ISSN 0386-4995

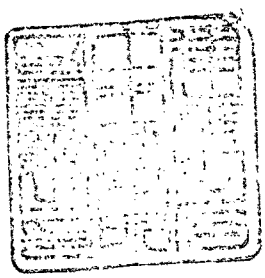
土木研究所報告

第 165 号

1983年日本海中部地震災害調査報告
まえがき ……村上順雄(2)
第1編　地震及び地震動 ……田村敬一(3)
第2編　津　波 ……宇多高明(17)
第3編　地震被害の概要 ……岩崎敏男　大日方尚巳(55)
第4編　地形と地質 ……桑原啓三　脇坂安彦(65)
第5編　地盤災害 ……谷口栄一　伊藤良弘(91)
松本秀應
第6編　下水道施設の被害 ……岩崎敏男　大日方尚巳(117)
松本秀應
第7編　ライフライン施設の被害 ……岩崎敏男　大日方尚巳(137)
第8編　河川施設の被害 ……橋本　宏　佐々木　康(147)
松尾　修　松本秀應
第9編　河川構造物と海岸保全施設の津波被害 ……宇多高明(209)
第10編　ダムの被害 ……松本徳久　安田成夫(231)
志賀三智
第11編　砂防の被害 ……瀬尾克美　綱木亮介(253)
服部泰英
第12編　道路の被害 ……大日方尚巳　松本秀應(281)
伊藤良弘　谷口栄一
藤川昌幸　吉岡　淳
第13編　道路橋の被害 ……岩崎敏男　荒川直士(319)
川島一彦　松本秀應
長谷川金二
第14編　地震後にとられた措置 ……大日方尚巳　岩崎敏男(339)
あとがき ……村上順雄(344)
付表 ……(345)

昭和60年3月

建設省土木研究所



Copyright © 1985 by P.W.R.I.

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

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複製は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所報告
第165号　1985年3月

Report of PWRI
Vol.165 March 1985

1983年日本海中部地震災害調査報告

Report on the Disaster Caused by the Nihon-kai-chubu Earthquake of 1983

要　旨：

本報告は，1983年日本海中部地震に関する災害調査結果を取りまとめたものであり，地震動，津波，全体被害の概要のほか，河川，道路，都市施設などの建設省所管施設に関する被害の実態，被害結果の整理・分析及び得られた教訓について報告している。

キーワード：1983年日本海中部地震，地震災害

Synopsis :

This report describes the results of investigations on the damage characteristics of civil engineering structures due to the Nihon-kai-chubu Earthquake of 1983. It also mentions characteristics of seismic ground motions, tsunamis, analyses of the damage, and lessons obtained from the experiences.

Key Words : Nihon-kai-chubu Earthquake, Disaster

目　次

まえがき …… (2)
第1編　地震及び地震動 …… (3)
第2編　津　波 …… (17)
第3編　地震被害の概要 …… (55)
第4編　地形と地質 …… (65)
第5編　地盤災害 …… (91)
第6編　下水道施設の被害 …… (117)
第7編　ライフライン施設の被害 …… (137)
第8編　河川施設の被害 …… (147)
第9編　河川構造物と海岸保全施設の津波被害 …… (209)
第10編　ダムの被害 …… (231)
第11編　砂防の被害 …… (253)
第12編　道路の被害 …… (281)
第13編　道路橋の被害 …… (319)
第14編　地震後にとられた措置 …… (339)
あとがき …… (344)
付表 …… (345)

まえがき

1983年5月26日（木曜日）の正午，秋田・青森県境の西方約90kmの海底に震源をもつマグニチュードM＝7.7の地震が発生した。

これまで日本海側には大きな津波による被害は少ないとされていたが，今回の地震により，波高5mを超す津波が地震発生の直後に沿岸を襲い，100名にのぼる死者を出した。津波による重大な被害は，昭和35年に太平洋岸を襲ったチリ地震津波以来のことであり，忘れかけていた津波の恐ろしさを再認識させられた。また，秋田・青森の沖積低地では砂地盤の液状化現象が広範囲に発生し，公共土木施設や住宅などに大きな被害をもたらした。

本報告は，地震動の強さ，津波の実態，及び建設省所管施設を中心とした被害と復旧の状況に関する調査結果を取りまとめたものである。

震後1年余を経た今日，ここに調査結果を報告できることになった。本報告書が今後の地震防災対策の教訓となることを念願すると共に，土木研究所の調査に当たって御協力頂いた建設本省・東北地方建設局・秋田県・青森県・秋田市・能代市他の関係機関の各位に厚く御礼申し上げる次第である。

1984年7月　研究調整官　村上順雄

第1編　地震及び地震動

田村敬一*

by Keiichi Tamura

目　次

1．地震の概要……(2)
2．加速度強震記録の特性……(5)
2.1　最大加速度の分布 ……(5)
2.2　最大加速度及び加速度応答スペクトルの距離減衰特性 ……(7)
2.3　加速度応答スペクトル特性に対する地盤条件の影響 ……(8)
3．代表的な加速度強震記録の特性……(10)
3.1　七峰橋周辺地盤上の強震記録 ……(10)
3.2　津軽大橋周辺地盤上の強震記録 ……(10)
3.3　八郎潟堤体上の記録 ……(10)
参考文献……(11)

＊　地震防災部振動研究室研究員

1．地震の概要

昭和58年5月26日12時0分頃秋田県沖約80kmに震源を持つマグニチュード7.7の地震が発生し，気象庁により「昭和58年（1983年）日本海中部地震」と命名された。気象庁による震央は，北緯40度21.4分，東経139度4.6分，また，深さは14kmとされている。各地の震度は図-1・1に示すとおりであり，秋田・むつ・深浦で震度5の強震，盛岡・青森・八戸・酒田・森・江差で震度4の中震であった。

本震の発震機構については，多くの検討[1)~5)]がなされているが，いずれによっても，断層は走向がほぼ南北方向，傾斜角30°程度で西から東へ緩く傾斜する逆断層であるとされている。本震のメカニズム解の一例を示すと，図-1・2のようになる。また，本震は断層の時間的及び空間的に一様な破壊によるのではなく，複数の破壊によるマルチプルショックであり，その主要な破壊は2個のイベントから成るとされている[3),4),6)~8)]。例えば，図-1・3に示す弘前大学構内で得られた加速度記録には30秒付近を境として2個のイベントの影響が認められる。P波初動部分の到着時刻の解析等によれば，まず震源域の南部でイベント1が発生し，その20～25秒後にイベント1の発生地点の50～60km北の地点でイベント2が発生したとされている。イベント1及びイベント2の破壊開始点の解析の一例[8)]を示すと，図-1・4のようになる。

気象庁による余震域[9)]は図-1・5に示すとおりであり，マグニチュード7.7の規模を反映して，逆「く」の字型に南北約160km及び東西約80kmの広範囲に及んでいる。また，余震域の形状が水深3000mの等深線に類似して

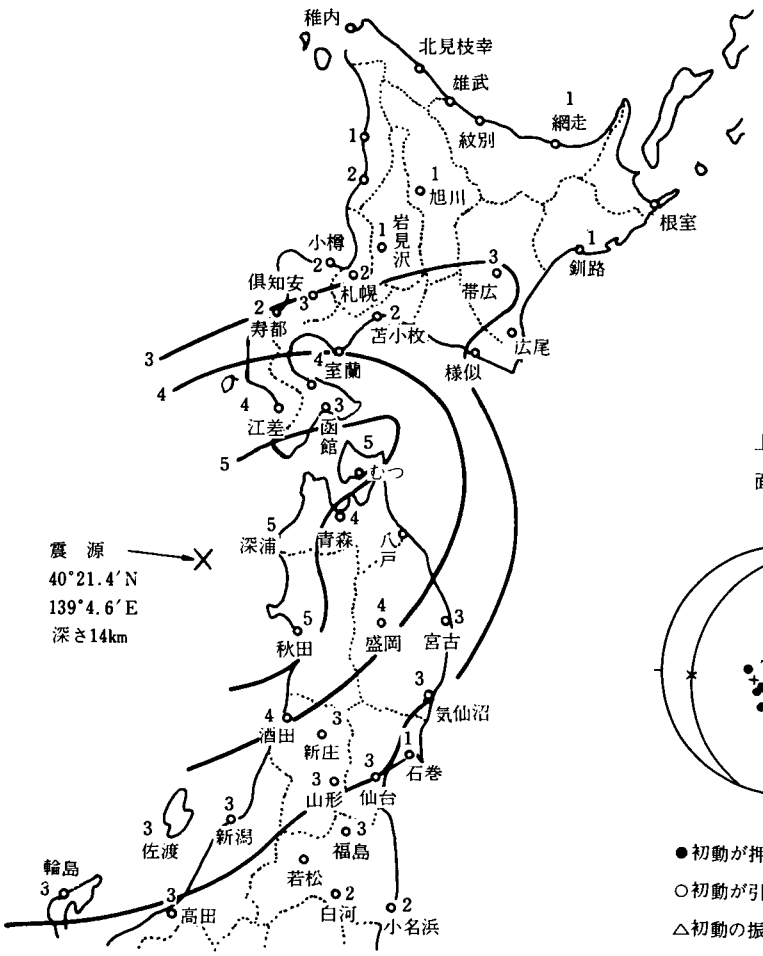


図-1・1 気象庁による各地の震度

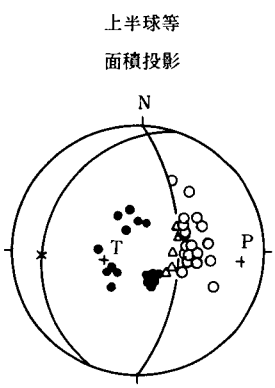


図-1・2 本震のメカニズム解の一例
（文献1)による）

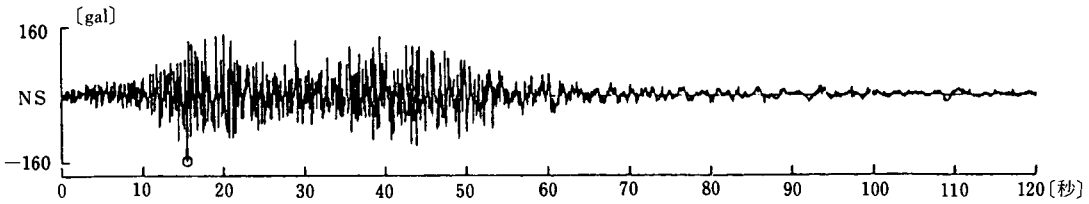


図-1・3　弘前大学構内の加速度記録(文献6)による)

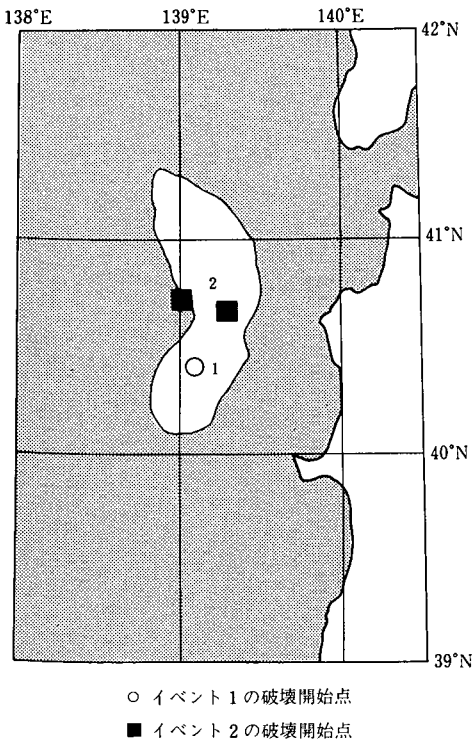


図-1・4　マルチプルショックの破壊開始点の解析例(文献8)による)

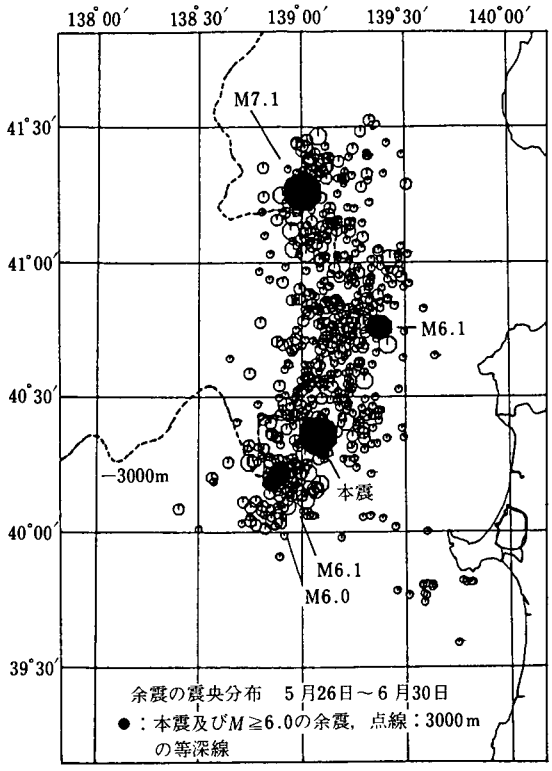
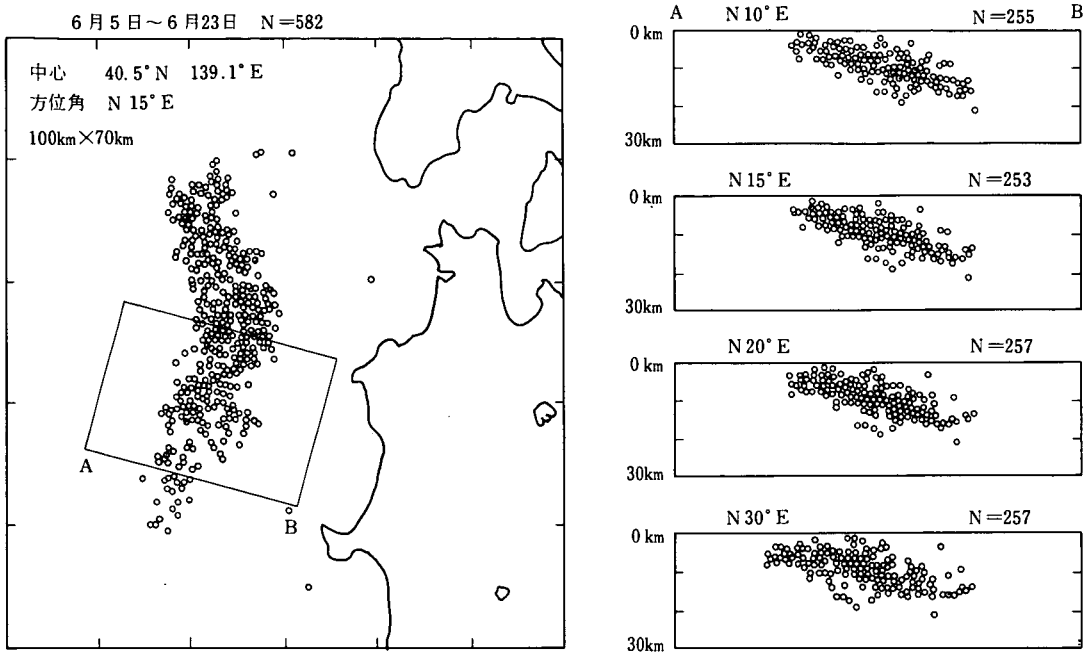


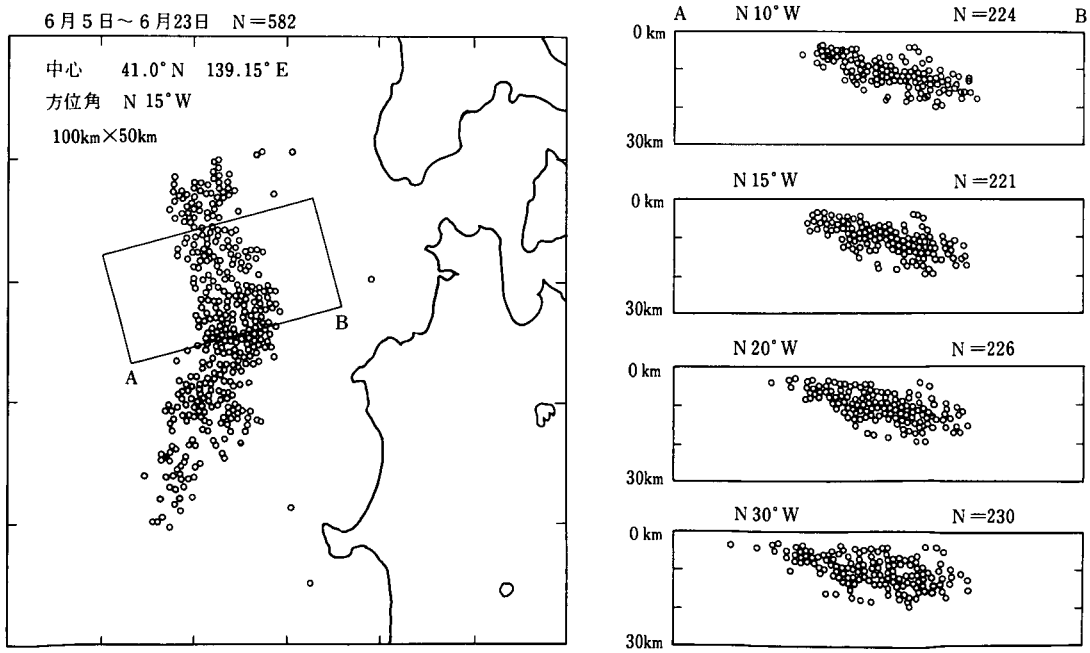
図-1・5　日本海中部地震の余震分布(文献9)による)

いることが認められる。地殻構造をモデル化した上で求められた余震の震源分布[10]を示すと,図-1・6のようになる。ここで，近似的には，余震の震源が層状に分布するような走向及び傾斜角が，それぞれ，本震の走向及び傾斜角を表すとされている。従って，図-1・6より，余震域の南側領域では本震の走向及び傾斜角は，それぞれ，N15°～20°E及び東下がり約20°と推定される。また，北側領域では走向及び傾斜角は，それぞれ，N10°～15°W及び東下がり約20°と推定される。余震の震源分布から推定された本震の走向及び傾斜角は，上述した本震のメカニズム解から求められた走向及び傾斜角と比較的よく一致していると考えられる。

弘前大学構内で観測された1日当たりの余震の回数[11]を示すと，図-1・7のようになる。同図より，6月21日の最大余震（マグニチュード7.1）により，余震活動が活発化したことが分かる。また，本震及び最大余震後の，それぞれ，1時間当たりの地震の回数の時間変化[11]を示すと，図-1・8のようになる。図-1・8より，データに多少のばらつきは見られるが，本震及び最大余震後の地震の回数は共に経過時間の約－1乗に比例して減少していることが分かる。一般に，単位時間当たりの余震の回数は経過時間に逆比例する（大森公式）とされており，図-1・8に示した最大余震後の余震のうち，少なくとも，かなりの部分が「最大余震の余震」であると考えられる。



(a) 余震域南側



(b) 余震域北側

図-1・6 余震の震源分布(文献10)による)

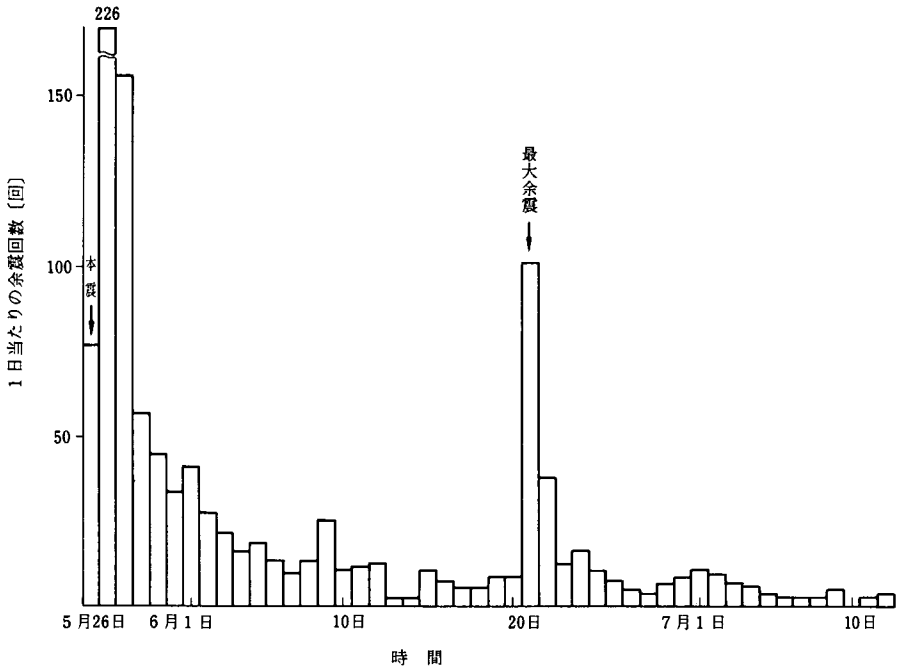


図-1・7　1日当たりの余震回数(文献11)による)

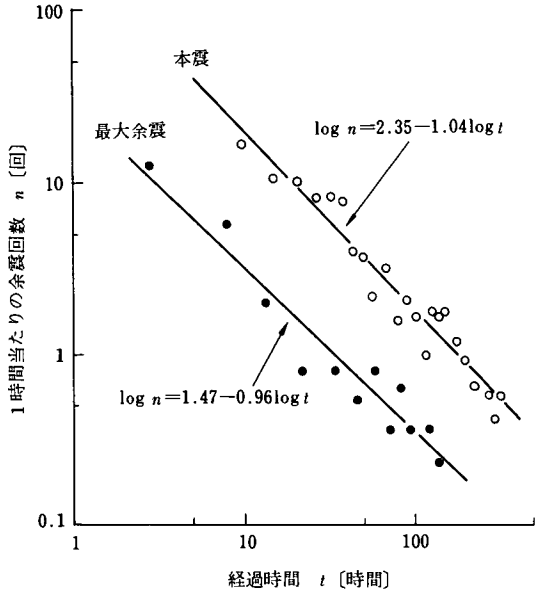


図-1・8　1時間当たりの余震回数と経過時間の関係
(文献11)による)

2．加速度強震記録の特性

2.1　最大加速度の分布

今回の地震により，秋田県及び青森県を中心として設置されていた工学用強震計が各地で作動し，多数の強震記録を得ることができた。建設省及び運輸省が所掌する道路橋，ダム，港湾施設等の公共土木施設を中心とする構造物上及びその周辺地盤上で観測された最大加速度の分布は図-1・9に示すとおりである[12]。ここで，＊の記録は強震計の計器特性を補正した記録であることを示している。建設省土木研究所では，SMAC型強震計の計器補正の方法として，振動数領域で低振動数側及び高振動数側の遮断振動数を，それぞれ，1/3Hz及び12Hzとした強震計の特性を補正するためのバンドパスフィルターをかける方法を用いている[13]。ただし，後述する八郎潟堤体上の記録については2～3秒の周期成分が卓越していることを考慮して，低振動数側の遮断振動数を1/5Hzとした。また，運輸省港湾技術研究所では，低振動数側及び高振動数側の遮断振動数を，それぞれ，1.35fcHz (3dB down) 及び約13Hz (3dB down) としたフィルターを用いている。ここで，fcは記録に応じて一定のS/N比を維持するために定まるパラメータ[14]である。図-1・9より，地盤上における最大加速度が200gal以上あったのは，七峰橋周辺地盤上，津軽大橋周辺地盤上及び秋田港の3箇所であり，全体としてみると秋田県・青森県の日本海沿いの地域及び松前半島の南端部で最大加速度がおおむね200galを超えたと考えられる。

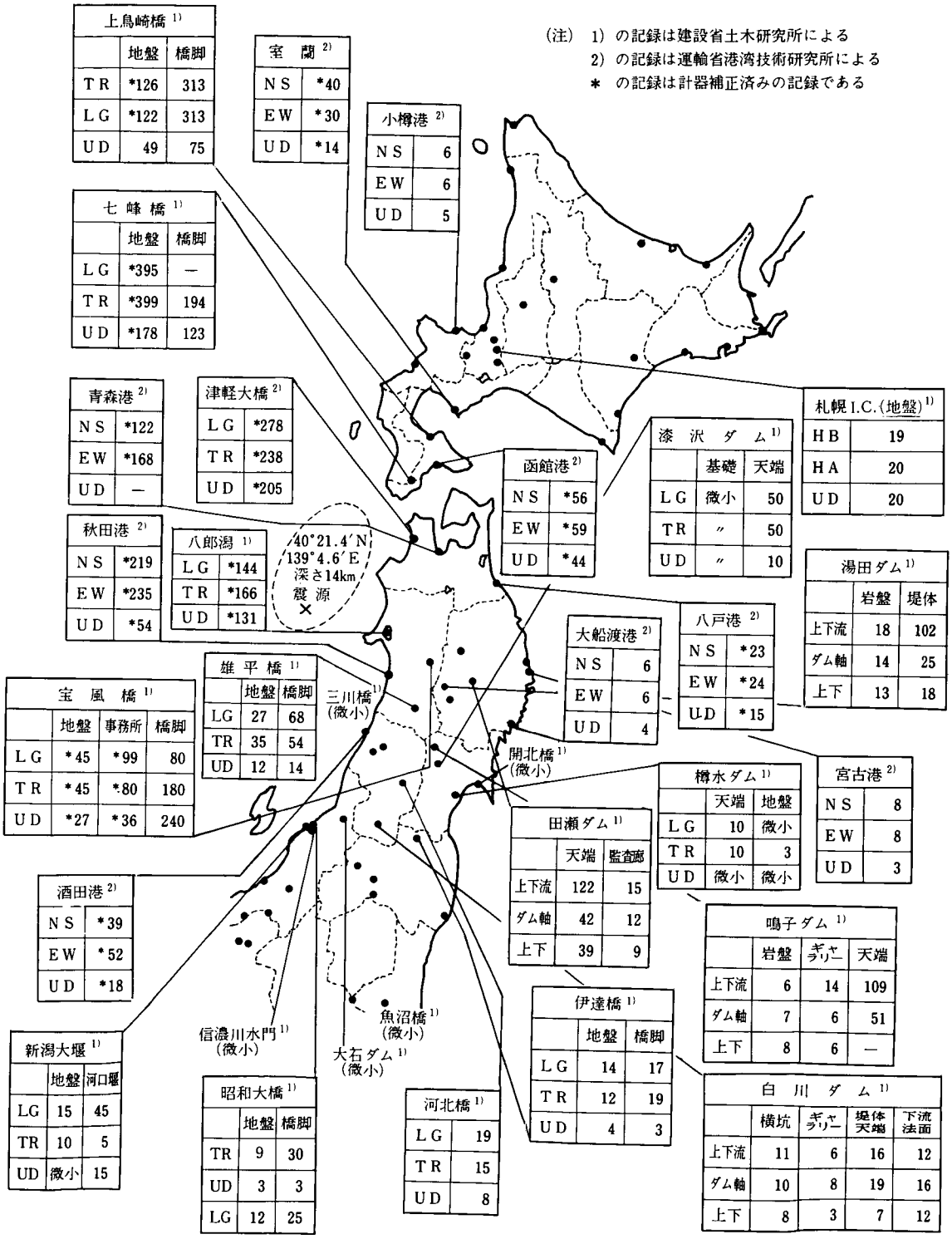
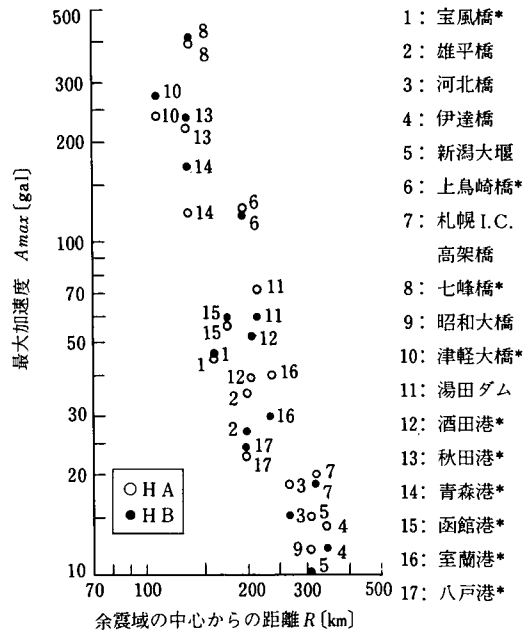


図-1-9 強震記録に基づく最大加速度の分布(単位：gal)

2.2 最大加速度及び加速度応答スペクトルの距離減衰特性

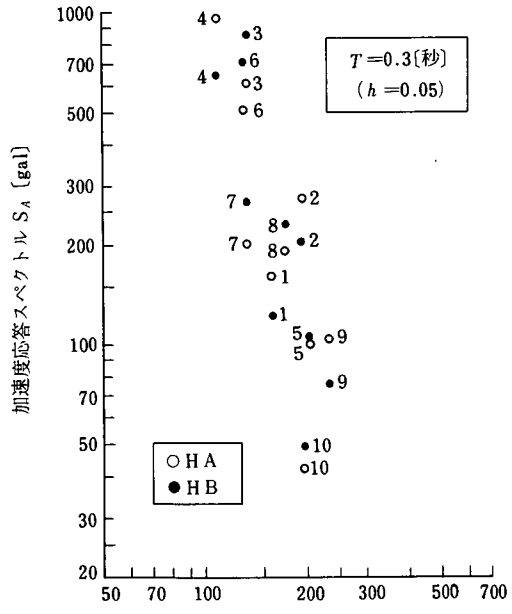
最大加速度（水平成分）が距離によりどのように変化しているかを示すと，図-1・10のようになる。ただし，ここでは数値化の終了した一部の記録についてのみ計器補正を加えており，計器補正値と未補正値が混在している。また，距離の指標としては，震央距離ではなく，図-1・5に示した気象庁による余震域のおおむね中心の位置（北緯40度43分，東経139度10分）からの距離 R をとった。これは，震央は最初に破壊の生じた点で一般には震源域の端に位置するとされているので，断層からの地震エネルギーが解放された中心部の点とは必ずしも一致しないことを考慮したものである。図-1・10より，最大加速度はおおむね R^{-3} に比例して減少していることが認められる。一般に，既往の強震記録の統計解析に基づく距離による最大加速度の減少率は平均して震央距離の−0.8〜−1.3乗程度とされている[15)~19)]。従って，今回の地震では最大加速度の距離減衰が比較的大きかったことが指摘される。

次に，種々の固有周期に対する加速度応答スペクトル値（減衰定数５％）の距離減衰を示すと，図-1・11のようになる。ここで，距離の指標としては，上述した

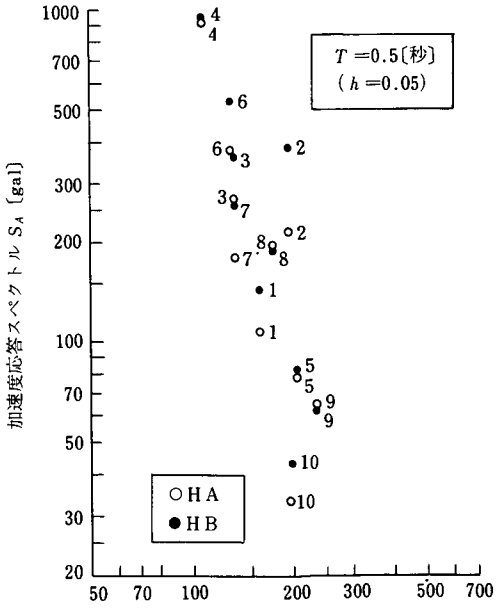


（注）＊の記録は計器補正済みの記録である
HA，HBは水平２成分のうちのいずれか１成分である

図-1・10　最大加速度の距離減衰



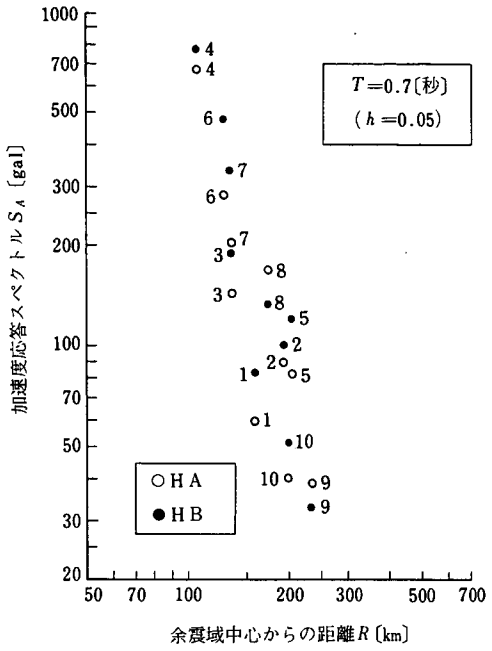
(a)　T ＝0.3〔秒〕



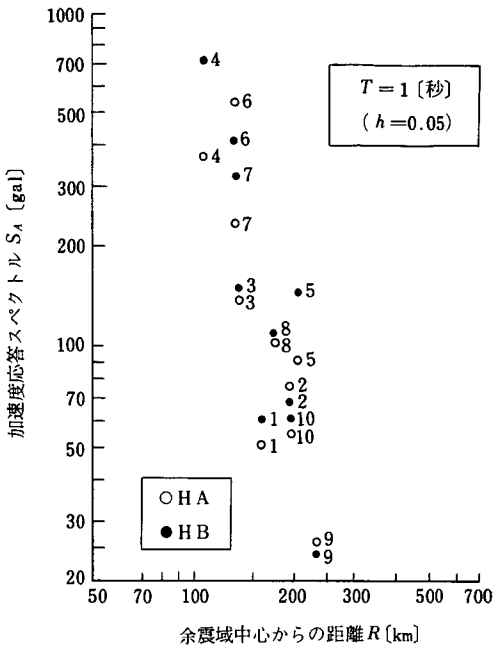
(b)　T ＝0.5〔秒〕

（注）ＨＡ，ＨＢは水平２成分のうちのいずれか１成分である

図-1・11(1)　加速度応答スペクトルの距離減衰

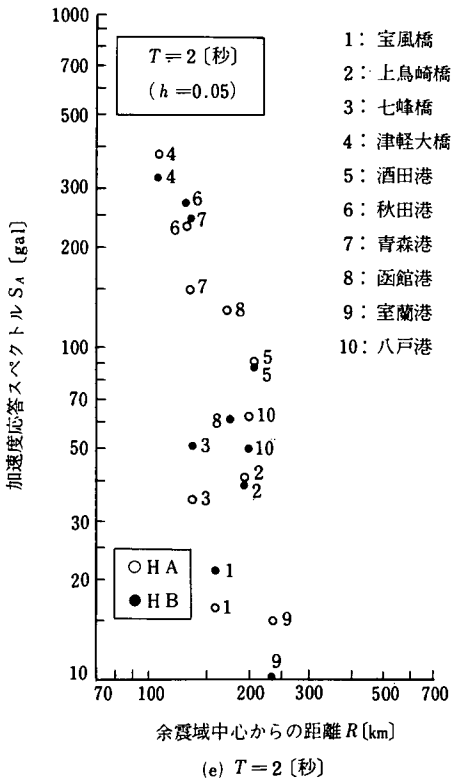


(c) $T=0.7$〔秒〕



(d) $T=1$〔秒〕

図-1・11(2) 加速度応答スペクトルの距離減衰



(e) $T=2$〔秒〕

図-1・11(3) 加速度応答スペクトルの距離減衰

余震域の中心からの距離を用いた。数値化済みの記録数が少ないため，定量的な評価は困難であるが，既往の強震記録の統計解析に基づく加速度応答スペクトルの距離減衰率が，震央距離の−1.2乗程度とされているのに比較して[15),17),20)]，今回の地震では，どの固有周期に対しても加速度応答スペクトルの距離減衰が大きかったことが指摘できる。

2.3 加速度応答スペクトル特性に対する地盤条件の影響

加速度応答スペクトル特性に及ぼす地盤条件の影響を検討するために，建設省土木研究所において数値化及び計器補正済みの記録を基に加速度応答スペクトル倍率(減衰定数5％)を示すと，図-1・12のようになる。ただし，図-1・12は地盤上の記録の水平2成分のうち最大加速度の大きい方の応答スペクトル倍率を示したものである。図-1・12に示した4地点のうち，七峰橋及び津軽大橋周辺の地盤条件は，それぞれ，3.1及び3.2に後述するが，その概略は次のとおりである。すなわち，七峰橋周辺地盤上の観測地点でのボーリング資料は無いが，観測地点の近傍では砂岩及びシルト質岩の互層が見られることから，当該地点では岩盤までの深度はそれ程深くないと考えられる。津軽大橋周辺では，地

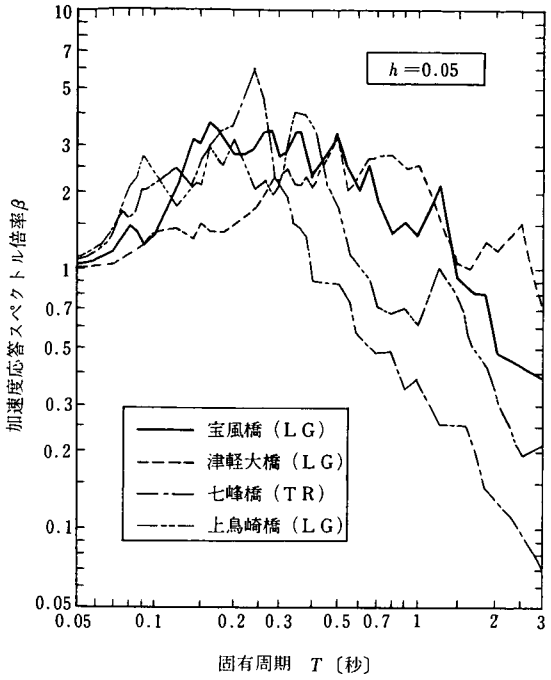


図-1・12　代表的な強震記録の加速度応答スペクトル倍率

表面付近の砂とシルトの互層の下にN値２～３以下の軟らかい粘土が堆積している。また，宝風橋の観測地点の近傍の土質柱状図は図-1・13に示すとおりである。図-1・13より，同地点では，地表面下25m付近まで主として礫混じり粘性土が堆積しており，部分的に岩を挟んでいることが分かる。上鳥崎橋周辺の土質柱状図は図-1・14に示すとおりである。当該地点では，地表面付近の層厚約40cmの砂層の下にN値50以上の砂礫層があり，その下位は砂岩となっている。

上述した各地点の地盤条件を考慮して，図-1・12より次の事項が指摘できる。

（ｉ）　加速度応答スペクトル倍率の卓越周期に注目すると，宝風橋記録では固有周期0.15～0.7秒の範囲において応答スペクトル倍率が大きくなっているが，明瞭なピークは存在しない。宝風橋記録以外の３記録の卓越周期は，七峰橋記録では0.25秒付近と最も短く，次いで，上鳥崎橋記録では0.35秒付近，津軽大橋記録では0.5秒付近であり，地盤条件が相対的に良好であると考えられる七峰橋及び上鳥崎橋において卓越周期が短いことが分かる。また，七峰橋記録及び上鳥崎橋記録は，他の記録に比較して，応答スペクトル倍率のピークが明瞭であり，そのピーク値も高くなっていることが特徴的である。

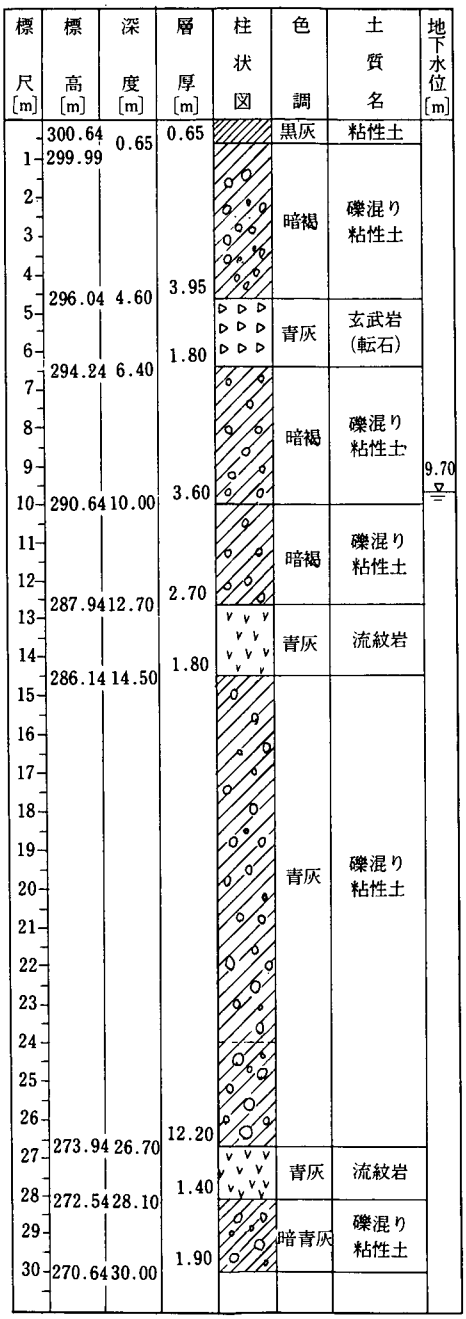


図-1・13　宝風橋近傍の土質柱状図

（ii）　固有周期0.3秒程度以下の領域では，どの記録の加速度応答スペクトル倍率も比較的同じようなレベルであるが，固有周期0.7秒程度以上の領域では，記録ごとに応答スペクトル倍率が明らかに異なり，地盤条件が良好であると考えられる七峰橋及び上鳥崎橋では応答スペクトル倍率が低いのに対して，地盤が軟質な

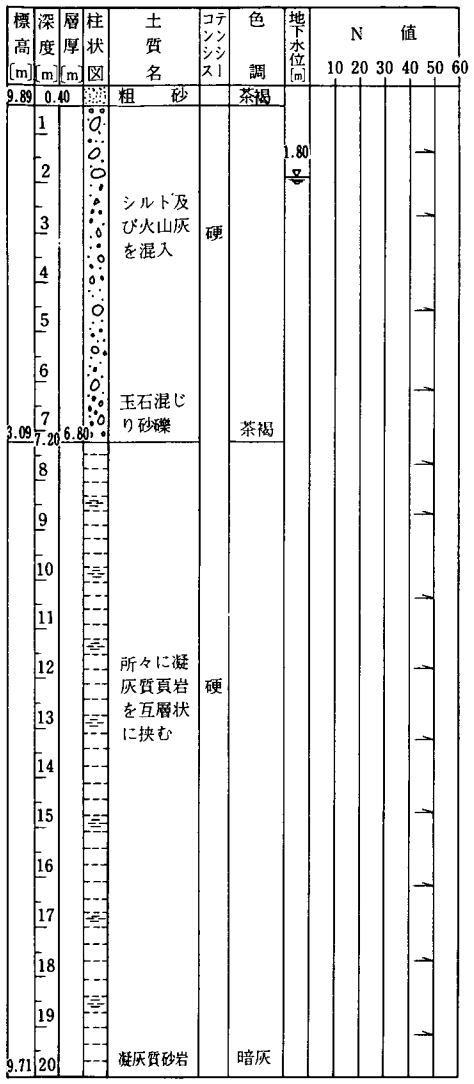


図-1・14 上鳥崎橋近傍の土質柱状図

津軽大橋及び宝風橋では応答スペクトル倍率が高くなっている。

以上のように，加速度応答スペクトル倍率の卓越周期及び0.7秒程度以上の周期範囲における応答スペクトル倍率値と地盤条件の良否との間には相関性が認められる。ただし，これは1回の地震の記録による検討結果であり，さらに記録の蓄積を図って詳細な検討を行う必要があると考えられる。

3．代表的な加速度強震記録の特性

3.1 七峰橋周辺地盤上の強震記録

北海道渡島支庁上磯郡知内町湯ノ里の七峰橋周辺地盤上で得られた加速度波形は図-1・15に示すとおりである。橋軸方向及び橋軸直角方向の最大加速度は，それぞれ，395gal及び399galである。図-1・15より，この記録には短周期成分が卓越していることが分かるが，さらに加速度応答スペクトル（減衰定数5％）を示すと，図-1・16のようになる。図-1・16から分かるように，橋軸方向及び橋軸直角方向のスペクトル特性はよく一致しており，共に5Hz付近の振動数成分が卓越している。また，地盤上の観測地点でのボーリング資料は無いが，観測地点の周辺では砂岩及びシルト質岩の互層が見られることから，岩盤までの土かぶりの厚さはそれ程大きくないと考えられる。

3.2 津軽大橋周辺地盤上の強震記録

青森県北津軽郡中里町薄市地内の津軽大橋周辺地盤上で得られた加速波形は図-1・17に示すとおりである。水平方向の最大加速度は，橋軸方向及び橋軸直角方向

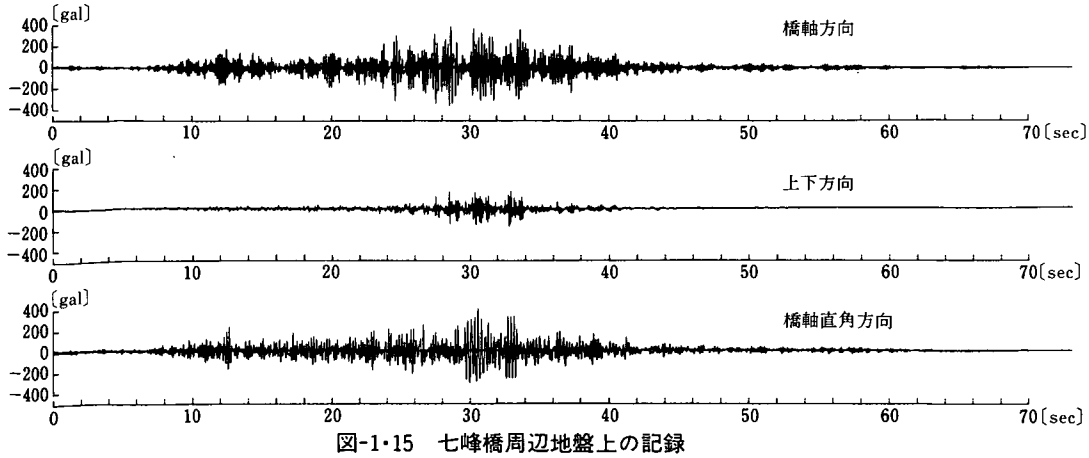


図-1・15 七峰橋周辺地盤上の記録

に，それぞれ，278gal 及び238gal である。最大加速度が100gal 以上あった時間は，橋軸方向及び橋軸直角方向成分とも約40秒であり，地震の規模が大きいことを反映して比較的長いことが特徴である。加速度応答スペクトルは図-1・18に示すとおりであり，橋軸方向及び橋軸直角方向とも 1～3 Hz の振動数成分が卓越していることが分かる。また，青森県五所川原土木事務所により観測地点の周辺で実施されたボーリング調査結果を示すと，図-1・19のようになる。図-1・19より，当該地点では，地表面付近の砂とシルトの互層の下に15m以上の厚さでN値 2～3 以下の軟らかい粘土が堆積していることが分かる。

3.3　八郎潟堤体上の記録

図-1・20は八郎潟の干拓堤防表小段上の加速度波形である。水平方向の最大加速度は，堤軸方向及び堤軸直角方向に，それぞれ，144gal 及び166gal である。堤軸方向及び堤軸直角方向のいずれの成分についても，波形の全般にわたって 2～3 秒の周期成分が卓越しているが，先頭の65秒程度までは，これに短周期成分が乗っている。また，加速度応答スペクトルを示すと，

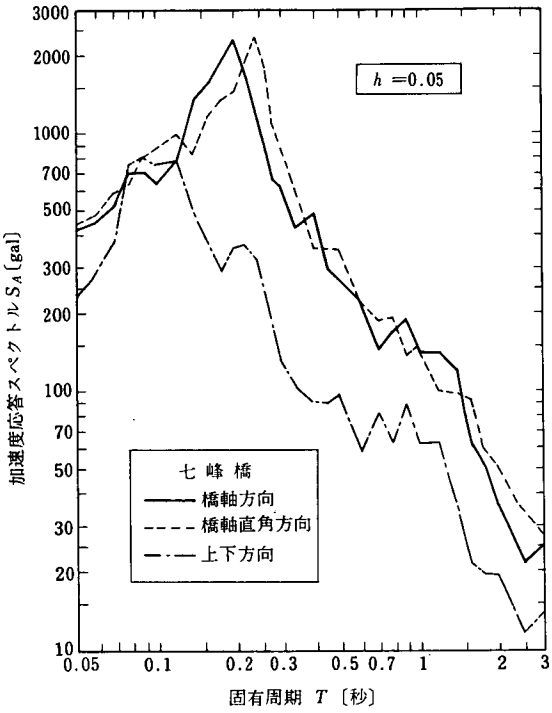


図-1・16　七峰橋記録の加速度応答スペクトル

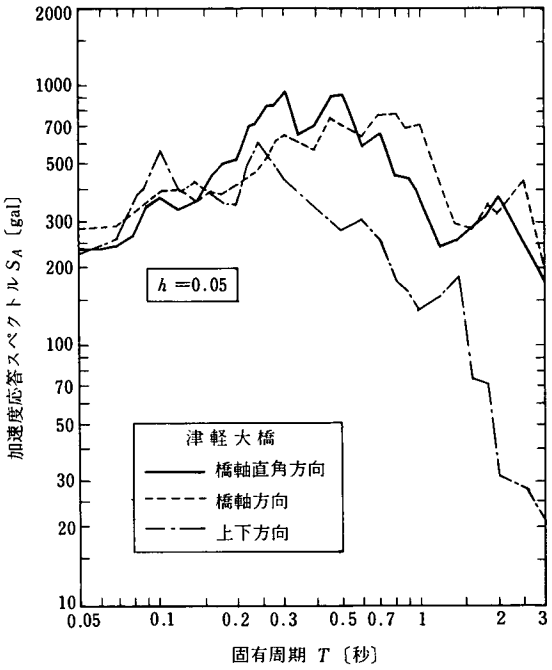


図-1・18　津軽大橋記録の加速度応答スペクトル

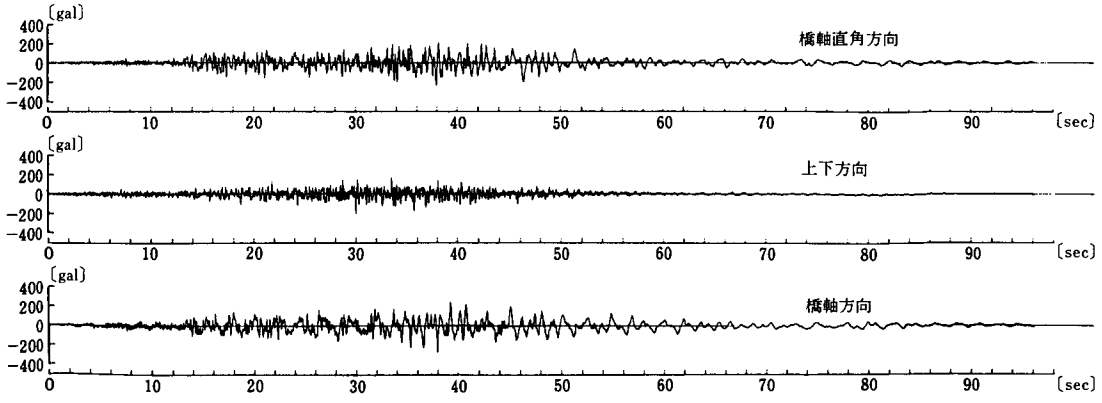


図-1・17　津軽大橋周辺地盤上の記録

図-1・21のようになる。図-1・21より，堤軸方向成分及び堤軸直角方向成分とも周期2～3秒の成分が最も卓越していて，それに次いで，2～2.5Hzの振動数成分が卓越していることが分かる。記録の継続時間は非常に長く，120秒以上になっても長周期の振動をしているのが特徴である。本地点の堤体及びその下の地盤の一次固有周期は2～2.5秒程度とされており[21]，上述した記録に卓越する周期成分はこれとおおむね一致している。また，本地点の地盤条件は，堤防小段から地下6～7mまでは砂層であり，その下に厚さ20～30mの軟弱なシルト質粘土が堆積し，その下位は再び砂層であるとされている[21]。なお，八郎潟では各所で液状化やそれに伴うと考えられる堤体の沈下が生じたが，観測地点直近では明瞭な液状化の痕跡は認められていない。

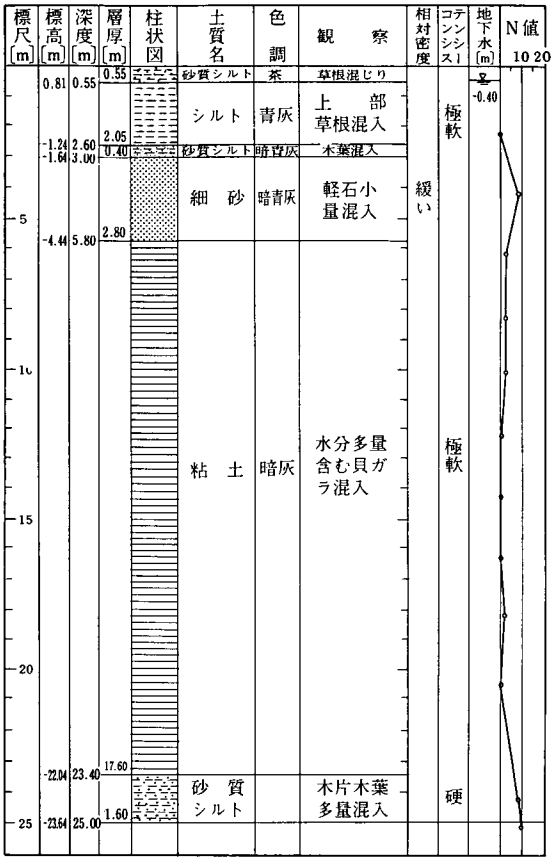


図-1・19　津軽大橋近傍の土質柱状図

参考文献

1）石川有三，武尾実，浜田信生，勝又護，佐竹健治，阿部勝征，菊地正幸，須藤研，高橋道夫，柏原静雄，三上直也「1983年日本海中部地震の震源過程」

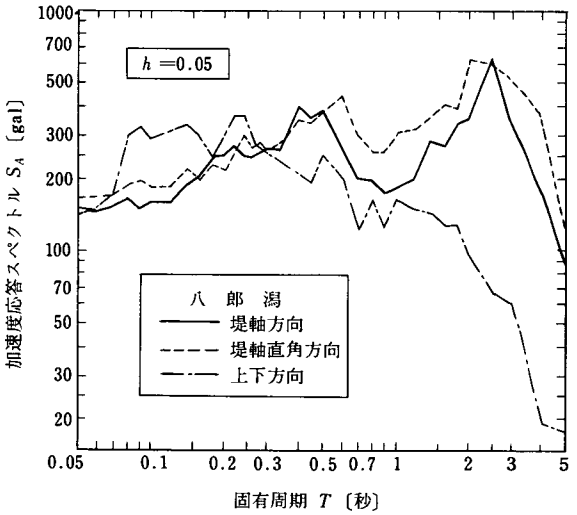


図-1・21　八郎潟記録の加速度応答スペクトル

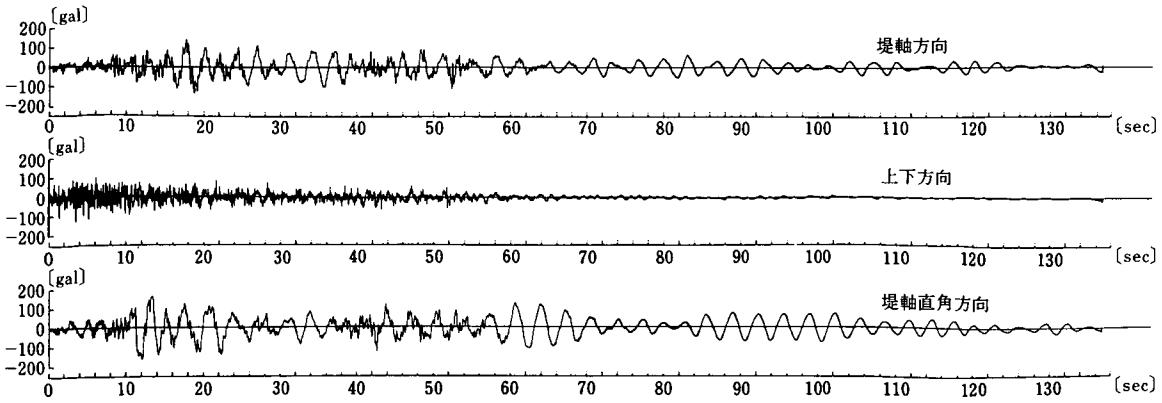


図-1・20　八郎潟堤体上の記録

地震，Vol.6, No.1, pp.11～17, 1984年1月。
2）東北大学理学部地震予知観測センター，弘前大学理学部地震火山観測所，東北大学理学部地球物理学教室「1983年日本海中部地震—(1)地震活動—」地震学会昭和58年度秋季大会講演予稿集，p.3, 1983年9月。
3）Kunihiko Shimazaki, Jim Mori "Focal Mechanism of the May 26, 1983 Japan Sea Earthquake" 地震学会昭和58年度秋季大会講演予稿集，p.15, 1983年9月。
4）石川有三，武尾実，勝又護，高橋道夫，柏原静雄，三上直也「1983年日本海中部地震の震源過程(I) マルチプル・ショックと発震機構」地震学会昭和58年度秋季大会講演予稿集，p.19, 1983年9月。
5）佐竹健治，阿部勝征，山木滋，石川有三，武尾実「1983年日本海中部地震の震源過程（その3）IDAによる表面波と津波のシミュレーション解析」地震学会昭和58年度秋季大会講演予稿集，p.17, 1983年9月。
6）佐藤裕，佐藤魂夫，山田尚幸「加速度記録から推定される日本海中部地震の破壊過程」地震学会昭和58年度秋季大会講演予稿集，p.18, 1983年9月。
7）黒磯章夫，梅田康弘，伊藤潔，村上寛史，飯尾能久「広帯域観測記録から見た日本海中部地震の破壊過程」地震学会昭和58年度秋季大会講演予稿集，p.9, 1983年9月。
8）Kunihiko Shimazaki, Jim Mori "The Japan Sea Earthquake of May 26, 1983 : Multiple Event with Barrier" Journal of Physics of the Earth (投稿中)
9）気象庁「昭和58年（1983年）日本海中部地震調査報告」気象庁技術報告，第106号，1984年3月。
10）佐藤魂夫，小菅正裕，田中和夫，佐藤裕「日本海中部地震の余震分布（傾斜層モデルによる震源の再決定）」地震学会昭和59年度春季大会講演予稿集，p.37, 1984年4月。
11）弘前大学日本海中部地震研究会編「「1983年日本海中部地震」総合調査報告書」pp.15～24, 1984年3月。
12）運輸省港湾技術研究所「昭和58年（1983年）日本海中部地震の港湾地域における強震記録」港湾技研資料，No.458, 1983年9月。
13）川島一彦，高木義和，相沢興「数値化精度を考慮したSMAC—B_2型強震計記録の計器補正法および変位計算法」土木学会論文報告集，第325号，pp.35～44, 1982年9月。
14）運輸省港湾技術研究所「強震記録の数字化と補正」港湾技研資料，No.286, 1978年3月。
15）建設省土木研究所「最大地震動および地震応答スペクトルの推定法(その4)」土木研究所資料，第1993号，1983年3月。
16）篠泉，大角恒雄，片山恒雄「強震データの統計解析における問題点」第37回土木学会年次学術講演会概要集，第1部，pp.659～660, 1982年10月。
17）McGuire, R.K. "Seismic Design Spectra and Mapping Procedures Using Hazard Analysis Based Directly on Oscillartor Response" International Journal for Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.5, pp.211～234, 1977.
18）Seed, H.B. and Idriss, I.M. "Rock Motion Accelerations for High Magnitude Earthquakes" Report No.EERC 69—7, University of California, Berkeley, 1969.
19）Donovan,N.C., and Bornstein, A.E. "Uncertainties in Seismic Risk Procedure" Proc. of ASCE, No. GT 7, 1978.
20）Trifunac, M.D. and Anderson, J.G. "Preliminary Empirical Models for Scaling Absolute Acceleration Spectra" Report No.77—03, University of Southern California, 1977.
21）農林省構造改善局編「八郎潟新農村建設事業誌」pp.791～800, 1977年。

第2編 津 波

宇 多 高 明*

by Dr. Takaaki Uda

目 次

1．概要……(2)
2．津波の特性……(2)
3．青森・秋田・山形県沿岸における津波遡上高……(4)
4．漁港・河口及び家屋密集地における津波遡上特性……(14)
4.1 岩館漁港周辺地区における津波遡上 ……(14)
4.2 岩館漁港小入川地区における津波遡上 ……(15)
4.3 八森漁港周辺地区の津波遡上 ……(17)
4.4 真瀬川河口周辺地区における津波遡上 ……(18)
4.5 雄島周辺海岸における津波遡上 ……(19)
4.6 泊川河口周辺地区における津波遡上 ……(21)
4.7 水沢川河口周辺地区における津波遡上 ……(22)
4.8 塙川河口周辺における津波遡上 ……(23)
4.9 竹生川河口周辺地区における津波遡上 ……(25)
4.10 米代川における津波遡上……(26)
4.11 能代港の家屋密集地域における津波遡上……(27)
4.12 浅内及び八竜海岸における津波遡上……(32)
4.13 鮪川川河口周辺地区における津波遡上……(33)
4.14 畠漁港における津波遡上……(33)
5．海浜断面と津波遡上の関係……(36)
6．まとめ……(38)

*河川部海岸研究室長，工博

1．概要

1983年5月26日12時00分18秒，秋田県能代市西方沖を震源とする日本海中部地震が発生した。地震発生後，気象庁は12時14分，東北地方の日本海沿岸と津軽海峡に大津波警報，北海道と北陸地方に津波警報，北海道の太平洋沿岸と能登半島から山陰には津波注意報を発令した。地震発生後まもなく秋田県を初めとする各県沿岸には大きな津波が来襲した。津波の被害は大きく，地震による死者104人のうち100人が津波によるものであった。また津波は漁船・港湾施設・沿岸の家屋・海岸保全施設等に多大な被害をもたらした。

この津波では本州の日本海沿岸にとどまらず，北海道の奥尻島や韓国沿岸に至るまでの広い範囲で被害が出たが，これらの被害と遡上高の分布については既に参考文献1)～5)で明らかにされている。従って本報告では，遡上高の調査結果は青森・秋田・山形の3県沿岸にとどめ，特に高い遡上高が観測された秋田県沿岸で行われた津波の浸水域に関する詳細調査の結果について記述する。

すなわち秋田県の能代沿岸においては中小河川の河口より遡上した津波が大きな被害をもたらしたことを考慮し，河口域の微地形と遡上高分布の関係を詳しく調査した。また，能代港内では多数の家屋が浸水したが，家屋密集地域に津波が侵入する場合，家屋の存在のため浸水高の分布は相当変化する。このため能代港内を例として，家屋の前面・背面における詳細な浸水高調査を実施し，その分布を明らかにした。また，さらに南部の畠漁港の範囲までにおいて，著しい特徴の得られた河口や海岸を選んでその遡上特性について論じた。なお，河口域に隣接する八森・峰浜・八竜海岸では離岸堤や消波堤の異形ブロックが多数散乱したが，このような海岸保全施設の被害や，河川護岸などの河川施設の被害については，第9編で取りまとめた。最後に2.5節において，水沢川河口北側の津波の遡上高が最大となった地点を初めとして，浅内海岸の2列の砂丘地帯における海浜地形と，津波遡上の関係を知るために行った合計8測線の海浜断面測量の結果について明らかにする。

2．津波の特性

図-2・1は地震直後に気象庁より出された大津波警報・津波警報及び津波注意報の範囲と各地の震度（○印で囲った数字），及び震源地を示している。黒丸印で図示するように，今回の地震の余震源は秋田・青森沿岸に沿って広い範囲に分布する。また，震源地が海岸に近いため地震後ただちに津波が沿岸を襲ったことも日本海中部地震の特徴である。さらに，この津波では過去の津波と異なり，短周期成分を含んだ波状段波が発達したことも特筆される[3]。

次に日本海沿岸の各県，運輸省及び気象庁の潮位観測所の潮位記録の整理を行った。検潮所の位置は図-2・2に示すが，深浦から敦賀に至る合計21箇所である。検潮所の潮位データより以下の項目を算出した。

1）震源からの距離……日本海中部地震の震源より，検潮所までの直線距離(km)

2）初動時刻……平常時の水位波形に対して，津波のために上昇あるいは下降を始める時刻，t_0

3）最大値起時……水位の最大値が生じた時刻

4）平滑潮位……津波がないとしたときのその時刻の潮位（D.L.上）

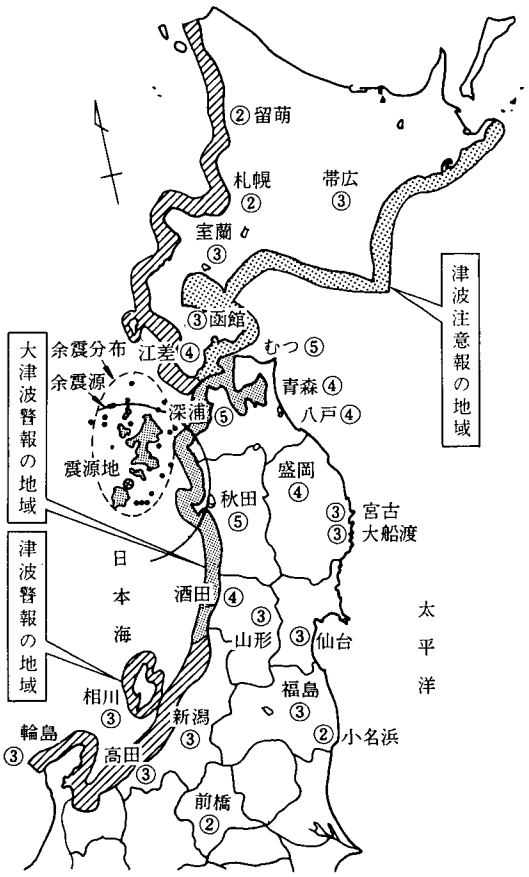


図-2・1 地震の震源地と大津波警報の地域

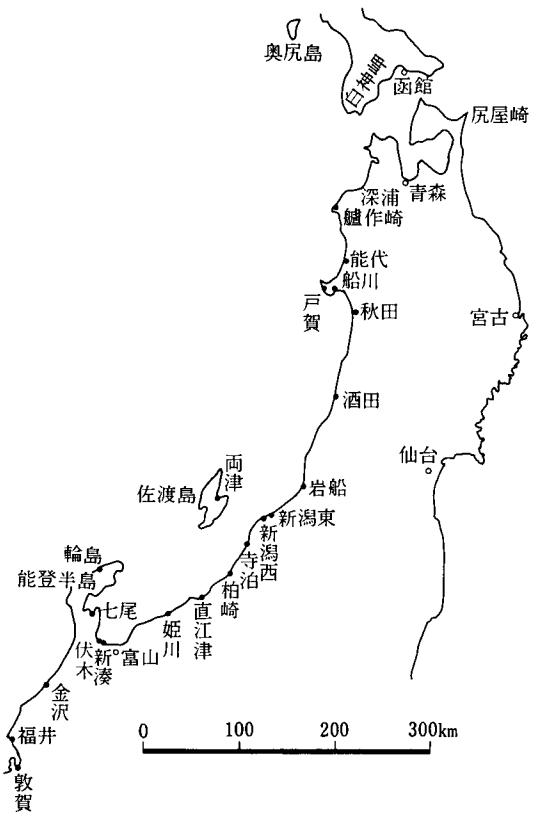


図-2・2　検潮所の位置

5）実測潮位……津波のため上昇した潮位(D.L.上)

6）偏差……実潮位から平滑潮位を差し引いた値（津波の高さ）

7）津波波高……山と次の谷の水位差

8）周期……最大の山と次の最大の山の時間差。ただし第1波の周期は谷から山，又は山から谷までの時間を2倍して周期とした。

表-2・1が各地点のデータを整理したものである。なお，潮位記録中津波により潮位計が破損し，津波の初期の記録の読み取り不能な箇所（能代・船川・秋田・輪島）があったが，初期潮位は欠測として除き，代わりに読み取り可能な値を潮位として示しているので注意を要する。図-2・3は表-2・1の値のうち初動時刻，最大波高，偏差及び周期を図示したものである。津波の最大波高は能代・両津が他の地点より高い。また，震源より遠い敦賀・福井・金沢等で約1mと低くなる。また，図には各地点に来襲した津波が最初に押し波で始まったか，あるいは引き波で始まったかを(+)，(−)の記号で示してある。これによると深浦・能代・男鹿・船川では引き波より始まり，それ以外の地点では押し

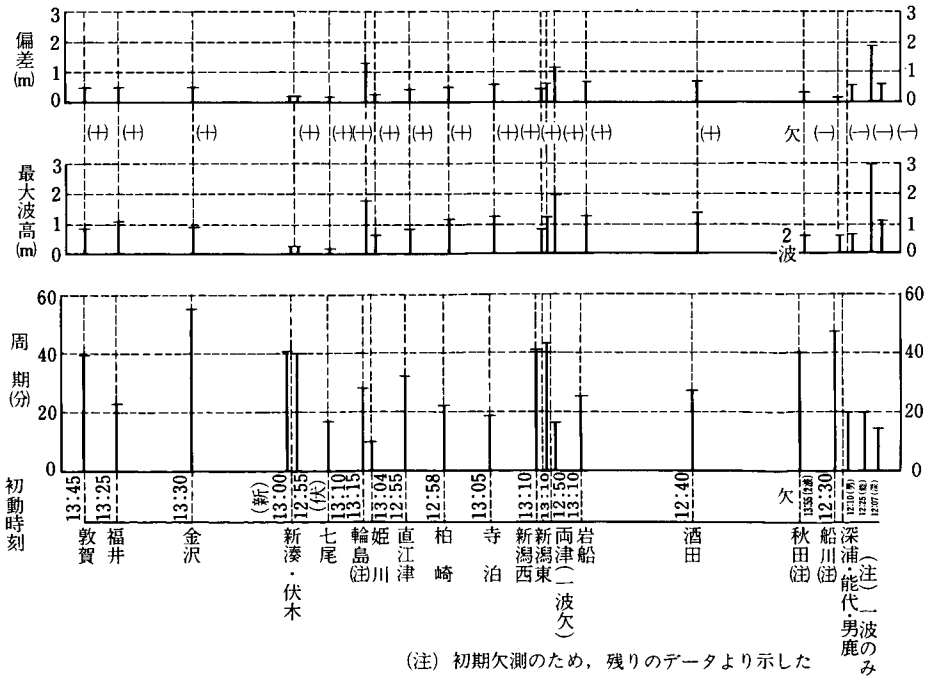


図-2・3　津波の初動時刻，最大波高，偏差，周期の分布

表-2・1 検潮記録取りまとめ表

港名及び地名	震源よりの距離 (km)	5月26日初動時刻 (時：分)	初期最大値（波高） 最大値起時 (時：分)	平滑潮位 (DL上m)	実潮潮位 (DL上m)	偏差 (振幅m)	津波波高 (m)	周期 (分)
深浦	84	−12：07	13：32	1.55	2.18	0.63	1.10	15
能代	91	−12：25	1波のみ12：31注1	0.14	2.08	1.94	—	*20
戸賀	82	−12：10	12：18	0.80	1.30	0.50	0.67	*20
船川	89	−12：30	14：08注2	0.10	0.25	0.15	0.61	47
秋田	115	欠	13：55注3	0.03	0.42	0.39	0.61	40
酒田	175	+12：40	12：48	0.15	0.92	0.77	1.44	*28
岩船	243	+13：10	13：16	0.41	1.13	0.72	1.16	*24
新潟東	268	+13：10	14：43	0.07	0.77	0.70	1.40	43
新潟西	268	+13：10	14：30	0.12	0.64	0.52	0.91	41
両津	253	+12：50	1波欠13：17	0.20	1.37	1.17	1.90	17
寺泊	299	+13：05	14：44	0.08	0.66	0.58	1.24	19
柏崎	329	+12：58	14：53	0.12	0.63	0.51	1.09	22
直江津	352	+12：55	13：30	0.23	0.66	0.43	0.73	32
姫川	375	+13：04	14：13	0.31	0.54	0.23	0.59	9
輪島	371	+13：15	13：20注4	0.10	1.36	1.26	1.77	*28
七尾	401	+13：10	15：57	−0.06	0.18	0.24	0.10	17
新湊	422	+13：00	13：46	0.16	0.29	0.13	0.21	41
伏木	422	+12：55	13：10	0.18	0.34	0.16	0.24	*40
金沢	494	+13：30	15：42	−0.02	0.46	0.48	0.83	55
福井	544	+13：25	14：58	0.07	0.59	0.52	1.04	23
敦賀	570	+13：45	15：20	0.04	0.55	0.51	0.81	39

注1．第1波のみ読み取り可能，17時30分まで欠測
注2．13：12～13：56まで欠測
注3．11：55～13：10まで欠測
注4．13：30～17：00まで欠測
なお，表中の値は，読み取り可能な範囲での値である。

（凡例 +押し −引き）

*第1波の周期のため，谷から山又は山から谷までの時間を2倍して周期とした。

波より始まっていることがわかる。また，周期は場所によりかなり大きな差がある。水位計は港の中に設置されていることが多いが，この場合，湾水振動があると津波の周期は相当変化する。周期の変化には，この影響が現れているものと考えられる。

図-2・4は横軸に検潮所の震源地からの距離，縦軸に各地点の初動時刻をとって両者の関係を調べたものである。場所により初動時刻に若干のばらつきがあるが，平均的な津波伝播速度は約330km/hrである。津波の伝播速度は水深が十分深いとすれば $c=\sqrt{gh}$ で表現できるため，平均的な水深は約850mとなる。また，新潟から能登半島の間に位置する観測所の中で，柏崎を境にして新潟寄りは平均より遅く，能島半島寄りは早く津波が伝わっている。これは富山湾の水深が深く，逆に新潟沖は浅いためと考えられる。

また，上記21箇所の潮位記録については，その波数・起時・平滑潮位・偏差・波高・周期を求め，各地点ごとに，表-2・2から表-2・12にまとめた。

3．青森・秋田・山形県沿岸における津波遡上高

遡上高の分布は青森・秋田・山形県で調査した。これらのうち青森県と山形県については代表地点におい

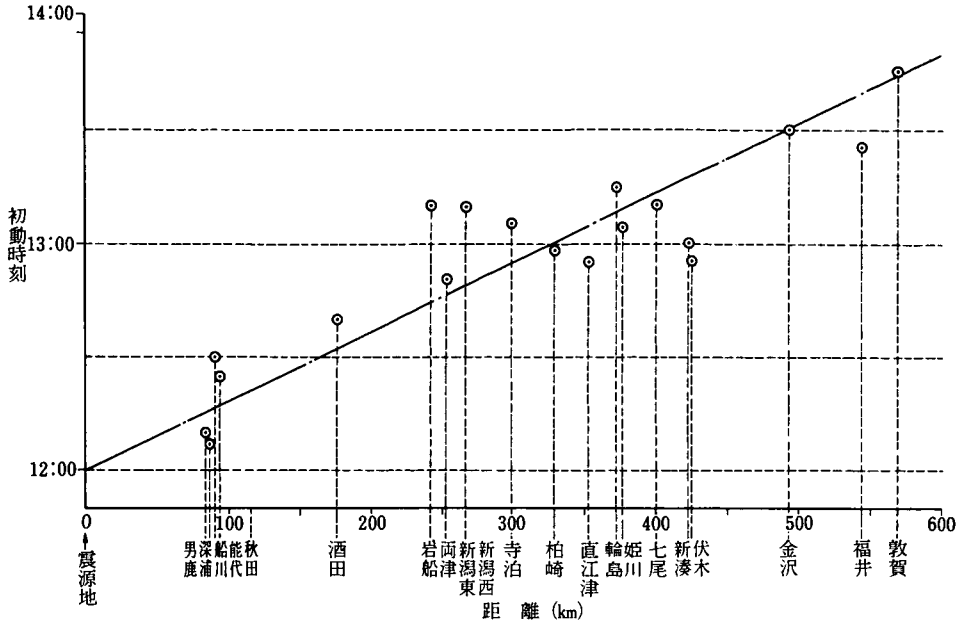


図-2・4 初動時刻と震源からの距離

表-2・2 深浦港，能代港の潮位記録

○深浦港（初動時刻5月26日12時07分）

	起時	平滑潮位 (m)	実潮位 (m)	偏差	波高 (m)	周期 (分)
第1波	12：12	1.53	1.88	0.35	0.75	* 5
2	12：22	1.53	1.72	0.19	0.58	10
3	12：31	1.53	1.85	0.32	0.78	9
4	12：41	1.54	1.59	0.05	0.42	10
5	12：51	1.54	1.99	0.45	0.80	10
6	13：07	1.54	1.70	0.16	0.38	16
7	13：17	1.54	1.95	0.41	0.88	10
8	13：32	1.55	2.18	0.63	1.10	15
9	13：43	1.55	1.75	0.20	0.37	11
10	13：52	1.55	1.76	0.21	0.46	9
11	14：15	1.54	1.91	0.37	0.67	23
12	14：23	1.54	1.62	0.08	0.26	8
13	14：32	1.54	1.73	0.19	0.57	9
14	14：49	1.53	1.91	0.38	0.66	17
15	15：00	1.53	1.74	0.21	0.44	11
16	15：09	1.53	1.75	0.22	0.51	9
17	15：18	1.52	1.77	0.25	0.57	9
18	15：39	1.51	1.66	0.15	0.33	21
19	15：54	1.50	1.78	0.28	0.53	15
20	16：06	1.49	1.66	0.17	0.38	12

○能代港（初動時刻5月26日12時25分）引き

	起時	平滑潮位 (m)	実潮位 (m)	偏差	波高 (m)	周期 (分)
第1波	12：31	0.14	2.08	1.94	—	*20
2	17：30	欠測				
3						
4						
5						
6						
7						
8						
9						
10						
11						
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						

*第1波の周期のため，谷から山又は山から谷までの時間を2倍して周期とした。

表-2・3 男鹿，船川港の潮位記録

○男鹿（初動時刻5月26日12時10分）引き

	起時	平滑潮位 (m)	実潮位 (m)	偏差	波高 (m)	周期 (分)
第1波	12：18	0.80	1.30	0.50	0.67	*20
2	13：07	0.79	0.93	0.14	0.42	50
3	13：36	0.78	0.99	0.21	0.41	29
4	13：49	0.78	1.04	0.26	0.60	13
5	14：09	0.77	0.98	0.21	0.29	20
6	14：36	0.75	0.88	0.13	0.24	27
7	14：50	0.74	0.98	0.24	0.40	14
8	15：00	0.74	0.86	0.12	0.34	10
9	15：28	0.74	0.93	0.19	0.30	28
10	15：42	0.73	0.91	0.18	0.25	14
11	15：53	0.72	0.88	0.15	0.34	11
12	16：12	0.70	0.88	0.18	0.32	19
13	16：35	0.67	0.80	0.13	0.29	23
14	17：01	0.66	0.86	0.20	0.30	26
15	17：30	0.64	0.76	0.12	0.26	29
16	17：45	0.62	0.73	0.11	0.34	15
17	18：00	0.60	0.79	0.19	0.38	15
18	18：20	0.58	0.74	0.16	0.26	20
19	18：33	0.57	0.70	0.13	0.27	13
20	19：09	0.53	0.65	0.12	0.22	36

○船川港（初動時刻5月26日12時30分）引き

	起時	平滑潮位 (m)	実潮位 (m)	偏差	波高 (m)	周期 (分)
第1波	12：30～35	欠測				—
2	13：21	0.10	0.40	0.30	0.51	—
3	14：08	0.10	0.25	0.15	0.61	47
4	15：24	0.06	0.31	0.25	0.48	76
5	15：59	0.03	0.26	0.23	0.34	35
6	16：59	−0.01	0.30	0.31	0.51	60
7	17：28	−0.03	0.18	0.21	0.38	29
8	18：11	−0.05	0.25	0.30	0.45	43
9						
10						
11						
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						

*第1波の周期のため，谷から山又は山から谷までの時間を2倍して周期とした。

表-2・4 秋田港，酒田港の潮位記録

○秋田港（初動時刻 欠測）

	起時	平滑潮位 (m)	実潮位 (m)	偏差	波高 (m)	周期 (分)
第1波	欠測					—
2	13：55	0.03	0.42	0.39	0.61	40
3	14：40	0.04	0.32	0.28	0.85	45
4	15：10	0.03	0.22	0.19	0.33	30
5	15：50	0.00	0.32	0.32	0.52	40
6	16：42	−0.04	0.16	0.20	0.33	52
7	17：15	−0.06	0.23	0.29	0.85	33
8	18：02	−0.10	0.14	0.24	0.52	47
9	18：40	−0.13	0.25	0.38	0.89	38
10						
11						
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						

○酒田港（初動時刻5月26日12時40分）押し

	起時	平滑潮位 (m)	実潮位 (m)	偏差	波高 (m)	周期 (分)
第1波	12：48	0.15	0.92	0.77	1.44	*28
2	13：29	0.16	0.74	0.58	1.27	41
3	14：05	0.16	0.75	0.59	1.16	36
4	14：50	0.14	0.74	0.60	0.84	45
5	15：10	0.14	0.51	0.37	0.86	20
6	15：35	0.13	0.94	0.81	1.41	25
7	16：05	0.10	0.42	0.32	0.74	30
8	16：30	0.07	0.77	0.70	1.31	25
9	16：55	0.04	0.50	0.46	0.93	25
10	17：15	0.01	0.50	0.49	1.09	20
11	17：45	0.00	0.46	0.46	0.68	30
12	18：09	−0.03	0.33	0.36	0.95	24
13	18：41	−0.05	0.47	0.52	1.06	32
14	19：15	−0.07	0.44	0.51	0.92	34
15	19：42	−0.08	0.31	0.39	0.57	27
16	20：05	−0.08	0.21	0.29	0.81	23
17	20：30	−0.09	0.50	0.59	0.97	25
18	20：56	−0.09	0.26	0.35	0.73	26
19	21：23	−0.10	0.15	0.25	0.49	27
20	21：45	−0.10	0.47	0.57	0.95	22

*第1波の周期のため，谷から山又は山から谷までの時間を2倍して周期とした。

表-2・5　岩船港，新潟東港の潮位記録

○岩船港（初動時刻5月26日13時10分）押し

	起時	平滑潮位(m)	実潮位(m)	偏差	波高(m)	周期(分)
第1波	13：16	0.41	1.13	0.72	1.16	*24
2	13：33	0.41	0.66	0.25	0.49	17
3	13：42	0.41	0.63	0.22	0.52	9
4	14：04	0.41	0.79	0.38	0.97	22
5	14：15	0.41	0.92	0.51	0.60	11
6	14：25	0.40	0.72	0.32	0.52	10
7	14：49	0.40	0.77	0.37	0.86	24
8	15：00	0.40	0.85	0.45	0.78	11
9	15：19	0.39	0.65	0.26	0.81	19
10	15：30	0.39	0.80	0.41	1.00	11
11	15：45	0.39	0.98	0.59	0.82	15
12	15：55	0.38	0.76	0.38	1.06	10
13	16：10	0.38	0.71	0.33	0.64	15
14	16：20	0.38	1.04	0.66	0.73	10
15	16：42	0.37	0.69	0.32	1.06	22
16	17：02	0.35	0.72	0.37	0.57	20
17	17：13	0.35	0.71	0.36	1.04	11
18	17：27	0.34	0.50	0.16	0.41	14
19	17：36	0.33	0.58	0.25	0.43	9
20	17：49	0.32	0.62	0.30	0.75	13

○新潟東港（初動時刻5月26日13時10分）押し

	起時	平滑潮位(m)	実潮位(m)	偏差	波高(m)	周期(分)
第1波	13：16	0.13	0.49	0.36	0.72	*24
2	14：00	0.11	0.34	0.23	0.53	44
3	14：43	0.07	0.77	0.70	1.40	43
4	15：28	0.05	0.71	0.66	1.27	45
5	16：07	0.00	0.80	0.80	1.17	39
6	16：45	−0.03	0.51	0.54	1.12	38
7	17：28	−0.05	0.47	0.52	0.92	43
8	18：05	−0.08	0.40	0.48	0.86	37
9	18：48	−0.09	0.29	0.38	0.63	43
10	19：21	−0.10	0.05	0.15	0.31	33
11	20：00	−0.11	0.25	0.36	0.72	39
12	20：45	−0.11	0.35	0.46	0.82	45
13	21：25	−0.11	0.21	0.32	0.55	40
14	22：07	−0.10	0.14	0.24	0.42	42
15	22：50	−0.09	0.14	0.23	0.43	43
16	23：34	−0.06	0.12	0.18	0.34	44
17	5/27 0：10	−0.01	0.30	0.31	0.52	36
18	0：45	−0.01	0.26	0.27	0.54	35
19	1：30	0.06	0.30	0.24	0.62	45
20	2：06	0.08	0.38	0.30	0.57	36

*第1波の周期のため，谷から山又は山から谷までの時間を2倍して周期とした。

表-2・6　新潟西港，両津港の潮位記録

○新潟西港（初動時刻5月26日13時10分）押し

	起時	平滑潮位(m)	実潮位(m)	偏差	波高(m)	周期(m)
第1波	13：13	0.13	0.48	0.35	0.72	*20
2	13：49	0.13	0.43	0.30	0.79	36
3	14：30	0.12	0.64	0.52	0.91	41
4	15：25	0.10	0.31	0.21	0.75	55
5	15：56	0.07	0.50	0.43	0.73	31
6	16：48	0.02	0.27	0.50	0.57	52
7	17：40	−0.04	0.25	0.29	0.42	52
8	18：20	−0.08	0.17	0.25	0.53	40
9	19：00	−0.12	0.18	0.30	0.45	50
10	20：00	−0.15	0.22	0.37	0.60	50
11	20：45	−0.15	0.11	0.26	0.34	45
12	21：23	−0.14	0.02	0.12	0.29	38
13	22：10	−0.12	0.14	0.26	0.50	47
14	22：40	−0.12	0.00	0.12	0.20	30
15	23：48	−0.06	0.07	0.13	0.24	68
16						
17						
18						
19						
20						

○両津港（初動時刻5月26日12時50分）

	起時	平滑潮位(m)	実潮位(m)	偏差	波高(m)	周期(m)
第1波	13：00					−
2	13：17	0.20	1.37	1.17	1.90	17
3	13：33	0.20	0.78	0.58	0.65	16
4	13：45	0.20	0.75	0.55	1.81	8
5	14：09	0.19	1.01	0.83	1.63	24
6	14：31	0.18	0.97	0.79	1.42	22
7	15：01	0.15	0.90	0.75	1.51	30
8	15：20	0.13	1.12	0.97	1.70	19
9	15：46	0.11	0.99	0.88	1.90	26
10	16：05	0.10	0.78	0.68	0.77	19
11	16：16	0.09	0.45	0.36	0.65	11
12	16：29	0.08	0.47	0.39	0.78	13
13	16：58	0.04	0.42	0.38	0.72	29
14	17：22	0.03	0.39	0.36	0.74	24
15	17：33	0.02	0.38	0.36	0.86	11
16	17：49	0.01	0.88	0.87	1.56	16
17	18：06	0.00	0.55	0.55	0.51	17
18	18：18	−0.01	0.23	0.24	0.82	12
19	18：34	−0.02	0.36	0.38	0.99	16
20	20：20	−0.07	0.32	0.39	0.67	−

*第1波の周期のため，谷から山又は山から谷までの時間を2倍して周期とした。

表-2・7 寺泊港，柏崎港の潮位記録

○寺泊港（初動時刻5月26日13時05分）押し

	起時	平滑潮位 (m)	実潮位 (m)	偏差	波高 (m)	周期 (分)
第1波	13：20	0.08	0.55	0.47	0.79	*16
2	13：46	0.09	0.30	0.21	0.40	26
3	14：07	0.09	0.32	0.23	0.92	21
4	14：25	0.08	0.42	0.34	0.66	18
5	14：44	0.08	0.66	0.58	1.24	19
6	15：01	0.07	0.58	0.51	0.92	17
7	15：19	0.07	0.54	0.47	0.90	18
8	15：30	0.06	0.45	0.39	0.83	11
9	15：55	0.04	0.59	0.55	1.12	25
10	16：16	0.03	0.48	0.45	0.88	21
11	16：48	0.00	0.45	0.45	1.02	32
12	17：05	−0.02	0.24	0.26	0.56	17
13	17：26	−0.03	0.23	0.26	0.39	21
14	18：05	−0.07	0.42	0.49	1.23	—
15	18：18	−0.08	0.37	0.45	0.88	13
16	18：34	−0.09	0.32	0.41	0.77	16
17	19：00	−0.12	0.23	0.35	1.07	26
18	19：20	−0.14	0.17	0.31	0.41	20
19	19：50	−0.17	0.20	0.37	0.77	30
20	20：24	−0.18	0.22	0.40	0.80	34

○柏崎港（初動時刻5月26日12時58分）押し

	起時	平滑潮位 (m)	実潮位 (m)	遍差	波高 (m)	周期 (分)
第1波	13：05	0.13	0.42	0.29	0.60	*20
2	13：22	0.13	0.46	0.33	0.60	17
3	14：00	0.14	0.62	0.48	0.71	38
4	14：31	0.14	0.47	0.33	0.64	31
5	14：53	0.12	0.63	0.51	1.09	22
6	15：10	0.11	0.36	0.25	0.71	17
7	15：25	0.11	0.27	0.16	0.49	15
8	15：56	0.10	0.41	0.51	0.59	31
9	16：22	0.07	0.32	0.25	0.84	26
10	16：42	0.05	1.06	1.01	1.80	20
11	17：00	0.03	0.32	0.29	0.34	18
12	17：25	0.02	0.45	0.43	0.93	25
13	17：39	0.00	0.53	0.53	0.99	14
14	17：53	−0.01	0.41	0.42	0.93	14
15	18：12	−0.03	0.19	0.22	0.63	19
16	18：34	−0.05	0.36	0.41	0.47	22
17	18：59	−0.07	0.27	0.34	0.88	25
18	19：06	−0.09	0.37	0.46	0.81	7
19	19：40	−0.13	0.41	0.54	0.60	34
20	20：10	−0.15	0.17	0.32	0.74	30

*第1波の周期のため，谷から山又は山から谷までの時間を2倍して周期とした。

表-2・8 直江津港，姫川港の潮位記録

○直江津港（初動時刻5月26日12時55分）押し

	起時	平滑潮位 (m)	実潮位 (m)	偏差	波高 (m)	周期 (分)
第1波	13：05	0.22	0.55	0.33	0.62	*28
2	13：37	0.23	0.66	0.43	0.73	32
3	13：55	0.23	0.42	0.19	0.59	18
4	14：17	0.23	0.60	0.37	0.67	22
5	14：32	0.22	0.65	0.43	0.82	15
6	15：05	0.22	0.70	0.48	1.09	22
7	15：35	0.21	0.56	0.35	1.02	30
8	16：18	0.18	0.89	0.71	1.32	43
9	17：01	0.16	0.53	0.37	0.71	43
10	17：35	0.14	0.50	0.36	0.63	34
11	17：49	0.13	0.36	0.23	1.13	14
12	18：15	0.12	0.44	0.32	0.50	26
13	18：29	0.10	0.64	0.54	1.17	14
14	18：50	0.09	0.42	0.33	0.73	21
15	19：02	0.09	0.49	0.40	0.90	12
16	19：33	0.07	0.66	0.59	0.94	31
17	20：06	0.05	0.42	0.37	0.91	33
18	20：35	0.04	0.52	0.48	1.01	29
19	20：54	0.04	0.41	0.37	0.73	19
20	21：14	0.03	0.42	0.39	0.92	20

○姫川港（初動時刻5月26日13時04分）押し

	起時	平滑潮位 (m)	実潮位 (m)	偏差	波高 (m)	周期 (分)
第1波	13：05	0.27	0.30	0.03	0.10	* 4
2	13：10	0.27	0.29	0.02	0.14	5
3	13：19	0.28	0.33	0.05	0.18	9
4	13：26	0.28	0.50	0.22	0.30	7
5	13：33	0.29	0.50	0.21	0.45	7
6	13：40	0.29	0.36	0.07	0.36	7
7	13：45	0.30	0.38	0.08	0.38	5
8	13：51	0.30	0.40	0.10	0.30	6
9	13：57	0.30	0.43	0.13	0.43	6
10	14：04	0.31	0.25	0.06	0.25	7
11	14：13	0.31	0.54	0.23	0.59	9
12	14：18	0.31	0.47	0.16	0.52	5
13	14：30	0.32	0.40	0.08	0.45	12
14	14：39	0.32	0.40	0.08	0.60	9
15	14：48	0.33	0.40	0.07	0.40	9
16						
17						
18						
19						
20						

*第1波の周期のため，谷から山又は山から谷までの時間を2倍して周期とした。

表-2・9　輪島港，七尾港の潮位記録

○輪島港（初動時刻5月26日13時15分）押し

	起時	平滑潮位(m)	実潮位(m)	偏差	波高(m)	周期(分)
第1波	13：20	0.10	1.36	1.26	1.77	*28
2						
3						
4						
5						
6	17：08	−0.00	0.42	0.42	1.04	—
7	17：30	−0.02	0.48	0.50	1.44	—
8	17：53	−0.04	0.25	0.29	1.21	—
9	18：10	−0.05	0.70	0.75	1.40	17
10	18：22	−0.06	0.49	0.55	1.26	12
11	18：29	−0.07	0.87	0.94	1.75	7
12	18：46	−0.07	0.75	0.82	1.21	17
13	19：11	−0.08	0.19	0.27	0.94	25
14	19：27	−0.08	0.23	0.31	0.69	16
15	19：47	−0.08	0.35	0.43	1.02	20
16	20：03	−0.09	0.35	0.44	0.93	16
17	20：26	−0.09	0.28	0.37	0.82	13
18	20：40	−0.09	0.21	0.30	0.55	14
19	20：50	−0.09	0.22	0.31	0.57	10
20	21：12	−0.08	0.41	0.49	0.83	22

○七尾港（初動時刻5月26日13時10分）押し

	起時	平滑潮位(m)	実潮位(m)	偏差	波高(m)	周期(分)
第1波	13：32	0.00	0.12	0.12	0.12	*40
2	14：19	0.00	0.09	0.09	0.12	47
3	14：36	−0.01	0.01	0.02	0.05	17
4	14：49	−0.02	0.02	0.04	0.14	13
5	15：08	−0.03	0.00	0.03	0.09	19
6	15：24	−0.04	0.01	0.05	0.05	16
7	15：40	−0.05	0.15	0.20	0.13	16
8	15：57	−0.06	0.18	0.24	0.10	17
9	16：11	−0.08	0.14	0.22	0.15	14
10	16：27	−0.09	0.06	0.15	0.16	16
11	10：40	−0.10	−0.06	0.04	0.09	13
12	16：57	−0.12	−0.07	0.05	0.14	17
13	17：13	−0.13	−0.11	0.02	0.06	16
14	17：28	−0.14	−0.09	0.05	0.13	15
15	17：41	−0.15	0.01	0.16	0.21	13
16	18：00	−0.17	0.02	0.19	0.17	19
17	18：28	−0.19	0.01	0.20	0.27	28
18	18：50	−0.21	−0.07	0.14	0.35	22
19	19：12	−0.22	−0.05	0.17	0.24	22
20	19：40	−0.23	−0.02	0.21	0.29	28

*第1波の周期のため，谷から山又は山から谷までの時間を2倍して周期とした。

表-2・10　新湊港，伏木港の潮位記録

○新湊港（初動時刻5月26日13時00分）押し

	起時	平滑潮位(m)	実潮位(m)	偏差	波高(m)	周期(分)
第1波	13：06	0.18	0.31	0.13	0.28	*44
2	13：47	0.18	0.29	0.11	0.24	41
3	14：39	0.17	0.26	0.09	0.23	52
4	15：10	0.15	0.31	0.16	0.28	31
5	15：51	0.13	0.19	0.06	0.25	41
6	16：43	0.08	0.15	0.07	0.22	52
7	17：21	0.05	0.11	0.06	0.20	38
8	17：53	0.02	0.07	0.05	0.23	32
9	18：20	0.00	0.05	0.05	0.19	27
10	19：15	−0.04	0.11	0.15	0.26	55
11	19：58	−0.06	−0.06	0.00	0.09	43
12	20：50	−0.08	−0.02	0.06	0.12	52
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						

○伏木港（初動時刻5月26日12時55分）押し

	起時	平滑潮位(m)	実潮位(m)	偏差	波高(m)	周期(分)
第1波	13：08	0.20	0.34	0.14	0.24	*40
2	13：38	0.20	0.25	0.05	0.13	30
3	13：55	0.20	0.23	0.03	0.08	17
4	14：05	0.20	0.21	0.01	0.15	10
5	14：33	0.19	0.27	0.08	0.17	28
6	15：05	0.18	0.27	0.09	0.10	32
7	15：20	0.17	0.30	0.13	0.29	15
8	15：49	0.15	0.19	0.04	0.10	29
9	16：00	0.14	0.14	0.00	0.09	11
10	16：13	0.13	0.15	0.02	0.14	13
11	16：32	0.11	0.16	0.05	0.10	19
12	16：45	0.10	0.16	0.06	0.16	13
13	17：01	0.09	0.15	0.06	0.21	16
14	17：15	0.08	0.12	0.04	0.14	14
15	17：28	0.06	0.18	0.12	0.32	13
16	17：43	0.05	0.11	0.06	0.12	15
17	17：54	0.04	0.10	0.06	0.28	11
18	18：10	0.03	0.09	0.06	0.13	16
19	18：22	0.02	0.07	0.05	0.26	12
20	18：37	0.01	0.15	0.14	0.31	15

*第1波の周期のため，谷から山又は山から谷までの時間を2倍して周期とした。

表-2・11 金沢港，福井港の潮位記録

○金沢港（初動時刻5月26日13時30分）押し

	起時	平滑潮位(m)	実潮位(m)	偏差	波高(m)	周期(分)
第1波	13：46	0.04	0.20	0.16	0.40	*60
2	14：47	0.02	0.33	0.31	0.46	61
3	15：42	−0.02	0.46	0.48	0.83	55
4	16：36	−0.04	0.54	0.58	0.58	54
5	17：14	−0.05	0.23	0.28	0.36	38
6	17：57	−0.07	0.26	0.33	0.49	43
7	18：39	−0.10	0.06	0.16	0.23	42
8	19：08	−0.12	0.22	0.34	0.57	29
9	19：50	−0.16	0.21	0.37	0.57	42
10	20：30	−0.18	0.14	0.32	0.27	40
11	21：20	−0.18	0.00	0.18	0.26	50
12	22：05	−0.16	0.03	0.19	0.20	45
13	23：00	−0.12	0.09	0.21	0.31	55
14	23：42	−0.08	0.12	0.20	0.26	42
15	5/27 0：24	−0.04	0.15	0.19	0.46	42
16	0：58	−0.01	0.18	0.19	0.42	34
17	1：35	0.02	0.18	0.16	0.36	37
18	1：35	0.05	0.17	0.12	0.26	35
19	2：10	0.07	0.34	0.27	0.57	37
20	2：47	0.09	0.38	0.29	0.72	35

○福井港（初動時刻5月26日13時25分）

	起時	平滑潮位(m)	実潮位(m)	偏差	波高(m)	周期(分)
第1波	13：33	0.07	0.34	0.27	0.50	*20
2	14：00	0.07	0.17	0.10	0.26	27
3	14：16	0.07	0.41	0.34	0.71	16
4	14：35	0.07	0.48	0.41	0.82	19
5	14：58	0.07	0.59	0.52	1.04	23
6	15：25	0.07	0.44	0.37	0.95	27
7	15：40	0.06	0.45	0.39	0.77	15
8	15：55	0.06	0.44	0.38	0.92	15
9	16：15	0.05	0.42	0.37	0.86	20
10	16：33	0.04	0.59	0.55	1.23	18
11	17：05	0.03	0.41	0.44	0.53	32
12	17：28	0.01	0.17	0.18	0.65	23
13	17：41	0.00	0.42	0.42	0.85	13
14	17：56	−0.03	0.20	0.23	0.42	15
15	18：25	−0.06	0.46	0.52	1.01	29
16	18：40	−0.09	0.00	0.09	0.41	15
17	19：07	−0.12	0.26	0.38	0.72	27
18	19：21	−0.14	0.34	0.48	0.96	14
19	19：41	−0.15	0.14	0.29	0.58	20
20	20：08	−0.19	0.11	0.30	0.59	27

*第1波の周期のため，谷から山又は山から谷までの時間を2倍して周期とした。

表-2・12 敦賀港の潮位記録

○敦賀港（初動時刻5月26日13時45分）押し

	起時	平滑潮位(m)	実潮位(m)	偏差	波高(m)	周期(分)
第1波	13：56	0.08	0.33	0.25	0.29	*28
2	14：41	0.06	0.31	0.25	0.53	45
3	15：20	0.04	0.55	0.51	0.81	39
4	15：49	0.03	0.21	0.18	0.42	29
5	16：18	0.02	0.32	0.30	0.54	29
6	16：34	0.01	0.21	0.20	0.57	16
7	16：49	0.00	0.18	0.18	0.66	15
8	17：00	−0.01	0.32	0.33	0.54	11
9	17：25	−0.02	0.26	0.28	0.45	25
10	17：44	−0.03	0.44	0.47	0.83	19
11	18：10	−0.06	0.14	0.20	0.52	26
12	18：40	−0.08	0.41	0.49	0.82	30
13	19：16	−0.10	0.21	0.31	0.55	36
14	19：31	−0.10	0.22	0.32	0.36	15
15	19：50	−0.11	0.17	0.28	0.59	19
16	20：02	−0.11	0.11	0.22	0.81	12
17	20：15	−0.12	0.00	0.12	0.60	13
18	20：32	−0.12	0.16	0.28	0.42	17
19	20：39	−0.13	0.27	0.40	0.52	7
20	20：55	−0.13	0.14	0.27	0.66	16

*第1波の周期のため，谷から山又は山から谷までの時間を2倍して周期とした。

て遡上痕跡を調べ，直接水準測量によって高さを求めた。秋田県では詳細な調査を行った。すなわち岩館漁港より男鹿半島の区間において，縮尺1/2000の地形図を基に，津波の遡上した痕跡を現地で調べ，オフセット測量によって地形図にその位置を記入した。また，特に峰浜海岸と能代海岸竹生地区では測点間隔100～200mのトラバース測量を行い，それを基に放射法により測角・測距して地形図に記録した。さらに八森漁港・岩館漁港・八森海岸浜田八森地区の集落密集地では現地踏査と被災後撮影された航空写真を併用して浸水域を定めた。また，遡上高については国土地理院の水準点よりオートレベルで直接水準測量を行って定めた。従って遡上高はすべてT.P.値である。

まず，図-2・5は青森県沿岸における津波遡上高の分布である。上段の図において遡上高の測定地点は番号で示されているが，対応する位置は下段の地図に示されている。また，図中の○印は後に説明するように，海岸の堤防護岸高である。青森県沿岸の遡上高はT.P.約2～4mであって南ほど高くなっている。海岸線は直線的ではなく，岬やポケットビーチが散在する。図には海底地形が示されていないので正確には言えないが，津波の屈折を考えると海岸線形状に応じて有意な

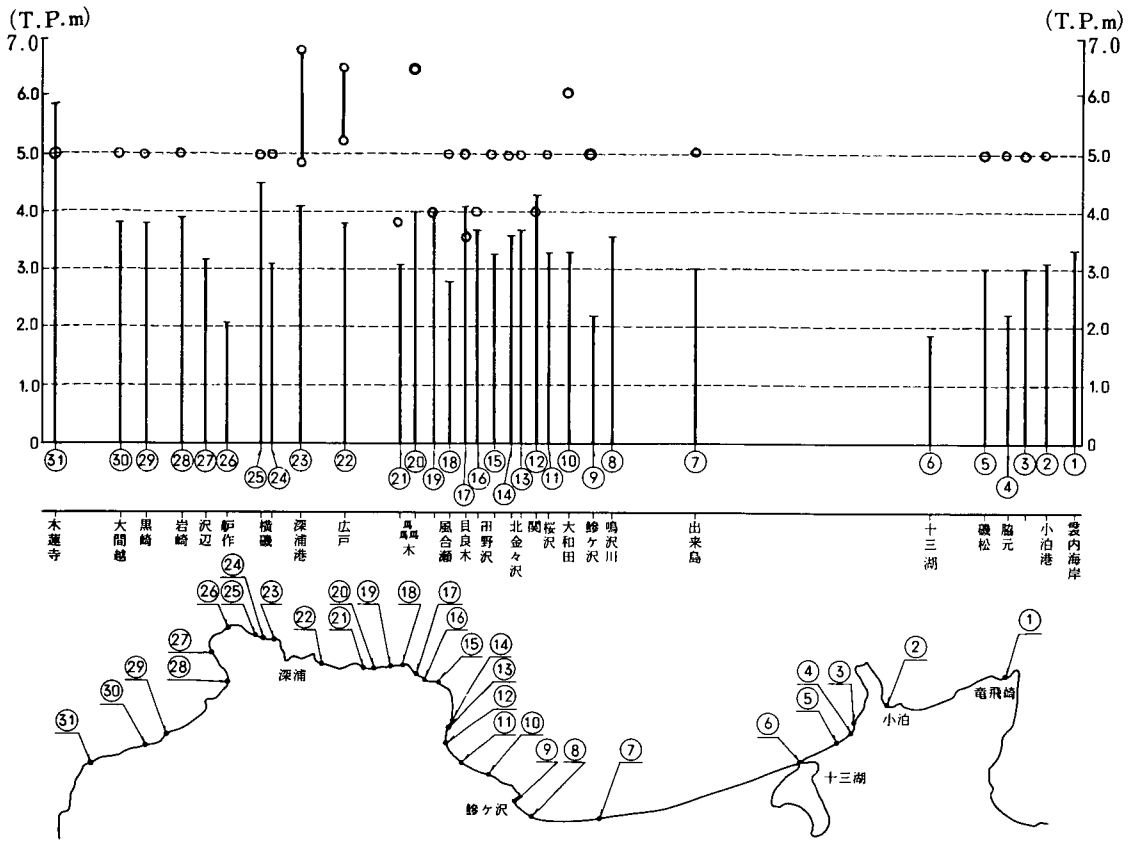


図-2・5　青森県沿岸における津波遡上高（○印は堤防護岸高を示す）

変化が見られるはずである。しかし，図-2・5によるとこのような差違は必ずしも明らかではない。

次に図-2・6に示された秋田県沿岸の最大遡上高をみると，八森海岸から峰浜海岸（測点 No. 10～No. 15）が他に比較して高く，八竜海岸から琴浜海岸がこれに次いでいる。また，男鹿半島先端の門前漁港までの範囲の遡上高は約5mであって，それより南側ではさらに低くなる。最大の遡上高は測点 No. 10 で生じているが，その高さは T.P.14.93mであった。調査区域内の岩館から男鹿にいたる海岸は緩やかな弧状を示し，震源地（波源）に正対する位置にあるにもかかわらず，部分的に遡上高の高い所や低い所がある。これは沖合の海底地形による波の集中，海底部の地形，あるいは波源域での海底の変動状況に影響されるものと考えられる。なお，秋田県では男鹿半島北部の被災状況の調査に重点を置いたため，男鹿半島より南の遡上分布は測定しなかった。

図-2・7は山形県沿岸の遡上高分布を示す。ただし，遡上高の縦軸のスケールが秋田県沿岸の場合と比較して拡大されていることに注意する必要がある。震源が秋田県沖であったために，山形県では南に行くに従い遡上高は減少する。すなわち女鹿・吹浦周辺の T.P.約2mより鼠ヶ関周辺の T.P.約1m程度に減少する。

次に津波遡上高と堤防護岸高の関係について調べてみる。前出の図-2・5には青森県沿岸の津波遡上高と堤防護岸高の分布が示されている。図中丸印が堤防護岸高である。ただし，同一の海岸や港で堤防護岸高が異なる場合は両方のデータを表示し，その間を実線で表した。堤防護岸高は田野沢の T.P.+3.5mから深浦港の T.P.+6.7mまで相当幅広く変化しているが，堤防護岸高はほぼ全域で遡上高よりも高かったことがわかる。

図-2・6は秋田県沿岸の津波遡上高と堤防護岸高の分布を示す。図によると岩館漁港から琴浜海岸までの広い範囲において津波遡上高が堤防護岸高よりはるかに高かったことがわかる。一方男鹿半島の北部，西部に位置する海岸の津波遡上高は堤防護岸高と同程度かやや上回る値であった。また，男鹿半島南部の遡上高は堤防護岸高より下回っている。

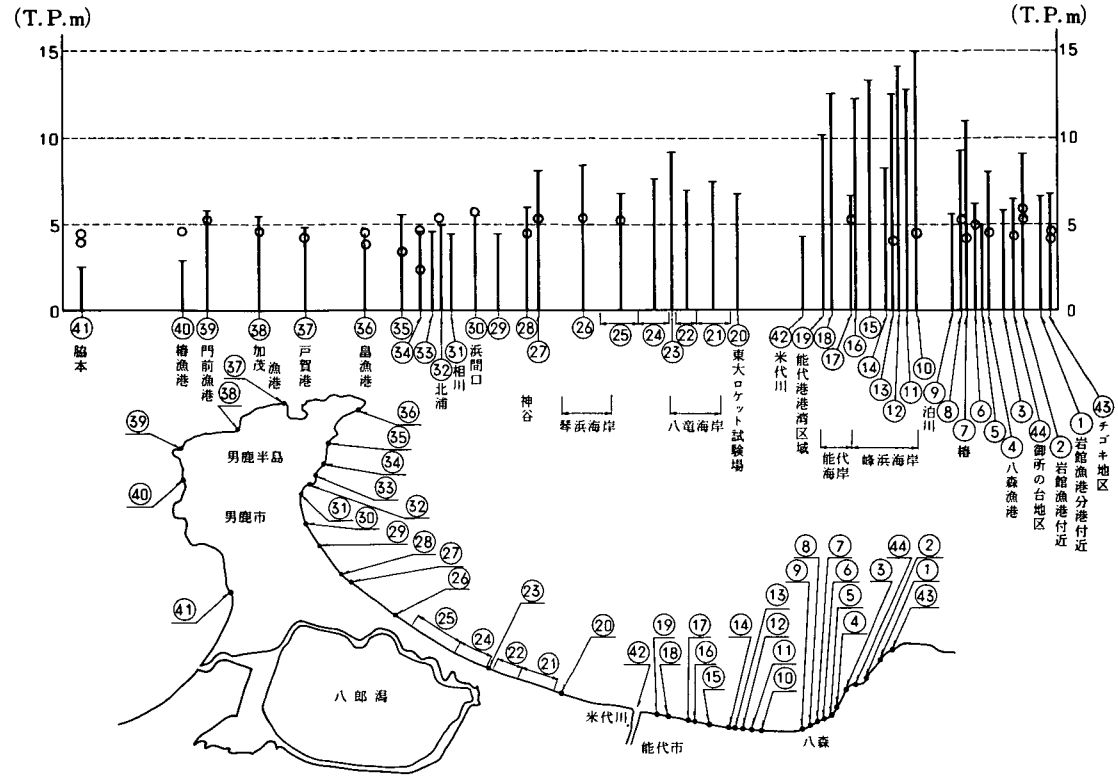


図-2・6 秋田県沿岸における津波遡上高(○印は堤防護岸高を示す)

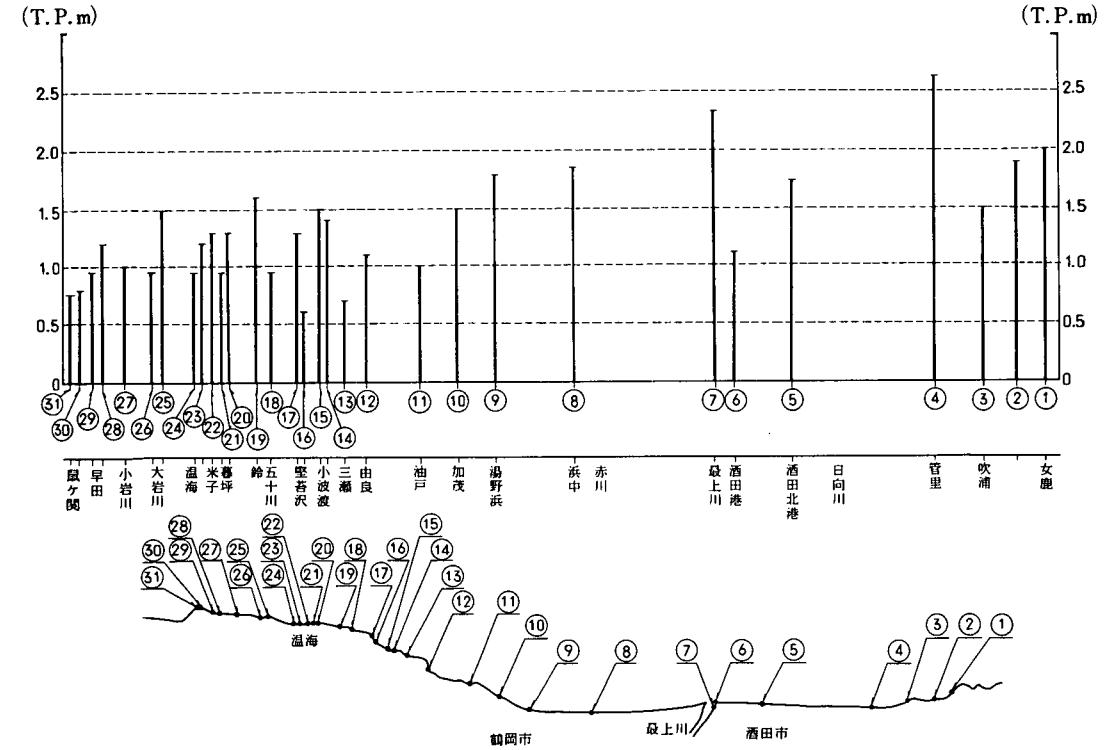


図-2・7 山形県沿岸における津波遡上高

山形県沿岸の堤防護岸高は図示することは省略したが，T.P.4.0～6.0mの範囲にある。一方，津波遡上高は図-2・7によれば2.7m以下である。このため遡上した津波による被害は生じなかった。

以上，青森・秋田・山形3県の遡上高と堤防護岸高の関係を明らかにしたが，能代沿岸の八森・峰浜・八竜海岸付近では堤防護岸高より遡上高がはるかに高かったことを考慮すると，この沿岸で特に著しい災害が出た理由を理解することができる。

最後に秋田県沿岸の浸水面積について取りまとめた。この結果が表-2・13である。表は各地区ごとに宅地・農地・保安林・その他別に面積を求めている。また各地区の位置は図-2・8に示すとおりである。宅地の浸水面積が大きいのは，八森漁港の11.52haと能代港の20.83haである。また，農地で浸水面積の大きいのは，八森海岸の浜田八森地区の10.15haと峰浜海岸の52.04haである。保安林の被災面積は八森浜岸の浜田八森地区より琴浜海岸まで連続的に大きい値を有する。これらの浸水状況は図-2・6に示した遡上高分布図において，著しく高い遡上高となった位置と対応関係を有している。

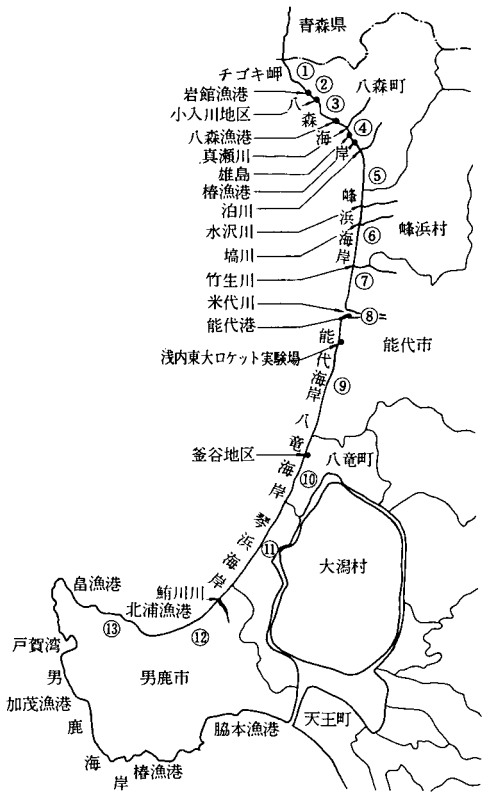


図-2・8　秋田県沿岸地図

表-2・13　秋田県沿岸の浸水面積

市町村名	建設海岸・港湾・漁港名	浸水面積 (ha) 宅地	農地	保安林	その他	計	
八森町	八森海岸　チゴキ地区	0.64	—	—	16.00	16.64	①
	岩館漁港	5.52	1.24	—	12.72	19.48	②
	八森海岸　御所の台地区	—	—	—	4.68	4.68	③
	八森漁港	11.52	1.40	—	32.12	45.04	④
	八森海岸　浜田，八森地区	4.63	10.15	9.24	9.42	33.44	⑤
峰浜村	峰浜海岸	0.57	52.04	121.72	33.30	207.63	⑥
能代市	能代海岸　竹生地区	—	4.02	58.38	12.00	74.40	⑦
	能代港	20.83	—	85.03	56.33	162.19	⑧
	能代海岸　浅内地区	0.93	—	94.92	29.90	125.75	⑨
八竜町	八竜海岸	1.30	—	61.00	31.50	93.80	⑩
若美町	琴浜海岸	0.98	0.44	26.85	40.03	68.30	⑪
	若美漁港	—	—	0.54	1.15	1.69	⑪
男鹿市	五里合漁港	0.66	1.01	2.21	2.52	6.40	⑫
	男鹿海岸　五里合，男鹿中地区	0.73	1.24	—	13.02	14.99	⑫
	男鹿海岸　北浦地区(一部分)	0.07	—	—	3.85	3.92	⑬
	湯の尻漁港	0.56	0.07	—	4.11	4.74	⑬
合計		48.94	71.61	459.89	302.65	883.09	

4．漁港・河口及び家屋密集地における津波遡上特性

前節では青森・秋田・山形沿岸の遡上高分布を明らかにしたが，実際には海岸付近の遡上高は周辺地形の影響を受けて相当変化する。一方，峰浜海岸や浅内海岸には海岸線に沿って砂丘があり，その背後には比較的標高の低い低地が広がっている。津波はこの砂丘を越えて遡上したが，最深部まで侵入した地点の標高は必ずしも砂丘の高さより高いわけではなかった。従って遡上について厳密に議論するためには遡上高の平面分布と海岸付近の微地形の関係を平面的に調べる必要がある。本節ではこの点を明らかにする。

調査は1/2000地図を基に岩館漁港の北のチゴキ崎より男鹿半島まで行ったが，ここでは以下に述べる代表14地域の状況を明らかにする。それらの海岸や漁港等の位置は図-2・8に示すとおりである。

4.1 岩館漁港周辺地区における津波遡上

図-2・9は岩館漁港（分港）周辺の津波遡上域を示す。図中黒く塗りつぶした家屋は全壊した家屋を，また黒丸印を付けた家屋は床上浸水した家屋を，さらに斜線の付いた太い実線が津波の遡上域を表し，その線上に黒丸印で示したのが遡上高である。また図中，■印を付けた数字があるが，これは堤防護岸高を表す。分港の南東側には高い岩礁がある。分港の北西側にも岩礁があるが，それらは背が低い。このためこの区域にはT.P.約5.3mの護岸が設置されている。一方，港には逆L型の防波堤が存在するが，その背後は舟揚場として利用するため滑らかな斜路となっており，家屋との間には護岸等は存在しなかった。このため港内へ侵入した津波は激しい勢いで背後の民家を襲った。図示するように全壊家屋は港内に限られており，また南東側部分に集中している。これは被災箇所が港の開口部より侵入した波の正面に位置していたためと考えられる。分港周辺の遡上高の最大値 T.P.6.46m も港内で生じている。

写真-2・1は港内の被災状況を表している。この写真は港の北西端から港内方向を望んで撮影されたものである。港内に家屋の屋根等，多くの浮遊物が流出している。

図-2・10は岩館漁港本港の浸水域を示す。本港と分港の遡上高を比較すること，本港は岬の陰に位置し，またT.P.5.2mの高い防波堤があるため，分港と比較すると遡上高は低く，最大値は家屋背後の T.P.+4.48mであった。

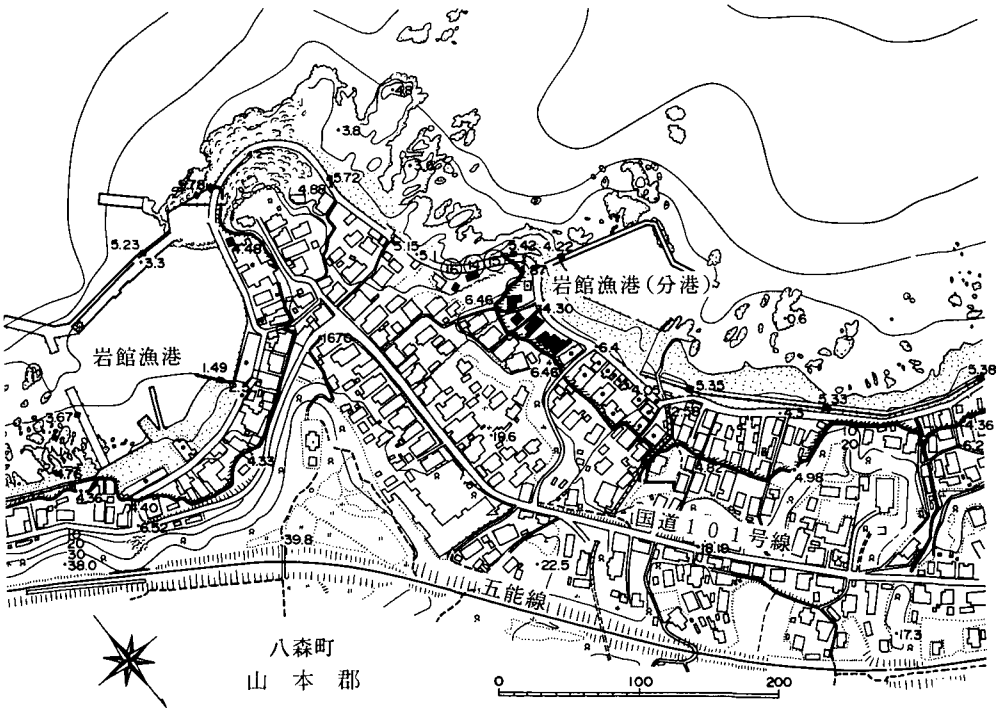


図-2・9 岩館漁港（分港）周辺の浸水域

写真-2・2は数波目の津波来襲状況である。手前の護岸の上には第１波津波によって既に漁船が打ち上げられている。写真右端のコンクリート製の家屋は漁業協同組合の事務所であるが，その前にも船が乗り上げている。写真-2・3は津波来襲後漁協前で撮影されたものである。護岸上に打ち上げられた漁船は漁協事務所の前面で横転した。

4.2　岩館漁港小入川地区における津波遡上

図-2・11は岩館漁港小入川地区の浸水域を示す。図中黒く塗りつぶした家屋は全壊又は半壊した家屋を，また黒丸印を付けた家屋は床上浸水した家屋を示す。家屋前面の護岸高は T.P.約4.9mである。また，家屋前面では護岸が２重にできている。最大の遡上高は集落の南側を流れる小入川の南約150mで生じており，T.P.8.95m である。遡上高はポケット状の地形部分ではいずれも８ｍを越えているが，家屋密集地から北側では遡上高が低下する傾向にある。このような遡上高分布となった原因としては，最大遡上高の生じた付近の地形がU字形となっているため波の集中が生ずると共に，前面に岩礁や家屋などの障害物が少ないため，粗度効果が小さかったことなどが考えられる。現場の被災状



写真-2・1　岩館漁港(分港)の被災状況

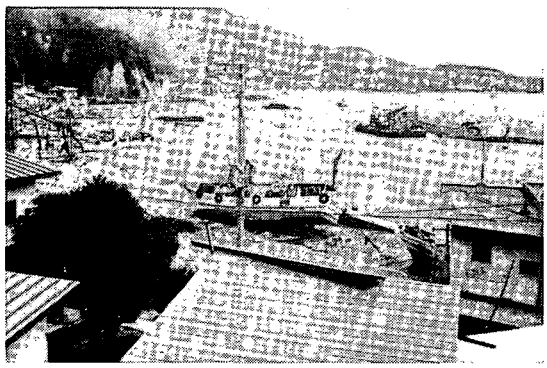


写真-2・2　岩館漁港(本港)，数波目の来襲状況

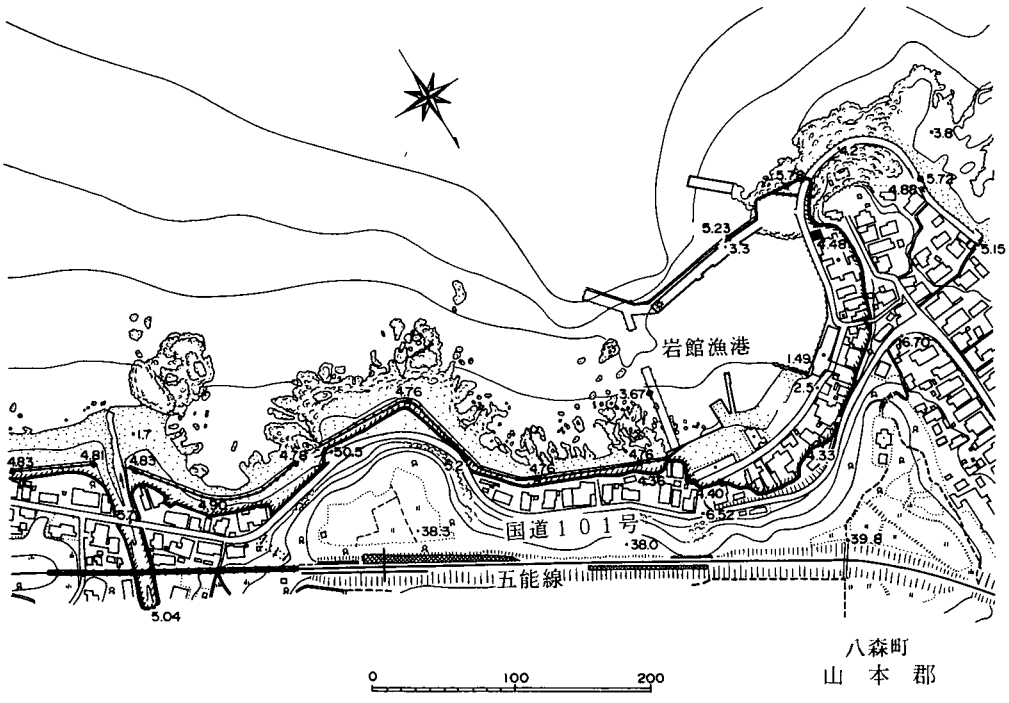


図-2・10　岩館漁港周辺の浸水域

況で特に目についたことは，図中③印（これらの数字は写真撮影箇所を記録するために付けられている）の下部には相当大きな漁船が打ち上げられたこと，また，①印付近の護岸のパラペット部分が壊れたあと岸側に約25mも流されたことである。また，⑤印付近の家屋は破壊されたあと，戻り流れによって2列の護岸の間まで流された。さらに目撃者によると，津波は南側の崖部分に衝突したあと，西方向への戻り流れ，すなわち家屋の左斜め後方からの流れに転じたとのことである。

写真-2・4は家屋密集地前面の2つの護岸に挟まれた区間の状況である。破壊された家屋の柱や屋根材が散乱している。同じく写真-2・5は家屋の破損状況を示す。この区域は高さ T.P.4.9 mと T.P.5.74 mの護岸によって2重に守られていたが，津波災害からのがれることはできず，津波により家屋が傾き流れ出した。写真-2・6も家屋の被災状況を示す。写真手前の家屋は全壊した。奥の2軒は全壊はまぬがれたが，一階部分はひどく破壊された。

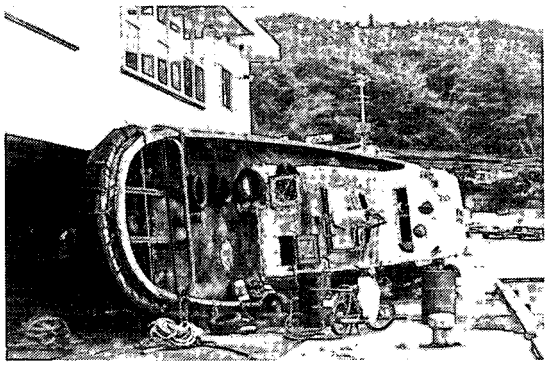


写真-2・3 岩館漁港(本港)，護岸上に打ち上げられた漁船



写真-2・4 小入川地区，破壊された家屋等の流出

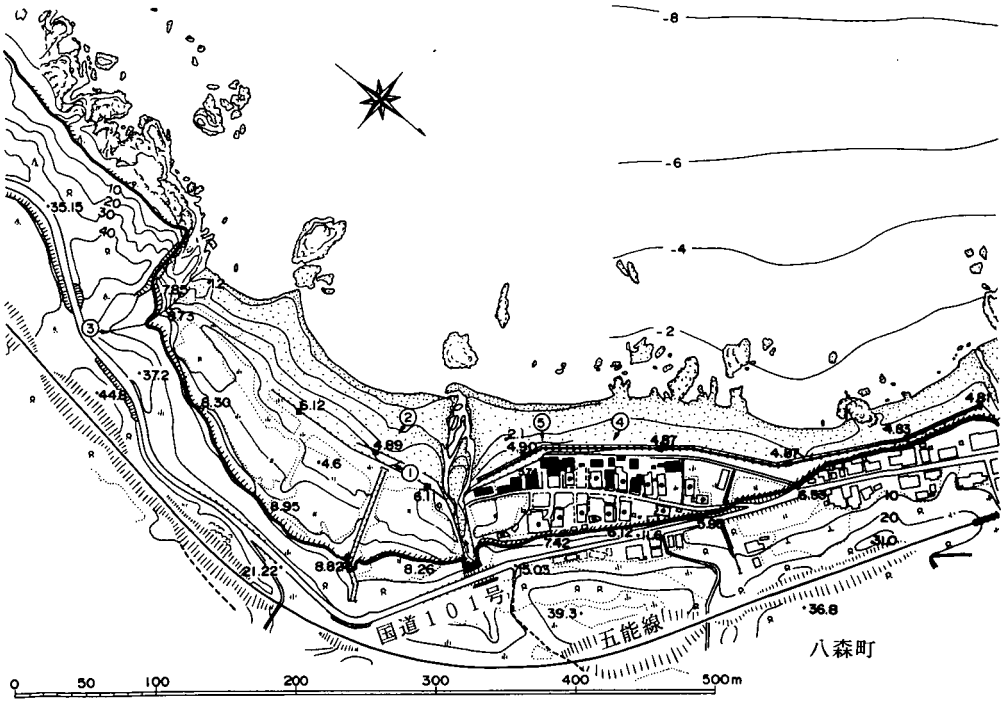


図-2・11 小入川地区の浸水域

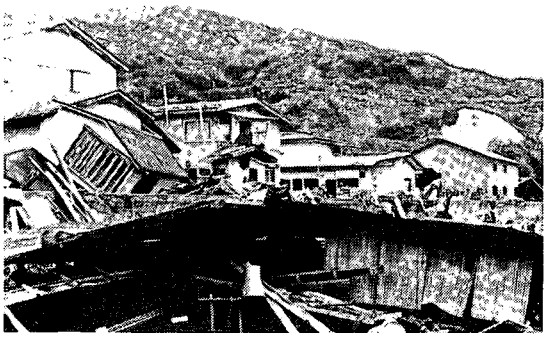


写真-2・5　小入川地区，家屋の破壊状況(その１)



写真-2・6　小入川地区，家屋の破壊状況(その２)

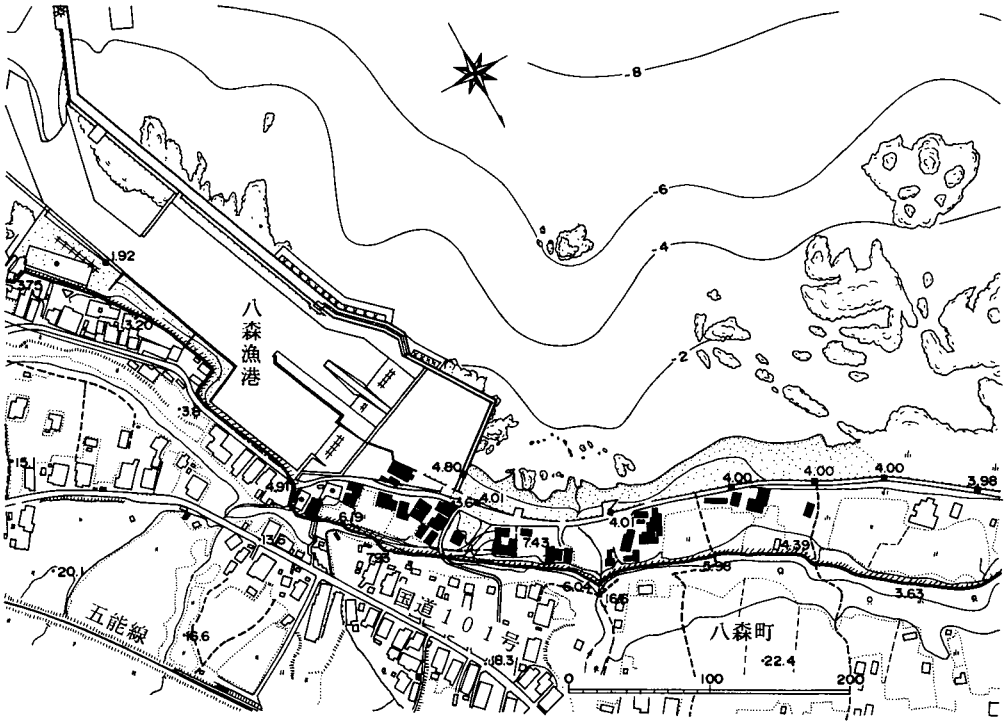


図-2・12　八森漁港周辺の浸水域

4.3　八森漁港周辺地区の津波遡上

図-2・12は八森漁港滝の間地区の浸水域分布を示す。図中黒く塗りつぶした家屋は全壊した家屋を，また黒丸印を付けた家屋は床上浸水を表す。滝の間地区は■印で示すように天端高がT.P.4.0 mの護岸があったが，津波はこの護岸を容易に乗り越え，背後の民家を襲った。このため，護岸背後の平坦地にあった家屋はほとんど全壊した。地形的に見ると八森漁港の防波堤より北西側200m以遠は海岸前面に大きな岩礁があるのに対し，防波堤に隣接する区域では大きな岩礁もなく比較的平坦な海底地形を有する。このため，津波はあまり減衰することなしに海岸線に到達したものと考えられる。

遡上高の最大値は防波堤の北西約40mのT.P.8 mである。一方，港内の遡上高は3.20mと低く，また防波堤より150m以上離れると遡上高は減少傾向をもつ。防波堤の隣りで遡上高の極大値が生じたのは，前面の海

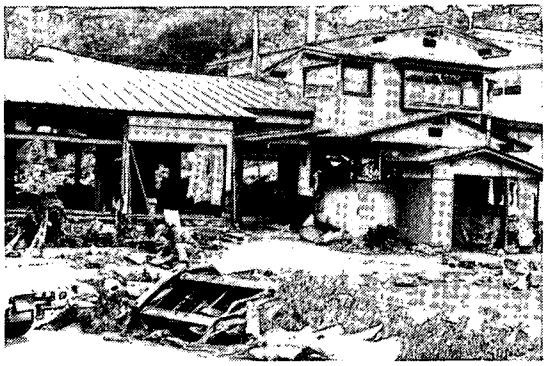


写真-2・7 滝の間地区，破壊された一階部分

底が滑らかであったことに加え，防波堤の反射により防波堤の取り付け部分に津波が集中したためと考えられる。

写真-2・7は滝の間地区の破壊された家屋の状況である。一階部分は津波により前・後の壁が完全に破壊されている。写真-2・8も同地区の惨状を表している。津波は家屋背後の傾斜地の中腹まで遡上した。写真-2・9は八森漁港の状況である。家屋の屋根が流出しており，また漁船が岸壁の上に乗り上げている。

4.4 真瀬川河口周辺地区における津波遡上

真瀬川は八森漁港と雄島の中間に位置する小河川で

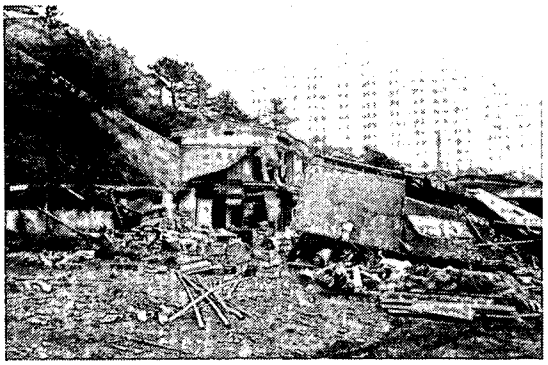


写真-2・8 滝の間地区，傾いた家屋

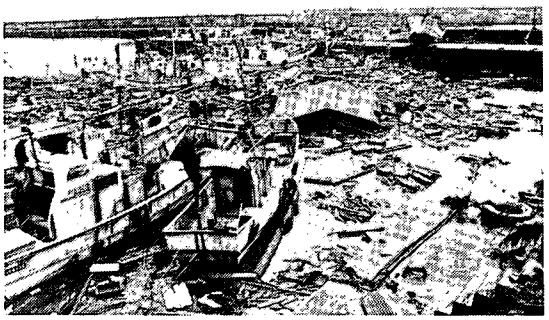


写真-2・9 八森漁港，漁港内の惨状

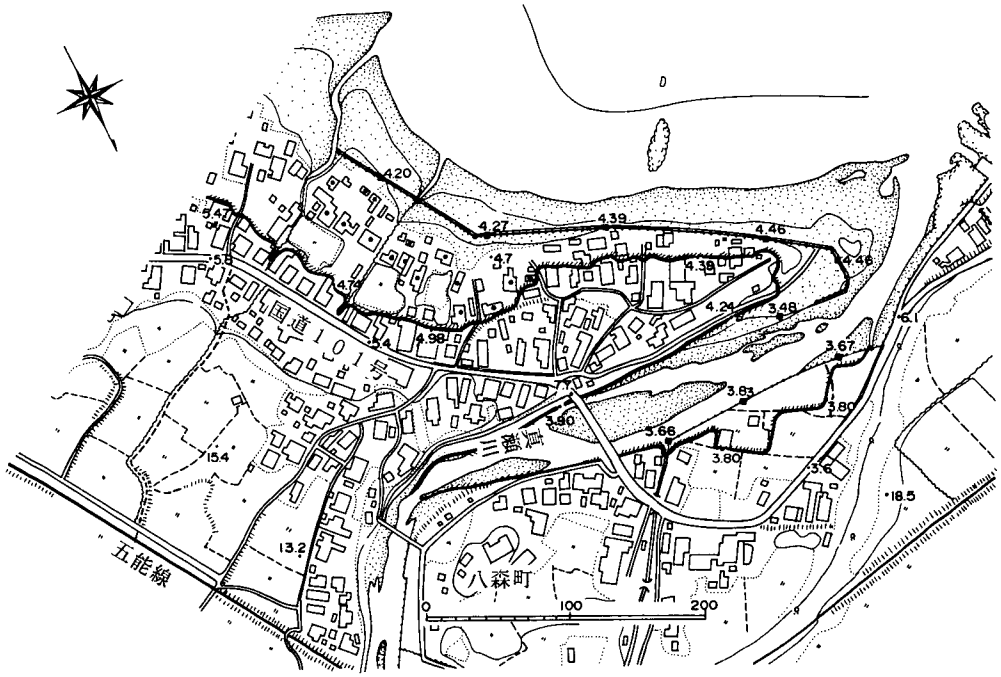


図-2・13 真瀬川河口周辺の浸水域

ある。図-2・13は真瀬川河口周辺の津波遡上高の分布である，河口左岸には天端高が T.P.4.20 mから T.P.4.46 mの護岸があったが，津波はこの護岸を越流し，背後地へ侵入した。この結果，海岸沿いの家屋の中で床上浸水の被害が数多く出た。左岸における最大遡上高は左端の T.P.5.47 mであるが，河口近傍では T.P.4.5 m前後の遡上高となっている。河川部分では図示するように河口より約350m上流まで遡上した。河川の右岸には河川護岸があったが，天端高さが T.P.約3.8mと低かったため津波は越流した。しかし，浸水区域は狭かった。また，この川では河川護岸等の施設に被害はなかった。

4.5　雄島周辺海岸における津波遡上

図-2・14は雄島北側の海沿いの浸水域を示す。なお図-2・14は図-2・13の真瀬川周辺の地図に接続する。図-2・14によると図中ほぼ中央に位置する八森農協の北側の地域でかなりの被害が出ていることがわかる。大部分は床上浸水であるが，北側の小河川近傍では4軒の家屋が全壊した。八森農協付近の最大遡上高は T.P.5.79 mである。一方，図中の小河川付近でも浸水域が陸側深く広がっており，2軒の家屋が全壊した。ここも小河川があるため他の地域より標高が低く，また海岸に面して障害物が少ないため，津波が集中して遡上しやすかったためと考えられる。

図-2・15は雄島南側の海岸沿いの浸水域を示す。雄島背後は島の遮蔽効果によってトンボロ地形となっている。また，トンボロ地形の中央やや北側には小さな河川が流入している。津波の遡上高はこの小河川の位置で最も高く，T.P.6.06m である。津波によって多数の家屋が床上浸水したが，特にこの小河川付近では等高線が海に向かって凹状となっているため，全壊家屋が集中した。

写真-2・10は5月26日12時25分頃撮影された雄島の状況である。第1波が引き始めた状態を表している。戻り流れの方向は東向きである。津波来襲時2人の釣り人が雄島頂上に避難したが，幸いにも無事であった。写真-2・11は第1波後の引き波によって雄島まで陸続きとなった状態を示す。

図-2・16は八森町の椿漁港と泊川の間の区間における遡上域の分布を示す。小さなポケットビーチに侵入した津波は相当高い打ち上げ高を記録した。最大の遡上高は T.P.8.10 mであった。この区域の左端には展望台があり，そこから遡上域を遠望することができる。写

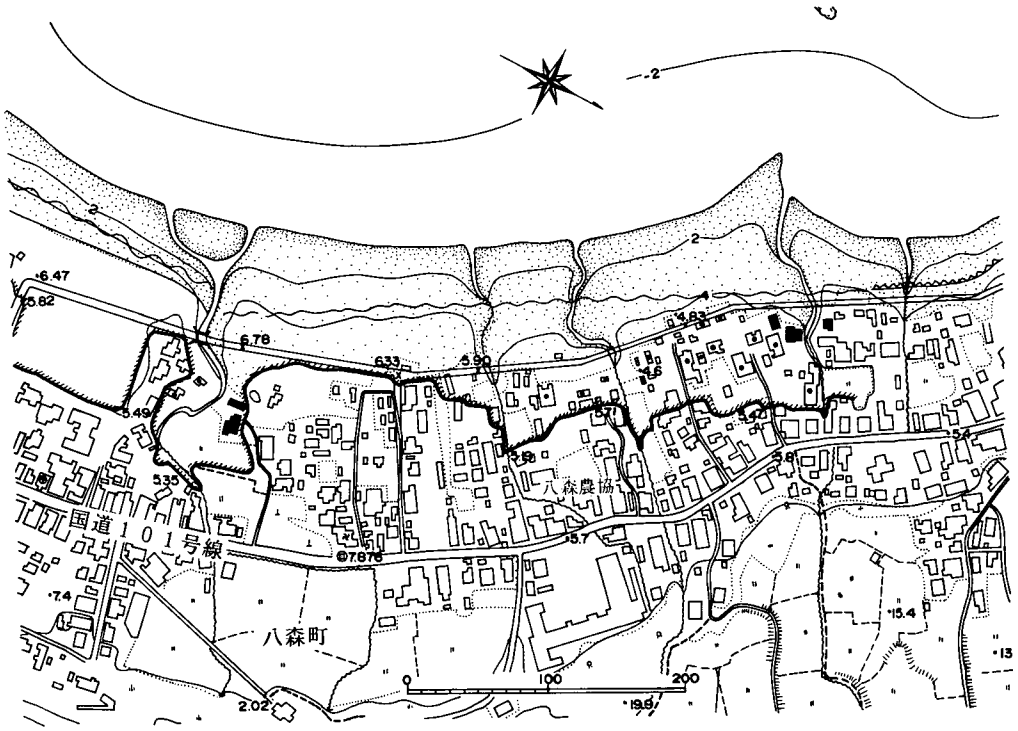


図-2・14　雄島北側の海岸沿いの浸水域

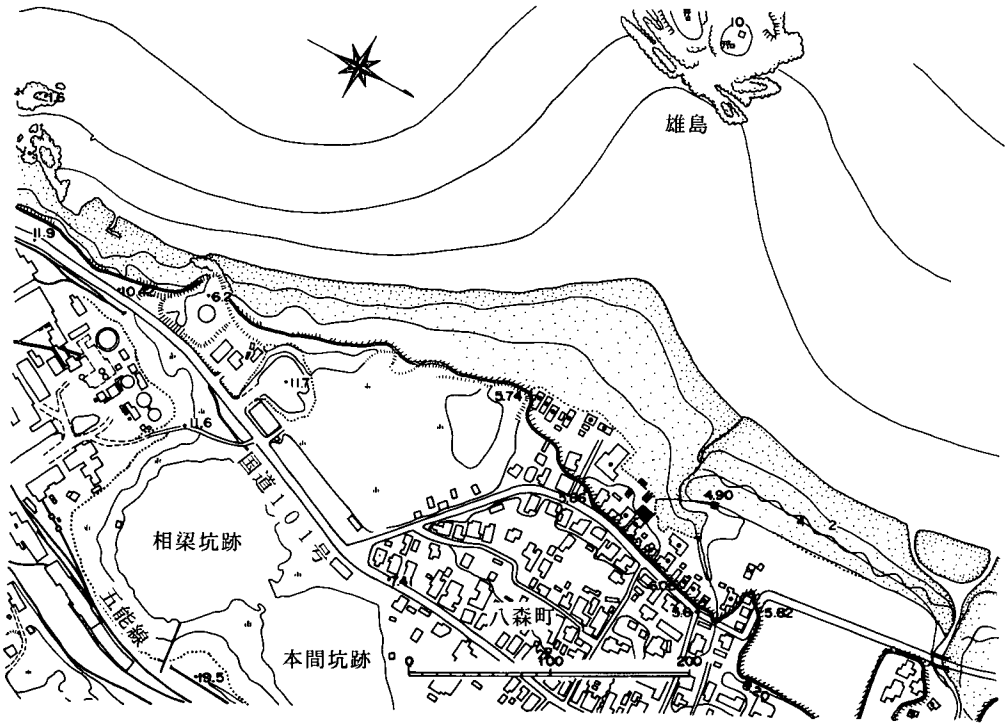


図-2・15 雄島南側の海岸沿いの浸水域



写真-2・10 第1波後引き始める津波(雄島)

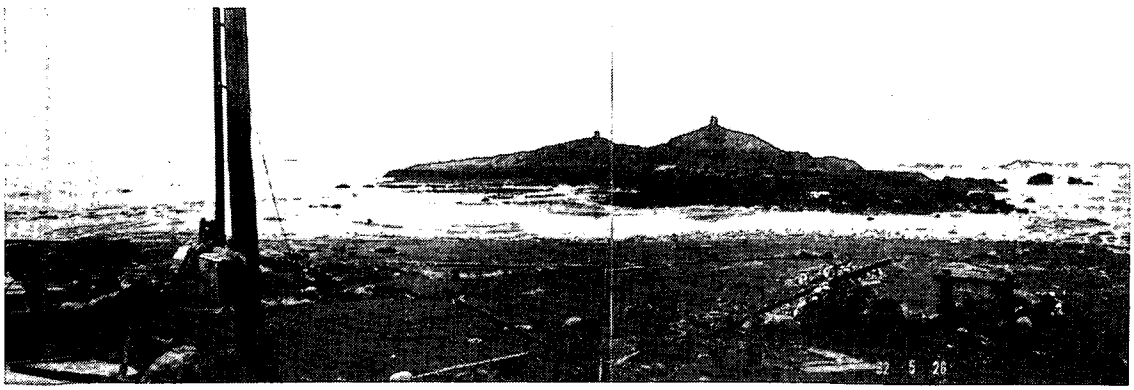


写真-2・11 第1波後の引き波によって陸続きとなった雄島

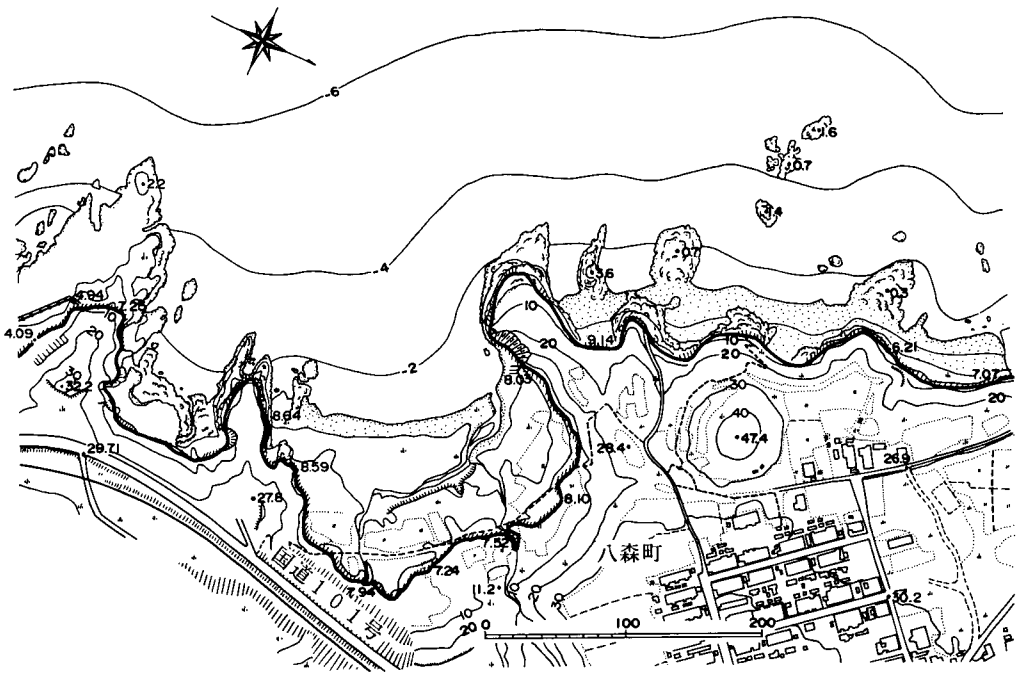


図-2・16　八森町の海岸沿いの浸水域



写真-2・12　津波痕跡(展望台付近)

真-2・12がそれである。写真の右側の斜面を見ると植物が倒れた領域が明らかであるが，これが津波の遡上した範囲である。

4.6　泊川河口周辺地区における津波遡上

図-2・17は泊川河口域の浸水状況を示す。泊川は山本郡八森町浜田地区内を流れている。河口部の川幅は46mであって，両岸には堤防が築かれている。また，河口の左岸側には図中破線で示されているように，汀線より30～50mの位置に離岸堤が設置されている。さらにその背後には T.P.3.0～3.5 mの高さの消波工と，天端高 T.P.約5.3mの護岸がある。図-2・17において浸水域は黒色にスクリーンをかけて示してある。図中の■印を付けた数字は護岸や消波工の高さを，またそれ以外の数字は遡上高を表すが，遡上高の最大値は河口を最も遡上した位置の T.P.5.84 mである。離岸堤背後には家屋の密集地があるが，ここでは離岸堤と高さ約5.3mの護岸を乗り越えた津波は床下浸水程度の被害をも

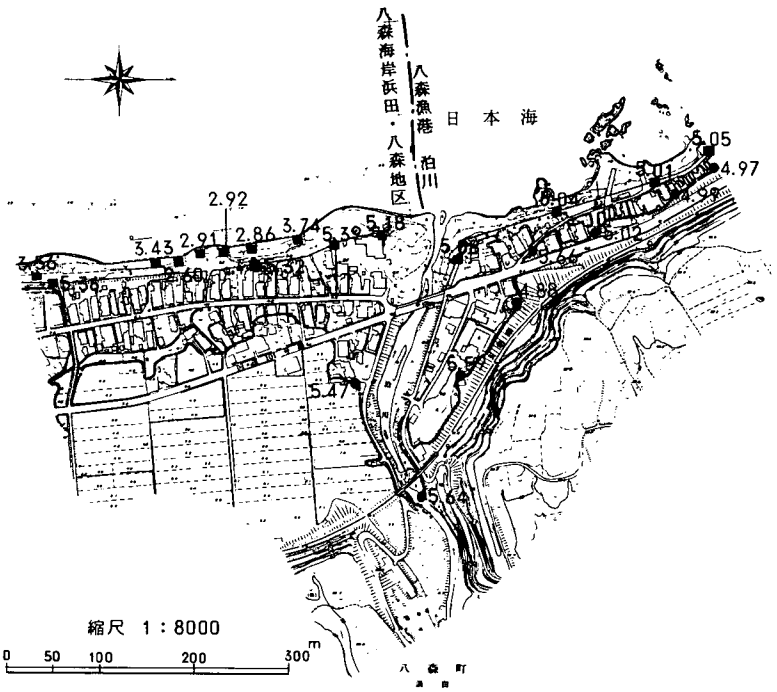


図-2・17 泊川河口の浸水域

たらしたのみであった。河口部中央は泊橋を除いて障害物がないために津波は激しく侵入し，多数の家屋が破壊されると共に床上浸水となった。また，左岸側河口部の隅には秋田アルス工場があり，多くの人々が働いていたが，津波来襲時適切な避難放送により死傷者を出さなかったことは有名である。写真-2・13, 2・14は泊川河口の津波来襲状況を示している。写真は泊橋上より河口方向を望んで撮られている。ちょうど数波目が遡上を始めている。なお写真-2・13の対岸に見える建物が秋田アルスの工場である。

泊川本川は河床勾配が約1.4%と比較的急勾配なため遡上した距離は最大で320mにとどまった。また，国道101号線に架けられている泊橋（橋面高 T.P.5 m）の上約１mを津波が越流したが，橋自体に被害はなかった。

泊川河口沖の海底地形は58年７月に実施した深浅測量によると，汀線より400～450m沖で－5.0m，1400m沖で－10mの深さとなる。すなわち海底勾配は汀線より400～450mまでで約1/83，400mから1400m付近までは1/200と非常に緩勾配である。



写真-2・13 泊川河口，津波来襲状況（その１）

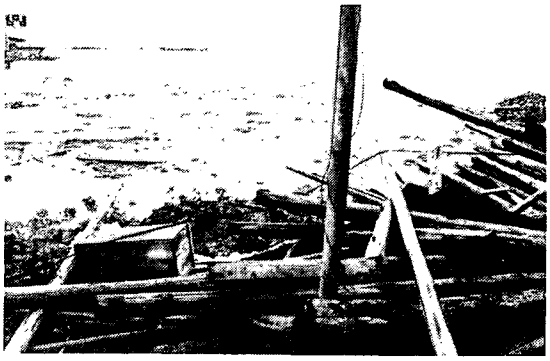


写真-2・14 泊川河口，津波来襲状況（その２）

4.7 水沢川河口周辺地区における津波遡上

図-2・18は水沢川河口部の浸水減を示す。水沢川は山本郡峰浜村沢目地区の北側に位置している。この区域

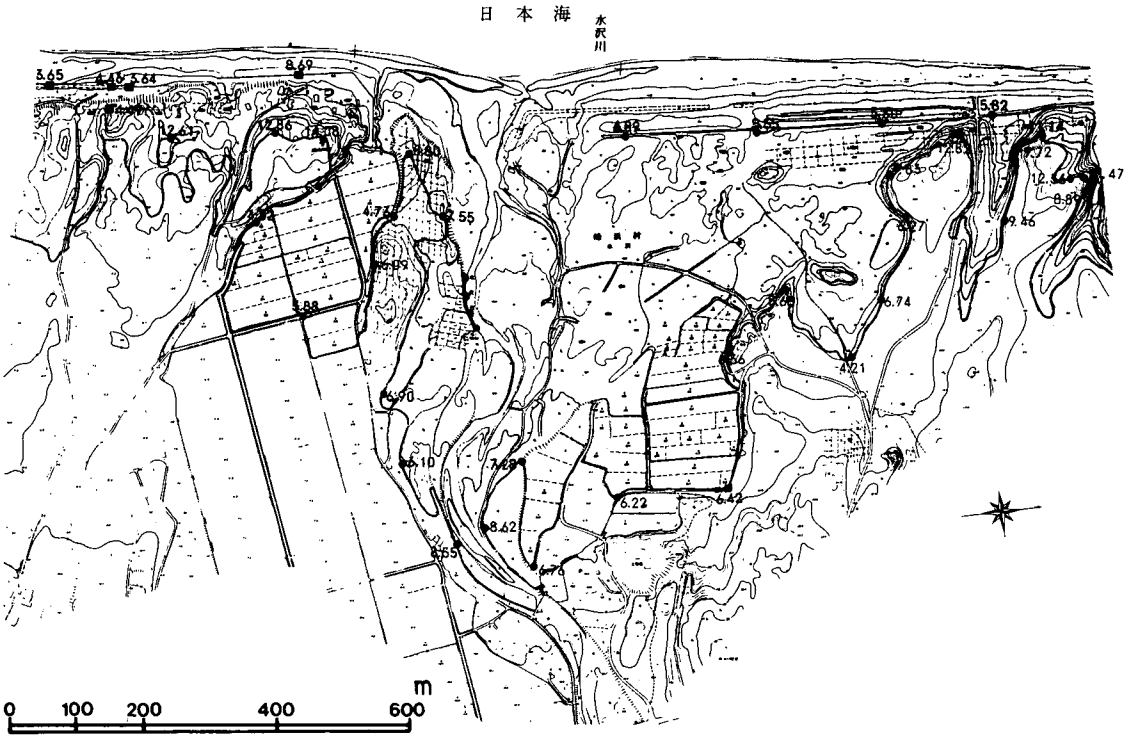


図-2・18　水沢川河口の浸水域

の最大遡上高は左岸の砂丘上における T.P.14.08m である。左岸側の水田は河口中央部に10m程度の砂丘があるために被害は少なく，また最大遡上距離は450mであった。一方，右岸側の砂丘は河口部より北側約600m付近まで3～4m程度の高さしかないために，津波は左岸側より激しく遡上した。なお右岸側の水田では農作業中に津波による死亡者が出ている。さらに地形的に河口部が広く，上流が狭いV字形のため，汀線より約600m上流においても6～8mと高い遡上高を記録した。写真-2・15は水沢川河口部左岸側の浸水状況を示している。この写真は5月26日12時40分に河口に隣接する萩の台スキー場より撮られたものである。第1波及び第2波の津波による浸水が続いている。

水沢川河口部における最大遡上距離は850mであった。さらに，水沢川左岸河口から300mの位置には河川護岸があったが，この護岸が延長148mにわたり被災した。この護岸は法面覆工が倒壊すると共に，覆工の裏側が大きく洗掘された。また，護岸前面にあった根固工が流出した。これらの構造物の被災のうち，覆工背後の洗掘には，津波の戻り流れが主因であったと考えられる。なお河川護岸の詳しい被災状況について第9編で明らかにする。



写真-2・15　水沢川河口付近の浸水状況(右岸側)

水沢川河口沖合の海底地形については，昭和58年7月に測線間隔200mで3本の深浅測量を行って調べた。これによると汀線より100～200m沖付近で－3.0m，550mで－5.0m，1420m沖合で－10.0mである。海底勾配は汀線より100mまでは約1/33，100mから200mまでは平坦である。また，200mから450mまでは1/125，450mから1400mまでは1/200と非常に緩くなっている。

4.8　塩川河口周辺における津波遡上

図-2・19は塩川河口域の浸水状況を示している。塩川は山本郡峰浜村高野々に位置し，河川の特徴としては

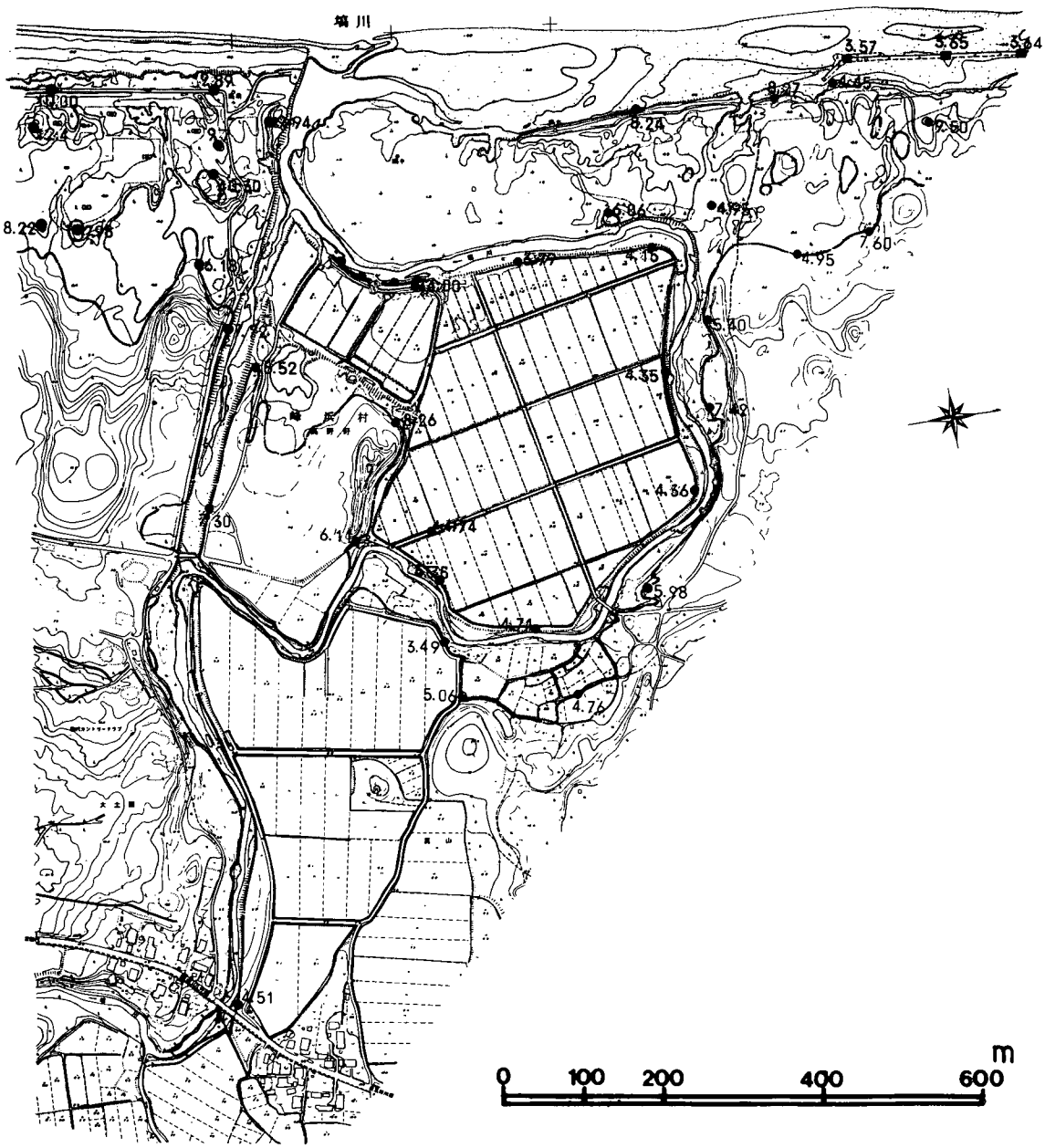


図-2・19 塙川河口の浸水域

河口付近でS字形に蛇行していることである。汀線より200m付近には高さ1.5m程度の草地があったが，この部分は津波に対する抵抗力が弱く遡上を容易にした。このためS字形の中にある水田は表層土が流出した。しかし，河口の左岸側には高さ7.0m前後の台地があるために，台地の後方にある水田への遡上はくい止められている。最大遡上距離は970mに及んだ。また，放牧場では1人が死亡した。

一方，塙川河口から直線距離で250mの位置にある左岸には河川護岸があったが，これが延長202mにわたって被災した。被災形態としては，法面覆工と堤体の洗掘である。この護岸は汀線とほぼ平行な位置にあったため，津波の作用を最も激しく受けたと考えられる。なお，河川護岸の詳しい被害状況については第9編で述べることとする。

塙川河口沖合の海底地形特性としては，水沢川河口

沖合と同時期に行った深浅測量によると，汀線より250m付近で−4.8mのトラフがあり，300m付近で一旦浅くなり，450mで−5.0m，1350mでは−10mの深さとなる。沖合の海底勾配は泊川，水沢川等と良く似ており，平均勾配1/143と非常に緩やかである。

4.9　竹生川河口周辺地区における津波遡上

図-2・20は竹生川河口域の浸水状況を示している。図の等高線は被災後の航空写真を図化して求めたものである。竹生川は能代市竹生地区の北側で，能代市と峰浜村の市町村界に位置している。この地区の最大遡上高は左岸の砂丘上における T.P.12.27m である。河口の左岸側には消波ブロックが汀線より35mの所にあるが，このブロックは津波によって大きく散乱し，中には200mも散乱したものがある。また，左岸側には高さ4.8mの護岸工があるが，津波を阻止することはできなかった。河口の川幅は60m程度であるが，津波来襲時には幅約400mの川状となった。津波は相当長距離侵入し，上流の1,100m付近にある水田へ侵入し，さらに川沿いを，1,800mまで遡上した痕跡が見られた。

竹生川は海へ注ぐ少し手前で反時計回りに大きく蛇行している。蛇行部には護岸が設置されてあったが，海に直面する部分は破壊された。図中，護岸の取付部には楔状の地形が見られるが，これは津波の流動によって生じた護岸背後の洗掘である。なお，護岸の詳しい被災状況については，第9編で明らかにする。

竹生川河口付近の海底地形としては，河口より80m沖にトラフがあり，130mで−2.4mと浅くなり，370m

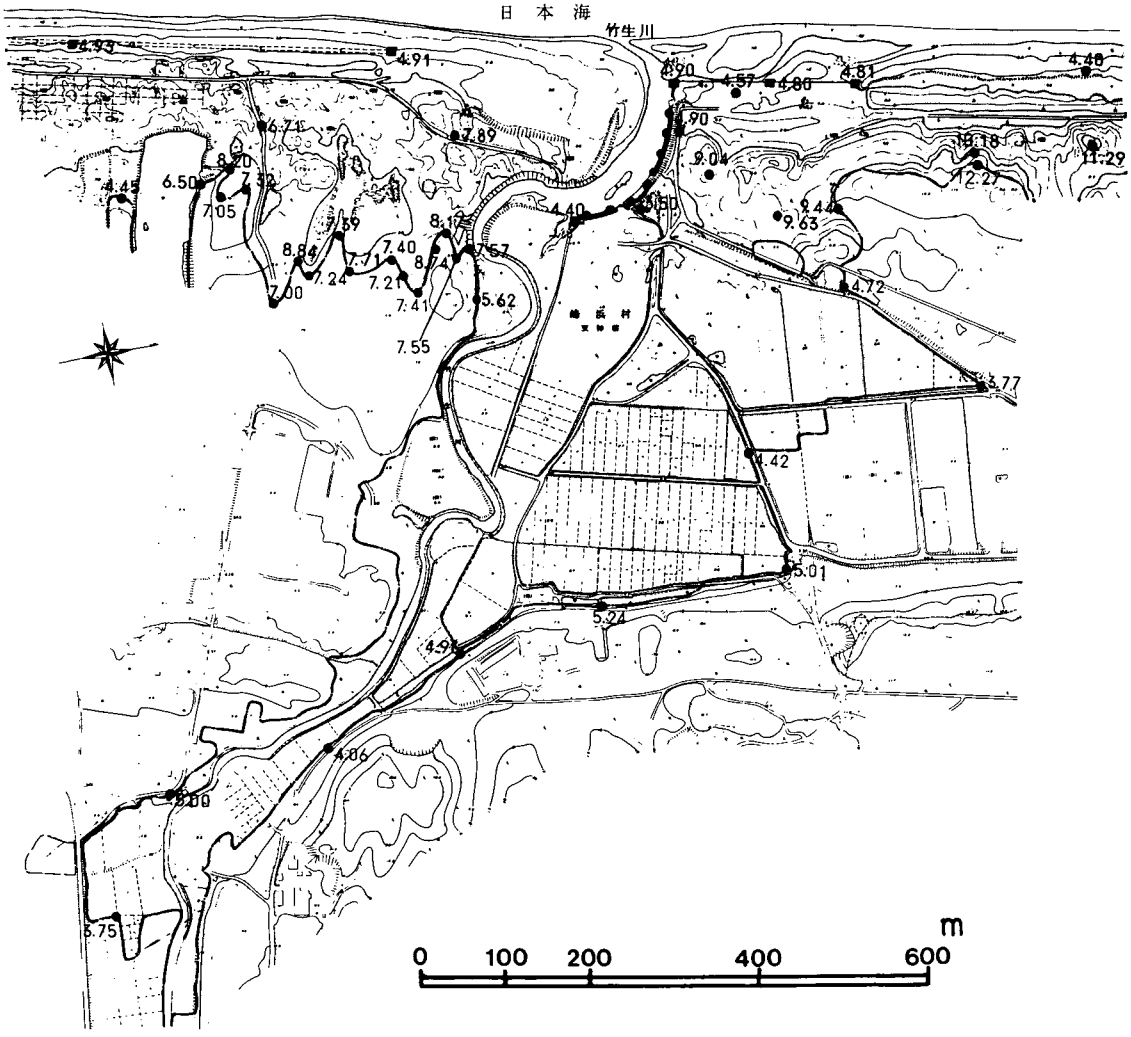


図-2・20　竹生川河口の浸水域

付近で−5.0m，1,330m付近で−10mである。海底勾配は汀線から150mまでで1/50，150mから1,500mまでの勾配は1/167と非常に緩やかである。

