

昭和 44 年 度

土 木 研 究 所 講 演 会
講 演 集

資料 455号

昭和 44 年 4 月

建設省土木研究所

目 次

1. 標準設計と安全度	1
技術管理室長 中 村 慶 一	
2. 日本各地の地震危険度	1 5
構造橋梁部研究員 寺 島 敦	
3. 急傾斜地崩壊の特徴と対策の着眼点	2 5
地質化学部長 芥 川 真 知	
4. 都市河川における災害の傾向	4 3
一流出と水質について	
河 川 部 長 川 越 達 雄	
5. コンクリートダムの漏水・撓み等の実測解析と安全管理	5 3
ダム構造研究室長 飯 田 隆 一	
6. 海岸堤防の災害の原因と防止対策	6 7
海岸研究室長 富 永 正 照	
7. 路面のすべりと走行の安全性	8 1
道 路 部 長 市 原 薫	
8. 除雪機械の高速化	9 5
機械研究室長 田 中 康 之	

1. 標 準 設 計 と 安 全 度

技 術 管 理 室 長

中 村 慶 一

は じ め に

土木計画学 (public work systems engineering) の対象となる諸施設は、ある規定された期間、ある想定された負荷に対し、予定された機能を果たことが要求される。その機能を果たし得ない確率がどの位のものであるかを設計あるいは計画者はあらかじめ想定する必要があるが、従来はある期間の間に考えられる最大負荷によるある数値 B で、考えられる最小抵抗値に対応するある数値 A を割ることによつてこの比 A/B を安全率 (safety factor) と称して使用して来た。

この値が1以下であることは想定された最大荷重時に確実に破壊することが一応は期待されるが、このような最大荷重状態が起る確率も分らなければ、この安全率が1以上の値である場合に危険状態をどの程度に期待して良いのかも皆自分らないことになる。

この問題に対して筆者はかつて危険の程度を評価する指標が定められたならば、この指標がある定められた値以上の割合ではある定められた状態にならぬという予測を行なつて、この予測が誤りである確率を5%以下にするという条件のもとに危険度を評価する提案を行なつた。

この問題は太田川吉野川物部川等の計画洪水量に関連して研究されたものであり、後大ダム会議におけるダムの安全率に関する小委員会に提出する論文において許容限界および非心も分布の何れを用いて計算を行なつてもほとんど一致した数値の得られることがたしかめられた。当時安全率に関する外国文献にもこのような行き方のものは見受けられず、其後大ダム会議の部会から離れていたが、大ダム633に発表された報告書の中で後年度のアメリカ土木学会の報告に同様許容限界と非心も分布による算定の提案があり、この方式についてある程度の自信を得ることができた。

其後技術管理組織において建設技術の標準化自動化を担当することになり、技術進歩の一環として土木構造物の標準設計を進め始めたところ、どのような技術者がどのような施工者と共にどのような場所に建設するかについての予測の巾の広い標準設計においては、一品一品の設計を行なう場合と又違つた注意が必要になることを痛感した。

以下従来の安全率と異つた新しい危険度の評価方法の概要をのべ、これに関連して標準設計に於て特に取り上げるべき考慮点などについて触れてみたい。

1 危険度の評価

1.1 危険度の定義

いままで一般的に B について起り得る最大の値 B を“適当”に定め、 $n=A/B$ を安全率と称していた。この場合は逆にたとへばチェーンに一定荷重がかかり、各リンクの中の最小強度のものに支配されてチェーンが切れる場合のように、 A の方の起り得る最小のもの A を“適当”に定め $n=A/B$ とすることもいわば同様の考え方である。

これに対して B を適当に定めたととき A の変動を考慮し、たとへば A_i の分布について全体の19/20まで $0.8B$ を下らないようにするといった取扱い方で、確率的な考え方を多少導入しようとしたもの、 A_i と B_i の双方の分布を考えようとしたものなどが現われているが、いずれも標本値を母数と混同して用いているため、破壊の確率と称するものが非常に小さく出てきて、

みかけ上いかにも安全らしく見える場合が多かつた。

本文では危険とは $Y=A-B$ が負になることであると定義した上で次の m 回の試行の中で Y が負になる割合の最大値を予想して、その予想が誤りである確率を 5% 以下にするという考え方に統一し、この場合の負になる割合の最大値を危険度と名づけることとした。

この場合一つの問題は m 回の試行という言葉であつて、たとえばリンクのように一つ一つが別々に作られる場合、あるいはアーチダムの水圧荷重、温度荷重や、堤防に対する雨量や流量のように年変化するようなものは、“回”の定義は比較的容易であるが、このような週期的変動の考えにくいものではいろいろと工夫をこらさなくてはならない。

たとえば長いロープの破断を論ずるときはロープを供試片としてある長さを切り出し、その破断強度に関する情報をもつて、その単位長さの何倍かの長さのロープについての破断強度を論ずることにすればよいし、コンクリートなどではある体積を代表するように供試体をとつたとすればその単位体積の何倍かのものの中の最小強度を論ずるという形も考えられる。

1.2 模 型 化

いままで n のべた考え方で構造物の危険度を論ずる問題を模型化してみると次のような 2 つに大別される。

① 一方だけの分布を考える場合

袋の中にノーマルチップ A_i (または B_i) が入っており、一つづつとり出して判定値 B (または A 。) と比較して

$$Y = A_i - B_0 \quad (\text{または } Y = A_0 - B_i)$$

が負になる割合の最大値を予測し、この予想が誤りである確率を 5% 以下にしたい。いま n 回のサンプリングにより $\bar{x}$, $\sqrt{V}$ が得られている場合に、この情報に基いて危険度を推定する問題。

② 双方の分布を考える場合

二つの袋にそれぞれ母平均および分散の異なるノーマルチップ A_i および B_i がはいっており、双方から一つづつとり出して比較し

$$Y = A_i - B_i$$

が負になる割合の最大値を予想し、この予想が誤りである確率を 5% 以下にしたい。

いま、それぞれ n 回および m 回のサンプリングにより $\bar{x}_a$, $\sqrt{V_a}$, $\bar{x}_b$, $\sqrt{V_b}$ が得られている場合に、この情報に基いて危険度を推定する問題

最初の①のタイプに属する問題としては、堤防やダムの場合の最大洪水量、荷重一定の場合のチェーンやロープの破断の問題、交通量の問題などいろいろ考えることができる。これらは次にとる k 個のうちである割合以上のものが越さない限界を危険率 α で推定する問題であるが、これと似て非なるものに次にとる k 個の中の極値をとるという操作を q 回くり返したとき、これら q 個の極値の中の半分はこれより大きくなり、半分はこれより小さくなる限界を危険率 α で推定する問題がある。

たとえばある期間の極値を x_i とし、これら k 個の平均を $\bar{x}$ 不偏分散の平方根を $\sqrt{V}$ としたとき $\mu + K_p \sigma$ より大きいものの全体に対する割合は P であるから

$$E[\bar{x}] = \mu$$

$$E[\sqrt{V}] = c_p^* \sigma \quad (\text{ただし } n > 10 \text{ では } c_p^* \text{ はほとんど } 1.0)$$

ということを考えて

$$\bar{x} + K_p \sqrt{V} \quad (1)$$

と考えるやり方で、これは n が相当大きいときであつても期待値をとつて考えているので平均的にしか正しくなく、つまり $\bar{x} + K_p \sqrt{V}$ をとえるものの全体に対する割合は P 以下であるという予測を多数回行なつたとき、たとえば q 回行なつた中の $q/2$ 回はこの予測が当り、残りの $q/2$ 回は予測が外れることになる。

これは長い間の経済効果を考える場合のように、平均的にものを考えることが望ましい場合に適用すべきものであつて、次の m 回の試行の間に危険になることを論じているわけではないから、われわれの今問題にしている危険度の評価にこの 50% 点を用いることは誤りであるがこうした考え方に立つて組み上げられた報告も多く見受けられた。

②のタイプは一般的な危険度の評価の問題で、大部分はこのタイプに属すると考えられる。

1.3 一方だけの分布を考える場合

A 非中心 t 分布による解

母平均 m 分散 σ^2 の正規母集団から抽出したサイズ n の標本について

$$\chi^2 \equiv \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 / \sigma^2 \quad (2)$$

をつくれればこれは自由度 $n-1$ の中心 χ^2 分布(これが一般にいわれる χ^2 分布である)をする。

この場合分散が等しく母平均の異なる正規母集団からの抽出を考えると

$$\chi^2 \equiv \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{m})^2 / \sigma^2 \quad (3)$$

は自由度 $n-1$ 離心率 $\varphi^2 = \sum_{i=1}^n (m_i - \bar{m})^2 / \sigma^2$ の非中心カイ二乗分布 (χ'^2) をする。

$$\chi_1'^2 \equiv \chi'^2(\phi_1, \varphi^2)$$

$$\chi_2'^2 \equiv \chi'^2(\phi_2)$$

とすれば

$$F' \equiv \frac{\chi_1'^2 / \phi_1}{\chi_2'^2 / \phi_2} \quad (4)$$

は自由度 ϕ_1, ϕ_2 離心率 φ^2 の非中心 F 分布をする。

分子を自由度 1 の非中心カイ二乗としこの平方根をとれば

$$t' \equiv \frac{(\bar{x} - \bar{m}) / (\sigma / \sqrt{n})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 / \phi_2 \sigma^2}} = \frac{(\bar{x} - \bar{m}) / \sqrt{1/n}}{\sqrt{S / \phi_2}} \quad (5)$$

は自由度 ϕ_2 偏位 $\theta = m / (\sigma / \sqrt{n})$ の非中心 t 分布をする。

ところでサンプルサイズ n のデータから $\bar{x}$ および $\sqrt{V}$ を得たとき指定された U に対し

$$\bar{x} + k \sqrt{V} \leq U$$

となるような k を危険率 5% で定めることができればよいわけである。

式を変形すれば

$$\frac{\sqrt{n}(\bar{U}-\bar{x})}{\sqrt{V}} \geq \sqrt{nk}$$

$$\left\{ \frac{\sqrt{n}(\bar{U}-\mu)}{\sigma} - \frac{\sqrt{n}(\bar{x}-\mu)}{\sigma} \right\} / \frac{\sqrt{V}}{\sigma} \geq \sqrt{nk}$$

となる。

このとき左辺は自由度 $n-1$ 偏位 $s = \frac{\sqrt{n}(\bar{U}-\mu)}{\sigma} = \sqrt{n}K_p$ の非心 t 分布であるから非心 t 分布表によつて $P_r \{ t \geq \sqrt{nk} \}$ が 0.05 となるように k を定めればよい。ただし K_p は正規分布の片側 p 点の正規偏差でたとえば $p = 0.01$ に対しては 2.33 などと正規分布表から求める。

$$P_r \{ t \geq \sqrt{nk} \} = 1 - P_r \{ n-1, \sqrt{n}K_p, \sqrt{\frac{n}{n-1}}k \} \quad (6)$$

普通非心 t 分布表は自由度ごとに、 K_p の p の値をインデックスにして $P_r \{ n-1, \sqrt{n}K_p, \sqrt{\frac{n}{n-1}}k \}$ が与えられているから $p = 0.25, 0.10$ 等に対して表の値が 0.95 となる値をさがすと、これは $\sqrt{\frac{n}{n-1}}k$ を与える。

したがつてこれによつて各対応する p に対して k を求め

$$\bar{x} + k\sqrt{V}$$

を計算すればよい。

非心 t 分布表より各 $\sqrt{n}$ 、自由度および p に対し 5% 点を求め表示すれば表-1 のとおりである。

表-1 非心 t 分布より求めた k			
$n \backslash p$	0.10	0.010	0.001
3	5.86	10.57	13.86
4	4.17	7.04	9.21
5	3.41	5.74	7.50
6	3.00	5.07	6.61
7	2.76	4.64	6.07
8	2.58	4.35	5.68
9	2.45	4.14	5.41
10	2.35	3.99	5.21
15	2.07	3.52	4.61
20	1.93	3.29	4.31
25	1.84	3.17	4.15
30	1.77	3.07	4.02
50	1.64	2.85	3.76

B 許容限界より求めた場合

残差平方和 $\sum (x - \bar{x})^2$ を S とおけば

$\chi^2 = S/\sigma^2$ は自由度 $\phi = n - 1$ の χ^2 分布をする。

S/ϕ は不偏分散 V であるから

$$\frac{\sigma^2 \chi^2}{\phi} = \frac{S}{\phi} = V$$

$$\sqrt{V} = \sigma \chi / \sqrt{\phi}$$

$$E[\chi^2] = \phi$$

そこで $\sqrt{V}$ の期待値および分散は

$$E[\sqrt{V}] = \frac{\sigma}{\sqrt{\phi}} E[\chi]$$

$$V[\sqrt{V}] = \frac{\sigma^2}{\phi} V[\chi]$$

$$\frac{E[\chi]}{\sqrt{\phi}} \div \sqrt{1 - \frac{1}{2\phi}} \div 1$$

$$\frac{V[\chi]}{\phi} \div \frac{1}{2\phi}$$

$$\therefore E[\sqrt{V}] \div \sigma$$

$$V[\sqrt{V}] \div \sigma^2/2\phi$$

$n > 5$ 程度では $\sqrt{V}$ の分布は近似的に平均 σ 分散 $\sigma^2/2\phi$ の正規分布をすると考えられるから、いまサンプルサイズ n の標本より $\bar{x}$ および $\sqrt{V}$ を計算し $\bar{x} + h\sqrt{V}$ という線形結合を作つたときこの $\bar{x} + h\sqrt{V}$ の分布を考えてみると母平均を μ 、母分散を σ^2 とすれば

$$E[\bar{x} + h\sqrt{V}] = E[\bar{x}] + hE[\sqrt{V}] = \mu + h\sigma$$

$$D[\bar{x} + h\sqrt{V}] = V[\bar{x}] + h^2 V[\sqrt{V}]$$

$$= \sigma^2 \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{h^2}{2(n-1)}}$$

そこで $\bar{x} + h\sqrt{V}$ という点をこえるものの割合が全体の p 以下であるという予測を立て、この予測の危険率を 5% 以下にするためには、図-1 の x の分布で $\mu + K_p \sigma$ という点と $\bar{x} + h\sqrt{V}$ の分布で $E[\bar{x} + h\sqrt{V}] - K_{0.05} D[\bar{x} + h\sqrt{V}]$

という点を等置してhを求めればよい。

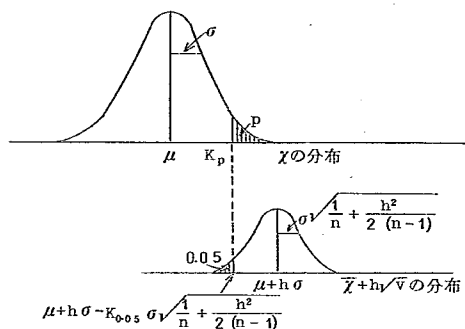


図-1

そこで

$$E[\bar{x} + h\sqrt{V}] - K_{0.05} D[\bar{x} + h\sqrt{V}] = \mu + K_p \sigma$$

$$h = \frac{K_p + \sqrt{K_p^2 - \left(1 - \frac{K_{0.05}^2}{2(n-1)}\right) \left(K_p^2 - \frac{K_{0.05}^2}{n}\right)}}{1 - K_{0.05}/2(n-1)} \quad (8)$$

これをnおよびpについて求めれば表-2のようになる。

表-2 許容限界係数表 (h)

n \ p	0.20 1/5	0.10 1/10	0.020 1/50	0.010 1/100	0.005 1/200	0.0020 1/500	0.00100 1/1000
3	5.25	7.53	11.67	13.16	14.52	16.19	17.35
4	3.03	4.23	6.45	7.25	7.98	8.89	9.51
5	2.43	3.37	5.10	5.73	6.30	7.01	7.50
6	2.14	2.95	4.46	5.01	5.51	6.13	6.56
7	1.96	2.70	4.09	4.58	5.04	5.61	6.00
8	1.83	2.54	3.83	4.30	4.73	5.26	5.62
9	1.74	2.41	3.65	4.09	4.50	5.00	5.35
10	1.67	2.32	3.50	3.93	4.33	4.81	5.15
15	1.46	2.04	3.11	3.49	3.84	4.27	4.57
20	1.36	1.91	2.91	3.27	3.60	4.01	4.29
25	1.29	1.82	2.79	3.14	3.46	3.85	4.12
30	1.24	1.77	2.71	3.05	3.36	3.74	4.00
40	1.18	1.69	2.60	2.93	3.23	3.60	3.85
50	1.14	1.64	2.53	2.85	3.15	3.51	3.75
60	1.11	1.60	2.48	2.80	3.09	3.44	3.69
120	1.03	1.50	2.34	2.65	2.92	3.26	3.49
∞	0.84	1.28	2.05	2.33	2.58	2.88	3.09

1.4 一方だけの分布を考えた場合の例題

次の36個のデータにより次の4,10,40,100,400,1000個の中で最大値以外にこの限界を超えるものはないという予測をしたとき、その予測が誤りである確率が5%以下となるような限界を求めよ。

4620 3872 3663 3178 2678 2626 2507
2500 2400 2369 2300 2251 2200 2200
2110 2090 2076 2000 1964 1943 1809
1782 1700 1670 1651 1600 1600 1573
1540 1535 1533 1420 1249 1141 1031
1007

いままでの議論は正規母集団よりの抽出を考えているのでデータのヒストグラムを作つて検討した結果生データにある偏位を加減し対数を取り、いわゆる非心対数正規分布をするものと考え、 $\log(x-a)$ の偏位 a を図式的に求めれば、 $a=-170$ となる

この結果 $\log(x+170)$ について平均および不偏分散の平方根を求めれば

$$\bar{x} = 2565$$

$$\sqrt{V_x} = 0.0796$$

非心t分布表より

$$\phi = 36 - 1 = 35$$

$$p = 0.25 \quad 0.10 \quad 0.025 \quad 0.010 \quad 0.0025 \quad 0.001$$

に対して k を求め次のように計算する。

p	$\sqrt{\frac{n}{n-1}}k$	k	$d = \bar{x} + k\sqrt{V_x}$	$\log^{-1}d$	$x = \log^{-1}d - 170$
0.25	1.03	1.01	2645	441	271
0.10	1.76	1.73	2703	505	335
0.025	2.59	2.54	2767	584	414
0.010	3.04	2.98	2802	633	463
0.0025	3.64	3.56	2849	705	535
0.0010	3.99	3.91	2876	750	580

これを許容限界より求めると、表-1より

$$p = 0.25 \quad 0.10 \quad 0.025 \quad 0.010 \quad 0.0025 \quad 0.001$$

に対して h を求め、次のように計算する。

p	k	$c = \bar{x} + h\sqrt{V_x}$	$\log^{-1}c$	$x = \log^{-1}c - 170$
0.25	1.02	2646	442	272
0.10	1.73	2703	504	334
0.025	2.54	2767	584	414
0.010	2.99	2803	635	465
0.0025	3.58	2850	707	537
0.0010	3.92	2877	752	582

この二つの結果を比較すると1~2の程度の違いでほとんど一致している。

これを従来行なわれていた $\bar{x} + K_p \sqrt{V}$ といったやり方で計算すると次のようになり、いま非心 t 分布や許容限界から計算したものより大分小さな値が得られる。

p	K_p	$e = \bar{x} + K_p \sqrt{V_x}$	$\log^{-1} e$	$\log^{-1} e - 170$
0.25	0.67	2.618	414	244
0.10	1.28	2.667	464	294
0.025	1.96	2.721	525	355
0.010	2.33	2.750	561	391
0.0025	2.81	2.789	614	444
0.0010	3.08	2.810	645	475

この結果について $p=1/36=0.0278$ に対しては非心 t 分布または許容限界法で400となるのに対して従来のやり方では350程度となる。実際の36個のデータについてみると非心 t 分布または許容限界法で推定した400という値を越すものは一つで、400を越すものの割合が $1/36$ 以下という予想とピッタリ合っている（もつともこのような予想を2回くり返したとき1回位は誤りである危険をおかしての結論でありこれが危険率5%の意味である）。

これに対して従来のやり方ではたとえば350をこすものが実際には3個あり、もしこのようなやり方で予測すると次の36個の中で350をこすものが全体の $1/36$ 以下という予想は危険すぎることになる。

1.5 双方の分布を考えた場合

x が平均 μ_x 分散 σ_x^2 の正規分布から無作為抽出され、 y が平均 μ_y 分散 σ_y^2 の正規分布から x と独立に無作為抽出されたとき、

$$t = \frac{x - y - (\mu_x - \mu_y)}{\sqrt{V_x + V_y}}$$

は $\sigma_x^2 = \sigma_y^2$ が成り立つとき自由度 $\phi_x + \phi_y$ の中心 t 分布をし、帰無仮説 $\mu_x = \mu_y$ に対し

$$t = \frac{x - y}{\sqrt{V_x + V_y}} \quad (9)$$

は自由度 $\phi_x + \phi_y$ の t 分布をする。

$\sigma_x^2 \neq \sigma_y^2$ の場合は Welch の近似法により

$$\phi = \frac{\phi_x \phi_y}{c^2 \phi_y + (1-c)^2 \phi_x} \quad (10)$$

$$c = \frac{\sigma_x^2}{\sigma_x^2 + \sigma_y^2} \quad (11)$$

として求めた相当自由度 ϕ を用いて近似的に t 検定することができる。そこで $\mu_x = \mu_y$ の場合には更に非心 t 分布を用いて解くことができる。

すなわち

$$t = \frac{\bar{x} - \bar{y} - (\mu_x - \mu_y)}{\sqrt{V_x + V_y}} \quad (2)$$

は自由度 $\phi = \frac{\phi_x \phi_y}{c^2 \phi_y + (1-c)^2 \phi_x}$

偏位 $\varphi = (\mu_x - \mu_y) / \sigma$

の非心t分布をするので非心t分布表を用いて計算すればよい。

1.6 双方の分布を考えた場合の例題

$n_a = 10$ のサンプルにより $\bar{x}_a = 300$ $\sqrt{V_a} = 30$

$n_b = 15$ のサンプルにより $\bar{x}_b = 180$ $\sqrt{V_b} = 15$

が得られているとき、任意に各母集団から x_a および x_b をサンプリングし $x_a - x_b$ が何回に1回以上の割合で負になることがないという予想を危険率5%以下で下し得るか。

分散比が $30^2/15^2 = 4.00 > F(9, 14; 0.25) = 3.21$ で分散の間に差があると考えられるので Welch の近似法を用い、

$$c = \frac{V_1/n_1}{V_1/n_1 + V_2/n_2}$$

ただし $\bar{x}_a - \bar{x}_b$ でなくて $x_a - x_b$ の分布を論じているので $n_1 = n_2 = 1$ とおけば、

$$c = \frac{30^2}{30^2 + 15^2} = 0.800$$

$$c^2 = 0.64$$

$$1-c = 0.2$$

$$(1-c)^2 = 0.04$$

$$\therefore \phi = \frac{(10-1)(15-1)}{(10-1)(0.64) + (15-1)(0.04)} = \frac{126}{5.75 + 0.56} = 19$$

$$\delta = \frac{300 - 180}{\sqrt{30^2 + 15^2}} = \frac{120}{33.7} = 3.56$$

非心t分布表より $\delta = 3.56$ に対し

$$p = 0.025 \text{ のとき } 0.9740$$

$$p = 0.010 \text{ のとき } 0.9181$$

したがって $p = 0.018$ に対し 95% (危険率5%) となる。すなわち 5.6 回に 1 回以下の割合で負になることが期待される。

これを $\bar{x}_a / \bar{x}_b$ といういわゆる安全率として評価すれば $300/180 = 1.67$ というどの程度の危険度があるのかわからない表示になり、また a の項 (普通の場合材料のパラッキに関する項) のみに着目し

$$\frac{300-180}{\sqrt{V_a}} = \frac{120}{30} = 4.00$$

をもし正規偏差などと考えようものならこの程度の a のパラッキで x_a-180 が負になることは $1/30,000$ 程度の極めて稀な現象として評価されてしまう。正規偏差でなく t 分布としてとり扱つても自由度 $15-1$ に対しては x_a-180 が負になることは $1/1000$ 程度と評価される。双方の分布に着目したときでも $\sqrt{V_a+V_b} = \sqrt{30^2+15^2} = 33.6$ を用いて $\frac{300-180}{33.6} = 3.67$ を正規偏差と考えたのでは x_a-x_b が負となる割合は $1/7000$ 程度でいずれも非常に稀な現象であるかのように評価されてしまつてゐる。

8 安全度の算定に関し考慮すべき事項

安全度の算定に当つては負荷項に関連するある指標の数値を抵抗項に関連する指標の数値より差し引き、その値が負となる割合をある値以下とするような値を予測し、その予測が誤りである確率を5%以下とするように定めるが、これらの負荷項、抵抗項、危険状態となる割合の選択に際し考慮すべき事項を列挙すれば次のものが考えられる。

A 負 荷 項

1. 負 荷 予 測

a 負荷の頻度分布

異常水位、異常交通量、異常荷重、地震、風圧等

b 負荷の種類、性質

静荷重、動荷重、繰返し荷重、衝撃荷重、滲透圧、負荷の交互作用

c 負荷の経年変化

自然的变化、社会的変化、経済的变化

2. 解 析 計 算

a 式計算等の過誤精度

b 仮定環境条件の過誤

c 模型実験の過誤精度

d 負荷交互作用評価の過誤

B 抵 抗 項

1. 材 料

a 材料内の強度分布

b 材料強度の頻度分布

c 材料の経年変化

劣化、クリープ

d 材料の種類性質

耐寒、耐熱、耐酸、耐水、耐湿材料

2. 基 礎

- a 基礎の強度分布
- b 基礎強度の経年変化
- c 基礎の種類性質

3. 施 工

- a 施工技術
工法、精度、品質管理、検査
- b 気象条件

C 安全度選択の指標

- 1. 人 命
- 2. 財 産
- 3. 生産の停止
電力、交通、 源、用水、港湾等
- 4. 心理的影響
不安感
- 5. 社会的影響
文化財
- 6. 管理の程度
過負荷の管理
- 7. 早期発見による修復の可能性

4 標準設計と安全度

昭和39年度建設省に技術管理組織が設定され、土木研究所に技術管理室が設けられた。その任務は建設技術の基準化、標準化、自動化を推進することである。この線に沿って基準化作業としては土木試験基準、諸設計指針の作成を行ない、土木調査基準の準備中であるし、自動化作業としては工業化社会より情報化社会への移行に対応して、人間と電子計算機の協同による人間機械系の作業として建設事業の分野における諸作業の自動化手順の開発を行ない、この人間機械系における人間側にとって有利なコミュニケーション用語ALGOLの普及につとめ、ALGOLによる自動設計などの諸手続きの開発、これらをexternal procedureとしたシステムの開発を行なつて来た。

また標準化作業としては暗渠、壁、橋脚、橋台、PC橋などの標準設計を完了し、床版橋、H型橋、ケーソンなどについて準備を進めている。この標準設計作業が技術管理組織の成果としては最も注目されているところであるが、その作業に当っては現在までの技術的成果をいかに盛り込むかという点と、不特定多数の技術者の用に供するため、いかに所定の信頼度を確保した設計とするかの2点について、特に注意を払つた。以2,3の例とともに標準設計の信頼性確保のための考慮点についてのべる。

A 施 工 関 係

a 寸法精度

設計者の意図は設計図ならびにその解説において示されるが、寸法精度に関して明示されることは少なく、わづかに施工管理基準や検査基準において、現場の施工能力より推算した公差限界が示されるに過ぎなかつた。しかしこれは設計者の意図というよりは平均的施工実績を中心としたものになつてることが多い。したがつて設計者としてはこの部分の寸法の精度が所要の強度その他の目的関数の中でどのように影響するかを見きわめた後、厳密に要求すべき部分と、平均的な仕上りで良い部分とを区別すべきであらうが、この為には膨大な計算手数を必要とするため見送られることが多かつた。

この例としてはP O 橋の各部寸法の変化について考察を行なつたものがある。

b 配筋、ケーブル配置等の精度

c 高さが漸変するコンクリート構造物の配筋

壁などで地形の關係上その高さが逐次変化する場合があります。あり得る構造物に対しては、各断面における最適配置というだけでなく、隣り合つた高さの断面間における鉄筋の径ピッチ等に関する連続性に対する考慮が必要となる。

d 鉄筋の許容応力

標準設計はいろいろな能力の監督員や施工者の手によつて施行されるものであるから鉄筋の許容応力に関しては示様書の $1800\text{Kg}/\text{cm}^2$ 以下という規定に対し、橋台の土に接する部分 $1600\text{Kg}/\text{cm}^2$ の項を拡張解釈し、 1600 を採用した。

B 材 料 関 係

a 構造物寸法の種類の制限

標準設計としては暗渠の 50cm きざみ、P O 橋のスパン 1m きざみなどと現場の取り扱いに便ようにラウンドナンバーのものに種類を制限した。また鉄筋配置も $10, 12, 5, 20, 25\text{cm}$ の4種を原則とした。

b 材料の種類の制限

材料運搬、材料置場、施工時の混乱防止などの便宜上鉄筋径その他の種類を制限した。またコンクリートも28日強度 $70\text{Kg}/\text{cm}^2$ と $40\text{Kg}/\text{cm}^2$ の2種とした。

c 端材の最少化

鉄筋その他の端材を最少にするよう市場寸法を考慮

d 部材の互換性

同一形状の材料については仮設材その他の転用や施工の便を考え、でき得る限り同一寸法となるようにした。

e 資材の入手

全国的に容易に入手できる材料を使用した。

C 地形地質に対する適応性

a 斜橋への考慮

斜橋となる場合に対応し扶壁型橋台などでは両端の部分のみの変更であらゆる斜角に応じ得る構造とした。

b 土質の分類

土圧に対し土質を大きく分類するほか、橋台では基礎条件を制限し、必要に応じて土の入れ換えを考慮した。

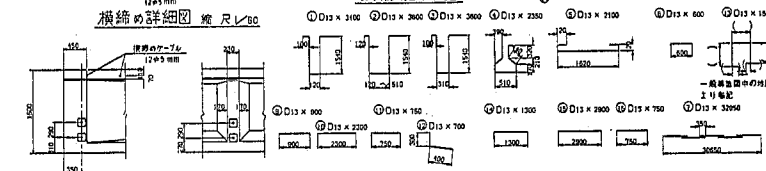
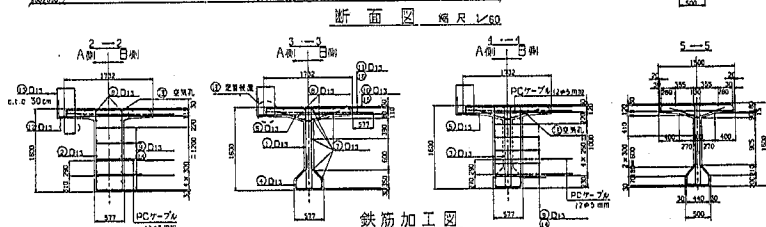
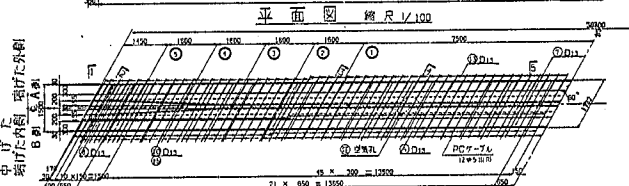
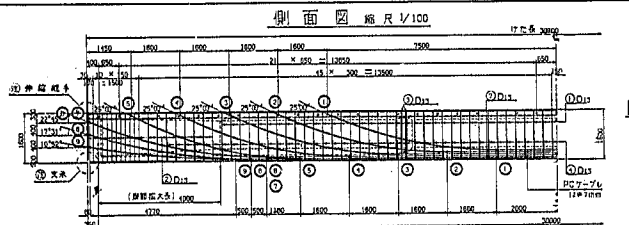
c 橋梁上部工よりの反力分類

