

ザイルネット構造の施工精度について

Der Stahlbau/東原紘道・訳

地下埋設構造物の地震解析

Proc. of A.S.C.E., PO/岩橋敏広・訳

コンクリートの新補強材料

Jour. of the A.C.I./樋口和夫・訳

蛇行流の理論

Proc. of A.S.C.E., HY/石川忠晴・訳

補間雨量の誤差の推定

Jour. of Hydrology/四徳正俊・訳

ザイルネット構造の施工精度について

“Beitrag zu den Genauigkeitsanforderungen
bei Seilnetzen”

Hangleiter, U., Gründig, L. und Schek, H.-J.

Der Stahlbau, Vol. 43, No. 1, pp. 1~9, January (1974)

本報告はシュツットガルト大学でまとめられた、プレストレストザイルネット構造の施工精度に関する研究の一部をなすものであって、特にケーブル長の偶然誤差に重点がおかれている。具体的にはミュンヘンのオリンピック競技場を対象とする。

(1) 概 説

競技場の設計期間中、施工精度、とりわけザイルの品質とザイルの長さ誤差の許容範囲が問題となった。長さ誤差がそのまま荷重誤差に転化するものとして個々のザイルにフックの法則を適用した従来の研究では、これらは厳しく設定されており、たとえば 50 m のザイルにおける 5 cm の誤差が 50% の張力誤差をもたらすものとされている。ところが実測してみると、種々の異なる施工規準によるにもかかわらず、その差異が予期されたほどでなかったため、精度問題に対する論議がまきおこった。著者らは、これらの実測結果を基礎にして、ザイル長の偶然誤差の影響を、数値実験的に解析した。研究において次の諸点に重点を置いた。

- 1) 発生している荷重のばらつきをもたらしたザイル長の誤差の評価
- 2) 長さ誤差が荷重誤差を引き起こす関係の規定
- 3) 長さ誤差の影響をあまり受けない構造の検討
- 4) 形状および曲率の影響
- 5) 網目の配置やメッシュの角度の影響

(2) 問題の設定

構造物の実測値と計算値との食い違いの中には、避けることのできない誤差が含まれていて、これの抑制には作業上また経費の関係で限りがある。このような誤差のうちで特に明確に定式化され、しかもネット構造の誤差許容性を大きく左右するものとして、ザイルの長さ誤差に着目する。これは主に施工、組立ての段階で入ってくる誤差である。具体的には第1および第2競技場を対象とした。それは、これらが幾何学的に複雑であり、したがって誤差に対してもっとも敏感だと考えられるうえに、解析結果を豊富な実測データとつき合わせる事が可能なためである。

さて、静的解析によって正確なつりあい形状は求まる。その状態から部材長を変化させると、それに伴う変形と荷重の変化が算出されるから、このプログラムに次の補助的プログラムを付加することによって、長さ誤差の作用は容易にシミュレートできる。

- 1) ザイルの長さを標準偏差 σ の正規分布に従ってランダムに変化させるプログラム。
- 2) 計算結果のうちで必要な部分のみを取り出して図化するプログラム（これは結果の数が膨大なためである）。

(3) 解析および結果

施工直後の長さ補正前における第1競技場での実測例を図-1に示す。計算値と実測値には大きな差が認められるが、このうち全体としての偏差は当面の考察には意味がない。注目すべきなのは実測値に特徴的な振動である。

この荷重のばらつきと部材長のそれとの関係を見るために、ザイル長をいくつかの σ に対してランダムに変化させた。その1例を図-2に示す。実測値には破線で表わされている偏りが 1.3 Mp 程度あることがわかる。こ

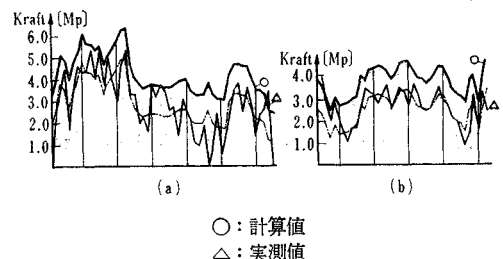
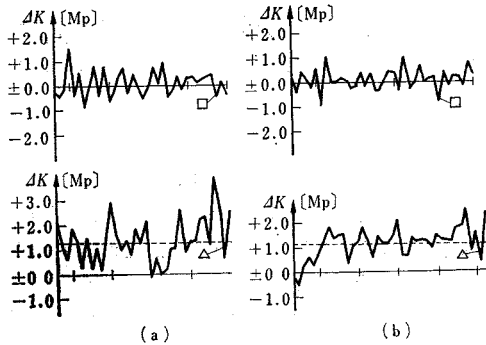