4.10 米代川における津波遡上

米代川では津波は河口より7km以上遡上した。図-2・21が津波の遡上状況を示している。河口部右岸では津波は砂丘を乗り越えて海から直接遡上すると共に，河川堤防を越流して浸水した。また，左岸側では能代港を通過して旧米代川に沿って遡上し，家屋密集地の浸水をもたらした。この詳しい状況については次節で述べる。図-2・22は米代川本川の現況堤防高，左右岸の津波痕跡水位，遡上前の平均水位，河床高の縦断図である。米代川は河口から3kmより上流では大きく蛇行している。このため河口から約4.7km付近まで，津波に直面する右岸側の痕跡水位が高くなっている。また，河口より約360mから約570mの範囲において津波遡上高は現況堤防高を越えたことがわかる。

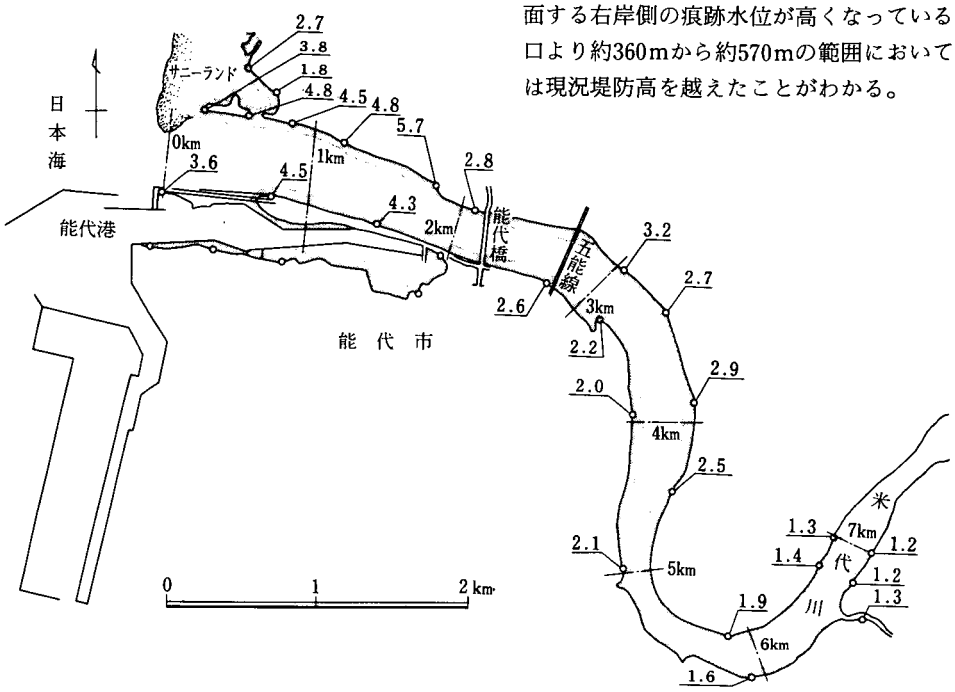


図-2・21 米代川における津波遡上高(平面図)

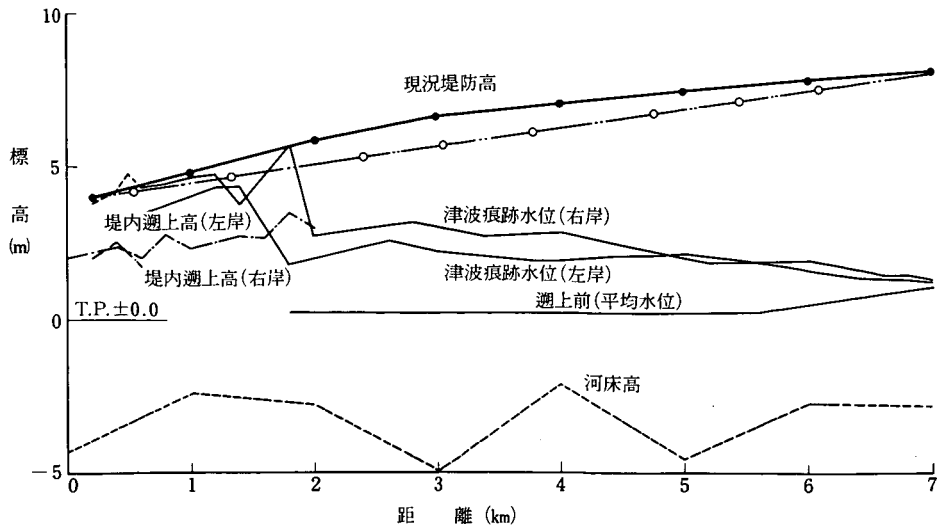


図-2・22 米代川における津波遡上高(縦断図)



写真-2・16　米代川における津波遡上状況(その1)



写真-2・17　米代川における津波遡上状況(その2)

写真-2・16, 2・17は米代川左岸堤防上より右岸側を望んで撮った津波来襲状況写真である。対岸に見えるのは日本海サニーランドであって,その位置は図-2・21に示されるように米代川河口右岸にある。写真に示された津波は第2波か第3波である。写真-2・16では手前の高水敷部分に水が溜っているが，これは津波の第1波により浸水したためである。また，写真-2・17では特に津波のフロント部の状況が明らかである。

4.11　能代港の家屋密集地域における津波遡上

図-2・23, 2・24, 2・25は能代港内の家屋密集地域の浸水状況を示している。能代港は旧米代川を締め切って作られたため細長い形状を有する。このため3枚の図に分けて表示した。従って図-2・23の右端は図-2・24の左端に，また図-2・24の右端は図-2・25の左端に接続する。なお，津波の浸水高は図中黒丸印の付いた数字で示されている。

能代港は米代川に隣接しており,図-2・23に示すように下流の中島閘門で両者はつながっている。港の入口部分では矢印に示されるように津波は能代港方面から

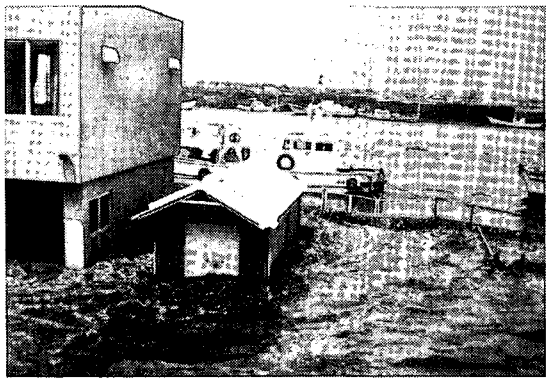


写真-2・18　建設省東北地方建設局能代工事事務所の浸水状況(その1)

と，米代川の導流堤と能代港との間からも浸入した。左岸側にはいくつかの測定点があるが，その最大値はT.P.2.39mである。図-2・24はさらに港奥の浸水高と津波の進行方向を示している。水路から工場地域へは斜めに越流するような形に浸水した。水路に面した家屋の前面ではT.P.2.8m程度の高さであるが，2，3列目ではT.P.約2.4mと約0.4m低いことがわかる。図-2.25は最奥部の浸水高分布と，津波の概略の進行方向を示している。水路を直進した津波は中島橋の上流で陸上に遡上し，最大の遡上高T.P.4.31mを記録した。陸上へ打ち上げた津波は時計回りの方向に向きを変えて流れた。東北木材の工場付近ではT.P.3.58mと約0.7m低くなった。なお，図-2・25のほぼ中央付近に，水路に面して建設省東北地方建設局の能代工事事務所がある。この事務所は津波来襲時に浸水したが，その浸水状況が屋上より撮影され記録されている。

写真-2・18は事務所内の浸水状況を示しているが,水路から溢れ出した海水は事務所の中庭へ流入している。このときの浸水高は事務所の壁面の痕跡によると0.75mであった。同じく写真-2・19は写真-2・18よりやや右側（水路上流側）の浸水状況を示している。さらに写真-2・20はこの状況のもとで腰まで水につかりながら事務所の中庭を逃げる人の写真である。写真-2・21は津波後写真-2・19に示される百葉箱の背後のフェンスを撮影したものであり，フェンスネットに印されたゴミの高さより,ここでの浸水高が約1.2mであることがわかる。最後に写真-2・22は数波目の津波が水路を遡上して行く状態である。対岸の道路の上に漁船が打ち上げられていることから判断すると，この写真は第1波津波が来襲したあとの状況である。写真に示すように，段波状津波の背後に短い波長の波が乗っていることが特徴的



図-2・23　能代港の家屋密集地区における浸水域（その１）

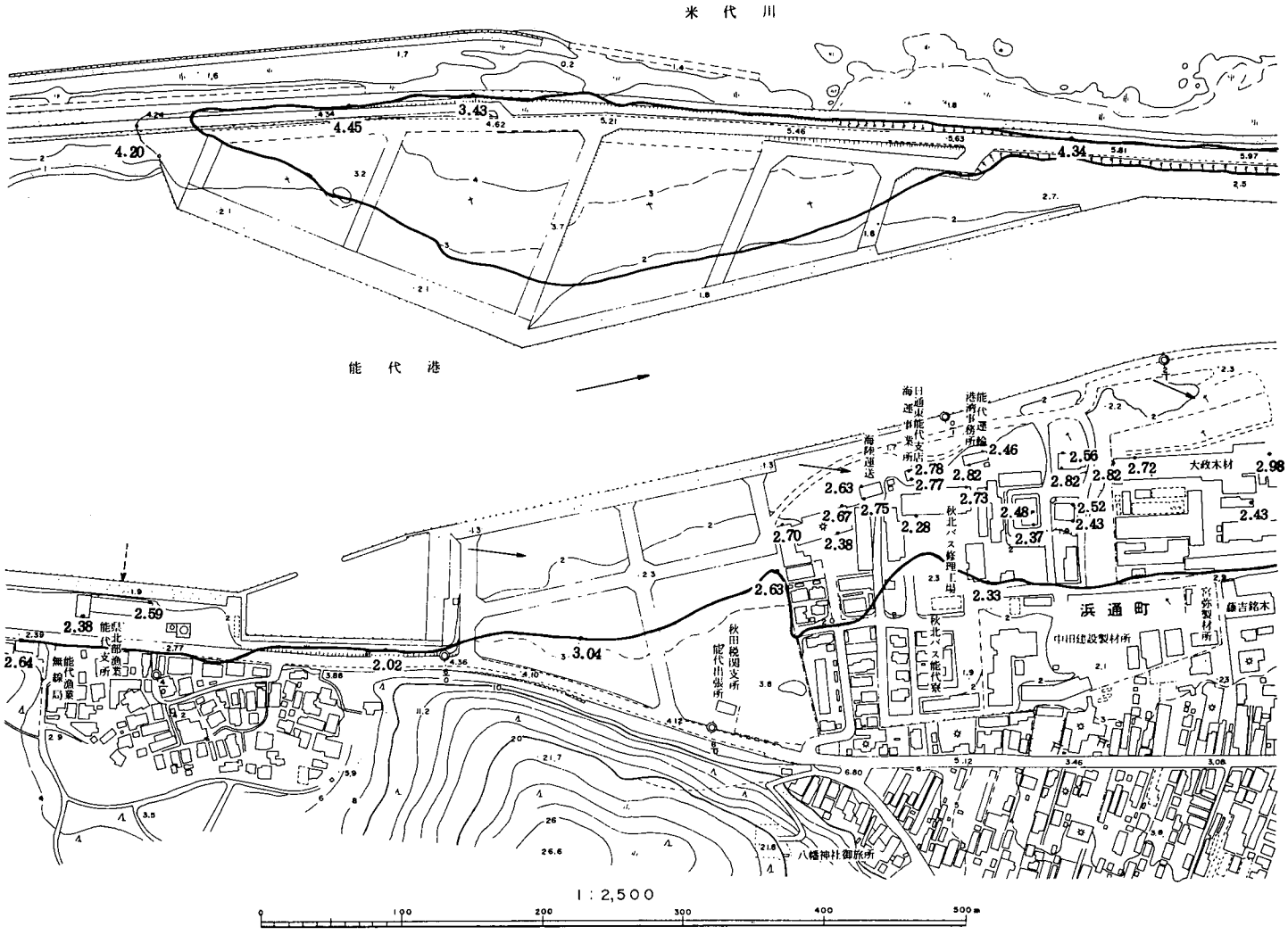


図-2・24　能代港の家屋密集地区における浸水域（その２）

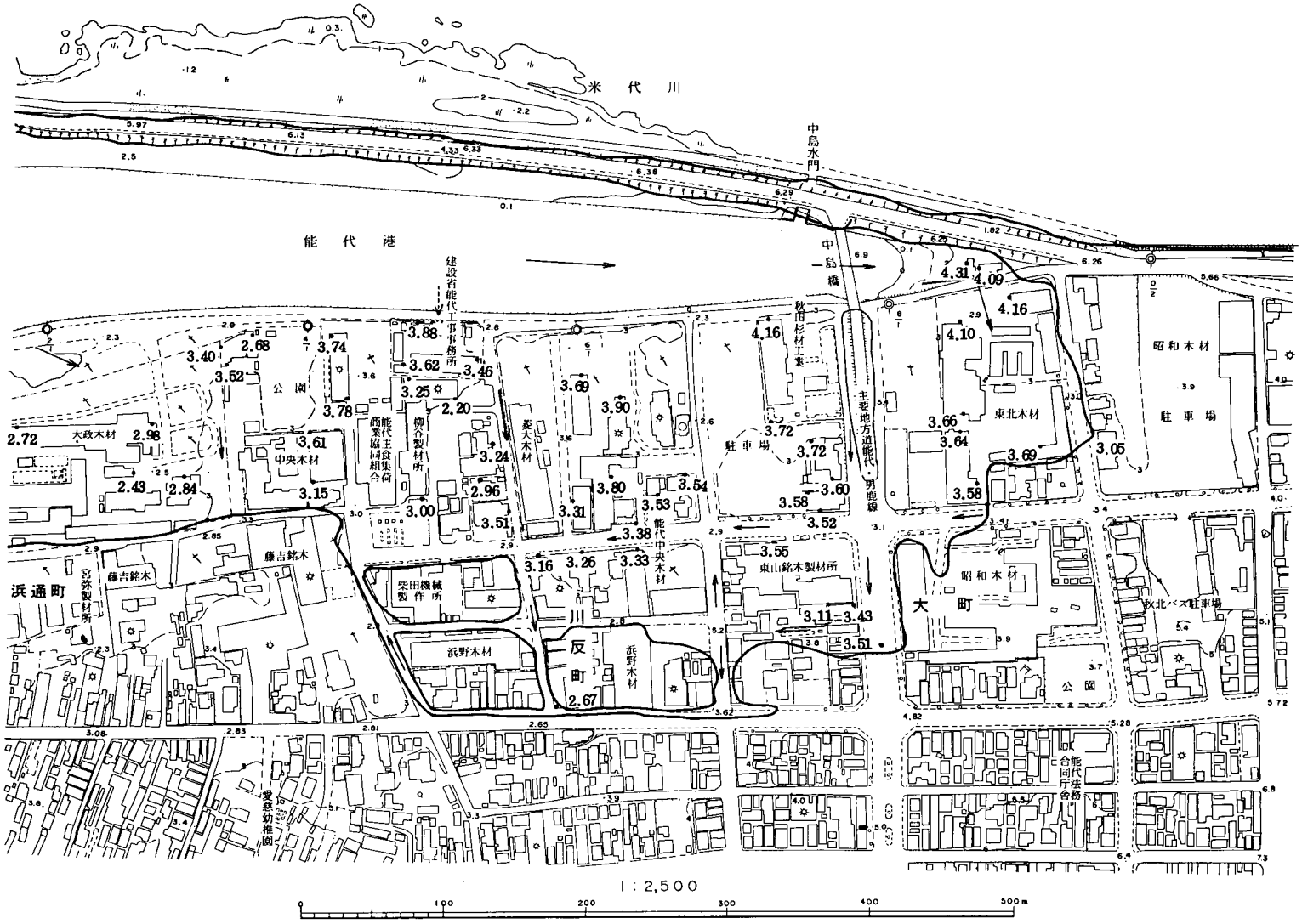


図-2・25　能代港の家屋密集地区における浸水域（その３）

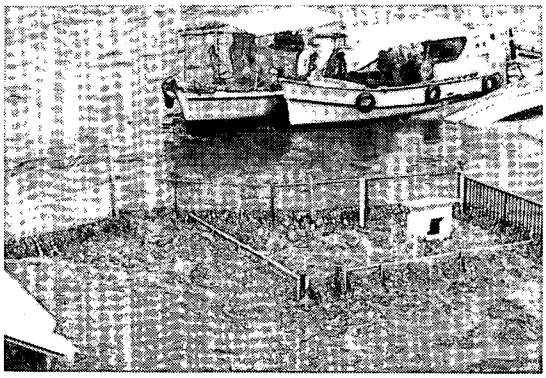


写真-2・19　建設省東北地方建設局能代工事事務所の浸水状況(その2)

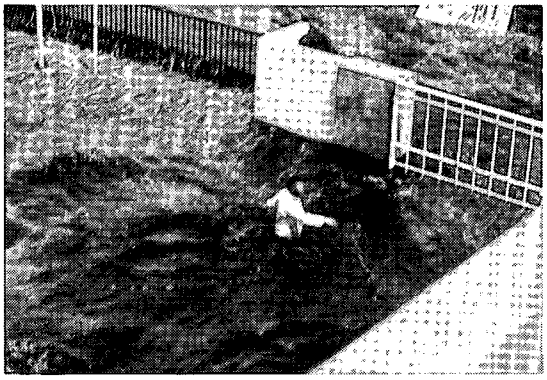


写真-2・20　建設省東北地方建設局能代工事事務所の浸水状況(その3)

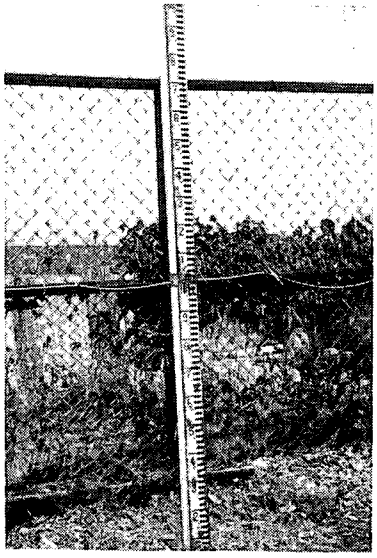


写真-2・21　建設省東北地方建設局能代工事事務所の浸水状況(その4)

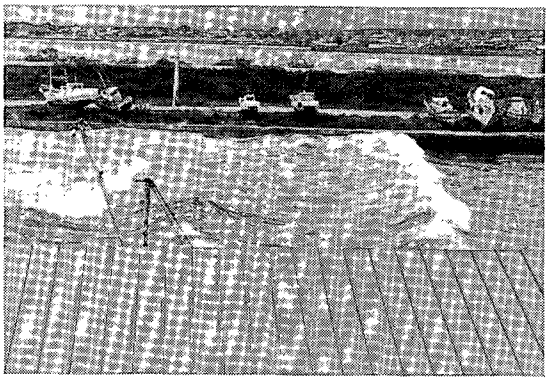


写真-2・22　能代港内を遡上する津波



写真-2・23　能代港内の津波遡上状況(その1)



写真-2・24　能代港内の津波遡上状況(その2)

である。

能代港の旧米代川沿いの家屋密集地域における津波の状況は以上に述べたとおりであるが，同じ能代港の火力発電所工事現場では34名の死亡者が出た。この工事現場では，来襲する津波が陸上へ遡上するときの津波先端部の挙動が撮影されている。写真-2・23と2・24は連続写真である。写真-2・23は，津波が火力発電所現場内の飛砂防止用に植えられている浜ニンニクを越流した状況であり，激しい勢いで遡上している。また，写

真-2・24はその直後の状況であって，砂浜に高波が打ち上げたときの状態と良く似ていることがわかる。なお写真-2・24の沖合に見えるのが能代火力の防波堤である。

4.12 浅内及び八竜海岸における津波遡上

浅内海岸は能代港の南5.6kmに位置している。ここには東大のロケット試験場があるが，試験場の建物に大きな被害が出た。写真-2・25は海岸にある建物側面の津波痕跡である。白いコンクリート壁に細い水平のよごれとして残っているのが津波痕跡である。この位置での浸水深さは約0.9mであったことがわかる。写真-2・26は同じ建物を海から陸方向に見たときの左隅における洗掘状況である。正面の壁に衝突した津波は建物の両側へ集中し，ここで流速が速くなったため隅角部に大きな洗掘が生じた。写真-2・26の最大洗掘深は約1.2mであった。さらに写真-2・27は同じ建物を正前から見たものである。厚さ約15cmの鉄筋コンクリートが津波の衝撃力によって二つに割れている。

次に八竜海岸の被災状況について述べる。図-2・26は八竜海岸釜谷地区の遡上高分布である。図中太い一点鎖線が遡上域を示し，それに隣合って書かれている数字がT.P.基準の遡上高さである。また，▲印を付けた数字もあるが，これは消波堤の高さを表す。釜谷地区は図に示すように海岸線近くに集落があり，この集落

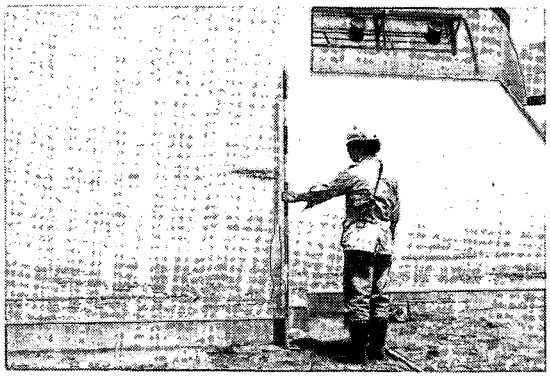


写真-2・25 浅内海岸，東大ロケット試験場内の津波痕跡

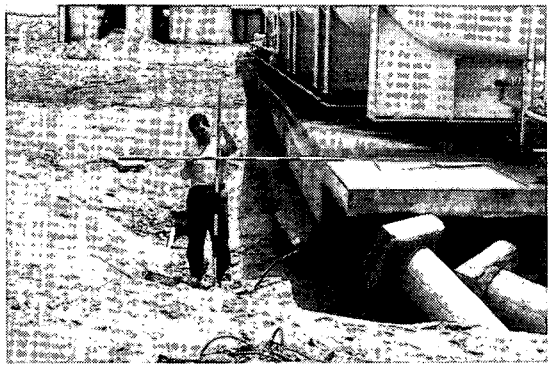


写真-2・26 浅内海岸，建物の周りの洗掘

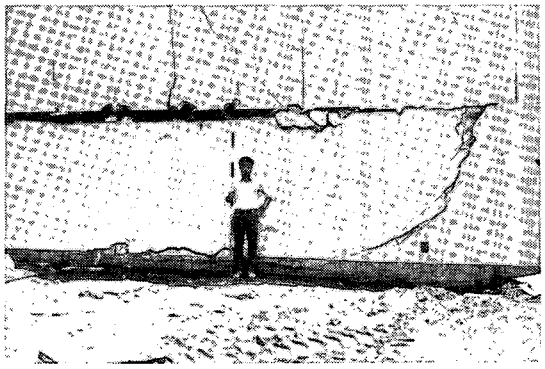


写真-2・27 浅内海岸，建物の破損状況

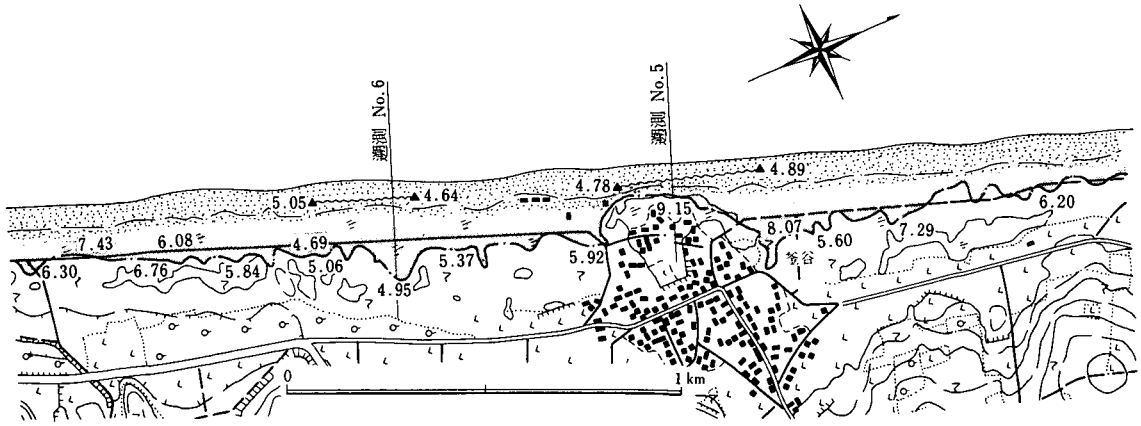


図-2・26 八竜海岸釜谷地区の浸水域

の正面と南側には消波堤が設置されている。海岸線に沿う津波遡上高は集落の南側及び北側では T.P. 6 m前後であるが，集落前面では T.P.9.12mと非常に高い値となっている。このため海岸付近の家屋が破壊されると共に，消波堤ブロック（3又は4トンの異形ブロック）が多数散乱した。

写真-2・28は集落南端の津波後の惨状を示す。家屋，車，船等が破壊されて散乱している。写真-2・29は集落前面の消波堤の被災状況を表している。消波堤上には流失した家屋の屋根が見える。写真を撮った位置は図-2・26で遡測№5と印された最大遡上高 T.P.9.15mが測定された付近であり，写真の右端の浮遊物が見られる位置が最大遡上位置である。写真-2・30は保安林の中へ飛び込んだ家屋と漁船の状況を示す。

4.13　鮪川川河口周辺地区における津波遡上

図-2・27は鮪川川河口の浸水状況を示す。図中口印で囲った数字が遡上高の測定値であり，ハッチが遡上域を示す。最大の遡上高は五里合海水浴場における T.P. 6.05mである。鮪川川の河口は図示するように北に向いており，右岸は五里合海水浴場に隣接している。五里合海水浴場には階段護岸がある。また，その南側には崖があるが，その根元には異形ブロックの消波堤が設置されている。従って河口部は海に対して両側が高く，その位置のみ切れた状態にあった。このため津波は北向きの方向より河口内へ激しく侵入し，河川を越流して周囲の水田を破壊した。河川に沿っては天端高が約3mの河川護岸があったが，この護岸がひどく破壊された。

4.14　畠漁港における津波遡上

畠漁港は男鹿半島の北海岸に位置する。この海岸での津波遡上高は峰浜海岸や八竜海岸等と比較すると低かったが，漁港周辺で津波来襲状況を表す明瞭な写真が撮られていたので，特に記録に残すことにした。図-2・28は畠漁港周辺の地形図と浸水域分布を示す。浸水域は太い実線で表されている。図示するように海岸背後は急勾配なために，浸水域は汀線近傍に限られている。畠漁港の背後，港から50mの位置には入道崎郵便局があるが，この郵便局長の佐々木喜久治氏が津波の来襲状況を一連の連続写真に撮っている。写真-2・31から写真-2・38がそれである。なお写真-2・31より写真-2・38まで8枚の写真は同郵便局の2階（T.P.約27m）より撮られたものである。

写真-2・31は漁港防波堤（天端高 T.P.4.19m）の外側，ほぼ天端高さまで海面が上昇し，まさに越流を始める前の状況である。港内はまだ津波が侵入していないため静穏である。写真-2・32はその直後，津波が防波堤を越流し始めた瞬間である。越流はまだ防波堤の一部分からのみ生じている。写真-2・33では越流が大規模に起こり，漁船が傾き始めた。写真-2・34では，更に越流が激しくなった。港内に係留されていた漁船は激しい流れによって港内の奥方向へ流された（写真-2・35）。写



写真-2・28　八竜海岸釜谷地区，津波後の惨状



写真-2・29　八竜海岸，消波堤の散乱状況

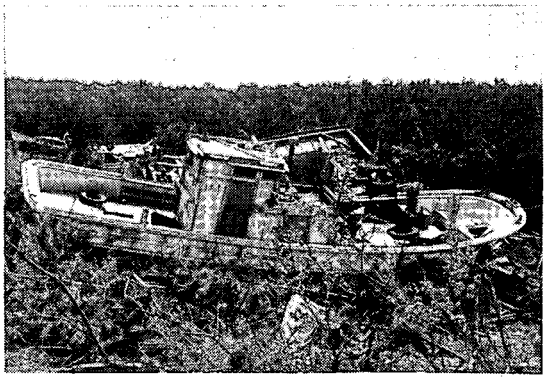


写真-2・30　保安林に打ち上げられた漁船

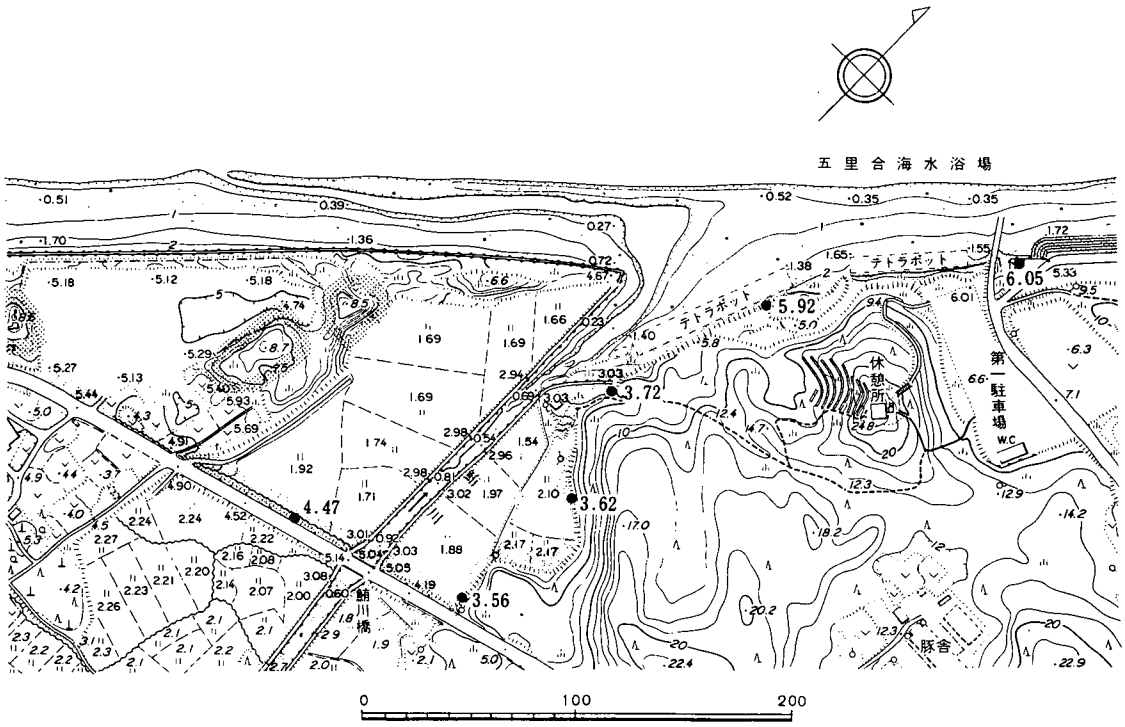


図-2・27 鮪川川河口の浸水域

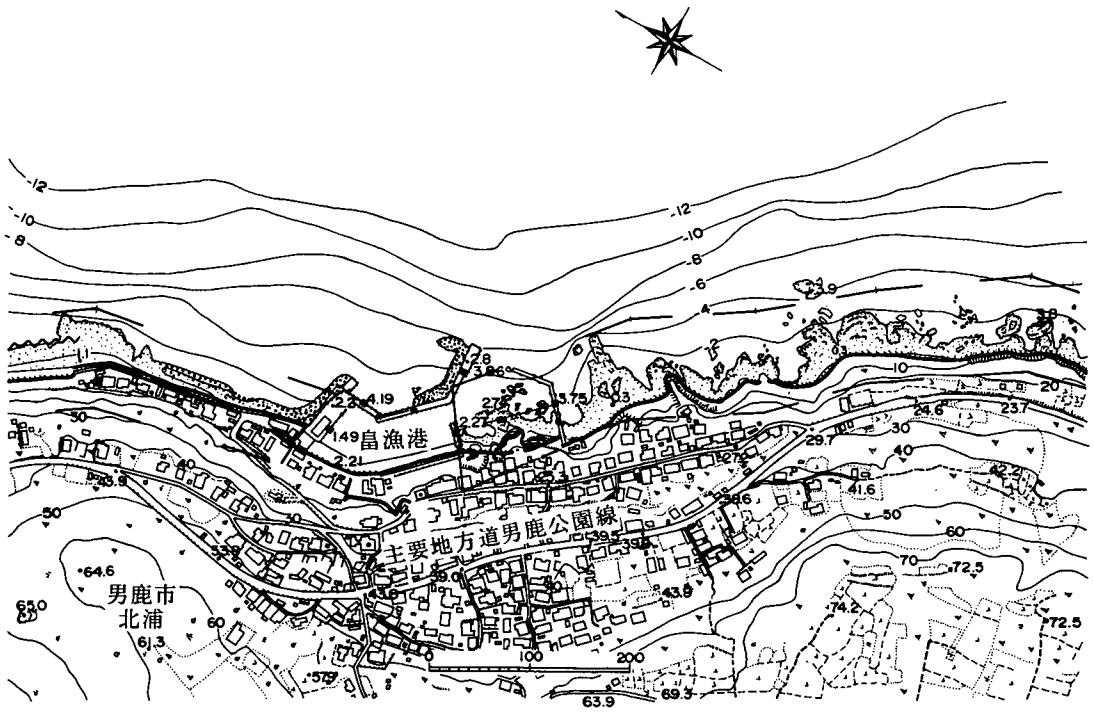


図-2・28 畠漁港周辺の浸水域

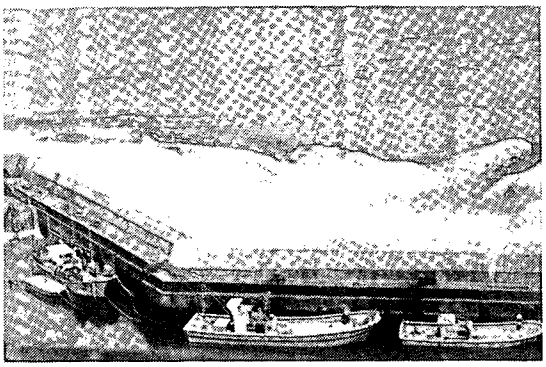


写真-2・31　畠漁港に来襲する津波の連続写真(その１)

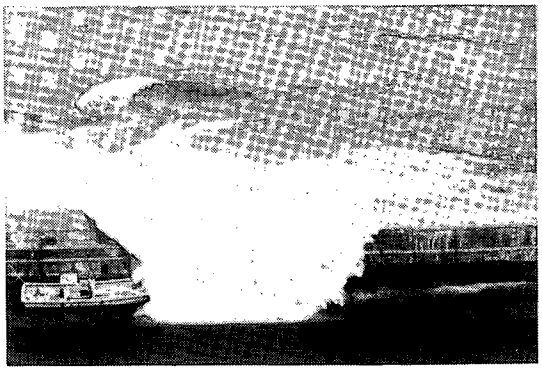


写真-2・32　畠漁港に来襲する津波の連続写真(その２)

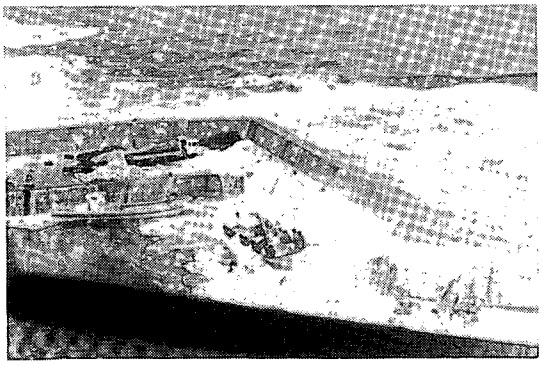


写真-2・33　畠漁港に来襲する津波の連続写真(その３)

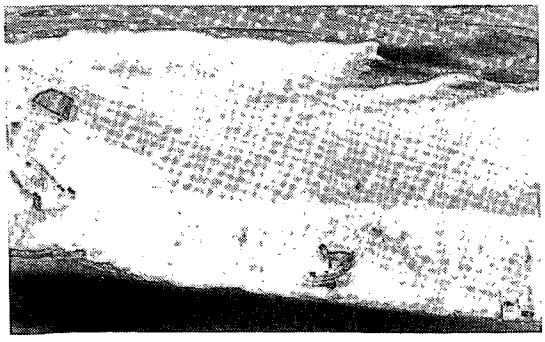


写真-2・34　畠漁港に来襲する津波の連続写真(その４)

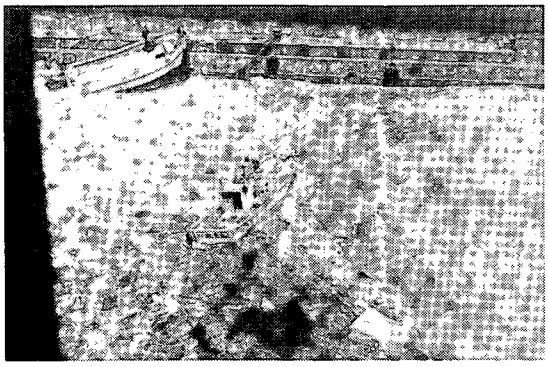


写真-2・35　畠漁港に来襲する津波の連続写真(その５)

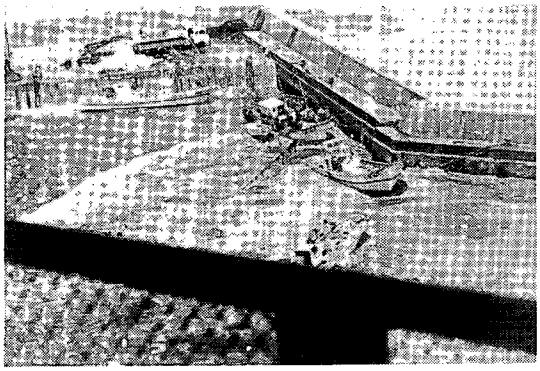


写真-2・36　畠漁港に来襲する津波の連続写真(その６)



写真-2・37　畠漁港に来襲する津波の連続写真(その７)



写真-2・38　畠漁港に来襲する津波の連続写真(その８)

真-2・36はその後引き波によって港内の水が引いた状況を示す。写真-2・37は再び津波が港内を襲う状況であり，漁船が転覆し，漁具が散乱している状況が明らかである。最後に写真-2・38は港内より津波が流れ出る状況を表している。

5．海浜断面と津波遡上の関係

ここでは水沢川河口北側の遡上高が最大となった地点を初めとして，浅内海岸の2列の砂丘地帯における海浜地形と遡上高の関係を調べるために行った合計8測線の海浜断面測量の結果について述べる。検討を行った地点は水沢川周辺が3断面，浅内海岸が2断面，八竜町釜谷地区が2断面，若美町が1断面である。

まず最初に図-2・29は山本郡峰浜村目名潟地内の断面で，津波が最大遡上した地点である。この地点は水沢川河口より980m北に位置する。津波の遡上限界高はT.P.14.93mであり，汀線からの遡上距離は95.5mであった。この断面では汀線より25m付近に天端高がT.P.4.72mの護岸工があり，その後方75m付近までは植生工，さらに後方は保安林となっている。この測線では深浅測量を行って海底地形を調べているが，沖合の海底形状として汀線より280m付近で水深4.9mのトラフがあり，350mで3.4mと再び浅くなる。さらにその沖では540mで5.0m，1,500mで9.8mとなる。海底勾配は汀線から280m付近までで1/59，400mから1,500mでは1/182と緩勾配である。

図-2・30は水沢川河口より北側700m地点の断面であって，前節で明らかにした水沢川河口の浸水域図（図-2・18）において河口右岸で遡上高がT.P.12.82mを記録した位置の断面である。汀線より60m付近には高さ5.6mの砂丘があったが，津波はこれを越えて遡上した。この付近一帯には飛砂防止用の植生工（浜ニンニク）があり，後方は保安林である。津波は汀線から80m付近から始まる勾配約1/4の斜面を遡上し，T.P.12.82mまで到達した。沖合の海底地形としては，汀線より100mで水深が4.1mとなり，それより400m付近まではほぼ平担である。また540mで水深5.0m，1,410mで10.0mとなる。海底勾配は汀線から100mまでで約1/24，400mから1,500mでは1/169と緩勾配である。

図-2・31は峰浜村沢目地区，水沢川河口より南側230m付近の断面である。断面の位置は図-2・18に示した水沢川河口の浸水域図において，河口左岸で遡上高がT.P.14.08mを記録した地点である。汀線からの遡上距離は134.4mであり，近くでは浜小屋が飛散していた。また，沖合の海底形状としては，汀線より沖110mで水深3.5mとなり，一担180m沖で3.0mと浅くなったあと440mで5.0m，1,420mで10.0mの深さとなる。

図-2・32は能代市浅内の東大ロケット実験場より北側1,100m付近の断面である。ここでは汀線より65m付近で高さ5.4m，175mで高さ6.6mの二つの砂丘があり，その間には窪地がある。この付近一帯は植生工があり，

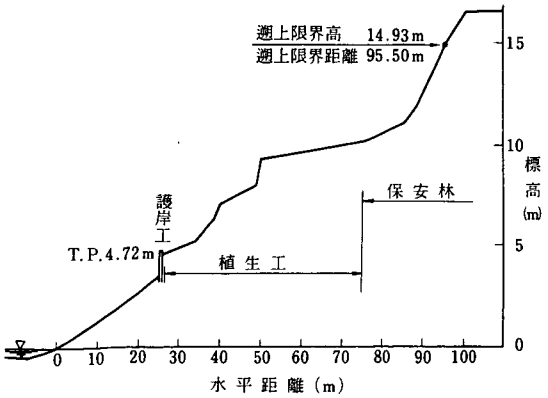


図-2・29 山本郡峰浜村目名潟地内の断面（最大遡上高の断面）

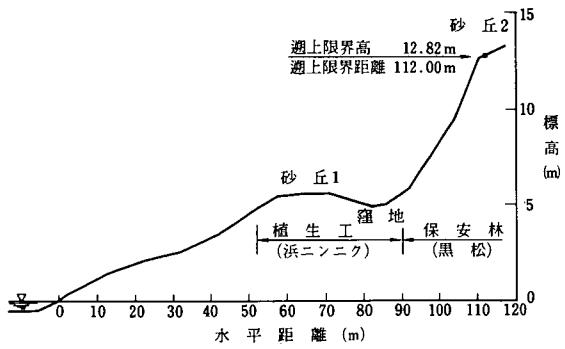


図-2・30 水沢川河口より北側700m地点の断面

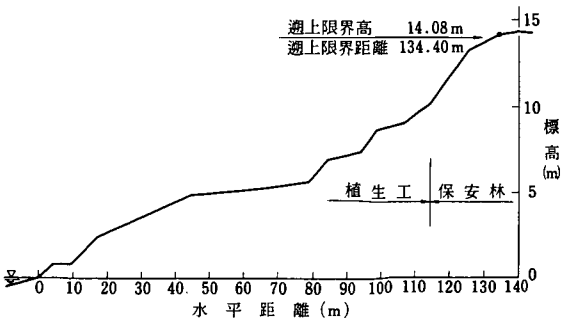


図-2・31 峰浜村沢目地区，水沢川河口より南側230m付近の断面

砂丘２を過ぎた辺りから保安林（樹高３m前後）が生育している。津波は二つ目の砂丘を越えて汀線より約261mまで遡上した。ただし，その地点の遡上高は砂丘２の高さよりも2.6mも低い。沖合の海底の深さは能代港港湾計画平面図によると，汀線より沖1,200mで水深10m，2,830mで20m，4,300m沖で30mとなる。

図-2・33は能代市黒岡地内より北側に1,200mの鉱滓終末処理場第２堆積場付近の断面形である。この断面は図-2・32の断面と良く似ており，２列の砂丘がある。砂丘の高さは砂丘１がT.P.5.80m，砂丘２がT.P.6.2mである。津波はこの断面においても２つの砂丘を越え，汀線から約261mまで遡上した。

図-2・34は山本郡八竜町釜谷地区の断面である。その位置は図-2.26において遡測№５と印されている。図-2・34に示すように，汀線より30m地点には高さがT.P.4.5mの消波ブロックがある。津波はこのブロックを散乱させ，高さ8.95mの位置まで遡上した。汀線からの遡上距離は85mであった。図-2・35も同じ地区の断面図であり，その位置は図-2・26において遡測№６と印されている。津波は汀線より50m付近にある高さ5.4mの消波堤と，100m付近にある高さ7.4mの砂丘を越え，汀線より242m浸入した。この場合も津波が最奥まで遡上した地点の遡上高はT.P.4.95mと砂丘の高さ7.4mより約2.5m低くなっている。

最後に図-2・36は若美町の宮沢海水浴場付近の断面である。汀線より40m地点に階段護岸工があり，この後方には海の家・駐車場・散策道・展望台等がある。護岸工の高さは約5.7mである。津波の遡上高はT.P.6.54mであるが，このように砂丘がない断面では最大遡上高が津波の大きさを決める上で良い指標となると考えられる。

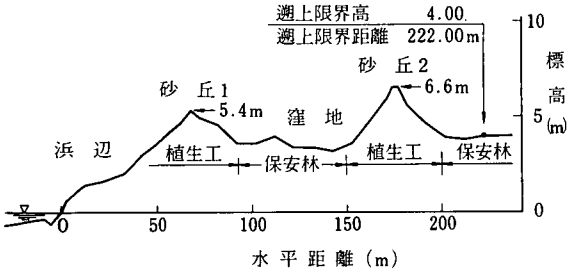


図-2・32　能代市浅内の東大ロケット実験場より北側1100m付近の断面

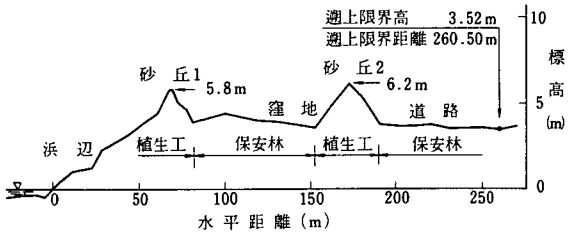


図-2・33　能代市黒岡地内より北側に1200mの鉱滓終末処理場第２堆積場付近の断面形

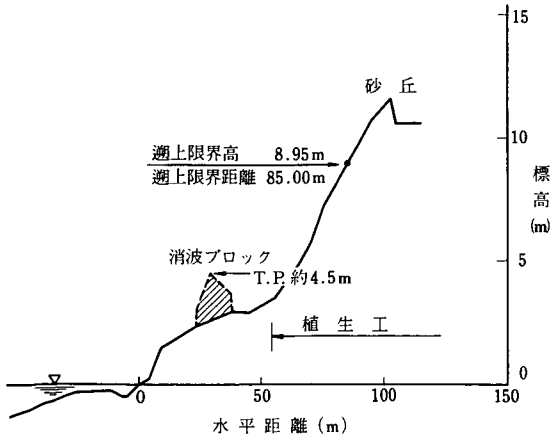


図-2・34　八竜町釜谷地区の断面

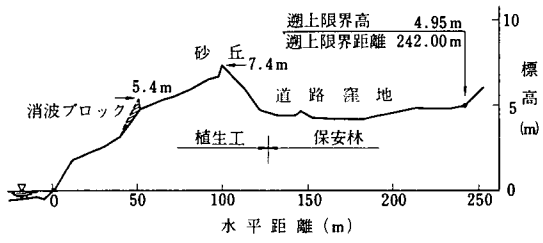


図-2・35　釜谷地区の南側700m付近の断面

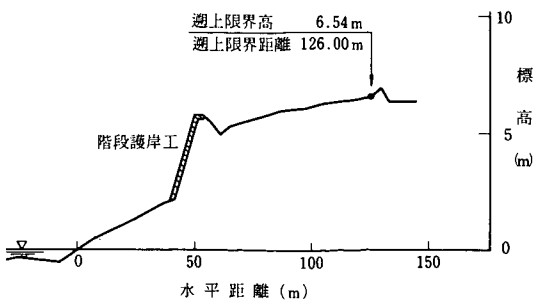


図-2・36　若美町の宮沢海水浴場付近の断面

6．まとめ

本編では日本海中部地震津波の特性や，青森・秋田・山形各県沿岸の津波遡上高分布及び秋田県沿岸の浸水域分布などについて取りまとめた。まず秋田県を中心として青森県・山形県の津波遡上高の調査を行った。その結果，震源が秋田沖であったために，遡上高は秋田・青森・山形県の順に低くなり，また遡上高の最大値は秋田県峰浜海岸の T.P.14.93mであったことがわかった。次に秋田県の能代沿岸の泊川・水沢川・塙川・竹生川等について河口域の微地形と遡上高分布の関係を調査した。これにより，中小河川の河口では地盤高が低く，海に向って開口しているために津波が遡上しやすいことが明らかになった。更に家屋密集地域における津波浸水被害の例として岩館漁港小入地区と能代港とを取り上げて浸水域の詳細調査を行った。これらの家屋密集地区では，海岸又は水路に面する家屋と，その背後の家屋の間で水位差が生ずることを明らかにすることができた。また，漁港周辺の被害例として岩館漁港・畠漁港等を取り上げて検討したが，遡上高分布を明らかにすることにとどまらず，特に男鹿半島北部の畠漁港では津波が防波堤を越流し，港内へ流入する状況を写真によって明らかにした。最後に，水沢川河口北側の遡上高が最大となった地点を初めとして，浅内海岸の2列の砂丘地帯における海浜地形と遡上高の関係を調べるために行った合計8測線の海浜断面測量の結果について述べた。この中で特に注意されるべき点として，砂丘を越えて津波が遡上した場合，最奥部まで侵入した地点の遡上高が必ずしも津波の大きさを表す良い指標とはならないことが指摘された。また，数多くの写真によって家屋や漁船等の被災状況を明らかにしたが，このように構造物等に多くの被災が出た理由として，今回の津波が短周期成分を持った波状段波として来襲したことがあげられる。この点は過去の津波とは特徴が異なっており，今後波状段波の特性把握と構造物等に働く力等について調査することが必要である。

一方，本報では詳細な浸水域分布を明らかにしたが，陸上部への遡上解析等は行っていない。ここで明らかにした河口周辺の遡上高分布や家屋密集地における浸水高分布は，今後陸上部における津波氾濫シミュレーションや水理模型実験を行う際に基礎データとして活用しうると考えられる。

参考文献

1）谷本勝利，高山知司，村上和男，村田　繁，鶴谷広一，高橋重雄，森川雅行，吉本靖俊，中野　晋，平石哲也「1983年日本海中部地震津波の実態と二・三の考察」港湾技研資料，No.470，P299，1983年11月。

2）木下武雄，熊谷貞治，都司嘉宣，小川信行，沼野夏生，阿部修，小西達男「1983年日本海中部地震による災害現地調査報告」国立防災科学技術センター主要災害調査第23号，P164，1984年2月。

3）「昭和58年5月26日日本海中部地震津波に関する論文及び調査報告」東北大学工学部津波防災実験所研究報告第1号，P267，1984年3月。

4）都司嘉宣，小西達男，木下武雄，沼野夏生，阿部修「1983年日本海中部地震における津波に関する痕跡・証言の調査結果」防災科学技術研究資料，第87号，P306，1984年8月。

5）都司嘉宣，白雲燮，秋教昇，安希洙「韓国東海岸を襲った地震海溢」海洋科学，Vol.16，No.9，pp.527～537，1984年。

第3編　地震被害の概要

岩崎敏男[*1]
大日方尚巳[*2]

by **Dr. Toshio Iwashaki**
and
Naomi Obinata

目　次

1．被害の概要……(2)
2．津波による被害……(2)
3．地盤災害……(6)
4．公共土木施設の被害……(6)
4.1　道路……(6)
4.2　道路橋……(6)
4.3　鉄道……(7)
4.4　港湾……(7)
4.5　漁港等……(8)
4.6　海岸施設……(8)
4.7　河川施設……(8)
4.8　水道施設……(9)
4.9　下水道施設……(9)
4.10　電力施設……(9)
4.11　ガス供給施設……(9)
4.12　通信施設……(9)
4.13　建築物……(9)
参考文献……(9)

＊1　地震防災部長，工博
＊2　地震防災部耐震研究室研究員

1．被害の概況

日本海中部地震による被害は，表-3・1に示すように死者104名，負傷者324名，家屋の全・半壊5,099棟を初め，公共土木施設や農林水産関係に甚大であった。各施設ごとの被害状況を表-3・2に示す。これより全被害額は1,640億円（住宅被害約370億円は含まない）であり，建設省関係公共土木施設の被害額が663億円と一番大きかった。これらの被害の大部分は秋田県・青森県の日本海沿いに発生した。図-3・1に主な被害地点を示す。

建設省所管施設の被害状況を表-3・3に示す。これより全被害（都市施設被害も含む）は2,303箇所，681億円であった。特に河川関係は，255億円に及ぶ八郎潟干拓堤防の被害を初め，岩木川や米代川で被害が大きかったため，建設省所管施設被害の70%以上を占めている。道路も河川程ではないが大きな被害が生じた。被害は，路面の亀裂，路面の陥没，路肩欠壊などの内容であり，盛土部で多数発生した。橋梁被害は比較的少く，被害も沓の破損など軽微なものが多かった。海岸施設は能代市北部の海岸を中心に津波により被害を受けた。砂防関係施設の被害は軽微であり，砂防ダムの部分的な亀裂や法枠などの被害が主であった。

今回の地震では津波による被害が大きかった。死者104名のうち100名が津波によるものである。また，港湾・漁港・海岸施設や漁船・漁具が津波により大きな被害を受けた。秋田県では県内漁船総数の2割に当たる625隻に被害があった他，漁網も26億円の被害を受けた。被害は男鹿半島から津軽半島にかけて大きかったが，遠く1,000キロも離れた島根県の隠岐島でも発生した。

次に砂地盤の液状化に伴う被害が大きかったことが特徴である。河川・道路等の公共土木施設及び住家被害の大半は地盤の液状化によるものであった。特に八郎潟干拓堤防の沈下・亀裂，秋田港岸壁の変状などが顕著な被害である。

浮屋根式原油タンクがスロッシング（地震による液面動揺）により被災したことは新たな教訓であった。秋田火力発電所ではスロッシングにより原油タンクから発火した他，遠く300kmも離れた新潟でもタンクから原油が流出する等の被害があった。

施設別の被害では，公共土木施設の被害が大きく，全被害に対する割合が非常に高かった。表-3・4に主要地震による被害の比較を，図-3・2に今回の地震における施設別被害の状況を示す。日本海中部地震の総被害額（換算額）は宮城県沖地震の半分，新潟地震の3分の1であるが，公共土木施設被害はそれぞれの2.5倍，1.3倍と大きい。この原因としては，八郎潟干拓堤防の大被害があったこと及び被災地が地方部であり，民間の資産・施設が相対的に少なかったことが考えられる。図-3・3に公共土木施設被害の施設ごとの内訳を示す。

ライフライン施設も大きな被害を生じ，一部地区では復旧が遅れ住民は多くの不便を被ったが，幹線国道の復旧が迅速であったこともあり，図-3・4に示すように生鮮食料品の流通はほぼ平常どおりであった。

今回の災害は激甚災害に指定されたが，特別の財政援助の対象は農地及び農林水産関係施設の復旧費と中小企業に関する援助（被害の大きかった10市町村のみ対象）であり，一番被害が大きかった公共土木施設の災害復旧は対象とならなかった。また，農林水産業者は，漁業を中心に大きな被害を受けたため天災融資法の適用を受けたが，そのために既往の天災融資適用基準の改正が必要であった。これは今災害が，津波の影響もあって，被害が面的な広がりを持たず，点と線の形で特定地区に集中すると共に漁業被害が大半を占めており，既往の天災融資適用基準にはそぐわなかったためである。

2．津波による被害

日本海中部地震における津波の被害は，8道府県に及び，死者は100人を数えた。これは昭和35年のチリ地震津波以来のことであった。津波による被害は，水産業・農地・海岸施設などで発生したほか，全半壊家屋500棟以上，床上・床下浸水1,000棟以上が生じた。全地震被害額のうち約1/4は津波によるものであった。

津波による死者が最も多かったのは秋田県の79人であり，能代港建設現場で34人，男鹿に遠足に来ていた児童13人を初め釣り人等が犠牲となった。死者の大部分は男鹿半島以北の市町村で発生しているが，この地域では最高で15m近い津波遡上があった。

津波による船舶の沈没・流失の被害は，北海道で222隻，青森県86隻，秋田県196隻であったが，島根県でも160隻と大きな被害を出した。北海道の被害の約半分は奥尻島で，島根県の被害の大部分は隠岐島でそれぞれ生じた。また，漁具についても船舶同様大きな被害が生じた。

津波により能代市北部の八森・峰浜地区を中心に田畑が冠水し，農作物及び農地にも大きな被害があった。

津波による港湾・海岸施設及び河川施設の被害につ

表-3・1　昭和58年（1983年）日本海中部地震被害状況調（国土庁）

	区分	単位	北海道	青森	岩手	宮城	秋田	山形	新潟	石川	京都	兵庫	鳥取	島根	山口	計
人的被害	死者	人	4	17			83									104
	行方不明者	〃														
	負傷者	〃	24	25			265		2	3				5		324
住家被害等	全壊	棟	5	447			1,132									1,584
	半壊	〃	16	865			2,632			2						3,515
	一部破損	〃	69	3,018			2,875									5,962
	床上侵水	〃	27	62			65			3				141		298
	床下浸水	〃	28	152			277		2	3	3			277		742
	非住家	〃	29	2,582	1		1,306			1	10			103		4,032
	罹災世帯	世帯	48	1,374			3,967			5				139		5,533
	罹災者数	人	162	6,045			14,955			25				330		21,517
その他被害	道路	箇所	3	711			670		1					3		1,388
	橋梁	〃		49			84							1		134
	河川	〃		244			177							3		424
	崖崩れ	〃		28			76									104
	文教施設	〃	70	354		7	272	23						2		728
	船舶	隻	637	853			625	25	40	34	25	27	4	319	9	2,598
	鉄道	箇所	71	138			87									296
	電話	戸	143				622									765
	水道	〃	3,217	17,438			22,187	40	3					5		42,890
	電気	〃	2,200	19,840			17,563	563								40,166
	ガス	〃					14,905									14,905
	堤防	箇所												1		1
	ブロック塀等	〃					1,295									1,295
火災	一般火災	件		2			1									3
	タンク火災	〃					1									1
	被災市町村数	団体	30	64	5	6	68	7	5	6	6	1	2	13	4	217
	災対本部設置	〃	道及び20市町村	県及び12市町村			県及び19市町村	1市						2町村		1道2県54市町村
	災害救助法適用	〃		5			9									14

表-3・2　日本海中部地震における各施設ごとの被害状況（国土庁）

項　目	数　量	被害額(千円)	備　考
公共土木施設関係	2,428箇所	79,947,228	
建設省	2,131 〃	66,568,241	
農林省	181 〃	5,252,987	
運輸省	116 〃	8,126,000	
農林水産業関係		50,949,377	
農地等	3,845箇所	32,084,850	
営農施設等		1,343,000	
農作物等		3,358,000	
林業関係		2,678,945	
水産業関係		10,221,531	
国有林		1,263,051	
文教施設関係		3,369,088	
国立学校施設	3 校	733,745	
公方学校施設	201 〃	1,828,815	
私立学校施設	17 〃	129,732	
社会教育施設	92箇所	392,432	
文化財	16 〃	284,364	
厚生施設関係	173箇所	1,604,774	
厚生施設等	70 〃	647,848	
水道施設	103 〃	956,926	
中小企業関係		22,278,000	
その他	878箇所	6,023,728	
国有鉄道	693 〃	2,291,000	
民有鉄道	9 〃	3,708	
電力施設		848,550	
電信電話施設		800,000	
都市施設	176 〃	1,809,800	
国有庁舎施設等		270,670	大蔵省，郵政省所管の各施設
合　計		164,172,195	

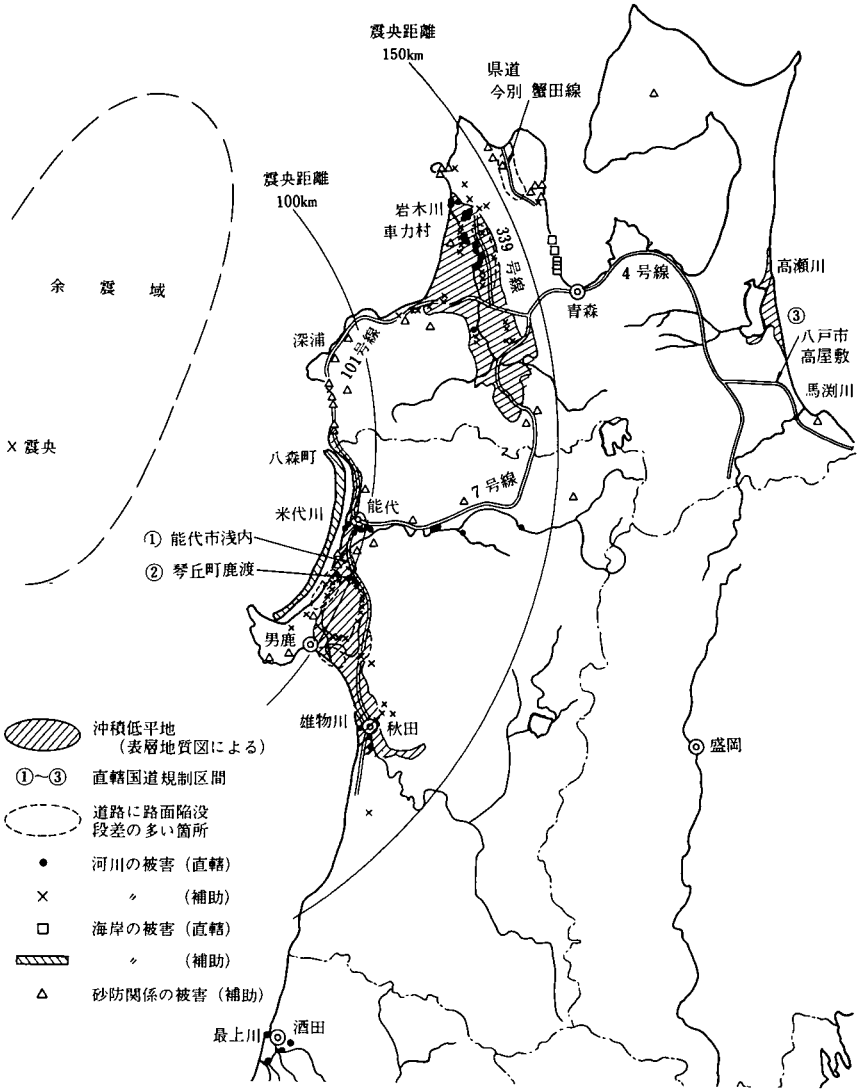


図-3・1　日本海中部地震による主な被害地点

表-3・3　日本海中部地震建設省所管施設被害状況

（単位：百万円）

区分		直轄災害		補助災害		計	
		箇所数	金額	箇所数	金額	箇所数	金額
公共土木施設	河川	77	6,830	424	41,639	501	48,469
	海岸	9	156	52	1,753	61	1,909
	砂防	0	0	23	265	23	265
	道路	24	274	1,384	13,532	1,408	13,806
	橋梁	0	0	134	1,858	134	1,858
	計	110	7,260	2,017	59,047	2,127	66,307
都市施設				176	1,809	176	1,809
合計		110	7,260	2,193	60,856	2,303	68,116

表-3・4　主要地震による被害の比較

地震名（発生年月日）マグニチュード		新潟 39. 6. 16 M=7.5	十勝沖 43. 5. 16 M=7.9	宮城県沖 53. 6. 12 M=7.4	日本海中部 58. 5. 26 M=7.7
死者・行方不明	人	28	53	28	104
負傷者	人	418	811	1,335	324
全壊・流失家屋	棟	3,456	1,023	1,383	1,584
半壊家屋	棟	11,339	5,379	6,190	3,515
道路被害	百万円	9,493	8,222	6,714	13,806
		(2.2)	(5.7)	(2.1)	(8.4)
橋梁被害	百万円	5,969	1,388	7,665	1,858
		(1.4)	(1.0)	(2.3)	(1.1)
河川被害	百万円	16,222	5,805	15,294	48,469
		(3.8)	(4.0)	(4.7)	(29.5)
全公共土木施設被害	百万円	61,605	24,246	31,802	79,947
		(14.2)	(16.7)	(9.7)	(48.7)
総被害額	百万円	432,586	145,093	326,423	164,172

※被害額は昭和58年価格，（ ）内は総被害額に対する比率(%)

資料：土木研究所報告第125号，第141号，第159号他

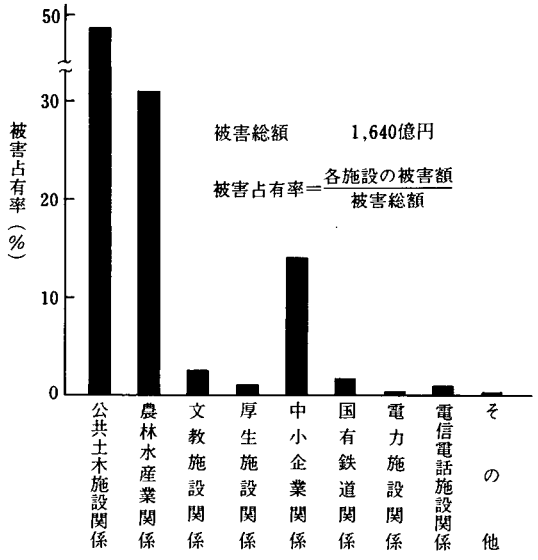


図-3・2　日本海中部地震における各施設ごとの被害

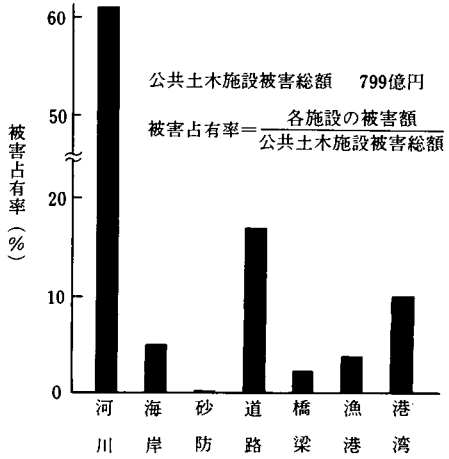


図-3・3　日本海中部地震における公共土木施設被害の内訳

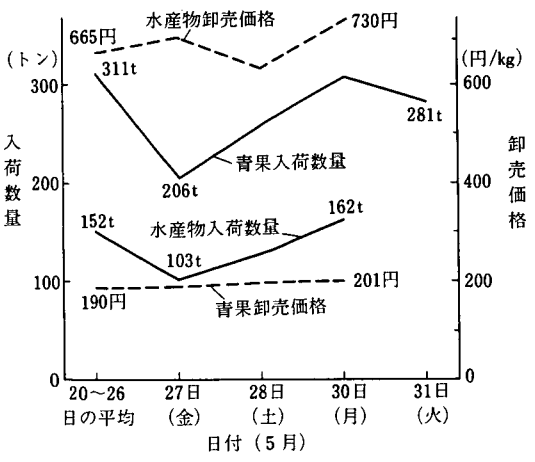


図-3・4 地震発生日以後の生鮮食品流通の動き
(秋田市中央卸売市場業務課調べ)

いては4章「公共土木施設」の被害のところで記述する。

なお今回の地震による津波は,1) 沿岸への到達が早かったこと, 2) 波状段波を示し (参考文献3) p47参照), 周期が短かった (約10分) こと, などの特徴を有していた。

3. 地盤災害

日本海中部地震では砂地盤の液状化による災害が大規模・広範囲に発生し, 本地震災害の大きな特徴であった。今回, 最も大きな被害を被った八郎潟干拓堤防や秋田港を初め, 住宅被害などの大半は液状化によるものであった。

液状化は秋田県・青森県の日本海側を中心に, 1) 低湿地・海岸などの埋立地, 2) 砂丘と沖積低地の境付近, 3) 陸成砂の堆積した沖積低地, などの局所的な地域で発生している。液状化による震害が特に顕著に認められた地域は, 秋田市新屋元町, 秋田港, 男鹿市脇本, 若美町, 大潟村(八郎潟干拓堤防を含む), 能代市青葉町, 同市浅内, 青森県車力村富菏, 同村牛潟などである。

液状化に伴う被害形態は, 1) 盛土・堤防など土構造物における基礎地盤の液状化による崩壊・沈下の発生, 2) 宅地地盤の液状化による住宅基礎の破壊, 3) 背面土砂の液状化による岸壁などの変形, 4) 液状化による地盤変状に伴う地中埋設管の破損, などであった。また, 周辺の地盤が液状化しても八郎潟北東面にある五明光橋のように堅固な地盤まで基礎を根入れしている橋や建築物にはほとんど被害は無かった。

液状化による被害は土木施設や農地で大きかった。土木施設被害は, 八郎潟干拓堤防の沈下・亀裂, 秋田港岸壁の変状, 能代南バイパスの盛土の崩壊など土構造物を中心に生じた。また, 農地・農作物も液状化に伴う地盤変状や噴砂により被害が生じた。特に砂地盤に客土をして造成した水田で被害が大きかった。

土砂関係の被害としては土石流1箇所, 地すべり6箇所, がけ崩れ60箇所が発生した。なお, この数量は人家に被害を与えたものか, 今後被害を与える恐れのある箇所である。

4. 公共土木施設の被害

4.1 道路

道路の被害は, 路面の陥没や亀裂, 法面崩壊等が主であり, 秋田県で670箇所, 青森県で711箇所に発生しており, 総被害額は約140億円に達した。地震発生後の交通規制 (通行止め) は, 秋田県内で17路線—22箇所, 青森県内で17路線—23箇所であったが, 応急復旧工事により, 3日後には7箇所, 1箇月後には2箇所に減少した。

被害形態は, 盛土部を中心とした路面の陥没・亀裂, 橋梁取付部の沈下などが多く, 液状化に起因する事例が目立った。また, 橋本体の被害が比較的少なかったこと及び大規模な斜面崩壊や路面欠壊が無かったことが今災害の特徴であり, 復旧が早かった理由である。

国道7号線では, 昭和バイパス・能代南バイパス等で被害があった。昭和バイパスは八郎潟南東に位置し, その地質はピート層を含む軟弱地盤である。被害は, 構造物取付部の沈下が中心で軽微であった。ここでは構造物の埋戻し砂が液状化した形跡があった。能代南バイパスは, 海岸砂丘の東側の沖積低地に位置し, 約20mの厚さに砂質系土が堆積している。ここでは, 盛土基盤の液状化に伴い, 盛土が大きく陥没すると共に側方にすべり, 舗装版が一部で盛り上った。

4.2 道路橋

道路橋の被害は, 秋田県で84箇所, 青森県で49箇所で発生し, 20億円近い損害となったが, いずれも比較的軽微であった。そのため橋本体の被害に伴う通行止めは全く無かった。しかし, 橋台背面の沈下により地震直後に9箇所で通行止めとなった。

下部工の被害は, コンクリートの局部的な破損・破

壊と橋台の移動によるパラペットと橋桁の衝突がほとんどであるが，通行止めをする程の箇所は無かった。上部工の被害は支承部又は伸縮継手部で発生しており，支承モルタルの破損が顕著であった。

比較的被害の大きかった男鹿大橋は，八郎潟が海につながる箇所に位置し，橋脚の沈下（最大117㎜），水平移動（最大267㎜），伸縮継手・オイルダンパーの変状，沓・高欄の損傷が発生した。

4.3 鉄道

鉄道施設の被害は，秋田・盛岡・青函の各局管内に集中して発生し，12線区693箇所に及んでいる。特に震源地に近い五能線・奥羽本線秋田以北・津軽線蟹田以北に大きな被害が発生した。被害総額は土木関係（軌道復旧を含む）で約23億であった。被害状況と開通日を表-3・5に示す。また，地震発生と同時に，東北新幹線の一ノ関～北上間を初め，在来線の秋田・盛岡・青函各局の管内全線及び新潟・仙台の一部線区で列車が運休したほか，多数の線区で運転規制が行われた。

奥羽本線の被害は秋田以北（特に八郎潟～鷹巣間）で発生し，その大半は築堤部の路盤陥没や軌道の沈下・通り狂いであった。特に森岳～東能代間は，軟弱地盤上の高築堤での被害が大きく，路盤が1.5～3.0mの規模で沈下して軌道がはしご状になった箇所が数箇所あり，南能代駅構内付近約2㎞が最大の被害箇所であった。奥羽本線の復旧は，森岳～東能代間を残して逐次開通したが，南能代付近の復旧には土砂が約10,000㎥を要するなど大規模であったため，開通は6月7日となった。

五能線は，震源地に最も近い線区であり，最大の被害を受けた。特に震源に直面する海岸線に沿っている陸奥岩崎～五所川原間に被害が大きく，全域的に路盤陥没に伴う軌道狂いが発生したほか，橋梁の変状が多数生じた。復旧は，橋梁の復旧にかなりの期日を要したほか，大規模な路盤陥没もあり，開通は6月16日であった。

津軽線は，蟹田以北で全線にわたり路盤沈下が小規模ながら多数発生し，軌道沈下や通り狂いが生じた。開通は，全域的な軌道修復工事と大平～津軽二股間に発生した大規模路盤沈下の復旧のため6月4日になった。

4.4 港湾

港湾施設の被害は北海道・青森県・秋田県及び島根県下の14港湾において発生し，その被害額は総額約81億円に達した。このうち，特に被害の大きかった秋田県の被害額は約74億円であり，秋田港の被害が約64億円にのぼっている。これらの被害は地盤の液状化によるものが大半であり，大部分の岸壁は液状化の検討が技術基準に盛り込まれる以前に設計されたものであったことも被害を大きくした要因の1つと考えられる。また，港湾施設は他の公共土木施設と比較して被害程度が著しいものであった。港湾施設の被害状況を表-3・6に示す。

表-3・5　鉄道の被害状況と開通日（国鉄資料より）

路線名	被害状況	開通日	備考
東北本線	野辺地～千曳間路盤陥没	5月26日 16時	
奥羽線	八郎潟～鷹ノ巣間 路盤陥没，線路曲がり，乗降場等	6月7日	秋田～八郎潟，鷹ノ巣～青森間折返し運転
	大釈迦～鶴ケ坂間 路盤陥没	5月28日	26～27日青森～弘前間バス代行
羽越線	秋田～酒田間数箇所路盤陥没	5月26日 18時	
五能線	弘前～五所川原間	5月27日	26日バス代行
	能代～五所川原間 路盤陥没・亀裂，橋梁変状，法面崩壊，トンネル変状，線路変状等	6月16日	29日から五所川原～深浦間バス代行 30日から深浦～能代間バス代行
津軽線	青森～蟹田間	5月26日 夜	
	蟹田～三厩間 路盤沈下，線路変状等	6月4日	27日夜から蟹田～三厩間バス代行
大畑線	田名部～大畑 地盤亀裂，線路変状等	5月27日 夜	27日午後からバス代行

秋田港は5地区からなっているが，そのすべての地区が被害を受け，25バースの岸壁中，地震後にどうにか使用可能な岸壁（応急復旧したもの，利用制約があるものを含む）は7バースだけであった。被害状況は，岸壁の滑動・傾斜，エプロンの沈下，鋼矢板の湾曲・折損などである。これらの港湾施設の設計水平震度は0.1であるが，地盤の液状化が発生していない岸壁ではほとんど被害が無く，被害の主要因は地盤の液状化であると言える。災害の復旧には液状化対策が講じられており，岸壁背面の地盤改良として砕石杭や締固めが採用された。被害に伴う港湾機能の低下は，物資の流通経路の変更や貨物の搬出入量が減少するなど経済への影響も大きかった。

能代港では約7億円の被害が生じた。特に津波による被害が大きく，港内の防波堤・護岸等のブロックの

表-3・6 港湾施設の被害状況（運輸省資料より）

道県別	被災港名	被害額（百万円）	被害の特徴
北海道	室蘭港	260	臨港道路，岸壁エプロンの舗装に沈下・亀裂，一部陥没
青森県	深浦港，大湊港 野辺地港，大間港	110	臨港道路，けい留施設，護岸等に沈下・亀裂等
	青森港	360	防波堤堤体の一部沈下，上部工の亀裂，臨海道路，けい留施設等の舗装沈下・亀裂，一部陥没，離岸堤の沈下等
	小　計	470	
秋田県	秋田港	6,430	液状化による被害が大きく，岸壁の滑動・傾斜，エプロンの沈下，埋立て施設の被害大（岸壁上部上の前傾水没，鋼矢板の湾曲，折損，亀裂，エプロンに段差等）岸壁取付部等の崩壊，水没等
	能代港	670	津波による被害大きく，港内の防波堤・護岸等のブロックの沈下散乱，海岸保全施設(階段式護岸)の破壊
	船川・戸賀 本荘港	300	荷揚場の傾斜，エプロンの沈下・陥没 導流堤の転倒・沈下
	小　計	740	
島根県	重栖，代海士港	30	津波により石積海岸に小規模な被害
合　計		8,160	

沈下散乱，海岸保全施設の破壊が生じた。

4.5 漁港等（農林水産関係施設）

農林水産省で所管する漁港関係施設，治山施設及び海岸保全施設においては181箇所，52億円の被害があった。被害は，秋田県・青森県を中心に北海道・島根県でも発生し，漁港施設及び海岸砂防施設に集中した。

漁港施設は51箇所，31億円の被害があった。このうち津波による被害額が60%を占めた。地震に直接起因する被害は，エプロンの亀裂・沈下などであり，小規模ではあるが件数が多かった。一方，津波による被害は防波堤の滑動，異型ブロックの散乱など大規模で激しいものが多かった。

漁港で最も大きな被害を被ったのは，秋田県の八森漁港と岩館漁港であった。八森港湾は5箇所，382百万円，岩館漁港では9箇所，337百万円の被害があり，護岸や防波堤の倒壊などが発生した。

治山施設は海岸砂防施設を中心に23箇所，21億円の被害があった。海岸砂防施設は，津波により防潮堤の倒壊，根固めブロックの散乱，人工砂丘の欠壊などが生じた。山林砂防施設は男鹿半島で多少被害があった程度である。

4.6 海岸施設

海岸施設（海岸法による海岸保全区域内の施設）は，秋田県を中心に青森県・北海道において，61箇所，19億円の被害があった。被害は，離岸堤・消波堤の沈下とブロックの散乱が多く，特に峰浜海岸と八森海岸で激しかった。峰浜海岸では4tの消波ブロックが100m以上も散乱し，ブロックの破壊も約15%程度で発生した。その他護岸の被害も11箇所で発生しており，背後からの引波による倒壊や地震動による堤体破壊などが多発した。

4.7 河川施設

河川施設は，約500箇所，485億円の被害があり，公共土木施設被害の60%を占めている。被害は，秋田県・青森県・北海道・島根県で発生しており，秋田県に大半が集中した。また，地震後に大雨が降らなかったため洪水等による二次災害は発生していない。

八郎潟干拓堤防はほとんど全域にわたって液状化による堤防の沈下・変形，アスファルトフェーシングの破壊などの被害が生じ，被害額は約255億円(復旧にはさらに助成費として96億円が追加されている）に達した。堤防の沈下は，2m近い箇所もあり，二次災害の恐れがある所には土のう積み等の応急復旧が行われた。

河川堤防の被害は，雄物川・米代川・岩木川などの一級河川を初め，その他の河川でも発生している。被害の多くは，堤防天端の亀裂及び沈下，法面のすべり，護岸の破損などであり，これらの被災箇所の多くは地盤の液状化が影響している。米代川など能代市から八森町にかけての河川では，津波により河口付近の護岸や堤防に被害があった。

ダムの被害は，比較的小さく，高さ20m程度のアースダムの亀裂発生が5箇所，重力コンクリートダムの目地漏水発生1箇所であった。

4.8 水道施設

水道施設は，秋田県・青森県を中心に103施設，957百万円の被害があり，断水戸数は4万戸以上に及び震後の市民生活に大きな影響を与えた。特に被害の大きかった能代市においては全面復旧までに20日間を要したが，他の市町村では数日で全面復旧が行われている。被害は，住宅など他の施設の被害の多い所で発生しており，液状化などによる地盤破壊に起因していることが多かったと言える。断水地域に対しては，自衛隊や他の市町村の応援を得て，給水活動が行われた。

4.9 下水道施設

下水道施設は，秋田県・青森県において161箇所で被害が発生し，被害額は約17億円に達した。被害の大半は管渠・マンホールに生じており，特に地盤の液状化があった所では管渠の不等沈下・蛇行が激しかった。

被害の大きかったのは能代市公共下水道と秋田市公共下水道であり，その他の箇所の被害は軽微であった。能代市では，管渠延長60.4kmのうち，被災による管の布設替えが8km以上もあった。

管路の被害調査にはテレビカメラが効力を発揮した。ただし，被害に伴う住民生活への影響はほとんど無かった。

4.10 電力施設

電力施設は，秋田県・青森県及び北海道で火力発電所，送電線路，配電線路などで849百万円の被害があった。停電は4万戸以上で発生したが，復旧は当日の夜までに完了した。

秋田火力発電所は，浮屋根式原油タンクから火災が発生するなど472百万円の被害があった。火災は2時間程で鎮火したが，タンクに部分的な変形や破損が生じた。また，津波によりタンカーが移動したため原油の荷上げ設備が破損した。

配電線路には160百万円の被害があり，電柱の傾斜・沈下・折損などが約2,500本で発生した。

4.11 ガス供給施設

都市ガスは，地震により秋田県の能代市・男鹿市・若美町の3事業体で約15,000戸への供給が停止した。被害は，地盤の液状化の発生した地域で集中的に発生しており，特に継手部に集中した。男鹿市と若美町では10日後に約90%の被害が復旧された。しかし，能代市では，西部の新興住宅地帯で被害が大きく，その復旧作業は難渋を極め，20日後においても約80%の復旧率であり，完全復旧には1箇月を要した。この復旧作業には，ガス協会東北支部を中心とした強力・迅速な応援協力があった。

4.12 通信施設

通信施設の被害は，電柱の沈下・傾斜及びマンホールの浮上・傾斜が多かったが，通信サービス機能への影響は軽微であった。しかし，地震発生直後から異常ふくそうが発生し，緊急時の通話がかかりにくくなった。加入電話は，秋田県・青森県及び北海道の一部を中心にケーブルの損傷，電話機の落下などにより約2,400件で不通となったが，家屋倒壊等で修理困難なものを除き5月28日までに復旧した。

4.13 建築物

一般家屋は，秋田県・青森県を中心に全壊・流出1,584戸，半壊3,515戸，床上・床下浸水1,040戸などが生じ，約370億円の被害となった。損壊の原因の大半は基礎地盤の液状化によるものであったが，秋田県の八森・峰浜地区を中心に津波による家屋の被害も多かった。上屋部が地震動により倒壊した例はほとんど無く，基礎部に被害が集中している。

堅固な地盤まで基礎を有する建築物の被害はほとんど発生していない。しかし，震源から190kmも離れた青森県の浪岡町立病院（RC 5階，地下一階）では，柱のせん断破壊が発生して大破に近い被害を受けた。

参考文献

1）昭和58年（1983年）日本海中部地震非常災害対策本部「昭和58年（1983年）日本海中部地震災害対策について」1983年12月。

2）土木学会東北支部日本海中部地震調査員委員会「日本海中部地震報告」土木学会誌，1983年9月。

3）「〝特集〟日本海中部地震と港湾」港湾，1983年11月。

4）「日本海中部地震と漁港」漁港，1983年，25巻4号。

5）広沢雅也「日本海中部地震による建築物の被害」建築技術，1983年8月。

6）佐々木康，川島一彦，宇多高明「日本海中部地震被害調査速報」土木技術資料，25巻7号，1983年。

7）村上順雄，佐藤和夫「日本海中部地震被害調査——続報」土木技術資料，25巻11号，1983年。

8）神谷周浩「日本海中部地震災害について」道路交
通経済，No. 25，1983年10月。

第4編　地形と地質

桑原啓三[*1]
脇坂安彦[*2]

by Keizo Kuwahara
and
Yasuhiko Wakizaka

目　次

1．青森・秋田県西部の地形・地質の概要……(2)
2．青森・秋田県西部の被災地域の地質……(5)
2.1　津軽平野及び屏風山砂丘……(5)
2.1.1　基盤岩類……(5)
2.1.2　洪積層……(5)
2.1.3　沖積層……(6)
2.2　能代平野・八郎潟及び秋田平野……(6)
2.2.1　基盤岩類……(6)
2.2.2　洪積層……(7)
2.2.3　沖積層……(7)
3．地形・地質と地震災害……(9)
3.1　空中写真判読による液状化地点の特徴……(9)
3.2　被害甚大地域の地形・地質と地震……(10)
3.2.1　車力村……(10)
3.2.2　能代市……(17)
3.2.3　八郎潟……(17)
3.2.4　八竜町・若美町……(19)
3.2.5　秋田市……(21)
3.3　そのほかの地震災害と地形・地質……(21)
4．まとめ……(23)
参考文献……(25)

＊1　地質化学部地質研究室長
＊2　地質化学部地質研究室研究員

1．青森・秋田県西部の地形・地質の概要

竜飛岬から秋田平野に至る日本海沿岸地方の大地形は北から津軽山地，屏風山砂丘・津軽平野，白神山地，能代平野，男鹿半島，秋田平野と配列している(図-4・1)。このように比較的平野の発達が良いことが本地方の特徴である。これらの平野はそれぞれ岩木川・米代川・雄物川からもたされた砂礫が堆積して形成された沖積平野であり，海岸側に砂丘が発達しているという共通性を有している。この地形的特性が，今回の地震により地盤の液状化や斜面崩壊，亀裂のような被害が多発したことの一因であると言える。

本地方の地質は地形と密接な関連をもっている。すなわち，山地部は主として深成岩類及び第三紀火山岩類，丘陵地は新第三紀層，台地は洪積層，低地は沖積層から構成されている。また山地部には鳥海火山帯に属する第四紀火山の噴出物が点在している（図-4・2)。以下地域別に地形・地質について概説する。

津軽山地は竜飛岬から大釈迦峠まで北北西一南南東へ津軽半島を走る脊梁山地で，主として新第三紀の堆積岩類及び火山岩類から構成されている。高度はおおよそ600m内外の緩やかな山地で，最高峰は丸屋形岳（718m）である。

津軽平野は北及び東を津軽山地，西を屏風山砂丘，南西を岩木山，南を白神山地に囲まれた盆地状の平野である。規模は東西５～20km，南北60kmに達する。平野の伸長方向は新第三紀層の向斜構造の方向とほぼ一致している[4]。平野内の藤崎町付近から五所川原市には岩木川の自然堤防帯が発達している。自然堤防帯以北にはデルタ性沖積地が広がっており[5]，平野北端の十三湖は埋め残されたものとされている[6]。沖積層はシルト及び砂よりなり十三湖層と呼ばれる。平野周縁には洪積世山田野層が構成する山田野段丘(高度20m±)，出来島段丘（10m±）及び高根段丘（大部分が沖積平野下に埋没している）の３段の段丘がみられる。

屏風山砂丘は北端の十三湖から南端鯵ヶ沢まで延長28km，東西最大幅5.5kmの規模を有している。最高峰は往古之木嶺（79m）である。砂丘は山田野段丘面，出来島段丘面の上位に位置している。砂丘の形態には西側に開いたマンハ*1類似状，舌状，U字状，放物線状，縦列状などがある[8]。これらの砂丘群の稜線は，東一西方向すなわち砂丘全体の伸長方向と直交する方向を示し，この地域の卓越風の方向（東一西，北西一南東)[9]と一致する。

白神山地は青森・秋田の県境付近に東西に走っている。1,000m級の山を有し，最高峰は向白神岳（1,243m）である。山地の北東端には成層火山の岩木山が位置している。山地は西端で海岸に直接しており，平野の発達はない。海岸部の北半部の鯵ヶ沢から立待崎には海成段丘が発達している。段丘面は大倉(1960)[10]によると少なくとも５段以上ある。これらの段丘面上の一部には５m前後の比高をもつ砂丘が分布している[10]。

白神山地を構成する地質は中・古生層，花崗岩類，新第三系などである。中・古生層は時代未詳で山地中軸部に分布している。これらは一般に小さな断層，褶曲を繰り返し，著しく擾乱されている[11]。白神岳花崗岩類は白神山地の西端に北東一南西方向に伸長して分布している。本岩類は新第三系の基盤をなしている。本岩類からは93Ma*2のK-Ar黒雲母年代が得られており[12]，白亜紀後期の貫入とみられる。白神山地を含む青森・秋田県西部地方に分布する新第三系は，いわゆるグリーンタフに属するもので，下位の〝緑色凝灰岩〟と上位の含油第三紀層及び同時期の火山岩とに大別できる。〝緑色凝灰岩〟は西男鹿階，台島階に噴出した火砕岩である。それより上位の新第三紀層は主として砕屑岩から構成され，一部酸性凝灰岩を挟んでいる。なお，表-4・1に西津軽及び秋田油田地域の新生代の地層を総括したものを示す。

能代平野は日本海沿岸で最も段丘地形の発達のよい地域の１つで，米代川及び日本海に沿って段丘が分布している。平野は海岸線にほぼ平行に細長く，海岸側から砂丘・低地・台地・丘陵が配列し，平野を南北に二分して米代川が東西方向に流れている。砂丘は平野北端の八森から男鹿半島まで達し，20～50mの高度を有している(最高高度65m)。砂丘の陵線は屏風山砂丘と同じく海岸線と直交していることが多い。段丘は高度60m以下で東西幅約８kmにわたって台地を構成している。白井(1961)[15]は段丘面を海成，河成合わせて５段に，内藤(1977)[16]は９段に区分している。段丘の一部を形成している洪積層は潟西層で，能代市から秋田市まで分布している。段丘台地の東側には高度200m前後の丘陵が広がっている。

八郎潟は男鹿半島の基部において二条の砂州で囲まれた潟湖である。潟の周囲には高度５～100mの段丘が５段分布している。これらのうち100m，40m，20m段丘は八郎潟を挟んで南北に帯状に配列している。一方，

*1 ナマコ型の砂陵の風上側が浸食されて急斜面となり，風下側は緩斜面となっている馬蹄形の浸食砂丘のこと[7]。

*2 Maは地質年代の単位で100万年である。

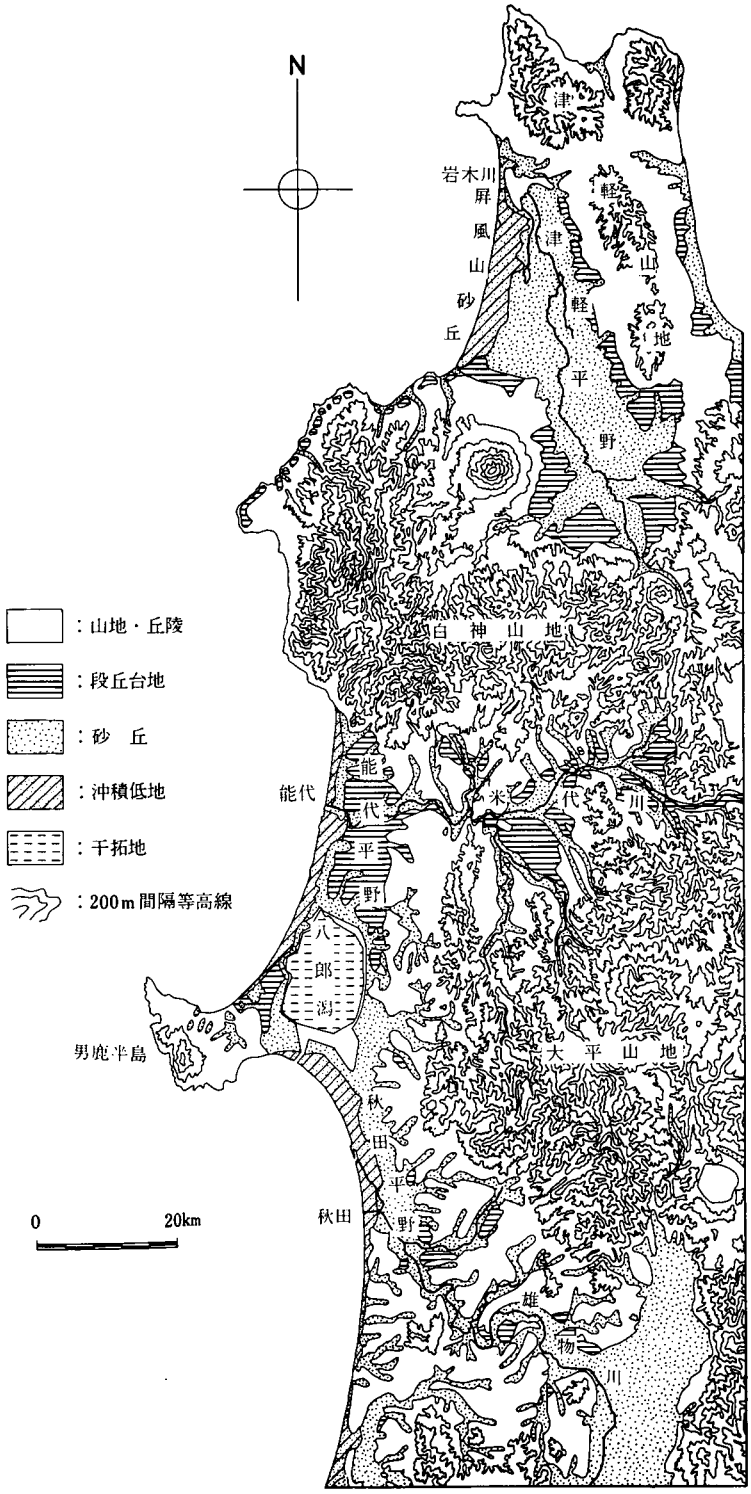


図-4･1　青森・秋田西部地域の地形

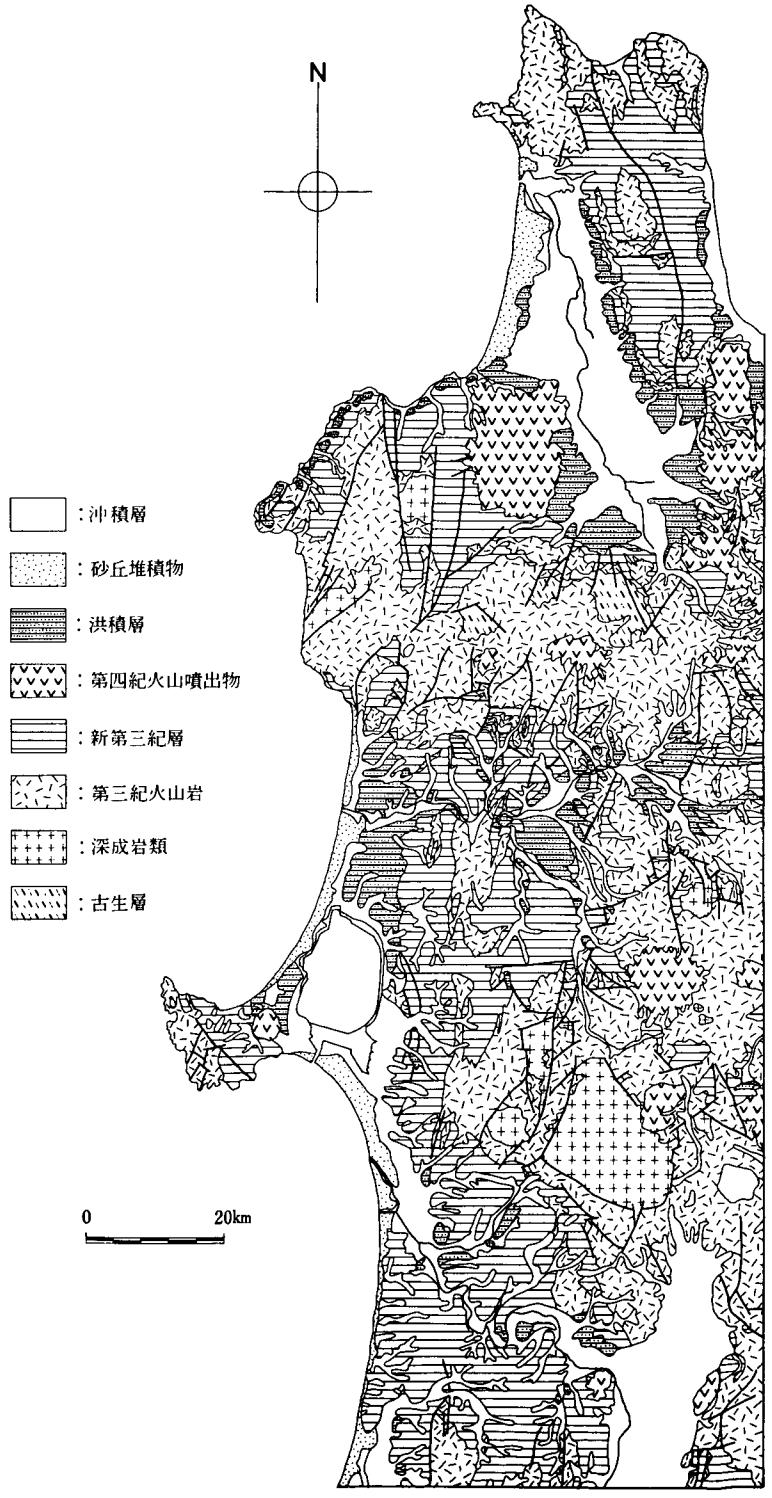


図-4・2 青森・秋田西部地域の地質[1),2),3)]

表-4・1　西津軽・秋田油田地域の地質総括表

時代		時階	西津軽地域（通産省資源エネルギー庁, 1982[13]）			秋田油田地域（池辺, 1962[14]）	
						男鹿半島	秋田市周辺
第四紀	完新世						
	更新世	潟西階	山田野層			潟西層	寺内層
新第三紀	鮮新世	鮪川階				鮪川層	
		脇本階	鳴沢層	東目屋層		脇本層 上部	笹岡層
						脇本層 中下部	天徳寺層 上部
		北浦階	舞戸層	大秋層		北浦層	天徳寺層 下部
		船川階	赤石層	松木平層	藤琴川層	船川層	上部
			十二湖凝灰岩類				下部
		女川階	大竜子層	大和沢層	岩谷層	女川層	
		西黒沢階	田野沢層	砂小瀬層	早口川層	西黒沢層	鵜養層 砂子渕層
		台島階	大戸瀬層	藤倉川層		台島層	大倉又層
	中新世	西男鹿階	笹内川層	尻高沢層		門前層 赤島層	萩形層 大又層
先第三紀			基盤岩類				

10m，5m段丘は八郎潟を取り巻いて発達している。以上のことは100～20mの段丘は八郎潟形成以前に，10m以下の段丘は以後に作られたことを示している[17]。砂州上に分布する砂丘は普通10m，5m段丘上に発達しているが，40m，20m段丘上にも認められる。Mii(1958)[18]は砂丘を開析の程度により新・旧の2種類に区別した。八郎潟の東方には平均高度500～800mの太平山地がある。

太平山地は平均高度500～800mの緩やかな山地で，主に新第三系と太平山深成変成岩類（深成岩と変成岩からなる複合岩体）から形成されている。太平山深成変成岩類について88，89Ma(白亜紀後期)のK-Ar黒雲母年代が測定されている[12]。

男鹿半島は前述のように八郎潟を囲む二条の砂州により陸続きとなった二重陸けい島である。主部は新第三紀の堆積岩類，火山岩類よりなる隆起地塊であって，周囲には十数段の段丘が見られる。この地域の第三系はグリーンタフ地域の模式層序の一つとなっている。半島西端には円形火口跡を水で満たしたマール群が分布している。半島の基部には寒風山火山が位置している。

秋田平野は砂丘の内側にできた潟湖が雄物川等から運搬された土砂によって埋積された沖積平野である。砂丘は男鹿半島から八郎潟南部を経て秋田平野まで海岸線とほぼ平行に伸び，幅は2～4kmある。砂丘の稜線は6，7列海岸線と平行に配列している。その背後に幅3～6kmの細長い沖積低地がある。沖積低地の東側及び雄物川沿いには段丘が5段分布している。

2．青森・秋田県西部の被災地域の地質

本章では今回の地震で災害の著しかった津軽平野，屏風山砂丘と能代平野・八郎潟及び秋田平野の主として第四系の地質と地質構造について述べる。

2.1　津軽平野及び屏風山砂丘

2.1.1　基盤岩類

津軽平野，屏風山砂丘地域の第四系の地質については小貫ほか（1963）[4]による詳細な研究がある。以下この研究に従い説明する。

津軽平野で第四系の基盤となっているのは鮮新世味噌ヶ沢層である。味噌ヶ沢層は凝灰質中粒砂岩よりなり丘陵地では地表に露出している。一方，屏風山砂丘地域の基盤は砂岩の薄層を挟むシルト岩からなる鮮新世鳴沢層である(表-4・2)。

2.1.2　洪積層

これらの第三紀層と傾斜不整合の関係で上位に山田野層が分布している。山田野層は山田野段丘を構成する層理の発達した淘汰の良好な褐色中粒砂層である。層厚は25～40mあり，ほぼ水平に発達している。第三

表-4・2 津軽平野・屏風山砂丘地域の層序[4)]

時代		屏風山砂丘地域		津野平野地域
第四紀	完新世	海浜砂	屏風山砂丘砂	十三湖層 上部 中部 下部
		出来島段丘堆積物	?	
	更新世	岩木火山灰層		五所川原砂礫層
			古砂丘砂	高根段丘礫層
		山田野層	?	山田野層
新第三紀	鮮新世	鳴沢層		味噌ヶ沢層

紀層との不整合面は，屏風山南端付近では標高10～20mにあるが，北方へ向って高度を減じ，海水準以下となる。

平野部では沖積層下に埋積された高根段丘が存在し，この構成層は高根段丘礫層と呼ばれている。礫層は層厚5～7mの礫及び砂礫層からなり，味噌ヶ沢層を切っている。段丘の深度は北側で深く海水準下10～15mで，南へ浅くなり，地表に現れるようになる。

山田野段丘上には不整合で厚さ1～4mの火山灰層が広がっている。下部は赤褐色ラピリ，上部は赤褐色火山灰からなる。これらは岩木火山の噴出物と推定される。大部分の火山灰は高根段丘形成後，十三湖層堆積前に降下したものと考えられている。

平野部の埋没谷の谷底には砂礫層が発達しており，五所川原砂礫層と命名されている。本層は五所川原市内のボーリングで海水準下40.5mに認められるほかは数箇所で確認されているにすぎない。

2.1.3 沖積層

五所川原砂礫層より上位の沖積層が十三湖層である。層厚30～40mのシルト，砂から構成され，上・中・下の3部層に区分されている。

1) 下部互層部層：シルト層を主とし，シルト層，砂層の互層からなる。標準貫入試験で$N=3\sim8$の値を示し，平均$N=6$と十三湖層の中では比較的値が高い。

2) 中部シルト部層：層厚10～20mのシルト層である。標準貫入試験ではすべて$N=0$であり，本部層のため平野部が軟弱地盤として問題視されている。

3) 上部砂部層：厚さ1～10mの砂を主とし，$N=0\sim6$を示す。出来島段丘堆積物は標高10m前後の段丘を構成している。堆積物は成層した淘汰良好な細砂層からなり，山田野層を不整合に覆っている。

屏風山地域の山田野段丘及び出来島段丘は砂丘に被覆されていることが多い。砂丘は淘汰良好な細砂からなり，東へ急傾斜する斜層理が発達している(写真-4・1)。大部分の砂丘砂は岩木火山灰層の上位にあるが，一部岩木火山灰層を挟む砂丘もある。このことから砂丘の一部には古砂丘*3もあると考えられる。

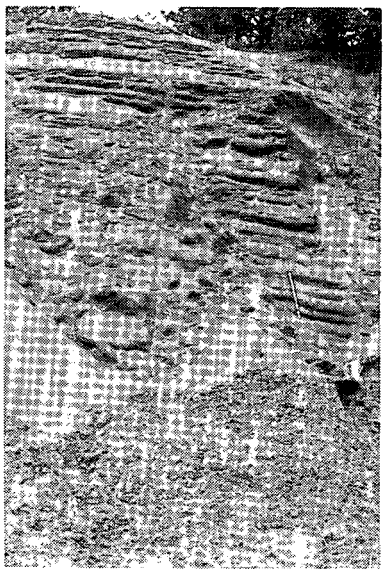


写真-4・1 屏風山砂丘中に見られる層理(青森県車力村富菏)

以上の地層の関係を模式的に示したものが図-4・3である。

2.2 能代平野・八郎潟及び秋田平野

2.2.1 基盤岩類

本地域の第四系の基盤は鮪川層以下の含油第三紀層である(表-4・1)。第四系は図-4・4の地質断面のように，

*3 火山灰や古土壌などによって被覆された，更新世や完新世のある時期に形成された古い砂丘。

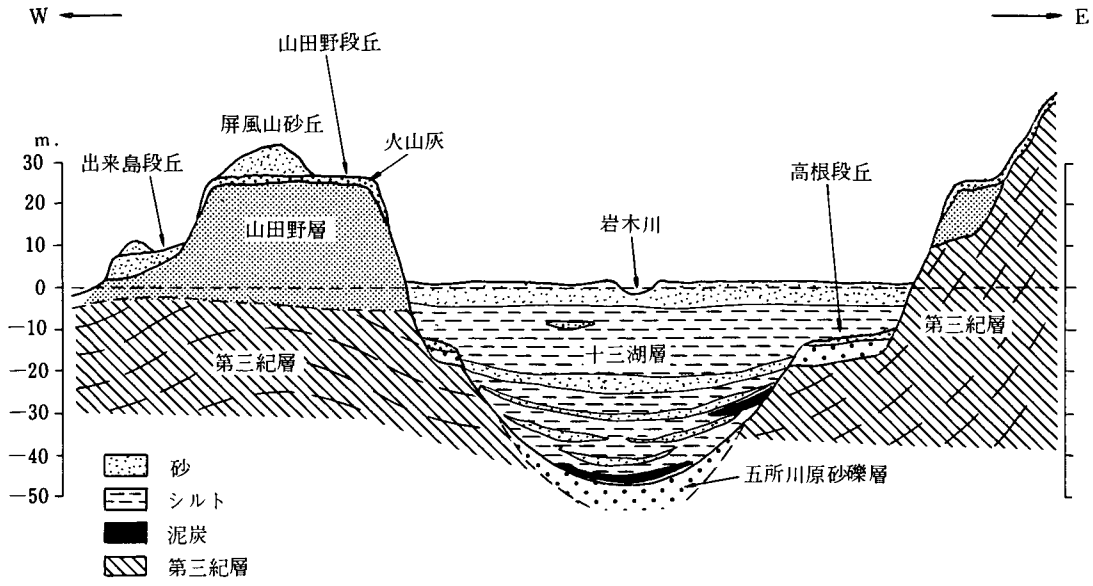


図-4・3　津軽平野・屏風山砂丘地域の模式地質断面図[4]

これらの基盤岩を傾斜不整合に覆って分布している。含油第三紀層は固結した砂岩・シルト岩・泥岩などよりなる。第三紀層までの深度を図-4・5に示すが，最も深度が深いのは米代川河口付近で−200mである。秋田市沖から八郎潟にかけてはほぼ南北方向に−100〜−150mほどの第三紀層浸食面の谷が存在する。この谷から東西方向に深度は減少していき，太平山地・男鹿半島で第三紀層は露出している。図-4・6に第三系の構造図を示す。図のように本地域の構造は南北方向に軸をもつ褶曲に支配されている。また，断層も褶曲軸と同方向に延びている。

2.2.2　洪積層

本地域で最も広く分布している洪積層は潟西層である。男鹿半島北岸の釜谷地付近には鮪川層と潟西層との間に釜谷地層の分布が知られている[19]。釜谷地層は脇本層の浸食凹面を埋めた砂礫からなり，層厚約2mである。潟西層に不整合に覆われている。

潟西層の模式地は八郎潟西岸一帯であるが，そのほかにも能代市・秋田市に分布している。秋田市では寺内層とも呼ばれている。潟西層は本地域周辺の段丘の一部（主に浸食段丘）を構成している。岩相は全般に粗粒砕屑物からなる。基底部には人頭大〜親指大の円礫，水磨された扁平礫からなる厚さ1〜2mの礫層が発達している。中・上部は主として中〜粗粒砂よりなり，粘土・泥炭・炭質物を挟み，所によりシルト質となる。全般的に水平に近い層理を示す。層厚は能代市で40m以内，八郎潟のボーリングで120m，秋田市で80m以内である。図-4・7は能代市〜秋田市における潟西層浸食面の等深線図である。この深度から上位の沖積層の層厚をおおむね知ることができる。

洪積層と沖積層との区分は，八郎潟では標準貫入試験で$N=30$〜60の地層と10以下の地層があることで区分できる[20]。狩野（1968）[21]は潟西層の上限を泥炭層，貫入試験値8 kg/cm²以上，$N=30$〜60以上に，沖積層の下限を貫入試験値8 kg/cm²以下においている。

段丘堆積物は未固結の礫及び砂からなり，厚さは10m〜数mある。

2.2.3　沖積層

低地における沖積層は大部分の地域では潟西層を不整合に覆うが，所によっては直接第三紀層上に不整合に重なっている。能代市地域の沖積層は浮石質物に富んでおり，ほかにシルト・砂・粘土と下部の砂礫から構成されている。層厚は能代海岸で約100m，浅内海岸で約60mとなり，浜浅内，黒岡等の砂丘東端では沖積層は砂丘砂のみである。

三位（1960）[17]は八郎潟及び周辺の沖積層の分布を堆積相の違いから，八郎潟東半部，西半部・南西部砂州と北部砂州の3地域に分けた。東半部と西半部の境界は図-4・5の潟西層の浸食面の尾根の部分と一致している[21]。東半部は下位から，細礫及び中礫からなる礫層・泥炭層・シルト層（粘土層のレンズ及び上部で1m以上の火山灰を挟む）・粘土層・軟質粘土層から構成され

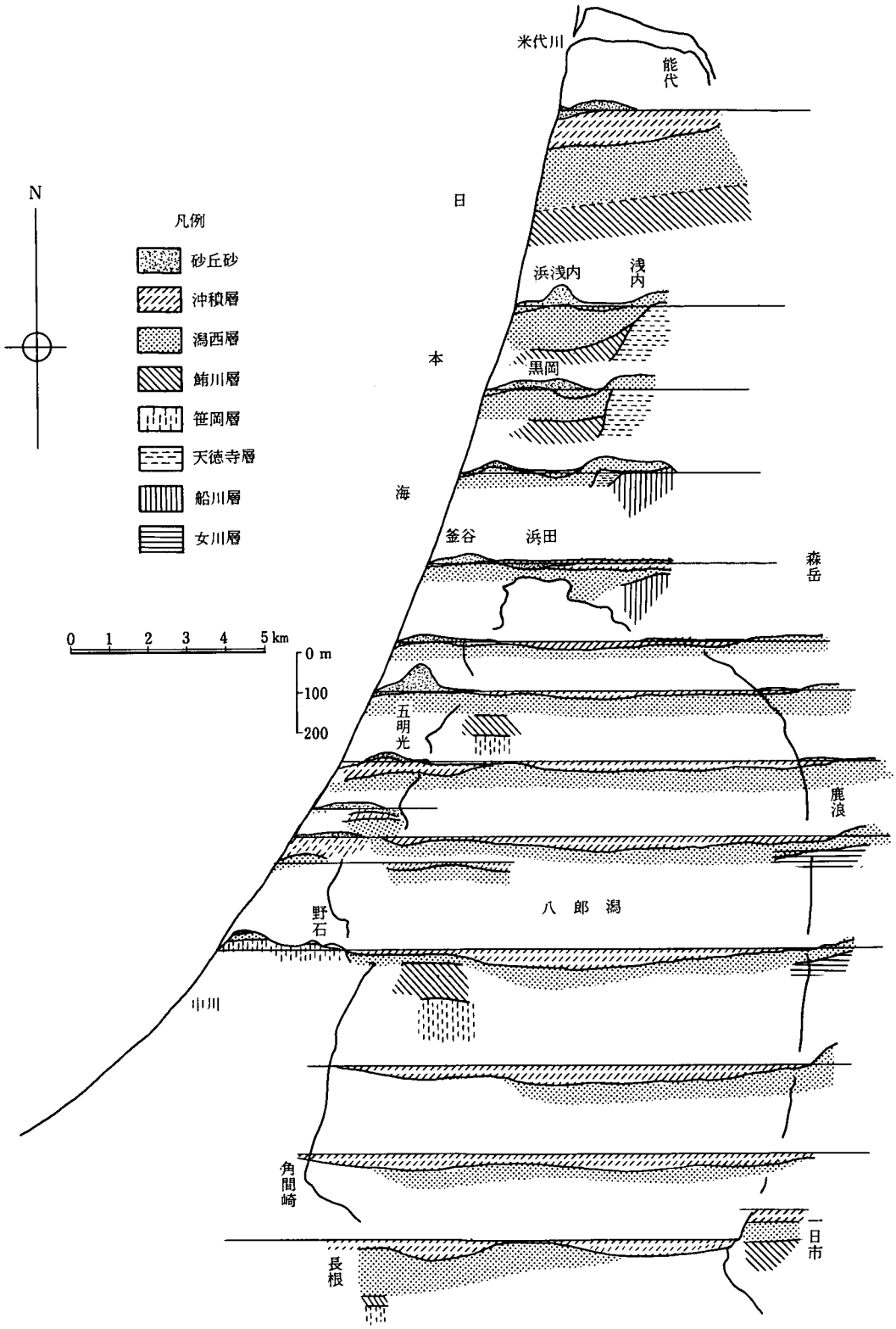


図-4・4 八郎潟周辺地域の地質断面[21)]

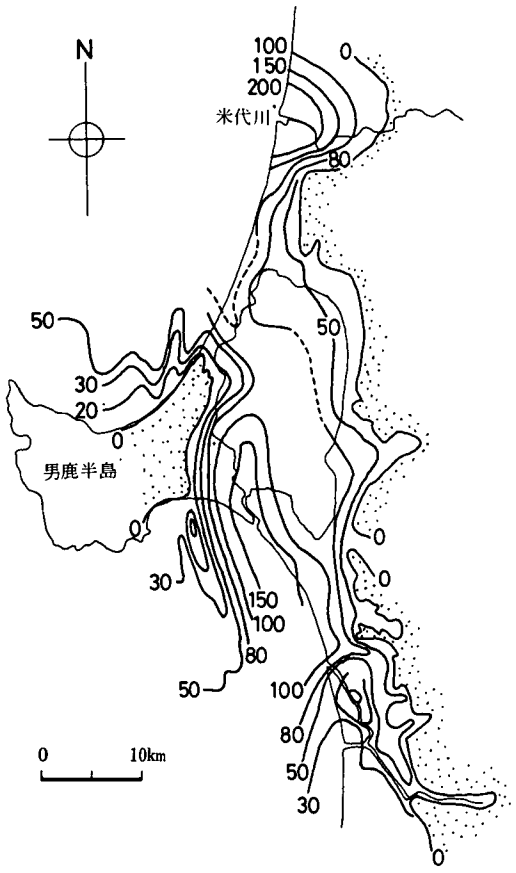


図-4・5　八郎潟周辺地域の第三紀層浸食面等深線図[21]

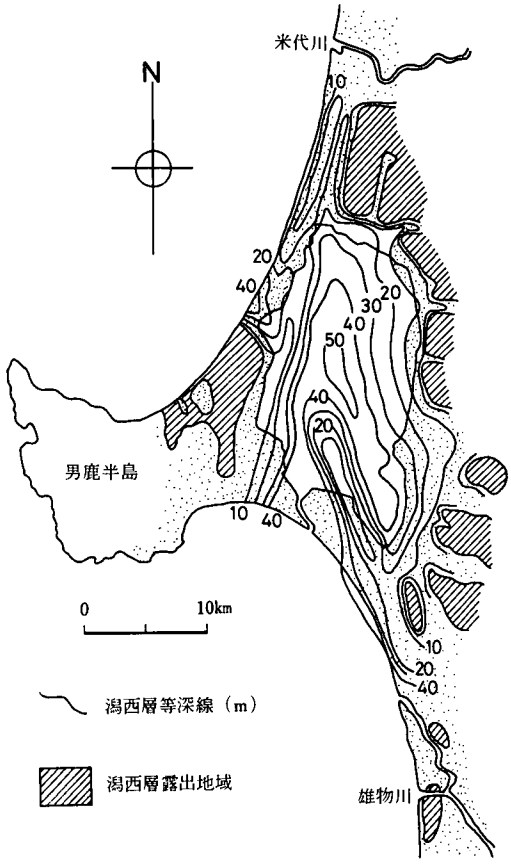


図-4・6　八郎潟周辺地域の潟西層浸食面等深線図[21]

ている。西半部及び南西部砂州は下部から礫層・泥炭層・粘土層・シルト層・砂質シルト層及び最上部の礫層を挟む厚い砂層からなっている。北西部砂州では東半部と異なり，厚い細砂層が発達している。この砂層中には礫層・シルト層が挟まれている。シルト層は砂州の中央部で厚く，両端で薄くなっている[17]。

秋田平野の沖積層は軟質の粘土～粘土質シルトからなる。基底部以外には礫層の発達は少ない。層厚は秋田港付近で約60m，市街中心部で40m前後で雄物川上流へ向って薄くなる傾向にある[21]。

砂丘は能代から男鹿半島に至る地域と，男鹿半島から秋田市に至る地域とに二分される。前者では砂丘砂の粒径は米代川河口付近から南下するにつれ小さくなり，かつ淘汰も良好となっている[21]。層厚は砂丘の中心部では20m以上あり，東西方向へ向って薄くなっている。後者では砂層は海岸線部で20m以上あり，東方へ漸次薄くなる。

3．地形・地質と地震災害

3.1　空中写真判読による液状化地点の特徴

今回の日本海中部地震による被害の特徴は，地盤の液状化現象による被害が多かったことである。地盤の液状化は適当な粒度分布と飽和条件が必要であるが，被災地域は砂丘あるいは砂丘に由来された砂地盤からなり，また八郎潟に代表される低湿地を形成していたため，これらの条件を満たしていたと考えられる。

図-4・8(1)～(6)は地震直後に撮影された空中写真を判読して作成した地形分類と液状化地点の分布図である。図に示されるように，液状化は秋田市秋田港周辺，八郎潟周辺及び八郎潟—能代市間の海岸砂丘の後背湿地に多くみられる。なお，このほかにも青森県車力村，十三湖周辺にも液状化がみられるが（3.2参照），空中写真が撮影されていないため本節では触れない。

空中写真判読による液状化地点を地形区分ごとに，

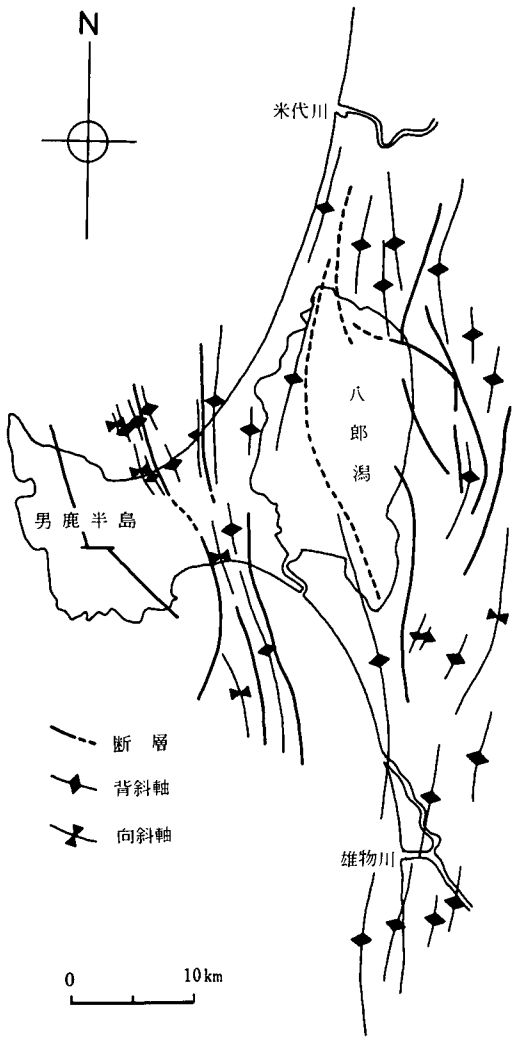


図-4・7 八郎潟周辺地域の第三紀層地質構造図[21)]

ヒストグラムにして示したのが図-4・9である。同図に示す液状化地点は空中写真上で，噴砂現象，田面の流出田面等の著しい変形を示している箇所の地点数を示したものであり，各地点ごとの液状化の範囲は考慮していないので，必ずしも液状化の実態を示しているものではないが，液状化のおよその傾向は示されているものと思われる。同図に示されるように，液状化は平野部・砂丘・旧河道・干拓地・盛土地にほぼ限定される。

次に各液状化地点を細かく見てみる。秋田港は旧雄物川沿いの埋立てによって形成されたものであるが，液状化は旧河道沿いの埋立地に限定され，砂丘地・旧川微高地にはみられない。八郎潟干拓地では，八郎潟外周の堤防，新生大橋等の橋梁取付部の道路盛土部分及び五明光橋付近で液状化している。八郎潟周辺では，正面堤南部の埋立堤防及び西部承水路西側の平地部にみられ，特に西部承水路西側では五明光橋の南側に大規模にみられる。西部承水路西側平地部の液状化地点は，周辺よりやや低い微低地箇所にみられるのが特徴である。五明光橋南部の大規模な液状化は，現地調査の結果によると，地盤の地下水位が高いので地下水を遮断するために，田圃下の地中にビニールシートが張ってあり，これも液状化を促進した一因とも考えられる。事実，空中写真によると噴砂孔が直線上に配列し，ビニールシートが液状化に関係していることがうかがえる。

八郎潟一能代市間の後背湿地部の液状化は，砂丘地縁辺部及び旧河道跡に多くみられる。小沼北部の能代南バイパス地点の液状化が著しいが，液状化地点は古い沼の湾入部に位置している。砂丘地内の液状化は，砂丘地内の谷部すなわち風成砂丘の谷部の砂丘砂がほとんど堆積していない地下水位の高い地点にみられる。

以上のような空中写真判読の結果を総合すると，液状化現象の見られる箇所は，

1) 旧河道跡の埋立地
2) 堤防，砂丘縁辺部のような地形急変地
3) 小規模干拓地あるいは微低地等湖沼跡地と思われる箇所
4) 砂丘内の谷部
5) 砂丘内湿地等地下水位の高い箇所

であり，干拓地でも八郎潟干拓地内部のように広く干拓された箇所では殆んど液状化現象がみられないことは興味深いことである。

このように液状化現象を生じた箇所は，何らかの原因で地下水位の高い所，地形条件・地盤条件が非連続的で，しかもその非連続部の両側が高角度で交わっている所である。このような箇所は佐々木ら (1978)[22)]の計算例で示されるように，地盤の応答加速度も大きかったものと推察される。

3.2 被害甚大地域の地形・地質と地震

3.2.1 車力村

車力村は屏風山砂丘及びその東側の平野に位置している。液状化は東西方向に伸びた砂丘内の谷部や岩木川沿いの沖積低地で発生している。

富萢(とみやち)地区では，東西方向に伸びる細長い砂丘地の中央部に道路が走り，道路を挟んで家屋が並んでいる。この砂丘地では道路と平行に無数の亀裂が生じ，家屋

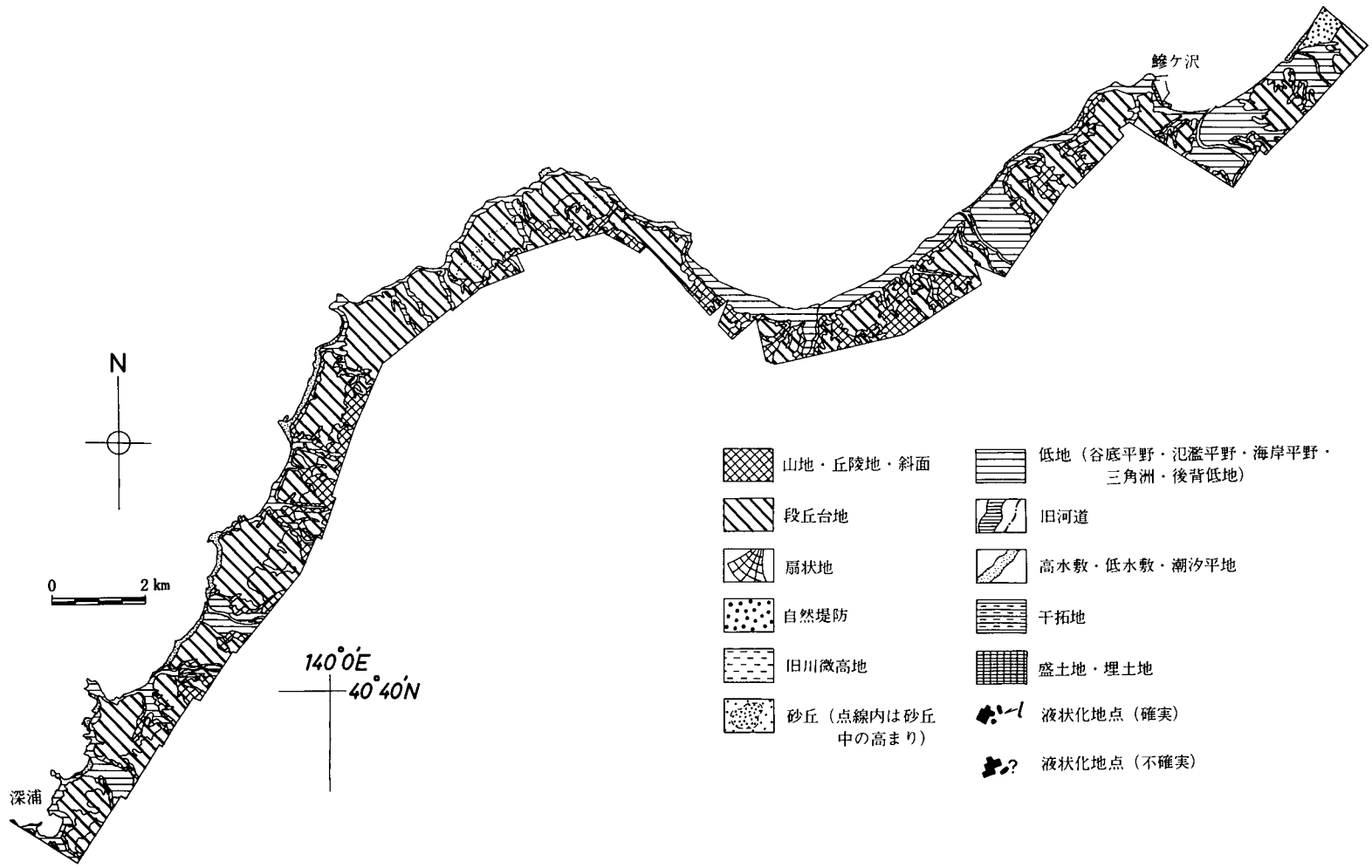


図-4・8(1)　空中写真判読図(地形分類と液状化地点分布)

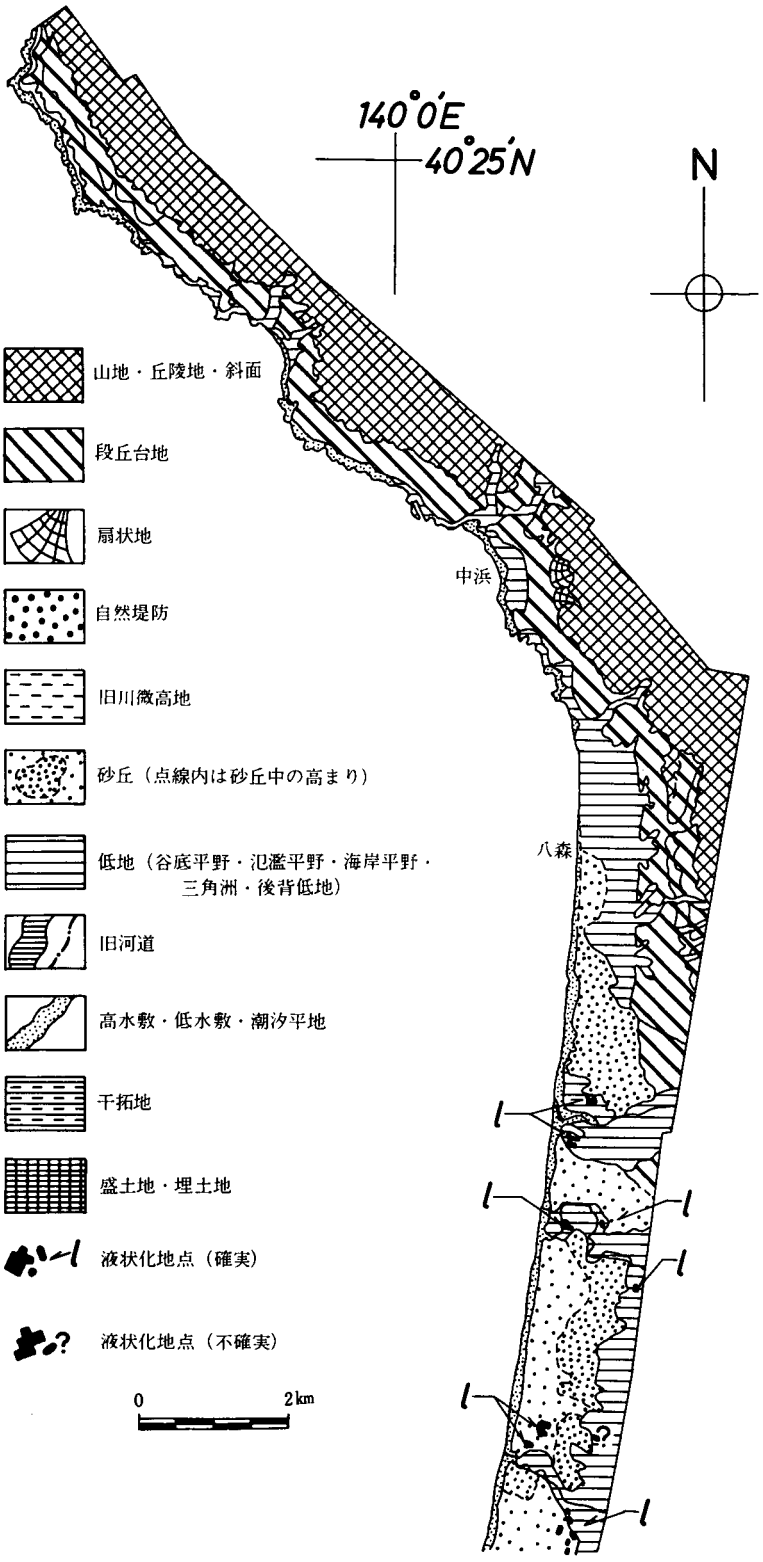


図-4・8(2) 空中写真判読図(地形分類と液状化地点分布)

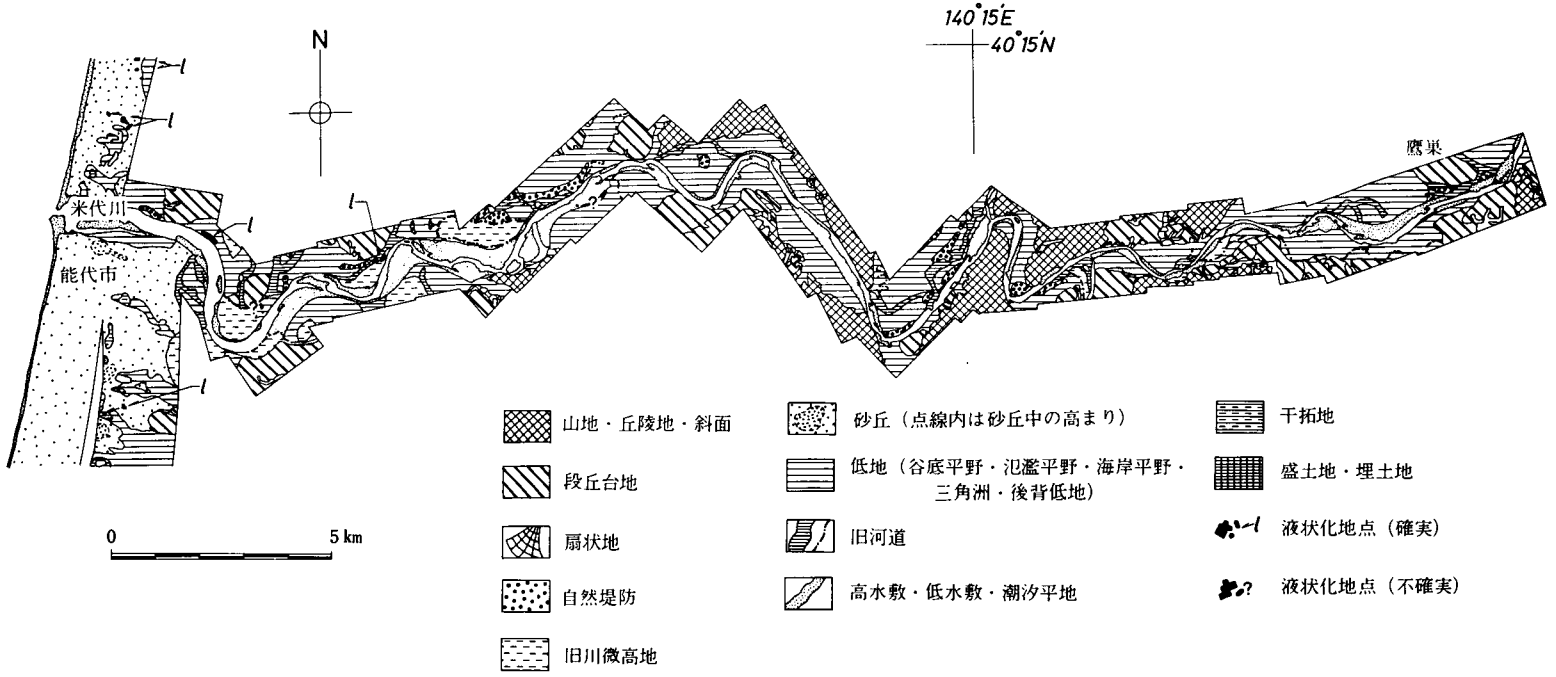


図-4・8(3)　空中写真判読図(地形分類と液状化地点分布)

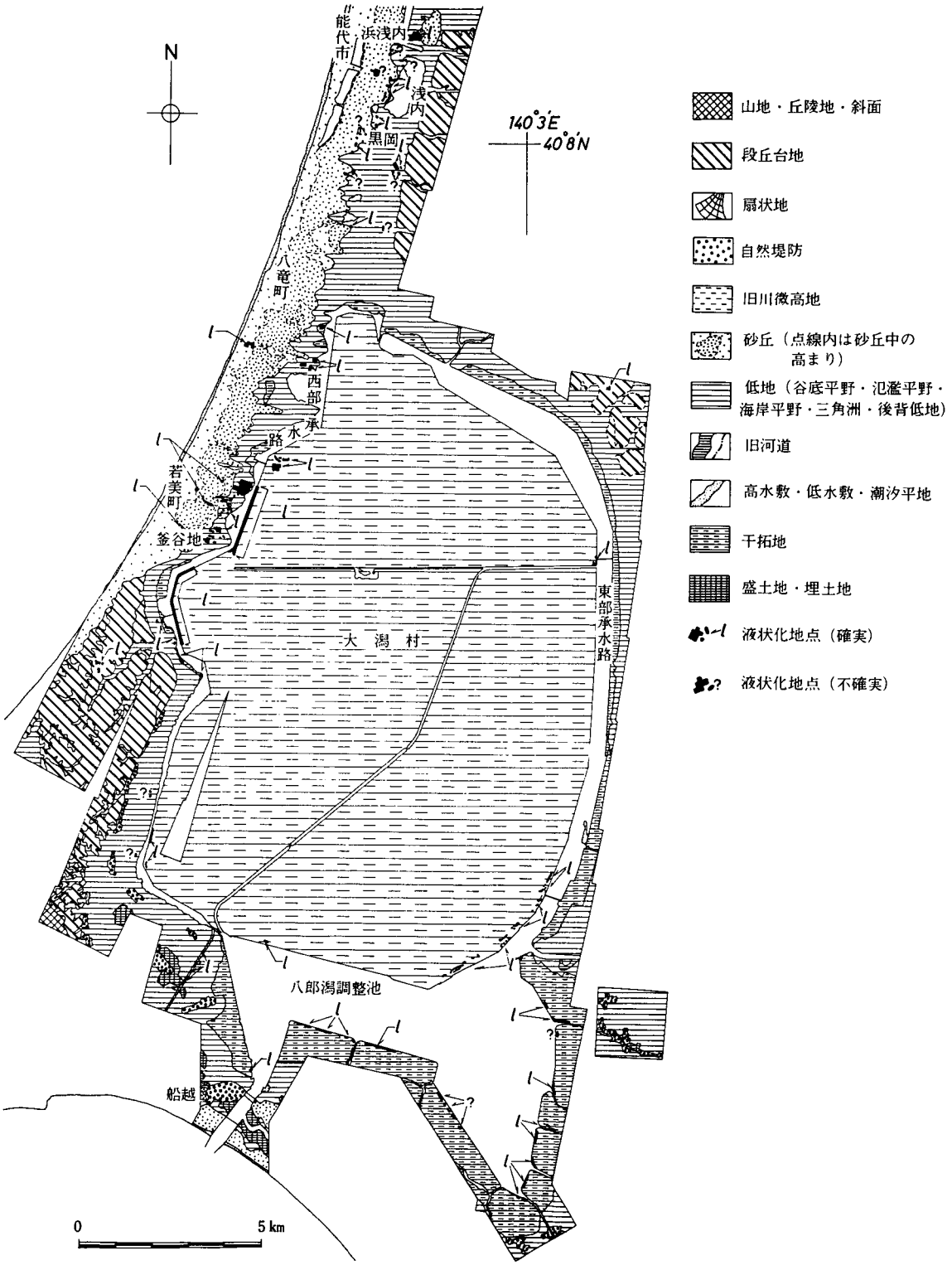


図-4・8(4) 空中写真判読図(地形分類と液状化地点分布)

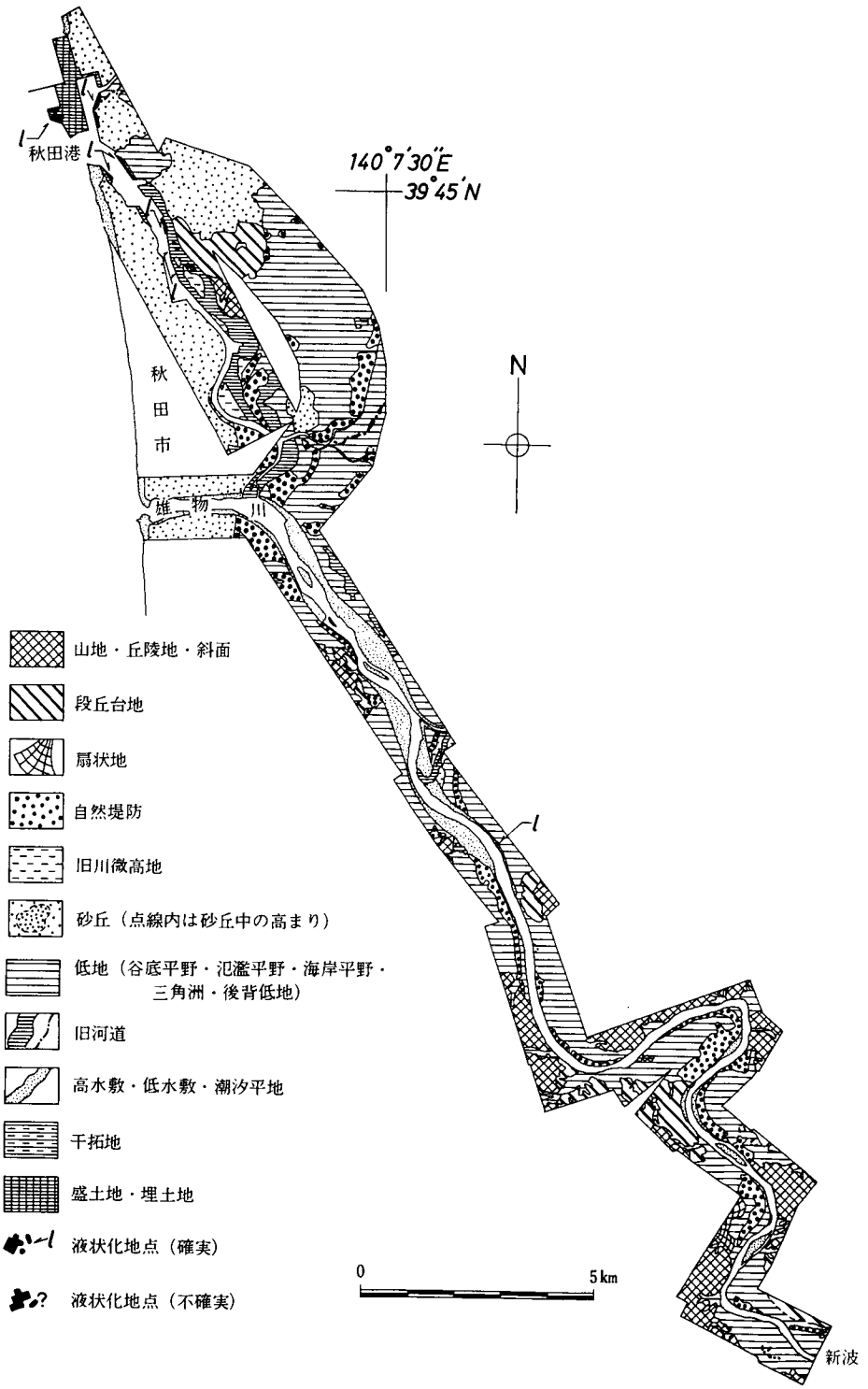


図-4・8(5)　空中写真判読図(地形分類と液状化地点分布)

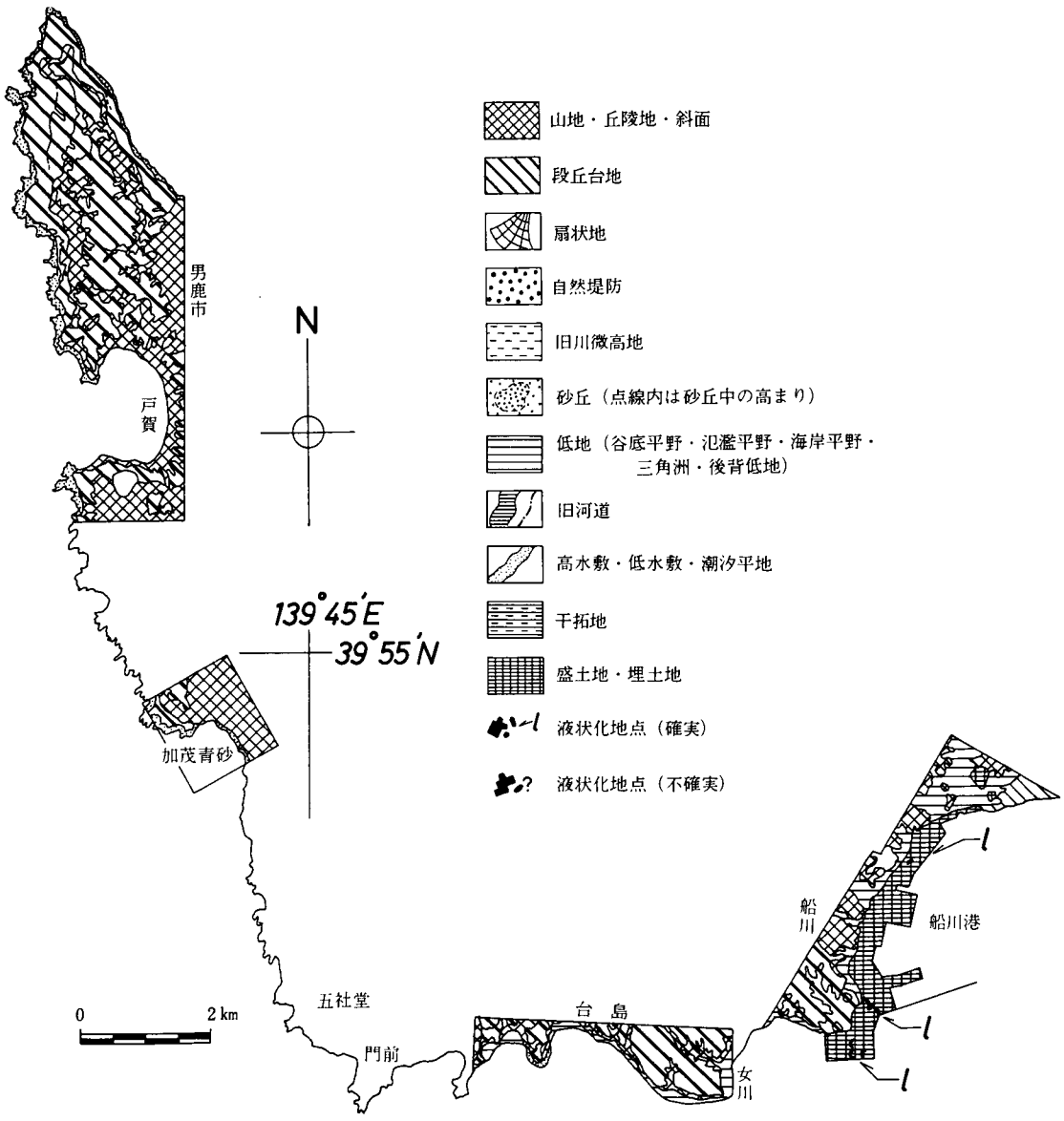


図-4・8(6) 空中写真判読図(地形分類と液状化地点分布)

に多大な被害を与えた。亀裂の水平方向の延長は数m程度のものが多い。また亀裂によって落差も生じており，砂丘斜面に生じた亀裂では地盤が斜面方向に数cm～20cm程度落ちている。亀裂が発生した原因は，砂丘砂の底部が液状化したためと思われる。

富苞地区の北西部にある池は地震後に面積がおおよそ3倍となった。これは池付近の地盤が沈下したためである。一方，池周辺の田圃では地盤の隆起により水が枯渇している。このように本地区においては地盤の隆起・沈下も地震により生じている。

液状化（主として噴砂）は砂丘斜面の末端付近や砂丘内の谷部で発生している。地区西方の田圃中には直径7mという今回の地震では最大級の噴砂孔が生じた。噴砂孔の断面を観察すると最下部には粘土層が存在する。この粘土層は，地下水位よりも浅い所にあるため，それ以深で生じた過剰間隙水圧の消散がすみやかに行われず噴砂したものと考えられる。また砂丘斜面末端付近，砂丘内の谷部で液状化が起こったのは，これらの部分の地下水位が高いためである。

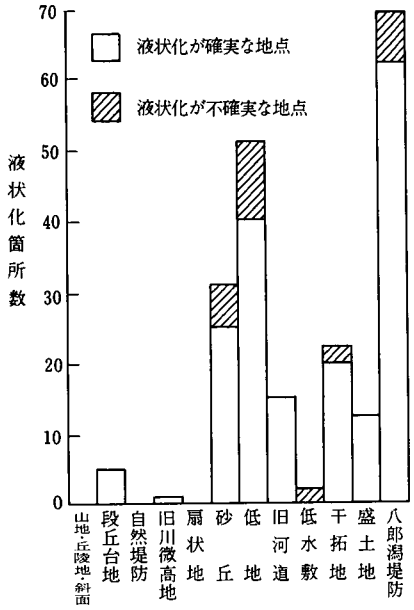


図-4・9　液状化ヒストグラム

3.2.2　能代市

能代市は被害が多かった地域の１つである。それは市街地が砂丘地や沖積低地など地盤が軟弱な地域にあるからである。

市街地では亀裂が多数生じ，液状化も発生した。図-4・10は空中写真から判読した亀裂の分布を示したものである。亀裂のほとんどが砂丘地に生じ低地には生じていないことが分かる。亀裂の方向はおおむね南北方向のものが多い。

これらの亀裂は現地で次のような様子を呈している。三頭沼西部の住宅地では南北方向の亀裂が生じた。この亀裂により１～数cmの落差が生じ，漸次池の方向(東方）へ地盤が沈下している。長崎地区でも東側が１m程度沈下した南北方向の亀裂が生じている。

地盤の液状化も各地で発生している。河戸川地区では砂地の液状化による家屋の被害が著しかった。また同地区では神社の鳥居が液状化により沈下し倒壊している。

3.2.3　八郎潟

八郎潟干拓地は，干拓地周辺の堤防，正面堤対岸の堤防及び五明光橋において，堤防の沈下・地割れ・噴砂・道路の著しい破損（写真-8・23～34及び13・12参照）等の被害を生じた。

八郎潟は鮪川層堆積後基盤褶曲によって生成した構造盆地であり，潟西層堆積後一旦陸化したものの再度

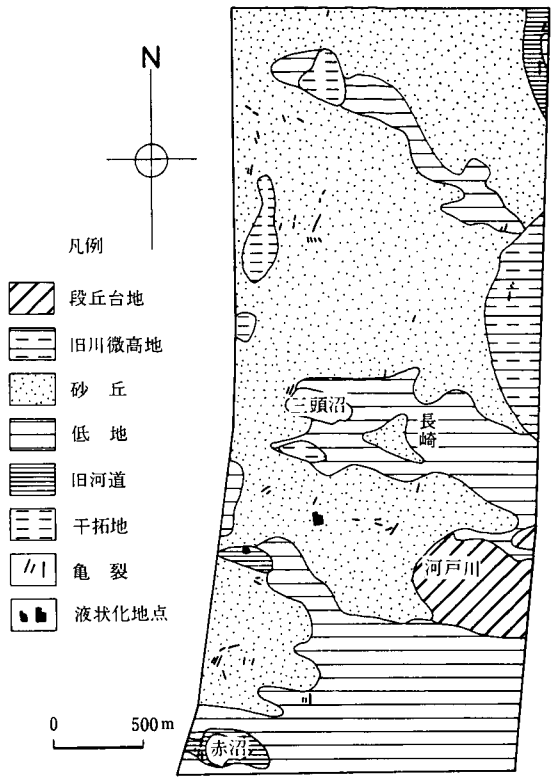


図-4・10　能代市内における地盤の亀裂

沈下してできたものである。八郎潟干拓地はこのような構造湖を干拓によって陸化したものである。干拓前の八郎潟の地形は図-4・12に示されるように，周辺陸地より急に水深は深くなり，水深3.0～3.5mより緩くなって，潟中央部ではほぼ3.5～4.0mの水深を示している。

一方，八郎潟の軟弱層の深度分布は，八郎潟干拓事業の際の調査[23]によると周辺より中央にいくに従って徐々に深くなり，潟中央部では45mの深さに達している。

堤防の被災箇所は図-4・12に示されるように，西部承水路の一部区間を除いてほぼ全面的に沈下・地割れ・噴砂を生じている。八郎潟干拓地は昭和39年５月，６月，12月に震度IVの中震を受け，その時の被災箇所は西部承水路五明光橋付近から野石橋南北までと正面堤防南部排水機場及び東南隅部となっており，西部承水路では今回の被災箇所と一致している。

八郎潟干拓地と追泊を結ぶ五明光橋付近は大きな被害を受けた。取付道路盛土部が著しく被災したが，被災区間は五明光橋より追泊方向へ向って約200m区間ま

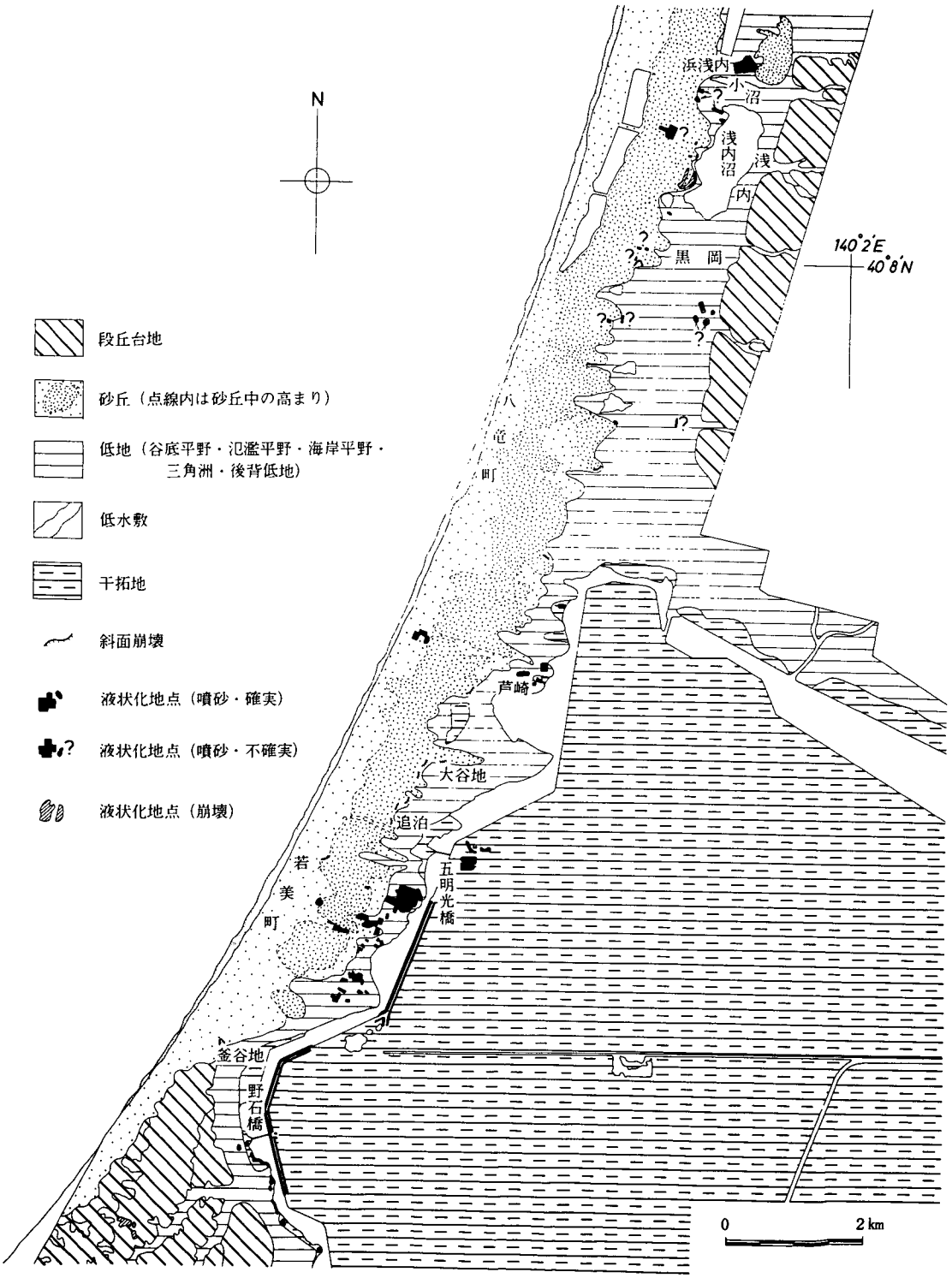
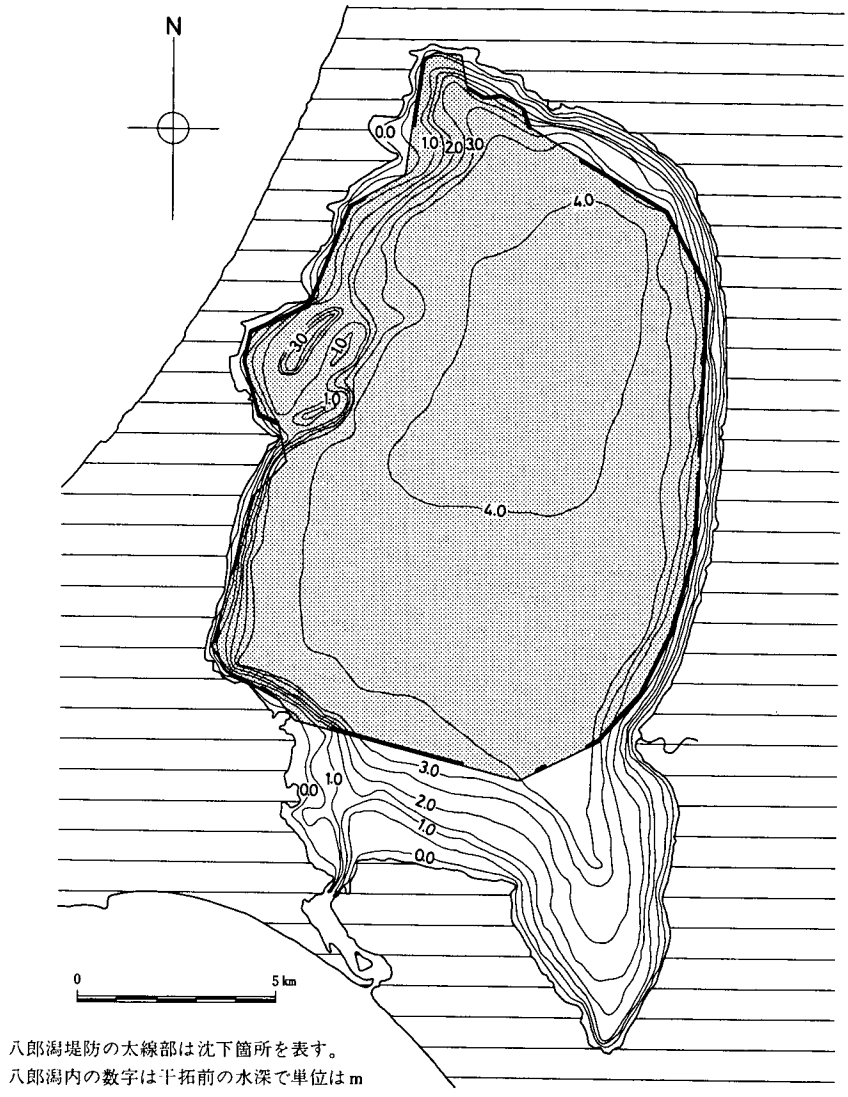


図-4・11 空中写真判読図(八竜町・若美町)



八郎潟堤防の太線部は沈下箇所を表す。
八郎潟内の数字は干拓前の水深で単位はm

図-4・12 八郎潟周辺地形図

でであり，それより追泊側では被災していない（被害の詳細は5編にゆずる）。大正4年陸地測量部発行の5万分の1地形図を見ると，被災箇所は八郎潟湖水池であり，その後埋立てによって土地造成がなされたことが分かる。3.1節で述べた五明光橋南側の液状化地点も盛土地であり，いずれも砂州の発達の悪い締め固め度の低い地盤ではないかと推察される。

3.2.4 八竜町・若美町

八竜町・若美町の災害は能代市浅内地先を含めて，液状現象によるものと斜面崩壊とが存在する。

浅内地先では図-4・13に示すように，南能代バイパスにおいて路肩部の破壊，路面の沈下などの著しい変状を生じた。すなわち，砂丘の切土箇所に東西方向に亀裂（写真-4・2）が生じ，砂丘を取り巻く田圃では噴砂・田面の盛り上り・畔道の乱れ等を生じ，特に道路両側の側溝部は著しい変状を示した。

田圃となっている低地は八郎潟・浅内沼・小沼と続く低湿地であり，空中写真上でも田圃の排水を良くするための盲暗渠と思われる線状模様が判読されることから，地下水位は極めて高いものと思われる。従って田圃付近の噴砂，畔道の曲り等は液状化現象で説明可能であり，砂丘の谷部のような地盤の不連続性がその

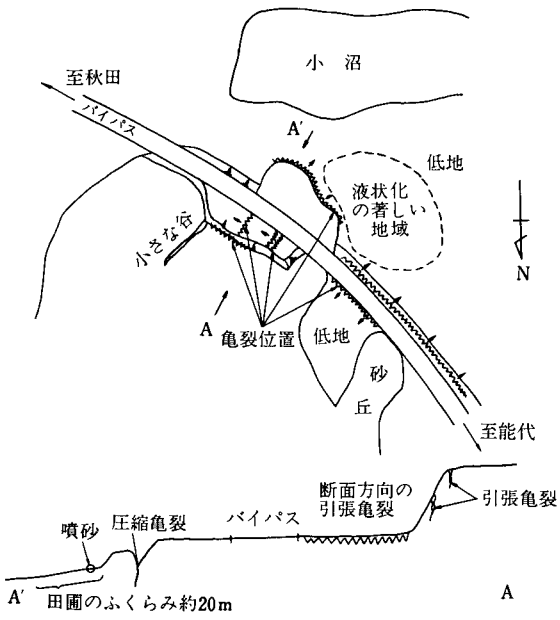


図-4・13 浅内地区被災概略図

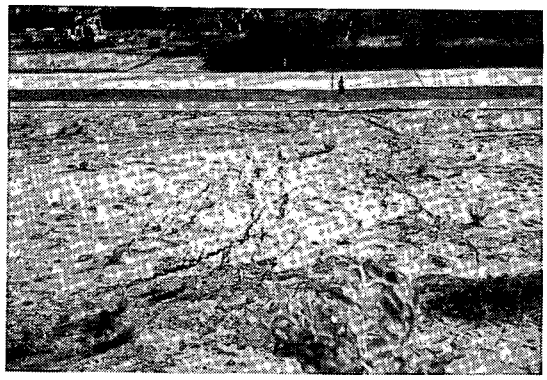


写真-4・2 浅内地区の砂丘内に現れた亀裂

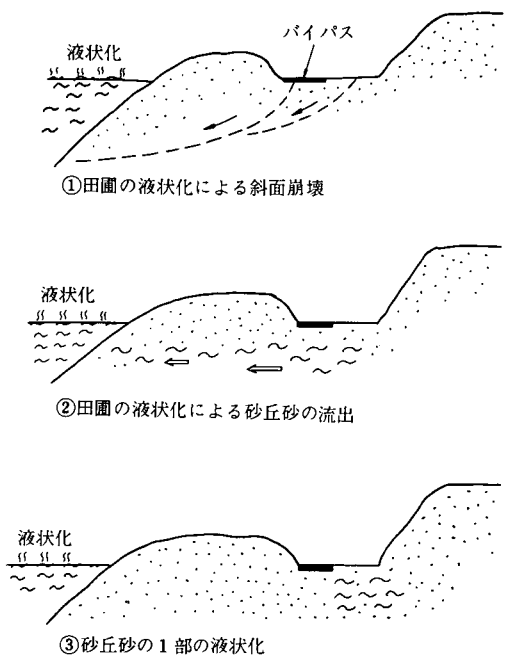


図-4・14 能代南バイパス浅内砂丘地内の亀裂原因概念図

素因と思われる。これと同様のものは浜浅内，小沼西方，黒岡等で小規模ながら観察される。

砂丘地内の東西方向の亀裂については，次のような原因が考えられる（図-4・14)。すなわち，田圃の液状化によって砂丘が斜面崩壊を起こした，田圃の液状化により道路盤下の砂が流出した，あるいは田圃と同様に砂丘内部の飽和部が液状化した等が考えられる。

しかし，第1の液状化による斜面崩壊は，亀裂の向きからみて最も液状化の著しい方向とは逆の方向に滑落している傾向があること，斜面崩壊と考えると相当大規模なものを想定せざるを得ないこと等から考えにくい。

第2の砂の流出については，液状化の影響が100m程度砂丘内へ及ばないといけないことから考えにくい。

第3の砂丘内部の液状化については，砂丘内亀裂の南側約30～40mの所に，現在切土していて判然としないが，砂丘内の小さな谷が東西方向に伸びていることが，切土東側の砂丘の地形から推測される（2万5千分の1地形図「森岳」及び図-4・13参照)。従って，この小さな谷が地形・地質上の不連続面となり，谷であることから地下水位が高いことも相まって液状化を起こし，そのため砂丘内部に亀裂を生じたものではないかと推察される。

八竜町芦崎地先・地蔵脇地先・追泊地先等には砂丘に小規模ながら斜面崩壊が生じた。芦崎地先の崩壊の形態は，法肩からの表層崩壊であり，延長は砂丘の形状に沿って約500mと延びている。また斜面の下では，法尻よりやや離れた所（約10m？）に液状化現象が見られ，家屋の土間・縁石等に亀裂等の被害（写真-4・3参照）が生じている。

斜面の形状は図-4・15の断面図に示すように，斜面頂部にドリーネ状凹地が存在し，また斜面は約30°の勾配を示し，斜面高さは約20mである。砂丘内の地下水位は低く，斜面下の平地とほぼ同レベルであるが，一部自噴している所がある。なお，斜面上では地震直後の

地下水位はG.L.-3～-4mであったとのことである。砂丘の砂はN値10～20程度で，締まり具合は緩い。

地震時にはこの付近では墓石の転倒率[24]（約50%強，目視）から，地震動の最大加速度は300gal程度と推測される。

芦崎地区の斜面崩壊は，砂丘凸部に位置しており，佐々木ら（1978）[22]の指摘のように，斜面端部においては加速度は大きくなることから，表層崩壊を起こしたものと思われる。斜面下の液状化現象とは，液状化現象を示す地点が斜面より離れていること，崩壊のすべり面が浅いことなどから直接の関係はないものと思われる。

なお，地蔵脇，追泊地先においても同様の地形条件の所，すなわち斜面凸部での表層崩壊がみられ，崩壊のメカニズムも芦崎地区と同様であると思われる。

3.2.5　秋田市

秋田市では新屋元町及び秋田港で大きな被害があった。いずれも地盤の液状化によるものと思われる。

新屋元町は雄物川右岸側の旧雄物川流路に当たる地点で，人工の盛土のうえ，地下水位も高く，液状化は地盤の不連続によって生じたものと思われる。



写真-4・3　芦崎地区の被害

秋田港の被害箇所は，図-4・16の空中写真判読図で示されるように，旧雄物川・新城川沿いに埋立て，護岸をして建設された所である。護岸の形状は図-4・17に示すようになっている。新城川の被災箇所は写真-4・4に示すように，旧河道沿いに沈下している。

外港埠頭の被災箇所は埠頭最外側付近で著しく，埠頭エプロン部の沈下が著しい。この外港埠頭被災地は旧雄物川の延長線上に当たる所であることは興味深い。

3.3　そのほかの地震災害と地形・地質

3.2節に述べた被害甚大地域以外に，男鹿半島，秋田・青森県境部において斜面崩壊・地すべり・土石流・落石等の土砂災害を生じた。以下その主なものについて地形・地質との関係について考察する。

船川地区姫ヶ沢，泉台地先では，45°～50°の急傾斜地で表層崩壊が生じている。姫ヶ沢地先では斜面直高約10m，斜面勾配45°の斜面が，約20mにわたって表層崩壊を生じている。地質は新第三紀船川層の泥岩で，表層は風化しており，この表層の風化部が崩壊したものである。泉台地先では斜面高約10m，斜面勾配約55°の法面の法肩に亀裂が生じている。地質は姫ヶ沢と同様泥岩である。

門前地区地すべりは，既すべり地の末端が地震動によって滑落したものである。門前地すべりは幅約100m，延長約400m弱の地すべりで，周囲は五社堂下の地すべり等地すべり多発地帯となっている。地質はグリーンタフの下部層である台島階の〝緑色凝灰岩〟で（図-4・18），変質・風化が進んでいる。地質構造的には南北に延びる断層と北東一南西方向の断層群とがあり，門前地すべりはこれらの断層に規制されている。

男鹿市赤根沢の土石流は，図-4・19の概略平面図に示

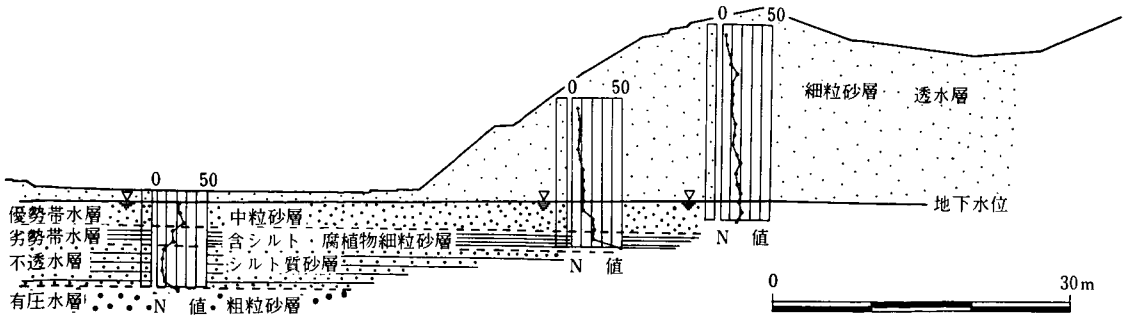


図-4・15　芦崎地区概略断面図

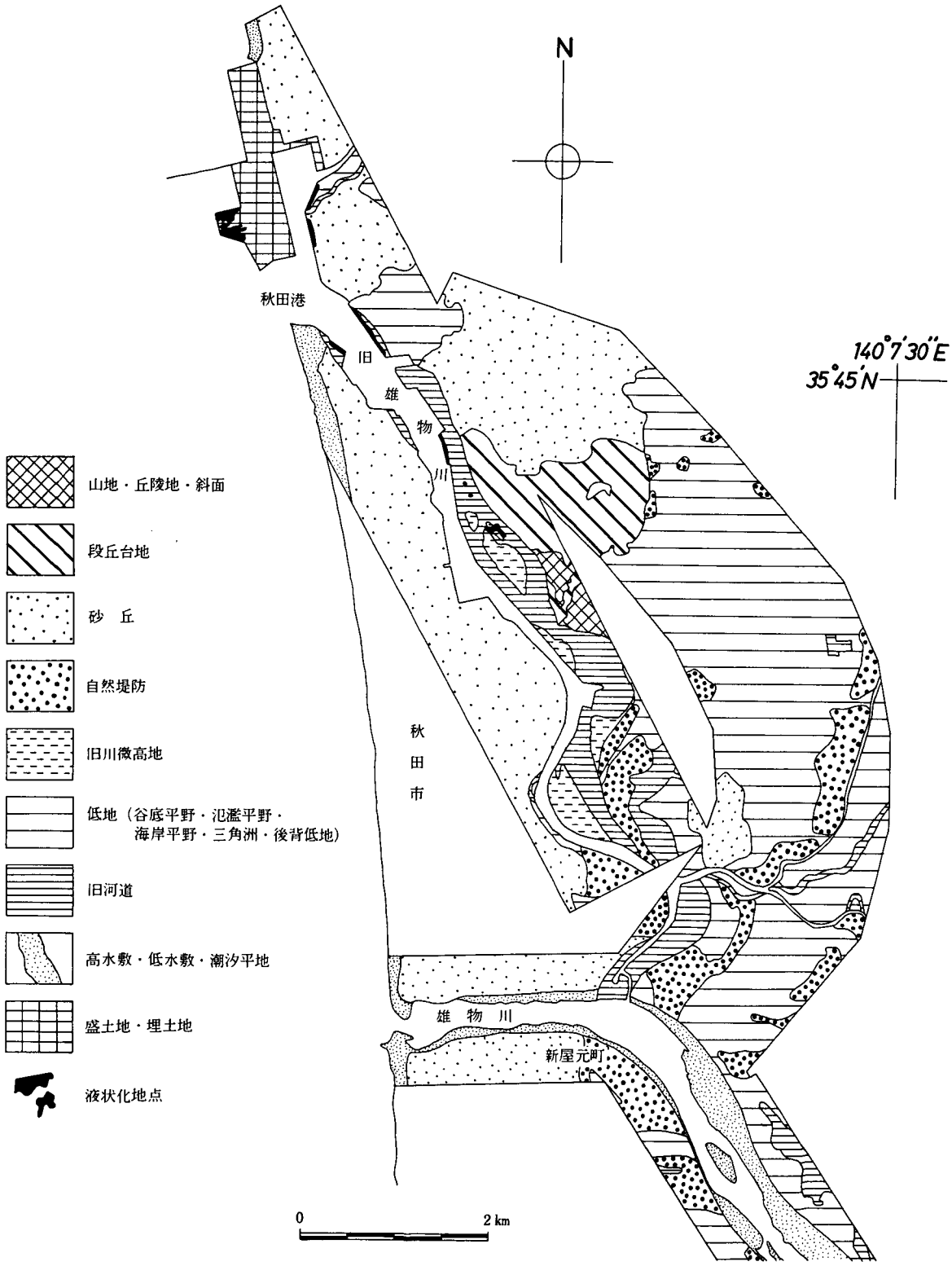


図-4・16 空中写真判読図(秋田市)