お わ り に

抵抗項と負荷項の比という形のいわゆる安全率では、その施設の信頼度を表現することはできないという立場から、分布を考慮した抵抗項と負荷項の差が負になる割合という形で危険度という概念を導入した。これらについては、まだ各対象物の各指標に対する抵抗項負荷項の変動様相が明確になっていないものが多いので、すべてについて直ちに導入することは困難であろうが、逐次その分布を明らかにすると共に、負になる割合をいかに定めるかに関するポリシーが明確化されることが期待される。

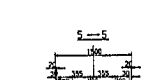
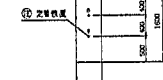
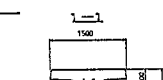
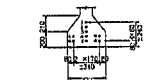
標準設計については単独設計の場合の信頼性に対する考慮以外に、全国のいろいろな地形、地質、監督者、施工者に対応する必要があるために別途考慮を要する点が数多く存在し、土木研究所において作成した標準設計も必ずしもその全部について充分な考慮が払われているとは限らないが、特に考慮した事項のうちの2,3について触れた。

今後このような構造物を含めた計画全体の信頼性についてその評価方法を確立してゆく必要があるが、そのためには過去の実績を含めて負荷項、抵抗項の実態などについて調査を必要とするがその解析のためにも、いろいろな条件を考慮した最適標準設計方式を樹立するためにも人間機械系としての電子計算組織の活動にまつ所が多いと考えられる。

04-PCT-080(S_{30.0}-C₉-A_{60L}-G₁)-S43
(主型) (公称尺寸) (颜色) (规格)

(立間) (ケーブル数) (斜角) (橋格)

上部工-PC単純Tけた橋-その80

[illegible]

料号	名称	规格	单位	数量	重量	备注
Q13	3400	74	0.995	3.393	250.3	5
Q14	3600	40	1.962	143.5	14	5
Q15	3600	8	5.552	26.7	14	5
Q16	2150	65	2.238	201.1	14	5
Q17	2100	114	2.090	238.2	14	5
Q18	600	172	0.597	102.7	14	5
Q19	32050	24	31.000	785.4	14	5
Q20	1300	4	4.279	17.1	14	5
Q21	920	40	0.805	10.1	14	5
Q22	2300	114	2.268	206.9	14	5
Q23	750	114	0.746	65.1	14	5
Q24	700	104	0.697	72.4	14	5
Q25	1200	124	1.402	155.2	14	5
Q26	1300	40	1.293	51.7	14	5
Q27	2900	228	2.865	651.9	14	5
Q28	750	228	0.746	170.1	14	5

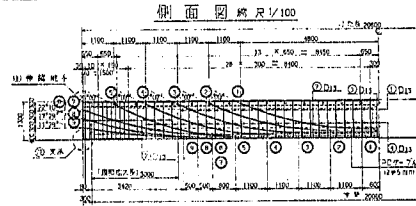
[illegible]

※ けた製作上の注意事項

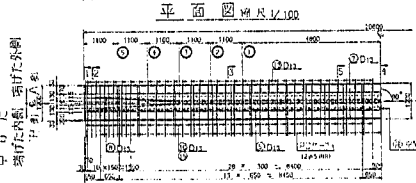
04-PCT-042(S20.0-C9-A90-G1)-S43

(支間)(ケーブル数)(桁数)(橋長)

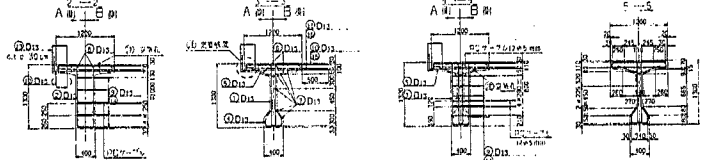
上部工-PC単純T桁橋-その42



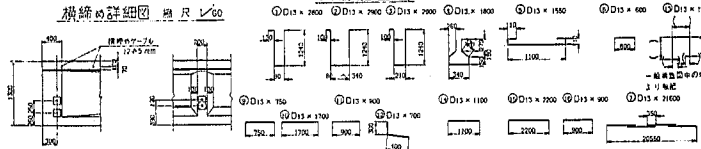
PC鋼鉄配置図 縮尺 1/100



断面図 縮尺 1/60



鉄筋加工図



材料表

材料名	単位	数量	重量	注
コンクリート	m ³	10.0	2.5	①
鉄筋	kg	1000	10.0	②
ケーブル	kg	1000	10.0	③
その他	kg	1000	10.0	④
合計			35.0	

数値表

項目	単位	数量	重量	注
①	m ³	10.0	2.5	①
②	kg	1000	10.0	②
③	kg	1000	10.0	③
④	kg	1000	10.0	④
⑤	kg	1000	10.0	⑤
⑥	kg	1000	10.0	⑥
⑦	kg	1000	10.0	⑦
⑧	kg	1000	10.0	⑧
⑨	kg	1000	10.0	⑨
⑩	kg	1000	10.0	⑩
⑪	kg	1000	10.0	⑪
⑫	kg	1000	10.0	⑫
⑬	kg	1000	10.0	⑬
⑭	kg	1000	10.0	⑭
⑮	kg	1000	10.0	⑮
⑯	kg	1000	10.0	⑯
⑰	kg	1000	10.0	⑰
⑱	kg	1000	10.0	⑱
⑲	kg	1000	10.0	⑲
⑳	kg	1000	10.0	⑳
㉑	kg	1000	10.0	㉑
㉒	kg	1000	10.0	㉒
㉓	kg	1000	10.0	㉓
㉔	kg	1000	10.0	㉔
㉕	kg	1000	10.0	㉕
㉖	kg	1000	10.0	㉖
㉗	kg	1000	10.0	㉗
㉘	kg	1000	10.0	㉘
㉙	kg	1000	10.0	㉙
㉚	kg	1000	10.0	㉚
㉛	kg	1000	10.0	㉛
㉜	kg	1000	10.0	㉜
㉝	kg	1000	10.0	㉝
㉞	kg	1000	10.0	㉞
㉟	kg	1000	10.0	㉟
㊱	kg	1000	10.0	㊱
㊲	kg	1000	10.0	㊲
㊳	kg	1000	10.0	㊳
㊴	kg	1000	10.0	㊴
㊵	kg	1000	10.0	㊵
㊶	kg	1000	10.0	㊶
㊷	kg	1000	10.0	㊷
㊸	kg	1000	10.0	㊸
㊹	kg	1000	10.0	㊹
㊺	kg	1000	10.0	㊺
㊻	kg	1000	10.0	㊻
㊼	kg	1000	10.0	㊼
㊽	kg	1000	10.0	㊽
㊾	kg	1000	10.0	㊾
㊿	kg	1000	10.0	㊿

プレストレスング (バーシャルプレストレス)

項目	単位	数量	重量	注
①	m ³	10.0	2.5	①
②	kg	1000	10.0	②
③	kg	1000	10.0	③
④	kg	1000	10.0	④
⑤	kg	1000	10.0	⑤
⑥	kg	1000	10.0	⑥
⑦	kg	1000	10.0	⑦
⑧	kg	1000	10.0	⑧
⑨	kg	1000	10.0	⑨
⑩	kg	1000	10.0	⑩
⑪	kg	1000	10.0	⑪
⑫	kg	1000	10.0	⑫
⑬	kg	1000	10.0	⑬
⑭	kg	1000	10.0	⑭
⑮	kg	1000	10.0	⑮
⑯	kg	1000	10.0	⑯
⑰	kg	1000	10.0	⑰
⑱	kg	1000	10.0	⑱
⑲	kg	1000	10.0	⑲
⑳	kg	1000	10.0	⑳
㉑	kg	1000	10.0	㉑
㉒	kg	1000	10.0	㉒
㉓	kg	1000	10.0	㉓
㉔	kg	1000	10.0	㉔
㉕	kg	1000	10.0	㉕
㉖	kg	1000	10.0	㉖
㉗	kg	1000	10.0	㉗
㉘	kg	1000	10.0	㉘
㉙	kg	1000	10.0	㉙
㉚	kg	1000	10.0	㉚
㉛	kg	1000	10.0	㉛
㉜	kg	1000	10.0	㉜
㉝	kg	1000	10.0	㉝
㉞	kg	1000	10.0	㉞
㉟	kg	1000	10.0	㉟
㊱	kg	1000	10.0	㊱
㊲	kg	1000	10.0	㊲
㊳	kg	1000	10.0	㊳
㊴	kg	1000	10.0	㊴
㊵	kg	1000	10.0	㊵
㊶	kg	1000	10.0	㊶
㊷	kg	1000	10.0	㊷
㊸	kg	1000	10.0	㊸
㊹	kg	1000	10.0	㊹
㊺	kg	1000	10.0	㊺
㊻	kg	1000	10.0	㊻
㊼	kg	1000	10.0	㊼
㊽	kg	1000	10.0	㊽
㊾	kg	1000	10.0	㊾
㊿	kg	1000	10.0	㊿

※ けた製作上の注意事項

参 考 文 献

1. 中 村 慶 一 : 工事期間中に於て考慮すべき洪水について :
物部所報 3 卷 4 号 (1953)
2. 中 村 慶 一 : 工事管理と実際の 4.8 許容限界 (P 167) 山海堂 (1959)
3. 中 村 慶 一 : 極値に関する試論 国際大ダム会議
国内委安全率小委員会提出論文 (1961)
4. 中 村 慶 一 : 極値に関する予測 建設省第 16 回直轄技術研究会提出論文 (1962)
5. 中 村 慶 一 : 危険度の評価 土木技術資料 4 卷 9 号 (1962)
6. 中 村 慶 一 : 技術者のための統計解析 10 章危険度の評価 (P 265) 山海堂 (1965)
7. A. Madansky : Use of Tolerance Limits in Missile Evaluation.
RAND Report 厩P-1423, July 14 (1958)
8. H. L. Leve : Reliability Framework for Structural Design.
Proc ASCE, Vol 89, 厩ST4 Aug (1963)
9. 安全率小委員会 : 土木構造物の安全度に関する報告
大ダム 厩33 (1965)
10. 建設省制定土木構造物標準設計 第 1.2.6 卷 全日本建設技術協会

2. 日本各地の地震危険度

構造橋梁部研究員

寺 島 敦

§ 1 緒 言

第二次大戦後、地震工学が発達するに従い、土木・建築の分野において地震危険度に対する関心が急速に高まってきた。

地震危険度に就いて、現在、土木・建築の各分野で研究されているが、いまのところ全ての分野の研究者を納得させるものはない。たと既往地震を用いて、河角により得られた日本各地の75年間、100年間及び200年間に来襲の可能性がある地震の最高震度期待値の分布が、各分野で地震危険度を考える場合、常に参考にされている。

この研究は、関東大地震以後の震度分布が河角による期待値とどの程度適合しているかを比較し、河角による期待値と、関東大地震以後実際に経験した震度分布から、日本各地の新しい地震危険度を求めてみたものである。

§ 2 世界及び日本の地震活動

御承知の如く、地震はこの地球上に一樣に発生するのではなく、ある特殊な地帯に集中して発生している。即ち

(1) 環太平洋地震帯 日本列島をその中にすっぽり包み、太平洋をぐるりと取り囲む帯状の地震活動地区で、世界中で起る地震のうち、浅い地震（深さ60Km以内）の約80%、中程度の深さ（60～300Km）の地震の約90%、それにほとんど凡ての深発地震（深さ300Km以上）がここの中で起っている。

(2) 地中海からアジア南部を東に走って東南アジアで環太平洋地震帯と合流する帯。

(3) 海底を走る狭い帯域の中で起る中程度以下の大きさの浅い地震の活動帯（大西洋を南北に走りアフリカの南をう回して印度洋に入り、一部は印度洋で分岐してオーストラリアの南を通って太平洋に入る）。

(4) アフリカ東部の地溝帯とシベリア北東部からバイカル湖附近を抜けてチベット北西部に達する活動帯

(5) また、はつきり帯状には見えないが、しかも特大の地震発生率の顕著に大きい中国奥地、ヒンズークシの様な特殊地区もある。これらの地区では、半径約20Km、深さ220Km前後の所にM=5～7の地震が50年間に100回以上起きている。

併し、地球全体としては、大きな地震の起らない場所の面積の方がはるかに広い、大陸の部分だけに限っても、カナダ、ブラジル、アフリカ、シベリア、南極大陸、オーストラリア、アラビア半島、インド半島、北欧などは安定な地域である。もつとも、安定な地域とはいえ、小さい地震までも起らないかどうかは今後に残された地球物理学的な興味ある問題である。現に、最近の北欧の地震記録に依ると、約60年間に約1,000個の地震がスカンデナビア半島で発生しているにも拘らず、住民達は地震動の経験を持っていない。

さて、日本の地震活動に目を転ずるならば、日本列島は前述の如く、環太平洋地震帯にすっぽりと覆われている。故に日本には沢山の地震が起るといつてしまえば話はそれまでであるが、日本にある地震の豊富な資料から、日本附近の地震活動をより詳しく検討してみると、事は決して単純で



図 1

はない。この狭い日本にも、地震の発生しない地域もあるし、大きく分けて東北日本と西南日本では地震の起り方が確かに異なっている。また、表日本と裏日本とでもその違いを見ることができる。即ち、図1から、東北日本では太平洋上にその震源を有し、ある地域にまとまって発生している。その顕著な例は、太平洋側の東北部の海上から関東東方洋上、北海道南方海上に大きな震源のかたまりをみる事が出来る。一方、西南日本では漠としてその特徴をつかまえることが出来ない。しかし、破壊的大地震は（図2参照）

(1) 日本の島弧の内側にそって陸上を南下し、近畿から紀伊半島に抜ける線と、

(2) 太平洋側を北海道の東南

沖から三陸沖を通り東京湾を抜けて南海道で終る主として海底を通る線とがある。

安定な地域としては、一見して北海道北部を指摘することが出来る（図1）が、他の地域に就いては図1からはそれ程はつきりした地域を指摘することは不可能である。

以上述べた如く、環太平洋地震帯にすっぽり包まれる日本も、細かくみると、日本の各地域で非常に異なつた地震の起り方をしている。こゝに、工学的に地震現象を眺めた場合、地震危険度に就いての関心が寄せられる理由がある。

§ 3 地震危険度の歴史的眺望と河角の研究

地震危険度に就いては、第二次大戦後、港湾、国鉄、建築、ダム、道路その他の土木構造物等に関し、土木工学及び建築工学関係で盛に研究され、各分野で地震活動性と地盤構成との兼ねいで設計震度を規定している。

これらの研究の基礎を作つたのは1951年に河角によつてなされた。“Measures of Earthquake Danger and Expectancy of Maximum Intensity Throughout Japan as Inferred from the Seismic Activity in Historical Times” という研究である。こゝで地震危険度の歴史を顧みると、その

基礎ともなっている河角の研究に就いてもう一度振り返ってみることも無駄ではあるまい。その他の地震危険度についての研究は、河角の研究を基にしているのでこゝでは割愛させていただく、（講演時間に余裕のある場合はスライドで各分野の地震危険度についてお話する予定である。）

河角は有史以来の破壊的地震の活動を調査し、日本各地の古来の震度別地震回数数を求め、その平均頻度に基づき、最高震度の期待値を計算した。河角の研究に使用された地震の数は約340個で、その震央分布は図2に示す如くである。これらの地震のうち、歴史的地震については古記録よりそ

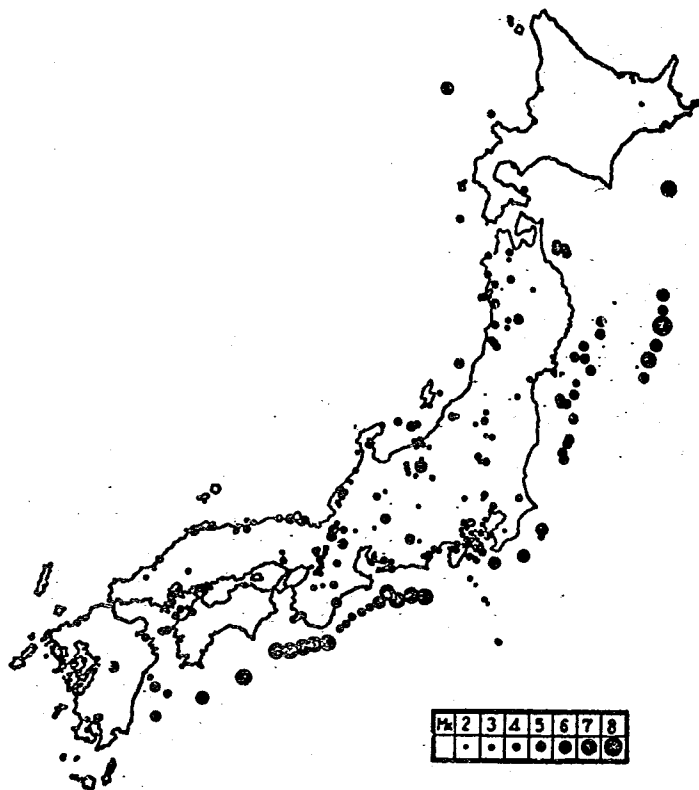


図 - 2

の地域の震度を定め、その分布より図2の震央及び地震の大きさを決定した。次に、それに因つて逆にすべての点の震度を推定出来る。これらの地震の大きさと震度分布との関係は、約80個の地震を調べて得られた式(1), (2)

$$\sigma_1 = \left(\frac{100}{\Delta}\right)^2 \sigma_{M_k} - 0.00183 (\Delta - 100) \quad (\Delta: \text{KM}) \quad (1)$$

$$I = M_k + 2 \log_{10} (r_0/r) + 2k (\log_{10} \sigma) (r - r_0) \quad (2)$$

を用いている、こゝで、

I : 震度

Δ : 震央距離

M_k : 河角マグニチュード

r_0 : 震源距離 100 Km

r : 震源距離

k : 0.0192

であり、(1)は $\Delta > 100$ Kmの地震に対して使用し、(2)は $r < 100$ Kmの地震に使用した。かくのごとくして、日本を350点(経緯度各半度毎)で代表させ、各点の震度V以上の震度別地震回数を統計し、これを各地の記録期間の長さで割つて平均頻度を求め、それらの震度別頻度の関係から、その割合では一定期間にそれ以上の強さの地震の起る確率が1に達しないという条件を満たす最高震度の期待値を求めた。その結果が図3である。図3において、一定期間の長さとしては、75年、

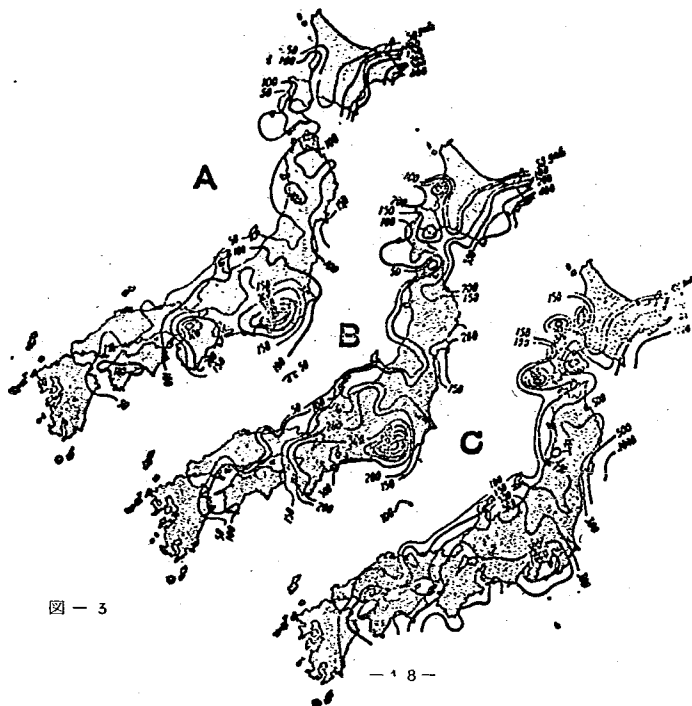


図 - 3

1000年、2000年を用いた。この図3が地震危険度を議論する場合、常に引き合いに出される。
いわゆる“河角マップ”である

§ 4 既往地震の震度分布からみた地震危険度

“河角マップ”に因れば、関東南部と北海道南部が異常に地震危険度が高くなっている。それでは実際に震度Ⅴの洗礼を受けた地域を気象庁発表の震度分布図から、関東大地震以後の地震について調べてみると図4の如くなる。この図から、震度Ⅴの地震動をしばしば感ずる地域は、北海道南部から東北日本の太平洋側、東海・近畿地方と北陸から山陰にかけての地方に集中している。

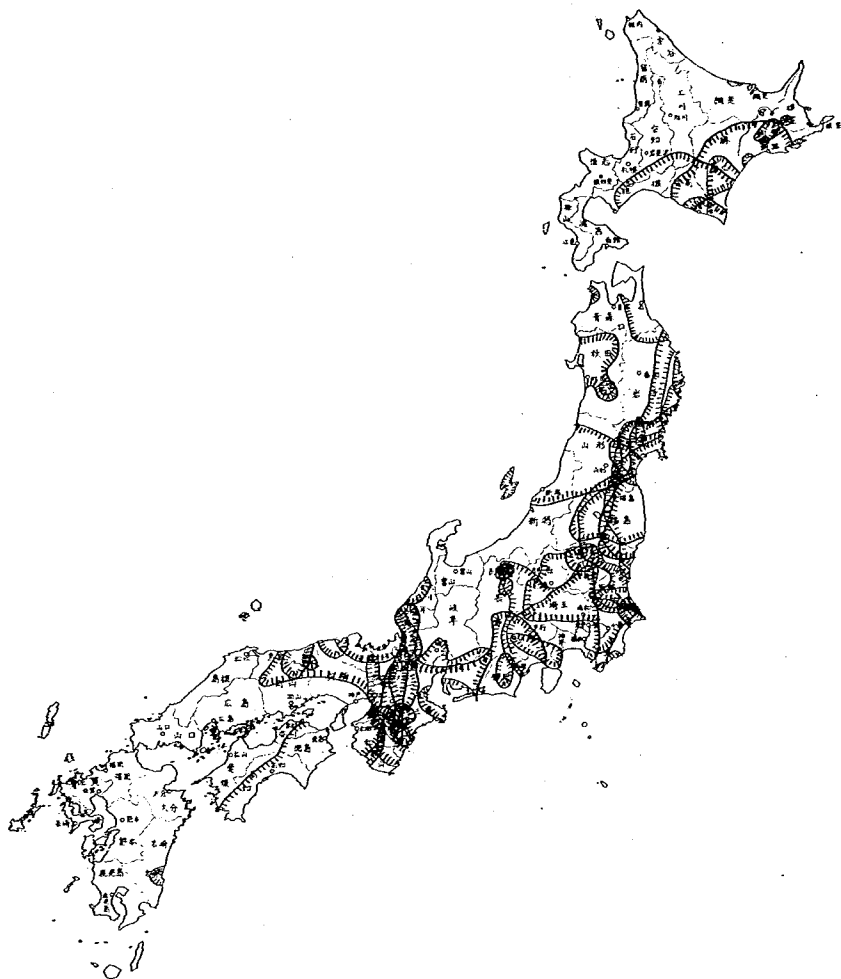
§ 5 河角に因る地震危険度と既往地震の震度分布からみた地震危険度とから得られた新しい地震危険度

図4は約45年間に発生した地震について震度Ⅴの分布を示すものである。図4を河角マップの75年間に期待される最高震度を示す図と比較するとき、震度Ⅴの分布と、河角マップの100 gal以上が期待される地域とはよく一致しているが、細かくみた場合には、そこに多くの相違する地域をみることが出来る。

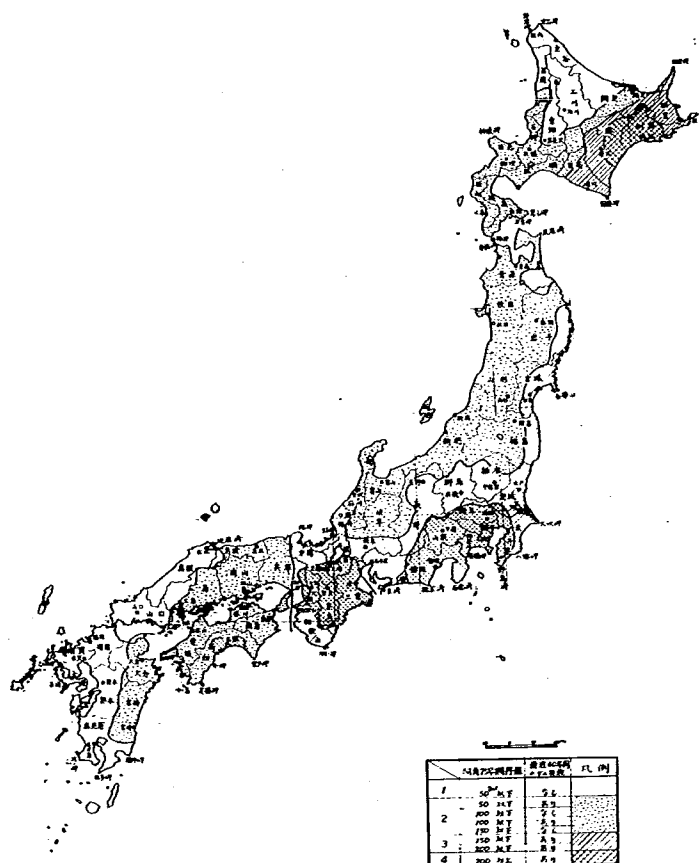
河角マップは統計的な取扱いから得られたものであるのに反し、図4は実際の震度分布である。これはサイを実際に何回も振つて得られた資料と、ある目のサイの出現率を統計的に求めた確率の比較に類似している。故に、そこにある程度の差を見出すことは致し方ないことである。

河角マップは長期間にわたる資料を統計的に取扱った点において信頼性は高いが、河角マップを直接工学の分野において使用するにはいさゝか使いにくい点がある様である。この事が河角マップを参考にして各分野独自の地震危険度を求めている理由であろうと思われる。

今回の研究では、やはり今までの研究と同様に、河角マップを基本にし、約45年間に震度Ⅴの洗礼を受けた地域、即ち、図4を参考にして、工学の分野で利用し易い形の地震危険度の地図を作ってみた。それが図5及び図6である。図5及び図6を作るときは危険度の区分けをする場合に、そこには唯一の方法があるわけではないが、この研究では各地域について表1の如き級別によつて地震危険度の区分を試みた。図5は、表1の級別を1、2～3、4～5、6～8の4階級に区分したものであり、図6は1、2～5、6～7、8の4階級に区分したものである、表1の級別を図5、図6の如く4階級に区分したのは、それ程深い意味を持つものではない。図5、図6と異なつた階級区分を行なえば、また異なつた地震危険度の地図が出来るのは当然である。しかし、必要以上に細かい区分をすることは工学的価値を減ずるのではないかと思われる。



☒ - 4



図一 5

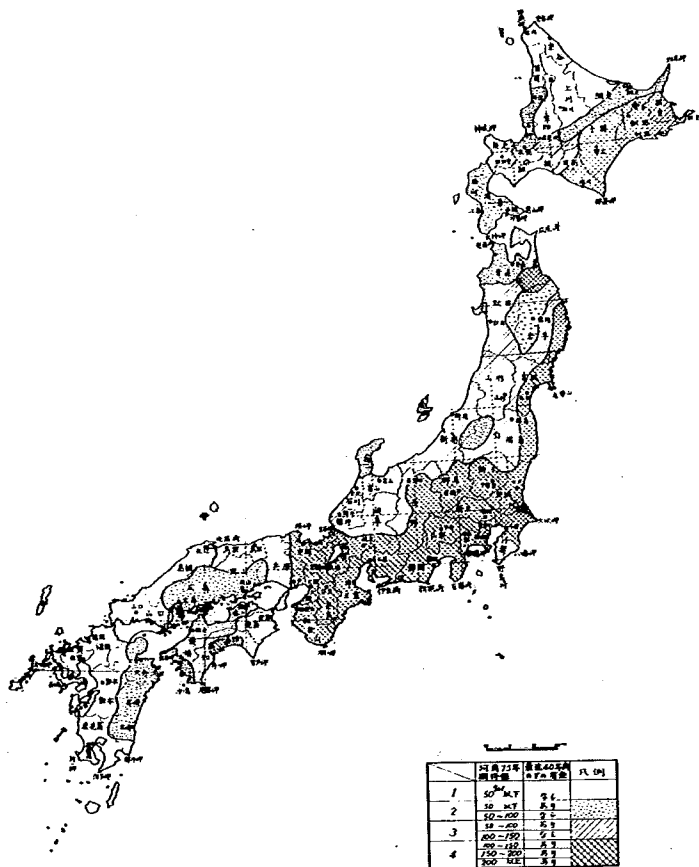


図-6

表 1

級 別	河角マップ75年間の 最高震度期待値	最近45年間に於ける 震度Vの有無
1	50 g ₀₁ 以下	無
2	50 g ₀₁ 以下	有
3	50~100 g ₀₁	無
4	50~100 g ₀₁	有
5	100~150 g ₀₁	無
6	100~150 g ₀₁	有
7	150~200 g ₀₁	有
8	200 g ₀₁ 以上	有

