報 文

1978年宮城県沖地震の解析

原 田 秀 雄*

I. はじめに

1978 (昭和53) 年 6 月12日17時14分ころ, 宮城県沖に M:7.4 の地震(最大震度 5) が発生した。そしてこの 地震による津波が, 北海道から関東地方の太平洋沿岸に かけて観測されたが, 津波による 被害の 発生は なかった。しかし内陸部では, 宮城県を中心に東北全県に及ぶ かなりの震害が生じた。気象庁はこの地震を「1978年宮 城県沖地震」と命名した。

以下本地震に関する統計・解析結果について述べる。

II. 薄 度

1. 震度分布

この地震(本震)の震度を表-1に、その分布を

表-1 本震の各地の震度

度 度		観	測	地	名
5	大船渡•仙	台・石巻	•福島•新	旌	
4	水戸・秋田	• 鷹巣•	白河•一関	• 山形•八	戸・盛岡・酒田・
	名浜•宮古	• 前橋 •	東京・銚子	-•帯広•横	浜・大島・館山・
	都宮•柿岡	• 熊谷			
3	青森・静岡	• 甲府 •	網代•三島	・勝浦・河	口湖・鉄父・高田
	軽井沢・函	館・根室	• 釧路 • 広	尾•浦河	
2	新潟・輪島	• 長野 •	相川•名古	屋・飯田・	諏訪・彦根・津・
	幌・岩見沢	• 苫小牧	・室蘭		
1	八丈島•浜	松・敦賀	・三宅島・	御前崎・豊	岡・西郷・留萠・
	• 江差 • 網	走•旭川	• 松本		

(6月12日17時14分)

^{*} 気象庁仙台管区気象台技術部(はらだ ひでお)



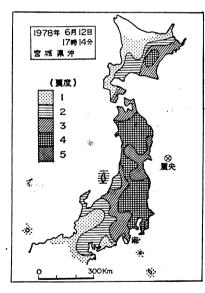


図-1 本震の震度と震央距離との関係

図-1 に示す。図の等震度線は震央を中心に同心円状にならず、地震波の減衰割合に地域差のあることが示された。これは島弧の上部マントルを含む地下構造に起因するものとみられる。また等震度線は福島―東京―名古屋―敦賀にかけての伸び(伸長軸走向)が、最も顕著である。

2. 震度と震央距離

地震波滅衰の地域差からくる震度減衰の状況を示すと \mathbf{Z} のようになる。地震波減衰の割合に方向性・地域性がなければ、震度 (I) と震央距離(I) との関係に

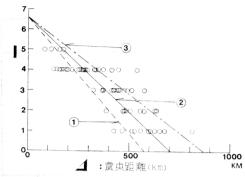


図-2 本震の震度(I)分布

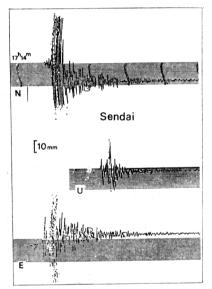


図-3 仙台における本震の地震波記録 〔仙台管区気象台1倍強震計(3成分) による。記録はスケールアウト〕

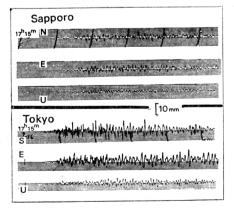


図-4 札幌・東京における本震の地震波記録 【札幌管区気象台1倍強震計(3成分)と気象 庁1倍強震計(3成分)による】

図のようなばらつきは生じない。しかし平均的な I と I (km) との関係は, I = 6.60 - 0.0095I — 直線②で表わされるとみてよい。この直線②の上側部分は地震波(震度)減衰の小さい地域,すなわち等震度線伸長軸とその付近での観測値である。またこの下側部分はその減衰の大きい地域,すなわち等震度線逆伸長軸とその付近での観測値となっている。

III. 地震波記録とその最大振幅

1. 地震波記録

仙台・札幌・東京における1倍強震計の本震記録(3 成分)を 図-3,4 に示す。震源に近い仙台の記録はスケールアウト(0.4倍強震計記録も同様)となった。

2. 記録最大振幅と震央距離

本震について有感であった全国の観測点(気象庁)における 3 成分最大振幅合成値 A_3 (mm) と,震央距離 a (km) との関係を a に示した。地震波減衰に地域差があるため,図中の直線上にきれいにのるパターンを示していない。この状況を平面的に図示すると,a 6 のようになる。これは,a 1 の震度分布とほぼ同様なパターンであり,等最大振幅線伸長軸・逆伸長軸の走向状況も,等震度線のそれと大略一致していることが了解される。

IV. 震源事項とエネルギーおよび過去の地震

本震とその前震・最大余震の震源事項は \mathbf{x} -2 のとおりである。そして、これら地震のエネルギーEを、

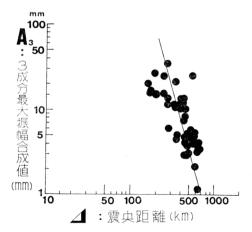


図-5 本震の最大振幅と震央距離との関係

表-2 震源事項とエネルギー

	eta .	度	*	髲	最	大	余	度
震 源 時	1978年 6 月12日 ± 0.2秒	17時06分09.7秒	1978年6月12日 ±0.2秒	17時14分25.4秒	1978年 (±0.3秒		20時34	分18.9秒
震 央	$142^{\circ}11' \pm 01'$ E	, 38°11′±01′N	142°10′±01′E,	$38^{\circ}09' \pm 01'N$	142*29'	±02′E,	38°21	' ± 01'N
震源の深さ	40km		40km		40km			
規模 (M)	5.8		7.4		6.3			
エネルギー (<i>E</i>)	3.2×1020erg		7.9×1022erg		1.8×10	21erg		

表-3 1927年以降宮城県沖に起ったM7以上の地震

震 度	発		震	時		M		震	源			
(仙台)	年	月	日	時	分	1111	北	緯	東	経	深	2
							(·	(•)	(k	m)
4	1933	6	19	06	37	7.1	38	. 1	14	2.4	2	0
5	1936	11	3	05	46	7.7	38	. 2	14	2. 2	6	0
4	1937	7	27	04	56	7.2	38	. 2	14	2.0	5	0

注 ①M:マグニチュード。

② 被害: '33は一部地区で山崩れと道路キ裂, '36は負傷4・建物 全半壊5・道路損壊35・他, '37は一部地区で水道管破 損と道路キ裂。

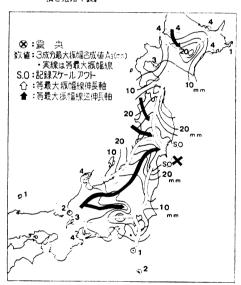


図-6 本震の最大振幅分布

Gutenberg-Richter の式 $\log E = 11.8 + 1.5 M$ で推計した ものも表中に記した(参考:広島に投下された原爆のエネルギーは約 8.4×10^{20} erg)。なお,先行地震はここに示した前震のみで,きわめて単発的であった。

2. 過去の地震との関係

宮城県沖に発生した過去の地震を $\mathbf{表}$ -3 に示した。 1936年の地震の震源は、今回の本震のそれとほぼ同じであるが、Mは少し大きい。しかし被害の点では、今度の場合と比べ問題にならない。考えさせられる多くを含んでいる。

V. 地震活動のパターン

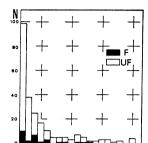


図-7 日別余震回数(大船渡) 推移

[N:回数, F有感, UF: 無感 (67型電磁地震計),期間:6月12~30日]

1. 地震活動の推移

余震活動の概要を知るため、その推移状況を **図-7** に示した。活動は順調に衰退したが、とくに16日までにおけるそれが顕著である。

2. 地震の水平・鉛直分布(前震・本震・余震)

今回の地震に関する地理的分布の状況を理解するため、その水平・鉛直分布を 図-8,9 とに示した。水平

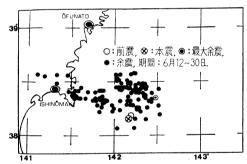
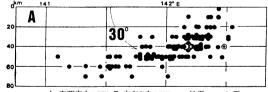


図-8 地震の震央水平分布



A:東西方向(断面), B:南北方向(断面), ○:前震, ⊗:本震, ●:最大余震, ●:余震, 期間:6月12日~30日.

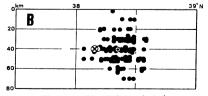


図-9 地震の震源鉛直分布

分布の形状は大略長円形(面積:4.4×10³ km²) で,本震はこの南東端に位置している。また,鉛直分布(東西断面)から,これら一連の地震分布面は,西方に約30°の傾きで伸びていることがわかる。これはこの領域における深発地震面(2層)の傾斜と一致し,そしてその位置はこの上層上端部となる。

なお余震域面積 S とその本震の規模 Mとの関係式 (字津・関) $\log S = 1.02 M - 4.0$ による S は、実際のものよりやや小さい $3.5 \times 10^3 \mathrm{km}^2$ となった。

3. 地震活動に関するパラメーター

活動状況についての把握という観点から、この助けとして、いくつかのパラメーターとなる係数を列記した。 石本・飯田の式による $m:NA^m=k$ (A は地震の最大振幅でNはその度数、kは定数) から1.89。

Gutenberg-Richter の式による $b: \log \sum N(M) = a - bM$ (Mは地震の規模で、 $\sum N$ はその累積度数、a は定数) から0.69。

改良大森公式(字津)による $p:n(t)=K(t+c)^{-p}$ (Kとcは定数、n(t) は単位時間当りのある大きさ以上の余震数) から1.08。

ただし、統計期間はいずれも6月30日までの18日間である。

VI. 地震の規模と最大有感距離・震度・振幅

1. 地震の規模と最大有感距離

本震の最大有感距離 R (km) は約820 km (西郷) となったが、地震の規模 M との関係を示す市川の式 $M=-1.0+2.7\log R$ によれば、M:6.7 となり実際のそれと合致しない。しかし、西郷の最大振幅とほぼ同値もしくはこれ以上の最大振幅となった九州の数カ所を有感とすれば、M:7.3 となり大略で一致する。

2. 地震の規模と震度

前震・本震・余震に関して、その震源に近い大船渡で観測した各地震の震度 I と規模 M との関係を \mathbf{Z} -10 (a) に示す。これからこの一連の地震活動における大船渡での I と M との関係は、平均的に M=2.90+0.90 I の一次式で表わされる。

なお、 $I \ge M$ および震央距離 Δ (km) との河角の関係式 $I = 2M - 4.60 \log \Delta - 0.00166 \Delta - 0.32$ では、大船渡における本震の I は 4.9 で観測値とよく一致する。

また本震の震央における震度 I_0 を,Kornik の式 $M=0.5\ I_0+\log h+0.35$ (h は震源の深さ)で計算すると $I_0=10.9$ (MM震度階級)となり,気象庁の震度スケール7に対応する。これは $\mathbf{ZZ}=0$ $\Delta=0$ の震度 (I=7)と大略一致するが,厳密には少し大きいとみられる。

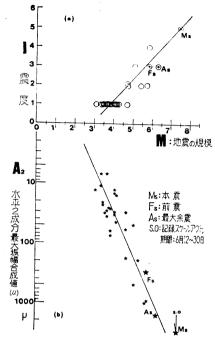


図-10 地震の規模と震度・振幅との関係 (大船渡)

3. 地震の規模と振幅

大船渡で有感となった地**度**(前**度・**本**度・**余**震**)の規模 Mと,これに対応する大船渡の水平2成分最大振幅合成値 A_2 (μ) との関係を \mathbf{Z} -10 (b) に示した。図から大船渡での A_2 と Mの平均的関係は, $M=1.39\log A_2+2.00$ の式で表わされる。

図-10 (a) \cdot (b)は,それぞれを対応させて表示してあるので,この図から平均的な I と A_2 の関係も知ることができる。

VII. 発震機構

1. メカニズムの解析

前震・本震・最大余震のメカリズム解析 (HITAC 8800 ・市川のプログラムによる) の結果を 表-4 に示す。また,本震の各観測点の押し (up) ・引き (down) および P波節線を,Schmidt の等積投影図に プロット する と 図-11 のとおりとなった。なお全国の初動状況を平面的に白地図上へプロットしたものが 図-12 である。

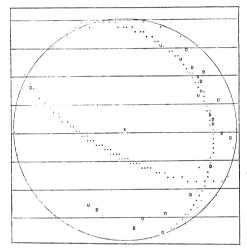
2. 断層と圧力軸

1978年2月20日の地震も含め、メカニズムの解析が行われた今回の地震について、その断層と圧力軸の状況分布(平面)を図-13に示す。また、この海域とその周辺で、過去に発生した地震のそれを図-14に示した。なお図中の海域・地点名を表わす記号内容と、番号1~9の

表-4 前震・本震・最大余震のメカニズム

項	B	地 護	前 度	本 [漢	最大余度
節	A	走 向 傾 斜 角 (dip)	N 5°W 25°	N 25°W 24°	N 21°W 23°
面	В	走 向 傾 斜 角 (dip)	N 17°W 65°	N 61°W 71°	N 74°W 76°
正力・	E 力	方 向 傾 角 (inclination)	N103°W 70°	N141°W 66°	N149°W 61°
張 力 軸	張力	方向 傾角 (inclination)	N 63°E 21°	N 8°E 28°	N 6°W 34°
断	層	型	逆断層	逆断層	逆断層
μÿI	ner	運 動	D-S	D-S	D-S/S-S

D-S: Dip-slip, S-S: Strike-slip



U:押し, D:引き,点線:節線 (Nodal line).

図-11 本震のメカニズム (Schmidt の等積投影 図・上半球)



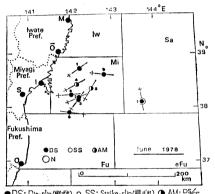
図-12 本震の初動分布(平面)

地震は次のとおりである。

記号内容 (Iw:岩手県沖, Mi:宮城県沖, Fu:福島県沖, Sa:三陸はるか沖, eFu:福島県東方はるか沖, M:宮古, Ō:大船渡, I:石巻, S:仙台, O:小名浜)。

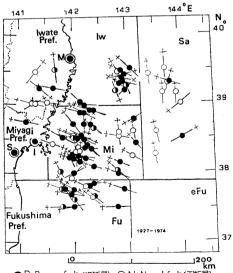
地震番号(1:2月20日13時37分・M6.7, 2:6月12日17時06分・M5.8, 3:6月12日17時14分・M7.4, 4:6月12日18時40分・M5.1, 5:6月14日20時34分・M6.3, 6:6月16日00時03分・M5.4, 7:6月16日14時33分・M5.9, 8:6月21日19時54分・M5.8, 9:6月26日00時12分・M4.5)。

(1) 断層の状況分布 地震1~9についての断層の型



●DS: Dip-slip(能式//), ○、SS: Strike-slip(横式//), ◆ AM: □列会 , +一: 圧力軸の上方向、1~9: 地震番号(本文参照), ○ N: Normal fault (正斯層)

図-13 断層と圧力軸の状況分布(平面)



● R: Reverse fault (逆断層), ○ N: Normal fault (正断層), ● O: Other (R·N以外), 十一:圧力軸の上方向。

図-14 過去の地震に関する断層と圧力軸の状況分布(平面)

に関する分布は、過去のそれと対応的・調和的である。すなわち、海 構軸とその付近では Normal fault が、これより内側の大陸よりでは Reverse fault が卓越したパターン である。

(2) 圧力軸の状況分布 地震1 ~9の各圧力軸方向に関する分布は、過去のそれと比べほぼ同様な態様を示している。すなわち、海溝軸とその付近では海溝軸走向に平行ないしは斜交、これより内側の大陸よりでは直交ないしは斜交するパターンである。しかし全体的には、総じて直交〜斜交傾向が強い状況分布と考えてよい。

(3) 節面および圧力・張力軸

前記 2. の地震 1~9についての節面および圧力・張力軸の状況分布を図-15に示す。また宮城県沖 (Region Mi) に発生した過去の地震のそれを図-16に示した。この2図を比較すると、宮城県沖におけるそのパターンには若干のずれが認められるものの、総じ回でれが認められるものの、総回の地震(Region Mi) については、節面軸分布に関するまとまりと規

則性からみて、西南西側に dip するものが断層面ではないかと考えられる。

そしてこれらは、プレートテクトニックス理論に基づく解釈をとれば、いずれも妥当な結果といえる。

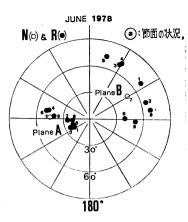
VIII. 津波とその波源域

1. 津波の発生

本震に伴って津波が発生したが、その分布状況は 図-17 に示すとおりである。この図からもわかるように、 津波が小さかったため、これによる被害は報告されていない。

2. 津波の波源域

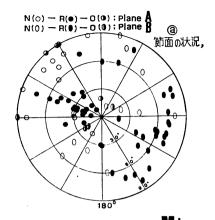
図-17 に示したいくつかの観測点における津波の到着時刻 (第1波) から、津波の逆伝搬図によって、その波源域を求めたものを 図-18 に示す。形は長円形で長軸は約 110km, 短軸は約 70km となった。面積は 5.7×10^3 km² である。

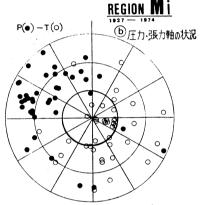




1~9:地震番号(本文参照), N:Normal fault, R:Reverse fault, P:Pressure (圧力) T:Tension (張力)。

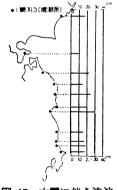
図-15 節面および圧力・張力軸 の状況

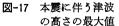




N: Normal fault, R: Reverse fault, O: Other, P: Pressure, T: Tension,

図-16 過去の地震に関する節面および圧力・張力軸の状況分布(宮城県沖)





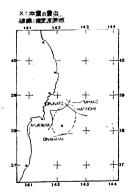


図-18 津波の推定波源域 (本震)

波源域の面積S (km²) と地震の規模Mとの渡辺の関係式 $\log S=1.22M-5.48$ から,M を求めれば7.6 となる。これは本震のMとほぼ一致する。 一完一 [1979. 3. 5. $\mathfrak{g}_{\widehat{\mathfrak{h}}}$]

報 文

1978年宮城県沖地震の被災の概要

伊 族 īE 美*

I. まえがき

1978年宮城県沖地震の被害は、東北地方各県に及んで いるが、そのほとんどは宮城県内に集中し、なかでも仙 台市およびその周辺都市圏において甚大で、多数の死傷 者を出すとともに、住家の損壊が各所で相次いだ。また、 電気、ガス、水道などライフライン施設が破壊され、こ のため都市機能が麻ひして住民生活に重大な影響を与え た。

地震発生から1年が過ぎようとしているが、各種機関 の調査もほとんど完了している現在、今回の特集を機会 に当時の状況を振返り、日常生活に密接な関係があるこ れら施設の被災状況などの概況を紹介することとする。

II. 一般被害の概況

今回の地震による総被害額は2,755億円にも達し、震 央からの距離におおむね対応して、被害額は宮城県が 2,692 億円 (97%) で大半を占め,残る一部が岩手県,福 島県、山形県、青森県および秋田県に分散している。ま た, 区分別の被害額では, 商工業967億円(35%), 住 家等建物 795 億円 (29%), その他 (鉄道 その 他交通, 電力,通信,ガス他) 364 億円 (13%) など都市の機能 や活動に関係する施設などが上位にあって大部分を占め ている。この被害状況からも都市型災害の様相の一面が うかがわれる。

キーワード 気象災害,災害復旧事業

宮城県で被害が顕著であった区域は、仙台市とその周 辺地域では仙台湾に沿ら砂丘の後背湿地などの沖積層平 野と仙台市周辺の丘陵地に広がる新興住宅団地であり, また、古川市などの県北地域では北上川とその支流の流 域に広がる内陸沖積層平野であった。

1. 人

死亡事故はその大半が仙台市などの住宅密集地域で多 く発生,死亡者28名のうち,16名までがブロックべい,石 べい、門柱の倒壊による犠牲者であった。しかも、これら 犠牲者は15名が老人と子供で占められていたのである。

一見、堅固そうなブロックべいが、地震ではたちまち 凶器と化し、多くの人命を奪ったことからブロックべい の耐震性について、設置基準などの見直しが行われるこ とになった。

負傷者は地盤の軟弱な沖積層平野と丘陵地に造成され た住宅地域に多かった。また、負傷した場所では屋内が 72%を占め、男女別では女性が65%と多かった。

2. 住家等建物

仙台市とその周辺部は、近年人口の増加とともに北部 から西部にかけて,丘陵地では住宅開発が行われ,また, 東部および東南部の沖層積平野では工業、流通業務団地 の産業立地開発を主体とした市街化が進展した。

被害は仙台市の中心部である旧市街地では、比較的軽 徴であったのと対照的に,これら新興市街地において住 宅、ビル、マンションなどが甚大であった。

とくに、新興住宅団地の仙台市緑ケ丘、北根一念坊お よび荒巻源新田地区においては盛土地盤が変動して家屋

^{*} 東北農政局建設部防災課(いとう まさみ)

表-1 1978年宮城県沖地震被害概況

(被害額:単位千円)

														(pc == -	- 4-132. 1	,	
		県 別	背	森 県	岩	手 県	宮	城 県	秋	田県	Щ	形県	福	島県	管	内	i †
区	分		数量	被害額	数量	被害額	数量	被害額	数量	被害額	数量	被害額	数量	被害額	数量	被售	? 額
人 人		死 者 行 方 不 男 負 傷 者 リ 災 世 帯	人人人戶		11 7		27 10, 962 7, 692				1		1 49 79		28 11, 023 7, 778		
	•	リ災者	人		31		29,386						319		29,736		
住	家	全 壊・流 出 半壊・半流出 一 部 破 損 (非 住 家)	戸 戸 戸		7 621		1,377 6,123 125,375 43,238				1		6 1, 672 496		1, 383 7, 802 125, 997 43, 734		
		小 計			628	203,740	176, 113	78, 885, 514			1		2, 174	452, 674	178, 916	79, 5	41, 92
 医療 , 律	近生施設					35, 079		5, 264, 566						66, 955		5, 30	66, 60
商	I					573, 238		95, 753, 230				19,746		406, 833		96, 7	53, 04
		水 田 農業用施設 海岸保全施設		' '	210. 0 271 1	109,000 433,000 3,000	61. 2 1, 201 60	8, 298, 000	17			4, 000 393, 000			273.7 1,666 65	10, 4	53, 00 56, 00 29, 00
農	業	小 計		341,000		545, 000		10, 266, 000		45, 000		397,000		1,044,000		12, 6	38, 00
		直轄事業農・畜産,養蚕	地区		1	9, 271 115, 372	4	511, 812 2, 228, 208						37,756	5		21, 08 81, 33
		計		341,000		669, 643		13, 006, 020		45,000		397,000		1, 081, 756		15, 5	40, 41
水	産					92,300		3, 863, 863						132, 200		4,0	88, 36
林	業					170, 537		863, 235				55, 000		121, 090		1, 2	09, 86
教育	施設					1, 154, 817		7, 593, 504						89, 999		8, 8	38, 32
VTF		道 橋 りょう 河 ル 海	カ所 カ所 カ所		144 16 32 3	561, 601 116, 250 503, 830 15, 577	2, 154 236 482 14	5, 715, 705 12, 822, 659		55, 000	9	33, 100	31 5 6	1 '	2, 330 257 529 17	5, 8 13, 3	78, 48 81, 95 60, 78 49, 23
公共土	木施設	砂防設備港湾	カ所カ所				15 83	437, 383 3, 745, 872		55, 000	9	33, 100	2		15 85	4 4, 0	37,38 01,37
		小 計		15	-	1, 197, 258	2, 984	, ,	 	650		7,000	!	362, 794 63, 262	3, 233		12, 21
	の他			341, 015	ļ	456, 328 4, 552, 940	1	35, 884, 958 269, 275, 958	-	100, 650		511, 846	-	2,777,563		277, 5	12, 21
総	計			341, 013	1	4, 552, 940	ì	209, 210, 950		100,000	1	311, 340	<u> </u>	2,111,303		211,0	JJ, 91

