

アース ダムや堤防におよぼす地震の影響
Geotechnique/竹下 周成
 非線形構造物の解析
Proc. of A.S.C.E., ST/吉田 裕
 Miño 川の開発
Water Power/水嶋 増男
 ミシシッピー川の河岸侵食
Proc. of A.S.C.E., SM/細井 将右
 混雑度評価の方法
Strasse und Verkehr/藤田 大二
 給水量の変動解析
Jour. of A.W.W.A./田中和博

アース ダムや堤防におよぼす地震の影響

“Effects of Earthquakes on Dams and Embankment”
Newmark, N.M.
Geotechnique Vol. 15, No. 2 pp. 139~160, June (1965)

この論文は、I.C.E.において第5回 Rankine Lecture として講演されたものである。だから、研究発表というよりは、いままでのこの問題に対するいろいろの人やいろいろの機関の研究の成果をまとめたものである。

a) 土の動的性質 一般的に、土の振動時のせん断強さは静的の場合と同じか少し大きい。しかし、鋭敏比の高い粘土や飽和したゆるい砂では、練り返し効果や間げき水圧の発生によりせん断強さはいちじるしく低下する。

b) 地震による堤体の破壊の仕方 地震による堤体の破壊の仕方は、斜面がすべりを起こす場合、堤体が全体として基礎の上をすべる場合、堤体の各部分の動きに相対的な違いがあるためひびわれを生ずる場合、の三つが考えられる。この三つの場合のうち、前者の二つについては従来から使用されてきた震度法で計算できる。

また、堤体土の性質によって堤体の動き方は違ってくる。普通の土の場合は図-1 (a) のようにはっきりしたすべり面が現われるが、非常に粘性の大きい土では動きが弾性的になり、図-1 (b) のようにすべり面が現われない。図-1 (a) の場合は比較的簡単な解析ができるが、図-1 (b) の場合は解析が複雑になる。

一例として、ambraseys (1958) は地震によって堤体の上下流側斜面に続けてすべりが生じ破壊していく様相

図-1 材料土による堤体の動きの違い

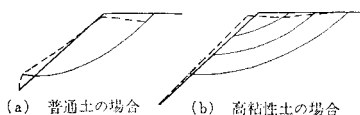


図-2 すべり破壊の様相

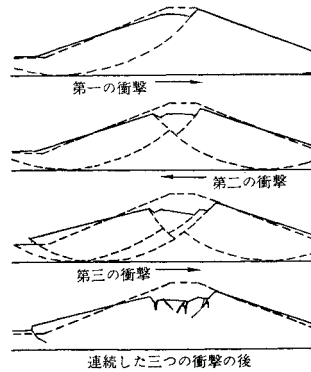
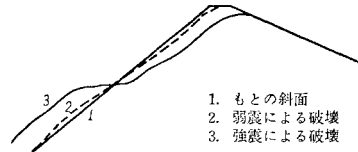


図-3 粗粒土堤体のすべり



を 図-2 のように示した。また、Davis (1960) やその他の人達の実験によれば、粗粒土材料の場合すべりの様相は 図-3 のようになる。

c) 地震による堤体の最大変位 地表面上に載った剛体を考える。いま地表面が時間 t_0 の間加速度 Ag で動き速度 V になったとすると、 $V=Ag t_0$ である。この地表面の動きにつられて剛体が加速度 Ng を持ち、地表面との相対速度が0になるまで t_m の時間がかかったとすると、 $t_m = \frac{V}{Ng}$ である。この N を抵抗係数と呼ぶ。そのとき地表面と剛体との相対変位 u_m は

$$u_m = -\frac{V^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A}\right)$$

となる。

実際の地震は衝撃が一つでなく、方向がたがいに逆の衝撃がくり返し起こるが、ただ複雑になるだけでやはり上に述べたようなことがいえる。すなわち、変位は地表面の最大速度の平方に比例する。また、堤体斜面のすべりなどの場合は斜面の上向きと下向きによって、すなわち衝撃の方向によって、抵抗係数が違ってくる。しかし、この場合も上に述べたのと同じようなことがいえる。

アメリカ西海岸で生じた4つの地震動を最大加速度0.5g、最大速度30 in/sec に修正し、その修正地震動に対する simple system の応答を計算したところ、どちらの方向の衝撃に対しても抵抗係数が同じの場合は 図-4、方向によって抵抗係数の違う場合は 図-5 のようになった。Davis 等 (1960) が行なったロックフィルダムの模型実験では、図-4 とかなりよい一致を示した。