§ 6 考 察

河角マップの75年間の最高震度期待値と、約45年間の震度Vの分布から、新しい地震危険度の一例として図5及び図6を得た、高々45年間の震度Vの分布を用いたが(図4)、河角マップと大きな相違を見出すことが出来ない、この事は、河角マップの信頼性を高めたことになる。この研究によつて得られた地震危険度は、河角マップにほんの45年間ではあるが、実際に得られた震度分布を加味したもので、より信頼がかけ、然も、各地の地震危険度を直接使用する工学の分野からみるならば、河角マップよりも、より便利な地図であると確信する。たゞ不安な点は、実際の資料が地球物理学的視野から眺めた場合、非常に短期間のものを使用していること、及び任意の地域の震度Vの頻度について考慮していないことである。

上記の如く、図5及び図6は理想的な日本の地震危険度を示す図にしては幾つかの欠点を持つてはいるが、これらの欠点に就いては逐次改良されてゆかなければならぬ。

工学的分野において現在使用されている各種の地震危険度と図5又は図6を比較した場合、この研究に因つて得られた結果は、従来の結果の如く、不自然な行政区分に支配されずに地震危険度を決めたことは一つの大きな進歩であろう。

§ 7 結 語

河角マップに、実際の震度分布(震度V)を加味して地震危険度の地図を作製したのであるが、未だ著者を完全に納得させる結果ではないが、実用面では充分使用に耐え得るものであると確信する。この地震危険度の地図が、工学の分野で大いに活用されるならば、著者の喜びこれにすぎものはない。

3. 急傾斜地崩壊の特徴と対策の着眼点

地質化学部長

芥川真知

1 ま え が き

わが国は花樺列島と云う地球上での位置づけの為に、ほとんど毎年のようにどこかで台風や集中豪雨の被害を受けている。この中でも急傾斜地の崩壊による人命・人家の被害が少なくない。近年のものでは昭和33年狩野川台風（東京・横浜）、同36年梅雨前線豪雨（神奈川）、同41年梅雨前線（横浜）、同42年西日本豪雨、同年羽越豪雨などがあり、これに挙げた降雨だけで330人を超える死者と1,000戸に近い全壊家屋を出している。従来、急傾斜地の崩壊に対しては建築基準法、宅地造成等規制法、砂防法、地すべり等防止法、森林法などの関係で必要な措置、規制が行われてきたが、これだけでは豪雨時に災害を生ずるおそれのある急傾斜地全般、特に自然斜面の崩壊について必要な措置が充分講じられなれないので、地域住民の生命保護と云う見地から“急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律”制定の動きが具体化してきた。現在同法律は国会で継続審議中であり、急傾斜地対策事業は補助事業として、昭和43年度からの5ヶ年計画で予算額110億円で発足し、44年度分は約4億円となっている。このように急傾斜地対策は被害防止の必要性から既に実施されはじめたけれども、急傾斜地崩壊の実態はまだ充分に認識され、研究されていないし、崩壊の限界条件従つて危険度の正確な意味での予測は研究の緒についてさえいないと云つても過言でない。この様な事態は事業の遂行上にもあらわれている。筆者等は、昨年幾つかの急傾斜地崩壊対策工事を見る機会を得たが、局地性の強いこの種の崩壊防止に対する考え方は地方によつてかなりまちまちで、対策工事の設計・計画には明らかに適切でないものもあつた。このような状況下で、筆者等の研究グループもとりあえずその研究に着手した。いずれ終局的な目標は崩壊機構、斜面安定の限界条件の究明にあるにしても当面2～3年間の目標は急傾斜地崩壊の実態を知り、その特徴をとらえ、その調査方法・適切な対策工事の指針を得ることである。現在はその第1年目でまだ研究・調査の緒についた所ではあるが、一方では事業の安全な遂行の為に早急な方向づけをのぞまれているので、不完全ながらあえて中間報告をする次第である。

2 急傾斜地危険区域の分布

2.1 急傾斜地危険区域の概要

急傾斜地対策事業の実施に先立つて昭和42年度に実態調査を行なっているが、その結果では、崩壊のおそれのある急傾斜地は全国で約7,400個所に達している。その分布を図-1に示す。このうち、さし当つて5ヶ年間に危険度の高いものから約3,000個所を急傾斜地崩壊危険区域として指定し、更にそのうち危険度も高く人家戸数も多いもの約1,100個所について対策事業が行なわれる予定になっている。

崩壊危険区域の指定基準は、「地表面が水平面に対して30°をこえる急傾斜自然斜面で急傾斜面の直高が5m以上あるもの」でかつ人家5戸以上又は官公署・学校・病院等の公共建物に著しい被害を及ぼすおそれのあるもの、とされており、行政的な色彩を強く持つている。また工事実施の採択は、これに加えて崩壊による被害をうけるおそれのある家屋の移転適地がなくて、対策事業の経費が相当大きい場合に限られる。従つて工事が適切でなければこれらの家屋の被害がくい止められないばかりでなく、かえつて人災をまねく結果にもなりかねない。この点は事業の遂行上極めて重要で

ある。

2.2 急傾斜地の分布

2.2.1 地理的特徴

図一に示した“崩壊のおそれある急傾斜地”としては、前記のように被害を受けるおそれのある人家や公共建築物が近接して存在している自然斜面で、前記の他の諸法による処置・規正のとれないものに限っている。この図は $1/50,000$ 又は $1/200,000$ 地形図に記載された原図を $1/200,000$ 図に転載し、更に縮図のために簡略化しているので、分布は余り正確に知り得ないが、筆者は日本全国を通覧するのに適した $1/200,000$ 図で作業を行なった結果、これら急傾斜地の分布に関し次のような地理的特徴のあることがわかった。

i) 府県によって、危険区域の選択に幾分の精粗・かたよりがある。

それは過密・過疎の問題を含む行政的配慮や、この法案が既存の地すべり防止法その他で取りあげた斜面を含まないこと、自然斜面のみを対象とし、人工斜面を対象としていないことなどが原因しているものと思われる。

ii) 危険区域の分布は人口分布と密接な関係がある。

わが国の都市はほとんどが沖・洪積平野にあるから、神戸・広島・横浜など少数の例外をのぞいて都市は危険な急傾斜地を避けている傾向がある。しかし、このような平野部を除けば、一般に危険な急傾斜地の分布は人口或は集落の分布と似た傾向を持つ、即ち、北海道・東北地方での危険地の分布は少なく、また赤石山脈一帯延山地、飛騨山脈一帯飛騨高地、大峯山、広島・島根県境、四国中部など人口の希薄な地域にはほとんど分布しない。これは、危険区域の定義上、人家のない所には危険地が存在し得ないからである。

iii) 危険地は海岸・川沿いに多い。

危険地分布のもう1つの大きい特徴は、それが海岸沿いに著しく多いことと、内陸ではほとんど川沿いに（かなり細かい支川まで含めて）分布していることである。前者は海ぎわの狭い平野に、はみ出しそうになつて漁村がひしめいている結果を示す。実際海岸に危険地の多いのは日本海岸の温海、柏崎、佐渡島周縁、舞鶴湾岸、宍道湖附近、太平洋岸の釜石、日立、伊豆半島西岸、紀伊半島東岸、淡路島周縁、鹿児島湾岸などで、山地が海岸をせまじ、海岸の僅かな平地に漁村が発達する地方である。之を地形学的にみれば、溺れ谷地形が発達し、或は近い過去に海蝕がさかんだった地方で、海蝕崖と狭い沖積面又は狭い海岸段丘に特徴付けられた地方である。川沿いに危険地が発達するのは、山村の耕地が河成段丘を利用して発達し、人家が洪水をさけて山沿い従つて旧河蝕崖下に集まること、或は道路が山地部を通らずに好んで川沿いの狭い平地を通過する為、しかも現在尚時折氾乱するおそれのある河蝕崖下の沖積面や山ぎわの旧河蝕崖下を通過するため、後にこの道路沿いに新たに連続して発達した集落が急傾斜崩壊の危険にさらされると云うような理由による。道路の路線選定は、線形、工事費、補償の難易だけでなく人文地理的配慮をおこたると、住民の側にはかり帰せられない意外な禍の種をまくことにもなる。地形上の問題については後に詳述する。土石流崖上の人家は豪雨災害と云う点では重要な問題となるが、その地形上の特徴から多くは

急傾斜崩壊危険地には挙げられない。

2.2.2. 地質的特徴

地形的な特徴が多の場合人文地理的な性質を仲介して急傾斜地崩壊に結びつくが、地質的な特徴は更に地形に対する影響をも仲介するために、その急傾斜地崩壊との結びつきは更にいつそりぼやけてくる。図-2は図-1と同縮尺でわが国の地質の概要を示す地質図である。こゝでは図-1と図-2を比較して急傾斜危険地域分布と地質との関連について特に目立つた2~3の点についてのみみてみよう。

1) 領家帯中に密集する

日本の花崗岩はその生成時期によつて中生代前期又はそれ以前のもの、中生代末期のもの、中新世のものに大別される。第1のものは天竜川上流部から中央構造線沿いに八代附近迄連続する領家型花崗岩によつて代表され、第2のものは領家型の北側に帯状に配列して広島型花崗岩とよばれる。第3のものはその分布が狭く、関東、東北地方を主とするが、紀州型の石英斑岩などを之に含めることがある。領家型と広島型を比較すると前者の方がより閃緑岩質で進入片麻岩などをふくみ変成度が高く、密度も大きいと云はれている。進入片麻岩帯をも含んで領家型花崗岩の分布する地帯を領家帯とよぶ。広島型の花崗岩は準平原を形成することが多く、花崗岩は粗い方状節理が発達して深層風化のおこり易い岩石であり、特に広島型にこの傾向が強い。その為準平原化し易く、禿嶺を起し易い。瀬戸附近、湯上山、中国地方等の多くの準平原面、禿嶺地はこの型の花崗岩中に見られる。準平原面では起伏量が少なく急傾斜地が少ない上、人家が点在して川沿いに密集しない為に急傾斜地崩壊危険地は少ない。しかし準平原面の周縁部で浸蝕のはげしい所では、この型の花崗岩中にも危険地が多くなる。尾道、三原、呉、広島、斐伊川上流部などがこの例である。佐波川は花崗岩帯の傾動運動の境の断層に沿う谷で、崩積土が多く、例外的に危険地が密集する。

領家帯中の岩石には節理が発達するけれども比較的準平原化し難く、稍峻峻な山容であるが人家は谷に集中してかなり高密度に存在する。風化が早くて表土の崩落が起り危険地の分布が目立つて多い。しかもその分布は地域全般に分散する傾向がある。

ii) 時代未詳中生層、中生代末-古第三紀層中に多い。時代未詳の中生層は赤石山脈から紀伊半島中・南部、四国南半から宮崎県北部、鹿児島県の一部へと東西に連なる帯状に分布する。中生代末-古第三紀層は上記層の南部に隣接して紀伊半島西南部、四国東南部、宮崎県南部に分布する。これらの地層は固結度が高く、多くは破砕も顕著でない。風化に対しても浸蝕に対しても抵抗力が大きいので、古い時期の風化生成物が山腹に留まつている様な条件下では山腹に崩積土の小平坦面を残したり、小さい谷底平野を生じたりして人が住み、元来急傾斜地に崩土があるために危険地がかなり密度高かつ分散して存在する。しかし山容が急で生産性が高くならないから、全般的に人口が稀薄な場合や浸蝕が風化を大きく上回る場合には人家が減つて危険地もなくなってしまう。

iii) シラス、熔結凝灰岩、第4紀火山地帯は特徴的である。鹿児島県・宮崎県南部を被りシラスや灰石は堆積前の地形の影響を受けて厚さがかなり変動するが、5mをこえるのが普通である。しかも浸蝕されるとほぼ垂直な崖になつて安定するので文字通り急傾斜地を形成する。一方透水性が

* 地すべり、砂防、地質各研究室および新設試験所で構成されている。

大きいので堆積面上では水が不足する。従つて人家は谷沿い、しかも湧水の多い基盤の谷を現河谷が截る地点に集中し易い、そこは又最もシラスの厚い所でもある。このようにして危険地が多く発生する。透水性が大きい為に堆積面上に集落が少ない点では熔結凝灰岩の地帯や第4紀火山の地帯でも同様である。熔結凝灰岩は柱状節理が発達して谷沿いで急傾斜地をつくり、基盤面からの湧水を利用して集落が発達するのでシラスと同様谷沿いに危険地が分布する。第4紀火山地帯では土地がやせ、用水が不足するため、また河床部の浸蝕がはげしすぎて川沿いの土地の利用が困難な為まだ集落が発達するに到らず、危険地は山麓部縁辺にのみ点在する。

IV) その他の特徴的な地質

第3紀又はそれ以前の噴出岩類は、それが軟質の凝灰岩を伴うか否かで浸蝕に対する抵抗が大きく変る。硬質の噴出岩類が広域にまとまつて存在する場合は濃飛流紋岩、中国流紋岩のように高い準平原面をつくり、比較的狭い谷が之を截るが谷底平野をつくらず、地味のやせている場合と、関東山地の第三紀火山岩のように、浸蝕がはげし地形が急で人の居住に適さない場合とがある。

火砕岩を多く含む特徴的な第三紀腎である緑色凝灰岩地帯は、風化が稍急速に進み、地形も中程度なので人口が比較的多く、段丘の発達と相まつて危険地の密集する場合が生ずる。善光寺平周辺、甲府盆地南西部、矢野湖周辺などがその例である。

V) 地質構造線（構造破砕帯）の影響は少ない。

地質構造線と云はれる大規模な断層帯では全般的に岩石の破砕が目立つ。このようなもの他にも破砕の顕著な部分が帯状に連続する、いわゆる構造破砕帯というものがある。崩壊は構造破砕帯中に密集する傾向のあることが多くの人によつて明らかにされているが、急傾斜地崩壊の危険地の分布は、中央構造線・フォッサマグナなどの少数の例外を除いては、この傾向と一致しないで、谷沿い海岸沿いになり万遍なく分布している。これは第1に、使用した地図が $\frac{1}{2,000,000}$ で危険地分布が正確でないこと、第2に現在の危険地判定基準が斜面の勾配・寸法、予想被災戸数によつて規定されていることのため、現在の所では例外的な超大構造線以外では構造破砕帯と急傾斜地崩壊危険地域との関係は明瞭でない。しかし、前記の佐波川の例もあり、より縮尺の地形図・地質図を用いて検討すれば、破砕帯と急傾斜地崩壊の関係が見出せるかもしれない。

3 急傾斜地崩壊の特徴

3.1 過去の研究と急傾斜地崩壊

一般的に山地崩壊については今迄多くの人が研究しており、その取扱いは色々な手法が用いられている。崩壊の形態分類、基盤の地質・地形との関係、降雨量との関係、岩質や斜面の勾配・のり長との関係などが主な研究対象であつた。小出は崩壊を豪雨型・地震型・地下水型等に分類した。小出の豪雨型・地下水型については、水文学的研究が興味深い。金子は、急傾斜面上部が緩傾斜に移行するところは土層が厚く、浸蝕した雨水が集まり易いので、豪雨時には土層がはがれる点を指摘しているのが、後述するように、筆者等の観察でもこの点は全く同じ意見である。中村は、平常水のない地下の水みちが豪雨時に浸透水が流れ、水みちの破壊閉塞の結果水圧の上昇が起り崩壊が生ずることに注目している。田中は砂層の崩壊実験から、浸透水の圧力増加によつて起るパイピン

凡 例

- 111 地点
- 5 地点
- ◎ 10 地点
- 50 地点



图 - 1



凡 例

-  沖積層
-  第四紀火山
-  第三紀層
-  古第三紀—白堊紀層
-  先第三紀層
-  片岩, 片麻岩
-  白堊紀噴出岩
-  中新世貫入岩 (花崗岩, 花崗斑岩)
-  白堊紀末花崗岩
-  それ以前の花崗岩
-  主要構造線

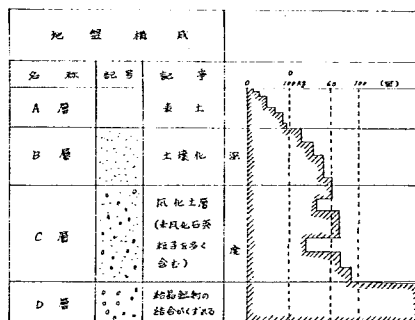
図 - 2

グが、雨水の滲透による土層の粘着力低下、内部摩擦角の減少に相乗的に作用することを述べている。

このような観察・実験の他にも予想される崩壊面の性状を示す現地観測・測定例があるが急傾斜地崩壊に関係の深いものを2〜3挙げよう。

渡等*は1967年7月の豪雨で崩壊の多発した呉地方で、薄層型の崩壊に対する代表地区を設け、サウンディング等により崩壊面の特性の調査を行った。現地は花崗岩の風化した地帯で表土に被われているが、地表下1m前後の所よりもその下の方が含水比、飽和度、乾燥密度、一軸圧縮強度がさがり間隙比が増加することが試験坑の調査から判明した。又スウェーデン式サウンディングの調査によれば(図一3)その回転数の漸増する表土、土壌化層の下に回転数の不規則な風化土層があり、更にその下に回転数の急激に増大するマサ(結晶のかみ合いが残つて)が存在することがわかった。そしてこのマサ上の風化土層下部が崩壊面の位置にほぼ匹敵すると云う。そしてこの両層の境は地表から数10cmないし4〜5mで、境界面が深く谷状になっている所で崩壊が発生している例が多いと云う。1962年横浜市金沢区で自然斜面に対する散水による崩壊実験(豪雨型)

が行なわれた。実験地は傾斜約30°、斜面長さ22mであつた。大雨によれば**、台風による豪雨後に測定された同実験地の V_w/V (単位体積の土中の水量比)は深さ60cmで最高となり、以深には雨水の滲透は余りなかつたと云う。この深度は上部の砂質ロームと下部の粘土質ロームの境でもある。散水後間もなく斜面下端に水の浸出があり、崩壊の直前に急に つて水量が減り、上方に浸潤が伝播したと云う。崩れは層すべり



図一3

に似て、表層の滑落土はほとんど破壊せず、滑落面に顕著な水みちができたと云う。また散水による地表水の滲透は少なく、水みちの水は斜面上部の割れ目から浸入したものと観察されている。飯島は***、昭和41年日雨量200mm余りの豪雨で崩壊をおこした横浜市磯子区の高輪崖上端で、降雨と地下水変動を測定した。この地区は基盤の三浦層群の谷地形を埋めて屏風ヶ浦層の礫・シルト層、更に之を被つて関東ローム層が分布する。ボーリングによつて、之等の不整合面上の透水層(6m、19m)に間隙水圧計を設置した。附近には第2透水層を下面とするいくつかの崩壊痕跡

* 土木技術資料 Vol.11, No.5 ** 研究時報17巻4号 *** 未発表資料

がある。1968年8月26日から9月1日にかけて総雨量289mmの降雨があつたが、地表から約1m以浅の土壤水分は $\pm 100\%$ に達し、2枚の滞水層の間隙水圧は夫々0.3、0.15 Kg/cm²上昇した。10月23・24日の降雨(80mm)では間隙水圧の影響は2日後にみられた。土中の水分計で測定した所では、滲透水は時間と共に下方に降下して行き、地表近くに特別な滲透水の停滞層はなかつたと云う。

このように今迄の山地崩壊に関する研究は、地形・地質・降雨など、崩壊の誘因と崩壊の分布・状態に関する全般的な、云わば統計的・巨視的な関係把握の方法と、地質・土質条件の単純な、崩落面の想定の比較的容易な模式的自然斜面についての現地実験の方法と、崩落状態をはつきり予知した人工的条件による室内実験とに分かれる。

急傾斜地崩壊と一般の山地崩壊の間には自然科学上は厳密な境界線がない。たゞ前者は後者の一部であつて普通は大きい山体の一部又は大きい斜面や沢の上部に発生する崩壊を含まない点だけが異なっている。この相異は、急傾斜地崩壊が普通破砕帯中における大規模崩壊のような稍特異な崩壊を含まない点、急傾斜地の崩壊の位置が主として平地との境界近くにある、従つて斜面の性状が幾分限定されている点および人家に対する直接の被害対策を目的にしているため、極めて小規模の崩壊・落石をも対象にしている点に現われているが、両者は同じような自然斜面の崩壊を取扱うのであるから、その手法に大差はない。しかし、急傾斜地の崩壊は各個所毎の対策工事を目的にしているので余り統計的巨視的な手法は使えないし、多種多様な崩壊型式を含んでいるので余り微視的な室内実験もむづかしい。筆者等は第一段階で急傾斜崩壊の特徴を分析、分類して対策樹立の要点を明らかにし、第二段階でその判断の裏付資料や対策工事の設計資料としての調査方法を明らかにしたいと思つている。本報告は第一段階のものである。

3.2 地形・地質

3.2.1 海蝕崖、河蝕崖

先に述べたように、急傾斜地の崩壊はその多くが新旧の海岸・河岸段丘と関連している。これらの段丘の成因は次のように考えられている。即ち、汎世界的に、過去の地球には温暖期と寒冷期が交互におとずれた。その結果降水が氷となつて極地・高地に滞留したり海水となつたりした為に海水面が現水準面より低くなつて海面が後退したり、高くなつて陸地を浸漬したりしたと云う。色々の高さで海水面が停滞すると海底の浸蝕によつて海岸段丘海蝕崖ができる。海水面の停滞はまた河の浸蝕を停滞させ、そこに河岸段丘と河蝕崖を生成させる。或時期の海水面停滞後に更に海水面が上つて後に下降すれば、多くの場合最上面をのこしてそれより古い低位面は再浸蝕を受けて消失してしまう。このようにして海岸・河岸段丘とも高位のものから低位のものへ、順に新しく生成されたものとなる。第4記に入つてすぐ(BP(2~1) $\times 10^6$ y)の海岸段丘は海面上100mにも達し、河岸段丘は更に大きい比高を持つものがある。浸蝕による地形発達には幼年期・壮年期・老年期の輪廻が認められる。斜面崩壊も一種の浸蝕の現象であり、海蝕・河蝕崖の生成から準平原化への過程における急傾斜面の消滅までの間にも、崩壊と云う面からみた一つの輪廻が考えられる。海蝕・河蝕崖が生成した初期には、主として節理面を境界面とする滑落・転落が大勢を占め、崖面上部の浸蝕が下部より進み、このようにして崖面の勾配が減じて急傾斜となる頃には風化が進み表土に被われるよ

うになるので漸次風化岩・表土の崩壊や表土のクリープによる落石が多くなる。これらも斜面上部ではげしい。更に時間が経てば、地質の不均等などを原因とする選択的な浸蝕のため谷状地形が生じ、風化はますます厚く、谷や山脚に崩積土や扇状堆積をみるようになり、崩壊は各種混合して複雑になる。更に段階が進めば、風化は進み、表土は厚く、斜面勾配は減じ、表土や崩積土の崩壊が大勢を占めるようになり、再び崩壊型は単純化してはげしくなくなり、遂に緩斜面となる。

3.2.2 微地形

崩壊対策の対象となつている急斜面が元来海蝕崖であつても河蝕崖であつても、その生成時期におきた現象は問題にしない。しかし現在の崩壊はその崖が安定化する過程での一現象とみることで、その意味で過去の過程を推定することの意味がある。また過去の崩壊過程で生産された材料が崖面に積り、次の崩壊に影響を与える点で、また風化剤を受けつゝある斜面の地形が次に起るべき崩壊の位置・様相を決定づけると云う点で、斜面の微地形の観察は過去から未来への橋わたしの役を演じている。特に崩壊し易い物質の堆積状況、過去の崩壊の痕跡などの微地形観察が将来を予測するのに有効である。微地形観察で特に重要な事項は次の通りである。

- ⅱ) 斜面形成時期の新旧と成因、その後の地形変化、全般的な基盤の風化状況の推定
- ⅲ) 表土・崖錐・崩積土・土石流堆積物・段丘堆積物などのルーズな堆積物およびその二次的な移動によつて生じた特有の地形とその範囲の判別
- ⅳ) 上記のような堆積物の基盤の形、特に基盤の谷の位置
- ⅳ) 急傾斜面の縦断面形状、微細な凹凸とその成因の推定之等から地形上不安定な場所の推定既往の崩壊の痕跡
- ⅴ) 斜面上部に平坦面のある場合はその成因と急斜面との接合点の地形・状態

3.2.3 地形・地質上の特徴

急傾斜地崩壊危険地域で予想される崩壊は多様であるがその予知に関して、地形・地質上からは次の点を特に重視しなければならない。

- ⅴ) 一つの危険地域と云う狭い範囲をとりあげても、崩壊を規定する地形が多すぎる。

この傾向は古い地形面ほど明瞭である。急傾斜地の崩壊として予想される崩壊規模から云つて、地形面の細かな特徴や局所的な風化の強弱までが崩壊の発生位置・形態などに影響する。従つて、このような崩壊の予想・対策に対して統計的な手法が無効なばかりでなく、機械的な何等かの測定結果から予想をたてることも相当困難であろう。結局、地形・地質の詳細な観察による予想が当面重要で、将来はその予想と測定結果との組み合わせで精度の向上をはかるようにしなければならない。

- ⅴ) 風化・堆積の不連続面が崩落面になりやすい。

崩壊は崩落面における力学的な均衡が破れるためにおこる。その原因は降雨の滲透・地震による重力加速度の増加などによつて最も強度の低い所に破壊がはじまり、逐次破壊が進行するためと考えられる。この場合滲透水による揚圧力や間隙水圧の増加が崩壊を助長する。このような破壊面は低強度層、透水層としての地質上の不連続面であることが多い。そのような不連続面としては基盤面上の表土の下面、表層堆積物下面、特定の軟弱層・透水層、崩積土中の堆積の不連続面、風化基

盤中の断層・節理面などが挙げられる。特にこれらの面が滲透水の集中を助長するような構造（例へば表層堆積物下の風化した基盤の谷）を持っている場合、崩落面となる危険度が高い。このことは危険地域の微地形の観察の重要性を暗示する。

iii) 急傾斜面の上部に平坦面があることが多い。

前述したように、急傾斜面は海蝕・河蝕崖であることが多い。その場合、より古い時代の海岸、河岸段丘がその面上に乗っている例が多い（特に海蝕崖において）。このような場合、基盤表面は豊富な滲透水のために風化が進行しやすく、傾斜変換点はゆるみ易く滲透水が地表近くに集まりやすい。即ちこのような地形が風化やゆるみを促進し崩壊を助長しているようにみえる。

iv) 小沢の近くは特に危険である。

危険区域の中には常時は水のない様な小沢の存在する場合がある。注意してみると、そこに小さな扇状地がつくられていることがある。このような小溪は地表水の排出に役立つ一面、附近に多量の滲透水・まれには地表水を供給して崩壊を促進する。流水による溪床の移動やおし出しによる砂礫の流出はそれが崩壊の形でおとるにしても他の形をとるにしても、近くの人家に被害を与える点では同様で、危険度が高い。しかも普通局部的に緩傾斜なので人家が建ちやすい。このような小溪は急傾斜地崩壊の問題点であると共にそれ以外にも沢山の問題をはらんでいる。

v) 母岩によつて風化の様相・難易が異なり、風化生成物の性質も異なる。

花 岩が風化して砂質のマサになり、凝灰岩が風化して泥状になるように、岩石の機械的風化・化学的風化の様相は各岩に特有である。その詳細はここでは省略するが、この風化の特徴が崩壊をも特徴付ける。現在はまだ観察事例が少ないので体系化が困難であるが、問題となつている危険地やその周囲の斜面の地形観察によつて、起るべき崩壊のすがたを推定できることが多い。

vi) 断層が影響することがある

崩壊に対する影響を考える上で、断層は3群に分けて考えなければならない。第1は巾数100 m

の構造破砕帯を伴う大規模な断層で、地形上にも明瞭に現われているものである。これについては、前述したように、1/200,000程度の図面にあらわす限り急傾斜地崩壊危険地の分布との関係は明瞭でない。しかし、今迄多くの人の調査によつて一般の崩壊は構造破砕帯中に密集することが認められているのであるから、低縮尺の図面に記入すれば急傾斜地崩壊との関係もつかめるであろう。その際、構造破砕帯中の危険地の分布、予想される崩壊形式は興味深い。

第2群の断層は1/50,000程度の地質図に記入される程度の中規模のもので、これについては筆者等の観察した約30例中の1割以上がこれに属する。そのうちの3例は実際に近年に崩壊をおこし被害を与えている。このことから、中規模断層に伴う破砕の影響が急傾斜地の崩壊に意外に強く及んでいることがわかる。

第3群の断層は更に低縮尺の地質図にしか現わせない小規模の断層で、露頭でしか発見が困難なものである。この種のものは崩壊した後でなければ確認できないことが多いのでその影響は確かめられていないが、人工的なり面崩壊などの観察から、そのうちのかなりなものが風化や滲透水の

流路と関連して、急傾斜地の崩壊にも大きい影響を持つものと推定される。

3.3 急傾斜地崩壊の分類と模式断面

急傾斜地の崩壊は上記のように崩壊面が浅いことで特徴付けられるが、このことは崩壊する斜面の形や崩壊物に著しい特徴を与えている。

まず、崩壊する物質を地質的にみれば次のように分類される。(○印はほとんど均質な層の中にすべり面が形式されるもの、△印はすべり面のほとんど全部又は一部が不連続的な境界面にできるものを示す。)またこの分類に対応する地質断面の模式図を図-4に示す。

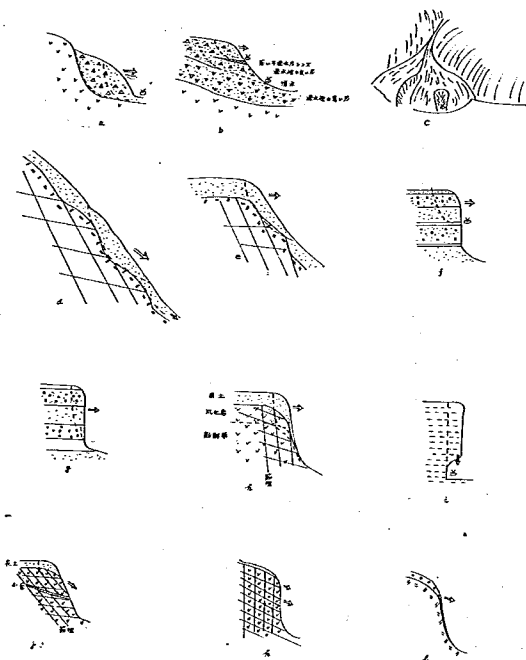


図-4

i) 厚い崩積土 (○△) (図-4 a, b 参照)

こゝで云う崩積土とは、地山から一度滑落または転落した岩屑、土砂などが斜面下方にたまったもので、無解理または僅かに岩片や粒子の配列の見えるものを云う。生成時期があまり古くて再固結のはじまつたものは、むしろj)に含める方が良い場合があり、薄ければj)またはV)に含めた方がよい。

