

文献調査委員会

非定常性を考慮した地震動の統計的モデル
Proc. of A.S.C.E., EM/花田 和史
 港口、水路(運河)、船まわり場の設計
Dock & Harbour Authority/木本 英明
 イタリア北部における山くずれ・地すべりの分類
Engineering Geology/田畑 茂清
 有限要素法の土質力学への適用例
Proc. of A.S.C.E., SM/佐々木 康

非定常性を考慮した
 地震動の統計的モデル

“Nonstationary Stochastic Model of Earthquake Motions”
Amin, M. and Ang, A.H.S.
Proc. of A.S.C.E., EM., Vol. 94, No. 2,
 pp. 559~583, April (1968)

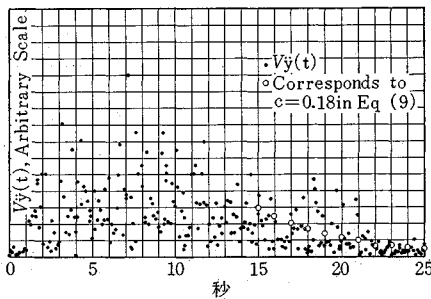
(1) 緒言

構造物の安全性を推定する目的で必要とされる地震動の統計的モデルは、その応答スペクトルが実際の地震動の応答スペクトルに近似しなければならないのはもちろんであるが、応答過程をも考慮して、分散関数や相関度も一致しなければならない。

(2) 過去の地震記録

合衆国西岸で記録された過去の四つの強震記録(EL CENTRO: 5/18/40, ELCENTRO: 12/30/34, TAFT: 7/21/50, OLYMPIA: 4/13/49)の各水平2方向成分を分析する。それぞれの地震による一自由度の線形振動系の応答をみると、最大加速度の生じる時間帯にのみ最大相対変位が生じるとはいえない。また、8個の地震記録において、最大速度を等しくするように正規化した加速度による0.1秒刻みの分散をまとめて図-1に示す。

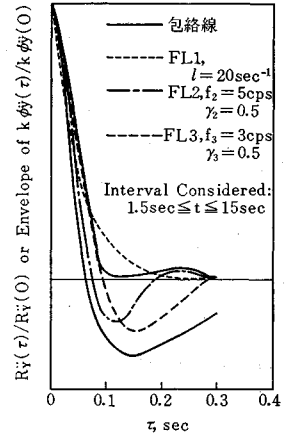
図-1 正規記録の分散



J.S. Bendat らの判定法によれば、5%の危険率においてすべての地震の分散指数は高い非定常性を示した。

図-1はまた、地震動の分散関数の傾向を示している。分散関数を、①初期相、②強震相、③末期相と分類する。強震相では地震動は定常であると仮定すれば、個々の強震相の自己相関関数 $\phi_{\dot{y}}(\tau)$ は8個の地震の強震相の自己相関関数と等しくなる。実時間 $2 \leq t \leq 15$ 秒において、時間ラグ τ と、正規化された $\phi_{\dot{y}}(\tau)/\phi_{\dot{y}}(0)$ の関係を示す。各正規自己相関関数の包絡線を図-2に示す。

図-2 正規自己相関関数



(3) モデルの決定

1) 非定常のろ波されたショットノイズ ある定常過程が、線形フィルタでろ波された白色雑音であるように、非定常性のショットノイズも適当なフィルタを通すことにより非定常過程を模擬できるであろう。

平均値0の不規則過程 $S(t)$ の共相関関数が、次の式を満足していれば、 $S(t)$ は非定常のショットノイズである。

$$COV_s(t_1, t_2) = I(t_1) \cdot \delta(t_2 - t_1); \quad t_2 \geq t_1 \dots \dots \dots (1)$$

$I(t) : S(t)$ のインテンシティ関数、 $I(t) > 0$ 一方、

$$S(t) = \sum_{k=1}^{n_t} X_k \delta(t - t_k) \dots \dots \dots (2)$$

また、 X_k の分散は次式で与えられる。

$$V(X_k) = I(t_k) \Delta t \dots \dots \dots (3)$$

線形のインパルス応答関数を $h(t)$ で表わせば、入力 $S(t)$ をうけるフィルタの出力 $\dot{y}(t)$ およびその共相関関数、相関関数は次式で示される。

$$\dot{y}(t) = \sum_{k=1}^{n_t} X_k \cdot h(t - t_k) \dots \dots \dots (4)$$

$$COV_{\dot{y}}(t_1, t_2) = \int_0^{t_1} I(\tau) \cdot h(t_1 - \tau) \cdot h(t_2 - \tau) d\tau \dots \dots \dots (5)$$

$$V[\dot{y}(t)] = COV_{\dot{y}}(t, t) \dots \dots \dots (6)$$

2) フィルタ 次の三種のフィルタを考える。

- ① FL 1: $\frac{d}{dt} + l, \quad h_1(t) = e^{-lt}$
- ② FL 2: $\frac{d^2}{dt^2} + 2r_2\omega_2 \frac{d}{dt} + \omega_2^2,$
- $h_2(t) = \frac{1}{\omega_2 d} e^{-r_2\omega_2 t} \sin \omega_2 t$
- ③ FL 3: 基礎に $S(t)$ を受ける減衰-自由度系
- $h_3(t) = e^{-r_3\omega_3 t} (A \cos \omega_3 t + B \sin \omega_3 t)$

