラックから材料をすばやく受け取り、一時的に貯蔵（容量 35 t）したのち、排出コンベヤーからフィニッシャに供給します。材料のブレンド用のオーガや混合羽根をもつタイプもあり、再混合が可能で、材料分離が減ります。しかし、排出コンベヤーからの落下高が高い場合は、材料分離の原因になります。

MTV の使用で、フィニッシャはトラックごとに停止することなく、定速度で連続した舗設作業が可能になり、材料の生産量はコンスタントに維持されます。

材料が連続した流れでスクリーンに供給されるため、スクリーン前の材料ヘッドは適切に維持され、トラックがフィニッシャにぶつかることもなく、仕上がり面の平坦性が向上します。[10]

フィニッシャ

アスファルト混合物（以下、材料）を敷き均すための機械で、トラクタ部とスクリード部から構成されます。

トラクタ部は、ゴムタイヤまたはキャタピラを持ち、ピン連結のレベリングアームを介してスクリード部と連結しています。

敷き均し幅の標準は1.4～3.0mで、伸縮式では最大2.5～7.4mです。メインスクリードに装着した伸縮スクリードを左右にスライドして、幅を自由に変えることができます。

スクリードは、タンパバイブレータ式より、バイブレータ式が多く用いられています。

敷き均しは、まず、トラックからホッパに受けた材料をバーフィーダで後方に送り、スクリード前の地面に放出します。スクリードは、これを軽く締固めながら平坦に敷き均します。

フィニッシャの速さは、通常毎分6m以下で、一般に毎分2～3mです。

ダンプトラック

現場に到着したダンプトラックは、フィニッシャ前方から後進し、接近してホッパ前面のプッシュローラに後輪を軽く当てます。フィニッシャは、プッシュローラでトラックを押しながら前進します。

トラックは、ゲートを開ける前に、材料分離を防ぐため荷台を少し持ち上げ、荷台を空にするときは、十分持ち上げて材料を一気にホッパに落します。

ホッパ

ホッパは、左右のウイングと前部のフラップで構成されます。

ホッパは、底部のバーフィーダ（スラットコンベヤー）が露出しないように、常時、容量の25%以上を材料で満たしておき、ウイングを上げるときはゆっくり動かし、25%以上の材料を残しておきます。[10]

ホッパ内の材料は、底部のバーフィーダで後方のフローゲートへ送られます。バーフィーダは、左右独立に油圧駆動され、多くはオーガ（スクリーン・スプレッド）と連動しています。

フローゲート

フローゲートは、ホップ後部のオーガ直前にあるゲートです。

ホップ内の材料は、常に厚さ150～250mm以上を確保し、フローゲートの設定したレベル以下では、決して材料を動かさないように注意して、材料分離や仕上がり面の不陸を防ぎます。

フローゲートは、バーフィードからオーガへの材料供給量を調節してスクリード前の材料をコントロールし、材料の高さ（ヘッド）を一定に保つ働きがあります。[11] フローゲートの開きが大きすぎると、バーフィードが供給する材料は過剰にオーガのまわりに堆積し、スクリードは大きな圧力を受けて押し上げられ、敷き均しが厚くなります。フローゲートの開きが小さ過ぎる場合は、押し上げる力が減ってスクリードは下がり、厚さが薄くなります。

オーガ（スクリュースプレッダ）

オーガはバーフィードと連動し、一般に左右独立して駆動し、材料を横断方向のスクリード幅に敷き拡げます。オーガの速度は約 20～40rpm で、早過ぎても遅すぎても分離が生じます。

オーガを通過した材料は、スクリードの下へと流れて行き、この流れが途切れたり、変化したりするとすぐ分離が生じます。これを防ぐには、フィニッシャの速度を一定に保つことが肝要です。[10]

中央のギアボックスの下には、粗骨材が集積して、筋状の分離模様・痕跡を残す原因になります。それを除くため、リバースパドルや返し羽根を設けます。

材料ヘッド（高さ・厚さ）

スクリードに働く様々な力に対し、最も影響の大きいのが材料ヘッドです。舗装の欠陥の大多数は、材料ヘッドを適正にコントロールしなかったり、材料供給をコンスタントに維持しなかったため生じています。材料ヘッドが適正でないと、例えば、フィニッシャ通過後の表面に、縦の筋状の模様・痕跡が現れることが少なくありません。[10]

材料ヘッドは、オーガのほぼ半分が材料から露出するように調節します。いかなる場合も、オーガの底が見えたり、オーガのトップが隠れたりしない、丁度シャフトが隠れる程度にすることが肝要です。[12]

フローゲートの高さ、オーガとフィーダの速度などのコントロールが、敷き均し速度と舗設材料の厚さ・幅にマッチするよう適正に行われたら、一様で、一定な材料ヘッドが維持されます。[11]

材料の自動供給システムは、材料ヘッドを一定に保ち、舗設層の平坦性を高めるため用いられます。例えば、オーガまわりの材料ヘッドが所定高より下がると、超音波や赤外線センサが感知してスイッチが入り、バーフィーダとオーガが左右別々に作動して材料を供給し、材料ヘッドを所定の高さに戻します。

スクリード

スクリードは、本体とは完全に分離した部分で、レベリングアームを介してピボット(回転軸)でトラクタ部と連結し、その後方に牽引されています。スクリードは、トラクタ部とは独立して自由に浮き上がったり、沈んだりします。

材料が、加熱した平らなスクリード板の下を通過するとき、スクリードは浮き上がって、材料の厚さ、仕上がり面の肌理、形状などを整え、そして、ある程度の締固めを加えます。

スクリードは、シックネスコントローラのハンドルを操作すると、ピボット点を中心に回転し、その角度が増減して敷き均し厚が変わります。

敷き均し中に、敷き均し厚が変動する原因は、ブルポイントの上下の動きによるスクリード角の変化と、スクリードに作用する力の変化によるもので、ブルポイントの高さとスクリード角を一定に保つことが必要です。

スクリードの先端にはタンパが取り付けられ、材料を一定の高さにカットして締固めると同時に、スクリードの下に押し込みます。タンパのストロークは3～5mm、速さは1200～2000回/分です。

バイブレータ(30～50hz)は、材料全体を均一に締固め、所要の肌理と平坦性に仕上げます。

アタック角

舗設面に対するスクリードの傾きをいい、スクリードに作用する様々な力の釣り合いに関係し、シックネスコントローラを手で動かして調節します。スクリード幅600mmに対し、つま先の6mm上がりが標準です。

アタック角が減ると、スクリードの前端部が締固めや仕上げに関与するようになり、仕上がり面の肌理が悪化し、スクリード板の前端が過度に摩耗します。

力の釣り合い

スクリードには次の様な力が作用します。

トラクタの牽引力に抵抗するスクリード直前の材料の反力、スクリード下の材料を垂直に押し下げているスクリードの重さ、締固め中の材料からスクリード面に働く反力、スクリード下面と材料間の摩擦力、などです。[4]

これらの力が、スクリードのある角度のとき平衡状態になれば、スクリードは一定の高さを保ち、材料は一定の高さに敷き均らされます。

もし、作用するひとつ以上の力が変化すると、例えば、プルポイントの上下の動き、シックネスコントローラの操作などによってスクリードの角度が変わると、力のバランスは崩れ、スクリードは、所要のアタック角を得るため上下に動いて、仕上げ面の高さが変化し、凹凸を作ります。

そして、新しい位置で再度アタック角が得られると、力はバランスして上下方向の動きが止まり、スクリードは一定の高さに維持されます。

材料の温度、アスファルト量、粒度、石粉量などの変動、敷き均し速度の変化、スクリード前の材料ヘッドの増減、などは力の釣り合いを妨げます。

[11]

ストライクオフ

ストライクオフをスクリード前面に取り付けているタイプでは、スクリードの下を通過する材料の量をコントロールする計量装置として働きます。また、スクリード前端部の摩耗を吸収する働きもあります。

通常、スクリード底面から上に0.5inの位置に取り付けられており、高すぎると過剰の材料がスクリード下を通過し、スクリードの浮き上がりを起こします。取り付けが低すぎると、材料が十分スクリードの下に入らず、肌理が悪化し、スクリード板の後端が摩耗します。[11]

スクリードヒータ

スクリードプレートに材料が付着するのを防ぎ、ひきずりをなくすため、一日の作業開始前にヒータでスクリードを加熱（149℃）します。[4]

クラウンコントローラ

スクリード直前の中央に設けられ、道路全幅を1台で舗設する場合、ター

ンバックルでスクリードの底を曲げて調節します。道路片側だけの舗設では必要としません。

厚さの調節

スクリードの後ろにある、シックネスコントローラを操作してピボット点を上下させ、厚さを調節します。例えば、ピボット点が上がるとスクリード底面のアタック角が増し、スクリードは浮き上がり、スクリード後方に押し出される材料は厚くなります。

角度の変化に対するスクリードの反応は、ただちには起こらず、新しい平衡状態に達するまでに、アーム長の3～5倍の距離（約8～15m）を必要とします。

段差があって、敷き均し厚が変化する場合、変化量の63%はアーム長の1倍で回復し、4倍で98%、5倍で99%まで回復し、平衡に達します。アーム長が10ft（3.1m）の場合、厚さ変化の影響は、50ft（15.2m）の材料を敷きならすまで無くなりません。[4]

厚さの修正をやりすぎると、スクリードがバランスを求めて過剰に上下に動き、敷き均し面の凹凸が大きくなります。[11]

フィニッシャが途中で止まると力の平衡がくずれ、スクリードはわずかに沈み込み、スクリード前の材料は冷えて硬くなります。新しい材料が入ったとき、スクリード前の材料からの反力は変化し、新しい平衡状態になるまでスクリードは上下の動きを繰り返します。

フィニッシャの速度が途中で速くなると、スクリードの下を流れる材料の締固めは弱くなり、密度が低下して材料からの反力が小さくなり、スクリードは下がります。平坦な路面を得るには、フィニッシャの速度を一定に保つことが肝要です。[4]

締固め

フィニッシャに振動スクリードを備えている場合、敷き均し直後でローラ転圧前の材料の密度は、フィニッシャの速度、敷き均し厚、材料の温度などにより、理論最大密度の78～85%です。

空隙量でいえば、オーガで敷揚げたばかりのゆるい混合物の空隙量は、30～40%、スクリードで締固めて15～20%、ローラ転圧で7～8%となり、交通に開放されます。[13]

自動舗設

自動舗設には、縦断方向の高さをきめるグレードコントローラと、横断勾配をきめるスロープコントローラが同時に用いられます。いずれも、コントローラの信号によって、プルポイントの昇降シリンダーを上下に動かしてスクリードの角度を変えます。[11]

グレードコントローラ

計画高に平行して設置された基準線と、敷き均し面の高さとの差を検出し、敷き均し厚を修正するための信号を発する装置です。コントローラの軸に取り付けた触手が基準線に接しており、触手の動きから高さの差の増減を検出し、プルポイントを上下に動かします。

スロープコントローラ

スクリードの横断勾配を検出し、規定勾配との差が生じた場合、片側の厚さを修正するために信号を発する装置です。左右のレベリングアームを連結している、トランスバースビーム上に付いています。

固定基準線

一般に、下層に打ち込んだ支持杭にホルダを固定し、その上にピアノ線やナイロン糸を張ったものです。ピアノ線などは、垂れ下がらないように緊張するため高い引っ張り強度が必要です。支持杭は、直線区間で約8m、曲線区間で3mごとに設けます。[4]

固定基準線は、ピアノ線などがわずかに垂れ下がりやすく、波状の凹凸が路面に発生するため、一般に表層の舗設には用いません。

通常は、舗設車線の片側に固定基準線を設けて片側の敷き均し厚を決め、スロープコントローラが横断勾配をコントロールして、もう一方の側の敷き均し厚をきめます。曲線部では、両側に固定基準線を設け、グレードコントローラを左右に取り付けます。

移動基準線

移動基準線は、フィニッシャのホイールベース、またはクローラの接地長より長い、下層面の凹凸を平均化するため使用します。移動基準線には、フ

ローテングビームやロングスキーがあり、フィニッシャに連結して下層の基準面上を自由に滑動します。

移動基準線は、仕上がり面の高さが下層面の高さに応じて決まるため、仕上がり面の平坦性にすぐれ、平坦性を重視する中間層・表層の施工や固定基準線が設置できない場合などに使用します。

ロングスキー

長さ6～12mのパイプで、前後をフィニッシャにつなぎ、フィニッシャに牽引されて下層面を滑りながら移動します。パイプ上にはピアノ線が張られ、これに常時コントローラの触手が接しています。パイプ自体は上下に動きませんが、パイプの中央では動きが小さくなります。

フローテングビーム

長さ9～12mのビームで、ボギー式の8個の車輪、またはシューを備えています。ボギー式では、1個の車輪が単独に上下に動いても中央の動きは1/8に縮小されます。最も多く使用されています。

平坦性の確保

フィニッシャの、敷き均し速度の変化、牽引力の変化、スクリード前の材料の増減などが起きると、既述のように、スクリードは、力がバランスする新しい高さを求めて上下に動き、敷き均し厚が変動して仕上がり面に波が生じます。

また、スクリード前のオーガ周りの材料が多くなると、スクリード下に入る材料はより多く圧縮されてスクリードは押し上げられ、敷き均し厚が厚くなります。

材料の硬さが変わるような場合も、スクリードを押し上げる力は変化し、厚さが増減します。

敷き均し時の材料の温度変動によって、敷き均し密度が不均一になる場合は、たとえ平坦に敷き均されたとしても、ローラ転圧後に凹凸が発生します。

シックネスコントローラの継続的な操作、グレードコントローラの不良、材料分離、ダンプの衝突、ドライバーのブレーキ操作、ローラの運転不良なども凹凸の原因になります。

フィニッシャは、ローラが連続的に走行できるように適切な速度で走ることが必要で、遅すぎるとローラが同じ地点で方向転換を行い、凹凸を作りま

す。[14]

平坦性の確保は、舗設作業を終始連続させ、スクリード周りの材料の高さを一定に保ち、フィニッシャを絶え間なく動かすことが肝要です。材料運搬車(MTV)の採用も、良い結果をもたらします。[15]

舗設層の欠陥

舗設層の欠陥は、一般に、フィニッシャが発進・停止する個所の付近に多く発生します。

小 波

小波(50~60cm)は、スクリード前の材料ヘッドの変動が主な原因で、他には、スクリードプレートのゆるみ、コントロール機構の過剰作動、グレードリファランス装置の不良などがあります。

小波の発生には、温度・配合の変動による材料の硬さの変化やテンダーミックス(軟らかい混合物)も関係します。

舗設層の裂け

舗設層の幅全体にわたって裂ける現象は、フィニッシャの速度が早すぎたり、スクリードプレートが反ったり、すり減ったりしている場合のほか、材料温度が低く、とくにスクリードが冷たく、骨材粒径が過大な場合などに生じます。

短い横ひび割れ、

材料の敷き均し後、ローラが1~2回転圧したとき、長さ25~102mmの横ひび割れが、舗設層表面の深さ6~10mm、間隔25~76mmで現れます。

この原因は、ローラ下の舗装のタワミが大きく、材料の配合が悪く、アスファルトと水分が過剰なことです。また、1.18mm~600 μ mの中粒砂の過剰、細砂300~150 μ mの過少、材料がローラ下に入らず押し出される、などの場合にも生じます。[12]