崩積土中の崩壊は崩積土そのものの性質と滲透水の流れ方とで特徴付けられる。

崩積土の性質は主としてもとの岩石の性質と風化の程度によつて決定される。各種の岩石は物理的風化の進み方や生成物の粒度、化学的風化の難易と生成物について特有の性質を持つており、それが崩積土の性質を決定づける。例えば花崗岩は風化岩塊をまじえた砂質の風化物で構成された崩積土をつくり、その中の粘土層や基盤面での崩壊をおこし易く、片岩・千枚岩・第三紀の角礫凝灰岩や泥岩では、岩塊・岩片を含む粘性土を生じて地すべりに近い崩壊となり易い。

更にもとの岩石の破砕の程度も大きい影響を与える。

滲透水は乱雑な堆積によつて出来たレンズ状の不透水層(泥層など)や、崩壊の時期が古い場合には崩壊の休止期に堆積した火山灰層とか、堆積後に生じた割れ目、基盤との境界などに沿つて多量に供給される。その結果水みちが泥状化し、豪雨時に揚圧力又は間隙水圧を受けて崩壊を発生させる。このように、水みちとなる粘土層、基盤などの位置、形状(どこで谷状になるか等)、深さによつて崩壊の位置がきまることが多い。このような水みちが地表と交わる地点では降雨時に滲透水の中間流出がおこる筈であるから、逆に降雨時に水が湧水する位置を末端として崩壊がおこる可能性が強いと考えられ、これが崩壊対策の1つの着眼点ともなる。その点は多く斜面下部にある。

崩積土であることの認定は、その物質の状態からばかりでなく、崩壊をおこした後背の地形からも推定できることがある。急傾斜面脚部の崖錐状の崩積土もこの中に入れる。巨大な崩壊の多発する地帯には山腹、河床などに平坦地や段丘状に崩積土が堆積していることがある。

ii) 溪床堆積物 (○△) (図-4 c 参照)

こゝで云う溪床堆積物は、主として小溪の溪床・谷壁にあつた砂礫・岩屑が、過去の豪雨でおし出され、流されて、小さな扇状地様の堆積物となつて小溪の出口に堆積したものを云う。大きな土石流堆や扇状地堆積物はその勾配・傾斜から急傾斜地にならないが、小規模なものは急傾斜地の一部を形成しており、しかもその中で比較的緩傾斜になるので人家が建ち易いが、地表水、伏流水の供給が多くて崩壊やおし出しによる災害の危険度は高い。このような堆積物は何回ものおし出しの集積したものであることが多い。多くは何層かの不規則な泥層・砂礫層レンズ、時に不均質な淘汰の悪い砂礫層から構成されており、堆積物中には何条かの水みちができています。この水みちは、細粒分が流れる程の流速をもっている時にはその流出、閉塞がおこつて、時折水みちが変ることがある。このことは伏流水の湧出点が時折変ることに現われる。滲透水による揚圧力の増加、強度低下が崩壊の主原因となるが、水みちの変化が安定性を減少させ、崩壊を促進する。崩壊には多くの場合、扇状堆積の先端でおこる。このタイプのもたらす災害は3種に分けられる。第1は降雨および溪流の滲透に起因する、堆積物内の不滲透層を境とする崩壊(主として堆積物先端におこる)であ

る。これに対しては、地表からの滲透防止をはかると共に渓流の滲透を防ぐ必要がある。第2はこのように扇状堆積のある所には他日再び土砂のおし出し可能性があると云う点である。第3に、渓流がこの堆積物内の谷壁に当つて云わば岸欠壊をおこしその流出による被災を生ずることである。しかし、これらは通常砂防の問題である。

・ iii) 岩盤上の表土(△)(図-4、d. o 参照)

急傾斜地崩壊の中で最も一般的なタイプである。実験的にも、また観察にとつても、比較的単純な条件が選択できるので、前述の例をはじめとして実験、観察例が多い。

新鮮な岩盤に直接表土がのる例はほとんどない。普通は、新鮮な岩は表面に近付くと除々に風化がひどくなり、本来の組織を失なうまでになる。風化岩の最上層では、現位置での強い風化により土壌化してしまつている。更にその表面に、地方によつては火山灰土があり、最上層に多少移動性のある、有機物の多い表土がのつている。こゝでは最上層の薄い表土ばかりでなく、風化土層も表土に含める。また花崗岩類が風化してできたマサのうち、強く風化して砂質土になつたものや、表土下の薄い段丘礫、薄い火山灰土も表土として取扱う方が便宜なので之に含める。関東ロームや第三紀上部-第四紀堆積物の表面が風化剝離したものなども同様の主旨で之に含める。滑落面がこのうちのどの層の中で起るかはその地条件によるが、一般的に云つて、地表水の滲透によつて摩擦力または強度が低下する条件と揚圧力または間隙水圧が上昇する条件との組み合わせによつて決定されると考えてよい。それは空隙率が大きく、透水性が高く、低強度ないし含水して強度が急減する層が難透水層を被り場合と考えられるが、之を実際の場面にあてはめれば次のような例が想定される。

1つは有機物に富む、植物の根系の多い本来の表土が成深さまで存在している場合である。原岩が比較的均質で軟質、泥質(第三土層や関東ローム層など)な場合には、地表からの温度変化、乾湿のくり返し、時には原岩自身の膨潤性の影響を受けて、腐植土下の風化帯上部がゆるんで多孔質化している場合がある。そこが粘土分、シルト分を或程度含んでいる場合には含水して著しく軟化する。また前記の奥市の例のように、原岩が堅硬な場合には普通は風化に際して僅かに体積膨張を伴うので、強風化帯の表面はかえつて均質、不透水性になることがある。その場合はこの不透水部の下のまだ鉱物粒が沢山残っている所の方が空隙が多く、かつ含水状態での強度が低いので、崩落面となる可能性が高くなる。この他過去の火山灰の降下とか、薄い崩壊土の堆積とか、表土の移動とかで、或程度の拡がりをもつ比較的難透水な層の上を、比較的透水性の高いルーズな土層(粘土分、シルト分を或程度以上含む)が被っている場合も問題である。このような透水層に集水条件および滲透水の中間流出が加わる時最も危険な状態になる。それは、この透水層が谷形に連続する所で起り易い。透水層は地表面に概して平行する傾向があるので、地表の僅かな谷形が滲透水の谷を形成することが多い。その他、堆積の時の地形から、地表の形に關係なく滲透水の谷が出来ることも時におこる。滲透水の谷形は、経験的には幅数mから20~30m位迄のことが多く、地表の谷幅がこれ以上でも、細かい波状の凹凸ができて、その一波長はこの程度におちつくものらしい。

崩落面の深さは、一般に数10cmから5~6mとまりであつて、これ以上深い場合は何か特殊な原因

をもっていることが多そうである。

急傾斜面上部に緩傾斜面または平坦面がある場合、傾斜変換点のすぐ下部では表土や風化が厚いので、滲透水を集め易い構造の所は特に危険である。周囲を古い崩壊にとり巻かれて残った強風化土の凸起も同様である。

一度崩壊がおこると、崩土が地表を流下する場合と、斜面下部の表土を侵蝕して崩土を漸増する場合とがある。後者は、地表水、滲透水の中間流出によつて土石流になることもある。斜面の中部に一度崩壊がおこると、支持を失い、また滲透水の流出を助けるので、その上部に漸次崩壊が進行し易い。

IV) ルーズな堆積物 (△) (図-4, f, g 参照)

ここで言うルーズな堆積物は、厚い段丘堆積物、第四紀の火山砕屑物など、厚く均質でルーズなものに限っている。稍特別なものとして厚い関東ロームを之に加え、シラス層は別に扱う方が便利なのでこれに含めない。遠い過去の大崩壊によつて生じた崩積土は j) に入れた方がよいもの、ここに入れた方がよいものもある。いずれも未固結ないし低固結で、比較的多孔質、透水性である。但し第三紀末ないし第四紀の泥質堆積物では、幾分凝聚力をもち不透水性である。普通河川の浸蝕を強く受けた所にだけ急傾斜地をつくり、斜面上部に平坦な堆積面をもつことが多い。この堆積物表面の気温、乾湿の影響を受けた範囲の崩壊を iii) に含めれば、ここで取上げるのは不透水層の層理面に沿う滲透水の中間流出に関係するものと、凝聚力の不足および垂直亀裂に起因する垂直面での崩落とである。

一見無層理のように見える場合でも堆積時の運搬状態の差から堆積物の空隙率・透水係数・固結度が変つたり、また噴火の中断、堆積の擾乱などから不透水の粘土を挟んだりする。そこに滲透水が集まりやすく、宙水や降雨時の中間流出がおこる。そこで iii) にのべたと同様に、湿潤して強度低下のはげしい粘土やバイビングをおこすシルトがあり、滲透の不連続面が谷状になつて集水しやすくなつていれば崩壊の危険が生ずる。急斜面上部に平坦面があれば集水は容易になり、両面の接合部下の中間流出部が最も危険になる。一方、この種のルーズな堆積物は凝聚力が低く、垂直崖をつくり易いが、クリープにより崖面に沿う垂直亀裂もできる。そこに雨水が滲透して、水平力の増加、強度低下をおこして崩壊にいたることがある。この場合は崖面下部の保護が有効である。両タイプの崩壊が組合はさることもある。稀であるが、基盤面の谷が滲透水を集め、そこが崩壊の原因となつた例がある。

V) 岩盤上部の風化 (△) (図-4, h 参照)

前述のように、岩盤上部の強く風化して土壌化した風化帯は表土に似た性質を持つので、便宜上表土として取扱つた。しかしまだ充分風化していない部分は岩と表土の中間的な特有の性質を示す。硬岩は一般に節理などの割れ目によつて特徴付けられる。これらの割れ目は滲透水の通路となり、粘土が流入、沈殿したりするが、同時に割れ目沿いの風化がはじまる。このようにして風化岩は一般的に強度低下に加えて割れ目での強度低下が著しく、かつ滑剤としての粘土を含んでいるので滑落をおこし易くなる。従つて厚い風化帯をもつ岩の崩壊は表土層の滑落だけにとどまらず、風化帯

の中にも滑落面が入ることが少なくない。この場合、崩落面には割れ目沿いの滑落部分と、既に著しく強度低下をおこした風化岩のせん断や圧壊による破壊部分が入りまじっていることが見られる。前述の急傾斜面と上部の平坦面との傾斜変換点における崩壊をはじめ、強風化岩上に表土がのる場合の崩壊ではそのかなりの部分がこの様な中風化岩にも関係している。

vi) シラス (○△) (図-4 i 参照)

シラスはルーズな堆積岩の一種であるが固結度が低く、凝集力が極めて小さいことおよび落水による液状化が著しく、分布も特徴的なのでV)と区別した。

ほぼ垂直な面で安定し、少しではあるが垂直な節理を持つ。透水性が大きく、V)と同様堆積の休止期の粘土のはさみや透水性の相異による層理面が滲透水の中間流出のもとになることがあるが、基盤面は明瞭な不透水面になるので、そこに地下水面ができ、地表ときりあえば湧水を生ずる。崖面脚部は屢々この様な透水性の不連続面になっていて、地下水又は滲透水の中間流出により四んでいる。崩壊は崖面下部又は中間流出口部の浸蝕と垂直亀裂によつておこるのであるから浸蝕防止、崖面下部の保護と共にガリーの進行をとめることも必要である。

シラスの表面がゆるんで崩落することも多いが、これはiii)に含める。

vii) 岩 (△) (図-4, j, k 参照)

硬岩は、前述のように割れ目で特徴づけられる。方向性の顕著な割れ目を節理と呼ぶが、一つの場所で、節理は数セットあるのが普通である。柱状節理のように急勾配の節理では、急傾斜面上部が地山のクリーブによりゆるんで、節理面が開口してくることが多い。そこに粘土が流入して滑剤の働きをする。堆積岩の層理面は屢々上下の地層がはがれ易くなつていて節理と同様に考えられる。また、地殻変動のはげしかつた地層の層理面の或物やせん断節理の中には、滑りやすいシームを伴うものがあり、また粘土を挟む断層もある。このような岩石は、節理・層理・断層の面やシーム沿いに滑動抵抗を失つて滑落をおこすことがある。一般にこのような岩の滑落は極めて局部的であり、その位置も地山のクリーブのおこりやすい急傾斜面上部、特に上部の平坦面との接合部近くが多く、大抵の場合は柱状節理のような急角度の面に関係している。

膨潤のように、吸水により軟化しやすい地層を挟む場合にも同様滑落することがあるが、この場合は滑落する岩塊が大きいことがある。岩の破碎が顕著な場合には、崩積土中の崩壊に似てくる。

viii) 落石 (図-4, h, l 参照)

落石は、急傾斜面上でフリープしつづつある表土に含まれた石塊が何かのはずみ或は周囲の土の浸蝕流出によつて転落する場合と、節理にかこまれた岩の一塊が転落する場合とがある。後者はvii)に含めてもよい。落石がおこると、それが衝突した石塊がそのショックで転落し、次々と雪だるま式に発達することがあるし、それが表土の崩落を誘発することもあるので斜面中途での阻止がのぞましい。

特に凝集力の小さい堆積物や落石を除き、以上にのべたことを、急傾斜地の斜面形として模式的に現わすと図-5のようになる。

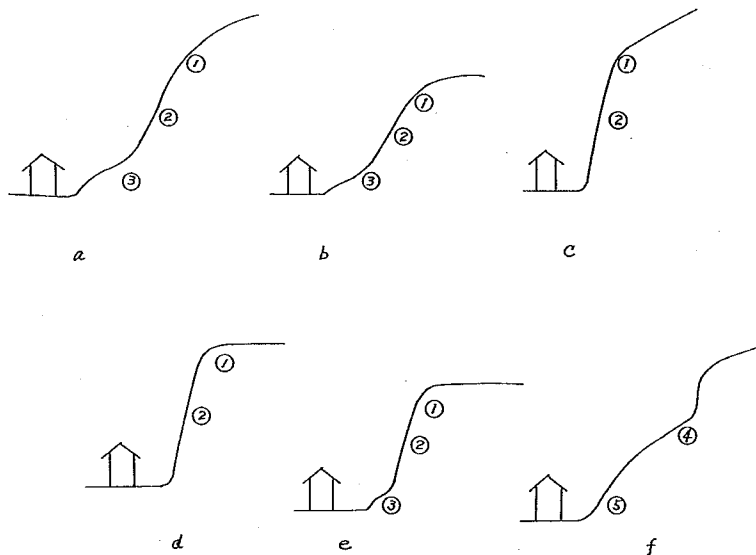


図 - 5

i) 斜面の勾配が比較的一様で傾斜の急な c、d、e にくらべ、勾配が複雑でゆるやかな a、b は斜面の形成が早い風化がはげしい。

ii) は崩積土、崖錐の特徴を示す。(上端に急斜面、その下は上に凸、比較的ゆるい。平面的には馬蹄型ないし拋物型を示す)

iii) ①が最も崩壊しやすく落石もおきやすい。②は比較的基盤の新鮮岩盤が浅い。③は崩積土で斜面の崩壊を保護している。

iv) 滲透水の湧出は①の下部と⑤におき易い。

v) 上部に平坦面をもつ b、d、e の①の方が a、c の①より風化が進んでいる。

4 あとがき

本文では先づ全国的規模でみた急傾斜地崩壊危険区域の人文地理的および自然地理の特徴と地質、岩質との結びつきについて、次に微視的にみた急傾斜地崩壊の主として地質的な観点からの分類と対策樹立上考慮すべき崩壊機構上の特徴についてのべた。

この研究はまだ緒についたばかりで、以上は先人の努力に負う所が大きい。今後は、崩壊機構を知るために、崩壊地周辺での堀削やサウンディングその他の方法による崩壊面の観察とその特徴の把握を試みると共に、代表地を選択してなるべく沢山の方法で予想崩壊面の調査を行つて、最適な調査方法を求めたいと思つている。

4. 都市河川における災害の傾向

— 流出と水質について —

河 川 部 長

川 越 達 雄

1. 都市河川問題の背景

2. 都市化と流出

2.1 都市化が河川に与へる要因

1) 流域に及ぼす影響

- i) 水文気象上の変化
- ii) 不透透域の増大
- iii) 表面粗度の減少
- iv) 湛水減の減少

2) 河道に及ぼす影響

- i) 河道粗度の減少
- ii) 湛水減の減少

3) 以上の結果

- i) 流出率の増大
- ii) ピーク流量の増大
- iii) 洪水流下速度の増大

2.2 石神井川における検討

石神井川は東京都の北区、板橋区、練馬区、北多摩郡、保谷町、田無町等を流域する平地河川で北区王子付近で隅田川に合流する。この流域は、近年都市化が急速に進行している地域である。土木研究所では、この流域を試験地を選び、昭和39年以來観測を行つてきた。試験流域としたのは根村橋(板橋区双葉町)上流の48 Km²である。

1) 流域の諸定数、計算方式

石神井川を単流域として貯溜関数法により流域の平均流入係数 f_T を求め、(1)式により不透透域の流入係数 f_{imp} を仮定して、浸透域の流入係数 f_p を求めた

$$f_p = \frac{f_T \cdot a_T - f_{imp} \cdot a_{imp}}{a_p}$$

f_T : 全流域の平均流入係数

a_T : 全流域面積

f_p : 浸透域の流入係数

f_{imp} : 不透透域の流入係数

a_p : 浸透域の面積

a_{imp} : 不透透域の面積

流域の貯溜関数式は(2)式を用いた

$$S = 7.35 \left(\frac{n \cdot a}{1^{1/2} \cdot B} \right)^{3/5} \cdot q^{3/5}$$

S : 貯溜量 (mm)

q : 流出量 (mm/hr)

n : Manning の粗度係数

a : 単位流域面積 (Km²)

i : 単位流域の平均勾配

B : 流域の幅 (Km)

昭和41年6月27~28日洪水について計算を行つたところ、次の係数を用いるとよく適合す

ることが分つた。

	f	n
全流域	0.52	
浸透域	0.218	0.20
不浸透域	0.9	0.05

現河道は都市化に伴つて、図-1のように改修されるものと仮定した。

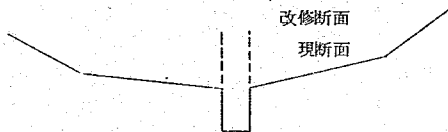


図-1 現-改修断面図

2) 昭和41年6月洪水について

上記諸定数をもとに、昭和41年6月洪水について、流域が都市化され、一方河道は現河道、改修河道の場合をそれぞれ組み合わせて検討した。その結果を図-2に示す。

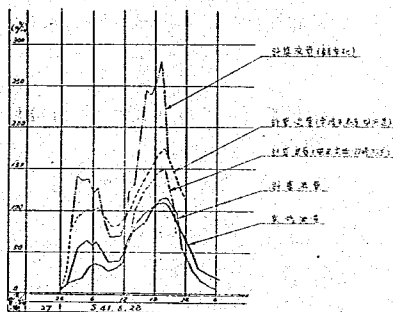


図-2 昭和41年6月27～28日洪水

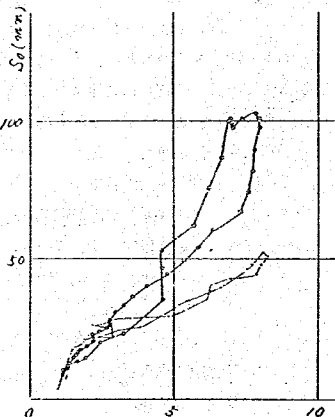


図-4 根村橋上流流域の貯留量曲線

これによると、流域が全域不浸透になった場合の方が河道改修が行われる場合より、ピーク流量が、増大する。更に都市化が完全に進んだ場合として、全域不浸透、改修河道の状態を想定すると石神井川では、昭和41年6月洪水に対して、2.4倍の流量増が見込まれる。

3) 昭和33年6月洪水(狩野川台風洪水)について、

狩野川台風による降雨が、昭和41年に生じた場合の流量と実測流量との比較を図-3に示す。

流量の増大・尖鋭化および流速時間の短縮がうかがえる。

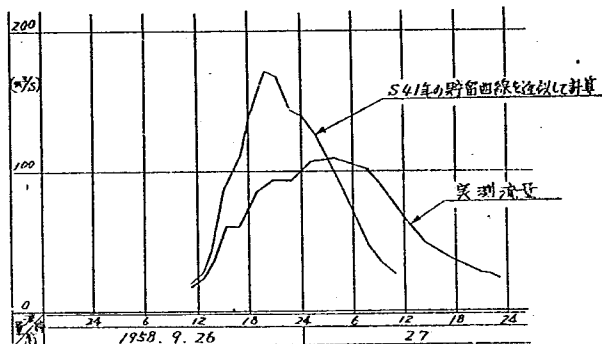


図-3 昭和33年9月26～27日洪水

昭和33年と41年の貯留量を図-4に示す。昭和41年は33年に比べて、小さい貯留量で大きな流量があることが分る。

2.3 集水路の効果

都市化が進み、道路側溝等の集水路が整備されると、ピークがより早く、より高く現れる。図-

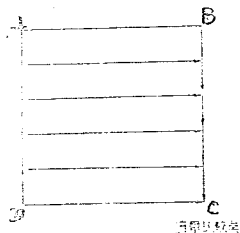


図-5 モデル的斜面

5のようなモデル流域を考へ、辺ABが高く、辺BCが低く、AからBへ、DからCへ傾いているとする。自然状態では、ADに平行に水が流れCに集まる。都市化によりABに平行に集水路を設けたとする。今1000m×1000mの正方形ABCDをモデル流域として、(平均勾配1/500、斜面粗度 $n=0.01$)に雨量強度(有効雨量)20mm/hの雨が20分続いたとして

$$Q = \frac{1}{n} B h^{5/3} i^{1/2}$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} = - \frac{\partial Q}{\partial x} + i$$

1: 斜面の式では雨量、集水路の式では斜面からの流入、排水溝では集水路からの横流入

により、自然状態に近い小平市と、都市化状態に近い保谷市について計算した結果、図-6、をえた。排水径(側溝)1m当りの面積は、保谷市の112 $\frac{m^2}{m}$ に比し、小平市は950 $\frac{m^2}{m}$ で、保谷市の側溝密度は、小平市の8.5倍であるが、側溝の効果が顕著にあらわれている。

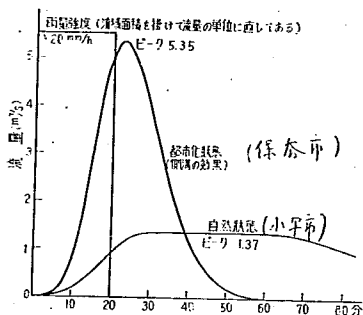


図-6 都市化のうち側溝の効果

1) 考 え 方

i) 都市を構成する住宅区画、公園、学校、住区サービス等の要素とこれに対応する田、畑、山林等を比較する。

規 模 : 2ha 程度

ミクロ

ii) 基準流域(自然状態)と宅地化流域とを比較する。

規 模 : 1住区程度(50~100ha)

メソ

iii) 流域の大部分を開発するような場合、都市化の流出に及ぼす総合的な効果を調査する。

規 模 : 10km² 程度

マクロ

iv) 都市化に應ずる河道改修による出水の流下状況の変化を調査する。

3. 水質について

3.1 都市化が河川水質に与へる影響

○ 人口、工場等の増加による汚濁負荷量の増加

表-2 処理区別汚濁負荷発生量 (BOD) (単位 t/日)

年次	昭和39年			昭和50年			昭和60年			
処理区	工場排水	家庭下水	計	工場排水	家庭下水	計	工場排水	家庭下水	計	
落 合	35.3	37.5	72.8	115.9	53.1	169.0	176.0	68.1	244.1	隅 田 川
三河島	121.1	39.4	160.5	320.8	47.9	368.7	484.7	59.8	544.5	"
小 台	127.9	24.8	152.7	310.6	34.7	345.3	471.6	41.5	513.1	"
新河岸	69.1	24.0	93.1	144.4	41.9	186.3	235.0	55.3	290.3	"
芝 浦	72.3	33.7	106.0	164.4	36.9	201.3	251.7	44.1	295.8	東 京 湾
砂 町	140.3	27.6	167.9	342.3	31.7	374.0	525.3	33.8	559.1	"
小 菅	93.7	20.9	114.6	230.5	38.7	269.2	348.8	54.3	403.1	荒川放水路
葛 西	105.6	21.5	127.1	250.9	39.4	290.3	381.2	54.4	435.6	東 京 湾
計	765.3	229.4	994.7	1,879.8	324.3	2,204.1	2,874.3	411.3	3,285.6	

杉本昭典 : 感潮河川の汚濁機構、特に隅田川について土木研究所報告 133号、より

表 1 保谷市と小平市の側溝普及状況

	本格工事 開始	面積①	40年度末 測溝延長②	単位長① 当り面積②
保谷市	S・36年	5.23Km ²	4.69Km	112.5 ^m /m
小平市	S・38年	5.52	5.8	95.0

2.4 多摩ニュータウン試験流域

多摩ニュータウンは、急速な都市化が予定されている地域である。こゝを試験流域として系統的に調査し、今後の宅地開発の計画および都市河川の計画立案の基礎資料を求める。昭和43年度より、建設省河川局、東京都、日本住宅公団、建設省土木研究所が共同で調査を開始。

〈都内の主な18河川の汚濁順位(42年)〉

順位	河 川	測 定 点	BOD (PPm)
①	綾瀬川(中流)	内匠橋	42.1
②	神 田 川	河 口	38.9
③	石 神 井 川	河 口 口	27.7
④	綾瀬川(下流)	四ッ木橋	24.1
⑤	新河岸川(下流)	志茂橋	23.5
⑥	隅田川(中流)	小台橋	22.1
⑦	多摩川(下流)	大師橋	16.9
⑧	隅田川(下流)	両国橋	13.9
⑨	中 川(下流)	小松川小橋	13.6
⑩	中 川(中流)	上平井橋	11.1
⑪	荒 川(下流)	小松川橋	11.0
..... 悪 臭 の 限 界			
⑫	新河岸川(中流)	早瀬橋	8.2
⑬	中 川(上流)	都 県 境	6.5
⑭	荒 川(中流)	新荒川大橋	6.2
⑮	多摩川(中流)	二子橋	6.0
..... 汚 濁 の 限 界			
⑯	江戸川(下流)	浦安橋	3.9
⑰	江戸川(中流)	篠崎水門	3.2
⑱	多摩川(上流)	万年橋	1.4

東京都水質白書(44. 2-6発表)より

○ 自律作用の低下

水田の減少、水路の整備等により、自律作用が低下し河川への流出負荷量が増大する。

都市化の指標として人口密度を考へ、人口密度/流域面積とBOD負荷流出率との関係を調べた結果密接な関係があることがたしかめられた。(図-7)

$$\text{ここに } \text{BOD負荷流率} = \frac{\text{BOD負荷実測値}}{\text{BOD負荷発生量の推定値}}$$

3.2 河川水質の横断面上の分布

河川水質をあらわす場合、観測地点の横断面上の代表点の水質であらわすことが多い。実際には水質は横断面上に一様に分布しているわけではないが、全国19河川について、30点法(横断測線上に15点、各点毎に水深の2割、8割において採水)によりCODを測定し、代表点のCODと比較した結果約±20%の範囲内に入り、比較的良好に一致することが分つた。

図-7 BOD負荷流出率と
(人口密度/流域面積)との関係

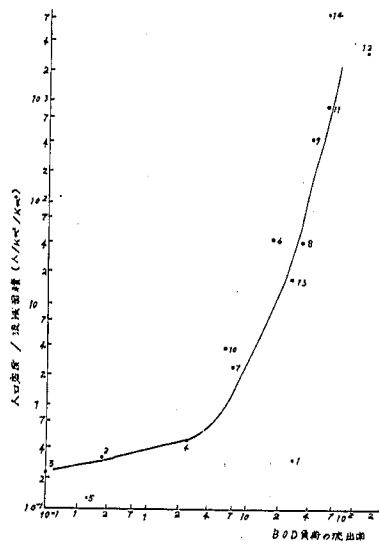
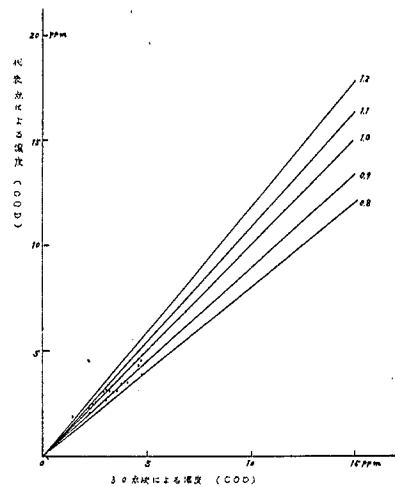
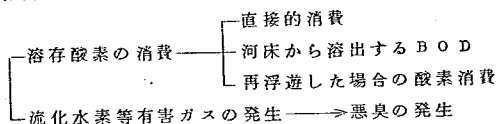


図-8



3.3 河床堆積物の影響

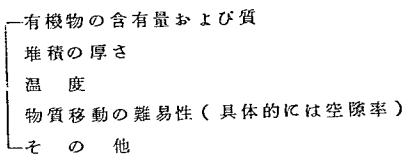
河床堆積物が河川水質に及ぼす影響は次のように考へられる。



1) 溶存酸素の消費

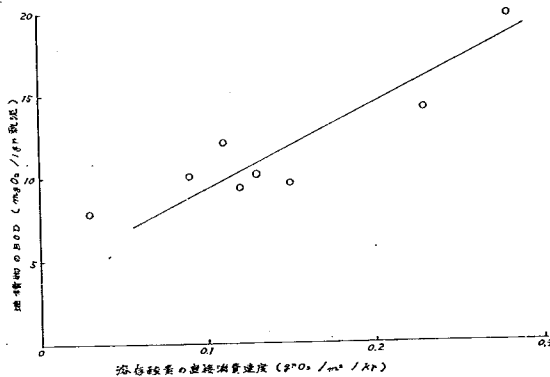
i) 直接的消費

河床堆積物の酸素消費速度に関係する因子



有機物の量および質を表わす指標として、泥のBODをとると溶存酸素の直接消費速度との間に明らかな関連がある。泥の厚さ9~10cm、温度20℃とした場合の関係を図-9に示す。

図-9 堆積物のBODと堆積物による
河川水中の溶存酸素の消費速度との関係



温度の影響は、好気性分解の場合には、1℃上昇することにより酸化速度が4.7%増加するとされている。夏期は20℃の時より、40%程度酸化速度が大きくなると考へられる。