表-1 パラメータと統計量

| フィルタ (1) | I_0 (2) | σ_y^2 in g (3) | \bar{y}_{max} in g (4) |
|--|--|----------------------------|-------------------------------|
| FL 1 $l=20 \text{ sec}^{-1}$ | $0.186, g^2 \text{ sec}^{-1}$ | 0.068 | 0.153~0.252 |
| FL 2 $f_a=5 \text{ cps}$ $\gamma_a=0.5$ | $252, g^2 \text{ sec}^{-3}$ | 0.063 | 0.185~0.238 |
| FL 3 $f_a=3 \text{ cps}$ $\gamma_a=0.5$ | $1.84 \times 10^{-4}, g^2 \text{ sec}$ | 0.059 | 0.185~0.208 |

σ_y : 標準偏差 ($1.5 \text{ sec} \leq t \leq 15 \text{ sec}$)
 g : 980 cm/sec^2

ただし、 $\omega_d = \omega \sqrt{1-\gamma^2}$, $A = 2\gamma_3\omega_3$, $B = \frac{\omega_3^2(1-2\gamma_3^2)}{\omega_{3d}}$

図-1 の分散関数の形状より、 $I(t)$ を次のように仮定する。

$$I(t) = \begin{cases} I_0 \cdot (t/x_1)^2 & 0 \leq t \leq x_1 \quad \text{初期相} \\ I_0 & x_1 \leq t \leq x_2 \quad \text{強震相} \\ I_0 e^{-c(t-x_2)} & t \leq x_2 \quad \text{末期相} \end{cases} \dots\dots(8)$$

以上の式より、 $COV_{\bar{y}}(t_1, t_2)$ が決定される。

3) パラメータの決定 図-1 より、 $x_1=1.5$ 秒、 $x_2=15$ 秒、 $c=0.18\sim 0.20$ /秒をとり、式(8)の I_0 をモデルによる一自由度系の応答スペクトルが、地震記録による応答スペクトルに似るように選ぶ。また、パラメータは、強震相では定常性を有するという仮定より、フィルタ出力の正規自己相関関数が、実測された地震の正規自己相関関数の包絡内に含まれるように選ぶ。表-1 に

これらのパラメータと統計量を図-2 に、各フィルタによる正規自己相関関数を示す。

(3) 考 察

フィルタを使用して発生させた地震動のモデルの加速度、速度を、実測された地震のものと比較してみると、FL 2, FL 3 はきわめて良い近似をしているが、FL 1 では長周期の波に短周期の波が重畳された波形になっていて、満足し難い。この理由は、速度の計算を例にとると、FL 1 では、 $\int_0^{t-t_k} h(u)du$ という $t-t_k$ 間で負にならないパルスが要素となるため、速度の軌跡が零点交差の少ない酔歩経路を通るからである。図-3~5 に FL 1~FL 3 を使用したモデルによる応答スペクトルを示し、図-6 に比較のために、実際の地震動によるスペクトルを示す。図-3 では低い周波数で多い値を示しているが、これは前述の理由によるものである。FL 2, FL 3 により発生された疑似地震動のスペクトルは 図-4, 5 に示されるように、実際の地震動によるスペクトルにきわめて近似した性質を有している。

以上のことから、地震動は、2次フィルタでろ波された非定常のガウスショットノイズで模擬しようといえよう。
 (委員 花田 和史)

図-3 FL 1 を使用したモデルの応答スペクトル

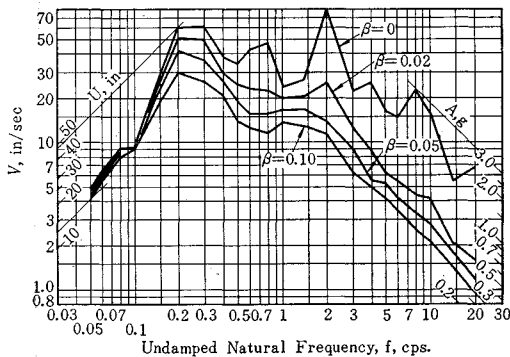


図-4 FL 2 を使用したモデルの応答スペクトル

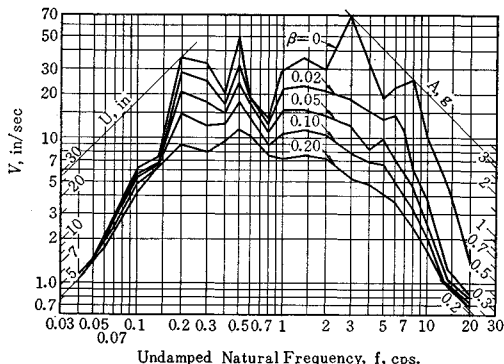


図-5 FL 3 を使用したモデルの応答スペクトル

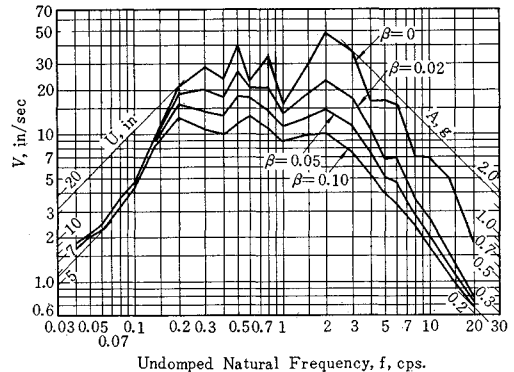
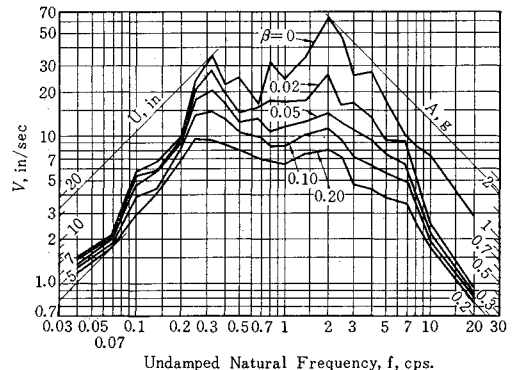


図-6 OLYMPIA(4/13/49) S 80° W による応答スペクトル



港口、水路(運河)、船まわり場の設計

“Harbour Entrances, Channels and Turning Basins”
Hay, D.

