論　文　紹　介

今月は論文集第 159 号（43 年 11 月発行）登載論文として，つぎの 8 編を紹介します。今月紹介した論文に対する討議は 44 年 5 月 20 日まで受付けます。次号では論文集第 160 号（43 年 12 月発行）登載予定論文として下記の 8 編を紹介する予定です。

遠田良喜：遷移行列法による任意骨組構造の解析

小西一郎・白石成人・飯田　裕：斜めハンガーつり橋の力学性状に関する基礎的研究

福本唀士・伊藤義則：フランジの局部座屈強度とフランジ幅厚比制限

前田幸雄・林　　正：任意な形状の斜張橋の解析

室田　明・岩田好一朗：段波の変形に関する研究

渡辺　明・加藤啓文・前原昭一郎：PEP 工法（Post Eretensioning Method）矢板に関する基礎的研究

関　　博・赤塚雄三：高張力異形鉄筋の曲げ加工性の比較試験

西野文雄・Lomberl Tall・奥村敏恵：H および十字型鋼柱のねじれ座屈におよぼす残留応力の影響

佐佐木綱・明神　証：Theory of Inflow Control on an Urban Expresswal System

地震時における最大地動の確率論的研究

後藤尚男・亀田弘行

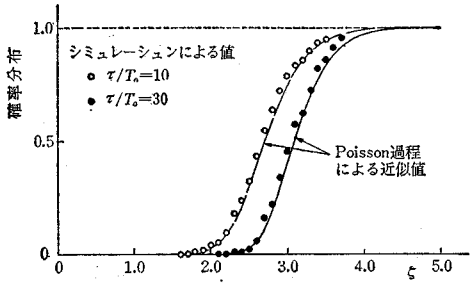
本論文は，地震時の最大地動を確率論の立場から解析した結果を取りまとめたものである。過去の地震発生の資料と強震地震計の記録に基づいて地震の確率モデルを設定し，これより 1 回の地震による最大地動，さらに将来の一定期間における最大地震動の確率統計的性質などについて論じた。

地震発生の確率モデルは過去の地震活動に関する十分な資料に基づいて設定されるべきであることはいうまでもない。わが国については，過去千数百年間の被害地震を一覧表にした理科年表が利用できるが，この理科年表でも古い時代の地震については記録もれが少なくないであろうと考えられる。本研究で用いた地震発生の確率モデルでは，時代による記録の精度の変動をできるだけ補正し，将来の地震発生の予測に関しては，比較的最近の時代の記録を重視しつつ，しかもそれ以前の時代の地震記録をも有効に解析に取り入れる方法を考案した。

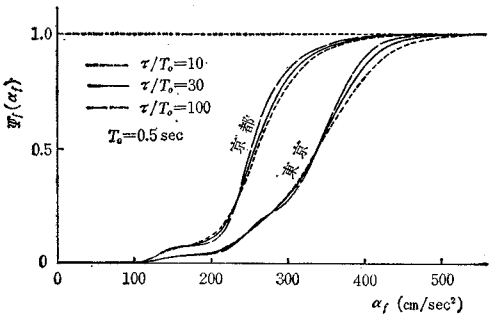
一方地震動を連続な正規確率過程として取り扱い，そのパワー スペクトルは強震地震計の加速度記録より定めた。かかる地震動に対し，1 回の地震による最大地動の確率分布を Poisson 過程による近似式として求め，その上・下界を与える理論値およびシミュレーションによる実験結果と比較することにより，その近似解が十分の精度を持つことを確かめた（図—1）。

地震の発生および地震動に関するこれらの解析結果を用いて，将来の一定期間における最大地震動の確率分布を求める方法を示し，その値をわが国全域について計算

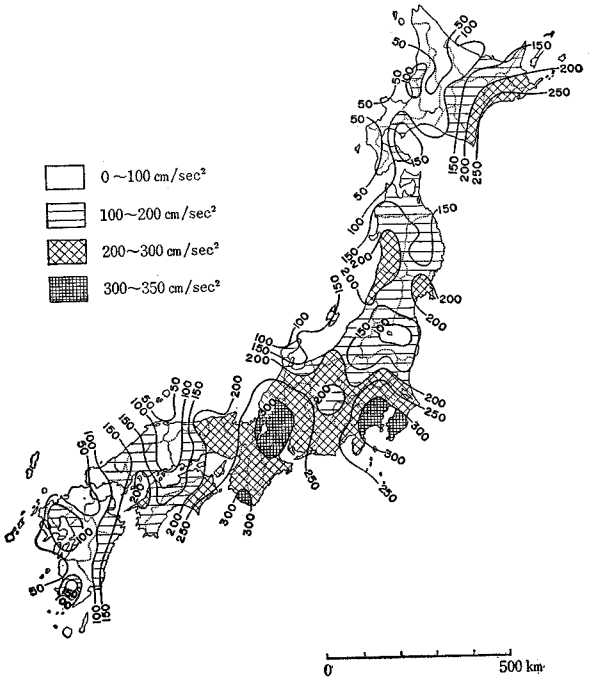
図—1　1 回の地震における最大地動の確率分布



図—2　75 年間の最大地震加速度の確率分布



図—3　75 年間における最大地震加速度期待値の分布



した。図—2 は計算結果の一例である。さらにこれらの確率分布から，将来の最大地震動の期待を算出し，その分布を示したのが図—3 である。これらの成果は，耐震設計に有力な資料を与えるものと考えられる。

(1968. 2. 5・受付)

