

土 木 研 究 所 資 料

第 1 6 9 7 号

昭和55年度調査試験研究成果概要報告書

昭和56年 7 月

建設省土木研究所
地震防災部 振動研究室

Copyright © 56年度 by P. W. R. I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。
したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長
の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

ま え が き

この報告書は昭和55年度に振動研究室が実施した調査試験研究の概要をとりまとめたものである。当研究室の昭和55年における課題数は13課題で、その内容は強震観測、地震動強度、地盤と構造物の動的相互作用、地盤の耐震性と液状化判定、交通振動対策等多岐にわたっている。

本資料が広く活用され、我国の地震防災対策ならびに交通振動対策の一助となれば幸いである。

昭和56年7月

地震防災部 振動研究室

目 次

(1) 地震動の地盤による増幅作用に関する研究…………… (試験研究費) ……	1
(2) 強震観測網の整備ならびに強震記録の解析…………… (“) ……	11
(3) 地盤と構造物の動的相互作用に関する研究…………… (“ ・特別研究費) ……	18
(4) 長大橋の設計地震入力に関する調査試験…………… (受託研究費・本州四国 連絡橋公団) ……	24
(5) 地震動及び地盤の動的性質に関する調査試験…………… (“ ・日本道路公団) ……	30
(6) 道路交通振動に関する研究…………… (国立機関公害防止等 試験研究費) ……	37
(7) 基盤地震動の特性に関する調査…………… (災害対策総合推進調整費) ……	44
(8) 地震動強度に関する試験調査…………… (道路事業調査費・試験調査) ……	50
(9) 地盤の耐震強度の判定法に関する試験調査…………… (“ ・ “) ……	52
(10) 地震動に関する試験調査 (道路事業調査費・大規模特殊事業計画調査) 設計地震動強度に関する調査……………	54
伊勢湾岸道路の耐震設計に考慮すべき基盤面位置に関する調査……………	56
軟弱地盤上での地盤震動に関する調査……………	57
(11) 地盤の耐震調査…………… (道路事業調査費・大規模特 殊事業計画調査) ……	58
(12) ダムの耐震設計に用いる入力地震動に関する調査…………… (河川総合開発事業調査費) ……	60
(13) 地震時の斜面崩壊に対する安定性調査…………… (地方建設局依頼調査 ・中部地方建設局) ……	68

(1) 地震動の地盤による増副作用に関する研究

振動研究室	室長	岩崎敏男
〃	主任研究員	川島一彦
〃		高木義和
〃		相沢 興

1. まえがき

従来、地震動の特性は加速度を中心として、その特性および強度の変化が研究されてきており、地盤条件および地形条件が異なった場合の地震動の増幅作用が主要な検討項目とな、ている。一方、このように地盤条件および地形条件が異なることにより地震動が増幅され、箇所別に地震動が異なることにより地盤中には複雑なひびきが生じる。設計震度に基づ、力のつり合いを中心とした震度法による設計では、加速度の増幅特性が重要となるが、地下埋設物、沈埋トンネル等の地中構造物に対する応答変位法による設計では、地震時に地盤に生じるひびきが重要となる。

本年度はこのような観点から、筑波の土木研究所構内に設置されている三次元同時地震観測装置による結果をもとに、地震時の地盤ひびきの解析を実施した。また、強震観測場内において、地盤の加振実験を実施し、地震動の伝播特性に関する基礎的な解析を実施するとともに、アルジェリア地震(1980.11.10)の被害調査を行った。

2. 研究目的

- (1) 地震動に及ぼす地盤条件および地形条件の影響を解明し、適切な解析手法を開発する。
- (2) 地震時に地盤に生じるひびきを解析する。
- (3) 地震動の伝播特性を解明する。
- (4) サイズミック・マイクロゾーニング(地震動の詳細地域区分)の手法を開発する。

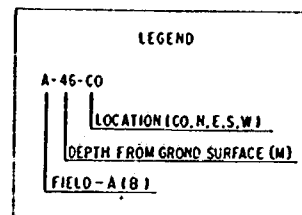
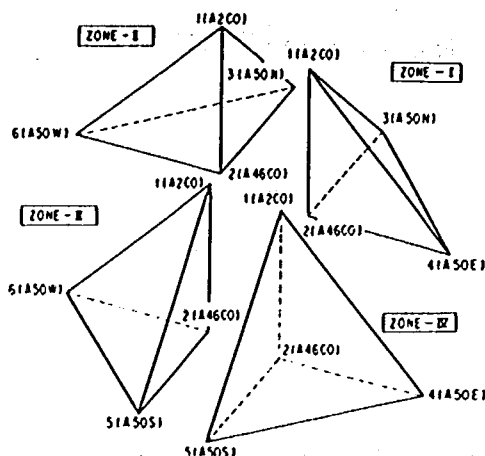
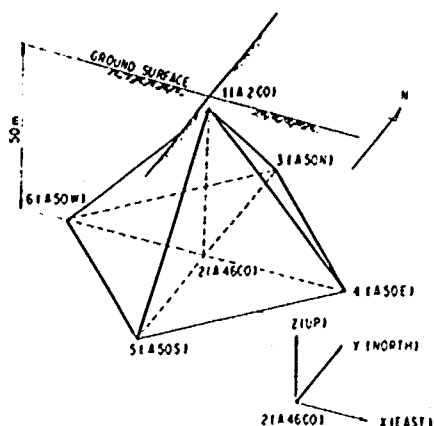
3. 研究方法

3-1 地震時の地盤ひびきの解析

土木研究所構内の三次元同時地震観測により、時間の同時性が確保されに加速度記録 $a(t, x)$ が得られており、これを数値積分することにより、変位波形 $u(t, x)$ を求めることができる。いま、図-1に示すように、 x, y, z 座標系において、 i, j, k, p の4点から構成される四面体を考え、4点での x, y, z 方向の変位 $u(t), v(t), w(t)$ がそれぞれ与えられているとする。いま、 $u(t), v(t), w(t)$ を

$$\left. \begin{aligned} u &= \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 z \\ v &= \alpha_5 + \alpha_6 x + \alpha_7 y + \alpha_8 z \\ w &= \alpha_9 + \alpha_{10} x + \alpha_{11} y + \alpha_{12} z \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

と、 x, y, z の1次関数を仮定すると、未定定数 α_n ($n=1 \sim 12$) は4点の座標から決めることができ、式(1)は次のようになる。



(a) A地区観測場の観測点位置

(b) 第I象限～第IV象限の4面体

図-1 ひずみの解析における座標軸の定義と観測点(土研構内A地区観測場)

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} = \frac{1}{bV} \begin{Bmatrix} u_i & u_j & u_m & u_p \\ v_i & v_j & v_m & v_p \\ w_i & w_j & w_m & w_p \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} a_i + b_i x + c_i y + d_i z \\ a_j + b_j x + c_j y + d_j z \\ a_m + b_m x + c_m y + d_m z \\ a_p + b_p x + c_p y + d_p z \end{Bmatrix} \quad (2)$$

ここで、

x_k, y_k, z_k : k 点の x, y, z 座標 ($k=i, j, m, p$)

$$a_i = \det \begin{vmatrix} x_j & y_j & z_j \\ x_m & y_m & z_m \\ x_p & y_p & z_p \end{vmatrix}, \quad b_i = -\det \begin{vmatrix} 1 & y_j & z_j \\ 1 & y_m & z_m \\ 1 & y_p & z_p \end{vmatrix}, \quad c_i = -\det \begin{vmatrix} x_j & 1 & z_j \\ x_m & 1 & z_m \\ x_p & 1 & z_p \end{vmatrix}, \quad d_i = -\det \begin{vmatrix} x_j & y_j & 1 \\ x_m & y_m & 1 \\ x_p & y_p & 1 \end{vmatrix}$$

(他の定数 a_k, b_k, c_k, d_k ($k=j, m, p$)は、 j, m, p の順に添字を変化させる)

$$bV = \det \begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i & z_i \\ 1 & x_j & y_j & z_j \\ 1 & x_m & y_m & z_m \\ 1 & x_p & y_p & z_p \end{vmatrix}$$

いま、ひずみ成分 $\{\epsilon\}$ を次式で定義すると、

$$\{\epsilon\} = \{\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}\}^T = \left\{ \frac{\partial u}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial y}, \frac{\partial w}{\partial z}, \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}, \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial u}{\partial z} \right\}^T \quad (3)$$

式(2)を代入することにより、 $\{\epsilon\}$ は次式となる。

$$\{\epsilon\} = [B]\{\delta\} = [B_i, B_j, B_m, B_p]\{\delta\} \quad (4)$$

ここで、

$$[B_k] = \frac{1}{bV} \begin{bmatrix} b_k & 0 & 0 \\ 0 & c_k & 0 \\ 0 & 0 & d_k \\ c_k & b_k & 0 \\ 0 & d_k & c_k \\ d_k & 0 & b_k \end{bmatrix}, \quad (k=i, j, m, p)$$

$$\{\delta\} = \{\delta_i, \delta_j, \delta_m, \delta_p\}^T, \quad \{\delta_k\} = \{u_k, v_k, w_k\}^T, \quad (k=i, j, m, p)$$

したがって、 $\{\delta_k\}$ ($k=i, j, m, p$)を与えることにより、式(4)から地盤のひずみを計算することができ

3-2 定常振動法による地盤の加振実験

土木研究所構内のC-1地区強震観測場において、図2に示すように直径2m、高さ2mの地盤加振用円筒形基礎を設け、これを最大加振力3tの起振機で加振することにより、定常振動法による波動の伝播特性の実験を行った。地盤を半無限弾性体と見なすと、この上にある円形フーチング基礎が上下方向に振動する場合に発生する波動では、レイリー波が卓越する。定常振動源によって発生する任意時刻での表面の変位形状は図3のように正弦関数で表わすことができる。2つの相隣るピーク間の距離は、レイリー波の1波長の長さ L_R に等しくなることから、波動伝播速度 V_R は振動数 f の関数として次式で与えられる。

$$V_R = f L_R \quad (5)$$

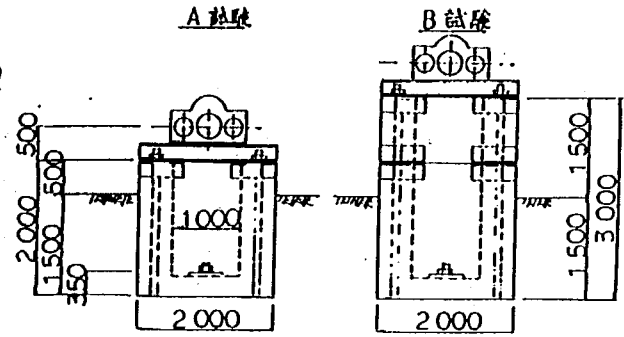


図2 定常振動法による加振実験の概要

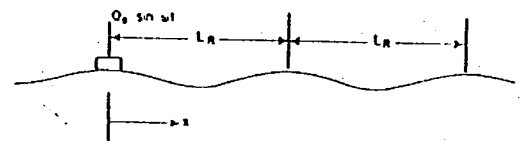


図3 半無限弾性体表面の変位形状

4. 研究結果

表-1 現在までに観測された記録

4-1 地震時の地盤ひずみの解析

(1) 伝播時間

現在までに土研構内C-1地区観測場内で表-1に示す合計12回の地震記録が採取されている。鉛直面内および水平面内の地震動の伝播速度を求めするために、時間の同時性が確保されている上下方向に相隣る1-2間(

EQ.NO.	発生年月日	震 源			震央距離 (Km)	マグニチュード	深さ (Km)
		地 域	東 経	北 緯			
EQ-1	1979.10. 9	OFF IBARAKI	139°50'	36°09'	27	4.1	50
EQ-2	1979.11.25	OFF IBARAKI	141°01'	36°41'	122	5.4	90
EQ-3	1979.12.14	SW IBARAKI PRF.	141°20'	36°45'	156	3.9	40
EQ-4	1979.12.16	E TOCHIGI PRF.	138°57'	35°31'	142	3.0	20
EQ-5	1980. 2. 1	-	-	-	-	-	-
EQ-6	1980. 4.21	OFF IBARAKI	141°51'	36°02'	198	4.0	60
EQ-7	1980. 5. 6	-	-	-	-	-	-
EQ-8	1980. 5.11	-	-	-	-	-	-
EQ-9	1980. 6.18	CENTRAL CHIBA PRF.	140°01'	35°38'	55	4.6	80
EQ-10	1980. 6.29	OFF E OF IZU PEN.	139°14'	34°55'	163	6.7	10
EQ-11	1980. 9.24	NORTHERN TOKYO MET.	139°42'	36°06'	42	6.0	60
EQ-12	1980. 9.25	CENTRAL CHIBA PRF.	140°12'	35°30'	71	6.1	70

図-1参照)の相互相関係数 R_{12} と移動相互相関係数 $\bar{R}_{12}$ および、水平方向に相隣る3-5間、4-6間の相互相関係数 R_{35} 、 R_{46} と移動相互相関係数 $\bar{R}_{35}$ 、 $\bar{R}_{46}$ を求めた。一例として、EQ-10による水平成分(NS成分)の R_{12} および $\bar{R}_{12}$ を示すと図4のようになる。

これによれば、上下方向に相隣る1-2間の相互相関係数 R_{12} は、 $\tau=0.2$ 秒付近で比較的高い値をとり、これを波動の伝播に伴う時間のずれと考えると、2点間の距離を L 、時間差を τ とすれば、伝播速度 V は次式となる。

$$V = L / \tau \quad (6)$$

上式に1-2間の距離 $L=44m$ 、 $\tau=0.2$ 秒を代入すると、 $V=220m/sec$ 程度となる。この値はA地区における実測のせん断波速度(約250m/sec)と比較的よく一致する値である。

一方、水平方向に相隣る3-5間の相互相関係数 R_{35} は $\tau=0$ で最大値をとり、また、移動相互相関係数 R_{35} も、 τ の時間帯において $\tau=0$ で最大値となる。したがって、いま、水平方向の波動の伝播を考えたとしても式(4)による伝播速度はみかけ上非常に大きくなり、事実上、地震動の加速度は鉛直下方から垂直に伝播していると考えられることができる。

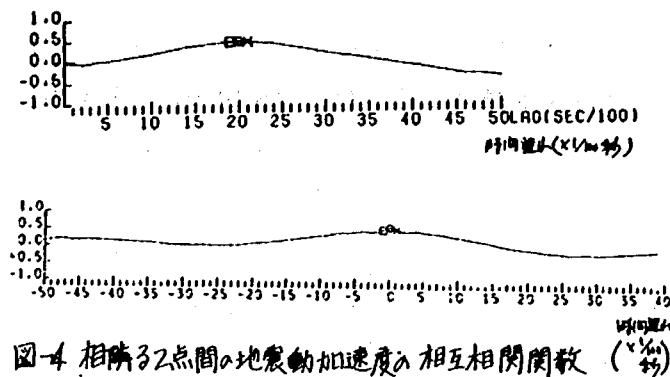


図4 相隣る2点間の地震動加速度の相互相関関数 (x/100)

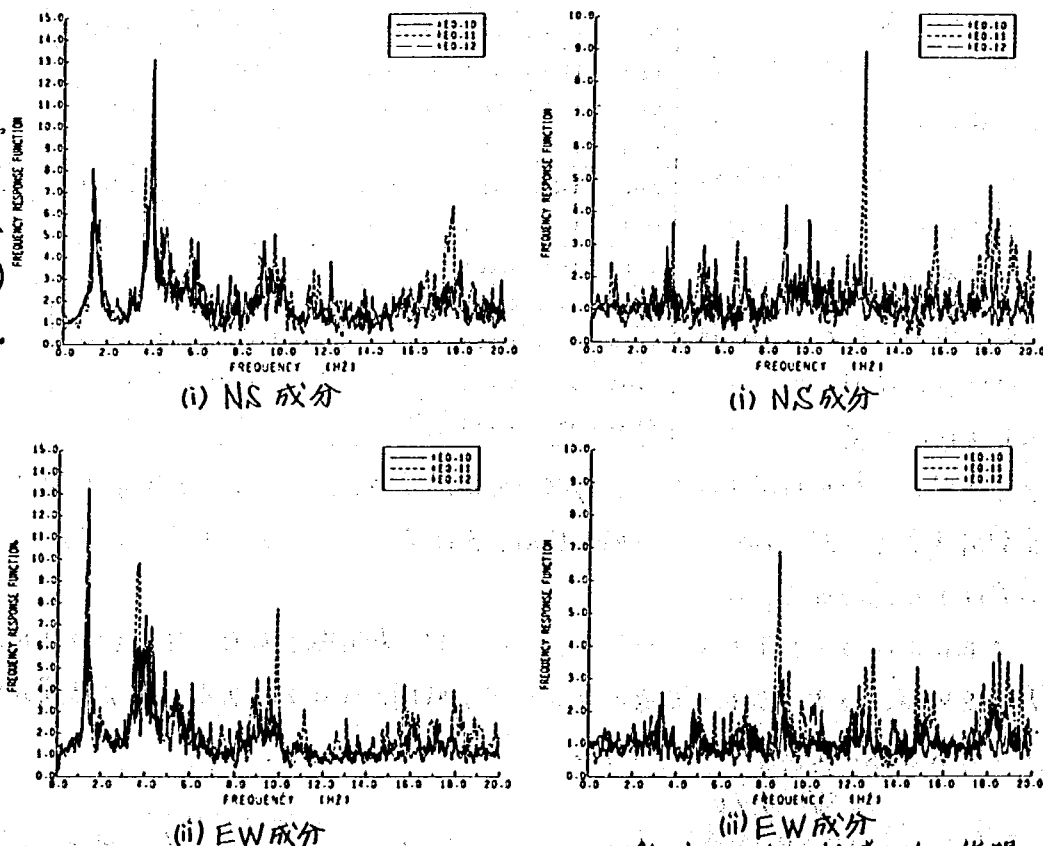
以上は、EQ-10に対する R_{12} および R_{35} の検討結果であるがこのような結果は表-1に示した12個の地震記録に対しておおむね共通している。

(2) 伝達特性

地盤の伝達特性を検討するために、同一水平面内にある相隣る2点、および、同一鉛直面内にある相隣る2点の加速度記録を用いてそれぞれの面内における伝達関数を計算した。

図5(a)は同一鉛直面内にある1-2点間の伝達関数(増幅率)をEQ-10, EQ-11, EQ-12の3地震に対して求めた結果を示したものである。この結果によれば、水平方向の加速度記録から求めた伝達関数は1.4Hz, 4.5Hz付近に明瞭なピークを有している。A地区の地盤調査結果によれば、地盤の平均的なせん断波速度 V_s は250m/sec程度であり、こうした点から1.4Hzおよび4.5Hzのピークは、それぞれ、表層地盤の一次および二次の固有振動数と考えることができる。上下方向の加速度記録から求めた伝達関数は、8~10Hz付近でピークを有するが、地震ごとにややばらついている。

これに対して、同一水平面内にある3-5点間の伝達関数(増幅率)は図5(b)のようになる。増幅率は、上記の水平方向の場合と比較すると全体として小さく、1.0程度となっている。しかしながら、振動数領域にわたって必ずしも一様という訳ではなく、今後のデータの蓄積を待って、このような点を検討する必要がある。



(a) 上下方向に相隣る1-2点間

(b) 水平方向に相隣る4-5点間

図5 伝達関数

(3) 地震ひずみ

図-1に示した十字測線の交点での地下2mおよび46mの観測点、十字測線の先端部の地下50mの各観測点の計6点に着目し、これを図-1(b)に示すように、第1象限～第4象限の4個の各面体に分割してそれぞれの象限ごとに式(4)の $\{\epsilon\}$ を求めた。一例として、EQ-12に対する $\{\epsilon\}$ の波形を示すと図-6のようになる。

ひずみと地盤の応答との関係を示すためには、ひずみ～応答速度の関係を検討する機会が多い。すなわち、いまx軸に沿って水平方向に速度 V で伝播する波動があり、その変位振幅 $d(t, x)$ が次式で与えられるとする。

$$d(t, x) = d(t - \frac{x}{V}) = d_0 \sin\{a(t - \frac{x}{V})\} \quad (7)$$

この場合には、式(7)の時間微分と空間微分の互換性により

$$\epsilon_x = \frac{\partial d}{\partial x} = -\frac{1}{V} \frac{\partial d}{\partial t} = -\frac{V}{V} \quad (8)$$

となり、ひずみ ϵ_x と速度 V が比例する二つとなる。同様の関係は ϵ_y, γ_{xy} についても成立する。上述の計算結果をもとに、 $\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}$ の最大値と速度 V （点2の速度とした）の最大値の関係をプロットすると、図-7のようになる。ここで、速度が0.2kine以上のデータから $\epsilon_x^{\text{MAX}}, \epsilon_y^{\text{MAX}}, \gamma_{xy}^{\text{MAX}} \sim V_2^{\text{MAX}} (V_{x2}^{\text{MAX}}, V_{y2}^{\text{MAX}})$ の関係および $\gamma_{xy}^{\text{MAX}} \sim V_2^{\text{MAX}} (\frac{1}{2}(V_{x2}^{\text{MAX}} + V_{y2}^{\text{MAX}}))$ の関係を求めると、おおむね以下のような直線関係がある。

$$\begin{aligned} \epsilon_x^{\text{MAX}} &= (1.9V_2^{\text{MAX}} + 1) \times 10^{-6} \approx 20 \times 10^{-6} V_2^{\text{MAX}} \\ \gamma_{xy}^{\text{MAX}} &= (2.1V_2^{\text{MAX}} + 1) \times 10^{-6} \approx 20 \times 10^{-6} V_2^{\text{MAX}} \end{aligned} \quad (9)$$

$\epsilon_x^{\text{MAX}} \sim V_2^{\text{MAX}}$ および $\gamma_{xy}^{\text{MAX}} \sim V_2^{\text{MAX}}$ とともに式(9)の係数は約 20×10^{-6} 程度であるから、これより見かけ上の伝播速度 V を求めると以下のようなになる。

$$V \approx \frac{1}{20 \times 10^{-6}} \text{ cm/sec} = 500 \text{ m/sec} \quad (10)$$

(4) まとめ、および今後の問題点

本年度の解析結果から、地震時の地盤ひずみに関して以下の事項が明らかとなった。

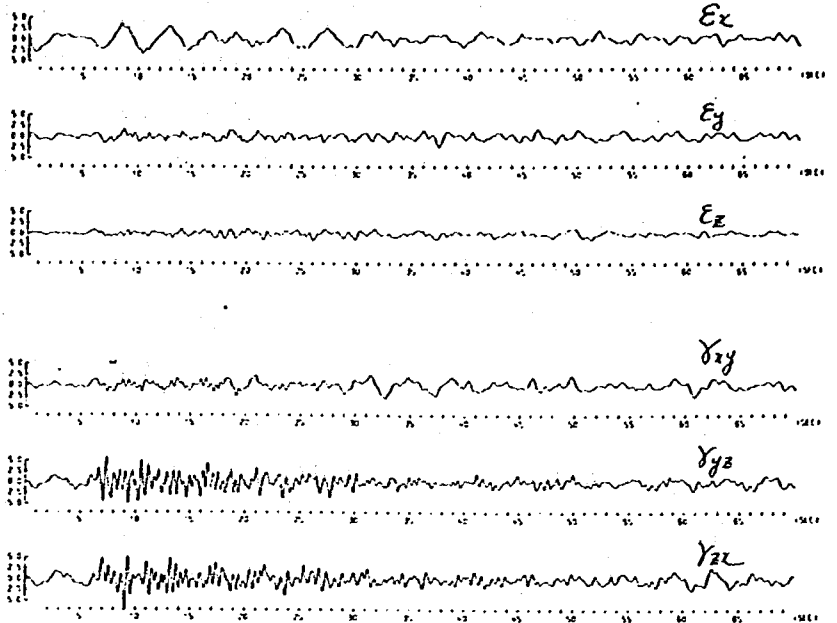
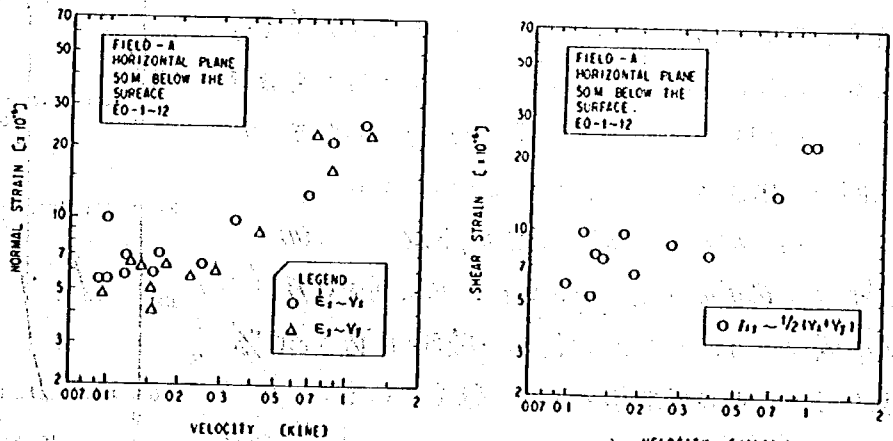


図-6 EQ-12に対する6成分のひずみ(C-1地区、第IV象限)



(a) 直ひずみ

(b) せん断ひずみ

図-7 ひずみと速度(粒子速度)との関係

(i) 上下方向に相隣る二点間の伝播速度は、せん断波速度に近いことから、この方向に関しては従来から言われているように、せん断波の多重反射を伴って地震動の伝播があると考えてもよい。しかしながら、水平方向に相隣る二点間の伝播速度はきわめて大きく（事実上、無限大）、今回対象としたような小規模地震では、表層地盤のせん断波速度程度の速さで水平方向に伝播する波動は無い（卓越しない）と考えられる。

(ii) 水平方向に伝播する波動は上述のように卓越していないが、地盤にはも成分のひずみが生じる。ひずみと速度（粒子速度）の間には式(9)の関係があるが、この関係を許容するとすれば、地盤は理論上式(10)で与えられるように500m/sec程度のせん断波速度を有していなければならないはずであり、この点に関しては今後、検討する必要がある。

(iii) 水平方向に相隣る二点間の伝達関数（増幅率）は、全体として1.0に近く、同一平面上の地震動が相互によく一致していることを表わしている。しかし、詳細にみると振動数領域にわたって必ずしも一様という訳ではなく、今後のデータの蓄積を経て、このような点を検討する必要がある。

4-2 定常振動法による地盤の加振実験

図-2に示した実験システムを用いて、円筒形基礎を上下方向に振動数を20Hz、30Hz、40Hzと3段階に変化させて加振した。円筒形基礎を中心として、これから離れるに従って、加速度および起振力との位相差がどのように変化するかを測定した。加振振動数が40Hzの場合の結果を示すと図8のようになる。これより、加速度振幅は、基礎中心からの距離に応じて波打つように変化しており、また、これに対応する形で位相も変化していることがわかる。図-3のように振動の山、谷がはっきり表われないのは、加振が点加振ではなく、フーチング底面および側面による加振であることによると考えられる。

図-8の結果からみると、加速度振幅については、基礎中心から10m程離れると山谷がはっきり出なくなるのに対し、位相についてはこれより遠方に離れてもはっきり表われており、こうした点から、位相に着目した方が波動の伝播状況をよく表わすと考えられる。図8から山～山もしくは谷～谷の長さを読取ると、平均して $14.8/6 \approx 2.47\text{m}$ となる。したがって式(5)より伝播速度 v_R を求めると、以下となる。

$$v_R = 40 \times 2 \times 2.47 = 198 \text{ m/sec} \quad (11)$$

和アソシ比が0.4程度の場合には、せん断波速度 $v_s \approx 1.05 v_R$ である。したがって、この場合には $v_s \approx 208 \text{ m/sec}$ となり、これは実験値とよく一致している。

本手法は多少の改良を加えることにより、容易に地盤のせん断波速度測定に使用できると考えられる。

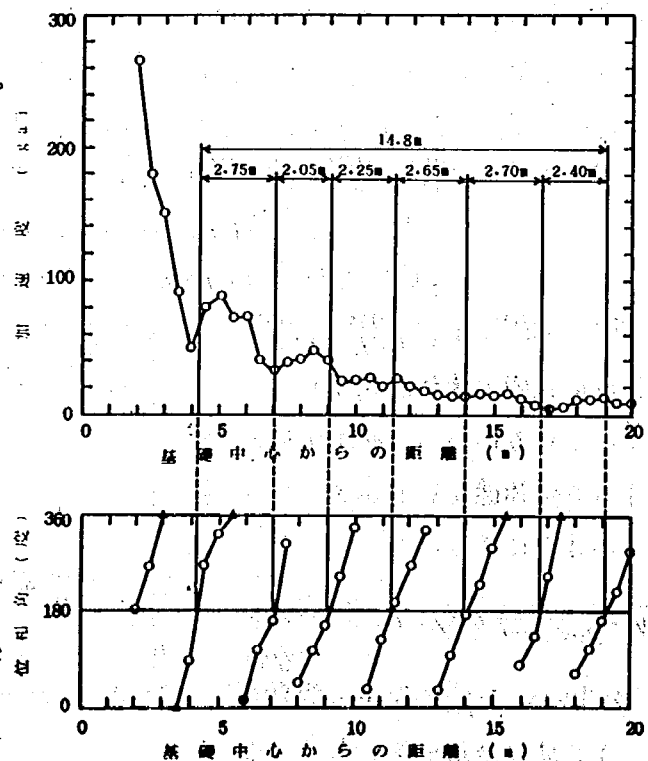


図-8 定常振動法による振幅および位相の変化

(参考)

アルジェリア地震に関する技術協力

および

イタリア南部地震に関する調査

目次	ページ
1. 目的・人員・期間	1
1-1 アルジェリア地震	2
1-2 南イタリア地震	2
1-3 アルジェリア地震と南イタリア地震の比較	3
2. 1980年10月10日エル・アスナム (アルジェリア) 地震	4
2-1 地震概要	4
2-2 災害の概況	4
2-3 被災の要因	4
3. 1980年11月23日イタリア南部地震	11
3-1 地震概要	11
3-2 災害の概況	11
3-3 被災の要因	13
4. 地中海地方の同地震災害から得られた教訓	16
4-1 既存建築物の耐震点検と耐震補強の推進	16
4-2 救援・復旧・復興の拡充	16
4-3 震災被害物の被災度判定と補修の推進	17
4-4 密集市街地の大火対策の強化	17
4-5 地震防災に関する技術開発の推進	17
付 録	18

注) 4および付録については耐震研究室の報告を参照されたい。

1. 目的・人員・期間

1-1 アルジェリア地震

(1) 目的

アルジェリア地震について調査を行うとともに、アルジェリアの震災復興計画について技術協力をを行う。

(2) 構成及び担当分野

団 長	中央防災会議事務局長・国土庁政務次官	大 塚 隆 司
副団長	建設省建築研究所長	中 野 清 司 (耐震建築)
副団長	気象庁観測部長	末 広 重 二 (地震観測)
	京都大学防災大学教授	土 岐 重 三 (耐震工学)
	建設省住宅局建築指導課長	上 田 康 二 (耐震基準)
	建設省土木研究所地震防災部長	栗 本 栄 一 (耐震土木)
	気象庁観測部地震予知情報室長	長 宗 留 男 (地震予知)
	科学技術庁防災科学技術センター主任研究官	浜 田 和 郎 (地震学)
	国土庁長官官 防災企画官	藤 田 博 隆 (地震防災)

(3) 派遣 期 間

昭和55年11月30日(日) ~ 12月12日(金)

1-2 南イタリア地震

(1) 調査の必要性

イタリアの耐震工学は歴史も古く、建築物の耐震基準は、日本の旧基準(昭和55年7月に新基準に改正された)と類似の静的震度型の設計法であるので、今回の被災実態から、我が国の建築構造物の耐震性に関して、多大の情報が得られる。

また、交通・通信網などのライフラインの被害も出ており、これらの被害実態から、我が国の土木構造物の耐震技術に関する多くの資料が得られる。

さらに、直下型地震で都市にもその被害が及んでいるので、我が国の今後の地震防災対策に示唆するところも多い。

(2) 専門家の派遣

アルジェリアに派遣された専門家を、引き続き南イタリアに向い、耐震工学の分野で交流のある現地専門家などと連絡をとりつつ、調査を行った。

(参考) 南イタリア地震の調査専門家

建設省建築研究所	中野清司
建設省土木研究所地震防災部長	栗林栄一
現地調査のパートナー	
ミラノ大学	グランドライー教授
トリエステ大学	ザードラ教授
国立トリエステ地震観測所	スコッティ所長

(3) 調査期間

昭和55年12月12日(金) ～ 16日(火)

1.3 アルジェリア地震と南イタリア地震の比較

	アルジェリア	南イタリア
規模	マグニチュード 7.3	マグニチュード 6.8
震源	アルジェリア北西部エルアスナム	ナポリ北東 100 km
型	直下型	直下型
発生日時	10月10日午後0時25分 (日本時間 10日午後9時25分)	11月23日午後7時35分 (日本時間 24日午前3時35分)
死者	2,325人	2,915人(12月1日現在) さらにふえる見込み
震源間距離	約 1,300 km (東京 — エトロフ島間に同じ)	

2. 1980年10月10日エル・アスナム(アルジェリア)地震

アルジェリアには、12月1日～11日の間滞在し、アルジェリア政府の高等教育省関係専門家(地震学、地理学等)や住宅省関係専門家との意見交換、ヘリコプターによる状況調査、エルアスナム市内及び近郊での地盤、建物の振動特性測定などを行い、被害実態、要因、復旧及び再建方策について調査・技術協力を行った。

2.1 地震諸元

発生日時: 1980年10月10日(金) 午後00時25分

震源: $N36^{\circ}15'$, $E01^{\circ}25'$, $H=10\text{km}$ (Fig 2-1参照)

震源地: エル・アスナム市

マグニチュード: $M=7.5$

最大の余震: 同日午後03時40分, $M=6.4$, 余震域はFig 2-1を参照のこと。

2.2 災害の概況

今回の地震は、アルジェリアの北辺中部の内陸部に発生したいわゆる直下型の地震で、震源が浅いためエルアスナム市(人口12万5千人)を中心に局地的に大きな被害をもたらした。

エルアスナム市には約1万棟の建物があったが、そのうち約8千棟が何らかの被害をうけたと言われている。この約8千棟を被害の程度によって分類すると、使用可能なもの20%、使用不能なもの40%、さらに今後詳細な診断を要するもの40%となっている。

河川、ダム、水門、道路などについては、地方道で6箇所の落橋があり、更に6箇所が被災したが、交通に大きな支障はみられなかった。また、下水道、電話、都市ガスについては、いずれも放棄せざるを得ないほどおびただしい被害を蒙った。

なお、死者(遺体処理数)2590人、負傷者8252人で、家を失った人々は現在市街地内及び郊外の空地でテント生活を送っている。

2.3 被災の要因

- 直下型地震であったため、地震規模(アルジェリア地震は、宮城県沖地震程度)に比して、地震動が大きかった。
- 古い低層の住宅には、レンガ造や石造のものが多く、これらは構造的に粘りがなく、ほとんどのものが被害をうけた。
- 鉄筋コンクリート造の近代的建物も、() 床根及び床の重量に比して一般に柱の断面が小さく、

ピロティ型式のもの、柱が短柱状のもの、壁の少ないものあるいはその配置の偏っていたものは例外なく大きな被害をうけた。Ⅱ) 柱と梁の接合部における配筋方法、コンクリートの打継ぎ方法等が不備なため柱の上部または下部に被害が集中的に発生した、といったように耐震性の確保に問題があった。

