

土 木 研 究 所 資 料

昭和60年度振動研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

昭和61年 7 月

建設省土木研究所
地震防災部・振動研究室

Copyright © 1986 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 General 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、複製は、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60年度振動研究室調査試験研究成果 概 要 報 告 書

振動研究室 佐々木 康

要 旨

本報告書は昭和60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に関するものである。

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60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60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である。

これらの課題について研究を進める上で種々、御協力頂いた関係各位に感謝申し上げたい。なお、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61年 7 月

地震防災部	振動研究室	室 長	佐々木 康
		研究員	田村 敬一
		〃	柴原 徹郎
		〃	松本 秀應
		技 官	近藤 益央
		〃	相沢 興
		〃	高橋 和之
		事務官	佐藤たか子

目 次

(1) 部費, 一般研究	
1. 土木技術に関する基礎研究	
1.5 地震動の特性に関する研究	
1.5.1 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	
1. 高密度強震観測	7
(3) 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	
1. 被災判定手法の開発	
1.1 被災判定手法の開発	
1.1.1 土木構造物等(地中構造物)	13
(4) 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)	19
(5) 河川事業調査費	
3. 河川構造物調査	
3.3 特殊堤の耐震性に関する調査	25
(6) 河川総合開発事業調査費	
6. ダムの耐震設計法に関する調査	
6.2 硬質地盤における地震動特性に関する調査	31
(7) 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	
5.2.3 盛土の破壊に及ぼす鉛直地震動の影響に関する試験調査	37

(8) 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	
8.3.2 道路橋の設計震度算定法に関する試験調査	39
(9) 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	
8.4.2 地盤震害予測手法に関する試験調査	41
(10) 道路事業調査費，大規模特殊事業調査費	
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	43
(11) 道路事業調査費，大規模特殊事業調査費	
1. 自然地盤に関する試験調査	
1.3 地盤の耐震性調査	
1.3.1 液状化地盤中の構造物の耐震設計法に関する試験調査	45
(12) 地方建設局等からの依頼による調査試験	
1.7 ダムの強震計の点検調査	47
(13) 地方建設局等からの依頼による調査試験	
1.14 河川施設の強震計の点検調査	49
(14) 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	
1.6 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験	51
(15) 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	
2.2 地震動および地盤の動的特性に関する調査	57

(16) 科学技術振興調整費

2. 地震に伴う大規模斜面崩壊に関する研究

—— 崩壊の発生と崩壊土砂の流下機構の解明 ——	63
--------------------------	----

(17) 施設整備費

1. 高精度振動三軸試験装置製作	76
2. 振動実験データ収録装置の整備	78

付属資料 口頭発表論文

1. 第20回土質工学研究発表会	83
2. 第18回地震工学研究発表会	85
3. 土木学会第40回年次学術講演会	97

(1) 部費, 一般研究

1. 土木技術に関する基礎研究

1. 5 地震動の特性に関する研究

1. 5. 1 表層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	佐々木康
"	研究員	田村敬一
"	"	栗原徹郎
		相沢 興
		高橋和え

1. まえがき

建造物の耐震設計においては, 地震動に及ぼす地盤条件, 地形条件等の影響を考慮することが必要である。しかしながら, このような諸要因が地震動に及ぼす影響は, まだ十分には解明されていないのが実情である。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することを目的に昭和58年度より開始されたものである。昭和58年度には, 土木研究所構内で得られた高密度強震観測記録をもとに地震時地盤ひずみの検討を行うとともに, 高密度強震観測に用いるデジタル強震計の記録精度について実験的に検討した。昭和59年度には, 上記高密度強震観測記録をもとに, 地震動の伝播方向を考慮した上で, その水平方向の伝播速度について予備的に検討した。

本年度は, 昨年度の検討に引き続き, 解析対象記録を増やすとともに地震動を初期微動, 主要動および表面波に分離した上で, その伝播速度について検討した。また, 土木研究所構内で得られた高密度強震観測記録をもとに, 地震動の地盤内増幅特性について検討した。

2. 研究目的

地震動がどのように地盤中を伝播するかを明らかにし, 地盤条件, 地形条件等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する。また, 応答変位法による地中構造物の耐震設計で重要な地震時地盤ひずみの大きさを実測資料に基づき評価する。

3. 研究方法および研究結果

3. 1 地震動の伝播速度の検討¹⁾

3. 1. 1 土木研究所構内の高密度強震観測場の概要および解析対象記録

土木研究所構内 (A地区) では, 図1に示すように, 一辺の長さが100mの十字形の測線に沿って, 地表に3点, 地表面下2mに5点および地表面下約50mに5点の計13点に換振器を配して高密度強震観測を行っている。本検討において解析の対象とした記録は, 表1に示す10地震の際に, 地表面下2mのA2N2点, A2S2点, A2E2点, A2W2点, また, 地表面下約50mのA47N2点, A45S2点, A47E2点,

A16W2点の各観測点で得られた記録である。

3.1.2 地震動の伝播方向

いま、地震動が水平面内において伝播の卓越方向を有するものとする。ある観測点で得られた記録を卓越方向成分とそれに直交する成分に分離する場合に、両成分の相関が最も低くなると考えられる。そこで、まず、各観測点で得られた記録より任意の方向の直交座標軸に沿う2成分を算出し、その2成分の相互相関係数を求めることにする。すなわち、いま、各観測点で得られた記録の東西(x)成分および南北(y)成分を、それぞれ、 $a_x(t)$ および $a_y(t)$ とすれば、座標軸を反時計回りに角度 θ だけ回転させたX軸およびY軸に沿う成分 $a_x(\theta, t)$ および $a_y(\theta, t)$ は、それぞれ、次のように表される。

$$a_x(\theta, t) = a_x(t) \cos \theta + a_y(t) \sin \theta \quad (1)$$

$$a_y(\theta, t) = -a_x(t) \sin \theta + a_y(t) \cos \theta \quad (2)$$

$a_x(\theta, t)$ および $a_y(\theta, t)$ の相互相関係数 $R(\theta)$ は、次式で求められる。

$$R(\theta) = \frac{\int_0^T a_x(\theta, t) a_y(\theta, t) dt}{\sqrt{\int_0^T a_x^2(\theta, t) dt \cdot \int_0^T a_y^2(\theta, t) dt}} \quad (3)$$

ここで、 T は記録の継続時間である。表1に示した10地震について $R(\theta)$ を求めた一例として、EQ-28およびEQ-34の場合を図2に示す。ここで、図中には、東から半時計回りに求めた震央の方向角 θ_{EP} も合わせて示している。図2からわかるように、相互相関係数が0になる角度と θ_{EP} とは必ずしも一致しない場合もあるが、両者が比較よく一致する地震は、地表面下2mの観測点の記録の場合、EQ-21、EQ-34および

表1 解析対象地震の一覧

地震番号	発生年月日	震 域	震 源	北 緯	経 緯	震 源 深 さ (km)	震 央 距 離 (km)	マ グ ニ ュ ード
EQ-13	1980. 9. 25	千葉県中部		140°13'	35°31'	80	69	6.1
EQ-16	1981. 9. 2	天城原沖		141°08'	35°48'	40	102	5.8
EQ-21	1982. 3. 7	奥 島 島		140°39'	36°28'	60	64	5.5
EQ-22	1982. 7. 23	天城原沖		141°57'	36°11'	30	169	7.0
EQ-28	1983. 2. 27	天城原南側		140°09'	35°56'	72	22	6.0
EQ-31	1983. 7. 2	津島原沖		141°07'	36°54'	50	127	5.8
EQ-34	1983. 10. 28	天城原南西側		139°59'	36°13'	60	13	5.2
EQ-39	1984. 1. 1	東海連絡もみ沖		136°59'	33°16'	400	425	7.4
EQ-44	1984. 2. 21	天城原南西側		140°06'	36°06'	70	3	5.2
EQ-45	1984. 3. 6	奥島近海		139°08'	29°28'	460	745	7.9

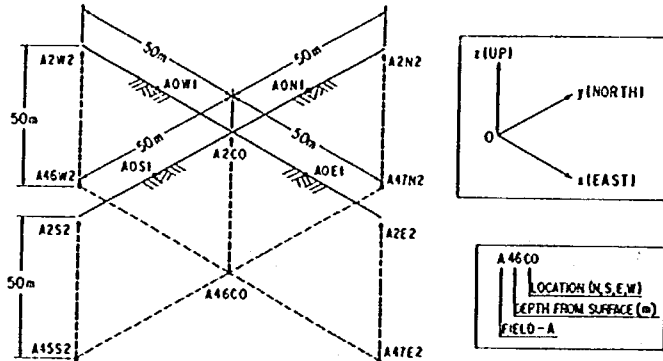
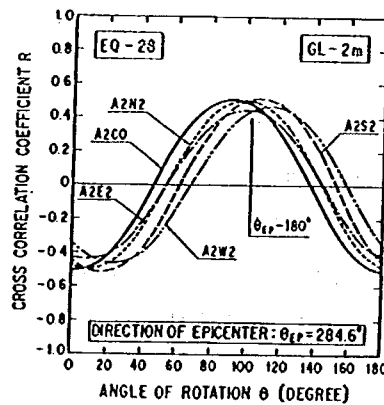
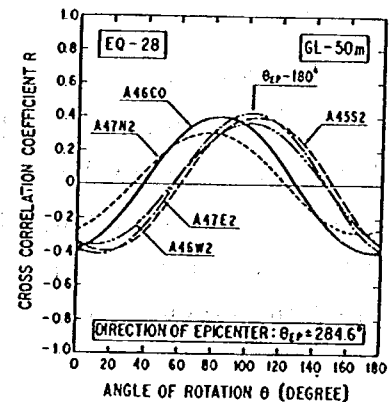


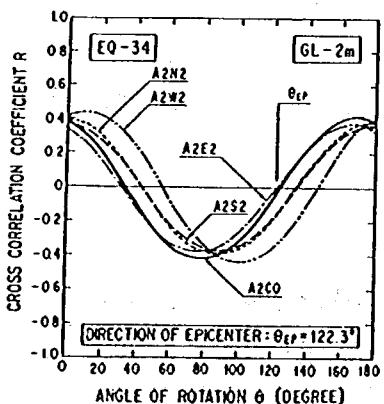
図1 土木研究所構内高密度強震観測場(A地区)の配置



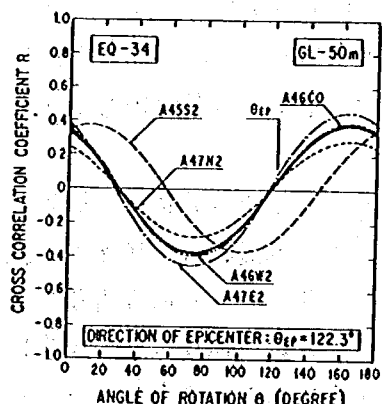
(a) EQ-28, 地表面下2m



(b) EQ-28, 地表面下50m



(c) EQ-34, 地表面下2m



(d) EQ-34, 地表面下50m

図2 座標軸の回転角と相互相関係数の関係

びEQ-45の3地震、また、地表面下約50mの観測点の記録の場合は、EQ-21, EQ-22, EQ-34およびEQ-39の4地震である。

3.1.3 地震動の伝播速度

3.1.2の検討結果に基づき、地震動の伝播の卓越方向と震央の方向が比較的良好一致した地震の際に、水平面内の2観測点で得られた記録の震央方向成分および震央直交方向成分のそれぞれについて、相互相関係数が最大になる位相遅れを伝播に要する時間とみなして、地震動の水平方向の伝播速度の試算を行う。すなわち、いま、図3に示すように、2点*i*, *j*において得られた記録について、座標軸を角度 θ_0 だけ回転させたX軸に沿う成分(震央方向成分)を、それぞれ、 $a_{ix}(t)$ および $a_{jx}(t)$ とすれば、それらの相互相関係数 $R_{ij}(\tau)$ は次式により求められる。

$$R_{ij}(\tau) = \frac{\int_0^T a_{ix}(t) a_{jx}(t+\tau) dt}{\sqrt{\int_0^T a_{ix}^2(t) dt \cdot \int_0^T a_{jx}^2(t) dt}} \quad (4)$$

ここで、 τ は位相遅れである。また、(*i*, *j*)の組合せとしては、(A2N2, A2S2), (A2E2, A2W2), (A47N2, A45S2)および(A47E2, A46W2)の計4組の組合せを考えることにする。 $R_{ij}(\tau)$ が最大値をとる位相遅れを τ_{max} とし、2点間の震央方向への投影距離を l (図3参照)とすれば、伝播速度 v は次のように求められる。

$$v = \frac{l}{\tau_{max}} \quad (5)$$

また、Y軸成分(震央直交方向成分)についても同様に伝播速度が求められる。このようにして求めた伝播速度の一覧を表2に示す。表中、負の伝播速度は、伝播方向が見かけ上と反対であることを示している。当該地点のせん断波速度が、地表面下50m付近までは250 m/s程度、それ以深では400 m/s程度であるのに対して、式(5)より求めた伝播速度は極めて大きいことがわかる。また、伝播方向が見かけ上と反対である場合もかなり多く認められる。

次に、加速度記録を波形上の特徴から、初期微動、主要動および表面波に分離し、それぞれについて

表2 伝播速度の一覧

地震番号	震央の方位角 θ_0 (度)	観測点間の方位角 θ_1 (度)	伝播方向	伝播距離 l (m)	成分 ¹⁾	最大相関係数 R_{max}	R_{max} をとる位相遅れ τ_{max} (sec)	伝播速度 ²⁾ v (m/sec)
EQ-21	426	40	A2N2 → A2S2	643	LG	0.577	0.01	6430
					TR	0.613	0.00	∞
			A47N2 → A45S2	643	LG	0.374	-0.05	-1286
					TR	0.197	-0.05	-1286
			A47E2 → A46W2	766	LG	0.536	0.01	7660
					TR	0.753	0.00	∞
EQ-22	28	0	A47E2 → A46W2	1000	LG	0.796	0.00	∞
					TR	0.834	0.00	∞
EQ-34	1223	120	A2N2 → A2S2	866	LG	0.398	0.00	∞
					TR	0.657	-0.02	-4350
			A2W2 → A2E2	500	LG	0.209	0.05	1000
					TR	0.528	0.035	1429
			A47N2 → A45S2	866	LG	0.261	0.52	167
					TR	0.506	0.01	8660
			A46W2 → A47E2	500	LG	0.197	-0.02	-2500
					TR	0.623	-0.02	-2500
EQ-39	2283	230	A45S2 → A47N2	766	LG	0.477	-0.01	-7660
					TR	0.609	-0.02	-3830
			A46W2 → A47E2	643	LG	0.670	-0.01	-6428
					TR	0.724	-0.01	-6428
EQ-45	2643	270	A2S2 → A2N2	1000	LG	0.850	0.00	∞
					TR	0.877	0.00	∞

1) LG:震央方向, TR:震央直交方向

2) 負の伝播速度は伝播方向が見かけ上と反対であることを示す。

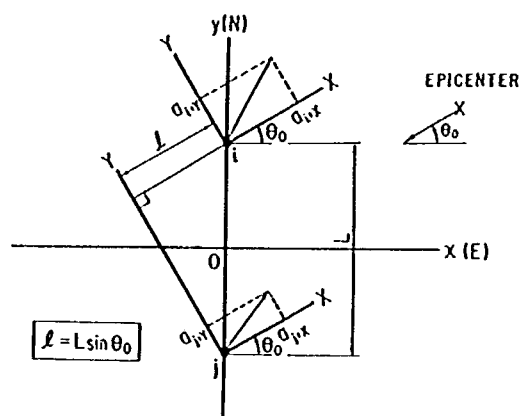


図3 伝播距離の定義

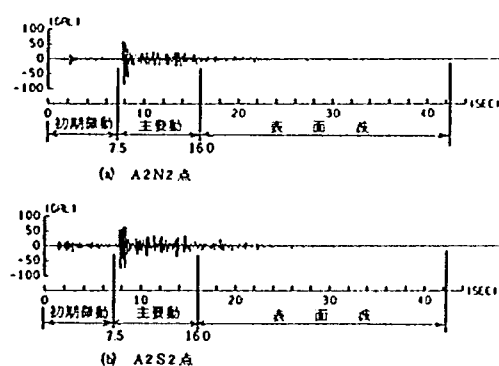


図4 初期微動、主要動および表面波の分離の例(EQ-34)

て上述の手法を用いて地震動の伝播速度の試算を行う。記録の分離の一例として、EQ-34の際にA2N2点およびA2S2点で得られた記録の震来直交方向成分を初期微動、主要動および表面波の各区分に分離すると、図4のようになる。各区分ごとに求めた伝播速度の一例として、EQ-34の場合を図5に示す。一般に、初期微動、主要動および表面波のいずれの区分においても地震動の水平方向の伝播速度は非常に大きく、また、上記3区分の伝播速度の間には系統的な大小関係は認め難い傾向が認められる。以上を総合すると、本検討の範囲内では、地震動の水平方向の伝播速度は非常に大きく、これは地表面付近では地震動が鉛直下方から垂直に伝播してくることを示唆しているものと考えられる。

3.2 地震動の増幅特性の検討²⁾

3.2.1 最大加速度の増幅特性

土木研究所構内の同一鉛直線上にある地表面下2mおよび地表面下約50mの観測点（例えば、A2C0点およびA46C0点）で得られた記録の最大加速度をもとに、その増幅特性について検討する。なお、ここで、地表面下約50mの観測点は、当該地点における工学的な基盤層である砂礫層中に位置する。最大加速度の記録例として、EQ-28の際に各観測点で得られた最大加速度の値を示すと、図6のようになる。次に、最大加速度の地盤内増幅特性を示すために、地表面下2mの観測点における最大加速度 a_{max}^{G1-2} に対する地表面下約50mの観測点における最大加速度 a_{max}^{G1-50} の比 α を次式により定義する。

$$\alpha = \frac{a_{max}^{G1-50}}{a_{max}^{G1-2}} \quad (6)$$

図6に示したEQ-28の場合について α の値を示すと、図7のようになる。図7より、一般に、 α の値は、水平成分については0.3~0.5程度、上下成分については0.4~0.5程度の値をとる。

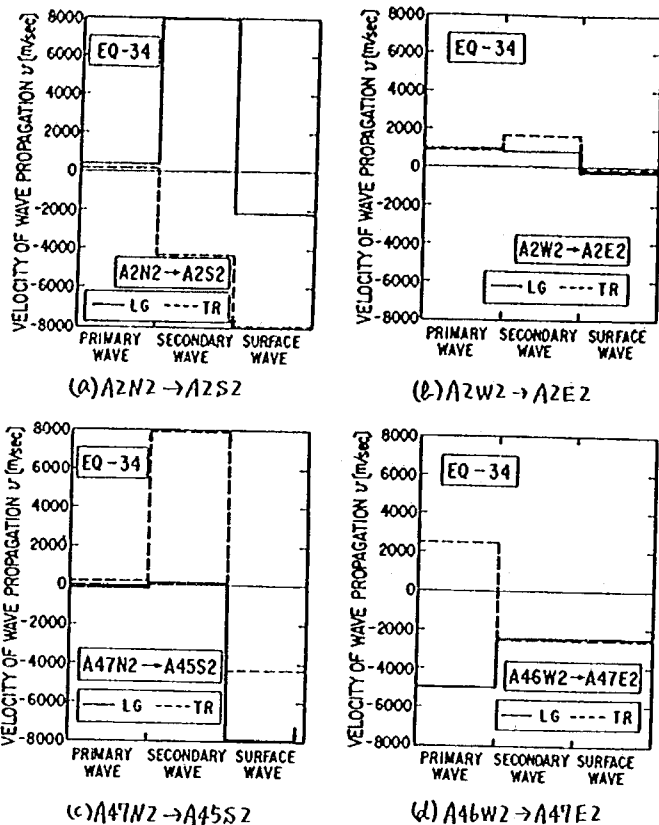


図5 初期微動、主要動および表面波に分離した伝播速度(EQ-34)

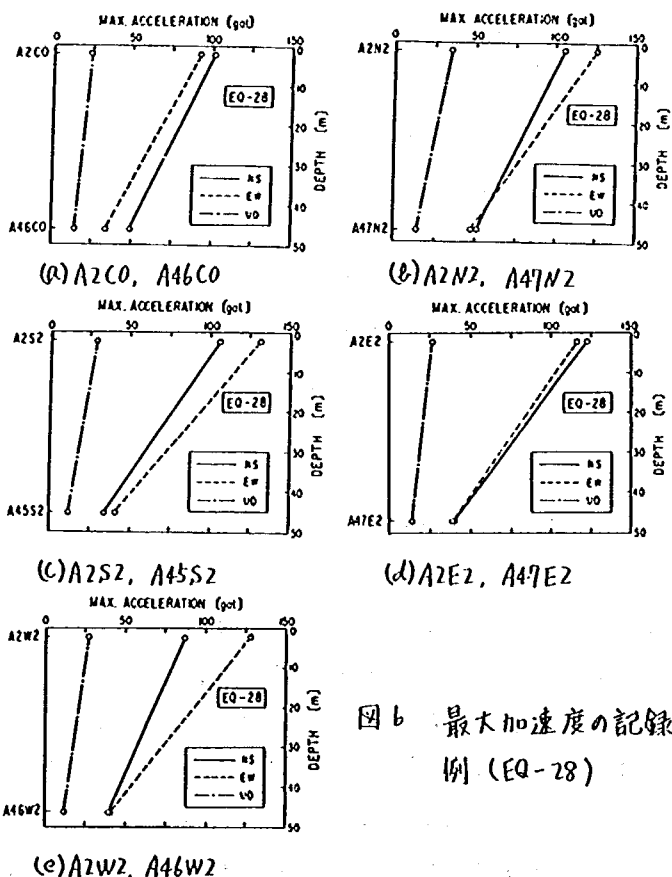


図6 最大加速度の記録例(EQ-28)

ことがわかる。次に、 d の平均的増幅率を知るために、全解析対象記録(表3参照)について、 d の平均値 $\bar{d}$ および標準偏差 σ_d を求めると、図8に示すようになる。図8からわかるように、土木研究所構内(A地区)における地表面下2mに対する地表面下約50mの最大加速度の比は、平均的に、水平成分については0.35~0.5程度、上下成分については0.4~0.5程度である。したがって、最大加速度の増幅率は、水平成分については2~3倍程度、上下成分については2~2.5倍程度となる。

3.2.2 加速度応答スペクトルの増幅特性

3.2.1と同様の手法により、同一鉛直線上にある地表面下2mおよび地表面下約50mの観測点で得られた記録をもとに、各固有周期ごとに減衰定数5%の加速度応答スペクトル値の増幅特性について検討する。まず、加速度応答スペクトルの一例として、EQ-28の際にA2C0点およびA46C0点で得られたスペクトルを示すと、図9のようになる。次に、加速度応答スペクトルの地盤内増幅特性を示すために、固有周期 T ごとに、地表面下2mの観測点における加速度応答スペクトル $SA^{GL-2}(T, 0.05)$ に対する地表面下約50mの観測点における加速度応答スペクトル $SA^{GL-50}(T, 0.05)$ の比 $\delta(T)$ を次式により定義する。

$$\delta(T) = \frac{SA^{GL-50}(T, 0.05)}{SA^{GL-2}(T, 0.05)} \quad (7)$$

図9に示したEQ-28の場合について $\delta(T)$ の値を示すと、図10のようになる。さらに、全解析対象記録について、 $\delta(T)$ の平均値 $\bar{\delta}(T)$ および標準偏差 $\sigma(T)$ を求めると、図

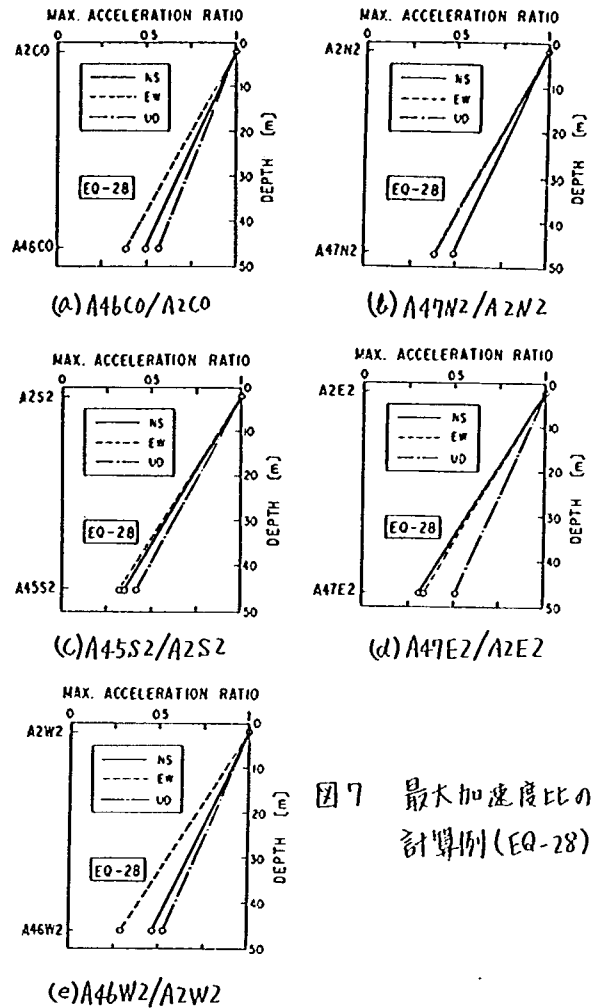


図7 最大加速度比の計算例(EQ-28)

表3 解析対象記録の組数

成分	N-S	E-W	U-D
A46C0/A2C0	30	25	29
A47N2/A2N2	30	25	30
A45S2/A2S2	31	30	30
A47E2/A2E2	30	27	29
A46W2/A2W2	23	19	25

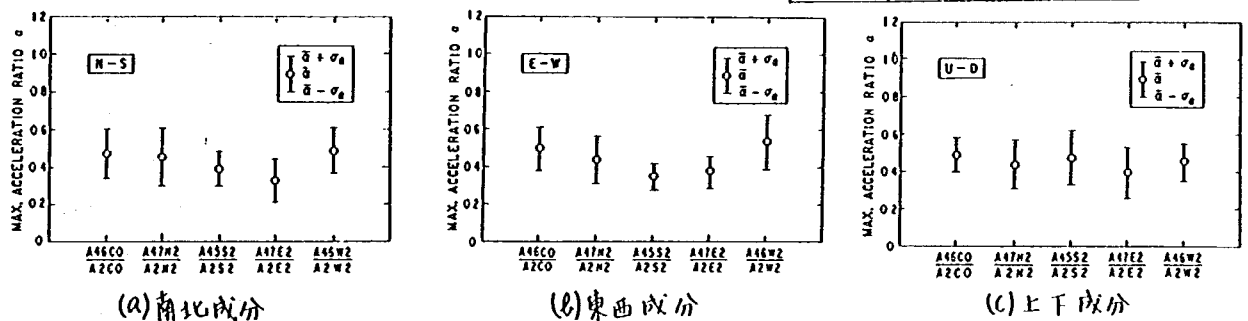


図8 最大加速度比の平均値および標準偏差

11に示すようになる。
 ただし、ここでは紙面の都合上、 A_{46C0}/A_{2C0} の場合のみを示す。図11より以下の事項が指摘される。

1) 地表面下2mに付する地表面下約50mの加速度応答スペクトル比の平均値は固有周期によって変化するが、

一般に、固有周期1秒程度以下の領域において水平成分については0.3~0.6(増幅率:1.5~3倍)程度、上下成分については0.4~0.7(増幅率:1.4~2.5倍)程度の値をとる。したがって、増幅率は水平成分の方が上下成分より大きくなることになり、この傾向は3.2.1に示した最大加速度の増幅特性と合致する。また、固有周期1秒程度以上の領域においては、水平成分および上下成分のいずれの場合についても加速度応答スペクトル比のばらつきが大きい。その平均値は、一般に、固有周期1秒程度以下の領域に比較して大きくなる傾向が認められる。すなわち、1秒程度以上の周期成分の増幅は小さいと考えられる。

2) 水平成分の加速度応答スペクトル比は、一般に、固有周期0.7秒付近において最小値をとり、したがって加速度応答スペクトルの増幅率は最大となる。ここで、当該地点の地盤の特性値は0.79秒²⁾であり、地盤の特性値付近の固有周期において加速度応答スペクトルの増幅率が最も大きくなっているといえることができる。

4. まとめ

本年度は、土木研究所構内で得られた高震度強震観測をもとに、地震動の水平方向の伝播速度および地震動の地盤内増幅特性について検討した。その結果は、以上に示したとおりである。

参考文献 1)土木研究所資料第2271号、2)土木研究所資料第2270号

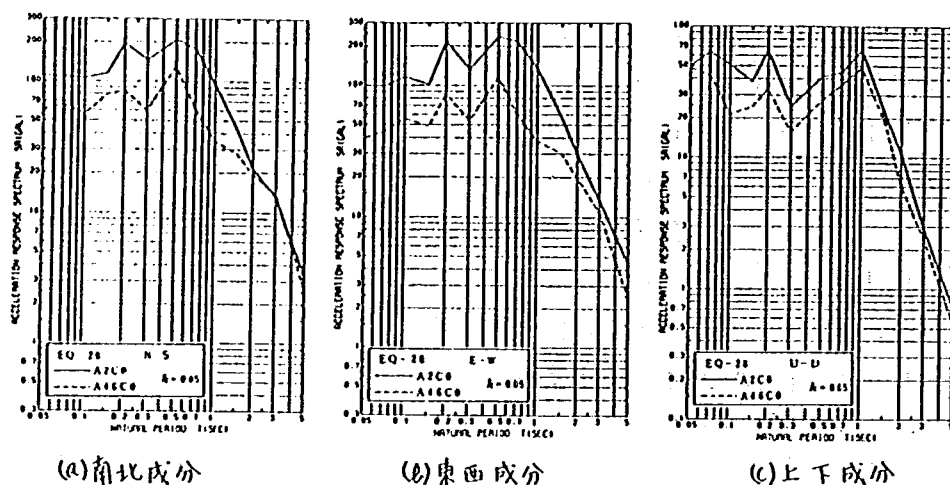


図9 加速度応答スペクトルの計算例(EQ-28)

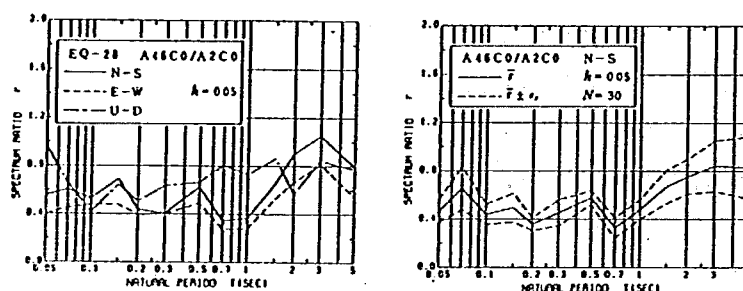


図10 加速度応答スペクトル比の計算例(EQ-28)

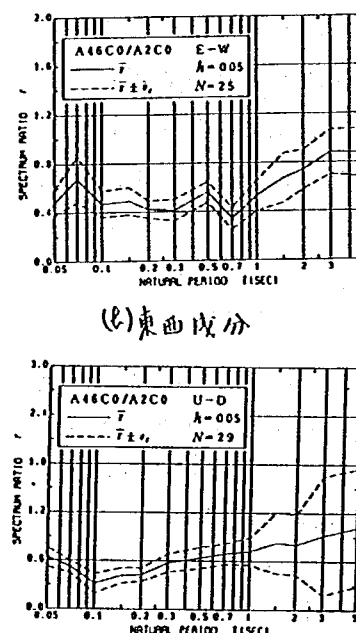


図11 加速度応答スペクトル比の平均値および標準偏差(A_{46C0}/A_{2C0})

(2) 部費，強震觀測經費

振動研究室	室長	佐々木康
・	研究員	田村政一
・	・	栗原徹郎
・		相沢 興
・		高橋和之

1. まえがき

土木構造物の耐震設計法を合理化するためには、構造物や地盤の強震時の挙動を観測する強震観測を実施する必要がある。このための強震観測には、局所的な地形、地盤条件が地震動特性に及ぼす影響の解明を目的とし、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と、構造物及び周辺地盤上2～3箇所に強震計を設置し、地震時の構造物及び地盤の振動特性を観測する一般強震観測とがある。

土木研究所で実施している高密度強震観測は、図-1に示す静岡県内の相良、焼津、沼津、松崎の4地区ならびに土木研究所構内におけるものである。また一般強震観測については、昭和61年3月現在全国257箇所の公共土木施設において観測を実施している。

昭和60年度には、前年度に引き続き、高密度強震観測場及び一般強震観測場の点検補正を行うとともに、強震記録の収集、数値化、とりまとめを行った。また、高密度強震観測記録の一次解析プログラムを開発整備するとともに、一般強震観測についても強震観測情報データベースの構築に関して予備的検討を行った。以下に、高密度強震観測及び一般強震観測について、各々調査結果を述べる。

2. 高密度強震觀測

2.1 觀測目的

地盤内の三次元的な地震動の伝播並びに局所的な地形・地盤条件の変化が地震動に与える影響を体系的に調査研究し、平面的または立体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や沈埋トンネルなどの長大な構造物の耐震設計の合理化および道路網・通信網・ガス・電気・上下水道などのライフライン施設の全体としての耐震性の向上に資することを目的とする。

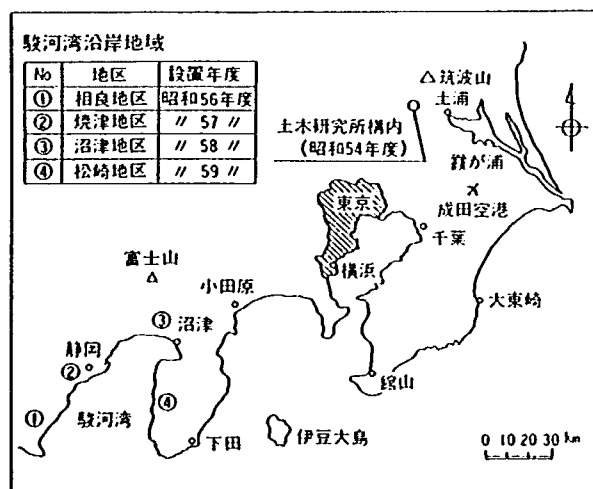


図-1 駿河湾沿岸における高窓度強震観測場配置図

2.2 観測方法

駿河湾沿岸の相良、焼津、沼津、松崎の各地区では、それぞれ、10～14箇所の観測点を設け、地表および地中に14～18台のデジタル強震計を配している。高密度強震観測では観測点相互間で時間軸のそろった記録を得ることが必要であり、本観測では観測および記録は個々の観測点ごとに独立であるが、各観測点で絶対時刻を知ることにより同期をとる個別記録方式を採用している。そのために各強震計は水晶時計（公称精度 10^{-7} ）を内蔵しており、さらにNHKの時報を用いて毎正時に校正を行うことにより時計精度を高めている。また、記録は16ビットAD変換器により $1/200$ 秒間隔でデジタル化された後、カートリッジテープに収録される。

2.3 維持点検

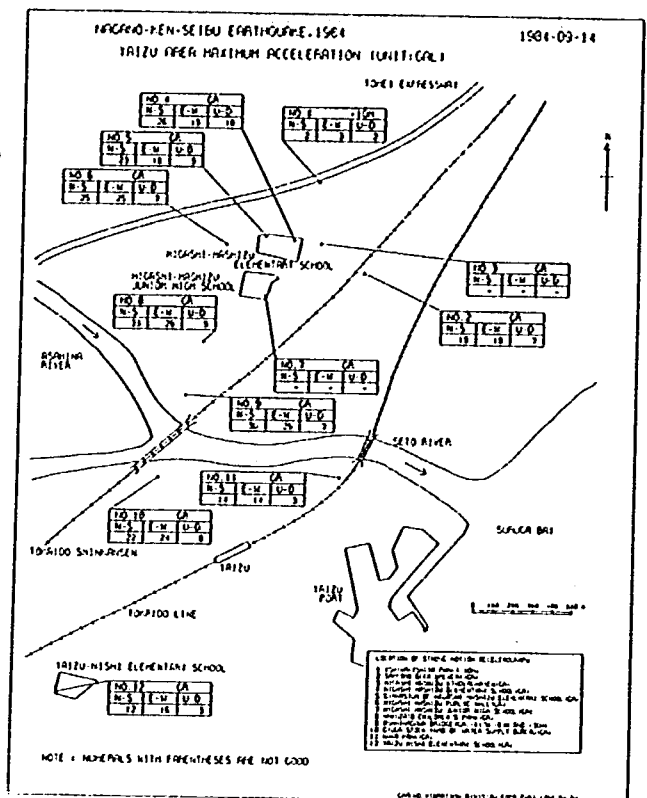
相良、焼津、沼津、松崎の各地区について、正常時観測体制の維持を図るために、年間4回の高密度強震観測装置の定期点検を実施した。

2.4 高密度強震観測記録一次解析プログラム

高密度強震観測により得られた記録を種々の解析に使用するためには、記録の妥当性を確認し、その特徴を把握することが必要とされる。そこで、以下の項目について処理を行う一次解析プログラムを開発準備した。

- 1) 震央および4地区の観測場の位置の図示
- 2) 記録波形の図化
- 3) 各種スペクトルの計算・図化
- 4) 各観測点における最大加速度の表示
- 5) 地震動の継続時間の表示
- 6) 最大加速度比の表示
- 7) 加速度応答スペクトル比の計算・図化
- 8) 各観測場における最大加速度の表示
- 9) 各観測場における地震動到達時刻の表示

図2および図3に、1984年長野県西部地震(M6.8)による記録の解析例を示す。



3. 一般強震観測

3.1 調査目的

土木構造物ならびにその周辺地盤上、地中における強震観測網を整備、維持することにより、良質な強震記録を多数蓄積し、公共土木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為の基礎資料として活用し、以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。

3.2 調査方法および結果

3.2.1 強震観測網の現状

昭和61年3月末現在、全国257箇所の公共土木施設において強震観測が実施されている。表-1は、強震計設置施設別、強震計型式別の設置箇所数及び台数を示す。また図-4に施設別強震計設置位置を示す。

表-1 公共土木施設への強震計設置状況

土木施設別設置箇所	設置箇所数	強震計型式別設置台数		
		SMAC型 設置台数(右数)	電磁式 設置台数(右数)	他型式 設置台数(右数)
道路施設 (国道、主要地方道、市道、県道、府道、支路)	151	117(235)	27(350)	13(33)
河川施設 (堤防、橋、水門)	31	23(43)	5(37)	3(2)
ダム施設	69	22(45)	43(377)	19(34)
下水処理場 (浄化槽、処理場)	6	6(13)	0	0
合計	257	168(341)	75(264)	35(69)

* 電磁式型の強震計が設置されている箇所数に於いては、強震計型式別の設置台数の合計と一致しない箇所がある

3.2.2 強震観測網の維持点検

土木研究所が設置したSMAC型強震計12箇所26台を含むSMAC型強震計81箇所171台、電磁式強震計22箇所181成分、

普及型強震計11箇所26台について定期点検補正を実施した。本年度の点検においても消耗箇所、腐食箇所等が見られたが、適正な調整修理を行なうことにより強震観測網の維持を図ることができた。表-2、表-3には、昭和58年度からの3年間に実施したSMAC型強震計の点検補正結果及び調整交換主要項目を示す。なお、これ等強震計の点検は、道路事業調査費(道路施設関係の強震計点検)、河川事業調査費(河川施設関係の強震計点検)、河川総合開発事業調査費(ダム施設関係の強震計点検)と合併して実施している。

表-2 SMAC型強震計点検補正結果

点検結果	58年度 台数(%)	59年度 台数(%)	60年度 台数(%)
異常なし	10(7)	0(0)	0(0)
部品交換 交換後異常なし	99(71)	115(80)	152(83)
次回点検時 部品を交換する	7(5)	8(6)	3(2)
部品交換後修理費	12(9)	14(10)	13(8)
オーバーホール費	6(4)	2(1)	3(2)
修理不可、その他	5(4)	4(3)	0(0)
計	139(100)	143(100)	171(100)

3.2.3 強震記録の収集、数値化とりまとめ

(1) 強震記録の収集

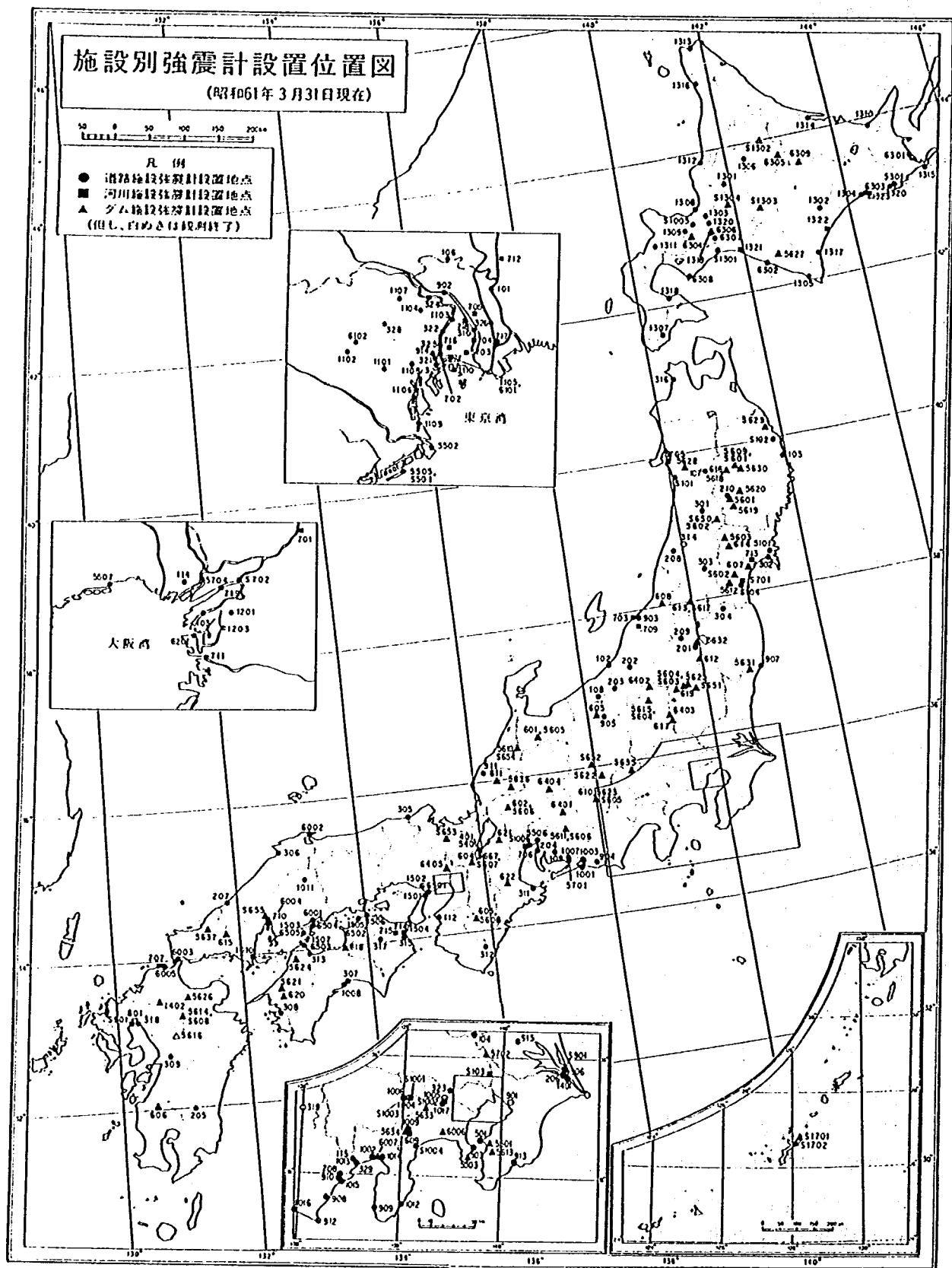
昭和60年1月～12月の間には、表-4(2)に示す21地震により表-4(1)に示す90本のSMAC型強震計記録が得られた。この中には、昭和60年10月4日に東京で震度5(気象庁発表)のゆれを感じた茨城県境の地震(M=6.0)による22記録を含んでいる。図-5に各地のSMAC型強震計による最大加速度値の分布を示す。また図-6には、この地震により江戸川23.0K左岸堤防周辺地盤上に設置されたSMAC-Q型強震計により得られた記録を示す。

(2) 強震記録の数値化

昭和60年度は、表-5に示す29本81成分(12地震)のSMAC型強震計記録の数値化を行なった。この中には、昭和59年9月14日に発

表-3 SMAC型強震計の整備交換主要項目

調整交換項目	58年度 台数(%)	59年度 台数(%)	60年度 台数(%)
調整交換台数	128	137	168
電池交換	77(60)	63(46)	35(21)
シリカゲル交換	73(57)	55(40)	69(41)
刻時精度調整	40(31)	42(31)	52(31)
各振子のダンパ調整	13(10)	15(11)	24(14)
スタータ調整	17(13)	23(17)	16(10)
ペン圧調整	17(13)	19(14)	9(5)
ペン機構調整	17(13)	14(10)	12(7)
起動動作調整	14(11)	6(4)	7(4)



注) 設置地点の番号は強震計設置場所一覧表の番号に対応する。

図-4 施設別強震計設置位置図

表4-1 昭和60年に得られた強震記録

NO	観測所名	設置箇所	最大加速度 (g)	地震 No
			H-A U-P H-B	
1	103 安治川大橋	GR-1 6	7 2 5	85001
2		PI-1 4	10 2 5	
3	109 大平橋	GR-1 4	0 0 0	
4		PI-1 3	0 0 0	
5	112 紀川大橋	GR-1 42	20 10 34	
6		GR-1 9	10 10 10	
7	114 尾崎高梁橋	PI-1 3	0 0 0	
8	305 港大橋	GR-1 14	10 2 3	
9	311 豊沢大橋	GR-1 17	16 6 25	
10		PI-1 15	75 4 53	
11		GR-1 9	131 23 81	85002
12	312 赤大橋	AB-1 8	53 15 63	
13		GR-1 16	12 4 23	
14	701 淀川堤防	BK-1 16	17 5 17	
15		GR-1 12	3 1 3	
16	1002 東名富洲橋	PI-1 9	4 0 4	
17	101 新島橋	GR-1 60	6 1 6	
18	617 桐生川9m	DA-1 20	10 5 5	
19		DA-2 19	65 10 50	
20	303 河北橋	GR-1 26	1 0 2	85003
21		GR-1 18	28 1 20	
22	105 真崎大橋	PI-1 17	45 1 55	
23	607 橋水9m	DA-2 12	25 0 5	
24	308 板島橋	PI-1 14	25 32 0	
25		GR-1 61	5 2 6	
26	101 新島橋	PI-1 29	6 1 6	
27		DA-1 20	0 0 0	
28	617 桐生川9m	DA-2 19	0 0 0	
29	902 西新井橋	GR-1 53	7 2 10	85006
30	1017 武蔵野橋	GR-1 6	10 0 10	
31	101 新島橋	GR-1 62	4 2 4	
32		DA-1 1	30 15 30	
33	620 野村9m	DA-2 1	30 25 40	
34		DA-3 1	30 10 149	
35	902 西新井橋	GR-1 55	7 1 6	
36		GR-1 3	10 5 10	
37	714 吉里川堤防	BK-1 3	15 5 20	
38	907 平大橋	GR-1 138	125 9 6	85011
39	607 橋水9m	DA-1 11	0 0 0	
40		DA-2 13	0 0 5	
41	907 平大橋	GR-1 139	31 15 48	

NO	観測所名	設置箇所	最大加速度 (g)	地震 No
			H-A U-P H-B	
42	303 河北橋	GR-1 27	6 2 6	85013
43	607 橋水9m	DA-1 12	5 2 5	
44		DA-2 14	20 25 25	
45		GR-1 5	60 0 30	
46	712 江戸川堤防	BK-1 12	10 10 10	
47	902 西新井橋	GR-1 56	3 1 3	
48	907 平大橋	GR-1 140	40 19 37	
49	907 平大橋	GR-1 2	50 30 100	
50	907 平大橋	PI-1 2	0 0 0	
51	714 吉里川堤防	GR-1 4	5 0 0	85014
52		PI-1 15	— — —	
53	305 港大橋	GR-1 15	12 5 13	
54	401 越前川橋	PI-1 7	100 23 156	
55	902 西新井橋	PI-2 37	3 0 0	
56	101 新島橋	GR-1 63	30 12 38	
57		PI-1 30	60 10 70	
58	104 新島橋	PI-1 35	20 3 15	
59	106 草加高梁橋	GR-1 51	63 10 38	
60		PI-1 56	65 20 60	85018
61	206 小見川橋	GR-1 46	50 15 50	
62	303 河北橋	GR-1 28	2 0 1	
63	319 四橋大橋	GR-1 18	10 5 10	
64		PI-1 19	35 6 15	
65	501 東京湾(新島)	GR-1 124	30 10 23	
66	503 東京湾(新島)	GR-1 56	46 15 50	
67	617 桐生川9m	DA-1 21	5 0 5	
68	712 江戸川堤防	GR-1 6	80 20 70	
69		BK-1 13	25 25 100	
70		GR-1 57	65 10 65	85019
71	902 西新井橋	PI-1 61	80 6 45	
72		PI-2 39	50 15 35	
73	907 平大橋	GR-1 141	13 6 13	
74		US-1 7	40 15 30	
75	914 八重川地蔵橋	US-2 5	30 30 50	
76		US-3 4	50 30 40	
77	1009 東京湾(新島)	PI-1 13	5 0 0	
78	1013 山北地区	GR-1 2	0 0 0	
79	1014 富士管理事務所	GR-1 3	0 0 0	
80	1017 武蔵野橋	GR-1 7	30 15 30	85020
81	1401 初根川河口	GR-1 15	33 10 45	
82		ES-1 10	68 12 90	
83	902 西新井橋	GR-1 58	3 1 5	
84	902 西新井橋	GR-1 59	13 5 13	
85		PI-2 39	3 1 2	
86	913 天津跨線橋	GR-2 4	0 0 0	
87		PI-1 17	0 0 0	
88	106 草加高梁橋	GR-1 52	0 2 0	
89		PI-1 52	2 5 31	
90	902 西新井橋	GR-1 60	7 2 3	85021

表4-2 昭和60年に得られた強震記録の地震諸元

地震 No	震央地名	年・月・日・時・分	経度	緯度	D(km)	M
85001	和歌山県東部	1985. 1. 6. 00:45	135°33'	34°10'	70	5.9
85002	和歌山県南部	3. 20. 14:58	139°53'	34°04'	54	4.6
85003	和歌山県東部	3. 28. 16:13	140°43'	38°52'	6	5.3
85004	和歌山県北部	3. 29. 01:07	140°35'	40°17'	164	6.5
85005	大分県北部	4. 5. 18:25	131°34'	33°31'	119	5.3
85006	島根県	4. 11. 01:27	139°17'	29°57'	415	6.8
85007	福島県	5. 11. 19:40	141°30'	37°06'	54	5.5
85008	宮城県南部	5. 13. 19:41	132°37'	32°59'	42	5.9
85009	千葉県中部	6. 8. 01:29	140°15'	35°33'	65	4.8
85010	長野県	7. 25. 09:24	134°44'	33°42'	48	5.2
85011	福島県	7. 29. 03:05	141°13'	37°09'	54	4.7
85012	福島県東部	7. 29. 04:23	140°41'	37°18'	84	5.5
85013	福島県中部	8. 12. 12:49	141°55'	37°03'	54	6.4
85014	新潟県	9. 13. 07:58	138°32'	34°42'	22	4.0
85015	秋田県	9. 20. 19:40	134°47'	33°43'	50	4.9
85016	宮城県東部	10. 3. 20:37	135°52'	35°11'	1	5.3
85017	宮城県東部	10. 4. 01:28	140°58'	34°49'	78	5.6
85018	茨城県東部	10. 4. 21:26	140°09'	35°53'	26	6.0
85019	埼玉県東部	10. 17. 22:06	139°51'	35°53'	65	4.5
85020	千葉県中部	11. 6. 00:31	140°14'	35°22'	59	5.1
85021	茨城県南部	11. 22. 13:17	139°38'	36°03'	56	4.9

表5-1 昭和60年度に数値化した強震記録

NO	観測所名	設置箇所	最大加速度 (g)	地震 No
			H-A U-P H-B	
1	206 小見川橋	GR-1 34	31.6 9.6 30.7	84001
2	907 平大橋	GR-1 136	38.7 27.2 49.4	
3	206 小見川橋	GR-1 35	28.6 7.5 28.6	
4	1001 境川橋	GR-1 11	37.1 6.4 40.3	
5		PI-1 11	36.7 2.9 80.7	
6		GR-1 12	66.0 — 77.7	
7	1006 雄鳥川橋	PI-1 8	65.9 — 148.7	
8	1017 武蔵野橋	GR-1 4	83.4 147.5 123.9	
9	106 草加高梁橋	GR-1 46	31.5 6.5 16.9	
10	712 江戸川堤防	GR-1 4	31.3 10.4 38.5	84009
11		GR-1 12	48.1 14.2 70.7	
12	701 淀川堤防	BK-1 13	60.2 14.5 92.8	
13	719 淀川堤防	GR-1 1	27.7 43.5 28.1	
14		BK-1 1	35.0 103.3 61.9	
15	1505 富士川	GR-1 8	20.6 12.8 40.1	
16	710 太田川堤防	GR-1 2	55.9 27.7 56.4	
17	112 紀川大橋	GR-1 2	44.5 23.6 57.0	
18	312 赤大橋	GR-1 8	62.0 23.7 64.1	
19		GR-1 15	54.5 15.6 57.6	84025
20	308 板島橋	PI-1 13	— — 93.7	
21	318 新田大橋	GR-1 3	14.5 4.1 14.9	
22	319 四橋大橋	GR-1 14	15.7 10.8 26.0	
23	602 橋水9m	GR-1 2	26.4 30.5 5.9	
24	1001 東京湾(新島)	PI-1 4	86.3 121.2 37.5	
25	219 四橋大橋	GR-1 16	14.1 16.7 17.0	
26	1001 東京湾(新島)	PI-1 5	84.6 222.5 44.6	
27	1007 東京湾(新島)	GR-1 5	22.2 — —	
28	1007 東京湾(新島)	PI-1 11	71.0 12.6 98.1	
29	907 平大橋	GR-1 137	40.6 15.4 34.4	84036

表5-2 昭和60年度に数値化した強震記録の地震諸元

地震 No	震央地名	年・月・日・時・分	経度	緯度	D(km)	M
84001	東海地区中部	1985. 1. 18. 00:44	135°51'	35°27'	322	7.3
84003	茨城県中部	1. 18. 00:32	140°16'	36°27'	43	5.9
84007	神奈川県東部	2. 14. 01:53	139°06'	35°25'	25	5.2
84009	島根県	3. 6. 11:17	139°12'	29°20'	452	2.9
84013	大分県北部	5. 5. 02:13	135°41'	34°33'	13	4.6
84015	宮城県南部	5. 30. 07:40	139°11'	34°58'	17	5.6
84018	福島県東部	6. 25. 06:29	139°35'	39°05'	12	5.2
84019	福島県東部	6. 25. 20:52	135°08'	34°11'	6	4.4
84025	山梨県	7. 7. 09:07	139°09'	32°23'	33	7.1
84026	福島県東部	7. 14. 08:48	139°36'	35°09'	2	6.8
84028		7. 15. 07:14	139°28'	35°07'	2	6.3
84036	福島県中部	12. 19. 04:35	140°33'	37°08'	64	5.3

生じた長野県西部地震(M=6.8)により得られた9成分の記録が含まれている。

(3) 強震記録のとりまとめ

昭和60年度に数値化し81成分の記録は、強震観測情報総合検索システム中に収録するとともに、そのデジタル数値、加速度時刻歴波形、加速度応答スペクトル倍率図を、土木研究所彙報Vol.44「土木構造物における加速度強震記録(No.11)」として刊行している。

