

土木研究所資料

Technical Memorandum of the Public Works Research Institute

No. 530

有明海締切堤防調査報告書

Technical Report on the Ariake-Sea Embankments

締切堤の耐震性

Studies on Earthquake Resistance of the
Proposed Ariake-Sea Embankments

昭和44年8月

August 1969

建設省土木研究所

The Public Works Research Institute

Ministry of Construction

TM-53.FT-7.F-716

まえがき

本報告書は、昨年度土木研究所が公刊した「有明海締切堤防調査報告書」（土木研究所資料第442号，昭和44年3月）の第6章「締切堤の耐震性」を修正加筆したものである。

昭和44年8月

建設省土木研究所振動研究室

栗 林 栄 一

岩 崎 敏 男

TM-53.FI- 7.F- 717

Studies on Earthquake Resistance of the Proposed Ariake-Sea Embankments

by Eiichi Kuribayashi* and Toshio Iwasaki**

Chapter 6 of Technical Memorandum of P.W.R.I. No.442:"Technical Report on the Ariake-Sea Embankments", P.W.R.I., March, 1969

Synopsis:

A preliminary consideration on earthquake resistance of the proposed Ariake-Sea Embankments is presented in this report. The main purpose of the studies is to assure feasibility of the two proposed routes of the project. The report describes several kinds of studies.

- 1) Frequency of earthquake occurrences in the Ariake-Sea area was summarized to decide the magnitude of earthquake for designing.-----The horizontal seismic coefficient considering response characteristics of the structures was decided to be 0.15.
- 2) Microtremors at many stations on the ground surface and in the bottom of the sea near the sites were measured and actual earthquakes have been observed, to get available information of ground motion during earthquakes.-----The strong motion records for response analysis are presented from the field observation, and some response spectrum analyses were performed.
- 3) Survey of fill-type structures damaged to the experienced earthquakes in the world and model vibration tests on the embankments were performed to know critical acceleration and dynamic behavior of the structures.-----Earthquake damages of the fill-type structures are classified into nine types. And the critical acceleration to occur failure in embankments is clarified to be larger than 300 gals by the model tests.
- 4) Dynamic deformations of the embankments were evaluated.-----The maximum deformation is about 20cm at the crest of the bank.
- 5) Consideration on liquefaction of fill material was examined.-----A tentative criteria for determining occurrence of liquefaction is proposed as follows: The material within 10m below the crest and also having N-value (Standard Penetration Test) of 5 or less will liquefy when subjected to estimated big earthquakes. Regarding liquefaction the following two points are recommended: to assure spare material in advance and to pave the surface of the bank by flexible pavement material.
- 6) Conclusions and comparison between two routes were performed from the view point of earthquake resistance design.-----It was concluded that both routes would be constructed safely, but one route would be safer than the other.

*Chief of Earthquake Resistant Structure Section, the Public Works Research Institute, Ministry of Construction.

**Research Member, ditto.

TM-53.FT- 7.F- 718

第6章 締切堤の耐震性

6-1 既往地震調査

本調査は有明海地方に影響を及ぼした既往の地震を統計処理することによって、将来の地震を予測し、設計に考えるべき地震動の強さを定めるための調査である。

東経 130.4°E 、北緯 32.6°N （有明海湯島附近）を中心として、 $126^{\circ}\text{E}\sim 136^{\circ}\text{E}$ 、 $28^{\circ}\text{N}\sim 37^{\circ}\text{N}$ で囲まれる範囲（1辺約 $1,000\text{km}$ の四辺形）内に有史以来1961年までに発生した地震の震央とマグニチュードを各種文献から調べた。この資料から、各地震に対する有明海地方の震度を推定して、100年当りの震度別発生回数を求めたのが表6-1である。

この調査からこの地方は有史以来震度Ⅶはわずかに3回しか経験しておらず、我国の他の地域に比較すると、非常に地震の活動度が低い地域であるといえる。さらにまた今後100年間にうける最大の地震は震度Ⅴ（最大加速度 $80\sim 250\text{gal}$ ）と推定できる。

一方、東大震研河角博士の調査結果に従えば、最大加速度の期待値は100年で 50gal 以下、200年で 100gal 以下で、我国では最も地震危険度の低い地域に属している。^{1),2)}

以上のような諸点を考慮した上で、計画線上の地震の強さは、 150gal （ 0.15g ）とするのが適当である。

表6-1 100年当りの
震度別発生回数

気象庁震度（最大加速度）	調査期間 AD34～1961
I（ $0.8\sim 2.5\text{gal}$ ）	9.3
II（ $2.5\sim 8.0$ ）	5.39
III（ $8.0\sim 25$ ）	3.48
IV（ $25\sim 80$ ）	1.19
V（ $80\sim 250$ ）	0.832
VI（ $250\sim 400$ ）	0.208
VII（ $400\sim$ ）	0

6-2 常時微動調査

締切堤防の建設予定地点の基礎地盤の振動特性を求め、堤体構造の耐震性調査の基礎的資料とするために、大矢野線（大矢野-湯島-南有馬間）および三角線（三角-有家間）に沿い陸上部および海底部（図6-1参照）において常時微動の測定を行った。各点における測定記録から、周期頻度曲線を描き、卓越周期（ピークを示す周期）を求めて、次の結果を得た。

(i) 観測点の大部分で、 $0.6\sim 1.0$ 秒の間が値が得られた。

1) 建設省土木研究所「有明海締切堤の耐震性調査報告（其の一）」九州西部既往地震調査
昭39.3

2) 河角広「有史以来の地震活動より見たる我国各地の地震危険度及び最高震度の期待値」東大
震研彙報29号、昭26

TM-53.FI-7.F-719

(ii) 大矢野線では、短周期（0.3～0.4秒）の場所と長周期（0.7～0.9秒）の場所とに分けられる。

(iii) 三角線では、ほとんど全て0.6～1.0秒の間にある。

(iv) 地震観測所の大矢野島上小学校では0.1秒である。

(v) 本測定から予想される地盤の硬軟の概要として、図6-2の結果が得られた。^{3),4)}

これによると大矢野島の地震観測点、湯島南西部、貝崎東部が比較的地盤の硬い地域で、この湯島、貝崎附近の一部を除く他の計画線上の地盤は、おおむね相対的に軟らかいものと推定される。

6-3 地震動観測調査

建設予定地点附近において、実際の地震動を観測するため、昭和39年3月、大矢野島上小学校に加速度型電磁地震計（3成分）を設置し、地震動の観測を実施してきた。地震計の構成および特性の概要は表6-2の通りである。

表6-2 地震計の概要

設置場所	熊本県天草郡大矢野町、上小学校構内（図6-1）	
器 種	加速度型電磁コイル地震計（勝島製作所製）	
構 成		
性 能	ピックアップ	固有振動数：3 c/s, 感度：15 μ A/gal
	スターター	起動範囲：変位50～250 μ 可変（100 μ にセット）
	オシログラフ	G-50 Aガルバー使用、記録紙速度10cm/sec
管理・観測	九州地方建設局・熊本工事事務所	
記録保管	土木研究所	