後藤：正会員　工博　京都大学教授　工学部
亀田：正会員　京都大学工学部

最大つり橋の地震応答と耐震設計法に関する研究

小西一郎・山田善一・高岡宣善

この論文は，長大つり橋に橋軸方向の水平地震動が作用した場合の動的応答ならびに応答スペクトル線図による長大つり橋の耐震設計計算法について述べたものである。まず長大つり橋の地震応答の一般的性状を把握するために，簡単な波形の地動——これは実際の地震動の変位の主要部分に相当するものである——および実際の地震動をアンカー ブロックおよび主塔の基部に作用させて動的応答を求めた。とくに注意した点は，地震動の加速度の最大値のみではなく，地動の変位や速度の波形ならびにそれらの最大値が動的応答におよぼす影響という点である。動的応答の最大値は，それぞれつぎの式によって計算した。

$R_{\max}$＝真の応答の最大値

$$(R)=\Sigma|\text{max. modal response}|.$$

$$(\bar{R})=\sqrt{\Sigma[\text{max. modal response}]^2}.$$

計算結果を考察することによりつぎのような結論が得られた。

① アンカー ブロックの変位は，補剛桁のたわみおよび曲げモーメントに大きな影響をおよぼすが，主塔にはあまり影響をおよぼさない。反対に主塔基部の変位は，主塔のたわみおよび曲げモーメントならびにケーブル張力の増加量の大きさを支配し，補剛桁のたわみおよび曲げモーメントには——とくに主径間のそれらには——あまり影響しない。

② 地震動の変位が周期 τ で変動する場合，τ がある値以上になると，補剛桁および主塔の曲げモーメントならびにたわみの最大値はある一定値に収束する。

③ 主塔の中央区間においては，震度法で計算されるよりも大きな値の断面力が生ずる。

④ 地震動によるケーブル張力の増加量 $H_{p,\max}$ は，地動変位の波形およびその生起時間には無関係にほぼ一定値をとる。主径間の $H_p=H_{pm}$ は側径間の $H_p=H_{pl}$ ないしは H_{pr} よりずっと小さい。また同じ波形の地震動であっても，それが主塔の基部に作用する方が，アンカー ブロックに作用する場合よりも大きな H_p を与える。$H_{p,\max}<(\bar{H}_p)$ であり，また実際の地震動の変位の最大値 $z_{\max}$ は 10～40 cm であることを考慮すれば $H_{p,\max}/H_g<10\sim20\%$ となる。

つぎに，$R_{\max}$ と (R) および $(\bar{R})$ の大小関係については以下のとおりである。

⑤ 補剛桁のたわみ v および曲げモーメント M：
$(\bar{v})<v_{\max}<(v)$；$(\bar{M})<M_{\max}<(M)$.

⑥ ケーブルの水平張力の増加量 H_p：
$H_{p,\max}<(\bar{H}_p)$.

⑦ 主塔の曲げモーメント M：

主塔の曲げモーメントの計算に際しては，地震動の波形および作用地点に注意をはらわなければならない。すなわち

a) 急激に変動する変位を有する地震動が，注目している主塔の基部に作用する場合には，その主塔の基部の最大曲げモーメント $M_{\max}$ は (M) に近い。しかし基部から上方へ離れて行くにしたがって $M_{\max}$ は $(\bar{M})$ に接近する。

b) ゆっくり変動する変位を有する地震動が作用する場合，あるいは a) で述べた地震動がアンカー ブロックないしは他の主塔基部に作用する場合には，注目している主塔の各部分の最大曲げモーメントは $(\bar{M})$ に近い。

ところで長大つり橋の振動問題は終局的にはつぎの微分方式を解くことに帰着する。

$$\ddot{q}_k+\omega_k^2 q_k=\omega_k^2 q_k^0 z(t),\ (k=1,2,\cdots,n)\cdots\cdots(1)$$

上式の右辺の $z(t)$ は地動の変位である。上式の解は

$$q_k(t)=\omega_k q_k^0\int_0^t z(\tau)\sin\omega_k(t-\tau)d\tau\cdots\cdots(2)$$

となる。動的応答の最大値を求めるためには $q_{k,\max}$ の値が必要となるが，これは実用的にはつぎの式 (3) あるいは式 (4) によって求めることができる。

$$q_{k,\max}\leq q_k^0\left(z_{\max}+\frac{S_{V,k}}{\omega_k}\right)=q_k^0(z_{\max}+S_{D,k})\cdots\cdots(3)$$

$$q_{k,\max}=q_k^0\sqrt{z_{\max}^2+S_{D,k}^2}\cdots\cdots(4)$$

上式中，$z_{\max}$ は地動の最大変位であり，$S_{V,k}$ および $S_{D,k}$ はそれぞれ擬速度スペクトルおよび変位スペクトルである。これら地震応答スペクトル線図からただちに読みとれる。式 (3) を用いて計算した応答は一般に過大な応答を与えるのに反して，式 (4) を使って応答 $(\bar{R})$ を計算すれば実際の応答 $R_{\max}$ にほぼ近い結果が得られる。

以上の理論を用いて，El Centro 40 地震，Taft 52 地震および Eureka 54 地震に対する計算結果を示した。それによれば補剛桁においては，El Centro 地震が最も大きい応答を与えるが，主塔については，Eureka 地震や Taft 地震による応答の方が El Centro 地震による応

答よりも大になることがわかった。

(1968. 4. 1・受付)

小西：正員　工博　京都大学教授　工学部
山田：正員　工博　京都大学助教授　工学部
高岡：正員　工修　関西大学助教授　工学部

浮揚せる二重壁ケーソンの静的安定性

矢村家利

二重壁ケーソン（Double Wall Caisson）は水上を跨ぐ長大橋基礎工法として考えられる Open Dredge Caisson 工法の1種で，アメリカ Mackinac 橋の主塔基礎に採用されたものであるが，現在調査中の本州四国連絡橋の基礎工法としても1案として検討されている。筆者は数年前この形式の膨大な鋼板製構造物の製作，据付法について検討を加えている間に浮揚安定性について興味ある現象を発見したのでこの研究を行なった。