3.2.4 強震観測情報の整備

昭和59年度に建設本省道路局、河川局治水課、開発課と共に、た道路施設、河川施設、ダム施設に設置されている強震計の設置状況調査結果を基に、強震計諸元データ、観測地点一般図(1/50000)及び観測地点平面図について、既存データ及び図面の追加、更新を行った。

また、表-6に示すように昭和41年～60年までに得られた2518記録のうち約1500成分(約500記録)について数値化が実施され、土木研究所彙報として刊行するとともに強震観測情報総合検索システム中に収録が行われているが、強震記録のより多角的な利用を図るために、強震観測情報データベースの構築に関して予備的に検討を行った。

3.3 今後の問題点

(1)現在までに得られた記録は、各種研究に活用され、この成果は多くの基準等に反映されている。しかしながら、本来耐震設計で用いられる大加速度の記録は極めて少ない。この原因としては、強震観測を本格的に開始した昭和40年代前半以降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ということの他に、昨年度の長野県西部地震のように比較的発生頻度の高いM6～M7クラスの地震を震央近傍で観測するには、現在の観測網では未だに不十分であることが挙げられる。従って、今後早期に有効な強震記録の蓄積を図り、各種公共土木施設の耐震設計法の合理化、高度化に結びつけるために、強震観測網の一層の整備、拡充が必要とされる。

(2)強震観測に関しては、現場で観測に携わっている強震観測担当者の多大な努力に負うところが大きい。担当者が特定されていない場合や、強震計の取り扱いに習熟していない場合があり、今後は現場における担当者の明確化と強震観測技術の維持向上を図る必要がある。

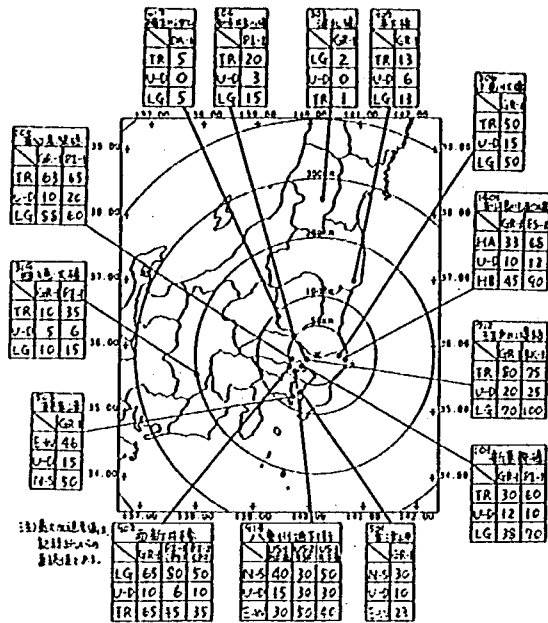


図-5 昭和60年10月4日の地震による各地の最大加速度
712-GR-1-6 TR MAX.ACC.=80.0 gal

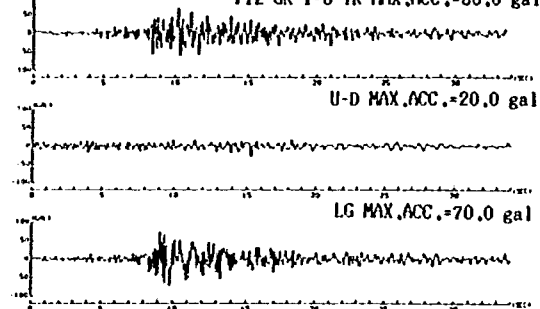


図-6 江戸川堤防周辺地震観測点における強震記録波形

表-6 SMAC型強震計による強震記録数

最大加速度値(gal)	記録数 (昭和41年 ～60年)	計
400～	地上 1 構造物上 5	6
200～400	地上 12 構造物上 21	33
100～200	地上 52 構造物上 59	111
50～100	地上 143 構造物上 168	311
～50	地上 1267 構造物上 789	2056
計	地上 1475 構造物上 1042	2517

(3) 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

1. 被災判定手法の開発

1. 1 被災判定手法の開発

1. 1. 1 土木構造物等（地中構造物）

振動研究室 室長 佐々木 康

研究員 栗原 徹郎

研究員 松本 秀應

1. まえがき

構造物の地震対策は、事前対策と事後対策に大別できる。事前対策としての耐震設計手法に関しては多くの検討が行われているが、事後対策としての震災構造物の復旧技術については従来系統だった検討はほとんど行われていない。このため「震災構造物の復旧技術の開発」プロジェクトを5箇年間にわたって実施してきた。本課題ではこのうち、地中構造物の被災判定手法に関する部分を取扱ってきた。

昭和56～59年度には既往地震（新潟地震、宮城県沖地震、伊豆大島近海地震、日本海中部地震、長野県西部地震、サンフェルナンド地震等）による地中構造物（下水道、樋門・樋管、トンネル、共同溝等）の被害事例および調査事例に関する調査を、昭和58、59年度には被災発見・計測技術の実態調査を実施してきた。最終年度にあたる昭和60年度は、被災発見・計測技術の実態調査を継続するとともにこれまでの成果をもとに「土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案）」のうち地中構造物関連分を策定した。

2. 研究目的

地中構造物の被害形態、程度別に、最適な被災発見・計測技術の選定方法を明らかにし、地中構造物の合理的な被災判定手法を得ることを目的とする。

また、既往の研究成果と合わせて、被災した地中構造物の復旧技術マニュアルをとりまとめることを目的とする。

3. 研究方法

現在用いられている地中構造物の被災発見・計測技術の特徴を整理するために実態調査を行うとともに、各技術の適用性について整理を行った。また、（財）国土開発技術研究センターに設けた震災構造物の復旧技術開発土木委員会の場で「土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案）」のうち地中構造物関連分を策定した。

4. 研究結果

4.1 下水道管路施設の被災発見・計測技術の実態調査

1) 調査対象

調査の対象とする工法は、震災構造物の被災発見・計測という位置付けから、以下の事項を念頭において選定した。

- ①既往の震災において採用された工法。
- ②通常の維持管理において使われている技術のうち、震災時においても適用可能と考えられる工法。
- ③現在開発中あるいは下水道以外の分野において開発、採用されている工法のうち震災時においても適用可能と考えられる工法。

2) 調査項目

各工法の特徴および適用性を明らかにするために表－1に示すような項目について調査した。各調査項目の設定の目的の例を以下にあげる。

- ①対象構造物：どのような構造物（大口径管、小口径管、マンホール等）に用いる工法なのかを明らかにする。
- ②目的：どのような被害の調査あるいは復旧に用いる工法であることを明らかにする。
- ③適用範囲：適用可能な構造物の寸法、調査延長、水の有無の程度等を明らかにする。
- ④工事上の制約：道路占有の有無および範囲、作業スペースの範囲等を明らかにする。
- ⑤工事実績：実際に使用可能な工法なのか、震災時に適用可能な工法かを明らかにする。
- ⑥震災時への適用可能性：工法の中には、近年開発されたため、実績が少ない工法もあり、このような工法の震災時への適用可能性について明らかにする。

3) 被災発見・計測技術

震後の緊急調査により被害の認められる地中構造物について、さらに詳細な情報を得るために行う調査の方法には、構造物の種類、調査を行おうとする被害の形態および程度によって適用性の異なる幾つかの方法がある。

下水道管路施設に用いられる方法は、「直接的に調査する工法（直接探査）」と「間接的に調査する工法（間接探査）」とに大別できる。

ここで言う「直接探査」と「間接探査」とは以下の通りである。

①直接探査：管内外からの目視、またはそれに準ずるもの（例えばTVカメラによる調査等）で、被害箇所を直接確認し計測する工法。

②間接探査：種々の条件により直接探査が不可能な場合、または直接探査のみでは被災の判定が不十分な場合に適用する間接的な調査工法。

これら二種類について、適用可能な管径（大口径管きょと小口径管きょ）ごとに、各工法の適用条件、特徴および使用機材について整理した結果の概要を表－2，3に示す。

表－1 アンケート調査項目

調 査 項 目	発見・計測技術	復 旧 技 術
1. 対 象 構 造 物	○	○
2. 一 般 的 工 法 名	○	○
3. 固 有 名 称	○	○
4. 会 社 名 称 連 絡 先	○	○
5. 協 会 等 名 称 連 絡 先	○	○
6. 目 的	○	○
7. 適 用 範 囲	○	○
8. 工 法 の 概 要	○	○
9. 工 事 上 の 制 約	○	○
10. 機 械 一 式 価 格	○	○
11. 使 用 材 料 ・ 価 格		○
12. 性 能 ・ 仕 様	○	○
13. 必 要 な 準 備 工 （ 仮 設 ・ 電 線 等 ）	○	○
14. 必 要 人 員 ・ 工 期（効 率）・ 費 用	○	○
15. 必 要 な 調 査 （ 項 目 及 び 方 法 ）		○
16. 工 事 実 績 維 持 管 理 及 び 震 災 時	○	○
17. 震 災 時 へ の 適 用 可 能 性 な ど	○	○

表-2 被災預見・計測技術の分類 (直接探査)

方 法		主 な 適 用 条 件 ・ 特 徴		主 な 使用機材
区分	工 法	大 口 径 管	小 口 径 管	
直	管内部およびマンホールからの目視	作業員が直接管内に入り被害の有無およびその形態・程度を調査する。	マンホールから管内部を覗き被害の有無を調査する。	懐中電燈 写真機等
	管内部およびマンホール内での直接計測	作業員が直接管内に入り、目地の開き、亀裂幅等をメジャー等で計測する。作業に際しては、仮締切などを施し、酸欠、ガス中毒に対する対策を要する。	—————	メジャー (巻尺、コンベックス) 傾斜計等
	各種測量	マンホールの隆起等を測量するため、地上での測量を行う。また、作業員が直接管内に入り水準測量器、傾斜計等にて管軸のずれ、勾配等の変化を測定する。レーザー測量を用いれば、効率・精度に優れた測定を行う事が可能である。管内作業に際し、作業場の整備、確保が必要である。	地上にてマンホール間の測量を行う事によって、管路、マンホールの異常の発見及び測定が可能である。 また、マンホール内にレーザー光線発光装置を設置し、受光装置をソリに寄せ管内を移動させる事で管内のレベルを計測できる。 この場合、管径はφ200以上、測定可能延長は約70mであり、準備作業として発光装置の設置位置の水準測量、管内清掃が必要である。	各種測量機器 発電機 (小口径レーザー測量用記録計)等
接	テレビカメラによる管内調査 (1)けん引式	—————	管内にワイヤーを通線し、カメラを接続し、けん引しながら管内状況を地上モニターにて調査する。また、ビデオテープに録画する事により保存、ビデオスクリーンを用いる事で更に定量的な測定が可能である。 同時に傾斜計測器をけん引することにより管路勾配を知る事が可能である。 カメラには、直視のみ可能なものと、直視・側視が可能なものがある。 管径はφ200以上、調査可能延長は約100mである。管内水位はカメラの高さ以下である必要があり、施工性および管内情報を精度良く得るためには管内清掃を十分行う。	管内洗浄器 テレビカメラ モニター車 動力車 ワイヤー ウィンチ等
	テレビカメラによる管内調査 (2)自走式	—————	マンホール間にワイヤーを通す必要がなく、片側のマンホールから管内を調査する事が可能である。 ビデオスクリーンおよび傾斜計測器の併用は、けん引式と同様である。片側からの作業である為、管路が閉塞していてもマンホールから、その地点までの調査は可能である。 管径はφ200以上、調査可能延長は約150mである。 管内水位は、テレビカメラ以下である必要があり、管内清掃が必要である。	自走式テレビカメラ テレビモニター車 動力車 管内洗浄器等
査	テレビカメラによる管内調査 (3)取付け管用	—————	宅内接続ますより取付け管内へカメラを挿入し、管内の状況を地上モニターにて調査する。 φ100以上の取付け管に適用可能である。管内の清掃が必要である。	取付け管用テレビカメラ テレビカメラモニター車 管内洗浄器等
	テレビカメラによる管内調査 (4)ビデオスクリーンによる計測	—————	テレビカメラにより管内状況を録画した画像に対し基準となる尺度を設定し目地の開き、亀裂幅等を計測する。計測を正確に行う為には、画像が鮮明である事が好ましい。	ビデオスクリーン テレビモニター ビデオ等
	テレビカメラによる管内調査 (5)特殊防水カメラによる管内撮影	目視調査の際に作業員が管内にて撮影する。	テレビカメラ調査の際、写真機(リモコン式)を同時にけん引し撮影する事により更に良質な管内情報を得る。	写真機等
	外部からの目視、直接計測	全ての構造物に適用可能。 ただし、埋設物については開削が必要。		内部からの目視、直接計測に準ずる

表-3 被災発見・計測技術の分類(間接探査)

方 法		主 な 適 用 条 件 ・ 特 徴		主 な 使用機材
区分	工 法	大 口 径 管	小 口 径 管	
間 接	流下状況の観察	マンホールからの下水の流下状況の目視により、管路としての異常の有無を調査する。予備的な調査であり、その後の調査のための情報を得るために行う。		懐中電燈 写真機等
	流量試験	マンホール内に流量計を設置し、水量を測定する事で、管内閉塞や浸入水等を調査する。		流量計等
	ロッドによる閉塞調査	_____	ます等からロッドを挿入することにより 取付け管等の概略の閉塞箇所を調査する。	各種ロッド等
	揚水試験 (マンホール間)	埋設管が地下水位以下にある場合、または、雨期等地下水位が上昇する時期に管内への浸入水量を計測する方法である。 上流および対象スパン内の取付け管からの流入と下流への流出を止水プラグにより止水し、一定時間内における揚水量により浸入水量を測定する。		止水プラグ ピーカー等
	揚水試験 (目地部、亀裂部等の箇所別)	1/4 円形止水栓を目地部、亀裂部に設置し、揚水試験を行う方法である。 また、地下水位が低い場合でも、その水位の減少量で漏水量が計測できる。 止水栓による揚水試験では、仮締切が不要であり、通水状態で調査できるが、水位はD/2程度が限度である。	_____	銅製止水栓 ピーカー等
	注水試験	埋設管が地下水位以下にある場合、調査対象スパンの通水を止め、満水状態にして一定時間内での水位の減少量をマンホール内で計測し、水密性を調査する。 取付け管については、本管接続部を止水プラグ、またはパッカーにより止水し、接続するます内の水位の減少量にて水密性を調査する。		止水プラグ エアパッカー等
	圧気試験	_____	直接テレビカメラで確認しながら異常と思われる目地部、亀裂部にエアパッカーを設置し、低圧の空気の漏洩状況により水密性を調査する。 管径はφ200以上、調査可能延長は約100mで、パッカーの密着度を良くする為に十分に管内洗浄を行う。	エアパッカー コンプレッサー 動力車 ワイヤー ウィンチ等
探 査	スモーク試験	埋設管が地下水位以下にあり、周辺地盤が比較的緩い状態の場合、調査対象スパンの通水を止め密閉状態にし、発煙筒、送風機(または加圧送煙機)にて煙を管内に充満させ、その煙が管内より地上へ抜ける様子を観察し、管路の漏洩箇所を調査する。		止水プラグ 発煙筒 送風機 加圧送煙機等
	地中レーダーによる埋設管路周辺の空洞調査および他埋設物調査	埋設管周辺の地盤のゆるみや空洞を地上からのレーダー調査により発見し、不等沈下等の予防を図る。感知した波形をモニターにて映像化または、コンピューターにて解析図化する事で地盤の異常や他埋設物の有無を確認する。 探査可能深度は約3mである。		地中レーダー モニター装置 発煙機等
	水質検査 塩素イオン	_____	下水中の塩素イオン濃度を測定することにより、希釈の割合から地下水の浸入量の多少を推定する方法である。 下水量が少ないか、あるいは僅かとなる深夜から早朝にかけてマンホールから採取した下水に試薬を注入し塩素濃度を測定する。測定する箇所が多い場合はサンプルを持ち帰り分析室で測定することが望ましい。 管が地下水位以下にあること。また地下水に海水が含まれていないことが必要である。	ピーカー 試薬 投薬量が判る目盛付き注入器等

図-1にトンネル断面の変形に対する計測箇所を示す。トンネルの変状は徐々に進行する場合が多いことから、被害の発見された箇所については、継続的計測を行う必要がある。たとえば、ひびわれの進行性については、モルタルパットを用いたひびわれの伸張のチェック等が用いられる。ひびわれ調査結果の例を図-2に示す。地山の状態については覆工のコアボーリングによる目視の他に、グラウト注入による空隙量の測定が行われる。さらに、抗口周辺斜面の調査については、斜面の被災発見・計測技術に準じた手法が用いられる。

4.2.3 共同溝・カルバート

共同溝の被災発見・計測技術は、他の地中構造物に準ずるが、特に被害が発生しやすいと考えられる共同溝の断面変化部、基盤急変部、地盤の液状化の可能性のある箇所について、函体のひびわれ、剝離、目地の開き・ズレ、土砂流入量、漏水量等について調査が行われる。表-4及び表-5には、1971年サンフェルナンド地震（アメリカ）において被害を受けたジョセフジェンセン浄水場流出送水路において行われたひびわれ幅及び継手の開き量に対応する補修方法を示す。

表-4 サンフェルナンド地震によるひびわれの程度と補修方法の関係

クラックの幅	補修方法
① 0.5mm以下	補修しない
② 0.5～0.8mm	水のある所ではエポキシで補修
③ 0.8～6.4mm	Vカット（深さ2.5cm）の後補修
④ 6.4～12.7mm	補修可能ならVカットの後グラウト圧入
⑤ 12.7mm以上	取り壊し、再構築

表-5 サンフェルナンド地震による継手の被害程度と補修方法の関係

継手の被害	補修方法
⑥ 圧縮	必要ならコンクリート部を修復し突出したジョイント部を外し、コーキングしなおし
伸張	特に対策をとらない
⑦ 13mm以下	コーキングしなおし
⑧ 13～25mm	伸縮材料の取り替え、コーキングしなおし
⑨ 25mm以上（水路のみ）	A. 必要なら伸縮材料にドライバック・ジョイントを付け加える B. 必要に応じて外部に止水板を付加 C. 特殊な方法を指示する

5. 参考文献

- 1) (財)国土開発技術研究センター、「昭和58年震災構造物の復旧技術の開発に関する報告書」，昭和59年3月
- 2) (財)国土開発技術研究センター、「昭和60年震災構造物の復旧技術の開発に関する報告書」，昭和61年3月
- 3) (財)国土開発技術研究センター、「土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案）」，昭和61年3月

(4) 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）

振動研究室 室長 佐々木 康

研究員 柴原 徹郎

研究員 松本 秀應

1. まえがき

構造物の地震対策は、事前対策と事後対策に大別できる。事前対策としての耐震設計手法に関しては多くの検討が行われているが、事後対策としての震災構造物の復旧技術については従来系統だった検討はほとんど行われていない。このため「震災構造物の復旧技術の開発」プロジェクトを5箇年間にわたって実施してきた。本課題ではこのうち、地中構造物の被災判定手法に関する部分を取扱ってきた。

昭和57～59年度には既往地震（新潟地震，宮城県沖地震，伊豆大島近海地震，日本海中部地震，長野県西部地震，サンフェルナンド地震等）による地中構造物（下水道，樋門・樋管，トンネル，共同溝等）の復旧状況調査を、昭和58，59年度には復旧技術の実態調査を実施してきた。昭和60年度には、復旧技術の実態調査を継続するとともに、中小河川の樋門・樋管・水門のゲート操作による緊急措置について検討を行った。また、最終年度にあたりこれまでの成果をもとに「土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案）」のうち地中構造物関連分を策定した。

2. 研究目的

地中構造物の被害形態、程度別に、最適な復旧技術の選定方法を明らかにし、地中構造物の合理的な復旧技術を開発することを目的とする。

また、既往の研究成果と合わせて、被災した地中構造物の復旧技術マニュアルをとりまとめることを目的とする。

3. 研究方法

現在用いられている地中構造物の復旧技術の特徴を整理するために実態調査を行うとともに、各技術の適用性について整理を行った。また、（財）国土開発技術研究センターに設けた震災構造物の復旧技術開発土木委員会の場で「土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案）」のうち地中構造物関連分を策定した。

4. 研究結果

4.1 下水道管路施設の復旧工法の実態調査

構造物の復旧が必要であると判断した場合、復旧しようとする構造物の種類、復旧を行おうとする被害の形態および程度により、最適な復旧工法の選定を行う必要がある。

復旧工法を選定する場合、様々な着眼点が想定されるが、ここでは特に「各工法の目的」と「構造物の種類」に着目し、各工法の適用性を検討した。各工法の目的としては、「強度回復を目的とする工法」、「止水を目的とする工法」、「管軸のずれの修正を目的とする工法」に分類、整理した。整理結果をもとに、各工法の適用条件、特徴、使用材料および使用機材を整理した結果を表一2～4に示す。

4.2 地中構造物の復旧事例に関する調査

実際の震災復旧に関する情報を得るために既往の地震により被害を受けた代表的な箇所について情報の収集整理を行った。被害箇所の選定に当たっては、被害形態、施工環境、工法の特異性等に着目し、今後の震災復旧において参考となるよう表一1に示す被害箇所を選定した。

表一 1 復旧事例の調査箇所

構造物	地震等	被害構造物
トンネル	伊豆大島近海地震	伊豆急行郡収トンネル
	火災による被害	東名高速道路日本坂トンネル
樋門・樋管	新潟地震	下山樋管 (阿賀野川)
	宮城県沖地震	丸山排水樋管 (古田川)
		阿久戸排水樋管 (鴨瀬川)
	日本海中部地震	登巻排水樋門 (雄物川)
		津北川樋門 (青森川)
		流川樋門 (青森川)
箱型暗渠	サンフェルナンド地震	ジョセフ・ジェンセン浄水場送水管
下水道施設	宮城県沖地震	仙台市公共下水道
	日本海中部地震	秋田市公共下水道
		能代市公共下水道
下水道管路施設	宮城県沖地震	七北田川右岸幹線 (仙台市)
		苦竹伏樋し (仙台市)
		第一南浦生幹線 (仙台市)
		塩釜幹線 (塩釜市)
		新市町地内ますおよび取付け管 (塩釜市)
	日本海中部地震	土崎港南道集幹線 (秋田市)
		新屋第一排水区、枝線 (秋田市)
		八幡処理区旭川東排水区、枝線 (秋田市)
		新柳町一号線 (能代市)

4.3 津波に対する樋門等のゲート操作に関する検討

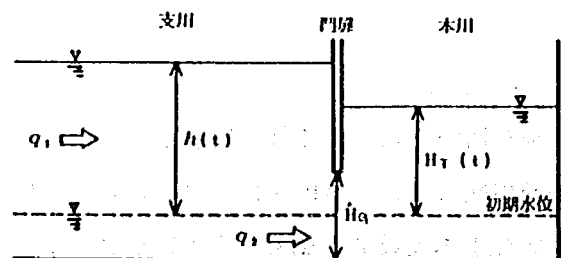
1) 検討の概要

河口部に位置する樋門等で津波の来襲時に堤内地盤高を越える外水上昇の恐れがある場合には、津波の浸入を防止するためにゲートを閉じることが必要である。しかし、河口からある程度の距離があって津波の遡上によって外水位の上昇する可能性があるものの、その程度が河口部ほどではない場合には、ゲート操作をどのようにすべきか定説はない。

本検討では、支川合流部における支川を貯留タンクと考え、このタンクに流入する支川の自己流と本川合流部での水位変動に応じた流入、流出量とに着目した連続方程式の解から、タンクの水位が支川堤防高を越えないようなゲートの最適開度を求めようとするものである。

2) 現象のモデル化および基本方程式

本川に直角に合流する支川の合流部付近に樋門等ゲートを有する構造物がある場合を考え、地震が発生し津波が本川を遡上してきた現象を想定し、支川合流部を図一1に示すように仮定する。



図一 1 支川合流部の諸元

q_1 : 支川単位幅当たりの流量 ($\text{m}^3/\text{m} \cdot \text{sec}$)

q_2 : 支川から単位幅当たり流出流量又は流入流量 ($\text{m}^3/\text{m} \cdot \text{sec}$)

$h(t)$: 初期水位から測定した支川の水位 (m)

$H_T(t)$: 初期水位から測定した津波波高 (m)

H_G : 門扉開度 (m)

支川を貯留タンクと考え、本川水位が津波の周期で正弦振動するとすれば、次の連続方程式が成り立つ。

$$l \cdot \frac{dh(t)}{dt} = \theta_1 - \theta_2 = \theta_1 - C_1 \sqrt{2g \cdot H_0} \sqrt{h(t) - H_T(t)} \sin \frac{2\pi}{T_T} t \quad \text{----- (1)}$$

l : 貯留タンクの底辺長 (m)

C_1 : 流出係数 (≈ 0.55)

T_T : 津波による本川水位の振動周期 (sec)

3) 結果の考察

ゲート操作を行っている時間を考慮し、(1)式を H_G , H_T および T_T 毎に解くと図-2に示す結果が得られる。ただし、次の場合には本手法の適用外である。

a) $l \cdot H_b / Q_1 = T_T$

この場合には、ゲート操作時間中ゲートを完全に閉塞しても支川の氾濫は生じない。

b) $H_T / H_b < 0.8$

この場合には、津波振幅が小さくゲート開度の程度に依らず支川の氾濫は生じない。

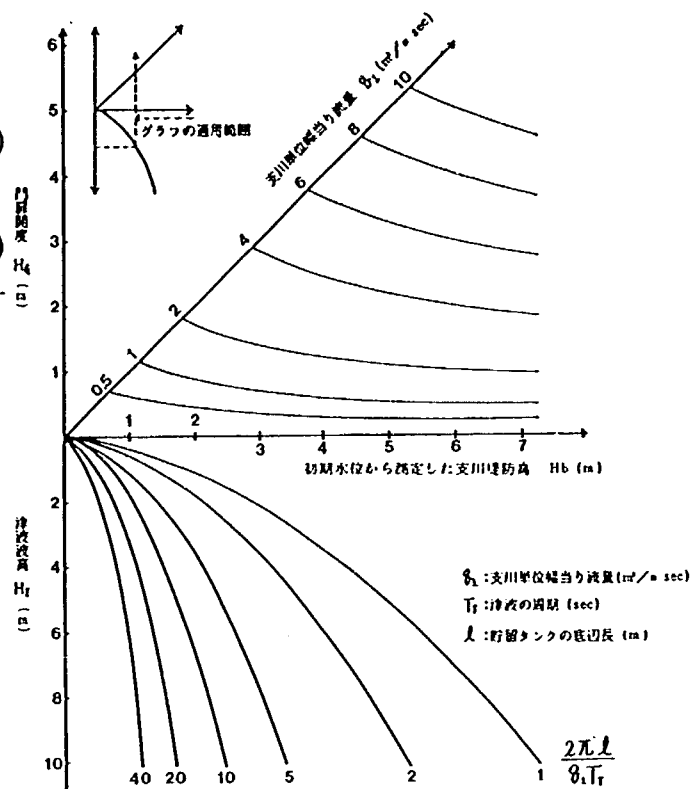


図-2 初期水位から測定した支川堤防高さおよび支川単位幅当たり流量毎の門扉開度

表-2 復旧工法の分類 (強度回復を目的とする工法)

区分	工 法	主 な 適 用 条 件 ・ 特 徴		主な使用材料	主な使用機械
		大口径管 (箱型暗きょも含む)	小 口 径 管		
強度回復を目的とする工法	新管布設替え	閉削工事が可能である場合、最も一般的でかつ施工後も信頼のおける方法である。管径、管長、被害形態・程度に因りて適用可能であるが、土被りが大きく工費が高くなる場合、被害程度によっては他工法との比較が必要である。なお、施工後同様の被害を再度受けないように対処する事が必要である。		山留め材 管きょ等	土工機械等
	コンクリート巻立て	閉削工事が可能であり、管体被害の程度が小さい場合、他工法との経済比較、閉削工事が周辺に及ぼす影響、工事手順等を考慮し、施工後の効果を含め他工法との比較が必要である。また、新管布設替えと同様土被りが大きな問題となる。		モルタルコン クリート 山留め材等	土工機械等
	樹脂注入工法	構造物本体に亀裂が発生した場合エポキシ樹脂を注入し、強度の回復を図ると同時に進入水に対処する方法である。しかし、施工時に進入水があると補修不可能であり事前に止水の必要がある。0.05mm程度の微細な亀裂にも施工可能で作業効率も良い。作業員が管内にて作業する為、酸欠、ガス中毒等に対し安全対策を施す。		エポキシ系樹脂 シーリング材等	圧入機 ポンプ等
	鋼板接合工法	構造物に破損又は局部的な破損を生じた箇所に鋼板接合によって耐荷力を補う。接合面はエポキシ系樹脂にて固着する。施工時に防水浸入水等が多量にある場合、Vカットし止水ホースで排水しながら接合剤にてコーキングし、グラウト材を充填した後に通常の鋼板接合工法を施す。主として箱型暗きょに適用するが円型管でも鋼板を加工する事で対応可能である。管内作業となる為、安全対策を施す。		グラウト材 シーリング材等	発電機 (電気溶接機)等

表-3 (1) 復旧工法の分類 (止水を目的とする工法)

方 法		主 な 通 用 条 件 ・ 特 徴		主な使用材料	主な使用機材
区分	工 法	大口徑管 (箱型暗きょも含む)	小 口 徑 管		
止 水 を 目 的 と す る 工 法	多量注入工法 (1) グラウト止水	浸入水発生箇所付近に路上よりロッドによるグラウト注入を施し、土壌全体に張り固め止水する。 土質条件等を十分に検討しグラウト材を決定する。また、管体に過大圧力が加わらぬように注意する。 路上からの施工となる為、交通に与える影響は大きい。 止水材に関しては、閉鎖法令を参考とする事。		各種止水材	ミキサー グラウトポンプ コンプレッサー ボーリング マシン等
	多量注入工法 (2) 注入パイプによる止水	①地層、亀裂部をVカットし注入用パイプをセットし、グラウト材通過防止の為、お粘止水剤にてコーキングする。 パイプより注入材を圧入奥達し、管外にまで浸透させる。 注入後硬化を待ちパイプを取除き仕上げをする。 通常のモルタルコーキングでは不十分な場合採用する。 施工時通水圧、流速が大きく、水封不可能な場合は施工不可能となる。 ②地固きの程度はおよそ5cm程度 (Vカット時以下)、段差については管径の半分程度である。 道路占有は対象スパンの上下流マンホール部側通行となる。又、管内作業の為、安全対策を十分施す。		各種止水材	ミキサー グラウトポンプ コンプレッサー 等
	多量注入工法 (3) 止水栓工法	①地層、亀裂部よりの漏水、浸入水がある場合に1/4円の止水栓を組み、陰影ポンプ止水後管内にて止水作業を行う。 ホース状の止水材を押し込み最終的にコーキングしながら止水材と止水用注入液を混ぜて止水していく方法である。 仮締め切り水封等を実施せず通水のまま作業が可能である。 止水材の使い分けで現場状況に処置する。 道路占有は対象スパンの上下流マンホール部側通行となる。又、管内作業の為、安全対策を十分施す。 ②地固きは10cm程度まで対応可能である。		最終剤 各種止水材	発電機 電気ドリル 水中ポンプ 管製止水栓等
	多量注入工法 (4) 注入リングによる止水	①地層、亀裂部に注入リングを圧着させ、圧力をかけた注入液を管体外周にまで浸透させ、ドーナツ状のグラウtringを作り止水する方法である。 仮締め切り、水封等が不用で作業が容易である。②地固き、亀裂幅が小さい場合、Vカットを施すと効果的である。 道路占有は対象スパンの上下流マンホール部側通行となる。又、管内作業の為、安全対策を十分施す。		各種止水材	注入リング 発電機等
	多量注入工法 (5) バックカーによる止水		地上からの遠隔操作でバックカー (ゴム風船状のもの) を管内亀裂部及び目地部に圧着させ、止水用注入液を圧入し、ドーナツ状のグラウtringを作り止水する。注入圧は地下水圧との釣合いから決定する。(約1.5~2.5kg/cm ²) テレビカメラにて監視しながら施工するため正確に補修が行える。 ②地固きは1.5cm程度、施工延長は100m程度を限度とし、道路占有は対象スパン上片側通行となる。 取付け管、異形管に対しても適用可能である。	各種止水材	バックカー TVカメラ 作業車 動力車等
	Vカットコーキング工法	対象スパンを仮締め切りするか又は止水栓を組みこめて施工箇所への通水を止めて前修を行う。②地固き、亀裂部をVカットし、最終モルタル等でコーキングを行う。その浸入水風によりエポキシ系樹脂やセメント系接着性止水材等コーキング材を使い分ける。 道路占有は、対象スパンの上下流マンホール部側通行となる。又、管内作業である為、安全対策を十分施す。		各種 コーキング材	発電機 電気ドリル 専用ガン等
	シーリング工法	粘着性、弾性のあるシーリング材を、目地部、亀裂部に張りし止水する。 シーリング材には定型と不定型がある。 道路占有、管内安全対策等作業条件は、Vカットコーキング工法と同様である。		ブチルゴム系 シリール材 ウレタンゴム 系シリール材	専用ガン等

表-3 (2) 復旧工法の分類 (止水を目的とする工法)

方 法		主 な 通 用 条 件 ・ 特 徴		主な使用材料	主な使用機械
区分	工 法	大口径管 (箱型管も含む)	小 口 径 管		
止 水 を 目 的 と す る 工 法	止水バンド工法	浸入水発生箇所管内部から止水棒を有するゴムバンドをあて、その上から金属バンドを油圧ジャッキにて広げて管体にゴムバンドを圧着させる。 目地部閉鎖、段差とも5cm程度までは施工可能ではあるが外水圧が高い場合は急結剤等で防護した後止水バンドを施す。 袖部部分は止水バンドの分だけ管内に突き出しが生じる。 道路占有、管内安全対策等作業条件は、Vカットコーキング工法と同様である。 経済的には他工法に比べ割高となる。		ゴムバンド 押入金属バンド ボルト類	油圧ジャッキ
	可とう性継手工法 (1) 止水ジョイント	不等沈下等により既設の目地止水材が欠損し、機能回復をはかる。管体と止水ジョイントをアンカーボルトで締め付け、止水を断る工法である。 山型継手を使用して以後の不等沈下にも対応する事が可能である。 浸入水量が多い場合、急結剤にて止水を施す。なお、管内部にジョイントが突出しない様管体をはつりジョイントを設置する方法もある。 施工時は仮締め切りをし、作業効率を向上させると共に安全性にも注意を払う。 道路占有は対象スパンの上下流マンホール部周辺片側通行となる。目地閉鎖は約8cm程度、目地部段差は約5cmを限度とする。 経済的には他工法に比べ割高となる。		止水ジョイント アンカーボルト ブチルゴム系 シール材等	発電機 コンプレッサー 電気ドリル等
	可とう性継手工法 (2) 可とう性パイプ	円形管に対し止水ジョイントと同様の目的を持つ。一方の管体にパイプをセットし、外圧により変位させ他方の管体に接合する。 接合部は通常の管体どうしの接合と同様である。作業は、一部閉鎖工事となり通行止め区間が生じる。 目地部の段差は製品性能上20cm程度を限度とする。経済的には他工法に比べ割高となる。		可とう性パイプ ターンバックル ボルト類	ジャッキ類 土工機械等
	二重管工法		既設管の持つ強度を活用しつつ管内に硬質ポリエチレンパイプを挿入し漏水等を防ぐ。 施工は一部閉鎖工事であるが交通等に影響を及ぼす。また、取付け管との接続と、管径の縮小が問題となる。 若干の管径の変位は既設管と挿入管との間隙をセメントミルクで充填する際に調整が可能である。 施工に際し仮締め切りを施す。 マンホール内部で短管を溶接し、挿入する「無閉鎖工法」もある。	ポリエチレン管 セメントミルク	溶着機 ウィンチ (土工機械)等
	ホースライニング工法		浸入水、漏水の防止、酸欠防止等の為、既設管の持つ強度を活用しつつ、内面に根ざ目の無いホースを反転装着し管の閉鎖を図る。 施工はマンホールから可能であるが取付け管接合部については閉鎖し削孔する。 空気圧にてホースを接合させて行くので管体内部の付着物は十分除去されている事が必要である。 接着剤は熱により硬化するので硬化が確認できるまで内圧をかけたまま加熱保持する。 管径はホース厚分小さくなる。又スパン途中部分のみの施工は不可能である。 施工に際し、仮締め切りを施す。 道路上は上下流マンホール部片側交通となる。	ホース 溶着剤 (エポキシ系)	反転機 管端リング等

表一 4 復旧工法の分類 (管軸の変動の修正を目的とする工法)

方 法		主 な 通 用 条 件 ・ 特 徴		主な使用材料	主な使用機材
区分	工 法	大口徑管 (箱型暗きょも含む)	小 口 徑 管		
管 軸 の 変 動 の 修 正 を 目 的 と す る 工 法	衆議注入による レベル修正工法 B45-2-A713	開削工事をせず、管軸の変位を路上からのグラウト注入圧にて修正する方法である。 修正後浸入水が発生する場合管内からの清除が必要となる。 管軸の変位は30cm程度が限界である。 又グラウト材の性質から旧管の真い層や砂礫層の様に間隙の大きな層は不適である。 取付け管が外れている場合は部分的に開削し接合する。 路上からの作業である為、道路交通に及ぼす影響は大きい。 また、他の埋設物が近接する場合、注入に際し安全性を検討すると同時に埋設物に対し、変位計測棒を設け影響を計測する。 通水に関しては、仮設切り又は切回し (管内外) を施す。		グラウト材 (水ガラス系) 空隙保持材	発電機 注入ポンプ ミキサー 穿孔機 高圧ジェット等
	新管布設材又は設置直し	開削工事が可能である場合、あるいは上記レベル修正工法が施工不可能な場合に、土 盛り等の法条件、打設性を踏まえ採用の適・不適を検討する。 開削工事である為、周辺に及ぼす影響は他工法に比べて大きい。 現場地質状況に比し新管を用いる。		山留め材 管きょ等	土工機械等

4.4 土木構造物の震災復旧技術マニュアル (案) の策定

今年度の研究成果および既往の研究成果を基に、「土木構造物の震災復旧技術マニュアル (案)」のうち地中構造物関連分として第Ⅳ編下水道管路施設編、第Ⅱ編河川・海岸・砂防施設編のうち樋門等、第Ⅲ編道路施設編のうち共同溝・カルバートについてマニュアルを策定した。

5. 参考文献

- 1) (財) 国土開発技術研究センター, 「昭和58年震災構造物の復旧技術の開発に関する報告書」,
昭和59年 3 月
- 2) (財) 国土開発技術研究センター, 「昭和60年震災構造物の復旧技術の開発に関する報告書」,
昭和61年 3 月
- 3) (財) 国土開発技術研究センター, 「土木構造物の震災復旧技術マニュアル (案)」,
昭和61年 3 月

(5) 河川事業調査費

3. 河川構造物調査

3. 3 特殊堤の耐震性に関する調査

機械施工部長	千田昌平
動土質研究室 室 長	古賀泰え
研究員	松尾 修
	唐沢安秋
振動研究室 室 長	佐々木康
研究員	田村敬一
"	東原徹郎
	相沢 興
	高橋和え

1. まえがき

特殊堤とは一般の上堤と異なり主に鋼・コンクリート部材および杭基礎と有する堤防および護岸の総称である。これは市街地部で背後地に人家が集中しており土堤防建設のための用地取得が困難な場所あるいは河口部で高潮の影響を受ける区間あるいは地盤が非常に軟弱な場合などに設けられることが多い。このように、特殊堤は比較的重要性の高い地域に設けられることが多いので、その耐震性についてもよく検討しておくことが必要である。特殊堤は一般には耐震設計がなされている場合も多いようであるが、設計法自体は必ずしも明確ではなくその確立が望まれるところである。このため、今年度より特殊堤の耐震性についての検討を行うこととした。さらに、土堤防の耐震性についてはこれまでも一連の調査研究を進めてきたところであるが、実用に供し得る耐震性評価法・設計法と確立するには至っていない。したがって、土堤の耐震性評価法についても継続的に検討を行っている。

今年度は、まず特殊堤についてその設置状況、耐震設計および地震被害の実態を調べるとともに、既往の地震被災事例等に対して耐震性解析と実施し、現行設計法について検討を加えた。また、前年度試案として作成した土堤の耐震性簡易判定手法について一部改良を試みた。さらに、堤防の地震動観測も引き続き実施した。以下に今年度の成果を報告する。

表-1 特殊堤の設置実態

構 造 型 式			箇所数	耐震設計の有無		
				あり	なし	不明
コンクリート擁壁護岸	1. 型		3	1	1	1
	重力式 ¹⁾		13	2	5	6
ラーメン式						
鋼矢板護岸	控え式	たな式				
		斜め控え式	2	2		
	アンカー式	タイロッド式	6	5	1	
		タイロップ式	5	5		
		アースアンカー式	1	1		
	自立式		46	16	16	14
	二重鋼矢板式					
	セル式					
	コンクリート鋼矢板護岸(自立式)		2			2
	パラペット付堤防		92	6	50	36
合 計		170	38	73	59	

2. 特殊堤に関する実態調査

2.1 設置実態

まず、特殊堤がどのような区域、箇所数を設置されているかをアンケート調査により調べてみた。調査対象としたのは建設省北陸・中部地建および青森・宮城・新潟・静岡・愛知県である。表-1にその集計結果を示す。ここに、特殊堤の範ちゅうおよび構造型式の分類については必ずしも明確ではないが、同表に示す構造型式の分類は河川砂防技術基準(案)(設計編)¹⁾等を参考にした。同表より、ラーメン式、たな式、二重鋼矢板式およびセル式など比較的高価あるいは構造の複雑な型式のものはなく、控え式がこれに欠けている。なお、同表には耐震設計の有無についても集計しているが、控え式護岸はほとんど耐震設計がなされている。これらは大部分が最近約

10年の間に作られたものであり、設置理由としては軟弱地盤にあるという事が多かった。パラペット付堤防は感潮区間に作られているものがほとんどである。ごく一部耐震設計がなされているものがあるが、これは主に堤防本体の耐震性確保が主体となっているものと推察される。

2.2 設計規準

河川砂防技術基準(案)・設計編では、表-1中のうち耐震設計を行うよう規定されているのはコンクリート擁壁護岸および自立式矢板護岸のみである。しかしながら、その設計法の詳細については整備がなされておらず、したがって、現実対応としては他の設計基準類を参考にして耐震設計が行われているようである。上述の調査データからそれを拾ってみると、「道路橋示方書・耐震設計編(日本道路協会)」²⁾、「港湾の施設の技術上の基準・同解説(日本港湾協会)」³⁾、「鋼矢板マニュアル(新日鉄)」⁴⁾、「アースアンカー設計施工基準案(土質工学会)」⁵⁾などがある。その他、地建あるいは県独自に設計要領を定めているところもある。このように、特殊堤の耐震設計法に関しては未整備の状況にあり、早急に具体的な設計計算法と作成する必要がある。

2.3 地震被害に関する実態

1964年新潟地震以降の地震における特殊堤の被害事例と文献調査によって調べた。その結果、大地震の生じた地域に特殊堤が比較的少ないという事情もあり、見出し得た被害事例はわずかであった。コンクリート擁壁護岸については1964年新潟地震における阿賀野川大浜特殊堤および1978年宮城県沖地震における名取川関上特殊堤があった。矢板護岸については小規模な被害が散見された。なお矢板護岸は港湾において多用されているが、この方面での被害事例は非常に数が多い。

3. 特殊堤の地震被災事例解析

3.1 概要

表-1に示す各種構造の特殊堤のうち、まずコンクリート擁壁護岸の地震被災事例について現行設計法を用いて安定性の検討を行った。ただし、ここで言う現行設計法とは上記2)、3)、6)を指している。そして、この検討の過程で現行設計法において今後解明すべき課題を明らかにしようとした。

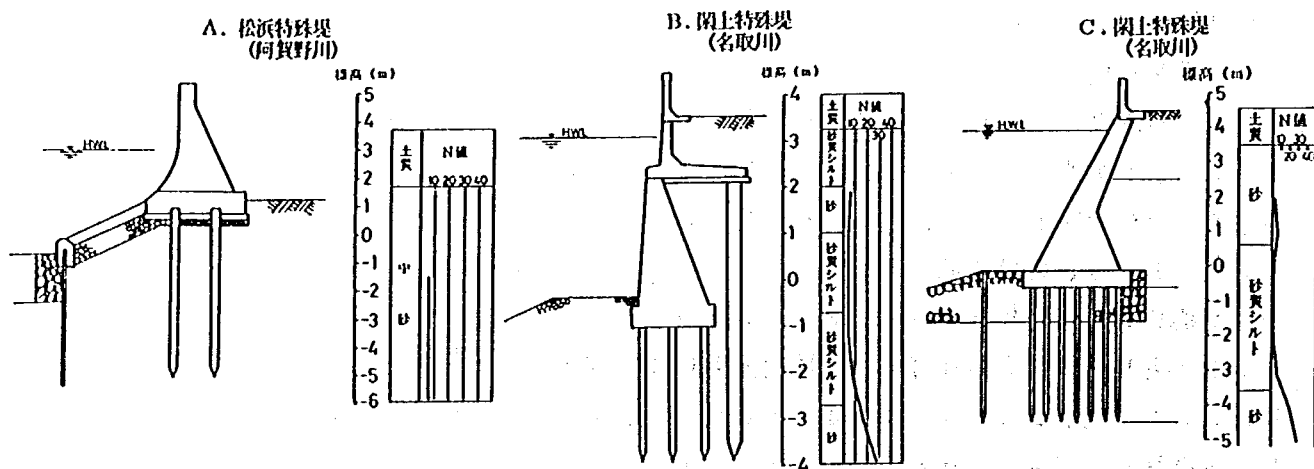


図-1 耐震安定性検討モデル

3.2 解析対象地点の概況

図-1に示す3地点と対象とした。3地点の概況は表-2に示す通りである。なお、図-1に示した地質データは必ずしも解析対象地点と合致しておらず、既存するボーリングデータのうち最近傍のデータを用いている。

3.3 計算条件

計算はまず現行設計法に従った設計条件の下で安定計算を行った。その設計条件を表-3に示す。さらに、表-3中のうち載荷重、地震力、残留水位については地震時と異なっていると考えられるため条件設定を変えての検討も一部実施した。

3.4 計算結果と考察

表-4に、支持力、杭頭変位、杭応力度についての計算値と許容値を対比して示す。ただし、C地点についてはフーチング下部の栗石の存在および砂質シルト層の液状化の評価を変えたケースについての結果も示している。同表より、杭の支持力は常時においてさえ許容値をはるかに下回っているのにも気づく。これはフーチング基礎での地盤反力を無視していることおよび極限支持力と安全率のとり方が安全側に過ぎることの原因ではないかと思われる。杭頭変位については被害の事実とはほぼ逆の結果が得られている。その主な理由は、各地点ともに使用したボーリングデータが当該地点とはやや離れた位置で得られたものでありしかも液状化等の判定に必要な土質試験データが不十分なため推定せざるを得なかったことである。現に、B地点では地震後に噴砂が認められたにもかかわらず、検討の過程では液状化すると判定される土層は見出せなかった。

このように、今回の事例検討では現行設計法の妥当性を論じることはできなかった。

なお、今回の検討の過程において耐震問題に限定して今後重点的に検討を要すると思われる事項を以下に示す。

(i) 地盤の変形特性・杭の端元と地盤反力係数の関係、特に砂地盤の液状化過程その評価。

表-2 各地点の概況

記号	地点名	地震	被害状況	基礎構造	備考
A	松浜特殊堤 (阿賀野川)	新潟地震 (1964年)	前倒れ(最大30cm) 沈下(最大1m) 基礎の破壊	コンクリート杭 φ150 × 3,000mm ピッチ 0.7m	全体的に滑ったようである。
B	関上特殊堤 (名取川)	宮城県沖地震 (1978年)	水平変位(20cm以上) 盛土沈下(20~30cm) 盛土亀裂・段差	松丸太 φ150 × 2,800mm ピッチ 0.7m × 0.5m	川側に噴砂が認められた。
C	関上特殊堤 (名取川)	宮城県沖地震 (1978年)	なし	松丸太 φ120 × 3,900mm ピッチ 0.6m × 0.5m	

表-3 主な設計条件

項目	常時	地震時	備考
荷重	○	○	道、東、港
死荷重	q = 1.8tf/m ²	q = 0.9tf/m ²	東、港
地震力	—	KH = 0.85 × 0.2 = 0.17 (松浜) KH = 1.0 × 0.2 = 0.20 (関上)	道、東、港
土圧	(砂) クーロン土圧式 (粘土) 港湾式	物部(クーロン系)式 港湾式 見かけの震度 k' = γ/γ' - 1 × k	東、港 東、港
残留水位	OML - LWL) × 2/3	同左	東、港
液状化の検討	—	避難橋の方法	道
計算用土質条件	コンクリート杭 σ _{ca} = 1/3 × 240 = 80 kgf/cm ²	σ _{ca} = 1/2 × 240 = 120 kgf/cm ²	東
木杭	σ _{ca} = 55 kgf/cm ²	σ _{ca} = 110 kgf/cm ²	(III) 道
許容変位	2.5cm	2.5cm	東
許容支持力	(極限支持力) × 1/4	(極限支持力) × 1/3	東、港

*) 道：道庁提示数値、東：河川構造設計指針(東京都)、港：港湾の施設の技術上の基準

表-4 計算結果
(上段：常時、下段：地震時)

地点	被害	条件設定	K値 減減	支持力 PN(tf)	杭頭変位 δ (cm)	杭応力度 σ (kgf/cm ²)
A	沈下 転倒 変位		—	4.9 > 0.4	0.04 < 2.5	49 < 80
			2/3	7.4 > 0.6	0.29 < 2.5	151 > 120
B	変位		—	19.3 > 1.6	2.0 < 2.5	333 > 55
			なし	27.6 > 2.1	2.7 > 2.5	461 > 110
C	なし	基礎栗石 を考慮	—	5.1 > 1.1	0.7 < 2.5	174 > 55
			なし	10.4 > 1.1	1.3 < 2.5	346 > 110
		基礎栗石 を考慮せず	—	5.1 > 0.9	3.1 > 2.5	275 > 55
			なし	10.4 > 1.1	6.0 > 2.5	540 > 110
		液状化を 考慮				
			1/3	10.4 > 1.1	14.3 > 2.5	693 > 110

*) 左辺=計算値、右辺=許容値

(ii) 静的計算である変位法(線型・非線型を問わず)により得られる変位量と地震時の繰返し外力により生じる変位量、および設計上の許容変位量との関係。

(iii) (ii)に関連して、擁壁・抗体に地震時に実際に作用する土圧の大きさと、設計上の取扱い。

4. 堤防の耐震性簡易判定手法に関する検討

4.1 概要

前年度において、砂質地盤上の堤防の耐震性と、地盤のN値によって簡易に評価する手法(簡易判定手法)を試作した⁷⁾。今年度は、この手法に関して、砂質地盤の液状化強度の評価法、およびN値の深度分布が不均一な場合の耐震性評価法についての再検討を行った。⁸⁾

4.2 砂質土層の液状化強度の評価法の再検討

前年度の簡易判定手法作成に当たっては、砂質地盤の液状化強度の評価は道路橋方式(A法)によっていた。しかし、この方法以外にも古見らの方法(B法)⁹⁾、Seedの方法(C法)¹⁰⁾などがあり、いずれの方法を採用するかによっても結果は異なってくる。図-2はこれら3方法による液状化強度 R_L の評価結果の差を示している。

同図より、B法ではA法に比べて土質による差がやや小さく、 D_r の大きい領域で R_L が大きくなっている。また、C法では土質による評価の違いは含まれておらず、 D_r の大きい領域で R_L が大きくなるのはB法と同様である。

図-3に、これら3方法を用いて得られた限界N値と粗砂の場合と例にとって示す。B法、C法はA法に比べて限界N値は小さくなっており、その差は小さい。ちなみに図-4は従来の多数のボーリングデータより土質毎の平均的なN値と整理したものであるが、土質間の差は顕著である。A法は粗砂側の限界N値とやや過大に評価するようにも思われるが、土質による区別をしないC法よりは適切な方法と考えられる。また、3つの方法のいずれがより妥当なものであるかという点については地震被害事例を用いた適合性のチェックを行って判断すべきであるが、今回の検討ではそこまで至らなかった。

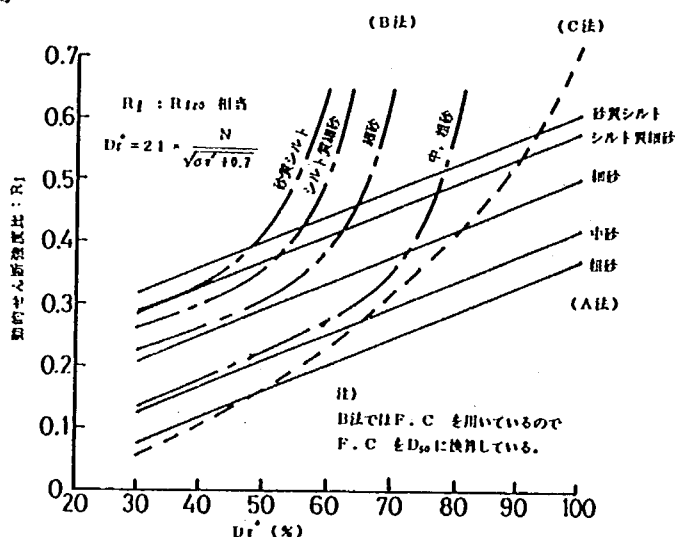


図-2 3種類の方法で求めた動的せん断強度比の比較

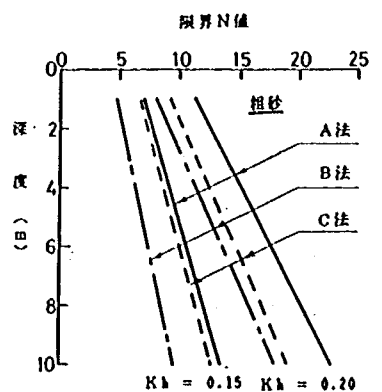


図-3 3つの方法による限界N値の比較

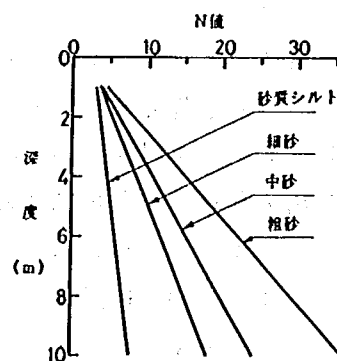


図-4 現実地盤での平均的N値分布

4.3 平均安定係数の求め方の再検討

前年度の検討では、堤防の耐震性と次式で定義した平均安定係数 $\bar{N}_s$ を評価していた。

$$\text{平均安定係数}(\bar{N}_s) = \frac{1}{10} \sum_{i=1}^{10} (\text{深度} 1\text{m 毎の安定係数 } N_s)$$

$$\left(\begin{array}{l} \text{ここに, } N_s = (\text{実測 } N \text{ 値}) / (\text{限界 } N \text{ 値}) \\ \bar{N}_s > 1 : \text{安定, } \bar{N}_s < 1 : \text{不安定} \end{array} \right)$$

しかし、実際の地盤の N 値分布は図-5に示すように不均一なものも多く、ことに浅部に弱層がある場合には上式のように一律10m毎の平均値を評価することには問題があると考えられる。そこで、図-5のいくつかのパターンについて若干の検討を加えたところ、浅部に層厚2m以上程度の弱層がある場合にはその部分の安定係数のみで評価する方が適切であることがわかった。そこで、前回の方法と比較検討したら図-6(a), (b)のような結果となり(ただしA法を使用), 上述のような評価のしかたをする方が実被害との対応がよいことが確かめられた。