3) 建設省土木研究所「有明海における常時微動の測定結果素報」昭39.3

4) 建設省土木研究所「有明海における常時微動の測定結果素報」の解析結果」昭40.3

TM-53.FT-7.F-720

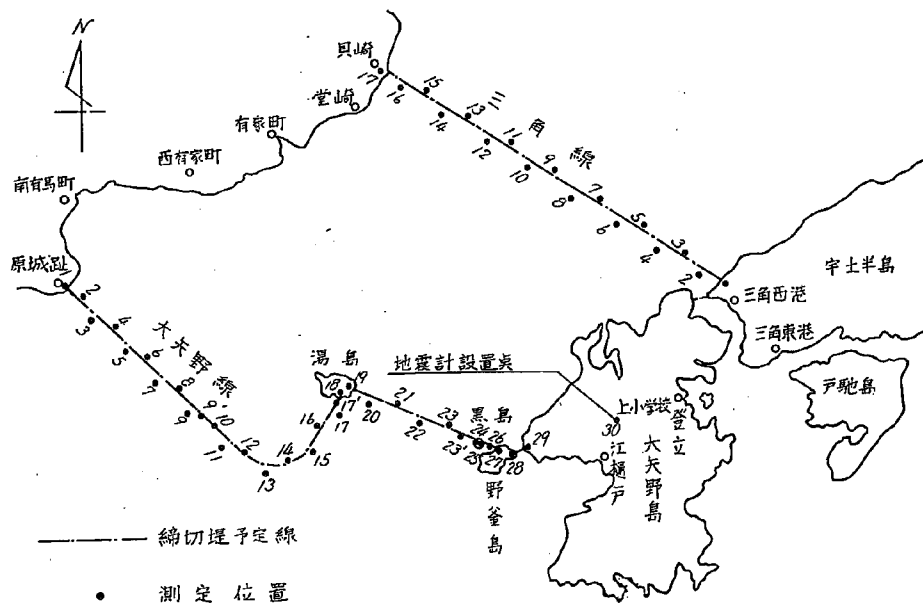


図6-1 地震計設置点及び常時微動測点図

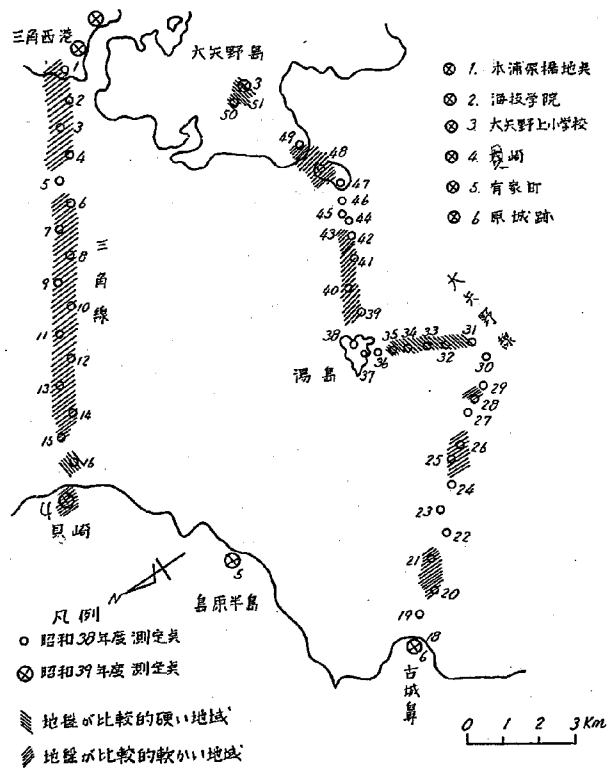


図6-2 常時微動測点

TM-53.FT-7.F-721

この地震計によって、すでに得られた記録のうち主要なものは、表 6-3 に示す 5 回の地震による記録であり、いずれも比較的小さい加速度の記録である。

一方、近隣地区においては九州地方建設局、筑後川工事事務所が佐賀県佐賀郡東与賀村大堀（筑後川河口の沖積層上に設置した SMAC-B2 型の強震計によって、表 6-4 に示す強震記録が得られている。これらの記録は、堤体構造の耐震安定性の検討に非常に有効なものとなる。これを解析した地震応答スペクトル曲線の代表例を図 6-3 に示す。

筑後川河口は有明海の沖積を代表する一例である。この応答スペクトル曲線は固有周期 0.2 ~ 0.7 秒の間で、地震時の構造物の応答が卓越することを示している。

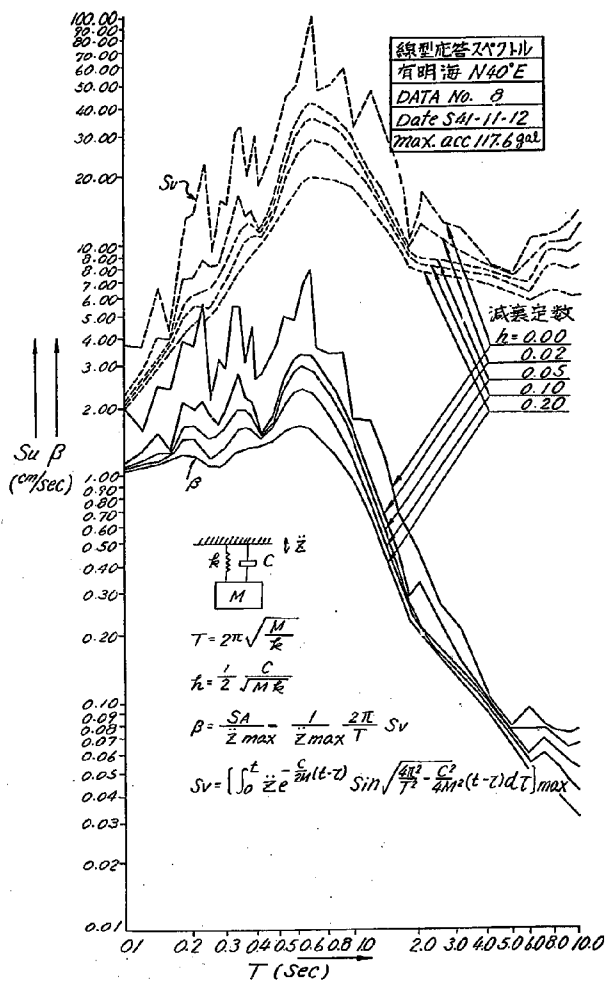


図 6-3 地震応答スペクトル曲線

表 6-3 大矢野島における主要地震記録

地震発生 年月日 (震央)	データ 番号	最大加速度 (gal)			周 期 (sec)			記 録 掲載資料	備 考
		N-S	E-W	U-D	N-S	E-W	U-D		
S 41. 5.16	18-1	7.76	7.13	6.05	0.08	0.09	0.04	土研資料 217号	デジタル値 あり
41. 5.26	18-2	5.84	7.87	2.99	0.09	0.09	0.06	"	"
41. 5. 7	18-3	4.3	6.2	3.2	0.08	0.08	0.08	土研資料 341号	
42. 5.25	18-4	8.9	9.5	3.8	0.10	0.08	0.07	"	
43. 2.21 (えびの地震)	18-5	15.43	14.76	8.6	0.08	0.14	0.08	土研資料 430号	デジタル値 あり