図-1 荷重プロフィール



□: $\sigma=7.5 \text{ mm}$ に対する計算値
 △: 実測値
 図-2 荷重変動成分

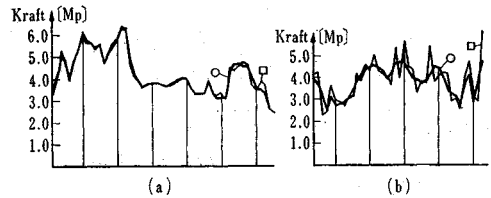
のときのザイル長の最大誤差が 20 mm 程度であることからして、比較的小さい長さ誤差が著しい荷重変化と張力のピーク値をもたらすことがわかる。また実構造物における荷重のばらつきは最大 20 mm 程度の長さ誤差によるものと考えられる。

1) 張力ピーク値の中央部分での低減 長さの調整は端部でなされるが、この影響は中央部では低下すると考えられる。実際、解析結果によれば、周辺から中央部に向って、張力ピーク値の強い減衰が認められる。逆に周辺部ではピーク値は増加し、荷重しだいで材料の降伏強度にもおよぶ。内部から周辺に向っての張力の増加の規模は最大で 50~60% である。したがって、張力測定を周辺付近でも行うことがきわめて望ましい。

2) 標準偏差 σ の変化の影響 σ を逐次増加させた場合の荷重の変化は、 σ に対してほぼ線型であった。したがって、小規模の長さ誤差の影響から大規模の誤差の影響を推測することができ、計算量は小さくすむ。

3) 交差ザイルへの影響 個々のザイルの荷重の変化は、その長さ変化に対して比例せず、着目するザイルを短縮しても、その荷重が所要の増加をすとは限らない。これはザイル相互の荷重の移行のためであるが、同じ方向のザイル間だけでなく、他の方向へも起るであろう。そこで1つの方向のザイル群に長さのばらつきを与えて、もう1つの方向のザイル群への影響をみた。その1例を図-3に示す。この例からうかがわれるように、異方向への荷重の移行は小さい。ばらつきを与えた方向自身では 35~40% の荷重変動が生じているのに対し、交差方向ではザイルの短い部分でやっと 8~10% の変化が生じただけである。なお、この移行は網目の交差角にも依存するであろうが、対象としたモデルがほぼ直交網であったため、その影響はみいだせなかった。

4) 形状の著しく異なるネット構造の比較 構造の形状が異なったら、必要な施工精度がどう異なるかをみ



(a) 交差ザイル群
 (b) ばらつきを考えたザイル群
 ○: ばらつきのない場合
 □: ばらつきのある場合

図-3 荷重プロフィール

るために、第1競技場と大型の第6競技場とを対象として、両者に同一の大きさの長さの変化 ($\sigma=7.5 \text{ mm}$) を与えて、短かいが曲率の大きい構造(第1競技場)と、ほぼ2倍の大きさとし小さな曲率を有する構造(第6競技場)が受ける影響を比較する。発生した荷重変位の変化に対して同一(ほぼ $\pm 0.345 \text{ Mp}$)であった。絶対長のかわりにひずみで考えると、著しく異なるひずみの規模が同一の荷重変化に対応することになる。より詳しい研究によれば、曲率半径 R とザイル長との比 R/l またはサグ比 f/l が一定の構造群は、上記と同じ関係を有することがわかっている。オリンピック構造物はすべて f/l がほぼ 1/7 であることから、これらは上記の性質をもつことがわかる。

地下埋設構造物の地震解析

“Seismic Analysis of Underground Structural Elements”

Shah, H.H. and Chu, S.L.

Proc. of A.S.C.E., Vol. 100, No. PO 1, pp. 53~62, July (1974)

(1) はじめに

地中送電管路等の地下埋設構造物の地震波を受けるような不測の事態に対する設計法の確立が必要である。埋設された構造要素が直線と考えられる場合には、ニューマークが提唱したように、土を半無限弾性体として求めた土中に生ずる最大ひずみを用いて、解析および設計をすることが可能であるが、構造要素の大部分は、曲線部、分岐部を形成しているため、さらに厳密に、また特別な考慮を払って解析および設計をする必要がある。本報告書は、土と埋設された構造要素との相対変位を求め、この相対変位を用いた解析方法および設計方法について述べたものである。

(2) 均質要素

構造要素が均質で弾性体に囲まれており、波動が弾性体中を要素の軸方向に $\rho = f(x - Ct)$ で示される粒子変位 (ρ) で伝搬される場合に対して、ニューマークは要素内の最大軸ひずみ (ϵ_m) と粒子速度 (V_m) および波動の伝搬速度 (C) との関係を示す2つの式で表わしている。

