

IV-67 軟弱粘性土におけるタワミ性舗装の厚さ設計について

九州大学工学部 正員 山内 豊 聡
九州大学工学部 正員 ○ 巻内 勝 彦

1 まえがき

タワミ性舗装の設計法は現在アスファルト舗装要綱や多層構造法が普及する方向にある。これには舗装各層の質すなわち層構成の重要性は強調されているが、路床による破壊が応力によるのかあるいは変形によるのかなどの基本的問題の解明は充分なされていないといえよう。現実には上記の設計法が対象とする路床条件よりかなり悪い地帯へ舗装する場合が多く、しかも交通量は日増しに増加している状況であり、これに対処できる合理的設計法はまだ確立していないといえよう。本文では粘性土路床について、すでに実績が認められている最大セン断応力法(T_{max} 法)ならびにCBR法とたわみ変形を破壊規準とする限界たわみ設計法との両者の適応範囲、定性的傾向などを比較検討した。その結果これらの設計曲線の計算から軟弱路床では路床のセン断応力法よりたわみ変形の方が重要性を帯びることがわかった。

2 タワミ性舗装厚の算定式

2-1 路体内のセン断応力分布計算による方法(T_{max} 法, CBR法)

Boussinesqの式による最大セン断応力法が半理論的設計法としてよく知られている。 $T_{max}/p = (3H/4a) / [1 + (H/a)^2]^{3/2}$ ----- (1) ただし $H/a \geq 0.707$, H : 舗装厚, a : 輪荷重半径。この式は理論的にみると舗装本来の応力分散効果を考えていないので不合理であるが、粘性土にはよく合致するといわれている。またCBR法に類似するところから経験式

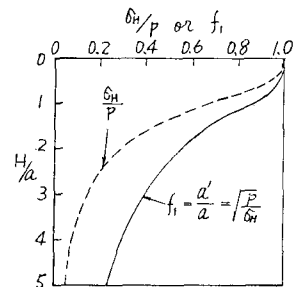


図-1 舗装厚 H/a と比応力 σ_v/p および f_1 の関係

の一種とみなせよう。CBR法は実用性が高く評価されておりその設計曲線を数式化(Altvin)すると、 $H/a = [(\pi \cdot p) / (115 CBR) - 1]^{1/2}$ ----- (2) である。土の粘着力を c (kg/cm^2)として、(1)式に $T_{max} = c$, (2)式に $C = 0.11 CBR$ とおいた計算曲線を各々図-2に示すと(④, ⑤曲線), $H/a \geq 2$ で両式は一致する。

CBR設計の原曲線は $CBR \geq 3$ に適用するもので3以下の軟弱路床すなわち輪荷重接地圧が平均 $p = 6 kg/cm^2$ (ほぼ $5 \sim 7 kg/cm^2$ の範囲)と考えられるので $p/c \geq \frac{6}{0.11 \times 3} \approx 18$ に外挿することについては適応性を欠く恐れがある(A_5 要綱には $CBR=1.5$ まで曲線がある)。

2-2 軟弱地盤の支持力公式

軟弱地盤に対して上記のセン断応力法の拡張曲線を検討するため極限支持力公式を利用してみる。Wilson & Tschebotarioffは長方形基礎(巾 B , 長さ L , 深さ H)に対して次式を示している。 $p' = 5.53c [1 + 0.38 H/B + 0.44 B/L]$ ----- (3) 輪荷重は深さ H で長方形に等価な円形面(半径 a')に分布するものと仮定すれば $B = L \approx 1.78 a'$, 支持力(p')は面の形状の影響で約15%減少する。さらに均質と考へても応力分散はあるのでこれを加味して(3)式を修正すると,

$f_2(p'/c) = 6.765 + 0.892(H/a) \cdot f_1$ ----- (4) ここで $f_1 = B/a'$, $f_2 = f_1^2$ は図-1に示す応力分散の影響係数である。同じくSkemptonの式 $p' = 5c(1 + 0.2 H/a)(1 + 0.2 B/L)$ ----- (5) を修正すると,

$f_2(p'/c) = 5.1 + 0.51(H/a) \cdot f_1$ ----- (6) となる。(4), (6)式を各々安全率3.6, 2.7で除して許容支持力(⑥曲線)を得ると図-2の④, ⑤曲線およびその延長線に重なる。これは静的荷重である建築などに妥当な安全率とされている3に近似していて興味深い。