図-4 対称抵抗に対する修正地震動における変位

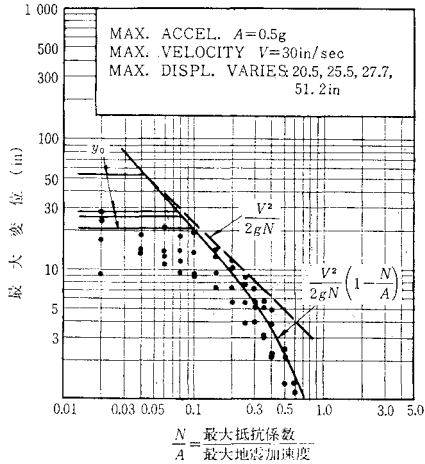
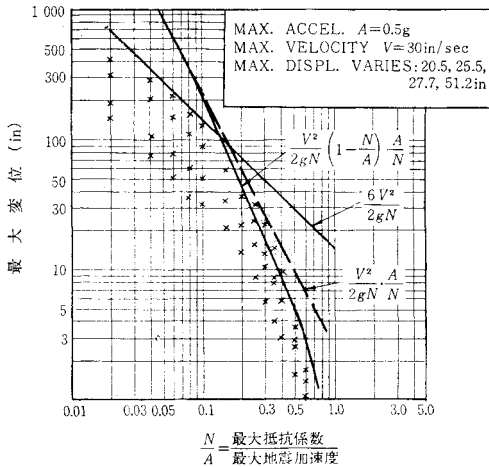


図-5 非対称抵抗に対する修正地震動における変位



$A=0.5g, V=30 \text{ in/sec}$ というと最大規模の地震だから、アースダムの地震による斜面すべりにおける最大変位は、図-5 によって直接求めることができる。

(委員 竹下 周成)

非線形構造物の解析

“Analysis of Nonlinear Structures”

Richard, R.M., Goldberg, J.E.

Proc. of A.S.C.E., ST Vol. 91, No. 6

pp. 33~48, December (1965)

不静定構造物の解法は、基本的に未知量として力を選ぶ方法と変形量を選ぶ方法にわけられる。これらの方法の理論的裏付けは Castigliano の第 1, 第 2 定理による。すなわち、重ね合せの原則が成立する場合にかぎり正しい。Force Method を非線形系に拡張するには、complementary energy theorem を適用する方法がここに

述べるような方法による。ここでは、大変形による非線形問題を扱うのではなく、材料の非線形的性質のみを考慮する。

complementary energy theorem による方法は、不静定力に関する連立非線形代数方程式系に帰着する。一般には、くり返し計算によってこれらの方程式を解くのであるが、高次の不静定の場合には、すべての不静定力が正しい値に取れんするという保証はない。微分した状態を考えることによって、Forth Method を非線形系に拡張適用することができる。この場合は連立非線形常微分方程式系に帰着する。これらの方程式の解析は、一般に数値解析によってのみ可能である。線形系の場合には、一般化した j 点の作用荷重 $\lambda_j P$ と i 点の不静定力 X_i は、線形関数 F_i によって $X_i = F_i(\lambda_j P)$ と表わされる。非線形系に対しては、不静定力は作用荷重の線形関数とはならないから、微分を基準としなければならない。すなわち、 $dX_i = d[F_i(\lambda_j P)]$ を基準とする。 X_i を P で微分したものは

$$\frac{dX_i}{dP} = \frac{d}{dP} [F_i(\lambda_j P)] \dots\dots\dots (1)$$

となる。

式(1)を積分すれば、与えられた作用荷重および初期条件のもとでの不静定力の値を求めることができる。

応力-ひずみ関係として、ここでは Ramberg-Osgood 多項式を用いる。すなわち

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} + \frac{3}{7} \frac{\sigma_0}{E} \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^n$$