⊃ ライフラインは建物の崩壊による拠点施設の被災によって、その機能が失われた。

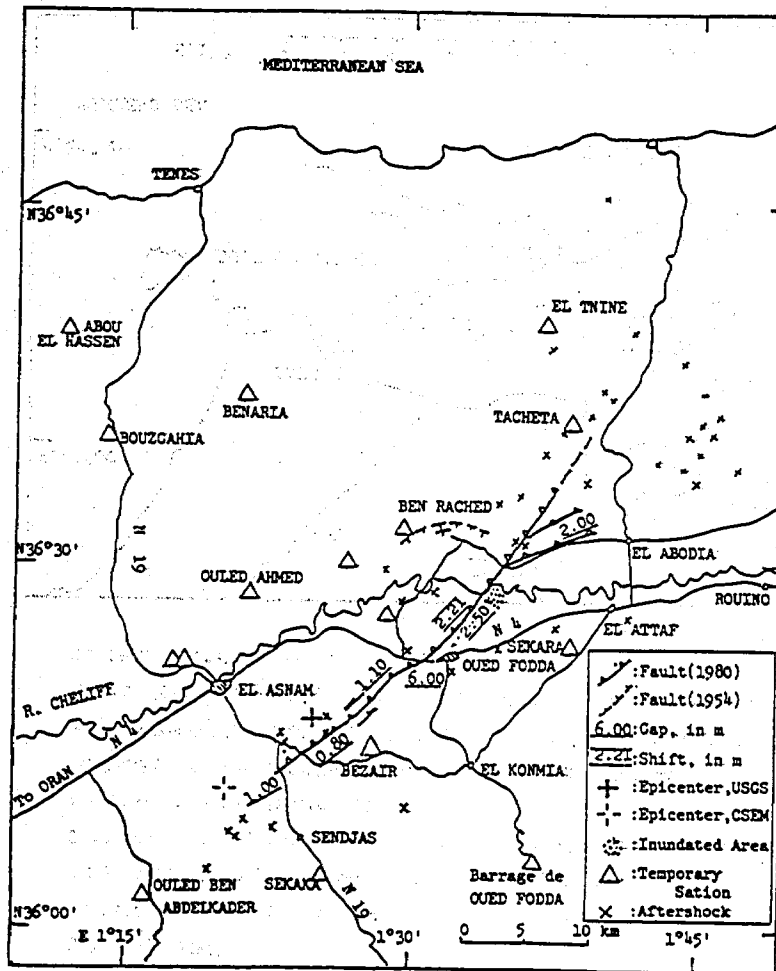


Fig 2-1 EL ASNAM EARTHQUAKE OF OCTOBER 10TH, 1980, M=7.5

3. 1980年11月23日 イタリア南部地震

イタリアには、12月13日から15日の間滞在し、大学、国立研究所等の専門家と連携し、被害の調査であった。ナポリ、アペリーノ、ラビアーノ等の地域を視察し、被災の実態等の調査、意見交換を行った。

3.1 地震諸元

発生日時：1980年11月23日(日) 午後07時34分

震 源：N40°45' E15°15', H=20km (Fig 3-1参照)

震 源 地：ラビアーノ (ナポリ市東方90km)

マグニチュード：M=6.2 (NIG) or 6.8 (USGS)

余 震 域：ラビアーノを中心として北西と南東にかけての50km、幅25kmの地域 (Fig. 3-1参照)

3.2 災害の概況

今回の地震は、ラビアーノ市の南約5km、深さ約40kmを震源とする直下型であったが、被害は広範囲に及び(被災範囲 15,400km²)、96市町村が半壊以上の被害をうけ、7県649市町村で何らかの被害を受けた。特に、ナポリ、アペリーノ、ポテンツァ、サレルノの諸都市を含む東西約160km、南北約70kmの地域で被害が顕著であった。

ラビアーノ、リオーネ、テオラ等の山間の小都市においては、建物は伝統的工法による石造で地震力に対して抵抗力が小さく、多くのものが崩壊し、人口の約80%程度の人々が家を失い仮設のテントに収容されている。特にラビアーノでの修正メルカリ震度は10(日本の気象庁震度では7)といわれており、被災地の中でも最も大きな地震動を受けた地区であり、今なお100人を越す行方不明者の救出作業が続いている。

アペリーノ市(ローマより南西約230km、人口約8万人)は、旧市街と新市街に明確に2分され、旧市街は石造の伝統的工法、新市街は鉄筋コンクリート造の5~7階の建物群から構成されているが、被害は旧市街で顕著で、死傷者が出たのは旧市街に限られていた。

ナポリ市内の建物は、外見は全く異常がなく電気、水道なども正常であり一見無被害の模様であったが、オフィスビル、アパートなどの内部には、無数の亀裂を生じており、仮支柱によって支えられている箇所が多くみられた。このように、市内の建物の約50%は何らかの被害をうけ、建物被災額も400~500億リラ(約120~150億円)に達すると推定されている。こうした中で、住民は不安にかられて住居を捨て、約4万人の人々がナポリ港の船舶をはじめ別荘、親類の家、リゾート用空

家などに避難している。

なお、道路については、リオーニ村のバイパス(約3.5mの盛土)などで被害が生じていたが、高速道路のA-2、A-3、A-16、A-30には全く被害は生じていなかった。

3.3 被災の要因

山間部の小都市、村落などの石造の家屋は、地震力に対しては抵抗力が小さく、ひとたび破壊が始まると一気に互壊と化してしまう極めて脆い構造であった。また、救援・復旧に当たっても、重量のある石材、ブロック、レンガ等にはばまれ、パワーショベル等の重機の出動を待たねば不可能であったため、救援・復旧活動が遅れ、被害の拡大を招いた。

近代的鉄筋コンクリート造の建物にも多くの被害を生じ、被災程度の一応の診断を行った模様であったが、基準が不明確、主観的であり、その上技術者の不足も重なったため、余震に対しての十分な対応がなし得ていない。このため、耐力低下した建物を安易に使用し、病院、老人ホームなどで余震による崩壊で、二次的被害を生じた。

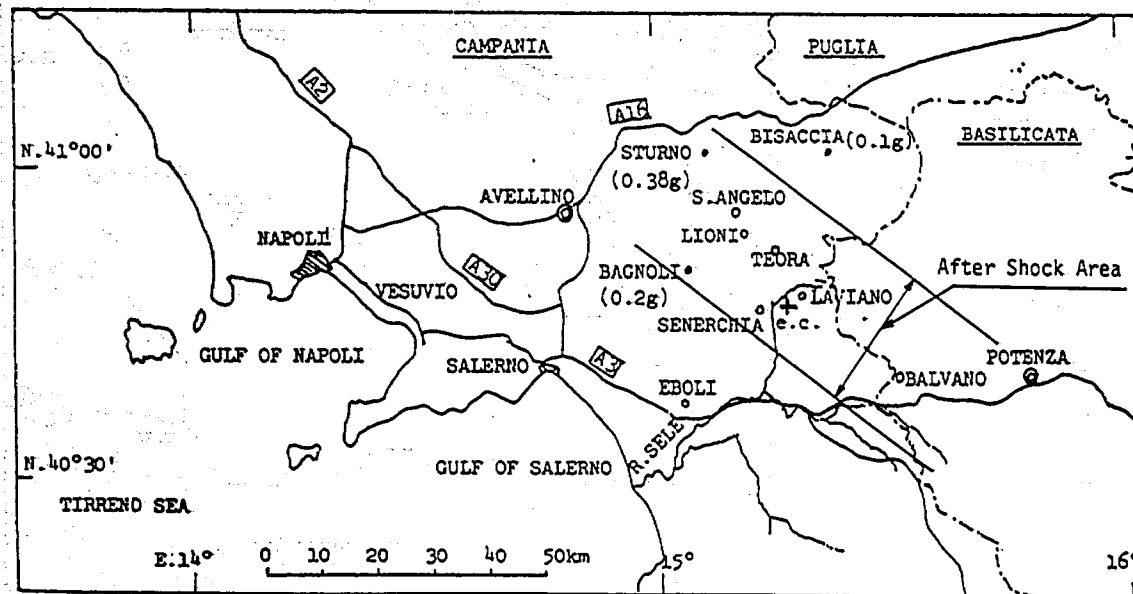


Fig3-1 SOUTH ITALY EARTHQUAKE OF NOVEMBER 23RD, 1980, M=6.2 (N.I.G.), H=40km
6.8 (USGS)

(2) 強震観測網の整備ならびに強震記録の解析

振動研究室	室長	岩崎敏男
	主任研究員	川島一彦
		高木義和
		相沢 興

1. まえがき

建設省では、公共土木施設の強震観測は土木研究所が、建築関係の強震観測は建築研究所が、それぞれ分掌して推進している。昭和55年3月末現在には、公共土木施設に設置されているSMAC型強震計は142箇所292台(表-1)、電磁式強震計は8箇所446成分(表-2)となっている。これらの強震計の設置台数を構造物の種類ごとに分類すると表-3の通りである。

本年度はこれら既存の強震観測網の維持点検を行うとともに、観測記録の収集、数値化、とりまとめを行った。また、強震観測網の整備の一環として、静岡県沿津市西部の雙鷹地区に強震計を1台設置した。

2. 目的

土木構造物ならびに、その近傍地盤における強震観測網を整備、強化することにより、より多くの有意義な、実地震動記録を収集し、これにより各種構造物の耐震基準をより合理化し、公共事業における各種構造物の安全性と経済性に資する。

3. 方法

- (1) 強震観測網の整備
- (2) 強震観測網の維持点検
- (3) 強震記録の収集および公開
- (4) 強震記録の数値化精度の向上と記録精度の検討
- (5) 短周期および長周期成分に対する計器特性および読取誤差の補正法の開発

4. 結果

4-1 強震観測網の整備

昭和54年度に静岡県沿津市西部の雙鷹地区の浮島カ原に4台のデジタルカセット強震計から成る高密度強震観測システムを設置した。本年度は浮島カ原の中の最も軟弱層の厚い箇所に強震計を1台増設し、昭和55年10月より観測を開始した。強震計の設置に関しては、中部地方建設局企画部、沿津工事事務所、静岡県総務部地震対策課、沿津農業協同組合の関係者の御協力を得た。ここに記して厚くお礼申し上げる。

4-2 強震観測網の維持点検

今年度は、SMAC型強震計については、66地点、128台、電磁式強震計については21地点、167成分について定期点検を実施した。また、静岡県沼津市愛鷹地区のデジタルカセット強震計4台の定期点検も実施した。この点検補正を実施することにより、多数の消耗部品、腐蝕等が発見され、これらを適正に修理することにより正常な強震観測網の維持を図ることができた。なお、この点検業務は、道路事業調査費（道路施設関係の強震観測）、河川総合開発事業調査費（ダム施設関係の強震観測）河川事業調査費（河川施設関係の強震観測）と合併して実施した。

4-3 強震記録の収集および公開

本年度は、表-4に示すように、18地震により84本の強震記録を収集することができた。また、これらの一部と既往の記録の中から合計57成分の記録の数値化を行い、土木研究所の地震動記録総合検索システムに収録した。

また、本年度は1974年1月から1975年12月までの強震記録83成分を、土木研究所彙報No.38（土木構造物における加速度強震記録（No.7））としてとりまとめた。これには、数値記録の値、応答スペクトル、波形、その他の関連事項が含まれている。

4-4 SMAC型強震計記録の読取精度

(1) 目的

近年、強震記録を用いた解析手法の高度化に伴い、強震記録の精度に対する関心が高まってきた。既往の研究成果によれば、現在、強震観測に広く用いられているSMAC型強震計記録の精度は、記録を数値化する際の読取精度に影響されることが指摘されている。本年度は、記録の読取精度に対する波形特性の影響に関して検討した。

(2) 検討方法

SMAC型強震計記録はアナログ量であるため、読取の対象とする記録（以下、原記録と呼ぶ）とこれを読取った記録（以下、読取記録と呼ぶ）とを直接比較することができない。そこで、ここでは、当所の標準数値化システムにより、あらかじめ数値化されている記録を、最小分解能 $1/100\text{mm}$ デジタルプロッターにより、太さ 0.3mm のボールペンを用いてマイラー紙上に書かせ、これを読取対象の記録（以下、模擬波形と呼ぶ）と考えることにした。模擬波形はSMAC-B2型強震計を想定し、時間軸および加速度軸をそれぞれ $1\text{cm}=1\text{sec}$ 、 $1\text{mm}=12.5\text{gal}$ とした。ただし記録ペンの描く円弧については考慮していない。

模擬波形の作成に用いた記録は、表-5に示す3種類である。これらの記録をもとにして最大加速度 A_{max} を50、150、300galの3通りに変化させ、合計9種類（3種 $\times$ 3振幅）の模擬波形を作成した。加速度が3通りに変化する同一種類の模擬波形を同一の読取人に割当て、当所の標準数値化システムにより、それぞれ5回ずつ読取を行った。これらの読取記録と原記録（模擬波形）をもとに、それぞれの実答スペクトル S_A （ $\zeta=0.05$ ）を計算し、両者の比（以下、実答スペクトル比 R_{SA} と呼ぶ）を次式で定義し、これを読取精度の指標とした。

$$R_{SAi} \equiv S_{Ai}/S_A^* \quad (i=1,2,\dots,5) \quad (11)$$

ここで S_{Ai} および S_A^* は、それぞれ i 回目の読取記録の応答スペクトル、および模擬記録の応答スペクトルである。式(1)による応答スペクトルをもとに9種類の模擬波形について、それぞれ R_{SAi} ($i=1/5$) の変動係数 λ_R を求めた。結果の一例(伊達橋の場合)を最大加速度で除したフーリエ係数 F/A_{max} とともに図1.2に示す。

(3) 検討結果

表5に示す3種類の地震動記録に対しては、いずれの場合にも、応答スペクトル比の平均値 $\bar{R}$ は全体として、1に近く、標準偏差 O_R もそれほど大きくないことから、読取記録は原記録の特徴を比較的良く再現していると言えよう。しかしながら、 $\bar{R}$ および O_R を周期領域で評価すると、全体として $0.1 \sim 3$ 秒程度の範囲では読取精度が良く、これより短周期および長周期の領域になるにつれて精度が低下する傾向がある。また、 R_{SAi} の変動係数 λ_R についても同様な傾向が認められる。同一の周期に対応する変動係数 λ_R と最大加速度 A_{max} で除したフーリエ係数 F (F/A_{max}) をプロットすると、図3のようになり、両者の間にはほぼ、きりした相関が認められる。両者の関係を次式で仮定し、

$$\log(F/A_{max}) = a \log \lambda_R + b \quad (12)$$

未定数 a , b を定めると、それぞれ、 $-0.84, -2.38$ となる。また、図5(伊達橋)以外の全データによって、 a , b を定めると、それぞれ、 $0.61, -1.38$ となる。このようにして、変動係数 λ_R を表わした読取精度と、最大加速度で除したフーリエ係数 F/A_{max} を表わした波形特性の間の関係が求まれば、所要の読取精度を決めることにより対応する F/A_{max} の値を知り、この値が確保される周期範囲から、新期の読取精度を満足する周期範囲を定めることが可能となる。

(4) 結論

本年度の検討結果の範囲では、一般の強震記録では $0.07 \sim 3$ 秒程度が精度の良好な範囲であり、これ以外の範囲では精度が低下している。したがって、対象とする構造物の周期特性が $0.07 \sim 3$ 秒程度の範囲をはずれる場合には、結果の解釈に十分注意する必要がある。

5. 今後の課題

(1) 現在までに約1,000成分の記録について、数値化を実施し、これらの記録は各種の調査・研究に有効に利用されてきている。しかしながら、現状では、これらの記録の大部分は小さな加速度のものが多く、本来、耐震設計を目標とするような大地震による断層近傍の記録が少ない。この原因として、強震観測を本格的に開始した昭和40年代前半以降(新潟地震以降) M8クラスの大規模な地震が我が国周辺で発生していないことと、比較的发生頻度の高い M6~7.5クラスの地震を断層直近で補足するには現在の観測ネットワークの網の目では荒すぎるものがあげられる。したがって、今後できるだけ早い時期に有知な地震記録の蓄積を図り、耐震設計法の合理化に結びつけるためには、観測網の一層の整備・拡充が必要とされる。

(2) 強震観測が実施されて、20余年が経ち強震計の劣化がめだってきた。なかでも電磁式強震計については、感振器と記録器とを結ぶケーブル線の劣化が、SMA型強震計についてはゼンマイの切断がめだった。今後これらの機器については適宜オーバーホール、更新等の処置が必要となろう。これらに

に対する適切な予算処置を講ずることが望まれる。

(3) 強震観測については、現場で観測に携わっている方々に多大の御協力をいただいている所であるが、なかには強震計の維持管理、担当者が特定されていない場合や、機器の取り扱いに習熟していない場合があり、今後現地における強震計の維持管理担当者の確保と強震観測技術の維持向上を図ることが重要となろう。

(4) 強震記録の有効利用を図るために、記録の得られた地点の地盤条件、構造条件に関する資料を今後体系的に整理し、公開していくことが必要とされる。

表3. 構造物ごとの強震計観測地点数(昭和55年3月31日現在)

区 分	SMAC型			電 磁 式	
	設置箇所	台 数	設置箇所	台 数	成分数
橋	99	98	113	11	111
ゲル	コンクリート	10	8	11	132
	ワイル	4	2	6	45
河川	堤防	4	5	5	28
	堰	6	7	7	0
構造物不特定地点	8	6	2	10	121
土木点	5	7	3	1	3
処理トンネル	2	2	4	0	0
地下外路	1	3	0	0	0
その他	3	3	0	2	6
合 計	112	141	151	48	446

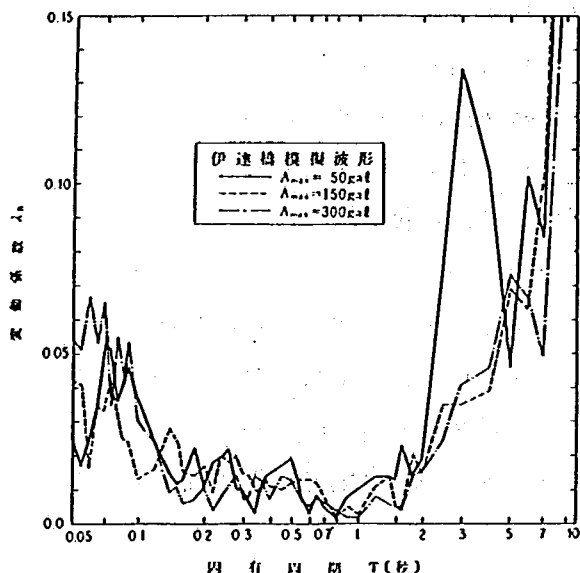


図1. 応答スペクトル比 $R_{ai}(i=15)$ の変動係数 λ_R (伊達橋)

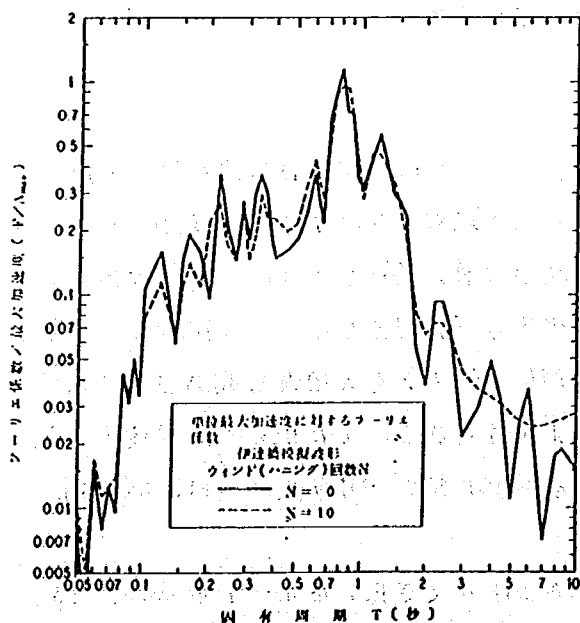


図2. 最大加速度で除いたフーリエ係数 F/A_{max} (伊達橋)

表5. 模擬波形の作成に用いた強震記録

記録場所	記録地震	最大加速度	卓越周期(秒)
開光橋 (橋脚上) 下成分	1978.6.12 宮城県沖地震	328.70gal	0.35, 0.14~1.0
伊達橋 (橋脚上) 上成分	"	320.33gal	0.7, 0.18~1.4
新田大橋 (地震上) E-W成分	1968.5.16 勝沖地震	170.88gal	0.9, 0.45~1.4

注) 1 — は最も卓越する周期

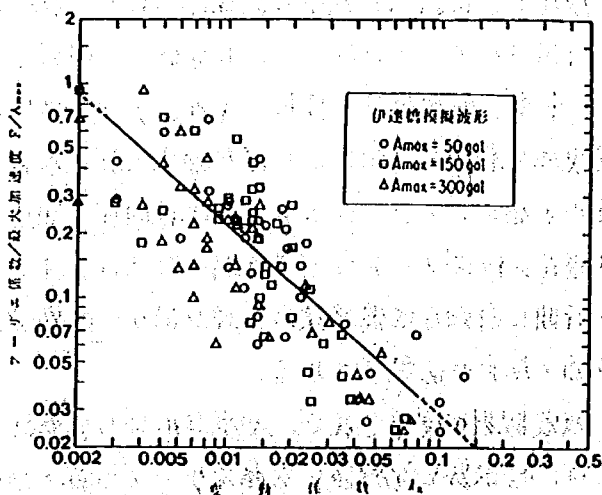


図3. $\lambda_R \sim F/A_{max}$ の関係 (伊達橋)

表-1 SMAC型強震計配置一覽表 (昭和55年3月現在)

順	観測所名	型式	台数	設置箇所	所名	維持管理	設置年月	順	観測所名	型式	台数	設置箇所	所名	維持管理	設置年月
1. 国道一線								8. 海 岸 線							
101	新 潟 橋	B2	2	地震・橋脚	千 葉	首都圏道工	41-3	801	有 明 港	B2	1	地 盤	佐 賀	筑波川工	40-8
102	米 山 大 橋	"	3	地震・基盤・橋脚	新 潟	長岡国道工	41-3	802							
103	安 治 川 大 橋	"	3	地震・橋脚	大 阪	大阪国道工	36-3	9. 土木研究所							
104	新 潟 橋	"	2	地震・橋脚	地 玉	宇都宮国道工	42-2	901	(S.54)3観測終了						
105	新 潟 橋	E2	2	"	岩 手	三陸国道工	46-2	902	西 新 井 橋	B2	3	地震・橋脚	東 京	土木研究所	37-3
106	草 加 高 架 橋	B2	2	"	地 玉	大宮国道工	43-3	903	昭 和 大 橋	"	2	地震・橋脚	新 潟	新潟県庁(委)	40-1
107	宝 風 橋	Q	3	地震・橋脚・1F	秋 田	秋田工 事	51-3	904	新 天 竜 川 橋	B2.Q	2	"	神 岡	兵松工 事(委)	38-11
108	妙 高 大 橋	E2	2	地震・橋脚	新 潟	高田工 事	47-11	905	落 合 橋	B2	2	"	長 野	長野国道(委)	40-12
109	大 平 橋	Q	2	"	愛 知	名古屋国道工	49-3	906	(S.54)3観測終了						
110								907	平 大 橋	"	2	地震・橋脚	福 島	磐城国道(委)	43-1
111								908	明 比 奈 川 橋	Q	2	"	東 京	西土木(委)	52-3
112	紀ノ川大橋	B2	2	地震・橋脚	和歌山	和歌山工 事	42-3	909	東 見 大 橋	"	2	地震・橋脚	"	東)下田土木(委)	53-3
113	平 和 橋	B2.D	2	"	岩 手	北上土木	41-3	910	駿 河 大 橋	"	2	"	"	静岡国道(委)	53-3
114	尼 崎 高 架 橋	B2.C	2	"	兵 庫	兵庫国道工	36-3	911	福 井 大 橋	"	2	"	福 井	福井工 事(委)	53-11
115								912	新 前 橋	"	1	地 盤	神 岡	新潟県土木(委)	53-9
116								913	天 津 時 鐘 橋	Q.B2	4	地震(2)・橋脚(2)	千 葉	鴨川土木(委)	54-11
2. 国道二線								914	八 重 州 地 下 街	Q	3	観 測 物 (3)	東 京	土木研究所	"
201	小 谷 橋	B2	2	地震・橋脚	福 島	会津若松建設	40-3	10. 日本道路公社							
202	魚 沼 橋	"	2	"	新 潟	小千谷土木	40-12	1001	浜 名 大 橋	E2	3	橋脚(2)・地盤	静 岡	浜名バイパス	38-11
203	横 倉 沢 橋	"	2	"	長 野	飯山建設	40-10	1002	東 名 富 士 川 橋	B2	2	地震・橋脚	"	静 岡 局	42-3
204	新 八 幡 橋	"	2	"	愛 知	半田土木	40-11	1003	東 名 富 士 川 橋	D	2	"	"	"	41-11
205	石 川 大 橋	"	2	"	宮 崎	小林土木	40-3	1004	境 川 大 橋	B2	2	"	山 梨	八王子支局	42-3
206	小 見 川 大 橋	E2	2	"	千 葉	香取土木	48-3	1005	境 久 保 橋	"	2	"	東 京	"	42-3
207	高 津 大 橋	B2	2	"	島 根	浜田工 事	42-3	1006	岡 川 橋	"	2	"	山 梨	"	42-3
208	三 川 橋	Q	2	"	山 形	庄内支 庁	55-3	1007	東 名 富 士 川 橋	"	2	"	愛 知	名古屋局	43-3
209	瑞 光 寺 橋	Q	3	地震(2)・橋脚	福 島	会津若松建設	46-3	1008	東 名 富 士 川 橋	E2	3	地震・橋脚	高 知	大阪支社	46-5
3. 地方道路								1009	東 名 富 士 川 橋	D	2	地震・橋脚	神 奈 川	神奈川局	44-3
301	雄 平 橋	B2	2	地震・橋脚	秋 田	平鹿土木	41-12	1010	大 島 大 橋	T	3	橋脚2,スパン中央	山 口	山口局	51-7
302	河 北 橋	"	2	"	宮 城	石巻土木	41-3	1011	奇 形 川 橋	E2	2	橋 台・橋 桁 盤	神 岡	三次管理所	53-8
303	河 北 橋	"	2	"	山 形	寒河江建設	40-3	1012	東 伊 豆 橋	B2	1	地 盤	神 岡	東伊豆道路	54-3
304	伊 達 橋	"	2	"	福 島	保原土木	40-10	11. 首都高速道路公社							
305	港 大 橋	"	2	"	兵 庫	桑岡土木	40-3	1101	目黒区大橋1丁目	E2	2	地震・橋脚	3号線	工 務 部	47-1
306	妙 見 橋	"	2	"	島 根	出雲土木	41-3	1102	杉並区下井戸5丁目	"	3	地震・橋脚	4号線	"	47-1
307	五 台 山 橋	"	2	"	高 知	高知土木	41-3	1103	墨田区堤通1丁目	"	2	地震・橋脚	6号線	"	47-1
308	坂 山 橋	"	2	"	愛 媛	宇和島土木	41-3	1104	墨田区堤通1丁目	"	2	1 F・9 F	5号線	"	47-5
309	乙 女 橋	"	2	"	熊本	矢部土木	40-3	1105	江 東 区 堤 通	"	2	地震・橋脚	9号線	"	49-7
310	平 井 大 橋	"	2	地震・橋脚	三 重	伊勢土木	41-9	1106	湾岸線(品川)	"	3	地盤・トンネル	B2F	1号線	51-3
311	豊 浜 大 橋	"	2	地震・橋脚	和歌山	新宮土木	41-9	1107	5号線(板橋)	"	2	地震・橋脚	5号線	"	52-3
312	赤 木 橋	"	2	地震・橋脚	和歌山	丹原土木	42-3	1108	一ノ橋高架橋	B2	2	"	2号線	"	42-7
313	小 湊 橋	"	2	地震・橋脚	山 形	庄内支 庁	41-11	1109	羽田海底トンネル	"	3	地盤・トンネル	2号線	"	43-2
314	清 川 橋	"	2	"	山 形	庄内支 庁	41-11	1110							
315								1111							
316	津 經 大 橋	D	2	地震・橋脚	青 森	五所川原土木	45-3	12. 阪神高速道路公社							
317	津 經 大 橋	B2	2	"	徳 島	川島土木	42-3	1201	西 横 堤 高 架 橋	B2	2	地震・橋脚	1号線	管理部保全課	40-5
318	津 經 大 橋	E2	2	"	福 岡	津久井土木	48-3	1202	南 岸 寺 高 架 橋	D	2	地震・橋脚	4号線	管理部保全課	45-3
319	四 徳 大 橋	B2	2	"	長 野	伊那建設	42-12	1203							
320	厚 岸 大 橋	E2	2	"	北 海 道	北海道庁	46-11	1204							
321	信 大 橋	"	3	地震・橋脚	東 京	建設局	50-3	1205							
322	横 戸 橋	"	2	地震・橋脚	"	"	"	13. 北海道開発局							
323	関 戸 橋	"	2	"	"	"	"	1301	空 知 大 橋	Q	2	地震・橋脚	空 知 局	53-2	
324	尾 久 橋	"	2	"	"	"	"	1302	千 代 田 橋	B2	3	地震・基盤・橋脚	十 勝	"	41-11
325	新 大 橋	"	2	"	"	"	"	1303	新 石 狩 大 橋	"	2	地震・橋脚	石 狩	"	43-1
326	上 一 色 橋	"	2	"	"	"	"	1304	大 森 毛 橋	"	2	"	上 川	"	42-10
327	聖 明 橋	"	2	"	"	"	"	1305	横 渡 橋	"	2	"	石 狩	"	42-12
328	高 円 寺 橋	"	2	"	"	"	"	1306	旭 川 大 橋	"	2	"	石 狩	"	43-11
								1307	七 崎 橋	"	2	"	石 狩	"	43-11
								1308	石 狩 河 口 橋	"	3	地震・橋脚	石 狩	"	45-3
								1309	無 意 橋 大 橋	D	2	地震・橋脚	"	"	44-11
								1310	新 里 大 橋	D.E2	2	"	網 走	"	45-3
								1311	磯 谷 橋	D	2	"	紋 別	"	46-10
								1312	磯 谷 橋	E2	2	"	紋 別	"	45-11
								1313	石 狩 橋	B2	2	"	宗 谷	"	47-11
								1314	塩 尻 橋	"	2	"	網 走	"	47-12
								1315	塩 尻 橋	Q	3	地震・橋脚	網 走	"	50-11
								1316	天 塩 川 河 口 橋	"	1	地 盤	紋 別	"	50-10
								1317	広 尾 橋	"	2	地震・橋脚	十 勝	"	50-3
								1318	上 島 橋	"	2	地震・橋脚	十 勝	"	53-3
								1319	島 松 大 橋	"	1	地 盤	石 狩	"	54-12
4. 有料道路								14. 水資源開発局							
401	琵琶湖大橋	B2	1	橋	滋 賀	大津土木	39-9	1401	利根川河口堰	D	2	地震・堤体	千 葉	河口堰管理所	44-3
402								1402	寺 内 大 橋	E2	2	堤頂・ギラリ	福 岡	ダム管理所	52-3
403								1403							
5. 道路企画課								15. 本州四国連絡公社							
501	東京湾(宮内町)	B2	1	地 盤	千 葉	東京湾岸道路	40-10	1501	若 石 橋	B2	1	地 盤	兵 庫	本 四 公 司	37-10
502	南 門 大 橋	"	2	地震(門司・下関)	福 岡	北九州国道工	40-10	1502	明 石 橋	"	1	1 F	"	"	"
503	東京湾(観音崎)	"	1	地 盤	神 奈 川	東京湾岸道路	42-3	1503	大 三 橋	"	1	地 盤	愛 媛	"	移 設
504								1504	鴨 門 橋	"	1	"	徳 島	"	36-3
505								1505	豊 洲 橋	"	1	"	豊 川	"	移 設
6. 開発課								1506	高 松 橋	"	1	1 F	"	"	"
601	富 牧 大 橋	B2	1	堤 体	富 山	管理所(例)	36-8	16. 下水道部							
602	横 山 大 橋	B2.Q	4	地震(2)・堤体(2)	秋 田	"	37-11	1601	葛 谷 大 橋	E2	2	地震・橋脚	東 京	東京都下水道局	51-2
603	横 谷 大 橋	A	1	地 盤	京 良	"	33-3	1602	13号立地(江野)	"	12	"	"	"	"
604	天 谷 大 橋	B2	1	堤 体	京 都	"	39-8	1603	高 砂 大 橋	"	2	地震・橋脚	"	"	"
605	横 花 大 橋	B2.D	2	地震・堤体	長 野	"	41-11	1604	小 菅 大 橋	"	2	地震・橋脚	"	"	"
606	横 田 大 橋	D	2	"	鹿 児 島	"	43-12	1605	谷 地 川 橋	"	2	地震・橋脚	"	"	"
607	横 水 大 橋	E2	2	堤体(頂・底)	宮 城	"	50-12								
608	大 石 大 橋	E2	3	地震・堤体(中・底)	新 潟	ダム工 事	48-10								
609	三 保 大 橋	Q	2	地震・堤体	神 奈 川	管理所(例)	41-1								
610	小 沢 大 橋	D	2	地震・堤体	長 野	"	43-12								
611	真 名 川 大 橋	E2	2	堤体(頂・底)	福 井	ダム工 事(例)	52-3								
612	大 三 川 大 橋	Q	1	地 盤	福 島	ダム工 事(例)	54-2								
613	白 川 大 橋	Q	2	地震・堤体	山 形	ダム工 事(例)	54-12								
7. 治水課															
701	虎 川 堤 防	D.Q	4	地震(2)・本体(2)	大 阪	淀川工 事	41-3	17. 下水道部							
702	大 島 水 門	E2	2	地震・本体	東 京	東京都建設局	50-3	1801	葛 谷 大 橋	E2	2	地震・橋脚	東 京	東京都下水道局	51-2
703	新 島 水 門	E2	2	"	新 潟	信濃川工 事	46-11	1802	13号立地(江野)	"	12	"	"	"	"
704	小 名 木 水 門	"</													

表-2 電磁型 強震計 設置位置一覽表 (昭和55年3月現在)

№	観測所名	型式	成分数	設置箇所	県名	維持管理	設置年月
1. 国道一課							
5101	新般野川橋	電磁式	12	橋脚(12)	宮城	仙台工事事務所	48-12
2. 国道二課							
3. 地方道課							
5301	厚岸大橋	電磁式	10		北海道	北海道庁	46-12
4. 有料道路課							
5401	琵琶湖大橋	電磁式	6	橋脚(4), 地盤(2)	滋賀	大津土木事務所	38-12
5. 道路企画課							
5501	富津岬	地中	9	0m(3), -70m(3), -110m(3)	千葉	東京湾岸道路調査事務所	45-12
5502	浮島公園	"	12	0m(3), -27m(3), -67m(3), -127m(3)	神奈川	"	45-12
5503	観音崎	"	9	0m(3), -80m(3), -120m(3)	"	"	46-12
5504	南港	"	12	0m(3), -22m(3), -43m(3), -88m(3)	大阪	阪神国道工事事務所	49-3
5505	扇島	"	12	0m(3), -15m(3), -38m(3), -150m(3)	神奈川	東京湾岸道路調査事務所	49-3
5506	金城阜頭	"	9	0m(3), -45m(3), -114m(3)	愛知	名四国道工事事務所	50-11
5507	深江	"	15	0m(3), -28m(3), -61m(3), -71m(3), -120m(3)	大阪	阪神国道工事事務所	52-3
6. 開発課							
5601	湯田ダム	電磁式	6	天端(3), 岩盤(3)	岩手	管理所(建)	40-12
5602	皆瀬ダム	"	6	堤体(3), 監査路(3)	秋田	管理事務所(県)	38-12
5603	鳴子ダム	"	8	天端(2), 岩盤(3), 監査路(3)	宮城	管理所(建)	48-12
5604	川俣ダム	"	13	支持坑内(3), グート(7), 監査路(3)	栃木	"	49-12
5605	室牧ダム	"	9	岩盤(3), 堤体(6)	富山	管理事務所(県)	36-12
5606	横山ダム	"	12	岩盤(2), 天端(4)	岐阜	管理事務所(建)	37-12
5607	天ヶ瀬ダム	"	12	岩盤(3), 堤体(9)	岐阜	管理事務所(建)	39-12
5608	猿谷ダム	"	5	堤体(5)	奈良	管理所(建)	32-12
5609	四十四田ダム	"	12	監査路(2), 堤体(5), マンホール(5)	岩手	"	32-12
5610	犀川ダム	"	10	監査路(5), 堤体(5)	石川	管理事務所(県)	43-12
5611	矢作ダム	"	13	天端(3), 堤体(4)	愛知	管理所(建)	45-12
5612	釜房ダム	"	6	岩盤(3), 天端(3)	宮城	"	45-12
5613	郡ダム	地中	6	-5m(3), 天端(3)	千葉	千葉開発庁	48-12
5614	松原下釜ダム	電磁式	8	監査路(4), 天端(4)	大分	管理事務所(建)	46-12
5615	藤原ダム	"	3	監査路(4)	群馬	"	48-12
5616	阿蘇立野	"	3	地盤(3)	熊本	熊本工事事務所	50-12
5617	白川ダム	"	6	本体(底, 頂)	山形	白川ダム工事事務所(建)	54-12
7. 治水課							
5701	豊川放水路堤防	電磁式	4	土手上(2), 土手下(2)	愛知	豊橋工事事務所	41-12
8. 海岸課							
5801	大矢野島	電磁式	3	地盤(3)	熊本	熊本工事事務所	48-12
9. 土木研究所							
5901	利根川堤防	電磁式	8	地盤(2), 堤体(4)	千葉	土木研究所	43-12
5902	荒川堤防	"	9	堤防上部(3), 中部(3), 下部(3)	東京	"	48-12
5903	淀川堤防	"	9	"	大阪	"	49-12
10. 日本道路公団							
6001	尾道大橋	電磁式	11	地盤(3), 主塔(2), 主桁(6)	広島	日本道路公団	43-4
6002	境水道大橋	"	11	地盤(3), 地中(3), 橋脚(5)	鳥取	"	47-7
6003	関門橋	"	31	地中, 主塔	福岡	"	49-3
6004	広島大橋	"	10	地盤(2), 橋脚(2), ケーソン内(6)	広島	"	49-5
13. 北海道開発局							
6301	別海橋	地中	4	-2m(2), -40m(2)	北海道	北海道開発局	46-12
6302	静内橋	"	4	-2m(2), -40m(2)	"	"	46-12
6303	釧路(釧路跨線橋)	電磁式	9	地盤(3), -53m(3), 橋台(3)	"	"	48-11
6304	豊平峡ダム	"	15	ギャラリー内(3⊙3), ダム法面(2⊙3)	"	"	47-9
6305	大雪ダム	"	12	ギャラリー内(6), 天端(4), 堤体内(2)	"	"	49-11
6306	漁川ダム	電磁式	12	本体(底, 中, 頂), 法面土	北海道	北海道開発局	54-11
6307	島松沢橋	地中	3	-40m(3)	"	"	54-12
14. 水資源開発公団							
6401	阿木川ダム	電磁式	3		岐阜	水資源開発公団	47-12
15. 本州四国連絡橋公団							
6501	垂水(本州四国)	地中	16	-5m(6), -20m(4), -60m(3), -250m(3)	兵庫	本州四国連絡橋公団	47-12
6502	坂出(")	"	15	-5m(6), -20m(3), -35m(3), -55m(3)	香川	"	48-12
6503	今治(")	"	12	-5m(6), -20m(3), -40m(3)	愛媛	"	48-3
16. 下水道部							
6601	花畑雨水幹線	地中	3		東京	東京都下水道局	52-3

