

## アスファルトライニング設計法に対する一考察

## STUDY ON THE DESIGN METHODS FOR ASPHALTIC LINING

工 藤 忠 夫\*

By Tadao Kudo

## 1. ま え が き

アスファルトライニングとは一般にフィルダム・貯水池・水路などの水利構造物の内部に貯えられる水の漏水を防ぐために、構造物の表面に施工される耐浸蝕性・不透水性のアスファルト混合物による内張り舗装をいう。

従来、ライニング材料としては主として粘土やセメントコンクリートが用いられたが、近年たわみ性と耐久性にすぐれるアスファルトが利用されるようになってきた。

筆者らも1960年電源開発(株)の施工した本別発電所の水路<sup>1)</sup>に初めて利用して以来、現在施工中の東京電力中津川ダムや電源開発沼つ原ダムに至るまで、干拓堤防・水路・貯水池・ダムなど100箇所以上の工事における設計や施工に参与する機会を得たが、国内ではもちろんのこと、欧米先進諸国を調査した結果<sup>2)</sup>でも、設計の体系的研究は未完成であり、実際の設計に際してはなお模索と試行の段階にある。

ライニングの破壊原因の主なるものをあげれば、次のとおりである。

- 1) 水圧・波圧などによるライニングの変形
- 2) 背面水の移動・空気やガスなどの背圧による曲げ
- 3) 外力と圧密によって生ずる基盤沈下に伴うライニングの変形
- 4) 温度変化によるアスファルト混合物の膨張と収縮
- 5) 舗装の表面と内部の温度差による mud curling
- 6) 斜面に沿って起こるアスファルト混合物の流動変形
- 7) 流水・流氷・流木などの衝撃
- 8) アスファルト混合物の老化、特に水際における乾湿・暖冷の繰り返し作用による老化
- 9) 地震

アスファルト混合物の圧縮強度は、アスファルトの量と質・温度・載荷速度などにより当然異なるが、密粒度

アスファルトコンクリートで温度5°C・載荷速度0.5 cm/minの条件下で $\sigma=65.5 \text{ kg/cm}^2$ の実測例があり、水頭換算655mに達するので圧縮破壊は通常起こり得ない。

波圧による弾性変形は多層構造に対する弾性理論を基礎として、舗装厚と混合物の曲げ強さを決めるもので、オランダにおいてShell研究所Nijboer<sup>3)</sup>やRijkswaterstaat<sup>4)</sup>の算式がある。これらの算式は局部的な荷重を対象としたもので流氷や流木の衝撃荷重などにも適用し得るが、海岸堤防や貯水面積の大きなハイダムなど特殊な場合を除くと波圧はライニング破壊の主要因にならない。

中島公式<sup>5)</sup>はライニング直下の基盤に1mの空洞を生ずるものと仮定して舗装厚を求めるのであるが、1mの空洞の根拠が薄弱であり、むしろ既往の経験に基づく舗装厚の統計を表示した式としての意味を持つものと解釈すべきであろう。背圧は現実にはしばしば破壊の原因となっているが、適切な排水設備や脱気装置を設けることによって防止すべきである。温度応力は主として継目部に集中して破壊を携わすが、この解析は未完成であり、ただ施工に留意して被害を防いでいる状況である。mud curlingはシールコートを適切に配合し施工することによってほとんど防止し得る。斜面のだれ変形と老化については材料の選定と配合ならびに施工上の問題点であり、通常斜面安定試験や耐久性試験などにより実験的に照査<sup>6)</sup>されるので、構造設計上の対象として重視する必要はない。地震に対してはアスファルト混合物の挙動は一応解明されているが、構造物全体としての解析はなお研究途上にあり、早く実用段階に達することが望まれる。

現在までわが国で施工され、また施工されようとしているライニング工事の大多数は水深20m以下で、軟弱な土質の基盤上に簡単な基盤処理を行ない、その上に薄いライニングを施工するものである。したがって、水圧が加わり基盤の圧密沈下が起こり、ライニングは基盤変形に従って変形する。後述するとおり、アスファルト混合物は一定の条件下で一定の破断ひずみを有する。アス

\* 正会員 世紀建設(株)専務取締役

ファルトはレオロジカルであるから温度・ひずみ速度・載荷時間・アスファルトの量および特性が破断ひずみの大きさに影響を与えるが、ライニングのひずみがアスファルト混合物の破断ひずみより小さくなければならないことが設計の基本条件となる。

本文はこの基本条件に基づいた新しい設計法に対し考察を加えたものであり、測定が困難である混合物のクリープ破断ひずみを、曲げ強さ一ひずみ関係より推定する方法と基盤の圧密沈下量の近似計算法を示した。近似計算法は構造物の斜面部と底面部をそれぞれ別個の半無限体として求めた応力を合成し、実験より得た土の体積圧縮係数と組み合わせて基盤沈下量即ライニングの変形量を算出する方法である。实例により半無限体と一層帯状体の応力比較および近似計算法と有限要素法による変形量の比較を行ない、近似計算が実用上支障のない精度であることを検証した。土とアスファルトの材料特性の解明がなお完全ではない現状において、複雑な弾性解析を避けた近似計算により求めた変位とアスファルト混合物の破断ひずみの実験値を基礎とする実用的手法として大方のご批判を仰ぐ次第である。

## 2. 基盤の変形と計算の前提条件

長期間にわたって貯水流水による水圧を受ける薄いライニングの変形は、基盤の圧密変形に等しい。なぜならばアスファルト層の厚さは基盤上の層厚に比較し著しく小さく、またアスファルト混合物のスティフネスや曲げ強さは長期載荷の場合きわめて小さな値となり、いわゆるクリープ現象を呈することが経験上よく知られているからである。

土は荷重を受けると時間とともに体積の減少をきたし圧密沈下を起こす。いま間げき比を  $e$  とすれば

$$m_v = \frac{d\varepsilon}{dp} = -\frac{1}{f} \frac{df}{dp} = -\frac{1}{1+e} \frac{de}{dp} \dots (2.1)$$

ここに  $m_v$ : 体積圧縮係数  
 $d\varepsilon$ : 圧縮ひずみの増分  
 $dp$ : 圧力の増分  
 $f$ : 体積比

土の骨組は一定の応力一ひずみ関係を保ち、粘弾性的あるいはクリープ的挙動を示さないと仮定すれば  $m_v$  は圧縮弾性係数の逆数となる。 $m_v$  は圧縮によって減少するが、 $e - \log_{10} p$  曲線が直線するとき、圧縮指数  $C_c$  はその土についての定数となり、 $C_c = -de/d(\log_{10} p)$  で示され、 $m_v$  とともに土の実際の沈下量計算に用いられる。