注) 1. 各県消防防災課発表資料による。

が被災した。被災後の降雨による二次災害の危険性が大きかったため、仙台市は、これらの地域を警戒区域に指定し、163 戸に対し一部危険家屋の除去と避難勧告を行った。

また,宮城県県北地方では,古川市など沖積層平野一 帯の地域で被害が顕著であった。

住宅団地の盛土地盤の破壊による住宅や,高層マンションの被害などは,これまであまり例のなかったことから,今後の都市防災における重要な課題として採り上げられている。

ここで特筆すべきことは、火災の発生件数が非常に少なかったことである。これは昨年2月20日の震度4の地 震体験から、ほとんどの家庭が消火を実践していたとい うことで、市民の適切な対応に負うところが大きかった といわれている。

3. 水 道

水道施設の被害は、宮城県下74市町村のうち、64市町村の広範囲にわたり、地震発生後55市町村で87,740戸の家庭で断水した。

被害は都市部で大きく,とくに軟弱な地盤あるいは丘 陵地に造成された住宅団地に集中し、送水施設および配 水施設の水道管にキ裂損壊などの被害が多く発生してい る。

仙台市、泉市などでは、断水となった地域に対して自 衛隊あるいは他市町村から給水車支援協力も得て、住民 の飲料水の確保に努めた。

^{2.} 直轄事業分については農政局防災課調査による。

復旧については、10日後の6月22日には全面的に完了 した。

4. 電 力

火力発電所(新仙台,仙台),変電所および配管などの諸設備が被災して,地震発生の直後から宮城県全域と岩手県および山形県の一部の地域を含めて681,600戸が停電した。

直ちに、復旧作業を開始し、同夜9時には、岩手、山形、福島各県の一部の停電は解消された。しかし、被害が集中した仙台地域では回復が遅れたが、14日夕方までには家庭向け電力供給が開始された。また、産業電力など大口需要家に対しては、節電の協力を要請しながら復旧を急ぎ、7月19日には全面的に復旧し、電力の安定的供給体制が確保された。

5. 都市ガス

宮城県内におけるガス供給地域は、仙台市など7市であるが、県北地方の気仙沼市を除いて、6市においてガス供給施設が被災し、151,252戸の家庭でガスの供給が停止された。

地震発生後、仙台市ガスでは原町工場のガスホルダー 1 基が炎上崩壊したほか、各ガス供給地域においてガス 漏れが続出し、爆発事故などの危険があったため、全地 域のガス供給は停止された。

とくに、供給管は丘陵地の盛土地盤あるいは軟弱地盤 に埋設されたジョイントの損壊が著しかった。

復旧作業は、ガス漏れが二次災害を誘発するおそれがあり、安全性を確認しつつ慎重に行われたため長時間を要し、全面復旧したのは、仙台市ガスは7月13日、他の都市ガスよ7月1日となった。

6. 電 話

地震の直後,業務連絡や家族,知人の安否を確めるため,多くの人が一斉に電話に殺到したため,宮城県,岩手県,福島県および山形県内の主な都市では回線容量を超之,電話がかかりにくくなる,いわゆるふくそう状態が続いた。しかし,間もなく電話機能は確保され,住民の不安解消に大きな役割を果たした。

今回の地震発生では重要施設にはほとんど 被害 はなく、そのための機能障害はなかった。

7. 交 通

(1) 道路 宮城県内の道路施設は、道路、橋りょうなどが各所で被災し、交通制限カ所や交通不能カ所は 196 カ所にも及び、さらに県内の交通信号機が停電によって、大半作動を停止した。また、被害が集中した仙台市およびその周辺地域では、夕方の帰宅交通のラッシュ時間帯とも重なり、道路は大混雑となって自動車は身動き

ができない状態となった。仙台市内では、この渋滞は5 時間後の午後10時ごろまで続いた。

道路は、とくに仙台周辺地域と宮城県県北地域において被害が集中して発生したが、被害の大きかった施設などを除いて数日後には開通した。

東北自動車道は、福島、宮城県内において、路面のキ 裂や陥没が生ずるなどの被害があったが、15日には一応 全線が開通となり、長距離輸送の確保が図られた。

(2) 鉄道 地震発生の直後,東北地方の国鉄各線では,全線区で列車の運行を停止し,列車の安全運行を図る必要から諸施設の巡回点検が実施されたことにより,列車ダイヤは完全に麻ひ状態に陥った。これがちょうど,夕方の通勤,通学の国鉄利用のラッシュ時であったことから,仙台駅で駅構内外に長距離客や通勤利用者などがあふれた。

翌13日朝には宮城県全域および岩手県の一部の地域を除いて、各線ではほぼ平常運転が再開され、また、同日午後には東北地方と首都圏を結ぶ東北本線の仙台以南をはじめ、常盤線および奥羽本線の運転が開始された。しかし、仙台以北を中心とする東北本線および仙石線などでは、路盤陥没、軌道狂い、鉄道橋の沈下などの被害があったため、復旧に時間を要し開通が遅れ、6月15日に仙山線および陸羽東線が開通され、また、16日には東北本線の仙台以北が一応開通した。その後各線とも復旧工事が進行し、全面的に列車運行が回復されたのは7月7日であった。

8. 商工業

今回の地震災害では、商工業の被害が最も大きく、その額は967億円にも達した。その被害の大半は宮城県全域で発生したが、とくに仙台市とその周辺地域および県北地方に集中した。

仙台市東部および東南部に立地する工業,流通業務団 地内の被害が甚大であった。この団地は、沖積層平野の 地盤に盛土された造成地であったことから,地震の影響 を大きく受け,団地内の建造物の被害は著しく,また, 据付機械器具の損壊や製品の損傷などによる被害も多大 であった。

また,各地の商店店舗,百貨店などで陳列ケースが倒 壊,商品が散乱し,品物によっては商品価値が激減する ものもあった。

仙台港に立地していた東北石油仙台製油所が被災し、 石油タンク3基がキ裂破損する被害が発生した。重油な ど約68,000kℓが流出し、一部の油が港内海上に流出し たが、オイルフェンスを張り港外海上への拡散は防止さ れた。

III. 農業関係被害の概況

農業関係の被害は、表-1 で示したとおり、農地、農業 用施設(海岸保全施設も含む)、直轄事業および農・畜 産、養蚕に及び、その総被害額は155億円に達し、ま た、その被害は、震源地に近い宮城県内に大部分の130 億円(84%)が集中した。

宮城県では、大半の農地が仙台湾に沿う沖積層平野および北上川とその支流の流域に広がる沖積層平野に開けているが、農業関係の被害もほぼこれらの地域内で発生した。

1. 農 地

今回の地震では、農地はクラック、陥没、噴砂および ケイハンの崩壊などの被害が発生しているが、その被害 は概して軽微であった。

表-2 農地および農業用施設の被害額,被害比率の対比

区 分地震別	農 地 (千円)	農業用施設 (千円)	計 (千円)
(1964年) 新 潟	2, 167, 420(19)	9, 135, 590(81)	11,303,010(100)
(1968年) 十勝沖	1, 272, 000 (17)	6,317,000(83)	7, 589, 000(100)
(1978年)宮城県沖	253,000(2)	10, 456, 000 (98)	10, 709, 000 (100)

注) 1. 農業用施設には海岸保全施設は含まない。

2. () 内は被害比率を%で表わす。

表-2 で示すとおり、農地と農業用施設の被害比率対比では、農地被害比率が2%と非常に低い値を示している。1968年十勝沖地震では、山腹崩壊やタメ池決壊などにより農地が埋没するなど大きな被害が出ており、また、1964年新潟地震では、地盤変動や噴砂などにより農地が大きく被災したが、今回の地震ではこれらに相当する大規模な現象が発生しなかったため、被害が比較的軽微となったものと考えられる。

2. 農業用施設

地震災害にあっては,一般に農地と水路の被害はある 程度対応するものと考えられる。

表-2 および 表-3 が示すとおり、1968年十勝沖地震と 1964年新潟地震との間においては、その傾向を示している。しかし、今回の地震も加えた被害比率の対比では農地が最低値でありながら、水路は最高値を示す特異な結果となっている。これはその後における農業基盤整備事業の進行によって農業用施設の資産の量が相対的に増大していることと、地盤地質の差などによるものであろう。

軟弱地盤における地震災害の様相の一つとして,1964 年新潟地震では、水路の護岸など水路構造そのものには 被災はないが、その水路が支配していた区域の地盤が広

表-3 農業用施設工種別の被害額、被害比率の対比

\leq	地	震別	(1964	手)	(1968	手)	(1978	年)
区分	. `	\	新	瀉	十)勝	沖	宮城	県沖
A	×	池	72, 175	千円(1)	1, 918, 770	千円 (36)	527,700	千円(6)
頭	首	I	296, 500	" (4)	289, 420	" (5)	256, 400	// (3)
水		路	6, 239, 391	// (75)	1, 849, 630	" (34)	6, 319, 000	<i>"</i> (76)
道		路	124, 146	" (2)	639,660	// (12)	451, 500	" (6)
橋	りょ	5	33, 788	// (-)	145, 980	" (3)	69,600	" (1)
揚	水	機	1, 520, 890	// (18)	533, 540	// (10)	643, 800	" (8)
農	地保	全:	<u> </u>	(-)	_	(-)	30, 000	" (-)
堤		防	32,000	" (-)	-	(-)	_	(-)
小		計	8,318,890	// (100)	5, 377, 000	// (100)	8, 298, 000	v (100)
海	岸 保	全	-		4,000		1, 836, 000	
	計		8, 318, 890		5, 381, 000		10, 134, 000	

注) 1. 被害額はそれぞれ新潟、青森、宮城県分のみ計上

2. () 内は被害比率を%で表わす。

範囲にわたり変動して,水路の機能を失う機能障害被害 が認められた。しかし,今回の地震ではこのような被害 は発生しなかった。

次に、タメ池については、被災状況はクラック、滑動、沈下などこれまでの地震災害の一般的な傾向を示しているが、1968年十勝沖地震、1964年新潟地震でみられたような決壊事故に至ったものはなかった。これは、代カキ後のためダムの水位が低い状態で被災したものと見ることもできる。

3. 直轄事業

名取川,河南,中田および旧迫川地区は、宮城県における沖積層平野の水田地帯の地域を受益地として、カンガイ排水事業を実施中であり、また、須川地区は岩手県南部において、丘陵地の地域を受益地として、農用地開発事業を実施中の直轄事業である。

今回の地震で、国営造成施設の一部が被災し、排水路 は護岸の沈下、崩壊など、また、用水路では開水路、管 水路の接合部が損壊するなどの被害が発生した。

直轄事業造成施設の総被害額は,表-4 で示すとおり,5 地区で1,079,351 千円であったが,このうち一部の被害額558,268 千円については,便宜的に分離して農業用施設の被害額に計上した。

この分離した被害額は、その施設が管理委託の手続きは未了であっても、効果が発現しており、施設の管理予

表-4 直轄事業地区の被害額

事業区分	地区名	被害額 (千円)	同 左 直 轄 災 (千円)	内 一般 災 (千円)
カンガイ排水	名取川	440, 934	369, 256	71,678
	河南	20, 000	20, 000	
	中田	4,700	4,700	
	旧迫川	604 , 446	111, 856	486, 590
農用地開発	須 川	9, 271	9, 271	
計		1, 079, 351	521, 083	558, 268

定者との間で、一時使用の手続きを終えているので、直 轄災害の被害額から除外したものである。

4. 農•畜産,養蚕

農業協同組合が所有する共同利用の農業倉庫, ライス センターなどの建物が損壊した被害が最も大きく, 被害 額の大部を占めている。その他, 非共同利用施設では, ビニールハウスや畜舎などの被害もあった。

農作物の特殊な被害として、宮城県県北地方の水田地帯において、地震動に水田のタン水が共振して発生した泥水津波が水稲を押し倒して泥まみれにし、あるいは浮き苗にする被害が810haの面積に発生した。これは、これまでに見られなかった被害であった。

IV. むすび

都市生活の便利さだけを追求してきた市民は、今回の 地震で都市機能が一斉に停止して、そのもろさを実感と して味わわされた。

また,都市型災害として数々の特徴があげられている。それは,地震発生時期が初夏の夕方であったため,

火災の発生を最小限にしたこと、輸送道路が確保された ことなどが生活必需物資の欠乏を防いだこと、また、地 震前の降雨量が少なく地震災害を抑制したということな どである。

しかし、今回の地震が冬期の夕方に発生していた場合 の事態を想定するとき、都市防災にはまだいろいろの問 題が残されているように思われる。

また、農業用施設のタメ池の被災についても、今回の 地震では降雨との関係が非常に密接であったと思われ、 とくに市街化区域周辺における老朽タメ池の整備を推進 すべきであろう。

なお,この報文取りまとめについては,'78宮城県地 震災害の概要(応急措置対策,宮城県)その他資料を参 考としており,その文献を下に示す。

引用文献

- 1) '78宮城県沖地震災害の概要, 応急措置と復興対策, 宮城県
- 2) 青森県大震災の記録,昭和43年の十勝沖地震,青森県
- 3) 昭和39年新潟県地震震害調査報告,社団法人土木学会
- 4) 河北新報,河北新報社

[1979. 3. 26. 受稿]

が丸善の出版書

改訂四版農業土木ハンドブック

全5編の構成

農業土木学会 編/A5·1464頁

- I. 農業土木概論 トータル的な把握と、初心者への導入の便に供するため、本改訂版より新設した編。農業 土木の歴史的推移を、系統的に概観。
- II. 計画編 事業計画を工種別に紹介。面的事業に関する計画を充実するとともに、農業土木計画の手法、手順の項を新設して実際の便に供する。
- III. 設計・施工編 パイプライン,暗キョ排水工,水管理施設の増補により農業土木構造物のすべてを解説。 ダム、頭首工等は河川構造分に則って再検討。
- IV. 事業編 農林水産省の事業遂行上必要な、積算、資金計画、設計、請負方式、工程、補償、維持管 理、法規、実施手続等について段階的に解説。
- V. **基礎編** 農業土木を学ぶ際に必要な基礎知識を、最新の研究情報・データをまじえコンパクトに収 載。地形・地質、岩盤力学の分野を追加した。

農業土木学会会員頒布価格 12,000円(定価14,000円) 評細につきましては学会誌3,4月号のお知らせ欄をご参照ください。

丸善 出版部

[〒103] 東京都中央区日本橋3-9-2 第二丸善ビル ☎(03)272-7211

胡 文

宮城県沖地震による土地改良施設災害の実態と一考察

中 淳一郎*

I. はじめに

昭和53年6月12日, マグニチュード 7.4 という大きなエネルギーをもった宮 城県沖地震が発生し, 宮城県を中心に北 海道から関東にいたる広範囲に影響をも たらした。

近年農業基盤整備事業により,農業用 施設の整備が急速になされてはいるもの の古来よりの施設数が膨大であり, かつ 年とともに耐用年数に達する施設も多く 地震被害は増大する傾向にある。このた め今回の地震災害の実態を正確に把握 し、その防止対策の技術的研究をさらに 一層進め,ひいては耐震設計の確立をは

かることが急務であろうと考える。このような意味から 今回の地震による土地改良施設災害の実態を明確にし若 干の考察を加えてみた。

II. 被災土地改良施設の調査

1. 調查方法

東北6県の被災状況を把握するため、調査表を関係機 関に配布し、それぞれの機関により調査した。

なお、調査表は原則として一般災では50m以内の間隔

* 東北農政局土地改良技術事務所(なかじま じゅんいちろう)

キーワード 災害、貯水池、頭首工、機場、橋りょう、堤防、 水路,地震

表-1 調 査 結 果 集 計 表

							(復旧額:十	13)
		タメ池	頭首工	水 路	道路	機場	橋りょう	海岸堤防	計
***	カ所	2	0	21	2	0	7	0	32
青森県	復旧費	10, 047	0	67, 693	7, 203	0	6, 055	0	90, 998
出土值	"	16	1	39	6	2	1	1	68
岩手県	"	42, 194	1,034	80, 299	6,071	6, 246	3,857	1,743	141, 444
市社 周	"	40	11	433	74	66	16	50	690
宮城県	"	219, 742	77, 104	3,377,273	175, 745	216,308	28,707	1,304,786	5, 39 9, 665
秋田県	"	4	1	0	2	1	. 0	0	- 8
秋田乐	"	5, 063	6, 299	0	6,002	1, 137	0	0	18, 501
山形県	"	2	0	6	2	2	0	0	12
山形乐	"	102,678	o	11, 948	12, 905	4, 166	0	0	131 , 697
なる 信	"	19	0	9	7	C	0	2	37
福島県	"	49, 897	0	22, 266	8, 434	C	0	13, 368	93, 96 5
aT.	カ所	83	13	508	93	71	26	53	847
計	復旧費	429, 621	84, 437	3, 559, 479	216,360	227, 857	38, 619	1,319,897	5, 8 76, 27 0

で連続している工事で、10万円以上のもの、海岸災では 20m以内の間隔で連続している工事で、15万円以上のも のを1ヵ所として作成した。

2. 調査表の取りまとめと分析項目

調査表を取りまとめた結果を,表-1 および 図-1,2,3 に示す。

III. 土地改良施設災害の分析

土地改良施設の地震災害調査結果は表-1 に示したよ うであり、これを見ると明らかなように震源に最も近い 宮城県が件数面で82%,金額面で92%と大部分を占めて いる。また、宮城県における災害分布を 図-1 に示して いるが、これを 図-4 の地盤地質図りと対比してみた場合、地盤種別に応じた結果を示していることを明確に読取ることができよう。すなわち、県北の沖積平野の軟弱地盤地域と、仙台湾沿いの砂地盤地域に集中している。

以上の事柄は、従来の地震の結果からいわれている「地震災害は、一般に震央に近いところほど激しく、遠くなるに従って弱くなる。また、震央からの距離は同じであっても地盤の悪いところでは災害が大きくなる」ということを如実に示すものであるが、現地を調査した結果、同じ地盤のところに造られた構造物はすべて同じ被害を受けてしかるべきなのに、必ずしもそうなっていないのが実情である。その差異を究明すべく、現地調査、土質試験を軟弱地盤および砂地盤について行ったが、福岡のの「地盤の性質や構造物のわずかな違い、付近の地形地物の相違による影響等のために被害の程度と様相に

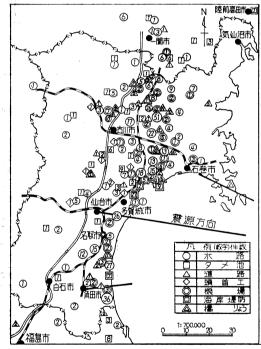


図-1 宮城県土地改良施設被害分布図

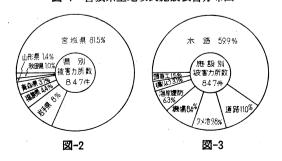


表-2 県別タメ池被害件数

_	е.	hete star /ul. #6+	7	ースダ	4	ロックフ	イルダム	%	
県	別	被害件数	均一型	ゾーン型 • コア型	舗装型	ゾーン型 ・コア型	舗装型	/0	
青	森	2	1	1	0	0	0	2	
岩	手	16	7	8	1	0	0	20	
宫	城	40	31	6	1	2	0	48	
秋	田	4	1	3	0	0	0	5	
山	形	2	0	2	0	0	0	2	
福	島	19	15	3	0	1	0	23	
1	†	83 (100%)	55 (66%)	23 (30	2 %)	3 (4	0 %)	100%	

表-3 基礎地質別被 表-4 築造年代別被害件数

古	什奴		4	F	代	被害	%		
基礎地質	被害件数	%	昭	昭和5)~53年	4	-00	01	
岩石・レキ	13	16		昭和40年代 昭和30年代		16 6	26	31	
レキ混り土砂 質 土	2 12	3 14	和	昭和:	20年代 ~10年代	6 7	13	16	
粘 性 土 計	56 -83	67 100	7	大 明		1 11	12	14	
			7	I その他・	戸 不明	19 13	19 13	23 16	
		計		83	83	100			

'差ができるのであろう」との推定を裏づける結果を得た。

1. タメ池

- (1) タメ池の被害件数は **表-2** に示すように,震源地 に近い宮城県を最高に福島,岩手,秋田,山形,青森の 順となり,復旧額は被害件数とほぼ比例する。また地域 別にみると基礎地盤の悪い地帯での被害が多い傾向にあ る(表-3 参照)。
- (2) 被害を受けたタメ池を築造年別(表-4) に見る と、最近の技術レベルで築造された比較的提高の高いダムの被害はほとんど認められなかった。



図-4 宮城県地盤地質図

- (3) 被災状況別の特徴は、キ裂が全体の60%と群を抜いて多いことと、アースダムの均一型および中心、傾斜コアタイプに集中していることである。破壊機構からみるとキ裂を生じたもののうち、均一型が66%あり、これは浸潤線が高く築堤材料のセン断強度等が不足、あるいは低下によると推定されることは従来の震害と基本的に異なる点は見当らない。
- (4) タメ池規模別に見ると,貯水容量,堤高共に規模の小さいものが大部分を占めていることが ${\bf \xi}$ -7 によって明らかである。また堤長別では, $180 {\rm m}$ 未満が93%を占め,このうち堤長 $60 {\rm m}$ 未満では全体の41%となっている。形状係数別にみると L/H=20 以下では全被害件数

表-5 被災状況別被害件数

		7	7				イルダム	計
		均一型	ゾーン型	中 心・傾斜コア	舗裝型	ゾーン型	中 心・ 傾斜コア	2,
户	塽	5		1		1		7
ノリ面に	スベリ	4		5				9
₿ Ĝ	没	6		1				7
滑	落	1						1
₽≒.	損	6		t				6
丰	캜	30	1	15	2	1		49
浥	水	1					ĺ	1
その	他	2		i			1	3
āt		55	1	22	2	2	1	83

表-6 タメ池構造別,被災部別被害件数

-	11.		アース 均一型	ゾーン型	中 心・ 傾斜コア	舗装型	ロック・ ゾーン型	中 心・傾斜コア
7,		体	36	1	18	2	1	
种	ヒ底	٤	12	1	3			
腰石	積波路部	5岸	2		1			
余	水	吐	5				1	
張		石		AAA ARRE				1
	āt		55	1	22	2	2	1

表-7 堤 高 別 被 害 件 数

堤 高	被害件数	率	+ 裂	ノ リ 面 スペリ崩壊	沈下陥没	その他
~ 5 m	27	32%	17	6	2	2
5~10	45	54	25	8	5	7
$10 \sim 15$	6	8	5	1	0	0
15m以上	5	6	2	1	0	2
計	83	100	49	16	7	11

表-8 貯水容量別被害件数 表-9 形状係数別被害件数

貯水容量 (m ⁸)	被害件数	%	L/H	被害件数	%
0~ 1万	36	44	~ 5	8	10
1万~ 5万	27	32	5~10	19	23
5万~10万	6	7	10~20	37	44
10万以上	14	17	20~30	13	16
āt	83	100	30以上	6	7
			āt	83	100

の77%を占めている。

(5) 震度,方位別についての分析結果は次のとおりである。震度別については表-10に示すように震度の中震の場合23件に対し,震度5の強震では2.6倍の60件に激増している。また,震度3地帯では被害が発生していない。

今回の地震による地盤での地震動の大きさと距離の関係を調べると 図-5 のとおりである。図-6 は、加速度値と震央距離の関係を片対数方眼紙上に描いたもので、これによれば今回の地震では、片対数紙上である幅を有する直線関係とみなすことができる。

次に方位別について分析すると、構造物方向および地 震方向は北を基準に考え、構造物と震源地とのなす角 度、すなわち両者の差をもって表-11のようにまとめて 表示した。以上により分類した結果が表-12である。 22.5°の場合が全体の29%と若干多くなっているが、他 に比べてあまり顕著な割合とはなっていない。

- (6) 図-7 に地震時の貯水位と,被害件数を示す。表-7 と合せて見た場合,堤高10m以下のタメ池の被害が全体の86%を占め,貯水位では水位・堤高比が40~80%の場合が全体の73%という結果になっている。
- (7) 以上記述したとおり、全被害数の94%が提高15m 以下の低ダムであり、かつ84%が土質基礎である。

わが国の数多くのタメ池は、十分な技術的解析および

表-10 震 度 別 被 害 件 数

	度		被害件数		ースダ	ロックフィルダム		
荗			仮舌什数	均一型	ゾーン・ コ ア 型	舗装型	ゾーン・ コ ア 型	舗装型
4	中	度	23	13	9	1	0	0
5	5 強 度		60	42	14	1	3	0
āt			83	55	23	2	3	0

表-11 構造物と震源とのなす角度の表示

表 示	範	囲
0.0°	± 11.25°	
22.5°	± 11.25°	∼ 33.75°
45.0°	± 33.75°	∼ 56.25°
67.5°	± 56.25°	∼ 78.75°
90.0°	± 78.75°	~ 101.25°

