

論文報告紹介

今月は論文報告集第179号(45年7月20日発行)登載予定原稿として、8編を紹介いたします。今月紹介した論文報告に対する討議は46年1月20日まで受付けます。次号では論文報告集第180号登載予定原稿として、下記の8編を紹介する予定です。

- 西村 昭・田井戸米好・瀬良 茂・穂積重臣・三谷哲夫：
現場縮高力ボルト軸力のばらつきについて
- 吉沢孝和：トラスの非線形問題の数値解析
- 崎山正常：淡塩二層地盤よりの二次元淡水取水の一方
法田良実：碎波指標の整理について
- 石井千万太郎・板倉忠興・岸 力：Hot-film 流速計に
よる開水路の乱れの測定
- 林 泰造：河川蛇行の成因についての研究
- 柴田 徹・行友 浩：飽和砂の繰返し載荷による液状化現
象の研究
- 外尾善次郎：超音速火焔ジェットによる岩石の削孔と切削
に関する研究

折板構造解析による単一箱桁の 曲げねじりについて

尾 崎 訓

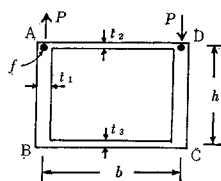
コンクリート箱桁橋における曲げねじりの問題は、優れたねじり剛性を発揮する箱桁の断面が厚く、偏心荷重としての活荷重の影響が小さいため、特別な場合を除いてはあまり問題にならないことが多い。

しかし、一般に用いられている曲げねじり理論は箱の断面変形を考慮に入れていないものである。

本研究は、鋼箱桁の場合と異なり、隔壁をほとんど入れずに自からのラーメン剛性によって断面の変形に抵抗するコンクリート箱桁を折板構造として取り扱い、断面変形を考慮して剛接合折板理論によって、単一箱桁の曲げねじりを単純支持を仮定して解析し、隔壁、ハンチ等の影響も調べた。

これらの計算は変位法によるが、箱桁を構成する折板要素について、変位とせん断力との二次元応力的関係式(変位せん断公式)を、さきに能町博士が論文集146号で発表したように設定し、矩形断面節点における力のつりあいと適合条件、さらに断面の変形抵抗の条件式により微分方程式を求め、フーリエ級数に展開して計算を行なったが、片持部がない場合、あるいは片持部があっても片持部

図-1 箱桁の断面の記号



面積も節点に仮定できる場合には、級数和を解析的に求めてつぎのような計算式をえた(図-1 参照)。

$$\sigma_A = \frac{6P}{h\{ht_1+bt_2+6f\}+r(ht_1+bt_3)} \times \left\{ \frac{\sqrt{nH+nF}}{2\alpha\sqrt{nH}} \phi(x, x_0) - \frac{\sqrt{nH-nF}}{2\beta\sqrt{nH}} \psi(x, x_0) \right\}$$

$$M_A = K_A \cdot \frac{2(1+\nu)P}{bht_1} \left\{ \frac{\sqrt{nH+J}}{2\alpha\sqrt{nH}} \phi(x, x_0) - \frac{\sqrt{nH-J}}{2\beta\sqrt{nH}} \psi(x, x_0) \right\}$$

$$T_{AB} = \frac{(2-\nu)t_1P}{ht_1+bt_2+6f+r(ht_1+bt_3)} \times \left\{ C(x, x_0) + \frac{n(F-K)}{2\alpha\beta} S(x, x_0) \right\} - \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) \frac{P}{h} + \frac{nP}{bht_1} \left\{ \frac{1}{2\alpha\beta} \left(1 - \frac{KJ}{H}\right) \times S(x, x_0) - \frac{J}{nH} \left(C(x, x_0) - 2\left(1 - \frac{x_0}{l}\right) \right) \right\}$$

$$\sigma_B = -r\sigma_A, \quad r = \frac{3ht_1+bt_2+6f}{3ht_1+bt_3}$$

$$k_1 = \frac{t_1^3}{6h}, \quad k_2 = \frac{t_2^3}{6b}, \quad k_3 = \frac{t_3^2}{6b}$$

$$M_B = K_B \cdot \frac{M_A}{K_A}$$

$$K_A = \frac{9k_1k_2(k_1+3k_3)}{(2k_1+3k_2)(2k_1+3k_3)-k_1^2}$$

$$K_B = \frac{9k_1k_3(k_1+3k_2)}{(2k_1+3k_2)(2k_1+3k_3)-k_1^2}$$

$$F = \left(\frac{1}{ht_2} + \frac{1}{ht_3} - \frac{2}{bt_1} \right)$$

$$H = \frac{48(1+\nu)}{(1+\nu)\{ht_1+bt_2+6f+r(ht_1+bt_3)\}bh}$$

$$2K = \left(\frac{1}{ht_2} + \frac{1}{ht_3} + \frac{2}{bt_1} \right)$$

$$J = \frac{H}{2K-F}$$

$$n = \frac{4(1+\nu)}{bh} (K_A + K_B)$$

.....(1)

