


平成23年度 その2



コンクリート舗装の構造設計と施工

東亜道路工業株式会社 技術部 課長
阿部 長門




1

設計法に関して

- 舗装の設計法には、経験に基づく方法(empirical design method)と力学理論に基づく方法(mechanistic design method)がある。経験的設計法では、経験にない設計条件や新しい舗装構造には適用できない。舗装の挙動のすべてを力学理論で正確に予測することは現時点では難しいため、完全な力学設計法の実現に至っていない。
- それらの長所を組み合わせた設計法として、経験的力学的設計法(mechanistic empirical design method)がある。この設計法は、力学理論で予測可能な挙動については力学理論で、それ以外は経験で設計を行う方法である。
- 一方、細かな規定をせず、舗装の個々の性能に対して規定を設け、これを満足すれば層厚、材料などは特に定めない設計法がある。これを性能設計法(performance based design method)という。

設計法 design method	特徴	長所	短所
経験的設計法 Empirical	経験に基づいて設計する。	確実性がある。 設計手順は単純	新しい材料や構造には対応できない。
力学的設計法 mechanistic	力学理論に基づいて、舗装の挙動を予測する。	一般性があり、いろいろな材料や条件に対応できる。	理論では舗装のすべての挙動を予測できない。設計手順は複雑。
力学的経験的設計法 Mechanistic empirical	力学理論を前提として、理論で不明な部分を経験で補う。 仕様設計法	確実性と一般性を持つ。 設計手順が単純	設計の自由度が少ない。
性能設計法 Performance based	舗装に要求される性能のみを規定する。	設計手順が複雑、性能を予測することが難しい。	設計の自由度が大きい。性能と舗装の関係が明確。
境界状態設計法 Limit state	舗装の破壊などの境界状態を定めて、限界状態で設計する。	限界状態を定まらなかつ予測することが難しい。	設計の自由度が大きい。舗装の挙動が明確になる。
信頼性設計法 reliability	設計条件や舗装の応答に現れるばらつきを考慮し、破壊確率で設計する。	設計条件や舗装の応答のばらつきを決めることが難しい。	信頼性が明確になる。



2

設計方法の比較

- 性能設計法では、設計者の自由度は高くなり、新しい材料や工法を取り入れることが可能である。しかしながら、設計断面が個々の性能指標を満足することを設計者自身が証明する必要があり、設計者の責任が重くなる。

3

力学的設計法

力学理論に基づく方法は、舗装構造の挙動を力学的理論に基づいて、変形などの応答を予測して設計を行う。舗装は層構造としてモデル化した多層弾性理論(multi-elastic layer theory)を用いる。多層弾性理論は、図7-31に示すように各層を水平方向に無限に広がる弾性体と仮定し、各層の間の力のやり取りと表面および最下層の境界条件から、各層内の力学的な応答を求める。その応答と材料の破壊を関係付けるものが、材料の疲労破壊率である。舗装は交通荷重の繰返しによって破壊するので、材料の疲労特性が破壊率となる。これについては材料試験によって求められる。舗装材料が、発生する応力やひずみに耐えられる繰返し回数を舗装の寿命とする。

4

疲労解析及び設計

- 力学的設計法では、力学理論によって舗装構造の応答を求め、その応答から挙動を予測し、予測された挙動を設計基準に照らし合わせて舗装構造の照査を行う。舗装の応答は多層弾性理論やFEMなどの構造解析手法により求める。
- 舗装は交通荷重の繰返しによって過度に變形したり破壊するので、舗装の長期的な挙動の予測には材料の繰返し荷重による変形特性や疲労特性が重要である。
- すなわち、温度のレベル(i)、荷重の大きさのレベル(j)、荷重作用位置(k)ごとに引張応力あるいはひずみ(σ_{ijk}, ε_{ijk})を算定し、その値から許容繰返し回数(N_{ijk})を求める。マイグー則を用いて疲労度(F_{ijk})を算定し、設計する。

5

舗装設計の始まり

ブーシネスク(Boussinesq, 1885)の鉛直集中荷重が作用した場合の半無限弾性地盤(1層層)の地盤内応力伝播に関して解析モデルを発表したことに端を発している。

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{3/2}} = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^2 \theta \quad \tau_{rz} = \frac{3Q}{2\pi} \frac{rz^2}{(r^2 + z^2)^{3/2}} = \frac{3Q}{2\pi z^2} \sin \theta \cos^2 \theta$$

$$\sigma_r = \frac{Q}{2\pi} \left\{ \frac{3r^2 z}{(r^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1-2\nu}{r^2 + z^2 + z\sqrt{r^2 + z^2}} \right\}$$

$$= \frac{Q}{2\pi z^2} \left\{ 3\sin^2 \theta \cos^2 \theta - \frac{(1-2\nu)\cos^2 \theta}{1 + \cos \theta} \right\}$$

$$\sigma_\theta = -\frac{Q}{2\pi} (1-2\nu) \left\{ \frac{z}{(r^2 + z^2)^{3/2}} - \frac{1}{r^2 + z^2 + z\sqrt{r^2 + z^2}} \right\}$$

$$= -\frac{Q}{2\pi z^2} (1-2\nu) \left\{ \cos^3 \theta - \frac{\cos^2 \theta}{1 + \cos \theta} \right\}$$

6

初期における舗装の設計公式

応力分散の考え方を取り入れ、舗装厚の設計公式が発達していった。1901年のマサチューセッツ公式が最初である。

公式名	応力分散係数と力のつりあひ	舗装厚計算式	k=C ₁ $\frac{E_2}{E_1}$ -C ₂ のかわりに定まらずとも		円筒公式中のFで換算する	
			C ₁	C ₂		
1907 Pope		$k=C_1 \frac{E_2}{E_1}$	C ₁	---		
1902 Massachusetts		$P=a(2k)^2 g$	$k=\frac{1}{2} \frac{E_2}{E_1}$	0.5	---	48.5°
1933 Orems		$P=a(k \tan \phi)^2 g$	$k=\frac{0.564}{\tan \phi} \frac{E_2}{E_1}$	$\frac{0.564}{\tan \phi}$	---	0-90°
1935 Howden		$P=a(k \tan \phi + 2)^2 g$	$k=\frac{0.564}{\tan \phi} \frac{E_2}{E_1}$	$\frac{0.564}{\tan \phi}$	k'	0-90°
1934 Greer		$P=a(k \tan \phi + 2)^2 g$	$k=\frac{1}{2} \frac{E_2}{E_1} (1.564 \frac{E_2}{E_1} - 1)$	$\frac{0.564}{\tan \phi}$	$\frac{5}{\tan \phi}$	0-90°
1913 Leflore	適量に対して	$P=a \sqrt{\frac{1}{2} k} g$	$k=0.015 \frac{E_2}{E_1}$	$\frac{0.564}{1.73}$	0.8a	55.3°
1940 Goldbeck	適量に対して	$P=a \sqrt{\frac{1}{2} k} g$	$k=1.335 \frac{E_2}{E_1}$	$\frac{0.564}{1.73}$	1.3a	37.5°
		$P=a \sqrt{\frac{1}{2} k} g$	$k=0.384 \frac{E_2}{E_1}$	$\frac{0.564}{1.73}$	1.5a	38.5°