筆者が着目した点は

（1） 二重壁ケーソンが適当な直径，高さ，二重壁厚さ，重量の範囲で竪向き状態，横向き状態とも水上に安定に浮揚し得ること

（2） 横向き状態の方が浮揚きっ水が著しく浅く，造船台上に組立てて容易に進水せしめ得，したがってケーソン製作の工期が著しく短縮され，工費も低減し得ること

（3） ケーソン直径に比し高さの高いものも一体として組立て可能で，現地施工範囲を縮少し得ること

（4） 水上を曳航するに横向き状態の方が曳航抵抗が小さく，曳航安定性も良好であること

（5） 横向きに浮揚しているケーソンの二重壁内個室に注水することにより，容易にこれを起き上らせて向きを竪向きに変え得ること

である

筆者は高さを段階的に変えた二重壁ケーソンの模型を用意し，復元力曲線，起上り限界注水量等を系統的に計測して求めるとともに単純化された二重円筒について理論的に復元力を計算し，実験値と計算値を対比することにより，相当高い精度で近似計算式より実物ケーソンの浮揚安定性を推定し得る見とおしを得，また二重壁ケーソンの浮揚特性についてその概要を知ることができた。

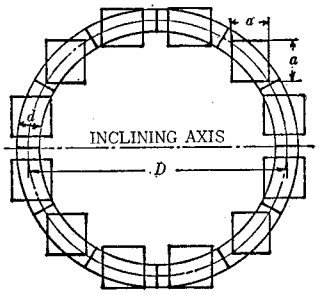
近似計算式は二重壁ケーソンを相当二重円筒形に置きかえ，つぎの基礎仮定の下に復元モーメントを計算した。

（1） ケーソンの平均直径を D，二重壁厚さを d とし，d は D に比し十分に小さいものとする。

（2） 刃口部を容積の等しい中空直円筒で置きかえ，置さかえられた単純な二重円筒の高さを H とする。

（3） 水密縦隔壁により放射状に n 個に等分された二重壁内個室を注水の計算についてのみ断面積の等しい正方形に置きかえ，おのおのの一辺が皆平行になるように配置し，傾斜はこの辺に平行な軸のまわりにおこるものと仮定する（図—1）。

図—1



ケーソン中心軸相当高さの中点を O，ケーソン自体の重心を G_0，注水後のケーソンの重心を G，浮心を B, B を通る沿直線へ G より下した垂線の足を Z とすれば，復元てこは $\overline{GZ}$ で表わされる。注水を含むケーソンの復元モーメントを M とすれば

$$M=W_0\,\overline{OG_0}\sin\phi+M_1-M_2$$

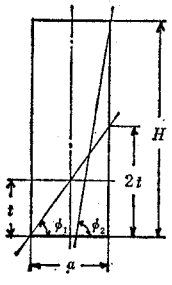
$$\overline{GZ}=\frac{W_0}{W}\overline{OG_0}\sin\phi+\frac{M_1}{W}-\frac{M_2}{W}$$

$$M_1=\gamma v\left\{\left(\frac{H}{2}-z_g\right)\sin\phi-(kD+x_g)\cos\phi\right\}$$

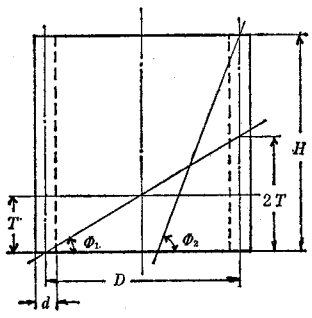
$$M_2=W\left\{\left(\frac{H}{2}-Z_g\right)\sin\phi-X_g\cos\phi\right\}$$

ここに M_1：注水の復元モーメント
M_2：浮力の復元モーメント
ϕ：ケーソンの傾斜角
W_0：ケーソンの自重
W：注水を含むケーソンの重量
γ：水の比重量
v：二重壁内注水の全容積
z_g, x_g：ケーソンの傾斜による注水重心のケーソン軸およびこれに直角方向の変位量
Z_g, X_g：ケーソンの傾斜による浮心のケーソン軸およびこれに直角方向の変位量
k：注水区画の選択条件で変わる係数で全個室等量注水の場合 0，$n=12$ で片側6個室等量注水の場合 0.322

図—2



図—3

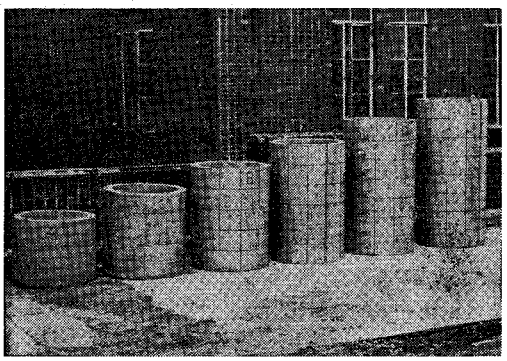


図—2, 3 に示す傾斜角の前後で z_g, x_g および Z_g, X_g を求める式は異なり，おのおの3通りの範囲ごとに z_g, x_g および Z_g, X_g を求める計算式を作り，主として IBM 7090 で数値計算を行なって種々の場合につき復元力曲線を画いた。