TM-53.FT-7.F-722

表 6-4 筑後川河口における主要地震記録

地震発生 年 月 日 (震央)	データ番号	最大加速度 (gal)			周 期 (sec)			記 録 掲載資料	備 考
		N 40°E	N 50°W	U-D	N 40°E	N 50°E	U-D		
41.11.12 (有明海)	801-GL-1	117.6	86.5	22.4	0.6	0.6	0.3	土研資料 217号	デジタル値 スペクトル
43. 4. 1 (日向灘)	801-GL-2	40	38	8	1.0	1.2	2.4	土研資料 430号	

6-4 既往震害例の調査

フィルタイプ構造物(ロックフィルダム・アースダム・土堤防)の震害例は過去に相当数報告^{5),6)}されており,これを取りまとめて表6-5に調査したダムの地震被害分類表を示した。被害の様相を軽微なものから甚大なものへと順次分類してみると,①堤軸方向の縦き裂,②沈下,③漏水量の変化,④法面のはらみ出し,こり出し・崩壊,⑤堤体の部分的移動,⑥堤軸直角方向の横き裂,⑦堤体の流動,⑧堤体のせん断(全体的滑動),⑨基礎地盤の破壊あるいは移動(断層の発生),の9項目が考えられる。ここにおいて番号の大きいもの程一般に大被害につながり,それ以前の番号の被害を含むことが多い。堤体を欠潰に至らしめるのは通常⑦以下であるが,⑥以前でも地震後の貯水の浸入等によって欠潰する場合がある。これらの被害は,いずれも基礎地盤の良否,堤体への浸透水の有無により大きく影響される模様である。

6-5 堤体模型振動実験

堤体構造の部分縮尺模型を振動台上に作成し,加振実験を行って,堤体の耐震安定性を検討するものである。

第一段階として,大矢野線最深部断面の1/200 二次元模型を作成し,模型相似律の検証,実験法の確立を主目的とした予備的実験を実施した。⁷⁾

実験の結果,模型において,加速度300 gal 程度から断面の変状が現われ始めること,加速度900 gal 程度の振動で完全崩壊が起こることが判った。この結果は力だけの相似を考慮する場合はそのまま実物にも当てはまることである。

しかし模型実験の相似律としては,表6-6の関係が要求されることが必要である。今回の実験では,振動実験設備ならびに模型材料の点で相似律を実用上十分なまで満足させることが

5) 建設省土木研究所「土・地盤およびフィルタイプ構造物の耐震に関する文献調査」 土木研究所集報26号 昭41.10

6) 建設省土木研究所「フィルタイプ構造物の地震被害」 土木研究所集報27号 昭和41.10

7) 九州地方建設局ほか「有明海地域総合開発調査結果の概要」昭和41.3

TM-53.FT-7.F-723

困難であった。すなわち模型の寸法と比重ならびに振動台振幅をより大きくし、堤体の剛性をより低くして、速度の相似を満足させることが必要である。しかしこれは諸国の実験例をみても極めて困難なことであるのでより忠実度の高い実験手法として、実物大に近い石塊を用いた部分堤体に対する高圧下での実験が検討されるべきであろう。

表 6-6 模型実験相似律

量	相 似 比 (模型/原型)
長 さ L	$\frac{1}{n} = \frac{1}{200}$
単 重 γ	$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{1}$
加 速 度 a	1
時 刻 t	$\frac{1}{\sqrt{n}} = \frac{1}{14.1}$
剛 性 率 G	$\frac{1}{n} = \frac{1}{200}$
内部摩擦角 ϕ	1
粘 着 力 C	$\frac{1}{n} = \frac{1}{200}$