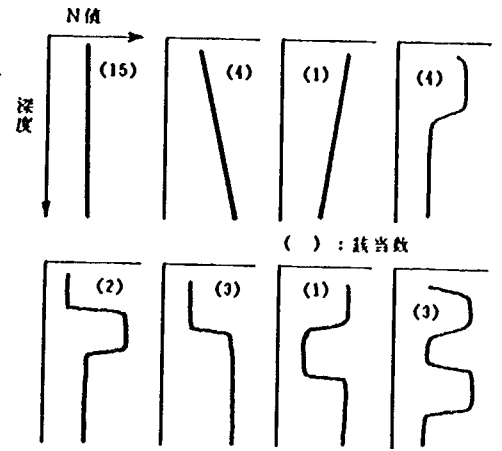
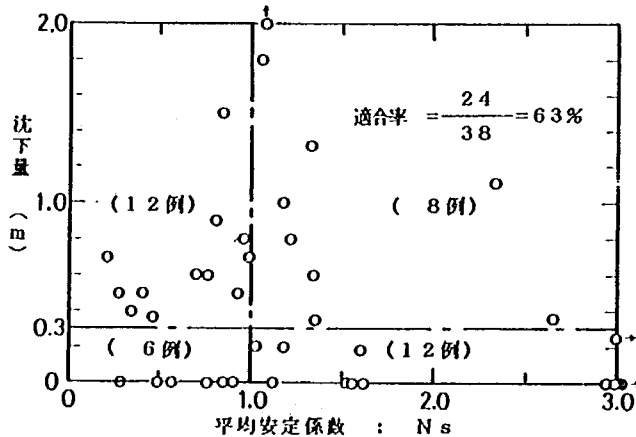
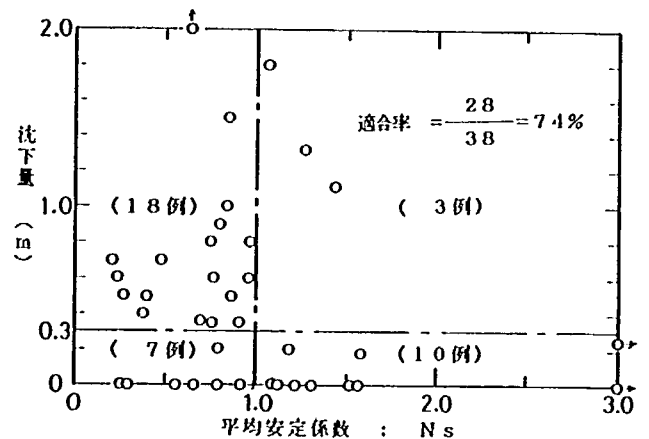


図-5 種々の N 値分布



(a) 前回の方法



(b) 今回の方法

図-6 平均安定係数 $\bar{N}_s$ と被災度(沈下量)との関係

5. 堤防における強震観測

堤防における強震観測は、昭和41年に淀川堤防及び豊川放水路堤防において初めて観測が開始され、昭和61年3月現在S MAC型強震計15箇所30台、電磁式強震計5箇所37成分が観測が実施されている。S MAC型強震計により昭和60年までに得られた記録は68記録あり、表-5に示す18記録について数値化が行われている。図-7には、淀川堤防(枚方)において1984年5月5日の地震により得られた記録を示す。これ等の記録は地震規模(マグニチュード)4.0~7.9の地震により得られた

表-5 (a) 数値化された強震記録

No.	観測所	観測所名	設置箇所		最大加速度			地震No
			箇所	記録	TR	U-V	LG	
1	701	淀川堤防(枚方)	GR-1	4	26.3	12.9	39.8	68076
2			BK-1	6	20.0	8.5	18.9	
3			GR-1	5	32.8	27.0	35.0	
4	706	木曽川堤防	GR-1	1	101.4	11.6	58.4	81009
5			BK-1	1	57.4	28.9	28.2	
6	712	江戸川堤防	GR-1	2	24.4	0	50.7	83001
7			BK-1	2	42.9	15.0	53.1	
8	710	太田川堤防	GR-1	1	92.8	35.5	65.7	83012
9			GR-1	4	31.0	9.5	30.8	
10	712	江戸川堤防	BK-1	6	28.9	51.3	31.8	84009
11			GR-1	12	81.9	24.1	123.9	
12	701	淀川堤防(枚方)	BK-1	13	106.9	23.0	120.8	84013
13			GR-2	1	32.7	12.9	20.1	
14	719	淀川堤防(枚方)	BK-2	1	38.4	16.7	30.7	84013
15			GR-1	2	61.4	19.2	58.4	
16	710	太田川堤防	BK-1	2	51.0	40.3	39.9	84018
17			GR-1	6	70.1	29.3	72.7	
18	712	江戸川堤防	BK-1	13	91.2	26.2	124.8	85018

記録があり、数値化計器補正後の最大水平加速度は、地盤上20.4gal~123.4gal,堤防上18.9gal~124.8gal,最大鉛直加速度は、地盤上0gal~29.3gal,堤防上8.5gal~81.3gal となっている。また、電磁式強震計については、利根川堤防及び荒川堤防において昭和60年度に得られた記録の最大値を表-6に示す。

表-5 に示した最大加速度値の地盤上及び堤防上の同一成分を図-8 にプロットした。今回のデータの範囲内においては、水平成分及び鉛直成分について同程度の最大加速度値が得られている。なおこれ等のデータは、5箇所の観測所を得られたものであり、最大加速度は上に述べたように数値化計器補正後の値である。

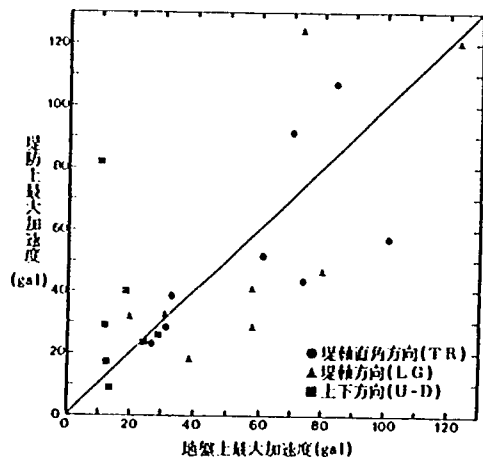


図-8 地盤上および堤防上最大加速度分布

6. まとめ

今年度の成果は次のようにまとめられる。

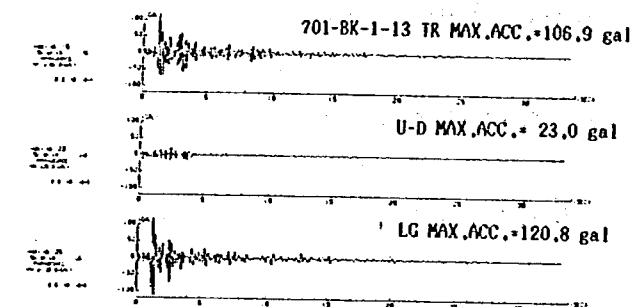
- (1) 持殊堤についてその各種実態を調べるとともに地震被災事例解析を実施し、設計法の中で今後特に解明を要する点を明らかにした。
- (2) 堤防の耐震性簡易判定法の再検討を行い、実被害事例をより良く説明できるよう改良を加えた。
- (3) 堤防の地震動観測を継続実施し、地震記録の収集および一部数値化を行った。

(参考文献)

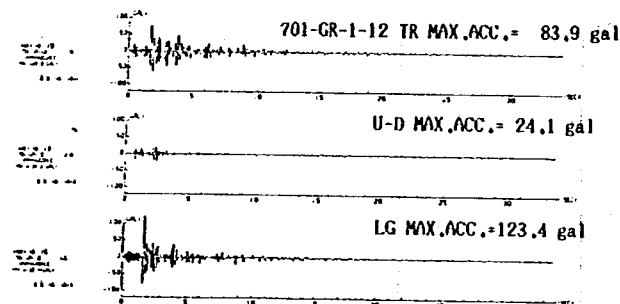
1)~5): 省略。 6) 東京都建設局: 河川構造物設計基準, B850。 7) 横田・古賀: 簡易判定図表による砂質地盤上の盛土の地震時安定性評価法の提案, 土木学会40回年講, 1985。 8) 横田・古賀・松尾: 土木学会44回年講, 1986。 9) 時松・吉見: Soils and Foundations, Vol.23, No.4, 1983。 10) Seed and Idriss: J. SMFD, ASCE, Vol.97, No.SM9, 1971。

表-5 (b) 地震諸元

地震No	震央地名	地震 震元					
		年・月・日・時分	東経	北経	震源深さ(km)	7.15~1.0	
68076	MIDDLE OF KYOTO-TREE	1968.8.18.16:12	135° 23'	35° 13'	0	5.6	
69077	NEAR KYOTO	1969.8.29.21:53	135° 45'	35° 0'	10	4.9	
81009	NORTHERN ISE BAY	1981.8.11.13:37	136° 47'	35° 04.0"	10	4.0	
83001	SOUTHERN KANTO	1983.2.22.11:49	140° 04'	35° 58.2"	72	6.0	
83012	WESTERN KAI REGION	1983.8.26.5:29	131° 34.3'	33° 33.2'	116	6.8	
84007	NEAR TORISHIMA	1984.3.6.11:47	133° 12'	23° 28'	452	7.9	
84013	NORTHERN KINKI	1984.5.5.02:12	135° 41.5'	34° 51.4'	13	4.6	
84018	WESTERN CHUGOKU	1984.6.15.06:08	132° 35.2'	34° 43.5'	12	5.2	
85018	近畿地震	1985.10.4.21:21	140° 01'	35° 53'	78	6.0	



(a) 堤体天端



(b) 地盤

図-7 淀川堤防における強震記録

表-6 電磁式強震計による強震記録

観測時刻	702 利根川堤防						703 荒川堤防					
	地盤上	堤防天端	堤防天端	堤防天端	堤防天端	堤防天端	地盤上	堤防天端	堤防天端	堤防天端	堤防天端	堤防天端
~10	0	10	3	6	10	7	2	9	4	0	0	2
10~30	9	2	7	5	2	4	8	3	7	0	0	1
30~50	3	0	2	1	0	1	2	0	1	1	0	0
50~100	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0
計	12	12	12	12	12	12	12	12	12	2	2	2

(6) 河川総合開発事業調査費

6. ダムの耐震設計法に関する調査

6. 2 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 佐々木康

研究員 栗原徹郎

相沢 興

高橋和之

1. まえがき

ダムは一般に内陸山岳地の堅固な地盤上に建設される構造物であり周囲の地形条件も複雑であることから、橋梁等の軟質な地盤上に建設される構造物の入力地震動に関する調査研究の成果をそのまま使用することはできない。従って、ダムに対する入力地震動を定めるためには、ダム建設地点周辺の主として岩盤上での強震記録を数多く採取できるよう強震観測網の維持整備を図るとともに、得られた記録の特性の解析を図ることが必要とされる。

2. 調査目的

本課題は、ダムの耐震設計に用いる設計地震動設計地震力を適切に評価するため、ダム本体および周辺岩盤上での強震観測を実施し、得られた地震動記録の解析を実施するものである。

3. 調査方法および調査結果

3.1 強震計の点検補正

表-1に示す6箇所の補助ダムのSMAC型強震計12台について点検補正を実施した。点検の結果消耗箇所腐食等が発見されたが、適切な調整修理を行なうことにより強震観測網の維持を図ることができた。なお、ダム施設の強震計の点検に関しては、地建依頼によりSMAC

表-1 補助ダムSMAC型強震計の点検補正結果

NO	施設名	観測所名	型式	台数	設置箇所	状態	補正
1	605	流石ダム	0.8.0	3	地盤(砂)	無	無
2	607	清水ダム	E ₁	2	地盤(砂)	無	無
3	609	三保ダム	O	2	地盤(砂)	無	無
4	612	大川ダム	O	1	地盤	無	無
5	614	津沢ダム	・	2	地盤(砂)	無	無
6	617	同里川ダム	E ₁	2	・	無	無

型強震計11箇所24台、電磁式強震

計19箇所163成分普及型強震計

7箇所14台の点検補正を実施し

ている。また、表-2及び表-3に

は、ダム施設、他、道路施設及び

河川施設を含む施設に設置した

SMAC型強震計の最近の点検

補正結果及び調整交換主要項目

を示す。点検補正を行なうこと

により初めて正常な観測体制を

表-2 SMAC型強震計の点検補正結果

年度	58 台数(%)	59 台数(%)	60 台数(%)
点検結果			
異常なし	10(7)	0(0)	0(0)
部品調整 交換修理等	99(71)	115(80)	152(88)
次回点検時 部品交換修理等	7(5)	8(6)	3(2)
部品交換修理等	12(9)	14(10)	13(8)
オーバーホール等	6(4)	2(1)	3(2)
修理不可能その他	5(4)	4(3)	0(0)
計	139(100)	143(100)	171(100)

表-3 調整・交換主要項目

年度	58 台数(%)	59 台数(%)	60 台数(%)
調整・交換項目			
調整強震計台数	128	137	168
電池交換	77(60)	63(46)	35(21)
シリカゲル交換	73(57)	55(40)	69(41)
刻時精度調整	40(31)	42(31)	52(31)
各振子のゲイン調整	18(14)	15(11)	24(14)
スケーラ調整	17(13)	23(17)	16(10)
ペン圧調整	17(13)	19(14)	9(5)
ペン間隔調整	17(13)	14(10)	12(7)
起動動作調整	14(11)	6(4)	7(4)

維持することが可能となることが分かる。

3.2 強震記録の収集・数値化とまとめ

昭和60年には、ダム施設関係の強震計により13記録(7地震)が得られた。また数値化については、昭和59年に得られた30記録(14地震)のうち、岩盤上30gal以上、ダム堤体上100gal以上の記録について数値化を行ったが、昭和59年の記録でこの条件を満たすものは、横山ダム周辺岩盤上で昭和59年長野県南部地震の際に観測された1記録のみであった。図-1に数値化計器補正後の加速度時刻歴波形を示す。ただし、ダム軸方向の記録については、振幅が小さく数値化が困難であったために、掲載していない。この記録は、「土木研究所彙報第44号土木構造物における加速度強震記録(No.11)昭和61年2月発行」に収録されている。

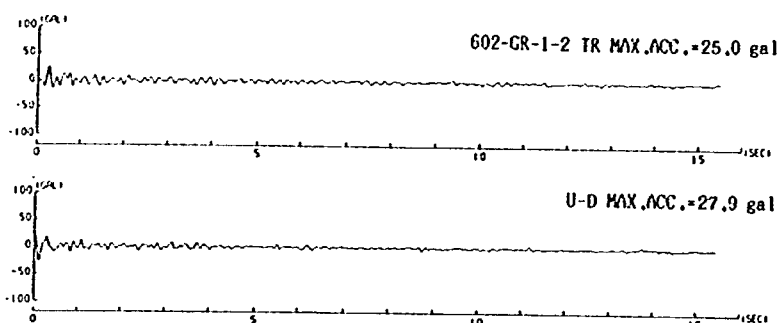


図-1 横山ダム周辺地盤上強震計による記録(昭和59年長野県西部地震)

3.3 ダム施設への強震計設置状況

昭和61年3月現在、全国257箇所において強震観測が実施されており、ダム施設においては69箇所を観測が行われている。表-4に設置機関別強震計型式別の強震計設置箇所数、台数を示す。設置機関では、建設省が29箇所と最も多く、次いで都道府県の25箇所となっている。また、強震計型式別に見ると、電磁式が43箇所377成分と最も多くなっている。図-2には、ダム施設強震計設置位置を、また表-5～表-7には、強震計型式毎に観測所名、強震計設置箇所、維持管理機関等を示す。

3.4 強震記録の検討

ダムにおける強震観測は、昭和32年に近畿地方建設局猿谷ダムにおいて初めて観測が開始されて以来29年間継続され、SMAC強震計については昭和60年までに106記録が得られている。このうち、表-8に示す12記録(10地震)について数値化が行われている。これ等の記録は、地震規模(マグニチュード)4.9～6.8、震央距離8～134kmの地震により得られた記録であり、数値化計器補正後の最大水平加速度は、地盤上15.1～220.4gal、ダム堤体上176～303.5gal、最大鉛直加速度は、地盤上12.8～69.3gal、ダム堤体上14.0～83.9galとなっている。

地震時のダム堤体及びダム周辺地盤の振動特性の違いについて検討することを目的として、同一

表-4 ダム施設への強震計設置状況(機関別)

昭和61年3月31日現在

設置箇所・機関別	設置箇所数*	型式		
		SMAC型 箇所数(台数)	電磁式 箇所数(成分数)	普及型 箇所数(台数)
建設省	29	13(27)	20(167)	8(16)
北海道開発局	7	0	4(43)	3(3)
沖縄総合事務局	2	0	0	2(3)
水資源開発公団	6	1(2)	5(49)	0
都道府県	25	8(16)	14(118)	6(12)
合計	69	22(45)	43(377)	19(34)

*複数型式の強震計が設置されている観測地点があるため強震計型式毎の箇所数の合計と一致しない場合がある

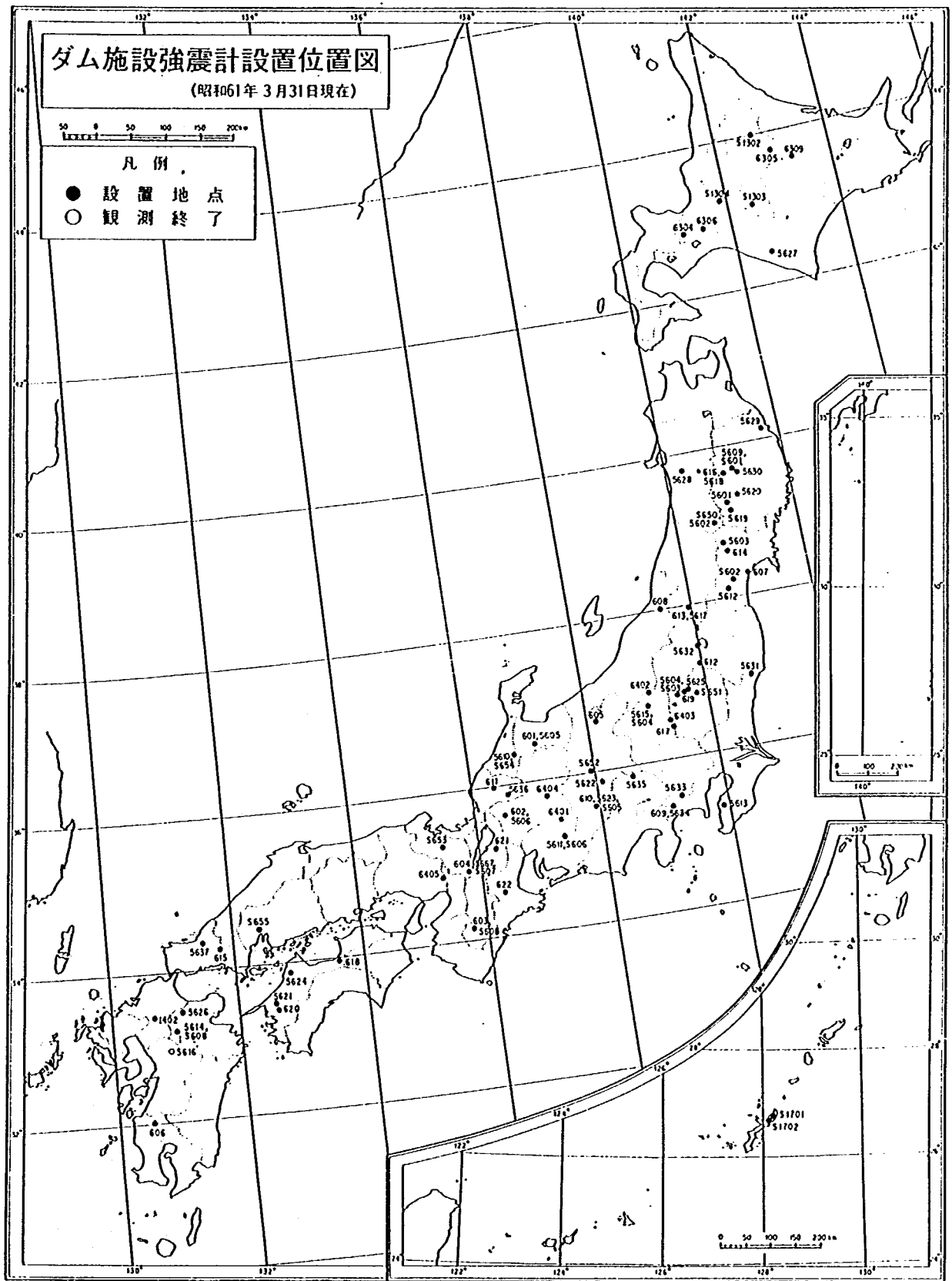


図-2 ダム施設強震計設置位置図

表-5 ダム施設関係強震計設置箇所一覧表 (SMA C型)

昭和61年3月31日現在

No	観測所名	型式	台数	設置箇所	観測所名	維持管理	設置年月
6	同 関 東 平						
6001	宮 城 山	Z	1	(S 59.1) 観測所(1)	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	36-8
6002	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	38-8
6003	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	32-3
6004	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	39-2
6005	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	44
6006	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	43-11
6007	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	50-12
6008	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	52-12
6009	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	51-3
6010	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	43-12
6011	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	52-3
6012	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	52-2
6013	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	54-12
6014	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	52-3
6015	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	52-2
6016	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	52-3
6017	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	52-3
6018	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	52-3
6019	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	52-3
6020	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	52-3
6021	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	52-3
6022	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	52-3
14	本 府 同 関 東 平						
6101	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	52-3

表-6 ダム施設関係強震計設置箇所一覧表 (電磁式)

昭和61年3月31日現在

No	観測所名	型式	成分数	設置箇所	観測所名	維持管理	設置年月
6	同 関 東 平						
6001	宮 城 山	Z	1	(S 59.1) 観測所(1)	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	51-8
6002	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	38-5
6003	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	48-3
6004	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	45-4
6005	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	36-8
6006	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	38-8
6007	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	39-12
6008	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	32-3
6009	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	32-12
6010	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	43-12
6011	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	46-3
6012	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	45-4
6013	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	47-12
6014	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	46-2
6015	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	49-1
6016	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	50-12
6017	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	54-12
6018	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	55-11
6019	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	55-12
6020	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	55-5
6021	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	57-3
6022	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	53-9
6023	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	53-9
6024	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	55-8
6025	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	55-1
6026	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	50-3
6027	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	57-12
6028	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	53-11
6029	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	57-1
6030	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	54-5
6031	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	54-5
6032	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	57-1
6033	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	40-4
6034	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	53-3
6035	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	50
6036	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	41-4
6037	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	50-3
13	本 府 同 関 東 平						
6301	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	47-3
6302	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	49-3
6303	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	54-11
6304	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	58-6
14	本 府 同 関 東 平						
6401	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	46-12
6402	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	55-3
6403	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	55-11
6404	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	51-1
6405	宮 城 山	Z	1	地 震 計	宮 城 山	宮 城 山 ダム 管理 所(株)	57-3

截止1961年3月31日現在

地震によりダム堤体上強震計とダム周辺地盤上強震計で得られた共に最大加速度が大きく数値化が可能は記録について検討を行なった。対象とした記録は、中部地方建設局横山ダムにおいて1969年9月9日の地震(マグニチュード6.6、震央距離59km)により得られた記録と、九州地方建設局鶴田ダムにおいて、1979年3月17日の地震(マグニチュード4.9、震央距離8km)により得られた記録である。図-3及び図-4にそれぞれのダムにおける強震計設置位置を示す。また、図-5及び図-6に計器補正後の加速度時刻歴波形を示す。横山ダムの記録は、震央距離が59kmと遠いことから、最大加速度値も小さく加速度の卓越周期も長

NO.	観望所	観測所名	望遠鏡	測天儀	最大入射径 (mm)	比尺		
			GR-1	TR	U. O.	I. G.		
1	605	裾花ヶ丘	GR-1	2	1737	671	1518	66019
2			GR-1	49	1357	564	677	68001
3			GR-1	1	151	128	201	69032
4			DA-1	1	176	140	201	
5	609	三保ヶ丘	GR-1	1	1254	512	1212	76004
6	607	持水ヶ丘	DA-1	1	275	167	419	77005
7			DA-1	2	464	319	570	78002
8			DA-1	3	1254	512	1212	78012
9			GR-1	1	204	509	1565	77001
10	606	鶴田ヶ丘	DA-1	1	333	505	1584	
11	615	長山四ヶ丘	DA-1	1	199	352	1077	83012
12	602	長山四ヶ丘	GR-2	1	250	271		84026

地震NO	震央地名	地震諸元					
		年・月・日・時・分	東経	北経	震源深さ	マグニチュード	
66019	NEAR MATSUISHIRO	1965.5.25.14.21	135° 13'	36° 34'	0	5.3	
68001	NEAR MATSUISHIRO	1968.1.1.10.10	135° 5'	36° 24'	10	3.5	
69032	MIDDLE OF GIJU PREF	1969.9.19.14.33	139° 4'	35° 47'	0	6.6	
76004	ESAKEN YAMAGUCHI PREF	1976.6.16.4.34	131° 0'	35° 30'	20	5.5	
77005	OFF MIYAGI PREF	1977.6.8.23.45	141° 40'	38° 28'	40	5.9	
78002	OFF MIYAGI PREF	1978.2.20.13.21	142° 11'	38° 45'	50	6.7	
78012	OFF MIYAGI PREF	1978.6.12.17.14	142° 10'	38° 4'	40	7.4	
79001	NORTHERN MOUNTAINOUS	1979.3.17.12.26	140° 34'	31° 57'	20	4.9	
83012	W SHINKAI REGION	1983.8.26.5.23	131° 34'	33° 32'	116	6.9	
84026	CENTRAL CHUBU	1984.7.19.03.09	137° 31'	35° 44'	2	6.8	

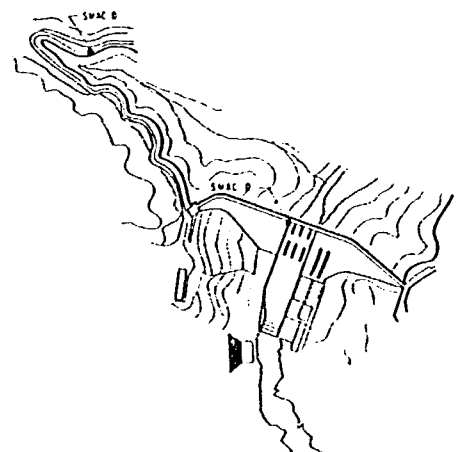


図-4 鶴田ダム強震計設置位置(同左)

くなっている。地盤上とダム堤体上の記録の同一成分の最大加速度の比は1.0~1.2となっており、ダム堤体上においても加速度はほとんど増幅しておらず、また波形も似たものとなっている。鶴田ダムの記録は、地震規模は4.9と小さいものの震央距離は8kmと近くいわゆる直下型の地震であることから、得られた記録は衝撃的な振動特性を示している。最大加速度の比は、ダム軸方向及び鉛直方向については、ほぼ1となっているが、ダム軸直角方向については1.38とかなり増幅されている。

4. 今後の問題点

ダム施設における強震記録は、有効な記録が少ないことから、今後とも継続して強震観測を実施するとともに、得られた記録についてさらに詳細な検討を行なってゆく必要がある。

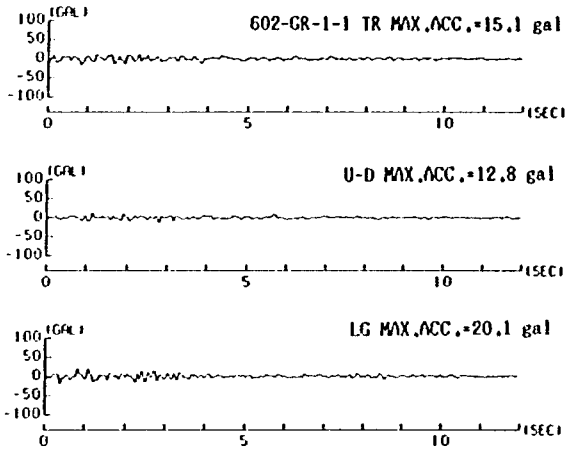


図-5-1 横山ダム周辺地盤上強震計による記録

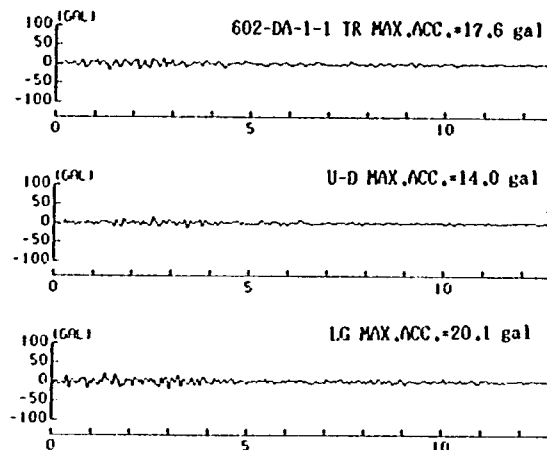


図-5-2 横山ダム堤体上強震計による記録

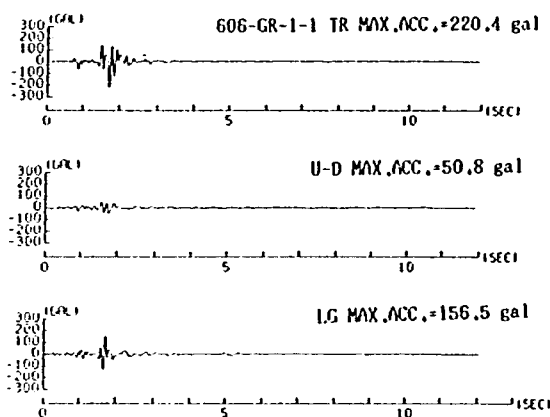


図-6-1 鶴田ダム周辺地盤上強震計による記録

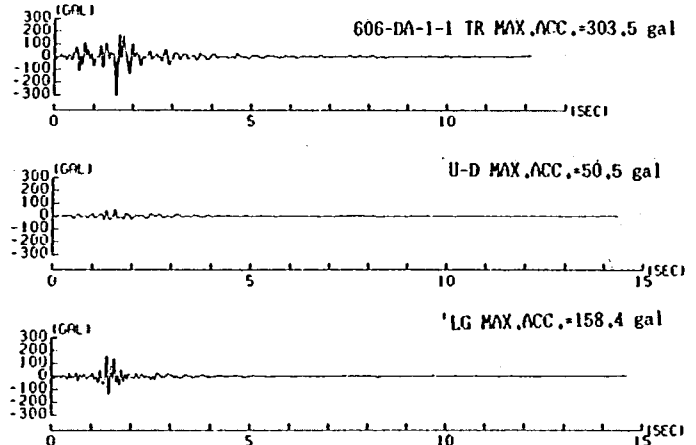


図-6-2 鶴田ダム堤体上強震計による記録

参考文献

- 1) 土木研究所：ダムサイト岩盤における地震動，土木研究所資料，第1789号，昭和57年2月

(7) 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. 3 盛土の破壊に及ぼす鉛直地震動の影響に関する試験調査

振動研究室 室長 佐々木康
 研究員 桑原徹郎
 高橋和之

1. まえがき

1964年新潟地震、1978年宮城県沖地震、1983年日本海中部地震、1984年長野県西部地震等の既往の大地震により、道路盛土等土工構造物は甚大な被害をうけている。盛土の被害発生には、作用地震動の特性、盛土及び周辺地盤の形状地質地下水位の状態が大きく影響を与えていることが現在のところわかっているが、鉛直地震動の影響についてはいまだ説明されていないのが現状である。

2. 調査目的

本課題は、盛土の破壊形態及び破壊程度に及ぼす鉛直地震動の影響を明らかにすることにより、合理的な盛土の耐震設計法を確立しようとするものである。

3. 調査方法および調査結果

3.1 長野県西部地震による道路盛土の被害調査

表-1 県道御岳王滝黒沢線の被害概要

昭和59年9月に発生した長野県西部地震(M=6.8)による地震動は、震央付近において短周期成分が卓越し、上下動成分がかなり大きく継続時間の短い衝撃型の地震動で、基石の転倒調査から推定した最大水平加速度は400gal以上であったと報告されている。この地震による道路施設被害は、長野県及び山梨県の278箇所が発生しており、被害額は73.8億円に達した。被害の大多数は震央から半径15kmの範囲にある県道、村道、林道で発生しており、この中には片切り片盛り部の盛土沈下、亀裂が多数含まれている。表-1に県道御岳王滝黒沢線の被害概要を示す。本地震では、上に述べたように鉛直方向の地震動が震央付近でかなり大きかったことから、片切り片盛り部の被害の要因の一つには、鉛直方向の地震動がかなり効いているものと思われる。

被害地点	被害概要
大又橋詰	平坦地、亀裂幅20cm、谷側路肩で30cmの段差
みやま前	亀裂幅30cm、段差30cm、
松越沢前	山側練石積み崩壊
松草橋詰	平坦地、亀裂幅20cm、谷側路肩で50cmの段差
東	斜面崩壊、流失幅50m
小中学校前	歩道部の崩壊
松越	斜面崩壊、流失幅、新大又橋を含む420m
花房トンネル	坑門のクラック
住吉荘前	谷側練石積みの崩壊、路肩の沈下30cm
田島百軒前	法肩陥没、石積み擁壁にズレあり
スタンド前	ヘアークラック
松越1区	路面亀裂幅3cm、段差10cm、山側練石積みのズレ、クラック
松越2区	路面亀裂幅10cm、段差15cm
赤沢橋上1号	山側の岩石剝離
赤沢橋	路面ヘアークラック、山側擁壁コンクリートにクラック、路肩の盛土の沈下
赤沢橋下	浮き石の落石
赤沢橋下2号	路面亀裂幅0~5cm、段差量0~5cm、
橋沢橋詰	路肩の盛土の沈下5cm、橋梁にも被害
鞍馬上	路面亀裂幅20cm、山側擁壁打ち壊し目部のずれ
鞍馬	路面亀裂幅20cm、段差10cm、谷側法肩に亀裂幅40cm、段差10cm
鞍馬下	ヘアークラック
百草上	ヘアークラック、帯状の陥没あり
百草前	路面陥没5cm、段差量5cm
村界	路面亀裂幅5cm、段差量10cm
大島上	路面亀裂幅5cm、段差量10cm

3.2 盛土の地震時挙動

道路盛土及び周辺地盤上における強震記録は、現在までのところ得られていない。従って、類似構造物である河川堤防で得られた強震記録を基に盛土の地震時挙動の検討を行った。

河川堤防における強震観測は昭和41年以降実施されており、昭和61年3月現在SMAC型強震計15箇所30台、電磁式強震計5箇所7成分で観測が行われている。SMAC型強震計により昭和60年までに得られた記録は68記録あり、そのうち最大加速度の大きい18記録について数値化及び計器補正が実施されている。表-2に記録諸元及び地震諸元を示す。ここで、表-2に示した最大加速度値の地盤上及び堤防上同一成分を図-1にプロットした。今回のデータの範囲内においては、各成分とも地盤上及び堤防上で同程度の最大加速度値が得られている。また図-2には、水平方向最大加速度と鉛直方向最大加速度の関係を示す。ここで水平方向最大加速度は、堤軸及び堤軸直角方向最大加速度の単純合成値である。水平方向最大加速度は、鉛直方向最大加速度より大多数の場合大きく全データを用いた線形回帰を行うと、水平方向と鉛直方向の比は1:0.22となる。また地盤上及び堤防上記録について、それぞれ個別に線形回帰を行なうと、地盤上における両者の比は1:0.18となり、堤防上における両者の比は1:0.26となる。すなわち、今回のデータの範囲内においては、全体的に見て水平方向に比べ鉛直方向の加速度の方が、盛土内での増幅率が高いという結果が得られた。なおこれ等のデータは、5箇所の観測所で得られたものであり、最大加速度は、上に述べたように数値化計器補正後の値である。

表-2(a) 数値化された強震記録

NO.	観測所	観測所名	設置箇所	最大加速度	TR	U-D	LG	地震NO
1	701	淀川堤防(西)	GR-1	4	26.3	12.9	39.8	68076
2			BK-1	6	20.0	8.5	18.9	
3			GR-1	5	52.8	27.0	55.0	68077
4	706	本郷川堤防	GR-1	1	101.4	11.6	58.4	81009
5			BK-1	1	57.4	28.9	28.2	
6	712	江戸川堤防	GR-1	2	78.4	0	80.7	83001
7			BK-1	2	42.9	15.0	55.1	
8	710	太田川堤防	GR-1	1	92.9	35.6	65.7	83012
9	712	江戸川堤防	GR-1	4	21.0	9.5	30.8	84009
10			BK-1	6	28.9	8.1	21.8	
11	701	淀川堤防(西)	GR-1	12	83.9	24.1	123.4	84013
12			BK-1	12	106.9	21.0	120.8	
13	719	淀川堤防(東)	GR-2	1	32.7	12.7	20.4	84013
14			BK-2	1	38.4	16.7	30.7	
15	710	太田川堤防	GR-1	2	61.4	19.2	58.4	84018
16			BK-1	2	51.0	40.1	39.9	
17	712	江戸川堤防	GR-1	6	70.1	29.3	72.9	85018
18			BK-1	13	91.2	26.2	124.8	

表-2(b) 地震諸元

地震NO	震央地名	年・月・日・時・分	震位	北緯	東経	震源深さ	マグニチュード
68076	MIDDLE OF KYOTO - PREF	1965.8.18.16.12	135° 23'	35° 11'		0	5.6
68077	NEAR KYOTO	1969.8.27.21.38	135° 45'	35° 0'		10	4.1
81009	NORTHERN ISE BAY	1981.8.11.13.37	136° 41'	35° 04'0"		10	4.0
83001	SOUTHERN KANIO	1983.2.27.21.19	140° 03'	35° 56'		72	6.0
83012	W. SEIOGAHARA REGION	1983.8.26.5.23	131° 36'	33° 33'		116	6.8
84009	NEAR TOKUSHIMA	1984.3.6.11.17	139° 13'	24° 25'0"		152	7.9
84013	NORTHERN KINKI	1984.5.5.02.12	135° 41'	34° 33'		13	4.6
84018	WESTERN CHUGOKU	1984.6.15.06.07	132° 35'	34° 55'		12	5.2
85018	近畿地方	1985.10.4.21.3	140° 09'	35° 53'		78	6.0

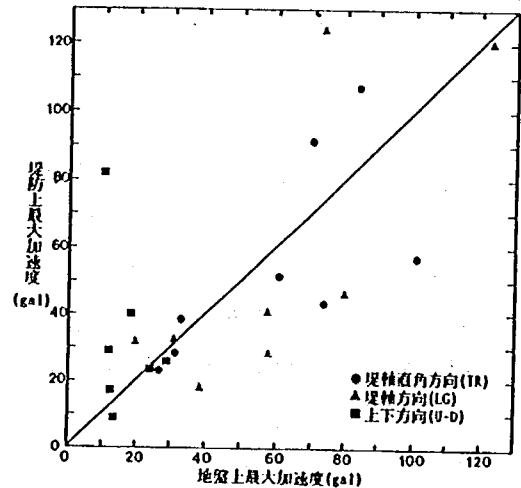


図-1 地盤上及び堤防上最大加速度関係

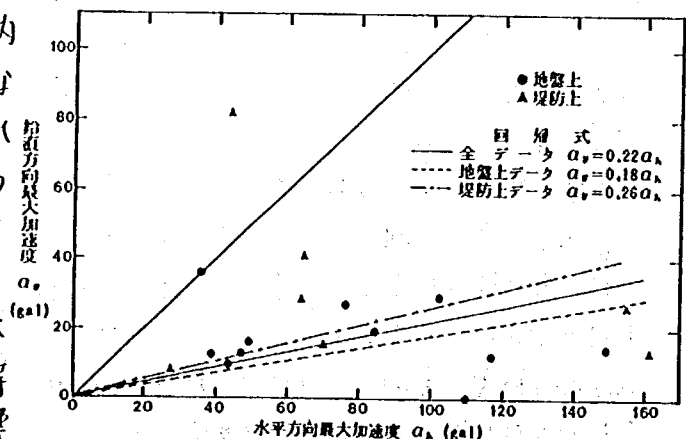


図-2 水平及び鉛直方向最大加速度関係

4. 今後の問題点

道路盛土における強震観測を推進するとともに被害事例の詳細解析・模型振動実験・動的応答解析等により道路盛土の破壊に及ぼす鉛直地震動の影響に関してさらに検討を行なう必要がある。

(8) 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. 2 道路橋の設計震度算定法に関する試験調査

振動研究室 室長 佐々木康

“ 研究員 田村敬一

“ “ 栗原徹郎

“ “ 相沢 興

“ “ 高橋和え

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を越すことから明らかであろう。本調査は、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、昭和58年度より開始されたものである。昭和58年度には、加速度応答スペクトルに基づく設計震度の試算を行うとともに、設計水平震度が橋梁建設費に及ぼす影響について調査した。昭和59年度には、地盤上および橋脚上で得られた記録の数値化を行い、最大加速度の増幅特性について予備的に検討した。

本年度は、基礎構造種別ごとに地盤上から橋脚上に至る最大加速度の増幅率について検討するとともに、地域別の地震活動の特性について検討した。

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。

表1 解析対象橋梁の一覧

No.	観測所No.	観測所名	基礎形式	記録数
1	101	新葛飾橋	ケーソン	9
2	104	新利根川橋	杭	24
3	106	東和宮保橋	杭	29
4	302	間北橋	直接	9
5	304	伊豆橋	ケーソン	13
6	308	板島橋	ケーソン	3
7	310	平井大橋(PS)	杭	8
8	“	“ (PI)	“	6
9	902	新新井橋(PI)	ケーソン	11
10	“	“ (PI)	杭	9
11	1004	境川橋	直接	7
12	1005	堀又保橋	杭	7
合計				135

3. 調査方法および調査結果

3.1 最大加速度の増幅率

解析対象とした記録は、表1に示す12地点において観測された135記録である。また、これらの記録が得られた地震のマグニチュード別の頻度分布を示すと、図1のようになる。図1からわかるように、マグニチュ

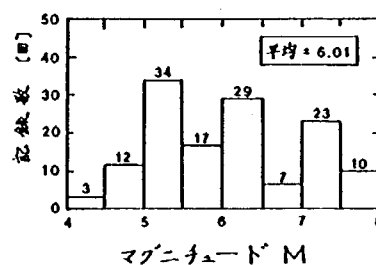
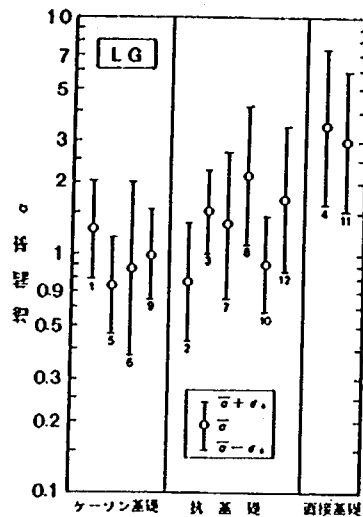


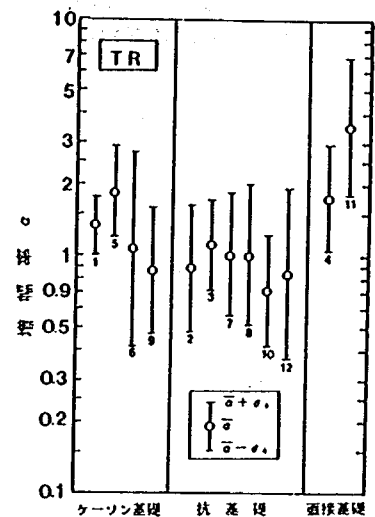
図1 マグニチュード別の記録数

ート7以下の地震による記録が全体の76%を占めており、規模の大きい地震による記録は比較的少ない。

上述の記録をもとに、地盤上における最大加速度 a_g に対する橋脚上の最大加速度 a_p の比 $\alpha (=a_p/a_g)$ を増幅率と定義し、各橋梁ごとに α の平均値 $\bar{\alpha}$ および標準偏差 σ を求めると、図2のようになる。図2より次の事項が指摘される。1)最大加速度の増幅率を基礎構造種別ごとに比較すると、一般に、直接基礎の場合が最も大きく、ケーソン基礎



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

礎および杭基礎の間では明瞭な大小関係は認め難い。2)増幅率を方向別に比較すると、一般に、橋軸方向の方が橋軸直角方向より大きくなる。また、増幅率は橋脚の固有周期に影響されると考えられるので、これについて若干の検討を加える。すなわち、起振実験等から共振振動数が知られている橋脚を選び、地盤上および橋脚上の記録の伝達関数から求めた共振振動数と比較してみると、図3に示すようになる。図3より、実測および計算による共振振動数は殆ど保橋を除き概ね一致していることが出来るが、さらに詳細な検討が必要とされる。

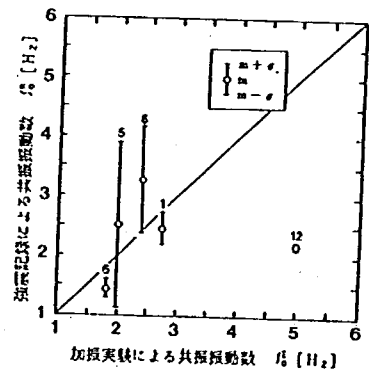


図3 橋脚の共振振動数

3.2 地域別の地震活動の特性

加速度応答スペクトルの再現期待値を指標として、地域別の地震活動の差異について検討する。全国を緯度および経度により分割し、再現期間を75年として算出した加速度応答スペクトル期待値(減衰定数5%)のコンター図の一例を図4に示す。ここで、地盤種別は2種および3種地盤であり、また、固有周期は0.5秒とした。図4からわかるように、関東から北海道にかけての太平洋側では加速度応答スペクトル値が400~500galと高いのに対して、中国から九州にかけての日本海側では100~200galと低く、現行示方書の地域別補正係数(1.0~0.7)よりも差異が大きいことがわかる。

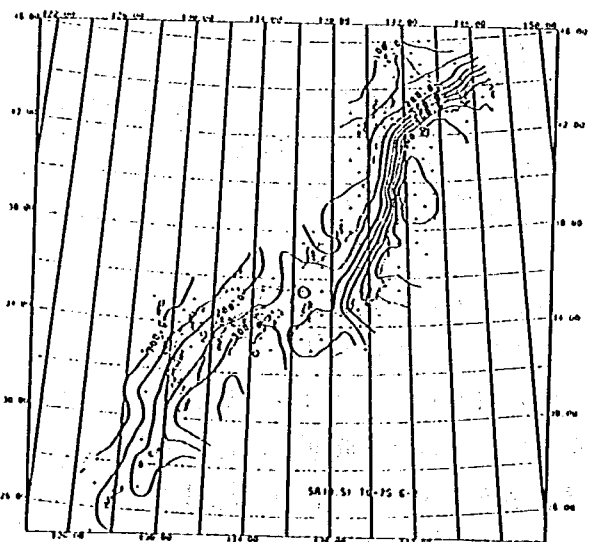


図4 加速度応答スペクトル期待値のコンター図の一例

参考文献 リエ本研究所資料、第1992号

(9) 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. 2 地盤震害予測手法に関する試験調査

振動研究室 室長 佐々木 康
研究員 松本 秀應
近藤 益央

1. まえがき

日本海中部地震等では砂地盤の液状化に起因して道路盛土等各種構造物に被害を生じてきた。しかし、現在までの被害事例によると液状化が主原因で被害を生じたものもあれば、周辺が広範囲に液状化しているにもかかわらず、構造物にはほとんど被害が発生しなかった例など種々の事例がある。これは、周辺地盤のどの深さでどの程度の液状化が発生したかという地盤の液状化の程度によるものと考えられる。しかし、地盤液状化の程度と被害程度との定量的な関係は明らかにされていない。本課題は、昭和60年度を初年度として、この点を解明するとともに液状化の判定法の高度化を図ろうとするものである。

2. 研究目的

細粒分を含む土、砂とシルトの互層など“きれいな砂”以外の土の液状化特性を明らかにし、一般に実在する複雑な土層の液状化程度を予測する合理的な方法を開発することを目的とする。

3. 研究方法

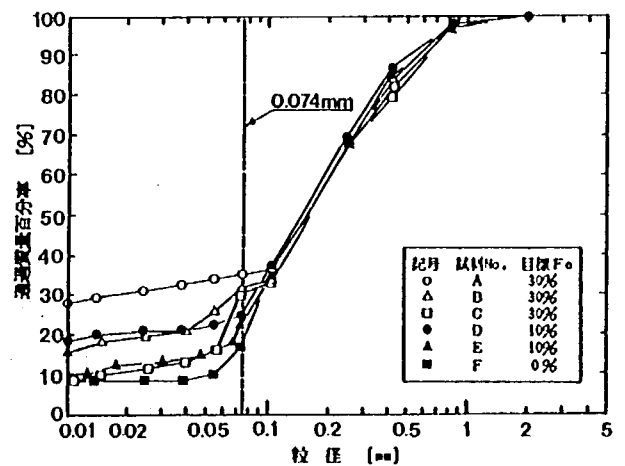
今年度は、地盤の液状化強度に及ぼす細粒分の影響を明らかにするために、人為的に粒度分布を調整した土質試料を用い、静的三軸試験および繰り返し三軸試験を実施した。

表一 1 粒度分布および物理試験結果

目 標 質 量 百 分 率 [%]					質 量 百 分 率 [%]					物 理 試 験 結 果		
~ 37 μ m	37 ~ 74 μ m	74 ~ 105 μ m	105 μ m ~	試料No.	~ 37 μ m	37 ~ 74 μ m	74 ~ 105 μ m	105 μ m ~	試料No.	比 重 Gs	最大密度 ρ_{max}	最小密度 ρ_{min}
30	0			70	A	32	4	63	A	2.693	1.480	0.934
10	20	0			B	20	12	66	B	2.665	1.646	1.091
0	30				C	13	18	66	C	2.701	1.689	1.215
10	0				D	21	4	72	D	2.660	1.646	1.132
0	10	20			E	14	8	73	E	2.663	1.683	1.256
0	0	30			F	9	8	83	F	2.694	1.629	1.226

試料は、粒径105 μ m以下の含有率の分布が試料の強度特性に与える影響について検討するために、表一1に示す質量百分率を目標に粒度分布の調整を行った。表一1に調整後の実際の質量百分率および最大、最小密度試験の結果をしめす。また、これらの試料の粒径加積曲線を図一1に示す。いずれの試料も粒径が105 μ m以上の領域ではほぼ等しい粒径分布となっており、細粒分含有率Fcがほぼ等しく74 μ m以下の粒度分布が異なる試料（試料BとC，試料DとE）が得られている。

粒径分布を調整した試料は、水を加えスラリー状にし、真空脱気の後圧密荷重を0.1kgf/cm²とし予圧密を



図一 1 粒径加積曲線

行った。予圧密終了後、載荷状態のまま凍結を行い、凍結終了後、直径50mm、高さ100mmの円柱状に整形を行い、試験開始時まで冷凍庫に保存した。静的三軸試験は、背圧を2.0kgf/cm²とし、有効拘束圧を0.25, 0.50, 0.75kgf/cm²の3段階に変化させ、軸ひずみの載荷速度を0.1%/minとして圧縮および引っ張りについて試験を実施した。繰り返し三軸試験は、背圧を2.0kgf/cm²、有効拘束圧を0.5kgf/cm²とし、非排水状態で0.1Hzの正弦波により荷重を載荷した。

4. 研究結果

静的三軸試験の結果の例として試料A (Fc=35.4%) の結果を図-2に示す。いずれの試料も圧縮試験においては応力～ひずみ曲線は、軸ひずみが15%に達するまで増加し続ける傾向を示している。引っ張り試験においては、試料にネッキングが認められ、図-2に示す応力経路図のように一本の破壊線を求めることはできなかった。そこで、粘着力C'を0.0kgf/cm²として応力経路図より三軸圧縮試験に対する内部摩擦角 ϕ' を求めた結果を表-2に示す。いずれの試料も ϕ' は41～43°とほぼ等しい値を示しており、今回用いた試料ではFcの違いによる静的強度の差は小さい。

繰り返し三軸試験の結果の例として軸ひずみ両振幅D_Aが5%に達するまでの載荷回数Nと応力比R₁の関係を図-3に示す。図-3より20回の載荷により軸ひずみ両振幅D_Aが5%になる応力比R₁₂₀を求めると、いずれの試料も0.20～0.26程度の応力比になっており、今回用いた試料ではFcの違いによるR₁₂₀の差は小さい。

5. 今後の問題点

今回、細粒分含有率Fcを17～35%まで人為的に変化させた試料を用い、静的三軸試験および繰り返し三軸試験を実施し、Fcの違いが土の静的強度および液状化強度に与える影響が大きいという結果を得た。この結果は、人為的に再堆積させることにより作製した土質試料に対するものであり、過圧密比1.0という処女地盤に対する結果に対応するものと考えられる。今後、静的強度および液状化強度に影響を与える要因として、Fcとともに過圧密比や圧密時間等の要因について検討する必要がある。

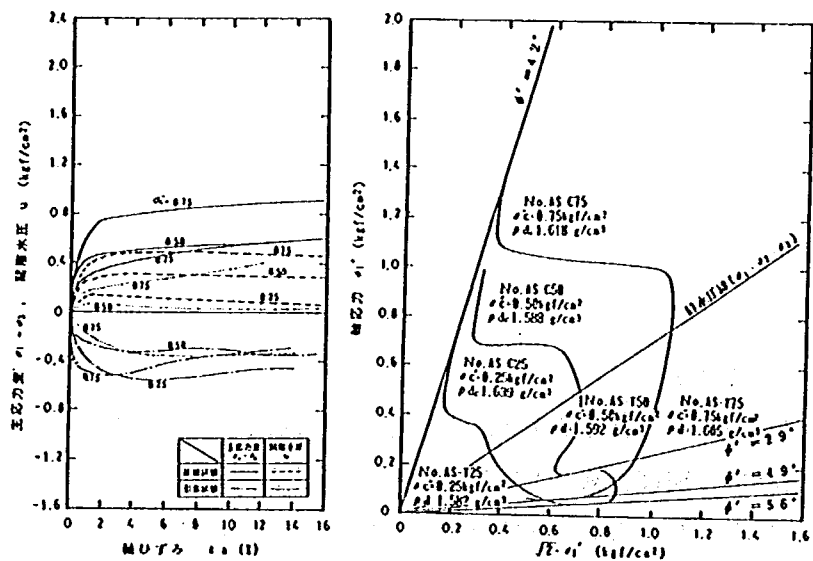


図-2 静的三軸圧縮・引っ張り試験結果

表-2 内部摩擦角

試料No.	三軸圧縮試験 内部摩擦角 ϕ'
A	42
B	42
C	43
D	43
E	41
F	43

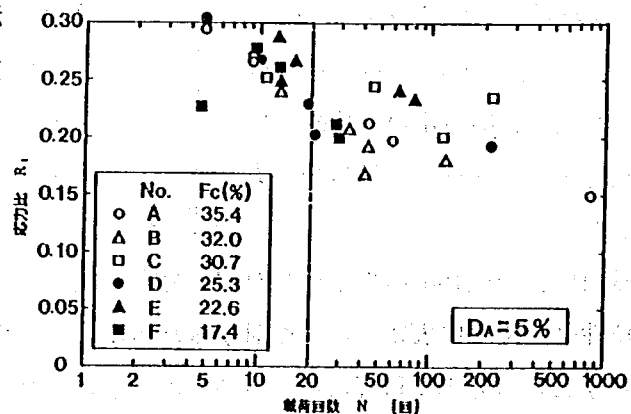


図-3 繰り返し三軸試験結果

(10) 道路事業調査費，大規模特殊事業調査費

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	佐々木康
"	研究員	田村敬一
"	"	栗原徹郎
"		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長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る。そこで、本調査は、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の開発を図ることを目的に昭和58年度より開始されたものである。昭和58年度には、2径間連続高架橋模型を作製し、その振動特性について予備的に検討するとともに、地震動が箇所別に変化する場合の動的解析法について調査した。また、軟弱地盤（東京湾、大阪湾および伊勢湾）における地中地震記録の整理を行った。昭和59年度には、地震動の箇所別の違いが連続高架橋に与える影響を正弦波加振により実験的に検討するとともに、地震動の箇所別の違いを考慮できる動的解析プログラムを開発した。また、地中地震記録をもとに、軟弱地盤中の最大加速度の増幅特性について検討した。本年度は、連続橋と橋脚単体の振動特性の差異について加振実験により検討するとともに、昭和58年度に開発したプログラムを用いて試算を行い、加振実験との整合性を確認した。また、地中地震記録をもとに、加速度応答スペクトルの増幅特性について検討した。さらに、名港中央大橋の動的解析用加速度応答スペクトルを設定した。