上式中、スパン上の位置 x に関する関数 ϕ, ψ, C, S は載荷点位置では、支座位付近を除き

$$\phi(x_0, x_0) = 1, \quad \psi(x_0, x_0) = 0,$$

$$C(x_0, x_0) = 1, \quad S(x_0, x_0) = 0$$

と近似できるので、最大値を容易に知ることができ、片持部を考えない時には $f=0$ 、さらに二軸対象を仮定できる時には $t_2=t_3$ 、 $r=1$ となっていっそう簡単に求まる。

実験は主としてプラスチック材料を用いた小型模型によって行ない、ストレインゲージによるひずみの測定値によって理論計算値を検証した。

模型実験および数値計算の結果、そり応力は変形を無視した場合の値の数倍の大きさになることが確認された。なお、片持部があっても、これを節点断面積に換算して計算すれば片持部を考慮した級数計算とほとんど一致し、下側節点に生じる最大のそり応力を求めるだけならば、片持部を無視してもあまり影響がなく、時には二軸対称断面とみなして近似値をうるのも簡便な方法と思われる。

つぎに、厚さ t の隔壁が $x=C$ の位置にある場合には、隔壁の変形抵抗力 $Q=(G_c \cdot t \cdot 4\psi)_{x=C}$ を箱桁における力のつりあい条件に入れて解析し、支間中央に隔壁がある場合の実験を行なって、この影響を検討した。その結果、計算値と実験値とは良くあい、1ヵ所ぐらい集中的に入れた隔壁では効果がなく、隔壁を入れずに曲げねじりを的確につかんだ設計をした方がよいと思われる。

最後に、コンクリートのハンチを考慮した計算法を考え、実験も行なって影響も明らかにした。これは f なる有効断面積をもつハンチが節点に集中してであると仮定して、節点におけるせん断力のつりあい条件式に $E \cdot f \cdot u$ なるせん断力を考慮し、かつ断面変形抵抗係数比 n の算出にあたって、変断面不静定桁の計算要領で箱断面にたわみ角式を適用したものである。その結果、 n の算定はハンチ断面のうち 1:3 よりゆるい傾斜の部分の有効として求めるとよくあい、ハンチによる応力減少の効果は、大体 20% 程度であることがわかった。

結論として、コンクリート橋などの設計では単一箱桁の場合、全応力中に占めるそり応力の割合は数%と少ないが、曲げねじりを考慮する際は剛接合折板構造として解析すべきであろう。

(1969.6.20・受付)

[筆者：正会員 工修 室蘭工業大学助教授]

くり返し荷重による3径間連続桁橋のたわみ安定性について

福本嘸士・吉田 博

弾性限度を越えた変動くり返し荷重が構造物に作用する場合、構造物が示す挙動に、変動くり返し荷重のくり返し数とともに構造物の永久変形が増していく漸増崩壊荷重、変動荷重があるくり返し数をこえると、構造物の永久変形が一定値に収れんし、以後は弾性的応答を示す変形硬化荷重、変動荷重によるある断面での交番塑性応

力の発生による低サイクルでの材料の破断がある。

著者らは先に橋梁構造物の塑性設計の適用に関する研究として、くり返し作用する荷重列のモデル化されたものとして、現行鋼道路橋設計示方書に規定される1個の線荷重と等分布荷重よりなる L 荷重が2スパン連続桁橋上を通過する場合について上記の3点の検討を行なった。

本研究では、2スパン連続桁では問題とならなかった交番塑性荷重を除き、他の2点について同様の考察を3スパン連続桁を対象に行なった。

中央スパンと側スパンのスパン長比、スパン曲げ剛比、全塑性曲げモーメント比、死荷重等をパラメーターとして、崩壊荷重、変形硬化荷重、それらによるたわみ、塑性ヒンジ位置、塑性ヒンジ回転角等を求め、設計のための基礎資料として数値計算の結果を数表にまとめた。

また、これらの数表の用い方を設計と解析の両面からの計算例によって示した。

(1969.11.19・受付)
(1970.2.4・再受付)

[福本：正会員 Ph.D. 名古屋大学助教授 工学部]
[吉田：正会員 M.Sc. 金沢大学講師 工学部]

有限要素法による粘弾性体の解析法

堀井健一郎・川原睦人

有限要素法を用いて粘弾性体を解析する方法を提案する。粘弾性体の応力ひずみ関係は、一般に、緩和関数などを用いて積分表示される場合と、レオロジーモデルなどにより微分表示される場合とがある。ここでは、応力ひずみ関係がレオロジーモデルにより表わされるような関係にあるとし、これが補助変数 $\{h\}$ を用いることにより、

$$\begin{bmatrix} \sigma \\ O \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} B_{gg} & B_{gh} \\ B_{hg} & B_{hh} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon \\ h \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{gg} & C_{gh} \\ C_{hg} & C_{hh} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\epsilon} \\ \dot{h} \end{bmatrix}$$

