

1983年日本海中部地震
震害調査報告書

震害調査報告書

土木学会

土木学会



第4編 土質・地盤

土質・地盤 専門委員会 (50音順)

主査委員	石原 研而	東京大学工学部土木工学科 (4.1)
副主査委員	柳沢 栄司	東北大学工学部土木工学科 (4.2.1, 4.2.2, 4.3.2)
委員	浅田 秋江	東北工業大学工学部土木工学科 (4.3.4, 4.4.1, 4.4.7)
〃	梅原 靖文	運輸省港湾技術研究所 (4.4.5)
〃	梅森 昭治	秋田県土木部道路課 (4.4.3, 4.4.4)
〃	熊谷 秀哉	青森県土木部道路建設課 (4.4.3, 4.4.4)
〃	佐々木 康	建設省土木研究所 (4.2.5)
〃	龍岡 文夫	東京大学生産技術研究所 (4.3.2, 4.3.3)
〃	谷 茂	農林水産省農業土木試験場 (4.4.6)
〃	陶野 郁雄	国立公害研究所 (4.2.3, 4.3.1, 卷末付録)
〃	那須 誠	日本国有鉄道鉄道技術研究所 (4.4.2)
〃	安田 進	基礎地盤コンサルタンツ(株)技術部 (4.2.4, 4.3.5)

(注：① 所属は昭和59年1月の委員委嘱当時)
 ② () は執筆区分

4.1 概説

海洋に震源をもつ地震は、海岸に沿って発達した沖積平野を直撃し、特に軟弱地盤地域に大きな被害をもたらすのが常であるが、今回の日本海中部地震もその例にもれず、地盤災害の分布から逆に砂質系軟弱地盤の分布図を描くことができるほどに、両者の分布形状は酷似していたといえよう。今回の地震被害は砂質系地盤の液状化に由来するものが大部分を占めているが、地盤を中心にした被害の特徴を列挙してみると次のごとくなるであろう。

- (1) 被害はある地域または都市に集中しておらず、青森県と秋田県の広い地域に分布していた。このため、特に地盤が悪かった所のみが、散在的に被災した。
- (2) 砂質地盤の液状化と微地形との関連が明確に現われた。たとえば、海岸沿いの砂丘地帯は一般に液状化型被害に対し安全であると考えられていたが、古い砂丘間の低地や、砂丘と内陸側平野との境界部分では、液状化被害が生じやすいことが示された。
- (3) 地表面から浅い所に存在する砂層の液状化が目立った。従来例では、5～15mの深度における砂層の液状化が多かったが、今回の地震では、軟弱粘土層上に0.5～2mの厚さで砂をまき出して宅地や道路を作った場所で、大きな液状化による被害が生じた。
- (4) 今回の被災地は1964年の男鹿地震以来、数回にわたって地震に見舞われたことがあるが、以前に液状化を生じた場所で再び同じ現象が起こっている。このように、液状化が二度も同じ場所で見られることが示された。
- (5) 国鉄の青森駅構内では噴砂噴水が見られたが、近くの青森港で記録された最大加速度は116galであった。これは、液状化発生に必要な加速度として、今までに記録された最小の値である。

今回の地震による液状化は、以上のごとく、今まで知られていなかったいくつかの新しい知見を提供してくれている。以下、これらも含めて、全般的にもっと細かい点に着目して、被害の全貌を紹介してやることにする。

4.2 地盤災害一般

4.2.1 地盤災害の特徴

日本海中部地震による構造物被害には、地震力による直接的な被害もあるが、地震時の地盤災害に起因すると思われる被災例もかなり多く見られた。ここでいう地盤災害とは地震時に地盤が不安定化することによって変状が生じ構造物あるいはその基礎に変状をきたして、構造物あるいはその機能が損われることである。このような地盤災害は、その地域の地盤の地質学的な特徴に大きく影響され、被災の形態にその

