

$$v_x = \frac{2\sigma}{a\pi E} \int_{-a}^a \xi \log |x-\xi| d\xi = \frac{a\sigma}{\pi E} \left\{ (1-k^2) \log \frac{1-k}{1+k} - 2k \right\}, \quad (k = \frac{x}{a})$$

で與えられる。但し問題は平面應力の状態と考えられるものとした。この變形による鉸の廻轉角は變形面の平均傾斜角すなわち $x=0$ における切線角と考えることができるから

$$\theta_s = \left(\frac{dv}{dx} \right)_{x=0} = -\frac{4}{\pi E} \sigma$$

となる。又支壓板が M によつて楔狀に變形することによつて可

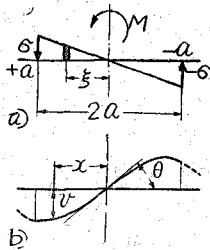
能となる鉸の廻轉角は、支壓板の弾性係数を E_p 、厚さを t とすれば、 $\theta_p = t\sigma/aE_p$ となるから、圖—1 の如き鉸において上下の物體の弾性係数を E_1, E_2 とすれば、この鉸に曲げモーメント M が作用したときの廻轉角は

$$\theta = \theta_{s1} + \theta_{s2} + \theta_p = \left(\frac{4}{\pi E_1} + \frac{4}{\pi E_2} + \frac{t}{aE_p} \right) \sigma = \left(\frac{4}{\pi E_1} + \frac{4}{\pi E_2} + \frac{t}{aE_p} \right) \frac{3M}{2a^2 l}$$

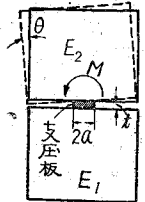
となる。 l は鉸の奥行である。又圖—3 のようなコンクリートロッカーに水平力 H が働いたときのロッカーの廻轉角 θ 又は水平移動量 δ は上と同様にして求められるが、この場合はロッカー自身の剪斷歪みによる廻轉も考へて

$$\delta = \theta h = \left(\frac{48}{\pi E} \frac{d}{a_0^3 l} + \frac{12td}{E_p a_0^3 l} + \frac{1}{Gbl} \right) Hh$$

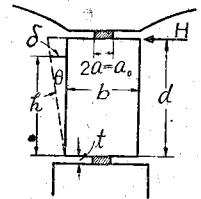
となる。但し上式は上下の物體及びロッカーは同一材料とし G はその剛性係数である。圖—4 及び圖—5 は著者の行つた實驗の觀測値を示すが、よく計算値と合致していることを示すものである。



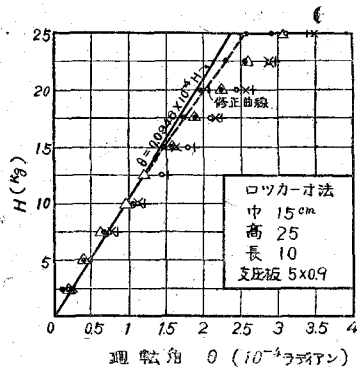
圖—1



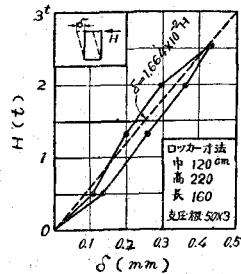
圖—2



圖—3



圖—4 コンクリートロッカー廻轉試験



圖—5 河西橋におけるコンクリートロッカー移動試験結果

49. アーチダムの應力の一研究 (20分)

正員

電力研究所 垣谷正道

1. 序説 アーチダムの水平断面を形成するアーチは構造上最も重要な要素である。アーチダムは荷重の大部分をこのアーチが分擔するけれども、鉛直断面の片持梁としての抵抗は小さいから、片持梁の引張應力によつて水平クラックを發生する懸念のあることが普通であり、この場合、アーチの分擔荷重は最初の荷重試算によつて得られる分割量より大きくなる。アーチダムの實施設計に當つては、若干のアーチについてその位置の全荷重を外力として應力計算を行い、安定性を調べる手段がよくとられる。この場合における2次元アーチの解を平面歪状態として、弾性學的取扱ひにより求め、安定性を一層嚴密に調べることとした。最近ではアーチダムの應力解析をアーチの抵抗だけで行つて實用化した例も現れてきている。