ブリージング・ファットスポット

ブリージングは、走行車両のタイヤの吸引力によって発生し、通常、わだち部にアスファルトの過剰な縦方向の2本の筋となって表れます。

ファットスポットは、おもに多量の水分によるもので、骨材の吸水率が大きく、材料が細骨材を過剰に含んだ場合に起こります。

プラントの乾燥・混合の過程で水分がよく抜けないと、水分が材料から蒸

発して逃げ出すとき、フィニッシャ通過後の表面にアスファルトを引き出します。ストックパイルの骨材が濡れている場合は、さらに起きやすくなります。[12]

縦継ぎ目

アスコン層で、もっとも一般的な破損のひとつは、縦継ぎ目に沿って生じる線状のひび割れです。

縦継ぎ目は、アスファルト舗装のとくに弱い部分に当たり、できるだけアスコンの密度と接着強度を高める方策が必要です。

縦継ぎ目では、主として低密度によるひび割れとラベリングがおもな破損形態で、継ぎ目の密度は、一般部より1～2%低くなっています。目地の両側でコアを採取すると、拘束のないエッジを持つ目地から6～8inの間は、密度が低く、空隙が大きいことが判ります。[16]

試験施工（4カ所、30区間）で採用した12種類の縦継ぎ目のうちでは、アスコンの密度が高い継ぎ目の供用状況（1～4年後）がすぐれています。[17]

対策のひとつの傾斜目地は、エッジが明白でないためフィニッシャの運転が困難で、擦り付け部分の骨材の破砕や、転圧減が決まらないという問題もあります。

ホットジョイント

ホットジョイントは、2台のフィニッシャを斜めに並べて進め、隣接の2レーンを殆ど同時に敷き均して作ります。両レーンは、ほぼ同じ温度で転圧され、最良の縦目地が得られます。ローラ下で材料は一体となり、両レーンに密度差は生じません。[18]。

セミホットジョイント

最初のレーンが温度60℃以下に下がる前に、隣接レーンを同じ1台のフィニッシャで敷き均します。最初のレーンを適切な温度に保つことが、成功の大きな要因です。

セミホットジョイントは、同じ作業日であっても最初のレーンが新しいかどうか特に注意し、両レーンの敷き均し時間の差は1～2時間以内とすることが肝要です。それ以外は、コールドジョイントとして扱います。

コールドジョイント

隣接レーンの敷き均し前に、既設層が一夜以上放冷された場合、締固め方法に拘わらず両者のエッジの密度は大きく相違します。既設層で拘束された隣接レーンのエッジは、ほとんどいつも高い密度になります。

コールドジョイントのもっとも望ましい処理法は、既設層のエッジ全体に平らな垂直面を露出させ、その表面にタックコートを施し、ついで、熱を加えることです。垂直面を設けることで密度減は減り、さらに高密度を得るため転圧はできるだけ早く、しかも、振動ローラを用いてホット側から始めることが必要です。[18]

タックコート

タックコートは、表層・基層などのアスファルト混合物層を舗設する場合、既存の下地面との付着を良くするため、あらかじめ、少量のアスファルト材料を散布することです。アスファルト材料には、通常、タックコート用のアスファルト乳剤が用いられ、使用量は $0.2\sim 0.4\text{ L/m}^2$ です。

下地面がゴミなどで汚れている場合や散布した材料の養生が不十分な場合、接着の効果は半減します。

アスファルト混合物の締固め

締固めとは、外力の作用で、アスファルト混合物中の空隙量が減る過程、または、空気が排出して混合物の体積が減り、全体の密度が上がる過程といふことができます。締固めの結果、アスファルト混合物の強度、スチフネス（弾性係数）などが増加し、変形抵抗性、耐久性などが向上します。

耐久性への効果

舗設直後の空隙量が比較的低い約6%のアスコンでは、4年後の残留針入度は70～80%もありながら、転圧後の空隙量が12～14%のものでは30～40%に低下します。原アスファルトの針入度によっては、後者の場合、針入度は20～30にも下がる可能性があり、過去30年の調査から、このような舗装の早期の破壊が予測されます。

密粒度アスコンの配合設計時の空隙量が、通常の3～5%の場合でも、転圧時の締固め度が95%以下になると、上記の高い空隙量は容易に出現します。[19]

要 因

締固めの程度を表すアスコンの密度は、転圧方法にかかわらず、ローラの通過回数（対数）とほぼ直線関係になります。[20]

この関係には多くの要因が影響しており、材料要因では骨材粒度、粒子形状、フィラー量、アスファルトの性質などです。

12 工事、47 試験区間の要因について回帰分析を行なった結果では、締固めの程度をアスコンの空隙量で表すと、要因の効果は、アスファルト量、舗装の復元タワミ量、骨材粒度、アスファルト粘度の順で、次が転圧回数の二次転圧、初転圧、仕上げ転圧の順です。[21]

骨材の影響

骨材の形状は影響が大きく、粒子の丸い天然砂が多い混合物は、扱いやすい反面、締固めが非常にむずかしくなります。また、碎石の混合物は、天然の砂利に比べ、所要の締固め度を得るまでにおよそ2倍の締固め作業が必要です。

粒度については、中間の細骨材に No. 30 フルイ（0.6mm）付近が多いと、ア

スファルト混合物は落ち着きが悪くなり、一般に、軽いローラを用いたり、混合物の温度を下げたりします。[22]

最大粒径が、仕上がり厚の $1/1.5 \sim 1/2$ ぐらいの大きさになると、ローラの車輪が 1~2 個の骨材で支持されるようになり、締固めが妨げられます。

吸収性骨材が含まれる場合は、骨材表面のアスファルトが減って混合物は貧配合になり、締固めは困難です。

温度の効果

アスファルト混合物の、敷き均し後の転圧可能な時間は、敷き均し厚と下層温度などに左右され、敷き均し厚が厚いほど熱が逃げないため、十分な転圧時間が確保され、密度を上げやすくなります。

最適な転圧温度内では、アスファルト混合物は締固めへの抵抗が最小になり、同時に過度な押し出しを生じることなくローラを支持することができます。転圧に必要な混合物温度は、プラントで混合温度を決める際の根拠になります。

温度の効果は、例えば、密粒度マカダム（アスファルト針入度 100）では、85℃は 130℃に比べ締固めが非常に困難で、締固め後（8~10 t マカダムローラ 20 回）の VMA は 5%高くなります。同じ VMA を得ようとするには、120℃では 8 回の転圧でよく、95℃では約 25 回が必要になります。[20]

密度分布

締固め後の厚さ方向の密度分布は、転圧時に層の上下が中心部より常に早く冷えるため、層の中心部で最大になり、底部と表面で最低になります。

横断方向では、密度は、ローラの通過がオーバーラップする舗設レーンの中央で最大になり、密度のバラツキの原因になります。

締固め機械

第二次大戦以前に、最も一般的なアスファルト混合物の締固め機械は、13.6 t のマカダム三輪ローラと 12.7 t のタンデムローラです。

タイヤローラの牽引式タイプが導入されるまでは、鉄輪ローラがもっぱら用いられ、1950 年には、自走式のタイヤローラが出現し、1960 年代初期には、油圧駆動のローラが導入され、発進・停止が滑らかになりました。

1950～1970年代半ばに、アメリカで最も一般的な3種類のローラを用いる締固め方法は、マカダムローラで初転圧を行い、タイヤローラによる二次転圧でアスファルト混合物の密度を上げ、タンデムローラによる仕上げ転圧でローラマークを消す、というものです。

1960年代の終わりには、振動ローラがアスファルト混合物の締固めに導入されてタイヤローラの使用が減り、自走式振動ローラはマカダムローラに取って代わり、高振動数・低振幅のものが急速に増えてきました。[23]

鉄輪ローラ

静的鉄輪ローラは、厚さ50～75mm以下のアスファルト混合物の締固めに適しています。おもに、振動ローラなどによる二次転圧で密度を上げた後の、仕上げ転圧に用いられます。

静的ローラは、大抵の場合、バラストによる重さの調節が可能です。頻繁なバラストの変更は困難です。

鉄輪ローラの締固め効果は接地圧によってきまり、接地面は車輪の径と材料への沈み込み深さできまります。同じ接地圧なら、車輪径が大きいほど沈み込みが小さく、接地の角度も小さく、材料の押し出しを生じません。[4]

マカダムローラ

マカダムローラは、重量が8～14tで、2つの後輪（径140～175cm、幅46～51cm）を持ち、3輪ローラともいいます。後輪の幅はせまく、大きい接地圧が得られるため、縦継目の密度を上げるのに効果的で、初転圧にもっとも多く用いられます。

タンデムローラ

重量は5～14tで、大きい駆動輪（径122～152cm、幅107～137cm）があります。車輪には材料の付着を防ぐマットを備え、付着物を削り取るスクレーパも付いています。

タイヤローラ

車輪は個別にフレームに装着され、後輪が前輪のすき間を踏むように、前輪4～7本、後輪3～6本を備えています。

タイヤローラは初転圧と二次転圧に用いられ、伝統的には二次転圧用のため、初転圧に用いるには、初転圧で生じたわだち跡を二次転圧で消せること

が条件です。しかし、多くの場合、初転圧のわだち跡は残り、材料がタイヤに付着する傾向もあって、タイヤローラは、主に二次転圧用として用いられます。[23]

タイヤ圧は、仕上げ転圧で消されないような、わだち跡が生じない範囲で高くします。15 t ローラの二次転圧では60～90psiとしており、この範囲では密度に大きな差は生じません。タイヤ圧を下げると、接地面が平らになって接地圧は減り、ニーディング作用が強くなって仕上がり面が緻密になります。

タイヤローラの重量は、あまり効果が期待されず、ある重量以上では締固めに全く寄与せず、また、砕砂を含むような締固めのむずかしい材料に効果が低いといえます。

タイヤローラを用いると、締固めた材料の表面が緻密で不透水性になり、鉄輪ローラでは得られない密度の増加もあり、また、鉄輪ローラで作られた横方向のヘアクラックや浅い表面のひび割れを消す働きがある、ともいいます。[23]

タイヤローラは、タイヤへの材料の付着を防ぐ措置が必要です。材料の付着は、タイヤ温度が混合物温度に近づけばなくなるので、締固めの開始まえに、数分間走らせてタイヤ表面を暖めるのが有効です。転圧の初期には、散水装置が必要で、保温用のスカート装着やタイヤの傷の点検も必要です。[23]

振動ローラ

振動ローラは、鉄輪の内側で、偏心重錘を回転したときに生じる遠心力を利用します。

鉄輪の上下動の距離が振幅で、鉄輪の毎分の打撃数が振動数です。振動数は、偏心重錘の回転の速さで決まります。アスファルト混合物を締固めるときの振動数は、通常2,000～4,000rpm (33～67hz) の範囲です。[24]

振動ローラは、ほとんどがタンデムローラ型で、振動輪を、メインフレームから独立した撓み性のあるサスペンションで支持しています。振動ローラには、ローラの停止時に生じる表面の凹みを防ぐため、停止直前に、振動機構を自動的にスイッチオフにする機能があります。

タイヤローラと相違して、振動ローラには、アスファルト混合物層の表面をシールする働きがないため、供用中のアスファルトの硬化が早いという指

摘があります。[8]

振動ローラは、すべての材料の転圧に用いられる効率のよいローラです。

水平振動ローラ

2つの偏心重錘が同一方向に回転して、穏やかなニーディング作用を生じません。

従来の振動ローラは、地上で飛び跳ねて地盤振動を起しますが、このローラはたえず地面に接触し続け、振動を発生しません。飛び跳ねがないため骨材の破砕が少なく、薄層で、粗骨材の多いアスファルト混合物の転圧に適しています。また、従来型のように、転圧中の骨材が再び緩むという傾向もありません。[25]

歴史的な景観の街路の打ち換え工事に用いて、周辺建物や住民への悪い影響は生じなかったといえます。[26]

転 圧

締固め温度

締固め温度とは、通常の締固め機械を用いて、アスファルト混合物の所要の密度と空隙量が容易に得られる温度をいい、締固め可能な最低温度にもとづいて決められます。

締固め温度の検討には、アスファルトの温度・粘度関係を必要とし、薄膜加熱試験（TFOT）などで加熱・劣化したアスファルトの粘度を利用します。

ドラムミキサを用いる場合は、アスファルトの劣化の程度がバッチミキサとは異なるため、バッチミキサとは別の温度・粘度関係を利用します。

この関係は、含水量などの施工要因によって変わるため、実際の施工データが必要になります。

冷却速度

転圧を効率よく進め、材料が冷えて固くなるまえに作業を終わらせるため、材料の冷却速度を知ることが必要です。

冷却速度とは、敷き均した材料が、ある温度まで冷える時の温度低下の速さをいいます。例えば、材料の敷き均し温度が116℃の場合、冷却速度は、厚さ30mmでは毎分2.05℃ですが、厚さが100mmになれば毎分0.55℃と遅くなりま

す。気象条件が最悪の場合は、これが毎分3.2℃と0.98℃に変わります。気温、風速、日射量などの気象条件の変化は、冷却速度の変化につながります。[27]

このように、冷却速度は、材料の敷き均し厚に大きく左右され、材料がある温度に冷えるまでの冷却時間は、敷き均し厚の1.8乗に比例し、敷き均し厚がかりに25%増えると冷却時間は50%長くなり、それだけ締固めの可能な時間が増えます。[28]

締固め可能時間

材料の締固め可能な時間は、スクリード直後の材料の初期温度と、転圧を終了すべき最低の締固め温度に大きく影響されます。

材料の温度が150～100℃の場合、初期温度を10℃上げると、締固め可能時間は16%増え、既述のように、最低締固め温度の規定を10℃下げることができれば、締固め可能時間は30%増えます。[28]

実際の現場（34箇所）では、気温（7～18℃）、敷き均し厚（4～5cm）の条件で、初転圧温度（初期温度）を110～140℃、二次転圧終了温度（締固め最低温度）を70～90℃にした場合、転圧終了時間（締固め可能時間）は、敷き均し後30～65分になります。[29]

風速と気温が変わる場合の締固め可能時間は、風速が0から20km/hに上がると26%減り、気温が20℃から0℃に下がるときは19%減ります。[28]

熱損失

敷き均し直後の材料の熱損失は、表面より底面からのものが大きく、下地面の事前の加熱は底面の熱損失を減らし、材料の高い温度が持続します。[27] 気象条件にかかわらず、表面からの熱損失は、敷き均し後の時間経過とともに大きくなり、次第に表面からの損失が主流になります。

試験施工

主要な舗装工事では、締固めのための試験施工を行います。

延長150m以上の区間を設け、最高の生産性、平坦性、所要密度などを得るために必要な転圧回数を決めます。試験施工は、ローラの色々な組み合わせと転圧パターンで行います。[22]

理論的には、舗設中のローラとフィニッシャ間の距離をフィニッシャ速度で除したものは転圧可能時間になり、この時間内に1台のローラが転圧できる回数は、ローラ速度をフィニッシャ速度で除して求められます。[30]