圧縮が長時間の経過後完了するのは、通常圧縮性を無視し得る水で飽和されている土の場合間げき水の排除に

時間を要するからとされている。実際問題として土の圧縮は上下方向が最も多いことと、 $m_v \cdot C_c$  などの測定が簡易なことにより、現在では一般に一次元圧密理論が実用化されている。厳密に考えれば荷重による地盤内の応力とひずみは複雑な三次元的なもので、これが計算法としては、三笠正人、Skempton-Bierrum, Davis E.H. & Paules B.E. 最上・清水の研究や Biot M.A., Rendulic L. の理論などがあるが、係数を求めるには特殊な試験機による試験方法が考えられねばならない。

土の圧縮には弾性的なものと塑性的なものがあり、荷重を受けると一般に両者の圧縮を生ずるが、ある大きさの荷重までは弾性圧縮だけを起こし、それを超えるとはじめて塑性圧縮を生ずることがあり、粘土の場合通常先行圧縮荷重と呼ばれているものがその限界荷重とされている。

また土の圧密現象においては、一般に二次圧密を伴うことが多い。これは土粒子の骨組自体が弾性体でなく、粘弾性体であって複雑な形の圧縮を生ずるためと考えられるが、他の原因となす説もあって現在解明がはっきりしていないけれども、ピートなど特殊土壌以外はあまり問題としなくてもよいとされている。

現在における一般化された一次元圧密理論として用いられる仮定は

- 1) 粘土粒子は互いに接触して骨組構造を形成しているものとする
- 2) 粘土層は応力一ひずみ関係が同じ種類のものである
- 3) 粘土は飽和している
- 4) 圧縮は一次的、間げき水圧も一次的で両者は同じ方向である
- 5) 土粒子と水は非圧縮性である
- 6) 間げき水流は Darcy の法則に従う
- 7) 2) において土粒子骨組は粘弾性的あるいはクリープ的挙動を示さない

以上の理論を基礎として、筆者はアスファルトライニングの構造設計において次の条件下に計算を行なう。

- 1) アスファルトライニングの変形量は基盤の変形量に等しい。
- 2) 変形は一次元圧密によるものとし、基盤を二次元の弾性体と仮定して算出した平面鉛直応力と、実験で測定した土の体積圧縮係数により変形量を算定する。
- 3) 基盤土層が厚い場合は一層帯状体を半無限体と近似的に見做して応力を算出する。
- 4) 水圧は基盤底面部に対しては等分布の鉛直荷重、斜面部に対しては斜面に垂直に作用する三角形荷重とし、底面部と斜面部をそれぞれ別個なものとして

鉛直応力を計算した後にこれを合成する。

上記の条件は理論的には厳密を欠くが、総じて計算結果は安全側にあり、実例によって近似計算と有限要素法によって求めた変形量を比較し、実用的手法として十分許容されることが確かめられた。

### 3. 水圧を受ける基盤内の応力

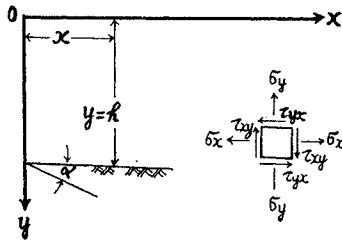


図-1

#### (1) 一層帯状体の応力

等分布荷重を受ける底面部の応力については Marguerre<sup>7),8)</sup> や石原<sup>9)</sup>らの研究がある。三角形荷重を受ける斜面部の応力についても同様に次のとおり誘導される。

平面ひずみの場合、図-1を参照し底面を粗として境界条件は次式で与えられる。

$y=0$  で

$$\sigma_y = - \int_0^\infty \xi^2 \{ f(\xi) \cos \xi x + g(\xi) \sin \xi x \} d\xi, \tau = 0 \quad \dots\dots\dots(3.1 a)$$

$y=h$  で

$$u=0, v=0 \quad \dots\dots\dots(3.1 b)$$

ここに  $f(\xi), g(\xi)$  は表面荷重分布に関する関数、 $u$  は水平変位、 $v$  は垂直変位、 $\sigma_y$  は垂直応力、 $\sigma_x$  は水平応力、 $\tau_{xy}$  はせん断応力である。

変位と応力は次の一般式で表わされる。

$$u = \frac{\lambda + \mu}{\mu} \int_0^\infty \xi \{ (1 - \xi y) C - A \} e^{-\xi y} \{ f(\xi) \sin \xi x - g(\xi) \cos \xi x \} d\xi + \frac{\lambda + \mu}{\mu} \int_0^\infty \xi \{ (1 + \xi y) D + B \} e^{\xi y} \{ f(\xi) \sin \xi x - g(\xi) \cos \xi x \} d\xi \quad \dots\dots\dots(3.2 a)$$

$$v = - \frac{1}{\mu} \int_0^\infty \xi \{ 2\mu + (\lambda + \mu) \xi y \} C + (\lambda + \mu) A \} e^{-\xi y} \{ f(\xi) \cos \xi x + g(\xi) \sin \xi x \} d\xi + \frac{1}{\mu} \int_0^\infty \xi \{ 2\mu - (\lambda + \mu) \xi y \} D - (\lambda + \mu) B \} e^{\xi y} \{ f(\xi) \cos \xi x + g(\xi) \sin \xi x \} d\xi \quad \dots\dots\dots(3.2 b)$$

$$\sigma_y = 2 \int_0^\infty \xi^2 \{ \mu + (\lambda + \mu) \xi y \} C + (\lambda + \mu) A \} e^{-\xi y} \{ f(\xi) \cos \xi x + g(\xi) \sin \xi x \} d\xi + 2 \int_0^\infty \xi^2 \{ \mu - (\lambda + \mu) \xi y \} D - (\lambda + \mu) B \} e^{\xi y} \{ f(\xi) \cos \xi x + g(\xi) \sin \xi x \} d\xi \quad \dots\dots\dots(3.2 c)$$

$$\sigma_x = 2 \int_0^\infty \xi^2 \{ (2\lambda + \mu) - (\lambda + \mu) \xi y \} C - (\lambda + \mu) A \} e^{-\xi y} \{ f(\xi) \cos \xi x + g(\xi) \sin \xi x \} d\xi + 2 \int_0^\infty \xi^2 \{ (2\lambda + \mu) + (\lambda + \mu) \xi y \} D + (\lambda + \mu) B \} e^{\xi y} \{ f(\xi) \cos \xi x + g(\xi) \sin \xi x \} d\xi \quad \dots\dots\dots(3.2 d)$$

$$\tau_{xy} = 2 \int_0^\infty \xi^2 \{ -\lambda + (\lambda + \mu) \xi y \} C + (\lambda + \mu) A \} e^{-\xi y} \{ f(\xi) \sin \xi x - g(\xi) \cos \xi x \} d\xi + 2 \int_0^\infty \xi^2 \{ \lambda + (\lambda + \mu) \xi y \} D + (\lambda + \mu) B \} e^{\xi y} \{ f(\xi) \sin \xi x - g(\xi) \cos \xi x \} d\xi \quad \dots\dots\dots(3.2 e)$$

