

土 木 研 究 所 資 料

昭和58年度振動研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

昭和59年11月

建設省土木研究所
地震防災部・振動研究室

Copyright © 1984 fiscal year by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of 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。

昭和58年度振動研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

地震防災部 振動研究室

要 旨

本報告書は昭和58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16課題である。その内容は、強震観測、地震動の伝播特性、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等多岐にわたっている。

キーワード：強震観測，地震入力，地震動，地震災害，地盤，動的挙動，耐震

ま え が き

この報告書は昭和 58 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 58 年度における課題数は 16 課題で、その内容は強震観測、地震動の伝播特性、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等多岐にわたっている。

本資料が広く活用され、我が国の地震防災対策の一助となれば幸いである。

昭和 59 年 11 月

地震防災部振動研究室

目 次

(1) 部費, 一般研究	
4. 災害の防除に関する研究	
4.1 地震災害の防除に関する研究	
4.1.2 表層地盤における地震動伝播特性に関する研究	1
(2) 部費, 強震観測経費	
2. 強震観測	7
(3) 部費, 強震観測経費	
1. 高密度強震観測	13
(4) 河川総合	
6. ダムの耐震設計法に関する調査	
6.3 ダム構造物の設計合理化	
6.3.1 硬質地盤における地震動特性に関する調査	17
(5) 道路事業調査費, 試験調査	
5. 土工及び土工構造物に関する試験調査	
5.2 道路盛土の耐震性に関する試験調査	
5.2.2 道路盛土の地震荷重に関する試験調査	23
(6) 道路事業調査費, 試験調査	
8. 道路の災害防止と道路施設の耐震性に関する試験調査	
8.3 道路施設の耐震性に関する試験調査	
8.3.3 道路橋の設計震度算定法に関する試験調査	25
1) 加速度応答スペクトルに基づく設計震度の試算	25
2) 設計水平震度が橋梁建設費に及ぼす影響	27
(7) 道路事業調査費, 試験調査	
8. 道路災害防止と道路施設の耐震性に関する調査試験	
8.4 地震動および地盤の動的挙動に関する試験調査	
8.4.1 地盤の耐震強度の判定法に関する試験調査	29

(8) 道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査	
1. 自然条件に関する試験調査	
1.2 地震動に関する試験調査	
1.2.1 軟弱地盤上の連続高架橋の耐震設計法に関する試験調査	31
(9) 道路事業調査費, 大規模特殊事業計画調査	
1. 自然条件に関する試験調査	
1.3 地盤の耐震調査	
1.3.1 地盤の耐震調査	33
(10) 地方建設局依頼調査	
1.5 ダムの強震計の点検調査	39
(11) 地方建設局依頼調査	
2.19 三郷インターチェンジにおける調査・試験	41
(12) 受託研究, 本州四国連絡橋公団	
1. 本州四国連絡橋公団に関する調査試験	
1.5 長大橋の設計地震入力に関する調査試験	43
(13) 受託研究, 日本道路公団	
2. 東京湾横断道路の構造施設設計に関する調査試験	
2.4 地震動および地盤の動的特性に関する調査	49
(14) 総合技術開発プロジェクト・036 震災構造物の復旧技術の開発	
2. 構造物等の復旧技術の開発	
2.1 土木構造物等の復旧技術の開発	
2.1.1 橋梁等構造物	55
—— 地中構造物の被災判定手法および復旧技術の開発 ——	
(15) 共同研究, 日本道路公団	
盛土の地震荷重に関する共同研究	59

(16) 科学技術振興調整費

4. 昭和 58 年 (1983) 日本海中部地震に関する緊急研究

4.2 地盤災害に関する研究

4.2.1 液状化の機構と判定手法に関する研究 65

—— 地盤液状化の判定手法の高度化に関する研究 ——

(1) 部費, 一般研究

4. 災害の防除に関する研究

4.1 地震災害の防除に関する研究

4.1.2 表面地盤における地震動伝播特性に関する研究

振動研究室	室 長	荒川直士*
	主任研究員	川島一彦**
	研 究 員	田村敬一
		相沢 興
		高橋和之

1. まえがき

耐震設計においては、地盤条件の影響、地形条件の影響、位相差の影響、等と考慮することが必要である。そこで、本研究は地震動がどのように地盤中を伝播するかを明らかにし、上記の諸要因が地震動に及ぼす影響を解明し、合理的な地震入力の設定方法を確立しようとするものである。

本年度は、伝播特性解明のための基礎資料を得るために、(i)強震計相互間の感度の違いが地盤ひずみに与える影響の解析、(ii)地中地震動の加速度応答スペクトル特性の解析、(iii)地震動の継続時間の解析、の3研究を実施した。

2. 強震計相互間の感度の違いが地盤ひずみに与える影響の解析

2.1. 概要

地震動が地盤中を伝播する際には、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ずみが生じる。土木研究所ではデジタル強震計の記録をもとに地盤ひずみの計算を行っていたが、本解析は、強震計相互間の感度補正を行った上で、ある2台の強震計から計算される地盤ひずみの精度について検討したものである。

2.2. 検討方法

振動台上に8台の強震計を固定し、図1に示す実測記録を入力地震動として、加振実験を行った。ただし、実験ケースとしては、表2に示すように加速度レベルを2種類に変えることにより、 $2 \times 5 = 10$ ケースとした。強震計の加速度記録から変位を求める方法としては、振動数領域で加速度記録にバンドパスフィルターをかけ、数値積分する方法を用いた。このようにして2台の強震計の加速度記録から求めた変位を $d_1(t)$ および $d_2(t)$ とする。次に、強震計間の相対変位 $d_1(t) - d_2(t)$ の精度を検討するために、次式で表されるパラメータ η を定義する。なお、以後の解析においては、 $d_1(t)$ としては強震計1~7より求めた変位を、また、 $d_2(t)$ としては強震計8から求めた変位を用いることにする。

$$\eta = |d_1(t) - d_2(t)|_{\max} / |d_2(t)|_{\max} \quad \dots (1)$$

* 現	日本道路公団	福岡建設局八代工事事務所	所 長
** 現	建設省土木研究所	地震防災部耐震研究室	室 長

パラメータ η の計算例を示すと、図2のようになる。また、一般に、 η の値は記録の継続時間が長い富津岬、南港、扇島記録の場合には最大10%程度、継続時間が短い沼津、板島橋記録の場合には最大20%程度である。

2.3. 強震計相互間の感度補正

各強震計について、記録された最大加速度をもとに、次のような方法で感度補正を行った。いま、強震計を m (=8)台、実験ケースを n (=10)ケースとして、強震計 i の実験ケース j における最大加速度を $x_{i,j}$ とする。また、実験ケース j の最大加速度の最適値 x_j^* を次式で定義する。

$$x_j^* = \sum_{i=1}^m x_{i,j} / m \quad \dots (2)$$

最小二乗法により、強震計 i に対する補正係数 C_i を次のように求める。

$$E_i = \sum_{j=1}^n (C_i x_{i,j} - x_j^*)^2 \quad \dots (3)$$

$\partial E_i / \partial C_i = 0$ とおいて

$$C_i = \sum_{j=1}^n x_{i,j} \cdot x_j^* / \sum_{j=1}^n x_{i,j}^2 \quad \dots (4)$$

各強震計に対する補正係数の一覧を示すと、表2のようになる。表2より、補正係数の値は0.95~1.05程度であることがわかる。次に、感度補正を施した加速度記録をもとに変位を計算し、式(1)で表される相対変位の精度のパラメータ η を求めると、図2の破線のようになる。図2より、一般に、補正を加えることにより η の値は減少し、相対変位の精度は向上するが、その向上の度合いは必ずしも大きくないことがわかる。

表1 加振実験の一覧

実験ケース	記録名	最大加速度 ^(a) (m/s ²)	最大変位 ^(b) (cm)
1	富津岬	167.6	2.90
2	南港	157.6	3.02
3	扇島	139.3	2.91
4	沼津	158.0	1.01
5	板島橋	154.2	0.83
6	富津岬	351.2	4.70
7	南港	243.5	6.96
8	扇島	343.4	4.95
9	沼津	439.2	2.08
10	板島橋	397.7	1.34

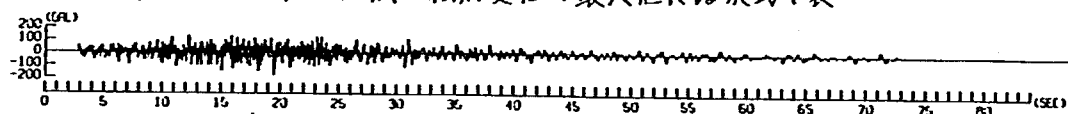
注)8台の強震計の平均値

2.4. 地盤ひずみの精度

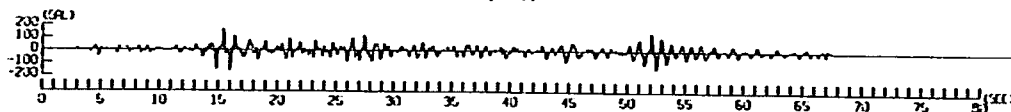
地震時の有限地盤ひずみ(伸縮ひずみ)の最大値 ε_{max} は、2台の強震計間の距離を L とすれば、次のように表される。

$$\varepsilon_{max} = |d_1(t) - d_2(t)|_{max} / L \quad \dots (5)$$

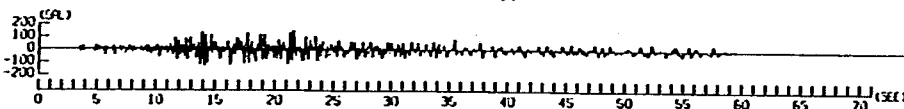
ここで、式(1)より、2点間の相対変位の最大値には次式で表



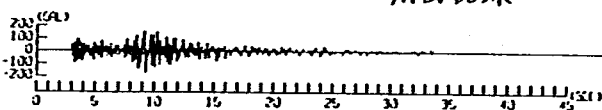
(a)富津岬記録



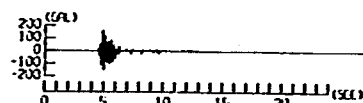
(b)南港記録



(c)扇島記録



(d)沼津記録



(e)板島橋記録

図1 加振実験に用いた加速度記録

表2 補正係数の一覧

強震計番号	補正係数
1	1.04
2	0.99
3	1.06
4	0.95
5	0.98
6	1.01
7	0.97
8	1.01

される誤差 $|d_1(t) - d_2(t)|_{\max}^{\text{ERROR}}$ が含まれている。

$$|d_1(t) - d_2(t)|_{\max}^{\text{ERROR}} = \eta \cdot |d_2(t)|_{\max} \quad \dots (6)$$

式(6)を式(5)に代入することにより、 $\varepsilon_{\max}$ に含まれる誤差 $\varepsilon_{\max}^{\text{ERROR}}$ は次式で表される。

$$\varepsilon_{\max}^{\text{ERROR}} = \eta \cdot |d_2(t)|_{\max} / L \quad \dots (7)$$

いま、 η は 2.3. で継続時間の長い記録から求めた 10 % とし、また、 $L = 100 \text{ (m)}$ 、 $|d_2(t)|_{\max} = 1 \text{ (cm)}$ とすれば、 $\varepsilon_{\max}^{\text{ERROR}} = 10 \times 10^{-6}$ となる。

2.4. 結論

2 台の強震計の加速度記録から求めた相対変位の最大値は、最大変位の 10 % 程度であり、これは地震動の最大変位を 1cm、観測点間の距離を 100m とすれば、地震時地盤ひずみに 10×10^{-6} 程度の誤差が生じることを意味する。また、本解析で提案した感度補正を施すことにより、強震計相互間の記録精度を向上させることができるが、その精度の向上は必ずしも大きいものではなく、相対変位の精度には、強震計の感度の違いだけでなく、変位の計算方法等、他の要因も関与していると考えられる。

3. 地中地震動の加速度応答スペクトル特性の解析

3.1 概説

構造物の設計地震力の設定に際しては、地盤の硬軟に応じた震度の変化が重要であり、このためには、表層地盤の地震応答を正しく把握する必要がある。このため、東京湾沿岸における地中地震観測記録をもとに、地中地震動の強度および地震動が地盤中を鉛直に伝播する際の各周期における増幅特性を検討し、結果をとりまとめた。

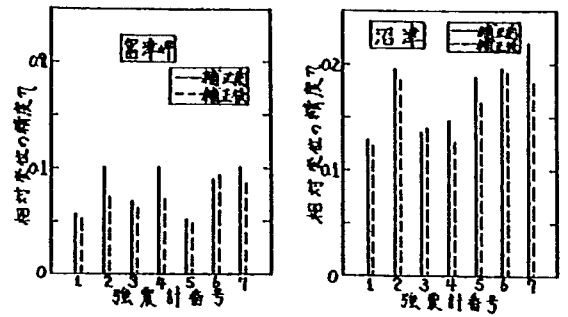
3.2. 検討方法

東京湾沿岸の富津岬 (GR, -70m, -110m)、浮島公園 (GR, -27m, -67m, -127m) および観音崎 (GR, -80m, -120m) の 3 箇所において観測、数値化された記録をもとに、地中地震動の強度および周期特性を減衰定数 5 % の加速度応答スペクトルによって検討した。

3.3 検討結果

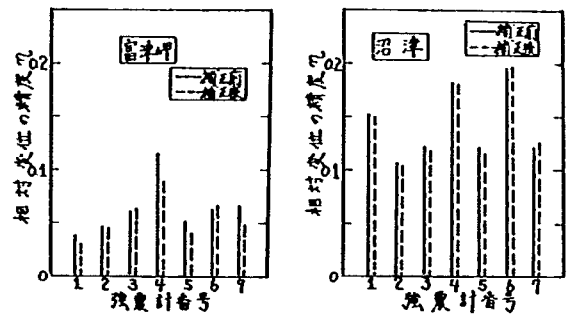
(1) 地中地震動の加速度応答スペクトル

現在までに観測、数値化されている合計 16 回の加速度強震記録をもとに、各観測所ごとに加速度応答スペクトル $SA(T)$ を求めた。その一例として、昭和 47 年 2 月 29 日に八丈島東沖で発生した地震 (



(a) 実験ケース 1

(c) 実験ケース 4



(b) 実験ケース 6

(d) 実験ケース 9

図 2 η による相対変位の精度

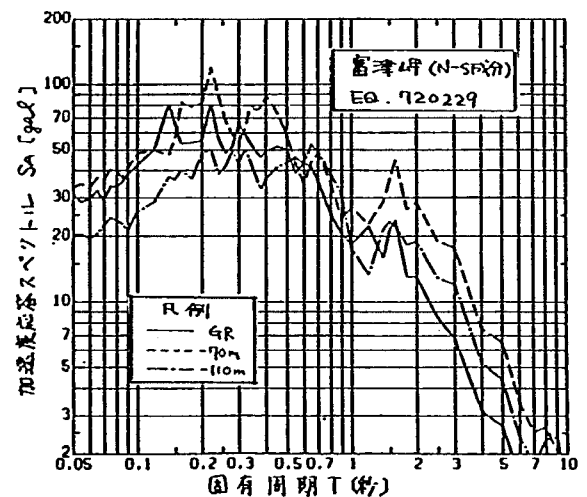


図 3 富津岬における加速度応答スペクトル

M=7.1, 震央距離 $A=272\text{ km}$) による富津岬の加速度応答スペクトルを図3に示す。これより、同一観測点ごとでは観測深度が異なると加速度応答スペクトル $S_a(T)$ で表わした地震動の強度および周期特性が変化していることがわかる。ここでは、各深度ごとに地震動の周期特性がどのように変化するかを求めるために、加速度応答スペクトル倍率 $\beta(T)$ ($\beta(T) = S_a(T) / a_{max}$; a_{max} は地震動の最大加速度 (gal) を求め、同一深度における複数回の地震に対する $\beta(T)$ スペクトルの平均値 (m) および、これに標準偏差の1倍を加減した値を求め、この結果を図4 (富津岬の場合) に示す。ここで、平均に $S_a(T)$ スペクトルのかわりに $\beta(T)$ スペクトルを用いたのは、 $S_a(T)$ スペクトルを単純に平均すると強度の大きい記録の周期特性が強調されることを考慮したためである。これによれば、 β スペクトルの平均値は、各深度ごとに大きな変化はみられず、道路橋示方書耐震設計編に規定する2~3種地盤上での $\beta(T)$ スペクトルに近い特性を有することがわかる。

(2) 加速度応答スペクトルの増幅特性

同一観測地点の記録ごとに、地表面の加速度応答スペクトルと比較して地中の加速度応答スペクトルがどのように減少するかを調査するために、次式により S_a スペクトルの減少率 γ を定義する。

$$\gamma_{\%GR} = \frac{\text{地中}(m) \text{ における } S_a(T)}{\text{地表面における } S_a(T)} \quad \dots\dots(8)$$

上式より、各観測所ごとに $\gamma_{\%GR}$ を求め、これを複数回の地震の水平成分、上下成分のそれぞれに対して平均し、平均値 (m) および標準偏差 (σ) を求めた結果が図5 (水平成分の場合) である。これらの結果より、地表面の S_a スペクトルを10とした場合の地中の S_a スペクトルの平均的な減少率を知ることができる。

3.4. まとめ

既往の地中地震観測記録により、東京湾周辺の地中地震動の強度および周期特性を明らかにすることができた。しかしながら、今回の解析対象とした記録は、いずれの観測所においても5~6地震分であり、記録数が少ないため、今後の観測の継続により記録数を増やし、さらに検討する必要がある。

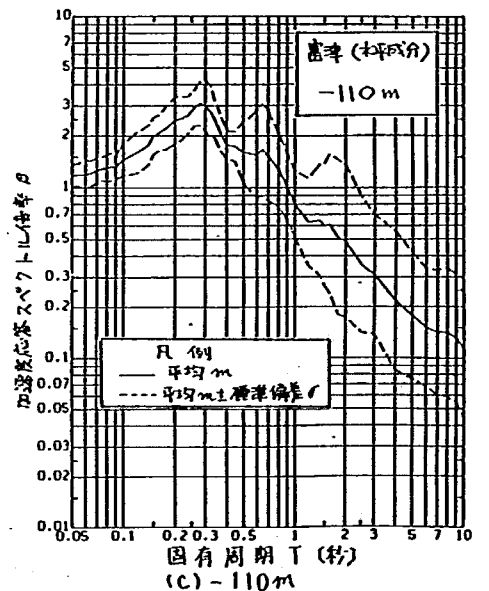
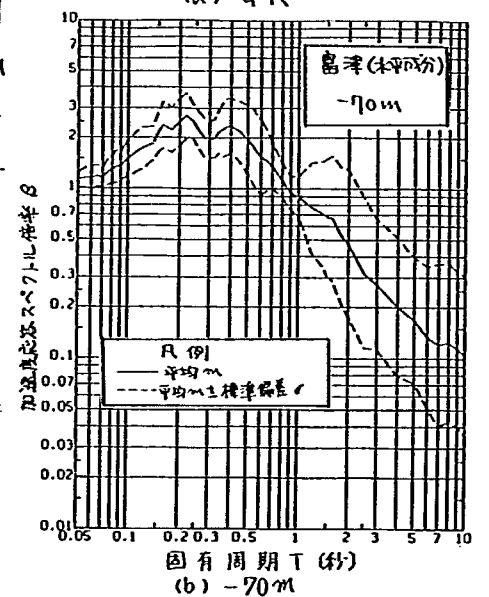
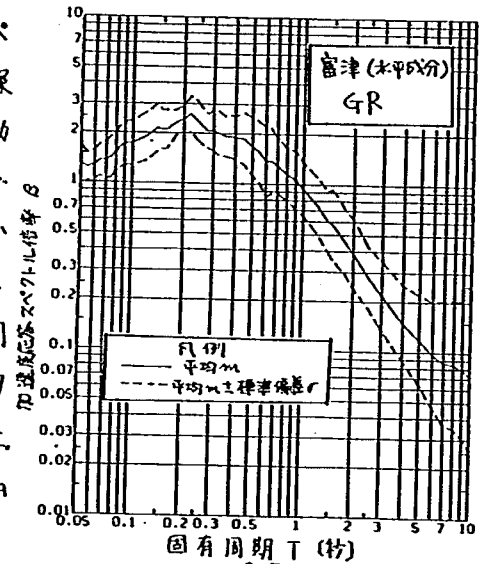


図4 加速度応答スペクトル倍率 β (富津岬)

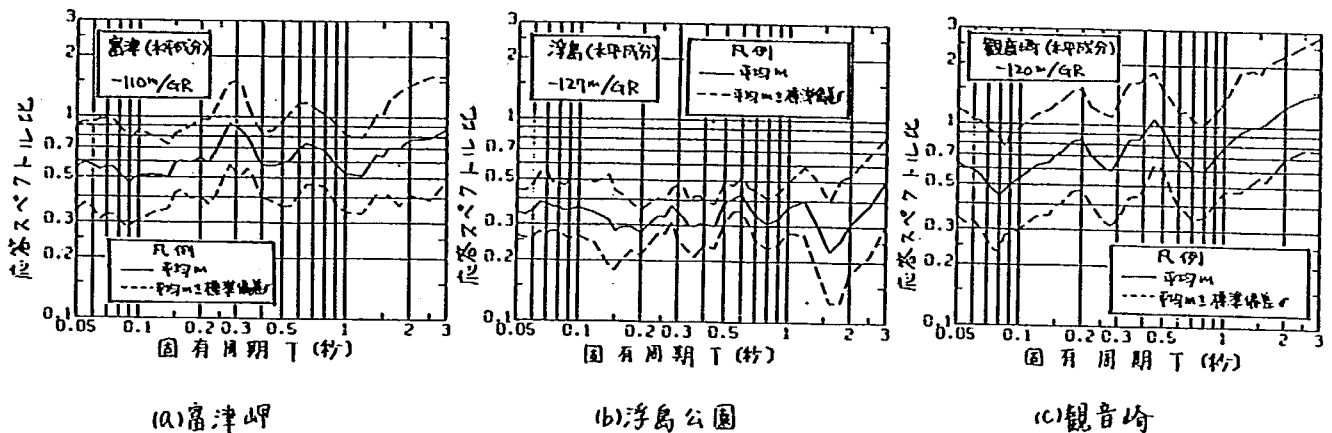


図5 SAスペクトルの減少率と M_{GR}

4. 地震動の継続時間の定義

4.1 概説

地震動の継続時間は、構造物の応答を支配する重要な特性であり、耐震性を検討する上で正しく把握する必要がある。そこで、本解析では我国地盤上で得られた394成分の強震記録をもとに、地震動の継続時間を定義し、継続時間の特性を検討した結果をとりよめに。

4.2 検討方法

解析対象としたのは、我国地盤上の地点において得られた394成分の加速度強震記録であり、これに数値化精度を考慮した計器補正を加えている。また、各観測地点の地盤種別による分類は1種（道路橋示方書による1種地盤）、2種（同、2種および3種地盤）、3種（同、4種地盤）の3区分に分類した。これらの記録に基づき、地震動の継続時間が地震の規模、震央距離および地盤条件により、どのように変化するかを検討した。

4.3 検討結果

図6に示すように、最大加速度 $a_{max}(gal)$ の生じた時刻 $t_{max}(秒)$ を基準とし、 a_{max} に対する一定比率 α ($\alpha < 1$)以上の加速度 $\alpha \cdot a_{max}(gal)$ が最初に生じた時間 $t_{\alpha 1}(秒)$ から $t_{max}(秒)$ までの時間と $T_{\alpha 1}(秒)$ 、 $t_{max}(秒)$ から $\alpha \cdot a_{max}(gal)$ 以上の加速度が最後に生じた時間 $t_{\alpha 2}(秒)$ までの時間と $T_{\alpha 2}(秒)$ とし、次式により加速度の継続する時間（継続時間） $T_{\alpha 1}$ 、 $T_{\alpha 2}$ を定義する。

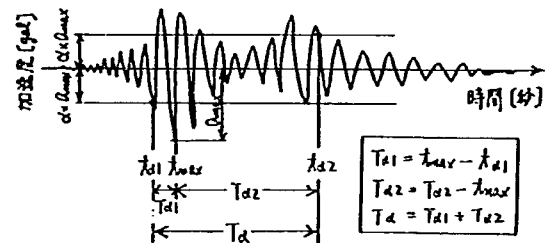


図6 最大加速度発生時刻を基準とした場合の最大加速度に対する一定比率以上の加速度の継続する時間の定義

$$T_{\alpha 1} = t_{max} - t_{\alpha 1}$$

$$T_{\alpha 2} = t_{\alpha 2} - t_{max}$$

.....(9)

次に、継続時間 $T_{\alpha 1}$ 、 $T_{\alpha 2}$ を予測するために、次の回帰式を仮定して重回帰分析を行った。

$$\left. \begin{matrix} T_{\alpha 1} \\ T_{\alpha 2} \end{matrix} \right\} = \bar{\alpha} \times 10^{2M} \times (\Delta + 30)^{\beta}$$

.....(10)

ここで、 M 、 Δ はそれぞれ地震のマグニチュード、震央距離(km)である。本解析では α を0.1, 0.2,

0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9 の 9 種類に変化させ T_{x1} , T_{x2} を求めた。

式(2)をもとに、地盤種別ごとに重回帰分析を行い、係数 α , β , γ および重相関係数 R ($\alpha = 0.1, 0.2, \dots, 0.9$) を求めると、図 7 のようになる。また、継続時間 T_{x1} , T_{x2} に及ぼすマグニチュード M の影響、震央距離 Δ の影響および地盤種別の影響を式(10)により試算すると、それぞれ図 8, 図 9, 図 10 のようになる。これより、同一条件であれば、同一の α に対する継続時間 T_{x1} , T_{x2} はいずれも一般に、1) マグニチュードが大きい程、2) 震央距離が長い程、3) 地盤が軟弱な程、長くなる傾向にあることがわかる。なお、図 8 ~ 図 10 は地震動加速度的形状を表す傾向関数としての特性も読み取ることができる。

4.3 まとめ

地震動の継続時間は強震記録ごとのばらつきが大きく、回帰の精度は必ずしも十分ではないが、一応、地震の規模、震央距離および地盤種別による推定式を求めた。しかしながら、式(10)は、推定式の精度と考慮した上で結果を利用していくことが必要である。

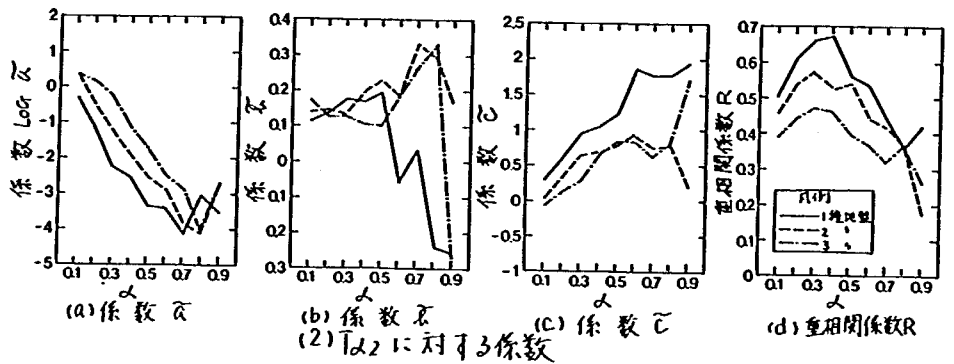
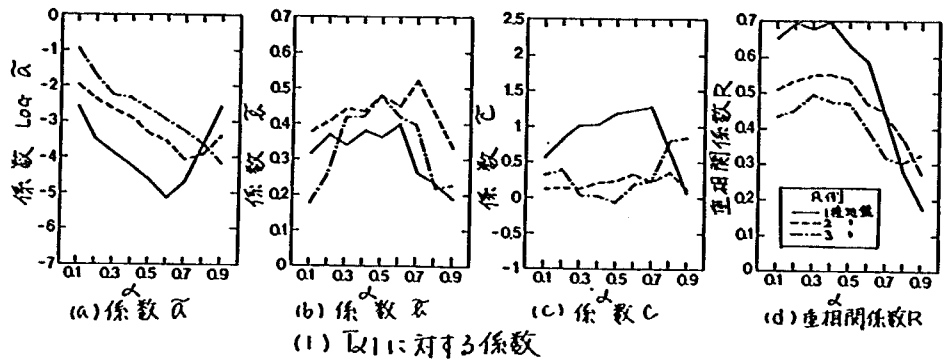


図 7 継続時間 T_{x1} , T_{x2} に対する係数 α , β , γ および重相関係数 R

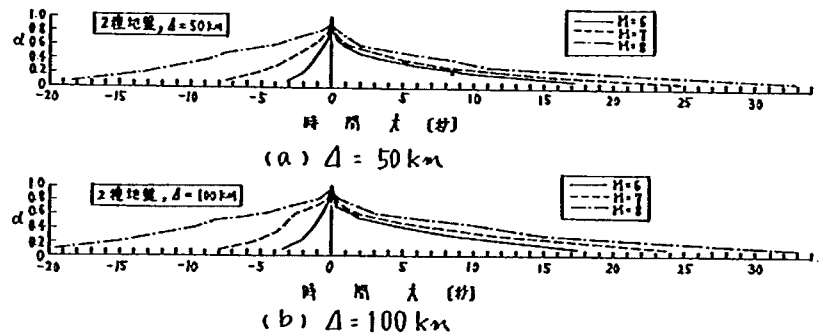


図 8 加速度的継続時間 T_{x1} , T_{x2} に及ぼすマグニチュードの影響 (2 種地盤の場合)

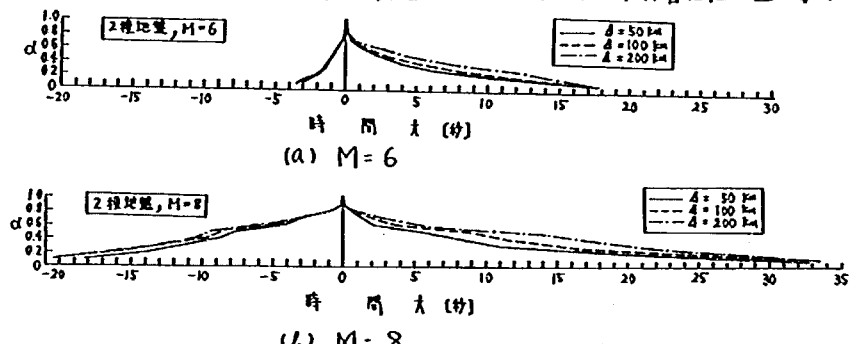


図 9 加速度的継続時間 T_{x1} , T_{x2} に及ぼす震央距離の影響 (2 種地盤の場合)

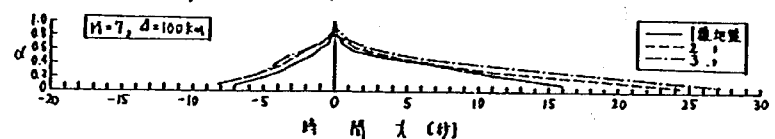


図 10 加速度的継続時間 T_{x1} , T_{x2} に及ぼす地盤種別の影響 (2 種地盤の場合)

(2) 部費，強震観測経費

2. 強震観測

振動研究室	室長	荒川直士 [*]
・	主任研究員	川島一彦 ^{**}
・	研究員	田村敬一
・		相沢 綱
・		高橋和之

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59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156箇所311台（表-2），電磁式強震計は56箇所515成分（表-3）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-4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。

2. 調査目的

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，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の合理化を図るとともに，地震防災対策立案の基礎資料を充実し，もって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ことを目的とする。

3. 調査方法

- (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. 調査結果

4.1 強震観測網の維持点検

今年度は，SMAC型強震計については71地点，141台，電磁式強震計については17地点，140成分の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5台の定期点検も実施した。これら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）と合併して実施した。

* 現 日本道路公団 福岡建設局八代工事事務所 所長
 ** 現 建設省土木研究所 地震防災部耐震研究室 室長

4.2 強震記録の収集および公開

本年度は、表-1に示すように、22地震により177本の強震記録を収集することができた。また、既往の記録の中から合計218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、1981年1月から1982年12月までの強震記録70成分を、土木研究所彙報No.42（土木構造物における加速度強震記録（No.9））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、その他関連事項が含まれている。