初転圧

初転圧は、材料を敷き均した後の最初の転圧作業です。締固め後の材料の最終的な密度は、二次転圧、仕上げ転圧より初転圧に大きく影響されます。通常は、無振の振動ローラなどの鉄輪ローラを用い、タイヤローラを用いることもあります。初転圧は、できるだけ高温時に行います。

ローラは、材料に過度の変位を生じない範囲で、できるだけフィニッシャに近づけ、勾配の急な個所以外では、駆動輪をフィニッシャに向け低速で走行します。さもないと、車輪の直前に畝状の押し出しや隆起が生じ、ヘアクラックも発生します。前後輪駆動式のローラは、材料を鉄輪の下に引き込むように作動し、押し出しが少なく、最も有用です。[22]

初転圧の手順は、最初に縦継ぎ目を転圧し、次いで、レーンの反対側のエッジに移り、そして中央に戻ります。エッジに押さえや拘束がない舗設層では、勾配の低い外側のエッジから始め、つぎに高い側に移動します。ローラの手前は、最初の通過跡に15cm以上オーバーラップさせ、ローラの停止位置は、その都度変えて隆起の発生を防ぎます。

縦継ぎ目は平坦な仕上げが必要で、凹凸があると車が横断する際、衝撃と騒音を発生します。横継ぎ目は、条件が許せば、エッジにすり付け版を置いて横断方向に転圧し、平坦に仕上げます。

転圧中の材料は、周囲の材料や型枠による拘束が十分でない場合、側方移動を起こし、ゆるんでしまいます。

二次転圧

一般には初転圧と同じローラですが、二次転圧には、すべての種類のローラが用いられます。振動ローラでは、振幅は初転圧の場合より小さくします。ローラ速度は毎秒0.5～2.0mで、この範囲では締固め効果に大きな違いはありません。[22]

二次転圧は、初転圧に引き続き材料温度が高いうちに直ちに開始し、最大の密度が得られるよう十分に締固めます。材料上で、ローラの方角転換を行うと大きな変形の原因になります。

仕上げ転圧

初転圧と二次転圧で密度を上げた後、仕上げ転圧で平坦に仕上げます。

通常、静的な鉄輪ローラまたはタイヤローラが用いられ、最近は無振の振動ローラも用いられます。

材料がワーカブルなうちにローラマークを消し、敷き均した材料が、約80℃以下に冷える前に転圧を終わらせます。

締固め度

試料をマーシャルハンマで突き固めたときの密度に対する、現場で締固めた材料の密度の比(%)をいいます。現場の密度は、仕上がったアスコン層から採取機で抜き取ったコア(径5~10cm)について求めます。

締固め度の目標は、通常、マーシャル突き固め回数 50、または 75 の密度の 95%、または 98%とします。かりに、100%というような値を採用すると、施工後の空隙量はおそらく 4%未満になり、早期にわだち掘れが発生します。

配合設計で、アスファルト量を決めるときの空隙量は 4%程度ですが、現場の締固め度が 96%の場合、締固め後の空隙量は配合設計時より大きく、およそ 8%になります。このとき、数年の交通作用で締固められた後の空隙量は、約 4%が予想されます。[4]

理論最大密度(以下、理論密度)でいえば、配合設計時は通常 96%(空隙量 4%)としており、これを現場で 96%に締固めると理論密度は約 92%になり、空隙量は約 8%ということです。

締固め規定

路上では、通常、室内密度の 95%以上に締固めることとし、また、理論密度の 95%まで締固めを継続するというきびしい場合もあります。

ローラ転圧の目的は、一般には、理論密度の 93%(空隙量 7%)以上の密度を達成することとしており、上述の 95%(空隙量 5%以下)という規定は大変きびしく、実際には不可能です。[12]

室内密度の 95%に締固める場合は、8~10%の空隙量が転圧後に残りますが、夏の施工であれば、この空隙量は、開放後の交通作用で締固められて減少し、問題は生じません。しかし、空隙量の減少が少ない寒冷地では、秋の施工後、最初の冬にラベリングと崩壊を生じるおそれがあります。室内密度の 98%の締

固めになると空隙量は5～7%と小さくなり、問題はなくなります。[31]

この締固め度98%という規定は、マーシャル突き固め50回の場合であれば普通のローラで容易に達成できますが、75回の密度では、98%はかなり困難で何らかの方策が必要です。

締固め後の空隙量

密粒度アスコンの締固め後の初期空隙量は約3～8%で、8%を超えると透水性が大きく、アスファルトは劣化して残留針入度が小さくなります。

密粒度アスコンの空隙量は、3%以上であればわだち掘れはほとんど生じないとされており、初期空隙量が3～8%の場合も、交通による締固め後の最終的な空隙量は3%以上が必要です。[4]

また、アスコンの動的スチフネスは、空隙量が3%減るとアスファルト量に関係なく30%上昇します。これにより、アスコン層の荷重分散能力が向上し、引っ張りヒズミは減り、疲労ひび割れに対する抵抗性が上がり、非常に概略的ですが、舗装の寿命は30%延びます。[24]

ローラ通過回数の分布

通常の転圧パターンによると、舗設レーン内のローラ通過回数の分布は一樣でなく、中央で多くなります。しかし、車線内の車輪通過位置は、荷重条件が厳しいにも拘わらず舗設レーンの中央とは必ずしも一致しません。マカダムローラを使用したとき、この不均一さはとくに大きくなります。

舗設レーンの端部では、工程を通じ、ローラは1～2回しか通過しないため転圧後の空隙量は大きく、中央で6%という低さに対し、端部では12%にもなります。

通過回数分布の他の例は、端部で3～5回、中央では20～27回と多く、そのため、空隙量の差は5%、密度差は3%にもなります。端部の締固めの改善には、セカンドローラを用い、端部に向かって締固めを高める措置が必要です。[20]

また、ローラ通過回数の1/4は、ローラの車輪端を舗装端部の300mm以内に集中させ、2台以上のローラがあれば、1台はタンデムローラにしてもつばら端部に使用します。幅4mのレーンでは、各端部8回、他を14回転圧し、締固め作業を端部に集中させることで車輪通過位置の締固めが改善されます。[32]

振動ローラによる転圧

鉄輪の振動ローラは、最も広く用いられる締固め機械で、転圧の効率を上げるため、適切なローラを選び、振動数と振幅を適切に設定し、正しく操作することが必要です。

振動ローラは、転圧1回当たりの締固め効果はローラの中では最大で、とくに、粗骨材が多い荒々しい材料の締固めに効果的です。締固めの高い効果は、振動によって材料の内部摩擦が、無振時の15～20%に低減することが要因です。

締固めの効果は、振動数1300rpmまでは静的ローラと差がなく、2200～3300rpmに上がると急激に振動の効果が現れます。良好な締固めは、振動数2000～3000rpm、振幅0.4～0.8mmで行われます。静的ローラに比べると転圧回数はおよそ1/2になり、2～4回で所要の密度が得られます。

振動によって、アスファルトで被覆された細粒分が表面に移動する傾向が見られますが、特に問題にはなりません。

SMA（砕石マスタックアスファルト）のように大粒径で薄層（厚40mm以下）の場合、従来の振動ローラを用いると、過剰転圧と骨材の破碎が起こります。

[33]

転圧速度

振動ローラの転圧速度は、アスファルト混合物では一般に2.5～7km/hです。締固めの容易な材料で、薄層、高温、高振幅などの条件の場合は8～10km/hの高速とし、締固めが困難な材料、厚層など反対の場合は、3～4km/hの低速とします。[34]

転圧速度の効果は、通過回数が同じ場合（6t タンデム 厚さ5cm）、速度2.5km/hを10km/hに上げると締固め度は98%から96.5%に減り、速度を5km/hから10km/hに上げる（10t タンデム 厚3.5cm）と約1%減ります。[35] しかし、転圧の効果は、同一地点の加振時間に左右されるため、遅い速度で少数回転圧するのも、速い速度で多数回転圧するのも、締固め効果に変わりはないといえます。[36]

大規模工事では、一般に高速で転圧します。振動数を固定したままで速度

を上げるような場合、衝撃間隔（インパクトスペーシングIS）が広がって、締固めと仕上がりに悪い影響が出ます。[24]

インパクトスペーシング（IS）

振動ローラのインパクトスペーシング（衝撃間隔）または単位長当たりの衝撃数は、不適切な場合、仕上がり面に小さな凹凸を残します。

ローラ速度を調節して、ft当たり10回（m当たり33回、IS 30mm）の衝撃数にすれば、仕上がり面の平坦性は確保されます。これを維持するには、振動数が毎分2000回のローラでは、毎分60m（3.6km/h）の速度とし、3000回では毎分90m（5.4km/h）、4000回になれば毎分120m（7.2km/h）とします。

ISを1.5in（38mm）以下、または衝撃数をft当たり8回以上にすれば、仕上がり面の衝撃マークは見えないともいえます。[4]

振動数と振幅

材料の敷き均し厚が厚いときは、低振動数で高振幅の振動ローラを用います。例えば、厚さ80mmの材料の締固めには、振動数が約50Hz（3000rpm）で振幅が0.35～1.0mmのタンデム振動ローラを使用します。1.3mm以上の高振幅と1800rpm以下の低振動数では、材料表面に洗濯板状の小波が発生します。しかし、速度を2～3km/hに下げれば小波は減り、1.0mm以下、1800rpm以上では見えなくなります。

低振動数・高振幅の場合、とくに、粗骨材の多い薄層の舗装では、表面の骨材を破碎する傾向があるため、振動数を上げ（最大70Hz、4200rpm）、振幅を下げる（0.5～0.22mm）必要があります。

初転圧に振動ローラを用いる場合は、可能なかぎり最大の振動数と層厚に応じた振幅で行い、仕上がり厚が100mm以上では設定を大きくし、50～100mmでは中程度にします。[3]

初転圧で、高振幅のため大粒径の骨材が破碎される程度は、材料の温度、粗骨材の堅さ、層厚、ローラ速度などによって異なります。破碎が過度に進むときは振幅を減らし、その分、転圧回数を増やします。[3]

その他

ワーカブルな材料の転圧や厚い層の転圧では、深いローラマークが生じます。このような場合、最初の1～2回は振動をスイッチオフにして静的に転圧します。

路面勾配が10%以上の場合は、振動は上り勾配のみで使用し、下り勾配では、振動で滑りやすくなり、仕上がりも悪化するので使用を控えます。急な横断勾配では下側から開始し、横滑りを避けるため振動数・速度を下げます。マンホールなどの、例えば、30cm以内では使用を中止します。[24]

寒冷期の締固め

寒冷期の初転圧は、材料が変位を起こしたり、ヘアクラックを生じたりしない限り、できるだけ高温で行います。

寒冷期には、転圧作業が可能な、最小の延長まで材料が敷き均されたら、直ちに締固めを始め、まだ締固めていない材料の延長が10m以上に伸びないように注意します。

寒冷期はとくに風がある場合、材料表面の厚さ1~2cmが冷えて皮膜を形成し、高温の内部との間にすべり面が発生して転圧による細かいひび割れやはがれを生じやすくなります。

ヘアクラックは、転圧時の剪断力に抵抗する内部摩擦角と粘着力が不足して発生します。内部摩擦角は角張った骨材を増やし、粘着力はアスファルトの粘度を上げ、アスファルト量のある限度まで増やすと、それぞれ上昇します。

敷きならした材料は、表面が冷えても内部は非常に冷えにくく、例えば、層厚90mm、気温15℃、風速約2m/secの条件で計算すると、敷き均して(115℃)から30分後の層内部と表面の温度差は約30℃に及びます。[37]

寒冷期の締固め可能時間は層厚の影響が大きく、現場到着温度160℃、締固め最低温度80℃、敷き均し時間10分、風速1 m/sec以下の場合、層厚が5cmで気温15℃のときは37分ですが、気温が5℃に下がると32~33分に減り、層厚が3cmに薄くなると、それぞれ22分、18分と大きく減少します。[38]

層厚の影響が大きいため、気温4.4℃以下では、層厚5cmで舗設してはならないといえます。

テンダーミックス（軟らかい混合物）

テンダーミックスは、締固め時に落ち着きが悪く、鉄輪ローラの下で押し出しを生じやすく、転圧が困難です。施工後にも軟弱な様相を呈しており、車の旋回・操舵時のタイヤ跡や、夏にはバイクスタンドの跡が残ります。

しかし、テンダーミックスの問題は、現場で頻繁に起こるというものではなく、アメリカでは、7月初旬から9月中旬に報告があるのみで、気温が27℃以下に下がると無くなります。[39]

材 料

テンダーミックスは、主に骨材の問題で、平滑で丸い粒子の骨材を用い、砂分が多く、フィラー分が少ない場合に生じます。この傾向は、感温性の大きいアスファルトで誇張され、また、骨材種類や粒度がよくない、アスファルトが過剰で水分を含む、締固めが不適當、などの場合にも現れます。[40] 対策として、アスファルトの粘度が上がるまで材料を冷まし、軽いローラを使用します。

骨材粒度

フルイ目No. 30 (0.6mm) ～No. 50 (0.3mm) 付近で、最大密度曲線をこえる隆起があるとVMA (骨材間隙率) が過小になり、アスファルト、フィラー、細骨材等の僅かな変化に敏感に反応して、テンダーミックスのほか、ブリージングやわだち掘れを生じます。No. 200フルイ通過量が多すぎても同様です。[39]

アスファルト

同一針入度のアスファルトでも原産地が異なると、ブレンドによって化学作用を起こし粘度が下がることがあります。また、アスファルテン分が少ない(10%以下)アスファルトも、硬化のおそい材料になる可能性があります。

このように、硬化が遅いアスファルトを用いた材料は、施工後、数週間もテンダーミックスの状態、車のハンドルを切ったとき引きずりなどを起こします。

テンダーミックスを避けるには、空隙量が約8%の供試体の間接引っ張り強度(40℃24時間)が、6000psiを超えることが必要です。[40]

水分

水分は、水蒸気となってモルタル分の粘度を下げ、材料の流動性を大きくします。特に、砂の含水量が高く、ドラムミキサによる乾燥が不十分な場合にテNDERミックスを生じます。[39]

施工後

施工後は硬化が遅く、夏の高温時には2～3週間以内に塑性変形やひきずりを起こします。通常、アスファルトが落ち着く2～3週間後には消滅します。

交通による締固め

空隙量・密度

交通による締固めは、開放後の交通量と気温に左右され、おもに、夏に起こります。

アスコンの空隙量は、設計が適正であれば、重交通の下で施工後約2年間減少し続けたのち変化が小さくなります。[3] 10年間にわたるアスコンの空隙量の変化は、下層部で1%、上層部では2.5%それぞれ減少しています。[41] 密度の増加は、転圧終了後に $14.3\text{lb}/\text{ft}^3$ のものが、最初の夏に $3.0\text{lb}/\text{ft}^3$ も増え、2回目の夏には $1.0\text{lb}/\text{ft}^3$ と増加は小さくなり、3回目以降はさらに小さくなります。[13]

初期の密度がマーシャル密度の95%以下の箇所は、はじめ29%の面積であったものが、交通開放1年後は急速に8%に、2年後は4%にそれぞれ減少しています。また、交通の作用は、密度を上げると同時にそのバラツキを減らしており、路面は供用2年後に平坦化し、表面の欠陥が消えます。[21]