6-6 堤体の地震時における変形の検討

6-6-1 堤体の概要

締切堤防の諸元は、最終案である図 6-4 に示す断面について変形に関して動的な検討を行う。

6-6-2 検討の方法

考えるべき地震の強さとしては、すでに述べたとおり加速度 150 gal と考え、平均応答スペクトルを応答の算

定に用いる。土木研究所の提案になる平均応答スペクトル⁸⁾

(図 6-5 および図 6-6) か

ら求められる応答速度を、構造物に生ずる最大速度とみなし、エネルギー一定の仮説から 1 自由度の応答値を算定する。

尚ここでの検討は全て堤軸直角方向を対象とする。また図 6-7 に参考までに米国で提案された平均応答スペクトルを示した。

6-6-3 応答量(変形)の算定

図 6-8 に示す 1 自由度のモデルについて考える。地震時にこの構造物に入射するエネルギーは

$$E = \frac{1}{2} \frac{W}{g} S_v^2 \quad (1)$$

ここに S_v は応答速度スペクトル値であり、地震の最大加速度 ($\ddot{z}_{max}$) に比例し、周期

8) 高田孝信・大久保忠良・栗林栄一「橋梁の耐震設計に関する研究(1)-地震応答スペクトル・1964-」 土木研究所報告 128 号、昭和 40. 1

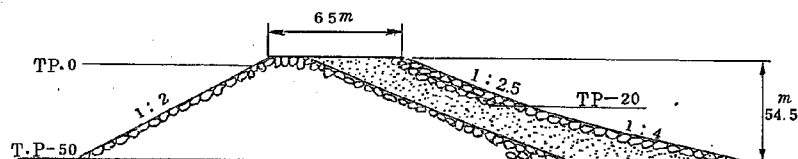


図 6-4 堤体の概要

TM-53.FT-7.F-724

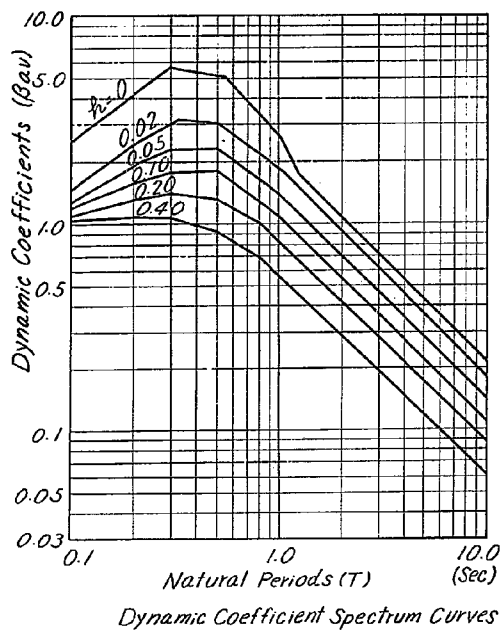
表6-5 フィルタイプ構造物の地震被害分類表

型式	構造物名(場所)	構造物の諸元					地震の概要				
		高さ(m)	堤長(m)	勾配		基礎地盤	地震名(発生年)	Mag	D(Km)	△(Km)	I(Acc-ingal.)
				上流	下流						
ロッキンフィルダム	Malpass (Peru)	77.75	152.25	1:0.5	1:1 1/3 ~ 1 1/2	洪積30m	Peru (1938)				MMⅡ (40)
	Cogoti (Chile)	83.8	158.4	1:1.6	1:1.8	岩盤	Central Chile (1943)	8.3			MMⅡ (140)
	皆瀬 (秋田)	65.0	220.0	1:1.35	1:1.4	凝灰岩	新潟 (1964)	7.5	40	145	JMAⅣ
	皆瀬 (秋田)	65.0	220.0	1:1.35	1:1.4	凝灰岩	十勝沖 (1968)	7.8	20	350	JMAⅠ (24)
アーリー・ス・ダム	San Andreas (米)	29.9	271.1	1:3.5	1:3	洪積12.2m:岩	San Francisco (1906)	8.3		0	RFⅩ (250)
	Upper Crystal Spring (米)	22.8	213.2	1:2	1:2	洪積18m:軟岩	"	"		0	RFⅩ (250)
	Old San Andreas (米)	8.5	54.8			軟岩	"	"		0	RFⅩ (250)
	Volcano Lake (Mexico)	3.6		1:2	1:4	軟弱沖積	Imperial Valley (1915)	-		37	RFⅡ (60)
	大野 (山梨)	37.3	309.0		1:2~3	洪積3m:岩	関東東 (1923)	7.9		100	JMAⅡ
	村山上 (東京)	24.0	320.0	1:3	1:2~2.5	沖積3m:三紀層	"	"		80	JMAⅡ
	村山下 (東京)	16.0 (30.3)	590.0	1:3	1:2	沖積5m:三紀層	"	"		80	JMAⅡ
	Sheffield (米)	9.14	244.0	1:2.5	1:2.5	沖積3m:軟岩	Santa Barbara (1925)	6.3		18	RFⅡ (100)
	Chatsworth (米)	13.4	823	1:2.5	1:2.5	-	Santa Monica Bay (1930)	-		18	MMⅡ (60)
	Bozsuiskeyo (ソ)	2.24	280	1:3~4.5	1:4~4.5	-	Uzbekistan (1914)	-		-	MMⅡ (70)
	大谷池 (愛媛)	27.0	213	1:3	1:2.5	和泉砂岩	南海 (1946)	8.1		300	JMAⅡ
	North End (米)	-	-	-	-	-	Calipatria (1950)	5.5			MMⅡ (80)
	Buena Vista (米)	51.8	平均10,000	1:3~4	1:3~4	軟弱沖積	Arrin-Tehachapi (1952)	7.7			MMⅩ (250)
	Saint Mary (米)	16.8	87.0	1:2.5	1:2	-	San Francisco Bay East (1955)	7.7			MMⅡ (70)
	小池 (新潟)	14.5	356.0	1:2	1:1.8	沖積, 第三紀	新潟 (1964)	7.5	40		JMAⅡ
	大平 (山形)	6.0	49.0	1:3	1:2	火山泥	"	"	"	100	"
	堀切 (山形)	9.0	72.8	1:1.8	1:1.2	風化砂岩	"	"	"	80	"
	深沢 (新潟)	5.0	30.0	1:1.8	1:3	安山岩	"	"	"	100	"
	鉢 (新潟)	5.3	45.0	1:1.4	1:1.4	三紀風化土	"	"	"	150	"
荒沢三号 (青森)	22.2	155.0	1:2.5 ~ 3.0	1:2.0 ~ 2.3	凝灰岩	十勝沖 (1968)	7.8	20	240	JMAⅤ	
河川・海岸堤防・溜池	Hawkes Bay (New Zealand)	8.8~30.5		1:1.5	1:1.5	沖積, 洪積	Hawkes Bay (1931)	7.9			RFⅩ (200)
	Imperial Valley (米)					洪積	Imperial Valley (1940)	7.1			MMⅡ (400)
	ほそろぎ (福井)	8.5	500	1:1.5	1:1.5	沖積	福井 (1948)	7.2		10	NNⅡ (450)
	木崎干拓 (宮崎)	5				沖積(砂質)	日向灘 (1961)	7.0		50	JMAⅤ
	阿賀野川 (新潟)			1:2	1:2	沖積	新潟 (1964)	7.5	40	60	JMAⅤ
	信濃川 (新潟)					沖積	"	"	"	100	"
	大山川 (山形)	4		1:2	1:2	沖積	"	"	"	50	"
	赤川 (山形)	5		1:2	1:2	沖積	"	"	"	50	"
	最上川 (山形)	3				沖積	"	"	"	70	"
	八郎潟 (秋田)	4				沖積(軟弱)	"	"	"	180	JMAⅡ (100)
	八郎潟 (秋田)	4				"	十勝沖 (1968)	7.8	20	350	JMAⅡ (20)
	馬渚川 (青森)	4~5		1:2	1:2	沖積	"	"	"	180	JMAⅤ (200)
	早掛沼 (青森)	12.0	190	1:2.0	1:2.5		"	"	"	200	"