表-12 方 位 別 被 害 件 数

	アース 均一型	ゾーン型	中 心・ 傾斜コア	舗装型	ロック・ ゾーン型	中 心・ 傾斜コア	#
0 °	7		4	2			13
22.5°	17		6		1		24
45.0°	13		5				18
67.5°	9	1	5		1		16
90.0°	9	Oliverna de la companya de la compan	2			1	12
計	55	1	22	2	2	1	83

県	名	市町村名	事	業	名	築造年	構		造	哲	元	基	礎地質	取水量		復旧額
岩	手	一関市中里町	維持	修繕	事業	S.35	コン	クリー	ト沈床	H=0.6	W=10.0		岩	m ⁸ /s 0.15	護岸雜石積崩壞	千円 1,034
秋	田	大館市仁井田	河川	改修	補償	S.32	固	定せ	十	= 0.5	=86	玉石	昆り砂質土	0.5	エプロンにクラック,護床 工陥没	6, 299
	(宮城郡利府町		"		S.45	可	動せ	十	= 3.6	= 3.7		"	_	操作室の空積ブロック崩壊	2,100
		黒川郡大和町	不		明	S.16	固	定せ	十	= 1.25	=10.6	レキ	混り土砂	0.2	ピアキ裂, 陥没, 側壁転倒	9,910
		宮城郡宮城町		"		明治初期		"		= 1.5	=14.0	軟	岩	0.12	土砂崩壊により取水ロ埋没	1,713
宮		玉造郡岩出山町	災害	復旧	事 業	S.45		"		= 1.7	=15.3	粘	質 土	0.5	側壁倒壞	2,533
		栗原郡若柳町	県営た	いんば	い事業	S.33	۲		門	= 2.2	= 2.25	砂	質 土	0.3	木ヒ破壊	339
		" "		"		"		//		= 2.2	= 2.25		//	//	"	333
	-	黒川郡大郷町	不		明	不 明	固	定せ	十	= 1.3	=17.0	粘	質 土	0.057	エプロンにクラック, コン クリート護岸にクラック	3, 564
		〃 富谷町		"		T. 14		"		= 2.0	=15.0	砂	質 土	_	取付護岸崩壞	2, 263
城		" "		"		S.14		"		= 3.0	= 7.0		"		"	3,889
		黒川郡大郷町	県営た	いんば	い事業	S.45	自日	動転倒	ゼキ	= 1.8	=14.0	軟	岩	0.3	砂防板ピストンロッド破損 操作不能	2,040
		志田郡三本木町	非	補	助	S.37	沈	床	工	B = 12.0	L = 78.0	砂	質 土	1.0	ソダ沈床,フトンカゴ沈下 取水位低下	48, 420

表-13 頭 首 工 等 取 水 施 設 被 害 一 覧 表

施工中の品質管理を行わない時代に築造されたものが多い点を合せ考えるとき、今後一層の老朽タメ池対策が必要であろう。

2. 頭首工等取水施設

頭首工等の取水施設の被害については表-13に示すとおりであり、被災施設は規模の小さい井ゼキ、沈床等が大部分で、設計基準に準拠し新しい技術による規模の大きい頭首工には被害は発生していない。また、震度5という今回の地震に対して特筆する事項は見当らない。

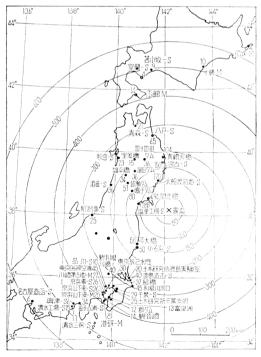
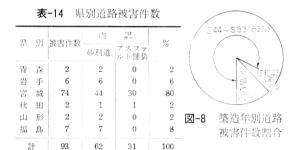


図-5 地盤の水平最大加速度分布(単位:gal)



3. 道 路

- (1) 道路の被害は,表-14 に示すように震源地に近い 宮城県に集中しており,中でも北上川下流域の低平地に 被害が集中している(図-1)。
- (2) 被害を築造年別にみると、最近10ヵ年間のものが 83%を占めているが、農業の近代化に伴う道路整備が急 テンポで進められている現状と、線構造物の場合良好な

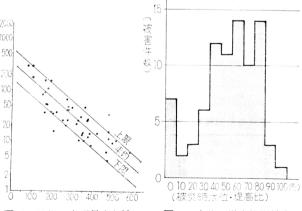


図-6 地盤の水平最大加速 図-7 水位・堤高比別被害 度と俣央距離 件数

表-15 施設能力別被害件数

基礎地質	件 数	施	設	能	י	%
盆 妮 地 貝		T=10 t	T = 15 t	T = 20 t	その他	70
粘性土•有機質土	43	7	31	4	1	46
高有機質土	16	1	0	15	0	17
火山灰性粘土	4	0	1	3	0	4
砂質土	20	7	10	2	1	22
レキ質土	7	2	4	1	0	8
その他	3	0	3	0	0	3
計	93	17	49	25	2	100

表-16 基礎地質別被害件数

基礎地質	件数		被 災 状 況					
265 002 102 1页	计数	+裂	ノリ面 スペリ	崩壞	陥没	その他	%	
粘性土•有機質土	43	22	8	7	3	3	46	
砂質土	20	11	2	3	1	3	22	
高有機質土	16	1	10	0	5	0	17	
レキ質土	7	1	1	1	1	3	8	
火 山 灰 質 粘性土	4	3	0	1	0	0	4	
その他	3	1	1	0	0	1	3	
計	93	39	22	12	10	10	100	

表-17 震度別被害件数

餪		度	被害件数	砂利道	アスファ ル ト 道
4	中	護	18	13	5
5	強	鼷	75	49	26
	計		93	62	31

表-18 方位别被害件数

	砂利道	アスファ ル ト 道	計	%
0 °	5	3	8	9
22.5°	24	19	43	46
45.0°	12	3	15	16
67.5°	13	4	17	18
90.0°	8	. 2	10	11
計	62	31	93	100

地盤のみを選定し, 施工することが不可 能なためであろう。

(3) 基礎地質別被 災状況を表-16 に示 す。この結果ではキ 裂が39件(42%)で 第1位,ついでノリ 面スペリが22件(24 %)で,この両者で 2/3 を占めている。 さらに,キ裂の39件 のうち粘性土および

砂質土が33件と84%の被害を受けている。砂質土の場合, 地震による大きな震動を受けると不安定な状態となる液

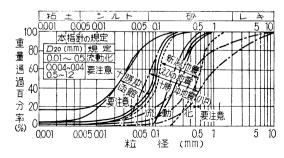


図-9 地震時に液状化した地盤の粒度分布4)

状化 (liquefaction) と、粘性土についても地震時には静 的に載荷された場合とは異なる状態を呈することによる ものと思われる。

なお、砂地盤の地震時における液状化に関して、各地 震時に液状化した各地盤の土質試料の粒度分布が、道路 橋耐震設計指針(日本道路協会)(図-9)に示されてい るが、今回の地震で大きな被害を受けた名取市の貞山堀 北幹線排水路調査の一環として3カ所のテストピット を掘り液状化試験を実施したが、その資料の粒度曲線 は、図-9の流動化の範囲に入っている。

(4) 震度,方位別についてみると,表-17 に示すよう に震度 4 の中震の場合 18 件に対し,震度 5 の強震では 4.2 倍の 75 件に激増している。また震度 3 では被害は発生していない。

方位別にみると,22.5°の場合が43件で全体の46%と他よりも被害件数が多くなっているが、構造物の方向と 震央からの入射角という単純な関係では、地震動の伝パを考えた場合、片づけられないのではないかと考えられる。

(5) 被災部についてみるとノリ面被災が51件 (55%) で第1位,ついで路面が35件 (38%),橋りょう取付部5件 (5%),護岸2件 (2%)の順となっており,ノリ面被災の43%がノリ面スベリであるのに対し,路面の場合は71%がキ裂である。

4. 用排水機場

(1) 用排水機場の被害は **表-20** に示すように, 93%が 宮城県に集中している。

表-19 被災部別被害件数

被災状況	件 数	初	被 災 カ 所					
10000000000000000000000000000000000000	11 XX	路面	ノリ面	護 岸	橋りょう 取 付	側溝	%	
中 劉	39	25	13	1	0	0	42	
ノリ面スベリ	22	0	22	0	0	0	23	
崩 壞	12	1	10	1	0	0	13	
陥 沒	10	5	0	0	5	0	11	
その他	10	4	6	0	0	0	11	
計	93	35	51	2	5	0	100	

表-20 県別用排水機場被害件数

н	别	htretz //- *#r	建	屋	別		0/
県	2011	被害件数	鉄筋コンク リート建	ブロック建	木 造	鉄 骨	%
青	森	0	0	0	0	0	0
岩	手	2	2	0	0	0	3
宮	城	66	12	10	27	17	93
秋	田	1	0	0	1	0	1
Ш	形	2	0	0	2	0	3
福	島	0	0	0	0	0	0
Ī	t	71	14	10	30	17	100

表-21

表-22 築造年代別被害件数

県•市町村名	用途	揚水量	建 屋	φ. IP. 台数	基礎地質	基礎工	被害	状 況	復旧額
秋田県南秋田郡飯田川町	用水	m ⁸ /s 0.107		φ 200 × 1 × 15 HP	粘質土	砂基礎	送水管が	ずれ漏が	千円 1,137
山形県山形市明治	"	0.18	"	φ300, 450, 500	砂質土	なし	送水管破	損	4,050
〃 西村山郡朝日町	"	0.1	"	φ 250 × 1	"	"	送水管1	カ所キ裂	116
岩手県稗貫郡石鳥谷町	"	0.3	鉄筋コン クリート	ϕ 040 × 1 × 55 KW	"	栗 石	建屋床に	.ひびわれ	802
〃 西磐井郡花泉町	"	0.17	"	φ300×1×110 //	粘質土	砂基礎	送水管破	損	5, 444

	件 数	%
昭和30年以前	9	13
昭和30年代	24	34
昭和40年代	32	45
昭和50年代	5	7
不 明	1	1
āt	71	100

表-23 個所別被災状況別被害件数

			被	災		カ	所		
被災状況	件数	建	ポン	揚	モ	護	ホ	そ	%
极处认此	TT XX		ブ	量	タ	岸		の	/0
		屋	軸芯	揚水量低下	1	J.	路	_他_	
+ 裂	22	10			1	2	4	5	31
破損	11	1			3	2	3	2	15
陥 没	9	4					3	2	13
軸芯狂い	10		9		1				14
揚水量低下	7			7					10
その他	11	3	1		2	3	0	3	17
計	71	18	10	7	7	7	10	12	100

表-24 基礎地質別被害件数

基	礎:	lah.	me	件 数	Ą	k E	5 1		%
25	we .	in.	具	PF 30	鉄筋コン クリート	ブロック	木 造	鉄 骨	70
砂	質		土	47	9	3	24	11	66
粘性	土・有	機	質土	12	3	1	3	5	17
岩	石•	ν	丰	5	0	4	1	0	7
高	有 機	質	土	4	1	2	1	0	6
そ	の		他	3	1	0	1	1	4
	計			71	14	10	30	17	100

他に岩手,秋田,山形の3県に5件の被害があるが,その概要は表-21 のとおりである。

- (2) 被害を受けた機場を築造年別にみると表-22に示すようであり、新しい年代のものに被害が多い結果になっているが、用排水機場のほとんどが新しい年代に築造されたものであり、致命的被害を受けたものはなかった。
- (3) 被災状況は **表-23** のとおりであり、建屋被害が全体の約 1/4 を占めている。

なお, **表-23** におけるその他の内訳は, 吸込吐出管(3), 重油タンク(3), 吸込吐出槽(1), 冷却タンク(2), 敷地(1)である。

- (4) 基礎地質別に被害件数をみると、機場の場合は砂質土が66%ととびぬけて多いのが特色といえる。さらに被害を受けた機場を基礎工別に分類し表-25に示す。
- (5) 震度についてみると **表-26** に示すように,震度 4 の地域では 5 件に対し,震度 5 になると13倍の66件と激増している。

表-25 基礎工別被害件数

	ф500	mm.	以下	φ60	0~1,	000	φ:	1, 100	~	計	%
基礎工法	1台	2 台	3台	1台	2台	3台	1台	2 台	3台	āl	1 /0
砂	2				1					3	4
玉 石 • 栗 石	2									2	3
コンクリート	8									8	12
砕 石		,						i	1	1	1
砂 置 換	1									1	1
木 グ イ	10					1			1	12	17
鋼 グ イ				1		2		1	1	5	7
コンクリートグイ	3			1	1	1		1		7	10
ts L	8					1	1			10	14
不 明		i						1		2 2	31
ät	34			2	2	5	1	2	3	71	100

表-26 震度別被害件数

-			hitstrii-*/r	建		屋	
腰			被害件数	鉄筋コンク リート			鉄 骨
4	中	臒	5	2	0	3	0
5	強	震	66	12	10	27	17
-	計		71	14	10	30	17

表-27 方位别被害件数表

\	建	<u>:</u>	屋		ā†	%
,	鉄筋コン クリート	プロック	木 造	鉄 骨	P 1	/0
0°	. 1	3	4	2	10	14
22.5°	2	1	6	3	12	17
45.0°	1	0	4	2	7	10
67.5°	4	3	11	5	23	32
90.0°	6	3	5	5	19	27
ät	14	10	30	17	71	100

また, 方位別についてみると, **表-27** のように 67.5° が32%と多くなっている。

5. 橋りょう

(1) 橋りょうの被害の場合も,**表-28** に示すように他の施設の場合と同様,被害の大部分は宮城県に発生している。

ただ橋りょう災害が他の場合と相違する点は、青森県 の発生率が高いということである。青森県の7件はすべ て八戸市大字市川町のコンクリート組立橋が被災したも

表-28 県別,工種別被害件数

			内		1	沢		
県別	被害件数		鉄筋コン クリート 床 版 橋	合 成 ゲタ橋	P C ゲタ橋	無筋コ ンクリ ート橋	木橋	%
背森	7	7	0	0	0	0	0	27
岩手	3	0	2	0	0	0	1	12
宮城	16	1	4	3	1	2	5	61
秋田	0	0	0	0	0	0	0	0
山形	0	0	0	0	0	0	0	0
福島	0	0	0	0	0	0	0	0
āt	26	8	6	3	1	2	6	100

表-29 築造年代別被害件数

					件 数	0/
FE.	和				4	15
昭	和	30	年	代	13	50
昭	和	40	年	代	5	19
昭	和	50	年	代	1	4
不				明	3	12
		ât			26	100

表-30 個所別被災状況件数

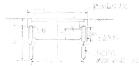
被災	状況	橋 脚	橋 台	橋全体	計	%
倒	壊	0	2	0	2	8
闁	壊	1	2	0	3	12
βíá	没	0	4	1	5	19
破	損	2	2	0	4	15
牛	裂	7	3	1	11	42
÷ 0)他	1	0	0	1	4
Ť D	†	11	13	2	26	100

のであり、構造図(図-10)および被災状況は次のようである。

- (2) 被害を受けた橋 りょうを 築造年別に 表-29 に示す。昭和30年代が50%と高い被災率となっているが、これは前述のコンクリート組立橋 7 カ所が被災したためである。
- (3) 被災状況は**表-30** のとおりであり、橋脚、橋台の 下部工に被害が集中している。

さらに基礎地質別の被害件数を表-31に示す。

(4) 震度別に被害をみると、表-32 に示すように震度 4に対し、5では2.25倍に増加しているが、橋りょう被 害の場合は他の施設の場合に比べ震度4と5の差があま



- 裏 名名・原の日 ートル・ドゥット を持てる デーロー 被 データ 大 22 - 復日額 - 「付め物着具といる ア・ロー は 5 できい種 エー東 - 面 ・機能のおり上板(収収が収益数 865 門)

図-10 被災コンクリート組立橋構造図

表-31 基礎地質別被害件数

基礎地質	コンク リート 組立橋	鉄筋コン クリート 床 版	合 成ゲタ橋	P C ゲタ橋	無筋コ ンクト橋	木橋	計
岩石・レキ	0	0	0	0	0	1	1
レキ質土	1	1	0	0	2	2	6
砂質土	7	4	0	0	0	2	13
粘性土•有機質土	0	1	0	0	0	1	2
高有機質土	0	0	3	1	0	0	4
āt	8	6	3	1	2	6	26

表-32 震度别被害件数

					内		i	沢	
震		度	被害件数	コンク リート 組立橋	鉄筋コン クリート 床 版 橋	合 成 ゲタ橋	P C ゲタ橋	無筋コ ンクリ ート橋	木橋
4	中	震	8	7	1	0	0	0	0
5	強	震	18	1	5	3	1	2	6
	ät		26	8	6	3	1	2	6

表-33 方位别被害件数

	コンク リート 組立橋	鉄筋コント 版版	合 成 ゲタ橋	P C ゲタ橋	無筋コ ンクト橋	木橋	āt	%
0°								0
22.5°		2	3			1	6	23
45.0°		2			2	1	5	19
67.5°	1	1		1		1	4	15
90.0 $^{\circ}$	7	1				3	11	43
ät	8	6	3	1	2	6	26	100

表-34 県別海岸堤防被害件数

%	その他	無傾斜 アスフ アルト	石積 擁 壁	コンクリ -ト擁壁	逆 T パラ : ペット型 -	異形プ ロック 傾斜型	被害件数	県別
2		1					1	岩手
94	7	1	2	18	22		50	宮城
4	1					1	2	福島
100	8	2	2	18	22	1	53	計

り顕著でないのが特色といえる。

さらに方位別についてみると、橋軸と震源地の角度が90°の場合が43%と一番被害が多くなっている。

6. 海岸堤防

(1) 海岸堤防の被害は,**表-34** に示すように岩手1件,福島2件と少なく,94%が宮城県に集中している。

岩手,福島について被害件数が少ないのでその実態を示せば表-35のとおりである。

- (2) 築造年別に被害件数をみれば **表-36** のとおりである。
- (3) 工種別に被災状況についてみると表-37に示したとおり、コンクリート擁壁および石積堤防に被害が集中し、その被害状況も沈下、陥没が大部分を占めている。さらに、この被害を基礎地質別にみると粘性土の場合が62%、砂質土の場合が砂も合せると36%となっている。

表-35 岩手•福島県海岸堤防被害実態

表-36 築造年別被害件数

所 在 地	事業名	築造年	構 造	形状•寸法	基礎地質	方位	被災状況 復旧額
岩手県陸前高 田市小友町	補助干拓	S. 42	緩傾斜アス ファルト	H=9.85 B=2.0	粘質土	南北	堤防ノリ面,陥 1,743千円 没,キ裂
福島県双葉郡 広野町	災害復旧	S. 47	異形ブロッ ク傾斜型	=5.20 =5.0	軟 岩	南北	延長35mにわた 11,316
福島県相馬郡 小高町	海岸保全	S. 49	緩傾斜コン クリート	=5.20 =5.0	砂	南北	ノリ面被覆コン 2,052 クリートにキ裂 2,052

	被害件数	%
~昭和40年	15	28
昭和41~46年	3	6
昭和47~51年	35	66
āt	53	100

表-37 工種別被害状況別被害件数

	逆 Tパ ラ ペット	コンク リート 擁 壁	石積 摊壁	緩傾斜 アスファルト	異形プ ロック 傾斜型	その他	計	%
崩壊	0	0	0	0	1	0	1	2
ノリ面スペリ	0	1	0	0	0	0	1	2
沈下•陥没	22	12	0	1	0	4	39	73
キ 裂	0	4	0	1	0	4	9	17
はらみ出し	0	1	2	0	0	0	3	6
計	22	18	2	2	1	8	53	100

表-39 方位别被害件数

方 位	異形プロック	逆 T パラ ペット	コンク リート 擁 壁	石積 擁 壁	緩傾斜 アスフ ァルト	その他	計	%
0.0°	0	1	5	1	1	1	9	17
22.5°	0	5	6	1	1	0	13	25
45.0°	1	2	2	0	0	3	8	15
67.5°	0	11	5	0	0	3	19	36
90.0°	0	3	0	0	0	1	4	7
計	1	22	18	2	2	8	53	100

表-38 基礎地質別被害件数

基礎	逆 T パラ ペット		石積擁壁	緩傾斜 アスフ ァルト	異形プロック	その他	Ħ	%
岩	0	0	0	0	1	0	1	2
砂	0	5	2	0	0	1	8	15
砂質土	0	4	0	0	0	7	11	21
粘性土	22	9	0	2	0	0	33	62
ät	22	18	2	2	1	8	53	100

(4) 震度別には、今回の海岸堤防の被害はすべて震度 5の地域で発生している。また震源地と堤防線とのなす 角度についても表-39のとおりにとくに顕著な傾向は見 られない。

7. 水 路

(1) 今回の地震により被害の最も大きかったのが水路で,表-1 に示したように復旧額で61%と第2位の海岸堤防の22%を大きく引きはなしている。さらに水路被害について県別にみると、宮城県が件数で85%、復旧額で

表-40 県 別・工 種 別 被 害 件 数

県	名	件数		内				訳			%
मर	П	77 致	開キョ	暗キョ	トンネル	サイホン	水管橋	水 門	掛ヒ	ヒ管	/0
青	森	21	19	1	0	1	0	0	0	0	4
岩	手	39	35	2	0	2	0	0	0	0	8
宮	城	433	378	35	2	5	2	2	2	7	85
秋	田	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Щ	形	6	2	1	3	0	0	0	0	0	1
福	島	9	7	0	0	2	0	0	0	0	2
ī	+	508	441	39	5	10	2	2	2	7	100

表-41 築造年代別被害件数

年	代:	被害件数	26
	50~53年	96	19
昭	40年代	200	39
	30 年代	106	21
和	20年代	20	. 4
	~ 19 年	19	4
大	Œ	3	1
明	冶	10	2
不明	月・その他	54	10
	ā†	508	100

表-42 基 礎 地 質 別 被 害 件 数

-t+ TH: LL 1995	tabasche (sta */r	0/		裙	支	災		狀	ï	R	
基礎地質	被害件数	%	+ 裂	崩壞	陥 没	破損	ノリ面 スペリ	はらみ 出 し	倒壞	隆起	その他
砂質土	256	50	99	39	20	18	17	23	15	10	15
粘性土•有機質土	121	24	24	16	16	15	22	5	6	2	15
高有機質土	71	14	10	8	25	14	7	С	2	1	4
レキ質土	29	6	6	10	1	2	3	0	0	1	6
火 山 灰 性 粘質土	12	2	9	0	2	0	1	0	0	0	0
岩石・レキ	9	2	0	3	1	2	0	0	0	0	3
砂	7	1	1	2	1	0	0	0	1	1	1
シルト	3	1	2	0	0	1	0	0	0	0	0
計	508	100	151	78	66	52	50	28	24	15	44

表-43 構造別被害件数

表-44 施設規模別被害件数

水路構造	被害件数	内		訳	%
水路特地	包含什么	開十二	暗牛ョ	その他	/0
張ブロツク	128	128	0	0	25
素 掘 り	81	80	0	1	16
プロック(石)空積	78	78	0	0	15
U字・ベンチフルーム	45	45	0	0	9
鉄 筋 コン クリート	42	30	1	11	8
ヒューム管	41	0	29	12	8
コンクリートサクキョ	30	30	0	0	6
無筋コンクリート	20	20	0	0	4
プロック (石) 練積	10	10	0	0	2
コルゲートパイプ	10	0	8	2	2
鋼製水路	11	9	0	2	2
そ の 他	12	11	1	0	3
54	508	441	39	28	100

最大流量	被害件数	+ 裂	崩壞	陥 没	破損	ノリ面 スペリ	その他	%
m8/s	2	0	1	1	0	0	0	0.4
1	226	43	26	45	36	19	57	44.5
2	77	20	27	6	9	6	9	15.2
3	37	14	5	6	3	4	5	7.3
4	16	6	1	4	1	2	2	3.1
5	16	4	5	0	0	5	2	3.1
6	16	1	1	3	1	2	8	3.1
7	21	13	2	0	С	1	5	4.1
8	4	1	1	0	0	0	2	0.8
9	9	3	2	0	0	0	4	1.8
10	7	1	2	0	1	2	1	1.4
11~20	50	25	4	1	1	4	15	9.9
21~30	18	12	1	0	C	4	1	3.5
31~40	0	0	0	0	0	0	0.	0
41~50	7	7	0	0	0	0	0	1.4
51~70	2	1	0	0	0	1	0	0.4
計	151	508	78	66	52	50	111	