隅田川の夏期について計算してみると、平均水深4mと仮定して、

河床堆積物による溶存酸素の消費量

2.4 ppm/day

酸素供給量

7.0 ppm/day

となり、河床堆積物によって、酸素供給量の3割以上が消費されることになる。

ii) 河床から溶出するBOD

溶存酸素の直接消費速度と比較すると、大きな影響を及ぼさないが、水深が浅い場合は相当大きなウェイトを持つようになる。

iii) 再浮遊した場合の酸素消費

例 出水による河床堆積物の再浮遊

特に降雨期における合流式下水道からの放流

橋脚の新設

感汐河川

BODが20mgO₂/lgr 韓泥の河床堆積物が、洗堀によって100ppmの濃度で浮遊したとすると河川水のBODは2ppm増加することになり、その影響はかなり大きい。但し出水の場合、流量が大きくなれば希釈され、問題は小さくなることが多い。

2) 硫化水素等有害ガスの発生

硫化水素の発生過程

① 蛋白質に含まれている硫黄が嫌気性分解され、硫化水素に還元されて発生する。

(汚濁されている河川)

② 硫酸イオンが、硫酸還元菌によって還元され発生する(感汐河川)

① 水中: 溶存酸素がなくなれば発生する。

② 底泥中: 常に発生の条件がそろっているが、水に溶存酸素があれば、可成り

酸化され空気中への放散は少い。

硫化水素の問題に関しては、河川水中に溶存酸素があるかないかがキーポイントになる。従って溶存酸素がなくなると悪臭が問題となる。(硫化水素の臭気の限界濃度は0.0025ppm)

3.4 しゅんせつの効果

○ 効果

① 河床による直接・間接の溶存酸素消費を小さくする。

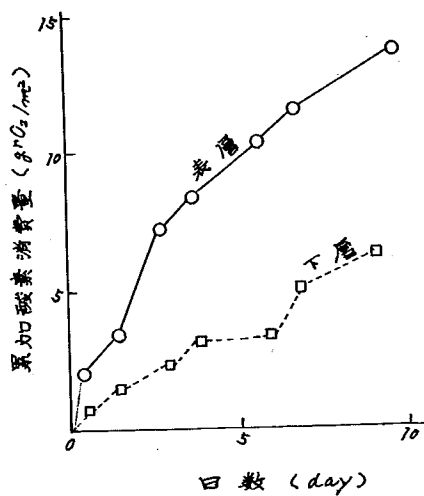
② 河床内で発生する硫化水素などのガスの発生量を減少させる。

図-10は表層と下層の溶存酸素直接消費量の比較を示す。

○ 逆効果

① 多量の堆積物の再浮遊による溶存酸素消費量の増加。

図一 10 表層の堆積物と下層の堆積物との
溶存酸素直接消費量の比較
採取場所 岩瀬水門下流



5. コンクリートダム の 漏水 ・ 撓み 等 の
実測解析と安全管理

ダム構造研究室長

飯 田 隆 一

ま え が き

貯水を目的としたダムは万一破損を生じた場合には、下流に著しい被害を生ずることはアメリカのセントフランシスダム、フランスのマルパツセダム、イタリアのバイヨントダムの例でも明らかである。幸い我が国では未だこのような大きな事故は起つていないが、今後ともダムを充分安全にその機能を果たすように管理し、若しダムに異常がある場合でも、出来るだけ早くその徴候を捕え、軽度な補修ですませ得るよう努力することは極めて重要なことである。

現在ダムにおいては、漏水量、揚圧力、たわみ、ひずみ等、多岐にわたる測定が行われているが、筆者はいくつかのダムで、これらの測定値によるダムの安全管理方法の検討、および、これらの測定値と設計値との対比を行つて来たので、これらについて以下に述べることにする。

1. ダムの実測の目的と重点のおき方

前述したようにダムにおいては漏水量、揚圧力、たわみ等、数多くの測定が行われており、その測定箇数は数百に達するのが一般である。これらの測定値のすべてを整理して、解析することは極めて時間と労力を要することである。このためその目的に対応した重点的な測定と解析が必要となつて来る。

一般にダムの測定の目的は大別して

- 1) 施 工 管 理
- 2) 安 全 管 理
- 3) 構 造 解 析

の3つに分けられる。このうち施工管理については、今回の目的からはずれるので除外することにする。

1.1 安全管理のための重点のおき方

前にも述べたように、ダムでは数多くの測定が行われているが、これらのうち或るものはダムの総合現象をとらえており、或るものは部分的な現象をとらえている。例えば漏水量について言えば、ダムには数多くの排水孔が設けられ、これらの排水孔での漏水量と全漏水量が測定されている。このうち全漏水量は明らかに総合現象を示しているが、個々の排水孔の漏水量は部分的な現象を示している。また構造現象について言えば、たわみとひずみ、応力が測定されているが、応力学で使われる公式

$$\Sigma = \frac{M}{EI} Z$$

$$\delta = \int \int \frac{M}{EI} dx dx$$

からも明らかなように、たわみは構造物の総合現象を示している。

我々がダムの安全管理を行う場合に先ずこれらの総合現象を示す測定値を観察し、ダムが安定した状態にあるか否かを知れば、巨視的にみたダムの安全管理が行える筈である。我々の体を例にとるならば体温、脈伝、血圧等は体の総合現象を示しており、これらに異常がない限り、体に異常がないと判断してもさしつかえないように、全漏水量、たわみ等の総合現象を示す測定値に異常がな

い限り、ダムには異常がないと判断して差支えない筈である。

では、個々の排水孔の漏水量、揚圧力、ひずみ、応力等の測定値はダムの安全管理にとつてどのような意味を持っているであろうか。さきに述べた例を用いるならば、体温等により体の異常が発見された場合に、その病状と処置を決定するために、レントゲン検査等の精密検査が必要となつて来る。これと同様に、全漏水量、たわみ等の総合現象に異常が認められた場合に、これらの測定値のみでは、その原因と対策を検討することは出来ないで、部分的な現象を示す測定値が必要となる。

以上からダムの安全管理を行う場合に先ずダムの総合現象を示す全漏水量、たわみ等の測定値によりダムに異常があるか否かを判断し、万一異常がある場合にそなえて、部分的な現象を示す測定値を整理しておけば、充分であると云い得る。

次にこれらの測定値からどのようにしてダムに異常があるか否かを判断すればよいかが問題となる。

先ず考えられる方法としては設計値と比較することである。しかし実際には設計計算は多くの仮定と省略の上に成り立っており、さらにダムの挙動に影響を与える全因子を考慮しているとは云い得ないので、必ずしも適当な方法とは云い得ない。ダムのように或る範囲の荷重が継続してかかる構造物では、最も確実な方法は過去の測定値からみて、現在が安定した状態にあるか否かを判断することである。即ち同じ荷重状態にあるときの測定値が、一定した値を示すか、稍稍減少する傾向を示すときは、安定した状態にあり、測定値が増加しているにしても一定の値に収斂する傾向を示さないときはダムに異常が生じていると考えて差支えない。

1.2 構造解析のための重点のおき方

研究的な目的のための測定はそのダムの特徴に応じて種々とられて来た。このため、この種の測定については、測定の重点のおき方を一般的に論ずることは困難であるが、概してその測定目的からして安全管理の場合に比して応力計、歪計等埋設計器への依存度が大きい。これらの計器は埋設時に損傷を受け易く、更に埋設後は補修が出来ないので、埋設時に入念な注意が必要であると同時に、測定目的がダムの完成後5～6年以内に達成し得るように、測定目的を充分理解した上での入念な測定計画と測定管理が必要である。

2. 測定間隔

前節に述べた測定目的とそれに対応した重点のおきかたに従つて現在ダムで行われている各種の測定の測定間隔および測定値の整理方法を表に示せば、表-1の如くである。

表一 測定間隔および整理方法一覽表

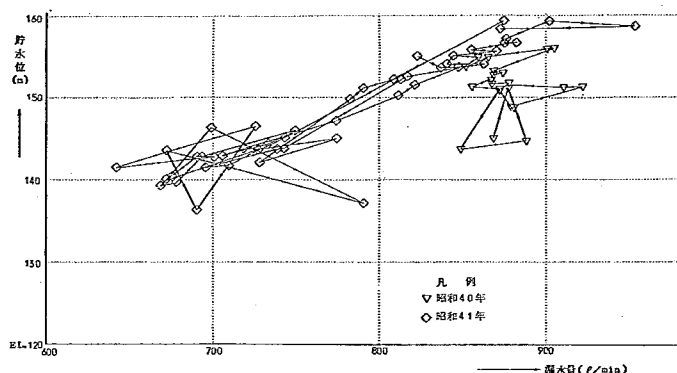
	測定の種類	全漏水量	漏水量1	漏水量2	揚圧力1	揚圧力2	たわみ	温度計1	温度計2	観目計	応力計1 歪計1	応力計2 歪計2
		左、右岸、河床部に分けるとよい。	全漏水量に支配的な影響を与えるもの。または50L/min以上のもの5～10本	前項以外のもの	0.2以上の揚圧力を示すもののみ	前項以外のもの	本体および巻盤のブラムライン・プライメンツ（岩盤圧縮変位計、応力計に準ずる。）	施工管理用のもの	応力計2と同一断面、同一標高のものおよびアーチダムにおいて最大断面に3～5標高に上下幾方向に数本埋設したもの	全計器	安全管理の目的とするもの。応力の大きい部分のみ10～50本の	構造解析を目的とするもの全計器
測定間隔	コンクリート打設後1ヶ月間	/	/	/	/	/	岩盤の逆ブラムラインは施工管理に用いることがあるこの場合は毎日1回	毎日1回	毎日1回	週1回	週1回	毎日1回
	コンクリート打設1ヶ月後より、二次冷却開始まで	/	/	/	/	/		週1回	週1回	週1回	週1回	週1回
	二次冷却期間	/	/	/	/	/		毎日1回	毎日1回	毎日1回	週1回	週1回
	湛水開始後初めての湛水まで、又はダムに異常があつたとき	毎日1回	毎日1回	毎日1回	毎日1回	毎日1回			週1回	横目グラフ後1～2年で中止	週1回	週1回
	初めての湛水から湛水後5年まで	週1回	週1回	月1回	週1回	月1回	週1回		週1回	/	月1回	週1回
	湛水後5年以上10年以内	週1回	週1回	月1回	週1回	月1回	週1回		週1回	/	月1回	/
	湛水後10年以上	2週1回	2週1回	月1回	2週1回	月1回	2週1回		/	/	/	/
整理方法	接軸測定値横軸時間のグラフ	○	○	/	○	/	○	○	○	○	○	/
	接軸水位、横軸測定値のグラフ	○	○	/	○	/	重力ダム中逆重力ダムの場合のみ	/	/	/	重力ダム中逆重力ダムの場合のみ	/
	表	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

3. 安全管理のための測定および解析

3.1 漏水量

漏水が貯水池からのものであれば、漏水量は水位のみによって変化する筈である。ここで注意すべきことはダムを造る前から地下水の湧水があつた場合には、これによる漏水量は貯水位とは無関係にむしろ天候に支配される筈である。従つて湛水初期に漏水量が貯水位に関係するものか、天候に関係するものか、個々の排水孔について見極めておくことは重要である。貯水に無関係で、主として天候に関係するものは漏水量から除外して考えてよい。

このように漏水量は主として貯水位に関係して変化するものであるから、縦軸に貯水位、横軸に漏水量をとつたグラフを描くとその状況は明らかである。



図一 1 A ダム水位と漏水量の関係

図一1はAダムの全漏水量を示している。このダムは41年5月以前は個々の排水孔の漏水量の合計により全漏水量を求めていたが、それ以降は三角堰および集水槽の水位により測定を行つた。図一1によると40年度の測定値はバラツキが多く、且つ量が多い。このことは全漏水量は三角堰および集水槽により測定した方が安定していることを示していると共に、40年に比して41年の方が漏水量が少いことは、全漏水量としてはかなり多いが、ダムは漏水量の面からは安定化していることを示している。

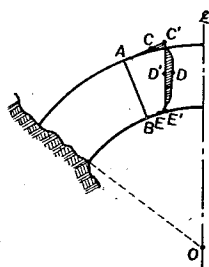
図一2はBダムの全漏水量と貯水位との関係を示している。このダムは昭和32年に湛水を開始し、現在に至っているが、33年より漏水は増加しだし、34年8月から35年にかけての全漏水量の増加は著しい。しかしその後の漏水量の増加は次第に減少し、38年4月以降は完全に安定している。このダムの漏水は継目からの漏水が主で、止水板の着岩部または止水板の接接部の欠点によるものと考えられていたのでダムの安全性には懸念はなかつたが、漏水量が或る時期増加し、その後安定した典型的な例であろう。このダムでの34年8月より35年にかけての漏水量の状況は明らかにダムの異常であり、このような状況が現れた場合には直ちに個々の排水孔の漏水量とその他の漏水穴所での漏水量を調査し、その原因と対策を検討すべきである。

3.2. た わ み

3.2.1 アーチダム

アーチダムのたわみの場合には、その変化を漏水量の場合のように貯水位の変動のみに関連づけて考えることは出来ない。即ち貯水位の外に季節的な温度変化の影響を考えなければならない。

このように二つ以上の因子の影響を受ける量を原因別に分離分析するには、統計的に重回帰分析することが最も適していると考えられる。この重回帰分析について述べるに先立つて、ダムの温度変化がダムのたわみにどのような形で影響を与えるかについて考察してみよう。



図一3

ダムは上流面は貯水池に接し、下流面は大気に接している。このため下流面の季節的温度変化は大きいが、上流面の温度変化は小さい。従つて外気の季節的温度変化によつて、ダムの平均温度が変化すると共に、上下流方向の温度勾配も変化する。この外にダム内の温度分布が非直線分布するために生ずる拘束応力もあるが、これは他の部分の応力およびたわみには影響を与えないから、たわみを解析するに当つては平均温度と温度勾配のみを考慮すればよい。

これら平均温度、温度勾配の影響は理論的に一次の形で現れることが示されている。貯水位の影響はどのような形で現れるか明らかでないで、一応 $f(h)$ の形で表わされるとしよう。この他

コンクリートおよび岩盤のクリープが考えられるが、これについては時間と共に変化する量として $\log \frac{1+I}{1+g_j}$ (I は時間) で表わされたとすると、ダムのたわみは

$$\delta = \sum_i a_i t_i + \sum_i b_i d_i + f(h) + \sum_j k_j \log \frac{1+I}{1+g_j} \quad (1)$$

なる形で表わされることになる。たとし t_i 、 a_i は夫々各標高における平均温度および温度勾配の変化とする。

鳴子ダムを例にとつて(1)式にもとづいて解析した結果を示すと

$$\begin{aligned} \delta = & -8.28 + 1.59 (t_1 - 8.88) - 0.968 (t_2 - 6.14) - 1.59 (a_1 - 0.127) \\ & + 0.00511 (h - 179.6)^2 + 2.69 \log \left(\frac{1+I}{1.01} \right) - 4.03 - 0.8 \log \frac{1+I}{4.65} + 8.16 \log \frac{1+I}{15.61} \quad (2) \end{aligned}$$

なる式が得られた。この解析結果にもとづき、貯水位の変化によるたわみ、平均温度の変化によるたわみ、温度勾配の変化によるたわみと経年変化によるたわみに分離し、(2)式により求めた値と、実測値との比較を符えば図-4の如きである。

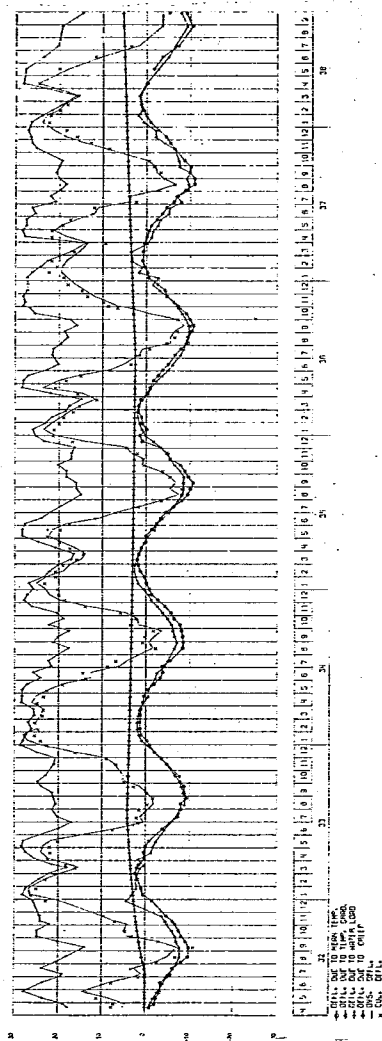
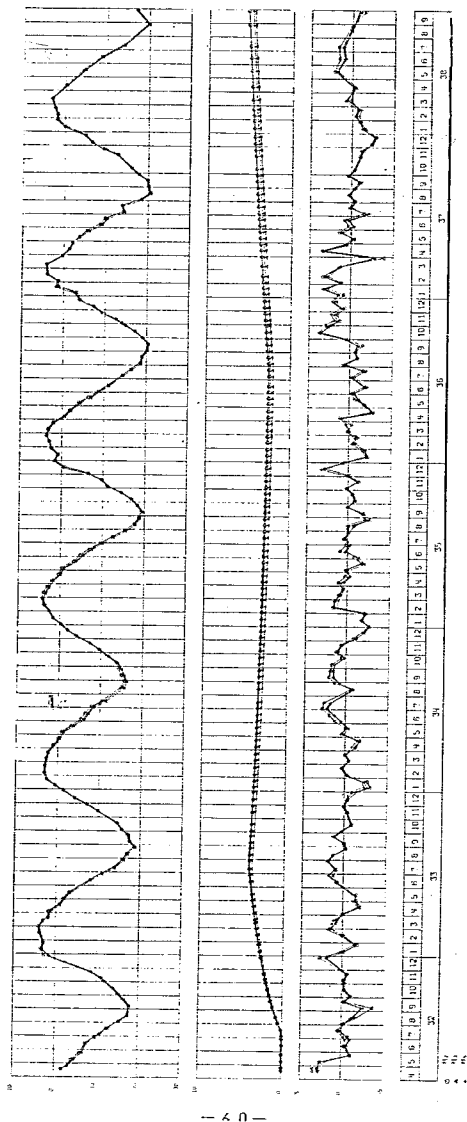
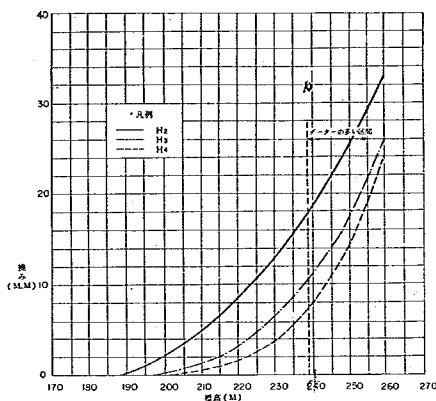


図-4 鳴子ダムたわみ実測解析図(天端露高)実測値

なお、(2)式において貯水位の変化によるたわみは貯水位の2乗で表わされるとして行っているが、3乗、4乗で表わされると仮定して解析して相互に比較した所、



図一5(a) 鴨子ガムたわみ重回帰分析比較図(天端標高)



図一 5(b) 鳴子ダム水位一たわみ曲線図

解析結果によりたわみの予想を行う場合に、貯水位がデーターの多い水位区間にあるときは信頼性のある値が得られるが、これ以外の貯水位のときは信頼性のある値が得られないことを示している。

3) 経年変化によるたわみは三者の間で僅かながら差があるが、経年変化によるたわみが変化しなくなる時点には差がない。このことは経年変化によるたわみの絶対値には信頼性はないが、たわみの変化が安定化する時期は充分正しく把握し得ることを示している。

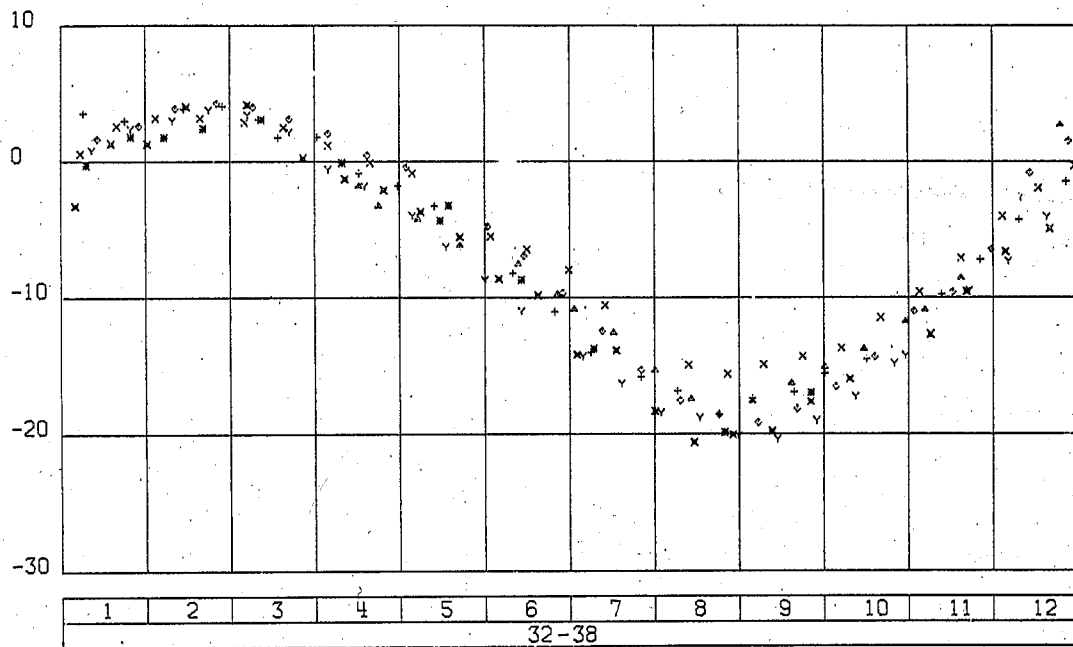
なおこの経年変化によるたわみについては、それが安定化する時期は他の7つのダムについて同様な解析を行い比較したところ、そのダムの基礎岩盤の良否にほぼ対応しており、基礎岩盤が極めて良いダムでは凡そ3ヶ月で安定しているが、基礎岩盤に問題のあつたダムでは2年程度かゝつて安定している例もある。

さて(2)式のようなたわみの式が与えられている場合、この式から求めた値と測定値と比較してほぼ一致した場合に、ダムは解析に用いたデーターのとられた時期と同じ現象を示しており安定した状態にあると云い得る。しかし実際には(2)式を計算することはかなり手間を要するので、温度変化によるたわみは季節的に変化し、年による差は少いので、月月に対応した温度変化によるたわみを図に示せば図一6の如くである。従つて図一5、6を用いれば、月日と貯水位に対応した温度変化によるたわみ、貯水位によるたわみ、経年変化によるたわみを求めることが出来るので、(2)式も容易に図確的に求めることが出来る。

1) 温度変化によるたわみと差とは三者とも極めてよく一致した。このことは温度によるたわみは充分な精度をもつて分離することが可能であることと、残差は主として測定誤差によるものであることを示している。

2) 貯水位によるたわみはその絶対値は三者ともかなり異つてゐる。しかしデーターの多い水位区間では水位変動によるたわみの変動はほぼ一致している。このことは貯水位によるたわみの絶対値は信頼性はないが、データーの多い水位区間での貯水位の変動によるたわみの変動量には信頼性があり、従つて(1)式の

鳴子ダム（天端標高）



32 △
33 +
34 ×
35 ◇
36 Y

37 ×
38 *

図一六 鳴子ダム温度によるたわみ図

3.2.2 重力ダム、中空重力ダム

重力ダム、中空重力ダムは設計時には温度変化の影響を考慮されていないし、ダムの厚さも厚いので温度変化の影響はなく、貯水位との対応性のみを考慮すればよいと考えられていた。しかし実際に重力ダムのたわみの測定値を整理してみるとはつきりと季節的な温度変化の影響を受けている。図-7は鶴田ダムの8ブロックの本体のたわみを示している。

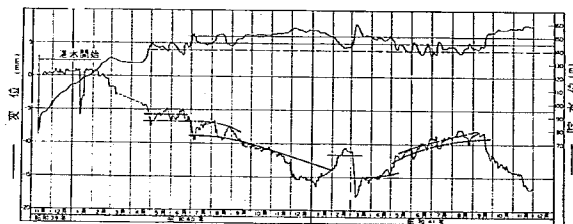


図-7 鶴田ダム撓み測定 (ダム本体)

この図では同じ貯水位の時のたわみの経緯も示されている。この図から明らかなようにダムのたわみは冬に向つて下流側に漸増し、夏に向つて漸減する傾向を示している。当初このようにたわみが漸変する傾向はクリープによるものと考えていたが、42年度のデータも追加して検討した所、同じような現象を繰返していたので、このような現象は温度変化の影響と考えた方がよいと考えられた。そこで同様な現象が他の重力ダムにも起っているかを調べるために、1,2の他の重力ダムのたわみの測定値を検討したところ、同様な現象が生じていることが明らかとなった。

では何故にこのような現象が生じているのであろうか。重力ダムのように厚い構造物では平均温度が変化することは考えられないが、上下流方向の温度勾配の変化は当然生じていると考えられ、これによるたわみの変化も生じていると考えられる。

そこでアーチダムの場合と同様に重回帰分析を行つたところ、はつきり温度変化によるたわみが分離され、クリープは41年6月頃以降は生じていないことが明らかとなった。

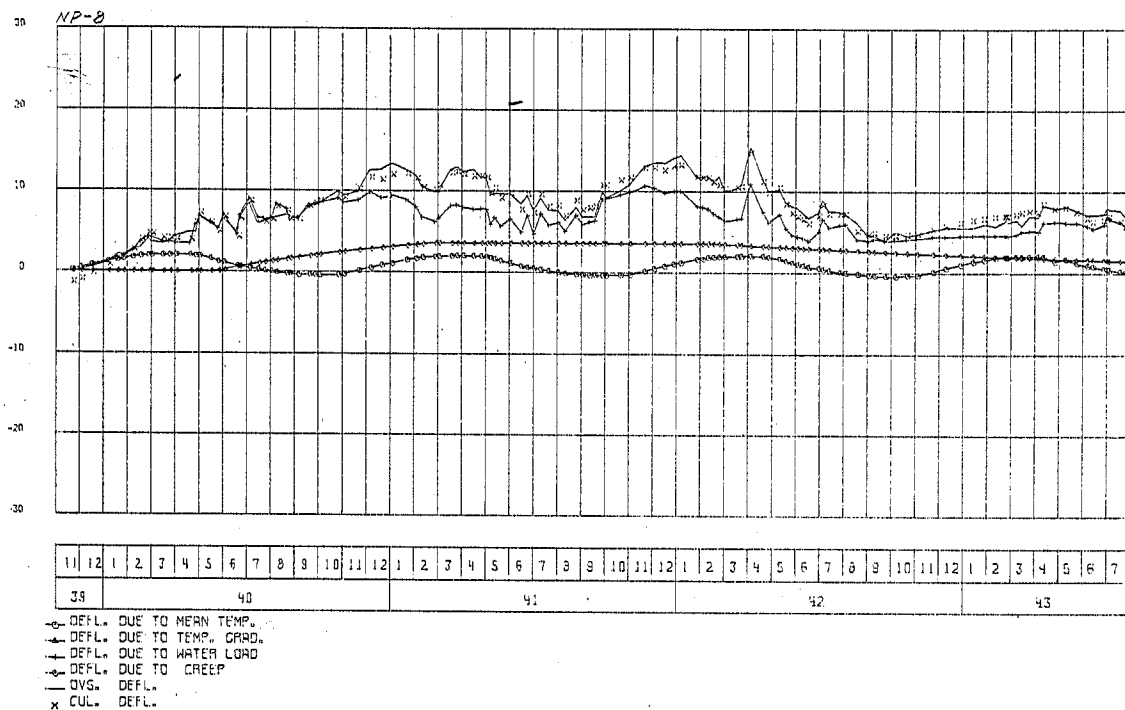


図-8 鶴田ダム重回帰分析結果

以上から、重力ダム、中空重力ダムも温度変化の影響を受けており、ダムのたわみにより安全管理を行う場合には、定性的には図-7のような図を描き、同じ月日で同じ貯水位のときのたわみがほぼ一定しているときはダムは安定していると見做すことが可能であり、定量的にはたわみの重回帰分析を行い、経年変化によるたわみがほぼ一定値を示すようになったか否かを確かめた上で、以後の測定値と重回帰分析により求めた式から得られる式と比較することにより、ダムの安定性を検討することが出来る。

あ と が き

以上実測によるダムの安全管理について述べて来たが、この外実測値と設計値との対比、実測値による岩盤の変形の算定式の検討等も行つて来たが、これらについては紙面の関係から割愛することにする。

6. 海岸堤防の災害の原因と防止対策

海岸研究室長

富 永 正 照

1. まえがき

わが国の海岸総延長は約27,000Kmで、国土面積1,000Km² 当りの海岸線延長は73Kmとなる。これを、米国の7Km、フランスの14Km、イギリスの36Km、オランダの43Kmと比較すると単位面積当りの海岸線の延長はかなり長いことがわかる。

海岸線総延長のうち、台風による高潮、高波、冬期風浪、津波などに対して何等かの保全施設を必要とする海岸の延長は約13,000Kmと推定されており、その中で、実際に保全施設がつくられているのは約6,300Kmである。さらに、既設の海岸堤防（護岸を含む）の延長は約5,800Kmに達し、保全施設中の堤防・護岸の占める割合はきわめて高いことがわかる。

海岸事業が国の施策として行なわれるようになったのは昭和25年からなので、25年から43年度までの総事業費を調べてみると、約1,700億円となつている。一方、同じく25年から40年までの災害復旧費は約1,150億円に達している。

現在手をつけていない海岸に対して、将来どの程度の施設が必要なのかよくわからないが、かりに、1m当り10万円程度の堤防をつくるとしても、7,000億円の巨費を要することになる。

したがって、保全施設のない地域への事業の進展、施設の整備水準の向上、災害復旧、さらに、保全施設中に占める海岸堤防の延長などを考慮すると、将来、堤防に投資される金額は相当に大きいものと推定される。

海岸堤防の計画・設計に関する技術は、1950年来の海岸工学の進歩・発展により著しく向上したが、なお不十分な面も相当に残されている。先にあげた数字からもわかるように、堤防の場合、単価の軽減と災害の防止がとくに重要であるが、土木研究所においても、そのような目的を達成するため、堤防への波のうちあげ高、越波量、波圧、のり先洗掘の防止などの諸問題をとり上げてその解明につとめてきた。