2. 調査目的

地震動の箇所別の違い、軟弱地盤の振動特性、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。

3. 調査方法および調査結果

3. 1 連続高架橋模型振動実験

加振実験に用いた2径間連続高架橋の模型の概要は図1に示すとおりである。ここで、フーチングの下板は、杭基礎のばね特性をモデル化したものである。ランダム波加振による入力と応答の伝達関係から求めた模型の固有振動数および減衰定数は、それぞれ、6.6 ~ 7.4 Hzおよび20 ~ 25%程度である。実験は、連続橋および橋脚単体のそれぞれの場合について、同一振動数の正弦波の位相差

を振動台1, 振動台2, 振動台3間で,
 $(0, 0, 0)$, $(-\frac{\pi}{2}, 0, \frac{\pi}{2})$, $(-\pi, 0, \pi)$
 とする「位相差入力実験」および各振
 動台を異なる振動数の正弦波で加振す
 る「多点入力実験」の2種類とした。
 実験結果の一例として、位相差入力実
 験の場合の応答加速度特性について以
 下を示す。すなわち、いす、各橋脚ご

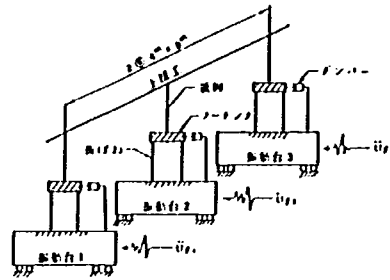


図1 実験の概要

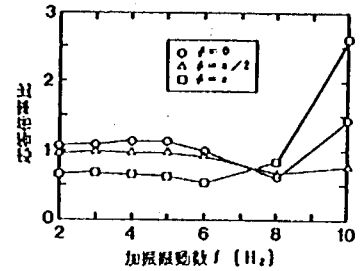
とに入力加速度の最大値に対するフーニング上の最大応答加速度の比を
 応答倍率と定義し、橋脚単体の場合に対する連続橋の場合の応答倍率の
 比を求めると、図2のようになる。図2より次の事項が指摘される。
 1) 位相差が零の場合、応答倍率比は端部の橋脚では一般に1程度、中間
 の橋脚では加振振動数8Hz以下では1以下、10Hzでは1.5程度となる。
 2) 位相差が π の場合、応答倍率比は加振振動数6~8Hz以下では1以下、
 10Hzでは2以上と大きくなる。この傾向は、特に、中間の橋脚で顕著で
 ある。

3.2 動的解析プログラムによる実験結果の検証

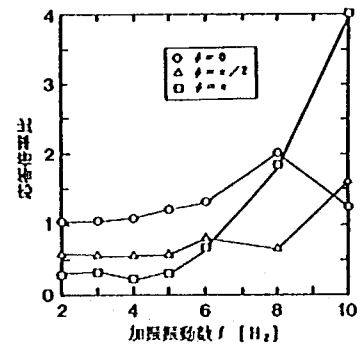
モード解析法に基づく動的解析プログラムを用いて、模型振動実験結
 果との比較を行った。その一例として、位相差入力実験の場合のフー
 ニング上における最大加速度の比較例を図3に示す。図3より、ほぼこ
 こで用いた計算方法により実験結果を説明できることがわかる。

3.3 地中地震記録の解析および動的解析用スペクトルの設定

昭和59年度に引き続き、大阪湾および伊勢湾岸の軟弱地盤における地
 中地震記録をもとに、加速度応答スペクトルの地盤内増幅特性について
 検討した。また、本年度は、名港中央大橋の動的解析に用いるための基
 盤上での加速度応答スペクトルを設定した。その設定の手順は以下のと
 おりである。①名港中央大橋建設予定地点(地表面)における再現期間
 75年に対する加速度応答スペクトルの期待値を求める。②①のスペクト
 ルに適合する地震波を作成する。③地中地震記録を参考にし、また、当
 該地点の地盤条件をモデル化した上で、一次元の重複反射理論に基づく
 地盤の地震応答解析手法(SHAKE)を用いて、②の地震波を基盤層
 上面に戻す。④③で得られた地震波より加速度応答スペクトルを計算す
 る。以上のようにして求めた、地表面および基盤層上面における加速度
 応答スペクトルを図4に示す。



(a) 端部の橋脚



(b) 中間の橋脚

図2 応答倍率比

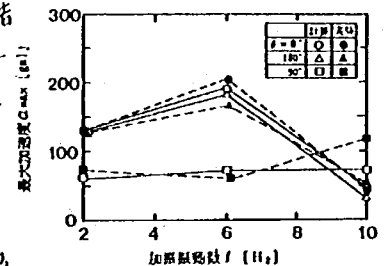


図3 実験結果と動的解析
結果の比較例

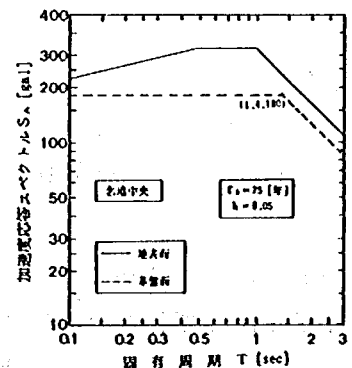


図4 名港中央大橋の動的
解析用スペクトル

参考文献 1) 動的解析用入力地震動の設定法, 土木研究所資料, 第2120号, 昭和59年3月

(11) 道路事業調査費, 大規模特殊事業調査費

1. 自然地盤に関する試験調査

1. 3 地盤の耐震性調査

1. 3. 1 液状化地盤中の構造物の耐震設計法に関する試験調査

振動研究室 室長 佐々木 康

研究員 松本 秀應

近藤 益央

1. まえがき

液状化しやすい砂質地盤中の構造物を設計するに当っては、地盤反力係数が低下しても構造物が安定を保つよう設計するものとしているが、現在用いられている液状化した地盤の地盤反力係数の低減方法には改善すべき点が残されている。

今年度は、構造物として杭基礎をとりあげ、周辺地盤の液状化が横方向地盤反力係数および杭の変形状況に与える影響について模型振動実験により検討を行った。

2. 研究目的

液状化地盤中の構造物の合理的な耐震設計手法の開発に資するために、液状化した地盤の横方向地盤反力特性を明らかにすることを目的とする。

3. 研究方法

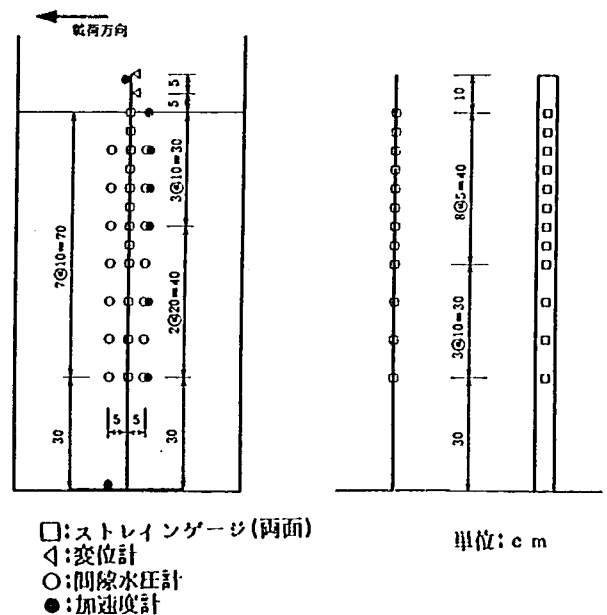
図-1に示すように、振動台上に設置した試験用土槽（長さ1.8m, 高さ1.0m, 幅0.6m）内に、杭および地盤模型を作製し、地盤模型を液状化させた状態で杭の水平載荷試験を行った。

杭模型は厚さ3mmのステンレス板を用い、幅が50, 150mmの2種類の模型を作製した。杭模型には模型のひずみを計測するためにひずみゲージをはり、地盤模型内には間隙水圧計および加速度計を、また、杭先端の載荷位置には変位計を設置した。

実験により得られた杭の曲げモーメント M の分布を、7次のチェビシェフ多項式により回帰し、回帰式を2回微分することにより杭に作用する土圧 p を、また、2回積分した値を杭の曲げ剛性 EI で割ることにより杭の変位 δ を求めた。さらに、各深度における p を δ で除することにより、各深度における地盤反力係数 k を求めた。

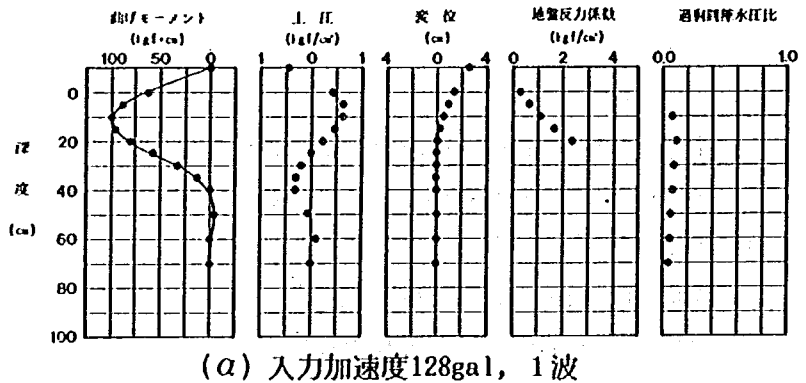
4. 研究結果

杭幅 $D=50\text{mm}$ の模型を用いて行った実験結果を図-2に示す。同図に示すように曲げモーメントの



回帰式は、過剰間隙水圧の発生度合いの異なる場合においても実測値をよく近似できていることがわかる。また同図より、地盤の液状化の程度が高くなると、地盤全体で地盤反力係数が減少していることがわかる。このことは、液状化した地盤中の構造物の設計に当って地盤反力係数を低減させることが必要であることを示している。

次に、過剰間隙水圧が地盤反力係数に及ぼす影響について整理してみる。図-3に、地盤反力係数と変位の関係を間隙水圧比をパラメーターにとって示す。地盤反力係数は変位の増加と共に減少し、また、液状化の程度が増すにつれ地盤反力係数は減少している。次に、変位をパラメータにとり、有効拘束圧比（1-間隙水圧比）と地盤反力係数の関係を整理したものが図-4である。この図から、いずれの変位に対しても有効拘束圧が減少するにつれて、地盤反力係数は減少し、しかも有効拘束圧比に線形的に比例して減少する傾向にあることが判る。

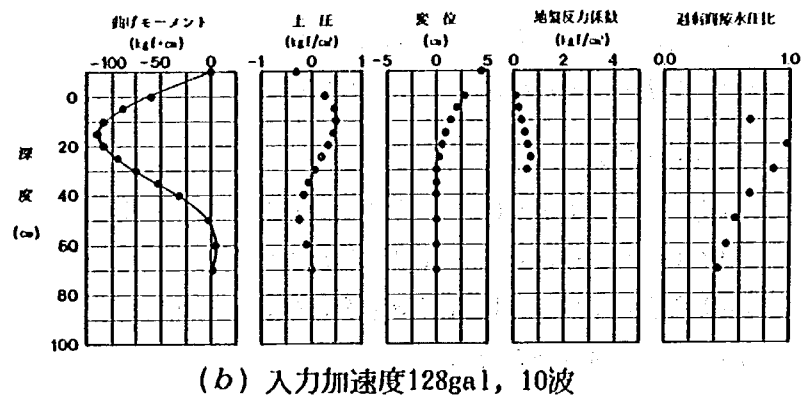


(a) 入力加速度128gal, 1波

5. 今後の問題点

地盤反力係数は、地盤の液状化の程度、構造物の変形量、拘束圧等の影響を受ける。

次年度以降実験を積み重ねてデータを蓄積し、地盤の液状化強度から地盤反力係数の低減率を直接算定出来るように工夫する必要がある。



(b) 入力加速度128gal, 10波

図-2 実験結果例 (模型A-3)

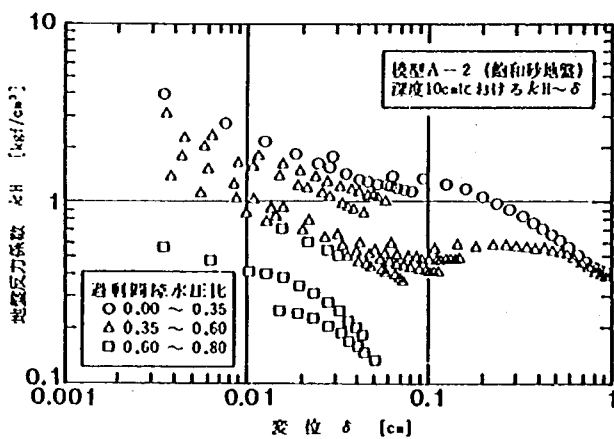


図-3 地盤反力係数に及ぼす地盤の液状化の影響

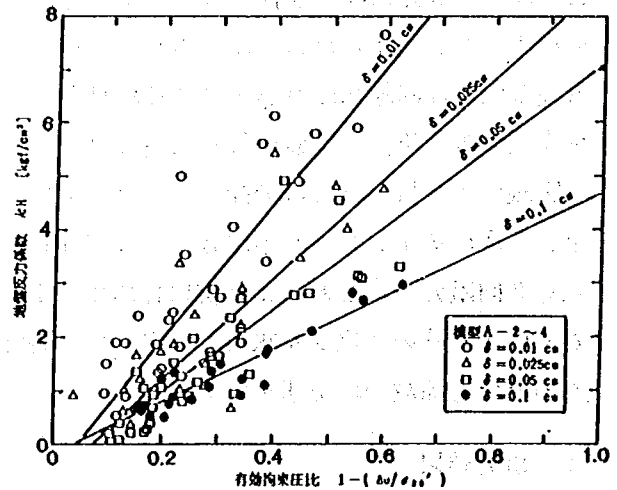


図-4 地盤反力係数と有効拘束圧比の関係

(12) 地方建設局等からの依頼による調査試験

1. 7 ダムの強震計の点検調査

振動研究室 室長 佐々木康
研究員 栗原徹郎
相沢 興
高橋和之

1. まえがき

昭和61年3月現在建設省が所掌する69箇所のダム施設で強震観測が実施されている。表-1には設置機関別、強震計型式別の強震計設置箇所数、台数(成分数)を示す。ダム施設に設置されたSMAC型強震計により得られた強震記録は、昭和61年3月現在106記録あり、そのうち最大加速度の大きい2記録について数値化が実施されている。

2. 調査目的

本課題は、ダム及びその周辺岩盤上に設置された強震計の正常な観測体制を維持するため、SMAC型強震計11箇所24台、電磁式強震計19箇所163成分、普及型強震計7箇所14台の定期点検補正を実施するとともに、得られた強震記録について数値化等の一次解析を行なうものである。

3. 調査方法及び結果

3.1 定期点検補正

SMAC型、電磁式、普及型強震計について、SMAC型強震計については7~11月、電磁式強震計については8~10月、普及型強震計については9~11月にかけて点検補正を実施した。結果を表-2に示す。SMAC型強震計については多くの調整箇所、不良箇所が発見されたが適切な調整修理部品交換を行なうことにより正常な観測体制を維持することができた。また電磁式強震計及び今年度より点検補正を開始した普及型強震計については、弱干の調整及び部品交換を行うだけで強震計を良好な状態に保つことができた。

3.2 記録の収集、数値化、とりまとめ

昭和60年には、ダム施設関係の強震計により表-3に示す13記録(7地震)が得られた。数値化は昭和59年に得られた30記録(14地震)のうち岩盤上30gal以上、ダム堤体上100gal以上の1記録(1地震)について行った。表-4に数値化記録の諸元を、また図-1に加速度時刻歴波形を示す。この記録は「土木研究所彙報第44号、土木構造物における加速度強震記録(No.11)、昭和61年2月発行」に収録されている。

3.3 強震観測情報の整備

昭和59年度に建設本省開発課とともに実施したダムにおける強震計設置状況調査結果を基に、設置強震計の機種型式、設置方向、観測地点一般図(1/5000)及び観測地点平面図について既存データ及び図面の追加、更新を行った。

表-1 ダム施設への強震計設置状況 (機関別)

設置機関(機関別)	設置台数*	昭和61年3月31日現在		
		SMA C型 箇所数(台数)	電磁式 箇所数(成分数)	普及型 箇所数(台数)
建設省	29	13(27)	20(167)	8(16)
北海道開発局	7	0	4(43)	3(3)
沖縄総合事務局	2	0	0	2(3)
水資源開発公団	6	1(2)	5(49)	0
経済庁	25	8(16)	14(118)	6(12)
合計	69	22(45)	43(377)	19(34)

*複数型式の強震計が設置されている観測地点があるため強震計型式毎の箇所数の合計と一致しない場合がある

表-2-1 電磁式強震計点検補正結果

NO.	観測所No.	観測所名	型式	台数	設置箇所	状態	対策
1	5601	湯田ダム	PK-130	6	観測所(観測)	無	
2	5603	湯田ダム	-	8	観測所(観測)	無	
3	5606	湯田ダム	PK-30	12	観測所(観測)	無	
4	5607	湯田ダム	PK-130	12	観測所(観測)	無	
5	5611	湯田ダム	-	13	観測所(観測)	有	観測所(観測)の観測機器の交換
6	5612	湯田ダム	-	6	観測所(観測)	無	
7	5617	湯田ダム	-	3	観測所(観測)	有	観測所(観測)の観測機器の交換
8	5615	湯田ダム	-	3	観測所(観測)	無	
9	5617	湯田ダム	PK-130	12	観測所(観測)	無	
10	5618	湯田ダム	-	27	観測所(観測)	無	
11	5617	湯田ダム	PK-300	6	観測所(観測)	無	
12	5620	湯田ダム	-	6	観測所(観測)	無	
13	5621	湯田ダム	-	6	観測所(観測)	無	
14	5622	湯田ダム	PK-130	3	観測所(観測)	無	
15	5623	湯田ダム	PK-130	6	観測所(観測)	無	
16	5624	湯田ダム	PK-130	3	観測所(観測)	無	
17	5625	湯田ダム	PK-300	3	観測所(観測)	無	
18	5604	湯田ダム	PK-130	13	観測所(観測)	無	
19	5626	湯田ダム	PK-300	9	観測所(観測)	無	

表-2-2 SMA C型強震計点検補正結果

NO.	観測所No.	観測所名	型式	台数	設置箇所	状態	対策
1	602	湯田ダム	B ₂ Q ₂ O	3	観測所(観測)	有	観測所(観測)の観測機器の交換
2	604	湯田ダム	B ₂	1	観測所(観測)	有	観測所(観測)の観測機器の交換
3	606	湯田ダム	D	2	観測所(観測)	有	観測所(観測)の観測機器の交換
4	608	湯田ダム	E ₂	3	観測所(観測)	有	観測所(観測)の観測機器の交換
5	611	湯田ダム	-	2	観測所(観測)	無	
6	613	湯田ダム	Q	2	観測所(観測)	無	
7	615	湯田ダム	-	2	観測所(観測)	無	
8	616	湯田ダム	-	2	観測所(観測)	無	
9	618	湯田ダム	E ₂ Q	2	観測所(観測)	無	
10	619	湯田ダム	Q	3	観測所(観測)	無	
11	620	湯田ダム	-	3	観測所(観測)	無	

表-2-3 普及型強震計点検補正結果

NO.	観測所No.	観測所名	型式	台数	設置箇所	状態	対策
1	S601	湯田ダム	SH-10	2	観測所(観測)	無	
2	S602	湯田ダム	SH-10A	2	観測所(観測)	無	
3	S603	湯田ダム	-	2	観測所(観測)	無	
4	S604	湯田ダム	SH-10	2	観測所(観測)	無	
5	S605	湯田ダム	SH-10A	2	観測所(観測)	有	観測所(観測)の観測機器の交換
6	S607	湯田ダム	SH-10	3	観測所(観測)	無	
7	S608	湯田ダム	-	2	観測所(観測)	無	

表-3-1 昭和60年に得られたダム施設関係強震記録

NO.	観測所No.	観測所名	設置箇所	最大加速度(g)	地震No.
1	617	湯田ダム	DA-1	20	85002
2	607	湯田ダム	DA-2	19	85004
3	617	湯田ダム	DA-1	20	85006
4	617	湯田ダム	DA-2	19	85006
5	617	湯田ダム	DA-1	1	85008
6	620	湯田ダム	DA-2	1	85008
7	620	湯田ダム	DA-3	1	85008
8	607	湯田ダム	DA-1	11	85012
9	607	湯田ダム	DA-2	13	85012
10	607	湯田ダム	DA-1	12	85013
11	607	湯田ダム	DA-2	14	85013
12	617	湯田ダム	DA-1	21	85018

表-4-1 昭和60年度に数値化したダム施設関係強震記録

NO.	観測所No.	観測所名	設置箇所	最大加速度(g)	地震No.
1	602	湯田ダム	GR	2	84026

表-4-2 強震記録の地震諸元

地震No.	震央地名	年・月・日・時分	震央緯度	震央経度	震源深さ(km)	震度
84026	長野県西部	1980.1.14.05:31	132°31'	31°42'	0	6.9

表-3-2 強震記録の地震諸元

地震No.	震央地名	年・月・日・時分	震央緯度	震央経度	震源深さ(km)	震度
S5002	長野県西部	1980.1.14.05:31	132°31'	31°42'	0	6.9
S5004	湯田ダム	1980.1.14.05:31	132°31'	31°42'	0	6.9
S5006	湯田ダム	1980.1.14.05:31	132°31'	31°42'	0	6.9
S5008	湯田ダム	1980.1.14.05:31	132°31'	31°42'	0	6.9
S5012	湯田ダム	1980.1.14.05:31	132°31'	31°42'	0	6.9
S5013	湯田ダム	1980.1.14.05:31	132°31'	31°42'	0	6.9
S5018	湯田ダム	1980.1.14.05:31	132°31'	31°42'	0	6.9

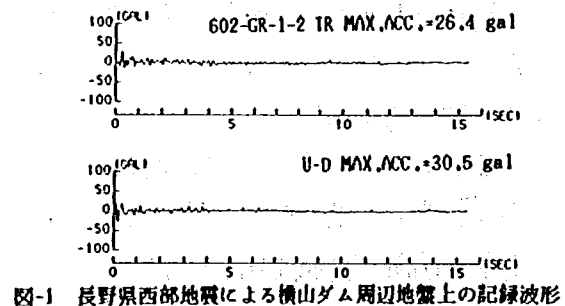


図-1 長野県西部地震による横山ダム周辺地震上の記録波形

(13) 地方建設局等からの依頼による調査試験

1. 14 河川施設の強震計の点検調査

振動研究室 室長 佐々木康

研究員 桑原徹郎

相沢 興

高橋和之

1. まえがき

昭和61年3月現在建設省が所掌する河川施設の31箇所で強震観測が実施されている。表-1には、設置機関別、強震計型式別の強震計設置箇所数、台数(成分数)を示す。河川施設に設置されたSMAC型強震計により得られた強震記録は、昭和61年3月現在68記録あり、そのうち最大加速度の大きい18記録について数値化が実施されている。

2. 調査目的

本課題は、河川施設及びその周辺地盤上に設置された強震計の正常な観測体制を維持するため、SMAC型強震計15箇所31台、電磁式強震計3箇所19成分の定期点検補正を実施するとともに、得られた強震記録について数値化等の一次解析を行なうものである。

3. 調査方法及び結果

3.1 定期点検補正

SMAC型電磁式強震計について、SMAC型強震計については7~11月、電磁式強震計については8~10月にかけて点検補正を実施した。結果を表-2に示す。SMAC型強震計については、弱干の調整及び交換を行うことにより強震計を良好な状態に保つことができた。また電磁式強震計については、設置年代が古いことから調整部品交換箇所が発見されたが、1箇所を除いて正常な観測体制を維持することができた。

3.2 記録の収集、数値化、とりまとめ

昭和60年には、河川施設関係の強震計により表-3に示す9記録(5地震)が得られた。数値化は、昭和59年に得られた15記録(7地震)のうち地盤上30gal以上、構造物上100gal以上の6記録(3地震)について行なった。表-4に数値化記録の諸元を、また図-1には淀川堤防で得られた加速度波形を示す。数値化された記録は、「土木研究所彙報第44号、土木構造物における加速度強震記録(No.11)、昭和61年2月発行」に収録されている。

3.3 強震観測情報の整備

昭和59年度に建設本省治水課とともに実施した河川施設の強震計設置状況調査結果を基に、設置強震計の機種型式設置方向観測地点一般図(1/50000)及び観測地点平面図について、既存データ及び図面の追加更新を行った。

表-1 河川施設への強震計設置状況 (機関別)

設置機関(表)	設置台数*	設置箇所		
		SMAC型 箇所数(台数)	電阻式 箇所数(台数)	普及型 箇所数(台数)
建設省	20	13(28)	4(28)	3(7)
北海道開発局	3	3(6)	0	0
水資源開発公団	1	1(2)	0	0
都道府県	7	6(12)	1(9)	0
合計	31	23(48)	5(37)	3(7)

*複数型式の強震計が設置されている観測地点があるため強震計型式毎の箇所数の合計と一致しない場合がある

表-2-1 SMAC型強震計点検補正結果

NO	観測所No	観測所名	型式	台数	設置箇所	備考	対策
1	701	淀川堤防(10)	B ₂	2	地盤・堤防	有	更新の検討中
2	719	淀川堤防(10)	Q	2	地盤・堤防	無	
3	703	新島堤防	E ₂	2	地盤・堤防	無	
4	706	淀川堤防	Q	2	地盤・堤防	無	
5	707	淀川堤防	-	3	地盤・堤防	無	
6	708	淀川堤防	-	2	地盤・堤防	無	
7	709	信濃川堤防	-	3	地盤・堤防	無	
8	710	淀川堤防	-	2	地盤・堤防	無	
9	711	淀川堤防	-	2	-	無	
10	712	淀川堤防	-	2	-	無	
11	713	淀川堤防	-	2	-	無	
12	714	淀川堤防	-	2	-	無	
13	715	淀川堤防	-	2	-	無	

表-2-2 電阻式強震計点検補正結果

NO	観測所No	観測所名	型式	台数	設置箇所	備考	対策
1	S701	淀川堤防(10)	-	4	地盤・堤防	有	更新の検討中
2	S702	淀川堤防	-	9	地盤・堤防	無	
3	S703	淀川堤防	-	6	地盤・堤防	無	

表-2-3 普及型強震計点検補正結果

NO	観測所No	観測所名	型式	台数	設置箇所	備考	対策
1	S701	淀川堤防(10)	SM-10A	2	堤防(2)	無	
2	S702	淀川堤防	SM-10A	3	地盤・堤防	無	

表-3-1 昭和60年に得られた河川施設関係強震記録

NO	観測所No	観測所名	設置箇所	最大加速度 (gal)				地震NO.
			測点No	11A	U-D	11B		
1	701	淀川堤防	GR-1	16	4	23	85001	
2			BK-1	16	5	17		
3	714	高野川堤防	GR	3	10	5	85010	
4			BK	3	15	5		20
5	712	江戸川堤防	GR	5	60	0	85013	
6			BK	12	10	10		10
7	714	高野川堤防	GR	4	5	0	85015	
8								
9	712	江戸川堤防	GR	6	50	20	85018	
10			BK	13	25	25		100

表-3-2 強震記録の地震諸元

地震No.	震央地名	発震時刻	震源	震源深さ	震度	震害
85001	福島県福島市	7.1.6.00.45	135° 33'	39° 10'	7.0	5.9
85010	福島県福島市	7.15.09.29	139° 46'	33° 42'	4.8	5.2
85013	福島県福島市	8.12.12.01	141° 33'	32° 43'	5.2	6.4
85015	福島県福島市	7.10.19.40	139° 42'	33° 43'	5.0	4.9
85018	福島県福島市	10.4.21.26	140° 07'	35° 53'	7.8	6.0

表-4-1 昭和60年度に数値化した河川施設関係強震記録

NO	観測所No	観測所名	設置箇所	最大加速度 (gal)			地震NO.	
			面内 (E-W)	H/A	U-D	H/B		
1	712	淀川堤防	GR	4	31.3	10.4	10.5	84007
2	701	淀川堤防 (R/S)	GR	12	42.1	19.2	20.2	84013
3			BK	13	42.2	19.3	20.2	
4	719	淀川堤防 (R/S)	GR	1	27.7	43.5	29.1	
5			BK	1	35.0	103.1	61.9	84018
6	710	淀川堤防	GR	2	35.3	21.4	36.4	

表-4-2 強震記録の地震諸元

地震No.	震央地名	発震時刻	震源	震源深さ	震度	震害
84007	福島県福島市	7.1.6.11.12	131° 12'	27° 20'	4.52	2.9
84013	福島県福島市	8.1.5.02.11	133° 42'	39° 33'	1.3	9.6
84018	福島県福島市	6.25.06.01	132° 33'	39° 43'	1.2	5.2

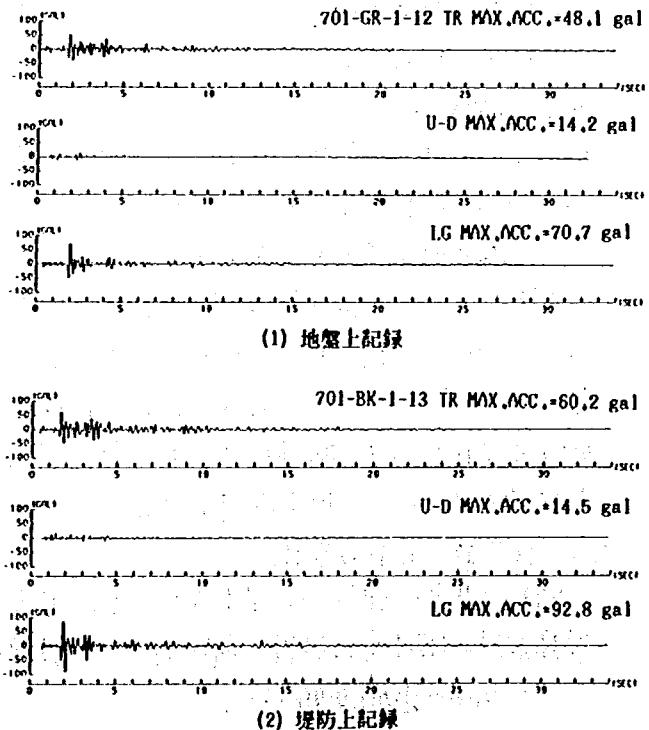


図-1 淀川堤防(枚方)における強震記録波形

(14) 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. 6 明石海峡大橋の設計地震入力に関する調査試験

振動研究室	室 長	佐々木 康
"	研究員	田村 敬一
"	"	桑原 徹郎
"		相沢 興
"		高橋 和久

1. まえがき

地震動の特性に関する研究は、我が国においては従来S M A C型強震計記録を主体として行われてきており、最大地震動(最大加速度, 最大速度, 最大変位)および加速度応答スペクトルに及ぼす地震の規模, 震央距離, 地盤条件等の影響が体系的に調査されてきている。土木構造物の固有周期は一般に短いものが多く, 固有周期が1~2秒を越えるものは稀であるが, 明石海峡大橋等の長大吊橋では数秒のオーダーになるものもある。こうした長周期構造物の設計地震入力を設定する際には, S M A C型強震計記録の検討だけではなく, 長周期の地震動特性を慎重に検討する必要がある。以上のような観点から, 本調査は明石海峡大橋の合理的な設計地震入力を設定することを目的として, 昭和60年度から開始されたものである。

昭和60年度は, 気象庁一倍強震計の記録精度について加振実験により検討するとともに, 1983年日本海中部地震による64成分の気象庁一倍強震計記録の数値化を行い, 長周期地震動の距離減衰特性について検討した。

2. 調査目的

本調査は, 明石海峡大橋の合理的な設計地震入力を設定することを目的とする。

3. 調査方法および調査結果

3. 1 気象庁一倍強震計の記録精度に関する実験的検討

3. 1. 1 概説

長周期地震動特性の解明を図るために, 最近, 気象庁一倍強震計記録の解析が数多く実施されているが, 同強震計の記録精度について検討した事例は必ずしも多くない¹⁾。そこで, 本年度は, 気象庁一倍強震計の加振実験を行い, 計器補正フィルターの妥当性について検討するとともに, 一倍強震計記録から数値微分して求めた加速度による加速度応答スペクトルの精度について検討した。

3. 1. 2 実験の概要

加振実験に用いた気象庁一倍強震計は, 52C型一倍強震計の水平1成分のみを記録できるようにしたものであり, その記録方向が加振方向と一致するように振動台上に固定した。また, 振動台は土木

研究所所有の強震計検定用振動台である。本振動台の特長は、最大変位振幅20cmの加振が可能であるため低振動数領域の地震動に対する再現性が良く、動電型であるため振動波形にノイズが少ないことである。気象庁一倍強震計の記録精度を検討するための基準となる振動台の加速度および変位は、それぞれ、デジタル強震計および差動トランス型変位計を用いて記録することとした。加振実験に用いた入力記録は、表1に示す8成分の気象庁一倍強震計記録である。一例として、盛岡記録の変位波形および加速度応答スペクトル(減衰定数5%)を、それぞれ、図1および図2に示す。

表1 加振実験の一覧

地震番号	地震名	気象庁一倍強震計記録		最大変位 ¹⁾ (cm)	最大加速度 ²⁾ (gal)	地震名
		記録時間(sec)	ア・ア値			
1	大	449.6	842	1.503	2.926	1988年千歳沖地震
2	鹿児島	448.8	874	0.915	2.842	1988年日向沖地震
3	仙台	441.6	877	1.644	3.203	1988年千歳沖地震
4	岡山	449.4	616	3.814	4.826	1988年日向沖地震
5	盛岡	474.2	649	2.703	3.851	1988年千歳沖地震
6	高知	419.9	558	4.124	4.263	1988年日向沖地震
7	根室	509.0	663	4.338	5.920	1988年千歳沖地震
8	対山	479.1	896	5.684	5.666	1988年日向沖地震

1) 差動トランス型変位計による。 2) デジタル強震計による。

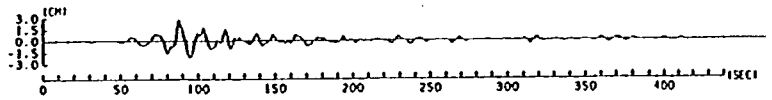


図1 変位波形の例(盛岡, 差動トランス型変位計による)

3.1.3 計器補正および加速度の計算²⁾

記録の計器補正および加速度の計算は、振動数領域において変位記録に気象庁一倍強震計の特性を補正するためのフィルターをかけ、数値微分する方法を用いる。計器補正フィルターの一例を図3に示す。図中、 T_L および T_U は、それぞれ、短周期側および長周期側の遮断周期であり、 T_L および T_U は、それぞれ、 T_U および T_L に対応する補正フィルターが0となる周期である。ここで、各遮断周期は、短周期側を $T_U=2$ (秒)および $T_L=1.3$ (秒)に固定して、長周期側を $T_L=10, 15, 20, 25$ (秒)の4種類に変化させるものとする。また、 T_U は T_L に応じて、15, 25, 30, 35秒とする。このように遮断周期を変化させて求めた盛岡記録の変位波形を図4に示す。図4を図1と比較すると、 $T_L=10$ (秒)の場合には明らかに変位振幅が小さいことがわかる。

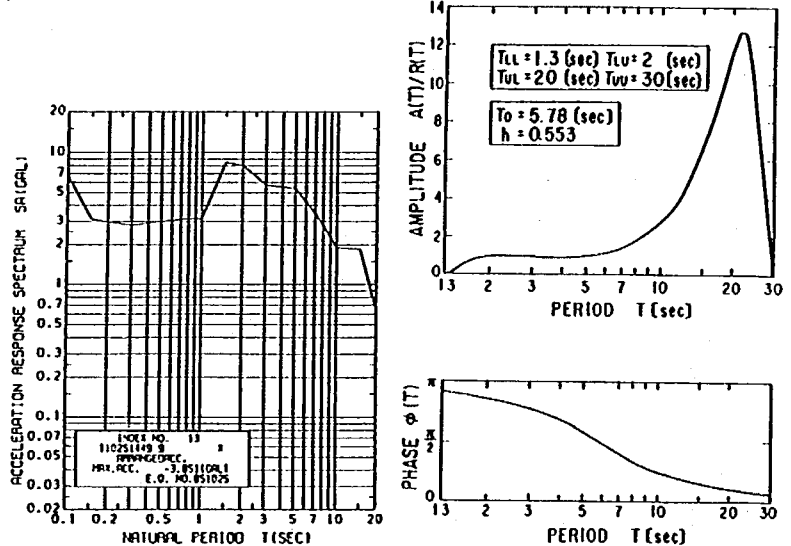


図2 加速度応答スペクトルの例(盛岡) 図3 計器補正フィルターの例

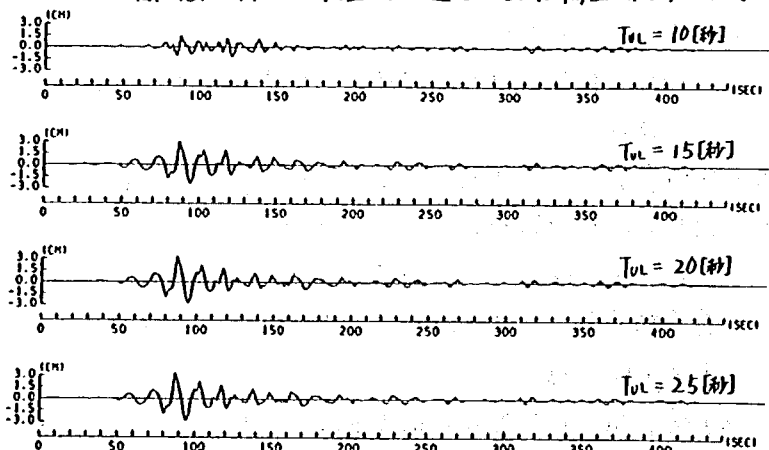


図4 気象庁一倍強震計による変位波形の例(盛岡)

3.1.4 遮断周期が変位の精度に及ぼす影響

3.1.3に示した手法により計器補正を行、た変位について、その精度に及ぼす長周期側の遮断周期の影響について検討する。すなわち、いま、気象庁一倍強震計記録から求めた変位を $d(t)$ 、差動トランス型変位計で直接測定した振動台の変位を $D(t)$ とし、 $d(t)$ の精度を検討するために次の3種類のパラメータを定義する³⁾

$$\sigma = \int_0^{T_d} |d(t) - D(t)|^2 dt / T_d \quad (1)$$

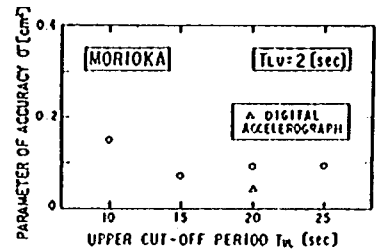
$$\mu = \int_0^{T_d} d(t)^2 dt / \int_0^{T_d} D(t)^2 dt \quad (2)$$

$$\xi = |d(t)|_{\max} / |D(t)|_{\max} \quad (3)$$

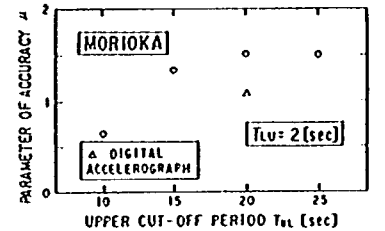
ここで、 T_d は $d(t)$ および $D(t)$ の継続時間である。式(1)~(3)から明らかのように、 $d(t)$ が $D(t)$ によく一致するほど、 σ は0に、また、 μ および ξ は1に、それぞれ、近くなる。長周期側の遮断周期 T_u を10、15、20、25秒と変化させて上記の3種類のパラメータを求めた例として、盛岡記録の場合を図5に示す。 T_u と変位の精度との関係について、一般に、次の事項が指摘される。1) T_u を10秒とした場合には10秒以上の周期成分を評価できないため、計算された変位は実際の変位よりも小さくなり、従って、変位の精度は悪くなる。また、振動台の特性上、20秒程度以上の周期成分はあまり含まれていないため、 T_u を20秒以上としても変位の精度は向上しない。2) 本実験の範囲内では、 T_u を15秒程度にとる場合に変位の精度が最も良いと考えられる。ただし、ここで、20秒程度以上の周期成分については必ずしも十分に評価し得なかったことに注意しなければならない。

3.1.5 加速度応答スペクトル値の精度の検討

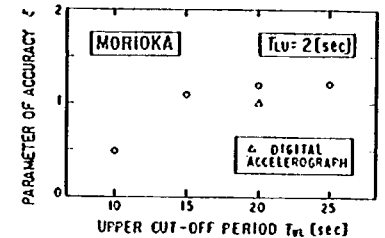
気象庁一倍強震計記録から加速度を求め、それから計算した加速度応答スペクトル値(減衰定数5%)の精度について検討する。すなわち、いま、ある固有周期 T について、デジタル強震計記録から求めた加速度応答スペクトル値に対する気象庁一倍強震計記録から求めた加速度応答スペクトル値の比を $\delta(T)$ とする。ここで、計算を行、た固有周期の範囲は2~20秒である。 $\delta(T)$ の計算例として、長周期側の遮断周期 T_u を10秒および20秒とした盛岡記録の場合を図6に示す。図6より、固有周期10秒程度以下の領域においては、 T_u による $\delta(T)$ の差異は小さく1~1.2程度の値をとることがわかる。また、固有周期10秒程度以上の領域においては、 $T_u=10$ (秒)の場合には $\delta(T)$ の値が明らかに1より小さくなる。



(a) パラメータ σ

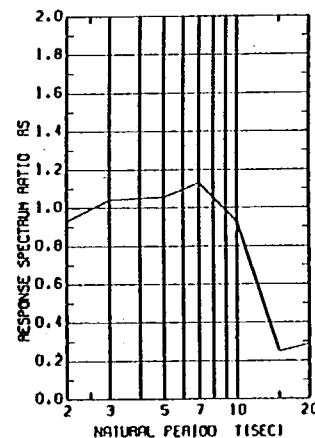


(b) パラメータ μ

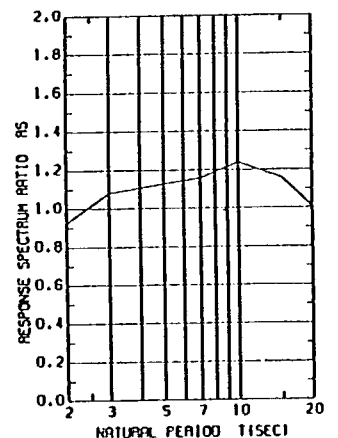


(c) パラメータ ξ

図5 T_u と変位の精度の関係(盛岡)



(a) $T_u = 10$ (秒)



(b) $T_u = 20$ (秒)

図6 加速度応答スペクトル比の計算例(盛岡)

次に、 $\delta(r)$ の平均的傾向を知るために、各遮断周期ごとに表1に示した8記録から求めた $\delta(r)$ の平均値 $\bar{\delta}(r)$ および標準偏差 $\sigma(r)$ を示すと、図7のようになる。図7より次の事項が指摘される。1) $T_{UL}=10$ (秒)および $T_{UL}=15$ (秒)の場合には、いずれも固有周期10秒程度以下の領域において $\bar{\delta}(r)$ は1~1.2程度の値をとるが、それぞれ、固有周期が15秒および20秒に近づくと、 $\bar{\delta}(r)$ の値は減少する。2) $T_{UL}=20$ (秒)および $T_{UL}=25$ (秒)の場合には、固有周期2~20秒の範囲において明確な差異は認められず、 $\bar{\delta}(r)$ は1~1.2程度の値をとる。以上の点および3.1.4の検討結果を総合すると、現状では、気象庁一倍強震計記録の計器補正を行うための長周期側の遮断周期は20秒とすることが適当であると考えられる。また、その時の固有周期2~20秒の範囲における加速度応答スペクトル値(減衰定数5%)は、デジタル強震計記録による加速度応答スペクトル値の1~1.2倍程度の値をとる。

3.2 長周期地震動の距離減衰特性の検討

3.2.1 概説

土木研究所では、現在までに、1968年十勝沖地震(M7.9)による50成分および1968年日向灘地震(M7.5)による51成分の気象庁一倍強震計記録の数値化を行い、長周期地震動特性について検討してきた。本年度は、既往の検討に引き続き、1983年日本海中部地震(M7.7)による64成分の気象庁一倍強震計記録の数値化を行い、長周期地震動の距離減衰特性について検討した。

3.2.3 数値化および計器補正

数値化および計器補正の方法は3.1.3の場合と同様である。計器補正フィルターの短周期側および長周期側の遮断周期は、それぞれ、2秒および20秒とした。

3.2.3 最大地震動(最大変位・速度・加速度)の距離減衰
今回数値化を行った1983年日本海中

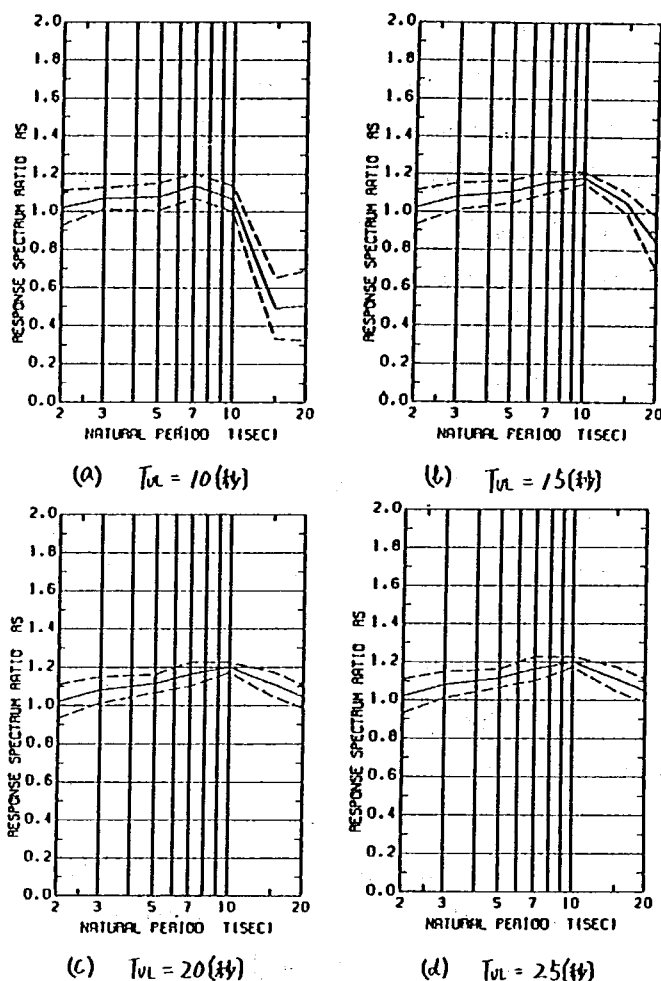


図7 加速度応答スペクトル比の平均値および標準偏差

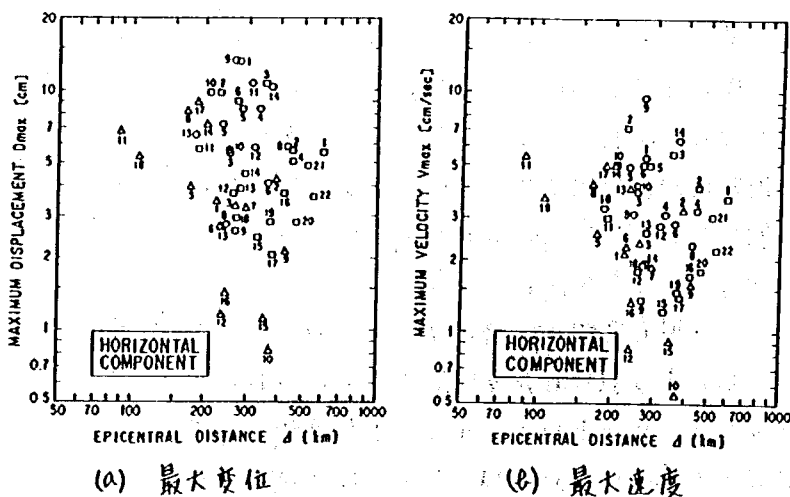
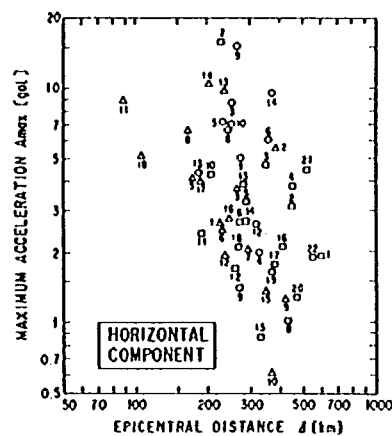


図8 (1) 最大地震動の距離減衰

都地震の他に、1968年十勝沖地震、1968年日向灘地震による気象庁一倍強震計記録をもとに、最大変位、最大速度および最大加速度の距離減衰特性を示すと、図8のようになる。ここで、図中には水平2成分のうちいずれか大きい方の値を示している。図8より、震央距離200kmおよび300kmにおける最大変位、最大速度および最大加速度の範囲を読み取ると、表2のようになる。また、表中には我が国で得られた既往の工學式(SMAC型)強震計記録の統計解析から求められた最大地震動の予測式による値も参考のため示している。図8および表2より次の事項が指摘される。1)同一の震央距離で比較した場合、一般に、最大変位、最大速度および最大加速度のいずれについても地震のマグニチュードによる大小関係が認められる。ただし、距離減衰特性のばらつきが大きい場合もあり、今後さらに気象官署の地盤条件等を考慮する必要がある。2)最大速度については、気象庁一倍強震計記録から求めた距離減衰特性と工學式強震計記録の統計解析による距離減衰特性は比較的良好に一致する。最大変位および最大加速度については、気象庁一倍強震計と工學式強震計がカバーする周期帯域の違いから、両者の距離減衰特性は一致しない。



(c) 最大加速度

図8(2) 最大地震動の距離減衰

○ 1968 TOKACHI-OKI	1 KUSHIRO	3 HAKODATE
4 NEMURO	5 MORIKAWA	6 SENDAI
8 OFUNATO	9 SAPPORO	10 MURORAN
12 ISHIKAWAKI	13 NIYAKO	14 RUMOI
▲ 1968 HYUGANADA	1 TSURUGISAN	2 OSAKA
3 TAKAMATSU	5 MATSUYAMA	6 HIROSHIMA
7 OKAYAMA	8 KOCHI	9 KYOTO
10 IZUMIHARA	11 NOBEOKA	12 SHIMANOSEKI
13 SAGA	14 KAGOSHIMA	15 FUKUE
16 FUKUOKA	17 NUKITOMASAKI	18 UWAJIMA
○ 1983 NIKKAI-CHUBU	1 NAKKANAI	2 RUMOI
3 SAPPORO	4 OBIHARA	5 SUITSU
6 MURORAN	8 HIROO	9 OFUNATO
10 HACHINOHE	11 MORIKAWA	12 NIYAKO
13 SENDAI	14 ISHINOMAKI	15 FUKUSHIMA
16 OAHAMA	17 WAJIMA	18 AIKAWA
19 TAKADA	20 KUMAGATA	21 TOKYO
22 YOKOHAMA		

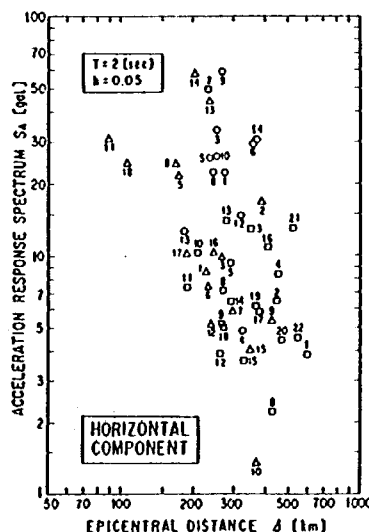
表2 最大地震動の比較

	震央距離	気象庁一倍強震計記録	既往の工學式強震計記録の統計解析に基づく予測値			備考
			1種地震	2,3種地震	4種地震	
最大変位 (cm)	200 km	1.5 ~ 15	0.4 ~ 0.6	1.2 ~ 2.0	1.8 ~ 3.2	既往の工學式強震計記録の統計解析に基づく予測式では3秒以上の周期成分は考慮されていない。
	300 km	1 ~ 10	0.3 ~ 0.4	0.8 ~ 1.3	1.2 ~ 2.0	
最大速度 (cm/sec)	200 km	1 ~ 9	2.5 ~ 3.2	6.1 ~ 9.1	7.1 ~ 10	
	300 km	0.7 ~ 7	1.6 ~ 2.1	3.7 ~ 5.8	4.6 ~ 6.6	
最大加速度 (gal)	200 km	2.5 ~ 20	55 ~ 67	69 ~ 91	52 ~ 67	気象庁一倍強震計記録には2秒以上の周期成分は含まれていない(数例を除く)。数例を除く。数例を除く。
	300 km	1.5 ~ 12	35 ~ 43	44 ~ 59	34 ~ 43	

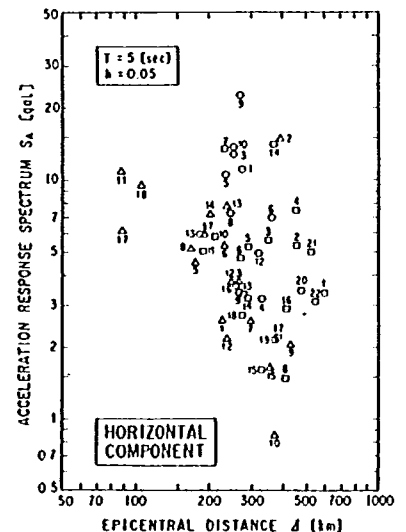
(注) マグニチュード 7.5 ~ 7.9

3.2.4 加速度応答スペクトルの距離減衰

3.2.3の場合と同様に、1983年日本海中部地震、1968年十勝沖地震および1968年日向灘地震による気象庁一倍強震計記録をもとに、固有周期2秒、5秒、10秒および20秒について、加速度応答スペクトル値(減衰定数 α)の距離減衰特性を示すと、図9のようになる。ここで、図中には水平2成分のうちいずれか大きい方の値を示している。図9より、震



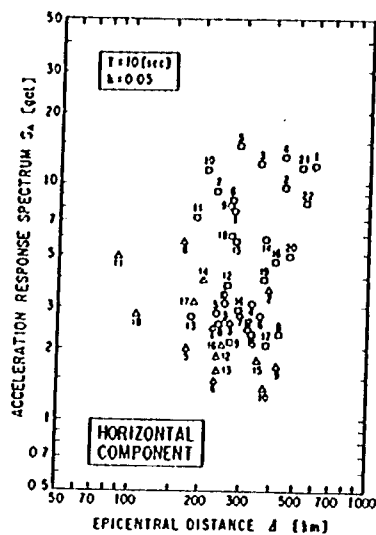
(a) T = 2 (秒)



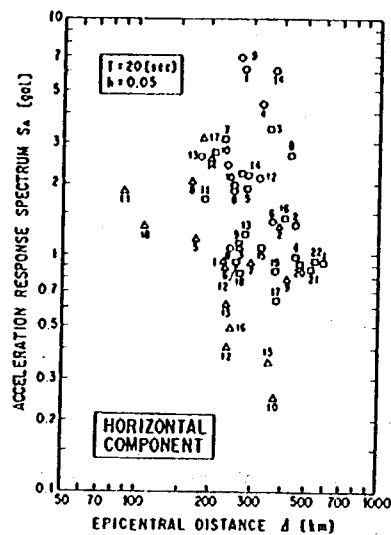
(b) T = 10 (秒)

図9(1) 加速度応答スペクトル値の距離減衰

中央距離200kmおよび300kmにおける
加速度応答スペクトル値の範囲を求
めると、表3のようになる。また、
表中には既往の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（固有周期2秒、減衰定数5%、
水平成分）の予測式による値も示し
ている。図9より、固有周期10秒の
気象庁一倍強震計記録による加速度
応答スペクトル値は、他の固有周期
の場合と比較して、距離減衰特性が
不明瞭であることが指摘される。ま