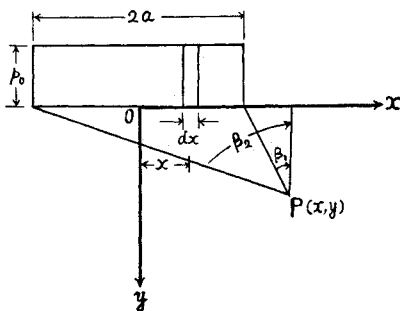


図-2 (a)

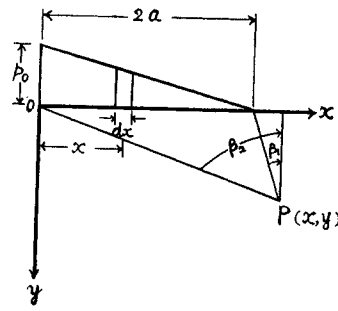


図-2 (b)

式中  $\lambda$  と  $\mu$  は Lamé の定数で, ポアソン比  $\nu$ , 弾性係数を  $E$  とすれば,

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \mu = \frac{E}{2(\nu+1)} \dots\dots\dots(3.3)$$

$f(\xi), g(\xi)$  は 図-2 (a) に示す等分布荷重に対し

$$f(\xi) = \frac{2p_0}{\pi\xi^3} \sin a\xi, g(\xi) = 0 \text{ となり}$$

$$f(\xi)\cos\xi x + g(\xi)\sin\xi x = \frac{2p_0}{\pi\xi^3} \sin a\xi \cos\xi x \dots\dots\dots(3.4a)$$

$$f(\xi)\sin\xi x - g(\xi)\cos\xi x = \frac{2p_0}{\pi\xi^3} \sin a\xi \sin\xi x \dots\dots\dots(3.4b)$$

また 図-2 (b) に示す三角形荷重に対し

$$\xi(\xi) = \frac{p_0}{2\pi a\xi^4} (1 - \cos 2a\xi),$$

$$g(\xi) = \frac{p_0}{2\pi a\xi^4} (2a\xi - \sin 2a\xi)$$

となり

$$f(\xi)\cos\xi x, g(\xi)\sin\xi x = \frac{p_0}{2\pi a\xi^4} \{2a\xi \sin\xi x - \cos\xi(x-2a) + \cos\xi x\} \dots\dots\dots(3.4c)$$

$$f(\xi)\sin\xi x - g(\xi)\cos\xi x = \frac{p_0}{2\pi a\xi^4} \{-2a\xi \cos\xi x - \sin\xi(x-2a) + \sin\xi x\} \dots\dots\dots(3.4d)$$

式 (3.2) に式 (3.1) の条件を入れて ABCD を求め, さらに式 (3.4) の関係を用い, かつ  $\nu=0.5$  とすれば応力は次式で表わされる。

$$\sigma_y = -\int_0^\infty \frac{\cosh z \cosh z(1-t) + tz \cosh z \sinh z(1-t)}{\cosh^2 z} * \frac{+z^2(1-t)\cosh tz + z \sinh tz}{+z^2} M(z) dz \dots\dots\dots(3.5a)$$

$$\sigma_z = -\int_0^\infty \frac{\cosh z \cosh z(1-t) - tz \cosh z \sinh z(1-t)}{\cosh^2 z} * \frac{-z^2(1-t)\cosh tz + z \sinh tz}{+z^2} M(z) dz \dots\dots\dots(3.5b)$$

$$\tau_{xy} = -\int_0^\infty \frac{tz \cosh z \cosh z(1-t) - z^2(1-t)\sinh tz}{\cosh^2 z + z^2} N(z) dz \dots\dots\dots(3.5c)$$

上式中等分布荷重に対し

$$M(z) = \frac{2p_0}{\pi z} \sin sz \cos pz \dots\dots\dots(3.6a)$$

$$N(z) = \frac{2p_0}{\pi z} \sin sz \sin pz \dots\dots\dots(3.6b)$$

三角形荷重に対し

$$M(z) = \frac{p_0}{2\pi sz^2} [2sz \sin pz - \cos z(p-2s) + \cos pz] \dots\dots\dots(3.6c)$$

$$N(z) = \frac{p_0}{2\pi sz^2} [-2sz \cos pz - \sin z(p-2s) + \sin pz] \dots\dots\dots(3.6d)$$

ただし  $z = \xi h, p = x/h, t = y/h, s = a/h$

(2) 平らな表面を有する半無限体の応力

一層帯状体で深さ  $h$  が無限大の場合は半無限体となるので式 (3.5) で  $h \rightarrow \infty$  すなわち  $z \rightarrow \infty$  とすれば次式を得る。

$$\sigma_y = -\int_0^\infty (1+tz)(\cosh tz - \sinh tz) M(z) dz \dots\dots\dots(3.7a)$$

$$\sigma_x = -\int_0^\infty (1-tz)(\cosh tz - \sinh tz) M(z) dz \dots\dots\dots(3.7b)$$

$$\tau_{xy} = -\int_0^\infty tz(\cosh tz - \sinh tz) N(z) dz \dots\dots\dots(3.7c)$$

式 (3.7) は容易に積分され, 等分布荷重に対する Boussinesq, 三角形荷重に対する Obsteberg の式となる。

すなわち, 等分布荷重に対し

$$\sigma_y = -\frac{p_0}{\pi} [(\beta_2 - \beta_1) + \cos(\beta_2 + \beta_1) \sin(\beta_2 - \beta_1)] \dots\dots\dots(3.8a)$$

$$\sigma_x = -\frac{p_0}{\pi} [(\beta_2 - \beta_1) - \cos(\beta_2 + \beta_1) \sin(\beta_2 - \beta_1)] \dots\dots\dots(3.8b)$$

$$\tau_{xy} = -\frac{p_0}{\pi} \sin(\beta_2 + \beta_1) \sin(\beta_2 - \beta_1) \dots\dots\dots(3.8c)$$

ここに  $\tan \beta_1 = (x-a)/y, \tan \beta_2 = (x+a)/y$

また三角形荷重に対し

$$\sigma_y = -\frac{p_0}{\pi} \left[ (\beta_1 - \beta_2) \frac{\tan \beta_1}{\tan \beta_2 - \tan \beta_1} + \sin \beta_2 \cos \beta_2 \right] \dots\dots\dots(3.9a)$$

$$\sigma_x = -\frac{p_0}{\pi} \left[ (\beta_1 - \beta_2) \frac{\tan \beta_1 + \ln(\cos^2 \beta_1 - \cos^2 \beta_2)}{\tan \beta_2 - \tan \beta_1} - \sin \beta_2 \cos \beta_2 \right] \dots\dots\dots(3.9b)$$

$$\tau_{xy} = \frac{p_0}{\pi} \left( \frac{\beta_1 - \beta_2}{\tan \beta_2 - \tan \beta_1} + \cos^2 \beta_2 \right) \dots\dots\dots(3.9c)$$