締固め度

おもに夏に施工された国道舗装で、表層アスコンの施工直後の締固め度と冬季前のそれを比べると、平均気温 $10\sim 20^\circ\text{C}$ の半年に満たない交通作用で締固め度は平均1.5%上昇しています。

表層の締固め度は、舗設時にはプラント密度（マーシャル50回）に対し、およそ平均98%（97～100%）の場合、舗設後の2年間に急速に増加したのち、8年後には終極の密度といえる101～104%に達しています。[42]

2つの試験舗装では、施工時の平均締固め度は99.15% (98~101%) で、交通開放2~3年後 (累積大型車200~350万台) には、締固め度は99~103%および101~105%に増加しており、開放後2~3年間の交通による締固めの効果は締固め度でおよそ1~4%に及ぶと推測されます。

骨材の移動

交通車両のタイヤで、ニーデング (こねる) 作用が十分加えられたアスコン内部の骨材粒子にはある方向性が認められ、骨材粒子は、加わる応力の方向に対し平行になるように移動します。扁平な骨材は平らに、細長のものは交通の方向に、それぞれ座り具合を直して落ち着こうとします。

舗装から切り取った密粒度アスコンの骨材粒子は、交通方向の水平線に対し通常3~8度の範囲にあって、骨材の約30%は10度以内の角度の方向にあります。[43]

アスコンに加えられる、ニーデングの回数が増すと、空隙率の減少とともに骨材移動が増加します。ニーデング回数が少ない領域では、骨材移動は少なく、空隙率の変化が支配的で、アスコンの密度の増加が変形抵抗性の増進に寄与します。ニーデングが進み、変形抵抗性が最大を示す領域を越えると、空隙率の変化よりも骨材移動が支配的になり、[44] このとき変形抵抗性を最大にするある空隙率の存在がうかがわれます。

骨材が移動したあとの終極的な構造は、安定したエネルギー状態にあって、永久変形を生じることなく交通荷重を支持します。

第6章 参考文献

- 1) Gardiner, M. S. Brown, E. R. : Segregation in Hot-Mix Asphalt Pavements. TRB NCHRP Report 441. (2000)
- 2) Gardiner, M. S. : Detecting and Measuring Segregation. 1st Int. Conf. World of Asphalt Pavements. Vol. 2, Sydney (2000) pp2-24
- 3) Hughes, C. S. : Design, Construction, and Performance of Heavy Duty Mixes. Quality Improvement Series 123. NAPA.
- 4) Roberts, F.L. Kandhal, P.S. Brown, E.R. Lee, D.Y. Kennedy, T.W. : Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction. Second Edition, National Asphalt Pavement Association. (1996)
- 5) Rieken, B. : Segregation Busters. HMAT. Vol.7 No.5 NAPA. (2002)
- 6) Root, R. : Quality Control for Hot Mix Asphalt Operations. Quality Improvement Series 97. NAPA. (1997)
- 7) Road Research Laboratory : Road Research 1956. H. M. S. O. (1957)
- 8) NAPA : Making the Most of Temperature/Viscosity Characteristics. Information Series 102. (1988)
- 9) Shell Bitumen U K : The Shell Bitumen Handbook. (1990)
- 10) Proper Paving Techniques. HMAT. Vol.8 No.2. (2003) pp 24-28.
- 11) NAPA : Paver Operations for Quality. Information Series 125. (1996)
- 12) Scherocman, J.A. Martenson, E.D. : Placement of Asphalt Concrete Mixtures. ASTM STP No. 829 (1982)
- 13) Foster, C.R. : Development of Marshall Procedures for Designing Asphalt Paving Mixtures. Development History IS-84 National Asphalt Pavement Association. (1993)
- 14) Williams, F. H. P. : The Compaction of Bituminous Materials. RRL Technical Note 165. (1967)
- 15) Janoff, M.S. : Pavement Smoothness. Information Series No. 111. NAPA. (1991)
- 16) Brock, J.D. Skinner, T. : Longitudinal Joints: Problems and Solutions. Quality Improvement Series No. 121 NAPA. (1997)
- 17) Kandhal, P.S. Mallick, R.B. : Longitudinal joint construction techniques for asphalt pavements. Eighth Int. Conf. on Asphalt Pavements. Aug, Seattle (1997)

pp 363.

- 18) Livneh, M. : Site and Laboratory Testing in Order to Determine the Bonding Method in Construction Joints of Asphalt Strips. AAPT. Vol.57 (1988) pp 646-668.
- 19) McLeod, N.W. : Influence of Viscosity of Asphalt-Cements on Compaction of Paving Mixtures in the Field. TRR No.158 (1967)
- 20) Lister, N.W. Powell, W.D. : The Compaction of Bituminous Base and Base-Course Materials and Its Relation to Pavement Performance. AAPT Vol.44 (1975)
- 21) Grahamm.D. Burnett, W.C. Thomas, J.J. Dixon, W.C. : Pavement Density-What Influence It. AAPT Vol.34 (1965)
- 22) NAPA: Roller Operation for Quality. Information Series No.121 (1997)
- 23) Geller, M. : Compaction Equipment for Asphalt Mixtures. ASTM STP No.829 (1982)
- 24) Powell, W.D. Leech, D. : Compaction of bituminous road materials using vibratory rollers. TRRL Laboratory Report 1102. (1983)
- 25) Peterson, A. : Rolling along. WORLD HIGHWAYS Vol.7 No.2(1998) pp67.
- 26) Rollers used in historic town. WORLD HIGHWAYS (2003) pp50.
- 27) Jordan, P.G. Thomas, M.E. : Prediction of cooling curves for hot-mix paving materials by a computer program. TRRL Laboratory Report 729. (1976)
- 28) Daines, M.E. : Cooling of bituminous layers and time available for their compaction. TRRL Research Report 4. (1985)
- 29) 合材の温度降下と時間の関係。(不詳)
- 30) Powell, W.D. Leech, D. : Rolling requirements to improve compaction of dense roadbase and basecourse macadam. TRRL Laboratory Report 727. (1976)
- 31) McLeod, N.W. : Relationships Between Density, Bitumen Content, and Voids Properties of Compacted Bituminous Paving Mixtures. HRB proceedings. Vol. 35 (1956)
- 32) Leech, D. : Trials of a modified specification for compacting dense roadbase and basecourse coated macadam. Laboratory Report 891. TRRL (1979)
- 33) Peterson, A. : Making a difference. World Highways. (2002) pp 34-42.
- 34) Forssblad, L. : Vibratory Compaction of Asphalt Pavements - Experiences from Different Parts of the World. Technical Report No.8227 DYNAPAC. (1978)
- 35) Forssblad, L. : Vibratory Compaction of Asphalt Pavements in Theory and Practice. FLEXIBLE ROADS.(不詳)

- 36) 千田昌平, 江添良春: アスファルト舗装の振動転圧試験. 土木技術資料 Vol. 18, No. 12 (1976)
- 37) Lister, N.W. et al. : Variation of Temperature with Depth of Bituminous Layer 30 Min After Laying. (不詳)
- 38) 山下弘美 : 気温と締め固め許容時間の関係. (不詳)
- 39) NAPA: TENDER MIXES Probable Causes, Possible Remedies. Quality Improvement Series 108. (1987)
- 40) Button, J.W. Epps, J.A. : Identifying Tender Asphalt Mixtures in the Laboratory. Transportation Research Record 1034. (1985) pp 20-26.
- 41) Beecroft, G.W. Jenkins, J.C. Wilson, J.E. : Service Behavior of Asphalt Concrete: A 10-Year Study. TRR No. 515 (1974)
- 42) 建設省土木研究所: アスファルト混合物の配合設計・材料に関する幕張試験舗装および室内実験による研究. 土木研究所資料第923号. (1974)
- 43) Paterson, W.D.O. : Consideration of Particle Orientation in the Compaction of Asphalt Concrete. TRR No.515 (1974)
- 44) 山田 優: アスファルト混合物の力学的性質とアスファルト舗装の供用性に関する研究. (博士論文)

第7章 品質管理・検査

品質管理は、施工者自身によって行われるもので、工事完成後に、発注者が行う検査に合格するように、工事を進めるための手段です。検査は、舗装という製品が、仕様書等に示された品質と出来形の規定を十分満足しているかどうか、確かめるために行います。

品質管理

舗装の品質

舗装の品質は、支持力、耐久性、あるいは供用性などの言葉で表現することができますが、いずれも簡単な試験がむずかしいため、これに直接的・間接的に関係する複数の特性に着目して、管理の対象にします。

舗装の品質には、出来形（厚さ、幅、長さ）と狭義の品質があり、後者に関係する特性値は、例えば、アスファルト混合物の場合では、アスファルト量、粒度（2.5mm、0.074mm各フルイ通過量）、締固め度、平坦性などであり、粒度調整路盤では、含水量、粒度、PI、締固め度などです。

品質のバラツキ

品質は、存在が明らかな原因と、存在が明らかでない偶然の原因によってバラツキ（変動）を生じます。

舗装の施工日、材料、施工機械、作業員などはバラツキの明らかな原因になりますが、これらの要因が同一で、一様な施工が行われたと考えられる舗設区間を取り上げ、表層の厚さを例にとって以下の記述を進めます。

度数分布図

実際にはあり得ないことですが、完成した表層から無数の抜き取りコアを採取し、それらの厚さを測り度数分布図を作成することにします。度数分布図（ヒストグラム）とは、厚さの全測定値の範囲を分割（7～20個）し、横軸の各分割区間に落ちるデータ数を縦軸にとってプロットしたものです。

厚さのデータ数は、設計値（例えば、5cm）の付近で最も多く、そこから上下に離れるに従い数が減って、全体では釣り鐘状の形に分布します。（正規分布）分布の幅は、厚さのバラツキが大きいほど大きくなり、このときのバラツキは、おもに、厚さの施工誤差や測定誤差など偶然の原因によるものです。

設計値・目標値

無数の厚さ測定値の平均値は、施工時の目標値にほぼ一致する筈ですが、目標値は、設計値（例えば、5cm）とは必ずしも一致しません。

品質には、規格値が設けられており、厚さの下限規格値を、例えば-0.7cmとすると、4.3cm（5-0.7cm）より薄いコアは不良品になります。不良品の割合を示す不良率（分布図において規格値を下まわる部分の面積率）は、できるだけ低くおさえることが要求されます。

不良率が高いと予想される舗装区間では、検査のとき不良品のコアを抜き取る確率が高くなり、検査に不合格となる恐れが大きくなります。不良率を小さくするには、バラツキを小さくするか、目標値を上げるかのいずれかが必要になりますが、施工機械の精度や作業員の技能がすぐれないとされるケースでは、厚さの目標値を高くして施工することが少なくありません。

舗設能力が、厚さのバラツキを小さくできるような施工チームでは、目標値を設計値に限りなく近づけることによって、材料の無駄を省くことができます。

このように、ロットの品質は、個々の特性値の平均値とバラツキ（標準偏差）によって表現されます。標準偏差とは、言葉で表せば各データと平均値との差の自乗を平均し、その平方根を求めたものです。

材料の品質管理

使用する材料の品質は、仕様書などに規定され、工事開始前の材料選定において品質試験が行われます。

品質試験は、例えば、アスファルトでは一般物理試験、粘度試験などであり、粗骨材では、フルイ分け試験、比重および吸水量試験、ロサンゼルスすりへり試験などです。

材料は、施工現場、プラントヤードなどに搬入される都度目視による点検を行い、材料選定時や配合設計時と同一の材料であることを確かめ、異常が

認められる場合は、材料を採取して再度試験を行うことが必要です。

アスファルトプラントにおける品質管理

骨材粒度

フルイ分け試験のための試料は、ストックヤード、コールドフィーダ、ホットビン、抽出試験後の試料などから採取します。

ストックヤードにおける粒度の変動の原因は、砕石工場や運搬時の材料の変動によるもので、これにはすべての場合、試料採取と試験の誤差が含まれます。

コールドフィーダにおける変動には、ストックヤード粒度の変動、コールドビンへの供給の不適切、各ビンの調整の不良、材料分離、などが含まれます。

ホットビン粒度の変動には、コールドフィーダ粒度の変動、ダストコレクターからの供給不良、フルイ効率の変化、フルイの目づまり、などの異常が含まれます。

アスファルト混合物の試料は、通常、トラック上の積み荷から採取し、フィニッシャの後部から採取することもできます。アスファルト混合物の粒度変動には、ホットビン粒度の変動、ホットビン配合の不良、材料分離などが含まれます。

骨材粒度の管理では、複数の個所で試料を採取して試験を行うことによって、問題の発生個所が判りやすくなります。

アスファルト量

アスファルト量は、通常、抽出試験で測りますが、ほかに、中性子水分計と同じ原理を利用して測ることもできます。抽出試験には、遠心分離機やソックスレー抽出器が用いられます。

抽出試験では、試料のアスファルトの溶解に用いる塩素系の溶剤に環境汚染の問題があり、これに代わる焼却法を利用することがあります。

焼却法は、試料を炉中（538℃）に入れてアスファルト分を焼却し、重量減を測ります。自動化（30～40分）されており、抽出法より正確だといえます。

アスファルト量の変動は、骨材・アスファルトの計量器の精度、アスファルトの漏れ、材料分離などによって起こります。

粗骨材分が多い試料では、粗骨材の表面積が細骨材より小さいため、アスファルト量は少な目になります。

舗設現場における品質管理

アスファルト混合物の温度

アスファルト混合物は、アスファルトで骨材が良好に被覆されると同時に、アスファルト混合物が十分締固められる温度に管理することが重要です。骨材などを必要以上に加熱すると、アスファルトの酸化と揮発分の蒸散を招きます。

締固め密度

アスファルト混合物の締固め密度は、通常、抜き取りコアでチェックされ、RI密度計（核ゲージ）を用いることもあります。RI密度計は、その精度の確認のためコア採取が必要です。

締固め密度の変動は、基準密度の設定不良、骨材粒度とアスファルト量の不適切、アスファルト混合物温度の変動、層厚の変動、不適切な転圧、ローラの欠陥、などに起因します。

平坦性

直線定規などを用いてチェックします。

不陸の発生には多くの要因が関係しており、それらは下層面の不陸、フィニッシャやローラの舗設中の過剰な停止・発進、スクリードの過剰な調節、アスファルト混合物温度の変動、人力作業、材料分離などです。

管理図

管理図は、施工中の工程が、良好に管理された状態を保つよう工事を進めるため利用します。

管理図には、中心線を挟んで上下に管理限界を示す一対の線を引き、これに品質を表す特性値を打点していきます。点が管理限界線の内側にあるか外側にあるかによって、工程がどのような状態にあるか知ることができます。

点が管理限界の外に出たときは、その変動を生じた異常な原因、見逃せな

い原因、突き止めうる原因があることを示しており、その所在を明らかにして修正を加えます。

また、点がすべて限界内に落ちていても、限界線に接近する傾向が見られるなど点の並び方に異常があれば、工程に変化があることを意味します。

\bar{x} - R 管理図

大きさ4~5個位の試料を20~25組採取し、試験を行って特性値を求め、各組ごとの平均値 \bar{x} と範囲 R （最大値-最小値）を計算します。

2つの図の縦軸に \bar{x} と R を目盛り、横軸に組の番号をとり、中心線となる \bar{x} の平均 $\bar{\bar{x}}$ と R の平均 \bar{R} を計算します。 \bar{x} 管理図は平均値の変化を管理し、 R 管理図はバラツキの変化を管理するためのものです。