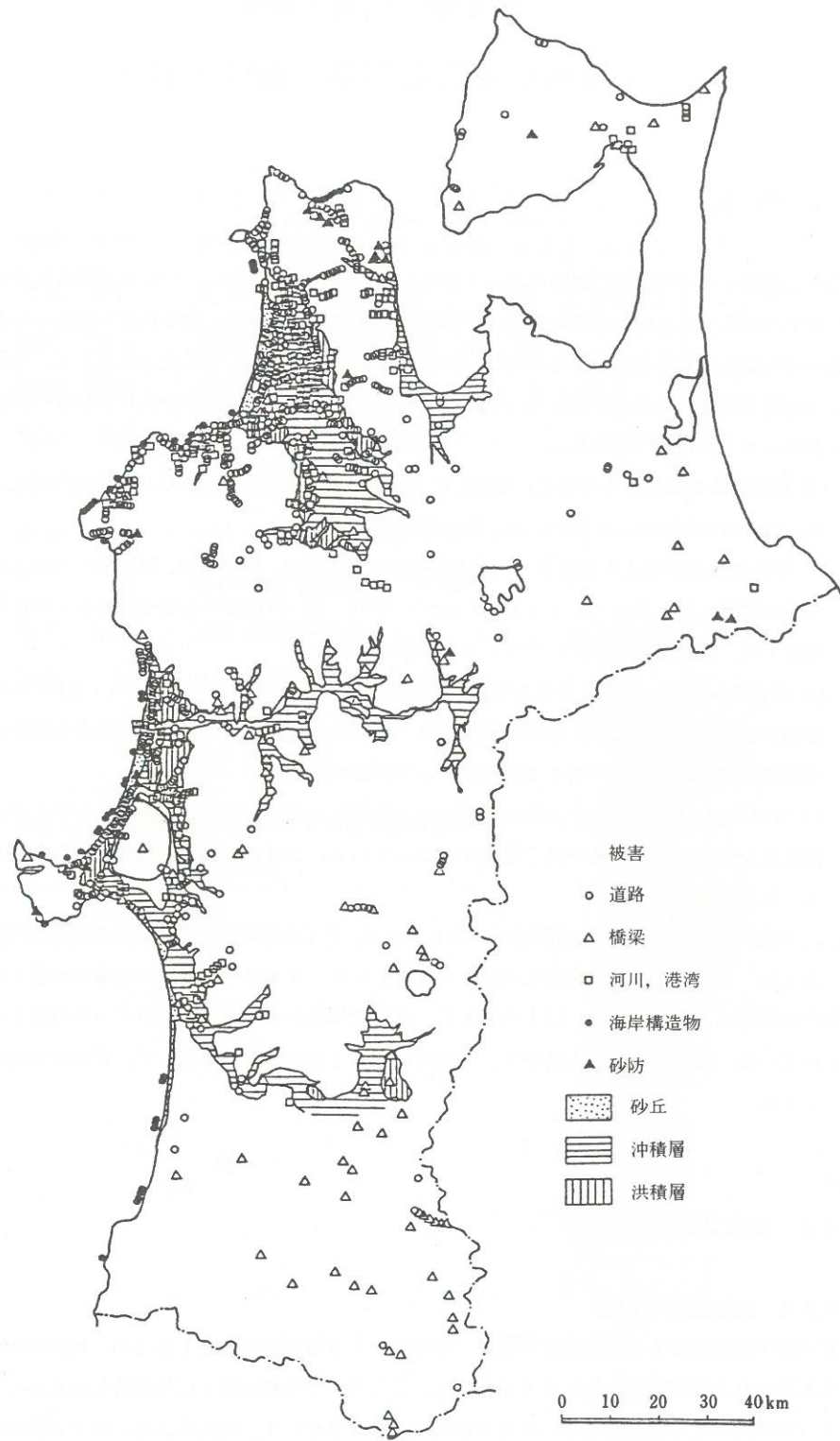


図4.1 土木構造物の被害分布と地盤条件

特徴が強く現われる。

図4.1は、土木構造物の被害の分布と地盤条件を示したものであるが、構造物被害は津軽平野および秋田平野などの沖積平野に集中し、平野部においては、河川、道路、橋梁など各種構造物被害が集中して見られるが、山間部においては道路、橋梁の被害が散見される程度である。青森県西南部の鯉ヶ沢町から岩崎村にかけての地域では津波による海岸・港湾構造物の被害が多く見られるが、その他に道路被害も多く見られる。

山地における被害の多くは、自然斜面あるいは切取斜面の崩壊あるいは落石による被害である。また、地すべりおよび山腹崩壊、砂防関係の構造物被害などが多く報告されている。写真4.1は、青森県下北郡風間浦村易国間における国道279号線の落石による被害を示したものである。また、写真4.2は同県東津軽郡今別町大川平における道路被害を示したものである。山間地における道路被害は盛土の沈下、崩壊あるいは片切り片盛りの盛土部分の沈下すべりなどの被害形態が多い。山地における特殊な地盤災害として、青森県岩持村の十二湖付近の災害があげられる。ここでは、県道十二湖線に亀裂・沈下・路肩決壊あるいは落石による被害が多数発生し、交通が分断されたほか、十二湖の観光施設・管理施設に被害が発生した。地震後に比較的長期間にわたって湖水面の低下が見られたが、その傾向も漸減し涸渇に到らずにすんだ。このほか、斜面保護工の被害、擁壁・石積みの崩壊などの被害が多い。比較的良質の岩盤からなる地域においては落石や自然斜面の崩壊が多く、また、風化の進んだ岩盤あるいは急傾斜地では山崩れ、斜面崩壊が多く見られる。特に山間部の斜面に建設された片切り片盛りの道路の盛土部分や、山間の低地に建設された盛土などでは崩壊した例が見られた。