舗装の設計方法と理論の変遷

- ・ブーシネスク(Boussinesq, 1885年): 地盤の応力伝搬の舗装への応用。
- ・ウェスターガード(Westergaard, 1925年): 多層構造の舗装の理論的研究、剛性舗装の理論設計
- ・土の道路工学的分類法(PR分類法), 1929年
- ・カンサス州の三軸試験に基づく設計方法, 1940年
- ・ハバード(Hubbard, 1940年): 平板荷重試験による設計方法
- ・ポーター(Poeter, 1942年): CBRによる設計方法
- ・バーミスタ(Burmister, 1943年): 弾性2層理論の層構造解析
- ・バーミスタ(Burmister, 1945年): 表面沈下図表の作成, 3層構造の応力解析
- ・オデマルク(Odemark, 1949年): たわみ量と曲率による設計方法に関する研究
- ・ファーガス(Fergas, 1950年): CBR設計曲線の数式化

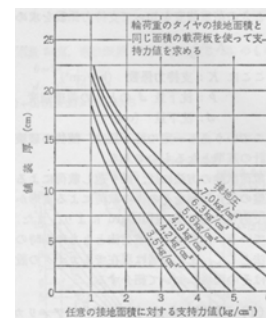
1955年: WASHO道路試験
1962年: AASHO道路試験

日本における設計方法と理論

- ・1955年にCBR設計方法が、アスファルト舗装要綱に取り入れられる。
- ・1964年に竹下春美氏(土研)が、CBR設計曲線の数式化と拡張(1967年のアスファルト舗装要綱の改訂版から取り入れられる)
- ・1967年、植下先生(名古屋大学)の繰返し平板荷重試験の結果に基づく、3層問題の厳密解法
- ・石原先生、木村先生(東工大)による荷重時間を考慮した粘弾性解析やせん断に関する検討が発表された(1967年)
- ・1969,1972年に、三浦先生、巻内先生(日大)による多層弾性計算の実証。

Hubbard設計方法(1940年代の米国AI設計法)

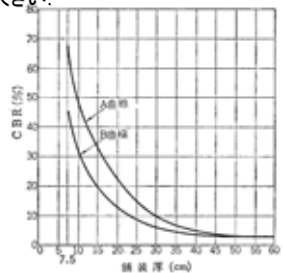
- ・アスファルトコンクリート、シートアスファルト舗装の路盤面で平板荷重による限界沈下量を1.25cm(1/2インチ)。現在の路床・路盤の永久変形の基準としてイカされている。
- ・敷き砂5mm, 0.35kgf/cm²の予備荷重, 0.7kgf/cm²の荷重を順次荷重(3分間は放置)



CBR設計曲線と拡張

Porterは、1930-1942年まで、路床のCBRと舗装の関係を調べ、まとめた。A曲線は軸重8.2tトラック荷重の曲線。B曲線は初期の観測地に基づくデータ。

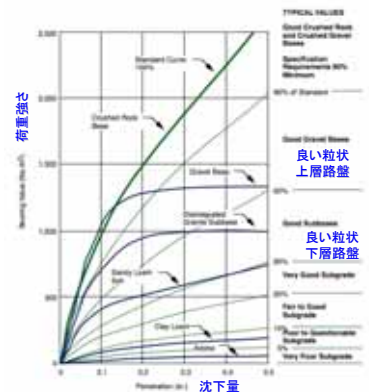
- ・一緒に作業を行ったアメリカ陸軍技術部隊(Corps of Engineer, CE)の努力が大きい。



CBR(材料ごとの荷重強度と沈下量)

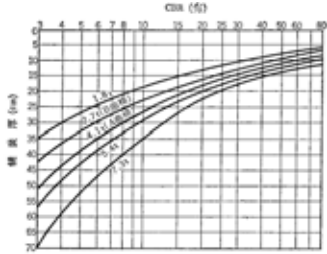
Porter(1942)は、現状土CBRで5%未満を軟弱路床とし、良い切込み碎石を100%として、設計曲線をまとめていた。

- ・沈下量2.54mmや沈下量5.08mmの時の荷重強さを基準としたが、材料によっては応力依存性(非線形性がある)ため、荷重車両の影響を考慮するべきと述べていた。



道路舗装用のCBR設計曲線

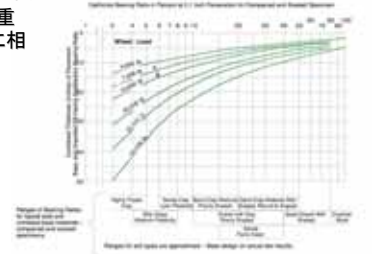
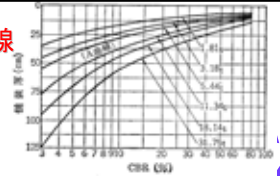
A曲線は輪荷重4.1tf, B曲線は輪荷重2.7tfとして設計曲線を算定し, 前述の輪荷重に対するせん断応力分布を用いて, 他の輪荷重における設計曲線を求めた.



13

空港舗装用のCBR設計曲線

アメリカ陸軍技術部隊(Corps of Engineer, CE)では, トラック荷重と航空機の荷重の違いについて検討し, 道路のA曲線が航空機荷重の輪荷重5.4t, 接地圧4.2kgf/cm²に相当すると検討した.



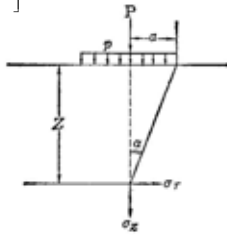
CBR設計曲線の数式化(1)

一様地盤における円形等分布载荷をブシネスクの理論に当てはめると

$$\sigma_z = p \left[1 - \frac{1}{1 + \left(\frac{a}{z}\right)^2} \right]^{3/2} = p \left[1 - \frac{\left(\frac{z}{a}\right)^3}{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2} \right]^{3/2} = p(1 - \cos^3 \alpha)$$

これを一様な応力レベルになる $z > a$ の一で考えると, 以下の式で近似できる

$$\frac{\sigma_z}{p} = 1 - \cos^3 \alpha = \frac{1}{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2}$$



15

CBR設計曲線の数式化(2)

CBR法によれば, 路面から深さ方向にCBRが減少するので, 深さ方向には下図のように考えられる. 路面の接地圧 p の時に CBR_0 に該当し, 深さ z における応力 σ_z が CBR_z に該当するので,

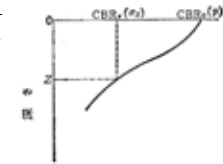
$$\frac{CBR_z}{CBR_0} = \frac{\sigma_z}{p} = 1 - \cos^3 \alpha = \frac{1}{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2}$$

従って, $\sigma_z = k \cdot CBR_z$ であるから

$$\frac{k \cdot CBR_z}{p} = \frac{1}{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2} \quad \frac{z}{a} = \sqrt{\frac{p}{k \cdot CBR} - 1}$$

ここで, z を舗装厚 h に置き換えると

$$h = a \sqrt{\frac{p}{k \cdot CBR} - 1}$$



16

CBR設計曲線の数式化(3)

荷重 P および接地圧 p と半径 a の間に, $P = a^2 p$ が成り立つと

$$h = \sqrt{\frac{P}{\pi} \left(\frac{1}{k \cdot CBR} - \frac{1}{p} \right)}$$

k と CBR の関係に関して, in, lb 単位からの換算で $k = 8.1$ が得られている.

$$h = \sqrt{P \left(\frac{1}{0.57 CBR} - \frac{1}{\pi p} \right)}$$

ここで, 接地面積 $A = \pi a^2$ とすると

$$h = \sqrt{A \left(\frac{P}{0.57 CBR} - \frac{1}{\pi} \right)}$$

竹下氏は, 1964年に設計輪荷重 P で10⁶回の通過を供用限界とし, 舗装厚の換算式を導いた.

