

護岸構造物の震害予測に関する考察

柴田 徹・佐藤忠信・辰巳安良

PREDICTION OF EARTHQUAKE DAMAGE TO QUAYWALL STRUCTURES

by Toru SHIBATA, Tadanobu SATO and Yasunaga TATUMI

Synopsis

This paper is concerned with the formulation of a simple and practical method for estimating the earthquake resistant power of quaywall structures. In the first part, the factor analysis was made with reference to some reports on damaged quaywalls during the Nigata Earthquake in 1964 and the Tokachi-oki Earthquake in 1968. The result shows that the density or shear strength of subsoil is one of the most important factor for the earthquake damages of structures.

In the second part of this paper, the microtremor of quaywall structures were measured at the site of Osaka harbour. In an attempt to compare these in-situ measurements with calculations, the FE-analysis of quaywall-subsoil system was also made. As a result of such comparisons, it is tentatively concluded that the dynamic behaviour of simple-type quay-wall structure may be estimated by means of microtremor analysis.

1. まえがき

海岸や河川の護岸構造物は古くから築造されており、震害経験も豊富であるが、耐震性への配慮が十分になされていたとはいえない。これは、ダムや長大橋梁等の規模の大きい土木構造物に比べて、やや安易に考えられてきたためであろうと思われる。しかし、都市の過密化が進み、堤内地の境界まで住居・工場施設・オイルタンク等が設けられるようになると、地震時における護岸構造物の損壊は、ゼロメートル地帯への浸水とあいまって、2次災害を発生させ、震害を大きくすることになる。特に、大阪に見られるような地盤沈下地帯では、過去に何度か嵩上が行われたために、トップヘビーの複雑な断面形状になって、地震時の安定性はかなり損なわれているのが現状である。このような構造物の耐震強度の検査には静的震度法が用いられるが、検査断面の数が多くなると、この方法は実用的でないと考えられる。

本研究では簡便にして実用的な耐震判定法を作成するための一環として、数量化理論によって、過去の護岸構造物の震害を要因別に評価し、構造特性と地盤特性に主眼を置いて耐震判定法を提案する。さらに、常時微動測定結果と数量化解析結果を構造物の卓越周期に着目して整理し、護岸構造物の耐震特性に考察を加えるとともに、有限要素解析結果と常時微動観測結果を比較し、構造物の動特性を推定する上での各種の問題点について考察を加える。

数量化の考え方は人間の行動意欲を数量で表現する試みから生れたもので、市場調査等に広く用いられて

きた¹⁻³⁾。災害予測の分野で数量化理論を応用した例としては、丸安・清水・嶋田による崖崩れの危険度予知についての研究⁴⁾、久保村・武井による切取り面の安全度解析⁵⁾、久保・片山による橋梁の震害予測に関する研究⁶⁾、星谷・磯山による東北本線青森地区盛土の震害要因分析⁷⁾ などがあるが、護岸構造物の震害予測に適用した例は見当たらない。

常時微動は主として地盤の振動特性を推定するために測定されるようになったものであり^{8,9)}、我国のように沖積層厚が薄い場合には有効な地盤調査法であることが判明しているが、沖積層が厚くなると明確な地盤特性が捕えにくくなるといわれている¹⁰⁾。一方、常時微動特性と震害の関連性を把握するために、構造物の被害と常時微動の卓越周期との相関性を求めること¹¹⁾が行われる。しかし、護岸構造物の常時微動測定は震害後の断面におけるものがほとんどであるため¹²⁾、震害が卓越周期に影響を及ぼすことも考えられ、震害経験の無い断面での卓越周期と震害度の関係をどのように表現するかが重要な課題になると考えられる。

2. 解析資料と数量化理論の概要

護岸構造物、特に岸壁、突堤、河川堤防の大地震時に受ける被害がどのような要因に支配されるかを明らかにするため、数量化理論Ⅱによって、十勝沖^{13,14)}ならびに新潟地震^{15,16)}の被害例を用いて要因分析を行う。各資料の概要を **Table 1** に示した。まず、地震時における構造物被害の程度を格付けする。この格付けは港湾技術研究所の震害調査報告^{13,15)}に基づいて行い **Table 2** のように3種類に分類した。これは、

Table 1. List of references.

Information sources	Number of data	Type of structure and number of data	site	Method of sub-soil survey
Report for damages to harbour structures by the Niigata Earthquake in 1964	18	Steel sheet pile wall: 9 Block wall: 2 Concrete sheet pile wall: 4 Caisson: 2 Gravity retaining wall: 1	Nigata Port	Standard penetration test (S.T.P.)
Report for damages to river bank by the Niigata Earthquake in 1964	30	Embankment	Agano River, Shinano River	Cone penetration test (C.P.T.)
Report for damages to harbour structures by the Tokachi-oki Earthquake in 1968	75	Steel sheet pile wall: 36 Block wall: 11 Concrete sheet pile wall: 5 Caisson: 2	Kamaishi, Hachinohe, Aomori, Noheji, Ominato, Hakodate, Muroran, Tomakomai, Ports	S.P.T.
Report for damages to river bank by the Tokachi-oki Earthquake in 1968	5	Embankment	Tokachi River	C.P.T.

Table 2. Classification of earthquake damage.

Classification	Grade	Degree
1	0	No damage.
	I	No affect on the main structure. Some damage in the attached structure.
2	II	Considerably deformed.
3	III	Holding the shape, functionally disorderd.
	IV	Completely destroyed.

Table 3. Factors of earthquake damages.

Item	Category		Weight Coefficient	Sample No.		
				22	34	46
Soft soil depth (N or $q_c \leq 20$)	0 - 5 m		x_{11}			
	5 - 10 m		x_{12}		○	○
	10 - m		x_{13}	○		
Characteristics of surface layer	sandy soil (N value)	0-10	x_{21}			
		10-20	x_{22}	○		
	Cohesive soil (Cone resist.)	0-10	x_{23}		○	○
		10-20	x_{24}			
Height of Structures	0 - 4 m		x_{31}		○	
	4 - 8 m		x_{32}	○		○
	8 - m		x_{33}			
Type of Structures	Steel sheet pile		x_{41}			
	Embankment		x_{42}			
	Block wall		x_{43}	○		
	Concrete sheet pile		x_{44}			
	Caisson		x_{45}			○
	Gravity retaining wall		x_{46}		○	
Earthquake intensity	IV		x_{51}			○
	V		x_{52}	○	○	
	VI		x_{53}			
Classification earthquake damage				1	3	1