沖積平野における地盤災害は、有機質を多く含んだ軟弱粘土層に起因する例と軟弱な砂地盤に起因する液状化災害の二つの典型に分けられる。津軽平野が秋田平野には、広範囲にわたってピート層が存在することが知られている(図4.2)。同時に有機質を含んだ含水比の高い沖積粘土層が厚く存在する所も多く、特に岩木川、米代川、雄物川などの河川系を中心に発達した軟弱な粘土地盤では種々な地盤災害が発生している。このような軟弱な粘性土地盤上では河川堤防の堤体の沈下、亀裂・すべり・変形などの被害のほか、護岸のすべり亀裂・変形などが発生した例も多く、また、道路盛土・鉄道盛土などの、沈下、変形・亀裂・崩壊などの変状によって舗装や側溝、カルバートなどに被害が発生している。写真4.3は、西津軽郡稲垣村被害における山田川堤防の典型的な河川堤防の被災例を示したものである。

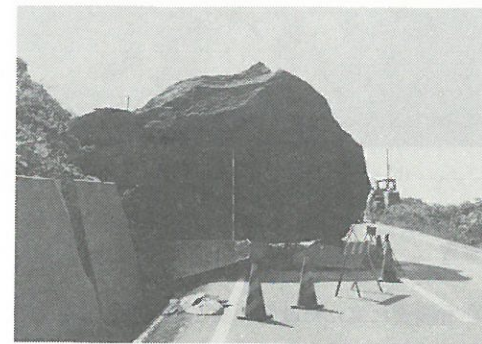


写真4.1 道路に転げ落ちた300t巨岩
(下北郡風間浦村易国間地内)



写真4.2 山地における道路被害の一例
(東津軽郡今別町大川平)

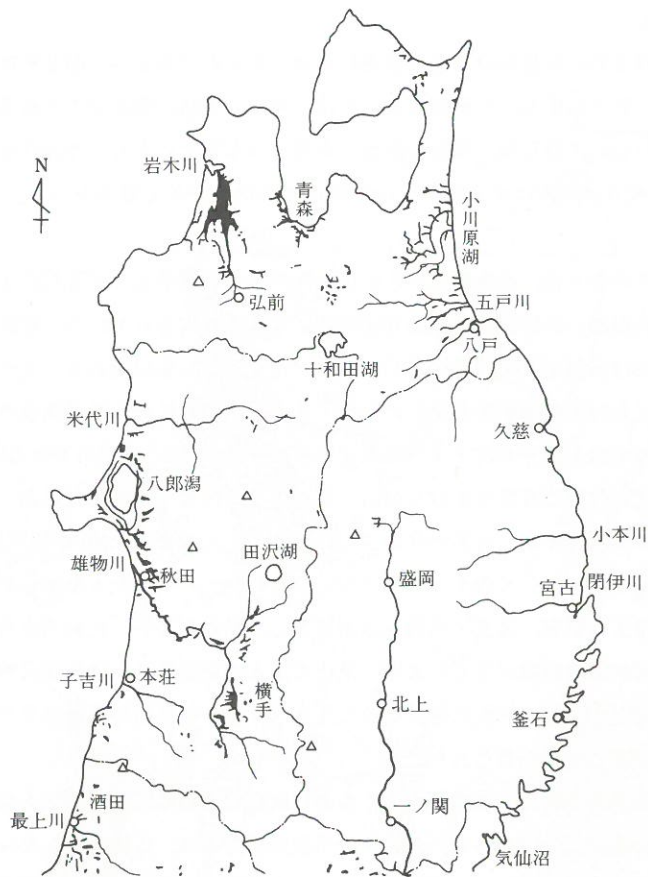
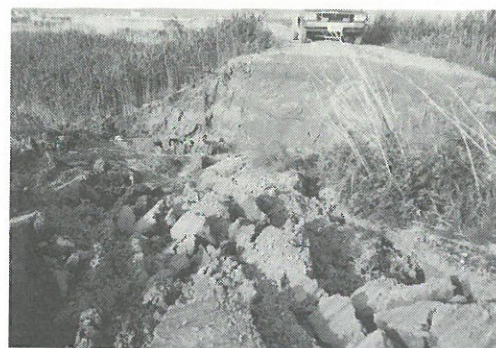


図4.2 ビート層の分布¹⁾



(a) 西津軽郡稲垣村福富地内



(b) 広範囲に沈下した堤防（西津軽郡木造町遠山地内）

写真4.3 山田川堤防の被害

これらの被害は、河川の後背湿地に発達する圧縮性の高い有機質に富んだ軟弱地盤が地震動により急激に、変形したために生じたものである。このような軟弱地盤上では、農業用施設、水利施設たとえば農道、農業用水路などに変形・沈下などの被害が発生したほか、圃場内で地震のために植えたばかりの種苗が浮