表-45 震度別被害件数

表-46 方 位 別 被 害 件 数

護		度	被害件数	%
3	33	篾	1	0.2
4	中	度	51	10
5	強	震	456	89.8
	計		508	100

-	開キョ	暗キョ	トンネル	サイホン	水管橋	水 門	掛ヒ	ヒ管	計	%
0°	94	8	0	0	1	0	1	0	104	21
22.5°	116	14	2	3	0	1	1	2	139	27
45.0°	67	8	1	4	1	0	0	1	82	16
67.5°	101	9	0	2	0	1	0	4	117	23
90.0°	63	0	2	1	0	0	0	0	66	13
計	441	39	5	10	2	2	2	7	508	100

95%と大きな被害を受け、工種別では開キ』(とくにブロック積)が大部分を占めている。

- (2) 被害の発生地域についてみると、最も被害の多い 宮城県では北上川とその支流による仙北低平地帯および 仙台の東南部に広がる仙南低平地帯(いわゆる仙台平 野)にほぼ集中している。さらに青森県では太平洋岸沿 いの三八上北地域、岩手県では北上川沿岸部に集中して いるが、山形、福島両県の場合は散在している。
- (3) 築造年代別に被害件数を見れば表-41 のとおりであり、昭和30年代以降のものが79%を占め、このうち最近10年間では48%、復旧額では52%に及ぶ高い被害率となっている。
- (4) 基礎地質別では砂質土、粘性土、有機質土の順となっており、この3地質で447件 (88%)となる。このうち砂質土についての被害が50%と非常に高い率を示しているが、現地盤より浅いところにある飽和砂質土層は、現位置における標準貫入試験のN値が15以下の場合、液状化しやすいということであるので基礎の浅い水路構造物に被害が多いと推察される。

被害を受けた水路の基礎工についてみると、木グイが 165件で32%と第1位を占め、続いて基礎工なしが117件

- (23%), コンクリート基礎 51 件 (10%), 砂置換 40 件 (8%) の順となっている。
- (5) 水路構造別にみると 表-43 のとおりであり、張ブロック水路の被害が全体の 1/4 に達している。さらに施設規模別に分類すると 表-44 のとおりで、最大流量 2 m^3 /s以下の小規模な水路の被害が60%と大部分を占めている。
- (6) 震度別被害件数は 表-45 に示すように約90%が震度 5 の地域に発生している。また、震源と路線とのなす角度別に被害件数をみたものが表-46 であり、角度による顕著な差は認められない。

8. 災害復旧額について

災害復旧額別,施設別件数は表-47に示すとおりであり,平均1件当りの最高額は海岸堤防で約25,000千円となり,2位の水路の7,000千円を大きくはなしている。全体的に見た場合,1件当りの復旧額が4,000千円以下の被害が65%を占めている。

最も被害の大きかったものを施設別に表-48に示す。

V. あとがき

被害が最も大きかった宮城県において, たとえば海岸

表-47	復	IH	額	別	夜	害	件	釵
		n#	T 44			140	4.00	

	タメ池	頭首工	水 路	道 路	機場	橋りょう	海岸堤防	計	%
~ 500千円	13	1	45	16	12		1	88	10.4
500∼ 1,000	9		75	20	6	14	1	125	14.8
1,000~ 2,000	17	3	103	30	15	8	5	181	21.4
2,000~ 3,000	8	4	53	10	12		4	91	10.7
3,000~ 4,000	10	2	40	7	9	1	3	72	8.5
4,000∼ 5,000	7		36	2	4	3	1	53	6.3
5,000~ 6,000	4		15	2	2		1	24	2.8
6,000~ 7,000	1	1	18	1	6		1	28	3.3
7,000~ 8,000			15		1			16	1.9
8,000~ 9,000	. 3		8				1	12	1.4
9,000~ 10,000	2	1	10				1	14	1.7
10,000~ 20,000	['] 6		43	4	4		17	74	8.7
20,000~ 30,000			15	1			7	23	2.7
30,000~ 40,000	2		17				2	21	2.5
40,000~ 50,000		1	14				3	18	2.1
50,000~100,000	1		1				4		0.8
100,000~							1	1	_
計	83	13	508	93	71	26	53	847	100
1件当り最高復旧額	97,347千円	48,420千円	87,990千円	22,200千円	15,367千円	4,738千円	331,500千円		

表-48 1 件 当 り 最 大 被 害 施 調 書

施	設	名	所	在	地	構	造	規	模	地	質	震度	被	害	:	状	況	
3	×	池	山形県す	定置賜 君	郡高畑町	1 .	ルダム	H=24m	L=240m	軟	岩	4	堤体縦断7 ~5mm, 一部波除器	深さ3	mの	フラック	発生。	
頭	首	I.	宮城県沿	:田郡	三本木町	沈	東 エ	B = 12m	L=78m	砂質	ť±	5	ソダ沈床,	フトン	カゴカ	、沈下,	取水位	低下
水		路	宮城県伊	貝郡	丸森町	トン	'ネル	馬テイ型	r = 1.8 m	砂貨	土	5	トンネルP	内部に80	m/C.}	ったりタ	フラック	発生
道		路	宮城県作	土鹿郡井	也広町	砂	利道	B = 4 m	-	砂質	土	5	山腹ノリロ より道路は		(l=8)	lm E	$\beta = 3 \text{m}$	n) K
機		場	宮城県村	兆生郡会	矢本町	排水	: 機 場	φ900×65 φ900×60	HP×2台 KW×1台	砂質	土	5	ポンプ台の ク, 管理/ ンク 傾 倒,	室倒壞	, 楼	易敷地區	i没, 1	
海	岸步	是防	宮城県富	宮城郡村	公島町	アス	〔斜型 ファル 被 覆	H=8.6m	天バ幅=2.3m	粘	土	5	全延長 48 キ裂)m の∓	拓堤	方が液状	比しと	大下,

提防についてみると、全延長 294,060 mのうち指定済延長は36%の 105,413mで、そのうち構造改善局分は28,459mであり、今回の地震により7,170mが被災し、構造改善局指定済延長に対して25%という高率となっている。これに対し、タメ池被害は40件であるが、受益面積1 ha 以上、貯水量1,000 m³以上のタメ池は県の調査では2,621 カ所で被災率1.5%と低率である。しかし施設の地震災害を考える場合、施設が引続き大きな二次災害を引き起こすものもあり、それによって生ずるすべての被害を想定し、さらに経済性を加味して今後さらに検討を進め対策の強化をはかることが必要であろう。

最後に、本報文を取りまとめるにあたり調査に協力いただいた東北農政局防災課および各県の担当者の方々、資料の提供をいただいた関係機関、さらに分析作業に協力していただいた当所亀田システム開発課長に対し、深甚の謝意を表する次第である。

引用文献

- 1) 奥津春生:宮城県沖地震の被害状況と地盤特性一土と基礎26 (12) (1978)
- 3) 応用地質調查事務所:宮城県沖地震調査報告書
- 4) 日本道路協会:道路橋耐震設計指針 (1972)

[1979. 3. 36. 受稿]

報 文

フィルダムの被災の解析例と復旧工法

勝俣 昇* 風間 彰** 加藤昌平*** 高橋誠一***

I. フィルダムの被災状況

フィルダムの被災件数は、宮城県内の40カ所を最大に 東北全県に及び、その数は83カ所となっている。

しかし、設計基準等が整備された最近の技術レベルで設計施工されたダムで、とくに比較的高いダムについての被害はまったく認められない。たとえば、深田ダム(福島県、国営安積疎水地区、堤高55m、アースダム)の頂部における加速度は 210 gal が記録され、明らかに設計震度を上回ると考えられるが、被害は認められていない。堤高別の被害件数の比率を見ると、15m以下のものが94%を占めており、かつ、84%が土質基礎となっている。

フィルダムの被災状況としては、クラックの発生が49%, 滑動沈下等が23%で、これまでの地震災害と同様アースダムの一般的な傾向を示しているものの、1968年十勝沖地震時にみられるような決壊事故に至ったものはない。

これは、その後の老朽タメ池整備が進んだことと、地震前に異常渇水で地山や堤体が湿潤化(飽和)しておらず、またほとんどのダムが時期的にみて代カキ後のため水位が満水位以下であったためと見ることができる。

- * 近畿農政局東播用水農業水利事業所(かつまた のぼる)
- ** 東北農政局建設部設計課(かざま あきら)
- *** / 土地改良技術事務所(かとう しょうへい, たかはしせいいち)

キーワード 災害,フィルダム,地震,スペリ面,変形,グラウト

表-1 調査対象3ダムの諸元と被災例

		•		M-12TT >-1 >2C		
				牛野ダム	宿の沢溜池	蛭沢ダム
位			置	宮城県黒川郡大 衡村牛野	宮城県栗原郡高 清水町宿の沢	山形県東置賜郡高島 町大字安久津蛭沢
河	J	11	名	鳴瀬川水系善川	北上川水系小山 田川	最上川水系屋代川
総	貯水	量	m_8	518, 000	850, 000	2, 200, 000
有药	効貯ス	大量	m ⁸	500, 000	850,000	2, 075, 000
¥	٨	型	式	傾斜コア型ロッ クフィルダム	中心コア型フィ ルダム	中心コア型フィル ダム
堤	Ą	16	m	21.427	12.50	30.00
堤	頂	長	m	160.05	210.00	240.00
堤	頂	幅	m	8.00	5.00	6. 50
	ク配	上	流	1:3.00	1:3.50	1:2.20~1:3.00
-4 1	/ HC	下	流	1:2.00	1:2.30	$1:2.00\sim1:2.50$
堤	体	積	m8	113, 546. 5m ⁸	79,000m ⁸	257, 000m ⁸
基础	选岩	盆(地	盤)	凝 灰 岩	砂質凝灰岩	凝 灰 岩
被	災	状	況	上流側張石部の スペリ,隆起お よび沈下陷没が みられる。	ダム天バ付近のクラック,上流プロック工の移動膨れ出しがみられる。	方向に連続する縦

フィルダムの被災、復旧例としては **表-1** に示すように、牛野ダム、宿の沢ダム、蛭沢ダムを採用した。

牛野ダムは、ロックフィルダムの斜面変形の例として、また宿の沢ダムはアースダムのダム軸方向のクラックと斜面変形の例として、蛭沢ダムはダム軸方向の大規模クラックの例として、被災状況調査、復旧工法の検討結果をまとめた。

II. 牛野ダム (図-1)

1. 被災状況

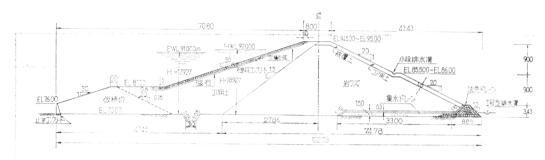


図-1 牛 野 ダ ム 標 準 断 面 図

牛野ダムの被害は、堤体上流斜面の一部分に限られ、 堤頂、下流斜面、斜ヒ、余水吐等にはまったく異常は認 められていない。被害の見られる上流斜面の保護工は、 斜面上部が空積石張で下部が単に張石となっている。な お、被害の特長をまとめると次のようになる。

- ① 被害は、堤体上流斜面張石だけに発生している。
- ② 張石区間の最上部(礎段コンクリートの接触部)で最大 $10 \, \mathrm{cm}$ の沈下,最上部から $5 \sim 6 \, \mathrm{m}$ (斜距離)下った地点では, $10 \sim 20 \, \mathrm{cm}$ の沈下および最大 $30 \, \mathrm{cm}$ の緩み,さらに $4 \sim 5 \, \mathrm{m}$ (斜距離)下った地点では $10 \sim 20 \, \mathrm{cm}$ の隆起が張石に認められた。
- ③ 沈下,緩み (開口キ裂) 隆起現象はいずれもダム 軸に平行に分布している。
- ④ とくに、被害が大きかったのはダム中央部である。
- ⑤ 地震時の貯水位は斜面の半ば(最も張石の開いた ところと隆起したところとの中間)で、地震時は 0.8~ 1.0m の波浪があったと推定されている。
- ⑥ 張石の粗石間を充てんしている"目つぶし"材(切込砂利)が斜面表面にダム軸と平行に数列並んでいるのが認められる。また災害の大きかった上部は災害の少なかった下部に比べ"目つぶし"材の減少が目立つ。



写真-1 上流斜面掘削状况

2. 牛裂調查

被害が張石部だけか,あるいは内部のコアゾーンに及んでいるかの確認のために被害の著しかった斜面を 3π 所開削し,調査を実施した(写真-1)。

調査の結果判明した事項は次のとおりである。

- ① 張石にみられる緩み (開口キ裂,表面で幅30cm)は、切込砂利表面においてもその緩み (幅1cm)が認められる。しかし、切込砂利内部では明確に認められない。
- ② 張石の緩んだ部分や沈下した部分の下層の切込砂 利厚は他に比較して薄くなっている。
 - ③ コアゾーン表面にキ裂は認められない。
- ④ コアゾーン表面には微少な凸凹があり、水に洗われた形跡がある。
- ⑤ コアゾーン表面および表面下 50 cm の深さで浸透させた消石灰溶液はいずれもコアゾーン内へは 浸透せず、キ裂がまったくないことを示している。

3. 築堤材料の土質試験

キ裂調査を実施した地点で土質状況の把握のため土質

表-2 土質試験結果

a. コア材試験結果

位	置	比重	含水比	液性 限界	塑性 限界	塑性 指数	一軸圧 縮強度	湿潤密度	乾燥 密度
								1.899	
								1.829	
〃 左岸	平均	2.626	31.0	53.3	31.4	21.9	1.879	1.868	1.430

b. コア材料の粒度分布

位 置	レキ分	砂分	シルト分	粘土分	最大粒径 mm
堤体右岸	4	40	35	21	9.52
〃 中央	10	45	23	22	19.10
〃 左岸	7	43	30	20	19.10

c. 切込み砂利の粒度分布

位置	レキ分 (%)	砂分(%)	シト土(%)	平 均 粒 径 (D ₅₀) (mm)	最 大 粒 径 (mm)	均等 係数	曲率 係数	含水 比 (%)	湿 潤 密 度 (g/cm³)	乾 燥 密 度 (g/cm³)
堤体 右岸	68			27	50.8				1	1.836

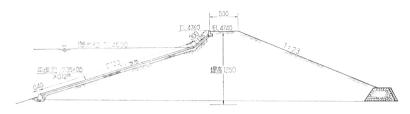


図-2 宿の沢ダム標準断面図

試験を実施した。これらの試験結果は,表-2 a, b, c, に示す。また試験結果の主な事項は次のとおりである。

- ① 張石は、表層部において 20~30 cm の粗大なものから成っており、下層部は表層部より粒径が小さく、粒径数 cm の目つぶしが全体の空間を埋めている。岩質はいずれも溶結凝灰岩である。
- ② 切込砂利は粒度分布もよく均等係数 $u_e = 50 \sim 100$, 現場密度 $\gamma_a = 1.80 \sim 1.89 \text{ t/m}^3$, 間ゲキ比 $e = 0.4 \sim 0.5$ で比較的よく締まっている。
- ④ コア材料は統一分類で $CH\sim SC$ に属する材料で、自然含水比 (w_f) は約30%,また現場密度は湿潤密度 $\gamma_t = 1.8$,乾燥密度 $\gamma_a = 1.4$ 以上となっている。また同時に実施した一軸圧縮強度 (q_u) からみても最低の値でも $9 t/m^2$ であり,よく締固まっている。

4. 総 括

これらの調査および土質試験結果からみて,今回の地 震による被害は、上流側張石の変形移動、またこれに伴 う切込砂利の移動あるいは波浪による吸出しであり、堤 体コアゾーンへの被害は認められなかった。

以上の結果から牛野ダムの復旧工法としては、堤体上 流斜面の原形復旧のみとしている。

III. 宿の沢ダム (図-2)

1. 被災状況

宿の沢ダムでは、堤頂部にダム軸と平行した2本のクラックが約90mにわたって断続的に発生した。

このクラックの特長は昭和34~38年の補修工事のグラウトキャップコンクリートに沿って発達していることである。

また、堤体上流斜面保護工の平板ブロックと波返し工の接合部分に最大幅約 150 mm のクラックが堤体と平行して約90mにわたり生じている。また、平板ブロックはほとんどのカ所で目地に小規模なクラックが認められるがその幅はきわめて小さい。

2. クラック追跡調査

調査位置(図-3)に示すとおり、最も大きなクラック

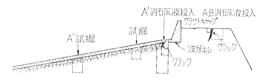


図-3 宿の沢ダムクラック追跡調査位置図

を生じたA地点、およびB地点において消石灰注入によるクラックの追跡調査を実施した。

- (1) **A地点** クラックはグラウチングのキャップコン クリートに沿い上流方向へ傾斜し,深度は 0.5m まで確 認されている。
- (2) A′地点 クラックは波返し末端部と平板ブロックの接合部分から始まり、波返し下部の裏込砂利で最も大きく発達している。またその下位においては、約0.4 m程度の厚さで盛土部にグラウチングによるコンクリート塊が不規則に混入しており、盛土部とコンクリート塊の接触面に沿ってクラックがみられる。それ以深は単一の盛土のみとなり、盛土自体にも細いクラックが1.5mまで観察された。
- (3) **A''地点** 平板ブロック, 裏込砂利, 火山灰質の 盛土層ともクラックは認められない。
- (4) **B地点** グラウト材が塊状およびカーテン状に入っており、そのグラウト塊と盛土部分の接触面に消石灰の浸透跡がみられる。

それ以深は単一の方向性をもたない 細い クラックが 1.5 m の深さまで認められた。

3. ボーリング調査結果 (図-4)

調査結果の考察は次のとおりである。

- ① 堤体盛土部を構成する材料はシルト質の凝灰岩風 化物より成る。なお、その基層には腐食土(旧表土と推 定)が分布している。なお、統一分類としてはSC~GM に属する低塑性材料である。
- ② 試錐コアサンプルからは試錐地点の違いによる盛土の差異は認められない。
- ③ 標準貫入試験結果 (N値) は、盛土内で $N=2\sim50$ 以上とバラツキがあるが、ほぼ $N=10\sim30$ の範囲にある。なお、 $N\geq50$ の値は盛土のN値ではなく、グラウト

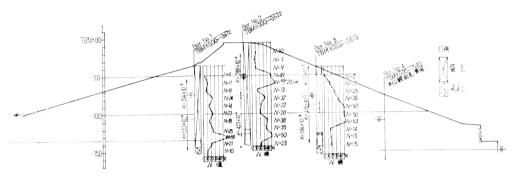


図-4 宿 の 沢 ダ ム N 値 図

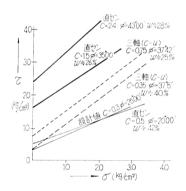


図-5 セン断試験結果総括図

表-3 セン断試験結果一覧表

	含水比	飽和度	セン断量	強 度 定 数
	W (%)	S_r (%)	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 C (t/m²)
平均	40~42	90>	26.75°	3.75
平均	25~28	85	33.25°	12.9

注入により固結したセメント塊の影響と考えられる。

- ④ 現場透水試験による盛土部の透水係数は $10^{-5}\sim$ 10^{-6} cm/sec であるが,B-No. 3 の深度 $5\sim10$ m 間では 10^{-4} cm/sec の値がみられた。
- ⑤ 堤体盛土の密度は乾燥密度 (γ_d) で0.7~1.4t/m³ とバラツキがみられた。

4. 堤体安定解析

宿の沢ダムにおいては盛土材料で 表-3 に示すようなセン断試験結果が得られている。これらの結果を整理したものが 図-5 である。試験時の状態によってセン断強度定数は異なるが、図-4 の堤体内水位(浸潤線)からみて、スベリ面のほとんどは浸潤線以下、すなわち飽和されていると考えると、飽和度(S_r) \geq 90%の時のセン断強度定数を用いて安定解析を行う。

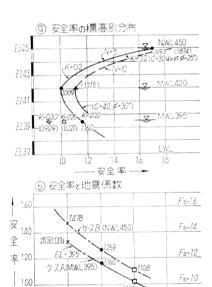


図-6 安全率分布図

地震係数

安定計算に用いたセン断強度定数としては,

0.80

内部摩擦角 $\phi=25^{\circ}00'$,粘着力 $C=3.0\,\mathrm{t/m^2}$ である。

また,盛土の単位体積重量は密度測定結果から $\gamma=1.5\sim1.8$ t/m³,平均 1.7 t/m³ である。

基礎岩盤の設計数値としてはN値 \geq 40であり、この値を大崎の式に代入し、内部摩擦角(ϕ)を求めると $^{\mathrm{D}}$ 、

 $\phi = \sqrt{20N + 15} = \sqrt{20 \times 40 + 15} = 43^{\circ} = 40^{\circ}$

となる。また密度 $\gamma_t=1.8 \text{ t/m}^3$ とした。

これらの数値により安定解析を行った結果は **表-4** および **図-6** のとおりである。

(1) 下流斜面 下流斜面については常時および宮城県

表-4 安定解析結果一覧表

<上流斜面>

a 常時貯水時 (K=0.20)

貯水位	安全率 F:	X(m)	Y(m)	R (m)	備	考
45. 0 42. 0 39. 5	1.693 1.009 1.160	-30 -40 -35	77.5 75.0 90.0	47.5 45.0 60.0	$F_{s} = 1.874$ $(-42.5/6)$ $F_{s} = 1.115$ $N = 10$	左) 57.5/37.5) C=4.0 t/m ² b=30)

b 宮城県沖地震時 (K=0.25, 0.30)

貯水位	雙 度	安全率	X(m)	Y(m)	R(m)	備考
39.5	0.20	1.160	-35	90	60.0	
39.5	0. 25	1.021	-35	90	60.0	(同 左)
39.5	0.30	0.909	-35	90	60.0	$F_s = 1.081$

 $N=10(C=4.0t/m^2 \phi = 30^\circ)$

ⓒ <下流斜面>

貯 水 位	震 度	安全率	X	Y	R	備	考
常時 満 水 位 45.0 宮城県沖地震	0.20	1.568	20	65	30.0		
39.5	0.25	1.325	20	57.5	27.5		

X: 堤頂中心を 0.0, Y: 標高を示す, R: 半径

沖地震時においても $(K=0.20\sim0.25)$, 安全率 (F_s) \geq 1.2 と破壊に至らない結果が得られた。

下流斜面は現地踏査でも,膨れ出しやスペリ等が認め られないことから,妥当な値といえる。

(2) 上流斜面 上流斜面においても 図-6 に示すように安全側のセン断強度定数をとり、 $K=0.20\sim0.25$ で安全率 $(F_s) \ge 1.0$ となり滑動に至ることはないという結果が得られた。

5. 総 括

今回の調査結果および安定解析結果をまとめると次の ようになる。

- ① 今回の地震による被災は、斜面保護工のブロックおよび天バ付近のグラウチングのコンクリートキャップと盛土の間のキ裂であるが、これは、力学的特性の相違によるものと考えられる。またスペリの現象は認められなかった。
- ② 平板ブロックの被害が大きかったが、これは、下部フィルター層の砂レキがコロの役割をしたものと推定される。

表-5 に裏込砂利(フィルター)の内部摩擦角を $\phi = 27^{\circ}$ ~33°として水平震度ごとのスベリを検討している。

- ③ 堤体内のN値の分布は平均 $N=10\sim30$ の範囲にあり、なお $N\geq50$ の値が見られるが、これはグラウト注入溶液の固結したものの影響であろう。
- ④ 安全側のセン断強度を用いて安定計算を実施したが、これらの結果からみても大きなスペリを生じている

表-5 $F_s \sim K$, ϕ の関係

摩擦角	$\phi = 27^{\circ}$	φ =30°	φ =33°
震度	安全率	安全率	安全率
0.15	1.118	1.266	1.424
0.20	0.988	1.119	1. 259
0.25	0.882	0.999	1. 124
0.30	0.794	0.900	1.012

ことはない。

IV. 蛭沢ダム (図-7)

1. 蛭沢ダムの概要と被災状況

蛭沢ダムは、ほぼ南北方向に北から南に向って流下する蛭沢川をせき止めて築造されている。ダムサイト両岸の地山は、右岸側が1:20、左岸側が右岸よりやや急で1:1.5 程度のコウ配となっている。

基礎岩盤は凝灰岩であり、周辺の地山で露頭が観察できる。旧設計図を見ると、旧蛭沢川は谷部の右岸地山寄りを流下している。谷部における河床滞積物はかなり厚く最深部では25m近くある。