粒子変位と波動の伝搬方向が同じ場合

$$\epsilon_m = V_m / C \dots\dots\dots (1)$$

粒子変位と波動の伝搬方向が直角の場合

$$\epsilon_m = V_m / 2C \dots\dots\dots (2)$$

(3) 土中の直線要素

媒質中の均質要素が、その媒質と同一のひずみを生ずると考えることは正しいが、土中に埋設された直線構造要素の場合、土のひずみが要素の軸ひずみに置換されるのは、土に対する要素の端部支持と要素表面と土の間に働く摩擦抵抗によるものである。長い要素 (図-1(a)) について考えると、要素と土は、ひずみの不適合のため相対的な変位を生じ、要素の両端から AB の長さ (l_m) に摩擦抵抗が働き、土から要素に全体で F_{max} の力が伝わる。そのため要素中に最大ひずみ (ϵ_m) が生ずる。この時、要素の端部支持を無視すると式 (3)、式 (4) が成立する。

$$F_{max} = \int_0^{l_m} f dx \dots\dots\dots (3)$$

$$l_m = \epsilon_m AE / f \dots\dots\dots (4)$$

ここに l_m は力 F_{max} を土から要素に伝えるに必要な最大すべり長さであり、 A は要素材料の断面積、 E はそのヤング率、 f は要素単位長さ当りの摩擦力である。もしも要素の長さが $2l_m$ より短い場合 (図-1(b))、要素中に生ずる最大ひずみは常に ϵ_m より小さい。要素の端部支持が無視できるとし、また、最大土ひずみが要素の長さ全体にわたって一定であるとすると、要素両端と

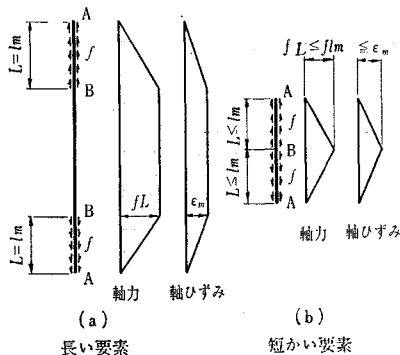


図-1 直線要素一軸ひずみ

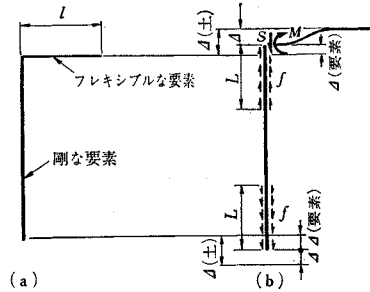


図-2 剛な直線要素に連結するフレキシブルな要素

土との相対変位は式 (5) で示される。

$$d = d(\text{soil}) - d(\text{element}), \quad d = \epsilon_m L - fL^2 / 2AE \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 L は有効すべり長さである。長い要素の場合 $L = l_m$ となるから、相対変位は式 (6) で示される。

$$d = \epsilon_m l_m / 2 = \epsilon_m^2 AE / 2f \dots\dots\dots (6)$$

もしも、図-2(a) に示すように、剛な直線要素の端部に、フレキシブルな要素が連結している場合には、土と剛な要素の端部との相対変位によって、フレキシブルな要素は、図-2(b) に示すような変形をする。この時、フレキシブルな要素に生ずるせん断力 (S)、モーメント (M) は、もしも、フレキシブルな要素に生ずるせん断力 (S) が、有効すべり長さを決定するのに何の影響も及ぼさないと考えられる場合には、式 (7) で示される。

$$S = kd / \lambda, \quad M = kd / 2 \lambda^2 \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $k = k_0 b$ で k_0 は土に対する地盤反力係数、 b は要素の幅、 I, E はフレキシブルな要素の断面2次モーメントおよびヤング率である。フレキシブルな要素に対して、 $\lambda L < 3\pi/4$ であれば、式 (7) は弾性基礎上の有限なはりに対する式におきかえられる。

(4) 曲管部をもつ要素

図-3(a) に示すような直角に曲った要素は、曲管部において、図-3(b) に示すような変形をする。曲管部における土と要素の相対変位 (d) は式 (8) で示される。

$$d = d(\text{soil}) - d(\text{element}) = \epsilon_m L' - \frac{S_1 L'}{AE} - \frac{f L'^2}{2AE} \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 S_1 は要素に働くせん断力、 L' は曲管部にお