き上がるいわゆる浮苗などの被害も発生している。このほか、田地、畑地の亀裂、陥没あるいは冠水などの被害も発生しており、その分布は後述する液状化による被害を除いてほとんど軟弱な粘質土層の分布と関連している。

この地震による軟弱地盤災害の一方の特徴は砂地盤の液状化災害である。この地震による液状化災害は、軟弱な沖積砂層に起因するものと日本海側の地形の特徴である砂丘砂層に起因するものとに大別される。津軽平野においては、岩木川の河床堆積物と思われる砂地盤が液状化することによる河川堤防の被害が報告されている。また、秋田県能代市浅内における国道7号線能代南バイパスの被害は、沖積砂地盤の液状化災害の顕著な例である。ここでは、地表近くの砂層が液状化したことにより道路盛土が沈下・崩壊・変形し、路側方向に流動したため、付近の水路、通管・カルバート等に変形・折損などの被害が発生したほか、田面に陥没・亀裂・隆起などの変状が認められた。また、津軽平野の木造町・稲垣村・車力村をはじめ八竜町などでは、沖積砂層の液状化による被害が散見され、特に旧河道・河床と思われる箇所での砂層の液状化が顕著であった。

一方、砂丘砂層の液状化災害の事例は、この度の地震災害の一つの特色を示すものである。砂丘と沖積低地との境界付近において、砂丘砂層が液状化して砂丘斜面に不同沈下・亀裂・変形・流動などの被害が発生している。このような被害は、車力村富蒔・能代市浜浅内、若美町野石、宮沢、玉の他、五明光などが典型的な例としてあげられる。これらの地区では、斜面上に建てられた民家、畑地、田圃等に著しい被害が生じている。特に家屋被害は後に詳述するように、地盤の変形に伴って基盤あるいは構造が破壊し、沈下や変形によって大きな被害を受けた例が多い。この地区では、たとえば五明光地区におけるように、過去の地震で被災した箇所が再び被害を受けるなど再液状化の可能性が指摘されている。

液状化による地盤災害は単に自然地盤にとどまらず人工地盤においても顕著であった。砂丘が存在する地域では、砂丘砂は盛土材料として利用されることが多く、特に湖沼や砂丘内低地あるいは沖積低地を砂丘砂で埋め立てて土地造成を行った箇所でも液状化被害が発生している例が多い。砂丘砂は後述するように沖積砂に比較して粒径が均等である特徴がある。このような人工地盤の液状化被害の例としては、車力村牛潟、富豊、能代市青葉町・河戸川・浅内・若美町五明光、男鹿市脇本、秋田市新屋元町・新屋松美町などがあげられる（写真4.4）。

能代市における地盤災害は種々な施設に影響を与えている。すなわち、多くの造成地盤においては多量の噴砂や噴泥に伴う地盤の著しい不同沈下や変形により、道路・家屋およびその基礎の破損・変形、浸水、ブロック塀の倒壊・沈下、水道・ガス・下水管などの埋設物の破損、ガソリタンクや浄化槽の浮上、電柱の沈下、傾斜などの被害が見られた。

砂丘砂を用いない人工地盤においても液状化災害が認められた。すなわち、八郎潟干拓堤防のように、在来地盤の砂をサンドポンプでふいて造成した砂地盤に堤体を築造したため、敷砂の液状化によって、堤体が沈下・破壊・変形などの被害を受け、アスファルトフェーシングに無数の亀裂が発生した（写真4.5）。また、秋田港におけるように護岸の後背地の埋戻し砂が液状化した例も多い。青森港における被害も同様な被害と考えることができる。

秋田港においては、セルブロックの傾斜・破壊、矢板の前傾、沈下など、液状化による支持力の減少に起因する被害が多く発生した。特に中島埠頭におけるアンローダーの破壊や向浜地区における港湾施設の被害が顕著であった。このような人工地盤においては、締固めが困難であり、造成地盤全体を改良するこ



写真4.4 新屋元町の液状化で傾斜した家屋

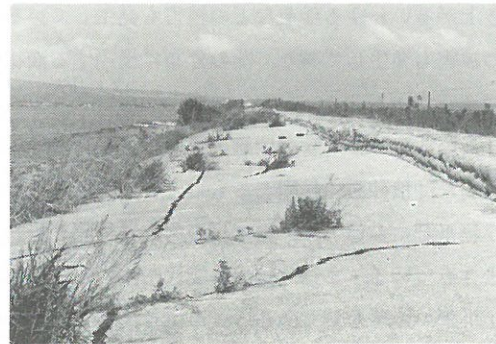


写真4.5 八郎潟干拓の被害

とができないため、被害が極めて顕著になることが考えられる。

以上、要約するとこの度の地震被害は、山地あるいは沖積地盤、人工地盤の三種類の地盤における地盤災害に大別でき、それぞれの被害に特色があることを示した。液状化による地盤災害については、以下の節で述べる。