のごとくに表わし得ることを示す。この関係は、さらに、ひずみ速度を一定と考えることにより、

$$\begin{bmatrix} \sigma \\ O \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{gg} & K_{gh} \\ K_{hg} & K_{hh} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon \\ h \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} H_{gg} & H_{gh} \\ H_{hg} & H_{hh} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon(0) \\ h(0) \end{bmatrix}$$

と変形することができ、これより $\{h\}$ を消去すると

$$\{\sigma\} = [D] \cdot \{\epsilon\} - \{\sigma_0\}$$

なる応力ひずみ関係を得る。一方、ひずみ $\{\epsilon\}$ と、節点変位 $\{v\}$ との関係を

$$\{\epsilon\} = [B] \cdot \{v\}$$

で与えることにより、有限要素法の手法によって

$$[K] \{v\} = \{P\} + \{P_0\}$$

$$[K] = \int [B]^T \cdot [D] \cdot [B] dV$$

$$\{P_0\} = \int [B]^T \cdot \{\sigma_0\} dV$$

{P}: 外力荷重

なる解式を得る。この解式は、いわゆる逐次進行型の解式であり、初期値 $\{\sigma_0\}$ を与えて、 $\{v\}$ を求め、これより $\{\epsilon\}$ 、 $\{h\}$ を計算し、これをあらためて初期値として解析計算を進めてゆくものである。この方法によれば、逆ラプラス変換などの計算を用いることなく、任意のレオロジーモデルに対する解を得ることができる。

さらに、動的問題、非線型問題への拡張などについて述べている。

(1969.12.2・受付)

〔堀井：正会員 早稲田大学教授 工学部〕
〔川原：学生員 早稲田大学大学院学生〕

ラバーダム形状に関する研究

荻原国宏・立石 島・古屋久和

最近になって国内でもかなりラバーダムが作られるようになって来た。本研究はその基礎資料を得るために行なったものである。主として形状に関するものであって、越流のある場合、ない場合について求めてある。

ダム部分の各ディメンションを図-1のごとくとり、おのおのを H で除して無次元化表示してつぎのごとく表わす。

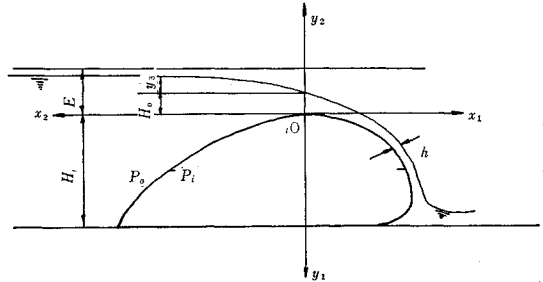
$$\begin{aligned} \eta_1 &= y_1/H, \quad \eta_2 = y_2/H, \quad \xi_1 = x_1/H, \\ \xi_2 &= x_2/H, \quad H_s = E/H, \quad H_{s0} = E_0/H, \\ \eta_0 &= b/H \end{aligned}$$

ダム内圧を P_i 、外圧を P_0 、ダムに働く張力を T とすると、ダム形状に関する基礎方程式は

$$d^2 \eta_1 / d\xi^2 \left[1 + \left(\frac{d\eta_1}{d\xi} \right)^2 \right]^{3/2} = \frac{D_i - D_0}{T} \cdot H \quad \dots\dots\dots(1)$$

内圧は空気の場合は $P_i = \alpha \omega H$ 、水の場合は $D_i = \omega H(\beta + \eta_1)$ とする。越流のないときの形状は、上流面については $P_0 = \omega \eta_1$ 、下流面については $P_0 = 0$ とし、これらの関係式を式(1)に入れて、境界条件 $\xi_i = 0, \eta_1 = 1, d\eta_1/d\xi_1 = 0$ のもとに解けば良い。なお T については下流面の曲線が水路床で接する条件 $\eta_1 = 1, d\eta_1/d\xi = 0$ より求めることができる。その結果は水の場合、上流面は円曲線、下流面は楕円曲線、空気の場合は上流面が楕円曲線、下流面が円曲線に

図-1



なることがわかった。その一例が図-2, 3 である。越流のある場合は外圧 P_0 を流れの方程式を解いて求める必要があり、流れの方程式と、ダムの形状の基礎方程式について連立してとくことが必要である。

上流面については比エネルギーの方程式より

$$\eta_2 = H_{s0} + \eta_3$$

の関係を使い η_1 と η_3 の関係式を求めると

$$\eta_3 = (H_s - H_{s0}) - \frac{q^2}{2gH^3} \frac{1}{(\eta_1 + H_{s0})^2} \quad \dots\dots(2)$$

となる。外圧 P_0 は $P_0 = \omega(\eta_3 + H_{s0} + \eta_1)$ であると考えられると、式(1)と(2)と内圧の条件より曲線形が求まる。さらにダム頂点で限界水深になると考えると $H_{s0} =$