ここに  $\tan \beta_1 = (x-2a)/y, \tan \beta_2 = x/y$

(3) 円形表面を有する半無限体の応力

斜面趾部に円弧を挿入した場合は 図-3 に示すように円形表面の一部  $\widehat{AB}$  に水圧が作用する。plane stress の場合の応力式<sup>10)</sup> の誘導と同様な方法で plane strain の場合について求める。点Aと点Bの高低差は僅少として無視し,  $\nu=0.5$  としたとき, 極座標により応力は次式で表わされる。

$$\sigma_r = -\frac{p}{\pi} \left[ \rho^2 \frac{\alpha}{2} + 2\rho \sin \frac{\alpha}{2} \cos \theta \right]$$

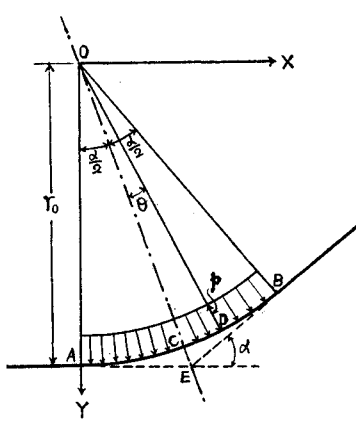


図-3

$$+ \sum_{n=2}^{\infty} \left( 1 + \frac{2}{n} - \rho^2 \right) \rho^n \sin \frac{n\alpha}{2} \cos n\theta \quad (3.10 a)$$

$$\sigma_{\theta} = -\frac{p}{\pi} \left[ \rho^2 \frac{\alpha}{2} + \sum_{n=2}^{\infty} \left( 1 - \frac{2}{n} - \rho^2 \right) \rho^n \sin \frac{n\alpha}{2} \cos n\theta \right] \quad (3.10 b)$$

$$\tau_{r\theta} = -\frac{p}{\pi} \sum_{n=2}^{\infty} (1 - \rho^2) \rho^n \sin \frac{n\alpha}{2} \sin n\theta \quad (3.10 c)$$

ここに  $\sigma_r$  : 半径方向の応力,  $\sigma_{\theta}$  : 接線方向の応力,  
 $\tau_{r\theta}$  : せん断力,  $\rho = r_0/r$

#### 4. 基盤の変形量とライニングのひずみの算定

##### (1) 基盤内応力成分の変換と合成

斜面部の応力と底面部の応力を合成するため、図-4に示すとおり座標  $xy$  を座標  $XY$  へ回転すれば次式が成立する。

$$\sigma_Y = \sigma_y \cos^2 \alpha + \sigma_x \sin^2 \alpha - 2\tau_{xy} \sin \alpha \cos \alpha \quad (4.1 a)$$

$$\sigma_X = \sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + 2\tau_{xy} \sin \alpha \cos \alpha \quad (4.1 b)$$

$$\tau_{XY} = (\sigma_y - \sigma_x) \sin \alpha \cos \alpha + \tau_{xy} (\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha) \quad (4.1 c)$$

また極座標  $r\theta$  より直角座標  $XY$  へ変換すれば 図-

5 を参照して

$$\sigma_Y = \sigma_r \cos^2 \theta + \sigma_{\theta} \sin^2 \theta - 2\tau_{r\theta} \sin \theta \cos \theta \quad (4.2 a)$$

$$\sigma_X = \sigma_{\theta} \cos^2 \theta + \sigma_r \sin^2 \theta + 2\tau_{r\theta} \sin \theta \cos \theta \quad (4.2 b)$$

$$\tau_{XY} = (\sigma_r - \sigma_{\theta}) \sin \theta \cos \theta + \tau_{r\theta} (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) \quad (4.2 c)$$

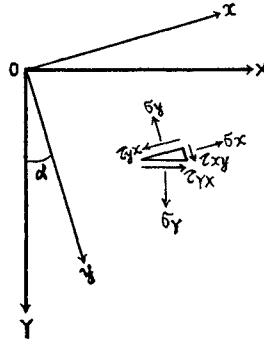


図-4

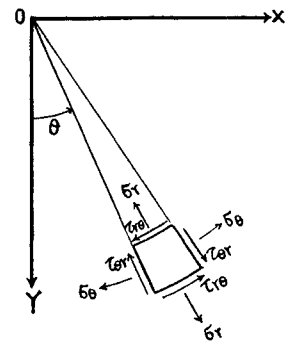


図-5

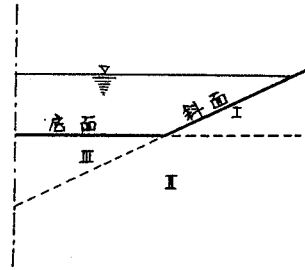


図-6

を得る。式 (4.1) および式 (4.2) によってすべての応力を座標  $XY$  について求め、鉛直方向応力  $\sigma_Y$  の合成値を得る。すなわち 図-6 において領域 I に対し三角形荷重、領域 III に対し等分布荷重のみによる応力、領域 II に対しては両荷重による合成応力を用いるものとする。隅角部に曲線を挿入した場合は式 (4.2) を用いて応力を補正する。

##### (2) 基盤の変形量とライニングひずみの算定

基盤内の鉛直応力が求められると、次式を用いて基盤の変形量(沈下量)を算定する。

$$\Delta S = \Delta y \frac{C_c}{f_c} \log_{10} \frac{\sigma_y + \Delta \sigma_y}{\sigma_y} = \Delta y \frac{e_0 - e}{1 + e_0} = \Delta y \cdot m_v \cdot \Delta \sigma_y \quad (4.4)$$

ここに  $\Delta S$  : 区間  $\Delta y$  における沈下量

$C_c$  : 圧縮指数

$f_c$  :  $1 + e_0$

$\sigma_y$  : 区間  $\Delta y$  における鉛直応力

$\Delta \sigma_y$  : 区間  $\Delta y$  における鉛直応力の増分

$e_0$  : 圧縮前の間げき比

$e$  : 間げき比

$m_v$  : 体積圧縮係数

全深度  $y$  に対する総沈下量  $S$  は

$$S = \sum \Delta y \cdot m_v \cdot \Delta \sigma_y \quad (4.5)$$

式 (4.5) によって基盤表面の沈下量が求められ、したがって、ライニングの変形が定められる。ライニング

の原長と変形後の長さよりひずみが求められる。

5. ライニングのひずみ量の計算実例—唐沢ダム アスファルト ブランケット工

(1) ブランケット工の概要

薄いライニング工の一例として長野県唐沢ダムのブランケット工の概要を述べる。

ダム本体は堤高 24.25 m, 長さ 120 m の砂防用セメントコンクリート重力堰堤であるが, 基盤土質が透水性で満水時パイピング現象を起こし堤体が不安定となることが予想されるため, 浸透圧を減ずる方法としてグラウト工法とブランケット工法の比較検討を行なった結果, アスファルトライニングによるブランケット工が採用された。その平面は 図-7, 標準断面は 図-8 に示すとおりで, 越流部までの水深は 14 m である。基盤土質は 図-8 で見るとおり地表より約 20 m 間は主として砂礫まじり砂質ロームで弾性波探査による弾性係数  $E$  は  $4.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  程度であるが, 4.74 mm ふるい通過分について現場密度に合わせた供試体による室内圧密試験の結果, 体積圧縮係数  $m_v$  は  $1.6 \times 10^{-5} \sim 1.2 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{g}$  である。深さ 20 m 付近より下は堅い砂礫層となり  $E$  は  $4.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  と 2 オーダーの増加を示しているので, 圧密計算は厚さ 20 m,  $m_v$  を  $1.2 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{kg}$  の帯状層とモデル化し