5. 今後の課題

(1) 現在までに約1200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、耐震設計で目標とするような大地震による断層近傍の記録が極めて少ない。この原因として、強震観測を本格的に実施した昭和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、比較的発生頻度の高いM6～7クラスの地震を断層直近で捕捉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こゝとがあげられる。したが、て、今後できるだけ早い時期に有効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、てきた。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る。これら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、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である。

(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-4 構造物ごとの強震計設置状況

区 分		SMAC型			電 磁 式	
		設置箇所	台 数		設置箇所	成分数
			地盤	構造物		
橋		99	99	112	11	111
ダム	コンクリート	13	8	14	21	187
	フィルダム	5	1	9	7	57
河川	堤防	8	9	8	4	30
	堰	6	7	7	0	0
構造物予定地点		8	6	2	10	121
下水道		5	7	3	1	3
沈埋トンネル		2	2	4	0	0
地下街路		1	0	3	0	0
その他		9	7	3	2	6
合 計		156	146	165	56	515
			311			

59年3月31日現在

表-1(1) 1983年1月から1983年12月×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	観測No.	最大加速度 (Gal)	HA	U-D	HB	地震No.
1	104	新利根川橋	PI-1	30	44.0	10.0	37.0		83001
2	106	草加高架橋	GR-1	42	40.0	13.0	35.0		
3			PI-1	41	75.0	10.0	110.0		
4	206	小見川大橋	GR-1	30	65.0	10.0	105.0		
5			PI-1	14	80.0	8.0	80.0		
6	617	桐生ダム	DA-2	1	70.0	15.0	50.0		
7			DA-1	1	10.0	5.0	10.0		
8	712	江戸川堤防	GR-1	2	70.0	0.0	55.0		
9			BE-1	2	30.0	10.0	40.0		
10			DK-1	3	30.0	0.0	25.0		
11			GR-1	48	11.0	5.0	16.0		
12	902	西新井橋	PI-1	58	75.0	6.0	61.0		
13	914	八里州地下街	ST-1	3	25.0	18.0	32.0		
14			ST-3	3	0.0	10.0	0.0		
15	915	土木研究所	BI-F	4	50.0	8.0	70.0		
16	1002	東名・富士川橋	GR-1	7	2.0	0.0	2.0		83002
17	1005	姥久保橋	GR-1	8	6.0	2.0	8.0		
18			PI-1	9	40.0	3.0	30.0		
19	1006	鶴川橋	GR-1	10	1.0	0.0	1.0		
20	204	新八幡橋	GR-1	40	2.0	0.0	2.0		
21	109	大平橋	GR-1	3	0.0	0.0	0.0		
22			PI-1	2	8.0	0.0	35.0		
23	204	新八幡橋	GR-1	41	28.0	12.5	31.0		
24	904	新天竜川橋	GR-1	17	60.0	35.0	70.0		
25			GR-1	1	0.0	0.0	0.0		
26	910	駿河大橋	PI-1	1	0.0	0.0	0.0		
27			GR-1	1	142.0	50.0	185.0		83003
28	1001	浜名大橋	PI-1	1	142.0	180.0	35.0		
29			PI-2	1	18.0	12.0	35.0		
30	1003	東名・浜名湖橋	GR-1	1	72.0	18.0	35.0		
31			PI-1	1	215.0	65.0	—		
32	1007	東名・豊川橋	GR-1	3	63.0	18.0	38.0		
33			PI-1	1	170.0	7.0	82.0		
34	1016	愛宕第2号橋	GR-1	1	45.0	5.0	30.0		
35	104	新利根川橋	GR-1	41	10.0	4.0	7.0		83004
36			DA-2	2	55.0	5.0	60.0		
37	617	桐生ダム	DA-1	2	0.0	0.0	0.0		
38			GR-1	8	15.0	6.0	24.0		
39	1002	東名・富士川橋	PI-1	5	10.0	2.0	33.0		83005
40	1014	富士管理事務所	GR-1	1	50.0	10.0	40.0		
41			GR-1	2	42.0	25.0	50.0		
42	107	宝風橋	GR-2	3	90.0	30.0	100.0		
43			PI-1	2	180.0	200.0	80.0		
44	202	魚沼橋	GR-1	18	2.0	1.0	2.0		
45			PI-1	12	9.0	1.0	13.0		
46			GR-1	1	0.0	0.0	0.0		
47	208	三川橋	PI-1	1	0.0	0.0	0.0		
48			GR-1	1	0.0	0.0	0.0		
49	209	瑞光寺橋	PI-1	1	0.0	0.0	0.0		83006
50			GR-1	14	35.0	12.0	27.0		
51	301	雄平橋	PI-1	15	54.0	14.0	68.0		
52	303	河北橋	GR-1	22	19.0	8.0	15.0		
53			GR-1	49	14.0	4.0	12.0		
54	304	伊達橋	PI-1	49	17.0	3.0	19.0		
55	316	津越大橋	GR-1	1	245.0	190.0	270.0		
56			DA-1	2	0.0	0.0	3.0		
57	607	櫛水ダム	DA-2	7	10.0	0.0	10.0		
58			DA-2	2	1.0	0.0	2.0		
59	608	大石ダム	DA-1	2	0.0	0.0	0.0		
60	614	漆沢ダム	DA-2	1	50.0	10.0	50.0		

No.	観測所 No.	観測所名	設置箇所	観測No.	最大加速度 (Gal)	HA	U-D	HB	地震No.
61	614	漆沢ダム	DA-1	1	0.0	0.0	0.0		83006
62	616	御所ダム	DA-1	1	0.0	0.0	0.0		
63			DA-2	1	0.0	0.0	0.0		
64	703	新潟大堰	GR-1	3	15.0	0.0	10.0		
65			ES-1	3	43.0	5.0	15.0		
66			GR-1	2	0.0	0.0	0.0		
67	709	信濃川水門	GR-2	2	0.0	0.0	0.0		
68			GT-1	3	0.0	0.0	0.0		
69	903	昭和大橋	GR-1	9	9.0	3.0	12.0		
70			PI-1	16	30.0	3.0	25.0		
71	1307	七峰橋	GR-1	4	266.0	86.0	250.0		
72			PI-1	1	—	102.0	193.0		
73	1317	広尾橋	GR-1	2	15.0	0.0	25.0		
74			AB-1	2	5.0	0.0	30.0		
75	1318	上島崎橋	GR-1	1	120.0	40.0	130.0		83007
76			PI-1	1	300.0	50.0	280.0		
77	1320	和歌IC	GR-1	2	0.0	0.0	0.0		
78	1302	千代田橋	GR-1	18	59.0	9.0	51.0		
79			GR-1	3	100.0	30.0	110.0		
80	1317	広尾橋	AB-1	3	30.0	10.0	50.0		
81	316	津越大橋	GR-1	4	90.0	32.0	35.0		
82	316	津越大橋	GR-1	13	105.0	42.0	85.0		
83	1307	七峰橋	GR-1	5	324.0	132.0	189.0		
84			PI-1	2	—	67.0	—		
85	1318	上島崎橋	GR-1	2	125.0	32.0	100.0		
86			PI-1	2	300.0	65.0	158.0		
87			DA-1	9	0.0	0.0	0.0		83010
88	607	櫛水ダム	DA-2	8	30.0	15.0	40.0		
89			DA-2	3	7.0	—	10.0		
90	617	桐生ダム	DA-1	3	0.0	0.0	—		
91	907	平大橋	GR-1	134	66.0	28.0	62.5		
92			AB-1	50	60.0	20.0	37.0		
93	101	新島新橋	PI-1	16	23.0	2.0	19.0		
94	104	新利根川橋	GR-1	43	12.0	4.0	10.0		
95	113	平知橋	GR-1	4	23.0	0.0	25.0		
96	204	新八幡橋	GR-1	42	4.0	5.0	6.0		
97	503	鶴川橋	GR-1	43	39.0	9.0	24.0		
98			DA-1	4	0.0	0.0	0.0		
99	617	桐生ダム	DA-2	4	0.0	0.0	0.0		
100			GR-1	49	70.0	10.0	72.0		83011
101	902	西新井橋	PI-1	59	16.0	2.0	7.0		
102	904	新天竜川橋	GR-1	18	0.0	0.0	0.0		
103			PI-1	12	25.0	2.0	48.0		
104	908	朝比奈川橋	GR-1	1	0.0	0.0	0.0		
105	910	駿河大橋	PI-1	2	0.0	0.0	0.0		
106	914	八里州地下街	ST-1	4	10.0	7.0	12.0		
107			GR-1	2	5.0	0.0	10.0		
108	1001	浜名大橋	PI-1	2	40.0	40.0	20.0		
109			PI-2	2	5.0	0.0	20.0		
110	1002	富士川橋	GR-1	9	14.0	3.0	14.0		
111			PI-1	6	16.0	6.0	23.0		
112	1004	境川橋	GR-1	10	75.0	29.0	71.0		
113			PI-1	10	220.0	41.0	150.0		
114	1005	姥久保橋	GR-1	9	63.0	15.0	52.0		83011
115			PI-1	10	200.0	15.0	48.0		
116	1006	鶴川橋	GR-1	11	130.0	33.0	125.0		
117	1009	酒匂川橋	GR-1	5	145.0	130.0	160.0		
118			PI-1	9	338.0	128.0	420.0		
119	1014	富士管理事務所	GR-1	2	50.0	16.0	35.0		
120	1017	成瀬川	GR-1	1	280.0	92.0	220.0		

表-1 (2) 1983年1月から1983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	設置面 図形名	最大 記録値	最大 加速度 (g)	地震 No
121	1013	由良地区	GR-1	1	22.0	7.0
122	306	妙見橋	GR-1	11	32.0	15.0
123			PL-1	20	28.0	8.0
124	311	豊浜大橋	GR-1	13	2.0	0.0
125			PI-1	13	12.0	0.0
126	318	新田大橋	GR-1	3	14.0	0.0
127			PI-1	1	76.0	0.0
128	502	関門架橋	GR-M	5	8.0	8.0
129			GR-M	6	16.0	14.0
130			GR-S	6	5.5	4.0
131	615	島地川ダム	GR-1	1	0.0	0.0
132			DA-1	1	9.0	25.0
133	618	柳瀬ダム	GR-1	1	12.0	12.0
134			DA-1	1	25.0	9.0
135	710	太田川堤防	GR-1	1	95.0	10.0
136			BK-1	1	0.0	0.0
137	1011	市糸川橋	PI-1	1	50.0	30.0
138			AB-1	1	0.0	0.0
139	501	石見	GR-1	2	0.0	0.0
140	503	下三島	GR-1	3	35.0	9.0
141	504	地門	GR-1	1	6.0	3.0
142	607	柳水ダム	DA-2	9	14.0	10.0
143			GR-1	135	15.0	16.0
144	907	平大橋	AB-1	51	9.0	9.0
145	101	新葛飾橋	GR-1	48	1.0	0.0
146			PI-1	17	2.0	0.0
147	104	新利根川橋	GR-1	43	6.0	3.0
148	204	小見川大橋	GR-1	31	30.0	0.0
149			DA-2	5	80.0	0.0
150	617	桐生ダム	DA-1	5	0.0	0.0
151	101	新葛飾橋	GR-1	47	8.0	3.0
152			PI-1	12	8.0	0.0
153	206	小見川大橋	GR-1	32	25.0	0.0
154			DA-2	6	50.0	0.0
155	617	桐生ダム	DA-1	6	0.0	0.0
156	712	三井川堤防	BK-1	4	22.0	0.0
157	915	土木研究所	BLF	5	30.0	0.0
158	305	落石橋	GR-1	11	7.0	3.0
159	306	妙見橋	GR-1	12	30.0	6.0
160	505	岩手州	GR-1	5	25.0	13.0
161	505	岩手州	GR-1	6	35.0	15.0
162	607	柳水ダム	DA-2	10	2.0	0.0
163	204	新八幡橋	GR-1	43	3.0	2.0
164	904	新子見川橋	GR-1	19	0.0	0.0
165			GR-1	3	110.0	10.0
166	1001	浜名大橋	PI-1	3	110.0	100.0
167			PI-2	3	30.0	5.0
168	1007	東名・豊川橋	GR-1	3	40.0	3.0
169			PI-1	2	50.0	12.5
170	617	桐生ダム	DA-1	7	0.0	0.0
171			DA-2	7	10.0	0.0
172	101	新葛飾橋	GR-1	50	6.0	2.0
173			PI-1	19	2.0	0.0
174	206	小見川大橋	GR-1	33	20.0	0.0
175	501	富津岬	GR-1	110	5.0	0.0
176	503	観音岬	GR-1	44	13.0	3.0
177	101	新葛飾橋	PI-1	20	0.0	0.0

表-1 (3) 地震諸元の一覧表

地震No	地震名	地震の諸元				
		年・月・日・時:分	経度	緯度	Δ(km)	M
83001	関東北部	1983. 2. 27, 21:14	140°09'	35°56'	72	6.0
83002	中部地方北西沿岸	" 3. 06, 06:32	136°02'	35°42'	8	5.0
83003	中部地方南岸	" 3. 16, 02:27	137°37'	34°41'	40	5.7
83004	関東北部	" 4. 24, 20:21	139°56'	36°01'	55	4.4
83005	中部地方南岸	" 4. 29, 22:39	138°48'	35°13'	2	4.7
83006	東北地方北部西方沖	" 5. 26, 12:00	138°05'	40°21'	14	7.7
83007	北海道南岸	" 5. 30, 5:54	143°35'	42°36'	84	5.7
83008	東北地方北部西方沖	" 6. 09, 21:49	138°54'	40°13'	23	6.1
83009	東北地方北部西方沖	" 6. 21, 15:25	139°00'	41°16'	6	7.1
83010	東北地方南部東方沖	" 7. 02, 07:04	141°12'	36°54'	54	5.8
83011	関東・中部境界	" 8. 08, 12:48	139°02'	35°31'	22	6.0
83012	瀬戸内海西部海域	" 8. 26, 05:24	131°36'	33°33'	116	6.8
83013	関東地方東方沖	" 9. 02, 12:06	141°01'	36°40'	49	5.2
83014	茨城県南西部	" 10. 15, 11:58	139°53'	36°05'	60	4.8
83015	茨城県南西部	" 10. 28, 10:50	139°59'	36°13'	60	5.2
83016	鳥取県沿岸	" 10. 31, 01:51	133°56'	35°24'	10	6.2
83017	鳥取県沿岸	" 10. 31, 01:55	133°59'	35°26'	10	5.7
83018	福島県沖	" 11. 16, 19:44	141°36'	37°20'	50	5.3
83019	静岡県西部沿岸	" 11. 24, 10:23	137°42'	34°43'	40	5.2
83020	茨城県南西部	" 12. 11, 04:53	140°08'	36°15'	60	4.3
83021	銚子付近	" 12. 30, 11:30	140°43'	35°41'	50	5.4
83022	銚子付近	" 12. 30, 13:59	140°48'	35°42'	60	5.2

表-2 SMAC型強震計設置一覽表 (昭和59年3月末現在)

建設省土木研究所(1980.3.31現在)

№	施設名	型式	台数	設置箇所	品名	維持管理	設置年月	地	施設名	型式	台数	設置箇所	品名	維持管理	設置年月
1	国道一								2	国道二					
101	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-3	801	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-8
102	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-3	802	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-8
103	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-3	803	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-8
104	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-3	804	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-8
105	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-3	805	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-8
106	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-3	806	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-8
107	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-3	807	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-8
108	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-3	808	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-8
109	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-3	809	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-8
110	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-3	810	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-8
111	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-3	811	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-8
112	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-3	812	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-8
113	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-3	813	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-8
114	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-3	814	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-8
115	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-3	815	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-8
2	国道二								3	国道三					
201	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3	901	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3
202	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3	902	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3
203	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3	903	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3
204	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3	904	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3
205	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3	905	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3
206	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3	906	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3
207	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3	907	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3
208	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3	908	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3
209	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3	909	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3
210	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3	910	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	40-3
3	地方道路								4	地方道路					
301	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1001	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
302	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1002	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
303	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1003	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
304	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1004	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
305	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1005	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
306	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1006	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
307	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1007	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
308	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1008	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
309	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1009	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
310	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1010	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
311	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1011	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
312	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1012	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
313	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1013	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
314	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1014	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
315	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1015	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
316	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1016	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
317	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1017	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
318	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1018	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
319	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1019	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
320	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1020	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
321	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1021	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
322	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1022	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
323	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1023	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
324	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1024	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
325	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1025	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
326	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1026	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
327	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1027	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
328	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1028	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
329	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1029	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
330	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12	1030	新大橋	B2	2	地盤・橋脚	新大橋	国土	41-12
4	有料道路								5	有料道路					
401	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	39-9	1301	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	39-9
402	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	39-9	1302	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	39-9
403	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	39-9	1303	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	39-9
5	道路整備								6	道路整備					
501	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-10	1304	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-10
502	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-10	1305	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-10
503	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-10	1306	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-10
504	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-10	1307	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-10
505	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-10	1308	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	40-10
6	河川整備								7	河川整備					
601	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1309	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
602	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1310	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
603	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1311	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
604	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1312	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
605	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1313	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
606	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1314	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
607	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1315	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
608	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1316	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
609	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1317	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
610	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1318	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
611	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1319	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
612	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1320	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
613	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1321	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
614	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1322	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
615	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1323	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
616	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1324	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
617	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1325	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
618	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1326	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
619	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1327	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
620	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8	1328	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	36-8
7	治水								8	治水					
701	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3	1401	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3
702	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3	1402	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3
703	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3	1403	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3
704	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3	1404	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3
705	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3	1405	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3
706	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3	1406	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3
707	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3	1407	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3
708	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3	1408	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3
709	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3	1409	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3
710	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3	1410	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3
711	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3	1411	新大橋	B2	1	地盤	新大橋	国土	41-3
712	新大橋	B													

表-3 電磁型強震計設置位置一覽表

(昭和59年3月末現在)

施設名	型式	成分数	設置場所	担当者	維持管理	設置年月
1. 国道一環						
5101 新大阪野川橋	電磁式	12	國 道 (12)	宮 城	国土工事事務所	48-12
2. 国道二環						
3. 地方道路						
5301 厚 岸 大 橋	電磁式	10		北 海 道	北 海 道 庁	46-12
4. 有料道路						
5401 足 利 湖 大 橋	電磁式	6	足利湖(1), 足利湖(2)	滋 賀	大津土木事務所	38-12
5. 道路金網						
5501 京 津 公 道	地中式	9	0mC, -70mC, -110mC	千 葉	東京西岸道路局工事課	45-12
5502 厚 島 公 道	地中式	12	0mC, -27mC, -67mC, -127mC	神 奈 川		45-12
5503 厚 島 公 道	地中式	9	0mC, -80mC, -120mC			46-12
5504 厚 島 公 道	地中式	12	0mC, -22mC, -43mC, -88mC	大 阪	阪神国道工事事務所	49-3
5505 厚 島 公 道	地中式	12	0mC, -15mC, -38mC, -150mC	神 奈 川	東京西岸道路局工事課	49-3
5506 金 網 公 道	地中式	9	0mC, -45mC, -114mC	愛 知	名古屋国道工事事務所	
5507 厚 島 公 道	地中式	15	0mC, -28mC, -61mC, -71mC, -120mC	大 阪	阪神国道工事事務所	
6. 河川						
5601 瀬 田 ダム	電磁式	6	天端C, 岩盤C	岩 手	管 理 所 (建)	40-12
5602 岩 手 ダム	電磁式	6	天端C, 岩盤C	秋 田	管 理 所 (建)	38-12
5603 鳴 子 ダム	電磁式	8	天端C, 岩盤C, 監査C	宮 城	管 理 所 (建)	48-12
5604 川 俣 ダム	電磁式	13	支持体内C, ゲートC, 監査C	栃 木	管 理 所 (建)	49-12
5605 室 敷 ダム	電磁式	9	岩盤C, 堤体内C	山 口	管 理 所 (建)	36-12
5606 越 前 山 ダム	電磁式	12	岩盤C, 天端C, BIFC	岐 阜	管 理 所 (建)	37-12
5607 天 ヶ 崎 ダム	電磁式	12	岩盤C, 堤体内C	京 都	管 理 所 (建)	39-12
5608 越 前 山 ダム	電磁式	5	堤体内C	京 都	管 理 所 (建)	32-12
5609 四 十 四 田 ダム	電磁式	12	監査C, 堤体内C, マンホールC	岩 手	管 理 所 (建)	32-12
5610 厚 島 公 道	電磁式	10	監査C, 堤体内C	石 川	管 理 所 (建)	43-12
5611 矢 作 ダム	電磁式	14	天端C, 堤体内C, 天端C	愛 知	管 理 所 (建)	45-12
5612 釜 戸 ダム	電磁式	6	岩盤C, 天端C	宮 城	管 理 所 (建)	45-12
5613 郡 下 下 谷 ダム	地中式	6	-5mC, 天端C	千 葉	千 葉 関 関 庁	48-12
5614 郡 下 下 谷 ダム	電磁式	8	地盤C(1), 天端C	大 分	管 理 所 (建)	46-12
5615 郡 下 下 谷 ダム	電磁式	3	監査C(1)	群 馬	管 理 所 (建)	48-12
5616 阿 蘇 立 野 ダム	電磁式	3	地盤C	熊 本	熊 本 工 事 所	50-12
5617 白 川 ダム	電磁式	12	監査C, 天端C, 法面C, 堤体内C	山 形	管 理 所 (建)	54-12
5618 舞 所 ダム	電磁式	27	監査C, 天端C, 法面C, コアC, 地盤C	岩 手	管 理 所 (建)	55-10
5619 石 川 湖 ダム	電磁式	6	岩盤C, 天端C		管 理 所 (建)	55-2
5620 田 代 湖 ダム	電磁式	6	監査C, 天端C		管 理 所 (建)	55-3
5621 野 村 ダム	電磁式	6	岩盤C, 天端C	愛 媛	ダム工事事務所	55-3
5622 美 和 ダム	電磁式	3	堤体内C	長 野	管 理 所 (建)	53-8
5623 小 沢 湖 ダム	電磁式	6	堤体内C, 岩盤C		管 理 所 (建)	53-8
5624 石 手 川 ダム	電磁式	3	監査C	愛 媛	管 理 支 所 (建)	56-3
5625 五十里 ダム	電磁式	3	監査C	栃 木	管 理 支 所 (建)	55-3
7. 治水						
5701 豊 川 放 水 路 堤	電磁式	4	上手C, 下手C	愛 知	自 衛 工 事 所	41-12
8. 海 岸 防 護						
5801 大 矢 野 島	電磁式	3	地盤C	熊 本	熊 本 工 事 所	48-12
9. 土木研究所						
5901 利 根 川 堤 防	電磁式	8	堤防C, 堤体内C	千 葉	土 木 研 究 所	43-12
5902 荒 川 堤 防	電磁式	9	堤防上部C, 中部C, 下部C	東 京		48-12
5903 荒 川 堤 防	電磁式	9		大 阪		49-12
10. 日本道路公団						
6001 尾 道 大 橋	電磁式	11	地盤C, 主塔C, 主脚C	広 島	日 本 道 路 公 団	43-4
6002 境 水 道 大 橋	電磁式	11	地盤C, 地中C, 橋脚C	鳥 取		47-7
6003 神 門 大 橋	電磁式	31	地中, 主塔	福 岡		49-3
6004 広 島 大 橋	電磁式	10	地盤C, 橋脚C, ケーソンC	広 島		49-5
11. 北海道開発局						
6301 釧 路 海 堤	地中式	4	-2mC, -40mC	北 海 道	北 海 道 開 発 局	46-12
6302 釧 路 海 堤	地中式	4	-2mC, -40mC			46-12
6303 釧 路 (新開港線)	電磁式	9	地盤C, -53mC, 鋼台C			48-11
6304 釧 路 平 野 ダム	電磁式	15	ギャラリ内(3@3), ダム法面(2@3)			47-9
6305 大 沼 ダム	電磁式	12	ギャラリ内C, 天端C, 堤体内C			49-11
6306 大 沼 ダム	電磁式	12	本体(1, 2, 中, 頂), 法面土	北 海 道	北 海 道 開 発 局	54-11
6307 大 沼 ダム	地中式	3	-40mC			54-12
12. 水資源開発公団						
6401 阿 木 川 ダム	電磁式	3		秋 田	水 資 源 開 発 公 団	47-12
13. 本州四国連絡公団						
6501 聖 水 (本州四国)	地中式	16	-5mC, -20mC, -60mC, -250mC	兵 庫	本 州 四 国 連 絡 公 団	47-12
6502 聖 水 (本州四国)	地中式	15	-5mC, -20mC, -35mC, -55m	香 川		48-12
6503 今 治 (本州四国)	地中式	12	-5mC, -20mC, -40mC	愛 媛		48-3
14. F 水道部						
6601 花 畑 雨 水 幹 線	地中式	3		東 京	東 京 都 下 水 道 局	52-3

(3) 部費，強震観測経費

1. 高密度強震観測

振動研究室 室 長 荒川直士^{*}
 " 主任研究員 川島一彦^{**}
 " 研究員 田村敬一
 " 相沢 興
 " 高橋和久

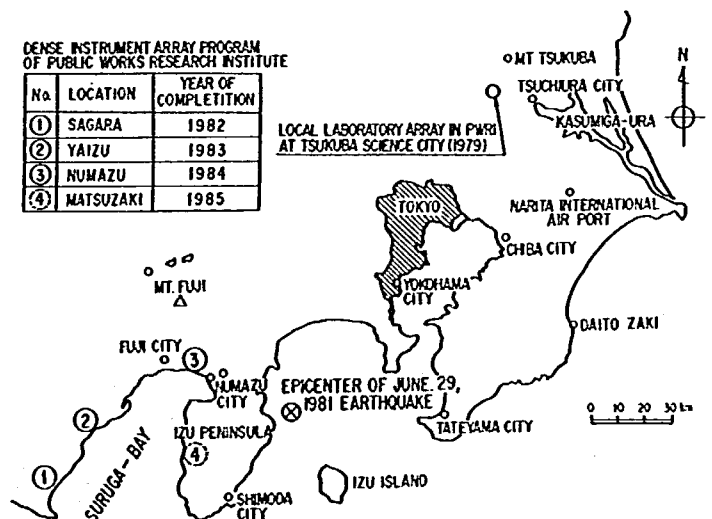
1. まえがき

既往の強震観測記録の解析結果によれば，構造物の耐震設計に重要な周期範囲の地震動特性は，地震の発震機械，震源から観測地点までの伝播経路の特性および観測地点付近の局所的な（10m～1km程度の範囲）地形・地盤条件の3者に強く影響されることが明らかになっている。このうち，地震動に及ぼす局所的な地形・地盤条件の影響の解明は，既往の地震被害が地形・地盤条件の変化部に，多く発生している事実から工学的には，最も重要な研究課題の1つである。しかしながら，上記諸要因と地震動特性との関係を把握するためには，これまでのように散在する観測点による観測では不十分であり，特定地域に多数の強震計を系統的に配置する高密度強震観測が必要とされている。

このような背景のもとに，土木研究所では地震動に及ぼす地形・地盤条件の影響の解明を図るため図-1に示すように昭和56年度を初年度とする4箇年で静岡県駿河湾に沿った相良地区，焼津地区，沼津地区，松崎地区の4箇所に高密度強震観測場の建設を進めてきている。本年度は，沼津地区の高密度強震観測場の設置を完了し，59年3月22日から観測を開始するとともに，相良地区および焼津地区の定期点検を実施した。また，次年度に松崎地区に設置予定の強震計の一部を購入し，設置地点を調査して次年度に備えた。

2. 観測目的

地震動に及ぼす局所的な地形・地盤条件の影響を解明し，三次元的な地盤の振動特性を明らかにすることにより，今後，建設が計画されている吊橋，長大沈埋トンネルをはじめとし，都市施設，河川施設，道路施設等広がりを持った構造物の耐震設計の合理化に資することを目的とする。



3. 観測方法および記録の利用方法

地上および地中に，複数の地震計を

図1 駿河湾沿岸における高密度強震観測計画

* 現 日本道路公団 福岡建設局八代工事事務所 所 長
 ** 現 建設省土木研究所 地震防災部耐震研究室 室 長

設置し、時間の同時性を持った記録の採取（高密度強震観測）を図る。また、この記録を体系的に解析することにより、水平および鉛直方向への地震動の伝播特性を把握し、地震時に地盤に生じるひずみ、地震動の相対的な空間分布を明らかにするとともに、このような特性が構造物の振動応答に及ぼす影響の解明を図る。また、観測施設の維持点検整備を実施する。

4. 沼津地区における高密度強震観測

4.1 高密度強震観測場の概要

沼津地区における高密度強震観測場の配置は図2に示すとおりである。本地区は沼津市と富士市の間に位置し、駿河湾に沿って東西に細長く伸びる浮島ヶ原を南北に横断する愛鷹山の山裾から千本松原の砂州・砂丘に至る地盤条件の変化する方向の測線を中心としている。浮島ヶ原の表層部は一般に10～15mの厚さで有機質土でおおわれており、その下には砂礫・海成砂・シルトの互層、さらにその下には海成砂層が厚く堆積している。基盤は愛鷹山麓をつくる凝灰角礫岩で、東田子の浦付近では地表面下160mあたりに存在するとされている。本年度、強震計の設置に際して4地点で地盤のボーリング調査を実施し、そのデータと既往のボーリング試料をもとにして沼津地区の地盤構成を示すと図3のようになる。

以上のような地形・地盤条件を考慮して、図2に示したように、愛鷹山の山裾から千本松原に至るNo⑤-⑭-④-⑬-③-⑩-②-⑥-①と、これに直交するNo⑦-⑧-②-⑨の2測線を中心とし、さらにNo⑪、⑫を合わせた合計14地点、からなる観測網を設けた。このうち、No⑭地点では、地表面下10mの砂礫層に地中地震計を設置した。また、No③地点では、地表の他に地表面下30m、10mの2箇所、No⑬地点およびNo⑪地点では、地表の他に地表面下30mに地中地震計を配している。なお、No①、②、③⑤地点では昭和54年度、また、No④地点では昭和55年度から観測を行っている。



図2 沼津地区の高密度強震観測場

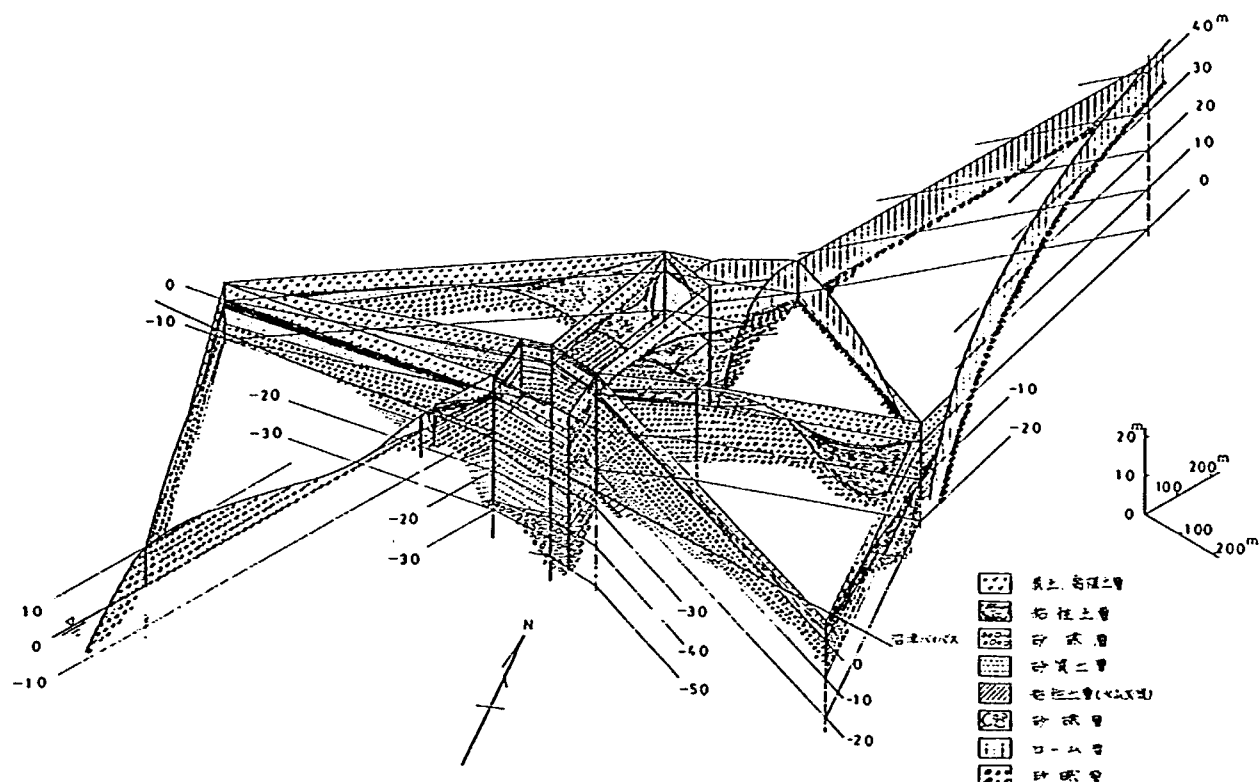


図3 沼津地区高密度強震観測場の地盤構成

4.2 観測機器

観測には、昭和54・55年度に設置(No①～⑤)地点の計5台)したDSA-1型と本年度設置(No⑥～⑭)地点および地中地震計4台の計13台)したSAMTAC-17S型の2種類のデジタル強震計を用いている。DSA-1型強震計は米国キネメトリックス社製であり、SAMTAC-17S型強震計は、建設省建設技術評価制度に基づき開発された普及型強震計を本観測の目的に合致するように一部仕様を変更したもので、強震計の主な仕様は表1のとおりである。本観測では、強震計相互に時刻の同時性を確保することが最も重要であるため、各強震計はタイムコードジェネレータにより起動後の絶対時刻を記録するようになっている。