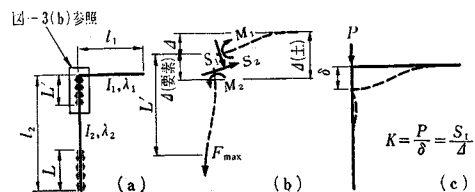


図-3 曲った要素

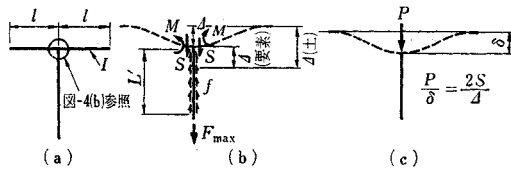


図-4 T型結合部

ける有効すべり長さである。要素の最大軸力 (F_{max}) は式 (9) で示される。

$$F_{max} = S_1 + fL' \dots\dots\dots(9)$$

曲管部における全体のばね定数 K (図-3(c)) とすると、 $d = S_1/K$ が成立し、式 (9) は式 (10) になる。

$$\frac{fL'^2}{2AE} + \left(\frac{f}{K} - \frac{F_{max}}{AE} + \epsilon_m \right) L' - \frac{F_{max}}{K} = 0 \dots\dots\dots(10)$$

長い要素 ($l_2 \geq L + L'$) の場合、 $F_{max} = \epsilon_m AE$ であるから、式 (10) は式 (11) になる。式 (11) を解いて有効すべり長さ (L') が求まると、曲管部におけるせん断力 (S_1, S_2)、曲げモーメント (M_1, M_2)、および土と要素の相対変位 (d) を計算することができる。

$$\frac{fL'^2}{2AE} + \frac{fL'}{K} - \frac{F_{max}}{K} = 0 \dots\dots\dots(11)$$

いま、 $\lambda_1 \geq 3\pi/4$ 、 $\lambda_2 \geq 3\pi/4$ 、 $I_1 = I_2$ 、 $K = 3k/(4\lambda)$ とすると

$$\left. \begin{aligned} L' &= \frac{4}{3} \varrho \left(\sqrt{1 + \frac{3F_{max}}{2f\varrho}} - 1 \right), S_1 = \epsilon_m AE - fL', \\ M_1 = M_2 &= \frac{S_1}{3\lambda}, S_2 = \frac{S_1}{3}, d = \frac{4\lambda^2 M_1}{k} = \frac{4\lambda S_1}{3k} \end{aligned} \right\} \text{(ただし } \varrho = AE\lambda/k \text{)} \dots\dots\dots(12)$$

となる。

(5) T型結合を形成している要素

図-4(a) に示すような T 型結合部をもつ要素は、図-4(b) のような変形をするが、 K を T 型結合部における全体のばね定数 (図-4(c)) と考えると、有効すべり長さ (L') は、この場合も式 (11) を解けば求めることができる。 $\lambda \geq 3\pi/4$ 、 $K = 2k/\lambda$ として、 L' を求めると、

$$L' = \frac{1}{2} \varrho \left(\sqrt{1 + \frac{4F_{max}}{f\varrho}} - 1 \right) \dots\dots\dots(13)$$

となり、せん断力 (S)、モーメント (M) および相対変位 (d) は式 (14) から計算することができる。

$$S = (\epsilon_m AE - fL')/2, M = S/(2\lambda), d = S\lambda/k \dots\dots(14)$$

(6) 建物に連結された要素

建物と構造要素が剛結されている場合には、その接合点では、要素と土の相対変位はない。接合点は長い要素の場合(図-5(a))、要素に生ずる最大軸力 ($F_{max} = fL_m$)

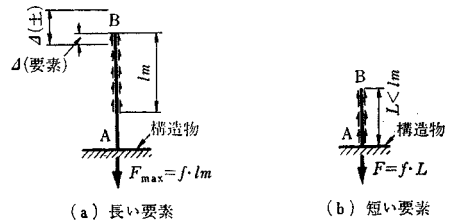


図-5 構造物に連結された要素

が作用するとして、また短い要素の場合 (図-5 (b)) は、 $F = fL$ が作用するとして設計されている。また、構造要素と建物の間にフレキシブルな接続部がある場合には、この点を自由端として設計すればよい。

コンクリートの新補強材料

“New Reinforcing Materials in Concrete”
Shah, S.P.

Jour. of the A.C.I., Vol. 71, No. 5,
pp. 257~262, May (1974)

コンクリートの引張強度は圧縮強度に比べ、約 1/10 程度であって、一般に、補強材は鉄筋を用いているが、その配置場所等を選択する必要があり、その配置および組立てのための必要経費は構造の総工費の中で相当な額となる。そこで、その必要のない繊維強化コンクリートに関心が集まってきた。繊維強化コンクリートとは、散乱した短かい不連続の繊維で補強されたコンクリートのことである。本論文は、繊維強化コンクリートのいくつかの特徴について述べたものである。

