

オーストリアの新しいトンネル工法について  
 Proc. of A.S.C.E., CO/伊藤喜栄・訳  
 ダムの3次元有限要素解析  
 Proc. of A.S.C.E., SM/駒田広也・訳  
 サンフランシスコ湾における海面下の斜面破壊  
 Proc. of A.S.C.E., SM/青鹿勝之・訳  
 順序統計量を用いたピアソンⅢ型分布の信頼区間の決定  
 Jour. of Hydrology/沢本正樹・共訳  
 竹内邦良

オーストリアの新しいトンネル  
 工法について

“Recent Development of New Austrian  
 Tunneling Method”  
 Nussbaum, H.  
 Proc. of A.S.C.E., Vol. 99, No. CO 1,  
 pp. 115~132, July (1973)

この報告は、ここ十数年来オーストリアを中心としたヨーロッパで発展しつつある新しい“オーストリア式トンネル工法”の理論的背景とその実際を、多数の文献とともに紹介したものである。

(1) オーストリア工法の特徴

支保工を必要とする地山中にトンネルを掘削し、支保工を設置すると、地圧は支保工の抵抗および地山のゆるみ域に形成されたアーチの抵抗とつり合い、平衡状態に達する。支保工の剛性を大きくし、地山の変形を許さないと地圧増加により所要強度が増し不経済となる。一方、在来工法のように大きな変形を許す支保工でも支保工に作用する地圧が増し不経済であり、また地山をゆるめる危険性も大きい。オーストリア工法は、コンクリート吹付工とアンカー工を併用、地山のアーチ作用を最大限に利用した支保工・覆工の経済的工法を特徴とする。アーチおよび側壁部掘削後、ただちに比較的薄い(20cm前後)コンクリート吹付ライニングを順時施工し、地山のブリッジ作用の継続時間を延長させ、その間インバートまで掘削する。剛性の比較的小さい吹付コンクリートのアーチの変形がその間進行し、地圧が理論上の最小値になった時インバートアーチのコンクリートを打設し、リングアーチを完成させる。大きいトンネル断面ではロックボルトまたはアースアンカーで補強する。地山の状態に応じた吹付工の厚さならびにその補強法の決定は経験的要素が強く難かしい。したがって、施工期間中変形量

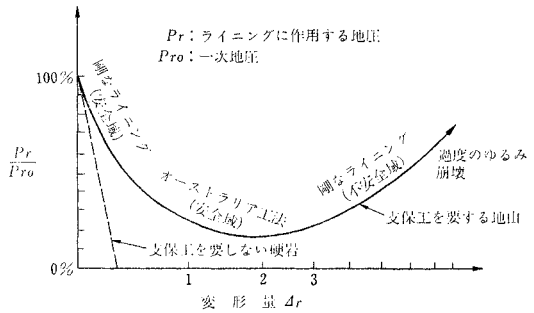
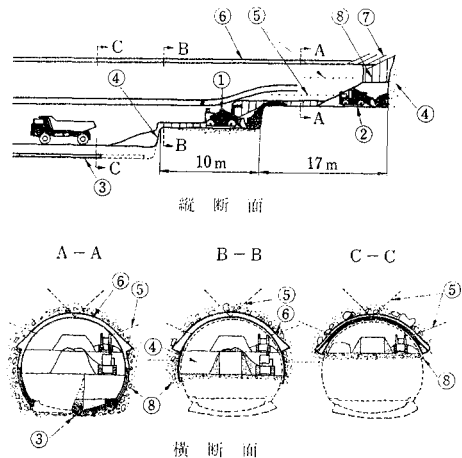


図-1 ライニングに作用する土圧  $P_r$  と変形量の関係

等を常に測定し、アーチの安全性のチェックとインバートコンクリート打設時期を決定しなければならない。簡単な鋼アーチを用いることがあるが、落石から作業員を守る事が目的で支保工の主体とは考えない。

(2) 実際の工事例

オーストリア工法を採用したトンネルプロジェクトでは、建設業者の選定、工事仕様書の内容等に特色がある。応札資格を得るには、本工法を熟知した技術者を保有していなければならない。工事仕様書には、切羽の状況、岩質、ブリッジ作用の継続時間、湧水、等々に応じた標準施工法、すなわち、コンクリート吹付工の厚さ、補強鉄鋼、アンカー方法、インバートコンクリート打設の時期、掘削工法、削孔間隔、最大装薬量等々、詳細に