\bar{x} 管理図の管理限界線は、中心線の上下に $\bar{\bar{x}} \pm A_2 \bar{R}$ の幅を持っており、この $A_2 \bar{R}$ は3シグマ（標準偏差の3倍）の推定値です。

3シグマ法

3シグマ法とは、期待値（ $\bar{\bar{x}}$ ）を中心にして、その両側に標準偏差の3倍をとって限界を決める方法です。記入した点がすべてこの管理限界内にあれば、工程は安定した状態にあると考えてよい、ということが長い間の経験で判っています。[1]

管理図の利用

管理限界を計算するには、予備データが必要です。しかし、舗装工事は多くの場合工事単位が小さく、短期間（例えば、4~5日）で工事が終わるため、十分な数のデータを採ることは困難です。従って、 \bar{x} - R 管理図の利用は、ごく少数の大規模工事の場合に限られるといえます。

工程能力図

横軸に、製品番号、時間または位置をとり、縦軸に品質特性値をとり、個々の測定値を打点します。図には規格限界線が入ります。

時間的・位置的に品質がどのように変動しているか、点の並び方に異常がないかななどを判断します。分布の中心が、上下いずれかの規格限界線に近づ

くと不良品が出やすいので、中心をずらしません。分布の中心をずらすのは、バラツキの幅を狭めるより一般に容易です。

RI 密度計を用いたアスファルト混合物の締固めの管理例では、密度の測定値が下方に向かう傾向が見られたため、ローラの重量を増し、大きなバラツキに対してはオペレータを替えています。

チェックリスト

管理の対象となる品質特性ごとに、熟練者の技術と経験をもとに基礎的事項、施工条件などを標準化し、チェックリストにまとめます。

例えば、舗設準備工では、施工面の清掃、型枠の数と舗設能力、舗設機械の運搬整備、舗装厚自動制御の基準線、丁張りのチェックなどです。[2] 作業を始める前や、工種によっては、重要な施工段階ごとにチェックリストを利用して工程を点検し、不具合を修正します。

チェックリストは、本来の品質管理の趣意である、出来上がった製品の試験の結果をその後の管理に反映させる、という時間的余裕がない小規模工事の場合に適しています。

目視点検

施工中の工程や生産中のアスファルト混合物を常に観察し、欠陥の徴候を発見したら、直ちに試料を採取するなどして必要な試験を行い、管理の良否を確認します。また、異常の可能性がありそうな場所を見出し、欠陥が出現する前に修正を加えます。

管理試験の結果のみから、施工中に発生する問題のすべての所在を明らかにすることはほとんど不可能で、目視点検はきわめて重要です。

検査

検査は、発注者が行うもので、製品としての舗装が、仕様書に示す品質を満足しているかどうか確認のため行われます。検査のやり方には、施工方法（メソッド）方式と最終結果（エンドリザルト）方式の2つがあります。

施工方法方式

施工方法方式では、仕様を満足する良好な舗装を造るのに必要な、すべての要因・条件について十分詳細に記述します。例えば、アスファルト混合物の締固め密度に影響する要因は、気温、アスファルト混合物温度、ローラ機種、重量、通過数、タイヤローラならタイヤ圧、ローラスピードなどですが、これらのすべてについて明確に規定します。

この方式では、施工者が、規定どおりに工事を進めたかどうか後で確認できないため、現場に検査員の常駐が必要です。検査員は、常に施工者の近辺に立ち会い、工事中の欠点を指摘します。

締固めにおける検査規定の一例は、次のとおりです。[3]

敷き均し時の気温は、上昇時には40°F(4.4°C)以上、下降時には45°F(7.2°C)以上とする。初転圧は10t振動ローラで2回以上、二次転圧はタイヤローラで6回とする。ローラ重量は15t(13.6Mg)以上、タイヤ圧は90psi(621kPa)とする。二次転圧は、材料の温度が175°F(79.4°C)以下に低下するまでに終わらせる。仕上げ転圧は、タンデムローラを用い、すべてのローラマークや不陸が除かれるまで十分な回数続ける。ローラスピードは、すべての場合3mph(4.8km/h)を超えないようにする。ローラは、前方にあるフィニッシャーや他のローラの後方にできるだけ近づけて作業する。

最終結果方式

最終結果方式では、工事が終わり、完成した舗装について検査を行うため、検査員が現場に常駐したり、施工中に試験を行う必要はありません。また、前述の方式に比べ、規定は短く簡単なものになります。

最終結果方式では、一般に抜き取り検査方式を採用します。

抜き取り検査

抜き取り検査では、検査に提出された製品のロットから少数のサンプルをランダムに抜き取って試験を行い、その結果を検査基準値と照合して合否を判定します。

ロット

ロットとは、抜き取り検査の結果による合格・不合格の判定に従って、ひとまとめに処理される品物の集まりをいいます。舗装の場合は、同じ設計、同じ材料、同じ時期・施工機械・作業員などで施工された、ある延長の舗装区間がロットになります。

検査対象が表層厚であれば、上記区間で採取したと想定される無数のコアサンプルがロットを構成します。

1ロットの大きさは、通常1日で舗設できる大きさとしており、舗設面積（例えば、1万 m^2 以下）、または、使用するアスファルト混合物量（例えば、1000 t）で示されます。

平均値の分布

ロットの合否を判定するには、合格させたい不良率の低いロットと、不合格としたい不良率の高いロットをきめておき、この2つのロットを区別できることが必要です。

不良率とは、品質特性の下限規格値を下回る試験値の割合をいい、表層厚（例えば、50mm）でいえば、無数のコアのうち下限規格値（例えば、43mm）を下回るコアの割合です。

ロットで検査対象になる特性値は、バラツキがあまり大きくて分布の幅が広いと、上記2つのロットの分布図は重なり合う部分が多くなり、抜き取った両者のサンプルの区別がむずかしくなります。

しかし、好都合なことに、個数 n のサンプルを多数回抜き取って各々の平均値を計算し、多数の平均値の標準偏差（バラツキ）を求めると、それはロット（母集団）の標準偏差の $1/\sqrt{n}$ になります。抜き取り個数（ n ）が増えるほど平均値の分布の幅は小さくなり、重なり合う部分が小さくなって、合

格するロットと不合格になるロットの区別がそれだけ容易になります。

サンプル数 (n) が多いほど合否判定の危険率は下がりますが、コストと時間が増えるため制限が必要です。

規準型

抜き取るサンプル数をかりに 10 個とすると、10 個の平均値の分布の幅は十分せまく、前述の 2 つのロットの分布図で重なり合う部分もそれだけ小さくなり、2 つの分布の間のどこかに合格判定値が設けられます。

抜き取り検査方式の規準型では、合否判定の規準は、悪いロットを誤って合格させることによる損失と、良いロットを誤って不合格とすることによる損失の両方を考え併せて決めることとしており、不良率 7% 程度の良いロットが不合格になる危険率（生産者危険率）を 5% とし、不良率が 30% もあるような悪いロットが合格する危険率（消費者危険率）を 10% とするように、2 つの分布の間に合格判定値を設定します。

OC 曲線

ロットが合格するか否かの確率は、そのロットの不良率に左右され、横軸にロットの不良率 (%) を取り、縦軸にロットが合格する確率を取った両者の関係を示すグラフは、OC 曲線または検査特性曲線といいます。合格する確率は、抜き取り個数、合格判定値、下限規格値などから求めます。

不良率が 7% の、合格させたいロットの合格する確率は $100 - (\text{生産者危険率 } 5\%) = 95\%$ になり、不良率が 30%（不合格にしたいロット）に悪化すると、合格する確率は 10%（消費者危険率）に近づくことが OC 曲線によって示されます。

標準偏差既知

各特性値における合格判定値は、上下限規格値、良いロットと悪いロットの不良率、および標準偏差を用いて、計算式（省略）により抜き取り個数とともに求められます。

標準偏差は、本来、工事規模、材料、施工法、使用機械、技術水準などによって異なりますが、過去のデータからほぼ一定の値を示すことが判っている特性値については、標準偏差既知とする抜き取り方式が多くの場合採られて

います。標準偏差未知とする方式に比べ、抜き取り個数は少なく、検査の時間と費用が軽減します。

抜き取り検査の規準作成に用いる標準偏差は、例えば、表層厚では 0.55cm、アスファルト量では 0.30%、骨材粒度では 2.5mm フルイ通過量で 3.5%、0.074mm フルイ通過量で 1.35%などが得られています。

合格判定値

合格判定値は、例えば、表層・基層用アスファルト混合物の締固め度では、サンプル数 10 個の場合 96%以上、同様に、骨材粒度の 2.5mm、および 0.074mm フルイ通過量ではそれぞれ±8%以内、±3.5%以内、アスファルト量では±0.55%以内、表層厚では-0.2cm 以内などとしています。

10 個のサンプルの平均値が合格判定値を満足すれば、そのロットは合格とし、外れれば不合格とします。

不合格の場合の措置

ロットが不合格の場合の措置については、多くの場合、詳細な規定は設けられていません。場合により、工事の一部または全部を修正するか再施工する、工事を分割して個別に合否判定を行う、品質特性値の各々の合否に応じて工事費や価格を減額する、などの方式をとることがあります。

第 7 章 参考文献

- 1) 森口繁一：品質管理. 岩波書店. (1960)
- 2) 遠藤靖, 齊藤安司：道路舗装の品質管理. 鹿島出版会. (1973)
- 3) Roberts, F.L. Kandhal, P.S. Brown, E.R. Lee, D.Y. Kennedy, T.W.: Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction. Second Edition. NAPA. (1996)

第8章 維持修繕

日常のメンテナンスは、舗装寿命を延ばすというより、主としてサービスレベルを維持するため、表面的・部分的破損の修復を行うもので、表面処理やパッチングなどの工法が採られます。

舗装の破壊が進んで、日常のメンテナンスではサービスレベルが維持できなくなった場合、オーバーレーや打ち換えなどの大規模な修繕を行います。

舗装の供用性は、メンテナンスの種類、時期、頻度などに影響されます。

修繕の状況

全国の1千件以上の修繕工事では、その70%が表層・基層のみの打ち換えで、わずか12%が全層の打ち換えです。Taが厚くなるほど前者がふえ、後者が少なくなります。交通量が多く、舗装厚が厚い場合、構造的破損より路面の機能的破損が多くなります。

供用期間が10年未満の舗装では、交通量が多くなるにしたがい修繕の割合が増え、L交通（大型車100台/日・方向未満）ではわずか8%、A交通（100以上250未満）では31%に、D交通（3000以上）では48%に及びます。

新設から修繕までの年数は、全体の88%（D交通では72%）で10年以上になり、過去に修繕された舗装では、10年以上は52%のみで、早期破損・機能的破損が目立ちます。[1]

予防的維持修繕

予防的維持修繕とは、既存路面を保護して進行する破壊を緩和し、遅らせるため、供用期間（寿命）の初期から施す、機能の維持・改良と寿命の延伸をねらった低コストの処理をいいます。[2] チップシール、マイクロサーフェーシング、薄層オーバーレーなどの工法が採られます。

タイミング

予防的維持修繕は、最大の効果が挙がるように最適な時期を見極め、条件のよい適正な破損状態の舗装 (PSI=2~3) に適正なタイミングで行うことが必要です。これによって、交通と環境による破損を低コストで遅らせ (平均5~10年)、コストの高い打ち換えなどの修繕を先延ばしすることができます。

舗装の破損が軽微な段階にある間は、メンテナンスの費用効果は大変大きく、タイミングが非常に重要になります。メンテナンスが遅れると、破損が進行してメンテナンスのコストは上がり、ライフサイクルコストも上がります。

例えば、破損の以前に施すオーバーレーは、時機を失したオーバーレーに比べると厚さが95mm節約されるといいます。[3]

費用

破損する前に修繕を行えば、重大な破損が生じた場合よりも、多くの延長を安い費用で修繕することができます。アメリカ・ジョージア州では、毎年約10%の延長に、安い費用で予防的メンテナンスを行っています。[4]

舗装の性能・品質は、寿命期間の最初の75%でその40%が失われ、ついで破損は急速に進行し、つぎの40%の品質は寿命期間のつぎの17%で失われます。はじめの、40%の品質を維持するのに必要なメンテナンスを慎重に行うことが、次の2~3年間の費用を大きく節減することにつながります。[3]

残存寿命

予防的維持修繕のもうひとつのメリットは、地域内にある舗装の残存寿命の分布を変えることができるということです。舗装の残存寿命のバラツキが大きいと、将来、残存寿命のゼロの舗装が大量にふえる可能性があります。

施工量の大きな波は、予算や年度ごとの施工量の変動を招いて人員や設備の負担になります。残存寿命が同じ様な大量の舗装をターゲットにして、予防的維持修繕によりバランスを図ることが必要です。[5]

表面処理工法

表面処理工法は、おもに環境条件や材料欠陥などで生じた、舗装表面に限られた損傷を補修するため採用されます。交通荷重で生じた、構造的な破損は対象になりません。

表面処理工法には、フォグシール、チップシール、スラリーシール、マイクロサーフェッシング、ひび割れシールなどがあります。また、加熱アスファルト混合物による超薄層オーバーレー（厚さ 20 mm）、薄層オーバーレー（厚さ 40 mm）などを表面処理工法と呼ぶこともあります。

フォグシール

分解のおそいアスファルト乳剤を同量の水でうすめ、 $0.3\sim 0.6\text{L}/\text{m}^2$ 散布し、4～6 時間養生します。肌理の粗い路面やアスファルトが不足気味の路面では、散布量を多くします。

フォグシールの目的は、アスファルトが老化した路面の回復を図ることです。交通量が少ない場合にのみ用いられます。[3]

チップシール（シールコート、サーフェースドレッシング）

チップシールは、既存の舗装面や砂利路面に、通常、アスファルト乳剤を散布した後、ただちにチップを一並びに散布し、転圧して仕上げる工法です。

材 料

チップとは、粒径がおおよそ 25mm 以下の粒径範囲が狭い単粒度の砕石です。形状は立方体のものが良く、扁平・細長のものは平らに寝てしまい、施工後ブリージングやフラッシュの恐れがあります。チップの剥がれを減らすには、プレコートしたものを用います。

アスファルトの散布量は、骨材の粒径と吸収性、路面の肌理、交通量などに応じ、在来の設計法を利用して求めるか、過去の実績・経験によって決めます。

施 工

施工に先立ち、アスファルトの付着に影響が大きい路面の整正と清掃が必

要です。砂利や碎石の路面では、切削・散水・転圧の後プライムコートを施し、数日間養生します。

デистриビュータで規定量のアスファルトを散布し、ただちに、チップスプレッダで規定量のチップを均一に散布します。チップを過剰に散布すると、余分なチップが開放直後の車両で転がされ、アスファルトの層にすでに定着しているチップを剥がしてしまいます。

散布したチップは、できるだけ早く転圧してアスファルト層に押し込み、下地に定着させます。転圧にはタイヤローラが良く、鉄輪ローラはチップを破砕する傾向があり、また、架橋状態になって低い部分の転圧が不十分になります。チップの散布と転圧は、乳剤の分解前に行います。

