

文献抄録欄への投稿をお願いします。

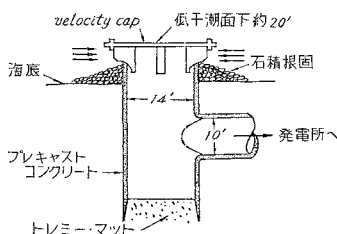
斬新な論文を学会原稿用紙4枚以内にまとめて紹介して下さい。図面は鉛筆書きでも結構です。説明文字は必ず和訳して下さい。なお、掲載の分には薄謝を呈します。

海岸地域火力発電所用の冷却水

“Cooling Water for Steam Electric Stations on Tidelwater.”, *Spencer R.W. & Bruce J.*, Proc. of A.S.C.E., Vol. 86, PO 3 (1960)

火力発電の復水器は、1000 kW あたり約 0.34 t/secにのぼる多量の冷却水が必要とし、特に原子力発電の場合には所要水量は倍加するといわれる。したがって、将来急増する電力需要に応じるためには、その供給を無尽蔵な海水に求めざるを得ない。蒸発塔による冷却様式は、広大な敷地や付帯設備を要し、また隣接地域に多量の湿気をまき散らすという難点がある。南カリフォルニア・エジソン会社、サンディエゴ・ガス電力会社、およびロスアンゼルス市傘下の新鋭火力発電所は、ほとんどすべてが海水を冷却に用いている。静穏な湾内から取水して、これを外洋に面した海岸に排水する方式が、機能的にも経済的にも最も好ましいが、用地難のために発電所の立地が、冷却水に対する考慮を度外視してきまる場合があり、その他公益に対する配慮、魚類保全などの要因がからんでくるので、外洋からの直接取水や、感潮河川部、水路などからの取水がしばしばよぎなくされる。そのいずれの場合にも、種々の技術的問題が派生してくるわけであるが、その主要なもの、ならびにこれに対してとられた対策としては(1)海生物(海藻、かき類)の付着一熱衝撃処理、すなわち定期的に冷却水系を逆運転させて、高温水を付着海生物にあてる方法が一般に用いられて成功している。(2)魚類の混入一海中取水端の立上り部には、転流板(velocity cap, 図-1)を付して流入水を水平流にする。湾内取水の場合には、電気スクリーンを取入口に設け(エンシナ(Encina)発電所)、あるいは除塵兼用の可動スクリーンを設け(ピッツバーグ(Pittsburg)発電所)、あるいはポンプで魚類を吸上げて排水端

図-1 転流板



に誘導する(コントラ・コスタ Contra Costa 発電所)など、種々の方法が考案されている。排水の温度が約 8°C 上昇しても、魚類の生存には影響がなかったといわれる。(3)漂砂一外洋取水の場合に特に問題になる。サンタ・クララ河口に近いマンダレー(Mandalay)発電所付近では沿岸漂砂量が年間約 90 万 m³ にもおよぶとされ、また取水端予定地点の海底変動が 3 m にも達するので、計画を変更して付近の湾内から取水することになった。このため、延長約 9 km の開きを掘削したが工費はかえって安上りであった。このような河口付近では、大出水後数年にわたっていちじるしい漂砂に見舞われ、場合によっては水深 10~13 m に至るまで漂砂が卓越するが、好条件の場所では、取水端を干潮面下約 10 m 水深の地点に設置して立派に機能を発揮している例もある(エル・セグンド(El Segundo)発電所)。(4)水温一取水端における水温 0.56°C の変動は、出力 20 万 kW の発電機 1 基あたりに換算して、約 25 000 ドルの投資損料に相当する。したがって、排水が取水中に混入する(いわゆる recirculation 現象)は極力さけるべきである。外洋取排水方式のエル・セグンドやハンティングトン(Huntington)発電所では、両端部を汀線に直角方向に約 150 m だけ離している。そのほか、地形条件を適宜利用して、両端部を既設防波堤のそれぞれ反対側に設置したり(レドンド(Redondo)発電所)、湾内取水・外洋排水(マンダレー他)、上流取水・下流排水などの方法が採用されている(図-2, 3)。サンディエゴ湾内の工場地帯にある

図-2 エル・セグンド発電所(出力 350 000 kW)

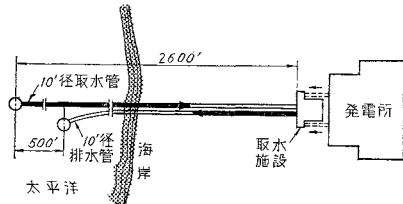
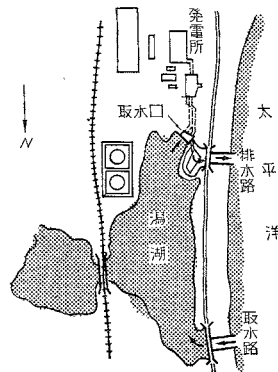


図-3 エンシナ発電所(出力 300 000 kW)