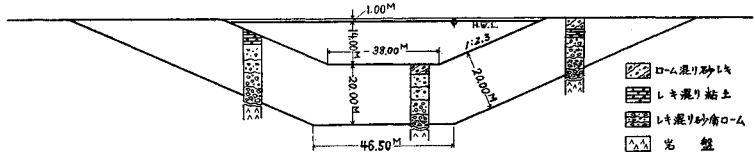


図-8 標準断面図

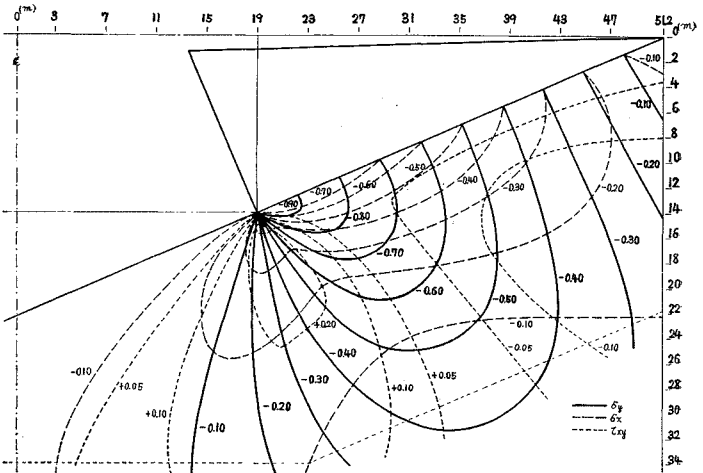


図-9 斜面部の応力度 (単位  $\text{kg/cm}^2$ ,  $\rho_0=1 \text{ kg/cm}^3$  の場合)

て行なうこととした。

(2) 応力度の計算

a) 半無限体弾性式による計算

斜面にかかる水圧は三角形荷重であり, 式 (3.9) を用いて半無限体として計算した応力度の等圧線図は 図-9 のとおりである。この応力度より式 (4.1 a) を用いて底面に直角な鉛直方向の応力度  $\sigma_y$  を求め, 図示したのが 図-10 の点線の等圧線であり, 底面にかかる水圧を等分布荷重として底面内部の鉛直応力度  $\sigma_y$  を式 (3.8 a) を用いて計算した等圧線図は 図-10 の実線で示したものである。底面部と斜面部の両方の  $\sigma_y$  を合成すれば 図-11 の実線の等圧線となる。

b) 一層帯状体弾性式による計算

式 (3.5) を用い若干の点について帯状体としての応力を計算し a) の計算値と比較した結果は 表-1 のとおりである。計算は FACOM 270-20 を用いて行なった。取れんを早めるため, たとえば, 式 (3.5 a) を次のごとく変形した。

$$\sigma_y = - \int_0^{\infty} [f(z) - g(z)] M(z) dz - \int_0^{\infty} g(z) M(z) dz \dots\dots (5.1)$$

ただし

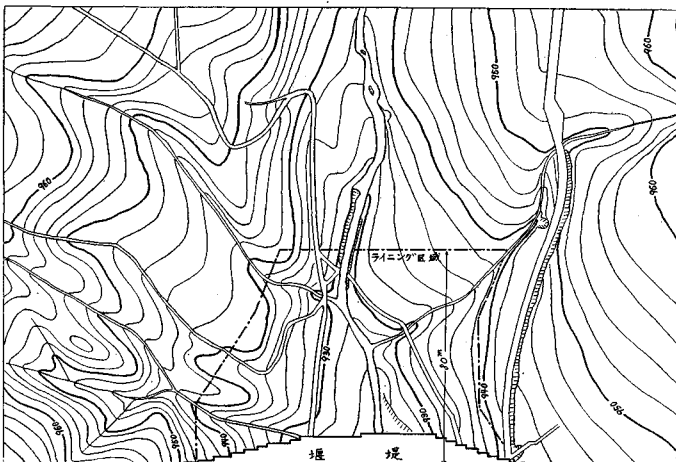


図-7 唐沢ダムアスファルトブランケット工平面図

表-1 半無限体と一層帯状体の応力度比較 (等分布荷重  $p_0=1 \text{ kg/cm}^2$  の場合)

$2a=3800 \text{ cm}, h=2000 \text{ cm}, S=a/h=0.95, p=x/h, t=y/h$

点	x(cm)	y(cm)	p	t	$\sigma_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$			$\sigma_x \text{ (kg/cm}^2\text{)}$			$\tau_{xy} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$		
					半無限体	一層帯状体	差	半無限体	一層帯状体	差	半無限体	一層帯状体	差
1	0	500	0	0.25	-0.993	-1.013	+0.020	-0.680	-0.513	-0.167	0	0	0
2	1100	500	0.55	0.25	-0.964	-0.977	+0.013	-0.565	-0.444	-0.121	-0.073	-0.005	-0.068
3	1900	500	0.95	0.25	-0.500	-0.499	-0.001	-0.417	-0.370	-0.087	-0.287	-0.200	-0.087
4	0	1500	0	0.75	-0.884	-0.976	+0.092	-0.265	-0.636	+0.371	0	0	0
5	1100	1500	0.55	0.75	-0.768	-0.834	+0.066	-0.249	-0.540	+0.291	-0.184	-0.141	-0.043
6	1900	1500	0.95	0.75	-0.489	-0.484	-0.005	-0.272	-0.432	+0.160	-0.275	-0.217	-0.058

$$f(z) = \frac{\cosh z \cosh z(1+t) + tz \cosh z \sinh z(1-t) + z^2(1-t) \cosh tz + z \sinh tz}{\cosh^2 z + z^2}$$

$$g(z) = \lim_{z \rightarrow \infty} f(z) = (1+tz)(\cosh tz - \sinh tz)$$

式(5.1)の第1項は Simpson の法則により計算したが、第2項は半無限体の応力度式で厳密解が得られる。

表-1 より明らかとなっており、 $\sigma_y$  と  $\tau_{xy}$  は半無限体と

帯状体でその差は僅少であり実用上問題とする必要がないが、 $\sigma_x$  はかなりの差がある。三角形荷重に対してもこの傾向は同じであるが、斜面の傾斜角は唐沢ダムランケットで  $1:2.3(\alpha=23^\circ30')$  であり、また通常のライ