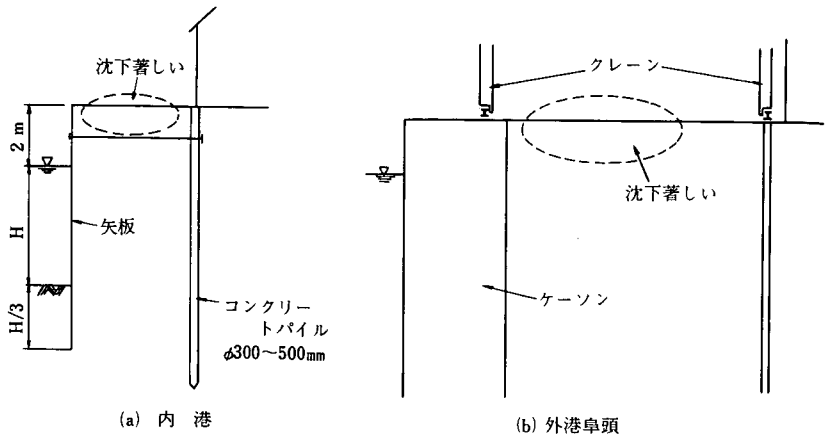


図-4・17　秋田港護岸概略図

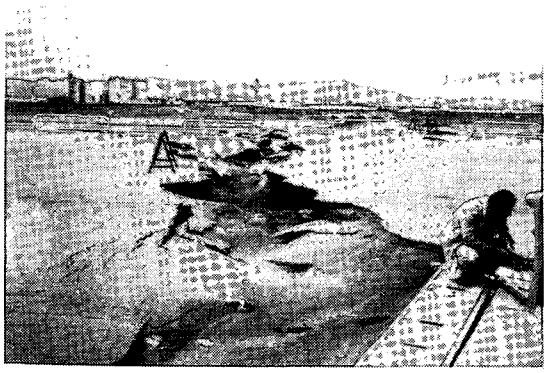


写真-4・4　秋田港新城川付近の被災

されているように，谷頭付近より約3°～6°の緩傾斜の谷の土砂（田圃の表層）が土石流となって流下したものである。周囲の地山は鮪川又は潟西層の砂層から成り締まっている。土石流頭部の崩壊地の地質は，写真-4・5及び写真-4・6に見られるように，表土，その下はやや緩い砂層，その下位は小豆大の礫を含む飽和した細礫層から構成されている。谷頭には空中写真の判読では，小池あるいは地盤改良のため堀削したような凹地が存在した(地震後の調査時点では存在しない)。いずれにしても写真でみられるように，田面下に排水用の有孔パイプが埋設してあり，地下水位が高いことを示している。

土石流の原因となった崩壊の原因は，地下水位が高いこと，田圃は1975年頃（空中写真の撮影年月日による）に整備した様子があること，田面上の亀裂の位置が盛土と切土の境界部付近に存在することなどから，潟西層上の盛土地盤あるいは沖積層の液状化と思われる。

同様の土石流は赤根沢西隣の小沢でも生じており，崩壊のメカニズムは赤根沢と同様なものと思われる。

杉の沢川では落石が発生した。同地区周辺には新第三紀中新世後期の素波理(すばり)安山岩が分布している（図-4・20）素波理安山岩は安山岩溶岩，同質凝灰角礫岩，火山礫凝灰岩及び火山角礫岩を主とし，同質凝灰岩，集塊岩を伴っている[26]。杉の沢川ではこれらのうち集塊岩が主に分布し，そのほか流紋岩質火山礫凝灰岩及び安山岩溶岩が薄く挟まれている。集塊岩中の礫は径3～10cm程の多孔質な安山岩（火山弾）からなり，量比は70～80%ある。これらの間（基質）を安山岩質凝灰岩が充填している。礫と基質との境は明瞭であり，特に多少風化している岩塊では，基質部が浸食され，礫が浮き出ている（写真-4・7）。このように本地区の集塊岩は風化浸食により，岩塊状になりやすい性質を有している。

現地では1～5mの岩塊が沢の各所にある。ことに標高380mの頂上付近では長径7m前後の岩塊が数個存在し，これらは斜面から浮いており非常に不安定な状態にある。また岩塊の抜け跡と思われる3×1×1.5m程の凹地も見られた。落石はこの付近から滑落した岩塊が発端となって，沢の途中に点在した岩塊を巻き込んで発生したものと考えられる。

4．まとめ

日本海中部地震によって生じた田面の変形・斜面崩壊・地すべり・堤防の崩壊等の地震被害の地形地質的特徴について，現地踏査及び空中写真判読を基に検討した。その結果，次のようなことが分かった。

1）液状化現象は，旧河道・旧湖沼・砂丘周辺部・砂

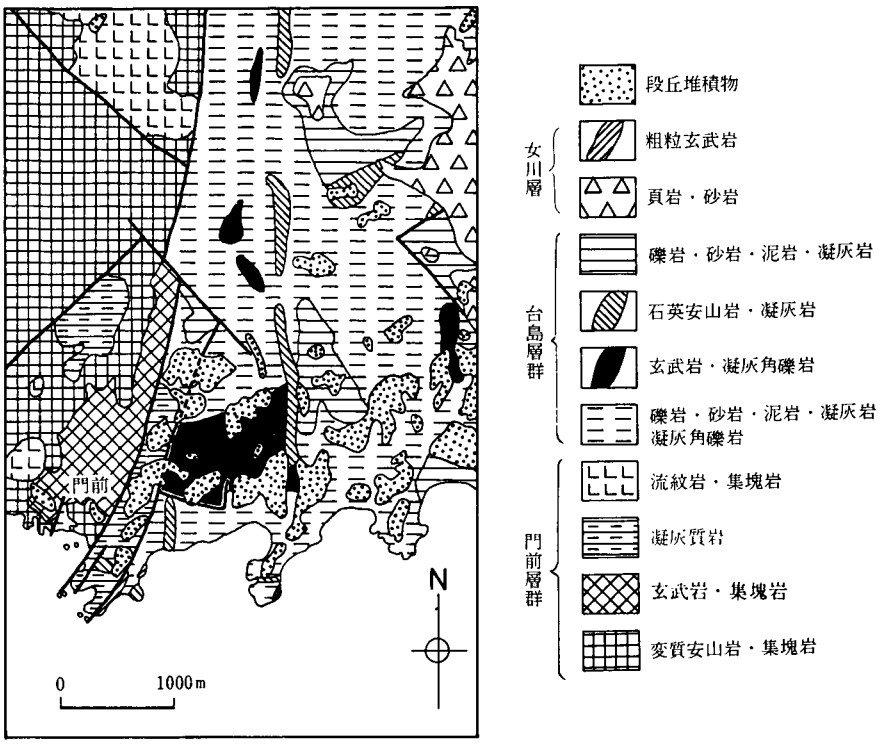


図-4・18 門前地区地質図[25)]

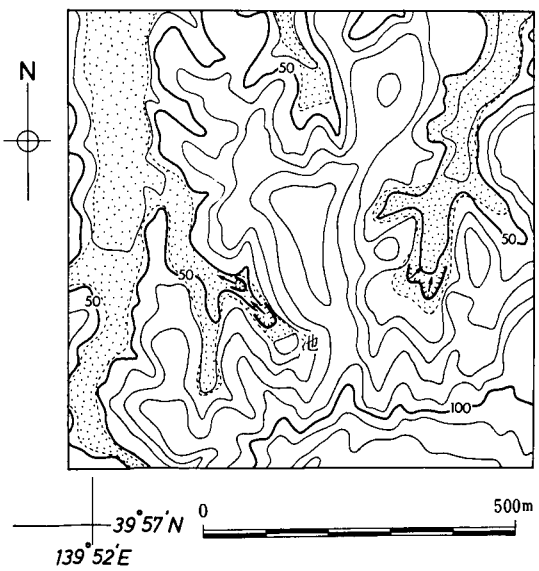


図-4・19 赤根沢概略平面図(点を打った部分は田圃である)



写真-4・5 赤根沢土石流の頭部滑落崖(地下水位が高いため有孔排水パイプが埋設してある)

丘内の谷部にみられる。すなわち液状化現象は，締まり具合の緩い飽和砂層とその基盤をなしている地層との境界が浅い箇所にみられる。

2) 斜面崩壊は，斜面上方の遷急点からの表層崩壊が多い。

3) 若美町・八竜町等にみられる斜面崩壊は，砂丘の稜線の突端部に多い。

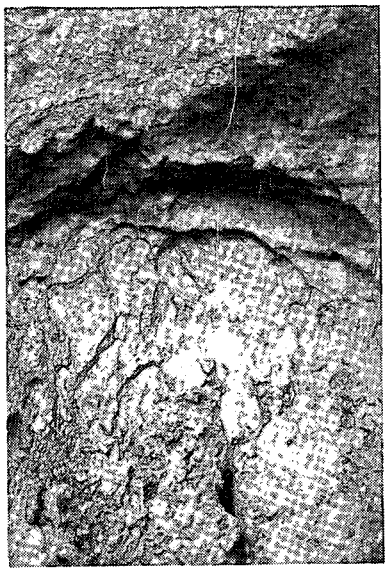


写真-4・6　写真-4・5の拡大（赤色の酸化鉄層の下位から水が浸み出している）

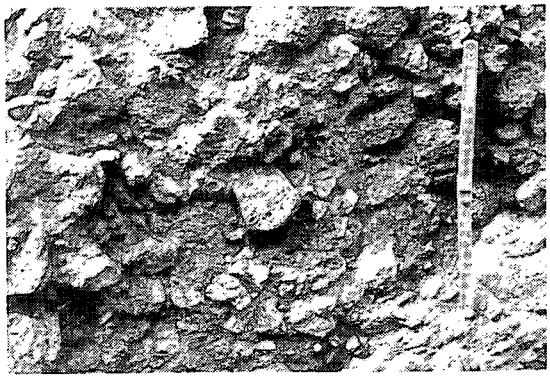


写真-4・7　杉の沢川に分布する安山岩質集塊岩の風化面（スケールは約35cm）

地震による地盤の液状化現象は，人間の主たる活動基盤である低地に生ずることが多く，今回の地震による液状化地点について明らかになった地形地質的特徴は，今後の地震防災対策の一助となるものと思われる。

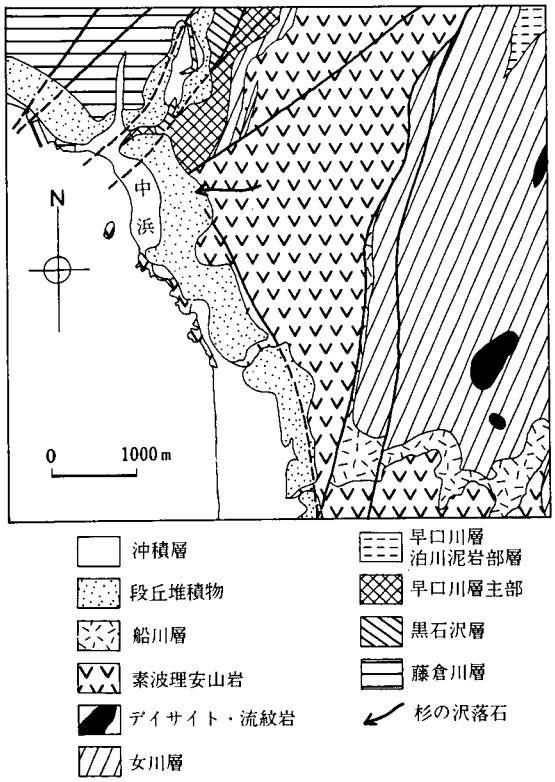


図-4・20　杉の沢川地区地質図[26)]

参　考　文　献

1）経済企画庁総合開発局「1：200,000土地分類図　青森　表層地質図」1970年。
2）経済企画庁総合開発局「1：200,000土地分類図　秋田　表層地質図」1972年。
3）大沢　穠「1：200,000地質図　弘前および深浦」1978年，地質調査所。
4）小貫義男，三位秀夫，島田昱郎，竹内貞子，石田琢二，斉藤常正「青森県十三湖地域の沖積層」東北大理地古邦報，58巻，pp.1-36，1963年。
5）海津正倫「津軽平野の沖積世における地形発達史」地理評，49巻，pp.714-735，1976年。
6）中野尊正「日本の平野」pp.64-66，1956年，古今書院。
7）町田　貞，井口正男，貝塚爽平，佐藤　正，榧根勇，小野有五編「地形学辞典」596頁，1981年，二宮書店。
8）角田清美「津軽屏風山砂丘地帯の地形について」東北地理，30巻，pp.15-23，1978年。
9）木村良悦「屏風山の沿革」1963年，鰺ヶ沢営林署。
10）大倉陽子「西津軽地方における海岸段丘面上の砂丘について」地理評，33巻，pp.628-635，1960年。
11）角　清愛，大沢　穠・平山次郎「5万分の1地質図幅説明書　太良鉱山」1962年，地質調査所。
12）河野義礼，植田良夫「本邦産火成岩のK-A dating

(IV)—東北日本の花崗岩類—」 岩鉱，56巻，pp. 41-55，1966年。
13) 通商産業省資源エネルギー庁「昭和56年度広域調査報告書 西津軽地域」167頁，1982年，通商産業省資源エネルギー庁。
14) 池辺 穣「秋田油田地域における含油第三系の構造発達と石油の集積について」秋田大学鉱山学部地下資源研究所報告，26号，pp. 1 -59，1962年。
15) 白井哲之「能代付近の段丘地形」地理評，34巻，pp.487-498，1961年。
16) 内藤博夫「秋田県能代平野の段丘地形」第四紀研究，16巻，pp.57-70，1977年。
17) 三位秀夫「八郎潟の沖積層」 東北大理科報告（地質学）特別号，4巻，pp.590-598，1960年。
18) Mii, H.:"Coastal sand dune evolution of the Hachiro-gata, Akita Prefecture." Saito Hoon Kai Mus. Res. Bull., No. 27, 1958.
19) 藤岡一男，高安泰助「八郎潟周辺の地質及び地形」八郎潟の研究，pp. 2 -30，1965年，秋田県教育委員会。
20) 宇野一治「八郎潟の応用地質学的研究」東北大学岩石鉱物鉱床学教室，1961年。
21) 狩野豊太郎「秋田県北部沿岸地帯の第四系」秋田大学鉱山学部地下資源研究所報告36号，pp. 1 -81，1968年。
22) 佐々木有三，藤野陽三，伯野元彦「地形が地震被害に及ぼす影響について」地震研究所彙報，53号，pp.447-459，1978年。
23) 八郎潟干拓事務所「八郎潟干拓事業誌」1969年 9 月，農業土木学会。
24) 建設省土木研究所振動研究室「墓石の転倒状況から見た1978年 1 月伊豆大島近海の地震による地震動強度の推定」土木研究所資料，1399号，1978年 6 月。
25) 藤岡一男「 5 万分の 1 地質図幅説明書，戸賀・船川」1959年，地質調査所。
26) 大沢 穠，土谷信之，角 清愛「中浜地域の地質，地域地質研究報告（ 5 万分の 1 図幅）」1983年，地質調査所。

第5編　地盤災害

谷口栄一[*1] 伊藤良弘[*2]
松本秀應[*3]

by Dr. Eiichi Taniguchi, Yoshihiro Ito,
and
Hideo Matsumoto

目　次

1．概要……(2)
2．地盤の液状化……(2)
2.1　液状化発生地点の分布……(2)
2.2　液状化発生地点と震央距離の関係……(4)
2.3　主な液状化地点の被災形態及び地形・地質の特徴……(5)
2.3.1　秋田県能代市能代南バイパス（能代市南部浅内地区）……(5)
2.3.2　秋田県南秋田郡大潟村五明光……(10)
2.3.3　秋田県秋田市新屋元町……(11)
2.3.4　液状化発生地点の特徴……(16)
3．地下埋設物の浮上りによる被害……(18)
3.1　被害の概要……(18)
3.2　浮上りに対する安全率と浮上り量の関係……(20)
4．振動式貫入試験機による地質調査……(21)
4.1　調査概要……(21)
4.2　振動式貫入試験機の概要……(21)
4.3　振動式貫入試験の方法と結果の整理方法……(22)
4.4　試験結果……(22)
5．まとめ……(24)
参考文献

＊1　機械施工部動土質研究室主任研究員，工博
＊2　機械施工部動土質研究室研究員
＊3　地震防災部振動研究室研究員

1．概要

地盤災害には，地震時における外力の増加と地盤強度の低下によりもたらされる各種の災害，すなわち，液状化・沈下・浮上り・すべり・斜面崩壊等があげられる。ここでは，これらのうち1983年日本海中部地震において著しかった砂質地盤の液状化及び液状化に起因して発生した地下構造物の浮上りの被害を中心として，これについて示すこととする。

地盤の液状化に関しては，新潟地震（1964年6月）以来，地盤の液状化が構造物に重大な被害をもたらすことが認識され，多くの研究が行われている。しかしながら，地震における液状化の被災経験はあるものの，地震時の液状化に関する詳細な資料の蓄積は今だに少ないのが実情である。このような状況の中で発生した今回の日本海中部地震では，秋田・青森両県を中心として多数の地点で液状化が発生しており，液状化地点における被害状況，地盤条件等液状化に関する貴重な資料が得られた。

当地震による地盤の液状化に関する調査としては，地震直後に被害概要の調査（一次調査）を実施すると共に，その後に詳細調査を実施した。一次調査では，液状化現象の発生地点，発生状況，噴砂等の採取，構造物の被害との関連等，全般的かつ広範囲の状況把握を目的として資料の収集を行った。また，詳細調査では，一次調査で得られた資料の整理を行うと共に，一次調査で明らかとなった液状化地点において土質調査を行い，実現象との対応関係について検討した。詳細調査としては，原位置における地盤調査及び，繰返し三軸試験を秋田県能代市能代南バイパス，南秋田郡大潟村五明光，秋田市新屋元町の3箇所において実施し，能代南バイパスにおいては盛土の安定解析も実施した。

本編では，2．において液状化の発生地点の分布及び液状化発生地点と震央距離の関係について紹介すると共に，秋田県における主な液状化地点として能代市能代南バイパス，大潟村五明光，秋田市新屋元町を取り上げ被害形態及び地形・地盤の特徴について報告する。

また，3．では液状化による地下埋設物の浮上りによる被害について概要を紹介し，地下埋設物の浮上りに対する安全率と浮上り量の関係について報告する。

4．では振動式貫入試験機による地盤の液状化に対する強度の判定方法を紹介すると共に，能代南バイパスにおける試験結果について報告する。

2．地盤の液状化

2.1 液状化発生地点の分布

地震時の液状化可能性について道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編[1]では，「地下水位面が現地盤面から10m以内の沖積層では現地盤面から20m以内の範囲において，平均粒径D_{50}が0.02㎜以上0.2㎜以下である飽和砂質土層は地震時に液状化の可能性があるため，(2)項によって液状化の判定を行うものとする。」として，液状化の判定を行う必要のある地盤を定義すると共に判定方法を規定している。

日本海中部地震においても，これらの判定規準に該当すると思われる地盤において液状化が発生している。現在までに収集された液状化地点の概要を取りまとめたものが表-5・1[2]である。また，図-5・1は表-5・1をもとに液状化発生地点の分布を示したものである。これらより民家・道路・河川提防・港湾施設等種々の構造物が被害を受けており，その液状化発生地点が一部の地域に集中する傾向にあると言える。しかし，実際にはこれらの地点以外の場所においても液状化が発生していることが考えられるが，液状化に関して特別な関心を持っているか，あるいは相当な被害を経験しなければ話題になりにくいといった性格があるため，詳細な液状化地点の分布を知ることは困難である。また，図-5・1に示す液状化発生地点は地表面に噴出した砂や水，あるいは被害の状況より確認されたものであり，仮に地盤内部で液状化が発生していたとしても，地表面に変化が認められない場合，あるいは変化が微小なため確認されないような場合には液状化地点として報告されない。

今回の地震による液状化の被害の特徴としては，青森県及び秋田市から能代市にまたがる広範囲の地域にわたって，盛土形式の構造物である道路盛土，堤防，造成盛土に沈下・亀裂が，また，埋設形式の構造物である上・下水道，埋設タンク等に被害が多く発生したことがあげられる。特に，道路被害としては秋田県八郎潟周辺の若美町・大潟村・天王町・昭和町及び能代市南部の浅内地区，青森県岩木川流域の車力村・中里町で多くの被害を受けている。また，地中構造物としては上水道が秋田県男鹿市・能代市・青森県車力村で，下水道が秋田市・能代市・男鹿市・大潟村において著しい被害を受けている[3]。

図-5・1には沖積低平地の分布を併記してあるが，これらの液状化発生地点が沖積低地に集中しているのが

表-5・1　主要液状化地点一覧表

位置			構造物	被害の概要　〔備考〕
秋田県	秋田市	新屋元町	民家多数	基礎の不等沈下。浄化槽浮上。ブロック塀の傾斜。
		新屋松美町	民家多数	基礎の不等沈下。浄化槽浮上。ブロック塀の傾斜。
		雄物川河口	堤外高水敷	断差50cm程度の亀裂。周囲に噴砂。
		大畑	マンション	浄化槽浮上。
		秋田港(本港)	倉庫	床の沈下，陥没。周辺地盤（岸壁）のすべり崩壊。（ＲＣ）
			公衆便所	建物の傾斜(コンクリートブロック造)。
			クレーン	地盤崩壊による傾斜。
			石油タンク	傾斜。周囲の電柱傾斜。地下タンク浮上。
		秋田港(向浜)	岸壁	すべり破壊。エプロン部陥没
			公園	各所に噴砂。
		秋田港(大浜)	岸壁	すべり破壊。エプロン部陥没。
		秋田港(外港)	クレーン	傾斜。
			岸壁	鋼矢板壁の倒壊。ケーソン岸壁の移動。
			倉庫	床の沈下。陥没。
		金足	昭和バイパス	カルバート部沈下。
	昭和町	元木	民家	家屋10度傾斜。ブロック塀の転倒。
	琴丘町	鹿渡	糸流橋	取付道路の陥没。周囲水田の噴砂。
	天王町	江川	江川バイパス	取付道路の亀裂，陥没。
	男鹿市	船越	男鹿工業高校	浄化槽浮上。グランドの亀裂。プールの浮上。床の沈下。
			民家	造成盛土の崩壊。家屋の傾斜。
		脇本	民家多数	造成盛土の崩壊。家屋の転倒。基礎破壊。家屋全壊。基礎被害。地盤に亀裂。
		船川	岸壁	埋土部の噴砂。岸壁の被害なし。
	大潟村		干拓堤防	干拓堤防の内，南西部及び南東部一部を除き，八郎潟全域にわたり，堤防のすべり崩壊に伴う堤体の沈下。１～1.8m沈下。
		東部承水路	北部排水機場	土留め壁の回転。付属変電設備の不等沈下。附帯構造物の破壊。
			大潟橋	取付道路の陥没。
		西部承水路	野石橋	取付道路の陥没。
			五明光橋	取付道路大破。
	若美町	野石	民家多数	周囲水田の噴砂。家屋床陥没。
		玉の池	民家多数	家屋全壊。ブロック塀の傾斜，転倒。周囲水田の噴砂。
		五明光	民家多数	家屋全壊。ブロック塀の傾斜，転倒。造成盛土の崩壊。周囲水田の噴砂。電柱の傾斜。
	八竜町	大曲	ポンプ場	周囲水田の噴砂。建物周囲噴砂。
			八竜中学校	浄化槽浮上。グラウンドの亀裂(ＲＣ３Ｆ)。
		浜口	浜口小学校	浄化槽浮上。グラウンドの亀裂。
		大口	男鹿街道	傾斜地盤（崖）での道路のすべり崩壊。
	能代市	黒岡	民家多数	周囲水田の噴砂。
		中浅内	国道７号線バイパス	道路の不等沈下による風避けの傾斜。不等沈下。
		浜浅内	民家多数	家屋傾斜。周囲水田の噴砂。
		浅内	民家多数	周囲水田の噴砂。家屋被害。
		河戸川	商店などガソリンスタンド	基礎破壊。ブロック塀の転倒。門柱の傾斜。ガソリンタンク70cm浮上。ブロック塀の傾斜，転倒破壊(ＲＣ)。
		田子向	民家多数	家屋内より噴砂・噴水。敷地内に亀裂。長崎団地の半数に被害。

表-5・1　主要液状化地点一覧表（つづき）

位置			構造物	被害の概要　〔備考〕
秋田県	能代市	坊ヶ崎	民家多数	周囲水田の噴砂。家屋被害。
		三頭沼	民家	家屋被害。
		青葉町	マンション	建物傾斜（ＲＣ４Ｆ）。
			民家多数	家屋全壊。家屋周囲より噴砂・噴水。
		昭南町	民家多数	造成地の陥没。家屋傾斜。
		景林町	民家多数	家屋周囲より噴砂。
		緑町	能代商業高校	建物移動。浄化槽浮上。グランドの亀裂。
		能代港	岸壁	エプロン部の沈下。鋼矢板壁の変形。
		米代川河口	娯楽施設	駐車場，テニスコート地割れ。周辺地盤沈下による配管の被害。
		落合	民家	家屋被害。
		米代川	河川堤防	縦断亀裂。鋼矢板護岸の傾斜。
青森県	鶴田町	鶴田	農村環境改善センター	門柱に亀裂。建物周囲，前面の駐車場に噴砂（ＲＣ）。
	柏村	上派立	水田	水田被害。被害小。
	森田村	下蒲	水田	水田被害。
	木造町	館岡	民家	コンクリート土間の膨れ上がり。６／21の余震により電柱が傾斜。
		平滝	民家多数	家屋全壊。ブロック塀の傾斜。電柱傾斜。防火水槽浮上。
	五所川原市	藻川	民家多数	周囲水田の噴砂。
	稲垣村	豊川野田	小学校	周囲水田の噴砂。
		繁田家調	民家	周囲水田の噴砂。
		下派立	民家多数	家屋周囲の噴砂。
	車力村	太田光	民家多数	周辺地盤沈下。家屋全壊。ブロック塀の傾斜。
		下牛潟	民家多数	周辺地盤沈下。家屋全壊。水田・畑・水路被害大。
		牛潟	民家多数	家屋傾斜。ブロック塀の傾斜。電柱傾斜。
		牛潟地	堤防道路	道路上に大量噴砂。道路の沈下。
		下車力	岩木川堤防	畑地のすべり破壊による地割れ(1.5mの断差)。水田被害。堤防に亀裂。
		屏風山	新農道	コンクリート函浮上。農道と平行に噴砂多数。
		富菟西２km	水田・畑	水田被害大。畑に亀裂。農道に大亀裂。
		富菟西１km	野球場付近	巨大噴砂孔(噴砂孔２～８m)多数。畑被害。
		富菟	民家多数	丘陵地全体の崩壊に伴う家屋の全壊多数。水田・畑被害。
	中里町	富野	武田小学校	防火壁沈下。建物不等沈下。グランドに噴砂。付近の岩木川堤防に亀裂。
		中里	民家	造成地のすべり。周辺地盤沈下。
		若宮	津軽大橋	取付道路の沈下。農業用水路の浮上。水田被害。河川敷上流，下流１km以上液状化。
	市浦村	十三	十三湖大橋	取付道路崩壊。橋脚部１m沈下。護岸堤防の亀裂・沈下・水没。
			せばと橋	十三湖側岸壁のはらみだし。
			五月女萢原	道路に亀裂。水田被害。電柱の沈下，側斜。
	青森	柳川	青森駅	建物傾斜。照明塔傾斜。プラットホームの不等沈下。
			石油タンク	水槽の浮上。地盤の陥没。タンクの傾斜。
		沖館	石油タンク	水槽の浮上。地盤の陥没。タンクの傾斜。
		新田扇田	フェリー港	建物周囲地盤50cm沈下。

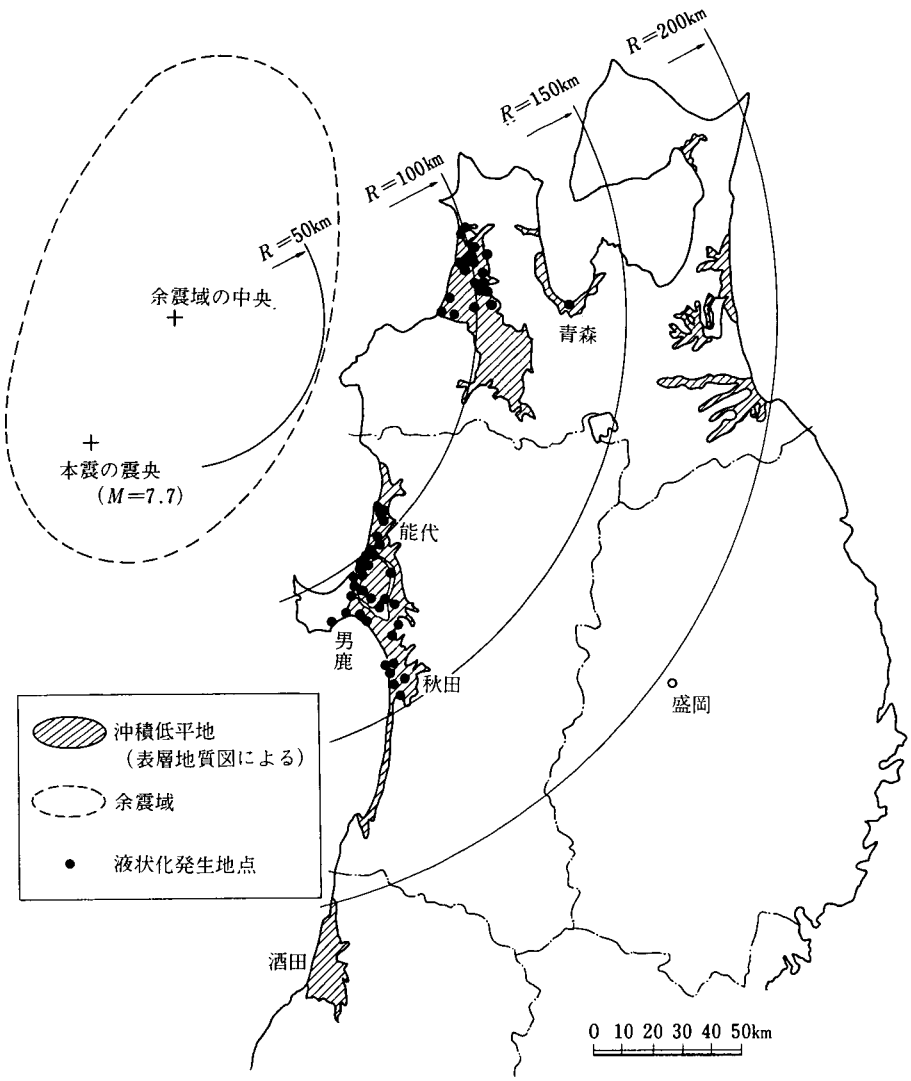


図-5・1 主要液状化地点位置図

分かる。このことは，地形あるいは地質が地盤の液状化と密接な関係にあることを示唆するものであり，地形・地質と液状化発生に関する調査を実施することにより，液状化発生に関する有効な資料が得られるものと思われる。

2.2 液状化発生地点と震央距離の関係

ある規模（マグニチュード）を持つ地震が発生した場合，液状化が発生するのはある震央距離の範囲内であることが歴代の地震から経験的に知られている。図-5・2は明治以降の我が国での地震経験に基づいて得られている地震規模（マグニチュードM）と液状化の発生限界震央距離（R）との関係[4]を示したものである。

図-5・1には，液状化発生地点と共に余震域中央からの距離を併記してある。これより，余震域中央から液状化発生地点までの距離を求めると，最も近距離にある青森県森田村の90kmから最も遠距離にある秋田市新屋元町での145kmの範囲にある。この液状化発生地点までの震央距離は図-5・2の斜線で示す範囲に位置し，液状化の限界震央距離の平均曲線と良好な一致を示していることが分かる。同図によれば，限界震央距離より震源に近い領域では液状化が発生すると考えてよいとされるが，今回の地震ではその震源が海域下にあり，限界震央距離より震限に近い領域が大部分海域であっ

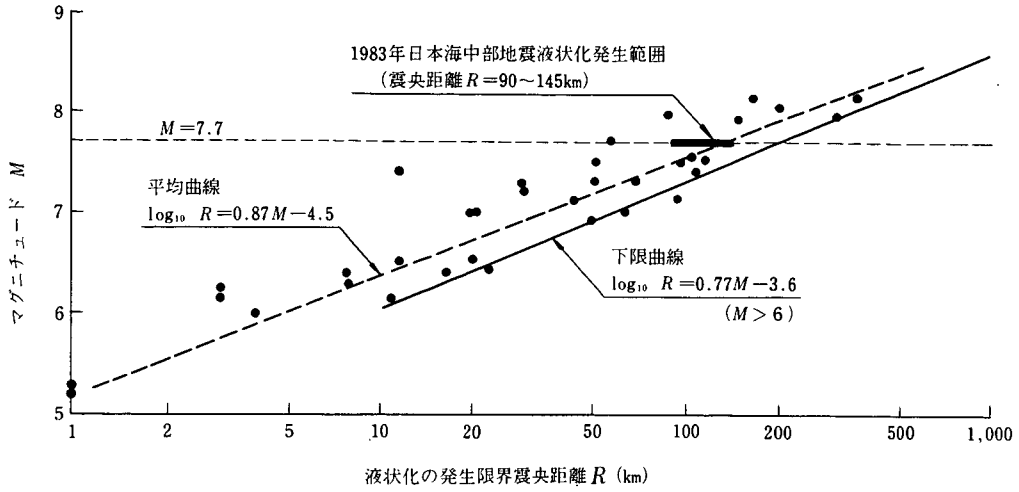


図-5・2　マグニチュード M と液状化の限界震央距離 R の関係

たため，近距離での液状化発生地点は発見されていない。

2.3　主な液状化地点の被災形態及び地形・地質の特徴

今回の地震で液状化が発生した地点については，表-5・1にその概要を示したが，ここではそれらの内秋田県能代市能代南バイパス，秋田県南秋田郡大潟村五明光，秋田県秋田市新屋元町の計3箇所について被害写真，液状化地点付近の地盤調査結果を示し，被災形態及び地形・地質の特徴について報告する。

2.3.1　秋田県能代市能代南バイパス(能代市南部浅内地区)

国道7号能代南バイパスの被害箇所は約2.3mの盛土形式となっており，道路周辺の地盤に段差・亀裂を生じ，広範囲にわたって流動しており，典型的な液状化による盛土の被害と考えられる。コンクリート舗装の目地部には段差・亀裂を生じ，盛土も40cm程度沈下している。また，路線方向にもコンクリート舗装が目地部で相互に衝突した結果，約100mにわたって沈下・浮上りを生じている[5]。なお，道路及び道路周辺部の被害の詳細については，12編道路の被害を参照されたい。

本地点においては，ボーリングによる土質調査と固定ピストン式ツイストサンプラーを用い，不かく乱試料を採取し繰返し三軸試験を実施した。調査地点は325km400の路肩部であり，調査地点と周辺の被害状況を図-5・3に示す[5]。

調査地点における地盤柱状図とせん断波速度の分布を図-5・4に示す。これより本地点は細砂を主体とする地盤構成であり，深度15m程度まではN値20以下，特に地表面近くではN値10以下といった緩い砂地盤であることが分かる。せん断波速度も地表面付近では95m/sと砂としては低い値を示しており，これからも緩い砂であることが分かる。

この地盤柱状図より，液状化を生じたのは地表面付近の細砂であると考えられるため，地下水位以深の1.6m～10.4mの間で不かく乱試料を採取した。図-5・5はボーリングにより採取した砂及び道路(325km350)に噴出した砂，周辺の田圃の砂の粒径加積曲線をそれぞれ示したものである。ボーリングで採取した深度10mにおける砂の均等係数 Uc は2.3，その他の砂についても Uc が1.5～1.6といった非常に粒径のそろった分布を示しており，液状化を起こしやすい砂であると言える。

本地点において採取した不かく乱試料に対して繰返し三軸試験を行い，繰返しせん断強度比を求めた。ここでいう繰返しせん断強度比 R_l とは式(5・1)により表される[1]。

$$R_l=\frac{\sigma_{dp}}{2\sigma_v'}\left\{\begin{array}{l}\text{動的軸歪両振幅が繰返し回数 } N=20\\ \text{回で 5～6 \%になるときの応力比}\end{array}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (5\cdot1)$$

表-5・2は実験対象とした試料の諸元及び実験結果を整理したものであり，同表には道路橋示方書耐震設計編で用いられている推定繰返しせん断強度比 R，及び推定相対密度 D_r^* ($=21\times\sqrt{N/(\sigma_v'+0.7)}$) も併記してある。

本地点の繰返しせん断強度比は盛土部分においては0.193であり，道路橋示方書に従って求めた推定繰返し

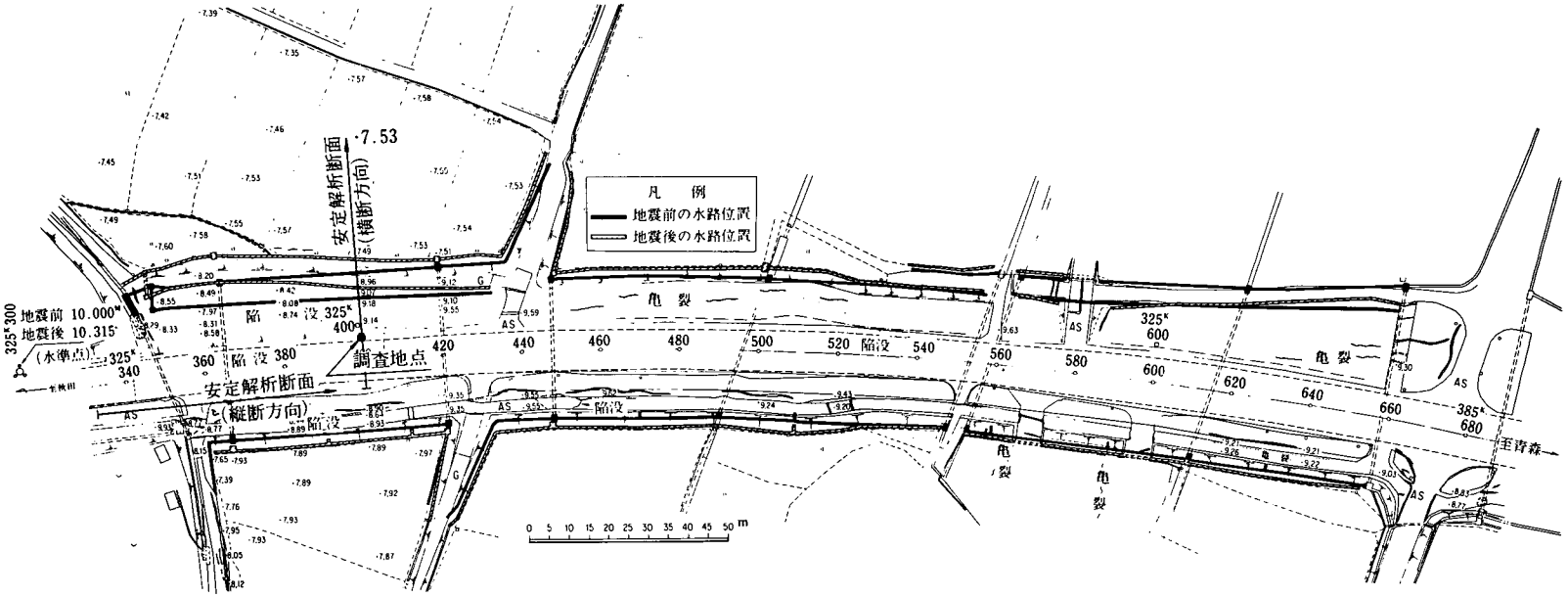


図-5･3　被害状況及び調査地点(国道７号　能代南バイパス)

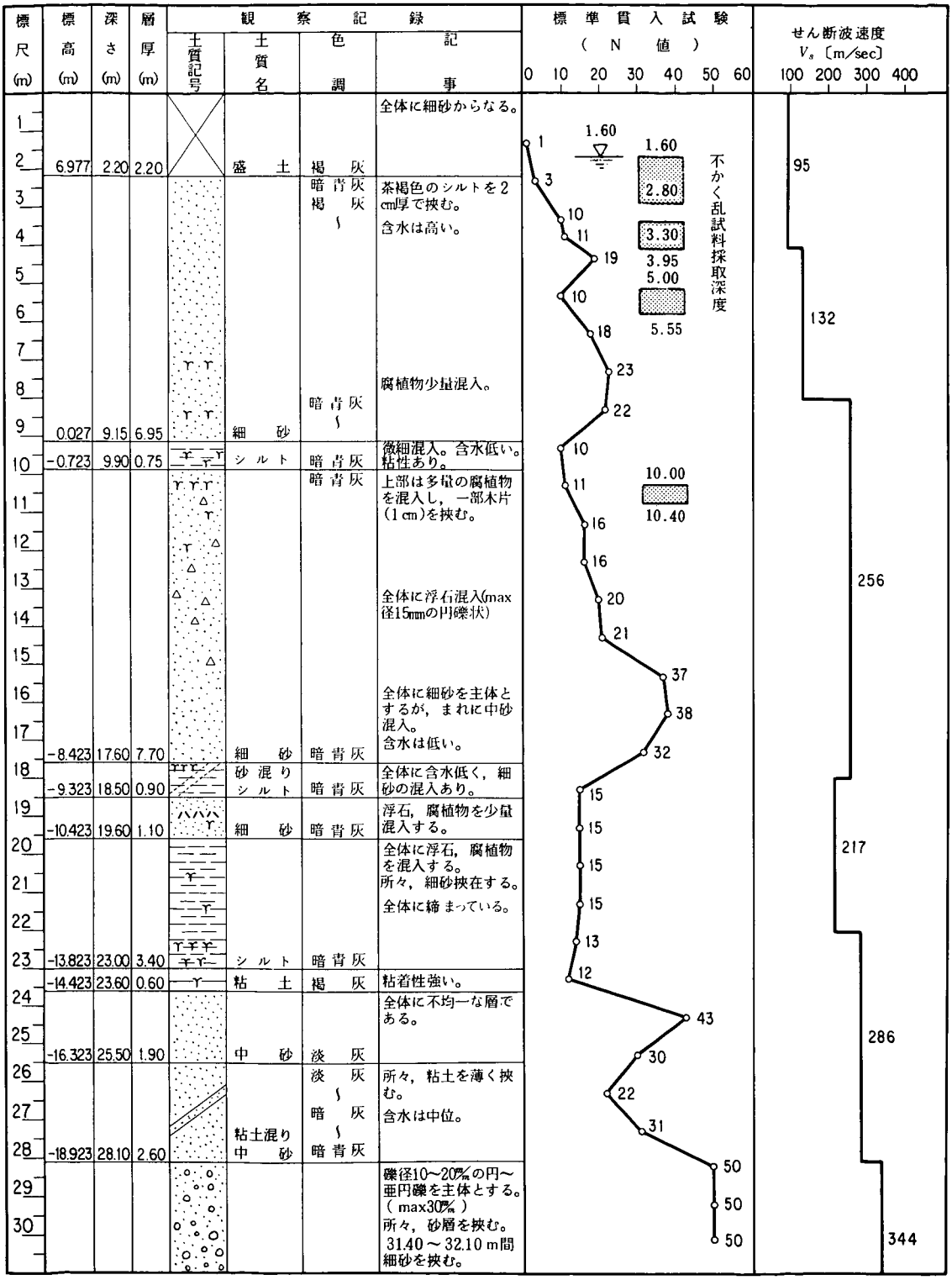


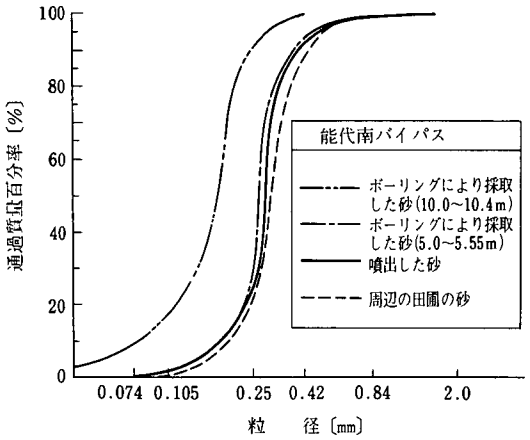
図-5・4　液状化地点付近の地盤柱状図(能代南バイパス325K＋400地点)

せん断強度比0.172よりも大きい値を示し，盛土下の砂層においては0.225，0.209，0.241であり，道路橋示方書に従って求めた値0.294，0.267，0.288より小さい。これらの結果を考慮し道路橋示方書の繰返しせん断強度比の推定式に修正を加えたものが式(5・2)である。

$$R=0.0882\sqrt{\frac{N}{\sigma_v'+0.7}}+0.221\log_{10}\left(\frac{0.253}{D_{50}}\right)\cdots(5\cdot2)$$

原位置地盤調査及び物理試験の結果に基づいて，当地点における地盤の液状化に関する解析を実施した。

液状化の判定は，道路橋示方書耐震設計編で規定している液状化抵抗率 F_L を判定指標として用いた。ここで同式中の地盤の繰返しせん断強度比 R 及び地震荷重 L の推定には簡易推定法，及び詳細推定法を用いている。



試料名	D_{max} (mm)	D_{60} (mm)	D_{30} (mm)	D_{10} (mm)	U_c	D_{50} (mm)
ボーリングにより採取した砂 (10.0~10.4m)	0.42	0.18	0.14	0.08	2.3	0.18
ボーリングにより採取した砂 (5.0~5.55m)	2.0	0.28	0.26	0.18	1.5	0.27
噴出した砂	2.0	0.29	0.26	0.18	1.6	0.28
周辺の田圃の砂	2.0	0.31	0.27	0.20	1.6	0.30

図-5・5　採取試料の粒度分布(国道7号　能代南バイパス)

簡易推定法では，地盤の動的強度及び地震荷重は道路橋示方書耐震設計編の簡易推定式で推定している。ここで，液状化の判定対象とした砂層の諸特性(N値，$\sigma v'$，σv 及び D_{50})は，原位置地盤調査及び物理特性試験の結果を用い，実測値の得られていない土層の単位体積重量あるいは平均粒径の値は土質に応じて道路橋示方書の表-参Ⅰ.3により推定した。また，地震荷重を推定するために必要な最大地表面水平震度 ks としては，秋田港において約250gal の最大加速度が観測されていることを考慮して0.20，0.25の2レベルとした。

詳細推定法では，繰返しせん断強度比の推定には繰返し三軸試験による液状化強度試験の結果を考慮した式(5・2)を用い，地震荷重は重複反射法による地盤の地震応答解析[6]から推定した。地震動としては，津軽大橋近傍地盤上で記録された橋軸方向の強震加速度波形(最大加速度282gal)を重複反射法により津軽大橋の基盤への入力地震動に変換したものを用いた。この場合の加速度波形の最大値は基盤上で275gal，地表面で250galとなり，本地点での地表面加速度が250gal 程度と推定されていることと一致する。

以上の方法により液状化低抗率 F_L の分布を求めた結果を図-5・6に示す。簡易推定法により $ks=0.25$ として求めた結果と詳細推定法により求めた結果は良い一致を示している。本地点の地盤は全層にわたり F_L が1.0に近い値を示しており，液状化しやすい状態にあると言える。特に，地表面下2～6m，10～14mにおいては F_L が1.0を下回る領域が続いており，地震時にはこれらの領域が液状化したと考えられる。

さらに，以上のようにして求めた地盤内での液状化層の深度分布及び液状化の程度より，過剰間隙水圧の

表-5・2　繰返し三軸試験による液状化強度試験結果(国道7号能代南バイパス)

ボーリング地点名	国道7号　能代南バイパス			
深度〔m〕	1.60~2.80	3.30~3.95	5.00~5.55	10.00~10.40
動的せん断強度比 R_l	0.193	0.225	0.209	0.241
相対密度 D_r〔%〕	46.4	63.7	65.1	51.2
平均粒経 D_{50}〔mm〕	0.280	0.270	0.270	0.175
有効上載圧 σ_v'〔kg/cm²〕	0.33	0.49	0.63	1.08
N値	3	11	10	11
推定動的せん断強度比 R	0.172	0.294	0.267	0.288
$\Delta R=R_l-R$	0.021	−0.069	−0.058	−0.047
$\tau_l=R_l\times\sigma_v'$〔kg/cm²〕	0.064	0.110	0.132	0.260
推定相対密度 D_r^*〔%〕	35.8	63.8	57.6	52.2

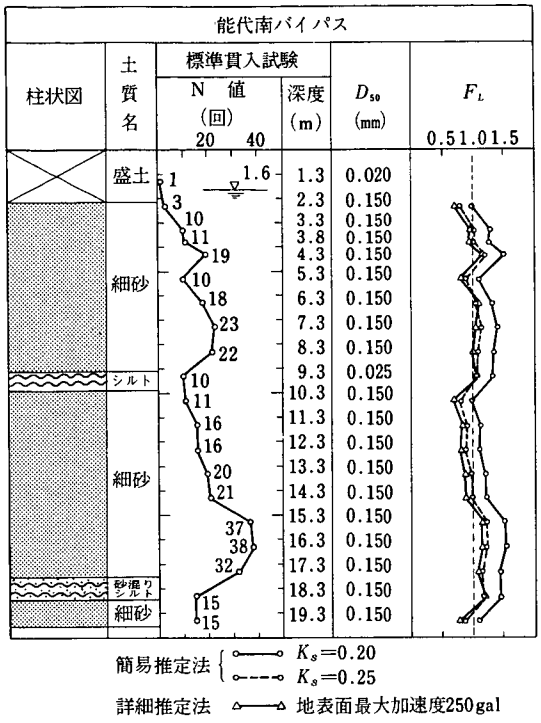


図-5・6　地盤の液状化調査結果(国道７号　能代南バイパス)

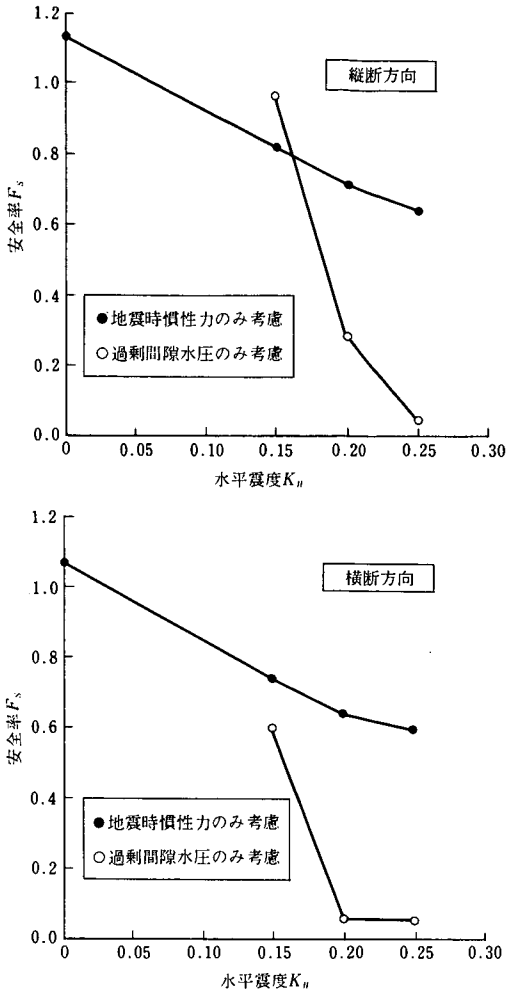


図-5・7　安全率と水平震度の関係(国道７号　能代南バイパス)

発生量を推定し，過剰間隙水圧の上昇を考慮した盛土の安定解析を行った。

解析断面は道路盛土を垂直に横切る横断方向と，これと直角をなし道路盛土と平行な縦断方向の２断面である(図-5・3参照)。横断方向と共に縦断方向を解析断面として選んだのは，本解析地点が切土区間と盛土区間の境界に当たり，被害調査結果を考慮すると，路線方向へのすべり破壊が生じていると考えられたためである。なお，縦断方向については盛土幅が小さいため，盛土区間の盛土を除いて解析を行った。

解析は，円弧すべり面を仮定し分割法により計算を行った。解析条件としては，解析地点周辺で実施したボーリング調査結果を基に道路橋示方書IV下部構造編[11]に従って解析地点の地盤定数を設定し，解析ケースとしては，水平震度 k_H＝0.15，0.20，0.25に対する過剰間隙水圧の上昇量を推定し[7]，この過剰間隙水圧の上昇分のみを考慮し地震時慣性力を作用させない場合と，同様の水平震度に対して過剰間隙水圧の上昇は考慮せず，地震時慣性力のみを考慮した場合の２つの条件で解析を行った。地震時慣性力のみを考慮し，過剰間隙水圧の上昇を考慮しないという条件は，本震の際の最大加速度作用時を想定したものであり，この段階では過剰間隙水圧の発生量は少なく，その影響は小さいと考えたためである。また，地震時慣性力を作用させず，過剰間隙水圧の上昇のみを考慮したという条件は，地震直後を想定したものであり，地震により発生した過剰間隙水圧は地盤内に蓄積され，地震終了時に最大の過剰間隙水圧が発生すると考えたためである。なお参考のために常時(k_H＝0.0)における安定解析も行った。

解析結果として最小安全率と水平震度の関係を図-5・7に示す。また，水平震度 k_H＝0.25の場合の解析結果の例として，すべり面とそれに対する安全率を図-5・8に示した。

これらの結果より常時の安全率は1.1程度であり，地震時慣性力のみを考慮した場合に k_H＝0.25に対して安

全率は0.6程度まで低下すると考えられる。地震時慣性力のみを考慮した場合と過剰間隙水圧のみを考慮した場合を比較すると，k_H＝0.15の場合には大きな違いは認められないが，k_Hが0.20以上の場合には，過剰間隙水圧のみを考慮した場合横断方向で0.05程度，縦断方向で0.05～0.3程度と非常に小さな値を示し，地震後において十分過剰間隙水圧が発生している状態は，地震中の最大加速度作用時よりも盛土にとっては危険な状態であると言える。この事は本震中はバイパスの通行が可能であったのが，地震後には道路盛土が破壊し通行不能[10]となるような現象が起こりうることを示している。

また，すべり面の形状に着目すると，地震時慣性力のみを考慮した場合には比較的浅いすべり面でのみ安全率が1を下回るのに対し，過剰間隙水圧の上昇のみを考慮した場合には，深いすべり面でも安全率は1を下回っており，すべり面と地表面が交わる位置は盛土より数十mの地点にまで達し，実際の道路盛土周辺部の被害が道路中央より30～40mの範囲にまで認められることと一致する。

以上の円弧すべり面法による安定解析の結果から，過剰間隙水圧の上昇を無視し慣性力を考慮した場合よりも，地盤の液状化抵抗率 F_Lの値から推定した過剰間隙水圧を考慮し慣性力を無視した場合の方が，安全率が低くその破壊の形態も実態により近づくことが分かる。

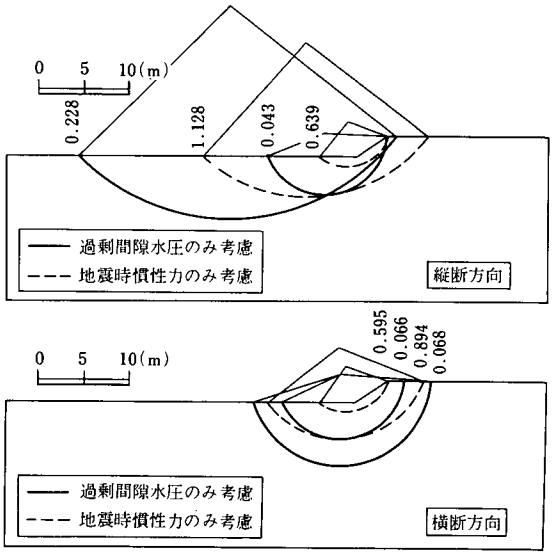


図-5・8　円弧すべりによる解析結果(国道7号　能代南バイパス)

2.3.2　秋田県南秋田郡大潟村五明光

本地震により，八郎潟干拓堤防及びその西側を走っている男鹿街道は大きな被害を受けており，両者を結んでいる五明光橋においても取付道路は大崩壊を起こし，1m程度の沈下を生じた。しかし，くい基礎を有する五明光橋にはほとんど被害が認められず，取付道路とは対象的な被害状況を呈しており，取付道路の破壊は表層地盤の液状化によるものと考えられる。

地震被災前の取付道路の断面形状は明らかではないが，五明光側の比較的地震被害の少ない所で横断測量を実施し推定した断面が図-5・9であり，1.6m程度の盛土形式であったと考えられる。被害の状況は図-5・10に

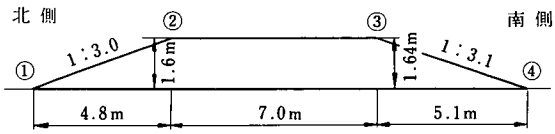


図-5・9　取付道路の推定断面図(大潟村　五明光橋)

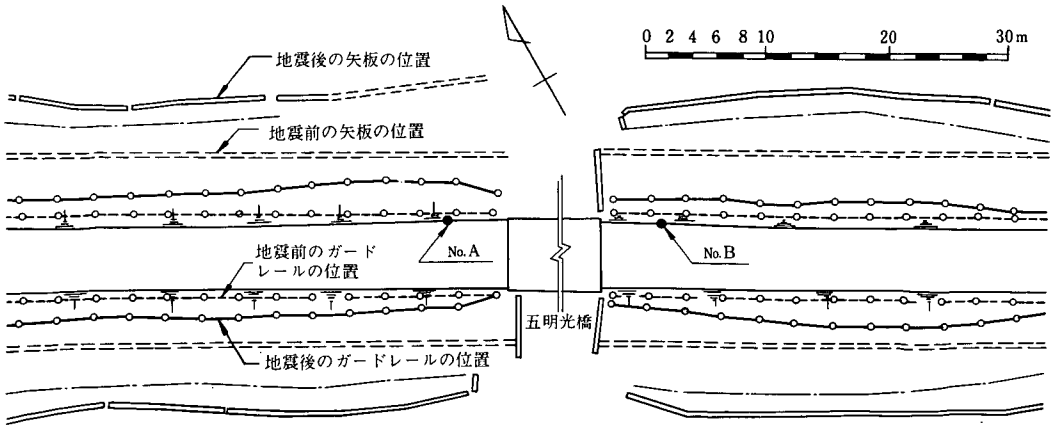


図-5・10　被害状況及び調査地点(大潟村　五明光橋)

示したとおりであり，盛土の沈下・亀裂の発生に伴いガードレールが側方へ移動し，法尻部に設置されていた矢板も亀裂を生じ，最大6m程度側方へ移動している。被害の状況を写真-5・1に示す。

本地点においてはボーリングによる土質調査と固定ピストン式シンウォールサンプラーにより不かく乱試料を採取し，繰返し三軸試験による液状化強度試験を実施した。調査地点は図-5・10に示すとおり五明光橋から5m離れた道路盛土の法肩部である。

調査地点における地盤柱状図とせん断波速度の分布を図-5・11，図-5・12に，また土層の連続性を示すものとして土質推定断面図を図-5・13に示す。本地点は地盤上部より盛土・砂・粘土が厚く堆積した地層構成であり，上部の砂は混入物やN値から2層に大別される。盛土部を含み地表面下5m程度まではN値5以下の緩い砂層，地表面下10m程度以深では　値30～40程度の良く締まった砂層となっている。図-5・13より橋脚の基礎くいの先端部は上記の良く締まった砂層に到達していると推定される。

地盤柱状図及び橋と取付道路の被害程度の違いから液状化を生じたのは，盛土部を含む地表面から5m程度の領域であると考えられ，地下水位以深の砂層としてA地点では地表面より2.2～9.5mの間で，B点では1.3～8.0mの間で不かく乱試料を採取した。

図-5・14はA点におけるボーリングにより採取した砂(3.1～3.9m)と盛土に用いられている砂の粒径加積曲線を示したものである。これらの試料は均等係数 Uc が1.4～1.5，平均粒径 D_{50} が0.23～0.25mmといった粒径のそろった細砂であり，液状化を起こしやすい砂である。

道路橋示方書耐震設計編に従って液状化抵抗率 F_L を求めた結果を図-5・15に示した。A，B両地点とも地表面下5m程度までは F_L が1を下回る領域が存在し，これらの浅い層において液状化が発生したことが取付道路の被害程度を大きくした原因と考えられる。

2.3.3　秋田県秋田市新屋元町

雄物川に隣接し旧河道上に位置する新屋元町では，地盤の液状化が原因と考えられる被害が多く見られる。本地区においては図-5・16に示すとおり，噴砂，電柱の沈下，家屋基礎の不等沈下，ブロック塀の倒壊，ガス・上下水道の破損等多くの被害を受けており，著しい被害を受けた地区と被害の少ない地区が比較的はっきりと分かれていることが特徴的である。被害の状況を写真-5・2から写真-5・4に示す。

本地点においては，ボーリングによる土質調査と不かく乱試料を採取し繰返し三軸試験による液状化強度試験を実施した。調査地点としては，被害の著しい地区（17番地）で一箇所，被害の少なかった地区（11番地）で一箇所の計二箇所である。

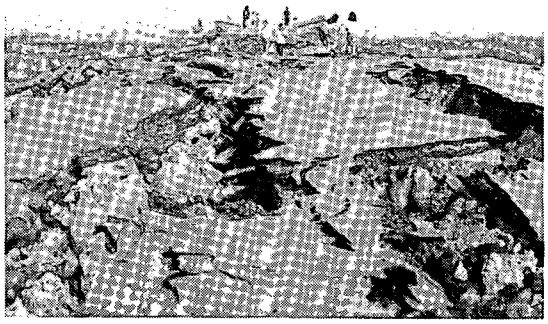


写真-5・1　橋梁取付盛土の被害(大潟村　五明光橋)

調査地点における地盤構成は，図-5・17，図-5・18に示すとおり，砂を主体とし，薄い粘土層を一部に含んだ構成となっている。両地点とも深度5m程度まではN値5以下（深度によってはモンケン自沈）の緩い砂地盤であり，それ以後10m程度まではN値10程度，さらに10m以深ではN値20以上となっている。両地点の土層の連続性を示すものとして土質推定図を図-5・19に示す。これより，地表面下10m程度の範囲では，両地点の地盤構成に大きな差異は認められないが，地下水位には被害の著しい地点においては地表面下1.0m，被害の少なかった地点においては3.4mと大きな違いがあることが分かる。

図-5・20は，ボーリングにより得られた試料と噴出した砂の粒径加積曲線を示したものである。液状化の著しかった17番地からボーリングにより採取した試料の均等係数 Uc が3.0，その他の試料が1.7，2.0，平均粒径 D_{50} が0.3～0.4mmといった粒径のそろった細砂であり，液状化を起こしやすい砂であると言える。

不かく乱試料を用いた繰返し三軸試験による液状化強度試験の結果を表-5・3に示す。液状化の著しい17番地での繰返しせん断強度比 R_l は0.220であり，液状化の少ない11番地での0.148～0.157より大きい値を示している。

そこで道路橋示方書耐震設計編に従って液状化抵抗率 F_L の分布を両地点に対して求めたものが図-5・21である。液状化の著しい17番地では地表面より12m程度まで F_L が低い値を示しており，特に，地表面近くに F_L が1を大きく下回る領域が存在する。それに対し，液状化の少ない11番地では地下水位が深い位置にあるため，

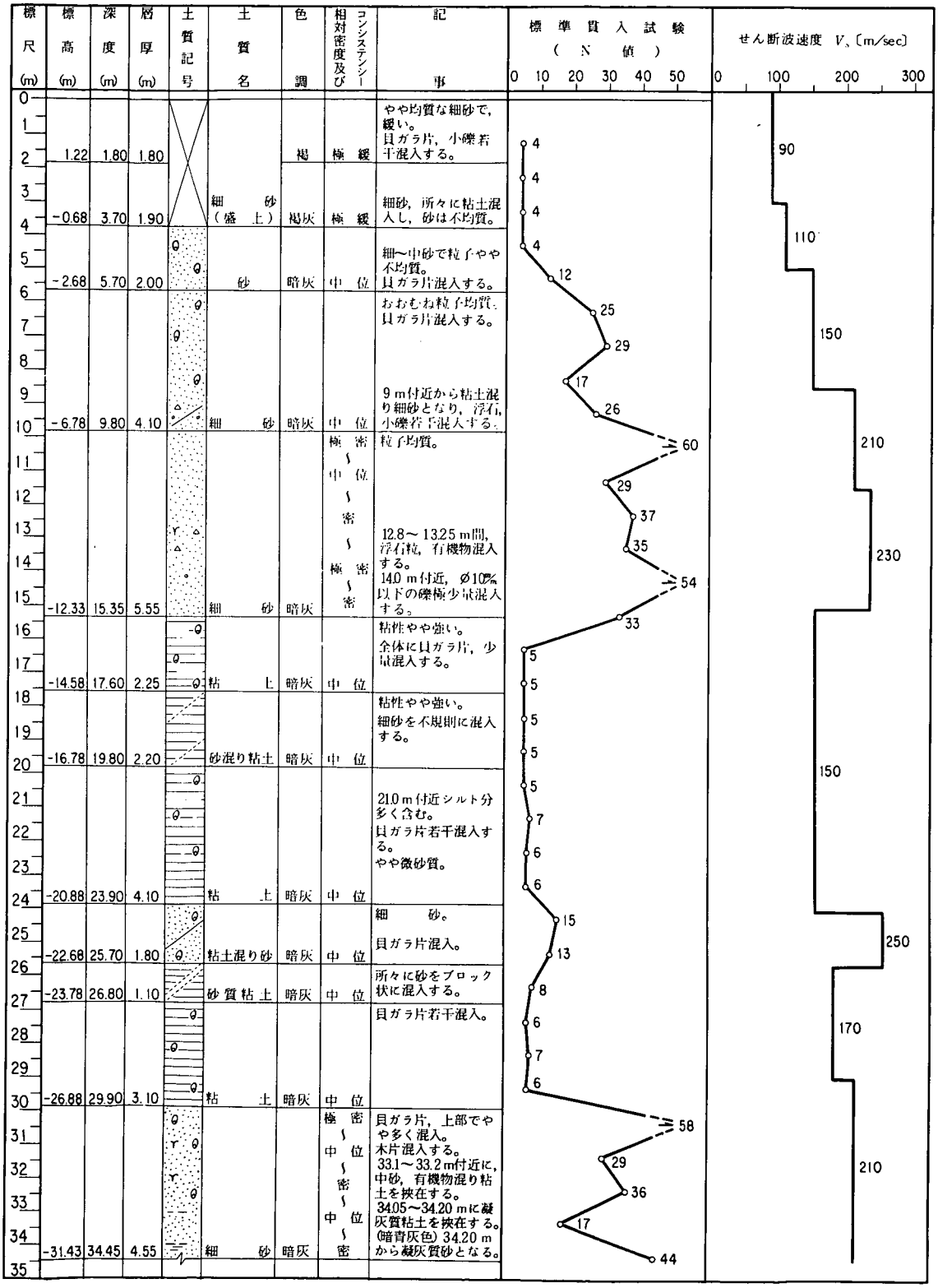


図-5・11 地盤柱状図(大潟村 五明光橋 No.A)

標尺 (m)	標高 (m)	深度 (m)	層厚 (m)	土質記号	土質名	色調	コンシステンシー相対密度及び	記事
0								
1								上部に砕石混入する。
2	-0.17	2.70	2.70		細砂（盛土）	褐灰	極緩	細砂，おおむね粒子均質，若干シルト混入する。 暗灰色の細砂ブロック状で混入する。
3								
4							極緩	粒子均質。
5							～	所々にφ 2～3㎜の円礫混入する。
6							中位	シルトがブロック状で混入する。
7	-4.97	7.50	4.80		細砂	暗灰	～	貝ガラ片混入する。
8							～	貝ガラ片混入し，浮石も所々に混入する。
9							密	φ2～3㎜の小礫混入する。φmax 10㎜程度。
10							～	
11							極密	
12	-9.92	12.45	4.95		細砂	暗灰	～	11.7mから礫混入せず，粒子均質となる。
13							密	

標準貫入試験（N値）　0　10　20　30　40　50

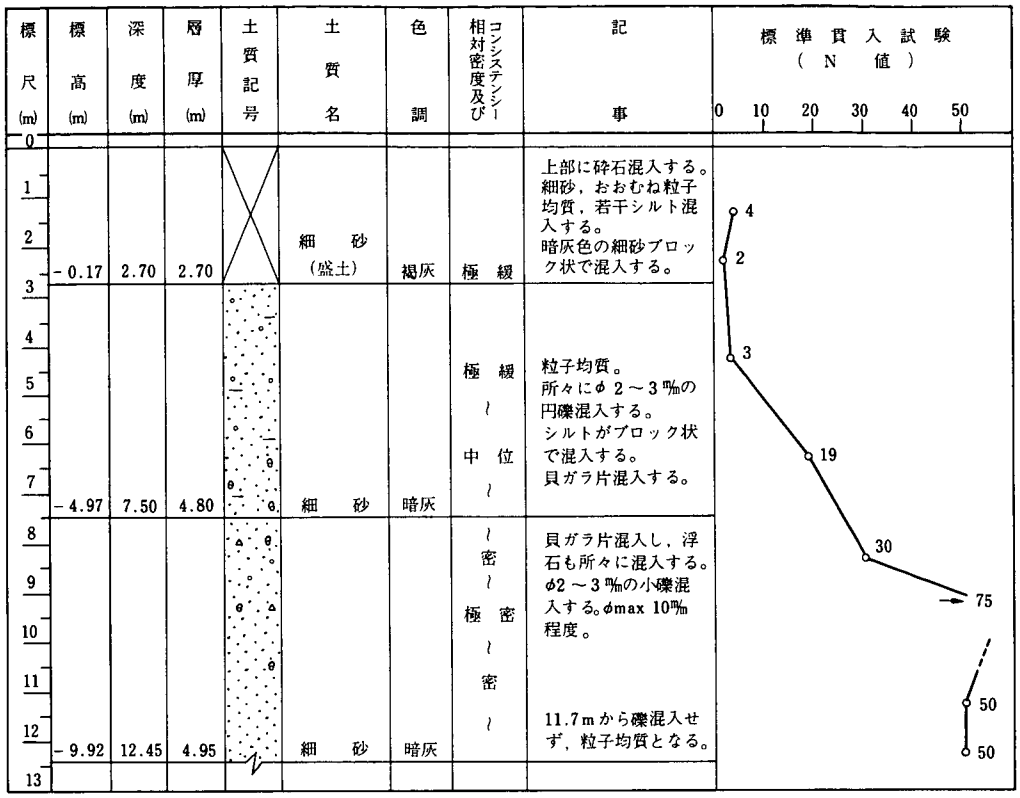
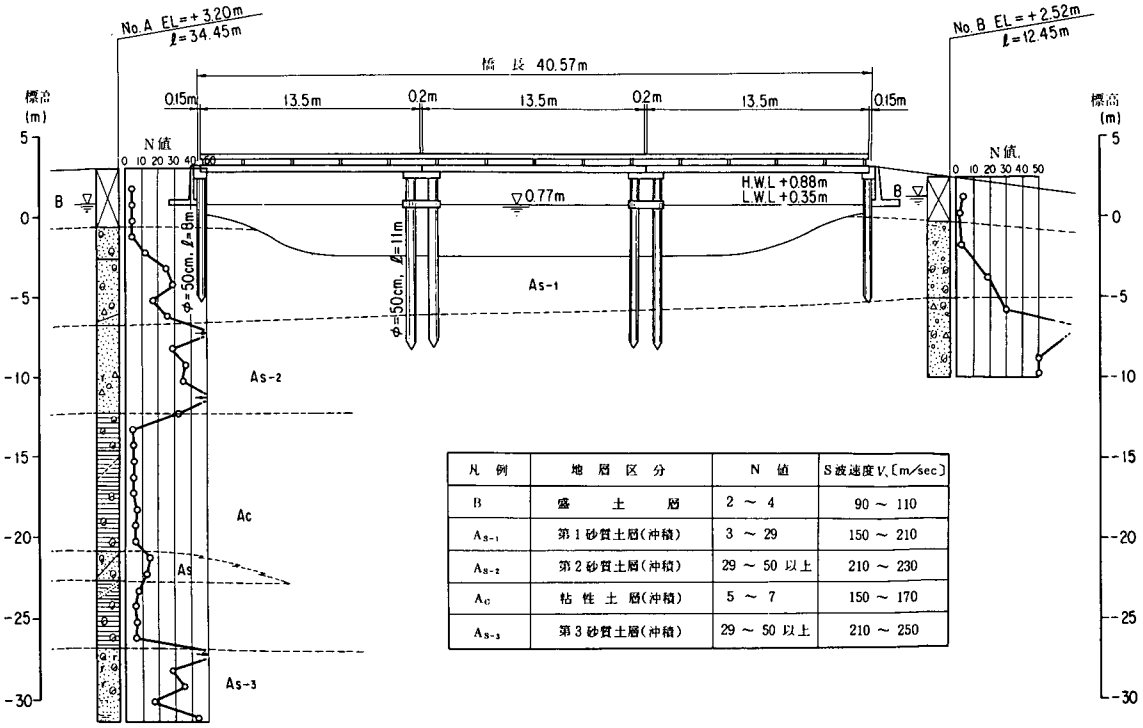
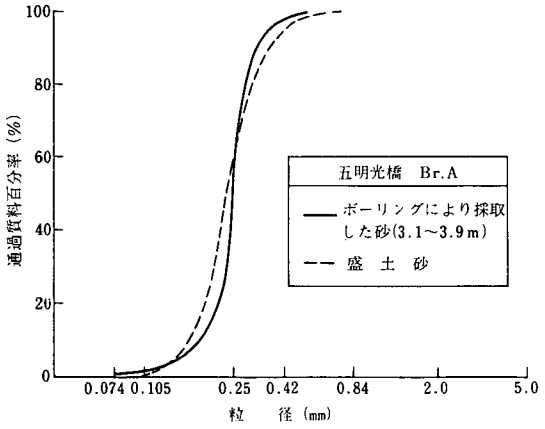


図-5・12　地盤柱状図(大潟村　五明光橋　No.B)



凡例	地層区分	N値	S波速度 V_s (m/sec)
B	盛土層	2 ～ 4	90 ～ 110
A_{s-1}	第1砂質土層(沖積)	3 ～ 29	150 ～ 210
A_{s-2}	第2砂質土層(沖積)	29 ～ 50 以上	210 ～ 230
A_c	粘性土層(沖積)	5 ～ 7	150 ～ 170
A_{s-3}	第3砂質土層(沖積)	29 ～ 50 以上	210 ～ 250

図-5・13　土質推定断面図(大潟村　五明光橋)



試　料　名	D_{max} (mm)	D_{60} (mm)	D_{30} (mm)	D_{10} (mm)	U_C (mm)	D_{50} (mm)
ボーリングにより採取した砂 (3.1～3.9m)	2.0	0.26	0.23	0.18	1.4	0.25
盛　土　砂	2.0	0.25	0.20	0.16	1.5	0.23

図-5・14　採取試料の粒度分布(大潟村　五明光橋 No.A)

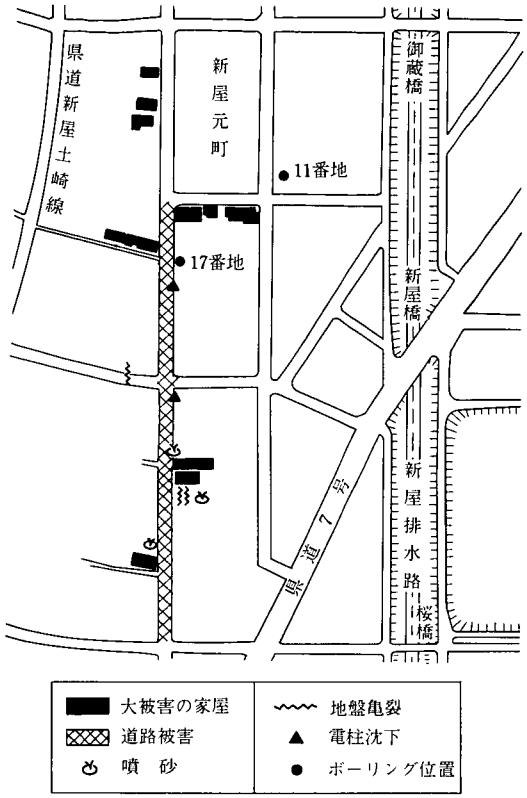
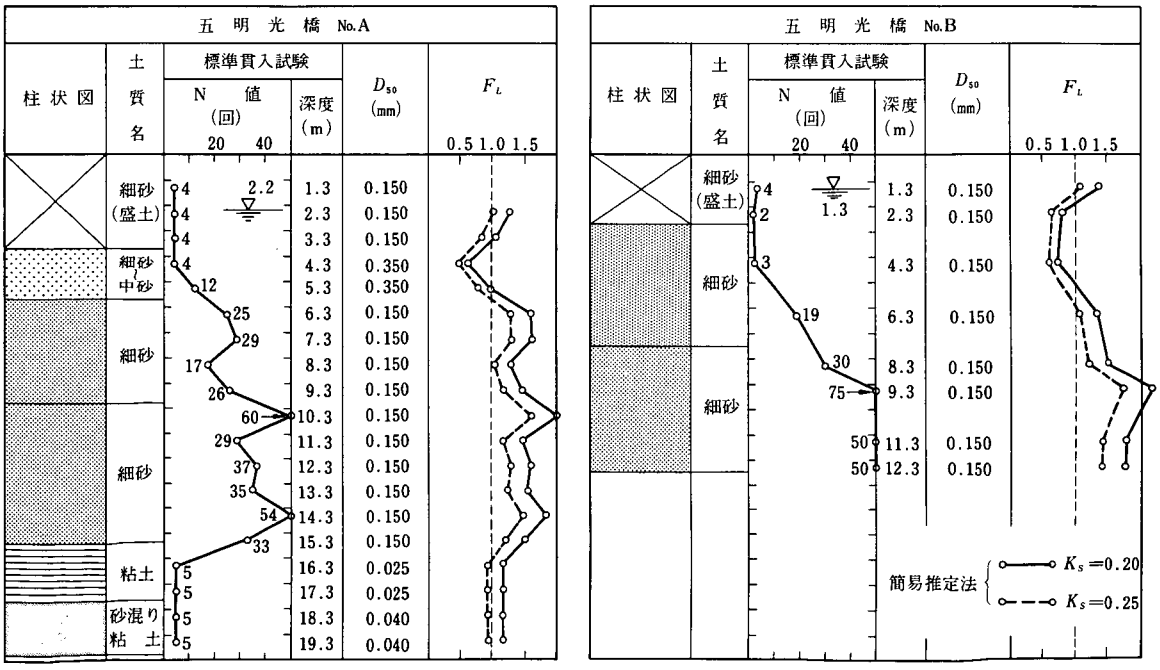


図-5・16　被害状況及びボーリング位置(新屋元町)



(a)五明光橋 No.A　　(b)五明光橋 No.B

図-5・15　地盤の液状化調査結果(大潟村　五明光橋)

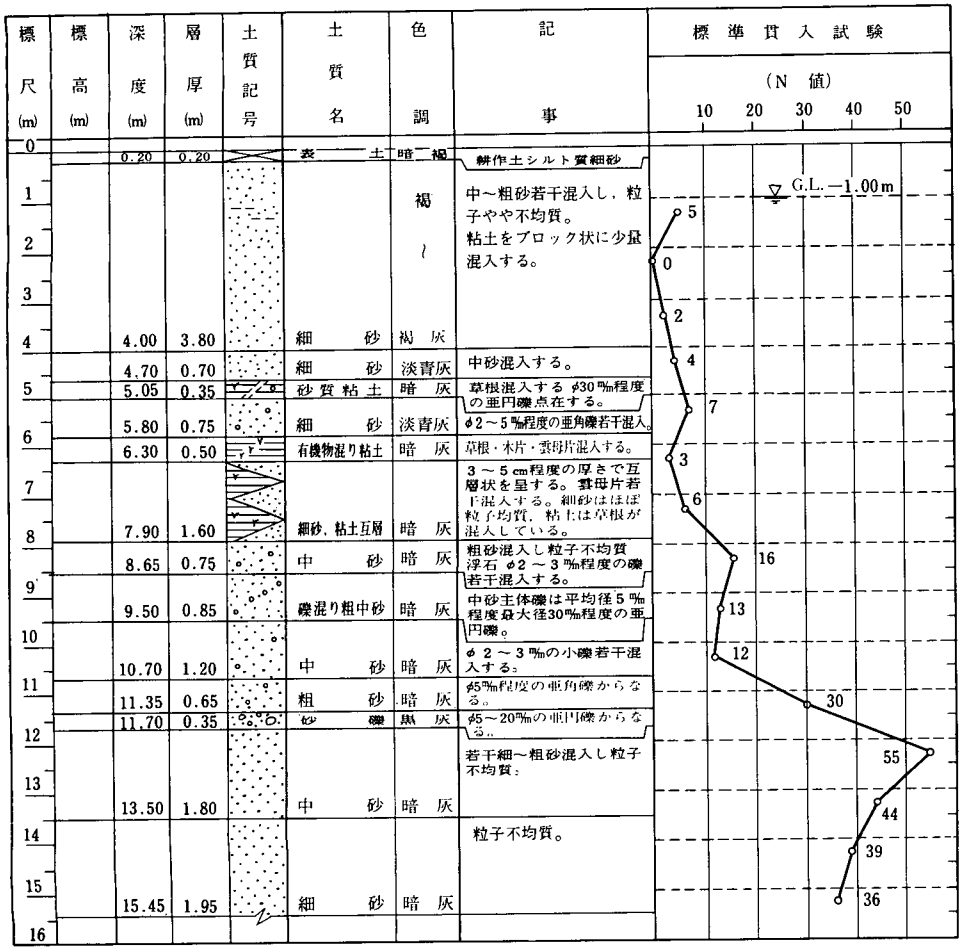


図-5・17　地盤柱状図(新屋元町17番地　No.A)

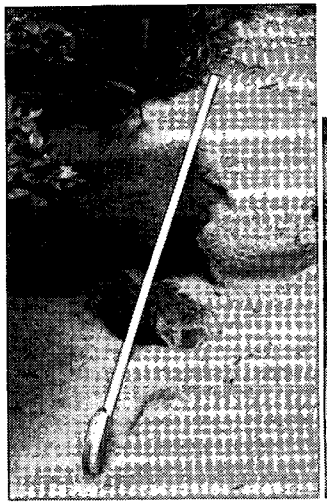


写真-5・2　噴砂跡(新屋元町)

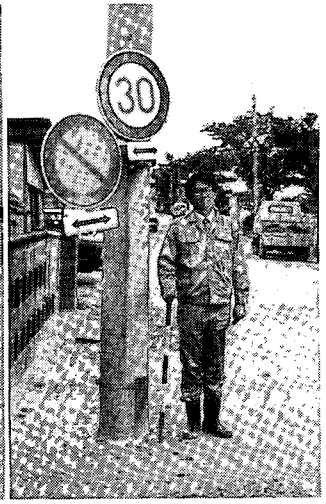


写真-5・3　電柱の沈下(新屋元町)



写真-5・4　基礎の不等沈下(新屋元町)

F_Lが1を下回る領域が17番地よりも深い位置にあり，この違いが，地盤被害の大小に大きく影響していると考えられる。

2.3.4 液状化発生地点の特徴

以上のべた液状化発生地点の地盤調査結果より液状化発生地点の特徴として以下の事項が指摘される。

○地下水位が高く地盤は地表面近くまで水で飽和された状態にある。

○地表面近くは砂を主体とする地盤構成である。

○N値が低く緩い砂地盤である。

○砂層は均等係数 Uc が小さく粒径のそろった分布を示す。

○旧河道・砂丘間低地・埋立地に位置する。

これらの特徴は沖積土層表層部の一般的な特徴と一致しており，沖積低地は液状化する可能性の高い地域であると考えられる。

また，上記の液状化地点の特徴は道路橋示方書・同解説V耐震設計編において，地震時に液状化の可能性があるとしている飽和砂質土層の特徴とも良い一致を示している。

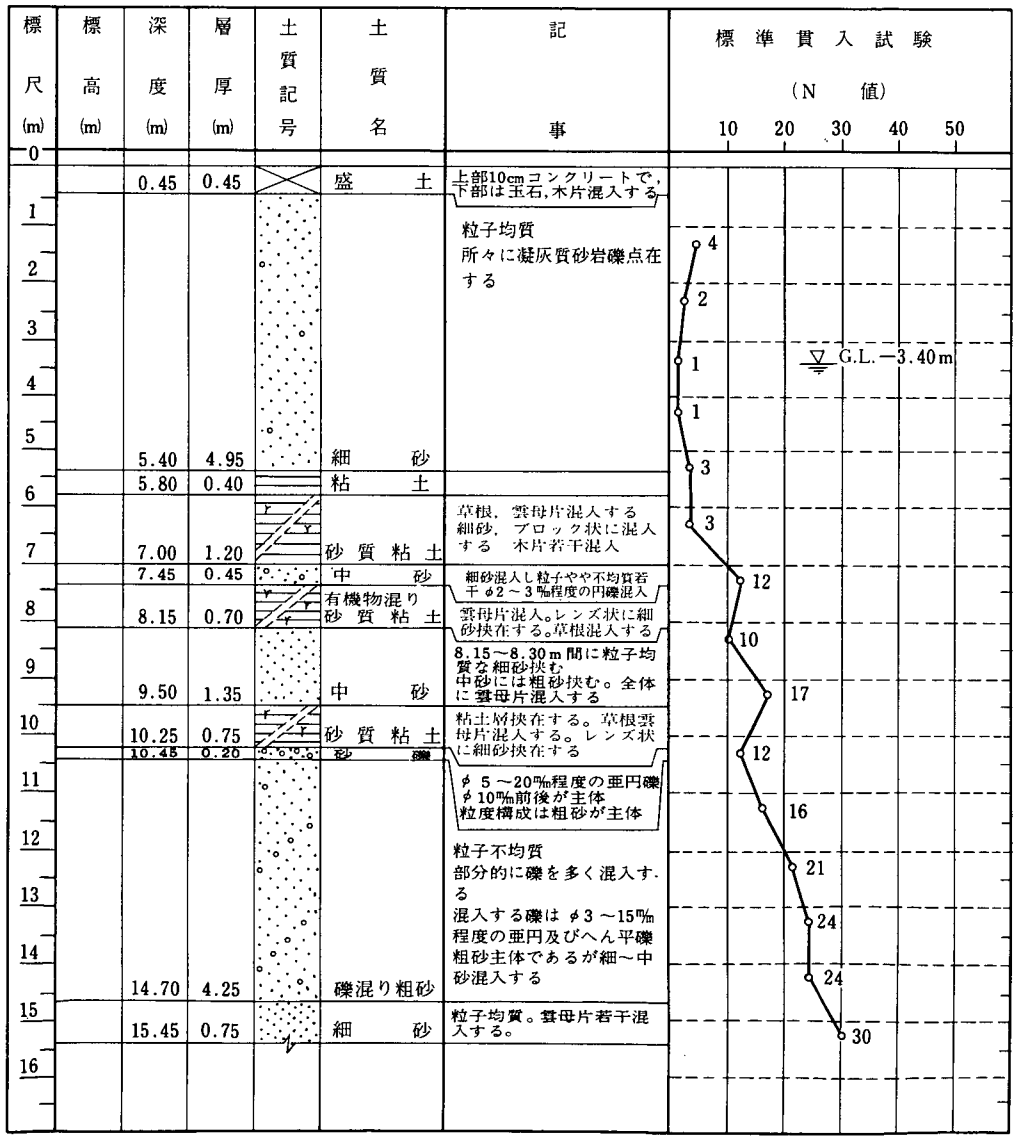


図-5・18 地盤柱状図(新屋元町11番地 No.B)

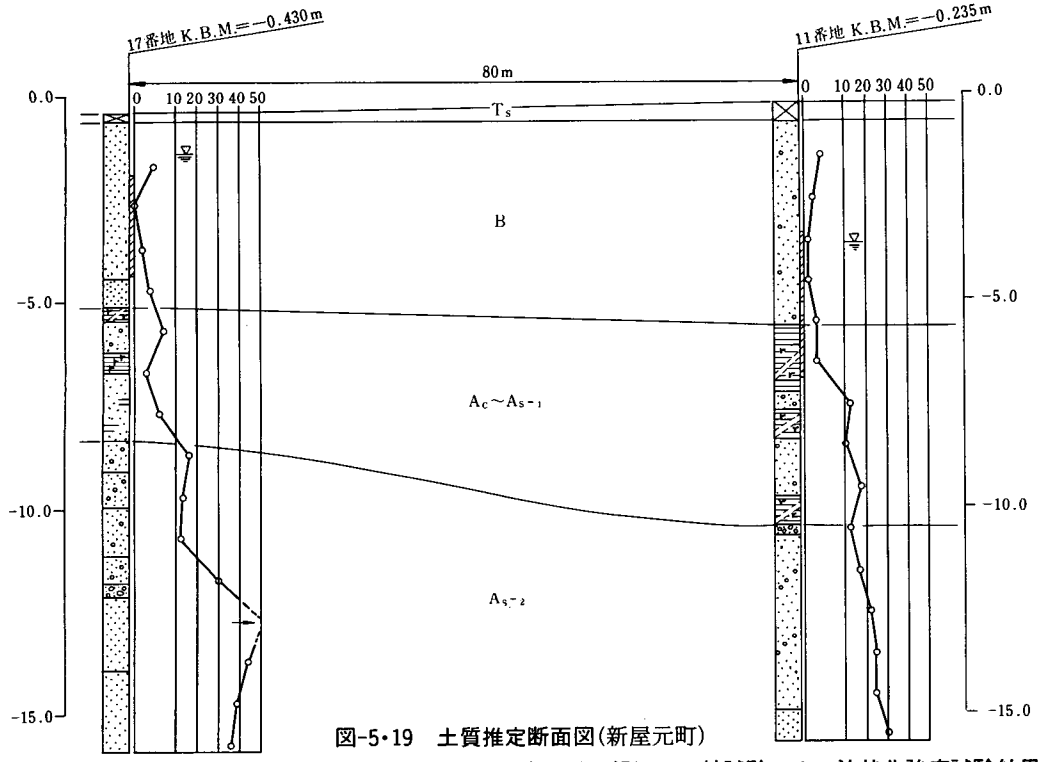
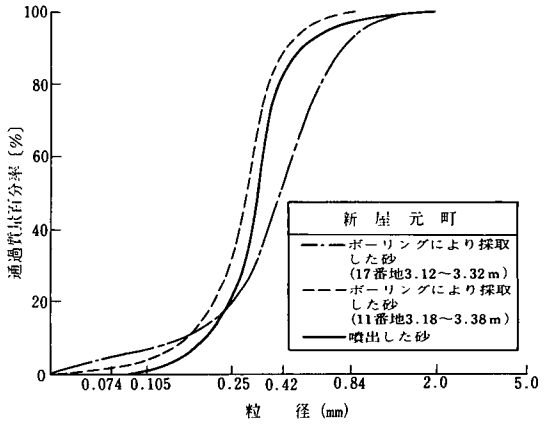


図-5・19　土質推定断面図(新屋元町)

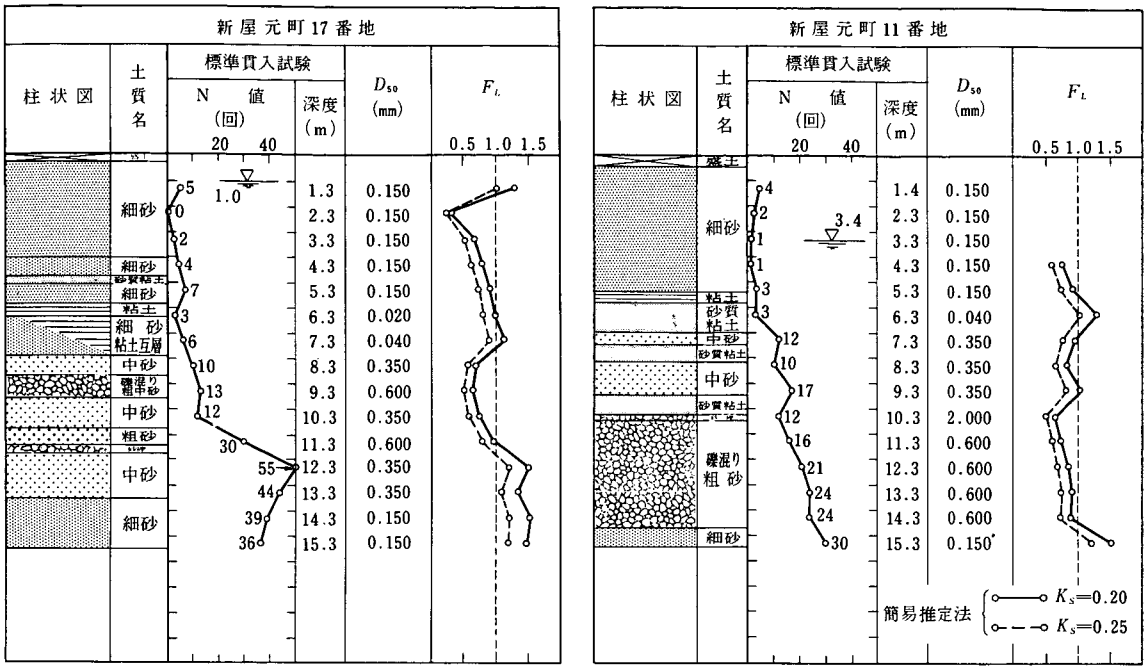


試　料　名	D_{max} 〔mm〕	D_{60} 〔mm〕	D_{30} 〔mm〕	D_{10} 〔mm〕	U_c 〔mm〕	D_{50} 〔mm〕
ボーリングにより採取した砂(17番地3.12～3.32 m)	2.0	0.48	0.31	0.16	3.0	0.41
ボーリングにより採取した砂(11番地3.18～3.38 m)	2.0	0.31	0.23	0.16	2.0	0.29
噴　出　し　た　砂	2.0	0.35	0.29	0.20	1.7	0.33

図-5・20　採取試料の粒度分布(新屋元町)

表-5・3　繰返し三軸試験による液状化強度試験結果(新屋元町)

ボーリング地点名	新屋元町17番地		新屋元町11番地	
深度〔m〕	2.30～3.10	3.10～3.95	3.15～4.00	4.00～4.85
動的せん断強度比 R_l	0.220	0.220	0.157	0.148
相対密度 D_r〔%〕	80.9	61.5	35.5	41.4
平均粒径 D_{50}〔mm〕	0.394	0.410	0.293	0.295
有効上載圧 σ_v'〔kg/cm²〕	0.34	0.41	0.59	0.68
N値	0	2	1	1
推定動的せん断強度比 R	−0.012	0.103	0.095	0.092
$\Delta R = R_l - R$	0.232	0.117	0.062	0.056
動的せん断強度 $\tau_l = R_l \times \sigma_v$〔kg/cm²〕	0.075	0.090	0.093	0.101
推定相対密度 D_r^*〔%〕	0	28.2	18.5	17.9



(a)新屋元町17番地　　(b)新屋元町11番地

図-5・21　地盤の液状化調査結果(新屋元町)

3．地下埋設物の浮上りによる被害

3.1　被害の概要

今回の地震において地下オイルタンク・地下浄化槽・電話線のマンホール等の見かけの比重の小さい地下埋設物が浮上る被害が見られた。このような現象が起こる原因は，地震時に地盤中に過剰間隙水圧が発生し液状化に至ると，この過剰間隙水圧による大きな浮力が地下埋設物に作用して浮上るためである。

今回の地震によって図-5・22に示すような4つの地域において地下オイルタンク及び地下浄化槽が地盤の液状化によって浮上る被害が見られた。表-5・4に現地調査を行った24地点の地下埋設物の浮上り量，噴砂の有無等を示す。この24地点は青森県・秋田県の消防防災課がまとめたオイルタンクの被害一覧表より浮上りの被害があった地点を選んだものである。表-5・4の浮上り量は地下オイルタンクあるいは浄化槽上部の鉄筋コンクリート版のかどの最大及び最小浮上り量を示している。地形分類は治水地形分類図による分類であり，地下水位は周囲の田圃の水面等より推定した値あるいは地下埋設物の被害の復旧のために掘り返したときの測定値である。噴砂の有無は地震時の目撃者のインタビューによる。また，地震の約3週間後に行った現地調査の時に採取した噴砂又は埋戻し土の平均粒径 D_{50} も表-5・4に示されている。表-5・4に見られるように地下オイルタンクが最大で約2m浮上っており，地盤の液

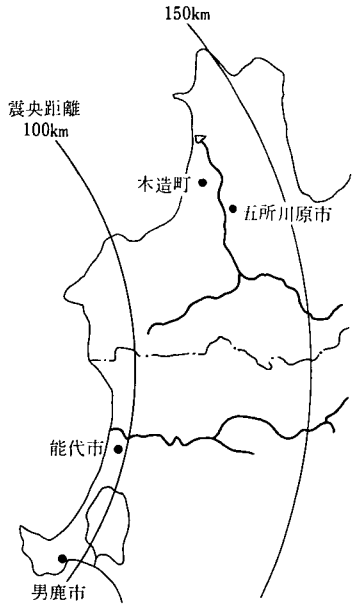


図-5・22　調査地点

表-5・4　調査地点一覧表

No	地下埋設物の種類	容量 (m)	本数	浮上り量 (cm)	地形分類注3)	地下水位 (m)	噴砂の有無	噴砂又は埋戻し材の平均粒径 D_{50} (mm)	液状化抵抗率 F_l
1	オイルタンク	10 2	5 1	0～15	—	—	無	0.30	—
2	〃	10	1	5	砂丘	—	無	—	—
3	〃	30	4	— 注2)	台地	—	無	—	—
4	〃	10	3	4	砂丘	—	有	—	—
5	〃	8	1	5	自然堤防	1.0	無	—	—
6	〃	30	1	0～18	氾濫平野	—	有	—	—
7	〃	10	2	0～19	氾濫平野	1.5	有	0.35	0.85
8	〃	10	1	0～76	砂丘	0.5	有	0.33	0.71
9	〃	7	1	14～72	氾濫平野	0.5	有	0.37	—
10	〃	30 10	1 1	0～25	氾濫平野	0.5	—	—	—
11	〃	10	1	0～2	台地	1.0	無	—	—
12	〃	10	1	0～7	砂丘	—	有	—	—
13	〃	4	1	5～9	旧河道	2.0	有	—	—
14	〃	15	1	— 注2)	台地	—	無	—	—
15	〃	8	1	2～12	—	1.3	有	0.40	0.77
16	〃	50	2	48～202	氾濫平野	1.0	有	0.60	0.46
17	〃	50	3	15～75	氾濫平野	1.0	無	0.36	0.64
18	〃	30	3	60～165	氾濫平野	1.0	有	0.52	0.74
19	浄化槽	—	—	5	氾濫平野	—	—	—	—
20	オイルタンク	—	—	—	砂丘	—	—	—	—
21	〃	—	—	—	砂丘	—	—	—	—
22	〃	—	—	—	砂丘	—	—	—	—
23	〃	—	—	—	氾濫平野	—	—	—	—
24	浄化槽	—	—	35～114	—	1.3	有	0.40	—

注1）— 不明　　注2）周辺地盤が沈下した　　注3）地形分類は治水地形分類図による

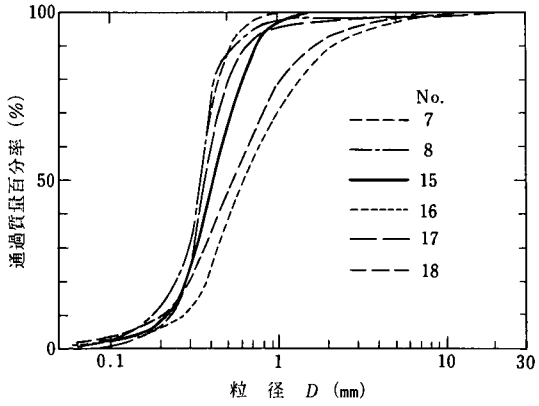


図-5・23　噴砂又は埋戻し土の粒径加積曲線

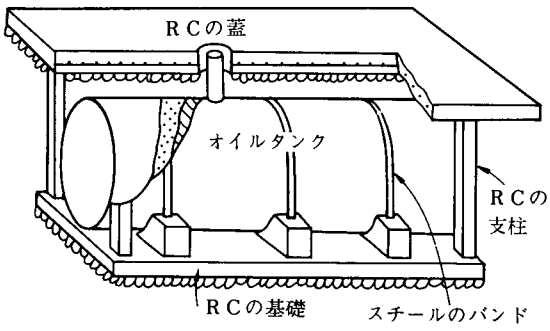


図-5・24　地下オイルタンクの構造

状化による揚圧力がいかに大きいものであるかが分かる。

図-5・23は噴出した砂又は埋戻し土の粒径加積曲線を示している。これらの砂はかなり均等な粒径の粒子から成っている。

図-5・24にガソリンスタンドにおける地下オイルタンクの一般的な構造を示す。通常，鉄筋コンクリートの基礎の上にコンクリートの台を作り，その上にオイルタンクを設置する。さらにオイルタンクにスチールのバンドをかけて，ボルトで台に固定し，土を埋戻して鉄筋コンクリートの蓋をかぶせる。

写真-5・5は地震時に最大約2m浮上った地下タンクの例を示している。ここには容量50kℓの地下オイルタンクが2本埋設されており，1本は地震時に17kℓのガソリンが入っており，もう1本は1～1.5kℓのガソリンが入っていてほぼ空であった。タンクの周りは砂で埋

戻し，長さ10m，幅８m，厚さ0.4mの鉄筋コンクリートの蓋があったが，写真-5･5に見られるように地盤の液状化によって約２m持上げられた。写真-5･6は写真-5･5と同一地点の噴砂の跡を示している。なお，写真-5･5,5･6共に地震の約15分後に撮影されたものである。この地点の地下オイルタンクを修理するために地震後に掘返してみると，地下オイルタンクを台に固定していたスチールのバンドが切断されたり，ボルトが抜け上ったりしていた。

写真-5･7は地下オイルタンクが地盤の液状化によって最大約70cm浮上った例を示している。

3.2 浮上りに対する安全率と浮上り量の関係

地震時に地下埋設物の周辺地盤中の過剰間隙水圧が上昇した場合におけるオイルタンクのような地下埋設物の浮上りに対する安全率について考える。地下埋設物を押上げようとする上向きの力としては静水圧による揚圧力，地震時の過剰間隙水圧による揚圧力があり，抵抗力として下向きに働く力としては地下埋設物の自重，上載土の重量，地下埋設物の側面と地盤との摩擦力，地下埋設物の上部の土のせん断抵抗力，スチールバンドの抵抗力が考えられる。従って一般に地下埋設物の地震時の浮上りの安全率は F_u は次式によって表すことができる（図-5･25参照）。

$$F_u=\frac{W_B+W_S+Q_B+Q_S+Q_T}{U_S+U_D} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (5\cdot3)$$

ここに　W_B：地下埋設物の自重
W_S：上載土の重量
Q_B：地下埋設物と地盤との摩擦力
Q_S：地下埋設物の上部の土のせん断抵抗力
Q_T：スチールバンドによる抵抗力

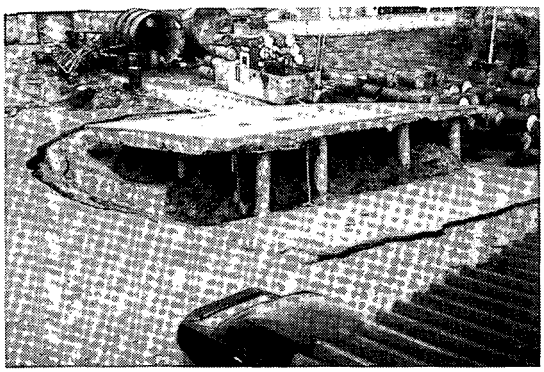


写真-5･5　地下オイルタンクの浮上りの被害（No.16，浮上り量48～202cm）

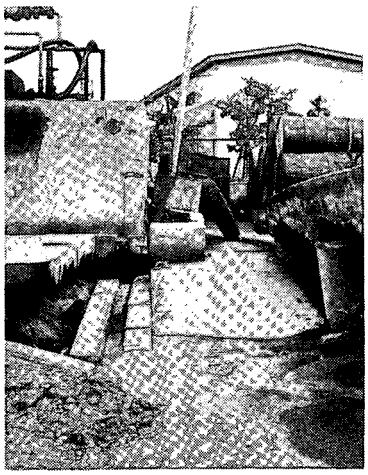


写真-5･6　地下オイルタンクの浮上り地点における噴砂の跡（No.16）

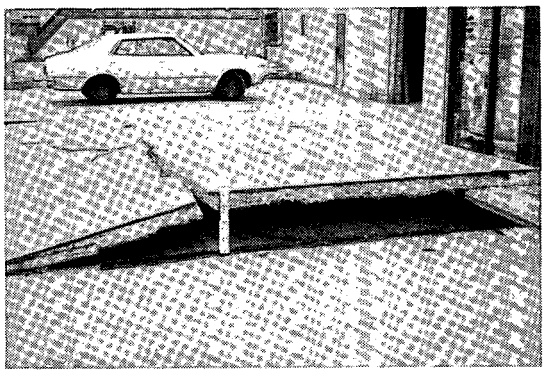


写真-5･7　地下オイルタンクの浮上りの被害（No.9，浮上り量14～72cm）

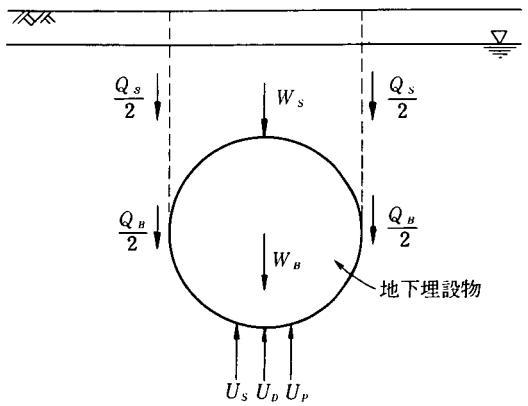


図-5･25　地盤中に過剰間隙水圧が発生した時に地下埋設物に作用する力

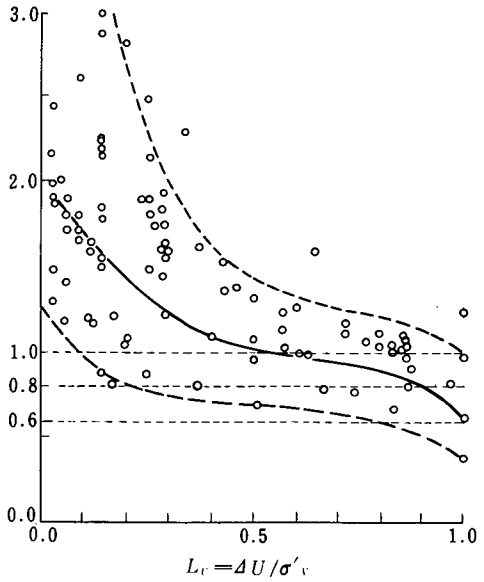


図-5・26　F_Lと過剰間隙水圧比の関係(岩崎他による)

U_S：静水圧による揚圧力

U_D：過剰間隙水圧による揚圧力

式(5・3)を用いて前記の24の調査地点のうちタンクの構造・地下水位・砂の平均粒径のデータがそろっている6地点(No.7，8，15，16，17，18)について地下埋設物の浮上りの安全率を計算した。なお式(5・3)の地下埋設物の自重W_Bの中にはタンク本体の重量とタンクの中のガソリンあるいは灯油等の重量が含まれており，上載土の重量W_Sの中には上載土の重量と鉄筋コンクリートの蓋の重量が含まれている。なお，液状化が発生した時には，地下埋設物と地盤の摩擦力及び地下埋設物の上部の土のせん断抵抗力は0に近いと考えられるので無視している。スチールバンドの抵抗力については不明の点が多いので，ここでは計算に入れないこととする。また，式(5・3)の過剰間隙水圧による揚圧力を算定するに当たっては，対象地点の地盤のN値，地下水位を推定し，道路橋示方書の方法を用いて液状化に対する抵抗率Flを計算した。Flの値は表-5・4に示されている。このFlより図-5・26の平均的な曲線を用いて過剰間隙水圧比u/σ_v'を求め，揚圧力を計算した。なお，図-5・26の曲線は模型振動台実験により得られたものである。

図-5・27は上記の計算により求めた地下オイルタンクの浮上りの安全率F_uと実際の地震における浮上り量の関係を示している。図-5・27において浮上りの安全率が大きくなると浮上り量が小さくなる傾向が見られる。

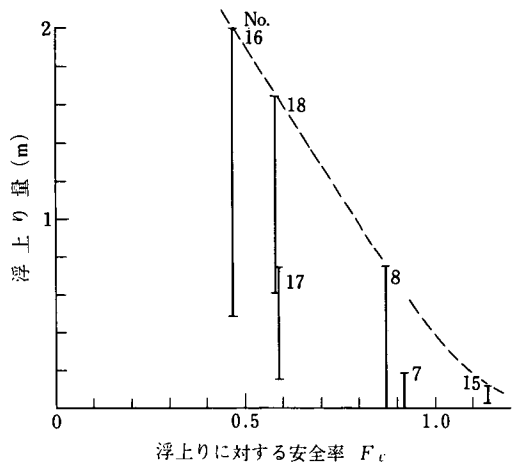


図-5・27　地下オイルタンクの浮上りに対する安全率と浮上り量の関係

なお，ここに示した概略の計算では式(5・12)のQ_B，Q_S，Q_Tを無視しているが，これらの値が本当に無視できるかどうかについては更に詳細な検討が必要である。また，今後上記の計算の精度を上げるためにボーリング等の土質調査を実施する必要がある。

4．振動式貫入試験機による地質調査

4.1　調査概要

今回の地震では，能代南バイパスを初めとして，地盤の液状化が盛土の被害にかなり関係していたと推定されるため，土木研究所で開発した振動式貫入試験機[8),9)]により，液状化の程度，液状化した層の深さ等について調査を行い，盛土の沈下量について整理を行った。調査した地点は，能代南バイパスで12地点，八郎潟堤防で15地点である。

4.2　振動式貫入試験機の概要

振動式貫入試験機は，図-5・28に示すようにダッチコーンと同じ先端角60°をもつ先端コーンの直上部に，コンクリート締固め用の電気式バイブレーターを封入したものである。このバイブレーターは，外径が41㎜であり，振動体が円周方向に回転する。このバイブレーターを作動させると，飽和した緩い砂地盤ではコーン周辺の間隙水圧が上昇するため，コーン周辺の有効応力が減少して貫入抵抗が低下する。従って，このときの貫入抵抗とバイブレーターを作動させないときの貫

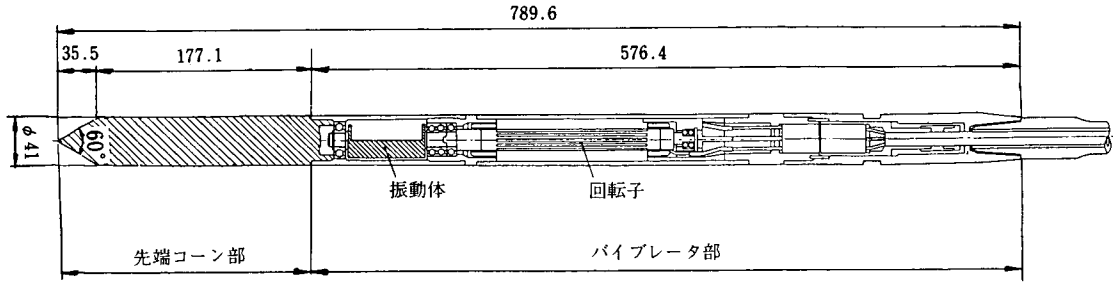


図-5・28 貫入コーン

入抵抗との差から，地盤の液状化特性を知ることができる。今回使用したコーンは，貫入抵抗をロッド上部の押込み装置の反力から求める型式のものであり，押込み装置はダッチコーンで用いるものと同一のものを用いている。

4.3 振動式貫入試験の方法と結果の整理方法

試験は，被害を受けた盛土法尻部分でバイブレーターを作動させない静的貫入抵抗と，バイブレーターを作動させた動的貫入抵抗を1地点につき，それぞれ1本ずつ測定した。それぞれの貫入孔は，原位置の微妙な土層構成の変化や他の貫入試験の影響を考慮して，1m程度離した。貫入速度は1cm/sec，バイブレーターの振動数は200Hz，加振力は遠心力80kgfで試験を行った。

試験の結果は静的貫入抵抗値（以下Q_c^sとする），動的貫入抵抗値（以下Q_c^vとする）をロッド上部の荷重計で計測して，これらの値から貫入抵抗低下度（以下Dとする）を次式で評価する。

$$D=\frac{Q_c^s-Q_c^v}{Q_c^s} \quad \cdots\cdots(5\cdot4)$$

次に，Dを地下水位以下で深さ方向に加えたものの総和を計算し，貫入抵抗低下層厚（以下$\Sigma D\cdot\Delta Z$とする）とする。これは，液状化の程度を考慮して換算した液状化層の厚さとしての意味をもってくる。

また，被害地点については，道路管理者等の資料等から求めた沈下量（δ）を盛土高（H）で割ったものを，沈下率（以下δ/Hとする）として求めておく。

4.4 試験結果

図-5・29，5・30は，能代南バイパスで実施した結果であり，図-5・29には，地盤の液状化による盛土被害の大きかった地点，図-5・30には，盛土被害のなかった地点でのQ_c^s，Q_c^v，Dをそれぞれ示す。

図-5・31には，八郎潟堤防での結果も合わせた試験を行った全地点の$\Sigma D\cdot\Delta Z$とδ/Hの関係であり，包絡線も合わせて示している。この図から，一般的には$\Sigma D\cdot\Delta Z$が大きいほどδ/Hが大きいことが分かるが，$\Sigma D\cdot\Delta Z$の大きい場合でも，δ/Hの小さいデータがかなりある。これは地震外力の大きさ，盛土形状・規模，地盤の液状化程度，液状化層の厚さとその位置等多くの要因が考えられるが，ここでは特に液状化した層の深さが，沈下量に与える影響について次のような整理を試みた。これは，図-5・31における包絡線に近いデータは，地表直下の地下水位から，地盤の深さ方向に一様にDの値が大きく，包絡線から離れるデータでは，地表から深い所でDが局部的に大きくなっているためである。そこで，図-5・32のように各地点の実測$\Sigma D\cdot\Delta Z$と包絡線上の値との差を実測$\Sigma D\cdot\Delta Z$で正規化したものを影響係数$\{\Sigma D\cdot\Delta Z-\Delta(\Sigma D\cdot\Delta Z)\}/\Sigma D\cdot\Delta Z$とし，実測$\Sigma D\cdot\Delta Z$の重心の深さ$Z$に対して整理してみると図-5・33のようになる。このようにして求めた曲線は，液状化した深さが地表の盛土の沈下に与える影響を表すと考えられる。従って，今回調査した高さ4m程度までの盛土では，地表から5m以深でDの値の大きい層が存在しても盛土の沈下にはほとんど影響しないものと考えられる。また，この図の中には，F_Lを用いて基礎構造物に与える液状化の影響の程度を求めたP_L[7]（F_Lに深さ方向の重み係数を乗じて，深さ方向に積分したもの）で用いられる重み係数を合わせて示した。

これらのことから，振動式貫入試験結果と沈下率との関係について，傾向を見いだせることができたが，今回の整理では，盛土形状・規模等について無視しており，今後精度の向上を目ざすには，これらの要因を加味した整理が必要である。

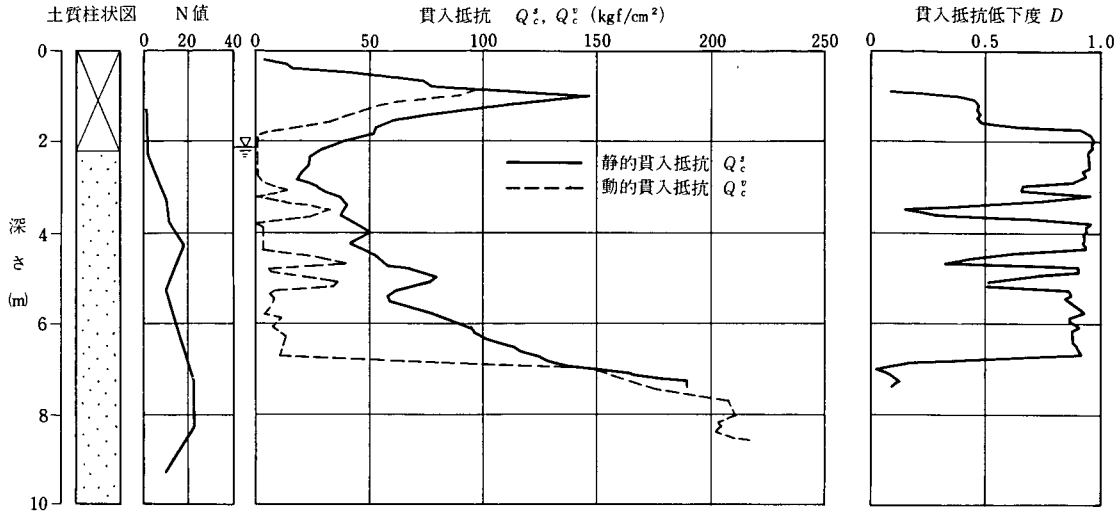


図-5・29 深さと貫入抵抗，貫入抵抗低下度(被害大)

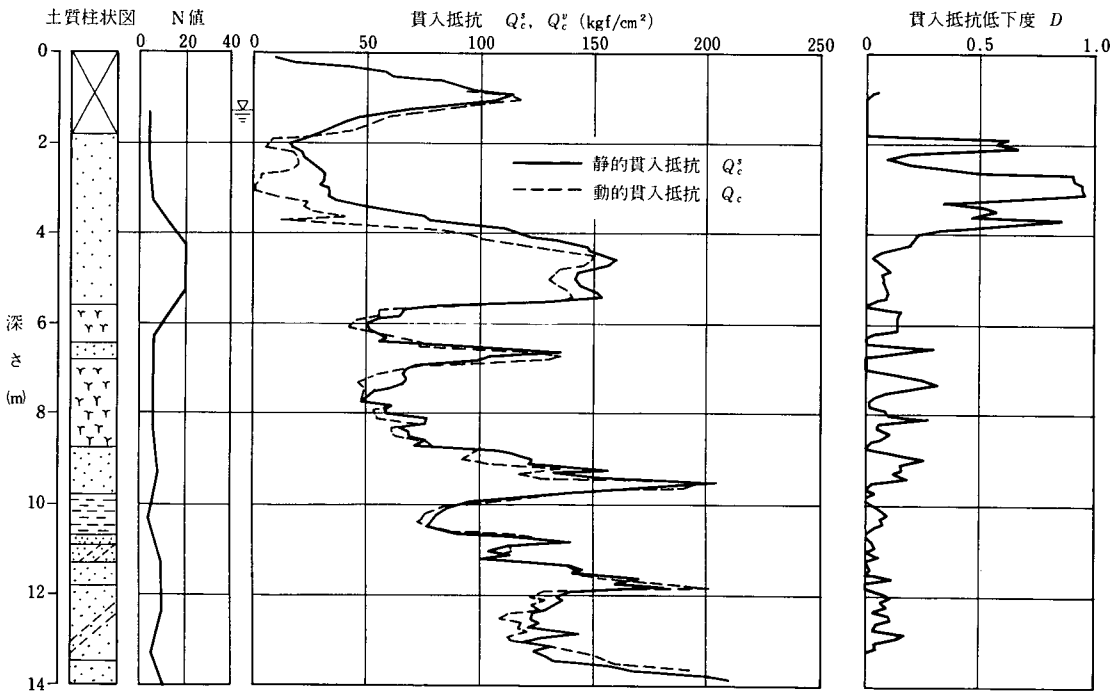


図-5・30 深さと貫入抵抗，貫入抵抗低下度(被害なし)

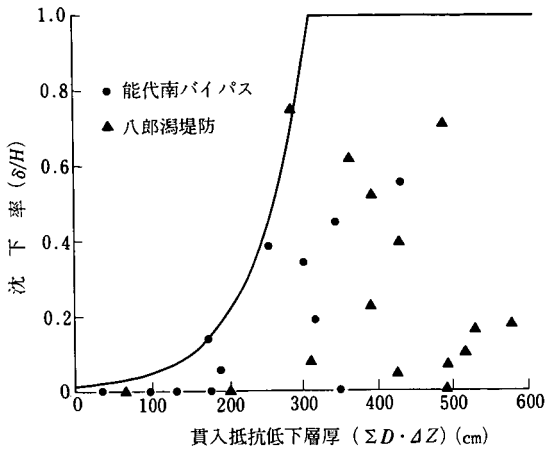


図-5・31 貫入抵抗低下層厚と沈下率

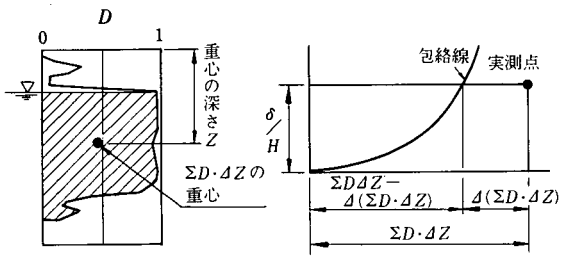


図-5・32 重心の深さと $\Delta(\Sigma D,\ \Delta Z)$ の求め方

5. まとめ

1983年日本海中部地震における地盤の液状化に関する調査結果は，次のように要約される。

1) 今回の地震での液状化の発生地点は，従来の地震規模と限界震央距離との関係において液状化発生の限界震央距離内に位置し，これらの地点より震央距離が大きい地域では液状化が見られていない。従って，既往の液状化履歴から得られた地震規模（マグニチュード）と液状化発生の限界震央距離との関係の妥当性が，今回の地震の液状化現象からも確認された。

2) 液状化の発生地点はほとんど沖積低地にあり，液状化発生の有無が微地形分類上の地形と密接な関係にあることが，今回の地震においても確認された。つまり今回の地震での液状化発生地点は，微地形分類上で，現河道・旧河道・埋立地及び氾濫平野に大部分が集中している。

3) 地震直後に採取された噴砂及び，液状化地点でボーリングより採取した試料の平均粒径(D_{50})は0.18～0.41(mm)の範囲にあり，均等係数(Uc)が1.4～3.0といった非常に粒径のそろった細砂である。

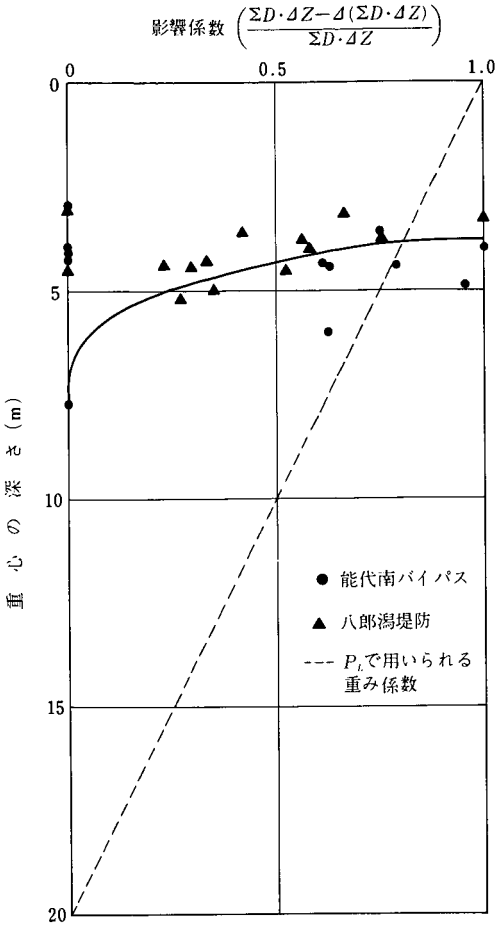


図-5・33 $\Sigma D,\ \Delta Z$ の重心の深さと影響係数

4) 地盤の液状化と構造物の被害との関連については，秋田市新屋元町における17番地のように，液状化（噴砂）の発生地点付近で家屋，道路等に実質的な被害を生じた箇所があると同時に，これに隣接し地盤条件に大差のない11番地では家屋，道路等にそれ程顕著な被害が見られない箇所もある。従って，液状化現象を直接的に構造物の被害に結びつけるのは早計であり，液状化の諸特性（例えば，平面的な広がり，深さ方向の分布等），あるいは地盤の状態(例えば地下水位，土質，液状化層厚，地表面の状態等）との対応付けの上から総合的に判断することが必要である。

5) 能代南バイパスにおける地震応答解析から地表面加速度は250gal程度と推定される。また，これより水平震度を0.25とし，盛土の安定解析を行った結果によると，地震時慣性力のみ考慮した場合よりも過剰間隙水圧のみを考慮した場合のほうが安全率が低く，地震後において十分過剰間隙水圧が発生している状態は，

地震の最大加速度作用時よりも盛土にとっては危険な状態であると言える。この事は実際の破壊時刻と良く合っている。また，破壊の形態も過剰間隙水圧のみを考慮した場合のほうが実際により近づく。

6) 五明光の取付道路においては，地表面下5m程度までの浅い層において液状化が発生したと推定され，この事が取付道路盛土の被害程度を大きくした原因と考えられる。

7) 新屋元町では液状化により著しい被害を受けた地区と，被害の少ない地区が比較的はっきりと分かれており，この原因としては両地区における地下水位の違いが大きく影響していると考えられる。

8) ガソリンスタンド等の地下オイルタンクが周辺地盤の液状化によって浮上る事例が数多く見られた。地震時に地盤中に過剰間隙水圧が発生して液状化に到るが，この過剰間隙水圧によって地下オイルタンクに揚圧力が働いたために浮上ったものと考えられる。実際に浮上りの被害を生じた地下オイルタンクについて浮上りの安全率の概算を行った結果，浮上りの安全率と浮上り量の間によい相関が見られた。

9) 今回実施した振動式貫入試験の結果から，貫入抵抗低下度（D）を深さ方向に加えた貫入抵抗低下層厚（$\Sigma D \cdot \Delta Z$）が大きいほど地震時の沈下量が大きい傾向があり，貫入抵抗低下層厚（$\Sigma D \cdot \Delta Z$）の深さ方向の重心の浅いものの方が，貫入抵抗低下層厚（$\Sigma D \cdot \Delta Z$）の沈下率に与える影響が大きいことが分かった。この影響の程度は，今回調査した高さ4m程度までの盛土では図-5・33に示す曲線で表せるようである。

参考文献

1）日本道路協会「道路橋示方書・同解説　V耐震設計編」1980年5月。

2）陶野，安田，社本，「日本海中部地震による液状化災害」基礎工，1983年9月。

3）佐々木，川島，宇多「日本海中部地震被害調査速報」土木技術資料，Vol.25，№7，1983年7月。

4）栗林，龍岡，吉田「明治以降の本邦の地盤液状化履歴」土木研究所彙報，第30号，1974年12月。

5）建設省東北地方建設局能代工事事務所「昭和58年度能代南バイパス地震災害地盤調査報告書」1983年9月。

6）建設省土木研究所「地盤の地震時応答特性の数値解析法」土木研究所資料1778号，1982年2月。

7）建設省土木研究所「地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究」土木研究所資料1729号，1981年9月。

8）佐々木，古賀，伊藤，小笠原「新しく開発した振動式貫入試験機」土木技術資料 Vol.25,№2,1983年2月。

9）佐々木，伊藤，小笠原，岩松，沢田「液状化強度判定のための振動式貫入試験機の適用性について」第28回土質工学シンポジウム，1983年11月。

10）「日本海中部地震　M7.7真昼の恐怖一直撃地能代山本の記録一」北羽新報社。

11）日本道路協会「道路橋示方書・同解説　IV下部構造編」1980年5月。

第6編　下水道施設の被害

岩崎敏男[*1] 大日方尚巳[*2]
松本秀應[*3]

by Dr. Toshio Iwasaki, Naomi Obinata
and
Hideo Matsumoto

目　次

1．被害の概要……(2)
2．都市別の被害状況……(2)
2.1 秋田県流域下水道 ……(2)
2.2 秋田市公共下水道 ……(2)
2.3 能代市公共下水道 ……(6)
2.4 青森県内の下水道施設 ……(7)
2.5 その他 ……(7)
3．管渠の被害……(7)
3.1 概要 ……(7)
3.2 管渠の被害と地盤条件 ……(8)
4．ポンプ場及び処理場の被害……(10)
4.1 概要 ……(10)
4.2 ポンプ場 ……(10)
4.3 処理場 ……(12)
5．被害の復旧……(12)
5.1 被害の調査 ……(12)
5.2 被害の復旧 ……(17)
6．住民生活への障害……(17)
7．今後の対策……(18)
参考文献……(19)

＊1 地震防災部長，工博
＊2 地震防災部耐震研究室研究員
＊3 地震防災部振動研究室研究員

1．被害の概要

下水道施設は，秋田県・青森県において120箇所で被害が発生し，被害額は約11億円（査定額）に達した。なお，本編では被害額として査定額を記すが被害報告額は17億円であった。被害は，秋田県の能代市公共下水道で管渠総延長60.4kmのうち11kmで，秋田市公共下水道では管渠総延長281.7kmのうち3.4kmで発生した。被害の大半は管渠・マンホールに生じたが，ポンプ場及び処理場の一部にも被害が発生した。以上の被害の概要を表-6・1及び表-6・2に示す。

下水道施設の現況を表-6・3に示す。秋田県の下水道管渠の総延長は約350kmであり，そのうち合流管渠が約80%を占めている。現在，下水道事業は流域下水道3箇所，公共下水道10都市で行われているが，秋田県の下水道普及率は全国平均の30%に比べ6.8%と低い。

2．都市別の被害状況

2.1 秋田県流域下水道

流域下水道事業は，昭和50年より秋田湾・雄物川流域下水道臨海処理区の工事が始まって，昭和57年より一部処理が開始されている。

流域下水道関係被害は，1箇所，被害額330万円であり，下水道施設の全体被害に比べると大変軽微なものであった。今回，被害があったのは秋田臨海処理センター（終末処理場）の天日乾燥床であり，流域下水道の幹線管路及びポンプ場の被害は無かった。これは流域関係の幹線管路の大部分がシールド工法によって建設されており，耐震性能が一般のヒューム管に比べ高かったためと考える。

被害のあった臨海処理センターは，雄物川河口の西側に位置し，海岸埋立地に建設されている。そのため地震時には，場内各所で地盤が液状化して沈下・亀裂が発生した。その結果，天日乾燥床の地盤の沈下・亀裂，屋根設備の傾斜及び排水施設の損傷が生じた。しかし，その他の処理施設の被害は無く，平常どおりの運転が行われた。写真-6・1は液状化に伴う噴砂により埋まった排水側溝の状況である。

2.2 秋田市公共下水道

秋田市公共下水道は，八橋終末処理場にて処理される合流式の処理区，秋田県雄物川流域下水道臨海処理センターに流入する分流式の区域に大別される。前者は市中心部，後者は土崎地区にほぼ相当している（図-6・1参照）が，地震発生時点においては，八橋処理区758ha，臨海処理区267ha，管渠延長281.7kmが整備完了

表-6・1 下水道施設被害の概要

単位：百万円

下水道区分・都市名＼施設名		管渠 箇所数	管渠 金額	処理場 箇所数	処理場 金額	ポンプ場 箇所数	ポンプ場 金額	計 箇所数	計 金額
流域下水道		1	4.1	1	3.3	—	—	2	7.4
公共下水道	秋田市	36	282.5	1	5.6	2	61.7	39	349.8
	能代市	54	591.7	1	7.8	—	—	55	599.5
	その他	5	63.1	1	1.0	1	4.1	5	68.2
	小計	95	937.3	3	14.4	3	65.8	101	1017.5
都市下水路		4	9.9	—	—	—	—	4	9.9
都市排水施設		13	61.4	—	—	—	—	13	61.4
合計		113	1012.7	4	17.7	3	65.8	120	1096.2

表-6・2 下水道管渠の被害状況

都市名＼施設名	管渠 管布設工（m）	管目地補修（箇所）	取付管（箇所）	マンホール（箇所）
秋田市	1,640	570	158	130
能代市	8,247	865	850	126
県その他	664	352	—	28
計	10,551	1,782	1,004	284

表-6・3 秋田県下水道の現況

		単位	秋田県	秋田市	能代市
下水道普及率		%	6.8	28.4	0
下水道管渠	汚水管	m	32,200	19,900	—
	雨水管	m	45,161	37,400	4,300
	合流管	m	275,233	224,400	56,133

注1）下水道普及率＝（下水道利用人口／総人口）

注2）下水道管渠は未供用区間の延長も含む

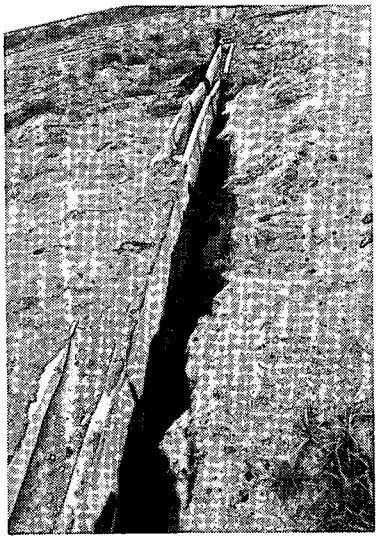


写真-6・1　秋田臨海処理センターにおける排水工の被害状況

していた。下水道の建設は昭和７年に開始されており，現在の普及率は約30％である。

被害は，39箇所，350百万円であり，約80％は管渠の災害であった。図-6・1に管渠被害の分布を，表-6・4に被害の概略を示す。新屋地区と土崎地区の被害は地盤の液状化が原因と考えられる。秋田市中心部は粘土やシルト質の地盤であり被害箇所数は多かったが，液状化の発生した地区に比べて軽微であった。ポンプ場では土崎ポンプ場が被災し，ポンプが１日間停止したため汚水が管内に滞留した。処理場では八橋終末処理場に軽微な被害があった。

秋田市では新屋元町地区の下水管の被害が最も激しかった。本地区では旧河道の埋立地を中心に一部で著しい液状化が発生し，住宅被害も大きかった。下水管は，液状化により多数の目地ずれが生じ，管内に土砂が流入すると共に，不等沈下が発生した。さらに，各

表-6・4　秋田市・能代市の下水道施設被害の概要

（a）秋　田　市

施設名	被害状況	下水道区分			被害率（%）	全延長又は全箇所数
		公共下水道	都市下水路	計		
処理場	場内舗装沈下・破損，配管目地破損，管廊伸縮継手破損，管理棟壁面亀裂	1箇所	—	1箇所	100.0	1箇所
ポンプ場	場内舗装，排水設備，外構施設沈下・破損，雨水沈殿池傾斜，管理棟伸縮継手破損	2箇所	—	2箇所	100.0	2箇所
管渠	管破損及び沈下	1667.6m	—	1667.6m	0.57	286,000m
	管目地破損及び目地ずれ	570箇所	29箇所	599箇所	2.1※	
マンホール	マンホール破損	3箇所	—	3箇所	0.03	8,950箇所
	ブロック目地破損及び目地ずれ	80箇所	2箇所	82箇所	0.93	
	〃　（大）	83箇所	—	83箇所	0.93	
	孔室亀裂	30箇所	—	30箇所	0.36	
取付管	破損・突出	183箇所	—	183箇所		

（b）能　代　市

種別	被害状況	被害延長又は箇所数	被害率（%）	全延長又は全箇所数
管渠	管破損	5,543.1m	9.2	約60,000m
	管目地ずれ	1,013 箇所	16.9※	
	土砂堆積	3,662.5m	6.1	
マンホール壁立上り	破損・亀裂・移動	77 箇所	6.1	1,260箇所
マンホール直壁・斜壁	破損・ずれ	44 箇所	3.5	
マンホール底版	破損・亀裂	48 箇所	3.8	
取付管	破損・突出	1,010 箇所		

注１）※は箇所／km。　　注２）空白部分は詳細不明。

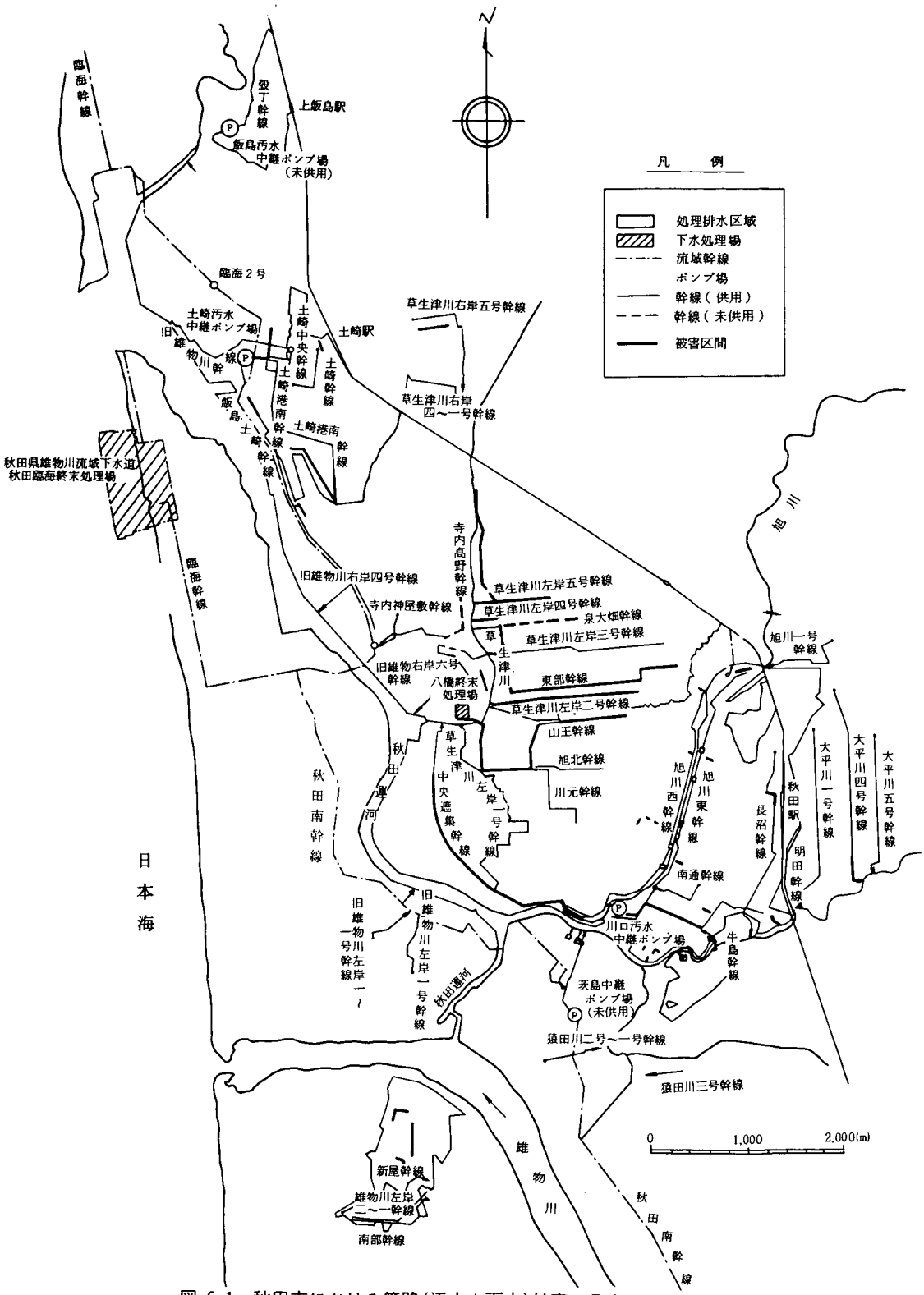


図-6・1 秋田市における管路（汚水＋雨水）被害の分布

家庭からの取付管の大半が破損して汚水が流せない状態となったため応急復旧が行われた。また，下水管は土砂清掃を行ってもすぐに砂が流入して詰まってしまう状態であった。図-6・2に新屋地区の下水管被害の状況をテレビカメラで調査した一例を示す。

土崎地区でも地盤の液状化により下水管渠に大きな被害が生じた。被害の大きかった土崎港南遮集幹線は本土崎地区の排水及び汚水を集めた中継ポンプ場に送水するための幹線(直径1,000㎜，土被り７m)である。また，同幹線のほぼ直上にポンプ場から揚水された汚水を流域下水道幹線に流入させる管渠(直径500㎜，土被り３m）が埋設されている。この２条の管渠は開削工法により同時施工されたものである。この箇所の被害状況を図-6・3に示す。この付近は全体に地盤の液状化が発生しているが，その範囲は地表から深さ５mぐらいまでと推定される。従って，浅い方の管路の周辺地盤は液状化し，深い方の管路周辺では液状化が発生しなかったものと思われる。そのため深いマンホールは周辺地盤の沈下により相対的に突出しており，浅い

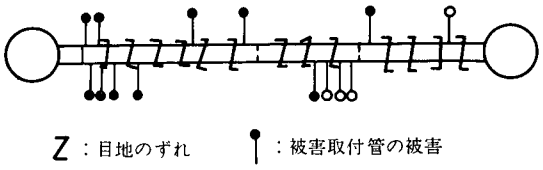
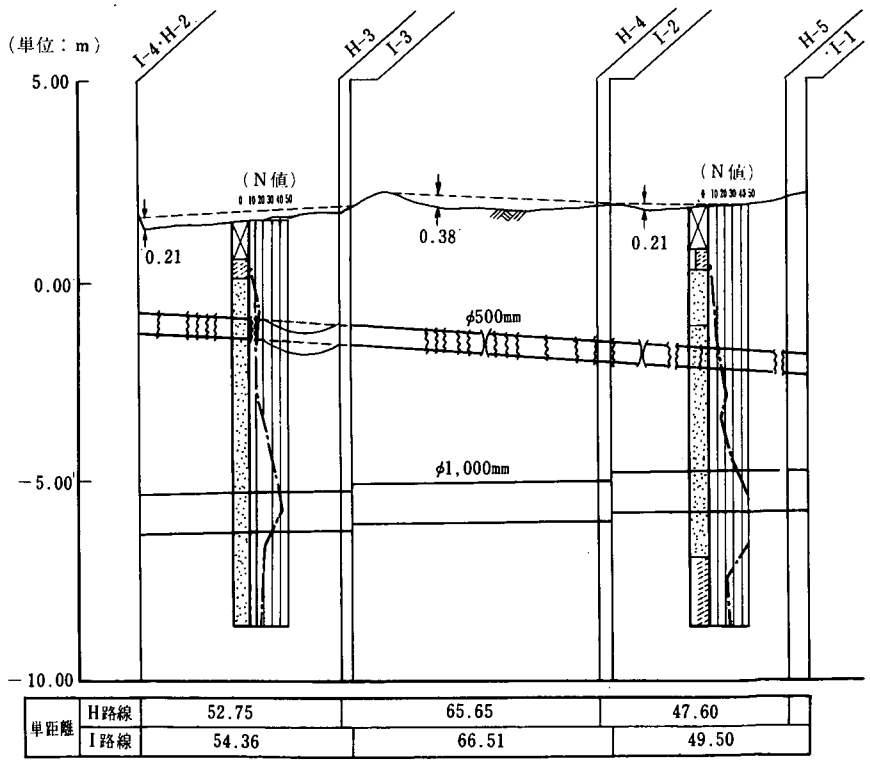


図-6・2　秋田市新屋元町の管渠被害例

路線	H路線（上部埋設管）	I路線（下部埋設管）
埋設深度	2.7～4.5m	7.7～8.1m
地層	礫混り砂層	礫混り砂層
N値	10 ～ 18	30～＋50
不良箇所	32箇所／166m	1箇所／170m



単距離	H路線	52.75	65.65	47.60
	I路線	54.36	66.51	49.50

図-6・3　同一地点における埋設深度と被害の事例
（秋田市土崎地区）

マンホールは地盤と共に沈下している。この状況を写真-6・2に示す。上部管路はこの区間で32箇所もの被害が発生しているが，下部管路の被害は1箇所であった。

八橋処理場では約2時間ほど汚水の流入を停止した。これは地震後，直ちに流入管を遮断し，施設の点検及び応急処置を行ったためである。しかし，処理場の機能に影響する程の被害は無かった。

土崎ポンプ場は，冷却水を供給している工業用水管が被災したため翌日の午前中までポンプの運転が停止した。また，地盤の液状化に伴い雨水沈殿池が沈下・傾斜して使用不能となった（写真-6・3参照）。

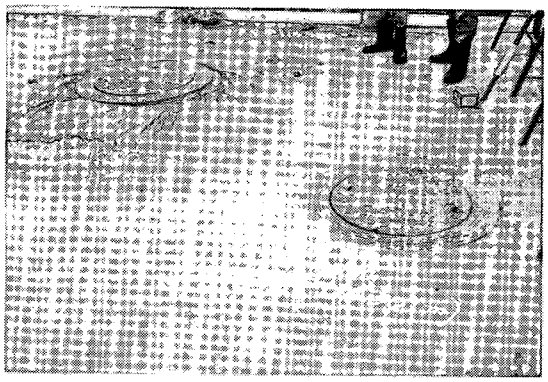


写真-6・2 地盤の液状化に伴う周辺地盤と浅いマンホールの沈下

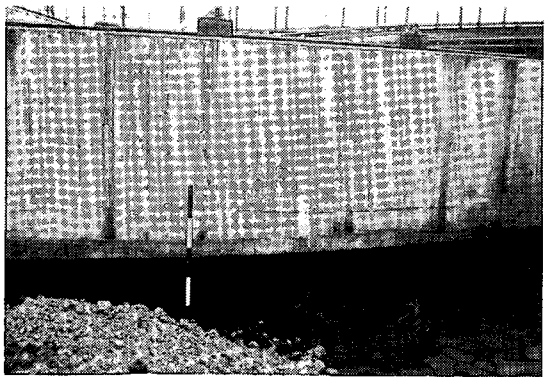


写真-6・3 雨水沈殿槽の傾斜(土崎ポンプ場)

2.3 能代市公共下水道

能代市公共下水道は，まだ汚水処理が開始されておらず，雨水等雑排水の処理だけが行われていた。下水道の建設は昭和24年より開始されている。現在，管渠延長は60kmであり，下水処理の開始は昭和59年度の予定である。なお，処理方式は合流式が採用されている。

下水道施設被害の最も大きかったのは能代市であり，全体の60%を占めた。被害は79箇所，600百万円であった。被害のほとんどが管渠で発生しており，地盤変状に伴う不等沈下・蛇行，マンホールの突出・破損などが主であった。被害は，清助町・末広町・昭南町・河戸川などの海岸砂丘の後背地域で多発した。図-6・4に下水道管路の被害位置を示す。

最も被害が大きかったのは盤若山野2号線であり，地盤変状により管路の蛇行やマンホールの突出が生じ，管の布設替え（ℓ=600m，ϕ800～ϕ1000mm）及びマンホール補修などによる復旧費用は123百万円に達した。

写真-6・4は昭南町において液状化した砂がマンホール内に流入した状況である。写真-6・5はマンホール内への管渠の突出の状況（昭南町付近）である。写真-6・6は水管橋（建設中）の沓破損状況である。なお，本水管橋は収集した下水を米代川対岸の終末処理場へ送るためのものである。

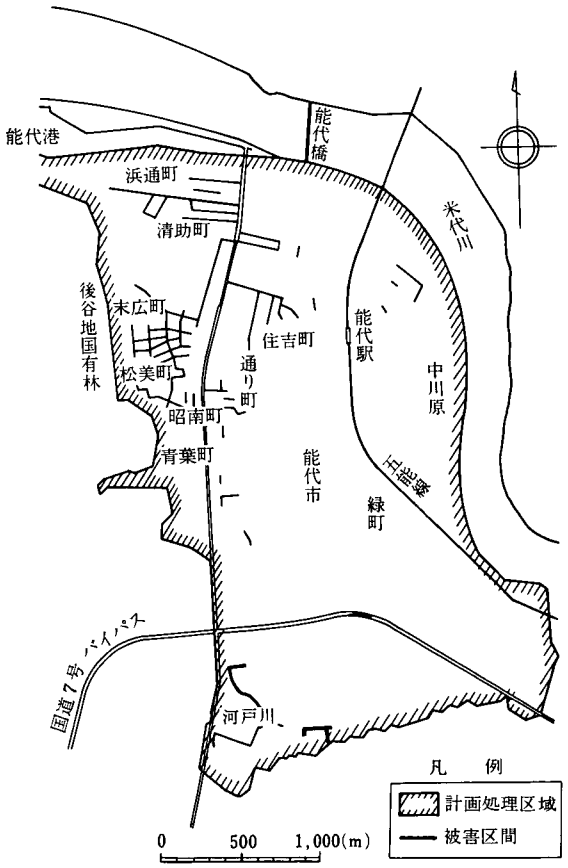


図-6・4 管渠被害の分布(能代市)

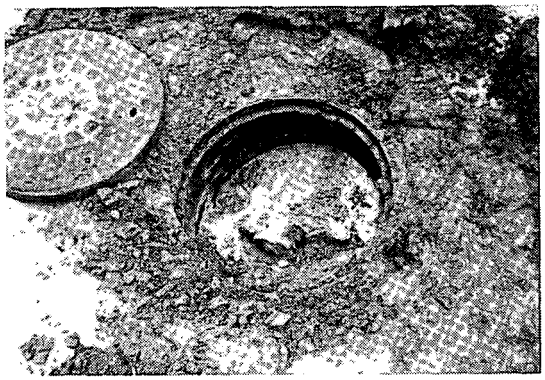


写真-6・4　マンホール内への土砂流入(能代市昭南町)

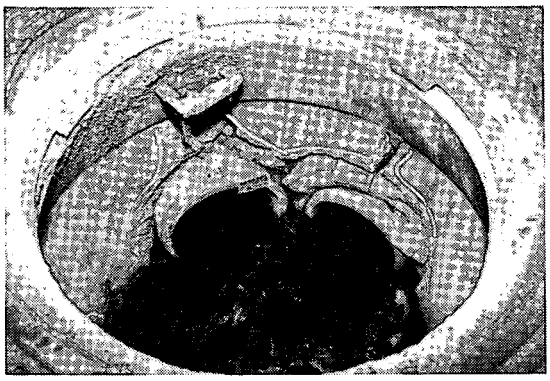


写真-6・5　マンホール内への管渠の突出

2.4　青森県内の下水道施設

青森県内の下水道施設は4箇所で被害があり，被害総額は999万円であった。この被害額は秋田県のわずか0.9%に過ぎない。これは青森県の日本海側地域では下水道施設がまだほとんど整備されていなかったためと言える。

岩木川流域下水道では1箇所（2地点）で被害があり，被害額は409万円であった。被害は，藤崎町内において管渠漏水が4箇所，田舎館村内でマンホールの漏水が4箇所であった。

青森市公共下水道では，沖館終末処理場（建設中）の流入渠漏水被害3箇所，蜆総合ポンプ場の放水渠(ボックスカルバート)破損 $\ell=2.0$mが発生し，被害額は507万円であった。

青森市の都市下水路では，油川地内においてコンクリート矢板 $\ell=20$mが全面倒壊し，被害額83万円が発生した。

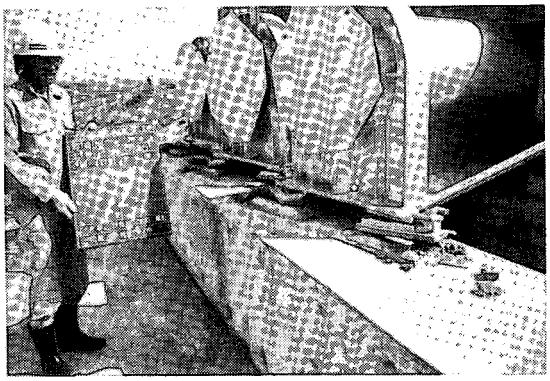


写真-6・6　水管橋の沓破壊状況

2.5　その他

秋田県においては，秋田湾・雄物川流域下水道，秋田市公共下水道及び能代市公共下水道以外にも被害があった。公共下水道では，男鹿市・昭南町・大潟村・天王町で5箇所68百万円の被害があった。また，都市排水路は，12箇所，60百万円の被害があった。このうち11箇所は能代市での被害である。

男鹿市公共下水道（未供用）では，流域下水道幹線に接続する箇所（延長766m，管径1,000mm）で被害があった。被害状況は，管渠の目地破損，マンホールのずれ等であり，管の布設替え439mを初めとする復旧費は35百万円にのぼった。

八郎潟干拓地内にある大潟村公共下水道（供用中）では，1箇所，19百万の被害があった。

3．管渠の被害

3.1　概要

下水道施設被害額の90%以上（約10億円）が管渠で発生した。管渠の主な被害は，1）管の沈下・蛇行，2）目地の破損，3）管の亀裂である。特に管の沈下・蛇行は，ほとんどが液状化に伴う周辺地盤の破壊・沈下が原因と考えられる。目地の破損は全体で2,000箇所近くで発生しており，被害形状は目地の開き・ずれ・衝突などである。写真-6・7は目地の開きにより管内に土砂が流入した一例である。しかし，管の亀裂被害は比較的少なかった。

管渠の被害は，地盤の液状化の有無と大きな因果関係を示しているが，他の要因によっても左右されている。秋田市での被害分析結果では，施工年度の古い，小口径の陶管が高い被害率を示している。



写真-6・7 管渠の目地破損による砂の流入状況

砂地盤における下水道管を対象とし，液状化程度と被害率の関係を5地点で整理した結果，高い相関が確認できた。調査結果の詳細は次節で記述する。

マンホールの被害は全体で約300箇所にのぼった。被害の形態は，マンホールと管渠間の接続部の破損，マンホール内への管渠の突出，マンホール自体の破損や側塊のずれなどである。これらの原因は，マンホールと管渠の地震時挙動・液状化後の沈下量・底面基礎地盤の状況などの違いによるものと考えられる。今回の被害では，マンホールに大きな管が取付いている場合はマンホールが破損し，小さな管が取付いている場合は管が破損するか，マンホール内へ突出している傾向が見られた。

3.2 管渠の被害と地盤条件

今回の地震においては液状化による管渠の被害が大きかった。ここでは液状化程度と下水管渠の被害率の関係を整理した。調査は秋田市及び能代市において，下水道管の近傍で地質調査が行われている7地点（砂地盤）を対象とした。この7地点のボーリング地質調査結果を図-6・5に示す。

秋田市土崎地区（①，②地点）は，周辺に液状化の跡が認められ，路面には数十cmもの沈下が生じた。当地の地層構成は表層から約10mまでが沖積砂質土（A_s）であり，その下は沖積粘性土（A_c）である。A_s層の表面から5m程度まではN値が小さく，この範囲で液状化が発生したと考えられる。

秋田市新屋元町地区（③，④地点）は旧河道の埋立地であり液状化が最も激しく，住宅や埋設管の被害が大きかった。表層から5～6mまではN値が0～1の非常に緩い砂であり，その下は軟弱粘性土を挟んで再び砂層となる。

能代市昭南町（⑤地点）は湿地を埋立てた所であり，下水管やマンホール内に土砂が流入するなどの被害があった。そのため詳細な被害調査を行うことなしに復旧工事が行われており，被害数量の資料は得られなかった。地質状況は表層よりA_s層が約6m存在し，その下は洪積粘性土（D_c）となっている。

能代市鳥小屋（⑥地点）は路面が多少沈下しているが，噴砂跡は認められなかった。地質状況は表層よりA_s層が約5m程あり，その下はD_s層となっている。

能代市亀谷地（⑦地点）は周辺に液状化の跡が認められたが，路面の不等沈下は少なかった。地質状況は表層より約5mのA_s層があり，この層に液状化が発生したと考えられる。

下水道管渠の被害は次のように定義した。

①本管被害率：(被害のあった本管の本数)/(本管の総数)×100（%）
②目地被害率：(被害のあった目地の数)/(目地の総数)×100（%）
③被害率A：①×2/3+②×1/3（%）
④被害率B：①×1/2+②×1/2（%）
⑤平均本管被害率：各地域ごとにまとめた本管被害率（%）
⑥平均目地被害率：各地域ごとにまとめた目地被害率（%）
⑦平均被害率A：⑤×2/3+⑥×1/3（%）
⑧平均被害率B：⑤×1/2+⑥×1/2（%）

なお，③と⑦は本管被害と目地の被害率に2：1の重み付けをしたものである。これらの被害調査はテレビカメラにより行われている。なお，秋田市新屋元町地区では，管渠の不等沈下による管内の滞留水又は滞砂のため調査不能箇所が約40%生じた。この調査不能箇所の被害率は，同地区での調査可能区間中，最も被害率が高い区間の値（目地被害率81.3%，本管被害率0%）よりも大きく本管被害の可能性も相対的に高いと考え，目地被害率85%，本管被害率5%と設定した。

液状化程度の推定は道路橋示方書V耐震設計編によるFL（液状化抵抗率）を用いた。ここで液状化判定に用いる地表面での水平震度K_sは0.15とした。また，PL（液状化抵抗指数）は通常20mまでの深さで算定する

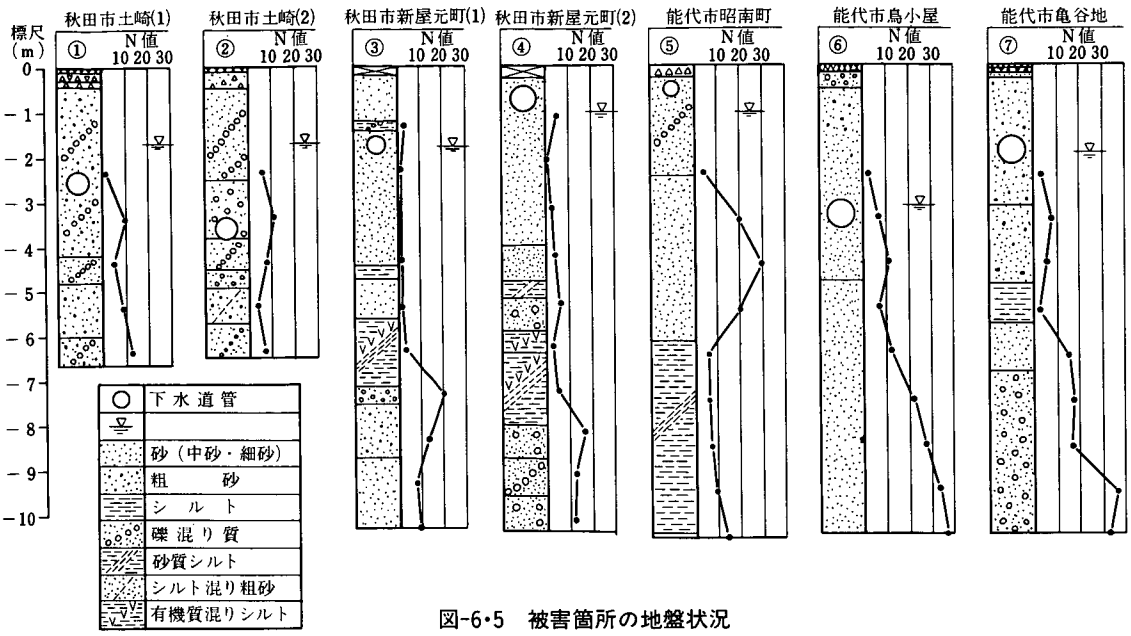


図-6・5　被害箇所の地盤状況

表-6・5　*FL*・*PL*と各種被害率の関係

地　　点	調査地点番　号	*FL* 平均値 (10m以浅)	*FL* 平均値 (管直下3m)	*PL* (10mの深度に換算)	被害率A (%)	被害率B (%)	平均被害率A (%)	平均被害率B (%)	上段；地下水位 下段；管の位置 (G.L.−(m))
秋田市土崎地区	No 1	0.920	1.08	11.2	24.3	18.2	28.9	22.2	1.70
									2.75
	No 2	1.05	0.824	5.7	20.0	15.0	18.4	13.8	1.70
									4.20
秋田市新屋元町地区 その1	No 3	0.662	0.183	31.4	31.1	41.4	29.7	40.8	1.75
									1.99
秋田市新屋元町地区 その2	No 4	0.802	0.541	18.8	1.6	2.4	17.9	20.6	1.00
									1.24
能代市昭南町	No 5	1.47	1.29	1.1	——	——	——	——	1.00
									0.64
能代市鳥小屋 藤山線	No 6	1.44	1.30	0.8	5.8	7.1	6.8	8.9	2.50
									3.70
能代市亀谷地 温泉1号線	No 7	1.28	1.13	0	33.3	50.0	27.2	40.8	2.00
									2.13

注）——は不明であるもの。

が，本調査では10mまでとし，地盤調査資料が10m以下の場合は深さの重みを考慮して10mの値に正規化した。

液状化程度と管の被害率の検討結果を表-6・5, 図-6・6, 図-6・7に示す。表-6・5は *FL*, *PL* と管の被害率を示すものであり，図-6・6は *FL* 平均値(10m以浅)と管の被害率，図-6・7は *FL* 平均値(管直下3m)と管の被害率の関係を示す。なお，能代市亀谷地の⑦地点が *FL* が大きいにもかかわらず大きな被害率を示しているが，この原因はかなり小さな目地ずれ等も被害として整理

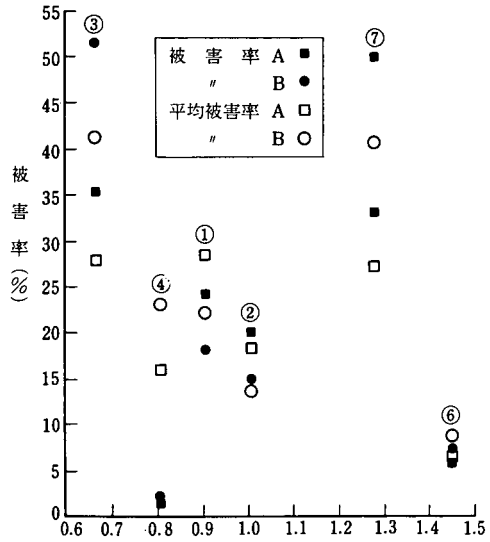


図-6・6 地盤の液状化程度と下水道管渠の被害率(1)

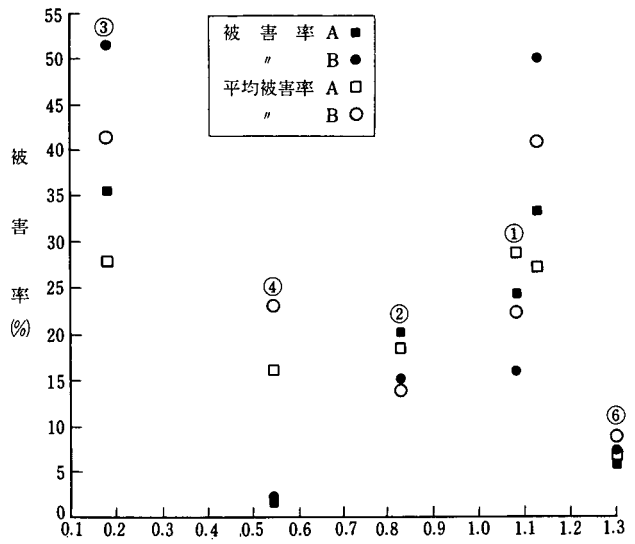


図-6・7 地盤の液状化程度と下水道管渠の被害率(2)

されたためと考えられる。この点等を考慮すると，調査資料が少く，ばらつきも大きいが，液状化の程度と管の被害率に相関性が見出されたと言える。

今回調査対象とした7地点の被害状況にはかなり違いがあったわけであるが，復旧工事は全箇所とも布設替えにより行われた。これは管の破損や管路勾配の変化がある程度生じると布設替え以外に有効な復旧工法が無いためである。

4．ポンプ場及び処理場の被害

4.1 概要

下水道施設のうちポンプ場及び処理場の被害は比較的小さかった。ポンプ場は秋田市の土崎ポンプ場と川口ポンプ場及び青森市の蜆総合ポンプ場で66百万円の被害があり，処理場は秋田臨海処理センター，秋田市八橋処理場，能代市の処理場への取付水管橋及び青森市の沖館終末処理場で18百万円の被害があった。秋田市でのポンプ場及び処理場の被害による下水処理への影響は比較的少なかった。土崎ポンプ場では工業用水管の破損によりポンプの運転が約1日間停止し，汚水が管内に滞留した。八橋処理場でも地震後2時間程流入ゲートを閉めて点検及び応急復旧を行った。

4.2 ポンプ場

ポンプ場の被害は秋田市の土崎ポンプ場と川口ポンプ場及び青森市の蜆総合ポンプ場で発生したが，川口ポンプ場及び蜆総合ポンプ場は場内施設や排水施設に比較的軽微な被害が生じただけであったので，以下には土崎ポンプ場について記述する。

土崎ポンプ場は，秋田港のすぐ隣りに位置し，土崎地区で収集された下水を流域下水道幹線に送るためのものであり，昭和58年1月から運転を開始している。

土崎ポンプ場の被害状況を表-6・6及び図-6・8に示す。主な被害は液状化による施設の不等沈下であり，くい基礎を有していない構造物に発生し，雨水沈殿池は約30cm不等沈下（部分的には浮上）した。その他，場内舗装・排水設備の破損，外構施設の破損，雨水沈殿池の不等沈下による沈殿物かき寄せ機の機能障害などの被害があり，全体被害額は58百万円に達した。

土崎ポンプ場の地盤状況を図-6・9に示す。これより地下水位は－0.4mと非常に高く，深度約5mまでは緩いシルト混り粗砂であり，この層が液状化したと考えられる。その下にはN値が20～50ある礫混り中砂・シルト混り粗砂が存在し，直接基礎は本層を底面としている。その下層はシルトと中砂の互層が深度50m近くまで続き，圧密性を有している。ポンプ建屋の基礎は鋼管ぐいによりこの層を貫いて洪積砂礫に達している。

雨水沈殿池は液状化による浮上と不等沈下が生じて傾斜した。写真-6・3に被害の状況を示す。雨水沈殿池(1)は最大不等沈下量29cm，中心位置での浮上2cmが生じ，雨水沈殿池(2)は最大不等沈下量8cm，中心位置での沈下1cmが生じた(図-6・8参照)。この結果，構造物

表-6・6　土崎ポンプ場の被害状況

施設名	被害概況	基礎形式及び地盤
沈砂池，ポンプ棟	Exp·jのずれ及びカバープレート損傷はく離	杭基礎　礫混り中砂 埋戻土～砂質発生土
分水槽	不等沈下	直接基礎　粗砂混りシルト 埋戻土～砂質発生土
塩素注入機及び汚泥ポンプ室	不等沈下	直接基礎　礫混り中砂 埋戻土～砂質発生土
雨水沈殿池	不等沈下	直接基礎　礫混り中砂 埋戻土～砂質発生土
塩素混和池	不等沈下	直接基礎　粗砂混りシルト 埋戻土～砂質発生土
連絡配管等	目地の損傷及び目地ずれによる漏水	直接基礎　粗砂混りシルト 埋戻土～砂質発生土
道路	沈下及び亀裂	直接基礎　粗砂混りシルト 埋戻土～砂質発生土
外構	沈下及び亀裂	直接基礎　粗砂混りシルト 埋戻土～砂質発生土