被害後の断面が原形に比べてどれだけ変形しているかという観点から震害を評価したものである。

つぎに、この震害に影響を及ぼしたと考えられる要因を選び出さなければならないが、ここでは、Table 3に示したような5項目を考える。地盤特性としては、表層の厚さ、表層の平均 N 値（砂質土に対し）あるいは平均コーン指数 q_c 値（粘性土に対し）を採り上げた。表層の厚さは、砂質土では N 値が初めて 20 を

越す深さを、粘性土ではコーン指数 q_c が初めて20を越す深さとし、5m 未満、5m以上10m 未満、10m 以上の3つの範疇に分類した。また地表面下5m までの土質を砂質土と粘性土に分け、各々 N 値ならびに q_c 値が10未満の場合と10以上の場合に分け、表層の特性を4個の範疇に分類した。構造特性としては、構造の高さと構造形式を採り上げた。構造物の高さは、構造物の前面土から天端までの高さとし、4m 未満、4m 以上 8m 未満ならびに 8m 以上の3つの範疇に分類した。構造形式は表に示す6個の範疇に分けた。地震の強度としては震度階を用いた。

いま、サンプルの番号を i 、各項目の番号を j 、各項目内の範疇の番号を k とし、変数 x_{jk} を考える。これは各範疇が震害にどのような重みを持っているかを表わす変数であって、これを数量化理論によって決定する。重み係数が求まると、各サンプルの震害度を表現する合成変量 α_i が○印の付いた場所の重み係数の和として与えられる。例えば

$$\alpha_{34} = x_{12} + x_{23} + x_{31} + x_{46} + x_{52}$$

この α_i の値と、Table 1 に示した震害との相関が最も良くなるように重み係数を定める。具体的な解析手法は付録で簡単に述べる。

3. 数量化解析結果

解析に用いたデータの総数は Table 1 に示したように128個で、この中からサンプルを抽出し重み係数を決めた。Table 4 にサンプル数128,106ならびに97の3種類の重み係数が表示されている。この値は

Table 4 Results of the factor analysis.

Item	Number of Sample		128			106			97		
	Category		Number of data	x_{jk}	Range	Number of data	x_{jk}	Range	Number of data	x_{jk}	Range
Soft soil depth (N or $q_c \leq 20$)	0 — 5 m		16	- 6.4		9	-17.7		—	—	
	5 — 10 m		65	8.4	31.4	55	6.1	40.4	55	5.1	17.9
	10 — m		47	25.0		42	22.7		42	23.0	
Characteristics of surface layer	sandy soil (N value)	0—10	63	8.4		63	6.1		59	5.1	
		10—20	13	-12.0	38.6	—	—	3.6	—	—	4.9
	Cohesive soil (Cone resist.)	0—10	43	6.6		43	2.5		38	0.2	
10—20		9	-30.2		—	—		—	—		
Height of Structures	0 — 4 m		25	25.7		22	28.3		18	26.3	
	4 — 8 m		60	8.4	22.0	43	6.1	23.4	40	5.1	21.2
	8 — m		43	3.7		41	4.9		39	8.6	
Type of Structures	Steel sheet pile		45	8.4		40	6.1		35	5.1	
	Embankment		35	19.7		21	26.5		19	33.3	
	Block wall		13	3.1	29.7	12	4.9		12	7.8	
	Concrete sheet pile		9	32.5		8	36.9	34.1	8	40.4	35.3
	Caisson		18	9.6		17	11.2		17	12.1	
Gravity retaining wall		8	2.8		8	2.8		6	12.5		
Earthquake intensity	IV		33	-14.3		32	-16.2		32	-15.6	
	V		90	8.4	23.4	69	6.1	33.7	65	5.1	20.7
	VI		5	9.1		5	17.5		—	—	

合成変量の最大値が100、最小値が0になるように標準化されている。各項目の中では重み係数の大きい範疇が、その項目の中で支配的要因になるから、地盤は層厚が厚くなるほど、 N 値あるいは q_c 値は小さくなるほど、震度階は大きくなるほど、震害の危険度が増加することになる。なお、粘性土地盤より砂質土地盤の方が震害を受けやすいことになるが、これは N 値の小さな砂質地盤は液化化しやすいことを反映しているためと考えられる。構造の高さに関しては、予想に反して、構造の高さが低いほど震害が大きくなる傾向を示している。これは、過去の震害例を単純に数学的に処理して得られたものであり、久保・片山⁶⁾も指摘しているように、実際の耐震判定基準を作成する場合には、工学的判断を加味しなければならない。

また、この表には、それぞれの項目に対し、レンジが示してあるが、この値が大きいかほど、その項目の震害に及ぼす影響が大きい。サンプル数128の群では、表層の特性が震害に最も大きな影響を与えることが判明する。表層の特性をほぼ同じにするため、砂質土で N 値10以上ならびに粘性土で q_c 値10以上の範疇に属するデータを省いたサンプル数106の群では、表層の層厚が最大の震害要因になっている。さらに、表層厚が5m未満の範疇を省いたサンプル数97の群では、構造形式が最大の震害要因になった。これらの事は、表層の特性、表層厚、構造形式の順に震害に影響を与えることを意味している。

Fig. 1 はサンプル数128の群の合成変量を震害の分類ごとに示したものである。この図における分類3は構造物が完全に崩壊するか、何んらかの処置を施さないかぎり、そのままでは再使用不能のものを表わしている。このような震害を受ける構造物は合成変量にして50前後の値でもって分離できることが明らかになる。

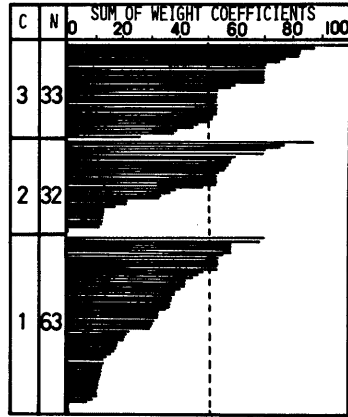


Fig. 1. Classification of earthquake damage and the sum of weight coefficients.
C : Classification of earthquake damage.
N : Number of data.

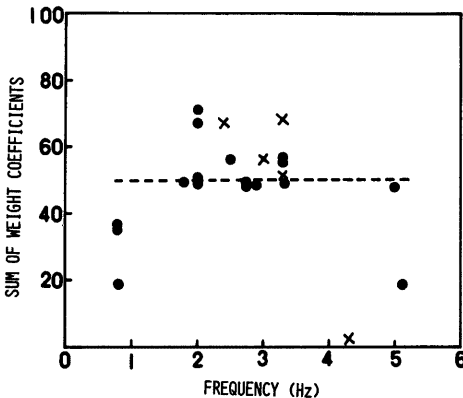


Fig. 2. Relationship between the resonant frequency obtained from microtremor observation and the sum of weight coefficients.