表4 1980年1月から1980年12月の間に土木研究所の強震観測網により得られた強震記録の一覧表

No.	観測所No.	観測所名	設置箇所	記録No.	最大加速度 (gal)			地震No.
					HA	U-D	HB	
1	907	平大橋	GR-1	115	0.0	0.0	0.0	80001
2	101	新島御橋	GR-1	34	3.1	3.1	3.1	80002
3	101	新島御橋	GR-1	35	6.3	0.0	4.4	80003
4	101	新島御橋	GR-1	36	6.3	3.1	12.5	80004
5	1012	東伊豆橋	GR-1	1	15.0	6.3	79.5	80005
6	907	平大橋	GR-1	116	7.5	5.0	8.8	80006
7	1004	堤久保橋	PI-1	5	40.0	30.0	45.0	80007
8	1012	東伊豆橋	GR-1	2	5.0	0.0	2.5	80008
9	503	東京湾(観音崎)	GR-1	26	93.8	18.8	75.0	80009
10	902	西新井橋	GR-1	45	15.8	9.4	12.5	80010
11	909	雲見大橋	PI-1	1	54.0	30.0	30.0	80011
12	913	天津路線橋	PI-1	1	130.0	36.0	50.0	80012
13	913	天津路線橋	GR-2	3	50.0	20.0	44.0	80013
14	913	天津路線橋	PI-1	5	52.0	22.0	30.0	80014
15	913	天津路線橋	PI-2	5	12.5	3.8	12.5	80015
16	1002	東京湾(富田川橋)	GR-1	5	35.0	16.0	14.0	80016
17	1002	東京湾(富田川橋)	PI-1	3	28.0	4.0	25.0	80017
18	1004	堤久保橋	GR-1	7	11.1	1.0	11.1	80018
19	1004	堤久保橋	PI-1	8	38.0	1.0	23.0	80019
20	1005	堤久保橋	GR-1	5	23.0	3.0	25.0	80020
21	1005	堤久保橋	PI-1	6	50.0	8.0	49.0	80021
22	1006	鶴川橋	GR-1	9	10.0	5.0	15.0	80022
23	1006	鶴川橋	PI-1	6	13.0	4.0	14.0	80023
24	1009	東京湾(富田川橋)	PI-1	6	60.0	40.0	210.0	80024
25	1012	東伊豆橋	GR-1	3	62.0	31.0	85.0	80025
26	913	天津路線橋	PI-1	6	38.0	22.0	56.0	80026
27	913	天津路線橋	PI-2	6	22.0	3.8	25.0	80027
28	501	東京湾(富田川橋)	GR-1	94	0.0	0.0	0.0	80028
29	1505	東京湾(富田川橋)	GR-1	4	12.5	6.3	18.8	80029
30	501	東京湾(富田川橋)	GR-1	95	0.0	0.0	0.0	80030
31	101	新島御橋	GR-1	37	3.1	0.0	3.1	80031
32	101	新島御橋	GR-1	38	6.3	3.1	12.5	80032
33	101	新島御橋	PI-1	13	18.8	6.3	12.5	80033
34	104	新島御橋	GR-1	37	43.8	15.6	25.0	80034
35	104	新島御橋	PI-1	25	31.2	6.3	28.1	80035
36	106	堤久保橋	GR-1	29	25.0	6.3	28.1	80036
37	106	堤久保橋	PI-1	37	37.5	4.4	56.3	80037
38	206	小見川大橋	GR-1	11	40.0	2.0	20.0	80038
39	206	小見川大橋	PI-1	9	20.0	0.0	10.0	80039
40	501	東京湾(富田川橋)	GR-1	96	3.1	2.5	3.1	80040
41	503	東京湾(観音崎)	GR-1	27	12.5	3.1	12.5	80041
42	902	西新井橋	GR-1	46	20.1	7.5	30.7	80042
43	907	平大橋	GR-1	117	9.4	12.5	12.5	80043
44	913	天津路線橋	PI-1	7	30.0	20.0	46.0	80044
45	913	天津路線橋	PI-2	7	12.5	0.0	4.4	80045
46	914	八重洲地下街	US-1	1	20.0	16.0	20.0	80046
47	914	八重洲地下街	US-2	1	20.0	20.0	20.0	80047
48	914	八重洲地下街	US-3	1	24.0	20.0	20.0	80048
49	1005	堤久保橋	GR-1	6	18.8	2.5	18.1	80049
50	1005	堤久保橋	PI-1	7	50.0	8.0	49.0	80050
51	101	新島御橋	GR-1	39	62.5	18.8	62.5	80051
52	101	新島御橋	PI-1	14	100.0	15.0	181.3	80052
53	104	新島御橋	GR-1	28	37.5	12.5	21.9	80053
54	104	新島御橋	PI-1	26	28.1	15.6	28.1	80054
55	106	堤久保橋	GR-1	40	75.0	40.0	200.0	80055
56	106	堤久保橋	PI-1	38	150.0	56.0	462.5	80056
57	206	小見川大橋	GR-1	12	75.0	30.0	70.0	80057
58	206	小見川大橋	PI-1	10	60.0	0.0	20.0	80058
59	501	東京湾(富田川橋)	GR-1	97	12.5	3.1	4.4	80059
60	503	東京湾(観音崎)	GR-1	28	59.4	12.5	43.8	80060
61	902	西新井橋	GR-1	47	88.7	17.4	76.7	80061
62	902	西新井橋	PI-1	55	40.0	10.0	75.0	80062
63	907	平大橋	GR-1	118	6.3	3.1	4.4	80063
64	913	天津路線橋	PI-1	8	30.0	24.0	44.0	80064
65	913	天津路線橋	PI-2	8	37.5	6.3	15.6	80065
66	914	八重洲地下街	US-1	2	28.0	24.0	32.0	80066
67	914	八重洲地下街	US-2	2	40.0	24.0	36.0	80067
68	914	八重洲地下街	US-3	2	70.0	30.0	60.0	80068
69	1002	東京湾(富田川橋)	GR-1	6	4.0	1.0	3.0	80069
70	1002	東京湾(富田川橋)	PI-1	4	6.3	1.0	5.0	80070
71	1004	堤久保橋	GR-1	9	3.8	2.5	3.8	80071
72	1004	堤久保橋	PI-1	9	20.6	2.5	18.8	80072
73	1005	堤久保橋	GR-1	7	22.5	4.4	21.9	80073
74	1005	堤久保橋	PI-1	8	70.6	7.5	47.5	80074
75	101	新島御橋	GR-1	40	6.3	0.0	12.5	80075
76	101	新島御橋	GR-1	41	2.5	0.0	6.3	80076
77	907	平大橋	GR-1	119	6.3	4.4	4.4	80077
78	907	平大橋	AB-1	47	3.1	0.0	3.1	80078
79	101	新島御橋	GR-1	42	3.1	0.0	6.3	80079
80	907	平大橋	GR-1	120	6.3	4.4	4.4	80080

(b) 地震諸元の一覧表

地震No.	地震名	地震の諸元				
		年 M. 日, 時:分	震度	震度	A(km)	M
80001		1980.03.31, 16:31				
80002	S OFF KANTO	1980.05.08, 17:03	14.0	27	34 31	6.7
80003	E OFF KANTO	1980.05.20, 02:56	14.1	57	36 4	5.1
80004	SOUTHERN KANTO	1980.05.10, 11:00	13.9	23	35 56	4.3
80005		1980.06				
80006		1980.06.27				
80007	IZE PEN REGION	1980.06.28, 12:05	13.9	12	34 56	0
80008	IZE PEN REGION	1980.06.28, 16:20	13.9	14	34 55	10
80009		1980.06.07				
80010	IZE PEN REGION	1980.07.07, 18:05	13.9	14	34 57	10
80011	E COAST OF SHIKOKU	1980.08.05, 20:12	13.4	22	33 20	50
80012		1980.02-04				
80014	SW IBARAKI PREF	1980.04.20, 04:10	13.9	42	26 6	60
80015	CENTRAL CHIBA PREF	1980.04.20, 02:54	14.0	12	35 30	70
80016	CENTRAL CHIBA PREF	1980.04.20, 05:04	14.0	9	35 35	70
80017	OFF FUKUSHIMA PREF	1980.10.03, 02:47	14.1	18	37 12	40
80018	OFF IYARAKI PREF	1980.10.03, 11:07	14.1	6	36 18	40

(3) 地盤と構造物の動的相互作用に関する研究

振動研究室	室長	岩崎 敏男
"	主任研究員	川島 一彦
"	研究員	常田 賢一
"	"	木全 俊雄
"		相沢 興
"		吉田 精一

1. まえがき

最近の各種土木構造物の地震による被害を分析すると、地盤被害、特に砂質地盤の流動化現象に帰因する地上り・沈下・流動・斜面崩壊等が原因となって大被害の発生する事例が数多くみられる。地盤の動的挙動が構造物に与える影響、つまり、地盤と構造物の動的相互作用を明らかにし、この影響を構造物の耐震設計に反映させる必要がある。

2. 調査目的

地盤と構造物の動的挙動調査、地盤流動化の合理的判定方法の調査、流動化する地盤内の構造物の耐震設計法の改善調査等により、地盤と構造物の動的相互作用の解析を行ない、地盤の震害に帰因する土木構造物の被害を防除することと目的とする。

3. 調査方法

本課題による研究は昭和52年度に開始され、昨年度までに震害を受けた構造物周辺での地盤の耐震性調査、砂質地盤の動的強度に関する調査、粘性土の動的変形特性調査、流動化砂層中の地盤および杭基礎構造物の動的応答特性に関する室内模型振動実験および強震観測記録の得られている橋梁での地盤と構造物の相互の振動特性解析を実施している。

今年度は以下の項目について調査を実施した。

- (1) 河川堤防(北上川下流)周辺部における地盤の耐震性調査
- (2) 地盤反力係数に及ぼす過剰間隙水圧の影響
- (3) 流動化地盤が基礎構造物の耐震性に及ぼす影響
- (4) 実測強震記録に基づく地盤と構造物の動的相互作用解析

4. 調査結果

4.1 河川堤防(北上川下流)周辺部における地盤の耐震性調査(江合川北和淵地区)

江合川北和淵地区は、1968年宮城県沖地震の際、旧河道上の畑地で数多くの噴砂が発生し、旧河道上の堤防においてもわずかながらクラックが生じた。一方、旧河道上以外の堤防及びその周辺部では全く噴砂クラック等は生じていない。本調査では、地盤の流動化の判定方法の妥当性の検証、堤防の

耐震性検討手法の開発を目的として、当地区において現位置地盤調査（ボーリング、標準貫入試験、不攪乱試料採取、PS検査）、室内土質試験（物理試験、力学的試験、動的強度試験）、地盤の地震応答解析を行い、これらの結果を基に液動化の判定、液動化を考慮した堤防の安定解析を行った。

①原位置地盤調査

地質の特徴は基盤（第三紀層、凝灰岩類）が丘陵地から江合川に向って傾斜しており、その上に洪積の砂礫と粘土層、沖積の粘性土と砂質土が堆積している。沖積層の厚さは10～20mで旧河道上地点のN値は10以下、S波速度は125～220(m/sec)である。粒度試験結果から旧河道上(W-2地点)の深さ3～4mの砂層の粒径が地震直後に採取した噴砂の粒径（平均粒径 $D_{50}=0.422\sim0.725$ ）とよく一致することがわかった。土質柱状図、N値、 D_{50} 値を、図-2に示す。

②地盤の地震応答解析

地震応答解析は旧河道上堤防(W-1.2断面)と、旧河道外堤防(W-3断面)で、有限要素法(LUSH)により行った。入力波形としては、開北橋(岩盤上)の記録(LG192gal)を130galに振巾補正し、重複反射法(SHAKE)によりout croppingした際の基盤応答波形を用いた。計算の結果、図-1に示すようにW-1.2断面ののり尻で300gal、W-3断面ののり尻で200gal程度の応答加速度が得られた。

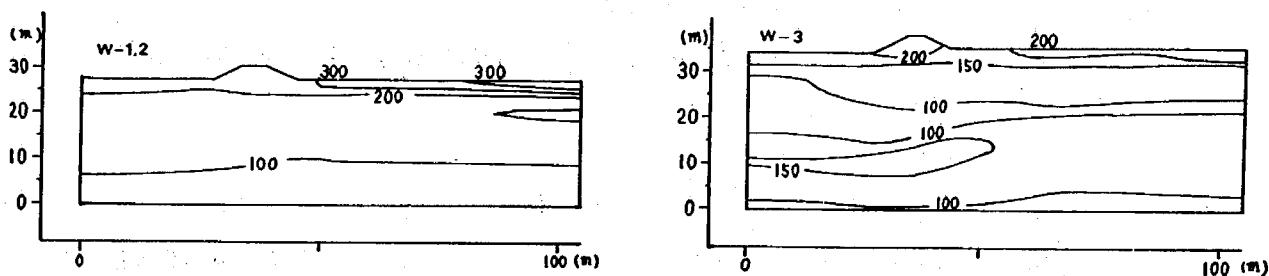
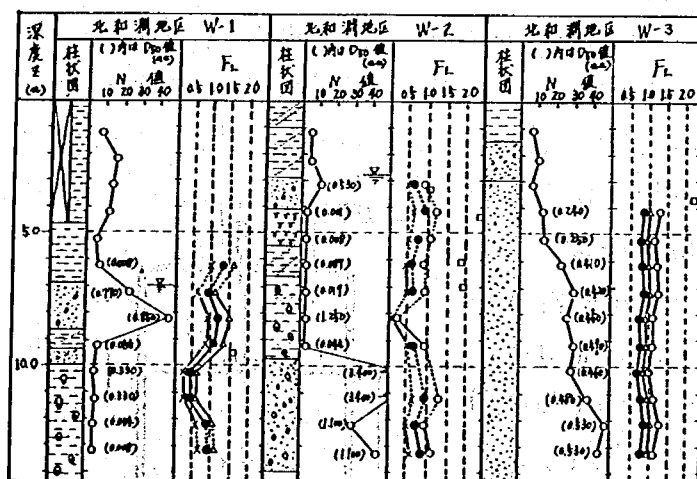


図-1 最大応答加速度 (単位: gal)

③地盤液動化の判定

液動化の判定は、液動化に対する抵抗率 $F_L (=R_c/R_s)$ （ R_c : 動的せん断強度比、 R_s : 地震時せん断応力比）により行った。 F_L は簡易推定式により求める方法（簡易判定法）と動的強度試験、地盤の地震応答解析により求める方法（詳細判定法）の2法により算定した。判定結果を図-2に示すが、これよりW-2の3～4mの砂層においては、詳細判定で $F_L \approx 1.0$ 、簡易判定で $F_L < 1.0$ となり、液動化すると判定される。またその他の液動化の対象となる砂層においてはすべて $F_L > 1.0$ で液動化しないと判定され



簡易判定法

- : $\alpha_{smax} = 205 \text{ gal}$
- △ : $\alpha_{smax} = 235 \text{ gal}$ (W-3は260gal)
- : $\alpha_{smax} = 295 \text{ gal}$
- × : $\alpha_{smax} = 400 \text{ gal}$

詳細判定法 □

基盤入力最大加速度: 130gal

図-2 液動化の判定結果

る。

④堤防の安定解析

堤防の安定解析は円弧すべり法を用い、砂質土については地震時の過剰間隙水圧 Δu を考慮して有効応力を低減する方法 (Δu 法) により行った。W-1, 2 断面および W-3 断面での最小安全率 (F_s) を図-3 に示すが、安全率は全般的に高く、設計震度 a でも 1.5 以上である。これは盛土部の地盤強度として今回行った地質調査結果を用いており、 C, ϕ ともかなり大きな値であるためである。また、解析方法のちがいに よる安全率の差がほとんどないのは、流動化の対象となる砂層がうすく、本解析では Δu がほとんど発生していないためである。

⑤まとめ

本調査の結果から、地盤の流動化の判定結果と旧河道上において発生した噴砂現象とよく対応づけができること、堤防の安定解析において W-1, 2 断面と W-3 断面の安全率の差が地震時に W-1, 2 断面の堤防に若干の被害があった事実とよく対応づけられることがわかった。

4.2 地盤反力係数に及ぼす過剰間隙水圧の影響

下部構造の設計に際しては地盤反力係数が重要な設計定数とれるが、ここでは地震時における過剰間隙水圧の上昇が地盤反力係数に及ぼす影響を明らかにするための簡易な室内平板載荷試験を実施した。

実験装置の概要を図-4 に示すが、空気室と地盤モデルはゴム膜で遮断されており、ゴム膜中央部には $\phi 60$ の載荷板が取り付けられている。ゴム膜を介して空気圧 (σ_a) による圧密を行い、圧密終了後は σ_a に対して或る割合で過剰間隙水圧 (Δu) を強制的に与え、その下で静的載荷試験を行った。 σ_a は 0.5 および 1.0 (kgf/cm^2) とし、 $\Delta u/\sigma_a$ は 0.0, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 0.9 および 0.95 と順次変化させた。

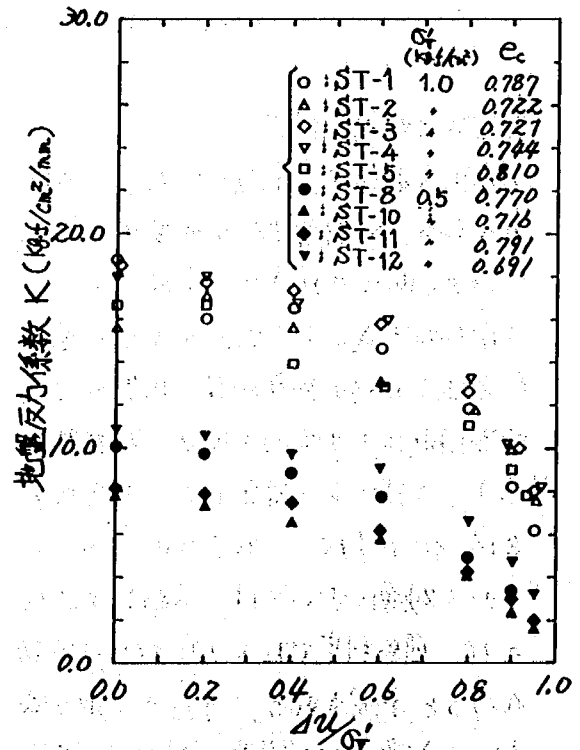
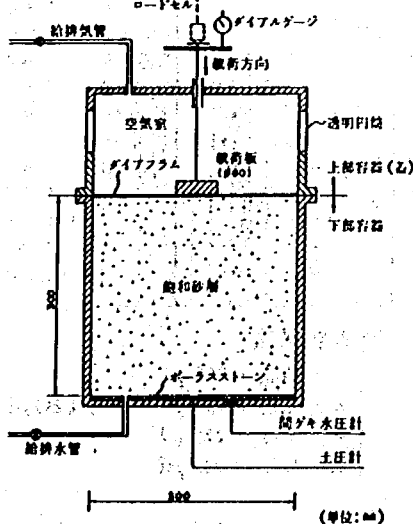


図-5 地盤反力係数と過剰間隙水圧比の実験結果

図-5は貫入量1mm
に対する載荷板の単

図-4 実験装置概要

位面積当りの荷重で定義した反力係数(K)と $\Delta u/\sigma_v$ の関係を示す。同図から、 $\Delta u/\sigma_v$ の増加に伴い地盤の反力係数が低減することになる。

図-6は図-5において任意の $\Delta u/\sigma_v$ に対する K を $\Delta u/\sigma_v = 0.0$ での $k(k_0)$ で基準化し、各データの平均曲線を要約した結果である。同図から $\Delta u/\sigma_v$ に拘わらず基準化された地盤の反力係数が $\Delta u/\sigma_v$ の増加(液状化の進行)に伴い低下すること、間隙比(e_c)による変化特性の差異は見られないこと、 σ_v が小さい方が $\Delta u/\sigma_v$ の増加による影響が大きいこと等がわかる。

以上のように簡易な試験装置により、 $\Delta u/\sigma_v$ で定義した液状化の発生程度が地盤の反力係数に及ぼす影響を図-6の形で得ることができた。同結果は限定されたスケールの装置によるものであり、直接的に構造物の耐震設計に反映できるとは断言できないが、便宜的には適用できよう。その場合、何らかの方法で構造物周辺の地盤の $\Delta u/\sigma_v$ が推定できれば、図-6の結果に基づいて地震時の地盤の反力係数の低減率を決定できることになる。

4.3 液状化地盤が基礎構造物の耐震性に及ぼす影響

液状化を考慮した耐震設計を確立するため、過去の地震において被害を受けた基礎構造物のうち、地盤の液状化がその被害の一因となっていると考えられるものについて、道路橋示方書で耐震設計編に基づいて試算を行った。計算は、1964年新潟地震で落橋した昭和大橋(パイルバント基礎)と1978年宮城県沖地震により被害があった関上大橋(ケーソン基礎)を対象として行った。図-7、図-8に関上大橋の地盤条件、計算結果を、図-9、表-1に昭和大橋の地盤条件、計算結果を示す。

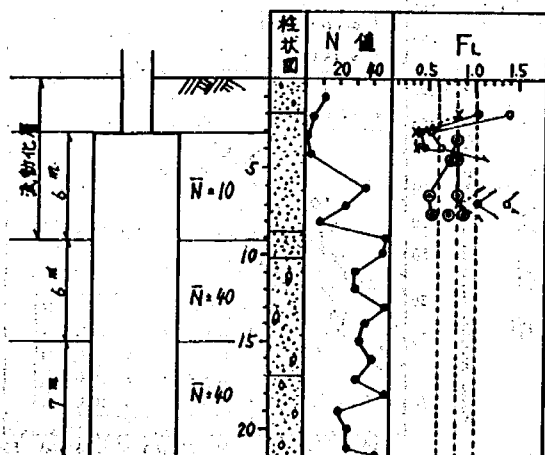


図-7 関上大橋の地盤条件

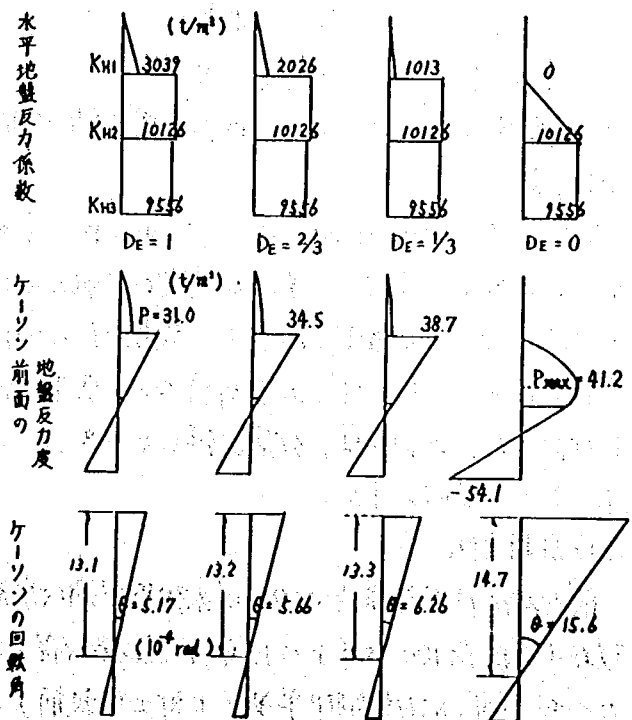


図-8 計算結果

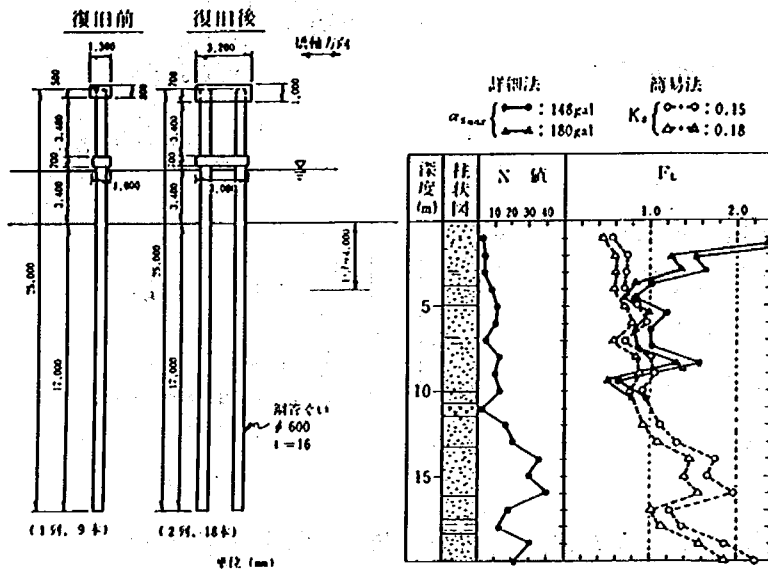


図-9 昭和大橋の地盤条件

表-1 杭頭変位量

(1列9本) 単位: cm

D_E	k_h	0.15	0.20	0.25
1		27.8	37.1	46.3
2/3		30.9	41.3	51.5
1/3		38.1	50.9	63.5
0		170.0	226.8	283.5

(2列18本)

D_E	k_h	0.15	0.20	0.25
1		2.8	3.7	4.7
2/3		3.1	4.2	5.2
1/3		3.9	5.2	6.5
0		15.6	20.8	26.0

以上の結果から次のような知見を得た。

1) 開上大橋の橋脚天端の変位量は2~3cmで、非流動化時の計算とさほど差はないが、流動化が橋脚の被害を助長したと言える。また昭和大橋の場合は杭頭で30~40cm程度の変位が生じ、これが落橋の原因となったものと思われる。

2) ケーソン基礎については、流動化層厚とケーソン根入れ長さの比が各程度であれば、かなり厳しい条件においても2~3cmの天端変位であるので流動化の条件によって基礎寸法が変わることもしないと考えられる。

3) くい基礎については、表層付近の水平抵抗設計において支配的であり、流動化によって値を低減することによって必要くい本数が減り、 $D_E=0$ の場合には急激にくい本数が減り設計が可能になる場合も起こりうると考えられる。

4-4 実測強震記録に基づく地盤と構造物の動的相互作用解析

(1) 目的

宮城県石巻市の開北橋では、1975年6月の宮城県沖地震($M=7.4$)に際し、橋脚上の最大加速度が橋軸方向には530gal以上(約700galと推定される)、橋軸直角方向には333galに達したにもかかわらず、上下部構造とも実質的な被害は発生しなかった。本研究は、強震記録に基づき、この原因を究明することを目的とする。

(2) 解析方法

開北橋では下部構造の竣工以来強震観測が実施されており、現在までに図10に示すように9回の記録が得られている。このうち、No.1~No.4は橋脚単独(上部工架設前)の記録、No.5~No.9は上部工架設後の記録である。特徴的な点は、これら

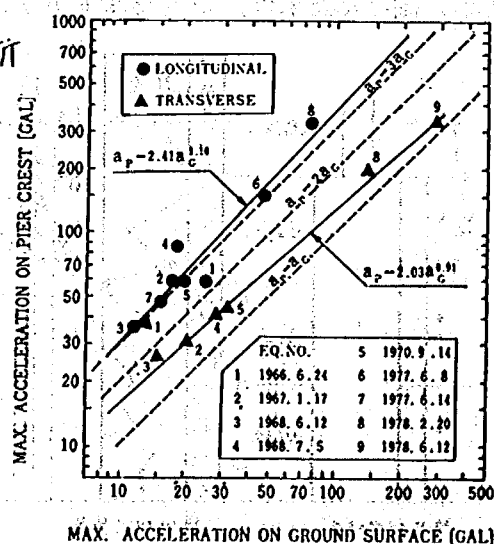


図10 橋脚上と地盤上の最大加速度の関係

の関係には、上部工架設前と架設後で著しい差がないということであり、この原因として昨年度の検討により、i) 強震計が可動支承を有する橋脚に設置されているため橋軸方向には上部構造の影響があまり入っていないこと、ii) 橋軸直角方向には、ケーソンが岩着しているため、この方向への固有振動数が高く、応答レベルが低いこと、が挙げられた。

本年度は、昨年度の検討結果を裏付けるために、地盤と構造物との動的相互作用を考慮した地震応答解析プログラムNONINTを用いた数値解析を行った。一例として、宮城県沖地震により地盤上で採取された記録を入力として、橋脚天端の応答加速度を計算し、これと実測加速度と比較した結果が図-13である。両者は非常によく一致しており、上記考え方の妥当性を検証しているものと考えられる。

(3) 結果

宮城県沖地震時には、橋脚天端において橋軸方向には約70gal、橋軸直角方向には約30galの最大加速度が生じたが、橋軸方向の振動は脚脚単独のもので上部構造に対する有効な入力地震動ではないことが、また、橋軸直角方向には、この程度の加速度に対しては現行の基準により耐震設計された道路橋は最終的な耐力に余裕を残していることが、それぞれ、上記地震により実質的な被害を被らなかった原因と考えられる。

5. 今後の問題点

従来からの原位置地盤調査、動的室内試験、実測強震記録に基づく地盤と構造物の相互作用解析の結果に基づくと、今後実施すべき研究項目としては、地盤の耐震性と考慮した構造物の耐震設計試算、地盤流動化の時刻歴と構造物の地震時応答特性解析等があげられ、これらの研究結果をとりまとめることにより地盤と構造物の動的相互作用に関する諸特性を明らかにすることが必要である。

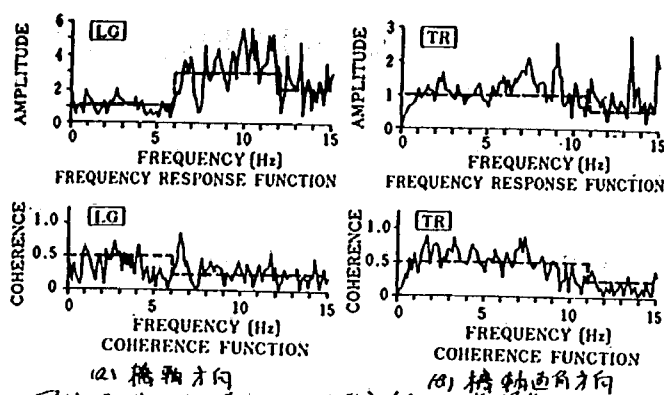


図11 アンサンブル平均した強震記録の伝達関数

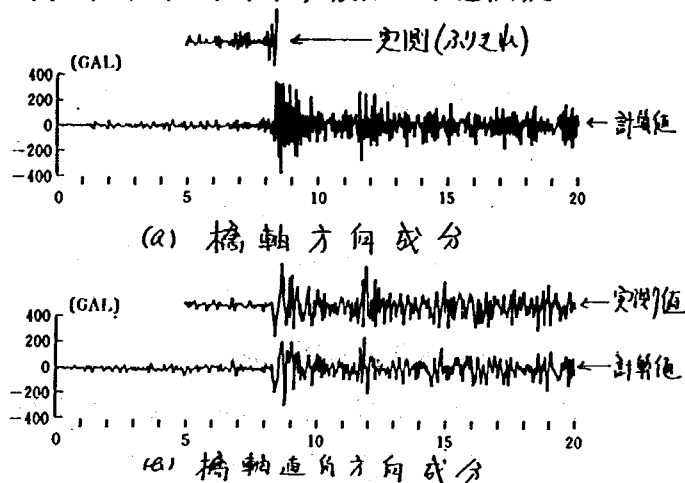


図12 橋脚天端の実測加速度と計算加速度の比較

(4) 長大橋の設計地震入力に関する調査試験

振動研究室 室 長 岩崎敏男
主任研究員 川島一彦
高木義和
相沢 興

1. まえがき

本州四国連絡橋の設計震度および地震動入力の強度は、土木学会の本州四国連絡橋耐震設計基準（ノゾク）・同解説によって定められており、これによれば、地震動の設計加速度としては、架橋地点の橋梁下部構造支持地盤上において 180 gal とすると規定されている。

土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会においては、昭和52年度の検討事項として、上記橋梁下部構造支持地盤上における 180 gal の設計加速度が、明石海峡周辺の既往の地震発生状況からみてどの程度の意味あいとなるかを審議検討している。ここで用いられている方法は、明石海峡大橋周辺に発生した過去の地震の位置および規模から当該架橋地点における地震動加速度の期待値を推定し、これより直接、地震動加速度の年平均発生回数を求めることにより再現期間を算定するものである。この方法により、上記小委員会では、本州四国連絡橋耐震設計基準で規定する 180 gal に対応する再現期間はおおむね250年と見込んでいる。この方法は、その後、各方面で地震動強度を推定するために利用されているが、解析においては以下の事項を仮定しており、実際の地震発生状況とは必ずしも対応していない。

- (i) 地震の発生頻度は架橋地点の全周にわたり一様としている。
- (ii) 発生し得る地震の規模には上限があるという事実が明確に反映されていない。
- (iii) 大きな加速度を発生させる地震の数は少なく、解析結果がこのような範囲で少数の地震の特性に大きく支配される。

本年度は、以上のような点を検討するために、地震動の加速度期待値を確率論に基づいて検討する方法を開発し、手法の通用性を検討するために従来の方法により種々検討されてきた明石海峡大橋架橋地点を対象として試算を行った。

2. 調査目的

架橋地点周辺の既往の地震発生状況ならびに強震観測等による地震動の特性に基づき、同地点周辺で期待される地震動強度を合理的に評価し得る方法を開発することを目的とする。

3. 調査方法

明石海峡大橋周辺の地震発生状況は架橋地点の全周にわたって一様ではない。すなわち、図-1に示すように、熊野灘～紀伊水道沖～土佐沖と紀伊南海トラフ沿いの巨大地震の発生する地域、根尾谷断