アスファルトに定着していないチップは、機械式スイーパーを用いた後、吸引式スイーパーを繰り返し使用してすべて除去します。重交通の道路では、この作業はとくに重要です。

気温が高い時期の交通開放は、アスファルトの粘度が増す夕刻以降とするのが良く、開放後の車の速度は、少なくとも数時間、または1～2日間は低く制限し、ゆるんだチップの飛散による交通車両の損傷を防ぎます。

乾燥した温暖な時期に施工したチップシールは、骨材とアスファルトの接着、骨材の噛み合わせが十分で、強度・耐久性に優ります。

プレコートチップ

加熱(130～185℃)したチップに、少量(0.6～1.2%)のアスファルト(針入度50)を加え、ミキサで混合したものです。

プレコートチップを用いれば、施工直後の降雨による剥がれ・飛散がなくなります。

プレコートのないチップは、路面との接着が不十分で、表面処理の破損が多く発生します。プレコートなしでも、散布したアスファルト被膜の粘度が3000ポアズ以下であれば十分接着しますが、プレコートすれば、限界の粘度は5万ポアズまで上がります。

ストレートアスファルト(針入度150～200)を用いたチップシールの場合、散布したチップの剥がれ・飛散を減らすには、30℃付近(夏季7～19時)の路面温度と時刻に散布するのが良く、プレコートなしでは、45℃(10～17時)付近とします。[6]

ゴムアスファルトチップシール

アリゾナ州フェニックス市では、1962年に廃タイヤを利用したゴムアスファルトを用いてチップシールの使用を開始し、以来その延長は970 kmに及んでいます。[7]

廃タイヤを利用したゴムアスファルトには2つのタイプがあり、ひとつは加熱アスファルトに25%の粉末タイヤゴム(2mm、または1.4mmフルイ通過分)を加え、攪拌・溶解の後ケロシンでうすめます。もうひとつは、アスファルトに18~22%の粉末タイヤゴムを加え、さらに、オイルエクステンダーを加えます。

チップシールは、はじめ路面にゴムアスファルトを散布し、次に1/4in(6.3mm)または3/8in(9.5mm)の加熱プレコートチップを散布します。

通常のチップシールは、良好な舗装で6~8年、ひどく破損した舗装では1~2年しか持ちませんが、廃タイヤ利用のゴムアスファルトを用いたチップシールは15年持っています。[7]

因みに、廃タイヤの使用量が多いのはオーバーレー(厚さ2in)の場合で、1車線1マイル(約1.6km)につき2000個以上の廃タイヤが使用されます。[8]

マイクロサーフェシング

常温・薄層の表面処理工法のひとつで、連続粒度またはギャップ粒度(0~6mm、または0~10mm)の骨材、急硬性ポリマーによる改質アスファルト乳剤、セメント、水、添加剤などからなるスラリー状混合物を、薄く敷きならす工法です。

工法は、表面的なわだち掘れの充填や、すべり抵抗性と肌理の改善などを目的にしており、対象の舗装は構造的に健全で、過度の変形やひび割れを生じていないことが必要です。路面にポットホール等があればあらかじめ充填し、ひび割れはシールしておきます。[9]

施工には、材料貯蔵槽、混合装置、およびスプレッドボックスを搭載した専用のペーバを使用し、骨材の最大粒径に同じ薄層(厚3~10mm)に敷き均します。最近のペーバは、前方から材料を積み込み、混合物の連続的な供給が可能です。[10]

ローラ等による締固めは行わず、敷き均し直後の暗褐色のスラリー状混合物は瞬時に分解し、アスファルト被膜を形成して硬化し、通常1～2時間以内に交通に開放されます。

スラリーシール

混合用アスファルト乳剤、川砂、石粉などを用い、連続ミキサ、スプレッドボックスなどを備えたスラリーマシンにより、混合と敷き均しを同時に、しかも連続的に行います。スラリー状混合物の敷き均し厚は、3～5mmです。

スラリーシールは、主として、軽交通道路の表面処理工法として用いられますが、アスファルト乳剤の分解が遅いため交通開放までに長時間を要し、これを改良したマイクロローフェシングは、分解性や耐久性が飛躍的に向上しています。[9]

パッチング^[11]

パッチングは、アスコン表層のクラックが集中した箇所などの、局所的な修繕に適用するもっとも一般的な工法です。

概 要

パッチングには、路床まで置き換える全厚パッチングと、中間の路盤まで置き換える部分的パッチングがあります。

全厚パッチングは、一般に、局所的な亀甲状ひび割れ、ポットホールなどの修繕に適用され、加熱アスファルト混合物を用いる恒久的修繕であれば、数年間は持つはずですが、表層アスコンの押し出し、コルゲーション、滑動によるひび割れ、などには部的パッチングを行います。

ポットホールなどの応急的な修繕に常温混合物がよく用いられますが、これは一時的なもので恒久的修繕までの便宜的な方法です。

施 工

修繕箇所は、四角形か多角形になるようチョークなどでマークし、周囲の健全部に少なくとも30cm入り込むようにします。カッタなどによる切断面は、パッチング材料が周囲とよく接着・結合するように垂直にするのが非常に重

要です。

舗装のゆるんだ材料は、水を含んだ路盤とともに堅い基盤まですべて除去し、路床は、砕石や場合によりアスファルト混合物で埋め戻し、底部で締固めます。埋め戻しまえに、穴の底と側面にタックコートを施し、タックコート材料が底に溜らないように注意します。

アスファルト混合物は、厚さ 10cm ごとに締固めます。最終層の締固め前の表面は、周囲の舗装より高目（締固め後の厚さ 1 in 当たり 6mm）にし、締め固め密度が十分で、高さが周囲と同じか若干高目になるように仕上げます。締固めが不十分な場合、パッチングの寿命は著しく低下します。

パッチングを長持ちさせるには、周囲の継ぎ目にサンドシールやチップシール（幅 15～20cm）を施し、水の浸入を防ぎます。

パッチング用アスファルト混合物

加熱混合物は、良好な粒度の骨材とストレートアスファルトを用い、恒久的・耐久的なパッチングに使用します。しかし、加熱混合物は、アスファルトプラントからの供給に制限が多く、とくに冬季には、保温箱（hot box）や小型ポータブルリサイクリング機械の導入を検討します。

加熱混合物を常温施工する場合は、骨材は比較的低温に加熱し、バインダーにはカットバックアスファルト(MC)、アスファルト乳剤などの液体アスファルトを用います。バインダーから揮発分が抜けて貯蔵性が低下しないよう、混合温度を低くします。

常温混合物では、骨材、液体アスファルトとも加熱せず、ドライヤを停止したアスファルトプラントやソイルプラントなどで混合します。品質は劣りますが、貯蔵して必要なときに使用します。

オーバーレー

破壊が進行した舗装の上に、通常、厚さ 5～10cm のアスファルト混合物を舗設する工法です。舗装を構造的に補強して破壊の進行をくい止め、同時に平坦性やすべり抵抗性など舗装の機能を回復するため行います。

舗装の構造的寿命をオーバーレーで延ばそうとする場合、その望ましい時期

は、ひび割れの発生がなく、せいぜい軽いわだち掘れぐらいが生じている頃だという意見があります。[12] しかし、一般的には、日常のメンテナンスで対応が困難な破損状態になってから行います。

事前の処理として、幅 2~3 mm より大きいひび割れは充填し、ポットホールは埋め、できれば、ラベリング層を設けて平坦に整えておきます。

オーバーレーの設計

オーバーレーの厚さの設計は、タワミによる方法、 T_a による方法、理論的方法、などにより行います。しかし、経験的に判っている場合は、単に、厚さ 5cm の 1 層または 2 層とする設計が少なくありません。

タワミによる方法

在来路面のタワミ量を、オーバーレーで低減することにより構造的に強化します。オーバーレー厚は、オーバーレー前の路面タワミ量が目標タワミ量まで低減するように決めます。

目標タワミ量

アメリカ・カリフォニア州では、オーバーレー後に目標とする路面のタワミ量は、輪荷重 7500lb の車が 10 年間に数 100 万回繰り返し通過するとした場合、厚さ 6in のセメント処理路盤（アスコン表層）を持つ舗装で 0.3mm、6in アスコンで 0.3mm、4in アスコンで 0.43mm、2in アスコンで 0.64mm、1/2in 表面処理で 1.27mm、などとしています。[13]

また、表層のアスコン厚が 10cm 以下の舗装では、標準軸数（一方向） 10^6 に対し 1.15mm、 10^7 では 0.9mm、フルデプス舗装や全厚 300mm 未満のマカダム、またはセメント処理の舗装では、同様にそれぞれ 0.55mm および 0.35mm としています。[14]

タワミ減少量

オーバーレーによるタワミの減少量は、オーバーレー厚とオーバーレー前の路面タワミ量のみ関数で、舗装の種類、厚さ、路床の強度などには無関係だといえます。[15] タワミの減少量を測るには、オーバーレー前後の数年にわたり、タワミの全体的傾向を把握する必要があります。

タワミ量を 1.0 mm から 0.75 mm に減らすオーバーレー厚は、ある事例では、約

40 mmですが、0.75mm から 0.5mm に減らすには約 65 mmが必要になります。[16] ロールドアスファルトと密粒度アスファルトマカダムの場合は、それらの厚さ 100mm により、0.80mm のタワミが 0.40mm に半減します。

また、路盤の初期タワミ量が 0.033in (0.84mm) の場合（舗装温度 21°C以上）、表層のアスコン厚 1in はタワミを 7~10%、または 0.002~0.003in (0.05~0.08mm) 減らす効果があります。[13]

オーバーレーに路盤を含む場合は、アスコン以外のタワミ減少量が必要になります。

タワミ量が平均 0.07in(1.8mm) の路床面に、厚さ 24in(61cm) の砂利層を設けるとタワミは約 50%減少します。

カリフォルニア州で決めている路盤厚 1in (25mm) 当たりのタワミ減少量は、破碎砂利の路盤で 0.001~0.002in、アスファルト混合物の路盤では (70~100°F) 0.002~0.004in、セメント処理路盤では 0.003~0.005in です。これらの値は、在来路面のタワミ量によって若干変わってきます。[13]

オーバーレー厚

在来舗装のタワミ量、交通量、および目標タワミ量に応じた砂利の等価値厚を求め、規定の換算係数により各材料厚に換算して求めます。[13]また、オーバーレー前のタワミ量ごとに作成した、累積標準軸数とオーバーレー厚の関係を示す設計図表を利用して求めます。[12]

Ta による方法

オーバーレー厚は、現在の交通量に必要な Ta と、既存舗装の Ta との差によって求めます。

既存舗装の Ta の算出に用いる既存舗装の各層の等値換算係数は、ひび割れの発生状況などに応じて低減した係数値とします。非常に概略的には、既存舗装の Ta を単純に割り引いた値（例えば、70%）とする場合もあります。

理論的方法

種々の方法が試みられており、考え方の一例を示すに止めます。

オーバーレーの対象となる既存舗装の破損状況を目視により調査し、健全箇所と破損箇所を選定します。

それぞれの個所で、FWD、ダイナフレクトなどにより路面のタワミ曲面を測

定し、標準温度のタワミに変換します。

既存舗装の各層と路床の弾性係数を室内実験により求め、あるいは、CBRなどから推定します。

求めた弾性係数と各層の厚さから、多層構造解析プログラムを用いて路面タワミ量を計算し、実測値と対比することにより各層の弾性係数を確定します。

確定した弾性係数を用いて、健全個所と破損個所における標準荷重下の応力、ヒズミ、タワミなどを計算し、限界となる値を設定します。必要に応じ安全率を導入します。

弾性係数が既知のアスコンを用い、仮の厚さでオーバーレーを施工した後の舗装構造についてヒズミなどを計算し、これが限界値を超えないことを確かめてオーバーレー厚を決定します。

コンクリート版上のオーバーレー

各種コンクリート版上の厚さ 2.5in(63.5mm)のオーバーレーは、連続鉄筋コンクリート(厚さ9in)の場合に最高の供用性を示し、4年後に軽微なリフレクションクラック(以下クラック)が1,000ft(約300m)当たり2本のみ発生しています。

目地付きコンクリート版では、クラックはすべての膨張目地上に発生し、1,000ft当たり7本、リーコンクリート版(8~16in)では23本、無筋の目地なし版(9in)では43本と最多です。[17]

目地付きの版では、膨張目地の間隔が長くなると、版上のオーバーレーのクラックは顕著になります。目地間隔を長くして、膨張目地を減らしたときの数少ない重症のクラックと、間隔が短く、数多い軽症のクラックと、メンテナンスの経済性はどちらが優るか選択が必要です。

厚さ9in(約23cm)のコンクリート版で、厚さ3.5in(8.9cm)のオーバーレーの場合、収縮目地のダウエルバーは、クラックの激しさを緩和していないことが分かりました。版の延長方向の膨張・収縮が、クラックのおもな要因であることが推測されます。

リフレクションクラックの防止対策

リフレクションクラックの防止対策には、オーバーレー層が応力とヒズミに抵抗するようにアスコンの性状を改善する方法や、下層とオーバーレーの中間に応力緩和層をおく、下層の舗装を処理する、オーバーレーを厚くする、などの方法があります。

オーバーレーの下面にグラスファイバーやワイヤメッシュを挿入する方法は、過去 25 年間の採用の結果、効果は 5～7 年と限定的であることが判っています。[18] また、応力緩和層 (SAMI) を挿入し、オーバーレー厚を増やし、さらにそれらを組み合わせる、などの方法は、いずれも一般におよそ 5 年までの限られた期間のみ有効です。[19]

アスコンの改善

アスコンのタワミ性を改善して高レベルの応力・ヒズミに耐えるように、消石灰、合成繊維、ネオプレンゴムなどを加えます。

厚層オーバーレー

下層が変位して生じるオーバーレーの応力は、厚さに逆比例し、オーバーレー厚が厚いほど、下地舗装の日間の体積変化が小さくなり、目地の水平移動と反り上がりが減少します。[20]

イギリスでは、180mm という厚さを伝統的に採用し、[21]アメリカでは、4.5～10in (114～254mm) が一般的です。

インディアナ州は、これまでの経験からアスコンによるオーバーレーの寿命は、インチで表した厚さを 1.5 倍した年数、例えば、厚さ 4in (約 100mm) のオーバーレーなら 6 年、厚さ 8in なら 12 年もつと予想しています。[22]

人工ひび割れ

セメント処理の上層路盤を打ち換える代わりに、間隔 1～2m の人工ひび割れを入れ、100～175mm のオーバーレーを施工した結果、5 年後のひび割れの発生が抑制されています。[23]

参考までに、ギロチンタイプの破砕機を用いて、既存コンクリート版に人為的なひび割れを 1～1.5m 間隔に導入し、これを路盤にして連続コンクリート版を舗設した例があります。表層は厚さ 12mm の SMA です。[21]

破碎・転圧工法

種々のタイプのドロップハンマ（破碎機）を用い、オーバーレー前の既存のコンクリート版にひび割れを入れ、6in～3ft（150～910mm）の大きさのブロックにします。次いで、車が載ったときコンクリート版のブロックが揺れ動かないように、タイヤローラ（35～50t）で転圧（2～8回）して路盤に落ち着かせ、オーバーレーを施工します。