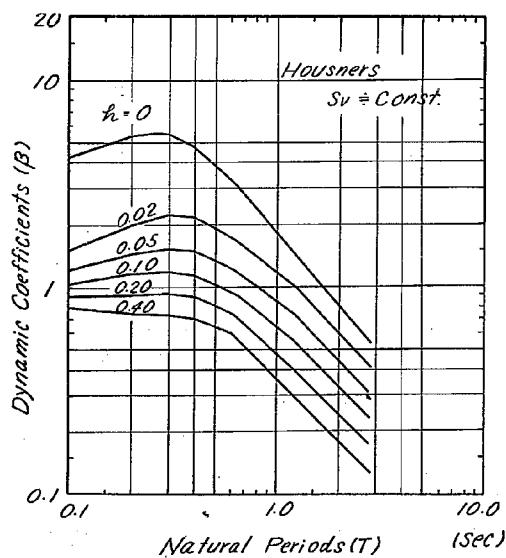
TM-53.FT-7.F-725

被害の種類と程度									備考
① 様 々 裂	② 沈 下	③ 漏 水	④ 法面崩壊	⑤ 部分移動	⑥ 横 裂	⑦ 流 動	⑧ せん断	⑨ 基礎地盤の破壊	
	◎ 0.07m			◎ 堤頂下流 0.05m					
	◎ 0.38m		◎ ロック上						
	◎ 0.2m		◎ ロック落	◎ 堤頂下流 0.05m					
			◎ ロック落	◎ 堤頂下流 0.01m					
◎					◎ アバット付近			断層上	軽微な修復
◎ W1.8m D1.2m					◎		◎ 移動 2.4m	断層上	大修復
					◎ W0.05m		◎ 移動 2m	断層上	上下流同水位となる
◎ W0.5 上,下 D1.5		◎ 破堤	◎			◎		◎ 流動化	噴泥, 1940再破壊(断層)
◎ 天 W0.2 上,下 D6 L40	◎ 0.3m		◎ はらみ						
	◎ 0.2m								
◎ 天 W0.24 3本 D10 L68									工事中(高さ30.3mのうち 16.2mまで)
							◎ 破堤	◎ 基盤への 水の浸透	下流洪水
◎ W0.07 D3.7		◎ 0.5 L/s	◎ 軽微						
	◎ 0.282								
◎ D3~5 3本 L24.60.84									埋設管に被害
	◎								法尻地表面にき裂 Sheet Pile 破壊
◎ 天 L600	◎ 0.75 (L60)		◎ 上り	◎					
◎ W0.07	◎ き裂部								
◎ W0.25 D5 L20			◎ のり先 はらみ1.4						
		◎ 破堤			◎ 2/W0.5 本 D2 L4				地震後の雨水が堤体に浸透 し、欠損
◎ W0.2 D2 8本 ~3 L25			◎						
◎ W0.05~0.1 15本 L4	◎	◎ 多量	◎ 上り		◎ 4/W0.05~0.1 本 D2~3 L1~3	◎ 流動化			堤体材料(飽和砂)の流動 化
◎ W0.02~0.03 4本 D2~2.5 L10									
◎ W0.01 D0.1 L20			◎ 軽 はらみ						
◎	◎ 12%破堤							◎ 流動化	築堤上の道路・鉄道破壊
							◎ 1.5m 破堤	◎ 断層	
	◎ 40%破堤							◎ 破壊	
◎	◎ 0.9		◎ 上り	◎					
◎	◎							◎ 噴砂	旧河川敷部分の被害が 甚大
◎	◎								
◎	◎								
◎	◎		◎						
◎			◎ 上り						
◎ 1.0	◎ L0		◎						
	◎ 1.7							◎ 噴砂	アスコン護岸のき裂・ ずり出し
	◎ 1.0							◎ 噴砂	
◎ 0.5	◎ 1.0								
						◎ 全体欠損			下流へ洪水

TM-53.FT-7.F-726

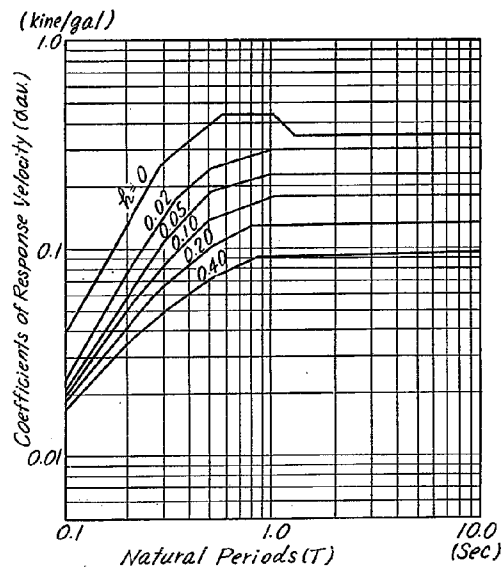


6 - 5



Dynamic Coefficient Spectrum Curves
Proposed by prof. Housner

6 - 7



Spectrum Curves Coefficients of Response Velocity

6 - 6

(T) に対してはほぼ一定であるから，入射エネルギーもまた一定となる。

いま，この構造物は設計震度 K で設計されており， KW なる力が作用すると（すなわち $\alpha = Kg$ なる加速度が作用すると）降伏がおこり，以後は図 6-8 に示すとおり，完全弾塑性系の挙動を示すものと仮定する。

周期 $T = 2\pi\sqrt{W/gk}$ とし，応答速度 S_v および設計震度 K が与えられたとして，この系の最大応答値を求めてみる。

結果のみを示すと，次のとおりである。

i) $T \geq \frac{2\pi S_v}{Kg}$ のとき（線型：降伏しないとき）

$$\text{応答加速度} \quad S_A = \frac{2\pi}{T} S_v \quad (\text{gal}) \quad (2)$$

$$\text{応答変位} \quad x_{\max} = \frac{T}{2\pi} S_v \quad (\text{cm}) \quad (3)$$

ii) $T < \frac{2\pi S_v}{Kg}$ のとき（非線型：降伏を伴うとき）

$$\text{応答加速度} \quad S_A = Kg \quad (\text{gal}) \quad (4)$$

$$\text{応答変位} \quad x_{\max} = \frac{1}{2Kg} \left\{ S_v^2 + \left(\frac{T}{2\pi} Kg \right)^2 \right\} \quad (\text{cm}) \quad (5)$$

この仮説を本堤防を単純化した力学系に適用して，応答を求める。その力学系として図 6-9 に示すような均質の三角形断面

の弾性体（shear wedge）を考え
振動モードをせん断変形を考えると，
固有周期は，振動理論から

$$T = 2.61H\sqrt{\frac{\rho}{G}} \quad (\text{sec})$$

ここに ρ は堤体の密度。いま単重を $\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$ （堤体内の水の重量を含む）と仮定すると $\rho = \gamma/g = 0.204 \text{ (t-sec}^2/\text{m}^4)$ 。また G は堤体のせん断弾性係数である。 G は堤体材料・施工方法・堤体部位などにより異なり，一概に決め得ないのでここでは既往資料を参考にした上で $G = (0.5 \sim 50) \times 10^3 \text{ t/m}^2$ の範囲を考えて，また減衰定数(h)は 0.1 とし て検討を進める。

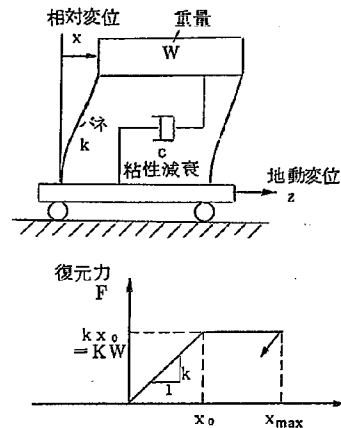


図 6-8 1 自由度モデル

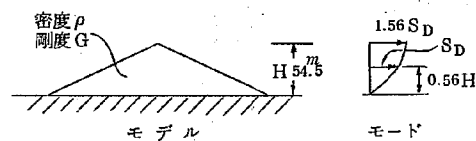


図 6-9 堤体モデルとモード

TM-53.FT-7.F-728

堤体の固有周期 T (sec) および堤体内におけるせん断波の伝播速度 V (m/sec) を G の関数として示したのが図 6-10 である。この図には参考のために、地表に分布する沖・洪積層を伝わるせん断波速度の標準値を示しておく(表博士による)。