σ_0 は secant modulus が $0.7E$ となるときの応力、 n は応力-ひずみ曲線の形を決める変数である。線形系に対しては、構造要素の境界の変位 y と力 S の関係は、行列によって、

$$y = fS \dots\dots\dots (2)$$

と表わされる。 f は個々の構造要素の flexibility matrix である。つり合い方程式は

$$S = B_0 \lambda P + B_1 X \dots\dots\dots (3)$$

と表わされる。 B_0 は不静定力を取りのぞき静定とした系の P と S を結ぶ行列であり、 B_1 は不静定力 X と S を結ぶ行列である。仮想仕事の定理により

$$B_1' y = 0 \dots\dots\dots (4)$$

を得る。 B_1' は B_1 の transpose である。式(2),(3),(4)より $B_1' f B_0 \lambda P + B_1' f B_1 X = 0$ を得る。ゆえに不静定力 X は $X = -(B_1' f B_1)^{-1} B_1' f B_0 \lambda P$ と得られる。非線形系に対しては、 f は定数ではなく S の関数となる。したがって非線形的性質を有する要素をふくむ系に拡張するために、作用荷重によって微分したものを基準として式を展開する。線形系に対すると同様にして

$$\frac{dX}{dP} = -(B_1' \bar{f} B_1)^{-1} B_1' \bar{f} B_0 \frac{d(\lambda P)}{dP} \dots\dots (5)$$

を得る。 \bar{f} は dy/dP と ds/dP を結ぶ行列で、 $dy/dP = \bar{f} ds/dP$ である。式(3)を微分したものと式(5)より

$$\frac{dS}{dP} = [B_0 - B_1(B_1' \bar{f} B_1)^{-1} B_1' \bar{f} B_0] \frac{d(\lambda P)}{dP}$$

となり、荷重点の変位 x は $x = B_0' y$ で与えられるから、

$$\frac{dx}{dP} = B_0' \bar{f} [B_0 - B_1(B_1' \bar{f} B_1)^{-1} B_1' \bar{f} B_0] \frac{d(\lambda P)}{dP}$$

となる。ゆえに、式(1)における行列 \bar{F} は

$$\bar{F} = B_0' \bar{f} [B_0 - B_1(B_1' \bar{f} B_1)^{-1} B_1' \bar{f} B_0]$$

と表わされる。軸力のみを受ける部材に対しては、

$$y_i = \frac{S_i l_i}{A_i E} + \frac{3}{7} \frac{S_{oi} l_i}{A_i E} \left(\frac{S_i}{S_{oi}} \right)^n$$

と表わされる。 S_i は部材断面積、 l_i は部材長、 S_{oi} は応力が σ_{oi} のときの部材力である。したがって、

$$\frac{dy_i}{dP} = \frac{l_i}{A_i E} \left[1 + \frac{3}{7} n \left(\frac{S_i}{S_{oi}} \right)^{n-1} \right] \frac{dS_i}{dP}$$

となる。よって、

$$\bar{f}_{ij} = \frac{l_i}{A_i E} \left[1 + \frac{3}{7} n \left(\frac{S_i}{S_{oi}} \right)^{n-1} \right] \quad i=j$$

$$= 0 \quad i \neq j$$

となる。曲げ部材については、部材端での非線形的性質を有するら線パネを考えることによって

$$y_i = \frac{S_{ij} l}{3EI} + \frac{S_{ij}}{K} + \frac{3}{7} \frac{S_{oij}}{K} \left(\frac{S_{ij}}{S_{oij}} \right)^n - \frac{S_{ji} l}{6EI}$$

と表わされる。 K は線形部分のパネ定数である。したがって、

$$\bar{f}_{ij} = \frac{l}{3EI} + \frac{1}{K} \left[1 + \frac{3}{7} n \left(\frac{S_{ij}}{S_{oij}} \right)^{n-1} \right]$$

$$\bar{f}_{ji} = -\frac{l}{6EI}$$

となる。上記のようにして、非線形系にも Force Method を拡張することができる。具体例として、トラスの場合と門型ラーメンの場合の計算例を示している。

行列の演算および積分計算は、電子計算機によって可能である。
(委員 吉田 裕)

Miño 川の 開 発

“The Miño Developments”

Water Power, Vol. 17, No. 10, pp. 387~396,
October (1965)

本文は、スペイン北西にある Miño 川 Belesar 地点におけるダム建設計画、およびその下流に現在建設中の発電施設の計画にふれたものである。Miño 川は、スペイン領土北東部の山脈に源を發し、Sil 川と合流し国境に沿って大西洋に流下している。スペイン領土の Miño 川の水力発電は、FENOSA により開発されているが、1955 年に最初の計画として、Sil 川との合流点上流に