シルバーゲート(Silver Gate)発電所(出力215 000 kW)は、取排水端部の間隔を約 60 m しかとれないので、その中間に約 30 m 長のシートパイルをうって目的を十分に達している。なお、この発電所では、近年、湾内の汚せんがいちじるしく、そのため

に海生物が激減したといわれる(訳者註:日本でも東海村に建設予定の原子力発電所用の冷却水を外洋から取水する案が採られ、東京大学土木工学科港湾研究室その他によって現地調査や模型実験などが実施されている。近年、工業用水問題が脚光を浴びている折から、この種の試みは画期的な意義を有するものといえよう)。(鮮于 澈)

曲線桁の解析

“Analysis of Curved Girder,” Fickel, H.H., Proc. of A.S.C.E., Vol. 85, ST. 7, (1959)

本文は曲線桁の曲げモーメント、ねじりモーメントおよびせん断力に対する影響線を求める方法を述べたものである。そしてこの解法は単純桁に関しその解法を詳細に求め、さらに連続桁にたいし曲線桁としての不静定量の導入を行ないその両方にたいして適用されることを示している。ここに述べられた方法は一次元の普通取扱われている構造力学によるものであって、その境界条件は橋軸中心線に対してのみ、理想的に満足されるのであるが、普通考えられる曲線桁では橋巾員に対して曲率半径は十分に大きい実用的な計算方法としてはこの一次元的な解析に簡単な方法によって橋巾方向の影響線を加味するように考えている。

この橋巾方向の影響線がいかにして示されるかを結論において述べてあるが、曲げモーメントに対しては図-1のごとく、ねじりモーメントに対しては図-2のごとく求められる。

そして単純スパンの曲線桁の最大曲げモーメントと等価スパン長 $L=R\varphi$ の直線桁の最大曲げモーメントを比

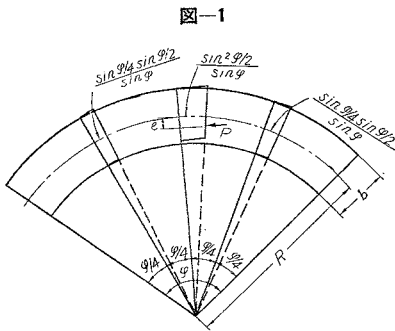


図-1

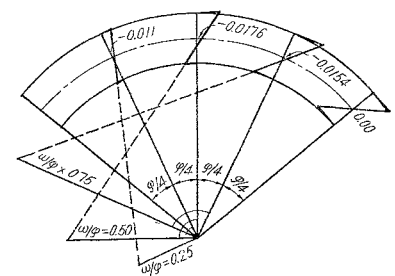


図-2

較している。いま集中荷重が作用するとき、その比は単に桁の中心角 φ のみによる関係式となり v_c で示される。また等分布荷重に対するものを v_u で表わせば、

$$v_c = \frac{4 \sin^2 \varphi / 2}{\varphi \sin \varphi}, \quad v_u = \frac{16 \sin \varphi / 2 (1 - \cos \varphi / 2)}{\varphi^2 \sin \varphi}$$

となる。これを図-3 に示す。

図-3

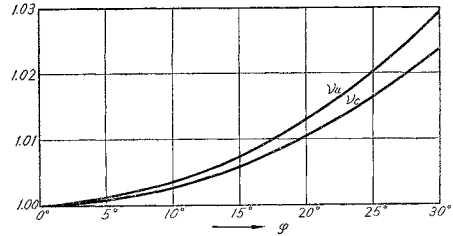
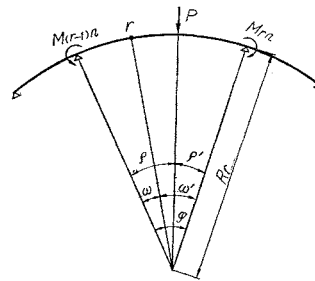


図-4



さらに連続桁に対する解析は直線桁に対する場合と同様に支点モーメントを不静定量 X_n として次のごとく示される。

$$X_n = -\frac{\delta w_n}{\delta x_n}$$

これが曲線桁であるために最終的には

$$X_n = R_r^2 \varphi_r^2 \phi_r L M_{(r-1)n} + R_r^2 \varphi_r^2 \phi_r R M_{r,n}$$