The Dock & Harbour Authority, Vol. 48, No. 567,
pp. 269~276, January (1968)

船舶のサイズからみた港口、水路、船まわり場の設計条件について考えてみよう。

(1) 港口、水路の水深

港口、水路の水深を決定する場合、設計条件として、

㊸ 船の満載時吃水, ㊹ 潮位, ㊺ 海水密度の変化, ㊻ 沈み込み現象, ㊼ 船の横ゆれ, 縦ゆれ現象, ㊽ トリム現象, ㊾ その他などが考えられる。㊺ については淡水における吃水は海水のそれよりも 2~3% 大きくなる。㊻ については Eisiminger は 25 mm/10 m (沈下量/船長) の割合で船尾が下がるとしている。また常に船尾が 0.3~0.6 m 下っているという説もある。㊼ については種々の説やレポートがあるが、船が水路の真中を航行する場合の沈下量を算出する2つの方法がある。1つは David Tayler 実験所によって研究されたもので、ベルヌイの式から導かれた次の式を基本式としている。

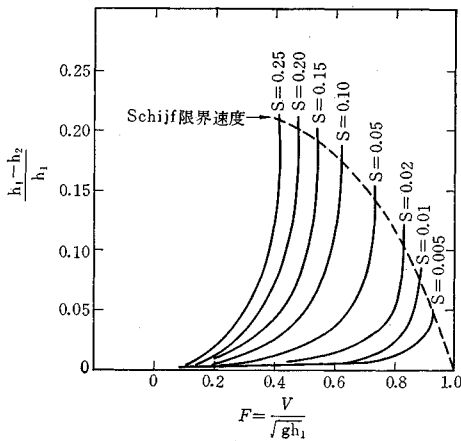
$$F = \left[\frac{2d(1-d-s)^2}{1-(1-d-s)^2} \right]^{1/2} = \frac{V}{\sqrt{gh_1}} \dots\dots(1)$$

(F : フルード数, h_1 : 自然水深, d : 沈下率(h_1-h_2)/ h_1 , h_2 : 船舶航行時の水深, S : 船の中央横断面の水路の横断面に対する割合, V : 水に対する船舶速度, g : 重力加速度)

図-1 はこの式を基にして沈下量を求める算出図である。

もう一つの方法は, Sogreah 研究所によって研究されたもので, 図-2 がその算出図である。沈下量を求める

図-1 フルード数からの沈下量の図解法



方法はまず 図-2(a) により S と h_1 から限界速度 V_L を求め、ついで水路水深と船舶吃水の比および V/V_L の値を用いて 図-2(b) から Z_{max} (沈下量) を求める。水路幅/船舶幅員 ≈ 6 の場合は 図-2(c) から Z_{max} に対する誤差率を求める。

McAleer, Wicker, Johnston の3人はこの2つの方法を比べ、 $S < 0.08$ のときは Sogreah の方法を $S > 0.08$ のときは方程式(1)の方法を用いる方が実際の観測値と比較的よく一致することを発見した。図-3 は船が水路のセンターラインを離れた場合の沈下量に与える効果を表わしたものである。速度が大きくなれば沈下量も大きくなっている。

㊿ については、船の走行状態を安全なものとするために経験的に 0.6~1.2 m 位の余裕水深を ㊸~㊿ の諸要素に加えるとよい。

図-2 Sogreah 研究所による沈下量の図解法

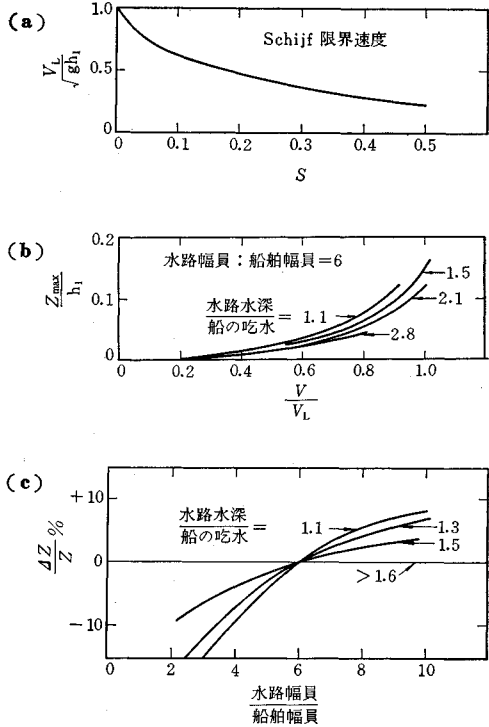
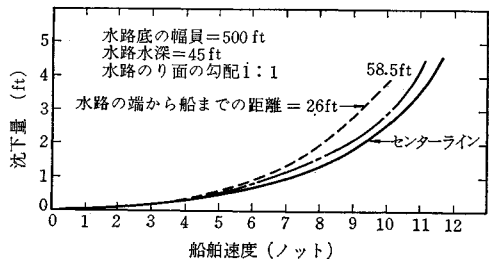