凡例

- ① Cat 955 ② JD 350 ③ インバートアーチ(30cm厚)
- ④ 吹付工 ⑤ アースアンカー(6m)
- ⑥ 吹付工(30~35cm厚) ⑦ 鋼矢板 ⑧ 鋼アーチ

図-2 Tauern トンネル

わたり規定してある。発注者側代表者と建設業者の現場責任者は、各発破ごとに切羽で仕様書にしたがって施工法と掘削単価を決定する。地質に応じ仕様書の標準断面に若干修正を加えることもある。以上の決定にあたっては両者の意見の完全一致が必要で、合意が得られない場合はコンサルタントに決定をゆだねる。

図-2 は Tauernberg トンネルの工事例で、非粘着性岩層と巨大な転石からなる崖錐部を貫通する断面 100 m<sup>2</sup> のトンネルである。掘削工法はベンチ式で、アーチわくと鉄矢板を用い、転石の破碎以外はエアスペードによって掘削した。掘削後ただちに鉄矢板の上からコンクリート吹付工とアースアンカーを施工した。仕様書では吹付工の厚さ 30 cm、インバートアーチの完成 30 日以内と規定されているが、鉄矢板使用により、吹付工の厚さは 45 cm に達した。インバートアーチを吹付工施工後 15 日で完成したところ天端付近にせん断きれつが生じた。明らかに吹付工の剛性が大きすぎたためであった。吹付工の厚さを減ずることが不可能であったから、インバートアーチの完成を 30 日遅らせ、その間天端の沈下と横方向の移動を 15 cm 生ぜしめ応力解放を行った結果、きれつの発生はとまった。断面の水平方向および鉛直方向の変形、アーチに作用する地圧、接線方向応力度、周辺地山の変形を 30 m ごとに測定し、以下を確認した。1) トンネル周辺の地山はアースアンカーによってゆるみ域全体がアーチを形成している。2) 天端の沈下量 5 cm でインバートアーチを打設したら天端にきれつを生じたが、15 cm まで沈下させるときれつを生じない。3) 吹付工内の最大接線方向応力度は、地圧が最小の位置に生ずる。4) 吹付工に生ずる実測応力度は、Rabcewicz の理論とよく一致する。

### まとめ

オーストリア工法は開始されて以来、十数年の実績しかないが、安全かつ経済的な支保工システムである。理論的アプローチも試みられているが、経験的要素が強く建設業者は、この工法について経験豊富な技術者と作業員を必要とする。未経験者がこの工法を採用すると失敗の可能性が大である。

## ダム の 3 次元有限要素解析

“Three-Dimensional Finite Element Analyses of Dams”

Lefebvre, G., Duncan, J.M. and Wilson, E.L.

Proc. of A.S.C.E., Vol. 99, No. SM 7, pp. 495~507, July (1973)

### (1) 序

現在まで、土質工学の分野で、2次元および軸対称の有限要素法が広く用いられてきた。それは、土質工学の問題では、平面ひずみや軸対称変位で、表現が十分に可能であり、また3次元有限要素解析では、すくない節点数や要素数でも計算時間を多く必要とするからであった。しかし、ダムを解析する場合、急峻な谷上のダムを表わすには、峡谷のアーチ作用の効果が存在するため、2次元平面ひずみ、および平面応力解析では十分に表現することができない。

ここでは、谷の勾配が異なる3種類のダムについて、静的な3次元解析を行い、谷の勾配の影響を調べている。また、それぞれのダムについて、ダム上下流断面では平面ひずみ、ダム軸断面では平面ひずみと平面応力の2次元解析を行い、3次元解析結果と比較している。

### (2) 要素特性

基本的な3次元有限要素として、8節点の Isoparametric 要素を用い、変位の仮定は線型である。しかし、精度を向上させるために、要素内部にも付加的に自由度が設けられている場合もある。