また、他の補強方法である ferrocement にもかなりの興味が集まっている。これは小さな鉄網で補強されたモルタルである。

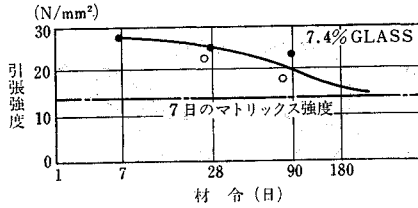
一般の繊維の機械的性質は表-1 に示してある。

(1) 無機繊維材料

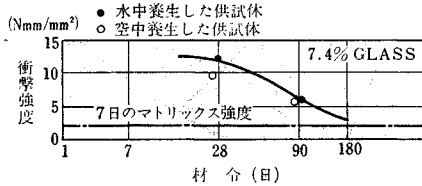
アスベストは有効な無機繊維であって、これはポルトランドセメントとうまく結合して、アスベストセメントと呼ばれる製品を造る。この時のアスベストの体積は約

表-1 繊維の性質

Type	Tensile strength, (ksi)	Young's modulus (10 ⁶ psi)	Elongation at fracture, percent
Glass	150-550	12-20	0.6
Asbestos	80-140	10	1.5-3.5
Nylon	110-120	0.6	16-20
Polypropylene	80-110	0.5	25
Polyethylene	100	0.2-0.06	10
Steel	40-600	29	0.5-35.0



図一 普通ポルトランドセメントマトリックスとガラス繊維との合成体の引張強度と材令との関係



図二 ポルトランドセメントマトリックスとガラス繊維との合成体の衝撃係数と材令との関係

8~16%である。アスベスト板の曲げ強度はマトリックスの約2~4倍である。アスベスト繊維は多量の水を吸収するので、水セメント比(W/C)を大きくしなければならない。また、従来の練りませでは、繊維を均等に配置することは困難であり、このことは、他の無機繊維材料にとっても同様である。

アスベストに代わるものとして、ガラス繊維の研究がなされた。一般に市販されているガラス繊維(E glass)の主な問題は、セメントペーストのもつ高いアルカリ性によるガラス繊維の腐食であり、そして、材令によって繊維の強度が低下するということである。このことは図一に示されている。このガラス繊維強化コンクリートは、特別な混合技術によって得られ、体積10%に対して、強度が約2倍となり、衝撃抵抗は約10倍増加する(図二)。

ガラス繊維に生ずるアルカリ腐食の対策としては、周囲を有機物で保護すること、耐アルカリ性のガラス繊維を用いることである。後者は、ガラス繊維が、いつかアスベスト繊維に代わるものであることを示している。

(2) 有機繊維材料

有機繊維材料には、ナイロン、ポリプロピレン、ポリエチレン等があるが、これらの繊維の弾性係数はかなり小さいので、ポルトランドセメント製品の強度はあまり望めない。また、マトリックスの強度を低下させることもある。しかしながら、衝撃抵抗は、かなり増加することが認められている。有機繊維は他の繊維より軽くて安い、これらの繊維は、フレッシュコンクリートのなか、一面に均等に広げることが困難である。また、表一

表一 繊維の付着強度

Type and size of fibers	Failure stress, (psi)	Remarks
0.017 in. Steel wire	570	Bond failure
0.010 in. Nylon monofilament	20	Bond failure
0.014 in. Cramped polypropylene	148	Fiber failed in tension

2に示されているように、付着強度が弱い。

(3) 金属繊維材料

低炭素鋼繊維は金属繊維より経済的で、コンクリートの約10倍の弾性係数を有し、かなり良い付着および破壊時における高い伸びを有している。また、練りませが簡単である。繊維の体積が約4%で、マトリックスの曲げ強度は2倍となり、圧縮強度は約50%上昇する。

鋼繊維はワイヤーを切断するか、または最近では、薄板を切断する方法で製造され、通常、直径10~20 mils (1 mil=1/1000 in.)、長さ0.5~2 in.であり、細長比は約30~150の範囲である。

金属繊維を用いた実験によると、練りませ中の繊維の分離やままりは、細長比、繊維の体積百分率、繊維の剛性の3つの要因に関係がある。繊維強化コンクリートの配合における特徴は、小さな断面寸法を持つアググイット(この場合は繊維のことである)の量が少ないこと、セメント量が多いこと、スランプが小さいことなどである。

(4) FERROCEMENT

小さい直径の繊維がもつ高強度を利用するひとつの方法は、連続したマット形の中に鋼鉄網を用いて補強することである。Ferrocementは、このような合成体のひとつである。Ferrocement構造におけるポルトランドセメントのモルタルマトリックスの補強は、密に配置された鋼鉄網である。Ferrocement中の補強材は、従来の鉄筋コンクリート中の補強材の約10倍のマトリックス単位体積当たりの表面積を持っているので、付着性はかなりよい。したがって、引張力によるFerrocementの破壊によるものである。また、Ferrocementを用いて、高強度の鉄網の大きな体積を有効に利用することが可能であり、その結果として、5000 psiまでの引張強度を得ることができる。