図-3 船の位置による沈下量の変化



(2) 水路(運河)の幅員

PIANC では、水路幅員の設計標準として船舶幅員の 3~4 倍(片道), 6~7 倍(往復)を提案している。この他にパナマ運河における研究に基づいたものがある。これは水路の幅員を ① 船の走行幅, ② 船間距離, ③ 水路堤防までの余裕幅に分けている。①については船舶を走行性能別に分け, それぞれの走行幅員を示している(表-1)。②については水先案内人や航海士の意見より, 100 ft (30.5 m) を必要最小限の船間距離としている。③については実験に基づいて McAleer, Wicker Johnston の 3 人は, 一般的に船舶幅員の 60~150% が適当であるとしている。

(3) 水路の線型

水路(運河)の線型は曲線のない真すぐな水路が好ましい。屈曲部の線型は曲線の複合による線型が良いといわれている。1926 年に F.V. de Miranda Carvalho は屈曲部の水路について, 表-2 の基準を提案している。この他最大許容曲線半径についての意見もある。500 ft (152 m) の船長の場合曲線半径は 7 000 ft (2 134 m) 以

表-1 船の性能による走行幅員

| 船舶の性能 | 船舶幅員に対する走行幅員 (%) |
|-------|------------------|
| 優 | 160 |
| 良 | 180 |
| 可 | 200 |

優: 軍艦, ビクトリー船型貨物船

良: 海軍の輸送船, T-2 型タンカー, リバティ船, 新鉾石船

可: 中古鉾石船, 故障船

表-2 水路曲線部の曲線半径

| 屈曲角 a | 最小曲線半径 |
|---------------------------|---------|
| $a \leq 25^\circ$ | 船長の 3 倍 |
| $25^\circ < a < 35^\circ$ | " 5 " |
| $a \geq 35^\circ$ | " 10 " |

注: 船の速度 > 10 マイル/1 時間 の場合

表-3 水路の曲線部における拡幅量の計算例

| 曲線半径 | | 拡幅量 | | |
|--------|---------|-----------|-------------|-----------|
| (ft) | (m) | (イ) | (ロ) | (ハ) |
| 2 500 | (762) | 60 (18.3) | 440 (134.1) | 54 (16.5) |
| 5 000 | (1 524) | 35 (10.7) | 216 (65.8) | 28 (8.5) |
| 7 500 | (2 286) | 10 (3.5) | 144 (43.8) | 20 (6.1) |
| 10 000 | (3 048) | — (—) | 108 (32.9) | 14 (4.3) |
| 12 500 | (3 810) | — (—) | 88 (26.8) | 11 (3.4) |
| 15 000 | (4 752) | — (—) | 72 (21.9) | 9 (2.7) |

下ではいけない。700 ft (213 m) の船長の場合 10 000 ft (3 048 m) の曲線半径を考慮しなければいけない。また合衆国海軍技術者は, 船長 500 ft (152 m) の船舶に対しては曲線半径は 5 000 ft (1 524 m) 以上としている。Abbott は船長の約 8.5 倍が適当であるとしている。

屈曲部の可視距離については定説はないが, 0.5 mile (0.8 km) もあれば十分であろう。

屈曲部の拡幅量については屈曲部の曲線半径と船長をファクターとした式がある。

$$w = 4[R - (R^2 - L^2)^{1/2}] \dots\dots\dots(1)$$

$$w = 85 - R/100 \dots\dots\dots(2)$$

$$w = 2R - (4R^2 - L^2)^{1/2} \dots\dots\dots(3)$$

w : 拡幅量, R : センターラインの曲線半径, L : 船長

表-3 は船長 733 ft (223.5 m) のタンカーの場合のそれぞれの曲線半径に対応した w の値を式 (1), (2), (3) によって求めたものである。

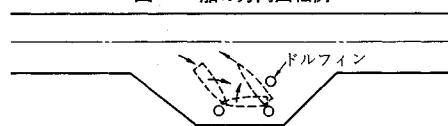
(4) 港口の幅員

港口の幅員の求め方にはいろいろある。Quinn は規模の小さい港では 300 ft (91 m), 中規模程度の港では 400~500 ft (122 m~152 m), 規模の大きい港では 500~800 ft (152~244 m) の幅員が適当であるといっている。Minkin は最大入港船舶の船長に等しくとればよいとしている。Baily は河口港や開門港では H.W.S.T 時の港口の幅員として泊地 0.15~0.33 ha 当り港口の幅員 1 m としている。外海に面した港では, 1 m/1.22~1.54 ha としている。往復の場合の港口は 1 m/0.57~0.12 ha の割合としている。この他の方法として水路幅の設計方法を用いる場合もある。

(5) 船まわり場(ターニングベースン)の広さ

船まわり場の規模は有効水深, 船長, 船まわり方法などに左右される。普通タグボートを使う場合が多いが, この場合は最小限として船長に等しい半径をもつ水域でよいが, タグボートを使わない場合は船長の 2 倍の半径をもつ水域が必要である。ドルフィンを使ったねじり回転(warping)の場合は(図-4)船長の 1.2 倍の振れ幅が最小限必要である。水路(運河)における場合はランプ型に水路のサイドにふくらみをもたせる。この場合の水路と船まわり場のトータル幅は船長の 2 倍が必要である。

図-4 船の方向回転例



(委員 木本 英明)

イタリア北部における 山くずれ・地すべりの分類

“Landslides in the Meta-morphic Northern
Border of the Dolomites (North Italy)”

Engelen, G.B.