で示され、なお ϕL および ϕR については次式の形で表わされる。

$$\phi L = \frac{EI}{R_r^2 \varphi_r^2} y^L r = ay(1+\mu) \left(1 - \frac{e}{R}\right) - b_y \mu$$

$$\mu = EI / NJ$$

さらに各断面力の諸量 E_r は

$$E_r = E_{r0} + E_{r1}^L X_{r-1} + E_{r1} R X_r$$

で与えられるから ρ 点に荷重されるときの ω 点のせん断力 V_r 、曲げモーメント M_r 、およびねじりモーメント T_r は次のごとく示される。

$$V_r = -\frac{\omega}{\varphi_r} - \frac{1}{R_r \varphi_r} X_{r-1} + \frac{1}{R_r \varphi_r} X_r \quad 0 \leq \omega \leq \rho$$

$$V_r = \frac{\omega'}{\varphi_r} - \frac{1}{R_r \varphi_r} X_{r-1} + \frac{1}{R_r \varphi_r} X_r \quad \rho \leq \omega \leq \varphi$$

$$M_r = \frac{\sin \omega \sin \rho'}{\sin \varphi_r} (R_r - e) + \left(\cos \rho - \frac{\cos \varphi_r \sin \rho}{\sin \varphi_r} \right) X_{r-1} + \left(\cos \rho' - \frac{\cos \varphi_r \sin \rho'}{\sin \varphi_r} \right) X_r \quad 0 \leq \omega \leq \rho$$

$$M_r = \frac{\sin \omega' \sin \rho}{\sin \varphi_r} (R_r - e) + \left(\cos \rho - \frac{\cos \varphi_r \sin \rho}{\sin \varphi_r} \right) X_{r-1} + \left(\cos \rho' - \frac{\cos \varphi_r \sin \rho'}{\sin \varphi_r} \right) X_r \quad \rho \leq \omega \leq \varphi$$

$$T_r = -\frac{\sin \omega \cos \rho'}{\sin \varphi_r} (R_r - e) + \frac{\omega}{\varphi_r} R_r + \left(\frac{1}{\varphi_r} - \frac{\cos \rho'}{\sin \varphi_r} \right) X_{r-1} - \left(\frac{1}{\varphi_r} - \frac{\cos \rho}{\sin \varphi_r} \right) X_r \quad 0 \leq \omega \leq \rho$$

$$T_r = \frac{\sin \omega' \cos \rho}{\sin \varphi_r} (R_r - e) - \frac{\omega'}{\varphi_r} R_r + \left(\frac{1}{\varphi_r} - \frac{\cos \rho'}{\sin \varphi_r} \right) X_{r-1} - \left(\frac{1}{\varphi_r} - \frac{\cos \rho}{\sin \varphi_r} \right) X_r \quad \rho \leq \omega \leq \varphi$$

ここで支点における傾斜角について直線桁と比較をし
てみると、直線の場合には、

$$\frac{EI}{R\varphi} \beta^* = \frac{1}{3}, \quad \frac{EI}{R\varphi} r = \frac{1}{6}$$

であるのに対し曲線の場合は、

$$\frac{EI}{R\varphi} \beta = \frac{1}{3} a_\beta + \mu b_\beta, \quad \frac{EI}{R\varphi} r = \frac{1}{6} a_r + \mu b_r$$

この $a_\beta, b_\beta, a_r, b_r$ を φ を関数としてグラフにすれば
図-5 および 図-6 のごとく示される。

図-5

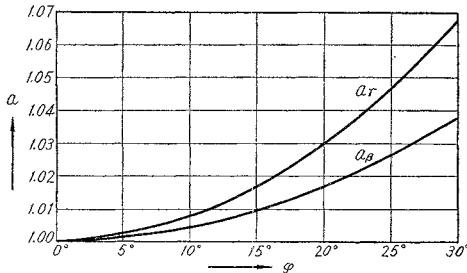
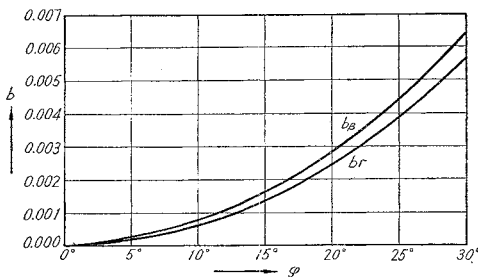


図-6



以上のごとく曲線桁の諸量は曲率半径よりも交角 φ によって影響を受けることが特に注目される。(佐藤正昭)

アース ダムの地震時の安定性

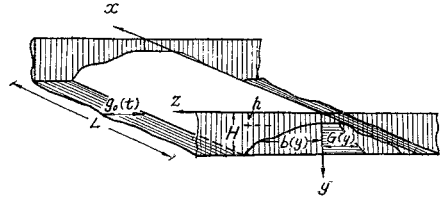
“The Seismic Stability of Earth Dams”, *Ambraseys, N.N.*, 2 W.C.E.E. July. 14 (1960)

この論文においては、アースダムを弾性体と仮定していろいろの場合の地震係数が導かれ、議論された。

そして地震時の安定性の計算に用いられる充填材や基礎材などの土の強度のパラメーターが議論されている。

a) 対称を弾性体に対する地震係数 図-1 に示されるような $z: b(y) > z > -b(y)$ に対して対称な、 $L > x > 0, H > y > h$ によって区切られる弾性体を考え、せん断剛度は y の連続関数 $G_0(y)$ で与えられるものとし、 $x =$