(c) $T=10$ (秒)



(d) $T=20$ (秒)

図9(2) 加速度応答スペクトル値の距離減衰

また、表3より固有周期2秒の気象庁
一倍強震計記録による加速度応答スペクトル値は、7~60 gal（
震央距離200km）、4~35 gal（震央距離300km）となる。一方、既
往の強震記録の統計解析に基づく予測値は、13~106 gal（震央距
離200km）、8~69 gal（震央距離300km）であり、気象庁一倍強震
計記録によるスペクトル値よりも約2倍程度大きいことがわかる。

表3 加速度応答スペクトル値の比較

(a) 気象庁一倍強震計記録

固有周期T (秒)	震 央 距 離	
	200 km	300 km
2	7 ~ 60	4 ~ 35
5	3 ~ 25	1.5 ~ 15
10	2 ~ 15	1.5 ~ 13
20	0.5 ~ 7	0.4 ~ 5

(b) 既往の工學式強震計記録の統計解析に基づき加
速度応答スペクトル値（固有周期2秒）¹⁾

震央距離 (km)	地 震 種 別		
	1種地震	2,3種地震	4種地震
200	12.8 ~ 18.8	38.7 ~ 70.1	51.3 ~ 105.8
300	8.4 ~ 12.3	25.3 ~ 45.8	37.5 ~ 69.2

2) マグニチュード 7.5 ~ 7.9

4. まとめ

本年度の調査結果をまとめると、以下のようになる。

1) 気象庁一倍強震計記録の計器補正を行うための長周期側の遮
断周期は20秒とすることが適当であると考えられる。また、その
時の固有周期2~20秒の範囲における加速度応答スペクトル値（減衰定数5%）は、デジタル強震
計記録による加速度応答スペクトル値の1~1.2倍程度の値をとる。

2) 気象庁一倍強震計記録から求めた最大速度の距離減衰特性は、既往の工學式強震計記録の統計解
析から求めた最大速度の距離減衰特性と比較的よく一致しているが、最大変位および最大加速度につ
いては、気象庁一倍強震計と工學式強震計がカバーする周期帯域の違いから、両者を直接比較するこ
とはできない。

3) 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秒の加速度応答スペクトル値を求め、これと気象庁一倍強震計記録より求めた同じ条件の加速度
応答スペクトル値とを比較すると、一般に、前者の方が後者よりも2倍程度大きい。

参考文献

- 1) 篠泉, 片山恒雄: 気象庁1倍強震計による..., 第18回地震工學研究発表会, 2) 土研資料第1869号,
- 3) 土研資料第2019号, 4) 土研資料第2245号, 5) 土研所報第166号

(15) 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. 2 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	佐々木 康
	研究員	田村 敬一
	研究員	柴原 徹郎
	研究員	松本 秀應
		近藤 益央
		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昭和54年度から開始されたものである。

最終年度にあたる本年度は、地盤および土構造物等の耐震性を検討する上で重要な地震動の繰り返しを考慮した最大加速度を推定し、その実用的な推定法について検討するとともに、地層区分の精粗および土の動的変形特性の推定誤差が地盤の地震時応答に及ぼす影響について検討した。

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、横断道路建設予定地で考慮すべき設計地震入力および基盤の設定法を調査するとともに、建設予定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) 既往の強震記録をもとに、繰り返し回数と最大加速度の関係について検討する。
- 2) 一次元の重複反射理論に基づく地盤の地震応答プログラムSHAKEを用いて地盤構成および土の動的変形特性の違いが地盤の地震応答に与える影響について検討する。

4. 調査結果

4.1 地震動の繰り返しを考慮した最大加速度の検討

地盤・土構造物のような変形・破壊特性を有する構造物では、地震動が作用している間でのただ一回の強い地震動（最大値）よりも、むしろそのような強い地震動が何回作用するのかが地震時の耐震性を検討する上で重要な場合が多いと考えられる。

そこで、我が国の地盤上の67地点において建設省土木研究所および運輸省港湾技術研究所により、観測・数値化された394成分の水平加速度強震記録を用い、地震動の繰り返し回数と最大加速度の関係について整理・検討を行った。

検討に用いたこれら加速度強震記録は、昭和38年3月の越前岬沖地震 ($M=6.9$) から昭和55年6月の伊豆河奈崎沖地震 ($M=6.7$) に至る合計88回の浅発地震に際し、SMA C型強震計 (SMA C-B₂, Q, D, E) で得られたものである。これら394成分の強震記録は、現在までも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の検討⁷⁾に使用してきたものである。

いま図-1に示すように、加速度波形が零線と交わった瞬間から、次に零線と交わる瞬間までの半波を一回の繰返しとし、加速度波形の継続する中での繰返しのピーク値の

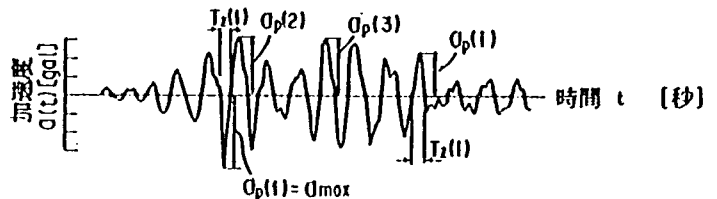


図-1 繰返しを考慮した最大加速度の定義

大きい順にカウントしたN番目のピーク加速度 $\alpha_p(N)$ を、繰返しを考慮した最大加速度 $\alpha_{max}(N)$ とする。この $\alpha_{max}(N)$ は次式に示すように $\alpha_{max}(N)$ 以上のピーク加速度が波形の継続する中でN回生ずることを意味するものである。

$$\alpha_{max}(1) \geq \alpha_{max}(2) \geq \dots \geq \alpha_{max}(N) \geq \dots \geq \alpha_{max}(N_{max}) \quad (1)$$

ここで N_{max} は加速度波形が継続する中での総繰返し回数である。また、 $\alpha_{max}(N)$ と一般の最大加速度 α_{max} の間には、その定義上、次の関係が成り立つ。

$$\alpha_{max}(1) = \alpha_{max} \quad (2)$$

ここで、一般の最大加速度 $\tilde{\alpha}_{max}$ (水平2成分を合成した最大値) は地震のマグニチュード M 、震央距離 d (km) および着目地点の地盤条件 $G C_i$ が与えられれば、次式により推定することができる。⁷⁾

$$\tilde{\alpha}_{max} = \begin{matrix} 987.4 \times 10^{0.216M} & (1\text{種地盤}) \\ 232.5 \times 10^{0.313M} & \times (d+30)^{-1.218} & (2\text{種、3種地盤}) \\ 403.8 \times 10^{0.265M} & (4\text{種地盤}) \end{matrix} \quad (3)$$

そこで、ここでは、次式により最大加速度の繰返し低減係数 $\tilde{\eta}_d(N)$ を定義する。

$$\tilde{\eta}_d(N) = \frac{\alpha_{max}(N)}{\alpha_{max}(1)} = \frac{\alpha_{max}(N)}{\tilde{\alpha}_{max}} \quad (4)$$

したがって、 N と $\tilde{\eta}_d(N)$ の関係が与えられれば、式(3)および式(4)より繰返しを考慮した最大加速度を次式により推定することができる。

$$\alpha_{max}(N) = \tilde{\eta}_d(N) \times \tilde{\alpha}_{max} \quad (5)$$

式(4)で定義した繰返し低減係数 $\tilde{\eta}_d(N)$ の一例として、開北橋記録 (1978年宮城県沖地震、 $M=7.4$) の場合を図-2に示す。図-2より $\tilde{\eta}_d(N)$ は繰返し回数 N と反比例の関係にあることがわかる。そこで、ここでは、 $\tilde{\eta}_d(N)$ の推定式として、次式を仮定することとする。

$$\tilde{\eta}_d(N) = \frac{1}{1 + \alpha \cdot (N-1)} \quad (6)$$

ここで、 α は繰返しの影響係数である。式(6)を変形すると次のようになる。

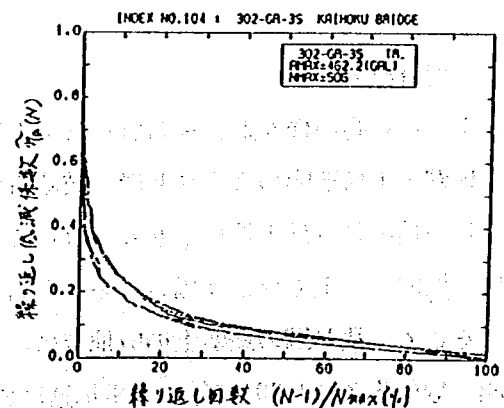


図-2 繰返し低減係数 $\tilde{\eta}_d(N)$

$$\frac{1}{\tilde{\eta}_a(N) - 1} = \alpha \cdot (N - 1) \quad (7)$$

したがって、 N と $\tilde{\eta}_a(N)$ の関係が式(6)で近似できるとすれば、式(7)より明らかなように $1/(\tilde{\eta}(N) - 1)$ と $(N - 1)$ は係数 α を介して線形関係になればならない。図-2に示した開北橋記録について $1/(\tilde{\eta}(N) - 1)$ と $(N - 1)$ の関係を示すと図-3のようになる。図-3より式(6)は概ね N と $\tilde{\eta}_a(N)$ の関係を近似しているといえることができる。

全解析対象記録に対して式(6)の係数 α を式(7)の単回帰により求め、この係数 α の対数の平均値および標準偏差を各地盤種別ごとに求めた結果を表-1に示す。係数 α の平均値は、1種、2種+3種、4種地盤ごとに、それぞれ、0.0614、0.0681、0.0701であり、全体では0.0664である。ここで、 N と $\tilde{\eta}_a(N)$ の平均的な関係が地盤種別によって大差がないことから、係数 α の全体の平均値を用いて、式(8)を用いることにより、平均的な繰返し低減係数 $\tilde{\eta}_a(N)$ を求められることになる。

$$\begin{aligned} \tilde{\eta}_a(N) &= \frac{1}{1 + 0.0664(N - 1)} \\ &= \frac{1}{1 + 1/15 \cdot (N - 1)} \end{aligned} \quad (8)$$

4.2 地盤の地震応答解析の精度に関する調査

地盤の地震応答解析プログラムとして、一次元の重複反射理論に基づくSHAKE³⁾は多方面で利用されている。SHAKEにおいては、地盤の非線形性を等価線形に置き換えて考慮できるところに特徴があるが、地盤のモデル化ならびに土の動的変形特性の設定値に含まれる誤差が計算結果にもたらす影響について

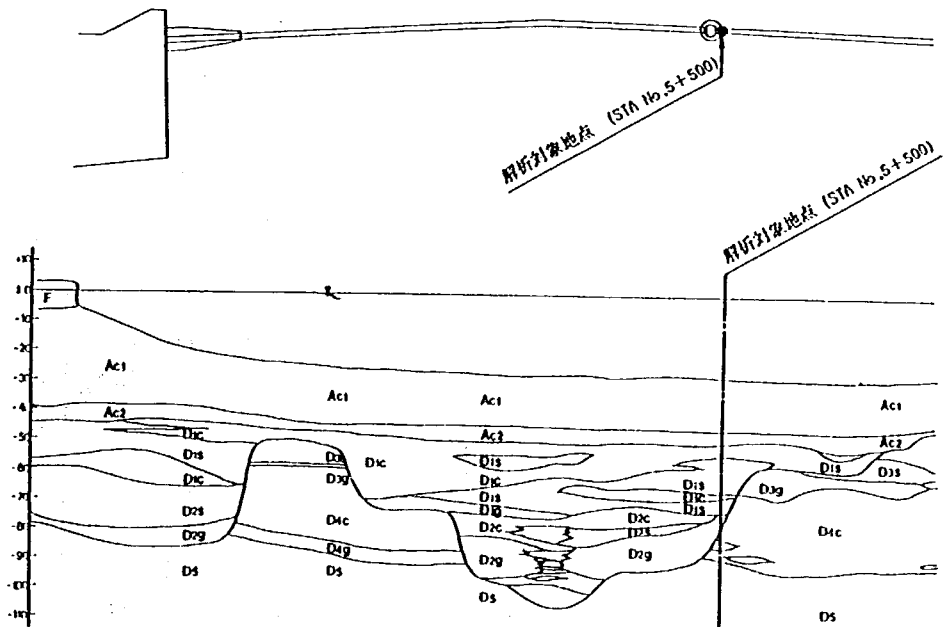


図-4 解析対象地点

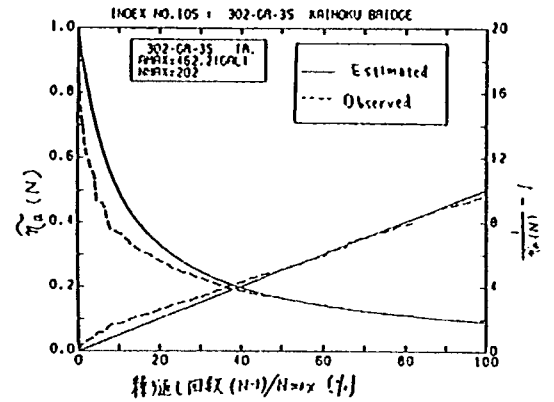


図-3 $1/(\tilde{\eta}(N)-1)$ と $(N-1)$ の関係

表-1 $\log \alpha$ の平均値および標準偏差

	1種地盤	2,3種地盤	4種地盤	全体
サンプル数 N	46	107	44	197
平均値 $\log \alpha$	-1.212	-1.167	-1.154	-1.178
標準偏差 $\sigma_{\log \alpha}$	0.334	0.301	0.261	0.300
最大値 $\max[\log \alpha]$	-0.234	-0.306	-0.632	-0.234
最小値 $\min[\log \alpha]$	-1.797	-1.708	-1.544	-1.797
$10^{\log \alpha}$	0.0614	0.0681	0.0701	0.0664

の系統的な検討結果はない。

そこで、東京湾横断道路川崎人工島設置予定地点を対象として、地層区分の精粗および土の動的変形特性の推定誤差がSHAKEによる地盤の地震応答解析に及ぼす影響について検討した。

解析対象とした地点は、図-4に示す東京湾横断道路川崎人工島直近（STA. No. 5+500）である。地盤のモデル化は、図-5に示すように、当該地点におけるボーリング資料を参考として地質層序を詳細に区分する場合（以下、詳細区分と呼ぶ）および簡略に区分する場合（以下、簡略区分と呼ぶ）の2種類である。

入力地震動としては、それぞれ図-6に示すL1スペクトルおよびL2スペクトルに適合するように振幅調整を行った1978年宮城県沖地震（M7.4）による開北橋記録（以下、L1適合波形と呼ぶ）および1968年十勝沖地震（M=7.9）による八戸港記録（以下、L2適合波形と呼ぶ）を用いる。

解析に用いる土のせん断弾性定数Gおよび減衰定数hのひずみ依存性曲線は、参考文献8)を参照して定める場合（以下、基準曲線と呼ぶ）と、基準曲線をひずみの大きな方向にスライドさせる（剛性を大きく、減衰を小さく評価することに相当する）場合の両者について検討する。ここで、ひずみ依存性曲線のスライド量は、次式において、 α を2, 5, 10（以下、それぞれ、2倍曲線、5倍曲線、10倍曲線とよぶ）とする。

$$G(\alpha \cdot \gamma) = G^*(\gamma) \quad (9)$$

$$h(\alpha \cdot \gamma) = h^*(\gamma) \quad (10)$$

ここで、 $G^*(\gamma)$ および $h^*(\gamma)$ は基準曲線、また、 $G(\gamma)$ および $h(\gamma)$ はスライドさせた曲線である。

1) 地層区分の精粗が地盤の応答に及ぼす影響

地層区分の精粗が地盤の地震応答解析に及ぼす影響を検討するために、入力地震動としてL1適合波形およびL2適合波形を用い、また、せん断弾性定数および減衰定数の

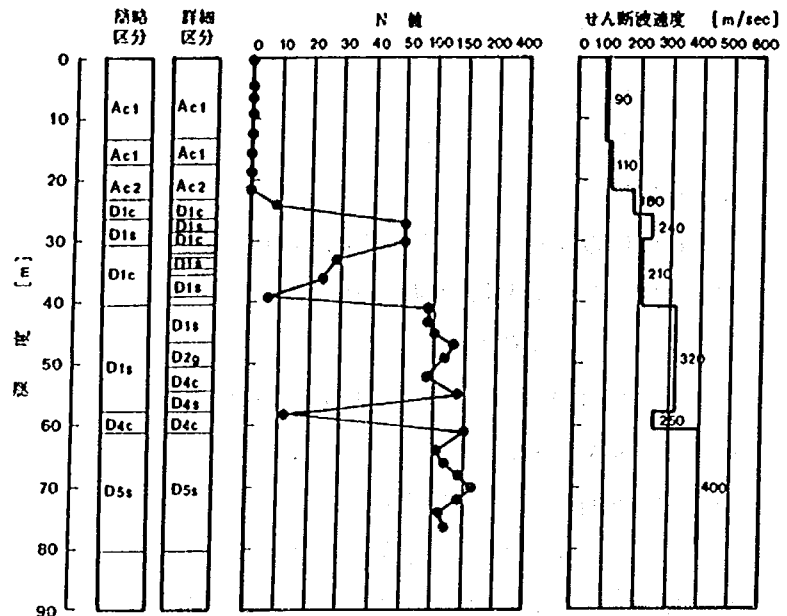


図-5 地盤のモデル化および地盤特性

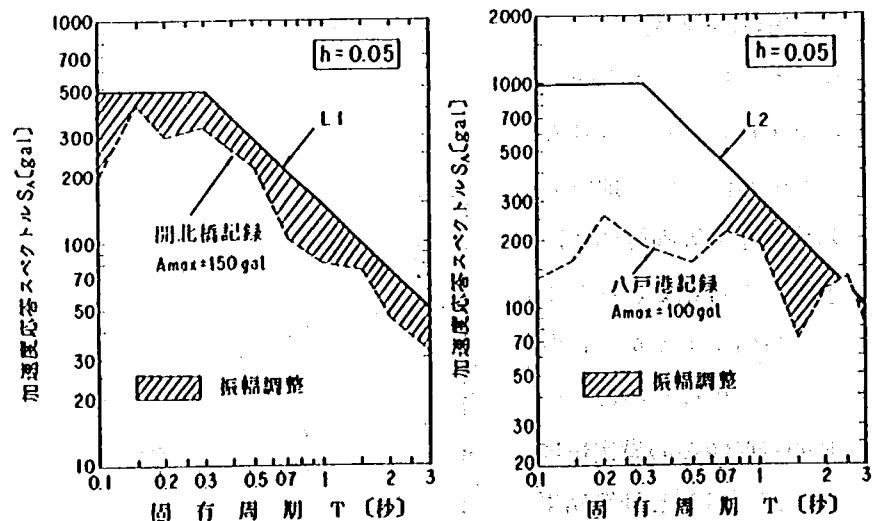


図-6 入力地震動の加速度応答スペクトル（L1, L2）

ひずみ依存性曲線を基準曲線として計算を行った。地層区分を詳細区分および簡略区分とした場合の最大加速度の深度分布および地表面における加速度応答スペクトル（減衰定数5%）の例を、それぞれ、図-7および図-8に示す。これらの結果より、本検討の範囲においては、地層区分を詳細区分もしくは簡略区分のいずれとしても結果には大差がないことがわかる。したがって、以降の解析においては地層区分は簡略区分を用いることとする。

2) 土の動的変形特性の差異が応答に及ぼす影響

地盤の地震応答解析においては、土の動的変形特性を必ずしも、精度よく設定し得ない場合がある。そこで、ここでは、土の動的変形特性を種々変化させた場合の応答解析結果に及ぼす影響について検討する。まず、土のせん断弾性定数および減衰定数のひずみ依存性曲線を基準曲線、2倍曲線、5倍曲線および10倍曲線として算出した最大加速度の深度分布を図-9に示す。なお、ここで、地層区分は簡略区分を用いている。図-9からわかるように、L1適合波形およびL2適合波形のいずれについても、最大加速度の深度分布は、地表面から第3 Sublayer（図-5中の Λc_1 層）までは、動的変形特性のひずみ依存性曲線によって大きく異なるが、それ以深についてはひずみ依存性曲線による差異は比較的小さい。また、地表面における加速度応答スペクトル（減衰定数5%）を示すと、図-10のようになる。以上の検討より以下の事項が指摘される。

① L1適合波形およびL2適合波形のいずれを用いた場合も、固有周期2秒程度以上の領域においては、動的変形特性のひずみ依存性曲線による応答スペクトルの差異は小さい。

② L1適合波形の場合、固有周期2秒程度以下の領域においては剛性が大きく、減衰が小さい10倍曲線から、順次、5倍曲線、2倍曲線、基準曲線の順番に加速度応答スペクトル値は小さくなる。また、10倍曲線の場合は、基準曲線の場合に比較して加速度応答スペクトル値は2~4倍程度となる。

③ L2適合波形の場合も、加速度応答スペクトル値の大小関係は、L1適合波形の場合と同様である。ただし、動的変形特性のひずみ依存曲線のちがいによる加速度応答スペクトル値

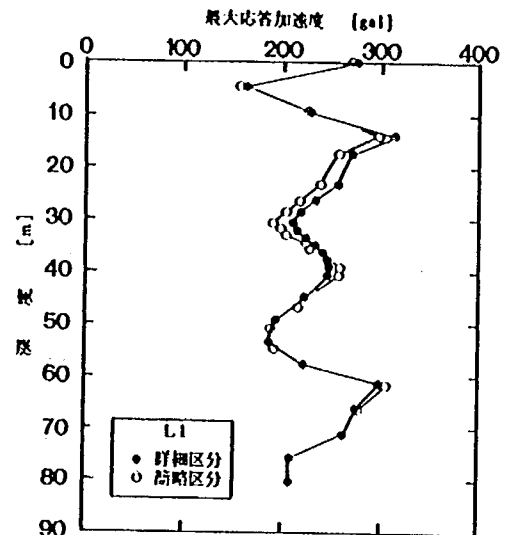


図-7 最大応答加速度の深度分布

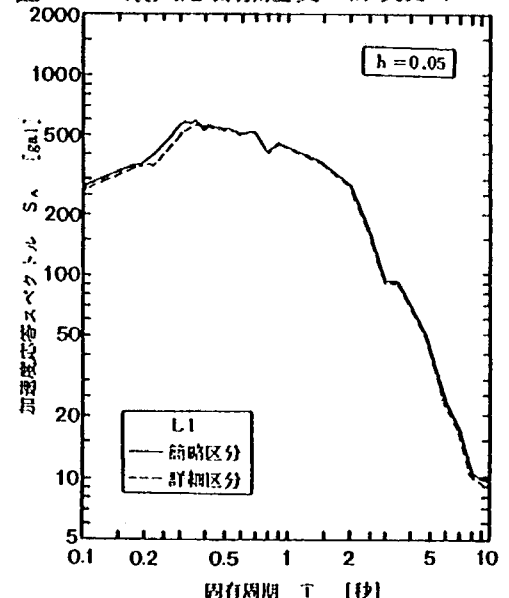


図-8 加速度応答スペクトル(地表)

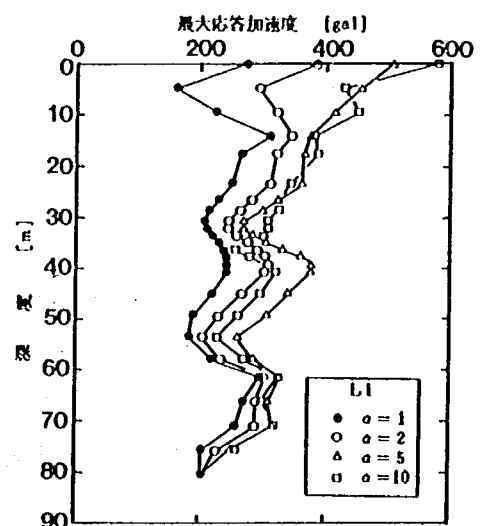


図-9 最大応答加速度の深度分布

の差異はL1適合波形の場合よりも小さい。

5. まとめ

本年度の調査結果をとりまとめると、以下のようになる。

- 1) 地盤および土構造物等の耐震性を検討する上で重要な地震動の繰り返しを考慮した最大加速度を提案し、その実用的な推定式が式(8)で与えられることを示した。
- 2) 地層区分の精粗および土の動的変形特性の推定誤差が地盤の地震時応答に及ぼす影響について検討した。その結果、前者については本調査の範囲内では顕著な影響がないことを示し、また、後者については土の動的変形特性のひずみ依存性曲線をひずみの大きな方向に10倍スライドさせた(地盤を固めに評価した)場合に、地表面における加速度応答スペクトル値が2~4倍程度になることを示した。

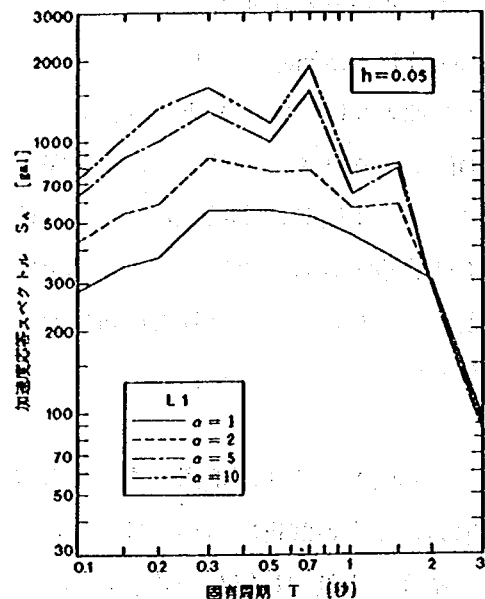


図-10 加速度応答スペクトル(地表)

参考文献

- 1) 建設省土木研究所: 土の非線形性が地盤の地震応答に及ぼす影響に関する解析的検討, 土木研究所資料, 第1582号, 昭和55年3月
- 2) 建設省土木研究所: 既往地震活動に基づく地震動強度の期待値推定法, 土木研究所資料, 第1696号, 昭和56年7月
- 3) 岩崎敏男, 川島一彦, 相沢興: 地震動強度期待値に及ぼす地域区分の影響, 土木技術資料, 第24巻, 第2, 昭和57年2月
- 4) 建設省土木研究所: 確立手法に基づく動的解析用入力地震動波形の設定法, 土木研究所資料, 第1992号, 昭和58年3月
- 5) 建設省土木研究所: 動的解析用入力地震動の設定法, 土木研究所資料, 第2120号, 昭和59年3月
- 6) 建設省土木研究所: 最大地震動および地震応答スペクトル推定法, 一(その9)地震動の繰り返し回数を考慮した最大加速度一, 土木研究所資料, 第2282号, 昭和61年1月
- 7) 建設省土木研究所: 最大地震動および地震応答スペクトルの推定法, 一(その4)最大加速度, 速度, 変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の再検討一, 土木研究所資料, 第1993号, 昭和58年3月
- 8) 建設省土木研究所: 地盤の地震時応答特性の数値解析法, 一SHAKE:DESRA一, 土木研究所資料, 第1778号, 昭和57年2月
- 9) 建設省土木研究所: 最大地震動および地震応答スペクトルの推定法, 一(その9)地震動の繰り返しを考慮した最大加速度一, 土木研究所資料, 第2282号, 昭和61年1月

(16) 科学技術振興調整費

2. 地震に伴う大規模斜面崩壊に関する研究

—— 崩壊の発生と崩壊土砂の流下機構の解明 ——

研究調整官	福井 経一		
振動研究室	室長 佐々木 康	研 究 員	桑原徹郎
砂防研究室	室長 矢澤昭夫	主任研究員	水山高久
地質研究室	室長 桑原啓三	主任研究員	平野 勇
地すべり研究室	室長 中村浩之	研 究 員	久保田哲也
急傾斜地崩壊研究室	室長 浅井涌太郎	主任研究員	仲野公章

概 要

既往地震に伴う大規模崩壊事例を中心に、国内の17ヶ箇所での崩壊ならびに諸外国の17の崩壊事例を収集した。また、一部の崩壊事例については、現地から土質試料を採取してその工学的性質を試験した。収集した事例について、作用地震動、崩壊斜面の地形的特徴、地質的特徴、土質工学的特徴ならびに崩壊土砂の流下機構について検討した。

1. まえがき

昭和59年9月14日に発生した長野県西部地震($M=6.8$)によって御岳山頂上付近の山腹に崩壊土量3,400万 m^3 と推定される大規模な斜面崩壊が発生した。この大規模崩壊は“御岳崩れ”と呼ばれており、崩壊規模が極めて大きかったのみならず、流下した崩壊土砂の流下経路において15名の犠牲者を出し、また玉竜川に流入堆積した土砂が自然の湖を形成したことでもまれに見る大きな災害であったと認識されている。

地震にともなうこのような大規模な斜面崩壊は、御岳崩れ以外にも我国で過去の幾つかの地震で発生したことが知られており、またペルー国、米国等で発生したことが知られている。しかし、どのような地質構造を持った斜面が、どの程度の地震動の作用によってこのような大規模な崩壊を生じるのか明らかにされておらず、従って崩壊危険度の大きい斜面の判別や、これにともなう必要な事前措置等の考え方は未解明の状態にある。この種の災害は、ひとたび発生すると被害の影響は空間的にも時間的にも多大なものとなること、特に流下土砂の河道への堆積に代表される二次的な影響の大きさや、太平洋岸と日本海側とを結ぶ本州を横断する道路施設への影響等を考えると、地震にともなう大規模な斜面崩壊機構について明らかにしておくことが急務と考えられる。

このため、土木研究所では昭和60～61年度の2か年間を以て、所内の関連研究室が協力してこの課題を解明することとし、重点基礎研究として新たに本課題を設定した。

研究に着手した初年度である昭和60年度には、主として既往の大規模崩壊事例に関する各種の資料を収集し、これを各研究室が担当する分野から分析することとした。

本年度実施した研究内容と成果については次章以下にやや詳しく述べるが、これらを要約すると以下の通りである。

1.1 作用地震動

国内で発生した概ね10%以上の崩壊のうち、地震によると思われる10事例について崩壊誘因として作用したと考えられる地震を既往文献等により特定した。大部分の地震は、内陸で発生した $M=6.6 \sim 7.9$ の範囲の地震であり、震央距離は $\Delta=1.5 \sim 47\text{km}$ の範囲にある。これによる水平最大加速度は、 $A_{\max}=200 \sim 435\text{gal}$ と推定される。また、崩壊斜面の周期特性を考慮した増幅作用の概念を導入することにより、作用地震動と崩壊との関係がより合理的に説明できる見通しを得た。

1.2 地形的特徴

地形図から判読した崩壊事例について、推定崩壊土量、斜面勾配、斜面の断面形状、標高等の要因を分析した。この結果、大規模な崩壊は、尾根の部分よりもむしろ2つの尾根に挟まれた谷に面する斜面で発生していること、崩壊土量の大きい斜面は、比較的緩勾配で 35° 未満であること、急斜面では崩壊土量は比較的小規模であることなどが判明した。

1.3 地質的特徴

崩壊斜面の地質特性に関する分析の結果、マクロには火山岩、中古生層から成る斜面で大規模な崩壊が発生していることを明らかにした。また、詳細検討を行った大谷崩れ、眉山崩れの事例から片理の発生状況等の地質構造の影響が大きいと思われ、風化層厚の推定法の確立と合わせて、今後の整理の必要な事項を明らかにした。

1.4 土質工学的特徴

収集した事例のうち、特に長野県虚空蔵山、新潟県名立崩れについて斜面を構成する土層の土質工学的特性について検討した。このため、現地から土質資料を採取し、三軸圧縮試験ならびに振動三軸試験を実施して、静的ならびに動的なせん断強度を測定した。また、崩壊前の復元地形を推定し、上記のせん断強度を用いて安定解析を実施した。この安定解析にあたっては、信頼性の思想を導入した新しい解析を実施した。この結果、名立崩れと虚空蔵山については、地震動により崩壊信頼性97.7%で崩壊したと考えられることが判かった。

1.5 崩壊土砂の流下機構

収集した事例の崩壊土砂の流下機構についてマクロな検討を加えるとともに、麓崩れ(立山)について地形学的検討を行い、さらに火山噴出物についてせん断試験を実施した。この結果、土砂量の増加によって流動性が大きくなること、崩壊土量と堆積面積の間には $A \propto V^{2/3}$ の関係があること、流下土砂の停止地点のせん断力は、 $0.1 \sim 1.0\text{kg/cm}^2$ であること、立山の麓崩れの崩壊土量については、見直しの必要性があることなどを明らかにした。

2. 作用地震動

2.1 研究方法

地震による崩壊であることが明らかである表-1に示す事例について地震諸元及び崩壊斜面特性を調査した。判明した地震諸元から、地震動観測結果に基づく回帰式を用いて作用地震動を推定した。また地形図判読により崩壊斜面を近似する三角錐を求め、斜面内の地震動の増幅特性について検討し、

2.2 研究結果

2.2.1 対象斜面及び地震・地震動

図-1に大規模崩壊斜面の案内図を示す。過去の大規模斜面崩壊は、主に中部地方から北陸地方にかけての飛騨山脈・飛騨山地及び伊豆半島において発生している。表-1には、大規模崩壊斜面地震諸元及び推定地震動の概要を示す。ここで崩壊土量、基盤地質は既往の文献を参照しており、地震諸元についても関東大地震以前の地震については参考文献1)に依っている。また推定最大加速度を求めるに当っては(1)式及び(2)式を用いた。²⁾³⁾

$$A_{\max}^H = 987.4 \times 10^{0.216M} \times (\Delta + 30)^{-1.218} \quad \text{--- (1)}$$

$$A_{\max}^V = 117.0 \times 10^{0.268M} \times (\Delta + 30)^{-1.190} \quad \text{--- (2)}$$

対象とした大規模斜面崩壊の崩壊土量は $2.7 \times 10^4 \sim 4.1 \times 10^8 \text{ m}^3$ であり、地震の規模は6.6~7.9の範囲である。また崩壊地点までの震央距離は1.5~47km、推定最大加速度は、水平方向について200~435gal、鉛直方向について61~128galとなる。なお歴史地震のマグニチュードについては、その誤差が非常に大きなものであることに注意する必要がある。また(1)式及び(2)式は、岩盤又は岩盤までの洪積層の厚さが10m未満の地点で観測された地震動の最大加速度値を重回帰分析することにより求めたものである。

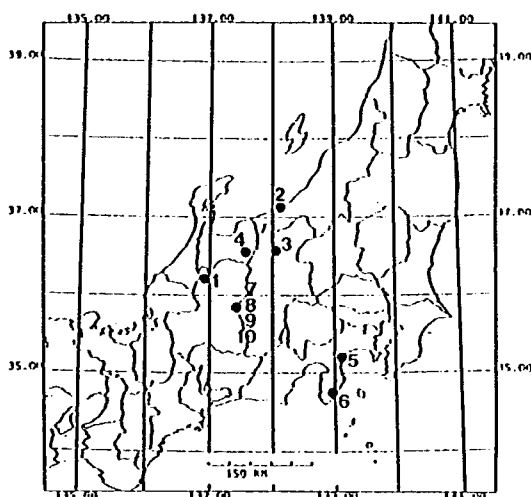


図-1 大規模崩壊斜面案内図

表-1 対象斜面及び地震諸元

No.	斜面崩壊名称	崩壊地所置	崩壊土量 (m^3)	基盤地質	地震諸元						推定最大加速度 (gal)		備考	
					地震名	発生年月日	上緯	東経	震源深さ (km)	震度(M)	震央距離 Δ (km)	水平		鉛直
1	野雲山崩壊	岐阜県 大野原白川村	2.5×10^5	赤松系砂岩類	白山大地震	1586.1.18	36.0°	136.8°	—	7.9	26	373	139	地震諸元は参考文献1)に依る
2	名直崩壊	岐阜県 岐阜市白川町	4×10^5	新第三紀 砂岩、砂岩、砂岩	高山大地震	1731.5.20	37.2°	133.0°	—	6.6	6	335	106	地震諸元は参考文献1)に依る
3	岩倉山崩壊	岐阜県 岐阜市信良町	1×10^{10}	新第三紀 砂岩、砂岩	美濃寺地震	1845.5.8	36.7°	133.2°	—	7.4	17	360	126	地震諸元は参考文献1)に依る 崩壊土量は、崩壊土量、崩壊土量
4	鷲山崩壊	岐阜県 岐阜市白川町	4.1×10^8	新第三紀 砂岩、砂岩	宝珠山地震	1858.4.9	36.1°	137.2°	—	6.9	32	200	64	地震諸元は参考文献1)に依る
5	相模川崩壊	神奈川県 相模原市緑区	3×10^5	中世地質 火砕岩、砂岩	関東大地震	1923.9.1	35.2°	139.3°	—	7.9	47	253	93	地震諸元は参考文献1)に依る
6	伊豆半島崩壊	静岡県 伊豆市	27×10^4	新第三紀 砂岩、砂岩	伊豆半島地震	1773.1.19	34.4°	131.15°	0	7.0	28	233	74	地震諸元は参考文献1)に依る 崩壊土量は、崩壊土量
7	御岳崩壊	長野県 長野市上水町	3.4×10^5	新第三紀 砂岩、砂岩	長野県地震	1884.9.19	35.1°	137.8°	2	6.8	9	335	109	地震諸元は参考文献1)に依る
8	越前崩壊	"	23×10^5	花崗岩、火砕岩	"	"	"	"	"	"	13	335	143	"
9	池越崩壊	"	1.7×10^5	赤松系砂岩類	"	"	"	"	"	"	9	335	109	"
10	御岳山崩壊	"	3×10^5	火砕岩、砂岩	"	"	"	"	"	"	25	419	137	"

2.2.2 斜面を含む尾根の三角錐近似

対象とした大規模崩壊斜面を含む尾根を図-2に示す三角錐ABCDにより近似した。なお葛山崩れ(N0.4)及び根府川崩れ(N0.5)については、崩壊が2つ以上の尾根にわたって発生していることから、近似についても2つの尾根を対象とした。表-2に三角錐ABCDの諸元を示す。ℓ及びwはAB及びCDの水平面への投影長であり、hはABの鉛直面への投影長である。ℓ、h、wはそれぞれ920~3630m、

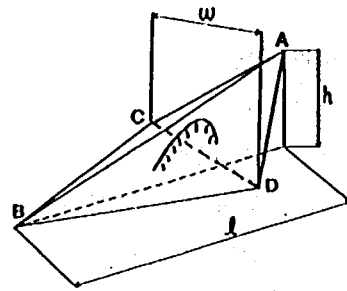


図-2 尾根の三角錐近似

表-2 三角錐近似した尾根諸元

No.	ℓ(m)	h(m)	w(m)	tan α	α(°)	Vs(%)	I ₀
1	1670	870	960	28°	0.57	2000	0.39
2	1830	320	2490	10°	1.36	700	0.058
3	2500	400	2340	9°	0.94	700	0.098
4	3630	920	2730	14°	0.75	3500	0.054
5	3000	1180	1650	21°	0.55	3500	0.24
6	2200	380	900	10°	0.41	1200	0.13
7	3000	550	880	10°	0.29	1200	0.29
8	1050	270	700	14°	0.67	1200	0.087
9	1850	820	800	24°	0.43	1000	0.84
10	1040	250	750	14°	0.72	2000	0.042
11	920	200	540	12°	0.59	2000	0.037
12	1800	300	970	9°	0.54	1000	0.073

200~1180m、540~2730mとなり、ABの傾斜は9~28°、w/ℓは0.29~1.36の範囲となっている。

2.2.3 作用地震動に関する検討

対象とした事例についてマグニチュードと震央距離の関係を整理した結果を図-3に示す。この図よりマグニチュードが小さい地震ほど震央近傍のみで大規模斜面崩壊が発生しており、その限界線は(3)式で表わされる。

$$\Delta = 10^{-13.9 + 2.22M} \quad (3)$$

次に尾根形状による地震動の増幅特性を予備検討するために、(4)式で表わされるパラメーターIを導入した。

$$I = h^2 / V_s \cdot w \quad (4)$$

ここでV_sは基盤岩のせん断波速度(m/sec)の推定値であり、パラメーターIは三角錐近似した尾根の固有周期に比例する量である。表-2にV_s及びIの値を、また図-4に各事例の震央距離とパラメーターIの関係を示す。この図より御岳崩れ(N0.7)を除いて震央距離の小さい事例のIの値すなわち尾根の固有周期は小さくなっており、震央距離が大きくなるにつれ尾根の固有周期の上限値は大きくなっている。図中の限界線は次式で表わされる。

$$I = 0.28 \log \Delta \quad (5)$$

2.3 今後の問題点

今後、震央距離による地震動の卓越周期の変化とパラメーターIの関係について検討を行うとともに斜面内における地震動の増幅特性について解析的、実験的に検討を行ってゆく予定である。

(担当: 振動研究室)

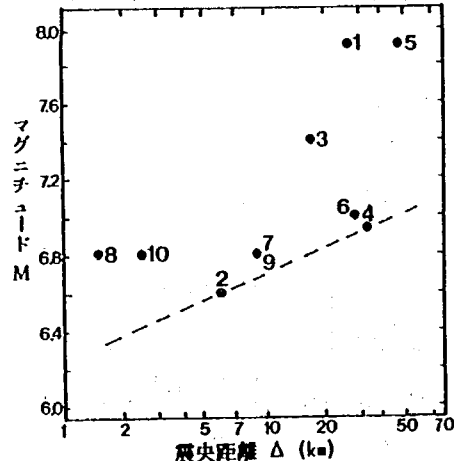


図-3 崩壊斜面のM~Δ関係

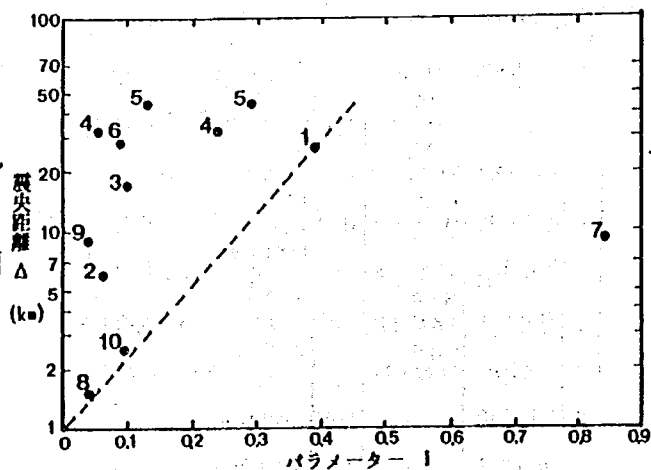


図-4 Δ~I 関係

3. 地形的特徴

3. 1 研究方法

本年度は、調査対象となる大規模な崩壊（ここでは、崩壊土量 10^5 m^3 以上）を地震を原因とするもののみに限定せず、全国的な視点で大規模崩壊の発生の際の条件、特に地形的特徴を検討した。

日本全国の縮尺2万5千分の1地形図（国土地理院発行）の読図によって崩壊規模（土量）が 10^5 m^3 以上の大規模な崩壊地の抽出を試みた。また、崩壊発生に係わる要因（特に素因）に注目して地域的特性を明確にするため、起伏（標高）、地質構造、火山の分布、侵食小起伏面の分布および活断層の分布という属性を取り上げて検討し、主に地質構造に着目して頻発地域を5タイプに分類した。

次に、日本全域の崩壊規模 10^5 m^3 以上の大規模崩壊地のうち基本的に規模の大きなものから184個のサンプル崩壊地を抽出し、崩壊地内部の面積、平均崩壊深、体積、崩壊頂部標高、崩壊部の比高奥行きおよび崩壊地周辺斜面の平均斜面勾配、斜面横断形、斜面縦断形を測定・判読し、崩壊タイプおよび崩壊土量と地形要素との関係を検討した。

3. 2 研究結果

抽出された崩壊土量 10^5 m^3 以上の大規模崩壊は、 10^5 オーダーのものが484箇所、 10^6 が57箇所さらに 10^7 以上が28箇所である。これらの崩壊位置を全国図にプロットして作成した大規模崩壊分布図によると、17箇所の大規模崩壊頻発地域が抽出され、地理的分布にはかなりの地域的特性が認められた。そこで、主に地質構造との関連で頻発地域のタイプを以下の5タイプ分類した。

タイプ1：グリーンタフ地帯の第三紀火山岩分類からなり、標高は総じて1000m以下である。活断層の分布密度は疎であるが数段の水準に小起伏面が多く分布する。

タイプ2：第四紀火山地域で安山岩と火山碎屑物が互層を成す火山斜面である。標高は800m～2000mまでに達し、活断層はあまり多くは分布しない。

タイプ3：中世代後期～古第三紀の濃飛流紋岩の分布域で、密な節理系が発達する地域である。標高は1500～2000mに達し、第四紀の隆起の活発な地域の一つで活断層も密に分布する。

タイプ4：西南日本外帯の中世代～古第四紀の四万十帯を中心に一部三波川（結晶片岩類）帯でトッブリング等を起こしやすい地質構造がよく発達する。標高は800～1500m、時に2000mを越える箇所もみられる。活断層の分布密度は中～密である。また、標高800～1500mの水準に小起伏面が多く発達し、河谷斜面で崩壊が多発している。

タイプ5：古期岩類（主に古生代）に属する花崗岩類や堆積岩類から成る地域で標高2000m以上に達する我が国でも隆起量の最も大きな地域である。活断層も密に分布する。

全国的に見ると各地に分布する第四紀火山帯地域で 10^5 m^3 以上の大規模崩壊が頻発している。ただし、近畿、中国、四国地方には大規模崩壊が頻発する火山帯は存在しない。地域的に見ると東北日本では日本海側に広がるグリーンタフ地域、中部日本では第四紀隆起量が大きく現在の起伏も最も大きい中部山岳地帯を中心に、また、西南日本では外帯に属する四万十帯等の堆積岩類地域で大規模な崩壊が頻

発しているということができる。

次に、184箇所のサンプル崩壊地を対象とした地形解析により以下のことが明らかになった。

1) 10^5 、 10^6 および 10^7 m^3 以上の各崩壊土量ランク別に崩壊頻発域の斜面高と斜面勾配を整理すると各々、 10^5 ランクで 200～700m、 $20\sim35^\circ$ 、 10^6 ランクで 300～900m、 $20\sim30^\circ$ 、 10^7 以上ランクで 500～1000m、 20° 前後となった。つまり、崩壊規模が大きい程、崩壊が発生する斜面の斜面高は長大で勾配は逆に小さくても起こり得る傾向が認められた。

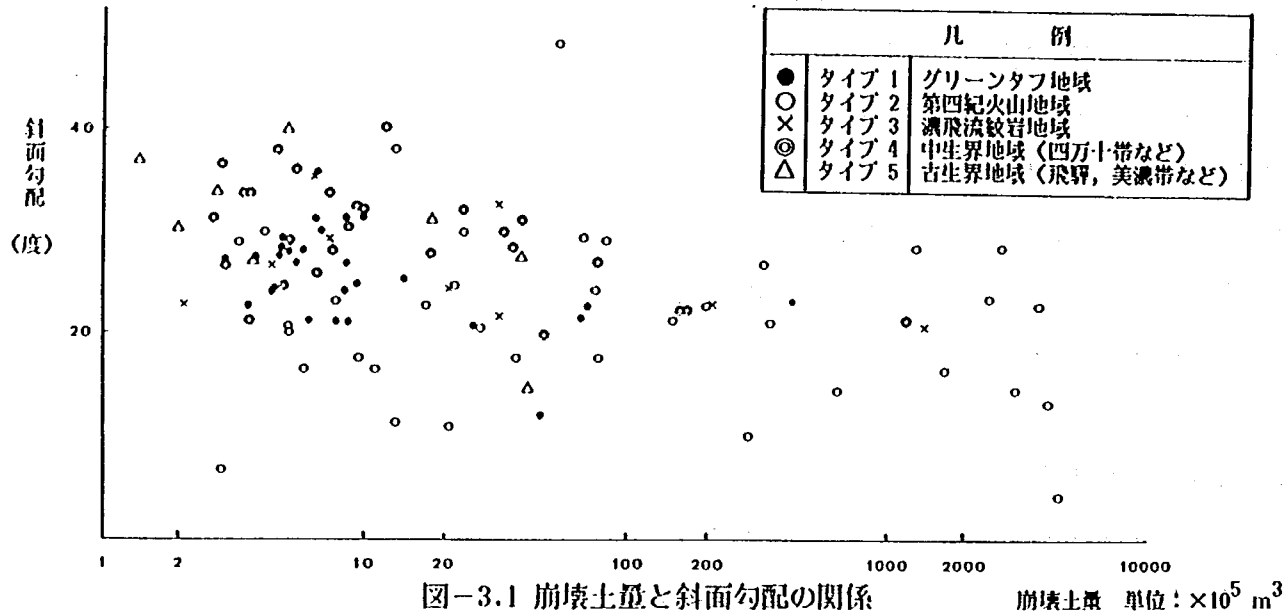


図-3.1 崩壊土量と斜面勾配の関係

崩壊土量 単位: $\times 10^5 \text{ m}^3$

2) 崩壊土量と崩壊が発生した斜面の勾配との関係を図-3.1 に示す。まず、大規模崩壊頻発地域のタイプ別に斜面勾配の分布を見ると、タイプ2の第四紀火山地域の場合は 20° 前後の斜面で大規模崩壊が多発している。また、非火山地域では、崩壊土量大きい程、斜面勾配が小さくなる傾向が認められる。各タイプ別に崩壊土量の頻度分布を見ると土量がタイプ1のグリーンタフ地域では 10^7 m^3 を越える大規模な崩壊は少なく、大半が 10^5 m^3 規模である。タイプ5の古生界地域およびタイプ4の中生界(四万十帯)地域も同様に 10^5 もしくは 10^6 程度の規模が多い。タイプ3の濃飛流紋岩地域では 10^7 m^3 を越す大規模な崩壊もあるが頻度は低い。タイプ2の火山地域では、 10^7 m^3 を越す大規模な崩壊の頻度が相対的に高い。 10^5 m^3 以上の崩壊箇所数は火山、非火山区分でほぼ同数であるが、両者の分布面積を考えると火山地域では著しく高い頻度を示すことになる。

3) 大規模崩壊が発生しやすい斜面形状を見ると、全体的には縦断形で凸型、横断形で谷型の斜面が多い。ただし、火山地域では縦断形で凹型、横断形で直線型の斜面も多く認められる。また、火山での崩壊は山頂火口丘や熔岩円頂丘など山体頭部全体や山頂付近の緩傾斜部を越えて発生している事例が多く、この場合、基本的に斜面形状とは無関係である。

3.3 今後の問題点

第四紀火山地域での大規模崩壊には温泉変質作用の影響が、また、非火山地域ではシーディングとかトップリングといった特有の地質構造の影響が大きいと考えられる。したがって、地形条件のみならず地質条件を同時に考慮することが必要となる。

(担当：急傾斜地崩壊研究室)

4. 地質的特徴

表4.1は地震による大規模崩壊を文献調査によりとりまとめたものである。大規模崩壊は地域的にみると中部地方が多く、地質的には中生代層、古第三紀層等の古期堆積岩類ならびに第四紀火山岩類に多い。大規模崩壊は、地質構造が重要な要因の一つとみられるが、ここでは古期堆積岩類から大谷崩れ、第四紀火山岩類から眉山大崩壊を選び現地調査および空中写真判読を実施し地質的要因について検討を行った。

4. 1 大谷崩れ

大谷崩れは安倍川源流部の幅 1.8 kmに達する大崩壊(図4.1、2)である。地形的にみると標高1800m付近に発達する山頂緩斜面に当たる部分が崩壊したものである。山頂緩斜面には崩壊の前駆現象と考えられる円弧状の地割れ地形があり段差を生じている。崩壊の北東部(中央部)では、緩斜面はほとんど崩壊し、隣の早川流域まで達している。北西と南東部は、緩斜面が残されさらに崩壊が進む恐れがある。大谷崩れは、一つの巨大崩壊とみるより、いくつかの崩壊の集合とみられ、地震、豪雨等で遂次崩壊を繰り返し、巨大化していったものとみられる。地質的にみると、瀬戸川帯に当り、しゅう曲し破碎され節理の発達した砂岩と、片理の発達した粘板岩よりなる。地層は、傾斜40~60°NまたはSを示す。滑落崖をみると地層がクリープし岩盤の緩みと深層風化を生じている。このような高標高部の緩斜面が急激な浸食によって不安定となり、大規模崩壊が生じるものとみられる。

表 4.1 我が国の地震による大規模崩壊の事例

名称等	位置	地質	崩壊規模	崩壊原因	発生年
1 大谷崩れ	静岡県安倍川	古第三紀層	1.2億m ³	地震、降雨	1530~?
2 赤崩れ	静岡県大井川	?	?	?	?
3 神皇山	岐阜県庄川	堆積層灰岩	0.45億m ³	地震	1586
4 安曇川町崩壊	長野県安曇川	中生代層	?	?	1662
5 加太木崩れ	高知県佐賀川	古第三紀層	300万m ³	?	1746
6 名立崩れ	新潟県西頸城	新第三紀層	?	高田地震	1751
7 眉山	長崎県高瀬	第四紀堆積物	1.1億m ³	地震、火山活動	1792
8 茶臼山地滑り	長野市	新第三紀層	900万m ³	崩壊寺地震、降雨	1847?
9 高山崩れ	富山県立山	第四紀成層火山	4.1億m ³	尾山川新層地震	1858
10 板谷川	神奈川県板谷川	第四紀火山砂礫物	?	関東地震	1923
11 釜之助	福井県手取川	第四紀成層火山	?	北陸道地震	1961
12 打候川	九頭川	新第三紀火山砂礫物	5~10万m ³	?	?
13 えびの地区	宮崎県えびの	第四紀火山砂礫物	?	えびの地震	1968
14 八戸地区崩壊	青森県八戸	?	?	十勝沖地震、降雨	1968
15 奥高入谷崩壊	静岡県伊豆	第四紀火山砂礫物	10万m ³	伊豆大島近海地震	1978
16 御岳崩壊	長野県	第四紀成層火山	3600万m ³	長野県西部地震	1984
17 松越崩壊	?	第四紀火山砂礫物	29万m ³	?	?
18 滝越崩壊	長野県	第四紀成層火山	15万m ³	?	?
19 御岳高原	?	?	10万m ³	?	?