図-2 非越流時のダム形状

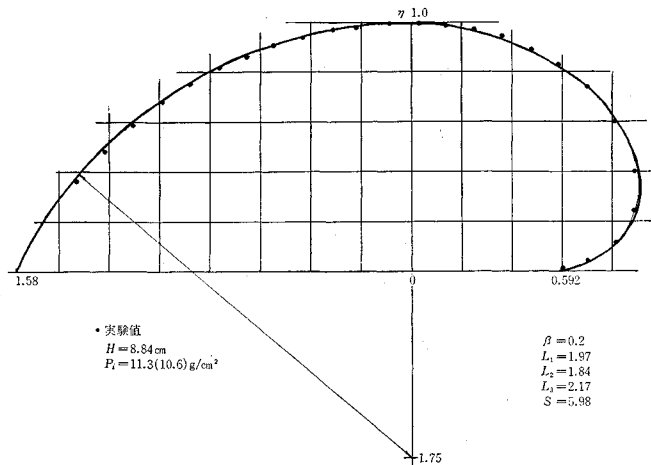
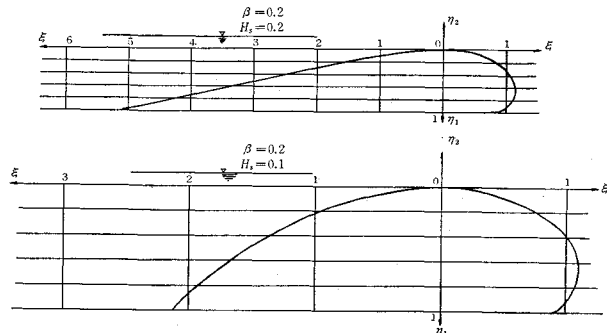


図-3 越流時のダム形状



$2/3 H_s$ で $\frac{q^2}{2gH_s^3} = \frac{1}{3} \left(\frac{2}{3}\right)^2 H_s^3$ であることがわかり、結局、曲線形は、

$$\xi_2 = \int_0^{\eta_1} \frac{1 + A \left[(H_s - \beta) \eta_1 - \frac{2}{9} H_s^2 \left(\frac{\eta_1}{\eta_1 + 2/3 E_s} \right) \right]}{\sqrt{1 - \left\{ H_A \left[(H_s - \beta) \eta_1 - \frac{2}{9} H_s^2 \left(\frac{\eta_1}{\eta_1 + 2/3 H_s} \right) \right] \right\}^2}} \times d\eta_1 \dots \dots \dots (3)$$

(水)

空気の場合は $\beta \rightarrow \alpha$ とし [] 内に $\eta_1^2/2$ が加わった形となる。これは楕円の修正された形のものであると考えられる。下流面についてはダム面上を流れる水の遠心力と重量を考えて基礎方程式を作ると $p = d\eta_1/d\xi_1$ として、

$$\left(1 - \frac{\rho q^2}{T} \frac{1}{b} \right) (1 - b^2)^{-3/2} \frac{dP}{d\xi_1} = A [\beta + \eta_1 - \eta_b (1 + P^2)^{-1/2}] \quad (水)$$

or

$$= A [\alpha - \eta_b (1 + P^2)^{-1/2}] \quad (空気) \dots \dots \dots (4)$$

最初は右辺中の $(1 + P^2)$ を無視してとき、その結果を右辺中に入れて近似度を上げてゆくとうぎのような解を得る。

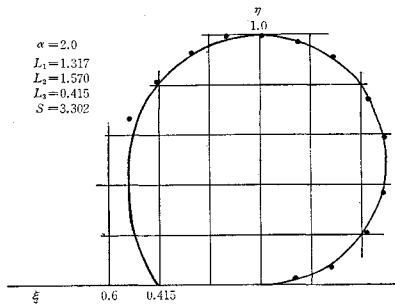
$$P = \frac{\sqrt{1 - [(1 + \eta_1/\eta_b) - (e^{\eta_a A_0 \eta_1} - 1)(\beta/\eta_b + 1/\eta_b^2 A_0 - 1)]^2}}{\sqrt{(1 + \eta_1/\eta_b) - (e^{\eta_b A_0 \eta_1} - 1)(\beta/\eta_b + 1/\eta_a^2 A_0 - 1)}} \quad (水)$$

$$P = \frac{\sqrt{[1 - (\alpha/\eta_b - 1)(e^{\eta_a A_0 \eta_1} - 1)]^2}}{1 - (\alpha/\eta_b - 1)e^{\eta_b A_0 \eta_1} - 1} \quad (空気) \dots \dots \dots (5)$$