表1 強震計の主要仕様

		SAMTAC-17S	DSA-1
換振部	タイプ	速度増選型サポーター加速度計	変位増選型サポーター加速度計
	フルスケール	±1,000gal	±1,000gal
	固有振動数	5Hz	50Hz
起動部	減衰定数	240	0.7
	感振方向	上下成分	上下成分
	起動加速度	5gal(可変)	10gal
記録部	方式	デジタル(16ビット)	デジタル(12ビット)
	成分数	信号3, 時間1, 計4	信号3, タイムコード1, 計4
	テープ	デジタルカセットテープ	デジタルカセットテープ
	ダイナミックレンジ	96dB	66dB
	サンプリングタイム	1/200秒	1/200秒
	記録時間	約30分	約20分
	遅延時間	5秒	—
タイムコード	時計精度	10 ⁻⁷	10 ⁻⁶
	自動時刻校正	NHK時報は海正時に校正	JYY信号により6秒ごとに校正

4.3 既設置地区の維持点検

既に設置が完了している相良地区および焼地区での正常な観測体制を維持するために定期点検を行った。これによる強震計の調整・修理を加えることにより観測体制を維持することができた。

5. 観測記録例

観測記録の一例として、昭和58年3月16日に発生した静岡県西部を震源とする地震(マ

グニチュード5.6)により, 相良地区(図4参照)において得られた記録を紹介する。図5は, 記録波形の一例としてNo.1地点, およびNo.5地点(図4)における加速度波形を示したものであり, 表2は各地点での最大加速度を示したものである。表1および図5からわかるように, 表2 最大加速度の一覧
丘陵上で相良層の露出するNo.1地点および砂丘上のNo.9地点では, 他の地点に比較して相対的に最大加速度が小さくなっている。次に, No.1~5地点の記録から加速度応答スペクトルを求めると図6のようになり, 各地点ごとの応答スペクトルを比較するためにNo.1地点を基準にしたスペクトル比を求めると図7のようになる。これより, No.2,3地点のスペクトル比(増幅率)は, No.4,5地点より大きいこと, また, 増幅率が大きい固有周期は, 南北成分では0.5秒付近であるのに対し, 東西成分では0.15秒および0.7秒付近であることがわかる。

No.	観測所	最大加速度(g)		
		南北成分	東西成分	上下成分
1	相良	11.2	25.1	8.0
2	相良	27.8	41.8	-
3	相良	35.1	48.1	1.0
4	相良	29.1	31.0	3.0
5	相良	25.0	27.2	12.6
6	相良	22.1	31.6	8.0
7	相良	37.6	-	2.6
8	相良	32.0	31.2	13.2
9	相良	26.1	24.3	5.0
10	相良	43.2	49.0	11.2

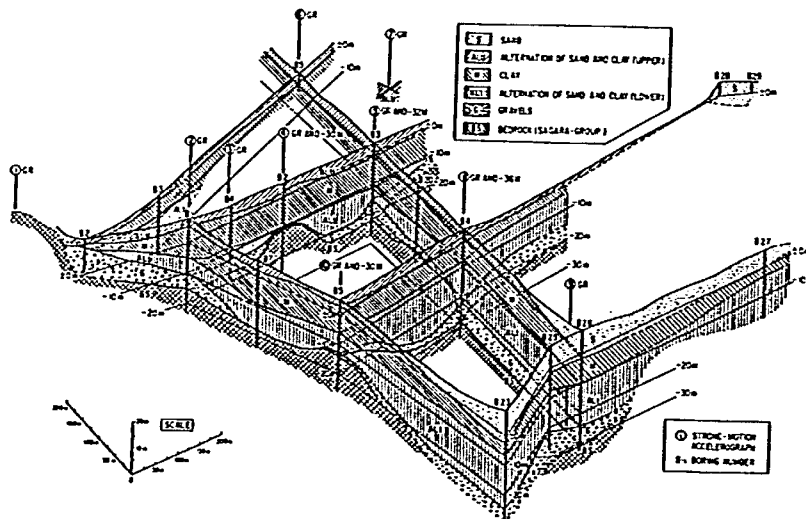


図4 相良地区の地盤構成と観測地点(地表10箇所, 地中4箇所)

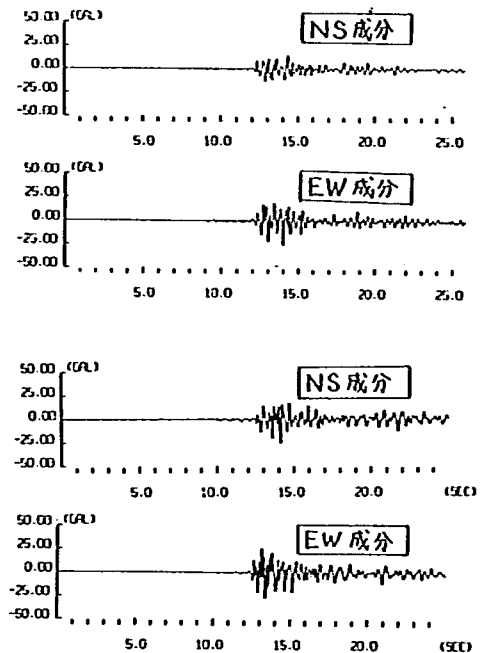
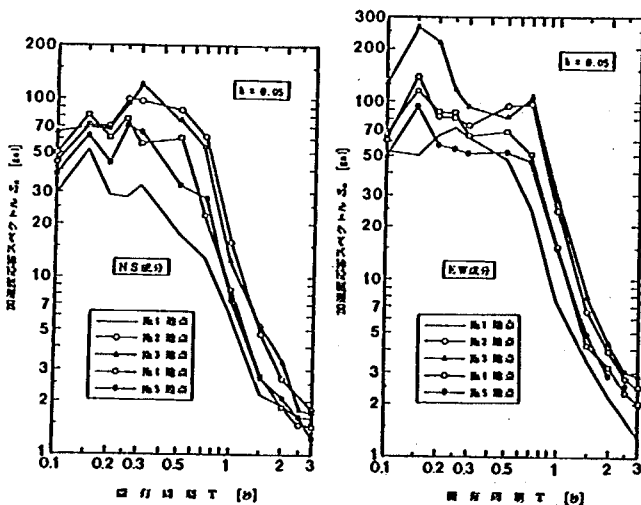
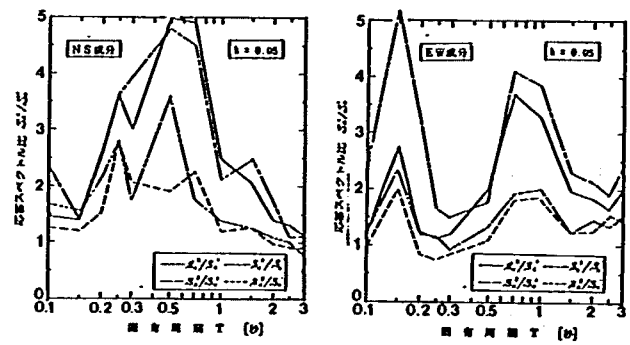


図5 記録波形の一例



(a) 南北成分 (b) 東西成分

図6 加速度応答スペクトル



(a) 南北成分 (b) 東西成分

図7 加速度応答スペクトル比

(4) 河川総合

6. ダムの耐震設計法に関する調査

6.3 ダム構造物の設計合理化

6.3.1 硬質地盤における地震動特性に関する調査

振動研究室	室長	荒川直士 [*]
〃	主任研究員	川島一彦 ^{**}
〃		相沢興
〃		高橋和久

1. まえがき

土木構造物に対する設計地震力に関する調査研究は、道路施設に対しては昭和40年代から実施されており、その成果の一部は、すでに道路橋等を始めとする設計基準に取り入れられている。しかし、これらは主として第4紀沖積世を中心とする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らの成果を適用することはできない。

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所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7地点について、計器の定期点検補正を実施するとともに、昨年度の最大地震動(最大加速度、最大速度、最大変位)の予測式の検討をもとに岩盤上の加速度応答スペクトルの予測式を開発した。

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に関する定量的情報を蓄積し、岩盤上の地震動特性の解明を図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、岩盤上の地震動特性の把握

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59年3月現在のダム施設の強震計設置状況を図1および表1に示す。強震計には、機械式

* 現 日本道路公団 福岡建設局八代工事事務所 所長
** 現 建設省土木研究所 地震防災部耐震研究室 室長

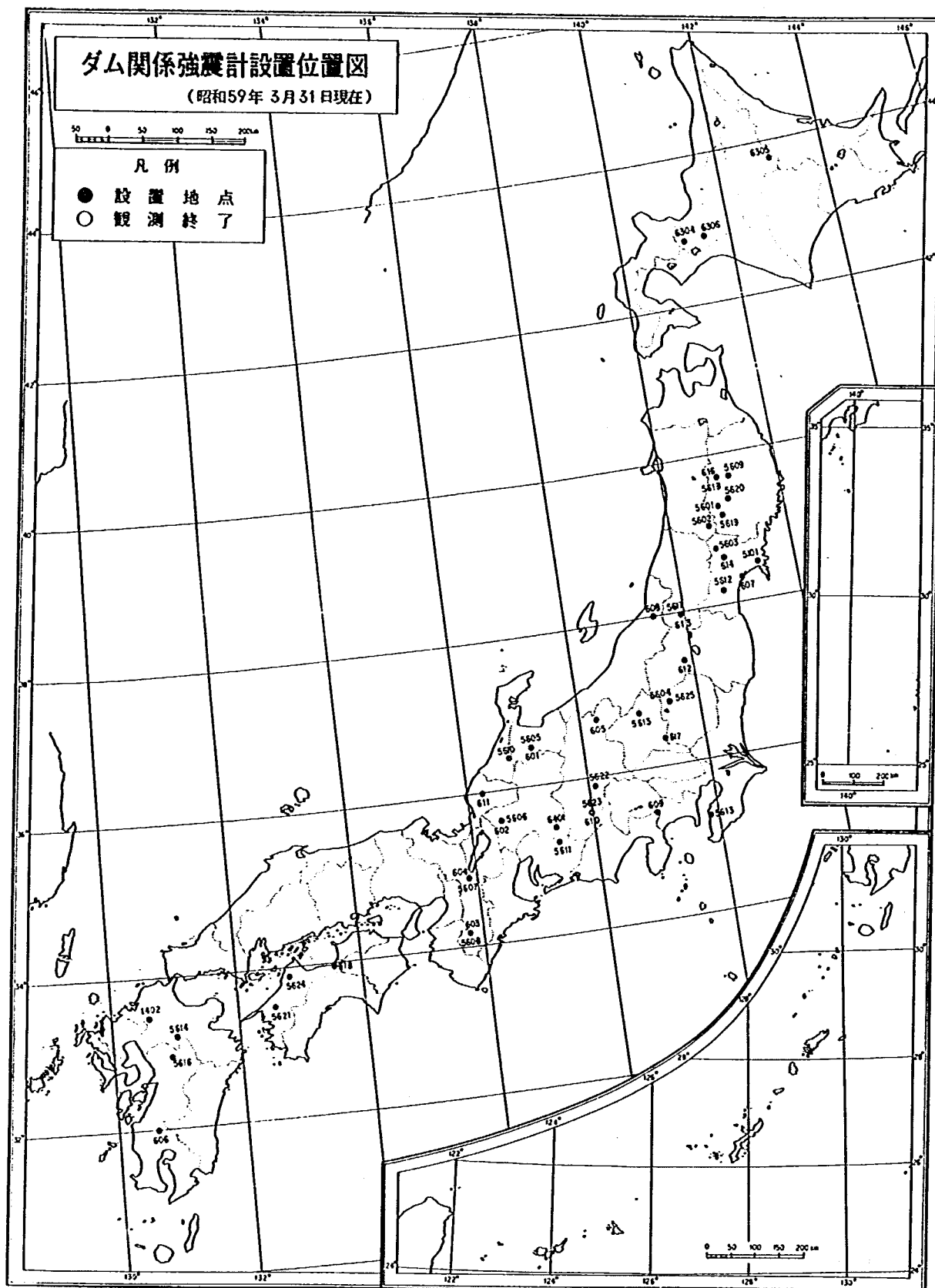


図-1 ダムに対する強震計設置状況図

(SMAC型)と電磁式があり, それぞれ, 18箇所(34台)および28箇所(243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8地点の定期点検補正を地方建設局から依頼されたダムの強震計の点検補正(SMAC型強震計9地点, 17台および電磁式強震計17地点, 140成分)と合わせて実施した。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箇所, 40年代9箇所, 50年代9箇所)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。

表-1 ダムに対する強震計設置状況一覧表(昭和59年3月31日現在)

S M A C 型 強 震 計 設 置 一 覧 表							電 磁 式 強 震 計 設 置 一 覧 表						
No	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	No	観測所名	成分数	ダムの 型 式	県 名	維 持 管 理
601	室牧ダム	B ₂	1	A	堤 体	富 山	県) 室牧ダム管理所	5601	湯田ダム	6	A	岩 手	建) 湯田ダム管理所
602	横山ダム	B ₂ ・Q	3	G	地盤・堤体 (2)(1)	岐 阜	建) 横山ダム管理所	5602	皆瀬ダム	6	F	秋 田	建) 皆瀬ダム管理事務所
603	猿谷ダム	A	1	G	地 盤	奈 良	建) 猿谷ダム管理所	5603	鳴子ダム	10	A	宮 城	建) 鳴子ダム管理所
604	天ヶ瀬ダム	B ₂	1	A	堤 体	京 都	建) 天ヶ瀬ダム管理所	5604	川俣ダム	13	A	栃 木	建) 川俣ダム管理所
605	姫花ダム	B ₂ ・D	2	A	地盤・堤体	長 野	県) 姫花ダム管理所	5605	室牧ダム	9	A	富 山	県) 室牧ダム管理事務所
606	鶴田ダム	D	2	G	"	鹿児島	建) 鶴田ダム管理所	5606	横山ダム	12	H	岐 阜	建) 横山ダム管理所
607	樽水ダム	E ₂	2	F	堤体(頂底)	宮 城	県) 水ダム管理所	5607	天ヶ瀬ダム	12	A	京 都	建) 天ヶ瀬ダム管理支所
608	大石ダム	E ₂	3	G	地盤・堤体 (頂・底)	新 潟	建) 大石ダム工事事務所	5608	猿谷ダム	5	G	奈 良	建) 猿谷ダム管理所
609	三保ダム	Q	2	F	地盤・堤体	神奈川	県) 三保ダム "	5609	四十四田ダム	12	G・F	岩 手	建) 四十四田ダム事務所
610	小沢ダム	昭和56年9月観測終了				長 野	建) 小松ダム管理所	5610	川ダム	10	G	石 川	県) 川ダム管理事務所
611	真名川ダム	E ₂	2	A	堤体(頂・底)	福 井	建) 真名川ダム工事事務所	5611	矢作ダム	14	H	愛 知	建) 矢作ダム管理所
612	大川ダム	Q	1	G	地 盤	福 島	建) 阿賀川工事事務所	5612	釜房ダム	6	G	宮 城	建) 釜房ダム管理所
613	白川ダム	Q	2	F	本体(底・頂)	山 形	建) 白川ダム工事事務所	5613	群ダム(地中)	9	F	千 葉	千葉県開発庁
614	漆沢ダム	Q	2	F	本体(底・頂)	宮 城	県) ダム管理所	5614	松原・下釜ダム	8	A	大 分	建) 松原下釜ダム管理所
615	島地川ダム	Q	2	G	堤頂・岩盤	山 口	建) 島地川ダム管理所	5615	阿木川ダム	3	F	岐 阜	水資源開発公団
616	御所ダム	Q	2	G・F	堤頂・岩盤 キャラリー	岩 手	建) 御所ダム管理所	5616	藤原ダム	3	A	群 馬	建) 藤原ダム管理所
617	駒生川ダム	E ₂	2	G	堤体(頂・底)	群 馬	県) 駒生土木事務所	5617	白川ダム	6	F	山 形	建) 白川ダム工事事務所
618	柳瀬ダム	Q	2	G	堤頂・岩盤 キャラリー	愛 媛	建) 柳瀬ダム管理所	5618	御所ダム	27	G・F	岩 手	建) ダム工事事務所
1402	寺内ダム	E ₂	2	F	堤頂・岩盤 キャラリー	福 岡	水資源開発公団	5619	石ダム	6	F	"	建) ダム管理所
								5620	田瀬ダム	6	G	"	建) ダム管理所
								5621	野村ダム	6	G	愛 媛	建) ダム工事事務所
								5622	美和ダム	3	G	長 野	建) ダム管理所
								5623	小沢ダム	6	A	"	建) ダム管理所
								5624	石手川ダム	3	G	愛 媛	建) ダム管理支所
								5625	五十里ダム	3	G	栃 木	建) ダム管理支所
	A:アーチ							6304	豊平狭ダム	12	A	北海道	建) 北海道開発局
	G:重 力							6305	大宮ダム	15	F	"	"
	F:フイル							6306	漁川ダム	12	F	"	"
	H:中空重力												

表2 SMAC型強震計定期点検補正結果

NO.	観測所No.	観測所名	県名	維持管理機関	設置対象	型式	台数	点検補正結果	対策
1	601	室牧ダム	富山	(県)ダム管理事務所	堤体	SMAC-B ₂	1	割時用ペン破損 振子ハンサム交換要 マイクロスコープ不良 電接時間不良	オーバーホール 防湿カバー設置
2	605	裾花ダム	長野	(県)ダム管理事務所	堤体	SMAC-D	1	異常なし	
					地盤	SMAC-B ₂	1	割時ユニット、放送ユニット不良	リレー交換、修理 防湿カバー設置
3	607	樽水ダム	宮城	(県)ダム管理事務所	堤体	SMAC-E ₂	2	異常なし	
4	609	三保ダム	神奈川	(県)ダム管理事務所	堤体	SMAC-Q	1	異常なし	
					地盤	〃	1	〃	
5	612	大川ダム	福島	(北)河川工事事務所	地盤	SMAC-Q	1	異常なし(ただし、湿気が多い)	防湿カバー設置
6	614	漆沢ダム	宮城	(県)ダム管理事務所	堤体	SMAC-Q	2	異常なし	
7	617	桐生川ダム	群馬	(県)衛生土木事務所	堤体	SMAC-E ₂	2	異常なし	

4.2 岩盤上における地震動特性の解析

ダム建設地点のような硬質な地盤上における最大地震動(最大加速度, 最大速度, 最大変位)の距離減衰特性を求めるために, 昨年度は, 我が国の岩盤上で得られている強震記録が少ないため, 岩盤上以外の地盤上で得られた記録と合わせて地震動に及ぼす地盤条件の影響を検討し, これにより硬質地盤上の最大地震動の距離減衰式を求めた。本年度は, 昨年度の検討結果をもとに硬質地盤上の加速度応答スペクトルの距離減衰特性を検討することにした。

解析対象とした記録は, 昨年度と同じ我が国の67観測地点の地盤上で合計88回の浅発地震(震源深さ60km以下)により得られた2成分の水平加速度強震記録であり, これらは建設省土木研究所および運輸省港湾技術研究所において数値化されたSMAC型強震計記録である。これらに数値化精度を考慮した計器補正(土研資料1864号参照)を $\omega \sim 12\text{Hz}$ の範囲で施し, 水平2成分の合成(土研資料1765号を参照)を加えた固有周期 T (秒)および減衰定数5%の加速度応答スペクトル $\tilde{S}_A(T)$ を求めた。地盤条件は, 表層地盤の固有周期(微小ひずみ時) T_g により, 0.2秒以下(以下, 1種地盤と呼ぶ), 0.2~0.6秒(同, 2種地盤), 0.6秒以上(同, 3種地盤)の3種類に分類した。ここで, 硬質地盤の場合には, T_g は0.2秒以下と考えられ, 1種地盤に属すると考えることができる。地盤条件が1種, 2種, 3種となる観測点の数は, それぞれ, 19, 31, 17(合計67地点)であり, また, 1種, 2種, 3種地盤ごとの強震記録数はそれぞれ, 46, 107, 44(合計197記録)である。

加速度応答スペクトル $S_A(T)$ の距離減衰特性に関しては現在までに各種の検討が行なわれているが距離減衰式としては次式を仮定しているものが多い。

$$S_A(T_g, GC_i) = a(T_g, GC_i) \times 10^{b(T_g, GC_i)M} \times (\Delta + 30)^{c(T_g, GC_i)} \quad (1)$$

ここで, M , Δ , GC_i ($i=1,2,3$)はそれぞれ, マグニチュード, 震央距離(km), 地盤種別であり, 係数 $a(T_g, GC_i)$, $b(T_g, GC_i)$, $c(T_g, GC_i)$ は固有周期 T_g ($T_g=1,2,3,\dots,10$)および地盤種別 GC_i ($i=1,2,3$)ごとに定められる係数である。本解析では, 1種地盤上での記録の数が少ないため, 上述の2種地盤および3種地盤上での記録と合わせた合計197記録から求めた固有周期 T_g (秒), 減衰定数 $\delta=5\%$ の加速度応答スペクトル $\tilde{S}_A(T_g, GC_i)$ を用いて, 地盤種別および固有周期 T_g ($T_g=0.1, 0.15, 0.2, 0.3, 0.5, 0.7, 1, 2, 3$ 秒)の計10

個)に対する係数 a, b, C の依存性に対して検討を加え, 1種地盤に対する推定式を求めることとした。

式(1)を固有周期および地盤種別ごとに解析した結果(土研資料1864号参照)によれば, 係数 a, b, C は固有周期および地盤種別に応じて系統的に変化するものと, そうでないものがある(図2参照)。ここでは, まず加速度応答スペクトルの距離減衰式の地盤種別および固有周期の依存性を検討するために, 式(1)の係数 a, b, C が, i)地盤種別 $G C_i$ および固有周期 T_k ごとに变化する場合, ii)地盤種別 $G C_i$ ごとに变化するが, 固有周期ごとに变化せず全固有周期で一定となる場合, iii)ii)とは逆に, 固有周期 T_k ごとに变化するが, 地盤種別ごとに变化せず全地盤種別で一定となる場合, iv)地盤種別および固有周期によらず一定である場合の4通りを係数 a, b, C に対して個々に仮定し, それぞれの係数の全ての組み合わせに対して重回帰分析を行った。その結果, 加速度応答スペクトルの距離減衰式の係数 a, b, C は, 固有周期 T_k および地盤種別 $G C_i$ に応じて次のように定めた場合が他の組み合わせと比較して相対的に高い近似度を有した推定式となる。

$$\tilde{S}_A(T_k, G C_i) = a(T_k, G C_i) \times 10^{b(T_k, G C_i)} \times (\Delta + 30)^{C(T_k, G C_i)} \quad (2)$$

$$\tilde{S}_A(T_k, G C_i) = a(T_k, G C_i) \times 10^{b(T_k, G C_i)} \times (\Delta + 30)^{C(T_k)} \quad (3)$$

$$\tilde{S}_A(T_k, G C_i) = a(T_k, G C_i) \times 10^{b(T_k, G C_i)} \times (\Delta + 30)^{C(G C_i)} \quad (4)$$

$$\tilde{S}_A(T_k, G C_i) = a(T_k, G C_i) \times 10^{b(T_k, G C_i)} \times (\Delta + 30)^C \quad (5)$$

ここで, $a(T_k, G C_i), b(T_k, G C_i), C(T_k, G C_i)$ は上述のi)を, $C(T_k)$ は上述のiii)を, $C(G C_i)$ は上述のii)を, C は上述のiv)をそれぞれ表わしている。したがって, 次に, 上記の式(2)~(5)の4ケースについてのみ, それぞれの特徴を検討することとするが, ここでは, 検討の重点を係数の最も多い式(2)と最も少ない式(5)に置き検討を行った。

その結果より, 次の事項が指摘できる。

i)係数 a, b は式(2)および

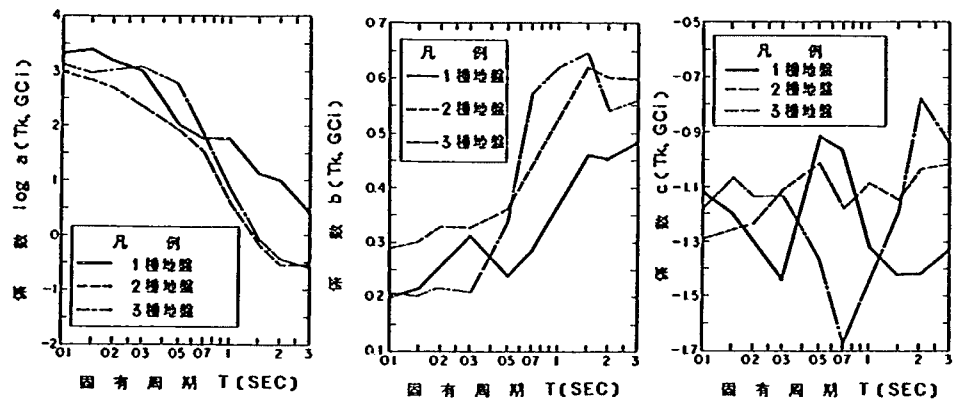


表3 式(5)の1種地盤の係数
 $a(T_k, G C_i)$ および $b(T_k, G C_i)$

固有周期 [秒]	1 種 地 盤	
	$a(T_k, G C_i)$	$b(T_k, G C_i)$
0.1	2420	0.211
0.15	2407	0.216
0.2	1269	0.247
0.3	574.8	0.273
0.5	211.8	0.299
0.7	102.5	0.317
1.0	40.10	0.344
1.5	7.12	0.432
2.0	5.78	0.417
3.0	1.67	0.462

$c = -1.178$

図-2 S_A スペクトルの距離減衰式の係数 $a(T_k, G C_i), b(T_k, G C_i)$ および $C(T_k, G C_i)$

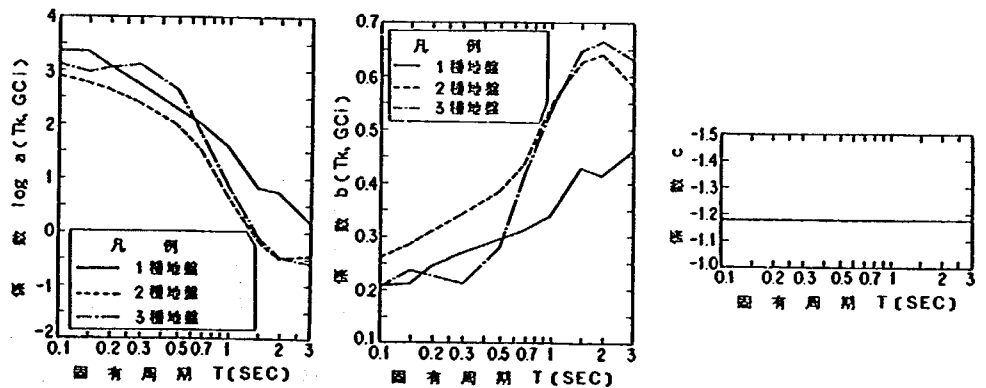


図-3 S_A スペクトルの距離減衰式の係数 $a(T_k, G C_i), b(T_k, G C_i)$ および $C(T_k, G C_i)$

式(5)とも同じような値(図2, 3参照)となり, このような傾向は式(3), (4)についても同じである。

ii)式(2), 式(5)を用いて代表的なマグニチュード M および震央距離 Δ (km)の組み合わせに対して試算した結果(1種地盤の一例を図4に示す)によれば, M が大きく Δ が小さい範囲において両者の違いがはっきり現われるが, この他では両式の違いはわずかであり, 実用上はほとんど差がないと考えられる。

以上より, 基本的には式(2)~(5)のいずれを使用しても実用上は大差がないが, 係数 C の項が簡単になっていることを考慮して, ここでは, 加速度応答スペクトル S_a の距離減衰式として式(5)を提案する。式(5)による1種地盤上の距離減衰式に対する係数 a, b, C は表3の通りである。

図5は, 新耐震設計法のスペクトルと式(5)の1種地盤上のスペクトルを比較した一例であり, これによれば, 固有周期0.3秒程度以下の領域では, SMAC型強震計の計器特性が補正されているため, 式(5)のスペクトルの方が新耐震設計法のスペクトルよりかなり大きくなっている。また, 固有周期0.3秒程度以上でも, 式(5)の方が全体として新耐震設計法のスペクトルより大きくなっているが, 震央距離が150km程度以上ではこの関係が逆になる。しかしながら, 式(5)によるスペクトルには, i)水平2成分の合成効果, ii)SMAC型強震計の計器補正が考慮されている点, を考えると式(5)は妥当なものと考えられる。

5. 結論および今後の課題

SMAC型強震計の計器補正および水平2成分の合成を施した加速度応答スペクトルの推定式を開発した。ただし, 解析のもととなった強震記録には大規模でかつ断層直近の地震による記録が少ないため, このような地震に対する推定精度に関しては, 今後の記録の蓄積を図り, 検討を加える必要がある。次年度以降は, 地震動の継続時間や振動の繰返し等を検討していくとともに, 強震観測網の定期点検補正を行い, 地震動に関する定量的な情報の蓄積を図る必要がある。

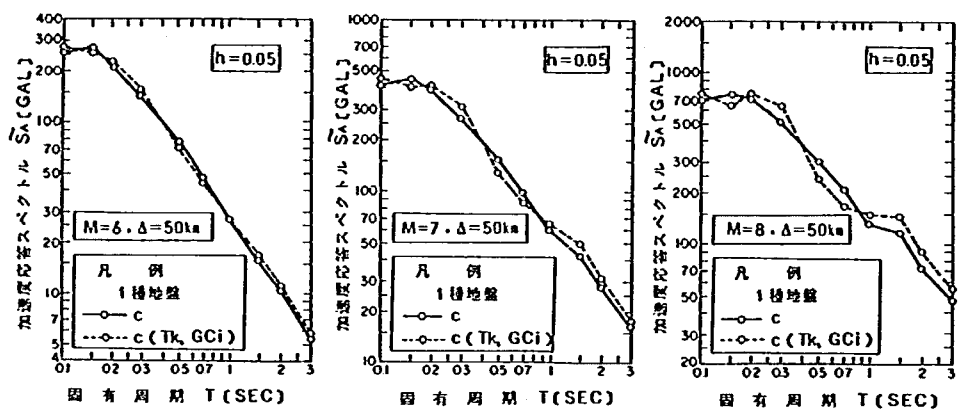


図4 式(2)と式(4)の回帰式の比較($\Delta=50$ kmの場合)