以下に、堤防の災害原因、対策法などについて簡単に説明した後、上記の諸問題について、主として土木研究所で実施してきた研究の概要をのべることにする。

2. 海岸堤防の災害原因と対策の概要

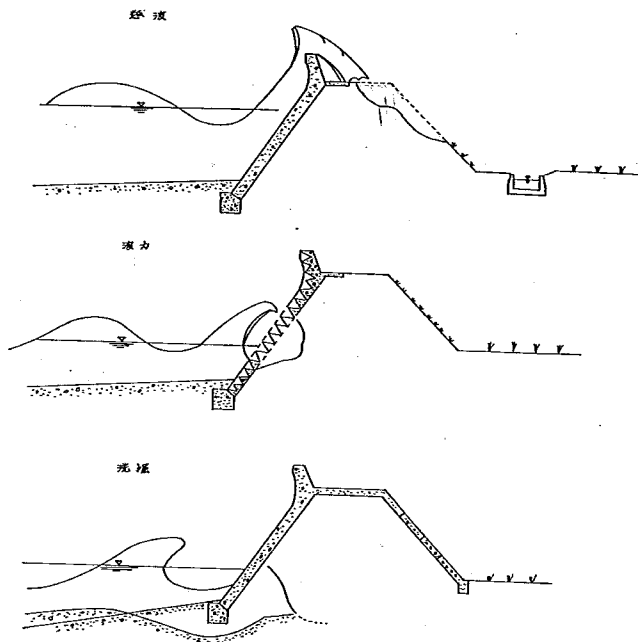
過去における堤防の災害原因を分類するとおおよそつぎのようになる。

(1) 堤防高が低く、しかも、天ば、裏のりの被覆が不十分なため、越波により堤土が流出して全壊する。

(2) 表のり被覆が弱く、波圧により表のり被覆が最初に破壊して全壊する。

(3) のり先洗掘により、先ず基礎が破壊されて全壊する。

過去における高潮災害の大部分は(1)に相当するものであつた。28年の13号台風、34年の伊勢湾台風による災害時には、沿岸一帯の堤防高が不足しており、しかも、天ばおよび裏のりは自然状態に放置されていたので、多量の越波により堤体土が流出した。このような経験にもとづき、天ば、裏のりとも、ブロック、コンクリート、アスファルトなどで被覆されるようになったので、最近ではこのような災害は著しく減少したようである。ただ地盤の悪いところでは堤体の不等沈下があるので、堤体と被覆との密着が完全でなく、内部に空洞を生ずるようなので、この点は維持・管



図一 1 堤防の災害原因

理を十分に行なう必要がある。

②の災害も過去の高潮災害にしばしば見られたもので、表のり被覆が空石積とか薄いコンクリート張りであつたため、波により破壊された。最近の堤防では表のりがかなり強固になつたので、このような災害も減少の傾向にある。しかし、堤防の位置、形状によつては、非常に大きな波圧が作用する可能性があり、これに対し、十分考慮を払つた設計法が現在なお確立されていないので、この点はさらに検討の要がある。実際、波力による波返しの破壊はしばしばみられる現象である。また、伊勢湾台風時に、13号台風の災害復旧によつてつくられたる面張りの堤防が、波圧により破壊したと考えられる例が認められた。

(3)は堤防の破壊原因として近年とくに目立つてきたものである。これは過去の大災害がいずれも高潮災害であつたため、上部の補強に比し、下部の補強が若干軽視されてきたことに加えて、近年、海岸侵食の傾向が目立つてきたことなどが主たる要因と考えられる。

砂浜上に図-2のようにつくられた堤防は、一般に平時は前浜があるので、基礎の根入れも少なく、根固土も省略される例が多かつた。このような場合、季節的な影響などで一時的に前浜が減少し始めると、のり先が洗掘され、基礎が移動したり、堤土が下部より流出し、きわめて簡単に破壊されてしまう。このような災害に対しては、基礎の根入れを深くしたり、また、その下部に矢板を

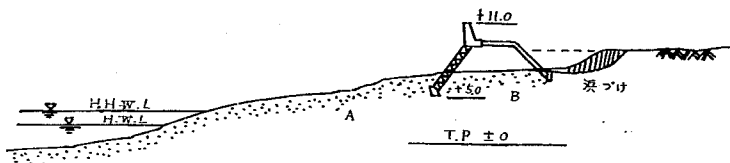


図-2 高波および侵食対策における堤防の一例

うつて、堤土の吸出しを防止する工法、あるいは、根固工を設けて、のり先の洗掘をできるだけ防ぐ工法がとられる。のり先の洗掘現象、また、前浜の季節的な消長などはきわめて複雑な現象であつて、その量的な解明は著しく困難である。したがつて、一般に前者の方法のみで堤防の安全をはかることは容易ではない。そこで基礎の根入れ、矢板の長さなどは常識的な線に止め、根固工を設けてのり先洗掘をおさえる工法が一般的である。

以上、過去における海岸堤防の災害原因と実際にとられてきた対策工法についてのべてきたが、このような対策工法は災害復旧という即決的な条件の下で行なわれてきたので、大部分外力に対する力学的な検討がなされないまま実施工法として常識化されつつあるといえよう。

海岸工学の歴史が新しい以上、これも止むを得ないことであると考えられるが、このままでは、災害の再発につながる恐れもあり、また、一面では不経済な設計になる場合もあると思われるので、できるだけ早急に、各工法の具体的な裏付けを行なつてゆくことが望まれる。

3. 災害防止に関する問題点

海岸堤防の災害防止に関する研究が日本において一般に関心がもたれるようになったのは、昭和28年の13号台風災害以後のようである。この災害復旧において堤防高を具体的に規定する概念が始めて採用された。

堤防高=計画潮位+波のうちあげ高

それ以来、堤防高は基本的には上式によつて定められてきたのであるが、ここで問題となるのは波のうちあげ高である。その当時は、この値は沖波波高の1.4倍程度と考えられてきた。この数値は波のうちあげ高としては必ずしも正しくはないが、堤防高としてはこの程度であれば、その機能も満足せしめられ、かつ、堤防自身も安全であろうという工学的な判断から決められたようである。後にのべるように、波のうちあげ高は水理条件、堤防の形状に左右され、沖波の1.4倍よりかなり大きくなる場合もある。

したがつて、堤防高を上式によつて定めると、実際は相当に高い堤防をつくることになるので、現実には、沖波の1.0~1.3倍程度の値をとつて堤防高を決めている。このようにすると、条件によつては相当な越波を生ずるので、これに対して十分な対策を考えねばならない。

最近の堤防は三面張りとなつたので、相当量の越波にも耐えられるようであるが、背後地が冠水して被害を生じた例がみられるようになった。このような状況では、堤防自体が安全でも、機能的には不十分となるので、越波量も十分に考慮して高さを決める必要性が認められてきた。もちろんこのような議論は28年災害時から考えられてきたようであるが、越波量がうちあげ高より取り扱

いがめんどりな量であり、また、許容越波量にも問題があり、一般に採用されるまでに至らなかつたものと推定される。

堤防の基礎工、根固工の問題は最近の災害傾向がらみてとくに重要である。先にのべたように、基礎工のみでこの問題に対処することは一般に困難であり、また、堤防による波の反射を小さくして、なるべく海岸の平衡を破らないようにするという見地からも、適切な根固工が必要である。通常根固工には異形コンクリートブロックを用いることが多いが、ブロックのみではのり先洗掘を防止する効果は小さく、適切なフィルターを用いる必要がある。フィルター材としては、捨石、各種のマットレスなどが考えられるが、水理条件によつて適性が異なる面があると思われる。

根固工のもう一つの問題点は、フィルター材によりのり先洗掘を防止した場合、根固工先端の洗掘が著しいことである。先端部が洗掘されると、ブロックが散乱したり、フィルター材が流出する可能性が生ずる。これを防止するため、先端部にとくに大きなブロックを置くか、または、ブロックの連結を強化して、前面が洗掘されれば、根固工の先端がそのままの状況で下つてゆくように設計すべきであると考えられている。

以上の議論は、海岸が季節的に変動しても、全般的には安定であることを前提としているが、侵食傾向の著しい海岸では、根固工のみで堤防の安定をはかることは困難であつて、堤防とは別の工法、例えば、突堤、離岸堤、養浜などによつて海岸の安定をはかるべきである。

一般に自然海岸における侵食は速度が遅いので、たとえ最終的には堤防が破壊されても、その耐用年数はかなり長くなり得る。実際に侵食性の海岸で短期間に前浜がけずられ、堤防に大きな被害がでているのは、自然状態に人工的な要因が加えられたことによるものが多い。人工的な要因の中には、侵食に対し一時的な影響に止まるものと長期にわたつて影響するものがある。将来の傾向としては、長期的な要因がふえるようなので、この点に十分注意して堤防の位置、構造などを考えてゆく必要があろう。

堤防は通常堤体を土砂でつくり、それをコンクリート、アスファルトなどで被覆した形式のものが多く、最近の堤防は堤体の幅も大きく、表のり被覆もかなり厚いので、いわゆる波圧によつて堤防が破壊した例は少ないようである。堤防が汀線より陸側に設置される場合には、波圧は特殊な海岸を除いて一般に小さい。しかし、湾内などの高潮の起り易い地点では、比較的深いところに堤防が設置されるので、波圧も極端に大きくなる場合がある。最近はいくつか大きな高潮が発生しないので、この点軽視されがちであるが、3面張りで越波に対する抵抗が強くなつていだけに、波圧に対しても十分な検討が必要である。

以上、堤防高に関連して、波のうちあげ高、越波量、構造に関連して、根固工、波圧などの解明が堤防の災害防止上とくに重要であることを指摘したが、以下に、これらの問題について、主として土木研究所で実施してきた研究の概要をのべることにする。

4. 波のうちあげ高

堤防への波のうちあげ高 (R) は静水面上の波のはいり高であつて、これまでの実験的研究によると、海底こう配、堤防ののりこう配、堤脚水深 (h)、相当沖波波高 (H_0)、沖波周期 (T) または沖波波長 (L_0) の関数である。しかし、実験値をさらによく整理・検討してみるとつぎのようことが明らかとなつた。

(1) 碎波してから堤防に当たる場合は、うちあげ高は堤脚水深の2.5倍である。これは段波が堤防に衝突した際に生ずる反射波の高さに近い値である。

(2) 碎波しない場合には、うちあげ高は完全または不完全重複波の波頂高で与えられる。

(3) 海底こう配 1/10、1/20、1/30、1/60 などの実験値を比較してみると、うちあげ高はほぼ一致している。ただし、のり先水深が0の場合はかなりの差異がある。

(4) 堤防ののりこう配の影響も比較的小さく、鉛直から1割程度の範囲ではうちあげ高はほぼ同じと考えてよい。

以上の諸点を考慮してつくつたのが図-3である。この図の適用範囲は海底こう配が 1/10 程度よりゆるい場合、のりこう配は鉛直から1割程度、さらに若干の誤差を許せば2割程度まで使用可能である。また、相対水深は 0.01 以上である。

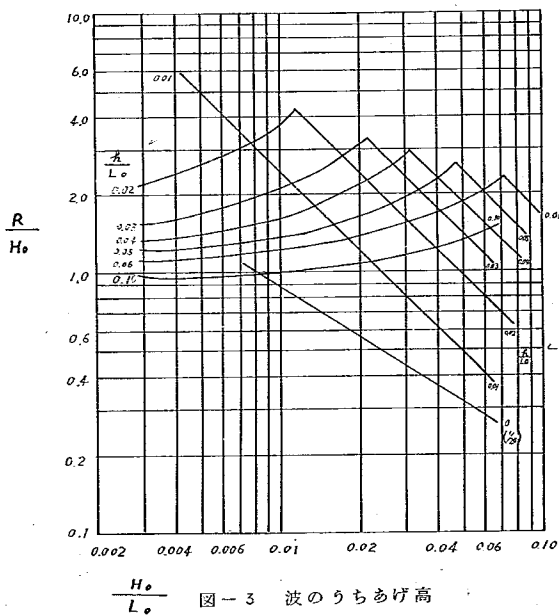


図-3 波のうちあげ高

堤防を砕波点よりやや岸側に置いた場合には、実験値は図-3（屈折点に相当する。）よりやや大きくなる。また堤脚水深が0の場合は、Wave Set-up、海底こう配の影響が強く表われるので、実験値にもとづく線が付加してある。

以上は波が堤防に直角に入射する場合であるが、堤防に斜めに入射する場合、堤防法線がV字状をなす場合についても実験的な検討（水深の比較的大きい場合）を行なった。前者については、入射角が 30° の場合、うちあげ高は図-3の0.9倍、 60° の場合には条件によつて差はあるが、通常の波で約0.5倍となる。

また、法線がV字状の場合は波が収れんするのでうちあげ高は大きくなり、図-3の2倍程度に達する場合がある。

5. 越波量

堤防の越波量は、堤高（ H_c ）、設置水深、表のりの形状、風の有無、沖波の性質、海底こう配などの種々の要素に影響されるので、非常に複雑な現象である。したがって、解析的な取扱いは困難で一般に実験的に検討が進められている。

図-4は土木研究所で実施した実験結果の一例を示したものである。⁽⁴⁾ 図-4.1は有風（ 6 m/sec 、原形では台風時の風速に相当）の場合で、図-4.2は無風の場合である。のりこう配はともに鉛直である。この図によると越波量（ Q ）は堤防をほぼ砕波点付近においた場合に最大となり、設置水

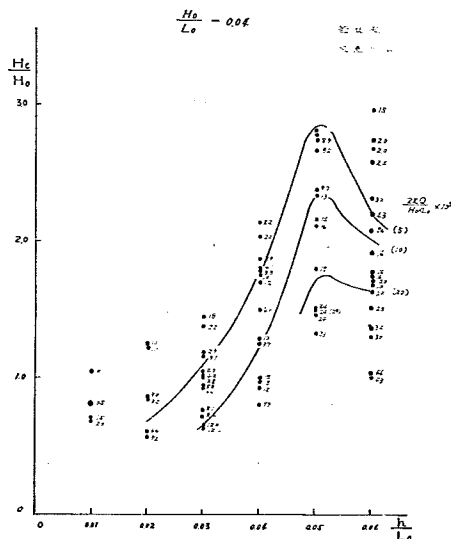


図 4-1 越波量（有風）

浮がそれより小さくなくても深くなくても越波量は小さくなる。通常の堤防高は H_c/H_o で 1.3 程度の場合が多いので、 $H_o = 4$

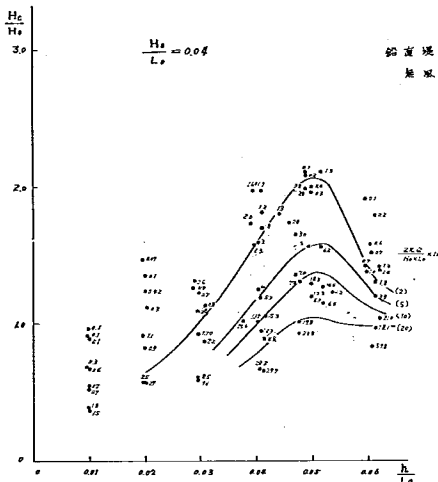


図 4-2 越波量 (無風)

深がそれより浅くなくても深くなくても越波量は小さくなる。通常の堤防高は、 H_c/H_o で 1.3 程度の場合が多いので、 $H_o = 4 \text{ m}$ 、 $T = 8 \text{ sec}$ として、堤防を砕波点付近においた場合、浅いところ ($h/L_o = 0.01$) においた場合について、図-4.1 を用いて越波量を計算してみると、前者では、堤防の単位幅当り、1 波当り 2.1 m^3 、後者では 0 となる。また、図-4.2 を用いて風のない場合を計算すると、 2.1 m^3 が 0.76 m^3 に減少する。

このようなことから、越波は一般に堤防を比較的深いところにおいた場合に問題となり、浅い場合にはあまり大きな問題とならないことが理解されよう。ただし、波が非常に大きく、しかも、海底こう配が急な場合には、たとえ堤防が汀線より陸側にあつても多量の越波を生ずることがある。41年9月の駿河湾の災害はこの例で、吉原海岸では汀線と堤防の距離が 130 m あつたにもかかわらず、 $70 \text{ m}^3/\text{m.T}$ の越波量が2回程度あつたと推定されている。⁽⁵⁾

伊勢湾台風による災害時、波返し1の存在のため波圧が大きくなり、堤体の破壊を助長した面がみられたのに対し、台風時には風の影響で越波量の減少にも効果がないとの議論もでて、波返しの効用がかなり問題視された。この点についての検討はなお不十分であるが、実験結果の一例を示すと表-1のとおりである。これによると、波返し1の効果は無風時にはある程度期待できるといえよう。しかし、台風時のように風速の大きい場合は効果はないと考えられる。

$$\frac{H_o}{L_o} = 0.04$$

		無 風		有 風 (6 m/s)	
		$\frac{2\pi Q}{H_o} \cdot \frac{L_o}{H_o} \times 10^3$	$\frac{2\pi Q}{H_o} \cdot \frac{L_o}{H_o} \times 10^3$	$\frac{2\pi Q}{H_o} \cdot \frac{L_o}{H_o} \times 10^3$	$\frac{2\pi Q}{H_o} \cdot \frac{L_o}{H_o} \times 10^3$
		$\frac{H}{L_o} = 0.04$	0.05	$\frac{H}{L_o} = 0.04$	0.05
鉛 直 1/30	1	1 0	2 0	1 5	> 3 0
	1. 5	2	8	8	2 5
	2	1. 5	4	2	1 5
鉛 直 1/10	1	5 0	5 0		
	1. 5	2 5	2 5		
	2	1 0	1 0		
5 分 I	1	4 0	4 0		
	1. 5	1 5	1 0		
	2	—	—		
1/30 II	1	1 0	1 0	3 0	3 4
	1. 5	4	3	1 8	1 5
	2	—	—	7	7
5 分 I	1	2 0	4 0		
	1. 5	1 5	1 0		
	2	—	—		
1/30 II	1	8	1 5	3 2	3 4
	1. 5	1	2	1 6	2 2
	2	—	1	5	6

海底こう配 1/10 の場合の越波量は京都大学の
実験結果による。

I : 波返しのない堤防
II : 波返しのある堤防

表 - 1 各種堤防の越波量

6. 根固工

先にのべたように、前浜の一時的な前進・後進はあつても、長期的にはほぼ安定状態にあることを前提とすると、根固工によつてのり先洗掘を防止することが良策と考えられる。

ここで問題なのは、ブロックの下に敷く捨石の粒径、厚さなどである。粒径があまり大きいと、捨石内の流速が早くなり、砂の移動を防ぐのに十分でない。土木研究所において、捨石内の平均流速および捨石の下に敷かれた砂に作用する摩擦速度について定常流下で検討した結果、断面内の平均流速はつぎのように表示されることがわかつた。⁽⁶⁾

$$\frac{P^3}{1-P} \cdot \frac{2gd}{U^2} \cdot \frac{\Delta h}{l} = \frac{900}{Re} + 5.0 \quad (1)$$

ここに、 d : 等価直径、均一粒径のときはその粒径

P : 空隙率、 l : 透水体の長さ、

U : 断面平均流速、 Δh : 損失水頭

Re : レイノルズ数

$$Re = \frac{u \cdot d}{(1-P) \nu}$$

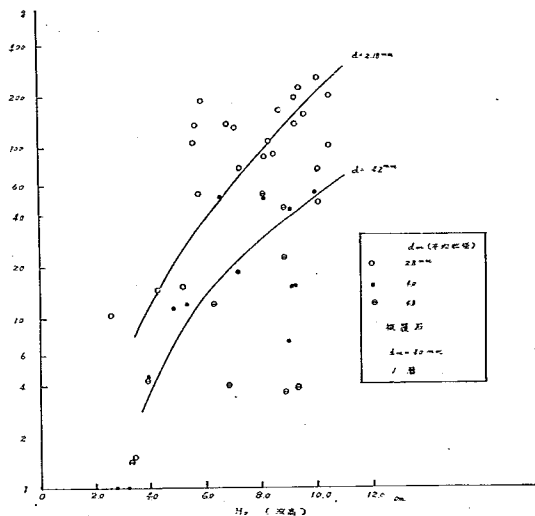
ν : 動粘性係数

上式は透水体を間隙を連続させた流管の集合とみて、管路の抵抗係数の概念を拡大適用して導いたものである。

一方、摩擦速度 (U_*) はほぼ次式で示される。

$$U_* = \sqrt{g \cdot \frac{P}{1-P} \cdot \frac{d}{6\sqrt{\frac{2}{3}}} \cdot \frac{\Delta h}{1}} \quad (3)$$

以上の結果を利用して、平均粒径 2mm 程度の砂浜を考えると、捨石内の摩擦速度を限界摩擦速度以下にするために必要な粒径を概算する。 $P=0.4$ 、 $d=5\text{cm}$ 、 $\Delta h/1=1/10$ と仮定すると、 $U_* \approx 10\text{cm/sec}$ となる。一方 2mm の砂の限界摩擦速度を岩垣公式から計算すると、 3.6cm/sec となるので、捨石の粒径としては数 cm のものが必要であると推定される。



図—5 根固工下部捨石の移動量

図—5は堤防の前面に根固被覆石として 4.0mm のものを用い、その下の捨石として、粒径 2.8mm 、 4.0mm 、 4.8mm の3種のものを敷いて波を当てた場合、下の捨石がどの程度外に飛び出してくるかを調べたものである。これを見ると、おおよその見当であるが、上と下の粒径比が 10 程度の付近に限界点があるようで、粒径比がこれより大きくなると、飛び出し量はかなり大きくなると推定される。

先の計算と上の実験結果とを比較してみると、両者とも粒径比が 10 程度となつているので、数

cmという値はほぼ妥当なものと考えられる。

砂の移動をおさえる捨石の粒径はかなり小さいものが必要であることがわかったが、このような捨石の上に直接ブロックをのせると、この捨石自身が飛び出してしまうと考えられるので、数10 cm程度の粒径の捨石をしいてから、ブロックを積むことが必要となろう。(図-6参照)

以上のような考え方の他に、粗い捨石の下にマットレスを敷くことも考えられる。この点については現在なお検討中である。

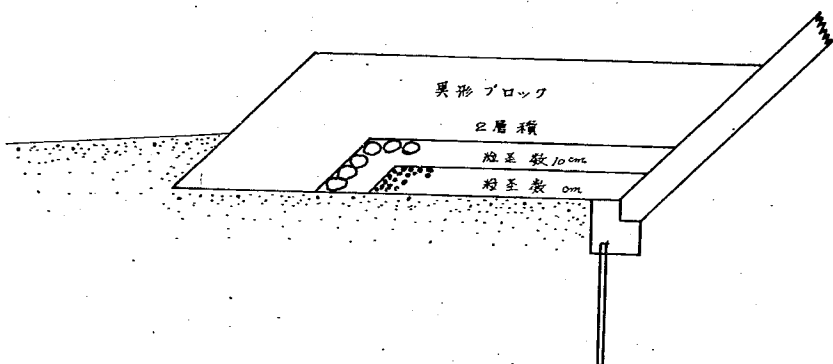


図-6 捨石フィルターを有する根固工

7. 波 圧

堤防に作用する波圧は、堤防の設置水深により重複波圧と碎波圧とに分類される。堤防の設置水深が波高の2倍以上の場合は重複波が形成される。重複波の波圧は理論的な解析が行なわれており、実験値ともよく一致することが知られている。したがって、波圧で問題になるのは、主として碎波圧である。

図-7は土木研究所で実施した実験の一例を示したものである。こう配1/10の海床上の種々の位置に鉛直堤を置いて波圧を測定した結果である。進行波の碎波点はこの図の場合、 $h/L_0=0.03$ 付近であると考えられるが、堤防の設置水深がこれより浅くなると波圧は急激に大きくなり、

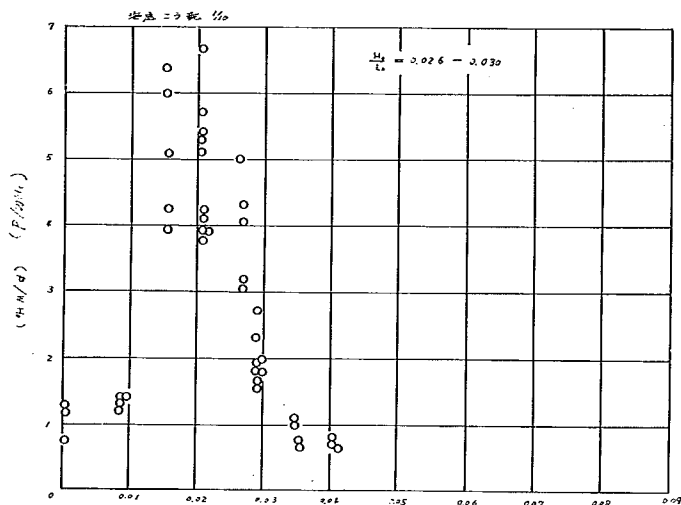
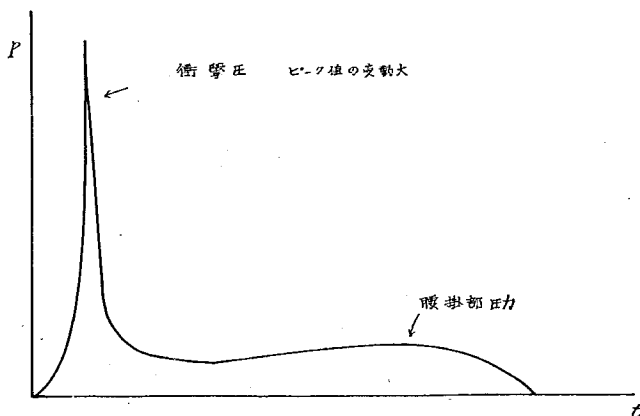


図-7 鉛直堤に作用する圧

$h/L_0=0.02$ 付近でピークに達する。ピーク付近では測定値のばらつきも相当に大きい。この点で圧力が非常に大きくなることのある原因としては、衝突の際にたまたま水と壁との間に空気塊が巻き込まれ、それが水圧によつてつぶされるときに非常に大きな圧力を生ずるといわれているが、現在なお十分な説明がなされていない。

設置水深がさらに浅くなると圧力は急激に小さくなる。また実験値のちらばりも少なくなるので、設計に使用すべき圧力の推定も比較的容易であると考えられる。

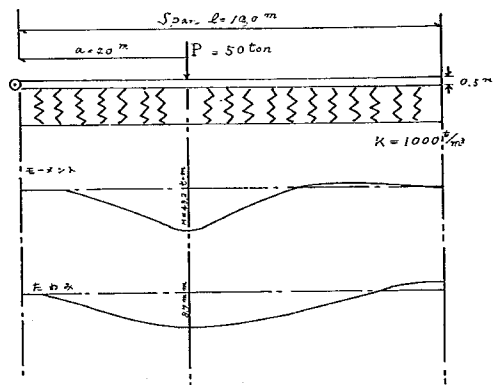
したがつて、砕波圧でとくに問題となるのは、砕波の衝突によりいわゆる衝撃圧が生ずる場合である。このような波圧の時間的变化は図-8のとおりで、そのピークは一波ごとに著しく変化するので、どのような圧力を考えるべきかが問題となる。しかし、衝撃圧についてさらに詳細に調べてみると、ピーク値が大きい場合は作用時間が短かく、ピーク値が小さい場合は作用時間が長くなる傾向が認められる。すなわち、力積としては一定値に近いと推定される。林・服部の研究によると、



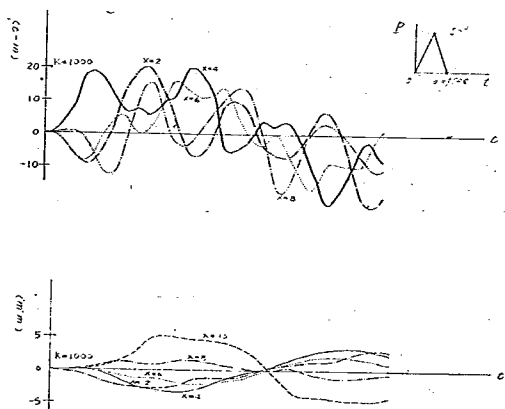
図一 8 衝撃砕縮圧の時間的变化

力積は単位面積当り $0.033UH$ と表わされる。ここに U と H はそれぞれ波速と波高を示す。

いま、堤防の表のりをモデル化して、弾性支承上の梁として振動の周波数を計算すると、数 10 サイクル程度となる。したがって、圧力が大きくても作用時間が上述の数値より小さくなると、構造物に及ぼす影響もあまり大きくはならないと考えられる。図一 9、10 は長さ 10 m の一端ヒンジ一端自由梁に同じ大きさの荷重が静的に作用した場合と作用時間をかなり短かくした場合の両者について、梁のたわみと曲げモーメントを計算したものである。これによると、作用時間の短い場合には、たわみ、曲げモーメントともかなり小さくなっていることがわかる。この場合には、荷重を一定としているので、今後の計算では、力積を一定とし、作用時間とピーク圧の大きさを変えて計算してみたいと考えている。さらに、計算では条件が単純化されているので、その結果を大型造波水路で模型実験により検証する予定である。



図一 9 弾性支承上の梁に静集中荷重が作用したときのモーメントとたわみ



8. む す び

上述した海岸堤防の災害防止に関する研究では、なお問題の解明が不十分で今後の研究にまつ点
がかなりあるので、一般の十分な御批判をいただければ幸いである。

参 考 文 献

- (1) 豊島修、富永正照、橋本宏：海岸堤防に関する研究(8)、一波のうちあげ高一、土木研究所報告
131号、42年7月
- (2) 建設省土木研究所：堤防に斜めに波が入射する場合のうちあげ高、37年3月
- (3) 豊島修、富永正照、首藤伸夫、鶴木和夫：海岸堤防に関する研究(9)、一V字状法線をもつた堤
防への波のうちあげ高一、土木研究所報告 234号、43年5月。
- (4) 富永正照、佐久間襄：海岸堤防の越波量について、第15回海岸工学講演会講演集、
43年12月
- (5) 富永正照、橋本宏、中村隆：吉原海岸模型実験報告書、土木研究所資料 369号、43年3月
- (6) 富永正照、坂本忠彦：礫の透水性について、第24回土木学会年次学術講演会、43年10月
- (7) 林泰造、服部昌太郎、林憲吉：碎波の波圧と力積、第5回海岸工学講演会講演集、
33年11月