2. 弾性理論 アーチは圓形等厚とし、岩盤接觸面は理論上半徑方向とする。極座標 r, φ における應力函数の一般形は對稱軸を原線にとると

$$F = a_0 \log r + b_0 r^2 + c_0 r^2 \log r + (a_1 r^3 + b_1 r^{-1} + c_1 r \log r) \cos \varphi \\ + \sum_{n=2}^{\infty} (a_n r^n + b_n r^{n+2} + c_n r^{-n} + d_n r^{-n+2}) \cos n\varphi \quad \dots\dots\dots (1)$$

この應力函数から得られる應力3成分の式も同様に第1項は φ に無關係な項、第2項は $\cos \varphi$ (又は $\sin \varphi$) を含む項、第3項は $\cos n\varphi$ (又は $\sin n\varphi$) を含む一般項からなる。

上下流面における條件は次のようである。

$$\left. \begin{aligned} (\sigma_r)_{r=r_2} &= -p, & (\tau_{r\varphi})_{r=r_2} &= 0 \\ (\sigma_r)_{r=r_1} &= 0, & (\tau_{r\varphi})_{r=r_1} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (2)$$

但し、 r_2, r_1 はそれぞれ上下流面半徑であり、 $-p$ は等分布荷重である。

式(2)の條件を式(1)に適用して未定係数の關係を求める場合に、第1, 2項はそれぞれ未定係数が1つずつ残るけれども、 $\cos n\varphi$ (又は $\sin n\varphi$) の項はすべて0になつてしまう。兩端における岩盤の境界條件を満足させるためには $\cos n\varphi$ (又は $\sin n\varphi$) の項を生かしたい。そこで、 n も未定係数であるとみなすこととすれば式(2)を満足するような n の値を求めることにより、所期の目的を達することができる。このような n の條件式は次のようになる。

$$(r_2/r_1)^n - (r_1/r_2)^n = n(r_2/r_1 - r_1/r_2) \quad \dots\dots\dots (3)$$

式(3)を満足する n の値は一般に複素数である。これから得られるアーチ端の應力成分 $\sigma\varphi, \tau_{r\varphi}$ は次のような形をとる。

$$\left. \begin{aligned} (\sigma\varphi)_{\varphi=\alpha} &= A f_1(r) + B f_2(r) \cos \alpha + \sum_{m=1}^{\infty} C_{m1} f_3(r) + \sum_{m=2}^{\infty} C_{m2} f_4(r) \\ (\tau_{r\varphi})_{\varphi=\alpha} &= B g_2(r) \sin \alpha + \sum_{m=1}^{\infty} C_{m1} g_3(r) + \sum_{m=2}^{\infty} C_{m2} g_4(r) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (4)$$

$f_i(r), g_i(r)$ 等は r の函数であり、 A, B, C_{m1}, C_{m2} 等は未定係数である。 C_{m1}, C_{m2} は $\cos n\varphi$ (又は $\sin n\varphi$) の項の實部、虚部を分離して得られる2組の項の未定係数である。

岩盤面を半無限弾性體とみなして、この表面に式(4)で表わされる應力成分が作用するときの岩盤面の變位成分とアーチ端における變位成分が接觸面上において等しくなるように、級數式(4)の未定係数 A, B, C 等を決定することは可能である。本研究はこのようにして得られる解を求め、某地點に設計したアーチダムに適用して應力狀態を調べたものである。

50. 地震時動水壓に関する模型實驗 (20分)

正員 東京電力株式會社 畑 野 正

水槽の1つの鉛直壁を左右動させ、これによつて生ずる動水壓と水面に生ずる波形を觀測し、著者の理論と照合したものである。

51. 揚壓力に関する研究 (20分)

准員 京都大學工學部 丹 羽 義 次

揚壓力が堰堤の安定に悪影響を及ぼすことは周知のところである。それゆゑこれに作用する揚壓力を適確に究明して、その設計の合理化を計らねばならず、既に幾多の理論計算、模型實驗、實測が行われてきた。しかしながら揚壓力の本質についてはいまだ決定的な結論が得られていないようであり、今後の詳細な研究にまたねばならない。本研究においては揚壓力が堤底にのみ作用し、その全面積にわたり作用するものと假定している。

1. 理論的考察 堰堤基礎が均一な透水係数を有する場合について既に多數の研究者が數學的解析を行つてい