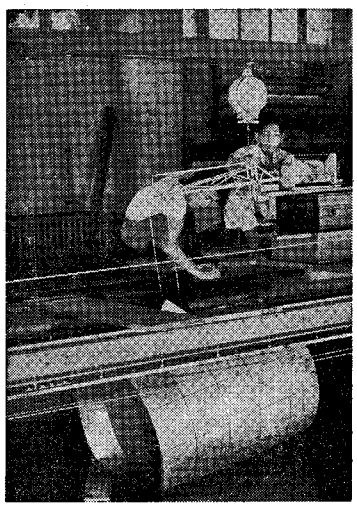
模型実験は亜鉛鉄板製で写真—1 に示す6通りの高さのものを準備した。想定した実物ケーソンは直径 40 m，高さ 41 m で 1 650 t で，模型はこの 1/50 として重量を定め，直径 800 mm に対し高さを 600 mm より 1 600 mm まで 200 mm 飛びにし，重量は高さに比例するように製作した。二重壁厚さは 80 mm とし，上下に通る水密縦隔壁で12等分し，刃口部は平坦部を 15 mm 残して高さ対底辺の比を 1/2 とし，上端は亜鉛鉄板でふさいで個室ごとに注水孔と栓を設けた。

模型による復元力計測実験を写真—2 に示す。模型には傾斜モーメントを伝えるための滑車装置と計測時の全体重心を模型自体の重心に一致させるための対重を取りつけている。図—4 に一例として模型高さ 1 200 mm の場合の計算値を曲線で，実験値を点で表示した。計算値と実験値はきわめてよく一致しており，他の高さの例においても同様で，本論文に示した近似計算式で二重壁ケーソンの浮揚安定性の大略を知るのに十分な精度の得られることがわかる。

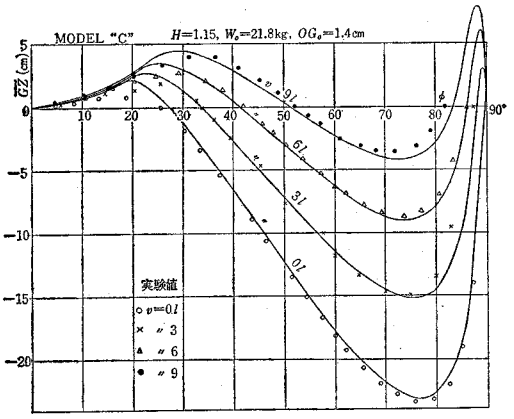
写真—1　二重壁ケーソン系統実験用模型



写真—2　復元力計測実験



図—4



起上り限界注水量は主として模型実験より求め，ケーソン高さ，自重の変化による限界注水量の変化を示す曲線を得たが，近似計算式より得た復元力曲線で数例につき対比し，この場合もよく一致することを確認した。

(1968. 1.23・受付)

[筆者：正会員　三井造船（株）]

生物酸化における基質濃度の浄化速度におよぼす影響

——均一な溶解性基質の除去機構——

岩井重久・北尾高嶺

一般に，微生物の成長速度と基質濃度との間には，つぎのような経験的な法則が認められている。

$$\frac{dS}{dt}=\mu'_{max}\left(\frac{c}{c_m+c}\right)S \quad \cdots\cdots(1)$$

あるいは，

$$\frac{dc}{dt}=-\mu_{max}\left(\frac{c}{c_m+c}\right)S=-\frac{\mu_{max}}{a}\left(\frac{c}{c_m+c}\right)S \quad \cdots\cdots(2)$$

ここに，S：微生物濃度

c：基質濃度

μ_{max}：$c=\infty$における基質除去速度

μ'_{max}：$c=\infty$における成長速度

a：単位除去基質量当りの細胞物質合成量 $(-\Delta S/\Delta c)$

c_m：反応速度がその最大値の2分の1となるときの基質濃度（saturation constant）

式(2)において，$c_m \gg c$ ならば，

$$\frac{dc}{dt}=-\frac{\mu_{max}}{c_m}cS=-K_cS,\quad K=\frac{\mu_{max}}{c_m} \quad \cdots(3)$$

となり，Eckenfelder および McCabe の一次反応機構と同一の表示となる。一方，$c_m \ll c$ ならば，

$$\frac{dc}{dt} = -\mu_{max} S \quad \cdots\cdots(4)$$

と近似することが可能となり，Busch および Zollinger の零次反応説と一致する。それゆえ，基質濃度が浄化速度にどのような影響をおよぼすかは，結局，c_m と c の大小関係の問題に帰することができる。生物酸化処理の対象となるような廃水は，多様な成分を基質として含有している場合がほとんどであり，これらの成分はおのおの異なった c_m および μ_{max} を示す。処理による BOD の経時的な減少は，個々の成分の濃度（BOD に換算した）の経時的な減少の総和として表わされるから，BOD の除去速度は残留している BOD 物質の質的変化によって影響されるものと思われる。

本研究においては，活性汚泥法による回分処理実験によって，単一ないしは2種の基質を含む廃水の浄化機構に対して検討を加え，両者の差異に基づいて，帰納的にさらに多種の成分を含む場合を推定した。また，溶存酸素分析計を用い，種々の基質に対して，基質濃度が活性汚泥の酸素吸収速度におよぼす影響についての実験的検討を行なった。本研究の結論を要約するとつぎのようになる。生物酸化処理に適した基質濃度域では

（1） 各種の基質の c_m は非常に小さく，表—1 に示したように，乳糖を除けば 10 ppm を越えない。それゆえ，単一基質からなる廃水の場合は，基質除去速度はその濃度に無関係である。