Engineering Geology Vol. 2, No. 3 pp.
135~147, December (1967)

(1) 概 説

1966年8月、集中豪雨によってドロミテ山脈北部国境沿いの風化石英千枚岩地帯に多くの山くずれ・地すべりが発生した。10 km² 程度の代表地域を詳細に調査した結果、約 50 個の山くずれに対して次節で述べるような 6 種類の山くずれ・地すべりが観察された。

この付近の地形は高度の大きいところでは起伏はなだらかであるが、低いところでは壮年期のV形谷を作って大きく開析せられている。土層の厚さは地形上の位置によって異なるが、最大 3 m 程度である。

植生は、2000 m 以上の高地ではあまり成長のよくないアルプス牧草と松が、低地では干し草畑、落葉性の松林が分布している。

ドロミテ山脈北部の国境付近には 2~7 km 幅の変成岩帯があり、面積数百 km² にもおよぶ節理の多く入った千枚岩が断層を形成している。片岩類は一般に岩盤に平行であるが、この付近では走向傾斜は E-W 45° である。

この調査区域の平均年間降雨量は 786 mm であり、月別平均降雨量でみると 100 mm を越えるのは 6~8 月の 3 ヶ月間である。今度の集中豪雨は 4 日間で 143.5 mm の合計雨量が記録され、山くずれの主要な誘因となったことは明らかである。このような雨量確率は Fliri によると約 1/100 である。

(2) 観察された山くずれの型

山くずれの型の分類は、Varnes が 1958 年、アメリカ道路局の山くずれ防止委員会発行の論文の中で明らかにしたものにしたがった。

1) 滑落 (planar block glides) (写真-1 参照)

滑落においては、くずれた土塊は、山腹斜面からすっと抜け出たような感じであり、個々の面積は小さく、深さも数 10 cm である。そして芝草などの植生の山腹斜面上を数 10 m 滑走するように落ちたものであり、傾斜も 40 度以上に限られている。

2) 山ぬけ (slumps) (写真-2 参照) 滑落の場合の土塊の運動に対して、山ぬけの最大の相違は土塊の回転運動である。

山ぬけした後の形は、スプーン状であり、その頂部は

写真-1

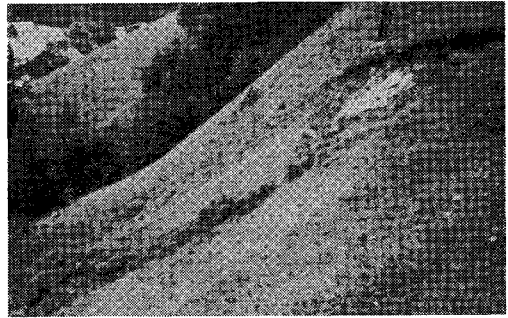


写真-2

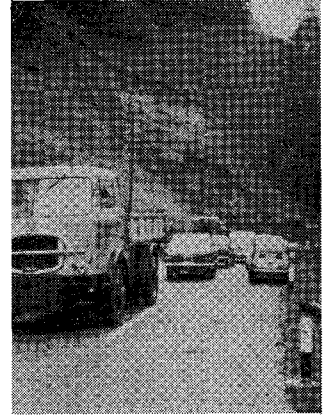


写真-3



写真-4



山腹傾斜と逆むきの傾斜をしている場合が多い。堆積物をみると、非常にかく乱されており、これが土石流の原因になっていると考えられる場合も多い。これは傾斜 30~40 度に多く発生し、滑落にくらべて面積・厚さも大きい。

3) 滑走状土石流 (debris slides) (写真

一3 参照) この場合の土塊移動は、しばしば山腹斜面を急激にけずって発達する。これは表面をおおっているルーズな土壌とその下の固い岩盤との接触状態によって左右される。この滑走状土石流とよばれるものは多く発生し、傾斜・深さも、前二者の中間的位置にランクされる。

4) なだれ状土石流 (debris avalanches) (写真-4 参

照) 滑走状土石流は速度の増加や含水比の増加などによって非常に速度を持った流れに変化し、土塊全体が下流へころがり落ちるように流れ、しばしば水路を越えて流れるようなだれ状土石流に変化する。これは、この地域では少なかったが、近代的製材工場を数分のうちに破壊した例が写真-4に示されている。山脚付近の浸透水の排水状態のようなものが引き金となって発生しているようである。



写真-5

5) 泥流状土石流 (debris flow) (写真-5 参照) これが一般にいわれている土石流で、運搬土石の大きさは掃流力とくらべるとけたちがい大きく、立木、家屋などすべてのものをまき込んでしまうほどの大きな力を持っている。土砂混入率は 60~70% である。この地域でも多く発生し、道路上や家屋のまわりに数mの厚さに堆積した。発生斜面は 45~60 度と比較的けわしい。

(3) 考 察

以上に述べたような山くずれの発生原因は次のように考えられる。

- 1) 石英千枚岩は節理が発達しており、くだけやすい雲母片でおおわれている。これは非常にたやすく風化し、細砂と雲母片と粘土とに分解される。
- 2) 岩盤は固く不透水性なので、その上の土壌はすぐに飽和する。
- 3) 壮年期のV形谷で、傾斜がけわしい。
- 4) 斜面は干し草作りに利用されており、森林などによる斜面侵食防止がなかった。
- 5) 降雨強度が大でそれが数日間続いた。

(委員 田畑 茂清)

有限要素法の土質力学への適用例

“Finite-Element Method for Problems in Soil Mechanics”
Girijavallabham C.V., and Reese, L.C.
Proc. of A.S.C.E., SM, Vol. 94, No. 2
pp. 473~496, March, (1968)