Ferrocement中の補強材の持つ大きな表面積によって、ひびわれ性状もかなり改良され、破壊直前のひびわれ幅は0.004 in.くらいである。補強材の表面積を増加させると、初期ひびわれ時(ひびわれ幅約0.0002 in.)の応力を増加させることができ、鋼に作用する応力が同じとして、Ferrocementばりは、従来の補強されたは

りよりひびわれ幅が小さいことがわかった。したがって、Ferrocement 構造物は、非常に薄く (1/2 in.) で、そして、使用荷重で常に水密性を保持できる。

(5) 比較

プレインコンクリートは重量比のわりには引張強度が小さいので、基礎や舗装などには有利であるが、死荷重が危険な要素となる場所に用いることは経済的でない。したがって、繊維強化コンクリートをプレインコンクリートの代わりに用いれば、より経済的になるであろう。

一般に鉄筋コンクリートは、はりやスラブなどには有利であるが、大きなスパンでは、重量が大きくなるので、重量比のわりに高い強度を持つプレストレストコンクリートのほうが有利である。また、薄い構造物においては Ferrocement が注目されるであろう。

蛇行流の理論

“Mechanism for Streamflow Meandering”
 Quick, M.C.
 Proc. of A.S.C.E., Vol. 100, No. HY 6,
 pp. 741~753, June (1974)

序

本論文は、蛇行のメカニズムを定性的に把握し、モデル化を行ったものである。Thomson, Einstein らと同様に、ら線流による洗掘を蛇行の生因と考えるが、さらに本論文では弯曲の反転や周期性をもモデル計算によって説明する。

モデル化

ら線流による洗掘、堆積が蛇行を引き起こすという考えにたち、渦度ベクトルの首振り運動と蛇行とを結びつける。流れの横断方向の軸をもつ渦度が底面せん断によってつくられるが、流速分布の非一様性のために、輸送される過程で流れ方向の成分を持つようになり、ら線流が形成される。例えば、図-1のA点では渦度ベクトル H は時計まわりに回転し、B点では反時計まわりに回転する。ら線流によって弯曲部外側で下降流（これが洗掘を行い）、内側で上昇流（これが堆積をさせる）起こり、このために蛇行が促進される。

簡単のために、平均流速 u 、渦度 H 、底面が水流に与えるモーメント M の絶対値を一定とし、各ベクトルの方向についての

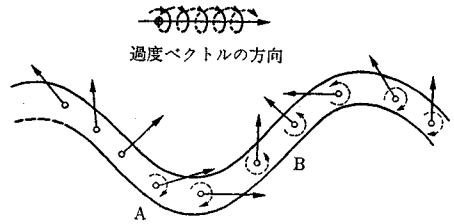


図-1 蛇行における渦度ベクトルの向き

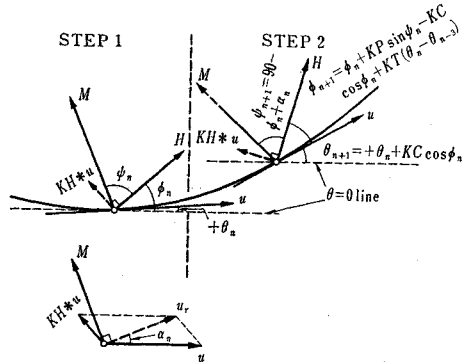


図-2 蛇行定義図

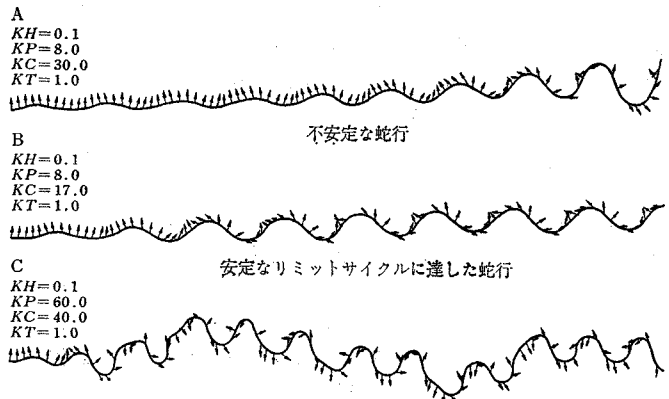
み考える。各ベクトルの関係は図-2のようになる。ここで u_r は河床流速、 u_t は H によってできる河床流速成分である。河道の方向 θ の変化は渦度ベクトル H と河道の方向との交角 ϕ の関数である。これを次のようにおく。

$$\theta \text{ の変化} = KC \cdot \cos \phi(n)$$

KC : 比例定数

n : 計算のステップ

ベクトル H は流速の非一様性によって回転するが、これはすぐ上流側の河道の曲りぐあいの関数である。一方 H は底面せん断モーメント M に引きよせられる性質もっているので、次のようにおく。