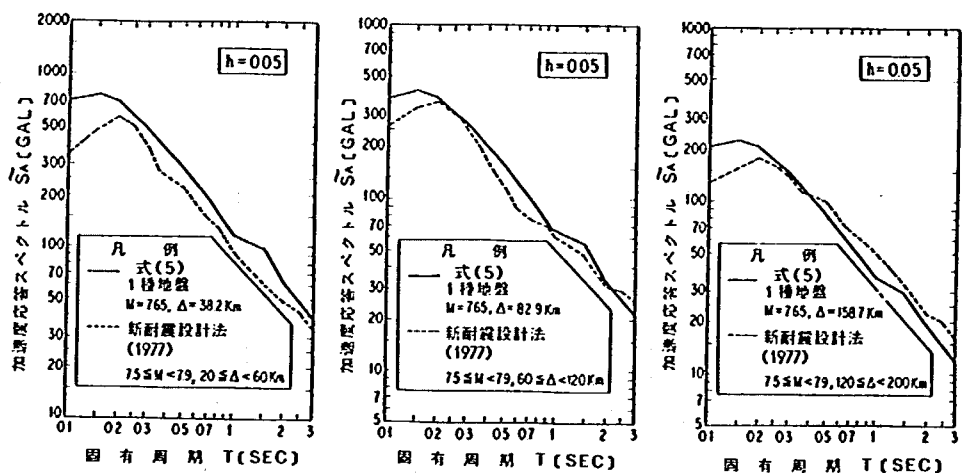


図5 新耐震設計法(案)のスペクトルとの比較
(第1種地盤, $75 \leq M \leq 79$ の場合)

(5) 道路事業調査費，試験調査

5. 土工および土工構造物に関する試験調査

5.2 道路盛土の耐震性に関する試験調査

5.2.2 道路盛土の地震荷重に関する試験調査

振動研究室 室長 荒川 直士*

〃 研究員 松本 秀應

〃 近藤 益央

1. まえがき

軟弱地盤上あるいは弱い山岳地帯の道路盛土は地震の度ごとに甚大な被害を受けて来ている。道路盛土は土工構造物であり、個々の被害の復旧は、橋梁など他の構造物と比べると、比較的容易であるといえるが、同時に多発的に規模の大きい盛土被害が発生した場合は、その復旧は容易ではなく、長期間の道路交通の遮断と結ぶつく。これら地震による道路盛土の被害を軽減するためには、既往地震による道路盛土の被害の特徴を明らかにするとともに、周辺の地形・地盤条件との関連および地震動強度の影響を解明し、合理的な道路盛土の耐震設計手法を確立して行くことが必要である。

2. 調査目的

既往地震による道路盛土の被害事例を調査・分析するとともに、実験及び解析により道路盛土の地震時応答特性ならびに破壊特性を明らかにし、合理的な耐震設計手法の確立に資する事を目的とする。

3. 調査方法

本年度実施した調査方法は次の通りである。1)道路盛土の地震被害調査、2)砂質地盤上の道路盛土の模型加振実験、3)道路盛土の強震観測。

4. 調査結果

4.1. 道路盛土の地震被害調査

日本海中部地震(1983年5月26日)により被害を受けた秋田県能代市内の国道7号能代南バイパスをモデルとし、地盤の液状化の影響を考慮した解析を行った。解析内容は1)過剰間隙水圧の上昇を考慮した盛土の地震時安定解析、2)等価線形2次元平面ひずみ有限要素解析(FLUISH)、3)過剰間隙水圧の上昇を考慮した地盤の地震応答解析(DESRA)の3つであり、これらの結果を総合して盛土の被害状況を検討した。その結果、次の事項が明らかとなった。①地震中を想定し地震時水平力のみを考慮した安定解析結果と、地震直後を想定し液状化抵抗率 R_L から推定した過剰間隙水圧のみを考慮した安定解析結果とを比較すると、後者の方が安全率が低く、地震中にはバイパスの通行が可能であったが、数十分後に盛土が破壊したという実態によく対応している。②また、破壊形状を比較すると後者の方がすべり面が深く、かつ、すべり面と地表面の交わる位置が盛土から遠方にあり、実際のバイパスの破壊状況によく対応している。

* 現 日本道路公団 福岡建設局八代工事事務所 所 長

4.2. 砂質地盤上の道路盛土の模型加振実験

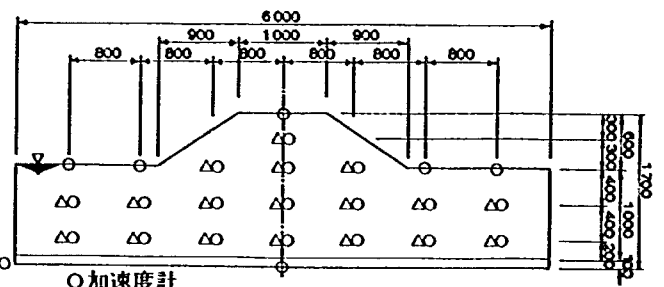
緩い砂質地盤上の道路盛土は地震により路面に亀裂、沈下、陥没など多大な被害を受けており、これらの多くは液状化によるものと考えられる。そこで、地盤の液状化にともなう道路盛土の破壊特性を調べるため、振動台上に設置した実験土槽(長さ6m, 巾3m, 高さ2m)内に山砂を用いて、地盤および盛土模型を作成し加振実験を行った。(図-1参照)

盛土および地盤条件を変化させたケース1~3を比較すると、表-1に示すとおり地盤の相対密度が低い

ほど盛土沈下量は大きくなっている。また、液状化前の地盤(ケース4)と液状化を経験した地盤(ケース5)を比較すると、同一入力レベルであるケース4とケース5の加振第一段階としては盛土沈下量に大差がみられる。また、ケース5の加振第二段階においてもケース4に比べて沈下量は少なく、加振第一段階からの合計沈下量においてもケース4より少ない。これは、振動を受け液状化した後の地盤上に盛土を再構築したケース5では、盛土直下地盤の過剰間隙水圧の上昇が、ケース4よりも低かったためであり、この原因としては、液状化により盛土直下地盤が締固まり、液状化による被害を受けにくくなるためと考えられる。

4.3 道路盛土の強震観測

国道1号線沼津バイパス中央分離帯において強震観測を引き続き行った。



○加速度計
△間隙水圧計(同一地点に2個設置)

図-1 模型概要

表-1 模型諸元

ケース番号		1	2	3	4	5	
						第一段階	第二段階
相対密度 Dr (%)	盛土	30.7	46.7	60.0	36.2	43.8	—
	地盤	20.8	42.7	29.7	28.3	—	—
最大加速度 (gal)		180	186	171	168	168	283
加振時間 (秒)		60	60	60	35	35	35
盛土沈下量 (cm)		24.8	15.1	15.7	13.7	2.4	6.7

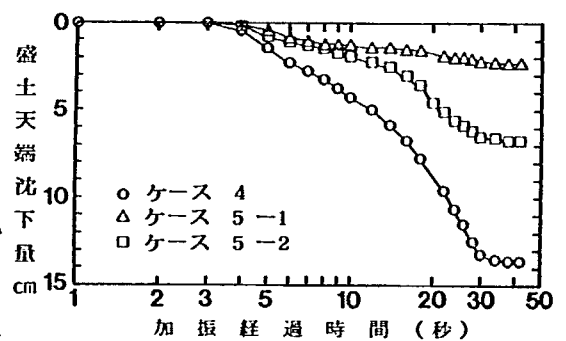
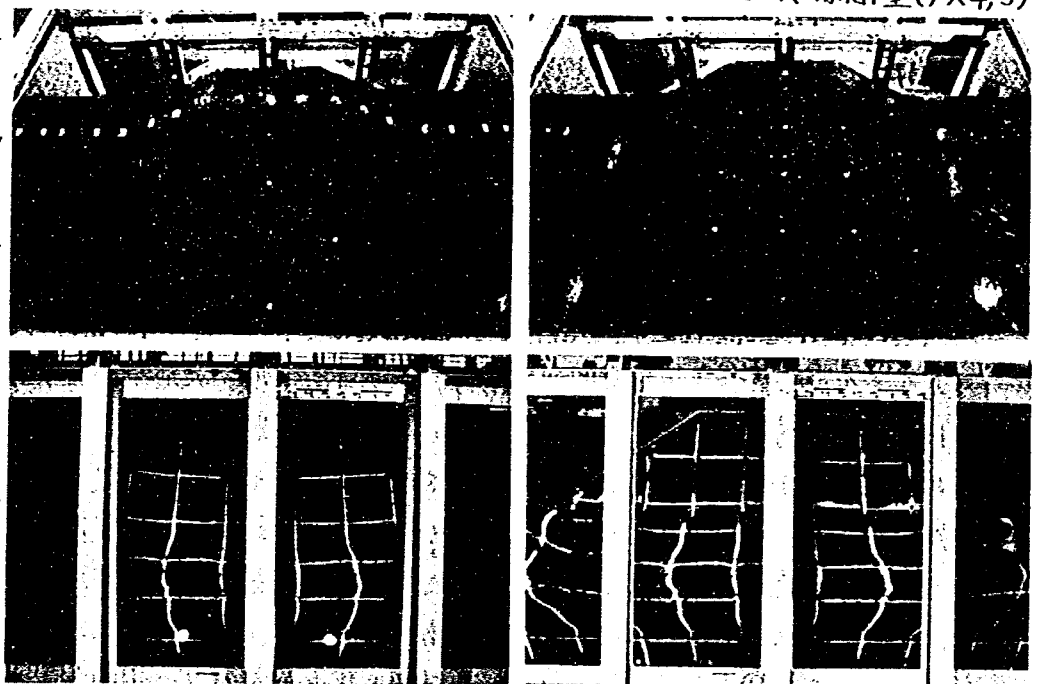


図-2 盛土天端沈下量(ケース4,5)



(a) ケース4 破壊状況

(b) ケース5 破壊状況(第二段階)

写真-1 最終破壊状況

(6) 道路事業調査費、試験調査

8. 道路の災害防止と道路施設の耐震性に関する試験調査

8.3 道路施設の耐震性に関する試験調査

8.3.3 道路橋の設計震度算定法に関する試験調査

1) 加速度応答スペクトルに基づく設計震度の試算

振動研究室	室長	荒川 直士*
〃	主任研究員	川島 一彦**
〃	研究員	田村 敬一
〃		相沢 興
〃		高橋 和之

1. まえがき

我が国における橋梁は、その大多数が標準設計水平震度 0.2 を基本とする震度法によって耐震設計されている。標準設計震度は、従来からの慣行と経験上の事実を総合して定められたものではあるが、何故 0.2 であるのかは、地震動の特性からは必ずしも自明のことではない。これは、強震観測による橋脚上での最大加速度がしばしば 200 gal を超すことから明らかであろう。本課題は、設計震度のより合理的な設定手法を開発することを目的に、本年度より開始されたものである。

2. 調査目的

現行示方書に規定されている震度法および修正震度法を体系化し、各種地盤条件および基礎種別条件を正しく反映した合理的な道路橋の設計震度の算定手法を開発することを目的とする。

3. 調査方法および調査結果

設計震度という概念は大正5年に佐野利器により導入されたもので、地震動の最大加速度 a を重力の加速度 G で割った値 (a/G) として定義されている。ただし、佐野は剛な構造物では、構造物の加速度は地盤の加速度とほぼ同じとなるが、柔な構造物では構造物の加速度は地盤の加速度よりも小さくなることを指摘し、これが現在では修正震度法として実用されている。今年度は、佐野による震度の定義と既往の強震記録の解析結果の両者に基づき、震度の試算を行う。

いま、橋を固有周期 T 秒、減衰定数 α の 1 自由度系で近似するとすれば、橋に生じる最大加速度は加速度応答スペクトル $S_A(T, \alpha)$ として与えられる。したがって、佐野の定義によれば、震度 $\tilde{\alpha}(T)$ は橋の固有周期 T の関数として次式で与えられる。

$$\tilde{\alpha}(T) = S_A(T, \alpha) / G \quad (1)$$

一方、多数の道路橋の強制振動実験結果によれば、橋の減衰定数 α と固有周期 T の間には図1の関係があるとされており、一般橋についてこれを示すと次のようになる。

$$\alpha = 0.02 / T \quad (2)$$

既往の多数の強震記録の重回帰分析結果によれば、 $\alpha = 0.05$ の加速度応答スペクトル $S_A(T, 0.05)$ は、地震のマグニチュード M 、震央距離 D [km]、地盤種別 G_C の関数として次式で与えられる。

$$S_A(T, 0.05) = \alpha(T, G_C) \times 10^{0.8(T, G_C)} \times (D + 30)^{-1.178} \quad (3)$$

* 現 日本道路公団 福岡建設局八代工事事務所 所長
** 現 建設省土木研究所 地震防災部耐震研究室 室長

ここで、係数 α 、 β は固有周期 T および地盤種別 G_C ごとに与えられる係数である（土研資料1993号参照）。また、 $R=0.05$ の応答スペクトルから任意の減衰定数 R の応答スペクトルを求めるためには、次式を乗じなければならない。

$$\{S_A(R) = S_A(T, R) / S_A(T, 0.05) = \frac{1.5}{40R+1} + 0.5 \quad (4)$$

図2は式(4)による $\{S_A \sim R$ の関係を示したもので、 R が大きくなるにつれて $\{S_A$ は小さくなる。

以上より、式(1)に式(3)、(4)を代入し、これに式(2)を代入すると、震度 $\tilde{a}_e(T)$ は次のようになる。

$$\tilde{a}_e(T) = 1/G_T \cdot \left[\alpha \times 10^{6M} \times (\Delta + 30)^{-1.178} \right] \times \left(\frac{1.5}{0.8/T + 1} + 0.5 \right) \quad (5)$$

これより、主要なマグニチュード M および震央距離 Δ に対して式(5)の $\tilde{a}_e(T)$ を試算した結果が図3である。

一方、現行示方書によれば、重要度別補正係数 V_{IMP} および地域別補正係数 V_{ZONE} を別にすれば、設計震度 $\tilde{a}_e(T)$ は次式で与えられる。

$$\tilde{a}_e(T) = V_{GC} \times \beta(T) \times 0.2 \quad (6)$$

ここで、 V_{GC} 、 $\beta(T)$ はそれぞれ、地盤別補正係数、修正震度法の β である。

図4は式(6)による $\tilde{a}_e(T)$ を示したものである。図3と図4を比較すると、 $\tilde{a}_e(T)$ は $M=7$ 、 $\Delta=50\text{km}$ 程度の場合に $\tilde{a}_e(T)$ と同程度の値をとること、また、 $\tilde{a}_e(T)$ は $\tilde{a}_e(T)$ に比較し、1～3種地盤では、より短周期側で大きくなることがわかる。

4. 今後の課題

式(5)の誘導には各種の仮定があり、今後、実測との比較照合を加えた上で適用性を検討していくことが必要とされる。

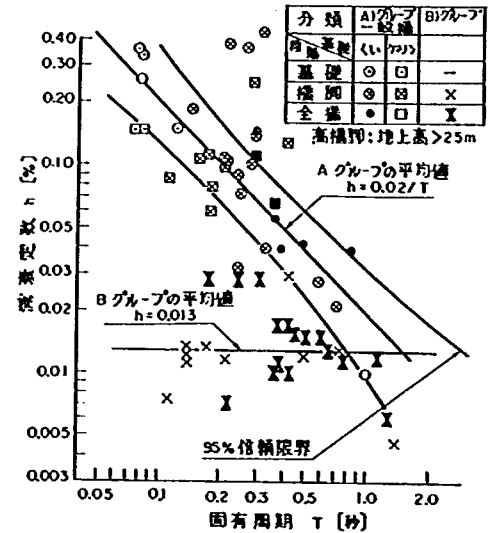


図1 固有周期 $T \sim$ 減衰定数 R の関係（道路橋）

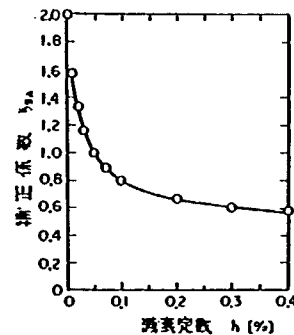


図2 減衰定数 h による応答スペクトルの補正項 $\{S_A$ の変化

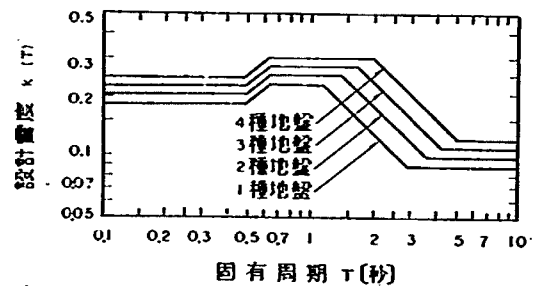
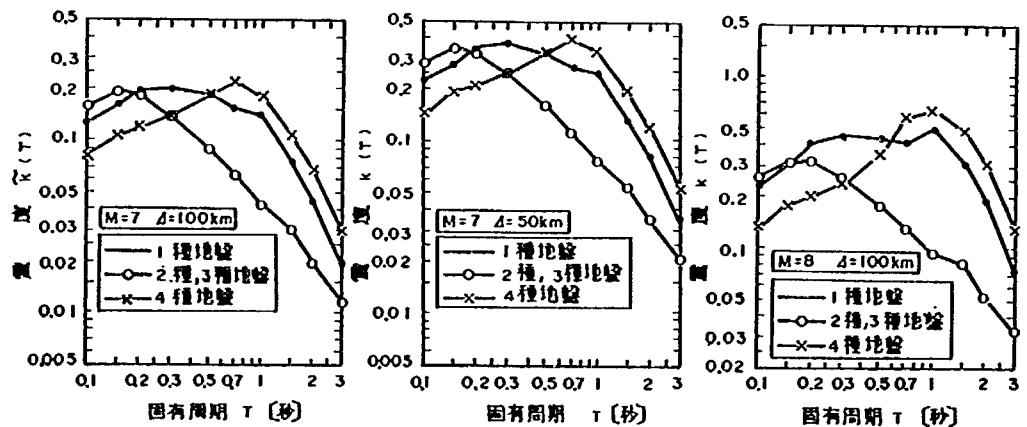


図4 道路橋示方書による震度 $\tilde{a}_e(T)$



(a) $M=7$, $\Delta=100\text{km}$

(b) $M=7$, $\Delta=50\text{km}$

(c) $M=8$, $\Delta=100\text{km}$

図3 式(5)による震度 $\tilde{a}_e(T)$ の試算例

2) 設計水平震度が橋梁建設費に及ぼす影響

振動研究室	室長	荒川 直士*
〃	主任研究員	川島 一彦**
〃	研究員	田村 敬一
〃		相沢 興
〃		高橋 和之

1. まえがき

合理的な設計震度の設定法を確立するためには、強震観測の結果、既往の震災事例等と考慮する必要がある事は言うまでもないが、一方では、建設費に及ぼす影響を無視することはできない。このため、今年度は都市部における標準的な橋梁を対象に、設計水平震度を变化させた場合の建設費への影響を検討した。

2. 調査方法および調査対象

対象とした橋梁は図1に示すような支間30m・幅員約10mの3径間連続鋼版桁橋およびPC桁橋である。下部構造の高さは、橋脚および橋台がすべて10mの場合および、橋脚高は20m・橋台高さは10mの場合の計2種類とした。また基礎形式としては直接基礎、くい基礎およびオープンケーソン（以下ケーソンとする）基礎とし、くい及びケーソン基礎は鋼管くいとし、その深さはそれぞれ10, 20, 40mと想定した。

設計は全て道路橋示方書下部構造編に基づいて行うものとし、設計水平震度を0.1~0.5と变化させて安定並びに断面計算を行い、各々の震度に対する下部構造の諸元を求めた。また建設費は、表3に示すように下部構造にあつては主要工種毎に単位単価を設定し、上部構造については1m当りの単価を設定して算出することとした。なお橋梁の連続型式については図1に示すもの（Bパターン）の他、三径間連続橋の両端が橋台のもの（Aパターン）及び両端が橋脚のもの（Cパターン）も併せて計算対象とした。

3. 調査結果

設計水平震度を0.2として算出した橋梁建設費に対する任意の震度による建設費の比率の計算例を図2に示す。その結果次の事項が指摘できる。

- ① 直接基礎の場合、設計震度が0.2から0.4と2倍に変化しても建設費は1割程度の増加に止まり、また地盤の支持力が多少変化しても震度の影響は小さい。
- ② くい基礎およびケーソン基礎にあつては、地盤条件によつて震度の影響度合いが大きく異なる。例えば上部構造がPC桁で基礎がくいの場合、設計震度を0.2から0.4と2倍に変化させる事により、橋梁建設費は地値が0.2kg/cm²となるような極軟弱地盤にあつては1.7倍となるが、地値が3kg/cm²となるような比較的良好な地盤にあつては1.2倍程度と影響は小さい。この傾向はケーソン基礎となるとより著しくなる。
- ③ PC橋と鋼版桁橋とを比較すると、直接基礎の場合は両者に著しい差はみとめられないが、くい基礎あるいはケーソン基礎の場合は、重量の大きいPC橋の方が震度の影響を受けやすい。

これらの傾向は、他の連続桁型式であるAパターン及びBパターンにおいても、また橋脚高が20m

* 現 日本道路公団 福岡建設局八代工事事務所 所長
** 現 建設省土木研究所 地震防災部耐震研究室 室長

の場合及び基礎長が異なる場合でも同様であり、地盤の軟弱度合いに強く影響される結果とな、 T_c 。

4. 今後の課題

以上の試算は、支間を30mと限定した場合であり、長大支間を有するものあるいは他型式の場合など必ずしも震度の影響割合は同じではない。今後の検討が必要とされる。

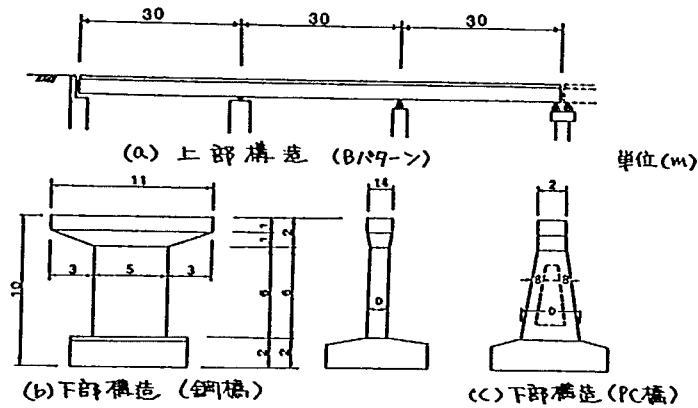


図-1 対象橋梁

表-1 対象橋梁

橋梁	鋼桁橋又はPC桁橋
連続形式	3径間連続桁
支間長	支間
型式	鋼桁橋又はPC桁橋
高さ	10m 又は 20m
基礎	直接基礎
	くい基礎 $L=10, 20, 40m$
	ケーソン基礎 $L=10, 20, 40m$
橋台	型式
高さ	10m
基礎	直接基礎
	くい基礎 $L=10, 20, 40m$
支承条件	中間橋脚は固定、端部は可動

表-2 地盤条件

地盤条件	直接基礎	くい又はケーソン基礎
	地表面下4~5mの深さの支持層の状態	表層の状態
	N値30程度の砂層又はN値20程度の粘性土層	腐植土を含むような低軟弱層(N値0~1)
G_1	30	0.20 0.14 0.11 0.09
G_2	45	0.60 0.40 0.31 0.27
G_3	90	1.00 0.67 0.52 0.44
G_4	—	3.00 2.01 1.60 1.33
備考		くいはケーソンは最下端3mは支持層に侵入せしめ、この状態を想定した。なお表層には対象外とした。

表-3 積算単価

工種	単位	単価(円)
コンクリート(20kg/m ³)	m ³	18000
型枠	m ²	4700
鉄筋(SD30)	t	145000
塩化(普通土砂)	m ³	1800
鋼管(φ80)	m	42000
ケーソン(ケーソン)	m ³	30000
鋼桁橋	m ²	165000
PC桁橋	m ²	130000
下部構造は上記金額に建設費25%を加算して建設費を算出		

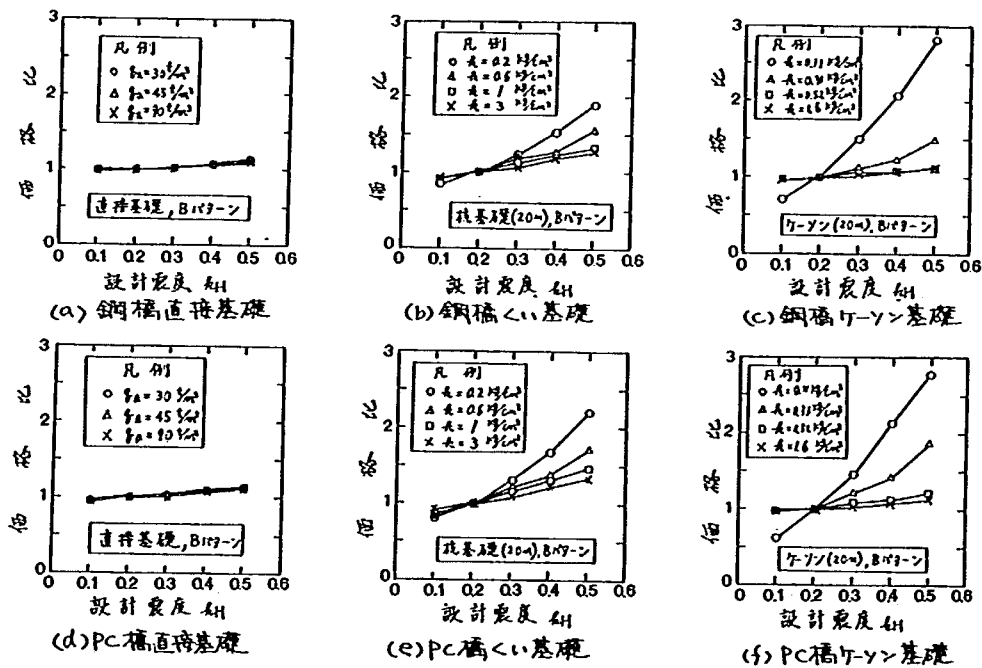


図-2 設計震度と橋梁建設価格比 (橋脚高 10m)

(7) 道路事業調査費，試験調査

8. 道路の災害防止と道路施設の耐震性に関する試験調査

8.4 地震動および地盤の動的挙動に関する試験調査

8.4.1 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 荒川 直士^{*}
〃 研究員 田村 敬一
〃 〃 松本 秀憲
〃 〃 近藤 益央

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および応答特性を明らかにする必要がある。以上のことを踏まえて本課題では，地震時における地盤の強度特性（液状化特性）に関して，微地形分類および液状化可能性土層厚に基づいた地盤耐震地図（液状化可能性分布図）の作成を実施するとともに，地震時における地盤の応答特性に関して，卓越周期等に基づいた地盤種別地図の作成を実施している。

2. 研究目的

地震時における地盤の強度特性および応答特性に関する試験調査を実施し，地盤の耐震強度の判定法の確立を行い，道路施設の合理的な耐震設計に資する。

3. 研究方法

今年度は，以下の項目について調査を実施した。

(1) 濃尾地区における地盤種別地図等の作成

- 1) 調査対象地域内でのボーリング・地盤構成等の土質条件に関するデータの集収・整理
- 2) 工学的基盤の深度分布図の作成
- 3) 地盤の卓越周期の算出および分布図の作成
- 4) 液状化可能性土層厚の分布図の作成
- 5) 地質条件を考慮した地盤耐震地図の作成
- 6) 沖積層厚および洪積層厚に基づく地盤種別地図の作成

(2) 砂質土の動的強度に及ぼす相対湿度の影響に関する室内動的三軸試験

4. 調査結果

4.1 濃尾地区における地盤種別地図等の作成

調査対象地域は，5万分の1地形図で，大垣，津島，桑名，四日市，岐阜，名古屋北部，名古屋南部，半田の8図幅にあたる。これらの地域において，地盤の特性に関する各種の地図の作成

* 現 日本道路公団 福岡建設局八代工事事務所 所長

を行った。なお、具体的な作成手順は以下の通りである。

- ① $1/50000$ の地図を縦横共20等分し基礎メッシュを設定する。
- ② 1メッシュにつき1本代表的なボーリングデータを選定
- ③ ボーリングデータからN値および土質分類を読みとる。
- ④ 各々の特性値をメッシュ中央における値とし等値線を引く。なお、データの得られなかった地点については、周辺のデータより補間する。

以上の手順に従って求めた液状化可能性土層厚と、微地形分類に基づいて、液状化による危険度の分布図を作成したものが図-1、図-2である。図中のAは液状化する可能性の高い地域を表わし、B、Cの順に液状化する可能性が低いことを示している。

図-1の作成に用いた液状化可能性土層厚は、地表から地下10m以浅に存在するN値10以下の沖積飽和砂層の厚さをもって定義した。また、図-2の作成に用いた液状化可能性土層厚は、道路橋示方書耐震設計編を考慮し、地表から地下20m以浅の沖積飽和砂のうち、細砂でN値7以下、中砂で13以下、粗砂で18以下、シルト質細砂で6以下の砂層厚に、深度方向の重み係数 I_w (10m以浅では $I_w=10$, 10m以深では $I_w=0.35$) を乗じて合計することにより定義した。図-2には、液状化可能性のランクが図-1のランクと異なるメッシュについては、図-1のランクを右下に併記してある。

このようにして作成した液状化による危険度の分布図を用いることにより、微地形分類のみならず、地盤の液状化の程度までも考慮した合理的な地盤の耐震強度の判定を行うことが可能となる。

4.2. 砂質土の動的強度に及ぼす相対密度の影響に関する室内動的三軸試験

豊浦標準砂を用いた室内動的三軸試験により、動的強度に及ぼす相対密度の影響についての基礎資料を得た。

5. 今後の問題点

今回、液状化による危険度の分布図の作成において、液状化可能性土層厚の算定において土質毎に異なる限界N値を用いる方法を試みた。今後は、既往の液状化被害状況とこれら危険度の分布図との照合を行い、より正確な液状化土層厚の算定法および液状化の危険度の判定基準を導き出す必要がある。

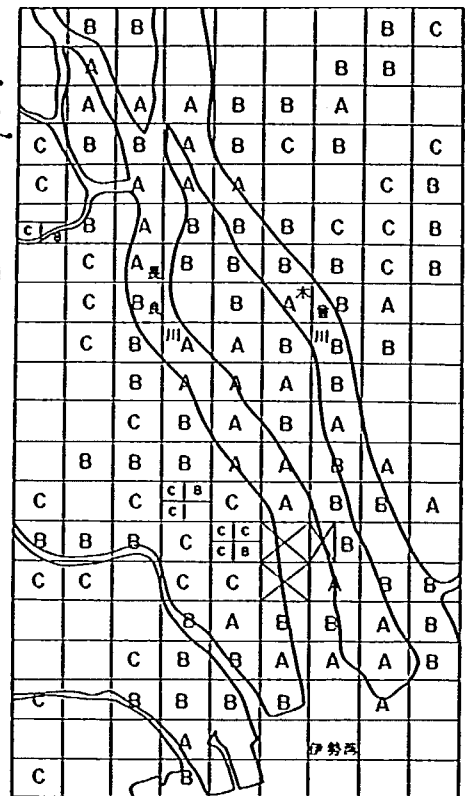


図-1 液状化による危険度の分布図

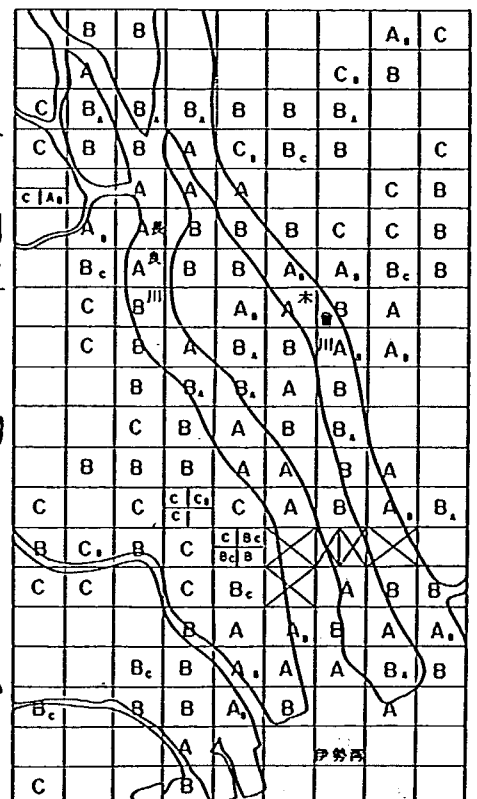


図-2 液状化による危険度の分布図

(8) 道路事業調査費，大規模特殊事業計画調査

1. 自然条件に関する試験調査

1.2 地震動に関する試験調査

1.2.1 軟弱地盤上の連続高架橋の耐震設計法に関する試験調査

振動研究室	室長	荒川直士*
，	主任研究員	川島一彦**
，	研究員	田村敬一
，		相沢 興
，		高橋和之

1. まえがき

大規模特殊事業計画における高架橋は，その連続延長が非常に大きくかつ軟弱地盤上に設けられるものが多い。これら高架橋の耐震性を確保するためには，過去の震災経験に基づく現行の設計手法のみでは不十分であり，基礎地盤の軟弱性，橋梁の連続性などの構造物の諸特性を考慮した耐震設計法を開発することが必要である。