4.2.2 地盤災害地域の表層地質

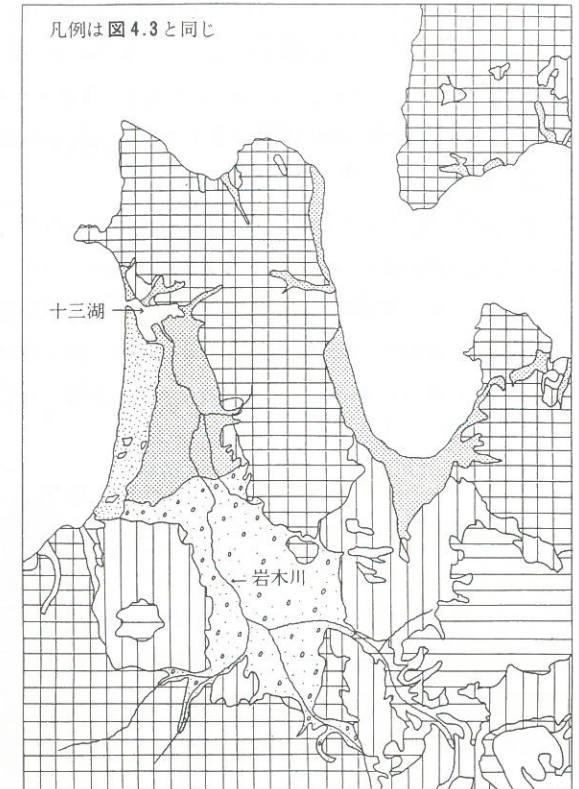
大規模の地盤災害が発生した秋田県北西部や青森県西部は、奥羽脊梁山脈の西方に位置している。この地域は、日本の新第三紀の代表的層序を示す男鹿半島を始めとして、中新統の凝灰岩類の発達している典型的なグリーンタフ地域である。

図4.3は秋田県北西部の地形・地質の概要を示したものである²⁾。これによると、第四系は秋田市から八郎潟、能代市にかけて発達している。

沖積低地は第四紀完新世および更新世末期に堆積した地層、すなわち“いわゆる沖積層”が発達している地域である。沖積低地は雄物川下流域から八郎潟干拓地、米代川下流域にかけて発達している。秋田市がある雄物川下流域を含む沖積低地は秋田平野と呼ばれており、三角州性堆積物が広範囲に分布している。八郎潟は汽水であったが、1966年に全面的に堤防が完成し、干拓地として陸化した。この沖積低地で多くの液状化現象が認められたが、そのほとんどは河道や湿地などを埋め立てたり盛土した人工地盤上であった。

扇状地や河川の氾濫原などを形成している第四系の砂礫層は雄物川流域から五城目にかけての新第三系からなる山地との境界付近に発達している。

秋田市から男鹿市にかけての日本海沿岸では約40 kmにわたって砂丘帯を形成している。この砂丘は主に第四系更新統の潟西層か新第三系鮮新統の笹岡層を基盤として堆積しており、その層厚は南の秋田市では20 m以上と厚く、北の男鹿市では10 m以下と薄く、南に行くほど厚くなる傾向を示している。また、男鹿市から北へ海岸線に沿って八森町まで約45 kmにわたっても長大な砂丘帯を形成している。この砂丘は第四系更新統の潟西層を基盤として堆積していることが多く、能代市浅内付近で層厚約40 mと最も厚く堆積している。能代市では砂丘間低地や砂丘と沖積低地との境界付近で、また若美町でも砂丘と沖積低地との境界付近で大規模な液状化現象が見られた。

図4.3 秋田県北西部の地形・地質²⁾図4.4 青森県西部の地形・地質²⁾

その他の第四系として、更新世に堆積した潟西層がある。潟西層はその厚さが約50 mであり、米代川下流域から八郎潟周辺地域にかけて発達している台地を形成している。

第四紀の火山として安山岩類からなる標高355 mの寒風山がある。新第三系は男鹿半島のほか太平洋地、白山山地などの山地として広範囲に分布している。なお、本地域は南北方向に多数の背斜軸が走り、油田地帯となっている。

図4.4は青森県西部の地形・地質概要を示したものである²⁾。これによると、第四系は岩木川流域と青森市周辺に広く分布している。

沖積低地は青森平野と津軽平野の五所川原市から十三湖にかけての岩木川流域に発達している。完新統の十三湖層はシルト層と細砂層の互層からなり、表層付近に腐植物を挟むことが多い。岩木川流域の洪水敷・旧河道・氾濫原、および十三湖の南の干拓地では広範囲にわたって液状化現象が認められた。また、青森湾岸の埋立地でも液状化現象が見られた。