図-1



$0, x=L$ と $y=H$ の境界が加速度 $g_0(t)$ を受けるとき、剛性率を $G(y), q(y) = G(y)b(y) > 0, p(y) = -b(y)S^2, G_0(y) = G_t \cdot G(y)$ であり、 $G_{(0)} = G_{(1)} = 1$ で、 S はある密度の時の G_t に対するせん断弾性波の速度とすれば、任意点のせん断振動による相対変位 $u(x, y, t)$ は、

$$q(y) \nabla^2 u + \frac{dq(y)}{dy} \cdot \frac{\partial u}{\partial y} + p(y) \left[\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + C \frac{\partial u}{\partial t} - g_0(t) \right] = 0 \dots (1)$$

で表わされる。

ここに、境界条件は次のようになる。

$$U(0, y, t) = 0 \dots (2)$$

$$U(L, y, t) = 0 \dots (3)$$

$$U(x, H, t) = 0 \dots (4)$$

$$\frac{\partial u}{\partial y} = 0 \text{ at } y = h \dots (5)$$

$$U(x, y, t) = \frac{\partial u}{\partial t} = 0 \text{ for } t = 0 \dots (6)$$

さらに、そのほか(1)式の変数の連続の条件などを考慮して二重フーリエ変換を行えば、(7)式となる。

$$L(\bar{U}_s) + j^2 p(y) \bar{U}_s + R(y, j) = 0 \dots (7)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \bar{U}_s(m, y, j-c/2) &= \int_0^\infty \int_0^L U(x, y, t) \cdot \sin(mx) \exp[-t(j-c/2)] dt dx \\ L(\bar{U}_s) &= \frac{d}{dy} \left[q(y) \frac{d\bar{U}_s}{dy} \right] - [m^2 q(y) + p(y)c^2/4] \bar{U}_s \\ R(x, j) &= - \int_0^\infty \int_0^L g_0(t) p(y) \sin(mx) \cdot \exp[-t(j-c/2)] dt dx \end{aligned}$$

したがって、減衰値が小さいときには、地震係数は(8)式によって与えられる。

$$K = \frac{4}{g\pi} \sum_{n=1,2}^\infty \sum_{\alpha=1,3}^\infty r^{-1} \sin\left(\frac{r\pi x}{L}\right) \cdot f_n(y) \int_h^H f_n(W) p(W) dW \cdot S_a \dots (8)$$

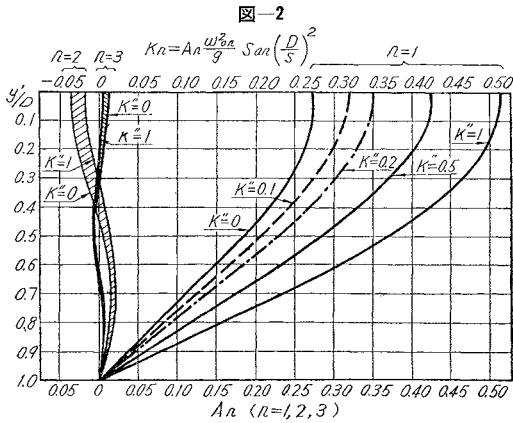
ここに、

$$S_a = W_{nr} \int_0^t g_0(t') \sin[W_{nr}(t-t')] \cdot \exp[-\lambda W_{nr}(t-t')] dt'$$

$f_n(y)$ は固有関数であり、 W_{nr} は非減衰時の周波数である。

以上の解を用いて、一樣な高さのもの、堤体が完全な契状のもの、また頭の一部が切られたものなどについて地震係数を求めている。そのあとの議論の一例として、完全な契状のときは0、たいらになったときは1となる

ような切断係数を k'' として、図-2 に地震係数の高さによる変化を示している。



さらに実際のダム の形についても、周期や地震係数を求めているが、ダム サイトにおける加速度の標準スペクトルが得られるときは地震係数が (20) 式か (21) 式のように表わされることを示している。

$$K = \left\{ \sum_{n=1}^m K_n^2 \right\}^{1/2} \dots (20) \quad K = |K_n|_{\max} \dots (21)$$

安定性の解析にあたっては、極限設計法をとるべきであるが、土のせん断強度の低下を考慮して、安全率としては、土の実際の強度と、平衡に要する強度との比を用いるべきで、 β の傾斜角をもち、飽和の程度と粘着力が少なく、摩擦角 ϕ' をもつ材料の局所滑りに対する安全率は、(22) 式で示されている。

$$F = \tan \phi' \frac{1 - k \tan \beta}{k + \tan \beta} \dots (22)$$

土の強度のパラメーターを用いるにあたっては十分の注意を払うべきであり、静的な平衡をうるために、60% あるいはそれ以上の強度がとられる上に、間げき水圧などのため飽和に近い状態でせん断されるので、せん断強度は 0 に近くなり、さらに粘着性材料のような性質を有するなど種々の現象を起こすので、いろいろな場合についてパラメーターを決定するための試験方法を述べている。

b) 耐震設計への勧告 「大きなコンクリートの板は透水性を悪くし、安定性を危険にするので避けるべきであるし、遮水壁は十分に厚く、心壁には良く配合をもち、フィルターは十分に大きくすることが絶対に必要である。また弱いアバットは避けて、グラウトをする場合には圧力が上り過ぎないようにすべきである。さらに急斜面をもつ貯水池は地震時に津波状の波を生ずるので注意しなければならない。