7. 路面のすべりと走行の安全性

道 路 部 長

市 原 薫

1. 制動時におけるすべり抵抗と車両運動

1.1 直線走行とすべり

自動車は直線部または直線にほぼ近い状態の道路を走行中、危険を感じて制動した場合、自動車は路面とタイヤの間の縦すべり摩擦抵抗によって減速し停止する。

一方道路構造においては走行中常に確保しなければならない視距として、十分な制動停止距離を計算している。すなわち直線部走行において問題になるのは縦すべり摩擦係数と制動停止視距の関係である。縦すべり摩擦係数と制動停止距離の関係は単なる視距の外に、車両が路側に逸脱する場合の安全性、事故の場合の制動距離と当初速度の関係の解明などにも重要である。

さらにタイヤと路面の間の縦すべり摩擦抵抗に左右の差がある場合、車両は回転して停止することになる。実際には回転を始めると運転手はブレーキを緩めるとか、ハンドルを切るなど何等かの操作を行うので複雑な現象を呈するが、事故の原因となるので重要な問題である。

1.1.1 縦すべり摩擦係数による制動停止距離の計算

道路走行中の自動車の制動停止距離はすべり摩擦係数から計算されることは明らかである。しかしすべり摩擦係数の状況があまり明らかでなかつたので、今までほとんどすべり摩擦係数は制動中一定とした簡単な計算によつていた。その結果計算された制動停止距離は正確さに欠けるため、道路の構造の基準の算定等安全側のものについては使用されていたが、交通事故のスリップの解析等には適当ではなかつた。今回速度とすべり摩擦係数の相関がえられたので、これらを利用した一般的な制動停止距離の計算についてのべる。

(1) 摩擦係数を一定とした制動停止距離

まず制動中すべり摩擦係数が一定とすると

$$S = \frac{V_0^2 - V^2}{2g \cdot f} \quad (1)$$

$$S = \frac{V_0^2}{2g \cdot f} \quad (2)$$

ここでSは制動停止距離、 V_0 は制動開始時の速度、 V はスリップをした後の速度、 g は重力の加速度、 f はすべり摩擦係数である。(1)式は V_0 の速度からスリップをはじめ V まで速度が低下した間にスリップした距離を表わしている。(2)式は V_0 から制動して完全に停止するまでの距離を表わしている。これらの式の使用が可能なのは概略計算をする場合の外、路面が乾燥している場合、雪

氷上の路面等である。

(2) 摩擦係数が変化する場合の制動停止距離

湿潤路面では一般に速度の低下と共にすべり摩擦係数は増大する。この相関を一次関数とすると

$$f = a V_0 + b \quad (3)$$

$$S = \frac{1}{g \cdot a} \left\{ V_0 + \frac{b}{a} \log \left(\frac{b}{a V_0 + b} \right) \right\} \quad (4)$$

また相関を二次関数とすると

$$f = a V_0^2 + b V_0 + c \quad (5)$$

$$S = -\frac{1}{g \cdot a} \left\{ \log \left(\frac{\cos \cdot \tan^{-1} \left(\frac{-2aV_0 - b}{D} \right)}{\cos \cdot \tan^{-1} \left(\frac{b}{D} \right)} \right) \right\} - \frac{b}{D} \left\{ \tan^{-1} \left(\frac{b}{D} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{-2aV_0 - b}{D} \right) \right\} \quad (6)$$

ここで $D = \sqrt{4ac - b^2}$ である。

(3) (5)式で a 、 b 、 c は路面の状況、温度等によつてきまる常数である。(4)式と(6)式の差はそれ程大きくはない。

また適当な 2 次相関式がない場合には次式を使つてもよい。

$$f = 0.000105 t^2 + 0.00002 V_0 t - 0.0111 t + 0.000056 V_0^2 - 0.0117 V_0 + c \quad (7)$$

(7)式は土木研究所のコンクリート試験走路で実験的にえたものであるが、他のコンクリートおよびアスファルト舗装にも大体適用できる。式中 t は路面温度であるが、気温を入れても大差はない。

先の(2)式による計算と(4)又は(6)式による計算との差は表-1の通りであり、最大 2.0 % 程度の誤差が生ずることになる。

表-1 各種条件に対する制動停止距離

1) 道路構造令・湿潤状態の制動停止距離

走行速度	まさつ係数 f	制動おくれの 距離 $0.694 \cdot V$	制動中の距離 $V^2/254 \cdot f$	合計の距離
7.0 m/h	0.30	4.9 m	6.4 m	11.3 m
6.2	0.31	4.3	4.9	9.2
6.0				
5.4	0.33	3.8	3.5	7.3
4.6	0.35	3.2	2.4	5.6
4.0				
3.3	0.40	2.3	1.1	3.4
2.8	0.44	1.9	7	2.6
2.0				

2) 普通コンクリート舗装, 湿潤, 路面温度20℃の制動停止距離

走行速度	まさつ係数 f	まさつ係数一定 の制動停止距離 $V^2/254 \cdot f$	2次式を用 いた制 止 距離	減 少 率
7.0 m/h	0.49	5.90 m	5.21 m	18%
6.2				
6.0	0.54	2.62	2.19	16
5.4				
4.6				
4.0	0.65	2.7	2.4	13
3.3				
2.8				
2.0	0.81	1.9	1.8	5

3) 舗装面のすべりまさつ限界値を, 30℃, 6.0 km/h, 湿潤で0.4としたときの制動停止距離

走行速度	まさつ係数 f	まさつ係数一定 の制動停止距離 $V^2/254 \cdot f$	2次式を用 いた制 止 距離	減 少 率
7.0 km/h	0.36	5.36 m	4.19 m	22%
6.2				
6.0	0.40	3.54	2.81	20
5.4				
4.6				
4.0	0.51	1.24	1.04	16
3.3				
2.8				
2.0	0.66	2.4	2.1	13

(3) 空気抵抗を加味した場合の制動停止距離

さらに制動停止距離には空気抵抗も影響する。摩擦係数は一定として、空気抵抗を加味した制動停止距離は次のようになる。

$$S = \frac{W}{g \cdot \mu_1 F} \log \sqrt{1 + \frac{\mu_1 \cdot F \cdot V_0^2}{f \cdot W}} \quad (8)$$

ここでWは自動車重量、Fは自動車の前面投影面積、 μ_1 は空気抵抗係数である。実際の空気抵抗はすべり摩擦抵抗に比して小さく最大10%、普通5%以下の影響しか与えない。

1.1.2 縦すべり摩擦抵抗の左右の差

路面のすべり摩擦係数が場所によって異なる場合、自動車の運動は次のようになる。

(1) 前後方向の運動

$$f = \frac{l_2}{2l} (f_{f.l} + f_{f.r}) + \frac{l_1}{2l} (f_{r.l} + f_{r.r}) \quad (9)$$

ここで $f_{f.l}$ 、 $f_{f.r}$ 、 $f_{r.l}$ 、 $f_{r.r}$ は夫々前輪左右、後輪左右のすべり摩擦係数であり、 l_1 、 l_2 は前後輪の重心よりの距離、 l はその合計(軸距)、 f は平均のすべり摩擦係数である。すなわち左右のすべり摩擦係数が異なる場合はその平均値のすべり摩擦係数が働いた場合と同様の運動をする。

(2) 左右方向の運動

左右のすべり摩擦係数が異なつた場合でも、横方向の外力が作用しないかぎり、車両は左右方向の運動はしない。

(3) 回転運動

左右のすべり摩擦係数が異なつた場合の車両の回転は次の通りとなる。

$$t = \left\{ \frac{2}{J} \cdot \frac{W}{2l} \left(f_{f.l} \cdot l_2 - f_{f.r} \cdot l_2 + f_{r.l} \cdot l_1 - f_{r.r} \cdot l_1 \right) \right\}^{-\frac{1}{2}} \int_0^{\theta} \frac{d\theta}{\sin \theta} \quad (10)$$

ここで t はすべり始めてからの時間、 θ は七時間後の車両の回転した角度、 W は車輪間隔(左右の)である。(10)式によると左右のすべり摩擦係数の差が0.15(約30%)の場合、乗用車では停止までに30°以上トラックで25°程度回転することになる。

1.2 曲線部走行とすべり

1.2.1 曲線部走行時の釣合い

自動車が曲線部を走行している場合は MV^2/R なる遠心力をうけ $(i+f) \cdot M \cdot g$ の横すべり摩擦が抵抗して釣合っている。普通道路の設計に当つては f の最大を0.15程度にとつており、実際の路面は0.3~0.4以上あるので十分安全である。

1.2.2 曲線部走行中制動した場合

曲線部を走行中に制動した場合は自動車は切線方向にすべることになり、走行車線の中心からは

ずれる距離 d は次のようになる。

$$d = \left\{ R^2 + \left(\frac{V^2}{2g \cdot f} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} - R \quad (14)$$

一方道路には横断勾配がついており、横断勾配に原因する偏走は次の通りである。

$$Y = \frac{1}{2} i \cdot g \cdot t^2 - \left(\frac{i \cdot f}{i^2 + f^2} \right)^{\frac{3}{2}} \left[\frac{1}{2} (i^2 + f^2) g \cdot t^2 - V \left\{ f + (i^2 + f^2)^{\frac{1}{2}} \right\} t \right] \\ - \frac{i f^2 V}{(i^2 + f^2)^{\frac{3}{2}}} \left\{ \left[\log_e \left\{ (i^2 + f^2) g \cdot t - f \cdot V \right\} \right] \left[t - \frac{f \cdot V}{(i^2 + f^2) g} \right] \right. \\ \left. - t \log \left[V(i^2 + f^2)^{\frac{1}{2}} - f V \right] \right\} \quad (12)$$

$$t = \frac{f \cdot V}{(i^2 + f^2) g} + \frac{f + (i^2 + f^2)^{\frac{1}{2}}}{f + 2 f^2 V} + \frac{f V (i^2 + f^2)^{\frac{1}{2}}}{(i^2 + f^2) g} \quad (13)$$

ここで t はすべつた時間、 Y は t 秒間に横断方向にすべつた距離、 i は横断勾配である。(11) 式と(12) (13) 式の結果を総合すると実際の曲線上で制動した場合の偏走の程度を計算することができる。

1.3 路側のすべり抵抗と走行の安全性

道路には走行の安全のために路肩巾がとられている。普通この余裕は、道路側方の見通しのためであると考えられている。しかしその外にもし何等かの原因で自動車が側方に偏走した場合の安全性のためにも役立つのである。

一般に自動車が路側に偏走する角度は $10^\circ \sim 30^\circ$ であつて 15° が最も多い。 15° の角度で路肩部分を通過して路側端に達したときの速度は次の通りである。

$$V = \left(V_0^2 - \frac{2 \cdot g \cdot f \cdot W}{\sin 15^\circ} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (14)$$

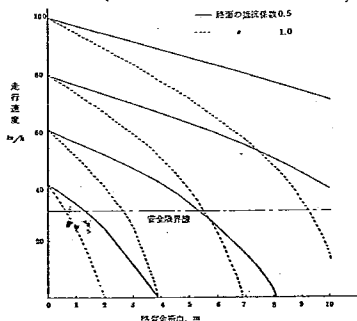


図-1 路側余裕巾と速度の関係 (偏走角 15°)

(14) 式による計算の 1 例は図-1 の通りである。この図からも明らかなように路側の制動効果はかなり大きく、さらに実際の道路では余裕巾と同時に片勾配を付し、しかも残留する速度に対し適切な防護柵を設置するならば、道路に対する走行の安全性を定量的に確保することができると思われる。

2. 道路のすべり事故と摩擦係数の基準限界値

2.1 道路のすべりによる事故

2.1.1. 一般的なすべりと事故の関係

路面のすべり摩擦係数が減少すると事故の発生率が多くなる。しかし事故は道路条件の絶体的な理由のみで発生することは非常に稀で、多くの場合道路条件と運転者の人間工学的条件が重なって発生する。

表2 英国における人身事故と路面のすべり (1958年)

路面状態	路面のすべりが関係した事故の件数	人身事故の全件数	路面のすべりが関係した事故の割合(%)
乾 燥	1 2 7 3 0	1 5 3 7 4 0	8
湿 潤	1 9 2 0 0	7 1 9 7 0	2 7
雪 氷	6 1 9 0	8 4 9 0	7 3
計	3 8 1 2 0	2 3 4 2 0 0	1 6

表3 英国における道路形態とすべりによる事故との関係 (1954年の重大事故)

道路形態	濡れた路面上における事故	
	すべりに関係した事故数	すべりに関係した事故の全事故に対する割合(%)
曲 線	1 0 3 0	4 0
見通しの効かない屈曲	2 2 0	4 0
丘 陵	7 6 0	3 3
ロ ー タ リ ー	5 0	3 0
Y 交 差	1 5 0	2 6
T 交 差	8 1 0	2 6
そ の 他 の 交 差	6 0	2 2
直 線	1 2 2 0	2 0
十 字 路	4 0 0	1 7
合 計	3 9 9 0	2 4

表 4 道路条件と事故原因の関係

事故原因 道路条件	前方不注意	徐行違反	追越不適当	わき見運転	連続進行	右折不適当	直前横断	不安な走行	右側通行	信号無視	白紙	その他	計
工事中の標識照明的不備						1							1
工事中の交通量多し	1			1	1		1					3	7
砂利道その他路面の凹凸												2	2
局部的舗装面の破損			1									3	4
スリップしやすい路面	7	25	3	1	4	5	2	5	2		1	16	73
幅員の急な変化	1					1						5	7
路肩の状態不良、軟弱												1	1
路肩の状態不良、崩落												2	2
運転を迷惑させるような自然条件												1	1
見通し悪し(昼間)	2	5	3			1	2		1			4	18
見通し悪し(夜間)	1	1	2	1			1					5	13
急カーブ	2	13	7			3	1	1	1	5		14	47
急こう配	1	4	3			1	1			1		7	18
長大な直樹区間	4	1	8	4	2	2	1	1			5	8	34
道路標識の不備			2	3	1	1	1		1			1	10
駅止め、ガードレールの破損不備			1									1	2
区画線の不備	1	1										2	5
駐車(合法)	5	1	9		1	2					1	10	30
駐車(非合法)		2						2				3	7
危険標示の不設置	2	1				1					1	3	8
合 計	27	56	40	7	9	18	10	7	7	11	7	91	290

(注) 昭和35年9月10日～同年10月9日までの1カ月間
国道1号線多摩川大橋から尾張大橋に至る間

表-2、表-3は英国の資料の一部である。これによると路面のすべりが関係した事故の全事故に対する比率は約16%であり、さらに湿った路面上ですべりが関係した事故は約24%となっている。わが国の資料について見ると、表-4は国道1号線で特別に調査したものであるが、すべりが原因と考えられるものが25%に達している。

表-5は東京都内の事故統計によつたものであるが、すべりが原因となつている事故は約5.4%である。さらに表-6を見るとすべりが第一原因となつている事故は1～5%であり、すべりが原因の一部となつている事故は1～10%と考えられる。

2.1.2 すべり摩擦係数と事故多発地点

表-7は土木研究所で実測した各種道路の縦すべり摩擦係数のうち事故と関係のあるものを集めたものである。この表の中でまずすべりが事故に結びついたのはコンクリート舗装のうち首都高速道路の千代田トンネル内である。40年8月の測定では0.2と非常に小さく、しかも現場は合流点附近なので事故が多発した。摩擦係数0.2は氷に近い状態である。この原因は漏水によるカルシウム分の沈殿である。その対策として(1)塩酸による洗滌、(2)エメリー接着を行ない、それぞれ摩擦係数は0.52～0.84と大きくなり事故も起らなくなった。

表 5 道路欠陥別事故率

欠陥種類	事故件数	比率%	道路欠陥の比率%
欠陥なし	17,610	825	—
見通し不良	1,732	81	46.5
すべりやすい	1,145	54	30.6
凹凸破損	436	20	11.6
工事中	354	16	9.5
水たまり・ぬかるみ	76	04	2.0
計	21,553	100.0%	100.0%

(東京都内 昭和59年4,5,6月計 科警研)

表 6 すべりが原因の事故の全事故に対する比

道路種別	年 度	すべりが第1原因である事故率	すべりが原因の1つに入っている事故率
全国事故	38年	6765/517513 = 1.3%	
名 神	38~40年	3.0%	
一般有料	36年	27/649 = 5.4%	
横浜新道	35~38年	2/268 = 0.7%	29/268 = 10.8%
京葉道路	—	0	5/441 = 1.2%
箱根新道	37~38年	5/128 = 3.9%	15/128 = 11.7%
真鶴道路	35~38年	2/120 = 1.7%	
湘南道路	—	0	
修宮道路	—	0	
阪奈道路	34~38年	44/175 = 25%	

表-7 主要路面のスベリ摩擦係数

舗装 種類	場 所	光 行 速 km/h	湿 潤 時 摩 擦 係 数	路 面 温 度	測定月日	備 考
コ ン ク リ ー ト 舗 装	17号三田峠	45	0.47	—	3.9. 6.19	
	17号小出地区	10	0.72	25.0	4.0. 7.21	降雨による湿潤
	"	80	0.47	23.5	4.0. 7.21	"
	首都高速・千代田トンネル	60	0.30	—	3.9. 7.30	供用開始直前
	"	"	0.50	—	3.9. 9.15	
	"	50	0.64	13.0	3.9. 4. 7	
	"	"	0.20	27.0	4.0. 8.18	特にすべりやすく事故発生
	"	"	0.52	12.6	4.0.11.13.0	塩酸洗い
	"	"	0.84	12.3	"	エメリー接着
	"	"	0.79	11.9	"	エメリー、シノパール接着
	名阪加太トンネル	"	0.48	21.5	4.1. 3.10	
ア ス フ ア ル ト 舗 装	名神山科	60	0.45	—	3.8. 5.	
	名神・関ヶ原	"	0.91	—	3.9. 2. 6	供用開始前
	首都高速1号線	"	0.43	—	3.9. 7.30	オーブングレイド
	"	"	0.49	—	3.9. 9.30	密栓アスコン
	"	50	0.75	25.0	4.0. 4. 7	オーブングレイド
	"	"	0.77	24.0	4.0. 4. 7	密栓アスコン
	"	"	0.55	37.0	4.0. 8.19	オーブングレイド
	"	"	0.45	39.0	"	密栓アスコン
	"	"	0.38	37.5	"	グーサスフアルト
	第3京浜	60	0.34	8.0	4.1. 1.28	
	名阪・三重側	50	0.64	16.0	4.1. 3.10	アスコン
	名阪・奈良側	50	0.53	24.0	"	トベカ
	4号線東京都	50	0.28~0.60	24.0	4.0. 7.15	交差点手前, 追突事故多し
	14号線東京都	50	0.41~0.48	31.0	4.0. 9.27	追突事故あり
	17号上越芝原	30	0.66	31.0	4.0. 7.20	曲線, 事故多発地点
	"	30	0.77	25.0	"	直線, 事故なし
	17号上越四十日	60	0.59	25.0	4.0. 7.21	直線, 事故なし
	"	60	0.35~0.51	31.0	"	直線, 事故多し
雪 氷 路 面	氷〜氷盤		0.1 ~ 0.2			
	新雪, 氷に近い圧雪		0.2 ~ 0.25			
	普通の雪		0.25~0.30			
	ざらめ, とけ始めた雪		0.30~0.40			
	積雪上に塩化物50g/m ² 散布		0.35~0.45		4.0. 1	
仮 設 路 面	平鋼板	60	0.19		3.8.12	) 事故発生
	構鋼板	60	0.21		3.8.12	
	穴あき鋼板	60	0.27		3.9.10	
	5mm鉄板	60	0.45		4.1.12	良 好

17号線芝原地区では曲線部で事故が多発したので、直線区間と比較測定を行なった。その結果曲線区間は直線部分よりいくらか摩擦係数は小さいが、係数値は0.66と十分大きく事故の原因は曲線線形のためと考えられた。

17号線四十日地区の事故多発地点は平均0.45であり、部分的には0.33~0.41と小さくなっている。同じような直線道路で事故の少ない区間が0.57であるのに比べるとよくない。

名神高速道路でも一部事故が多発したのは京都東~京都南間であるが、摩擦係数も60Km/h、湿潤で他の区間が0.5~0.6と良好であるのに比して0.4前後であり部分的に0.4より小さくなっている。

追突による事故が問題になった例は4号線の東京都内である。交差点の手前で追突事故が多いので、原因がすべりによるものか、あるいは無理な運転によるものかを知るために測定した。その結果摩擦係数は0.28~0.60で大部分は0.45以上であつたが、ところどころ0.4以下の所が表われており、摩擦係数も十分大きくないことが分つた。

14号線の京葉道路入口(東京側)でも追突事故が問題になった。摩擦係数は0.42~0.41であり、追突事故の原因がすべりのみにあるとも考えられないが、係数値もやや小さい値である。

仮設路面の鉄板についても、初期の平鋼板、縞鋼板の場合には事故の発生率が多かつたが、その後の改良型が使用されるようになってからは、特に事故多発の傾向は見られなくなつた。この場合も60Km/hの摩擦係数が0.4~0.45が限界の一つと考えられる。

これらの状況を総合して見ると、普通の路面の摩擦係数は、夏季、湿潤60Km/hで0.45以上であり、0.5以上あれば十分安全である。一部事故に関係する路面の摩擦係数は0.4~0.45程度であると思われる。摩擦係数が0.35より小さくなつた場合は事故の原因は路面のすべりのみにあると考えられてもやむをえない。一般に走行上良好な道路では0.4より大きければよいが、線形の悪い所とか、追突の危険の多い所では0.45以上ないと安全とはいえないようである。

2.2 すべり摩擦係数の幾何構造との関係

現在一般に使用されている幾何構造の中で計算の基準となつていすべり摩擦係数は縦方向60Km/h、湿潤で0.32程度であり、横方向は0.15である。実際の道路のすべり摩擦係数がこの数値よりいくらかでも大きい場合、道路構造としては安全設計といえる。しかしそれは同時に安全率1.0であつて、安全のための余裕はないことになるので、限界値はこれよりも大きくすべきである。

2.2.1 縦すべりについて

道路構造でまず縦すべり摩擦が問題になるのは視距の決定である。視距は $S = V \cdot t + V^2 / 2g \cdot f$ なる式によつていす。ここで第1項は制動遅れの間に走る距離であり、第2項はすべりながら停止するまでに必要な距離である。構造令では安全側をとつて $t = 2.5$ 秒とし、 f は速度に応じて0.3~0.4をとつていす。一般に緊張して急制動を行なう場合は t は0.7秒程度でよく、2.5秒は相当の余裕がある。しかし実際の運転者はこの余裕と路面のすべり摩擦の余裕とを加味して普通に制動を行う場合路面とタイヤの間のすべり摩擦係数を1.00%使用しないで(完全ロックでなく)停止

する。この場合の加速度は普通 $-0.4g \sim -0.2g$ であり最大 $-0.3g$ 程度である。緊急の場合はロック制動をすることは当然であり加速度は路面の摩擦係数に応じて $-0.4g \sim -0.6g$ となる。この両者の加速度差が余裕と考えられる。

一方追突の状況を考えたと追従走行している車の場合、後車は前者の制動を見て自分も制動停止する。制動停止距離はほぼ等しいと考えると、追従間隔は制動遅れの間の走行距離である。通常の最小車頭間隔は 30 Km/h で $8 \sim 18 \text{ m}$ 、 60 Km/h で $18 \sim 30 \text{ m}$ であり、前車の後部から後車の前部までの間隔は $5 \sim 25 \text{ m}$ である。これを時間に換算すると制動遅れとしての余裕は $0.6 \sim 1.6$ 秒となる。

したがって第一義的には追突とすべりとは関係ないが、実際の走行では後車は必ず制動遅れがある。何等かの原因で制動遅れが余裕時間より大きくなった場合、運転者はより強くブレーキを踏んで制動停止距離を小さくしようとする。普通制動時の減速度は $0.3g$ 程度までであるので、前車の制動を $0.3g$ とすると、この値と後車の用いる路面の摩擦係数との差が安全性に影響する。路面の摩擦係数を 0.45 、前車の減速度を $0.3g$ とすると、両車の制動距離の差は $4 \sim 15 \text{ m}$ 、 $0.5 \sim 0.9$ 秒となる。これに走行中の車両間隔を加えると余裕の合計は $1.1 \sim 2.5$ 秒となり十分安全である。

これを総合すると視距に関係する一般の制動停止の場合、路面の摩擦係数は構造計算の数値よりいくらか大きくしておく必要がある。一方追突を考えた場合は普通制動 ($0.3g$) との差が大きいほど安全であり、 0.45 あればほぼ十分と考えられる。

2.2.2 横すべりについて

道路構造で横すべりが問題になるのは曲線部走行中であり、構造令では曲線部の最大横すべり摩擦係数を 0.15 として計算している。これは実際の舗装面の摩擦係数値 ($0.4 \sim 0.6$) よりはるかに小さいので十分余裕があり安全である。しかし先にものべたように曲線部走行中制動した場合は事情が異なるので、できるだけ道路構造上は横すべり摩擦係数が 0 に近づくように設計すべきである。

2.3 すべり摩擦係数の基準限界値

すべり摩擦係数の基準値は二つの面より決定される。一つはすべり摩擦係数を表す、統一した測定基準の決定であり、次いでこの基準の下に走行性との関連において安全を確保できる限界値の決定である。

2.3.1 すべり摩擦係数の統一基準について

すべり摩擦係数に影響する諸要因については次のように測定条件を統一すべきであると考え、なおこの基準に従って測定できないものについては換算して条件を合わせなければならない。

- (1) 制動状態は 100% 制動 (完全ロック) を使用する。
- (2) すべり方向は横すべり摩擦による。
- (3) 制動速度は 60 Km/h とし、制動中速度は一定とする。 60 Km/h がえられない場合は (7) 式によつて換算する。簡便には $V_w = -0.005V + C$ によつて近似計算してもよい。
- (4) 路面状態は湿潤とし、普通の散水車で十分に散水した直後の状態を標準とする。
- (5) 温度及び季節による影響は大きいので必ず統一換算しなければならない。路面温度 35°C

を標準とする。換算は(7)式によつて行なう。

(6) タイヤ種類は合成ゴム製乗用車用リブタイヤとする。

2.3.2 基準限界値の提案と外国の例

イギリスでは早くより路面のすべり摩擦係数の限界値の規定がある。一部数値の改変があつたが現在使用されているものは表-8の通りである。

表-8 提案されている横すべり摩擦係数(イギリス)

区分	場所種別	30マイル/時の 速度で平均的な 湿潤路面上での横 すべり摩擦係数	代表的すべり 抵抗の標準
A	以下のような般も問題のある場所 (i) ロータリー (ii) 規制のない道路で半径500 フィート(150m)以下の曲線部 (iii) 5度またはそれ以上の勾配が 300フィート(90m)以上続く 勾配部 (iv) 規制のない道路の信号交差点 への進入路	0.55以上	良 好 高速交通に対する要求を 満足しその道路ですべり による事故がくり返され ることが、最も好ましく ない場合
B	一般条件すなわち 道路およびその他の条件が、Aま たはBに含まれないもの	0.5 以上	一般的には十分 道路上で通過する最も困 難な状態のほとんどすべ りに合致する
C	問題のない場所 勾配、曲線ともゆるやかで交差点 がなく、特に異常な状態を発生さ せる可能性のない直線道路	0.4 以上	良好な状況下においての み十分
D	何らかの保証のある場所 非常に低速交通か交通量が少ない という原因のために事故分析の結 果では通常の危険度を越えていな いことがわかっている道路	0.4 以下	スリップする可能性あり

イギリスでは古くから横すべり摩擦を標準としており、限界値も横すべり摩擦によつて表示されているが、ほぼ同数値の縦すべり摩擦係数と考えてよい。

米国では各州で限界値を制定している。その状況は表-9の通りである。これに対し最近全国を統一した限界値としてHRBより提案された値は表-10の通りである。この表でskid Numberとは摩擦係数を100倍したものである。

オランダでは一応50km/hで0.5を標準と考えているようである。

先にのべた道路のすべりと幾何構造の関係、すべりと事故の関係を総合し、さらに諸外国の数値も考慮した結果わが国の路面のすべり摩擦係数の限界値を表-11のように提案する。

表 9 最小すべり値（各州制定）

州 名	トレーラーに すべり 制 定		制動停止車		英国振子試験
	SN	V (MPH)	SDN	V _p (MPH)	
Arkansas	—	—	—	—	45
Connecticut	—	—	43	30 or 40	—
Florida	—	—	40	40	—
Georgia	—	—	—	—	50
Kentucky	—	—	45	30	—
Louisiana	—	—	—	—	55
Maryland	—	—	47	40	—
Michigan	40	40	—	—	—
Mississippi	40	40	40	—	—
New York	32	50	—	—	—
N. Carolina	—	—	45	—	—
Pennsylvania	40	35	—	—	—
Tennessee	40	40	—	—	—
Texas	35	40	—	—	—
Virginia	35	40	40	40	—
Recommendation	37	40	46	40	60

表 10 最小すべり値 (HRB 提案)

平均走行速度 (MPH)	すべり値	
	SN ^b	SN ₁₀ ^c
0	60	—
10	50	—
20	40	—
30	36	31
40	33	33
50	32	37
60	31	41
70	31	46
80	31	51

a : ASTM E-274 測定法によつてえられたすべり値

b SN : 平均走行速度でえられたすべり値

c SN₁₀ : 40マイル/時の速度でえられたすべり値

すべり値はすべり摩擦係数を100倍したものである。

表 11 路面のすべり摩擦係数の限界値

	道路の種類	最小摩擦係数	条 件
日本 (※)	一般道路	0.40	路面温度35℃ (60km/h) 湿潤
	同上、氷雪のある場合および仮道	0.35	
	線形の悪い所(こう配、曲線)交差点、分合流点	0.45	
	同上氷雪のある場合および仮道	0.40	

8. 除 雪 機 械 の 高 速 化

機 械 研 究 室 長

田 中 康 之

1. まえがき

近年の道路除雪の進歩を知る時、その蔭にある人々の努力と機械・工法の進歩を感じないはいられない。わが国で道路除雪が機械を用いて行なわれるようになったのは、終戦直後、北海道に於て米軍の命令で始められたのがキツカケと云われ、その後主として北海道で土工機械を用いた除雪作業が行なわれてきた。昭和29年にはロータリ式除雪車も国産され、次第に内地の日本海沿岸地方でも除雪が行なわれるようになった。然し本格的な機械除雪が始まったのは昭和40年頃からで、除雪機械も外国との技術提携等によつて多くの会社で製造されるようになった。たゞわが国と外国との使用条件や雪質の差などから、それらの機械は100%満足されるものでなく、その改善が望まれていた。土木研究所機械研究室では昭和37年頃から除雪機械の基礎的な研究を始め、今日に致る迄除雪機械の改善に役立つ多くの資料を得てきた。以下これらのうち、除雪機械の高速化という観点から、ブラウ除雪車及びロータリ除雪車の特性と、今後の高速型除雪車の方向について述べてみたい。