$$h = 46.8 \sqrt{\frac{P}{CBR} - (1 + 5 \log CBR)}$$

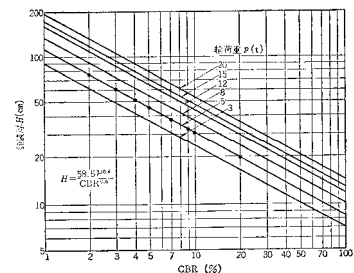
1965年に両対数を用いた回帰直線の関係から, 設計基準式を導いた.

$$H = \frac{58.5 P^{0.4}}{CBR^{0.6}}$$

17

CBR設計曲線の数式化(4)

AASHO道路試験などのオリジナルのデータには, CBR3以下のデータがないため, 軟弱な路床の場合の設計厚には問題が残っていた.



$$H = \frac{58.5 P^{0.4}}{CBR^{0.6}}$$



18

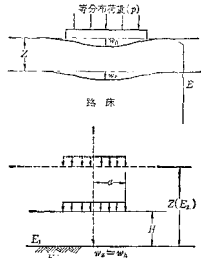
カンサス州の三軸試験による変形係数 (PalmerとBarber)

Boussinesq理論に基づき、弾性係数(E)の均質な地盤上に半径(a)の円形等分布荷重(P)が載荷されたときの中心軸上の深さ(z)における沈下量は、

$$w = \frac{3pa^2}{2E(a^2 + z^2)^2}$$

荷重Pおよび接地圧Pと半径aの間に、 $P = a^2 p$ が成り立つと

$$H = \sqrt{\left(\frac{3P}{2\pi E w}\right)^2 - a^2}$$



19

カンサス州の三軸試験による変形係数 (PalmerとBarber)

交通量、気象に伴う路床の変化などを考慮すると

$$H = \sqrt{\left(\frac{3Pm \cdot n}{2\pi \cdot C}\right)^2 - a^2} \times \sqrt{\frac{C}{C_p}}$$

ここで、舗装厚(H)、標準荷重P(4100kg)、交通量に基づく交通係数(m)、降雨量による変換係数(n)、路床の弾性係数(C)、舗装の弾性係数(C_p)、kgf/cm²の場合、(路面の限界たわみ)は、2.5mm以下となる。

表 2.9 交通係数 mⁿ

交通係数(m ⁿ)	全交通量(台/日)
1/2	50~400
2/3	401~800
5/6	801~1200
1	1201~1800
7/6	1801~2700
8/6	2701~4000
9/6	4001~6000
10/6	6001~9000
11/6	9001~13500
12/6	13501~20000

表 2.10 照和係数 nⁿ

照和係数(n ⁿ)	年平均総日照量(cm)
0.5	375~499
0.6	500~624
0.7	625~749
0.8	750~874
0.9	875~999
1.0	1000~1250

$\sqrt{\frac{C}{C_p}}$ は、2層の変形係数比と呼ばれ、barberの相対剛性度とよばれ、2層の境界に生じる変形量を等しくするために必要厚zは、

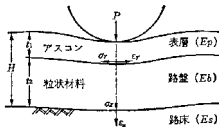
$$Z = H \left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{1/3}$$

20

理論設計の足がかり(Shellの設計方法)

- 1963年にシェル石油のオランダアムステルダム研究所は、試験舗装の応力とひずみを計測し、設計図表の作成を行った。

E(kgf/cm²)=320,530,710,1060,1770 (CBRで、3,6,8,12,20%相当) この5条件に対する設計曲線が作られた。



舗装構造の概念図

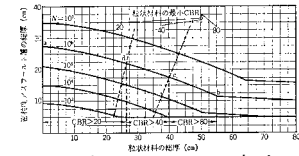
路床上面の圧縮ひずみ As混合物下面の引張りひずみ

N	圧縮ひずみ	N	引張りひずみ
10 ⁶	1.05×10 ⁻⁴	10 ⁶	2.3×10 ⁻⁴
10 ⁸	6.5×10 ⁻⁴	10 ⁸	1.45×10 ⁻³
10 ⁷	4.2×10 ⁻⁴	10 ⁷	9.2×10 ⁻⁴
10 ⁹	2.6×10 ⁻⁴	10 ⁹	5.8×10 ⁻⁴

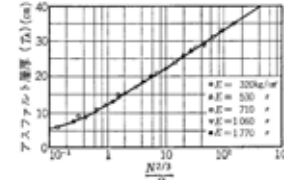
21

理論設計の足がかり(Shellの設計方法)

- 設計期間の5tf換算輪数に許容可能な舗装厚をAs混合物と粒状路盤(修正CBRの違い)を考慮して舗装厚の設計が行える。
- 1967年に、As混合物の層厚T_Aに換算する方向が一般化された。



E(kgf/cm²)=320(CBRで3%相当) この条件に対する設計曲線。



$$T_A = 10 \left(\frac{2}{3} \log N - \log E \right) + 13$$

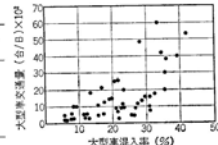
22

日本の1967年以降の荷重条件

- 大型車交通量に着目した考え方とし、5t(49kN)換算輪数の考え方を導入した。
- 大型車は、貨物自動車、バス、特殊自動車、牽引貨物などである。
- 交通量に対する大型車の混入率は、混入率が高いほど大型車交通量は大きい物の、一概に言える傾向はない。
- 5年後の大型車交通量を推定して、設計交通量とする方法を採用した。

表 2.36 交通量の区分

交通量の区分	大型車交通量(台/日・1方向)
A	250未満
B	250以上~1000未満
C	1000以上~3000未満
D	3000以上



23

日本の1967年以降の荷重条件

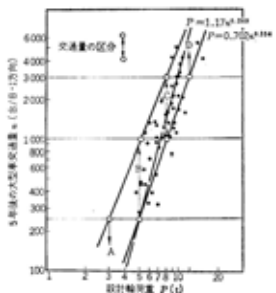
- 荷重Pは5t換算輪数の4乗に匹敵すること、この設計輪荷重が10⁶回が設計期間と設計年数に匹敵するという考え方を導入すると。

$$\left(\frac{P}{5}\right)^4 \times 10^6 = N \times a \times 365 \times 10$$

$$P = 5 \cdot \sqrt[4]{\frac{365 \times N \times a}{10^5}} = 1.23 \sqrt[4]{N \cdot a}$$

ここに、P:設計輪荷重(t)
N:5t換算換算輪数(輪/日・1方向)
a:5年後の交通量の伸び率

伸び率1.5倍とし、上式を図に表した中央の回帰直線である



24

日本の1967年以降の路床の設計

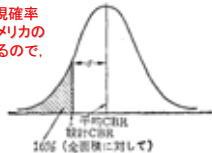
- 自然含水比で、3層67回の締固めで、4日水浸後のCBR値を求める。
- 地点CBRは、合計厚100cmとなるように算定。

$$\text{平均CBR} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n \{h_i \cdot (\text{CBR}_i)^{1/3}\}^3}{100} \right]^{1/3}$$

ここに、 h_i : 第*i*層の層厚 (cm)
 CBR_i : 第*i*層の土のCBR (%)

$$\text{設計CBR} = \text{CBR}_m - \text{CBR}_{(\sigma_{s+1})}$$

平均CBR-CBRの標準偏差を差し引くので、出現確率は右図のように危険率16%となる。カナダやアメリカのCOE(陸軍工兵隊、FAA)では2/3σを用いているので、危険率25%である。