初期の不安定蛇行が不規則なリットサイクルに達した場合

図-3 計算による蛇行パターン

$$H \text{ の方向変化} = KT[\theta(n) - \theta(n-3)] + KP \sin \psi(n)$$

KT, KP : 比例定数

ら線流による河床流速と u との比を $KH(\text{const})$ とすると、

$$|u_1| = KH \times |u|$$

以上の式から各ステップにおける θ と ϕ を計算することができる。4つのパラメータを適当に変えると、図-3に示す如き種々の蛇行のパターンがあらわれる。

モデルの検討

蛇行量の小さな場合について上記モデルを微分方程式に変形すれば、蛇行流路の不安定性について論じることができる。流れ方向の過度の時間変化は、

$$\frac{dH_s}{dt} = \frac{d}{dt} (H \cos \phi) + k_1 H \frac{d\theta}{dt}$$

流路方向変化は

$$\frac{d\theta}{dt} = k_2 H_s$$

以上2式を変形し若干の仮定を加え次式を誘導すると、

$$\frac{1}{k_2} \frac{d^2\theta}{dt^2} + H(1 - k_1) \frac{d\theta}{dt} + H\theta = 0 \text{ (注)}$$

したがって $(1 - k_1)$ の負号によって流路の安定不安定が決定される。以上のようにこの蛇行モデルは一次の線型振動と似た性質をもっている。

補間雨量の誤差の推定

“A Scheme for Assessing the Reliability of Interpolated Rainfall Estimates”

Kelway, P.S.

Jour. of Hydrology, Vol. 21, No. 3, pp. 247~267, March (1974)

本論文の目的は、計算機による補間雨量計算の過程において、個々の値の信頼限界を同時に計算し、出力するプログラムの開発である。

試験用降雨空間分布パターン

補間雨量の信頼度を調べるためには、ある点の補間雨量に対して、その「真の雨量」を知る必要がある。実際の降雨データを用いて一般的な結論を得るには多大の労力を必要とするので、次のようにした。図-1に示されるような、典型的と考えられる14種類の合成降雨分布パターンを設定してシミュレーションを行う。自然界での各分布パターンに従う降雨の出現率に対応して、計算の過程で各パターンには重みをもたせてある。この重み

注) 抄訳者の計算によれば、この式は、

$$\frac{1}{k_2} \frac{d^2\theta}{dt^2} - k_1 H \frac{d\theta}{dt} + H\theta = 0 \text{ となる。}$$

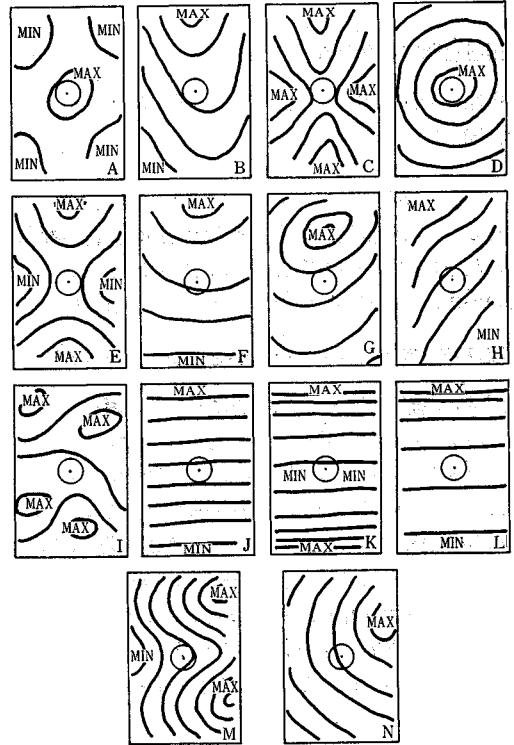


図-1 シミュレーションに用いた14の降雨分布パターン

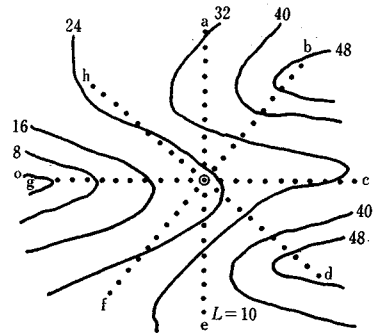


図-2 仮想雨量計の設置位置とそれに重ねられたシミュレーション降雨の一例

は、どのようなタイムスケールの降雨を扱うかによって変わってくるが、その差は最終結果にあまり影響しなかった。

仮想雨量計設置地点

上記の降雨分布パターン平面において、中心における雨量を補間によって推定すべき値とし、そのまわりの8本の放射線分上には、等間隔に10か所の測定点を定めた(図-2)。これらの測定点中の何点かにおいて与えられた雨量を用いて中心点の雨量を推定し、「真の値」と比較する。ただし、1本の放射線分上ではせいぜい1か