構造物名	浮上又は沈下量	傾斜量
雨水沈殿池(1)	＋ 20mm	293mm
〃 (2)	－ 11	76
塩素混和池	－ 18	14
分水槽	－138	40

注）浮上はプラス，沈下はマイナス
傾斜量は各構造物における最大相対沈下量

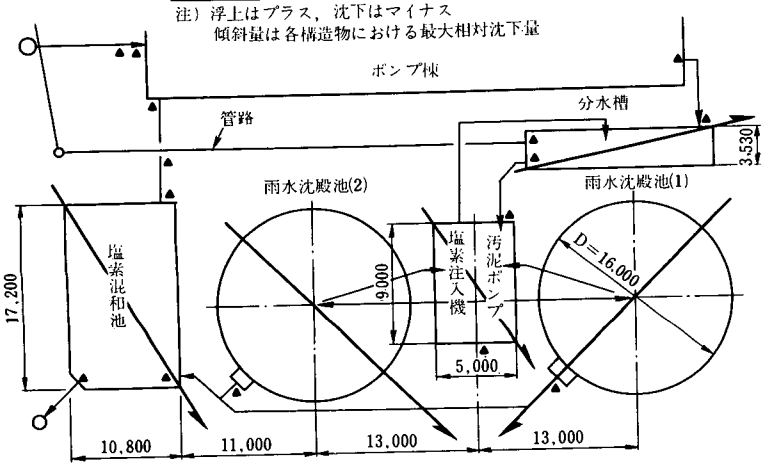


図-6・8　主要設備の被害状況

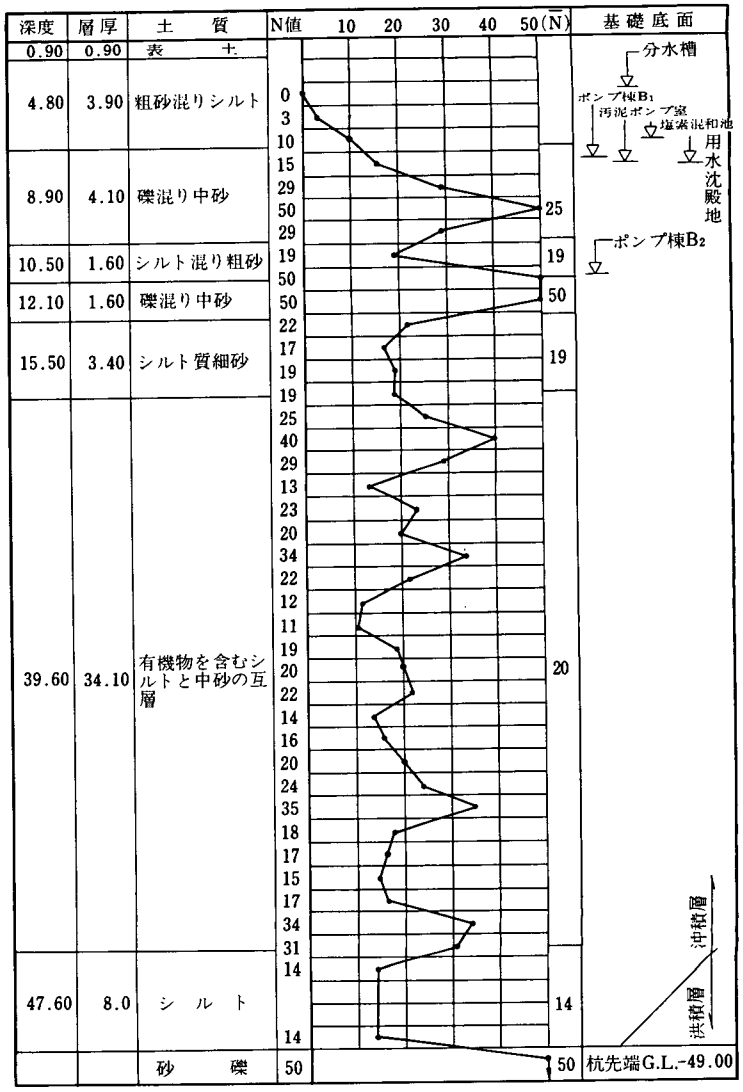


図-6・9　土崎ポンプ場の地質状況

自体の被害は無かったが，傾斜により機能的な障害が発生した。

ポンプ場内においては，舗装・排水施設・柵・擁壁などに被害が発生した。これらも液状化に起因するものであり，特に構造物との接続部では数十cmの相対沈下が生じ，取付管に大きな被害が生じた。

ポンプの運転は，工業用水管の破損により，ポンプのシール水が不足し，翌日の午前中まで停止した。このため汚水は管渠に滞留したが，管が合流式の大径であったため特に問題は発生しなかったようである。

被害の復旧は次のように行われた。雨水沈殿池は，周辺地盤を薬液注入により固定し，越流堰など水理関係の機能調整を行い，さらにポンプや沈殿物かき寄せ機など機械類の再設置が行われた。その他，排水施設・柵・擁壁なども撤去再設置による復旧が行われた。

4.3 処理場

処理場の被害は4箇所で発生したが，いずれも軽微な被害であり，機能上の障害は無かった。秋田県の秋田臨海処理センターでは天日乾燥床に被害があった(1.被害概要参照)。秋田市の八橋終末処理場では約2時間程度汚水の流入を停止した。これは地震後，直ちに流入管を遮断し，施設の点検及び応急処置を行ったためである。しかし，被害は流入管の伸縮継手・建屋・構内の舗装や排水施設などに多少発生しただけで機能的な障害は無かった。能代市では終末処理場（建設中）への取付水管橋の沓が破損した。青森市では沖館終末処理場（建設中）の流入管渠に漏水被害が若干生じた。

5．被害の復旧

今回の地震で下水道施設に被害を受けた秋田市・能代市における下水道施設の調査・復旧の過程は以下のようである。

地震後の対応としては両市とも緊急調査・応急復旧・被害調査を経て本復旧へと移行している。これらの調査，復旧過程の流れを示すと図-6・10のようになる。両市で若干表現が異なってはいるが，その内容は表-6・7に示したようにほぼ同様である。

5.1 被害の調査

被害の調査としては大きく緊急調査・被害調査・詳細調査の3段階に分けられる。

緊急調査として，秋田市では地震発生から約30分後の12時30分に部内で緊急会議を開き，調査班を2班編成しパトロールを開始した。これらパトロール班からの調査の報告を受け，道路陥没等の危険な箇所に対しては防護柵を設ける，あるいは緊急に補修する等の対策がすぐにとられ，これらの作業は職員と業者との共同で当日の深夜まで続けられた。

処理場・ポンプ場が建設中であった能代市では，管渠を対象として緊急の調査・措置が地震直後から行われた。12時20分には緊急部内会議を開き，調査指令を出すとともに対策の検討を始め，工事中の現場の点検

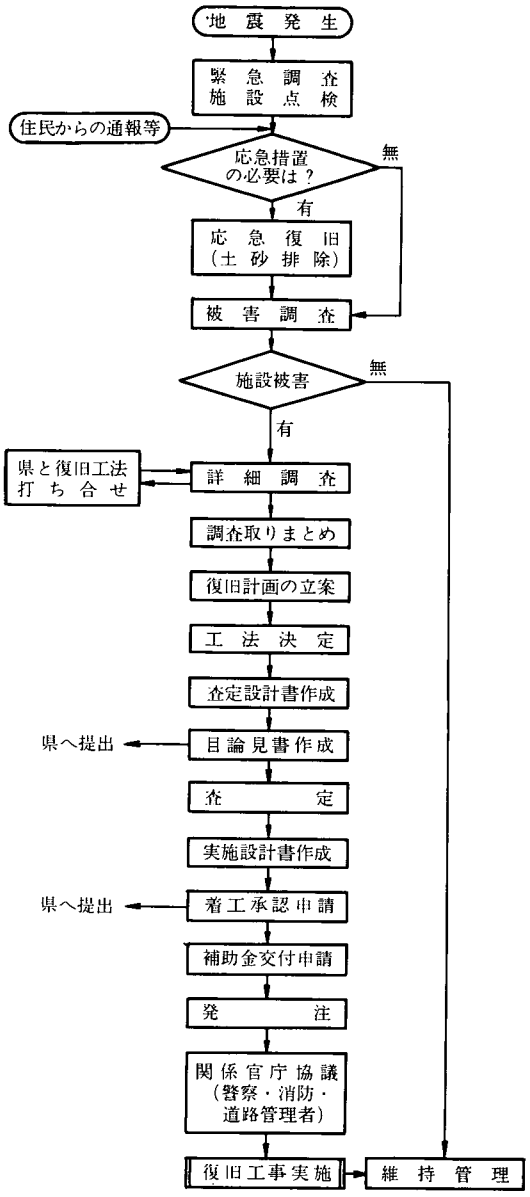


図-6・10(a) 調査復旧過程の流れ図(能代市)

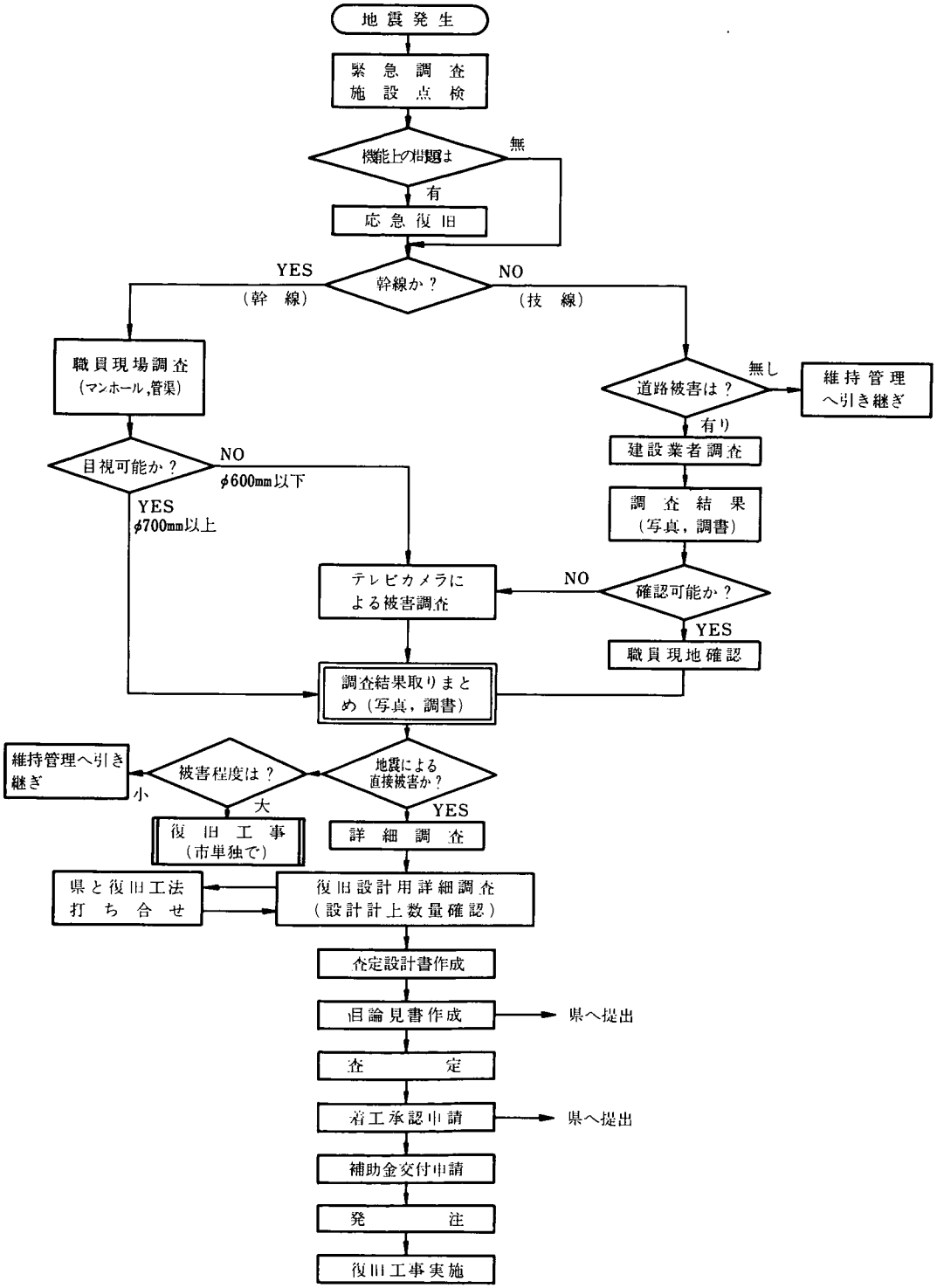
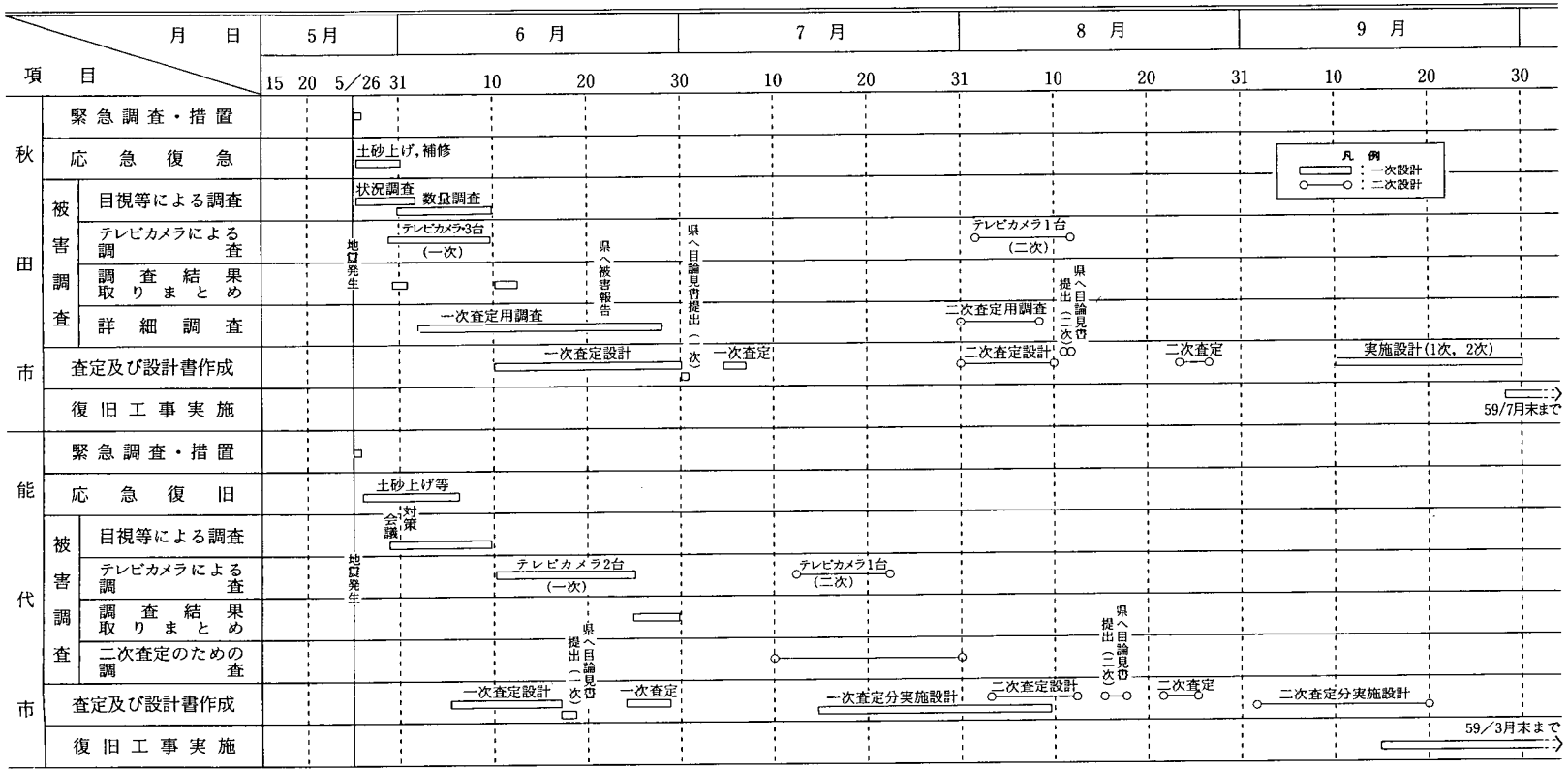


図-6・10(b) 調査復旧過程の流れ図(秋田県)

表-6・7　下水道施設被害の調査及び復旧工程(秋田市・能代市)



(新設管)及び措置(津波に流されたバリケード等のすえ直し等),さらに危険な被害箇所に対する防護柵の設置等の措置がとられた。

以上のように秋田市・能代市両方とも地震当日中に行われた緊急調査・措置はほぼ同様であり，道路上からの目視による危険箇所の発見，防護柵の設置が主であった。

次に被害調査について示す。秋田市における管渠・マンホールに対する被害調査の方法，調査延長・個数・時間等を示すと表-6・8のようになる。調査は職員・コンサルタントからなる6つの班と業者により行われた。秋田市では地震による被害区域を特定できなかったこと，すべての管渠を点検するよい機会であること等の理由により，取付管を除く全管渠にわたって何らかの調査が行われた。調査の方法としてはマンホールから，ないしは管内からの目視による点検が主であったが，小口径管については，宮城県沖地震で下水道施設に被害を受けた仙台市からの助言もあり，テレビカメラによる調査が実施された。

秋田市の管渠全延長280kmの内，管径600mm以上の管渠延長は約98kmであり，この10%にあたる9.5kmにおいては実際に管渠内に調査者が入り管内から目視により調査が行われた。これに対し管径600mm未満の管では，管内に入っての目視による調査は不可能であり，マンホールからの被害状況，流下状況を目視により調査する方法，ないしは管内にテレビカメラを入れ調査を行う方法が用いられた。

秋田市における管渠の点検項目の内容を示すと以下のようになる。

○マンホール周辺の路面状況の異常
○マンホール内壁の破損及びずれ
○マンホール管口の破損及びずれ
○管体の破損及びたるみ
○取付枡の異常
○取付管の異常

これらの点検内容は表-6・9に示す様式に従って整理・報告・集計され，復旧の資料として用いられた。

能代市においても秋田市と同様に目視により調査する方法が用いられている。

表-6・10に秋田・能代両市におけるテレビカメラによる調査の状況を示す。このテレビカメラによる調査では，直視型モノクロカメラ（管軸方向にカメラの視野

表-6・8　下水道管渠調査実積(秋田市)

調査方法		調査実績	調査延長及び箇所数	全延長及び箇所数	調査方法の比率(%)	被害延長・箇所数	期間	調査効率 日当たり(m/日)
管渠(幹線)	φ600以上	マンホールからの目視・流下状況	40,740 m	49,730 m	81.9	布設替 9.7(m) (目地補修) (39)	5/26～6/10	2,546
		管内からの目視	8,990 m		18.1	(270)	5/27～6/8	692
	φ600未満	マンホールからの目視・流下状況	1,220 m	1,850 m	65.9		5/26～6/8	87
		テレビカメラ *	630 m		34.1	586.5	6/1～6/2	315
	小計		51,580 m	51,580 m	100.0	596.2 (309)	—	—
管渠(枝線)	φ600以上	マンホールからの目視・流下状況	47,610 m	48,110 m	99.0		5/27～6/10	3,174
		管内からの目視	500 m		1.0		6/5～6/6 7/26	167
	φ600未満	マンホールからの目視・流下状況	173,140 m	186,310 m	92.9	2.4 (3)	6/1～6/10	17,314
		テレビカメラ	13,170 m		7.1	1,069 (285)	5/31～6/9 8/3～8/12	659
	小計		234,420 m	234,420 m	100.0	1,071.4 (288)		—
合計			286,000 ** m	286,000 m	100.0	1,667.6 (597)		—
取付管	流下状況					30箇所		
	テレビカメラ ***					147箇所		
合計						177箇所		
マンホール目視			8,950箇所	8,950箇所	100.0	93箇所		
合計			8,950箇所	8,950箇所	100.0	93箇所		

*　目視後テレビ調査した箇所はテレビの項目にのみ計上。なお，空白箇所の詳細は不明
**　都市下水路管渠約4.3kmを含む
***　取付管(テレビカメラ)の被災状況は本管のテレビカメラより判断

表-6・9　被害調査報告の様式(秋田市)

様式－3
(秋田市)

「S58・日本海中部地震」による下水管渠被害調査

－被害報告書－

No.＿＿＿＿＿＿
昭和58年　月　日

台帳番号＿＿＿＿＿　　調査業者名＿＿＿＿＿＿

所在　秋田市　　地先(　　前)

被害 / 項目	無し	有り
1. 人孔周辺の路面状況の異常		陥没 5cm未満 / 5cm以上　応急処理の必要性 なし / あり
2. 本管及び取付管上部の路面状況の異常		陥没 5cm未満 / 5cm以上　応急処理の必要性 なし / あり
3. 人孔ふた，受枠部のズレ		1cm未満 / 1cm以上
4. 人孔内側壁の破損・ズレ		(箇所数　) 漏水 なし / 小 / 大
5. 人孔と本管の接続部破損・ズレ		(箇所数　) 漏水 なし / 小 / 大
6. 本管継目の破損・ズレ		(箇所数　) 漏水 なし / 小 / 大
7. 管のたるみ		本管 m　大 / 小　取付管 大 ヶ所 小 ヶ所
8. 雨水・汚水ますの異常		キレツ，ズレあり ・ ヶ所　漏水あり ヶ所
9. 本管内の土砂堆積及び水深		土砂堆積 5cm未満 / 5cm以上　水深 10cm未満 / 10cm以上

所感＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿

※　台帳記入の際No.も書くこと。

市担当者名＿＿＿＿＿＿

表-6・10　テレビカメラによる調査概要

(a) 秋田市

項目 / 委託会社	Ⓐ社	Ⓑ社	Ⓒ社
テレビカメラの方式	直視型カラー	直視型モノクロ	側視型カラー
台数	2台	1台	1台
期間	6/1～6/9	6/1～6/9	8/3～8/12
人員	17名(内監督1名)		6名(内監督1名)
費用	8,555千円(洗浄車1台を含む)		3,590千円(約5,200m)

(b) 能代市

項目	詳細		
委託業者	1社		
セット数	3セット		
テレビカメラの方式	直視型カメラ	直視型カメラ	側視型カメラ
台数	1台	1台	1台
期間	6/10～6/25	6/10～6/25	7/14～7/24
人員	6名(内調査技師1名)	6名(内調査技師1名)	6名(内調査技師1名)
費用	7,166千円(洗浄班1班を含む)		3,262千円(洗浄班1班を含む)

が向いている型式）以外に，側視可能なカラーテレビカメラ（管壁に対して垂直にカメラの視野が向いている型式）が使用されており，この威力は直視型モノクロカメラに比べて絶大であったとのことである。**写真-6・8**にテレビカメラがとらえた被災状況の例(秋田市)を示す。テレビカメラがとらえた被害はその位置・被害状況をすぐさま所定の様式に記入，整理し，被害調査の資料として用いた。

詳細調査は，復旧工事の設計に必要な数量・延長等の確認のために行われ，調査方法としては被害調査と同様な方法が用いられている。

5.2　被害の復旧

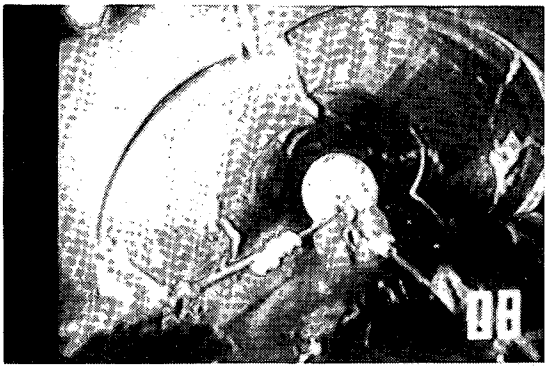
秋田市・能代市とも管渠の復旧過程は応急復旧・本復旧の２段階に分けられる。

能代市における本管・枝管の応急復旧は19箇所，延長にして約3.7kmに及んだ。応急復旧が実施された箇所はすべて土砂により管が閉塞しているか土砂が堆積している部分であり，浸水による二次災害の防止，管体の被害調査の実施を目的とし，高圧洗浄浚渫による応急復旧が実施された。

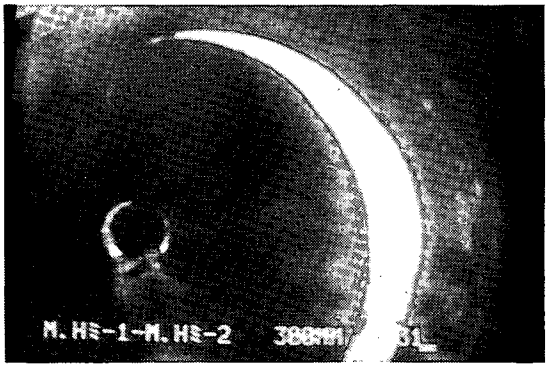
秋田市では，地盤の液状化の著しかった新屋元町で，本管・枝管・取付管に土砂が流入し，まったく流下不能となったため，５月27日から31日にかけて本管の土砂浚渫及び取付管の布設替えが30箇所において行われた。

秋田・能代両市とも本復旧は９月から開始されており，構造物・被害程度別に**表-6・11**に示した基準に従って復旧工法が選択された。これらの基準は秋田県によって県下の下水道事業全体に示されたものに基づいており，宮城県沖地震の際の復旧工法選択基準を参考にして作成されている。**表-6・11**の(a)は秋田市のものを，(b)は能代市のものを示しているが，両市で被害の項目，被害状況に若干の違いが見られる。内容としては，目地ずれに対して管厚に対するずれ量の比率で復旧工法を選択する等，定量的な基準が定められている。

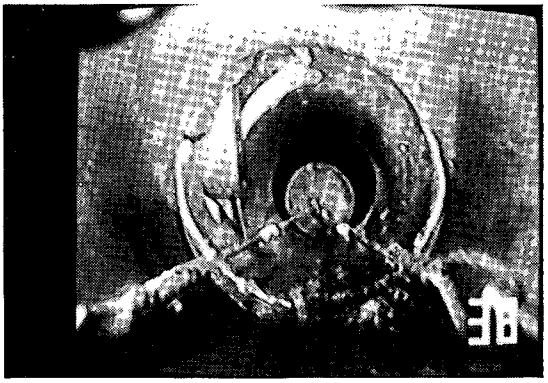
このような選択基準に基づいて行われた各種復旧工法の適用延長及び箇所数を示すと**表-6・12**のようになる。



(a) φ380㎜　陶管破裂(φ400㎜　ヒューム管で布設替)



(b)**目地ずれ**(小口径管止水工法パッカー工法)



(c)**取付管突出**(取付管取替え)

写真-6・8　テレビカメラによる管渠被害撮影例(秋田市)
(カッコ内は復旧工法)

6．住民生活への障害

下水道施設の被害に伴う住民生活への障害は比較的小さかったと言えよう。この理由としては下記のことが考えられる。

① ポンプ場・処理場本体の被害がほとんど無かったこと。

② 管渠の沈下により汚水の滞留が生じたが，流下に支障が発生したのは特別の地域に限られたこと。

③ 大半の被災箇所が合流式であったため管渠容量に余裕があったのと上水の断水などにより水の使用量

表-6・11　各種構造物の被害程度別復旧

(a) 秋田市

種目	被災状況		復旧方法
管渠	破損	円形亀裂	布設替え
		縦断方向亀裂	布設替え
		管体破損	布設替え
	漏水	大口径管	内面からのコーキング（1m程度以上）
		小口径管	注入工法等
	目地ずれ（横断方向）		軽微なものはコーキング
	蛇行（縦断方向）		布設替え
マンホール壁立ち上り	破損		取り壊し築造
	沈下・移動		取り壊し築造（小はインバートの修正）
	亀裂		Vカットコーキング（漏水状況により工法選定）
マンホール直壁・斜壁	破損		壁の取り替え
	漏水		Vカットコーキングを原則
	ずれ	2cm程度以上	原形に修正―掘削
		小	Vカットコーキング
取付管	突出し破損		布設替え

(b) 能代市

種目	被災状況		復旧方法
管渠	破損		布設替え
	漏水		布設替え
	目地ずれ（横断方向）	管厚の1/3以上のずれ	布設替え
		管厚の1/3未満のずれ	Vカットコーキング
	蛇行（縦断方向）		布設替え
マンホール壁立ち上り	破損		取り壊し築造
	亀裂		Vカットモルタル補修
	移動		インバート補正
マンホール直壁・斜壁	破損		取り替え
	漏水		Vカットモルタル補修
	ずれ	大	開削による設置直し
		小	モルタル補修
マンホール底版	破損		取り壊し築造
	漏水		インバート修正
	亀裂		Vカットモルタル補修
取付管	破損		布設替え
	突出		管口補修

が減少したこと。

④　被災後，大雨が降らなかったこと。

⑤　地震後に長時間停電が続かなかったこと。

住民生活へ障害が発生した事例としては秋田市の新屋元町地区がある。本地区では旧河川の埋立地を中心に一部で地盤の液状化が著しく，下水道管渠にも大きな被害が生じた。特に各家庭からの取付管がほとんど破損し，応急復旧が済むまでは汚水が流せなかった。

下水道施設の被害が他に与えた影響としては，管渠の破損に伴い路面に段差や陥没が生じた例が多少あった。これらの箇所については応急修理が行われた。被害の大きい箇所では交通規制が行われたが，それほど大きな障害とはならなかった。

7．今後の対策

今回の日本海中部地震における下水道施設の被災事例より得られた教訓としては，①管渠の被害は地盤の被害（液状化）と密接な関係があること，②管渠の継手部が弱点であること，③マンホールと管の取付部に被害が多いこと，④マンホール自体に直壁のずれや破壊などの被害が多いことなどであったと言える。なお，宮城県沖地震時においては，このほかに地質（土質）学的な地盤急変部に設置された管渠に被害が多いことが教訓として得られている。

現在の下水道施設の地震対策の指針としては，「下水道施設地震対策指針と解説　81年版　㈳日本下水道協会」がある。本指針は各施設ごとの耐震対策及び既往地震による下水道施設の被災事例がまとめられている。しかし，管渠の耐震対策については，対象を原則として重要な幹線管渠と限定しており，ヒューム管の継手に関してもB型が望ましいと述べている程度であり，詳細・具体的に規定されてはいない。ポンプ場や処理場など他の根幹的な施設については，本指針に耐震設計法及び耐震対策が定められており，これに従って設計すれば今回程度の地震においては大きな問題はないと考えられる。

下水道管路の耐震設計・耐震対策・耐震継手などについてはまだ具体的に指針などに定められていないが，当面，次のような対策が考えられる。

①　地盤の液状化の発生しそうな箇所では管路を90度，又は180度巻きのベースコンクリートで補強する。

②　マンホールの継目でずれが生じないように鉄筋かせん断キーを入れる。

③　管渠の継手については，過大な目地の開きやずれを防止できる構造を工夫する。

最後に本被害調査に当たっては，秋田県を初め，各市の下水道担当者の方々に多大な御協力を得た。ここに記して厚く御礼申し上げる次第である。

参 考 文 献

1) 星限，大日方「日本海中部地震による下水道施設の被害について」水道公論，1983．10。
2) 建設省土木研究所「震災構造物の復旧技術に関する報告書」震災復旧技術開発土木委員会，昭和59年3月。

第7編　ライフライン施設の被害

岩崎敏男*1
大日方尚巳*2

by Dr. Toshio Iwasaki
and
Naomi Obinata

目　次

1．概要……(2)
2．水道施設……(2)
2.1　被害概要 ……(2)
2.2　能代市の被害 ……(2)
2.3　男鹿市の被害 ……(3)
2.4　秋田市の被害 ……(3)
2.5　青森県の被害 ……(3)
2.6　まとめ ……(3)
3．ガス供給施設……(4)
3.1　被害概要 ……(4)
3.2　能代市の被害 ……(5)
3.3　若美町の被害 ……(6)
3.4　男鹿市の被害 ……(6)
3.5　まとめ ……(6)
4．電力施設……(7)
4.1　被害の概要 ……(7)
4.2　東北電力管内の被害 ……(7)
4.3　北海道電力管内の被害 ……(8)
4.4　まとめ ……(8)
5．電気通信施設……(8)
参考文献……(9)

＊1　地震防災部長，工博
＊2　地震防災部耐震研究室研究員

1．概要

ライフライン施設被害の内ここでは水道・ガス・電力・電話について述べる。交通施設（道路）は12編，下水道施設は6編で扱っている。

ライフライン施設は大きな被害を受けたが，物資や情報の供給・処理の停止による二次災害や大きな社会問題は生じなかった。これは復旧作業が迅速に行われたため及び被害の中心が秋田県・青森県の日本海側という地方部であったことが理由と考えられる。

水道施設の被害は，秋田県・青森県・北海道の74市町村で生じた。上水道は，44施設が被災し，約36,000戸が断水した。簡易水道は，57施設が被災し，約6,800戸が断水した。応急復旧は能代市を除いて数日で完了した。その間，隣接市町村及び自衛隊の応援のもと，給水車による給水が実施された。

ガス施設の被害は，秋田・青森の両県内で一般ガス事業及び簡易ガス事業で生じ，約15,000戸の需要家が供給停止となったが，近隣のガス事業者等の応援を受け復旧に当たった結果，1箇月後の6月25日に復旧した。

電力は，地震直後43,860戸で停電したが，迅速な復旧により地震当日の20時35分に全面復旧した。

電話は，青森・秋田方面への通話が一時かかりにくい状態となったが，通話規制（50～90%）により対処し，27日中にはすべて回復した。

2．水道施設

2.1 被害概要

水道施設は秋田県・青森県を中心に103施設，957百万円の被害があり，断水戸数は4万戸以上に及び，震後の市民生活に大きな影響を与えた。被害の概要は表-7・1に示すとおりである。

特に被害の大きかった能代市においては全面復旧までに20日間を要したが，他の市町村では数日で全面復旧が行われている。被害は，住宅など他の施設の被害が多い所で発生しており，液状化などによる地盤破壊に起因していることが多かったと言える。被害箇所の大半は継手部で生じている。秋田市の例では配水管と給水管の取付部の被害が約80%であった。被害の確認はパトロール及び市民よりの通報によりなされ，復旧は継手部の補修及び被害の大きい所では取替えにより行われた。断水地域に対しては，自衛隊や他市町村の応援を得て，給水活動が行われた。秋田県の給水量は平均11.6 ℓ/日・人[2]であった。これらの給水活動や井戸による代替えなどにより住民からの苦情は少なかった。

2.2 能代市の被害

能代市は最も大きな被害を被った。被害箇所は1,000箇所以上，被害額は約240百万円，断水戸数は約13,000

表-7・1 水道施設の被害状況（被害額 20百万以上の市町村）

県名	市町村名	被害額(百万円)	断水解消日	断水戸数(戸)	主な被害状況(箇所)
秋田県	秋田市	30	5/29	700	配 221
	能代市	240	6/14	12,959	配 1,017，導 3，浄 3
	町鹿市	126	6/1	6,909	配 113，導 22
	八竜町	60	5/29	460	配 28，ポ 3，
	その他	17		1,159	
小計		473		22,187	
青森県	中里町	22	5/29	3,299	配 21，送 1
	小泊村	11	5/29	1,381	配 13
	鰺ヶ沢町	37	6/3	3,352	配 95，送 3，浄 1，簡 3地区
	深浦町	196	5/31	1,941	配 10，送 2，箇 5地区
	車力村	138	6/6	1,623	配 45
	市浦村	33	5/31	831	配 24
	その他	44		4,911	
小計		481		17,338	
北海道		3		3,217	
合計		957		42,742	

注） 配：配水管，導：導水管，送：送水管，浄：浄水場，ポ：ポンプ場，簡：簡易水道

戸，完全復旧まで20日間かかっている。被害は末広町，昭南町，河戸川地区など海岸砂丘の東側に沿った地域で多数発生している。

能代市の水道施設は，昭和31年に敷設され，米代川を水源とし，２つの浄水場を通り，約13,000世帯に給水している。地震直後には，この全戸で断水となった。復旧は，図-7・1に示すように完全復旧までに20日間を要し，被災の２週間後においても3,000戸以上で断水している。これらの復旧工事には県内外より約20業者から，給水作業には自衛隊を初め10を超える市町村などからの応援があった。被災10日後の６月５日における給水状況は，作業人員74人（他市町村からの応援隊32人，自衛隊17人，市22人，水道局３人），給水車23台，広報車４台，給水量415m³であった。

2.3　男鹿市の被害

男鹿市の水道施設は，135箇所，126百万円の被害があり，全面復旧は５月30日であった。施設の被害は，主に管路の継手部で発生しており，特に小口径（ϕ150㎜）の石綿セメント管が被災した。被害は，脇本・船川・五里合地区の３箇所に集中している。脇本地区は，地盤の液状化が発生しており，被害の半分以上がこの地区で生じている。

2.4　秋田市の被害

秋田市の水道施設は，221箇所，30百万円の被害があり，断水戸数は700戸（内610戸は26日中に復旧），完全復旧は５月29日であった。浄水場のポンプ等は地震後一時停止したが機能上の障害は無く，被害は管路施設で生じた。最大の被害地区は新屋元町であり，地盤の液状化による被害が大きく，破損箇所480mを全面布設替えした。また，地震直後市内各所で漏水等により流量・流速が変化したため，一時濁水が発生した。

2.5　青森県の被害

青森県内の水道施設は，52施設，481百万円の被害があり，17,388戸が断水した。上水道は県内46施設のうち29施設で320百万円，簡易水道は175施設のうち24施設で160百万円の被害があった。被害は，中里町・車力村・鰺ヶ沢町・深浦町など日本海側の町村で大きかった。

深浦町は被害が最も大きかった。上水道では深井戸が２本枯渇する等89百万円の被害が生じ，簡易水道では比金沢地区及び岩坂地区で浄水所上屋破損，配水管破損などにより，それぞれ40百万円を超す被害が生した。

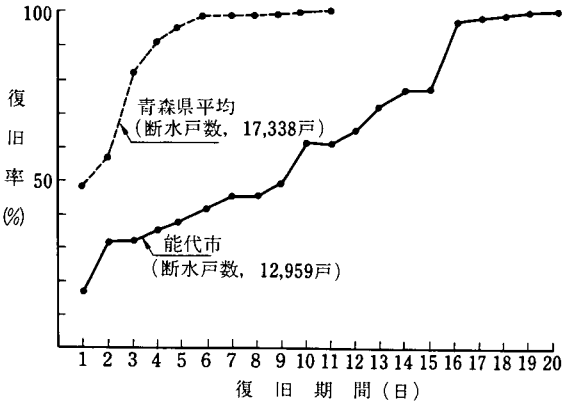


図-7・1　水道施設復旧状況

車力村は，地盤の液状化により被害が激しく，復旧が一番遅れた。被害は小口径の石綿セメント管と塩化ビニル管に発生し，被害率は1.2～2.0箇所/kmと高かった。その他に深井戸３箇所でも被害があり，復旧は６月６日までかかった。

水道の復旧状況を図-7・1に示す。復旧は，車力村で多少遅くなったが，全体にすみやかに行われており，地震当日だけで約半数の断水が解消している。また，給水車の出動は全体で延べ400台日であり，自衛隊や県内の市町村よりの応援車の割合が80%以上を占めていた。

2.6　まとめ

水道施設被害の特徴は，1）大きな被害は地盤の液状化した地域で発生している，2）管の被害は継手部・分岐部・曲管部に集中している，3）大半の被害は数日で復旧が行われた，などである。水道管の被害のうち石綿セメント管には継手の抜けが，塩化ビニル管にはソケット部の割れや管の破損が多かった。なお，秋田市水道局によると耐震継手を設けた管路は無被害とのことである。

今回の地震から得られた教訓として，1）緊急遮断弁の設置，2）復旧工法の再検討（大被害の場合は個々の復旧のみでなく仮配管を適宜行い早期通水を図るなど），3）施設の図面の整備，4）復旧作業における情報連絡方法の検討などがあり，これらが今後の検討・整備の課題である。

3．ガス供給施設

3.1 被害概要

一般ガス事業の被害は，秋田県の能代市ガス水道局・若美町公営企業課・男鹿市企業局の3者で大きく，ガスの全面給停止となった。また，秋田市ガス局・東部ガス秋田支社及び簡易ガス（青森県の1業者1地域，秋田県の2業者5地域）で被害があった。被害状況は表-7・2に示すとおりであり，供給停止需要家件数は約15,000件であった。被害の分布を図-7・2に示す。

ガス施設の被害は，ほとんど導管で生じており，地盤の液状化の発生した地域に集中していた。地盤が液状化した場合の被害は，鋼管に延性破壊を生じるなど，その破損程度が大きいことが特徴であった。また，管種による被害傾向は既往の震害例とほとんど同様であり，印ろう型鋳鉄管やネジ接合鋼管で高い被害率となっている。低圧管の被害状況を表-7・3に示す。

ガス施設の復旧は，ガス協会東北支部及び秋田県ガス事業者連絡協議会からの応援を得て作業が行われた。男鹿市企業局と若美町公営企業課では10日後に約90%の復旧率となったが，能代市では，西部の新興住宅地

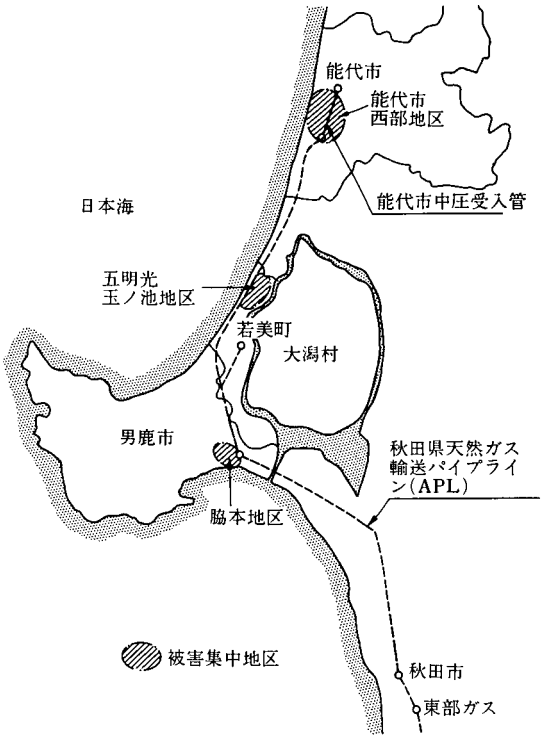


図-7・2 被害位置図

表-7・2 ガス施設の被害状況[3)]

項目＼ガス事業者			能代市ガス水道局	若美町公営企業課	男鹿市企業局	秋田市ガス局	東部ガス秋田支社
供給停止（件数）			全域 (3,223)	全域 (2,622)	全域 (8,725)	なし	一部 (210)
ガス発生設備			被害なし	設備なし	設備なし	被害なし	被害なし
ガスホルダー			有水式ガスホルダー2基のガイドローラーはずれが発生	被害なし	被害なし	被害なし	被害なし
供給・需要家設備	中圧管損傷(箇所)		5(0.82箇所/km)	8(0.27箇所/km)	7(0.073箇所/km)	2(0.063箇所/km)	0(0箇所/km)
	低圧※2	本管損傷※1	154(7.2箇所/km)	−	70(0.43箇所/km)	6(0.034箇所/km)	3(0.015箇所/km)
		支管損傷	225(6.1箇所/km)	29(0.37箇所/km)	200(1.57箇所/km)	2(0.048箇所/km)	21(0.062箇所/km)
		計	379(6.5箇所/km)	29(0.36箇所/km)	270(1.71箇所/km)	8(0.037箇所/km)	24(0.044/箇所/km)
	供給管の損傷(箇所)		207(64.2箇所/1,000本)	−※3	231(33.1箇所/1,000本)	0	16(0.4箇所/1,000本)
	合計(箇所)		591	37	508	10	40
	内管損傷	灯外	60	68	44	15	70
		灯内	82	90	59	25	33
		合計	167	158	103	40	103
	ガスメーター損傷(箇所)		6	41	32	6	5
一部供給再開までの日数			8 (890件)	5 (723 件)	4 (781件)	−	−
全面供給再開までの日数			30	28	30	−	2
備考	入替延長 (m)		2,484	4,831	744	0	0
	被害金額(万円)		約1億7,000	2,700	1億1,000	830	3,000

注）※1 ここでは本管とは75mm以上をいう。 ※2 入替部分に含まれている見込みの被額数は含まず。 ※3 供給管なし。

表-7・3　低圧管の被害状況[3)]

事業者	口径 mm	管種 継手別	延長 m	折損 箇所	折損 所／km	抜け出し 箇所	抜け出し 所／km	継手緩み 箇所	継手緩み 所／km	被害率 所／km	備考
能代ガス水道局	40以下	K(ネジ)	9,606	46	4.79	3	0.31	23	2.40	7.50	◎V＝4,249m 入替＝2,137m 入替率50% ◎供給管折損 206件 総本数　2,844 72.43件/千本 ◎K(ネジ)被害率 6.28所／km 印ろう型被害率 12.82所／km メカニカル 0所／km
		V	125							0	
	50	K(ネジ)	25,293	116	4.60	26	1.03	10	0.40	6.00	
		V	1,708							0	
	80	K(ネジ)	2,252	1	0.44	3	1.33			1.77	
		M	268							0	
		V	236							0	
	100	K(ネジ)	2,121	7	3.30	10	4.71	3	1.41	9.43	
		M	626							0	
		C	6,343	2	0.32	5	0.79	90	14.18	15.30	
		V	2,180							0	
	150	K(ネジ)	191							0	
		M	283							0	
		C	2,505			5	2.00	25	10.00	10.78	
	200	K(溶)	2,132							0	
		M	1,030							0	
		C	880							0	
	250	C	177							0	
	計		57,956							6.47	
若美公営企業町局	40	K(ネジ)	7,410							00	◎V＝79,678m 入替＝4,831m 入替率　6% ◎灯外内管被害率 25.9件／千本 ◎V被害率 0.4件／km
		V	38,308	14	0.37					0.36	
	50	K(ネジ)	6,824							0	
		V	26,694	15	0.56					0.56	
	計		79,236							0.37	
男鹿市企業局	40	K(ネジ)	6,208	4	0.64					0.64	◎灯外内管被害率 5.04件／千本 ◎K(ネジ)被害率 1.23所／km ◎V被害率 1.6所／km
		V	68,668	74	1.08					1.08	
	50	K(ネジ)	5,006	10	2.00					2.00	
		V	47,789	112	2.34					2.34	
	80	K(ネジ)	15							0	
		M	21,340							0	
	100	K(ネジ)	200							0	
		M	7,832							0	
	150	M	1,337							0	
	200	M	340							0	
	計		158,735							1.26	
合計			295,927	401(66%)		52(9%)		151(25%)		2.04	

注）K：鋼管　　C：鋳鉄管（印ろう型継手）
　　V：塩ビ管　M：鋳鉄管（メカニカル継手）

域で被害が大きく復旧は難渋を極め，20日後においても約80%の復旧率であった。ガス施設の復旧状況を図-7・3に，復旧作業の概要を表-7・4に示す。

3.2　能代市の被害

能代市ガス水道局は最も被害程度が大きく，復旧が遅れた。被害及び復旧状況は，表-7・2，表-7・4に示したように，被害額が最大（1.7億円），復旧日数が30日であり，特に被害率は他の事業者に比べ高い値である。

能代市ガス水道局は，秋田県天然ガス（APL）の輸送管より，中圧受入管でガスを受け入れ，熱量調整して需要家に供給している。中圧管は受入管のみであり，供給は低圧管によっている。

ガス導管の被害は，地盤の液状化した砂丘端部・砂

丘間低地・旧河道部に発生している。被害は，天然ガス輸送幹線よりの受入中圧管の損傷と，液状化による一部地区の低圧管の壊滅的な損傷であった。特に松美町・青葉町・昭南町・浜通町にその被害が集中した。

復旧はまず第1段階として，ガスホルダーの修理，中圧管の修理，通ガスに集中したが，供給ガスの受入れもとである秋田県天然ガスの輸送管（APL）が1箇所破損しており，その修理に3日を要した。そのため受入れ用中圧管の漏えい調査が数日遅れた。中圧管は一部地区の損傷がひどく漏えい修理に時間を要し，また低圧管の漏えい調査については，中圧管が復旧するまでガス源としてガスホルダーの残ガスを利用して細々と調査を実施したため復旧が遅れた。低圧管の復旧において被害の集中した地区では新規に鋼管が布設された。

3.3 若美町の被害

若美町公営企業課におけるガス導管は，中圧管が数箇所で折損し，低圧管が五明光・玉ノ池地区で地盤の液状化により大被害を受けた。これらの大被害地区では，低圧管が折損し，侵砂状態になる等の状況のため，被害調査を放棄して導管を全部入れ替えた。この新管入替えは約4,800mに達した。これは能代市の2倍の入替延長であり，液状化による被害のすざましかったことを示している。

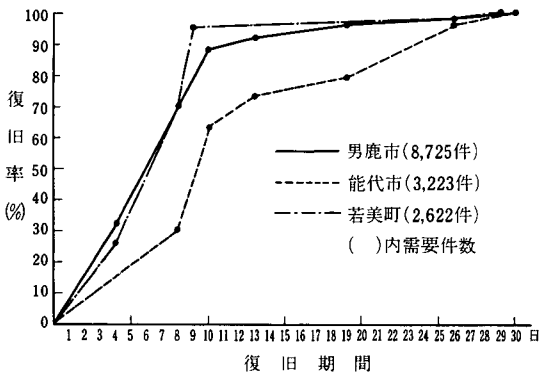


図-7・3 ガス施設の復旧状況

若美町におけるガス供給は，中圧管を幹にして地区ごとに地区ガバナによって落下傘的な供給を行っており，地区ガバナ単位に復旧が行われた。復旧は，まず中圧管の破損箇所の一部入替を行い，通ガスをし，次いで全面停止していた各地区の地区ガバナを被害の少い南部から稼動させ漏えい修理を行っていった。

3.4 男鹿市の被害

男鹿市企業局は，今回ガス施設の被害のあった3事業者のうち最も多い供給停止戸数を出した。被害は表-7・2に示すように中圧管7箇所，低圧管501箇所である。中圧管7箇所の被害は，脇本地区5箇所，五里合地区1箇所，船川地区1箇所であり，低圧管の被害は脇本地区に集中した。これらの被害は地盤の液状化によるものであり，家屋等の他施設の被害分布と同じであった。

男鹿市企業局は，そのガス供給を4方面に延びている中圧輸送管を幹に，地区毎に地区ガバナによって集落単位に供給を行っている。そのため復旧は，地区ガバナ単位を基本とし，被害の激しかった脇本地区はブロック化して行った。

3.5 まとめ

日本海中部地震において秋田県内の3ガス事業者の施設が全面供給停止の被害を受けた。その被害の特徴は，1）被害の原因は大半が地盤の液状化である，2）被害程度が既往被害地震の例に比べ激しい，3）小口径低圧管の被害が多い，4）継手構造による被害率の差が大きい（既往被害事例と同様にネジ鋼管及び印ろう型鋳鉄管の被害が大きい），などである。

今後の課題としては，1）ガス管継手構造の検討，2）ガス管の設置地盤に応じた対策，3）被害箇所発見方法の改善，などが考えられる。

表-7・4 復旧作業概要[3)]

ガス事業者	復旧日数	復旧延人員	需要家1件に対し要した復旧人員	応援事業者延人員(応援率%)	低圧導管(本支管)被害率(件／km)
能代市	30	3,133人・日	0.97人・件	1,448人・日 (46.2%)	6.5 (件／km)
若美町	28	1,001人・員	0.43人・件	252人・日 (25.1%)	0.36(件／km)
男鹿町	30	2,786人・員	0.32人・件	860人・日 (31%)	1.71(件／km)
仙台市(参考)	27	27,131人・員	0.20人・件	10,572人・日 (38.9%)	0.18(件／km)

表-7・5　電力施設の被害概要

設備	復旧費用（百万円） 青森	秋田	北海道	合計	被害の内容
水力発電所	19	1	0	20	遮断器基礎傾斜　1発電所 導水路亀裂・放水路そで護岸石積損傷・巡視路土砂崩れなど　6発電所
火力発電所	0	472	0	472	燃料タンクほか　1発電所
送電線路及び特高配電線路	33	31	0	64	鉄塔周辺の土砂崩れなど　25線路
変電所	2	6	0	8	33／6kV変圧器基礎傾斜　1変電所 周柵傾斜　1変電所
低圧又は高圧の配電線路	55	103	2	160	支持物の折損・倒壊・傾斜・沈下・滅失　2,520本 変圧器の損傷・傾斜　1,378台 高・低圧器配電線の断混線　1,268条間
通信設備	0	0	0	0	被害なし
その他	7	18	100	125	建物設備損傷 水力発電設備　3箇所 火力発電設備　2箇所 送電設備　1箇所 変電設備　12箇所 業務設備　13箇所
合計	116	631	102	849	

4．電力施設

4.1　被害の概要

電力施設は，秋田県・青森県を中心に火力発電所・送電線路・配電線路などで849百万円の被害が生じ，4万戸以上で停電した。被害の概要を表-7・5に，停電の復旧状況を図-7・4に示す。

4.2　東北電力管内の被害

地震前，東北電力管内の総需要は5,320MWで運転中であったが，地震発生と共に秋田・青森両県を中心として負荷の減少（約300MW）及び供給力の脱落（約450MW）があり，系統周波数は負荷の脱落により50.02Hzから50.09Hzまで上昇し，次いで電源の脱落により，49.96Hzまで低下したが，2分後に安定した。

発電所では秋田火力発電所2号機が手動停止したほか，7箇所の水力発電所が油面低下リレー作動などにより停止した。また，変電所については4変電所の4バンクが圧力リレー作動により停止した。

秋田火力発電所は電力施設中最大の被害を受けた。No.10燃料タンク浮き屋根周辺部において火災（時々部分的な火災が目視される程度）が発生し，ウレタンシールなどが焼損する被害があったほか，ウェザーシールドなどの変形・破損が生じた。なお，他の一部の燃料タンクにウェザーシールド等の部分的損傷が生じた。一方，揚油中のタンカーが津波により移動したため，使用中のローディングアームが引きずられて二次的に損傷したが，バージが完了していたので油の流出は全くなかった。火災のあったタンクは，図-7・5に示すように直径50m，高さ20m，容量35,000kℓの浮き屋根式

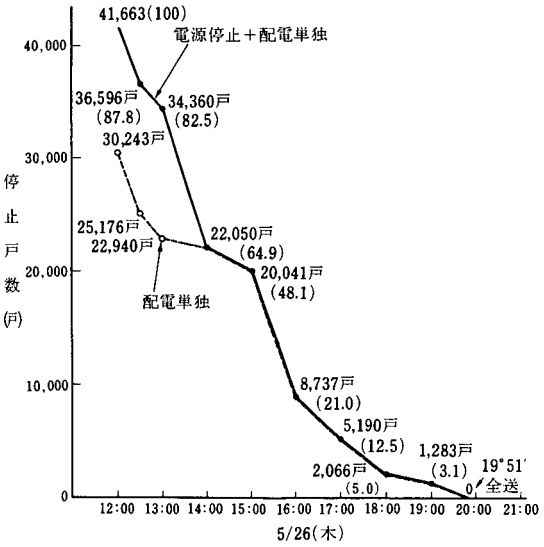


図-7・4　停電の復旧状況（東北電力資料による）

であり，本震直後に出火した。出火の原因としては，1）浮き屋根が上下したことによるタンク内壁と浮き屋根金属シール部間での繰り返し摩擦により可燃性ガスに着火したケース，2）浮き屋根が振動により上部の散水配管に衝突して金属間に衝撃火花が発生し可燃性ガスに着火したケース，が考えられる。なお，火災は消火活動により約2時間後には鎮火した。

電力の供給は，電源側停止によるものと，配電線被害による停止を含め，地震発生直後41,663戸の一般需要家で停止したが，迅速な復旧作業により5月26日19時50分には秋田支店管内の復旧をもって高圧線が全線送電された。

配電設備は，電柱を中心に地盤の液状化が生じた地区で被害が発生した。表-7・6に配電線路の被害状況を示す。電柱被害の形態の大半は傾斜であった。

4.3 北海道電力管内の被害

北海道電力では函館管内において，高圧配電線路で一部に被害があり200戸程が停電した他，建設中の知内火力発電所の被害が大きかった。

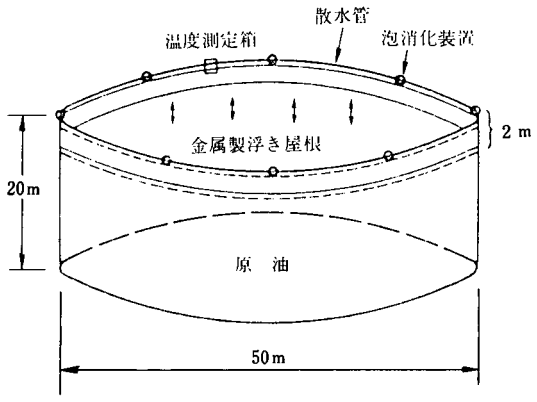


図-7・5 原油タンクの略図

発電状況については，地震直後に森発電所が保安のために緊急停止したが，各施設に異常は無く13時46分に復帰した。

高圧配電線が福島町において支持物折損，高圧線断線等の被害があった。この被害は発見が15時25分と遅かったが，20時35分には復旧が完了した。

建設中の知内火力発電所では，ボイラー・電気集じん器・主要煙筒が損傷し，1億円の被害となった。ボイラーは，2次過熱器クーリングスペーサー管の変形が著しくエルボ部より破断した他，2次過熱器吊下げ管等に変形が生じた。これらの変形・破損した部材は，6月5日までに取替え及び補修等により復旧が行われた。

4.4 まとめ

電力施設の被害の特徴は，1）原油タンクの火災が発生したこと，2）当日中に復旧がなされたこと，3）大半の被害は秋田火力発電所で発生したこと，4）電柱の被害形態は大半が傾斜であったこと，などがあげられる。

今後の課題として，1）燃料タンク火災の原因究明と対策，2）液状化の予想される地盤における配電設備の耐震対策，などが考えられる。

5．電気通信施設

電気通信施設の被害が直接通信サービスに与えた影響は軽微であったが，地震発生直後から異常ふくそうが発生し，緊急時の通話がかかりにくくなった。被害の状況を表-7・7に，応急復旧要員の状況を表-7・8に示す。加入電話は，秋田県・青森県及び北海道の一部を中心に，ケーブルの損傷，電話機の落下などにより約2,400件で不通となったが，家屋倒壊等で修理困難なも

表-7・6 配電線路の被害（電々公社資料による）

支店名	全回線数	停電回線数	被害の状況						復旧の日時	復旧に要する費用（百万円）
			支持物				電線	変圧器		
			折損	傾斜	倒壊	滅失・沈下				
青森	385	15	3	876	1	75	619	389	5／26 19:10	55
秋田	376	21	43	1,245	93	181	644	989	5／26 19:50	103
山形	413	1							5／26 12:58	—
北海道（函館）	128	1	2		1		5		5／26 20:35	2
合計	1,302	38	48	2,121	95	256	1,268	1,378		160

表-7・7　局外設備の被害状況*（6月6日現在）

通信局・部		東北 秋田	東北 青森	北海道 函館	計
電柱傾斜・沈下等	本	651	50	10	711
架空ケーブル損傷・垂れ下り	km	9.8	1.4	0.5	11.7
地下ケーブル損傷	km	0.8	1.0	−	1.8
電話機破損・冠水	個	363	205	15	58.3
引込線の断線及び弛み等	条	2,813	156	15	2.984
マンホール周辺陥没等	個	18	3	−	21
管路占用道路の盛土崩壊等	箇所	89	24	1	114
専用橋損傷	箇所	4	−	−	4
橋梁添架部分損傷	箇所	2	16	−	18
マンホールの被害	個	56	13	−	69

表-7・8　応急復旧要員稼働状況 *　（延人日）

通信局	直営 自局	直営 応援	請負
東北	2,872	48	5
北海道	441	0	13
計	3.313	48	18

*は電々公社資料による。

表-7・9　マンホール設備の被害 *

地震		調査マンホール数	被害マンホール数	被害の内訳 マンホール本体 浮上	傾斜	損傷	首部損傷	ダクト口 額縁損傷	管の突出し	管の抜き出し	管又はダクトソケットの損傷
日本海中部地震	秋田	101	56	36	34	3	4	14	6	2	2
	青森	15	13	3	8	2	0	5	1	3	2
合計		116	69	39	42	5	4	19	7	5	4

のを除き5月28日までに復旧した。

施設の被害の特徴は，地盤の液状化によるマンホールの浮上・傾斜及び電柱の沈下・傾斜が大きかったことである。表-7・9にマンホールの被害状況を示す。これより浮き上りによる被害が最も多く発生している。浮き上り量は最高58cm，平均的には10～15cm程度であった。このうち見かけ比重が0.6と軽いレジンマンホールでの被害が大きかった。

電話の疎通状況は，地震発生直後から，被災地での電話利用並びに全国から被災地への見舞呼の増加により，ふくそう状態が生じた。さらに，地震動に伴う受話器外れ等により，大量の同時発信状態が発生し，電話交換機の機能に障害が生じたことが，ふくそう状態を悪化させた。このため，ふくそう状態に応じて通話規制が5月26日，27日の2日間とられ，一般通話は一時90%規制されるなど電話のかからない状態が続いた。

電報は，29日までに平常時の10倍の83,000通の着信があったが，東京一仙台，仙台一秋田に臨時回線を作成するなどの対処により5月31日までに配達を完了した。

今後の検討課題及び対策として，1）異常ふくそう時における通話規制の在り方及び緊急通話の確保方法の検討，2）大量同時の発信状態に対する交換機機能の改善，3）液状化の恐れがある地盤及び盛土における電柱・地下ケーブルの耐震対策，などが考えられる。

参考文献

1）中田建造「日本海中部地震による青森県水道施設の被害と対応について」ダクタイル鉄管，No.35。
2）鎌田三郎「日本海中部地震における水道施設の被害状況等について」ダクタイル鉄管，No.35。
3）㈱日本ガス協会「日本海中部地震と都市ガス」1984年2月。

第8編　河川施設の被害

橋本　宏[*1]　佐々木　康[*2]
松尾　修[*3]　松本秀應[*4]

by Hiroshi Hashimoto, Yasushi Sasaki,
Osamu Matsuo and Hideo Matsumoto

目　次

1．まえがき……(2)
2．河川施設の被害の概要……(2)
3．河川堤防……(2)
3.1　堤防の被害の分布 ……(2)
3.2　各河川の被害の状況 ……(3)
3.2.1　馬淵川 ……(3)
3.2.2　岩木川 ……(3)
3.2.3　米代川 ……(14)
3.2.4　雄物川 ……(20)
3.2.5　最上川下流 ……(21)
3.2.6　赤川 ……(22)
3.3　堤防の被害の特徴 ……(22)
3.3.1　堤防の被害の生じた範囲 ……(22)
3.3.2　堤防の被害と地盤の関係 ……(23)
3.3.3　堤防の被害と液状化の関係 ……(23)
3.3.4　堤防横断亀裂の発生箇所 ……(24)
3.3.5　堤防の被害の形態 ……(25)
3.4　堤防の災害復旧工法 ……(26)
3.4.1　緊急応急復旧 ……(26)
3.4.2　本復旧工法 ……(28)
4．八郎潟干拓堤防……(28)
4.1　八郎潟干拓堤防の被害 ……(28)
4.1.1　八郎潟干拓堤防の概要 ……(28)
4.1.2　八郎潟堤防の被害 ……(31)
4.1.3　既往地震による被害との比較 ……(38)
4.2　八郎潟堤防の復旧工法 ……(38)
5．その他の河川構造物……(55)
5.1　樋門・樋管の被害 ……(55)
5.2　樋門・樋管の被害の特徴 ……(55)
6．まとめ……(55)
参考文献……(61)

＊1　河川部河川研究室長
＊2　地震防災部振動研究室長
＊3　機械施工部動土質研究室研究員
＊4　地震防災部振動研究室研究員

1．まえがき

今回の地震により河川施設にも多くの被害が生じた。被害は主として秋田県及び青森県内の河川堤防と八郎潟干拓堤防に集中した。中でも八郎潟干拓堤防の被害は著しく，被害延長・被害程度ともに大規模であった。

本編では直轄河川施設及び八郎潟干拓堤防の被害の状況・分布・特徴・震後の復旧の状況等について報告する。

2．河川施設の被害の概要

大規模な被害の生じた河川は図-8・1に示すように震央からほぼ150km以内の範囲に位置する岩木川・米代川・雄物川及び八郎潟であり，いずれも沖積低平地にある。また，馬渕川・最上川・赤川などでも部分的に被害を生じている。

被害を受けたのは河川堤防・護岸・樋門・樋管等であるが，堤防の被害がほとんどを占めている。被害の形態としては堤防については地震動による沈下・はらみだし及び縦断亀裂などであり，また，堤防を樋管などが横断している場合には横断亀裂が生じている。護岸についてはすべったり，目地のずれや亀裂を生じ，河口部ではその他に津波によって護岸の破損やブロックの移動を生じている。樋管や樋門については函体の縦断亀裂や継手の開きを生じた。

河川施設の被害の箇所数及び延長を表-8・1に示す。河川堤防等に生じた被害の中で最も規模の大きなものは，八郎潟干拓地を取り巻く堤防に生じた亀裂と沈下である。全長98kmのうち約70％に相当する69kmの区間にわたって被害を生じている。その形態としては，堤体や法尻に堤防法線に平行に幾条もの亀裂が生じ，堤防天端が最大で１ｍ以上も沈下している。また，堤体の変形に伴い表法の被覆工にも亀裂や段差・ずり落ちなどの被害が生じ，表法尻の矢板も傾いている。堤防周辺には噴砂を生じている。米代川河口の中島築堤では三面張りの護岸が大破し，堤防天端が沈下している。

被害金額は表-8・1に示すように直轄河川関係で約40億円に達している。災害復旧は直轄河川堤防では緊急復旧として天端等の亀裂を埋め，水の浸透を防ぐために計画高水位まで表法面に土のうを積んだ。本復旧としては被害の程度に応じ，亀裂の大きい場合には堤体土の切り返しを行い，法尻には矢板を打込み止水を図っている。

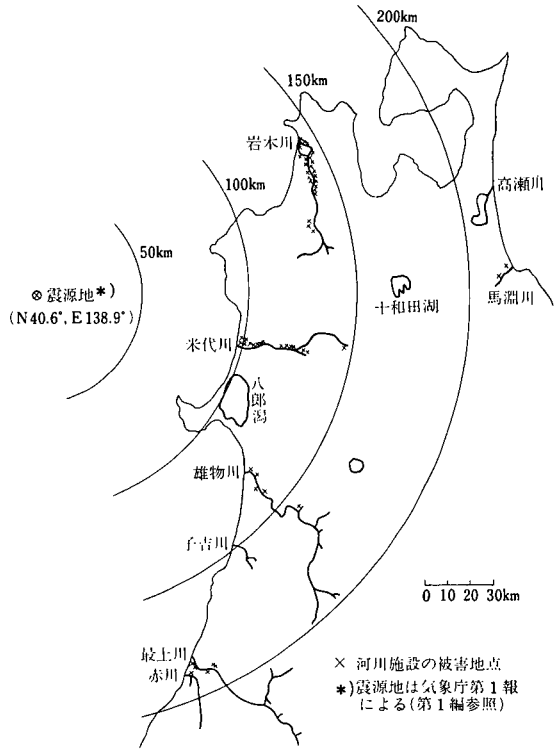


図-8・1 河川施設の被害地点

表-8・1 河川施設の被害総計

河川名	災害復旧箇所		
	箇所数	延長(m)	事業費(百万円)*
馬淵川	1	25	10
岩木川	29	5,838	1,960
米代川	23	3,673	1,461
雄物川	5	593	501
最上川	4	296	49
赤　川	1	16	5
計	63	10,441	3,985

＊ 参考文献1)より引用。

3．河川堤防

本章においては，直轄管理区間内の河川堤防の被害のうち，災害復旧事業により復旧が行われた被害箇所を対象とする。初めに河川堤防の被害の概況を，続いて各河川別の被害の状況を示し，それに引き続いて今回の河川堤防の被害の特徴についてこれまでに得られたいくつかの知見を述べる。さらに，堤防の被災箇所において地震後に行われた復旧の状況についても報告を行うこととする。

3.1 堤防の被害の分布

今回の地震により堤防に被害の生じた直轄河川は次

の6河川である。

馬淵川・岩木川・米代川・雄物川・最上川・赤川。

河川堤防の被害箇所の被災内容については表-8・2に示しているが，これらを平面図上で示せば図-8・1のようになり，おおむね震央距離で150km以内に被害が発生していることが分かる。また，図-8・2～8・7には，各河川ごとに個々の被害箇所の位置を示した。

3.2 各河川の被害の状況

表-8・1に示したように，今回の地震による直轄河川堤防の被災箇所のうち，災害復旧事業をもって修復された箇所は63箇所（総延長約10km）である。以下に各水系ごとに主要な被害状況を示す。

3.2.1 馬淵川

(1) 河原木築堤（内舟渡護岸）

左岸3.9kmの内舟渡第一排水樋管を中心とする延長25mのコンクリート格子張護岸の横格子に亀裂が確認された。ただし，この亀裂は観察によれば傷口は古く，地震前に既に生じていたと推定され，今回の地震によりそれがどの程度拡大したかは不明である。また，樋管排水口側の水路工を保護する連節ブロックの中詰め土が洗掘され，大きく沈下を生じていたが，これは必ずしも地震によるものではなく，地震前に吸い出しにより生じていたものと思われる。

3.2.2 岩木川

(1) 十三湖放水路

十三湖放水路は，岩木川が十三湖を経て日本海に注ぐ河口部（水戸口地区）に河口閉塞防止のために設けられたものであり，南導流堤（左岸堤）及び北導流堤(右岸堤)よりなる。被害はこの南北導流堤のそれぞれ一部区間で発生した。

南導流堤では河口から＋200m～＋334m区間で導流堤本体を構成する大型ブロック（幅3m，高さ2～3m，長さ約5m）が沈下及び水平移動を生じ，それに伴いブロックの継目にずれを生じた(図-8・8)。最大の沈下量・開口幅及び水平相対変位はそれぞれ1.4m，50cm，50cmであった。また，大型ブロックの前面はテトラポッドが設置されているが，これには顕著な移動は認められていない。ブロック背面においては深さ1m以上の洗掘跡が見られた。この付近は津波が襲来した所であり，十三湖湖口における痕跡により津波高6～7mと推定されているが，この大型ブロックの被害は地震動による揺り込み沈下と津波による移動が相乗したものと考えられる。

北導流堤においては河口から＋270m～511m区間，延長241mにわたって被害が生じた。この部分は上述の導流堤とは構造が異なり，堤体上部に雑石を敷きアスファルト乳剤を流し込んだアスファルトマスチック張になっている（図-8・9)。ここでは堤体が沈下する（最大70cm)と共に，全体的に前面に移動を生じた。また，堤防の構造的な不連続部で堤体の一部流出を生じた。

この付近は十三湖を包囲する砂洲であり，緩い砂質地盤が構成されている可能性が高いこと，また津波の高さが高かったことから，地震動による地盤の液状化と津波の押し引きの相乗作用による移動及び洗掘によりこれらの被害が生じたものと推定される。

(2) 十三湖北湖岸堤

北湖岸堤は十三湖北岸のうち，干拓地及び氾濫平野上の水田地帯を防護するために部分的に設けられたものであり，このうち十三湖大橋の前後で2箇所（延長58m，83m)，実取地区で1箇所（延長318m）の護岸被害が見られた。十三湖付近の護岸はコンクリート格子張護岸であり，被害は横格子における亀裂，護岸の前面へのずり落ち，あるいは継目地での開口，段差等が見られた（図-8・10)。

実取地区の護岸はコンクリート格子張護岸（高さ約3m）であるが，ここでは護岸の沈下，護岸背面天端の洗掘あるいは護岸の局部的な亀裂・崩壊が生じた。ここも同様に津波が越水した所であり，被害は津波の影響によるところが大きいと考えられる。

(3) 十三湖右岸囲繞堤

右岸囲繞堤は，改修以前に岩木川本川より分流して十三湖に流入していた石川・三本川などの流送土砂により形成された低湿地を，戦後干拓し造成された水田を潮害や水害から守るために設けられたものであり，パラペット式の特殊堤である。

被害は2区間で生じた。旧早川の河道延長線上を中心とする0.0km－3,330m～0.0km－2,600mの区間ではパラペット護岸が沈下し，ブロック張護岸工裏に空洞化が生じた。また，護岸の沈下に伴い天端に縦断亀裂を生じた。

0.0km－140m～0.0km－80mの区間ではブロック張工が破損し，裏込めの空洞化が生じ，また，天端が沈下すると共に天端に横断亀裂を生じた(写真-8・1，8・2)。この区間は旧河道部に相当しており，横断亀裂の位置もほぼ旧河道の両岸に対応していた（図-8・11)。

(4) 十三湖左岸囲繞堤

左岸囲繞堤は岩木川と山田川に挟まれた区間が十三湖に面する部分に設けられたものであり，このうち965mの延長で被害が生じた。被害は，天端縦・横断亀裂，

表-8・2　被害箇所ごとの被害内容

箇所番号	河川名	左右岸	築堤名	距離標	復旧の区分		被災施設の種別				被災の状況・程度	微地形分類*	被災延長(m)	備考
					緊急	本復旧	堤防	護岸	構造物	その他				
①	馬淵川	左	河原木築堤(内舟渡護岸)	3.8+91m ～3.9km+16m		○		○			コンクリート格子張護岸ビームの亀裂	旧河	25	通常の流水による被害の可能性あり。
①	岩木川	左	十三湖放水路(南導流堤)	河口から200m～334m		○				○(導流堤)	ブロック(特殊堤)の沈下(最大1.4m)，開き(48cm)	旧河	134	津波が主な原因と考えられる。
②	〃	右	十三湖放水路(北導流堤)	河口から270m～511m		○				○(導流堤)	導流堤の沈下・陥没・亀裂	旧河	241	〃
③	〃	〃	十三湖(北湖岸堤)	十三湖大橋より上流へ270m～328m		○		○			コンクリート格子張護岸の折損・沈下(20cm)	干拓	58	〃
④	〃	〃	〃(〃)	十三湖大橋より上流へ400m～483m		○		○			コンクリート格子張護岸目地の段差(21cm)，開き(5cm)	干拓	83	〃
⑤	〃	〃	〃(〃)	十三湖大橋より上流へ3,400m～3,718m		○	○	○			ブロック積護岸裏の洗掘・亀裂	氾	320	〃
⑥	〃	〃	十三湖(右岸囲繞堤)	0.0km－3,330m～0.0km－2,600m	○	○	○	○			天端縦断亀裂，パラペット護岸の沈下・空洞化	干拓	730	
⑦	〃	〃	〃(〃)	0.0km－140m～0.0km－80m	○	○	○	○			天端横断亀裂(旧河道部の沈下に伴う)パラペット護岸の沈下	旧河	60	
⑧	〃	左	〃(左岸囲繞堤)	0.0km－1,415m～0.0km－450m		○	○	○			堤防天端に縦・横断亀裂，パラペット護岸の破損・沈下	旧河，氾，干拓	965	堤内地に噴砂
⑨	〃	右	武田築堤	1.6km+25m～1.6km+95m	○	○	○				天端縦・横断亀裂(縦断亀裂の最大段差40cm，最大開口幅30cm)	旧河	70	堤内地に噴砂
⑩	〃	左	車力築堤(富萢第1築堤)	1.8km+85m～2.0km+60m	○	○	○				天端縦・横断亀裂(最大開口幅10cm)，裏法肩に縦断亀裂(最大開口幅25cm)，表・裏法面に縦断亀裂・崩壊	旧河	175	堤内地水田・高水敷に噴砂
⑪	〃	左	〃(富池第2築堤)	2.2km+3m～2.2km+78m	○	○	○				天端縦・横断亀裂・沈下(最大相対沈下量45cm)	旧河	75	堤内地水田に噴砂
⑫	〃	右	武田築堤(長泥護岸)	7.9km+97m～8.1km+37m		○		○			低水護岸の沈下・亀裂，高水護岸の亀裂 長泥樋管上部に横断ヘアークラック	旧川	140	
⑬	〃	左	車力築堤(豊富築堤)	7.8km～8.3km+86m	○	○	○	○			天端縦・横断亀裂，表法面護岸破壊・陥没，裏小段縦断亀裂・沈下，裏法面縦断亀裂	旧川，旧河，池	586	堤内地・高水敷に噴砂
⑭	〃	左	〃(下車力築堤)	8.5km+86m～8.7km+18m	○	○	○	○			天端横断亀裂(幅15cm)，裏小段縦断亀裂(幅数10cm，段差20cm)，表法面護岸破壊・陥没	旧河	132	堤内地(水田)・小段に噴砂
⑮	〃	左	〃(〃)	9.0km+5m～9.0km+67m	○	○	○				天端・裏法肩縦断亀裂	旧河	62	堤内地(畑・家屋)に噴砂
⑯	〃	左	下繁田堤	9.1km+38m～9.4km+45m	○	○	○	○			堤体沈下，裏小段・裏法面縦断亀裂(幅15cm)，表法面護岸水平継目の開口(幅10cm，段差6cm)	旧河	307	堤内地(畑)に噴砂

*自：自然堤防，旧川：旧川微高地，砂：砂丘，旧河：旧河道・旧落堀
氾：氾濫平野，旧湿：旧湿地，干：干拓地，その他：微地形分類がなされていない地形

表-8・2　被害箇所ごとの被害内容（つづき）

箇所番号	河川名	左右岸	築堤名	距離標	復旧の区分			被災施設の種別				被災の状況・程度	微地形分類*	被災延長(m)	備考
					緊急	本復旧	堤防	護岸	構造物	その他					
⑰	岩木川	左	下繁田築堤(船越護岸)	11.4km＋10m ～11.5km＋48m		○		○				コンクリート格子張低水護岸沈下，水平亀裂(幅7cm，段差16cm)，継目開口	氾	138	
⑱	〃	左	繁田築堤	12.9km＋80m ～13.0km		○	○					裏法面すべり亀裂(幅10cm，段差40cm)，路肩継断亀裂(幅4cm)	氾	20	天端舗装
⑲	〃	右	武田築堤(富野第1築堤)	11.4km＋20m ～11.7km＋5m	○	○	○					天端縦断亀裂(幅1cm以下)	旧川	285	堤内地・高水敷に噴砂
⑳	〃	右	〃(富野第2築堤)	11.8km～12.1km＋30m	○	○	○	○				天端縦断亀裂(幅25cm，段差9cm)，裏法面縦断亀裂，表法面護岸継目開口	旧川，旧河，氾	330	堤内地(学校校庭)に噴砂
㉑	〃	右	〃(豊島築堤)	12.1km＋55m ～12.2km＋60m		○	○					天端縦横断亀裂，表法面すべり，裏法面縦断亀裂	氾	105	
㉒	〃	右	五所川原築堤(川袋築堤)	15.5km＋3m ～15.8km＋36m	○	○	○					天端縦横断亀裂・沈下，表法面・小段縦断亀裂	旧川，旧河	333	堤内地(水田)，高水敷に噴砂
㉓	〃	〃	〃(〃)	16.0km～16.0km＋68m	○	○	○					天端法面縦・横断亀裂(幅小)，低水護岸のすべり出し(25cm)	旧川	68	堤内地(水田)に噴砂
㉔	〃	〃	〃(〃)	16.1km＋4m ～16.1km＋82m	○	○	○					天端縦横断亀裂(幅数cm)	氾	78	堤内地(水田)・高水敷に噴砂
㉕	〃	〃	〃(藻川築堤)	16.4km＋28m ～16.4km＋96m	○	○	○					天端縦断亀裂(幅36cm，段差60cm)，天端法肩陥没(延長数m，段差60cm，法肩から2.5m)	氾	68	堤内地(水田)に噴砂
㉖	〃	〃	〃(〃)	17.4km＋86m ～17.6km＋73m	○	○	○					天端縦横断亀裂(幅5cm)	旧川	187	堤内地・水田に噴砂
㉗	支川大蜂川(大蜂川放水路)	左	〃(小友築堤第1)	0.9km＋81m ～1.0km＋18m		○	○					天端縦断亀裂(幅8cm)	自	37	
㉘	支川大蜂川(大蜂川放水路)	左	(小友築堤第2)	1.3km＋16m ～1.3km＋46m		○	○					天端縦・横断亀裂(横断：幅数cm)	氾	30	
㉙	支川旧大蜂川	〃	川村地内(旧大蜂川護岸)	合流点より600m上流		○		○				擁壁護岸頭部の水平亀裂(幅10cm)	自	21	
①	米代川	左	中島築堤	0.0km－27m ～0.6km＋47m	○	○	○	○	○(中島閘門)			堤体沈下(40cm)・陥没・縦横断亀裂，護岸の沈下・亀裂・崩壊，閘門の擁壁傾斜	その他	717	津波による舗装・裏法コンクリート覆工の洗掘
②	〃	〃	中島護岸	0.6km＋182m ～0.6km＋198m		○		○				コンクリート格子張護岸の水平亀裂(幅6cm)・折曲り(30cm)，護岸裏に空洞	その他	16	
③	〃	〃	中島水門	1.6km＋161m ～1.6km＋188m		○			○(中島水門)			水門の川裏側土留擁壁の沈下・転倒	その他	16	津波による影響が大きい
④	〃	〃	中島第2築堤	1.8km～1.8km＋100m	○	○	○	○				堤防の沈下・縦断亀裂，コンクリート格子張護岸の沈下・亀裂	その他	100	
⑤	〃	〃	中川原築堤	2.8km＋80m ～3.2km＋25m	○	○	○	○	○(桧山川排水樋門)			堤体沈下・縦横断亀裂，護岸の亀裂・開口・沈下，樋管ボックス部の亀裂	旧川，旧河	250	堤内外に噴砂
⑥	〃	〃	道地築堤	10.45km＋42m ～10.8km＋22m	○	○	○					堤体縦断亀裂(2本，幅20cm，段差4.8cm)	旧川，氾	397	堤内に噴砂
⑦	〃	〃	扇田護岸	68.4km＋10m ～68.4km＋96m		○		○				護岸の沈下・亀裂	自	86	

表-8・2 被害箇所ごとの被害内容（つづき）

箇所番号	河川名	左右岸	築堤名	距離標	復旧の区分		被災施設の種別				被災の状況・程度	微地形分類*	被災延長(m)	備考
					緊急	本復旧	堤防	護岸	構造物	その他				
⑧	米代川	右	落合築堤	0.2km＋14m ～0.6km＋115m	○	○	○	○	○（落合第1排水樋管）		堤防の沈下・縦横断亀裂，樋管の護岸の亀裂・開口・沈下，呑・吐口の継手開口(7, 11cm)	旧川，氾	500	堤内に噴砂
⑨	〃	〃	落合護岸	0.6km＋185m ～1.0km＋140m		○	○	○			低水護岸の崩壊・沈下・流失，堤体横断亀裂(樋管沿いに)	旧川，氾	343	津波による洗掘・流失 落合第2排水樋管・堤内地
⑩	〃	〃	落合第2護岸	1.2km＋198m ～1.4km＋190m		○		○			コンクリート格子張低水護岸の水平継目開口（5cm）・沈下	氾	200	護岸裏に空洞が存在
⑪	〃	〃	落合第3護岸	1.8km＋130m ～1.8km＋155m		○		○			ブロック張護岸の沈下・滑動・崩落	自	25	
⑫	〃	〃	落合第4護岸	2.0km＋10m ～2.0km＋38m		○		○			コンクリート張護岸の沈下・滑動・崩落	自	28	
⑬	〃	〃	吹越護岸	2.8km＋20m ～2.8km＋140m		○	○	○			小堤防の縦横断亀裂(幅20cm，段差15cm)，コンクリート格子張護岸の滑動(30cm)	氾	120	堤内地水田に大規模な噴砂・亀裂
⑭	〃	〃	吹越第2護岸	3.2km＋195m ～3.4km＋105m		○	○	○			小堤防の縦断亀裂(幅5cm)，コンクリート格子張及びブロック張低水護岸の沈下・中折れ	氾	110	堤内に噴砂
⑮	〃	〃	朴瀬護岸	8.6km＋70m ～8.6km＋120m		○		○			コンクリート格子張低水護岸の沈下(15～40cm)・開口	氾	50	
⑯	〃	〃	久喜沢川樋門排水路	8.8km＋260m ～9.0km＋150m		○				○	排水路のコンクリートブロック張法面のすべり・沈下，水路部の隆起	氾	200	堤内地に噴砂
⑰	〃	〃	産物築堤	11.2km＋5m ～11.2km＋205m	○	○	○				堤体横断亀裂(幅1cm)，縦断亀裂(幅1～8cm)	旧河	200	堤内地(水田)に噴砂
⑱	〃	〃	今泉第1築堤	36.4km＋109m ～36.6km＋10m	○	○	○				堤防天端・小段に縦断亀裂(それぞれ幅10cm；幅10cm，段差15cm)	氾	100	
⑲	〃	〃	今泉第2築堤	37.2km＋36m ～37.2km＋41m		○	○				堤体天端に亀裂(幅2～5cm)	氾	5	
⑳	〃	〃	今泉第3築堤	38.0km＋130m ～38.0km＋145m		○	○				堤体天端縦亀裂(幅4cm)・沈下(12cm)	氾	15	
㉑	〃	〃	今泉第4築堤	38.2km＋124m ～38.4km＋103m	○	○	○				堤体天端縦断亀裂(幅2～15cm)・沈下(最大25cm)	氾	158	
㉒	〃	〃	小猿部川第1築堤	1.6km＋50m ～1.6km＋70m		○	○				堤防縦横断亀裂(幅3cm)	氾	20	
㉓	〃	〃	小猿部川第2築堤	1.7km＋51m ～1.7km＋68m		○	○				堤防縦横断亀裂(幅2cm，3cm)	氾	17	
①	雄物川下流	右	割山護岸	CS39＋50m ～CS41		○		○			コンクリートブロック張低水護岸の水平亀裂・はらみ出し(最大13cm)	旧河	100	高水敷に亀裂噴砂
②	〃	〃	牛島堤防	CS64～CS66＋30m	○	○	○				天端・法面に縦断亀裂・段差・沈下(最大30cm)	氾	130	
③	〃	左	豊巻樋門	CS119＋30m		○			○（豊巻樋門）		暗渠部頂板縦横断方向亀裂	氾	—	
④	〃	右	鹿野戸堤防	CS204＋30m ～CS209	○	○	○				天端・裏法面に縦断亀裂・段差	氾	270	堤内地(舗装道路)に縦断亀裂
①	〃	右	刈和野特殊堤	61.8km＋90m ～61.8km＋187m	○	○			○		特殊堤(法覆工コンクリート格子張の縦格子)の亀裂・沈下	旧河	93.4	法覆工裏に空洞が存在

表-8・2　被害箇所ごとの被害内容（つづき）

箇所番号	河川名	左右岸	築堤名	距離標	復旧の区分		被災施設の種別				被災の状況・程度	微地形分類*	被災延長(m)	備考
					緊急	本復旧	堤防	護岸	構造物	その他				
①	最上川下流	左	宮野浦第一	CSNo.21＋30～60 CSNo.21＋70～90		○				○	天然河岸(低水路)のすべり崩壊	旧河	50	津波が主な原因と考えられる
②	〃	〃	宮野浦第二	CSNo.23＋40～CSNo.24＋40		○				○	〃	旧河	100	〃
③	〃	〃	新堀堤防護岸	CSNo.91＋85～CSNo.92＋5		○		○			毒蛇排水樋管取付護岸(コンクリート格子張)の沈下・開口	旧河	36	
④	相沢川	右	相沢川堤防護岸	No.7＋20～＋50 No.7＋80～No.8＋5		○				○	捷水路掘削法面のすべり・開口	氾	110	
①	赤川	右	浜中護岸	CSNo.29＋34～CSNo.29＋18		○		○				砂	16	

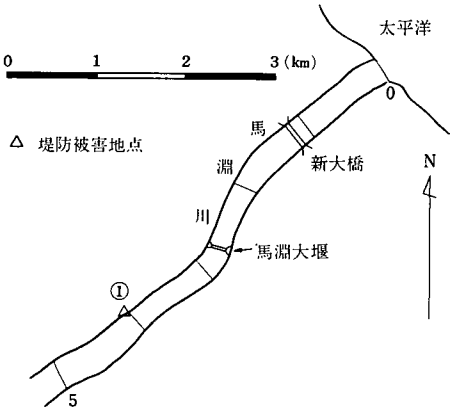


図-8・2　馬淵川における河川堤防の被害地点

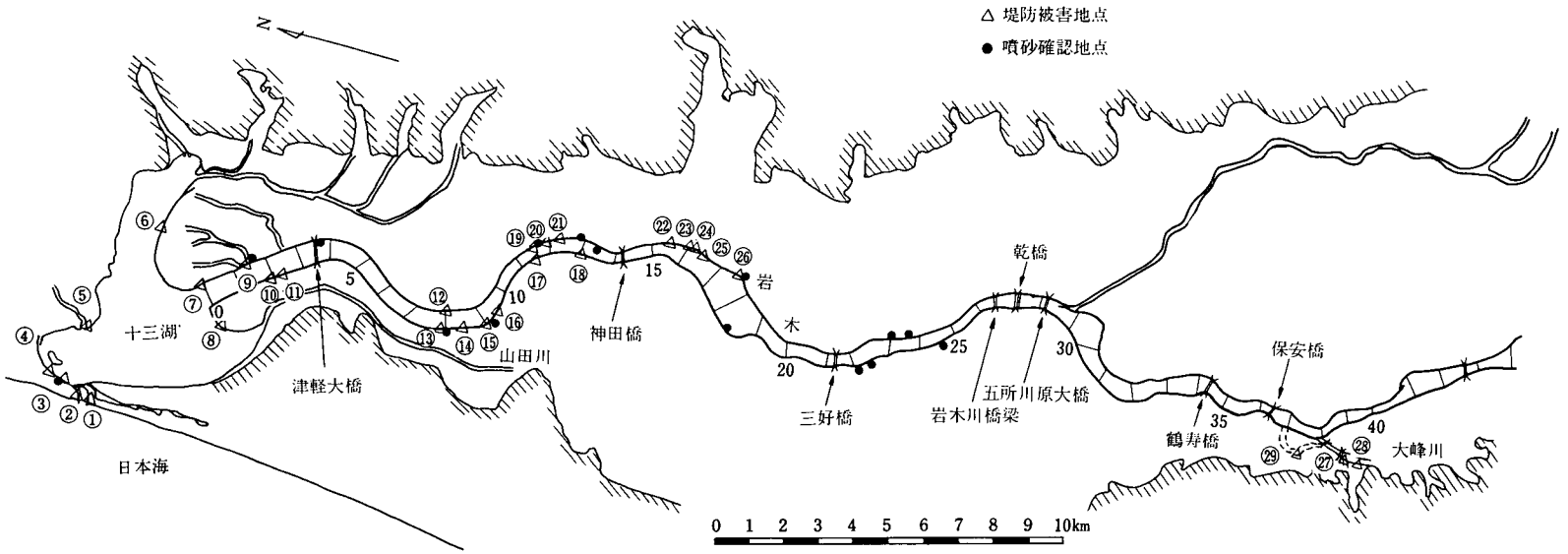


図-8・3　岩木川における河川堤防の被害地点

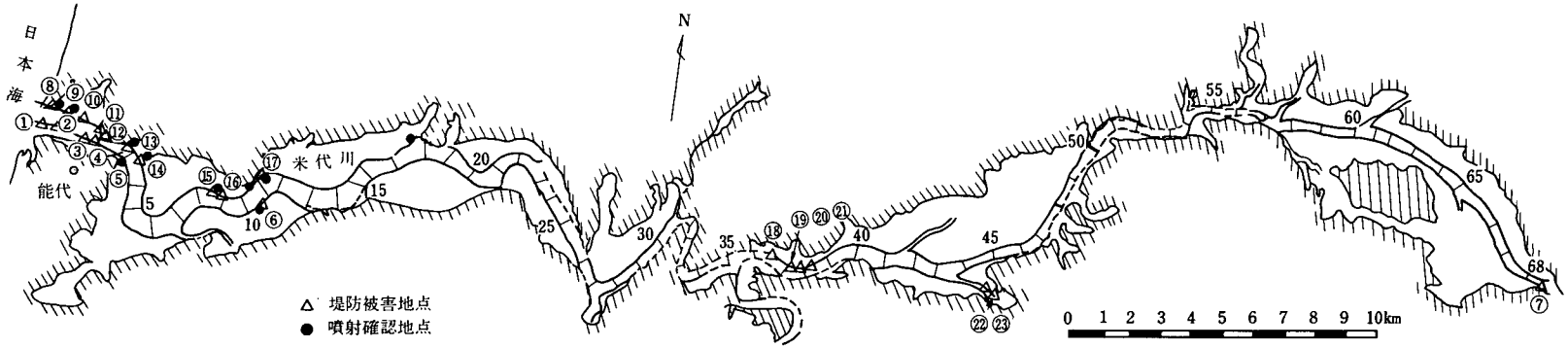


図-8・4　米代川における河川堤防の被害地点

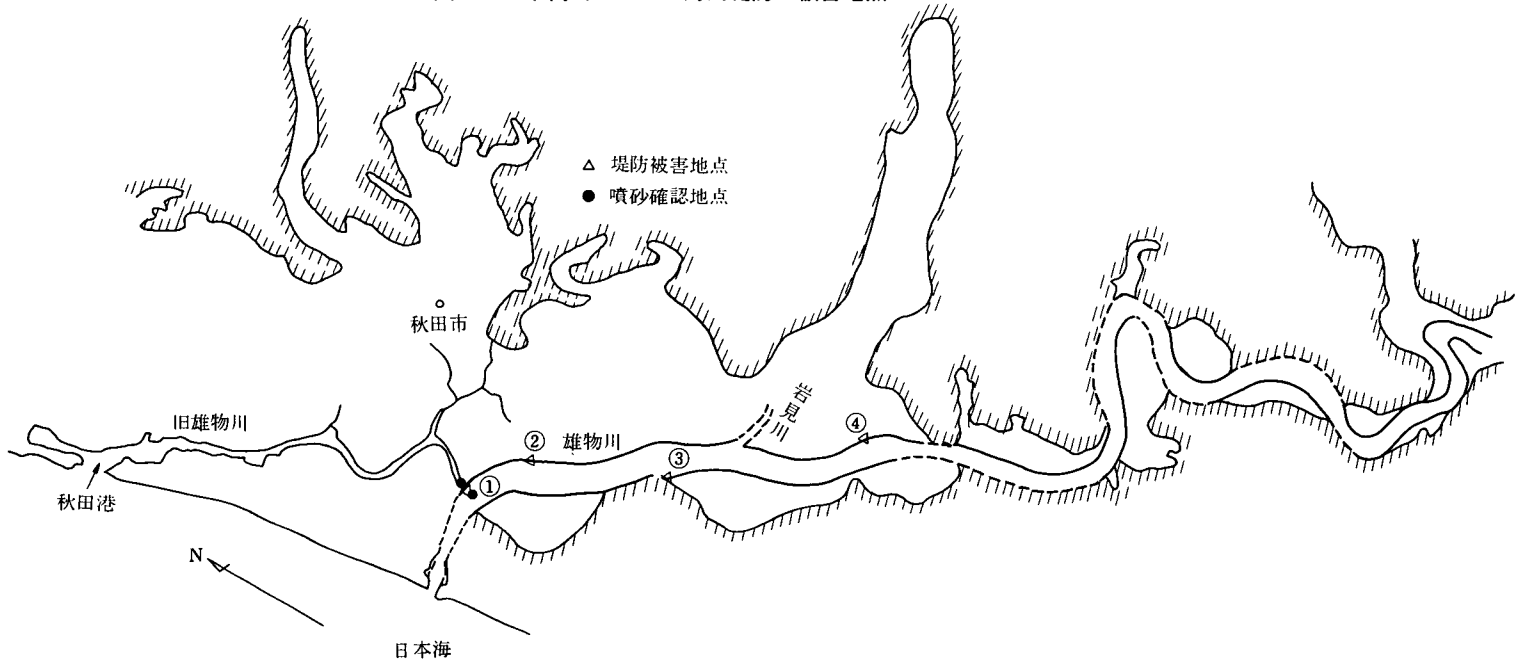


図-8・5　雄物川における河川堤防の被害地点

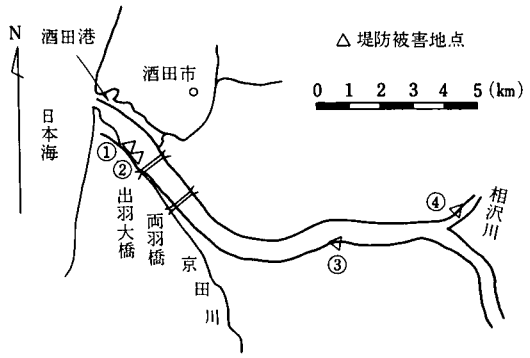


図-8・6　最上川における河川堤防の被害地点

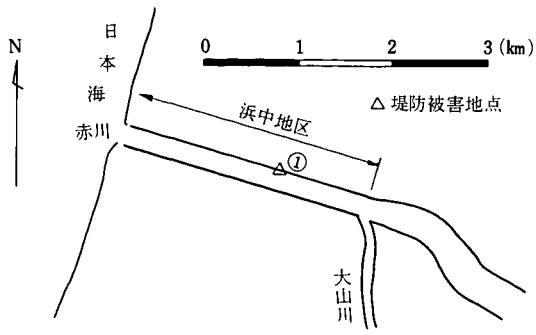


図-8・7　赤川における河川堤防の被害地点

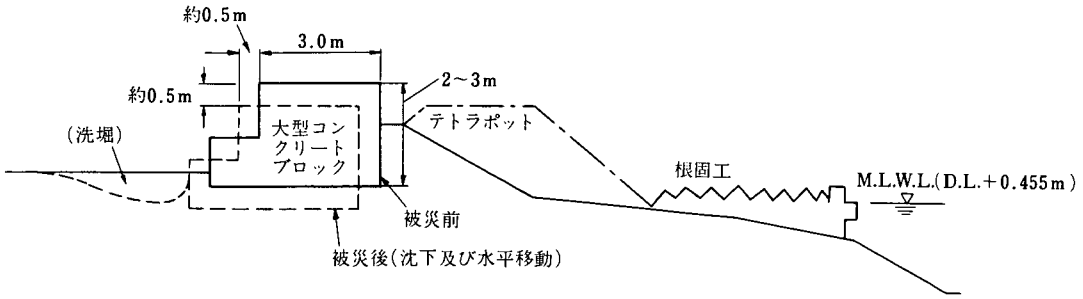


図-8・8　南導流堤の被災状況

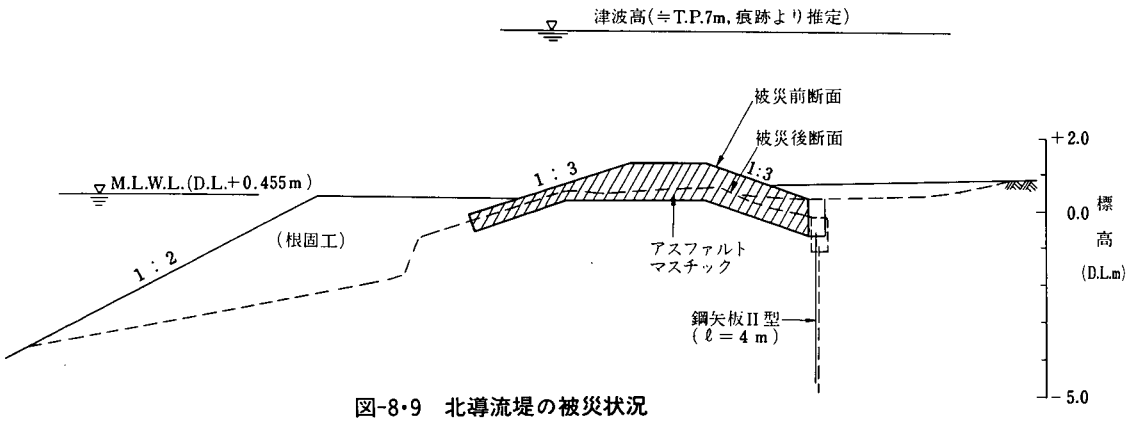


図-8・9　北導流堤の被災状況

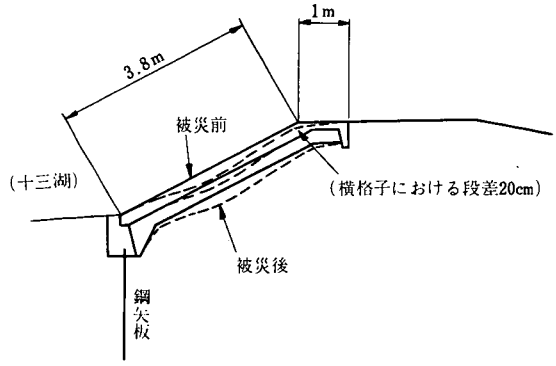


図-8・10　北湖岸堤の被災状況

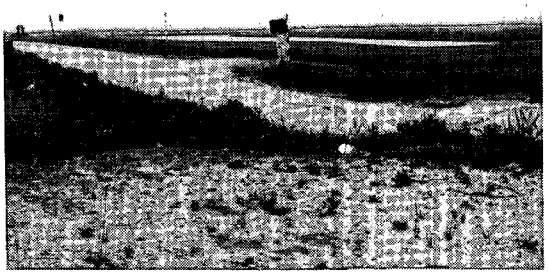


写真-8・1　右岸囲繞堤の被災状況

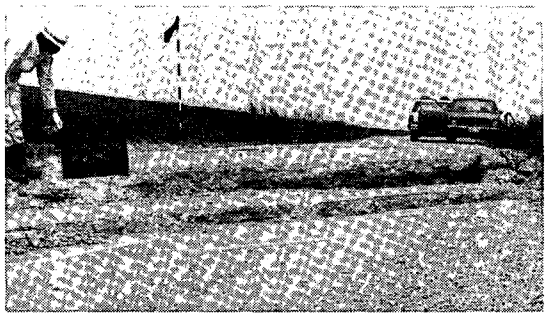


写真-8・2 右岸囲繞堤の被災状況

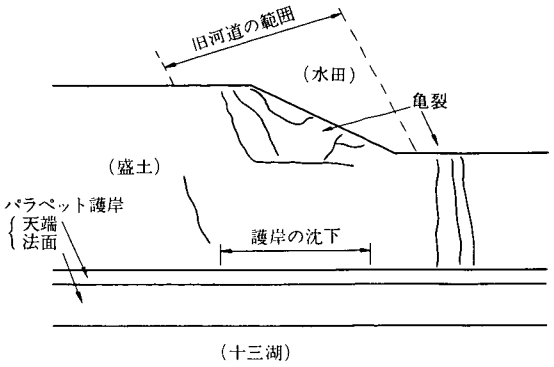


図-8・11 右岸囲繞堤の被災状況

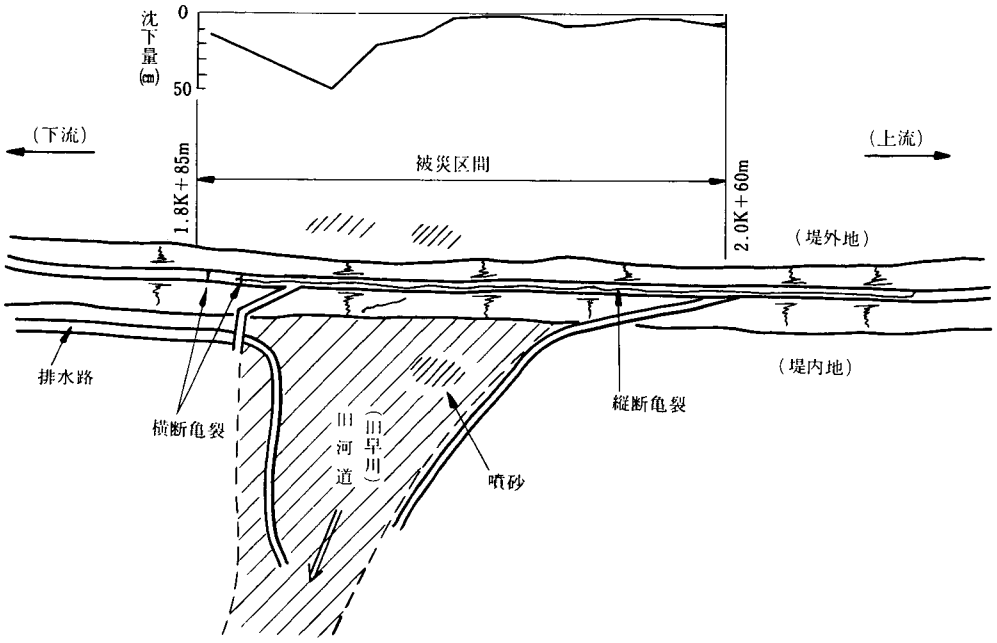


図-8・12 富菟第1築堤の被災状況(平面図)

表法護岸の破損・沈下等であったが，区間により被害の様相は異なり，岩木川の距離標始点から下流側に測って1.39km～1.41kmの区間では横断ヘヤークラック(最大幅2cm) が天端全幅にわたるものが5本，部分的に5本生じ，それに対応してパラペット護岸継目の下部のコンクリートブロック積護岸にも比較的大きな横断亀裂及び破損が見られた。

一方，同じく1.15km付近においてはパラペット護岸に全体的な沈下が生じると共に，その背面の堤体天端に延長18m，幅2cmの縦断亀裂が生じた。また，堤体から3m程堤内側地盤において，天端亀裂と対応して縦断亀裂及びそこからの噴砂が見られた。これらのことより，この部分では基礎地盤内の砂質土層の液状化により堤体・護岸が十三湖側に若干すべり出すと共に護岸の沈下が生じたものと推定される。

(5) 車力築堤 (富菟第1築堤)

左岸1.8km＋85m～2.0km＋60m，延長175mで堤防に沈下・亀裂等の著しい被害が生じた (図-8・12，8・13，写真-8・3，8・4)。ここは早川を締切った部分に当たり，堤体天端中央に縦断亀裂を生じ，堤外地側が沈み込むように段差を生じた(最大沈下量50cm)。また，この区間の下流端には坂路があり，しかも旧河道の端部に当たるが，そこでは天端に2条の横断亀裂を生じた。さらに，法肩及び法面の一部にも縦断亀裂が見られ，堤

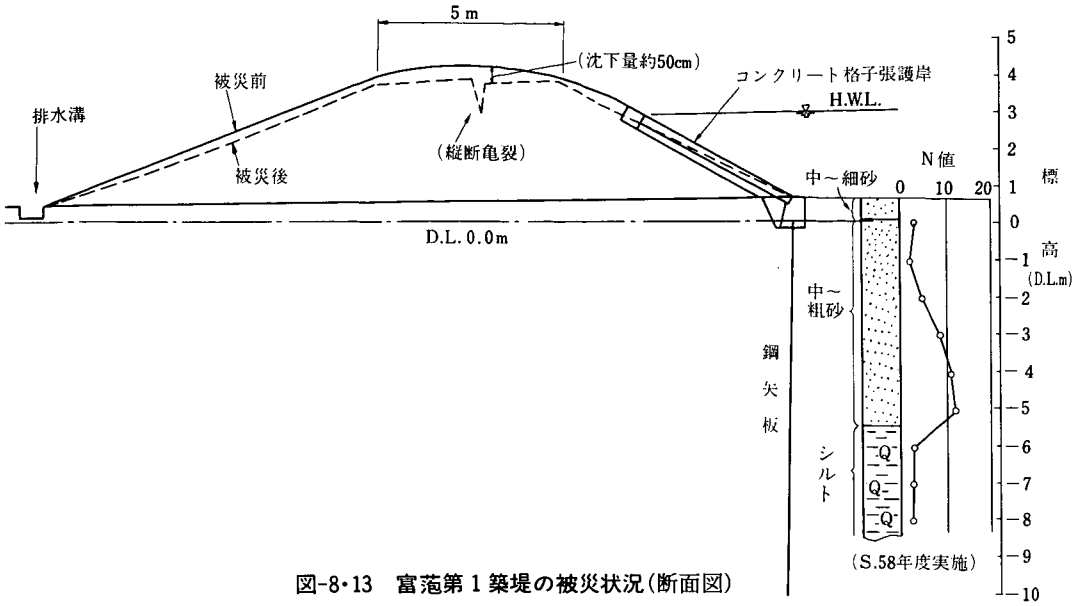


図-8・13　富菏第1築堤の被災状況(断面図)



写真-8・3　富菏第1築堤の被災状況

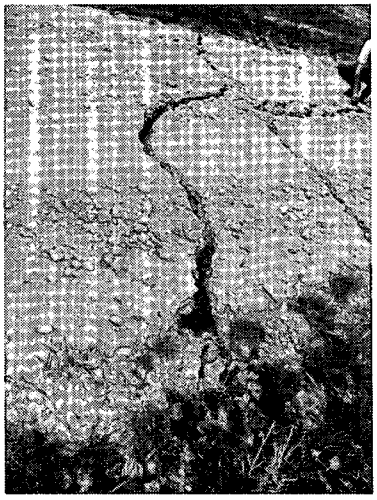


写真-8・4　富菏第1築堤の被災状況

内外地盤においては旧河道部の範囲内で噴砂が観察された。

(6)　車力築堤（富菏第2築堤）

左岸2.2km＋3m～2.2km＋78m，延長75mで堤体が沈下する（最大60cm）と共に，堤体天端中央部に縦断亀裂を生じ，区間の両端で数多くの横断亀裂を生じた（写真-8・5，8・6）。この区間も上と同様早川の締切り部に当たっており，堤内側水田において噴砂が見られた。横断亀裂の生じた位置は，下流側は坂路取付部であり，上流側は旧河道端部に対応していた。

(7)　車力築堤（豊富築堤）

左岸7.8km～8.3km＋86m，延長586mで堤防に被害を生じた（図-8・14）。ここは現堤を横切るように蛇行していた古川を締切って築堤された位置にあり，この区間における地盤は「旧河道」あるいは「旧川微高地」に分類される。また，古川を横断する2箇所については堤外法面にそれぞれ延長100mにわたってコンクリート格子張高水護岸工が施工されている。

被害の主な特徴は，第1に裏小段にこの全区間にわたって連続して縦断亀裂が生じたことである（写真-8・7）。この亀裂は最大で50cm余りの開口幅があり，その深さは地盤内にも及び，また一部においてはその亀裂内に噴砂・噴水の痕跡も見られた。また，旧古川を横断する位置の天端において3条の横断亀裂が見られた。堤防についてはその他，天端の若干の沈下，表・裏法面における縦断亀裂などが顕著であった。

また，格子張護岸については，その縦格子がすべて

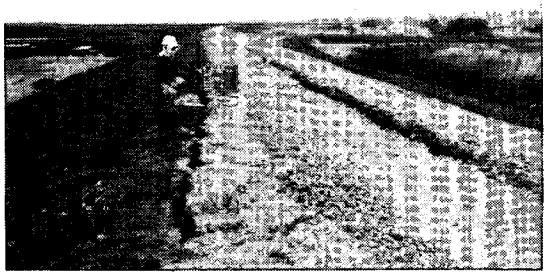


写真-8・5 富菟第２築堤の被災状況



写真-8・6 富菟第２築堤の被災状況

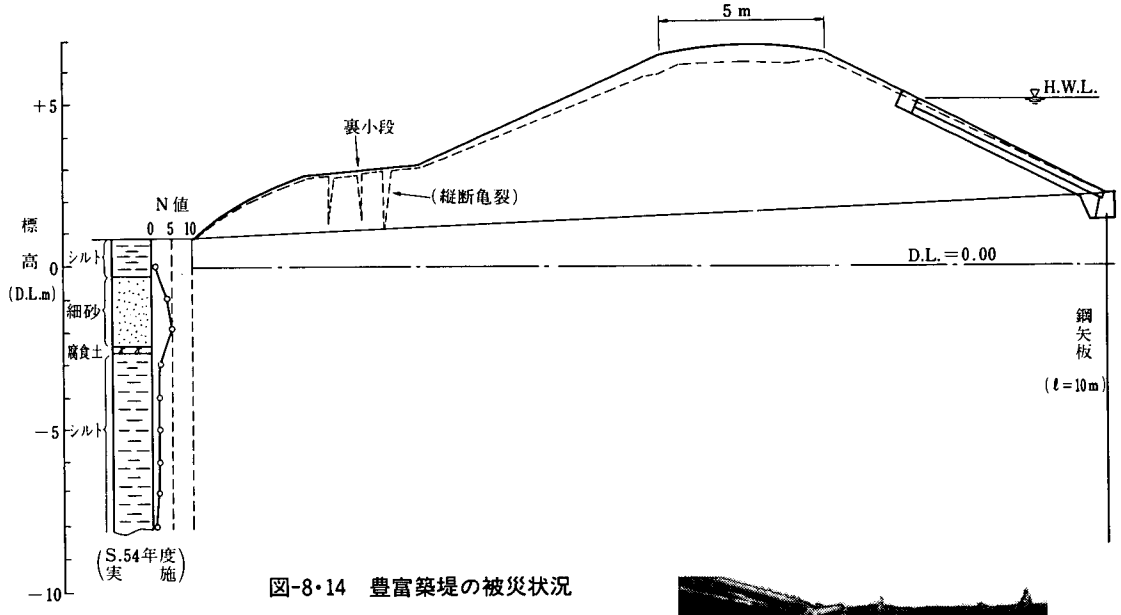


図-8・14 豊富築堤の被災状況

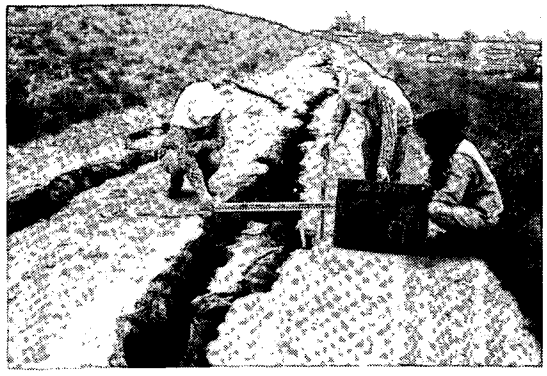


写真-8・7 豊富築堤の被災状況

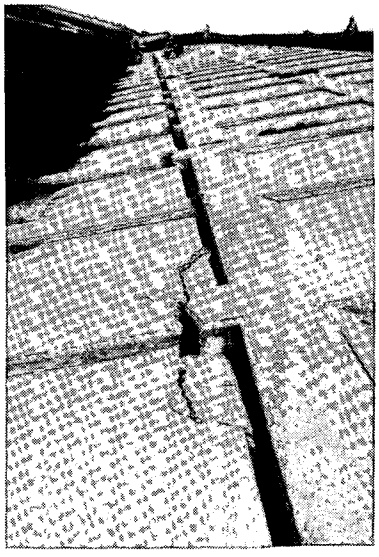


写真-8・8 豊富築堤の被災状況

破損し，水平継目に開口が連続して生じた(写真-8･8)。

さらに，この区間の周辺地盤においては噴砂が著しく，特に旧河道（旧古川）と現堤に囲まれた地区の水田において大規模な噴砂が見られると共に，堤外側においても広い区域にわたって噴砂が認められた。

(8) 車力築堤（下車力築堤）

左岸8.5km＋86m～8.7km＋18mで，延長132mで被害を生じた。ここは上記箇所と一連で施工されたものであり，被災区間の中央部が旧古川締切り部に該当している。

被害は上と同様，裏小段に大きい縦断亀裂が生じた他，締切り部に施工されたコンクリート格子張護岸(延長100m)の縦格子が破損すると共に，水平継目が連続的に開口した。さらに，旧河道横断部の堤体天端に3本の横断亀裂を生じた。

また，同じく9.0km＋5m～9.0km＋67m，延長62mでも天端，裏法肩に縦断亀裂（最大開口幅5cm程度）を生じ，また裏法面の一部区間で最大開口幅45cmの縦断亀裂を生じた。

(9) 車力築堤（下繁田築堤）

9.1km＋38m～9.4km＋45m，延長307mにわたって被害が生じた（図-8･15)。裏小段においてこの全区間に連続して縦断亀裂（最大開口幅20～30cm）が生じた。また，旧古川を横断する部分では川表側のコンクリート格子張護岸に上述したと同様の被害が生じ，裏法面に法面すべりをおもわせる縦断亀裂（開口幅25cm）を生じた他，堤内地旧古川河岸で畑として利用していた所が沈下し，一部浸水した。

(10) 下繁田築堤（船越護岸）

11.4km＋10m～11.5＋48m，延長138mにわたってコンクリート格子張低水護岸が水平継目部で開口し，沈下を生じた。

(11) 繁田築堤

12.9km＋80m～13.0km，延長20mで裏法面にすべり亀裂及び段差を生じると共に，路肩に軽微な亀裂が生じた。ここは坂路が複雑に入り組む所であり，この被害もそのような複雑な構造のために複雑な振動応答をしたことにより生じたものと考えられる。

(12) 武田築堤

右岸1.6km＋25m～1.6km＋95m区間で堤体天端が40cm程度沈下すると共に，縦・横断亀裂を生じた。この区間は岩木川本川から三本川が分派する所を締切った所に当たり，地盤条件及び被害の様相は，十三湖右岸囲繞堤0.0km－140m～0.0km－80m区間と酷似している。

また，右岸11.4km＋20m～11.7km＋5m（延長285m)，11.8km～12.1m＋30m(延長330m)，12.1km＋55m～12.2km＋60m（延長105m）の3箇所，総延長720mで堤防に被害が生じた。

被害は主に天端縦断亀裂であった。この連続した3箇所は旧河道蛇行部にあり，旧河道部に該当する11.8km～12.1km＋30mの箇所の被害はこの中で最も大きく，最大亀裂幅が20cm余りであった。また，これら被災箇所のうち，旧河道及び旧川微高地に分類される周辺地

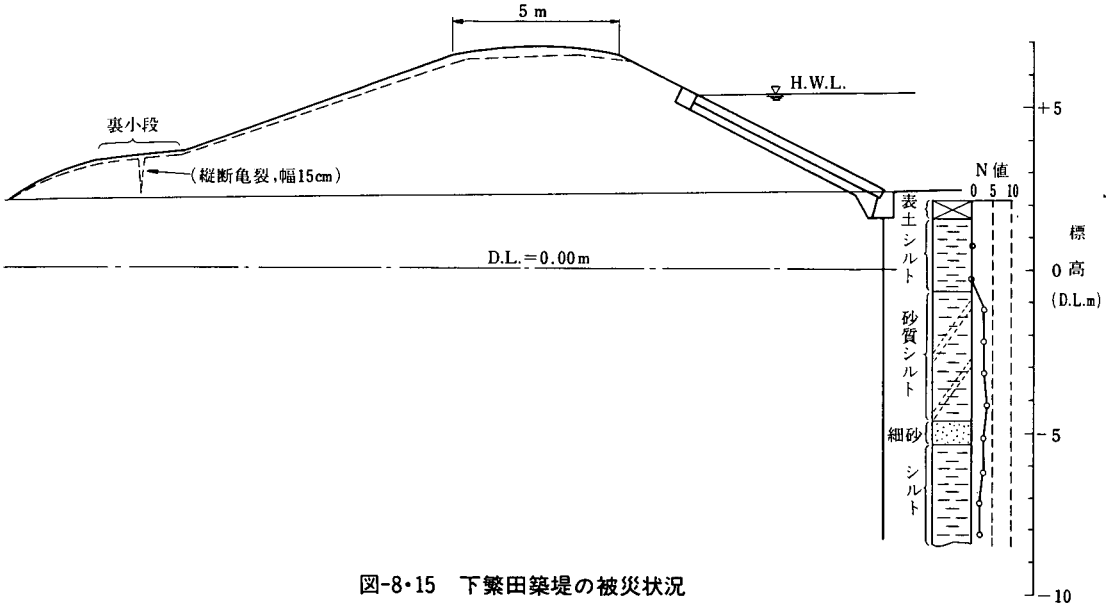


図-8･15　下繁田築堤の被災状況

盤では噴砂が見られた。

(13) 五所川原築堤

右岸15.5km～17.5kmにおいて，5箇所，総延長734mで堤防に被害を生じた。被害はいずれの箇所も天端に縦断亀裂が生じた。このうち藻川地区の16.4km＋28m～16.4km＋96mの区間では天端中央に最大幅36cm，段差60cmの亀裂が走り，堤外側へすべり込むような被害を生じた(写真-8・9)。ちなみに，五所川原築堤のうち被害のあった区間についてはすべて堤内地の水田に噴砂が見られた。

(14) 大蜂川

大蜂川は岩木川中流部左岸平野を岩木川本川と平行に流下している河川であり，河川改修により昭和42年に岩木川44.5kmに合流する大蜂川放水路が完成し，その後，下流38km地点で岩木川に合流する第2の放水路が昭和57年に暫定通水されている。

今回被害があったのは下流側の放水路堤防2箇所，旧大蜂川の擁壁護岸1箇所である。

堤防の被害はいずれも天端に開口幅数cmの縦断亀裂が生じた程度であり，旧大蜂川の擁壁護岸は頭部に幅10cm程度の水平亀裂を生じた。

3.2.3 米代川

(1) 中島地区

中島地区は米代川左岸最下流部に位置し，米代港を本川と分離するような形で築堤されている。そのため，今回地震においては，地震動による被害のみでなく，津波による被害も受けている。

まず，0.0km－27m～0.6km＋47m区間で三面張堤防に被害を生じた。ここでは，堤体天端が最大40cm程度沈下，表・裏法面のコンクリート格子張覆工が完全に崩壊し，アスファルト舗装の天端に縦・横断亀裂を生じた(写真-8・10)。代表的な被災断面を図-8・16に示す。この地点の基礎地盤は主に砂礫層であるが，根固め工の地震後のはらみ出し量から推定すると，その下部の止水矢板が相当変位したと考えられ，地震によりこの砂礫層が液状化したのではないかと推定される。また，コンクリート覆工及び舗装の被害は，津波により助長されたものと見られる。

また，中島護岸0.6km＋182m～0.6km＋198mの区間ではコンクリート格子張護岸の横格子に沿って水平亀裂，中折れ（相対沈下量30cm）を生じた。

中島第2築堤1.8km～1.8km＋100mでは堤体天端が沈下すると共に，アスファルト舗装された天端中央に縦断亀裂（最大幅30cm）を生じた（写真-8・11)。



写真-8・9 五所川原築堤の被災状況



写真-8・10 中島築堤の被災状況

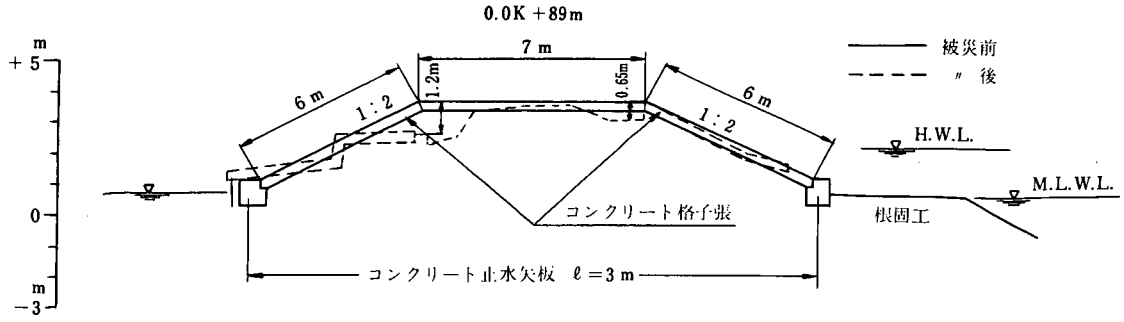


図-8・16 中島築堤の被災状況

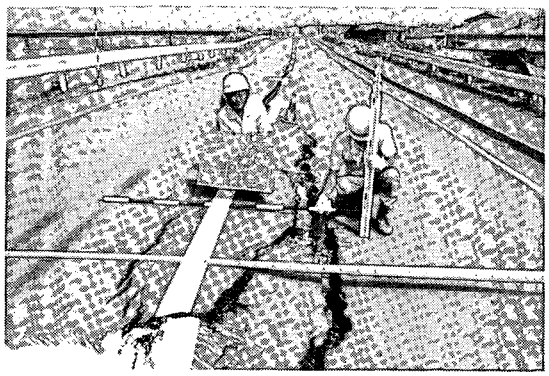


写真-8・11　中島第２築堤の被災状況

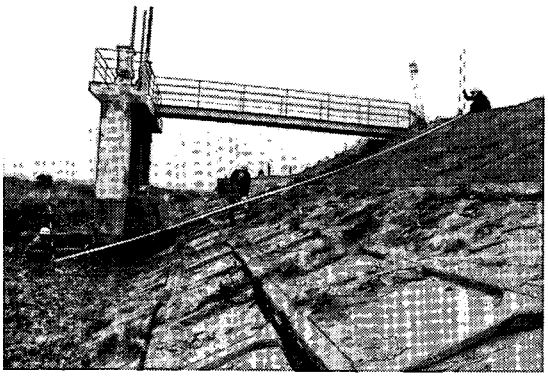


写真-8・13　中川原築堤の被災状況



写真-8・12　中川原築堤の被災状況



写真-8・14　中川原築堤の被災状況

(2)　中川原築堤

左岸2.8km＋80m～3.2km＋25m区間において堤防・護岸等に大きな被害を生じた(写真-8・12, 8・13, 8・14)。

この地点は旧桧山川が本川に流入する所を締切って築堤された所であり，桧山川排水樋門が設置されている。

被害は写真-8・12, 8・13, 8・14に見られるように，天端の沈下，堤体天端・堤内側小段・高水敷に大規模な亀裂が縦横に走り，樋門直上部の堤体に２本の横断亀裂（幅20～30cm）が生じた。また，堤内外地地盤には多くの噴砂が見られた。

図-8・17は地震発生後に東北地方建設局により当該地点について実施された土質調査の結果であり，堤内側法尻を測線として縦断的に示している。この図で地質層序は，大まかに上から，盛土・上部砂層・上部砂礫層・上部砂層・下部粘土層・下部砂層となっている。また，桧山川現河道幅に対応する区間の盛土直下には，上部砂層を削って粘土層が堆積していることが分かる。なお，桧山川河岸は数十年前までは貯木場として機能しており，築堤はその後になされたということであり，これより，この粘土層は桧山川の堆積作用により比較的新しい時期に形成されたものであり，その後，一部河床掘削を行い築堤がなされたものとも判断される。しかし，その粘土層以深においては，桧山川現河道の堆積作用を反映するような地層状況は特に見られず，周辺部を含めての地層の形成過程は明らかでない。

次に，N値及びダッチコーンによる q_c 値の深度方向分布より，比較的軟弱な層は桧山川現河道幅の浅い位置に存在する粘土層及び上部砂質土層であることが分かる。

今回の被害は，被害の範囲，天端沈下量の縦断方向変化，及び堤内外地盤における大規模な噴砂現象の事実より，主に上述の軟弱粘土層の存在及び上部砂質土層の液状化に起因するものと推定される。

次に，堤体開削時に堤体内部の土質分布及び亀裂の発生状況を観察調査した結果を写真-8・15，図-8・18に示す。図-8・18で，天端及び堤内地小段表層の砂礫層は大部分が緊急応急復旧により切り返し盛土施工された

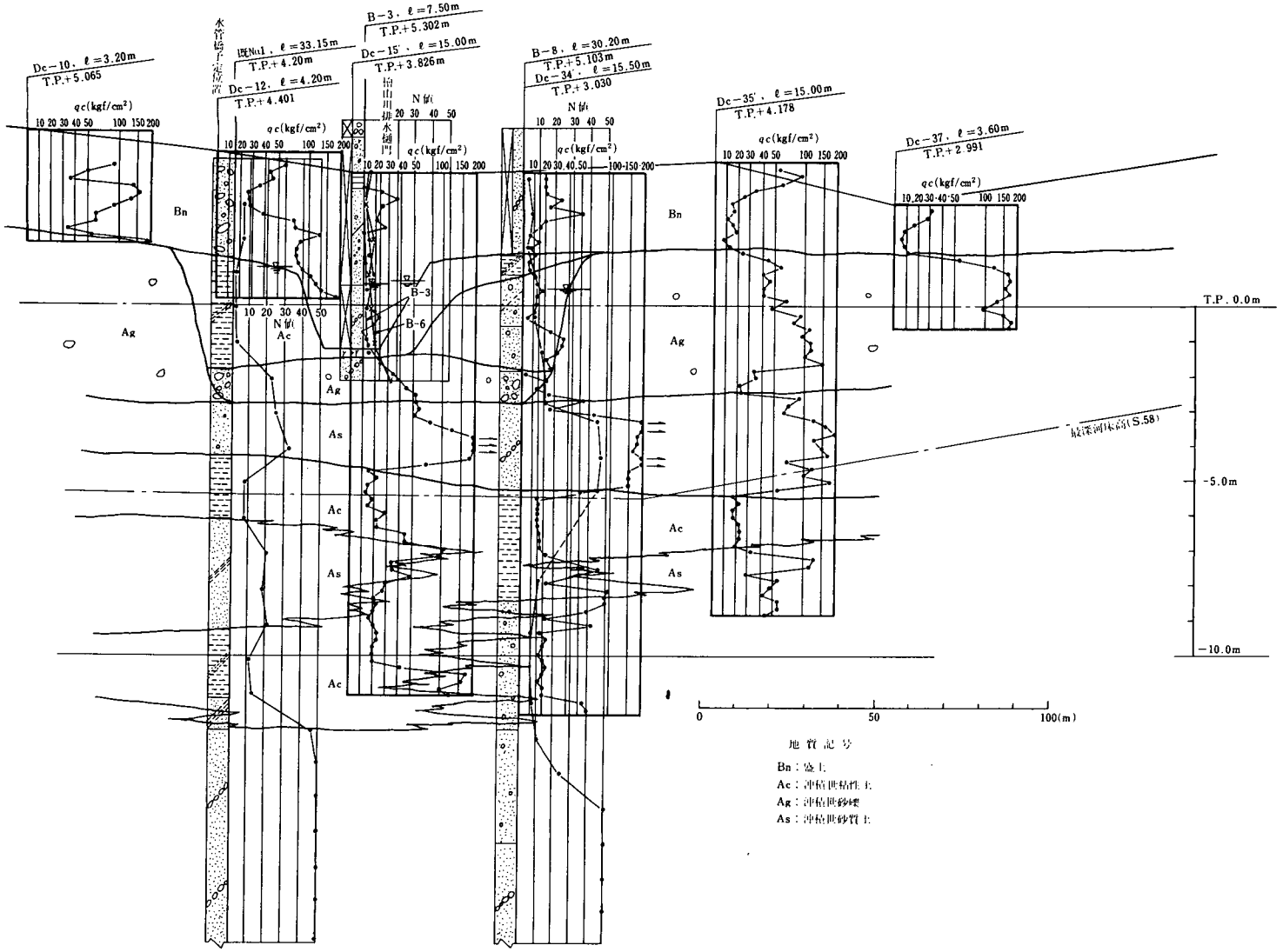


図-8･17　中川原地区基礎地盤の地質断面図(堤防縦断方向)

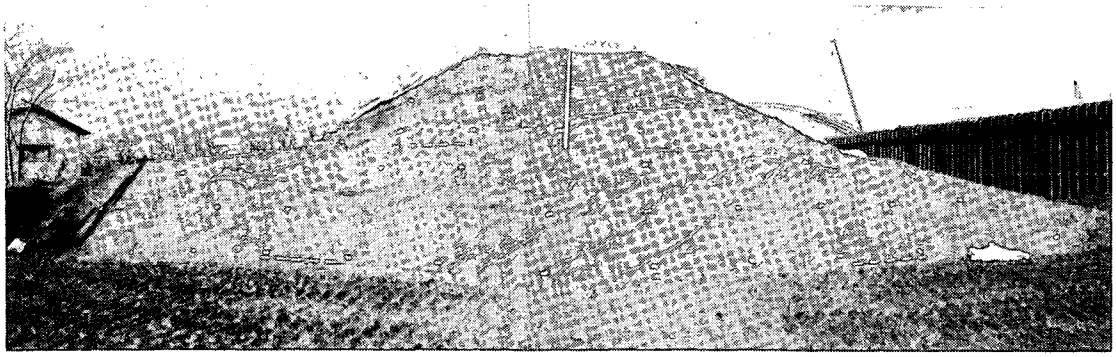


写真-8・15　中川原築堤の地震後の開削断面

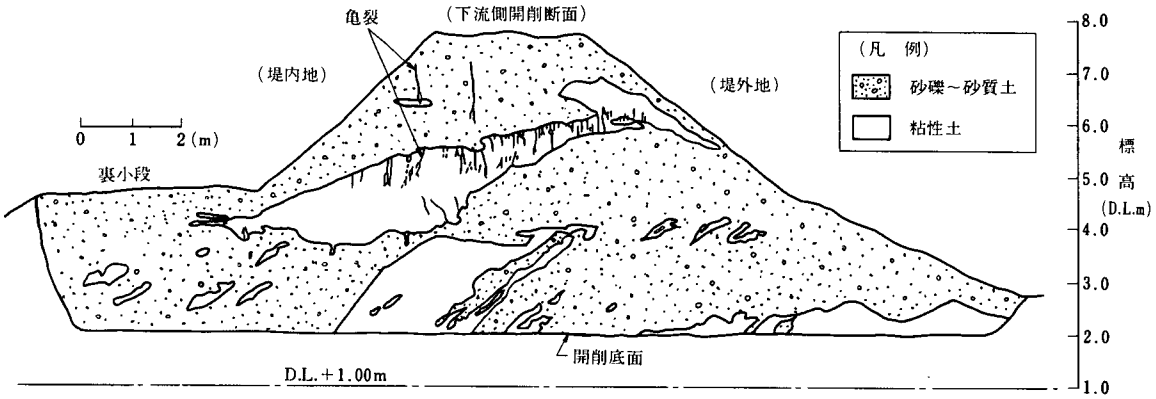


図-8・18　中川原築堤の地震後の開削断面図

ものであるが，それ以外の部分は地震後の状態を保っている。この図によれば，天端で観察された亀裂（写真-8・14参照）は，天端から約３mの深さにまで達しており，天端で数条の亀裂であっても，堤体内部では数多くの微細な亀裂が生じていることが分かる。また，シルト層内では亀裂がよく観察されるが，砂礫層内ではそれに連続する亀裂はほとんど観察されない。これは，砂礫土が亀裂を顕在化させにくいためであり，天端直下の砂礫層は地震により緩んだ状態になっているものと考えられる。

なお，当該地点は，前述したように，地震発生後に詳細な土質調査が実施されており，被災の原因究明等今後の成果が期待される。

(3)　道地築堤

左岸10.45km＋42m～10.8km＋22m区間において天端中央及び堤外側法肩に２本の縦断亀裂が走った（写真-8・16）。

(4)　扇田護岸

コンクリート格子張護岸が全体的に数cm程度沈下し，

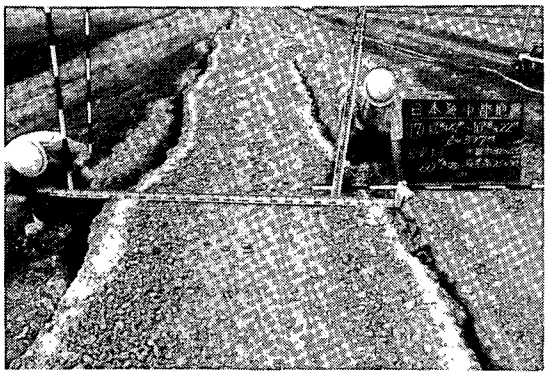


写真-8・16　道地築堤の被災状況

縦格子に微細な亀裂が走った。

(5)　落合地区

落合地区は右岸最下流部に位置しており，地盤は砂丘及び氾濫平野等に属し堤内地地盤高は低い。この地区の河川施設は河口から2.1kmの区間内で，堤防，高水・低水護岸及び樋管が被害を受けた。ただし，この地区



写真-8・17 落合護岸の被災状況

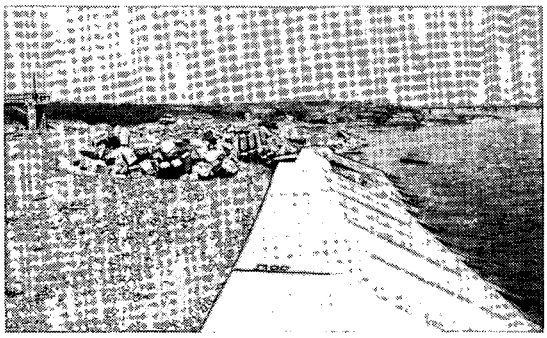


写真-8・18 落合護岸の被災状況

の護岸の被害については，目撃，痕跡，あるいは被害の形態から，津波の遡上による影響が大きく作用したものと推定されている。

0.2km＋14m～0.6km＋115m区間で堤防が沈下すると共に，表及び裏法面がすべりを生じ，法肩には亀裂・段差を生じた。また，落合第1排水樋管の護岸が亀裂・沈下を生じ，呑口・吐口の継手が10cm程度開口した。周辺の堤内地にはいたるところに噴砂が見られた。

落合護岸0.6km＋185m～1.0km＋140m区間では，コンクリート格子張低水護岸の格子がずれ落ちると共に，コンクリート版の多くが流出し，裏込め土砂も相当洗堀された（写真-8・17）。また，高水敷に敷設された天端保護工の連節ブロックが砂防マットごとめくり取られた（写真-8・18）。これらは地震動により護岸が変形した後に，津波の押し引きにより被害が拡大したものと判断される。また，落合第2排水樋管の位置する堤体の天端に，樋管沿いの横断亀裂が見られた。

落合第2護岸ではコンクリート格子張低水護岸の水平継目が5cm程度開口し，落合第3・第4護岸ではそれぞれコンクリートブロック張，コンクリート張の高水護岸が滑落した（写真-8・19）。

(6) 吹越地区

この地区では2箇所で被害が生じた。この地区の堤

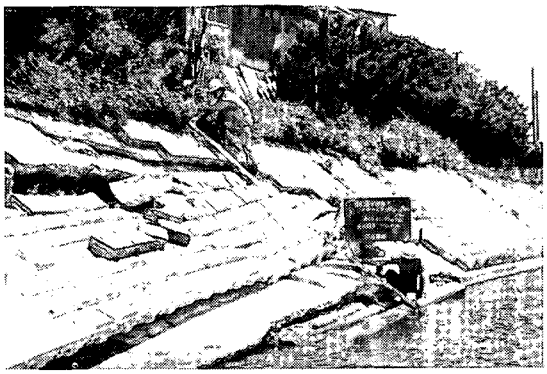


写真-8・19 落合第3護岸の被災状況

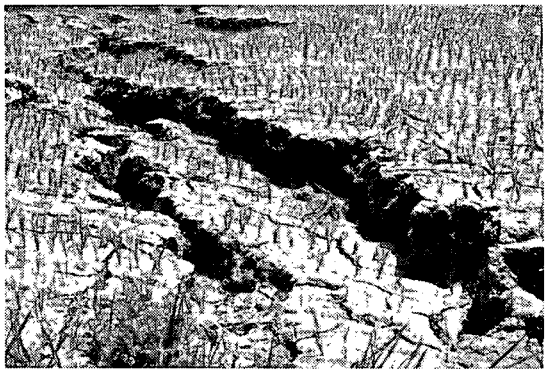


写真-8・20 吹越地区堤内地の亀裂発生状況

防は暫定堤防であり，後背地を包むような線形で築堤されていることもあり，通称「御囲い堤」と呼ばれている。堤高は低く，コンクリート格子張護岸工が施されている。

まず，2.8km＋20m～2,8km＋140m区間では護岸工の格子張頂部を残してコンクリート版及び格子ともに大きく崩れ落ち，開口幅30cm，段差10cmに達した。また，堤体天端には幅20cmほどの縦断亀裂が発生した。一方，この背後地の水田・草地においては噴砂・地割れ・地盤の隆起が著しく，幅50～100m，長さ300mの区域で数多くの噴砂・亀裂が確認された（図-8・19，写真-8・20）。

吹越第2護岸3.2km＋195m～3.4km＋105m区間では天端に幅5cmの縦断亀裂が生じると共に，コンクリート格子張及びブロック張護岸のずり落ちが生じた。

(7) 朴瀬（ほのきせ）護岸

コンクリート格子張工の下段コンクリート天端が15～40cm沈下し，開口を生じた。

(8) 久喜沢川樋門排水路

排水路のコンクリートブロック張の法面がすべり・

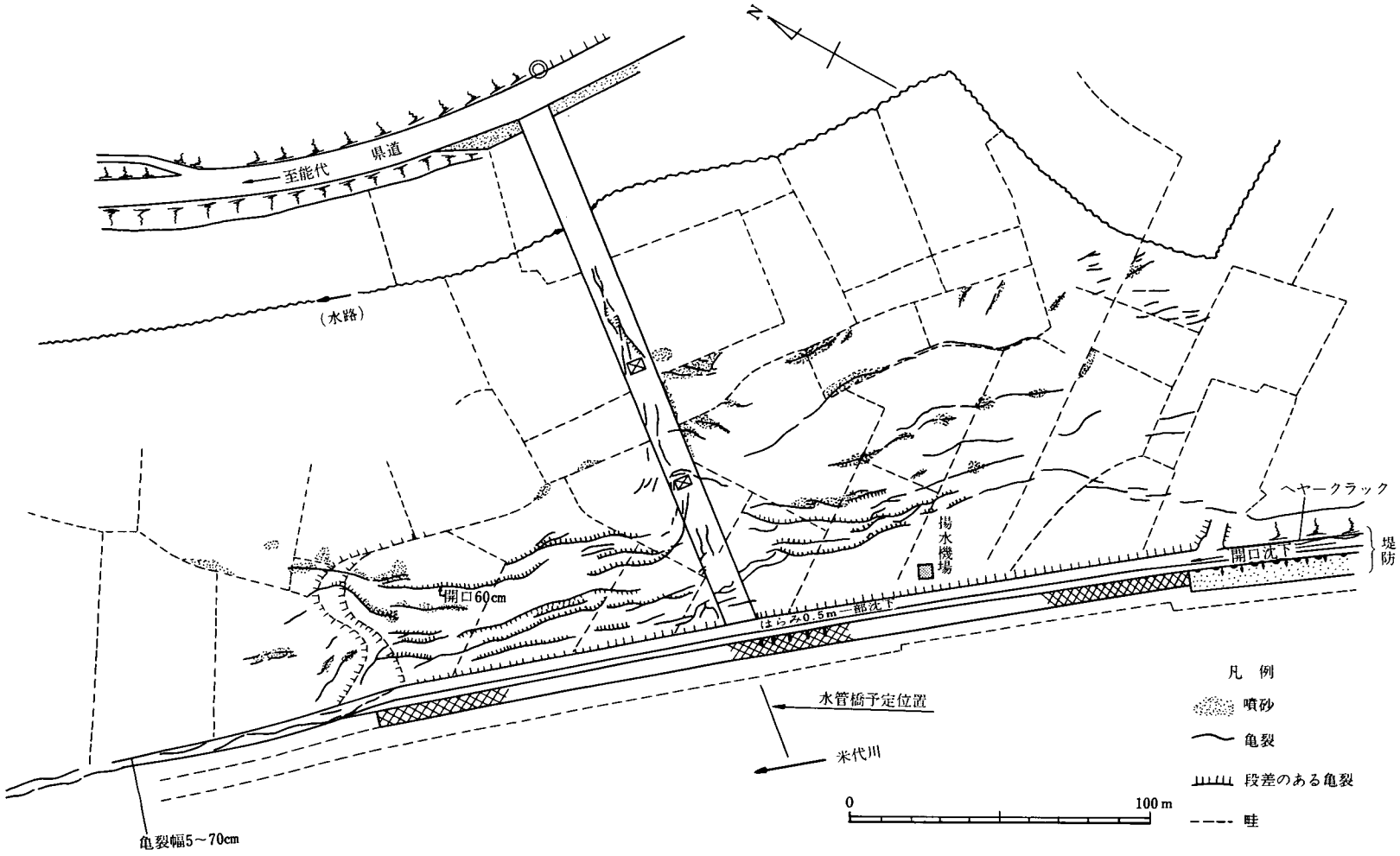


図-8・19　吹越地区の被災状況

沈下を生じ，水路の一部には隆起が見られた。また，樋門直上部の堤体天端には横道方向に微細な亀裂が見られた。

(9)　産物築堤

11.2km＋5 m～11.2km＋205m区間で堤防天端に幅1～8 cmの縦断亀裂，1箇所に幅1 cmの横断亀裂が発生した。

(10)　今泉地区

今泉第1～第4築堤で各々延長100，5，15，158mにわたり堤体天端に縦断亀裂を生じた。

(11)　小猿部川

本川は米代川右支川であるが，合流点から約1.6km～1.8kmの右岸堤防で2箇所，延長がそれぞれ20m，17mにわたって小規模な縦・横断亀裂を生じた。特に，横断亀裂が発生した条件として，各々の箇所についてそれぞれ地盤が旧河道の境界部に当たること，坂路取付部であることを指摘できる。

3.2.4　雄物川

(1)　割山護岸

当地区は旧雄物川を締切った部分のほぼ下流端に該当する。被害は**写真-8・21**に示すように，コンクリートブロック張低水護岸のはらみ出し及び縦・横継目の亀裂が生じた。また，背後の高水敷及び堤防を越えた堤内側高水敷（旧雄物川）には，旧雄物川河道方向にほぼ沿った大きな地割れ・噴砂が数多く見られた（**写真-8・22**）。この地区の堤防及び護岸の断面形状，地質柱状図を図-8・20に示す。これより，地表から深さ10mの範囲にN値のきわめて低い緩い細砂が堆積しており，この層の液状化により被害が生じたものと推察される。

なお，堤防の両側の高水敷には相当の地盤災害があったにもかかわらず，堤防本体に何らの被害も発生しなかったが，今後その理由について明らかにする必要があろう。

(2)　牛島堤防

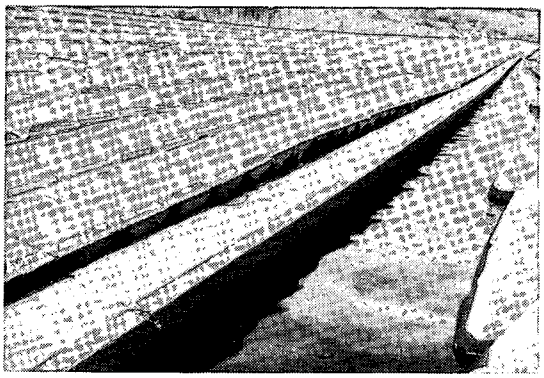


写真-8・21　割山護岸の被災状況



写真-8・22　割山地区堤内側高水敷の亀裂・噴砂発生状況

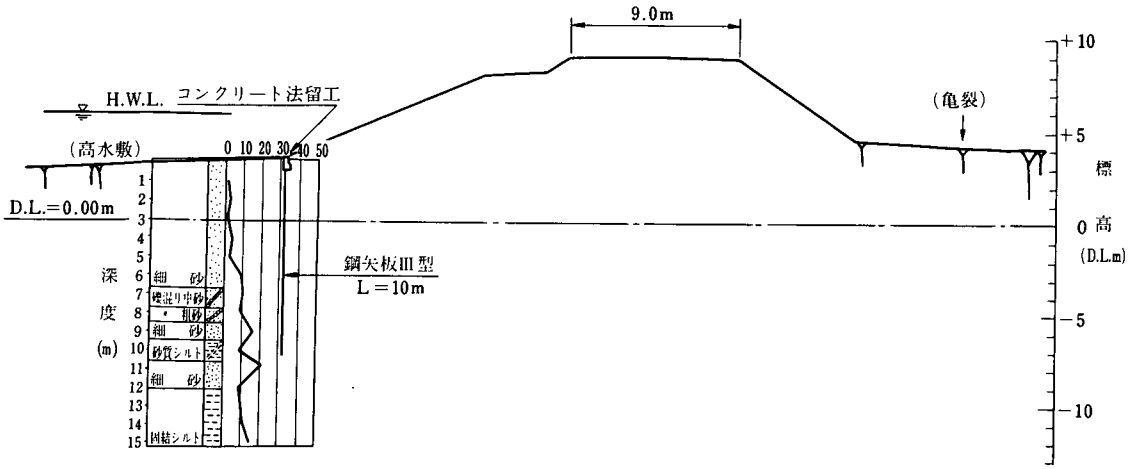


図-8・20　割山地区基礎地盤の土質断面図

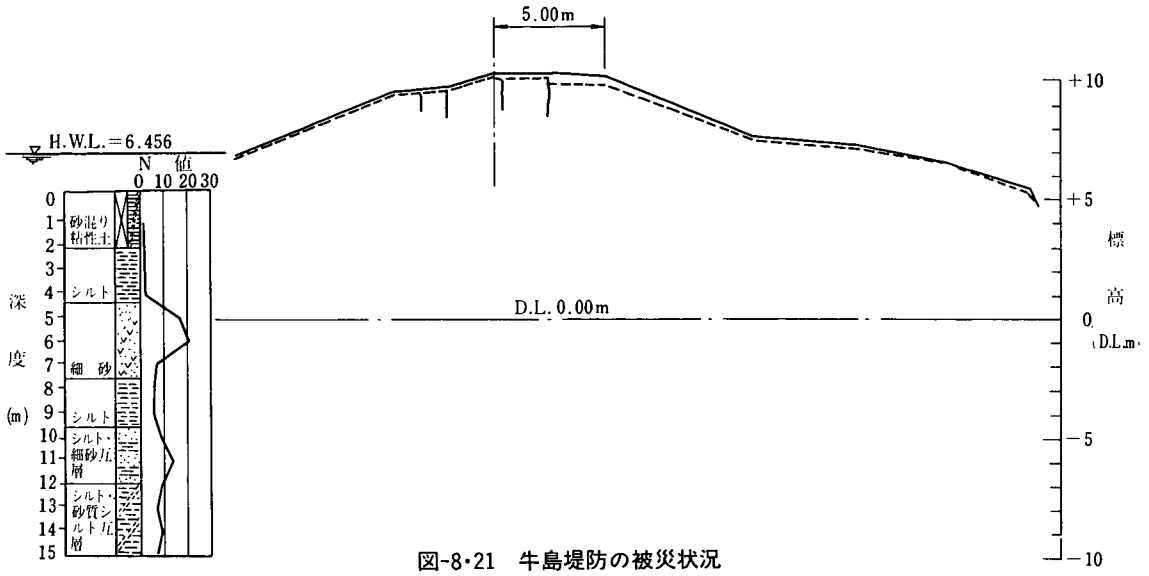


図-8・21　牛島堤防の被災状況

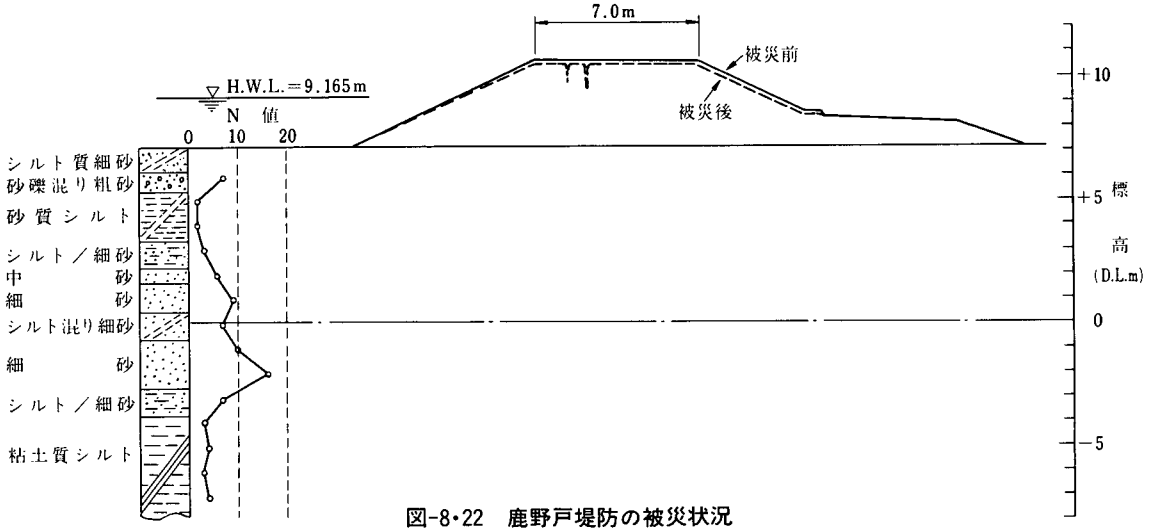


図-8・22　鹿野戸堤防の被災状況

右岸 CS64～CS66＋30 m区間で堤防天端に数条の縦断亀裂が生じ，天端が最高30cm沈下した（図-8・21）。

(3)　鹿野戸堤防

右岸 CS204＋30 m～CS209 区間で堤防天端及び裏法面に縦断亀裂，段差を生じた（図-8・22）。

(4)　刈和野特殊堤

61.8km＋90m～61.8km＋187m区間でコンクリート格子張法覆工の縦格子が水平継目で破損・開口すると共に，法覆工が前面に変位して盛土との間に空洞を生じるという被害があった。

3.2.5　最上川下流

(1)　宮野浦地区

左岸の 2 地点で高水敷の天然河岸が崩壊流失し，高水敷幅を小さくした。これは主に津波の影響で生じたものである。

(2)　新堀堤防護岸

毒蛇排水樋管のコンクリート格子張取付護岸がわずかに沈下，横格子に沿った亀裂が見られた。

(3)　相沢川

最上川右支川相沢川の捷水路掘削法面が 2 箇所，計110mにわたって図-8・23に示すようにすべり崩壊を生じた。この地点は同図に示すように背後地が水田となっており，堤体内の地震時水位も高かったことが予想され，また，堤体土質が腐食土を一部混入する粘性土であったことから，常時でも安定性の低い法面に地震動が作用したことにより，すべり破壊を生じたものと

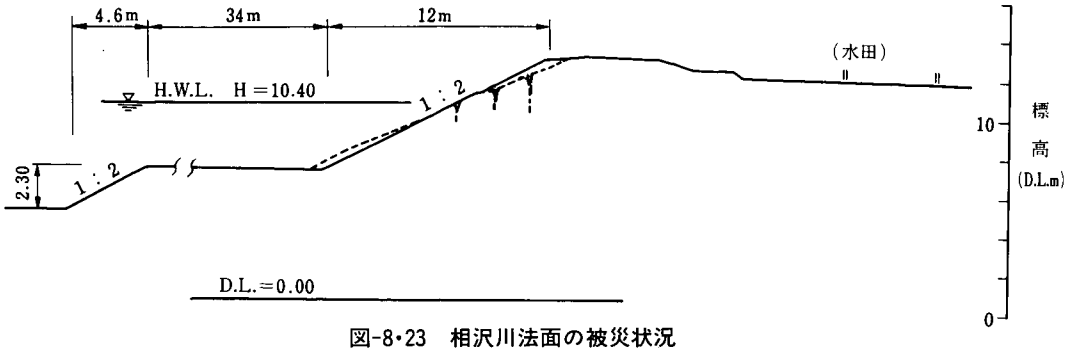


図-8・23 相沢川法面の被災状況

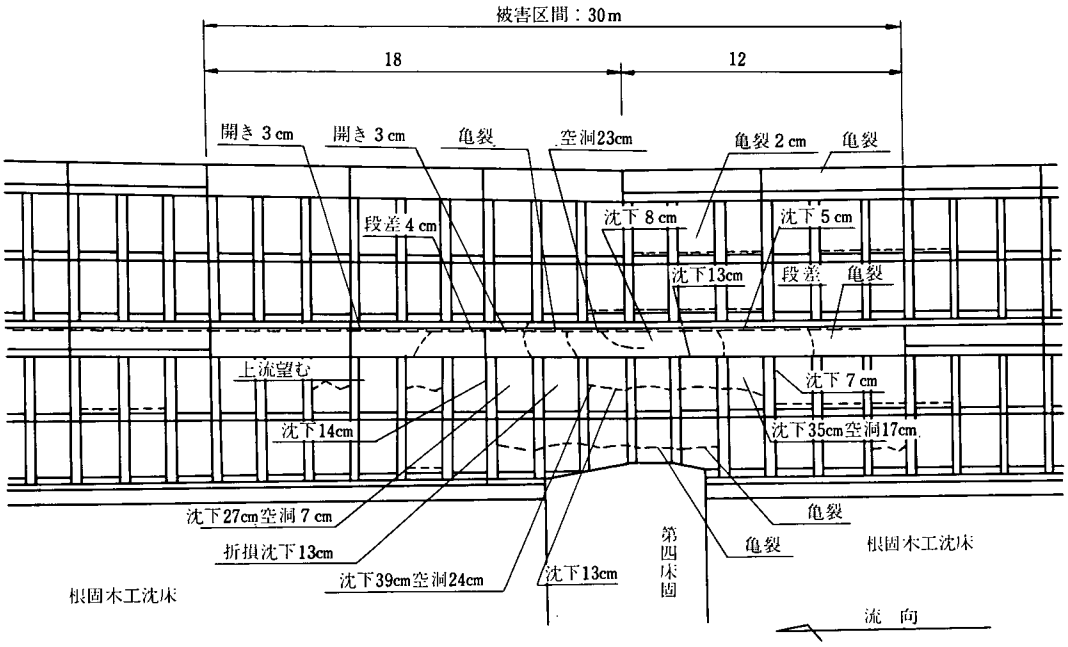


図-8・24 浜中護岸の被災状況

推察される。

3.2.6 赤川

(1) 浜中護岸

赤川は，以前支川大山川と共に最上川に合流していたが，大正10年から昭和11年にかけ，砂丘地帯を開削し，直接日本海に流入するよう浜中地区放水路が作られた。今回被害があったのは，第4床固めに接する右岸コンクリート格子張護岸であり，図-8・24に示すように，主に床固めに近い範囲で水平亀裂が発生し，その他コンクリート版の沈下，護岸裏に空洞が生じた。これらの被害は，護岸及び斜面が地震により何らかの変形をしようとしたのに対し，剛な床固工が存在したため応力集中を生じたことによるものも考えられる。

3.3 堤防の被害の特徴

本節では，3.2に示した直轄河川堤防の被害について，いくつかの特徴を指摘することとする。

3.3.1 堤防の被害の生じた範囲

図-8・1に既に示したように，今回の地震による直轄河川堤防の被害は，馬淵川の1箇所を除き，震央距離にしておおむね150kmの範囲内に発生したことが分かる。そこで，次に堤防の被害率と震央距離とはどのような関係があるか調べてみる。

表-8・3は，震央距離10km区間ごとに，表-8・2に示した堤防被害延長（簡単のため，護岸のみの被害，あるいは構造物等の被害も含む），及び堤防総延長をそれぞれ単純集計し，各河川ごとに示したものである。この表より，堤防延長に対する被害延長の比で定義する被害率を求め，震央距離に対して示したものが図-8・25である。なお，同図には，集計方法が若干異なるが，過

表-8・3　河川別・震央距離別の堤防被害延長及び総延長

震央距離** / 河川名	被害延長*/堤防総延長(km/km) 90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200(km)	計
馬淵川												0.025 / 9.0	0.025 / 9.0
岩木川					2.018 / 71.3	3.820 / 31.5							5.838 / 102.8
米代川	1.945 / 4.7	1.327 / 18.7	0 / 14.7	0.315 / 13.3	0 / 8.0	0.086 / 15.3							3.673 / 74.7
雄物川				0.100 / 6.3	0.400 / 27.9		0.093 / 0.5	0 / 2.2	0 / 38.2	0 / 24.2	0 / 9.5		0.593 / 108.8
最上川										0.150 / 11.0	0.146 / 24.9	0 / 171.1	0.296 / 207
赤　川											0.016 / 23.5	0 / 36.5	0.016 / 60
計	1.945 / 4.7	1.327 / 18.7	0 / 14.7	0.415 / 19.6	2.418 / 107.2	3.906 / 46.8	0.093 / 0.5	0 / 2.2	0 / 38.2	0.150 / 35.2	0.162 / 57.9	0.025 / 216.6	10.441 / 562.3

＊　災害復旧事業として採択された被害延長　　＊＊　(N40.4°, E138.9°)を採用

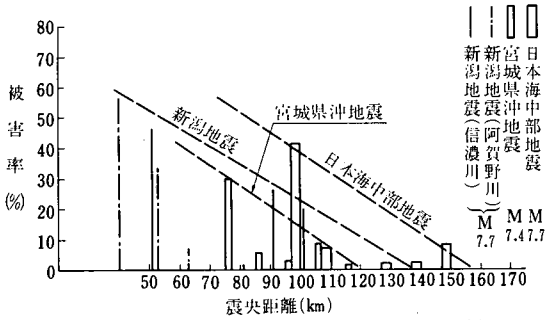


図-8・25　震央距離と堤防の被害率の関係

去の地震における結果も併記している[2]。この図より，被害率は大まかに見れば震央距離と共に小さくなること，震央距離が200kmを超える馬淵川の被害箇所は流水によって既に崩壊していた可能性のあることを考慮し，これを除外すれば，今回の地震による堤防被害は震央距離150kmの範囲であることが分かる。同図に併記した過去の地震被害例でもほぼ同様の傾向が見られ，これらのことより，各々の地震において堤防の被害の発生し始める最大加速度を，震央距離と最大加速度の関係を用いることにより，大まかに推定することができよう[2,3]。

3.3.2　堤防の被害と地盤の関係

堤防の地震被害は上述の地震動の大きさ並びに，基礎地盤の条件が支配的要因であり，その条件は微地形とある程度対応付けられることが過去の地震災害調査報告[4]で明らかにされている。そこで，ここでも同様の整理を試みることにする。

表-8・4は，今回被害のあった直轄河川の堤防被害延長及び堤防延長を河川別・微地形分類別に各々集計し，さらに，前述の定義による被害率を求め，合せて示したものである。ここに，微地形分類は「治水地形分類図[5]」を用いて行った。なお，同表中の堤防延長は**表-8・3**のそれと若干異なるが，これは各々作成年の異なる図面を集計作業に用いたためである。いずれの表も地震発生当時の堤防延長を正確に表していないが，ここで行っている分析に大きな差は及ぼさないと考えられる。

図-8・26は**表-8・4**に示した被害率を微地形ごとに示したものである。

表-8・4より，米代川，岩木川で被害率が高いこと，また，図-8・26より干拓地，旧河道・旧落堀，旧川微高地に分類される基礎地盤上の堤防の被害率が相対的に高いことが分かる。これらの地盤は一般に軟弱な堆積層を有していることが多く，軟弱な地盤上の堤防は地震被害を受けやすいことが明らかである。

3.3.3　堤防の被害と液状化の関係

今回の地震被害の大きな特徴として，地盤の液状化によるものが多かったことが挙げられる。

表-8・2に示した被害箇所のうち，津波の影響による被害があったと考えられるものを除く被害箇所数，及びそのうち近傍で噴砂の認められた箇所数を数えると**表-8・5**のようであり，岩木川で特に地盤の液状化による堤防の被害が著しかったこと，さらに，被害箇所に対する噴砂発生率は44%であったことが分かる。

次に，前記(2)とも関連するが，上記被害箇所について微地形分類別に被害箇所数と噴砂発生箇所数を集計してみると**表-8・6**のようになる。ただし，この表の被害箇所数は**表-8・5**よりも多くなっているが，これは一連の被害箇所がいくつかの微地形にまたがっているものを重複して数えたためである。この表より，明らかに旧河道・旧落堀及び旧川微高地に分類される地盤上の堤防の被害は，そのほとんどに液状化が関与してい

表-8・4 基礎地盤種別の堤防の被害

河川名		微地形分類										
		自然堤防	旧川微高地	扇状地	砂丘	旧河道・旧落堀	氾濫平野	旧湿地	干拓地	台地	その他**	計
馬淵川	被害延長(km)	—	—	—	—	—	0.025	—	—	—	—	0.025
	堤防延長(km)	0.2	—	—	0.4	1.1	8.9	0.4	—	—	—	11.0
	被害率(%)	—	—	—	—	—	0.3	—	—	—	—	0.2
岩木川	被害延長(km)	0.058	1.359	—	—	1.696	1.404	—	1.321	—	—	5.838
	堤防延長(km)	17.5	31.65	1.8	0.2	9.6	37.2	10.1	6.95	0.3	—	115.3
	被害率(%)	0.3	4.3	—	—	17.7	3.8	—	19.1	—	—	5.1
米代川	被害延長(km)	0.139	1.017	—	—	0.350	1.318	—	—	—	0.849	3.673
	堤防延長(km)	3.2	8.9	—	1.2	7.35	37.35	0.3	—	1.2	2.0	61.5
	被害率(%)	4.3	11.4	—	—	4.8	3.5	—	—	—	42.5	6.0
雄物川	被害延長(km)	—	—	—	—	0.193	0.400	—	—	—	—	0.593
	堤防延長(km)*	3.75	0.45	—	—	0.65	12.05	—	—	—	—	16.9
	被害率(%)	—	—	—	—	29.7	3.3	—	—	—	—	3.5
最上川*	被害延長(km)	—	—	—	—	0.186	0.110	—	—	—	—	0.296
	堤防延長(km)	1.4	8.2	—	—	12.3	31.2	—	2.5	—	—	55.6
	被害率(%)	—	—	—	—	1.5	0.4	—	—	—	—	0.5
赤川	被害延長(km)	—	—	—	0.016	—	—	—	—	—	—	0.016
	堤防延長(km)	3.75	6.7	—	6.0	8.25	33.8	—	0.6	—	—	59.1
	被害率(%)	—	—	—	0.3	—	—	—	—	—	—	0.0
計	被害延長(km)	0.197	2.376	—	0.016	2.425	3.257	—	1.321	—	0.849	10.441
	堤防延長(km)	29.8	55.9	1.8	7.8	39.25	160.5	10.8	10.05	1.5	2.0	319.4
	被害率(%)	0.7	4.3	—	0.2	6.2	2.0	—	13.1	—	42.5	3.3

*) 下流部のみを集計した。
**) 微地形分類に属さないもの（例えば現河道内構造物など）。

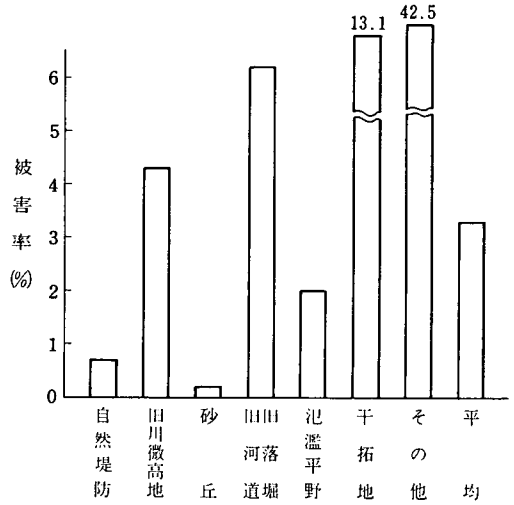


図-8・26 基礎地盤種別と堤防の被害率

表-8・5 堤防被害箇所における噴砂発生率

河川名	被害箇所数	噴砂のあった箇所数	噴砂発生率
馬淵川	—	—	—
岩木川	24	15	62%
米代川	21	8	38%
雄物川下流	4	1	25%
雄物川上流	1	0	0%
最上川下流	2	0	0%
赤川	1	0	0%
計	53	24	45%

たことが指摘される。

地盤の液状化と堤防の被害の関係については，地盤の液状化ポテンシャルの評価法も含めて，液状化の程度と堤防の被害の程度がどのような関係にあるかといった点について今後更に調査検討する必要があると考えられる。

3.3.4 堤防横断亀裂の発生箇所

堤防に横断亀裂が発生すると，堤防の止水機能は著しく阻害されるものと考えられる。そこで，ここでは，今回の地震で横断亀裂がどのような場所に発生したか調べてみることにする。

堤防の横断亀裂は基礎地盤を含めた堤防条件及び地震時挙動が堤防方向に不連続であるために生ずるものと考えられるため，基礎地盤及び堤体構造に着目し，各々の該当箇所を調べてみたのが表-8・7である。

この表より，全25箇所のうち，基礎地盤が旧河道あるいはその他との境界部に属するものが20箇所，また，堤体に構造的な変化があるものが19箇所となっていることが分かる。写真-8・2，8・4，8・6，8・12はそれらの典型例である。従って，横断亀裂は基礎地盤が旧河道かその境界部である所，及び堤体構造が堤防方向に変

表-8・6　堤防被害箇所における噴砂発生率（微地形分類別）

河川名＼微地形分類	自然堤防	旧川微高地	砂丘	旧河道・旧落堀	氾濫平野	干拓地	その他	合計	比率(%)
岩木川	1/2	5/7	—	10/11	5/9	1/2	—	22/31	71
米代川	0/3	3/3	—	2/2	5/13	—	0/2	10/23	43
雄物川下流	—	—	—	1/1	0/3	—	—	1/4	25
雄物川上流	—	—	—	0/1	—	—	—	0/1	0
最上川下流	—	—	—	0/1	0/1	—	—	0/2	0
赤川	—	—	0/1	—	—	—	—	0/1	0
合計	1/5	8/10	0/1	13/16	10/26	1/2	0/2	33/62	53
比率（%）	20	80	0	81	38	50	0	53	

注）表中，上段，下段の数値はそれぞれ噴砂発生箇所数，堤防被害箇所数を示す。また，2種以上の微地形分類にまたがる箇所は重複して数えている。

表-8・7　堤防横断亀裂発生箇所の分類

堤体構造＼基礎地盤	構造的な変化あり				なし	計
	横断構造物	坂路取付部	道路交差部	断面形状変化部		
旧	4	2	1	2	1	10
旧＋旧川	0	1	1	0	3	5
旧＋氾	0	2	0	0	1	3
旧＋砂	1	0	0	0	0	1
旧＋台	1	0	0	0	0	1
氾	2	0	0	0	1	3
旧川＋氾	0	0	1	1	0	2
計	8	5	3	3	6	25
	19					

化している所に発生しやすいということが指摘できる。

3.3.5　堤防の被害の形態

3.2で示したように，堤体及び護岸の被害にはさまざまな形態のものが見られた。

ここではそれらの被害形態を整理してみることとする。

(1)　堤体の被害の形態

堤体の被害には次のようなものが見られた。

（堤体の種類）　（被害の形態）

土　堤……天端の沈下，天端・法面・小段における縦断亀裂・開口・段差，横断亀裂・開口・段差，天端を含む法面すべり・陥没，法面のすべり　等

特殊堤……パラペットウォール式護岸堤防の沈下・傾斜・滑動・ずれ・亀裂，裏込め土の沈下・陥没・亀裂，護岸裏の空洞化　等

コンクリート躯体式堤防の滑動・ずれ・沈下，裏込め土の沈下・陥没・亀裂　等

堤体が被災した各箇所では，一般に上記の被害の形態のうちいくつかが複合して発生したが，原形を留めないほどの被害を生じたものはなかった。

(2)　護岸の被害の形態

護岸の被害には，高水護岸，低水護岸を含めて，次のようなものが見られた。

（護岸の種類）　（被害の形態）

コンクリート格子張護岸……全体的な沈下・滑動(ずり落ち)・中折れ（陥没・はらみ）・崩壊，縦格子・横格子の亀裂・折損・開口，コンクリート版の沈下・亀裂，空洞化　等

コンクリートブロック張護岸……全体的な沈下・滑動・陥没・はらみ，継目地の開口，空洞化　等

ブロック積・石積護岸……縦横亀裂，滑落，陥没，はらみ　等

コンクリート張護岸……亀裂・滑落崩壊　等

その他……法留工の亀裂・前傾・護岸との開き　等

今回の護岸の被害には，堤体の被害を伴うもの及び伴わないものの双方があるが，被害の程度としては，概して堤体に被害の生じた箇所の護岸の被害が大きいという印象を受けた。