ニングでは最急  $1:1.7$  であるから鉛直応力  $\sigma_y$  に対する  $\sigma_x, \tau_{xy}$  の影響はあまり大きくない。したがって実用上帯状体の代りに半無限体として応力を算出しても十分な精度であると見なし得る。

c) 有限要素法による計算

図-12 のごとく要素の分割をして応力度を求めた結果、鉛直応力度の等圧線は図-13 のとおりである。分割が比較的粗であるため、等圧線はやや広い幅を有するが、その中心線を採用することとした。

(3) 基盤の変形とライニングひずみ量の算定

基盤の変形は式(4.5)により算定する。図-14 は基盤表面の変形を示すが、破線は(2)a)の近似計算によって得た合成応力度を用いたものであり、点線はc)の有限要素法による応力度を用いたものであるが、等圧線形にはかなりの差があるにもかかわらず、変形の差はほとんどなく、近似計算は実用上支障のない精度を有する。

長期間にわたって行なわれる基盤の圧密によってその表面が変形すれば、基盤直上に置かれたライニング層は基盤の変形と完全に一致した変形を起こすことは常識的に明らかであるが、基盤とライニングとは十分に密着していないのが普通であり、基盤表面の各点は一次元圧密の建前より必ず鉛直変位をするものと考え

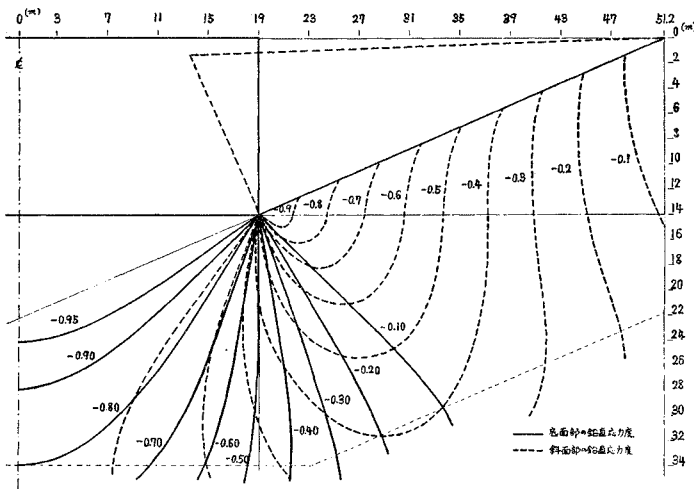


図-10 底面部と斜面部の鉛直応力度 (単位  $\text{kg/cm}^2, p_0=1 \text{ kg/cm}^2$  の場合)

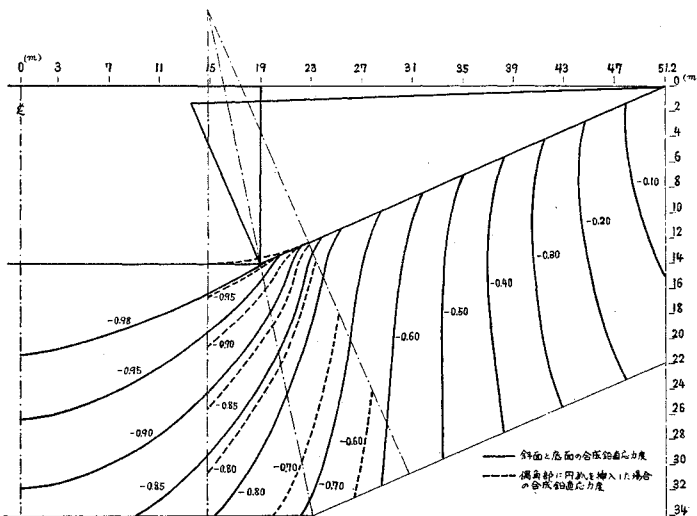


図-11 合成鉛直応力度 (単位  $\text{kg/cm}^2, p_0=1 \text{ kg/cm}^2$  の場合)

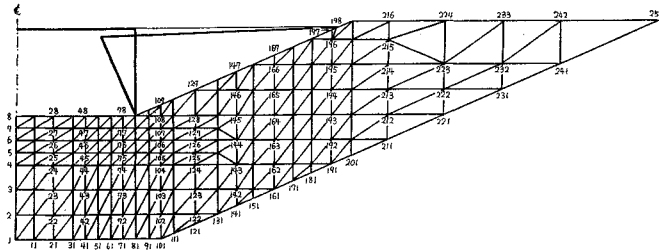


図-12 要素分割図

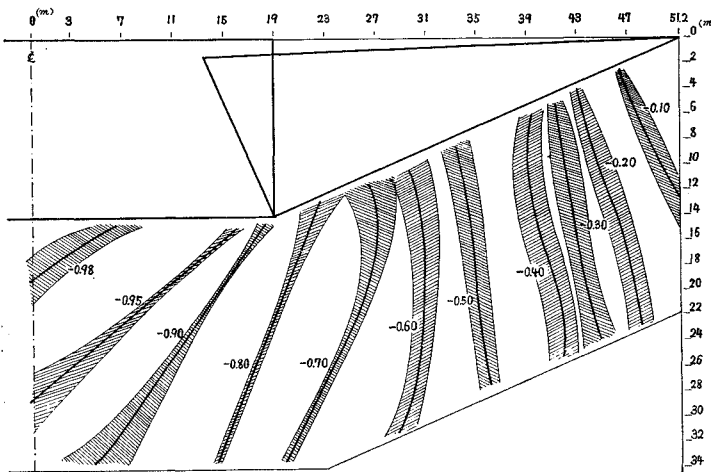


図-13 有限要素法による鉛直応力度 (単位  $\text{kg}/\text{cm}^2$ ,  $\rho_0=1 \text{ kg}/\text{cm}^2$  の場合)

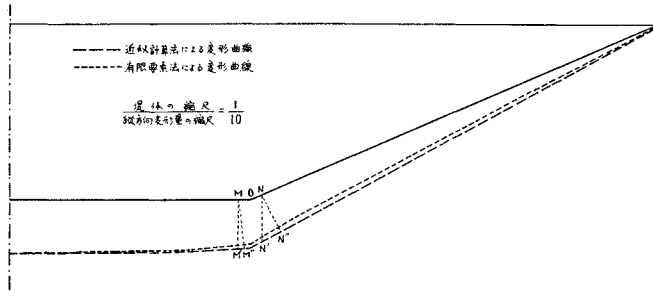


図-14 変形曲線

るべきであるが、ライニングの各点は必ずしも鉛直方向に変位するとは断定し難い。したがって、図-14に示す隅角部近傍の点  $M, N$  はそれぞれ  $M' \sim M''$  と  $N' \sim N''$  の間に変位する可能性があり、このことは隅角部近傍にひずみが集中され、特に 0 点においてライニングが破断される危険があることを意味している。計算された 0 点の鉛直変位量は約 40 cm で斜面長は変形前 3511 cm, 変形後 3527 cm と 16 cm 伸びてひずみ量は 0.45% である。これは後述するとおり、アスファルト混合物の破断ひずみの許容値 2% 以下であって、ライニング全体としては破断に対し安全であるが、0 点近傍においては 2% を超過する恐れがある。この部分にひずみが集中されることを防ぐため、隅角部に円曲線を挿入し、