所の雨量しか与えない。

雨量補間プログラム

本論文では ARID*) というプログラムを用いた。その補間法は

$$V_x = \sum_{i=1}^m (V_i/L_i^n) / \sum_{i=1}^m (1/L_i^n)$$

ただし V_x が補間雨量, V_i は i 番目の雨量計の観測値で, L_i はそこまでの距離。 n は 1.65 にとった。本論文の手法は ARID 以外のプログラムにも有効である。

雨量計配置角パターンのもつ誤差レベル (=D)

雨量計の配置パターンは補間に際して, 雨量計の数そのものより重要だと言えよう。そこでまず, 中心で 45° ずつに区切られた 8 つの領域のどれで雨量が与えられるかによって, 雨量計の配置角パターンを表現した。結局これらの配置角パターン $2^8 - 1 = 255$ 個は, 図-3 に示す 29 種類に分類される。各パターンについて, 中心から等距離 (10 種類) の雨量データが与えられたものとして, 前出の降雨分布パターンによるシミュレーションを行い, 誤差レベルを求めた。結果が 図-3 の中にかっこでくくって示してある。

誤差と相関をもつ D 以外の要素

雨量計配置では, 雨量計までの平均距離 (= \bar{x}) および平均距離からの各雨量計の散らばり (標準偏差 = σ) が

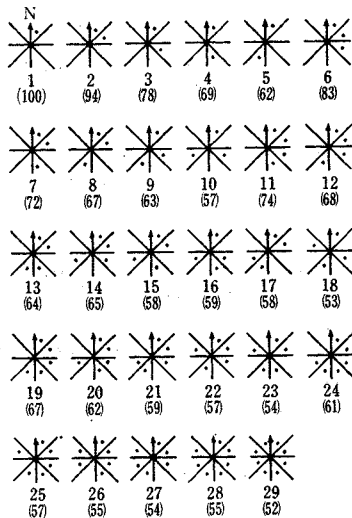


図-3 雨量計の配置角パターン。かっこ内の数字は各パターンのもつ誤差レベル (この数値は D そのものではない)

誤差と高い相関をもつことがわかった。降雨分布については, 降雨量の勾配にかかわる変数, 勾配の符号変化で表わされるような “ねじれ” のパラメータ (= q) および補間雨量 (= R) そのものを考慮した。

誤差推定式

以上あげた要素およびそれを変換した変数, 計 10 個を独立変数とする。シミュレーションによって ARID ルーチンによる雨量補間の誤差 E を求め, それと各独立変数との相関を求めた。これらの相関係数が E の値の正負によって大きく異なるため, 別々の推定式を求めることとした。シミュレーションはモンテカルロ法を含み, 最終的に 3570 個のデータが得られた。10 個の独立変数の種々の組合せに対して回帰分析を行い, 最良の回帰式として次式を得た。

$$Y_+ = 5.49 D + 17.5 q + 0.363 \bar{m}'''' - 69.7 \sigma$$

(重相関係数 = 0.860)

$$Y_- = 0.704 D + 3.26 \bar{x} + 1.55 q + 0.996 \bar{m}'''' - 6.83 \sigma$$

(重相関係数 = 0.859)

ただし, Y_+ , Y_- はそれぞれ正および負の誤差推定値。 \bar{m}'''' は \bar{x} 上での降雨量変化の R に対する比である。

プログラムへの適用

上の回帰分析から, 雨量補間値に対する 95% の上下のおおの信頼区間が容易に求まる。これを ARID ルーチンに組み込むには, 面倒な計算を特に追加する必要がない。かくして所期の目的は達せられた。

参考文献

- *) Kelway, P.S. and Herbert, S.I. : Short-term rainfall analysis, Weather, Vol. 24, No. 9, pp. 342~354, 1969

抄 訳 者

東原 : (株)長大橋設計センター / 岩橋 : 電力中央研究所技術第二研究所 / 樋口 : 法政大学工学部土木工学科 / 石川 : 東京工業大学土木工学科 / 四儀 : 愛知工業大学土木工学科

新
発
売
!!

環境問題と土木計画学

— 環境のとらえ方と評価 —

●第 8 回土木計画学シンポジウムのアローディングス●

土木計画学研究委員会編 / B5 判・112 ページ
定価 1500 円・送料 210 円