Los Peares 貯水池、その後、その上流にこの Belesar 地点が 1963 年に完成されている。両地点は季節的貯水を利用し下流のすべての発電所に対して調整を計るためのもので、中程度の落差の規模のものである。そして Belesar 貯水池の流量調整によって補給される低落差自流式設備の 3 発電所 Velle (Sil 川合流点下流側の地点)、Castrelo, Frieira が下流に建設中である。

a) 計画の配置 Belesar 地点建設計画の一般配置が 図-1、写真-1 に示してある。右岸重力アバットメントのわずかに上流に地下発電所および取水塔が設置され、取水塔と地下発電所水車との間は 130 m の長さにわたる傾斜圧力立坑で連絡されている。地下発電所の機械ホール (全長 70 m, 高さ 42 m, 幅 20 m) の屋根アーチはコンクリートで巻き立てられてあるが、壁にはクレーンの柱があるのみで、岩盤が露出したままである。

この地下発電所の配置は、制限された築造工程に対して、有利な地形的、地質的条件に加えて河川洪水および不利な気象に対して無関係である。発電所地点におけるかこう岩質は卓越したもので、水圧管を地上に設置した場合より大きい安全率を確保している。この地点の広汎な地質調査より、アーチ ダムの適合性が確認され

図-1

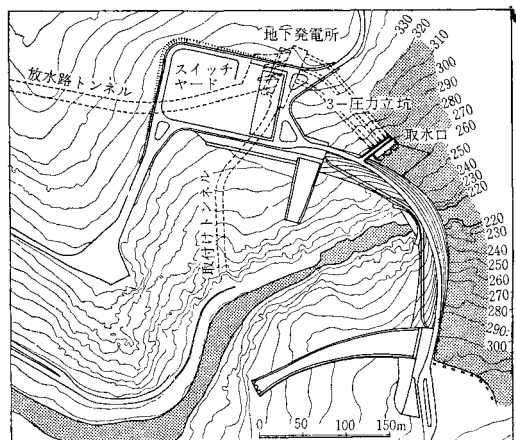
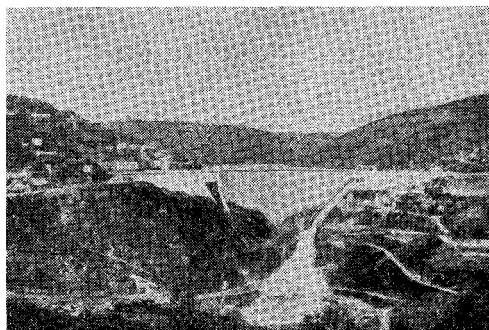


写真-1



ているが、局所的な破裂地帯および風化のいちじるしいところにはグラウトがなされた。

b) ダム Belesar アーチダムは左岸、右岸両方に重力アバットメントがあり、二重曲率アーチ構造を有している。堤高は129.0mであり、集水面積は4000km²で4000m³/secの洪水量の値が余水吐の設計に用いられている。余水吐としては、アバットメントと主アーチとの間に2つのスキージャンプ式のものが設置されている。シュートの長さは左右岸異なり、左岸側シュートは比較的長く造られ右岸より下流に放流されている。また越流頂EL.が左右岸異なり、右岸はEL.315mで、3門のRadial Gate(7×7m)、設計水頭15mで2000m³/sec、左岸はEL.320mで3門の固定式ローラーゲート(10×10m)、設計水頭10mで2000m³/secを分担している。(水嶋 増男)

ミシシッピー川の河岸侵食

“Bank Erosion in Soils of the Lower Mississippi Valley”

Turnbull, W. J., Krinifsky, E.L. and Weaver, F.J.
Proc. of A.S.C.E., SM Vol. 92, No. 1
pp. 121~136, January (1966)

ミシシッピー川は、延長6530kmで世界最長の川であり、また河口での堆積がさかんで三角洲が年平均104m延びているといわれているが、その下流部で蛇行がいちじるしいことでも有名で、河岸侵食が活発である。

本報文は、実際の川について河岸侵食と土質との関係を見ようと試みたものである。著者3人のうち最初の2人はアメリカVicksburgの水理試験所土質部職員で、3人目はミシシッピー川委員会の地質土質部門の技師である。