25

日本の1967年以降の舗装構造の設計

- アスファルトの舗装構造設計は、以下の2式に基礎がおかれている。

$$H = \frac{58.5P^{0.4}}{\text{CBR}^{0.6}}$$

ここに、 H : 舗装の総厚 (cm)
 T_A : 舗装全てをアスファルト混合物で置き換える場合の必要厚 (cm)

$$T_A = \frac{12.5P^{0.64}}{\text{CBR}^{0.3}}$$

P : 設計軸荷重 (t)
 CBR : 設計CBR (%)

アメリカのAASHTO道路試験の成果と、竹下春見氏の検討結果を持って、経験的な設計法がまとめられた。

26

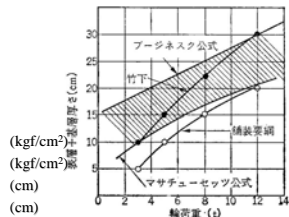
表基層の最小厚

- アスファルト混合物の表基層の最小厚は、ブーシネスクのせん断応力式に基づき求められている。

$$\frac{\tau_z}{p} = \frac{3}{4} \cdot \frac{\left(\frac{z}{a}\right)}{\left\{1 + \left(\frac{z}{a}\right)^2\right\}^{3/2}}$$

ここに、

τ_z : 載荷中心軸上のせん断応力 (kgf/cm²)
 p : 接地圧 (kgf/cm²)
 z : 中心軸上の深さ (cm)
 a : 載荷板の半径 (cm)



竹下春見氏の検討は、最大せん断応力の80%までをアスファルト混合物で負担させる

$$h = 1.25 \cdot a$$

27

舗装の表・基層厚

図のように、載荷中心軸上の最大せん断応力 (τ_{max}) の8割が、混合物中に収まるように以下の最小厚を定めている。

舗装計画交通量 (台/日)	表層と基層を加えた最小厚さ (cm)
T < 250	5
250 < T < 1,000	10 (5)
1,000 < T < 3,000	15 (10)
3,000 < T	20 (15)

(注)

- 舗装計画交通量が特に少ない場合は、3cmまで低減することができる。
- 上層路盤に悪青安定処理工法を用いる場合は、()内の厚さまで低減することができる。

28

平板の変形理論

舗装面に載荷される平板載荷の荷重と変形量より、

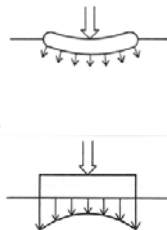
$$\omega_f = \frac{2(1-\nu^2)pa}{E}$$

たわみ性載荷

ここに、 E : 地盤の弾性係数 (MPa)
 p : 載荷応力 (kPa)
 ν : ポアソン比
 a : 円形載荷板の半径 (m)
 ω : 円形載荷板の表面沈下量(mm)

$$\omega_r = \frac{\pi(1-\nu^2)pa}{2E}$$

剛性載荷



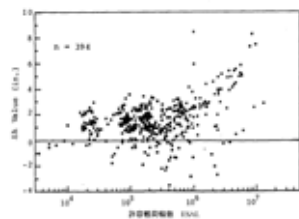
係数はたわみ性が2、剛性が $\pi/2(1.57)$ なので、変形量はたわみ性が剛性の1.27倍

29

設計の信頼性

疲労破壊基準で設計した舗装の構造ナンバー(SN)で設計した場合とのアスファルト舗装厚の換算値での比較がまとめられている。

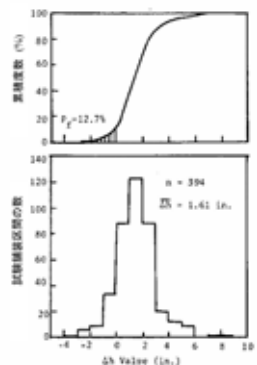
許容載荷輪数ESALと設計方法の差によるアスファルト混合物の差 Δh に関して示す。



30

設計の信頼性

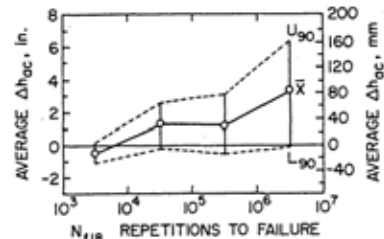
約400箇所の試験舗装の検証結果より、AIの破壊基準式を用いたアスファルト舗装設計は平均アスファルト厚で41mm厚く、AASHTOの設計法と比較すると ΔH_{AS} が0より小さい確率が12.7% (危険率)となり、破壊基準式の信頼性は87.3%を有していると示した。



31

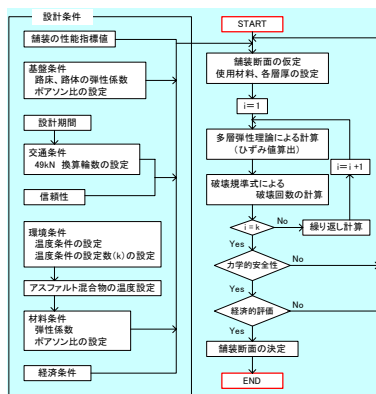
設計の信頼性

約400箇所の試験舗装の検証結果より、舗装厚の薄い場合には信頼度が50%ではあるが、A, B, C交通レベルでは信頼度が90%以上を確保していることとなります。



32

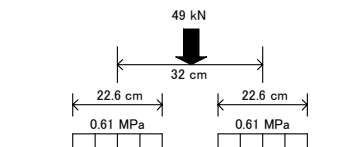
理論設計方法



33

理論設計における荷重条件

標準荷重は、図に示す49kN複輪荷重とする。荷重は円形等分布荷重である。



34

理論設計における温度条件

アスファルト混合物の温度は、気温を設定しその温度からアスファルト混合物の温度を設定し、弾性係数を与える。温度条件の設定方法には、年間、季節別、月別の平均温度を用いる。一般には、季節別温度を用いる。

要素	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
月平均気温	-4.1	-3.5	0.1	6.7	12.1	16.3	20.5	22.0	17.6	11.3	4.6	-1.0
月平均最高気温	-0.9	-0.3	3.5	11.1	17.0	21.1	25.0	26.1	22.0	15.8	8.1	2.1
舗装体温度	-1.2	-0.4	4.9	15.5	23.8	29.5	35.0	36.5	30.8	22.1	11.3	2.9
温度条件	1	2	3	4	4	4	4	4	3	2	1	1

温度条件数	4			
温度条件数	1	2	3	4
舗装体温度 (°C)	0	10	20	30
該当する月	1,2,3,12月	4,11月	5,6,10月	7,8,9月
表基層の弾性係数 (MPa)	16,000	9,000	4,800	2,800
As安定処理層の弾性係数 (MPa)	9,000	6,000	3,300	1,400

35

アスファルト混合物の曲げ破壊基準

1) アスファルト混合物の疲労破壊に対する破壊基準式

$$N_{fA} = S_A \left\{ 18.4(C) \left(6.167 \times 10^{-5} \varepsilon_t^{-3.291} E^{-0.854} \right) \right\}$$