2. 除雪機械の性能向上と高速化

わが国で最も普通に行なわれている除雪方法は、国が直轄管理する道路では次のようである。先づ路面に積つた雪をスノーブラウをつけたダンプトラックで路肩へ除雪する。ダンプトラックの代りにモータグレーダが用いられる場合もある。これは通常 $20\text{km/h} \sim 30\text{km/h}$ の速度で行なわれるので高速除雪と呼ばれているが、後で述べるようにロータリ除雪車の高速化に伴つてまぎらわしくなつて来たのでこゝでは一次除雪と呼ぶ。一次除雪によつて路肩に寄せられた雪の量は一次除雪がくり返されるのに伴つて増え、雪の堤を形成する。ブラウ除雪では、雪を高く投げることは困難が多いので、雪堤が1mくらいの高さになると、ブラウで飛ばされた雪が雪堤の内側(道路側)に落ちるようになる。このため雪堤は内側に向つて成長し次第に道路の有効幅員をせばめる。道路の有効幅員を確保するためにこの雪堤内側の雪の雪堤外への排除が必要となり、そのためロータリ除雪車が使用される。ロータリ除雪車の作業速度は $1 \sim 3\text{km/h}$ で、この除雪は拡幅除雪と呼ばれている。この外、路面に附着した雪(圧雪)を削つたり、路面に生じたわだちをならすためにモータグレーダが使われることも最近多くなつて来た。沿道に人家が立並んでいる所では、雪堤外へのロータリ除雪車による雪の排除ができないので、これをダンプトラック等にロータリ除雪車又はスノーローダと呼ばれる機械で積込んで搬出する必要がある。これを排雪と呼んでいる。排雪の必要な区間は、例えば直轄除雪区間の全延長に対し4.9%¹⁾と非常に少ないが、沿道家屋の屋根から降ろした雪が加わること、一般に交通量が多いこと、幅員の余裕が少ないことなどから、作業に困難が伴ない、多くの労力が費やされている。

県や市町村が除雪を担当する道路にあつても重要な路線は上記に準じているが、多くはVブラウをつけたブルドーザ(除雪ドーザ)やモータグレーダなどによる、時速 $3 \sim 8\text{km/h}$ の低速ブラウ除雪により、一次除雪と拡幅除雪を兼ねて行なわれている。

このように道路除雪は、その大半をブラウ除雪車とロータリ除雪車の2機種で行なつており、それらの性能の改善は、除雪作業に寄与する所が非常に大きい。除雪機械の性能の向上とは、一口に

に云えば、より少ない動力で、より多くの雪を、より速くへ飛ばす事を目ざすと云つても良いのであろう。そしてそのポイントの置き方はブラウ除雪車とロータリ除雪車とでは多少違つてはいるが、結果的には高速化といつたテーマで統一される。

ブラウ除雪車にあつてもロータリ除雪車にあつても、雪はその機械を離れた瞬間からの行動は全く同じになり、その時点で雪のもつ速度ベクトル（速さと方向）が、その後の雪の運動を決定する。ブラウ除雪車とロータリ除雪車の本質的な違いは、雪に運動のエネルギーを与える方法にあつて、前者は車速によつて与えているのに対し後者は、回転する翼（ブレード）で与えている。

ブラウ除雪車の問題点の一つに雪をいかにして雪堤の上に乗せるかがある。そのためには雪により早い速度を与えることが必要となるが、そのためには車速を上げる必要がある。高速化は必然的に馬力の増大を必要とし、より少ない動力で走れる機械が要求される。ロータリ除雪車については、作業車速がいかに遅すぎることが問題で少くとも 10 km/h 以上の速度を出したい。高速化を計ることは結局多量の雪をどう処理するかという問題となる。従つてより少ない動力でより多くの雪を処理できる機械が要求される。

高速化はこのような技術的な問題以外にも、多くの利益をもたらす。第1に作業人員の節約である。除雪作業は請負化の最も困難な業種の一つであるが、年々の除雪延長の増加に対し作業員は殆んど増員されておらず作業員当りの平均受持区間は増大する一方である。高速化による、時間当りの作業延長の増大はこうした面を補うばかりでなく、除雪コストの引下げや、機械台数の減少に伴つた管理業務の軽減等にも役立つ。第2に1台当りの受持ち延長が増大するので、例えば現在の $3.11 \text{ km当り} 1 \text{ 箇所}^1)$ という除雪ステーションの担当距離の増大を計ることもできる。第3には大型の除雪車が低速で走るために生ずる交通障害の減少があげられ、これは特に将来予想される多雪地帯の高速道路に於て重要なものとなるであろう。

3. ブラウ除雪車の特性

3.1 ブラウ除雪車の研究

ブラウ除雪車に関する研究は昭和40年度～42年度の3年間にわたつて行なわれ、ブラウ除雪車に関する基本的な知識とその改善に利用できる多くのデータが得られている。この研究は7t積 4×4 ダンプトラックに各種のスノーブラウを取付けて、雪質、除雪量、車速、ブラウ角度等を変えた除雪作業を行ない、必要な動力やブラウに加わる除雪抵抗を計測したもので、実験は青森県と新潟県で実施した。

3.2 除雪トラックの受ける抵抗

除雪トラックが、除雪しながら走行する時に受ける抵抗力は次の3種があげられる。

- (a) トラック自身の走行抵抗（ころがり抵抗） F_w
- (b) 雪の切削抵抗 F_c
- (c) 雪の加速抵抗 F_a

(a)については、一般の自動車等でも研究されていて、車速の低い範囲では車速の一次式になることが知られている。除雪トラックにあつては、タイヤチェーンを全輪につけることから、普通の車

幅に比べて係数がやゝ大きく、実測²⁾によると

$$F_w = W_1 (0.00106U + 0.045) \quad (\text{Kg}) \quad (1)$$

ここに W_1 : 車体重量 (Kg)

U : 車速 (Km/h)

で車速が $10 \sim 20 \text{ Km/h}$ では車体重量の $5 \sim 6$ 分の走行抵抗となる。

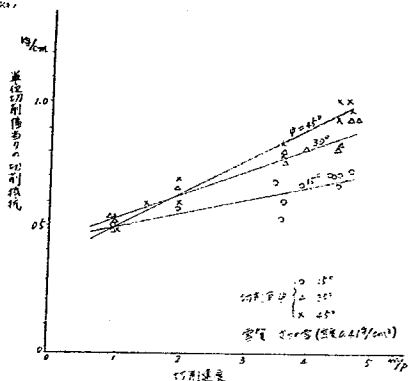


図-1 切削速度と切削抵抗

(b)の切削抵抗 F_c は(c)の加速抵抗との分離が実車については困難であるため模型試験で求めている。或る実験ではこの値は図-1のような値を示しており³⁾ 車速のほぼ一次式となる。この実験に用いたのは低温室に長期間貯蔵した雪で、一次除雪で除雪される雪に比べかなり堅いものであるが、それでも、この値をブ라우幅 3 m 当りに換算した場合、車速が 30 Km/h を越すと、次に述べる加速抵抗が増大するので比較的小さな割合しか持たなくなる。切削抵抗については金属切削理論等を用いた理論解析も試みられているが^{2),4)}

金属の場合に比べ強度/密度の比が桁はずれに小さい ($1/1000$ 以下) 雪の場合、構造的に無理があるようである。

(c)の加速抵抗はブ라우に加わる除雪抵抗(ブ라우反力)の主体をなすもので、この仕事が雪に速度を与えるというブ라우の本質的な作業を行なっている。図-2に於いて、地上にある雪はブ라우の進行と共にブ라우面にはね上げられ、その表面を流れてブ라우の外へ飛び出す。ブ라우面に雪がはね上げられるのは、雪の静止しているという慣性力によるもので、この事に関しては静止しているブ라우面に雪が流体のように流れて来て当たると考えると分り易い。従つて抵抗等による損失がな

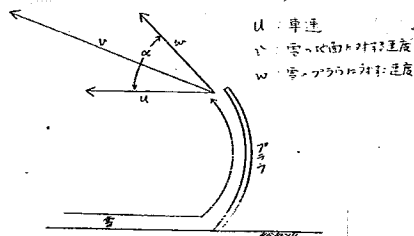


図-2 ブ라우における雪の流れ

ければ雪はブ라우面を車速 U と等しい速さで流れることになる。現実には、ブ라우そのものも地面に対し U の速さを持つから雪の地面に対する運動は、ブ라우の地面に対する運動と雪のブ라우上の相対運動をベクトルの合成したものとなる。この雪の流れがブ라우に与える反力即ち雪の加速抵抗 F_a は次のようになる。

$$F_a = \frac{\rho S}{g} U^2 \left(1 + \sqrt{1 - \theta} \cos \alpha - \frac{\theta}{2} \right) \quad (2)$$

こゝこ ρ : 雪の単位体積重量

S : 除雪断面積

U : 除雪車速度

α : ブラウ面上端の水平面とのなす角 (図-2 参照)

θ : 損失率 (雪がブラウ面を流れる間に失う運動エネルギーの割合)

(2)式に於て両辺を除雪断面 S で割ると

$$\frac{F_a}{S} = \frac{\rho}{g} U^2 \left(1 + \sqrt{1 - \theta} \cos \alpha - \frac{\theta}{2} \right) \quad (3)$$

となる。(3)式によれば F_a/S (除雪比抵抗と呼ぶ) は車速 U の自乗に比例するが、実験結果も図-3に見られるようにこの傾向を示している。多くの実験結果から、 F_a/S は車速が 10 ~ 13

Km/h 程度の所で最低値を示す。

16 mm 高速カメラによる解析

によれば、この車速附近でブラウ

面上の雪の流れが変化している。

それより遅い速度ではブラウ面に

雪が乗らないまゝ側方に押しやら

れており、それ以上の速度ではブ

ラウ面を雪がきれいに流れて飛ん

でいる。従つて普通云われている

高速除雪とは、この限界速度以上

で行なうブラウ除雪と考えて良い。

除雪トラックの走行抵抗 F は

$$F = F_w + F_c + F_a \quad (4)$$

で示されるが、以上の結果から、

F は車速 U の 2 次式となることが

判明した。

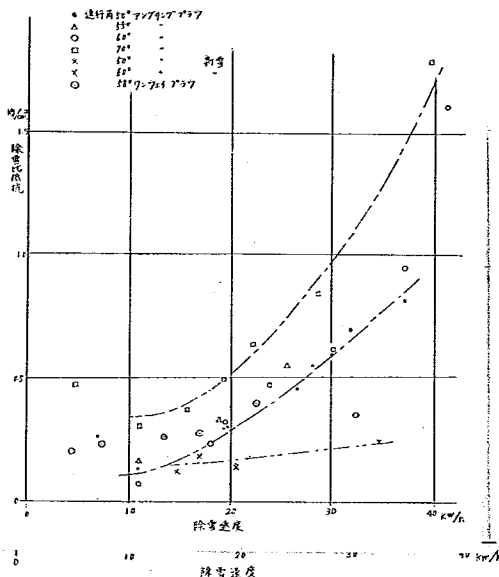


図-3 除雪速度と除雪比抵抗

3.3 除雪トラックの所要動力

所要動力 P は、(4)式で示される走行抵抗に車速 U を乗じて得られる。従つて

$$PS = PU = AU^3 + BU^2 + CU$$

(5)

ここに A、B、C : 定数

B、CはAに比べて小さい値であるので、Uが大きくなると(5)式はA即ち(2)式の右辺の U^2 の係数の影響を強く受ける。

3.4 ブラウ除雪車の高速化

図-2において、ブラウ面を流れ出る雪の速さは、今 $\alpha=0$ とし、ブラウ面における雪の運動エネルギー損失を無視すれば($\theta=0$ とすれば)、 $2U$ に近い値となる。 α が大きくなるに従つて、その速さは $2U$ より小さくなり、 $\alpha=90^\circ$ では $\sqrt{2}U$ に近い値となる。即ち雪の飛び出す初速は U に比例した値となる。雪をできるだけ高く又は遠くへ飛ばすには、雪の飛び出す初速を大きくする必要があり従つて車速を上げることが必要となる。ブラウから飛び出す雪の速さの測定はいろいろ試みられてはいるが、成功例はなく、普通のブラウでは $1 \sim 1.2U$ 程度と推定されているに過ぎない。今それを $1.2U$ と仮定すると、時速 36 Km/h で走る除雪トラックで飛ばされる雪の初速は 12 m/s となり、これは道路で使われているロータリ除雪車から飛び出す雪の初速の遅い方の速度範囲に入る。ロータリに比べ投雪角度が小さく、かつ投雪方向も進行方向に対して斜め前方になるブラウにとつては、この速度は不十分なもの、ロータリ除雪車と同じ様な投雪性能を得るためには 18 m/s 以上の初速が必要と考えられる。従つて除雪速度も 54 Km/h といった大きな速度が必要となる。

ブラウ除雪車の高速化における問題点は次の3点が考えられる。

(1) 動力的な制約

(5)式で示されるように所要動力即ちエンジン馬力は、車速 U の3乗に比例する。従つて車速を50%上げる為には3.4倍のエンジン馬力が必要となる。今多く用いられている除雪トラックのエンジン馬力は 150 ps であるが、速度を50%上げるためには 510 ps という大きな出力のエンジンが必要となり、それに伴つてトラックも大型化するので、その結果(5)式のB、Cの係数にも影響を与えるようになる。

(2) 駆動力による制約

(4)式により除雪抵抗は車速の自乗に比例することが判明した。除雪車は除雪抵抗に打勝つ駆動力をもつ必要がある。その駆動力は、タイヤの路面上でのスリップが限界となる。現在の除雪トラックの実測値²⁾で考えると、車速が 40 Km/h 程度で約 $1,500 \text{ Kg}$ の除雪抵抗を必要としている。この値は除雪車の自重を $1,200 \text{ Kg}$ 、路面のすべり摩擦係数を 0.3 と考えると十分余裕のある値であるが、車速を50%上げると走行抵抗は2.1倍従つて $3,200 \text{ Kg}$ となり出しうる駆動力 $3,600 \text{ Kg}$ との差は少なくなつて安全な運行が期待できなくなる。このほか(1)によるパワーアップにもとづく重量増加が期待できることや速度上昇と共にすべり摩擦係数が低下することなど細部の検討は必要である。更に雪を側方に飛び出すための反力については、条件がきびしくなる。即ち横方向の除雪反力は前進方向の $1/2$ 程度の値となるが、作用点がかかり前の方になることとその反力を前輪で受けとめるためハンドルをとられ勝ちになることから 40 Km/h 前後の車速でも十分余裕

がないと考えられている。

(5) 視界

ブラウ除雪車は、前方のブラウで雪をはね上げるという特性上、前方視界がさまたげられることが多い。この傾向は高速になる程著しく、雪質によつては時速30 Km/h程度でも視距不足を来している例がある。この現象を防ぐためにブラウ上端の形状を変化させる色々な試みも行なわれているが、まだ十分なものを得るに到つておらず、ブラウと運転席の相対位置の変化等根本的な改良が必要とされている。

こうした基本的な技術上の問題の他に、最近の交通量増加による雪質の変化の影響についても考慮する必要がある。かつて道路除雪が今日程完全に行なわれていなかった頃は、降雪量の多い夜間の通行は多くの困難が伴うため、交通量は昼間に集中し又その絶対量そのものも少なかったせいもあつて、道路には新積雪がそのまゝの形で残つてることが多かつた。然し近年の除雪態勢の完備と交通量の増大は、新雪を踏みつけにして、これを圧雪化する傾向を示すようになった。この圧雪は非常に硬く、時にはブルドーザの排土板でも切削困難を来すものである。従つて一次除雪のトラックでは、殆んどこれを処理できず、除雪トラックのブラウは、唯圧雪上をなでる程度という現象が多く見られるようになった。このことは除雪断面積を激減させ、従つて除雪抵抗や除雪所要動力もさほど大きい値は必要としなくなつて来た。実際に現有除雪トラックで圧雪の上をブラウをすべらせながら50 Km/h近い除雪速度で作業している例も少くない。このような傾向から現在は、機械の大型化を計らずに高速化が可能な形となりつつある。

4. ロータリ除雪車の特性

4.1 ロータリ除雪車の研究

機械研究室におけるロータリ除雪車の研究は、昭和37年頃から始められ、当初は出力30 psの小型試験車を用いて主として基礎的な面の研究を行ない、次いで出力150 psの中型ロータリ除雪試験車を用いて、多くの機種についての性能研究を行なつた。実験は主として新潟県の土木研究所新潟試験所（新井市所在）及びその近傍に於て行ない、何れも除雪車の作業条件と除雪量を変えて、除雪に要する動力やその時の除雪装置の回転速度などを測定してその性能を求めた。

4.2 ロータリ除雪車の性能

ロータリ除雪車の性能を表示する方式のうちで多く用いられているのは t/h 、 m^3/h 、 $t/ps h$ の3つである。

t/h と m^3/h は、文字通り除雪車が1時間当り処理できる雪の量を t on 又は m^3 で表わしたもので、除雪機械の場合は、この両方共示すことが必要とされている⁵⁾。それは処理する雪の密度が大きい幅をもっているためで、どちらか一方のみで示すと、例えば $0.07 g/cm^3$ の雪と $0.6 g/cm^3$ の雪とでは相当な違いが生ずる。密度の小さい雪に対しては、その能力は機械の容量的な制約（除雪機械の作業装置の体積からくる制約）がきくので m^3/h 、密度の大きい雪に対しては、エネルギー的制約（作業用機関の出力からくる制約）がきくので t/h を用いることが望ましい。然し一般的にわが国の雪の密度は $0.3 \sim 0.4 g/cm^3$ と大きいことが普通であるため、 t/h が多く用いら

れる傾向にある。

t/h は動力的な制約を示す値であるために、機関出力の大きい機械の方が大きい値を示すのは当然で、従つてその影響を除くために t/h を出力 ps で割つた $t/ps h$ もよく用いられる。 $t/ps h$ はディメンジョンとしては無名数ではなく $[L^{-1}]$ という形になる。この長さのディメンジョンは投雪距離に相当するものと考えられ、これを入れて計算する場合もある⁵⁾ が、投雪距離の測定にかなりの誤差が入るためあまり良いデータとはならないようである。

投雪距離はブローと同じく雪の投げ出された時の初速によつて決まる。その初速を一応投雪機（多くの場合ブローと呼ばれる羽根車）の外周の速度（周速）と等しいと考えるとブローの周速（又は直径が一定の場合は回転速度）が重要な値となり、これをブローの場合の車速と同じ様な形のインデックスとして用いている。従つて $t/ps h$ も同じ周速の値で比較すれば問題はないので、周速 U と $t/ps h$ の関係をグラフにすることがある。（図-4）

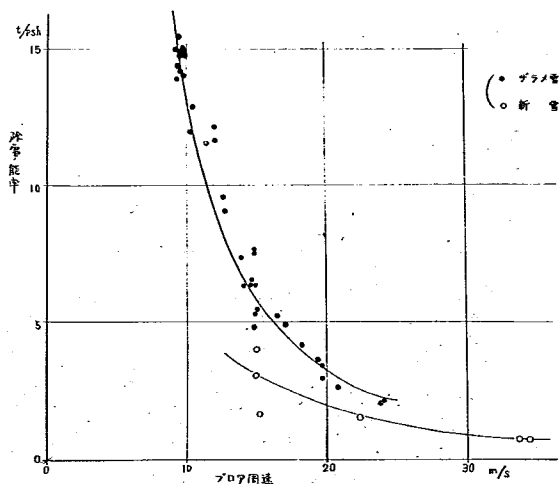


図-4 ブローの周速と除雪能率

4.3 高速ロータリ除雪車

普通ロータリ除雪車の作業速度は $0.5 \sim 2 \text{ Km/h}$ で、速いものでも 5 Km/h 以上のものは稀である。ロータリ除雪車がのように遅い作業速度しか出し得ない理由は幾つか挙げられる。第1に走行位置が路肩に片寄るため高速作業が困難なこと。第2にベースマン（トラクタ部分）は悪路走行性の良い特殊車輛を用いているが、その走行用出力が小さいこと。第3にわが国の重い雪に対して作業

用機関の出力が小さいこと。第4に雪の条件が大幅に変わるため万能機的设计をしてあること等々。

昭和42年度に東北地建の仙台技術事務所は時速20 Km/hで作業可能なロータリ車の試作を行なった。その特徴とする所は、ロータリ除雪車としての万能的性格を捨て、路肩にたまった雪を処理する拡幅専用機に徹したこと、ロータリ装置だけを左の方へオフセットできるようにし、路肩へ寄る危険性を少くしたこと、作業用エンジンの出力と走行用エンジンの出力をそれぞれ500 psと限度1ばいの大きなものを用いたことなどである。

雪を処理する作業装置には大きく分けると、送風機のような形をしたブロー型、ブロー型が堅い雪に弱い欠点をカバーするためにブロー前にオーガと称する雪の破碎装置をつけたオーガブロー型及びドラム罐に羽根を生やしたような形をしたカッタ型の3種類がある。一般的特性としてブロー型は軟かい雪に強いが硬い雪には弱く、オーガブロー型は逆に硬い雪に強く、カッタ型は雪質の変化に対して幅広い適応性をもつが全般的に能力が小さい。高速ロータリ用としては、雪の処理量が非常に大きくなることから能力の小さいカッタ型は先づ除外される。ブロー型とオーガブロー型の比較では、わが国では後者の方が好まれる傾向が強く一部に後者を採用したい意向もあつたが、これは雪をくदैて飛ばすという2段階構えであることや、高速になるとオーガの働きが逆にマイナスになる可能性があることから、ブロー型を採用することに決定した。こうして細部の設計がなされ昭和43年1月に東北地建山形工事事務所管内で実用に供されることになつた。

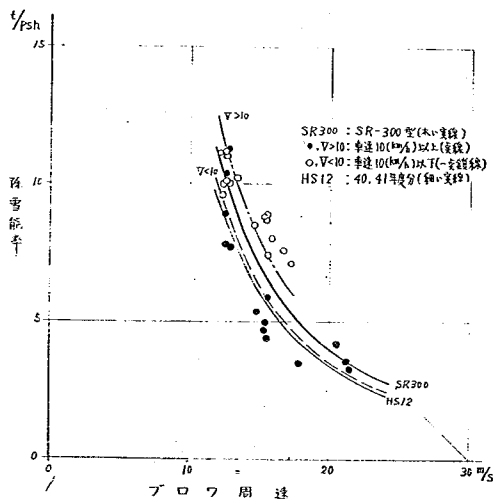


図-5 高速ロータリ除雪車のブロー周速と除雪能率

土木研究所機械研究室では、43年1～2月にかけて高速ロータリ除雪車の性能試験を実施した。その結果①設計車速20 Km/hは測定できず最高18.2 Km/hであつたが、この時にも機械側には余力があり、道路条件、オペレータの習熟さえ満たされれば20 Km/hでの除雪は可能と考えられた。又能力的にも4,200 t/h、1,400 m³/hという設計値は満たし得なかつたが最大40.41 t/h 11,060 m³/hの実測値を得ており、条件さえ良ければ十分な性能が期待できることが判明した。t/ps hについては図-5に示す様な値が得られ、同型式の低速機に比べ

約33%の性能アップとなつていて、然も車速の早い場合の方が性能が勝れていることが判明した。これは、ブラウ除雪車の所で述べたように、車速が10~13km/hを超えると、雪はカッティングエッジではね上げられ、或る速度をもつようになる。従つてその雪のもつ速度エネルギーがプロアでうまく生かされると、その分だけプロアの与えるエネルギーが少なくて済むため、オーガプロア型を用いると、オーガが妨げとなつてその効果が生かされないことが予想されたわけである。こ

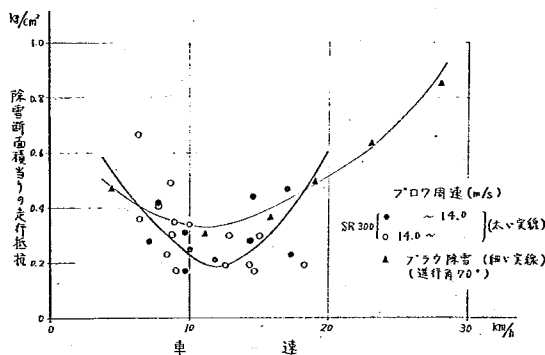


図-6 高速ロータリ除雪車の走行抵抗

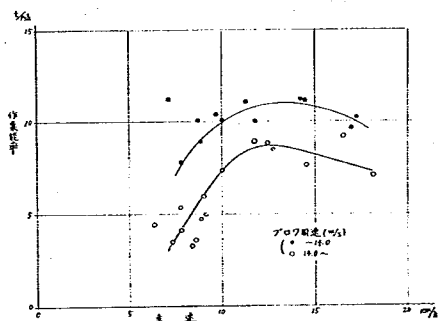


図-7 高速ロータリ除雪車の車速と作業能力

図-7 高速ロータリ除雪車における車速と作業能力

の車速が生かされていると考えられることのもう一つの証左は図-6である。これは車速と走行抵抗のグラフで、バラツキはいるが、ブラウ除雪車のそれとよく似ており、プロアに附属している小さなカッティングエッジで、ブラウ的な雪の加速を行なっていることが推定される。このことは、高速になる程良いt/ps hを示すといつたことと関連があり、プロア性能が良くなつた分だけ、走抵抗という形で走行用機関が背負っていることになる。唯この傾向も図-7に示されるように速度が12km/h以上となると頭打ちの傾向を示す

ようになる。これはブローの容積的な制約が生じて来ているためと考えられる。即ちブローの容積効率とか飲み込み率とか云われる値 (m^3/h をブロー容積 $m^3 \times$ ブロー回転 $rpm \times 60$ で除した値) が通常 50% 以下が多いのに対しこの場合は 60~80% の高率になっていて、ブロー内における雪の運動エネルギーロスが増大したためと解釈された。

何れにせよ多くのロータリ除雪車の非常に遅い車速に比べれば、この高速ロータリ除雪車の作業速度は桁違いに大きくブラス除雪に比肩すべき値で、ブラス除雪を高速除雪と呼ぶ従来の呼び方を訂正せざるを得なくなつて来ている。

5. 高速型除雪車の方向

ブラスで一次除雪を行ない、ロータリで2次除雪をするという2段階の除雪方式は、ロータリ除雪車の作業速度が非常に遅い時代には止むを得ないものであつたが、ロータリ除雪車の高速化が一応成功した現在、これを兼用してできないかという考え方が当然出てくる。然しこれに関しては、圧雪処理工法の高速化が進んでいないことや高速ロータリ除雪車の容積的な制約もあつて、解決迄には時間が必要と思われる。圧雪処理に必要な動力はかなり大きいことが考えられ、その高速化は動力的な制約から困難が多い。一方高速ロータリ車の容積的な制約は現在 $0.3 \sim 0.35 g/cm^3$ の密度の雪に於ては必ず現れているので、密度 $0.1 \sim 0.15 g/cm^3$ の新雪に対しては尚厳しいものとなるであろう。

その反面ブラス除雪車、ロータリ除雪車をそれぞれ高速化して行つた場合、必然的にそれらを組み合わせたようなものになつて行きそうである。もし多雪地帯に高速道路が出来た場合、道路の側から除雪車に要求される車速はどの程度であるかの検討はなされていないが、一応一般の通行

車輛並みかそれをやゝ下まわる車速を考えると $40 \sim 50 km/h$ が一つの目安となるであろう。ブラス除雪車にとつてその程度の車速は、それ程困難なものではなく、逆に雪に与える速度から考えるとやゝ不足気味である。一方ロータリ除雪車にとつてみると、その値はかなり厳しいもので、特に容積的な不足が心配される。今迄の実験で得られた性能値を車速又はブロー周速をイ

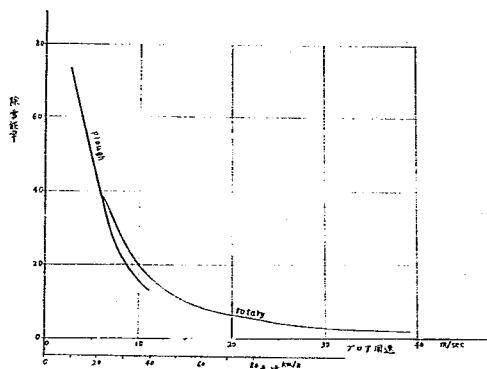


図 - 8 高速ロータリ除雪車における車速と作業能力

ンデックスにして示すと図-8のようになる。これによるとロータリ車の方がやゝ勝れた値を示しており、投雪方向が自由に選べることも考慮すると一般にはロータリ除雪車の方に分がありそうである。然しこの様な高速作業になると、前に述べたようなカッティングエッジ部におけるブラウ的な効果も相当大きいものとなり無視できない。従つて高速型除雪車の方向としては、ブラウで加速した雪をプロブで増速して飛ばす形のものになると考えられる。事実こうした考え方で、ブラウ面に羽根車をつけた型の除雪車が試作されたり、ブラウで加速した雪を圧縮空気で増速しようと試みられた実験が内外で行なわれたと聞くがまだ成功した例を見ない。今後は、カッティングエッジ部分の形状をうまく雪を加速してプロブに投げ込みるようにする研究や、或る速度をもつて入つてくる雪を効果的に増速できる容量の大きいプロブの形状の研究が必要となると思われる。

6. あ と が き

除雪機械の高速化については、以上述べたほかにも、作業しながら走る機械としては他に例がない程の高速で一般交通の中を走るといふ事からくる運転操作性の問題、視距の問題、大型化に伴う問題など検討を要する事が多く残されており、今後の研究が必要とされている。

外国機の模倣や技術導入から始まつたわが国の除雪機械技術は、日浅くして世界最大級の高性能除雪車を製造するレベルに迫達している。色々な面で困難の多い除雪機械の実験研究を遂行されて来た研究者各位の努力を多とするものである。

参 考 文 献

- 1) 建設省建設機械課他 1968: 降雪等による冬期交通障害と交通確保の問題に関する調査研究、第22回建設省技術研究発表会資料
- 2) 沢田、岩崎、佐々木、1968: 高速除雪方法に関する研究、ブラウ除雪実験〔第3報〕、土木研究所資料第417号
- 3) 田中、長田、1968: ブラウ模型による雪の切削試験研究、防災科学技術研究報告
- 4) 下田、千木良、石田 1967: ロータリ除雪車の基礎的研究〔2報〕積雪の切削抵抗について 日本機械学会諏訪地方講演会論文
- 5) 田中康之 1965: プロブ型ロータリ除雪車の研究、土木研究所 機械研究室資料
- 6) 長田、吉崎、渡辺 1968: SR300型高速ロータリ除雪車の性能について〔第1報〕土木研究所資料第407号