### (3) ダム の 3 次元解析

図-1 の3種類のV字形谷上のダムについて解析する。しかし、ダム自体の斜面勾配は同一であり、ダムの高さは 160 ft (49 m) で、8個の一樣な厚さの層で表わされている。材料特性は線型弾性体であり、 $E=100 \text{ t/ft}^2$ ,

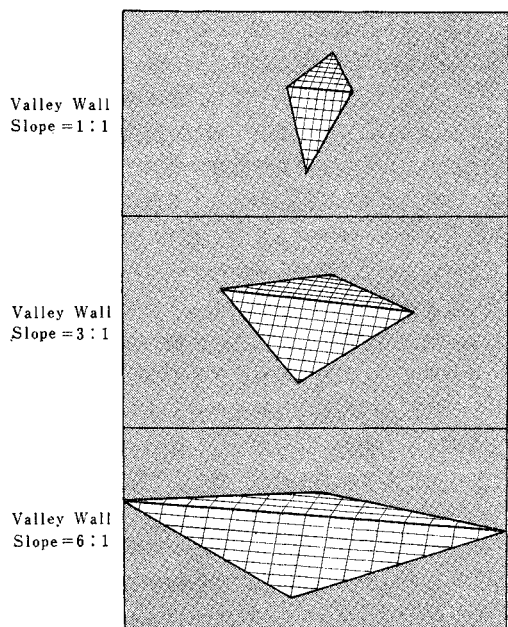


図-1 ダムモデル

$\nu=0.4$ ,  $r=125$  pcf とする。解析は、一層ごとに積み上げていく、荷重増加法による。ダム底に沿って、変位は固定され、ダムと谷壁との間のすべりはないと仮定する。

解析結果の  $\sigma_1$  は3ケースともよく似ているが、急峻な谷のダムになると、 $\sigma_1$  は小さくなっている。これは、“峡谷のアーチ作用”によるものである。 $\sigma_3$ ,  $\tau_{max}$  については、谷の勾配の影響は小さい。沈下または鉛直変位  $u_v$  は、谷の勾配が急になると、谷の“吊上げ”効果が

強くなり、小さくなる。水平変位  $u_h$  は、ダムの上下流断面では、谷が急になると、小さくなるが、ダム軸断面では、図-2のように、中間勾配の3:1のダムに最大値が生じている。これは、次の相反する効果によるものである。1) ダムの基礎が広がると、ダム内の水平変位が小さくなる、2) 谷が急峻になると、ダム軸方向の水平変位が拘束される。

#### (4) 2次元と3次元解析結果の比較

ダム上下流断面では、平面ひずみ解析が、ダム軸断面では、平面ひずみ、および平面応力の解析が行われた。そして、2次元と3次元とを比較するために、表-1~3に、2次元解析結果の応力、変位を3次元解析結果の値のパーセントで示している。しかし、斜面に沿う応力、変位は、次の理由により極端になるので、表の数値には含まれていない。1) 斜面付近では、ダム内部よりも応力が小さく、小さな応力の違いによっても、大きなパーセントを示す。2) 斜面に沿う要素の物性は、実際の値

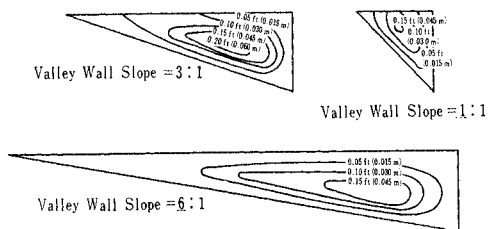


図-2 3種類の谷上のダムの3次元解析によるダム軸断面内の水平変位  $U_h$  の分布

表-1 上下流断面の平面ひずみと3次元解析の比較

(PLANE STRAIN VALUES/3-DIMENSIONAL VALUES) 100 %						
Valley wall slope	1 : 1		3 : 1		6 : 1	
(1)	Average (2)	Variation (3)	Average (4)	Variation (5)	Average (6)	Variation (7)
$\sigma_1$	113	100-129	102	100-113	101	98-109
$\sigma_3$	98	79-125	96	81-111	97	88-100
$\tau_{max}$	138	108-225	112	100-150	108	100-150
$u_v$	136	91-156	106	85-114	100	85-105
$u_h$	268	75-435	120	80-149	105	85-120