ここに、 N_{fA} : アスファルト混合物の許容49kN輪数
 S_A : 舗装の性能値として設定したひびわれ率による定数
 C : $C = 10 M$, $M = 4.84(V_b/V_f + V_b) - 0.69$
 V_b : アスファルト混合物最下層のアスファルト容積率(%)
 V_f : アスファルト混合物最下層の空隙率(%)
 ε_t : アスファルト混合物下面の引張りひずみ
 E : アスファルト混合物の弾性係数 (MPa)

$$V_b = \frac{\text{密度} \times \text{アスファルト量(重量\%)}}{\text{アスファルトの比重}}$$

混合物	密度 (g/cm ³)	空隙率(%)	アスファルト量 (重量%) (容積%)	係数C
密粒度(13)	2,400	3.5	5.8	13.7
密粒度(13F)	2,402	3.4	6.0	13.8
粗粒度(20)	2,350	4.5	5.0	11.5
本州	2,300	6.5	4.2	9.5
As安定処理	2,338	6.1	4.0	9.0
札幌建設部管内	2,358	7.0	4.3	9.8

36

アスファルト混合物の曲げ破壊基準

1) 上層路盤にアスファルト安定処理を使用した場合には、アスファルト混合物の等価弾性係数は、以下の式により算定する。

$$E_{As\text{teq}} = \left[\frac{h_1 E_1^{1/3} + h_2 E_2^{1/3}}{h_1 + h_2} \right]^3$$

ここに、 $E_{As\text{teq}}$: アスファルト混合物層の等価弾性係数 (MPa)
 E_1 : アスファルト混合物層の弾性係数 (MPa)
 E_2 : アスファルト安定処理層の弾性係数 (MPa)
 h_1 : アスファルト混合物層の層厚 (mm)
 h_2 : アスファルト安定処理層の層厚 (mm)

37

路床の永久変形の破壊基準

1) 路床の永久変形に対する破壊基準式

$$N_{fs} = S_s \left\{ 1.365 \times 10^{-9} \times \varepsilon_c^{-4.477} \right\}$$

ここに、 N_{fs} : 路床の許容49kN輪数
 ε_c : 路床上面の圧縮ひずみ
 S_s : 舗装の性能値として設定した路床の永久変形に起因する構造的なわだち掘れ量による定数

設計期間における舗装の性能値は、アスファルト混合物層の疲労ひびわれに対するひびわれ率20%、路床の永久変形による構造的なわだち掘れ量15mmとする。

38

コンクリート舗装の設計と解析

- 序論
- コンクリート舗装の変遷
- 現在のコンクリート舗装設計法
- AASHTO設計法との違い
- コンクリート舗装設計の今後の課題

39

序論

昭和22年(1948年) 道路改良会と日本道路技術協会の統合により日本道路協会が発足

昭和23年(1948年) 「道路工法新書」発行

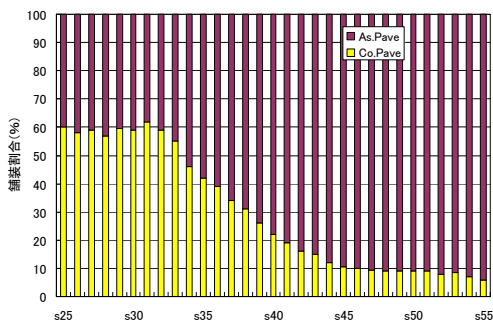
「第四輯 セメントコンクリート舗装工法」が舗装要綱の原型
米軍、米国ポルトランドセメント協会の設計法の紹介

昭和25年(1950年) 「道路工法叢書」発行

「第六集 アスファルト舗装要綱」の発行
朝鮮戦争の勃発、経済成長の始まり
コンクリート舗装の全盛期

40

序論



コンクリート舗装率の変遷

41

序論

昭和29年(1954年) 第一次道路整備五箇年計画

昭和30年(1955年) 「道路工法叢書第九集」発行

「第九集 セメントコンクリート舗装要綱」の発行

昭和31年(1956年) 「Reports on Kobe-Nagoya expressway survey-1956」 by Ralph J. Watkins

“The roads of Japan are incredibly bad. No other industrial nation has so completely neglected its highway system.”

42

序論

昭和38年(1963年)名神高速道路開通(尼崎～栗東71km)

昭和39年(1964年)セメントコンクリート舗装要綱改訂
その後, 昭和47年, 55年, 59年に改訂

昭和44年(1969年)一般国道17号・新大宮バイパス施工
日本初のスリップフォームペーバによる施工

平成13年(2001年)「舗装設計施工指針」の発行

43

序論

昭和33年(1958年)道路構造令の改正

第24条 歩道及び車道は, 舗装するものとする。ただし, 交通量が極めて少い等特別の理由がある場合を除いては, この限りではない。

2 車道の舗装は, 自動車交通量が少ない場合等を除き, セメント・コンクリート舗装又はアスファルト・コンクリート舗装するものとし, これらの舗装は, 次に定めるところによるものとする。

(一) セメント・コンクリート舗装

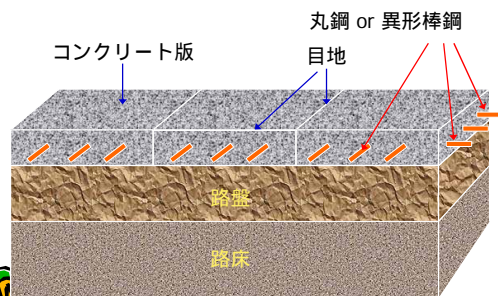
イ 路盤の支持力係数は7以上を標準とすること。

ロ 舗装版の厚さは, 単位区間自動車交通量に応じ, 次の表の下欄に掲げる厚さを標準とすること。(20, 23, 25cm)

3 セメント・コンクリート舗装又はアスファルト・コンクリート舗装の設計に用いる自動車の最大軸重は10トン, 最大輪荷重は5トンとするものとする。」

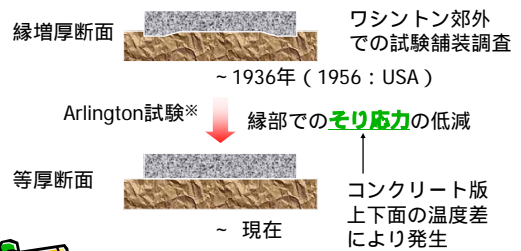
44

コンクリート舗装の変遷



45

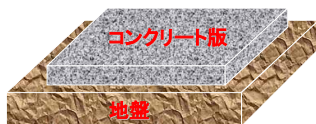
コンクリート舗装の変遷



46

コンクリート舗装のモデル化

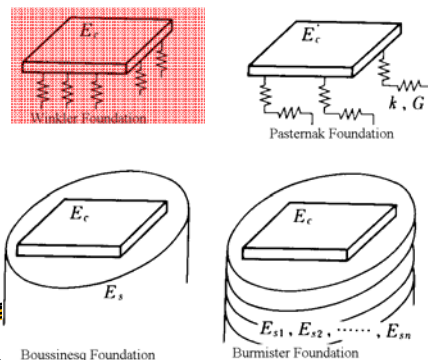
コンクリート版は地盤によって
支えられた弾性平板



地盤モデル(路盤・路床)をどうするか?

47

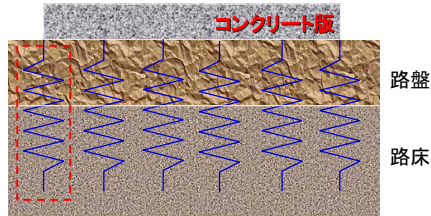
コンクリート舗装のモデル化



48

コンクリート舗装のモデル化

Westergaardモデルのイメージ



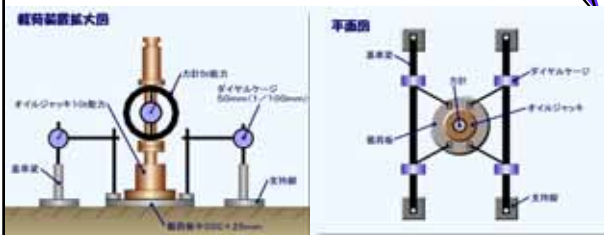
バネ定数(K_{75})はどのように求めるのか?