図 4.1 大谷崩れ周辺地形判読図



図 4.2 大谷崩れ周辺地質図

4. 2 眉山大崩壊

眉山は石英安山岩質の熔岩円頂丘で、1792年に図4.3、4に示すような大崩壊を生じ、島原、対岸の熊本において大災害をもたらしたものである。崩壊誘因は、最近の研究では地震、火山活動の複合と考えられている(太田1984)。崩壊土量は1~1.5億 m^3 とみられ、図4.3のように眉山に向かって入込んでいた海面を埋め、さらに3×3km程度にわたって海底を埋めた。海域部の堆積物の厚さは10m程度とみられるから、崩壊土量のほとんどは海域に達したものとみられる。地質的には、眉山は、変質を被った場合を除いて、元来大規模崩壊をしにくいとみられる熔岩円頂丘であるが、この熔岩は、石英、長石の粗粒な斑晶を含むやや間隙率の高い岩質で、熔岩の貫入運動と断層運動によるとみられる細かい単位の破碎によって全体が破碎岩状を呈している。これを図4.4に示すように厚い旧崖錐が被覆し、破碎された熔岩とともに厚い不安定な岩層が形成され、火山活動に関連した間隙水圧の上昇と、地震により大崩壊を生じたものとみられる。

大規模崩壊の地質的要因は、中小規模の降雨や地震等の外力では、崩壊しないようなある程度の強度と広がりをもった深部の弱層の存在がポイントと思われる。中古生層、古第三紀等の古期堆積岩の深層風化・緩みの状況、第四紀火山の深部の破碎岩、埋没風化層、火山灰層等の分布の把握が重要と思われ、これらの調査法を含めさらに検討を行

いたい。(担当：地質研究室)

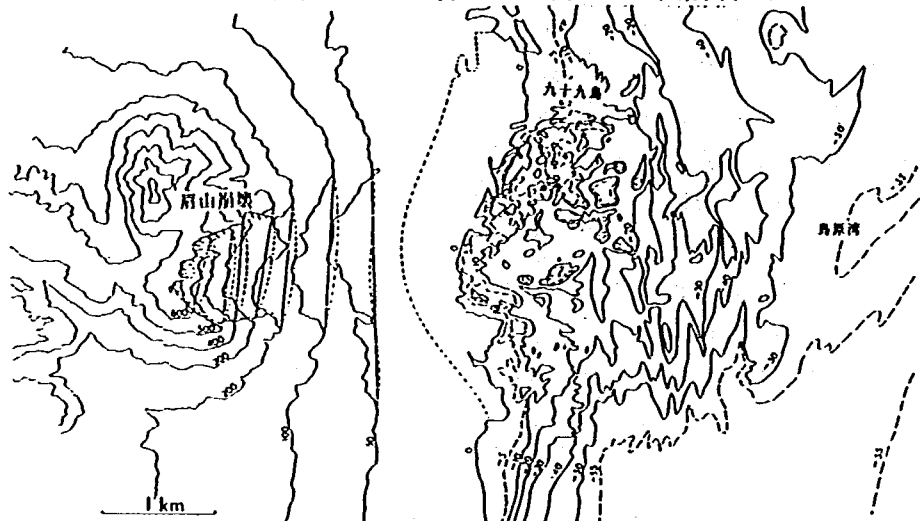


図 4.3 崩壊地形状況 (破線は崩壊前の復元、旧汀線は太田(1969)による)

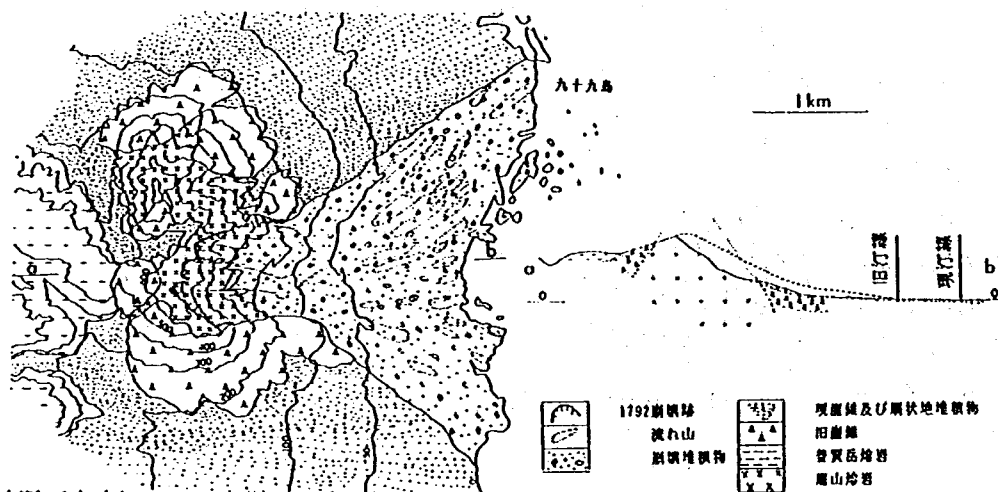


図 4.4 眉山崩壊の地形、地質状況

5. 土質工学的特徴

5.1 研究方法

地震による大規模崩壊のメカニズムを明らかにし、その危険箇所を推定する為の基礎資料を得るために過去の地震により崩壊した斜面を文献解析により抽出した上で、地形・地質調査や現地リニアリング試料を用いた土質試験を実施し、崩壊の要因を検討する。また、これらの調査試験結果をもとに崩壊前斜面を推定したモデル斜面および推定すべり面を用いて安定解析を行なった。今年度は抽出した崩壊箇所の中でも比較的文献資料の整っている長野市虚空蔵山の崩壊について検討を行った。

5.2 研究結果

1) 長野市虚空蔵山崩壊における地震の概要と地形・地質

虚空蔵山の崩壊は、1847年の善光寺地震($M=7.4$, 長野市一帯では震度Ⅶの地震)が生じた。高橋¹⁾によれば、その時の崩壊土砂は犀川を堰止めた分だけでも8百万 m^3 に及ぶと推定されている。実際には、これ以上のものが移動したと考えられる。現在、この地区には、1847年の崩壊時にできた湧池(図5-1中央)が存在し地下水の豊富なことが知られるが、現在もこの湧池東側には移動中の地すべりブロックが存在する。図5-2には、A-A'測線に沿った地質縦断面図が示してあるが、これからは明確な滑落崖が見い出される。現地調査によれば、地質層序は上から凝灰角礫岩、砂岩そして再び凝灰角礫岩と推定されるが、図5-2中湧池右側には、凝灰角礫岩や安山岩が分布しており、これは移動土塊を構成しているものと思われる。崩壊地の南側にある露頭を調査すれば、砂岩層の走向傾斜は $N48^{\circ}E \sim N38^{\circ}E$, $23^{\circ}NW \sim 29^{\circ}NW$ 程度であるが、崩壊地下端の犀川右岸では一部受け盤となっていた。また、犀川左岸(図5-2の左側)でも広い範囲で砂岩が見受けられた。史料²⁾によればこの左岸については移動土塊が乗り上げたものとも考えられる。地質構成から考えると、砂岩層がすべり面となった可能性が強く、古谷²⁾が述べているように崩壊発生メカニズムはこの砂岩層の走向傾斜(流れ盤)に支配されたと考えられる。

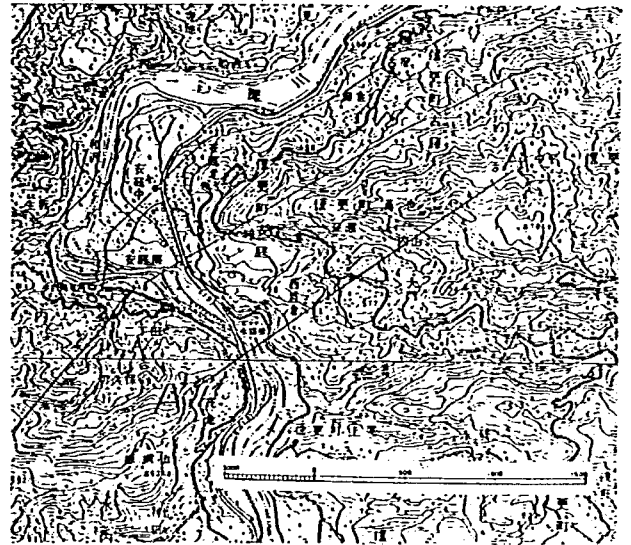


図5-1 虚空蔵山平面図及び安定計算測線

2) 土質試験と安定解析

上述した砂岩を現場で採取し、三軸試験(Cu試験および振動三軸試験)を実施した。Cu試験の結果は、 $C = 2.6 \text{ t/m}^2$, $\phi = 21.5^{\circ}$ となった。粒度分布についても、粒径加積曲線10%通過粒径が、 0.018 mm , 98%通過粒径が 2.0 mm と液状化し易いものとなっている。振動三軸試験は、拘束圧 1.0 Kg/cm^2 かつ最大密度について液状化試験を実施した。結果は、繰り返し回数20回の5%両振幅ひずみ応力比 $R \div 0.34$ で、標準砂の $R \div 0.2$ と比べれば液状化に対する抵抗力は強いと考え得る。しかも、すべり面としては崩壊土量等から考えると深いものが推定されるので、地震動はすべり面付近では小さく液状化した可能性は小さいと思われる。

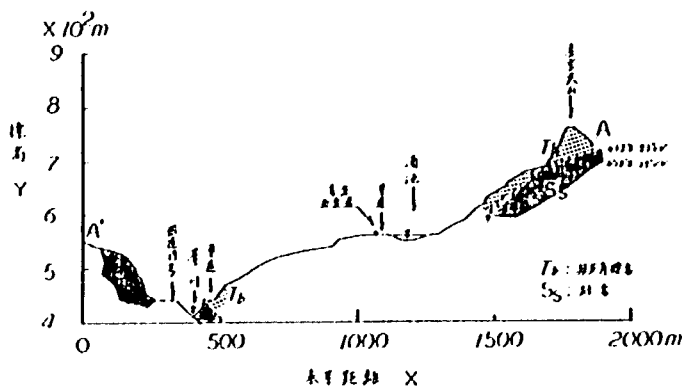


図5-2 虚空蔵山崩壊地質概断面図 (A-A'断面)

次に上記の上質強度を用いて安定計算を行うが、旧地山の復元に際しては現在の横断面と崩壊土量等により図5-3, 図5-4のようなモデルを得た。図5-3(b)の断面が崩壊したものとして簡便法により全応力解析を実施したが、すべり面震度は気象庁震度Ⅶと平均深度より応力低減分を考慮し ($1-0.015 \times \bar{y} = 1-0.015 \times 2.2 = 0.967$ 、地震震度の約0.067倍)、約0.0547~0.157と見積もられるのでこの値を用いた。また、虚空蔵山は震源から10Km以上離れているので水平震度のみを使った。

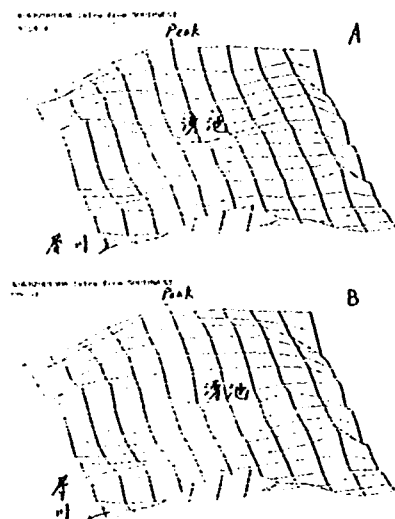


図5-4 復元斜面の鳥瞰図 (A: 現在, B: 復元, 正面)

今後、動的な強度ならびに地震応答解析の検討も考え得る。さらに、崩壊斜面は二次元的不是な場合多く、三次元安定解析についても、二次元解析との比較の意味が必要と思われる。以後、他の崩壊地についても同様な調査を実施し、崩壊メカニズムの特徴を把握することに努めたい。

(担当: 地すべり研究室)

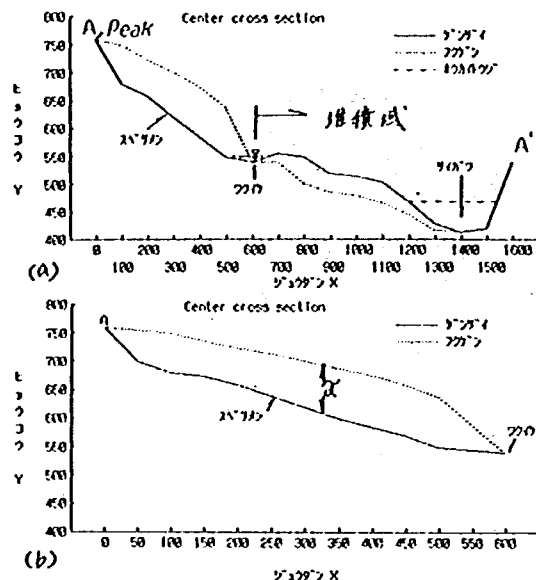


図5-3 復元横断面図 (堆積域含む: (a), 崩壊源頭部のみ: (b))

計算結果は安全率 $\bar{F}_s \approx 1.05$ と低い。さらに次式を用いて崩壊信頼性解析³⁾も行った。

$$\bar{F}_{sc} = -1 \pm \sqrt{1 - (B^2 V_R^2 - 1)(B^2 V_0^2 - 1) / (B^2 V_R^2 - 1)} \dots (1)$$

$\bar{F}_{sc}$: 信頼性B時の限界安全率 ($V_R = V_0 = 0$ の時は1), V_R, V_0 : 抵抗力と滑動力の変動係数。今、 $B=2$ すなわち崩壊確率97.7% と考え、前述のすべり面震度を上下限とする震度確率密度関数が正規分布に従うとすれば、 $\bar{F}_{sc} \approx 0.941$ となる。一方、この時の平均安全率 $\bar{F}_s$ は $\bar{F}_s \approx 0.915 < \bar{F}_{sc}$ となり崩壊する結果となる。ちなみに、震度0時の復元斜面の安全率は約1.25である。

5.3 今後の問題点

上述のように過去の地震で生じた大崩壊のうち特に長野市虚空蔵山について土質工学的側面から検討して来た。ここでは、すべり面が砂岩層と目されることにより、動的特性として液状化に着目したが

6. 崩壊土砂の流下機構に関する検討

6. 1. 研究方法

昭和59年9月の長野県西部地震に伴って発生した御岳崩れは、大規模崩壊の研究を盛んにするきっかけとなった。この分野の研究では、Hsu¹⁾による崩壊土砂量が増加すると等価摩擦係数（流下高度差／流下水平距離）が減少するという研究や、UI²⁾の火山性山地の崩壊の方が非火山性の崩壊よりも流動しやすいという報告などがある。ここでは、大規模崩壊土砂の流動について、とくに影響範囲を推定する手法を得ることを最終の目標として行なっている資料整理の結果と、予備的な土質試験結果を報告する。

6. 2. 研究結果

日本国内の大規模崩壊として、磐梯山、御岳、北八ヶ岳、稗田山他計12例、外国のものとして、Sherman, Hope他計14事例に関する資料を集めさらにUI²⁾より火山性13、非火山性22を加え検討した。

(1) 崩壊土砂量と等価摩擦係数・・・・・・（図-6・1）

土砂量の増加とともにH/Lが減少し、 10^8 m^3 以上では0.12程度になる火山性のものは非火山性に比べて規模が大きく等価摩擦係数も小さくなる傾向がある。0は御岳、H/Lが最も小さいのはセントヘレンズ山（MSH）である。

(2) 流下区間の地形の影響・・・・・・（図-6・2）

崩壊土砂が流れをせき止めたもの、斜面を流下したもの、谷中を流下したものの順に流下距離が長くなる傾向が見られる。

(3) 流下距離と流下高度差・・・・・・（図-6・3）

図-6・1の関係を比をとらずに現わしたもので、火山性の崩壊に規模の大きいものが多いことがわかる。

(4) 崩壊土砂量と堆積面積・・・・・・（図-6・4）

2. 3の事例を除けば比較的強い相関が見られ

$A = 1.0 V^{0.3}$ と表わされる

ここで、A；堆積面積（ m^2 ）、

V；崩壊土砂量（ m^3 ）である。

(5) 堆積点勾配と流下距離の

関係・・・（図-6・5）

大規模崩壊土砂の堆積勾配は

ほとんど8度以下にある一般の図-6・3 流下距離と流下高度差

山腹崩壊と土石流の例を同じ図にプロットすると、流下距離の増加とともに堆積勾配が連続的に減少するように見える。

(6) 堆積土砂の厚さと堆砂面の勾配の関係・・・（図-6・6）

堆積土砂の厚さ（D）を堆砂面の勾配に対してプロットすると図-6・6のようになる。土砂の単位体積重量

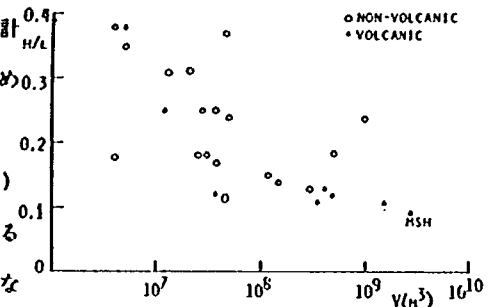


図-6・1 崩壊土砂量と等価摩擦係数

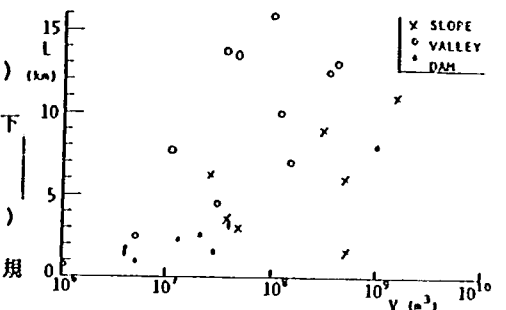


図-6・2 流下距離に対する流下区間地形の影響

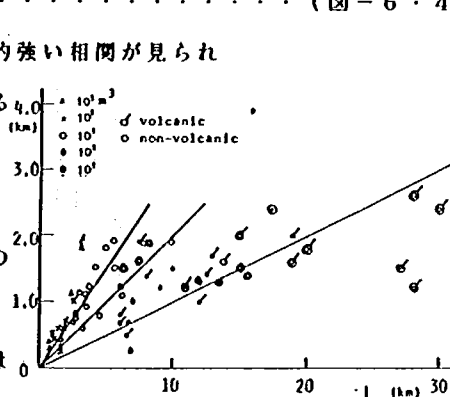


図-6・3 流下距離と流下高度差

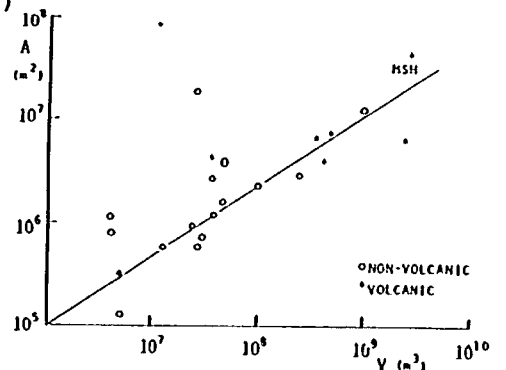


図-6・4 崩壊土砂量と堆積面積

(γ)を 1.5 ton/m^3 とすると、底面でのせん断力 $\gamma D \sin \theta$ の値は、
 図中に示したように、 $0.1 \sim 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の範囲にばらついている。

(7) 堆積土砂面の勾配分布 (図-6・7)

山腹崩壊³⁾、土石流⁹⁾と比較して大規模崩壊の堆積土砂面の勾配分布を示すと図-6・7のようになり、大規模崩壊は土石流の分布とよく似ている。

6. 2. 2. 火山噴出物の初期強度と残留強度の測定例

前節で大規模崩壊土砂の流動について、流動した結果の資料を整理したが、そのようなマクロな研究には限界があるように思える。そこで一つの試みとして、火山噴出物の例である西茨城郡二宮町の鹿沼軽石層を採取し、乱した材料と乱さない材料で圧密排水一面せん断試験を実施した。単位体積重量 0.416 g/cm^3 、自然含水比68.5%であった。試験の結果は、乱した材料で $C = 0.47 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 16^\circ$ に対し、乱さない試料の最初のせん断では $C = 0.25 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi = 33^\circ$ で、せん断をくり返すと $C \approx 0.20 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi \approx 0^\circ$ とせん断抵抗力は減少した。崩壊発生に対して初期の強度を用い、崩壊発生後の流動には残留強度を使用すれば、前述の小さな等価摩擦係数はある程度説明される。しかし、規模との関係については規模が大きいほど崩壊土砂底面で強いせん断力が生じ早く摩擦抵抗力が減少する程度の説明しかできない。また、せん断面近傍の含水比の変化にも着目する必要がある。

6. 3. 今後の問題点

別に崩壊土砂の運動機構について既往研究の資料整理をしており土砂・水混合物の物性の研究と合わせて60年度整理したマクロな傾向を説明する方向で研究を進める。(担当：砂防研究室)

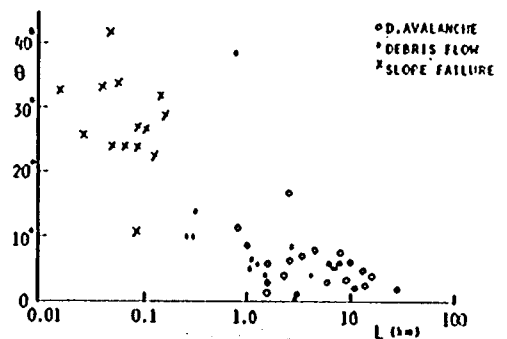


図-6・5 堆積地点勾配と流下距離

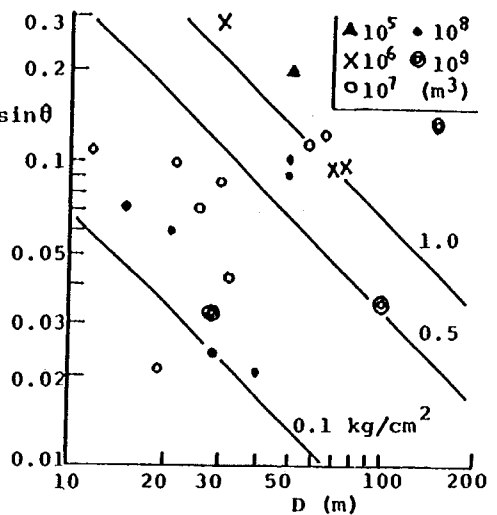


図-6・6 堆積土砂の厚さと堆砂面の勾配

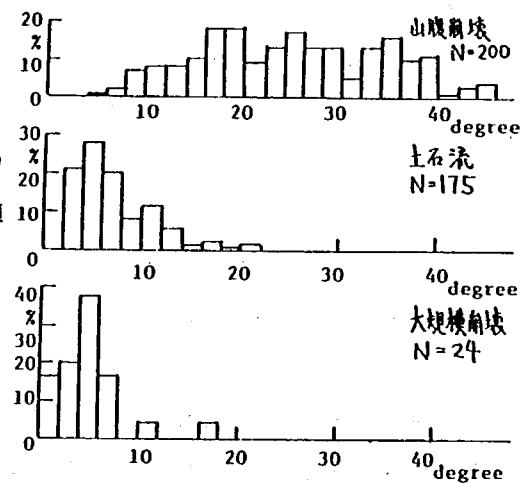


図-6・7 堆積土砂面の勾配分布

7. 参考文献

第1章

- 1) 長岡正利, 星埜由尚, 武井良道, 市川清次, 斉藤文男: 長野県西部地震による伝上川上流大規模崩壊の地形特性と発生条件, 天然資源の開発利用に関する日米会議(U J N R)耐風・耐震構造専門部会, 第17回合同部会, 1985.5・筑波

第2章

- 1) 宇佐美龍夫: 日本被害地震総覧, 東京大学出版会, 1975
- 2) 建設省土木研究所: 最大地震動および地震応答スペクトルの推定法(その4), 土木研究所資料, 第1993号, 1983.3
- 3) 建設省土木研究所: 最大地震動および地震応答スペクトルの推定法(その6), 土木研究所資料, 第2038号, 1983.12

第3章

- 1) 古谷尊彦他: 地震に伴う歴史的な大崩壊の地形解析, 京大防災研年報, Vol.27 B-1, P.387-396, 1984
- 2) 奥田節夫: 歴史的記録からみた大崩壊の土石堆積状態の特性, 京大防災研年報, Vol.27 B-1, P.353-367, 1984
- 3) 小橋澄治他: 地すべり・崩壊・土石流 — その予測と対策 —, 鹿島出版会, P.28-64, 1980
- 4) 宇井忠英: 巨大崩壊, 地球, Vol.7, No.8, P.364-368, 1985
- 5) Hsu, K.J.: Catastrophic Debris Streams Generated by Rockfalls, Geological Society of America Bulletin 86, pp.129-140, 1975

第4章

- 1) 太田一也: 雲山火山, 長崎県, 1984
- 2) 武内達夫, 堤博志: 大谷崩, 新砂防, 38-3, 1985
- 3) 平野勇: 大井川中流域の斜面崩壊と地質構造, 応用地質学会研究発表会予稿集, 1981
- 4) 平野昌繁: 空中写真でみる地形災害, 京大防災研年報, 24-B-1, 1981
- 5) 古谷尊彦: 1792年(寛政4年)の眉山大崩壊の地形的一考察, 京大防災研年報, 17-B, 1973

第5章

- 1) 高橋和太郎: 弘化4年善光寺地震の岩倉山崩について, 長野第49号, 長野市郷土研究会, 1973
- 2) 古谷尊彦他: 地震に伴う歴史的な大崩壊の地形解析, 京大防災研年報, Vol.27 B-1, P.387-396, 1984
- 3) R.V. Whitman: Evaluating calculated risk in geotechnical engineering, Proc. ASCE GT110 N02, 1984

第6章

- 1) Hsu, K.J.: Catastrophic Debris Streams Generated by Rockfalls, Geological Society of America Bulletin 86, pp.129-140, 1975
- 2) Ul, T.: Volcanic dry avalanche deposits—Identification on comparison with non-volcanic debris stream deposits, Journal of Volcanology and Geothermal Research, 18 pp.135-150, 1983
- 3) 池田和彦: 崩壊地堆積物斜面の安定, 鉄道技術研究報告 No.742, 1971
- 4) 池谷浩, 水山高久: 土石流の流動と堆積に関する研究, 土木研究所報告 第157号, 1982

(17) 施設整備費

1. 高精度振動三軸試験装置製作

振動研究室

1. まえがき

現在、土の動的強度特性を調べるのには、振動三軸試験機やねじりせん断試験機などが用いられているが、多くの試験機は大きな拘束圧下での試験は、精度良く試験できるものの、模型振動実験に用いられる土質試料のように、低拘束圧下での試験をより精度良く試験するためには、低拘束圧用の試験機が必要である。これは、模型内部の土や地表面付近の地盤の状態を再現するには、 0.1kgf/cm^2 程度での試験が必要となり、これらを精度良く試験するためには、高精度の検出器と制御装置が必要となる。

そこで今年度、行政部費施設整備費により低拘束圧用の高精度振動三軸試験装置を製作した。

2. 試験装置の概要

今回製作した高精度振動三軸試験装置は、低拘束圧下での強度試験および変形特性試験が行えるよう検出器等を配置した。本試験装置は、空圧制御装置、載荷装置および載荷制御装置、計測装置等より構成されている。写真-1、2に、本試験装置および三軸室を示す。また、表-1には本試験装置の主要諸元を示す。

表-1 高精度振動三軸試験装置の主要諸元

項 目	主 要 諸 元
垂直荷重載荷装置	構 造 : 載荷点移動式三連構造 載荷フレームの耐荷重容量 : $\pm 1000\text{ kgf}$ 制御方式 : 電気・油圧サーボ制御方式による荷重あるいは変位制御 最大載荷力 : $\pm 100\text{ kgf}$ 最大載荷振幅 : $\pm 50\text{ mm}$ 最大載荷速度 : $\pm 20\text{ cm/sec}$ (100 kgf 載荷時において) 載荷周波数範囲 : $DC \sim 10\text{ Hz}$
空気・水系装置	横圧容量 : 4 kgf/cm^2 背圧容量 : 2 kgf/cm^2 横圧、背圧制御可能最小値 : 0.005 kgf/cm^2
三 軸 室	構 造 : 透明アクリル樹脂円筒
検 出 器	垂直荷重計 : $\pm 100\text{ kgf}$ 1台, $\pm 20\text{ kgf}$ 3台 垂直変位計 : 50 mm 1台, 25 mm 3台, 2 mm 6台 間隙水圧計 : 5 kgf/cm^2 3台 有効拘束圧計 : 5 kgf/cm^2 3台 排水量計 : 50 ml 3台
供 試 体 寸 法	$\phi 50 \times 100\text{ mm}$ $\phi 70 \times 140\text{ mm}$ $\phi 75 \times 150\text{ mm}$ $\phi 85 \times 170\text{ mm}$



写真-1 高精度振動三軸試験装置

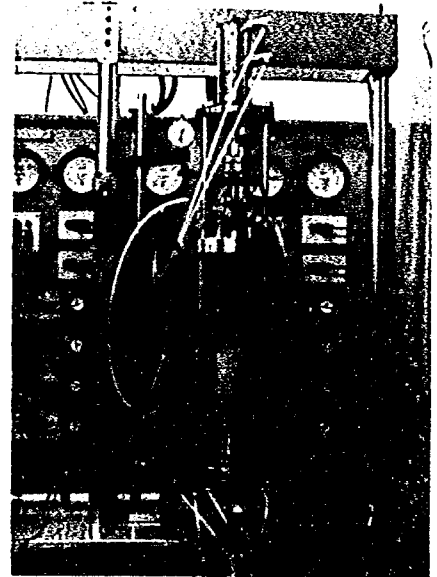


写真-2 高精度振動三軸試験装置
の三軸室

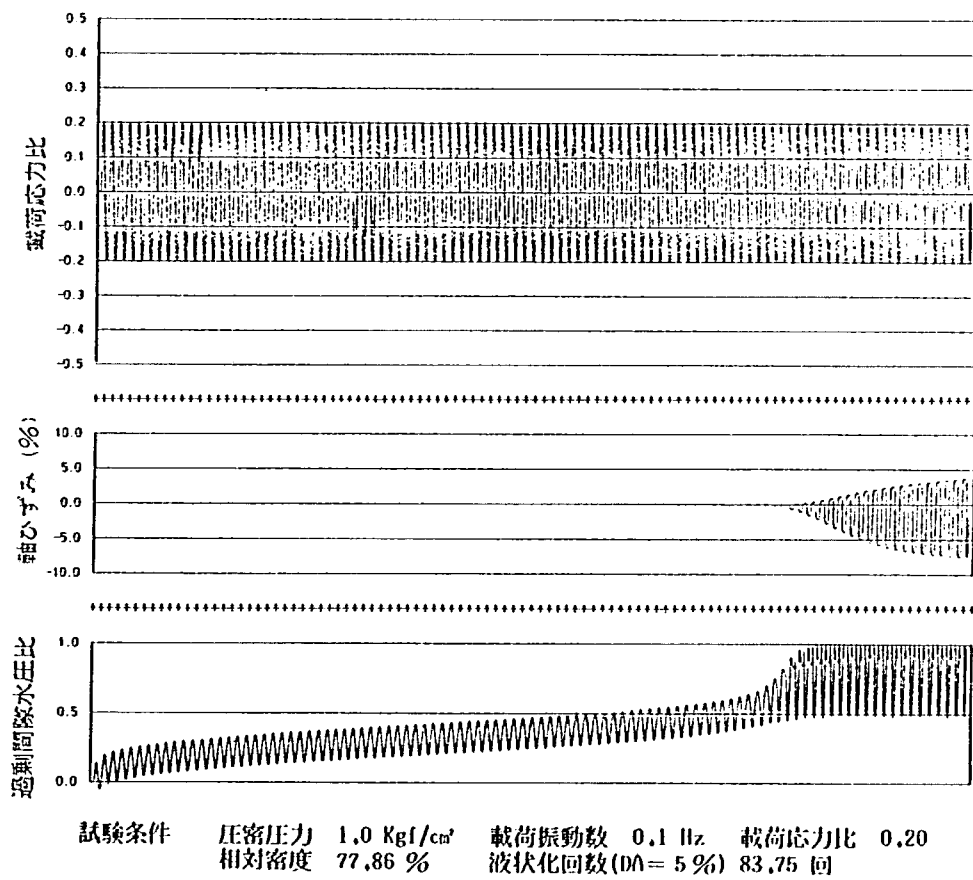


図-1 実験結果例

2. 振動実験データ収録装置の整備

振動研究室

1. まえがき

1983年日本海中部地震及び1984年長野県西部地震等の地震により各種の土木構造物が被害を受けている。これらの被害の防除および軽減のためには、大型振動台を用いた模型振動実験を行うことは不可欠である。鉛直地震動の影響を考慮した構造物模型、地盤の液化化実験、地盤と構造物の相互作用の実験などでは、多くのデータを同一精度で計測および収録することが必要であり、このために本年度、行政部費施設整備費により振動実験データ収録装置の整備を行った。

2. 装置の概要

本装置は、模型振動実験において得られる多くの計測器からの出力を、記録可能な大きさまで増幅するための増幅装置と、これからの出力をデータ処理が容易に行えるようにディジタル値に交換し磁気テープ上に記録するためのデータ収録装置とから構成され、記録されたデータの一次処理を行うことが可能なシステムである。

本装置のブロック図を図-1に、概略の仕様を表-1に示す。本装置は、ひずみゲージタイプの検出器（加速度計、変位計、水圧計、ひずみ計等）からの出力を中継するための中継ボックスおよび中継ケーブル（64ch分）、増幅装置（12ch分）、A/Dコンバータ（128ch分）、中央制御装置（主記憶容量2.25MB）、ディジタル磁気テープ装置および種々の入出力装置からなり、将来は最高128成分のアナログ波形の計測・収録の機能を備える計画である。

3. 増幅装置

本増幅装置は、耐ノイズ性の高い搬送波形であり、入力側の線間容量による不平衡出力を自動的にキャンセルする機能を有し、外部からのリモート信号により、零点の調整、基準等価ひずみの印加の実行および増幅装置の状態（フィルター、増幅度、基準等価ひずみの設定値）の出力が可能である。そのため、データ収録装置と接続することによりオンライン計測が可能な装置である。

4. データ収録装置

本データ収録装置は、増幅装置等から出力されるアナログ信号をディジタル磁気テープ上に収録するとともに、データの一次処理が可能なシステムである。最大128成分のアナログ信号を最高156Hzのサンプリング周波数でA/D変換を行いながら、リアルタイムでディジタル磁気テープ上に収録する能力を有している。

本装置は、増幅装置への零点の調整、基準等価ひずみの印加の実行の指示、および増幅装置の状態をモニターする機能を有し、オンライン計測が可能な装置である。また、収録したデータに対し四則演算、フーリエ変換等の波形解析が可能であり、解析結果を、プリンターやXYプロッターに出力することができる。

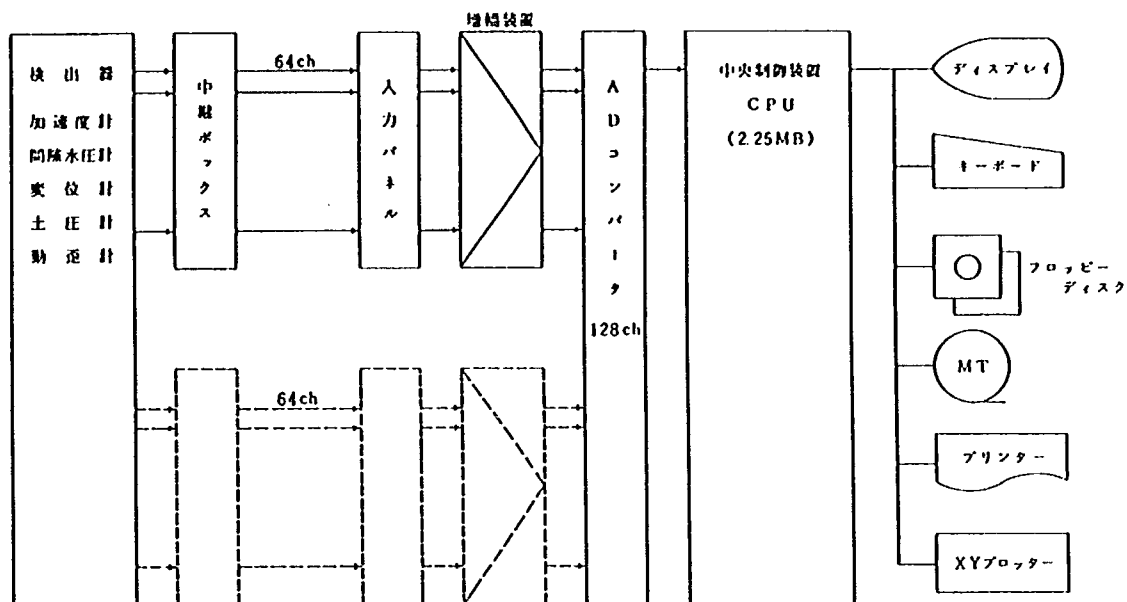


図-1 振動データ収録装置のブロック図

表-1 振動データ収録装置の概略の仕様

増幅装置 型式 適応ブリッジ抵抗 ブリッジ電圧 感度 応答周波数範囲	搬送波型動ひずみ測定器 60~1000Ω AC 2 V ブリッジ電圧2V, 10×10^{-6} ひずみに対し0.4V以上 DC~2000Hz (±10%)
データ収録装置 A/D変換器 A/D変換チャンネル数 最高A/D変換速度 入力電圧 入力インピーダンス 分解能	128ch 40KHz (1ch変換時) -2048~+2047mV 1MΩ以上 12ビット
制御装置 記憶容量 使用言語	2.25MB BASIC
デジタル磁気テープ記録装置 記録方式 テープ速度	PE(1600BPI)およびNZRI(800BPI) 45ips以上
XYプロッター 作図範囲 作図分解能 作図速度	A3 0.025mm 80cm/sec

付属資料 口頭発表論文

1. 第20回土質工学研究発表会
2. 第18回地震工学研究発表会
3. 土木学会第40回年次学術講演会

COALFIELD MOUNTAIN

COALFIELD MOUNTAIN
COALFIELD MOUNTAIN
COALFIELD MOUNTAIN

建設省 土木研究所

佐々木康

○松本秀雄

近藤益夫

1. はじめに

日本海中部地震等既往の地震により数多くの道路盛土など、盛土形式の構造物が甚大の被害を受け、これらの被害の多くは地盤の液状化によるものであり、砂質地盤上の盛土の耐震性と検討するにあたり、液状化の影響を無視することはできない。液状化する地盤上の盛土の地震による変形量は、地震力の大きさ、液状化の程度、液状化する層厚などの影響を受けることが知られている。本稿は、このうち液状化する層厚に着目して行った振動台実験について報告するものである。

2. 実験の概要

振動台上に観測窓と有する土槽を設置し、土槽内にロームを用い液状化を起こしにくい層を作成した後、その上部に水中落下法により浅間山砂を用いて液状化を起こしうる地盤模型を作成した。地盤模型が完成した後、気乾状態の浅間山砂を用いて盛土模型を作成した。模型の形状は図-1に示すとおり、左右対称の全断面模型であり、側面には着色した砂により10cm間隔のメッシュを作成し、地下水位は地盤表面と一致させた。模型条件としては、盛土および地盤の締固め条件は同一とし、浅間山砂を用いた液状化を起こしやすい層の厚さのみを15cmから60cmまで変化させることを目標としたが、実際の模型は表-1に示すとおり盛土の相対密度が25~40%、地盤の相対密度が61~80%の模型となった。加振条件は、加振振動数5Hzの正弦波により一定加速度で8秒間(40波)継続した。一度加振した後は間隙水圧が消散しにことを確認の後、加速度を増加し盛土の変状が十分大きくなるまで加振を繰り返した。各模型の加振実験における加振段階と振動台の実測最大加速度の関係を表-2に示す。加振中は側面の観測窓よりスチールカメラにより模型の変形状況を記録した。また、盛土天端中央には変位計を設置し盛土天端の沈下量を計測した。

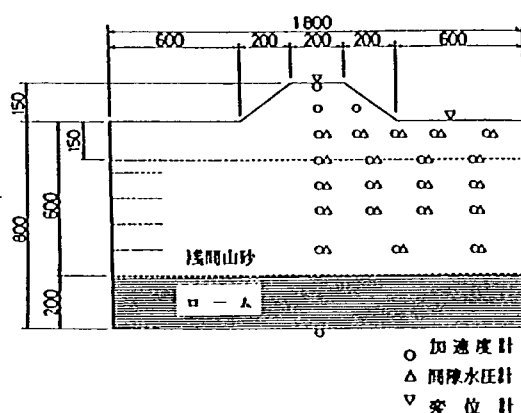


図-1 実験模型概要

表-1 実験模型の物理特性

模 型 No.	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6
液状化層厚 [cm]	15	20	30	40	50	60
乾燥単位体積重量 γ_d [t/m ³]	1.39	1.38	1.41	1.41	1.42	1.38
相 対 密 度 e	0.905	0.915	0.877	0.878	0.861	0.917
相 対 密 度 D_r [%]	28.2	25.4	36.9	35.7	40.4	24.9
地盤	66.0	67.8	80.2	61.3	63.5	66.3

表-2 振動台の実測最大加速度

模 型 No.	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6
液状化層厚 [cm]	15	20	30	40	50	60
加振段階 1	36	37	36	32	38	36
加振段階 2	71	74	68	60	68	68
加振段階 3	103	103	103	100	100	100
加振段階 4	139	133	134	132	132	128
加振段階 5	171	164	163	159	161	167
加振段階 6	204	197	—	—	—	195

3. 実験結果

振動台加速度と盛土天端の累積沈下量の関係を図-2に示す。これより、液状化層厚が60cmのA-6の場合を除くと、同一振動台加速度に対する盛土天端の累積沈下量は、液状化層厚が30cmまでの模型では層厚に比例して増加する傾向にあり、層厚が30cmを越える模型では層厚によらず、ほぼ等しい累積沈下量を示す。次に、盛土に作用する加速度と盛土の沈下量との関係を見るために、横軸に盛土直下地盤の応答加速度ととり、盛土天端の累積沈下量との関係を示したものが図-3である。振動台加速度で整理した図-2の場合と同様に、液状化層厚の厚いものほど累積沈下量が増える傾向にあるが、今回の実験の様子に累積沈下量が7cm程度の範囲では液状化層厚が15、20cmの場合と30cm

Shaking Table Test on the effect of the thickness of the liquefied layer to the deformation of the embankment
Y. Sasaki, H. Matsumoto, M. Kondoh (Public Works Research Institute, Ministry of Construction)

以上の場合に分りられ、液状化層厚が薄い20cm以下の場合には累積沈下量が大きくなる傾向と沈下量の増加割合が減少する傾向があり、層厚が30cm以上の場合には応答加速度に比例して線型的に累積沈下量が増加する傾向にある、これは液状化層厚が異なることにより、盛土および地盤の変形特性が異なるためと考えられる。

地盤および盛土の変形状況を見るために、側面の観測窓より撮影した写真から、加振段階3（振動台加速度約100gal）、4（約130gal）、5（約160gal）終了時におけるメッシュの変状を写真書きしたものが図-4である。液状化層厚が15cmと薄いA-1の場合には、液状化層の下端近くまで地盤に水平変位が認められ地盤の水平変位は地表面において最大となっている。液状化層厚が50cmと厚いA-5の場合には、地盤の水平変位が認められる領域が地表面より30~40cmの深度まで広がり、地盤の水平変位は地表面で最大とはならず、地表面より20~30cmの深度において最大となる。また、A-1の場合には盛土の沈下が盛土法面が法尻に向かって広がることにより生じているのに対し、A-5の場合には盛土全体が地盤内にあり込む形で沈下を生じている。

A-1（液状化層厚15cm）について、加振段階5（振動台加速度171gal）の加振終了直後における過剰間隙水圧比の分布を図-5に示す。盛土直下地盤では過剰間隙水圧比が0.5~0.7、盛土周辺の地盤では0.7~1.0と高く、特に周辺地盤においては完全液状化の状態に近いことがわかる。

4. まとめ

同一入力加速度に対し盛土の沈下量は液状化層厚が厚いほど大きくなる傾向にある。しかし、液状化層厚がある層厚を越えたと層厚の違いが沈下量に与える影響は著しいものではなく、この限界の層厚は、液状化層厚が厚い場合に地盤の水平変位が認められる深度とほぼ一致する。

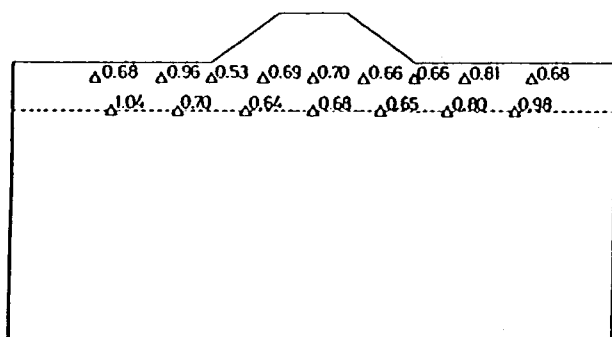


図-5 過剰間隙水圧比の分布(A-1)

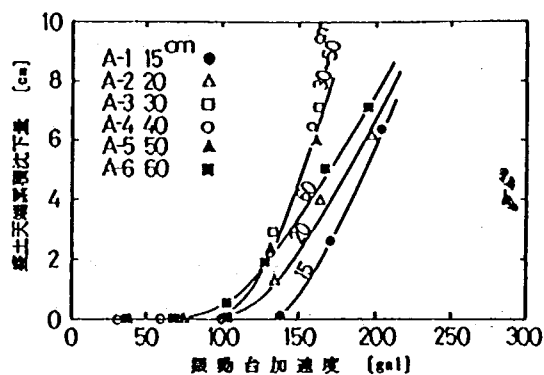


図-2 盛土沈下量と振動台加速度の関係

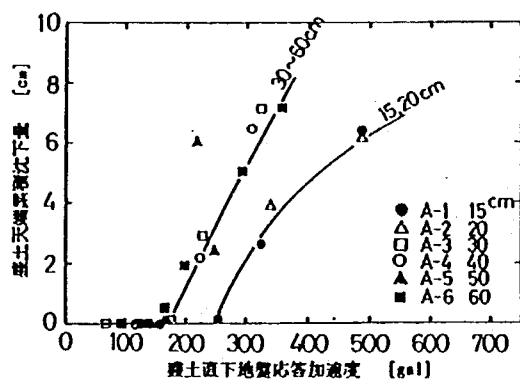
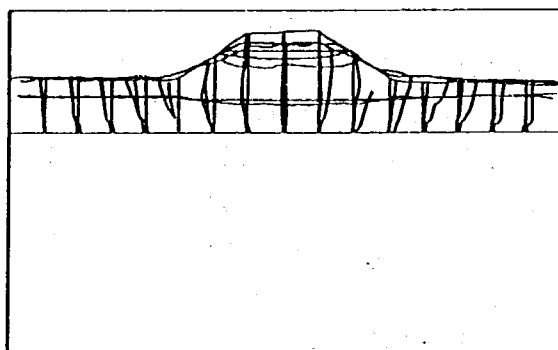
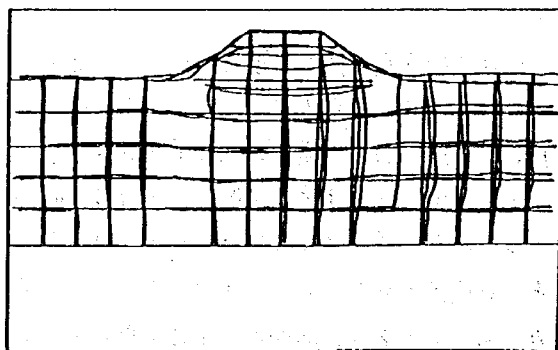


図-3 盛土沈下量と地盤応答加速度の関係



(a) A-1 (液状化層厚15cm)



(b) A-5 (液状化層厚50cm)

図-4 メッシュの変状図

2. 第18回地震工学研究発表会

同時地震観測記録に基づく地震動の伝播速度の検討

建設省土木研究所 正員 田村敬一
相沢 賢
佐藤 景 登田 幸治

1. はじめに

応答変位法に基づく地中構造物の耐震設計では、正弦波状の波動が水平方向に伝播すると考えて地盤の変形を求めるとされているが、波動の伝播速度については観測資料が皆無であり、従って適宜仮定した値を用いているのが現状である。そこで、本小文は、土木研究所構内で得られた三次元同時地震観測記録をもとに、地震動の伝播方向を考慮した上で、記録間の位相差より地震動の水平方向の伝播速度について予備的に検討した結果を報告するものである。

2. 観測システムの概要

建設省土木研究所の構内（A地区）では、図1に示すように、一辺の長さが100mの十字形の測線に沿って、地表に3点、地表面下2mに5点および地表面下約50mに5点の計13点に換振器を配置して地震観測を行っている。観測に使用している換振器は速度帰還型加速度計であり、その固有振動数および減衰定数は、それぞれ、5Hzおよび50である。換振器からの信号は、12ビットAD変換器により1/100秒間隔でデジタル化された後、10.24秒の遅延回路を経て、磁気ディスクに収録される。

3. 解析対象記録

本検討で解析の対象とした記録は、表1に示す6地震の際に、図1に示した地表面下2mの観測点（A2N2点、A2S2点、A2E2点、A2W2点）および地表面下約50mの観測点（A50N2点、A45S2点、A47E2点、A50W2点）で得られた加速度記録である。一例として、EQ-21の際に、A2N2点、A2S2点、A50N2点およびA45S2点で得られた加速度波形を示すと、図2のようになる。図2より、A2N2点およびA2S2点、また、A50N2点およびA45S2点で得られた記録の波形上の特徴は、それぞれ、よく類似していることがわかる。また、A2N2点およびA50N2点、A2S2点およびA45S2点の加速度波形を比較すると、いずれの場合も振幅の倍率は2.5~3.5倍程度であり、波形の位相特性は、それぞれ、類似していることがわかる。

4. 震央の方向性の検討

いま、地震動が水平方向に伝播してくるものと仮定すれば、ある観測点で得られた記録を震央方向成分と震央直交成分に分離した場合に、両成分の相関が最も低くばると考

表1 解析対象地震の諸元

NO.	発生日月日	震 域	震 源 深 (km)	震 源 断 面 (km)	震 源 距離 (km)
EQ-16	1981.9.2	茨城県沖	40	5.8	102
EQ-21	1982.3.7	鹿島灘	60	5.5	64
EQ-22	1982.7.23	茨城県沖	30	7.0	169
EQ-28	1983.2.27	茨城県南部	72	6.0	22
EQ-34	1983.10.28	茨城県南部	60	5.2	13
EQ-45	1984.3.6	鳥羽近海	460	7.9	745

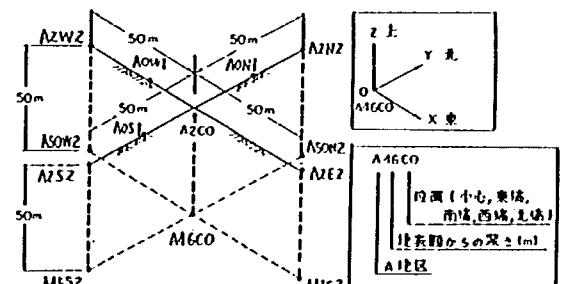


図1 三次元同時地震観測点の配置

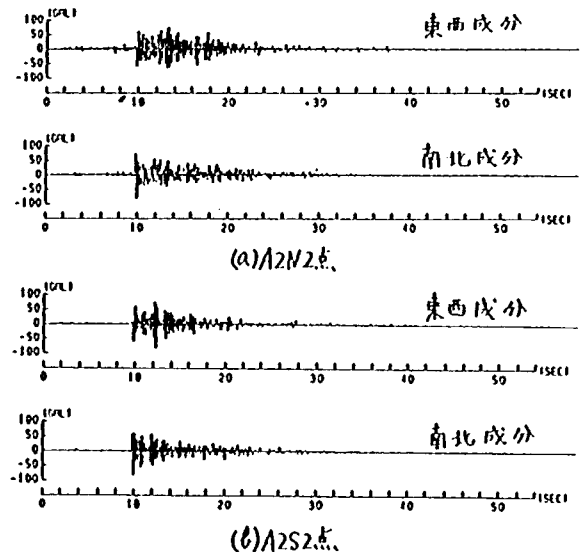


図2(1) 加速度波形の例 (EQ-21)

えられる。そこで、ここでは、各観測点で得られた記録の東西成分および南北成分を主とし、任意の方向の直交座標軸に沿う2成分を求め、2成分の相互相関係数が0になる方向と震央の方向との関係について検討する。すなわち、いま、各観測点において得られた加速度記録の東西(X)成分および南北(Y)成分を、それぞれ、 a_x および a_y とすれば、図3に示すように、座標軸を反時計回りに角度 θ だけ回転させてX軸およびY軸に沿う成分 a_x' および a_y' は、それぞれ、次のように表される。

$$a_x' = a_x \cos \theta + a_y \sin \theta \quad (1)$$

$$a_y' = -a_x \sin \theta + a_y \cos \theta \quad (2)$$

また、 a_x' と a_y' の相互相関係数Rは次のように求められる。

$$R = \frac{\int_0^T a_x'(t) a_y'(t) dt}{\sqrt{\int_0^T a_x'^2(t) dt \cdot \int_0^T a_y'^2(t) dt}} \quad (3)$$

ここで、Tは記録の継続時間である。座標軸の回転角と相互相関係数の関係の一例として、EQ-21およびEQ-34のそれぞれの際に地表面下2mおよび地表面下約50mの観測点で得られた記録より、 θ を10°刻みで0°から180°まで変化させ、式(3)によりRを求めた結果を示すと、図4のようになる。ここで、図中には、震央の方向角 θ_{EP} も合わせて示している。図4より、EQ-21およびEQ-34については、いずれの観測点の記録の場合にも、多少のばらつきは見られるが、相互相関係数Rが0になる角度 θ_0 と θ_{EP} が比較的良好一致し、震央方向とそれに直交する方向に座標軸をとる場合に加速度記録の2成分の相関が最も低くなることわかる。同様の傾向は、地表面下2mの観測点の記録の場合にはEQ-16、EQ-22およびEQ-45について、また、地表面下約50mの観測点の場合にはEQ-22についても認められ、それ以外の場合には認められなかに。

5. 地震動の伝播速度の試算

5.1 原記録による試算

4.の検討結果に基づき、卓越方向が識別できた地震に際して、水平面内の2観

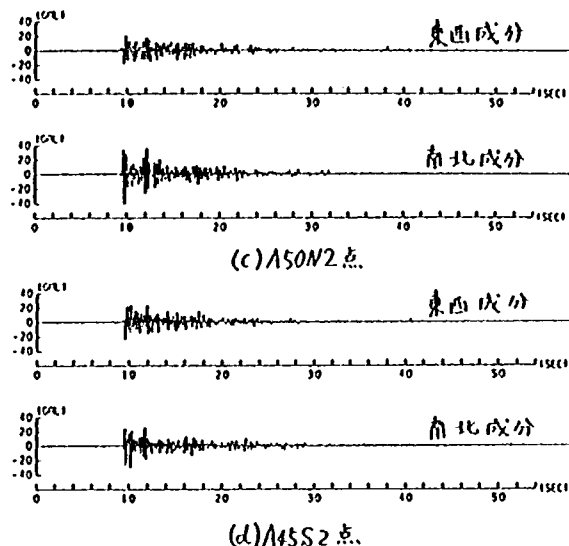


図2(2) 加速度波形の例 (EQ-21)

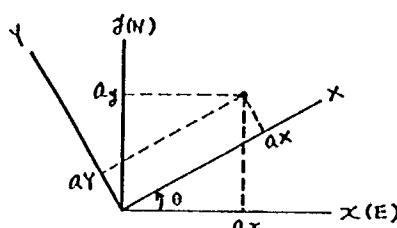


図3 座標軸の回転

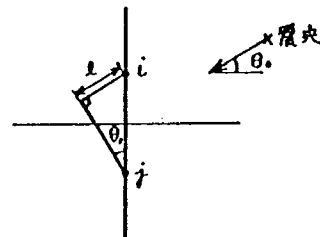
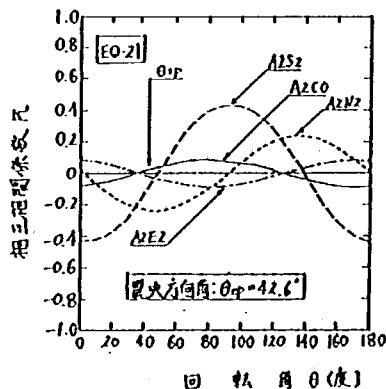
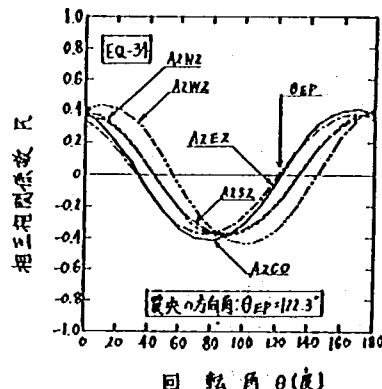