基礎の材料として飽和されたシルトや、ゆるく飽和に近い砂や、鋭敏な粘土はさけねばならないし、弾性の非常に異なった材料を混ぜることもよくない。強い応力を受けたあとには残留間げき水圧が起り、充填材や基礎

材をかためたり、あるいは膨張させたりすることがあるので、地震を受けたあとの安定性の試験も必要である。などのことが述べられている。(堤 一)

粒状質地盤内の応力伝播

“К Теории Распределения Напряжений В Зернистом Грунтовым Основании.” И.И. Кандауров, Основанця Фундаменты Механика Грунтов. 4. (1960)

実在の地盤は形状、寸法の異なる様々な土粒子の集合からできていると考えられるが、これらを一様と考へ、粒子と粒子の接触点をとおして、図-1 のように応力が伝播すると仮定する。粒子は引張力に抗しえないから、図の粒子 B に、A から伝えられた力は、C, D に伝わる時、垂直力は両者に配分されるが、水平力は C にのみ伝わる。ゆえに、B から C に伝わる力の、水平方向となす角 θ_{BC} は、A から B に伝わる力の角 θ_{AB} より小となる (この θ を伝播角と仮称する)。つまり載荷点からの深さに従って伝播角は減少するわけで、このとき地盤内には垂直応力、水平力、せん断応力が発生している。伝播角が深さに無関係で一定のときは、内部応力は垂直応力のみで、その分布状態は図-2 のごとき模型図から明らかなように、深さ方向で n 列目を考えて (平面的に考えて)、次式で与えられる。

$$P \left(\frac{1}{2} \right)^n (1+1)^n = P \left(\frac{1}{2} \right)^n \cdot (C_n^0 + C_n^1 + \dots + C_n^m + \dots + C_n^n) \dots (1)$$

図-1 内部応力伝播の模型図

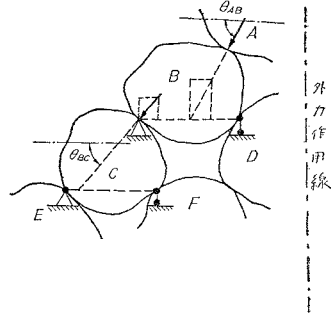


図-2 応力分布の模型図

列番号	P										乗数 $P \left(\frac{1}{2} \right)^n$
0											$P \left(\frac{1}{2} \right)^0$
1											$P \left(\frac{1}{2} \right)^1$
2											$P \left(\frac{1}{2} \right)^2$
3											$P \left(\frac{1}{2} \right)^3$
4											$P \left(\frac{1}{2} \right)^4$
5											$P \left(\frac{1}{2} \right)^5$
6											$P \left(\frac{1}{2} \right)^6$
7											$P \left(\frac{1}{2} \right)^7$
8											$P \left(\frac{1}{2} \right)^8$
9											$P \left(\frac{1}{2} \right)^9$
10											$P \left(\frac{1}{2} \right)^{10}$

$\theta=60^\circ$ のときは $n+1=z/a$, $m=x/a$ として,

$$P_{mn} = P_{xz} = P \left(\frac{1}{2} \right)^n C_n^m \approx P \sqrt{\frac{2}{\pi(n+1)}} e^{-\frac{2}{n+1}m^2} \\ = p a \sqrt{\frac{2a}{\pi z}} e^{-\frac{2}{az}x^2} \dots\dots\dots (2)$$

となる。応力度で表わすと,

$$\sigma_z = \frac{P_{xz}}{a^2} = p \sqrt{\frac{2}{\pi a z}} e^{-\frac{2}{az}x^2} \dots\dots\dots (3)$$

となる。また θ が任意のときは, θ に関係した別の量を導入して,

$$\sigma_z = p k \sqrt{\frac{2}{\pi a z}} e^{-\frac{2k^2}{az}x^2} \dots\dots\dots (4)$$

をうる。 θ が深さとともに変化するとき,

$$k = v \left(\frac{1}{n+1} \right)^\delta \dots\dots\dots (5)$$

と仮定すればよい。 $\delta=0$ のときは伝播角一定のとき,
 $\delta=1$ のときは, k が深さに逆比例して減る場合であり,
 v は地表面での伝播角の tangent である。(5) 式を用いると, $\delta=1$ として最も一般的に,

$$\sigma_z = \frac{2p}{z} \sqrt{\frac{v}{\pi}} e^{-\frac{4v}{z^2}x^2} \dots\dots\dots (6)$$

がえられる。さらに他の応力は, 力の平衡条件より,

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{x^2}{z^2} \sigma_z = \frac{2px^2}{z^3} \sqrt{\frac{v}{\pi}} e^{-\frac{4v}{z^2}x^2} \\ \tau_{xz} &= \frac{x}{z} \sigma_z = \frac{2px}{z^2} \sqrt{\frac{v}{\pi}} e^{-\frac{4v}{z^2}x^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