層に代表される岐阜県北西部の内陸型巨大地震の発生する地域、紀伊半島周辺の中～小地震の発生する地域、四国～中国地方のように比較的地震発生頻度が高い地域のようにそれぞれの地域において、地震発生状況は異なっている。ここでいう地震発生状況の違いを要因別に分けると、(i)同一の規模の地震の平均発生回数が異なり、また、(ii)生じ得る最大の地震の規模が異なることによることがわかる。このような点を解析に反映させるため、ここでは以下のような仮定を導入した。

- (i) 架橋地点の周辺の解析対象範囲を図-2に示すように多数の小領域（以下、これをサブゾーンと呼ぶ、 $N=1, 2, \dots, n$ ）に分割する。
- (ii) サブゾーンは、解析地点を中心とする円心円の半径および余弦を与え、これらの集合として定義する。
- (iii) 年平均発生回数および最大地震の規模はサブゾーンごとに評価する。

本年度は、以上の解析方法に基づいて土木研究所で開発した設計地震動強度の期待値解析プログラムRISK-1を用いて以下の解析を実施した。

4. 調査結果

4-1 解析対象地点および解析に用いた地震資料

解析対象地点は明石海峡大橋架橋地点とし、東経135度2分、北緯34度36分とした。ここで、明石海峡大橋架橋地点を選んだのは、前述したように土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会において180galの設計加速度の評価に関し、詳細な検討が実施されており、今回開発した方法の適用性を検討するのに都合がよいと考えたためである。また、解析には、上記対象地点を中心とし、半径300kmの範囲に生じた1885～1980年の地震資料（気象庁資料による）を用いた。

4-2 サブゾーンに分割する効果

架橋地点周辺をサブゾーンに分割し、それぞれのサブゾーンごとにパラメーターを定めると、地震動加速度期待値がどの程度変化するかを検討するために、以下の3ケースにつき、最大加速度 A_{max} 〔gal〕～再現期間 T_R 〔年〕の関係を求めた。

- (i) ケース1：架橋地点を中心とする半径 $R=300\text{km}$ の範囲を1つのサブゾーンとする。
- (ii) ケース2：架橋地点を中心とする半径 $R=0\sim100\text{km}$ 、 $100\sim200\text{km}$ 、 $200\sim300\text{km}$ の3サブゾーンに分割

- (iii) ケース3：ケース2をさらに $\theta=0\sim90$ 度（ただし、 θ 軸は東西軸から半時計まわりにとる）、 $90\sim180$ 度、 $180\sim270$ 度、 $270\sim360$ 度に分け、合計12サブゾーンに分割

また、解析に際しては、加速度記録の統計解析から求められた第1種地盤上の推定式を用いた。

$$A_{max} = 46 \times 10^{0.208M} \times (\Delta + 10)^{0.686} \quad (1)$$

このようにして求められた $A_{max} \sim T_R$ の関係を図-3に示す。これによると、ケース2, 3のように、分割数をある程度とった場合には $A_{max} \sim T_R$ の関係が一定の値に落ちつく傾向を示すが、ケース1のように全体を1まとめにした場合にはこれとは異なり、異なる（この場合には、同一再現期間に対応する最大加速度を大きくする方向に変化する）ことがわかる。

4-3 生じ得る最大マグニチュードを導入することの効果

上述した検討では、各サブゾーンごとに既往最大地震の M を求め、これをそれぞれの M_{ui} としているが、 M_{ui} を変化させると $A_{max} \sim T_R$ の関係がどのように変化するかを調べるために、半径 $R = 0 \sim 100$ km, $100 \sim 200$ km, $200 \sim 300$ km の3つにサブゾーンを構成した場合を対象とした試算を行った。ここで M_{ui} を3サブゾーンともに7までとした場合、8までとした場合、9までとした場合の $A_{max} \sim T_R$ の関係を示すと図-4のようになる。この結果によれば、第1種相当地盤上での最大加速度 A_{max} が 100 gal になると再現期間 T_R 年は、 $M_{ui} = 7, 8, 9$ のそれぞれに対して3/5年、230年、170年となり、 M_{ui} の影響がはっきりと表われてくることがわかる。

4-4 明石海峡大橋耐震設計小委員会の結論との比較

明石海峡大橋耐震設計小委員会では、1885年1月から1976年11月までの気象庁資料を用いて、第1種地盤上での最大加速度 A_{max} と再現期間 T_R の関係を図-5のように求めている。ここで採用されている方法は、事象 E を1個1個の地震の総和と考え、第 i 番目の地震(マグニチュード m_i 、震央距離 r_i) による式(6)の地震動加速度 Y がある設定値 Y を起える場合には、これによる頻度を全地震に対して求めた後に再現期間(=再現期間)を求めるものである。このようにして求められた結果は、地震資料の数が必ずしも十分ではないことから図-5に見られるように滑らかな曲線とはならないため、これらのデータを最小2乗法により近似し、次の関係式が求められている。

$$T_R = A_{max}^{3.42} \times 10^{-5.15} \quad (2)$$

この関係を上述した半径 $R = 0 \sim 100$ km, $100 \sim 200$ km, $200 \sim 300$ km の3サブゾーンに分割し、 M_{ui} はそれぞれのサブゾーン内の既往最大地震の M とする考え方により求めた結果と比較すると図-6のようになる。同一加速度期待値に対する再現期間を比較すると、今回用いた方法の方が上記小委員会を検討された結果よりも長くなっており、とくに、最大加速度が 70 gal 程度以上の場合について両者の違いが大きいことがわかる。たとえば、180 gal の最大加速度期待値に対する再現期間は、前回の検討結果では370年程度となるのに対し、今回の検討結果では7000年以上となり、事実上、このようなレベルの加速度値は本地点では生じないという結果になる。

このように、両者の結果に大きな差異が生じた理由としては以下の点が考えられる。すなわち、図-6に示した結果では、最大加速度 $A_{max} = 80$ gal までの $A_{max} \sim T_R$ 関係は比較的なめらか(この範囲では、今回の解析結果と根本的な違いは生じていない)であるのに対し、これ以上の A_{max} に対しては、 $A_{max} \sim T_R$ の関係は不規則に変化している。これについて、図-6のちととなった最大加速度 $A_{max} \sim$ 発生頻度の関係を示すと図-7のようになり、地震の資料数が少ないために、 A_{max} が 80 gal 以上の発生頻度が 0.01 から 0.02 の範囲で正しく求められていないことがわかる。このような点が図-6において、 $A_{max} > 80$ gal 以上において $A_{max} \sim T_R$ の関係が乱れている原因であるが、この点を考慮せず最小2乗法により式(6)のように近似したために、推定式により期待される再現期間が小さくなっているものと考えられる。 A_{max} が大きくなればなるほど地震データが小さくなるが、従来の方法によるとこのような箇所においても地震データが豊富にあり信頼性が高い範囲とは独立に $A_{max} \sim T_R$ の関係を求めるために、高い加速度領域における再現期間の推定に大きな誤差が生じたものと考えられる。

5. 結論

架橋地点周辺の地震発生状況の違い(年平均地震発生回数および生じ得る最大地震の規模)を取り入れるための解析方法を検討し、これを明石海峡大橋架橋地点に適用した結果、以下の結論が得られた。

- (1) 架橋地点周辺を地震発生状況が互いに異なる小地域(サブゾーン)に分割し、地震動強度の期待値を求める方法は有効である。地震発生状況の異なるサブゾーンを一まとめにして、全体として地震動強度の期待値を求める従来の方法は、本地点のように周辺地区の地震活動度が異なる場合には、適用できない。
- (2) 第1種地盤上の最大加速度推定式と1885年～1980年までの気象庁の地震資料を用いた場合には、本州四国連絡橋耐震設計基準(1974)・同解説に規定されている180galに対応する再現期間は7000年程度と求められ、事実上、このレベルの加速度値は本解析地点では生じないことになる。ただし、この結果は種々の点から(次章参照)今後見なおしを図る必要がある。
- (3) 土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会において、上記(2)と同様のデータを用いて、180galに対応する再現期間を約250年と求めているが、ここで用いられた方法には、少ないデータから求められた加速度の大きい範囲の再現期間の取り扱い(最小2乗法による近似)に不十分な点がある。250年の再現期間はやや過小な見積りと考えられる。

6. 今後の課題

本年度は手法の確立を中心に検討を行い、試算によりその適用性を検討した。今後、本方法を用いて本州四国連絡橋の地震動強度の期待値を合理的に評価していくためには以下の事項に関する検討が必要とされる。

- (1) 地震計による観測網が整備されるようになる以前(1925年以前)の気象庁地震データを見直し、最近の地震学の研究成果を反映させる。
- (2) 既往の地震発生状況、地殻構造等から総合的に定めたサブゾーンの分割方法の採用と、最大地震の $M_{\max}$ の決定
- (3) SMAC型強震計の短周期成分の補正を施こした距離減衰式の確立

AKASHI
 LONGITUDE: 135 2 0
 LATITUDE: 34 34 0
 FROM 416 TO 1980

*****P: 300(km) *** 5.5CE, MAGNITUDE: 1.1, 6.5: 0 *****
 *** 6.5CE, MAGNITUDE: 1.1, 7.0: 0 *****
 *** 7.0CE, MAGNITUDE: 1.1, 7.5: 0 *****
 *** 7.5CE, MAGNITUDE: 1.1, 8.0: 0 *****
 *** 8.0CE, MAGNITUDE: 1.1, 9.0: 0 *****

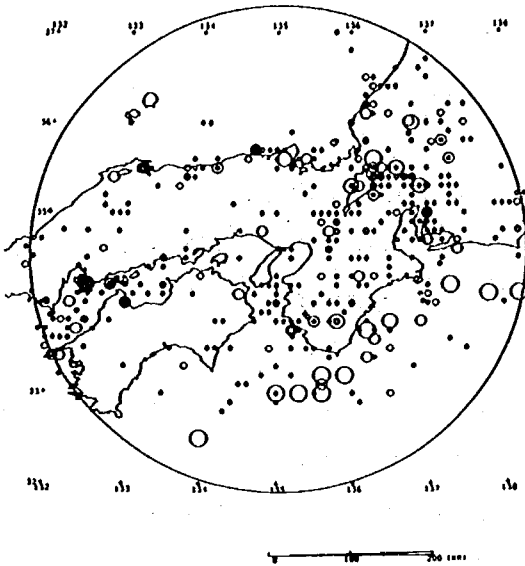


図-1 明石海峡大橋周辺の地震発生状況
 (416~1980)

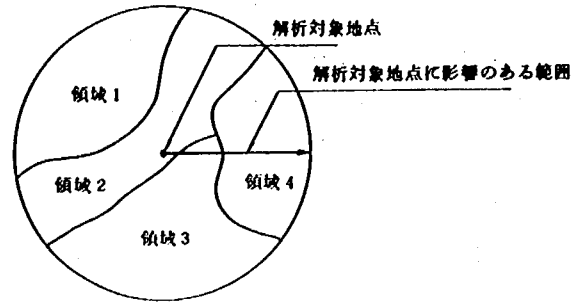


図-2 サブゾーンの分割

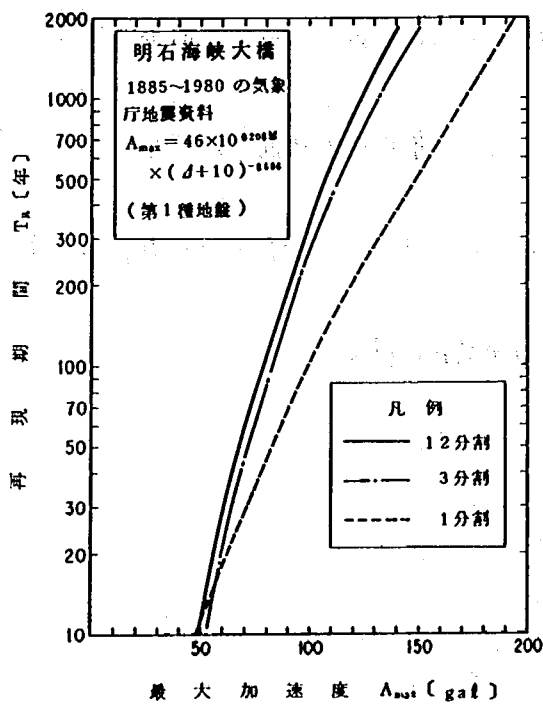


図-3. 分割数の影響

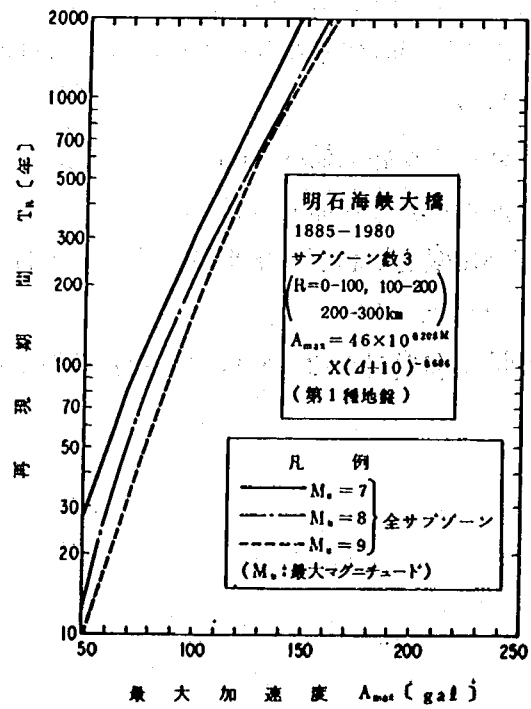


図-4 最大マグニチュードの影響

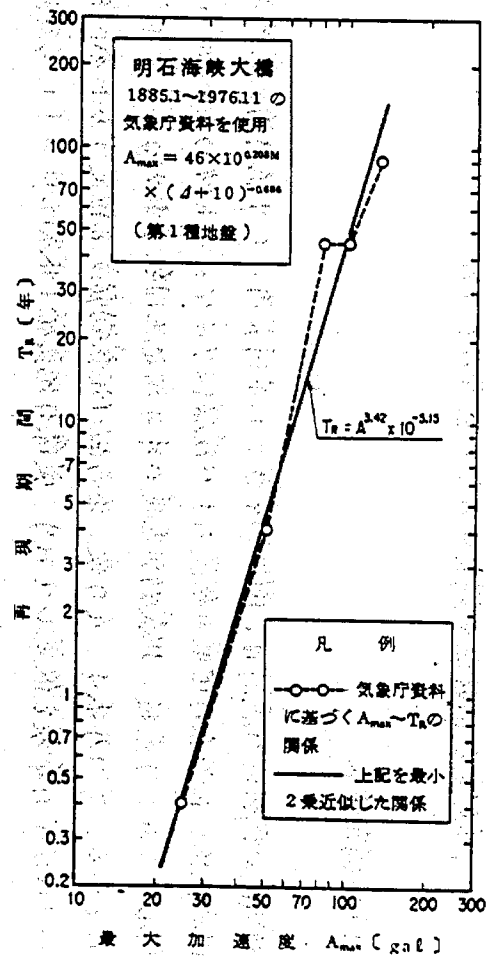


図-5 明石海峡大橋に対する従来の $A_{max} \sim T_R$ の関係
(土木学会・明石海峡大橋耐震設計
小委員会(昭和52年)による)

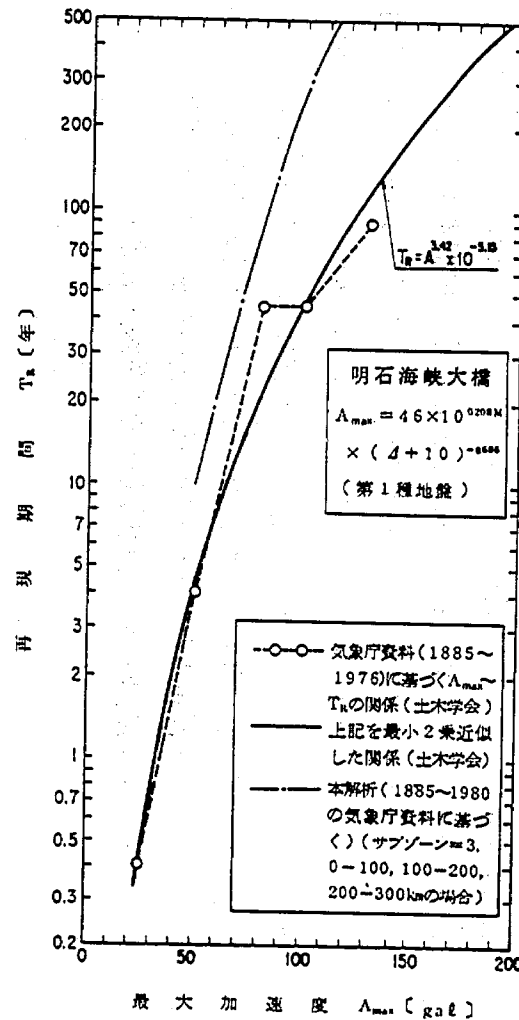


図-6 今回の解析結果と土木学会
(昭和52年)の結果の比較

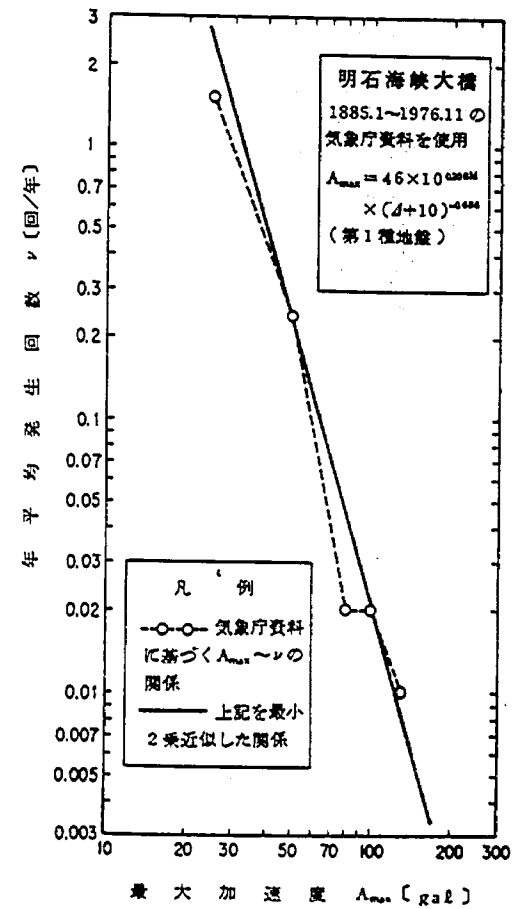


図-7 図-5のものとなった $A_{max} \sim v$ の関係
(土木学会・明石海峡大橋耐震
設計小委員会(昭和52年度)による)

(5) 地震動及び地盤の動的性質に関する調査試験

振動研究室	室 長	岩崎敬男
"	主任研究員	川島一彦
"	研 究 員	柴田賢一
"	"	木全俊雄
"	"	高木義和
"	"	吉田精一
"	"	相沢 興

1. まえがき

本課題は、東京湾横断道路建設予定地点で想定すべき設計地震力の特性および強度を合理的に定めるとともに、地盤の動的強度を推定するために実施したものである。地震動に関する調査としては、基礎で想定すべき設計地震動強度の推定手法を開発した。これは既往の地震発生状況に基づき、確率的に地震動の強度を求めるものである。本年度は手法の確立を図ることを中心とし、本手法を用いることにより、従来の結果とどの程度変化するかを簡単な試算により検討した。また、地盤の動的性質に関する調査としては、木更津沖のボーリング地点より採取した不攪乱の砂積層および泥積層に対して動的変形特性および強度特性に関する室内試験を実施した。その結果洪積(D₁, D₂)層の土の動的変形特性のひずみ依存性($\sigma_0 \sim \gamma$, $\tau \sim \gamma$)および砂積(A₂)層と洪積(D₂)層の土の動的強度について検討した。また、川崎沖浮島所において採取した不攪乱試料について動的変形特性試験を実施した。

2. 調査目的

東京湾横断道路周辺の地震発生に関するデータを処理し、横断道路建設地点で考慮すべき設計地震入力および基礎の設計法を調査するとともに、建設地点の基礎の動的諸定数および支持力を試験によって求め、これらに基づいて地盤の動的性質を調査することを目的とする。

3. 設計地震力に関する調査結果

3-1 調査方法

東京湾地区の地震動強度の期待値の検討は、昭和53年度に土木研究所により試行的に実施されており、解析対象地点周辺に発生した過去の地震の位置および規模(マグニチュード)から当該地点における地震動加速度値を推定し、これより直接、地震動加速度の年平均発生回数を求めることにより再帰期間(再現期間)を算定している。この方法は、その後、各方面で地震動強度を推定するために利用されているが、解析においては以下の事項を仮定しており、実際の地震発生状況とは必ずしも対応していない。

(1) 地震の発生頻度は架橋地点の全周にわたって一様としている。

(iii) 発生し得る地震の規模には上限があるという事実が反映されていない。

(iv) 大きな加速度を発生させる地震の数は少なく、解析結果がこのような範囲で少数の地震の特性に支配される。

このような点を解析に反映させるため、ここでは以下の解析を行うこととした。

i) 架橋地点の周辺の解析対象範囲を図-1に示すように多数の小領域(以下、これをサイゾーンと呼ぶ、 $SZ=1, 2, \dots, n$)に分割する。

ii) サイゾーンごとに、その中に生じ得る最大地震のマグニチュード m_{wi} ($i=1, 2, \dots, n$) および、地震の発生頻度を定める。

本年度は、以下の解析手法に基づいて土木研究所で開発した設新地震動強度の期待値解析プログラム RISK-1 を用いて以下の解析を実施した。

3-2 調査結果

i) サイゾーンに分割する効果

対象地点周辺をサイゾーンに分割し、それぞれのサイゾーンごとに3-1に示したパラメーターを定めると、地震動加速度期待値がどの程度変化するかを検討するために、以下の3ケースにつき、最大加速度 $A_{max}(g)$ ~ 再現期間 T_R (年) の関係を求めた。

i) ケース1: 架橋地点を中心とする半径 $R=300\text{km}$ の範囲を1つのサイゾーンとする。

ii) ケース2: 架橋地点を中心とする半径 $R=0\sim100\text{km}, 100\sim200\text{km}, 200\sim300\text{km}$ の3サイゾーンに分割する。

iii) ケース3: ケース2をさらに $\theta=0\sim90$ 度(ただし、 θ 軸は東西軸から半時計まわりにする)、 $90\sim180$ 度、 $180\sim270$ 度、 $270\sim360$ 度に分け、合計12サイゾーンに分割する。

なお、解析に際しては、加速度記録の統計解析から求められた第1種地盤(おおむね岩盤)上の指定式を用いた。

$$A_{max} = 46 \times 10^{0.20PM} \times (\Delta + 10)^{-0.176} \quad (1)$$

このように求めた $A_{max} \sim T_R$ の関係を図2に示す。これによると、ケース2, 3のように、分割数がある程度少なかった場合には $A_{max} \sim T_R$ の関係が一定の値に落ちつき傾向を示すが、ケース1のように全体を1本にまとめた場合にはこれとは異なっている(この場合には、同一再現期間に対応する最大加速度を大とする方向に変化する)ことがわかる。

ii) 生じ得る最大マグニチュードを導入することの効果

3-1に示した解析法では、最大マグニチュード m_{wi} を適切に定めることが重要となる。 m_{wi} を変化させると $A_{max} \sim T_R$ の関係がどのように変化するかを調べるために、半径 $R=0\sim100\text{km}, 100\sim200\text{km}, 200\sim300\text{km}$ の3つのサイゾーンを構成した場合を対象とした試算を行った。ここで、 m_{wi} を3サイゾーンそれぞれに7, 8, 9とした場合、8, 7, 9とした場合、9, 8, 7とした場合の $A_{max} \sim T_R$ の関係を示すと図3のようになる。この結果によれば、第1種相当地盤上での最大加速度 A_{max} が 150gal となる再現期間 T_R 年は、 $m_{wi}=7, 8, 9$ のそれぞれに対して、120年、10年、45年となり、 m_{wi} の影響がはっきりと表れてくることがわかる。

13) 従来の試算結果との比較

土木研究所では、昭和53年度に、土木学会・明石海峡大橋耐震設計小委員会により提示された年表により気象庁資料を用いて、第1種地盤上での最大加速度 A_{max} と再現期間 T_R の関係を国4のように求めている。この方法を用いている方法では、事象 E を1個/個の地震の総和と考え、第 n 番目の地震 (マグニチュード m_n 、震央距離 r_n) による地震動加速度 Y がある設定値 Y_0 を超える場合には、これによる頻度を全地震に対して求めた後に、再現期間 (= 再現期間) を求めるものである。

国4のうち、1885~1976年の気象庁資料を用いた場合の結果を上述した半径 $R=0\sim100\text{ km}$ 、 $100\sim200\text{ km}$ 、 $200\sim300\text{ km}$ の3サイゼーションに分割し、 $m_{\max}$ はそれぞれのサイゼーション内の既往最大地震の M とする考え方により求めた結果と比較すると国5のようになる。同一加速度期待値に対する再現期間を比較すると、今回用いた方法の方が前回検討した結果よりも長くなっており、とくに、最大加速度が150 gal程度以上の場合に両者の違いが大いことがわかる。たとえば、180 galの最大加速度期待値に対する再現期間は、前回の検討結果では70年程度となるのに対し、今回の検討結果では170年以上となる。

3-3 結論

本年度は対象地点周辺の地震発生状況の違いを取り入れるための解析手法を検討し、これを東京湾横断道路建設予定地点に適用した。本調査の結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 対象地点周辺の地震発生状況が互いに異なる小領域に分割し、地震動強度の期待値を求める年表は有効である。地震発生状況の異なるサイゼーションを一手しめにして、全体として地震動強度の期待値を求める従来の手法は、本地点のように周辺地区の地震活動度が異なる場合には、適切な方法とはいえない。
- 2) 建設省新耐震設計法(第2版)による第1種地盤上の最大加速度推定式と1885年~1980年までの気象庁の地震資料を用いた場合には、180 galに対応する再現期間は170年程度と求められる(国5の実線参照)。

3-4 今後の課題

本年度は年表の確立を中心に検討を行い、試算によりその適用性を検討した。今後、本手法を用い東京湾横断道路建設予定地点の地震動強度の期待値を合理的に評価していくためには以下の事項に関する検討が必要とされる。

- 1) 地震計による観測網が整備されるようになる以前(1925年以前)の気象庁の地震データを見直した最近の地震学の研究成果も反映させる。
- 2) 既往の地震発生状況、地殻構造等から総合的に定めたサイゼーションの分割方法の採用と、最大地震 $m_{\max}$ の決定。
- 3) SMA-C型強震計の短周期成分の補正を施した距離減衰式の確立。

4. 地盤の動的性質に関する調査

4-1 調査方法

川崎新島所の沖合約13kmの地点(N06.地点)において採取された不攪乱土試料を対象として、共振法土質試験機および振動三軸試験機を用いて室内動的試験を実施し、動的変形および強度特性に関する諸検討を行った。

実験の対象とした地盤は沖積砂層(A_s 層)および礫層(D_s 層および D_L 層)であり、 A_s 層では砂質地盤の流動化に関する動的強度特性試験を行い、礫層のうち D_s 層では砂質土および粘性土の動的強度特性試験および動的変形特性試験を行い、 D_L 層では粘性土の動的変形特性試験を行った。

なお、本調査のうちの原位置調査は日本道路公団が実施し、室内動的土質試験は、土木研究所振動研究室が、共振法土質試験を、また、日本道路公団が振動三軸試験を実施したものである。

4-2 調査結果

4.2.1 調査地点および調査対象試料

N06調査地点ではボーリング、標準貫入試験、PS換層、不攪乱試料採取等の原位置調査が実施されているが、図-6に深度50mまでの土質柱状、N値分布および本調査で実験対象とした不攪乱試料採取の概要を示す。

4.2.2 動的変形特性試験結果

図-7および図-8は、各 D_s 層および D_L 層において $q_0 \sim \gamma$ 関係を整理したものである。同図を作成する際には、共振法の $q \sim \gamma$ 関係に振動三軸試験の $q \sim \gamma$ 関係を $\gamma = 10^4$ で重ね合わせるようにして、広範囲のひずみ領域($\gamma = 10^2 \sim 10^7$)の $q \sim \gamma$ 関係を求めた。そして、 $\gamma = 10^4$ の $q (= q_0)$ を基準として $q_0 \sim \gamma$ 関係を得るようにした。

図-7は D_s 層の結果であり、前回調査の結果も併記している。今回の調査ではイー4とイー18の結果が前回の結果に近似しているものの、イー4とイー9ではひずみ依存性が大々くなっている。この原因はイー4とイー10(イー9とイー10を結び付いている)の共振法の結果において、ひずみ依存性が高いためである。ここで、両試料については振動三軸の結果のみから、 $q_0 \sim \gamma$ 関係を求めることにした。その結果は図-7のイー4*およびイー9*で示される。同結果によれば、イー4*とイー9*の変形特性が他の D_s 層の結果に近似することがわかる。前回および今回の結果からは、拘束圧による影響は明確ではなく、 D_s 層の $q_0 \sim \gamma$ 特性としてはこれらの結果の平均的なものとみなせる。

また、図-8は D_L 層における $q_0 \sim \gamma$ 特性を示す。同結果では σ'_v の影響が現われており、 σ'_v が増加するに伴い q_0 の低減が顕著(ひずみ依存性が小さくなる)とわかる。

図-9は減衰定数(H)のひずみ依存性に関する振動三軸の結果であり、 D_s 層と D_L 層についてまとめている。 D_s 層では前回調査の結果の平均曲線程度以下となっているが、顕著な差異はないとみなせる。また、 σ'_v の影響は明確ではない。他方、 D_L 層では前回調査の平均曲線を中心とした結果が得られており、平均的には前回の結果と近似している。また、 D_s 層とは異なり、 σ'_v の増加に伴う H のひずみ依存性の低下がみられる。

4.2.3 動的強度特性試験結果

1) 礫粘性土の動的強度特性

粘性土の動的強度は(2)式で定義した。

$$R_{dc} = \left(\frac{\sigma'_v}{2\sigma'_c} \right) = \left\{ \text{動的軸圧向振中(D)が繰返し回数} N_c = 20 \text{回で} 10\% \text{になるときの応力比} \right\} \quad (2)$$

図-10は $R_{xc} \sim \sigma'_0$ の関係を示す。実験が一例だけであるので明確な傾向は把握できないが、沖積粘性土に比べたい大をい動的強度を持つ事がわかる。

2) 砂質土の動的強度特性

鋭細砂質地盤においては地盤の流動化が地震時において問題となるが、東京湾横断道路の支持地盤においても、水更律制に沖積砂層(A_s 層)があり、地震時の流動化の検討が必要と思われる。 D_s 層では(3)式で動的強度 R_d を求め、 A_s 層では $N_c=20$ イ過剰間隙水圧(u)が初期の有効応力(σ'_0)に等しくなるとその応力比を強度とした。ここで、 A_s 層において(3)式による定義から R_d が求められなかったのは、実験時に軸歪両振中が所定の大をこえて発生しなかったためである。

$$R_d = \left(\frac{\sigma_{dp}}{2\sigma'_0} \right) = \left\{ \begin{array}{l} \text{動的軸歪両振中}(D_s) \text{が繰返し回数} \\ N_c=20 \text{回で} 5\% \text{になるとその応力比} \end{array} \right\} \quad (3)$$

図-11は以上のようにして推定した動的強度(R_d)を用いて、 $DR_d^* (= R_d - 0.0042 \cdot D_r^*; D_r^* = 2/\sqrt{N/(\sigma'_0 + 0.7)})$ と平均粒径(D_{50})の関係を既往の実験結果と比較させたものである。既往の実験結果は沖積砂質土を対象としたものであるが、本調査地点では A_s 層の動的強度が相当高く、 D_s 層のそれも沖積砂質土の平均曲線より大をい領域に分布することがわかる。ここで、 A_s 層の結果については今後の検討課題として、データに疑問が残るため、参考程度と考えるのがよいと思われる。

4.2.4 結論

本調査結果は次のようにまとめられる。

- 1) D_s 層は互層になっているため、動的変形特性の実験結果に定性的な傾向(例えば σ'_0 の影響)がみられないが、 $\sigma'_0 \sim r$ および $\sigma'_0 \sim r$ 関係は前回調査および今回調査の平均曲線で代表できると考えられる。
- 2) D_s 層は比較的類似した土層から採取した試料を対象としているため、動的変形特性 $\sigma'_0 \sim r$ および $\sigma'_0 \sim r$ においても σ'_0 の影響が明確に現われている。従って、 D_s 層では強度に依りて動的変形特性を決定するのが妥当であると思われる。
- 3) D_s 層の粘性土の動的強度については、実験例が僅かであるため明確な傾向は把握できないが、沖積粘性土に比較して高い動的強度を持つようである。
- 4) D_s 層砂質土の動的強度についても、実験例が少なく断言はできないが、沖積砂質土より強い動的強度を持つことが予想される。
- 5) A_s 層の動的強度については本調査の結果からでは明確でなく、今後の継続調査が必要であると考えられる。