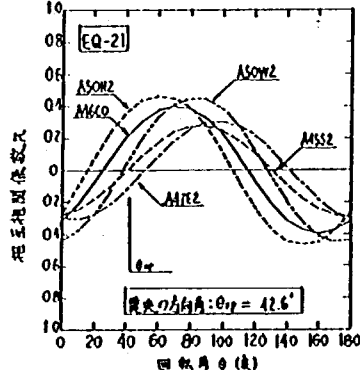
図5 伝播距離の定義



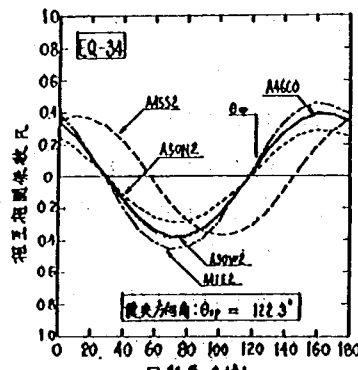
(a) EQ-21, 地表面下2m



(b) EQ-34, 地表面下2m



(c) EQ-21, 地表面下50m



(d) EQ-34, 地表面下50m

図4 座標軸の回転角と相互相関係数の関係

測点で得られた記録の震央方向成分および震央直交成分のそれぞれについて、相互相関係数が最大となる位相遅れを伝播に要する時間と見做して、地震動の水平方向の伝播速度の試算を行う。すなわち、いま、2点*i*、*j*のそれぞれにおいて得られた記録について、座標軸を角度θだけ回転させたX軸に沿う成分(震央方向成分)を、それぞれ、 $a_{i,x}$ および $a_{j,x}$ とすれば、その相互相関係数 $R_{ij}(t)$ は次式により求められる。

$$R_{ij}(t) = \frac{\int_0^T a_{i,x}(t) a_{j,x}(t+\tau) dt}{\sqrt{\int_0^T a_{i,x}^2(t) dt \int_0^T a_{j,x}^2(t) dt}} \quad (4)$$

ここで、 τ は位相遅れである。また、(*i*, *j*) の組合せとしては、(A2N2点, A2S2点), (A2E2点, A2W2点), (A50N2点, A45S2点) および (A47E2点, A50W2点) の計4組の組合せを考えることにする。 $R_{ij}(t)$ が最大値をとる位相遅れを τ_{max} とし、2点間の震央方向への投影距離を l (図5参照) とすれば、伝播速度 v は次のように求められる。

$$v = l / \tau_{max} \quad (5)$$

また、Y軸成分(震央直交方向成分)についても同様に伝播速度が求められる。このようにして求めた伝播速度の一覧を示すと、表2のようになる。ここで、負の伝播速度は伝播方向が見かけ上と反対であることを示している。当該地点のせん断波速度が、地表面下50m付近までは250m/sec程度、それ以下では400m/sec程度であるのに対して、式(5)により求めた伝播速度は極めて大きいこととわかる。

5.2 振動数帯域に分離した記録による試算

原記録に振動数帯域でバンドパスフィルターをかり、各振動数帯域ごとに、5.1と同様の手法により地震動の伝播速度の試算を行う。ここで、バンドパスフィルターの帯域は表3に示すとおりである。振動数帯域ごとに求めた相互相関係数の一例として、EQ-21の際にA2N2点およびA2S2点で得られた記録の震央方向成分から求めた相互相関係数を示すと、図6のようになる。次に、振動数帯域ごとに、相互相関係数が最大値をとる位相遅れ τ_{max} より式(5)を用いて伝播速度を求めた一例として、EQ-21およびEQ-34の際にA2N2点およびA2S2点、また、A50N2点およびA45S2点で得られた記録から求めた伝播速度を示すと、図7のようになる。ここで、負の伝播速度は、表2の場合と同様に、伝播方向が見かけ上と反対であることを示している。図7より以下の事項が指摘される。

① 地表面下2mの観測点の記録による場合は、どの周期

表2 伝播速度の一覧

記録No.	伝播方向	成分	R_{max}	τ_{max} (sec)	速度 (m/sec)
EQ-16	A2N2→A2S2	X	0.758	0.010	3420.2
		Y	0.801	0.020	1710.1
EQ-21	A2N2→A2S2	X	0.571	0.010	6430.0
		Y	0.613	0.0	∞
	A50N2→A45S2	X	0.314	-0.050	-1286.0
		Y	0.536	-0.050	-1286.0
	A47E2→A50W2	X	0.497	0.010	7660.4
		Y	0.153	0.0	∞
EQ-22	A47E2→A50W2	X	0.196	0.0	∞
		Y	0.834	0.0	∞
EQ-34	A2N2→A2S2	X	0.391	-0.010	-8660.0
		Y	0.657	-0.020	-4330.0
	A2W2→A2E2	X	0.209	0.050	1000.0
		Y	0.528	0.035	1428.6
	A50N2→A45S2	X	0.261	0.520	166.5
		Y	0.506	0.010	8660.0
EQ-45	A50W2→A47E2	X	0.496	0.020	2500.0
		Y	0.622	0.020	2500.0
EQ-45	A2N2→A2S2	X	0.850	0.0	∞
		Y	0.877	0.0	∞

① X: 震央方向, Y: 震央直交方向

② 負の伝播速度は伝播の方向が見かけ上と反対であることを示す。

表3 バンドパスフィルターの帯域

中心周期 (sec)	評価する周期帯域 (sec)	評価する周期帯域 (Hz)
0.25	0.05 ~ 0.515	2.667 ~ 20.0
0.5	0.515 ~ 0.625	1.6 ~ 2.667
0.75	0.625 ~ 0.815	1.143 ~ 1.6
1.0	0.815 ~ 1.25	0.8 ~ 1.143
1.5	1.25 ~ 1.75	0.571 ~ 0.8
2.0	1.75 ~ 2.25	0.444 ~ 0.571
2.5	2.25 ~ 2.75	0.364 ~ 0.444
3.0	2.75 ~ 5.0	0.2 ~ 0.364

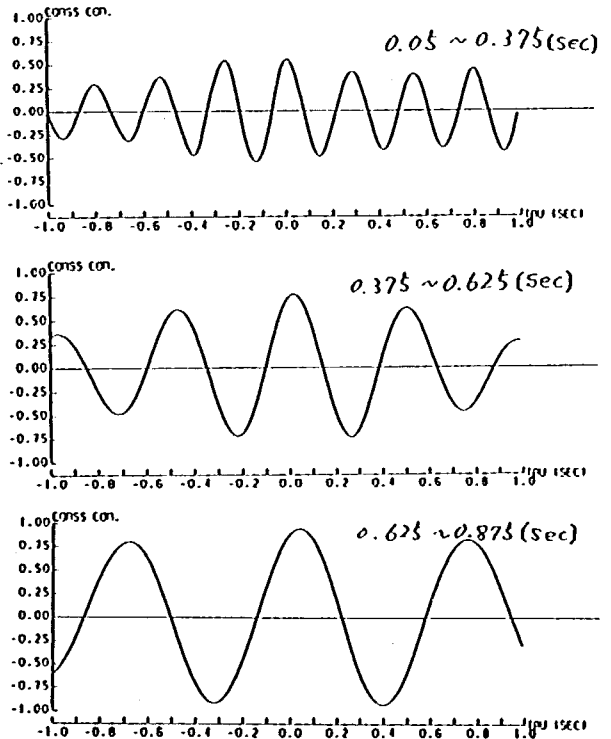


図6 相互相関係数の例 (EQ-21, A2N2点→A2S2点)

帯域においし。一般に、地震動の水平方向の見かけ上の伝播速度は、当該地点のせん断波速度に比較して大きい。また、地表面下約50mの観測点の記録による場合し、長期相帯域を除いて同様の傾向が認められる。

2) 一般に、地表面下2mの観測点の記録から求めた伝播速度は、地表面下約50mの観測点の記録から求めた伝播速度よりも大きい。

3) 周期と伝播速度の間には明確な関係は認められはば、一般に、長期相帯域では伝播速度が小さくなる傾向が認められる。

5. 鉛直面内における地震動の伝播方向の検討

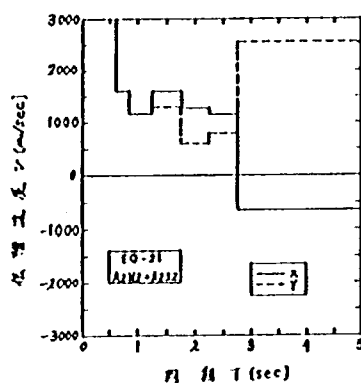
3. に示した手法と同様の手法により、ある観測点で得られた記録の震央方向成分と上下成分を主とし、鉛直面内の任意の方向の座標軸に沿う2成分を求め、2成分の相互相関係数から鉛直面内における地震動の伝播方向について検討する。水平面からの回転角 ψ と相互相関係数の関係の一例として、EQ-21およびEQ-34のそれぞれの隣に地表面下2mおよび地表面下約50mの観測点の記録から求めた相互相関係数を示すと、図8のようになる。図8より、一般に、 $\psi = 90^\circ$ 付近で相互相関係数1.0になり、記録を水平成分と上下成分に分離した場合に2成分の相関が最も低くなることわかる。したがって、4. の検討結果を合せて考慮すると、地震動は鉛直下方から伝播してくると思われる。

6. まとめ

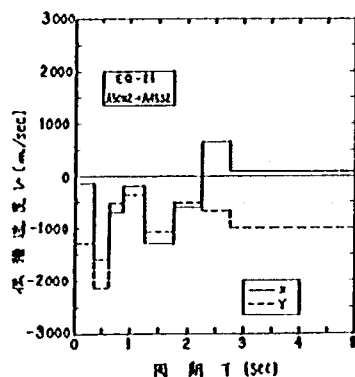
本検討より、以下の事項が明らかにな、

1) 加速度記録の水平方向2成分から求めた地震動の卓越方向と震央方向は比較的に一致する。

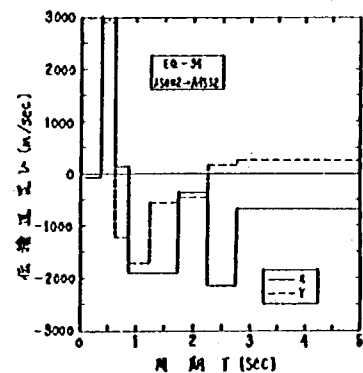
2) 地表面付近における地震動の水平方向の見かけ上の伝播速度は非常に大きく、地震動は鉛直下方から垂直に伝播してくると思われる。



(a) EQ-21, A2N2点→A2S2点.



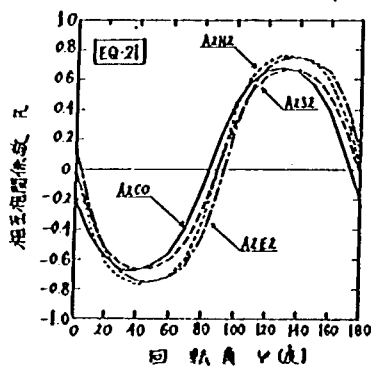
(b) EQ-34, A2N2点→A2S2点.



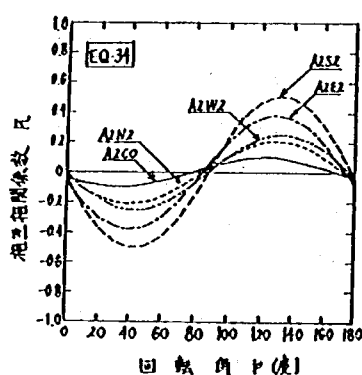
(c) EQ-21, A50N2点→A45S2点.

(d) EQ-34, A50N2点→A45S2点.

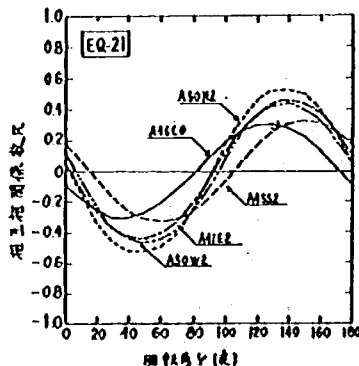
図7 周期帯域ごとの伝播速度



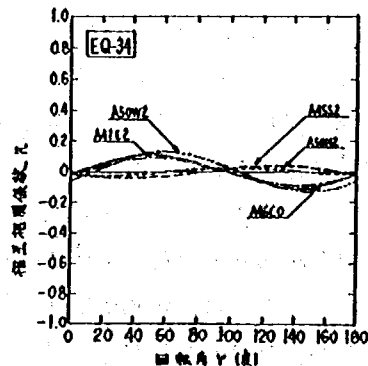
(a) EQ-21, 地表面下2m



(b) EQ-34, 地表面下2m



(c) EQ-21, 地表面下50m



(d) EQ-34, 地表面下50m

図8 鉛直面内の回転角と相互相関係数の関係

長野県西部地震による松越地区斜面崩壊地点の動的応答解析

建設省土木研究所 正員の桑原 徹郎

“ “ “ 佐々木 康

“ “ “ 高橋 和之

1. まえがき

昭和59年9月14日に発生した長野県西部地震(M=6.8)は、長野県木曽郡王滝村を中心に主に大規模斜面崩壊に起因する大被害をもたらした。崩壊土量10万 m^3 以上の大崩壊は、図-1に示す御岳山中腹、松越地区、滝城地区、御岳高原地区の4箇所が発生しており、特に「御岳崩壊」と呼ばれる御岳山南東斜面の崩壊は、土量3,600万 m^3 に及ぶものであった。本研究は、今回の地震で2番目に大きな斜面崩壊である松越地区の斜面崩壊地点を対象として有限要素法による動的応答解析を実施し、斜面表層地盤における地震動加速の増幅特性及び最大応答加速度の斜面内分布等について検討を行ったものである。

2. 斜面崩壊の概要

本震の震央南方約1.5kmの松越地区に発生した斜面崩壊は、松草川が大又川に合流する直下の大又川右岸斜面部に最大崩壊深30m、崩壊幅170m、崩壊長225m、崩壊土量29万 m^3 の規模で発生した。崩壊は、緩丘面を深くえぐるように発生しており、その平面形態は、図-2に見られるように2箇所の明瞭な滑壊層が連続して観察できる。崩壊した土塊は大又川を越え対岸の河床に近い位置にあり、たゞコンクリートを約35m押し上げた後、大又川に沿って流下し、崩壊地点から約900m離れた枚尾ダムの貯水老(御岳湖)に達して堆積した。この崩壊は直径1~2mの流水山や流木を含んでおり、大部分は火山灰土からなっている。

3. 地質の概要

大又川沿いの基盤は右岸が火成岩(御岳山の輝石安山岩類)と古成層(粘板岩、砂岩、チャート)からなり、左岸は大部分が古成層で一部花崗岩が露出している。大又川右岸の松越地区は、この基盤の上に河岸段丘では礫層が、また斜面には御岳火山の噴出物(ローム、軽石、火山性粘土)及びロームじりの崖面堆積物が堆積している。地震後、長野県及び建設省土木研究所において崩壊地周辺のボーリング調査が実施されているが、

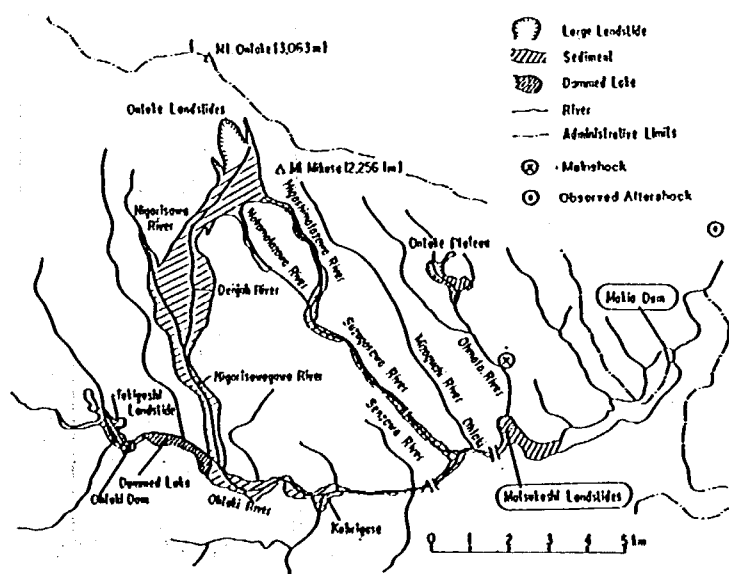


図-1 斜面崩壊地点案内図

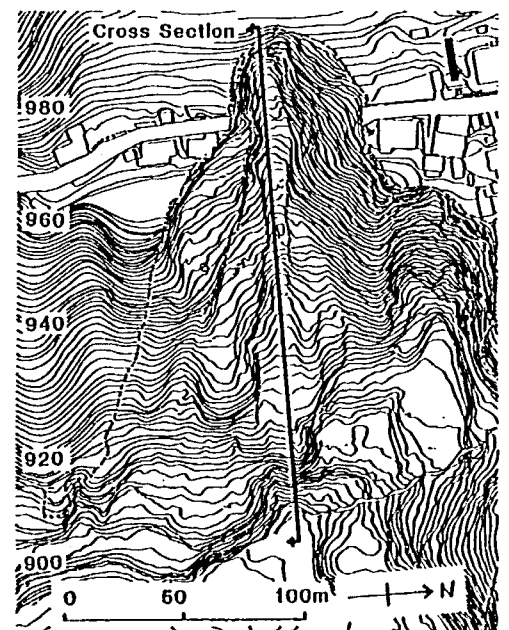


図-2 松越地区斜面崩壊地点平面図

この結果及び崩壊面の顕微鏡観察の結果より図-2に示す断面について図-3に示す地質区分を推定した。ここで崩壊前の地形は、地形図より読みとれた。この断面の基盤は粘板岩であり、その上部に御岳火山の噴出物で堆積した層状となっている。この噴出物は古期噴出物と新期噴出物に分類することができ、今回の崩壊によるすべり面は主に新期噴出物最下層の厚石層により形成されている。

4. 解析手法及び解析モデル

動的応答解析には、有限要素解析プログラムFLUSHを用いた。FLUSHでは、入力地震動について水平方向、鉛直方向の同時入力が行えないため、境界条件を変え個別に計算を行い結果の合成を行った。解析対象とした断面は、図-3に示す幅385m高さ200mの断面である。地震動の入射基盤は標高850mの粘板岩中とし、モデルの左側には仮定境界を適用した。表-1には、地質凡例及び今回の解析に用いた土質定数を示す。ここで湿潤単位重量 γ は、 d_{60} 、 O_{60} 、 M_f 、 M_{gr} は現場貫入試験より求めたものであり、 O_{pl} については室内土質試験により求めたものである。また O_{lb} 、 O_{vc} 、 P_{sl} については推定値を用いている。 S 波速度 V_s は、 P_{sl} については土木研究所が実施した $P-S$ 試験の値を用いており、 d_{60} 、 O_{60} 、 M_{gr} 、 O_{vc} 、 P_{sl} については標準貫入試験の N 値より算定したものである。 M_f 、 O_{lb} の V_s は推定値である。初期せん断弾性係数 G_0 は、 O_{pl} については動的ねじり試験の結果を用いているが、その他の土質については γ 値および V_s 値より算定したものである。初期減衰定数及びポアソン比は推定値を用いた。土の垂直応答については、 M_f のマトリックスおよび O_{pl} について動的ねじり試験を実施している。図-4に示す $No.1$ は M_f の垂直応答で、 $No.2$ は O_{pl} の垂直応答を表わしている。これは M_f および M_{gr} については $No.1$ の曲線と、また O_{pl} 、 d_{60} 、 O_{60} については $No.2$ の曲線を用いることとし、 O_{lb} 、 O_{vc} 、 P_{sl} については G 、 h の垂直応答を考慮しないこととした。

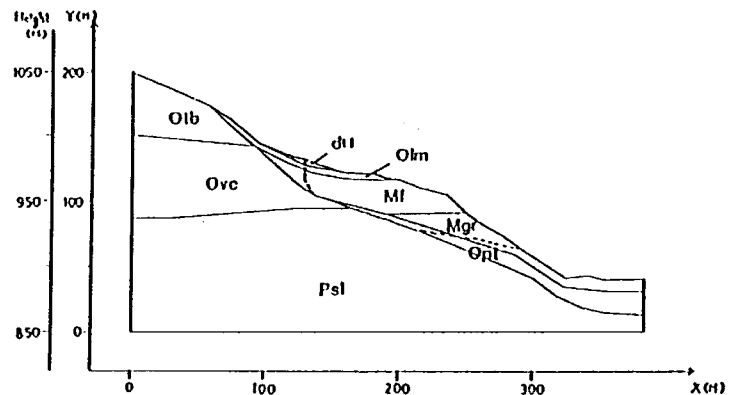


図-3 解析断面における地質区分

表-1 地質凡例および土質定数

地質区分	地質名	地質構成	γ (t/m ³)	V_s (m/s)	G_0 (kg/cm ²)	h_0 (t)	ν	垂直応答
d_{60}	新期噴出物	硬まじり粘性土	1.77	140	350	5	0.49	あり No.2
O_{60}	古期噴出物	火山灰(ローム)	1.39	160	360	5	0.49	あり No.2
M_f	新期噴出物	硬まじり粘性土	1.87	230	1010	5	0.49	あり No.1
M_{gr}	新期噴出物	砂礫(軽石散在)	1.93	280	1540	5	0.49	あり No.1
O_{pl}	古期噴出物	軽石散在	1.48	210	600	5	0.49	あり No.2
O_{lb}	古期噴出物	軽石散在	2.6	600	9500	5	0.3	なし
O_{vc}	新期噴出物	火山灰散在	2.6	620	10000	5	0.3	なし
P_{sl}	粘板岩	粘板岩	2.7	1250	43000	2	0.3	なし

図-5に有限要素モデルを示す。節点数は294要素数は289であり、表層地盤における地震動加速度的増幅特性に着目していることから、表層部分において要素を多くしている。

5. 入力地震動

本震の震央は、松越地区の北方約1.5kmに位置し推定断面は、東北東から西南西の走向を示している。水資源開発公団の牧尾ダムには地蔵式液震計が設置されていたが、300galを上限とするよう感度が設定されていたためスケールオー

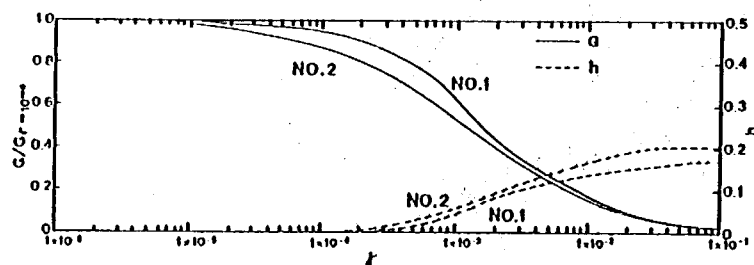


図-4 G/G_0 、 h 、 $\gamma \cdot 10^{-6}$ 、 $h \sim \gamma$ 曲線

バーし記録は得られなかった。科学技術庁が地震動に関して実施した調査によれば、松越地区での地震動強度は震度6に近いものであり、短周期成分も多く含み、上下動成分がガリ入りで継続時間の短い衝撃型の地震動であつたと報告されている。

本研究においては、本震後土木研究所フルダム研究室が牧尾ダム岩盤に設置した強震計により得られた図-6に示す余震記録を用いた。この余震の震央は図-1に示すように牧尾ダムの北北東約3kmに位置し、そのマグニチュードは4.1である。この余震記録のうち水平方向としては、最大加速度の大きいダム軸方向の記録を用い、最大水平加速度103gal、最大鉛直加速度40galに振幅を調整し入力地震動とした。この値は、崩壊地上部の道路付近における最大水平加速度が基岩の転倒率より推定される最大水平加速度440gal程度となるよう試行錯誤により求めたものである。

6. 解析結果及び考察

図-5に示すNo.140, 144, 147, 148の各節点における応答加速度波形を図-7に示す。最大応答加速度は、水平、鉛直両方向とも表層地盤において大きな値となっており、表層地盤内でも地表に近いほど大きな値を示している。また最大応答加速度の生じる時刻は、おおむね地表に近づくほど遅くなり、また継続時間は長く、卓越周期は均に水平応答加速度についてめばる傾向にある。

図-8及び図-9には、各節点における水平、鉛直方向の応答加速度の最大値分布を示す。この図においても表層地盤における応答加速度の増幅状況が明瞭に表わされている。図-8においては、表層地盤表面に大きな応答加速度の部分があるとともに、表層地盤最下層である軽石層(Opt)内で最大応答加速度が増加しているのが注目される。これは、上下の堅い層にはさまれた軽石層に振動エネルギーが蓄積したためと考えられる。なお図中右側の部分の最大応答加速度の大きな領域は、境界による反射波の影響である。鉛直方向の応答加速度の最大値分布を示す図-9においては、鉛直

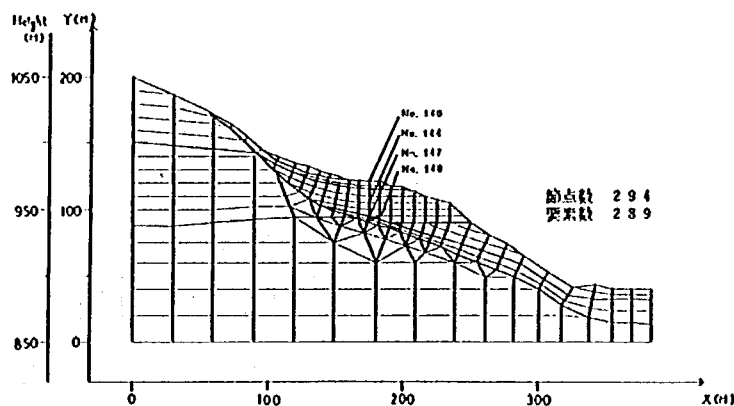


図-5 有限要素モデル

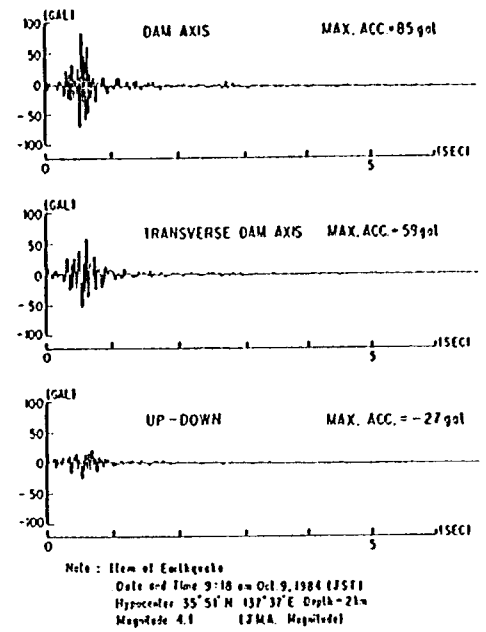


図-6 入力地震動

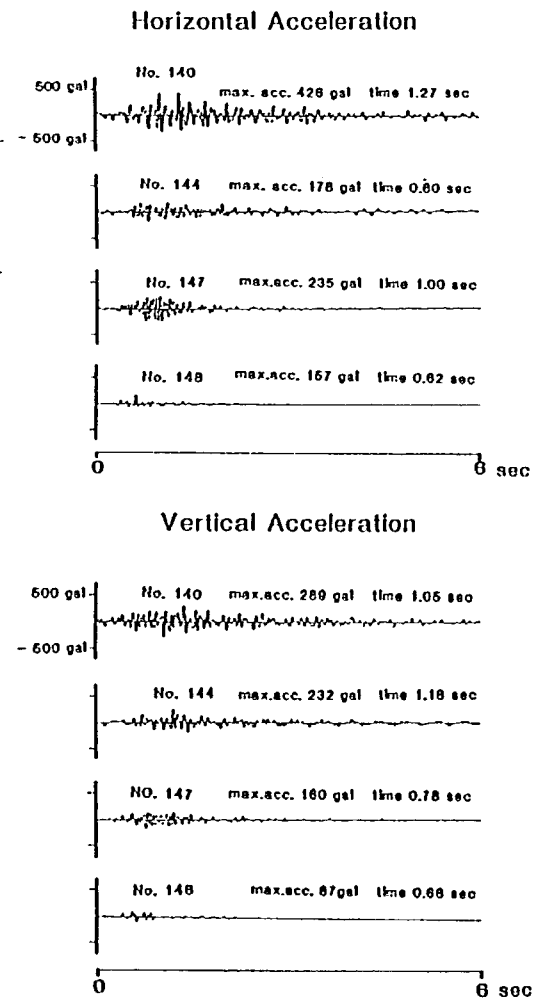


図-7 表層地盤における応答加速度波形

方向の入力加速度が小さいことから図8ほどには表層地盤における増幅状況が現れていないが、やはり表層地盤全体にわたって応答加速度の増加が認められ、特に斜面下端の部分に応答加速度の大きい領域が存在する。

最後に応答加速度と等価震度について弱平の換算を行う。図10に示すすべり面より上の節点について応答加速度の最大値の平均値 $\bar{A}$ をとると、水平方向については280gal、鉛直方向については187galとなる。最大加速度 A を等価震度 k_e に変換する式としては、次の2式が提案されている。⁴⁾⁵⁾

$$k_e = 0.65 \frac{\bar{A}}{g} \quad \dots\dots (1)$$

$$k_e = \frac{1}{3} \left(\frac{\bar{A}}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \dots\dots (2)$$

式(1)、(2)を用いて水平方向の等価震度を計算してみるとそれぞれ0.19及び0.22となっており、他の文献で実施している二次元斜面安定解析の結果と比較すると崩壊斜面の地震時安全率は0.9及び0.84となる。

7. まとめ

今回の検討結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 地震動加速度は、斜面表層地盤において水平、鉛直両方向とも大きな増幅を示し、継続時間、卓越周期も変化する。
- 2) 表層地盤最下層の軽石層内に局所的に最大水平加速度の大きい領域が存在する。
- 3) 斜面下端の表層地盤に最大鉛直加速度の大きい領域が存在する。
- 4) 等価震度の考え方をい斜面安定解析結果と比較すると崩壊斜面の地震時安全率は0.9及び0.84となる。

本研究は、科学技術庁振興調整費昭和59年(1984年)長野県西部地震による土砂災害に関する緊急研究において土木研究所が担当した研究の一部である。なお解析に用いた地震動を提供していただいた土木研究所フルダム研究室に感謝します。

参考文献

- 1) LYSMER-UDAKA-TSAI-SEED, FLUSH, EERC75-30
- 2) 地震予知総合研究振興会、長野県西部地震における震度分布調査、昭和60年5月
- 3) 入橋・岩崎・川崎、墓石の転倒状況の推定した伊豆大島近海地盤の地震動強度、土木技術資料20-11(1978)
- 4) 松尾・板橋・佐々木、実際事例の逆解析による構造物の耐震性に関する研究、土木論叢報集513(1981)
- 5) 土田他、港湾・海岸施設耐震性調査手法について、港研資料NO.336, 1980
- 6) 谷口、松越地区の大規模斜面崩壊、土質工学会・長野県西部地震における斜面崩壊の実態とその教訓。

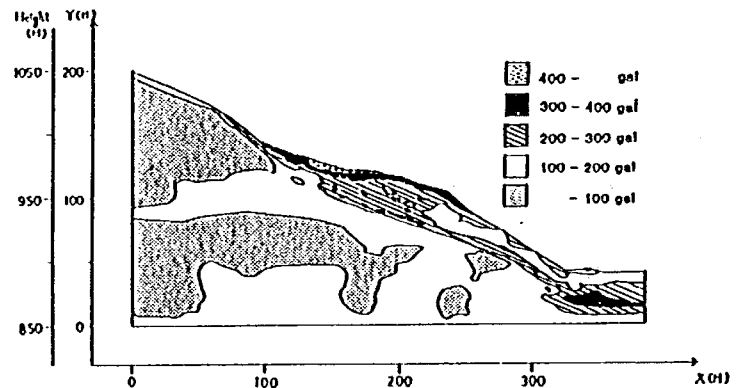


図-8 応答加速度の最大値分布(水平方向)

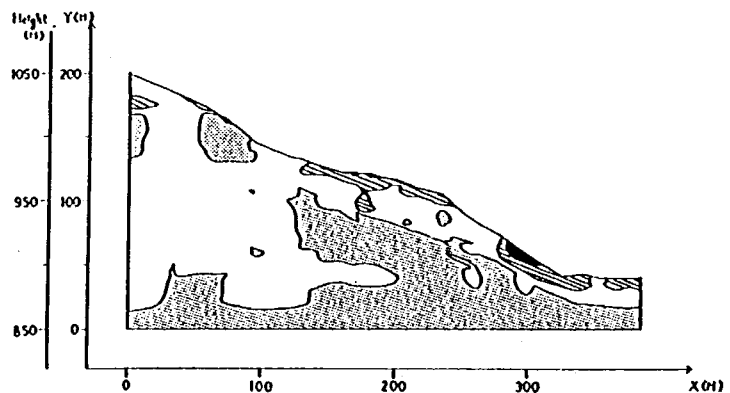


図-9 応答加速度の最大値分布(鉛直方向)

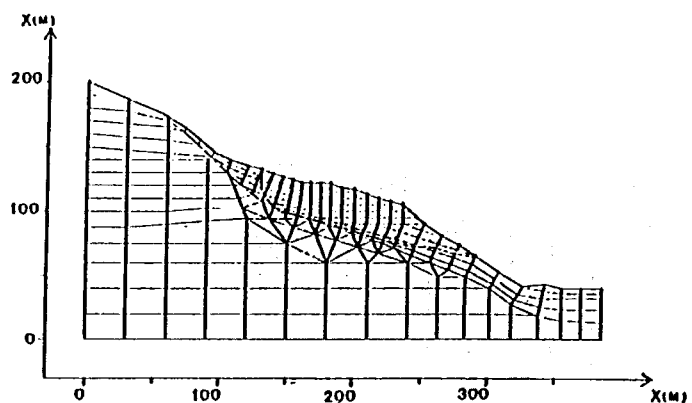


図-10 平均応答加速度の計算節点

盛土の地震時変形量に与える液状化層厚の影響に関する模型振動実験

建設省土木研究所 正員 佐々木 康
建設省土木研究所 正員 ○松本 秀應
建設省土木研究所 正員 近藤 益夫

1. まえがき

日本海中部地震等既往の地震により、数多くの道路盛土など盛土形式の構造物が甚大な被害を受けた。これらの被害の多くは地盤の液状化によるものであり、砂質地盤上の盛土の耐震性を検討するにあたり、液状化の影響を無視することはできない。液状化する地盤上の盛土の地震による変形量は、地震力の大きさ、液状化の程度、液状化する層厚などの影響を受けることが知られている。本稿は、このうち液状化する層厚に着目して行った振動台実験について報告するものである。

2. 実験の概要

振動台上に観測窓を有する土槽を設置し、土槽内にロームを用い液状化を起こしにくい層を作成した後、その上部に水中落下法により浅間山砂を用いて液状化を起こしうる地盤模型を作成した。地盤模型が完成した後に、気乾状態の浅間山砂を用いて盛土模型を作成した。模型は、液状化を起こしうる地盤の層厚を変化させ6ケースとした。模型の形状および寸法は図-1に示すとおり、地盤厚さ80cm、盛土天端幅20cm、盛土高さ15cmであり、左右対称の全断面模型であり、地下水位は地盤表面と一致させた。模型条件としては、盛土および地盤の締固め条件を同一とし、浅間山砂を用いた液状化を起こしやすい層の厚さのみを15cmから60cmまで変化させることを目標としたが、実際の模型は表-1に示すとおり盛土の相対密度が25~40%、地盤の相対密度が61~80%の模型となった。

各ケースとも模型完成後、破壊特性を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。共振実験は振動台加速度を10 gal一定とする正弦波加振で行い加振振動数範囲は5~40Hzとした。破壊特性を調べる本実験においては、加振振動数5Hzの正弦波により一定加速度で8秒間(40波)継続した。一度加振した後は、間隙水圧が消散したことを確認の後に、加速度を増加し盛土の変状が十分大きくなるまで加振を繰り返した。各模型の加振実験における各加振段階と振動台の実測最大加速度の関係を表-2に示す。

計測は、実験時の振動性状ならびに間隙水圧の変

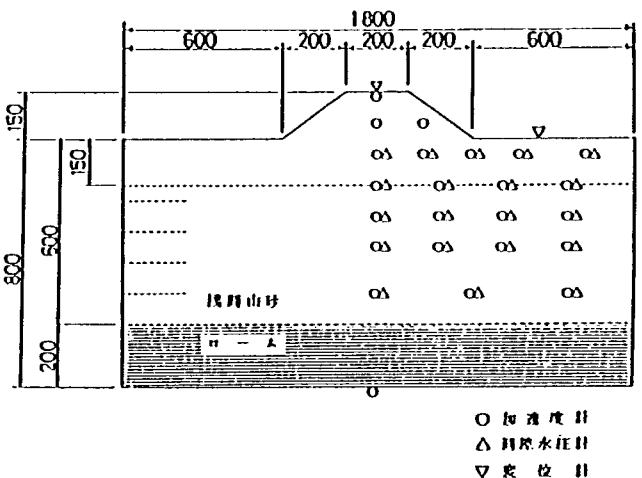


図-1 実験模型概要

表-1 実験模型の物理特性

模 型 No.	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6
液 状 化 層 厚 [cm]	15	20	30	40	50	60
乾 砂 相 対 密 度 γ_s [(t/m ³)]	1.39	1.38	1.41	1.41	1.42	1.38
相 対 密 度 D_r [%]	28.2	25.4	36.0	35.7	40.4	24.9
地 盤	1.49	1.50	1.54	1.48	1.49	1.49
地 盤	0.975	0.915	0.877	0.878	0.851	0.917
地 盤	0.769	0.762	0.718	0.785	0.778	0.768
地 盤	66.0	67.8	80.2	61.3	63.5	65.3

表-2 振動台の実測最大加速度

模 型 No.	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6
液 状 化 層 厚 [cm]	15	20	30	40	50	60
加 振 段 階 1	36	37	36	32	38	36
加 振 段 階 2	71	74	68	60	68	65
加 振 段 階 3	103	103	103	100	100	100
加 振 段 階 4	139	133	134	132	132	128
加 振 段 階 5	171	164	163	159	161	167
加 振 段 階 6	204	197	—	—	—	195

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設置した。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、模型側面に白色に着色した砂により10cm間隔のメッシュを作成し、側面の観測窓よりスチールカメラにより模型の変形状況を記録するとともに、盛土天端中央には変位計を設置し、盛土天端の沈下量を計測した。

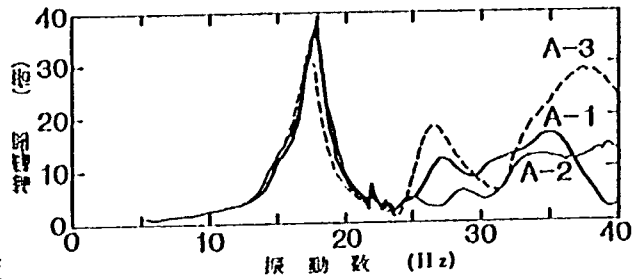


図-2 共振曲線（盛土天端中央）

3. 実験結果

3.1 共振実験

模型完成後、本実験に先立って行った共振実験の結果の例を図-2に示す。縦軸の応答倍率は盛土天端中央における応答加速度振幅を振動台の加速度振幅に対する比で表したものである。これより、盛土模型の微小振幅時における共振振動数は17~18Hz程度であり、波状化しうる層厚の大小にかかわらず、ほぼ等しい振動特性を有していることがわかる。

3.2 破壊特性実験

(1) 加速度と盛土変形量の関係

振動台加速度と盛土天端の累積沈下量の関係を図-3に示す。これより、液状化層厚が60cmのA-6の場合を除くと、同一振動台加速度に対する盛土天端の累積沈下量は、液状化層厚が30cmまでの模型では層厚に比例して増加する傾向にあり、層厚が30cmを越える模型では層厚によらず、ほぼ等しい累積沈下量を示している。次に、盛土に作用する加速度と盛土の沈下量との関係を見るために、盛土直下地盤の応答加速度と盛土天端の累積沈下量との関係を図-4に示す。振動台加速度で整理した図-3の場合と同様に、液状化層厚の厚いものほど累積沈下量が大きくなる傾向がある。今回の実験の様に累積沈下量が7cm程度の範囲では沈下量の傾向は液状化層厚が15, 20cmの場合と30cm以上の場合に分けられる。すなわち、液状化層厚が薄い20cm以下の場合には累積沈下量が大きくなると沈下量の増加割合が減少する傾向があり、層厚が30cm以上の場合には盛土直下地盤の応答加速度に比例して線形的に累積沈下量が増加する傾向がある。これは液状化層厚が異なることにより、盛土および地盤の変形特性が異なるためと考えられる。

地盤および盛土の変形状況を見るために、土槽側

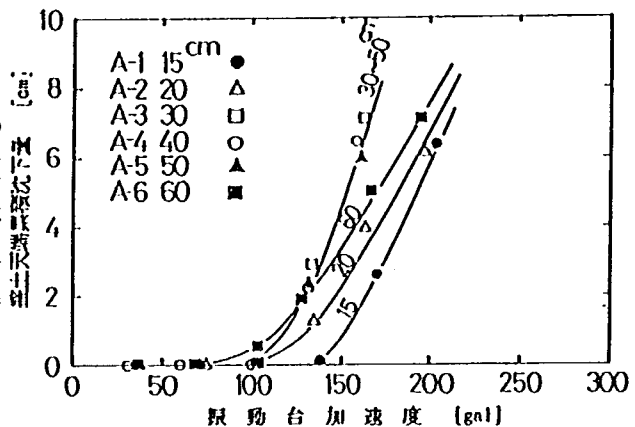


図-3 盛土沈下量と振動台加速度の関係

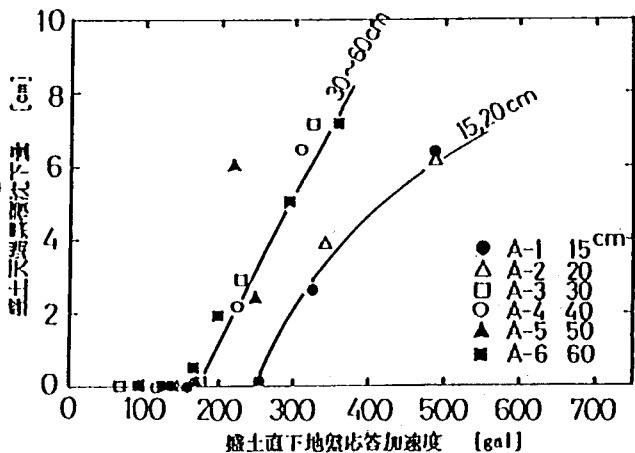
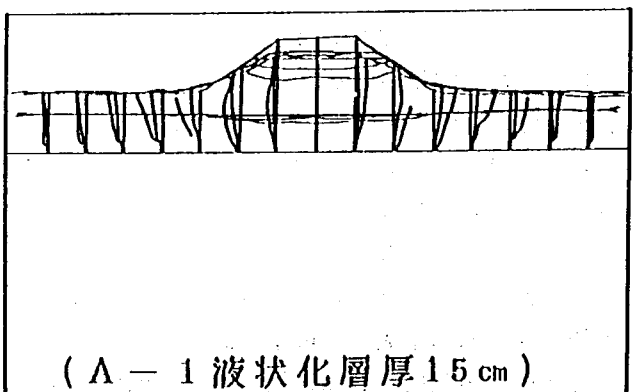


図-4 盛土沈下量と地盤応答加速度の関係



(A-1 液状化層厚15cm)

面の傾測窓より撮影した写真から、加振段階3（振動台加速度約100gal）、4（約130gal）、および5（約160gal）の終了時におけるメッシュの変状を重ね書きしたものが図-5である。液状化層厚が15cmと薄いA-1の場合には、液状化層厚の下端近くまで地盤に水平変位が認められ、地盤の水平変位は地表面において最大となっている。液状化層厚が50cmと厚いA-5の場合には、地盤の水平変位の認められる領域が地表面より30~40cmの深さまで広がり、地盤の水平変位は地表面で最大とはならず、地表面より20~30cmの深さにおいて最大となる。また、A-1の場合には盛土法面が法尻に向かって広がることにより盛土の沈下が生じているのに対し、A-5の場合には盛土全体が地盤内にめり込む形で沈下を生じている。

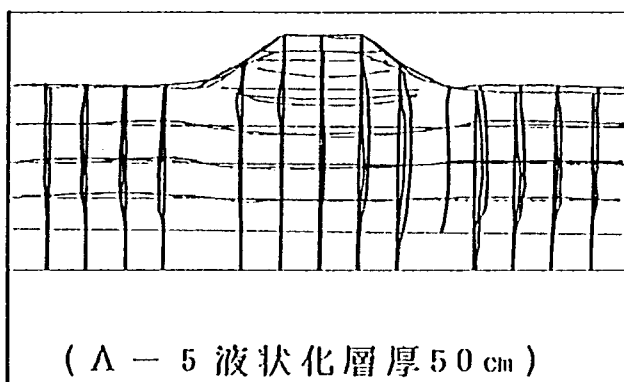


図-5 メッシュの変状図

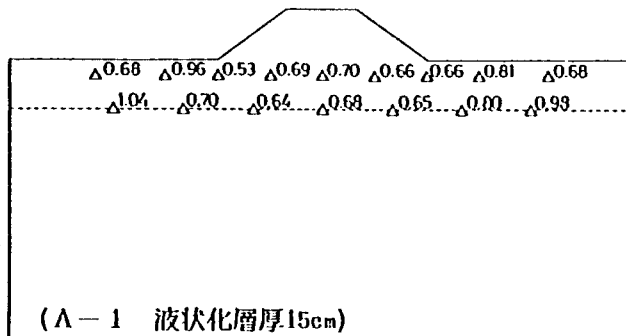
(2) 過剰間隙水圧と盛土変形量の関係

加振段階5（振動台加速度 159~171gal）の加振終了直後における過剰間隙水圧比の分布の例を図-6に示す。間隙水圧は実測値を用い、有効上載圧はFEM解析により求めた値を用いている。A-1（液状化層厚15cm）およびA-5（50cm）の場合には、盛土直下地盤では、過剰間隙水圧比が0.5~0.7程度、盛土周辺の地盤では、0.7~1.0と高く、特に周辺地盤においては完全液状化の状態に近いことがわかる。図-3に示したとおり、沈下量の小さいA-6（60cm）の場合には、盛土周辺の地盤においては0.7~1.0と高い過剰間隙水圧比を示しているが、盛土直下地盤においては0.2~0.5程度と他の模型よりも小さな値を示しており、盛土直下地盤が十分飽和されていないことが考えられ、このことが沈下量を小さくした要因と考えられる。

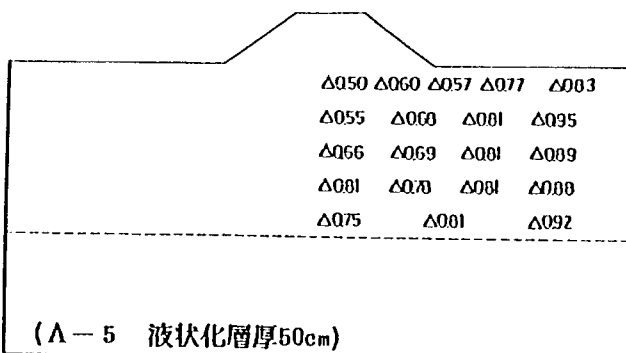
加振段階5（振動台加速度約 160gal）における、各模型の盛土天端の沈下曲線を図-7に示す。これより、液状化層厚の増加とともに沈下量が増加する傾向があることがわかる。

また、加振段階5における各模型の盛土天端の沈下速度を図-8に示す。液状化層厚が15cmと薄いA-1の場合には加振開始後 2.5秒頃に最大の沈下速度を示すが、液状化層厚が20cm以上の場合には加振開始後 1秒頃に最大の沈下速度を示しており、沈下速度曲線はこれら2つの曲線に大別される。同様に

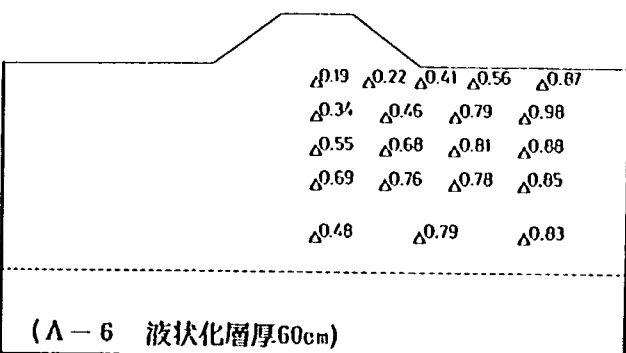
加振段階5における盛土直下地盤内の過剰間隙水圧の時間的変化の例を図-9に示す。過剰間隙水圧はA-1の場合には加振開始後 2.5秒頃に最大の過剰間隙水圧を示し、液状化層厚が20cm以上の場合には



(A-1 液状化層厚15cm)



(A-5 液状化層厚50cm)



(A-6 液状化層厚60cm)

図-6 過剰間隙水圧比の分布

加振開始後0.5~1秒頃に最大の過剰間隙水圧を示しており、盛土天端沈下速度と良い対応を示している。また、図-9より盛土天端の沈下速度は、盛土直下地盤内の過剰間隙水圧比(=過剰間隙水圧を初期有効上載圧に対する比で表したもの)が0.5~0.6を越えるまでは単調に増加し、その後はほぼ等しい沈下速度を示すか、あるいは沈下速度の減少が認められる。沈下速度の減少が認められるのは、盛土天端の沈下量が大きいA-2以上の模型の場合であり、沈下速度の減少に盛土高さの減少による盛土荷重の低下が大きく影響していると考えられる。

4. 結論

液状化層厚を種々変化させて盛土の模型振動実験を行うことにより明らかになった事は次のとおりである。

(1) 同一入力加速度に対し盛土の沈下量は液状化層厚が厚いほど大きくなる傾向がある。

(2) しかし、液状化層厚がある層厚を越えると層厚が盛土の沈下量に与える影響は小さくなる。

(3) この限界の層厚は、液状化層厚が厚い場合に地盤の水平変位が認められる深さとほぼ一致する。

(4) 盛土直下地盤内の過剰間隙水圧の発生量と盛土天端の沈下速度は良い対応を示しており、過剰間隙水圧比が0.5~0.6程度までは沈下速度は単調に増加し、その後は盛土高さの減少とともに沈下速度も減少する。

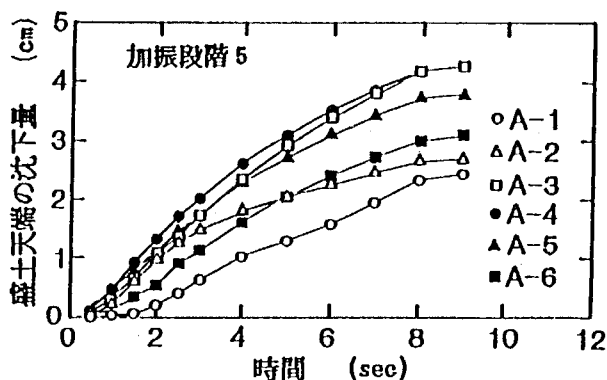


図-7 盛土天端の沈下曲線

今回の実験では、盛土高さ15cmの盛土に対し、沈下に影響を与える領域として層厚30~40cm(盛土高さの2倍程度)という結果が得られた。これは、土槽内に設けた特定の断面形状の盛土に対する結果であり実際の盛土に対して直接この比率を対応づけることはできないが、以上の傾向は実際の盛土にも対応するものと考えられ、地盤改良の範囲および盛土の変形量に大きく影響を与える箇所について検討するにあたりおおいに参考になるものと考えられる。

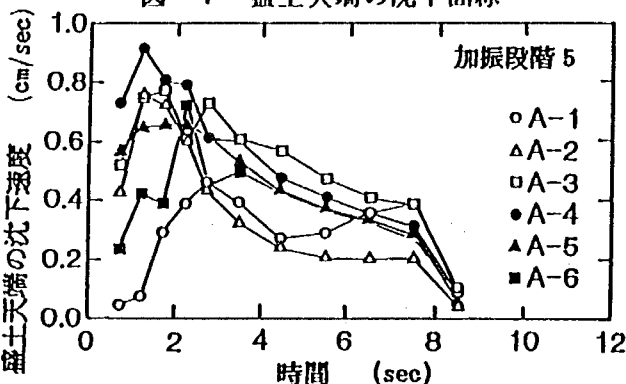


図-8 盛土天端の沈下速度

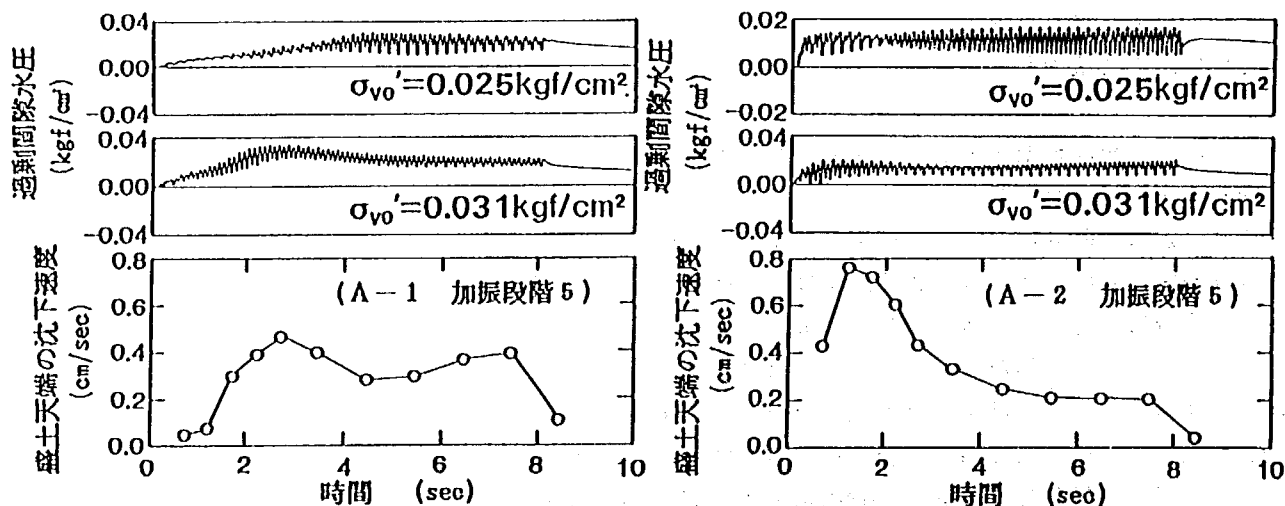


図-9 過剰間隙水圧の時間的变化

3. 土木学会第40回年次学術講演会

橋梁下部構造の起振機実験 (後編)

建設省工本研究所 正員 田村敬一
日本道路公団 〃 荒川直士
建設省工本研究所 〃 川崎一彦

1 はじめに

本小文は、建設省工本研究所が三郷インターチェンジにおいて実施した起振機による橋脚の加振実験結果をもとに、前報に引き続き、地盤のばね定数と減衰定数および動的な地盤ばねと静的な地盤ばねの相違について検討した結果を報告するものである。

2 実験の概要

加振実験の対象とした橋脚(PT-24U)および計測に用いたリーボ型加速度計の配置は図1に示すとおりである。実験に使用した起振機は、日本道路公団試験所所有の最大加振力50tcmの起振機である。また、フーティング周辺はフーティング完成後埋戻しをするが、この際、埋戻しをすることにより橋脚の振動特性は大きな影響を受けると考えられる。そこで、その影響を検討することを目的に、フーティング周辺土を埋戻した後の状態以外に、これを埋戻す前の状態の両方について加振実験を行った。そこで、埋戻し前のフーティング周辺土の範囲は、図1の破線に示すとおりである。なお、加振方向は橋軸直角方向および橋軸方向の2方向とした。また、単位加振力当りの共振曲線および位相曲線の例を示すと、図2のようになる。

3 ばね定数および減衰定数の試算

橋脚の振動を1自由度系の振動とみなし得るとすれば、ばね定数は固有振動数 f_0 およびフーティングの質量 m ($=26.16(\text{ton} \cdot \text{sec}^2/\text{m})$)から次式により求めることができる。

$$k = (2\pi f_0)^2 m \quad (1)$$

また、減衰定数は、 $\sqrt{2}$ 法により、求めるとすれば、共振振動数 f_p および共振曲線のピーク値の $\sqrt{2}$ の値に相当する振動数 f_r から次のように求められる。

$$\delta = \Delta f / 2f_p \quad (2)$$

ただし、図2(c)および(d)に示したように、フーティング周辺土埋戻し後の場合は共振曲線のピークが現れていないので、 $\sqrt{2}$ 法では減衰定数を求めることができない。しかしながら、振動数の増加とともに変位振幅がほぼ単調に減少している点から、減衰定数は0.7程度以上はあると考えられる。式(1)および(2)により求めたばね定数および減衰定数が変位振幅(1次の固有振動時)によつてどのように変化するかを示すと、それぞれ、図3および図4のようになる。図3および図4より、多少のばらつきは見られるが、ばね定数および減衰定数と変位振幅との関係は以下のようなになる。