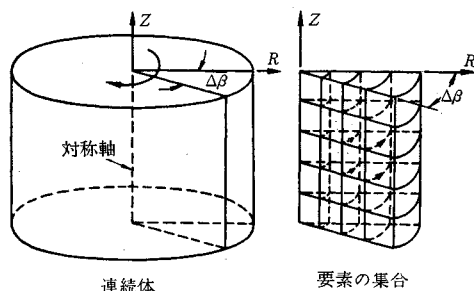
土質力学における多くの問題は土中の応力と変形に関するもので、これを解くのに弾性論、または塑性論が適

用されている。しかしながら、土がたとえ理想的な応力一ひずみ関係を持っている場合であっても計算がやっかないため解の得られている問題は数少ない。

ここに述べる平面ひずみおよび軸対称問題に適用例を示した有限要素法は、土質力学における問題を解くのに非常に有用な手段である。

有限要素法においては、連続体は有限個の不連続な要素からなり、各要素は有限個の節点で結合されているものとする。著者は連続した土塊を Clough にならって図-1, 2 に示したような要素に分割して計算を行なった。

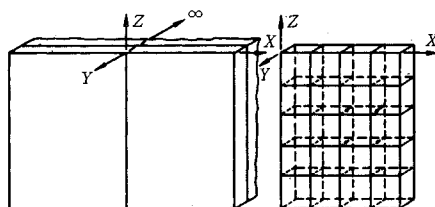
図-1 軸対称問題の座標



連続体

要素の集合

図-2 平面ひずみ問題の座標



連続体

要素の集合

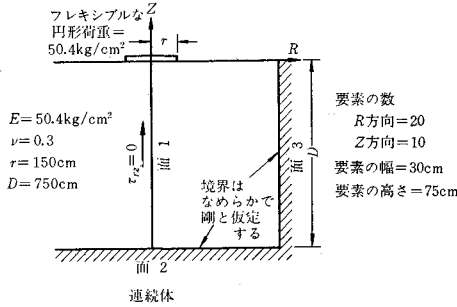
有限要素法の手順を簡単に述べると次のようである。

- 1) 部分的に都合よく定めた座標に関して任意の要素のスティフネス マトリクスを求める。
- 2) 部分的な座標から一般的な座標にスティフネス マトリクスを変換する変換マトリクスを求める。
- 3) 各要素の集合全体に対する最終的なスティフネス マトリクスを求める。
- 4) マトリクス表示された連立方程式を解く。

(1) 線形材料における計算例

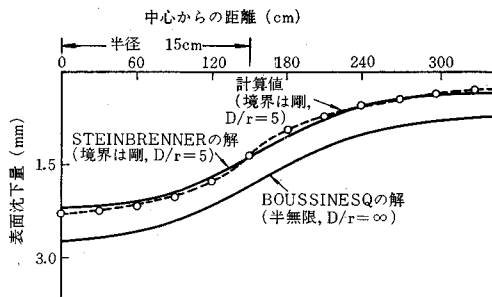
図-3 に示すような均質、等方な弾性材料の上に円形のフレキシブル フーチングが載った場合の荷重一沈下関係を求めてみる。計算に用いたヤング係数、ポアソン比、要素の分割などは同図中に示してある。分割された連続体の境界は境界条件に従って固定が自由かまたはヒンジでなければならない。図-3 における面 1 ではせん断力は作用せず、R 方向の変形もないからヒンジでなければならない。面 2 では剛でなめらかな表面と仮定する

図-3 境界条件の仮定



とここもやはりヒンジでなければならぬ。面3においては、R,Z 方向に変形が生じるが、境界が載荷点より十分離れていれば変形は無視し得るので固定と考えてもよいし自由と考えてもよい。またヒンジと考えてもよい。ここで述べた例では面3はヒンジと仮定した。

図-4 円形フーチング沈下量の比較



計算結果は図-4に示した。この図には、同時に Steinbrenner の近似解ならびに Boussinesq の半無限弾性体の解が記入されている。Steinbrenner の解における連続体のポアソン比は0.3であり、フーチング半径と層厚との比は5である。

図-4に示したとおり計算結果は Steinbrenner の解に非常によく近似しており、岩盤の上に軟弱層があるような場合の土中応力の解析にきわめて有力な方法であることがわかる。

Boussinesq の解いたような層厚の非常に大きい場合にも縦方向の要素の数を増すかあるいは要素の大きさを大きくすることによって有限要素法が適用できる。

(2) 非線形材料における計算例

土は前述の計算例に仮定したように応力とひずみの関係は線形ではない、しかしこの場合にも有限要素法は適用可能である。このときは各要素が均質等方な線形材料、すなわち2つの疑似弾性定数 E と ν で表示できる材料からなるものと仮定する。まず E と ν の値を仮定し、この値に対応する土中のひずみを求める。計算されたひずみに対応する E の値を土の応力-ひずみ関係を

表わす入力データから求め、この値と前の値とを比較し、それらの差が一定値以下になるまで反復計算を行なう。ここで取り上げる例は、軟弱粘土上の剛な円形フーチングの荷重沈下関係ならびに擁壁のような長い鉛直壁背面の土圧と変形の関係であるが、土の応力-ひずみ関係はいずれの場合も時間に無関係であると仮定する。すなわち、粘土の圧密現象のような変形が時間の関数である場合は取扱わない。

完全に等方的で弾性的な材料では、応力とひずみの関係は正八面体応力ならびに正八面体ひずみで表わせば

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{oct} &= 3K \epsilon_{oct} \\ \tau_{oct} &= G \gamma_{oct} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに K: 体積弾性係数, G: 剛性率である。E と ν で表わすと

$$\left. \begin{aligned} K &= E/3(1-2\nu) \\ G &= E/2(1+\nu) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