4.2.5 今後の問題

(1) 沖積砂層(A_s 層)の動的強度特性調査

(2) 地層ごとの動的変形特性および動的強度特性の把握

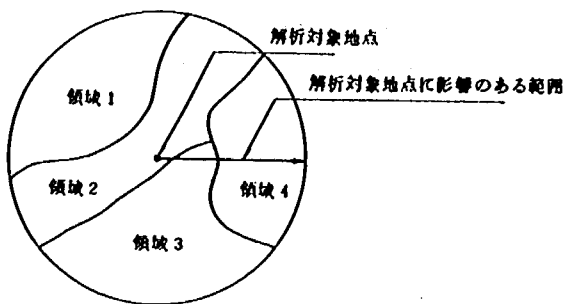


図-1 面震源による地震発生モデル化

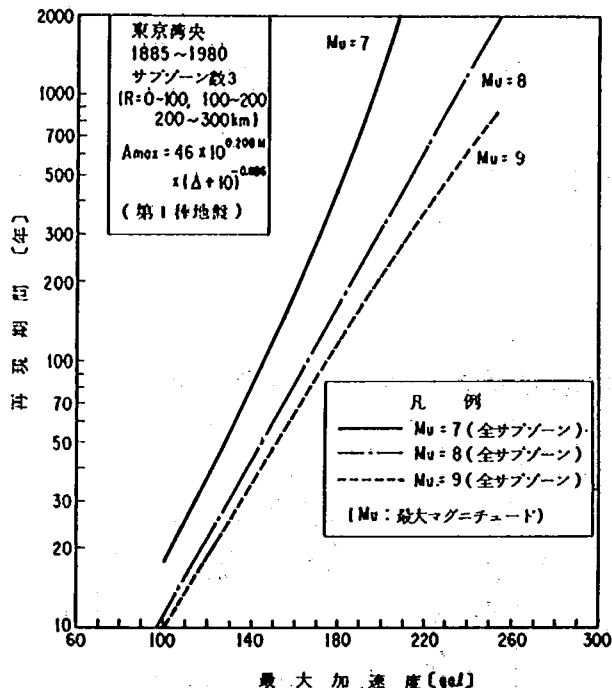


図-3 最大加速度~再現期間の関係に及ぼす最大マグニチュードの影響

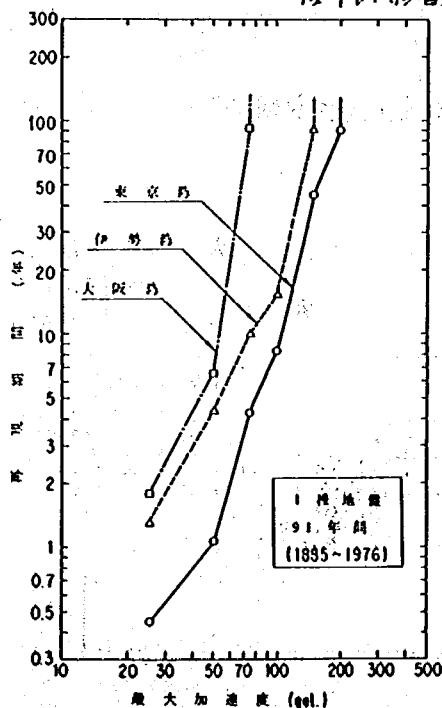


図-4 土木学会・明石海峡小橋方式による最大加速度~再現期間の関係

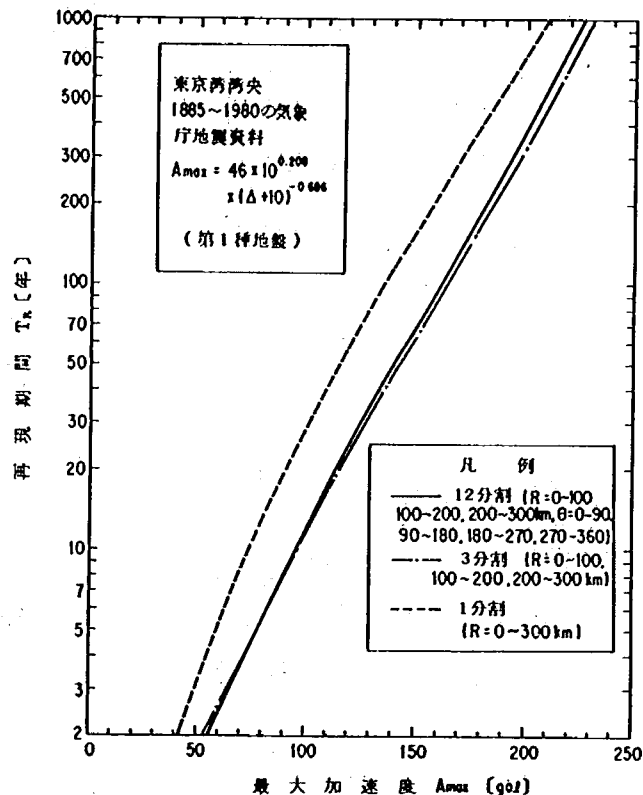


図-2 最大加速度~再現期間の関係に及ぼすサブゾーン分割の影響

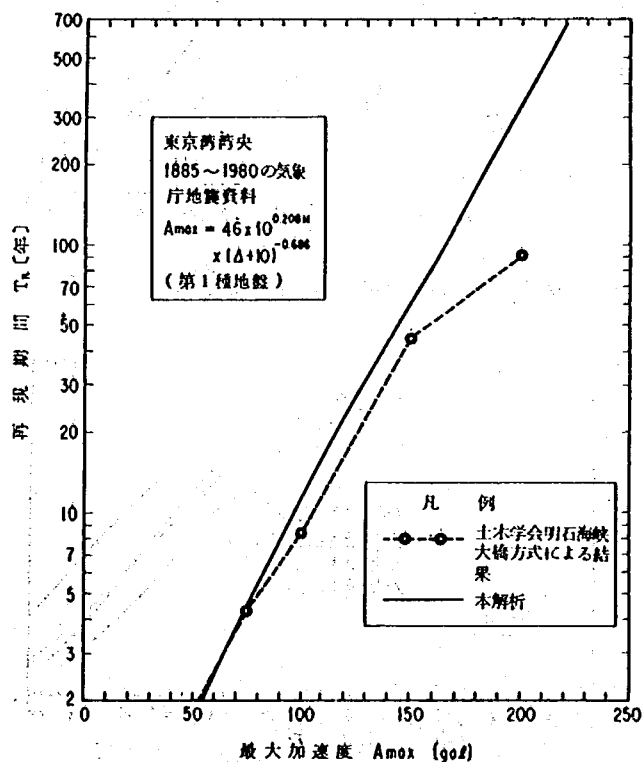
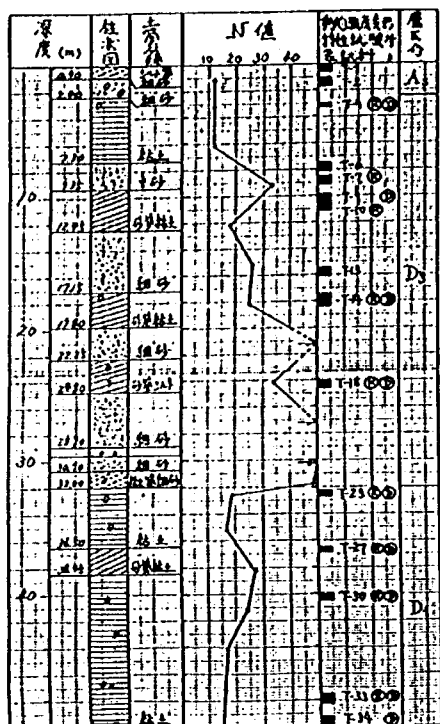


図-5 今回の解析と土木学会明石海峡大橋方式による解析の比較



①: 天然土質試驗結果, ②: 振動三軸試驗結果
無印は動的強度試驗

図-6 土質柱状図及び不攪乱試料採取状況

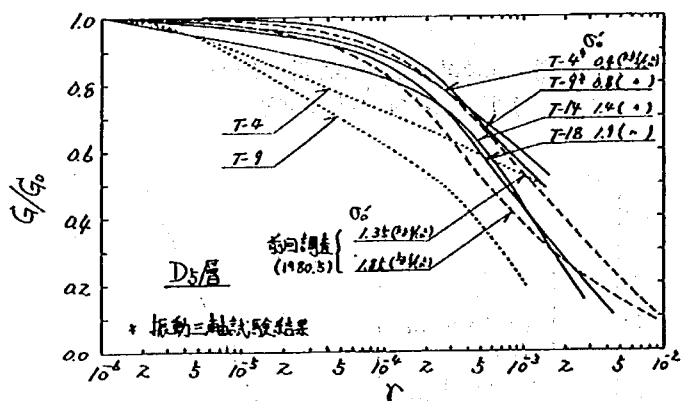


図-7 動的変形特性 $G/G_0 \sim r$ (D5層)

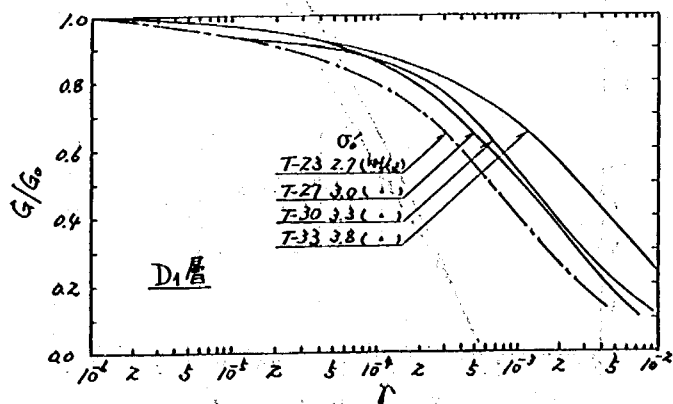


図-8 動的変形特性 $G/G_0 \sim r$ (D1層)

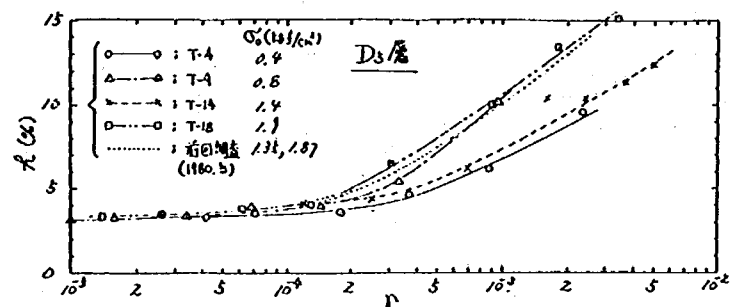
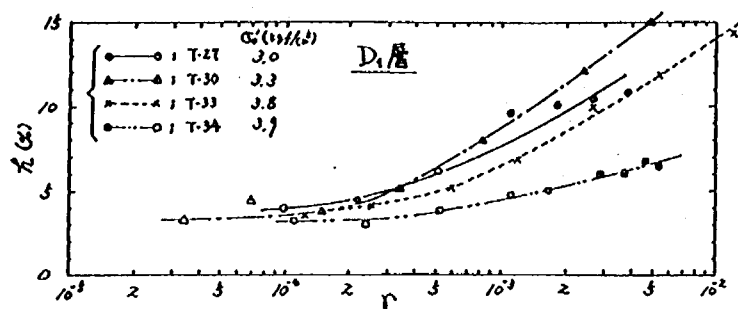


図-9 動的変形特性試験結果 $r \sim r$ (振動三軸)

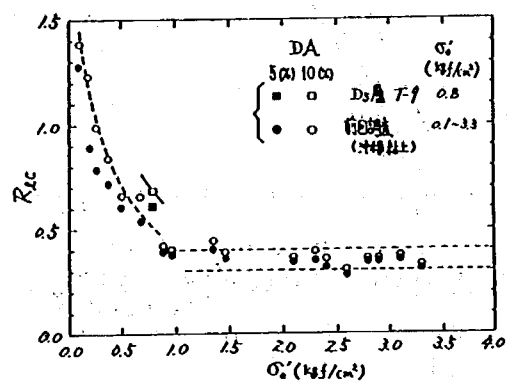


図-10 動的強度試験結果 $Rec \sim \sigma'_v$ (粘性土)

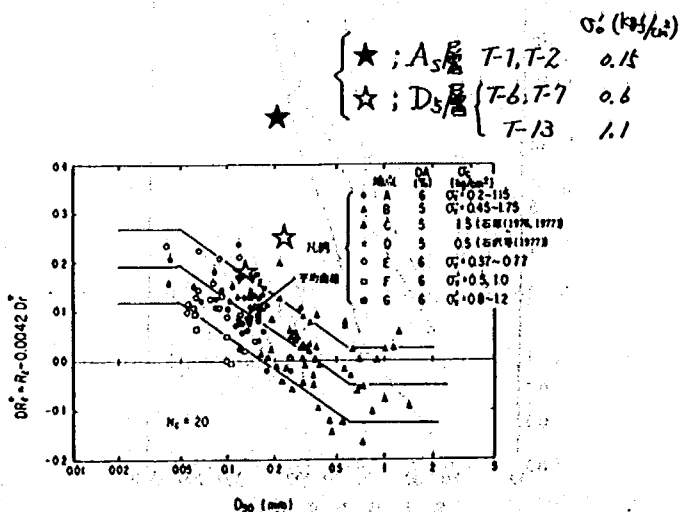


図-11 動的強度特性の比較

(6) 道路交通振動に関する研究

振動研究室 室長 岩崎 敏男

〃 研究員 常田 賢一

耐震研究室 (振動研究室併任) 後藤 勝志

1. まえがき

道路の沿道および周辺地域の住民の生活環境の保全と調和を図りつつ道路を計画していくためには道路交通、道路構造、沿道状況および交通騒音、振動、自動車の排ガスによる大気汚染、高架道路による日照阻害等との関連を明らかにして有効適切な対策を講ずる必要がある。これらのうち、道路交通振動に関しては昭和51年6月に「振動規制法」が成立し、同年12月より施行されたことにより基準が定められ、交通振動により道路周辺の生活環境が著しく損なわれていると認められたときは、道路管理者は振動防止のための舗装の改良、維持または修善の措置を要請されることになった。

従って、今後道路交通振動問題は益々その重要性を増すこととなり、特に交通振動の評価、予測方法、効果的な振動軽減対策などに関する研究を緊急に行なう必要があり、本研究は昭和51年度より54年の予定で実施している。本研究は、構造橋梁部構造研究室と共同して実施しており、構造研究室では振動予測法に関する研究で、また振動研究室では振動軽減対策に関する研究を行なっている。昭和51年度は実地盤における振動伝播特性を測定し、また溝による振動軽減対策について実測した。52年度は、振動源の対策として舗装構成の違いによる地盤振動の軽減効果、および伝播経路における軽減対策についても測定した。53年度および54年度は、振動源の対策として舗装構成の違いによる振動軽減効果について現地実測調査を実施した。

最終年度である本年度は伝播経路上での対策である地中防振壁の軽減効果の経年変化に関する現地測定調査と数値解析を実施し、振動軽減対策に関する総合的なとりまとめを行った。

2. 調査目的

道路交通による沿道地盤の振動の軽減対策について研究を行ない、各種の振動軽減対策の効果を把握することと目的とする。

3. 調査方法

- 1) 一般国道50号における振動測定調査
- 2) 一般国道57号における振動測定調査
- 3) 振動軽減対策に関する数値解析
- 4) 振動軽減対策のまとめ

4. 調査結果

4.1 一般国道50号における振動測定調査

4.1.1 調査方法

一般国道50号の相生バイパスでは昭和53年度に図4.1に示す種類の地中防振壁を設置し、地中壁

の施工前後で振動測定を実施し、54年度は供用開始後の実交通下での振動測定を行なったが、55年度も54年度と同様に実交通下での軽減対策調査を行った。

4.1.2 調査結果

今回、前回、前々回の測定結果の距離減衰比較図を図4.2～4に示す。これらの図から、A測線では、前回2.3m地点と4.3m地点の値がほぼ同じであったのに対して、今回は4.3m地点の値が2.3m地点の値よりも7dB程度小さい。また7.2m地点の値は前回より3dB程度大きく18m地点～43m地点の値が前回よりも3～5dB程度小さい。前回の距離減衰のパターンは前々回とほぼ一致しているのに対して今回のパターンは、前々回のパターンとは少し異なるようである。B測線では前回に比べて18m～43m地点の値が2～3dB小さい。その他の地点は、前回の値にほぼ近い値である。また、前々回の距離減衰のパターンと比べても、今回のパターンはほぼ等しい傾向にある。C地点では、4.3m、7.2m、10mの3地点で、前回と2～3dBの差があるがその他の地点では、前回とほぼ近い値である。また、前々回の結果と比べると、全体的に前々回の方が振動レベルの絶対値が大きくなっている。

以上の結果から、どの測線においても前回との差はほぼ±2dB未満の値となっており、3年経過後の調査結果からでは防振壁の効果に経年変化があるとは言えないようである。

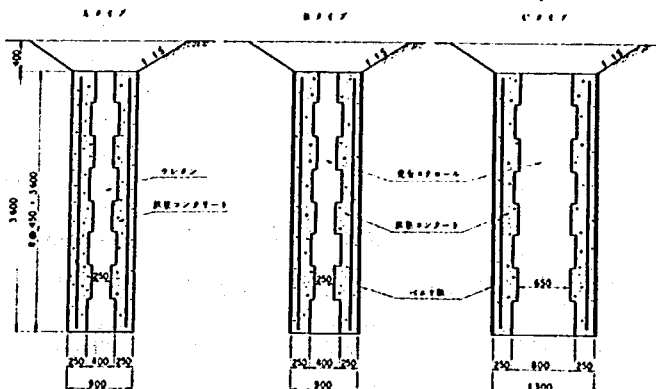


図-4.1 地中防振壁概要図

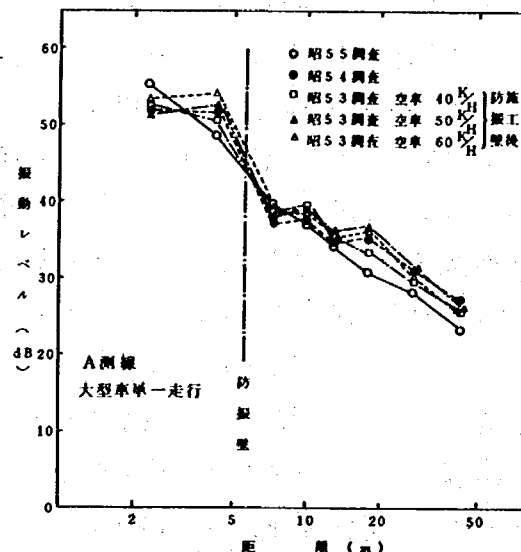


図-4.2 距離減衰比較図

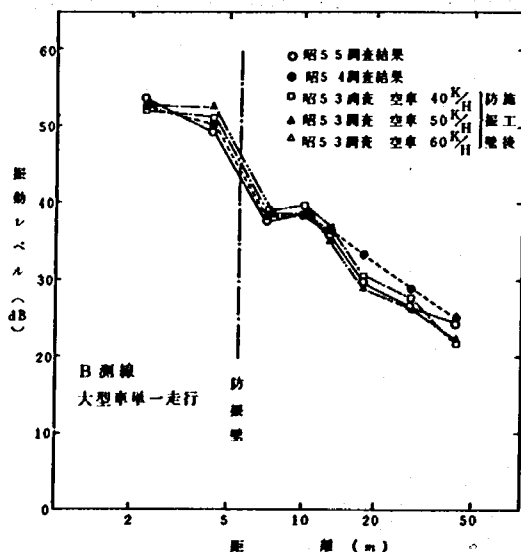


図-4.3 距離減衰比較図

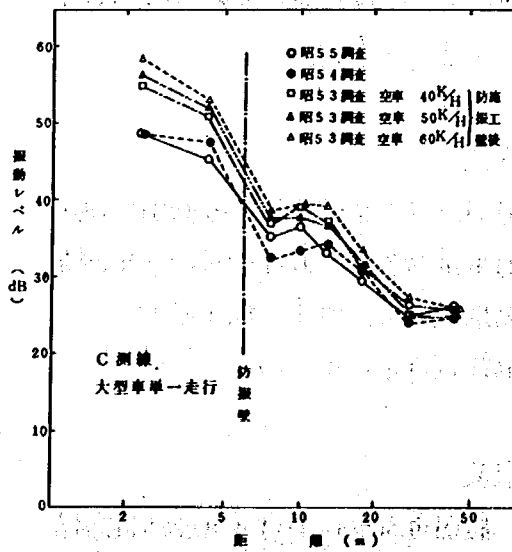


図-4.4 距離減衰比較図

4.2 一般国道57号における振動測定調査

4.2.1 調査方法

一般国道57号(湾岸道路)では昭和54年度に図-4.5に示す種類の地中防振壁を設置し、防振壁の施工前後に同一加振条件の下で地盤振動を測定したが、55年度は地中防振壁の経年変化による軽減効果を調べるため、前年度と同様な加振条件で地盤振動を測定した。

当地点の地盤特性は、表層15mがN値10以下の沖積砂質土で、その下には20m程のN値10以下の沖積粘土層が続き、それ以下は洪積層となっている。加振条件は、重錘落下試験と試験車走行試験の2種類である。

4.2.2 調査結果

図-4.6は重錘落下試験において、落下高0.5mの場合の振動レベルピーク値の距離減衰測定結果を示したものである。この図から

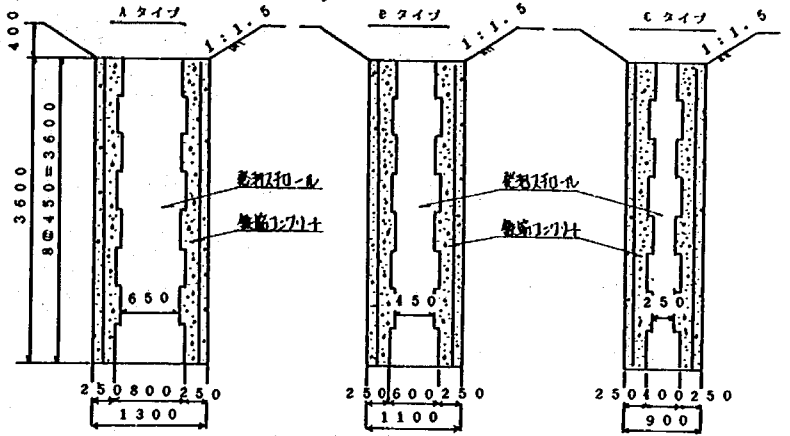


図-4.5 地中防振壁概要図

B、C測線が地中壁直前で増幅しているが、地中壁後方では全般的にC測線に比べて壁厚の大きいA測線とB測線で振動レベルの低減が大きく、地中壁の厚いほど軽減効果はあるようであるが、壁から離れると明確な差は見られなくなる。図-4.7は試験車走行試験について、図-4.6と同じようにまとめたもので、各測線間の差は明確でないが壁直前で軽減効果は現われている。図-4.6～7とも、13mから16mにかけて各測線とも数dB増大しているが、16m付近はやや盛土状態であるため増幅したものと思われる。

経年変化による軽減効果の変化は図-4.8に示す通りで、重錘落下試験について3測線と同時に各年ごとに表わしている。各測線とも舗装上の振動レベルは今回調査(55年)はやや大きいが、ほぼ同程度である。B測線では両年度の差異が表われているのに対して、C測線では両年度の差異はほとんど

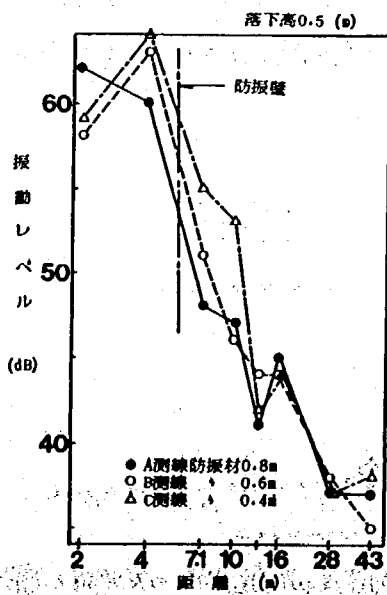


図-4.6 距離減衰

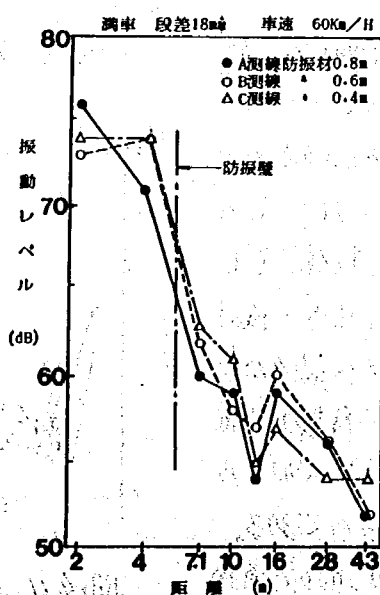


図-4.7 距離減衰

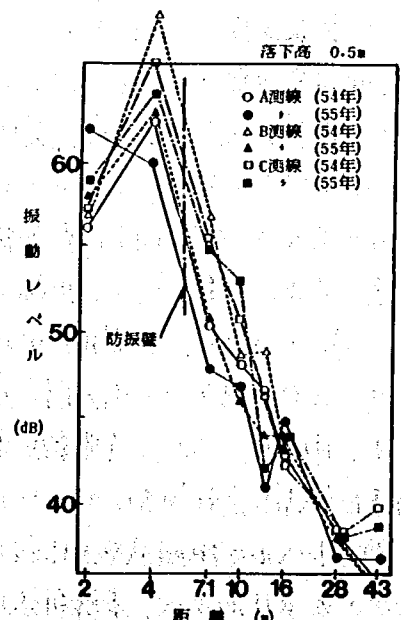


図-4.8 距離減衰比較図

どない。ここでA測線については壁直前のレベル値の比較とすると両年度において差はほとんどないと考えられる。図-4.9は試験車走行の結果を図-4.8と同様にまとめたものであり、図-4.8と同様に舗装上での振動レベルにやや差異があるがほぼ同程度である。A測線では両年度との差異が現われているのに対して、C測線ではほとんど差異が見られない。またB測線については壁直前のレベルの値を考えると両年度における差はほとんどないと考えられる。

以上から、経年変化による軽減効果の変動の少ないことが明らかとなった。また、本調査地点は軟弱地盤であるため、圧入等による地中防振壁自体の変形に着目し調べたが、形状、寸法にほとんど変化は見られなかった。

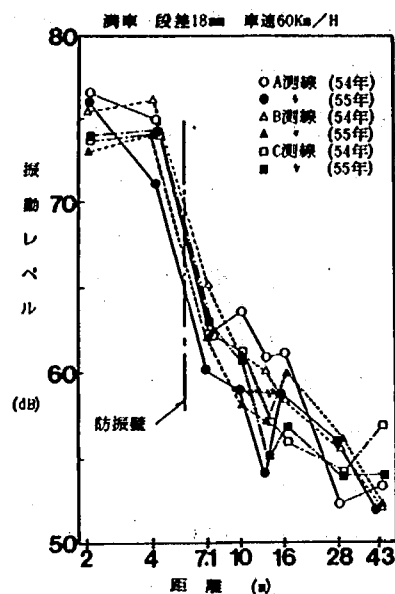


図-4.9 距離減衰比較図

4.3 振動軽減対策に関する数値解析

軽減対策に関する現地測定調査では、地盤条件、対策法等の諸条件の制約があるため、現地調査を補うために数値解析を行うことが有効である。今年度は、二次元有限要素解析プログラムを用いて軽減対策に関する数値解析を実施した。解析内容は次のとおりである。

- i) 解析プログラムの検証
- ii) 実測値と解析値の比較
- iii) 防振壁諸元を変えた解析
- iiii) 舗装構造等の要因を変えた解析

解析対象地盤は4.2で現地測定を実施した一般国道357号調査地点である。同地点のモデル化(図-4.10参照)を行い、デジタル化された舗装端での加速度波形を舗装面上に点加振で入力し、応答加速度および振動レベルの距離減衰と数値計算した。ii)においては、実測値と解析値の比較・検討を行ったが、結果の一例を図-4.11および図-4.12に示す。両図は、各々、A測線において防振壁設置前後に試験車走行試験を行った場合の最大加速度と振動レベルの距離減衰と比較したものである。多少の差異はあるが、本解析法により道路交通振動の軽減対策に関して数値解析ができるようである。

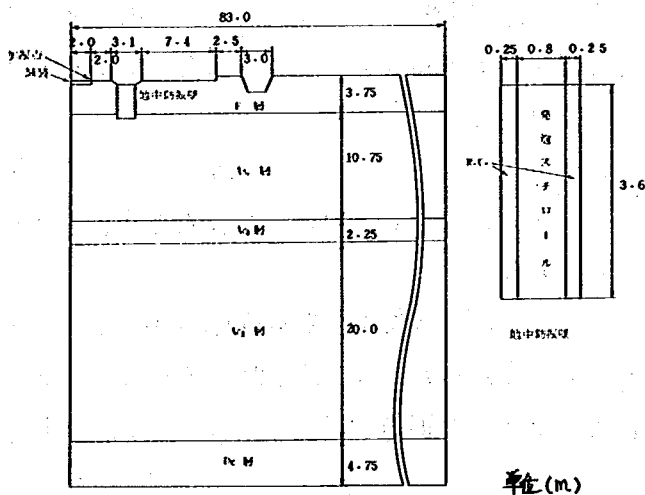


図-4.10 解析対象地盤のモデル例 (A測線)

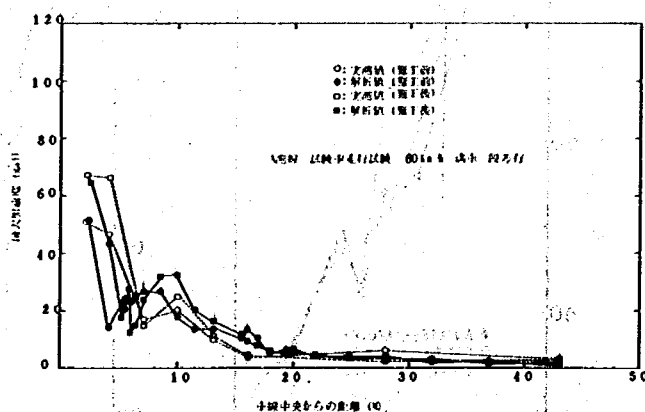


図-4.11 最大加速度の距離減衰の実測値と解析値の比較例 (A測線, 試験車走行試験, 60km/h)

III)においては、A測線での地盤モデルを用いて地中防振壁の構造諸元を変えて数値解析を行い、解析的に地中防振壁の構造条件の軽減効果に及ぼす影響を調査した。構造諸元としては、防振壁の厚さ、

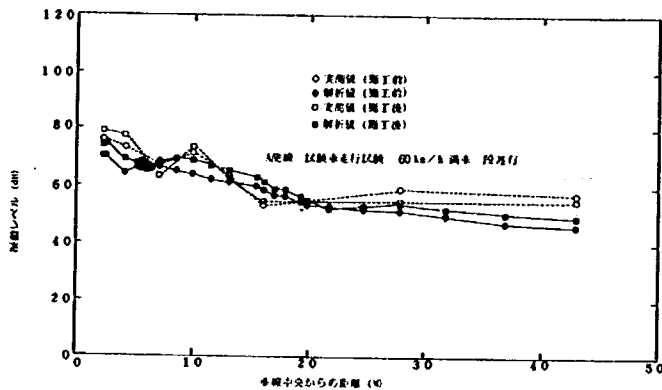


図-4.12 振動レベルの距離減衰の実測値と解析値の比較例 (A測線) 深さおよび剛性について検討した。図-4.13および図-4.14は、各々防振壁の厚さと深さが軽減効果に及ぼす影響を解析した結果であるが、厚さあるいは深さの増加に伴い軽減効果が上がることを解析的に確認されている。また、防振壁の剛性に関しては、材質の発泡スチロール材の剛性を2倍にしたものの、剛性増加による軽減効果の増加は皆無であることが確認された。さらに、防振壁をコンクリート構造とした場合の軽減効果は壁後方の狭い範囲(後方数m)に限られる結果を得た。

IV)については軟弱地盤および良質地盤のモデルについて舗装構造(剛性、厚さ)を変えた条件下での解析を実施したが、解析では舗装構造の変化に伴う明確な軽減効果は見られていない。

5. 振動軽減対策のまとめ

道路上を走行する車両は振動を所起し、これが道路構造体を経て地盤に伝わり、地盤中の各層で反射、屈折を繰返し、また、減衰しながら伝播して対象物件を振動させるが、これがある限度を越えた場合には、いわゆる振動障害が発生することになる。したがって、道路交通振動の障害を軽減あるいは防除する対策としては、一般的には、次に示す振動源の対策、伝播経路の対策および障害対象物となる建築物や施設での対策の三者が考えられる。

A. 振動源の対策

振動源に対する振動軽減対策としては、自動車自身と道路構造が対象となる。自動車自身および道路構造に対して考えられる対策としては、次のような対策が考えられる。

(I) 自動車に対する対策

i) 車輛構造の改良

ii) 交通規制(速度制限、積荷制限、大型車規制および通行区分指定)

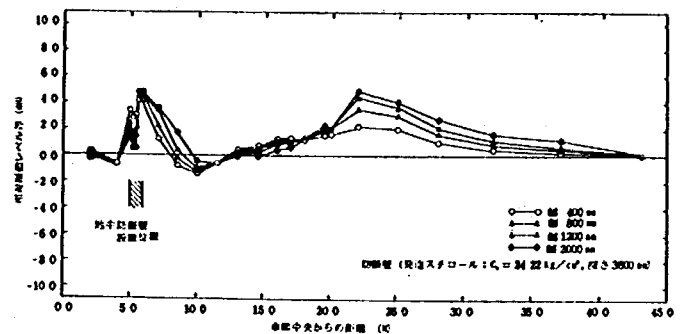


図-4.13 地中防振壁の深さの効果に関する解析結果 (防振壁の厚さ: 3600 mm)

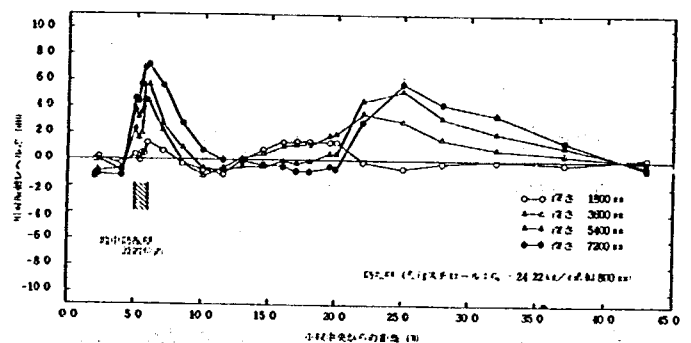


図-4.14 地中防振壁の厚さの効果に関する解析結果 (防振壁の厚さ: 800 mm)

(2) 道路構造の対策

i) 路面の平坦化(亀裂凹凸段差の除去)

ii) 舗装構造(剛性、厚さ)の改善

iii) 路床部の地盤改良

(3) 高架橋に対する対策

i) 路面およびエキスパンション部の不陸、段差の除去

ii) 橋桁、橋脚および基礎工の剛性増加

B. 伝播経路の対策

(1) 距離減衰を期待する対策(環境施設帯の設置)

(2) 地中防振壁

C. 建造物や施設の対策

振動をうける沿道の建造物や施設に対しては次の対策が考えられる。

(1) 老朽化したものを更新する。

(2) 基礎を堅固にする。

(3) 鉄筋コンクリート造を採用する。

(4) 耐力壁構造に留意する。

(5) 施設の支持方式を工夫する。

道路交通振動の軽減対策としては現在の所上記の名方法が考えられるが、本研究ではこれらの対策のうち、振動源の対策として舗装構造(舗装厚、舗装剛性)の改善と、また、伝播経路上での対策として地中防振壁の設置を取上げ、軽減効果に関する調査を実施してきた。昭和51年度から昭和55年度の5年間の研究の結果から、次の成果が得られた。

1) 地中防振壁による対策

現地における地中防振壁による軽減対策実験例は少ないが、これまでの調査結果から地中防振壁による伝播経路の対策についての効果は次のようにまとめられる。

(1) 溝に防振壁を設けない空溝の場合に最も振動の遮断効果がある。その効果は溝が深いほど、また、振動源の振動数が高いほど効果が大きい。一般に溝の直近では軽減効果が大きいが、溝から離れるにしたがって軽減効果は小さくなる。

(2) 防振壁の効果はその幅よりも深さにより大きく左右され、深さが地表面を伝播する波の波長の4割以上で現われ、波長以上の深度でその効果が顕著となる。なお、解析結果(55年値)によっても幅の増加の効果よりも深さの増加の効果が大きいことが確かめられている。

(3) 地中防振壁の材料は、地盤と防振壁の音響インピーダンス比が大きいほど軽減効果があるが、地中壁の施工性、入手の容易さ、軽減効果程度を考えると発泡スチロールがよい。

(4) 発泡スチロールの地中壁を設置した場合、52年度の場合(土研構内、深さ36m、幅80cm)では防振壁の後方40mの範囲で平均的に2~9dBの軽減効果が得られており、53年度の場合(桐生バイパス、深さ36m、幅40cmと80cm)では、地中壁の幅が大きい方が効果があり、幅40cmで壁の後

方30~35m及び幅80mで壁の後方35~40mで、各々平均的に2~10dB及び2~12dBの軽減効果が得られた。

(5) 地中防振壁の軽減効果の経年変化については、比較的地盤の良好な桐生バイパスでは53年度から55年度の2ヶ年間、また、軟弱地盤である一般国道357号では54年度から54年度の1ヶ年間において継続調査を実施したが、調査期間内では良質地盤と軟弱地盤のいずれにおいても、地中防振壁の軽減効果に有意の変化は見られなかった。また、防振壁自体の変形の測定を行った一般国道357号では、一年経過後においても発泡スチロールの圧縮変形は皆無であった。

(6) 実際に伝播経路上で防振壁を設けた対策を講ずる場合、防振壁の建設用地の確保などの問題が生じるので、事前に振動源での対策あるいは伝播経路上での対策との比較検討を十分行ったうえで実施するのがよい。その際に、空溝を設ける場合は溝の維持、安全性に留意し、また、防振壁を設置する場合は本調査で利用したモデル(5増)を参考にして、設置地点の地盤条件(土質、地下水位など)を考慮したうえで、最も適当な構造、施工法を採用するのがよい。

2) 舗装構造の改善による対策

地中防振壁による対策と同様に、現地における舗装構造の軽減対策実験例は少ないが、これまでの調査結果から舗装構造の改善による振動源での対策についての成果は次のようにまとめられる。

(1) 舗装構造(剛性、厚さ)を変えた現地での振動測定調査では、試験条件、周辺地盤条件、試験舗装条件(例えば長さ)等の条件が現地での制約上、必ずしも各試験舗装間で同一とするのが困難であったため、舗装構造の改善による効果は明確ではない。ただし、53年度の調査の中でTA値(表層基層用加熱アスルト混合物で舗装のすべてを行う場合に必要は厚さ)の増加により、振動レベルの低減傾向の見られた例もある。

(2) 数値解析(55年度)による調査では舗装構造の改善(剛性あるいは舗装厚を2倍にする)を行っても、軽減効果はほとんど無い結果が得られている。

(3) 以上のように舗装構造の改善による軽減効果については定量的な把握が困難であったが、見方を変えると舗装構造の改善は舗装の耐久性の増加や、たわみ変形の抑制に結びつくものであり、間接的には路面の平坦性の確保等による軽減効果に密接な影響を持つものと考えられる。