次に、堤体の設計震度を $K = 0.15$ として、最大加速度が $\ddot{Z}_{\max} = 100, 150, 200, 300$ および 400 gal である地震に対する応答を求めてみる。減衰定数 $h = 0.1$ の平均スペクトル(図 6-5) から応答速度を求めると、 $S_v = 18, 27, 36, 54$ および 72 cm/sec が得られる。応答変位、応答加速度を示したのが図 6-11 である。

この検討によれば、地震加速度を 150 gal ($0.15g$)、設計震度を 0.15 とし実用の範囲であり得る剛性を考慮すれば、変形は重心点で $2.6 \sim 1.3$ cm、天端で $4 \sim 2.0$ cm、底面における平均せん断応力は $0.15 \sim 3$ kg/cm² の範囲となる。

6-7 結 論

(1) 設計震度

本調査結果ならびに各種構造物の設計の現状(表 6-7) から $0.1 \sim 0.15$ 程度が妥当と考えられる。構造物の応答の影響を加味した設計震度として 0.15 を提案する。

表 6-7 有明地方・設計震度

ダム {	コンクリート・ロック	0.1 ~ 0.15
	ア - ス	0.12 ~ 0.2
港 湾 構 造 物		0 ~ 0.1
道 路 橋		0.1 ~ 0.2
国 鉄 構 造 物		0.15
建 物 基 礎		0.096 ~ 0.24

(2) 地震動の特性

詳細な地震応答解析を行うさいに必要となる地震動としては、現地での強震記録が不十分な現在、他地点での強震記録を並用していく必要がある。このさい常時微動測定結果が一つの目安となるが、筑後川河口における記録は最も有効なデータとなりうる。応答解析のさいの地震加速度の最大値としては、 $100 \sim 150$ gal が妥当と考える。

(3) 堤体構造の水平変位

本締切堤防の耐震設計が震度 0.15 でなされたとして、最大加速度 150 gal の地震を考えると、最大変形は 1.0 cm 前後である。仮りに加速度が 2 倍 (300 gal) の地震が発生したとしても 2.0 cm 前後である。

(4) 模型振動実験

力の関係を満足させた小規模模型による振動実験では実物においては 300 gal ($0.3g$) 程度で崩壊が始まる結果を得た。実施調査の段階ではより忠実度の高い模型実験として実物大の石塊を用いた高圧下での部分堤体実験で確認することを推奨する。

この外に支持地盤の剛性と強度、堤体材料(特に砂質材料)の力学的性質の変化等にも着目する必要がある。

TM-53.FT-7.F-729

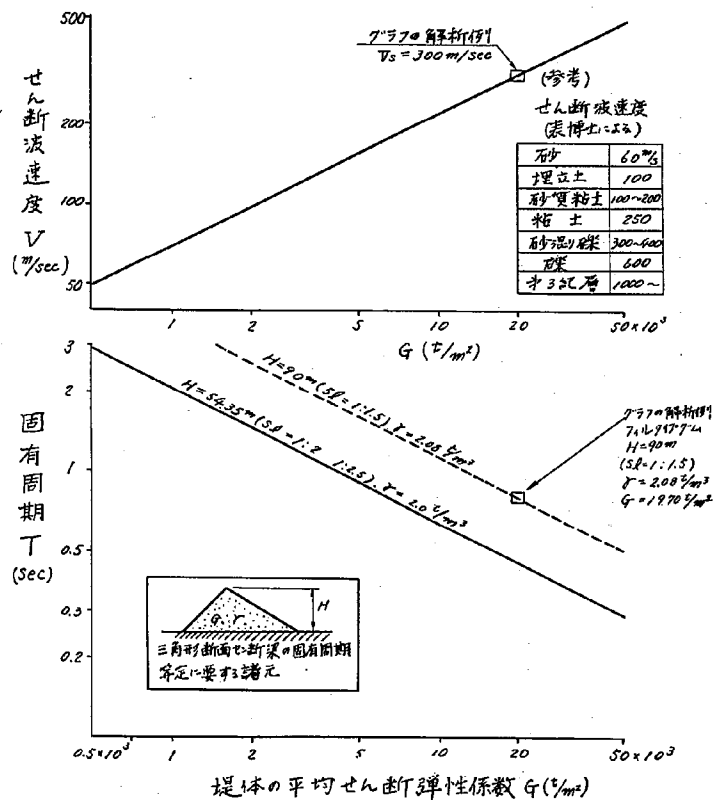


図 6-10 堤体のせん断弾性係数に対する
固有周期およびせん断波速度の関係

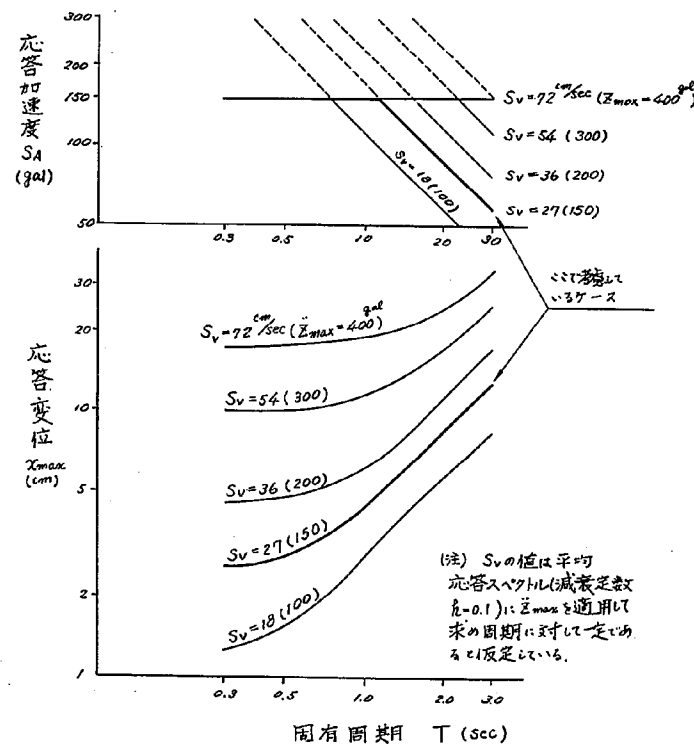


図 6-11 堤体の固有周期に対する応答位
および応答加速度の関係

DAMPING FACTOR
= 0.050

新 潟
資 料 No.31
整 理 No.
型 式 SMAC
E L E No.3
成 分 方 向 E-W
DATE 6-16-1964
最大加速度 156.875gal

α/α_0 (応答加速度)
地盤加速度) 1
 S_v (応答速度 cm/sec)