4. 常時微動特性と合成変量との相関性

護岸構造物の震害と常時微動特性を関係づけるためには、常時微動の計測がなされた後に地震を経験した震害例が必要になるが、このようなデータの集積には長い日時を要する。そこで、地震を経験していない現存の護岸構造物の耐震性と常時微動特性を結び付けるための一手法として、数量化理論から求まる構造物の合成変量を耐震性の指標として用いることにする。合成変量は地震時における構造物の危険度を表わす数値であるから、合成変量と常時微動特性の関連性が明らかにな

れば、常時微動を観測することにより、護岸構造物の地震時安定性がかなりの信頼性で推定できることになる。

解析に用いた資料は海岸堤防の常時微動観測結果¹⁷⁾、馬淵川堤防¹⁸⁾ならびに最上川堤防¹⁹⁾の常時微動観測結果である。河川堤防のデータは合計4個であるが、震害を受けた後の断面での観測値であるため、海岸堤防のものとは資料の性質が異なるとも考えられるが、ここでは同一のものとして取り扱った。構造はすべて盛土形式で、Fig. 2 の●印で示されている。破線で囲まれているのは河川堤防のデータである。横軸は常時微動観測から求められる堤頂の卓越振動数である。合成変量は Table 4 のサンプル数128の群に

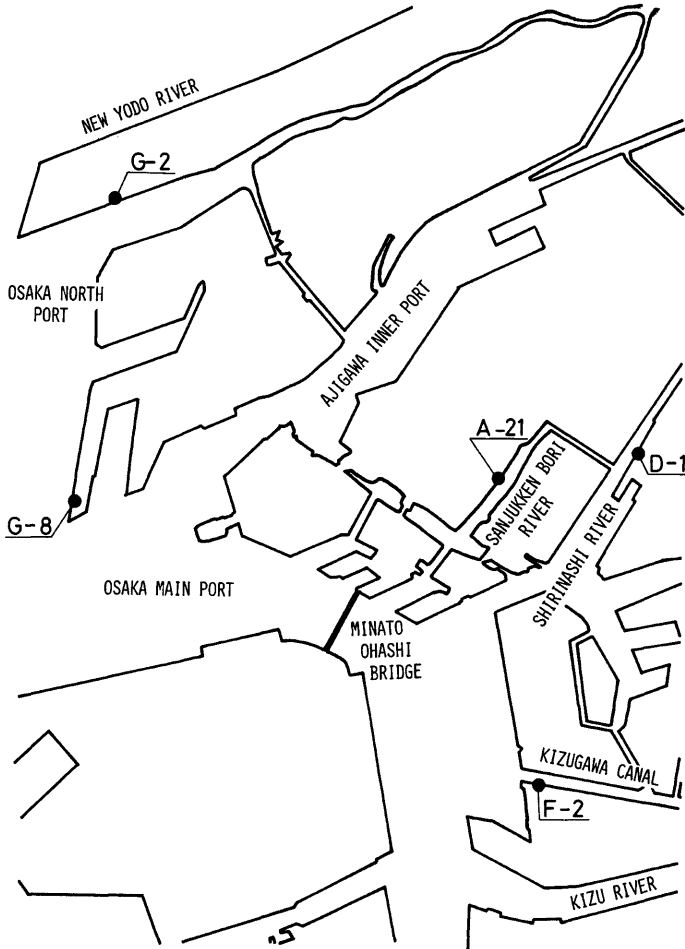


Fig. 3. Observation points of the microtremor.

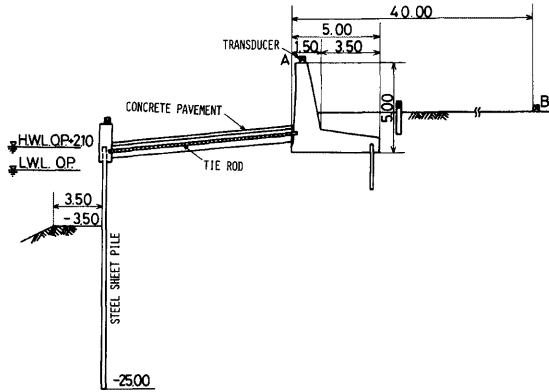


Fig. 4. Cross section at G-8 point.

おける重み係数から、震度 V の地震を受けた場合を想定して、計算した。なお図中に×印で示したものは、著者らが行った、大阪市内の港湾護岸構造物の常時微動観測から求めたものである。構造形式が鋼矢板と重力式擁壁であるので参考までに示した。データ数が少ないので確定的なことは言えないが、合成変量が 50 以上になる領域は堤頂の卓越振動数が 2~3.5 Hz の付近に集中し、その包絡線は 2.5 Hz 付近で極大値をとることがわかる。

5. 常時微動観測結果と有限要素解析結果の比較

護岸構造物の耐震性を判定するために、常時微動を測定することによって、構造物の動特性を把握する試みが行われるようになって来たが、護岸構造物の形態は種々雑多であり、その断面も堤防護岸の嵩上げ、補修工事などによって複雑なものになっている。ここでは大阪市内の代表的な護岸構造物の常時微動観測結果を有限要素解析結果と比較し、両者の方法によって構造物の動特性がどの程度明らかになるかについて考察を加える。

5.1 常時微動観測結果

常時微動の観測を Fig. 3 に示すような、大阪市内の 5 箇所で行った。また、観測地点の護岸断面を Fig. 4~Fig. 8 に示す。これらの断面の選定に関しては、断面形状が典型的かつできるだけ単純であること、各断面がそれぞれ構造的な差異をもつこと、観測地点付近に夜間の特殊な振動源がないこと、護岸の後背地が十分広く、地盤の常時微動観測も可能であること等に留意した。Table 5 に各断面の概要と観測日時を示した。

常時微動の測定系は換振器、増幅器、記録器およびモニターからなっている。換振器は水平・鉛直各 4 台

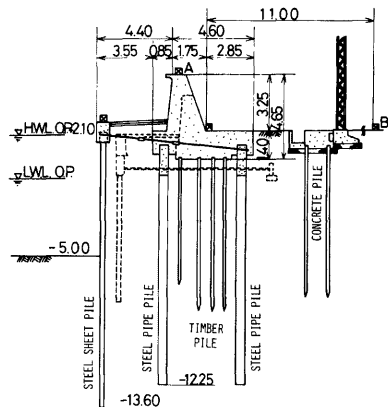


Fig. 5. Cross section at F-2 point.