今年度は，加振実験により，地震動の箇所別ちがいが連続高架橋の応答に与える影響について調査した。

2. 調査目的

地震動の箇所別ちがいを，基礎と地盤の相互作用，等を考慮して，軟弱地盤上の連続高架橋の振動特性を解明し，その合理的な耐震設計法の開発に資することを目的とする。

3. 調査方法

図1に示すように，3台の振動台上に2径間連続高架橋の模型を設け，全橋脚に同一の入力地震動が作用する場合と，各橋脚に位相差のみが異なる地震動が作用する場合および各橋脚に全く異なる地震動が作用する場合の応答の比較を行う。なお，図1のフーチング下の板ばねは，杭基礎のばね特性をモデル化したものである。各橋脚に対する入力条件は，表1に示すとおりであり，また，入力地震動には，高密度強震観測で得られた実測記録を使用した。

4. 調査結果

4.1. 固有振動数，減衰定数および固有振動モード

固有振動数および減衰定数を求める方法としては，減衰自由振動波形から求める方法，ランダム波による加振実験を行い，その応答の自己相関関数から求める方法，加振実験の入力と応答の伝達関数から求める方法，等が用いられる。本実

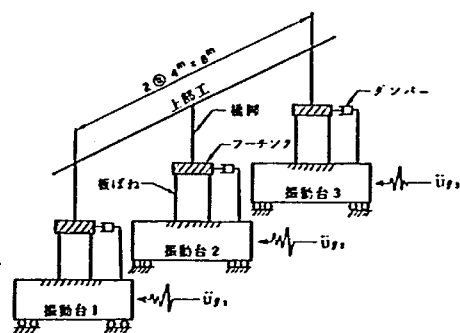


図1 実験の概要

* 現 日本道路公団 福岡建設局八代工事事務所 所長
** 現 建設省土木研究所 地震防災部耐震研究室 室長

験では、ダンパーの効果が大きく、自由振動の減衰が大きかったこと、および自己相関関数に明瞭な周期性が認められなかったことを考慮して、固有振動数および減衰定数は伝達関数から求めることとした。その結果、模型全体系としての固有振動数は6.0～6.5 Hz程度、また、減衰定数は19～24%程度であることがわかった。また、橋脚2の天端の変位で正規化した固有振動モードを示すと、図2のようになる。図2より、橋脚および上部工の剛性が板はねの剛性よりも大きく、振動モードに対しては、板はねが支配的な要因であることがわかる。

4.2. 入力地震動のちがいが応答値に及ぼす影響

4.2.1. 最大応答加速度

実験ケース2～4の最大応答加速度を実験ケース1の最大応答加速度で正規化して示すと、図3のようになる。図3より、実験ケース2～4とも実験ケース1よりも最大応答加速度が小さくなっていることがわかる。また、その低下の度合は、各橋脚に全く異なる地震動が作用する実験ケース4の場合が最も大きい。これは、必ずしも構造系の特性に起因するものではなく、入力地震動の振動特性にも依るものであると考えられる。

4.2.2. 橋脚基部の最大応答曲げモーメント

実験ケース2～4の橋脚基部における曲げモーメントの最大応答値を実験ケース1の最大応答値で正規化して示すと、図4のようになる。図4より、実験ケース2～4とも実験ケース1よりも曲げモーメントが大きくなっていることがわかる。これは、各時刻歴における入力地震動の変位の差によって生じたものであると考えられる。

表1 各橋脚に対する入力地震動

実験ケース	橋脚1	橋脚2	橋脚3	位相差
1	$\ddot{u}_{g1}(t)$	$\ddot{u}_{g2}(t)$	$\ddot{u}_{g3}(t)$	
2	$\ddot{u}_{g1}(t+\tau)$	$\ddot{u}_{g2}(t)$	$\ddot{u}_{g3}(t)$	$\tau = 0.2(\text{秒})$
3	$\ddot{u}_{g1}(t+\tau)$	$\ddot{u}_{g2}(t)$	$\ddot{u}_{g3}(t-\tau)$	$\tau = 0.5(\text{秒})$
4	$\ddot{u}_{g1}(t)$	$\ddot{u}_{g2}(t)$	$\ddot{u}_{g3}(t)$	

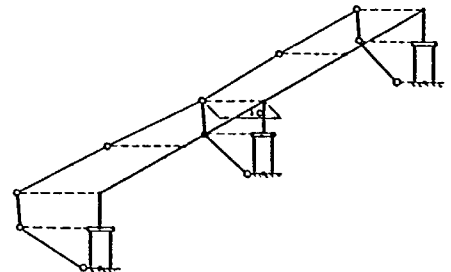


図2 固有振動モード

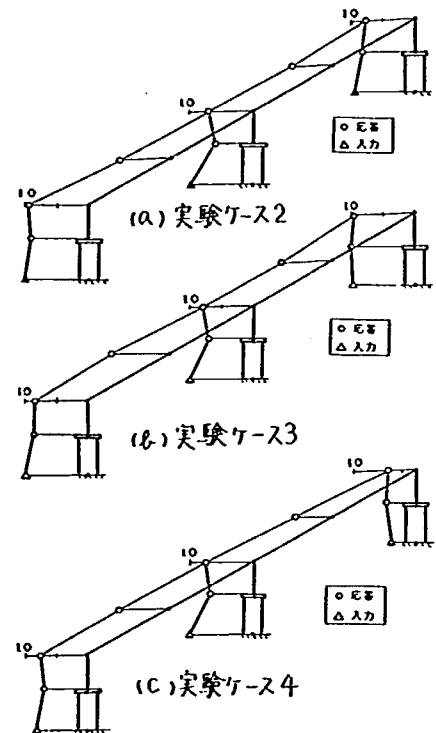


図3 最大応答加速度の分布 (実験ケース1で正規化)

5. 今後の課題

次年度以降は、ばね定数および減衰係数を変化させて実験、また、基礎を土槽中に設置して基礎と地盤の相互作用を考慮した実験を行う予定である。また、実験と合わせて、解析面からも検討していく予定である。

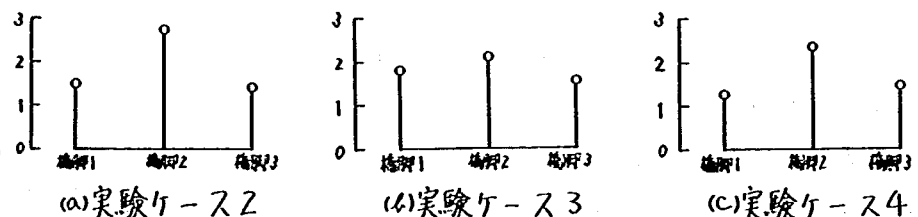


図4 橋脚基部の最大応答曲げモーメント (実験ケース1で正規化)

(9) 道路事業調査費，大規模特殊事業計画調査

1. 自然条件に関する試験調査

1.3 地盤の耐震調査

1.3.1 地盤の耐震調査

振動研究室 室長 荒川 直士*

研究員 松本 秀應

近藤 益央

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，地盤震害が被害原因の主要な誘因となつてゐる事例が数多くみられる。従つて，地震時における地盤の動的特性および動的強度を明らかにし，地盤の耐震性を考慮した構造物の耐震設計法の合理化を図る必要がある。

2. 調査目的

大規模特殊事業計画での道路網上の各種大規模構造物における支持地盤の耐震性を評価し，これにより地盤の動的強度変形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を目的とする。

3. 調査方法

本課題による研究は昭和47年度に開始され，今年度が最終年度である。今年度の調査として，液状化地盤中のケーソン模型振動実験および地盤の耐震性調査を行うとともに，過去11年間の研究成果のとりまとめを行った。本報告では今年度の調査結果を含めて，本研究において得られた研究成果の概要を報告する。

本研究においては次の項目について調査を実施した。

- (1) 地盤の動的変形特性試験
- (2) 地盤の動的強度特性試験
- (3) 地盤の耐震性調査（ボーリング調査，液状化判定法）
- (4) 模型振動実験（液状化特性，液状化地盤中の構造物の動的特性）
- (5) 土構造物および液状化地盤中の構造物の地震時応答解析

4. 調査結果

4.1 地盤の動的変形特性試験

地盤の地震時応答解析を行う際には，土の動的変形特性および減衰特性を明らかにしておく必要がある。そこで微小領域での動的特性を明らかにするために，共振法土質試験機および低周波動的せん断試験機を開発し，これらに振動三軸試験機を加えた三試験機を用いて，沖積砂質土および沖積粘性土のせん断剛性率および減衰定数のひずみ依存性を標準化した。沖積砂質土のせん断

* 現 日本道路公団 福岡建設局八代工事事務所 所長

剛性率のひずみ依存性は次式により推定できる¹⁾

$$\{G/G_0\}_p = \{G/G_0\}_{p=1.0} \times P^{m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})} \quad (1)$$

図-1は上式より代表的な平均有効主応力について $G/G_0 \sim \gamma$ を推算したものである。また、沖積砂質土の減衰定数は図-2の関係より推定できる。なお、沖積粘性土の動的変形特性の標準化結果については文献7)を参照されたい。

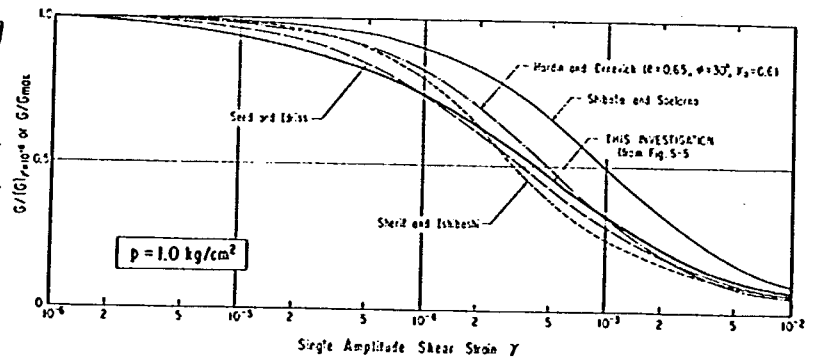


図-1 沖積砂質土の $G/G_{max} \sim \gamma$ の関係 ($P=1.0 \text{ kg/cm}^2$)

4.2. 地盤の動的強度特性試験

地盤の液状化判定のためには、砂質土の動的強度を推定する必要がある。動的強度は、振動三軸試験および中空ねじり試験より求めることができる。しかし、動的強度は粒径分布や相対密度の影響を受けることから、豊浦標準砂を用いてこれらの影響を調べた。これによれば、

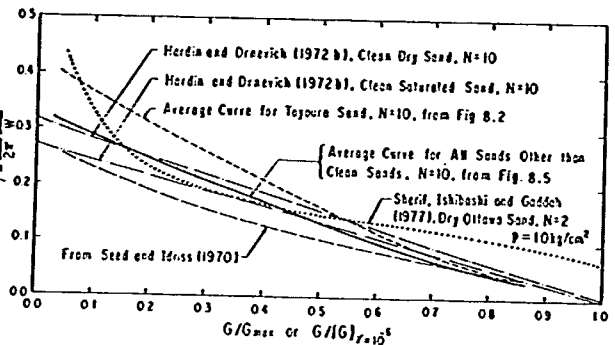


図-2 沖積砂質土の $\gamma \sim G/G_{max}$ の関係

1) 動的強度は、粒径分布の影響を大きく

受け、粒径のそろった砂すなわち均等係数 U_c が1.0に近いものほど、動的強度は低下する。

2) 動的強度は、粒径分布が同一であった場合、相対密度 D_r の増加とともに強度上昇し、特に $D_r=60\%$ 以上ではその傾向が著しい。

4.3 地盤の耐震性調査(ボーリング調査、液状化判定法)

地盤の液状化が構造物に与える影響は大きく、構造物の設計段階において詳細な調査を行う必要がある。しかしながら、詳細な調査を行うためには、相当の時間と経費が要求される。そこで砂質土の液状化の判定が通常の地盤調査結果から容易に行えるような判定法の確立を目的とし、ボーリング調査と不かく乱試料による動的せん断強度試験を実施するとともに、動的せん断強度の簡易推定式を提案した。

地盤調査で行われる標準貫入試験は、一種の原位置非排水繰返しせん断試験と考えられ、不かく乱試料の採取・運搬・振動三軸試験等の質が良ければ、 N 値等と動的せん断強度 R_d の間に相関がある事が期待される。図-3は、他の研究の結果を含めて R_d と $D_r^* = 21\sqrt{N/(60+7)}$ のデータを示したものである。ここで、 D_r^* は、相対密度 D_r と区別するためのもので、 N 値に及ぼす σ_v' の影響を考慮するために採用したMeyerhofの式である。図-3より、 R_d と D_r^* の間に相関は認められない。この理由の1つとして、粒度分布が異なると同一の R_d に対しても、 N 値が変化する事が考えられる。そこで粒度分布を D_{50} で代表させる事にして、次式による DR_d^* と D_{50} のデータを示したものが図-4である。

$$DR_d^* = (\text{測定した } R_d) - 0.0042 \times (\text{測定した } D_r^*) \quad (2)$$

ここで、N値は、不かく乱試料採取深度の近傍で測定したものである。

図-4によると、 DR_e^* と D_{50} には、データにばらつきはあるものの、かなり高い相関があると言えてよいであろう。図中の平均線は、データのばらつきが少なくない事を考慮して、なるべく簡易な式で DR_e^* と D_{50} の関係が表わせるように引いたものである。

以上の実験結果より動的せん断強度の簡易推定式として(3)式を提案した。

($0.02mm \leq D_{50} \leq 0.05mm$ の場合)

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + 0.19$$

($0.05mm \leq D_{50} \leq 0.6mm$ の場合)

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} + 0.225 \log \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right) \quad (3)$$

($0.6mm \leq D_{50} \leq 2.0mm$ の場合)

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v' + 0.7}} - 0.05$$

次に、液状化を推定するための簡易推定式として(4)式で定義する液状化抵抗率 F_L を提案した。

$$F_L = R/L \quad \text{----- (4)}$$

ここで、 R 、 L はそれぞれ動的せん断強度比および動的せん断応力比であり、 R は(3)式により、また L は(5)式により推定することができる。

$$L = (\alpha_{smax}/g) \cdot (\sigma_v/\sigma_v') \cdot \gamma_d \quad \text{----- (5)}$$

図-5は新潟地震で液状化した地点とそうでなかった地点を対象として、液状化抵抗率 F_L の深度分布を算出した例である。同図でも明らかなように、液状化層はほぼ深度15m以浅に存在し、 F_L の値の大部分が1.0より小さい領域にあり、液状化抵抗率 F_L により飽和砂質土の液状化の判定が可能であることが示唆された。

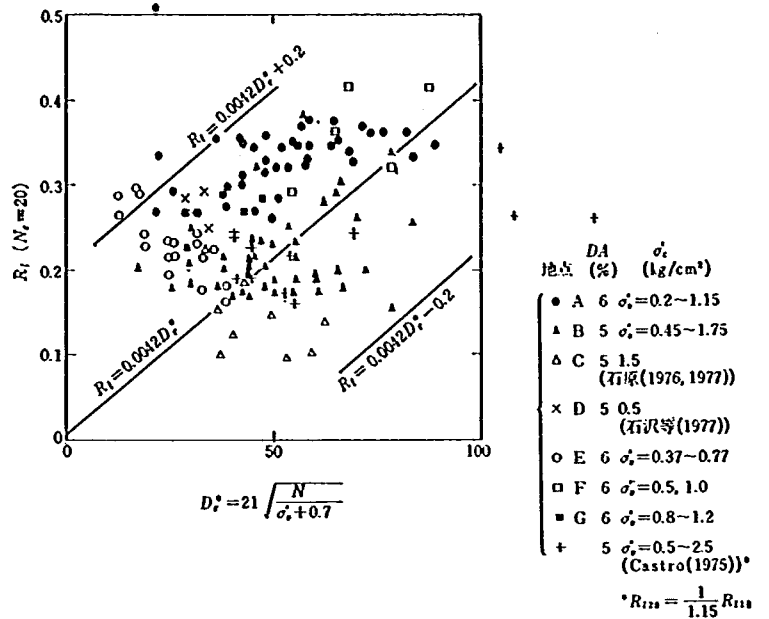


図-3 振動三軸強度比 $R_e(N_e=20)$ と推定相対密度 D_r^* の関係

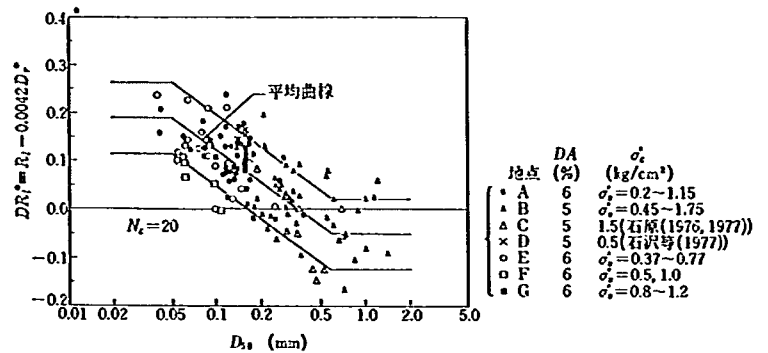


図-4 $DR_e^* (=R_e - 0.0042 D_r^*)$ と平均粒径 D_{50} の関係

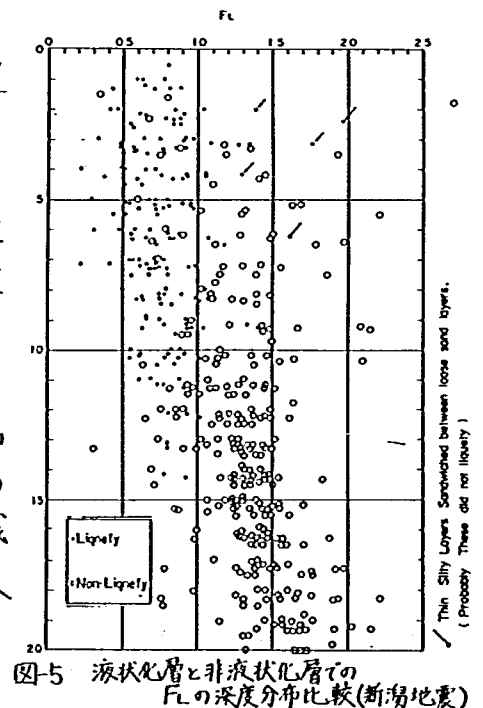


図-5 液状化層と非液状化層での F_L の深度分布比較(新潟地震)

今年度は、日本海中部地震により液状化が原因とみられる。被害を受けた南秋田郡若美町五明光において、被害調査、ボーリング調査および不かく乱試料の採取ならびに室内動的せん断強度試験（液状化強度試験）を実施し、液状化判定法の検討、および液状化程度と被害程度の相関を検討するための基礎資料とした。

調査地点は、五明光橋の橋台から5 m程度の取付盛土上の二箇所（兩岸）である。五明光橋および周辺の土質の概要は図-7に示すとおりであり、15 m程度の盛土形成である取付道路は大崩壊を起こし、1 m程度の沈下を生じた。しかし、杭基礎を有する五明光橋にはほとんど被害が認められず、取付道路とは対象的な被害状況を呈しており取付道路の破壊は表層地盤の液状化によるものと考えられる。

(4)式に従って液状化抵抗率 F_L を求めた結果を図-5、図-6に示す。両地点とも地表面下5 m程度までは F_L が1を下回る領域が存在し、これらの浅い層において液状化が発生したことが取付道路の被害程度を大きくした原因と考えられる。

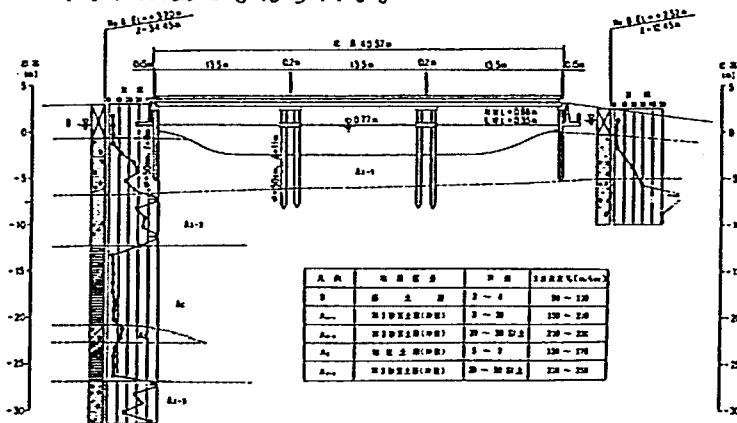


図-7 土質推定断面図（五明光橋）

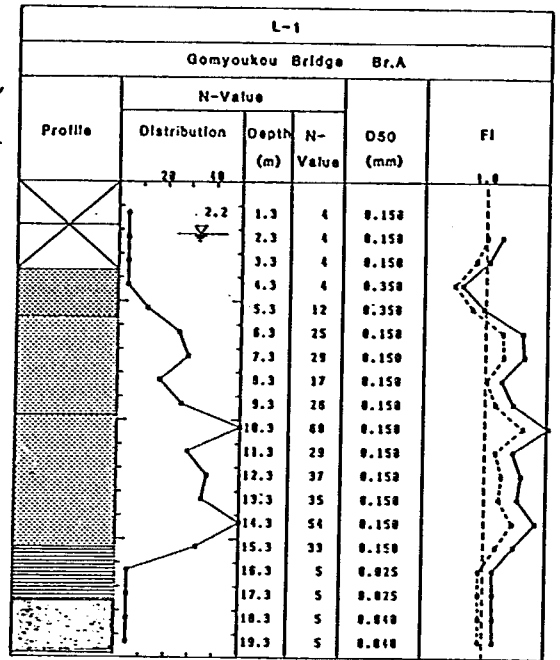


図-5 地盤の液状化調査結果（五明光橋No.A）

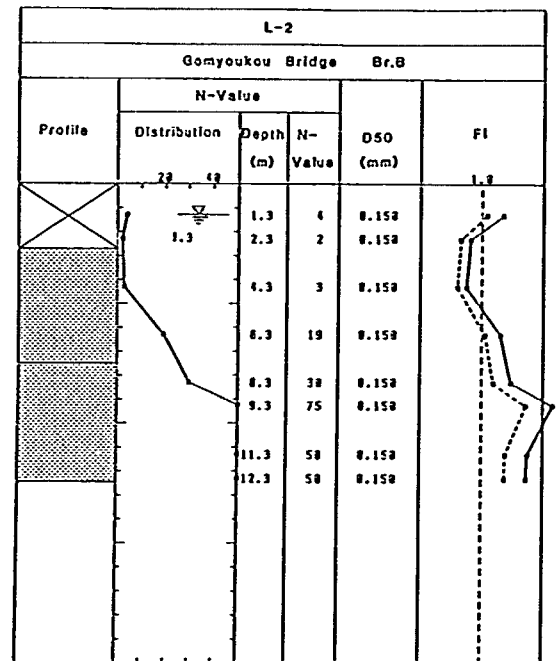


図-6 地盤の液状化調査結果（五明光橋No.B）

なお、本小文の液状化判定法は、道路橋示方書・耐震設計編に取り入れられている。

ただし、(3)式は今後のデータの蓄積、試料採取におけるかく乱の影響の評価法の確立等によって修正されるべきものであり、引続きボーリング調査および室内試験を行う必要がある。

4.4. 模型振動実験（液状化特性、液状化地盤中の構造物の動的特性）

地盤の液状化特性および液状化地盤中の構造物の動的特性について模型振動実験により検討を行った。実験内容としては、①成層地盤による空気乾燥砂と飽和砂の動的沈下特性の検討、②液状化地盤中の杭基礎の振動特性に関する検討、③群杭及び単杭の下端の支持条件の影響、およびランダム波入力による影響の検討、④強度特性の異なる模型地盤の耐震性の比較検討、⑤液状化

が杭の動的バネ特性に及ぼす影響に関する検討、⑥液状化地盤中のケーソン基礎の振動特性に関する検討、の6つに大別することができる。

以上の実験から明らかになったことを以下に示す。

- 1) 飽和砂層の場合は、完全液状化が生じると、乾燥砂の場合よりもはるかに大きな沈下が生じる。また、その沈下の発生は乾燥砂の場合と大きく異なり、加振当初はほとんど沈下を生ぜず、過剰間隙水圧が上昇しはじめた直後に沈下が開始し始める。
- 2) 砂層は上層から液状化しはじめ、液状化領域は次第に下層へと広がっていく。
- 3) 砂地盤が液状化してゆく過程での杭基礎の応答特性の変化は、杭～地盤系の固有周期の変化で理解できる。即ち、地盤が液状化してゆくに連れて、見かけ上の杭の自由突出長が伸びてゆき、固有周期が伸びてゆくものと考えられる。
- 4) 砂の種類、入力振動数の変化、杭の剛性の違い、杭下端の固定条件の違い、および入力波形の違いにかかわらず、液状化過程において、砂層中の杭の固有振動数は減少し、完全液状化時には杭の応答は、液状化前の杭の応答値から、水中での杭の応答値に近づく。
- 5) 液状化砂層中の杭の動的バネは、液状化前の $\frac{1}{10}$ 程度に減少しており、液状化により地盤のバネ定数がほぼ零になることが確かめられた。
- 6) 地盤のバネ定数は、過剰間隙水圧の発生と同時に減少し始め、その傾向は地盤の相対密度の影響を受ける。
- 7) 非液状化砂層中での杭の動的バネ（振動特性より算定）と静的バネ（水平裁荷試験により計測）は、ほぼ同一の値を示す。
- 8) ケーソン直近の地盤はケーソンの影響を大きく受ける。そのため、ケーソン～地盤系の固有振動数よりも高い同波数の波が入力された場合、ケーソン直近の地盤の応答加速度は、地盤のみの場合の応答加速度よりも小さくなる。

これまでの実験では、液状化が構造物に与える影響を、液状化した砂層に対する載荷試験および地盤と構造物を一自由度の振動系と仮定した模型実験により検討を行ってきた。今後は、構造物周辺の液状化の発生状況および液状化が地盤反力係数に与える影響について調査検討を行い、液状化地盤中の構造物の耐震設計法の合理化を図る必要がある。

また、構造物に影響を与える液状化層の範囲について調査し、液状化対策に必要な地盤改良の範囲を明らかにする必要がある。

4.5. 土構造物および液状化地盤中の構造物の地震時応答解析

液状化の可能性のある地盤上に建設される大規模構造物の地震時応答特性を推測し、その耐震設計に反映させるためには、地盤の液状化を考慮した構造物の地震応答解析法が必要である。本研究では、地盤の地震時における非線形挙動あるいは過剰間隙水圧の発生（液状化）を考慮した地盤～構造物系の数値解析プログラム“DYSSIPL”を作成した。

数値解析プログラム“DYSSIPL”は、まず地盤の地震応答解析を行い、地盤の各層で得られた計算地震動を対応する構造物の節点に入力させて構造物の対応を計算する。ここで、構造物に及ぼす地盤の動的な挙動は土の非線形性（H-Eモデル）および過剰間隙水圧の発生・消散を考慮

した上で計算された地震動に含まれているが、“DYSSIPLE”においては地盤の液状化に伴って地盤～構造物間の剛性および減衰を地盤の応答解析により計算された地盤のせん断剛性率あるいは過剰間隙水圧の変動に合わせて変化させ、構造物の応答に及ぼす地盤の液状化の影響を考慮するようにした。

地盤と構造物間のバネ k_e の時間変化 $k_{e,t}$ は、地盤のせん断剛性率から(6)式により推算する方法と、地盤内の過剰間隙水圧の発生量に基づいて図-8に示す $k_t/k_0 \sim du/\sigma_v'$ に応じて(7)式により推算する方法により考慮できる。地盤と構造物間のダッシュポット C_e の時間変化 $C_{e,t}$ は $k_{e,t}$ の関数として(8)式により考慮できる。

$$k_{e,t} = k_{e,0} \cdot G_t/G_0 \quad \dots\dots(6)$$

$$k_{e,t} = k_{e,0} \cdot k_t/k_0 \quad \dots\dots(7)$$

$$C_{e,t} = \beta \cdot k_{e,t} \quad \dots\dots(8)$$

$k_{e,0}$: 地盤の初期地盤反力係数

k_0 : 地盤の初期地盤反力係数

G_0 : 地盤の初期せん断剛性率

k_t : 時刻 t までの地盤反力係数

G_t : 時刻 t までの地盤のせん断剛性率

β : 定数

5. あとがき

過去11年間にわたる地盤の耐震調査により、前章で報告したように沖積地盤の動的変形特性の標準化、砂質地盤の液状化特性の解明、液状化の簡易判定法の提案、地盤の液状化を考慮した構造物の地震応答解析プログラムの開発等に関して所定の成果を得ることができた。

本研究の遂行に際しては豊橋技術科学大学果林栄一教授(元振動研究室長)、若崎敏男地震防災部長(元振動研究室長)、東京大学生産技術研究所龍岡文夫助教授(元振動研究室主任研究員)、川島一彦耐震研究室長(元振動研究室主任研究員)および元振動研究室の常田賢一研究員(現北陸地建企画課)、木全俊雄研究員(現国土庁)、福田富三氏(現中国地建福山工事々務所)、木本正則氏(現土木研究所施設課)、若月高晴氏(現飯田長姫高校)、堀内俊一氏(現関東地建千葉国道酒々井出張所)、吉田精一氏の協力によるところが非常に大きい。ここに記して厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所 : 地盤の動的変形特性に関する実験的研究(I)
- 2) 建設省土木研究所 : 地盤の動的変形特性に関する実験的研究(II)
- 3) 建設省土木研究所 : 土の動的変形特性—共振法土質試験機による測定—
- 4) 建設省土木研究所 : 広範囲な土領域での砂の動的せん断変形特性—低周波動的せん断試験装置の開発—
- 5) 建設省土木研究所 : 砂層中の杭の動的挙動に関する模型振動実験
- 6) 建設省土木研究所 : 砂質地盤の耐震性調査結果
- 7) 建設省土木研究所 : 沖積粘性土の動的変形特性—せん断剛性率のヒズミ依存性—
- 8) 建設省土木研究所 : 土の非線形地盤の地震応答に及ぼす影響に関する解析的検討
- 9) 建設省土木研究所 : 昭和大橋における地盤および下部構造物の耐震性調査
- 10) 建設省土木研究所 : 砂質地盤の液状化および杭基礎構造物の動的応答特性に関する模型振動実験
- 11) 建設省土木研究所 : 地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究
- 12) 建設省土木研究所 : 地盤の液状化を考慮した構造物の地震応答解析法—DYSSIPLE—
- 13) 建設省土木研究所 : 新潟地震および宮城県沖地震による地盤の液状化状況および復旧に関する資料調査
- 14) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編

土研報告	1483の1	昭和52年3月
土研報告	1535の2	昭和55年3月
土研資料	9125	昭和49年5月
土研資料	10803	昭和51年3月
土研資料	11525	昭和51年
土研資料	1356号	昭和52年
土研資料	1504号	昭和54年3月
土研資料	15825	昭和54年
土研資料	15715	昭和55年7月
土研資料	16053	昭和55年3月
土研資料	17275	昭和56年7月
土研資料	18135	昭和57年3月
土研資料	18435	昭和57年3月