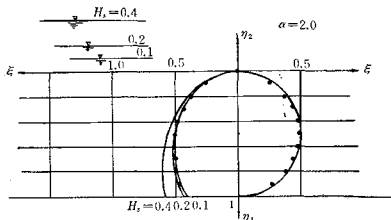
ただし $A_0 = A/(1 - \rho q^2/Tb)$ である。A を下流面の条件より決めて、 α, β, H_s をパラメータにして上式を

$$\xi_1 = \int \frac{P}{d\eta_1}$$

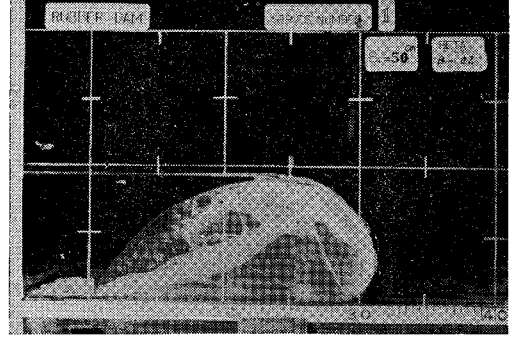
図—4 非越流時のダム形状



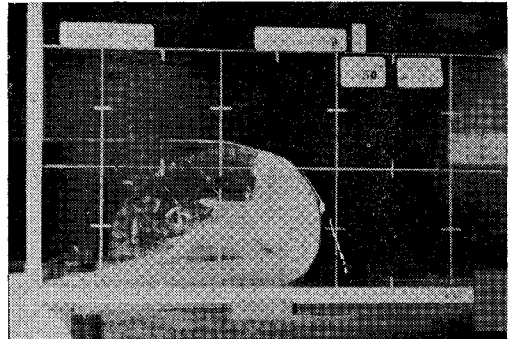
図—5 越流時のダム形状



写真—1 非越流内部水 $\beta=0.2$



写真—2 非越流内部水 $\beta=1.0$



として数値積分すればよい。これらの結果を示したのが図—4、図—5 である。図中の点は実験値である。実験中の写真が 写真—1、2 である。

(1969.10.13・受付)

〔荻原：正会員 東洋大学助教授 工学部〕
〔立石・古屋：日本自動車〕

波の進行に直角水平方向の球の振動

河野 二夫

造波水路底に球状物体があって、これに表面波を与えるとその物体は波の進行方向および波の進行に直角方向に流体力を受ける。本論文は波の進行に直角水平方向の流体力について考察したものである。実験の内容としては、隣青銅の板ばねに球を取りつけた倒立振子を造波水路底におき表面波を与えて波の進行に直角水平方向の振動をさせる（以下 Y 振動と略称する）のであるが、本論文はとくに、1 個の振子の Y 振動と 2 個の振子を波の進行方向に直角方向に並べた場合のお互いの球の干渉の問題について検討したものである。1 個の振子については、振動の主要な原因が球の背後に発生する渦輪によるものではなからうかと考えるのであるが、本文では次

元解析によって実験値を整理した。その結果波形勾配をパラメーターとして整理すると実験値はうまく整理することができた。

つぎに2個の球を組合せた場合の干渉問題では、2球のまわりの速度ポテンシャルを計算し、理論的にY振動の外力を計算した。計算結果は理論と実験の傾向は比較的一致した。

理論計算においては2球のまわりの速度ポテンシャルLambやM. Thomsonの流体力学の著書の中に示されているのであるが、彼らは鏡像の方法により厳密な理論値を求めているけれども、結果的には2球間の間隔に比較して球径は十分小さいと仮定して運動エネルギーを計算した。それゆえにY振動の外力を計算しても作用しないことになる。

したがって本論文ではまずLambやM. Thomsonの鏡像の方法などにつき簡単な説明を行ないそれについて著者の考え方をのべてある。

結論としては近似的には2球間の距離の4乗に逆比例する外力が作用することを示した。

また実験的に得られた主な点は球径と中心間隔の割合が0.9程度になると干渉の効果が表われることである。

(1969. 12. 18・受付)
(1970. 4. 2・再受付)

[河野：正会員 東京工業大学助手 工学部]

通勤・通学者の輸送機関および経路の選定率に関する研究

河上省吾

都市内の旅客輸送計画の立案に際して、二地点間の輸送需要が、その間にあるいくつかの輸送機関および経路にどのように分布するかを推定する必要がある。この旅客の輸送機関別および経路別分布比率を輸送機関別および経路別分担率とよぶ。本文では、これらの予測モデルを提案し、とくに経路別分担率モデルについては名古屋市の通勤・通学者の実測値に適用し、その経路別分担率モデルとしての有用性を検証した。

まず名古屋市の通勤・通学者に対して行なった通勤・通学経路に関するアンケート調査を分析し、輸送機関別および経路別分担率に影響する要因を調べた。その結果、所要時間、運賃、乗換回数、混雑度、徒歩距離および通勤者の月収などが主な要因であることがわかった。そして、通勤者の月収分布などから輸送機関別分担率を推定する方法を述べ、つづいて通勤者の経路選定に対する影響力が大きい所要時間、運賃、乗換回数の3要因を説明変数とする、つぎのような経路別分担率モデルを提