表-2 ダム軸断面の平面応力と3次元解析の比較

(PLANE STRESS VALUES/3-DIMENSIONAL VALUES) 100 %						
Valley wall slope	1 : 1		3 : 1		6 : 1	
(1)	Average (2)	Variation (3)	Average (4)	Variation (5)	Average (6)	Variation (7)
$\sigma_1$	109	80-127	110	102-115	111	100-115
$\sigma_3$	77	20-109	84	60-109	85	63-100
$\tau_{max}$	149	107-185	149	111-179	149	126-181
$u_v$	160	122-196	173	138-217	173	140-224
$u_h$	220	130-1300	228	139-400	224	139-400

表-3 ダム軸断面の平面ひずみと3次元解析の比較

(PLANE STRAIN VALUES/3-DIMENSIONAL VALUES) 100 %						
Valley wall slope	1 : 1		3 : 1		6 : 1	
(1)	Average (2)	Variation (3)	Average (4)	Variation (5)	Average (6)	Variation (7)
$\sigma_1$	111	91-115	110	98-115	110	93-115
$\sigma_3$	122	85-130	124	100-136	123	100-135
$\tau_{max}$	94	70-117	91	74-105	90	83-107
$u_v$	97	78-113	98	75-120	97	80-124
$u_h$	117	72-166	118	75-233	115	71-200

よりも剛になっているので、変位を拘束する傾向にある。

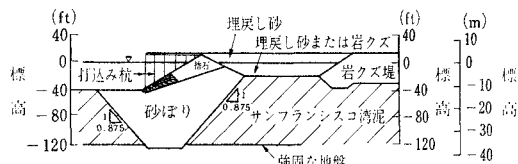
表一1~3 より、次の事項が結論される。

- 1) 上下流断面の平面ひずみ解析は、谷の勾配が3:1もしくはそれより緩い谷上のダムに対しては、十分に使用できる。しかし、急峻な谷のダムでは、あまり正確な値を示さない(表一1)。
- 2) ダム軸断面の平面応力解析では、アースダムのダム軸断面の条件を十分には表わすことができない(表一2)。
- 3) ダム軸断面の平面ひずみ解析では、3次元解析と比較した場合、その差は生ずるが、比較的よく一致しているとみなしてよいであろう(表一3)。

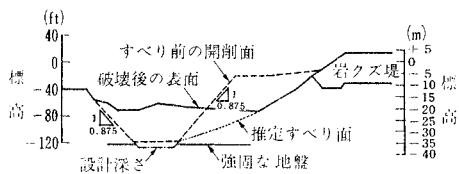
### サンフランシスコ湾における海面下の斜面破壊

“Failure of Underwater Slope in San Francisco Bay”  
 Duncan, J.M. and Buchignani, A.L.  
 Proc. of A.S.C.E., Vol. 99, No. SM 9,  
 pp. 687~703, September (1973)

サンフランシスコ湾に新しい貨物ターミナルを建設するため、図一1に示すように軟弱なサンフランシスコ湾泥を砂と入れ替える工事を行った。ところが鉛直1に対し水平0.875の割合で開削を進めているうち、高さ27m長さ76mにわたって斜面のすべり破壊が発生した(図一2)。開削された部分にはすぐ砂が埋戻されたが、一部



図一1 設計断面



図一2 すべり破壊後断面

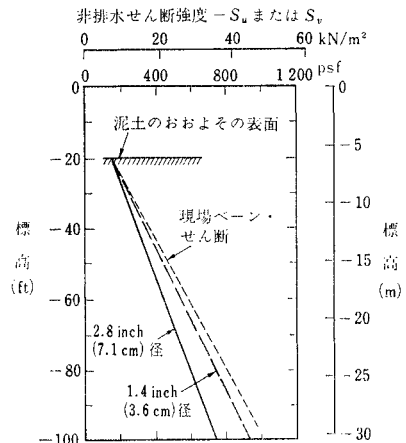
4か月ほど埋戻されずに放置された区間で、今度は後方の岩クズ堤まで含むすべり破壊が起きた。サンフランシスコ湾泥は一樣な粘土であり、しかも水面下にあることから地盤条件が単純化している。そこでこのすべり事故は、すべり安定計算における土のせん断強度の決め方な