49

平板載荷試験(K_{75})

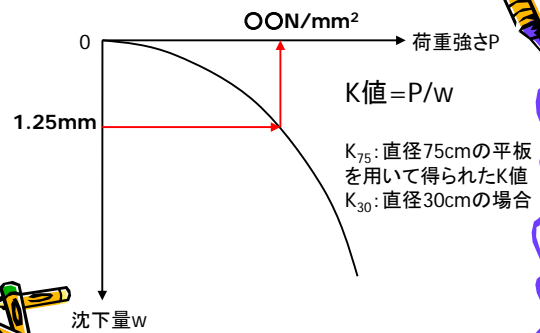


平板載荷試験(K_{30})



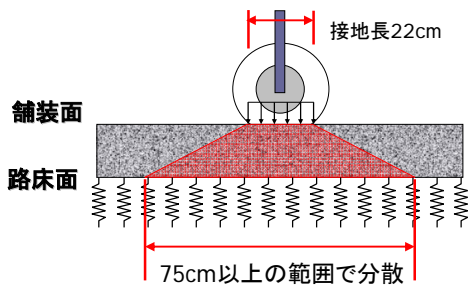
51

K値の求め方



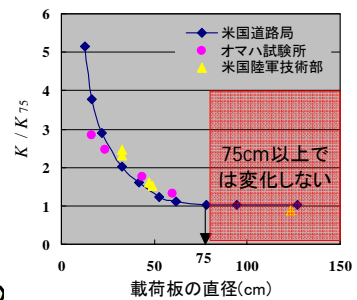
52

何故 K_{75} なのか?



53

何故 K_{75} なのか?



載荷板の直径と支持力係数の関係

54

路盤厚の設計

路盤上での支持力（反力）係数

道路舗装

B,C,D交通: $K_{30} \geq 20 \text{ kgf/cm}^3 (196\text{MN/m}^3)$

L,A交通: $K_{30} \geq 15 \text{ kgf/cm}^3 (147\text{MN/m}^3)$

空港舗装

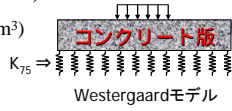
$K_{75} \geq 7.0 \text{ kgf/cm}^3 (69\text{MN/m}^3)$

$K_{30} \geq 20 \text{ kgf/cm}^3 (196\text{MN/m}^3)$

$K_{30} \Rightarrow K_{75}$ の換算

道路舗装: $K_{75} = K_{30} / 2.2$, 空港舗装: $K_{75} = K_{30} / 2.5^*$

※: 弾性理論によって確認(須田ら: 1972)
現実的には安全率を考慮し、2.85倍

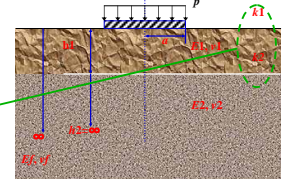
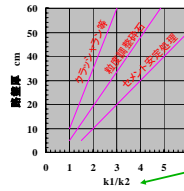


路盤厚の設計

路盤厚さの決定

路床上のCBRとK30の関係(飯島ら: 1984)

CBR (%)	2	3	4	6	8	12
K30 (kgf/cm ³)	4	5.2	6	7.5	9	11



路盤厚設計曲線(舗装要綱)

Burmisterの2層問題の解析モデル



路床・路盤の簡易支持力測定



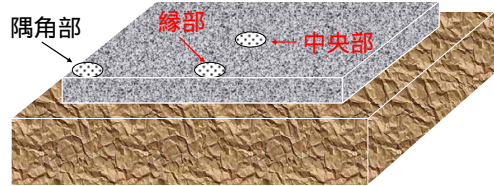
簡易支持力測定装置(1)
載荷半径・載荷重可変



簡易支持力測定装置(2)
載荷半径・載荷重固定



コンクリート版の輪荷重応力



輪荷重による曲げ応力

縁部 > 隅角部 > 中央部



空港舗装の場合

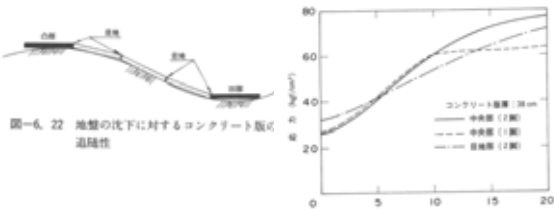


図-6-22 地盤の低下に対するコンクリート版の
温度性

図-6-26 載荷位置の違いによる荷重応力

八谷好高: 空港コンクリート舗装のマネージメントシステムに関する研究, 北海道大学学位論文, 1990.



Westergaardの公式

コンクリート版中央部での応力公式(1926)

$$\sigma = \frac{3(1+\nu)P}{2\pi h^2} \left(\ln \frac{\ell}{b} + 0.6159 \right)$$

P : 接地圧, h : Co.版厚, ν : ポアソン比, ℓ : 剛比半径

b : 圧力の等値分布半径, a : 荷重の接地半径

$a \geq 1.724h$ のとき $b = a$

$a < 1.724h$ のとき $b = (1.6a^2 + h^2)^{0.5} - 0.675h$

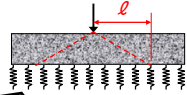


Westergaardの公式

剛比半径(ℓ)の求め方

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)K_{75}}}$$

E : Co.の弾性係数



Co.版上面に集中荷重が作用したときの影響範囲の半径を ℓ と呼ぶ

61

Westergaardの公式

コンクリート版縁部での応力公式

$$\sigma = 0.529 \cdot (1 + 0.54\nu) \frac{P}{h^2} \left[\log_{10} \left(\frac{Eh^3}{K_{75}b^4} \right) - 0.71 \right]$$

Teller & Sutherland (1935)の修正応力公式

$$\sigma = 0.529(1 + 0.54\nu) \frac{P}{h^2} \left[\log_{10} \left(\frac{Eh^3}{K_{75}b^4} \right) + \log_{10} \left(\frac{b}{1-\nu^2} \right) - 1.0792 \right]$$

$a \geq 1.724h$ のとき $b = a$

$a < 1.724h$ のとき $b = (1.6a^2 + h^2)^{0.5} - 0.675h$

62

Co版縁部の輪荷重応力

土木研究所の応力公式(岩間の式, N,mm系)

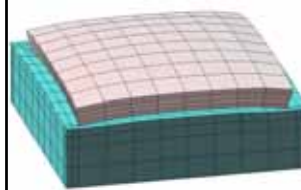
$$\sigma = (1 + 0.54\nu) \cdot C_L \cdot \frac{P}{h^2} \cdot \frac{(\log_{10} \ell - 0.75 \log_{10} a - 0.18)}{100}$$

C_L : 目地の種類による係数(自由縁部に関して2.12, ダウエルバーで補強された縁部では1.59)

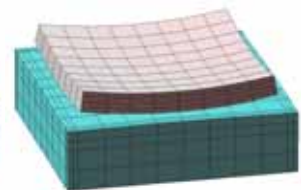
Teller & Sutherlandの修正応力公式を国内のコンクリート舗装載荷実験結果より修正

63

コンクリート版の温度応力



日中: 上面温度 > 下面温度
(版下面: 引張応力)