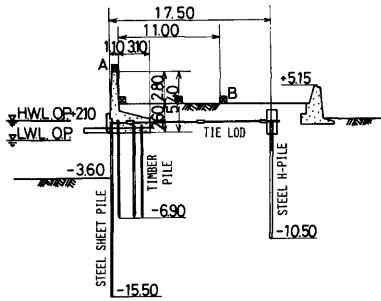


Fig. 6. Cross section at D-1 point.

の補正を行った。

Fig. 9(a), (b) は各々観測地点 G-8 における堤頂 (A 点) と地盤 (B 点) における水平方向のパワースペクトルを観測時刻別に描いたものである。常時微動の振幅特性は時刻によってかなり変動することがわかる。この傾向は地盤において著しい。地盤の常時微動特性は振動源の特性に大きく依存するためと考えられる。またパワーは深夜ほど小さくなるが、夜間は人工的な振動源が少くないためと考えられる。以上のことは他の観測地点でも同様に見られる。

Fig. 10(a), (b) は各時刻ごとに求められるパワースペクトルをスペクトルの最大値で正規化した後、平均したものである。平均化することによって振動源の影響を取り除いたスペクトル特性が得られると考えられるから²⁰⁾、両図を比較することによって、地盤の卓越周期や構造物の卓越周期に関する情報が得られる。他の観測地点における測定結果に対して同様の解析を行ったものが

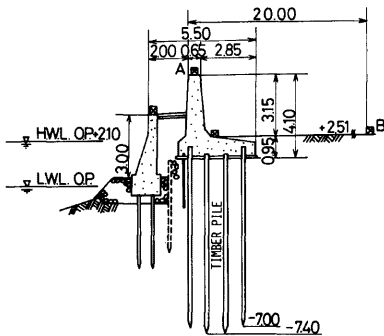


Fig. 8. Cross section at A-21 point.

を用い、堤頂、地盤および矢板頂等において測定を行った。換振器の設置場所は Fig. 4~Fig. 8 内の図印で示した。

常時微動記録は14チャンネルデータレコーダあるいは4チャンネルデータレコーダ2台に収録され、10Hzのローパスフィルターを通して実時間相関器にかけて、自己相関関数を求めた。この結果をフーリエ変換器に入力しパワースペクトルを求めた。自己相関関数とパワースペクトルはマルチレコーダによって同時に図化した。換振器は固有周期1秒の可動線輪型速度計のため、1Hz以下の低周波数領域で感度が急速に低下するので、換振器の総合感度を更正用振動台で測定し、パワースペクトル

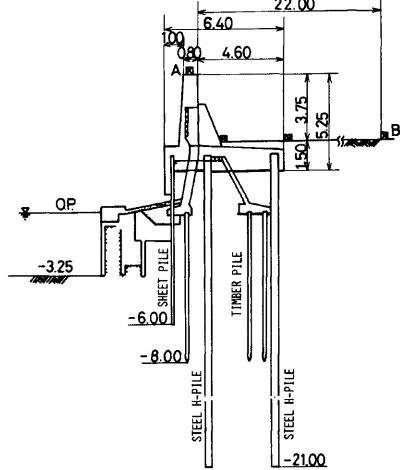


Fig. 7. Cross section at G-2 point.

Fig. 11~Fig. 14 に示されている。Fig. 11 は F-2 地点の、Fig. 12 は D-1 地点の、Fig. 13 は G-2 地点の、Fig. 14 は A-21 地点の結果である。各々の図 (a) は堤頂におけるもので (b) は地盤におけるものを示している。そしてこれらの図から以下のようなことが明らかになる。

- (i) 地盤と構造物の振動特性は比較的良く似ている。
- (ii) 鋼矢板および鋼杭の存在する護岸構造物では、接近した振動数で顕著な2つのピークを持つ。
- (iii) 鋼杭等の深い基礎を持たない護岸構造物は地盤と全く同じ振動特性を示す。
- (iv) Table 6 の地盤定数を用いて SH 波の重複を反射理論から求める、この付近の地表面における応答倍率は Fig. 15 のようになる。これと各図の (b)

Table 5. Site and date of microtremor measurements.

Measuring points	Observation day and time
Umemachi Sakurajima Wharf G-8 (Fig. 4)	Oct., 21, 22, 1976 20.00, 21.00, 22.00, 23.00, 1.00, 3.00, 6.45
South Bank of Kizugawa Canal F-2 (Fig. 5)	Nov., 19, 20, 1976 18.30, 20.00, 21.00, 22.00, 23.00 0.00, 1.00, 2.00, 3.00, 4.00
Left Bank of Shirinashi River D-1 (Fig. 6)	Nov., 24, 25, 1976 19.10, 20.00, 21.00, 22.00, 23.00 0.00, 1.00, 2.00, 3.00, 4.00
West Revetment in Hokko Honmachi G-2 (Fig. 7)	Nov., 25, 26, 1976 18.00, 20.00, 21.00, 22.00, 23.00 0.00, 1.00
Right Bank of Sanjuken River A-21 (Fig. 8)	Nov., 26, 27, 1976 19.15, 21.00, 22.00, 23.00, 0.00, 1.00, 2.00, 3.00, 4.00

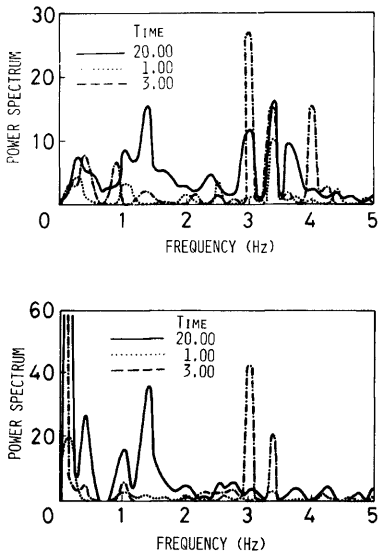


Fig. 9. Change of power spectrum with time, (a) at the top of structure (point A in Fig. 4), (b) on the ground surface (point B in Fig. 4).