3.4 堤防の災害復旧工法

他の土木構造物と同様，堤防においても地震災害発生後直ちに被害調査を行い，それに基づいて緊急応急復旧及び本復旧の措置がとられた。

堤防の災害復旧は予算的には，被災の程度・重要性・復旧費等を勘案して，災害復旧事業費で対応するもの，維持費で対応するものに分けられた。前者については，さらに，本復旧のみを行うもの及び緊急応急復旧を行うものに分けられる。ただし，維持事業で対応することとなった被害箇所については，現在のところその実態が明らかでないので，ここでは言及しないこととする。

復旧の時間的対応について言えば，緊急応急復旧はおおむね昭和58年6月10日で完了し，本復旧は昭和58，59年度の2箇年で対応することとなっている。

以下，緊急応急復旧及び本復旧工法について概説することとする。

なお，復旧工法の選定等については，1978年宮城県沖地震における災害復旧の経験に基づき，東北地方建設局で試作されている復旧工法マニュアル案[6]が大いに参考されたことを特に付言する。

3.4.1 緊急応急復旧

緊急応急復旧及び本復旧が行われた箇所について，被災の概況及び復旧工法の実態をまとめて表-8・8に示す。

緊急応急復旧工法は，緊急性と経済性を考慮し，被災状況に応じて次に示す工法のいずれかが用いられている。

① H.W.L.までの土のう積み
②亀裂部の部分切り返し
③亀裂部の穴埋め盛土
④護岸工の開口部へのモルタル中詰

各工法の概要を図-8・27に示す。

表-8・8を見ると，緊急復旧工法としては「土のう積」と「部分切り返し」の併用例が多い。これは，堤防の被災形態として堤体亀裂の発生が多いためである。

また，被害の状況に応じて，どのような復旧工法を採用するかという判断は重要であるが，ここでは，岩木川堤防において用いられた判断基準の一部を示す。

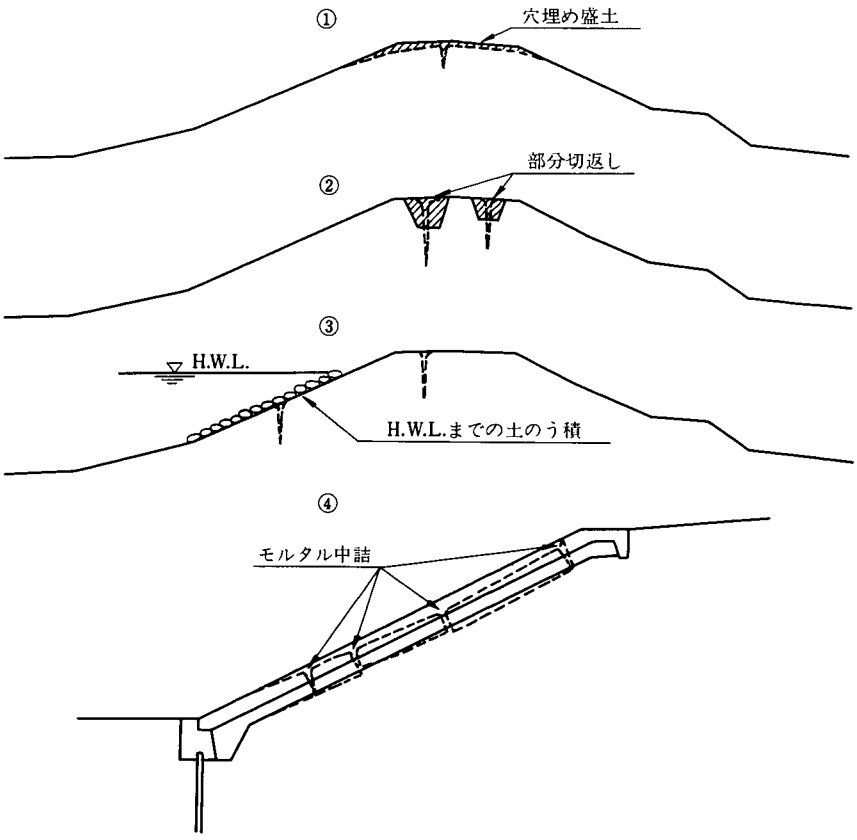


図-8・27 緊急復旧工法の種類

表-8・8　復旧工法の実態

河川名	箇所番号	被災延長(m)	被災状況							緊急復旧工法							本復旧工法				仮締切
			堤防			護岸			その他	土のう積み	部分切返し	盛土	亀裂詰め	切返し			法面覆工		止水矢板		
			亀裂	沈下	法面崩壊	亀裂	沈下	破壊						全面	部分	土量(㎥)	種別	延長(m)	種別	長さ(m)	
馬淵川	1	25															コンクリートブロック張	25			
岩木川	1	134					○										コンクリート導流堤	134			
	2	241				○	○	○									アスファルトマスチク導流堤	241	鋼矢板II型	4	
	3	58				○	○	○									コンクリート格子張	143			○
	4	83					○	○									コンクリート格子張				
	5	320					○										ブロック積	320	コンクリート矢板	3	
	6	730	○	○		○	○	○		○	○						囲繞堤かさ上げ	730			
	7	60	○	○		○	○	○		○	○						囲繞堤かさ上げ	60			
	8	965	○	○	○	○	○	○									パラペット打替え ブロック積パラペット	965			
	9	70	○	○						○	○	○		○		1,660	ブロック張	70	鋼矢板II型	10	○
	10	175	○	○	○					○	○	○		○		8,730	ブロック張	90	鋼矢板II型	10	○
	11	75	○	○	○					○	○	○		○		3,220	ブロック張	75	鋼矢板II型	10	○
	12	140				○	○	○									低水護岸 コンクリート格子張	60			○
	13	586	○			○	○	○		○	○			○		1,132	ブロック張	586	鋼矢板II型	10	○
	14	132	○			○	○	○		○	○			○		2,450	ブロック張	132	鋼矢板II型	10	○
	15	62	○							○	○						ブロック張	62	鋼矢板II型	10	
	16	307	○			○				○	○			○		2,621	ブロック張	307	鋼矢板II型	10	○
	17	138				○		○									低水護岸 コンクリート格子張	47			○
	18	20	○		○										○	470		138			
	19	285	○							○	○			○		285	ブロック張	165	鋼矢板II型	10	
	20	330	○							○	○						ブロック張	330	鋼矢板II型	10	
	21	105	○		○										○	1,680					
	22	333	○	○						○	○	○				15,740	ブロック張	165	鋼矢板II型	10	○
	23	68	○							○	○			○		678	ブロック張	69	鋼矢板II型	8	○
	24	78	○							○	○			○		3,190	ブロック張	78			○
	25	68	○							○	○			○		3,980	ブロック張	68	鋼矢板II型	10	○
	26	187	○							○	○						ブロック張	187	鋼矢板II型	9	
支川大峰川	27	37	○												○	1,450	コンクリート格子張	67			
大峰放水路	28	30	○																		
支川大峰川	29	21				○											擁壁工	21			
米代川	1	717	○	○		○	○	○		○	○	○	○	○		26,550	ロウタスユニ	717	鋼矢板II型	9	○
	2	16				○	○														
	3	16					○										コンクリート法留	10	鋼矢板II型	6	
	4	100	○	○		○					○		○	○		7,030	コンクリート格子張	100			○
	5	250	○	○		○	○			○	○	○	○	○		22,500	法枠ブロック	250	鋼矢板II型	11	○
	6	397	○							○	○			○	○	13,830	連節ブロック張	317			○
	7	86				○	○										コンクリート格子張	86	鋼矢板II型	3	
	8	500	○	○	○					○	○		○		○	12,610	コンクリート格子張 十字法枠 連節ブロック張	392	鋼矢板II型	5	○
	9	343				○	○	○									連節ブロック張	343			○
	10	200				○	○										グラウト	200			
	11	25				○	○	○									連節ブロック張	53	鋼矢板II型	4	○

表-8・8 復旧工法の実態（つづき）

河川名	箇所番号	被災延長(m)	被災状況							緊急復旧工法				本復旧工法							仮締切
			堤防			護岸			その他	土のう積み	部分切返し	盛土	亀裂詰め	切返し			法面覆工		止水矢板		
			亀裂	沈下	法面崩壊	亀裂	沈下	破壊						全面	部分	土量(m³)	種別	延長(m)	種別	長さ(m)	
米代川	12	28				○	○	○									連節ブロック張				
	13	120				○	○	○							○	180	コンクリート格子張	120	鋼矢板II型	3	○
	14	110				○	○								○	220	グラウト	110	鋼矢板II型	5	
	15	50				○	○										間詰コンクリート	50	鋼矢板II型	5	
	16	200					○	○			○			○		600	連節ブロック張	200			
	17	200	○							○	○				○	1,910	連節ブロック張	200	鋼矢板II型	10	
	18	100	○	○						○	○			○	○	4,430	連節ブロック張	100			
	19	5	○												○	467	連節ブロック張	20			
	20	15	○														連節ブロック張	20			
	21	158	○							○	○				○	1,878	連節ブロック	158			
	22	20	○											○		1,050	コンクリート格子張	37			○
	23	17	○														コンクリート格子張	37			○
雄物川下流	1	100				○		○							○	490	法枠ブロック	31	鋼矢板II型	10	
	2	130	○	○						○		○		○		11,800	法枠ブロック	130	鋼矢板II型	8	○
	3	—					○										樋門全面改策	—			○
	4	270	○	○						○		○		○	○	9,200	法枠ブロック	270	鋼矢板II型	7	○
雄物川上流	1	93.4				○	○	○					○				コンクリート張	93.4			
最上川下流	1	50			○												連節ブロック張	50			○
	2	100			○												連節ブロック張	100			○
	3	36				○	○										コンクリート格子張	36			
相沢川	4	110	○		○										○	480	連節ブロック張	110			
赤川	1	16				○	○										コンクリート格子張	16			

①亀裂幅 5 cm以下の場合……切り返し（掘削・盛土・転圧）をもって本復旧も完了とする。

②亀裂幅 5 ～15cmの場合……亀裂部の切り返し（深さは 1 mを限度）。堤体の緩みをカバーするため H.W.L.まで土のう積。

③沈下及び亀裂幅15cm以上の場合……沈下部分への盛土を施工し堤体高を確保すると共に，堤体保護のため土のう積。

3.4.2 本復旧工法

本復旧工法としては，被災の状況・程度に応じての次の工法のいずれかあるいはそれらを組合せたものが採用されている。

①切返し（全面切り返し・部分切り返し）

②法面覆工（護岸工）（コンクリート法枠工・コンクリートブロック張工・連節ブロック工）

③止水矢板

工法の選定に当たっては，対策の目標を原形復旧及び洪水対策に置き，岩木川堤防の例で言えば表-8・9に示す考えの下に本復旧工法が選定されている。

表-8・8に本復旧工法の内訳を示した。

なお，全面切り返しを実施した箇所については仮設締切工がなされている。

表-8・9 本復旧工法の選定基準（岩木川の例）

被災状況	本復旧工法		
	締切り	切返し	護岸
亀裂幅 5 cm以下	—	—	—
亀裂幅 5 ～15cm	—	—	○
亀裂幅 15cm以上		○(部分)	○
横断亀裂	○	○(全面)	○
大きい沈下	○	○(全面)	○
小さい沈下		○(部分)	○
沈下のない所	—	○(部分)	○
護岸張替	—	—	○

4．八郎潟干拓堤防

4.1 八郎潟干拓堤防の被害

4.1.1 八郎潟干拓堤防の概要

秋田市北方約20kmの所に位置する 2 級河川馬場目川水系八郎潟は，今回の地震によって堤防の沈下を主とする多大な被害を受けた。

図-8・28に被災概況図を示す。

八郎潟旧湖は総面積22,000haの半かん湖であったが，昭和32年から51年の間に実施された八郎潟干拓事業に伴い，旧湖中央部に総面積15,640haの中央干拓地が，また旧湖周辺部には総面積1,563haの周辺干拓地が完成している[7]。中央干拓地を取り巻く調整池及び東部承水路の面積は3,911ha，西部承水路の面積は653haである。これらに接する堤防は，その位置によってそれぞれ図-8・28中に示したような名称で呼ばれている。

八郎潟周辺の段丘面の分布及び地質の概要は，図-8・29に示すようになっており，この地域の地質層序は表-8・10のような構成になっていることが報告されている[7]。

八郎潟中央部には八郎潟堆積物と呼ばれる厚い粘性土層を主体とする沖積層が分布しており，この厚さは湖の中央部では厚さ50mに達する。図-8・30，8・31に軟弱層等深線及び地質断面を示す。

干拓地を護る堤防は，中央干拓堤防が約51km，周辺干拓堤防が約48kmである。

堤防の計画高さは，(水位)＋(吹き寄せ高)又は(はい上り高)＋(余裕高)から決定されており，築堤土量は表-8・11に示すように中央干拓堤防で約2,264.5万m³，周辺干拓堤防で約1,247万m³である。

干拓堤防のうち，中央干拓地正面堤防は調整池の波のはい上り等を考慮して計画天端標高も最も高くなっている。このうちFD 6～FD 9付近では堤防の基礎地盤は軟弱層厚が厚く，堤防築造の面からは劣悪な条件となっている。このため，堤体の安定を図るべく，基礎地盤の軟弱層を10～12mの深さまで砂で置き換えると共に広い小段を有する緩傾斜の堤防となっており，他の区間に比べて大型の堤防となっている。

また，軟弱層が厚く圧密沈下量の大きいこの区間に

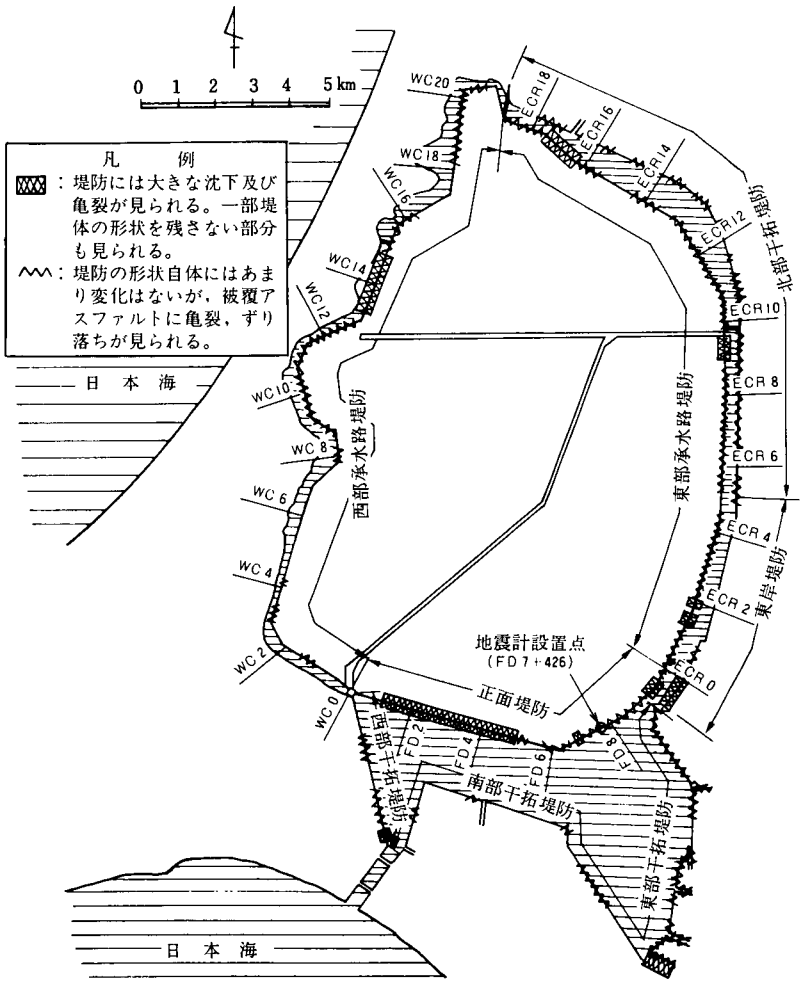


図-8・28　被災概況図

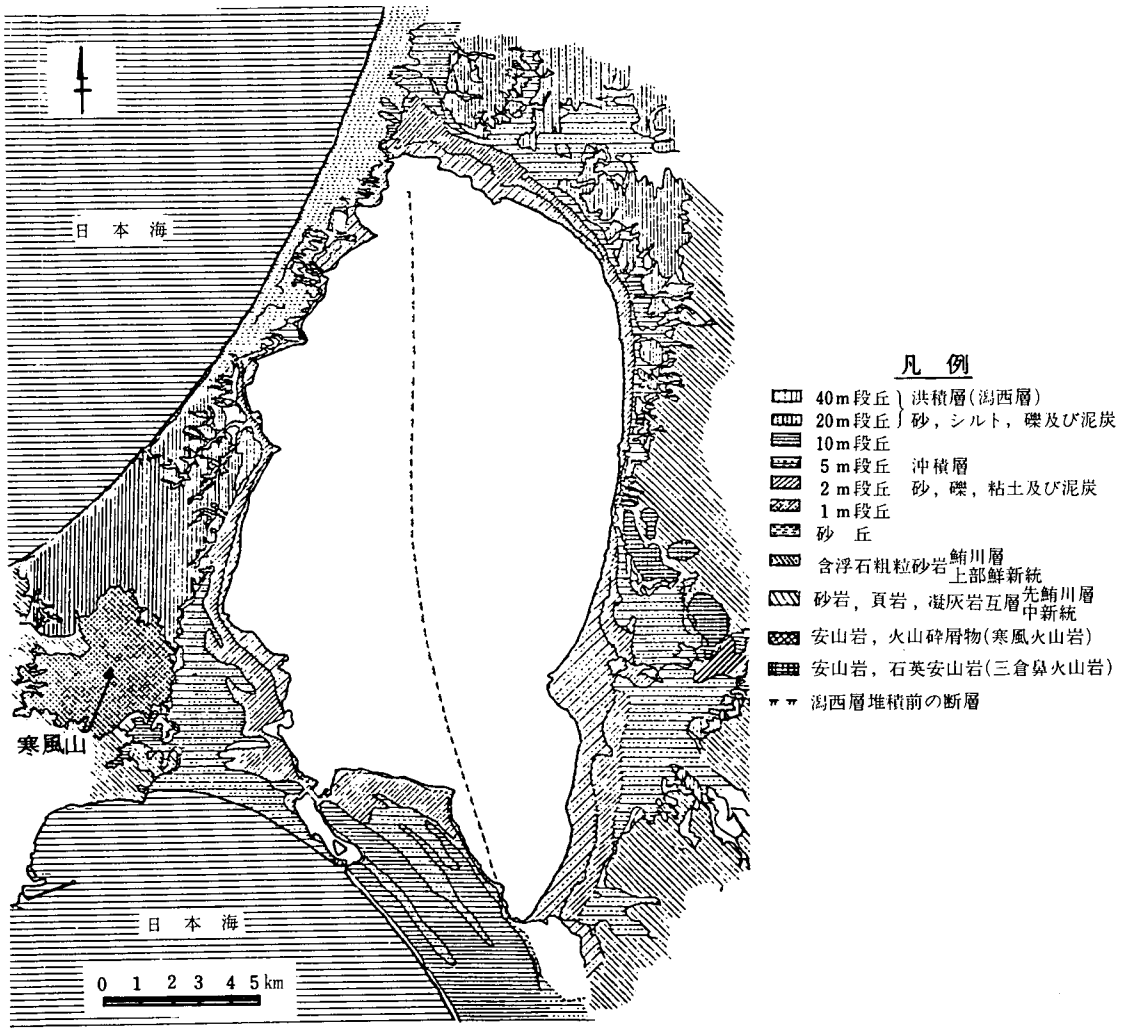


図-8・29 地質及び段丘図

表-8・10 八郎潟，同周縁部を構成する地質層序表[7]

時代		層序		層厚(m)		岩質		火山活動
第四紀	現世(沖積世)	(2) (a)八郎潟滞積物 新期段丘滞積物 潟内滞積物 (b)旧期段丘土のローム層	(1) 砂丘	(2) 60～80	(1)	(2) (a)砂，沈泥，粘土，礫 (b)ローム	(1) 砂	寒風山火山岩 (安山岩 火山岩層)
	更新世(洪積世)	(3) 潟西層		80		砂，礫，泥，亜炭		
第三紀	鮮新世	(4) 鮪川層		500～400		含浮石粗粒砂，泥，亜炭		
	中新世	(5) 脇本層		500～600		砂質ケツ岩		
		(6) 北浦層		500～600		砂岩，泥岩互層(含油層)		三倉鼻石英安山岩
		(7) 船川層		550～650		塊状泥岩		
		(8) 南平沢層		65		泥岩，凝灰岩互層(含油層)		
		(9) 女川層		190		珪質ケツ岩		

注) 男鹿半島地域にはさらに下位岩層が発達しているが，直接八郎潟と関係がないため省略した。

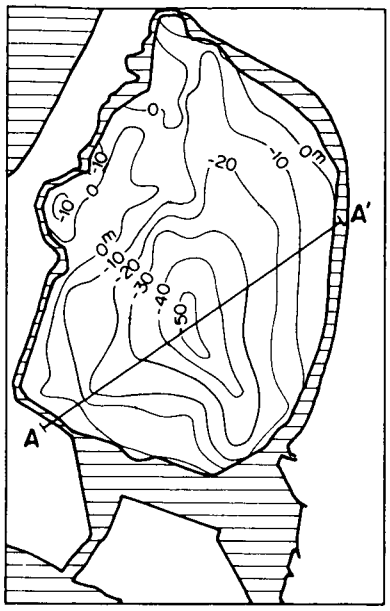


図-8・30　軟弱層等深度線図

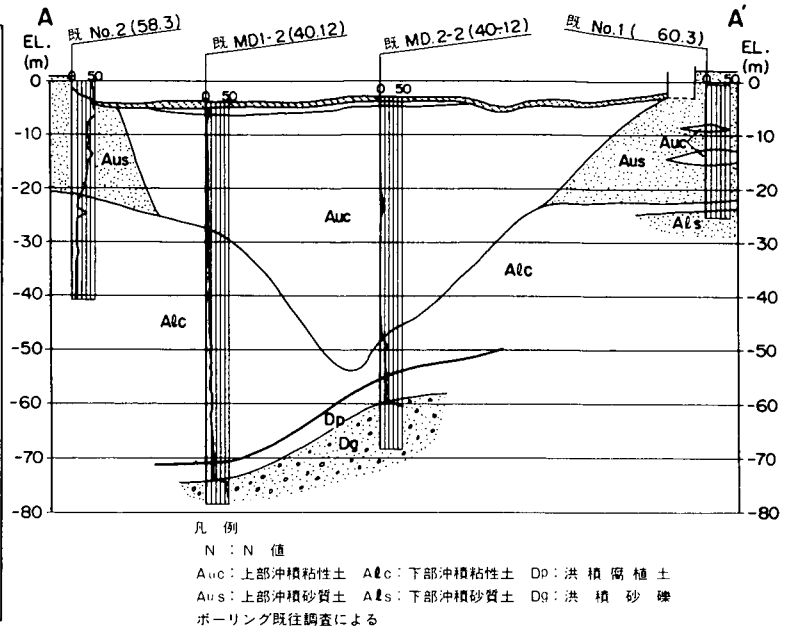


図-8・31　八郎潟内地質断面図(A－A'断面)

表-8・11　堤防工概要[8)]

	工区別	堤防延長	計画標高		基礎工別延長			土量	堤頂幅	最大堤防敷幅
			最高	最低	砂置換	直接盛土	サンドベッド			
中央干拓堤防	正面堤防	9,299m	+4.20m	+2.80m	4,173m	4,622m	504m	12,256,000m³	2 m	261m
	東部承水路堤防	19,857m	+4.20m	+3.10m	5,000m	14,858m	—	7,934,000m³	2 m	176m
	西部承水路堤防	22,020m	—	+1.85m	3,900m	18,108m	—	2,455,000m³	2 m	53m
	計	51,176m	—	—	13,073m	37,588m	504m	22,645,000m³	—	—
干拓堤防	西部干拓堤防	3,750m	+2.70m	+2.60m	—	3,730m	—	151,000m³	2 m	—
	南部干拓堤防	11,215m	+3.10m	+2.50m	800m	10,415m	—	2,267,000m³	2 m	—
	東部干拓堤防	12,226m	+3.50m	+2.90m	6,393m	5,833m	—	8,723,000m³	2 m	—
	東岸堤防	5,927m	+3.30m	+3.10m	—	5,927m	—	183,000m³	2 m	—
	北部干拓堤防	14,994m	+4.20m	+3.40m	—	14,997m	—	1,146,000m³	2 m	—
	計	48,115m	—	—	9,193m	40,922m	—	12,470,000m³	—	—

ついては，所定の計画高を一気に施工することが難しいため，ある程度沈下が進行した後に嵩上げを行うことが当初から計画されており，昭和46年に第一期嵩上げが実施されている。いわゆる緩速施工である。

堤防法面は，冬期の強い風による波浪と風蝕に対処するためアスファルトを主とする被覆工が施工されている。

図-8・32～8・34に，堤防の標準断面を示す。

4.1.2　八郎潟堤防の被害

図-8・28に示したように干拓堤防の被害地点は，ほゞ全周に及んでいるが，特に正面堤防で被害が大きい。

被害の様相は，**写真-8・23～8・34**に示したように天端の沈下と，堤体の破壊変形に伴うアスファルトフェーシングの損傷が大きく，また多くの被害箇所の堤防法尻近傍で噴砂が認められた。

写真-8・23～8・26に正面堤防の被害状況の例を示す。正面堤防では堤内側の小段上を道路として供用している。この路側に沿って縦断亀裂が生じた箇所が多く，その亀裂から噴砂が生じ，U型側溝も水平移動して継手部で大きく食い違いを生じている。このような箇所では，天端の沈下量も大きく，表法面のアスファルトフェーシグも亀裂や段差等の破損を生じている。

写真-8・27～8・31に，東部承水路堤防の被害箇所の例を示す。東部承水路堤防の一部区間では，**写真-8・28**に示すように，堤防天端の沈下の大きい箇所で，堤防に沿って走る道路が水平方向に押し出されるように移動

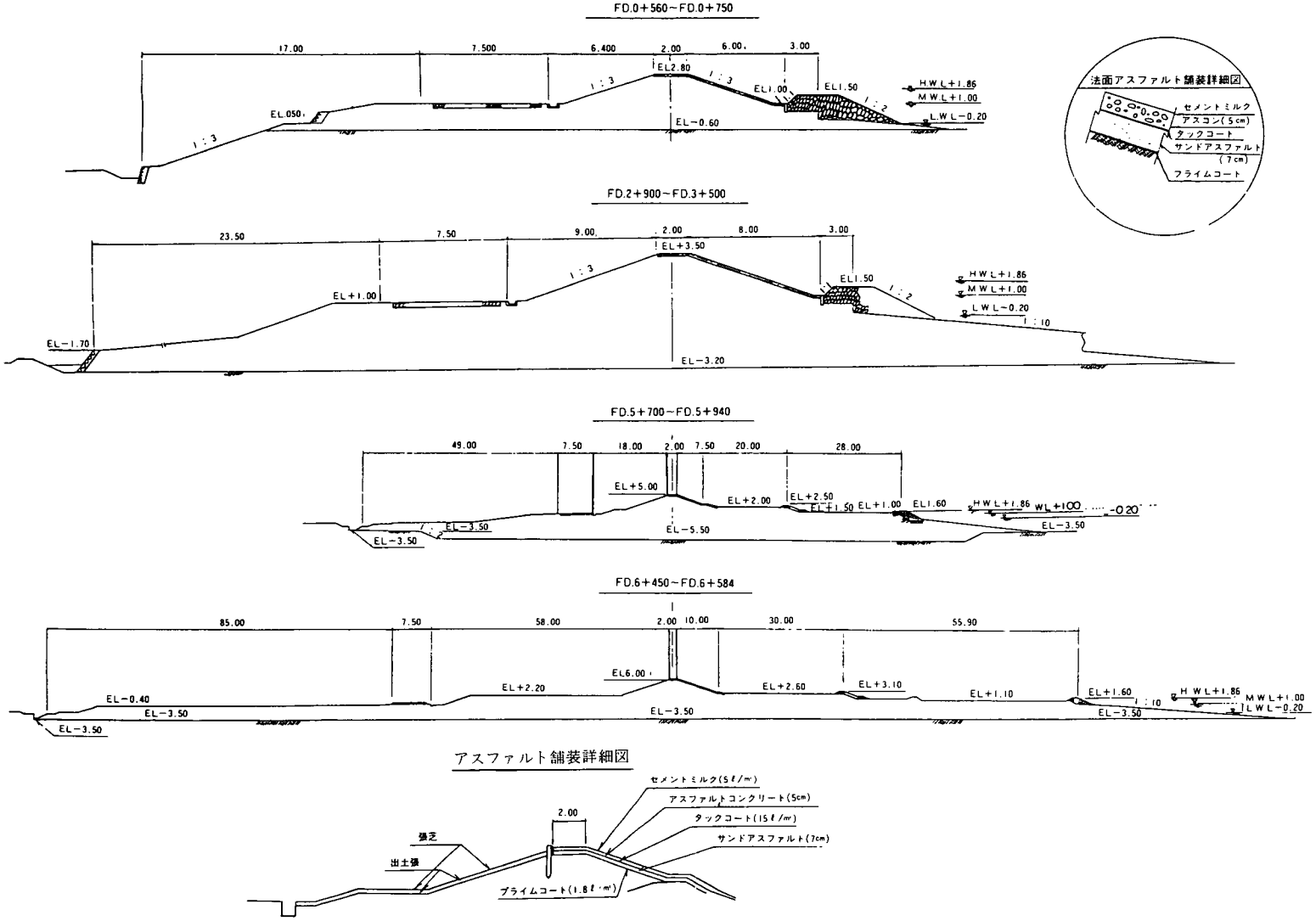


図-8･32　正面堤防標準断面図

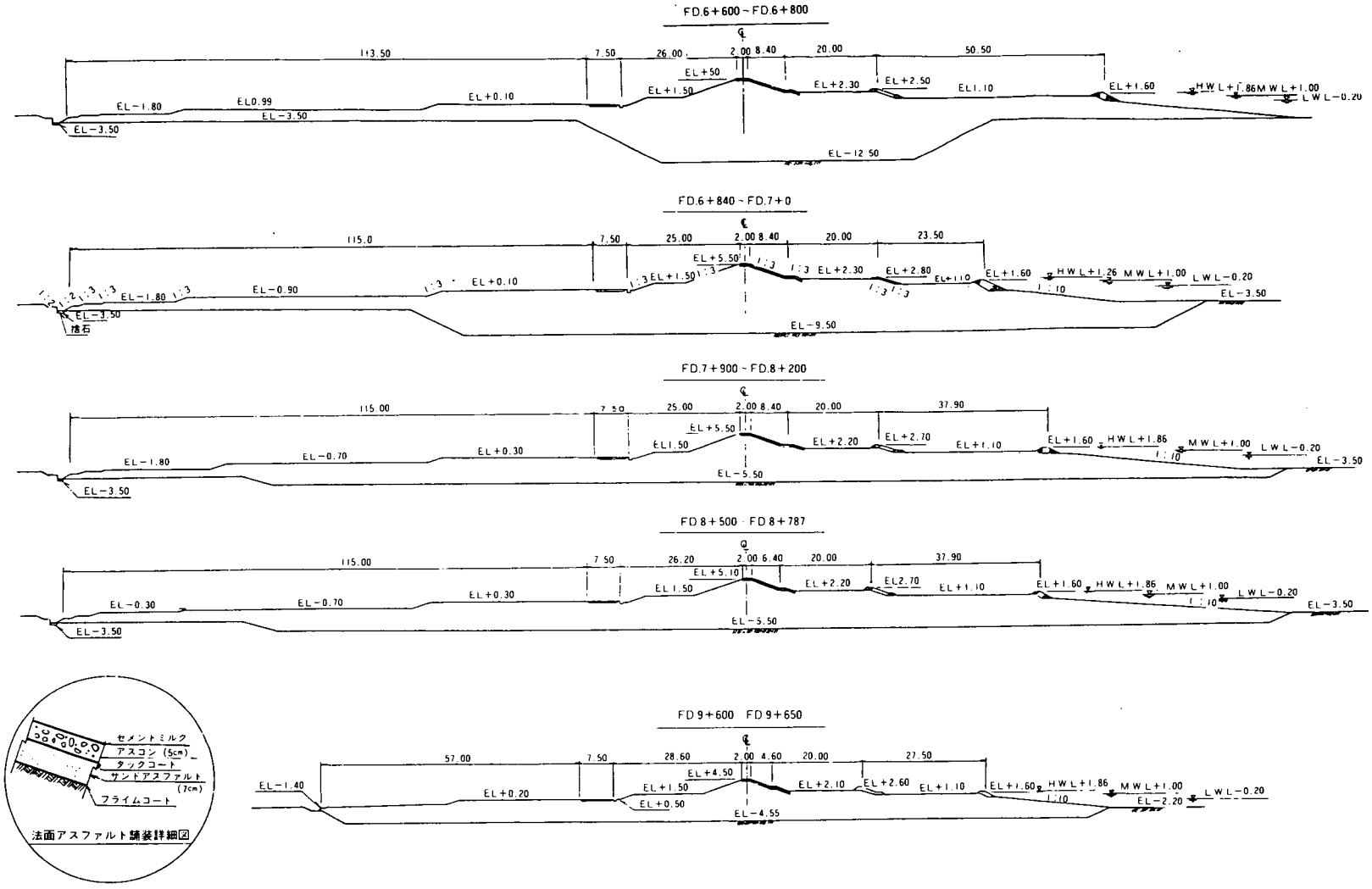


図-8・32　正面堤防標準断面図(つづき)

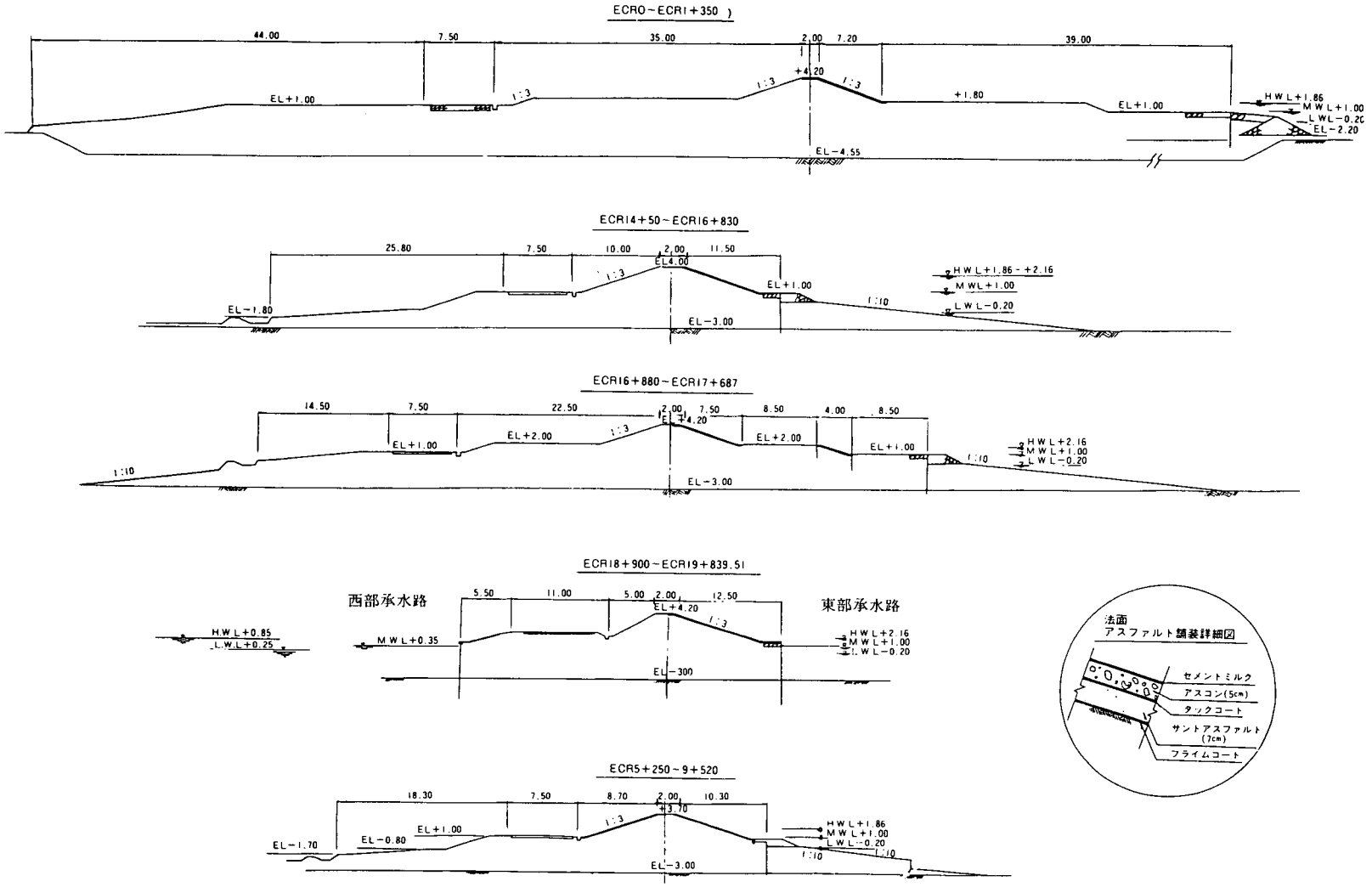


図-8・33　東部承水路堤防標準断面図

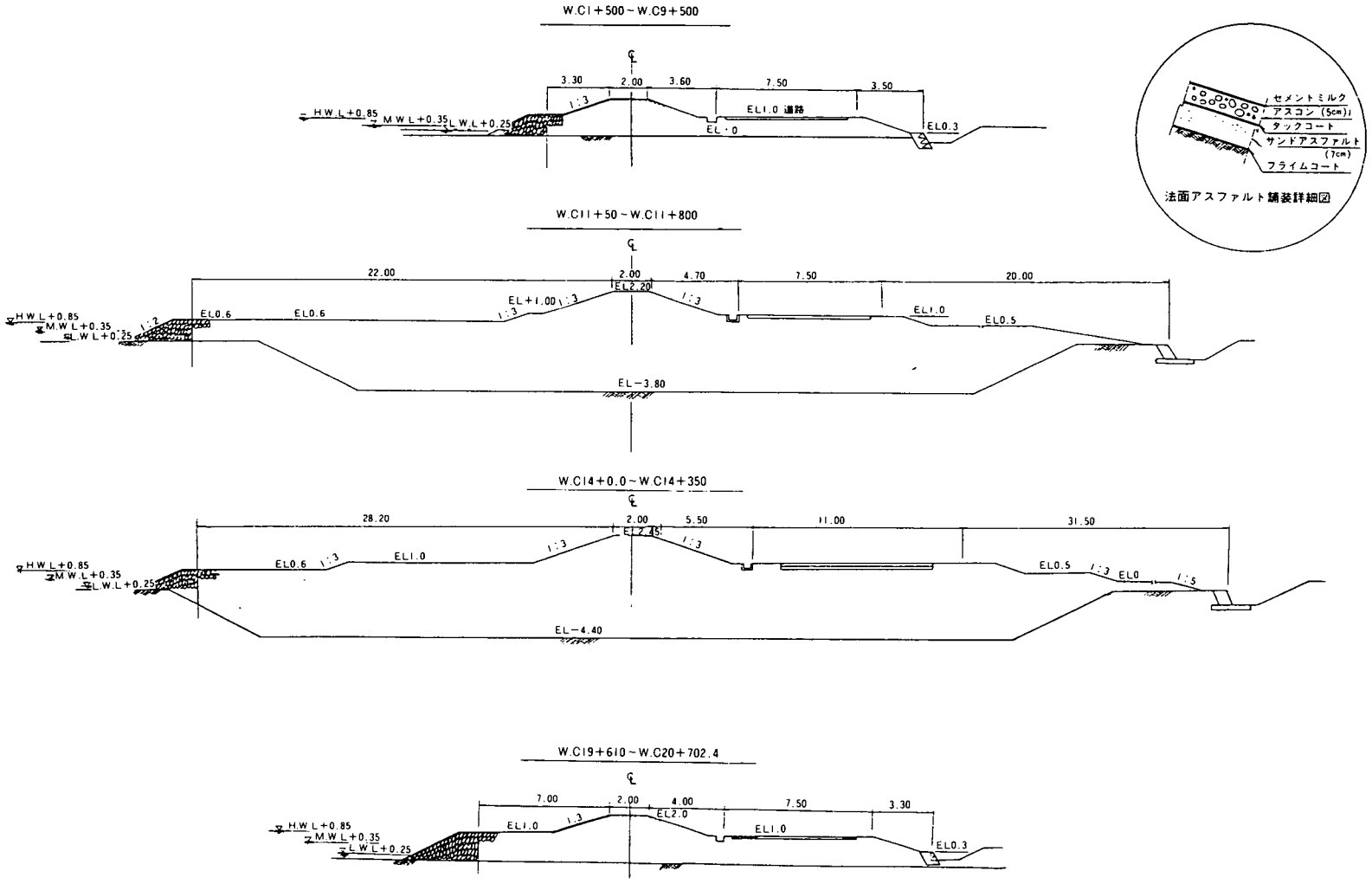


図-8・34　西部承水路堤防標準断面図

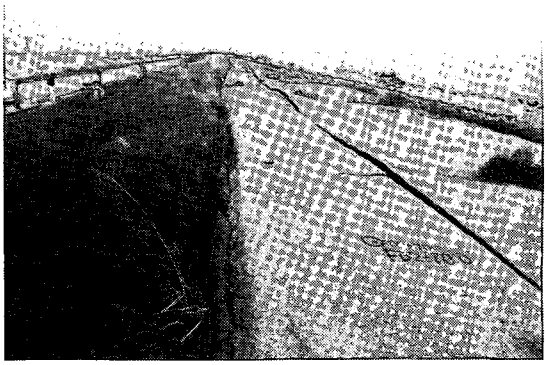


写真-8・23 正面堤防(FD2+700付近)の堤体の被害(天端は沈下し表法面は波打っている。また,これに伴いアスファルトフェーシングにも亀裂やずり落ちを生じている)



写真-8・26 正面堤防堤外側小段に生じた縦断亀裂(この付近では同様の縦断亀裂が堤内側にも発生しており,亀裂内には噴砂の痕跡が明瞭に認められる)

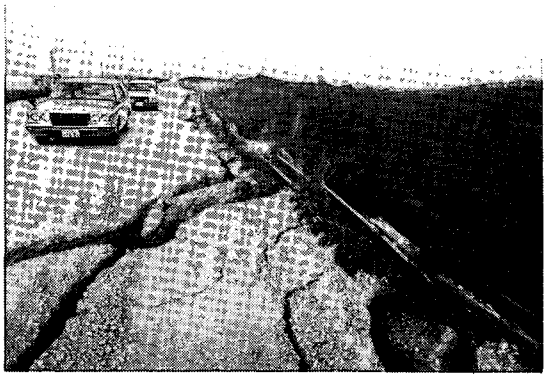


写真-8・24 正面堤防(FD2+700付近)の裏法尻付近の亀裂とU型側溝の被災



写真-8・27 東部承水路堤防の被害(天端の沈下,法面の段差によりアスファルトフェーシングも破損したり,ずり落ちを生じている)

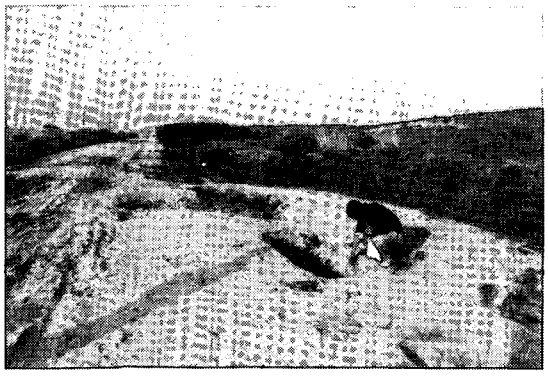


写真-8・25 正面堤防・裏法尻での噴砂(堤体法面にすべり崩壊の滑落崖が見える)

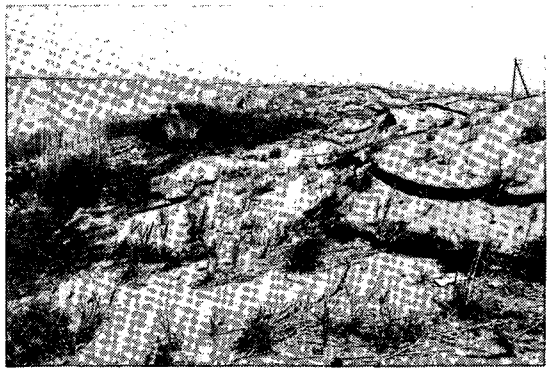


写真-8・28 東部承水路堤防の被害(天端の沈下とアスファルトフェーシングの亀裂)

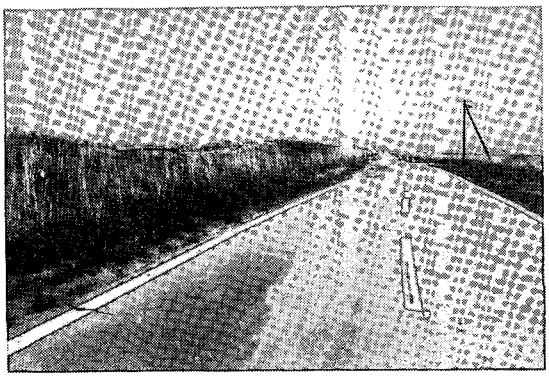


写真-8・29　東部承水路堤防の被害地点(堤防天端の沈下箇所では堤内側の道路が蛇行し,路側には噴砂が堆積している)

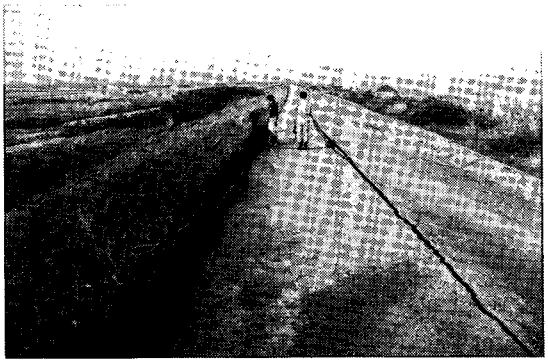


写真-8・30　東部承水路堤防の被害(天端の沈下に伴い,堤内側法肩部で50cm程度の段差を生じている)



写真-8・31　東部承水路堤防の被害(天端の沈下とアスファルトフェーシングのずり落ち)

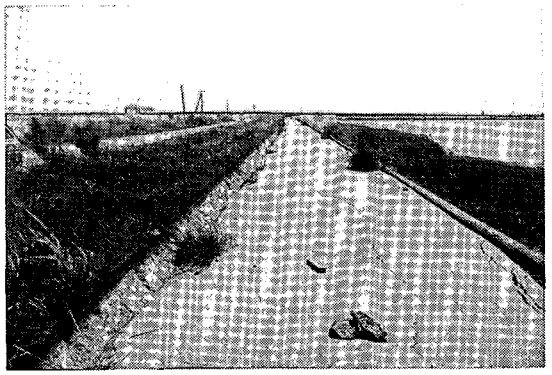


写真-8・32　西部承水路堤防の被害(堤防の沈下)

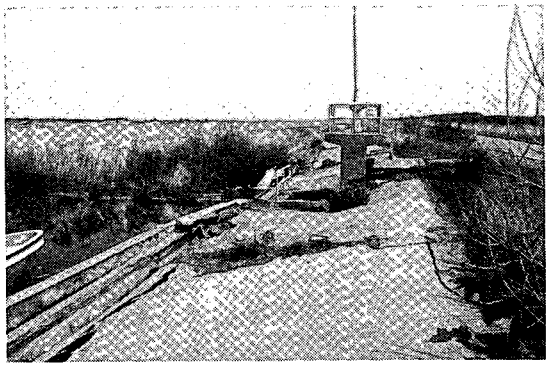


写真-8・33　西部承水路堤防取水樋門近傍の被害(法尻の法留矢板の傾倒,カサコンクリートの折損,フェーシングの亀裂などを生じている。樋門本体には大きな損傷は認められない)

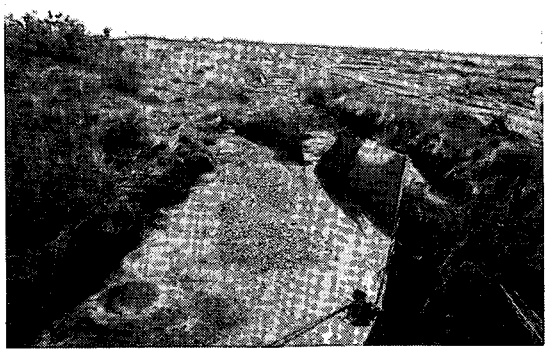


写真-8・34　塩化ビニール製止水板の抜け上り(正面堤防)

している。

写真-8・32は西部承水路堤防の被害例である。

堤体に生じた被害のみならず，堤防を横断する樋門等の構造物近傍での護岸の被害や，一部区間で埋設してあった塩化ビニール製の止水板が抜け上がるなどの被害も見られている。これらを写真-8・32,8・33に示した。

中央干拓堤防の沈下状況を図-8・35に示す。今回の地震後に実測した標高と昭和51年7月の実例結果とを比較すると正面堤防では沈下量1.5m程度に達する区間が相当の延長にわたり，また東部承水路堤防並びに西部承水路堤防でも長い延長にわたって大きな沈下量を生じていることが分かる。

天端沈下量10cm未満の箇所では，アスファルトフェーシングに生じた亀裂も軽微であるので，この程度の沈下しか生じなかった区間を被災区分Cとし，これを超える沈下のあった区間を沈下量1.0mを境にしてA，Bの2つの被災程度に区分した結果を図-8・36に示す。

これらの区分ごとの区間延長を表-8・12に示す。中央干拓堤防延長51kmのうち18.8%が被災区分A，60.1%が被災区分B，1.4%が被災区分Cとなっており，未被災区間延長は19.8%となっている。

なお，図-8・37～8・39にそれぞれ正面堤防，東部承水路堤防，西部承水路堤防のうち大きな被害を生じた箇所の横断図を示す。

4.1.3 既往地震による被害との比較

八郎潟干拓事業が始まって以来，堤防に何らかの被害をもたらした地震は5回生じている。表-8・13に既往の地震による被害状況を，また図-8・40に既往の地震による被害箇所を示す。

これらの地震のうち，昭和39年に発生した男鹿西方沖地震，新潟地震並びに男鹿半島沖地震による被害は，主として西部承水路堤防を中心に生じており，昭和43年の十勝沖地震では正面堤防を中心とした八郎潟の東南部に著しい被害があったことが報告されている[9]。

これらの被害に際しては噴砂現象が観察されており，震害の主たる要因は砂の液状化によるものと考えられることから，復旧に当たっては，液状化現象の防止のために押さえ盛土の施工，堤体ドレーンによる浸潤線の低下を図ることが基本的な考え方として採用されている。

ところで，これらの既往地震による被害箇所と今回の地震による被害箇所とを比べてみると，図-8・41に示すように，過去の地震ではほとんど被害を受けなかった東部承水路堤防でほゞ全域にわたって被害を受けていること，青森県西方沖地震の復旧工法として押さえ盛土を施工した西部承水路堤防で十勝沖地震の際には被害が発生していないが，今回の地震では最大1m程度の沈下を生じていることなどが注目される。

これらは，作用した地震力の大きさや波形，地下水位など複雑な要因がからみ合って生じた違いと考えられるが，地盤の動的な性状の違いを踏まえた今後の検討が期待される。

4.2 八郎潟堤防の復旧工法

今回の地震によって被害を受けた区間のうち，特に堤防の沈下量の大きい区間では，二次災害を防ぐために写真-8・35に示すように上のう積み工を施工して常時満水位（EL.＝1.10m）までの天端高さを確保すると共に，アスファルトフェーシングに生じた大きな亀裂にはパッチング工を施工している。

ここでは，被災後に復旧工法の選定のために行われた調査結果の概要と，復旧工事内容について説明する。復旧工法の検討のために，秋田県では技術検討委員会を設けている。

今回の地震によって生じた堤防の被害は，地盤の液状化が主要な原因と考えられる。これは，八郎潟堤防周辺に噴砂の痕跡が多く確認されたことからも明らかである。また，地震後に行われた土質調査結果でも，被害の大きい箇所では緩い砂層が堤防直下に存在しているのに対して，未被災区間ではこのような緩い砂層が薄いか又は存在しないらしいことが報告されている[10]。

中央干拓堤防並びに周辺干拓堤防の長い延長にのぼる全区間について十分なボーリング結果が得られているわけではないが，これまでに得られている既存のボーリングデータ並びに被災後に実施した土質調査結果を基に，堤防の基礎地盤の土層構成を整理してみると図-8・42のようになっている。

軟弱粘性土層の卓越する区間では，4.1.1で述べたようにその上層部の一部を砂で置換している。この置換砂は八郎潟旧湖の湖底から採取された浚渫土であり，堤体材料の主体をなす砂と同様均等な粒度分布を有している。そのN値はおおむね10以下であり，所によって2～3と非常に小さい値となっている。

置換砂層あるいは堤体の下位に存在する沖積砂層では，粒度分布は堤体材料と似かよっているものの，N値は10以上となっている。

図-8・43，8・44に，地震前後のN値，q_c値の比較結果を示す。N値に関しては特別な傾向は見出し難く，またq_c値についてもFD 6＋900地点で地震後に上昇傾向がみられるものの，全体的には液状化によって緩い破

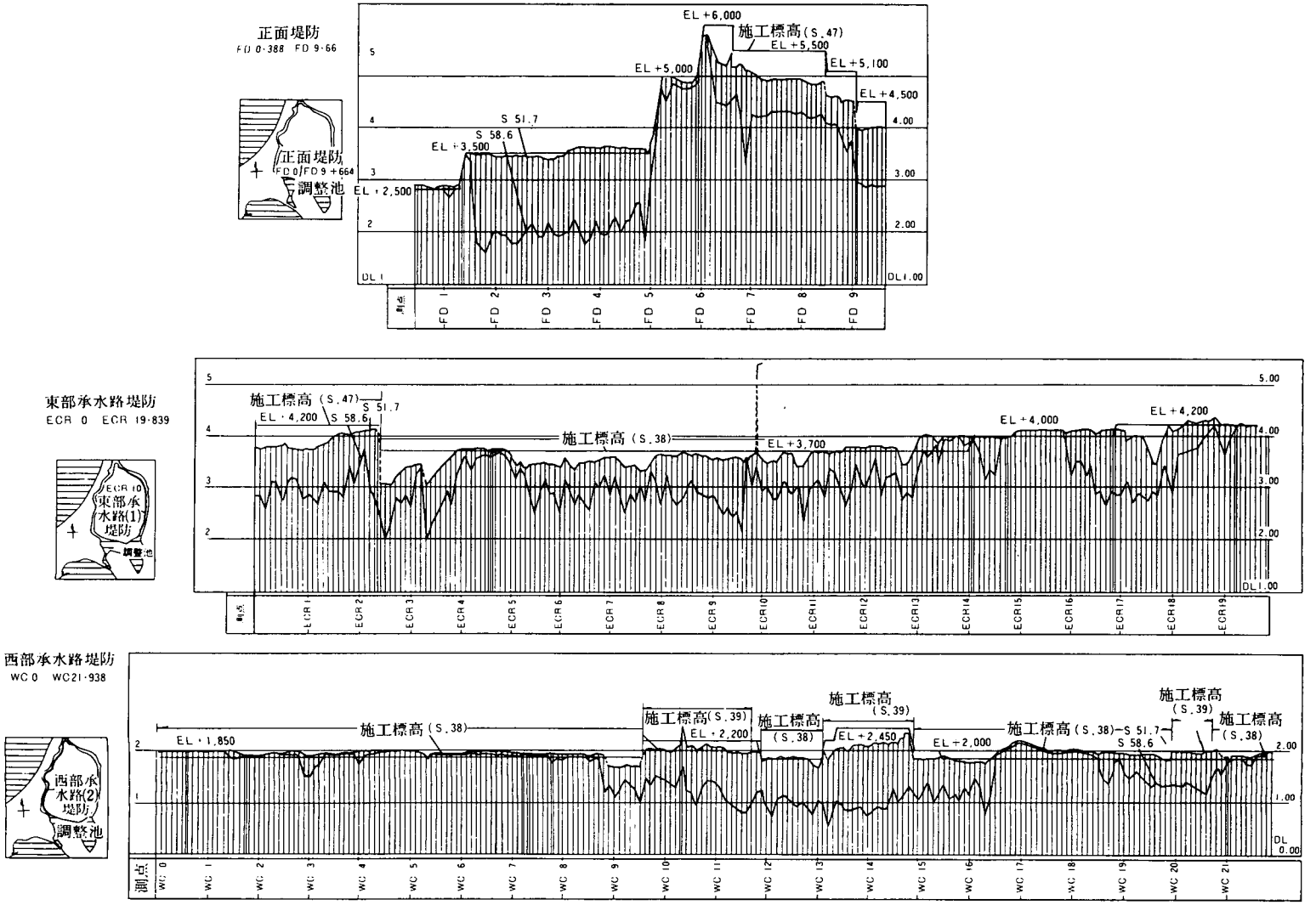


図-8・35　中央干拓堤防天端の沈下状況

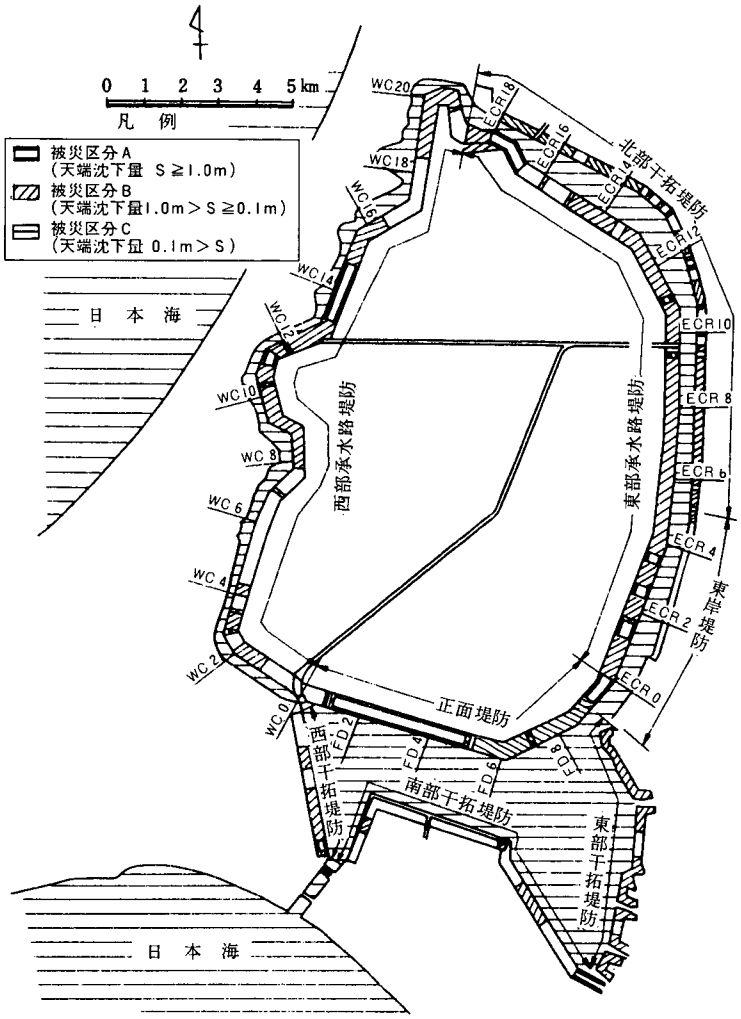


図-8・36 被災程度区分図

表-8・12 被災区分の区間延長

堤防名	堤防総延長 (m)	被災区間 (m)			無被害区間 (m)
		A区間	B区間	C区間	
正面堤防	9,276.0	4,141.0	4,594.0	279.0	262.0
東部承水路堤防	19,839.2	3,188.0	14,304.0	122.0	2,225.2
西部承水路堤防	21,939.0	2,250.0	11,772.8	315.0	7,601.2
中央干拓・小計	51,054.2	9,579.0	30,670.8	716.0	10,088.4
西部干拓堤防	4,091.2	71.0	2,353.0	147.5	1,519.7
南部干拓堤防	11,148.9	1,000.0	2,490.9	250.0	7,408.0
東部干拓堤防	11,868.75	3,918.0	5,045.0	1,010.0	1,895.75
東岸堤防	5,551.0	0.0	0.0	0.0	5,551.0
北部干拓堤防	15,131.0	10.0	9,688.5	2,130.0	3,302.5
周辺干拓・小計	47,790.85	4,999.0	19,577.4	3,537.5	19,676.95
合計	98,845.05	14,578.0	50,248.2	4,253.5	29,765.35

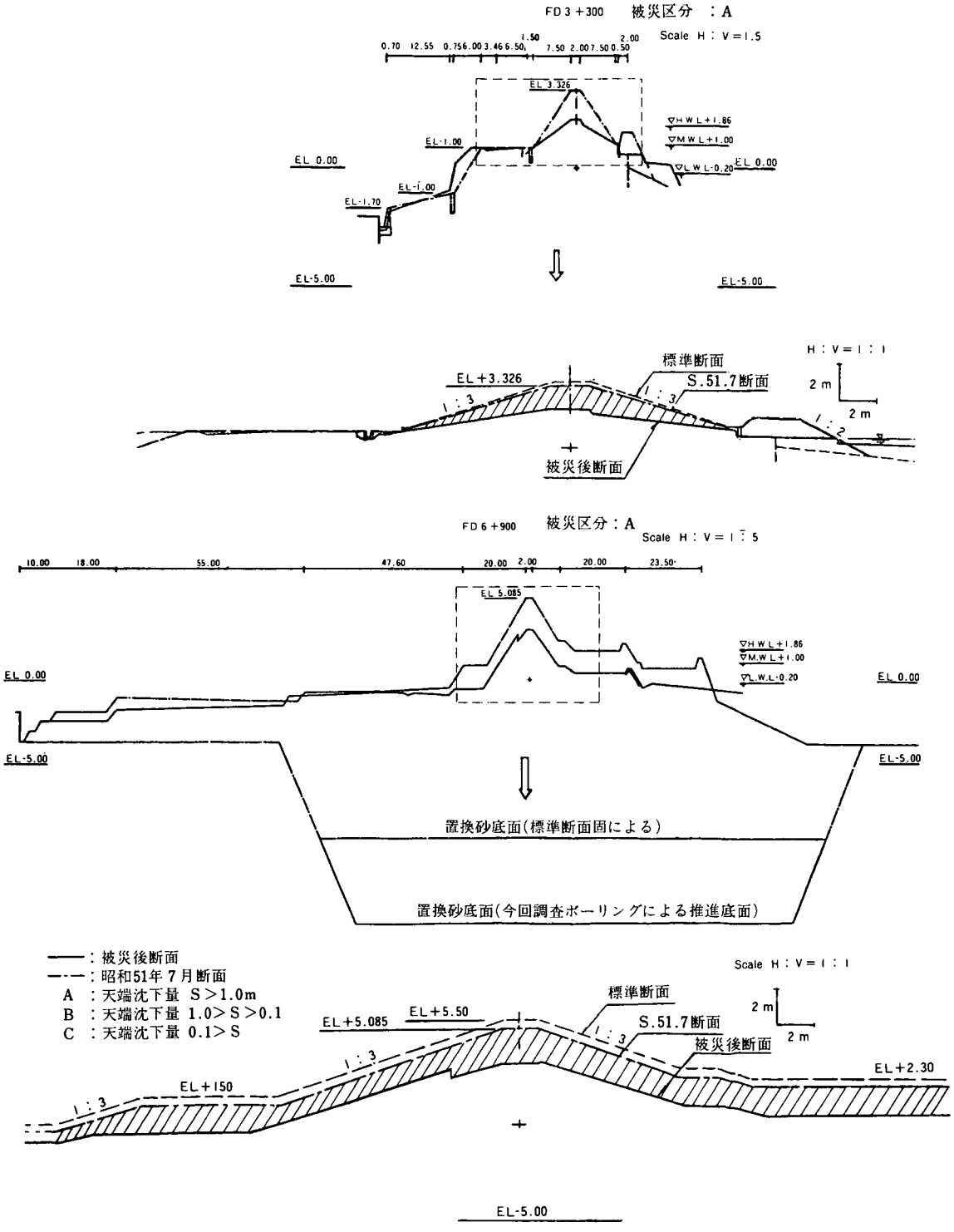


図-8·37　被災前後の横断図の比較(正面堤防)

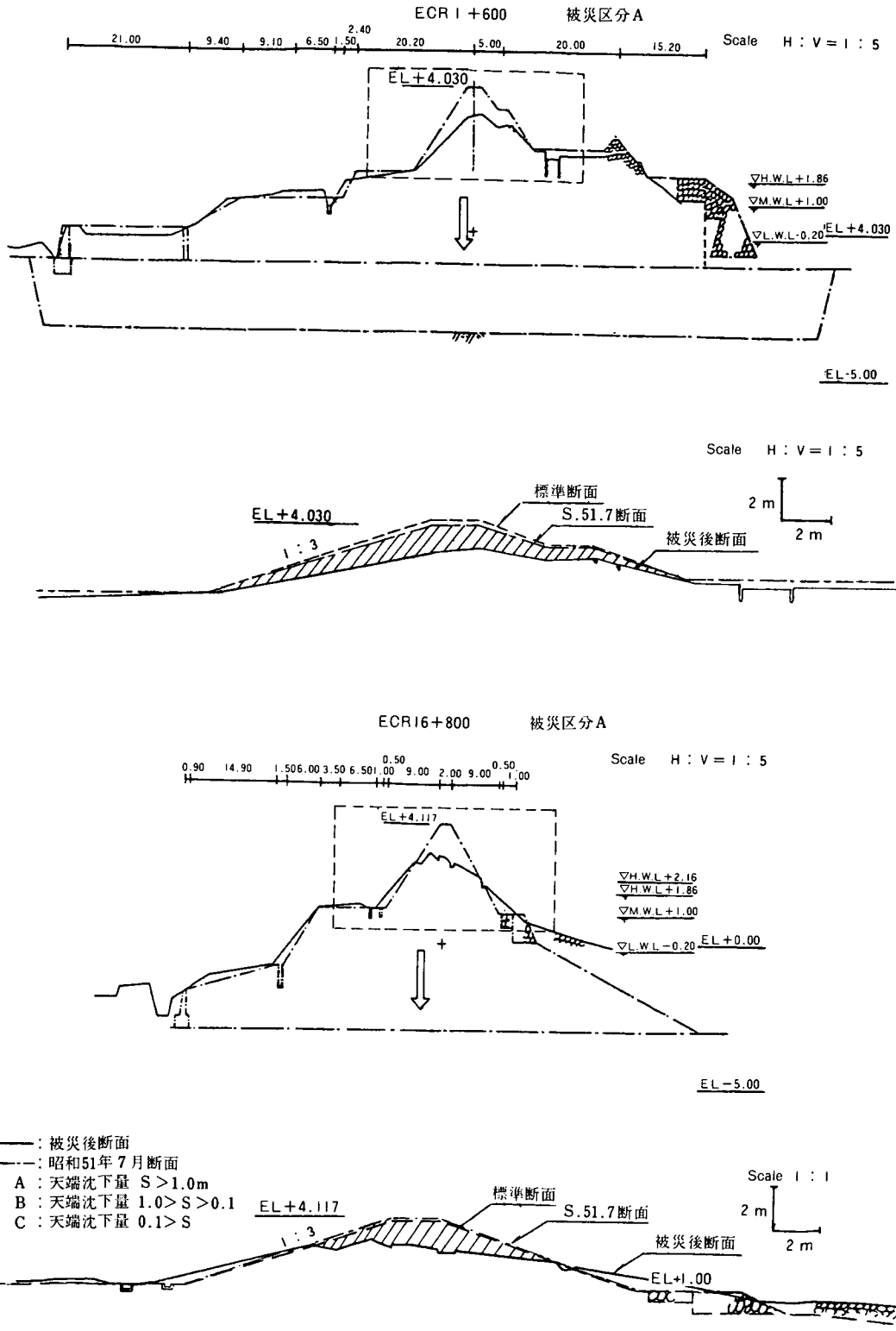


図-8・38 被災前後の横断図の比較(東部承水路堤防)

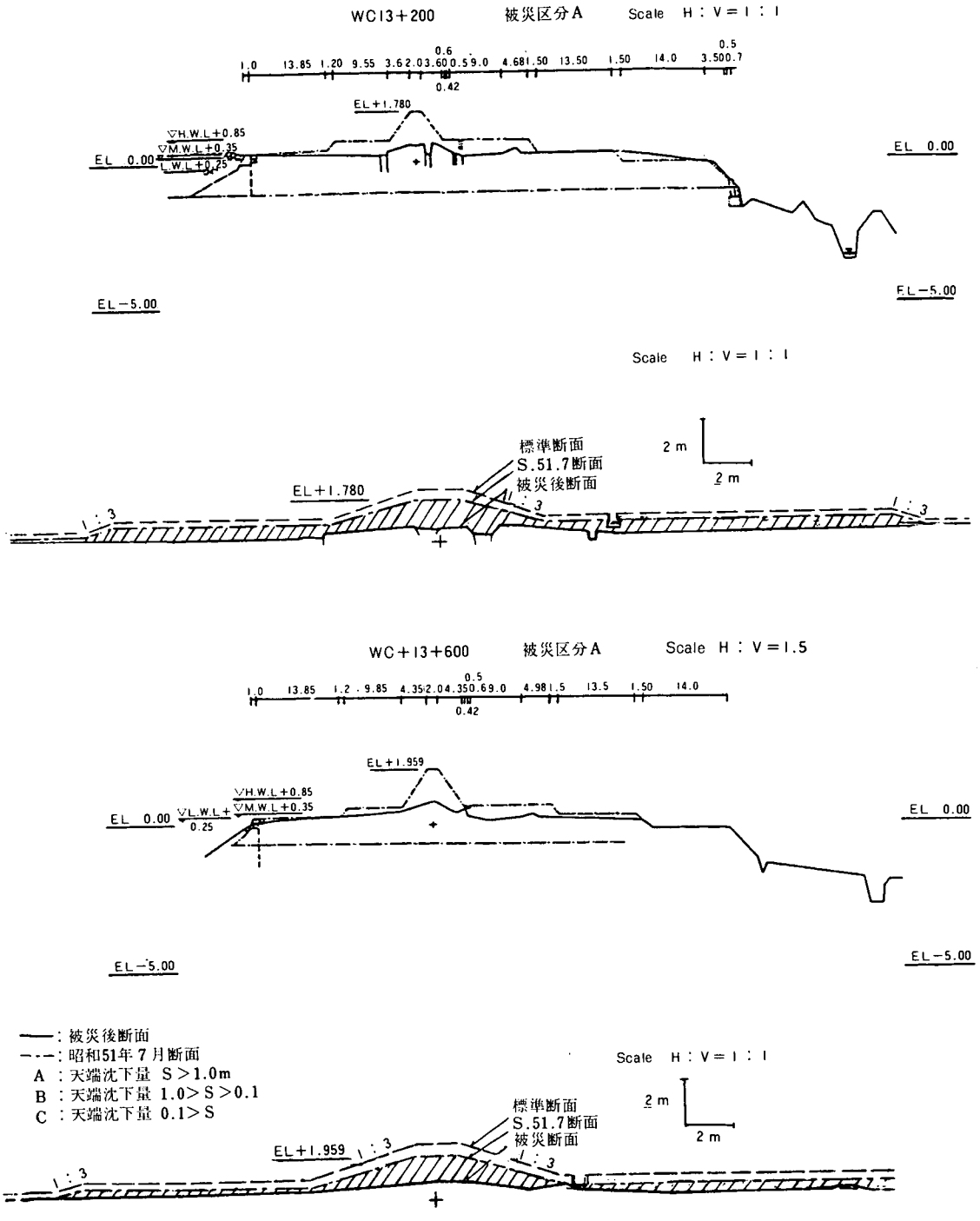


図-8・39　被災前後の横断図の比較(西部承水路堤防)

表-8・13　中央干拓堤防の地震被害状況[9)]

地震名	発震時	震源位置及び深さ	M	震度	秋田地方気象台の記録値 N−S	秋田地方気象台の記録値 E−W	秋田地方気象台の記録値 U−D	被害発生状況
三陸沖地震	S35. 3.21	N 39.8° E 143.5° d＝40km	7.5	秋田市 III	16.7mm T＝2.1sec	23.0mm T＝5.0sec	8.0mm T＝4.0sec	FD6〜7の試験堤防施工中に地震が発生し，施工中の築堤砂が沈下すると共にボイリングの現象も見られ，木柵も変形した。
男鹿西方沖地震	S39. 5. 7	N 40.5° E 138.6° d＝40km	7.0 〜7.2	VI	16.8mm T＝3.1sec	18.8mm T＝4.9sec	8.4mm T＝4.3sec	西部承水路堤防 WC 8+850〜WC11+950 WC13+ 0〜WC16+460 WC19+600〜WC20+700 延長7.7km 最大1.7m沈下 正面堤防 FD6+250〜FD7+136 延長886m，沈下0.2m その他，地盤の変わり目，堤防屈曲部付近，堤体構造の変わり目に被害が集中。
新潟地震	S39. 6.16	N 38.4° E 139.2° d＝40km	7.5	IV	20.5mm T＝4.8sec	20.2mm T＝2.1sec	10.5mm T＝3.6sec	西部承水路堤防(WC8+850〜WC16+460) 延長6.6km，0.1〜0.2m沈下
男鹿半島沖地震	S39.12.11	N 40.4° E 138.9° d＝60km	6.3	IV	3.75mm T＝5.1sec	4.0mm T＝4.4sec	2.15mm T＝2.7sec	西部承水路堤防(WC9+750) 延長40m，0.3m沈下
1968年十勝沖地震	S43. 5.16	N 40.7° E 143.6° d＝40km	7.9	IV	41.8mm T＝2.5sec	41.3mm T＝3.3sec	32.0mm T＝4.3sec	正面堤防の軟弱地盤部のほぼ全区間の両側抑え盛土の沈下・亀裂が発生した。特にFD7+121〜7+204，FD7+450〜7+690間は堤頂において沈下1.0〜1.9m
秋田県南東部地震	S45.10.16	N 39.2° E 140.8°	6.2	III				被害全くなし

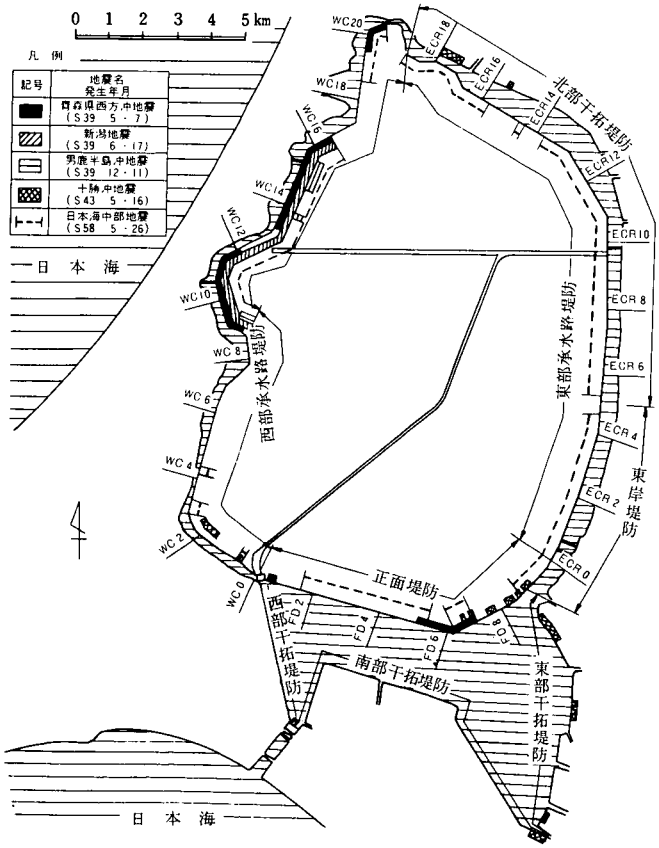
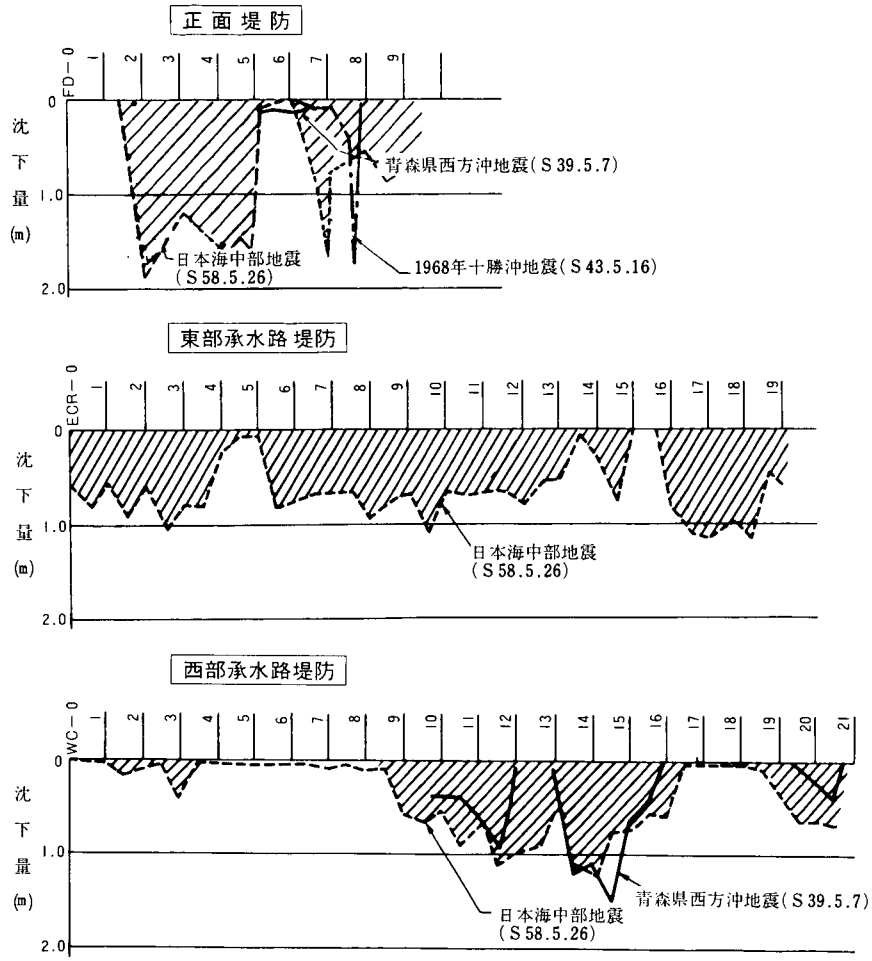


図-8・40　既往地震による堤防被害箇所



注）沈下量：青森県西方沖地震の場合：昭和39年度土質委員会資料
1968年十勝沖地震の場合　：昭和43年度土質委員会資料
1983年日本海中部地震の場合　：昭和58年6月測量高と昭和51年7月測量の差

図-8・41　既往地震による堤防沈下量との比較

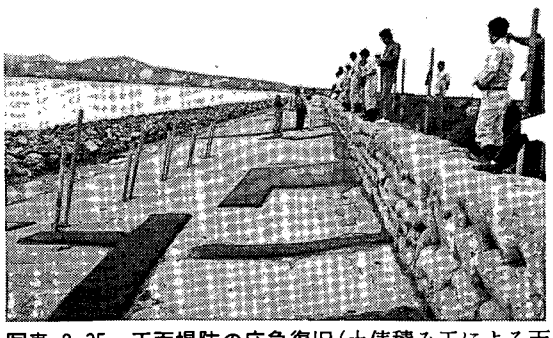


写真-8・35　正面堤防の応急復旧(土俵積み工による天端高さの確保とパッチングによるアスファルトフェーシングの亀裂補修)

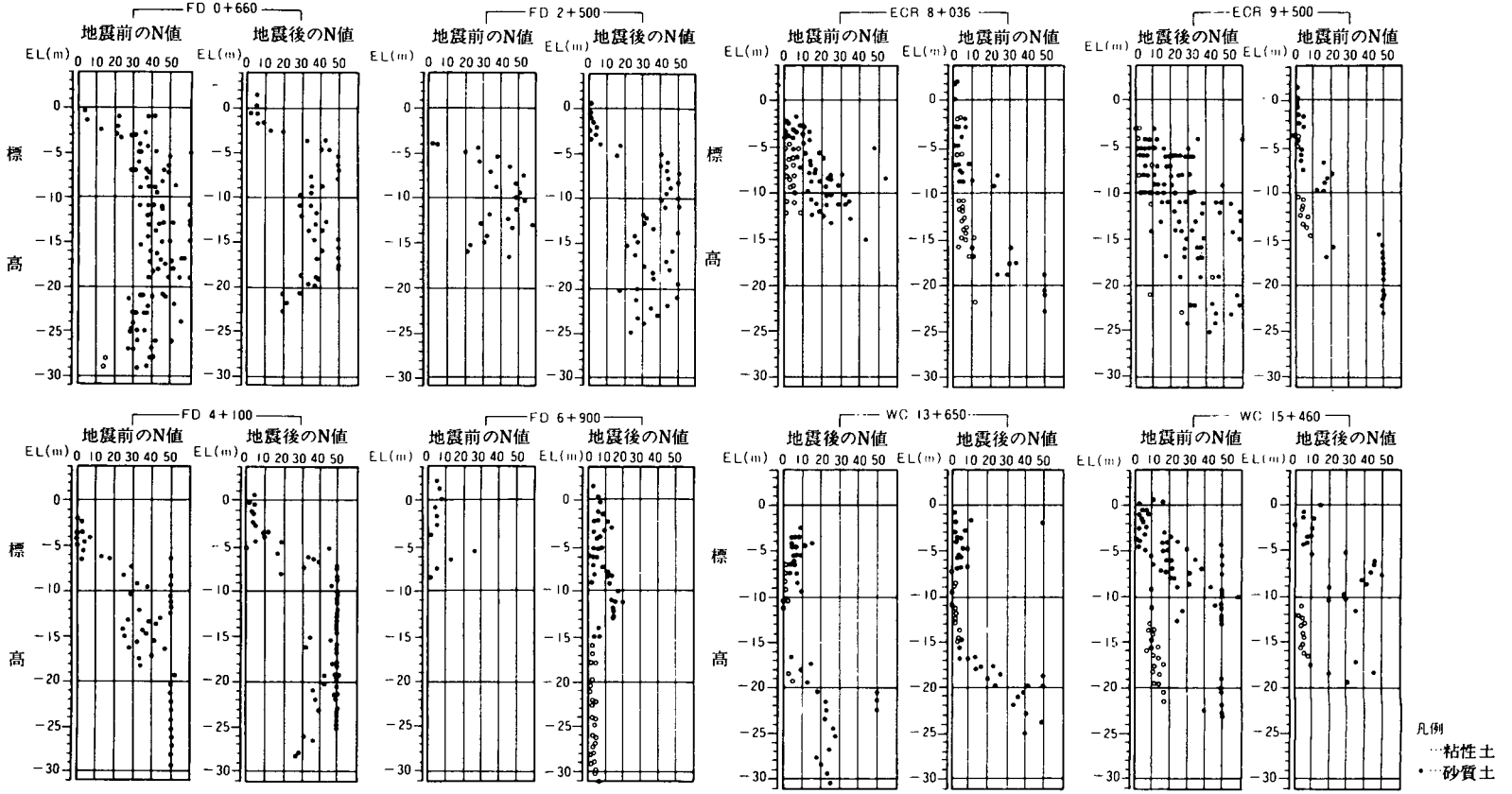
層が締まる傾向は見出せない。

地震後に4箇所のボーリング地点で不かく乱試料を採取して実施した砂の液状化試験結果を表-8・14に示す。

この試験に供した試料は液状化により密度が若干増加している可能性があるので，これを補正した修正液状化強度を合わせて記した。これによると液状化強度は$R'_{l20}=0.16\sim0.23$となっている。

一方，十勝沖地震後に正面堤防FD 7＋426地点で強震観測が実施されてきており，今回の地震時にもその記録が得られている。[11]

図-8・45にSMAC強震計により得られた記録を示す。これによれば堤軸直角方向の最大水平加速度166galと



注）地震前のデータは，今回調査地から約500mの範囲内で実施した既往資料を用いた。

図-8･43　地震前後のN値の比較

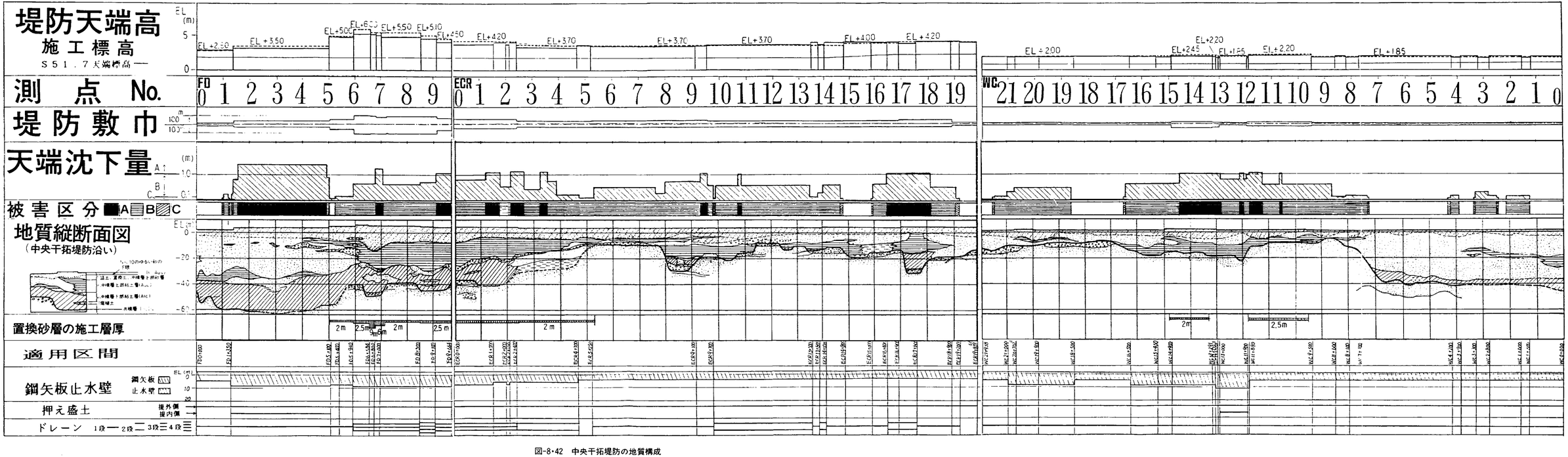


図-8・42　中央干拓堤防の地質構成

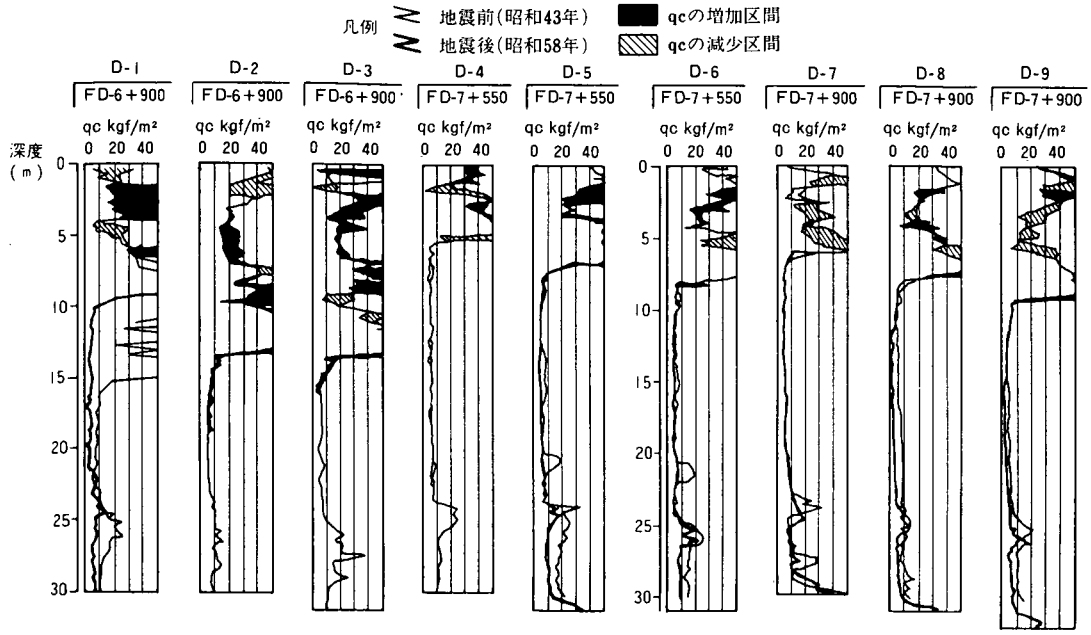
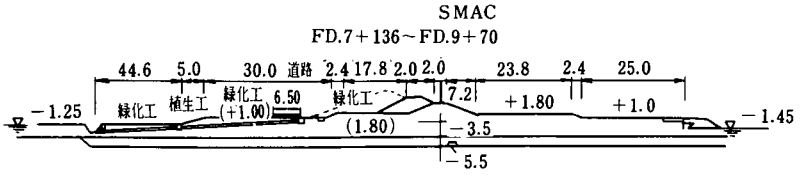


図-8・44　コーン指数 q_c値の比較図

表-8・14　液状化試験結果一覧表（不攪乱試料）

測　点　No.	FD4+100	FD4+100	FD6+900	ECR7+964	ECR7+964	WC13+650	WC13+650	WC13+650
試　料　番　号	SS2-2	SS3-1	SS5-1	SS8-2	SS8-3	SS10-2	SS11-2	SS12-1
深　さ　(m)	4.97 ～5.59	2.67 ～2.90	9.01 ～9.57	3.50 ～4.17	9.04 ～9.74	4.10 ～4.70	4.00 ～4.71	0.99 ～1.74
有効拘束圧 $\sigma'c$(kgf/cm²)	0.71	0.40	1.50	0.50	0.93	0.40	0.55	0.40
相対密度 Dr (%)	76.4	58.1	63.9	39.1	—*2)	54.3	61.8	82.3
液状化強度 Rl_{20}	0.347	0.272	0.343	0.291	0.214	0.316	0.353	0.349
修正液状化強度*1) Rl'_{20}	0.211	0.163	0.197	0.217	—	0.209	0.201	0.232

注1)　Rl'_{20}：相対密度変化を考慮して修正した液状化強度
注2)　試料SS8-3については円礫を混入していたため相対密度試験は実施していない。



SMAC-B設置位置堤体断面図

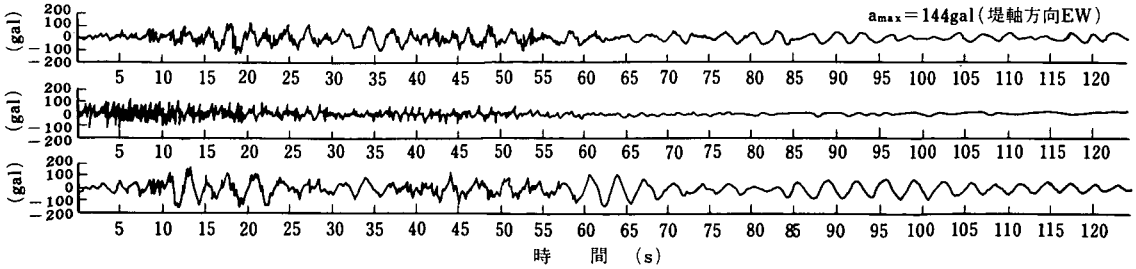


図-8・45　八郎潟中央干拓堤防(FD7+426) SMAC記録

いう値が得られている。

この記録波形から，深さ40m程度の洪積層を基盤面と考え，重複反射理論を用いて地盤内せん断応力を計算し，道路橋示方書の方法[12]に従って液状化の判定を行った結果を図-8・46に示す。被害の生じたFD 4＋100，FD 6＋900，ECR 7＋964，WC 13＋650の4地点では，いずれもF_Lの値が1.0を下回っており，また被害を生じなかったFD 0＋800ではF_Lの値は1.0を上回っている。

これらのことからも，今回の地震による被害の主たる要因は，表層近くに分布する緩い砂層の液状化であると考えられ，復旧工法の選定に当たっても地盤の液状化の防止に配慮することとしている。

復旧工事の基本的な考え方としては，昭和51年7月の断面を確保すると共に，地盤液状化，浸透，軟弱粘性土層でのすべり，並びに波浪による洗掘に耐えられる工法を採択することとしている。

液状化対策のため種々の工法について検討した結果，主として押さえ盛土工事と止水矢坂による地下水位低下を図ることとしている。

外水位に比べて堤内地盤高の低い中央干拓堤防では，浸透によるパイピング現象を防止するため，当初から図-8・47に示すドレーン工が設置されていた。一部区間ではこのドレーン工も損傷を受けているが，これを修復することにより，外水の浸透，雨水による浸潤面の上昇を抑制することができ，液状化対策としても有効であると考えられる。

図-8・48に矢板並びにドレーンの効果の算定結果の例を，また図-8・49に押さえ盛土とドレーンによる液状化対策の効果の算定例を示す。図-8・49に示す限界加速度

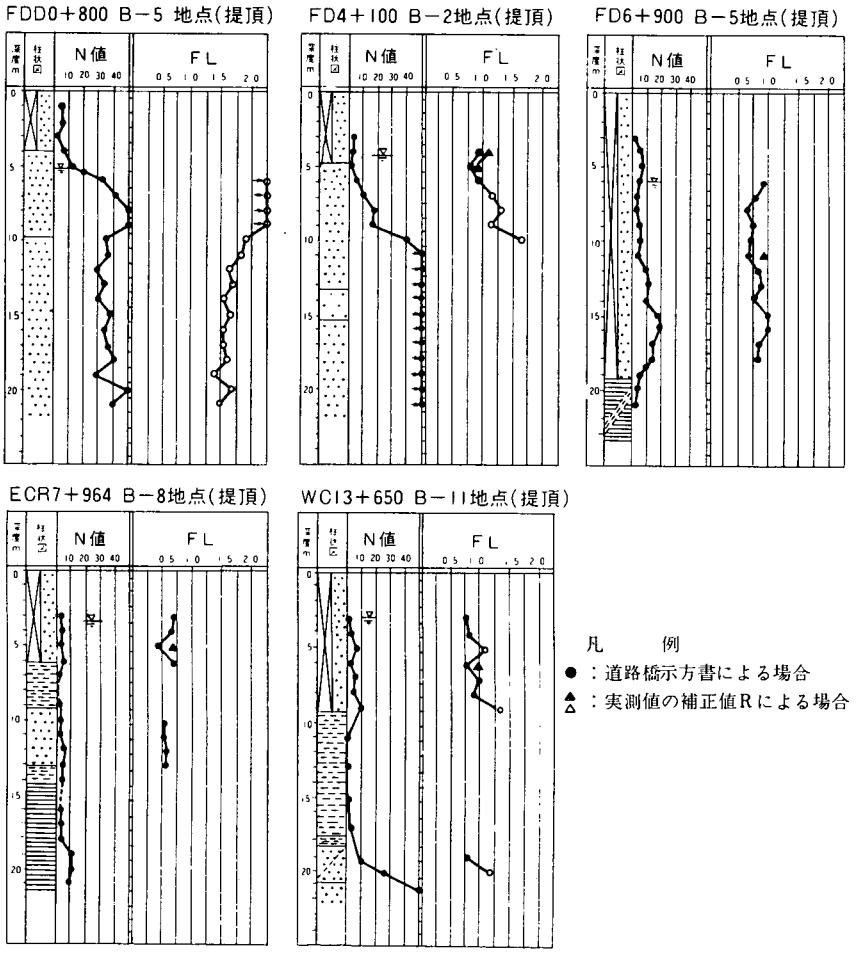
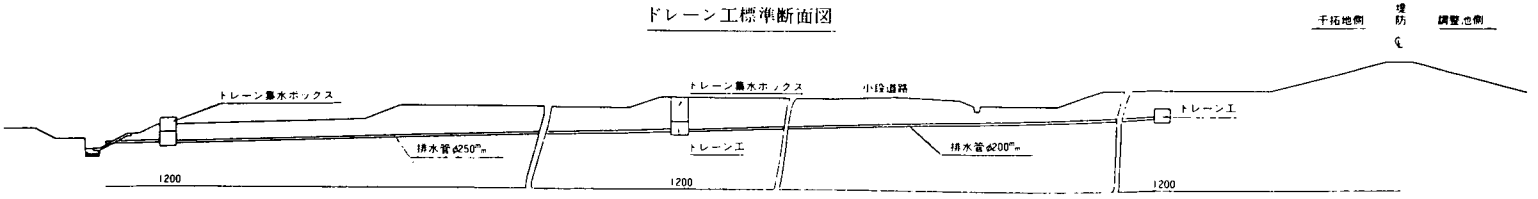
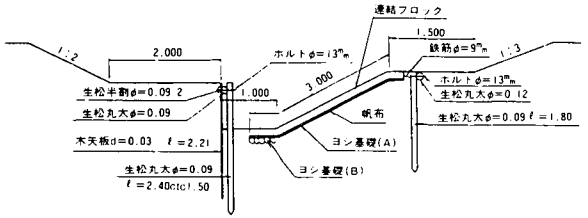


図-8・46 液状化判定結果

ドレーン工標準断面図

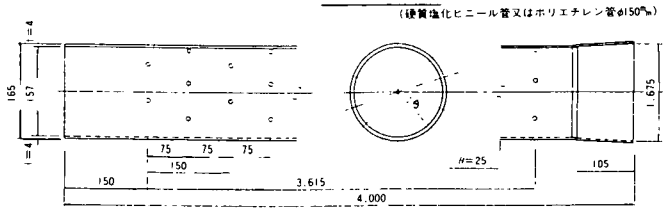


ドレーン吐出部標準図

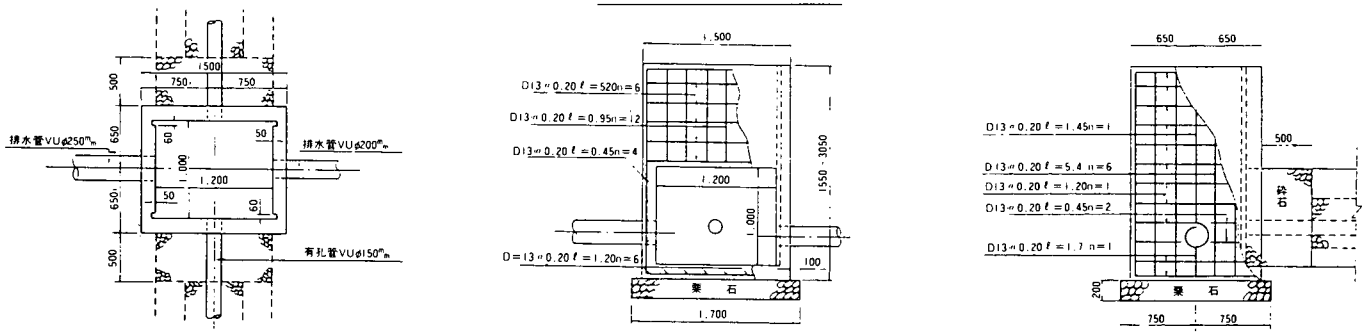


有孔管詳細図

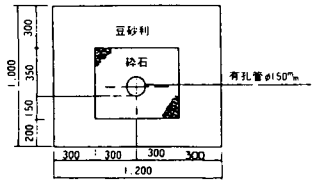
（硬質塩化ビニール管又はポリエチレン管φ150mm）



ドレーン集水ボックス詳細図



ドレーン工詳細図



ドレーン集水ボックス蓋詳細図

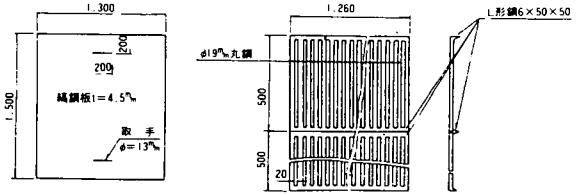


図-8・47　ドレーンエ

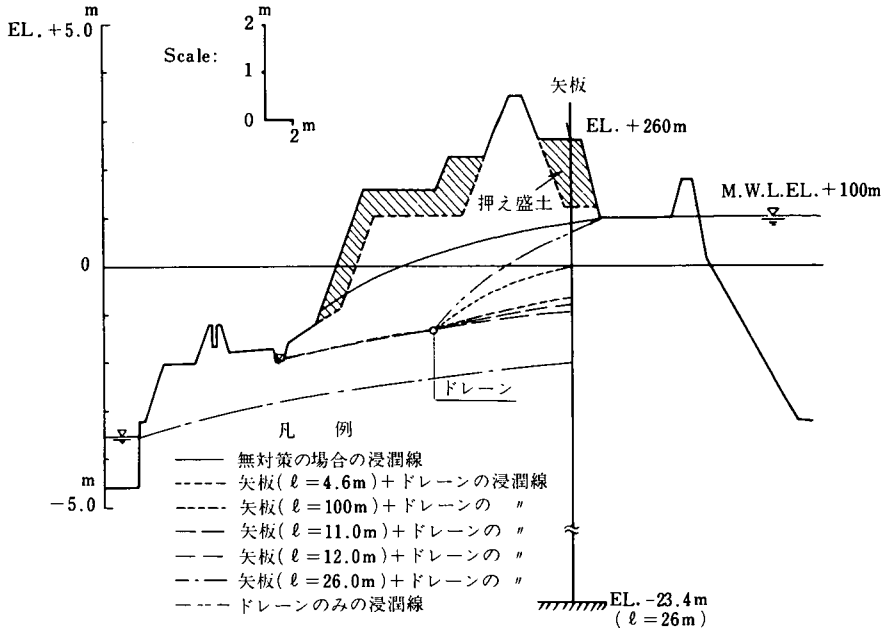


図-8・48 浸透流計算結果(FD4+100)

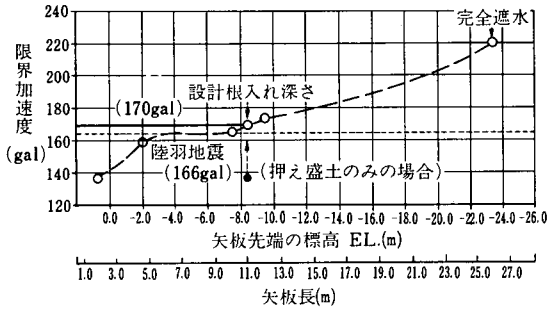


図-8・49 押え盛土と矢板(ドレーン併用)による効果 (FD4+100)

とは，その値を上回った加速度が作用したときに，道路橋示方書の方法によって判定したF_Lの値が1.0になる加速度を指している。

正面堤防の一部には，干拓事業における築堤工事に際して取扱いに苦労したとされる極めて軟弱な粘性土層が厚く推積している。ここでは，図-8・50に示すように圧密により一軸圧縮強度も増加しつつあるように思われるが，この粘性土は長時間の載荷によるクリープ破壊を起こしやすい特性があるとされるところから[13]，強度特性を吟味し図-8・51に示すような円弧すべり面法による安定解析を行って，安全率が1.2を上回ることを確認している。

最終的に決定した復旧基本断面の考え方を要約すると次のようである。[14]

① 原形復旧を原則とする。ただし堤体中央部及び道路を除き，川裏側の現地形については若干の法面整形を行う。

② 干拓堤防全区間を対象として，川表側に押さえ盛土を施工する。押さえ盛土の高さは正面堤防及び東部承水路堤防の南部はEL.+2.60m，東部承水路堤防の北部はEL.+2.90m，西部承水路堤防はEL.+1.30m，周辺干拓堤防はEL.+1.50mとし，その幅は被害の程度，堤体の規模に応じて決定する。また，堤体が周辺に比べて小型で，かつ被害の大きかった正面堤防の西側区間及び西部承水路堤防の北部区間については，川裏側にも押さえ盛土を行い敷幅の拡大を行う。

③ 正面堤防，東部承水路堤防，西部干拓・南部干拓・東部干拓堤防については，押さえ盛土前面に液状化防止を目的とした止水矢板を施工する。矢板のコーピング高さはEL.+1.50m(常時水位+0.50m)とする。西部承水路堤防も液状化防止を目的とする止水を行うが，洗掘の恐れがないため鋼製止水壁を施工する。止水壁頭部の高さは押さえ盛土の高さに合わせ，EL.+1.30mとする。なお，矢板・鋼製止水壁は原則として粘性土層あるいは締まった砂層に0.5〜1.0m貫入させる。また，北部干拓堤防については，押さえ盛土の法止め及び高水時の洗掘防止を目的として矢板を施工することが望ましい。

④ 矢板及び鋼製止水壁の前面には洗掘防止を目的

FD 6 ＋900～FD 7 ＋426 土性一覧図

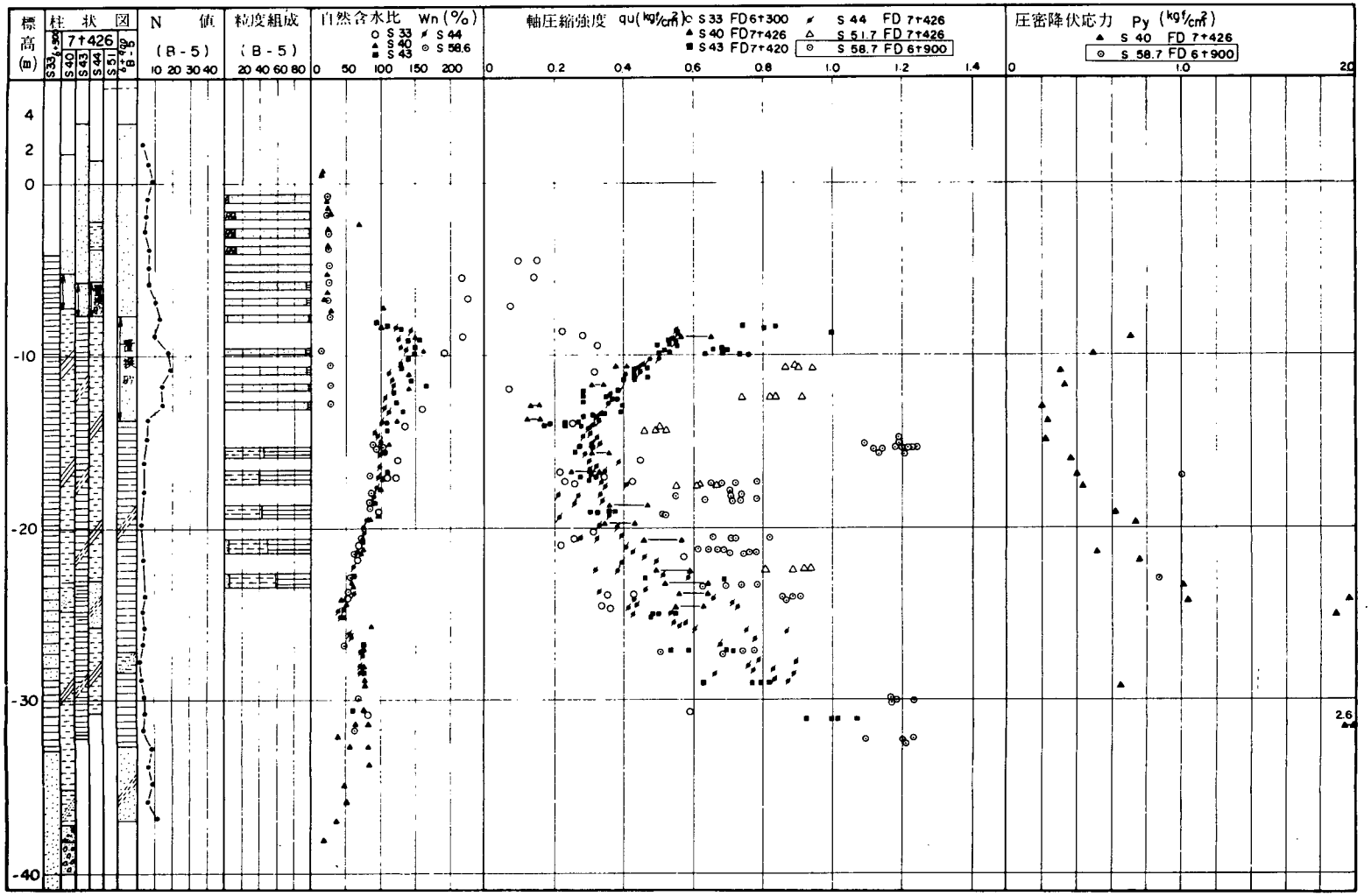
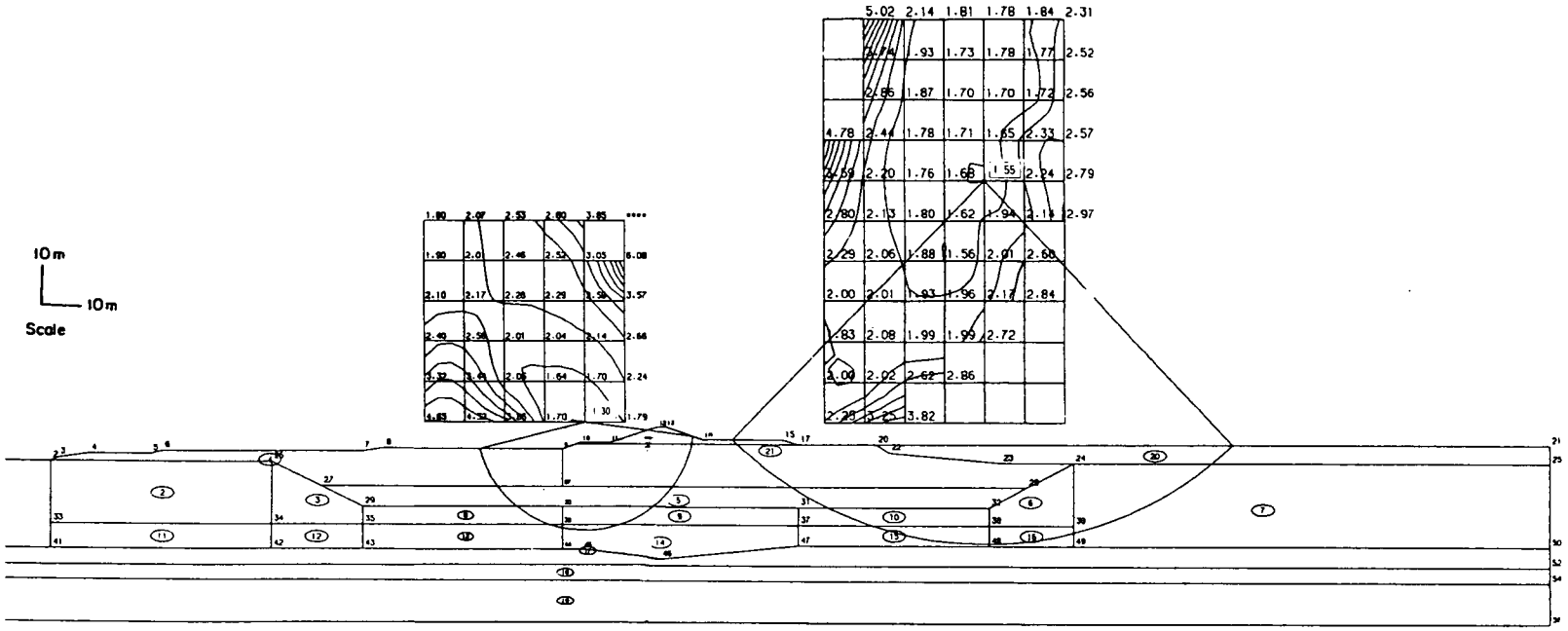
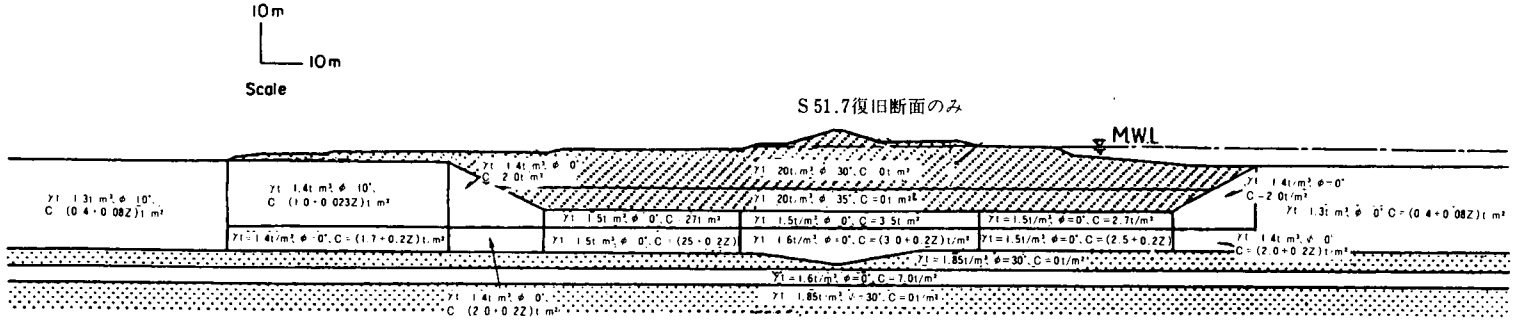


図-8・50　FD6＋900～7＋426　土性一覧図(昭和33年～昭和58年７月)



安定解析図（常時）　（FD６＋900）　　S 51.7復旧断面のみ



FD６＋900安定解析モデル

図-8･51　FD6+900CASE①　安定解析結果図

として捨石を施工する。

⑤　押さえ盛土表面には降雨浸透及び高水位時の堤体内への浸透を防止するため，アスファルトフェーシングを施工する。

⑥　中央干拓堤防については堤体内浸潤面を低下させるため，裏法尻にドレーンを設ける。ドレーンは堤防全延長にわたって施工し，100mごとに排水管を布設する。堤体敷幅が大きい場合には，ドレーンを2～3段設ける。

周辺干拓堤防については，川裏側の既設水路により水位低下を図る。

⑦　改良復旧断面は天端幅を3mとする。

なお，復旧基本断面の例を図-8・52に，また概略工事数量を表-8・15に示す。

また，復旧工事の状況を写真-8・36～8・44に示す。

5．その他の河川構造物

堤防以外の河川構造物として樋門・樋管及び水門・堰について被害の調査を行ったところ，水門・堰には被害が認められなかった。そこで，本章では樋門・樋管の被害について報告する。

5.1　樋門・樋管の被害

地震後に実施された調査では，東北地方建設局の管轄内において25箇所の樋門・樋管に被害が認められた。ただし，これら25箇所の内には地震前に既に損傷を生じていた樋門・樋管が含まれている可能性がある。そこで，災害復旧事業として復旧が行われた樋門・樋管のみを合計すると9箇所であった。

調査により得られた25箇所の樋門・樋管の被害の状況を示すと表-8・16のようになる。

特に被害の著しかった樋門・樋管について概要を示すと以下のとおりである。

(1)　津花川排水樋門

小川原湖総合開発事業の一環として，小川原湖南西部砂土路地内水排除施設の一部として昭和58年3月に完成したもので，管長30m，幅3.4m，高さ1.8mの長方形断面の樋管2連からなる。

地震による被害としては樋門としての機能を失うにはいたっていないが，樋門周辺の堤体には沈下・亀裂を生じており，樋管継手部において8～11cm程度の遊間拡大の現象が見られた。堤体の被害状況を写真-8・45に，また樋門の被害状況を写真-8・46に示す。

樋門は図-8・53に示すとおり，地表面下20ないし25m程度までN値0といった非常に軟弱な粘性土層上に位置しており，このような地盤条件が樋門及び堤体の被害に大きく影響していると考えられる。

(2)　桧山川排水樋門

米代川左岸3.0km＋80m地点に位置し，管長24.8m，幅2.0m，高さ2.0mの矩形断面の樋管2連からなり，昭和27年2月に完成した比較的竣工年月の古い樋門である。

津花川排水樋門と同様に，樋門としての機能を失うほどの被害は生じていないが，樋門周辺の堤体に亀裂が発生すると共に，管体の一部と側壁護岸に亀裂を生じている。被害状況を写真-8・47～8・49に示す。また，樋門の概要を図-8・54に示す。

5.2　樋門・樋管の被害の特徴

樋門・樋管の被害の特徴として，表-8・16より次のことがあげられる。

全被害箇所数25のうち，樋門・樋管本体に被害を受けているのは高瀬川の津花川排水樋門等4箇所のみと少なく，大部分の被害は護岸・側壁等周辺施設及び各構造物間の取りあいなどの被害である。

これらの被害の程度としては，樋管の亀裂，各構造物間のずれ等軽微なものが多く，樋門・樋管としての機能を失うほどのものは無かった。そのため樋門・樋管本体は亀裂や開口部への補修材の充てん程度で復旧が完了する場合がほとんどである。ただし，一部の樋門においては堤体部に亀裂を生じるなど，周辺施設に多額の被害を受けている箇所がある。

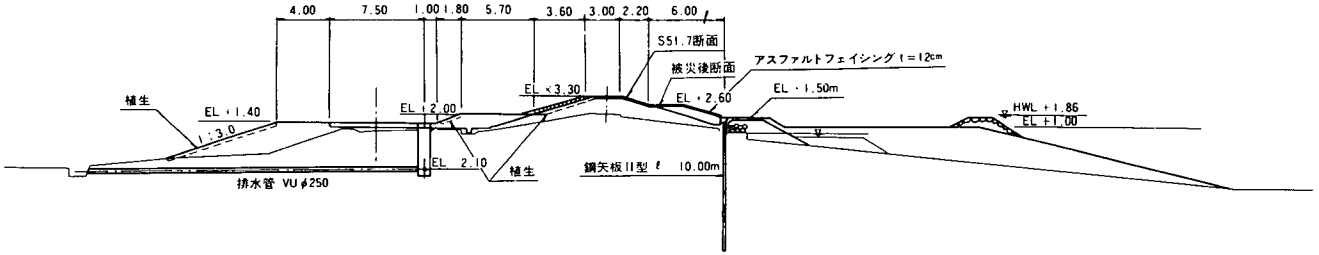
被害発生の原因としては，竣工年月の古い樋門・樋管を除けば，樋門・樋管本体には根本的な欠陥というものは認められず，堤体並びに周辺地盤の沈下・亀裂による不等沈下が樋門・樋管の被害の発生原因と考えられる場所が多い。

6．まとめ

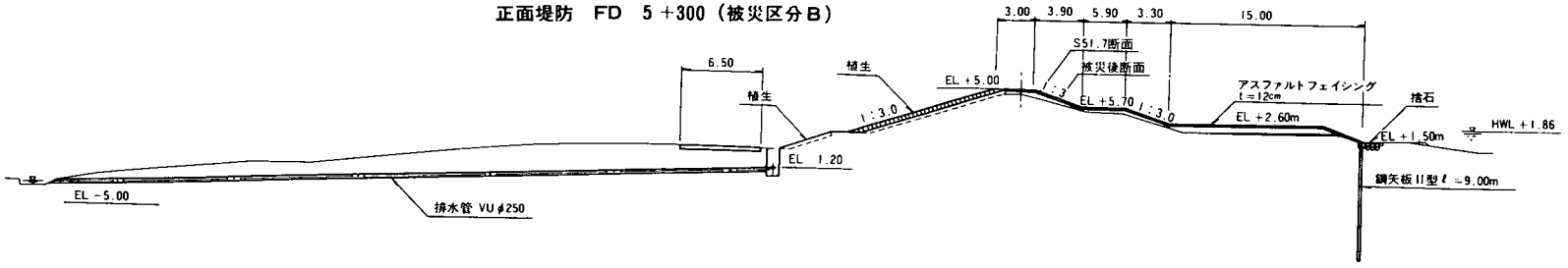
今回の地震において多くの河川施設の被害が生じたが，八郎潟干拓堤防の被害が特に目立った。また，直轄河川については，米代川・岩木川で数多くの被害が生じ，沖積低平地に位置する堤防に被害が集中した。堤防以外の，堰・樋門・樋管等の河川構造物では，機能を損なうほどの被害は生じなかった。

堤防の被害の特徴として，軟弱な砂地盤上で多くの被害が生じたこと，地盤の液状化による被害が著しかったことが挙げられる。その他，堤防に横断亀裂がい

正面堤防　FD　3＋300（被災区分A）



正面堤防　FD　5＋300（被災区分B）



東部承水路堤防　ECR9＋400（被災区分A）

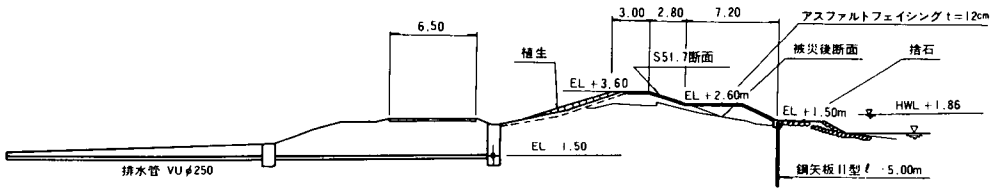


図-8・52　基本設計断面図

表-8・15　復旧工事概略数量

		中央干拓堤防	周辺干拓堤防
盛　　土		1,830千m³	590千m³
アスファルトフェーシング		760千m²	633千m²
止水壁施工延長	鋼矢板（II型）	29km	42km
	鋼製止水壁	22km	—
ドレーン	集水管	73km	—
	排水管	19km	—

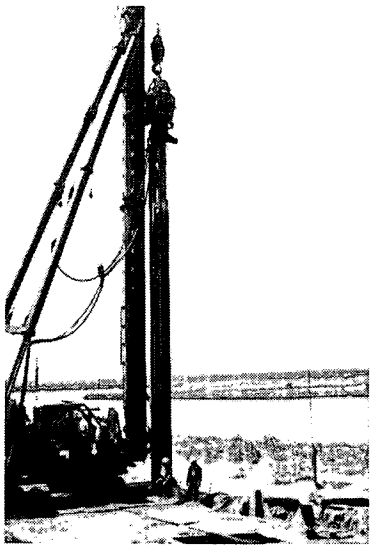


写真-8・36 復旧工事の状況(WC 13付近止水壁打込状況)

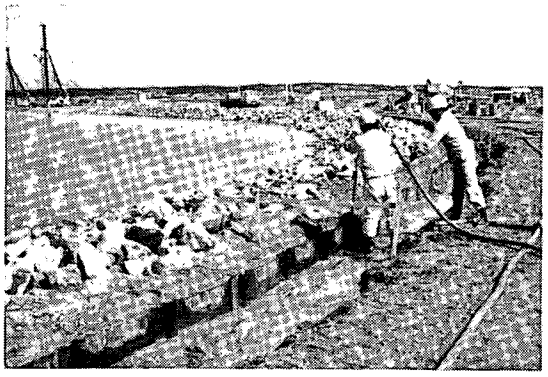


写真-8・37 復旧工事の状況(WC 9付近止水壁グラウト状況)

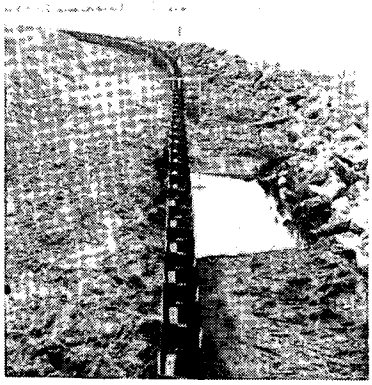


写真-8・38 復旧工事の状況(ECR 17付近矢板打込状況)



写真-8・39 復旧工事の状況(FD 2付近の堤体盛土施工)

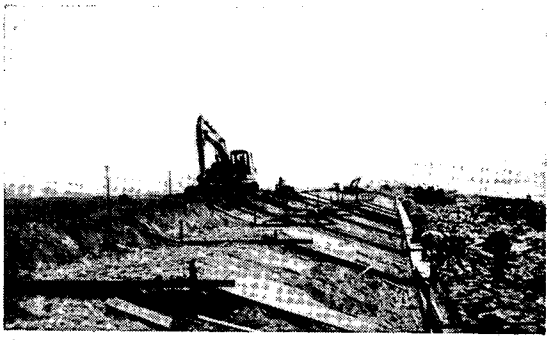


写真-8・40 復旧工事の状況(FD 2～3付近堤体盛土状況)



写真-8・41 復旧工事の状況(FD 2+300付近の前面盛土状況と捨石整形)

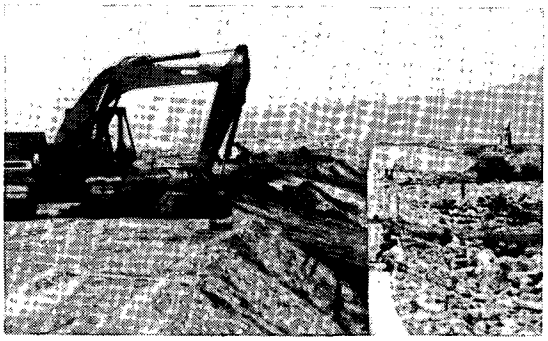


写真-8・42 復旧工事の状況(ECR 1～2付近堤体盛土施工状況)

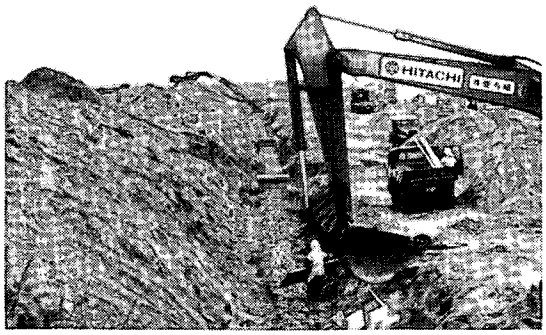


写真-8・43 復旧工事の状況(ECR 1～0 付近集水ドレーン施工状況)

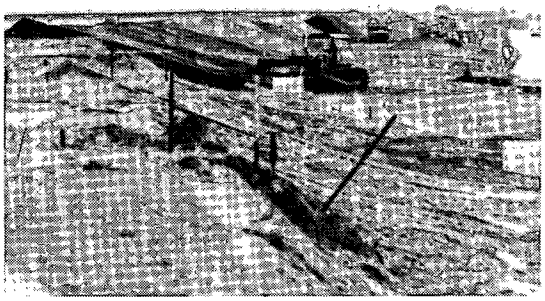


写真-8・44 復旧工事の状況(ECR 2～0 集水ます及び堤体裏 法面施工状況)



写真-8・45 樋門周辺における堤体の被害状況(津花川排水樋門)

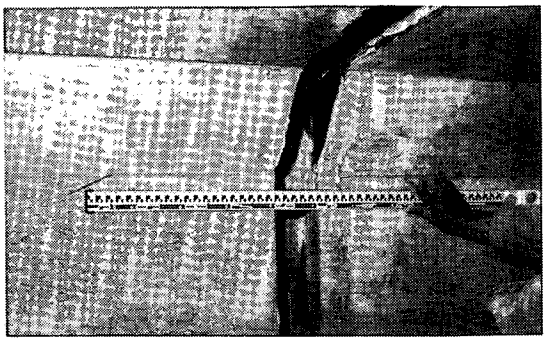


写真-8・46 樋管継手部の開き(津花川排水樋門，開き量80mm)



写真-8・47 樋門上部堤体の亀裂及び段差(桧山川排水樋門)

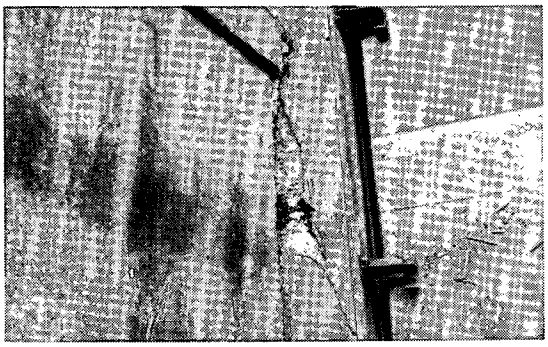


写真-8・48 翼壁部の亀裂(桧山川排水樋門)

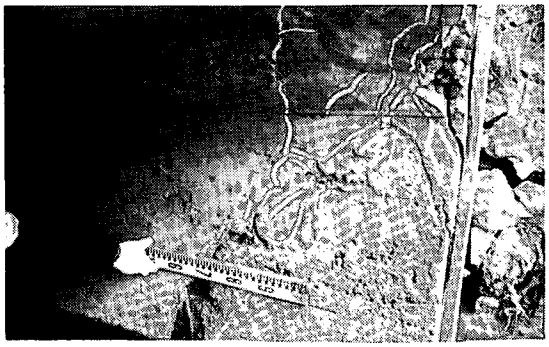
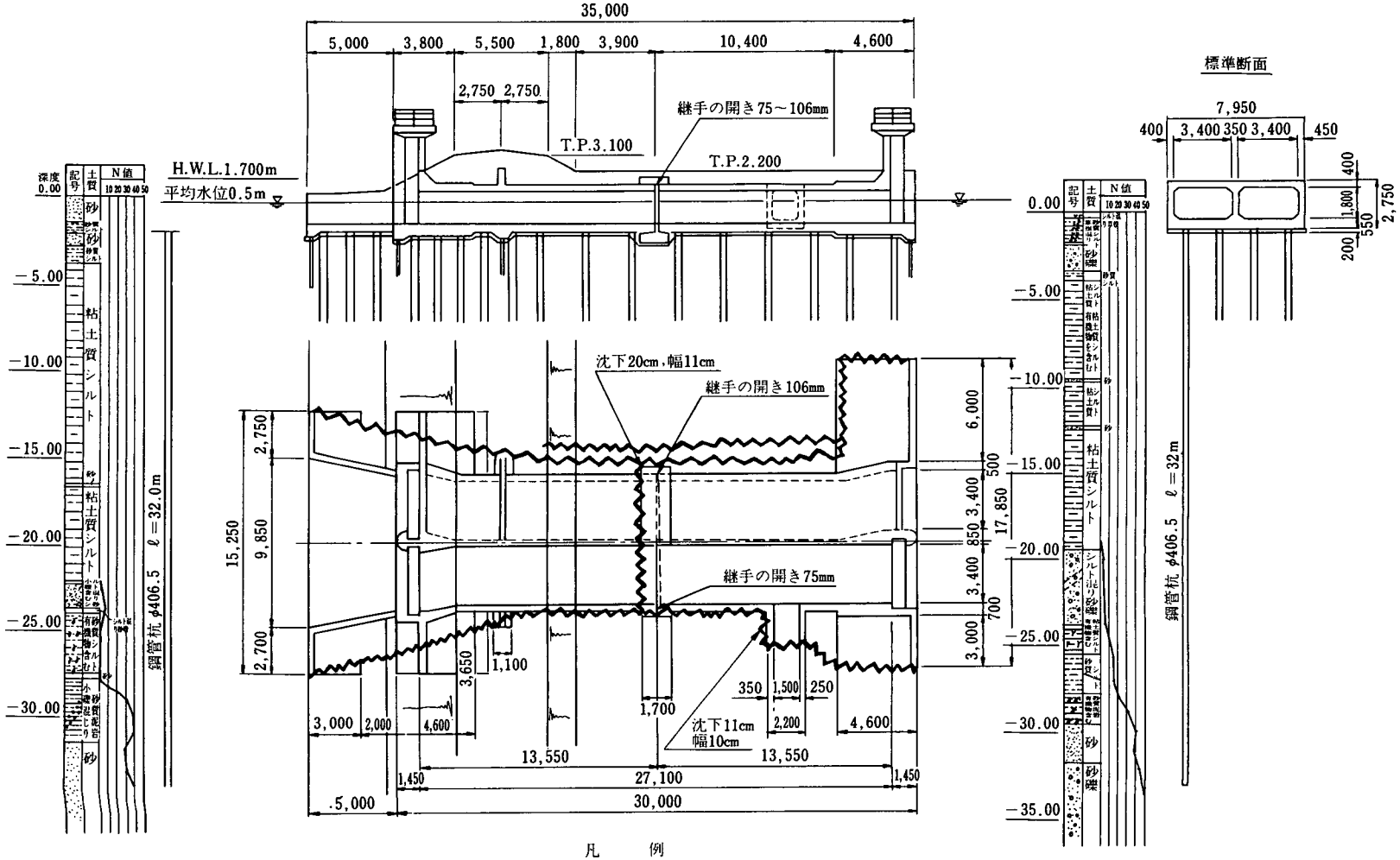


写真-8・49 管体の亀裂(桧山川排水樋門)

表-8・16　樋門・樋管の被害概要の一覧表

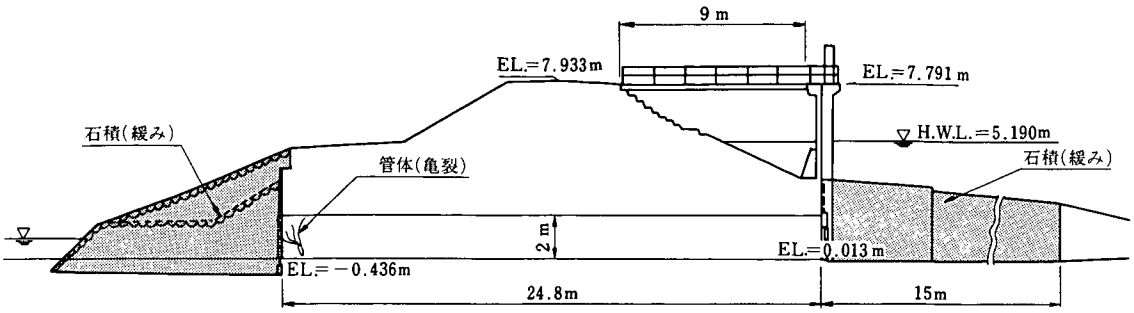
番号	箇所名	樋門・樋管名	断面諸元 長さ×幅×高さ(m) 竣工年月	被害状況		復旧工法(注)	災害復旧事業適用の有無
				樋門・樋管本体	周辺施設		
1	秋田市新屋地内 雄物川右岸 CS43＋10m	新屋水門	14.0×3.6×9.273矩形		護岸の沈下及び目地の開き，スクリーンの目地の開き	Vカットののちボンド及びモルタルにて復旧	無
2	秋田市新屋地内 雄物川左岸 CS40＋20m	新屋樋門	18.50×1.80×1.80矩形 昭和6月3月		護岸に亀裂	〃	無
3	秋田市仁井田字柳林地内 雄物川右岸 CS43＋10m	古川樋管	26.0×1.5×1.5矩形 昭和8年4月		護岸に亀裂，吐口の亀裂，吐口天端保護の沈下，呑口石積の崩落	旧石積をブロック積みに改良	無
4	秋田市豊岩字豊巻地内 雄物川左岸 CS119＋30m	豊巻樋門	24.85×2.0×2.5矩形 昭和19年8月	樋管の管軸方向管軸直角方向に亀裂		二重締切工法により現樋門を撤去し，改築する	有
5	秋田県川辺郡雄和町芝野新田地内 雄物川右岸 CS169＋30m	下袋樋管	20.5×1.3×1.4矩形		護岸の沈下，目地の開き，亀裂，呑口水路の目地の開き	Vカットののちボンド及びモルタルにて復旧	無
6	秋田県能代市落合上悪土地内 米代川右岸0.4km＋30m	落合第1排水樋管	16.80×1.50×1.50矩形 昭和54年11月		側壁の沈下及び亀裂 階段に亀裂，堤体に亀裂	締固，土羽一式，コンクリート打込，護岸張替	有
7	能代市落合上悪土地内 米代川右岸1.0km＋150m	落合第2排水樋管	22.0×1.00×1.25矩形 昭和52年12月		護岸の沈下及び亀裂，排水路の目地の開き，低水護岸格子張陥没	締固，土羽一式，コンクリート打込	有
8	秋田県能代市向能代 米代川右岸1.4km＋140m	落合第3排水樋管	17.25×1.50×1.50矩形 昭和49年3月		側壁の目地の開き 護岸ブロック脱落	継手てん充 護岸張替	有
9	秋田県能代市川反地内 米代川左岸1.6km＋140m	中島水門	20.20×3.0×3.0矩形 昭和36年3月		側壁の沈下，転倒	止水矢板にかさコンクリート打設	有
10	秋田県能代市上川反地内 米代川左岸3.0km＋80m	桧山川排水樋門	24.80×2.0×2.0矩形 昭和27年2月	管体に亀裂	側壁に亀裂，護岸の沈下及び亀裂，石積の緩み，堤体に亀裂	締固，土羽一式 護岸張替，⊥型擁壁	有
11	秋田県能代市吹越地内 米代川右岸3.8km＋160m	吹越排水樋管	21.35×1.50×1.50矩形 昭和57年11月		護岸に亀裂，堤体に亀裂	締固，土羽一式	無
12	秋田県能代市朴瀬地内 米代川右岸8.8km＋85m	朴瀬排水樋管	26.20×1.25×1.25矩形 昭和56年3月		排水路の目地の開き，護岸に亀裂，堤体に亀裂	締固，土羽一式 継手コンクリート打込ブロック張替	有
13	能代市朴瀬地内 米代川右岸9.0km＋185m	久喜沢川排水樋門	28.0×5.00×4.10矩形 昭和54年3月		排水路張ブロックのずり落ち，堤体に亀裂，機械室にヘヤークラック	締固，土羽一式 水路ブロック張替	有
14	秋田県能代市轟地内 米代川右岸12km＋100m	常盤第3排水樋管	33.10×1.50×1.50矩形 昭和47年3月		側壁の目地の開き	翼壁てん充 護岸シーリング	無
15	秋田県山本郡二ツ井町羽立地内 米代川左岸14.8km＋215m	羽立排水樋管	22.50×1.80×1.80矩形 昭和14年8月		格子張護岸に亀裂	締固，土羽一式	無
16	秋田県山本郡二ツ井町大林地内 米代川左岸21.2km	大林排水樋管	24.0×1.80×1.80矩形 昭和26年3月		格子張護岸に亀裂 堤体に亀裂	締固，土羽一式 護岸てん充	無
17	秋田県山本郡二ツ井町稗柄地内米代川右岸28.0km＋50m	岩堰第1排水樋管	18.0×1.4×1.0 18.0×φ0.8 昭和54年3月		護岸の沈下及び亀裂	護岸てん充	無
18	秋田県山本郡二ツ井町荷上場館の下地内 藤琴川右岸0.6km	藤琴川排水樋管	23.0×1.50×1.50矩形 昭47年1月		側壁の沈下及び目地の開き	コーキング式	無
19	青森県北津軽郡中里町大字長沼 岩木川右岸7.14km	長泥排水樋管	26.2×1.25×1.25矩形 昭和47年3月		格子張護岸の目地の開き門柱と翼壁の分離	目地てん充で補修	無
20	青森県南津軽郡田舎館村大字豊蒔地内平川右岸浅瀬石川合流点上流0.7km	豊蒔第1排水樋管	20.3×3.5×3.5矩形 昭和54年2月		格子張護岸に亀裂	Vカット補修	無
21	〃 1.4km	豊蒔第2排水樋管	24.8×1.50×1.25矩形 昭和53年3月		格子張護岸に亀裂	Vカット補修	無
22	青森県上北郡上北町大字大浦地内高瀬川右岸No.48＋920m（小川原湖）	流川排水樋門	28.0×3.5×1.8矩形 昭和56年3月	樋管の継手の開き	堤体に亀裂	盛土の切りかえし締固め，目地てん充	無
23	青森県上北郡上北町大字大浦地内高瀬川右岸No.48＋1280m（小川原湖）	津花川排水樋門	30.0×3.4×1.8矩形 昭和56年3月	樋管の継手の開き	堤体の沈下及び亀裂	盛土の切返し締固め可撓性継手に改良	無
24	青森県八戸市大字長苗代地内馬淵川左岸5km＋340m	長苗代第1排水樋管	22.25×2.0×2.0 昭和55年3月		格子張護岸に亀裂	止水防止剤注入	無
25	青森県八戸市大字長苗代地内馬淵川左岸3km＋900m	内船渡第一排水樋管	24.0×1.25×1.25 昭和51年3月		格子張護岸に亀裂，沈下，目地の開き	護岸張替	有



凡　例

提体表面に生じた亀裂の位置を示す。

図-8・53　津花川排水樋門の被災状況



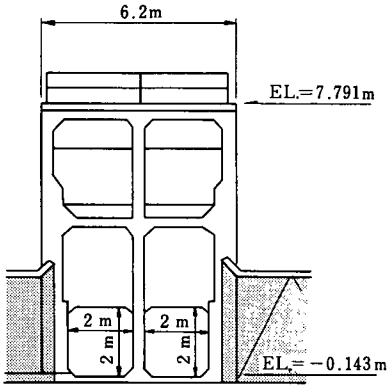


図-8･54　桧山川排水樋門の被災状況

くつか生じたが，それは基礎地盤の変化部や堤防横断構造物の直上部などに多かった。これらの事実より，堤防の耐震性は主に基礎地盤の良否に支配されることが示唆された。

復旧工事は地震直後から着手され，いくつかの復旧工法を用いて進められたが，その際，宮城県沖地震の経験が有効に生かされた。従って，今後も堤防の震災復旧工事を円滑に進めることができるようにするため，震後の調査手法，復旧工法の選定手法など，十分に検討を重ねて事前の準備体制を整えておく必要があると考えられる。

最後に，本編をまとめるに当たっては，建設省東北地方建設局企画部・河川部，青森工事事務所，能代工事事務所，秋田工事事務所及び秋田県の各機関で実施された調査資料を利用させて頂いた。ここに記し，上記関係機関の各位に厚く謝意を表します。

参　考　文　献

1）建設省東北地方建設局河川工事課・道路管理課「日本海中部地震の復旧状況」月刊建設83-12，建設省東北地方建設局，1983年12月。
2）佐々木康「河川堤防の地震被害と液状化対策」河川，日本河川協会，1983年11月，pp.51～61。
3）建設省土木研究所「新耐震設計法(案)」土木研究所資料第1185号，1977年３月。
4）建設省土木研究所「1978年宮城県沖地震災害調査報告」土木研究所報告第159号，1983年３月。
5）建設省国土地理院「治水地形分類図」(未公開)。
6）建設省東北地方建設局「地震被災後における復旧工法マニュアル(案)」1982年12月（内部資料)。
7）八郎潟干拓事務所編「八郎潟干拓事業誌」農業土木学会，1969年９月，pp.45～46。
11）東北農政局，八郎潟新農村建設事業団「八郎潟干拓事業概要」1976年。
9）農林省構造改善局編「八郎潟農村建設事業誌」農業土木学会，1977年４月，P 792。
10）佐々木康 他「地盤液状化判定のための原位置試験法に関する日米協力研究（第１報)」日米天然会議，耐風耐震構造専門部会第16回合同部会，1984年５月，pp.807～846。
11）浅田秋江，久保陽「日本海中部地震における八郎潟中央干拓堤防の被害」土と基礎，Vol.31，No.２，1978年12月，pp.5～11。
12）日本道路協会「道路橋示方書・同解説，V耐震設計編」1980年５月，pp.16～20。
13）土質工学会「土質工学ケースヒストリー集，第１集」1984年，pp.395～397。
14）秋田県，国土開発技術研究センター「日本海中部地震による八郎潟堤防の震災復旧調査報告書」1984年３月，pp.22～27。

第9編　河川構造物と海岸保全施設の津波被害

宇多高明*

by **Dr. Takaaki Uda**

目　　次

1．概要……(2)
2．河川構造物の津波被害……(3)
2.1　河川別津波被害状況……(3)
2.1.1　水沢川……(3)
2.1.2　塩川……(5)
2.1.3　竹生川……(6)
2.1.4　米代川……(9)
2.1.5　鮪川川……(10)
2.2　河川構造物の被災形態のまとめ……(11)
3．海岸保全施設の津波被害……(13)
3.1　海岸護岸の津波被害……(13)
3.2　離岸堤の津波被害……(16)
3.3　消波堤の津波被害……(18)
3.4　海岸保全施設の被災形態のまとめ……(20)
4．河川構造物と海岸保全施設の復旧……(21)
5．まとめ……(21)

＊河川部海岸研究室長，工博

1．概要

第2編では青森・秋田・山形県沿岸における遡上高の分布や河口周辺の浸水域分布などを明らかにしたが，第9編では特に河川構造物と海岸保全施設の津波被害，及びそれらの復旧について取りまとめる。このため，まず青森・秋田両県の日本海沿岸の河川構造物の津波被害箇所のデータを収集・整理した。これによると津波によって比較的規模の大きい被害が出たのは，いずれも秋田県内の河川であって，図-9・1に示すように峰浜海岸にある水沢川・塙川・竹生川の3河川と，一級河川の米代川及び琴浜海岸にある鮪川川の合計5河川であることがわかった。またその場合の被災施設としては堤防・護岸がほとんどを占めていた。よって，上記5河川について被災前後の堤防・護岸の断面・平面形状等を調べると共に，被害状況写真の収集・整理を行った。この結果，被災形態としてはブロック練積護岸やブロック空張護岸の背後の堤体部分が越流や戻り流れによって洗掘され，それに伴って護岸が倒壊したり，堤防が破壊される例が多いことが明らかになった。

一方，津波被害のあった海岸保全施設としては，海岸護岸・離岸堤・消波堤などがあるが，被害は表-9・1に示すように北海道・青森県・秋田県・島根県にでており，特に青森・秋田両県で著しい。また被害箇所を青森・秋田両県についてまとめると図-9・2となる。以下の各節では各県におけるこれらの構造物の被害を一括し，一覧表として整理すると共に，被災後撮影された写真を基に被災原因について調査する。

また，今回の津波被害の特徴としては離岸堤や消波

表-9・1 海岸保全施設の被害

道県名	件数	被害額
北海道	2	266百万円
青森	33	398
秋田	56	2,064
島根	2	77
合計	93	2,806

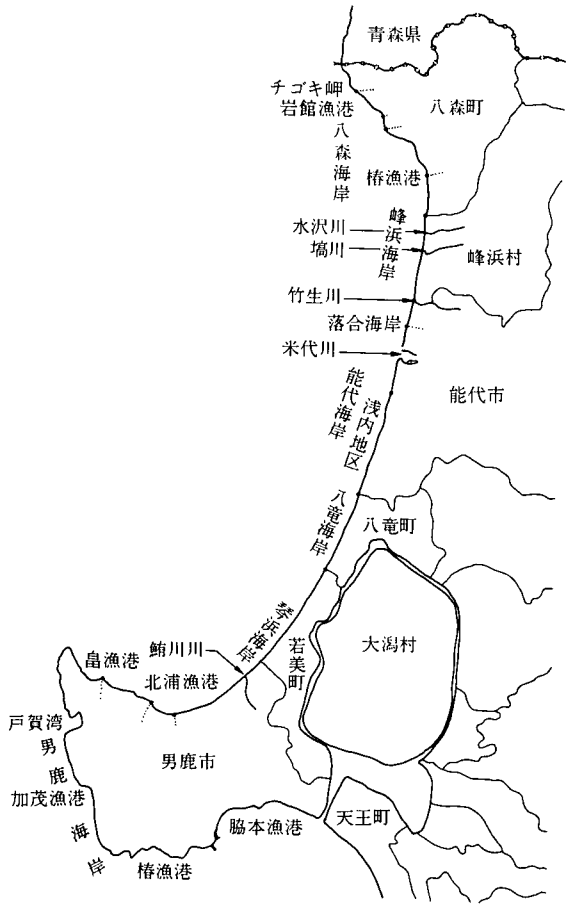


図-9・1 津波被害のあった河川の位置図

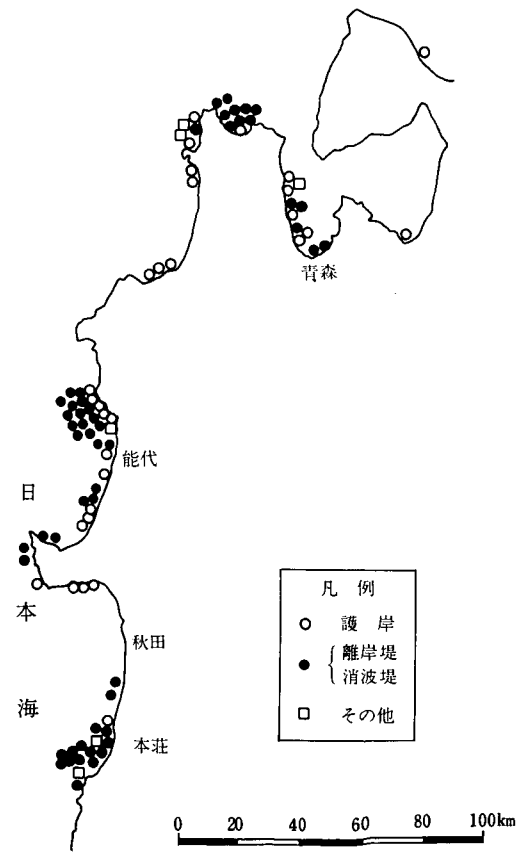


図-9・2 青森・秋田県の被災箇所

堤の異形ブロックの散乱の問題があげられる。このため代表的に八森海岸の離岸堤と，峰浜海岸・八竜海岸の消波堤について異形ブロックの散乱状況の調査を行い，その分布状況や散乱割合等を明らかにすることとした。最後に河川構造物と海岸保全施設の復旧についても取りまとめた。

2．河川構造物の津波被害

2.1　河川別津波被害状況

2.1.1　水沢川

水沢川では河口から約300m上流の左岸側で図-9・3に示すように延長148mにわたってブロック練積護岸が被災した。被災は護岸の設置範囲全域で生じた。水沢川の河口部は蛇行しているが，被災範囲は河口より遡上した津波がちょうど護岸に衝突する位置にあった。さらに海浜には護岸が設置されているが，その海岸護岸線が陸側に曲がっているために，これにより津波が一層河口部に集中し，護岸の被災を大きくしたと考えられる。

護岸の法線は図-9・3に示すようにS字形に緩く曲がっている。河口部より屈曲する河道は，図-9・4に示すように測線No.50～No.90の間で直接護岸と当たっている。このため護岸の下流部ほど被災状況は激しかった。図-9・5は代表的にNo.50とNo.70の被災後断面と復旧断面を示す。復旧はほぼ原形復旧のため，復旧断面はほぼ被災前断面と考えても良い。裏込の土砂が流出したため安定性が低くなると共に，強い戻り流れによって護岸は倒壊したものと考えられる。

写真-9・1，9・2，9・3は被災状況写真である。写真-9・1に示すように，下流部分（写真の中央より右側部分）

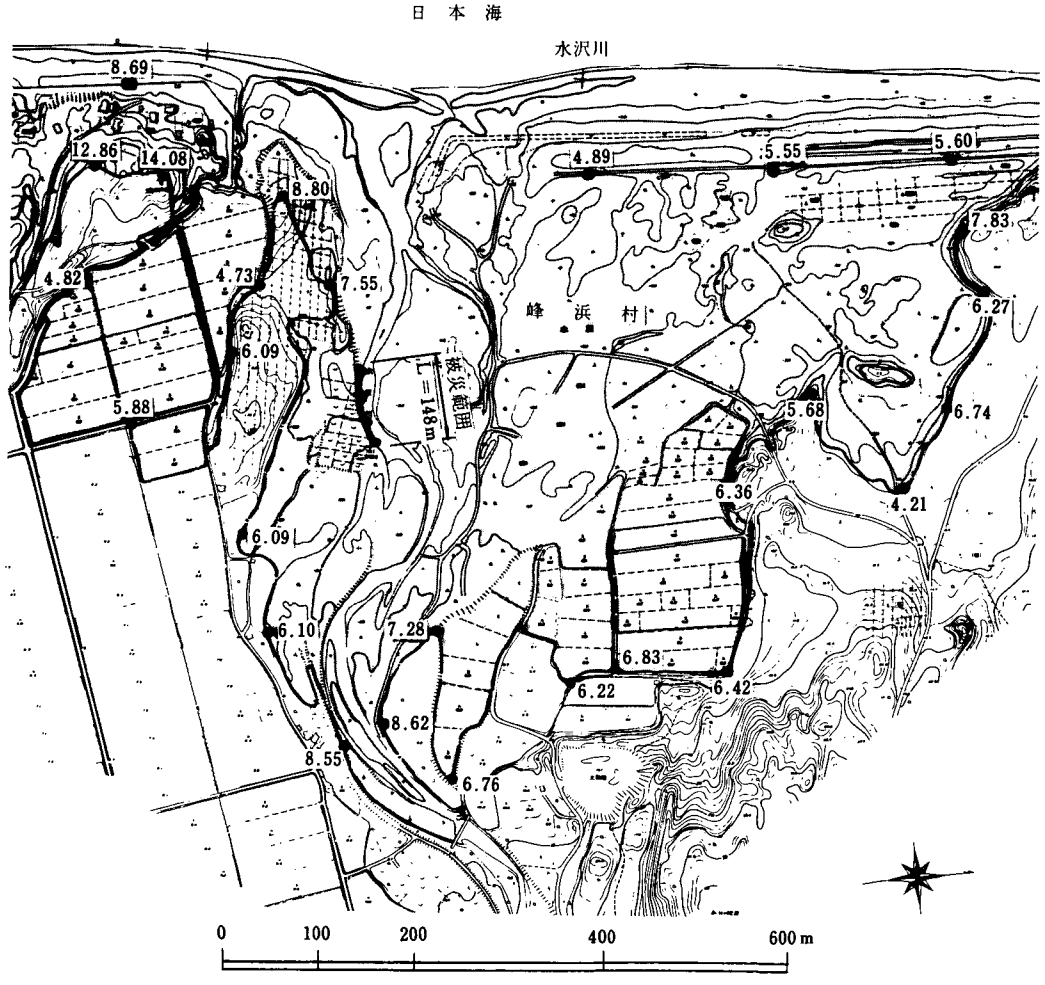


図-9・3　水沢川河口部の護岸被災範囲

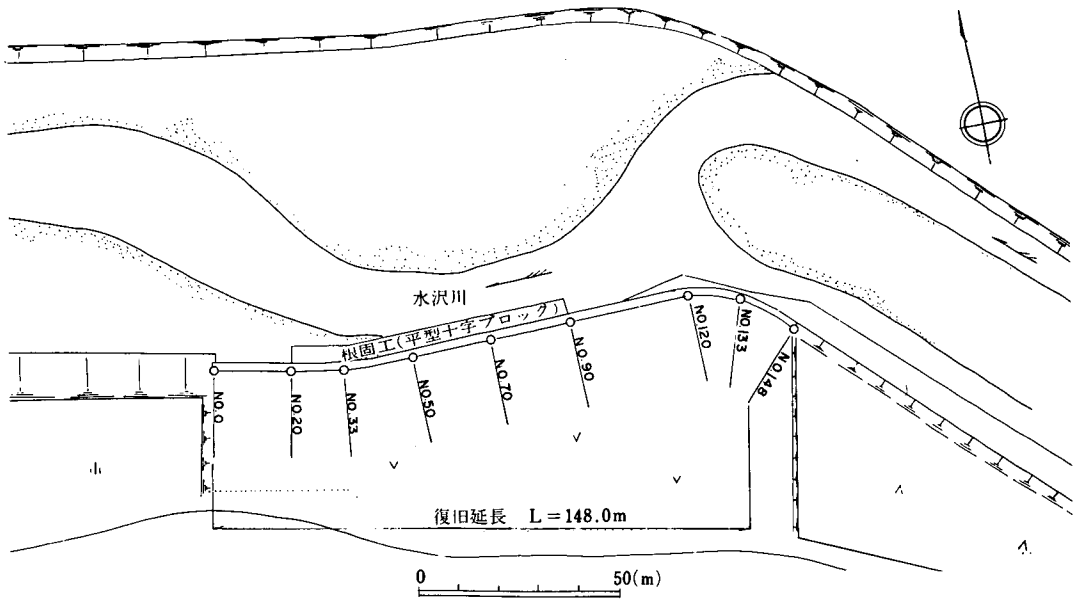


図-9・4 水沢川左岸護岸被災箇所平面図

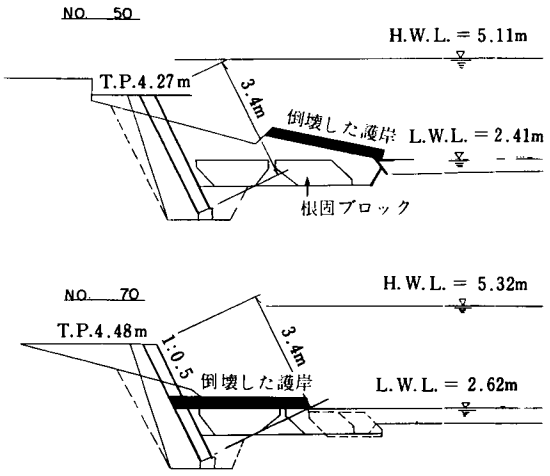


図-9・5 水沢川左岸護岸復旧断面図(No.50 とNo.70)



写真-9・2 水沢川護岸被災状況(側面,下流から上流方向を望む)



写真-9・1 水沢川護岸被災状況(正面)

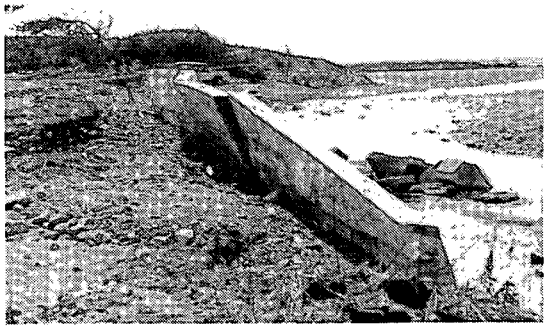


写真-9・3　水沢川護岸被災状況(側面,上流から下流方向を望む)

では護岸は完全に倒壊している。写真-9・2, 9・3は側面図である。倒壊しない部分についても越流した津波によって護岸背後が洗掘されていることがわかる。護岸は,津波来襲時の押し波によってその背後が洗掘され,護岸の安定性が失われると共に,戻り流れによって倒壊したものと推定される。

2.1.2　塙川

塙川では,河口から約270m上流の左岸側で図-9・6に示すように延長202mにわたって河川堤防が被災した。図示されるように被災箇所はほぼ海に直面する位置にある。このため堤防は相当激しく破壊された。河口部で河道は右回りに大きく蛇行しているので,堤防の被災状況は下流部ほど激しい。図-9・7は堤防と測線番号

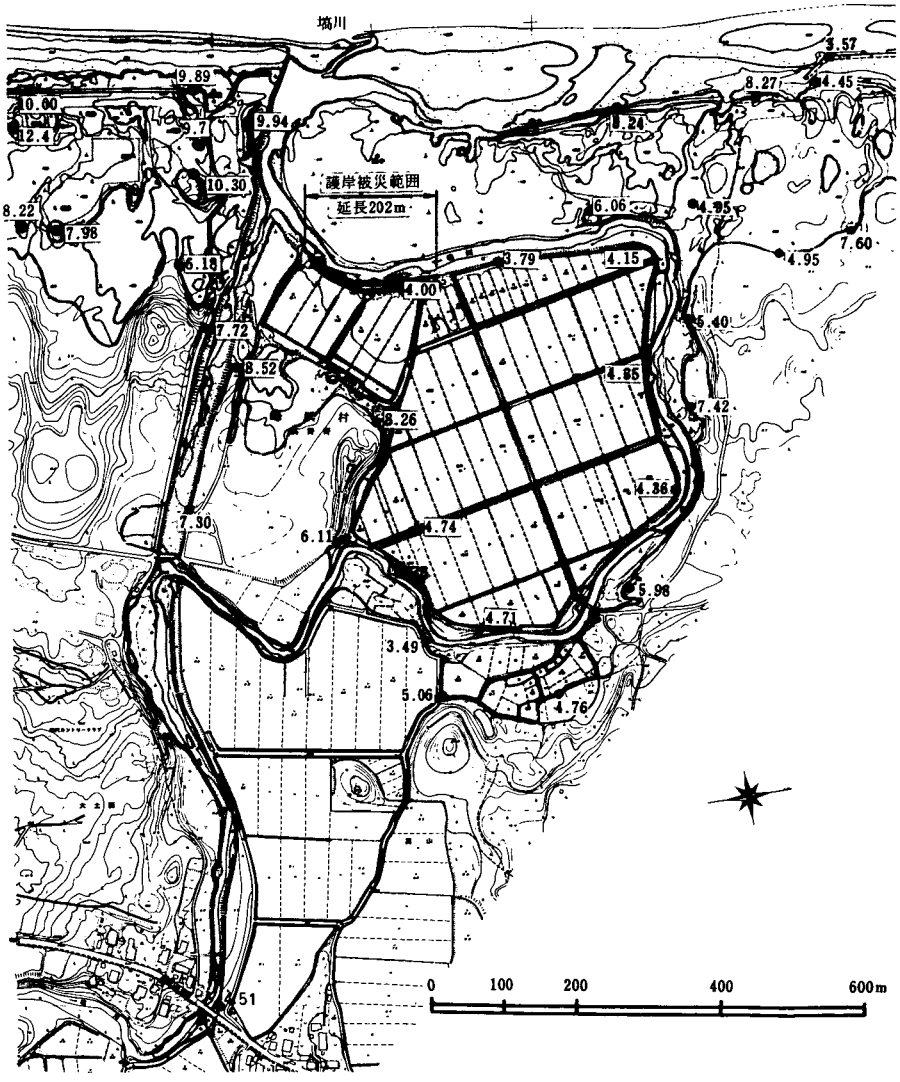


図-9・6　塙川河口部の被災範囲(太い実線は浸水域を示す)

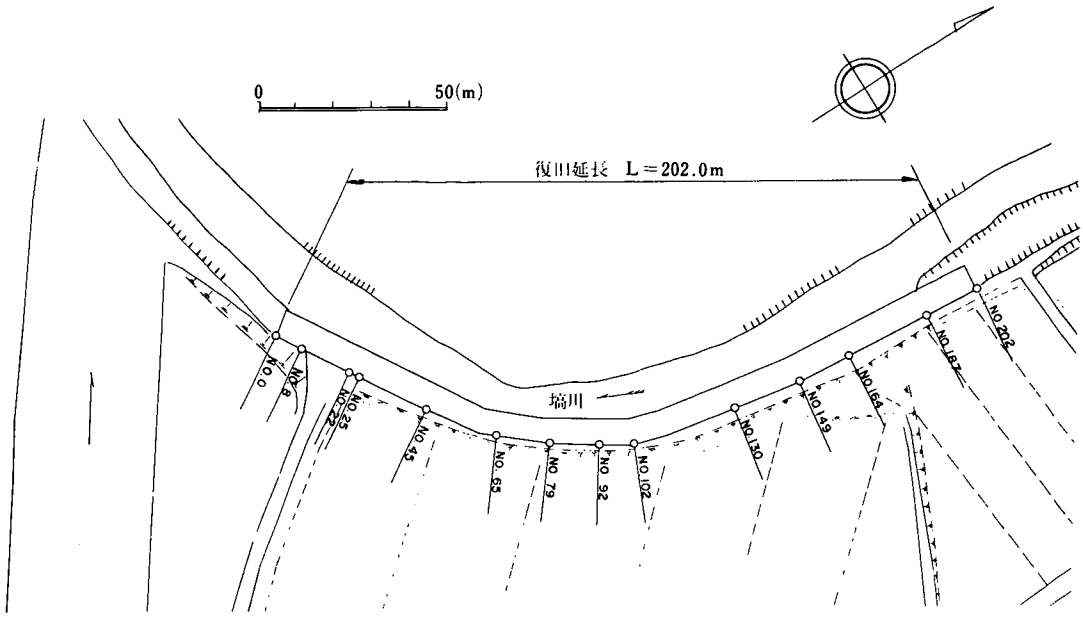


図-9・7 塙川左岸堤防被災箇所平面図

の配置を示す。堤防の背後は水田であるが，堤防を越流した津波は背後地に激しく流れ込んだため，背後の水田は表層土が流出し，また広い領域が冠水した。図-9・8は特に被災が著しかった下流部の測線No.45からNo.92の断面形状を表している。なお，各図には復旧断面も記入してある。図中黒く塗りつぶしてあるのは，一箇所にまとまっていた連結ブロックである。No.65～No.92で明らかなように，連結ブロック張護岸の背後の堤体は大きく洗掘されたことがわかる。

写真-9・4～9・8は被災状況写真である。まず**写真-9・4**は堤防の被災状況を下流側から望んだものである。堤防の下流部分が特に激しく被災していることがわかる。同じく**写真-9・5**は上流側より堤防を見たもの。また，**写真-9・6**は連結ブロック張護岸の被災状況の詳しい写真である。図-9・8にも示したように，連結ブロックは一箇所に集まっていることが特筆される。**写真-9・4，9・6**は主として護岸の連結ブロックの状況を示したものであったが，破堤の状況は**写真-9・7**及び**9・8**に示すとおりである。堤防は土構造物であったため容易に破堤し，そのあとは大きく掘られている。

2.1.3 竹生川

竹生川では河口から上流約220mまでの範囲の右岸において，図-9・9に示すように延長158mにわたって堤防及び連結ブロック張護岸に被害が出た。竹生川は河口部で左回りに大きく蛇行している。このため河川堤防のほぼ汀線に平行な部分が特に激しく破壊された。図

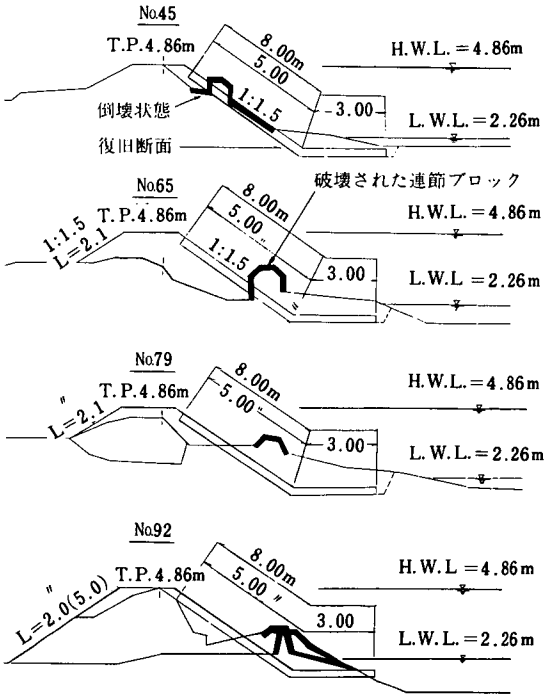


図-9・8 塙川左岸堤防復旧断面図

-9・9は津波来襲後撮影した航空写真を図化して作ったものであるが，河口部河川堤防の背後には楔状の洗掘穴が示されている。この洗掘穴の規模としては，最長

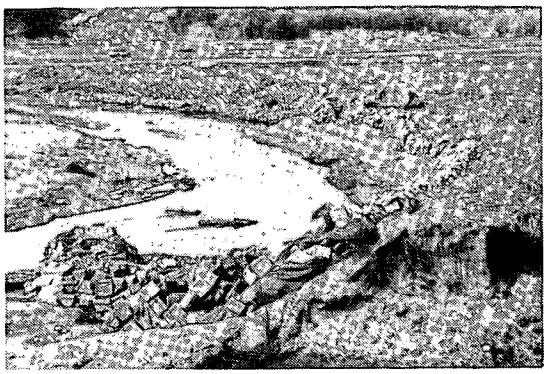


写真-9・4　塩川堤防被災状況(下流から上流方向を望む)



写真-9・5　塩川堤防被災状況(上流から下流方向を望む)

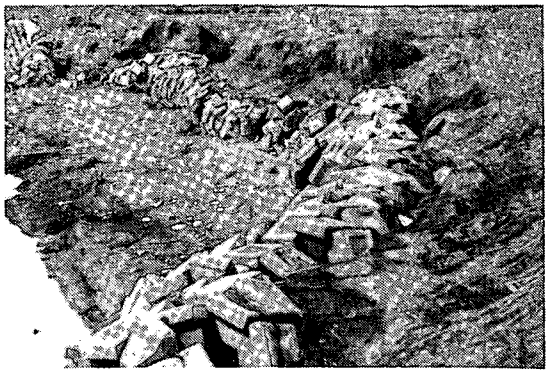


写真-9・6　塩川堤防被災状況(連結ブロックが重なっている状況)



写真-9・7　破壊された連結ブロック張護岸と侵食された堤防

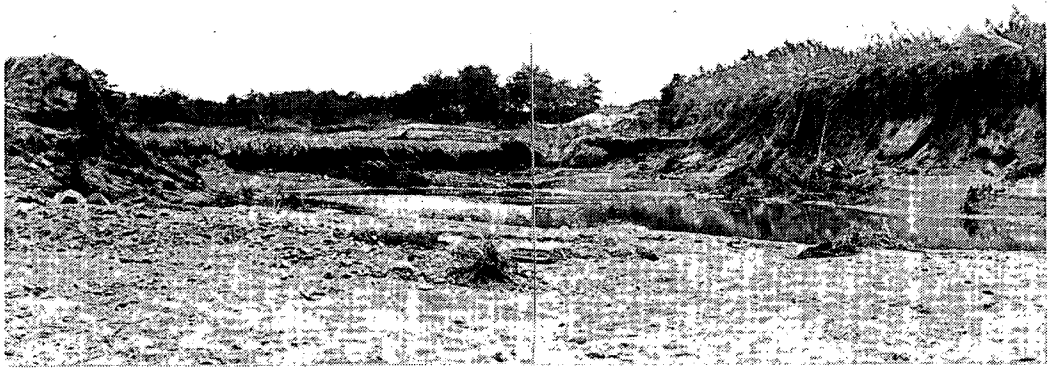


写真-9・8　塩川河口付近の侵食された地形

長さが55mで，堤防との接点での幅は18m，最大深さは2.5mであった。図-9・10は堤防被災箇所の拡大平面図である。復旧延長は全体で158mであったが，特に被災が激しかったのはA，B両区間であった。区間Aでは堤防護岸が大きくえぐり取られ，また区間Bでは堤防が破壊されて背後に大きな洗掘穴が形成された。さらに区間Bでは竹生川を横切る橋梁が流失した。この橋は区間Bのやや右上の道路と対岸の道とをつないでいたが，橋の取付部と共に完全に流された。