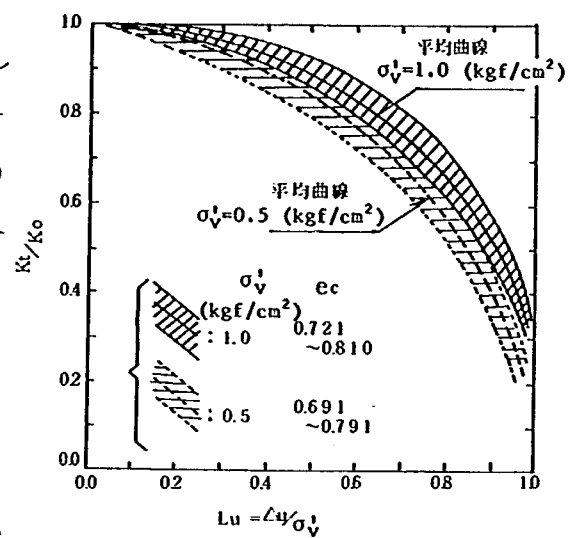


図-8 $k_t/k_0 \sim du/\sigma_v'$

(10) 地方建設局依頼調査

1.5 ダムの強震計の点検調査

振動研究室 室 長 荒川直士*
 〃 主任研究員 川島一彦**
 〃 相沢 興
 〃 高橋和久

ダムおよび周辺岩盤上での正常な観測体制を維持するために、表-1および表-2に示す各地方建設局管内のSMAC型強震計、9地点、17台および電磁式強震計、17地点、140成分の定期点検補正を行った。点検補正結果は表-1および表-2に示した通りであり、これによる強震計の調整・修理を加えることにより観測体制を維持することができた。

表-1 SMAC型強震計の定期点検補正結果

NO.	観測所NO.	観測所名	県名	維持管理機関	設置対象	型 式	台数	点 検 補 正 結 果	対 策
1	602	横山ダム	岐阜	中)ダム管理所	堤 体	SMAC-Q	1	異常なし(点検、注釈有)	シヤケレの交換を要にする
2	603	猿谷ダム	奈良	近)ダム管理所	地 盤	SMAC-B2Q	2	B2電磁式計の分解清掃要	強震計の分解清掃要
3	604	天ヶ瀬ダム	京都	近)ダム管理所	地 盤	SMAC-A	1	異常なし	
4	606	鶴田ダム	鹿児島	中)ダム管理所	堤 体	SMAC-B2	1	異常なし	
5	608	大石ダム	新潟	中)ダム管理所	堤 体	SMAC-D	1	異常なし	
6	611	真名川ダム	福井	近)ダム管理所	堤 体	SMAC-E2	1	異常なし	
7	613	白川ダム	山形	近)ダム管理所	堤 体	SMAC-E2	2	異常なし(点検、注釈有)	シヤケレの交換を要にする
8	615	烏地川ダム	山口	中)ダム管理所	堤 体	SMAC-Q	2	異常なし(点検、注釈有)	シヤケレの交換を要にする
9	618	柳瀬ダム	愛媛	中)ダム管理所	地 盤	SMAC-Q	1	異常なし	
							1	スグ・ユニット不良	スグ・ユニット修理
							2	異常なし	

表-2 電磁式強震計の定期点検補正結果

NO.	観測所NO.	観測所名	県名	維持管理機関	設置対象	型 式	台数	点 検 補 正 結 果	対 策
1	5601	湯田ダム	岩手	東)ダム管理所	堤 体	電 磁 式	3	異常なし	
2	5602	鳴子ダム	宮城	東)ダム管理所	堤 体	〃	5	異常なし	
3	5603	横山ダム	岐阜	中)ダム管理所	堤 体	〃	7	タイムスタンブの不良	タイムコードジレ-タに交換
4	5604	四十四田ダム	岩手	東)ダム管理所	堤 体	〃	5	異常なし	
5	5611	矢作ダム	愛知	中)ダム管理所	堤 体	〃	12	異常なし	
6	5612	釜戸ダム	宮城	東)ダム管理所	堤 体	〃	10	異常なし(BL-12)の対向のケーブル断線	ケーブル交換
7	5614	松原下釜ダム	熊本	中)ダム管理所	堤 体	〃	3	異常なし	
8	5615	藤原ダム	群馬	中)ダム管理所	堤 体	〃	3	異常なし	
9	5617	白川ダム	山形	近)ダム管理所	堤 体	〃	4	異常なし	
10	5618	御所ダム	岩手	東)ダム管理所	堤 体	〃	12	異常なし	
11	5619	石沢ダム	岩手	東)ダム管理所	堤 体	〃	21	異常なし	
12	5620	田瀬ダム	岩手	東)ダム管理所	堤 体	〃	6	異常なし	
13	5621	野村ダム	愛媛	中)ダム管理所	堤 体	〃	6	異常なし	
14	5622	美知ダム	長野	中)ダム管理所	堤 体	〃	3	異常なし	
15	5623	小湊ダム	長野	中)ダム管理所	堤 体	〃	3	異常なし	
16	5624	石手川ダム	愛媛	中)ダム管理所	堤 体	〃	3	異常なし	
17	5625	五十里ダム	熊本	中)ダム管理所	堤 体	〃	3	異常なし	

* 現 日本道路公団 福岡建設局八代工事事務所 所 長
 ** 現 建設省土木研究所 地震防災部耐震研究室 室 長

(II) 地方建設局依頼調査

2.19 三郷インターチェンジにおける調査・試験

振動研究室	室 長	荒川直士*
、	主任研究員	川島一彦**
、	研 究 員	田村敬一
、		相沢 興
、		高橋和之

1. まえがき

三郷インターチェンジは、地震時に液状化する可能性の高い軟質沖積地盤上に建設される大規模な曲線橋を含む高架橋で構成されている。耐震性に関しては、動的解析を含め種々の検討が行われているが、これらは全て解析面からの検討である。したがって、同インターチェンジの耐震性をより詳細に検討し、また、解析に仮定した各種定数の妥当性を検証するためには、解析上、最も不確定な要素の多い下部構造と地盤の相互作用に重点を置いて加振実験を実施し、耐震設計に仮定した種々の定数を吟味検討することが必要とされる。

2. 試験目的

今年度は、下記の項目を中心として、試験を実施した。

- (i) 動的ばね定数および減衰定数の変位振幅依存性について検討する。
- (ii) 動的ばね定数および減衰定数の振動数依存性について検討する。

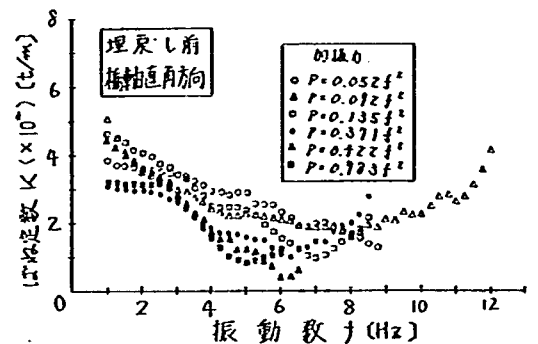


図1 加振力ケース別のばね定数と振動数の関係の一例

3. 試験方法および試験結果

3.1 動的ばね定数および減衰定数

橋脚の振動を1自由度系の振動とみなせば、その運動方程式は次のようになる。

$$M\ddot{u}_g + C\dot{u}_g + Ku_g = F \quad \dots (1)$$

ここで、 u_g はフーチング重心の変位、 M は橋脚躯体の質量、 C は減衰係数、 K はばね定数、 F は外力である。また、 C および K は振動数に依存するものとする。式(1)に $u_g = U_g \cos(2\pi ft - \delta_g)$ 、 $F = F_0 e^{i\omega t}$ を代入して、実部と虚部に分離すれば、次のようにばね定数 $K(f)$ および減衰定数 $c(f)$ が求められる。

$$K(f) = (2\pi f)^2 M + F_0 \cos \delta_g / U_g \quad \dots (2)$$

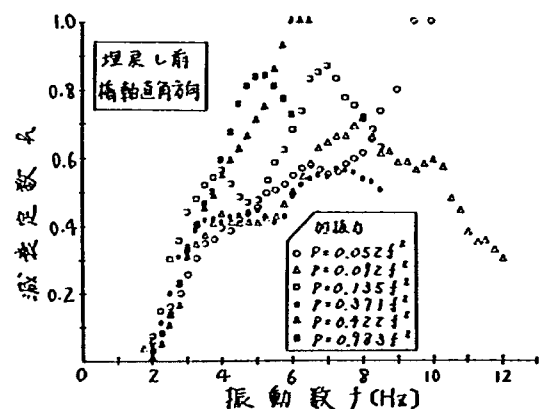


図2 加振力ケース別の減衰定数と振動数の関係の一例

* 現 日本道路公団 福岡建設局八代工事事務所 所 長
 ** 現 建設省土木研究所 地震防災部耐震研究室 室 長

$$C(f) = F_0 \sin \delta q / 2\pi f U q \quad \dots (3)$$

$$R(f) = C(f) / 2\sqrt{M \cdot K(f)} \quad \dots (4)$$

ばね定数および減衰定数と振動数の関係の一例を示すと、それぞれ、図1および図2のようになる。

3.2. ばね定数および減衰定数の変位振幅依存性

図1および図2から、振動数を一定として、各加振力ケースごとにばね定数および減衰定数と変位振幅の関係を求めると、それぞれ、図3および図4に示すようになる。なお、図3には、静的載荷試験による静的ばね定数も合わせて示してある。図3より、ばね定数は変位振幅が大きくなるに従い低下し、また、その低下の度合は、一般に、振動数が高いほど大きいことがわかる。この傾向は、静的ばね定数と振動数 = 0 (Hz) の場合のばね定数と見比べると、静的ばね定数に対しても認められる。また、図4からわかるように、減衰定数と変位振幅の間には有意な関係は認められない。

3.3. ばね定数および減衰定数の振動数依存性

図3および図4から、変位振幅を一定として、ばね定数および減衰定数と振動数の関係を求めると、それぞれ、図5および図6に示すようになる。なお、図5には、静的載荷試験(変位振幅 = 0.25, 1/(mm))による静的ばね定数も合わせて示してある。図5より、ばね定数は振動数が高くなるに従い、低下することがわかる。また、図6より、減衰定数は振動数に依存して増加する傾向が認められる。

4. 今後の課題

今年度は、動的ばね定数および減衰定数の変位振幅依存性および振動数依存性について検討した。次年度以降は、強震計を設置し、実測記録から地震時の橋脚の挙動について検討していくことが望まれる。

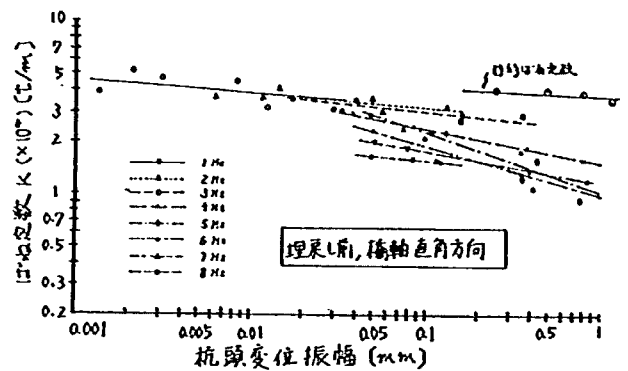


図3 ばね定数と変位振幅の関係の一例

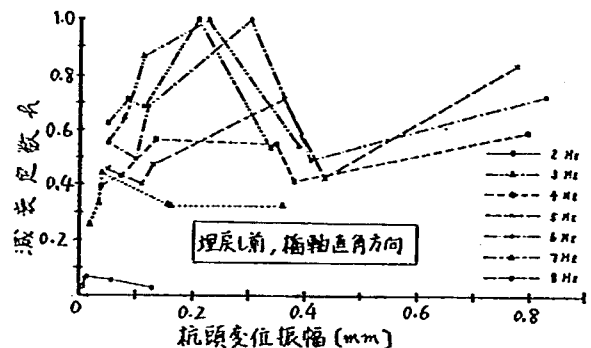


図4 減衰定数と変位振幅の関係の一例

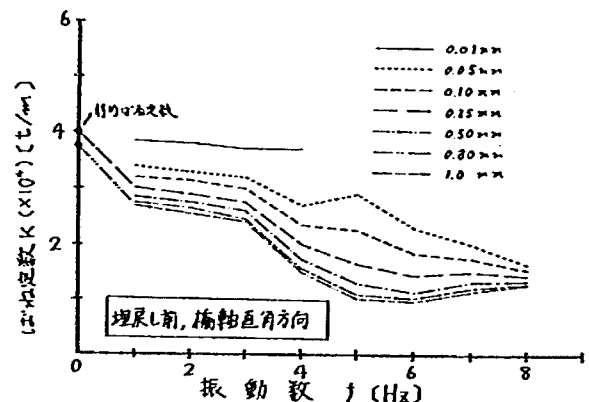


図5 ばね定数と振動数の関係の一例

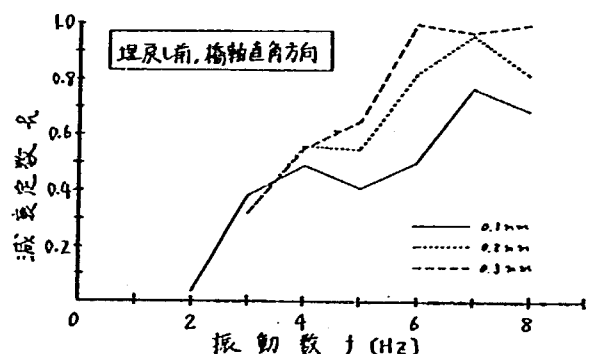


図6 減衰定数と振動数の関係の一例

(12) 受託研究, 本州四国連絡橋公団
 1. 本州四国連絡橋に関する調査試験
 1.5 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	荒川直士*
“	主任研究員	川島一彦**
“	研究員	田村敬一
“		相沢 興
“		高橋和之

1. まえがき

本州四国連絡橋の耐震設計に用いる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・同解説(以下、耐震設計基準と呼ぶ)によって定められており、これによれば、設計地震動の最大加速度は、架橋地点の橋梁下部構造支持地盤上において 180gal とすると規定されている。また、応答を考慮した修正震度法における設計震度および動的解析に用いる加速度応答スペクトルについても規定されている。しかしながら、これらの規定は昭和49年に定められたものであり、現時点に比較して地震動の特性に関する情報が少なかった時期に定められたものであることから、見直しが必要とされている。そこで、本課題は、明石海峡大橋の耐震設計に用いる動的解析用の加速度応答スペクトルの見直しを図るとともに、時刻歴地震応答解析用入力地震波を合理的に定めることを目的に、昭和55年度を初年度として開始されたものである。

昭和55年度には、架橋地点の地震発生状況と既往の地震活動を考慮して確率的に解析する手法を検討し、これに基づく電算解析プログラム RISK を開発した。RISK は、任意地点における任意の再現期間に相当する地震応答スペクトルの期待値を求めることができる電算プログラムである。昭和56年度には、RISK に入力するデータとして明石海峡大橋周辺の地震の発生状況に基づく地域区分、河角のマグニチュードの信頼性、解析に考慮する最小マグニチュード m_0 の設定法、等を検討した。昭和57年度には、これに基づき、明石海峡大橋架橋地点における最大加速度、加速度応答スペクトルの期待値について検討した。また、長周期地震動の特性を検討するために、気象庁1倍強震計(低倍率の機械式変位型地震計、固有周期5~6秒)により1968年十勝沖地震($M=7.9$)の際に東北および北海道地区で観測された50成分の変位記録を数値化し、これを数値微分して求めた加速度波形の特徴について予備的に検討した。

今年度は、昨年度までの検討結果に基づき、予測式回りのばらつきを考慮した加速度応答スペクトルの期待値を求め、これと現行の耐震設計基準に規定されている動的解析用の加速度応答スペクトルとの比較を行うとともに、明石海峡大橋の動的解析に用いる入力地震応答スペクトルを提案した。また、実測の強震記録をもとに、その応答スペクトル特性を目標とする応答スペクトルに一致するような振幅特性を調整する方法により、明石海峡大橋の時刻歴地震応答解析に用いる加速度波形を求めた。また、気象庁1倍強震計記録をもとに、最大地震動および加速度応答スペクトルの距離減衰特性とS

* 現 日本道路公団 福岡建設局八代工事事務所 所長
 ** 現 建設省土木研究所 地震防災部耐震研究室 室長

MAC型強震計記録から得られている情報と比較しながら検討し、長周期地震動の特性を調査した。

2. 調査目的

本州四国連絡橋周辺の既往の地震発生状況並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手法を開発することを目的とする。

3. 調査方法

- (i) 本州四国連絡橋架橋地点周辺の地震発生状況および地体構造の調査
- (ii) RISK モデルによる最大加速度および加速度応答スペクトルの期待値の解析
- (iii) 気象庁1倍強震計記録の解析による長周期地震動の調査

4. 調査結果

4.1. 動的応答解析に用いる加速度応答スペクトル

4.1.1. 加速度応答スペクトルの予測式

我が国の地盤上67地点において過去89回の地震に際して得られた20197組の水平加速度強震記録を重回帰分析した結果によれば、減衰定数5%の加速度応答スペクトル $\tilde{S}_A(T, 0.05)$ は次式で与えられる²⁾。

$$\tilde{S}_A(T, 0.05) = a(T, GC) \times 10^{b(T, GC)M} \times (d+30)^{-1.178} \quad \dots (1)$$

ここで、 $a(T, GC)$ および $b(T, GC)$ は、表1に示すように、固有周期 T および地盤種別 GC ごとに与えられる係数であり、また、 M および d は、それぞれ、地盤のマクニチュードおよび震央距離(km)である。明石海峡大橋架橋地点における減衰定数5%の加速度応答スペクトル $\tilde{S}_A(T, 0.05)$ を推定するに際しては、式(1)による1種地盤上の推定式を次のように補正して用いるものとした。

$$S_A(T, 0.05) = \alpha_1(T) \times \alpha_2(T) \times \alpha_3(T) \times \tilde{S}_A(T, 0.05) \quad \dots (2)$$

ただし、

$\alpha_1(T)$: 1種地盤表面から下部構造重心位置への変換係数 (=1.0)

$\alpha_2(T)$: $\tilde{S}_A(T, 0.05)$ の推定式の予測精度に対する補正係数 (=1.5)

$\alpha_3(T)$: 高次モードに対する補正係数 (=1.0)

表1 式(1)の係数 a および b (1種地盤)

また、任意の減衰定数 h に対する加速度応答スペクトルは、式(2)を用いて、平均的に次のように表される²⁾。

$$S_A(T, h) = S_A(T, 0.05) \times \left(\frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \right) \quad \dots (3)$$

4.1.2. 動的解析用応答スペクトル

加速度応答スペクトルと再現期間の関係の算出方法については、参考文献3)および4)に詳しいので、ここでは省略することとする。本州四国連絡橋の耐震設計に考慮すべき地震として、耐震設計基準では、紀伊半島沖および土佐沖に100年当り1~2回の発生が予想されるマクニチュード8程度の地震を想定することとしている。ここでは、マクニチュード M が8.5の

固有周期 (秒)	1種地盤	
	$a(T, GC_1)$	$b(T, GC_1)$
0.1	2420	0.211
0.15	2407	0.216
0.2	1269	0.247
0.3	574.8	0.273
0.5	211.8	0.299
0.7	102.5	0.317
1.0	40.10	0.344
1.5	7.12	0.432
2.0	5.78	0.417
3.0	1.67	0.462

ここでは、図1に示した提案応答スペクトルに一致するように応答スペクトル特性を修正した模擬地震波形を作成し、これを地震入力として用いることを提案する。模擬波形の作成方法は参考文献4)に詳しいが、その概要を示すと次のとおりである。いま、目標とする加速度応答スペクトルを $S_A(f)$ 、振幅特性を調整した加速度記録を $a(t)$ 、その加速度応答スペクトルを $\hat{S}_A(f)$ とする。 $a(t)$ を等時間間隔に離散化して $a_m(m=0,1,\dots,N-1)$ と表せば、そのフーリエ変換は次式で与えられる。

$$C_k = \frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} a_m \exp(-i \frac{2\pi k m}{N}) \quad (k=0,1,\dots,N-1) \quad \dots (4)$$

また、 $S_A(f)$ に対する $\hat{S}_A(f)$ の比を $\alpha(f)$ とする。

$$\alpha(f) = S_A(f) / \hat{S}_A(f) \quad \dots (5)$$

式(4)および式(5)より、振幅特性を調整した複素フーリエ振幅 C_k は次式のように求められる。

$$C_k = \alpha(f) C_k \quad (k=0,1,\dots,N-1)$$

C_k を逆フーリエ変換すれば、修正した加速度記録 $a'_m(m=0,1,\dots,N-1)$ は次のように求められる。

$$a'_m = \sum_{k=0}^{N-1} C_k \exp(i \frac{2\pi k m}{N})$$

応答スペクトルとフーリエ振幅の間には振動数領域において、一義的な関係がないため、特殊な場合を除き、式(7)の a'_m の応答スペクトル $\hat{S}_A(f)$ は $S_A(f)$ と一致しない。したがって、式(4)~(6)の過程を何回か繰り返し、最終的に式(5)の $\alpha(f)$ がある一定の値以下となるようにする。以上に示した方法をフローチャートにすると、図4に示すようになる。土木研究所では、上記の手法に従って、任意の波形をもとに、その応答スペクトル特性を任意の応答スペクトルに調整できる電算プログラムWAVE-1を開発した。また、単に目標とする応答スペクトルに合致した応答スペクトル特性を有する加速度波形を作るだけでなく、直接人工地震波を作ることとも考えられるが、ここでは、実務設計に使用するためには強震記録を基本にする方がよいという判断から、強震記録の振幅特性のみを振動数領域で調整することとした。ここで、振幅特性を調整しようとする強震記録の応答スペクトルが目標とする応答スペクトルと近似している場合には、強震記録の波形特性を微調整しても、もとの強震記録がもつ実測記録としての物理的側面を大きく損うことはないと考えられる。ただし、このような条件を満足するためには、次の2つの条件を満足することが必要とされる。

- i) 振幅の調整量を最小にするため、振幅調整しようとする記録の応答スペクトル特性がもともと目標とする応答スペクトルに近似した特性を有していること。
- ii) 記録の得られた地震が本来耐震設計で想定することが現実的なマグニチュードおよび震央距離の組合せの地震であること。

以上のような波形の選定上の基準と、現在までに動的解析に用いられた事例が多いという実績の両者を考慮し、

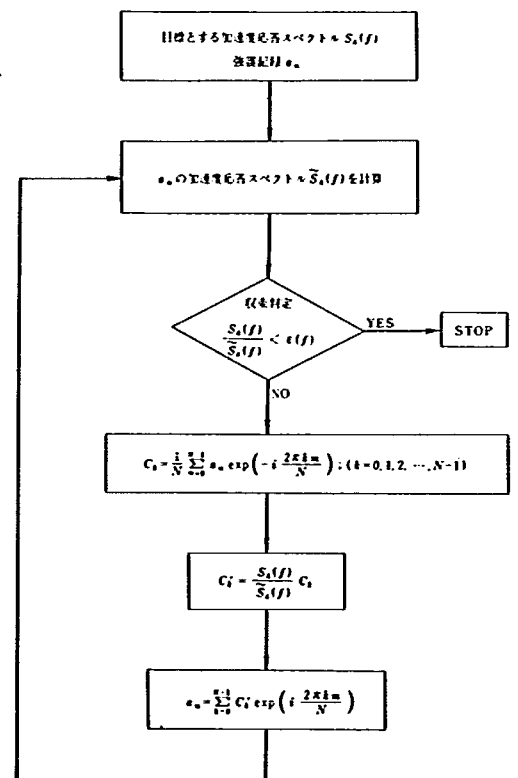


図4 振幅特性調整のフローチャート

地震が震央距離 Δ 150kmの位置に発生する場合を想定し、式(2)から求めた加速度応答スペクトルと明石海峡大橋架橋地点における再現期間150年に対応するスペクトルの比較をみると、図1のようになる。図1によれば、固有周期0.5秒付近を境として、短周期側では再現期間150年のスペクトルが、また、長周期側では $M=8.5$ 、 $\Delta=150\text{km}$ のスペクトルの方が、それぞれ、相対的に大きい。これら2種類のうち、固有周期ごとに、いずれか大きい方のスペクトル値を取り、短周期領域では加速度応答スペクトル一定とし、長周期領域では速度応答スペクトル一定として、上記のスペクトルを包絡すると、図1中の実線のようになる。式(2)の補正係数等検討すべき点も残されているが、今年度は、この加速度応答スペクトルと明石海峡大橋の動的解析用スペクトルとして提案することとする。図2は、上記提案応答スペクトルと耐震設計基準の応答スペクトルの比較を示すものである。また、同図中には、参考のために開北橋記録(図3参照)の応答スペクトルも示している。これより、以下の事項が指摘される。

ii) 提案応答スペクトルは、耐震設計基準の応答スペクトルに比較して、固有周期約0.8秒以上の周期領域では15%程度小さい。これに対して、固有周期約0.7秒以下の周期領域では提案応答スペクトルの方が耐震設計基準の応答スペクトルよりもかなり大きい。これは、耐震設計基準の応答スペクトルが230galを上限として、頭切りをしているためである。一般に、短周期の構造物ほど減衰力は大きくなるので、ある程度の頭切りの効果は見込むことができるが、動的解析においては計算の過程で場所ごとに減衰定数を指定するので、入力段階では頭切りの効果を見込む必要はない。

したがって、提案スペクトルのように短周期のスペクトル値とそのまま残しておくことが合理的と考えられる。

iii) 提案応答スペクトルは、開北橋記録とほぼ同程度の値をとる。

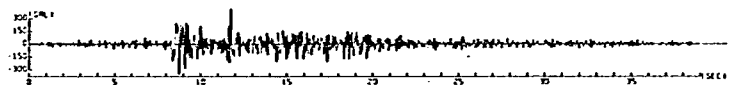


図3 1978年宮城県沖地震による開北橋周辺地盤上の記録(橋軸直角方向)、最大加速度394gal

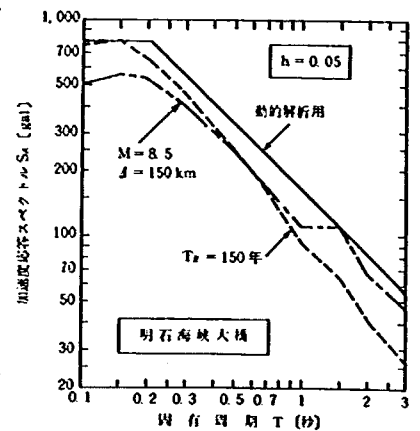


図1 再現期間150年のスペクトルと $M=8$ 、 $\Delta=150\text{km}$ のスペクトルの比較および提案する動的解析用スペクトル

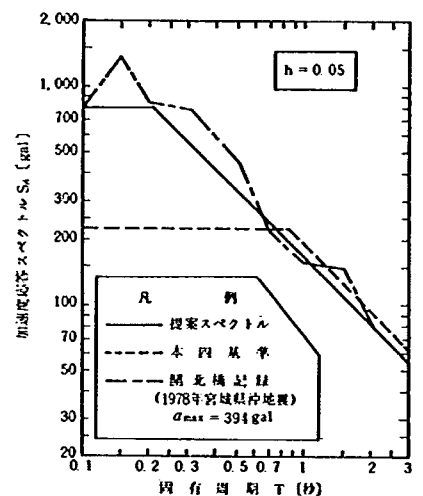


図2 提案スペクトルと他スペクトルの比較

4.2. 動的応答解析に用いる地震動の調査

耐震設計基準では、動的解析に用いる地震動として、架橋地点付近で記録された代表記録および1940年エルセントロ地震記録を基礎地盤上において最大加速度180galに縮小もしくは拡大して用いると規定されている。しかしながら、現状では、明石海峡架橋地点周辺で耐震計算に使用できる程度の強震記録が得られていないこと、また、エルセントロ地震記録を最大加速度180galに縮小して入力地震動とすることには、長周期構造物の耐震設計上問題が多いことを考慮して、こ

ここでは、図3に示した開北橋記録をもとに振幅調整して図1の提案応答スペクトル特性をもつ模擬地震波形を作成することとした。なお、図2に示したように、開北橋記録は提案応答スペクトルに比較的近い応答スペクトル特性を有しており、また、マグニチュード7.4、震央距離80kmという条件で得られたものであり、上記(i)、(ii)の条件を満足している。このようにして、固有周期0.1~5秒の範囲で振幅調整をして求めた波形を示すと、図5のようになる。なお、今年度は、長周期側の上限を5秒としているが、これについては、次節に示す長周期地震動特性の検討結果を待って、より長周期成分をカバーする地震動波形を検討していく予定である。

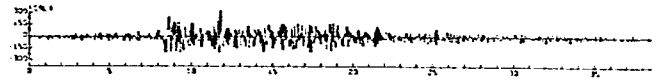
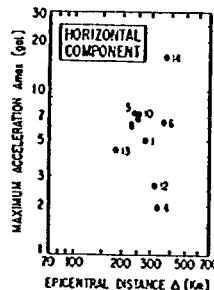


図5 振幅調整した加速度波形、最大加速度3.24g

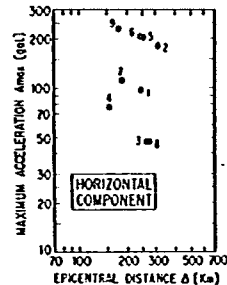
4.3. 長周期地震動特性の検討⁵⁾

4.3.1. 最大地震動(最大変位、最大速度、最大加速度)の距離減衰特性

図6は、1968年十勝沖地震の際に気象庁1倍強震計および工学式強震計(SMAC型強震計)により得られた記録から求めた最大地震動の距離減衰の一例として、最大加速度の距離減衰を示したものである。これより、



- 1 KUSHIRO
- 2 MORI
- 3 HAKODATE
- 4 NEMURO
- 5 MORIOKA
- 6 SENOKI
- 7 HIRAO
- 8 OFUNA
- 9 SAPPORO
- 10 MURORAN
- 11 ISHINOMAKI
- 12 MIYAKO
- 13 RUMOI



- 1 OHTODA BRIDGE SITE
- 2 SHIN-ESAKABE BRIDGE SITE
- 3 OTANOSHKE BRIDGE SITE
- 4 HORONAN BRIDGE SITE
- 5 MURORAN PORT
- 6 AOMORI PORT
- 7 MIYAKO PORT
- 8 KUSHIRO PORT
- 9 HACHINOHE PORT

(a) 気象庁1倍強震計記録

(b) 工学式強震計記録

図6 最大加速度(水平成分)の距離減衰

表2 最大地震動(水平成分)の比較

	震央距離	気象庁1倍強震計記録	工学式強震計記録	既往の工学式強震計記録の統計解析に基づく予測式			備考
				1種地盤	2,3種地盤	4種地盤	
最大変位 (cm)	200km	3~30	—	0.6	2.0	3.2	既往の工学式強震計記録の統計解析に基づく予測式では3秒以上の長周期成分は遮断されている。
	300km	2.5~20	—	0.4	1.3	2.0	
最大速度 (cm/sec)	200km	3~15	—	3	9	10	
	300km	2~10	—	2	6	7	
最大加速度 (gal)	200km	3~20	60~300	67	91	67	気象庁1倍強震計記録には2秒以下の周期成分が含まれていない(最初1秒に数割り遮断されている)ため、最大加速度は小さくなっている。
	300km	2~15	40~200	43	59	43	

(i) 最大変位については、気象庁1倍強震計記録から求められる値に対して、

予測式による値はかなり小さい。これは、予測式が周期3秒までの変位を対象としているのに対して、気象庁1倍強震計記録では20秒までの周期成分を対象としているためと考えられる。

(ii) 最大加速度については、上記(i)と反対で、気象庁1倍強震計記録から求められる値は非常に小さい。これは、同強震計記録には周期2秒以下の短周期成分が含まれていないためである。