とを比較することによって、3.2 Hz の卓越振動数が常時微動観測結果に明瞭に現われていることがわかる。

つぎに、護岸構造物自体の振動特性を知るために、地盤に対する堤頂の周波数伝達関数を求めた。これを Fig. 16~Fig. 20 に示す。図中の破線は後に述べる有限要素解析結果を表わしている。Fig. 16 は G-8 地点のものであるが、2 Hz~4 Hz の間に多数のピークが存在し、明瞭な卓越振動数は求まらない。これは 13m も離れた矢板と擁壁がタイロッドで結ばれているために、複雑な振動系が構成されるからである。

Fig. 17 は 3.4 Hz に Fig. 20 は 2.9 Hz に最大ピークを持つ。両者とも自立式擁壁に近い構造であるため比較的単純な振動特性を示すと考えられる。Fig. 18 は 3 Hz 以上で多くのピークを持ち、顕著なピークは存在しない。これは矢板の上に擁壁が載り、控え杭が 17 m も離れた位置にあり、複雑な振動系を形成していることならびに観測点 B が擁壁と控え杭の中間に設けられたため、これが地盤の動きのみを捉えているとはいえないことなどが原因と考えられる。Fig. 19 は 2.9 Hz と 4.9 Hz に極だったピークを持っている。このようにピークが 2 つ存在する

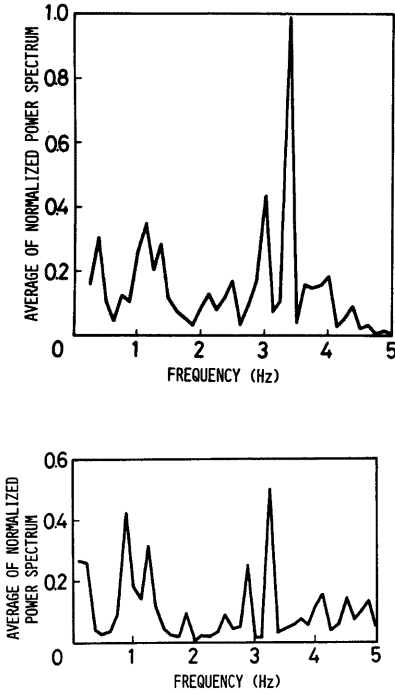


Fig. 10. An average of normalized power spectrums,
 (a) at the top of structure (point A in Fig. 4),
 (b) on the ground surface (point B in Fig. 4).

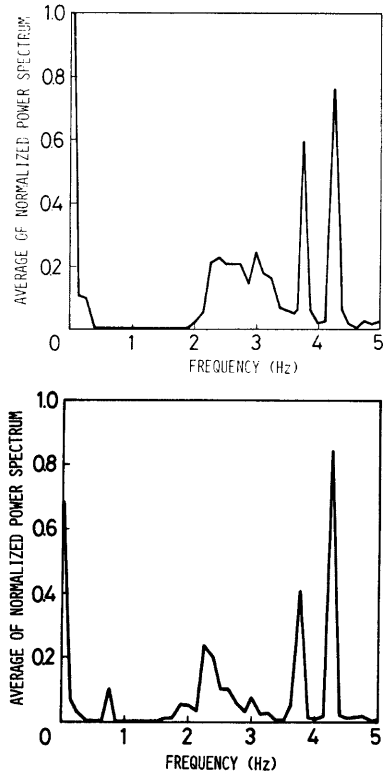


Fig. 11. An average of normalized power spectrums,
 (a) at the top of structure (point A in Fig. 5),
 (b) on the ground surface (point B in Fig. 5)

現象は簡単には説明できないが、振動特性が比較的単純なことは構造が自立式であることから説明できる。

5.2 護岸の有限要素法による地震応答解析

常時微動観測地点の護岸断面をできるだけ忠実にモデル化し、モード重ね合せ法によって応答解析を行った。解析モデルとしては Fig. 21 に示すような3つのモデルを考え、TAFT (1952年) の NS 成分の加速度記録を入力地震波とした。なお、いずれのモデルも底面は固定と考え、側面は自由端としている。底面の位置は一般的な大阪地盤における上部洪積層の下端となっている。地盤は4節点4辺形要素に、矢板・擁壁など構造部材は梁部材要素にモデル化した。3次元的な広がりを持つタイロッドについても換算断面を用いて、2次元梁部材要素として取り扱った。いずれも図中の太実線で示される。

モデル1は梅町堤防 (G-8) をモデル化したものである。モデル2は北港本町西岸 (G-2) および本津川

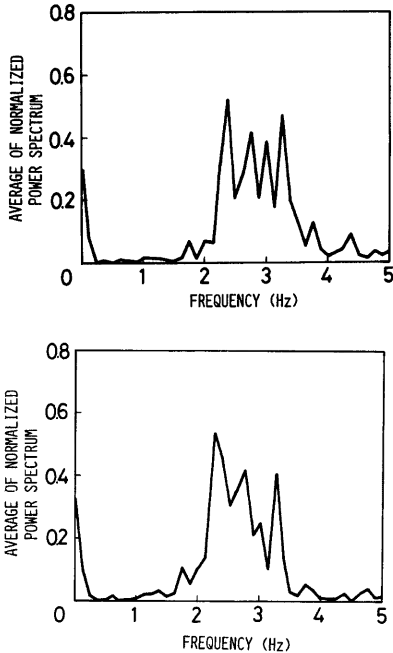


Fig. 12. An average of normalized power spectrums,
 (a) at the top of structure (point A in Fig. 6),
 (b) on the ground surface (point B in Fig. 6).

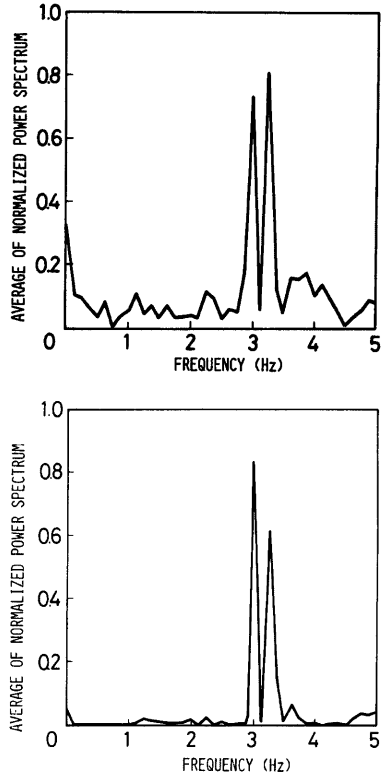


Fig. 13. An average of normalized power spectrums,
 (a) at the top of structure (point A in Fig. 7),
 (b) on the ground surface (point B in Fig. 7).