写真-9・9は堤防の被災状況を示す。写真左端が区間A，前方に見えるのが区間Bである。区間Bは広い範囲にわたって河川堤防が破堤していることがわかる。また，写真中央，区間Bの左端に見えるのは破壊された橋台である。写真-9・10は区間Bの河川堤防の背後にできた洗掘穴を示す。破堤した後，流れが集中したためこのように大きな洗掘穴ができたものと考えられる。

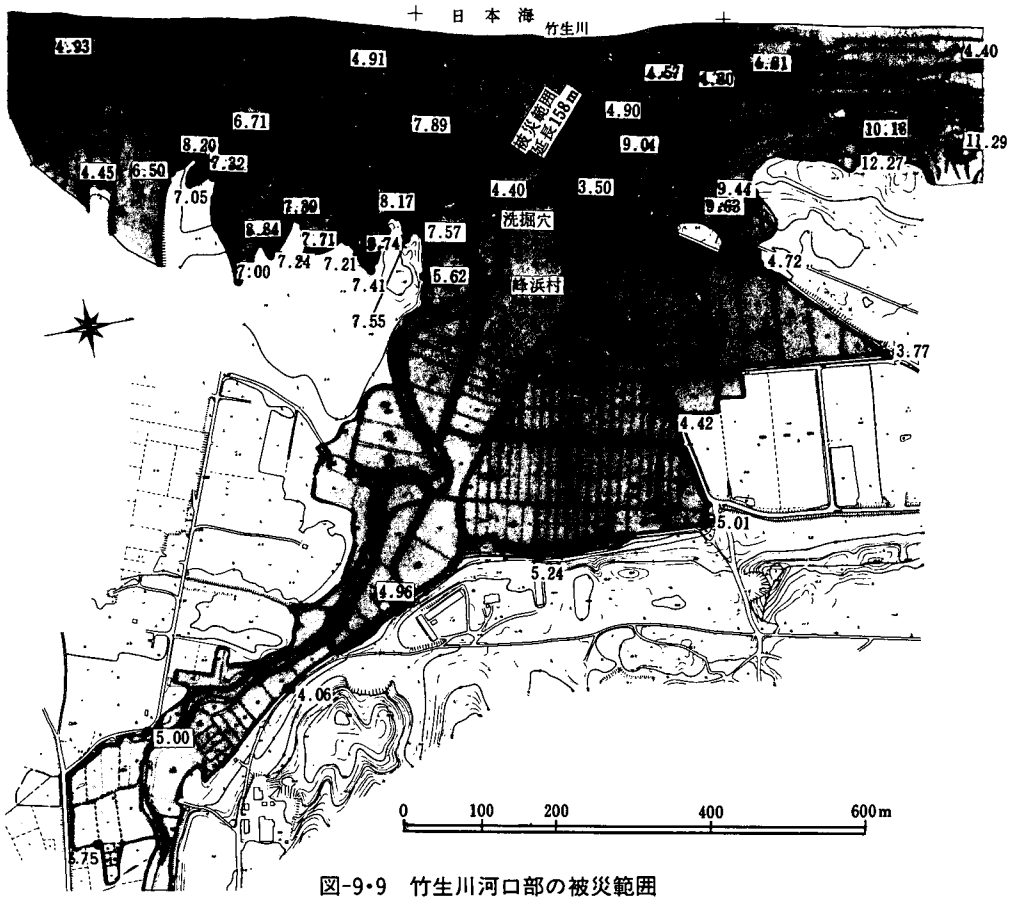


図-9・9 竹生川河口部の被災範囲

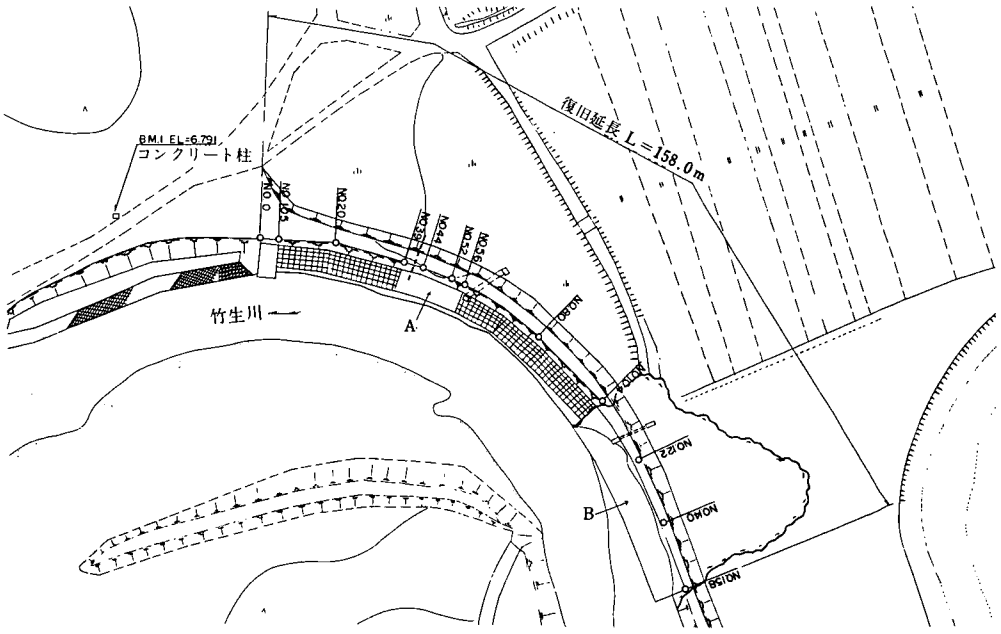


図-9・10 竹生川右岸堤防被災箇所平面図

写真-9・11は橋台基礎の洗掘状況を示す。基礎部分が約0.7mえぐり取られている。写真-9・12は区間Aの被災状況を示している。連結ブロック張護岸が破れ，その背後の堤体部分が流失した状況が明らかである。既に述べたように竹生川では河口にあった橋が流失したが，この状況は被災前に撮影された写真-9・13と被災後撮影された写真-9・9を比較すれば明らかである。写真-9・9では橋及び橋台とも流失してしまっている。流失した橋の一部は河川堤防背後の田の中で発見された。写真-9・14がこの状況を示している。この写真は上流側より河口方向を望んだものである。手前に橋の一部が，また上方には右端の橋台の一部が見える。

2.1.4　米代川

米代川では河口部右岸において低水護岸に延長313mの被害が出た。その位置は図-9・11に示すように河口から約0.5kmの右岸側である。図-9・12は落合護岸の被災状況の詳細を示したものである。コンクリート格子張護岸が前方へずれると共に，天端付近が洗掘された。この被災原因は十分明らかにされているわけではないが，まず地震動によって部分的な破壊が生じ，その後来襲した津波によってさらに洗掘・沈下が進んだのではないかと推定される。また，連結ブロックで造られた高水敷護岸がめくり取られ流失した。これは主として津波の流水力によるものと考えられる。写真-9・15，9・16は低水護岸の被災状況を示している。連結ブロックが津波によって帯状に流された状況が明らかである。

2.1.5　鮪川川

鮪川川は男鹿市五里合にある小河川である。この河川の河口では津波によって河川護岸に総延長492mの被害が出た。河川周辺地形は図-9・13に示されているが，

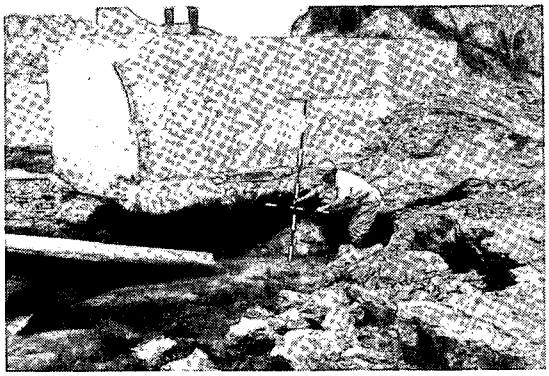


写真-9・11　竹生川右岸橋台背後の洗掘

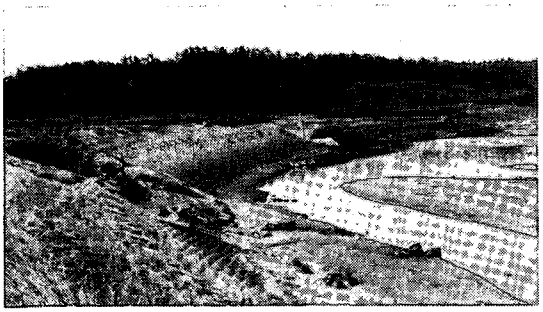


写真-9・9　竹生川堤防被災状況(上流方向を望む)

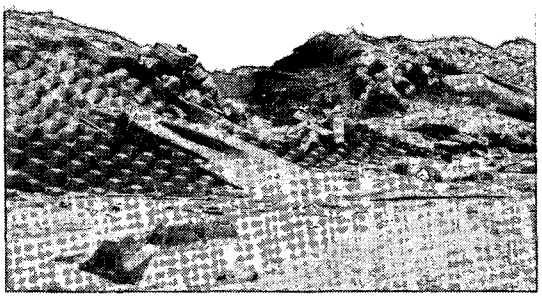


写真-9・12　竹生川堤防被災状況



写真-9・10　河川堤防背後の洗掘穴



写真-9・13 被災前の橋梁

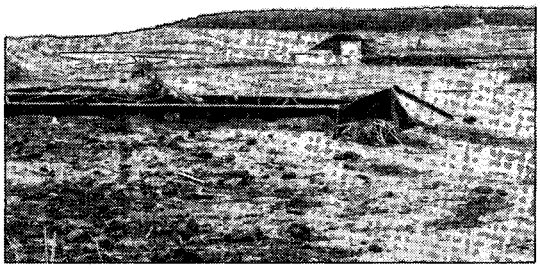


写真-9・14 流失した橋梁

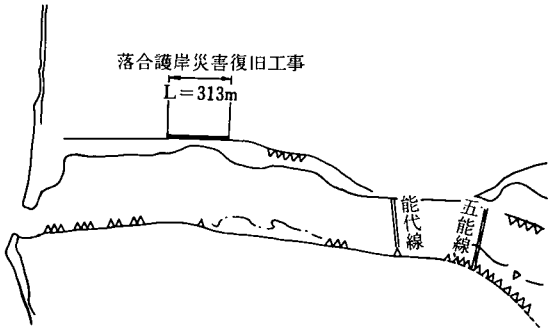


図-9・11 米代川河川護岸の被災箇所位置図

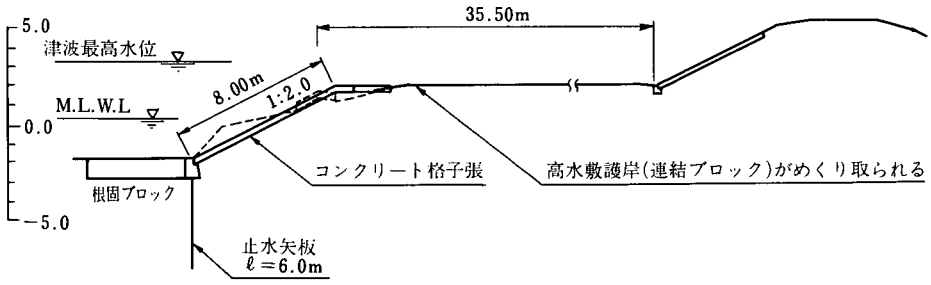


図-9・12 米代川落合護岸(低水護岸)の被災状況

河口右岸は崖海岸であり，それを保護するため前面に消波堤が設置されている。また，左岸側には直立型の海岸堤防が設置されている。河口は北方向にV字型に開いているため津波は集中的に遡上し，河川施設に大きな被害をもたらした。写真-9・17は下流部から上流方向を望んだ写真である。小さな漁船が河口から流されて来ている。被災は左岸側で激しかったが，写真は間知石練積護岸が破壊され，堤体の土砂が流出した状況を示している。写真-9・18はやや上流より河口方向を望んだものである。間知石練積護岸の転倒状況が顕著に表れている。同じく写真-9・19は左岸より右岸全体を見たものである。護岸の転倒及び裏込の流失状況が明らかであって，護岸の倒壊方向や裏込土の流出方向より判断すると，被災の主な原因は津波の戻り流れと考えられる。

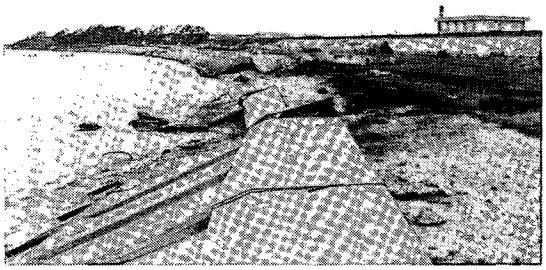


写真-9・15　落合護岸被災状況(その１)

2.2　河川構造物の被災形態のまとめ

前節までの議論によって各河川の堤防・護岸の被害状況が明らかになったが，ここではそれらの被災形態の取りまとめを行うこととする。表-9・2は５河川における河川構造物の被災の特徴をまとめたものである。被害の出た構造物は堤防と護岸である。護岸の種類としては，ブロック練積式・連結ブロック張式・間知石練積式及びコンクリート格子張式などがある。

被災形態として，ブロック練積護岸（例：水沢川）では法面覆工の倒壊・傾倒や覆工裏側の洗掘が著しい。ブロック空張護岸・堤防（例：塙川・水沢川）では法

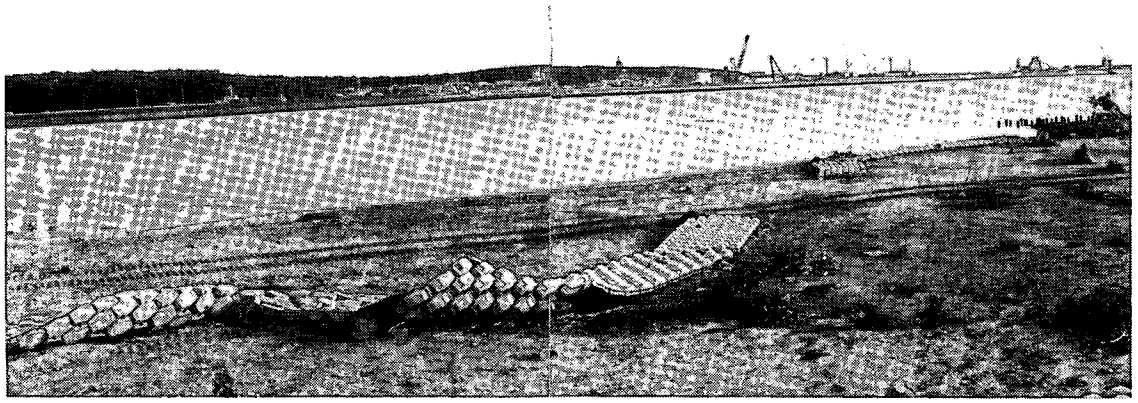


写真-9・16　落合護岸被災状況(その２)

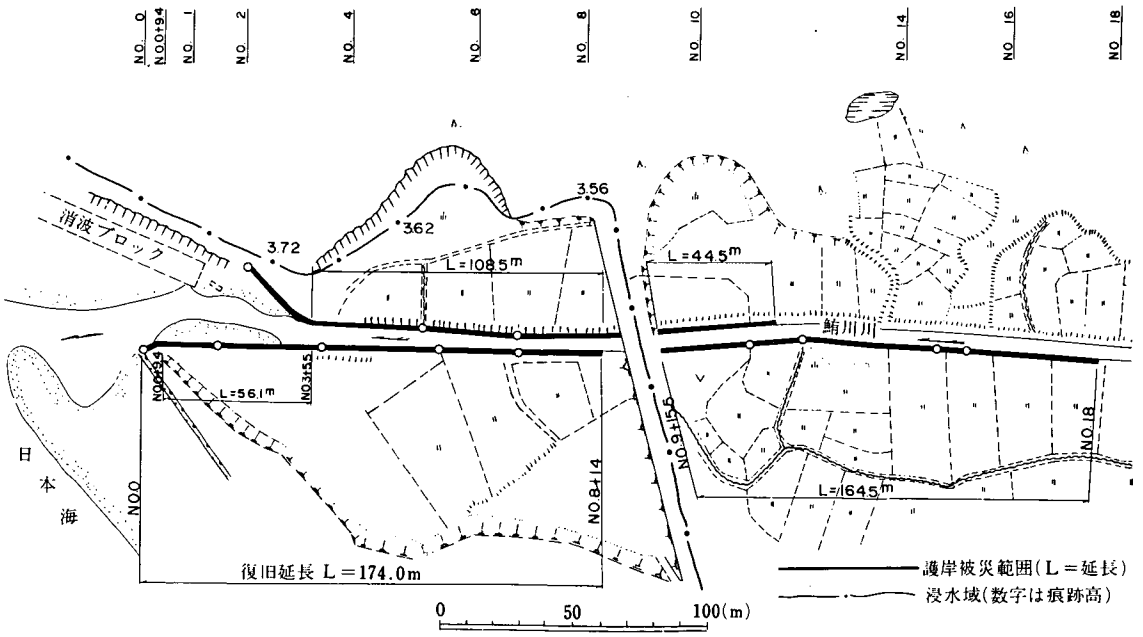


図-9・13　鮪川川河口(男鹿市五里合)平面図

表-9・2　河川施設の被災形態分類

河川名	構造物の種類	構造形式及び天端高	被災状況 形態	被災状況 規模	津波高 (T.P.m)	堤防，護岸と津波の進行方向との関係	被災原因の推定
水沢川 左岸	護岸	ブロック練積護岸根固工	法面覆工の倒壊・傾倒 覆工裏側の洗掘	延長 148m	被災地点付近 6.49，7.55m 近傍の最大痕跡高 14.08m	津波 護岸	津波の越流，戻り流れによる洗掘 津波の流体力
塙川 左岸	堤防・護岸	ブロック空張護岸（連結ブロック）	法面覆工の崩壊 堤体の洗掘	延長 202m	被災地点付近 4.00m 近傍の最大痕跡高 10.30 m	津波 堤防	〃
竹生川 右岸	堤防・護岸	ブロック空張護岸（連結ブロック）	法面覆工の連結ブロックがめくり取られる。 堤体の洗堀	延長 158m	近傍の痕跡高 4.5～7.5m	津波 堤防	〃
米代川 右岸 (落合護岸)	低水護岸	コンクリート格子張護岸 根固工 連結ブロック T.P.+2.0m	法面覆工が地震によって破壊，津波によってめくり取られる。更に，引き波が護岸を越流して川へ流れ込んだことによる裏からの洗掘	延長 343m	堤内痕跡水位 4.33～4.66m	津波 護岸	津波の流体力
鮪川川 左右岸	護岸	問知石練積護岸	法面覆工の倒壊，目地亀裂 堤体盛土の流失	右岸延長 108.5m 左岸延長 174.0m	近傍の痕跡高 3.5～5.9m	津波 護岸	津波の越流，戻り流れによる洗掘 津波の流体力



写真-9・17　鮪川川河川護岸の被災(左岸の被災箇所より上流方向を望む)



写真-9・18　鮪川川河川護岸の被災(下流方向を望む)

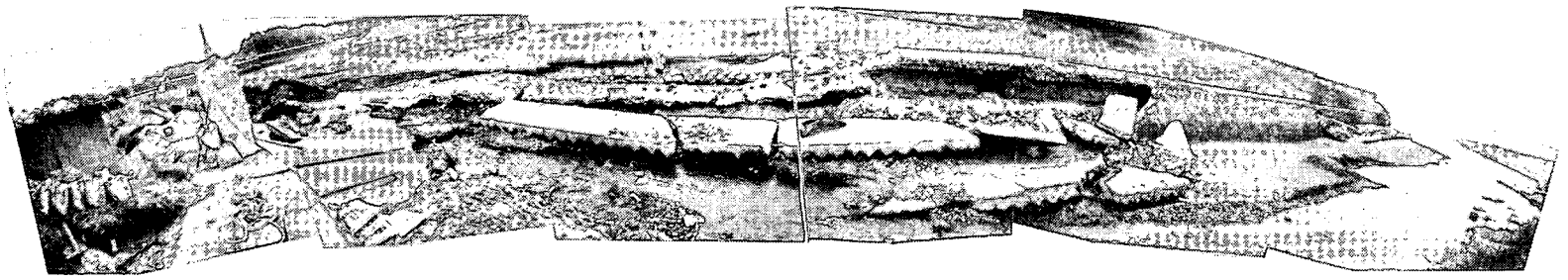


写真-9・19　鮪川川河川護岸の被災(右岸より左岸を望む)

面覆工が崩壊すると同時に堤体本体が洗掘され，破堤に結び付いた。間知石練積護岸（例：鮪川川）では法面覆工が倒壊したり，堤体盛土が流失する被害が見られた。また，コンクリート格子張護岸（例：米代川）では法面覆工が破壊されると共に洗掘を受けた。さらに連結ブロックの流失も数多くの地点（例：塙川，竹生川・米代川）で見られた。

推定される被災原因は次のようである。まず護岸の倒壊・傾倒に関しては，津波が護岸を越流し，また戻り流れとなって流れる際に洗掘が生じ，構造物が不安定となったところで津波の流水力によって倒壊・傾倒に到ったと推定される。連結ブロックなどを利用したブロック空張護岸では法面覆工が津波の流水力によってめくり取られるようにして流失したと推定される。

3．海岸保全施設の津波被害

3.1　海岸護岸の津波被害

被災後の調査によると，護岸の被害は**表-9・3**のようにまとめられる。被災箇所の合計は14地点である。ただし，これらは比較的大きな被害の出た箇所について取りまとめたものであって，護岸のすべての被災箇所を網羅しているわけではない。また，被災原因として津波力と地震動両者が考えられるものも一覧表に載せた。表には被災箇所付近で測定された津波遡上高と被災形態に関する簡単なメモが記入してあるが，被災原因としては背後からの引波による倒壊や地震動による堤体破壊などが多く見られた。ここでは14箇所の被災のうち特に小泊漁港海岸，能代港海岸（落合）と琴浜海岸の場合について調べてみる。

小泊漁港海岸は青森県の十三湖の北，小泊漁港に隣接する海岸である。ここでは**図-9・14**に示すようにブロック積護岸が前方へ倒壊し，裏込が流出した。この付近の津波痕跡は T.P.4.5～5.3 mと護岸の高さ T.P.約4 mよりも0.5～1.3m高かったため，津波は護岸を越流した。その後津波は戻り流れに転じたが，この戻り流れによって裏込が洗掘され，護岸が倒壊したと考えられる。

能代港海岸は能代港の港湾域に属しており，米代川右岸にある。**写真-9・20**は階段護岸工の被災状況を示す。護岸継目端部で陥没が生じ，階段部分と天端との間に大きな割れ目ができた。さらに津波により基礎が洗掘されている。従って被災原因としては，地震動と津波両者が関係していたと考えられる。

第3の例は琴浜海岸の階段護岸の被災である。**図-9・15**は階段護岸の被災範囲を示す。被災延長は全体で約164mである。また図でハッチ印を付けた部分は津波の遡上範囲であって，数字は遡上高を示す。階段護岸周辺の遡上高は斜路の北端で T.P.5.79 mと一番低く，階段護岸のすぐ南側で7.22mと南側ほど高くなっている。**写真-9・21**は階段護岸背面の被災状況を示す。護岸形状は**図-9・16**に示されているが，護岸天端は厚さ20cmのコンクリート製である。従って**写真-9・21**は護岸天端が落下した状況を表している。この位置はもともと小さな排水口があったが，護岸を遡上した津波の戻り流れがこの排水口に集中した。このため周囲の土砂が吸い出されて空洞化し，その結果天端部分が陥没したものと考えられる。**写真-9・22**は天端の被災状況を上方から明らかにしたものである。一方，**写真-9・23**は階段護岸法先の被災状況を示す。法先が割れ，上方へ浮かび上がっている。**写真-9・24**は階段護岸より南方向を望んだ写真である。護岸の背後には写真に示されるように夏期に利用される家屋が並んでいたが，津波は階段護岸を容易に遡上して家屋内を破壊した。ただし琴浜海岸では護岸高さが T.P.5.75 mと高く，また津波の遡上高は**図-9・15**に示すように T.P.6～7 mであったため，家屋内が破壊されるにとどまった。

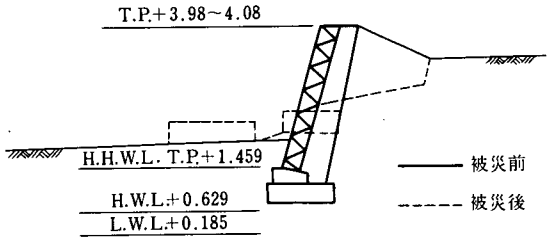


図-9・14　ブロック積護岸の被災(小泊漁港海岸)

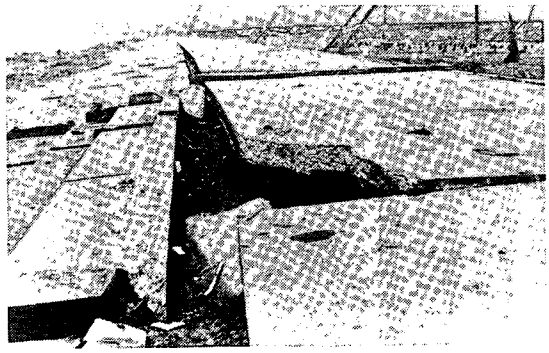


写真-9・20　能代港海岸(落合地区)の階段護岸工の被害

表-9・3 海岸護岸の津波被害一覧表

海岸名（港湾，漁港）	構造物の種類	構造型式及び天端高	被災状況 形態	被災状況 規模	津波高（T.P.+）	震度	施工年	備考
青苗漁港海岸（北海道奥尻町）	護岸	コンクリート重力式T.P.3.5m	胸壁天端破損及び亀裂	被災延長440m	痕跡高4.5m	4	S27～44	
小泊漁港海岸	護岸	ブロック練積T.P.+3.98m～4.08m	背後からの引波による倒壊	被災延長56m	痕跡高4.5～5.3m	5	S47	
藟木漁港海岸	護岸	重力式T.P.+3.7m	背後からの引波により上部工が倒壊	被災延長38m	痕跡高4.0m	5	S42	
岩館漁港海岸（分港）	護岸	直立型単塊式消波工付T.P.+4.65m	津波により上部工（パラペット）倒壊 津波ブロック（4t）散乱	被災延長115m	痕跡高6.98m	5	S37 S56	
岩館漁港海岸（小入川地区）	護岸	直立型単塊式T.P.+5.65m	津波により上部工（パラペット）倒壊	被災延長225m	痕跡高8.84m	5	S35	
岩館漁港海岸（小入川地区）	護岸	消波工は単塊式T.P.4.5m	消波ブロック（2t）の沈下	被災延長185m	痕跡高8.82m	5	S48～49	
八森漁港海岸茂浦，泊地区	護岸	直立型単塊式消波工付T.P.+4.35m	津波により消波ブロック沈下（津波による基礎部分の洗掘）ブロック重量4t	被災延長茂浦470m 泊 54m	痕跡高（茂浦）8.66m（泊）6.21m	5	茂浦S34～35 S46～48 泊S33～34，S50	地盤－砂質土
八森漁港海岸（中浜地区）	護岸	傾斜型異形ブロック式T.P.+4.35m	同上	被災延長375m	痕跡高8.22m	5	S55～56	地盤－砂質土
峰浜海岸（大沼地区）	護岸	重力式T.P.+5.3m根固工（4t）	護岸の波返し部分（無筋）の倒壊	被災延長557m	近傍の痕跡高6.91～11.27m	5	S48	水沢川河口の北側保安林施設
能代港海岸能代港区米代川河口北	階段護岸	階段護岸T.P.+5.0m	継目端部で陥没，津波により法面覆工の破壊堤体土砂の吸い出し，洗掘。	被災延長545m	近傍の痕跡高6.10，6.32m（7.4m：港研資料）	5		津波は護岸を越流して，背後の防砂林の中まで侵入
琴浜海岸（宮沢地区）	階段護岸	階段護岸T.P.+5.25m	継目端部で陥没，津波により法面覆工の破壊堤体土砂の吸い出し，洗掘。	3箇所被災延長164m	近傍の痕跡高6.31，6.23m 5.94，5.78m	5	S52～57	計画波高 H=5.7m 計画周期 T=11.6s 計画高潮位T.P.+1.5m
浜間口海岸	護岸 消波工	重力式4tブロック	護岸傾倒 津波によりブロック散乱	1箇所被災延長167m	近傍の痕跡高4.70～6.25m	5	不明	計画波高 H=5.7m 計画周期 T=11.6s 計画高潮位T.P.+1.5m
船川港海岸	護岸	傾斜式T.P.3.10m	津波による吸出しにより本体工が前傾，水叩きが沈下した。	被災延長190m	船川港内（0.8～1.8m）	5	S38	

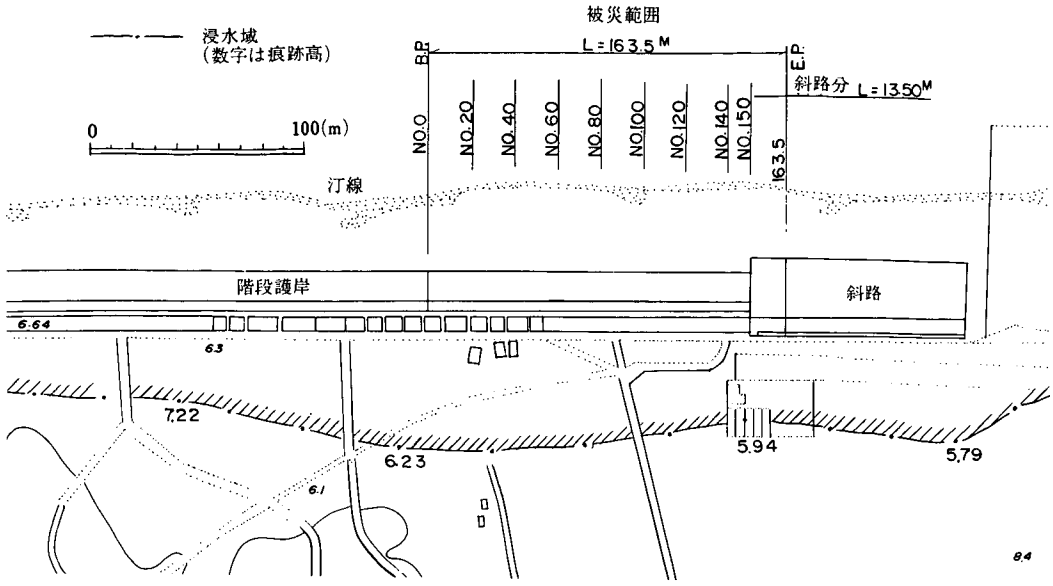


図-9・15 琴浜海岸階段護岸の被災(若美町宮沢地内)

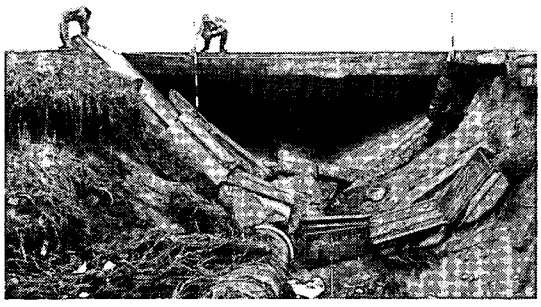


写真-9・21 琴浜海岸階段護岸背面の被災状況

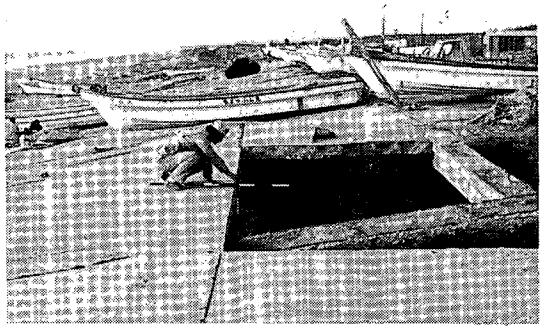


写真-9・22 琴浜海岸階段護岸天端の被災状況

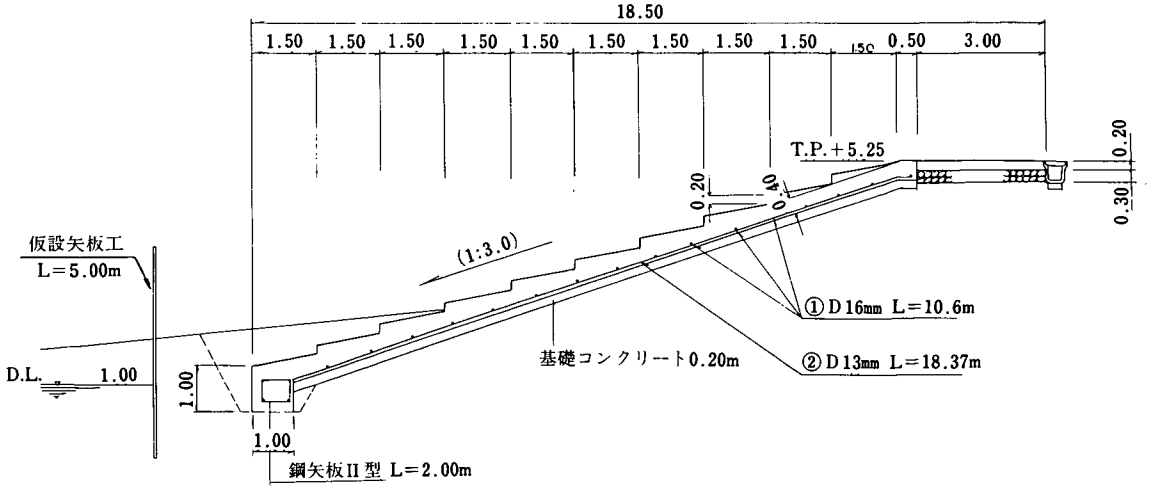


図-9・16 琴浜海岸階段護岸の標準断面



写真-9・23 琴浜海岸階段護岸法先の被災状況

3.2 離岸堤の津波被害

被災後の調査によると，離岸堤の被害は表-9・4のようにまとめられる。被災箇所は合計で8地点である。表には被災状況と構造物周辺地域で測定された津波遡上高も示されている。主な被災形態はブロックの散乱である。また，表より明らかなように，八森海岸における津波遡上高が著しく高い。このため，八森海岸の離岸堤の被害が最も大きかった。よって，本節では特に八森海岸の離岸堤の被災状況について詳しく調べてみる。

八森海岸には侵食対策の目的で14基の離岸堤が設置されていたが，これらの離岸堤の異形ブロックが激し

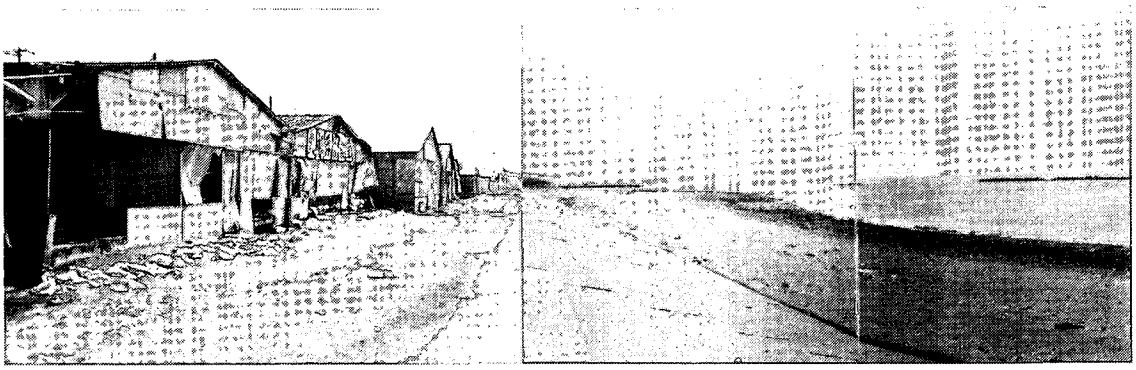


写真-9・24 琴浜海岸階段護岸(南方向を望む。遠方の防波堤は五里合漁港のもの)

表-9・4 離岸堤被災箇所一覧表

海岸名(港湾,漁港)	構造物の種類	構造型式及び天端高	被災状況 形態	被災状況 規模	津波遡上高(T.P.+)	震度	施工年	備考
小泊漁港海岸	離岸堤	3.4tブロック乱積 T.P.+2.7m	ブロック散乱	1基 延長55m	遡上高 4.5~5.3m	5	S54	計画波高 H =2.3m 計画高潮位T.P.+0.691m
八森海岸(浜田・八森地区)	離岸堤	8tブロック乱積 設置水深−2m T.P.+3.0m	津波によりブロック散乱 散乱距離 30~70m	14基 1312m	離岸堤背後で 4.5~7.5m 近傍の最大遡上高 10.23m	5	S43~57	計画波高 H =5.7m 計画周期 T =11.6s 計画高潮位T.P.+1.5m
北浦海岸	離岸堤	8tブロック	ブロック散乱	1基 延長60m	最大遡上高 4.93m	5	S47~53	同上
湯之尻漁港海岸(本港地区)	離岸堤	傾斜型 3.4tブロック式	津波によるブロック散乱	延長92m	構造物付近 3.95m 遡上高 5.02m	5	S49	地盤−軟岩
岩城海岸	離岸堤	8tブロック 設置水深−3m T.P.+2.3m	ブロック散乱	2基 延長118m		5	S56~57	計画波高 H =9.2m 計画周期 T =14.0s 計画高潮位T.P.+1.3m
本荘海岸	離岸堤	8tブロック乱積 設置水深−3m T.P.+2.3m	ブロック散乱	2基 延長150m	1.9~2.2m (本荘港北側突堤) ——港研資料——	5	S49~57	同上
平沢漁港海岸	離岸堤	傾斜型 5.4tブロック式 T.P.+2.25m	津波によりブロック沈下	延長45m	構造物付近 1.25m 遡上高 2.71m	4	S49~50	地盤−砂質土
中村漁港海岸(島根県西郷町)	離岸堤	異形ブロック	ブロック沈下	延長74m	痕跡高 2.20m	7	S53~54	

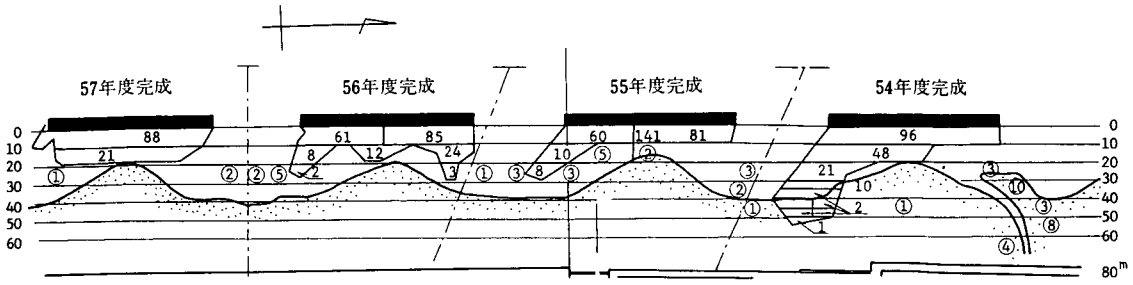


図-9・17　八森海岸の離岸堤異形ブロックの散乱分布

く散乱した。使用されているブロックの重量は８ｔである。図-9・17は14基の離岸堤のうち南端から４基の離岸堤についてブロックの散乱範囲と個数とをまとめたものである。図-9・17において離岸堤の建設年度は左端が一番新しく昭和57年に，あとは右側へずれるにしたがい建設年度は１年ずつ古くなる。八森海岸では海岸線が南北に走っていることを考慮すると，図示した昭和54年，55年度完成の離岸堤については散乱範囲が南側に片寄っていることがわかる。これはブロックの散乱をもたらした津波が，離岸堤正面よりもやや北側より入射したことを示していると考えられる。図-9・18は12号堤に関して代表断面を選んでその変化を調べたものである。復旧断面はほぼ被災前の断面形状に近いが，これによると離岸堤の天端及び沖側のブロックが大きく散乱したことがわかる。表-9・5は個々の離岸堤について散乱個数・被災率及び最大散乱距離をまとめたものである。ブロックの総数で被災ブロック個数を割った被災率は離岸堤によって異なるが，４基の平均では39%となった。

図-9・17に示したように，異形ブロックはやや南寄りの方向に散乱したが，これは第１波津波が海岸線に直角方向（西向き）よりやや北寄りより入射したためと考えられる。ところが，第２波津波は第１波と比較すると入射方向が大きく異なっている。写真-9・25，9・26は離岸堤に到達した津波第２波の状況を示している。撮影時間間隔は明らかではないが，同一の津波フロントを示す。写真-9・25によると，海岸線にほぼ平行に設置された離岸堤に対して津波は南側より入射したことがわかる。また写真-9・26では，離岸堤の沖では海岸線と平行に南から北方向へ津波が進行していることがわかる。一方，写真-9・27は泊川河口より南側400m付近で撮影された津波第１波来襲直後の状況を示している。引き波によって離岸堤沖合までが露出すると共に，離岸堤周辺ではブロックの散乱が見られる。最後に写真-9・28はブロックの散乱状況をさらに詳しく示したものである。ブロックの散乱距離は表-9・5にも示したが，その最大距離は70mに達した。

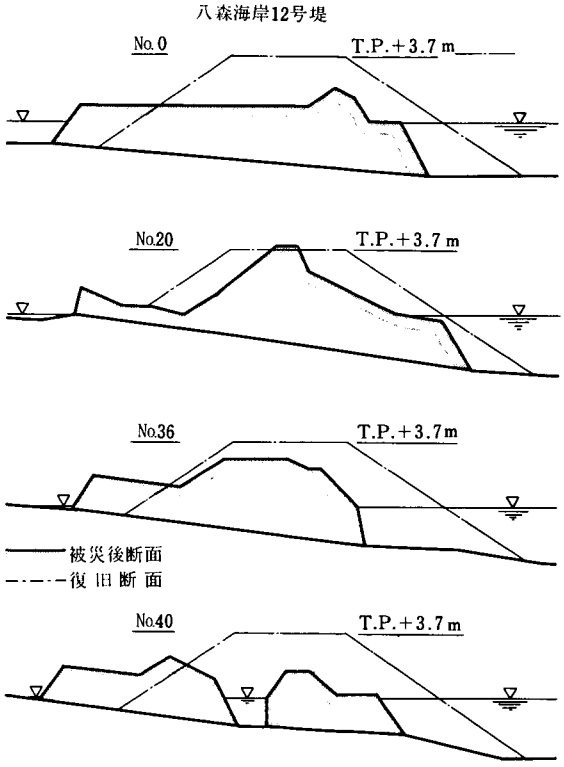


図-9・18　離岸堤の断面形状の変化（八森海岸12号離岸堤）

表-9・5　八森海岸の離岸堤異形ブロックの被災率

離岸堤建設年度	57	56	55	54
離岸堤長	92m	97m	96m	96m
散乱個数（ブロック総個数）	112 (496)	202 (512)	178 (508)	215 (389)
被災率	23%	39%	35%	55%
最大散乱距離	30m	30m	40m	70m



写真-9・25 八森海岸離岸堤に到達した津波第2波（その1）

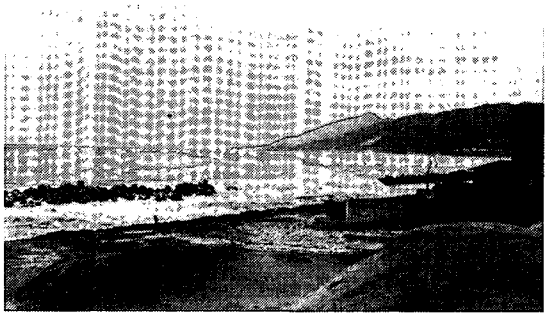


写真-9・26 八森海岸離岸堤に到達した津波第2波（その2）



写真-9・27 八森海岸離岸堤の被災状況（津波第1波の来襲直後，泊川河口より南側400m付近で撮影）

3.3 消波堤の津波被害

日本海中部地震津波による海岸保全施設の被害の一形態として，消波堤の異形ブロックの散乱があげられる。すなわち津波により峰浜海岸や八竜海岸などでは消波堤のブロックが多数散乱した。表-9・6はこれらの被災箇所をまとめ，一覧表としたものである。表には周辺海岸で確認された津波遡上高も記入されているが，津波遡上高は峰浜海岸及び八竜海岸で著しく高いため，この2海岸での被害が特に大きかった。このため特に峰浜海岸と八竜海岸について被害状況を表-9・7のようにまとめてみた。ただし八竜海岸については図-9・19に示すように消波堤は2箇所に分かれて設置されているので，釜谷地区前面とその南側とを区別し，各々八竜（北），八竜（南）と書いてある。峰浜海岸のブロックは主として4tの異形ブロックが，八竜海岸では3又は4tの異形ブロックが使用されている。表-9・5に示すように峰浜海岸では最大遡上高がT.P.＋13mと非常に高いために，ブロックは陸側に最大135mも散乱した。



写真-9・28 八森海岸離岸堤の被災状況

ブロックは多数散乱したが，そのうち破壊されたブロックの割合は峰浜で15%，八竜（南）で4%，八竜（北）で3%となり，峰浜海岸では八竜海岸に比較して破損割合が高かったことがわかる。また，被災前の構造物延長に対して復旧を要する延長は峰浜海岸で80%，八竜（南）で60%，八竜（北）で79%と非常に高い割合であった。

表-9・6　消波堤の被災箇所一覧表

海岸名（港湾,漁港）	構造物の種類	構造型式及び天端高	被災状況 形態	被災状況 規模	津波高（T.P.+）	震度	施工年	備考
峰浜海岸（カッチキ台）	消波堤	4tブロック層積	津波によりブロック散乱	散乱個数123 被災延長299m	近傍の最大痕跡高（南側）8.27m（北側）7.97	5	S56～57	水沢川と塙川の中間保安林施設
峰浜海岸（青山地区）	消波堤	4tブロック層積	津波によりブロック散乱	散乱個数200 被災延長600m	近傍の最大痕跡高（南側）10.42m（中間）11.18m（北側）10.24m	5	S55～56	塙川と竹生川の中間保安林施設
峰浜海岸（沼田地区）	消波堤	4tブロック層積 T.P.+4.0m	津波によりブロック散乱及び破損 移動距離 70～135m	2箇所 被災延長761m	最大痕跡高 12.30m	5	S50～56	計画波高 H=5.7m 計画周期 T=11.6s 計画高潮位T.P.+1.5m
八竜海岸（釜谷地先）	消波堤	4tブロック層積 T.P.+4.0m	津波によりブロック散乱及び破損	3箇所 被災延長452m	背後の痕跡高 6.09～9.15m	5	S50～56	計画波高 H=5.7m 計画周期 T=11.6s 計画高潮位T.P.+1.5m
浅内海岸	消波堤	4tブロック乱積	津波によりブロック散乱	1箇所 被災延長218m	消波堤背後の痕跡高 5.32m 近傍の最大痕跡高 5.77m	5	S54～57	防砂堤の南側隣接
安田海岸	消波堤	4tブロック層積	津波によりブロック散乱	1箇所 被災延長304m	痕跡高 3.06～4.47m	5	S55	
北浦海岸	消波堤	4tブロック層積	津波によりブロック散乱	1箇所 被災延長750m	痕跡高 4.42～4.53m	5	S47～53	同上 野村川河口
門前海岸	消波堤	4tブロック層積	津波によりブロック散乱	1箇所 被災延長78m	門前漁港防波堤の東側で痕跡高 4.7m：港研資料	5	S49	計画波高 H=5.7m 計画周期 T=11.6s 計画高潮位T.P.+1.5m
本荘海岸	消波堤	4tブロック	津波によりブロック散乱	2箇所 被災延長127m	1.9～2.2m（本荘港北側突堤）：港研資料	4	S49～57	計画波高 H=9.2m 計画周期 T=14.0s 計画高潮位T.P.+1.3m
西目海岸	消波堤	4tブロック	津波によりブロック散乱	9箇所 被災延長279m	1.9m（西目漁港）：港研資料	4	S48～50	同上

次に被災状況を写真で説明する。**写真-9・29**は峰浜海岸の消波堤の散乱状況を示す。4tの異形ブロックが砂丘を乗り越えて保安林区域へ散乱し，保安林に大きな被害を与えた。また，津波の戻り流れはしばしば1箇所に集中したが，戻り流れが集中した場所では，写真に示すように砂丘が大きく洗掘された。**写真-9・30**も峰浜海岸の消波堤の散乱状況を示す。特に保安林内へブロックが侵入した状況が明らかである。**写真-9・31**も峰浜海岸の消波堤のブロックの散乱状況を示す。**写真-9・32**は峰浜海岸より南方に位置する，八竜海岸釜谷地区の異形ブロックの散乱状況を示している。

表-9・7　消波堤の被災状況

	峰浜	八竜(南)	八竜(北)
被災前構造物延長	960m	215m	410m
被災後要復旧延長	771m	128m	322m
散乱ブロック重量と散乱個数	4t233個	4t143個 3t6個	4t300個 3t7個
最大散乱距離	135m	30m	55m
概略散乱面積	27,900m²	1,300m²	9,100m²
破損ブロック個数	36個	4t6個	4t9個
背後地最大遡上高	T.P.約13m	T.P.4.98m	T.P.9.15m
遡上距離	約320m	190m	220m

3.4 海岸保全施設の被災形態のまとめ

前節までにおいて護岸・離岸堤・消波堤の被災状況について論じたが，最後に構造物の種別と被災形態を一括して取りまとめてみる。表-9・8がこの結果である。重力式護岸の被災形態としては倒壊又は傾倒が多く，津波の戻り流れによる背後からの力が被災外力となったと推定される。階段式護岸の被災原因には地震動と津波力両者が関係している。すなわち堤体の亀裂や継目部で陥没が起きたあと，津波によって堤体土砂の吸い出しや洗掘が生じた例がある。ブロック積護岸の被災では重力式護岸と同様に戻り流れによる護岸背後からの力が主因と考えられる。一方，離岸堤のブロック散乱に関しては，原因は十分明らかになっているわけではないが，津波の水位上昇に伴う浮力と，津波先端部の流れが重要な効果を持っていたのではないかと推

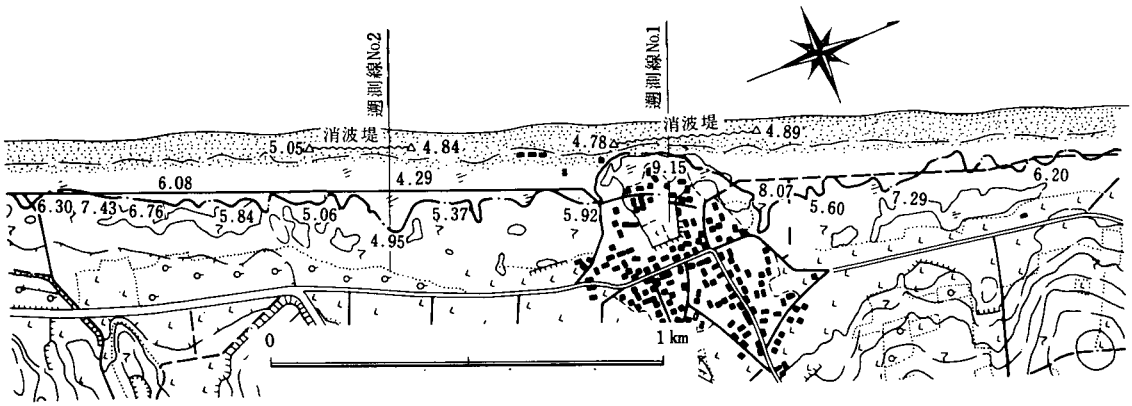


図-9・19 八竜海岸の消波堤設置位置



写真-9・29 峰浜海岸消波堤の散乱状況(その1)



写真-9・31 峰浜海岸消波堤の散乱状況(その3)



写真-9・30 峰浜海岸消波堤の散乱状況(その2)

定される。また，消波堤のブロック散乱原因も基本的に離岸堤の異形ブロックの散乱原因と同一と推定される。

4．河川構造物と海岸保全施設の復旧

河川構造物の主な被災形態としては，護岸の倒壊・傾倒・流失や河川堤防の洗掘などがあげられるが，被災範囲が限定されたことから原形復旧を基本とした。すなわち被災箇所については切返し工を行い，さらに埋め戻し，法留工締固めをほどこしたのち，コンクリート又はブロックによる被覆工を施工した。

一方，地震動及び津波による海岸保全施設の主な被災形態としては，護岸の沈下及び倒壊，離岸堤・消波堤の異形ブロックの散乱，離岸堤の沈下などがあげられるが，この場合も特に大規模な被害はなかったことから，海岸保全施設の復旧については以下のように原形復旧を基本とした。

(1)　護岸

堤体の沈下・倒壊等比較的大規模な被災箇所については，切返し工を行ったのち，コンクリート又はブロックによる被覆工を施工する。一方，波返し工の倒壊，被覆工の亀裂等比較的軽微な被災箇所については，被災部のコンクリートの打ち直し，又は亀裂間のモルタル注入等を実施する。

(2)　消波堤・離岸堤

被災した消波堤・離岸堤については散乱した異形ブロックを回収すると共に，必要に応じて破損分等を補充し，原形に復した。



写真-9･32　八竜海岸消波堤の散乱状況

5．まとめ

第9編では河川構造物と海岸保全施設の津波被害について取りまとめた。まず最初に，河川構造物の被害について検討した。検討を加えたのは，いずれも能代沿岸に位置する水沢川・塙川・竹生川・米代川・鮪川川の5河川である。これらのうち水沢川・塙川・竹生川は峰浜海岸にあり，河口部周辺の遡上高が高かったため施設に相当大きな被害が出た。また，鮪川川は琴浜海岸にあり，遡上高は峰浜海岸ほど高くなかったが，河川護岸に著しい災害が出た。

これらの河川の被災状況については表-9･2に一覧表として整理したが，主な被災形態としては，護岸の倒壊・傾倒・流失や河川堤防の堤体流失が目立った。ま

表-9･8　構造物の種別と被災形態

構造物の種類		被災形態	被災外力の推定	参照地点
海岸堤防・護岸	重力式護岸	護岸倒壊又は傾倒	引き波の戻り流れによる背後からの力	畠木漁港海岸 八森漁港海岸 浜間口海岸
	階段式護岸	堤体亀裂 継目端部で陥没 基礎洗掘	地震動による堤体亀裂，継目部分での陥没 津波による法面覆工の破壊 堤体土砂の吸い出し，洗掘	能代港海岸 琴浜海岸
	ブロック積護岸	護岸倒壊	引き波の戻り流れによる背後からの力	小泊漁港
離岸堤		ブロック散乱 ブロック重量8t (湯之尻漁港3.4t 平沢漁港　5.4t)	津波による水位上昇に伴う浮力と津波先端部の流れによるブロックの移動 層積の離岸堤も全体が崩されている。	八森海岸，北浦海岸 岩城海岸，本荘海岸 湯之尻漁港 平沢漁港
消波堤		ブロック散乱 (ブロック重量4t)	津波遡上に伴う浮力と流れによるブロックの移動 層積になった消波堤のうち主に上層のブロックが散乱している。	峰浜海岸，八竜海岸 浅内海岸，安田･門前 本荘海岸，西目海岸

た，連結ブロックの流失も数多くの地点で見られた。また，それらの被災原因のうち，護岸の倒壊・傾倒に関しては，津波の越流及び戻り流れによる洗掘や，津波の流水力が主要因であったと推定される。また，連結ブロックなどのブロック空張護岸では，法面覆工が津波の流水力によってめくり取られるようにして流失したと推定される。

次に，海岸保全施設の津波被害状況について取りまとめた。海岸保全施設としては，護岸・離岸堤・消波堤を取り上げ，各地の被害状況を一覧表に整理した。また，被災形態と推定外力の関係も調べた。これによると，重力式護岸やブロック積護岸の被災形態としては倒壊又は傾倒が多く，津波の戻り流れによる背後からの力が被災外力となったと推定された。また，階段式護岸では，地震動によってまず堤体の亀裂や継目部での陥没が起きたあと，津波による堤体土砂の吸い出しや洗掘を受けたと考えられる。

一方，今回の津波被害の特徴の一つとして，離岸堤や消波堤の異形ブロックの散乱の問題がある。このため，八森海岸の離岸堤と峰浜海岸及び八竜海岸の消波堤について，異形ブロックの散乱状況の調査を行い，その分布状況や散乱割合等を明らかにした。この結果，検討を加えた4基の離岸堤では全個数に対する被災率は平均で39%であることがわかった。また，消波堤では被災前の構造物延長に対する要復旧延長は77%と非常に高かった。これらの異形ブロックの散乱に関しては，津波の水位上昇に伴う浮力と，津波先端部の流れが重要な効果を持っていたのではないかと推定された。

参考文献

1）谷本勝利，高山知司，村上和男，村田　繁，鶴谷広一，高橋重雄，森川雅行，吉本靖俊，中野　晋平石哲也「1983年日本海中部地震津波の実態と二・三の考察」港湾技研資料，No.470，p 299，1983年11月。

第10編　ダムの被害

松本徳久*1　安田成夫*2
志賀三智*3

by Dr. Norihisa Matsumoto, Nario Yasuda
and
Minori Shiga

目　次

1．概要……(2)
2．ダムサイトで観測された地震動……(2)
2.1　鳴子ダム……(2)
2.2　湯田ダム……(2)
2.3　皆瀬ダム……(6)
2.4　御所ダム……(6)
3．ダムの被害又は変状……(13)
3.1　新小戸六ダム……(13)
3.2　本郷ダム……(14)
3.3　奈良宮ダム……(15)
3.4　湯ノ沢ダム……(17)
3.5　八面沢ダム……(18)
3.6　その他……(19)
3.7　溜池等の被害……(19)
4．ダムの被害のまとめ……(22)
4.1　フィルダム……(22)
4.2　コンクリートダム……(22)
謝辞
参考文献

*1　フィルダム研究室長，工博
*2　フィルダム研究室研究員
*3　フィルダム研究室

1．概　要

地震発生当時，東北・北海道地方で地震計が設置されていた既設のダムを図-10・1に示す。今回の地震において建設省関係のダムでは，コンクリートダムで漏水量の増加が認められた1例の他は，堤体に被害あるいは変状はなかった。また東北・北海道の8ダムで地震の加速度波形が記録された。

2．ダムサイトで観測された地震動

日本海中部地震発生当時，東北地方の建設省関係のダムのうち，加速度型地震計が設置されていたダムは，樽水・釜房・鳴子・四時・皆瀬・四十四田・湯田・田瀬・白川・御所・石淵の11ダムで，そのうち7ダム及び北海道の豊平峡ダムで加速度記録が得られた。

上述のダムは，今回の地震による被害はもちろんのこと，堤体の沈下あるいは漏水量の増加といった変状も報告されていない。

当研究室では各ダムで記録された加速度をデジタル化し，スペクトル解析を行った。表-10・1はその結果得られた加速度の最大値と卓越周波数である。図-10・2は岩盤における加速度の最大値と震央距離[1),2)]の関係を示し，岩盤における地震波の卓越周期と震央距離[3)]との関係は図-10・3に示す。但し震央は気象庁からの第一報に依っており，ダムサイトまでの震央距離はこれに基づいている。

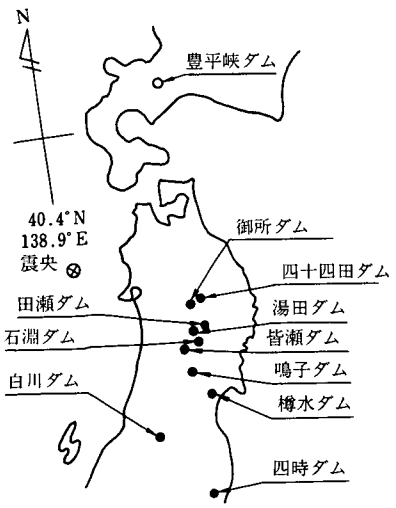


図-10・1　加速度型地震計を設置した既設のダム

2.1　鳴子ダム（図-10・4，図-10・5）

電磁型の地震計が天端橋梁（2成分），堤体中段監査廊（3成分），基礎岩盤（3成分）の3箇所に設置されている。基礎岩盤の地震動の卓越周波数は，上下流方向1.7Hz，ダム軸方向1.1Hz，鉛直方向0.9Hzである。パワースペクトルは，同じアーチ型式の湯田ダムには見られない6.0Hz以上の高周波成分が現れている。このダムの基礎岩盤の地質は花崗岩類であり，良好な岩盤であるため，高い卓越周波数成分が現れたと考えられるが，なお検討を要する。

2.2　湯田ダム（図-10・6，図-10・7）

電磁型の地震計が堤体天端（3成分），基礎岩盤（2成分）の2箇所に設置されている。基礎及び天端の地

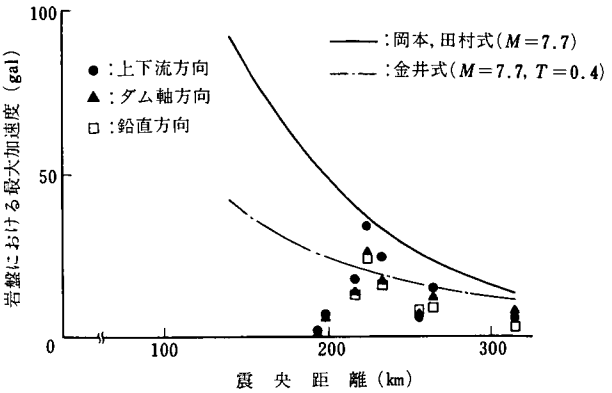


図-10・2　最大加速度と震央距離

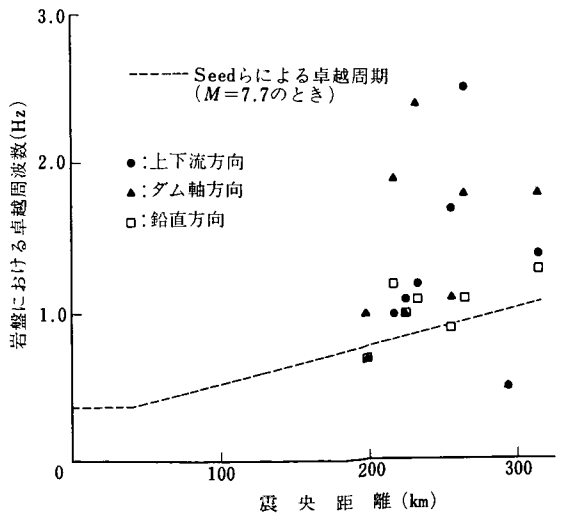


図-10・3　卓越周期と震央距離

表-10・1　日本海中部地震における加速度記録の概要(1)

ダム	震央からの距離	地震計設置場所	地震計の方向	最大加速度 (gal)	卓越周波数 (Hz)
鳴子 高さ 94.5m アーチ	255km	基礎岩盤	上下流 ダム軸 鉛直	6 7 8	0.6, **1.7**, 2.7, 5.4 0.5, **1.1**, 2.4, 3.5, 5.7, 6.5 **0.9**, 1.8, 2.7, 3.4, 5.6
		堤体中段監査廊	上下流 ダム軸 鉛直	14 6 6	1.7, **3.7**, 4.6, 8.0 0.5, 1.2, 1.7, **3.8**, 5.6 **1.0**, 1.9, 2.7, 3.8, 4.5, 9.0
		天端橋梁	上下流 ダム軸	109 51	3.8, 5.1, **8.0**, 9.1, 11.3, 11.4 3.8, 5.7, 6.7, 7.9, **10.6**
湯田 高さ 89.5m 曲線重力	216km	基礎岩盤	上下流 ダム軸 鉛直	18 14 13	0.3, **1.0**, 1.8, 2.9 1.1, **1.9**, 2.8 **1.2**, 1.8, 2.6, 3.2, 4.2
		堤体天端	上下流 ダム軸 鉛直	102 25 18	**4.0**, 4.6, 5.4, 8.6 1.2, 1.9, 2.8, **4.5**, 5.2, 6.3, 7.0 1.2, 1.8, 2.5, **4.0**, 4.6
石渕 高さ 53.0m ロックフィル	232km	基礎岩盤	上下流 ダム軸 鉛直	25 17 16	**1.2**, 2.6, 3.6, 4.3, 5.8 0.5, 1.0, 1.8, **2.4**, 3.2, 4.7 **1.1**, 1.5, 3.2
		堤体天端	上下流 ダム軸 鉛直	57 29 22	1.1, 1.9, **3.3**, 4.1, 5.0 1.0, 2.3, **3.3**, 4.6, 5.9 0.9, **1.5**, 3.2, 4.9, 5.9
田瀬 高さ 81.5m 重力	264km	基礎岩盤	上下流 ダム軸 鉛直	15 12 9	1.5, 1.8, **2.5**, 3.8, 4.6 0.9, **1.8**, 2.5, 2.9, 3.9, 4.7 **1.1**, 2.3, 3.1, 4.2, 5.1, 5.6
		堤体天端	上下流 ダム軸 鉛直	122 42 39	2.4, 3.8, **5.5**, 7.0, 7.8, 8.4 0.9, 1.8, 2.4, 3.9, 4.7, **6.3**, 8.9, 12.6 1.1, 2.3, 3.1, **5.5**, 7.0, 8.4
白川 高さ 66.0m ロックフィル	314km	基礎岩盤	上下流 ダム軸 鉛直	6 8 3	0.8, **1.4**, 2.6, 3.0, 4.6 0.9, 1.4, **1.8**, 3.6, 4.5 0.9, **1.3**, 2.2, 5.7, 6.2
		下流法面	上下流 ダム軸 鉛直	12 16 9	**1.1**, 1.5, 4.8 0.8, 1.4, **2.1**, 3.6, 4.1 1.2, 2.9, **4.7**, 7.6
		堤体天端	上下流 ダム軸 鉛直	16 19 7	**1.4**, 1.9, 2.9, 4.6 0.7, 1.3, **2.2**, 2.5, 4.8 0.8, 1.3, 2.1, **2.9**, 5.1, 8.3
		横坑内	上下流 ダム軸 鉛直	11 10 8	**1.3**, 1.9, 2.9 0.7, 1.9, **2.4**, 3.9 **1.2**, 1.9, 3.5, 4.5

注)　卓越周波数のうち太字のものが最大のパワーをもつ

表-10・1 日本海中部地震における加速度記録の概要(2)

ダム	震央からの距離	地震計設置場所	地震計の方向	最大加速度 (gal)	卓越周波数 (Hz)
豊平峡 高さ 102.5m アーチ	293km	基礎岩盤	上下流	2	**0.5**, 1.8, 3.2
			ダム軸	1	**0.5**, 1.8, 3.3.1, 6.4
		堤体	上下流	3	**3.2**, 4.1, 6.3
			ダム軸	2	0.5, 1.8, **3.3**, 4.6, 6.2
		天端堤体	上下流	15	0.4, 1.7, **3.2**, 6.3
			ダム軸	3	0.3, 1.8, **3.2**, 6.2
皆瀬 高さ 65.0m 表面遮水ロックフィル	223km	基礎止水壁内監査廊	上下流	34	**1.1**, 1.5, 3.2, 4.9
			ダム軸	26	**1.0**, 1.7
			鉛直	24	**1.0**, 1.5, 2.6, 3.0
		堤体天端	上下流	76	1.0, 1.5, **2.8**, 3.3, 4.5, 6.8
			ダム軸	76	1.0, 1.8, **2.6**, 3.2, 4.5
			鉛直	52	**1.0**, 1.9, 2.0, 2.5, 3.4, 4.2, 6.0
御所 高さ 52.5m 複合ダム (ロックフィル, 重力)	198km	右岸アバット監査廊	上下流	7	**0.7**, 1.8, 2.6
			ダム軸	6	**1.0**, 1.5, 2.0, 2.5, 3.2
			鉛直	6	**0.7**, 1.6, 2.4, 3.7
		重力基礎監査廊	上下流	6	**0.7**, 1.8, 2.5
			ダム軸	6	**0.6**, 1.6, 2.2
			鉛直	5	**0.8**, 1.8, 3.2
		接合部重力天端	上下流	8	**0.5**, 1.8, 2.5, 3.3
			ダム軸	9	**0.7**, 1.7, 2.3, 3.2
			鉛直	5	**0.8**, 1.8, 2.4, 3.2
		接合部フィル天端	上下流	10	**0.5**, 1.8, 2.4, 3.2
			ダム軸	13	**0.6**, 1.7, 2.4, 3.2
			鉛直	6	**1.8**, 2.5, 3.2
		フィル基礎監査廊	上下流	6	**0.6**, 1.5, 2.0
			ダム軸	7	**0.7**, 1.7, 2.2
			鉛直	5	0.9, 1.8, **2.5**, 3.3
		フィルコア内部	上下流	26	0.9, 1.8, **2.4**
			ダム軸	24	0.6, **2.4**, 3.2
			鉛直	11	1.0, **2.4**, 3.2, 3.7, 5.4
		フィル法面	上下流	26	0.8, **1.8**, 2.4
			ダム軸	30	0.6, **2.4**, 3.2, 4.8
			鉛直	8	0.9, **2.3**, 3.1, 5.4, 8.5
		フィル天端	上下流	24	0.8, 1.9, **2.5**
			ダム軸	32	0.6, **2.4**, 3.2
			鉛直	11	1.0, **2.3**, 3.2, 3.7, 5.4, 8.5
		左岸泥流部	上下流	24	0.5, **1.3**, 1.9, 3.1
			ダム軸	18	0.6, **1.6**, 3.2
			鉛直	12	1.0, 1.6, 2.1, 3.7, 5.0

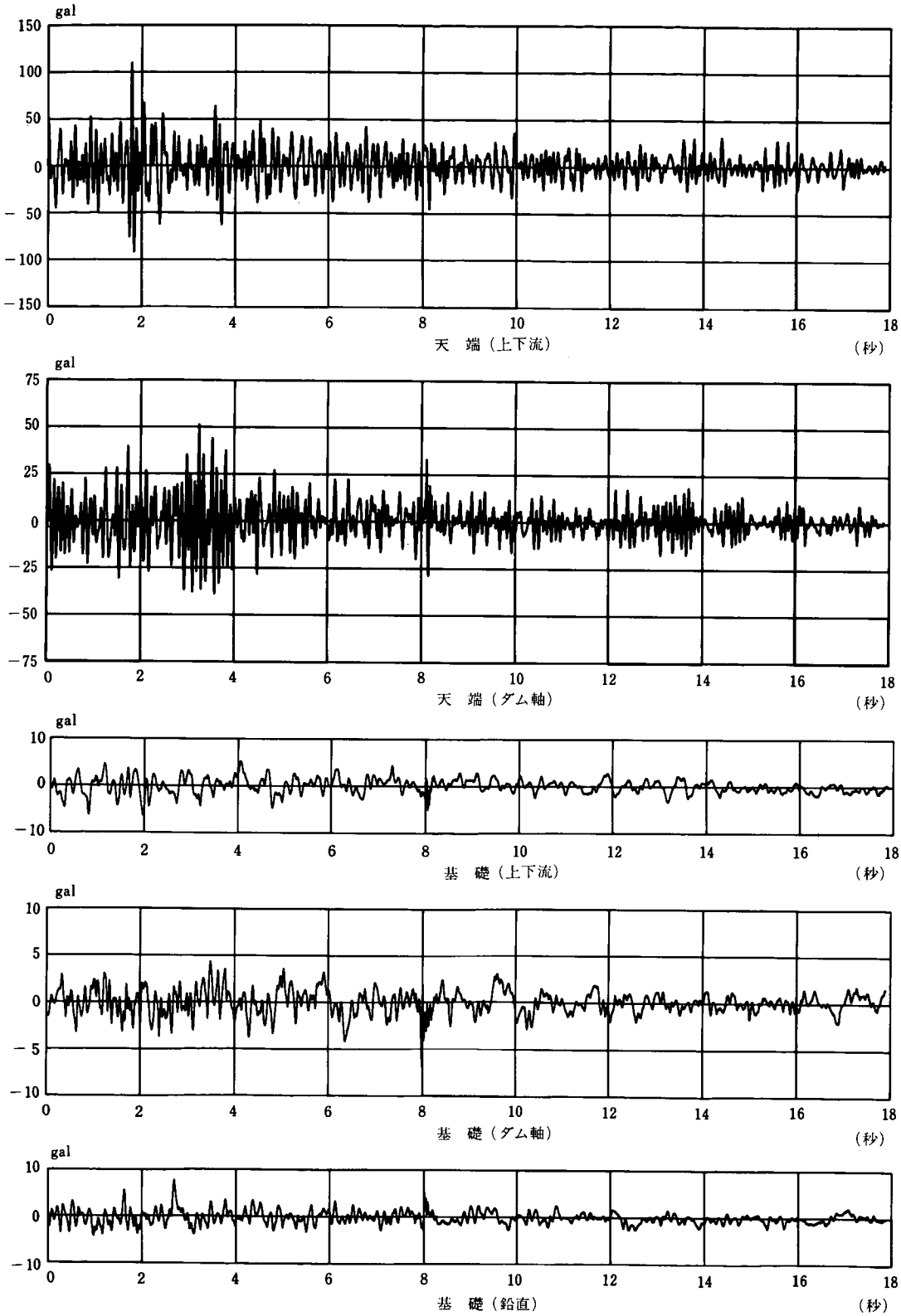


図-10・4 鳴子ダム加速度記録

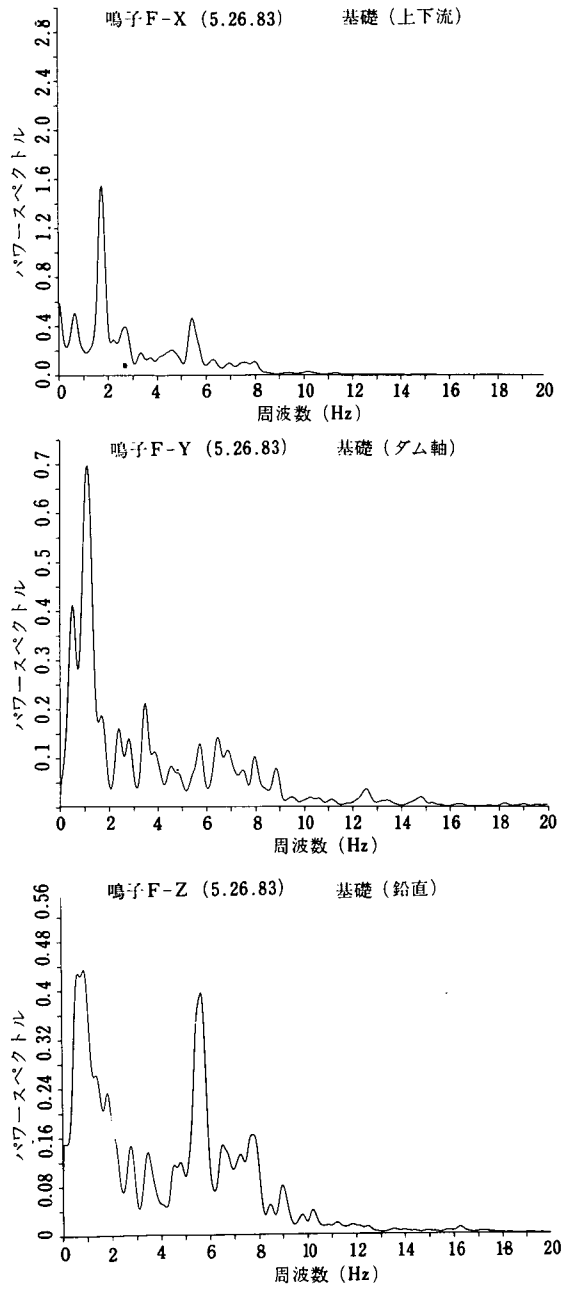


図-10・5(1) 鳴子ダム加速度記録のパワースペクトル

震動の周波数特性は，1978年の宮城県沖地震のものとほぼ一致しており，最大加速度を記録した天端上下流方向の一次固有周波数は4.0Hzである。ダムサイトは鳴子ダムと同じく，花崗岩を主体とした地質であるが断層が発達している。そのため，基礎岩盤の地震波に高周波成分の卓越が見られなかったと考えられるが，

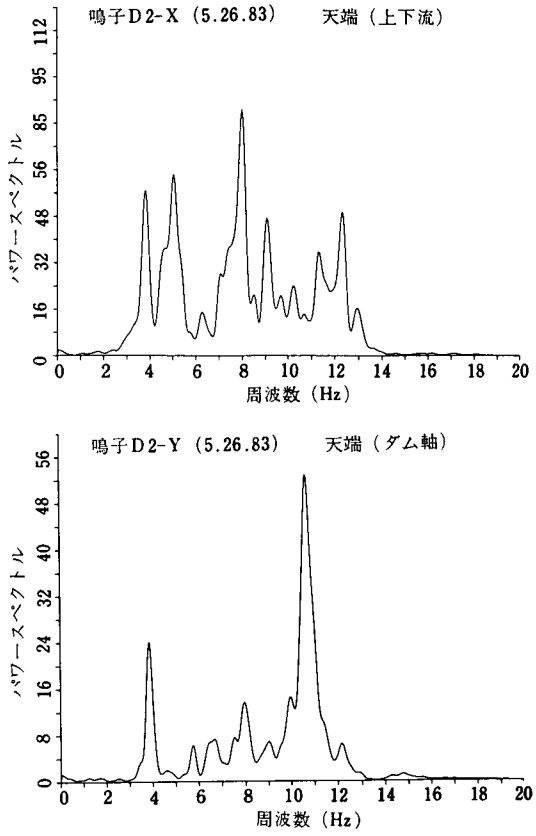


図-10・5(2) 鳴子ダム加速度記録のパワースペクトル

これについても過去の地震記録を検討する必要がある。

2.3 皆瀬ダム (図-10・8，図-10・9)

普及型強震計がコアウォール下部の監査廊内（3成分）及び堤体天端（3成分）に設置されている。堤体で記録された地震動の周波数特性は，1978年の宮城県沖地震の場合と異なっているが，基礎岩盤についてはほぼ一致している。

2.4 御所ダム (図-10・10，図-10・11)

当ダムは，右岸が堤頂長117.0mの重力式コンクリート部，左岸が堤頂長210.0mのロックフィル部から成る複合ダムである。左岸は凝灰質頁岩・角礫疑灰岩等からなりこの上を旧河床礫・火山泥流堆積物が被っている。右岸は安山岩質の溶岩・集塊岩からなっている。3成分の電磁型地震計が右岸横坑，左岸竪坑・監査廊（フィル部と重力部）・フィル天端・コア内部・下流法面及び天端接合部のフィル部と重力部の合計9箇所に

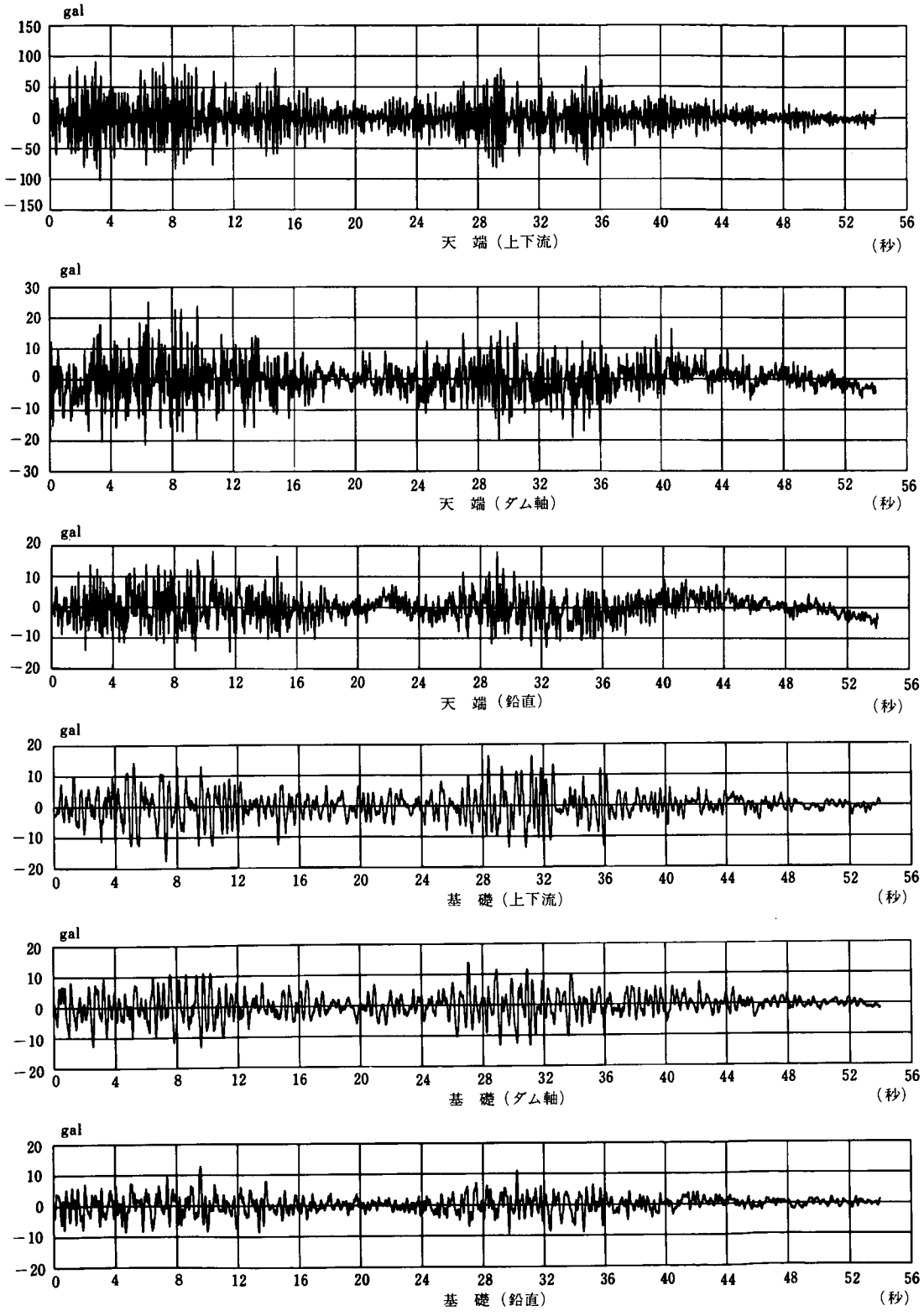


図-10・6 湯田ダム加速度記録

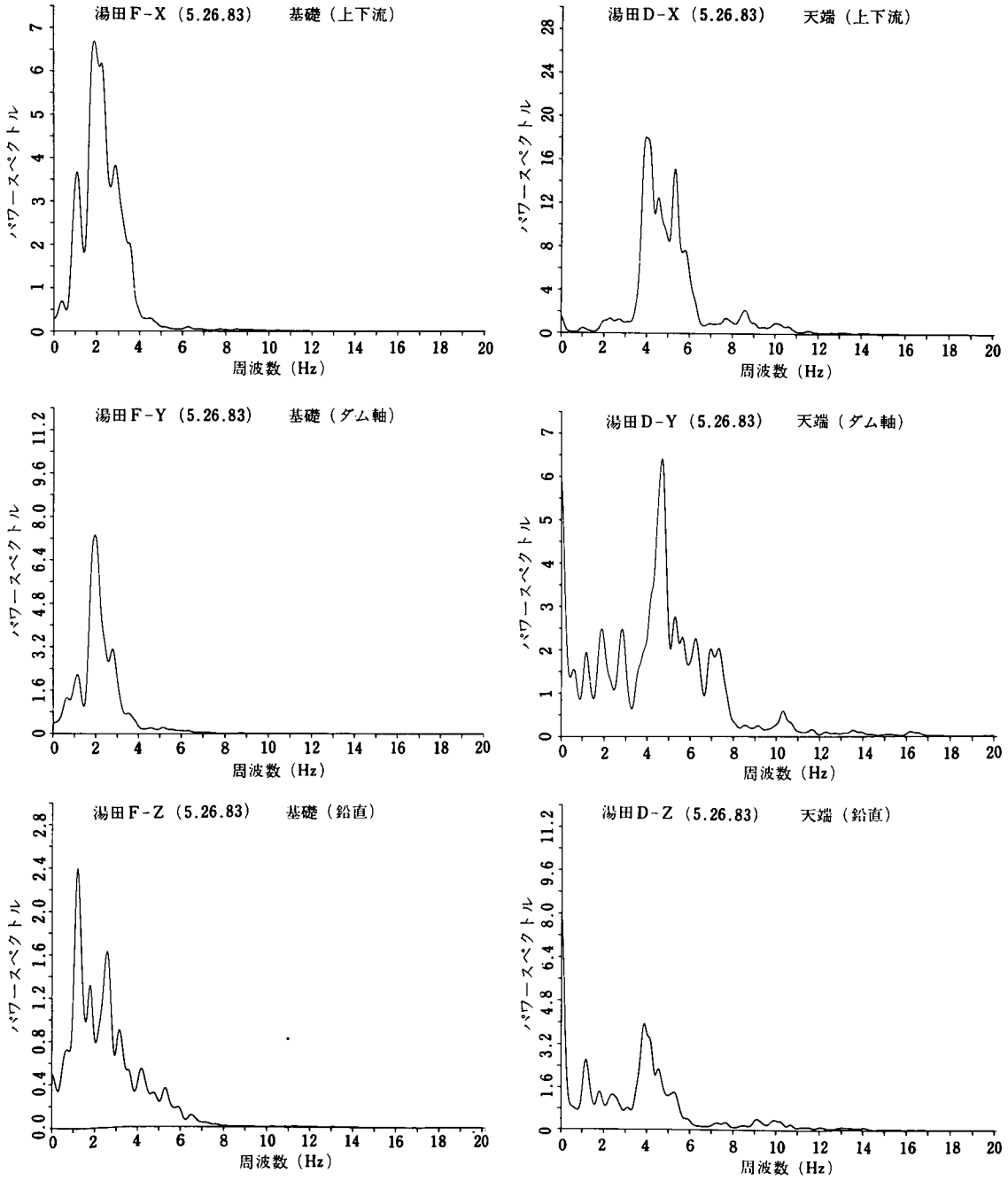


図-10・7 湯田ダム加速度記録のパワースペクトル

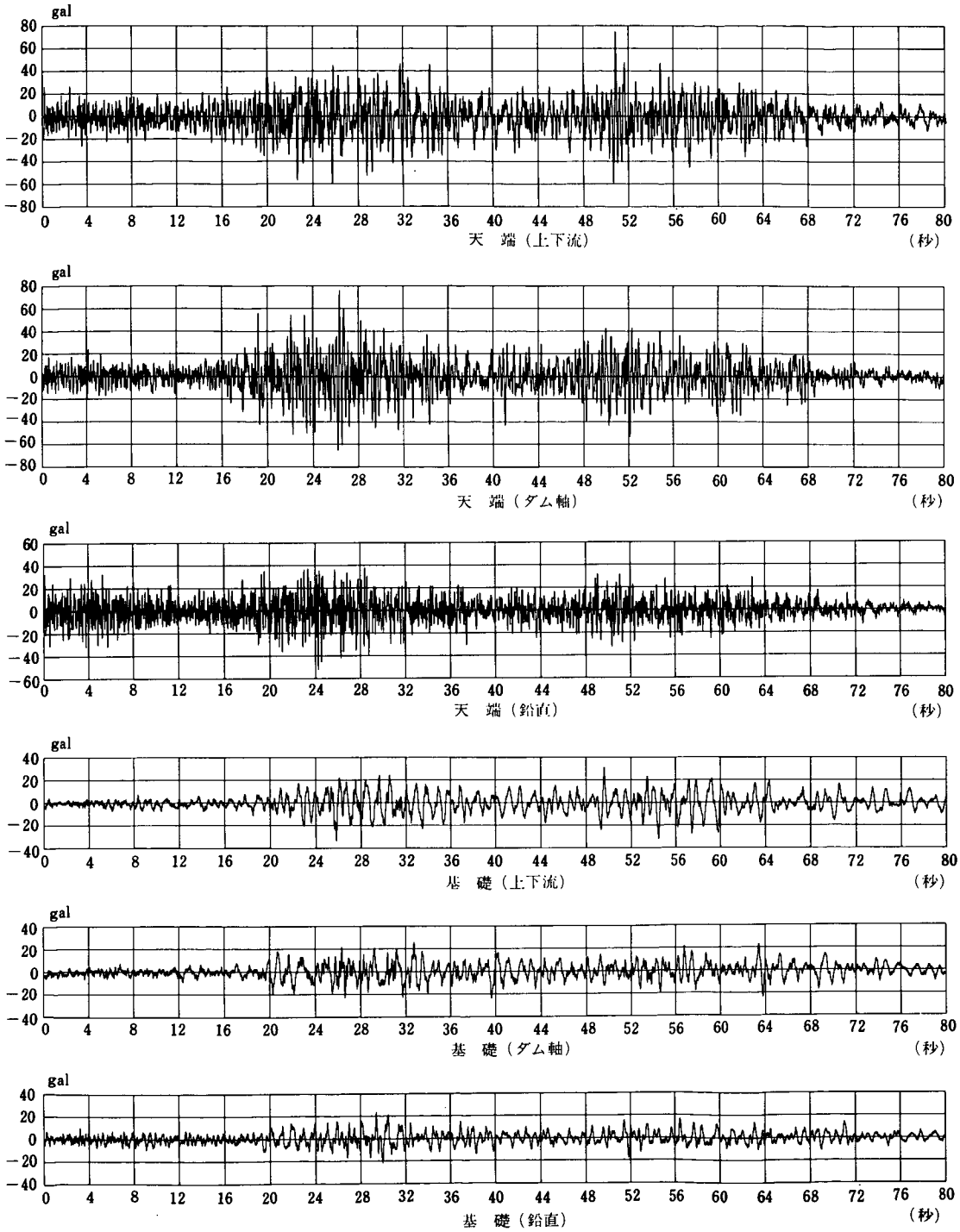


図-10・8 皆瀬ダム加速度記録

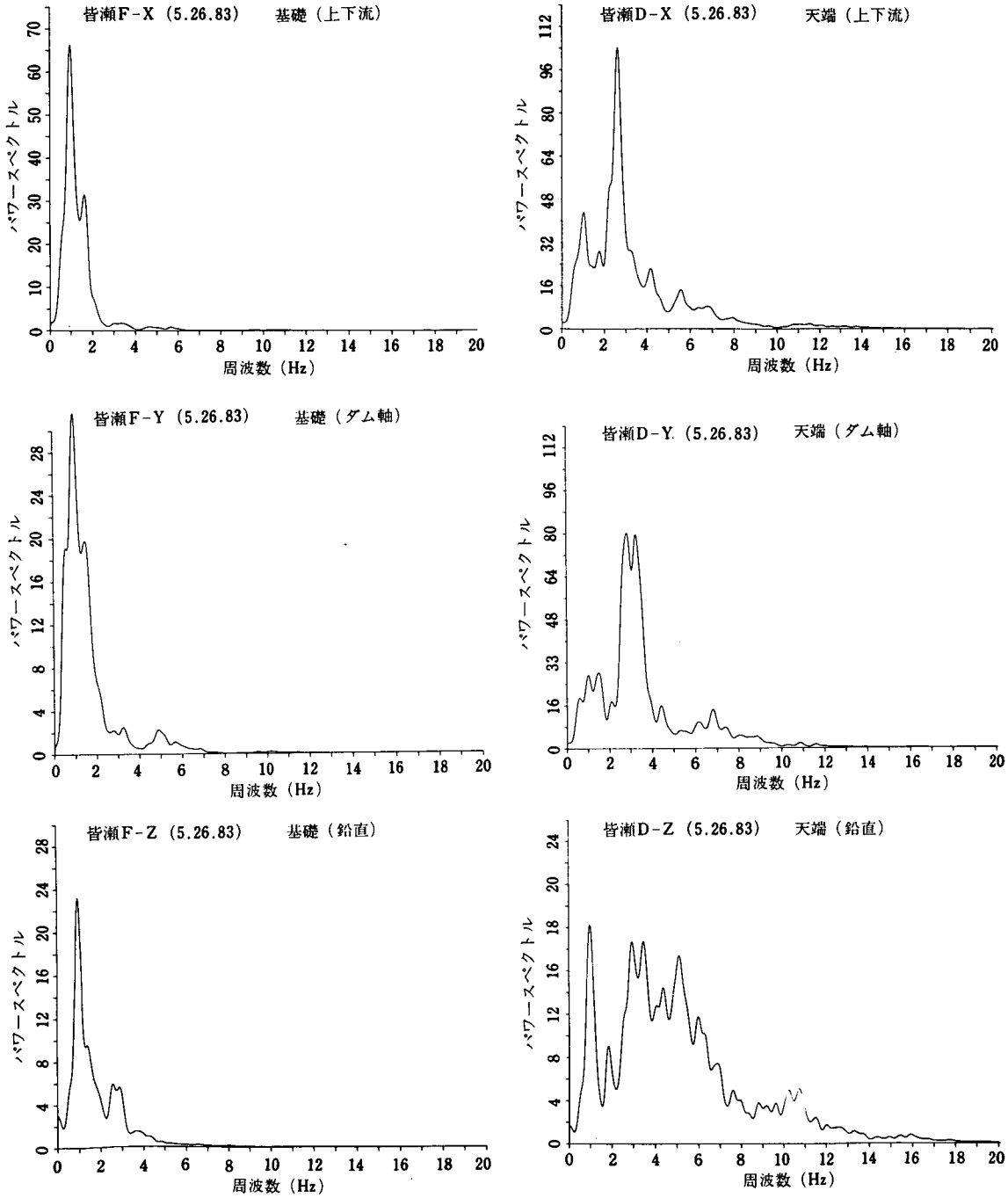


図-10・9 皆瀬ダム加速度記録のパワースペクトル

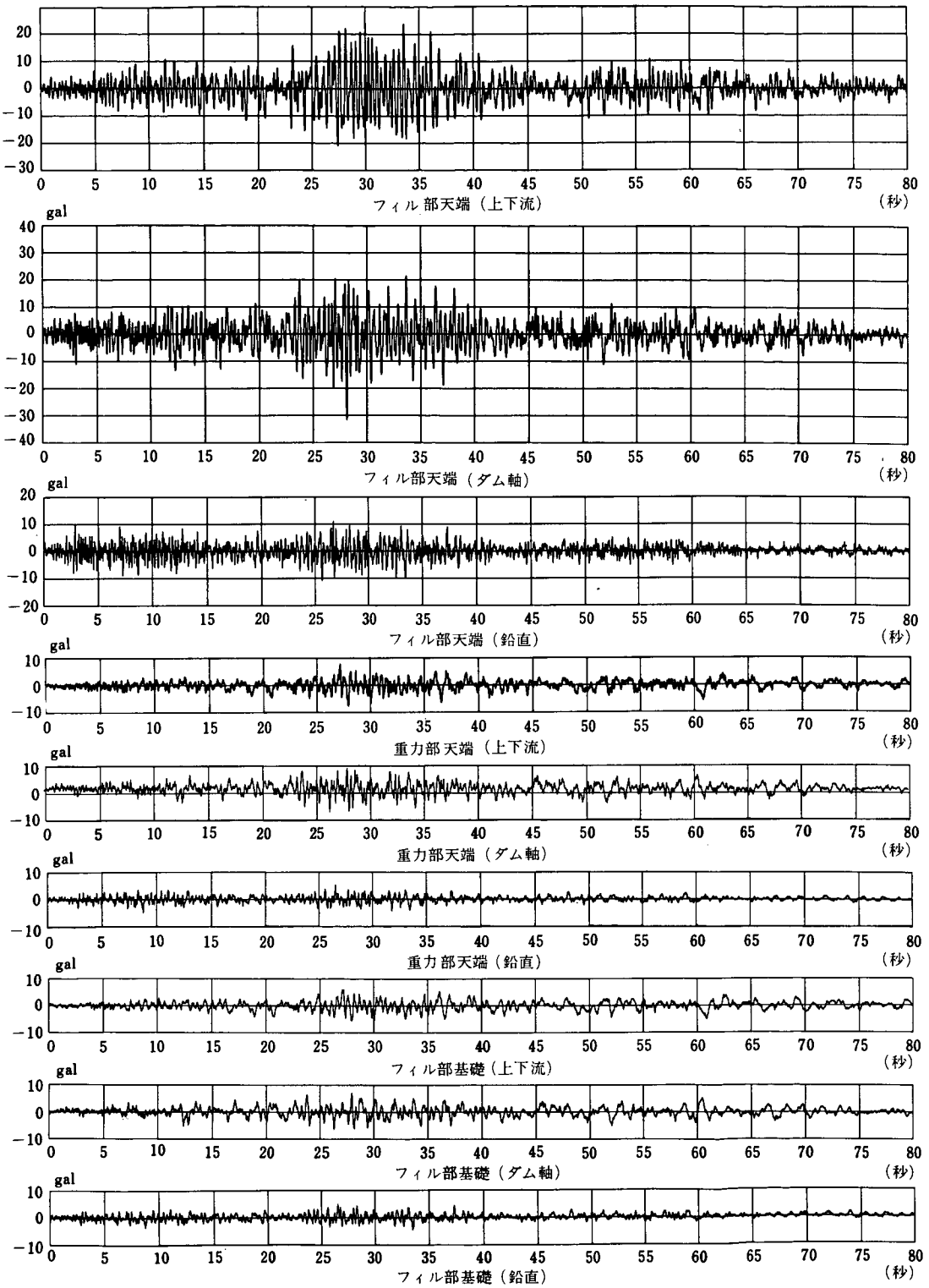


図-10・10　御所ダム加速度記録

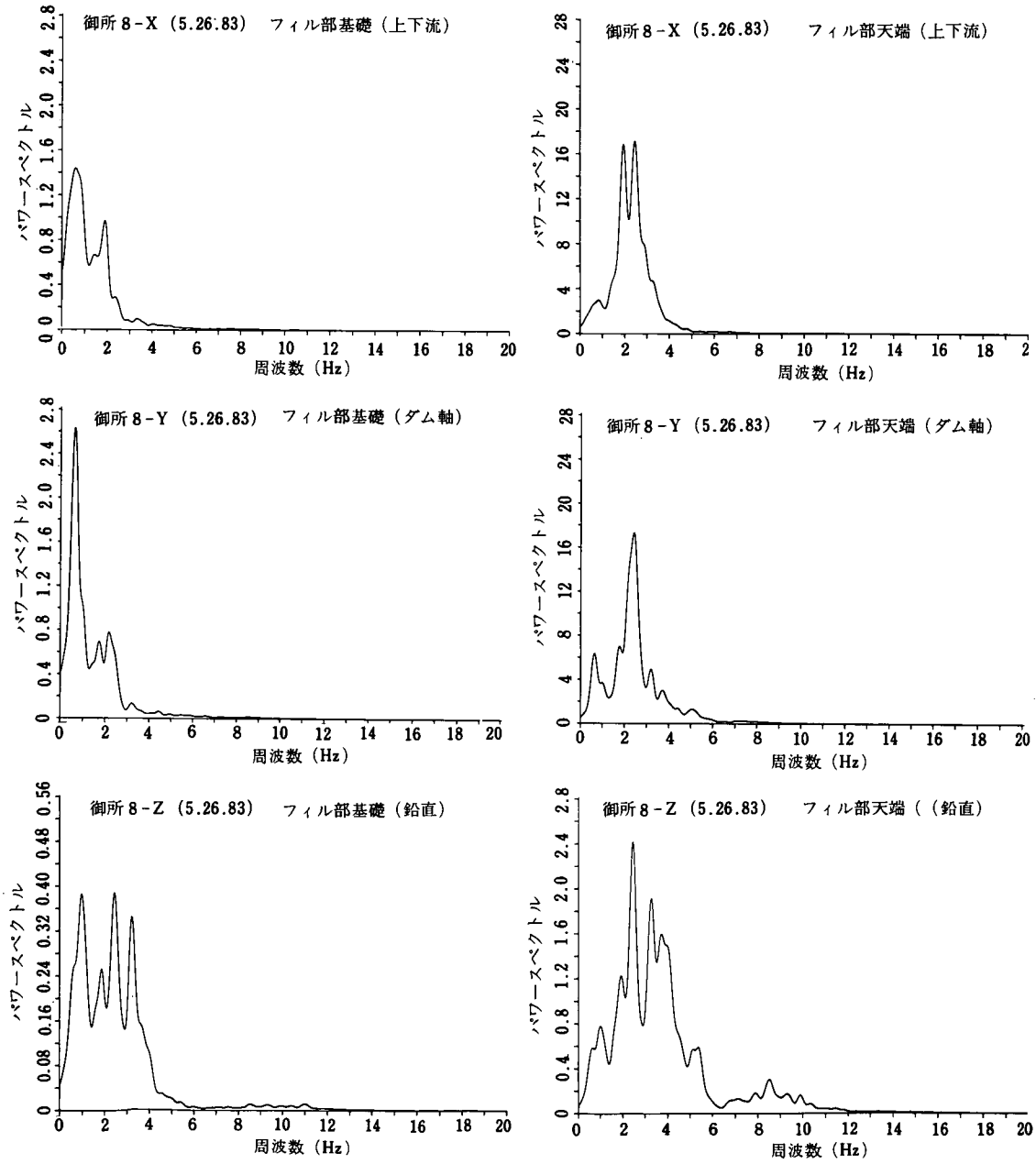


図-10・11(a) 御所ダム加速度記録のパワースペクトル

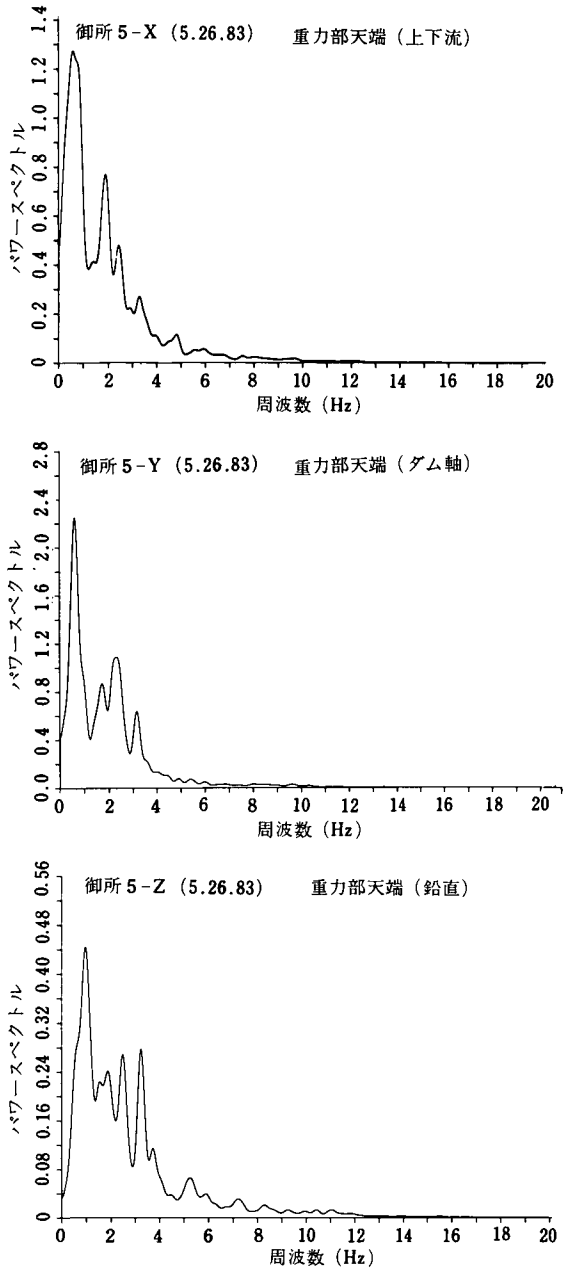


図-10・11(b)　御所ダム加速度記録のパワースペクトル

設置されている。フィル天端・法面・左岸竪坑で記録された加速度は10～30gal, これら以外の部分では5～9 galとフィル部の揺れが大きかった。今回何ら変状は確認されなかったが，複合ダムで地震記録が得られたのは今回が初めてであり，当研究室では地震時挙動の詳細な検討を行っている。

3．ダムの被害又は変状

3.1　新小戸六ダム

ダムの諸元は表-10・2に標準断面を図-10・12に示す。当ダムは，均一型のアースフィルダムで，上流面は捨石張とブロック張で保護され，中位標高に切込砂利が施工されている。下流部堤敷には砂礫ドレーンが設けられ，漏水は下流法尻のポンプで排水される。ダム基礎の地質は，凝灰質砂岩である。地震時の貯水位は，ブロック張下端から約1.5mの位置であり，地震当時天端に居た小学生によれば，ダム堤体は波のように揺れたとのことである。本ダムの変状は図-10・13に示すように亀裂とはらみ出しである。亀裂はEL.25.50mよりも上位の捨石張部とEL.25.50mの小段に生じ，上位の亀裂は浅く長さは115mでほぼダム軸に平行で，主なものは3本雁行状になっていた。緩んだ範囲は，上位標高の亀裂の下位に存在し長さ115m×幅平均10m＝1,150m²で，若干はらみ出しが見られる。上位標高捨石張の亀裂が発生した部分で張石を取り除いたところ，下部の礫に緩んだ形跡はなく，表面の張石が緩んだだけと考えられる。

上位標高のブロック張りは，ジョイントがぶつかり合い，1cmほど小さく欠けている部分がある(写真-10・1)。

切込砂利部では，図-10・21に示すように亀裂が発生しており，左岸部では上流側へ延びていたが，右岸部では亀裂の延長は確認できなかった。亀裂は長さ200～300mである。

表-10・2　新小戸六(しんこどろく)ダム諸元

	項　目	記　事
ダサイムト	河川名	岩木川水系山田川
	位置	森田村大字床舞字鶴喰55
	流域面積	24.1km²
ダム	型式	均一型アースフィルダム
	堤高	21.82m(EL. 33.32m)
	堤頂長	293.93m
	堤頂幅	8.00m
	堤体積	294千km²
	余裕高	2.06m
	斜面勾配	上流 1:2.5～4.0 下流 1:2.0～2.5
	余水吐	側水路式，越流頂75.3m
貯水池	湛水面積	0.24km²
	満水位	EL. 30.26m
	洪水位	EL. 31.26m
	総貯水量	3,416千m³
	有効貯水量	1,650千m³
事業	竣工	1966年

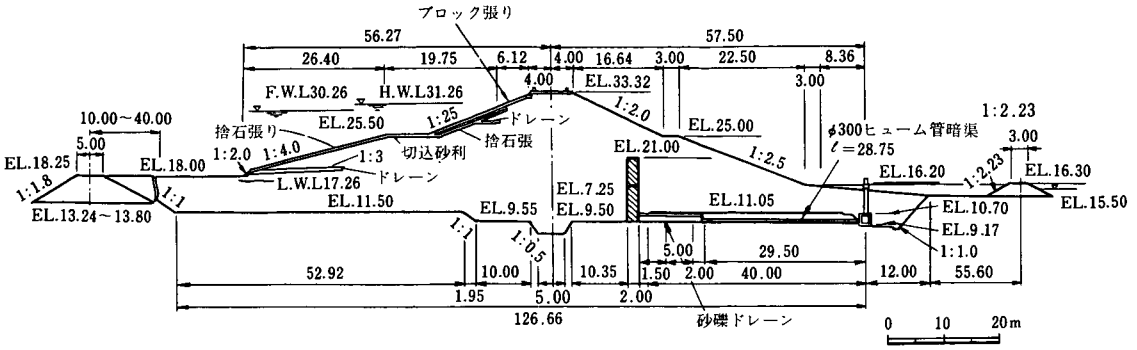


図-10・12 標準断面図(新小戸六)

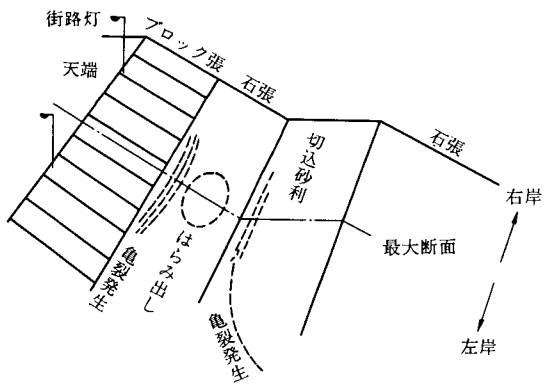


図-10・13 亀裂はらみ出しの生じた位置(新小戸六)



写真-10・1 亀裂の見られる部分,張石の左側が持上がっている。(新小戸六ダム)

その他漏水関係では,地震後6 ℓ/分から8 ℓ/分に増えたが,その後貯水位を下げたこともあり,減少している。また,地震前後における測量によれば(地震から11日後の6月2日実施)永久変形は確認されていない。

表-10・3 本郷(ほんごう)ダム諸元

	項目	記事
ダサイト	河川名	岩木川水系本郷川
	位置	青森県浪岡町
	流域面積	7.5km²
ダム	型式	中心コア型アースフィルダム
	堤高	17.7m(EL. 52.5m)
	堤頂長	91.0m
	堤頂幅	6.0m
	堤体積	25千m³
	余裕高	2.1m
	斜面勾配	上流 1:2.7 下流 1:2.2
	余水吐	側水路式, 越流長52.0m
貯水池	湛水面積	0.0372km²
	満水位	EL. 49.4m
	総貯水量	185千m³
	有効貯水量	151千m³
事業	竣工	1956年

3.2 本郷ダム

ダムの諸元は表-10・3に,被害状況を表した平面図及び断面図を図-10・14, 図-10・15に示す。本ダムは,センターコア型のアースフィルダムで,上位標高上流部は捨石張とコンクリートで保護してある。完成は,1956年であるが,1964年に再度築堤を行っている。

地震時の貯水位はEL.80.84mで図-10・14の2点鎖線の位置である。今回の地震によって天端が最大52cm沈下し,堤体上流面のコンクリート部でダム軸方向に25～30mの亀裂が発生した。上流面の捨石張では上位標高部に亀裂が発生し,亀裂は左右岸で上流側へ延びている。亀裂の下部の捨石張でははらみ出し・陥没が生じ,はらみ出しは陥没より下部であった。堤体材料は左岸下流部から採取した砂質凝灰岩類である。

現地事務所の話では,当ダムは図-10・15に示すよう

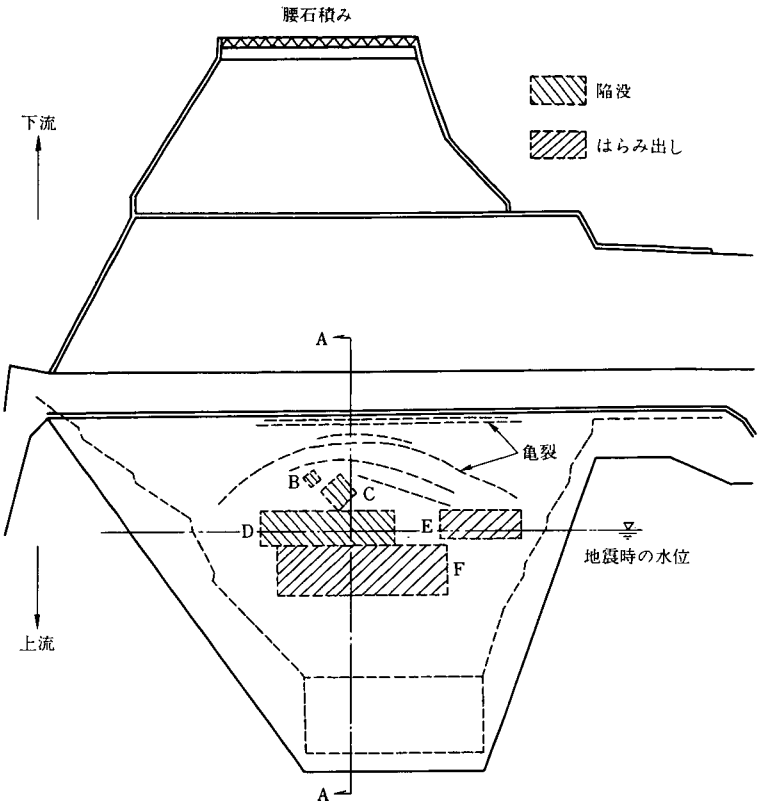


図-10・14　平面図(本郷川)

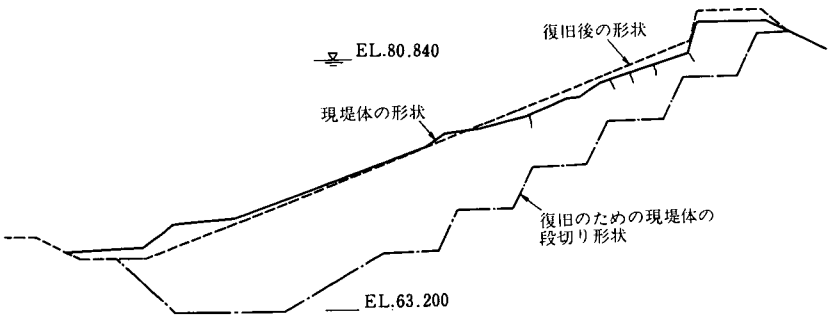


図-10・15　A－A断面(本郷川)

に現堤体を段切りし，新たに材料を盛る計画である。

3.3　奈良寛ダム

ダムの諸元を表-10・4,標準断面及び平面図を図-10・16，図-10・17に示す。当ダムは1934年に完成した均一型のアースフィルダムで，上流面は，天端付近が捨石張で保護されている。今回の地震により，天端・上流面に亀裂が発生した。天端には，幅１～２cmの亀裂が図-10・17に示すように数箇所見られ，捨石張は，中央断面付近に一部はらみ出しが生じた他は，変状はなかった。しかもその部分は，今回の地震によるはらみ出しかどうか分かりにくいものであった。捨石張の下部では，左岸寄り，右岸寄りの中位標高に亀裂が生じた。右岸寄りの亀裂は左岸寄りの亀裂に比べて顕著であり，亀裂の上下流で５～10cmほどの段差が生じており，中には深さ70cmに達するものもあった（写真-10・2)。

ダムは，地山が川へ半島のように突き出したところに造られており，地山の上にも盛土を行い貯水容量を確保する構造となっている。基礎の地質は軟質な凝灰岩である。

表-10・4　奈良寛(ならかん)ダム諸元

	項目	記事
ダムサイト	河川名	岩木川水系前范川
	位置	弘前市奈良寛地区
ダム	型式	均一型アースフィルダム
	堤高	14.6m(EL. 92.7m)
	堤頂長	200m
	堤頂幅	5.0m
	堤体積	71.4千m³
	斜面勾配	上流 1:1.0～2.0 下流 1:2.1
	余水吐	側水路式
貯水地	最高水位	EL. 91.2m
	洪水位	EL. 96.6m
	貯水量	360.0千m³
事業	竣工	1934年



写真-10・2　右岸部上流面の亀裂(奈良寛)

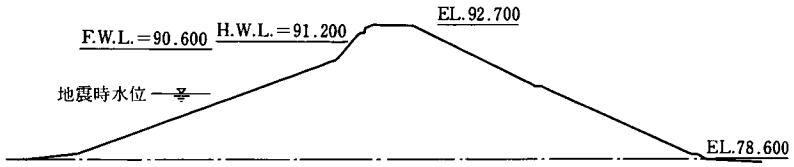


図-10・16(a)　断面図(奈良寛)

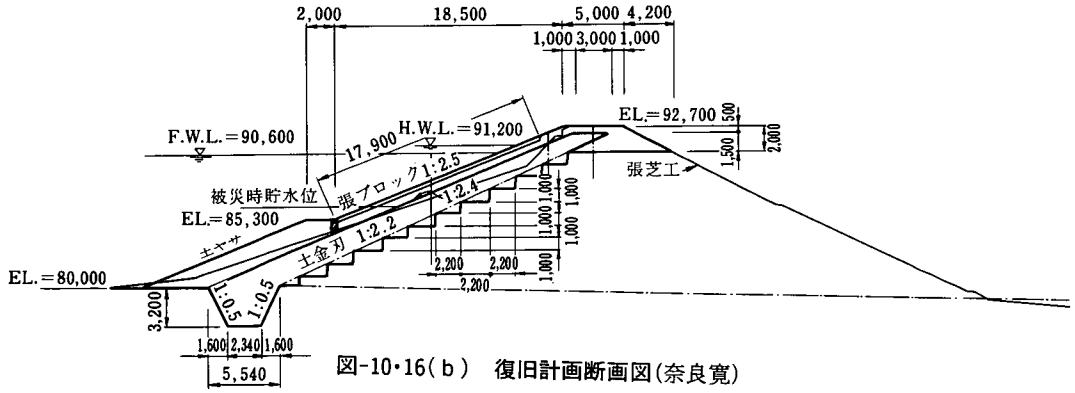


図-10・16(b)　復旧計画断面図(奈良寛)

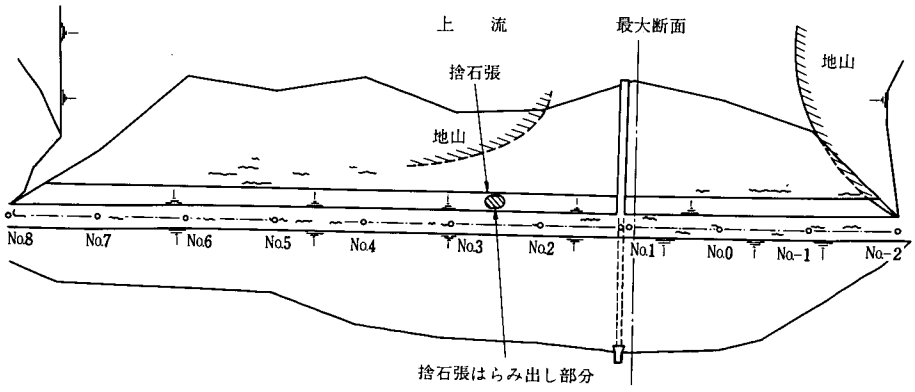


図-10・17　平面図(奈良寛)

3.4 湯ノ沢ダム

ダムの諸元を表-10・5に，標準断面及び平面図を図-10・18，図-10・19に示す。当ダムは中央に土質遮水壁をもったアースフィルダムである。堤体は凝灰岩の風化した粘性土から成る。地震時の貯水位は天端下5m，EL.55mであった。地震後天端でピットを掘ったところ壁面に白っぽくセメントミルクの固結が見られたが，1962～1963年にかけて漏水を減少させるため遮水壁近傍にセメントミルクによる堤体グラウチングが上下流方向1.5mの間隔で2列施されている。

天端の亀裂は，幅10cmに達するものもあり，堤軸方向への長さは40mほどである。亀裂の深さは6.0mと推定されるが，2.0mまでは確認されている。これらの亀

表-10・5　湯ノ沢ダム諸元

	項　目	記　事
ダサイムト	河川名	米代川水系湯ノ沢川
	位置	秋田県山本郡二ツ井町
	流域面積	1.1km²
ダム	型式	均一型アースフィルダム
	堤高	17.56m（EL. 60.0m）
	堤頂長	87m
	堤体積	4,390m³
	斜面勾配	上流 1:2.3 下流 1:2.0
	余水吐	側水路式
貯水池	最高水位	EL. 58.0m
	洪水位	EL. 57.5m
	湛水面積	0.03km²
	総貯水量	200千m³
	有効貯水量	200千m³
事業	竣工	1956年

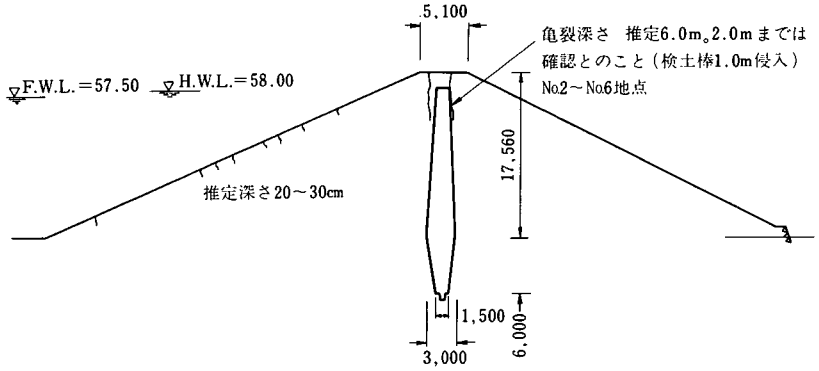


図-10・18　断面図(湯ノ沢)

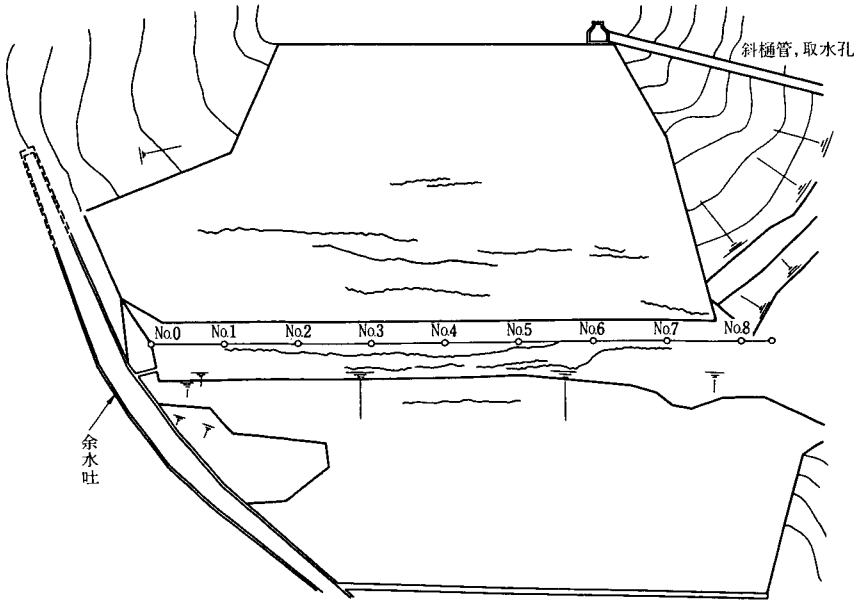


図-10・19　平面図(湯ノ沢)

裂は，ピットから推測するとグラウチングに沿って発生しているようである。すなわち，堤体材料と固結したグラウトの境界はなじみが悪く亀裂が生じたと考えられる（写真-10・3）。

堤体上流面には捨石張が施してある。捨石張の亀裂は，上位標高では捨石張どうしが離れるように発生しており，下位標高では捨石の隆起が見られる。すなわち，上位標高からわずかにずり落ちた石張が下部の石張を押上げた様子になっている（写真-10・4）。

下流面は，上位標高に1本亀裂があったほかは，縦1m，横13mにわたって湿潤状態の部分がある。この部分には苔が生えており，地震前より浸潤面が法尻に現れていたものと推定される。



写真-10・3 天端の亀裂（湯ノ沢）

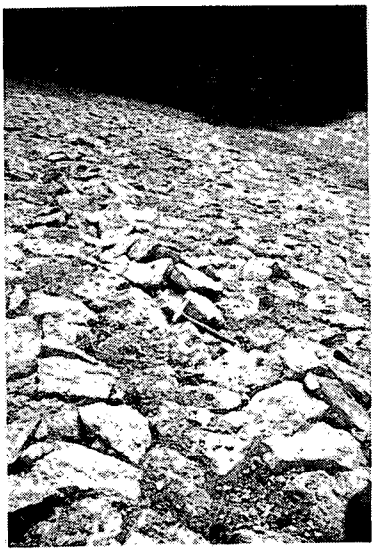


写真-10・4 下流法面（湯ノ沢）

取水施設は，斜樋及び底樋によっているが外観からは異常は認められなかった。

なお現在事務所では，当ダムの漏水対策として硬化後の剛性が堤体の剛性に近い薬液の注入を計画している。

3.5 八面沢ダム

ダムの諸元を表-10・6に，標準断面を図-10・20に示す。当ダムの上流面は連結張ブロックで保護されている。ダムは県営大規模老朽溜池事業で1970年に改修が完了した。堤体の嵩上げ，堤体カーテングラウチング，堤体上流面張ブロックそして余水吐・取水施設の全面改修がなされた。ダム基礎の地質は新第三紀の凝灰岩である。

地震時の貯水位は，満水位から2m下がったEL.121mであった。被害は天端に最大幅5cmの亀裂が長さ34mにわたって生じ，特に大きな亀裂については掘削したところ2.3mほどの深さであった。また亀裂の発生位置は谷の最も深い最大断面であった。

地震前後において漏水量に変化はなかったが，下流法尻には漏水によるパイピングホールがあり，ここに塩ビ管3本が埋めてあり，漏水を集めている。当ダムは1968～1971年にセメントグラントよる漏水対策を実施した。その後再び漏水があったので，1978年に水ガラスによる薬液注入を実施した。さらに1980年に貯水位が満水位から1m下がった時点で0.36t/secの漏水

表-10・6 八面沢（やづらざわ）ダム諸元

	項目	記事
ダイサイト	河川名	米代川水系才川
	位置	秋田県比内町八面沢
	流域面積	130km²
ダム	型式	中心コア型アースフィルダム
	堤高	16.5m（EL. 125.67m）
	堤頂長	266.71m
	堤頂幅	4.4m
	堤体積	168千m³
	余裕高	2.0m
	斜面勾配	上流 1:2.5～3.0 下流 1:2.0～2.5
	余水吐	側水路式，越流長18.65m
貯水池	満水位	EL. 124.55m
	洪水位	
	総貯水量	682千m³
	有効貯水量	681千m³
事業	竣工	1970年

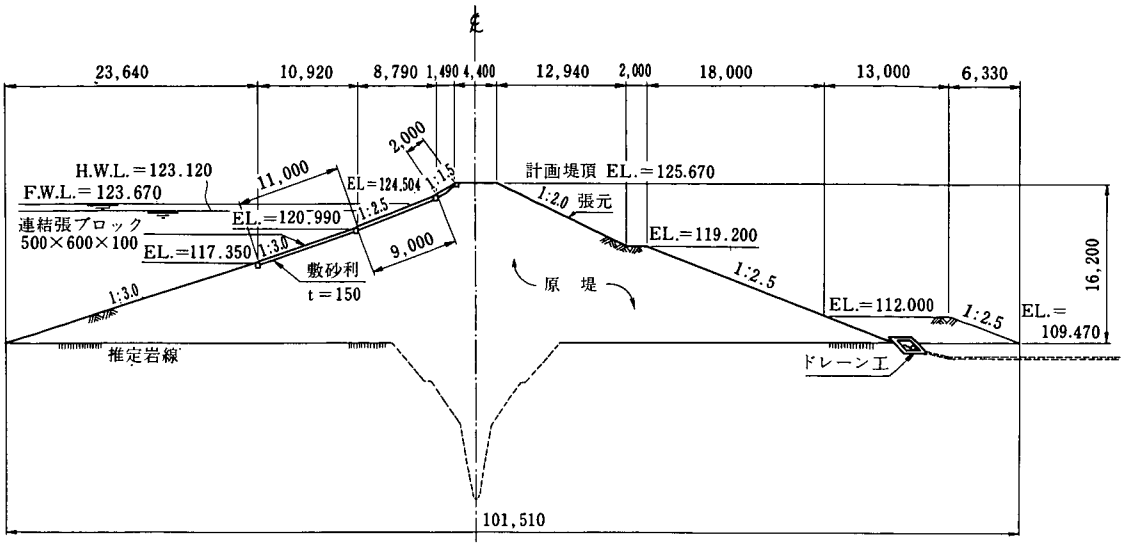


図-10・20 標準断面図(八面沢)

があったため1981年に再び薬液注入を行った。そして1983年8月末現在，12.5%溶液の水ガラスを100 ℓ/mで千鳥に注入しているが，この度の漏水対策は今回の地震とは無関係である。

3.6 その他

素波里ダムは堤高72.0mの重力式コンクリートダムであり地震による堤体への被害はなかったが，№4，№5ブロック間の継目からの漏水があった。標準断面図及び下流面図を図-10・21，10・22に示す。監査廊内でこの継目を観察すると遊離石灰付着面に新しい亀裂が確認され，地震時に極僅かではあるが開閉したと考えられる。この継目からの漏水量は6 ℓ/分であった。漏水の原因としては，継目の開閉により上流面側の止水板が損傷したか，あるいは透水路の閉塞物が地震で流れ出し穴があいたためと推測される。

3，4ブロック付近のドレーンの蓋が，地震後の点検時に飛んでいたというが，ドレーンホール内に岩盤内の浸透流が急激に押し出され水が吹き出したと思われる。

3.7 溜池等の被害

勘助沼（青森県山田川水系）

当ダムの諸元を表-10・7に，災害復旧の計画断面を図-10・23に示す。堤体上流面はブロック張で保護された均一型の溜池である。

地震によって天端中央部が2m程沈下し，上流面ブロック張は約70mにわたって上流側へ滑り，図に示すように上流面法尻では堤体材料を押上げてしまった。中央の最大すべり部では天端は貯水位よりも下がったが，応急手当てとしてブルドーザにより左岸の土質材料を余盛した（写真-10・5)。

館の沢溜池

天端が道路となっており，上流側は勾配がきつく亀裂を出している。

大溜池（青森県山田川水系，河川区域外）

ダム高6mのアースフィルダムであり，施工は明治以前である。天端が県道となっており，図-10・24に示すように上流の擁壁が変形し天端に亀裂が生じ，左岸寄りに取水用カルバート（図-10・25）が埋設してあるが埋戻し土の部分で亀裂が発生した。

中間口（男鹿半島）

極小さな自家用溜池で，約10年前に施工した。貯水池は地震時には満水状態で，完全な破堤であった。基岩は泥岩で，堤体材料にはこの泥岩の風化物を使用している。

破堤の原因は基岩が図-10・26に示すように下流下がりになっていること，堤体が均一型で粘性土から成り，堤体全体が浸潤状態であったことにより安定性を欠いたためと考えられる。

一般に溜池は，構造的に上流を擁壁で押えたものや簡単な盛土によるものが多く，この他にも壊れたものは少なくないと推定される。

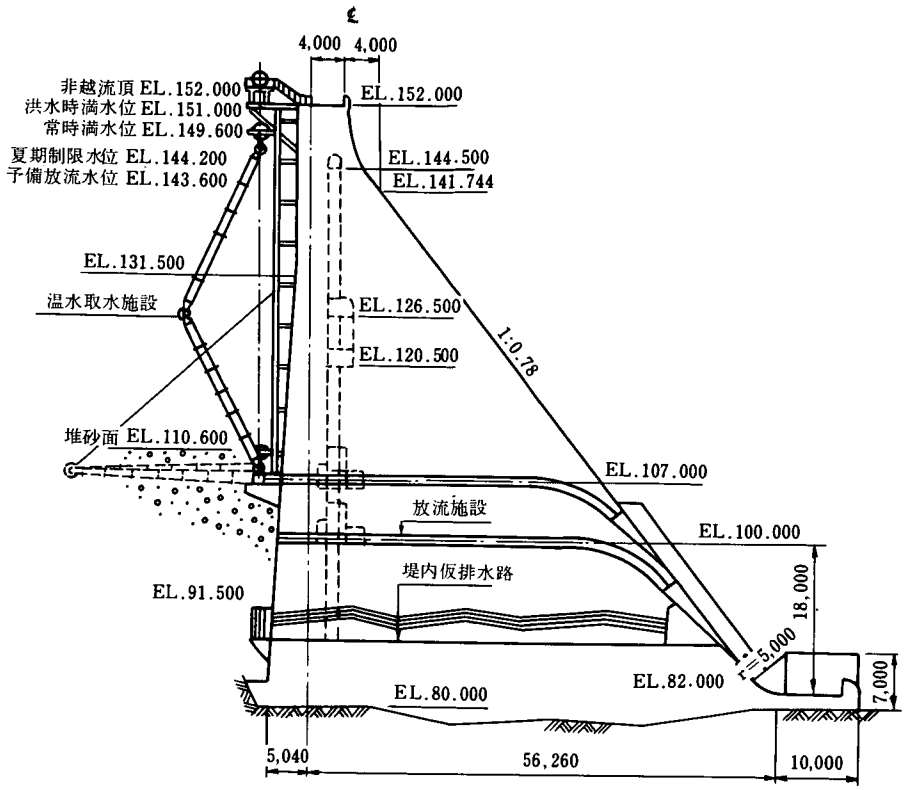


図-10・21 非越流部断面図(素波里)

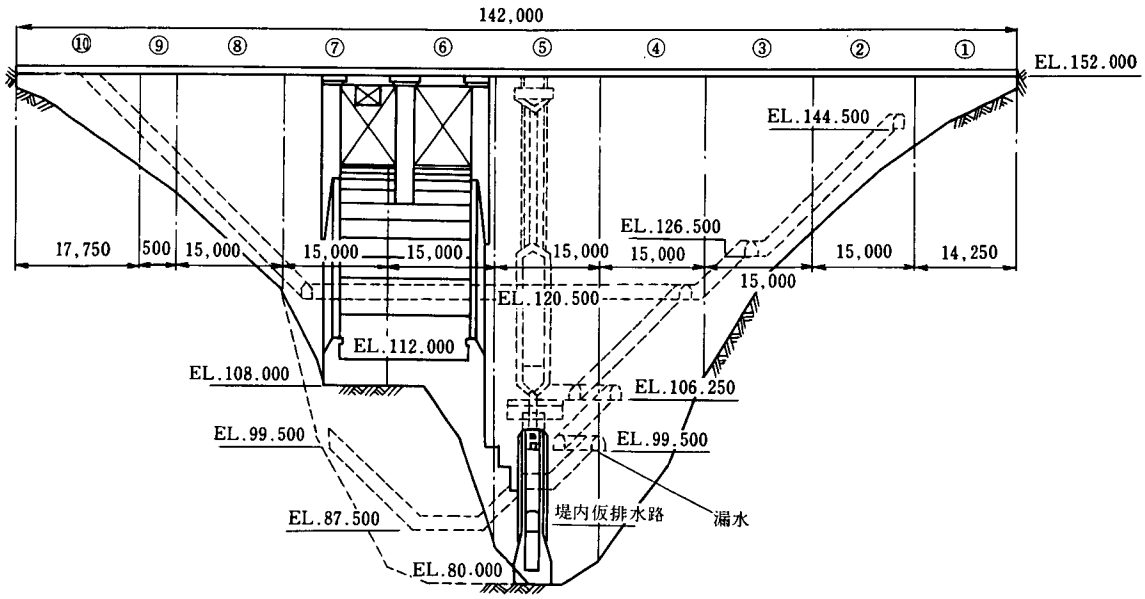


図-10・22 ダム下流面図(素波里)

表-10・7　勘助(かんすけ)沼諸元

	項目	記事
ダサイムト	河川名	山田川水系
	位置	青森県西津軽郡木造町筒木坂
	流域面積	1.5km²
ダム	型式	均一型アースフィルダム
	堤高	6.5m(EL. 12.0m)
	堤頂長	195m
	堤頂幅	3.5m
	堤体積	11.6千m³
	斜面勾配	上流 1:2.0 下流 1:1.5
貯水池	満水面積	8.9ha
	最高水位	EL. 10.82m
	洪水位	EL. 10.17m
	貯水量	232.0千m³
事業	竣工	不明

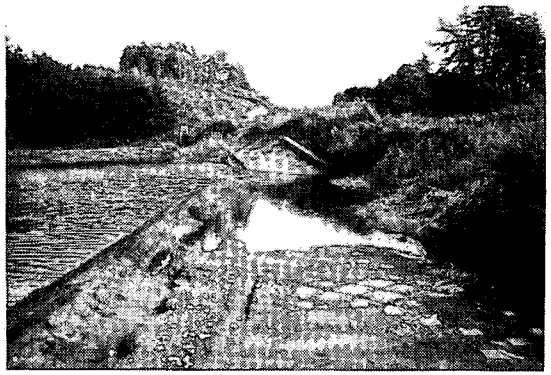


写真-10・5　右岸上流面から左岸を臨む(勘助沼)

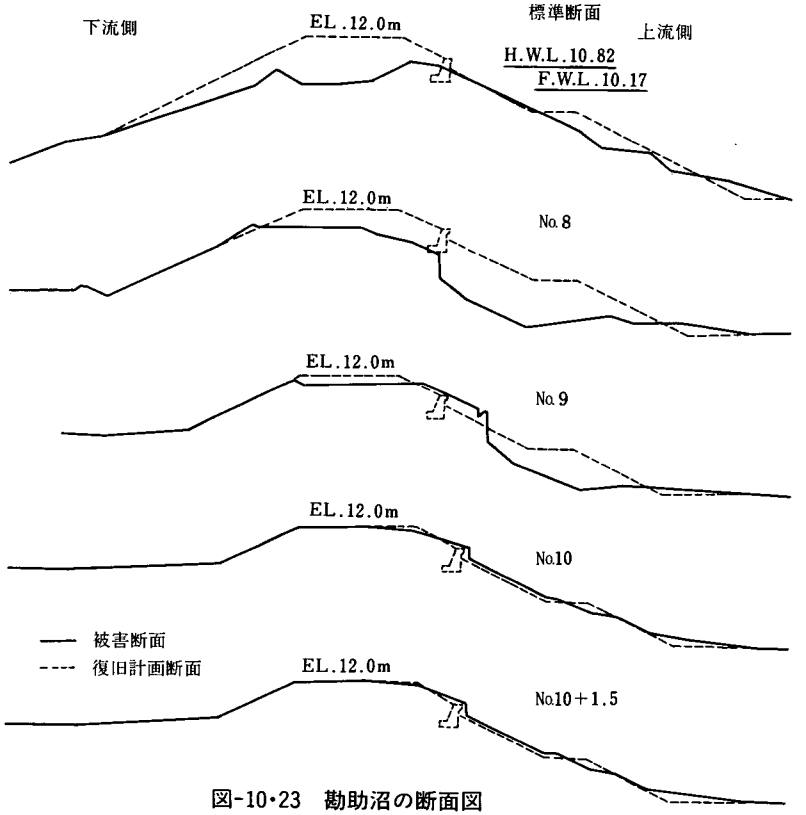


図-10・23　勘助沼の断面図

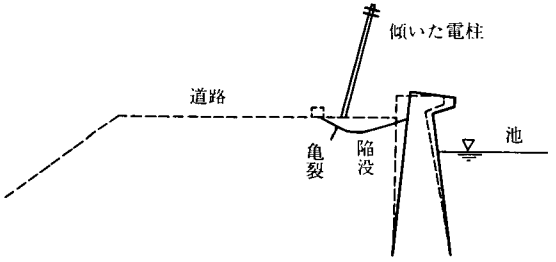


図-10・24　断面図(大溜池)

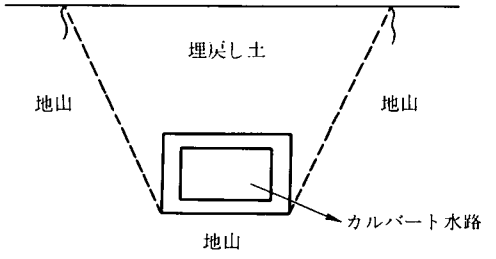


図-10・25　カルバート断面図(大溜池)

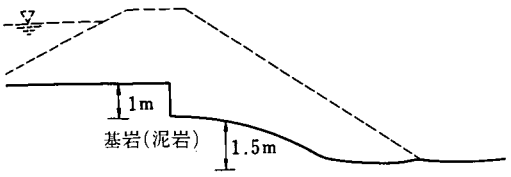


図-10・26 断面図(中間口)

4．ダムの被害のまとめ

以上のダムの臨時点検及び挙動調査結果から，今回の地震におけるダムの耐震性をダムタイプ別に考察する。

4.1 フィルダム

㈠重機による転圧施工のされていない場合，㈡材料が悪いとき，特に天端付近のコア材が低塑性である場合，㈢基礎によく締まってない河床堆積物を残した場合，これらの1条件又は複数が組み合わされると，地震において被害を出す可能性がある（奈良寛)。また，フィルダムの表面に堤体と剛性の異なる石張，コンクリートブロック張等を張った場合，これらの張りものは，地震時に堤体の変形に追従できずに亀裂を生ずる可能性がある(新小戸六，本郷，湯ノ沢)。あるいは堤体と剛性の異なる遮水用のセメントグラウトが施工されている場合には，グラウトとの境界面に亀裂が発生しやすい(八面沢，湯ノ沢)。そのため，遮水用グラウトを施工する場合には，硬化後堤体材料との馴染みが良い注入材料を選択する必要がある。

4.2 コンクリートダム

一部のコンクリートダムで横継目からの漏水又は排水孔からの漏水が一時的に少量増加するという現象が見られたが，約1年後には地震前の漏水量に戻っており，堤体の安定性に影響するものではなかった。もともと2次元設計のコンクリート重力式ダムの横継目は荷重分担が期待されていないから，漏水があったとしても堤体の力学的安定に影響するものではない。堤体自体については今回の地震で全く被害は無かった。

謝　辞

本報告書中の被害調査に当たり，青森県土木部・農林部,秋田県土木部および両県の土地改良事務所の方々には並々ならぬ御協力を賜わり，ここに記して謝意を表します。

参 考 文 献

1) 岡本舜三「耐震工学」オーム社，1971，P110。
2) 金井清・鈴木富三郎，基盤における地震動の最高速度振幅の期待値，震研彙報，Vol.46,1968,pp.663～666。
3) H.B.Seed, I.M.Idriss, & F.W.Kiefer,: Characteristics of rock motions during earthquakes, EERC 68-5, U.C.Berkeley,1968.

第11編　砂防の被害

瀬尾克美[*1]　綱木亮介[*2]
服部泰英[*3]

by **Katsumi Senoo, Ryosuke Tsunaki**
and
Yasuhide Hattori

目　次

1．概要……(2)
2．被害の実態……(2)
2.1　土石流の被害……(2)
2.2　地すべりの被害……(2)
2.3　がけ崩れの被害……(3)
3．代表的被災地……(3)
3.1　赤根沢川……(3)
3.1.1　流域状況……(3)
3.1.2　水田の流出状況……(3)
3.1.3　流出土砂の性状……(3)
3.1.4　周辺の地質及び地下水状況……(5)
3.1.5　安定計算……(5)
3.2　杉の沢川……(9)
3.2.1　流域状況……(9)
3.2.2　山崩れ状況……(9)
3.3　芦崎地すべり……(9)
3.3.1　地形・地質……(9)
3.3.2　地すべり状況……(9)
3.3.3　地すべり発生機構……(10)
3.4　門前地すべり……(12)
3.4.1　地形・地質……(12)
3.4.2　地すべり状況……(12)
3.4.3　地すべり発生機構……(12)
3.5　富菟地すべり……(14)
3.5.1　地形・地質……(14)
3.5.2　地すべり状況……(14)
3.5.3　地すべり発生機構……(14)
3.6　砂丘地帯のがけ崩れ……(16)
3.6.1　調査地概要……(16)
3.6.2　地形・地質……(16)
3.6.3　調査概要……(16)
3.7　地蔵脇のがけ崩れ……(18)
3.7.1　調査概要……(18)
3.7.2　地表調査……(18)
3.7.3　植生調査……(18)
3.7.4　地盤調査……(19)
3.7.5　斜面の安定解析……(22)
4．対策……(23)
4.1　土石流の対策……(23)
4.2　地すべりの対策……(23)
4.3　がけ崩れ対策……(25)
5．まとめ……(25)
5.1　土石流等……(25)
5.2　地すべり……(26)
5.3　がけ崩れ……(26)
参考文献……(27)

＊1　砂防研究室長
＊2　地すべり研究室研究員（現 四国地建吉野川砂防工事事務所調査課長）
＊3　急傾斜地崩壊研究室研究員

1．概要

昭和14年5月1日に男鹿地方にマグニチュード7.0，震度6の直下型地震があり，死者27人，住家全半壊1,337戸という被害が生じている。この時は山が崩れ，巨石が崩落し多数の死者があり，このため，地震が起きたら浜に逃げろというのが人々の常識になっていた。しかし，今回は男鹿市で22名の死者が出ているのはすべて津波によるもので，山崩れ等による人的な被害は皆無であった。これは今回の場合，震源が男鹿半島から100kmも離れていることに一つの原因があると推定される。今回は土石流（泥流）の発生が1箇所，地すべりが6箇所，がけ崩れ・山崩れが50箇所程生じている（表-11・1参照）。大部分の被害は震度5を記録した砂地盤に生じている。秋田県においては米代川に沿って上流，小坂町にまで被害が広がっているのが注目される。以下に被害の概況及び代表被災地7箇所の被害状況と調査結果を記す。

2．被害の実態

2.1 土石流の被害

秋田県赤根沢川において，谷沿いの田植の終わった水田が約20,000m²流出した。また，杉の沢川上流では巨石が崩落し地表面を乱しているため，次期出水があれば土石流となって被害を与える恐れがあり，両川共緊急対策として砂防ダムを建設することになっている。

また，秋田県で砂防ダム3箇所，流路工3箇所が青森県では砂防ダム14箇所，流路工1箇所が被害を受けた（図-11・1，表-11・2参照）。

2.2 地すべりの被害

日本海中部地震による地すべり災害の発生は6箇所でありその内訳は秋田県で5箇所，青森県で1箇所となっている。このうち3箇所（秋田県山本郡八竜町芦崎地区，秋田県男鹿市門前地区，青森県西津軽郡車力村富菏地区）が緊急地すべり対策事業として採択された。全体的な被害状況は表-11・1に，また芦崎・門前・

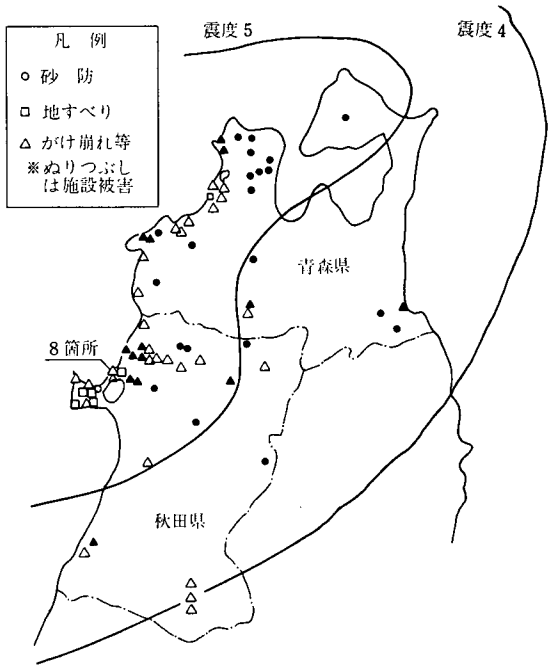


図-11・1 土砂害の分布

表-11・1 日本海中部地震による土砂被害状況表

	秋田県				青森県				計			
	土石流	地すべり	がけ崩れ等	計	土石流	地すべり	がけ崩れ等	計	土石流	地すべり	がけ崩れ等	計
発生数	1	5	33	39	0	1	17	18	1	6	50	57
人家に被害のあったもの	0	1	3	4	0	1	4	5	0	2	7	9
人家に被害のなかったもの	1	4	30	35	0	0	13	13	1	4	43	48
被害状況												
人的被害	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
全壊	0	1	1	2	0	5	3	8	0	6	4	10
半壊	0	0	2	2	0	30	4	34	0	30	6	36
一部破損	0	0	0	0	0	35	8	43	0	35	8	43
施設被害件数	—	—	—	14	—	—	—	21	—	—	—	35
砂防施設	—	—	—	6	—	—	—	15	—	—	—	21
地すべり防止施設	—	—	—	0	—	—	—	0	—	—	—	0
急傾斜地崩壊防止施設	—	—	—	8	—	—	—	6	—	—	—	14

注1） 集計表は，県砂防課で集計したものを用いた。
注2） がけ崩れ等とは大規模山腹崩壊1箇所を含む。

表-11・2　砂防施設被害状況

		砂防ダム				流路工			急傾斜地崩壊防止工					計
		本体	袖部	垂直壁	間詰工	護岸	床固工	帯工	法枠工	階段工	積ブロック	石積	モルタル吹付工	
秋田県	亀裂	2	1			2	2		4	1				
	切断								1					
	崩壊						1				1	1		
	漏水													
	施設数	3				3			5	1	1	1		14
青森県	亀裂	7		1	10			1	2				2	
	沈下								2					
	施設数	14				1			4				2	21
施設数計		17				4			9	1	1	1	2	35

表-11・3　緊急地すべり対策事業箇所の被害状況

地域名	被害の状況											被害額（千円）
	公共施設				家屋		土地					
	治山治水施設	道路鉄道（m）	橋梁（箇所）	その他	住宅（棟）	その他（棟）	宅地（ha）	田（ha）	畑（ha）	林地（ha）	その他（ha）	
芦崎	—	県道150 町道460	—	上水場 ポンプ場1	全壊14 半壊1	全壊17 半壊5	1.2	—	0.7	2.0	墓地0.3	340,000
門前	堰堤 1基	—	1	離岸堤 80m	一部破損5	—	0.8	—	0.3	—	—	30,000
富菟	—	村道600	—	—	全壊5 半壊30 一部破損35	101	5.0	5.0	0.5	—	—	238,000

富菟地区の被害を表-11・3に示す。

2.3　がけ崩れ被害

今回のがけ崩れ被害は図-11・1のとおり，秋田県における被害は能代市・八竜町を中心にした日本海沿岸の砂丘堆積物，男鹿半島の沿岸部の段丘堆積物，米代川，雄物川沿いの段丘堆積物等の第4紀に形成された4地域に集中している。また，青森県における被害は日本海沿岸の段丘堆積物地帯である。被害箇所は表-11・1のとおり秋田県で33箇所，青森県で17箇所である。そのうち人家に被害のあったもの7箇所，全壊半壊等18軒，人家に被害を与えなかったもの43箇所となっており，がけ崩れによる被害は少なかった。

3．代表的被災地

3.1　赤根沢川

3.1.1　流域状況

秋田県男鹿市琴川赤根沢は寒風山北麓に源を発する安田川の支川で流域面積0.5㎢，最高標高159.8m，最低標高23.0m，流路長1㎞，平均河床勾配1/10の渓流である。上流は寒風山の噴火物によって覆われた台地状の緩い地形で，山麓には湧水が豊富で，農業用水，上水道に利用されている。地質は新第三紀鮮新世から第四紀にかけて堆積した鮪川層が基盤を成し，その上を沖積層（土石流堆積物等）が覆っている。鮪川層は砂が多く一部粘性土が認められる。沖積層は腐植物の破片，火山岩礫を含んでいる。

3.1.2　水田の流出状況

谷の中の水田において地震動によって深さ5.5m，幅約30m，長さ70m（図-11・2，11・3参照），土量約7,000㎥が流出し（写真-11・1参照）下流約500m流下して平均厚54cm（オーガーボーリング85箇所の平均値）で堆積したものである。堆積土砂量は約8,600㎥となっている。堆積土砂量が流出土砂より多いのは水田の土のほぐれが関係しているものもみられる。この流出した土砂は谷を埋めて水田を造成した土に由来するものとみられており，元河床勾配約6度のところで発生し1.3～2.1度の勾配の所で堆積している（図-11・3参照）。

3.1.3　流出土砂の性状

土質調査は図-11・2における位置で粒度・密度・含水比の調査を実施した。粒度は図-11・4に示すように最大粒径0.95㎜，均等係数8.6，日本統一土質分類によれば

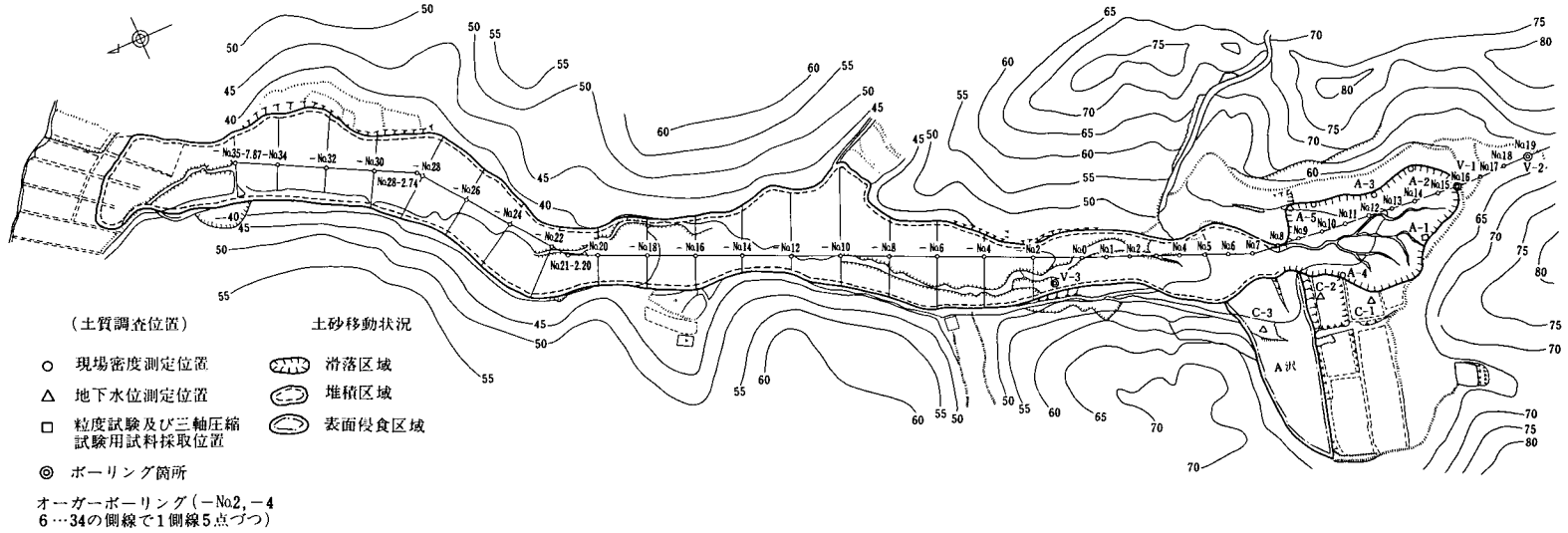


図-11・2　赤根沢川土砂移動状況及び調査位置図

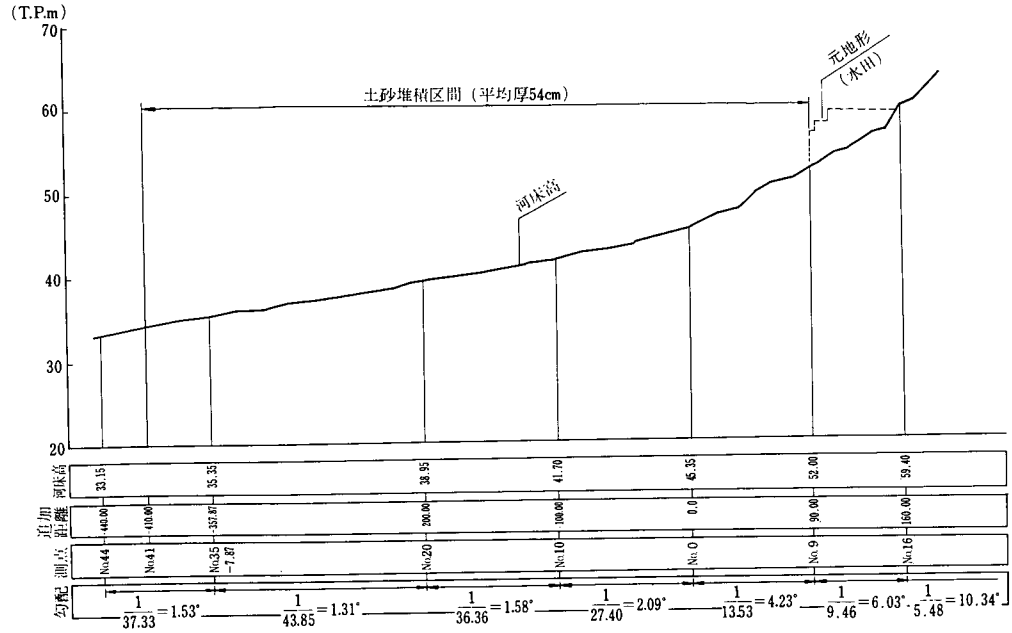


図-11・3　赤根沢縦断図

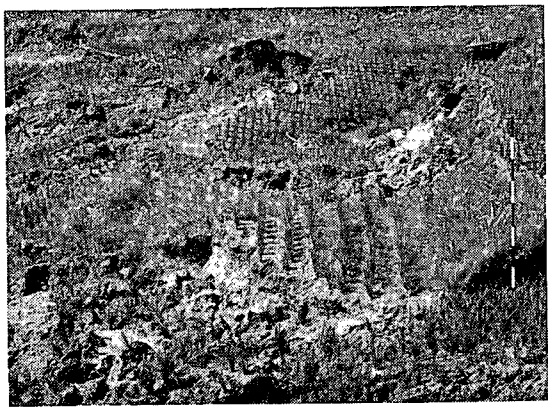


写真-11・1　赤根沢川における水田流出状況

砂質シルト（SM）に分類されるものである。密度及び含水比は表-11・4に示すように平均湿潤密度1.55g/cm³（max.1.62g/cm³, min.1.49g/cm³），平均乾燥密度1.19g/cm³（max.1.28g/cm³, min1.15g/cm³），平均含水比30.4%（max.39.1%, min24.7%）である。

また，本試料は三軸圧縮試験（圧密非排水試験，間隙水圧測定含む）によれば$C=0.32$ t/m²，$\phi=20.5$度である。

3.1.4　周辺の地質及び地下水状況

ボーリングを3箇所，総延長30m実施した。その結果を図-11・5に示す。これによると沖積層の厚さは2～4mで，上流ほど厚く堆積し，N値は1～2である。その下の鮪川層はN値30以上となっている。

地下水は水田が残っている3地点で測定しており，No.7の測線で−3.03m，No.9の測線で−2.62m，No.11の測線で−0.85mであった。これを安定解析縦断図（図-11・6）の地下水位の推定に使用している。

この地下水は水質調査によれば火山の影響を受けた温泉地下水で非炭酸カルシウム型に属するものであるとされている[2)]。

3.1.5　安定計算

二層，三層（上から一層（水田の部分），二層（沖積層），三層（鮪川層）とする）の内部摩擦角ϕは標準貫入試験N値から推定し（$\phi=\sqrt{20N}+15$）また，粘着力は第一層の値が最小となるように十分大きく設定した。すなわち水田の部分（第一層）は$C=0.32$t/m²，$\phi=20.5$度，沖積層（第二層）は$C=1.0$t/m²，$\phi=20.2$度，鮪川層（第三層）は$C=1.0$t/m²，$\phi=35$度である。

安定解析は次の三ケースで，動土質研究室の有する円弧安定計算プログラムを使用し実施した。

ケース1　地震発生前の場とする。

ケース2　地震により生じた過剰間隙水圧を考慮する場合（C，ϕは不変）

ケース3　水平地震力のみを考慮する場合（C，ϕは不変）

ケース1は図-11・6に示す地形と地下水状況である

ケース2については繰返し三軸圧縮試験を行って液

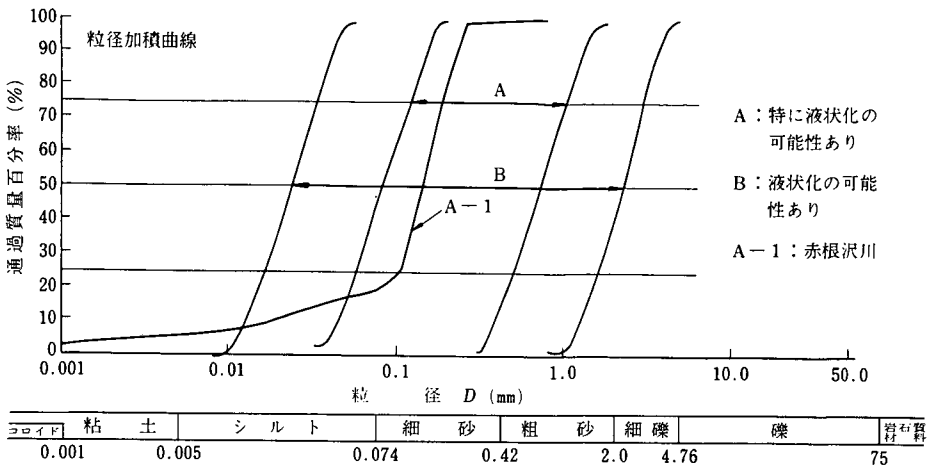


図-11・4　赤根沢川・大沢川の水田構成土粒径分析図

表-11・4　赤根沢川の単位体積重量

砂置換法	最大粒径 (mm)	湿潤密度 (g/cm³)	乾燥密度 (g/cm³)	含水比 (%)	備　考
A－1	5	1.62 (1.70)	1.17	39.1	3サンプル (4) 〃
A－2	5	1.59 (1.66)	1.28	24.7	1 〃 (4) 〃
A－3	5	1.54 (1.69)	1.19	29.2	1 〃 (3) 〃
A－4	5	1.52 (1.73)	1.17	30.0	1 〃 (3) 〃
A－5	5	1.49 (1.59)	1.15	29.1	1 〃 (4) 〃
平均値	5	1.552 (1.674)	1.192	30.42	

（　）内はコアカッター法

状化に伴って発生する過剰間隙水圧を推定することとした。

またケース3については水平地震力の推定は図-11・7[1]より現地までの余震域の中心からの距離121kmとして，最大加速度250galを求める。これから250/g＝0.263≒0.25を設計震度として使用した。

これら三つのケースの結果を表-11・5に示す。これによると水田がすべった面を円弧（中心位置X＝90m，Y＝425m，R（半径）＝371.2m。なおXは縦断測点0

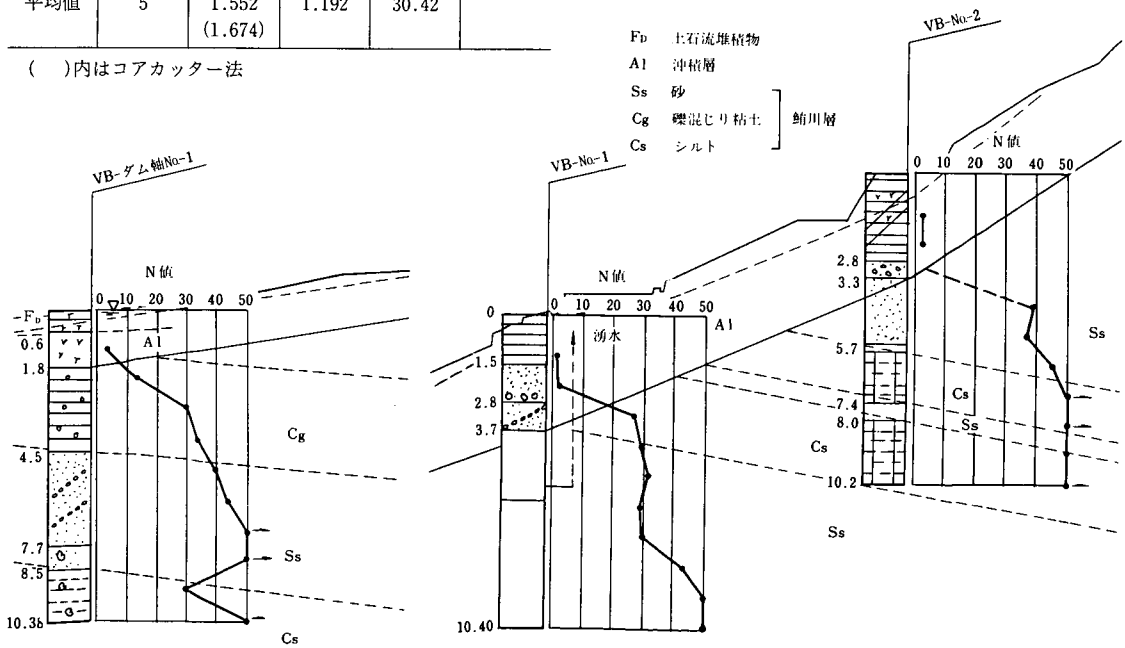


図-11・5　ボーリング調査図

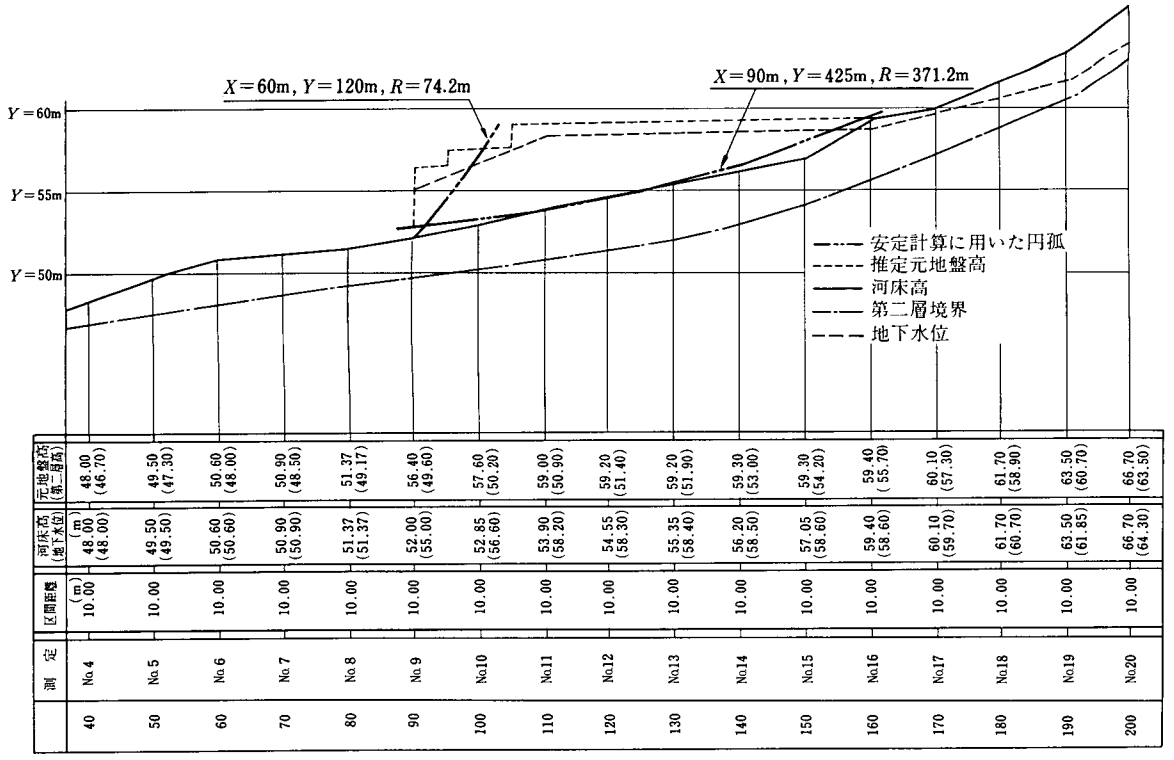


図-11・6　赤根沢川安定解析用縦断図

表-11・5　赤根沢川安定解析の結果

ケース	内　　容	①抵抗モーメント (t・m)	②滑動モーメント (t・m)	③安全率 ①/②	備　　考
1	地震が生じない元地形の時	67,716.974 (1,933.13)	〃 (1,308.058)	7.276 (1.478)	X＝90, Y＝425, R＝371 (X＝60, Y＝120, R＝74.2)
2	地震により動間隙水圧が生じた場合	—	—	—	液状化を生じる
3	水平地震力が生じた時	66,735.042 (1,795.13)	41,214.811 (1,934.001)	1.617 (0.928)	X＝90, Y＝425, R＝37 (X＝60, Y＝120, R＝74.2)

注）（　）外は水田滑落後の地形を円弧としたときの安定解析，（　）内は安全率が最も小となるとき。

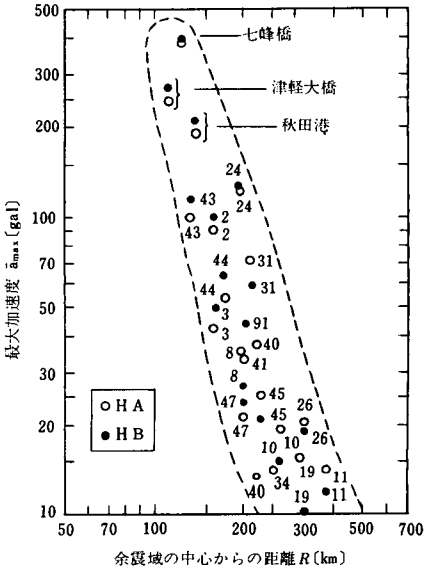


図-11・7　最大加速度の距離減衰

を基準点とする。Yは海抜0mを基準点とする。図-11・6参照)で近似すると地震力を考慮しない場合で安全率が7.3，水平地震力を考慮した時でも1.6となり対象の水田は滑動しない。しかし$X=60$m，$Y=120$mを中心とし半径$R=74.2$mの円孤の時は水平地震力を考慮したとき，安全率が1より小となる。すなわち，水田の法先が不安定であることが分かる。ケース2においては繰返し三軸圧縮試験の結果は図-11・8に示すとおりであり，この時のせん断応力比($\tau d/\sigma v$)は現地の加速度を250galとすれば次式 Seed の方法より

$$\frac{\tau d}{\sigma v'}=0.65\frac{\alpha\max}{g}\cdot\frac{\sigma v}{\sigma v'}\cdot rd \quad \cdots\cdots(11\cdot1)$$

τd：地震時に地盤中に発生する等価せん断応力

$\sigma v'$：有効上載圧

αmax：地震面加速度

g　：重力加速度

σv：全上載圧

rd：深さによる低減係数（深さ5m程度なので0.95とした）

なお代表断面として深さ5.1m，地下水位4.3m単位体積重量1.67g/cm³とする。

せん断応力比は0.32となり図-11・8により $v/\sigma_3>1$ となり（但しU：間隙水圧，σ_3'：初期有効応力）この土質では液状化を生じることが確かめられる。

一方，水田を構成している土の性質から液状化の可能性を検討してみる。港湾の施設の技術上の基準（日本港湾協会，昭和54年3月）によって検討する。

①　粒径分布は図-11・4に示したとおりで「特に液状化の可能性あり」の範囲に入る。また，最大加速度を250galとして限界N値を調べると約14となる。この土のN値は約1.4なので液状化の可能性が非常に高いものであることが分かる。