（2） 中間生成物の蓄積は，正常な条件のもとでは，こうした廃水の浄化過程を考える上ではあまり重要な問題とはならないと推察される。

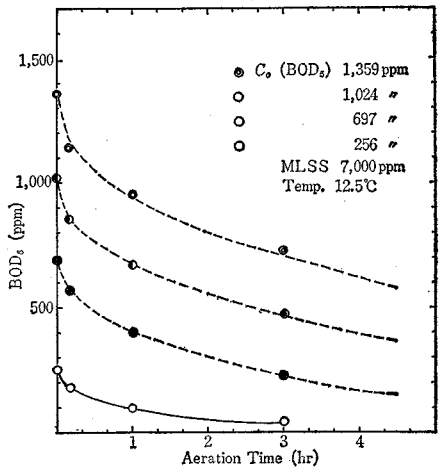
（3） 2種の基質を含む廃水では，浄化の進行にともなう基質の組成変化が浄化速度に支配的影響を与える。このことは，3種以上の基質が混在する場合も同様と考えられる。

（4） したがって，このような廃水に対して基質濃度を BOD のような総括的な数値で表わす場合には，浄化過程を式 (2),(3),(4) のような形で直接的に表わすことは不可能である。

表—1 **Saturation Const.(c_m) および最大除去速度 (μ_{max}), (Temp., 20 C)**

Substrate	c_m Conc. (ppm)	TOD (ppm)	BOD (ppm)	COD (ppm)	μ_{max} (mg-substrate/mg-SS/hr)
D-Glucose	6	6.4	4.0	4.2	0.51
Lactose	20	22	13		0.087
Sodium Glutamate	2	2.0	1.4	0.56	0.30
L-Arginine	2	2.0	1.6	1.2	0.063
Calcium Acetate	9	7.3	6.3	0.39	0.71
Propionic Acid	3	4.5	4.3	0.44	0.26
Pyruvic Acid	4.5	4.1			0.18

図—1 抗菌製剤廃水における BOD の除去過程
（破線は C_0 が 256 ppm の場合の値（実線）を基準として，C_0 の比に縦横両軸を拡大したもの）



（5） すなわち，式 (2),(3),(4) における μ_{max}, c_m, K などのパラメーターも時間とともに変化する。

（6） この場合，各個の基質の除去過程が濃度に関して零次反応であれば，その廃水の BOD の経時的変化を示す曲線は，初濃度を相似比とするような相似的な形状を示す。

（7） しかしながら種々雑多な基質を含む廃水の場合は，こうした単純な取り扱いは不可能となると思われる。

以上のように，比較的単純な組成の廃水の浄化過程について若干の検討を加えたが，上述のような結論がより複雑な組成の廃水についても適用し得るかには疑問があり，もっと一般的な浄化機構を論じるために，この点についてもさらに研究を進めたいと思っている。

(1968. 4. 4・受付)

岩井：正会員 工博 京都大学教授 工学部
北尾：正会員 京都大学工学部

実験計画法による富配合軽量コンクリートの研究

大浜文彦・富田和政

本研究では単位セメント量 450～600 kg/m^3 の富配合人工軽量骨材コンクリートにおいて粗骨材，細骨材ともに非造粒型の軽量骨材のものと，細骨材として川砂を混用した造粒型軽量骨材の 2 種類，また，セメントとして，早強ポルトランド セメントと普通ポルトランド セメントを使用した人工軽量骨材コンクリートについて比較実験を行ない，富配合軽量コンクリートのつぎの諸性

質について研究した。(1) 多量のセメントを使用したフレッシュ・コンクリートの性質，(2) 単位容積重量の性質，(3) 圧縮強度の性質，さらに富配合普通コンクリートと富配合軽量コンクリートとを比較対比して設計上必要な (4) 弾性係数の性質および (5) 乾燥収縮の性質を実験的に研究した。

なお，データの考察に当って，この種の実験における実験計画法の新しい試みとして，実験はすべて実験計画法にしたがって行ない，分散分析の結果有意差が認められた主効果と交互作用を用いて，実際には実験で測定しなかった値についても，工程平均を算出し推定値を求め，これを実測値と同等に取り扱って実験結果の考察を行なった。

この方法を実験に適用するさい生じた問題点を指摘しそれに対する若干の考察を述べる。

まず各要因の水準間の条件の差の検定を交互作用のわりつけにさいして，これらによる変動の程度を十分考慮して採用を決めねばならない。

本実験では要因効果の有意差検定を信頼度99%，95%のほか90%でも行なった。従来，検定は信頼度99%か95%で行なわれているようであるが，コンクリートの実験では材料のばらつきやコンクリート自体の非均質性などのためにある程度までは実験誤差が避け得られないので信頼度 90% で有意差検定を行なうほうが実状に即していると考えられた。

本実験によれば富配合軽量コンクリートのスランプは使用するセメントの種類，軽量骨材の種類によって変化する。すなわち，富配合軽量コンクリートのスランプは，普通ポルトランド セメントを使用した方が早強ポルトランド セメントを使用するときより 4～6 cm 大きく，同一セメントを用いたときは造粒型粗骨材と川砂を使用した方が非造粒型軽量骨材を使用するときより 2～4 cm 大きいことが認められた。

また，富配合軽量コンクリートではスランプが 15 cm 程度であってもワーカブルであった。なお，単位水量を1～2% 変えればスランプ 1 cm の調整が可能である。さらに興味あることはこの範囲の富配合では s/a の影響をあまり受けなかったことである。

軽量コンクリートでは所期の単位容積重量を有することも一つの配合条件となるが，一般的にいって普通程度の配合よりも富配合にすると 0.1～0.2 t/m³ 増加する。そして重いコンクリートほど圧縮強度が強いことが観察された。

単位量としてセメントを 600 kg/m³ 使用するとき，材令 28 日において表—1 に示す圧縮強度を得ることができた。

なお，28 日圧縮強度 σ_{28} を 100 とするとき，材令 3 日と 7 日において σ_{28} の大きさに応じ，強度の出現する速さが異なり，ほぼつぎのごとき比率が認められた。