(iii) 最大速度については、気象庁1倍強震計記録から求められる値と予測式による値は比較的よく一致している。

4.3.2. 加速度応答スペクトルの距離減衰特性

図6に示した記録を用いて、加速度応答スペクトルの距離減衰を求めると、図7のようになる。気象庁1倍強震計記録と工学式強震計記録の距離減衰特性を比較するために、震央距離200kmおよび300kmについて両者の加速度応答スペクトル値を示すと、表3のようになる。なお、表中には、表2と同一の既往強震記録の統計解析から求められた加速度応答スペクトル値も参考のため示してある。表3より、以下の事項が指摘できる。

①気象庁1倍強震計記録から求めた応答スペクトル値と工学式強震計記録から求めた応答スペクトル値を比較すると、一般に、後者の方が前者よりも約2倍程度大きい。しかしながら、固有周期および震央距離による応答スペクトルの変化の様子は両者間でよく似ている。

②気象庁1倍強震計記録から求めた応答スペクトル値は、既往の強震記録に基づく予測式の値と比較しても小さい。

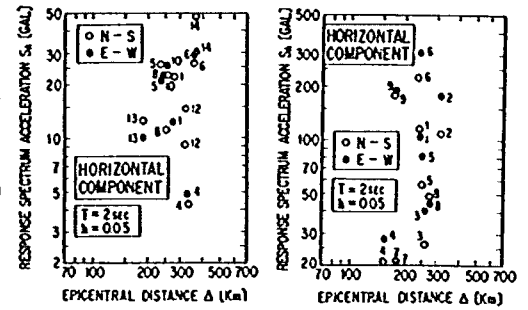


図7 加速度応答スペクトル（固有周期2秒）の距離減衰

表3 加速度応答スペクトル値 ($h=0.05$) の比較
①気象庁1倍強震計記録および工学式強震計記録

固有周期 T (秒)	震央距離 200 km		震央距離 300 km	
	気象庁1倍強震計記録	工学式強震計記録	気象庁1倍強震計記録	工学式強震計記録
2	10~30	15~100	3~20	10~70
5	3~20	6~30	1.5~20	4~30
10	1.5~8	3~20	1~5	2~10
20	0.7~7	—	0.4~5	—

②既往の工学式強震計記録に基づく予測式（固有周期2秒）

震央距離 (km)	表層地盤条件		
	1 種地盤	2,3 種地盤	4 種地盤
200	18.9	70.0	106.9
300	12.4	45.7	69.9

5. まとめ

以上に示した今年度の調査結果をまとめると、以下のようになる。

- (i)再現期間15年の応答スペクトルおよびマクニチュード8.5、震央距離150kmのスペクトルのうち、固有周期2秒にいずれか大きい方のスペクトル値をとり、これを短周期領域では加速度応答スペクトル一定、長周期領域では、速度応答スペクトル一定として包絡し、動的解析に用いる応答スペクトルを提案した。
- (ii)上記提案スペクトルと応答スペクトル特性が一致するよう開北橋記録の振幅特性を振動数領域で調整して、動的解析用入力地震動波形を求めた。
- (iii)気象庁1倍強震計記録から求めた最大変位は、既往の強震記録の統計解析に基づく予測値と比較的によく一致するが、最大加速度および最大変位については、両者の一致は悪い。
- (iv)既往の強震記録の統計解析に基づく加速度応答スペクトル（減衰定数5%）の予測式から固有周期2秒の応答スペクトルを求め、これと気象庁1倍強震計記録から求めた同じ条件の応答スペクトルを比較すると、前者の方が後者よりも2倍程度大きい。全体としての特性はよく一致している。

参考文献 1)土研資料第1993号、昭和58年3月、2)土研資料第2001号、昭和58年7月、3)土研資料第1973号、昭和58年3月、4)土研資料第1992号、昭和58年3月、5)土研資料第1869号、昭和58年3月

(13) 受託研究, 日本道路公団

2. 東京湾横断道路の構造施設設計に関する調査試験

2.4 地震動および地盤の動的特性に関する調査

振動研究室	室長	荒川 直士*
〃	主任研究員	川島 一彦**
〃	研究員	田村 敬一
〃	〃	松本 秀應
〃	〃	近藤 益史
〃	〃	相沢 興
〃	〃	高橋 和之

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、地盤の動的特性を推定するために実施したものである。本年度は、昨年度提案した地震応答解析用の2種類の入力地震動L1, L2を、加速度応答スペクトルの距離減衰式のばらつきを考慮して見直すとともに、入力地震動L1, L2の位置付けを入力の面からだけでなく、安全性の照査の面からも明確にすることを目的に、L1およびL2を用いた動的解析結果を、橋、人工島、沈埋トンネルの各構造物の主要部材、部分別にどのように耐震設計に反映させるべきかについて検討した。

2. 調査目的

東京湾横断道路周辺の地震発生に関する資料を統計的に処理し、横断道路建設地点で考慮すべき設計地震入力および地盤の設定法を調査するとともに、建設地点の地盤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. 調査方法

- (1) 東京湾横断道路建設地点周辺の地震発生状況の調査
- (2) RISK モデルによる加速度応答スペクトルの期待値の解析
- (3) 建設地点周辺に生じ得る可能最大地震の調査およびこれによる最大地震動の推定
- (4) 耐震性の照査対象および照査基準の検討。

4. 調査結果

4-1 動的解析用入力地震動L1およびL2の再検討

昨年度は、東京湾周辺の既往地震活動度に基づいて、基礎で考慮すべき動的解析用入力地震動の応答スペクトルL1, L2を求めた。これは、従来用いられてきたように、既往の代表的な強震記録の最大加速度を150 gal程度に振幅を変化させて入力地震動とするのではなく、図-1のフローチャートに従い、構造物に要求される耐震性のレベルを2段階に整理し、それぞれに対して適当な再現期間

* 現 日本道路公団 福岡建設局八代工事事務所 所長
** 現 建設省土木研究所 地震防災部耐震研究室 室長

— 50 —

の程度の距離減衰式のばらつきを考慮して、入力地震動 $L1, L2$ を求めることとした。

昨年度の解析では、 $L1$ に対する再現期間としては150年を想定した。ただし、この場合には、式(2)による距離減衰式のばらつきは考慮せず、平均値を使うものとして $\eta_1(T) = 1.0$ とした。しかしながら、距離減衰式の方に推定式のばらつきを見込むとすれば、同一の出現確率を見込むための再現期間 T_R は150年よりも小さくすることができ、ここでは、以下の理由により、 $L1$ に対する再現期間を75年と想定することとした。

i) 我が国の太平洋岸のプレート境界に発生する巨大地震のうち、南海-東海地域に発生する巨大地震の繰返し発生時間の平均間隔(再現期間)は、力武によれば117年±35年とされている。したがって、南海-東海地域においては、再現期間が100年を超えるような地震は、本来、巨大地震の部類に入るべきであり、いわば $L2$ に相当すると考えるのが自然である。したがって、 $L1$ としてはこれよりも短い再現期間を考える必要がある。

ii) 土木施設の耐用年数 T_R には、各種の定義があり、統一した考え方が確立されていない。しかしながら、一般に考えられているように、50~100年程度の期間を考慮すると再現期間が75年の地震を想定するということは、構造物の耐用年数内に、当該レベルの地震動が少なくとも1回生じる確率が0.5($T_R = 50$ 年)~0.75($T_R = 100$ 年)ということになる。この程度の確率であれば、「構造物の耐用年数内に生じることが期待される程度の地震動」という $L1$ の定義と矛盾しない。

このようにして、式(1)を用い(ただし、 $\eta_1(T) = 1.5$)

地震危険度解析電算プログラムRISK-IIを用いて求めた再現期間75年に相当する加速度応答スペクトル、および、これを短周期領域では加速度応答スペクトル $S_A = \text{一定}$ 、長周期領域では速度応答スペクトル $S_v = \text{一定}$ として上記スペクトルを包絡して求めた $L1$ を図4に示す。なお、比較のために、昨年度求めた $L1$ を示すと図5の通りである。これによれば、加速度応答スペクトルの距離減衰式まわりのばらつき(平均+標準偏差)を考慮して今年度再検討して求めた $L1$ は、昨年度求めた $L1$ と固有周期0.3秒以上では、ほとんど同一の値となる。ただし、固有周期0.3秒以下では、昨年度求めた $L1$ が600 galであるのに対し、今年度求めた $L1$ は1100 galとなる。

次に、 $L2$ についてであるが、昨年度の検討では、再現期間800年程度(構造物の耐用年数100年、非超過確率 $p = 0.9$)に相当する加速度応答スペクトルの期待値を求め、これを包絡して $L2$ とした。

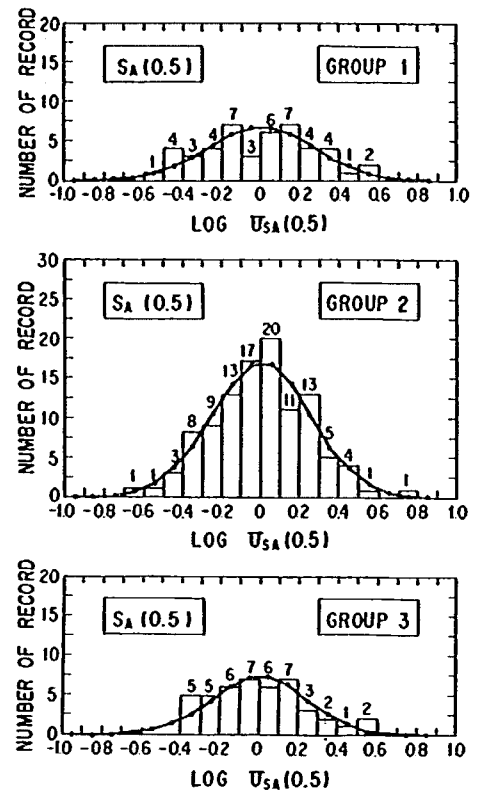


図2 $\eta_1(T)$ の頻度分布 ($T = 0.5$ 秒の場合)

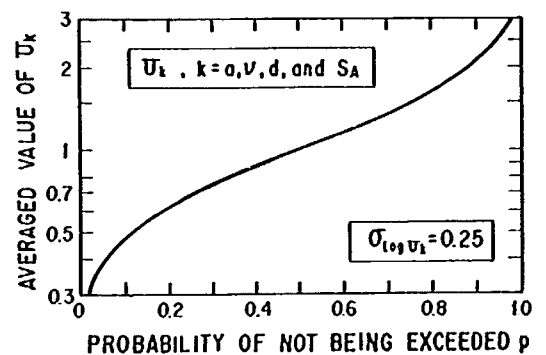


図3 非超過確率 $p \sim \eta_1(T)$ の関係

しかしながら、上述したように、巨大地震の発生にある程度の規則性があるとするれば、地震は空間的、時間的にランダムに発生するという仮定に基づいて期待値を求めることには無理があると考えられる。

L2は、当該着目地点にふれに発生する大地震による地震動を表わしたものである。したがって、当該地点において過去に最も大きな影響を与えた

地震を抽出し、その地震のマグニチュード M および位置（震央距離 Δ ）がある程度特定できれば、これから当該着目地点における応答スペクトルを推定することが可能となる。たとえば、図6は、地球的理学的な特徴および既往の最大地震の調査結果に基づいて、我が国周辺に発生し得る最大地震のマグニチュードを推定したものである。東京湾横断道路建設予定地点周辺においては、1923年の関東地震($M=7.9$)がこれに該当すると考えられるが、いま、関東地震のマグニチュードを丸めて8程度と見込み、これが東京湾横断道路から25~50kmの位置に発生すると考えて、式(1)により($\alpha_2(T)=1.5$)、加速度応答スペクトルを求めると図7のようになる。いま、これを、短周期側では加速度応答スペクトル S_a =一定、長周期側では速度応答スペクトル S_v =一定として包絡したスペクトルをL2とすることとする。これによれば、今年度求めたL2は、昨年度求めたL2(図5参照)と固有周期の3秒以上の領域ではほとんど変わらない。ただし、固有周期0.3秒以下の領域では、昨年度求めたL2が1200galであるのに対し、今年度求めたL2は1600galとなる。

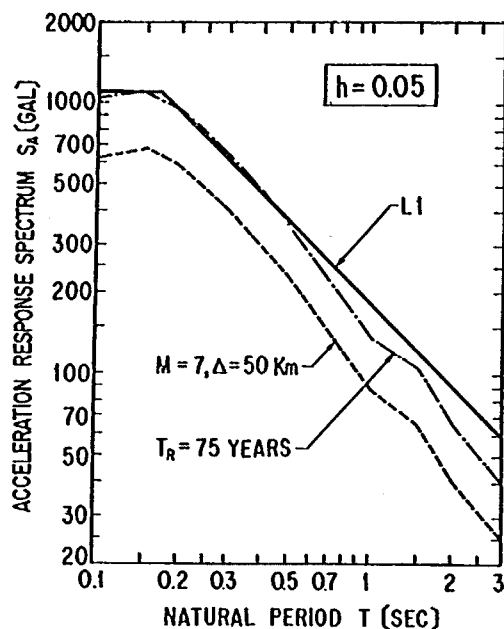


図4 L1の再検討結果(地表面位置)

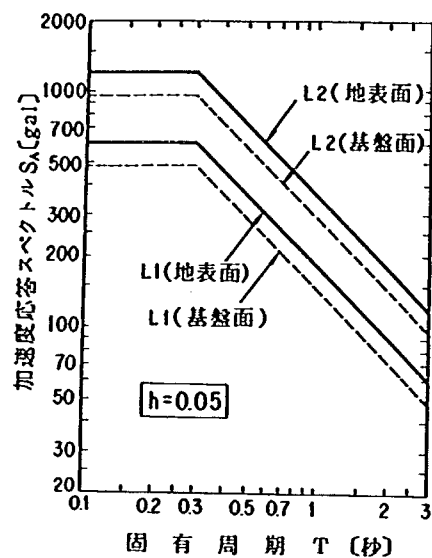


図5 昨年度求めたL1およびL2

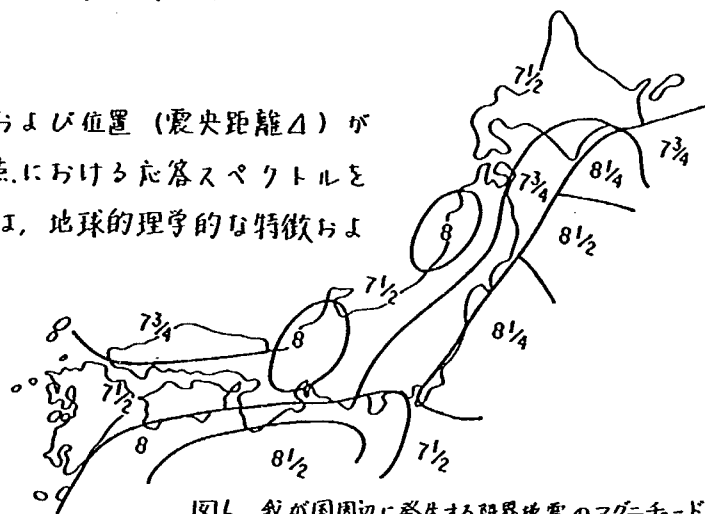


図6 我が国周辺に発生する限界地震のマグニチュード(暫定分布)

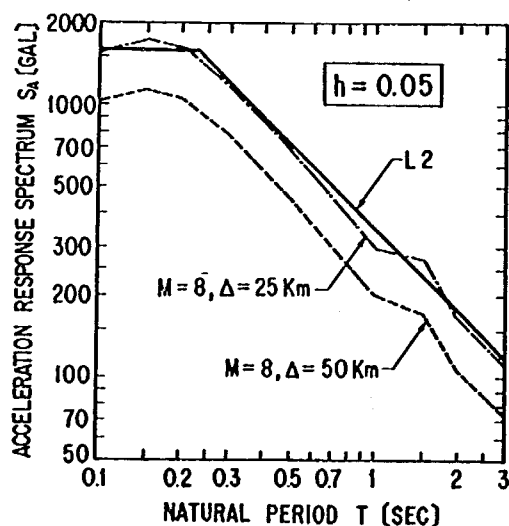


図7 L2の再検討結果(地表面位置)

4-2 入力地震動L1およびL2に対する耐震性の目標水準

動的解析用の入力地震動の強度は、当該構造物に必要とされる耐震性のレベルに応じて定められべきものがある。したがって、本年度は、入力地震動L1、L2の位置付けを明らかにするために、L1、L2に対して必要とされる耐震性の目標を具体的に検討することとした。

東京湾横断道路は大水深で、しかも、厚い軟弱地盤という未経験の条件下に建設されるとともに、構造形式の異なった沈埋トンネル、人工島、橋梁から構成されている。さらに、建設予定地点は過去にしばしば大地震に見舞われている。したがって、このような点と考えると、東京湾横断道路の耐震性の目標およびこれに対応する地震動の大きさは以下のように整理されると思われる。

1) 構造物の耐用年数内に生じることが期待される程度の地震動(L1)に対しては、構造物が本質的な機能を損なうような損傷と受けてはならない。また、地震後の補修により、すみやかに地震前に構造物が有していた機能を回復できなければならない。

2) 当該地点にまれに発生する大地震による

地震動(L2)に対しては、構造部材に相当な損傷が生じることが受認するが、人命の損失に係わるような構造物の崩壊は防止する。また、地震後の補修、補強、部分的な取り替えにより、構造物の機能を回復できなければならない。

このような耐震設計の目標を、地震後の交通機能および復旧後の再使用の面に着目して整理すると表1、2のようになると考えられる。

表1 復旧後の再使用面からの分類

項 目	L-1	L-2
再 使 用	損傷部材の補修後、再使用できなければならない。	損傷部材の補修、破壊部材の取替え後、再使用できなければならない。
復旧費 建設費	極 小	かなりの被害
復旧期間	短 期	長 期

表2 交通機能面からの分類 (応急復旧後本復旧までの期間)

項 目	L-1	L-2	備 考
全面交通規制	な し	ありうる	
その他の規制	注) 制限することもありうる	——	重量規制 速度制限 車線規制

次に、上述した耐震設計の目標を達成するためには、地震応答解析は基本的に以下の考えに基づいて行う必要がある。

1) L1に対しては、構造部材の地震時の線形最大応答値が原則として弾性範囲内の許容値(許容応力度、許容変位、許容変位)以下であることをとし、計算上は損傷が生じないものとする。

2) L2に対しては、構造部材の地震時の非線形最大応答値およびこれに対応する塑性率が、原則として、それぞれ終局強度および終局塑性率以下であることをとし、これにより全体系の崩壊が生じないことを検討するものとする。

上記1)、2)の基準を構造物全体系の安定性に及ぼす程度および当該部材の補修、取り替えの容易さに応じ、被害の程度を想定して分類すると表3のようになる。なお、ここで、損傷とは、対象部材の品質や機能は低下するが、常時荷重に対する抵抗力は有している状態を、また、破壊とは対象部材が

注) 過去の事例からL-1に対しても不測の状態を考慮した場合である。

所要の機能を失い、大変形が生じる状態を、それぞれ、示している。

このうち、表3に示したL1に対しては、個々の部材を損傷させないという観点から検討を加えるものであり、現在までに一般に行われている動的解析による検討と同じものであることから、特に技術的な問題はないと考えられる。これに対してL2に対する検討は、従来の動的解析では考慮されていないため、これに対する具体的な耐震柱の照査項目とその基準が必要とされる。したがって、L2に対して、橋梁、人工島、沈埋トンネルの各構造を構成する主要部材、部分別に地震応答解析により検討すべき項目を検討した。表4はその一例であり、沈埋トンネルに対する結果を示したものである。

5. 結論

本年度の調査結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 昨年度提案したL1およびL2を、加速度応答スペクトルの推定式のばらつきを考慮して再検討し、平均+標準偏差に相当する1.5の割増し係数を考慮したL1、L2を求めた。
- 2) L1およびL2の位置付けを明確にするために、L1およびL2による動的解析結果をどのように耐震設計上取扱うかを橋、人工島、沈埋トンネルの各主要部材、部分別に検討整理した。さらに、L2に対する限界状態の考え方を地震後の交通機能の面および復旧後の再使用の面の両者から整理した。

参考文献

建設省土木研究所：動的解析用入力地震動の設定法 土研資料、第2120号、昭和59年3月

表3 構造部材の被害の程度および範囲に基づく分類

(a) L1の場合

当該部材が損傷した場合の影響 補修・取替えの難易(注)	影響範囲が局所的であり、全体系の安定性に影響がない。	影響が広範囲に及ぶか、もしくは全体系の安定性に影響がある。
比較的容易もしくは取替えが容易な構造となっている。	損傷してはならない (ただし過去の事例からみて損傷する場合もある)	損傷してはならない
困難	損傷してはならない	損傷してはならない

(b) L2の場合

当該部材が損傷した場合の影響 補修・補強・取替えの難易(注)	影響範囲が局所的であり、全体系の安定性は確保できる。	影響が広範囲に及ぶか、もしくは全体系の安定性が減少する。
比較的容易もしくは取替えが容易な構造となっている。	㊦ 破壊してもよい	㊧ 損傷は許すが、破壊は防止する
困難	㊨ 損傷は許すが、破壊は防止する	㊩ 軽微な損傷に限る

(注) 単に技術的に難易のみでなく、経済的・期間的な面からの難易も含めるものとする。

表4 L2に対する照査項目(沈埋トンネルの場合)

項 目	表3によるL2時の入力地震動が作用した場合に許す分類	被害の程度
1. 函 体		
1.1 本体	D	漏水が生ずるようなひびわれが発生しないこと
1.2 鋼 筋	C	漏水効果が著しく損じられないこと
1.3 アウト	B	
2. 函体基礎		
2.1 水平部 (施工時基礎を含む)	C	函内からモルタル注入できるようにしておくことが必要
2.2 斜路部	C	人工島が被害を受けた場合にもある程度トンネルの被害を軽減できること
3. 継 手		
3.1 一次止水	D	
3.2 二次止水	D	
4. 環 気 塔		
4.1 建屋本体	C	函体取付部は函体本体と同じくD程度とする
4.2 建屋基礎	C	
4.3 環気設備	B	
5. 半地下構造		
5.1 U型橋型部 (壁含む)	B	分量の浸水が生ずるようなひびわれが生じないこと
5.2 逆T型橋型部	A	
6. 周辺地盤	C	大規模またはトンネルの安定に大きな影響を与えるような破壊が生じないこと

(14) 総合技術開発プロジェクト・036震災構造物の復旧技術の開発

2. 構造物等の復旧技術の開発

2.1 土木構造物等の復旧技術の開発

2.1.1 橋梁等構造物

——地中構造物の被災判定手法および復旧技術の開発——

1. 研究目的

従来構造物の耐震性に関する研究は、いかにして被害を受けにくい構造物を設計するかに重点が置かれており、被災した構造物に対する対策は殆ど省みられていない。本研究は市街地道路下に埋設された下水道管路施設・共同溝、樋門・樋管および道路トンネルなどの地中構造物を対象として、被災構造物の被災度判定手法および被災程度・形態に応じた復旧技術を開発し、もって地震災害の復旧対策に資することを目的とする。

2. 研究経過

本研究は昭和56年度より5箇年計画で開始された。56年度は上水道、下水道、ガス管路、電力電話地中管路など地中構造物全般に亘って地震時被災事例を文献により調査を行った。57年度は下水道、共同溝、樋門・樋管および道路トンネルを対象とし、その被災発見、被災判定ならびに復旧工法について調査した。58年度は57年度の調査を継続するとともに、昭和58年5月26日に発生した日本海中部地震による下水道管路施設の被害について詳細な調査を行った。

3. 研究方法

本研究は、(財)国土開発技術研究センターに委託し、同センター内に「震災復旧技術研究開発土木委員会」(委員長 岡本舜三 東京大学名誉教授)およびこの委員会のもとに「地中構造物分科会」(分科会長 片山恒雄 東京大学生産技術研究所教授)を設置し、研究を進めた。なお日本海中部地震による被害については、現地調査、地方自治体へのアンケート等による。

4. 研究成果

(1) 被害事例調査

1) 下水道施設

日本海中部地震(1983年)および宮城県沖地震(1978年)で被災した下水道施設を対象に被災発見判定および復旧工法について調査した。また施設全体の被災発見から復旧に至る経過、被災直後の対応、復旧体制等についても資料を収集し整理した。表-1に日本海中部地震による秋田市および能代市における下水道被害の概要を、表-2に秋田市における下水道管渠調査実績を、また表-3に同市における復旧方法の基準を示す。

日本海中部地震と宮城県沖地震の被害を比較すると、後者においてはあまり顕著ではなかった地盤の液状化による被害が日本海中部地震では広範囲に現われたことがあげられる。地盤が液状化した場合、開いた管渠目地から大量の砂が管内に浸入し、流下機能に重大な影響を及ぼすとともに、管内状

況の把握がきわめて困難となることなどの問題点が明らかになった。

被災の発見、判定方法としては、宮城県沖地震、日本海中部地震ともに人孔あるいは管内からの目視が主であったが、我国では宮城県沖地震で初めて用いられたテレビカメラによる小口径管渠の被災調査が日本海中部地震では広範囲に用いられるようになった。

日本海中部地震によって被災した下水道管路施設の復旧方針は、秋田県公園下水道課により、宮城県沖地震時のものを参考にして定められた。被害程度をより詳細に区分し、各々に対する復旧工法が指定された。また、近年下水道管路施設の維持管理で使用されている新しい工法も採用された。

なお、日本海中部地震、宮城県沖地震を対象として地震発生から被災発見・判定、復旧の時間経過を調査した結果、下水道施設の復旧が基本的には緊急的な段階、応急的な段階、本復旧の段階に大別できることがわかった。

2) 樋門・樋管および共同溝

日本海中部地震の際の建設省直轄の樋門・樋管およびサンフェルナンド地震(1971年)の際の上水道水路(コンクリート造箱型暗渠)の被災事例を調査した。前者の樋門・樋管では24ヶ所において被害が認められたもののその本体に被害が生じたのは5ヶ所のみであり、また被害程度も軽いものが大部分であった。被害を受けた樋門・樋管の被害程度、被害発見方法、復旧工法を調査し整理した。サンフェルナンド地震における地中構造物の被害・復旧については前年度調査したが、今年度はその中でも我国の共同溝と比較的類似した構造をもつ Joseph Jensen Filtration Plant のコンクリート造箱型暗渠の被害および復旧工法と詳細に調査するとともに、被害および復旧状況を示す写真を収集した。

3) トンネル

伊豆大島近海地震(1978年)に伴う地震断層により被災した伊豆急稲取トンネルの被害状況、復旧状況について調査を行うとともに、過去の鉄道、道路トンネルの地震被災事例からトンネルの被害の特徴、被害形態に対応した復旧方法等を整理した。この他に、震害ではないが、最近のトンネル災害の事例として東名高速道路日本坂トンネル火災事故の被害・復旧方法を調査し参考資料とした。

(2) 被災発見・判定技術および復旧技術に関する調査

前年度実施した被災発見・判定および復旧技術に関する関連各社へのアンケート調査結果に加え、樋門・樋管、共同溝の継手部被害に対する復旧方法についても調査を行い整理した。

(3) 共同溝維持管理規定における被災時の対処方法に関する調査

現行の共同溝管理規定、保安細則等、維持管理に関する規定類を収集し、地震時の対処方法についての規定内容を整理した。

5. 今後の進め方

下水道管路施設および共同溝を中心とした地中構造物の被災判定方法ならびに復旧工法についての技術指針ととりまとめるため、引続き次の事項について調査研究を行う必要がある。

① 被害事例の調査

日本海中部地震における下水道管路施設等の復旧方法のとりまとめ

② 被災判定手法の開発

合理的な被災程度測定・判定手法のとりまとめならびにその技術指針の作成

③ 復旧技術の開発

復旧工法の確認実験ならびに復旧工法技術指針の作成

6 参考文献

国土開発技術研究センター「昭和58年度震災構造物の復旧技術の開発に関する報告書」

表-1 秋田市、能代市の下水道施設被害の概要

(a) 秋 田 市							(b) 能 代 市				
施設名	被害状況	公共・都市下水道	計	被害率 (%)	全延長又は全箇所数		種 別	被害状況	被害延長又は箇所数	被害率 (%)	全延長又は全箇所数
処理場	場内舗装沈下・破損配管目地破損管際伸縮継ぎ破損管理棟壁面亀裂	1 ^{箇所}	—	1 ^{箇所}	100.0	1 ^{箇所}	管 渠	管 破 損	5,543.1 ^m	92	約60,000 ^m
ポンプ場	場内舗装排水設備外構施設沈下・破損雨水沈下貯留槽材料・管渠伸縮継ぎ破損	2 ^{箇所}	—	2 ^{箇所}	100.0	2 ^{箇所}		管目地ズレ	1,013 ^{箇所}	16.7	
								土砂堆積	3,662.5 ^m	61	
管 渠	管破損及び沈下	16,416 ^m	—	16,416 ^m	0.57	286,000 ^m	マンホール壁立上り	破損、77.7.移動	77 ^{箇所}	61	50 ^{箇所} 1,260
	管目地破損及び目地ズレ	569 ^{箇所}	29 ^{箇所}	598 ^{箇所}	2.1 [%]		マンホール直壁斜壁	破損・ズレ	44 ^{箇所}	35	
人 孔	人孔破損	3 ^{箇所}	—	3 ^{箇所}	0.03	8,950 ^{箇所}	マンホール底版	破損・77.7	48 ^{箇所}	38	
	マンホール目地破損及び目地ズレ	81 ^{箇所}	2 ^{箇所}	83 ^{箇所}	0.93		取付管	破損・突出	1,010 ^{箇所}		
	〃 (大)	83 ^{箇所}	—	83 ^{箇所}	0.93						
	孔室亀裂	32 ^{箇所}	—	32 ^{箇所}	0.36						
取付管	破損・突出	176 ^{箇所}	—	176 ^{箇所}							

1) ※は^m/km

2) 空白部分は詳細不明。

担当

振動研究室
荒川直士*
川島一彦**
松本秀應

表-2 下水道管渠調査実績 (秋田市)

	調査方法	調査延長及び個数	全延長及び個数	調査率 (%)	被害延長・個数
管 渠 (幹線)	〇600 人孔からの目視・流下状況	40,740 ^m	49,730 ^m	81.9	市況管 (旧地割) 9.7 ^{箇所} (39)
	以上 管内からの目視	8,990 ^m			
	〇600 人孔からの目視・流下状況	1,220 ^m	1,850 ^m	65.9	586.5
	未満 TVカメラ*	630 ^m			
	小 計	51,580 ^m	51,580 ^m	100.0	596.2 (309)
管 渠 (枝線)	〇600 人孔からの目視・流下状況	47,610 ^m	48,110 ^m	99.0	24 (3)
	以上 管内からの目視	500 ^m			
	〇600 人孔からの目視・流下状況	173,140 ^m	186,310 ^m	92.9	106.9 (285)
	未満 TVカメラ*	13,170 ^m			
	小 計	234,420 ^m	234,420 ^m	100.0	1071.4 (288)
	合 計	286,000 ^m	286,000 ^m	100.0	1667.6 (597)
取付管	流下状況				30 ^{箇所}
	TVカメラ**				14.7 ^{箇所}
	合 計				177 ^{箇所}
人 孔	目 視	8,950 ^{箇所}	8,950 ^{箇所}	100.0	93 ^{箇所}
	合 計	8,950 ^{箇所}	8,950 ^{箇所}	100.0	93 ^{箇所}

* 目視後TV調査した箇所はTVの項目に分類上。

** 毎市下水道管平均約4.3kmを占む。

*** 取付管(TVカメラ)の被災状況は被害のTVカメラ利用

率 空白箇所の詳細は不明。

表-3 復旧方法 (秋田市)

種 目	被災状況	復 旧 方 法
管 渠	破 損	布設替え
	縦断方向	布設替え
	管体破損	布設替え
	漏水	内面からのコーキング (1cm程度以上)
	小口径管	注入工法等
マンホール壁立上り	目地ズレ (横断方向)	軽微なものはコーキング
	蛇 行 (縦断方向)	布設替え
	破 損	取り壊し築造
マンホール直壁斜壁	沈下・移動	取り壊し築造 (小口径管の修正)
	クラック	Vカットコーキング (漏水状況により工法選定)
マンホール直壁斜壁	破 損	壁の取り替え
	漏 水	Vカットコーキングを原則
取付管	ズレ	2cm程度以上 原形に修正一括削
	小	Vカットコーキング
取付管	突出し破損	布設替え