ミシシッピー川下流低地の微地形分類をすると図-1のようになり、大きく分けて上流側は河川はんらんによって形成された谷底平野、下流側は河口での堆積による三角洲

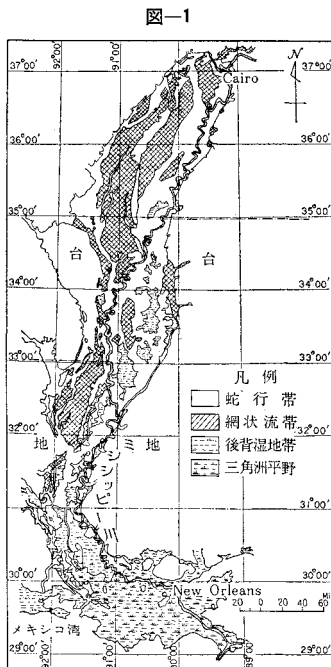


図-1

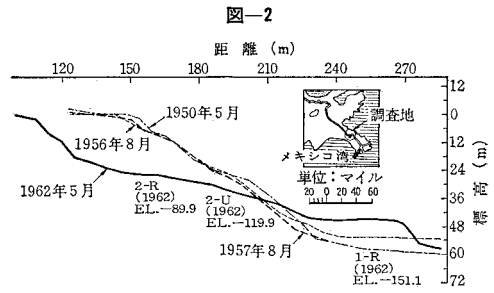


図-2

平野である。谷底平野はさらに網状流帯、蛇行帯、後背湿地帯に分類されており、ここで網状流帯は過去の気候温暖化にともなう氷河の縮小時の過剰に流送土砂をふくんだ流れでの堆積物である。広い面積を占めるが現在の川はこの地帯中を流れていない。蛇行帯は、ミシシッピー川の河道変遷にともなって形成された地帯であり、二層から成り、その下層は粗中粒非粘性の砂あるいは礫で、上層は、河道に近く洪水はんらんによる堆積がさかんであったため小高く形成された自然堤防(幅1~2km、厚さ6m以下)や、弯曲内側洲である砂堆(厚さ10m以下)ではシルト~砂であり、旧河道(深さ21~27m)には、粘土やシルトが埋積している。後背湿地帯は地形形成時には川から離れていて、はんらんによる堆積作用の弱かった地帯で、シルト質粘土から成る(厚さ北で10m、南で36m)。三角洲平野は、主として粘土から成る(厚さ45~210m)。

現在、ミシシッピー川下流部は、Vicksburg付近で低地面を30m程度切って流れており、Fort Jackson付近では図-2のように60m程度切って流れている。ほとんどの弯曲部凹岸は、可換性のコンクリートブロックで被覆されている。

河岸侵食はそれぞれの土質条件によって図-3,4,5,6のように起こっている。弯曲部凹岸付近のミオ筋は4~6月の高水時に深くなり、低水時には埋められて浅くなる。年間の水位変動はVicksburg付近で15m、New Orleansでも3.6mで、弯曲部付近の河床高はVicksburg付近で年間に6~12m程度昇降している。

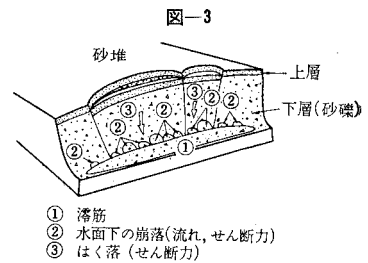


図-3

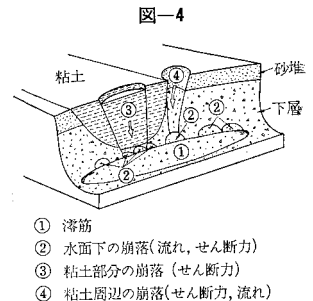
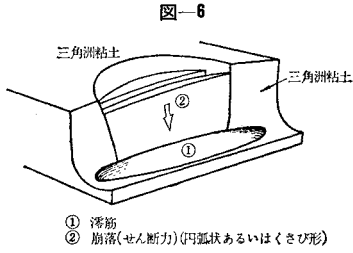
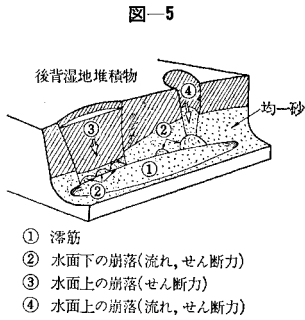


図-4

水面下の河岸こう配は、低水時には約 1:3 で安定しているが、高水時にミオ筋が深くなるので 1:2 程度に急になり、水面下の部分で崩落が起こる。図一3 のように自然堤防や、薄い砂堆の部分では、水面下の河岸での崩落は小さいものが数多く起こり、その後で水面上の部分が薄くはく落する。砂堆が厚くなるにしたがって水面下の崩落は大きくなるが数は少なくなり、水面上の崩落は 図一5 の④と同様な形で起こる。



旧河道に粘土質のものが埋積しているところは直接的な侵食には強く、河道の平面形を不規則にしているが、彎曲部凹岸近くのみオ筋は旧河道より深く切りこみ、下層の砂を洗掘し、水面下で小さい崩落が数多く起こり、そのため 図一4 ③ のように粘土部分も崩落する。