2-3 限界たわみに基づく方法

舗装材料は下層のたわみに追従して変形するが、繰返し輪荷重を受けるときある一定たわみ量以上では容易に疲労破壊に至ることから、路床面以上のたわみ量を許容値以内におさめねばならない。計算式は $\Delta H = (1.5 P a / E_s) \{1 + (H/a)^2 (E_p / E_s)^{3/2}\}^{1/2}$ --- (7) ただしポアソン比一定、 E_p は路床面上の平均変形係数である。乱さない粘性土の C と E_s の関係を $E_s = k_c \cdot C$ とおいて上式を変形すると $P/C = (k_c / 1.5) (\Delta H / a) \{ (H/a)^2 (E_p / E_s)^{3/2} + 1 \}^{1/2}$ --- (8) 大体 $\Delta H = 0.125 \sim 0.5$ cm, $a = 10 \sim 20$ cm, $k_c = 50 \sim 200$ の範囲にある。例として図-2に $E_p / E_s = 10$ の場合を示す。 $k_c \Delta H / 1.5 a$ は層厚増加とともに3.3~1.0の間(図中点線)を変えるので、その漸変曲線④が設計曲線となる。

3 複合設計曲線の考察と結果

図-2において路床応力に基づく方法④と鉛直たわみによる方法①の両者の安全側をとり複合させると④-①曲線のハッチした領域を得る。これを設計曲線と考えることができる。普通の路床(P/C が小)ではCBR曲線を用い、軟弱地盤になるにつれて路床応力でなく変形沈下を主体とする④曲線に移行する。すなわち④曲線は全般セン断破壊に相当するが、軟弱路床上の舗装(④曲線)では局部的進行性破壊に起因しやすいと考へ得る。④曲線を見ると単に増厚だけによる支持力増大は余り期待できないことがわかる。④は E_p / E_s により変わるのので図-3にいくつか示しておくが、軟弱路床上の舗装には路床面以上の剛性を大きくし($D_{10} \rightarrow D_{30}$)、たわみ変位を小さくする工夫が必要となることを意味している。次に A_s 要綱の基本設計式 $H = 58.5 P^{0.4} / CBR^{0.6}$ --- (9), $T_A = 12.5 P^{0.64} / CBR^{0.3}$ --- (10) ここで T_A は舗装全厚を加熱アスコンで設計するときの必要厚(cm)。を用いて2-1と同じ方法で $P/C - H/a$, $P/C - T_A/a$ 曲線を描くと、輪荷重 $P = 3 \sim 12$ t では図-3に示すように中を有する(ただし接地圧 $p = 6$ kg/cm² で計算した)。(9)式の $P = 12$ t と④は一致し、 $P = 3$ t は安全側にあるが、(10)式では逆転して $P = 3$ tの方が危険側に位置する。これは(10)式がAASHOのデータ(繰返し100万回供用に対する耐久性)から層材料の質の概念を導入している結果によるものであろう。本文では実際の供用性データの裏付けがまだ不足するためこの概念を取り入れることができなかった。

参考文献 1) 「アスファルト舗装要綱」道路協会 昭42. 2) 植下「舗装体内の応力分布にもとづく舗装設計法についての考察」第6回日本道路会議論文集 昭36. 3) 石井 訳「チェボタリフの土質工学」(下巻) 4) 「基礎工学ハンドブック」朝倉書店 昭和39. P137

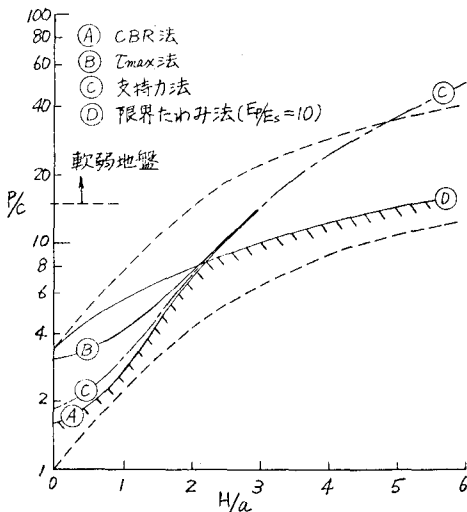


図-2 各種設計法曲線

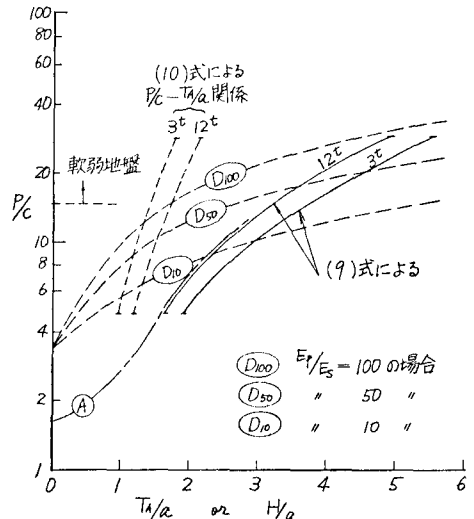


図-3 アスファルト舗装要綱の設計曲線