弘前市から五所川原市にかけての岩木川流域は砂礫層が広く分布している。弘前市付近は開析扇状地、五所川原市付近は段丘の様相を呈している。

鯉ヶ沢町から北へ海岸線に沿って市浦村まで約30 kmにわたって砂丘帯を形成している。この砂丘は屏風山砂丘と呼ばれており、段丘堆積層を基盤としている所が多く、層厚が50 m以上に達している所もある。日本海側にある他の砂丘帯と異なって、海岸線にはほぼ直角の東西方向にも発達し、縦列砂丘の様相を

呈しており、しかも第四紀の四つの時代に形成された現存する日本で唯一の砂丘である。しかし、航空写真による微地形判読や現地調査によると、屏風山砂丘は単なる縦列砂丘ではなく、東縁部（風下側）で西に口を開いた形のU字型をなしているパラボラ型砂丘である。この砂丘間低地および砂丘と沖積低地との境界付近（砂丘が沖積低地内に張り出した所）、とくに砂丘内低地である吹き抜け凹地において顕著な液状化災害が発生した。

第四紀の火山として海拔1625mの岩木山や十和田・八甲田山がある。これらの火山を起因とした堆積物からなる地層が岩木山の山麓や青森市の南に広く分布し、丘陵地を形成している。

グリーンタフ地域の代表的地層である新第三系は津軽半島東部、岩木山の西方および南方に広がっている。津軽半島東部に南北に連なる山地は津軽山地と呼ばれている。この山地は標高718mの丸屋形岳を最高峰とした連山であり、主として、中新世に堆積した岩石からなる。

4.2.3 液状化地点の分布

日本海中部地震で液状化現象によって噴砂が見られた地点とその被害状況をまとめたのが、表4.1と表4.2である〔文献3〕を一部加筆修正〕。表4.1は秋田県、表4.2は青森県における液状化災害の概要を示したものである。また、図4.5は秋田市、図4.6は秋田県八郎潟周辺地域、図4.7は青森県津軽地方、および図4.8は青森市における液状化発生地点を示したものである〔文献3〕を一部加筆修正〕。ただし、ここでいう液状化地点とは、液状化に起因する噴砂現象が見られた地点を指している。なお、図中の記号は表中の記号と対応している。

また、2万5千分の1地形図に液状化領域と噴砂地点を示したものを別紙に掲げている。秋田県内の図は現地調査結果と航空写真判読により作製したものであるが、青森県内の図は現地調査結果のみから作製している。

以下、液状化現象の認められた主な地点の状況を記す。

(1) 秋田市（表4.1、図4.5、および付録27-2・5、28-5・6、29-2・3・6、30-4参照）

秋田市南部に位置する新屋元町（A1）では、砂丘背後の平坦地で南北方向に細長く液状化が生じた。庭や空地に噴砂が見られ、家屋の傾斜、道路の沈下、上下水道管の破損などの被害が生じ、多量の水が噴出