運河南岸 (F-2) の護岸堤防をモデル化したものである。基礎杭は 2 本の梁部材要素にモデル化されている。梁部材要素は深さ 23 m まで考えているので、このモデルは F-2 地点よりも G-2 地点の特性を良く表わすものと考えられる。モデル 3 は三十間堀川右岸堤防 (A-21) をモデル化したものである。

解析に用いた地盤定数と材料定数を **Table 6** に示した。地盤定数については、大阪南港において実測された値を用いた。この資料²¹⁾は PS 検層の結果えられたものであり、**Fig. 22** にその概略を示す。なお、常時微動測定地点は総て比較的近距离にあり、各地点のボーリング柱状図を見ても比較的よく似た地盤構造であるので、地盤定数は同一のデータを用いた。また各モデルの図中、斜線の入った要素は埋立土、網線の入った要素には捨石およびブロックとしての材料定数を入れた。

Fig. 23~Fig. 25 は各々モデル 1~3 を用いた応答解析から求まる応答と入射波のフーリエスペクトル

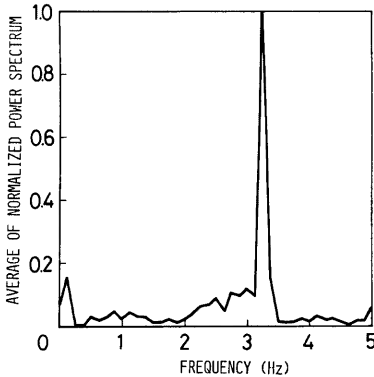
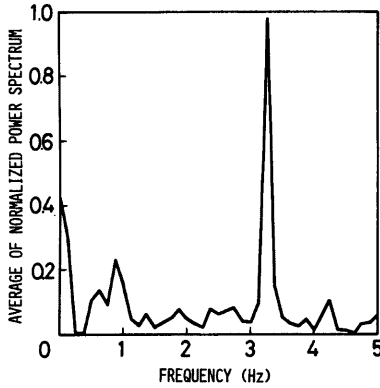


Fig. 14. An average of normalized power spectrums,
 (a) at the top of structure (point A in Fig. 8),
 (b) on the ground surface (point B in Fig. 8).

比である。各々の図中 (a) は堤頂 (A* 点), (b) は堤頂から十分離れた地盤 (B* 点) におけるものである。各モデルとも堤頂のスペクトル比は 1.7 Hz 付近で最大値をとり、全体的な傾向も非常に良く似ている。また、地盤のスペクトル比もモデルによる変化はないと言える。図 (a) と図 (b) を比較することによって 1.7 Hz 付近に構造系の卓越振動数の有ることが明らかになる。

常時微動観測結果と有限要素解析結果を比較するために、地盤 (B* 点) に対する堤頂 (A* 点) の周波数伝達関数を求めた。これが Fig. 16, 17, 19, 20 の中に破線で記入されている。Fig. 16 の実線と破線を比較すると、両者ともピークが広い範囲に分散し、その大きさも同程度であることがわかるが、ピークの

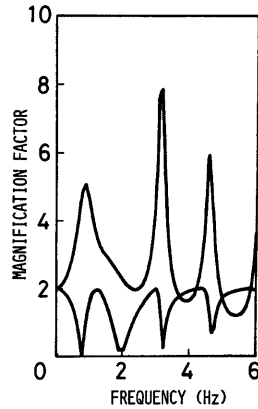


Fig. 15. Frequency response function calculated by the multiple reflection theory.

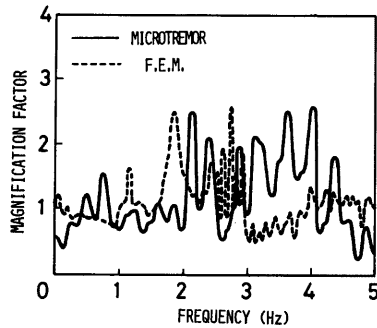


Fig. 16. Frequency response function obtained by the microtremor observation and by the finite element analysis (cross section G-8 and model 1).

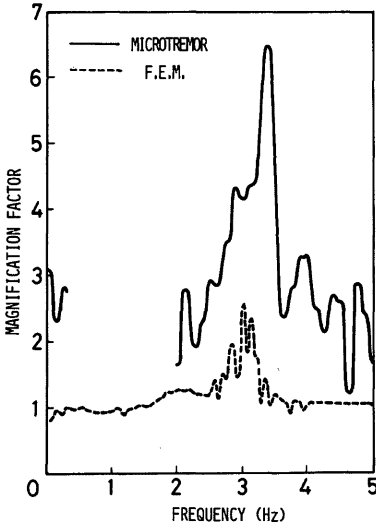


Fig. 17. Frequency response function obtained by the microtremor observation and by the finite element analysis (cross section F-2 and model 2).

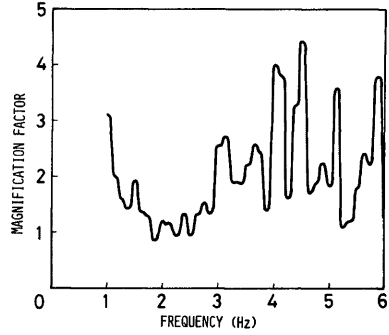


Fig. 18. Frequency response function obtained by the microtremor observation (cross section D-1).

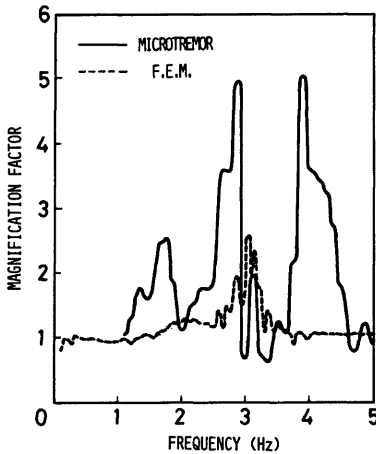


Fig. 19. Frequency response function obtained by the microtremor observation and by the finite element analysis (cross section G-2 and model 2).

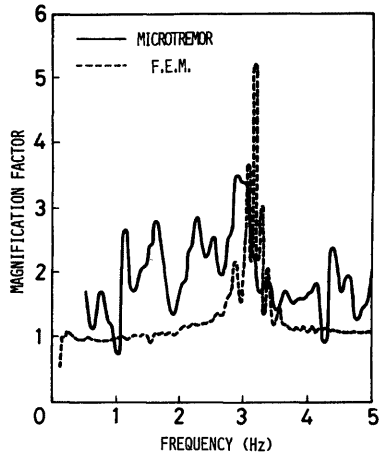


Fig. 20. Frequency response function obtained by the microtremor observation and by the finite element analysis (cross section A-21 and model 3).