σ_{28}=600 kg/cm² のとき $\sigma_{28}:\sigma_7:\sigma_3$=100 : 90 : 80

σ_{28}=500 kg/cm² のとき $\sigma_{28}:\sigma_7:\sigma_3$=100 : 80 : 50

σ_{28}=400 kg/cm² のとき $\sigma_{28}:\sigma_7:\sigma_3$=100 : 62.5 : 32.5

表—1 各材令での圧縮強度（単位セメント量 600 kg/cm³）

（単位：kg/cm²）

セメントの種類＼材令	3日	7日	28日
早強ポルトランド セメント	320～400	440～560	540～620
普通ポルトランド セメント	220～300	350～440	460～540

富配合軽量コンクリートの弾性係数は富配合普通コンクリートの場合の約 50～55% 程度であった。軽量コンクリートを富配合にしても弾性係数の増加を期待することはできなかった。また，富配合軽量コンクリートの乾燥収縮を1年間測定したが，まだ収縮は進行中である。

本実験で得た測定値は，従来報告されている普通の配合の値より著しく大きく，富配合にすると乾燥収縮が非常に大きくなることが認められた。この点，十分注意する必要があるであろう。

(1968. 2. 8・受付)

大浜：正会員　工博　岐阜大学教授　工学部
富田：正会員　岐阜大学工学部

超硬ねり貧配合コンクリートの振動締め固めによる充填性および強度について

阪本好史

コンクリート 2 次製品，とくに土木用コンクリートブロックの製造を目的として，貧配合で，振動締め固めをして即時脱型をする超硬ねりコンクリートの適正な配合設計指針をうるために，実験的研究を行なったものである。このようなコンクリートについては，いろいろな報文があるが，各人各様の結果を得ており，一貫した説明はむずかしい。また振動台についての特性が明らかでない。

この実験では，振動数 1 800～7 800 rpm，振幅 0.0～1.0 mm の範囲に連続可変の振動台を作成して，多くの配合コンクリートについて締め固めを行ない，製品の充填率や強度に対して統計的に考察したものである。コンクリートのつめこみ，締め固めには標準作業方法を定めて，これにしたがった。コンクリートの充填率は次式によって求めた。

$$\text{充填率}\ (\%)=\frac{\text{コンクリートと型わくの重量}-\text{型わくの重量}}{\text{配合からきまる型わくの中のコンクリートの理論重量}}\times 100$$

1. 成形条件と締め固めコンクリートの性質

A 振動数，振幅，および加速度の影響

成形した供試体の充填率および材令 3 日圧縮強度に対

する，振動数，振幅，加速度，粗骨材最大寸法，単位水量，細骨材率などの重相関関係を明らかにした。寄与率の大きい要因に対して重回帰式を推定すると

$$\xi=0.00063\,n+9.7\,b-0.004\,G_{\max}-0.19\,s/a+97$$

$$\sigma_3=0.0067\,n+81.5\,b-0.15\,G_{\max}-5.09\,s/a+233$$

ただし，ξ：充填率(%)，σ_3：3日圧縮強度(kg/cm²)，n：振動数 (rpm)，b：振幅 (mm)，$G_{\max}$：粗骨材最大寸法 (mm)，s/a：細骨材率 (%)

B　振動時間の影響

振動時間，単位水量，細骨材率を要因として重相関分析を行なった。振動時間および単位水量が増すと強度および充填率は増し，細骨材率が増すと強度および充填率は減ずる。この時は重回帰式を推定するとつぎのようになる。

$$\xi=0.62\,t+0.262\,W-0.69\,s/a+91$$

$$\sigma_4=3.89\,t+0.147\,W-3.58\,s/a+198$$

ただし，t：振動時間 (分)，W：単位水量 (kg/m³)

C　振動成形時のコンクリートの状況

実験では貧配合，超硬ねりコンクリートを振動締め固めをする際に，型わく中のコンクリートが流動することが観察された。流れの様子を調べて，コンクリートの表面の仕上りの良否の原因が，型わくの形，寸法，脱型時の操作にあるのか，配合に起因するのかを判定することができた。

2. 配合条件と締め固めたコンクリートの性質

配合上の種々の要因が締め固めたコンクリートの充填率，強度におよぼす効果を調べた。結果からつぎのような重回帰式を推定した。

$$\xi=0.07\,G_{\max}+4.3\,FM-0.39\,s/a+0.223\,W+0.02\,C+69$$

$$\sigma_4=1.40\,G_{\max}+33.8\,FM-3.81\,s/a+0.498\,W+1.27\,C+0.232\,\xi-181$$

ただし，FM：砂の粗粒率，C：単位セメント量 (kg/m³)

3. 砕石を使用する場合

砕石の場合について，砂利に対比してその特徴を調べた。結果は砕石の方が砂利よりもつまりにくいが，振動時間を長くすれば，砂利と同等の充填ができることがわかった。強度は砕石の場合には，砂利の場合より 10～20% 大きく，表面の仕上り具合から細骨材率を砂利の時より 5 %程度大きくするのが望ましい。

4. 混和剤の影響

充填率および強度に対する混和剤（分散剤，AE 剤）の影響，および材料の混合方法や配合を変えた場合の混和剤の影響を調べた。すなわち，混和剤は充填率，強度の点については，AE 剤よりも分散剤の方が有効といえる。混合方法は，あらかじめペーストをつくった中に骨材を投入するよりも，各材料を同時に混合する方法がよく，配合によっても効果に差のあることがわかった。