導入ひび割れは、版全厚に及ぶことが重要で、版の端部を目視で調べるか、ひび割れ導入前後のタワミを測って確かめます。

切り込み目地・シール工法

下地コンクリート版の目地の位置で、オーバーレー層の表面に目地を切り込み、目地材を充填します。自然発生の、曲がりくねった狭いクラックをシールするより、切り込み目地のシールは容易です。[24]

コンクリート版の目地と、切り込み目地の位置が1in以上離れると、両者の間にクラックが発生します。コンクリート版の目地を外れて、ランダムで複雑なクラックが生じている場合は対応が困難です。

施工が適切であれば、路面の凹凸は20%減り、横断するリフレクションクラックは64%減ります。[11]

応力緩和層（SAMI）

SAMIは、オーバーレーの施工前に、在来舗装の目地やひび割れの上、または全面にわたり、各種の材料を用いて設ける薄い層のことで、

SAMIは、温度変化と湿度変化による版の伸縮と反り、荷重通過時の垂直変位などによって、目地やひび割れ直上の、オーバーレー層に集中して生じるヒズミを吸収し、応力を緩和します。

代表的工法のひとつは、粉末ゴム（20～35%）と加熱アスファルトとの混合物を用いた、仕上がり厚9～13mmのチップシールで、高い効果があります。

この他に、スラリーシール、開粒度プラントミックスシール、不織布、アスファルトモルタル、アスファルト含浸ジオテキスタイル、ポリエステル布・グリッドの現場含浸層などがあります。

薄層ボンドブレーカ

リフレクションクラックが生じやすい目地の付近で、下層面とオーバーレーとの接着を遮断するために設けます。

横目地の上に、横目地をまたぐように敷いた幅 45cm 位の砕石ダストや石粉は、4 年後もリフレクションクラックを防いでいます。この他、ゴム粉末を用いたスラリーシールや、ゴム・アスファルトのシートなども用いられます。
[18]

プラスチックシートなど

ジオグリッド（プラスチック製の格子状網）をオーバーレーの下に敷設すると、オーバーレー厚が 10cm の場合、リフレクションクラックの進行を 3 倍程度遅らせる効果があります。[25] ジオグリッドは、緊張した状態で敷設することが肝要です。

ジオテキスタイルは、厚さ約 1 mm のポリプロピレン製不織布で、通常、目地などの上に敷設します。

目地の動きは、シートの幅を超えることがあり、目地の上だけでなく広めに敷設します。幅が 300 mm 程度の場合には、シートの縁や中間にクラックが入るケースもあります。敷設したシート類の皺（しわ）は、ひび割れの原因になります。

ポリプロピレン不織布は、厚さ 50 mm のロールドアスファルト（粗骨材 40%）に用いて非常に効果があり、最低 3 年間は持続します。[26]

薄層オーバーレー

予防的維持修繕の工法のひとつで、多種類のアスファルト混合物を用い、通常 40mm 以下の厚さに施工します。厚さが 25mm 以下になる場合は、超薄層オーバーレーともいいます。

薄層オーバーレーの目的は、舗装寿命の延伸、乗り心地の改善、すべり抵抗性の向上、路面排水の改善、路面の見映えの向上、タイヤ騒音の低減などです。

アスファルト混合物は、細粒度アスコン、サンドアスファルト、OGFC、SMA

(碎石マスチックアスファルト)などが用いられます。

サンドアスファルト

構造的に健全な舗装や、交通量の少ない住宅地の舗装などのオーバーレーには、安定度の低いサンドアスファルトや、粒径の小さい密粒度アスコンが用いられます。

サンドアスファルト（アスファルト量7%）は、マーシャル安定度が5001b（約250kg）以下のものでも、低交通量であれば薄層に仕上げで使用できます。マーシャル安定度を上げるには、硬いアスファルト、砕砂、角張った天然砂、フィラーなどを用います。[27]

細粒度アスファルト混合物

骨材の最大粒径は、舗設厚（12.5～37.5mm）の1/2とし、通常は9.5mmです。連続粒度の2.36mmフルイ通過量は約70%で、アスファルト量は多くなります。おもに、住宅地の舗装のオーバーレーに使用します。

開粒度アスファルト混合物

最大粒径は9.5～19.5mmで、2.36mmフルイ通過量は5～15%、0.075mmフルイ通過量は2～5%とします。最大粒径は大きい方が、空隙が多く、目詰まりしにくくなります。改質アスファルトと繊維を用い、空隙量は大きく15～25%です。材料は厚さ16～37.5mmに舗設します。

降雨時には路面排水が迅速に行なわれ、水しぶきが減少し、ハイドロプレーニングの危険も低下します。[2]

SMA（碎石マスチックアスファルト）

厚さが37.5mm以下のSMAは、大型車の多い主要道路に非常に適しています。軽交通道路では、ラベリングとひび割れの防止のため、マーシャル突き固め回数を35回、または50回にしてアスファルト量を若干増やします。

最大粒径は8～19mm、4.75mmフルイ通過量は20～28%、0.075mmフルイ通過量は8～10%（0.02mmフルイ通過量は3%以下）としており、粗骨材が全骨材のおよそ75%を占めています。細骨材は、破碎したものを100%使用します。配合設計時の空隙量は3%としており、アスファルト量は6.5～8.0%です。

アスファルトにはポリマーを加え、安定材として繊維を用います。ポリマーと繊維の使用で混合時間が増え、混合温度は幾分高く（144～166℃）なります。[2]

一般に、軟らかいアスファルトを多量（6～7%以上）に用いると、締固めは容易になり、耐久性・タワミ性が増し、ヒーリングが起こりやすくなります。[27] しかし、アスファルトが過剰になると、ダレを生じてサイロの長時間の貯蔵は不可能になり、舗設時の手作業はむずかしく、冷えたときの締固めは非常に困難になります。

SMA の供用性は良好で、多くの重交通道路のわだち掘れは 6mm 以下に止まり、全体の 25%では全く生じていません。縦継ぎ目も大部分良好で、ラベリングは無く、ひび割れもわずかです。

SMA は、フラッシュの発生が最大の欠点ですが、それは、材料分離、ダレ、アスファルトの過剰、繊維の種類・量の不適切、などによるものです。[2]

材料の繰り返し載荷試験（混合交通のヒズミレベル）によれば、SMA などのギャップ粒度は、100 万回（144 時間）の繰り返しの耐える一方、密粒度アスコンは、わずか 6000 回（1 時間）の繰り返しの破壊しています。これは、薄層で表層に用いるギャップ粒度の混合物が、優れていることを示す一例です。[6]

その他の混合物[2]

ノバチップは、SMA に類似した混合物で、スプレーバ（散布装置）付きのフィニッシャを使用して厚さ 19.5mm 以下に舗設します。OGFC 同様、密度を上げるのではなく、単に材料を落ち着かせるため、軽く転圧します。

グースアスファルトは、TLA を 25～40%混入し、一般には 15～30mm、橋面では 25～40mm の厚さに施工します。コストが高く、特殊な施工機械のため、あまり用いられません。

密粒度タイプの混合物は、共通して、4.75mm フルイ通過量の範囲は 75～100%です。通常、スクリーニングスを用い、タワミ性と耐候性を得るため柔らかいアスファルトを用います。

いずれも、厚さは最大粒径の 2.5 倍以下の薄層で冷えやすく、転圧可能時間は気温と風速により 3～5 分と短いため、十分な台数のローラが必要です。鉄輪ローラは、10 t 以上のものより、骨材の破碎の恐れがない 7～8 t のもの

を使用します。タイヤローラは、締固めが済んでいる箇所をニーディング作用でゆるめる傾向があるため、転圧回数は2～4回を標準にします。

振動ローラは、振動数、振幅、速度などが正しく設定されないと、骨材の破砕や層間の剥離を起こします。

薄層オーバーレーの施工例[28]

既存の舗装は、スラグ路盤 200 mmとアスコン表層 60 mmから成り、路盤のすべてにリフレクションクラックが 7～10m の間隔に生じています。大型車は 800 台/車線・日、タワミ量は 0.15～0.2 mmです。

アスファルト混合物は、最大粒径 14 mmで、粒径 2～6 mmにギャップのある粒度を用い、アスファルトは繊維と SBS で改質し、厚さ 40 mmに舗設します。中間層には、最大粒径 3 mmのサンドアスファルトとジオテキスタイルを使用します。

施工の結果、繊維と SBS で改質したアスモル中間層のある繊維改質のオーバーレーが最良となり、ジオテキスタイルのみの場合は、網目状のひび割れを生じています。これは、タックコートの不足、シートの皺（しわ）、繊維中の水分による接着不良、などによるものです。応力緩和と接着のためには、多量のアスファルトの散布が必要です。

薄層オーバーレーに適したアスファルト混合物は、繊維を添加した、アスファルト分が多いマスチック（アスファルト・フィラー）を多量に含むものです。

ホワイトトッピング

アスファルト舗装の上に施工する、セメントコンクリートによる薄層オーバーレーのことです。

ホワイトトッピングは、普通のコンクリート舗装のように耐久性にまさるうえ、アスファルト舗装のように経済的で、とくに市街地、住宅地、駐車場などの軽交通の道路では供用性が良く、長寿命が期待されます。さらに、施工時間が短く、修繕後の寿命が長く、しかも低コストのため、交差点など停止・発進の多い箇所の修繕工法として非常に効果的です。

1944年ネブラスカの空港で施工されて以来、全米では数百例の実績があり

ます。[29]

オーバレーは、厚さ 50～100mm で、目地間隔はせまく、在来の舗装に密着しています。コンクリートには、スチールファイバーを加えることがあります。

ホワイトトッピングの特徴は、低交通量の道路で、わだち掘れ・流動が問題になる個所に施工され、短い目地間隔をもち、下層と接着している、などです。[30]

設 計

コンクリート版厚は、在来舗装との接着、短い目地間隔、高品質コンクリートの使用などにより、5～10cm まで薄くできます。従来行われたコンクリートによるオーバレーは、重車両の多い道路のわだち掘れ防止に用いられ、最小厚は 125mm でした。

ホワイトトッピングの破損は、下面との接着で中立軸が下がって版底面の応力が減り、隅角部の応力は増えるため、隅角部のひび割れがおもな形態です。

目地間隔が狭いと、曲げ応力は小さく、反り・めくれの応力も小さくなります。目地間隔は、各方向とも版厚の 12～15 倍が最大で、75mm の版厚では、長さ 0.9～1.125m の四角形になります。

版厚が 50mm の場合、ひび割れの発生は、目地間隔 0.61m の方が明らかに 1.83m のものより少なくなります。[30]

施 工[31]

在来のアスコン層は、切削後の厚さが 75mm 以上残るように切削し、清掃します。水または研磨剤でブラスト処理を施し、セメントペーストがよく付着するように水分を乾かします。舗設・仕上げと養生は、普通のコンクリート舗装と同様です。

ひび割れ防止のため、早めに目地を切断し、非圧縮性の異物が入らないように、目地幅は 3mm、深さは版厚の 1/4～1/3 とします。幅 3mm の目地の動きは小さく、シールを省きます。

養生はとくに重要で、薄層のコンクリートは乾燥しやすいため、普通の 2 倍量の養生剤を散布します。

リサイクリング

アスファルト舗装のリサイクリングはすでに 1915 年に始まり、当時は関心が持たれることはなく、1973 年のオイルショック以降に、アスファルトの価格上昇と良質骨材の供給不足に対応して、おもに、舗装の修繕時に行われるようになりました。

リサイクリングの採否は、舗装の寿命、将来の修繕ニーズ、毎年の維持修繕コストなどを勘案し、ライフサイクルコストの考察にもとづいて判断されます。

最も普通のプラントリサイクリングは、アスコンや路盤材料の廃材に、必要に応じ、中央プラントで新たなアスファルト、骨材、再生剤などを加え、再生アスファルト混合物を作ります。

このほか、表層や路盤を現位置で再生する路上リサイクリング、アスファルト乳剤などを用いる常温リサイクリングなどがあります。

再生アスファルト混合物

一般に、再生アスファルト混合物は、通常のものに比べて塑性変形が少なく、少量の廃材の添加でも、塑性変形を大きく減らすことがあります。

しかし、反面、再生アスファルト混合物の引張り破壊ヒズミは低く、スチフネス（弾性係数）は高いため、低温度ひび割れなどへの抵抗性に劣ることがうかがわれます。

スチフネスの高い混合物は、一般に、疲労ひび割れや横ひび割れを生じやすく、オーバーレーではリフレクシオンクラックが多く発生します。しかし、再生アスファルト混合物の場合は、廃材量を 30%以下に抑えれば、ひび割れの傾向は低くなるといいます。[32]

アスコン層の剥ぎ取り・切削

既存のアスコン層を剥ぎ取り、または切削して発生するアスコン廃材は、将来の再利用のためストックヤードなどに運ばれます。

剥ぎ取りは、アスコン層の全厚をリッパなどで引き剥がし、キャタピラな

どで踏んでトラックに積み込める大きさに砕きます。

剥ぎ取りの場合は、剥ぎ取った廃材を再利用するとき事前の破碎が必要になり、また、剥ぎ取り作業の際乱した路盤面の修復と整形の手間がかかります。

加熱切削

灯油やプロパンガスを用いた間接加熱型のヒータを、低速で路面に通過させ、在来の舗装を所要の深さまで加熱します。

表面からの熱の浸透は、ヒータの移動速度に左右されます。過熱によるアスファルトの劣化を避けるため、同一個所の加熱は断続的に行う必要があります。およそ10～15分の加熱後、内部が130～160℃に達し、骨材粒子を破碎せずに切削できる柔らかさになったら、ブレード、回転式カッタなどで表面から2～4cmの深さまで掻き起こします。

加熱切削は多量の燃料を必要とし、廃材中のアスファルトの劣化を招き、また、大気汚染の原因にもなります。

常温切削

常温切削機は、カーバイドビットを持つドラムを備え、既存アスコン層の表面を削り、下層を傷めることなく所要の深さまで材料を除去します。廃材は、回収搬出装置により路上から撤去され、ヤードに運ばれます。

切削廃材は、破碎の必要がなく、オーバサイズを除去すればそのままリサイクルが可能です。細粒分が過剰なときは、新規骨材を混入します。

常温切削機は1980年代に改良されており、リサイクルやオーバーレー前の古い舗装を削り取る際の主要な手段になっています。切削面の高さは自動的にコントロールされ、切削深さを任意に調整できます。在来舗装のわだち掘れ、隆起などの切削、破損した個所、剥離した個所などの除去にも利用されます。

廃材の貯蔵

廃材は、ストックパイルが高いと互いに付着し、コールドビンやコールドフィーダでも付着して固結するので注意が必要です。

廃材中の水分は、ストックパイルでは通常1%位で、破碎した廃材では更に増え、雨に濡れた場合は5%にもなります。水分が多いとプラントから大量の水蒸気が発生し、粒子状物質（煤塵、ダストなど）も増え、また、燃料ロスが生じ、廃材使用量が減り、排ガスシステムに悪影響を与えます。廃材の含

水量を抑えるほか、廃材の使用量を減らしドライ混合を短くします。[33]