後背湿地帯では 図一5 のようで、湿地堆積物が薄い場合には、④ のように、水面下の崩落は大きく、数は少なく、湿地堆積物が厚い場合には ③ のようで、旧河道の場合とよく似ていて、水面下に小さい崩落が数多く起ってそのために粘土部分の崩落が起こる。

三角洲平野では、川が粘土中を流れていることと、高水位が低いことで河道は上流に比べて安定している。しかし数は少なくとも河岸崩落は 図一2 のように起こる。ここでは、河床まで粘土で、そのため、谷底平野でよりも深いミオ筋が長くかかってでき、 図一6 のような形で突然大きな河岸崩落が起こる。 図一2 の例では河岸は 40 m 程度後退している。(委員 細井 将右)

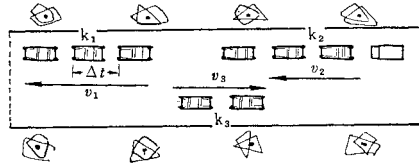
混雑度評価の一方法

“Kolonnenbildung und Überholen”

Strassen und Verkehr, pp. 637~640, November (1965)

道路交通において、追い越しができないなどの道路条件の制約があると、車が一群になって走行し、車頭間隔はせばまり、速度が低下する現象が発生して、交通の停滞が見られる。逆にいえば車群形成の程度は交通の混雑の程度を的確に表わすものであり、車群形成の程度は車

図一1 車群の典型図



群の大きさ、速度、車頭間隔の三つの要素によって評価される。これらの三つの要素を総合して単一の数値で車群形成の程度を評価する方法を試みた。いま P_k を車群形成度と名付け、つぎの三つの変数の関数として値が定まるものとする(図一1)。

k = 車群の大きさ (自動車の台数)

Δt = 車群のなかの自動車相互の車頭時間

V_m = 車群の平均速度

また、 P_k はつぎの条件を満足するものとする。

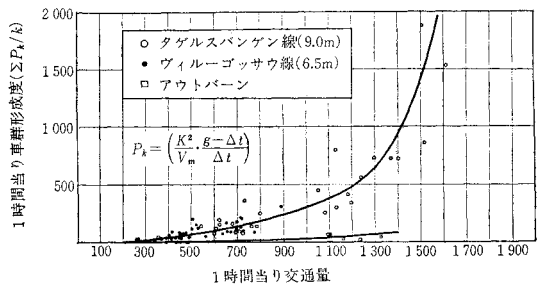
① 車が自由に走行しているときは $P_k=0$, ② 停止に至った車群では $P_k=\infty$ で、③ $k \rightarrow$ 大のとき $P_k \rightarrow$ 大であり、④ $V_m \rightarrow$ 小のとき $P_k \rightarrow$ 大、⑤ $\Delta t \rightarrow$ 小のとき $P_k \rightarrow$ 大。ただし 9 秒以上で車頭時間で走っている車は車群とは考えないものとし、100 km/h 以上の速度で走っている車は一団になっていても車群として扱わない。上記のような条件をみたす式の一つとして次式を考え、

$$P_k = \frac{k^2}{V_m} \cdot \frac{9 - \Delta t}{\Delta t}$$

これを車群形成度とする。

上記のように定義した車群形成度を実際の道路についてアウトバーンと幅員 9 m の国道、幅員 6.5 m の国道の三つを例にとり、100 例ほどの時間交通量に対してあてはめた結果を 図一2 に示す。

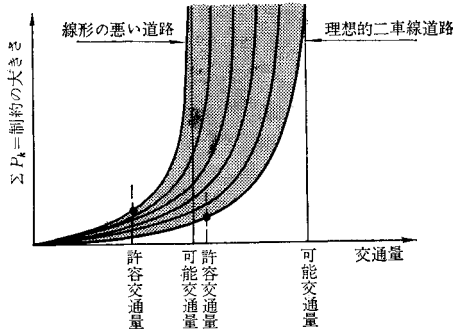
図一2 車群形成度と交通量の関係



これによるとアウトバーンでは、少なくとも 1400 台/時間/一方向までは制約を受けないことがわかる。幅員 9 m の二車線道路では、1000 台/時 程度になると明らかに制約の増加が見られる。したがって、この道路では設計交通量は 1000 台以下に止めるべきである。幅員 6.5 m の道路については交通量の少ないときは、9 m の道路と同様な傾向を有する。