5. 長期強度の発現性

3，7，28，91 日圧縮強度とセメント水比の関係が相関性の高いことを確かめ，振動締め固めをしたものの方が同じセメント水比のプラスチック ワーカブルなコンクリートの場合より強度が大きいことがわかった。

以上のことから，土木学会コンクリート標準示方書に示された骨材の標準粒度のほぼ中央にあるような骨材を使った時，製品運搬時の必要強度あるいは長期強度を目標としてセメント量をきめることができる。またコンクリート表面の仕上り状況から，単位セメント量は 200 kg/m³ 以上が望ましい。つぎに水量は 表—1 に示す値を目標とすると便利である。この水量は骨材の粒度などが良好な場合であるから，条件の異なる場合には表のように補正をすればよい。ただし，水量は普通コンクリートの場合と異なって，即時脱型した時に変形しない範囲で多くする方が，充填性もよく，強度も大となる傾向がある。またセメント水比は大きい方が強度は大となる。細骨材率は十分に締め固めができる範囲で小さく選ぶ方がよいことがわかった。

表—2 基準配合表 (砂の粗粒率＝2.75)

粗骨材最大寸法(mm)	細骨材率 (%)	単位水量 (kg/m³)
40	30	99

条件の異なる場合の補正方法

変わる条件	補正方法
粗骨材最大寸法 ±10(mm)	W∓3(kg/m³)，または s/a±2(%)
砂の粗粒率 ±0.1	W∓2(kg/m³)，または s/a±1(%)
細骨材率 ±1(%)	W±2(kg/m³)
砕石の場合	s/a+5(%)

複号同順

(1968. 3.15・受付)

[筆者：正会員　八幡化学工業（株）研究員]

都市におけに自然災害

—特に崖崩れの危険度予知についての研究—

丸安隆和・清水　仁・島田厚二

災害が起こると，多くの人々がそれぞれの専門的な立場から調査を行ない，その原因を確かめ，複雑な手続きを経た後で復旧工事を行なうというのが一般のやり方で

ある。もし災害の起こる前に，災害の起こり易いところを調べ，それの危険度を推定し，また，災害が起こったときに生ずる被害の程度を勘案して，防災工事を行なう順序や規模などを合理的に決めることができたら，限られた予算を非常に有効に使うことになるであろう。

とくに，人口の密集している都市周辺では，ちょっとした災害も非常に大きな犠牲を伴うことを考えると，十分な防災対策を立てておかねばならない。

この論文は，このような見地から，横浜市の崖崩れ多発地帯の一部を対象にして，航空写真を利用し，これに現地の調査を加えて，これから得られる情報を統計的に処理して，とくに崖崩れに対する危険度を合理的に定量化する方法を提案した。

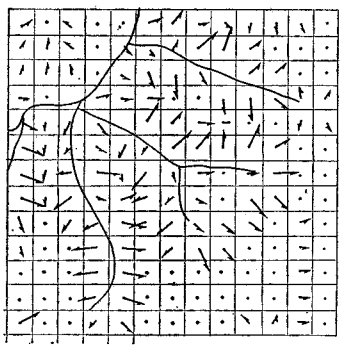
解析方法

大別すると，つぎの三段階になる。

(1) 地形モデルの組み立てと崖の認識

調査区域を格子状に区切る。地形の代表値として，災害の起こる前に撮影された航空写真の立体観測により，格子交点の高さをとる。この高さのデータと，各ブロックの地表面を最小自乗法により近似した平面の最急勾配ベクトルのデータとを用いて調査区域のベクトル地形モデルを作る(図—1)。

図--1 25 m 格子ベクトル地形図



崖崩れは明瞭な肩を持った崖にだけ起こるわけではなく，明瞭な肩がなくとも，徐々に変化する急斜面にも起こるものである。これら，すべての斜面の地形的特徴を，定量的，定性的に把握しやすい簡単な形で表わし，これらの因子と「崖存在」との相互関係により，崖崩れの対象となる地形ブロックを抽出することを試みた。ここでは，斜面の定量的特徴として，斜面ベクトルの大きさ，定性的特徴として，隣接するブロックとの斜面ベクトルの変化状態，稜線，丘稜末端線をとった。

(2) ブロック単位の崖崩れ危険度の推定

第一段階で，「崖存在」と認識されたブロックについて，地形，水理，土地利用等の諸因子を災害の起こる前に撮影された航空写真の立体観測，およびベクトル地形モデルにより把握し，これらの諸因子と，災害の起こった後に撮影された航空写真の立体観測により判読された崖崩れ地点との相互関係により，個々のブロックについて，崖崩れ危険度を数量的に推定する。ここでは，地形因子として，(1) で述べた斜面ベクトルの大きさ，斜面ベクトルの隣接ブロックに対する変化状態，斜面ベクトルの方向をとった。土地利用因子としては，市街地，新しい造成地，田畑，樹木の多い丘陵，草地の多い丘陵をとり水理因子としては,各ブロックの集水面積をとった。

(3) 精　　査

第二段階までのデスク ワークにより，「崖崩れの危険度が大である」と判定されたブロック群から，何ブロックかをランダムに抽出して，現地調査を行なう。これにより得られたデータと崖崩れ地点との相互関係により，各崖についての危険度を数量的に表わす。