6. 今後の課題

1) 地中防振壁、舗装構造の改善以外の対策、例えば、路面の平坦性の改善、交通規制、環境施設帯の設置、軟弱地盤改良等についても各種の研究が進められており、その軽減効果も明らかにされているが、今後はこれらの各対策の併用による相乗効果についても調査し、有効な軽減対策法に関する基準類を作成することが必要となる。

2) 本研究で対象としたのは鉛直振動であったが、今後は水平振動の軽減についても詳細な調査を行うことの必要がある。

おとがき

本研究を遂行するに当たっては、現地振動測定等で建設省本省、各地方建設局の多大な協力を得て5年間の研究成果をとりまとめることができた。紙面を借りてお礼申し上げます。

(7) 基盤地震動の特性に関する調査

振動研究室	室長	岩崎敏男
	主任研究員	川島一彦
		高木義和
		吉田精一
		相沢 興

1. まえがき

地震時における地盤の地震動振幅は、当該地点の地盤・地形条件に左右されるという事実、ならびに、各種施設の被害は地盤条件に大きく影響されるという事実は1923年の関東地震の経験を経て広く認識されるようになった。その後、多くの研究が行われた結果、現在では、地盤の下方から伝播してくるせん断波動が地表層内で透過・屈折をくり返す結果、地盤の条件に応じて地震動の強さが変化するという考え方が一般に支持されている。したがって、想定地震に対する広域な地震動の強度および特性を求める際には、対象地域に共通した基盤における地震動の特性を知ることが重要となる。

本年度は、以上の観点から、基盤地震動の特性と距離減衰特性および加速度応答スペクトルに限定し、検討した。また、流動化発生地点に関する文献の整理を行った。

2. 調査目的

基盤地震動の特性を明らかにし、想定地震に対する広域な地震動強度を合理的に算定し得る手法を開発することを目的とする。

3. 調査方法

3-1 SMAC型強震計記録の特徴

我国における既往の有効な強震記録は大部分がSMAC-B2型強震計により得られたものであるが、この強震計は、振子の固有周期が0.14秒(7.14 Hz)、減衰定数が10とされているために、短周期成分での感度が低下している。すなわち、図1は、強震計の特性により、本来の地震動加速度(図1(a))が、SMAC-B2型強震計で記録された場合(図1(b))に、どのように変化するかを示したものである。

従来は、図1(b)の波形を“真の加速度”と見なしてきたが、この波形は図1(a)に示したものと比較し、波形の山谷がとれてはめらかになっていると同時に、最大加速度も296 gal → 221 galに低下していることがわかる。図2は、これをパワースペクトルにより示したものであり、短周期成分でスペクトルレベルが小さくなっている様子がよくわかる。

次に、上記のような特性をもった強震記録をもとに、構造物(地盤を含めて)の地震応答を計算した場合に、計算結果がどのようになるかを加速度応答スペクトルSAおよび加速度応答スペクトル倍率Bにより示したのが図3である。すなわち、図1に示したように、原加速度波形およびSMAC-B2型強震計で記録した波形の両者から、それぞれ、SAスペクトルおよびBスペクトルを計算し、これらス

パクトル値どうしの比を次のように定義する。

$$R_{SA}^{B2} \equiv SA^{B2} / SA^* \quad (1)$$

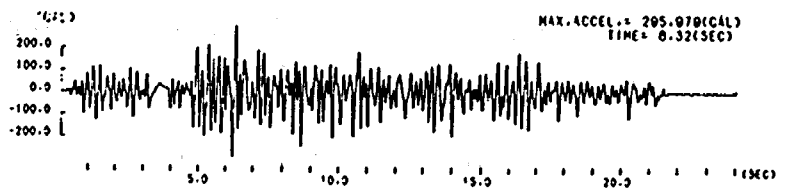
$$R_{\beta}^{B2} \equiv \beta^{B2} / \beta^* \quad (2)$$

ここで、 SA^* 、 β^* はそれぞれ、原加速度波形から求めた SA および β スペクトル、 SA^{B2} 、 β^{B2} はそれぞれ、強震計で記録した波形から求めた SA および β スペクトルである。

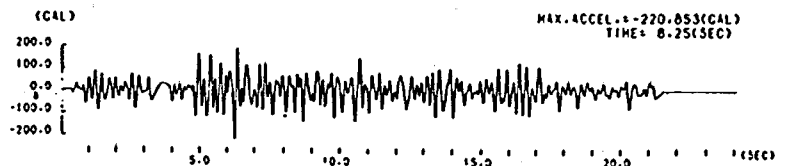
いす、式(1)、(2)の R_{SA}^{B2} 、 R_{β}^{B2} を図1を含めて合計7種類の強震記録に対して求め、これらの平均値と平均値からの標準偏差を求めたのが図3であり、これより、次の傾向を指摘できる。

(i) SMAC-B2型強震計記録をもとに、 SA スペクトルを計算した場合には、固有周期が約0.6秒から2秒の範囲ではおおむね正しく原加速度波形のスペクトル値を評価するが、固有周期が約0.6秒以下の領域では SA スペクトルを小さめに評価する。

(ii) SMAC-B2型強震計記録をもとに、 β スペクトルを計算した場合には、固有周期が0.1~0.3秒の範囲においてはスペクトル値を最大で15%程度小さめに、また、0.3秒から約2秒の範囲ではスペクトル値を最大で25%程度大きめにそれぞれ評価する。



(a) 原加速度波形 (最大加速度 296gal)



(b) SMAC-B2強震計で記録した加速度波形 (最大加速度 221gal)

図-1 SMAC-B2強震計の特性による波形の変化

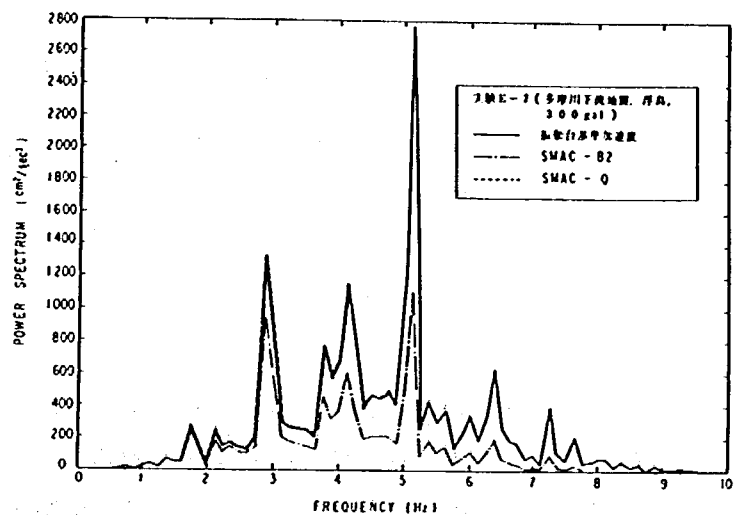
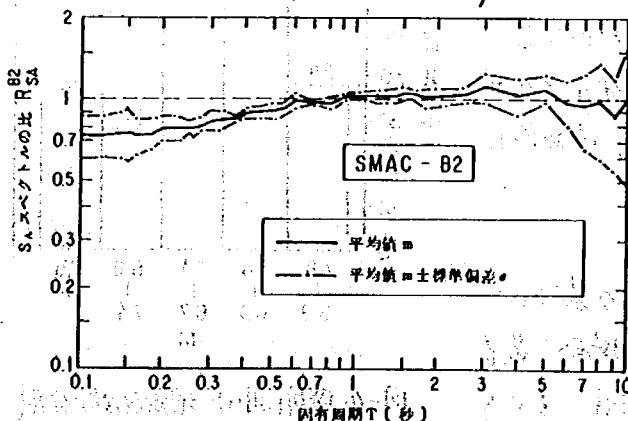


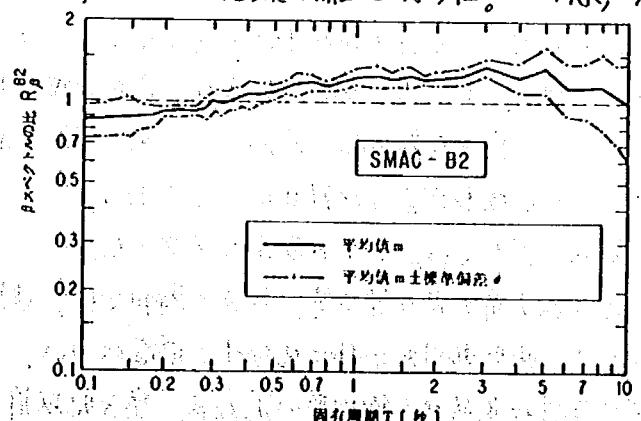
図-2 パワースペクトルで表れた図-1の波形の変化

3-2 SMAC-B2型強震計記録の補正

以上のような点を補正するために、バンドパスフィルターによる記録の補正を行った。この際、強



(a) SAスペクトル



(b) βスペクトル

図-3 SMAC-B2型強震計特性が加速度応答スペクトルに及ぼす影響

震記録の精度は、数値化時の精度に大きく支配されることを考慮して、フィルター特性は次のようにした。

$$F_c(f) = \begin{cases} 0 & 0 \leq f \leq f_{eu} \\ (f - f_{eu}) / (f_{eu} - f_{eu}) \cdot \exp[i\phi(f)/R(f)] & f_{eu} \leq f \leq f_{eu} \\ \exp[i\phi(f)/R(f)] & f_{eu} \leq f \leq f_{eu} \\ (f_{eu} - f) / (f_{eu} - f_{eu}) \cdot \exp[i\phi(f)/R(f)] & f_{eu} \leq f \leq f_{eu} \\ 0 & f \geq f_{eu} \end{cases} \quad (3)$$

ここで、 f_{eu} と f_{eu} は、それぞれ低振動数側および高振動数側の遮断振動数であり、 f_{eu} と f_{eu} は、それぞれ f_{eu} 、 f_{eu} に対応する補正フィルター倍率 β とする振動数である。 f_{eu} 、 f_{eu} 、 f_{eu} 、 f_{eu} は、数値化精度の検討結果に基づき、それぞれ、 $\frac{1}{4}$ 、 $\frac{1}{3}$ 、 $\frac{1}{2}$ 、 $\frac{1}{3}$ Hz としている。また、式(3)の $R(f)$ および $\phi(f)$ は、空気減衰器内の空気バネとして作用する効果を考慮して次式とした。

$$R(f) = \sqrt{\frac{1 + (\sigma/N)^2}{(1 - \sigma^2)^2 + \{(1 - \sigma^2)\sigma/N + 2R\sigma\}^2}}, \quad \phi(f) = \tan^{-1} \left\{ \frac{2R\sigma}{(1 - \sigma^2)\{1 + (\sigma/N)^2\} + 2R\sigma \cdot \sigma/N} \right\} \quad (4)$$

ここで、 $\sigma \equiv f/f_n$ (f_n は振子の固有振動数)、 $N \equiv f_a/f_n$ (f_a は減衰器の抵抗と空気バネのインピーダンスが等しくなる振動数) である。

3-3 解析対象記録

現在までに我国の地盤上で、建設省土木研究所および運輸省港湾技術研究所の強震観測網により収録された54回の地震による224成分の記録に対し、上述した計器特性による短周期成分の感度低下の影響を補正し、地盤上の地震動の最大加速度の距離減衰特性および加速度応答スペクトル倍率 β の解析を行った。解析に用いた記録を、震央距離 Δ およびマグニチュード M により分類すると図4の通りである。すなわち、マグニチュードが $5 < M < 6$ の小規模の地震は震央距離が $0 < \Delta < 150 \text{ km}$ 、 $6 < M < 7$ の中規模の地震は $50 < \Delta < 200 \text{ km}$ 、 $7 < M < 8$ の比較的大規模の地震は $100 < \Delta < 400 \text{ km}$ 、にそれぞれ対応しており、大規模な地震による比較的震源近くの記録は現在までに観測されていないことから含まれていない。また、おおむね、気象庁の震度をIV以上となるマグニチュードと震央距離の組み合わせを対象としたために、遠距離に発生した小規模地震の記録は除外してある。

解析に際しては、以下の事項に留意した。

④ 建設省新耐震設計法等、従来の解析では、道路橋の基準に準拠して、地盤種別を4種に区分する場合が多い。この場合、最も地盤条件が良好な1種地盤の定義は、第3紀以前の地盤、もしくは第3紀層までの洪積層の厚さが10m未満ということであり、“基盤”とは必ずしも対応していない。

④ 一方、地盤種別を4種に区分した従来の解析では、1種地盤に対応する応答スペクトルが、2、

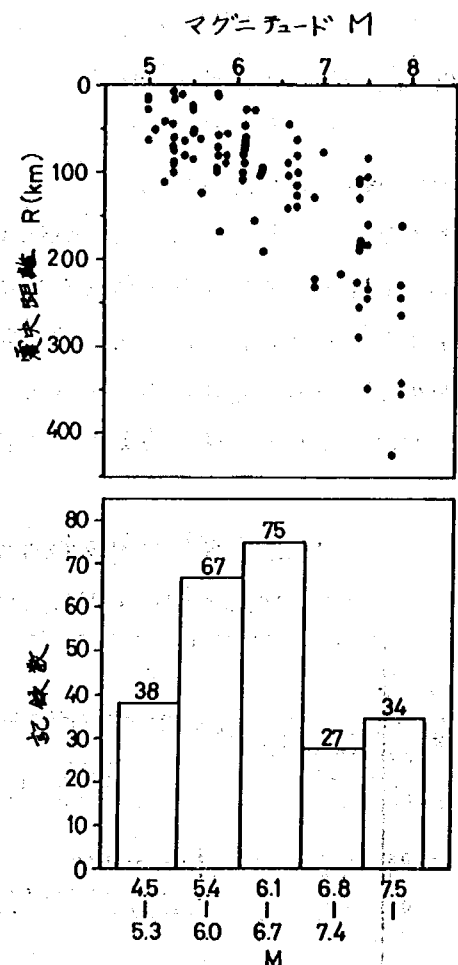


図-4 解析に用いた地震記録の分類

3, 4種地盤に対応する応答スペクトルに比較して大きく異なっているのに対して, 2~4種間ではそれほど大きい違いはない。これらの点は, 地盤種別の方法に検討の余地が残されていることを示唆している。

以上のような点を考慮するために, 本年度は, 次式に示す地盤の特性値 T_g をもとに, 地盤種別を表1に示すように7種類に分類した。

$$T_g = \sum_{i=1}^n (4 H_i / V_{si}) \quad (5)$$

ここで, H_i , V_{si} は, 地層区分上せん断波速度が一様とみなされる層の厚さおよびせん断波速度である。また, T_g の算定に際しての基盤は, せん断波速度 $V_s \geq 300 \text{ m/sec}$ 以上の土層とし, $V_s \geq 300 \text{ m/sec}$ の土層が露出している場合を第1種地盤とした。表3に示すように, 24成分中, 第1種に該当するのは20成分であり, これらは開北橋, 四徳大橋, 東京湾観音崎, 横山ダム, 裾花ダム, 境川橋の計6地点において, いずれも地盤上で観測された記録である。

図5は, 表1に示した24成分に対して, 3-2に示した補正を加えた結果, 最大加速度 $\hat{A}_{max}$ の程度変化する $\hat{A}_{max}$ を示したものである。なかには, 補正を加えることにより最大加速度が低下するものもあるが, 全体としては大きくなるものが多く, 平均すれば補正前の加速度 $\hat{A}_{max}$ と補正後の加速度 A_{max} の関係は次式で与えられる。

$$A_{max} \approx 1.35 \hat{A}_{max} \quad (6)$$

表3 地盤種別の定義および成分数

地盤種別	定 義	成分数
1	$V_s \geq 300$ 以上が露頭	20
2	$0 < T_g \leq 0.1$ 秒	44
3	$0.1 < T_g \leq 0.2$ 秒	16
4	$0.2 < T_g \leq 0.4$ 秒	48
5	$0.4 < T_g \leq 0.6$ 秒	18
6	$0.6 < T_g \leq 1.0$ 秒	68
7	$1.0 < T_g$	10
合 計		224

4. 調査結果

4-1 最大加速度の距離減衰特性

以上の記録を用いて, 重回帰分析により最大加速度 A_{max} の推定式を求めた。これによると, 基盤を表1に示す1種地盤と考えた場合には, 最大加速度 A_{max} は次式となる。

$$A_{max} = 39.6 \times 10^{0.238M} \times (\Delta + 10)^{-0.61P} \quad (7)$$

ここで, M および Δ は, それぞれ, 地震のマグニチュードおよび震央距離であり, 右辺第3項で $\Delta + 10$ としたのは, $\Delta = 0$ においてもみかけ上有限な値が得られるようにするための処置である。

上記の結果と既往の研究成果の1例として, 建設省の新耐震設計法(案)(昭和52年)の結果と比較した。建設省新耐震設計法(案)では, 第1種地盤(道路橋耐震設計指針(日本道路協会, 昭和47年)による定義で, 第3紀以前の地盤もしくは, 第3紀層までの厚さが10m未満の地盤)上の最大加速度を与え, 第2種地盤(第3紀層の厚さが10m以上の地盤)上の最大加速度を第1種地盤の最大加速度の0.8倍と見做すものとして次式が提案されている。

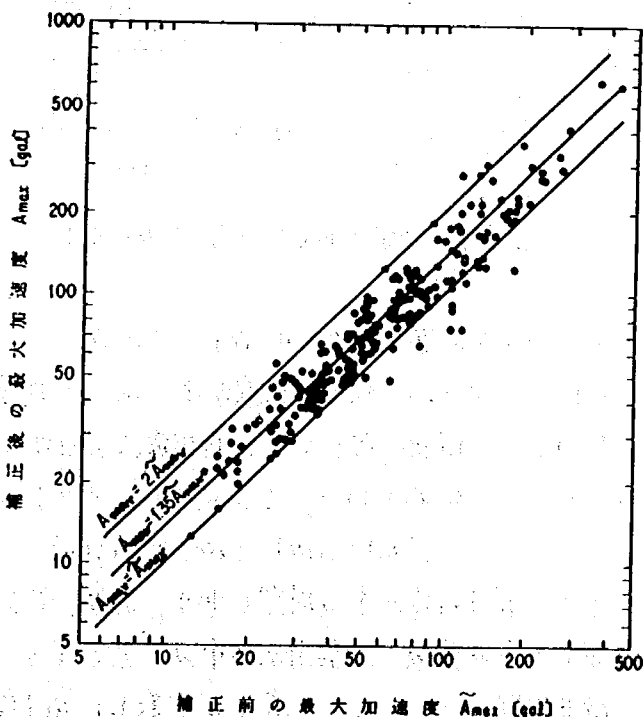


図5 短周期特性の補正が最大加速度に及ぼす影響

$$A_{max} = 46.0 \times 10^{0.208M} \times (\Delta + 10)^{-0.686} \quad (8)$$

いま、式(7)で与えられる今回の解析結果と式(8)で与えられる新耐震設計法(案)の式の比較を、 $M=5, 6, 7, 8$ に対して示したのが図6である。この結果によれば、今回の解析結果は、新耐震設計法(案)の結果に比較して最大加速度とかなり大きく与えており、短周期成分の感度低下を補正した結果が表われている。なお、式(7)および式(8)の比較からわかるように、距離 Δ にかかるとべき乗項は、今回の解析の方がやや小さくなっている。参考までに、表1に示した24成分全体の記録から最大加速度を推定した場合には、 A_{max} は次式で与えられる。

$$A_{max} = 107.7 \times 10^{0.219M} \times (\Delta + 10)^{-0.760} \quad (9)$$

これに対して、新耐震設計法(案)では、次式を提示している。

$$A_{max} = 34.1 \times 10^{0.208M} \times (\Delta + 10)^{-0.925} \quad (10)$$

式(9)と式(10)と比較した結果が図7であり、この場合にも上述した第1種地盤の場合と同様に、全体として今回の解析結果の方が新耐震設計法(案)の結果よりも大きい値を与えてゐる。

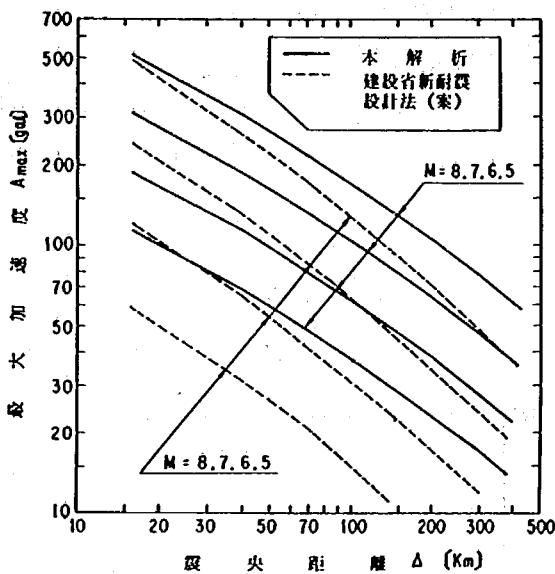


図-6 最大加速度推定式の比較(第1種地盤)

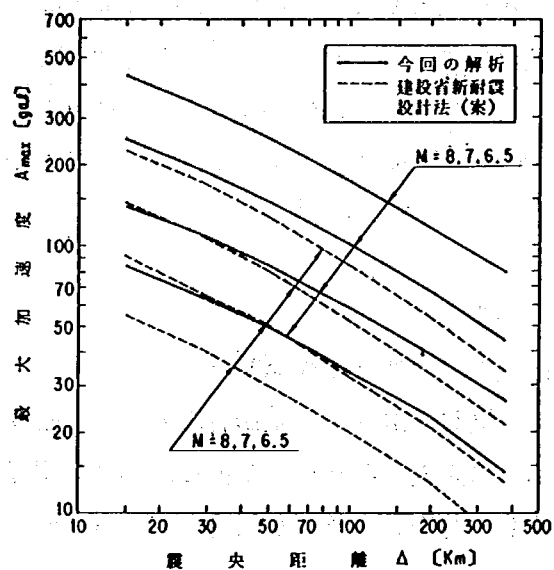


図-7 最大加速度推定式の比較(全地盤と平均の場合)

4.2 加速度応答スペクトル倍率の推定式

次に、上記の24成分の強震記録を用いて数量化理論により加速度応答スペクトル倍率 β の推定式を検討した。解析に際しては、新耐震設計法(案)で用いられたと同一のマグニチュードおよび震央距離のカテゴリー分類を用い、加速度応答スペクトル倍率 $\beta(T_L)$ を次式で与えた。

$$\beta(T_L) = C_L(M) \times C_L(\Delta) \times C_L(T_L) \quad (11)$$

ここで、 T_L は対象とする周期であり、 $C_L(M)$ 、 $C_L(\Delta)$ 、 $C_L(T_L)$ はそれぞれ、マグニチュードの重み係数、震央距離の重み係数、地盤種類の重み係数である。

解析結果の一例として、表1に定義した第1種地盤上でのマグニチュードが6.8より大きく7.5以下のカテゴリーに属する β スペクトル減衰定数 $\alpha=0.05$ を示すと図8のようになる。また、図中には、新耐震設計法(案)による第1種地盤(表3で定義した1種地盤とは異なることに注意)の β スペクトルと比較のために示

してある。この結果によれば、周期が $0.2 \sim 0.3$ 秒以下では、今回の解析による β スペクトルが新耐震設計法(案)の値よりやや大きく、また、周期が $0.2 \sim 0.3$ 秒以上の領域では、これとは反対の傾向になっていることが認められる。

4-3 その他

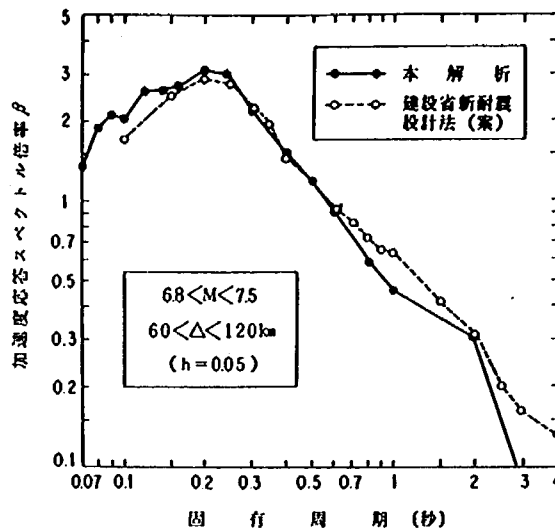
地震時の流動化地点における施設等の被害調査のために、濃尾地震(1891)、関東地震(1923)、新潟地震(1964)、十勝沖地震(1968)および宮城県沖地震の既往の β 地震において、比較的震央距離の大きい流動化履歴地点を選択し、流動化地点における諸施設(道路、盛土、堤防、建築物等)の被害状況に関する資料収集を実施した。

5. 今後の課題

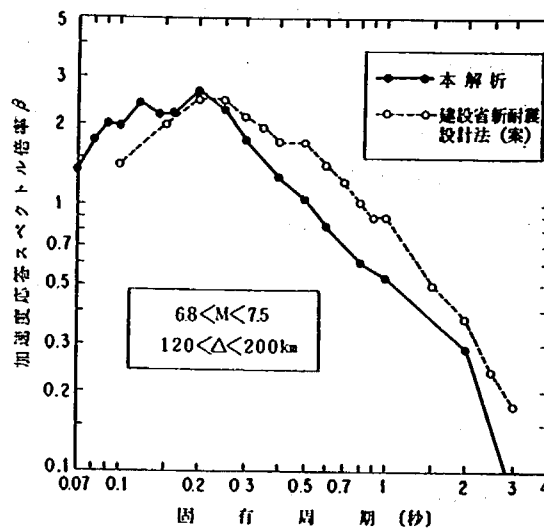
本年度はSHAC型強震計記録の数値化精度を考慮しに計器補正を加えた強震記録を用いて、重回帰分析および数量化理論を用いて基盤上での最大加速度の推定式および加速度応答スペクトルの推定式を求めた。これらを建設省新耐震設計法(案)に示されている結果と比較すると、いずれも、加速度の短周期成分を補正した影響が表われていると考えられる。しかしながら、今回の解析では7種類の地盤特別ごとに統一した様式で最大加速度および加速度応答スペクトルに倍率が算出されるようにはなっておらず、全体としてやや信頼性の低い解析結果となった。この原因は、解析に用いたデータ数が不足していること、ならびに、地盤種別の方法に検討の余地が残されていることと考えられる。次年度以後、こうした点を明らかにし、基盤上の加速度の特性を明らかにしていく必要がある。

参考文献

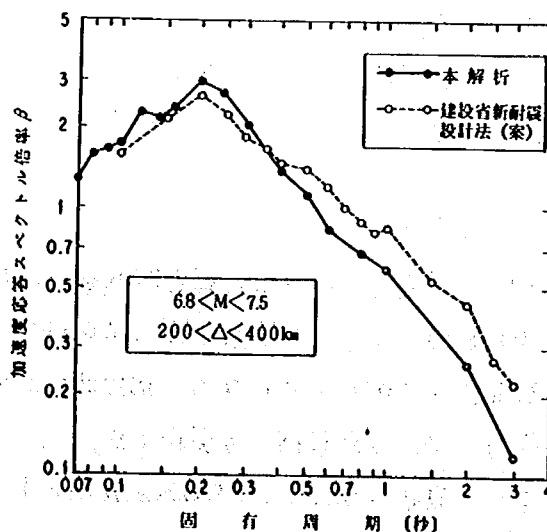
- 1) 岩崎他：想定地震に対する地震動強度の推定法，土木技術資料，Vol. 20-10，1978。



(a) $60\text{km} < \Delta < 120\text{km}$ の場合



(b) $120\text{km} < \Delta < 200\text{km}$ の場合



(c) $200\text{km} < \Delta < 400\text{km}$ の場合

図-8 加速度応答スペクトルの推定式の比較
($6.8 < M < 7.5$ の場合)

(8) 地震動強度に関する試験調査

振動研究室 室 長 岩崎敏男
振動研究室 主任研究員 川島一彦
振動研究室 高木義和
振動研究室 相沢 興

1. まえがき

道路施設の耐震性の評価ならびに耐震設計手法の向上を図るためには、強震時に当該施設がどのように振動するかに関する定量的な資料を蓄積するとともに、これらの資料と実際の地震被害と関連付け、両者間の因果関係を明確にする必要がある。このような点から、本課題の下で、地方建設局ならびに関係機関と協力して道路施設に対する強震観測を推進し、その解析結果を逐次、技術基準局の形で設計に反映させてきている。

本年度は、既往の強震記録を統計的に処理することにより、道路施設の耐震設計上考慮すべき設計地震力（加速度、速度、変位）の定量的評価手法を開発するとともに、強震観測網保持のための維持点検を行った。

2. 調査目的

道路施設及び周辺地盤の地震時の挙動を定量的に求め、地震動と道路施設の被害の関係を求めるとともに、これらの耐震性の判定ならびに耐震設計に用いる入力地震動を定めることを目的とする。

3. 調査方法

- (1) 強震観測による道路施設および周辺地盤の地震時挙動の実測および解析
- (2) 地震被害調査とその解析

4. 調査結果

4-1. 道路施設に対する強震観測網の維持点検および記録の体系的整理

道路施設に対する強震観測は、昭和56年3月末現在で、111地点において実施されている。これらの観測網を正常な状態に保ち、地震時に有効な記録が得られるよう、SANC型強震計53地点、電磁式強震計28地点の点検補正を実施した。

また、既往の強震記録の成分を数値化するとともに、8成分の記録を土木研究所彙報第30号（土木構造物の加速度強震記録No7）としてとりまとめ、既往の6冊と合わせて強震記録の体系的整理を図り、耐震設計の実務に供し得るようにした。

4-2 設計地震力の統計的評価

地震動の強度は、地震のマグニチュード M 、震央距離 Δ および地盤条件 $G.C.$ の関数として近似される。このような関係を求めた研究としては、建設省新耐設計法(案)(1977)の研究があり、そこでは、地震動の最大加速度と M 、 Δ 、 $G.C.$ の関係式が提示されている。この成果は、昭和55年5月の道路橋示方書で耐震設計編に取り入れられているが、この結果には、以下のような改善が必要とされている。

- (i) 解析のもととなった強震記録は、短周期で感度の低下したSHAC-B2型強震計によるものが大部分である。したがって、記録された加速度は真の加速度を一般に30%程度下まわっており、このような強震記録をもととした加速度の推定式は、実際の加速度を過少評価している。
- (ii) 従来は加速度だけに注目されてきたが、設計手法が向上するにつれ、走行車輛の安定性やジョイント間の相対変位等を知る目的から、地震動の速度および変位が必要とされるようになった。しかし、加速度記録から単純に数値積分により変位を求めると、解が発散し、正しい変位が求められない。

このような点を解決するため、すでに強震記録の短周期成分の補正法、および、変位の算出法を検討し、一応の結論を得ている。本年度は、この手法を用いて加速度記録に上記(i)、(ii)の補正を施したうえで、最大加速度、速度、変位の推定式と求めた。解析対象は、合計54回の地震により土木研究所等で収集された224記録であり、重回帰分析により全体の記録に対して以下の推定式を得た。

$$A_{max} = 108 \times 10^{0.21M} \times (\Delta + 10)^{-0.760} \quad (1)$$

$$V_{max} = 1.12 \times 10^{0.271M} \times (\Delta + 10)^{-0.530} \quad (2)$$

$$D_{max} = 0.028 \times 10^{0.360M} \times (\Delta + 10)^{-0.446} \quad (3)$$

ここで、 A_{max} 、 V_{max} 、 D_{max} はそれぞれ地震動の最大加速度[gal]、最大速度[cm/sec]、最大変位[cm]であり、 M 、 Δ はそれぞれ地震のマグニチュード、震央距離である。図-1、2はそれぞれ上記の A_{max} および D_{max} を M 別に示したものである。図-1より、今回求めた式(1)が、新耐震設計法(案)による値よりもかなり大きくなること分かる。

4-3 その他

この他に、上記の補正を加えた場合の設計スเปクトルの予備的検討も行った。次年度は、本年度の結果をもとに、地盤条件の違いと考慮した加速度、速度、変位の推定式、および、応答スเปクトルの推定式を作成し、実用に供したいと考えている。

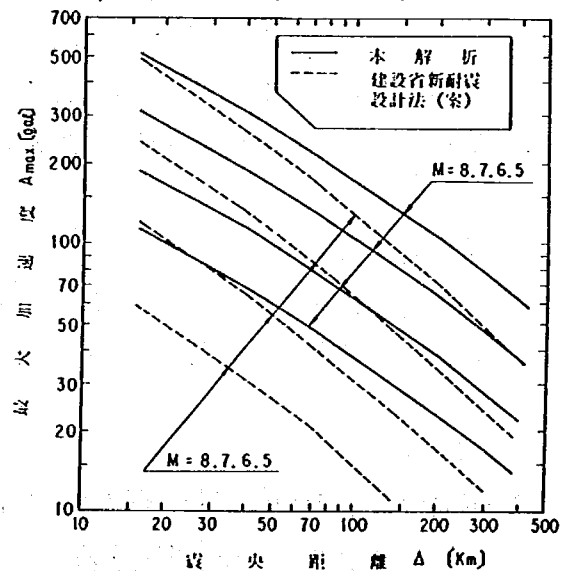


図-1 最大加速度の推定値

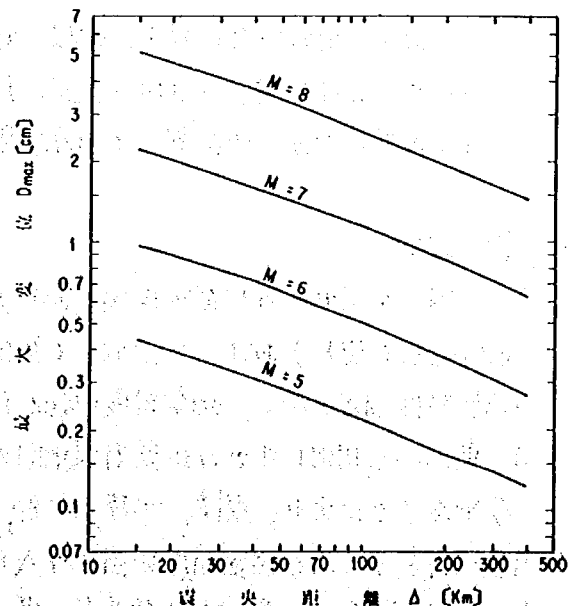


図-2 最大変位の推定値

(9) 地盤の耐震強度の判定法に関する試験調査

振動研究室 室長 岩崎 敏男
" 研究員 常田 賢一
" " 木金 俊雄
" " 吉田 精一

1. まえがき

道路の地震災害防止と道路施設の耐震設計の高度化を図るためには、これらの構造物の支持地盤の地震時の強度特性を明らかにし、地盤の耐震強度を考慮する必要がある。本課題では、昨年度までに関東地方の埼玉県東部、東京都東部の流動化履歴地点の地盤特性調査、関東地方南部地区の地盤耐震地図作成、濃尾地方の流動化履歴地点の地盤特性調査および地盤耐震地図作成、北陸地域（庄内地区、新潟地区、福井地区）中部地域（長野地区、東海地区）近畿地域、中国地域の各地域の流動化履歴地点の地盤特性調査および地盤耐震地図作成を実施している。

2. 調査目的

地盤の動的挙動及び耐震安定性に関する試験調査を実施し、地盤の耐震強度の判定方法の確立を行い、道路施設の合理的な耐震設計に資する。

3. 調査方法

今年度は下記の事項に関する調査を実施した。

- 1) 四国・九州地区の地盤特性調査および地盤耐震地図作成
- 2) 東北～九州地区までの地盤耐震地図のとりまとめ
- 3) 道路施設の耐震設計に対する地盤の耐震強度の判定法の検討
- 4) 道路橋示方書で耐震設計編の運用に対する検討
- 5) 既往地震における道路盛土等の被害要因分析