昭和46年度に行われた弾性波探査によれば、基礎岩盤は $2.6\sim2.8$ km/sec 程度で左岸余水吐付近に1.0 km/sec の低速度帯が確認されている。ダム築造後の漏水量もかなり大きく、漏水対策のグラウチングを実施し、さらに1963年新潟県沖地震でもクラック補修のグラウチングを行っている。

今回の宮城県沖地震における蛭沢ダムの被災状況としては、ダム天バにおいてダム軸方向に連続する縦クラックが顕著で、クラックの幅は10~50 mmで、ほぼ堤体全長 (190 m 位) に発生していると思われる。

ダム天バにおいて確認されるクラックの位置は,左岸 部ではほぼダムセンター付近であるが,河床部~右岸に かけてはいく分上流側に位置している。

2. 調査試験結果

- (1) **立坑掘削** 立坑掘削により確認したクラックの状況は **図-8**,**9**に示す。
- ① クラックの状況 肉眼ではっきり分る5 mm以上の大きなクラックは天バから3 m付近までで、3 m以下はほぼ鉛直方向にヘアクラックが入っている。

石灰溶液の流込みで確認したクラックの最深部は天バから 5.25 m である。

地震直後の堤体天バで確認したクラック状況からダム 軸方向に連続する縦断クラックは、ほぼ堤体全長に発生 していると思われる。なお、心配された横クラック、ス ベリ面は確認されていない。

② 築堤材料 施工時の設計図をみると堤体は中心コ

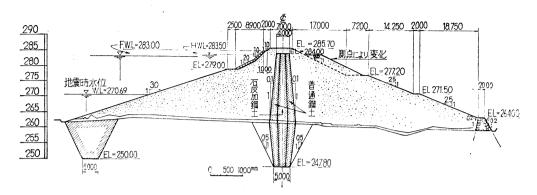


図-7 蛭 沢 ダ ム 標 準 断 面 図

表-6 蛭 沢 ダ ム 土 質 試 験 結 果 一 覧 表

	, Jr-1			昭和47年	₽3月 施	工 調 試	験 室				度 立坑かり	らの採集試料	4
結	料	名	前		堤	外		堤	No. 9 m GL-2.00	No.	25+2.00	GL-4.0~	~6.5m
比		重	2.53				2.47		2.63	2.69			
自	然 含 水	比 (%)		25. 2			31.5		28.8		2	28.55	
	最大粒	径 (mm)							38.1		1	19.1	
粒	レキ分4.76	以上 (%)		36.0			26.0		63.0			6.5	
度	砂分4.76~	0.074(%)		38.0			42.0		29.0		5	50. 5	
<i>D</i> C.	シルト分 0.074~0	.005 (%)		14.0			18.0		4.0		2	27.0	
特	粒土分0.00	5以下(%)		12.0			14.0		4.0		1	6.0	
性	均等係	数 Uc							66.7		2	25.0	
	曲率係	数 Uc'							444.1	0.7			
コテ	液性限界	W _L (%)		32.0		36.0		33.0	32.4				
ンンシシ	塑性限界	W _P (%)		24.8		26.4		NP	22.9				
スト	塑性指数	I_P		7.2	4,000	9.6			9.4				
現密	含水比	w (%)		25. 2			31.5		29.0	上流 22.3 下流 25		流 25.5	
場度	湿潤密度 γ	t(g/cm ⁸)		* y _d 1.25	57				1.700	* $\gamma_d = 1.4$	87 1.818	* $\gamma_d = 1.3$	305 1.638
突固め	最適含水比	w oqt(%)		23.0			24.5				2	6.4	
固め	最大乾燥密 Ya	度 (g/cm ⁸)		1.533			1.462					1.508	
	単位重量 γ		1.526	1.494	1.455	1.460	1.417	1.374		1.929	1.877	1.890	1.865
一面セン	含水比	w (%)	23.03	25.35	28.45	23.93	27.87	30.68		25.4	29.7	26.7	26.6
ン断	粘着力 C(kg/cm²)	0.54	0.34	0.27	0.56	0.33	0.10		1.50		1.20	1.08
141	内部摩擦角	φ (°)	31°18′	40°56′	43°20′	30°00′	35°07′	37°21′		45°00′		49°35′	52°13′
透	水 係	数 k	7.77 ×10-6	5.54 ×10-6	9.55 ×10-6	4.80 ×10-5	6.85 ×10-6	2.02 ×10-5					
統	一 分	類		s. c			s. c		SM~SC		s	С	
			D值	82%	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·					D值	98.6%	D値	79.7%

^{*} 試験材の試料径に対して、レキ径が大き過ぎたためレキの影響がみられた。

ア型で設計されているが、サヤ土とコア土の区別は立坑掘削面では判定できなかった。土質試験結果($\mathbf{表}$ -6)をみる $^{\mathbf{b}}$ と、コア部の材料は頂部付近で SM \sim SC、深さ 6 m付近で CL となっている。含水比は 25 \sim 30 % 付近である。

コア部は過去のグラウトの影響を受け、固結化しており、一面セン断試験の値も $\phi = 50^\circ$ 前後の値を示しており、粘着力もかなり大きな値が出ている。

③ グラウチング状況 聞取調査によると,蛭沢ダムは築造中1948年までに30,000袋(50kg/袋)のセメン

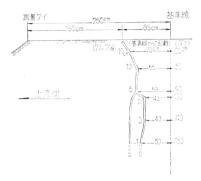


図-8 左岸立坑、クラック状況図

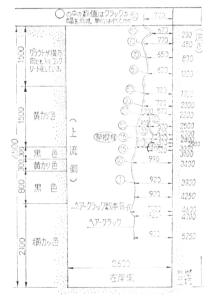


図-9 右岸立坑, クラック状況図

トグラウチング, 1963年新潟地震の復旧工事として 20,000袋のセメントグラウチングがコア部に堤頂から実 施されている。

立坑掘削の調査から、掘削部は上記のグラウチングの 影響を受け、堤体は固結しており、地震動に対してぜい 弱な物性となっている。

確認できたグラウト材料としては、セメントミルク、セメントモルタル、水ガラス系、ベントナイト等でとくに頂部付近には大量のセメントミルクが連続した層 $(0.50\sim1.0~{\rm m}$ 位)を形成している。これらの注入材は放射状に広がらず、ダム軸方向に連続し、ダム軸直角方向には連続していない。

(2) **O Hグラウチングとボーリング調査結果** ボーリングによるクラックの追跡は、立坑底面以下のクラックおよびスベリ面の調査が目的で実施した。

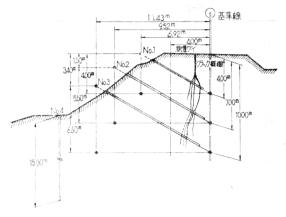


図-10 ボーリングによるクラックの推定図

方法は、クラック、スペリ面が予想される付近にグラウト材を注入し、コアボーリングを行いグラウト材の充てん状況によりクラックおよびスペリ面を追跡する。

注入材料は下記の理由から OH (15%液) を採用した。

- ① 本調査は、クラック、スベリ面の追跡が主目的である。とくに立坑底面 (-6.5 m) 以下のヘアクラックの存在を確認するには、浸透性のよい材料であることが第一であり、OH液は他のグラウト材に比較して浸透性が非常によい。
- ② O H液は水と反応して、白いゴム状となるのでクラックの判定がしやすい。
- ③ この種の調査では 0.1 mm のクラックを確認した 実績がある。

これらの追跡調査結果から判明したクラックの状況を 図-10 に示す。

3. 総 括

蛭沢ダムの場合,新潟地震の際にも今回と同様の縦クラックの被害にあっており,その復旧工事の経過を踏え今回の被災原因を検討すると下記のとおりである。

- ① ダム断面の頂部付近が急傾斜(1:1.00~1:2.00程度)となっている。
- ② グラウト効果により、堤体コア部は異常に固結化 し、地震動に対してぜい弱になっている。
- ③ クラックは、地震により生じているのは明らかであるが、発生原因としては、スベリによるものではなく、テンションクラックと推定される。

4. 復旧対策工法

前述のように、蛭沢ダムの被災状況は、立坑、ボーリング等による調査の結果、ダムの軸方向に連続する縦クラックで、堤頂全長にわたって発生している。

表-7 比 較 検 討 表

_					
			ケース1	ケース2	ケース 3
I		法	グラウト工事のみ	堤体頂部の盛換	上流面盛土+ グラウト
I	事数	量	セン孔長 ≒3000m 注入量 ≒126000ℓ	盛土量= 1/2(8+50)×10×	盛土量+8000m8
			往入量 1200000	1/2(8+30) x 10 x 190-455000m8	グラウト (ケース 1と同じ)
概算工事費 ケース1の工 事費を1.0と した場合		の ひと	1.0	3.7	1.8
I		期	2カ月	単年度では無理	単年度で何とかで きる。
問	題	点	常時の場合のしゃ水	安定上旧堤ノリ尻ま	ある程度クラック
			性は改良されるが、	で盛土になる可能性	は防止できるが,
			再び地震がくれば、	がある。	完全には, 防止で
			またクラックを発生 する可能性が大。	旧堰	きない。

クラックの大きさは堤頂から深さ $3.0\sim3.5$ m までが $5\sim70$ mm位の幅で、3.5 m 以深は 5 mm以下、5 m以 深は 1 mm以下のヘアクラックと思われ、その深さは堤頂から10m位までと推定された。

このような被災に対しての復旧工法としては次の3ヶ ースが考えられる。

<ケース1> クラックにグラウチングを実施する。 新潟地震の復旧工法と同様の方法であり、工事はグラ ウチングだけであるので施工も容易で、工期も短く、経 済的であるが、堤体自体が地震に弱い(クラックが発生 しやすい)断面、構造であるので再び地震を受けた場 合,またクラックを生じるであろう。これを防ぐためグラウト材は比重の軽い弾力性に富んだ固結状態となるケミカル材料がよいと判断される。

<ケース2> クラックの発生した部分を切土して盛換える。

地震に対する安全性はケース1よりよいが、掘削、盛土の工事量が大きく、工期、工事費とも3ケース中で最も悪くなる(非カンガイ期中に施工を完了するのが困難となる)。

<ケース3> 上流面の部分盛土とクラックのブラウチング。

しゃ水を目的として1ケースと同じく、グラウチング によりクラックを充てんし、さらに将来の地震に対し、 クラック発生の防止を目的とし、現堤体の形状を考慮し て堤体上流側に断面修正の盛土を行う。

以上3ケースについて、安全性、経済性、施工性等を総合的に検討して、復旧工法としてはケース3とした。 比較を表-7に示す。

なお、本報文の取りまとめにあたって被災状況調査および復旧工法検討資料の提供と協力をいただいた宮城県 王城寺原補償工事事務所、同築館土地改良事務所、山形 県東南置賜地方事務所に深甚の謝意を表します。

引用文献

1) "土質調査試験結果の解釈と適用例"土質工会学

[1979. 3. 26. 受稿]

第9回(昭和54年度)「日本農業研究所賞」受賞候補者推薦について

本学会あてに、標記のことについて推薦方依頼がありましたので、これを希望される方は、下記要領を参照の上お申込みください。申請用紙は学会にあります。

記

1. 受賞候補の対象:農業に関する学術研究上顕著な業績(理論ばかりでなく技術あるいは応用の面で農業の発展に多大の貢献をなすもの。新技術の開発,新品種の育成等)。なお,国際的な賞,日本学士院賞等を受けた業績は原則として対象から除外する。

2. 賞金:1件につき 100万円

3. 推薦件数:隔年に3件

4. 学会締切:昭和54年10月末日

注) 共同研究者をあげる場合は理由を明記

樂

開水路の被災の解析例と復旧工法

勝俣 昇* 風間 彰** 加藤昌平*** 高橋誠一*** 守 治広***

今回の地震による水路の被害は、東北各県全被災総額の約62%と大きく、被災の形態もスベリによる破壊、また基盤の液状化による破壊等と多種多様であった。今回、開水路の被災カ所の調査は砂地盤を基礎とする名取川地区の貞山堀北幹線排水路、および亘理地区の高瀬川、花笠幹線排水路、軟弱地盤を基礎とする旧迫川地区の高石、米山幹線排水路について実施し、被害原因と復旧下法の検討を行った。

I. 貞山堀北幹線排水路

1. 被災状況

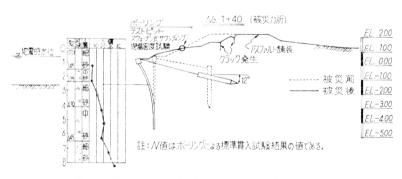


図-1 貞山堀北幹線排水路被災状況図

* 近畿豊政局東播用水農業水利事業所(かつまた のぼる)

** 東北豊政局建設部設計課(かざま あきら)

*** // 土地敢良技術事務所 (かとう しょうへい, たかはしせいいち, もり はるひろ)

キーワード 災害,開水路,軟弱地盤,斜面の安定,砂土,流動、セン断強度

この排水路は、第4紀の沖積平野の海岸沿いに設けられた幅員51.0 m、深さ2.16m の矢板護岸の盛土堤体である。今回地震の被災状況の代表的な例を 図-1 に示す。被害の特徴は堤防の陥没と縦断方向のクラックおよびコンクリート矢板の倒伏、折損である。とくに最下流部は、旧排水路の埋立部であり、基礎がルーズな砂層であるため被害が大きい。また盛土材料の均等係数は3.0程度で、粒度の80%は粒径0.2~0.7 mm の砂であり、堤防の陥没とコンクリート矢板の倒伏状況からみて、地震時液状化による被害であることが明らかである。

2. 調查•試験結果

(1) 地質調査結果 ボーリング コアから見ると貞山堀北幹線の盛土 (ポンプによる吹上げ) および 基盤もほぼ最大粒径が 4.76~2.0 mmの均等係数の小さい(均質な) 細砂~中砂であり,標準貫入試験によるN値は2mまではすべて10以下で,とくにNo.2+31においては,4.0 mまでN値7以下となって,全体にルーズな滞積状況となっている。

各地点とも深度が増すとN値も $30\sim45$ と大きくなっている。また、図-2 に示すように控グイ先端部付近(表層より約 $4\sim5$ m付近)では、No.2+31 の被災害地区のN値が $7\sim10$ であるのに対し、No.1+40と無被害地点である No.12でN値=17と相違が見られる。これは、

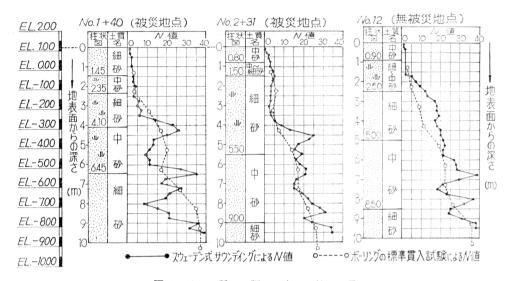


図-2 地質調査結果

地震後のN値であり、地震前にこのような相違があって、災害の大きさが異なったとは、断定しがたい。

- (2) テストピット 土質状況の確認,不カク乱試料採取,矢板に取付けてあるアンカーバーの位置,および控グイの損傷状況の観察のためテストピットを掘削した。控グイ,アンカーバーの観察結果は,No.1+40において,現地表面から約2m位の深さの地点で,クイの先端が道路側へ振られており,ほぼ水平に近い状態であった。しかし,No.2+31のピットにおいては,笠コンと控グイを結んでいるアンカーバーが,笠コンから約1.85mの位置で切断されており,それ以後のアンカーバーおよび,控グイを追跡したが,所在が不明であった。
- (3) 現場密度試験 現場密度は,3ヵ所とも下層においては,ほぼ γ_a =1.55 g/cm³ で,上層は $1.30\sim1.56$ g/cm³ とばらついており,度数分布で見る と 1.48 g/cm³ き、平均的な密度である。

(4) 室内土質試験結果

① 物理試験 砂の比重は $2.7\sim2.8$ で、平均2.75であり、粒径加積曲線は 図-3 のとおりである。各地点の平均粒径 D_{50} , 0.074 mm 通過率 $(R_p\%)$,均等係数 U_c の平均は 表-1 のとおりである。

表-1 砂の粒度の特徴

	$D_{50}(\mathrm{mm})$	$R_p(-0.074)$ (%)	U_c
No. 1 +40	0.41	4.4	2.78
No. $2 + 31$	0.35	6.7	3.55
No. 2	0.34	5.5	3.02

表-1 から粒度分布が悪く、粒径の一様な砂であることが明らかである。

② 力学試験結果

- 1) 締固め試験1) 締固め試験は、とくに相対密度を求めるためのもので、標準突固め試験の JIS 規格に対するエネルギー(%)と密度の関係を明らかにしたが、250%以上では粒子の破壊が見られるので、これを上限とした。その密度は 表-2 のとおりである。
- 2) 相対密度 相対密度 (D_r) は,非粘性土を対象として,最も密に詰まった状態で 100%,最もゆるく詰った状態で 0%となり,その途中の間ゲキ比に関して直線的に変化するように定義され,次式で求める。

$$D_r = \frac{e_{\text{max}} - e}{e_{\text{max}} - e_{\text{min}}} = \frac{\gamma_{d \text{ max}} (\gamma_d - \gamma_{d \text{ min}})}{\gamma_d (\gamma_{d \text{ max}} - \gamma_{d \text{ min}})}$$

現場密度と相対密度は **表-2** に示す。その結果、相対 密度は上層が40~65%、下層が70~80%である。

3) 三軸圧縮試験 (*C-u*) 三軸圧縮試験は、現場 密度試験および相対密度結果から調査 3 カ所の下層につ

表-2 現場密度および相対密度試験一覧表

試料	名	$\frac{\gamma_{d~max}}{(g/cm^3)}$	$\gamma_{d \text{ min}} (g/\text{cm}^8)$	e_{max}	e_{min}	現場密度 (g/cm³)	
No. 1 +40	上層	1.710	1.340	1.05	0.61	1.540 (0.79)	59.1
10.1 +40	下層	1.630	1.320	1.08	0.69	1.540 (0.79)	74.4
No. 2 +31	上層	1.690	1.380	0.99	0.63	1.500 (0.83)	44.4
100. 2 +31	下層	1.620	1.370	1.01	0.70	1.550 (0.77)	77.4
No. 12	上層	1.680	1.350	1.04	0.64	1.540 (0.79)	62.5
110.12	下層	1.630	1.340	1.05	0.69	1.550 (0.77)	77.8

注 1. $D_r = \frac{e_{\text{max}} - e}{e_{\text{max}} - e_{\text{min}}} \times 100$ (%)

^{2.} G_s =2.75 として計算。

^{3.} e_{max} はエネルギー 250% JIS の結果である。

^{4.} e_{max}:スプーン法・ロート法・水置換の3方法の最小値。

^{5.} 現場密度欄の()書きは間ゲキ比を示す。

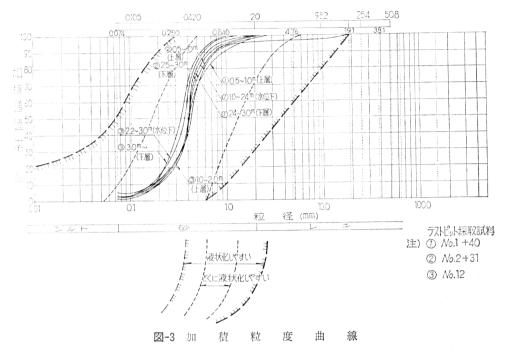


表-3 三軸圧縮試験結果一覧表

項目	相対密度	乾燥密度	間ゲキ比	強度定数			
試料名		$\gamma_d (g/cm^3)$	1	粘着力C (kg/cm ²)	内部摩擦角 Φ (°)		
No. 1 +40	75	1.540	0.79	0.15	40° 00′		
下層	85	1.570	0.75	0.25	41° 00′		
No. 2 +31	75	1.540	0.78	0.33	38° 30′		
下層	85	1.570	0.75	0.37	38° 30′		
No. 12	75	1.540	0.78	0.30	40° 00′		
下層	85	1.580	0.74	0.35	42° 00′		

いてのみ, $D_r=75\%$ と 85% の密度で試験を実施した。 結果を表-3 に示す。

4) 液状化試験²⁾ 液状化試験結果を 応力比= τ_a/σ_0' (液状化に対する抵抗力を表わす量で、 τ_a は繰返しセン断応力の最大値、 σ_0' は 初期有効拘束圧)と 液状化現象に至るまでに要した繰返し載荷回数 (N_c) の関係を次の3種類の液状化判定方法で整理した。

《液状化の判定》

- A. 軸ヒズミ (ε₁) が急増する時点を液状化として判定 (初期液状化,判定 ε₁)。
- B. 間ゲキ水圧 (*4u*) が急増する時点を液状化として 判定 (初期液状化,判定 *4u*)。
- C. 間ゲキ水圧が初期拘束圧に等しくなるか,または一定値となった時点を液状化として判定(完全液状化, 判定 U_{100} const.)。

これらの結果を図-4~8に示す。

3. 液状化の検討3)

(1) 物理的諸要因

- ① 粒度分布 砂が均等 (均等係数 $U_c < 5 \sim 10$) であれば液状化しやすく,粒子の粗さはあまり関係しないとされ,たとえば,岸田は $0.074~\rm{mm} < D_{60} < 2.0~\rm{mm}$,また大崎は $0.2~\rm{mm} < D_{60} < 2.0~\rm{mm}$ であるとしている。粒度特性からみると貞山堀北幹線排水路の砂は $2 \sim 3$ に示すように,そのほとんどが液状化しやすい粒度となっている。
- (2) 密度およびN値 比較的緩い状態で液状化しやすく,たとえば大崎によるとN値がN \leq 2z (z:深さ)の範囲で起りやすく,相対密度 (D_r) は, $0.75\sim0.8$ 以下であるとしている。

図-9 は、地下水位の影響および地表面加速度と相対 密度による液状化の傾向を知る図である。

これらから検討すると、相対密度は $50\sim70\%$ と非常に低く地表面加速度が $150\sim200$ gal で液状化の傾向がみられる。また,図-10 に今回の調査結果によるN値と,液状化を生ずるN値の限界を深さごとにまとめた。調査結果のN値は,深度 5 m以上では小さな値(すべて20以下)となっており,とくに100の調査地点では表層 100 m まで10以下の値で液状化しやすいといえよう。

(3) 液状化試験に基づく検討 ある地盤が,ある地震によって液状化するかどうかの判定をするためには

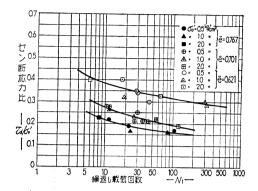


図-4 au_d/σ_0' と N_e の関係(液状化判定: $arepsilon_1$ の急増点)

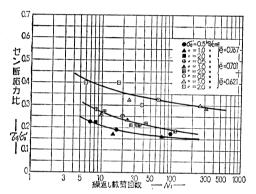


図-5 au_d/σ_0' と N_e の関係(液状化判定: Δu の急増点)

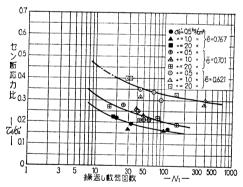


図-6 au_a/σ_0' と N_e の関係(液状化判定: $U=\sigma_0'$ または 一定となった回数)

Seed の提案した方法があり、今回はこれを簡略化した方法により判定する。すなわち、地表面からある深さの地震時最大セン断応力は次式で求めることができる。

 $(\tau_{\text{max}}) h = C_d \cdot \gamma \cdot h(\alpha_{\text{max}})_s/g$

ここに、 C_a ; 係数(剛体と土との減少率) γ ; 飽和重量、 $(\alpha_{\max})_s$; 地表面加速度、g; 重力の加速度。

検討条件: • 地表面最大加速度 $(\alpha_{max})_s$

ケース i) 150 gal

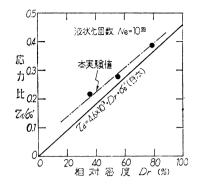


図-7 応力比と相対密度の関係4)

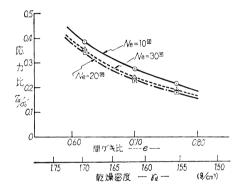


図-8 応力比と間ゲキ比および乾燥密度の関係

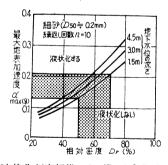


図-9 液状化判定規準の例 (Seed & Idriss 1971)

ii) 200 gal

- 土の湿潤密度(現場密度測定結果から)
 γι: 1.575 t/m³
- ・土の飽和重量 ($\bar{e}=0.79$, $G_s=2.75$)