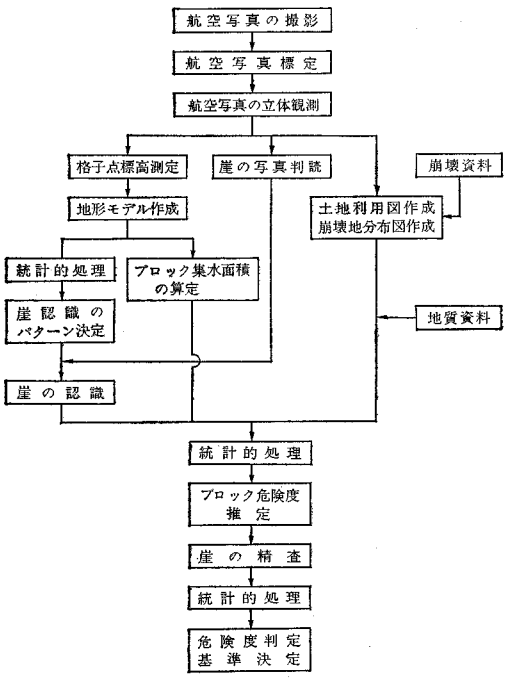
以上のことをまとめると 図 2 のような流れ図となる。

統計的処理方法

崖の認識および崖崩れの危険度推定は，これらの事象とその中に存在する因子との相互関係を統計的処理によって見出すことによりなされた。この統計的処理により，客観的な定量的判定基準が作られた。

ここでは，いずれも種々の因子から，ある事象の予知を目的としている。予知しようとしている事象は，各因子と線型的な関係にあるものと仮定する。各因子に対する重みを，最もその事象を予知しやすいように定めるの

図—2



が目的である。すなわち，個体群間の相間比

$$\eta^2=\sum_{p=1}^{2}\frac{N_p(m_p-m)^2}{NV}$$

が最大となるように重みベクトルを定めてやればよい。

ここで N_p：第 p 群に層する個体数

m_p：第 p 群に層する個体の平均値

N：全個体数，　m：全個体の平均値

V：全個体の分散

二組の個体群を考える

とする。

ま と め

地形をあらわすために，四角網を用いてベクトル地形モデルを作った。これによると，面に不連続が起こり，いろいろと不合理が生ずる。これを解決するためには三角網を用いるとか，曲面により地形を近似するとかの方法があるが，取り扱いが複雑になるという欠点がある。

この研究ではベクトル地形モデルから得られた諸因子，および災害の起こる前に撮影された航空写真を立体観測することにより判読された土地利用の因子からブロックの崖崩れに対する危険度の推定を行なったが，これらは，崖崩れの決定的因子ではないため，判定の適中率も約70％となっている。崖崩れを支配する要因として，地質条件，土質条件，排水条件および防災条件等が他に考えられる。今後，大縮尺写真，カラー写真，赤外線写真等の利用により，これらの因子を，よりいっそう正確に把握できるようになれば，現地調査を全く行なわない，デスク ワークのみによる段階においても，かなり信頼性のある崖崩れに対する危険度の推定を行なうことができると思われる。

(1968. 4. 4・受付)

丸安：正会員　工博　東京大学教授　生産技術研究所
清水：正会員　東京大学生産技術研究所
島田：学生会員　東京大学学生

会場内の観客流動モデル

佐佐木　綱・松 井　寛

本研究は各種会場内の観客流動パターンを定量的に把握することを目的とするもので，実際の会場内で行なった現状分析をもとに，将来推定を可能とするような観客流動モデルを考察するものである。本モデルによってとくに会場内の展示場などの効果的配置や各種場内施設の計画および管理，運営に，大いに役立つものと期待される。理論的接近方法としては，観客流動の持つランダムウォーク的な性格に注目して，確率論的立場から，確率過程の一つである吸収マルコフ連鎖を用いたモデルを考える。すなわち吸収マルコラ連鎖の発生状態を会場入口と考え，吸収状態を出口とし，会場内の各展示場を過渡状態と考えると，吸収マルコフ連鎖の性質を利用して，会場内の各展示場を通過する観客数を求めることができる。よって入場者数と展示ゾーン間の推移確率を利用すると展示ゾーン間の移動観客数や各展示ゾーンの観客吸引力を計算することができる。吸収マルコフ連鎖の代わりに，セミマルコフ過程を用いると，各展示場での滞留時間を任意の分布関数として与えることができるので，さらに現実に近づいたモデルとなり，会場内の観客の一日の流動状態を時間関数として捉えることができる。

本研究で提案した観客流動モデルは，岡崎動動園に適用することにより，その実用性が確かめられたが，新しく建設された会場内の観客流動に適用する場合には，展示ゾーン間の推移確率をなんらかの方法であらかじめ推定しておかねばならない。そこで観客吸引力を投入建設資金に比例すると考えることによって，観客流動パターンのうち，確率的に最も起こり易いパターンを生起確率を最大化することによって推計し，その結果から推移確率を推定する方法を考えた。以上の推移確率推学モデルを組み合わせることによって新設の会場の観客流動の解析にも適用できる。本研究は万国博会場内の観客流動に利用すべく研究されたものであるが，現段階では会場内の最終的な展示配置の決定をみていないので，本文では適用されずに終った。

(1968. 2.15・受付)

佐佐木：正会員　工博　京都大学教授　工学部
松　井：正会員　工博　名古屋工業大学講師

【研究ノート】

1 自由度減衰振動系の衝撃応答

合 田 良 実

底部拡幅施工法による基礎の引揚抵抗力について

松 尾　稔・田 河 勝 一

コンクリート標準示方書	B 6 判 438 ページ	定価：1 000 円	会員特価：	800 円
コンクリート標準示方書解説	A 5 判 356 ページ	定価：1 300 円	会員特価：1 000 円	
人工軽量骨材コンクリート設計施工指針（案）	B 6 判　53 ページ	定価：　300 円	会員特価：	250 円
プレパックド コンクリート施工指針（案）	B 6 判　38 ページ	定価：　220 円	会員特価：	180 円
夏期講習会資料	B 5 判 128 ページ	定価：　900 円	会員特価：	700 円