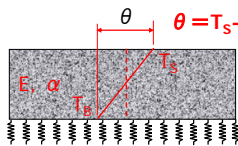


夜間: 上面温度 < 下面温度
(版下面: 圧縮応力)

64

コンクリート版の温度応力 (内部拘束)

コンクリート版の深さ方向の温度分布が直線でない非線形成分のために生ずる応力である。コンクリート版下面に生じる応力は、岩間が実物大のコンクリート舗装の実験において導いた。



$$\sigma_t = 0.35 \cdot C_w \cdot \alpha \cdot E \cdot \theta$$

C_w : 目地間隔による拘束係数

収縮目地間隔 (m)	5.0	6.0	7.5	8.0	10.0	12.5	15.0
$\Delta T > 0$	0.85	0.91	0.95	0.95	0.96	0.97	0.98
$\Delta T \leq 0$	0.40	0.55	0.73	0.78	0.90	0.93	0.95

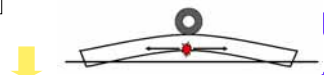
65

疲労破壊

コンクリート版が破壊しないための最低条件

輪荷重応力(曲げ応力)
+
温度応力(そり応力)

< 曲げ強度 b_k



繰返し作用することで疲労が蓄積し破壊

66

疲労解析

1) 合成応力 × 安全率 < 曲げ強度 b_k

2) 合成応力 < 曲げ強度 b_k

$$FD = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i}$$

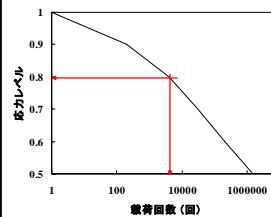


疲労解析 (FD < 1.0)
設計期間内

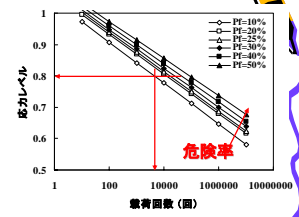
n_i : i 番目の応力レベル (/ b_k) での繰返し回数
 N_i : i 番目の応力レベルでの許容繰返し回数

67

疲労解析



舗装要綱 (従来) の疲労曲線



破壊確率に基づく疲労曲線

68

疲労解析

日交通量

輪荷重	日交通量
1t	N1
2t	N2
3t	N3
4t	N4
5t	N5
6t	N6
7t	N7
8t	N8
9t	N9
10t	N10
12t	N12
14t	N14

温度差の割合

温度差	割合
19°C	Zp19
17°C	Zp17
15°C	Zp15
13°C	Zp13
11°C	Zp11
9°C	Zp9
7°C	Zp7
5°C	Zp5
3°C	Zp3
1°C	Zp1
-1°C	Zm1
-3°C	Zm3
-5°C	Zm5
-7°C	Zm7
-9°C	Zm9

走行位置と頻度

走行位置	走行頻度
15cm	f15
45cm	f45
75cm	f75
105cm	f105

温度差が正・負のときの車両の比率

$\Delta Temp > 0$	$\Delta Temp < 0$
R_p	R_m

輪荷重, 走行位置, 版温度差の各組合せ毎の交通車両台数を求める

: 信頼性に応じて係数を乗じる

FD < 1.0 であれば OK

69

設計の信頼性

信頼性のレベル: 50, 75, 90%

疲労破壊を起こすまでの期間が設計期間を上回るものが何%あるか?

50%: 交通量 × 1, 75%: 交通量 × 2
90%: 交通量 × 4 で信頼性に対応

AASHTO Guide for Design of Pavement Structures(1998)における信頼性と交通量の関係を使用

70

舗装用コンクリート

- JIS A 5308「レディーミクストコンクリート」には、舗装コンクリート「曲げ4.5」が規定されている。この舗装コンクリートは、粗骨材の最大寸法が25、20または40mm、スランプが2.5または6.5cmで、呼び強度の強度値は曲げ強度として4.5N/mm²である。スランプ2.5cmは本格的な機械施工を対象としたもの、スランプ6.5cmは人力施工を考慮したものである。

使用区分	粗骨材の最大寸法(mm)	スランプ(cm)	空気量 (%)
セットフォーム工法	20, 25, 40	2.5 ± 1.0	4.5 ± 1.5
スリップフォーム工法	20, 25, 40	3.5 ± 1.0	5.5 ± 1.5
人力施工	20, 25, 40	6.5 ± 1.0	4.5 ± 1.5

71

コンクリート舗装の適用箇所

- コンクリート舗装の長所を活かすことができると考えられる適用箇所と、適用した場合の有効性について、以下のような報告がある。

適用箇所	有効性
高規格幹線道路、都市間主要道路	構造的耐久性、路面性能長期維持
トンネル	視認性、修繕工事削減
軽交通道路	供用性長期維持、メンテナンスフリー
交差点	わだち掘れ防止、骨材飛散防止、修繕工事削減

72

コンクリート舗装の種類

- 表層にコンクリート版を用いた舗装をコンクリート舗装と呼ぶ。
- 道路の場合、コンクリート版は幅3~4m、長さ5~10m、厚さ15~30cmである。このようなコンクリート版が延長方向に沿って並べられている。
- コンクリート版とコンクリート版のつなぎ目を目地(joint)という。目地はコンクリート舗装の弱点になりやすいので、鉄筋で補強される。

名称	特徴、用途
無筋コンクリート舗装 Plain concrete pavement	鉄筋を一切用いないコンクリート版を使う。目地間隔が5m前後である。
鉄筋コンクリート舗装 Reinforced concrete pavement	UV割れ対策、ひび割れ対策がないままに、コンクリート版に鉄筋を入れたコンクリート版を使う。目地間隔は3m以上で、わが国で最も一般的なコンクリート舗装である。
連続鉄筋コンクリート舗装 Continuously reinforced concrete pavement	コンクリート版に適切な鉄筋を配することによって、細かな間隔で微細なひび割れを発生させ、目地を省略したコンクリート舗装。高速道路の橋脚、空港のエプロンなどに用いられる。
転圧コンクリート舗装 Roller compacted concrete pavement	水量を減らし建機リコンクリートをアスファルトフィニッシャーで巻きならし、振動ローラーで転圧してコンクリート版を施工する舗装。施工が容易で早期交通開放が可能である。道路や港湾セードに用いられる。
プレキャストコンクリート舗装 Recast concrete pavement	工場で作られたコンクリート版を現場で敷き並べた舗装。トンネルや空港のコンクリート舗装の補修に使われる。
プレストレストコンクリート舗装 Prestressed concrete pavement	プレストレストコンクリート版を表面とする舗装。空港のエプロンに使われている。



73

セメントの種類

- セメントは灰色の粉末で、大別して「ポルトランドセメント」「混合セメント」「特殊セメント」の3つに分けられる。販売されているセメントの約70%は「普通ポルトランドセメント」であり、次いで「高炉セメント」が約20%、「早強ポルトランドセメント」が約5%。

- 「ポルトランドセメント (Portland cement)」は、その固まったものの色や硬さがイギリスのポルトランド岬から産出される建築材「ポルトランドストーン」によく似ていることから、ポルトランドセメントと呼ばれている。