4. 調査結果

- 1) 四国・九州地区の地盤特性調査および地盤耐震地図作成

四国地区（徳島）および九州地区（福岡、佐賀・大牟田、熊本）を対象として、流動化履歴地点の地盤特性調査を行い、地盤耐震地図を作成した。

- 2) 東北～九州地区までの地盤耐震地図のとりまとめ

今年度までに東北、関東、北陸、中部、近畿、中国、四国および九州の各地区において、地盤の耐震性判定のための地盤耐震地図の作成を行ったが、今年度は判定基準の統一を図った。地盤耐震地図の作成は表-1の微地形分類基準に基づいて実施したが、分類対象となった地点は全地区で501の流動化地点である。これらの流動化地点に対して表-1により区分を行った結果が図-1である。同

表-1 地盤耐震地図の作成基準

区 分	判 定 基 準
(A) 流動化する可能性の高い地域 (詳細な調査が必要な地域)	旧河道 旧河道 砂丘間低地 (地下水位の高いところ) 水部 河川敷 旧水面上の (高い) 盛り地 埋立地
(B) 流動化する可能性のある地域 (簡易な調査が必要な地域)	(A) でも (C) でもない地域
(C) 流動化する可能性の低い地域	台地 山地

図によれば、流動化地点のうち約75%が区分Aに属しており、表-1の判定基準の妥当性の高いことが検証された。

3) 道路施設の耐震設計に対する地盤の耐震強度の判定法の検討

道路橋示方書V耐震設計編では耐震設計上土質定数に乘じる係数(D_E)を表-2のように規定しているが、同規定の実験的な検証を行った。図-2は地盤反力係数に及ぼす流動化の程度の影響に関する室内試験結果を要約したものである。また、同図には表-2の係数 D_E の分布特性と比較させたが、実験結果のほぼ平均的な変化特性を代表するものであることが確認された。

4) 道路橋示方書V耐震設計編の運用に対する検討

道路橋示方書V耐震設計編の運用に際して、流動化に対する抵抗率 F_L に基づく低減係数 D_E の具体的な決め方、対象地点の状況に応じた耐震設計上の地盤面の設定法および F_L の分布状況に応じた耐震設計上の地盤面の設定法に関する質問が出されたが、同質問に対する検討を行い具体的な取扱い方法についての回答を行った。

5) 既往地震における道路盛土等の被害要因分析

1964年新潟地震、1968年十勝沖地震、1978年宮城県沖地震における土構造物の既往の被害事例調査の整理と地震時の地盤の沈下(特に上載荷重のない場所)に関する資料の収集を行い、被害程度(沈下量等)と被害要因(地震力、地盤条件等)との関係を明らかにした。

5. 今後の問題点

今年度までに東北~九州地区において地盤耐震地図の作成を終了したが、より合理的な地盤の耐震強度の判定を行うためには微地形分類だけでなく地盤種別とも考慮した判定を行う必要があり、そのために各地区の地盤種別地図の作成を行う必要がある。

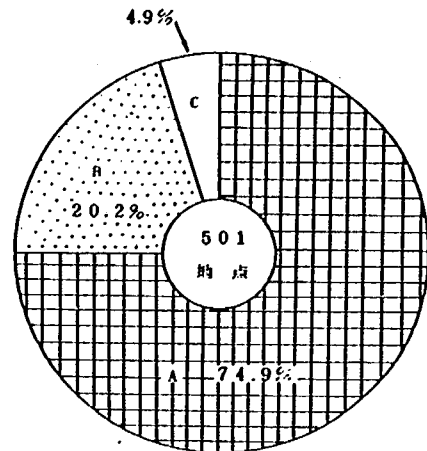


図-1 微地形分類に基づく地盤の耐震性の判定結果

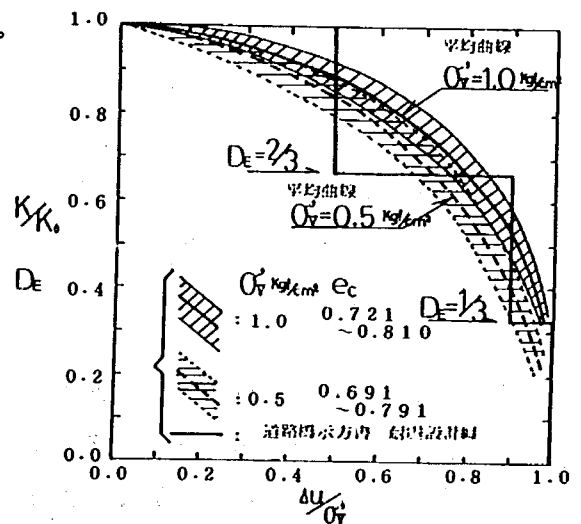


図-2 地盤の反力特性に及ぼす流動化の影響

表-2 土質定数に乘じる係数

F_L の 範 囲	現地盤からの深度 z (m)	土質定数に乘じる係数 D_E
$F_L \leq 0.6$	$0 \leq z \leq 10$	0
	$10 < z \leq 20$	$\frac{1}{3}$
$0.6 < F_L \leq 0.8$	$0 \leq z \leq 10$	$\frac{1}{3}$
	$10 < z \leq 20$	$\frac{2}{3}$
$0.8 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq z \leq 10$	$\frac{2}{3}$
	$10 < z \leq 20$	1

(10) 地震動に関する試験調査 設計地震動強度に関する調査

振動研究室 室 長 岩崎敏男
主任研究員 川島一彦
高木義和
相沢 興

1. まえがき

本調査は、大規模特殊事業計画に係わる構造物の耐震設計に考慮する設計地震動強度を合理的に策定することを目的として実施したものである。本年度は、既往の地震発生状況に基づき、確率論に基づいて地震動強度を推定する手法を開発し、本手法を用いることにより従来の解析結果がどのように改善されるかを試算により検討した。

2. 調査方法

東京湾地区の地震動強度の期待値は、昭和53年度に土木研究所により試行的に検討されている（図1参照）。これは、土木学会明石海峡大橋耐震設計小委員会で提示された方法に準拠したもので、解析対象地点周辺に発生した過去の地震の位置およびマグニチュードから当該地点における最大加速度を推定し、これより、直接、最大加速度の年平均発生回数（頻度）を評価することにより再現期間～最大加速度の関係を求めている。この方法は、その後各方面で利用されているが、以下の仮定を置いており、実際の地震発生状況と必ずしも対応していない。

- (i) 地震の発生頻度は建設地点の全周にわたり一様としている。
- (ii) 発生し得る地震の最大マグニチュードは、場所ごとにそれぞれ上限があるという事実が反映されていない。
- (iii) 大地震の発生回数は少ないが、解析結果がこのような少数の大地震の発生特性に敏感に影響される。

このような点を解析に取り入れるために、昨年度実施した確率論に基づく解析手法の調査結果をもとに、本年度は地震動強度期待値解析プログラム RISK を開発した。RISK は、上記の点を考慮できる他、最大加速度を推定するうえで、種々の機能と有した汎用プログラムとなっている。

3. 調査結果

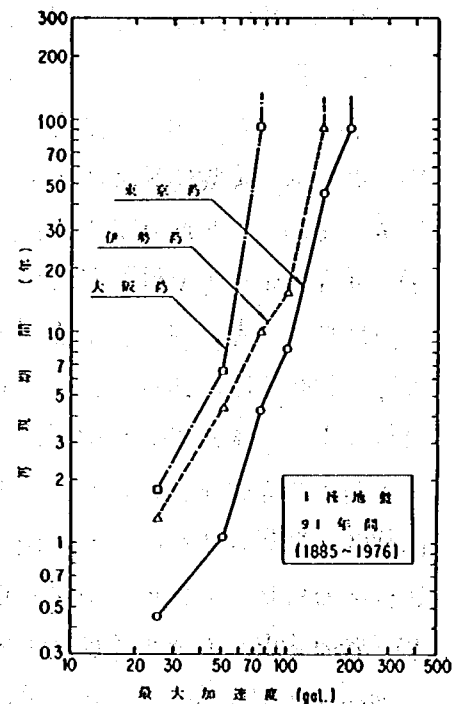


図-1 土木学会明石海峡小委員会方式による最大加速度～再現期間の関係（昭和53年度成果）

1885年～1980年の95年間の気象庁地震資料を用いて、最大加速度～再現期間の関係と試算した。いま、解析対象地点を東京湾の中心とし、この周辺に発生し得る地震の最大マグニチュード M_{max} が7とした場合、8とした場合、9とした場合の結果（道路橋示方書で定義する第1種地盤上の最大加速度）を図2に示す。この結果によれば、最大加速度 $A_{max} = 150 \text{ gal}$ に対応する再現期間 T_R 年は、 $M_{max} = 7, 8, 9$ のそれぞれに対して、120年、60年、45年となり、 M_{max} の影響がはっきり表われてくることわかる。

次に、本年度の解析結果を図1に示した土木学会明石海峡小委員会方式による結果と比較すると図3のようになる。ここで、本年度の解析では、対象地点の周辺を3地域に分類し、 M_{max} はこれらの地域ごとに、この中で過去に発生した最大地震のマグニチュードとしている。同一加速度に対する再現期間と比較すると、本年度の方が前回の検討結果よりも長くなっており、とくに、最大加速度が 150 gal 程度以上の場合に両者の違いが大きいことわかる。たとえば、最大加速度 80 gal に対する再現期間は、前回の検討では約70年であるのに対し、本年度の検討結果では約170年となる。この原因は、最大加速度が、 180 gal 以上となる地震の発生回数が、1885～1980年間に1～2回しかなく、このように発生頻度の低い領域では前回の解析では精度の良い解が求められなかったためである。

4. 結論

対象周辺の地震発生状況の違いを取り入れるための解析手法を開発し、こうした点を考慮しない従来の手法と比較した結果、本年度開発した手法が妥当性であることを確認した。

5. 今後の課題

本年度は手法の確立を中心として検討した。上記試算で求めた最大加速度は、また検討すべき点を残しており、今後、これがもっと大きくなる要因、小さくなる要因を分類すると表1となる。今後、早期にこうした点を検討し、精度の高い資料を提供したいと考えている。

表1 最大加速度が変化する原因と今後検討が必要とされる事項

最大加速度	検討事項(原因)
増加	①短期周期成分の補正とした最大加速度の推定式確立——既往の推定式は、最大加速度を過小評価している。
減少	②最大加速度 M_{max} の合理的な設定——従来は、 M_{max} を考慮していない。 ③マグニチュードの見直し——最近の地震学の研究成果によれば、本解析に用いた気象庁の M は、かなり、過大評価といわれている。 ④基盤地震動の推定法——現在は、地盤表面の最大加速度であり、これを地中地震動と有角しない上、基盤に変換が必要なお。
不明	⑤分割手法——地震発生状況に基づき、地震学の常識と有角しないように、対象地点周辺を3地域に正しく分割する手法の開発。 ⑥表層地盤の地震応答——従来は等価線形法でしかなく、土の応答ひびきと正しい見込みた表層地盤の解析手法の開発。

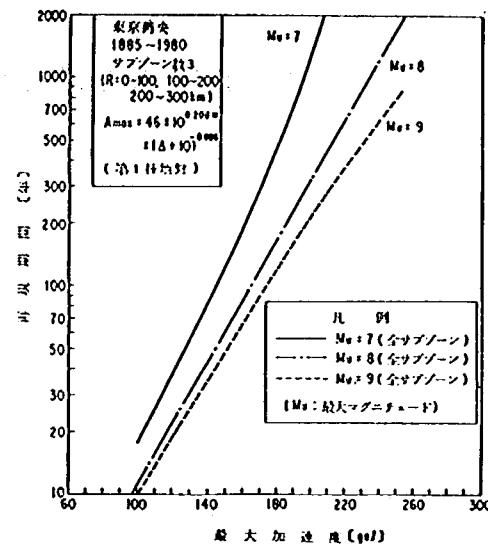


図2 最大加速度～再現期間の関係に及ぼす最大マグニチュードの影響

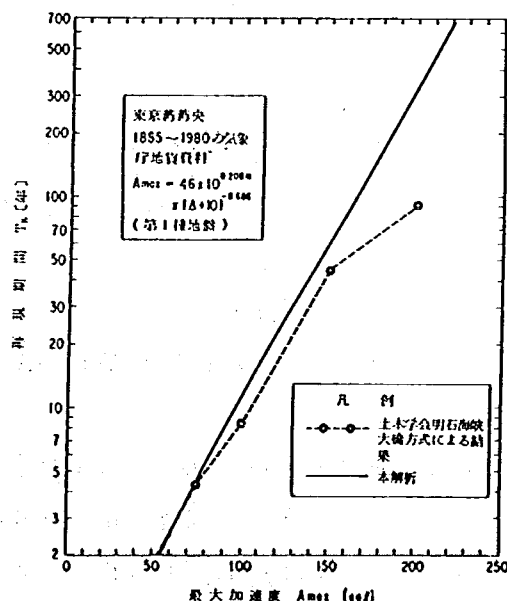


図3 今回の解析と土木学会明石海峡大橋方式による解析の比較

伊勢湾岸道路の耐震設計に考慮すべき基盤面位置に関する調査

振動研究室 室 長 岩崎敏男
 " 主任研究員 川島一彦
 " 高木義和
 " 相沢 興

1. まえがき

本調査は、伊勢湾岸の大規模特殊事業計画に係わる構造物の耐震設計（動的解析）で入力地震動を与えるべき基盤面の位置を、金城埠頭における地中地震観測記録から検討したものである。

2. 検討内容

金城埠頭において現在までに記録が得られたのは表1に示す4地震である。金城埠頭周辺の地盤構成は図1に示す通りであり、第3紀層に属する東海層を基盤とし、この上に第4紀洪積層の八事唐山層、熱田層が分布し、さらにその上には第4紀沖積層の南陽層等が堆積している。

表1. 金城埠頭における地中地震記録

地震No.	震源域	発生日月	マグニチュード	震央距離 (km)
760726	伊勢湾	1976.7.26	4.1	45
761111	三重県南岸	1976.11.11	4.4	105
770806	愛知県西部	1977.8.6	4.3	55
780114	伊豆大島近海	1978.1.14	7.0	220

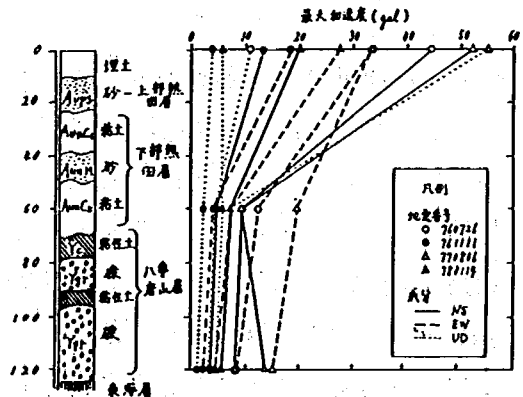


図1 金城埠頭の地盤構成と最大加速度の分布

最大加速度の分布は図1に示す通りであり、地下120mの最深部（東海層との境界に近い八事唐山層）から地下60m（八事唐山層との境界に近い下部熱田層）にかけては、加速度はほとんど増加していない。また、これを伝達関数により振動数領域で検討すると図2のようになる。地下60mから120m間では増幅率はほぼ1.0に近い。（ただし、2~3Hzおよび5Hz付近はやや大きい）

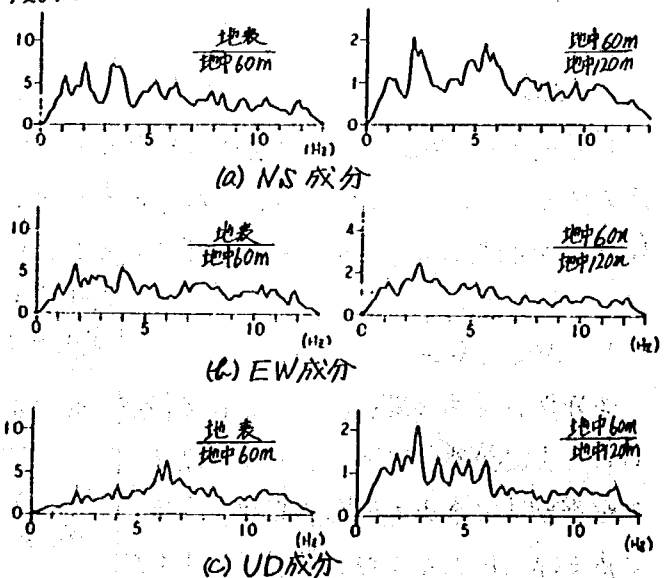


図2 アンサンブル平均した伝達関数(増幅率)

3. 結論

金城埠頭周辺においては、少なくとも八事層との境界に近い下部熱田層を基盤としてよい。これよりむしろ上の層を基盤とできるかどうかは、解析等を加えて今後検討する必要がある。また、本結論のもととなったのは表1に示した4回の小規模な地震による記録であり、大地震時の記録がない。今後引続き、地震観測が必要とされる。

軟弱地盤上での地盤振動に関する調査

振動研究室 室 長 岩崎敏男
 “ 主任研究員 川島一彦
 “ 高木義和
 “ 相沢 興

1. まえがき

本調査は、大地震時の軟弱地盤の振動を正しく求めるために、土の応力～ひずみの関係を忠実に再現する非線形解析手法を開発し、耐震設計の合理化に資することを目的として実施したものである。

2. 解析手法および解析結果

土の応力～ひずみの関係は一般に図-1の通りであり、ひずみが大きくなると剛性が低下する。従来は、地震時に生じるであろう平均的なひずみの大きさを想定し、これに対応する割線剛性を求め、これが地震の間中、変化しないものとして解析する場合が多い。このような方法では、軟弱地盤の大地震時の振動を正しく計算できないことは昭和53年度に実施した解析で明らかとなっている。地盤の剛性とひずみの関係を53年度はRamberg-Osgoodモデルにより表示したが、今年度はこれをHardin Drnevichモデルに拡張した。

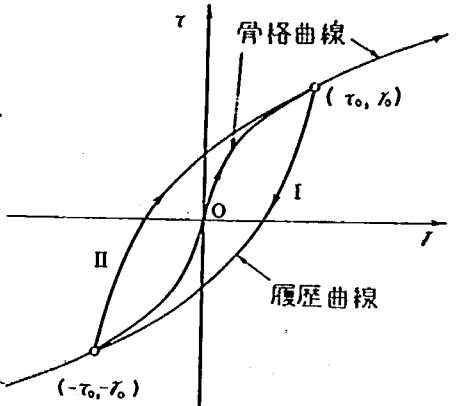


図-1 土の応力～ひずみの関係

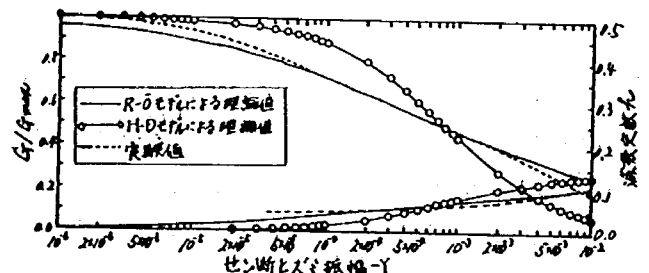


図-3 地表面下5.5mにおける土の剛性のひずみ依存性

図-2は計算例とした東京湾浮島沖の海底地盤であり、図-3は地下5.5mでの剛性のひずみ依存性を示したものである。図-4は最大応答値の分布を示したものであり、剛性のひずみ依存性が大きいと地表面付近の地盤の加速度はほとんど生じない（ただし、変位は大きい）ことがわかる。

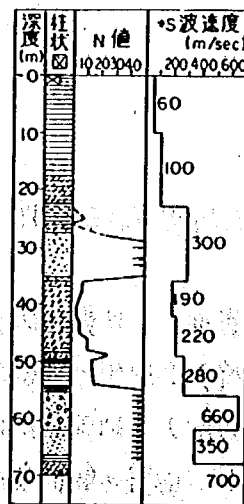


図-2 解析対象地盤

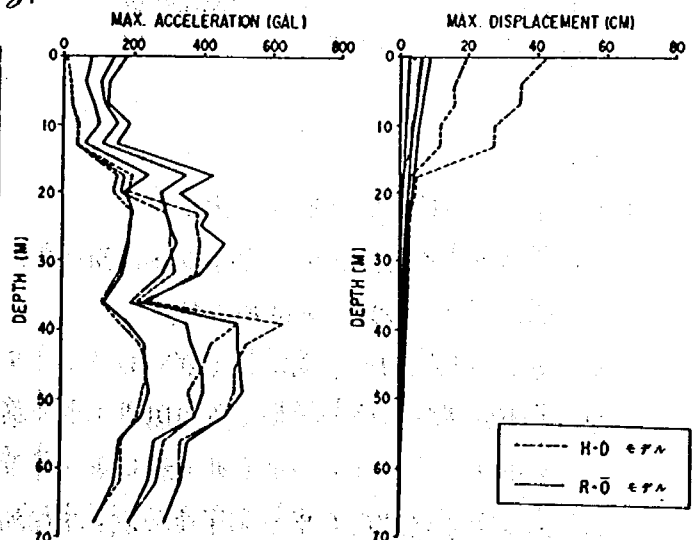


図-4(a) 最大加速度分布

図-4(b) 最大変位分布

3. まとめ

本年度で地盤の非線形解析手法の開発は、所期の目標を達成した。今後、この手法は任意の地盤の解析に使用することが出来る。

(II) 地盤の耐震調査

振動研究室 室長 岩崎敏男

振動研究室 研究員 常田賢一

振動研究室 研究員 木金俊雄

振動研究室 吉田精一

1. まえがき

本課題による調査は、東京湾環状道路調査の一環として、盛土の耐震性調査に重点を置いて昭和47年度に開始された。これまでに、大規模構造物の支持地盤の耐震性に関する調査、支持地盤の動的強度変形特性に関する調査、構造物に対する地盤流動化の影響に関する解析調査、室内模型振動実験を実施することにより、大規模構造物の耐震設計法の合理化のために調査を進めてきた。

2. 調査目的

大規模特殊事業計画での道路網上の各種の大規模構造物の支持地盤の耐震性を評価し、これにより地盤の動的変形強度特性を考慮した構造物の耐震設計法の合理化を図り、これらの建設事業の推進に寄与することと目的とする。

3. 調査方法

本年度は下記の項目について調査を実施した。

- 1) 原位置支持地盤の耐震性調査
- 2) 地盤の耐震強度の判定法の検討
- 3) 地盤の動的変形特性試験
- 4) 地盤の耐震性に関する室内模型振動実験
- 5) 振動実験施設の整備

4. 調査結果

4.1 原位置支持地盤の耐震性調査

大規模特殊事業計画区域における各種構造物の支持地盤の耐震性に関して次の調査、技術指導を行い、耐震設計の合理化をはかった。

- 1) 名港西大橋西二区高架橋(愛知国道工事事務所): 地盤の耐震性調査
- 2) 名港西大橋金城高架橋(名四国道工事事務所): 地盤の耐震調査
- 3) 三郷インターチェンジ(北首都国道工事事務所): 地盤の耐震調査
- 4) 東京湾富津地区(東京湾岸道路調査事務所): 地盤の動的変形特性調査

4.2 地盤の耐震強度の判定法の検討

既往の代表的な6地震〔濃尾(1891)、東南海(1944)、福井(1948)、新潟(1964)、十勝沖(1968)

および宮城県沖(1978)を対象として、土質条件等の明らかな64の液状化地点と23の非液状化地点について地盤の耐震強度の判定調査を行い、地盤の耐震性調査法の高度化を図った。図-1は調査結果であり、液状化と非液状化の判定基準として提案している指標(F_L)が合理的な地盤の耐震強度の判定基準となることが確かめられた。

4.3 地盤の動的変形特性試験

不攪乱沖積粘性土を対象として、同一試料に対して、共振法土質試験機、低周波ねじりせん断試験機および振動三軸試験機を用いた室内土質試験を行った。そして、三試験機による実験結果の整合性の検討の結果、低周波ねじりせん断試験機が沖積粘性土の動的変形特性試験に適していることを明らかにするとともに、東京湾海成粘土のせん断剛性率と減衰定数のひずみ依存性に関する結果を得た。

4.4 地盤の耐震性に関する室内模型振動実験

大型振動台(6m×8m)上に地盤模型および杭基礎模型を設置し、地盤の耐震性と杭基礎構造物の動的応答特性に関する模型振動実験を実施した。図-2に実験状況を示す。実験に際しては不攪乱砂試料採取と動的強度試験を実施し、模型地盤の詳細は動的強度を測定した。また、地盤模型は水中落下法によるゆる詰め地盤とタンパによる締固め地盤の2種類作成し、両地盤の耐震性の比較を行った。本実験により、模型地盤の強度特性及び強度特性の異なる地盤の耐震性の差異を明らかにした。

4.5 振動実験施設の整備

大規模長大構造物の地震時応答特性を明らかにし、その合理的な耐震設計法の開発向上を図るためには、長大な構造物の入力特性を変動したときの地震応答を求明することが必要である。そのために、55年度と56年度の2ヶ年で2×3mの振動台を4台設置する予定であり、本年度は同装置の一部(アクチュエータ、アナログ制御器等)を設置した。

5. 今後の問題点

大規模特殊事業計画区域に建設される構造物の支持地盤の耐震性調査を行うとともに、地盤の耐震性を考慮した構造物の合理的な耐震設計法のための原位置調査、動的土質試験、模型振動実験、動的応答解析等を実施する必要がある。

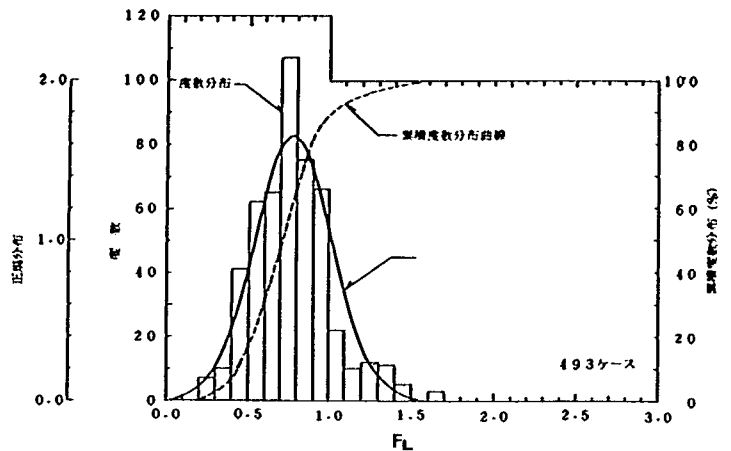


図-1(A) 液状化層での F_L の分布特性

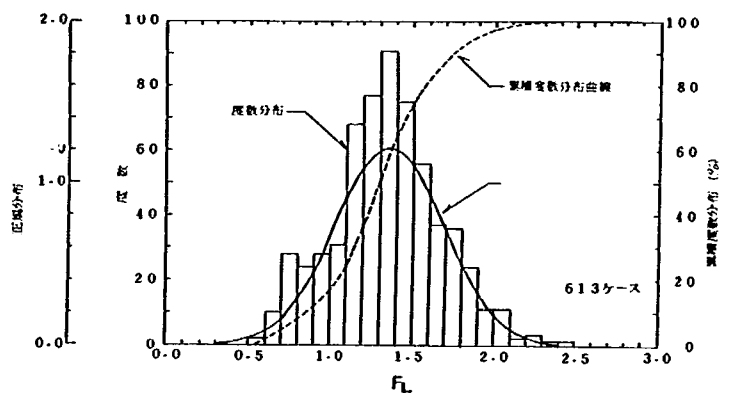


図-1(B) 非液状化層での F_L の分布特性

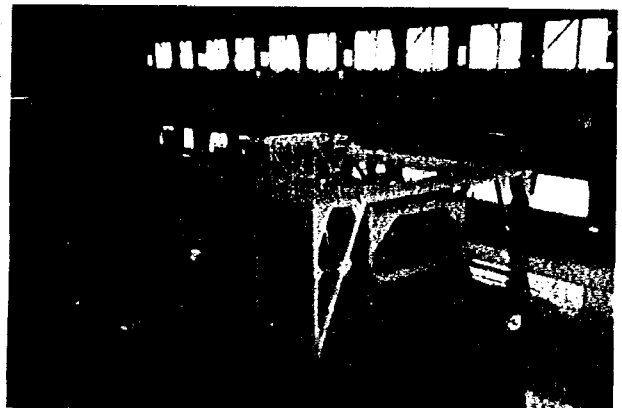


図-2 室内模型振動実験状況

(12) ダムの耐震設計に用いる入力地震動に関する調査

振動研究室	室長	岩崎敏男
〃	主任研究員	川島一彦
〃		高木義和
〃		相沢 興

1. まえがき

設計地震動に関する調査研究は、道路施設等に対しては比較的古くから実施されており、すでに、道路橋等を始めとする技術基準に取り入れられている部分もある。しかしこれらは、主として第4紀沖積世を中心とした軟質な地盤上の地震動に対するものであり、堅固な岩盤上に建設されるダムに対する設計地震力の推定に直接これを適用することは合理的でない。

ダムに対する設計地震力を適切に定めるためには、ダムおよび周辺岩盤の地震時挙動に関する定量的情報を体系的に解析することが必要とされる。土木研究所では、昭和32年度に近畿地方建設局の猿谷ダムに最初の強震計が設置されて以後、ダムおよび周辺岩盤上での強震観測を実施してきているが、現在までのところ有効な強震記録が少なく、観測網の整備拡充が必要とされている。

本年度は、上記観測網のうち、SMAC型強震計13地点、電磁式強震計15地点について計器の定期点検補正を実施するとともに、岩盤上の強震記録の特性に関して予備的な解析を行った。

2. 調査目的

ダムの耐震設計法の合理化を図ることを目標とし、ダム建設地点の地震動特性ならびにダムの地震時挙動に関する定量的な情報の蓄積を図り、これにより、ダムの耐震設計で考慮すべき設計入力地震動の特性ならびに強度を適確に把握することを目的とする。

3. 調査方法

- (1) ダム施設に対する強震観測の実施（観測網の整備拡充および維持点検）
- (2) ダム建設地点およびこれに類似した岩盤地域における強震記録の収集
- (3) 強震記録の解析に基づく、ダムの設計入力地震動の把握

4. 調査結果

4-1 ダム施設に対する強震観測網の整備および定期点検補正

(1) ダム施設に対する強震観測網の現状

昭和55年度当初におけるダム施設の強震計設置状況を図-1、表-1に示す。強震計には、機械式（SMAC型）と電磁式があり、それぞれ14箇所（29台）および（185成分）となっている。

(2) 強震計の定期点検補正

本年度は、SMAC型強震計13地点23台、電磁式強震計15地点の定期点検補正を実施した。この結果、強震計の正常な観測体制を保持することができたが、以下の問題点があることがわかった(表2参照)。

(i) 電磁式強震計は一般に設置年度が古く(昭和30年代の設置6カ所、40年代9カ所、50年代1カ所)、老朽化が著しい。また、製造メーカー、機種が多様であるとともに、老朽化に伴ない部品の供給ができなくなっているものもある。さらに、全体として老朽化しているため、一部を修理しても、全体としての余命は短かいと考えられるものがある。こうした強震計は、基本的には更新が必要と考えられる。

(ii) SMAC型強震計も設置年度の古いものが多いが、機械式であるため、現在も本質的な機能の低下は生じていない。ただし、湿潤環境下に置かれたものは、サビが発生し、一部には観測不能となっているものがある。設置環境の悪いものは、すみやかに移設するか、防湿カバーを設ける必要がある。

(3) 強震記録の収集および数値化

本年度は、湯田ダム、四十四田ダムを始めとし、4ダムにおいて25成分の記録を収集し、このうち、現在までに18成分の記録を数値化した。

表-1 ダムに対する強震計設置状況一覧表(昭和55年4月1日現在)

SMAC型強震計設置一覧表(ダム関係)									電磁式強震計設置位置一覧(ダム関係)						
座	観測所名	SMACの型式	台数	ダムの型式	設置箇所	県名	維持管理	設置年	座	観測所名	成分数	ダムの型式	県名	維持管理	設置年
601	室牧ダム	B2	1	A	堤体	富山	県)室牧ダム管理所	36-8	5601	湯田ダム	6	A	岩手	東北地建湯田ダム管理所	40
602	横山ダム	B2・Q	2	Q	地盤・堤体 (2) (2)	岐阜	県)横山ダム	37-7 54-11	5602	岩瀬ダム	6	F	秋田	秋田県岩瀬ダム管理事務所	38
603	横谷ダム	A	1	Q	地盤	奈良	県)横谷ダム	33-3	5603	鳴子ダム	10	A	宮城	東北地建鳴子ダム管理所	48
604	天ヶ瀬ダム	B2	1	A	堤体	京都	県)天ヶ瀬ダム	39-8	5604	川俣ダム	13	A	栃木	関東地建川俣ダム管理所	49
605	裾花ダム	B2・D	2	A	地盤・堤体	長野	県)裾花ダム	44-12	5605	室牧ダム	9	A	富山	富山県室牧ダム管理事務所	36
606	鶴田ダム	D	2	Q	・	鹿児島	県)鶴田ダム	43-12	5606	横山ダム	12	II	岐阜	中部地建横山ダム管理所	37
607	湧水ダム	E2	2	F	堤体(頂・底)	宮城	県)湧水ダム	50-12	5607	天ヶ瀬ダム	12	A	京都	近畿地建天ヶ瀬ダム管理支所	39
608	大石ダム	・	3	Q	地盤・堤体 (頂・底)	新潟	県)大石ダム工事事務所	48-10 54-4	5608	横谷ダム	5	Q	奈良	近畿地建横谷ダム管理所	32
609	三保ダム	Q	2	F	地盤・堤体	神奈川	県)三保ダム	49-5 54-4	5609	四十四田ダム	12	Q・F	岩手	東北地建四十四田ダム管理所	42
610	小浜ダム	D	2	A	地盤・堤体	長野	県)小浜ダム管理所	43-12	5610	厚川ダム	10	Q	石川	石川県厚川ダム管理事務所	43
611	真名川ダム	E2	2	A	堤体(頂・底)	福井	県)真名川工事事務所	52-3	5611	矢作ダム	13	II	愛知	中部地建矢作ダム管理所	45
612	大川ダム	Q	1	Q	地盤	福島	県)大川工事事務所	54-2	5612	釜房ダム	6	Q	宮城	東北地建釜房ダム管理所	45
613	白川ダム	Q	2	F	本体(底・頂)	山形	県)白川工事事務所	54-12	5613	郡ダム(地中)	9	F	千葉	千葉県開発庁	48
1402	寺内ダム	E2	2	F	堤体・ゲラリ	福岡	水資源開発公社	52-3	5614	松原・下釜ダム	8	A	大分	九州地建松原下釜ダム管理所	46
									6401	阿木川ダム	3	F	岐阜	水資源開発公社	47
									5615	藤原ダム	3	A	群馬	群馬ダム管理所	48.3
	A:アーチ								5617	白川ダム	6	F	山形	白川工事事務所	54.12
	O:重力								6304	豊平峡ダム	12	A	北海道	北海道開発局	47.9
	F:フィルム								6305	大宮ダム	15	F	・	・	49.11
	H:中空重力								6306	黒川ダム	12	F	・	・	54.11