(1) ばね定数は変位振幅が大きくなるに従い減少す

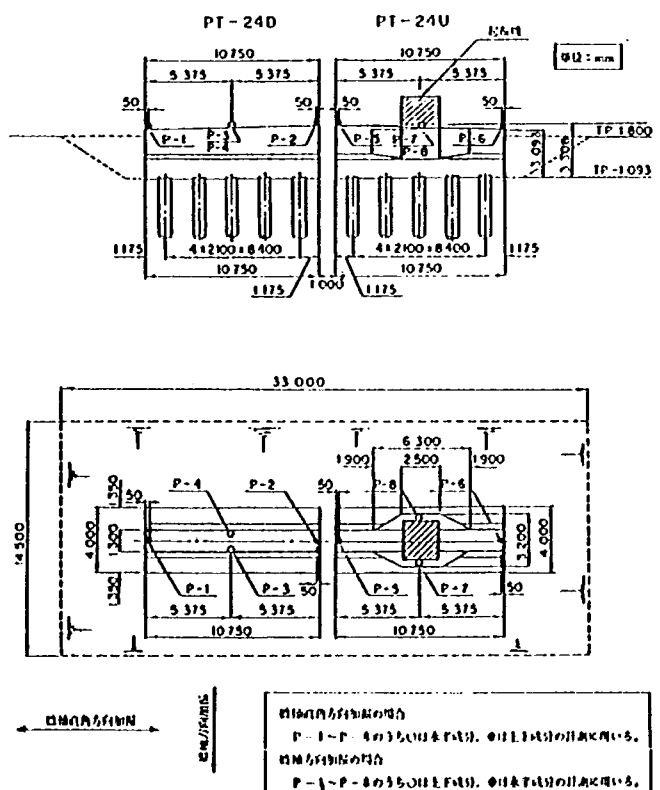


図1 実験対象橋脚の概要

る。例えば、埋戻し前の橋軸直角方向振動の場合には、ばね定数は変位振幅が 0.6 cm の時には $2.7 \times 10^6 \text{ t/m}$ であるのに対し、変位振幅が 1 cm に与ると $1.5 \times 10^6 \text{ t/m}$ となり、約40%も減少する。なお、変位振幅の増加に伴うばね定数の減少の度合いは、埋戻し前の方が埋戻し後よりも大きい。

の周辺土を埋戻した後のばね定数は埋戻しする前のばね定数に比較して50%程度増加する。

③ 減衰定数(周辺土埋戻し前)は、変位振幅が大きくなるに従い減少する。

④ については、従来の実験等による結果から見ると反対の傾向があるように思われるが、このようになる原因としては、次のような理由が考えられる。すなわち、埋戻し前の状態ではフーテング下面は地盤と完全には接触していないため、フーテングは抗(支えられた状態)にある。このため、変位振幅が大きくなると抗表面と周辺地盤の間に間隙が生じ、遠端減衰の低下により減衰定数が小さくなるのではないかと考えられる。

々動的ばね定数と静的ばね定数の比較

加振実験とは別に実施された橋脚の静的載荷試験(埋戻し前、橋軸直角方向)によれば、フーテング下面のばね定数とフーテング水平変位の関係は図5のように求められている。これによれば、ばね定数 K は変位 δ によって大きく異なることがわかるが、

例えば、 $\delta = 1 \text{ (mm)}$ の時には $K = 4 \times 10^6 \text{ (t/m)}$ となる。一方、加振実験から求められたばね定数(埋戻し前、橋軸直角方向)は、変位振幅が 1 mm の場合には $1.5 \times 10^6 \text{ t/m}$ 程度である。これは、静的載荷試験より求められた変位 1 mm の場合のばね定数と比較して、約1/3になっている。このような差が生じる原因については、埋戻し前にはよくわからないが、微小変位領域の静的載荷試験の精度、実験条件の違い等を考慮し、今後検討が必要と考えられる。

参考文献
① 田村、荒川、川島、橋梁部構造の耐振性能実験、土木学会、第10回大会報告
② 藤林、岩崎：橋梁の耐震設計に関する研究、土木研究所報告、第145号
③ 建設省土木研究所：三河インターチェンジ部工(PI-240)40限速度実験、土木研究所報告、第145号

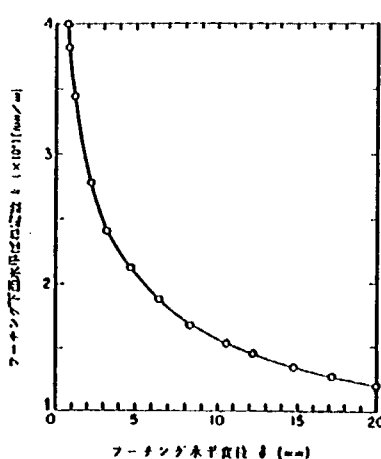


図5 静的載荷試験によるばね定数と変位の関係

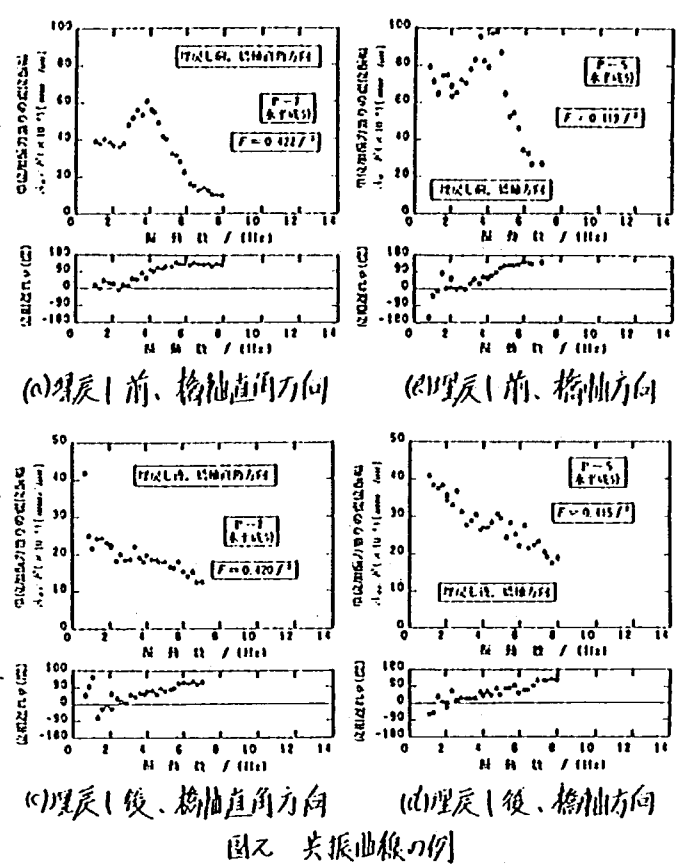


図4 減衰定数と変位振幅(1次の固有振動時)の関係

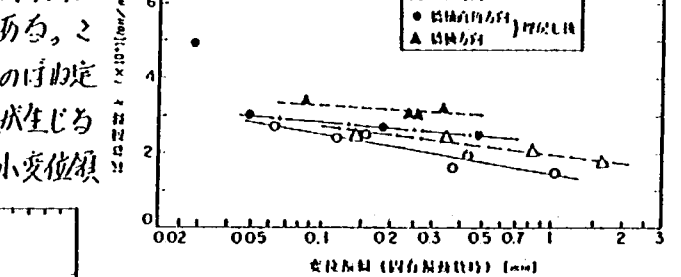


図3 ばね定数と変位振幅(1次の固有振動時)の関係

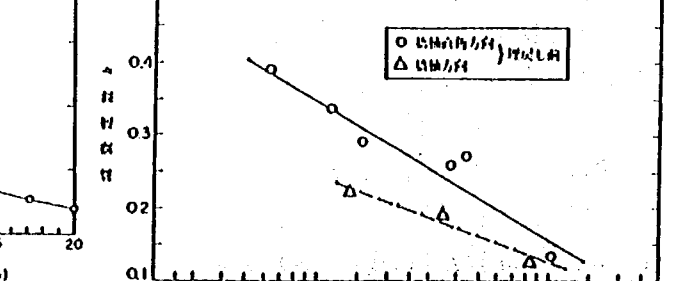


図2 減衰定数と変位振幅(1次の固有振動時)の関係

長野県西部地震による松越地区斜面崩壊地点の動的応答解析

建設省土木研究所 正員 桑原 敏郎
 " " 佐々木 康
 " " 高橋 和久

1. まえがき

本研究は、昭和59年9月14日に発生した長野県西部地震(M=6.8)による長野県木曽郡王滝村松越地区の斜面崩壊地点を対象として動的応答解析を実施し、斜面内における地震物の増幅特性について検討を行ったものである。

2. 斜面崩壊、地質の概要

松越地区の斜面崩壊は、松草川が大又川に合流する直下の大又川右岸斜面部に最大崩壊深30m、崩壊幅170m、崩壊長225m、崩壊土量29万 m^3 の規模で発生した。崩壊は、段丘面を穿くような形で発生しており、その平面形態は図-1に見られるように2箇所の明瞭な滑移面が連続して観察できる。崩壊地周辺の基盤は粘板岩、石英、チャートで構成されており、その上部に御岳火山の噴出物が堆積している。この噴出物は古期噴出物と新期噴出物に分類することができ、地質凡例を表-1に示す。今回の崩壊におけるすべり面は、主に新期噴出物最下層の軽石層により形成されている。

3. 解析手法及び解析モデル

動的応答解析には有限要素解析プログラムFLUSHを用いた。FLUSHでは、入力地震動について水平方向、鉛直方向の同時入力ができるため、境界条件を変え個別に計算を行い、結果の合成を行った。解析対象とした断面の位置を図-1に示す。この断面について崩壊前の地形を地形図より読みとり図-2に示すモデルを作成した。地震動の入射基盤は標高850mの粘板岩中としモデルの左側には伝達境界を適用した。モデルの土質区分は崩壊斜面内の土質の観察及びボーリング調査結果に基づいて行われ、土質定数、 G - γ 曲線等は現地土質調査、室内土質試験の結果に基づき不明な点については推定を行った。解析断面の有限要素モデルを図-3に示す。

4. 入力地震動

今回の地震では、本震の際震央付近で記録が得られなかったことから、本震後土木研究所が牧尾ダム岩盤に設置した強震計により得られた余震記録(図-4)を振盪調整し、最大水平加速度103gal、最大鉛直加速度40galとした加速度波形で解析を行った。この値は、崩壊地上部の道路付近における最大水平加速度が墓石の転倒率より推定される最大水平加速度440gal程度とほぼ同様

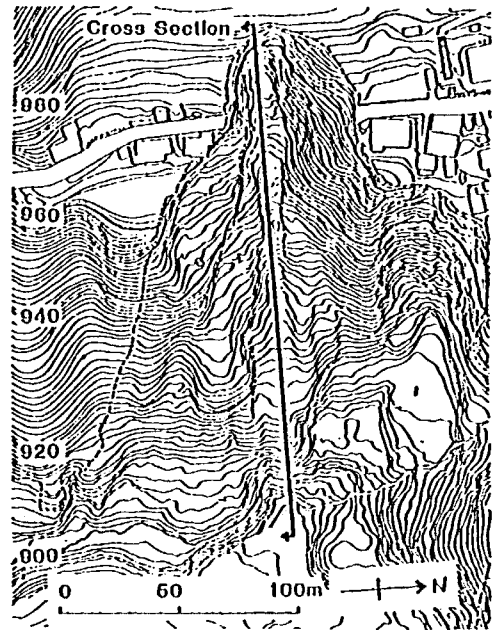


図-1 松越地区斜面崩壊地点平面図

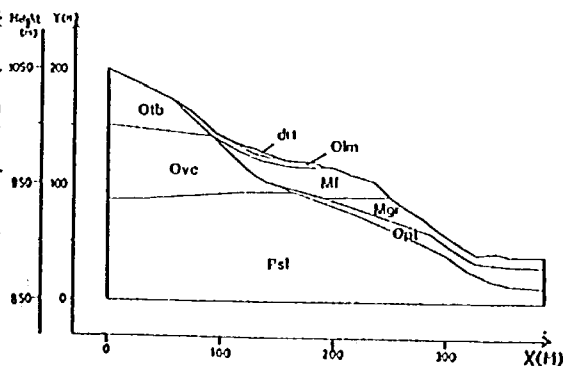


図-2 断面図における地質区分

表-1 松越地区における地質凡例及び土質定数

地質区分	地質名	地質構成	V_s (m/s)	γ (t/m ^{3})	k (t)	ν	正統性
d11	御岳噴出物	段丘部粘板岩	140	1.77	5	0.49	あり No.2
d1a	御岳噴出物	火山灰(ローズ)	160	1.39	5	0.49	あり No.2
d1	御岳噴出物	段丘部粘板岩	230	1.87	5	0.49	あり No.1
d1c	御岳噴出物	砂礫層(粘板岩を含む)	280	1.93	5	0.49	あり No.1
d1d	御岳噴出物	火山灰(粘板岩)	210	1.48	5	0.49	あり No.2
d1b	御岳噴出物	粘板岩(砂岩)	600	2.6	5	0.3	なし
d1e	御岳噴出物	火山灰(粘板岩)	620	2.6	5	0.3	なし
P1d	基盤岩	粘板岩	1750	2.7	2	0.3	なし

試行錯誤により求めたものである。

5. 解析結果

図3中で示すNo.140,144,147,148の節点における応答加速度波形を図5に示す。図5より、地震物は表層において水平、鉛直方向とも非常に大きな増幅を示し主振動の継続時間も長くなっている。図6,図7には、各節点での応答加速度の最大値の分布を示す。ここでも表層における加速度の増幅状況が明瞭に表わされている。また図6において表層地盤最下層である軽石層内で最大応答加速度の大きな領域が帯状に分布しているのが注目される。これは、軽石層が上下の硬い層にはさまれて振動エネルギーが蓄積したためと考えられる。

6. まとめ

今回の検討により以下の事項が明らかになった。

- 1) 地震物は表層の表層地盤において大きな増幅をうけ、主振動の継続時間も長くなる。
- 2) 表層地盤最下層の軽石層内に帯状に水平最大加速度の大きな領域が存在する。

本研究は、科学技術庁振興調整費昭和59年(1984)長野県西部地震による土砂災害に関する緊急研究において土木研究所が担当した研究の一部である。なお、解析に用いた地震動を提供していただいた土木研究所スルダム研究室に感謝します。

参考文献 1) LYSMER, UDAKA, TSIL, SEED, JUSHI, EERC 75-30

2) 岩崎・川島・池田野; 地震応答解析による道路橋の耐震性検討, 研究1607

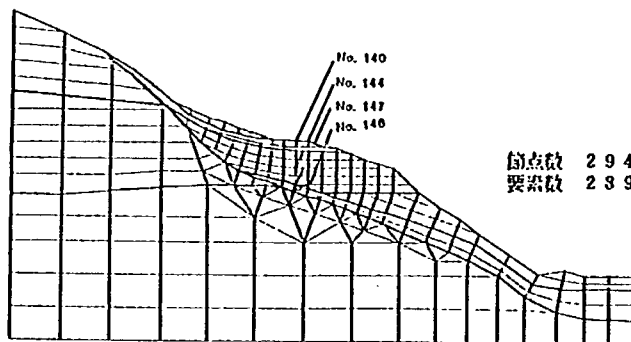
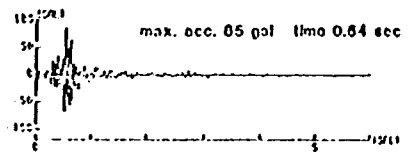


図-3 有限要素モデル

Horizontal Acceleration



Vertical Acceleration

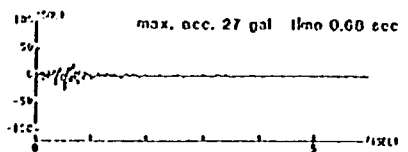
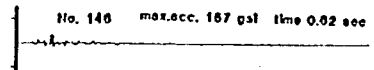
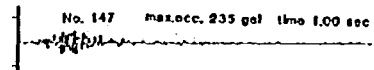
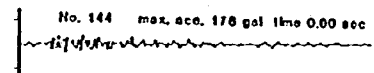
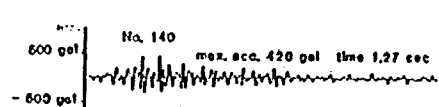


図-4 役尾ダムにおける余震記録

Horizontal Acceleration



Vertical Acceleration

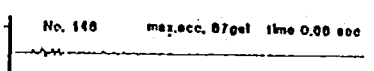
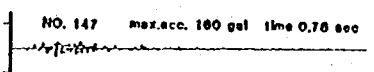
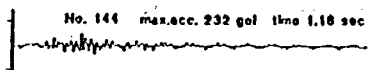
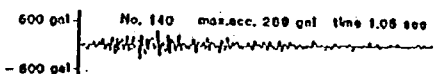


図-5 表層地盤における応答加速度波形

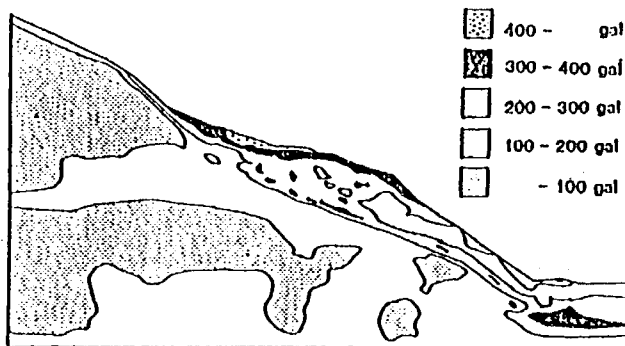


図-6 応答加速度の最大値分布(水平方向)

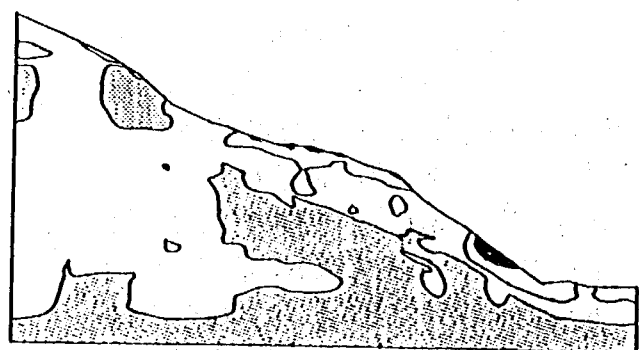


図-7 応答加速度の最大値分布(鉛直方向)

盛土の地震時変形量に与える液状化層厚の影響に関する模型振動実験

建設省 土木研究所 正員 松本 秀徳
・ 佐々木 康
・ 近藤 益夫

1. はじめに 日本海中部地震等既往の地震により数多くの道路盛土など、盛土形式の構造物に甚大の被害を受けた。これらの被害の多くは地震の液状化によるものであり、砂質盛土上の盛土の耐震性を検討するに当たり、液状化の影響を無視することはできない。液状化する盛土上の盛土の地震による変形量は、地震力の大きさ、液状化の程度、液状化する層厚などの影響を受けることが知られている。本論文は、このうち液状化する層厚の影響に着目して行った振動台実験について報告するものである。

2. 実験の概要 振動台上に観測窓を自ずる土槽を設置し、土槽内にロームを用い液状化を起こしにくい層を作成した後、その上部に水中落下法により浅間山砂を用いて液状化を起こしうる地盤模型を作成した。地盤模型が完成した後に、気密状態の浅間山砂を用いて盛土模型を作成した。模型の形状は図-1に示すとおり、左右対称の全断面模型であり、側面には着色した砂により10cm間隔のメッシュを作成し、地下水位は地盤表面と一致させた。模型条件としては、盛土および地盤の締固め条件は同一とし、浅間山砂を用いた液状化を起こしやすい層の厚さのみを15cmから60cmまで変化させることを目標とした。実際の模型は表-1に示すとおり盛土の相対密度が25~40%、地盤の相対密度が61~80%の模型とされた。加振条件は、加振振動数5Hzの正弦波により一定加速度で8秒間(40変)継続した。一度加振した後は、間隙水圧が消散したことを確認の後に、加速度を増加し盛土の変状が十分大きくなるまで加振を繰り返した。各模型の加振実験における各加振段階と振動台の実験最大加速度の関係を表-2に示す。加振中に側面の観測窓よりステールカメラにより模型の変形状況を記録した。また、盛土天端には変位計を設置し盛土天端の沈下量を計測した。

3. 実験結果 模型完成後、本実験に先立、て行、た共振実験の結果の例を図-2に示す。縦軸の増幅率は、盛土天端中央における応答加速度振幅を振動台の加速度振幅に対する比で表したものである。これより、盛土模型の共振振動数は17~18Hz程度であり、表状化を起こしやすい層厚の大小にかかわらずほぼ等しい振動特性を有していることがわかる。

振動台加速度と盛土天端の累積沈下量の関係を図-3に示す。これより、表状化層厚が60cmのA-6の場合を除くと、同一振動台加速度に対する盛土天端の累積沈下量は、液状化層厚が30cmまでの模型では層厚に比例して増加する傾向にあり、層厚が

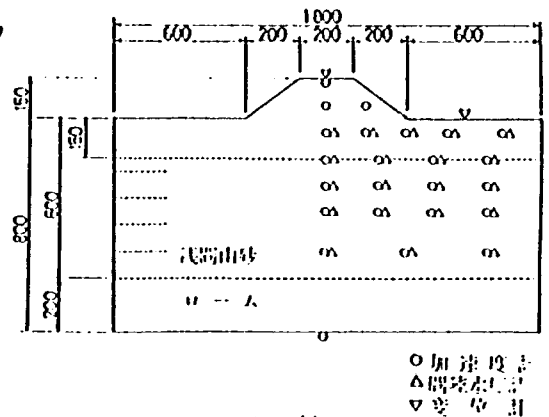


図-1 実験模型概要

表-1 実験模型の物理特性

試 験 No.	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6
液状化層厚 (cm)	15	20	30	40	50	60
地盤相対密度 (%)	61.3	63.8	64.1	64.1	64.2	63.8
盛土相対密度 (%)	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0	25.0
加振条件	5Hz	5Hz	5Hz	5Hz	5Hz	5Hz
加振時間 (sec)	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0
加振加速度 (g)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
加振回数	40	40	40	40	40	40
加振総時間 (sec)	320	320	320	320	320	320
加振総加速度 (g)	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0

表-2 振動台の実験最大加速度

試 験 No.	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6
液状化層厚 (cm)	15	20	30	40	50	60
加振段階1	36	37	36	32	34	35
加振段階2	71	74	68	60	68	68
加振段階3	103	103	103	100	100	100
加振段階4	139	133	134	132	132	128
加振段階5	171	164	163	152	161	167
加振段階6	204	197	—	—	—	195

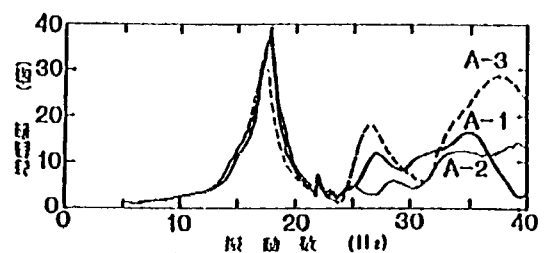


図-2 共振曲線 (盛土天端中央)

30cmを越える模型では値厚によらずに大きい流下量を示す。

地震および盛土の変形状況を見るために、側面の観測結果より撮影した写真から、加振段階3（振動台加速度約100gal）、4（約130gal）、5（約160gal）終了時におけるメッシュの変位を重ね書きしたものが図-4である。液状化層厚が5cmと薄いA-1の場合には、液状化層の下端近くまで地盤に水平変位が認められ、地盤の水平変位は地表面において最大となっている。液状化層厚が50cmと厚いA-5の場合には、地盤の水平変位が認められる領域が地表面より30～40cmの深度まで広がり、地盤の水平変位は地表面で最大とはならず、地表面より20～30cmの深度において最大となる。また、A-1の場合には盛土の流下が盛土表面が法尻に向って広がることにより生じているのに対し、A-5の場合には盛土全体が地盤内にめり込む形で流下を生じている。

加振段階5（振動台加速度約160gal）の加振終了直後における過剰間隙水圧比の分布の例を図-5に示す。間隙水圧比は変位値を用い、有効土裁圧はFEM解析により求めた値を用いている。A-1（液状化層厚15cm）およびA-5（50cm）の場合には、盛土直下地盤では過剰間隙水圧比が0.5～0.7程度、盛土周辺の地盤では0.7～1.0と高く、特に周辺地盤においては完全液状化の状態に近いことがわかる。図-3に示したとおり、流下量の小さいA-6（6cm）の場合には、盛土周辺の地盤においては0.7～1.0程度と高い過剰間隙水圧比を示しているが盛土直下地盤では0.2～0.5程度と他の模型より小さな値を示しており、盛土直下地盤が十分に軟化していないことが考えられ、これが流下量を小さくした要因と考えられる。

4. まとめ 同一入力加速度に対し盛土天端の流下量は、液状化層厚が厚いほど大きく与る傾向にある。しかし、液状化層厚がある層厚を越えると層厚の違いが流下量に与える影響は著しいものではなく、この限界の層厚は、液状化層厚が厚い場合に地盤の水平変位が認められる領域の深度とほぼ一致する。

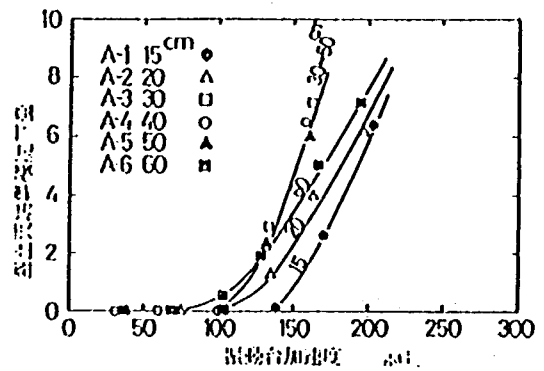


図 3 盛土流下量と振動台加速度の関係

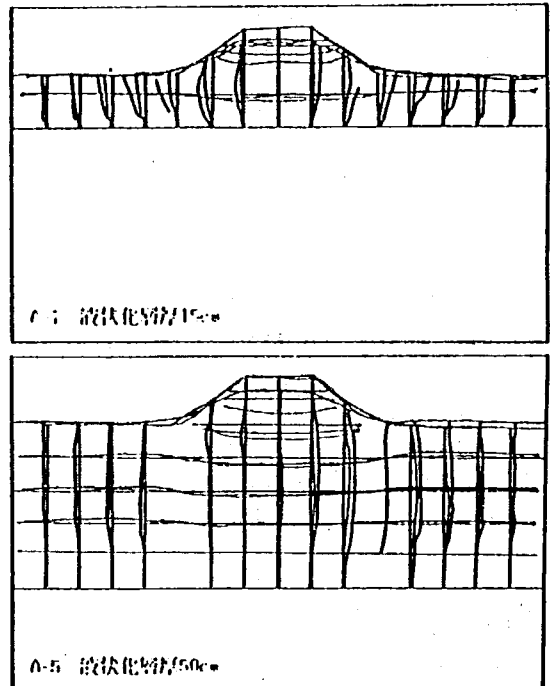
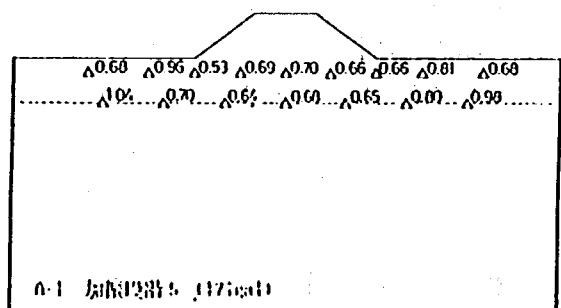
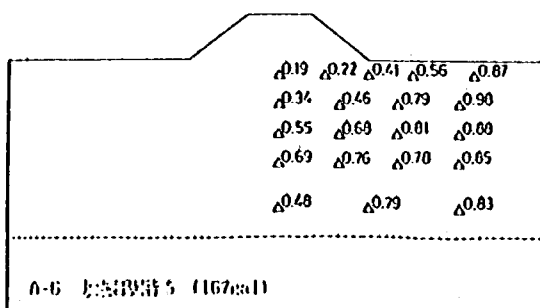


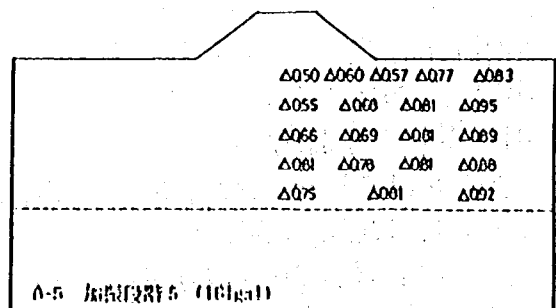
図-4 メッシュの変位図



A-1 加振段階5 (137gal)



A-6 加振段階5 (167gal)



A-5 加振段階5 (161gal)

図-5 過剰間隙水圧比の分布図

建設省土木研究所 正員 川島 一彦

〃 〃 の相沢 伸

〃 〃 高橋 和也

1. まえがき

本小文は、水平方向の地震動加速度応答スペクトルの距離減衰式に対する検討結果を基にして、上下方向地震動の加速度応答スペクトルに対する距離減衰式を求めた結果を報告するものである。

2. 解析に用いた強震記録

解析対象としたのは、我が国53観測地点（いずれも地盤上）において合計57回の浅発地震（震源深さ6km以下）に対してSMAC型強震計により得られた197成分の上下方向加速度強震記録であり、これらの記録は水平方向地震動の解析に用いた197組の水平加速度強震記録の中から上下方向の記録が得られているものを抽出したものである。

また、各観測地点の地盤条件は道路橋示方書附設設計編を基にして1種（道路橋示方書の1種）、2種（同、2種+3種）、3種（同、4種）の3区分とした。図1は解析対象記録が得られた地震のマグニチュード M 、震央距離 Δ [km] を示したものである。

3. 上下方向加速度応答スペクトルの距離減衰式

加速度応答スペクトル S_A に関しては、現在までに各種の距離減衰式が提案されているが、その大部分は水平方向の地震動に対するものであり、上下方向に対するものは少ない。ここでは、水平方向の距離減衰特性に対する検討結果に基づき、上下方向の加速度応答スペクトル S_A ($i=5\%$) の距離減衰式を次式で仮定した。

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

ここで、 M 、 Δ 、 GC_i はそれぞれ、マグニチュード、震央距離 [km]、地盤種別であり、 $Q(T_n, GC_i)$ 、 $b(T_n, GC_i)$ は固有周期 T_n 期、 $(i=1, 2, 3)$ 、地盤種別 GC_i ($i=1, 2, 3$) とにより定められる係数であり、 c は T_n および GC_i によらない係数である。

式(1)を用いて2に示した197記録をもとに重回帰分析により係数 a, b, c を定めると表1および図2のようになる。これより、i) 係数 a はいずれの地盤種別の場合にも短周期領域で大きく、固有周期が長くなるにつれてほぼ単調に減少する、ii) 係数 b は全体として短周期領域で小さいのに対して長周期領域では大きくなる（係数 b は M が1.0が大きくなった場合に S_A が何倍になるかを表す指標であり、地盤種別によらず異なるが T_n が0.3秒以下において係数 b は0.25~0.35程度 (S_A は1.8~2.44倍となる) であるのに対して、 T_n が1.0秒以上では0.5~0.7程度 (S_A は3.6~5.0倍となる) と大きくなる) とがわかる。

式(1)による S_A の予測値のばらつきを次式により定義する。

$$U_{SA} = S_A^{OR} / S_A^{PR} \quad (2)$$

ここで、上流字の OR 、 P はそれぞれ実測値および実測値が得られた M 、 Δ がら式(1)により求めた予測値であることを表すものである。式(2)による U_{SA} を求めた例が図3であり、これらはいずれも M 、 Δ により顕著に変化しない。そこで、 $\log U_{SA}$ の頻度分布を求めた例が図4であり、これらは全体として正規分布に近い。また、 $\log U_{SA}$ の標準偏差は各 T_n 、 GC_i ごとに大きく変化せず、約0.24~0.28程度である。

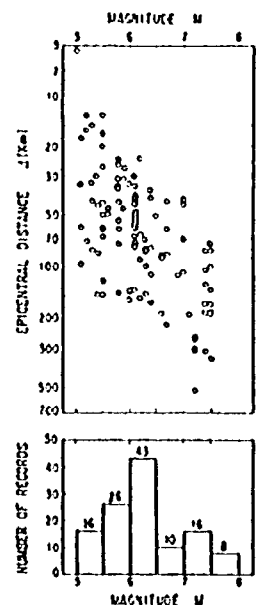


図1. 解析に用いた強震記録のマグニチュードおよび震央距離の分布

3 水平方向の距離減衰係数の比較

代表的な $M(Δ=100km)$ に対する加速度応答スペクトル S_a^H と式(1)による上下方向の加速度応答スペクトル S_a^V とを比較すると図5のようになり、 S_a^H は S_a^V に比較して値は小さいが全体としての傾向はよく似ている。そこで、水平方向に対する上下方向の加速度応答スペクトルの比 ($R_{sa} \equiv S_a^V / S_a^H$) を求めた結果の一例が図6である。これより $M=8$ の $T_d > 0.7$ の1秒程度を除けば、 R_{sa} は、 M 、 $Δ$ 、 GCI 、 T_d に入さく影響されずほぼ0.5~0.6程度の値となる。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法-(その3) (その4)、(その6) - 工研資料第1864号 1993号、2038号、1983年。
- 2) 上田 啓、倉田 栄一郎：港湾地域防災計画年報、1963年～。
- 3) 建設省土木研究所：土木構造物における加速度減衰係数 ($M_0=1 \sim 8$)、工研年報 No. 32 ~ 38、41。

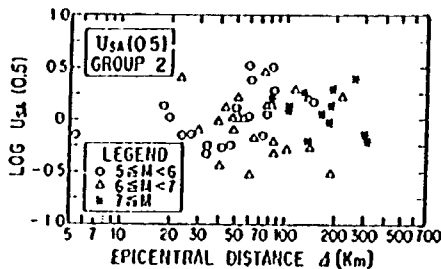


図3. 式(1)の予測値まわりの実測値のばらつきと M 、 $Δ$ の関係の例 ($T=0.5$, $GCI=2$ の場合)

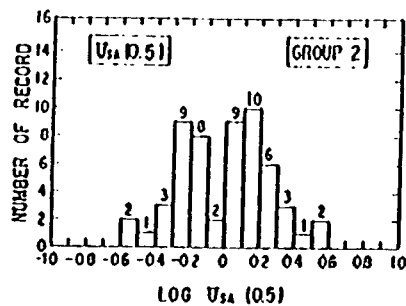


図4. 式(1)の予測値まわりの実測値のばらつきの頻度分布の例 ($T=0.5$, $GCI=2$ の場合)

図1. 式(1)の係数 $a(T_d, GCI)$ 、 $b(T_d, GCI)$ および c

震度	1 弱揺		2 中揺		3 強揺		注
T_d (sec)	$a(T_d, GCI)$	$b(T_d, GCI)$	$a(T_d, GCI)$	$b(T_d, GCI)$	$a(T_d, GCI)$	$b(T_d, GCI)$	
01	246.1	0.229	221.8	0.212	111.5	0.251	
015	207.2	0.215	168.1	0.255	107.8	0.228	
02	121.1	0.251	105.5	0.268	155.7	0.232	
03	95.72	0.262	31.92	0.351	171.1	0.228	
05	31.96	0.331	10.44	0.410	13.82	0.378	1.0495(1)
07	513.9	0.444	14.39	0.451	19.29	0.509	0.2932(1)
10	2185	0.128	1.386	0.495	0.352	0.526	0.0892(1)
15	0.441	0.506	0.758	0.486	0.0113	0.711	0.261(1)
20	9203	0.311	0.610	0.468	0.105	0.610	
30	0.196	0.497	0.389	0.462	0.0056	0.591	

建設省土木研究所 正員 高橋 和之
 “ “ 田村 敬一
 “ “ 相沢 典

1 まえがき

一般の土木構造物の基本固有周期は0.4~0.8秒程度のものが多いが、近年建設が計画されている長大吊橋、斜張橋等の構造物では、基本固有周期が数秒のオーダーに達するものもある。こうした長周期構造物を設計する際には、SMAC型強震計記録の検討だけでは十分でなく、長周期領域での地震動特性を慎重に検討する必要がある。本小文は、上記観点から周期5~10秒程度の長周期地震動を比較的正確とされていると考えられている気象庁一倍強震計記録に着目し、1968年日向灘地震による成分の記録を解析するとともに、既往のSMAC型強震計記録との比較を行った結果について報告するものである。

2. 解析対象記録および解析処理

解析対象としたのは、1968年日向灘地震(M=7.5)により18箇所(51成分)で得られた気象庁一倍強震計記録(変位記録)である。また、この地震によるSMAC型強震計記録7箇所(21成分)も比較のため解析することとした。これらの気象庁一倍強震計およびSMAC型強震計の設置位置を示すと図1のようになる。また、数値化、計器補正(補正範囲2~20秒)および速度、加速度の計算法は参考文献(1)に従い行った。ここで、表形の一例として気象庁一倍強震計記録の高周におけるEW成分の波形を示すと図2のようになる。

3. 最大変位、最大速度、最大加速度の距離減衰特性

気象庁一倍強震計記録から求めた水平2成分のうち、いずれか大きい方の最大変位、最大速度、最大加速度の距離減衰を示すと図3のようになる。また、図4は、SMAC型強震計記録から求めた最大加速度の距離減衰特性を示している。参考のために、我が国で得られた既往の強震記録(26箇所4成分)の統計解析から求めた最大速度の予測式を示すと次のようになる。

$$\ddot{U}_{max} = \begin{cases} 20.8 \times 10^{-6} M^{0.26111} & (1 \text{ 位地震}) \\ 2.80 \times 10^{-6} M^{0.41611} & (2, 3 \text{ 位地震}) \dots (1) \\ 5.11 \times 10^{-6} M^{0.46611} & (4 \text{ 位地震}) \end{cases} \times (A+30)^{-1.122}$$

ここで、上記推定式を求める際には、SMAC型強震計記録に2~3秒の範囲で計器補正を加えており、気象庁一倍強震計記録の周期帯域(2~20秒)とは異なり、直接比較することはできない。しかし、その中間の周期帯域で卓越する速度に対しては、両者の周期帯域がおおむね合致していると考えられる。そこで、式(1)による最大速度の予測式を日向灘地震(M=7.5)に対して計算し、気象庁一倍強震計記録と比較すると図3、(b)のようになる。これによれば気象庁一倍強震計記録の距離減衰は式(1)による1位地震の予測式と比較的よく一致しているのがわかる。

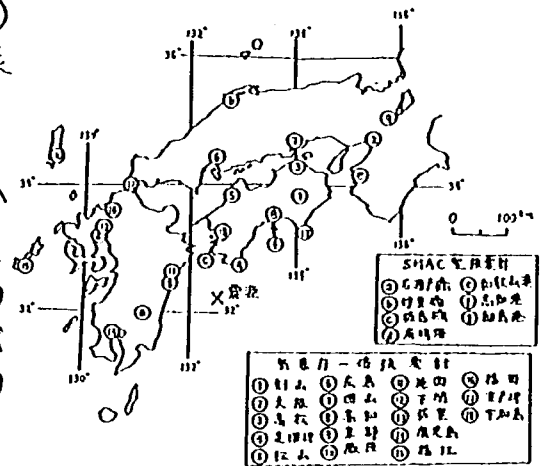


図1 気象庁一倍強震計およびSMAC型強震計の設置位置

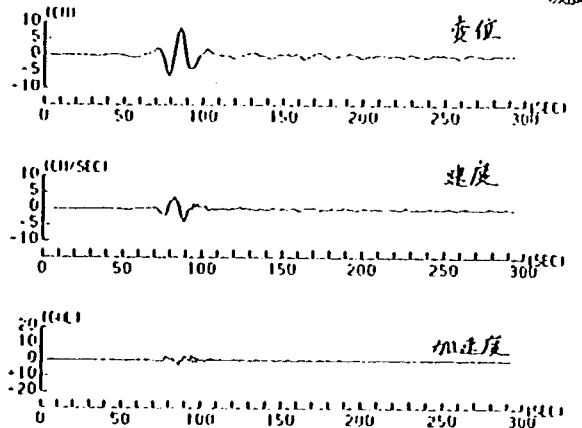


図2 高周における変位、速度、加速度波形(EW成分)

4. 加速度応答スペクトルの距離減衰特性

気象庁一階強震計記録およびSHAC型強震計記録から計算した加速度応答スペクトル $S_a(T)$ (減衰定数5%)の距離減衰を固有周期5秒について比較すると図5のようになる。これによれば、両者とも若干のばらつきが認められるが、一般にSHAC型強震計記録の方が気象庁一階強震計記録よりも2倍以上大きくなっていることがわかる。このような違いが何故生じるかについては今後検討が必要である。そこで、気象庁一階強震計記録とSHAC型強震計記録が得られた地点が近接している高知において、両記録の加速度応答スペクトルを比較したのが図6である。図6より、固有周期2〜5秒の範囲ではSHAC型強震計による加速度応答スペクトル値の方が気象庁一階強震計記録のそれより大きく、両者の一致は一般によくない。これについては、両地点の地点の地盤条件、記録装置等の違いが考えられるが、今後慎重に検討する必要がある。

4. まとめ

今回の解析は、一地震による解析であり、一般的結論を出すことはできない。今後は、さらに検討を行ない、長周期領域での地震動特性を明らかにする必要がある。

参考文献 1) 川島他、気象庁一階強震計記録に基づく長周期地震動特性の解析—1968年十勝沖地震の解析—、土研資料1567号
2) 川島他、最大地震動および………(その4)、土研資料1973号

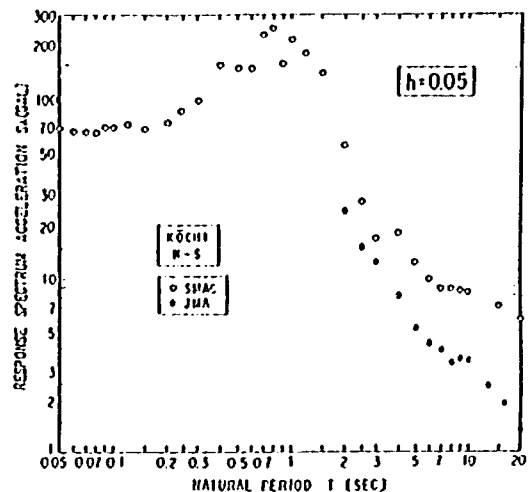


図6 加速度応答スペクトルによる気象庁一階強震計記録とSHAC型強震計記録の比較(高知)

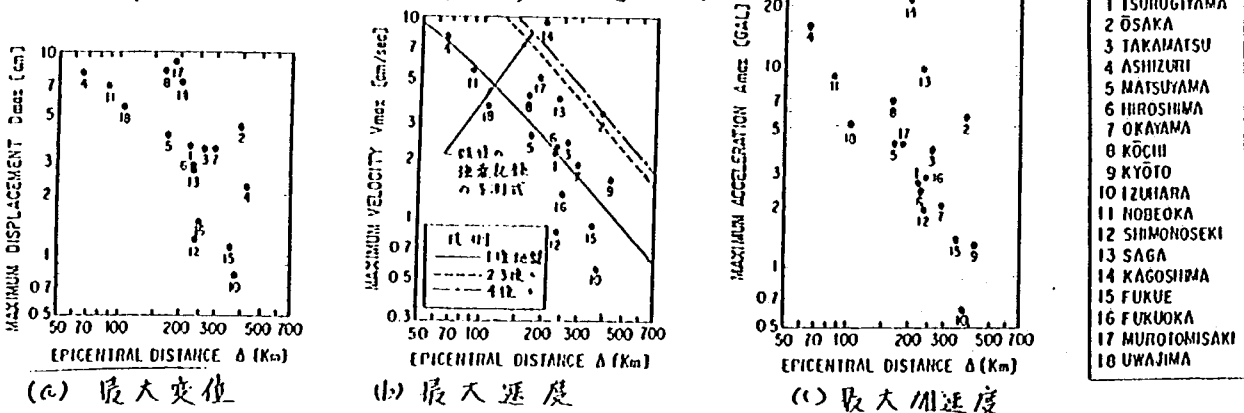


図3 気象庁一階強震計記録から求めた最大変位、最大速度、最大加速度の距離減衰特性(水平成分)

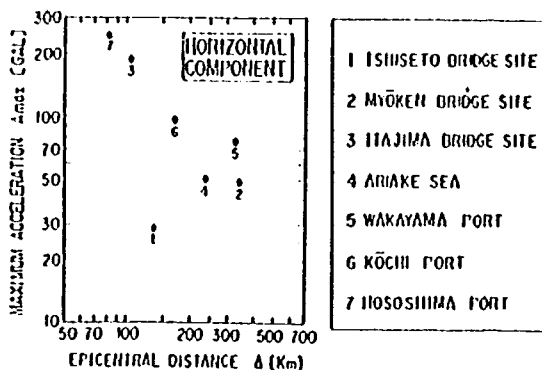


図4 SHAC型強震計記録から求めた最大加速度の距離減衰特性(水平成分)

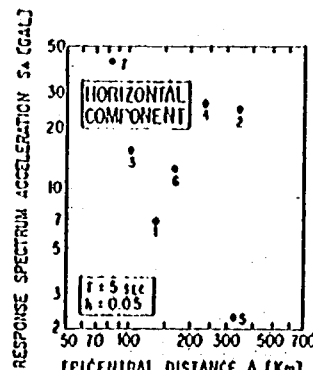


図5 (a) SHAC型強震計記録

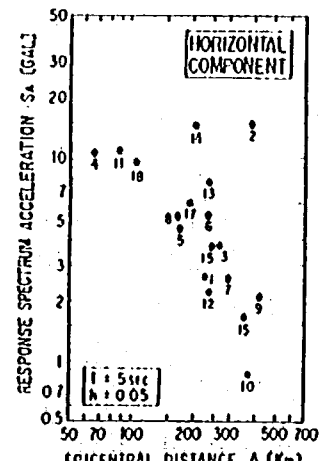


図5 (b) 気象庁一階強震計記録

図5 加速度応答スペクトル(固有周期T=5秒)の距離減衰特性の比較

兵庫県 正原 登日幸治
建設省土木研究所 〃 田村 俊一
〃 〃 相沢 興

1.はじめに

応答変位法に基づく地中構造物の耐震設計では正弦波状の震動が水平方向に伝播すると考えて地震の変形を求めるとされているが、波動の伝播速度については実測資料が皆無であること等からほとんど研究されていないのが実情である。そこで、本小文は、土木研究所管内で得られた三次元局所地震観測記録をもとに、地震動の伝播方向を考慮した上で、その水平方向の伝播速度について予備的に検討した結果をとりまとめたものである。

2.解析対象記録

解析の対象とした記録は表1に示す6地震の際に土木研究所管内(図1参照)の地表面下2mの観測点(A2M2, A2S2, A2EZ, A2W2)で得られた加速度記録である。一例として、EQ-21の際にA2M2点およびA2S2点で得られた記録波形を示すと、図2のようになる。

3.震央の方向性の検討

いま、各観測点において観測された加速度記録の東西(x)成分および南北(y)成分を、それぞれ、 a_x および a_y とすれば、図3に示すように座標軸を反時計回りに θ だけ回転させたX軸およびY軸に沿う成分 a_x および a_y は、次のように表される。

$$a_x = a_x \cos \theta + a_y \sin \theta \quad a_y = -a_x \sin \theta + a_y \cos \theta \quad (1)$$

a_x と a_y の相互相関係数は次式で求められる。

$$R = \int_0^T a_x(t) a_y(t) dt / \sqrt{\int_0^T a_x^2(t) dt \cdot \int_0^T a_y^2(t) dt} \quad (2)$$

ここで、 T は記録の継続時間である。 θ を180度で0から180度で変化させ、式(2)により R を求めた例を示すと、図4のようになる。なお、図中には震央の方向角 θ_0 も合せて示している。図4より、EQ-21およびEQ-34については、多少のばらつきは見られるが、 R が0になる角度 θ_0 と θ_0 が比較的よく一致し、震央方向とそれに直交する方向に座標軸をとる場合に2成分の相関が最も低くなることがわかる。

4.伝播速度の試算

3.の検討結果に基づき、地震動の卓越方向が識別できたEQ-16, EQ-21, EQ-34およびEQ-45について、以下のように伝播速度の試算を行う。すなわち、いま、又点c, dにおいて座標軸を θ だけ回転させたX軸(震央方向)に沿う成分を $a_{i,x}$ および $a_{j,x}$ とすれば、その相互相関係数 $R_{ij}(t)$ は次式で求められる。

$$R_{ij}(t) = \int_0^T a_{i,x}(t) a_{j,x}(t+\tau) dt / \sqrt{\int_0^T a_{i,x}^2(t) dt \cdot \int_0^T a_{j,x}^2(t) dt} \quad (3)$$

ここで τ は位相遅れである。また、(i, j)の組み合わせとしては、(A2M2, A2S2)および(A2M2, A2W2)の2組の組合せを考慮ことにする。 $R_{ij}(t)$ が最大値をとる位相遅れを τ_{max} とし、又点間の震央方向への投影距離を L (図5参照)とすれば、伝播速度 v は次のように求められる。

$$v = L / \tau_{max} \quad (4)$$

また、Y軸(震央直交方向)成分についても、同様に伝播速度が求められる。このようにして求めた伝播速度の一覧を示すと、表2のようになる。ここで、負の伝播速度は伝播の方向が見かり上と反対であることを示している。当該地点のせん断波速度が、地表面下50m付近までは250m/sec程度、それ以下では、400m/sec程度であるのに比較して、式(4)より求めた伝播速度は極めて大きいことがわかる。また、ここでは断面の割合上詳細は省略するが、原記録に振動数領域でバンドパスフィルターを掛け、各振動数帯域ごとに算出した伝播速度についても

せん断変位よりも非常に大きくなる傾向が認められる。

5. 震源の方向性の検討

ここで述べた手法と同様に、記録の震央方向(X成分と上下成分をもとに鉛直面内で座標軸を角度 ψ だけ回転させた場合の相互相関係数を求めると、図6のようになる。図6より、 $\psi=90^\circ$ 付近で相互相関係数は0になり、記録を水平成分と鉛直成分に分離した場合に2成分の相関が最も低くなることとなる。

6. まとめ

本解析で検討した範囲内では、地表面付近の水平面内における地震動の伝播速度は非常に大きく、地震動は鉛直下方から垂直に伝播して行くと考えられる。

表1 解析対象地震の諸元

NO.	発生日	震 域	深さ (km)	マグニ チュード	震央時刻 (h:m)
EQ-13	1980.9.25	千葉県中部	50	6.1	17
EQ-21	1982.3.7	千葉県中部	10	5.5	14
EQ-22	1982.7.23	千葉県中部	30	7.0	11
EQ-28	1982.2.27	茨城県北部	22	6.0	22
EQ-34	1983.10.29	茨城県南部	60	5.2	13
EQ-45	1984.3.6	千葉県近海	460	7.1	745

表2 伝播速度の一覧

震元 No.	伝播方向	成分	R_{max}	T_{max} (sec)	遅延 (m/sec)
EQ-16	AZN2→AZS2	X	0.758	0.010	3420.2
		Y	0.801	0.020	1710.1
EQ-21	AZN2→AZS2	X	0.577	0.010	14230.0
		Y	0.613	0.0	∞
EQ-34	AZN2→AZS2	X	0.371	-0.010	-5660.0
		Y	0.657	-0.020	-4330.0
	AZN2→AZE2	X	0.207	0.050	1000.0
		Y	0.528	0.035	1428.6
EQ-45	AZN2→AZS2	X	0.850	0.0	∞
		Y	0.877	0.0	∞

1) X: 震央方向 Y: 震央直交方向
2) 遅延の伝播速度は伝播方向が見出しと時刻差を示す。

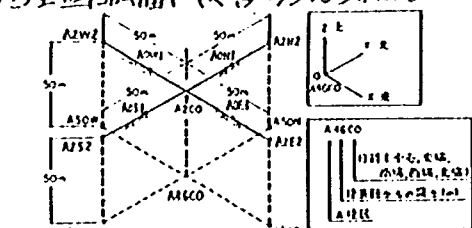
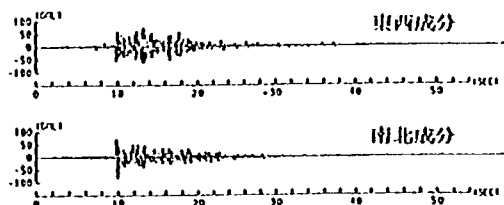
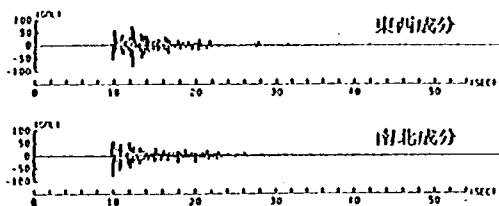


図1 三次元同時地震観測点の配置



(a) AZN2点



(c) AZS2点

図2 M速度波形の例 (EQ-21)

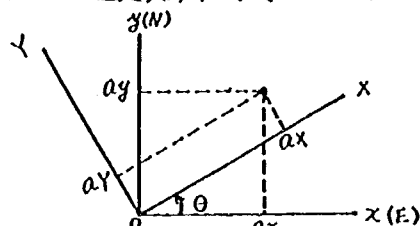


図3 座標軸の回転

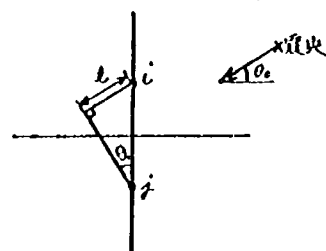
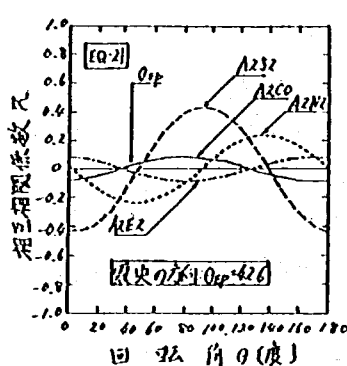
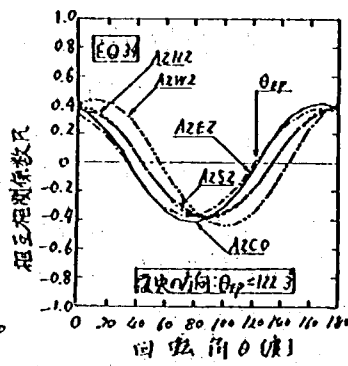


図5 伝播方向の定義

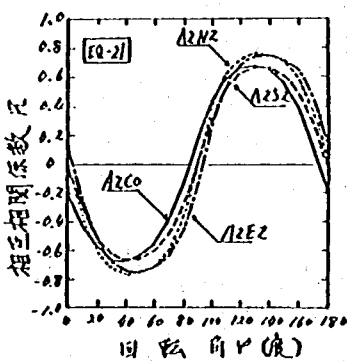


(a) EQ-21

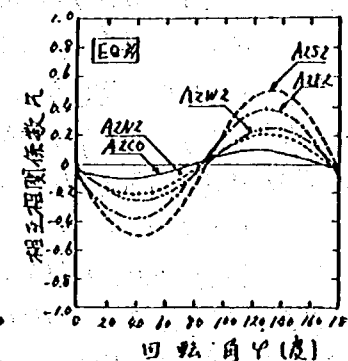


(b) EQ-34

図4 座標軸の回転角と相互相関係数の関係



(a) EQ-21



(b) EQ-34

図6 鉛直面内の回転角と相互相関係数の関係

昭和60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 2395 号
昭和61年 7 月(1986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60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に関するものである。 ○