円弧の全長をもって伸びを吸収させる必要がある。許容ひずみ 2% 伸び長 16 cm に対する円弧の所要長  $l$  は  $16 \div 0.02 = 800 \text{ cm}$  であり、斜面傾斜角  $\alpha = 23^\circ 30'$  (0.4101 弧度) における曲率半径  $r_0$  を求めると、 $r_0 = l/\alpha = 800/0.4101 \approx 2000 \text{ cm}$  となる。この円弧の挿入により、基盤内の応力分布状態が変化する。円弧の部分について式 (3.10) と式 (4.2) を用い鉛直応力度の値を修正すれば、図-11 の点線で示される等圧線となり、明らかに応力度は小さくなるので変位量も減少し、設計はより安全となることがわかる。半径が大きい場合、応力度を正確に求める必要があれば、有限要素法によって解析するが、一般には安全の確認のみで十分と考えられる。

### 6. アスファルト混合物の破断ひずみ

#### (1) アスファルト混合物の挙動概説

アスファルト混合物の挙動に関する菅原らの最近の研究<sup>11)</sup>によれば、混合物は脆性、流動およびその転移の 3 領域においてきわめて異なる性状を示すものであり、主としてアスファルト量とその  $PI$ ・温度・ひずみ速度によって対応する領域が定められる。

混合物の曲げ試験によって下縁ひずみと下縁応力の関係を求めると 図-15

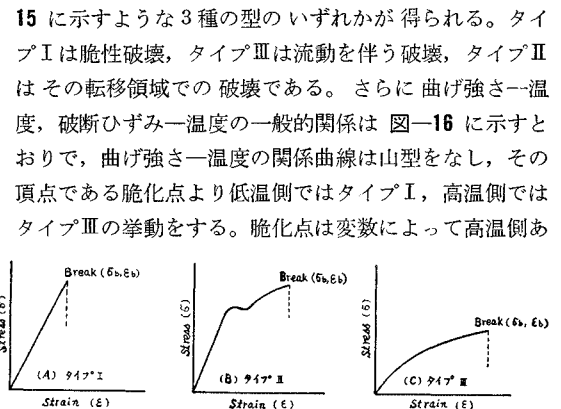


図-15 アスファルト合材の応力-ひずみの関係

15 に示すような 3 種の型のいずれかが得られる。タイプ I は脆性破壊、タイプ III は流動を伴う破壊、タイプ II はその転移領域での破壊である。さらに曲げ強さ-温度、破断ひずみ-温度の一般的関係は 図-16 に示すとおりで、曲げ強さ-温度の関係曲線は山型をなし、その頂点である脆化点より低温側ではタイプ I、高温側ではタイプ III の挙動をする。脆化点の変数によって高温側あ



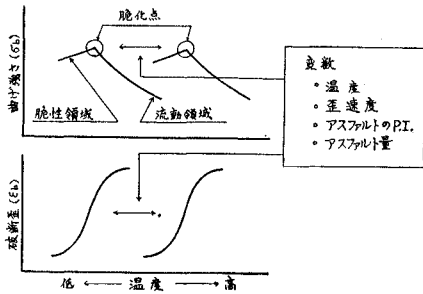


図-16 温度—曲げ強さ、破断ひずみ関係の一般概念

るいは低温側に移動する。破断ひずみ—温度の関係曲線は緩いS字型曲線となり、S点の中央点がほぼ脆化点に対応し、脆化点の動きに伴いS字曲線全体もまた温度軸にほぼ平行に移動する。しかもS字の上下限および脆化点の曲げ強さは一定の値を有する。

以上の研究結果より筆者はアスファルト量とそのPIが一定であれば、曲げ強さ—破断ひずみの関係もまた一つの領域内では規則的であるべきであり、したがって、従来測定が困難とされていたひずみ速度のきわめて小さいクリープ時の破断は、曲げ強さがほとんど0である場合の破断ひずみとして把握することができると考えた。

(2) 実験と解析結果

a) 実験方法

基盤の圧密に基因するライニングのクリープ破断ひずみを求めるため、前節に述べた考え方によって次のような実験を行なった。

対象として選定したアスファルト混合物はファインシートと修正トペカの2種類である。ファインシートについては供試体の均一性がえやすいから基礎的な性状を正確に把握することを主目的として、北大菅原研究室が、Olsenタイプの低速曲げ試験機を用いて行なった資料を整理したものであり、修正トペカについては現場条件に合わせて筆者らがInstron 万能材料試験機を用いて試験した結果を整理したものであるが、両者の供試体作成方法や試験方法にかなりの差異があったにもかかわらず、

その挙動傾向はほとんど同じであった。

① ファインシートの実験条件

組成 表-2 のとおり

ひずみ速度 (cm/cm/sec)  $0.17 \times 10^{-2}$ ,  $0.017 \times 10^{-2}$

温度  $-20^{\circ}\text{C}$  より  $25^{\circ}\text{C}$  まで  $5^{\circ}\text{C}$  ごと

供試体寸法 (cm)  $2.5 \times 2.5 \times 25$

② 修正トペカの実験条件

組成 表-3 のとおり

ひずみ速度 (cm/cm/sec)

$0.375 \times 10^{-2}$ ,  $0.0375 \times 10^{-2}$

$0.00375 \times 10^{-2}$ ,  $0.000375 \times 10^{-2}$

温度  $25^{\circ}\text{C}$ ,  $10^{\circ}\text{C}$ ,  $0^{\circ}\text{C}$

供試体寸法 (cm)  $4 \times 3 \times 20$

b) 解析方法

クリープを伴う低速曲げ試験のひずみと曲げ強さを弾性解を適用して求めることは純理論的には無理があるが、現在一般的にひずみが5%程度であれば実用上差支えないものとされているので、ASTM Disignation D-790-65により次式を用いて解析を行なった。

下縁曲げ強さ

$$\sigma = 3Pl/2ab^2 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots(6.1)$$

破断ひずみ

$$\epsilon = 100 \times 6b\delta/l^2 \text{ (\%)} \dots\dots\dots(6.2)$$

ここに、P: 載荷重 (kg)

a: 供試体の幅 (cm)

b: 供試体の厚さ (cm)

l: スパン長 (cm)