式(1)に示した関係は金属またはコンクリートには適用できるが土には適用できない。なぜならば、土粒子と水と空気からなっている土はせん断時に体積変化を生ずるからである。すなわち、体積変化は静水圧応力の関数であるという式(1)のような関係は土にとってはや正当ではあり得ない。

破壊時の土の応力に関しては Von Mises, Tresca, Mohr-Coulomb らの理論があるが、破壊時のひずみの大きさを与える理論はまだない。

ここで取り上げた例のような軟弱粘土の体積変化は、圧密変形によるものと弾性的変形によるものとの2つからなるが、軟い飽和粘土ではせん断中に体積変化はないのでポアソン比は0.5よりやや小さな値を持つと仮定することができる。また飽和粘土の急速三軸試験では、応力-ひずみ関係は液圧に無関係であるから τ_{oct} は τ_{oct} だけによるもので σ_{oct} にはよらないと仮定できる。したがって

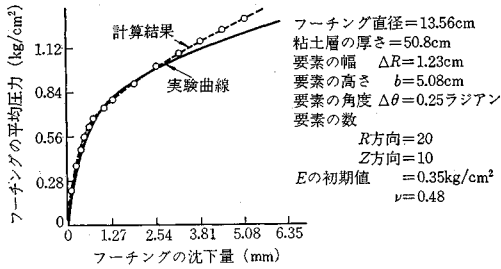
$$\left. \begin{aligned} \tau_{oct} &= \frac{\sqrt{2}}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) \\ \tau_{oct} &\doteq \sqrt{2} \epsilon_1 \\ E &= 2G(1+\nu) \doteq 3G \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

要素内の与えられたひずみ状態に対する疑似弾性係数 E はそのときの G から計算できる。また G は式(1)により求まる。ただし τ_{oct} と τ_{oct} は直線関係にはないので、G の値は τ_{oct} とともに変化する。

フーチング沈下量の計算結果は Clyde Lee の実験結果とともに図-5に示してある。Lee の実験ならびに計算に用いた境界の条件は図-5に同時に記入してある。

計算結果と実験結果は良く一致しているのがわかる。最後に平面ひずみ問題の例題として擁壁裏込めの土圧の

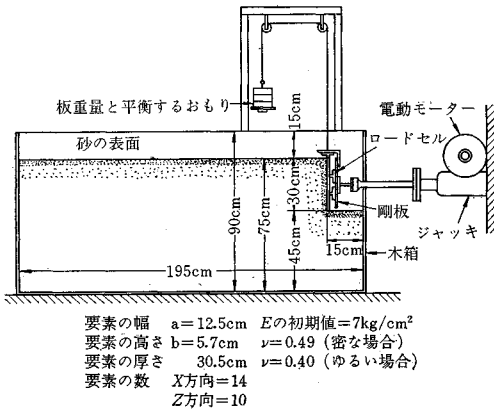
図-5 剛な円形フーチングによる荷重沈下曲線



計算結果を示そう。

擁壁に作用する裏込め土圧は擁壁と裏込め土との間に働くまきつ力によって変化し、非常に複雑であり、実際に作用する土圧を求めることはなかなかむずかしい。

図-6 擁壁裏込め土圧測定実験装置



ここに取上げた例題は、擁壁が土の側に移動した場合で、有限要素法による計算結果は 図-6 に示すような模型実験による結果と比較された。実験に用いた土はコロラド河の砂で有効径は 0.35 mm、均等係数 1.75 で乾燥密度は 1.48 g/cm³ および 1.72g/cm³ のケースである。

砂はせん断時に容易に体積変化をするために応力-ひずみ関係は他の材料にくらべて複雑である。ここでは砂の体積変化は軸差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) によるもので、静水圧応力によるものは無視することができ、また $\tau_{oct}/(\sigma_{oct})_{initial}$ は r_{oct} の関数であるという2つの仮定を置く。そうすると

$$\nu = -\frac{\epsilon_3}{\epsilon_1} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\Delta v}{v \epsilon_1} \right) \dots\dots\dots (4)$$

であるから 図-7 を上式を用いて 図-8 のように書き直すことができる。実際に計算に用いた ν の値は密な場合に 0.49、ゆるい場合に 0.40 で一定値とした。

各要素の E を求める手順は次のようである

- 1) 各要素の体積力に基づく初期の正八面体垂直応力を算出する。
- 2) 初期の E の値を用いて荷重の増加分に対する各

図-7 ($\sigma_1 - \sigma_3$) $\sim \epsilon_1$ 曲線および $\Delta v/v \sim \epsilon_1$ 曲線

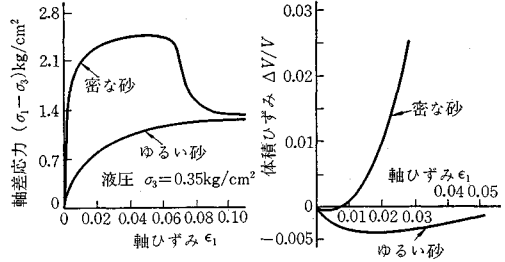
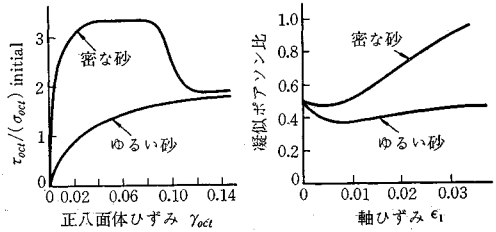