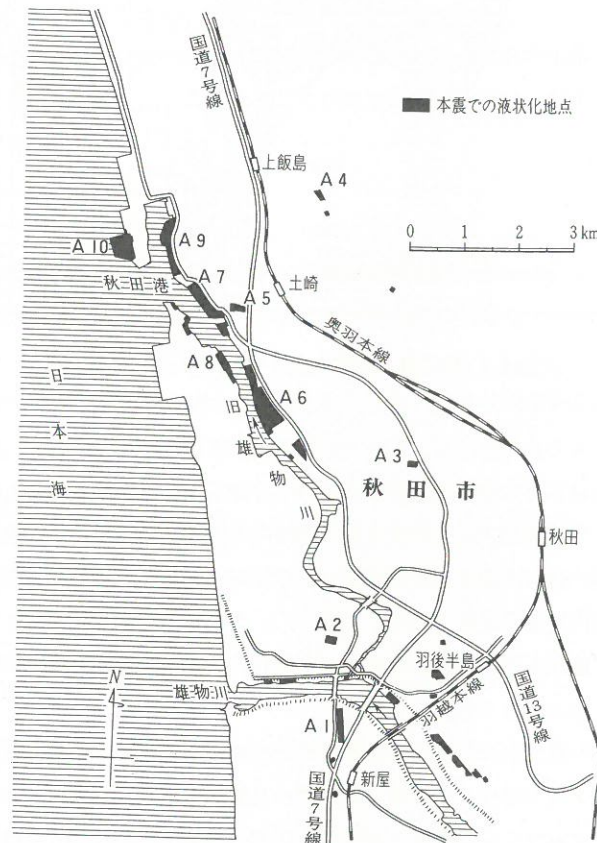


図4.5 秋田市における液状化発生地点〔文献3〕を一部加筆修正〕

表4.1 秋田県における液状化による地盤災害の概要〔文献3〕を一部加筆修正〕

記号	位置	構造物	被害の概要	地形・地質の概要
A 1	秋田市 新屋元町	民家多数	家屋の傾斜、基礎の不同沈下、浄化槽浮上、ブロック塀の倒壊、ガス・水道管破裂、電柱沈下、道路浸水。	河川の埋立て（旧河道）
A 2	新屋松美町	民家	基礎の不同沈下、ブロック塀傾斜、浄化槽浮上、浄化槽浮上、家屋全半壊、井戸使用不能。	盛土造成地 水田の盛土 沖積低地と砂丘の境界 水田の盛土
A 3	八橋新川向	マンション		
A 4	飯島	民家多数		
A 5	土崎港西	下水処理場	沈殿池不同沈下、付近道路・下水管理戻し部沈下、電柱沈下。	埋立て
A 6	秋田港（本港）	石油油槽所	タンク傾斜・沈下、地下タンク浮上、防油堤亀裂、周囲の電柱傾斜。	河川の埋立て
A 7	秋田港（本港）	倉庫	床の沈下・陥没（RC）、岸壁のすべり崩壊、コンベアタワーの倒壊。	河川の埋立て
A 8	秋田港（向浜）	公衆便所 岸壁	建物の傾斜（コンクリートブロック造）、地盤崩壊による傾斜、基礎の陥没、脚部折損、すべり崩壊、エプロン部陥没、護岸前傾。	
A 9	秋田港（大浜）	公園 岸壁	縁石の変動、周辺電柱傾斜、路肩沈下・亀裂、すべり破壊、エプロン部陥没、鋼矢板前傾。	港湾の造成
A 10	秋田港（外港）	クレーン 倉庫 岸壁	カルバート継目1m開口、脱線・陥没、脚部折損、床の沈下・陥没、駐車場開口亀裂、鋼矢板壁の倒壊、ケーソン岸壁の移動、エプロン最大1.5m沈下。	海岸の埋立て
A 11	金足	昭和バイパス	カルバート部の沈下、取付け道路の沈下。	水田の盛土
B	昭和町 元木	民家	家屋10度傾斜、ブロック塀の転倒。	水田の盛土
C	琴丘町 鹿渡	糸流橋	取付け道路の陥没、水田被害。	沖積低地
D	天王町 江川	江川バイパス	取付け道路の亀裂・陥没、護岸壁の前傾。	潟の埋立て
E 1	男鹿市 船越	民家	家屋基礎被害 浄化槽浮上、グラウンドの亀裂、プール浮上、校舎床40cm沈下、配管等の破壊、造成盛土の崩壊、家屋傾斜。	沼沢地の埋立て
E 2	前野	男鹿工業高校		
E 3	脇本	民家 民家多数	家屋全壊、電柱傾斜、ガス・水道管破損、造成盛土の崩壊。	水田の盛土
E 4	大倉 船川港	民家多数 岸壁	家屋全壊、ブロック塀の傾斜・転倒、倉庫の傾斜。	沖積低地と丘陵の境界 海岸の埋立て
F	大湯村 東部承水路	干拓堤防	堤防1m沈下、道路1.4m水平移動・うねる。サイホン式取水工被害、付近の道路横断暗渠（コルゲートパイプ）浮上、水田被害。	潟の埋立て
F 1	正面堤防	新生大橋	取付け道路の陥没。	
F 2		北部排水機場	土留め壁の回転、付属変電設備の不同沈下、付帯構造物の破壊。	
F 3		大湯橋	取付け道路の陥没、橋台ウイングの沈下、堤防最大1.5m沈下、電柱傾斜、道路亀裂。	
F	西部承水路	干拓堤防	サイホン式取水工被害、付近の水田被害、堤防0.5~1m沈下、道路蛇行・うねる、付近の水田被害。	
F 4		祝田橋	取付け道路の陥没。	
F 5		野石橋	取付け道路の陥没、付近の電柱傾斜。	
F 6		五光明橋	取付け道路大破・1m沈下。	
F 7		浜口揚水機場	フェンス基礎の破損、はしご基礎の浮上。	
F 8	幹線道路 北の橋		橋台ウイングの亀裂。	

表4.1 (つづき)