らびに解析法の精度を検討する格好の機会を与えてくれた。

### (1) 土質条件

サンフランシスコ湾泥は24~31mの厚さで一樣な層をなす、正規圧密された有機質粘性シルトあるいは海成シルト質粘土である。せん断強度が低く圧縮性が高いのがその特徴である。液性限界は50%、塑性限界は30%、自然含水比は液性限界より大きく、深さとともに小さくなる傾向にある。

せん断強度はシェルビー・チューブによるいわゆる不攪乱試料を用いた非排水非圧密(UU)三軸圧縮試験、ならびにボーリング孔中のペーンせん断テストとによって定めた。UU試験は径71mmの試料と外周の攪乱の影響を除くため、トリミングして径35mmにしたものについて行っている(図一3)。UU試験において破壊時



図一3 せん断強度

のひずみは平均6%であったが、攪乱の影響が少なければ4%程度であろう。ペーン試験から判断される鋭敏比は4~8であった。

### (2) 安定計算法

$\phi_u=0$ と仮定し、全応力解析を行った。開削期間が短いことから粘土には非排水強度を用いる。岩クズ堤のせん断強度は載荷試験によって求めた。安定計算は2通り行った。まず第一に開削部の斜角を決めるもので、安全率1.17となるように選んだ。第二に岩クズ堤を含むすべり安定を調べ、開削部ののり肩と岩クズ堤ののり肩との水平距離が50m以上あれば安全率も1.17以上なることを確かめた。

### (3) 原因の分析

斜面の安定計算法自体に大きな誤りがあるとは考えられない。実際のすべり面の形も計算の仮定と同様に円弧

であった。粘土が非排水状態であると仮定したが、十分に長い時間に対しては、応力解放された粘土が膨張し含水比が増す結果、せん断強度が下る可能性がありうる。しかし、事故の発生した2か月という期間に対してその可能性は小さい。

粘土のせん断強度を決める際には多くの誤差が入り得る。第一に試料採取時の攪乱による誤差があることで、径の異なる試料についての UU 試験結果の差がそれを物語る。第二にこの粘土のもつ異方性のもたらす誤差がある。UU 試験はすべて鉛直方向の試料について行っているが、実は鉛直方向が最も強く方向が変ると最高 10%程度強度が下がる。第三に UU 試験を行うとき、試料の端部は粗な面で拘束されている。この拘束による見掛けの強度は5%上がる。第四に実際の開削部は平面ひずみ状態であるのに対し、3軸試験はより拘束が少ない。ところが幸いなことに、これらの要因は互いに打ち消しあって、全体として大きな誤差とならない。つまり異方性と端部拘束による見掛けの強度上昇が 15% であるのに対し、試料攪乱と平面ひずみ状態であることによる強度の過小評価が 15~25% である。

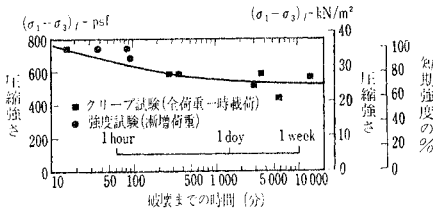


図-4 クリープ試験結果

塑性粘土にはクリープによる強度低下があることは共通現象として認められているが、これまでこれを設計に取入れたことは聞いていない。図-4 はクリープ試験の結果を示すが、これによると持続荷重に対して一週間後の強度は短期強度の 70% しかないことがわかる。したがって、クリープによる強度低下が、すべり破壊の原因であったことが最も疑われる。

### 順序統計量を用いたピアソン III 型分布の信頼区間の決定

“Determination des Intervalles de Confiance de la Loi Pearson III par les Statistiques d'Ordre”  
Bobee, B. and Morin, G.