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{G_s + e}{1 + e} = 1.98 \text{ t/m}^3$$

・地震の規模 (M) =7.4 (=7.5)

マグニチュード (M)=7.5 の場合は、これまでの事例等から、主要動は20回に相当する。その場合の応力比は、**図-8** から現場密度 e=0.79ではほぼ $\tau_a/\sigma'v$ が 0.20となる。すなわち、液状化は $\tau_a \ge 0.17 \sigma v$ に おいて発生

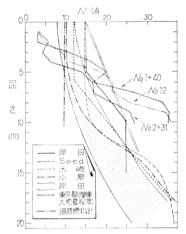


図-10 液状化を生ずる限界のN値と深さとの関係

することになる。したがって、上記の方法によって地盤 内の応力から実際のセン断応力を求め、両者を比較する ことによって液状化の判定が可能となる。

計算結果は、表-4に示すとおりである。

なおこの結果は、試験において $K_0=1.0$ とした等方圧密状態における値であり、実際の地盤内とは異なる。すなわち、 $au_d/\sigma v_0$ を拘束圧について補正する必要があり、その方法としては一般に K_0 を用い、三軸圧縮試験の結果を単純試験結果に置換えている。

ここで K_0 を、 $K_0=1-\sin\phi$ で表わすと、 $\phi=30^\circ00'$ の場合に $K_0=0.5$ となり、拘束圧の補正としては($1+2K_0$)/3=2/3

 (τ_a) $\gamma/\sigma'v=\tau_a/\sigma'v\times 2/3=0.17\times 2/3=0.11$ となる。 この値はすべてのケースにおいて液状化しやすい傾向 がみられる。

4. 復旧工法

本地区は、基礎の液状化によって土圧が増大し、矢板 表-4 地震時セン断応力比の計算

ケースi) 150gal

深 度	$\tau \cdot h$	$\begin{pmatrix} \tau_{\max} \end{pmatrix} h$	C_d	(τ_{max})	$(\tau_a) d$	$\sigma' v$	$\sigma'v$
2.0m	3.555	0.544	0.98	0.533	0.346	2.555	0.14
4.0	7.515	1.150	0.96	1.104	0.588	4.515	0.13
6.0	11.475	1.756	0.94	1.651	0.879	6.475	0.14
8.0	15.435	2.362	0.92	2.173	1.158	8.435	0.14
10.0	19.395	2.969	0.90	2.672	1.424	10.395	0.14

ケースii) 200gal

深度	$\tau \cdot h$	$\begin{pmatrix} \tau_{\max} \end{pmatrix} h$	C_d	(au_{\max})	$(\tau_a) d$	$\sigma'v$	$\sigma'v$
2.0m	3.555	0.726	0.98	0.711	0.462	2.555	0.18
4.0	7.515	1.534	0.96	1.472	0.957	4.515	0.21
6.0	11.475	2.342	0.94	2.201	1.431	6.475	0.22
8.0	15.435	3.150	0.92	2.898	1.884	8.435	0.22
10.0	19.395	3.958	0.90	3.562	2.316	10.395	0.22

が破損倒壊している。したがって、今回の復旧工法としては、旧河川敷周辺で矢板が崩壊した部分では強い土圧に耐えられるよう鋼矢板を使用し、さらに液状化を起しにくいN値の大きな層まで入れる自立式の矢板工法とした。それ以外の矢板が傾いた部分では異形ブロックによる根固め工を施工することとした。

II. 高瀬川, 花笠川幹線排水路

この地区の東側は、太平洋に面し、西側は南北に延び 古生層および花こう岩帯からなる阿武隈山地に接してお り、地区内一帯は、第四紀沖積層が厚く滞積する沖積平 野である。

1. 被災状況

- (1) 高瀬川排水路 被災調査区間は,右岸部延長約0.85 km, 22 カ所,左岸部延長0.42 km, 15カ所の計延長1.27 km, 37カ所である。このうち,全壊カ所は,右岸部で6カ所の約0.12 km,左岸部で4カ所の約0.09 kmである。被災形態としては,堤体盛土の崩壊とそれに伴うブロック工の損壊である。図-11 にその概略を示す。
- (2) **花笠川排水路** 被災カ所は,右岸部延長約0.64 km,13カ所,左岸部延長約0.77 km,14 カ所の計延長1.41 km,27 カ所である。このうち,全壊カ所は右岸部約0.07 km,3カ所,左岸部約0.30 km,4カ所である。被災形態は,前述の高瀬川地区と同様で,全カ所堤体盛土の崩壊とそれに伴うブロック工の損壊である。

2. ボーリング調査

今回の調査では、高瀬川地区で6カ所、花笠川地区で3カ所の計9カ所のボーリング調査を実施した。これらの結果に基づく地質断面を図-12、13に示す。

地質図から,両地区とも盛土層 (第1層) 以深,粘性 土層は見られず砂質土から構成されている。

3. 調査結果および総括

- ① 両地区とも盛土層下は、砂質土からなり、粘性土層は見られない。
- ② N値:第2層では高瀬川では、 $N \le 10$ に対し、花笠川地区では $N \ge 10$ である。第3層では両地区ともほぼ $N \ge 30$ 以上を示し、 $TP-3.0m \sim TP-5.0m$ 間で局部的にその低下ヵ所が見られる。
- ③ 高瀬川地区では,第2層はNo.7を境とし下流側では, $1.90\sim2.40$ m,上流側では $0.50\sim1.10$ mと下流側で厚い。この結果,第3層は反対に下流側で $4.20\sim6.0$ m,上流側で $5.90\sim6.90$ mと上流側で厚い。花笠川地区では,第2層,第3層とも平均した層厚で $2.50\sim3.10$ m, $4.00\sim5.50$ m である。
 - ④ 土質は両地区とも下流側になるにつれ細粒となる

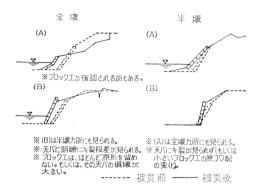


図-11 破壞状況概略図

傾向がある。

⑤ 両地区とも,第2層上部は黒灰色を呈し,シルト分を含み,ゆるい砂層である。全孔の孔内水位は,排水路水位とほぼ同じ結果を得た。そして,盛土層は細砂を主体として構成されていることから,地震時(カンガイ中)の水位は盛土層内にあったと推定される。

これらから被災原因は、堤体のスペリ破壊、盛土層、第2層の液状化、もしくはこの2つの競合と思われる。なお、第2層の層厚、N値と被災状況(延長、カ所等)とは必ずしも一致しなかった。

III. 旧迫川地区,高石,米山幹線排水路

1. 被災状況

高石、米山幹線排水路は 図-14, 15 に示すようにコーン指数10以下の非常に軟弱な地盤上に位置しており、今回の地震によって盛土部の崩壊、クラックの発生、また、笠コンの陥没等の被害を受けている。

この地区の被害の特徴としてN, S方向の高石幹線右

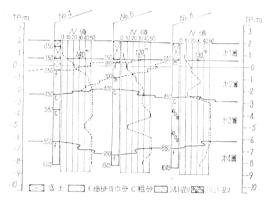


図-13 花笠川排水路地質縦断図

岸側ではほとんど被害がなかったが、左岸側では笠コンの陥没、盛土のクラックが見られた。同じくNS方向の米山幹線では反対に左岸測はまったく被害を受けてないが、右岸部においてクラックの発生、笠コンの陥没しているカ所が見られた。

2. 調查試験結果

(1) **テストピット調査** テストピットの調査結果は、 図-16 のとおりである。No.17 右岸でほぼ砂質地盤となっており、左岸においては、0.85~1.4m 付近までは砂で、以深は粘土質の地層となっている。

No.64, No.66 は共に有機質土~高含水比のCHとなっている。また、腐食土も混っている。

(2) 二重管式コーンペネトロメーターによるサウンディング No.17左岸においては、砂層でコーン支持力 (q_c) が大きくなるが $(q_{c \max} = 17 \text{ kg/cm}^2)$ 、その前後の粘土層においては、 $q_c = 1 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ となっている。No.64においては、 $q_c = 1 \sim 3 \text{ kg/cm}^2$ で、No.66になると $q_c = 1 \sim 3 \text{ kg/cm}^2$

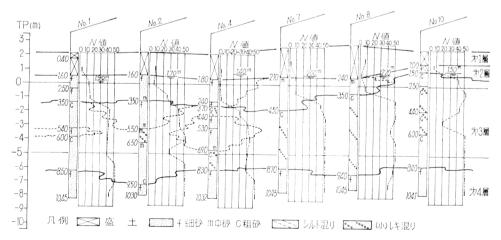


図-12 高瀬川排水路地質縦断図

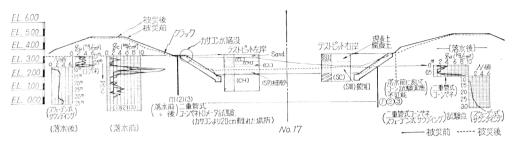


図-14 高 石 幹 線 排 水 路 被 災 状 況

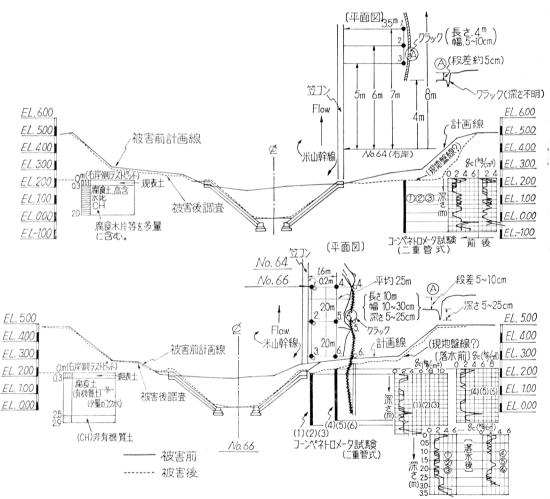


図-15 米 山 幹 線 排 水 路 被 災 状 況

 $1 \sim 2 \text{ kg/cm}^2$ と非常に低い値となる。

(3) 現場密度測定試験結果 No.17 の左右岸では,砂質層になると $\gamma_a = 1.38 \, \mathrm{g/cm^3}$,粘土質層では $0.77 \sim 1.14 \, \mathrm{g/cm^3}$ となっている。No.64 では CH クラスの高含水の腐食土は $\gamma_a = 0.25 \sim 0.43 \, \mathrm{g/cm^3}$ と非常に小さく,No.66でも $\gamma_d = 0.26 \sim 0.55 \, \mathrm{g/cm^3}$ である。すなわち,深度 $0.5 \sim$

2.5m まで密度が非常に小さい軟弱層があることを示している。

4. 室内土質試験結果

- ① 物理試験 試験結果は表-5に示すとおりである。
- 1) 比重試験 No. 17 では G_s =2.45以上,No. 64,No. 66 では G_s =2.60以下と米山幹線より高石幹線の土

項目		比 重	含水量	コン	システンシー	限界	粒	度	組	成	
<u>採取地</u> 幹線·	No.	深度(m)	G_s	W(%)	液性限界 W _L (%)	塑性限界 Wp (%)	塑性指数 Ip (%)	0.074mm 通過率(%)	0.074~ 0.005mm (%)	-0.005mm の粘土分	均等係数 Uc
	17	0.5	2.53	70.5	36.0	11.8	24.2	29.0	19.5	9.5	31.7
高		1.0	2.69	34.8				5.2	4.7	0.5	2.1
高石幹線排水路	(右岸)	1.5	2.69	40.7				4.8	4.6	0.2	2.4
線排	17	0.5	2.61	34.8	40.0	20.5	19.5	52.2	22.2	30.0	75.0
水		1.0	2.66	37.2				3.2	1.2	2.0	1.9
路	(左岸)	1.5	2.48	73.6	58.0	37.7	20.3	95.9	72.9	23.0	11.2
	(左序)	2.5	2.54	60.2	49.0	30.4	18.6	96.5	71.5	25.0	14.7
	64	0.5	2.41	92.1	65.0	45.5	19.5	81.5	52.0	29.5	13.3
		1.0	2.48	62.2	44.0	35.5	8.5	71.7	50.7	21.0	21.7
米	(右岸)	1.5	2.01	293.8	81.0	71.2	9.8	24.7	13.2	11.5	167.5
山		2.0	2.43	190.3	68.0	55.0	13.0	62.6	40.6	22.0	45.0
幹線	66	0.5	2.60	63.3	40.0	32.8	7.2	71.5	50.5	21.0	25.0
排		1.0	2.46	117.2	72.0	43.1	28.9	69.2	47.2	22.0	43.3
水		1.5	1.84	428.5	106.5			37.3	32.3	5.0	36.0
		2.0	2.37	142.1	77.0	46.4	30.6	41.0	28.0	23.0	333.3
路	(右岸)	2.5	1.94	396.7	87.0	64.3	22.7	36.3	25.3	11.0	111.1
	, , , ,	2.8	2.56	68.5	53.0	34.5	18.5	86.2	57.2	29.0	12.2

表-5 物理試験結果一覧表(高石・米山両幹線排水路)

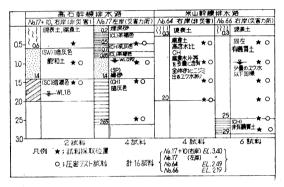


図-16 テストピット柱状図

質の方が比重は大きい。

- 2) 含水量試験 高石幹線では $w_f = 80\%$ 以下、米山 幹線では $w_f = 60\%$ 以上となっている。No. 66では深さ $1.5 \,\mathrm{m}$ の地点で 429% という高含水の土質もある。 G_s < 2.45 は、 $w_f = 80\%$ 以上、2.45 $< G_s < 2.60$ になると w_f $=60\sim80\%$ となる。 $G_s>2.60$ では $w_f=60\%$ 以下とな り、米山幹線の方が高石幹線より含水比は大きい。
- 3) 粒度分析試験 米山地区は粘土質なのに対して, 高石地区は砂質系統と粘土質の互層になっている。
 - ② 力学試験結果
- 1) 一軸圧縮試験 一軸圧縮強さ (qu) とコーン支持 力 (qc) とはおおむね次のような関係が見られた。 すなわち, $q_c = (2.4 \sim 5.7) q_u$

2) 圧密試験結果 No. 17 では C_v=1.29×10⁻³~5.93 $\times 10^{-8}$ cm²/sec, $C_c = 0.22 \sim 0.66$ という結果になり、No. 64, 66 That $C_v = 5.37 \times 10^{-4} \sim 3.55 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$, $C_c =$

0.47~4.96で米山幹線の方が非常に圧縮性の大きな土質 であることがわかる。

3) 直接セン断試験 セン断強度は高石幹線では砂層 で $\phi = 50^{\circ}$ と非常に大きく、粘性土では $\phi = 26^{\circ}$ 前後、 $C = 0.2 \sim 0.3 \text{ kg/cm}^2$ となっている。

米山幹線における被災カ所のセン断強度は、 $\phi = 5$ ~ 27° , $C=1.0\sim2.0$ t/m 2 となっており,No.64 右岸の比 較的被害の少ないカ所の方が大きくなっている。とくに 被災カ所 (No.66) の 2.0 m 付近は前述の qe でも 1 kg/ cm^2 前後の値であり、セン断強度定数としても $\phi = 4^\circ$ と 非常に小さな値となっている。

3. 復旧工法

スベリが原因と見られる高石幹線排水路の復旧に当っ てはノリコウ配を以前より緩くするとともに、斜面保護 の張ブロックは耐震性の高いフレキシブルな連結ブロッ クを使用し、さらに連結ブロックの裏込には40 mm アン ダーのクラッシャーランを使い,盛土は山土(砂質ロー ム)をもって十分締固めるものとするなどの工法とし た。なお、米山幹線排水路は被災も軽微であることから 原形復旧とした。

なお, 本報文の取りまとめにあたって被災状況調査お よび復旧工法検討資料の提供と協力をいただいた東北農 政局名取川農業水利事業所 • 同旧迫川農業水利事業所 • 宮城県仙台土地改良事務所に深甚の謝意を表します。

引用文献

- 土質試験法, 土質工学会
- エ貝の歌に、エ具エチ云 "フィルダムの設計と施工" 農業土木学会京都支部シンボジウム "土と構造物の動的相互作用" 土質工学会 2)
- 3)
 - (1971) 土質工学会第16回土質工学シンポジウム

[1979. 3. 26. 受稿]

型 文

パイプラインの被災の解析例と復旧工法

風間 彰* 柴田源一郎** 加藤昌平** 高橋誠一**

I. 被災状況

今回の地震によるパイプラインの被災例として,旧迫 川地区南方幹線用水路について報告する。本用水路は国 営旧迫川農業水利事業によって新設された延長1,660m, 最大通水量 1.97 m³/sec の全線パイプラインである。な お,用水路の始点はボンプと直結している。

旧迫川地区は、地形的および土質的制約から全用水路の21%が管水路になっている。管水路は、基礎地盤の状況により通常のサンドベッド型や鋼管水路橋型等の型式によって施工されているが、通常のサンドベッド型で施工した水路の被害が大きく、とくに南方幹線用水路の被害が大であった。

被災状況は継手部からの漏水が著しく,ほぼ水路全線にわたり確認されている。漏水カ所は,ゴムリングの離脱,管体継手部の破損により水密性が破壊されたためである。また,送水中であったため継手部からの漏水とともにサンドベッドの砂が地上に噴出し,管体支持力が低下し管の変位が大きくなり,ゴムリングの移動が助長されたものと考えられる。

マンホール,サイホン部等の管路と質量が大きく変化する構造物の周辺での漏水が著しいのも特徴であった。

キーワード 災害,パイプライン,継手,管基礎,変位,コンクリート管,地震

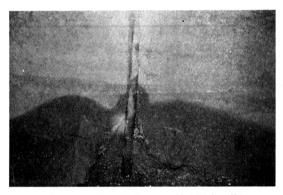


写真-1 継手部の損傷による管内漏水の状況

II. 構造上の検討

南方幹線用水路の使用管種は遠心力鉄筋コンクリート管 (φ1650mm) である。このため地震動による地盤の応力が継手部に集中しやすい構造となっている。調査は管内部からの確認の外にスウェーデン式サウンディングによりサンドベッドの状況を観測したが、管接合部(ゴムリング)から漏水を生じたカ所を中心にサンドベッドの貫入抵抗が大幅に乱れていることが分った。このことは地震時または漏水によってサンドベッドが流動化したためと推定される。この対策としては、砕石等を基礎とし、この種の被災の軽減を計ることが考えられる。また、地震継続中に生ずる管の曲折運動による管継手からの漏水被害を軽減するため止水弁の設置も考えられよう。

管路の開削後の観察では管体は、受口または挿入口の

^{*} 東北農政局建設部設計課(かざま あきら)

^{** //} 土地改良技術事務所(しばた げんいちろう,かとうしょうへい,たかはし せいいち)

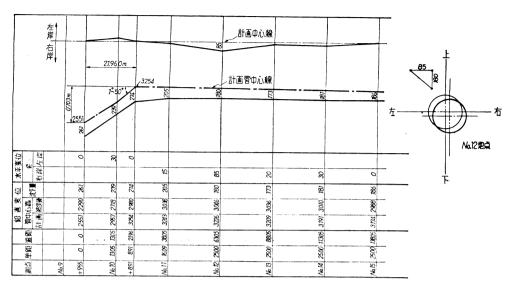


図-1 水 平 垂 直 変 位 測 定 図

表-1 土 質 試 験 結 果 一 覧 表

V.			1	2	3,	拉	度	試	験		④ 液塑	性 限 ! 性限界	界, 試験	⑤締固	め試験	⑥	⑦ _压	经試験	® ±,	場密度	試験	
資料	採耳	文カ所		含水量 試 験 W(%)	最大 粒径 (mm)	レキ分 ~2 mm (%)	砂 分 2~ 0.074 (%)	シルト 分 0.074~ 0.005 (%)	粘土分 0.005 ~ (%)	均等 係数 <i>Uc</i>	液性 限界 W _L (%)	塑性限界(%)	塑性 指数 I _P (%)	最適含 水 比 W _{opt} (%)	め試験 最大乾度 Ya max (g/ cm ⁸)	一軸圧縮試験 qu (kg/ cm³)	圧密 指数 Ce	圧密降 伏応力 Py (kg/ cm²)	湿潤 密度 (g/ cm ⁸)	乾燥 密度 (g/ cm ⁸)	含水比 W (%)	備考
- 1	漏	No. 0 +11.0	2.61	41.64	25.4	3.0	44.5	22.0	31.5	46.9	35.0	N.P		1	1.432				1.715	1.180	45. 24	(左岸側)
埋		No. 14 +24. 0	2.47	75.53	2.0	0	13.4	35.2	51.4	33.3	57.0	33.6	23.4	38.4	1.192	0.393	* 右左 0.37	平均 0.70	1.589	0.968	64.59	"
戾	木	No.38 +14.0		55.03	2.0	0	37.5	22.0	40.5	50.0	38.5	N. P		32.8	1.322	0.491			1.669	1.096	52.42	"
~	不	No. 5 +12.0	2.52	42. 13	9.5	1.2	14.8	25.0	59.0	28.6	43.5	27.5	16.0	31.0	1.372	0.452			1.758	1.212	45.21	"
#	漏	No. 13 +4. 0	2.56	57.98	2.0	0	12.3	24.0	63.7	17.8	51.0	30.0	21.0	32.8	1.297	0.488	* 右左 0.31	平均 0.85	1.628	1.028	58.45	"
	水	No.37 +4.0	2.60	67.02	2.0	0	9.3	33.7	57.0	21, 4	51.0	32.2	18.8	38.8	1. 245	0.415			1.598	1.001	59.7 3	"
	漏	No. 0 +11.0	2.67	26.26	25.4	7.3	83.0	1.6	8. 1	5.8				17.7	1.669				1.856	1.440	28.89	
サン		No. 14 +24. 0	2.08	15.58	74.0	11.5	85.8	1.6	1.1	2.8				20. 2	1.590				1.799	1.491	20.85	
۴	水	No.38 +14.0		21.34	19.1	6.1	92.3	0. 1	1.5	1.9				17.5	1.548				1.923	1.572	22.31	
~	不	No. 5 +12.0		22.43	19.1	5.5	91.0	2.0	1.5	2.6				18. 5	1.594				1.776	1.395	29.66	
ř	漏	No. 13 +4. 0	2.67	30.41	9.5	7.9	89.5	0.3	2.3	2.8				15.4	1.585				1.962	1.589	23.44	
	水	No.37 +4.0	2.68	15.69	19. 1	6.5	86.2	2.8	4.5	4.8				16.4	1.665				1.922	1.558	23.39	
	漏	No. 0 +11.0		42.89	2.0	0	67.6	11. 1	21.3	28.4	37.0	N. P				0.277			1.561	0.983	60.10	
基		No. 14 +24. 0	2.48	88.71	2.0	0	71.7	5.3	23.0	20.4	39.5	N. P				0. 285	* 右左 0.20	平均 0.36	(右岸) 1.722	1. 205	43.22	
	水	No.38 +14.0	2.61	52.45	2.0	0	53.6	16.0	30.4	28.8	39.0	N. P				0.535			1.602	1.006	59.38	
	不	No. 5 +12.0		60.86	2.0	0	16. 1	25.9	58.0	39.3	43.0	31.4	11.6			0.626			1.613	0.985	64.12	
盤	漏	No. 13 +4. 0	2.04	40.97	2.0	0	49.3	28.9	21.8	14.7	34.0	N. P				0.505	* 左岸 0.18	侧 0.93	1.763	1.240	42.27	
	水	No.37 +4.0		63.23	2.0	0	9.7	31.5	58.8	37.1	51.0	31.4	19.6			0.359			1.680	1.062	58.29	

コンクリートがはく離し、水密の保てないものおよび管本体にキ裂の入ったもの(マンホール固定部等)が見受けられるので、可とう継手を多く設け全体的に伸縮に富む構造にすることを考える必要がある。破損管の分布は

南北方向を水路軸とする区間に多く発生している。ゴムリングについては挿入後の経時変化で偏平化しており、再使用は不可能であった。なお、ゴムリングの損傷状態からゴムリングの型式による優劣確認までの資料は得ら