案した。

いま、2地点間に経路が3本ある場合のモデルを示すと次式のようなものである。

$$P_1 = \frac{1}{1+e^F+e^G}, \quad P_2 = \frac{e^F}{1+e^F+e^G}$$

$$P_3 = \frac{e^G}{1+e^F+e^G}$$

$$F = ax_{12} + by_{12} + cz_{12}, \quad G = ax_{13} + by_{13} + cz_{13}$$

ここに、

P_i = 経路*i*の分担率, x_{12} = (経路1の所要時間) - (経路2の所要時間), y_{12} = (経路1の通勤費) - (経路2の通勤費), z_{12} = (経路1の乗換回数) - (経路2の乗換回数)

a, b, c = 定数

このモデルは、経路別分担率モデルの具備すべき条件「(1) P_i は常に $0 \leq P_i \leq 1$, $\sum_i P_i = 1$ を満足すること, (2) 基準となる経路を変えても P_i が変わらないこと, (3) 経路数および説明変数がいくつでも適用できること」をすべて満足している。さらに、名古屋市の通勤、通学者の経路別分担率の実測値を用いて、モデルの適合性を検討してみると、従来用いられている線型回帰モデルとほぼ同程度の適合性をもつと考えられる。また、このモデル式は通勤・通学以外の旅客交通および自動車交通の経路別分担率モデルとして応用することもできる。

(1969. 4. 16・受付)
(1970. 1. 8・再受付)

[河上：正会員 工務 名古屋大学助教授 工学部]

鉄道線路の軌道に生ずる振動の解析

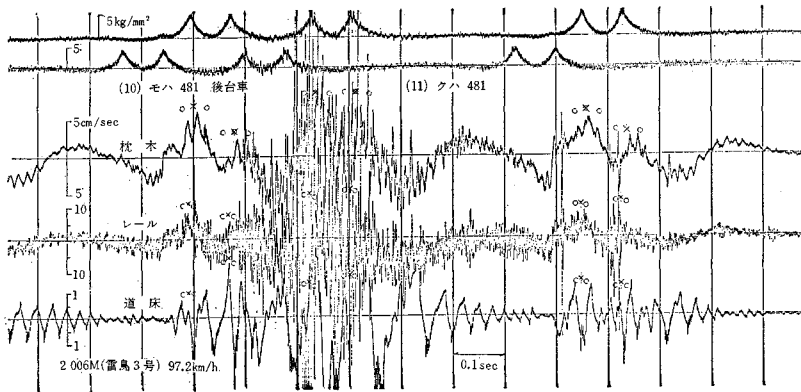
小野一良・伊藤義男

本論文は鉄道線路に生ずる振動に関して現場測定、試験軌道における実験および理論的考察によって解析を行なったものである。

1. 列車通過時に軌道に生ずる振動の測定

従来は軌道に生ずる振動を測定するのにすべて加速度測定用の変換器が使われていたが、道床崩れおよびその他の軌道の劣化を論ずるには振動加速度より振動速度が適していると考えられるので本研究においては主として振動速度測定用の変換器を使用した。列車通過時にレール、まくらぎおよび道床に生ずる振動速度を測定したが、測定記録には各車輪の通過時における軌道のたわみ運動のほかに400~800 c/secの高周波振動と40~80 c/secの低周波振動とがあらわれた。レール面および車輪踏面に欠陥のない限りこれらの振動速度は比較的小さ

図-1 2006 M 列車通過時における振動速度測定記録 (浮きまくらぎ区間)

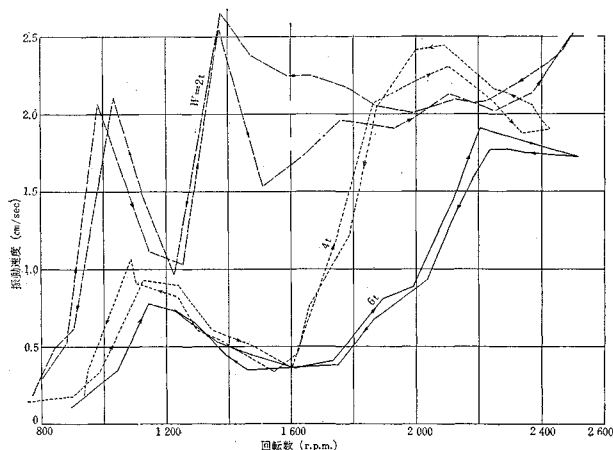


く、レールに生ずる振動速度は 5 cm/sec 程度であった。しかし、図-1 に示すごとくとくにクハ 481 形式電車の通過時に限ってレールには振動速度が 50 cm/sec を越える高周波振動を生ずることが認められた。この電車は前後の台車に加わる車体重量に差があるため制動時に軽い台車の車輪がレール面上で滑動と転動とを交互にくり返し、このために車輪踏面に多数の鱗状はく離が発生するものようである。低周波振動は列車速度を考慮すればレール面上で 33~66 cm の波長となり、レール面に波状磨耗が発生するとすればこの低周波が原因になると考えられる。