また一方，安全率が最小になる円孤$X=60$m，$Y=120$m，$R=74.2$m過剰間隙水圧（ケース2）及び水平地震力のみを考慮した場合（ケース3）について安全率が1になるときの地表面加速度を求めると次のようになる。

(i)　過剰間隙水圧考慮のとき（代表断面として深さ5.1m，地下水位4.3m，単位体積重量16.7g/cm³とする）

式(1)を変形して，図-11・8　図-11・9より

$$\alpha\max=\frac{g\times\sigma v'}{0.65\times\sigma v\cdot rd}\times\frac{\tau d}{\sigma v'} \quad \cdots\cdots(11\cdot2)$$

$$=\frac{980\times(5.1\times1.67-4.3)}{0.65\times5.1\times1.67\times0.95}\times0.15$$

$$\fallingdotseq119\text{gal}$$

（なお，せん断応力比は図-11・8の5回繰返し曲線（・印曲線）を使用）

(ii)　水平地震力のみを考慮の場合）

図-11・10より安全率が1の場合の震度は0.21となる。この時の加速度は次のようになる。

$980\times0.21=206$gal

すなわち，当地区では250gal程度の加速度と予想さ

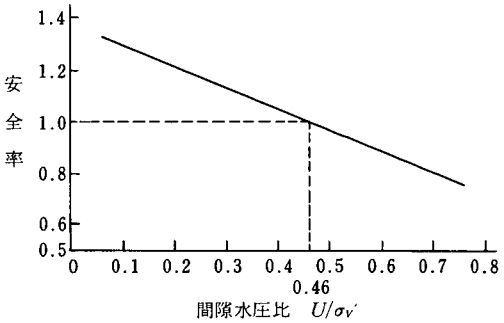


図-11・9　地震により生じた過剰間隙水圧を考慮する場合の安全率と間隙水圧比との関係図

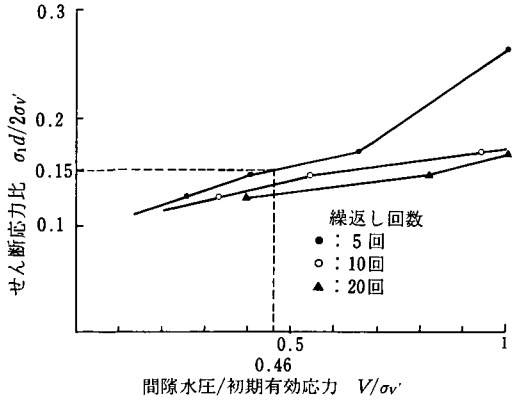


図-11・8　繰返し三軸圧縮試験結果

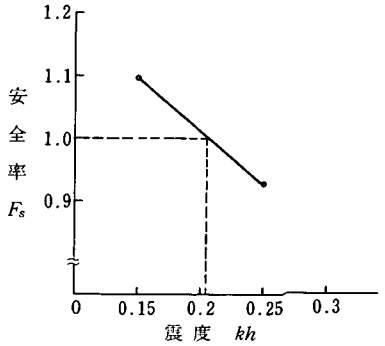


図-11・10　水平地震力のみを考慮した場合の安全率一震度との関係図

れているが（図-11・7参照），水平地震力のみを考慮した場合でも今回は水田の流出の推定は可能と言える。

3.2 杉の沢川

3.2.1 流域状況

秋田県山本郡八森町の杉の沢川は（図-11・11）流域面積0.24㎢，最高標高400m，最低標高０m，流路長1.5㎞，平均河床勾配1/5の渓流である。流域内には安山岩質の集塊岩が転在している。

3.2.2 山崩れ状況

山腹の巨石が崩落したものであるが，最大のものは標高380m付近にあった安山岩質の巨石（７m×3.5m×３m）が標高差で約200mまで崩落し（写真-11・2参照），途中の巨石・樹木を砕き，山腹の土砂約1,000㎥を移動させている。崩壊開始点での傾斜は44度，巨石の停止点での傾斜は20度である。崩落石（今回の地震で移動したもの）及び巨石（浮石と思われ今後移動することが予想されるもの）の分布を図-11・12に示す。１m以上の崩落石は14個で，崩壊頭部には約６個の巨石が存在しており，今後降雨等により崩落することが懸念されている。

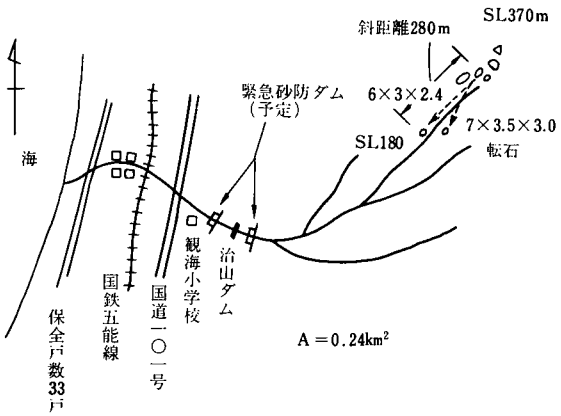


図-11・11　杉の沢川の位置図

3.3 芦崎地すべり

3.3.1 地形・地質

当地区は能代市街地より南へ約15㎞，旧八郎潟を取り囲む砂州地の東縁部に位置する。この砂州上にはほぼ南北方向に連続性を有する低丘陵が発達している。この低丘陵は，西側（日本海側）が緩，東側（旧八郎潟側）が急な傾斜をもつのが一般的である。また，風蝕の影響によって丘陵を直角に横切る凹形が形成されている。

砂州を形成する地質は第四紀現世の沖積層であり，芦崎地区は細粒・中粒から成る砂丘砂の下位に，八郎潟縁辺に発達する有機質に富んだ砂泥が分布する。この砂泥層の層厚は50～80m程度で，この下位は新第三紀中新世のグリーンタフによって構成されているものと推定される。被災した斜面は砂丘砂によって構成されているが，砂取場等の露頭面の観察では有機質土が数枚取り込まれており，砂丘の変遷が推察される。

3.3.2 地すべり状況

芦崎の集落は前述のように丘陵の東縁部に発達しているため，その背後には比較的急勾配（30～35°）の斜面が迫っている。滑動は，図-11・13に示したように，ほぼ東へ向かって伸びる尾根を挟んだ南東向き及び北東向き斜面に発生した。滑動した斜面の幅は約500mにものぼり，頭部の滑落崖の落差は大きなところでは１m以上に及ぶ（写真-11・3）。この滑落崖はほぼ全域にわたって連続して見られる。滑落した斜面長は15～35mに達し，斜面の凹凸，移動状況などから，幅50～100m程度のブロックに分けられる。一方，斜面の末端部は押出しによる小規模な表層崩壊や一部には隆起と思



写真-11・2　杉の沢川における崩落石

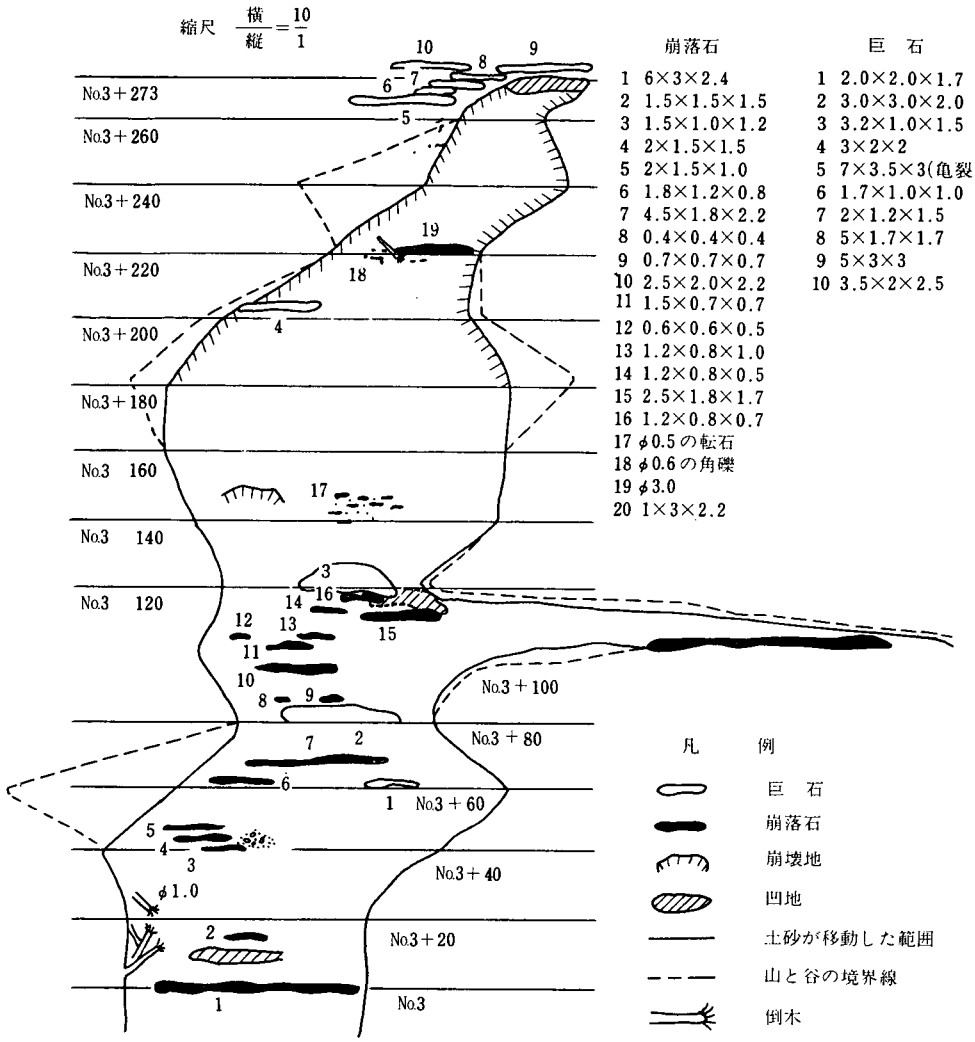


図-11・12 杉の沢川の巨石分布図

われる現象も見られる（これは地震による単なる地盤の変状の可能性もある）。また，崩壊斜面は砂丘であるため，全般的に乾いた印象であったが，斜面下部の平坦地では池や湿地などが見られる。付近の地下水位は旧八郎潟によって大きく規制されているものと考えられる。

地質調査ボーリングが平面図に示した位置で実施されている。それによれば全体的に細粒砂を主体とし，一部中粒砂，シルト分の混じった砂丘砂から成り，砂丘砂の下位には有機質に富んだ砂泥から成る湖床堆積物が確認された。粘着力が乏しい砂丘砂のため，コアーはコアーチューブから取り出す段階で崩れるような状況であった。このように，砂丘砂から成る斜面のため，一般的な地すべりで見られるような粘土中の「すべり面」は存在せず，コアーからの判定ももちろん不可能であった。また，滑落崖を挟んで伸縮計や丁張などが設置されたが，移動の徴候は見られなかった。従って移動層の深さは，滑落の規模や土塊の移動状況などから推定せざるを得ない。

これらを総合して推定すれば，この地すべりはそれ程深いものではなく，せいぜい3～4m程度の深度に移動層と不動層の境界を有するものと思われる。代表的な断面を図-11・14に示す。

3.3.3 地すべり発生機構

この砂丘砂の地すべりは八郎潟周辺に特に多く発生した砂丘砂の急傾斜地崩壊と類似した地すべりでほと

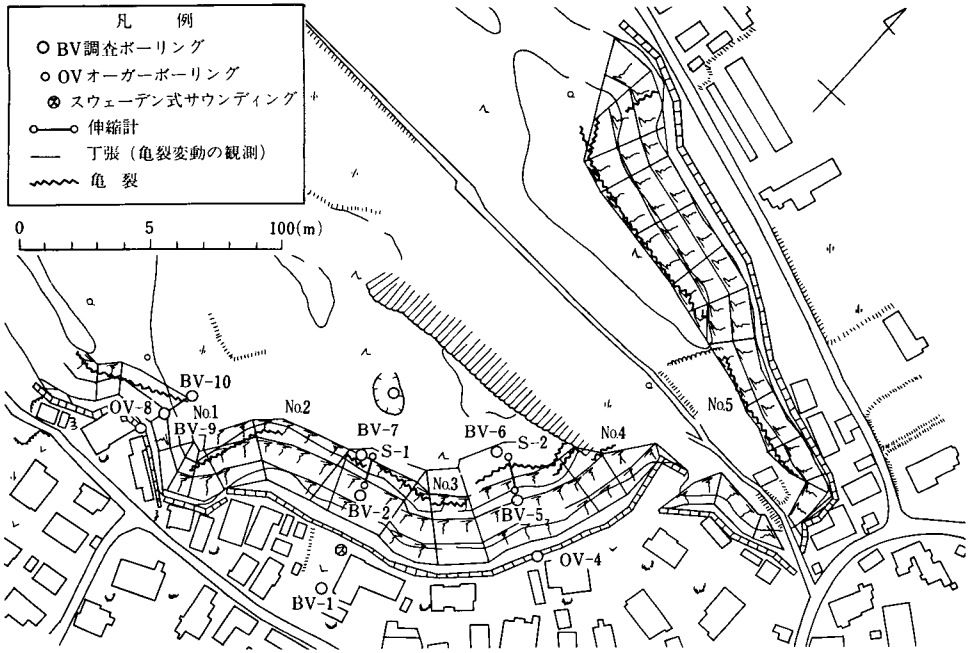


図-11・13　芦崎地すべり平面図



写真-11・3　芦崎地すべりの頭部滑落崖

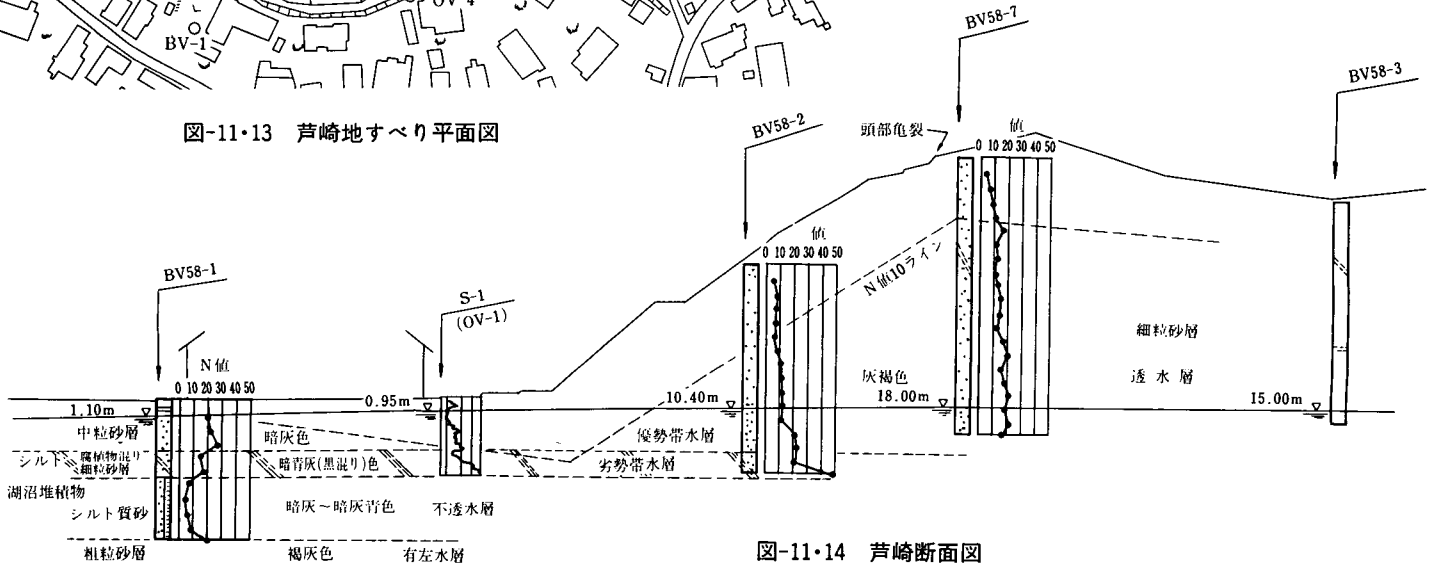


図-11・14　芦崎断面図

んど急傾斜地崩壊と同様な特徴を持っている。日本海中部地震後に土木研究所急傾斜地崩壊研究室が実施した急傾斜地の調査[3]によれば，被災斜面の平均傾斜は32～40°で，平均値は34.8°，すべての被災斜面で斜面脚部の切土が行われていたことと移動状況は頭部亀裂が明瞭で，亀裂下方斜面形状はそれほど旧地形と変わらず，末端部が全体に押し出された形状となっていること，等が明らかとなっている。

これらのことはすべて芦崎地区にも当てはまる。素因と誘因に分ければ，素因として未固結な砂丘砂から成る，30°を超える斜面長20～35mの斜面であることが考えられ，誘因として地震による水平方向の加速度に加え，人為的な斜面末端部の切土の存在も影響する場合があるということも考えられる。

3.4 門前地すべり[6]

3.4.1 地形・地質

門前地区は秋田県北西部，男鹿半島の西南端に位置し，西側を急峻な海岸で境された丘陵地形を呈している。標高60～110m間付近の丘陵部には過去の地すべり活動を物語る馬蹄形の滑落崖が散見される。当地区西縁の海岸は急崖を成すが比較的単調であり，一方東南部は丘陵性の平坦面からなだらかな傾斜をもって海岸へと連なる。門前地区の集落はこの緩傾斜地に発達している。

当地域には新第三紀中新世初期の西男鹿層群門前溶岩類（1954年・半沢正四郎）が広く分布している。特に門前地区においては，下位から玄武岩，安山岩質凝灰角礫岩，玄武岩から構成されている。当地区の地質構造は全体として走向 NW - SE，南側に10°～20°傾斜する単斜構造を示している。また，沢に沿った南北方向の断層や，それと斜交する北東～南西方向の断層も認められる。

3･4･2 地すべり状況

地すべり活動は当地区の随所に見られるが，特に近年においては西方の溶岩台地を通る県道及びその周辺の構造物に陥没・亀裂等の発生が認められる。今回の地震によって滑動を生じた部分は，地区中央の幅50～70m，長さ約180mのブロックの末端に当たる（図-11･15参照）。この滑動土塊は幅約30m，長さ45mで頭部の亀裂は50cm程度の段差を伴っている。この地すべりの押し出しによって，滑動土塊末端部の沢が閉塞され，さらに砂防ダム袖部に変状が生じた。頭部の亀裂を挟んで伸縮計が設置されたが，6月3日～10月31日までの総移動量は2.5mmと非常に少なく，現在ではほぼ安定した状態にあると思われる。

地質調査ボーリングは，その滑動ブロック中で2本，これに続く上部斜面に3本なされた。これらの地質柱状図から得られた断面図を図-11･16に示す。すべてのボーリング孔においてパイプ歪計の観測が行われているが，明瞭なすべり面を示すようなデータは得られていない。そのため，図中に示したすべり面は地質状況，ブロックの規模などから推定されたものである。すべり面深度は最大約10m程度に達し，主として礫混り粘質土が移動土塊を構成しているものと思われる。また，特に今回の滑動ブロック中に掘削された2孔においては粘土化した強風化凝灰岩が認められ，すべり面となる可能性を有するものと思われる。

3.4.3 地すべり発生機構

今回の滑動ブロックとそれに続く上部斜面，あるい

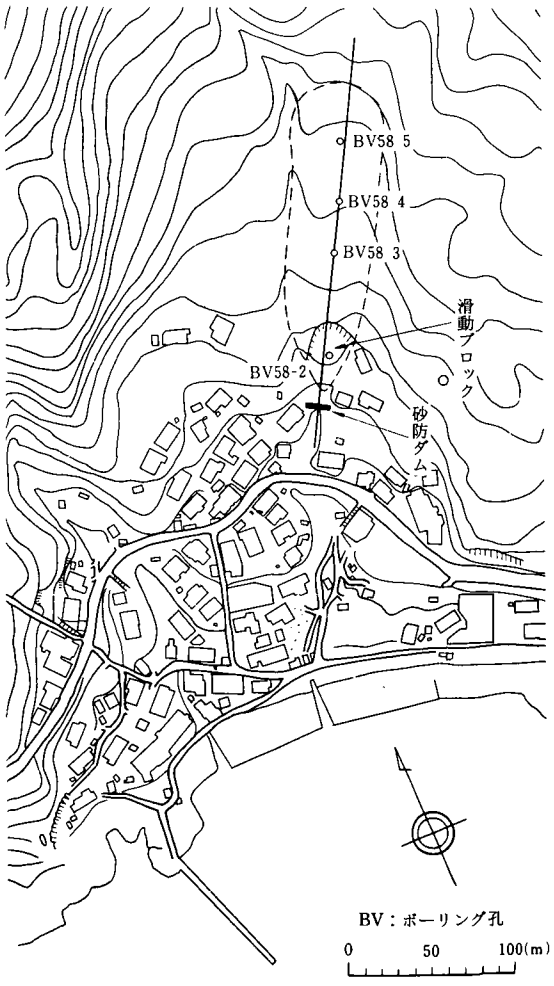


図-11･15 門前地すべり平面図

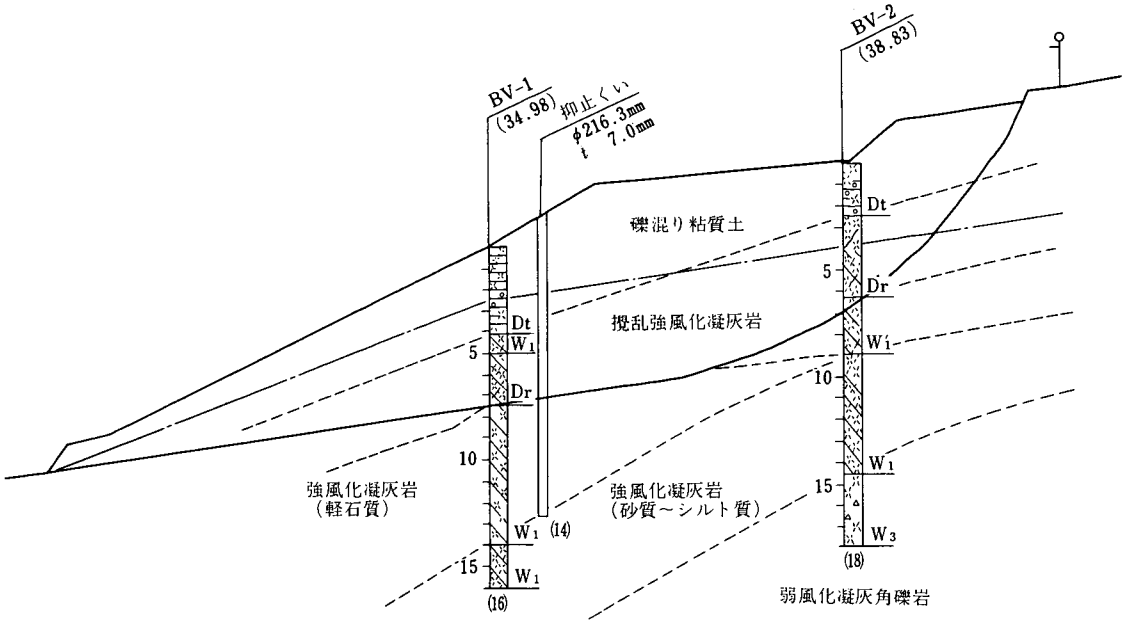


図-11・16　門前地すべり断面図

はこの斜面に隣接した西側の斜面は，明瞭な地すべり地形を呈しているが，これまでにボーリングのなされているのは主として地すべり防止区域の西側である。この地すべり防止区域の中では，これらの斜面は比較的緩傾斜でほとんど地すべり滑動の兆候を示していなかったが，日本海中部地震によってこれらのブロックが滑動を示し，一方，調査のなされていたブロックは(見かけ上)安定であった。このことは地震による地すべりの発生を予測することがいかに困難であるかを物語っている。

以下に，地震による安全率の変化について若干の検討を加えてみたい。地震力を考慮した安定解析手法は幾つか考案されているが[7]，ここでの試算は，すべり面に地震力によってせん断応力が働くと仮定し，川邊ら[8]の手法にならって行った。

地震前の安全率 F_0 を簡便法で表せば，

$$F_0=\frac{(\sum W\cos\theta-\sum u l)\tan\phi+C\sum l}{\sum W\sin\theta} \cdots\cdots (11\cdot3)$$

ここで　W：各スライスの自重
l：　〃　すべり面の長さ
θ：　〃　〃　傾き
u：各スライスにかかる間隙水圧
ϕ：すべり面の内部摩擦角
c：　〃　粘着力

一方，すべり面に作用するせん断応力を考慮すれば，地震時の安全率 F_1 は次のように表される。

$$F_1=\frac{Ka\{(\sum W\cos\theta-\sum u l)\tan\phi+C\sum l\}}{\sum W\sin\theta+f\sum 1} \cdots (11\cdot4)$$

ここで，τ：すべり面での地震によるせん断応力
k_a：動的力が加わったことによってすべり面のせん断強度が減少する割合

k_a は，α_H を地震による水平加速度とすれば，実験式として次のように表される。

$$k_a=0.772-0.1\log_{10}\alpha_H \cdots\cdots (11\cdot5)$$

これらの式を用い，次のような手順で安全率の変化を試算した。粘着力 C は移動層の層厚から0.8t/m²とする。地震前の滑動ブロックの安全率 F_0 を1.0から順次変化させ，その安全率から得られるような $\tan\phi$ の値を逆算する。逆算から求められた $\tan\phi$ の値から地震時の滑動ブロックの安全率 F_1，地震前の上部ブロックの安全率 F_0' 及び地震時の上部ブロックの安全率 F_1' を求める。ただし，水平加速度 α_H は八郎潟での観測値[9]などから150 gal とした。また地震動によってすべり面に作用するせん断応力は，すべり面より上部の土塊の重量にすべり面での加速度をかけた値となり，ここでは便宜的に滑動ブロックと上部ブロックそれぞれのすべり面の平均深度を求め，そこに一律に150gal(実際には多少の減衰

があると思われる）の加速度が加わるものとした。

計算の結果を図-11・17に示す。実際の斜面の挙動から，滑動ブロックでは地震前 $F_0>1.0$，地震時 $F_1<1.0$，さらに上部ブロックでは地震前 $F_0'>1.0$，地震時 $F_1'>1.0$でなければならない。図-11・17を見ると，これらの条件を満たすものは，地震前の滑動ブロックの安全率が1.30以上と仮定した場合である。また，滑動ブロックの土塊の変状は少なく，それほど激しい動きをしたようには見受けられない。従って，滑動ブロックの地震時の安全率 F_1は，0.90～0.95程度であったと考えられ，このことから滑動ブロックの地震前の安全率 F_0は1.5～1.6付近にあったと推定される。非常に粗い仮定のもとでの計算のため，これらの値が必ずしも妥当であるとは断言できないが，ある程度の傾向はつかめるように思う。

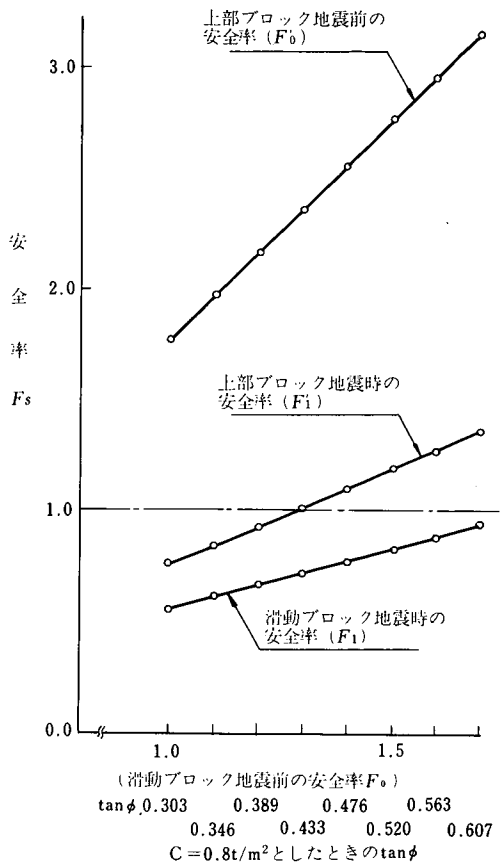


図-11・17 地震による安全率の変化の試算

3.5 富菟地すべり[10]

3.5.1 地形・地質

当地区は青森県西部の津軽半島の西側ほぼ中央部に位置している。十三湖は当地区の北方約6kmの所にあたる。この地域は津軽半島の西部低地に相当し，岩木川にほぼ平行して十三湖に流下する山田川に沿った標高10m以下の地域に部落が散在している。付近は標高20～40mの台地状の砂丘が発達し，その上部に大規模な縦列砂丘や西側に口を開いたU字型砂丘が数多く分布している。調査地はこれらの比較的規模の大きい砂丘をつなぐような形状を呈し，淘汰の著しく良好な砂から構成されている。

津軽半島西部の第四紀層は段丘堆積物と砂丘，沖積層に分けられる。今回滑動した地区は主として砂丘砂から成るが，その下位には古岩木川に埋積した堆積物（主として腐植土）と，その支流の氾濫堆積物が胚胎している。これらは，砂・粘土・ピート・礫から成っている。

3.5.2 地すべり状況

滑動区域は図-11・18に示したように，幅約500m，長さ50～70mほどの南向き斜面である。この区域内には人家が密集しており，滑動によって全壊5戸，半壊30戸という大きな被害を受けた。また，区域内をほぼ東西方向に村道が走っているが，これに平行して多くの段差や亀裂が生じた。土塊の変状は流動に近い形態をとる部分が多く，それに伴って地盤の沈下・亀裂の発生，隆起等の現象が見られる。また，この滑動区域の周辺には何箇所か噴砂現象が見られた。

ボーリング調査の結果として平面図に示した位置での断面図を図-11・19に示すが，土塊の移動方向への斜面勾配は非常に小さなものである。さらに，滑動地区の北に位置する池の水位と，各ボーリング孔の水位及び南側の水田の水位とは極めて良好な対応を示している。池の水が約3％の勾配をもって南側の斜面に湧出していると思われる。これらの事実と移動状況等を勘案すれば，富菟地区の砂丘砂の運動はその大部分が地震動による砂の液状化に起因しているものと考えられ，特定のすべりの面の形状はないものと思われる。

3.5.3 地すべり発生機構

津軽平野における家屋等の被害分布を見ると，平野の縁辺部に被害が集中し，その内部では少なかったという報告がある。[11),12)]これらの被害箇所は，そのほとんどが砂丘帯と沖積低地の境界部に位置し，しかも東西方向に発達する砂丘の東端に当たる。さらに被害箇所の付近には沼が存在している。反対に，砂丘列の東端にあっても砂丘砂の下に段丘堆積物の存在している場合では被害が少なかった。

富菟地区は砂丘帯の東端で，沖積低地との境界部に

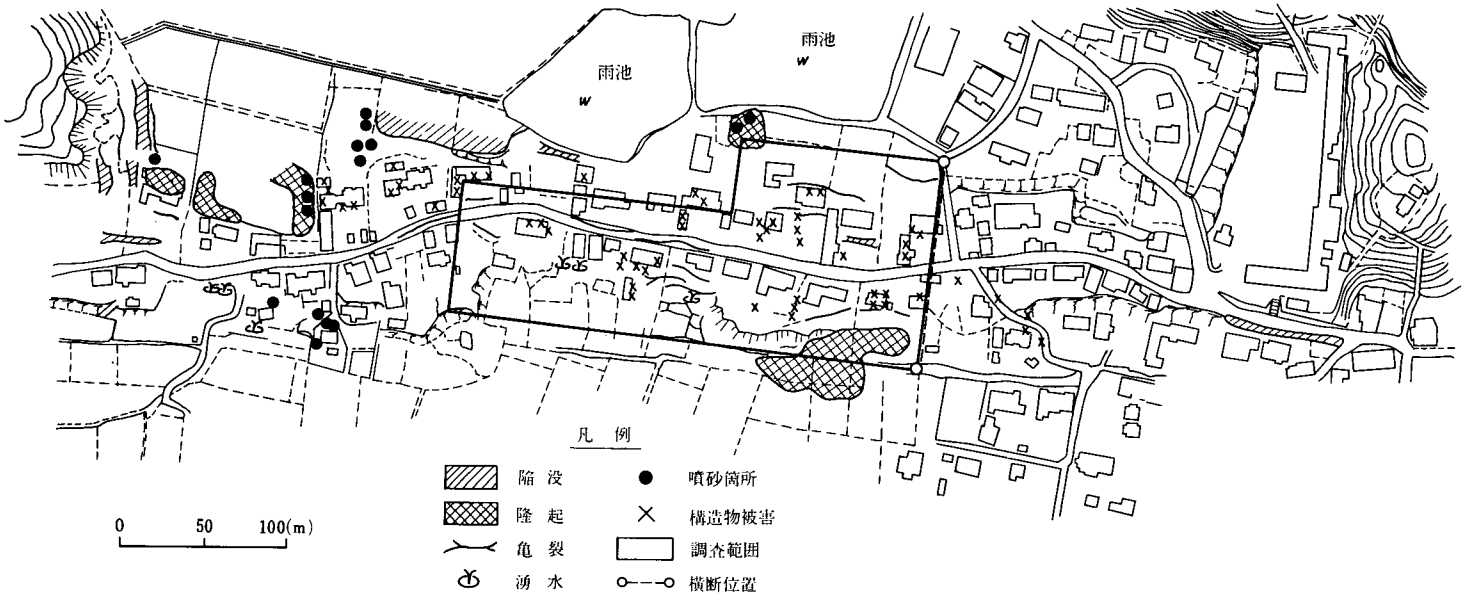


図-11・18　富菟地すべり地表面変状図

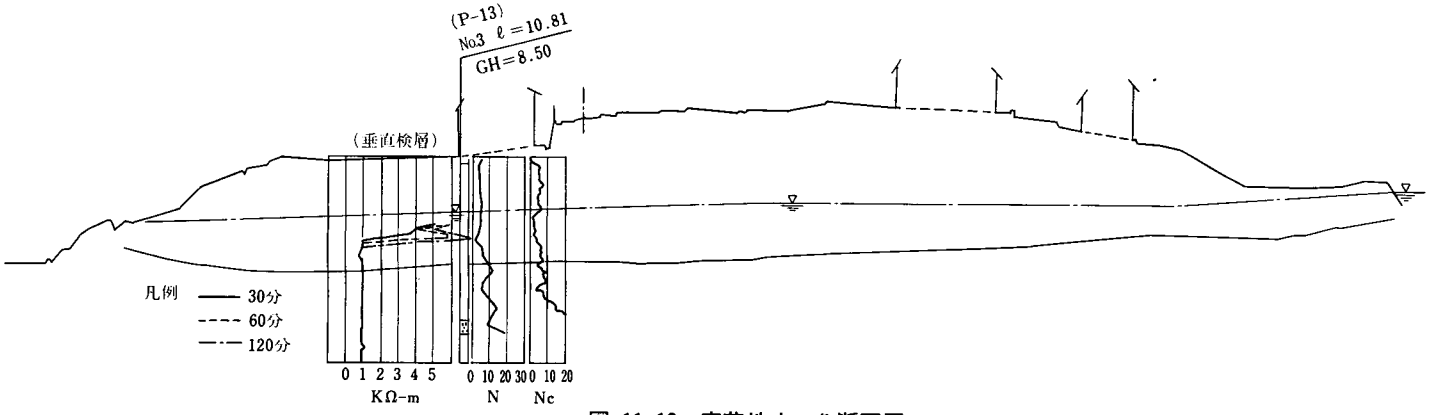


図-11・19　富菟地すべり断面図

位置している。また，この北側には雨池が存在しており，水位は常に高い。これらの地形・水文的条件が液状化の一因となったことは明らかである。加えて地盤が10以下の低いN値をもち，均等係数が2.5前後の砂丘砂であったことが液状化を生じた基本的な要素となったものであろう。

3.6 砂丘地帯のがけ崩れ

3.6.1 調査地概要

日本海中部地震により，能代市から男鹿半島に至る砂州地上に形成された低丘陵の随所に斜面災害が発生した。その多くは，砂丘砂により構成された丘陵縁辺部の急傾斜面，特に八竜町・能代市・若美町に集中した。

斜面災害の特徴は，低丘陵の傾斜変換点付近に落差数10cm～3m程度滑落し，その下方斜面内をほとんど乱すことなく，末端部を数m押し出した断面形状を示し，平面的には冠頭落差及び亀裂が同一標高ではほぼ直線的に連続し，標高が下がるに従い曲線を描き落差も亀裂も消滅する。

災害斜面の大部分は，斜面脚部になんらかの人為的行為が加えられている。これは宅地の拡大，畑地の造成等によるが，構成地質が砂丘砂であるため，比較的作業が容易であり，また，これまでに大きな斜面災害に遭遇した経験がなかったための行為と思われる。

3.6.2 地形・地質

調査主体域は八郎潟と日本海を境する約2kmでほぼ南北に延びる砂州上に形成された最大65.2mの頂をもつ低丘陵体である。

この丘陵の主体方向は南北性で，西側が緩，東側が急な斜面を呈するのが一般的である。南北性の丘陵形成後風食の影響で，南北性の山体を直角に横ぎる凹地形が形成されるが，南北斜面の勾配はほぼ同様である。

集落は，この分断された南東向の斜面下に多く発達している。

砂州を形成する地質は第四紀現世の沖積層からなる。災害を引き起こした斜面は砂丘砂により構成されているが，砂取り場等の露頭面の観察では，有機質土が数層取り込まれており砂丘の変遷が推察される。現在でも地表の変動は続いており，耕地の拡大に伴う裸地周辺は融雪後の西風により，砂の移動が著しいという。地蔵脇地区の砂丘崖線はこの傾向が大で，斜面の復旧工事で引き抜かれた根というよりも樹幹の埋没深は3mほどに達し，砂丘の堆積は風下に当たる東側斜面が急であるが，露頭観察ではおおむね地表面に平行な形状で堆積している。

若美町釜谷地付近からは砂丘砂から成る丘陵に変わり，第四紀潟西層が分布する丘陵となる。潟西層分布域で日本海中部地震による斜面災害は極く軽微なものであった。

本地域は，沿岸部風衝地はエゾイタヤ・シナノキ群落及びその風衝側の北～西斜面はカシワ群落となっている。ただし，災害地の砂丘東側に分布するのは，エゾイタヤ・シナノキ群落である。

3.6.3 調査概要

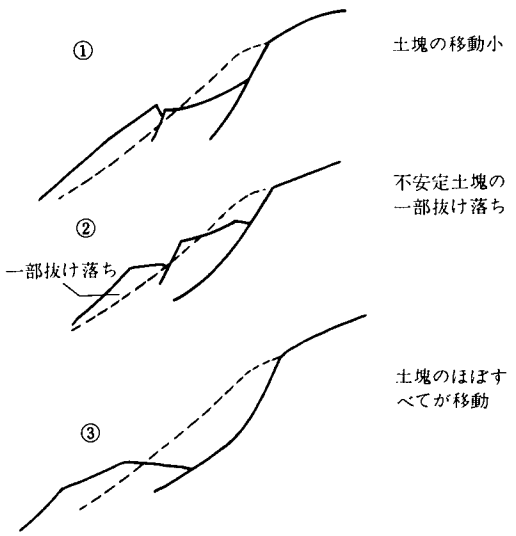
概況調査は，17地区について，地表調査（亀裂・地形・植生）を実施した。その結果は表-11・6に示す。

大きく斜面形状をとらえれば，大部分の地区が平衡斜面（凹凸の少ない斜面）といえる。これは丘陵を構成する地質が均一な砂丘砂であるため，斜面の傾斜が砂の安息角に落ち着き，降水の多くは速やかに浸透し，表流水の集中化が起こりにくいためである。斜面方向については，西向の斜面の傾斜は緩く主要農作物であるメロン畑の低丘陵地であり，東～南向の斜面の傾斜は急で崖の下には人家が密集している。

頭部亀裂の形状としては，段差並びに滑落壁面の傾斜を見ると各地の頭部亀裂の平均段差は1.4mである。

頭部亀裂形状の観察からすべりの発達過程を図-11・20に示す。調査地区内で③まで到っているのは追泊，黒岡，五明光である。砂取り場の採取壁面，西部域畑地拡大切り土面はほぼ③の形状を示している。

頭部亀裂並びに斜面全体の現状から比較的浅い板状すべりと推定される。これは，大谷地・追泊2・砂間



（注）破線は旧地形を示す。

図-11・20 亀裂形状の発達過程

表-11・6　地表踏査結果一覧表

地区名	斜面形状	方位	崩壊頭最大標高(m)	斜面傾斜(°)				頭部亀裂		崩壊規模(平均)			植生	
				上	中	下	中・下平均	段差cm	傾き	幅m	長さm	高さm		
地蔵脇 1	平衡斜面	NE	27.5	—	33	34	33	1.1	55～70	130	30	21.5	イタヤカエデ，トリネコ ケヤキ	h＝18～15m，ϕ＝20～30cm，40～50年
〃 2	〃	E	30.0	—	35	35	35	1.5	60～65	200	30	21.0	ニセアカシヤ	h＝15m，ϕ＝15～18cm
芦崎 1	〃	SE	27.5	13	36	30	32	1.3	45～55	250	30	22.5	アカマツ シノダケ	h＝15～25m，ϕ＝20～30cm，40～50年
〃 2	〃	N	15.0	—	33	33	33	0.5	50～55	90	15	9.5	シノダケ	h＝3～4m
追迫	〃	E	20.0	16	35	32	32	2.0	40～50	80	20	16.0	クロマツ	h＝10～15m，ϕ＝10～15cm，12～13年
〃 1	〃	SE	16.5	18	37	33	35	〃	50～60	50	22	13.0	イタヤカエデ，ケヤキ， 林床チシマザサ	h＝15～20m，ϕ＝20～60cm，30～50年
〃 2	〃	E	21.0	〃	34	35	33	0.8	55～65	50	30	18.0	イタヤカエデ，コナラ	h＝15～18m，ϕ＝20～40cm，30～50年
大谷地	〃	NE	15.0	5	35	42	38	0.6	〃	30	16	11.0	チシマザサ シノダケ	
〃 1	〃	S	19.0	20	〃	33	34	2.0	50～60	30	20	11.5	イタヤカエデ，オニグルミ チシマザサ	h＝12～15m，ϕ＝15～20cm，30～40年
〃 2	〃	SE	24.0	27	40	40	40	1.5	42	50	25	16.5	イタヤカエデ チシマザサ	h＝18～20m，ϕ＝20cm，30～40年
砂間沢	〃	〃	18.0	—	31	35	34	2.3	55～65	50	13	10.0	シノダケ チシマザサ	h＝3～4m
中台	〃	S	18.5	15	30	40	35	2.1	50～65	200	20	11.5	ポプラ，クロマツ	h＝15m，ϕ＝15～18cm，20～25年
黒岡 1	〃	NE	28.0	—	37	34	35	0.7	65	50	30	20.0	ニセアカシヤ，クロマツ	h＝5～10m，ϕ＝5～15cm，5～15年
〃 2	〃	E	18.5	15	40	40	40	1.2	40～50	25	15	10.5	クロマツ，スギ	h＝15～20m，ϕ＝15～20cm，20～25年
〃 3	〃	S	32.0	—	39	34	36	3.3	60～65	130	40	24.0	クロマツ	h＝20～22m，ϕ＝20～30cm，25～30年
五明光 1	〃	SE	11.0	12	33	33	33	0.5	50～65	100	10	5.0	ニセアカシヤ，クロマツ	h＝15～18m，ϕ＝20～22cm，20～25年
〃 2	〃	N	18.0	—	34	34	34	0.4	45	80	20	12.0	クワ 草本	h＝5.0m，ϕ10cm
平均値	〃		21.14	(15.9)	35.1	35.1	34.8	1.4	55.5	93.8	22.4	14.9		

沢芦崎で確認される末端形状からも推定可能である(図-11・21参照)。

崩壊規模は，調査地17地区の平均値を示すと平均幅93.8m，平均高22.4m，平均直高14.9m。亀裂が最も長く連続するのは芦崎地区で340m，ついで地蔵脇330mで特出する。黒岡が25m，大谷地・大谷地1が30mと短く，長いものに対して約1/10である。

3.7　地蔵脇のがけ崩れ

3.7.1　調査概要

この調査は，今回の地震で多数の被害が発生した砂丘地帯の一つである地蔵脇の斜面崩壊地において，地震による微地形と亀裂及び地震時の斜面安定計算等に必要な基礎資料を得るために行った地盤調査である。

調査内容は地表調査・ボーリング調査・標準貫入試験・斜面調査用簡易貫入試験・スウェーデン式サウンディング・土質試験・電気探査・原位置透水試験等を行った。

3.7.2　地表調査

斜面脚部にある納屋裏は，地震前には幅約2mの平場であったが，災害発生と同時に平場は土砂で埋めつくされた。現脚部の傾斜面は33°である(図-11・22参照)。

納屋裏により水平距離で6.5m間は傾斜角33°，それより1.5m間は傾斜角25°で，この地形変換点で幅約10mの横長馬蹄形状の小崩壊の頭部となっている。これよりさらに水平距離で8m間は傾斜角35°，この付近が中腹に生じた幅約1.5mの亀裂になっている。さらに，水平距離10mの地点で最も大きな傾斜変換点となる。この間の傾斜角は37°で，さらに，水平距離4mで傾斜角10°の地点が斜面最頂部の亀裂となる。最頂部亀裂面の傾斜は55～75°，落差90cmであり，後背域はメロン畑となる。

3.7.3　植生調査

調査地北側斜面にはイタヤカエデ，サトトネリコが優占する天然性二次林が分布し，南側斜面にはニセアカシヤ人工林が分布している。急傾斜地より上段の砂丘平坦地はメロン畑として利用されており，畑地から斜面に変わる場所にはポプラの高木が単列に分布している。

斜面の安定計算等に用いるために，立木重量の推定を天然性二次林及びニセアカシア林について計算した結果は，概算で天然性二次林で33kg/m²，ニセアカシア林で11kg/m²である。

植生と崩壊との関係については，地蔵脇及び周辺の崩壊地の観察によると，特定の植物群落において，崩壊が多発しているということは確認されなかったことから考えて，植物の種類と崩壊との関係は無いものと思われる。しかし，高木を有している斜面において，

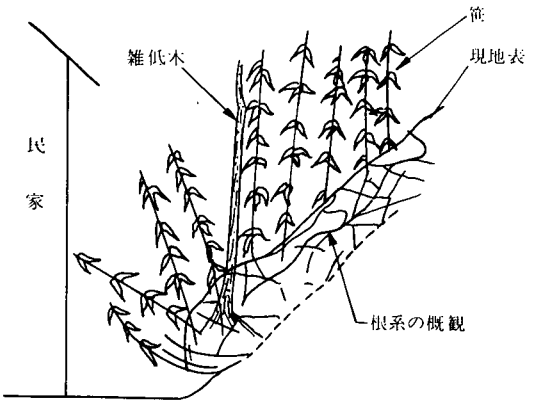


図-11・21　斜面の末端形状

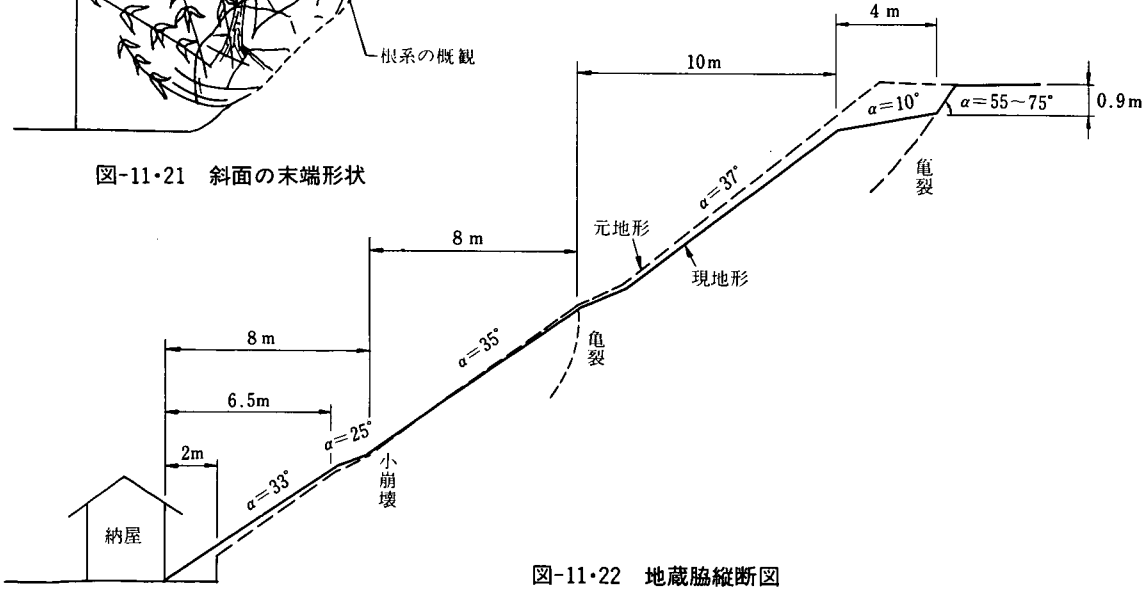


図-11・22　地蔵脇縦断図

表層滑落が見受けられた。これは地震動により高木が揺すられることにより，根系の発達する層の下部ですべりを生じたものと思われる(図-11・23参照)。

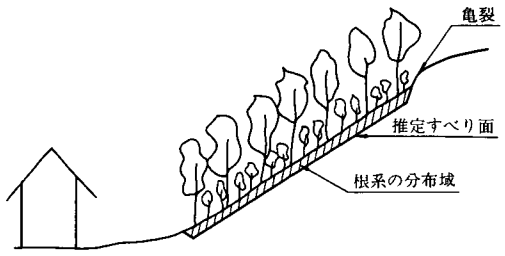


図-11・23　崩壊地モデル

3.7.4　地盤調査

①　ボーリング調査

調査地内の地層構成は，図-11・24の土質柱状図及び図-11・25地層想定図に表す。

調査ボーリング結果による地質は，細粒砂～中粒砂

標尺(m)	標高/深度	層厚	地質記号	分類	硬軟	色調	記事 地質土質所見	記事 掘削状況	孔内水位	孔径	ストレーナの有無	標準貫入試験 N回 貫入深	各種試験結果	標尺(m)
								1.00m付近まで植物細根侵入。				2 36		
								2.0～3.0m含水やや感じられる。他は含水分は気乾状態。			無し	1.15~1.51 5 30	1.92 cm/sec $k=8.34\times10^{-3}$ 2.50	
												2.15~2.45 7 31		
											4.00	3.15~3.46 6 30		
5.00									無し			4.15~4.45	4.93 cm/sec $k=9.46\times10^{-3}$ 5.50	5.00
								5.00～6.50間はややシルト分多く団塊状コアー指頭で潰すとペースト状となる。	無し			7 32		
												5.65~5.97		
						灰				66mm（86mmに拡孔）		8 32		
												7.46~7.15		
					軟		細粒砂	8.00～10.00間崩れる。						
10.00						褐	(シルト質砂 中砂混じり)		無し		有り	9 32	9.87 cm/sec $k=7.24\times10^{-3}$ 10.50	10.00
								10.50～20.00間は5cm程度のシルト質層挟む。	無し			10.15~10.47		
								13.20付近コア内部暗茶色。						
								14.05～14.25mはシルト分多く焼き付けコアーなるも，他より棒状長く採取。						
15.00												14 30		15.00
								2.25mまでは無水掘り				15.15~15.45		
									無し					
20.00									無し				19.53 cm/sec $k=9.9\times10^{-3}$ 20.00	20.00
								20m付近に10cm程の暗青灰色シルト質泥層を挟む。20.10以深は中粒砂含有多くなる。22.50m以深は含水分大。地下水位形成後は泥水堀り。		22.50 ▽				
					軟	暗褐灰	細粒砂～中粒砂							
25.00									22.50					25.00

図-11・24　地質柱状図 (BV—58—1)

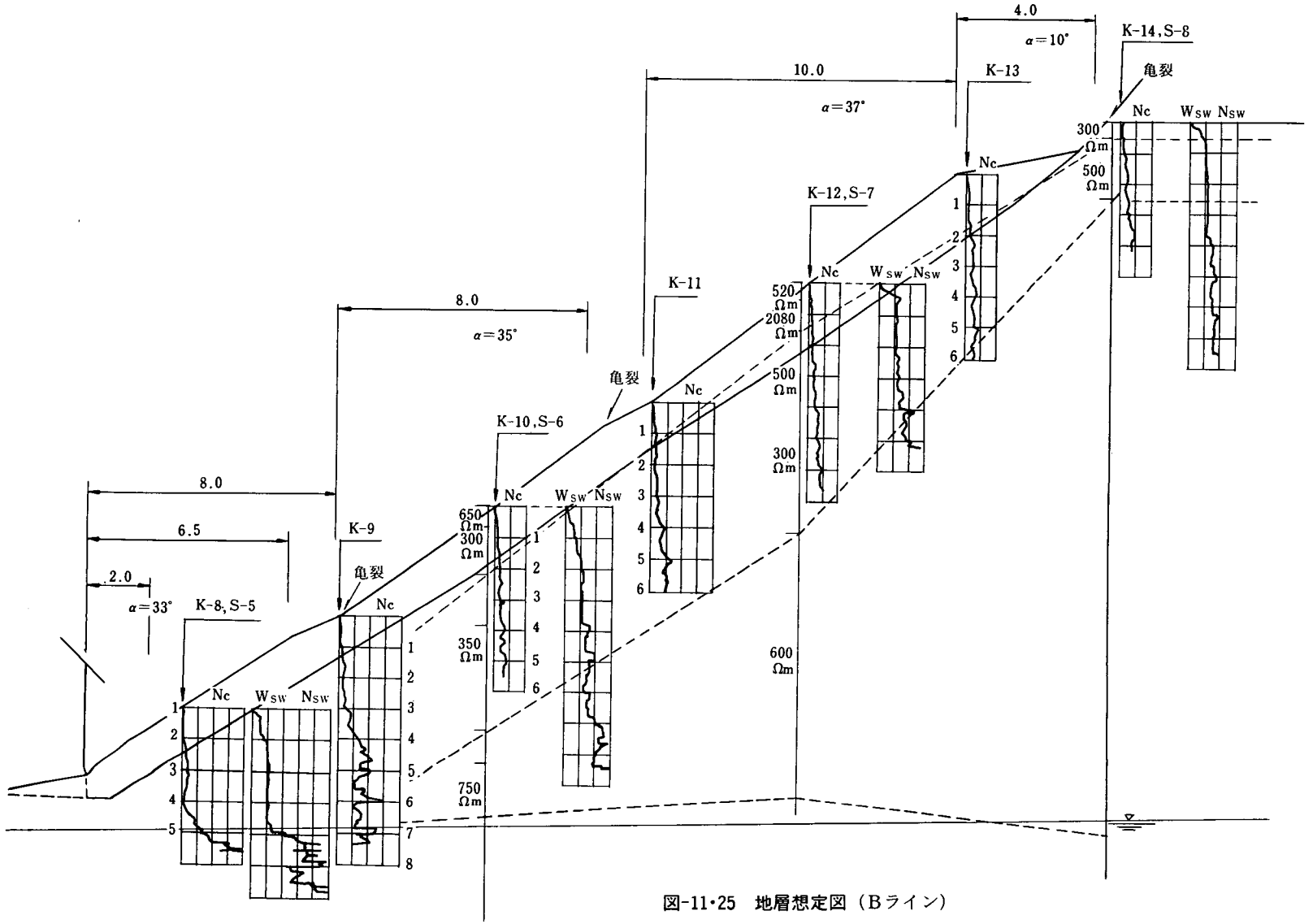


図-11・25　地層想定図（Bライン）

で所々にシルト質分を含んだ層を挟んでいる。深度20m付近より中粒砂の含有が若干富むようになり，色調も灰褐から暗褐灰となる。地下水はBV-1で深度22.50m（標高5.30m），BV-2で深度23.05m（標高4.35m）の位置にある。

② 標準貫入試験

深度1m（$N=2$）並びに深度15m（$N=14$）においてはその間に比べはっきりN値に差があるが，2～10m間ではN値が5～8と変化して明瞭な差は認められない。

八竜町芦崎の結果では地下水面に達すると共にN値が20～30と大きく変化し，地下水面下2.0m付近で再びN値が5～10に低下する。

地蔵脇でも地層の分布が同様と考えられることから，深度10m以深は漸変的にN値が増大し，地下水面に達したときにそのN値はピークとなる。それ以深では湖沼堆積物となりN値は減少する。

③ 簡易貫入試験

斜面調査用簡易貫入試験の調査図を図-11・26に示す。例えばK-1，K-8でみると深度0.6mで $Nc=1$（Ncとは5kgのウェイトを50cmの落差で落下させ地層10cmを貫入するための落下回数），深度1.5mで $Nc=3$，深度2.5mで $Nc=6$ と変化している。たぶんこの位置で斜面の亀裂になんらかの変化を与えていると思われる。

④ 原位置透水試験

原位置透水試験は，ボーリング孔を利用し，掘進途中の各深度において行った。原位置透水試験結果は層準を変えて実施したが，$\times 10^{-3}$cm/secのオーダーである。

⑤ 電気探査

電気探査は，電極配置をWenner法，探査深度50mについて行った。B測線上に配した3点の解析では，大きく4層準に分けられる。調査結果を表-11・7に示す。

⑥ 土質試験

土質試験の結果を表-11・8に示す。

土質試験用の試料は，崩壊面を観察するために設けた冠頭部亀裂と下方のテストピットから採取した。

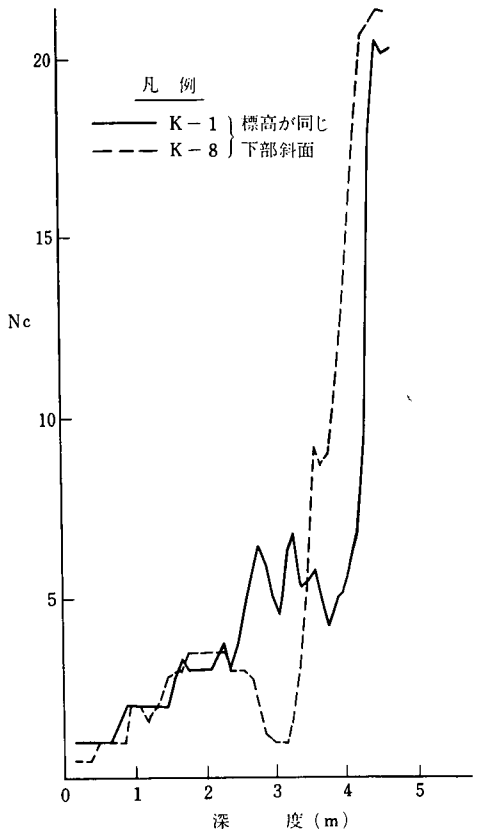


図-11・26　斜面調査用簡易貫入試験（Nc—深度）

表-11・7　地層の比抵抗区分表

層	比抵抗 Ω－m	地　　層
第 1 層	500～1000 1000～5000	表土及び砂丘砂層
第 2 層	300～500	砂丘砂層
第 3 層	500～750	砂丘砂層
第 4 層	50～60	湖沼堆積物（砂・泥）

表-11・8　土質試験結果一覧表

テストピットの位置	深　度 m	γd g/cm³	γdmax g/cm³	γdmin g/cm³	相対密度 Dr(%)	土壌硬度 (kg/cm²)	簡易貫入試験 Nc	スウェーデン式サウンディング qu(kg/cm²)	N　値
D測線上段	0.3	1.291	1.548	1.244	18.54	3	1	0.23	2
	1.0	1.402	1.561	1.245	55.32	8	2	0.45	2
	1.8	1.379	1.534	1.224	55.62	14	7	0.55	2.87
D測線下段	1.0	1.301	1.549	1.237	24.42	4	1	0.23	2
	1.5		1.542	1.242		7	2	0.45	2

三軸圧縮試験の結果は

自然状態で　$C=0$，$\phi=33.6^\circ$

飽和状態で　$C=0$，$\phi=31.7^\circ$

締固状態の結果は

最適含水比 Wr で20.4%

最大乾燥密度 $\gamma_d$max で1.517t/m³

であった。

テストピットによる観察は，写真-11・4，図-11・27を見ると，植物の根は30cmまで密で30～65cmまではやや密，それ以深で疎となる。

⑦　地盤調査結果

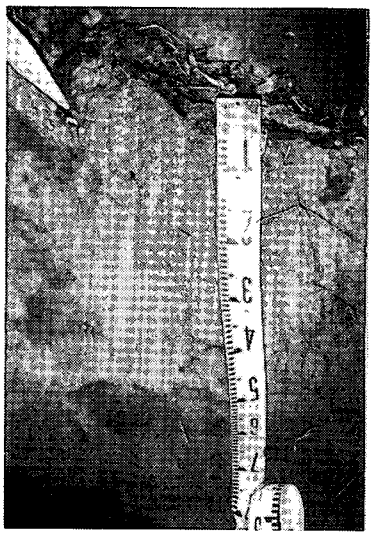


写真-11・4　テストピットによる土層観察

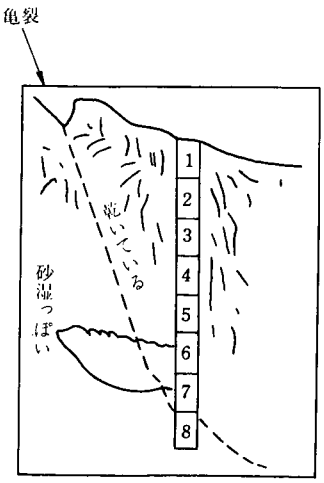


図-11・27　テストピットによる土層観察

亀裂部におけるテストピット断面の観察，サウンディング等により，$Nc=2$，$Nsw=0$ 以下，及び電気探査比低抗1,000Ω-m以上の層が崩壊危険層と判定でき，地表面から最深でも G.L.−2.5m，平均的に1.5mとなっている。

3.7.5　斜面の安定解析

地震時の斜面の安定解析には水平震度 Kh を考慮に入れた Janbu 法を用いた。

安定解析に用いた断面は，B断面で崩壊面としては，斜面調査簡易入試験における $Nc=2$ の深さとなった。計算結果を図-11・28に示す。

内部摩擦角 ϕ は各調査・試験・推定からそれぞれ次のような値が得られている。

斜面平均傾斜角	$\phi=34^\circ$
標準貫入試験（$N=2$）	$\phi=29^\circ$
原位置せん断試験(ソイルグラフ)	$\phi=15^\circ$～25°
相対密度（$Dr\fallingdotseq10$～30%）	$\phi=30^\circ$～36°
三軸圧縮試験（CD 試験）	$\phi=33.6^\circ$
申の式による ϕ の推定	$\phi=35^\circ$

以上のように内部摩擦角 ϕ はまちまちであるが，原位置せん断試験を除けば，三軸圧縮試験から得た $\phi=33.6^\circ$は相対密度，斜面傾斜角からみるとほぼ妥当な値を示している。

現地踏査及び各種の原位置試験調査から平衡斜面であると考えられるので，図-11・29に示されるような $\alpha=\beta$ の等厚層の安定解析式について述べると，等厚層の場合の申の式は，

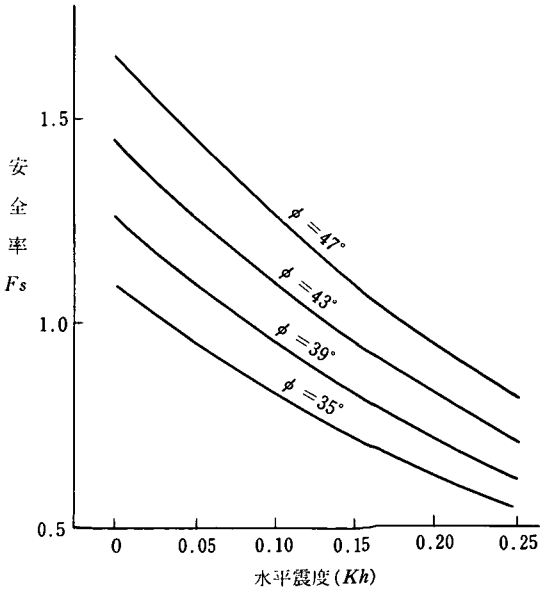


図-11・28　Fs—Kh 相関図

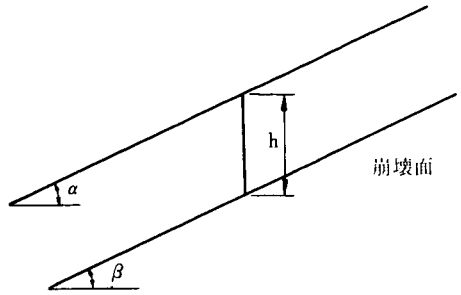


図-11・29　等厚層断面図

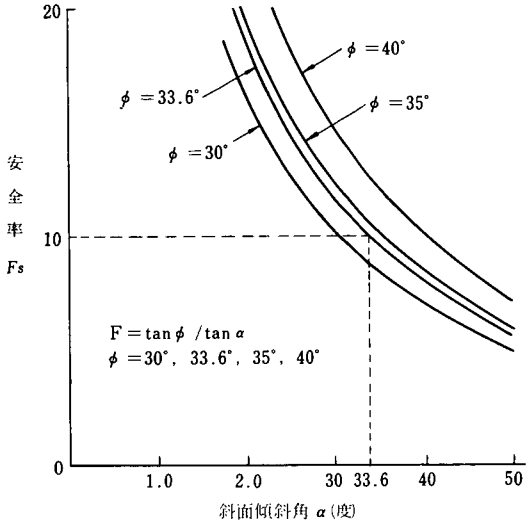


図-11・30　等厚層における $Fs-\alpha$

$$\frac{C}{r_t \cdot hF}=\frac{2}{3}\cos^2\alpha\{\tan\alpha-(1-ru)\tan\phi/F\}\cdots(11\cdot6)$$

γ_t：土の単位体積重量

h：崩壊面までの深度

ru：間隙水圧係数

$C=0$，u＝0（u：間隙水圧）とすると $F=\tan\phi/\tan\alpha$ となる。

すなわち，粘着力，間隙水圧が0の場合，内部摩擦角の取りうる値として，未崩壊斜面の最大傾斜角となり，地蔵脇地区の場合 $\phi\fallingdotseq35°$ となる。

三軸圧縮試験から得られた $\phi=33.6°$ と地蔵脇地区の最大斜面傾斜角35°と崩壊地全体の最大傾斜角40°とした場合の安全率と傾斜角の関係は図-11・30のようになる。

今回発生した砂丘地区の斜面崩壊地の斜面傾斜角から，申の式により安全率を求めると表-11・9になる。

従って，今回の急傾斜地崩壊では（斜面傾斜角が30～40°の範囲の斜面）内部摩擦角が斜面傾斜角よりやや大きめの角度をもつ砂層が安全率でおよそ1.00～1.35の範囲で平衡を保っていたが，震度V（水平震度にして0.14～0.21）の地震により，安全率が0.7～0.9と低下し，がけ崩れが発生したものと思われる。

表-11・9　斜面傾斜角と安全率（$\phi=40°$）

	斜面傾斜角（中）α	安全率
地蔵脇 1	33	1.29
〃 2	35	1.20
芦崎 1	32	1.35
〃 2	33	1.29
追泊	32	1.35
〃 1	35	1.20
〃 2	33	1.29
大谷地	38	1.09
〃 1	34	1.24
〃 2	40	1.00
砂間沢	35	1.20
中台	40	1.00
黒岡 1	35	1.20
〃 2	40	1.00
〃 3	36	1.15
五明光 1	33	1.29
〃 2	34	1.24

表-11・10　カット前後の斜面の安全率

		B断面（$\phi=38.9°$）		D断面（$\phi=38.8°$）	
		カット前	カット後	カット前	カット後
水平震度 Kh	0	1.25	1.22	1.25	1.20
	0.1	0.95	0.92	0.95	0.91
	0.2	0.72	0.69	0.72	0.68

斜面脚部を3mほど人為的にカットした場合 Janbu の式より，各水平震度対応の安全率を求めると表-11・10のようになる。

カット後の安全率がB断面では，0.03，D断面では，0.04～0.05減少する。これは水平震度では0.012～0.016，加速度で12～16gal に相当し，人為的な斜面脚部のカットが，地震力を見かけ上大きくした形となっており，斜面崩壊の一因と思われる。

4．対策

4.1　土石流の対策

秋田県で総額528百万円，青森県で154百万円の災害復旧費を計上している。その施工箇所と費目を表-11・11に示す。

4.2　地すべりの対策

第3章で詳述した3地区の地すべりは，表-11・12に示したようにおのおの全く異なったタイプのものであ

表-11・11 砂防災害対策一覧表

(1)災害関連緊急砂防事業箇所表(秋田県)

渓流名	位置	工種	工事内容	事業費	被害状況
杉の沢川	山本郡八森町中浜	ダム工	L=218.0m 2基 V=9,721.0m³ H=11.0～12.0m Vs=22,296.0m³	千円 303,000	
赤根沢川	男鹿市琴川	ダム工	L=69.0m 1基 V=3,715.0m³ H=10.0m Vs=16,300.0m³	135,000	
計 2 箇所				438,000	

(2)砂防施設災害復旧事業箇所表(秋田県)

渓流名	位置	工種	工事内容	事業費	被害状況
多茂木沢川	大館市多茂木	ダム工	堰堤上流側に大型ブロックにより腹付工を施工 L=27.2m, H=7.0m	千円 32,623	水通しに亀裂 (本体)
十高倉沢川	北秋田郡阿仁町比立内	〃	亀裂箇所をカットし，コンクリート打替する。 L=20m	10,563	袖に亀裂
湯の沢川	山本郡藤里町湯の沢	護岸工	L=53.2m 積ブロック 55.0m², 床固工 2 基	5,910	基礎コンクリートの沈下による護岸亀裂
〃	〃	〃	L=79.9m 積ブロック 198.0m², 根固工 2 基	9,441	〃
大荒沢川	〃 琴丘町大荒沢	〃	L=27.5m 積ブロック 48.0m²	6,676	連結ブロックの上部が崩壊によりまくれる。
志渡門沢川	仙北郡田沢湖町志渡内	ダム工	堰堤満水部まで上下流に厚さ0.7mの腹付コンクリートを施工，袖部は亀裂箇所までグラウト施工	24,621	水通しに亀裂 (本体)
計 6 箇所				89,834	
合計				527,834	

(3)砂防施設災害復旧事業箇所表(青森県)

渓流名	位置	工種	工事内容	事業費	被害状況
堀切川	鰺ヶ沢町大字芦萢	砂防ダム	法枠ブロック工	千円 10,341	間詰護岸亀裂
広戸川	深浦町大字広戸	〃	腹付工	7,618	〃
笹内川	岩崎町大字岩崎	〃	ブロック護岸工	4,708	取付護岸亀裂
不動川	五所川原市大字飯詰	〃	軽量法枠工	3,929	間詰護岸亀裂
新助川	川内町大字湯ノ川	〃	法枠ブロック工	15,655	〃
増川川	三厩村大字増川	流路工	コンクリート打替工	3,545	帯工亀裂
黒崎川	今別町大字浜名	砂防ダム	腹付工	60,971	本堤亀裂
長川	〃 大字今別	〃	コンクリート打替工	4,561	本堤亀裂，間詰工盛上り 垂直壁左右岸亀裂
平家沢	平館村大字船岡	〃	腹付工	3,421	本堤亀裂
口広川	〃 磯山	〃	コンクリート打替工，山腹工	15,293	本堤亀裂，左岸間詰亀裂
関根股沢	蟹田町大字上小国	〃	コンクリート打替工	5,801	本堤水通廊亀裂，間詰亀裂
銅屋沢	〃 大字上小国	〃	コンクリート打替工，取付護岸工	5,799	本堤亀裂，異状埋塞 V=150m³
姉市沢	南郷村大字姉市沢	〃	平張ブロック工	3,686	間詰工亀裂
巻沢	〃 巻	〃	法枠ブロック工	2,010	〃
南股沢	蟹田町大字南股沢	〃	コンクリート打替工	6,720	本堤亀裂
計15箇所				154,058	

表-11・12　3地すべり地区の特徴

地すべり地区	規模	地形	地質土質	斜面の方向	水文状況	移動状況	地表面変状
芦崎	幅約500m 長さ15～35m	砂丘東縁部 傾斜30～35°	砂丘砂	南東及び北東	斜面は乾燥 斜面下部に湧水	急傾斜地の崩壊に近い状況で最大1mほど滑落	滑落崖落差最大1m。押し出しによる小崩壊が見られる
門前	幅約30m 長さ約40m	典型的な地すべり地形 傾斜10～15°	凝灰岩移動層は礫混り粘性土	南西	滑動ブロックの上部のブロックには湧水が見られ水分は豊富	地震動によって土塊が数十センチずれたような印象	落差数十センチの明瞭な滑落崖地表面の変状はほとんど無し
富蒭	幅約500m 長さ50～70m	砂丘東縁部 傾斜7～8°	砂丘砂	南	斜面は乾燥。斜面下部には湧水があり水田となっている。被災地北方には沼	液状化に伴って斜面全体が移動。移動量は斜面下部の方が大	移動方向と直角方向に数多くの亀裂が発生。斜面下部は大きな移動のためガサガサ

表-11・13　緊急地すべり対策事業対策工法一覧表

地すべり名	位置		工種	工事内容	事業費(千円)
	都市	字			
芦崎	山本郡八竜町	芦崎	土留工 法覆工	L=398.0m A=819.0m	193,900
門前	男鹿市	門前	土留工 鋼管拡工	L=51.0m 17本	47,400
富蒭	西津軽郡車力村	富蒭	擁壁工 明暗渠工 表面排水工	L=374.0m L=450.0m L=812.0m	116,700

表-11・14　県単地すべり対策事業対策工法一覧表

地すべり地区	位置		被害状況	工種	工事内容	事業費(千円)
	都市	字				
泉台	男鹿市	泉台	斜面上部に亀裂(L=30m)発生	法枠工	L=50.0m A=400.0m²	10,000
滝川	〃	滝川	畑地の一部に亀裂発生	法枠工 集水ボーリング	L=50.0m A=300.0m² 30m×6本=180m	10,000
門前	〃	門前	法面のはらみ出し ヘアークラック発生	土留工	L=30.0m A=210.0m²	12,000

るため，対策工法もおのずと違ったものとなる。表-11・13に緊急地すべり対策事業で実施された工種を，また表-11・14には秋田県で実施された県単地すべり対策事業の一覧表を示す（これらの工種の他にも通常ベースの事業費でなされる工事もある）。

4.3　がけ崩れ対策

地震による被害は表-11・1に示すように，秋田県で24箇所，青森県で17箇所である。対策工事としては，表-11・15に示すように，災害関連緊急急傾斜地崩壊対策事業費（公共事業費）により，秋田で3箇所，134.6百万円で法枠工，青森県では9箇所，319.6百万円で法枠工・法枠工と擁壁工の併用，また県単急斜地崩壊対策費により，秋田県で29箇所146.5百万円，法枠工・擁壁工・積ブロック，構造物の補修等，青森県においては，10箇所20.0百万円で擁壁工・土砂岩石の排除・法枠工の補修及び改造等の対策を行うことになった。

5．まとめ

5.1　土石流等

①　土石流と称するのが適当か問題が残るが，男鹿市安田川支川赤根沢川において約7,000m²の水田の土が液状化を起こし約500m流出した。

②　水田の土質は最大粒径の0.95mm，均等係数8.6の砂質シルト（SM）で，平均湿潤密度1.55 g/cm³，平均乾燥密度1.19 g/cm³，平均含水比30.4%，粘着力C=0.32 t/m，内部摩擦角ϕ=20.5度である。

③　粒度分布試験及び燥返し三軸圧縮試験により，

表-11・15 急傾斜地対策事業箇所(事業費) (単位：百万円)

県名	地区名	位置 郡市	位置 町村	工種	工事内容 長さ(m)	工事費
秋田	大地	鹿角郡	小坂町	法枠工	99.2	
	中台	山本郡	八竜町	〃	130.6	
	地蔵脇	山本郡	八竜町	〃	86.0	
小計						134.6(公共)
	その他(29箇所)					146.5(県単)
計						281.1
青森	宇田	東津軽郡	平館村	擁壁工	38.0	
	宮崎浜	西津軽郡	岩崎村	法枠工，擁壁工	48.0	
	深沢	西津軽郡	車力村	法枠工，擁壁工	30.0	
	富菴	西津軽郡	車力村	法枠工，擁壁工	125.7	
	折戸	北津軽郡	小泊村	法枠工，	120.0	
	正法寺	八戸市	尻内町	法枠工，擁壁工	36.0	
	城の後	上北郡	七戸町	法枠工，擁壁工	55.0	
	門前	三戸郡	南郷村	法枠工，	24.0	
	姥袋2号	西津軽郡	鰺ヶ沢町	法枠工，擁壁工	45.0	
小計						319.6(公共)
	その他(10箇所)					20.0(県単)
計						339.6

注) 青森県の19箇所の内2箇所は，公共・県単の両方で実施

今回の地震によって液状化するものであることが確かめられた。

④ 水平地震力のみを考慮した安定計算によっても水田の土が流出することが確認できる。

⑤ 八森町の杉の沢川においては1m以上の崩落石が14個あり，最大なものは7m×3.5m×3.0mであった。

⑥ 源頭部付近には直径2.0m以上もある巨石が6箇ほど不安定な状況で存在すること，及び崩落石による地表面が乱されていることのため次期の強い降雨により土石流が発生する恐れがある。

5.2 地すべり

① 地震動がある程度地すべりに影響を及ぼすことは当然考えられる。地震動の加速度によって種々のファクターの微妙なバランスが損なわれ，安全率の低下に伴って地すべりは発生するものと思われる。しかしながら，地震時のすべり面強度やすべり面におけるせん断応力等の具体的な挙動について詳細に観察された事例やデータがほとんど存在しないため，実際のところ不明な部分が数多い。

② 一般的に言えば，地震による土砂災害に関してはがけ崩れが大きな割合を占めているのが現状であり，今回の日本海中部地震についても地すべりの発生は6箇所だけであった。そのうち門前地区を除けば，すべて砂地盤中に発生したものであり，今回のように地震に先立つ降雨が少なく，加速度も200gal程度であれば，粘性土から成る地すべりに比較して砂地盤は地震に対して弱いと思われる。さらに一歩踏み込めば，地すべりを経験していない砂の斜面であっても，芦崎・富菴地区のような条件が整えば，地震によって地すべりの発生する可能性は，地すべり地形を呈している地域よりも大となる場合もあり得ると言えよう。

5.3 がけ崩れ

① 日本海中部地震により被災した斜面と非被災斜面の間における違いとして，一つは斜面の平均傾斜角があげられる。

被災斜面の平均傾斜は32°～40°で，非被災斜面の傾斜は30°以下であった。また，被災斜面は，人工の手が加えられていたが，なかでも斜面の脚部における切土は大部分の斜面について行われていた経緯が見られた。

② 被災斜面の災害現象としては，頭部亀裂が明瞭で，亀裂下方斜面形状はそれほど旧地形と変わらず，末端部が全体に押し出された形状である。

頭部亀裂の発達は傾斜変換点に位置し，傾斜変換ラインに沿って連続する。

斜面形状は平衡型であるが微地形は緩い凹凸を繰り

返す。全般に凹部ほど亀裂の段差は大で，亀裂壁面の平均傾斜は55°である。頭部亀裂ほど明瞭な連続性，段差規模は欠くが，斜面中腹にも亀裂・小崩壊が見られる地層もある。

崩壊の末端部は押し出した土砂が平場に押し出した形状，ないしは平場付近の旧斜面上に止ったままの2形状である。災害現象からは比較的浅層の板状すべりと推定される。

被災斜面，非被災斜面における植生分布に特異な差は認められなかった。

③　被災地内の土壌断面観察では，地表下0.3mの表層部には主として笹及び低木の細根が密生し，それ以深は調査地点により変化するが，亀裂をまたぐ横断面の場合，ある面より浅い所で根系が多く，それ以深では少ない傾向が見られる。特に亀裂の段差の大きい（1mを超える）場合にはその傾向が顕著であり，根系の発達する層とそれ以深との境界がすべり面となっている。

天然二次林の高木・亜高木の立木密度は地蔵脇において15本/100㎡であることから，大径木の根系の水平分布は最大でも直径3m程度と推定される。これは工事支障木の抜根状況からも確認された。

被災斜面上の立木密度から概算される立木重量は天然性二次林で約33kg/㎡であることから，土塊重量1.56t/㎡と比べれば少ない値であり斜面の安定計算上に考慮しないことにした。

④　崩壊の実態及び地盤調査から判断すると崩壊危険層はNc値が2以下と推定される。

この文をまとめるに当たっては，現地調査において秋田県砂防課の皆様，安定計算においては土木研究所の動土質研究室の佐々木(現振動研究室)・谷口・唐沢・森下氏，土質研究所室関氏にお世話になった。慎しんでお礼を申し上げます。

参考文献

1）村上，佐藤「日本海中部地震被害調査一速報」土木技術資料，25巻11号，1983年。
2）秋田県「緊急砂防工事地質調査報告書」。
3）瀬尾克美「日本海中部地震における土砂害について（速報）」新砂防 Vol.36, No.2, 1983年9月。
4）秋田県土木部「緊急地すべり対策工事（地質調査委託）芦崎報告書」1983年10月。
5）建設省土木研究所急傾斜地崩壊研究室「日本海中部地震災害の急傾斜地調査（秋田県山本郡八竜町地蔵脇）報告書」1983年10月。
6）秋田県土木部「門前地区緊急地すべり調査報告書」1983年11月。
7）例えば日本道路公団東京第一管理局，東京大学工学部土木工学科「土の破壊強度と地震動の強さからみた斜面崩壊要因調査」1979年3月。
8）川邊洋，山口伊佐夫「地すべりに及ぼす地震動の影響」新砂防 Vol.36, No.2, 1983年9月。
9）佐々木康，川島一彦，宇多高明「日本海中部地震被害調査速報」土木技術資料，25巻7号，1983年7月。
10）青森県土木部「昭和58年度委第2911号富菟地区辷り調査委託(青森県西津軽郡車力村大字富菟地内)報告書」1983年7月。
11）中央開発株式会社「1983年日本海中部地震震害報告書」1983年8月。
12）陶野郁雄，安田進，社本康弘「日本海中部地震における液状現象とその被害状況」土と基礎，Vol.31, No.12, 1983年12月。

第12編　道路の被害

大日方尚巳[*1] 松本秀應[*2]
伊藤良弘[*3] 谷口栄一[*4]
藤川昌幸[*5] 吉岡　淳[*6]

by **Naomi Obinata, Hideo Matsumoto,**
Yoshihiro Itoh, Dr. Eiichi Taniguchi,
Masayuki Fujikawa and Atsushi Yoshioka

目　次

1．被害の概要……(2)
2．平地部の道路盛土の被害（能代南バイパス）……(3)
2.1　被害の概要……(3)
2.2　地形及び地質の概要……(3)
2.3　被害調査結果……(5)
2.4　震後の点検及び復旧の実態……(12)
3．取付部の道路盛土の被害……(14)
3.1　被害の概要……(14)
3.2　被害調査結果……(14)
4．擁壁の被害……(16)
4.1　被害の概要……(16)
4.2　被害調査結果……(16)
5．カルバートの被害……(18)
5.1　被害の概要……(18)
5.2　能代南バイパスの被害……(20)
5.3　昭和バイパスの被害……(23)
5.4　その他の被害……(25)
6．山岳部の道路盛土の被害（今別蟹田線）……(25)
6.1　被害の概要……(25)
6.2　被害及び復旧の事例……(26)
7．地震後の交通障害……(34)
7.1　交通規制……(34)
7.2　震後の交通……(34)
8．まとめ……(34)
参考文献……(37)

＊1　地震防災部耐震研究室研究員
＊2　地震防災部振動研究室研究員
＊3　機械施工部動土質研究室研究員
＊4　機械施工部動土質研究室主任研究員，工博
＊5　機械施工部施工研究室研究員
＊6　機械施工部土質研究室研究員

1．被害の概要

道路の被害は，路面の陥没や亀裂，法面崩壊等により秋田県で670箇所，青森県で711箇所で発生しており，総被害額は約140億円であった。地震発生後の交通規制（通行止め）は，秋田県内で17路線—22箇所，青森県内で17路線—23箇所であったが，応急復旧工事により，3日後には7箇所，1箇月後には2箇所と減少している。なお，本編では道路被害のうち道路橋を除いたものを対象とする。道路橋の被害に関しては13編に記述されている。

被害の形態は，盛土部を中心とした路面の陥没・亀裂や橋梁取付部の沈下などが多く，液状化に起因する事例が目立った。また，橋梁本体の被害が比較的少なかったこと及び大規模な斜面崩壊や道路欠壊が無かったことが今災害の特徴であり，復旧が早かった理由である。

道路盛土の被害地点を図-12・1に示す。被害は，主に沖積平野に分布しており，震央距離が170～180kmぐらいまでの間に発生している。

擁壁の被害は，小規模な石積・ブロック積擁壁，重力式擁壁などに発生しているが，軽微であった。

カルバートは沖積低地の盛土部において66箇所で被害が発生した。特に昭和バイパス（34箇所）と能代南バイパス（13箇所）に被害が集中した。

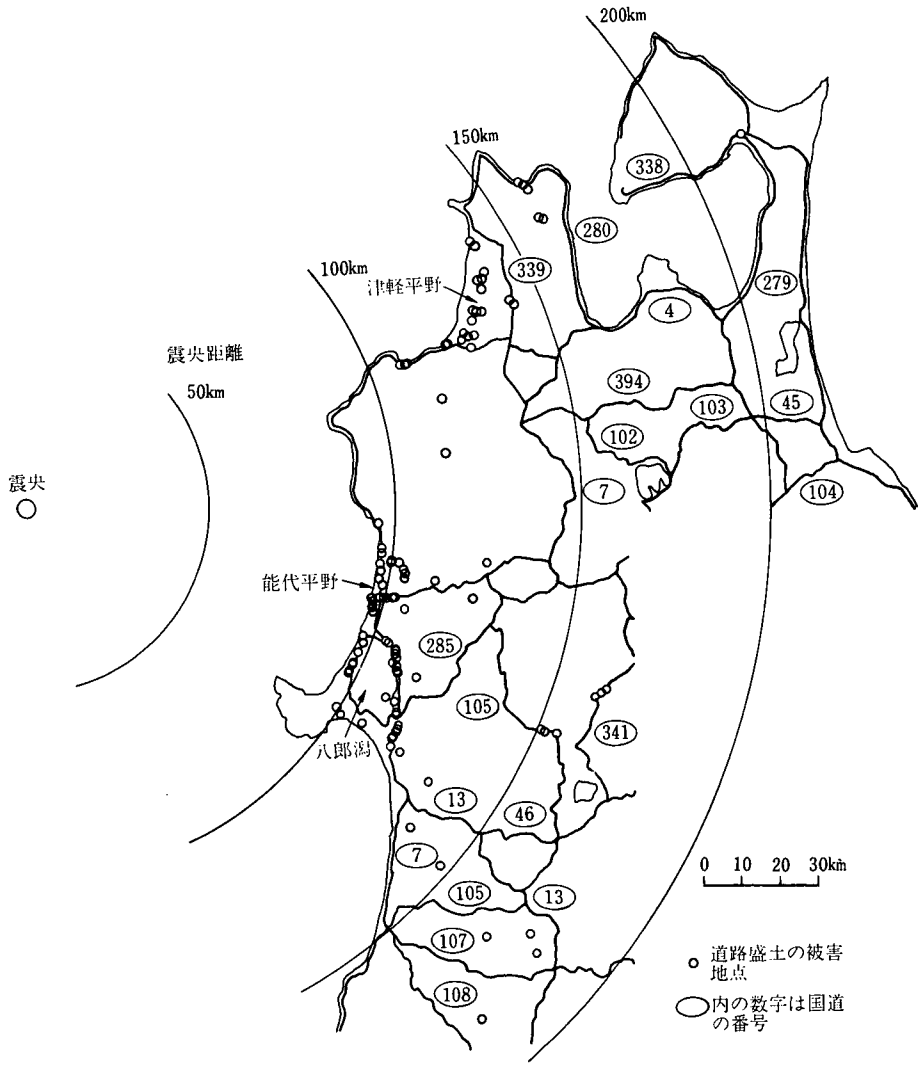


図-12・1 日本海中部地震による道路盛土の被害地点

2．平地部の道路盛土の被害(能代南バイパス)

2.1　被害の概要

国道7号線では，能代南バイパス，昭和バイパス等で被害が認められた。能代南バイパスは，図-12・2に示す位置にある。本道路は八郎潟から能代にかけて日本海に沿って発達する砂丘に挟まれた砂丘後背低湿地を繰返し横断する道路であり，今回の地震により道路盛土にかなりの被害を受けた。昭和バイパスは，八郎潟南東に位置し，その地質はピート層を含む軟弱地盤であり，埋戻した砂が液状化したために，カルバートの沈下や亀裂等の被害が発生したと考えられる箇所が多く見られる。道路盛土は，サンドコンパクションパイルによって地盤改良が行われていたため，今回の地震による被害は軽微であった。

本節では，道路盛土に著しい被害を受けた能代南バイパスの被害について述べる。

本道路は，昭和55年11月に供用が開始された道路であり，建設時には軟弱な地盤上に施工されることから，赤沼周辺部においてはサンドコンパクションにより地盤改良を行うと共に，道路全域にわたり連続鉄筋コンクリート舗装が用いられた（図-12・3参照)。

被害としては，地盤の液状化により道路盛土が大きく陥没すると共に側方にすべり，舗装版が一部で盛り上った。

2.2　地形及び地質の概要

米代川以南の能代平野の地形区分は第4編地形と地質において示したとおりであり，図-4・1，4・4に示すとおり，東から西へ向かって徐々に標高を下げる段丘群から構成される台地，海岸付近の砂丘及び両者に挟まれて南北に伸びる沖積地から成る。

浅内，河戸川東方の段丘は，中沢面・成合面・毛馬内面に分けられる。中沢面下には砂及び砂礫を主体とする洪積層（潟西層）が分布している。中沢面の両側に位置する成合面では，洪積層の上に古い砂丘の堆積物と考えられる砂層が分布している。毛馬内面は，沖積世に形成された低位段丘面である。

また，砂丘は標高30m前後であり，内陸側はいくつかの谷によって開析され，全体として内陸側に歯を向けた櫛形を示している。

沖積低地は，台地と砂丘に挟まれた浅内以南の地域及び米代川沿いに認められ，軟かい粘性土及び緩い砂質土が分布している。

また，地震後図-12・3に示す5箇所においてボーリング調査が実施された。このうち，B-2，B-4及びB-5地点は被害の著しかった地点であり，B-1地点は切土部で被害の少なかった地点，また，B-3地点は盛土部で被害の少なかった地点である。各地点の土質柱

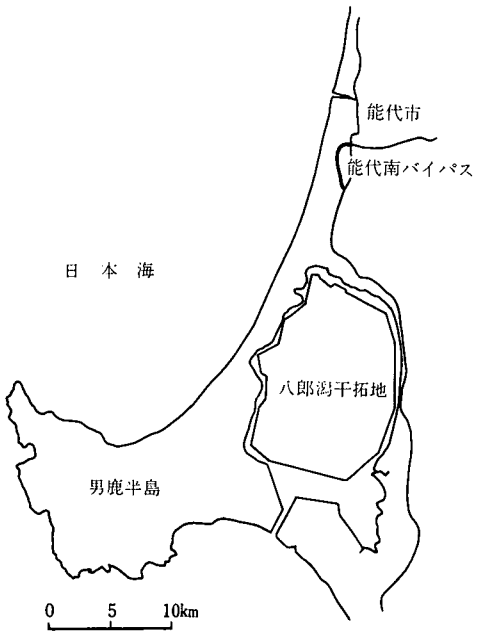


図-12・2　能代南バイパス位置図

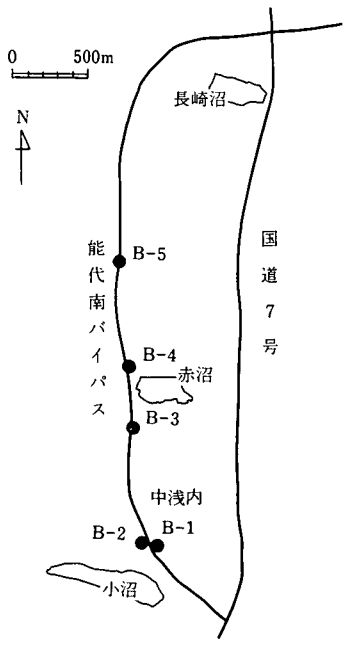


図-12・3　ボーリング地点位置図

状図は図-12・4に示すとおりであり，これらの結果から推定したバイパス路線沿いの地質縦断図を示すと，図-12・5のようになる。

図-12・4の土質柱状図は，能代南バイパスの地盤がいずれの調査地点においても地下水位が地表面下より約3m以浅と浅い位置に存在し，N値10程度の領域が地表面付近に広く存在していることを示している。

被害の少なかったB-1，B-3と被害の著しかったB-2，B-4，B-5の地盤を比較すると，前者の地盤は地表面近くにN値20～30の層が存在すると共に，B-3においてはシルトが広い額域にわたって存在していることが特徴的である。また後者の地盤は，細砂及び中砂を主体とする地盤であり，地表面付近はN値1～20程度と緩い層によって構成されている。

また，同図には液状化の可能性を推定した結果も併記した。液状化可能性の推定方法は，道路橋示方書耐震設計編の簡易判定法に従っており，F_Lの値が1.0以上であれば液状化の可能性は低く，1.0以下であれば液状化する可能性が高く，0に近いほどその可能性が大きいことを示している。なお，判定に当たり地盤のN値，γ_t，D_{50}が必要であるが，N値は調査結果を用い，γ_t及びD_{50}は土質名から平均的な値を道路橋示方書の表に従

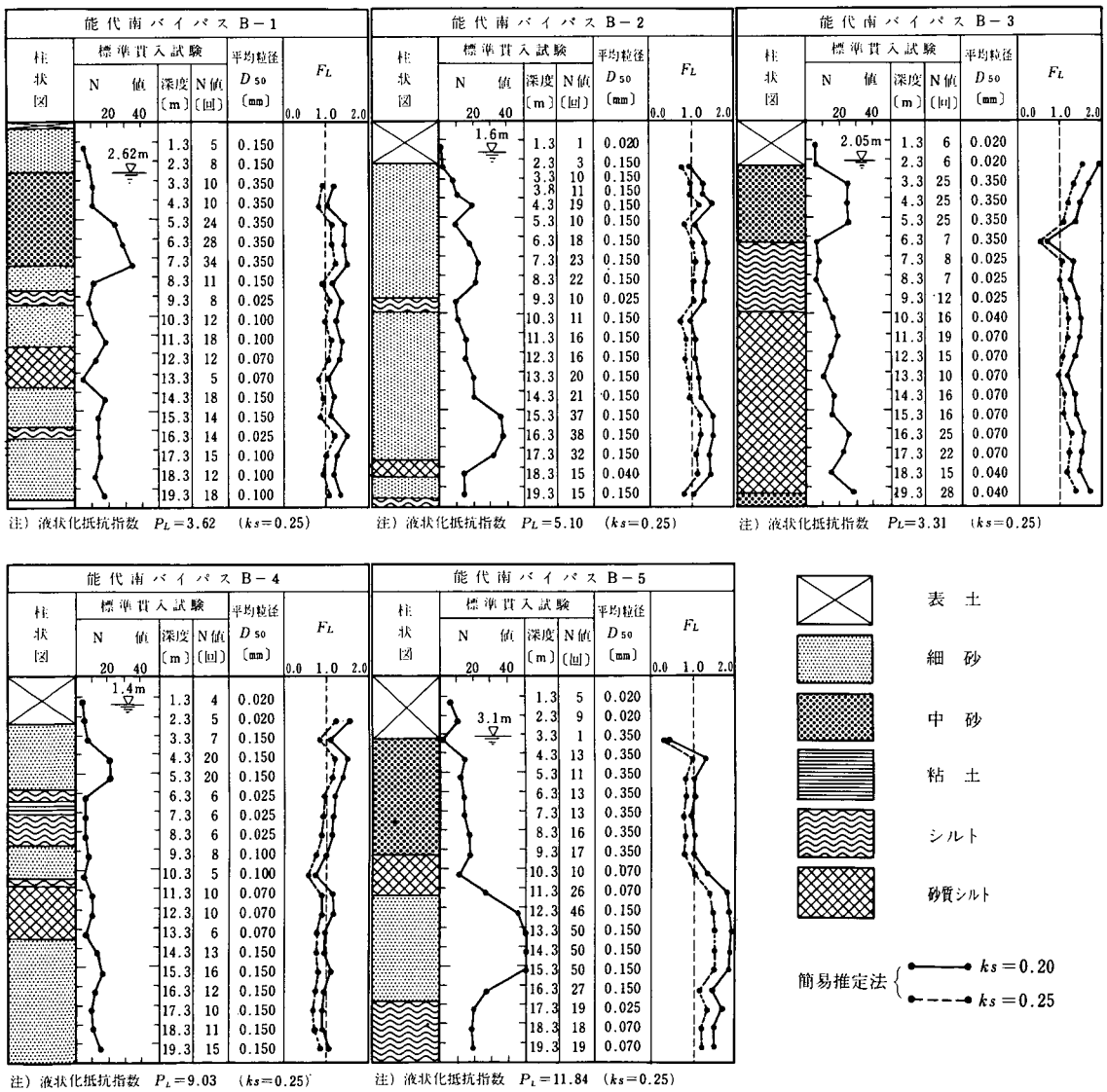


図-12・4　土質柱状図及び液状化推定結果(国道7号能代南バイパス)

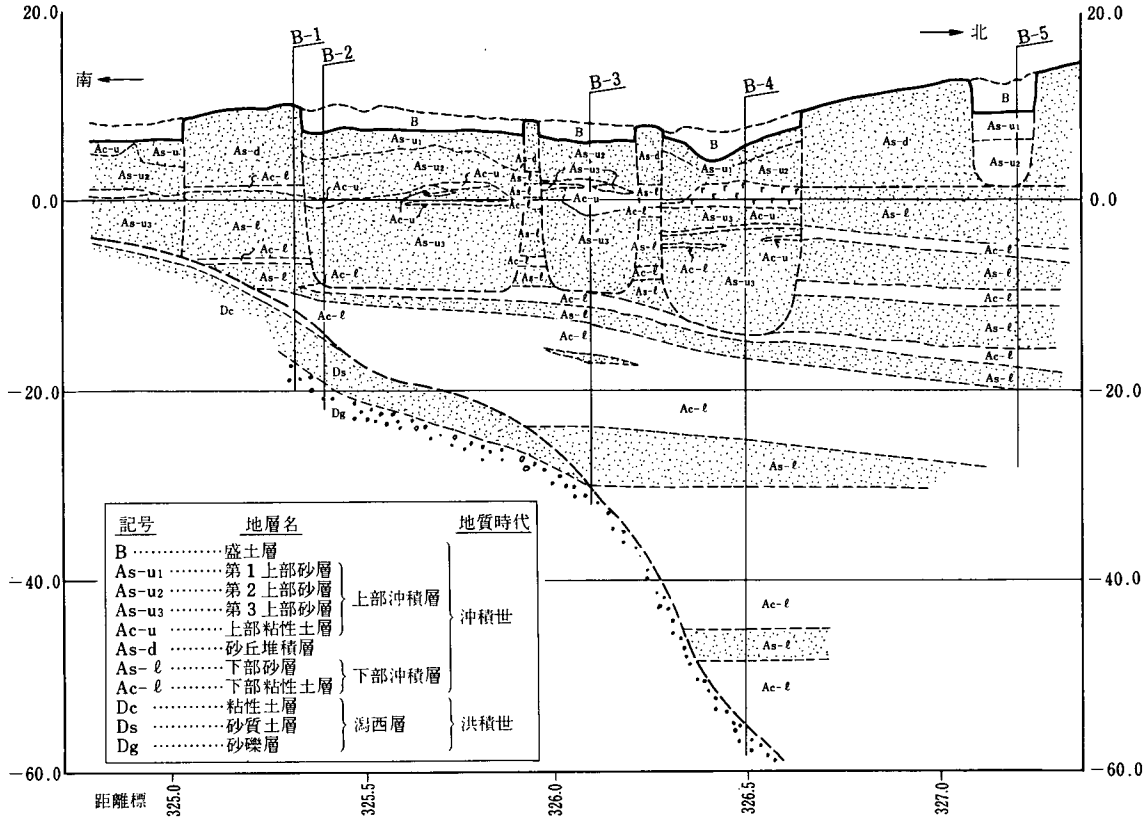


図-12・5　地質縦断図

って推定した。

図中の実線は，水平震度 ks として0.20を，また破線は0.25を仮定した場合の結果である。これにより，いずれの調査地点においても，F_L は1付近の値を示しており，液状化する可能性が低くないことを示している。そこで，液状化の可能性が有る土層の厚さ及び深度を比較する目的で式(1)で定義される液状化抵抗指数 P_L を求めた[1]。

$$P_L=\int_0^{20} F\cdot W(z)\,dz \quad\cdots\cdots(12\cdot1)$$

ここで

$$F=\begin{cases}1-F_L & (F_L<1.0)\\ 0 & (F_L>1.0)\end{cases} \quad\cdots\cdots(12\cdot2)$$

$$W(z)=10-0.5z \quad\cdots\cdots(12\cdot3)$$

であり，F は液状化の程度を，$W(z)$ は深さ方向の重み関係を表す。なお，式(12・1)の積分区間及び式(12・3)の重み関係は，20m以深で液状化した例が極めて少ないことから20mまで考慮した。

各調査地点に対して $ks=0.25$ について P_L を求めた結果を図-12・4に併記した。これより被害の少なかったB-1，B-3において P_L の値が3.62，3.31，また被害の著しかったB-2，B-4，B-5においては5.10，9.03，11.84と両者に違いが認められ，地表面付近に液状化の可能性の高い層が存在していたことが被害の程度と大きく関係していることが考えられる。

2.3　被害調査結果

能代南バイパスにおける被害状況を取りまとめると，**表-12・1**に示すとおりである。このうち被害が著しい325km400付近，326km300付近及び326km500付近の平面図を図-12・6に示す。図-12・6(a)の水路の変位から推定すると，盛土法尻の測方移動は最大7m程度に達していることが分かる。325km400付近（350～530）では，**写真-12・1**に示すように，コンクリート舗装が目地部で相互に衝突した結果，図-12・7に示すように約100mにわたって沈下と浮き上りを生じた。この箇所では，図-12・8及び**写真-12・2**に示すように道路周辺の地盤が段差・

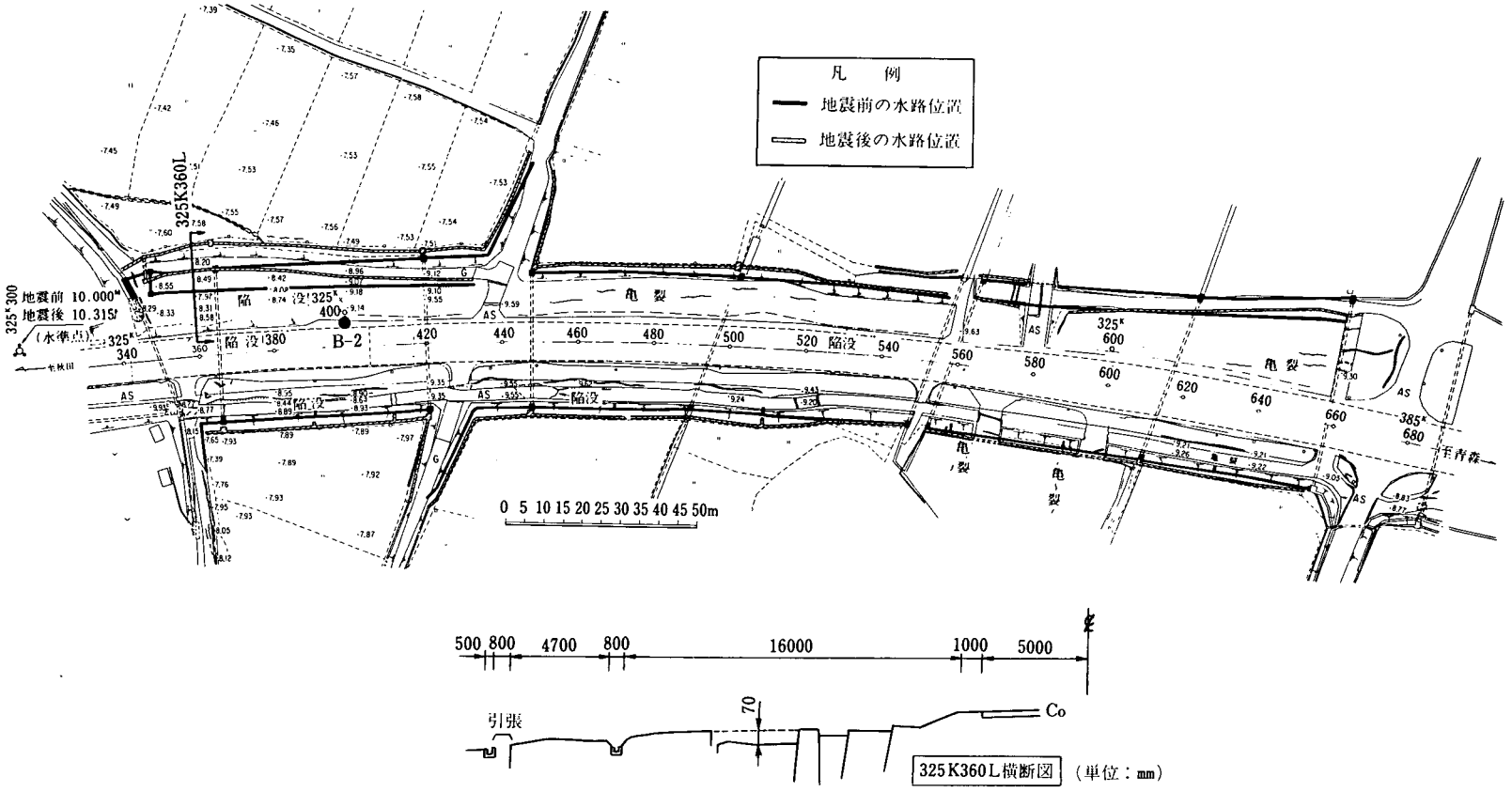


図-12・6(a)　被害状況 (325km400付近)

表-12・1　能代南バイパスの被害箇所及び被害状況

箇所名	距離標番号	被害状況	延長・数量	交通状況
能代市浅内字出戸谷地	325km 340	舗装版盛上り	L＝100m　W＝90m　H＝1.5m	全面通行止 5/26 12時20分
〃	〃	路肩陥没	L＝350×2m　H＝0.6m　W＝1.0～3m	〃
〃	325km 690	舗装版崩れ及び段差	L＝250m　W＝0.2m　H＝0.1m	〃
〃	〃	路肩陥没	L＝250×2m　H＝0.4m　W＝1～3m	〃
能代市浅内大開	326km 300	舗装版沈下	L＝50m　W＝90m　H＝0.5m	〃
〃	〃	路肩陥没	L＝47m　W＝3～5m　H＝0.5m	〃
能代市浅内字赤沼	326km 480	路肩陥没	L＝50m×2　W＝0.5m　H＝0.2m	〃
〃	326km 530	舗装版ずれ	L＝45m　W＝0.03m	〃
〃	〃	路肩陥没	L＝45m×2　W＝0.5m　H＝0.2m	〃
能代市浅内字南西山	326km 650	舗装面沈下	L＝20m　W＝9.5m　H＝0.5m	〃
能代市浅内字上西山	327km 100	舗装版の段ずれ	L＝80m　W＝0.07m　H＝0.12m	〃
〃	〃	路肩陥没	L＝153×2　W＝0.5～1.0m　H＝0.7m	〃
能代市字寿域長根	328km 860	ＡＳ舗装沈下亀裂	L＝70m　W＝16m	
〃	329km 000	ＡＳ舗装沈下	L＝6m　W＝16.5m　H＝0.15m	

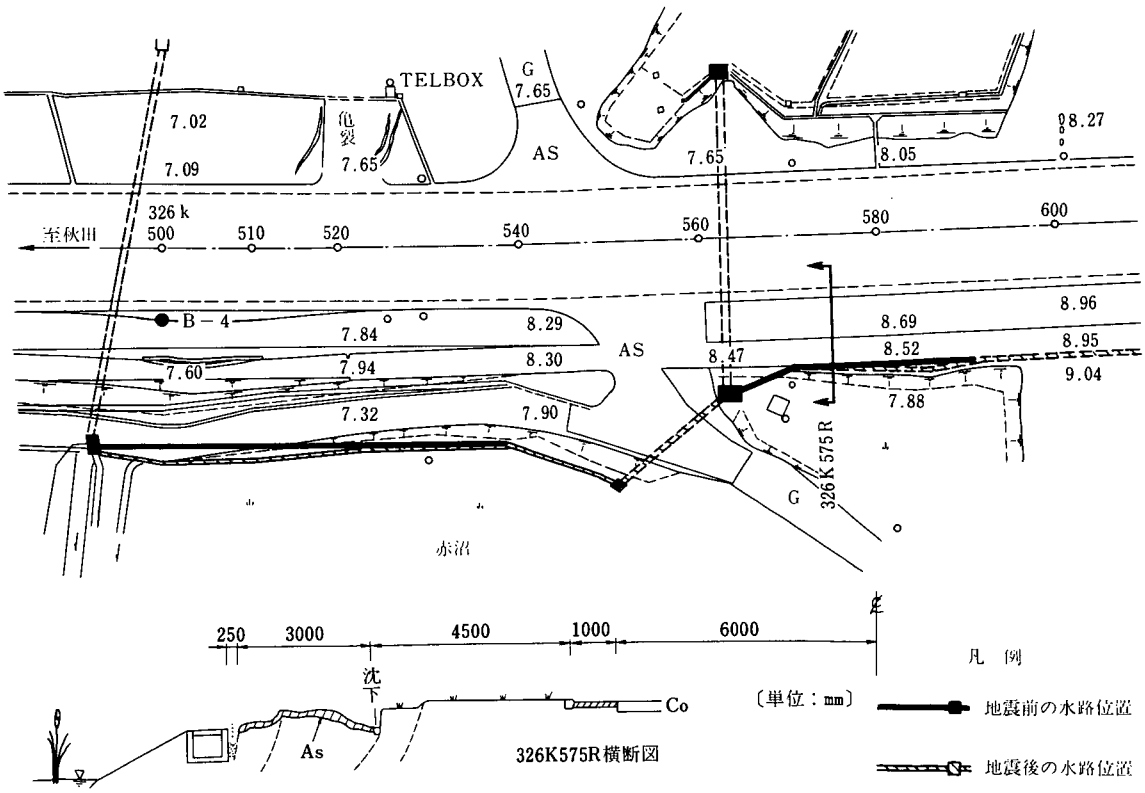


図-12・6(b)　被害状況(326km500付近)

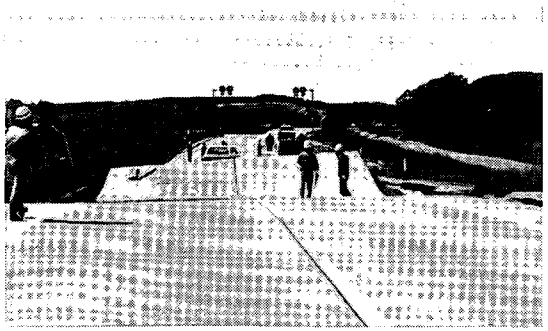


写真-12・1　道路舗装の被害(国道７号能代南バイパス：東北地建による)

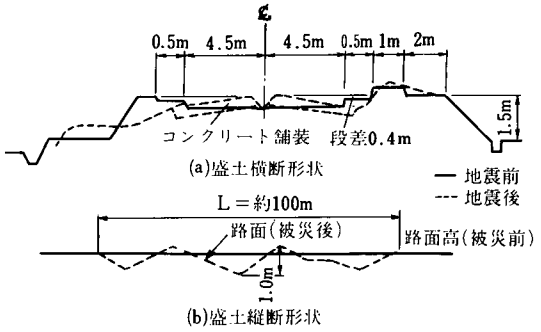


図-12・7　道路の被災状況

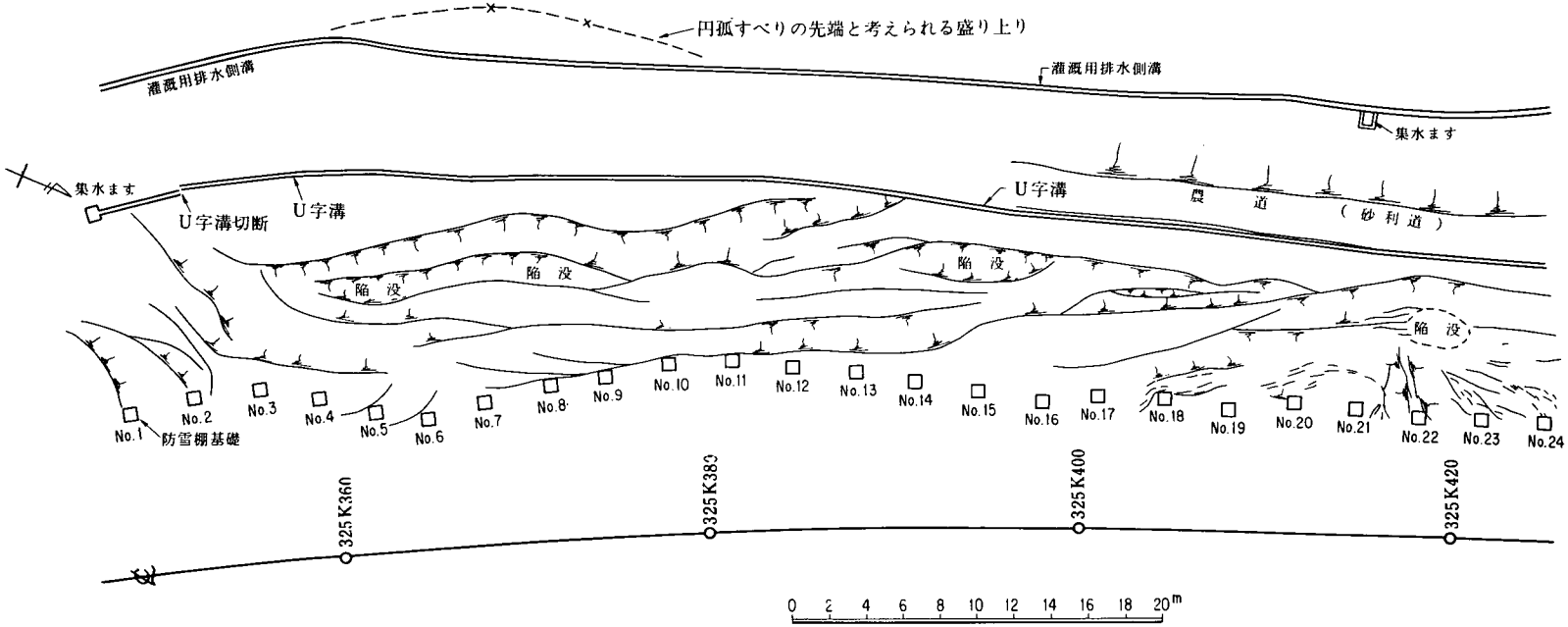


図-12・8　325km400付近(345～430)の地盤変状

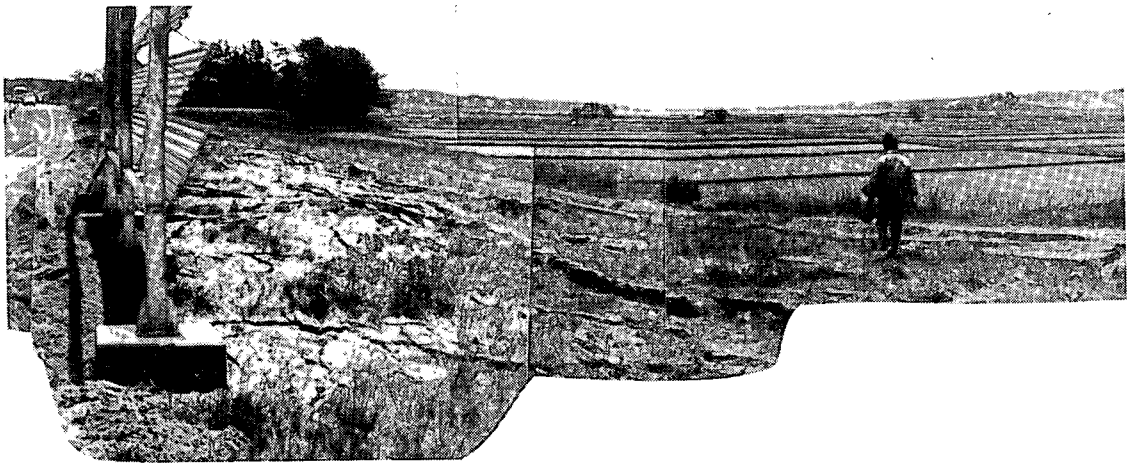


写真-12・2　道路盛土の被害(国道７号能代南バイパス325km400付近)

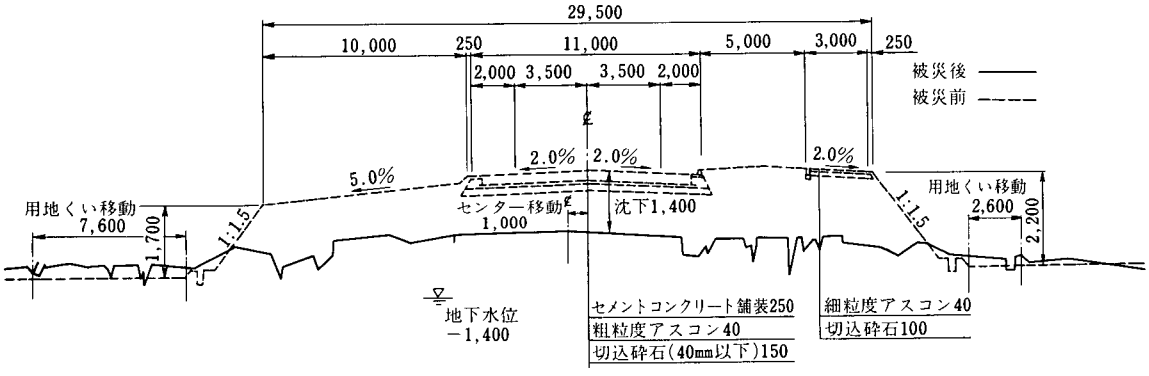


図-12・9　325km400付近の盛土横断図

亀裂を生じて広範囲に流動しており，典型的な液状化による盛土の被害と考えられる。また，325km400付近の横断図を図-12・9に示す。同図より，盛土全体が１m以上沈下していることが分かる。

液状化による被害が発生した時刻に関連して，能代市昇平岱の幸坂時男氏は，次のような興味深い体験を寄せている[2)]。同氏は，地震直後は浅内から能代南バイパスを通って能代市街に向かった。その時には，道路事情がどうなっていたか，よく分からなかったが，とにかく通れたという。しかし，約30分後に浅内に戻ろうとした時には，能代バイパスには亀裂が入り，アメのように曲がったり陥没していて，通行することができなかったという。

このことを検証する目的で道路盛土の安定解析を行った。解析条件としては，ボーリング調査結果を基に解析地点の地盤条件を設定し，解析ケースとしては，水平震度k_Hに対する過剰間隙水圧の上昇を推定し，この過剰間隙水圧の上昇分のみを考慮し地震時慣性力を作用させない場合と，同様の水平震度に対して過剰間隙水圧の上昇は考慮せず，地震時慣性力のみを考慮した場合の２つの条件で解析を行った。地震時慣性力を考慮し，過剰間隙水圧の上昇を考慮しないという条件は，本震の際の最大加速度作用時を想定したものであり，この段階では過剰間隙水圧の発生量は少なく，その影響は小さいと考えたためである。また，地震時慣性力を作用させず，過剰間隙水圧の上昇のみを考慮したという条件は，地震直後を想定したものであり，地震により発生した過剰間隙水圧は地盤内に蓄積され，地震終了時に最大の過剰間隙水圧が発生すると考えたためである。

なお，安定解析の詳細は第５編地盤災害の2.3(１)を参照されたい。安定解析の結果により常時の安全率は1.1程度であるが，地震時慣性力のみを考慮した場合$k_H=0.25$に対して安全率は0.6程度であり，過剰間隙水

圧のみを考慮した場合には0.05程度と非常に小さな値を示し，地震後において十分過剰間隙水圧が発生している状態は，地震中の最大加速度作用時よりも盛土にとっては危険な状態であると言える。

以上の解析結果から，地震後に道路盛土が破壊するということは十分起こりうる現象であると考えられる。

盛土の被害のパターンとその程度のランク分け[3]を，表-12・2に示す被災パターンと表-12・3に示す被害ランクを組合せた表-12・4に従って行った結果を示すと，図-12・10のようになる。なお，同図には，路線1m当た

表-12・2 盛土の被災パターン

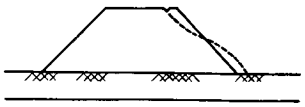
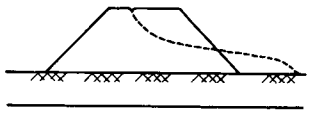
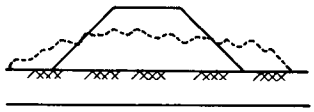
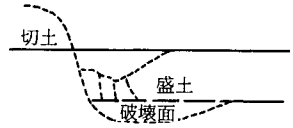
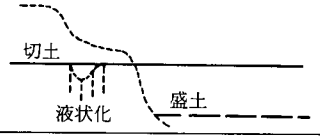
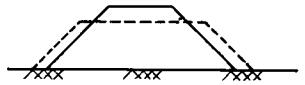
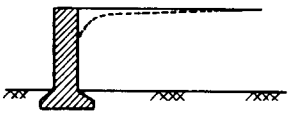
被災パターン	模式図	被害形態
I型		法面の流出・崩壊又は亀裂段差の発生が盛土天端の中央部（通路盛土にあっては道路車線）まで及ばず，法肩に限られるもの。
II型		堤体のすべり崩壊又は亀裂段差の発生が盛土天端の中央部（道路盛土にあっては道路車線に）まで及ぶもの。
III型		破壊が基礎地盤に及び堤体型状が原形をとどめないもの。
III′型		切盛境で盛土側へ縦断方向に基礎地盤に及ぶ破壊。
III″型		切土となっている旧盛土又は砂丘崩積土の基礎地盤が液状化し，周辺地盤と共に陥没。
IV型		堤体の一様な沈下に伴って，堤体形状をある程度保ちつつ変形したもの。
V型		構造物背面の盛土が沈下及び亀裂を起こしたもの。

表-12・3 盛土の被害ランク

被害ランク α	盛土天端(路面)全般にわたって重大な被害を受けており，車両の通行がほとんど不能となっている場合。
被害ランク β	被害の程度はやや軽微にはなるが，平常の交通機能が損なわれ，一車線通行を余儀なくされるなど一部分車両の通行が不能な場合。
被害ランク γ	無被害又は一部被害を受けたとして交通も機能がほぼ確保される場合。

表-12・4 盛土の被害ランク分類表

被災パターン	被害ランク	被害ランクの説明
I	β	亀裂幅15cm以上又は段差量20cm以上
	γ	亀裂幅15cm未満，かつ段差量20cm未満
II	α	亀裂幅30cmを超え，かつ段差量50cmを超えたもの
	β	亀裂幅30cm以下又は段差量50cm以下
III	α	——
IV	β	沈下量50cm以上
	γ	沈下量50cm未満
V	β	沈下量20cm以上
	γ	沈下量20cm未満

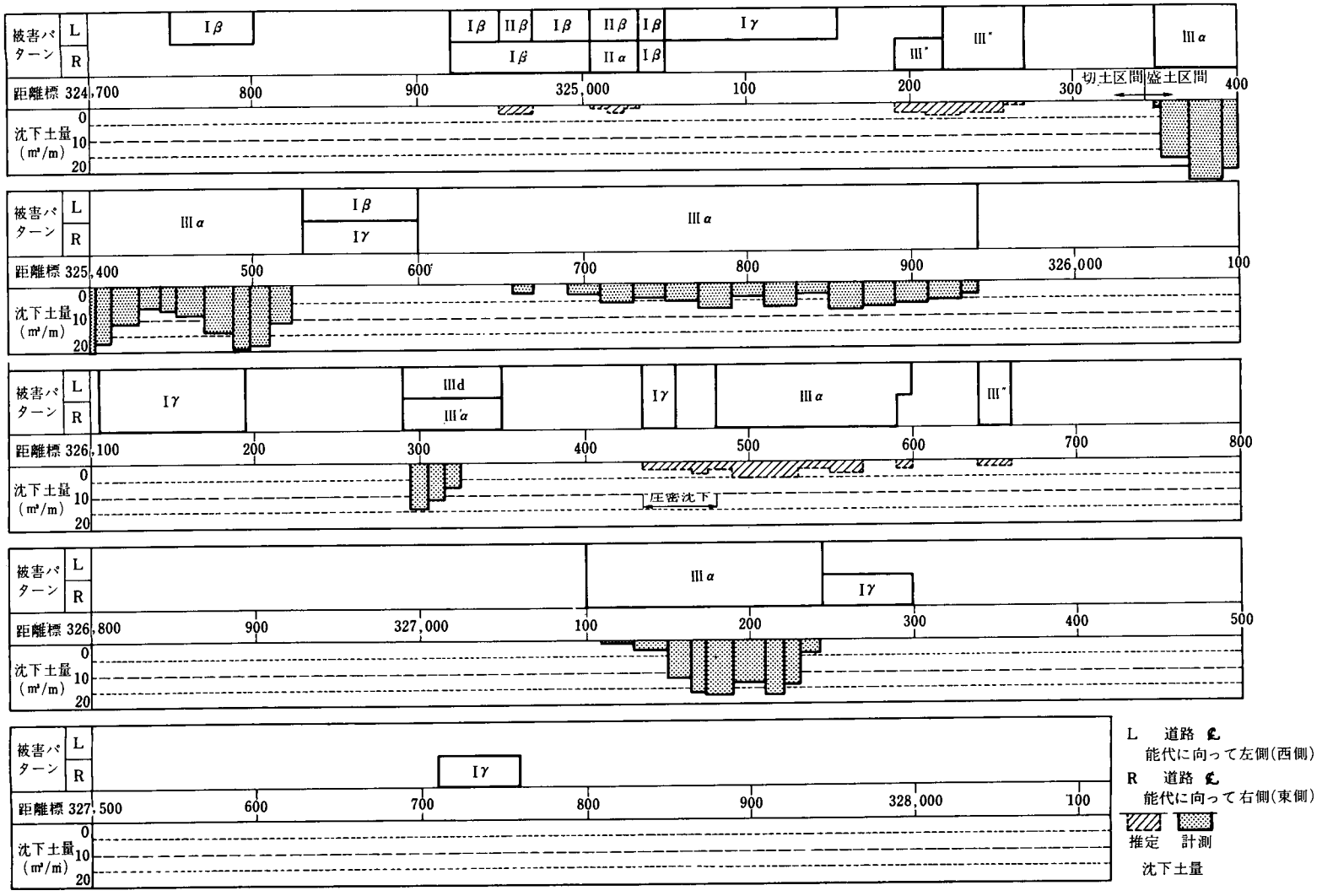


図-12・10 道路盛土の被災パターン及び被害ランク

りの沈下土量も合わせて示してある。図-12・10より，以下の事項が指摘できる。

(i) 被災パターンは，基礎地盤と盛土の破壊を示すIII型が最も多い。

(ii) 沈下土量は切盛境界で大きくなっており，最大で路線1m当たり24.4㎥，盛土幅全体での平均沈下量は約70cmに達する。

(iii) 被災パターン及び付近の田面の墳砂・墳水の状況から判断して，盛土の被害は基礎地盤の液状化に起因した大規模なすべり破壊によるものと考えられる。

2.4 震後の点検及び復旧の実態

1) 震後の点検

能代南バイパスは路面の沈下，路肩の崩壊，舗装版の浮き上がり等の被害があったが，ここでは，震後にとられた処置について述べる。

能代工事事務所では，地震発生と同時に道路パトロールを実施し，ただちに通行止めの処置をとった。その後，初動調査として，1/500の道路台帳附図を携帯し，それに路面の縦・横断亀裂，陥没，浮き上がり等の事項を記入した。この作業に地震発生後3時間余りの時間をついやした。これは，コンクリート舗装版の被害が大きく，車両で被害箇所へ直行できなかったこともあると思われる。

2) 応急復旧工事

応急復旧では，バイパスの旧道を迂回路として利用できたため，バイパスを2車線で開通させることとし，舗装版浮き上がり箇所については，ジャイアントブレーカーで舗装版を破壊し撤去の後，アスファルトで再舗装した。その他の亀裂・沈下等の箇所ではコンクリート舗装の上にアスファルト舗装を行った。これらの作業は，地震発生から約5時間後の17時から開始され，27日未明4時に終了し，16時間ぶりに全面開通した。写真-12・3～12・5に応急復旧の終了までを示す。復旧では，アスファルトプラントは確保できたが，ジャイアントブレーカー等の作業機械は近隣の市道等の被災により現場搬入に時間を要した。開通後は本復旧工事開始までの間，段差発生箇所等のパッチングを行っている。

3) 本復旧工事

本復旧では，被害の原因が地盤の液状化によるものと推定されるため，地盤改良を実施し今回程度の地震では被害が起きないように計画された。計画を行うに当たり，縦・横断測量，ボーリング，ダッチコーン，PS検層，振動式貫入試験，空洞調査等を実施し，その



写真-12・4 舗装版浮上がり箇所の応急復旧作業中の状況（能代南バイパス325km400付近：能代工事事務所による）

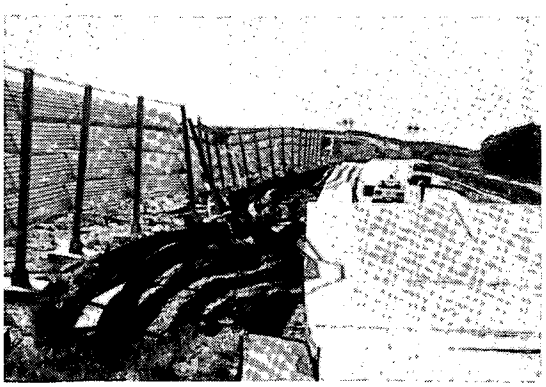


写真-12・3 舗装版浮上がり箇所の被災状況（能代南バイパス325km400付近：能代工事事務所による）

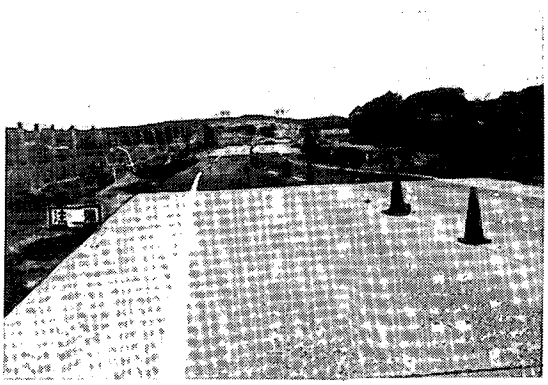


写真-12・5 舗装版浮上がり箇所の応急復旧終了後の状況（能代南バイパス325km400付近：能代工事事務所による）

結果，本復旧工法としてマンモスバイブロタンパーによる振動締固め工法が採用された。写真-12・6はマンモスバイブロタンパーによる施工状況である。これは，液状化した層が地表面から５～６m程度と推定されることから，この深さ程度の改良効果が期待でき，工費が安いことで選ばれたものである。この他に砕石置換工法，矢板・タイロッド・シートネットによる盛土補強工法等が比較検討されたが，工費が高いことから採用されなかった。また，マンモスバイブロタンパーの振動は，地盤の状況により300m以上離れている民家・工場等にも影響があり，そのような所では，代替の工法として振動ローラー締固め及び敷網工法が採用されている。地盤に振動を与える機械の使用については事前に付近の家屋調査等が必要であると思われる。図-12・11にマンモスバイブロタンパーによる改良効果を示す。この図は被害の大きかった箇所でのダッチコーンの貫入抵抗値であり，改良後を改良前と比較すると，５m程度まで貫入抵抗値が２倍程度に増加していることが分かる。なお，図中の液状化推定深度は，重要度別補正係数（v_3）を0.8として，道路橋示方書により求められたものである。

舗装については，被害のあったコンクリート舗装版を撤去し，工期が短く，補修が容易なアスファルト舗装とした。表-12・5に，被災から復旧にいたるまでの経過を示す。復旧については，被害の大きかった325km400付近の状況である。

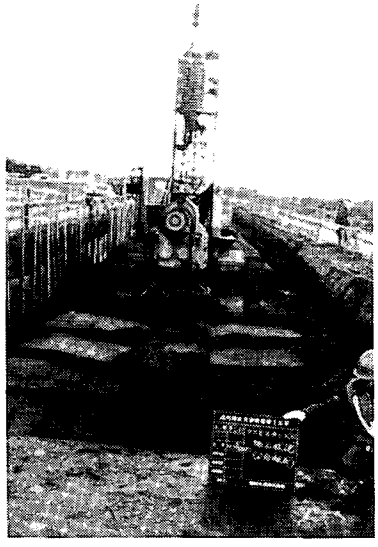


写真-12・6　地盤改良工法として用いられたマンモスバイブロタンパーによる施工状況（能代南バイパス：能代工事事務所による）

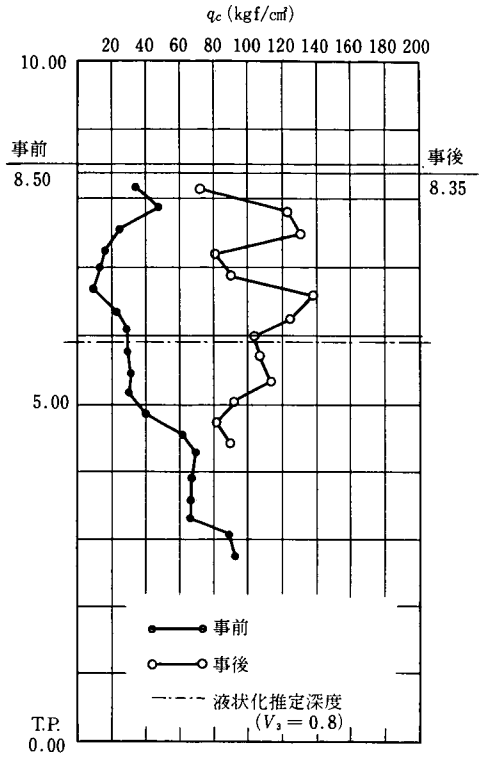


図-12・11　マンモスバイブロタンパーによる改良効果

表-12・5　能代南バイパスの被災から復旧まで

5月26日	12：00	地震発生
	12：00 〜 15：00	初動調査 ○道路パトロール実施 ○目視による調査
	12：20	能代南バイパス全面通行止，迂回路設定
	15：00	被害の概要を把握
5月26日 〜 5月27日	17：00 〜 4：00	応急復旧の実施
5月28日 〜 8月10日		比較設計のための調査 （縦横断測量・空洞調査・地盤変状調査・ボーリング・土質試験・ダッチコーン・ＰＳ検層・振動式貫入試験を実施）
8月10日 〜 昭和59年３月		本復旧の実施

3．取付部の道路盛土の被害

3.1 被害の概要

今回の地震では橋梁取付部の道路盛土及びカルバート等の横断構造物のある道路盛土に被害が多かった。表-12・6は建設省の青森・秋田・能代工事事務所及び秋田県・青森県における一般国道・主要地方道・県道の道路盛土の被害地点数を表している。橋梁取付盛土においては被害の有無にかかわらず，橋長15m以上の橋梁への取付盛土の全数が表-12・6に示されており，橋梁の両側に盛土がある場合には2地点と数えている。なお，ここでは次の条件のいずれかに当てはまるものを被害有りと判定している。

① 盛土天端の最大沈下量が5cm以上あるいは幅5cm以上の亀裂が生じたもの

② 盛土法面が崩壊したものあるいは幅5cm以上の亀裂が生じたもの

③ 取付盛土に付属する擁壁（橋台ではない）がはらみ出したり，倒壊したものあるいは幅1cm以上の亀裂が生じたもの。

表-12・6によると，今回の地震により被害を受けた190地点の道路盛土のうち97地点（51.1%）が橋梁取付盛土，44地点（23.2%）が横断構造物のある盛土道路であり，両者を合計すると盛土道路の全被害地点の74.2%に達する。

写真-12・7，12・8に橋梁取付盛土及び横断構造物のある道路盛土の典型的な被害の様子を示す。

3.2 被害調査結果

表-12・6に示した1,766地点について被害調査を行った。調査項目は盛土の形状，地震時の沈下量，盛土材料，盛土保護工，地盤改良の有無，交通止の有無，踏掛版の有無，噴砂の有無，地下水位，過去の被災履歴，

表-12・6 調査地点数

機関		橋梁取付盛土				横断構造物のない盛土	横断構造物のある盛土	被害あり小計	合計
		A 被害なし	B 被害あり	$A+B$ 小計	被害率 $\frac{B}{A+B}$(%)	被害あり	被害あり		
建設省	青森工事事務所	120	0	120	0	0	0	0	120
	秋田工事事務所	100	3	103	2.9	0	24	27	127
	能代工事事務所	56	4	60	6.7	6	7	17	73
建設省小計		276	7	283	2.5	6	31	44	320
秋田県		991	35	1,026	3.4	28	7	70	1,061
青森県		309	55	364	15.1	15	6	76	385
計		1,576	97	1,673	5.8	49	44	190	1,766



写真-12・7 橋梁取付盛土の地震による沈下（一般国道101号，盛土高10m，沈下量50cm：青森県による）

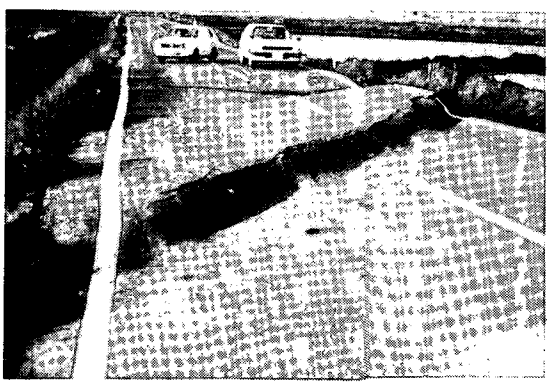


写真-12・8 カルバート前後の盛土の地震による沈下（主要地方道鰺ヶ沢蟹田線，盛土高1.6m，沈下量40cm：青森県による）

舗装断面，周辺地盤の土質，橋台の種類，被災状況である。

表-12・6に示したように橋梁取付盛土の被害率は5.8％であった。

図-12・12に今回の地震による橋梁取付盛土の被害率と震央距離の関係を示す。図-12・12によると震央距離が170km以上では被害率が５％以下になっており，今回の地震により橋梁取付盛土に多くの被害が発生した範囲は震央距離が約170km以内であったと言える。

表-12・7は今回の地震による道路盛土の被害地点における噴砂の発生割合を示している。表-12・7によると道路盛土の全被害地点の13.7％の地点で噴砂が発生している。横断構造物のある道路盛土では被害地点の約半数の地点で噴砂が見られたが，橋梁取付盛土の被害地点のうち噴砂が確認されたのは2.1％に過ぎない。噴砂があれば地盤が液状化したと判定されるが，噴砂が確認されなかったから地盤が液状化しなかったとは言えない。盛土周辺地盤の土質に関する調査結果では橋梁取付盛土の被害地点の54％は砂質地盤であり，また図-12・13に示すように地下水位が高い程，橋梁取付盛土の被害率が高くなっているので，地盤の液状化が橋梁取付盛土の被害にかなり関係があったものと推定される。また地形分類によると，ほとんどの道路盛土の被害は氾濫平野に集中した。

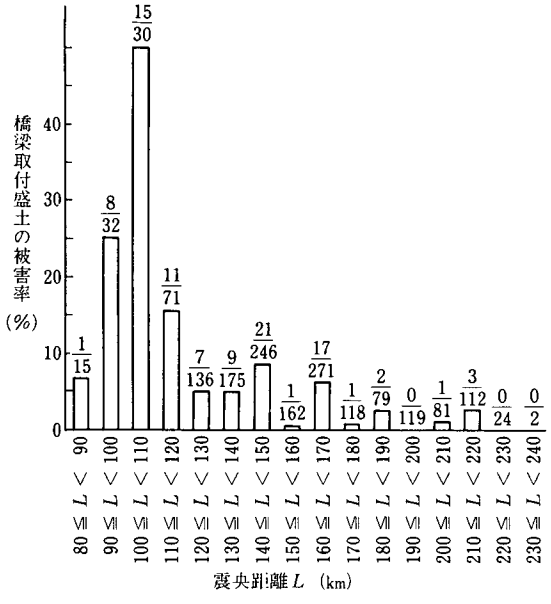


図-12・12　震央距離と橋梁取付盛土の被害率

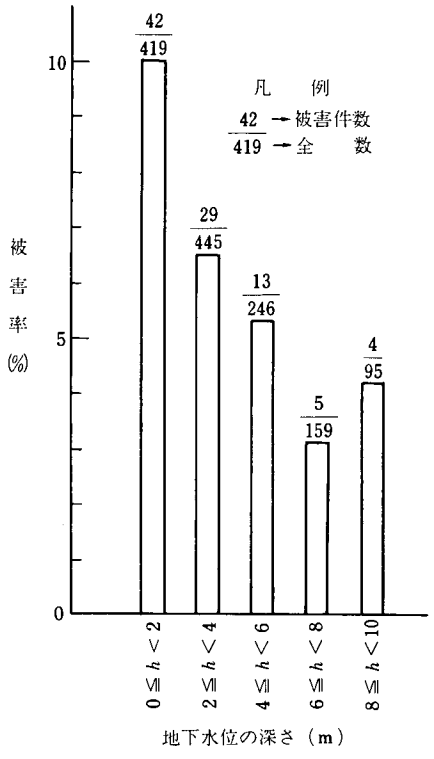


図-12・13　地下水位と橋梁取付盛土の被害率

表-12・7　道路盛土の被害地点における噴砂の発生割合

機関		橋梁取付盛土			横断構造物のある盛土			横断構造物のない盛土			計		
		A 全被害地点数	B 噴砂発生地点数	B/A (%)	C 全被害地点数	D 噴砂発生地点数	D/C (%)	E 全被害地点数	F 噴砂発生地点数	F/E (%)	G 全被害地点数	H 噴砂発生地点数	H/G (%)
建設省	青森工事事務所	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	秋田工事事務所	3	0	0	24	14	58.3	0	0	0	27	14	51.9
	能代工事事務所	4	0	0	7	5	71.4	6	1	16.7	17	6	35.3
秋田県		35	0	0	7	0	0	28	2	7.1	70	2	2.9
青森県		55	2	3.6	6	1	16.7	15	1	6.7	76	4	5.3
計		97	2	2.1	44	20	45.4	49	4	8.2	190	26	13.7

図-12・14に橋梁取付盛土の高さと地震時の沈下量の関係を示す。今回のデータにおける橋梁取付盛土の最大沈下量は約80cmであった。図-12・13によると地震時の沈下量が盛土高さの10%以下のものが全体の89.5%であり，5%以下のものが67.1%であった。また，沈下量が盛土高さの20%を超えるものは1件しかなかった。

表-12・8は踏掛版による橋梁取付盛土と橋台の段差発生防止効果を示している。踏掛版の設置率は3.2%であって，あまり普及していないが，踏掛版が設置してあった53地点のうち51地点（96.2%）において地震時に橋台と取付盛土の段差がなかったと報告されている。従って，踏掛版は取付盛土の地震直後の交通の確保にかなり効果があると考えられる。しかし，踏掛版があっても盛土の沈下そのものを防ぐことはできない。例えば，秋田県の椿川橋においては踏掛版が設置してあり，今回の地震時に段差が生じなかったが，地震後に踏掛版の横を掘ってみると，取付盛土は最大約20cm沈下して踏掛版の下に空洞ができていた。従って，踏掛版は地震直後の交通を確保するためには大変効果的だが，踏掛版の下に空洞ができているかも知れないので，その調査・補修が必要である。

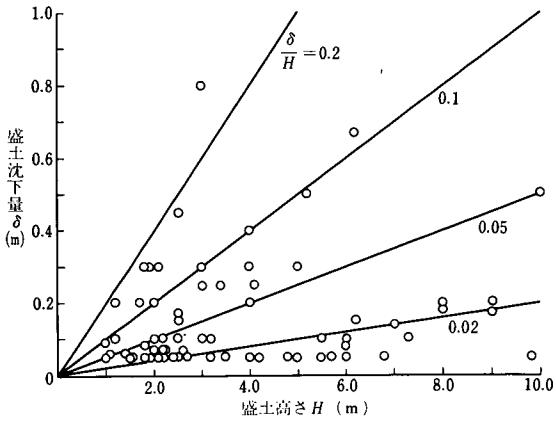


図-12・14 橋梁取付盛土の高さと地震時の沈下量

4. 擁壁の被害

4.1 被害の特徴

今回の地震による擁壁の被害は，陥没・亀裂等の被害が多数発生した土構造物に比べ，比較的軽微であった。

被害のあった擁壁に見られる特徴並びに被害例を示すと次のとおりである。

i）石積あるいはブロック積擁壁においては，ひび割れ・目地ずれ・沈下並びに積石あるいは積ブロックの崩落等の被害が発生している（写真-12・9）。

ii）重力式擁壁においては，躯体のひび割れ等はあまり見られないが，嵩上げの大きい盛土部擁壁において前傾の顕著なものが見られた（写真-12・10）。

iii）コンクリート矢板や鋼矢板を土留め構造物として使用したものに傾斜等の被害が見られた（写真-12・11）。

4.2 被害の状況

擁壁の被害状況を把握するため，調査表による実態調査を行ったので，ここではその結果について述べる。

調査表は，擁壁の種類，基礎の種類，擁壁所在地の地形，基礎地盤及び裏込め土の種類，擁壁の諸元等のほか，壁体の目地ずれ・沈下・前傾等の被害項目から構成されている。調査の対象は青森・秋田県内の一般県道以上の道路に設置されている壁高2m以上の擁壁で，今回の地震で被害の発生した擁壁とし，盛土の被害として調査されたものは除外した。今回の地震によ

表-12・8 踏掛版による橋梁取付盛土と橋台の地震時における段差発生防止効果

機関		A 橋梁取付盛土の全数	B 踏掛版があった地点の数	踏掛版の設置率 B/A (%)	C 踏掛版があって取付盛土と橋台の段差がなかった地点の数	C/B (%)	D 踏掛版があって取付盛土と橋台の段差があった地点の数	D/B (%)
建設省	青森工事事務所	120	10	8.3	10	100	0	0
	秋田工事事務所	103	30	29.1	30	100	0	0
	能代工事事務所	60	0	0	0	——	0	——
秋田県		1,026	7	0.7	7	100	0	0
青森県		364	6	1.6	4	66.7	2	33.3
計		1,673	53	3.2	51	96.2	2	3.8



写真-12・9　ブロック積擁壁のひび割れ（主要地方道鰺ケ沢蟹田線，木造町）



写真-12・10　重力式擁壁の前傾（主要地方道琴丘男鹿公園線，若美町）

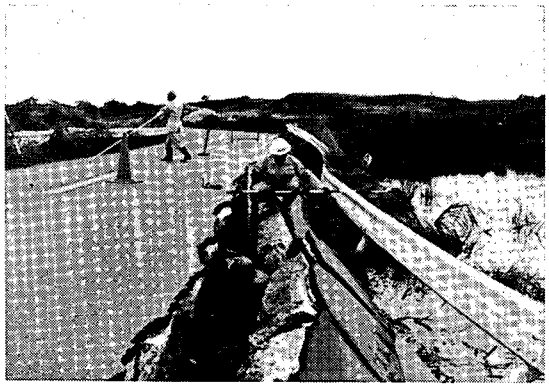


写真-12・11　コンクリート矢板の前傾（主要地方道琴丘男鹿公園線，男鹿市）

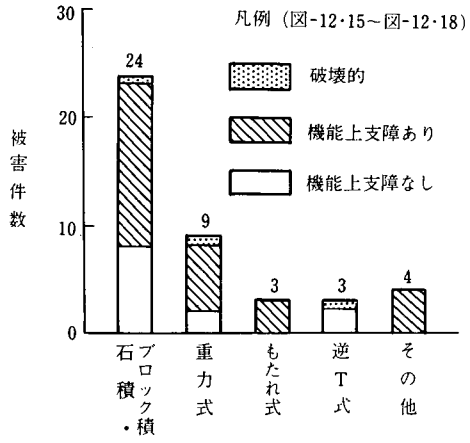


図-12・15　疵壁の種類別被害件数

る被害は，秋田・青森両県を中心にかなり広範囲な地域で生じているにもかかわらず，擁壁の被害として報告されたのは43件である。

図-12・15に擁壁の種類別の被害件数を示す。図中「機能上支障なし」はひび割れ等の被害は発生しているが，機能的には問題がないとされたものである。図から明らかなように，石積・ブロック積擁壁の被害件数が最も多く，全体の過半数を占めている。また，「破壊的」な変状のあったものは3件であるが，これはすべて転倒又は崩壊したものである。

図-12・16は壁高と被害件数の関係を示したものであるが，壁高3m以下の擁壁が全体の約⅓と最も多い。また，壁高3m以上の擁壁については，壁高にかかわらずほぼ同じ被害件数である。

図-12・17は擁壁の設置されている地形別の被害件数を示したものである。山地部の盛土に設置された擁壁の被害件数が最も多く，全体的にも盛土部擁壁の被害が大半を占めている。切土部擁壁については，被害件数そのものも少ないが，破壊的な被害は発生していない。

図-12・18は基礎の種類別の被害件数を示したものである。被害のあった擁壁のほとんどが直接基礎であり，くい基礎については2件の被害が発生しているのみで

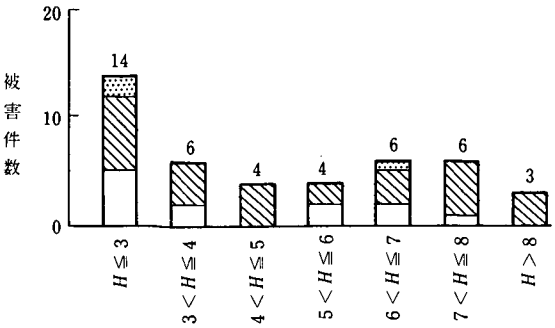


図-12・16　壁高別の被害件数

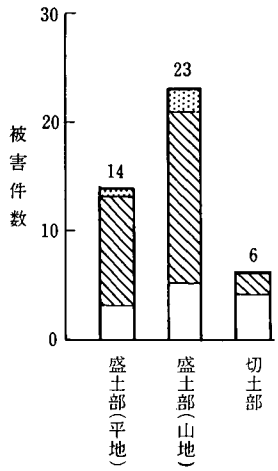


図-12・17　地形別の被害件数

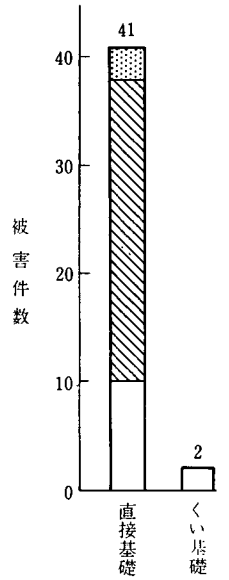


図-12・18　基礎の種類別の被害件数

表-12・9　被害の状況　(件)

被害項目＼被害程度	無し	若干	顕著
目地ずれ	20(14)	19(9)	1(0)
躯体のひび割れ	10(2)	11(7)	19(14)
はらみ出し	16(8)	18(13)	6(2)
前傾	13(12)	19(10)	8(1)
滑動	31(18)	7(3)	2(2)
沈下	25(16)	11(3)	4(4)
裏込めの沈下	8(5)	14(7)	18(11)
転倒	0(0)	0(0)	3(1)

注) 躯体のひび割れ　若干　5㎜程度以下
　　顕著　5㎜程度以上
　　目地ずれ
　　滑動
　　沈下
　　裏込めの沈下　} 若干　10cm程度以下
　　顕著　10cm程度以上
　　(　)内は石積・ブロック積の被害件数

ある。しかもこれらについては機能上問題のないものである。これは，全被害件数の過半数が石積・ブロック積擁壁であるということが反映されていることもあるが，コンクリート擁壁においても直接基礎の場合には，地震時の安全性に関する検討の必要なことを示していると思われる。

表-12・9は擁壁の被害状況を示したものである。躯体の滑動・沈下等の被害が少ないのに対して，躯体のひび割れ・前傾，裏込め地表面の沈下などの被害が顕著である。また，石積・ブロック積擁壁に関しては，そのほとんどについて躯体にひび割れが発生しているほか，はらみ出し・前傾などの被害も顕著に見られる。

5．カルバートの被害

5.1　被害の概要

カルバートの被害の発生は，青森・秋田両県下で見られた。図-12・19は，被害箇所の位置を示したものであるが，青森県では西北部の日本海沿岸部及び岩木川中・下流域に多発し，また，秋田県では，国道7号の昭和バイパス・能代南バイパスで集中的に被害が発生した。

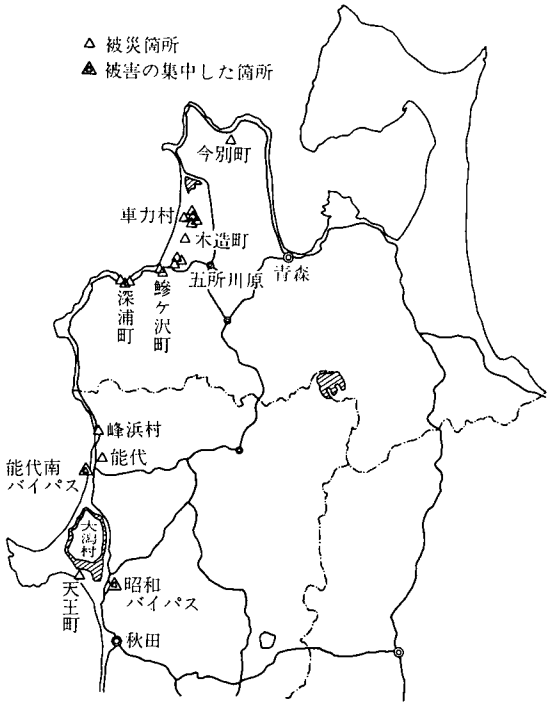


図-12・19　被害箇所位置図

被害の内訳は，表-12・10に示すとおりで，全体で66箇所のカルバートに被害が生じたが，このうち，国道7号の上記2バイパスで計47箇所と全体の7割以上の被害が発生している。また，岩木川流域の車力村及び木造町から鰺ケ沢町にかけての地方道では計11箇所に被害があった。

被害数の内訳をカルバートの形式別で見ると，ボックスカルバート18箇所，パイプカルバート47箇所及びコルゲートメタルカルバート1箇所で，パイプカルバートの被害が最も多い。能代南バイパスや昭和バイパスなど田園地帯を通過している区間で農業用水路として多数のパイプカルバートが設置されており，それらに被害が多発したためである。しかし，能代南バイパスや昭和バイパスでの被害の発生状況を見ると，ボックスカルバート，パイプカルバートにかかわらず一様に高率で被害が発生している区間があり，カルバートの形式によって被害発生率に大きな差異は無いが，被害の形態や程度については多少の違いが認められる。

表-12・10　被害箇所の内訳

被害箇所＼カルバートの形式			ボックスカルバート	パイプカルバート	コルゲートメタルカルバート	計
秋田県	国道7号	昭和バイパス	7	27	0	34
		能代南バイパス	2	11	0	13
	国道101号		0	1	0	1
	その他		1	1	0	2
	小　計		10	40	0	50
青森県	国道101号		1	2	0	3
	車力，本造，鰺ケ沢		6	4	1	11
	その他		1	1	0	2
	小　計		8	7	1	16
	合　計		18	47	1	66

被害の形態は，大別して，①カルバートの沈下，②カルバートの継手部での損傷，③カルバートの函体の損傷，④ボックスカルバートにおけるウイングの損傷あるいはボックスとウイングのずれや段差及び⑤パイプカルバートにおける呑口・吐口の損傷，に分けられる。表-12・11，12・12は，上記分類に従ってボックスカルバート及びパイプカルバートの被害形態別の被害状況をまとめたものである。

表-12・11から分かるように，ボックスカルバートの場合は，④ウイングの損傷が多く，これについで②継手の損傷が多い。継手の開き・ずれは共に5～20cm程度であった。中には，以前から継手が開いており，今回の地震でさらに被害が大きくなったものが2箇所ある。さらに，両端がウイングの代わりに集水ますになっている2箇所のボックスカルバートでも，この集水ますが損傷を受けており，やはりボックスカルバートの両端部あるいは継手部に被害が集中している。これは，地震時の盛土と函体やウイングとの相互の変形挙動の違いによって函体やウイングの接合部分に力が集中的に作用したことが考えられる。

また，ボックスカルバートの函体に亀裂が発生したものが3箇所あるが，このうち1箇所はヘアークラックが多数発生したものの，他はヘアークラックがわずかに見られただけの軽微な被害であった。

一方，パイプカルバートの場合は，①沈下を生じたものがきわめて多い点でボックスカルバートと異なっている。しかし，沈下のあった箇所は，国道7号の昭

表-12・11　ボックスカルバートの被害一覧

被害箇所＼被害形態			全　数	沈　下*		継　手		函体の損傷	ウイング		その他
				小	大	開き・ずれ	折曲がり		亀　裂	ずれ・滑落	
秋田県	国道7号	昭和バイパス	7	2	0	2	0	0	1	3	0
		能代南バイパス	2	0	0	1	0	0	2	1	0
	国道101号		0	0	0	0	0	0	0	0	0
	その他		1	0	0	0	0	0	0	1	0
	小　計		10	2	0	3	0	0	3	5	0
青森県	国道101号		1	0	0	0	0	0	0	0	1**
	車力，木造，鰺ケ沢		6	1	0	0	1	3	0	0	2***
	その他		1	1	0	1	0	0	0	0	0
	小　計		8	2	0	1	1	3	0	0	3
	合　計		18	4	0	4	1	3	3	5	3

* 沈下の大小は，10cm程度を目安とした。
** カルバート全体が水平方向に移動。
*** カルバートの両端にウイングは無く，集水ますになっているが，その集水ますに亀裂が入った。

表-12・12 パイプカルバートの被害一覧

被害箇所＼被害形態			全数	沈下*		継手		管の損傷	呑口・吐口	
				小	大	開き・ずれ	折曲がり		亀裂	破損
秋田県	国道7号	昭和バイパス	27	15	2	0	0	0	19	4
		能代南バイパス	11	1	10	10	1	10	0	10
		国道101号	1	1	0	1	0	0	0	0
		その他	1	0	1	1	0	1	0	1
		小計	40	1	13	12	1	11	19	15
青森県		国道101号	2	0	0	0	1	0	1	0
		車力，木造，鰺ケ沢	4	0	1	2	0	2	3	0
		その他	1	0	0	1	0	0	0	1
		小計	7	0	1	3	1	2	4	1
		合計	47	16	14	15	2	13	23	16

*沈下の大小は10cm程度を目安とした。

和バイパス及び能代南バイパスに集中しており，他の箇所ではそれほど沈下が見られない。沈下のあった箇所では比較的緩い砂質土層が存在しており，地盤条件の差異が被害形態に現れたものと考えられる。但し，昭和バイパスでは数cm程度のわずかな沈下しか生じていないのに対して，能代南バイパスでは被害を受けたパイプカルバートのほとんどが20～30cm程度の比較的大きな沈下を示していることが対照的である。

また，⑤呑口・吐口の損傷は全体的に高率で発生しており，今回の被害の大きな特徴となっている。この被害についても，能代南バイパスにおける被害の程度が大きく，被害を受けたほとんどのパイプカルバートが呑口・吐口部分のコンクリートに大きな亀裂を生じ滑落・倒壊している。その他のパイプカルバートでは，微細な亀裂や多少のひび割れ程度の比較的軽微な被害にとどまっているものが多い。

これらに次いで，損傷の多いものとして，②継手の損傷が挙げられる。昭和バイパスを除く他の箇所で多数見られ，特に能代南バイパスでは，ほとんどのパイプカルバートに継手の開きやずれが生じている。継手の開きやずれの大きさとしては，10cm程度のものが多い。また，能代南バイパスでは，これに加えて管が途中で切断される被害も9箇所のパイプカルバートで生じている。

このように，管の両端や継手に被害が現れるのは，ボックスカルバートと同様に，盛土とカルバートの変形挙動の違いによって接合部や端部に集中的に力が作用し，その部分が損傷を受けたものと考えられる。但し，緩い砂質土層のある能代南バイパスなどの沈下の被害は，地盤の液状化によるものと言える。

また，コルゲートメタルカルバートの被害は1箇所であるが，これは盛土の沈下・変形に伴いカルバートの中央部が押し潰され，呑口・吐口の翼壁が破損したものである。

被害箇所の地盤条件は，全体として緩い砂質土層，もしくは，砂質土と粘性土の互層地盤で緩い砂質土層が地表近くに存在するような所が大半を占めている。この緩い砂質土層の存在がカルバートの被害に大きな影響を及ぼしたものと思われる。中でも，能代南・昭和バイパスでは沈下によるカルバートの被害が多発しており，特に，10m以上の緩い砂質土層となっている能代南バイパスの沈下による被害が大きいものとなっている。

一方，軟弱粘性土層あるいはピート層が存在している箇所での被害として，青森県下では木造町内の3箇所のカルバートや深浦町内の3箇所のカルバートがあげられる。これらの箇所では，数cm程度沈下を生じたものもあるが，上記の分類で，②継手部の段差や折損，③函体の亀裂が多くなっている。

従って，砂質土層の存在する能代南バイパスや昭和バイパスと他の箇所では被害の形態が多少異なったものとなっているので，それらの箇所における代表的な被害について以下に述べることにする。

5.2 能代南バイパスの被害

表-12・10に述べたように，能代南バイパス（図-12・20）では，13箇所のカルバートに被害が生じている。このバイパスでは，図中に示した始点（324.7km）から約2kmの区間に，ボックスカルバート3箇所，パイプカルバート21箇所の計24のカルバートが設置されてお

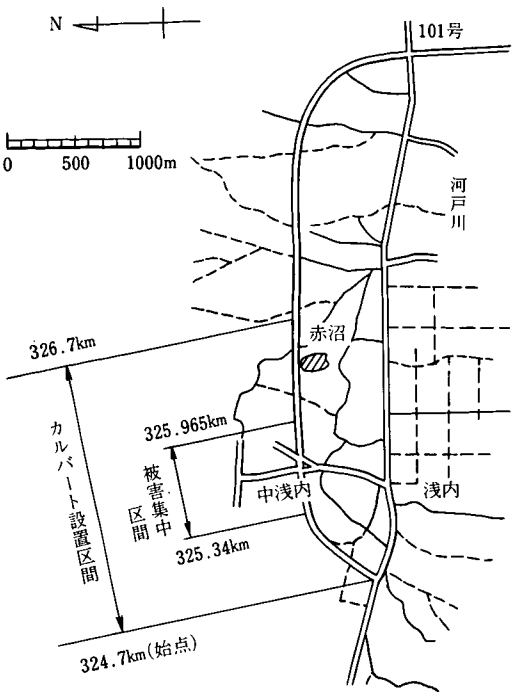


図-12・20　能代南バイパス

り，全体としては6割近いカルバートが被害を受けたことになる。特に，被害集中区間と記した約1kmの区間では，ボックスカルバート2箇所を含めた14箇所のカルバートのうち12箇所（うちボックスカルバート2箇所）と9割以上のカルバートで被害が生じた。

この区間の地盤の性状は図-12・21に示すように，所々に粘性土が狭在する厚い沖積砂層で，上部の砂質土層の一部（A_s-u_1）に貫入強度（q_c）が20～40kg/cm²の緩い層が1～2mの厚さで存在している。全体としては，今回の地震でこの砂質土層が液状化し，道路盛土全体に大きな被害が生じたため，カルバートもそれに伴って損傷を受けたものと考えられる。

上記の被害集中区間1km内には，ボックスカルバートが2箇所に設置されており，いずれも被害を受けている。このうちの1箇所（325.045km）は，写真-12・12に示すようにカルバート自体には大きな損傷が見られなかったものの，水路のブロック護岸が変形し，ウイングとの取付部でずれを生じている。他の1箇所（325.965km）では，ウイングに亀裂が入って20cm程度落下しており（写真-12・13），また，継手部分で図-12・22のよう

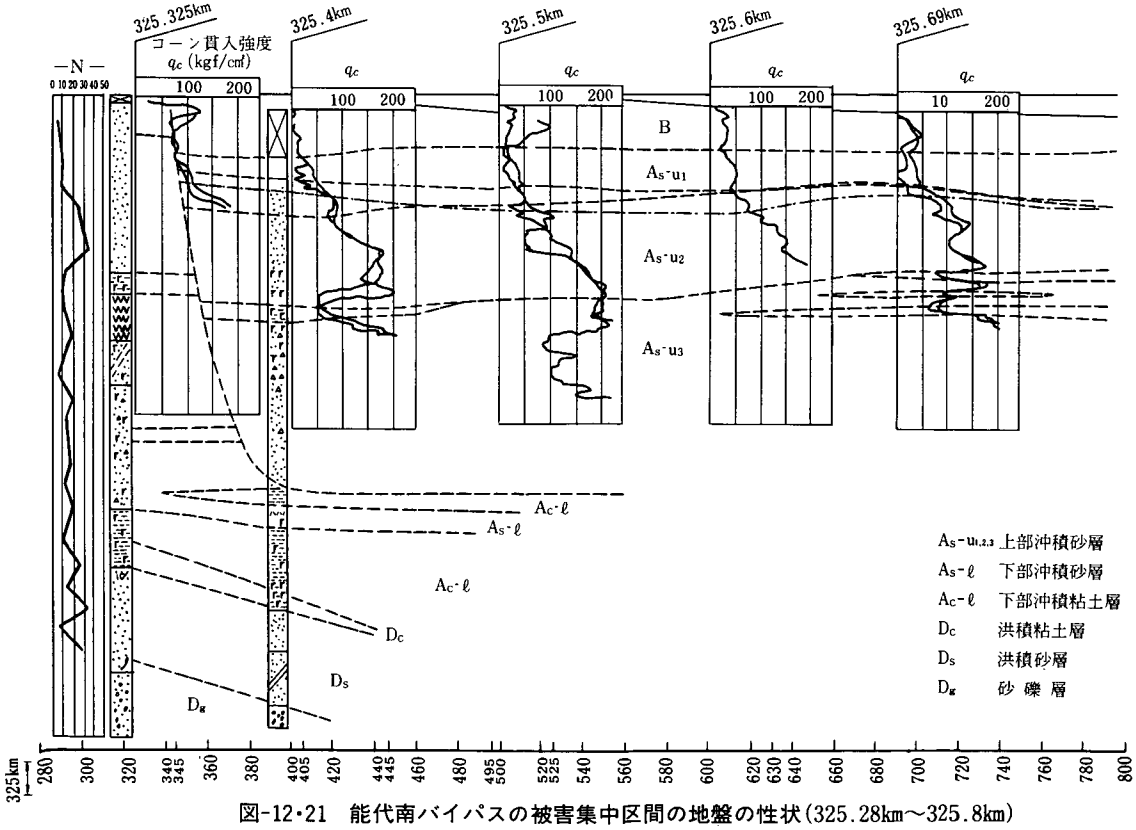


図-12・21　能代南バイパスの被害集中区間の地盤の性状（325.28km～325.8km）

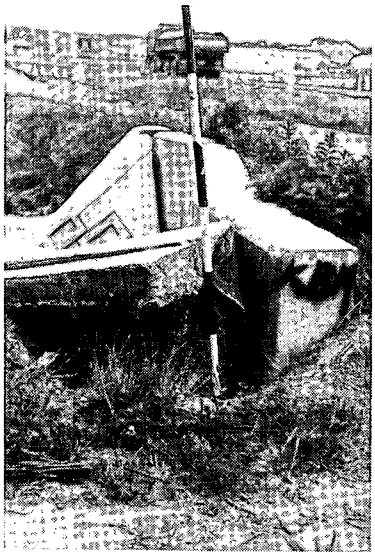


写真-12・12 水路のブロック護岸取付部での損傷

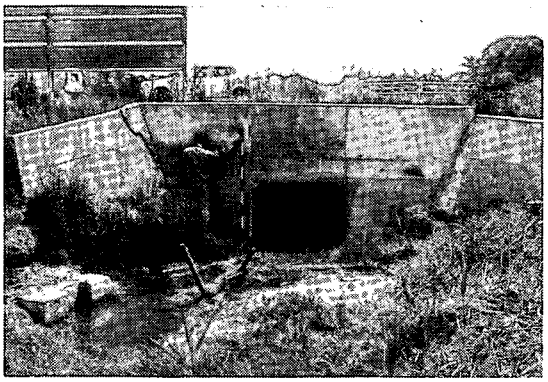


写真-12・13 能代南バイパスのボックスカルバート(ウイングの亀裂と落下)

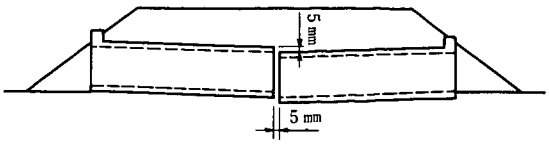


図-12・22 継手の開き・ずれ(能代南バイパス325.695 km)



写真-12・14 パイプカルバートの呑口のコンクリートの亀裂

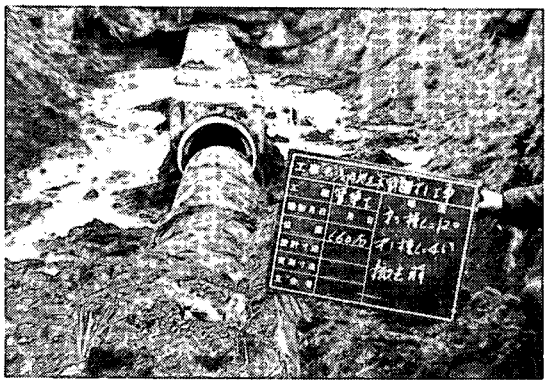


写真-12・15 継手の開き

にずれ及び段差を生じている。この周辺は砂丘堆積物層が厚く比較的良好な地盤となっているため，地盤の液状化によるものでなく，カルバートと埋戻し土部分との変形挙動の違いによってウイングに曲げ・せん断が作用したものと考えられる。