P_k は一つの道路については、一つの曲線に乗ること

図-3



は確かであるので、これを各種の道路について実測して図-3のような曲線群を求めておけば、任意の道路の区間について短時間の実測でどの曲線群に乗るかを調べることによって、設計交通容量、可能交通容量を求める鍵が得られる。
(委員 藤田 大二)

給水量の変動解析

“Analysis of Distribution Demand Variations”
Graie, G.
Jour. of A.W.W.A. Vol. 58, No. 1, pp. 51~67,
January (1966)

この論文は、「給水設計とそのオペレーションのコンピューターによる研究」と題する一連の論文の一部である。

ある給水系における将来の最適な給水量を予測するためには、過去のデータを統計的に解析することによって、規則的な特性をつかむことが必要である。この論文では、調和解析を中心とした統計分析がなされているので、報告する。

(a) データ イリノイ州の Champaign-Urbana, ペンシルバニア州 Philadelphia 市の Belmont high-service の両給水地区の、1962~1963 年の 2 年間の給水量の毎時ごとの記録、およびコロラド州デンバー市の 1954~1963 年までの、10 年間の毎時の記録を用いている。この論文では、比較のため 1962~1963 年の 2 年間の毎日の変動を扱っている。

(b) 分析方法 用いられている手法は、算術平均、標準偏差、分散、調和解析、自己相関係数、およびスペクトル分析などである。ここに、調和解析以下の計算式だけを簡単にまとめる。

1) 調和解析

$$Y_t = \bar{Y} + \sum_{k=1}^{182} (A_k \cos 2\pi kt + B_k \sin 2\pi kt) \dots (1)$$

Y_t : ある年の t 番目の日における日給水量 (mgd)
 t : 1, 2, …, 365

k : ハーモニックナンバー

A_k, B_k : 次式によって計算される実数

$$A_k = \frac{2}{365} \sum_{t=1}^{365} Y_t \cos 2\pi kt$$

図-1 コレログラム

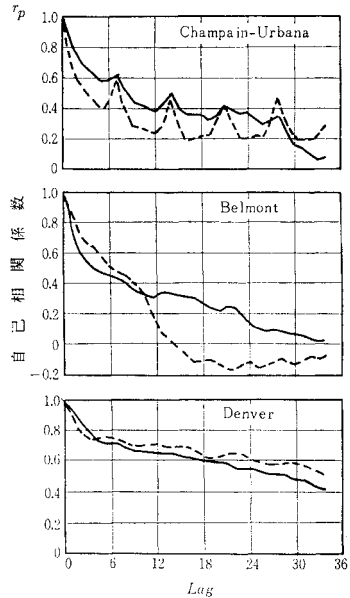
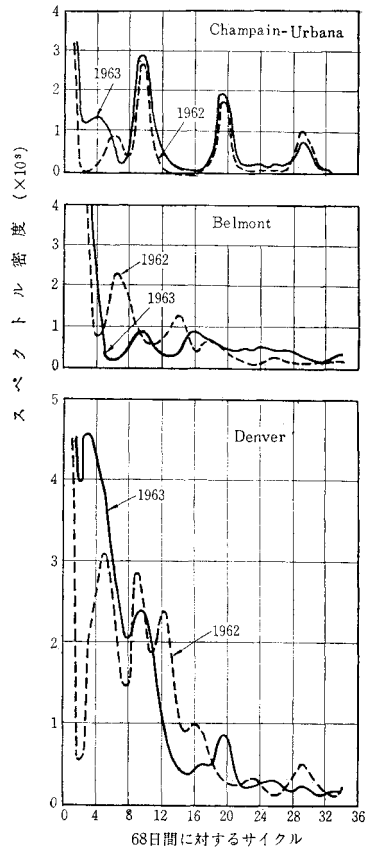


図-2 スペクトル密度



$$B_k = \frac{2}{365} \sum_{t=1}^{365} Y_t \sin 2\pi kt \dots\dots\dots (2)$$

2) 自己相関係数 r_p

$$r_p = \frac{\sum (Z_t \cdot Z_{t+p})}{\sum (Z_t)^2} \dots\dots\dots (3)$$

Z_t : 式 (1) で示すフーリエ展開した Y_t

P : タイムラグ

$t: 1, 2, \dots, n-P$

3) 自己分散係数 W_p

$$W_p = \frac{1}{n-p} \sum (Z_t \cdot Z_{t+p}) \dots\dots\dots (4)$$

4) スペクトル密度 L_p

$$L_p = W_0 + 2 \sum_{q=1}^{M-1} W_q \cos \frac{qp\pi}{M} + W_M \cos p\pi \quad (5)$$