2. 試験軌道における振動実験

実験室内で砕石道床上に延長 8 m の試験軌道を敷設し、この中央に振動発生機を据付けた。なお試験軌道にはコイルばねまたは重ね板ばねを通じて任意の大きさの垂直荷重が加えられるようにした。軌道の各箇所にも多数の加速度または振動速度測定用の換振器を取付け、振動発生機の回転数を順次増加して軌道に生ずる振動加速度または振動速度を測定した。図-2 に示すごとく軌道に

図-2 5 番まくらぎに生ずる振動速度 ($\alpha=10^\circ$, コイルばね使用)

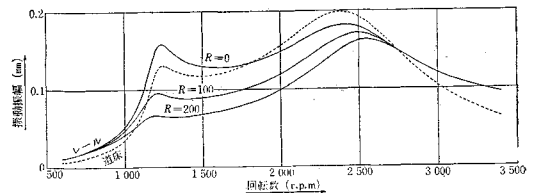


加わる垂直荷重を片側レールあたり 6 t としたときには毎分 1150 および 2200 回転において試験軌道の振動速度が極大値となった。第 1 の極大値を生ずる回転数は主として振動発生機の重量および路盤の圧縮に対する弾性係数によって決定される軌道の固有振動数に一致するであろうと考えられるが、第 2 の極大値が存在することは従来予期されなかったことである。

3. 軌道の振動に関する理論的解析

軌道の振動を理論的に解析する場合に従来はまくらぎ、道床および路盤の重量がレールに平行な 1 平面または 2 平面に集中すると仮定したことが多いが、本論文においては路盤の重量はまくらぎより下方に向かって広く分布すると仮定して解いた。したがって試験軌道に振動力を加えた場合に軌道に生ずる波は軌道の長さ方向および路盤の下方に向かって伝播することになる。振動発生機の回転数を順次増加した場合に振動振幅の第 1 の極大値を

図-3 レールおよび道床に生ずる振動振幅 (計算値)



生ずる振動数を実験値に一致するように路盤の弾性係数その他を仮定して計算を行なったところによれば計算上からも第 2 の極大値の存在することが証明され、図-3 に示すごとくその振動数も実験値に近い値となった。なお振動数の高いときに第 3 の極大値を生じ、これは軌道パッドの弾性によってレールがまくらぎ上で振動をすることをあらわしている。

以上に述べたごとく試験軌道における実験においてもまた理論的計算においても振動発生機のある回転数において軌道の振動振幅または振動速度が極大値になった。これは振動発生機も含めた軌道の固有振動数に軌道発生機の回転数が一致したため共振を生じたと見るのが普通である。ところが軌道の内部摩擦を 0 として軌道の振動を理論的に解析した結果によればこれらの極大値はいくら

が増加するが無限大となることはない。よってこれらの極大値を生ずる場合を厳密な意義で共振点と呼ぶことはできない。ただし振動発生機の重量をある大きさ以上としたときには真の共振点が存在することが証明された。

4. 結 論

列車通過時に軌道に生ずる振動に関してはレール面または車輪踏面に欠陥のない限りとくに問題にはならない。レールに波状磨耗、継目落があり、また車輪踏面にフラットがある場合については従来取り上げられて来たが、車輪踏面に多数の鱗状はく離がある場合にもとくに大きな振動を生ずることに注意しなくてはならない。車両のばね下重量がとくに大きくならない限り軌道の固有振動数なるものは存在しないが、主として路盤の弾性係数によって定まる共振点らしいものが存在し、これが波状磨耗の発達に関係があるものようである。

(1969.11.19・受付)

〔小野：正会員 金沢大学教授 工学部〕
〔伊藤：正会員 金沢大学工学部〕

施工計画システムへの確率 PERT の導入に関する研究

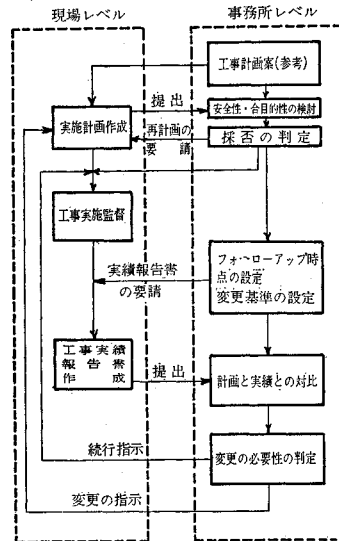
吉川和広・春名 攻

土木工事の近代化のための管理手法として導入された PERT・CPM 等のネットワーク手法も、適用例の増加にともなって長所や短所が明らかにされ、これらに対してさまざまな側面から検討が加えられている。本研究においても、土木工事の特殊性としての作業の不確定性に着目し、この不確定性に基づく問題点を解決するための管理システムを提案した。

1. 管理システム

まず、従来の管理システムにおける管理者をつぎの2つの管理レベルに大別した。その第1の管理レベルとしては、日々の施工の計画を作成し、実施の監督を行ない、それらの実績報告書を作成する現場レベルを、第2の管理レベルとしては、日々の管理は行わずに現場レベルにおいて作成された各種の実施計画の試案や各種の情報の評価・検討を行ない、その結果に基づいて適切な指示を行なうことによって間接的に工事管理を行なう事務所管理レベルをとりあげた。さらに、2つの管理レベルに対して、それぞれ異なった機能を与えることによって、管理組織全体がすべての機能を有しながら、かつ合目的に機能することを目的として、図-1 のような総合化を行なった。