次に，パイプカルバートでは，11箇所で被害が発生しているが，このうち10箇所までは形態・程度ともに同じような被害を受けている。その代表的なものとしては，写真-12・14に示すように，呑口・吐口の巻き立てコンクリートが亀裂を生じ倒壊したものであり，また，継手がはずれて開いたり，管の途中が切断されたりしている(写真-12・15)。沈下や周辺地盤の噴砂によって埋没しているケースも多く見られた。また，326.32 kmのパイプカルバートでは，沈下量は小さく，管自体が中央部から水平方向に折れ曲がるという被害を生じている。この理由として，地盤の性状がこのパイプカルバート付近で異なっているため，地盤の変化点での地震時の挙動に違いがあったことが考えられる。

5.3 昭和バイパスの被害

昭和バイパス（図-12・23）は，被害箇所数こそ最も多いものの，能代南バイパスと比較して，被害の発生率はやや低く，被害の程度も軽微であった。被害発生率について，全線では77箇所のカルバートのうち34箇所，約45％である。また，図中に示した被害集中区間，距離にして約1km前後の2箇所の区間のうち，(a)の区間では26箇所中21箇所の約8割，(b)の区間では11箇所中8箇所の7割強のカルバートで被害が発生しているが，いずれも能代南バイパスと比べて低い発生率である。

次に，地盤の性状を図-12・24に示す。図中の(a)の区間では，表土及びピート層が3～5mあり，その下が10m程度の砂質土層となっている。また，部分的に粘性土層が介在している。カルバートの設置に当たっては，表土及びピート層の部分を砂質土で置換しているが，図-12・25に示すように，埋戻し土部分のN値は低く，地下水位が高いために液状化しやすくなっている。これに対して，地盤の砂質土層は比較的N値が高い。また，被害の規模が小さく，その発生がほとんどカルバートの周辺に限られていて横断構造物の設置されていない部分で被害が生じていないことを考えると，カルバートの埋戻しの砂質土が液状化を起こしたものと考えられる。被害の形態は，能代南バイパスと同様であるが，被害の程度が小規模となっている。ボックスカルバートでは，写真-12・16のようなボックスの取付部にずれや落下が見られたものが3箇所，継手に15～20cmの開きが見られたものが2箇所あった。また，パイプカルバートの呑口・吐口部分では，能代南バイパスのものと同じように巻立てコンクリートの一部に亀裂が入って落下したり（図-12・13参照），用水路との取付

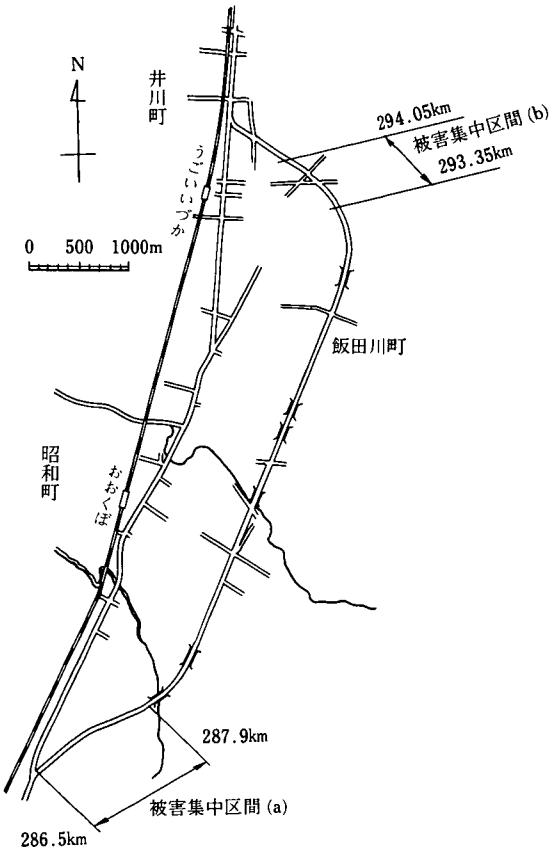


図-12・23 昭和バイパス

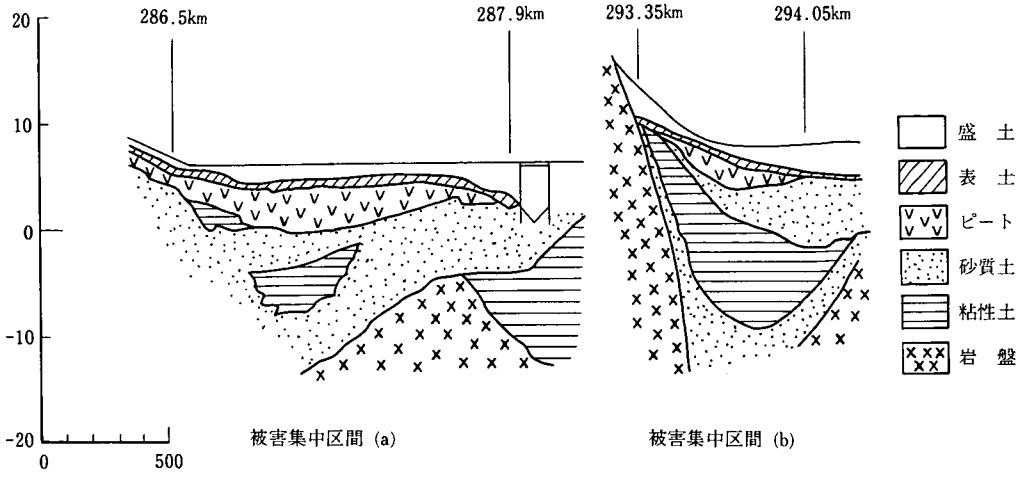


図-12・24 昭和バイパスにおける被害集中箇所の地層構成

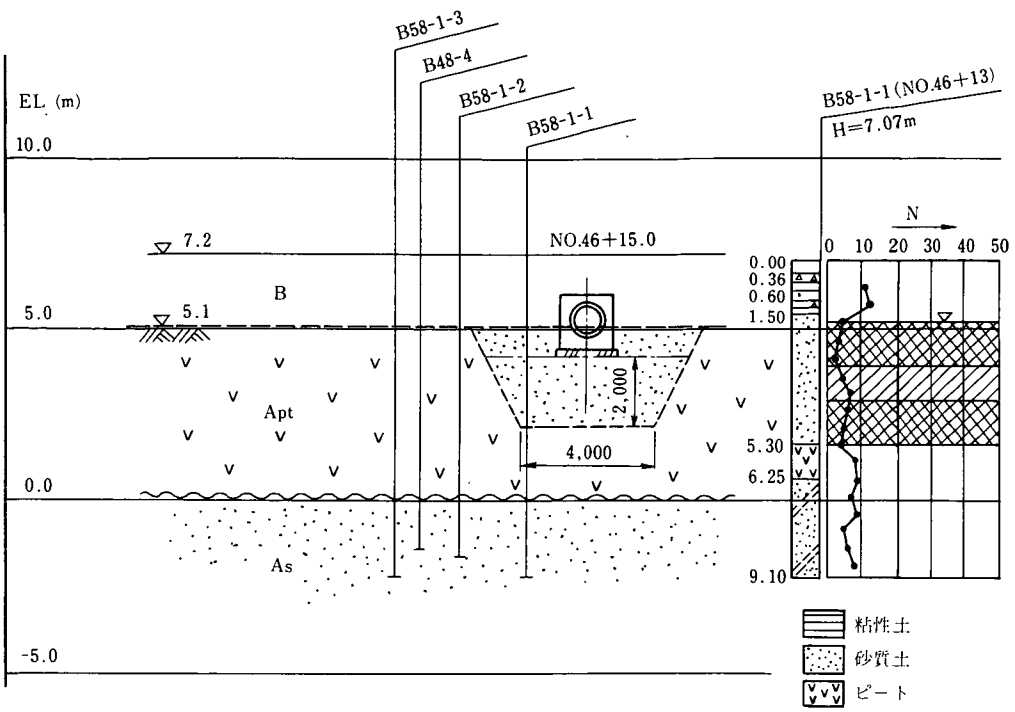


図-12・25 カルバートわきの地盤の性状(昭和バイパス 286.7km km 付近)



写真-12・16 ボックス取付部の段差
(昭和バイパス)

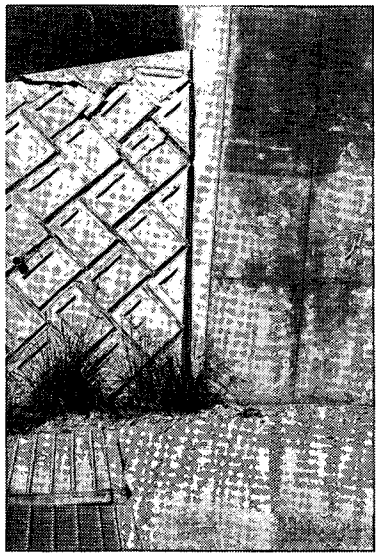


写真-12・17 土留壁のブロックの損傷，ウイングとのずれ

部にずれが生じたりしている。但し，被害の程度は全体に小規模で，呑口・吐口の損傷にしても亀裂が入った程度のものがほとんどであり，カルバートの沈下も全体に10cm程度であった。また，このバイパスでは，写真-12・17のように取付部の道路盛土の土留壁に目地のずれや亀裂が見られたのが特徴的である。

図-12・24(b)の区間では，上部砂層と下部砂層との間の粘性土層の比較的厚い部分が存在しているが，被害

形態は(a)の区間とほとんど違いがない。この区間での被害もまた，カルバートの埋戻し土の部分の液状化によるものであろう。

さらに，上記の2区間の中間は，丘陵地帯となっており，所々の谷地にカルバートが設置されているが，これらの箇所でも被害が生じている。292.05kmのボックスカルバートでは，表土の下が粘性土であるため，くい支持されているにもかかわらず，多少の沈下やカルバートの継手部のずれや段差があった。

5.4　その他の被害

先に述べたように，青森県内では，車力村から鰺ケ沢町にかけて，11箇所のカルバート（ボックスカルバート4箇所，パイプカルバート4箇所，コルゲートメタルカルバート1箇所）に被害が発生している。この地城の地盤の性状は大まかに分けて，車力村周辺で砂質土層もしくは砂質土とシルト質土の互層であるのに対し，木造町から鰺ケ沢町の北部にかけては，軟弱な粘土層あるいはピート層となっている。

被害の特徴として，表-12・11，12・12に示すように，継手の損傷及び呑口・吐口の損傷がかなり見られるものの，沈下したカルバートは少ない。車力村で1箇所，道路盛土全体に亀裂・沈下が生じ，パイプカルバートの継手部分がせん断されて80cm程度の段差が生じた箇所がある他は，木造町のボックスカルバートで1箇所，5cm程度の沈下が見られたにすぎない。この他，車力村では，ボックスカルバートの函体に多数のヘアークラックが入ったものが2箇所あった。また，呑口・吐口の集水ます及び継手に損傷のあったパイプカルバートが1箇所本体が潰れたコルゲートメタルカルバートが1箇所あった。木造町・鰺ケ沢町では，ボックスカルバート，パイプカルバートともに，継手や呑口・吐口の被害が主であった。

その他の地区での被害として，深浦町の国道101号ではボックスカルバート1箇所，パイプカルバート2箇所に被害があった。このうち，1箇所のパイプカルバートでは，継手が管の中央部でV字型に折れて，30cm程度の不同沈下が見られた。この箇所は，地山の切盛の境界部分にカルバートが設置されており，地震時の挙動が切盛の部分で異なっていたためと思われる。また，ボックスカルバートの被害は，カルバートの函体が全体に水平方向に20cm程度移動したというものである。さらに，青森県内では，市浦町の十三湖の周辺でボックスカルバートの被害が，今別町でパイプカルバートの被害があった。秋田県では，峰浜村の国道101号のパイプカルバート，能代市内のボックスカルバート，パイプカルバート及び天王町のパイプカルバートでそれぞれ沈下や継手の被害が見られた。

6．山岳部の道路盛土の被害（今別蟹田線）

青森県内の主要地方道今別蟹田線は，図-12・26のように津軽半島北部の今別町と蟹田町を結ぶ路線で，津軽山地の山間部を通る山岳道路である。

ここでは，今回の地震で大きな被害を受けた今別蟹田線の被害と復旧について述べることにする。

6.1　被害の概要

今別蟹田線は，今回の地震で21箇所，515百万円の被害があり，青森県管理の道路の道路災害に占める割合は箇所数では5.2%であるが，被害額では11.4%であり，1箇所当たりの被害額の大きいものがこの路線に集中している。

この路線は青函トンネルの工事用道路として重要な路線となっており，復旧についても優先的に実施された。

被害は路線中ほどの小国峠付近と北部の大川平地区に集中しており，地震発生直後に両地区で3箇所の全面通行止を含む5箇所で交通規制が実施された。両地

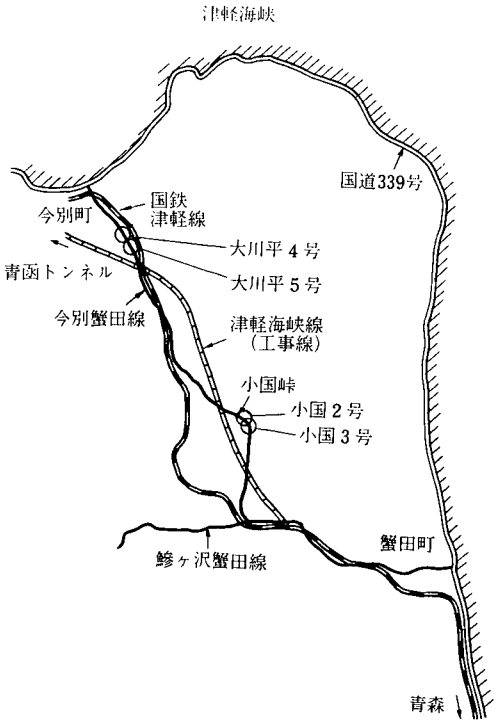


図-12・26　位置図

区とも大型車両が通行できる4m1車線での応急復旧を目標とし，小国峠付近は2日後の28日までの片側通行が可能となった。また，大川平地区についてはバイパス区間の被害であり，旧道が通行可能であったため迂回路として利用し，小国峠付近より復旧がおそくなり6月1日に片側が通行可能となった。

6.2　被害及び復旧の事例

ここでは，亀裂幅5cm以上あるいは，沈下量20cm以上の4箇所について述べる。表-12・13に概要を示す。

これらの箇所の共通した特徴は次のとおりである。

① 地形が谷型であり水が集まりやすく，盛土の含水率も高い。

② 盛土が腐植土・粘性土のような軟弱な地盤の上に構築されている。

③ 本復旧工法では，片法枠工・井桁擁壁といった盛土内の排水を考慮した工法が選定されている。

1) 今別町大川平4号

盛土高さ約9mの全盛土区間であり，山側は水路があり水が集まりやすくなっている。

被害は延長150mにわたり，横断亀裂・縦断亀裂・路面沈下・路肩崩壊が起こった。

応急復旧では，一車線確保のあと幅4mで舗装を行った。

本復旧では，谷側・山側ともコンクリート片法枠工を施工した（図-12・27，12・28，写真-12・18）。

2) 今別町大川平5号

盛土高さ約8mの全盛土区間であり，盛土は軟弱な腐植土の地盤に構築されており，山側は湿地帯になっている。

被害は延長約200mにわたり，盛土崩壊・沈下が起こった。そのうち約90mは盛土が原形をとどめぬほど崩



写真-12・18　路面の亀裂及び路肩の崩壊（今別蟹田線 大川平4号：青森県による）

表-12・13　被害・復旧概要

箇所名	被災前状況	被災状況	応急復旧工法	本復旧工法
今別町 大川平4号	盛土高さ　9m 法面勾配　1：1.5 法面保護工　張芝工	縦横断亀裂（最大亀裂幅30cm） 路面沈下（最大沈下量1.02m） 路肩・車線の一部分崩壊 被災延長151m	歴青安定処理工 $A=416m^2$ （4m，1車線確保）	コンクリート片法枠工　$N=26$基 コンクリート土留工　$L=71m$ 張芝工　$A=2,160m^2$ 路面工　$A=1,224m^2$
今別町 大川平5号	盛土高さ　8m 法面勾配　1：1.5 法面保護工　張芝工	盛土崩壊・沈下 被災延長　200m	掘削　$V=1,458m^3$ 盛土　$V=1,272m^3$ 土俵羽口工　$A=17.5m^2$ 舗装工　$A=367m^2$ （4m，1車線確保）	コンクリート片法枠工　$N=19$基 張芝工　$A=2,041m^2$ 路面工　$A=1,080m^2$
蟹田町 小国2号	片盛片切 盛土高さ　22m 盛土法面勾配　1：1.5 盛土法面保護工 逆T式擁壁 張芝工 （高さ5m）	盛土崩壊 逆T式擁壁前傾 縦断亀裂 被災延長　145m	法面整正　$A=224m^2$ 土俵羽口工　$A=87m^2$ 防護シート　$A=583m^2$ 舗装工　$A=210m^2$ （4m1車線確保）	コンクリート片法枠　$N=20$基 コンクリート工留工　$L=15m$ 法枠ブロック工　$A=2,528m^2$ 路面工　$A=961m^2$
蟹田町 小国3号	盛土高さ　10m 法面勾配　1：1.5 法面保護工 ブロック積，法枠工 張芝工（高さ6m）	路肩・車線の崩壊 被災延長　125m	盛土　$V=466m^3$ 土俵羽口工　$A=92m^2$ 松杭打込工　$N=100$本 舗装工　$A=202m^2$ （4m，1車線確保）	井桁擁壁工　$A=580m^2$ 積ブロック工　$A=142.5m^2$ 軽量法枠工　$A=680m^2$ 路面工　$A=809m^2$

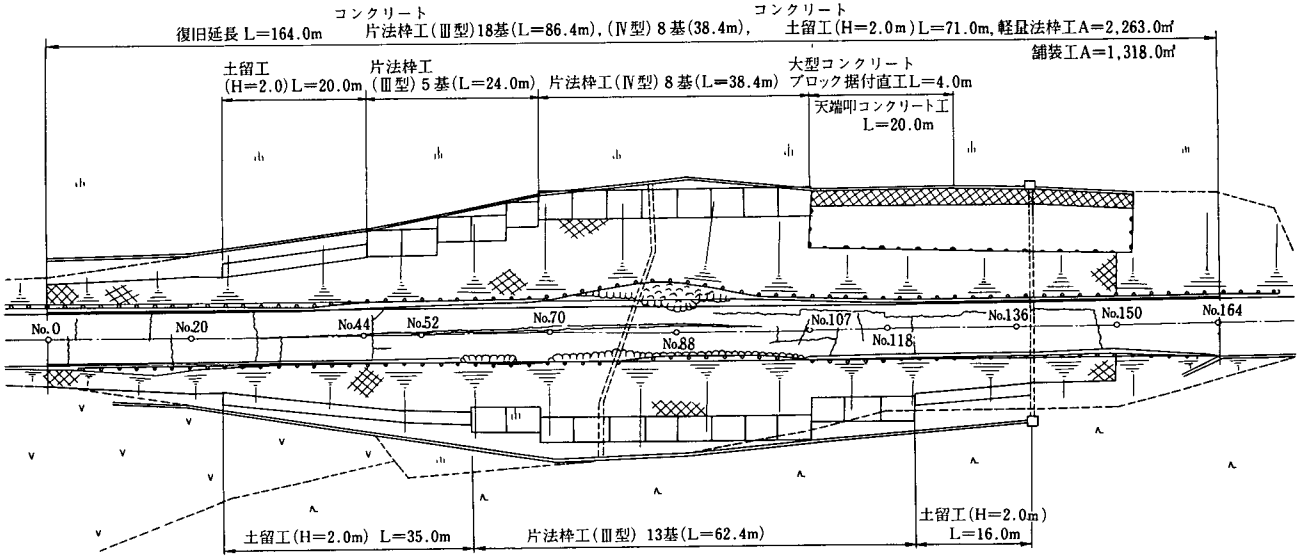


図-12・27　平面図(大川平4号)

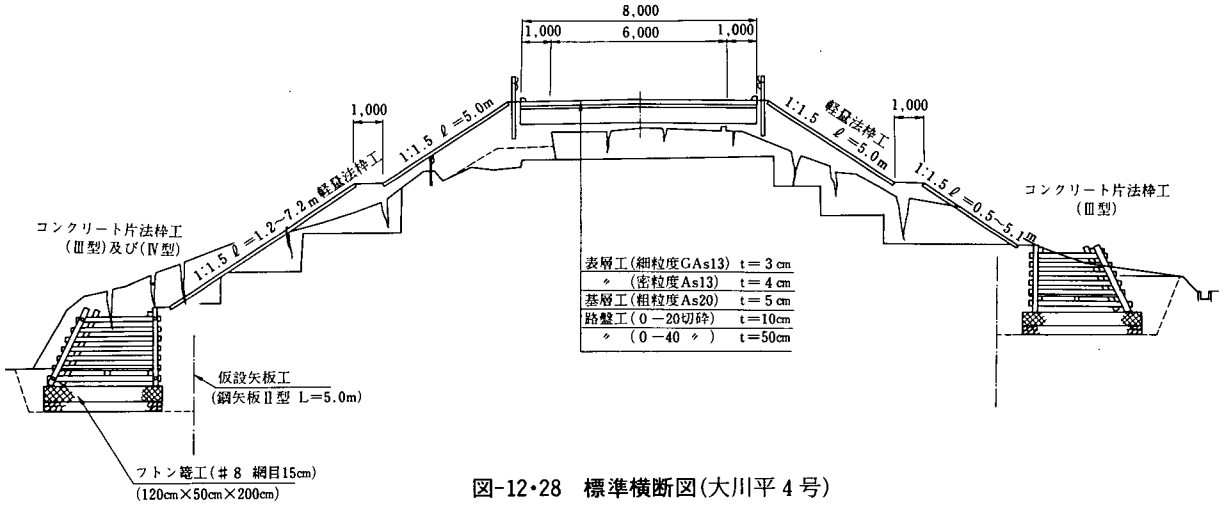


図-12・28　標準横断図(大川平4号)

壊していた。

応急復旧では，一車線確保のため崩壊した盛土を除去した後，縦断を変更し再び盛土を施工し，幅4mの舗装を行った。

本復旧では，谷側・山側ともコンクリート片法枠工を施工した（図-12・29，12・30，写真-12・19）。

3） 蟹田町小国2号

盛土高さ約22mの片盛片切区間であり，盛土下部には高さ5mの逆T式擁壁が設置されており，切土側には鉄道建設公団の現場作業所がある。

被害は延長約150mにわたり，盛土崩壊・路面亀裂が起こった。特に約45mは盛土部分が崩壊し，擁壁も前傾した。

応急復旧では，一車線確保するには幅員が不足するため，鉄道建設公団に借地し，4mの幅を確保した。盛土法面は整正を行い，防護シートで履い雨水による浸食を防いだ。

本復旧では，盛土下部にはコンクリート片法枠工を，盛土法面には法枠ブロック工を施工した（図-12・31，12・32，写真-12・20）。

4） 蟹田町小国3号

盛土高さ約10mの全盛土区間であり，山側は沼があり常時湛水している状態であった。

被害は延長約125mにわたり盛土崩壊・路面亀裂が起こった。そのうち約50mは盛土中央部分約3mを残し両側が完全に崩壊し，盛土下部に設置されていたブロック積も倒壊した。

応急復旧では，一車線確保のため土俵積みと盛土で幅4mを確保した。

本復旧では，盛土下部に高さ5.5mの井桁擁壁を，盛土法面に軽量法枠工を施工した（図-12・33，12・34，写真-12・21）。



写真-12・19 盛土の崩壊（今別蟹田線大川平5号：青森県による）



写真-12・21 盛土の崩壊（今別蟹田線小国3号：青森県による）



写真-12・20 盛土の崩壊（今別蟹田線小国2号：青森県による）

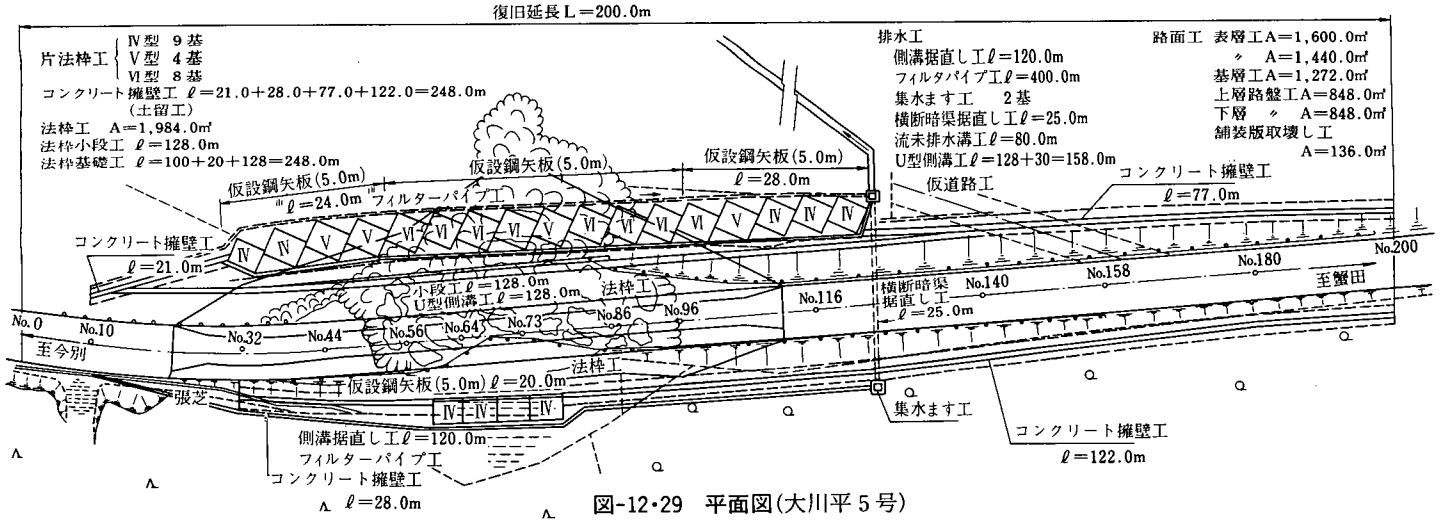


図-12・29 平面図(大川平5号)

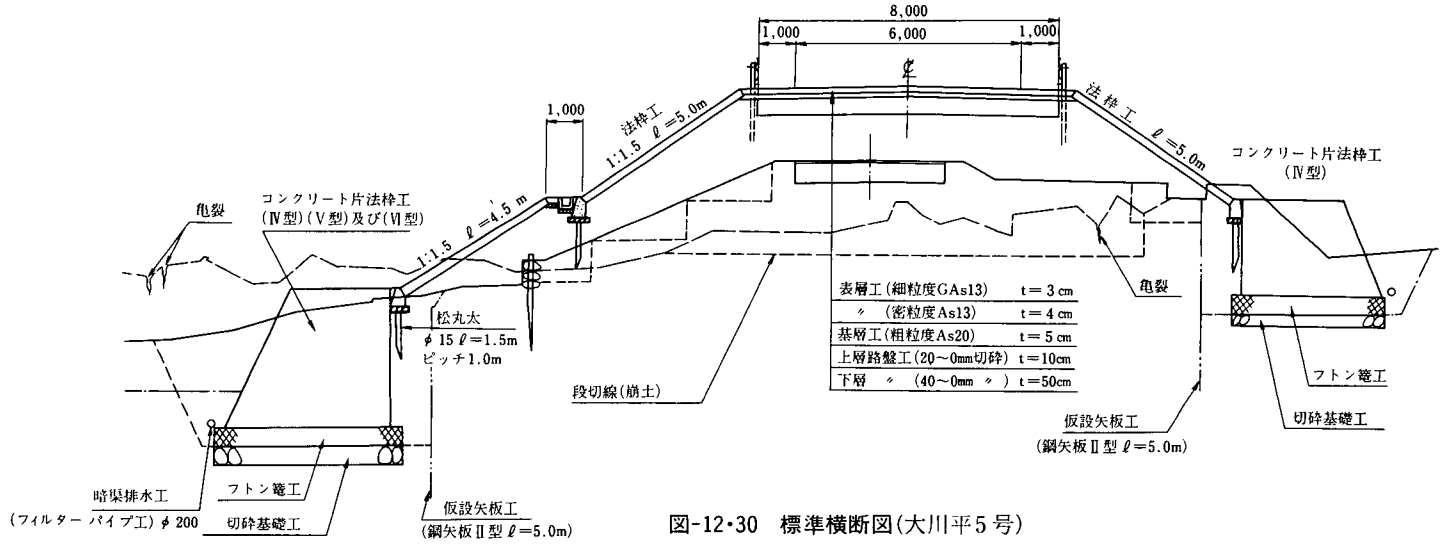


図-12・30 標準横断図(大川平5号)

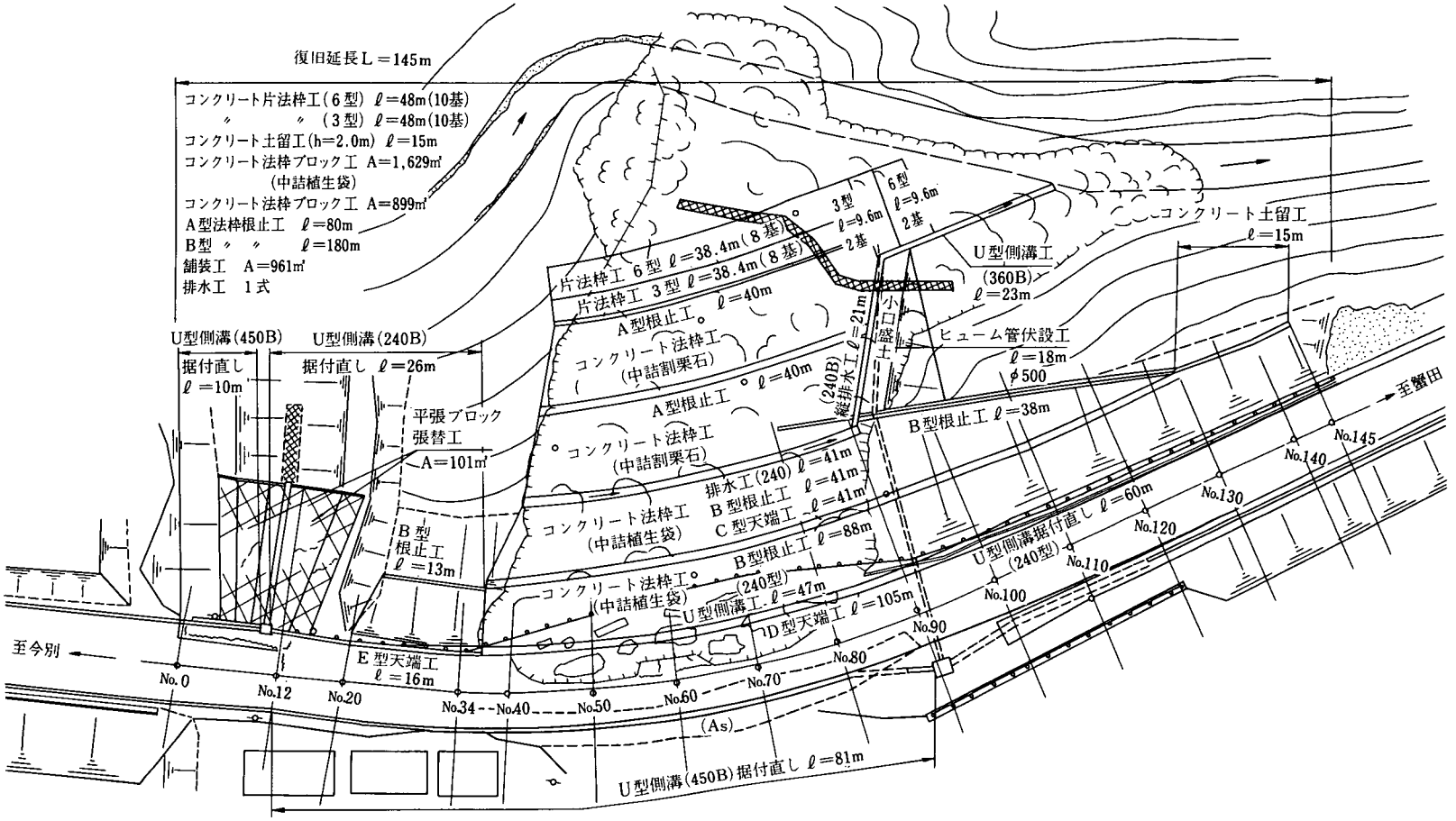


図-12・31 平面図(小国2号)

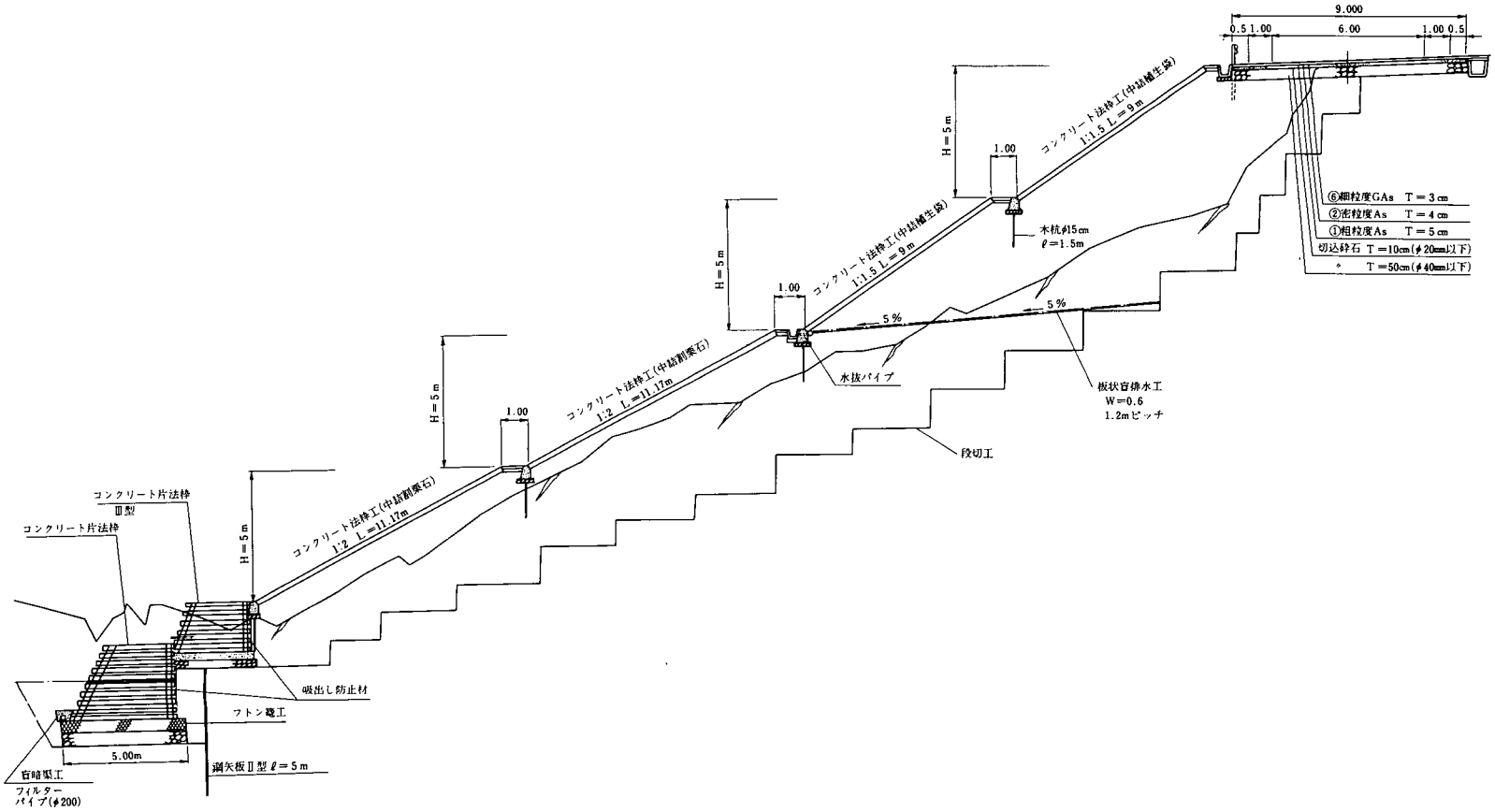


図-12・32　標準横断図(小国２号)

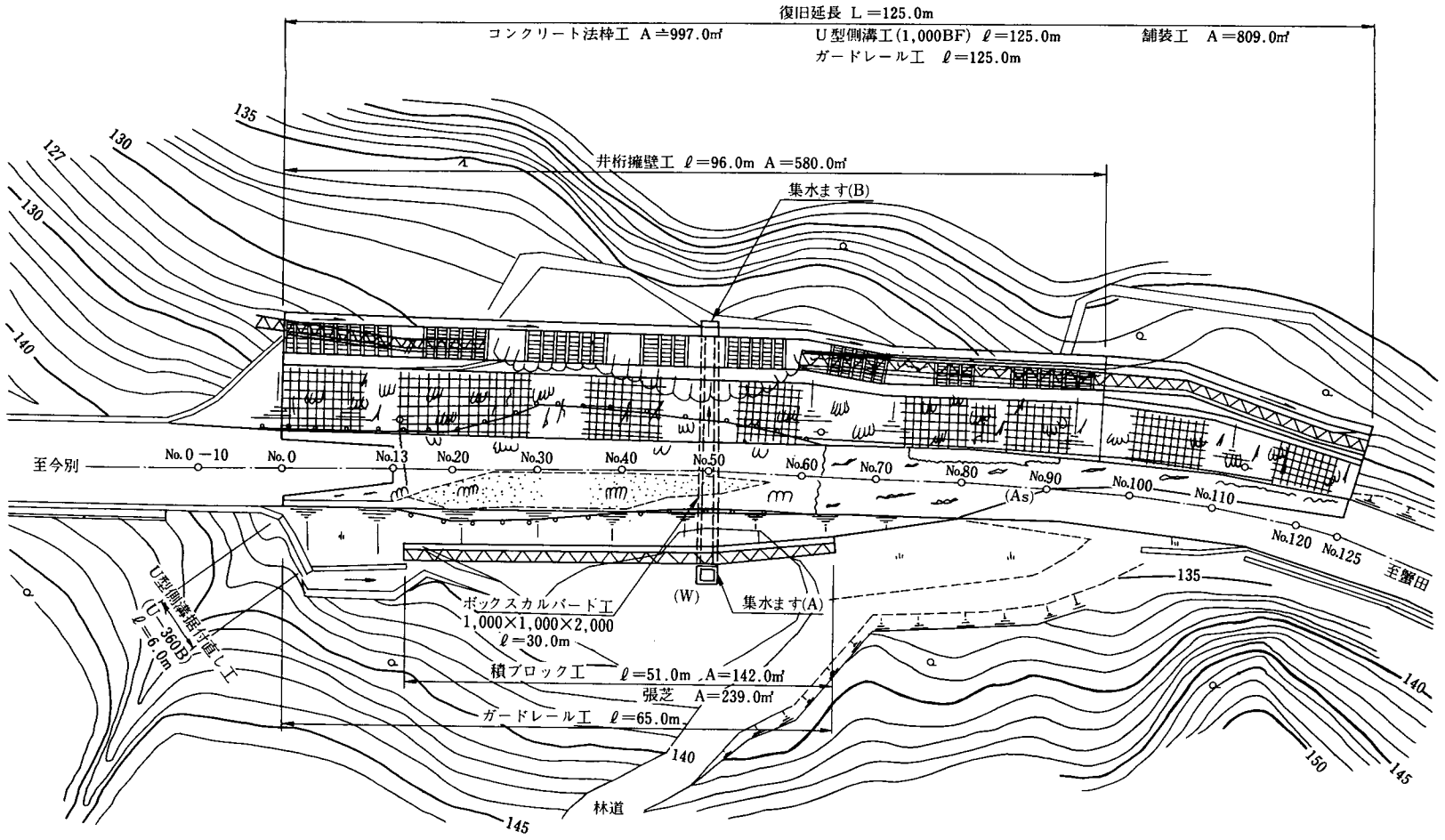


図-12・33 平面図(小国３号)

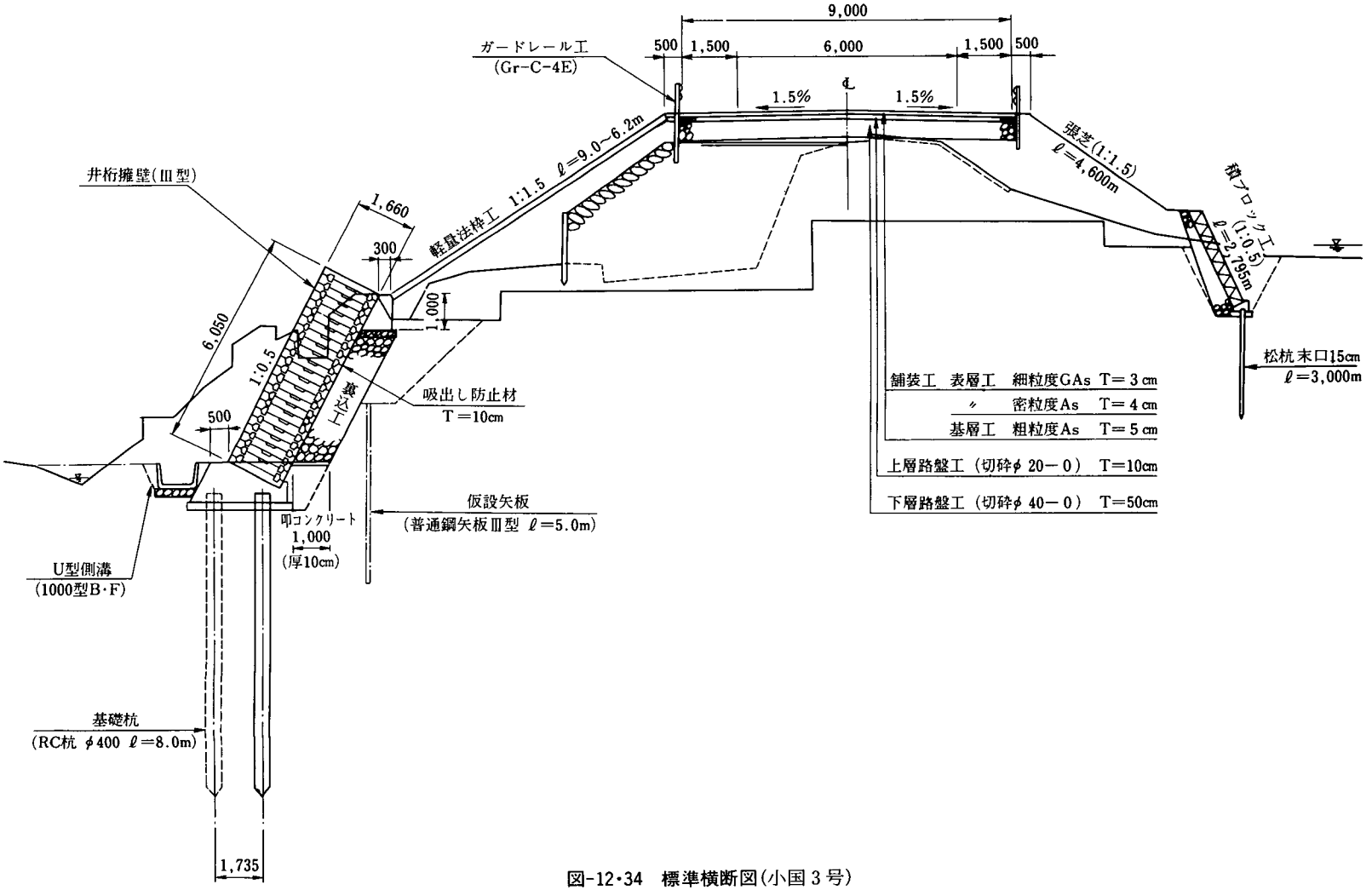


図-12・34 標準横断図(小国3号)

7．地震後の交通障害

7.1 交通規制

道路被害に伴う交通規制（通行止め）は，秋田県内で17路線—22箇所，青森県内で17路線—23箇所であった。道路被害は，路面の陥没や亀裂，法面崩壊などが中心で，橋梁等の構造物に大きな被害が無かったため復旧は全般的に早く，3日後には通行止めが7箇所に減少している。ほとんどの主要道路の通行止め箇所には迂回路があった。交通規制箇所の位置を図-12・35に，交通規制状況を表-12・14に示す。

国道7号線では能代南バイパスの浅内地区と八郎潟東側の琴丘町の2箇所で通行止めが行われた。浅内地区における被害は基礎地盤の液状化による盛土の崩壊であり，舗装版が盛り上がった。震後の12時20分には通行止めを行うと共に旧国道への迂回処理を行って復旧作業に当たった結果，翌日の午前4時には全面開通した。琴丘町地先では糸流橋の取付部が10m程の区間で深さ1mの陥没を生じた。本箇所も迂回路が確保でき，応急復旧に当たった結果，当日の23時に全面開通した。

交通規制は，図-12・36に示すように，8割が路面関係の被害によるものであり，その大半は3日以内に解除されている。地震直後の交通止めの半数以上は路面の陥没と亀裂によるものである。一方，交通止めが長期に及んでいるものは崩土や落石に起因したものである。また，本地震による交通規制においては橋梁本体の被害によるものがほとんど無かったことが特徴であり，交通が迅速に確保された理由と言える。

7.2 震後の交通

道路被害による交通規制箇所の応急復旧が迅速に行われたこと等により，交通障害に伴う日常生活及び生産活動への影響は比較的少なかったと言える。また，震後早期に道路が確保されたことは，救援・復旧活動や復旧の遅れた国鉄や港湾の代替輸送手段として非常に有効であった。そのため地震後は交通量が10～20%増加している。

秋田市北部の国道7号における交通量の変化をみる。本地点は国道7号から男鹿方面への分岐点の秋田市側に位置しており，地震後における秋田市と能代方面又は男鹿方面との交通の通過地点である。図-12・37は地震当日と翌日の時間交通量の変動を示す。これより地震が発生した5月26日の12時を境に交通量が増加している。当日の14時から17時までは前週の30%増の交通があった。図-12・38は地震発生前後の日交通量の変化である。地震当日から4日間程度は前週に比べ20%近い交通量の増加があった。図-12・39は月平均交通量の変化を示す。これより6月の交通量は前月及び前年に比べて6～7%増加している。

まとめ

今回の地震による道路の被害に関する調査結果をまとめると以下のようになる。

(1) 道路盛土の路面の陥没・亀裂あるいは橋梁取付盛土及びカルバート前後の盛土の沈下が多く見られ，橋梁本体の被害及び斜面崩壊は少なかった。

(2) 道路盛土の被害の中で地盤の液状化が原因であると見られるものがかなりあった。特に能代南バイパスでは地盤の液状化により道路盛土が大きく陥没すると共に側方にすべり，舗装版が一部で盛り上った。

(3) 一般国道，主要地方道，県道の橋梁取付盛土の5.8%の地点で被害が見られ，最大沈下量は約80cmであった。また，踏掛版が設置してあった地点の大部分の地点で橋台と取付盛土の段差が発生せず，踏掛版を設置することが地震直後の交通の確保に有効であることが確認された。

(4) 擁壁の被害のうち，石積・ブロック積擁壁の被害が多く見られた。切土部に比べて盛土部の擁壁の被害が多く，直接基礎の擁壁に被害が集中していた。

(5) 国道7号の能代南バイパス，昭和バイパスでカルバートの沈下，継手部の損傷，函体の損傷等の被害が数多く見られた。昭和バイパスでは埋戻した砂が液状化したためにカルバートの沈下や亀裂等の被害が発生したと考えられる。

(6) 青森県の山岳部にある主要地方道今別蟹田線では，軟弱な腐植土あるいは粘性土地盤上の道路盛土のうち，水が集まりやすい地形の地点で盛土のすべりによる大きな被害が発生した。この地点の復旧工法としては，盛土内の排水を考慮した片法枠工・井桁擁壁が採用された。

(7) 国道7号昭和バイパスは軟弱な有機質土地盤上に建設された盛土道路であるが，サンドコンパクションパイルによって地盤改良が行われていた地点では地震による被害が軽微であった。

(8) 道路の被害による交通規制は秋田県で22箇所，青森県で23箇所において行われたが，構造物に大きな被害がなかったために復旧は早く，3日後には通行止

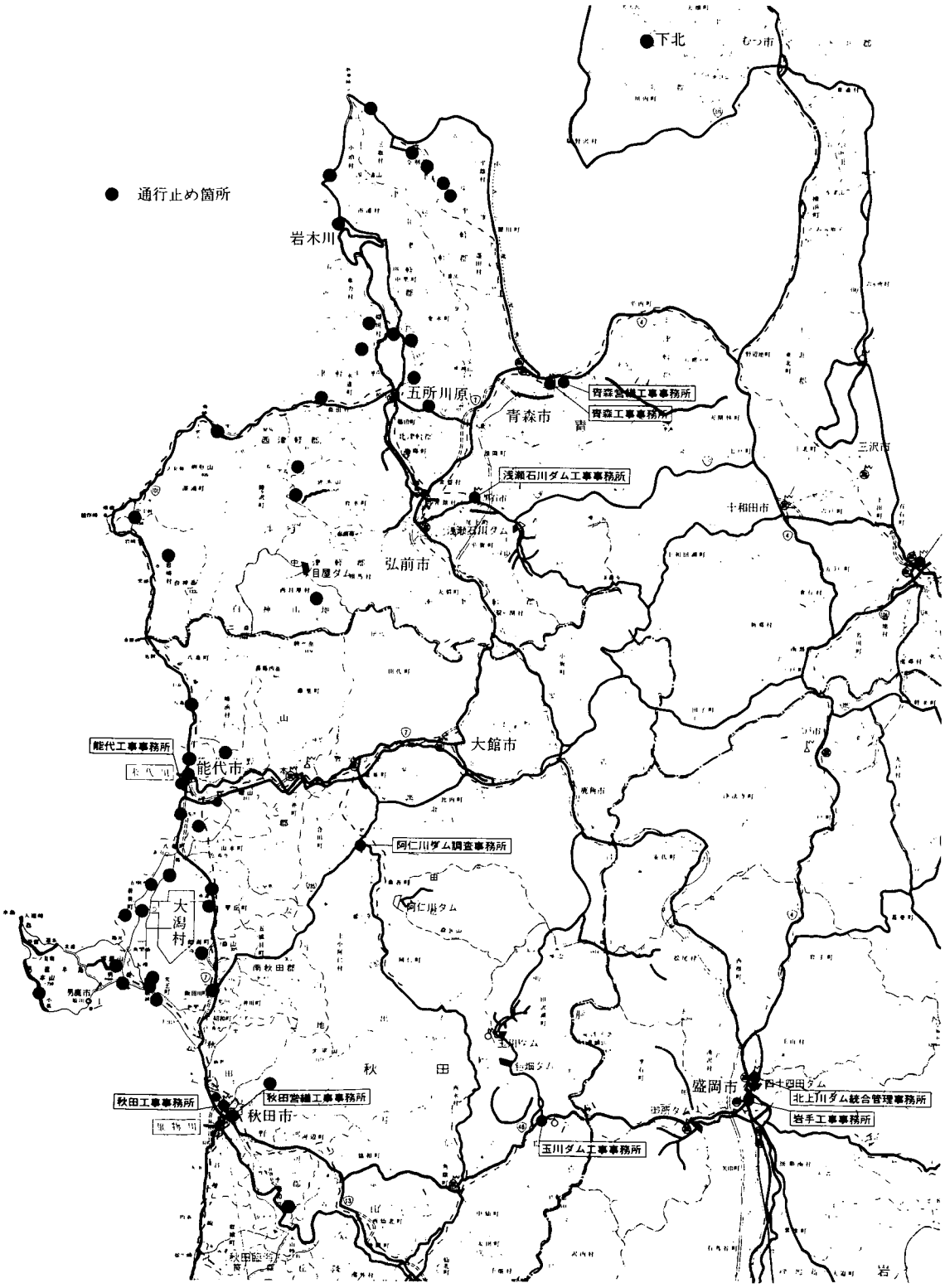


図-12・35 通行止め箇所位置図

表-12・14 交通規制（通行止め）状況

管理者	路線名	災害箇所	災害状況	開通日時
建設省	国道7号線	琴丘町鹿渡	陥没	5月26日23時
	〃	能代市浅内	〃	5月27日4時
秋田県	101号線	峰浪村日名潟	陥没	5月26日16時30分
	〃	能代市落合	〃	5月27日9時15分
	秋田男鹿線	天王町江川	〃	5月26日18時30分
	〃	〃 男鹿大橋	橋台	〃
	琴丘男鹿公園線	大潟村新生大橋	〃	5月26日19時
	〃	〃 野石橋	〃	5月27日17時30分
	〃	若美町野石申川	陥没	5月27日9時
	男鹿八竜線	大波村八竜町	決壊	5月28日18時
	能代男鹿線	若美町五明光	亀裂	5月27日10時
	河辺雄和線	雄和町左手子	陥没	5月28日13時
	大平山八田線	秋田市大平二ノ橋	橋台	5月26日15時
	脇本停車場線	男鹿市脇本	陥没	5月27日10時25分
	秋田昭和飯田川線	昭和町大郷守	〃	5月27日6時
	塙川能代線	能代市比八田	〃	5月26日16時
	男鹿昭和飯田川線	男鹿市八竜橋	橋台	5月26日19時
	道村大川線	大潟村大潟橋	〃	5月26日18時50分
	湯本加茂船川港線	男鹿市門前	落石	6月3日9時
	寒風山線	〃 寒風山	亀裂	5月26日18時30分
	金光寺能代線	山本町逆川	決壊	〃
	富根能代線	能代市向能代	陥没	5月27日17時
青森県	国道101号線	鰺ケ沢町鳴沢橋	橋梁取付部陥没	5月26日16時30分
	〃	深浦町北金ケ沢 バイパス	〃	5月26日19時
	国道280号線	今別町浜名今別 バイパス	路肩欠壊	5月27日15時
	国道339号線	金木町嘉瀬嘉瀬 バイパス	橋梁取付部陥没	5月26日18時
	〃	〃 旧道	路面陥没	5月31日15時
	〃	小泊村小泊	〃	5月26日21時30分
	〃	三厩村尻神	土砂崩壊	6月15日8時
	川内佐井線	川内町湯ノ川～佐井村川目	落石	5月27日9時30分
	〃	川内町畑～佐井村川目	土砂崩落	8月1日9時
	今別蟹田線	今別町大川平 大川平バイパス	路面陥没	6月1日9時
	〃	今別町小国峠	〃	5月28日18時
	〃	〃 高石肢橋より2km今別寄	〃	〃
	鰺ケ沢蟹田線	市浦村十三橋	取付部陥没	5月26日18時
	弘前岳鰺ケ沢線	鰺ケ沢町第2松代～枯木平	路面陥没	5月27日10時
	屏風山内真部線	車力村下牛潟	冠水・陥没・隆起	〃
	沖飯詰五所川原線	五所川原市新宮	路面陥没	5月26日20時45分
	岩崎西目屋弘前線	西目屋村晴門	土砂崩落	5月26日14時45分
	豊川館岡線	稲垣村豊川橋	取付部沈下	5月27日12時
	松野木姥菴線	五所川原市水野尾	〃	5月26日15時40分
	十二湖公園線	岩崎村松神	路面陥没	5月27日9時
	岩崎深浦線	深浦町中山峠	土砂崩落	5月27日11時
	芦菴長平町岩木線	鰺ケ沢町芦菴	〃	7月17日8時
	蒔田五所川原線	五所川原線藻川	路面亀裂	6月16日8時
北海道	道道岩部渡島停車場線	松前郡福島町岩郡～福島停車場	土砂崩落	5月30日

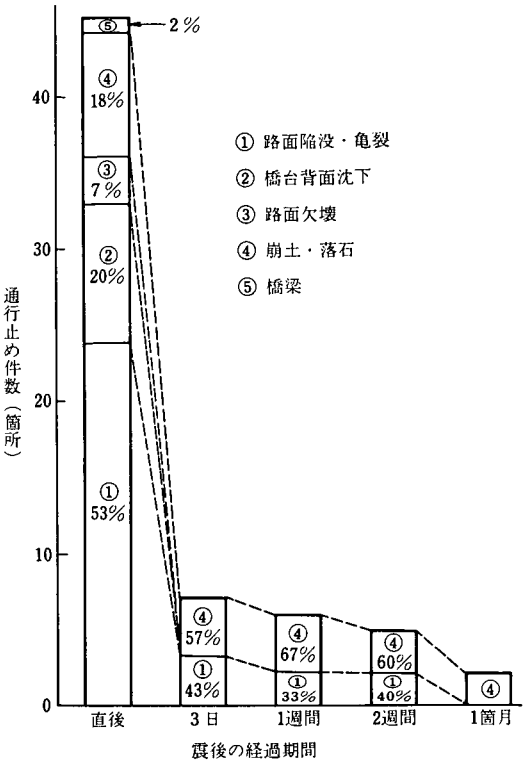


図-12・36　通行止めの原因別内訳

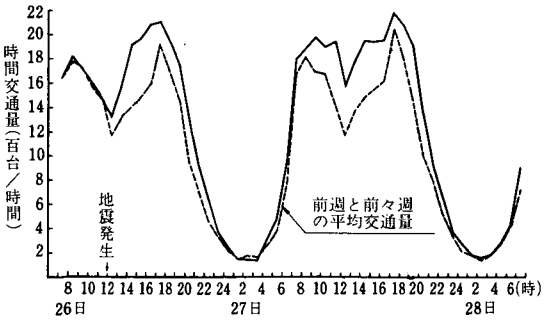


図-12・37　国道7号（秋田市追分）における交通量変動（1）

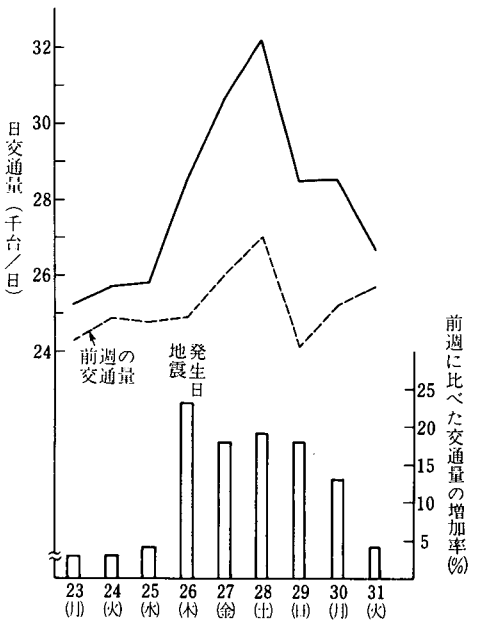


図-12・38　国道7号（秋田市追分）における交通量変動（2）

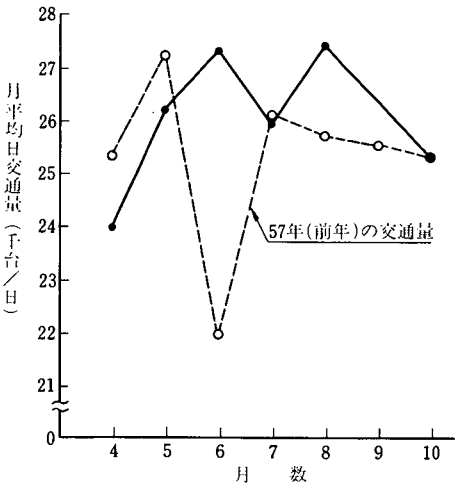


図-12・39　国道7号（秋田市追分）における交通量変動（3）

が7箇所に減少した。そのために，震後の交通障害による生活活動への影響は比較的少なかった。

参　考　文　献

1）建設省土木研究所「地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計の適用に関する研究」土木研究所資料，第1729号，pp.38～39，1981年9月。
2）北羽新報社「日本海中部地震　M7.7真昼の恐怖」1983年7月。
3）国土開発技術研究センター「震災構造物の復旧技術の開発に関する報告書」1983年3月。

第13編　道路橋の被害

岩崎敏男[*1]　荒川直士[*2]
川島一彦[*3]　松本秀應[*4]
長谷川金二[*5]

by Dr. Toshio Iwasaki, Tadashi Arakawa,
Dr. Kazuhiko Kawashima, Hideo Matsumoto,
and
Kinji Hasegawa

目　次

1．道路橋の被害概要……(2)
2．代表的な被害状況……(2)
2.1　男鹿大橋……(2)
2.2　竜馬橋……(2)
2.3　大潟橋及び新生大橋……(5)
2.4　五明光橋……(6)
2.5　鳴沢橋……(10)
2.6　唐崎橋……(10)
2.7　十三湖大橋……(12)
2.8　羽黒橋……(13)
2.9　新山田橋……(16)
2.10　月出橋……(16)
3．まとめ……(18)

＊1　地震防災部長，工博
＊2　振動研究室長（現 日本道路公団福岡建設局八代工事事務所長）
＊3　耐震研究室長，工博
＊4　振動研究室研究員
＊5　耐震研究室研究員

1．道路橋の被害概要

日本海中部地震では主に秋田県・青森県の両県下で被害の軽微な橋を含めて約100橋が被災したが，昭和39年の新潟地震，昭和53年の宮城県沖地震に比べて道路橋の被害は小規模であった。被害調査は秋田県内の12橋及び青森県内の14橋を対象として，構造諸元・被害の概要及び予定復旧工事等について行った。調査結果を表-13・1に示す。

被害の傾向を見るために，被害を受けた部分を上部構造・支承・下部構造・その他に分類し，さらに被害部分ごとに被害種類をまとめ，その被害橋数を表-13・2に示す。上部構造の被害では伸縮継手の遊間不足，変状等の損傷が多く，支承の被害では支承破損（支承本体の破壊，サイドブロックの変形，ストッパーの破断）及び過大な移動（可動沓の移動余裕不足）が多い。橋梁本体の被害については下部構造の被害が最も多い。橋梁本体以外では取付道路の変状・沈下・及び護岸の変状による被害が多い。代表的な被害橋については，その被害状況を次章に詳しく述べる。

表-13・2 被害部分及び被害種類

被害部分		被害種類	被害橋数	
橋梁本体	上部構造	桁移動	13橋	2橋
		桁端はく離		1橋
		伸縮継手の損傷		10橋
		高欄，地覆の損傷		2橋
		リベット・ボルトの緩み		1橋
	支承	支承破損	12橋	8橋
		過大な移動		5橋
		アンカーボルト変形		1橋
		モルタルひび割れ		3橋
	下部構造	沈下・移動	17橋	9橋
		躯体・天端のひび割れ		5橋
		パラペットのひび割れ		6橋
		基礎の損傷		3橋
その他		取付道路の変状・沈下	19橋	8橋
		ウィングのひび割れ		2橋
		護岸の変状		11橋
		橋台前面土の崩落		1橋

注） 2種類以上の被害を受けている橋は，それぞれの被害種類で1橋として数えた。

2．代表的な被害状況

2.1 男鹿大橋

男鹿大橋は主要地方道秋田男鹿線（バイパス）八郎潟南部の八郎潟調整池と日本海を結ぶ船越水道を横断する橋梁として，昭和48年に架けられたものである。図-13・1に一般図を示す。この橋梁は上下車線分離構造（2車×2＝4車線）として計画され，地震発生時は片側2車線の上部構造は未施工の状態であった。橋梁の上部構造は中央の主橋梁が3径間連続鋼箱桁，(60m＋80m＋60m) その他の取付橋梁が単純 PCT 桁 (34m×2×2) である。基礎構造は主橋梁部がケーソン基礎，その他が鋼管ぐい基礎で上下車線を一体構造としたものである。下部構造の躯体は上下車線分離構造で張出しを有する円形断面の橋脚である。

なお，主橋梁の中央2橋脚のうち1橋脚上で固定支承，他の橋脚上で可動支承が使われていたが，可動支承部ではオイルダンパーが併用されていた。

地質は水底面から下方2～3mがN値10以下の細砂，その下方はN値20～30の細砂及びシルト質細砂であり，N値50以上の支持層は水底面下20m前後である。

地震による被害は，主橋梁部の橋脚の橋軸直角方向への移動（最大267㎜）及び沈下（最大146㎜）の発生及び両端の可動支承のサイドブロックの破損，上下部構造の相対変位によるオイルダンパーの可動量の欠除，伸縮継手の破損及び高欄の抜け出しなどである。

図-13・2は両端の橋台を結ぶ線を軸線として地震後の各橋脚間の位置関係を示すものであり，図-13・3は桁の沈下量を示すものである。

地震による変状がケーソンを基礎とする主橋梁で大きく，くいを基礎とする取付橋梁で小さかった。この原因としては，1）取付橋梁に対し，主橋梁は支間が大きくケーソンを含めた死荷重が大きかったこと，2）ケーソンの施工に伴うフリクションカット部周辺地盤の緩み，3）水路深さは水路中央部が最大水深となっており，くい基礎である取付橋梁部では比較的水深が小さかったことなどが想定できるが，正確な原因は現時点では明確ではなく，今後の検討が必要と思われる。なお，この橋梁の全景及び被災状況を写真-13・1～13・4に示す。

2.2 竜馬橋

本橋は内陸部より八郎潟東部承水路に流入する馬場目川に昭和39年に架設された橋梁で，上部構造は単純合成鋼鈑桁 (25.4m＋31.3m＋25.4m) 下部構造は A_1 橋台が重力式橋台及び木ぐいから成っており，P_1 橋脚，P_2 橋脚及び A_2 橋台は壁式躯体及びケーソン基礎から成っている。A_1 橋台は砂質地盤，他は粘土質礫及びシルト質砂礫地盤である。図-13・4に一般図を示す。

写真-13・5に見られるように，A_1 橋台周辺の堤防が地

表-13・1　被害実態総括表

番号	橋梁名	路線名	架設年次	橋長	幅員	上部形式	下部形式	基礎形式	補強，取替を要する被害	補修を要する被害	主な復旧工事（予定）	備考
秋田 1	能代橋	国．101	S32	381.0	12.0	ゲルバー鈑桁	A重力式 P壁式	A RCぐい P ケーソン	A_2パラペットひび割れ，ゲルバーヒンジ沓の破損	伸縮継手遊間不足	ヒンジ沓の交換，ひび割れ部打直し，伸縮継手再設置	—
〃 2	男鹿大橋	秋田男鹿線	S49	410.0	8.75	連続鈑桁 単純PCT桁	A中空壁式 P壁式	A P鋼管ぐい P ケーソン	P_3，P_4サイドブロック破損，オイルダンパーの変状，橋脚の移動，沈下	護岸道路の変状，高欄抜け出し，伸縮継手の変形	オイルダンパー取替，高欄，伸縮継手補修	—
〃 3	秋雄大橋	秋田雄和本荘線	S56	165.0	10.5	連続鈑桁	A扶壁式 P壁式	A 鋼管ぐい P 〃	A_1橋台の移動	A_2伸縮継手遊間，A_1可動沓の移動余裕不足	検討中	—
〃 4	森岳橋	能代五城目線	S55	51.0	10.0	単純合成鈑桁	A逆T式 P壁式	A 鋼管ぐい P 〃	A_2橋台の移動，A_2サイドブロック変形，ボルト曲がり	沓座モルタルのひび割れ，A_2伸縮継手遊間不足	支承沓座修復，伸縮継手再設置	※2　$\theta=88°$
〃 5	竜馬橋	三倉鼻五城目線	S39	84.0	5.5	単純合成鈑桁	A重力式 P壁式	A 木ぐい P ケーソン	A_1橋台パラペット，躯体のひび割れ，支承（上下沓の）ずれ	沓座モルタルのひび割れ，伸縮継手部の段差，護岸工の変状	検討中	大型車通行止
〃 6	南橋	大潟環状線	S43	110.0	7.5	鋼ゲルバー鈑桁	A逆T式 P壁式	A 鋼管ぐい P 〃	支承破壊	パラペットのひび割れ，伸縮継手遊間不足	支承伸縮継手取替	大型車通行止
〃 7	八郎湖岸橋	一向根草線	S35	11.5	4.5	PCプレテン桁	Aパイルベント	A くい	杭頭部のひび割れ	なし	上下部工新設	通行止
〃 8	大潟橋	道村大川線	S40	493.1	7.5	単純合成鈑桁	Aパイルベント P 〃	A 鋼管ぐい P 〃	連結装置ボルト破損	取付道路の変状，ウィングのひび割れ，可動沓の移動余裕不足	落橋防止装置の新設	$\theta=84°57'$
〃 9	新生大橋	琴丘男鹿公園線	S36	435.0	7.5	鋼鈑桁 PCT桁	A逆T式 P壁式	A ケーソン P 〃	なし	取付道路の変状	検討中	—
〃 10	五明光橋	五明光6号線	S32	40.6	5.5	PCスラブ	Aパイルベント P 〃	A RCぐい P 〃	橋台杭頭部のひび割れ	取付道路，護岸の変状	杭頭部RC巻立て	14 t 以上通行止
〃 11	野石橋	琴丘男鹿公園線	S41	41.0	5.5	PCスラブ	Aパイルベント P 〃	A RCぐい P 〃	なし	擁壁の変状	検討中	通行止（1日間）
〃 12	※1 竹生川橋	サイクリング道路	S51	30.5	2.0	単純鈑桁	A逆T式	A くい	津波により落橋	なし	検討中	—
青森 1	鳴沢橋	国．101	S42	41.1	9.0	単純鈑桁	A逆T式 P壁式	A くい P 〃	橋台躯体天端のひび割れ，移動，傾斜，橋脚躯体中間コンクリートはく離	護岸の変状	躯体RC巻立て，基礎増くい	—
〃 2	美濃掛跨線橋	国．101	S50	19.2	1.5	単純鈑桁	Aパイルベント	A くい	A_2パイルベント移動	取付道路の沈下，護岸の変状	パイルベントをRC巻立て	$\theta=36°$
〃 3	基橋	国．101	S32	156.4	6.0	RCゲルバー桁	A重力式 P壁式	P 直接 P ケーソン	橋台躯体基部のひび割れ	護岸のひび割れ	橋台躯体のRC巻立て	—
〃 4	追良瀬橋	国．101	S34	149.4	6.0	RCゲルバー桁	A重力式 P壁式	A 直接，くい P ケーソン	桁移動，ストッパー破断	なし	RCによる移動制限装置設置	—
〃 5	昌瀬1号橋	国．339	S53	4.0	11.0	RCスラブ	A半重力式	A RCぐい	A_2橋台の沈下	取付道路の沈下	Boxカルバートにより新設	除行通行（1日間）
〃 6	唐崎橋	国．339	S50	10.1	6.5	PCスラブ	Aパイルベント	A 鋼管ぐい	なし	橋台前面土崩落，基礎コンクリートのはく落	基礎の版下げ	$\theta=66°$
〃 7	十三湖大橋	鰺ヶ沢蟹田線	S54	234.0	11.5	単純PCT桁 連続PC箱桁	A扶壁式 P壁式	A P_1直接 P ケーソン	橋脚ケーソンの沈下，A_2橋台パラペットのひび割れ	地覆等の変状，護岸の変状，伸縮継手部の変状	パラペット打直し，踏掛張新設，地覆，伸縮装置の補修	$\theta=79°30'$
〃 8	羽黒橋	鰺ヶ沢蟹田線	S47	15.6	7.5	PCスラブ	Aパイルベント	A RCぐい	橋台の傾斜，杭頭部のコンクリートはく離	伸縮継手部の変状，護岸の変状	橋台2基取替，桁は再使用予定	片側通行
〃 9	富菟橋	富菟湊市線	S44	75.0	6.5	単純トラス	A逆T式	A くい	可動沓，伸縮継手余裕不足	護岸のひび割れ	可動沓，伸縮継手取換，パラペット打直し	$\theta=60°$
〃 10	砂山橋	屏風山内真部線	S46	66.2	6.5	単純トラス	A逆T式	A くい	可動沓，伸縮継手余裕不足	護岸のひび割れ	可動沓，伸縮継手取換，パラペット打直し	$\theta=75°$
〃 11	新山田橋	桑野木田南広森線	S44	18.1	6.0	鋼ゲルバー桁	A重力式 P壁式	A_1P，くい A_2 直接	A_1橋台パラペットのひび割れ，ストッパー破断，P_1橋脚躯体天端のひび割れ	なし	パラペット打直し，橋脚天端RC巻立て	8 t 以上通行止
〃 12	保安橋	米山昌蒲川線	S34	231.0	6.0	単純鈑桁	A重力式 Pラーメン	A 直接 P PCぐい	なし	橋脚躯体基部のコンクリートはく離，パラペットひび割れ	樹脂及びモルタルによる補修	—
〃 13	関跨線橋	国．101	S48	24.5	9.0	単純鈑桁	A逆T式	不明	なし	ウィングのひび割れ	ひび割れ部打直し	$\theta=60°$
〃 14	幸橋	石川百田線	S31	144.4	8.5′	RCゲルバー桁	A重力式 P壁式	A 直接 P ケーソン	桁移動，橋脚の沈下，ストッパー破損	なし	上部架替，下部一部新設，他はRC巻立て	大型車通行止 $\theta=65°$

注）※1は自転車歩行者用の橋梁である。
※2備考欄中のθは橋梁の斜角を示す。斜角の記載のないものは直橋である。

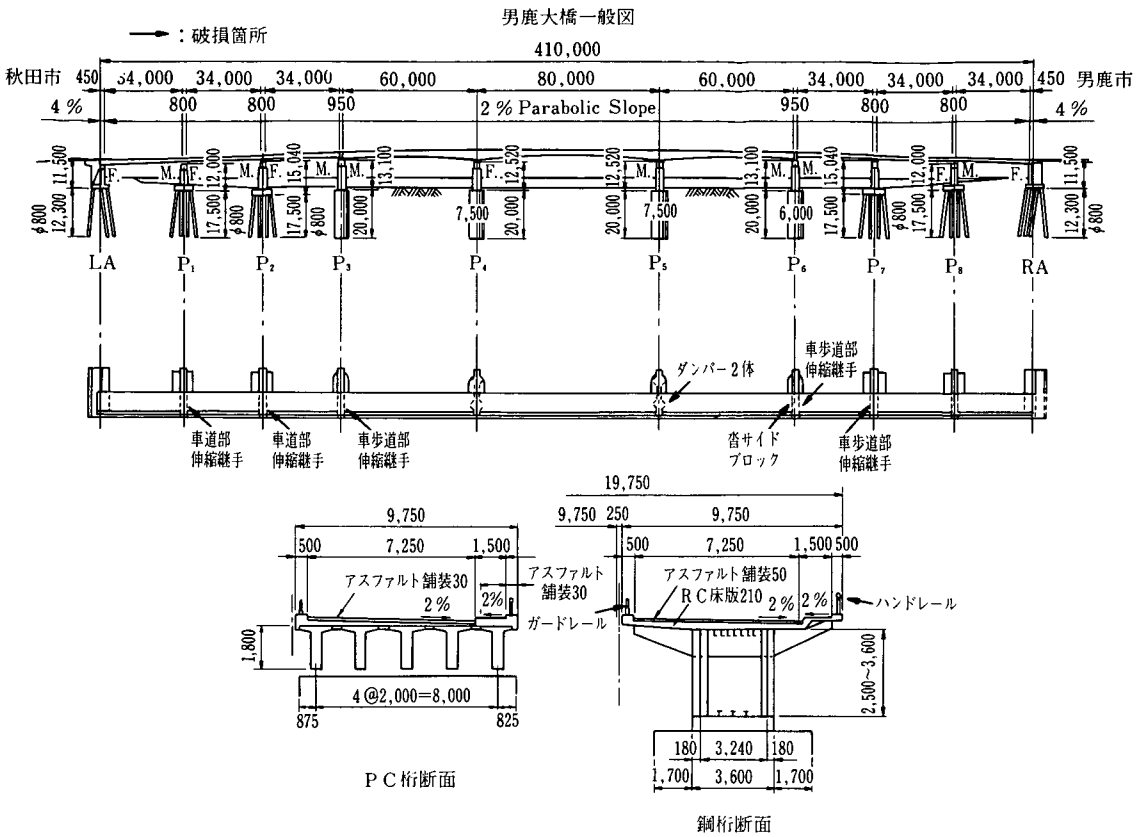
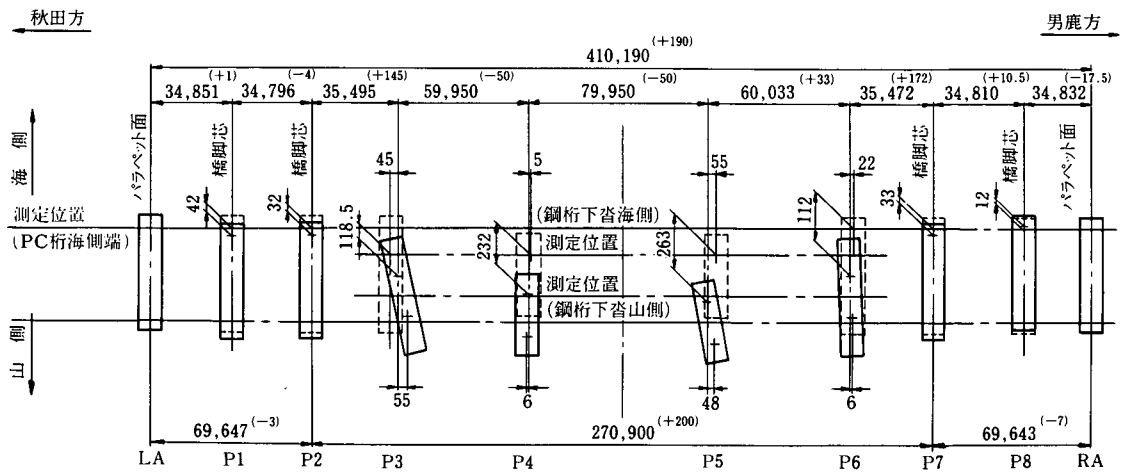


図-13・1　男鹿大橋一般図



〔注〕・LA～P2,RA～P7間は，スパン方向の移動はなしとする。　　(単位：mm)
・P2～P7間の誤差(200mm)は，P3,P6上の伸縮継手位置で等分に処理したと考える。
・橋脚芯(P1,P2,P7,P8)は沓間のセンターとする。

図-13・2　推定橋脚移動量

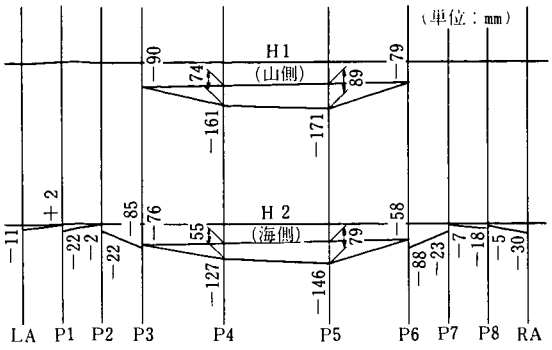


図-13・3　桁の沈下量(完成時の形状を誤差なしとした場合)

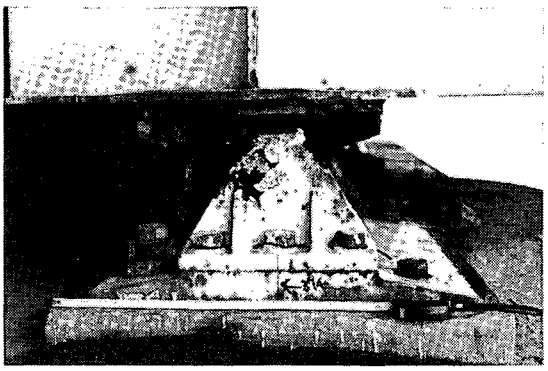


写真-13・3　男鹿大橋 P_6橋脚支承サイドブロックの変状

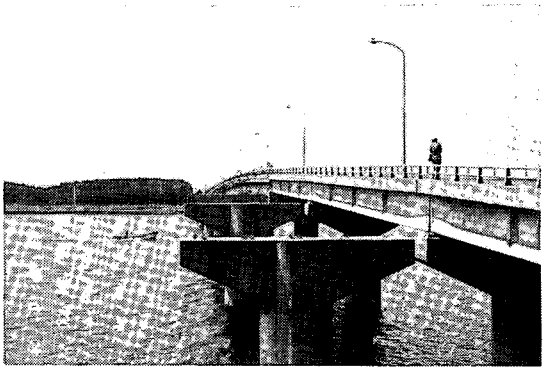


写真-13・1　男鹿大橋

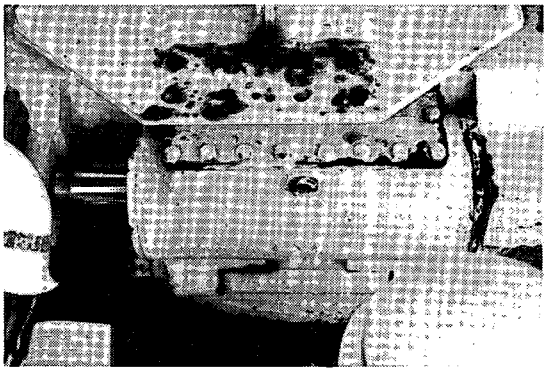


写真-13・4　男鹿大橋 P_5橋脚オイルダンパーの変状

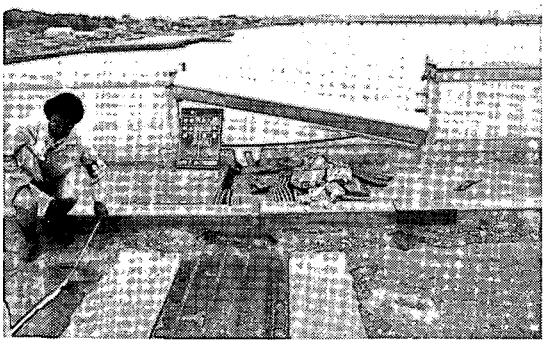


写真-13・2　高欄の抜け出し，座屈

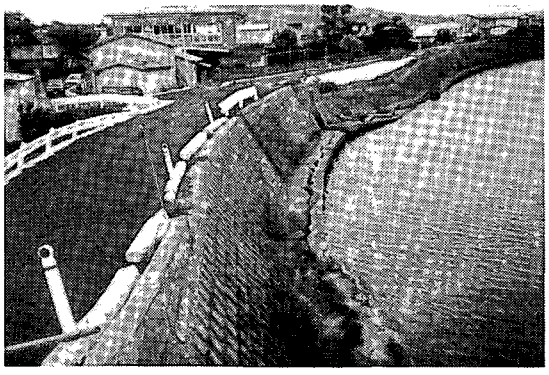


写真-13・5　馬場目川堤防の被害

震により沈下し護岸が被災した。この堤防の変状に伴って，A_1橋台のコンクリートの打ち継ぎ目が破壊し，写真-13・6に示すようにパラペットの橋台躯体への取付け部に亀裂が入ると共に，橋台のパラペット部と桁端の余裕量がなくなり支承部に被害を受けた。周辺地盤に砂が多く見受けられ，地盤が液状化したことによるものと考えられる。

2.3　大潟大橋及び新生大橋

両橋はいずれも八郎潟の東部承水路に架けられた橋梁で，内陸部と八郎潟の埋立地である大潟村を結ぶものである。大潟橋は，上部構造が活荷重合成鋼単純桁橋(標準支間28m，橋長493m)，下部構造は鋼管斜ぐい2列から成る多柱式基礎である。新生大橋は，上部構

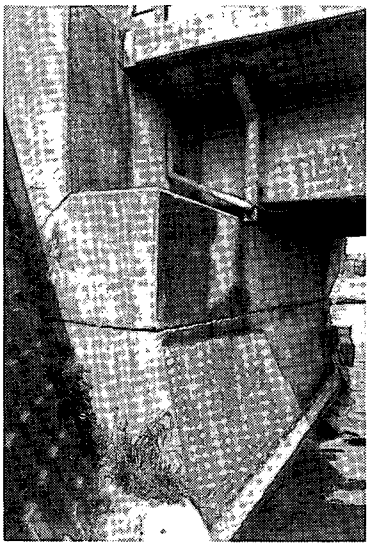


写真-13・6 パラペットのひび割れ

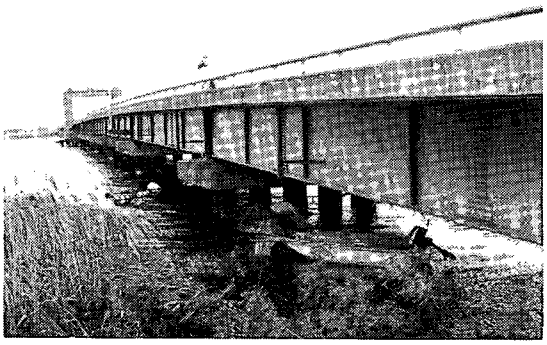


写真-13・7 大潟橋全景

造がPCポストテンションT桁の単純桁橋(標準支間38m，橋長435m)，下部構造はケーソン基礎を有する壁式橋脚である。

大潟橋については，桁間連結装置のボルトの破損，可動沓の移動余裕不足など若干の被害はあったものの，両橋とも顕著な被害は認められなかった。しかしながら，埋立地である大潟村側の橋台部の取付道路はいずれも約1m沈下し一時交通不能となった。ことに新生大橋では，橋台には被害が少なかったが，それに接続するコンクリート擁壁に大きな亀裂，目地の開きなどが発生した。橋台と擁壁では深い基礎の有無という相異点があり，被害の差となったものと考えられる。写真-13・7～13・10に両橋の全景及び橋梁への取付道路の被災状況を示す。

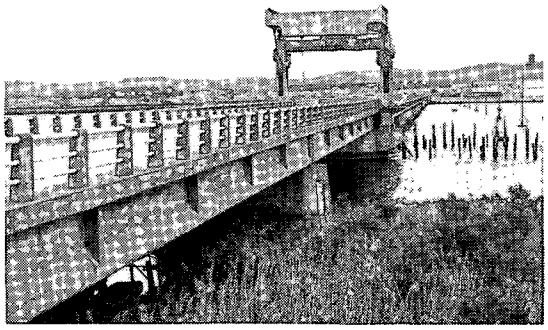


写真-13・8 新生大橋全景

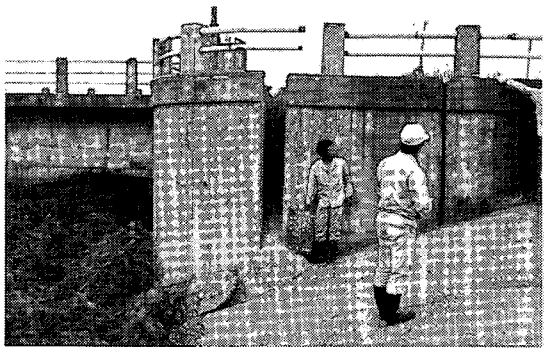


写真-13・9 新生大橋取付道路擁壁の被害

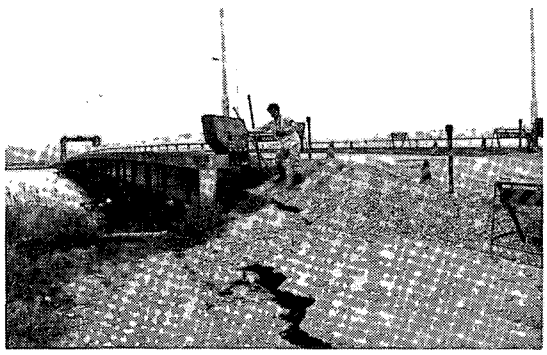


写真-13・10 大潟橋取付道路

2.4 五明光橋

八郎潟の西部承水路を横断する橋梁として，北から五明光橋・野石橋・祝田橋の3橋梁がある。この3橋はいずれも上部構造は3径間単純プレテンション方式のPSコンクリート橋(支間13.5m，橋長40.57m)下部構造は外径500㎜，厚さ80㎜，長さ8m～13.5m(支持層により異なる)のRCぐいが使用されていた(図-

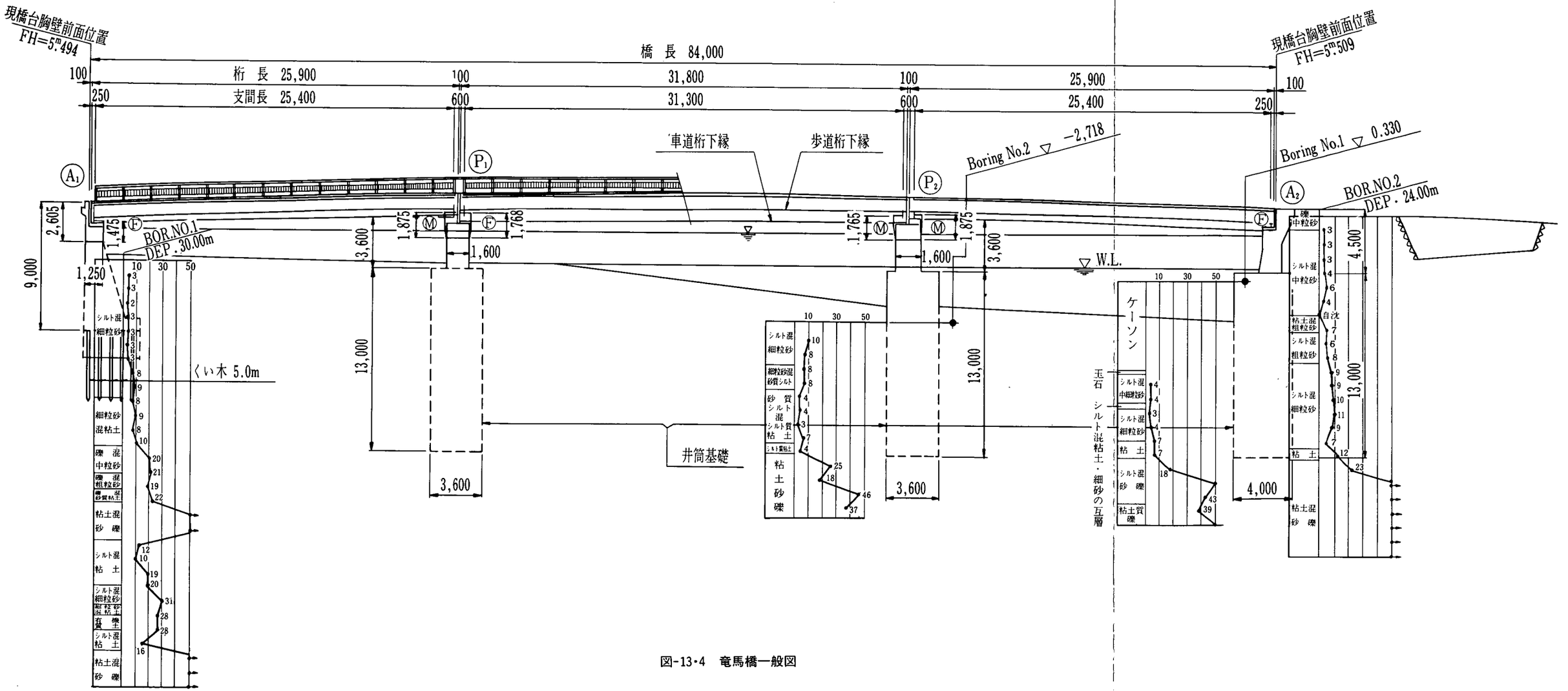
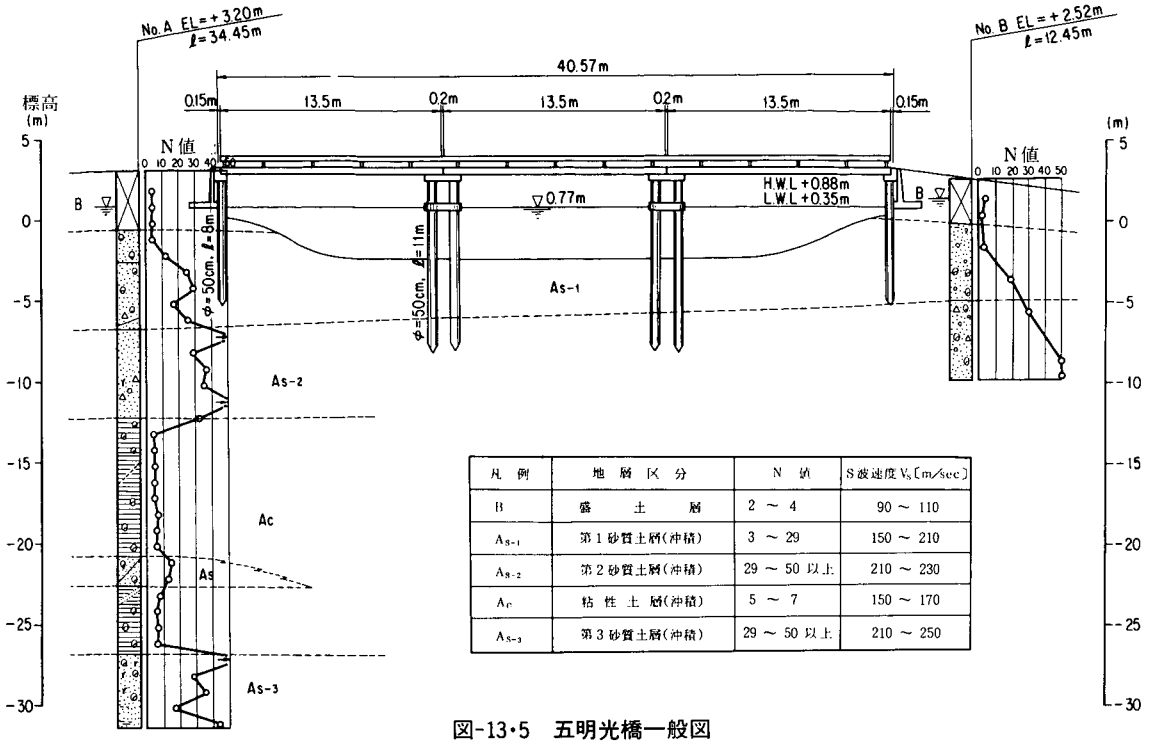

現橋台胸壁前面位置
FH=5.m494
現橋台胸壁前面位置
FH=5.m509
橋 長 84,000
桁 長 25,900
31,800
25,900
支間長 25,400
31,300
25,400
100
250
600
車道桁下縁
歩道桁下縁
Boring No.2 −2,718
Boring No.1 0.330
A1
P1
P2
A2
BOR.NO.1
DEP.30.00m
BOR.NO.2
DEP.24.00m
W.L.
2,605
1,475
3,600
1,875
1,768
1,765
9,000
1,250
1,600
13,000
3,600
4,500
4,000
くい木 5.0m
井筒基礎
ケーソン
玉石 シルト混粘土・細砂の互層
シルト混細粒砂
細粒砂混砂質シルト
砂質シルト混シルト質粘土
粘土砂礫
礫混中粒砂
礫混粗粒砂
礫混砂質粘土
粘土混砂礫
シルト混粘土
シルト混細粒砂
礫混粘土
有機土
シルト混粘土
粘土混砂礫
細粒砂混粘土
シルト混中細粒砂
シルト混細粒砂
粘土
シルト混砂礫
粘土質礫
礫混中粒砂
シルト混中粒砂
粘土混粗粒砂
シルト混粗粒砂
シルト混細粒砂
粘土
粘土混砂礫
自沈

図-13・4 竜馬橋一般図



凡例	地層区分	N値	S波速度 V_S (m/sec)
B	盛土層	2 ～ 4	90 ～ 110
A_{S-1}	第1砂質土層(沖積)	3 ～ 29	150 ～ 210
A_{S-2}	第2砂質土層(沖積)	29 ～ 50 以上	210 ～ 230
A_C	粘性土層(沖積)	5 ～ 7	150 ～ 170
A_{S-3}	第3砂質土層(沖積)	29 ～ 50 以上	210 ～ 250

図-13・5　五明光橋一般図

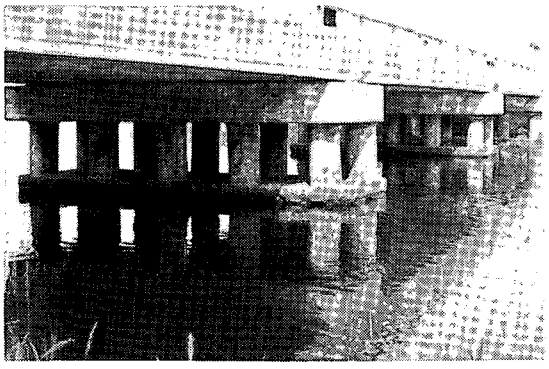


写真-13・11　五明光橋全景



写真-13・12　五明光橋取付道路被災状況

13・5及び写真-13・11参照)。

中間橋脚部は2列ぐいとし，くい頭及び水面上で連結する形で橋脚を形成しており，橋台は1列ぐいでくい頭部を連結する形で橋台を形成するものとなっていた。なお，橋台裏込め部は，土留め擁壁を作りそれに土圧を負担させる構造となっていた。

西部承水路の幅は最小100m，最大900m程度あり，橋梁の前後には盛土による道路が取りつけられていた。

これらの承水路横断道路のうち，五明光橋への取付盛土では写真-13・12に示すように無数の大きな亀裂が発生すると共に沈下した（道路編参照)。

橋梁の被害としては写真-13・13に示すように橋台部くい頭に1㎜程度のひび割れが発生すると共に，橋台背面に設けられた擁壁及び取付道路の沈下及びその護岸土に変状が生じた。これらはいずれも地盤の表面部分の液状化によるものと想定される。ただし，橋梁本体の被害が比較的軽微であった理由は現時点では明確ではないが以下の事項が想定される。

① 砂質地盤の液状化が比較的浅い所で生じ，かつ，くい基礎はよく締まった支持層に達していたこと。

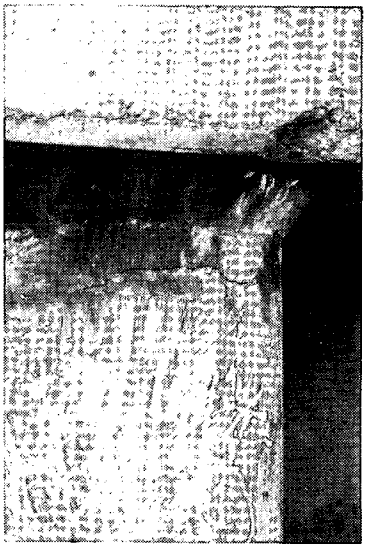


写真-13・13 五明光橋頭部亀裂

② 両方の橋台背面の盛土が液状化の影響を受け，一方向のみに偏圧を受けることが少なかった。

これらの事項はいずれも確認された事ではなく，今後の検討が必要となろう。

2.5 鳴沢橋

鳴沢橋は国道101号線が青森県西津軽郡鰺ヶ沢町川尻において鳴沢川を横断する位置に，昭和42年に架設された橋長41.1m，幅員7.0mの一等橋である。上部構造は単純鋼鈑桁（支間19.95m）2連からなり，上流側に幅員2.0mの歩道が添架されている。下部構造は壁式橋脚1基，逆T式橋台2基からなり，基礎はすべて鋼管ぐいを用いたくい基礎である。鋼管ぐいの直径は50.8cm，長さは橋脚及び左岸橋台において26m，右岸橋台において23m，くい本数は各基礎とも15本である。支承はすべて線支承を用いている。鳴沢橋の全景を写真-13・14に示す。

地震により写真-13・15に示すように，右岸橋台の固定支承の沓座に幅2cm程度のひび割れが発生し，コンクリートが一部はく離した。左岸橋台及び上部構造には被害がなく，交通規制及び緊急処置工事は行われなかった。

復旧では橋台に作用する外力を軽減するために新設ぐいによる土留めを行い，裏込め土を除去した。復旧における一般図を図-13・6に示す。原橋台のパラペットを取り除き，橋台と新設ぐいの天端にスラブを設置して橋台の背面を空洞にしている。さらに，新設ぐいとフーチングとの間にコンクリートを打ち足し，基礎を一体化している。また，橋台の躯体天端前面にコンクリートを打ち，支承縁端距離を長くした。

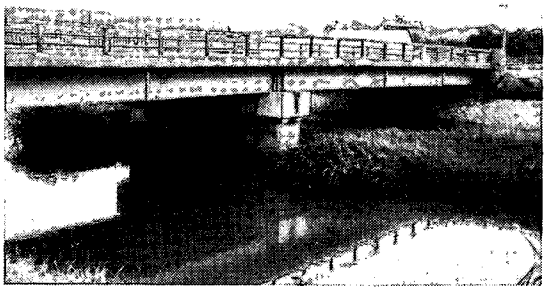


写真-13・14 鳴沢橋全景（右岸下流側より）

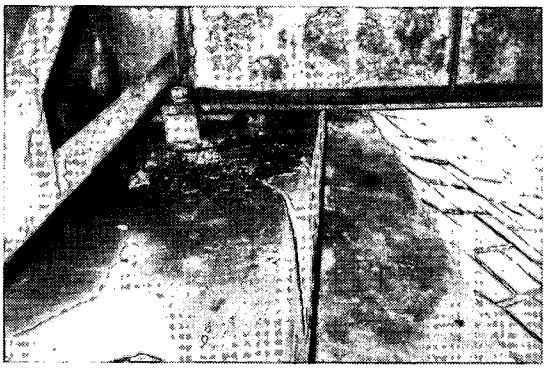


写真-13・15(a) 鳴沢橋の沓座の被災状況（右岸橋台）



写真-13・15(b) 鳴沢橋の沓座の被災状況（右岸橋台）

2.6 唐崎橋

唐崎橋は昭和50年に青森県北津軽郡中里町今泉において架設された橋長10.1m，幅員6.5mの国道339号線

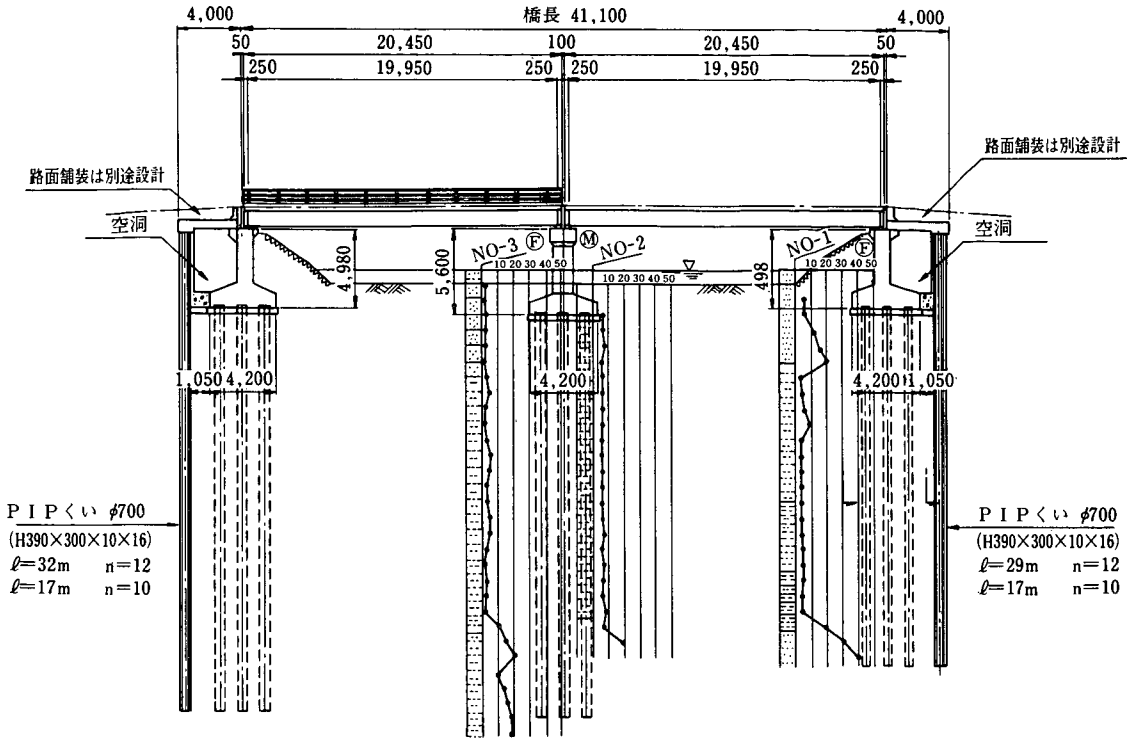


図-13・6　鳴沢橋復旧一般図

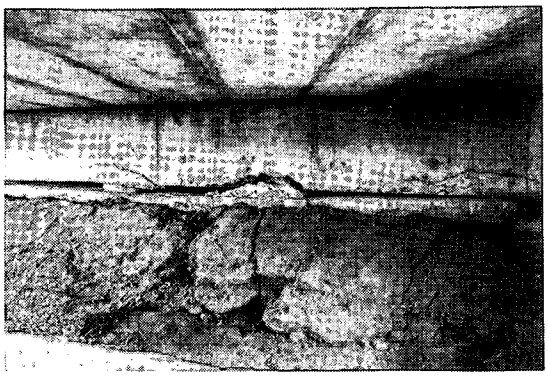


写真-13・16　唐崎橋の橋台前面土の崩落状況

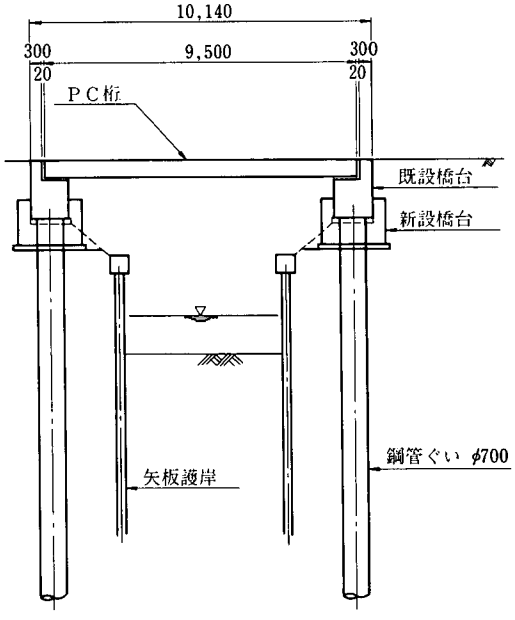


図-13・7　唐崎橋一般図

の一等橋（斜橋，斜角 $\theta=66^{\circ}$）である。上部構造は PC スラブ桁（支間9.5m），下部構造はパイルベント橋台であり，くいは鋼管ぐいを使用している。支承は硬質ゴム支承を用いている。

地震により写真-13・16に示すように橋台前面の押え土が崩落し，橋台の下端の打継目より下の均しコンクリートが落下した。このため鋼管ぐいのくい頭が露出していたが，そこでは被害がなかった。上部構造及び支承には被害がなく，橋台前面の押え土が崩落したのみで橋梁の機能には支障がないと判断されたため，交通規制及び緊急処置工事は行われなかった。

復旧では橋台を補強するために原橋の橋台の下にフ

ーチングを追加した。復旧における一般図を図-13・7に示す。原橋の橋台の下端及び側面に差し筋を行い，これをアンカーとして新設のフーチングの鉄筋を接続し新旧を一体化している。橋台補強詳細断面図を図-13・8に示す。

2.7 十三湖大橋

十三湖大橋は青森県北津軽郡市浦村十三において主要地方道鰺ヶ沢蟹田線が十三湖の日本海への流出口を横断する位置に，昭和54年に架設された橋長239.0m，幅員11.5mの一等橋である。十三湖大橋の全景及び一般図をそれぞれ写真-13・17，図-13・9に示す。上部構造は3径間連続PC箱桁(48.0m＋69.1m＋48.0m)及び単純PC箱桁(支間32.9m) 2連からなっている。下部構造のうちP_2，P_3及びP_4橋脚は壁式橋脚でケーソンを基礎とし，P_1橋脚は直接基礎である。橋台は扶壁式橋台，その基礎は直接基礎である。

地震によりP_1からP_3橋脚にかけての上部構造及びP_2橋脚に被害が生じた。P_1からP_3橋脚にかけての上部構造は特にP_2橋脚上で，写真-13・18に示すように地覆にひび割れが発生してコンクリートが一部欠け，高欄の継目が約8cm伸び出した。P_2橋脚上の伸縮継手についても写真-13・19に示すように，その遊間が広がった。また，地震後に行った水準測量によりP_2橋脚は道路計

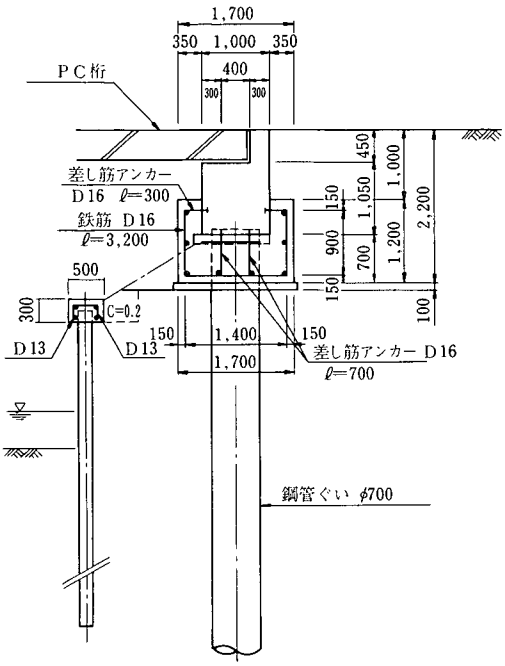


図-13・8 唐崎橋橋台補強詳細断面図

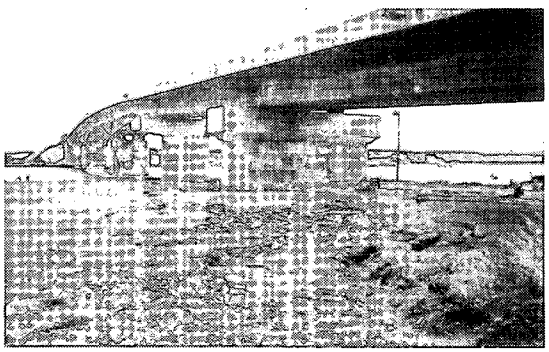
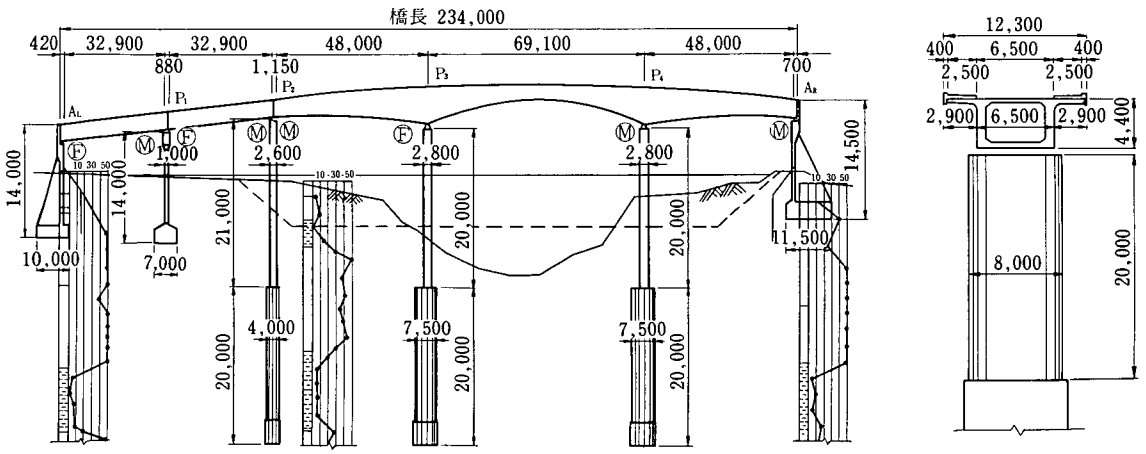


写真-13・17 十三湖大橋全景(下流左岸より)



(a) 側 面 図　　(b) 断 面 図

図-13・9 十三湖大橋一般図

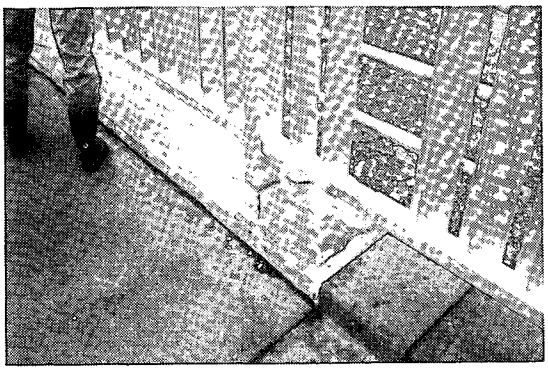


写真-13・18　十三湖大橋の地覆及び高欄の被災状況（橋脚P_2上）

画高に比べて約5cm沈下していることが判明した。水準測量の結果を図-13・10に示す。

橋台の背後の裏込め土は地震により写真-13・20に示すように約1m沈下したが，踏掛版（図-13・11参照）を用いていたため地震後の車両通行に支障がなかったのは注目に値する。踏掛版の配筋図及び取付部詳細図を図-13・12に示す。また，P_2橋脚の沈下量も微少であるため交通規制及び緊急処置工事は行われなかった。

P_1からP_3橋脚にかけての上部構造の復旧については地覆及び高欄を補修し，P_2橋脚の沈下が微少であるためそれを補う嵩上げ舗装を行った。橋台の踏掛版は，裏込め土を補修して新設した。復旧の内容及びその位置を図-13・13に示す。

2.8　羽黒橋

羽黒橋は昭和47年に青森県北津軽郡市浦村十三にお

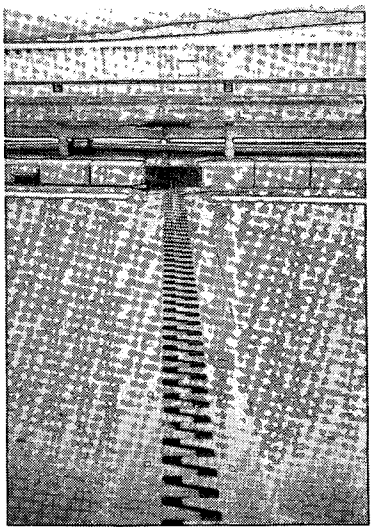


写真-13・19　十三湖大橋の伸縮継手（橋脚P_2上）

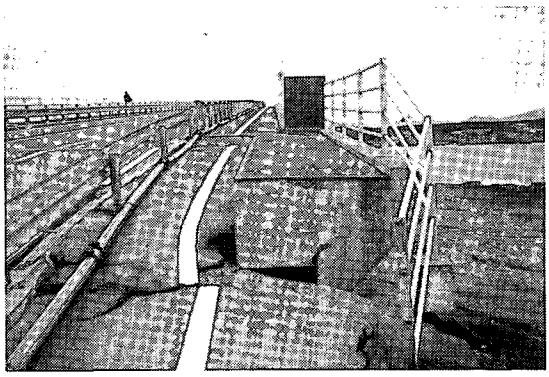


写真-13・20　十三湖大橋の橋台裏込め土の沈下（A_1橋台）

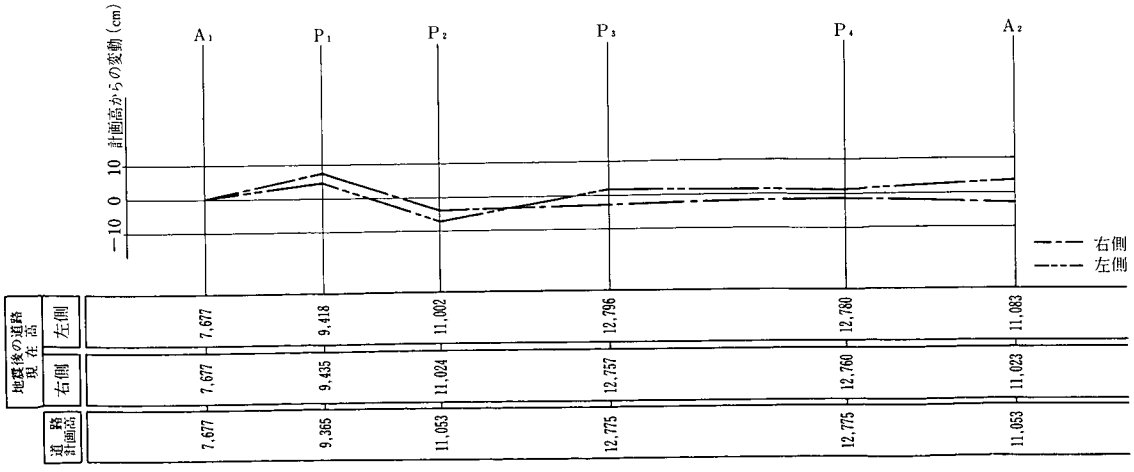
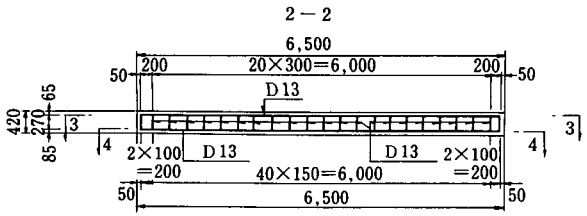


図-13・10　十三湖大橋の路面での水準測量結果



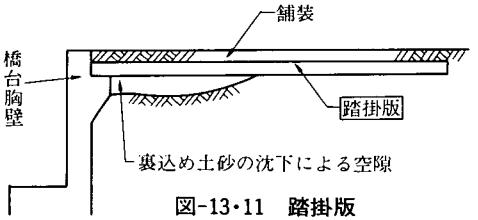
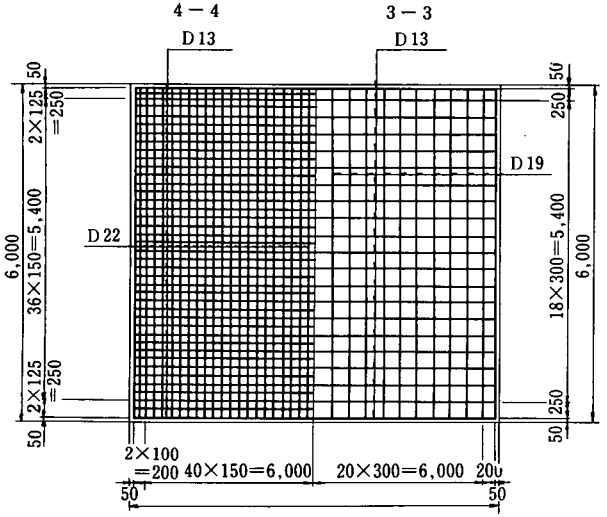
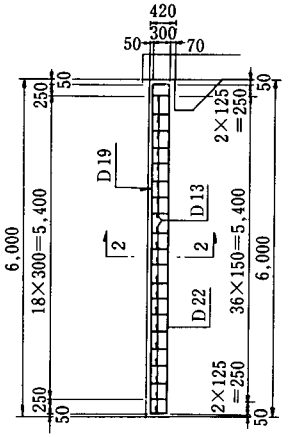
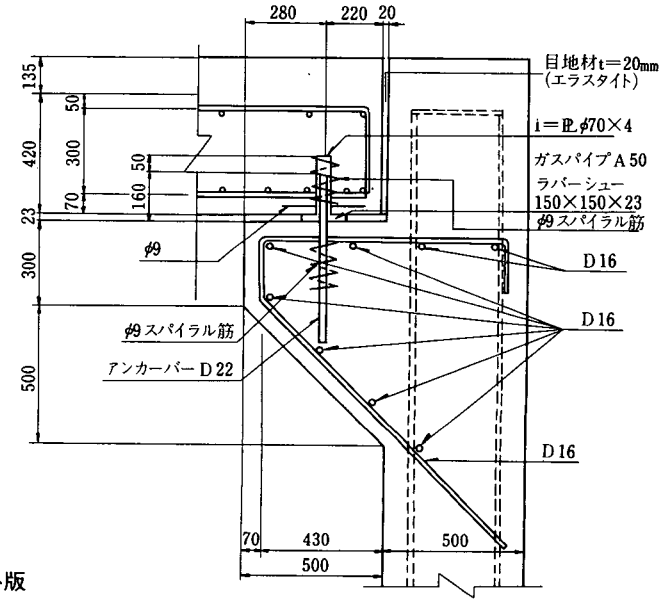


図-13・11　踏掛版



（a）配　筋　図





（b）橋台への取付部詳細図

図-13・12　十三湖大橋踏掛版

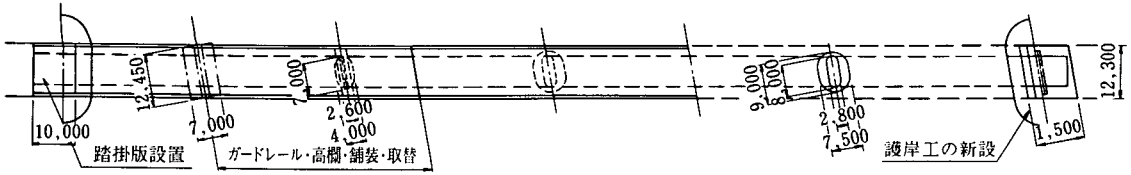


図-13・13　十三湖大橋の復旧内容

いて架設された橋長15.6m，幅員7.5mの一等橋であり，写真-13・21に示すように十三湖大橋へ接続している。上部構造はPC単純床版形式である。下部構造は図-13・14に示すようにRCぐいを用いたパイルベント橋台2基からなっている。支承はゴム沓を使用している。

地震により写真-13・22に示すように基礎ぐいのくい頭部でコンクリートがはく離し，鉄筋が座屈した。この基礎破壊に伴い，写真-13・23において水面と比較して分かるように橋台が傾斜した。基礎のくい頭部は座屈したが，地震後の調査により車両の通行には支障がないと判断された。しかし，羽黒橋が接続している十三湖大橋の取付道路に段差が生じ，通行車両に注意を

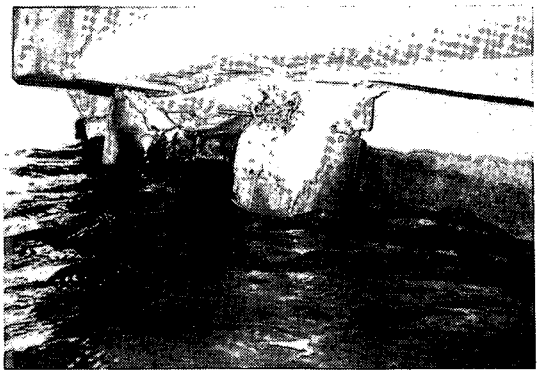


写真-13・22　羽黒橋のくい頭部被災状況

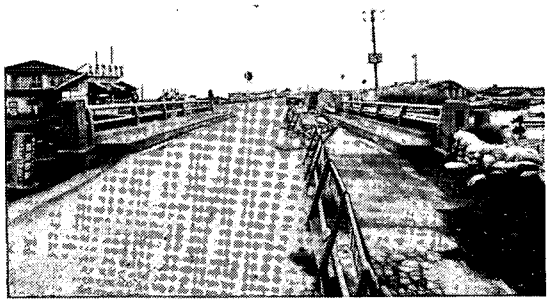


写真-13・21　羽黒橋全景

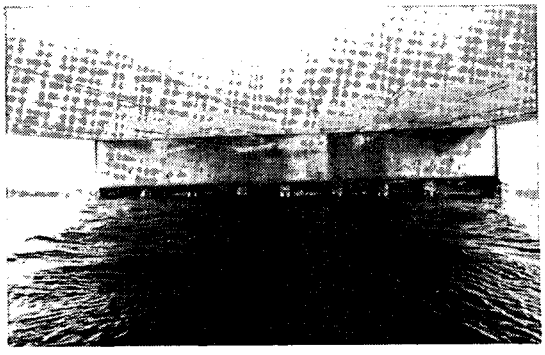
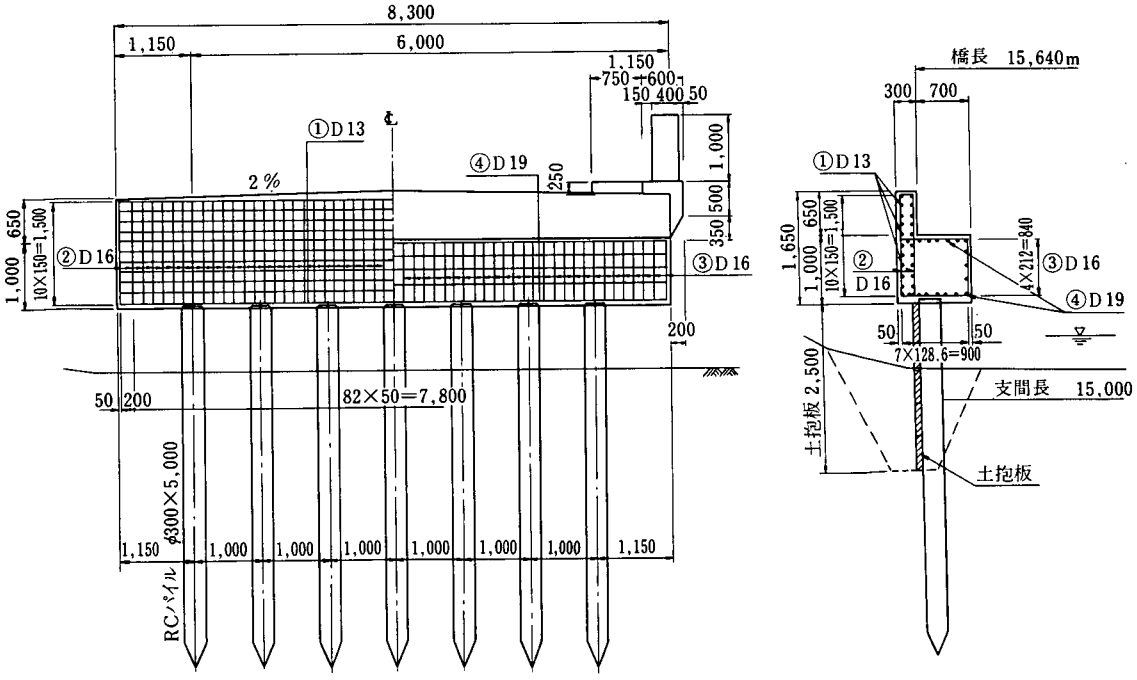


写真-13・23　羽黒橋の橋台の傾斜



（a）橋台正面図　　（b）橋台側面図

図-13・14　羽黒橋の原橋下部構造図

促すために，羽黒橋では写真-13・21に示すように片側交互通行の交通規制を行った。

復旧では下部構造を新設し，上部構造は再使用する。復旧における一般図を図-13・15に示す。下部構造は重力式とし，その基礎はPCぐいを2列に配置したくい基礎とする。下部構造の施工中は上部構造を横移動しておき，施工完了後に原位置へ戻す工法がとられる。

2.9 新山田橋

新山田橋は一般県道桑野木田南広森線が青森県西津軽郡木造町南広森において新山田川を横断する位置に，昭和44年に架設された橋長18.1m，幅員6.0mの2等橋である。上部構造は図-13・16に示すように鋼鈑桁ゲルバー形式であり，左岸橋台は擁壁としての機能を持つのみで，構造上，橋梁には関係しない。下部構造は橋台が重力式，橋脚が壁式であり，右岸橋台及び橋脚の基礎は鋼管ぐいを用いたくい基礎である。右岸橋台では直径40.6cm，長さ15.5mの鋼管ぐいを12本，橋脚では直径35.5cm，長さ15.5mの鋼管ぐいを12本用いている。支承は右岸橋台で可動の線支承を，橋脚で固定の線支承を使用している。

地震により右岸橋台の可動支承の移動制限装置が破壊して橋台と桁が衝突し，橋台のパラペットに幅2cm程度のひび割れが発生した。その被災状況を写真-13・24に示す。橋脚では写真-13・25に示すように，固定支承の沓座にひび割れが発生してコンクリートが一部はく離した。左岸橋台は写真-13・26に示すように約20cm沈下した。これらの被災状況を図-13・16に示す。

地震後の調査から，重量車の通行により橋脚の損傷は拡大する恐れがあると判断されたが，新山田橋はバス路線の一部であるため8t車以上を通行禁止とした。

復旧では右岸橋台の天端及びパラペットを打ち直し，橋脚はRC巻き立てを行った。復旧における一般図を図-13・17に示す。右岸橋台では原橋のパラペットを取り壊し，躯体天端を15cmはつりコンクリートを打ち直している。橋脚では天端を15cm，壁を5cmはつり，RC巻立てを行っている。

2.10 月出橋

本橋は，島根県隠岐郡西郷町の中村川河口付近に架

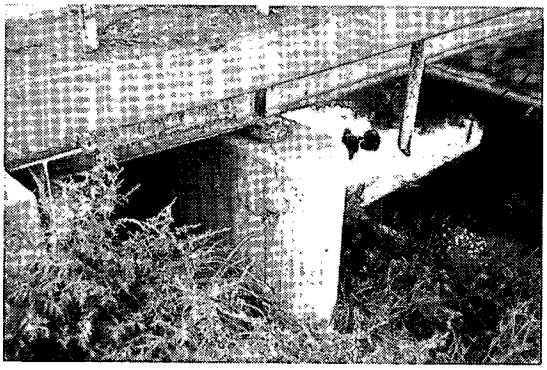


写真-13・25(a) 新山田橋の橋脚被災状況

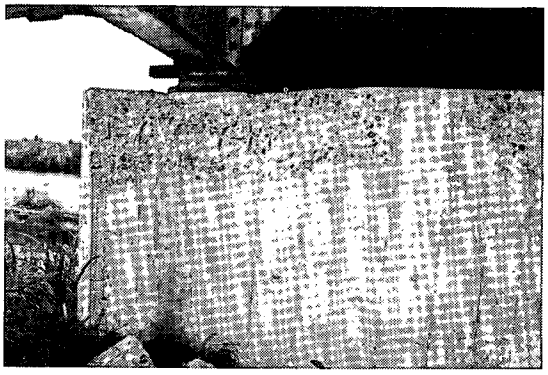


写真-13・25(b) 新山田橋の橋脚被災状況

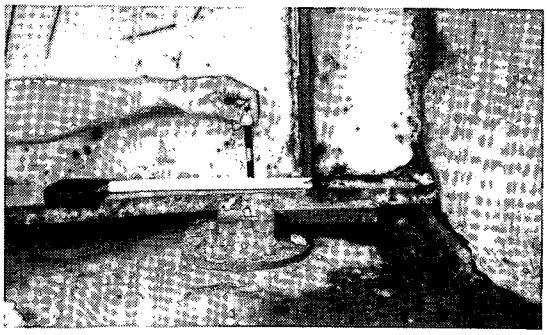


写真-13・24 新山田橋の右岸橋台被災状況

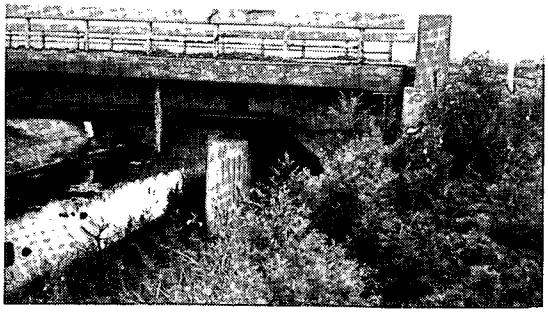


写真-13・26 新山田橋の左岸橋台被災状況

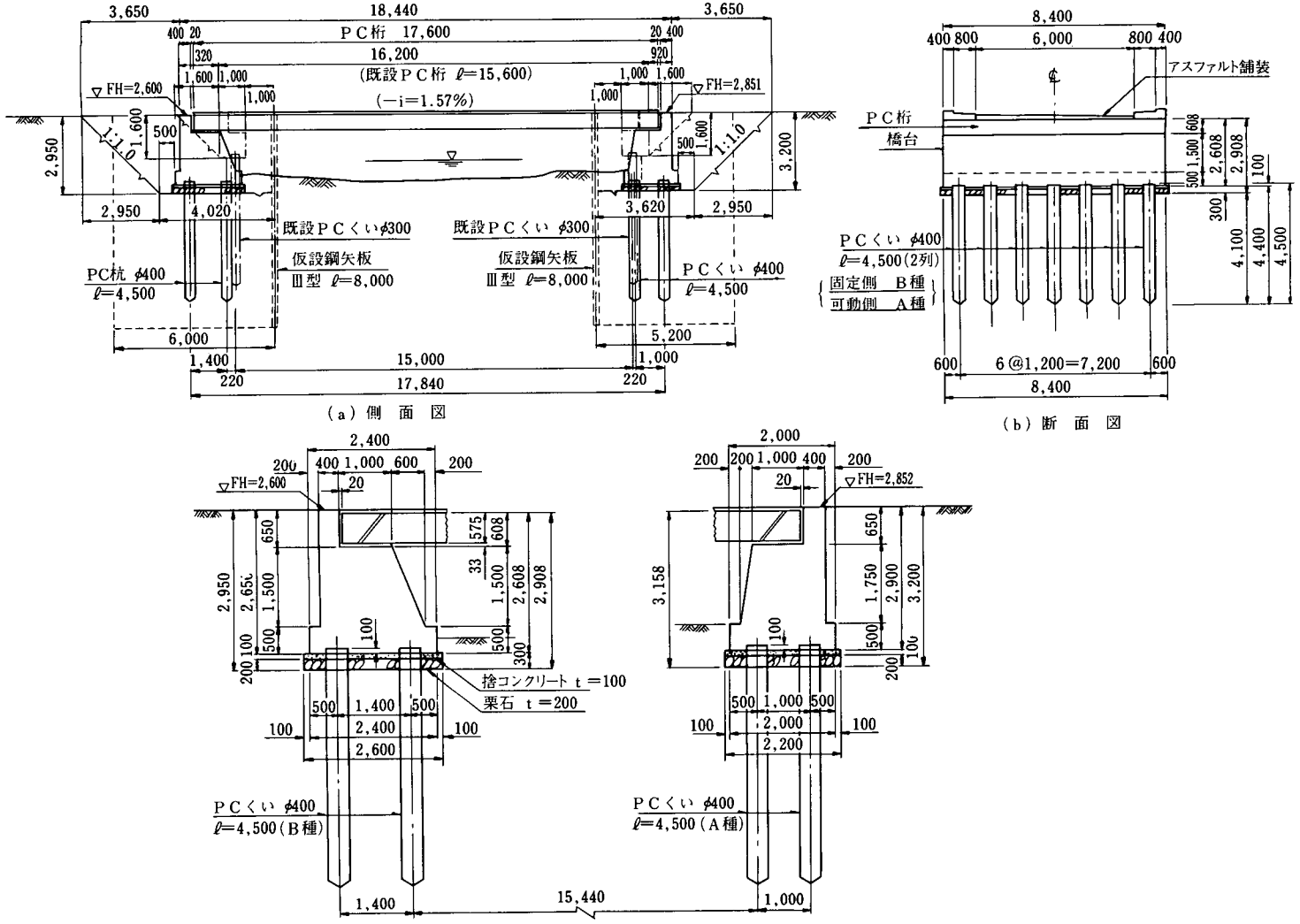


図-13・15 羽黒橋の復旧一般図

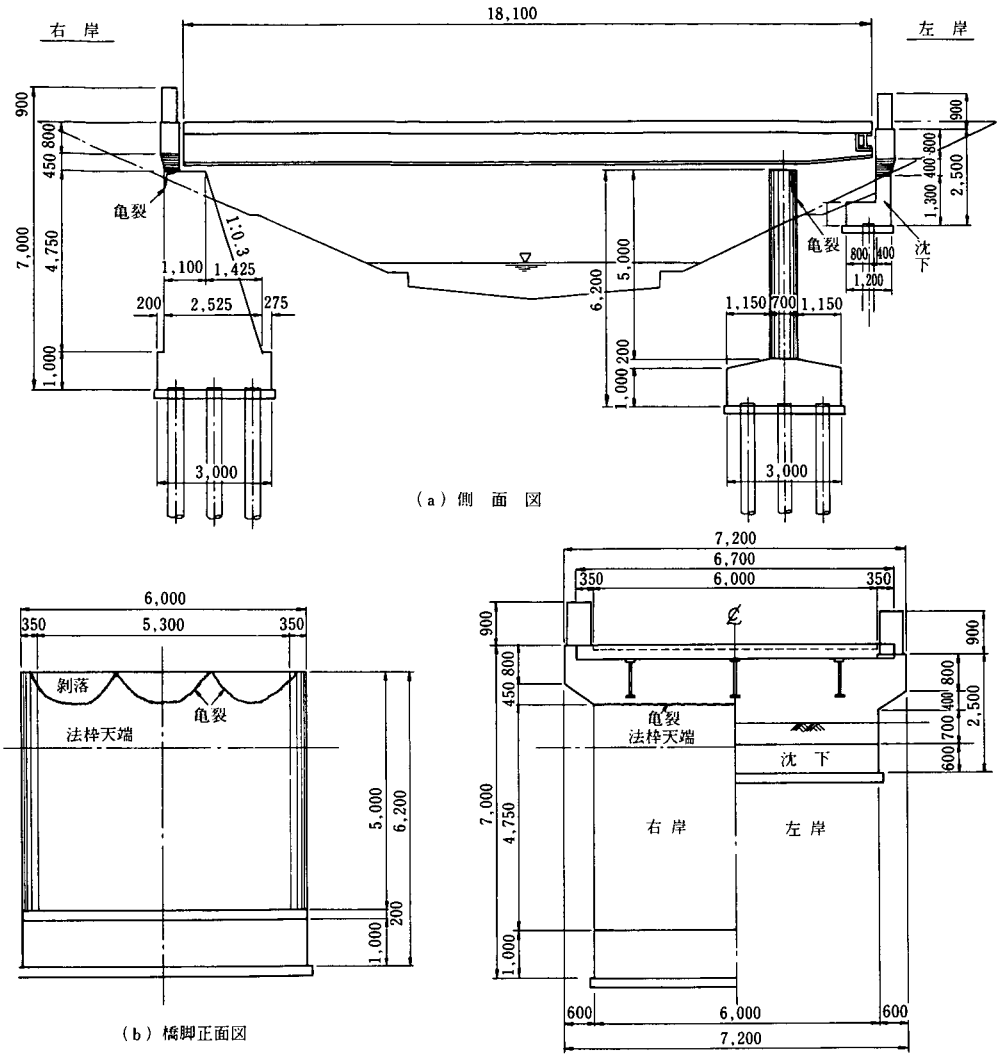


図-13・16 新山田橋の被災状況図

かる橋梁で上部構造は木橋部4連，コンクリート床版橋1連からなる橋長30m(支間6m)，であり下部構造はくいを用いたパイルベント型式の橋脚である。図-13・18に一般図を示す。

津波の遡上により小型漁船が河川上流方向に押し上げられ本橋に衝突し，木橋部3連が落橋した(写真-13・27参照)。なお，この橋梁は老化が著しく，本橋より下流方向約70mの位置に新橋が建設中であり下部構造が完成した状況にあった。

3. まとめ

日本海中部地震による道路橋の被害について，その被害概要及び代表的な被害状況を述べた。道路橋の被害をまとめると以下のとおりである。

1) 今回の地震による被害では，伸縮継手の損傷，支承破損，下部構造の沈下・移動，取付道路の沈下・変状及び護岸の変状が多かった。

2) 長期間にわたる全面通行止を伴うような落橋等の大被害はなく，被害を受けた橋についてもその機能が著しく損なわれることはなかった。

3) 耐震設計されている橋梁本体の被害に関しては，新潟地震，宮城沖地震による被害に比べて，今回の地震による被害は少なかった。

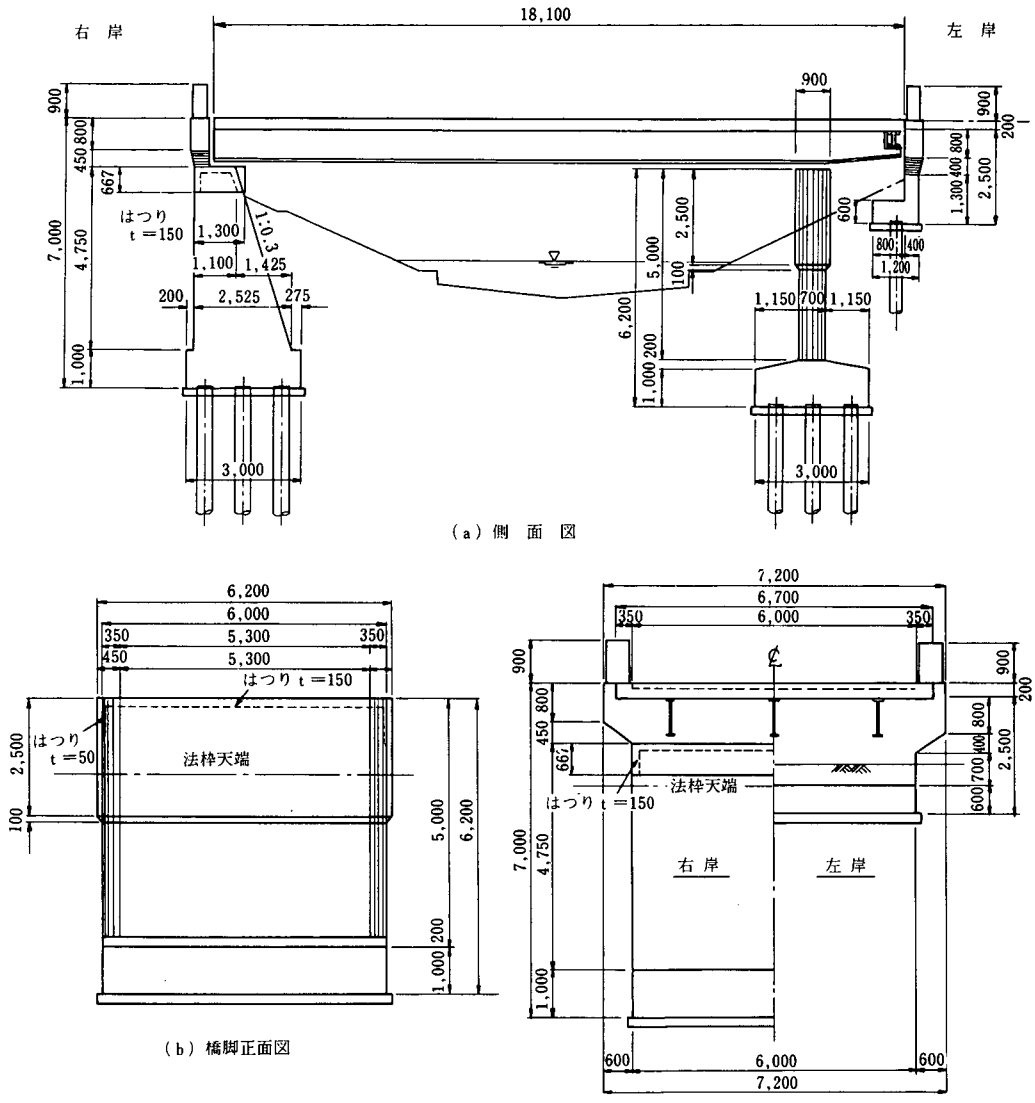


図-13・17　新山田橋の復旧一般図

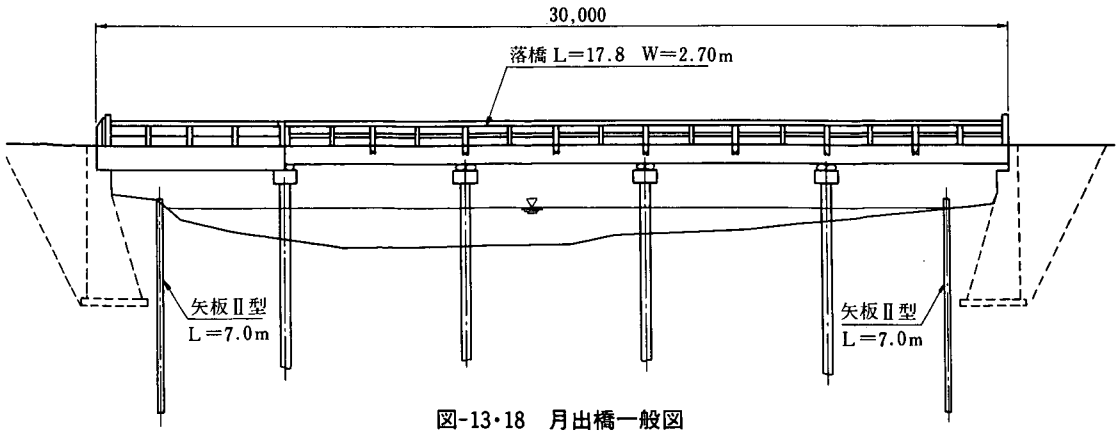


図-13・18　月出橋一般図



写真-13・27　津波による漁船の衝突で落橋した橋(島根県隠岐部月出橋，島根県土木部道路課による)

第14編　地震後にとられた措置

岩崎敏男*1
大日方尚巳*2

by Dr. Toshio Iwashaki
and
Naomi Obinata

目　次

1．まえがき……(2)
2．災害への対応……(2)
2.1　国の対応 ……(2)
2.2　道県及び市町村の対応 ……(2)
2.3　建設省の対応 ……(2)
2.4　災害応急活動 ……(2)
3．地震後にとられた対策・措置……(4)
3.1　生活の確保 ……(4)
3.2　交通の確保 ……(5)
3.3　河川・港湾関係 ……(5)
3.4　農林水産業関係 ……(5)
3.5　中小企業関係 ……(5)
3.6　津波警戒対策 ……(5)
3.7　その他 ……(6)
4．まとめ……(6)
参考文献……(6)

＊1　地震防災部長，工博
＊2　地震防災部耐震研究室研究員

1．まえがき

今回の地震では，津波のために100名を超す死者が生じ，公共土木施設や農林水産関係を中心に約2,000億円の直接被害が発生した。そのため地震の対応の特徴は，1）行方不明者の捜索，2）ライフライン施設の早期復旧，3）農業・漁業等の被災者の救済，などであった。

以下に各機関で地震後にとられた行政的な対応・措置に関する概要を記述する。なお，復旧作業上の技術的な対応は前編までの各施設の被害に関する報告に記されている。

2．災害への対応

2.1 国の対応

地震災害の応急対策を強力に推進するために，5月26日に災害対策関係省庁連絡会議が開催され，同日付けで国土庁長官を本部長とする「昭和58年（1983年）日本海中部地震非常災害対策本部」が設置された。

本部会議は，5月26日，5月28日，6月15日の3回開催されており，地震後の応急措置や被災者の救済対策の方針が決められた。

政府調査団は，5月27日（秋田県・青森県），6月6日（北海道），6月13日（島根県）の3回派遣されている。また，参議院災害対策特別委員会の調査団が5月30日・31日，衆議員災害対策特別委員会の調査団が6月6日・7日，それぞれ秋田県及び青森県の被災地を視察した。

2.2 道県及び市町村の対応

災害対策本部は，北海道・青森県の1道2県のほか，表-14・1に示す55市町村で設置され，被害状況に基づく応急措置を行った。災害救助法は表-14・2に示す14市町村に適用され，炊出し等食品の供与，被服寝具等の供与，応急仮設住宅の設置，飲料水の供給，行方不明者の捜索等の救助措置がとられた。

2.3 建設省の対応

建設省では，被災後直ちに被害状況の把握に努めると共に，一般国道等の被災箇所に対する応急工事を実施し，交通の確保を行った。また，5月27日には建設大臣が秋田県・青森県の現地視察を行ったほか，関係各課の係官及び土木研究所等の専門家を現地に派遣し，応急復旧の指導を行った。

建設省東北地方建設局管内の災害は，110箇所，72.6億円であり，その94%は河川施設の被害であった。これらの災害に対して各種項目別に対応の実態及びその問題点について整理した結果を表-14・3に示す。また，能代工事事務所における震後対応の時系列的な流れを表-14・4に示す。

2.4 災害応急活動

地震発生と共に関係省庁は，対策本部等を設置し，被害状況の把握など応急活動を行った。

警察関係では，地元の青森・秋田の県警察を初め岩手・宮城・山形の各県警及び警視庁からの応援を含めて延べ18,400名，ヘリコプター延27機を出動し，情報の収集，行方不明者の捜索，被災者の救出・救護，交通対策などの応急活動を行った。特に行方不明者の捜索のためにアクアラング隊が秋田県（延350人）・青森県（延110人）へ応援派遣された。

自衛隊では，関係県の知事の要請により，陸海空合せて応援人員延3,000名のほか，航空機・艦艇・車輌を派遣し，行方不明者の捜索，給水支援，物資の輸送等を実施した。

消防団員は，地元の市町村から延17,000人が出動し，警戒・広報活動，救急・救助活動，行方不明者の捜索等に従事したのを初め，東京都消防庁から水難救助隊及び震災救援車の派遣があり，能代市の行方不明者の

表-14・1 災害対策本部の設置市町村数

道県名	設置市町村数	道県名	設置市町村数
北海道	20	山形県	1
青森県	13	島根県	2
秋田県	19	計	55

表-14・2 災害救助法の適用状況

県名	適用市町村	適用月日時	
秋田県	若美町	5月26日	20：30
	八森町	5月28日	8：00
	八竜町	〃	〃
	男鹿市	〃	〃
	能代市	〃	〃
	秋田市	5月31日	10：00
	昭和町	6月3日	12：00
	山本町	6月11日	15：00
	井川町	6月6日	17：00
青森県	車力村	5月27日	7：00
	鰺ヶ沢町	5月29日	19：00
	木造町	5月30日	10：00
	小泊町	6月1日	19：00
	深浦町	〃	〃
計	14市町村		

表-14・3　日本海中部地震における建設省の対応

種別	河川関係		道路関係	
	対応	問題点及び提案	対応	問題点及び提案
震後対策の体制	・震災対策支部設置(各工事事務所)。 ・震災経験者の指揮と指示があった。	・水門操作員と連絡がとれず苦慮した。	・震災対策支部設置(各工事事務所) ・震災経験者の指揮と指示があった。	・担当者が出張等で不在の時の始動体制に混乱があった。
緊急調査	・2班で両岸を歩いて巡回(青森工事)。 ・被害の概要把握を目的に半日ほどかけた(能代工事)。 ・業者をパトロールに使用した。	・手短かにすます事も必要である。 ・草が繁っており亀裂の見落としがあった。 ・テープレコーダーが有効。 ・業者に無線がないため連絡に苦労した。	・概略の被害の把握を目標とし半日ほどかけた(能代工事)。 ・道路台帳に被害を記入(能代工事)。	・道路が混雑してパトロールができない。 ・震度4程度の地震の場合,業者にパトロールさせる事も考えるべきだ。 ・被災延長が大きいため,細部までなかなか目がとどかない。 ・舗装版下の空洞の確認が困難。 ・被害の見おとしがかなりあった。
緊急措置	・シート,土のうを大量に手配。 ・被害箇所の交通止め。 ・シートをかける。 ・土のう積	・緊急措置は,多少,お金は2の次にして対応すべきだ。	・標識,バリケード等の設置。 ・片側通行あるいは通行止めの指示。 ・一部迂回処理。 ・当初は業者が独自で設置をした。	
被災調査	・地震災害緊急調査マニュアルにて実施ただし記入しやすいように改良した(青森工事)。 ・調査班と石灰班(亀裂に石灰を投入)を別にしたが効果的であった。 ・区間ごとに業者を決め至急出動させ調査させた(青森工事)。 ・主に目視測量により調査した。	・写真撮影マニュアルがほしい。 ・草が多く見落としが出た。草刈りが必要。 ・現行調査マニュアルは原因調査が主で復旧工事のための視点での項目が抜けているようだ。 ・調査マニュアルに従って調査するには人員不足。あまり経験のない人にもすぐに理解できる調査マニュアルがほしい。 ・大河川では構造物ごとに調査班を編成するのが理想的である。 ・調査用の資材が不足した。 ・現地調査用図面の整備距離標の整備が必要。	・技術職員とコンサルタントの職員で班を編成した(青森工事)。 ・コンサルタントに依頼(秋田工事)。 ・測量,空洞調査,地盤変状調査等を行った。本復旧のためにボーリング,土質試験等も行った。	・写真撮影マニュアルがほしい。 ・業者を利用すべきだ。
復旧優先順位			・七号線確保最優先	
応急復旧	・業者に説明会を開き,十分復旧工法を周知させた。 ・亀裂に対しては切返し,沈下に対しては土のう積ないしは盛土。	・局から場所・工法・被害額等の問い合せに即答できるマニュアルの整備。 ・調査との優先順位で苦労した。	・被災したコンクリート舗装版撤去,アスファルト舗装(能代南バイパス)。 ・パッチング ・地元業者の応援あり。	・機械の入手がむずかしかった。 ・突発的な事故の場合の建設機械の手配について考えておく必要がある。 ・現場に工法を決定しうる技術者が必要。 ・電話不通のため業者への連絡に手間どった。
本復旧	・原形復旧	・復旧マニュアルが必要。 ・宮城県沖地震での復旧工法では旧式すぎて大蔵省と協議できないので工法決定に時間がかかった。	・マンモスバイブロタンパーによる締固め等による液状化発生防止を考慮した復旧(能代工事)。	・停電,被害によりアスファルト・プラント等の生産停止もありうるので,資材調査を早急に行う必要がある。 ・盛土部の流動により用地杭が移動し,それの復元に手間どった。
情報連絡	・無線使用	・無線が混信した。 ・情報の一本化が必要。 ・業者へ同一周波数の無線を持たせたい。	・無線による交信。 ・マイクロ回線による交信。	・橋梁落下の誤報があり混乱した。 ・同じ情報が何度も入り混乱した。 ・情報の窓口を一本化すべきだ。 ・マイクロ回線は有効であったが,携帯無線は不足した。 ・無線は混信した。
広報		・住民からの電話が非常に多かった(パニック状態)。 ・被害調査団が多く,被害説明及び現地案内に時間をとられた。	・報道機関が道路情報センターの情報を常時流した。 ・ラジオが徹底して情報を流した。 ・災害記録を発行した(好評) ・国道7号を確保した事をPRした。	
その他		・職員の家族の安全の確認が必要。 ・夜間の食事の確保が必要。 ・ガス・水道・仮眠所等に対し,臨機応変に対応できるようにしたい。 ・備品の点検が必要。 ・復旧資料作成のための図面等の確保に時間がかかった。		

表-14・4 能代工事事務所の対応

月日	時間	状況	対応
5．26	12：01	地震発生（震度5）	パトロール開始（車2台）
	12：04		各出張所へパトロール指示（所長，副所長）
	12：05		（国*）維持業者へパトロール協力を依頼 （二**）パトロール開始（2名）
	12：14	大津波警報発令	
	12：16		局より水閘門を閉めるよう指示
	12：20		警察より道路交通止めの情報第1報入る 庁内放送にて津波に対する避難命令
	12：30		地震災害対策本部を副所長室に設置
	12：35	大津波構内へ浸入	7号能代南バイパス浅内地区道路面陥没，隆起のため交通止め （12：20業者自主的に実施）の情報入る。課長現地確認（13：30）
	13：10		7号能代バイパス，能代二線橋，桧山新橋取付部路面30～50cm 陥没確認，徐行通行可
	13：40 〜 14：00		被害の大要把握
	14：50		（国）事務所からの応援班調査開始
	15：00		関係機関（報道関係・消防・警察等）へ通報
	17：00		（国）パトロールにより構造物無被害確認
	18：30		7号能代バイパス，能代二線橋，桧山新橋その後段差摺付完了
	19：00		関係機関へ道路情報通報
	19：40		幹部全員で対策検討（27日1時まで）
	20：00		（二）パトロール終了，事務所にて検討会
	20：58	大津波警報解除	
	22：00		鹿渡地区片側開通（23：00全面開通）
5．27	2：05		能代南バイパス，片側開通（4：00全面開通）
	4：30		関係機関へ道路情報通報
		政府調査団 現地災害調査 建設大臣他 現地災害調査	（二）4班で調査開始
5．28		能代市に災害救助法適用	
5．30		参議院災害対策特別委員会調査団現地災害調査	

＊ 能代国道維持出張所　＊＊ 二ツ井出張所

捜索にあたった。

このほか行方不明者の捜索のため，民間のダイバー・企業・地元漁民が多数参加した。行方不明者は7月2日までに全員が発見された。

3．地震後にとられた対策・措置

3.1 生活の確保

地震後の被災地区住民の生活確保を図るため，ライフライン施設の早期復旧や住宅確保に関する対策がとられた。

電力は，地震直後に約40,000戸で停電したが，当日の20時35分には全面復旧した。

ガスは，秋田・青森の両県で一般ガス事業及び簡易ガス事業に被害が生じ，約15,000戸で供給停止となったが，近隣ガスの事業者等の応援をうけ，復旧にあたった結果，損傷の大きい家屋，不在需要家を除き6月25日には復旧した。また，ガスの供給停止に対しては，簡易コンロやボンベが病院等へは無料配布され，一般

需要家に対しては原価販売が行われた。

水道は，秋田県・青森県を中心に約43,000戸が断水する被害が生じたが，応急仮復旧の結果，6月10日までに全面復旧した。その間，近隣市町村及び自衛隊の応援を得て給水車による給水が実施された。

電話は，青森・秋田方面への通話が一時かかりにくい状態になったが，通話規制により対処し，27日夜には通常状態に回復した。

郵便は，鉄道の不通による輸送への影響に対し，臨時自動車便等により対処したほか，被災の著しい世帯に対し，郵便葉書等を無償交付した。

住宅は，全・半壊約5,000棟の被害が生じ，応急措置として破損住宅の応急修理，被災者の公営住宅への優先入居等を行うと共に，災害救助法による応急仮設住宅を155戸建設した。金融上の措置として住宅金融公庫より災害復興住宅資金が，住宅被災者に融資された。融資額は70億円を超えている。

生活関連物資の供給不足や価格高騰などは生じなかった。

3.2 交通の確保

道路では，一般国道7号能代南バイパスを初め，秋田・青森県内の国道，主要地方道及び県道において，道路陥没・法面崩壊などにより23箇所で通行止めとなったが，7号は5月27日，101号は5月29日，280号は5月27日に全線開道し，他の路線も通行止め箇所が逐次解消した。通行止め箇所は3日後には7箇所，1箇月後には2箇所に減少した。

鉄道は，12線区の約700箇所で被災し不通となったが，逐次開通し，奥羽本線の6月7日，五能線の6月16日を最後に全面開通した。

3.3 河川・港湾関係

一級河川は米代川・雄物川・岩木川など6河川，二級河川は馬場目川が被災したが，直轄河川については6月7日に応急復旧工事を完了した。補助河川の八郎潟の堤防に関する応急復旧は，土俵積を6月6日に，亀裂補修を6月20日に完了した。

港湾施設の被害は，秋田港を中心に14港湾で発生した。特に被害の甚大であった秋田港は，幹線臨港道路の応急復旧を5月29日までに完了した。また，当面の輸送需要に対しては，被害の比較的軽微な岸壁により対応すると共に荷揚げ施設等の応急仮設工事が行われた。

3.4 農林水産業関係

水稲約1,000haに浮苗等の被害が生じたが，県間及び地域間の苗の調整・確保を行い，必要な補・改植が行われた。八郎潟干拓地など被災により緊急に用水の確保を必要とする箇所については，ポンプを確保・移送し，応急措置がとられた。農地・農業施設の復旧事業は，激甚災害の適用により，通常の国庫補助率のかさ上げが行われた。

漁船被害は約2,600隻あり，うち591隻が沈没・流出した。そのため応急措置として，当面の操業に必要な代船，漁具等の供給及び被害漁船の緊急修理が円滑に行われるよう保険金の早期支払い，農林漁業公庫などによる特別融資が図られた。

農林水産業者は，漁業を中心に大きな被害を受けたため天災融資法の適用を受けたが，そのために既往の天災融資適用基準の改正が必要であった。これは今災害が，津波の影響もあって，被害が面的な広がりを持たず，点と線の形で特定地区に集中すると共に漁業被害が大半を占めており，既往の天災融資適用基準にはそぐわなかったためである。

3.5 中小企業関係

中小企業関係の被害は，秋田県を中心に約223億円であったが，被災中小企業者等の救済のため，政府系中小企業金融3機関（中小企業金融公庫，国民金融公庫，商工組合中央金庫）から災害貸付制度の融資が約47億円行われ，中小企業体質強化資金助成制度による貸付も約21億円あった。

中小企業関係被害の著しかった10市町村については，局地激甚災害の指定が行われた。指定団体は，青森県鰺ケ沢町・木造町・深浦町・車力村及び小泊村，並びに秋田県能代市・男鹿市・八森町・八竜町及び若美町である。適用される措置は，1）中小企業信用保険法による災害関係保証の特例，2）中小企業近代化資金等助成法による貸付金等の特例，3）中小企業に対する資金の融通に関する特例である。

3.6 津波警戒対策

日本海中部地震では津波により100名の死者が発生し，この地震災害を契機として，津波対策が再認識されることとなった。そこで国土庁長官の表明をうけ，津波警報関係省庁連絡会議が設置され，その対策が検討された。その結果は，「沿岸地域における津波警戒の徹底について（申し合わせ）」として7月15日に発表された。

津波警戒対策の1つは，津波警報到達以前の体制である。今回の地震のように比較的規模の大きい地震が近海で発生した場合には，津波が早期に沿岸に到達し，警報が間に合わないことがある。そこで，震度4程度以上の強い地震を感じたら，住民はそれぞれ直ちに海浜から退避する等の警戒をとり，市町村長も公的機関としての警戒体制をとることとした。

2つは，津波警報に関する警報発表の迅速化及び警報伝達の迅速化・確実化である。気象庁は予報作業手順を簡略化して津波警報等の発令までの時間の短縮化を図ることとし，所定の伝達経路及び伝達手段を点検して，警報がより迅速に市町村に伝達されるよう改善を図ることとした。

3.7 その他

地方財政措置として，被害の大きな地方公共団体に対して普通交付税の繰り上げ交付を行うと共に，復旧事業経費についても地方債の配分あるいは特別交付税措置による救済措置がとられた。

税務上の措置として，申告・申請等の期限の延期，納税の猶予及び租税の軽減・免除等が講じられた。

災害弔慰金として，死者104名に対して総額2.5億円が支払われた。支給額は，生計維持者300万円，その他150万円である。

4. まとめ

以上，震後にとらえた対応・措置の概略について述べた。その特徴をまとめると以下のとおりである。

① 震後，第1にとらえた対策は，被災住民の生活を確保するためのライフライン施設の早期復旧及び住宅確保であった。

② 地震に伴う特別の財政援助（天災融資法の適用など）の対象は主に農地及び水産業関係施設に対して行われた。

③ 津波に対する情報伝達・避難方法に関する防災対策が見直された。

参考文献

1) 昭和58年（1983年）日本海中部地震非常災害対策本部「昭和58年（1983年）日本海中部地震災害対策について」1983年12月。

2) 建設省土木研究所「震災復旧技術の開発に関する報告書」震災復旧技術開発土木委員会，1984年3月。

あとがき

昭和58年5月28日に発生した日本海中部地震について，津波による被害状況，地震動による各種公共土木施設の被害状況等について，土木研究所が実施した調査成果を土木研究所所報として取りまとめることができた。本報告書が我が国の地震防災対策の推進の一助となれば幸甚である。地震発生後約1箇年を経過した今日，現場では八郎潟河川堤防等の復旧工事がなお継続中であり，土木研究所でも一部の詳細調査を継続中であるが，とりあえず現在までに得られた成果を一つの報告書に詳述することにしたものである。現在実施中の調査については，成果が完了のつど，別途，個々に別の報告書として公表していく予定である。

末筆ながら，地震発生以来，土木研究所の調査に対して終始御協力を頂いた，下記の諸機関の関係各位に深甚の謝意を表する次第である。

1984年7月　研究調整官　村上順雄

建設本省
建設省東北地方建設局
建設省東北地方建設局青森工事事務所
建設省東北地方建設局秋田工事事務所
運輸省港湾技術研究所
運輸省第一港湾建設局秋田港工事事務所
青森県
秋田県
秋田市
能代市
日本道路公団
日本下水道事業団

付表　現地調査リスト

年月日	研究室	氏名	目的
58. 5. 28 ～6. 1	振動 海岸 動土質	川島一彦 宇多高明 佐々木康	初動調査
58. 6. 1 ～6. 6	フィルダム	松本徳久	ダムの被害調査
58. 6. 5 ～6. 8	動土質 耐震 振動	谷口栄一 岩崎敏男 荒川直士	被害調査 秋田・青森両県の日本海中部地震による道路の被害調査盛土の被害調査 盛土の被害調査
58. 6. 9 ～6. 10	急傾斜地崩壊	土井功	急傾斜地現地調査
58. 6. 19 ～6. 24	振動 〃 〃 耐振 〃	川島一彦 田村敬一 近藤益央 大日方尚巳 後藤勝志	秋田県内における地震被害調査 主に道路盛土，ライフライン施設の被害調査
58. 6. 20 ～6. 24	動土質 〃 施工	谷口栄一 伊藤良弘 藤川昌幸	道路被害調査
58. 6. 20 ～6. 23	海岸 〃	田中茂信 弘田英人	津波被害現地調査
58. 6. 22 ～6. 25	研究調整官 地質官 地震防災部長	村上順雄 大木達夫 佐藤和夫	被害調査
58. 7. 4 ～7. 7	地質	桑原啓三	地震被害調査
58. 7. 4 ～7. 10	砂防 〃 地すべり 急傾斜地崩壊	瀬尾克美 阿部宗平 綱木亮介 服部泰英	秋田県，青森県，両県内の土砂害調査 （土石流，地すべり，がけ崩れ）
58. 7. 5 ～7. 7	河川	橋本宏	八郎潟干拓堤防被災状況調査 雄物川堤防被災状況調査
58. 7. 6 ～7. 10	地質	脇坂安彦	地震被害調査
58. 7. 11 ～7. 15	動土質 〃 〃 土質	松尾修 伊藤良弘 小笠原久 吉岡淳	岩木川堤防被害調査及び能代南バイパスプロコーン地盤調査
58. 7. 12 ～7. 15	下水道 振動 耐震 〃	星隈保夫 川島一彦 大日方尚巳 後藤勝志	下水道施設被害状況調査
58. 8. 2 ～8. 5	耐震 〃	岩崎敏男 長谷川金二	青森県内の橋梁被害調査
58. 8. 2 ～8. 6	振動 〃	川島一彦 相沢興 松本秀應	五明光橋の被害調査及び秋田市・能代市の下水道の被害調査
58. 8. 29 ～9. 2	フィルダム	松本徳久 安田成夫	ダムの再調査及び堤体材料採取

付表　現地調査リスト（つづき）

年月日	研究室	氏名	目的
58. 9. 20 ～9. 22	動土質	伊藤良弘	地盤調査打合せ及び道路復旧状況調査
58. 9. 29 ～10. 2	急傾斜地崩壊	仲野公章	急傾斜地現地調査及び地蔵脇地盤調査
58. 10. 24 ～10. 26	動土質	伊藤良弘	八郎潟堤防被害調査
58. 11. 6 ～11. 9	動土質 〃	佐々木康 松尾修	米代川堤防被害調査
58. 11. 15 ～11. 19	耐振 〃	大日方尚巳 加納尚史	能代地区における下水道管路の被害調査
58. 11. 21 ～11. 23	動土質	松尾修	米代川堤防被害調査
58. 11. 27 ～11. 30	動土質 〃	伊藤良弘 島津多賀夫	八郎潟パイプロコーン地盤調査
58. 11. 28 ～12. 2	動土質	佐々木康	道路復旧状況調査
58. 12. 13 ～12. 15	振動 〃	川島一彦 松本秀應	ボーリング地点調査
58. 12. 13 ～12. 16	耐振	大日方尚巳	秋田市及び能代市における道路施設の被害の状況，復旧の状況についての調査
59. 3. 13 ～3. 16	海岸 〃	宇多高明 弘田英人	津波被害現地調査
59. 3. 14 ～3. 17	振動 〃	松本秀應 近藤益央	樋門・下水道の被害調査
59. 3. 26 ～3. 29	動土質 〃 〃	谷口栄一 伊藤良弘 森下義	道路被害調査打合せ及び復旧状況調査
59. 6. 12 ～6. 14	動土質 〃	谷口栄一 森下義	道路被害調査打合せ
59. 7. 9 ～7. 11	耐震 〃	大日方尚巳 加納尚史	秋田市及び能代市における下水道被害調査

昭和59年7月6日原稿提出

土木研究所報告
第165号　1985年3月

1983年日本海中部地震災害調査報告

村上順雄他

要　旨：

本報告は，1983年日本海中部地震に関する災害調査結果を取りまとめたものであり，地震動，津波，全体被害の概要のほか，河川，道路，都市施設などの建設省所管施設に関する被害の実態，被害結果の整理・分析及び得られた教訓について報告している。

キーワード：1983年日本海中部地震，地震災害

Report on the Disaster Caused by the Nihon-kai-chubu Earthquake of 1983

Report of PWRI
Vol. 165 March 1985

by **Yorio Murakami**
and others.

Synopsis :

This report describes the results of investigations on the damage characteristics of civil engineering structures due to the Nihon-kai-chubu Earthquake of 1983. It also mentions characteristics of seismic ground motions, tsunamis, analyses of the damage, and lessons obtained from the experiences.

Key Words : Nihon-kai-chubu Earthquake, Disaster

土木研究所報告第165号

昭和60年3月25日発行

発行　建設省土木研究所
〒305 茨城県筑波郡豊里町大字旭1番地
電話 0298 (64) 2211

印刷　株式会社東神堂
東京都千代田区神田司町2-14
電話 03 (252) 7611

本研究報告より転載又は複製する場合は，前もって
建設省土木研究所情報資料課に連絡のうえ，許可を
得てください。

Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 165 March 1985

Report on the Disaster Caused by the Nihon-kai-chubu Earthquake of 1983

Yorio Murakami
Keiichi Tamura
Takaaki Uda
Toshio Iwasaki
Naomi Obinata
Keizo Kuwahara
Yasuhiko Wakizaka
Eiichi Taniguchi
Yoshihiro Itoh
Hideo Matsumoto
Hiroshi Hashimoto
Yasushi Sasaki
Osamu Matsuo
Norihisa Matsumoto
Nario Yasuda
Minori Shiga
Katsumi Senoo
Ryosuke Tsunaki
Yasuhide Hattori
Masayuki Fujikawa
Atsushi Yoshioka
Tadashi Arakawa
Kazuhiko Kawashima
Kinji Hasegawa