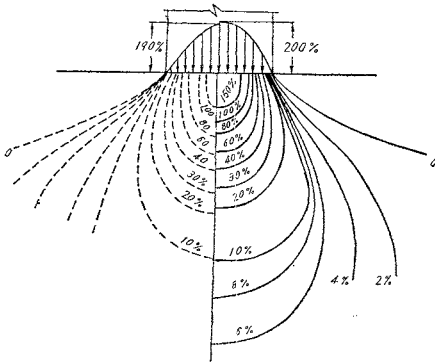
と表わされる。また軸対称のときは, 上と同様な考えから

$$\sigma_z = \frac{4p\nu}{\pi z^2} e^{-\frac{4\nu r^2}{z^2}}, \quad \sigma_r = \frac{4p\nu r^2}{\pi z^4} e^{-\frac{4\nu}{z^2}r^2}, \\ \tau_{rz} = \frac{4p\nu r}{\pi z^3} e^{-\frac{4\nu}{z^2}r^2} \dots\dots\dots (8)$$

等が求まる。

図-3 理論値と実験値の比較

..... ケグラール・シャイデッヒの実験値, — 提案された理論値
(スタンプの径: 63 cm)



以上の結果をケグラール・シャイデッヒの実験と比較して表わしたのが 図-3 である。(石原研而)

エポキシ アスファルト コンクリート による空港の舗装

“Epoxy Asphalt Concrete for Airfield Pavements.”
Simpson, W.C., H.J. Sommer, R.L. Griffin, T.K. Miles.,
Proc. of A.S.C.E., AT. May (1960)

最近の航空機はいちじるしく大型化したので, 機体重量, 輪荷重, タイヤ圧が大きくなり, 空港の舗装が問題となってきた。さらにジェット機が加わったために, 高温, 高速のジェットによる舗装の強度の低下, 摩耗が生じ, また燃料油などがこぼれて舗装を劣化させる問題も大きい。これまで空港の舗装は, セメント コンクリート, アスファルト コンクリートで行なわれているが, ジェット機時代となって, これでは不十分となって来たわけである。そこでアメリカの軍や民間が集まってこの問題を研究した結果, エポキシ アスファルト コンクリート (EAC) が, これらの問題を一挙に解決することがわかった。

EAC は従来のアスファルト コンクリートと同じ骨材をエポキシ アスファルトで固めたものであるが, このエポキシ アスファルトは, エポキシ樹脂と普通のアスファルト (軟化材をふくむ) を反応させたものである。両者を混合すると化学反応が起こって, 黒い粘稠な液体となりさらに固体となる。この固体は非常に弾性的であり, また引張強度は 1 000 psi, 破断時の伸びは 200~300% である。熱にも強く, 800°F でも形はくずれず, 一たん熱したあとでも, 低温での柔軟性を保っている。アスファルトを板バネに張りつけて, 周期的に変形させて破壊する温度をみると, 次のようになっている。

加熱前	加熱後 (760°F 5分)
アスファルト +16°F	+25°F
エポキシ アスファルト -31°F	-31°F

EAC の施工はアスファルト コンクリートと大差ないが, 化学反応を起こさせるのであるから, 温度の管理が重要である。EAC の性質を, 支持力, 安定度, 耐油性, 曲げ引張強度などについて調べた。比較のためアスファルト セメントコ

図-1

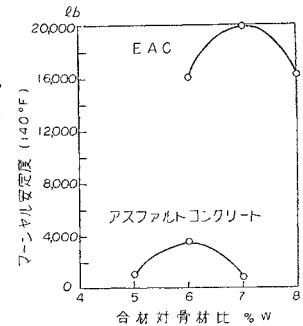
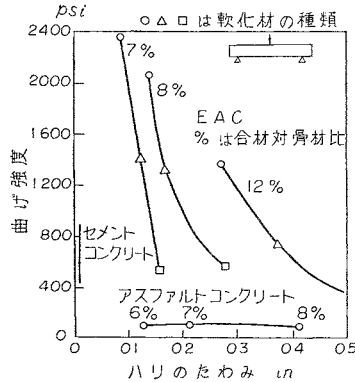


図-2



ンクリートも試験したが EACの方が数段まわっていることがわかった。安定度と曲げ引張り試験結果は図のようであるが, EAC の耐油性をみると 140°F のジェット燃料

油に 20 時間浸しても安定度は 15 000 lb を保っており、高温高速のジェットによる試験でも舗装面は 800°F にも達したが EAC はすぐれた性質を示した。これらの試験結果からみて、EAC は、セメント コンクリートより高い強度、アスファルト コンクリートと同じ柔軟性をもつすぐれた舗装材料であることがわかる。(石井弓夫)

エポキシ樹脂によるコンクリートの修繕

“Repair of Damaged Concrete with Epoxy Resins.,”
Tremper, B., Jour. of A.C.I. Vol.32, No.2, Aug. (1960)