Journal of Hydrology Vol. 20, No. 2, October (1973)

#### (1) はじめに

順序統計を用いた既知の分布の信頼区間の決定問題は、Gladwell, J.S. and Cheng-Nan Lin (1969) によって正規分布を例に解法が示されており、ピアソン III 型

分布について解を求めることには理論上何ら新しい困難が伴うわけではない。しかしながら、ピアソン III 型分布が、2 パラメーターのガンマ分布（したがって  $x^2$  分布を含む）や正規分布（非対称係数が 0 である場合）を特殊な場合として包含していることや、非対称性の強い場合には対数をとったものについてピアソン III 型が適合することの多いこと（これは対数ピアソン III 型分布といわれる）、また水文事象の中にはピアソン III 型分布ならびにその派生形に適合するものが多く、現に広く使われていること等に鑑み、この分布の信頼区間を代表的な場合について求めておくことには大きな意義がある。

#### (2) 順序統計量に関する理論

確率密度関数  $f$ 、累加分布関数  $F$  の母集団から抽出された  $N$  個の標本の、小さい方から  $k$  番目の事象を変数  $Y_k$  であらわすと、 $Y_k$  の確率密度関数  $h$  は、

$$h(Y_k) = \frac{N!}{(k-1)!(N-k)!} [F(Y_k)]^{k-1} [1-F(Y_k)]^{N-k} f(Y_k) \dots (1)$$

で表わされる。累加分布関数  $H$  は、上の  $h$  を用いて、

$$H(Z, k) = \Pr[Y_k \leq Z] = \int_a^Z h(Y_k) dY_k \dots (2)$$

で計算される。ここに  $a$  は確率密度関数  $f$  の変域の下限値である。 $f$  がピアソン III 型分布の標準形（すなわち、平均が 0 で分散が 1）である場合や、負の非対称性をもつ場合について、 $Y_k$  の累加分布関数  $H$  の値は数表化されている。

#### (3) 信頼区間の求め方

$H(Y_k, k)$  がわかっていれば、信頼水準  $(1-\alpha)$  に対応する  $Y_k$  の信頼区間  $[z_{1,k}, z_{2,k}]$  は、

$$\Pr[z_{1,k} \leq Y_k \leq z_{2,k}] = 1-\alpha \dots (3)$$

を満足する  $z_{1,k}, z_{2,k}$  を解くことにより定められる。いま式 (3) を

$$\left. \begin{aligned} H(z_{1,k}, k) &= \alpha/2 \\ H(z_{2,k}, k) &= 1-\alpha/2 \end{aligned} \right\} \dots (4)$$

なる関係に分割すれば、 $z_{1,k}, z_{2,k}$  は右辺の各値に対する  $H$  の真数として求められる。

ところで得られた信頼区間を確率紙にプロットする場合に、どの確率の位置にプロットするかという問題が残っている。これには経験的確率が用いられるが、広く用いられている Plotting Position である。

$$P_k = \frac{k}{N+1} \text{ (Weibull 式)} \dots (5)$$

$$P_k = \frac{k-0.3}{N+0.4} \text{ (Chegodayev 式)} \dots (6)$$

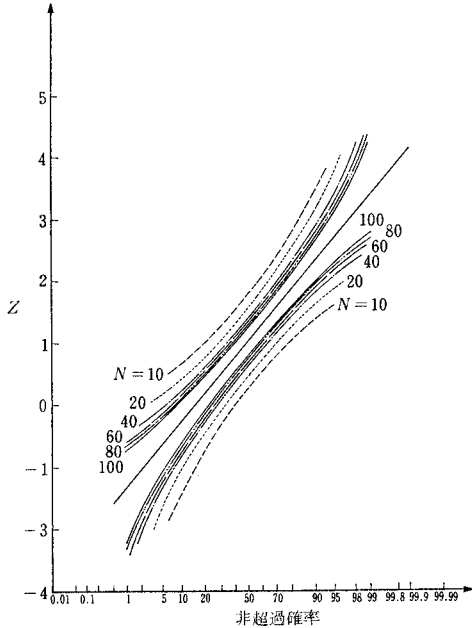
のうち、あらかじめ分布のパラメーターが知られている場合には、 $k$  番目の事象の累加確率の中央値を与える