れなかった。

継手部のズレにより、止水用のゴムリングが移動し (管体にかんだり、飛び出す)漏水が大きくなっている カ所も、復旧工事の掘削中に確認されている。

これらのことをまとめると、被災の大部分は継手部の 損傷であり、管体そのものの破損は少なかった。このこ とは、管体に作用した地震による応力が継手部に集中し たためと思われる。ただし、千貫橋(No. 26 付近)下流 の被害が大きかった場所では、管体円周方向にクラック が発生しているのが認められた。なお、バイプラインの 水平、垂直変位を調査したが、その結果を 図-1 に示す。

III. 土質試験結果

埋戻し土, サンドベッド, 基盤について, 地震後, 漏水のあった地点と漏水のなかった地点, おのおの3点の土質試験を行った。

資料数は少ないが、一軸圧縮強度は埋戻し土、基盤とも漏水地点より不漏水地点の方が大きい傾向にある。また、埋戻し土の粒度は漏水地点では不漏水地点に比べ、砂分が5%多く、粘土分が14%少なくなっているが、漏水による影響と思われる。

IV. 砂基礎の液状化について

液状化を起こす可能性の有無を支配する要因,条件については従来からの震害の経験からいろいろといわれているが,南方幹線排水路のサンドベッドの条件と液状化の要因とを対比すると次のようになる。

a. 地下水位が高く,地表面に近い位置,地表面から 15~20mの深さ以内にある。

南方幹線用水路のサンドベッドは、おおむね地表から4 m前後の位置である。被災時の地下水位の位置は正確につかめていないが、パイプラインのほとんどが水田地

帯にあり代カキ後のこともあって、サンドベッドの位置 より高かったと推定される。

b. 有効径 (通過百分率 10% の粒径) が $0.01\sim0.25$ mm, 均等係数 (U_c) が $2\sim10$ の範囲の比較的均一な砂からなる砂層。とくに均等係数が 5 より小さい場合は危険性がきわめて高い。

南方幹線用水路の場合のサンドベッドは 有効径 D_{10} = $0.09\sim0.29\,\mathrm{mm}$, 平均値 $0.20\,\mathrm{mm}$, 均等係数 U_{c} = $1.9\sim5.8$, 平均値 3.5で液状化の危険性の高い砂である。

c. 深さ $5\,\mathrm{m}$ 以下の標準貫入試験の $N\,\mathrm{d}$ が $10\,\mathrm{以下}$ である地盤。

南方幹線用水路のサンドベッドのN値測定はできなかったが、オランダ式コーン試験結果からN値を求めると、地表から5 mまで $N=1\sim3$ 、 $5\sim7$ mまでが $N=5\sim8$ 、 $7\sim9$ mまでが $N=10\sim15$ 、9 m以下が $N=2\sim4$ となっている。

以上のことから、南方幹線用水路のサンドベッドについては液状化が発生したことも考えられる。

V. 復旧工法

復旧工法としては漏水のあった約1,520 m のうち,1,030 m については掘り起し後再埋設することとし、漏水の軽微な区間490 m については鋼板およびエポキシ樹脂によるコーキングを施工することとした。

なお、先に述べたとおりサンドベッドについては地下 水位以下にあるため安定度を高めるよう粒度規制を行っ て実施することとした。

なお、本報文の取りまとめにあたって被災状況調査お よび復旧工法検討資料の提供と協力をいただいた東北**農** 政局旧迫川農業水利事業所に**深甚**の謝意を表します。

引用文献

1) "土と構造物の動的相互作用" 土質工学会

口木上学典辦医学到学術研究報告

(p.80より続く)	
圃場と土壌	117号
舗装	14巻 3 号
水と土	36号
むらと人とくらし	11号
用水と営農	7 巻 3 号
用水と廃水	21巻 4 号
愛知県農業総合試験場年報	11号
鹿児島たばこ試験場報告	22号
経営論集	11号
水利科学	126号
生産研究	31巻3号, 4号
電力中央研究所報告	378011, 378021
東北農業試験場研究報告	58号

口本人子废卧区子印子州切九牧司		30 7
農学研究 (岡山大学)	57巻3・4号,	58巻1号
Bulletin of the Disasten Prevention	Research Inst	itute
	28巻1号,	3 • 4 号
岩手大学農学部報告		14巻2号
香川大学農学部紀要		31号
金沢大学工学部紀要		12巻1号
九州大学工学部紀要		39巻1号
/ 工学集報		52巻2号
佐賀大学理工学部集報		17号
東京農業大学農学集報		23巻 2 号
新潟大学農学部研究報告		31巻
山梨大学工学部研究報告		29号
Memoirs of the Tokyo University of	f Agri culture	20巻

36县

特集 7

報文

海岸保全施設の被災の解析例と復旧工法

風間 彰* 加藤 昌平**

海岸保全施設の復旧額は13億円に達し、今回の地震による農地、農業用施設の復旧総額の約20%を占めている。ここでは海岸保全施設の被災例として、手樽干拓堤防、寒風沢海岸堤防、早川海岸堤防について報告する。

I. 手樽干拓堤防

1. 被災状況

本堤防は延長 480m で昭和31年に着手し、昭和40年度 に竣工している。

堤防の計画天バ高はT.P3.5m であるが、圧密による 沈下(最大沈下量は天バで約80 cm、前面小段で120 cm に及んでいる)のため、改修工事が計画され、それに伴



写真-1 No. 6 +25m 付近より No. 1 方向へ走る小段の キ裂。ボーリング機械位置は B—No. 8 地点。

- * 東北農政局建設部設計課(かざま あきら)
 - ' 〃 土地改良技術事務所(かとう しょうへい)

キーワード

災害, 堤体 (干拓堤防, 高潮対策), 地震, 軟弱 地盤, セン断強度, 場所打ちクイ工法 う調査が昭和53年5月から実施されていた。

地震による堤防の被災状況は堤内,外を問わず堤体に キ裂,段差,噴砂が見られた。被災の状況を列記すると おおむね下記のとおりである。

- ① キ裂は主に縦断方向に生じ、深さ約1.0 m, 幅約50 cm である (**写真-1**, 2)。
- ② 一部に見られる横断方向のキ裂は測点 No. 4 から始点間にかけて見られ、とくに No. 3+25m付近のものはキ裂間で約 $10\sim20$ cm の段差が見られる(写真-3)。
- ③ 段差は測点 No. 3 および測点 No. 6 +25m 付近の 天バの肩に見られ約 20~30 cm である。
- ④ 噴砂は測点 No. 4 から終点間で, 堤外地では前面 小段と捨石との境界に, また堤内地では町道取付けのU 字溝付近に顕著に見られた。
 - ⑤ 噴砂の一部にクレーター状の噴砂孔が見られた。
- ⑥ 始点から測点 No. 4 までは噴砂は見られず、キ裂内に押上げられた砂の根跡が見られるだけである。
- ⑦ 上記の他に噴砂が見られるものは既にボーリング が完了(一部作業中)した孔口からのものである。
- ⑧ 沈下状況は始点から測点 No. 4 では計画天バ高に対し1.0m 以内であるのに対し、測点 No. 4 から終点間では1.0m 以上である。今回の地震による沈下量は明確ではないが、昭和52年12月の測点値と地震直後の測点値との差を地震によって生じた沈下量と見なせば沈下は全線に及んでおり最大沈下量は0.8m となる。

2. 基礎の状況

(1) ボーリング調査 ボーリング調査は15孔,延長

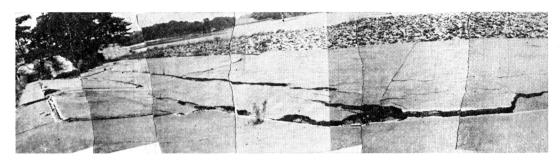


写真-2 No. 9 より撮影,小段と捨て石の境界に噴砂がある

362 m で行った。

① 地質状況 調査結果に基づき第 $I \sim V$ 層に本地区 の地層を分類し、分布状況をまとめて、 \mathbf{Z} -1 に示す。

基盤である第V層(砂質凝灰岩層)は堤体横断方向では、ほぼ水平に分布し、縦断方向では起点から中央部までは、ややゆるやかな起伏をもって $T.P-3.0\sim7.0$ mに分布しているが、中央部から終点間では急激な谷部を形成し、最深部ではT.P-32.0m(測点No.7,ボーリンf No.3)に及んでいる。

この谷部では第V層を直接覆う層は部分的に粘性土層を挟在する細砂〜粗砂からなる縦横断方向に,ほぼ水平な第V層である。

第 \mathbb{N} 層の上位は、シルト、粘土からなる第 \mathbb{M} 層で、本層は全区間で確認された。そして本層も第 \mathbb{N} 層と同様に 堤体縦横断方向にほぼ 水平 で $\mathbb{T}.P-3.6\sim6.3$ m 間に分布している。

そして、第Ⅲ層の上位が、シルト質砂からなる第Ⅱ層

およびその上位が第 I 層 (堤体盛土部) である。

以上が当地区における各層の分布状況であるが、第Ⅲ 層の最上部では上位第Ⅲ層の影響を受け砂分の混入が見られ、また、第Ⅱ層、第Ⅲ層の区分けは色調によるものであり、土質的には同一とみなせる。

② 各層の N 値 第 $\mathbb{I} \sim \mathbb{I}$ 層は部分的に $N=10\sim15$ が見られるものの,全体には $N=1\sim8$ (平均 4.4 程度) であり,粘土層の第 \mathbb{I} 層は第 \mathbb{I} 層との境界付近で $N=1\sim2$ となっているか,それ 以深 はモンケン自沈 \mathbb{C} N=0 である。

砂質層からなる第 \mathbb{N} 層は $N=5\sim45$ とばらついているが、全体としては $N=10\sim20$ であった。また 挟在 している粘性土層では $N=6\sim15$ である。基盤である第 \mathbb{V} 層はすべて $N\geq50$ となっている。

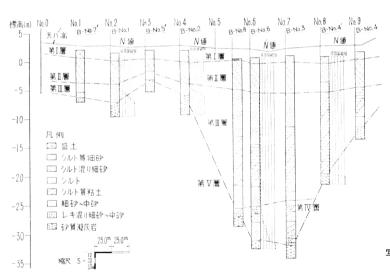


図-1 地質断面図

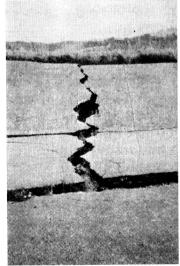


写真-3 No. 3 +25m 付近で見られる 横断方向のキ裂, 反対側では みられない。

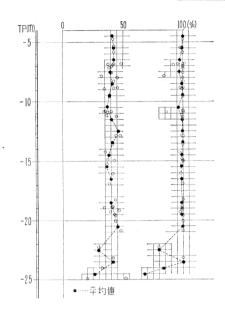


図-2 粒度組成(粘土―シルト―砂レキ)

- (2) 土質試験結果 堤体基礎の土質試験は,下部の粘性土層と上部の砂質土層について物理的性質と力学特性を把握することとした。
 - ① 粘性土層
 - 1) 物理的性質
- i) 粒度試験 図-2 に見られるように、標高-21.0 m付近までは局部的に砂分の混入が見られるが、全体的には粘土分40%、シルト分55%の粒度組成である。しかし、標高-21.0 m 以深は砂 \sim レキ分が $30\sim50\%$ 見られるものもあった。
- ii)単位体積重量 図-3 に見られるように、標高- $10.0\sim11.0$ m 付近を境にして上層では湿潤密度 $(\gamma_t)=1.30\sim1.45$ t/m³ と深くなるにつれて小さくなり、下層においては $\gamma_t=1.35$ となり、標高-22.0 m 以深ではバラッキは見られるが $\gamma_t=1.35\sim1.70$ t/m³ と大きくなっている。これらのことは前述 i)の粒度組成によるものと考えられる。

2) 力学的特性1)

i) 一軸圧縮強度 地震力が垂直ないし水平方向に作用した場合,粘性土が乱され力学的に変化が見られる傾向がある。これらのことを知るために 図-4(a)(b) に示す深度別一破壊ヒズミ・一軸圧縮強度の関連図を掲げた。しかし、地震前後に掘削した B—No.3, 3′, B—No.6,6′の同一カ所においていく分地震前後の相違が見られるが、試料採取時の乱れ、測定誤差等もあり、地震前後で「変化あり」と判断するまでには至らなかった。よって

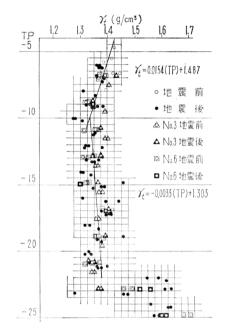


図-3 深度-湿潤密度との関係

全体の傾向は地震前後を含めて把握することとした。

この結果からみると、前述の他の試験結果とは、深度的に若干の違いが見られるものの同じような傾向が見られる。図-4(a) において一軸圧縮強度(q_u)はかなりバラッキは見られるが、標高-9.0 m 付近を境にして上層では $q_u = 0.25 \sim 0.7$ kg/cm²となり深くなるほど小さくなっている。また下層では $q_u = 0.25 \sim 0.9$ kg/cm²と逆に深くなるほど大きくなっている。また 図-4(b) における破壊ヒズミ($\mathfrak{s}f$)は全体にバラッキが見られるが $\mathfrak{s}f=6.0$ ±1.46であり、 $\mathfrak{s}f=7.5\%$ 以上のものは乱された可能性が強い。

ii) 三軸圧縮試験 (U—U試験) 一軸圧縮試験の結果と同じく地震前後のセン断特性の変化は、ほとんど見られなかった。

本試験の結果を深度別粘着力についてまとめたものが 図-5 であるが、この図からも明らかなように標高ー 10.0 m 付近を境にして上層では深くなるほど粘着力は 小さくなり、また、下層においては深くなるほど大きく なっている。

iii) 圧密試験 試験結果を 図-6(a) に深度別圧密降伏 応力 (P_v), 図-6(b) に深度別圧縮指数 (C_c) について示したが、地震前後での変化は見られなかかった。

図-6(a)(b) とも標高 $-11.0\sim-12.0$ m を境にして変化が見られる。圧密降伏応力 (P_y) について注意すべきことは、上層においては深くなるほど降伏応力が小さく

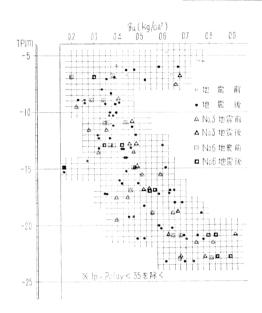


図-4(a) 深度——軸圧縮強さとの関係

 t_{n} っていることである。これは上載荷重(盛土)が標高 -11.0 m までしか影響していないこと、および圧密が進んでいない状態と考えられる。

② 上部砂質土層 本層での地震前後の資料としては、標準貫入試験を行ったので、図-7 に深度-N値の関係をとりまとめた。これからも地震前後での変化については前述の粘土層と同様に、部分的に若干変化が見られる程度で全体的な傾向としては「変化あり」と判断するまでには至らなかった。また、N値の平均は \overline{N} \leftrightarrows 4.38 (±2.76) である。

3. 常時微動測定

- (1) 測定方法 測定位置は堤防上および付近の地盤 上において、堤防沈下量の最も大きい付近では密に、そ の他の地点はほぼ50m間隔に合計2測線24測定について 常時微動を測定した。観測方向は堤軸平行方向および堤 軸百角方向の2成分とした。
- (2) 測定結果 測定記録の中から5.12秒間の記録について、各測点ごとのスペクトル解析および自己相関係数により各測点の卓越周期を求めた。この値を用いて各測点での卓越周期を振動方向ごとに図示したものが 図-8 であり、軟弱層の厚さと卓越周期の相互関係を示したものが 図-9 である。

今回の測定結果によると 図-8 および 図-9 からも明らかなように軟弱層の厚さによって卓越周期の値に変化が見られ、とくに軟弱層の厚さが増すほど長周期になる傾向が見られる。測点 No. 4 および No. 5 の結果を除け

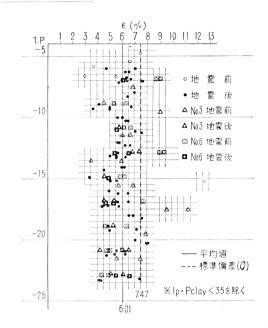


図-4(b) 深度-破壊ヒズミとの関係

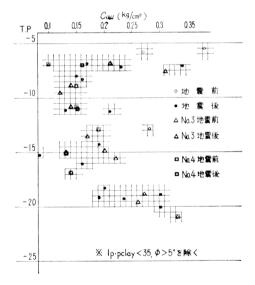


図-5 深度―粘着力 (Cuu) との関係

ば、この傾向はとくに顕著である。

地震被害の大きかった地点 (測点 No. 7~No. 10) は, 他の地点と比較して軟弱層の厚さも非常に厚く,卓越周期も長くなっている。とくにこの区間では測定カ所および振動方向の違いにかかわらず,ほぼ一定の卓越周期が得られた。

4. 復旧工法

2.の被災状況で述べたとおり、堤体のいたる所で噴砂

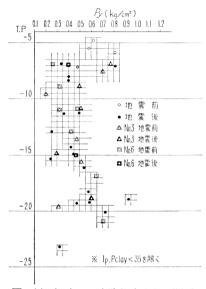


図-6(a) 深度—圧密降伏応力との関係

が見られたこと、堤軸の "ズレ"に比べ沈下が大きいこと、顕著な隆起は見られず、また大きなスペリ破壊が確認されないことなどから今回の被災の直接原因は、地震動に伴う上部砂質土層の液状化と考えられ、堤体の復旧に際し、砂地盤の液状化が大きな問題となる。

(1) **今後の液状化に対する検討**²⁾ 現在,液状化に対する検討基準が各機関により提案されているので,ここでは下記の4機関の提案について,本地区の調査結果と照らし合せ検討してみる。

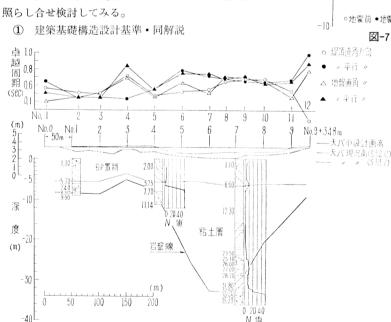


図-8 軟弱層の厚さと卓越周期

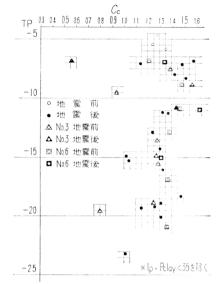


図-6(b) 深度-圧縮指数との関係

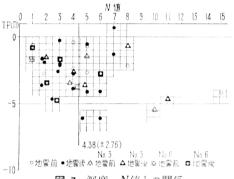


図-7 深度─N値との関係

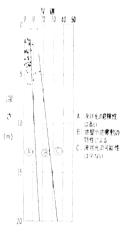


図-9 液状化の危険性とN値 (建築基礎構造設計基準)

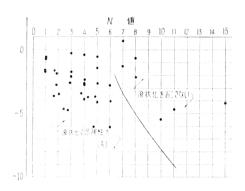


図-10 液状化と深度N値の関係(港湾構造物設計基準)

i) 地表面から 15m ないし 20m の深さ以内にある。

ii) 純粋な砂層で、粒径が均一な中粒砂からなる。

粘土含有量:10%以下

平均粒径 : $D_{50} = 0.074 \sim 2.0 \,\mathrm{mm}$

 $\geq < \subset D_{50} = 0.15 \sim 1.0 \,\mathrm{mm}$

均等係数 :10以下, とくに5以下

iii) 地下水位下にあって飽和している。

iv) N値が 図-9 の危険範囲にある。

② 道路橋耐震設計指針・同解説(日本国有鉄道も準じる)

i) 深さ10m以浅にある飽和砂質土層。

ii) N値が10以下。

iii) 均等係数が 6 以下で、粒径加積曲線の D_{20} が 0.04 ~ 0.5 mm の間にある。たお、 D_{20} が $0.04 \sim 1.2$ mmの

範囲にある場合は注意が必要。

- ③ 港湾構造物設計基準
- i) 図-10 に照し合せ,限界N値以下の場合は可能性大。
 - ④ 建設省「河川, 海岸施設の耐震性調査要領」
- i) 流動化抵抗係数 (F.L) を算定し、 $F.L \le 1.0$ の場合は流動化を生じ、 $F.L \ge 1.0$ の場合は生じないと判定する。

以下、各基準による液状化の判定を行ってみる。 十質条件は上部砂質土層を対象とする。

N値: $N = 4.38 \pm 2.76$ (1.62~7.14)

単位体積重量: γ_t =1.67±0.13 (1.54~1.80) t/m³

粒度特性:粘土含有量 2.0±1.8 (0.2~3.8) %

均等係数:2.91~24.3

50%粒径:0.239~0.062 (0.177~0.301) mm

20%粒径:0.123~0.063 (0.060~0.186) mm

地下水位:標高+0.30

検討① i) \sim iii) では均等係数 (u_e) 4.3 を除けばすべて 液状化の危険範囲に入り, iv) についても **図-9** に示すように,その約80%がAランクに入る。

検討② i), iii) では検討① と同様に液状化の危険範囲 に入り, ii) についても 図-10 に示すように 95% がN=10以下となっている。

検討③ 図-11 に示すように粒度曲線はすべて(A) に入り、最大加速度を 200 gal とすればその限界N値は N=12 であり、 $N=1.6\sim7.1$ では液状化の危

険は大きい。

検討④ 流動化係数F.L=0.56 \sim 0.62と流動化の可能性 は大きい。

以上, ①~④についてすべて 液状化の可能性が大きい結果と なった。

(2) 液状化対策について³⁾ 液状化対策工としては一般に次 のようなものがある。

- ① 締固めによる相対密度の 増大。
- ② 液状化の可能性のない材料との置換え。
 - ③ 地下水位の低下。
- ④ 液状化の可能性のある地 盤の抵抗を期待しない工法。
 - ⑤ クイ等で支持する。 上記対策工の中で,当地区で

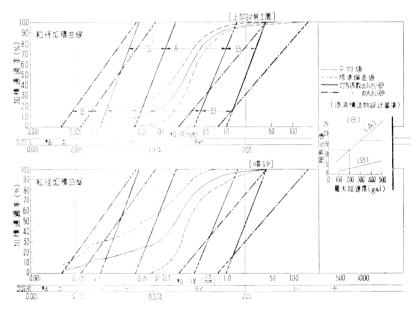


図-11 砂の液状化に対する粒度特性

採用が考えられるのは、①の締固めによる相対密度の増 大である。

すなわち、対策工④、⑤は構造物としての規模、重要性からみて不適当であり、②は施工延長 480 m、深度 6 mと施工性からみて不適当であり、③は海岸堤防であることを考えた場合に完全な施工ができない。

①を施工するには、その方法は大きく分けて転圧によるものと地盤改良とがあるが、転圧は対象砂層の層厚(約6m)からみて深部まで転圧効果が期待できない。このため地盤改良の方法となりサンドコンパクション工法が考えられる。サンドコンパクション等による地盤改良を行う場合、砂層の相対密度の改良目標が大きな問題となる。

砂地盤の液状化の判定は前述したように各種の方法があるが、地盤の液状化は地下水位、粒度分布および相対密度等の地盤状況と、地震の大きさ(入力加速度)によって異なる。このため地盤改良は入力加速度をいくらにするか、また構造物の重要性によっても異なるものである。ちなみに、オイルタンク等の重要構造物は消防法により $N \ge 15$ とするように定められている。当地区においてもこの基準を一つの目安として設計することとした。

サンドコンパクションの打設による N 値の 増大 については, \mathbb{Q} -12 5)に砂質土における現地盤 N 値と,改良後の砂グイ間 N 値の相関を示した。この図から判断すれば現地盤の N 値,N=4.38 から,置換率 0.05 で N=8,置換率 0.1 で N=12,置換率 15 で N=17 程度の値が得られる。

ここで 図-9, 10 から液状化の判定を行うと深度 $-8.0 \,\mathrm{m}$ で $N \ge 10$ でなければ液状化の危険性が大きい。このため当地区においては,砂地盤の液状化の危険性を防止するため置換率を $0.1 \,\mathrm{RE}$ として設計することとした。

また、サンドコンパクションパイル打設範囲の決定にあたっては、当地区のように堤体全体が液状化の危険性を有する場合、堤体としての機能を損わない範囲、すなわち堤体本体部(両側第1小段部)の範囲が最小限度と考えられる。しかし、これに付随して問題になるのが、無処理部の液状化の堤体本体部への影響である。この対策については打設範囲の拡大か、もしくは、矢板による締切工法のいずれかを採用せざるをえない。打設範囲の拡大は、海側では現在施工されている採石の排除が必要となり施工性が悪い。矢板による締切り工法は、その効果について良好りであるとの実験結果もあり、加えて後