* 現 日本道路公団 福岡建設局八代工事事務所 所 長
** 現 建設省土木研究所 地震防災部耐震研究室 室 長

(15) 共同研究, 日本道路公団
盛土の地震荷重に関する共同研究

建設省土木研究所地震防災部

振動研究室 室 長 荒川 直士*

研究員 松本 秀應

近藤 益央

日本道路公団東京第一建設局

建設第一部東京湾横断道路調査課 課 長 和佐勇次郎

課長代理 加藤 恒夫

岩井 文明

1. まえがき

新潟地震(1964)を始め、十勝沖地震(1968)、宮城県沖地震(1978)、日本海中部地震(1983)等で、道路盛土あるいは河川堤防などの土構造物が数多くの被害を受けてきている。平地部では沖積層のゆるい砂質地盤および軟弱な粘性土地盤上に設けられた盛土に被害が多く、山岳地帯では急傾斜地盤上に高く盛られた盛土などで大被害を受けている。

平地部の被害の中で特に顕著な事例は、日本海中部地震の際に八郎潟周辺および能代市近郊の至る所で発生した盛土および堤防の崩壊である。盛土高さが比較的低いものまでも盛土が陥没したり、盛土天端が沈下し、大きな縦割れを生じるなど被害を受けている。これら被害を受けた盛土および堤防の大多数は地盤が液状化しやすいとされている旧河道上や砂丘間低地に位置しているものであった。この傾向は新潟地震、宮城県沖地震等においても同様であり、液状化しやすい砂質地盤上の土構造物の耐震性確保は非常に重要な事項である。

一方、海中に施工される大規模な盛土形式となる人工島の場合には、軟弱な海底地盤上に建設される海中構造物であるため、利用者の安全性確保あるいは復旧の困難さなどから一段と耐震安定性の確保が要求される。海中に施工される人工島については実績もなく、明確な耐震設計手法も十分確立されていないのが現状である。

本研究は以上のような背景のもとに砂質地盤上の道路盛土および東京湾横断道路の人工島を対象に、その地震時振動特性および地震時動的変形特性について振動台を用いた模型振動実験により調査を行うものである。

2. 研究目的

地震のような動的外力を受ける土構造物に作用する地震力は、静的な滑り面法等で考慮している震度とは種々の点で相違しているにもかかわらず、これを適切に評価し得る解析手法は現在のところ確立されていない。本研究は土構造物として道路盛土、人工島をとり上げ、これに動的に作用する地震力を明らかにすることを目的としている。また、今回は液状化した地盤上に盛土を再構築した場合の盛土の破壊特性を明らかにすることも目的としている。

* 現 日本道路公団 福岡建設局八代工事事務所 所 長

3. 研究方法および研究分担

盛土形式の構造物として道路盛土と東京湾横断道路の人工島をとりあげ、振動台による模型振動実験を実施した。

3-1 液状化地盤上の道路盛土の地震時破壊特性に関する模型振動実験（担当：土木研究所）

振動台上に設置した実験用土槽（長さ6m、巾3m、高さ2m）内に、山砂を用いて地盤および盛土の模型を作成して加振実験を行うこととした。模型の条件としては、表-1に示すとおりであり、地盤の締固め程度の影響について検討するためにケース1、2を、また、盛土の締固め程度の影響について検討するためにケース2、3、液状化を経験した地盤の影響について検討するためにケース4、5の模型を作成した。

a. 地盤および盛土模型の作成

模型の形状は図-1に示すように、地盤の高さ110cm、盛土高さ60cm、盛土天端巾100cm、のり勾配1:1.5の左右対称の全断面二次元模型である。山砂（千葉県浅間山産）を湿潤状態で土槽内に投入し、地盤および盛土模型を整形し、その後土槽底から注水を行い、地盤模型部のみ水で飽和することとした。

模型完成時の地盤および盛土の物理特性を表-2に示す。

b. 加振実験

各ケースとも模型完成後、破壊特性と調べる本実験に先立ち模型の概略の振動特性を把握するため共振実験を行った。

破壊特性と調べる本実験においては、加振振動数を5Hzの正弦波とし加振開始から5秒で立ち上げ、振動台の目標加速度レベルとケース1～3は50秒間、ケー

ス4、5は25秒間継続し、5秒で停止させる。目標加速度レベルとしては、第1段階を200galとし破壊が生じない場合は第2段階として300galとした。各ケースにおける加振段階の振動台加速度の目標

表-1 各ケースの地盤および盛土条件

CASE No.	地盤条件	盛土条件	相対密度 (%)	
			地盤	盛土
CASE1	ゆるずめ	ゆるずめ	20.8	30.7
CASE2	ゆるずめ	ゆるずめ	42.7	46.7
CASE3	ゆるずめ	密ずめ	29.7	60.0
CASE4	ゆるずめ	ゆるずめ	28.3	36.2
CASE5	液状化を経験	ゆるずめ		43.8

表-2 地盤および盛土模型の物理特性

CASE No.	1	2	3	4	5
項目	地盤	地盤	地盤	地盤	地盤
相対密度	1.61	1.71	1.70	1.60	1.64
γ_s (t/m ³)	1.50	1.66	1.60	1.58	
乾燥密度	1.39	1.44	1.49	1.41	1.43
γ_d (t/m ³)	1.36	1.43	1.39	1.39	
含水比	15.6	18.3	14.8	13.7	14.6
w (%)	10.6	16.6	15.0	14.1	
孔隙比	0.935	0.885	0.822	0.925	0.898
e (%)	0.996	0.898	0.963	0.963	
飽和密度	1.877	1.909	1.941	1.890	1.903
γ_s (t/m ³)	1.859	1.903	1.878	1.878	
相対密度	30.7	46.7	60.0	36.2	43.8
D_r (%)	20.8	42.7	29.7	28.3	

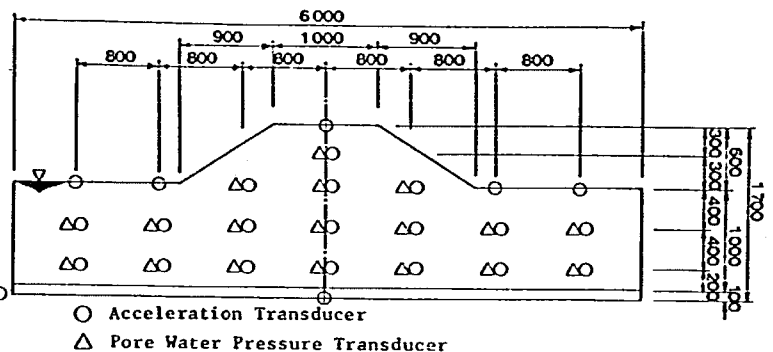


図-1 模型の形状

表-3 各ケースの振動台加速度

CASE No.	加振段階	目標加速度 (gal)	実測加速度 (gal)	加振時間 (秒)
1	1	200	180	60
2	1	200	186	60
3	1	200	171	60
4	1	200	168	35
5	1	200	168	35
	2	300	282	35

値および実測値を表-3に示す。

c. 計測

計測は、実験時の振動特性ならびに間隙水圧の変化を把握するために、図-1に示すように地盤および盛土内に加速度計および間隙水圧計を配置した。また、実験中および実験後の模型各部の変状を明らかにするために、模型測面に30cm間隔に石灰メッシュを設けるとともに、地盤および盛土表面に標点を設置し、これをスチールカメラおよびビデオカメラにより収録した。盛土天端には沈下計を設置し、盛土の沈下量の時間的な変化を計測している。

3-2 人工島の地震時動的変形特性に関する模型振動実験(担当: 日本道路公団)

実験土槽内に山砂を用いて地盤および盛土模型を作成し加振実験を行うこととした。

a. 人工島模型の概要

実験に用いた模型は図-2に示す2ケースであり、ケースAは地盤と盛土のみの場合、ケースBは盛土測面に円形セル(塩化ビニル円管、直径42cm、厚さ0.4mm)を設置した場合である。

地盤模型は、沖積海成粘土を用い加水、撈拌の後に圧密を行い所定の強度となるよう製作した。盛土模型は、地盤模型の圧密、成形が終了した後浅間山砂を用いて製作した。今回の模型は相似率の関係から、非常に弱い盛土模型となっているため、海水の存在を考慮することは困難であり、水位は地盤模型表面と一致させることとした。なお、模型寸法は人工島の規模として盛土高さ30m、天端巾100mを想定し、縮尺率1/50としたものである。

模型完成時の地盤および盛土の物理特性を表-4に示す。

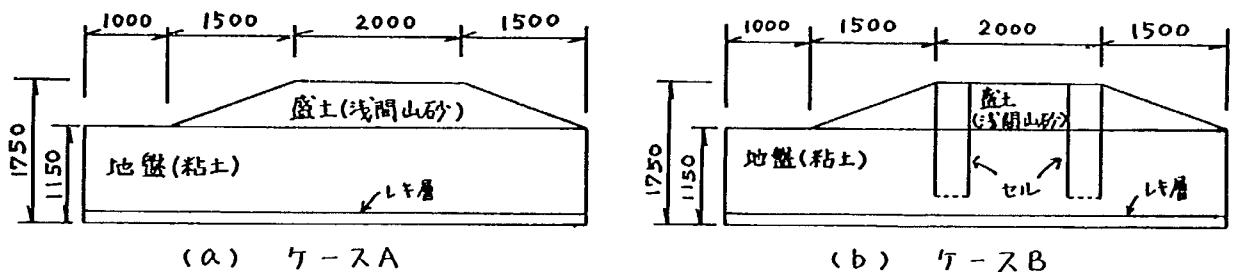


図-2 実験模型の形状

b. 加振実験

各ケースとも模型完成後、地震波による実験に先立ち、加速度を一定(10gal)とする正弦波加振による共振実験を行った。

地震波による実験では、宮城県沖地震(1978年)における開北橋周辺地盤記録および八丈島東方沖地震(1972年)における浮島公園記録を利用し、時間スケールを1/7とし、かつ加速度レベルを変化させて加振した。開北橋記録は比較的短周期成分が卓越しているのに対し、浮島公園記録は比較的長周期成分が卓越している。また、地震波による加振に引き続き、正弦波に

表-4 地盤および盛土の物理特性

物理特性	盛土	ケースA	ケースB
		浅間山砂	浅間山砂
盛土材料	地盤	沖積海成粘土	沖積海成粘土
	セル		塩化ビニール
湿潤密度 γ_s (t/m ³)	盛土	1.54	1.59
	地盤	1.49	1.52
乾燥密度 γ_d (t/m ³)	盛土	1.35	1.39
	地盤	0.78	0.79
含水比 w (%)	盛土	14.2	14.8
	地盤	91.7	92.6
孔隙比 e	盛土	1.010	0.963
	地盤	2.442	2.418
相対密度 D_r (%)	盛土	16.0	29.6
セル振動特性 E_1 (t/m ²)	セル		0.35
せん断波速度 v_s (m/s)	盛土	72	74
	地盤	17	23
地盤粘着力 c (t/m ²)	地盤	0.15	0.17

より加振も行つた。

C. 計測

計測は、実験時の振動性状と把握するために地盤および盛土内に加速度計を配置するとともに、セルには土圧計を配置し土圧の変化の計測を行った。実験中および実験後の模型各部の変状と明らかにするために、模型側面に石灰メッシュを設けるとともに、地盤および盛土表面に標点を設けた。

4. 研究結果

4-1 液状化地盤上の道路盛土の地震時破壊特性に関する模型振動実験

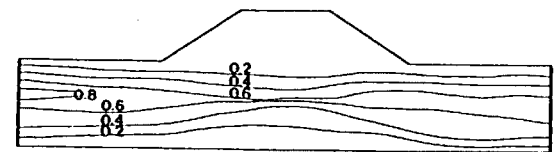
破壊実験における、模型内部の過剰間隙水圧比 u/σ_v の分布の例としてケース4の場合について、時間の経過とともに表わしたものが図-3である。過剰間隙水圧比は、各測点の過剰間隙水圧 u とその位置での有効上載圧 σ_v で除したものである。 u の値と実験記録から、 σ_v と地盤内応力の計算によく用いられるOsterbergの図表を用いて求め、 u/σ_v を計算した。

地盤内部の過剰間隙水圧比は加振開始後2秒付近から上昇をはじめ、6秒の段階ではすでに0.8に達している。その後間隙水圧比は上昇をつづけ、加振終了直後の段階では、盛土周辺地盤のほとんどが1.0に近い値を示しており、これらの領域は加振終了後9分程度経った段階においても0.6程度の値を示している。

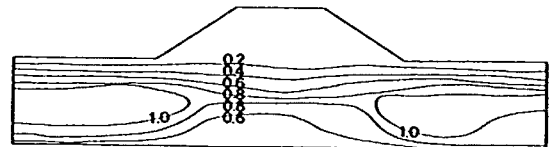
以上の様な傾向は、地盤がゆるづめのケース1~4について共通して言えることである。しかし、一度液状化を経験した地盤上に盛土を再構築したケース5の場合には図-4に示したように盛土直下地盤での過剰間隙水圧比は最大で0.6程度と低い値を示しており、盛土周辺地盤においても、最大で0.8に達する程度である。

盛土天端中央での沈下量の時間的变化を図-5に示す。

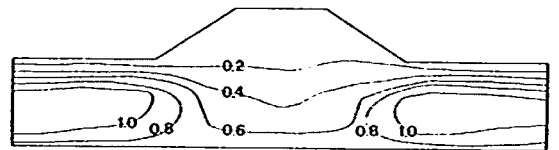
地盤が極ゆるづめのケース1は沈下量も25cmと大きく加振中の沈下速度も他のケースの2倍程度と大きな値を示している。盛土の締固め程度が異なり、地盤の締固めが同程度であるケース2と3は、15cm程度の沈下量を示し、加振中の沈下量の変化もほぼ等しい。地盤が液状化を経験していないケース4と液状化を経験しているケース5を比較すると、前者の沈下量は13cm程度、後者は2cm程度と大きな違いがあり、入力加速度を300galに上昇させたケース5-2の場合でも7cm程度と液状化を経験することにより盛土天端の沈下量は著しく減少している。このことは過剰間隙水圧の分布の傾向の違いと対応づけることができる。



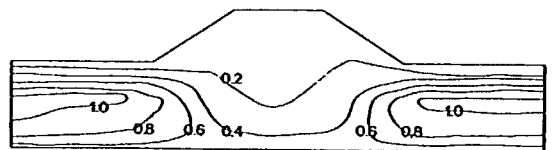
(a) 加振開始後6秒



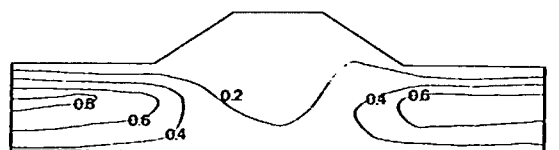
(b) 加振開始後30秒



(c) 加振開始後60秒(加振終了後約30秒)



(d) 加振開始後200秒(加振終了後約3分)



(e) 加振開始後600秒(加振終了後約9分)

図-3 過剰間隙水圧比 u/σ_v の分布(ケース4)

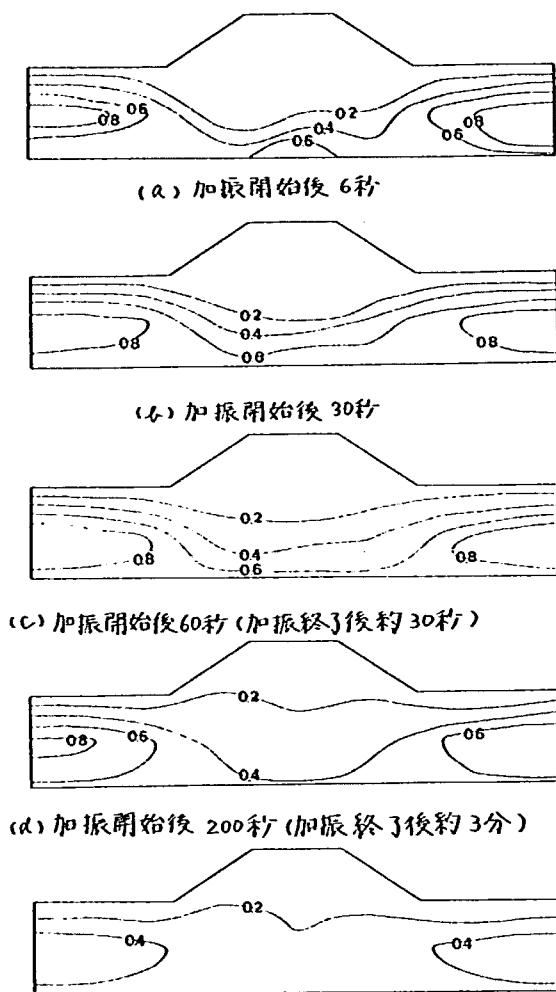


図-4 過剰間隙水圧比 u/v の分布(ケース5)

また、沈下量と数値微分することにより沈下速度を求めたものが図-6である。これより、沈下速度曲線には加振後5秒程度と、それ以後20~30秒付近に極大値を有する傾向があることがわかる。前者の沈下速度の増加は、入力加速度の増加にともない盛土部の圧密沈下が主たる要因であり、後者の沈下速度の増加は、地盤内部の過剰間隙水圧が上昇し盛土がより不安定になったことが主たる要因であると考えられ、これらの事は、側面からの石灰メッシュの変状の様子からも推察される。

4-2 人工島の地震時動的変形特性に関する模型振動実験

共振実験で得られた共振曲線より読み取り、共振振動数を表-5に示す。この結果は、せん断波速度にもとづく卓越振動数とほぼ対応している。これによるとセルを設置することにより8 Hzに卓越する振動数が見られることがわかる。また、セルを設置することにより盛土部における共振曲線は平坦な形状を示し、一次の共振振動数である5.4 Hz付近での加速度応答倍率が、ケースAに比べ小さくなっている。

振動数3 Hz、加速度300 galの正弦波により加振した場合の、セル及びセル周辺の振動モードと、セル

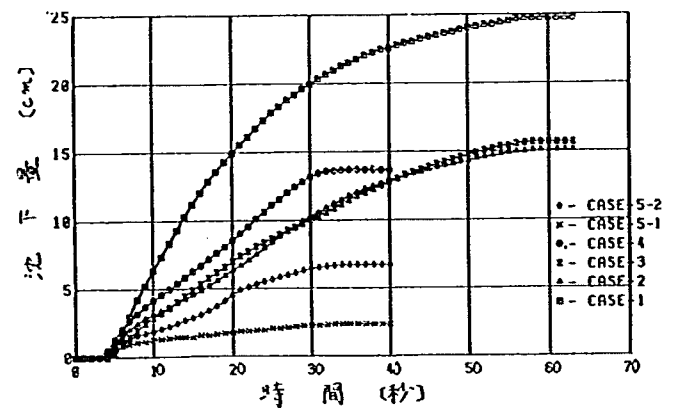


図-5 沈下曲線

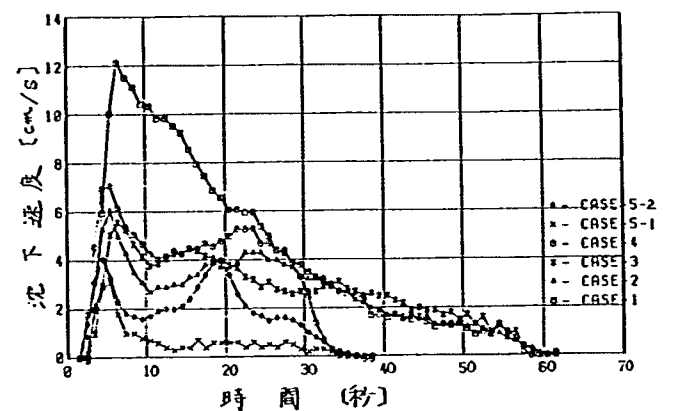


図-6 沈下速度曲線

表-5 共振振動数

CASE No.	位置	共振振動数 (Hz)	
		一次	二次
CASE-A	盛土	5.2	7.4
	地盤	5.2	14.8
CASE-B	盛土	5.4	8.0
	地盤	5.6	8.0

の無いケースAの同一地点における振動モードと比較したものが図-7である。図中の白丸および黒丸は、それぞれセル内部およびセル周辺の振動モードを表わしている。これより、セルの無いケースAの場合には、粘土地盤と盛土の境界付近でのみ大きなせん断変形を生じ、盛土の上部および粘土地盤の下層は、ほぼ並進運動をしていることがわかる。セルの有るケースBの場合には、セルの無いケースAの場合と大きく異なり、粘土地盤下層から盛土上部にいたるまでほぼ同程度のせん断変形を生じている。これは、セルが存在することにより、盛土および地盤内部において局所的な破壊が発生することを防いでいるためと考えられる。

実地震波を用いて加振を行った場合も同様であり、セルの無いケースAでは地盤と盛土の境界付近で大きくせん断変形を生じている。そのため、全マの加振を終えた模型の変形は、図-8に示すように粘土地盤と盛土の境界付近で大きな変形を示し、粘土地盤の下層では殆ど変形は認められない。

この様にセルが無い場合、粘土地盤の上層部にのみ変形が集中した原因としては、実際の人工島の盛土と地盤の強度の比と、今回の模型の盛土と地盤の強度の比が異なり、盛土の強度が地盤の強度に対して大きすぎるものが考えられる。そのため、今回の様な破壊モードが実物の人工島において起こりうるかどうかについては、さらに詳細な検討を行う必要がある。

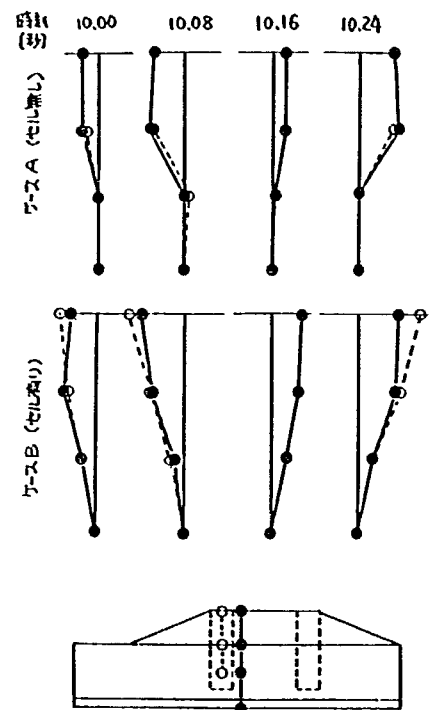


図-7 振動モードの比較
(正弦波 3 Hz 300 gal)

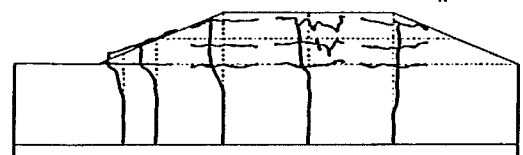


図-8 石灰柱の変状(ケースA)

5 今後の課題

今回の実験では、液状化しうる地盤上に盛土が構築された場合、盛土の破壊に及ぼす、地盤および盛土の締固め条件の影響について定量的に確認することができた。また、液状化を経験した地盤上に盛土を再構築した場合、盛土の耐震性が著しく向上する結果が得られたが、実際の地震被害を調査すると過去において液状化を起こした地点で再び液状化を起こす事例も多くみうけられる。これは、模型実験では再現が難しい、液状化層の空間的な広がり、特に液状化層の厚さが再液状化を起こすか否かに大きく影響していることが考えられ、現地での被害調査および地質調査により調査検討を行う必要がある。人工島の実験においては、盛土と粘土地盤の強度が大きく異なっているため、粘土地盤上層において局所的な破壊を生じており、局部的な補強による強度のアンバランスは特定の部位の強度増となっても、人工島全体としては必ずしも安全側となるとは限らないようである。そのため、盛土形式の構造物の耐震性を検討するには、破壊時における各部の応力状態さらには変形状態を十分追跡可能な手法を確立することが必要であり、これらの手法の検証のためには、模型の強度および変形を詳細に調べる実験を行う必要がある。

(16) 科学技術振興調整費

4. 昭和58年(1983)日本海中部地震に関する緊急研究

4.2 地盤災害に関する研究

4.2.1 液状化の機構と判定手法に関する研究

——地盤液状化の判定手法の高度化に関する研究——

振動研究室 室長 荒川 直士*

・ 研究員 松本 秀應

・ 近藤 益央

1. まえがき

昭和58年5月26日に発生した日本海中部地震では、広範囲の地域に地盤の液状化現象が生じ、各地に多大な被害を与えている。この液状化現象については、新潟地震以降鋭意研究が進められており、現在液状化判定法として、道路橋の設計示方書等に取り入れられている。しかしながら、今回の地震においても、同様の地域地盤条件でありながら、その液状化状況が大きく異なる等、地域的偏差が生じており、これは現在の研究段階において解明されていない数多くの要因が存在しているためである。

本研究はこれらの要因と今回の地震で生じた現地的事象より検証するとともに、液状化による被害程度を地盤条件等より明らかにし、地盤液状化機構の解明に資するものとする。

2. 研究目的

①砂質地盤の液状化強度の測定

②液状化の度合いの異なる原因の解明

3. 研究方法

日本海中部地震により、秋田県秋田市新屋元町および能代市羽戸川においては、地盤の液状化が原因と考えられる被害が多く発生している。これらの地域から、液状化の著しい地点と被害の少ない地点を選び出し、ボーリング調査を実施し地質条件を調査するとともに、同地点より不かく乱試料を採取し、室内試験を実施することにより、液状化強度(動的せん断強度)および物理特性(比重、粒度分布、最小密度、最大密度等)を求めた。調査地点としては、新屋元町において被害の著しい地点(No.A)と被害の少ない地点(No.B)の2箇所、能代市において被害の著しい地点(No.C)で1箇所の計3箇所を選んだ。

4. 調査結果

ボーリング調査の結果を図-1から図-3に示す。新屋元町における地盤構成は、図-1、図-2に示す通りであり、砂を主体とし、薄い粘土層を一部に含んだ構成となっている。両地点とも深度5m程度まではN値5以下(深度によってもンケン自沈)の緩い砂地盤であり、それ以後10m程度まではN値10程度、さらに10m以深ではN値20以上となっている。以上のように、地表面下10m程度の

* 現 日本道路公団 福岡建設局八代工事事務所 所 長

範囲においては、被害の著しい地点 (No.A) と被害の少ない地点 (No.B) の地盤構成に大きな違いが無いことがわかる。しかし、地下水位には No.A において地表面下 1.0m, No.B において 3.4m と大きな違いがあることがわかる。能代市における地盤構成は、図-3 に示す通りであり、地表面下 6m 程度までは細砂が、それ以深では粘土が主体の構成となっており、上層の細砂は N 値 7 ~ 24 と比較的良く締り、周辺の液状化の状況から想像されるよりもはるかに良好な地盤条件となっている。ただし、地下水位は地表面下 0.35m と非常に浅い位置にあり、地盤は地表面近くまで飽和した状態にある。

地表面下 3m より採取した試料は 3箇所とも、平均粒径 D_{50} が $0.3\text{mm} \sim 0.4\text{mm}$ 程度、均等係数 U_c が 2 ~ 3 となり、非常に粒径のそろった砂であり液状化を起しやすき土質であると言える。

動的せん断強度比は 0.15 ~ 0.22 であり調査地点間に大きな違いは認められなかった。そこで、道路橋示方書に従って液状化抵抗率 F_L を求め、 F_L の分布を深度方向に積分した液状化抵抗指数 R_L を求めてみた。なお図-1 から 3 には地表面水平

$$R_L = \int_0^{20} F_L \cdot W(z) dz$$

$$F_L = \begin{cases} 1 - F_L & (F_L < 1) \\ 0 & (F_L \geq 1) \end{cases}, \quad W(z) = 10 - 0.5z$$

震度 5 0.20 (東線), および 0.25 (破後) として求めた F_L の分布を併記してある。 R_L を比較すると新屋元町 No.A と No.B には明らかな差が認められ被害程度との対応が比較的良い。これは液状化層が地表面での被害に与える影響をうまく $W(z)$ なる重み関数が評価しているためと考えられる。

また、道路橋示方書に示されている動的せん断強度比の推定式は新屋元町のように極端に N 値の低い土層に対しては低めの値を示し、過少評価する傾向にある。

5. 今後の課題

引き続き液状化強度試験を実施し、正確で、かつ適用範囲のひろい液状化強度の推定式を導き出す必要がある。

今回、 R_L により被害程度の推定を試みたが、今後さらに調査数を増やし R_L と被害程度との間の定量的な関係を導き出す必要がある。

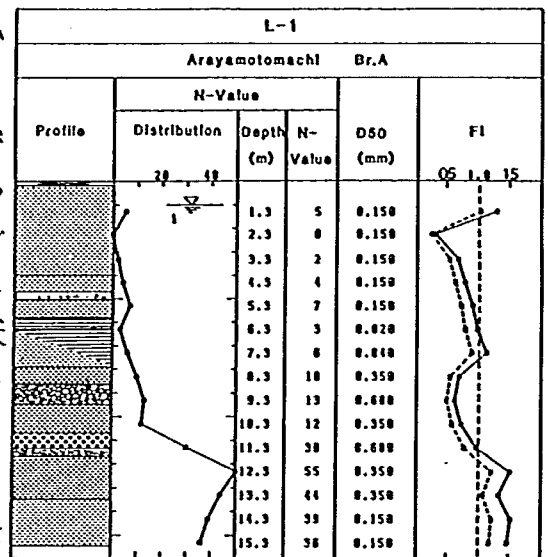


図-1 調査結果 (新屋元町 No.A)

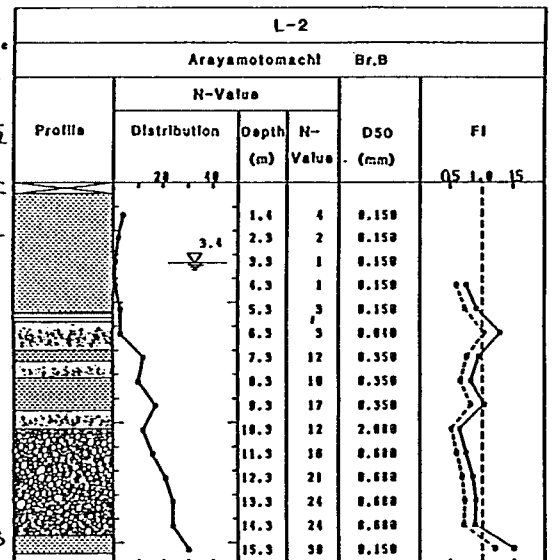


図-2 調査結果 (新屋元町 No.B)

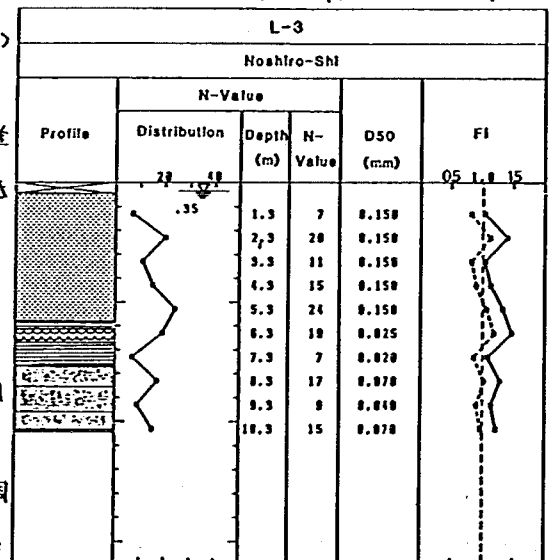


図-3 調査結果 (能代市 No.C)

昭和58年度振動研究室調査
試験研究成果概要報告書

I S S N 0386-5878
土研資料第2150号
昭和59年11月(1984年)

建設省土木研究所振動研究室

キーワード 強震観測, 地震入力,
地震動, 地震災害, 地盤, 動的挙動, 耐震

要 旨 本報告書は昭和58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16課題である。その内容は、強震観測、地震動の伝播特性、地盤と構造物の動的相互作用、地盤の耐震性と液化化判定等多岐にわたっている。



郵便はがき

40円
を
は
い
っ
て
下
さ
い

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
振動研究室 御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No.171

No. 171

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 2150 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 （住所）

氏 名

印

土木研究所資料第 2150 号

昭和58年度振動研究室調査試験研究成果概要報告書