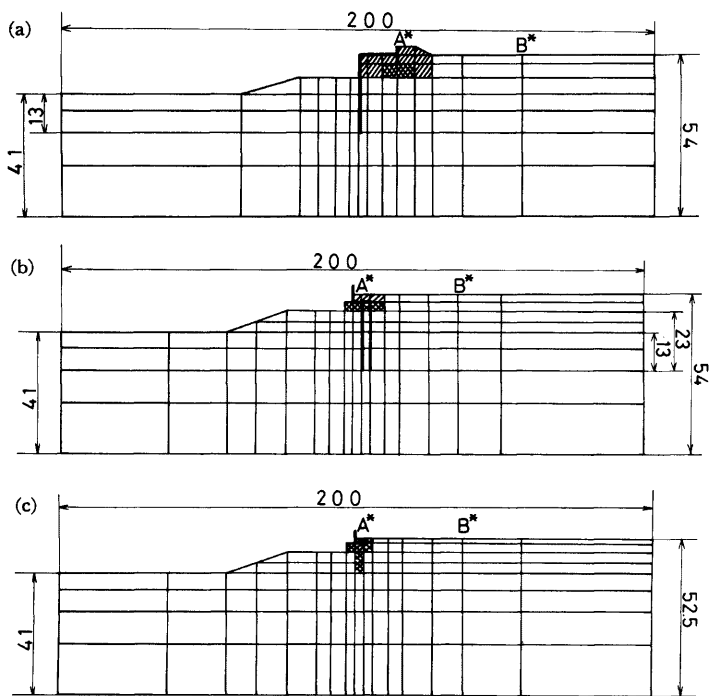


Fig. 21. Finite element idealizations,
 (a) model 1 : G-8 cross section,
 (b) model 2 : F-2 and G-2 cross sections,
 (c) model 3 : A-21 cross section.

Table 6. Material constants.

Classification	Bulk density (t/m^3)	Poisson's ratio	Young modulus (t/m^2)
1st layer	1.7	0.49	5.7×10^3
2nd layer	1.5	0.49	5.7×10^3
3rd layer	1.7	0.49	1.9×10^4
4th layer	2.0	0.49	6.5×10^4
Fill	1.8	0.48	7.4×10^3
Riprap and Block	1.8	0.38	5.9×10^4
Steel sheet pile	7.8	0.30	2.1×10^7
Steel pile	7.8	0.30	2.1×10^7
Tie Rod	7.8	0.30	2.1×10^7
Revetment	2.3	0.18	2.1×10^7

対応はあまり良く取れていない。これは、この地点における構造系が複雑な振動系を構成しているため、ここで用いた有限要素モデルでは十分にその振動特性を表現できないためと考えられる。

Fig. 17 における破線の傾向は、その大きさを問題にしなければ、良く一致しているといえる。同様のことが Fig. 20 についても成立する。これら2つの護岸構造は自立式擁壁に近い比較的単純な振動系であるため、モデル化がうまく行われたことを示している。一方、Fig. 19 における破線の傾向は常時微動観測結果とあまり良い一致を示さない。G-2 地点は旧護岸を嵩上げた複雑な断面形状を持っているためと考えられる。

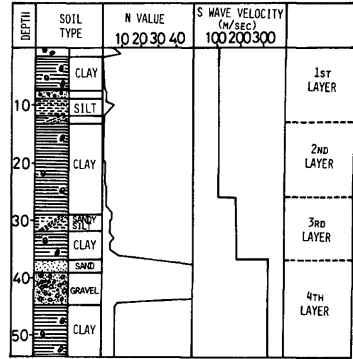


Fig. 22. Soil profile.

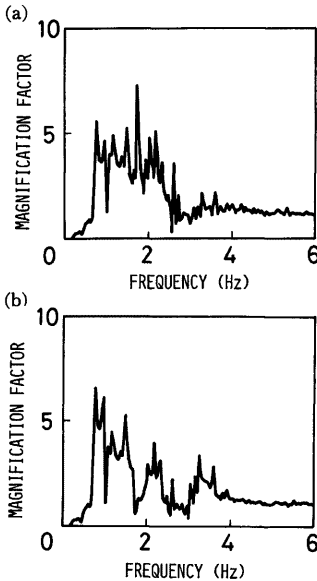


Fig. 23. Frequency response function for model 1 obtained by the finite element analysis,
 (a) at the top of structure (point A* in Fig. 21a),
 (b) on the ground surface (point B* in Fig. 21b).

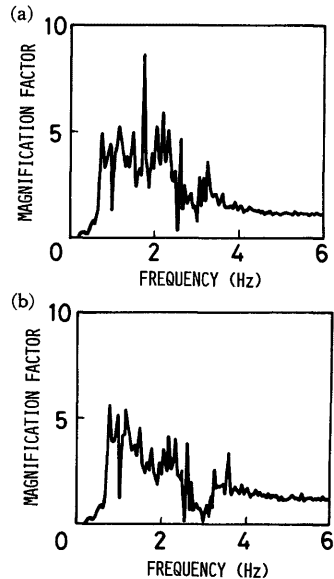


Fig. 24. Frequency response function for model 2 obtained by the finite element analysis,
 (a) at the top of structure (point A* in Fig. 21b),
 (b) on the ground surface (point B* in Fig. 21b).

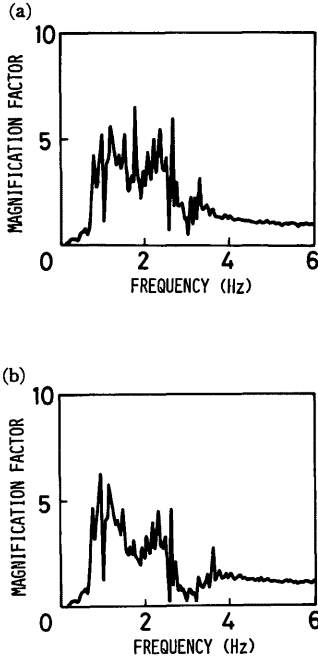


Fig. 25. Frequency response function for model 3 obtained by the finite element analysis,
 (a) at the top of structure (point A* in Fig. 21c),
 (b) on the ground surface (point B* in Fig. 21c).

た。しかし今後データの集積を行い、単純にして簡便な耐震判定基準を提案できる見通しが立てられたと考えている。

最後に、本研究を行う過程で有益なご討議をいただいた京都大学教授土岐憲三博士並びに常時微動観測に多大の便宜をはかって下さった大阪市港湾局の方々に感謝します。

付 録¹⁾

震害の要因分析を数量化解析によって行う場合、震害の程度が数量で与えられる場合と、分類で与えられる場合の2通りがある。本研究では、分類で与えられる場合を取り扱った。

いま、本文の Table 3 に示したように、サンプル i の要因パターンが与えられたとし、これが T の分類のいずれかに属しているものとする。 n_i を i 番目の分類に属するもの数とし、 n をサンプル総数とすれば

6. 結 び

この研究は、実構造物の振動測定を行ったり、過去の震害調査結果を整理したりすることにより、護岸構造の耐震性の判定が手軽に行える調査法を開発することを主眼として行われた。本研究によって得られた成果を要約すると以下のようである。