背地への塩害防止という利点もある ので本地区では矢板工法をとること レーナ

なお、パイルの仕様、打設間隔等については 図-13 に示すとおりである。

II. 寒風沢海岸堤防

本地区は、宮城県塩釜から東方8kmの松島湾にあり、宮戸島と桂島の間にある離島寒風沢島である。ここでは島に多くある入江に築造された海岸堤防地区の内、第3工区、第4工区、平戸工区の3工区を選定した。なお、本島は周囲を第三紀層一

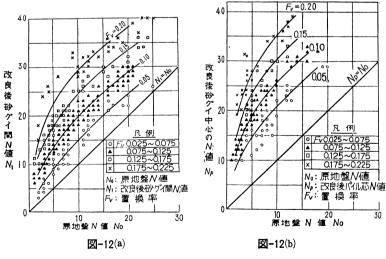




図-13 手樽干拓堤防復旧事業標準断面図 (No. 6 +30.0 m)

松島凝灰岩・凝灰質泥岩より構成され、島中央部に第4 紀の未凝固滞積物が見られる。

1. 被災状況

被災ヵ所は27ヵ所に及び全島の周囲に分布している。 堤防はそのほとんどが昭和41年から47年にかけて施工され(平戸工区のみがチリ地震災害復旧事業で昭和38年に施工),基礎地盤は砂質土または粘土で堤高 2.3~5.5 mである。

被災状況は,堤体の沈下,および堤体被覆工,同基礎工,パラペットにクラックが発生し,止水矢板の切断,変形が見られたほか,階段工等付帯構造物が被災した。

以下,上記3工区の被災状況を述べると次のとおりである。

(1) 第3工区 本工区の被災状況は、施工目地の位置で変位および空ゲキを生じ、また一部 No. 3~4 における目地では圧縮による破損が見られる。前面石積工は、全区間にわたり、はらみ出しが見られ、裏底版では空ゲキが 測点 No. 1を中心とし約25.0 cm、測点 No. 3~4間で約10 cm、測点 No. 5付近で約15.0 cm 程度見られる。また階段工が破損している。

堤体の沈下は、とくに測点 No. 1~5間で見られ、それより始点および終点に近づくにつれ、沈下量は減少している。

本堤防は、NW~SEの方向で築堤されている。

- (2) 第4工区 本工区の被災状況も施工目地の位置での前傾、変位、圧縮による破損が見られる(写真-4)。他に、目地以外でも1カ所キ裂、破損が見られた。また、前面のブロックが沈下し間ゲキを生じている。基礎工の沈下は測点 No. 2~8 にかけて約4~14 cm 認められる。堤体天バも同様に同区間で約25~34 cm の沈下が見られる。また、前記第3工区と同様に階段工も破損している。本堤防は、ほぼN~S方向で築堤されている(図-15)。
- (3) 平戸工区 本工区の被災状況は,前記2工区と同様に施工目地の位置において変位および破損が見られる。

特徴的なこととしては、上部工と下部工 の水平方向のズレが見られることで、最大 で約20cm程度あり、これらの応力の集中 したNo.3付近で堤体は大きく破壊され、 (写真-5), これに伴い背面も同程度のズレが見られ, 付帯して排水工も破損している。そして, これらの被災は始点から測点 No. 3 にかけて集中している。天パの沈下は, 前記2工区に比べた場合, 最大5 cm と小さい。

本堤防は、始点から測点 No. 4 付近までは、NW~SE 方向に、測点 No. 4 付近から終点までほぼ E~W方向に 築場されている。

2. 基礎の状況

T.P. 2.50

各工区について1カ所,計3カ所で延長49.0mの試錐 を実施した。結果は次のとおりである。

(1) 地質状況 各3工区とも図-16に示すように第1

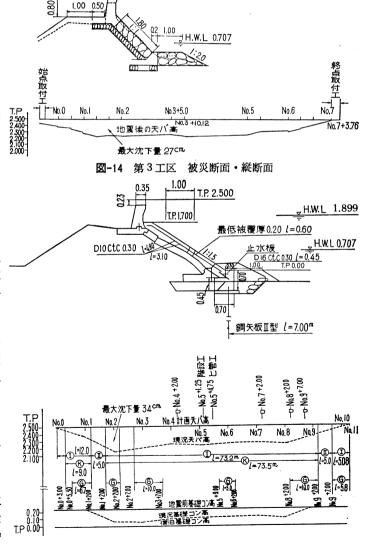


図-15 第4工区 被災断面・縦断面



写真-4 総目のズレおよび破損状況

~4層に分類し、分布状況をまとめた。

基盤である第4層(砂質凝灰岩層)は各工区の上位面 の標高は大きく変化しており、第4工区で最も浅く T.P $-7.0 \, \text{m}$ に分布している。また、第3、 $4 \, \text{IZ}$ 区では上部 2 m程度は風化が進んでおり、コアはレキ混り粘土状を 呈している。

第3層はレキ混りシルト質砂層でレキは10 mm以下で ある。本層は基盤層の浅い第4工区では見 られない。

第2層は、その上位面が各工区ともT.P -1.5m にあり、暗灰色を呈する粘土層 (一部砂質シルト)である。本層は含水比 が高く軟弱で下部になるにつれ均質な粘土 層となる。

最上位層の第1層は第3,4 工区と平戸

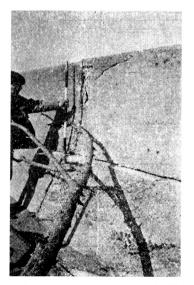


写真-5 上部工のズレおよび破損状況

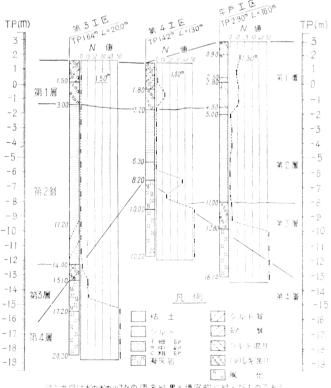
工区では構成する土質に相違がある。第3,4工区は, 上部では玉石混りシルト質砂~レキ混り砂質シルト層か らなり、下部ではレキ混り砂質シルト層からなってい る。レキは上部で10~20 cm, 下部で0.5~2 cm で凝灰 岩レキである。

平戸工区はシルト混り細砂~中砂層よりなり、シルト 層(層厚30cm) を挾在している。また、各工区の粒度 組成は表-1のとおりである。

(2) 各層のN値 第1層のN値は,第3工区ではモ ンケン自沈,第4工区で, $N=2\sim 12$,平戸工区ではN

表-1 寒風沢地区の粒度組成

	(N値)		粘土分 (%)	均等係数	D_{50} (mm)	D ₂₀ (%)
第3工区	F 1/ 1- 1/19 3th	0.50~ 0.80m	18.5	106.3	0.11	0.008
初り工区	2 m	1.50~ 1.80m	18.5		0.10	0.007
第4工区	1 m—2	0.50~ 1.80m	10.0	1123.0	1.4	0.028
	2 m—12	2.50~ 2.80m	9.0	917.0	0.95	0.055
	1 m—13	0.60~ 0.90m	4.0	5.50	0.45	0.28
平戸工区	2 m—8	$1.50 \sim 1.80 \text{m}$	4.0	2.10	0.38	0.28
		$3.50 \sim 3.80 \text{m}$	14.0	10.3	0.31	0.15



注)本図はおのおののIBの調査結果を便宜的に結んだものである。

図-16 地質断面図

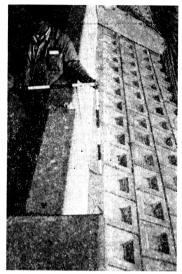


写真-6 水門をはさんで見られる継目合端のズレ

 $= 8 \sim 13 \text{ (5.3.5)}$

第2層は各工区ともモンケン自沈~2と小さい。

第3層も $N=2\sim3$ と小さい。

第4層は風化した部では $N=10\sim15$ であるが、それ以深はN>50である。

3. 復旧工法

堤体の復旧は沈下部分にかさ上げをし、被覆工、バラペット工の傾斜、クラック被害等についてはコンクリート打設か、または補強等により原形復旧を行うが、基礎止水矢板の切断または変形によって効用を失い堤内地に塩害を生じたカ所については、塩害と砂の移動を防止するため ℓ =7.0 m の縄矢板を打設することにした。

III. 早川海岸堤防

本地区は三方(北・東・西側)を丘陵で囲まれた松島 湾の北部に位置する入江で、国鉄仙石線陸前富山駅を中 心とする南東約2.3 km の区間である。

三方の丘陵は、第三紀の地層からなり、標高は40~80 mである。

平たん部は、陸前富山駅を南端とし、幅約0.3kmで、 南西方向に発達している。この平たん部を構成するもの は、ゆるい砂層、軟弱な粘土層で、いわゆる第四紀沖積 層である。

1. 被災状況

本堤防は昭和51年まで施工された6地区でともに堤高 2.3 m, 堤頂幅 3.5m の前面張ブロック積, 逆T型パラ ペット構造である。全地区とも軟弱粘土層の基礎の上に

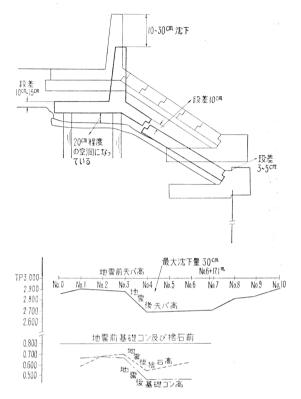


図-17 早川工区被災断面・縦断面

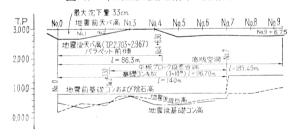


図-18 小屋崎工区被災縦断面

築造されている。被災状況は堤防全体が30~60 cm 程度 の沈下と、パラペットのクラック、および一部ノリ面ブロックが崩壊したものである。

調査は代表的な地区について行った。

(1) **駒形工区** 本工区の被災状況は、ヒ管取付け部の破損とその付近の前面ブロックの破損が顕著である。次に施工目地部分の沈下,前傾に伴う"間ゲキ"が見られる。他に前面ブロック工の沈下とそれに伴う間ゲキや基礎との"ズレ"および管理道にキ裂が見られる。

本工区では、特定区間に被災が集中するという傾向は 見られず、強いてあげれば測点 No.34~終点にかけての 堤防工の沈下がある。

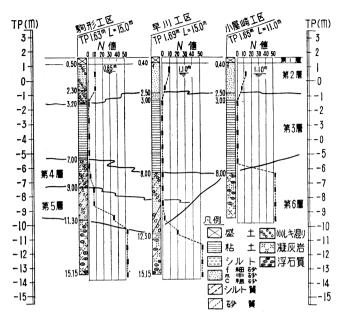


図-19 地質断面図

(2) 早川工区 本工区の被災状況で、最も顕著に見られるのがほぼ全カ所の施工目地位置での前傾に伴う"ズレ"(写真-6) と測点 No. 5 付近を中心とする堤防工の沈下である。そして、特徴的なのが後述する小屋崎工区でも見られる底板下の空洞沈下陥没である。他に前記駒形工区と同様に前面ブロック工および基礎工の破損と、沈下に伴う間ゲキや階段工の破損が見られる。この"間ゲキ"は始点から測点 No. 6 + 17.10 m にほぼ連続して見られる。

本堤防は,本工区始点から測点 No.16+17.0mまでは ほぼ NW~SE 方向 に,測点 No.16+17.0m~終点 は,NE~SW 方向で築堤されている(図-17)。

底板下の空洞は全区間にわたり、継目での前傾による間ゲキ、破損は、ほとんど全ヵ所で見られる。前傾は、 測点 No. 4 付近で顕著である。

本堤防工は、始点から測点 No. 7 までは、NW~SE方向に、測点 No. 7 から終点 までは、NNE~SSW 方向で築堤されている(図-18)。

2. 基礎の状況

表-2 早川地区の粒度組成

	(N値)	深度	粘 土分 (%)	均等 係数	D 50 (mm)	D ₂₀ (mm)
	1 m—9	0.50~ 0.80m	21.0		0. 12	0.0048
駒形工区	2 m—9	1.50∼ 1.80m	6.0	59.1	2.4	0.17
		2.50~ 2.80m	8.0	105.6	0.55	0.085
早川工区	1 m—9 2 m—4	0.50~ 0.80m	9.0	51.4	0. 25	0.06
小屋崎工区	1 m—12 2 m—7	0.50~ 0.80m	4.0	5.65	0.22	0.12

各工区について1ヵ所,計3ヵ所,延長41 mのボーリングを実施した結果は次のとおりである。

(1) **地質状況** ボーリングの結果に基づき,本地区の地質を第1~6層に分類し,分布状況をまとめた(図-19)。

基盤である第6層は、浮石質砂質凝灰岩であり、小屋崎工区はその上位面が T.P-6.0 mと他の2工区に比べ高くなっている。

上位層の第5層はレキ混りシルト質砂層,第4層はレキ混り砂質シルト層であるが,小屋崎工区では第6層の影響を受けて5,4層は見られない。

第3層は砂質シルト〜粘土層からなり全体に貝殻片や 有機物が混入しており軟弱である。

第2層は、駒形工区では0.5~4cmのレキを含むレキ 混り砂質シルト層で、早川、小屋崎工区は細砂層である。

第1層は堤体舗装(アスファルト,コンクリート,砕石層)である。各工区とも第4層の上位層(第四紀沖積層)はほぼ同標高に位置し、地質的には単純構造といえよう。また、各工区の粒度組成は表-2のとおりである。

(2) 各層のN値 第 2 層のN 値は駒形工区ではN=9,早川,小屋崎工区では $N=4\sim12$ で下部で低くなっている。

第3層は N=モンケン自沈 ~ 1 , 第4層も N=モンケン自沈 ~ 2 と第3, 4層は軟弱である。

第 5 層は N≒ 7 で基盤の第 6 層は N>50 となっている。

なお、本報文の取りまとめにあたって被災状況調査および復旧工法検討資料の提供と協力をいただいた宮城県 仙台土地改良事務所に深甚の謝意を表します。

[1979. 3. 26. 受稿]

文 献 解 題

1978年宮城県沖地震

風 間 彰*

地震に関する文献は地震の発生直後から、それぞれの 機関によって速報、概報が出され、その後、時間の経過 につれ、調査、解析が含まれた文献が出されるのが一般 である。

事象の性質上、多くの文献は多方面にわたって記述されているが、いくつかの項目に分類して整理することと した。

1. 地 震

地震に関しては震度、余震、発震機構、津波とその予報業務について気象庁から報告¹⁾が出されている。

また,観測値をもとに地震の概要と強震記録について石橋,渡辺ら 9 が報告している。このほか,墓石調査を主体として作成された仙台地域の震度分布 8 や,アンケート調査による震度分布が表ら 9 によって報告されている。

2. 被害報告

地震による被害報告では地震直後に被害の概要が宮城 県⁵⁾ から報告された。また,被害状況と被災者の生活状 態を中心に写真集⁶⁾ が出された。さらに,宮城県下の各 施設,都市機能等全般にわたる被害概況,応急復旧措置 と復興対策の方向を中心に宮城県から報告⁷⁾ がなされて いる。

このほか,一般土木関係の被害報告としては,被害の概要⁸⁾ や,地震記録を含めた被害報告⁹⁾¹⁰⁾ が出されている。

3. 事項別被害報告等

- 1) 被害状況と地盤の関係については、仙台市周辺を対象に地盤を分類し、地盤条件の悪い地帯に被害が多く見られたことを奥津¹¹⁾が報告している。また、仙台市卸町団地の被害状況から地盤特性と構造物の特性の関係について小堀ら¹²⁾が考察している。このほか、仙台地域の地盤と地震災害との関係を示唆した報告¹³⁾もなされている。
- 2) 地盤の液状化については、液状化を起した地点とその被災状況および噴砂の粒度組成等について陶野ら¹⁴⁾が報告し、また、噴砂の振動三軸試験の結果から液状化を起した層を推定した報告¹⁵⁾が出されている。

盛土地盤では,造成宅地を主体に盛土コウ配が急で,厚

* 東北農政局建設部設計課(かざま あきら)

- く、N値が小さい場所で被害が生じたことを河上ら¹⁶)が 報告している。さらに、丘陵地の宅地造成により大きな 地形改変を行った地区での被災例を田村ら¹⁷)が報告して いる。
- 3) 建築物関係の被害は仙台市に集中しており、基礎地盤の破壊によって被災した建物以外にも多くの被害が発生している。志賀¹⁸⁾は建築物内での地震観測記録が非常に大きかったことと、建築物の被害全般について報告している。また中村ら¹⁹⁾は被災した建築物の構造解析を行い建築物の平面計画の重要性を述べている。

鉄筋コンクリート系建物の被害については、南北方向に壁がなく、昭和46年以前に建築されたものに大きく、被害の種類としてはセン断破壊が顕著であったと広沢ら²⁰⁾が報告している。

また,鉄骨構造物では設計や施工での配慮不足によって生じた被害が多かったと山内²¹⁾が報告している。

- 4) 道路関係では,直轄国道において盛土区間の路面のキ裂,陥没,構造物背面盛土の沈下による段差,ノリ面の崩落等の被害が多く,また,構造物では橋りょう取付部の盛土に係る被害,あるいは沓座モルタルの破損が多いことを納²²᠈が,また,高速道路については,地震後の緊急対策および構造物を主とした被災状況と復旧工法について児島²³)が報告している。
- 5) 橋りょう関係では、300 gal を越えると道路橋での被害が出始めることを家村ら²⁴⁾が、また、橋りょう被害一般については、落橋した錦桜橋をはじめ顕著な震害を受けた橋りょうについて藤本²⁵⁾が報告している。
- 6) 上下水道,ガス関係では土地条件との関係でガス・水道管とも山地(造成地分),平地,台地の順に被害が多かったことを小林ら²⁶⁾が報告している。

ガス管の被災の状況では、折損が多く、盛土と切土の 境目に被害が多かったことを佐藤ら²⁷⁾が報告している。 上下水道施設の被害では上水道は配水管の被害が多かっ たこと、また上下水道とも地震後、配水量、下水量の増 加がみられたことを佐藤ら²⁸⁾が報告している。下水道施 設については栗林ら²⁹⁾が、被害状況の報告と被害の状況 を迅速に把握できるような態勢作りを提唱している。

7) 農業土木施設の被害状況は地盤別,工種別に工藤ら⁸⁰⁾が報告し,また,農地,施設,作物を含めて農業全般の被害の実態と復旧対策について宮城県⁸¹⁾が報告している。

参考文献

- 1) 1978年宮城県沖地震調査報告, 気象庁技術報告第95号, pp. 4~41 (昭和53年12月)
- 石橋克彦ら:地震概要,渡辺 円,地震による地動,カラム71 新 日本製鉄株式会社 pp.4~9

- 応用地質調查事務所:宮城県沖地震被害調查報告,pp.56~67,(昭和53年10月)
- 4) 表後一郎ら:宮城県沖地震のアンケート調査による震度について, 第15回自然災害科学総合シンボジウム講演論文集, pp.309~310 (1978)
- 5) 宫城県災害対策本部:宫城県沖地震災害状況
- 6) 河北新報社: '78宮城県沖地震その記録と教訓
- 7) 宮城県: '78宮城県沖地震災害の概況 (応急措置と復旧対策) (昭和 53年12月)
- 8) 東北地方建設局:1978年宮城県沖地震被害の概要(昭和53年7月)
- 9) 土木研究所第一次調查団:1978年6月宮城県沖地震被客調査速報, 土木技術資料 20-8 pp.40~51 (1978)
- 10) 1978年宮城県沖地震調査委員会:1978年宮城県沖地震報告,土木誌 63 (12), pp.56~70 (1978)
- 11) 奥津春生:宮城県沖地震の被害状況と地盤特性, 土と基礎, **26**(12) pp.11~17 (1978)
- 12) 小堀鐸二ら:宮城県沖地震にみられた地盤と構造物の震客について 文献名 4) に同じ, pp.325~328
- 13) 仙台地域の地盤と震害について, 文献名 3) に同じ, pp.79~82
- 14) 陶野郁雄ら:宮城県沖地震による液状化現象,基礎工,pp.113~ 120 (1978. 11)
- 15) 砂質地盤の液状化現象, 文献名 3) に同じ pp.68~78
- 16) 河上房義ら:宮城県沖地震における盛土の被害, 文献名 11) に同じ pp. 25~31
- 17) 田村俊和ら:丘陵地の宅地造成と地震被害,文献名 4) に同じ, pp.321~324

- 18) 志賀敏男:宮城県沖地震における建築物の被害,文献名 11) に同じ pp. 19~24
- 19) 中村 武ら: 1978年宮城県沖地震による建築構造物の被害, 文献名 4) に同じ, pp.329~332
- 20) 広沢雅也ら:鉄筋コンクリート系建物の被害, 文献名 2) に同じ, pp. 13~23
- 21) 山内博之:鉄骨造建築物の被害, 文献名 2) に同じ, pp.24~31
- 22) 納 宏:直轄国道の被害と復旧,橋梁と基礎 **12, pp.6~13** (1978)
- 23) 児島啓三:高速道路の被害と復旧, 文献名 22) に同じ, pp. 14~19
- 24) 家村浩和ら:1978年宮城県沖地震災害調査(加速度分布と 橋 梨 被 客), 文献名 4) に同じ、pp.333~334
- 25) 藤本俊郎:宮城県における橋梨被害,文献名22) に同じ, pp.26~32
- 26) 小林芳正ら,宮城県沖地震被害報告 (ガス,水道管などの被害と土地条件),文献名 4) に同じ,pp.343~348
- 27) 佐藤正雄ら:1978年宮城県沖地震によるガス埋設管の 被害 について, 文献名 4) に同じ、pp.345~348
- 28) 佐藤教久ら:宮城県沖地震による上下水道施設の被害調査,文献名 4)に同じ,pp.349~352
- 29) 栗林宗人ら:宮城県沖地震による下水道施設の被害,土木技術資料 20-11, pp. 3~8 (1978)
- 30) 工藤祐晃ら:宮城県沖地震による農業土木施設の 被害状況 について,農土学会東北支部第26回研究発表会講演要旨 pp.6~9
- 31) 宮城県農政部: '78年宮城県沖地震-農業災害の記録-

[1979. 3. 29. 受稿]



[本欄は新刊の紹介のみですので、お求めの際は出版元か書店にお願いします。]

農村排水 一農村の総合整備をめざして一	岡	部	Ξ	. 東耳 !	監修	地	球	社	A 5 版, 345頁, 3,000円 (54年 3 月) (〒 200円)
緑化工技術	倉	田	益	二郎	著	森北	出版	(株)	A5版, 298頁, 2,800円 (54年4月) (〒200円)
図説 農業白書	農	林	統	計協	会	農林	統計協	易会	1,400円 (54年5月) (〒200円)
歴史の中で考える 沖 縄の農業	来		泰	男	著	日本	経済評計	侖 社	A 5 版, 2,500円 (54年4月)
近代日本地主制史研究 一資本主義と地主制一	中	村	政	則	著	東京	大学出版	反 会	A 5 版, 460頁, 4,200円 (54年 5 月)
環境管理 一その概念計画と技術—	木	村		宏	纒	2	ロ ナ	社	A 5 版, 576頁, 7,500円 (54年 5 月)
^{破襲力学と材料強度講座6} 強 度の統計的取扱い	岡板	村垣	弘	之浩	著	培	風	館	A 5 版, 320頁, 4,800円 (54年 5 月)
現代・測量の技術 一区画整理とクロソイド—	内	藤	幸	造	著	理	工 図	書	B6版, 212頁, 1,800円 (54年5月)
鋼管杭の騒音振動低減工法	鉧	管	杭	協会	纐	山	海	堂	B 5 版, 252頁, 3,500円 (54年 5 月)
構造設計のチェックポイント	泜	田	繁	人	著	鹿島	品 出 版	会	A5版, 250頁, 2,800円 (54年5月)
やさしい構造計算シリーズ 5 構造の力学 II	谷村野	内村	資設	朔	著	理	工 図	書	A 5 版, 218頁, 2,400円 (54年 5 月)
測 量学 Ⅰ —基礎編—	米 森	谷	栄忠		交閲 著	丸		善	A5版, 360頁, 2,500円 (54年5月)
^{改訂增補} 地下水位低下工法	松河	尾野		—郎 —郎	著	鹿島	出 版	会	A 5 版, 275頁, 3,400円 (54年 5 月)