図-1 管理システムの総合化



2. 工程計画の安全性の評価

土木工事における工程管理上の重要な問題点として、作業の不確定性に基づいた計画と実施の間の「ずれ」の問題がある。これらは主として、作業の所要時間の不確定性に基づくものであり、本研究においても、作業所要時間の変動にともなうプロジェクト完了時刻の変動という点に着目した。すなわち、図-1 にも示したように、事務所管理レベルにおいては、現場管理レベルで作成された工程計画の試案の安全性の評価を行なう必要があるが、事務所レベルの管理者は作業の所要時間が確率分布で与えられた場合に、プロジェクトの完了時刻 λ を確率 PERT 手法によって求め、工期 T に対する非超過確率 α によって、プロジェクトの安全性を評価しなければならないことを提案した。すなわち、工程計画の作成にあたっては

$$P_r[\lambda \leq T] \leq \alpha$$

を満たすように工期 T を定めるか、あるいは上式を満たすようなプロジェクトを求めることが必要である。

3. コンボリューションを導入した確率 PERT 手法

従来の確率 PERT としては、3点見積りの確率 PERT 手法があるが、この手法にはつぎのような問題点があることが、本研究をとおして明らかになった。すなわち、

- ① 所要時間推定に際しての条件が著しく厳しいため、土木工事のような場合には、相当な誤差を生じる可能性が大きい。
- ② 3点見積りの確率 PERT によって求められるプロジェクト完了時刻の期待値が、真の期待値に比べ

図-2 ネットワーク

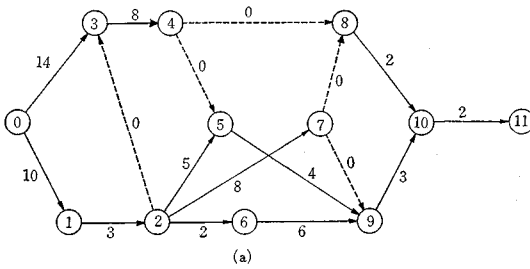
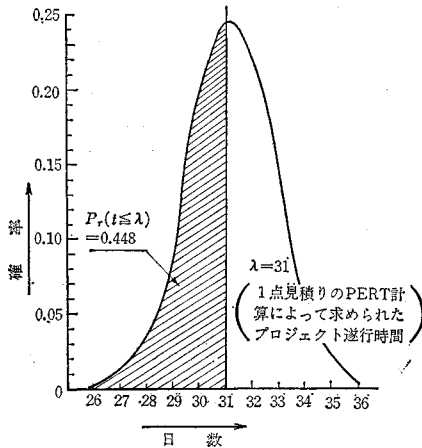


図-3 プロジェクト遂行時間の確率分布



てかなり過少評価されている。

③ 分散が真の分散より若干過大評価されている。

以上のことは、3点見積りの確率 PERT が土木工事には適していないことを示している。したがって、本研究においては、3点見積りの確率 PERT に変わるものとしてコンボリューションを導入した確率 PERT

手法を提案した。図-2 に示すようなネットワークに対して例題計算を行なった結果、図-3 に示すようなプロジェクト完了時刻の確率分布を得たが、ここでも上記のことが明確に確認された。

4. 事例研究

上述の確率 PERT を、橋梁下部工事の工程計画に対して適用し、プロジェクト完了時刻の分布形を求めたが、ここでは、同一条件下での作業のくり返しの少ない場合の所要時間のデータ採集についての考察、計算の簡便化についての考察を行なった。さらに、計算の結果として、3点見積りの確率 PERT によるプロジェクト完了時刻の期待値（1点見積りの PERT/TIME のプロジェクト完了時刻）を用いた場合には、予定の工期で完了しない確率は 73.3% も存在することが明らかになった。

以上のことに加えて、本研究で提案したコンボリューションを用いた確率 PERT が、従来の方法ではとりあつかえないような所要時間の一般的な分布形もとりあつかえるという利点があるので、土木工事のように不確定性の大きい場合には、非常に有効な手法であることが明らかになった。

(1969.12.16・受付)

〔吉川：正会員 工博 京都大学教授 工学部
春名：学生員 工修 京都大学大学院 工学研究科〕

【研究ノート】

海の波の波長計算プログラム

合 田 良 実

論文報告集への討議について

1. 討議は論文報告集掲載の全論文を対象とします。
2. 討議の受け付けは論文報告集掲載後6ヵ月以内とします。
3. 討議原稿を提出するときは学会原稿用紙に必要事項を記入のうえ論文集編集委員会へてご提出下さい。
4. 討議原稿の取扱いは論文集編集委員会にご一任下さい。
5. 討議に関する問合せは論文集編集委員会へご連絡下さい。