Chegodayev のものが適している。なお、パラメーターの推定を目的としている場合には、

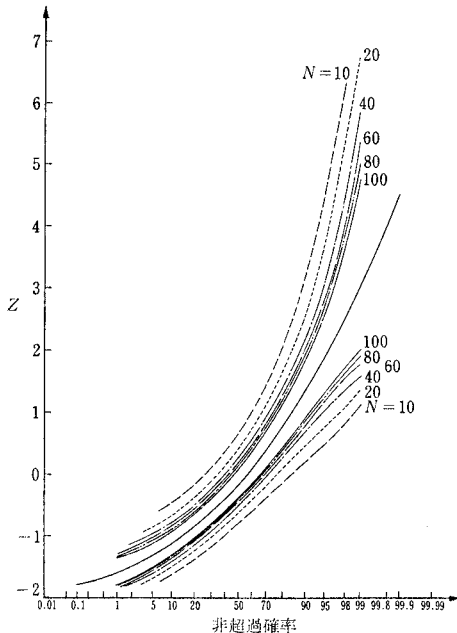
$$P_k = \frac{k-0.5}{N} \dots\dots\dots(7)$$

が適している。

Plotting Position が決まれば、 $Y_k$  の信頼区間は次



図一1 信頼水準 95% に対するピアソン III 型分布の信頼区間 ( $C_s=0$ )



図一2 信頼水準 95% に対するピアソン III 型分布の信頼区間 ( $C_s=1$ )

の2点

$$\left. \begin{aligned} A_{1,k} &: (P_k, z_{1,k}) \\ A_{2,k} &: (P_k, z_{2,k}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(8)$$

によって確率紙上にプロットできる。 $k(k=1, \dots, N)$  を変化させて得られるこのような点をおおの結び合わせることに、与えられた信頼水準  $1-\alpha$ 、非対称係数  $C_s$  および標本数  $N$  のものに対して信頼区間の上限と下限の曲線が決定される。図一1, 2 は、95% の信頼水準、 $C_s=0$  および 1 に対する信頼区間を、 $N$  をパラメーターにして示したものである。ここに Plotting Position は式 (6) を用いている。

(4) 負の非対称性をもつ場合のピアソン III 型分布の信頼区間

非対称係数  $C_s$  が負である場合については、正である場合との間に密接な関係がある。すなわち、正の非対称  $C_s=\lambda(\lambda>0)$  係数をもつ場合と、負の係数  $C_s=-\lambda$  をもつ場合の累加分布関数  $H$  および  $H_a$  の間には次の関数成り立っている。

$$H_a(-Z, N-k+1) = 1 - H(+Z, k) \dots\dots(9)$$

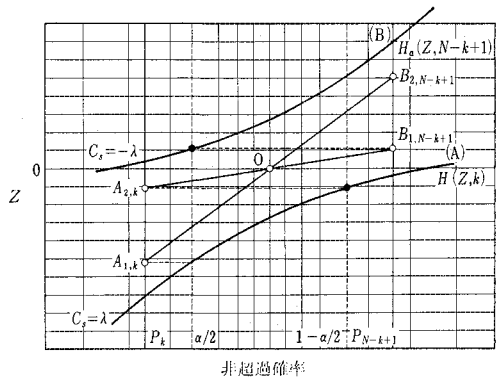
この事実より、それぞれの場合の信頼区間 ( $Z_{1,k}, Z_{2,k}$ ) と ( $Z'_{1,N-k+1}, Z'_{2,N-k+1}$ ) の間には

$$\left\{ \begin{aligned} Z'_{1,N-k+1} &= -Z_{2,k} \\ Z'_{2,N-k+1} &= -Z_{1,k} \end{aligned} \right. \dots\dots\dots(10)$$

なる関数があり、信頼区間の確率紙上の位置

$$\left. \begin{aligned} B_{1,N-k+1} &: (P_{N-k+1}, Z'_{1,N-k+1}) \\ B_{2,N-k+1} &: (P_{N-k+1}, Z'_{2,N-k+1}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(11)$$

は、中央点 0 ( $P=0.5, Z=0$ ) に関して式 (8) の  $A_{2,k}$ 、 $A_{1,k}$  と点対称になっている (図一3 参照)。



図一3 信頼区間の境界値の関係

抄 訳 者

伊 藤：大成建設(株)土木設計部/駒 田：電力中央研究所技術第二研究所/青 鹿：日本鋼管(株)技術研究所/沢本・竹内：東京工業大学土木工学科  
お詫び：3月号に掲載の Jour. of A.C.I. の抄録の抄訳者を田辺忠顕氏と致しましたが辻 幸和氏(東京大学大学院)の誤りにつき、お詫びをかねて訂正致します。