ここに、 M の値は通常 n の値の 10% がとられるが、この研究では 34 にしてある。

(c) 分析の結果 以上の手法で、電子計算機を用いて計算した。3 地区の日平均給水量は、Champaign, ベルモントは約 10 mgd, デンバーは約 100 mgd である。細かい紹介は紙面の都合で割愛して、コレログラムとスペクトル密度を紹介する。図-1 がコレログラムで、Champaign では、1962 年、1963 年とも $P=7$ を周期とする対称形のピークがあり、給水量変動の 7 日周

期を示している。デンバーもわずかながら、7 日周期があらわれている。ベルモントは、1962 年、1963 年のコレログラムの形が、不規則的に違っており、同じ時系列からデータが得られたのが疑わしいほどである。つぎにスペクトル密度を P に対してプロットしたのが 図-2 である。3 地区とも、 U_0, U_1 が非常に大きく、小さい振動数成分の変動に対する寄与の大きいことを示している。Champaign では、やはり 7 日周期の特性が良くあらわれている。また、7 日の 1/2, 1/3 を周期とする成分の存在もわかる。ベルモントは、2 つのカーブがよく一致せず、1962 年のデータに特別な不規則変動があったと思われる。デンバーでもカーブがあまり一致していないが、7 日周期の存在はわかる。

(d) 結論

1) 他の方法でも、給水量の特性をつかむことはもちろん可能だが、数学的なモデル化には、このような分析が必要である。

2) その給水系統に特有なある種の規則特性がある。

3) したがって、計算のプログラムとともに、シミュレーション・モデルを今後確立していかねばならない。

(田中 和博)

水に関する技術的問題の総合的な解決への鍵! 近刊・5月末旬刊行

水工学便覧

監修

編集幹事

東北大学名誉教授・工学博士

中央大学教授・工博

沼知福三郎

春日屋伸昌

東京大学教授・工学博士

本間 仁

1. 理学・工学にまたがるいろいろな「水に関する技術的問題」の総合書の決定版!
2. 土木・機械・農業工学・地質学の最高権威者 60 数氏の協力執筆による水工百科!
3. 水工に関する理論、設計・施工の技術を総合的かつ具体的に解明した指導書!
4. 現場技術者に最も必要な実際例、未発表のデータ、数値表等を収めた実用書!
5. 見てすぐ理解できるように鮮明な 3000 個以上の図版を挿入した明解な便覧!

B5判 総クロース装 画入豪華本
本文1320頁 8ポイント函組・図版
写真版 3000個以上 特上質紙使用
定価 10,000円 ●内容見本呈●
特価 9,500円(7月末日限り)

- 【主要項目および執筆】 1. 流体の物理的性質(工博・井田富夫) 2. 静水力学(井田富夫) 3. 流体運動の基礎方程式(工博・笠原英司) 4. 管水路の定常流れ(工博・豊倉富太郎) 5. 管水路の非定常流れ(日立・小田保光) 6. ~7. 開水路の流れ(I, II)(工博・岩崎敏夫) 8. 噴流(工博・石原智男) 9. 一般の非回転運動(笠原英司) 10. 渦運動(工博・川口光年) 11. 粘性流体の運動(川口光年) 12. 流体中を進行する物体の抵抗(工博・伊藤英覚) 13. 圧縮流体の運動(川口光年) 14. キャビテーション(工博・村井等) 15. 混相流(石原智男他) 16. 地下水(内藤利貞) 17. 流量測定(鈴木晴之) 18. 水理実験(工博・尾崎晃) 19. 水文学(丸井信雄) 20. 河川水理学(丸井信雄) 21. 海岸水理学(工博・井島武士) 22. 砂防工学(工博・谷口敏雄他) 23. 河川工学(横戸実他) 24. ダム水理工学(工博・村幸雄) 25. 発電水力(工博・林泰造他) 26. 海岸・港湾工学(工博・久宝雅史) 27. 埋立工学(乗杉恂他) 28. 上下水道(工博・岩塚良三他) 29. かんがい・排水(農博・野口正三他) 30. 水力機械(工博・草間秀俊他) 31. 工業用水(理博・蔵田延男) 32. 数値表(春日屋伸昌)

東京・神田・小川町3の10 振替東京34757 電(292)2601(代)

森北出版株式会社