図-8 $\tau_{oct}/(\sigma_{oct})_{initial} \sim r_{oct}$ 曲線および $\nu \sim \epsilon_1$ 曲線



要素の正八面体せん断力 r_{oct} を計算する。

- 3) 次式を用いて $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \epsilon_1$ 曲線を $\tau_{oct}/(\sigma_{oct})_{initial} \sim r_{oct}$ に直す。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{oct} &= \frac{\sqrt{2}}{3} (\sigma_1 - \sigma_3) \\ r_{oct} &= \frac{2\sqrt{2}}{3} (\epsilon_1 - \epsilon_3) = \frac{2\sqrt{2}}{3} \epsilon_1 \cdot (1 + \nu) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

ここに $(\sigma_{oct})_{initial}$ は次式による。

$$(\sigma_{oct})_{initial} = \frac{1}{3} \left[ph + 2ph \left(\frac{\nu}{1-\nu} \right) \right] = ph \frac{1+\nu}{3(1-\nu)} \dots\dots\dots (6)$$

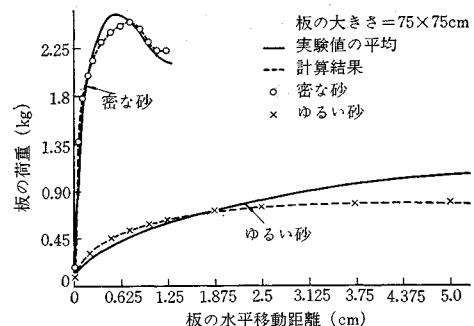
ただし P は砂の密度、 h は各要素中心の深さである。

- 4) 前項で求められた曲線を用いて r_{oct} に対応する τ_{oct} を求める。
- 5) 疑似弾性係数 E は次式によって求められる。

$$\left. \begin{aligned} G &= \tau_{oct}/r_{oct} \\ E &= 2G(1+\nu) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

有限要素法を用いた計算結果ならびに実験結果は 図-9 に示した。砂を密に詰めた場合は両者は非常によく

図-9 土圧～水平移動量の関係



一致しているがゆるい場合は擁壁の水平移動距離が大きくなると計算値の方が小さくなっている。この原因として考えられるのはつぎのような諸点である。

- 1) 移動距離が大きくなると密度が変化して砂の剛性およびポアソン比が変化する。
- 2) 移動距離 2.54 cm 以上になると擁壁と砂との間にまさつが作用し始めているのが観察されたが、計算はまさつを無視して行なった。
- 3) 移動距離が大きくなったときの表面の盛り上りによってある要素の拘束圧が大きくなり、換言するとこの要素の剛性は実際には増加している。
- 4) 擁壁の水平移動による形状の変化を考慮してな

い。

- 5) 三軸試験用供試体の製作はきわめて困難なためこれによって求めた砂の応力-ひずみ関係が多少実状と違った結果を与えているかも知れない。

ポアソン比の変化、擁壁のまさつ、表面の盛り上り、応力-変形の関係などはなはだ把握しきれないが、水平移動距離 2.54 cm までは密な場合もゆるい場合も非常に良い結果を得ることができる。

ここに報告した結果に示されたように、有限要素法は土質力学の問題に有効に適用できそうである。

(委員 佐々木 康)

土木施工 ポケットブック

監修

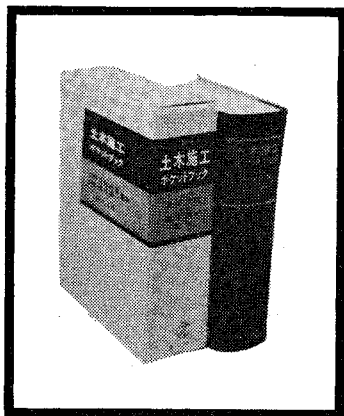
国士館大学教授・工学博士

沼田 政 矩

鉄建建設(株)専務取締役・工学博士

飯 吉 精 一

A5判・1300頁・定価5000円・千120



敗戦後から現在までの20余年の間に、次々と実施された各種の新しい土木施工技術は、今やその形式を整え“これが戦後の新土木施工技術である”と、はっきり明示すべき時期に到達した。

新しい土木施工技術の特長は、経験を理論で裏づける施工の科学化であり時代と共に進展する施工の機械化であり、施工の運営を合理的に行うための管理化である。本書は、この要望に答えるべく“新しい土木新施工技術ここにあり”の立場を堅持し、編纂された。

〔目次〕

I編 基本事項

日本の気象 地盤の構造 実用土工工学

II編 施工計画・管理・業務

施工計画 工事用測量 現場における地盤

調査 準備施設 施工管理 現場における

試験・測定 施工関係業務 海外工事にお

ける施工

III編 主要作業

基礎工 陸地のトンネル工 機械化土工

コンクリート・鉄筋コンクリートの製造と打

設 構造物の組立・架設 道路舗装の現場作

業 プレストレストコンクリート 埋立・し

ゅんせつ作業

IV編 特殊工法

水対策工法 地中壁工法 都市のトンネル工

法 地盤改良処理工法 特殊コンクリート工

法

V編 数値表・材料表・貨物便覧表



オーム社

本社=101 東京都千代田区神田錦町3の1=振替東京20018=電話(291)0912(代表)

分室=112 東京都文京区後楽1丁目5番3=(雑誌部)=電話(813)4426(代表)

支店=604 京都市中京区河原町通四条上ル=振替京都31080=電話(221)0280

支店=603 京都市北区北野上白梅町6-9=(白梅町店)=電話(461)0641

支店=530 大阪市北区堂島(毎日大阪会館)=振替大阪10884=電話(363)0641(代表)