カリフォルニア道路局では、主剤がエポキシ樹脂の接着剤、結合剤を用いて破損した道路、橋梁などのコンクリート舗装版の修繕を行なった。エポキシ樹脂は、セメントがコンクリートにおける結合剤であるのと同じように、エポキシ コンクリートにおける結合剤である。

この接着剤、結合剤は、エポキシ樹脂、可塑剤、硬化剤および充填材からなっている。可塑剤としてポリサルファイド ポリマー、充填材として滑石あるいは珪石の微粉が用いられる。エポキシ モルタルにおける樹脂と骨材の重量混合比は、骨材が最も多い場合で (1:7)、同様にコンクリートでは (1:18) であった。修繕すべき箇所が大きい場合、エポキシ コンクリートを用いれば経済的である。ただし、使用骨材が湿潤状態であれば、モルタルあるいはコンクリートは硬化しないから、乾燥状態でなければならない。

コンクリートの修繕用エポキシ樹脂としては、粘度の小さいものが適当である。エポキシ接着剤、結合剤の強度は非常に大きい。しかし、特に低温の場合、柔軟性に欠けるので、これを改良するため可塑剤が添加される。曲げ試験によって 2 つに折れたコンクリートはりをこの接着剤で接合し、再び曲げ試験を行なったが、破壊箇所は接着剤の部分ではなく、コンクリートの部分であった。同様に、引張試験、せん断試験を行なったが、破壊箇所はいずれもコンクリートの部分であった。また、エポキシ接着剤、結合剤の硬化に要する時間は短かいから、コンクリート舗装版の修繕に使用された場合、良好な条件のもとでは修繕終了後 3~5 時間で交通開始が可能である。

修繕の方法は次のようである。まず修繕すべき箇所を砂吹きあるいは他の適当な方法で念入りに掃除し、さらに乾燥状態とする。次にその箇所にエポキシ接着剤を塗り、そしてエポキシ モルタルあるいはコンクリートを締固めながら打込む。最後に表面仕上げを行なう。

一般にエポキシ コンクリートの値段は 1 l あたり約 100 円である。アメリカ合衆国では現在 4 つの会社でエポキシ樹脂の製造、販売を行なっている。その品質の試験方法は ASTM D 1652-59 T に規定されている。

(徳田 弘)

ローズラン (バチー) 発電所の水圧鉄管

“Aménagement Hydroélectrique de Roselend (Savoie)
Conduite Fhxcée de L'usine de La Bâthie.,” *Cartier, R. La Houille Blanche (1960)*

ローズランの発電地点は目下フランスで工事中の最大のものである。バチー (Bathie) の発電所に用いられたペンストックの工法は、その規模においても、工法においてもフランスで屈指のものとなった。設計水頭 1 203 m、最大流量 50 m³/sec に対してただ 1 条の鉄管を発電所まで使用した。

全長は 2 430 m、管径は上部で 3.50 m、下部で 3.00 m、鉄管重量は (付属物もふくめて) 8 000 t である。発電量はペルトン水車 6 基を用いて 50 万 kW である。鉄管路は 4 工区に分けられ、それぞれに異なった工法を用いた。鉄管を 1 条だけにした理由は、1) 損失水頭を少なくする、2) 上部での大きい分岐をさけ、下部でマニホールド型の分岐を用いられる、3) 土木工事が経済的である (数百万フラン有利となる)。管径が大きく、水圧がまた記録的に大であるため、鉄管だけでは板厚の制限があるので、岩盤中に管路を設けて (これは地下発電所に対して有効でもあるか) 水圧を一部、岩盤にも負担させる方式とした。第 1 工区は普通の鉄管であるが水圧の 30% を岩にもたせるものとし、コンクリート巻き (約 35 cm 厚) を行なった。鉄管の外圧 8 kg/cm² に対して設計された。第 2 工区は、管路は地上に出るがこの部分の管路を掘削し、鉄管放置後コンクリートを巻いてから埋めどした。普通の露出管としなかったのは、支承が不要で、したがって鉄管は管路内で安定しており、支承による曲げモーメントはなく、かつ、温度変化は露出管の通常の ±30°C に対して ±10°C を考慮すればよく、コンクリートにより防錆がすぐれている点、維持のための塗装費の減少などがその理由にあげられる。この部は自緊管 (0.5~2% の過歪を製作のさいに与える) であり、管体は 54 kg、バンドは 100 kg/mm² 強度の鋼材である。第 3 工区は岩盤はほぼ全長良好であり、安全率は岩盤の協力を考慮して上部から 2.2→1.4 と変化させて設計した。さらに下部では、自緊管にはバンドを用いず、2 重管とした。これは岩盤およびコンクリートとのグラウトを有効にするためである。この部分では鋼材の安全率は 1、すなわち、水圧の 50% が岩盤に負担させられる。なお、自緊管の設計には合成応力を考慮し、安全率はこの応力に対し、降伏点強度の比として定めた。さらに、錆シロを板厚 11~20 mm に対して 1 mm、10 mm 以下に対して 2 mm として、バンドおよび管筋の初期応力を算定した。溶接は、全線に対して超音波で検査し、工場溶接の約 20~30%、現場溶接の約 5% を X 線検査された。(矢島基臣)