δ: たわみ (cm)

c) 実験結果とその考察

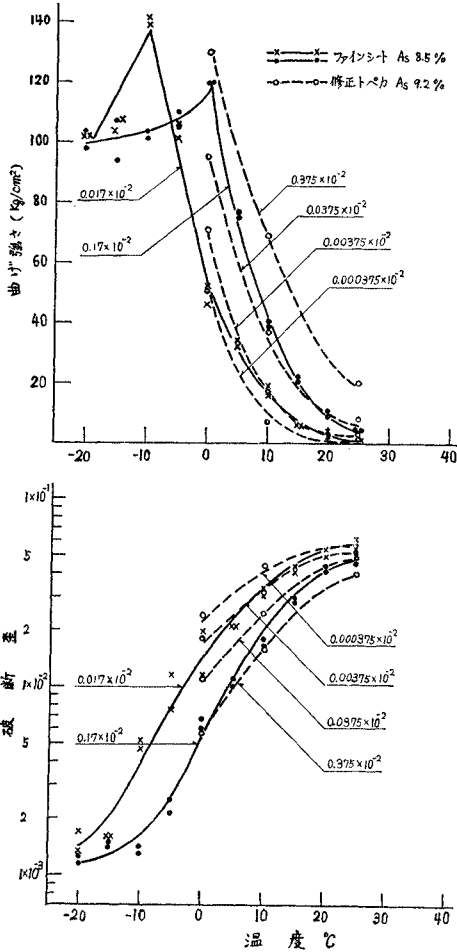
温度—曲げ強さと温度—破断ひずみ関係曲線は図-17に示すとおりで、混合物は両方とも水中温度に相当する  $0 \sim 10^{\circ}\text{C}$  で試験速度に対し流動領域を有することが明らかとなった。したがって、この領域内に限定して曲げ強さと破断ひずみの関係を求めると図-18を得る。使用したアスファルトのPIは両者ほぼ同一であるから、アスファルト量のやや多い修正トペカの方が同一曲げ強さに対しいくぶん大きなひずみを与える。曲げ強

表-2 ファインシートの組成

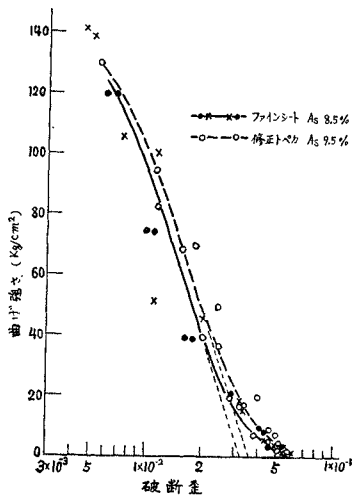
フルイ目 (mm)	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	0.074	0	アスファルト量	ファイラー量
通過重量 %	100.0	90.0	80.0	58.6	14.9	10.5			
骨材重量 %	10.0	10.0	21.4	43.7	4.4	10.5		全混合物の 8.5	全混合物の 16.46

表-3 修正トペカの組成

フルイ目 (mm)	13.0	5.0	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	0.074	0	アスファルト量	ファイラー量
通過重量 %	100.0	70.0	60.8	54.4	45.3	33.5	20.6	10.2			
骨材重量 %	30.0	9.2	6.4	9.1	11.8	12.9	10.4	10.2		全混合物の 9.2	全混合物の 8.2



図一17 温度—曲げ強さおよび温度—破断ひずみ関係曲線



図一18 流動領域における曲げ強さ—破断ひずみ関係曲線

さがほとんど0になるクリープ時の破断ひずみは6%程度であり、かりにクリープの影響がないとした場合の推定値は図より3~4%に止まるようである。破断という現象を対象とする場合は、設計に対する許容値としてはかなり大きい安全率を必要とすると考えられるので、前述のとおり2%を採用することにした。

### 7. むすび

以上の実験と計算結果を要約すれば、以下のとおりである。

1) 軟弱な土質の基盤上に構築される薄いアスファルトライニングの破断原因の主たるものは基盤の圧密沈下に伴うライニングの変形であり、基盤土層がかなり厚い場合には、帯状体の代りに半無限体として弾性解法により鉛直応力を求め、土の体積圧縮係数と組み合わせることで基盤の変形量すなわちライニングの変形量を求めることができよう。

この際底部部と斜面部をそれぞれ別個のものとして算出した鉛直応力の和を用いても実用上差支えない。より厳密な応力を求める必要がある有限要素法による。

2) アスファルト混合物は著しく低速なひずみ速度の下では水中温度に相当する低温でも流動領域の挙動を呈し、破断ひずみは主としてアスファルト量によって左右される。

ライニング用混合物として一般的なアスファルト含有量8.5~9.5%のものに対する最大破断ひずみは6%前後で設計の許容値としては2%程度を採用することが適当と考えられる。

3) ライニングはすべての部分でその変形が混合物の破断ひずみを超過せぬように配慮されねばならない。斜面の趾部には曲線を挿入し、また変位の少ない付帯構造物との取付け部や基盤土質の変化する個所など不等沈下の予想される部分には、ひずみが許容値を超えないように構造設計上の配慮を要する。また基盤が著しく軟弱でライニング全体のひずみ量が2%を超過する場合もあり、その際は次の処置のいずれかをとる必要がある。

すなわち、基盤の入れ換えなどを行なって強化するか、普通のアスファルトコンクリート混合物を用いず、許容ひずみ量の大きいマッシュ系の混合物またはアスファルトパネルを使用する。ただし、僅少の超過であるならば品質管理と施工管理を厳格に行なうことにより安全率を小さくして許容値を2%以上とすることは可能である。

終りに臨み、有益なご助言を賜った東京大学石原研而博士ならびに研究のご指導をいただいた北海道大学菅原原雄博士と芳村仁博士に深甚の謝意を表す。また当

社技術部長佐藤勇博士をはじめ研究所所員一同の協力を得た。記して謝意を表したい。

参 考 文 献

- 1) 工藤忠夫ほか：本別発電所開渠のアスファルトコンクリートライニング工事報告，道路，pp. 117～123 (昭 38. 2). pp. 220～225 (昭 38.3)
- 2) 工藤忠夫：水利構造物におけるアスファルト表面遮水層の問題点，舗装，6.4，pp. 3～7 (昭 46.4)
- 3) Nijboer, L.W. : Some Considerations in Designing Bituminous Dike Revetments, Translated from 'De Ingenier' 66 (1954), Papers of the Sections of Petroleum Technique and of Constructional and Hydraulic Engineering, (Sept. 1954) Rotterdam.
- 4) Werkgroep : Gesloten Dijkbekledingen, Voorlopig rapport, pp. 26～33 (1961).
- 5) 沢田敏男・中島保治：水利アスファルト工学，土地改良新聞社，pp. 130～137 (昭 43)
- 6) 工藤忠夫：水利アスファルト試験の解析と評価について，石油学会誌，14.4，pp. 41～45 (昭 46.4)
- 7) Marguerre, K : Druckverteilung durch eine elastische Schichte auf starrer, rauher Unterlage, Ing, Archiv. 2 (1931).
- 8) Marguerre, K : Spannungsverteilung und Wellenausbreitung in der dicken Platte, Ing, Archiv, 4 (1933).
- 9) 石原研而：二層地盤内の応力伝播に関する一考察，土木学会論文集，68. pp. 32～40 (昭 35.5)
- 10) Girkmann : Flächentragwerke, 5 Aufl. pp. 146～151.
- 11) 菅原照雄ほか：舗装用アスファルト合材の流動性と脆性，第9回日本道路会議論文集，pp. 139 (昭 44)  
(1971.5.10・受付)