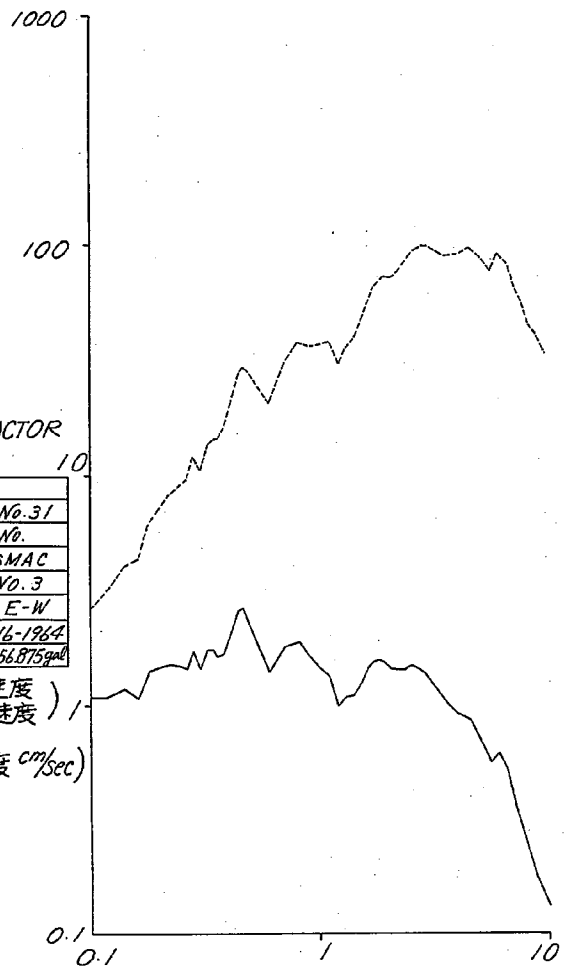


図 6-12 新潟地震スペクトル曲線 (h=0.05)

DAMPING FACTOR=0.100

新 潟
資 料 No.31
整 理 No.
型 式 SMAC
E L E No.3
成 分 方 向 E-W
DATE 6-16-1964
最大加速度 156.875gal

α/α_0 (応答加速度)
地盤加速度) 0.1
 S_v (応答速度 cm/sec)

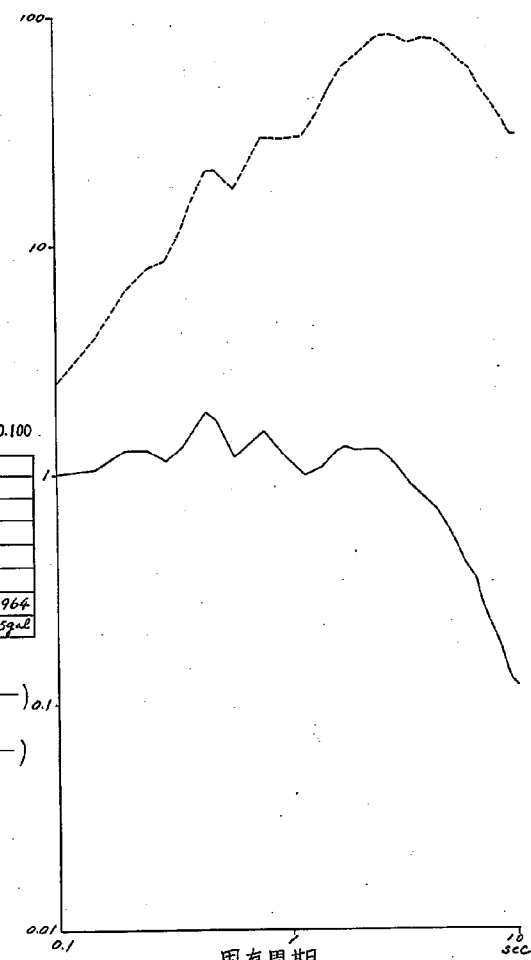


図 6-13 新潟地震スペクトル曲線 (h=0.1)

(5) 静的設計の結果と動的検討結果の比較検討

静的設計で考慮した円弧切り面にその最大せん断応力は概略 0.8 kg/cm^2 であり、これは動的検討し得られた応力値の範囲内にある。

(6) 砂質材料の流動化についての判定と対策

(i) 流動化の判定

新潟地震の震害例をひくまでもなく、構造物の震害の主要原因の一つとして、砂質材料の流動化があげられる。新潟地震は実測加速度の最大値は約 160 gal で特に大きい値を示していない。図6-12, 13のスペクトル曲線からもうかがえるように、長周期の波が卓越したことから、変位振幅がかなり大きかったことが予想されること、さらに地震の継続時間が長かったことが、新潟地方特有の飽和した比較的均一な粒径をもつ砂地盤を流動化させたものと考えられる。加速度値のわりには、被害が甚大であったのはこの流動化に起因するものだと考えられているところである。

砂質材料の流動化に関しては、かなり以前から研究があり、現在も各方面で実験研究が進められているが、まだ確固たる規準はない。当所において実施した新潟地震の震害調査を基にして、定めた流動化の発生規準は次のとおりである。

「深さ 15 m より浅いところにある飽和砂地盤で、つぎの場合は地震時に流動化する可能性がある地盤とみてよい。

① 土質試験による判定法……… 現地盤の密度に相当する試料を用いてせん断破壊試験を行ったとき試料の体積が収縮する場合。ただし試験は、その試料に自然地盤内で作用していた拘束圧力または上載圧力に相当する圧力を加えた状態で実施するものとする。

② 過去の震害のデータによる判定……… N 値が 10 以下であり、粒度組成が図6-14の範囲に該当する場合」

上記の②の規準を参考にして、本堤体の真砂につき流動化の可能性を検討してみよう。現地の真砂土の粒度分布は図6-14に示されるように、各種の粒度があるが、一般に広範囲の粒度を含んでおり、流動化に対する危険度はかなり和らいでいるものと考えられる。さらに想定する地震の大きさが、新潟地震に比べてやや小さいことを考慮に入れて、大略の目安として、次のように判定する。