(1) 十勝沖ならびに新潟地震の時の震害調査結果に数量化理論を適用し、護岸構造物の震害を要因別に評価した。この結果、護岸構造物の震害に最も大きな影響を及ぼすのは、表層地盤の強度特性すなわち表層の平均 N 値あるいは平均コーン指数 q_c 値であることを明らかにした。さらに、再使用不能になるような震害を被むる構造物は、震害の危険度を表わす合成変量にして50前後の値でも分離できることを明らかにした。

(2) 常時微動観測から求まる盛土堤頂の卓越振動数と合成変量の関係の求めると、合成変量が50以上になり、地震時に危険と考えられる構造物の堤頂における卓越振動数は2~3.5 Hz の付近に分布することが明らかになった。

(3) 大阪護岸における常時微動観測結果を整理することによって、かなり正確に護岸構造物と地盤の振動特性を捉えられることがわかり、常時微動特性から護岸構造物の耐震性を動的に評価することがある程度まで可能となった。

(4) 有限要素法によって大阪護岸モデルの地震応答解析を行い、常時微動特性と比較した。この結果、構造形式が単純であれば、両者の特性は良い一致を示し、常時微動観測により護岸構造物の動特性が把握できることが明らかになった。

以上に本報告の内容を要約したが、常時微動観測データが不足していること、震害調査データに偏りがあることなどを考慮して、具体的な耐震判定法を提示するには到らなかった。

$$n = \sum_{i=1}^T n_i \quad \dots\dots\dots(1)$$

サンプル i は、項目 j 内に設けられた総数 R 個の範疇のいずれか1つに反応する。いま反応する範疇の番号を k とし、この範疇に x_{jk} なる数値を与える。この数値が最終的に求めようとする重み係数である。

いま、サンプルの合成変量として、Table 3 の○印の付いた場所の重み係数の和を取る。これを α_i とする。いま α_i に対して、 σ_b^2 を分類間の分散とし、 σ^2 をサンプル全体の分散とする。つぎに相関比 η^2

$$\eta^2 = \sigma_b^2 / \sigma^2 \quad \dots\dots\dots(2)$$

を考え、 η^2 が最大になるように x_{jk} の分布を定める。 η^2 を最大にすることは、分類と反応模様すなわち x_{jk} の分布形状との対応を良くすることを意味している。

問題の設定は η^2 を最大に取ることであるから、 $\partial \eta^2 / \partial x_{uv} = 0$ を解けば良い。すなわち

$$\frac{\partial \sigma_b^2}{\partial x_{uv}} = \eta^2 \frac{\partial \sigma^2}{\partial x_{uv}} \quad \dots\dots\dots(3)$$

式 (3) の演算を行って整理すると次式をうる。

$$HX = \eta^2 FX \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、

$$H_{uvjk} = \sum_{i=1}^T \frac{g^i(jk)g^i(uv)}{n_i} - \frac{1}{n} n_{jk} n_{uv}$$

$$F_{uvjk} = \sum_{i=1}^n \delta_i(jk)\delta_i(em) - \frac{1}{n} n_{em} n_{uv}$$

n_{jk} : サンプルの中で j 項目 k 範疇に属するものの総数
 $g^i(jk)$: i 番目の分類に属するサンプルの中で j 項目 k 範疇に属するものの総数
 $\delta_i(jk) = \begin{cases} =1 & (i \text{ なるものが } j \text{ 項目 } k \text{ 範疇に反応する時}) \\ 0 & (\text{しない時}) \end{cases}$

式 (4) にはランク落ちがあるので、たとえば $x_{j1} = 0$ ($j=1, \dots, R$) のもとで、固有値問題を解き、 $\eta^2=1$ でない最大の η^2 に対する固有ベクトル X を求めれば、それが重み係数になる。

参 考 文 献

- 1) 林 知己夫, 樋口伊佐夫, 駒沢 勉 : 情報処理と統計数量, 産業図書, 1974.
- 2) 林 知己夫 : 数量化の方法, 東洋経済新社, 1976.
- 3) 林 知己夫, 村山孝喜 : 市場調査の計画と実際, 日刊工業新聞社, 1975.
- 4) 丸安隆和, 清水 仁, 嶋田厚二 : 都市における自然災害, 土木学会論文集, 第159号, 1968, pp. 77-89.
- 5) 久保村圭助, 武井昌博 : 数量化法による切取り面の安全度解析, 土木学会論文報告集, 第194号, 1971, pp. 141-150.
- 6) 久保慶三郎, 片山恒雄 : 橋梁の震害予測に関する一方法, 第12回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集, 1975, pp. 295-296.
- 7) 星谷 勝, 磯山龍二 : 東北本線青森地区盛土の震害要因分析, 第14回地震工学研究発表会講演概要, 1975, pp. 173-176.
- 8) Kanai K., T. Tanaka and K. Osada: Measurment of Micro-tremor I, Bull. Earthq. Res. Inst., Vol. 32, 1954, pp. 199-209.
- 9) Kanai K., T. Tanaka and S. Yoshizawa: On Microtremors IX, Bull. Earthq. Res. Inst., Vol. 45, 1967, pp. 43-59.
- 10) Udwardia F.E. and M.D. Trifunac: Comparison of Earthquake and Microtremor Ground motions in El Centro, California, Bull. Seism. Soc. Am. Vol. 63, 1973, pp. 1227-1254.

- 11) 金井 清：地震工学，建築構造大系，彰国社，1968.
- 12) 浅田秋江：震害調査により明らかにされた軟弱地盤上盛土の地震時挙動，第4回日本地震工学シンポジウム論文集，1975，pp.81-88.
- 13) 運輸省港湾局：1968年十勝沖地震港湾被害報告，津波調査報告，1968.
- 14) 1968年十勝沖地震調査委員会：1968年十勝沖地震調査報告，III-2，1968.
- 15) 運輸省港湾局：新瀉地震港湾被害報告，第1部，1965.
- 16) 土木学会新瀉震災調査委員会：昭和39年新瀉地震震害調査報告，第6編，1966.
- 17) 野田節男，上部達生：海岸堤防の常時微動観測，港湾技研資料，No.205，1975.
- 18) 河上房義，浅田秋江，森 芳信：十勝沖地震の被害を受けた馬淵川堤防の常時微動特性，東北地域災害科学研究研究報告，1969，pp.127-136.
- 19) 河上房義，浅田秋江，森 芳信：軟弱地盤上盛土の震害に関する要因について，東北地域災害科学研究研究報告，第8巻，1972，pp.157-164.
- 20) 田中貞二，吉沢静代：強震地動に含まれる地盤特性，第4回日本地震工学シンポジウム論文集，1975，pp.161-168.
- 21) 南港工区取付部地質調査業務：PS 検層，常時微動測定結果，株式会社応用地質調査事務所，1971.