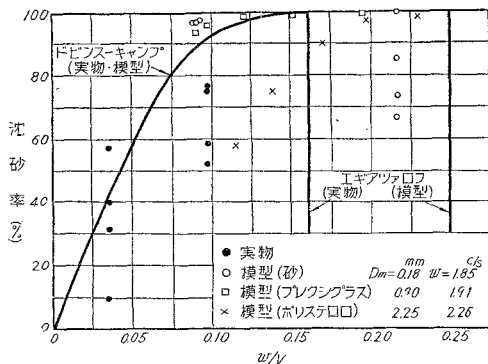
沈砂池の効果に関する実験

“Ricerche Sulla Sedimentazione nei Dissabiatori Condotte su Impianti Reali e su Modelli.” Benini, G. L' Energia Elettrica N. 4 (1960)

沈砂池の効果やまた浮遊土砂流に関する実物と模型との相似を調べるために、実際の二、三の沈砂池とその一つの1/15模型について測定・実験を行ない、エギアアロフやドビンスーキャンプの理論と比較を行なった。その結果は、図に示すごとくである (w :沈降速度, V :断面平均流速)。

模型実験では、砂・プレキシグラス (比重 1.19) 粒子のものはドビンスーキャンプの理論より沈砂効果がやや大きい、ほぼそれと一致している。しかし、ポリステロロ (比重 1.04) 粒子の場合には、沈砂効果は理論曲線よりかなり低い。これは沈砂池水路の断面形が逆将棋駒型の六角型をしているため、断面形を矩形とした沈砂池模型では理論と良く一致する。

図一 沈砂池実物および 1/15 模型による沈砂率の実験と理論曲線の比較



他方、実物での測定結果には点のバラツキが大きい、水の濁度が多く、の要因に支配されるためであり、また 1 gr 前後の微量の資料の分析や重量測定の誤差の影響が大きいと考えられる。それにもかかわらず、全体として理論より沈砂効果が低いことは明らかで、この理由の一つは、比重の小さいポリステロロ粒子の模型実験の場合と同様に、傾斜壁に沈下した粒子が府部に沈積することなく、そのまま平行に流れて、下流水路から排出される現象によるのかもしれない。(日野幹雄)

凍土破碎用ボーリング機械

交通建設 (ソ連) 10-6, 1960-6, ゲー・ペー・タラカノフ, エル・イ・ホロビッチ

冬期、深さ 0.5~2m まで凍る鉄道築堤工事を容易にするためには爆破作業が有効であるが、その装薬孔を凍

土中にうがつためにボーリング機械が試作された。2本のボーリングバイトを有し、毎分約 1m の深さで径 60mm の孔を掘る。トラクターに搭載された機動性を有する。(梶川温彦)

操車場における列車の到着・出発線の数の計算法

交通建設 (ソ連) 10-6, 1960-6, ハ・エム・ラビッキー

操車場における到着・出発線の数の計算法として、従来しばしば利用されている公式においては、操車場の到着、出発線の数を列車の入線時隔の関数としている点で一つの進歩を示しているが、その欠点は操車場の作業条件の影響が考慮されていないことである。筆者はこの欠点をのぞくために新しい計算法を提案した。(梶川温彦)

トンネルの掘削における岩石処理の機械化

交通建設 (ソ連) 10-6, 1960-6, ペ・ア・チカソフ, エス・エ・チエルソフ

トンネル掘削においては岩石の処理が工事時間の 70% を占める。切削抵抗の比較的低い岩石に対しては機械化されたシールドが用いられる。これに対してレニングラード型、モスコ型およびキエフ型の 3 種がある。その比較を行なって、また堅い岩石に対してはこのような機械的方法は無効で、高熱ガス、高周波電流によって破碎する方法、超音波を利用する法、液体爆薬による方法が考えられる。

(梶川温彦)

鋼橋トラスの疲労破壊

軌道・保線 (ソ連) 4-7, 1960-7, ゲ・カ・イエフグラフオフ

架設後 50~60 年を経た鋼橋トラスに割れを生ずる事故が多発したため、その原因を究明したところ、応力は許容値以下で、交通量もそう激しくないのに、古い橋梁に対する通過荷重の基準を決定する方法に改訂を要することを指摘している。(梶川温彦)

コンクリートまくら木を使用する軌道の通り直し

軌道・保線 (ソ連) 4-8, 1960-8, ブエ・エフ・フエトウロフ

木まくら木におけると同様、コンクリートまくら木を有する軌道の凹凸の保修は最も手間のかかる作業である。特にコンクリートまくら木の特殊性はその両端が振動することによって、その下のバラストが空いてくることである。その保修方法について解説する。

(梶川温彦)