「堤体天端からの深さが 10 m 以内で N 値が 5 以下の部分は流動化する可能性がある。」

実施に際しては、詳細な調査を行い、構造物の変形状態を刻明に求め、安全性を確認することを推奨する。

(ii) 流動化に対する対策

遮水層の厚さが不均等になり、内水により多量の海水が浸透しやすくなると考えた場合には、それに対して直ちに砂を補充するよう採砂場所を常々検討しておくべきであろう。

また堤頂の流動化によって道路舗装に凹凸が生じやすいから、舗装は可撓性で補修の容易なものを選ぶべきであろう。

TM-53.FT-7.F-732

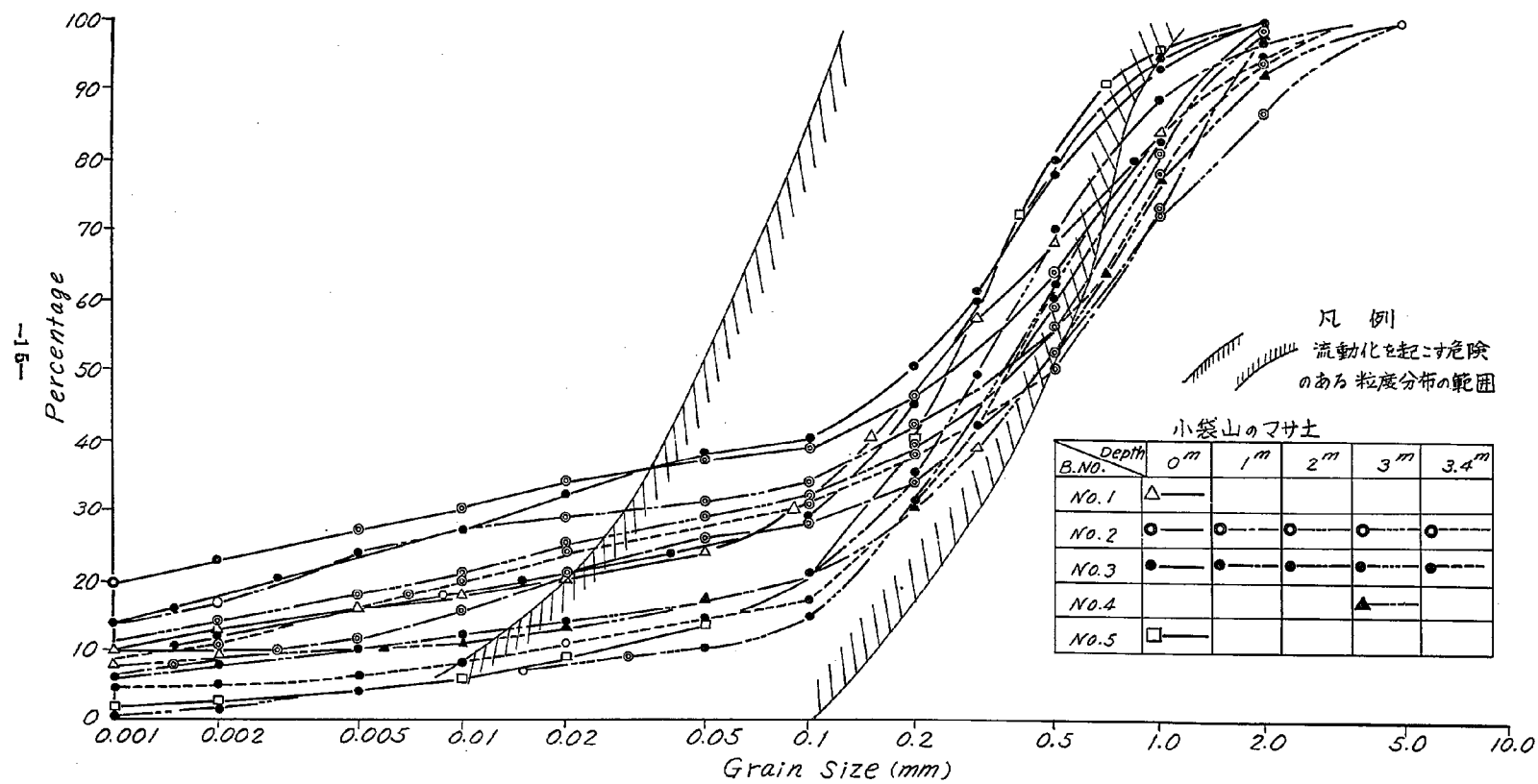


図 6-14 新潟地方の流動化した砂と小袋山のマサ土の粒度分布

付 記

有明海締切堤防の「三角線」と 「大矢野線」の耐震上の優劣

振 動 研 究 室

〔過去の地震被害〕

1792年5月21日(寛政4年4月1日), 温泉岳($E 130.3^{\circ}$ $N 32.8^{\circ}$, 現在の雲仙岳)噴火による地震 $M = 6.4$ によって, 島原城内の家屋倒壊は多数にのぼった。この地震による地変に伴なって生じた津波によって, 死者約1万5千人, 家屋流失約8千5百の被害が島原市眉山地区に生じた。

〔地震の再現期間と震度期待値〕

過去における地震の発生状況から推定した値は, 巨視的にみれば, 再現期間を100年程度としたとき加速度は150 galとなる。(震度5程度)

〔地盤の性質, 性状〕

常時微動の周期は, 三角線全線で0.6~1.0秒, 大矢野線では0.3~0.9秒となる。

三角線の中央部で砂層は50mをこえる推積を示しており, 一方, 大矢野では島原側に30mを越える砂の推積があるが, 他では10m前後であると見做せる。

〔地震危険度U〕

$$U = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^N \quad (1)$$

ここでN: 耐用年限, T_R : 地震の再現期間

地震危険度Uを両計画線において同じ値にとれば, 再現期間 T_R は巨視的に両計画線上で同等であるとしか与えられていないから, 耐用年限Nも両計画線上で等値になる。しかし, 過去の震害ならびに地盤の性質・性状からは, 両計画線上で危険度が同等であるとは考えられない。

地震危険度は, 技術上の観点から認定されるべきものである。 $T_R \gg N$ なる条件を与えて(1)式を簡略化するとつぎのようになる。

$$U = N / T_R \quad (1)$$

多くの場合には, 先程の前提条件を無視して便宜的に $N = T_R$ として, $U = 1$ としている。しかし, 本調査におけるように二計画線を比較する場合には, 危険度に差をつけることが必要である。

〔結 論〕

大矢野線は地質と土質の面から三陸地方の山地よりやや劣る程度, 三角線は山陸地方の河谷部と三陸山地の北部の沖積地の中間に当たると考えられる。しかし, 関東地方の平野部より両計画線共に良質な基盤および地盤の構成であると考えられる。

よって, 大矢野線が地震の震度6に相当する地震で, おびただしい被害を受けるであろうし, 同じ構造と材料と寸法をもった三角線は震度5で同程度の被害を蒙るものと考えられる。

TM-53.FT-7.F-734

堤体の構造設計には同一の地震作用を考慮したのであるが、三角線の地震危険度は、識別する程度に、大矢野より高いと云える。

また過去の地震による被害地点にごく近接していることも、三角線にとって信頼度を低める心理的作用を及ぼすが、これについては更によく調べる必要がある。

現存する資料から、大矢野線が、三角線より、可成り安全度が高いと云える。

〔付 記〕

地震のように確率によって推定している力学的な作用によって生じる構造物の破損が、立地条件や様々な社会的・経済的条件に支配されて誘引される間接損害に及ぼす影響を同時に評価して、耐震計画を樹てることが望まれる。

TM-53.FT-7.F-735