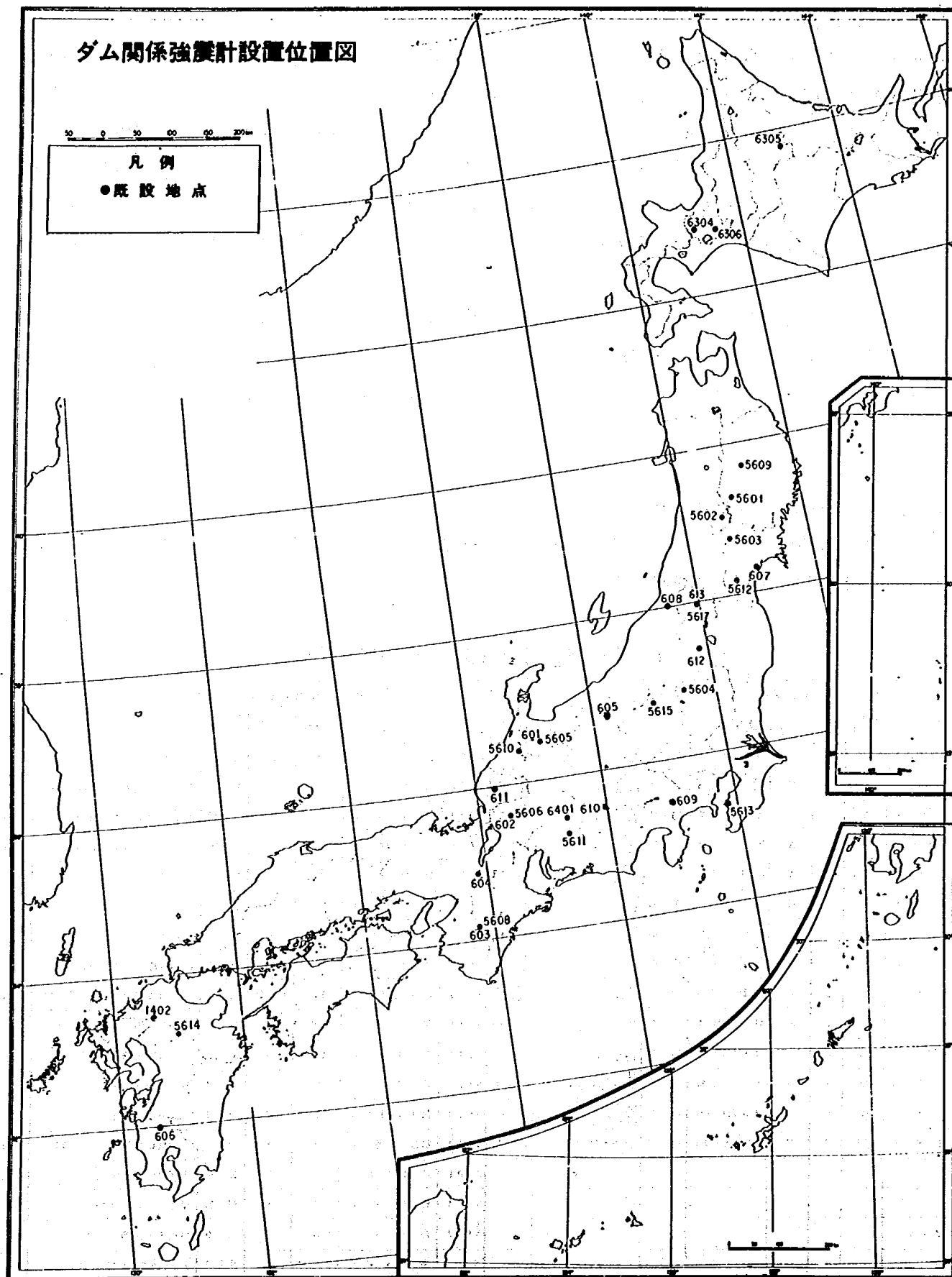


図1. ダムに対する強震計設置位置状況図(昭和55年4月1日現在)

表 ダム施設に対する強震観測網（建設省関連）および点検結果

NO	観測所NO	観測所名	県名	維持管理機関	設置箇所	型式	枚数	設置年月	点検補正の結果	対策
1	5601	湯田ダム	岩手	(東)湯田ダム管理支所	地盤 天端	電磁式	3	40-12	地震計用リングは 次回点検時に交換	次回点検時に リングは交換
2	5602	皆瀬ダム	秋田	(県)皆瀬ダム管理事務所	堤体 監査廊	"	"	38-12	レコーダー及びダムコダシの 劣化及び不良	更新(2台)
3	5603	鳴子ダム	宮城	(東)鳴子ダム管理所	天端 岩盤 監査廊	"	2 3	48-12	換振器のリング交換等 Ch8のリーク動作不良	次回点検時に リングおよび リーク更新
4	5604	川俣ダム	栃木	(関)川俣ダム管理支所	ゲート 監査廊	"	2 3	47-12 (修設)	観測装置が旧式で最大 1080mm程度の記録できない (観測)装置の劣化(既に更新済)	更新(2台) (土研の調査あり)
5	5605	室牧ダム	富山	(県)室牧ダム管理事務所	堤体 岩盤	"	6 3	36-12	観測装置の劣化 (事実上測定不能)	更新(2台)
6	601	横山ダム	岐阜	(中)横山ダム管理所	地盤	SMAC-B ₂	1台	36-8	異常なし	—
	5606				天端	電磁式	10	37-12 (52更新)	異常なし	—
	602				岩盤	"	2	37-7	B3Fの強震計が湿気の カビが発生し使用不可能 (管理側側は廃棄の意向)	左岸B3Fの強震 計は更新要 (1台)
					右岸 堤体	SMAC-Q "	1台 "	54-11	他は異常なし	
7	5607	天ヶ瀬ダム	京都	(近)天ヶ瀬管理支所	天端 岩盤	電磁式	9 3	39-12	観測装置の劣化	更新(2台)
8	604	猿谷ダム	奈良	(近)猿谷ダム管理所	堤体	SMAC-B ₂	1台	39-8	異常なし	—
	5608 603				堤体	電磁式	5	32-12	観測装置劣化(既に更新済)	更新(1台) A型は旧式のため 更新(1台)
9	5609	四十四田ダム	岩手	(東)四十四田ダム管理支所	地盤 マホル 監査廊	SMAC-A 電磁式	1台 6 6	33-3 (39-12 新設)	異常なし 観測装置の劣化	新設(2台)
10	5610	犀川ダム	石川	(県)犀川ダム管理事務所	監査廊 堤体	"	5 4	43-12	ダムスラブの不良 記録紙の在庫なし	更新(2台)
11	5611	矢作ダム	愛知	(中)矢作ダム管理所	堤体 岩盤	"	10 3	45-12	異常なし	新設(堤体1台) が望ましい
12	5612	釜房ダム	宮城	(東)釜房ダム管理所	堤体 岩盤	"	3 3	45-12	ダムスラブの不良	ダムスラブ修理 新設(堤体1台)
13	5613	郡ダム	千葉	(県)君津工業用水道事務所	地中 堤体	地中式	3 3	48-12	計器の劣化	更新(2台) (鳥山ダムに設置可能 な様式)
14	5614	松原下釜ダム	大分	(九)筑後川流域総合管理 事務所	堤体 監査廊	電磁式	5 3	46-12	換振器の劣化	松原下釜ダムに 各2台新設(4台)
15	5615	藤原ダム	群馬	(関)藤原ダム管理支所	監査廊	"	3	48-12	レコーダーの劣化	更新(2台)
16	5617	白川ダム	山形	(東)白川ダム工事事務所	堤体	"	6	54-12	異常なし(感度と付ると)	—
	613				地盤 天端	SMAC-Q "	1台 "	"	天端の強震計の設置に 場所が湿気の多いため防 湿カバーが必要	天端強震計の 設置位置変更が 必要
17	605	裾花ダム	長野	(県)裾花ダム管理事務所	堤体 地盤	SMAC-B ₂ SMAC-D	" "	44-12 41-8	異常なし	B ₂ はQに 更新
18	606	鶴田ダム	鹿児島	(九)鶴田ダム管理所	堤体 地盤	SMAC-D	" "	43-12	異常なし ただし地盤上の強震計が設 置場所検討要	—
19	607	樽水ダム	宮城	(県)樽水ダム管理事務所	堤体	SMAC-E	2台	50-12	異常なし	—
20	608	大石ダム	新潟	(北)大石ダム工事事務所	堤体 地盤	"	" 1台	54-4 48-12	地盤の強震計の充電回路 の故障	充電回路修理 地盤上の強震計 に防湿カバー設置
21	609	三保ダム	神奈川	(県)三保ダム管理事務所	堤体 地盤	SMAC-Q	" "	54-4 49-5	異常なし	—
22	610	小沢ダム	長野	(中)天竜川流域総合管理 事務所	堤体 地盤	SMAC-D	" "	43-12	堤体の強震計がリチウム電池の 使用不能(既に54年更新)	更新 修理
23	611	奥知川ダム	福井	(近)奥知川ダム工事事務所	堤体	SMAC-E	2台	52-3	異常なし	—
24	612	大川ダム	福島	(北)阿賀川工事事務所	地盤	SMAC-D	1台	54-2	湿気が多い	防湿カバー 設置

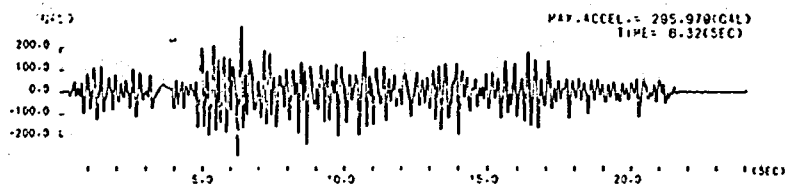
4-2 岩盤上における地震動加速度の特性解析

(1) SMAC型強震計記録の短周期成分の補正

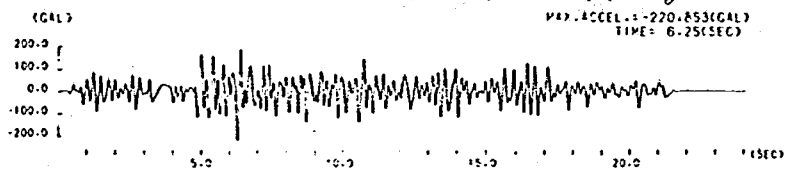
我国における既往の有効な強震記録は大部分がSMAC-B2型強震計により得られたものであるが、この強震計は、振子の固有周期が0.14秒(7.14Hz)、減衰定数が1.0とされているために、短周期成分での感度が低下している。すなわち、図2は、強震計の特性により、本来の地震動加速度(図2(a))が、SMAC-B2型強震計で記録された場合(図2(b))に、どのように変化するかを示したものである。

従来は、図2(b)の波形を“真の加速度”と見なしてきたが、この波形は図2(a)に示したものと比較し、波形の山や谷がとれてなめらかになっていると同時に、最大加速度も $296\text{gal} \rightarrow 220\text{gal}$ に低下していることがわかる。

図3はこれをパワースペクトルにより示したものであり、短周期成分でスペクトルレベルが小さくなっている様子がよくわかる。



(a) 原加速度波形(最大加速度 296gal)



(b) SMAC-B2強震計で記録した加速度波形(最大加速度 220gal)

図-2. SMAC-B2強震計の特性による波形の変化

(2) 岩盤上の地震動の統計解析

現在までに我国の地盤上で、土木研究所および港湾技術研究所により収録された54回の地震による224成分の強震記録に対し、上述した計器特性による短周期成分の感度低下の影響を補正し、岩盤上の地震動の最大加速度の距離減衰特性および加速度応答スペクトルの解析を行った。

解析に際して留意した事項は以下の通りである。

④建設省新耐震設計法等、従来の解析で

は、道路橋の基準に準拠して、地盤種別を4種に区分する場合が多い。この場合、最も地盤条件が良好な1種地盤の定義は、第三紀以前の地盤、もしくは、第三紀層までの洪積層の厚さが10m未満という点であり、ダムが建設される岩盤とは必ずしも対応していない。

④一方、地盤種別を4種に区分した従来の解析では、1種地盤に対応する応答スペクトルが、2, 3, 4種地盤に対応する応答スペクトルに比較して大きく異なっているのに対して、2~4種間ではそれほど大きい違いはない。これらの点は、地盤種別の方法に検討の余地が残されていることを示唆している。

以上のような点を考慮するために、本年度は、次式に示す地盤の特性値 T_g をもちに、地盤種別を表すように7種類に分類した。

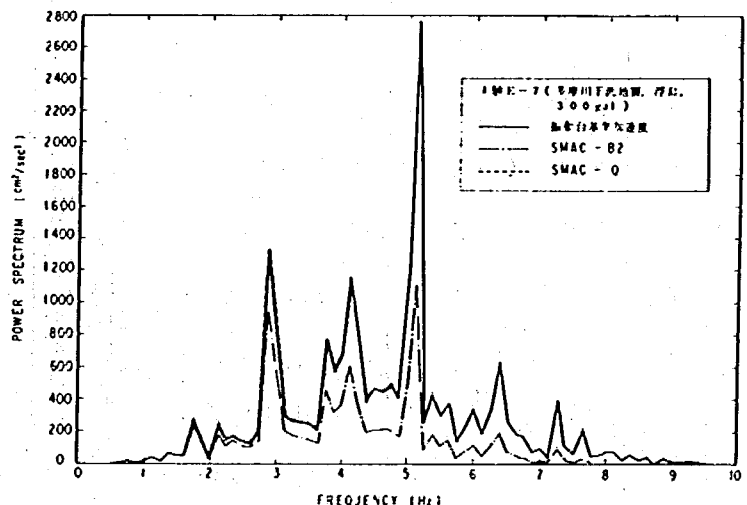


図-3. パワースペクトルで表わした図-2の波形の変化

$$T_g = \sum_{i=1}^n (4H_i / V_{si})$$

ここで、 H_i 、 V_{si} は、地層区分上せん断波速度が一定とみなされる層の厚さおよびせん断波速度である。また、 T_g の算定に際しての基礎は、せん断波速度 $V_s \geq 300m/sec$ 以上の土層とし、 $V_s < 300m/sec$ の土層が露出している場合を第1種地盤とした。表3に示すように、224成分中、第1種に該当するのは20成分であり、これらは、開北橋、四徳大橋、東京湾観音崎、横山ダム、裾花ダム、境川橋の計6地点において、いずれも地盤上で観測された記録である。

地盤 種別	定 義	成分数
1	$V_s \geq 300$ 以上が露頭	20
2	$0 < T_g \leq 0.1$ 秒	44
3	$0.1 < T_g \leq 0.2$ 秒	16
4	$0.2 < T_g \leq 0.4$ 秒	48
5	$0.4 < T_g \leq 0.6$ 秒	18
6	$0.6 < T_g \leq 1.0$ 秒	68
7	$1.0 < T_g \leq$	10
	合 計	224

以上の記録を用いて、重回帰分析により最大加速度 A_{max} の推定式を求めた。これによると、ダムの耐震設計で必要となる第1種地盤上での最大加速度は次式となる。

$$A_{max} = 39.6 \times 10^{0.238M} \times (\Delta + 10)^{-0.668} \quad (1)$$

ここで、 M および Δ は、それぞれ地震のマグニチュードおよび震央距離(km)である。一方、建設省新耐震設計法(案)では、第1種地盤(第3紀以前の地盤もしくは、第3紀層までの厚さが10m未満)上の最大加速度を与える式として次式が提示されている。

$$A_{max} = 46.0 \times 10^{0.208M} \times (\Delta + 10)^{-0.666} \quad (2)$$

いま、式(1)で与えられる今回の解析結果と式(2)で与えられる新耐震設計法(案)の式の比較を、 $M=5, 6, 7, 8$ に対して示したのが図4である。この結果によれば、今回の解析結果は、新耐震設計法(案)の結果に比較して最大加速度をかなり大きく与えており、短周期成分の感度低下を補正した結果が表れている。なお、式(1)および式(2)の比較からわかるように、距離 Δ にかかるべき乗項は、今回の解析の方がやや小さくなっている。参考までに、表3に示した224成分全体の記録から最大加速度を推定した場合には、 A_{max} は次式で与えられる。

$$A_{max} = 107.7 \times 10^{0.219M} \times (\Delta + 10)^{-0.760} \quad (3)$$

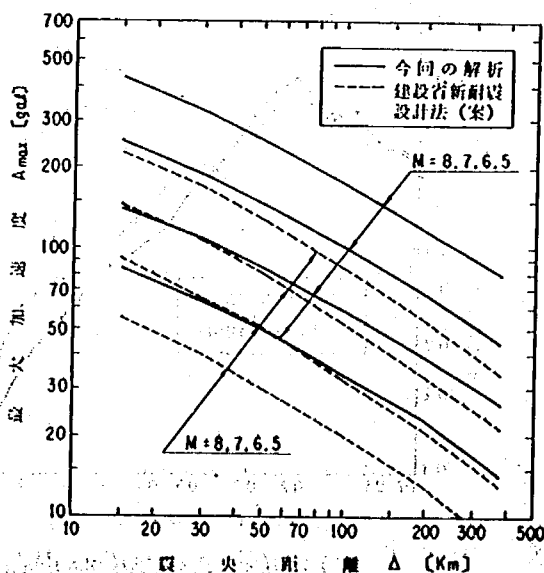


図4. 最大加速度推定式の比較(第1種地盤)

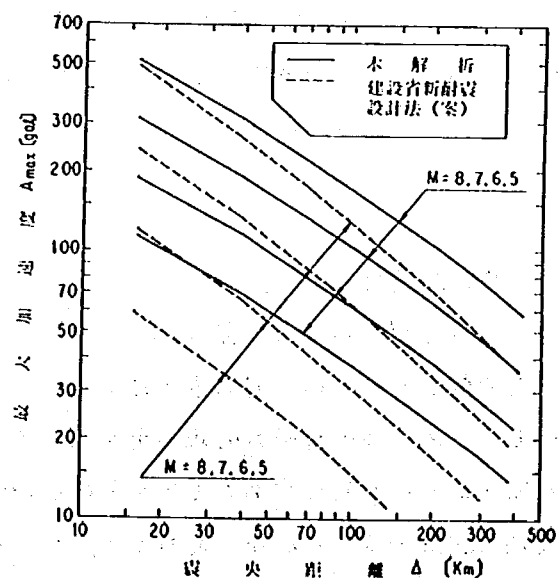


図5. 最大加速度推定式の比較(全地盤と平均1地点)

これに対して、新耐震設計法(案)では次式を提示している。

$$A_{max} = 3\% \times 10^{0.308M} \times (\Delta + 10)^{-0.925} \quad (4)$$

式(3)と式(4)と比較した結果が図5であり、この場合にも上述した第1種地盤の場合と同様に、全体として今回の解析結果の方が新耐震設計法(案)の結果よりも大きな値を与えている。

次に、上記の224成分の強震記録を用いて数値化理論により加速度応答スペクトル倍率 β の推定式を検討した。解析に際しては、新耐震設計法(案)を用いられたと同一のマグニチュードおよび震央距離のカテゴリー分類を用い、加速度応答スペクトル倍率 $\beta(T_i)$ を次式で与えた。

$$\beta(T_i) = C_i(M) \times C_i(\Delta) \times C_i(T_i) \quad (5)$$

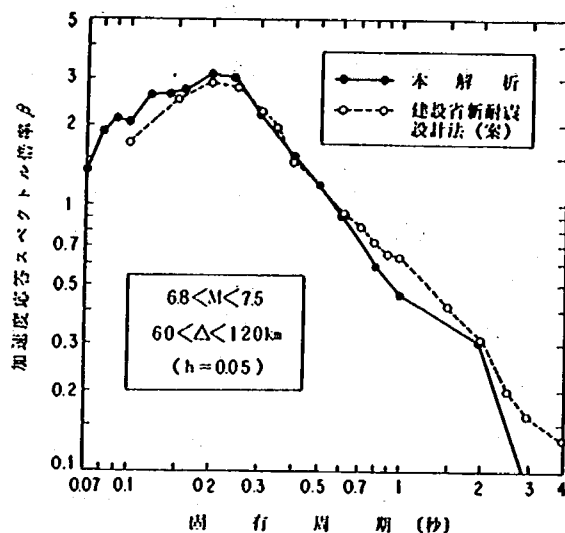
ここで、 T_i は対象とする周期であり、 $C_i(M)$ 、 $C_i(\Delta)$ 、 $C_i(T_i)$ はそれぞれ、マグニチュードの重み係数、震央距離の重み係数、地盤種類の重み係数である。

解析結果の一例として、表3に定義した第1種地盤上でのマグニチュードが $6.8 < M < 7.5$ のカテゴリーに属する β スペクトル(減衰定数 $\zeta = 0.05$)を示すと図6のようになる。また、図中には、新耐震設計法(案)による第1種地盤(表3で定義した1種地盤とは異なることに注意)の β スペクトルを比較のために示してある。この結果によれば、周期が0.2~0.3秒以下では、今回の解析による β スペクトルが新耐震設計法(案)の値よりやや大きく、また、周期が0.2~0.3秒以上の領域では、これとは反対の傾向になっていることが認められる。

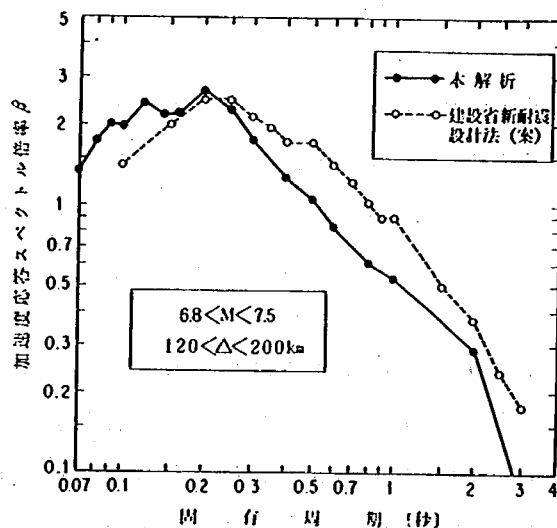
5. 今後の問題点

5-1 ダム施設に対する強震観測

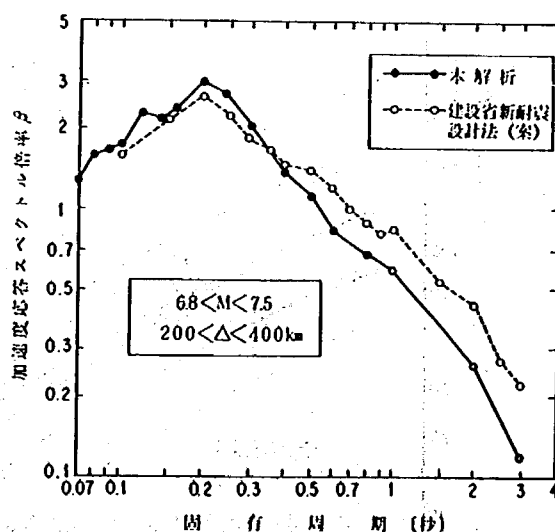
電磁式強震計の中には、1)設置年度が古く、老朽化が著しいもの、2)一部の部品の修理・更新をしても、他の部分も劣化が進んでおり全体としての余命が短いもの、3)強震動を記録することが不可能なもの、がある。点検結果については表2に示したが、こうした強震計については、逐次更新処置をとることが必要とされる。また、



(a) $60\text{km} < \Delta < 120\text{km}$ の場合



(b) $120\text{km} < \Delta < 200\text{km}$ の場合



(c) $200\text{km} < \Delta < 400\text{km}$ の場合

図6 加速度応答スペクトルの推定式の比較
($6.8 < M < 7.5$ の場合)

四国地方、中国地方のように、ダム施設に対する強震計の設置されていない地域がある。今後、こうした地域に対し、優先的に強震計を配置し、我国のどこで地震が発生してもダム施設の強震記録が得られるような体制を整備することにより、有効な記録の蓄積を回り、ダムに対する強震設計法の向上に資することが望まれる。

なお、現在、建設省大臣官房技術調査室が中心となり、建設技術評価制度によって、「普及型強震計」および「最大加速度表示計」の開発を行っている。昭和56年8月頃には評価結果が確定する見込みとされているので、今後、強震計を新設したり更新する際には、こうした強震計を使用するのがよいと考えられる。

5-2 ダムの強震計に用いる入力地震動の解析

本年度はSMAC型強震計記録の数値化精度を考慮した計器補正を加えた強震記録を用いて、重回帰分析および数値化理論を用いて岩盤上での最大加速度の推定式および加速度応答スペクトルの推定式を求めた。これらを建設省新耐震設計法案に示されている結果と比較すると、いずれも、加速度の短周期成分を補正した影響が表われていると考えられる。しかしながら、今回の解析では7種類の地盤種別ごとに統一した様式で最大加速度および加速度応答スペクトル倍率 β が算出されるようになっておらず、全体としてやや信頼性の低い解析結果となった。この原因は、解析に用いたデータ数が不足していること、ならびに、地盤種別の方法に検討の余地が残されているためと考えられる。次年度以後こうした点を明らかにし、岩盤上の加速度の特性を明らかにしていく必要がある。

参考文献

- 1) 建設省：新耐震設計法案、土木研究所資料、第1185号、昭和52年
- 2) 川島、高木、相沢：SMAC型強震計記録の数値化精度に関する一考察、土木学会関東支部年次学術講演会、昭和55年
- 3) 岩崎、川島、若林、高木：地震応答スペクトルに及ぼすSMAC型強震計特性に関する実験的研究、土木学会論文報告集、Vol.309、昭和56年

(13) 地震時の斜面崩壊に対する安定性調査

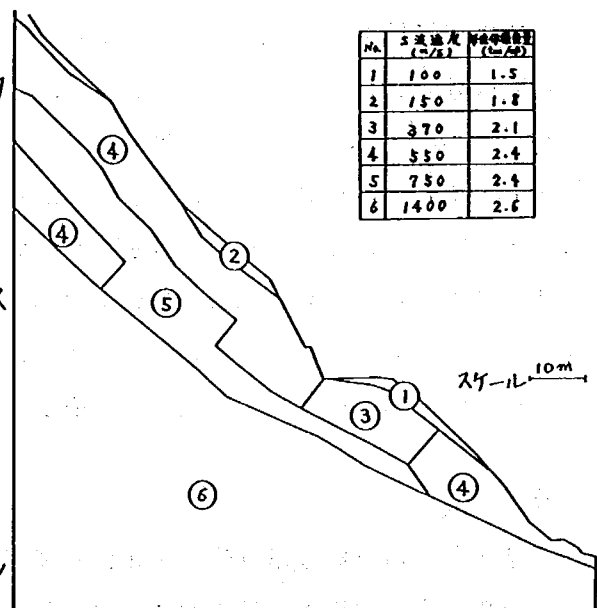
振動研究室 望 長 岩崎敏男
 " 主任研究員 川島一彦
 " 高木義和
 " 相沢 興

1. まえがき

本調査は、国道52号線沿いの芝川町地区の沿道斜面の耐震性を検討するために実施したものである。

2. 調査地点の概要

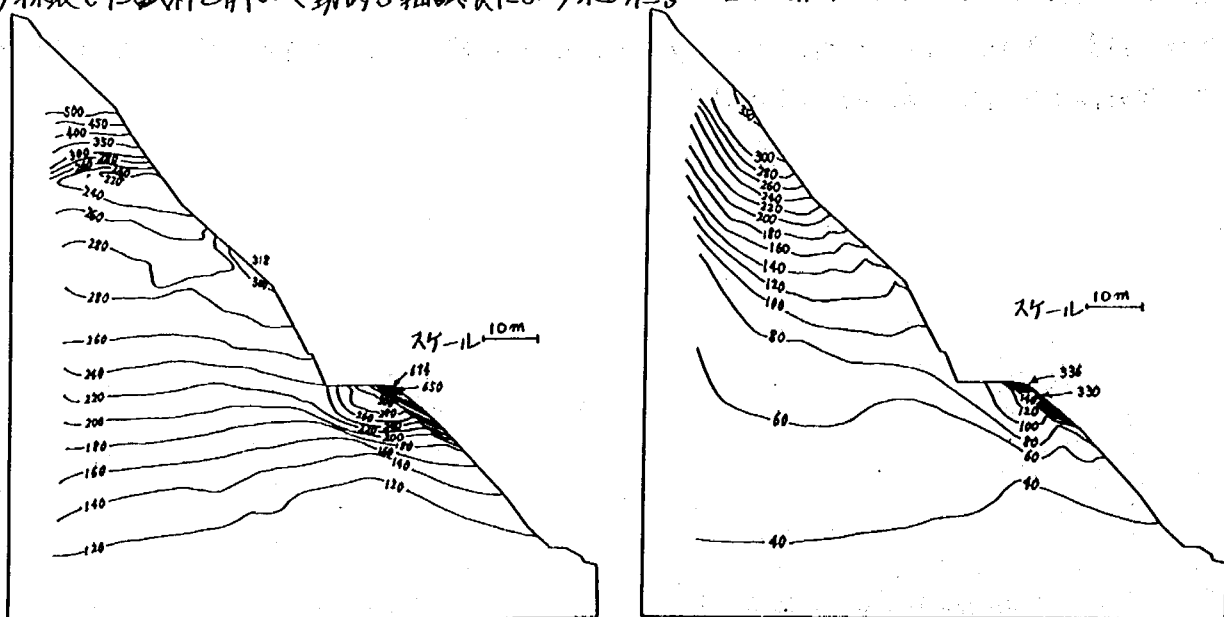
調査地点の地形は図1に示す通りであり、平均勾配約40°の急斜面の中間に道路があり、これより上方約70mに尾根部が、また、下方約25mに沢が存在する。本地点では4本のボーリングおよびPs検層が実施されており、これに基づいて地盤構成を表土、崖錐層、弱風化岩層、強風化岩層、新鮮な岩に分類した(図1参照)。



3. 調査方法

斜面の地震応答は2次元の平面ひずみ状態を仮定した有限要素法により等価線形化手法を用いて求めた。また、表層の変形特性および強度は、ブロックサンプリングにより採取した試料を用いて動的3軸試験により求めた。

図1 解析地点および地盤構成の概要



(a) 水平方向最大加速度

(b) 鉛直方向最大加速度

図2 最大加速度の分布(新蕨川記録の水平および上下成分を同時に作用させた場合)

4. 調査結果

伊豆大島近海地震による新菊川記録と作用させた場合(基礎最大加速度は100galとした)の最大加速度の分布を図2に示す。ここで、新菊川記録を用いたのは、伊豆大島近海地震による梨本地区の解析結果(昭和54年度実施)と比較照合するためである。これによれば、加速度の増幅度は地山内において小さく、表面の崖錐層、特に、道路下の盛土部分において大きいことがわかる。図3は、地震時に生じる最大せん断応力の分布を示したものである。

斜面に生じるせん断応力に基づき、常時および地震時の状態に対して、次式で定義されるすべり係数 S_e の分布を求めた。

$$\text{すべり係数 } S_e = \frac{\text{土に生じる最大せん断応力 } \tau_f}{\text{土のせん断強度 } \tau_f^R}$$

ここで、 τ_f は動的解析から求められる応力を、また、 τ_f^R は動的3軸試験から求められる強度を基準として定めた。ここで τ_f は粘着力および内部摩擦角から決まる静的強度に、動的3軸試験による動的応力へくり返し回数の関係から推定される補正係数(静的強度から動的強度を推定するための補正)を考慮して求めている。

このようにして、常時および地震時のすべり係数 S_e を求める。図4のようになる。常時、地震時とも道路直下で S_e が大きくなってゐるが、 S_e の最大値は、それぞれ、0.8以下および1.4以下であり、いずれも比較的小さい値である。伊豆大島近海地震で崩壊した梨本の斜面では、上記とおおむね同一の手法により求めた S_e が3程度(地震時)であったことを勘案すると、本地点では、斜面崩壊に対する安定性は梨本地区よりも相対的に高いと言える。

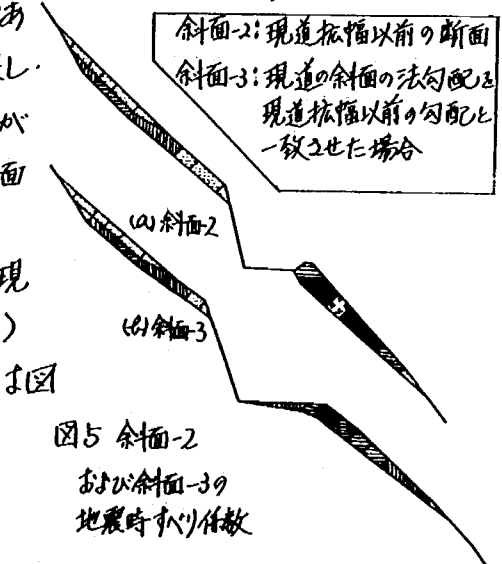
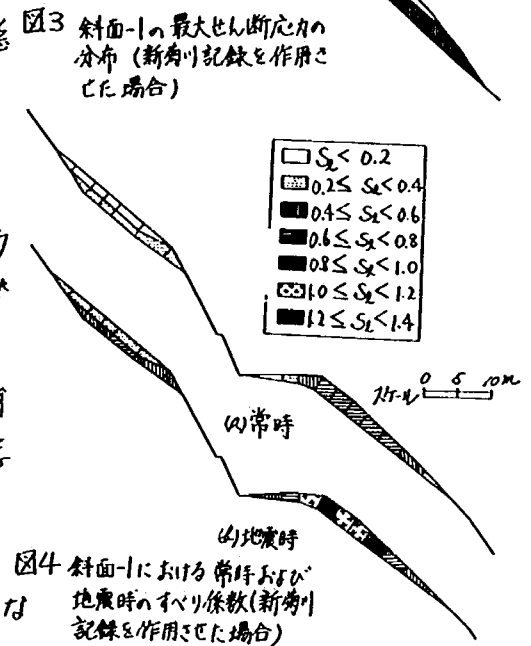
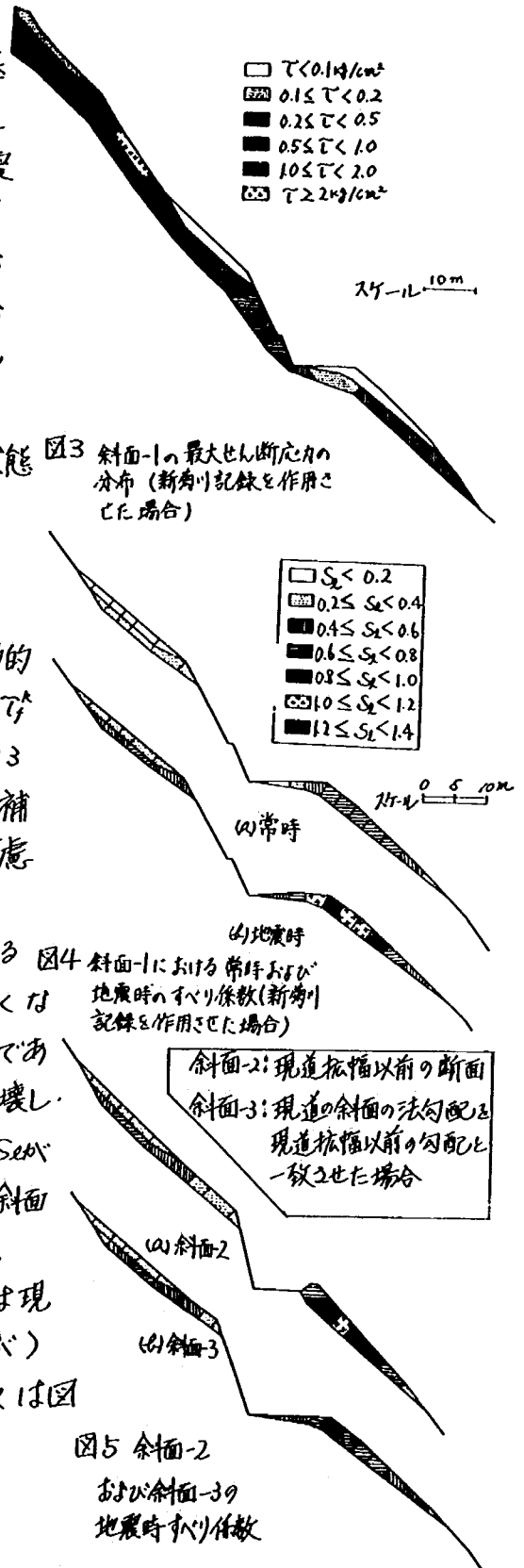
図5は、現道の拡幅前の断面(斜面-2と呼ぶ)および幅員は現道のままで法勾配だけを斜面-2と合わせた場合(斜面-3と呼ぶ)のすべり係数の分布である。多少の違いはあるが、全体としては図4に示した現道に対する結果と同様の結果を与えている。

5. まとめ

本調査地点は、伊豆大島近海地震で斜面崩壊を生じた梨本地区の斜面よりも相対的にすべりに対する安全度は高く、伊豆大島近海地震程度の地震動に対しては耐震性があると考えられる。

参考文献

1)建設省土木研究所：地震応答解析による沿道斜面の耐震性の検討，土木研究所資料，第1600号，1980。



昭和55年度調査試験研究成果
概要報告書

土研資料第1697号
昭和56年7月(1981)

振動研究室 岩崎敏男

強震観測，地震入力，地震動，地震災害，地盤，
動的挙動，耐震，交通振動，振動防除

本報告書は昭和55年度に，振動研究室が実施した調査試験研究の成果の概要を
とりまとめたものであり，実施された課題数は13課題である。その内容は，強震
観測，地震動強度，地盤と構造物の動的相互作用，地盤の耐震性と液状化判定，
交通振動対策等多岐にわたっている。

郵便はがき

四十円切手
をはって下
さい

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

振動研究室

No. 36

No. 36

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 1697 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印