ポルトランドセメント	混合セメント	特殊セメント
ポルトランドセメント (普通ポルトランドセメント)	ポルトランドセメントに、火山灰、シリカ灰、高炉セメント、硫酸セメントなどを配合したセメント。	ポルトランドセメントに、硫酸セメント、硫酸セメント、硫酸セメントなどを配合したセメント。
高炉セメント	高炉セメントに、ポルトランドセメント、ポルトランドセメントなどを配合したセメント。	高炉セメントに、ポルトランドセメント、ポルトランドセメントなどを配合したセメント。
早強ポルトランドセメント	早強ポルトランドセメントに、ポルトランドセメント、ポルトランドセメントなどを配合したセメント。	早強ポルトランドセメントに、ポルトランドセメント、ポルトランドセメントなどを配合したセメント。

コンクリート用骨材

- 天然骨材と人工骨材に分けられる。天然骨材には、①川砂・川砂利 ②山砂・山砂利(陸砂・陸砂利) ③海砂・海砂利 ④天然軽量細(粗)骨材などがある。
- 人工骨材には、①砕砂・砕石 ②人工軽量細(粗)骨材 ③スラグ細(粗)骨材 ④鉱石や金属を原料とする重骨材 ⑤再生骨材 などがある。
- 骨材は、粒の大きさ(粒度)、硬さ、不純物、塩化物量に留意して選択する。ワーカビリティを保ち、セメント量を少なくするには、40mmの粗骨材を用いることが望ましい。

川砂利
40-20



砕石
40-20



川砂利
20-5



砕石
20-5



75

セットフォーム工法

- JIS A 5308「レディーミクストコンクリート」には、舗装コンクリート「曲げ4.5」が規定されている。この舗装コンクリートは、粗骨材の最大寸法が25、20または40mm、スランプが2.5または6.5cmで、呼び強度の強度値は曲げ強度として4.5N/mm²である。スランプ2.5cmは本格的な機械施工を対象としたもの、スランプ6.5cmは人力施工を考慮したものである。



型枠上のコンクリートフィニッシャー



棒状バイブレータによる締固め



ほうき目仕上げ



76

人力施工の場合

- 人力施工の場合は、スランプを7cm程度にして、アジテータ車両にて打設を行う。
- 施工においては、三角トラスの簡易フィニッシャーで表面横方向の振動を与えて、緻密にする。深さ方向の振動は棒バイブレータで与える。



ポンプ圧送による打設 (バックホーのバケット流し込みも)



簡易フィニッシャーによる仕上げ



77

コンクリート舗装に用いる鋼材

- 鉄網
 - 鉄網は、JIS G 3112(鉄筋コンクリート用棒鋼)に規定する径6mmの異形棒鋼(SD295)を、150×150mm格子(約3kg/m²)に組み上げて溶接したものが一般的。
- 鉄筋
 - 補強に用いる鉄筋は、JIS G 3112のうち、SD295が一般的。連続鉄筋コンクリート版に用いる鉄筋は、SD295あるいはSD345が用いられる。
- ダウエルバー、タイバーを固定するチェアやクロスバーは、SD295のD13が一般的。
- ダウエルバー
 - ダウエルバーは、横膨張目地や横収縮目地において、隣接する版どうしの荷重伝達を円滑にさせる目的で設置される鋼材である。
 - ダウエルバーには、JIS A 3112(鉄筋コンクリート用棒鋼)に規定する丸鋼SR235が用いられ、横膨張目地では呼び径28mm(42mm)、横収縮目地では呼び径25mm(38mm)が一般的に使用される。



膨張目地(ダウエルバー)



縦突合せ目地(タイバー)



78

コンクリートの配合設計

- 配合とは？
コンクリートを製造するために用いられる各材料の使用量あるいは混合割合
- 配合設計とは？
コンクリートが所定の性能を有するように、その製造に用いる各材料の使用量あるいは混合割合を定めること
- コンクリートに要求される性能
丈夫(安全性)、長持ち(耐久性)、造りやすく(施工性)、美しく(美観)、環境に優しく(低環境負荷)、そして安く(経済性)
- より具体的な項目として・・・
ワーカビリティ、強度、耐久性、鋼材を保護する性能、(水密性)、(ひび割れ抵抗性)、(単位体積質量)

79

コンクリートの示方配合

- 示方配合とは？
示方書または責任技術者によって指示される配合で、**骨材は表乾状態であり、細骨材は5mmふるいを通るもの、粗骨材は5mmふるいにとどまるものを用いた場合の配合**

示方配合の実例

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)							
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材G				AE剤 減水剤
								5mm 10mm	13mm 15mm	20mm	AE剤	
20	10±1	50	5.0±1.0	45	170	340	805	312	104	208	416	1.19

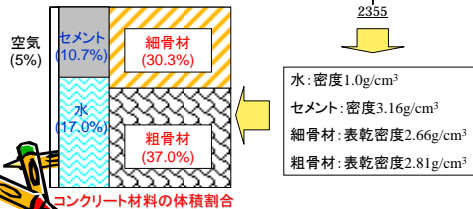
1時間未満の運搬でスランブが低下するので、試験練りでは10cm程度で、現場は6-7cm程度になる。水セメント比も5~7%変化する。

80

コンクリートの配合の概念

示方配合の実例

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	水セメント比 W/C (%)	空気量 (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)							
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材G				AE剤 減水剤
								5mm 10mm	13mm 15mm	20mm	AE剤	
20	10±1	50	5.0±1.0	45	170	340	805	312	104	208	416	1.19



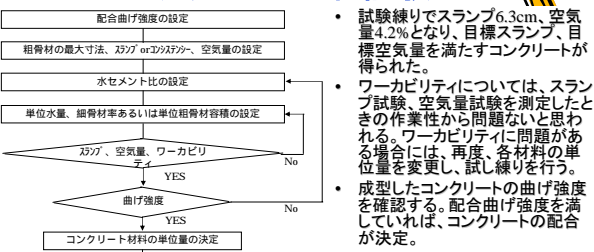
81

示方配合から現場配合へ

- 現場配合とは？
現場で示方配合のコンクリートができるように、現場の材料状態に応じて定めた配合
- 示方配合の仮定
 - 骨材は表面乾燥飽水状態(表乾状態)
 - 細骨材は5mm以下、粗骨材は5mm以上
- 実際には？
 - 骨材は湿潤状態
 - 細骨材は5mm以上、粗骨材は5mm以下も含まれる。
- 示方配合から現場配合への補正
 - 骨材の含水率に対する補正: 実際の骨材が湿潤状態とすれば、表面水量を補正する必要がある。
 - 骨材粒度に対する調整: 実際の細骨材に5mm以上(粗骨材に5mm以下)のものが含まれているとすれば、骨材量を補正する必要がある。

82

コンクリートの配合試験



- 試験練りでスランブ6.3cm、空気量4.2%となり、目標スランブ、目標空気量を満たすコンクリートが得られた。
- ワーカビリティについては、スランブ試験、空気量試験を測定したときの作業性から問題ないと思われる。ワーカビリティに問題がある場合には、再度、各材料の単位量を変更し、試し練りを行う。
- 成型したコンクリートの曲げ強度を確認する。配合曲げ強度を満たしていれば、コンクリートの配合が決定。



スリップフォーム工法(1) 型枠無し



収縮目地の箇所に、チェアを使ってダウエルバー(φ42mm)を設置

空港のため、下層Coをペーパーにて施工

メッシュカートで、溶接金網(150メッシュ、φ6mm)



84

スリップフォーム工法(2) 型枠無し



プレーサースプレッダーによる、溶接金網上の上層コンクリートの横取り



スリップフォームパーバーにてC₀版の仕上げ



フロートデバイスによる縦仕上げ



ほうき目仕上げ機

この後に養生材散布、養生マットで1週間養生