廃材の性状

廃材は、破碎と切削により骨材粒子が破碎され、骨材粒度が変動します。

廃材中のアスファルトは、軽質油分の酸化と蒸発、骨材による吸収、化学変化などによって固くなり、伸度を失います。

廃材の性質は、切削深さによって変わり、深さが一定であれば性質もほぼ均一です。切削機を同一個所に2回以上通す場合は、それぞれの廃材を別々にストックする必要があります。

廃材の性状が大きく変動する場合は、使用量を減らすのが最善の方策です。[3]

プラントリサイクリング

バッチプラントの場合は、1976年にミネソタ州で始めた熱交換法が利用されます。

熱交換法では、アスコン廃材は、ビン・フィーダを經由してコンベアから計量槽に入り、新規骨材は通常どおり移動して高温の450～600°F(232～316°C)に加熱され、ミキサ内で廃材との熱交換を行います。アスファルトと軟化剤はここで加えます。廃材の粒度変動は、廃材使用量が50%以下であれば影響はほとんどありません。

熱交換法の場合は、排煙による大気汚染は少なく、ドライヤ、コンベヤなどへの廃材の付着や堆積も生じません。[34]

新規骨材の加熱温度は260°C程度にします。もし、排ガス温度が連続して204°Cをこえると、集塵装置のバグフィルタの寿命が短くなり、ドライヤ、バーナなどの各所にも故障を生じます。

リサイクル用ドラムプラント

ドラムプラントでは、廃材は、新規骨材、アスファルト、軟化剤などと一緒に直接ドラムミキサに投入され、処理されて、再生アスファルト混合物になります。

リサイクル用のドラムは、廃材の乾燥・加熱のため、バッチタイプの長さ・直径比4:1に対し、5～6:1のように長くなります。このタイプは、アスファルトの燃焼による発煙とドラム内壁への材料の付着が問題になります。

新規骨材はバーナ側から投入され、バーナの火焰から高い熱を吸収します。

廃材は、ドラムの長さ方向の中央点で投入され、比較的低温のガスと加熱後の新規骨材によって加熱されます。

ドラム内壁のフライトとリングは、新規骨材の流れを妨げて滞留させ、ドラム中央の、廃材とアスファルトの投入口直前で、ドラムの全断面に流下する骨材の厚いカーテンを作ります。これは、熱伝達の効率を高めると同時に、廃材とアスファルトが、バーナの火焰と高温のガスに接触するのを防いでいます。

廃材中の、とくに細粒分が高温に曝されると濃い煙が発生し、発生防止のため少量の水を加えることがあります。しかし、燃料消費量が増え、生産量は低下します。[33]

アスファルトは、ドラムの後方から排出側に向かって2/3の位置でドラムの底に注入され、ドラムの残りの部分で混合と加熱が行われ、所要温度の再生アスファルト混合物が作られます。[3]

アスファルトの注入パイプを省いた機種では、ドラムの排出口側に連続ミキサタイプのコータを備えています。

同心の2重ドラムを持つミキサでは、内外ドラム壁の環状の空間で混合を行います。

廃材混入率

再生アスファルト混合物の廃材の混入率は、ドラムミキサでは、最大は70%、通常は50%、バッチプラントでは、最大は50%、通常は30%にそれぞれ制限しています。廃材混入率が70%を超える場合は、軟質アスファルトを用いるほか、軟化剤が必要になります。

バッチプラントで、廃材混入率を通常30%まで制限する理由には、バッチプラントが高温に耐えられない、高温の骨材と接して廃材中のアスファルトが硬化する、ミキサで水蒸気が発生する、などがあります。[35]

一般に、高い廃材混入率を必要とするケースが多くなっており、バッチプラントからドラムプラントへと移行する傾向があります。[33]

廃材混入率のアメリカの全国平均は、上層路盤で49%、表層では19.5%に過ぎず、表層への使用を認めない州がいくつかあります。[8]

路上リサイクリング

表層再生工法

表層再生工法は、わだち掘れなどの路面の変形、すべり易さ、ブリージングなどの修正に利用され、在来表層の表面からおよそ2~4cmの深さまで再生を行ないます。路盤に欠陥がある場合の、ポットホールや網状ひび割れなどの修正には適していません。

新規のアスファルト混合物によるオーバーレーと併用することが多く、事前の加熱切削はリフレクションクラックの抑制に有効です。

既存のアスコンに、ポリマーなどの改質剤を含む場合は、切削時や再生時に何等かの支障が生じます。

施 工

加熱切削で掻きほぐした材料のアスファルトが、もろく硬いときは、再生添加剤を加え、さらに新規のアスファルト混合物を補充します。

新規アスファルト混合物は、路上の既存材料に単に重ねるか、あるいは、移動式ミキサに両材料を取り込み、混合と敷き均し、整形などを行い、転圧して仕上げます。

施工機械には、路面ヒータ、掻きほぐし装置、混合装置、敷き均し装置などが一体になっておりワンパスで再生処理できるものや、それぞれが分離・独立した機械で、路上に縦列のトレーン（隊列）を編成して施工する方式によるものがあります。

再生路盤工法

破損した表層のアスコンを路上で破砕し、同時にその下方の路盤を掻きほぐして両者を混合し、アスファルト乳剤などの安定剤を加えて新たな路盤を造ります。

一般に、交通量が少なく、表層のアスコン厚が5cm程度以下の場合に適用され、これより厚い場合は、能力のある破砕機による予備破砕が必要になります。

安定材には、セメントが単独、またはアスファルト乳剤との併用で用いられます。

はじめ、安定材を路面に散布し、ロードスタビライザ型の再生機の破碎装置により、アスコン層を破碎すると同時に下方の路盤材料と混合します。安定材は、路面に散布するほか、混合用ロータ内に噴射することもできます。十分な混合の後、表面を整形し、転圧して仕上げます。

この工法には、路面を嵩上げせずに舗装を強化できることや、リフレクションクラックが生じにくい、工費が安い、などの利点がある反面、施工精度、交通障害などに多少の問題があります。

フォームドアスファルト

常温の路上リサイクリングに、フォームドアスファルトを利用する工法は、多くの調査研究と試験施工を経て、1990年代後期には世界中でその有用性が認められています。

アスコン廃材にフォームドアスファルトを混入すると、大粒径の粒子はアスファルトによる被覆が十分でなく、部分的になります。細粒部分では被覆は良好に行われます。良好な被覆は半減時間が12秒、膨張比10のときに見られます。[36] フォームドアスファルトによる被覆は、アスファルト乳剤の場合よりも良好です。また、アスファルト乳剤よりも養生時間は大きく短縮します。

アスコン廃材では、一般に細粒分が少ないため、5%以上の0.074mm通過分の補充が必要です。材料が粘土などで汚れている場合は、セメントや石灰を加えることがあります。

フォームドアスファルト量は、廃材の使用量が少ないと多くなり、多い場合は少なくても済みます。また、廃材の残留アスファルトが硬い場合は、フォームドアスファルトは多くを必要とします。フォームドアスファルトの最適量は、通常1.5～2.5%です。

常温の再生混合物は、水分の影響を受けやすいため、配合設計などには、真空水浸の供試体による間接引張り強度試験が利用されます。同強度には廃材の温度が影響し、廃材温度は最適アスファルト量に影響します。

第8章 参考文献

- 1) 寺田剛, 吉田武, 東嶋奈緒子, 池田拓哉 : アスファルト舗装の修繕に関する実態調査. 道路建設 No 637 (2001)
- 2) Hicks, R.G. Fee, F. Moulthrop, J.S. : Experiences with thin and ultra thin HMA pavements in the United States. 1st Int. Conf. World of Asphalt Pavements. Vol. 2 (2000) pp 27-42
- 3) Roberts, F.L. Kandhal, P.S. Brown, E.R. Lee, D.Y. Kennedy, T.W. : Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction. Second Edition, National Asphalt Pavement Association. (1996)
- 4) Swanlund, M. : Enhancing pavement smoothness. Public Roads, Sept/Oct (2000)
- 5) Galehouse, L. : Strategic Planning for Pavement Preventive Maintenance. TR NEWS. 219 (2002) pp 3-8.
- 6) Annual Report. Council for Scientific and Industrial Research PAD 23 CSIR. (1970)
- 7) Schnormeier, R.H. : Fifteen-Year Pavement Condition History of Asphalt-Rubber Membranes in Phoenix, Arizona. Transportation Research Record 1096. (1986) pp 62-67.
- 8) NAPA: Recycling Practices for HMA. Special Report 187 (2000)
- 9) アスファルト乳剤協会技術委員会 : マイクロサーフェシング技術マニュアルについて. あずふあるとにゅうざい Vol.10 No.133 (1998)
- 10) Micro surfacing with high skid resistance. WORLD HIGHWAYS (2002) pp 56.
- 11) Roberts, F.L. Kandhal, P.S. Brown, E.R. Lee, D.Y. Kennedy, T.W. : Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction. Second Edition. NAPA. (1996)
- 12) Lister, N.W. Kennedy, C.K. : A System for the Prediction of Pavement Life and Design of Pavement Strengthening. Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. Vol.1 (1977)
- 13) Zube, E. Bridges, R. : The Use of Pavement Deflections in Asphalt Pavement Overlay Design. International Conference on the SDAP, Michigan. (1962) pp 928-940.
- 14) Anderson, D.T. Kosky, C.K. : Advances in Asphalt Overlay Design Procedures.

Sixth International Conference on the SDAP. (1987)

- 15) Kennedy, C.K. Lister, N.W. : Prediction of pavement performance and the design of overlays. TRRL Laboratory Report 833. (1978)
- 16) Bulman, J.N. Smith, H.R. : A full-scale pavement-design experiment in Malaysia- construction and first four years' performance. TRRL Report LR 507. (1972)
- 17) Road Research Laboratory: Road Research 1961. H.M.S.O. (1962)
- 18) Finn, F.N. Nair, K. Hilliard, J. : Minimizing Premature Cracking in Asphalt Concrete Pavement. NCHRP Report No.195 (1978)
- 19) Rigo, J.M. : General Introduction, Main Conclusions of the 1989 Conference on Reflective Cracking in Pavements and Future Prospects. Proceedings, Second International RILEM Conference. (1993) pp 3-20.
- 20) Finn, F.N. Nair, K. Hilliard, J. : Minimizing Cracking of Asphalt Concrete Pavements. AAPT. Vol.45 (1976) pp 492-529.
- 21) In search of smoother roads. World Highways. (2001) pp 68.
- 22) Gulen, S. Noureldin, A.S. : Evaluation of Concrete Pavement Rehabilitation Techniques on I-65 in Indiana. TRR 1730. (2000) pp 167-176.
- 23) Darry, A.R. Phillips, S. Potter, J.F. Nunn, M.E. : UK design of flexible composite pavements. Eighth Int.Conf.on Asphalt Pavements. Aug, Seattle(1997) pp17.
- 24) Bone, A.J. Crump, L.W. : Current Practices and Research on Controlling of Reflection Cracking. TRB Bulletin. (1956)
- 25) Brown, S.F. : Polymer Grid Reinforcement of Asphalt. AAPT Vol. 54(1985)
- 26) Walsh, I.D. : Thin Overlay to Concrete Carrigeway to Minimize Reflective Cracking. Proceedings, Second International RILEM Conference. (1993) pp 464-481.
- 27) NAPA: Thin Hot Mix Asphalt Surfacing. Information Series 110. (1995)
- 28) Laurent, G. Serfass, J.P. : Comparative Sections of Reflective Crack-Preventing Systems: Four Years Evaluation. Proceedings, Second International RILEM Conference. (1993) pp 353-359.
- 29) Churilla, C.J. : Ultra-Thin Whitetopping. Public Roads (1998) pp37.
- 30) Mack, S.W. Lames, W. : Ultrathin Whitetopping: State-of-the -Practice for Thin Concrete Overlays. TRR 1610, (1998), pp39.
- 31) Mack, S.W. Hawbaker, L.D. Cole, L.W. : Ultra-thin white topping: the

- state-of-the-art of thin concrete overlays of asphalt. Proc. of the International Symposium, Thin Pavements, Surface Treatments, Unbound Roads. (1997) pp 830.
- 32) Hadipour, K. Anderson, K. O. : An Evaluation of Permanent Deformation and Low Temperature Characteristics of Some Recycled Asphalt Concrete Mixtures. AAPT Vol. 57, (1988) pp 615-645.
 - 33) Smith, R. W. : State-of-the-Art Hot Recycling. Transportation Research Record 780. (1980) pp 115-124.
 - 34) Brown, D. J. : Equipment for Hot Recycling. Transportation Research Record 780. (1980) pp 125-129.
 - 35) Hopman, P. C. : Drum and Batch. AAPT vol. 57. (1988)
 - 36) Wijk, A. Wood, L. E. : Use of Foamed Asphalt in Recycling of an Asphalt Pavement. TRR 911. (1983)

あとがき

定年を迎え時間に余裕が生まれると、自分史や旅行記などを出版する人々が少なくありません。本書もそれらと同様な性格のものでしょうから、本書の取りまとめ作業は、豊富な時間を持って余すことのないよう、支障のないかぎりいつまでも続くべきものだと考えていました。しかし、突然気が付いたのは、いつ不測の事態が起こるかも判らない、そうなったら今までの作業が無駄になってしまうのではないか、ということでした。そこで少々慌てる気分になってしまいました。

取りまとめ作業を今後継続したとしても、どれだけ完成度が高まるか甚だ疑問ですし意欲の問題もありますので、中途半端のまま切り上げて一応完成したような形をとることにしました。

本作業は、時間を持って余さないという定年後の暇つぶしの類ですから、言い訳になりますが、取りまとめには手が届く範囲の入手しやすい資料を利用しただけで、積極的な文献探索は行っていません。従って、内容に過不足や濃淡があるのは止むを得ないと考えることにしていますし、また、誤解や間違いも皆無ではないと思われれます。しかし、欲をいえば、それは著者の不満であり心残りでもありますが、残念なことに、これ以上を望むのは著者の能力をはるかに超えてしまうことが分かっています。

能力不足の著者が、過去何年間か取りまとめ作業を継続して来られたのは、舗装技術に対する真摯で高邁な精神などではなく、ごく些細な事実にもかき立てられてしまう幼稚な好奇心を持ち合わせており、それに背中を押されてのことだったと信じています。

本書が、舗装技術に関心をもつ人々の好奇心をいくぶんでも満たすことができれば、著者の大きな喜びです。

蔵前の小部屋にて

著者略歴

昭和31年3月 東京大学工学部土木工学科卒
同 4月 北海道開発局札幌開発建設部
昭和34年4月 建設省土木研究所舗装研究室
昭和45年7月 同 舗装研究室長
昭和54年4月 同 地質化学部長
昭和55年9月 同 機械施工部長
昭和56年7月 ケイエムエンジニアリング (株)
昭和58年7月 熊谷道路 (株) 取締役技術研究所長
平成 8年6月 (株) ガイアートクマガイ 常務取締役技術本部長
平成12年7月 同 顧問
平成17年6月 退社

アスファルト舗装技術入門

2010年(平成22年)9月13日 発行
著者 南雲貞夫
発行者 嶋村淳子
印刷所 KCプリント
東京都練馬区大泉町3-5-18 円山マンション102
TEL 03-5387-3431
定価 2300円(送料含む)
郵便振替口座(南雲貞夫) 00110-5-639194