記号	位置	構造物	被害の概要	地形・地質の概要		
G 1	若美町	福米沢	民家	家屋傾斜、盛土崩壊。	水田の盛土	
G 2		野石	民家	家屋の床陥没。		水田の盛土
G 3		宮沢	民家	家屋傾斜、盛土の崩壊、トラック陥没。		水田の盛土
G 4		玉の池・石田 川原・柳原	民家多数	家屋全壊、電柱傾斜、ブロック塀の傾斜・転倒、ビニール水田の被害、道路蛇行・うねる。		沖積低地と砂丘の境界 (砂丘の吹き抜け凹地) 沼沢地の埋立て
G 5		五明光	民家多数	家屋全壊、電柱傾斜、ブロック塀の傾斜・転倒、ビニール水田・メロン畑の被害。		沖積低地と砂丘の境界 水田・畑の盛土
H 1	八竜町	芦崎	芦崎分校	浄化槽浮上。	砂丘縁辺部	
H 2		浜田	浜口小学校	浄化槽浮上、グラウンドの亀裂、付近の家屋全壊		沖積低地と砂丘の境界 水田の盛土
H 3		大曲	八竜中学校	浄化槽浮上、グラウンドの亀裂、校舎・体育館の基礎破損、		
H 4		鶴川	湖北小学校	浄化槽浮上。		
I 1	能代市	黒岡	民家多数	家屋全壊、床陥没、ブロック塀の倒壊、水田被害。	沖積低地と砂丘の境界	
I 2		中浅内	能代南バイパス	道路不同沈下・大きく水平移動・コンクリート板の浮上り、防雪柵傾斜・移動、水田被害。		沖積低地と砂丘間低地の盛土
I 3		浜浅内	民家多数	家屋全壊、水田被害。		沖積低地と砂丘の境界
			民家多数	家屋被害、道路80cm 水平移動、井戸使用不能、基礎破損、ブロック塀の転倒、門柱の傾斜、		
I 4		浅内	民家多数	家屋被害、水道管破裂、道路の側溝破損、		沖積低地と砂丘の境界
			商店・工場等	ガソリンタンク70cm 浮上。		
I 5		河戸川	ガソリンスタンド	ブロック塀の傾斜・転倒。		沖積低地と砂丘の境界、造成地
			民家多数	長崎団地の半数に被害、敷地に亀裂、埋設管破損、電柱沈下。		
I 6		防ヶ崎	民家多数	家屋被害、水田被害。		水田の盛土
			民家	家屋被害。		
I 7		三頭沼	青葉荘マンション	建物傾斜 (RC 4 F)、別棟 (2 F) 渡り廊下 30 cm 分離。		沖積低地と砂丘の境界
			民家多数	家屋全壊、墓石転倒、電柱沈下。		
I 8	昭南町	民家多数	家屋全壊、造成地の陥没、電柱沈下、道路浸水	砂丘間低地・沼沢地の埋立て		
		民家多数	家屋全壊、墓石転倒。			
I 9	松美町	民家多数	家屋全壊。	沖積低地の埋立て		
		民家多数	建物移動、浄化槽浮上、グラウンドの亀裂、			
I 10	景林町	能代商業高校	家屋傾斜・基礎被害、工場被害、盛土の崩壊、	河川の埋立て (旧河道)		
		民家・工場	水田被害。			
I 11	緑町	河川堤防	縦列亀裂、鋼矢板護岸の傾斜、	現河川		
		民家多数	エプロン部の沈下、鋼矢板壁の変形。			
I 12	中川原	民家多数	家屋全壊、ガス・水道管破損。	高水敷・河川の埋立て 砂丘間低地の埋立て		
		工場・民家	工場全壊、家屋被害。			
I 13	古垂土	サニールランド	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。	河川後背湿地の埋立て 沖積低地と砂丘の境界		
		三面球場	グラウンドの陥没・大亀裂、河川堤防亀裂、			
I 14	落合	民家	家屋被害、水田被害。	河川後背湿地の埋立て 沖積低地、水田の盛土		

表4.2 青森県における液状化による地盤災害の概要〔文献3〕を一部加筆修正〕

記号	位置	構造物	被害の概要	地形・地質の概要	
J	鶴田町	鶴田	農村環境改善センター	門柱に亀裂、駐車場に亀裂。	河川の氾濫原
K	柏村	上派立	水田	水田被害 (被害小)。	河川の氾濫原
L 1	森田村	下菴	水田	水田被害。	沖積低地
L 2		浅田・中田	用水路	水路うねる、矢板倒壊、電柱傾斜。	
M 1	鯉ヶ沢町	北浮田	鳴沢川橋梁	レールの変形、橋台の移動、取付け盛土の沈下・崩壊、水田被害。	現河川・河川の氾濫原 水田の盛土
M 2		川尻	民家多数	家屋全壊、井戸使用不能、ブロック塀倒壊、電柱傾斜、	
	川尻排水機場		水路側方移動・沈下、サイホン亀裂・沈下、水田被害。		
M 3	保木原	鳴沢橋	取付け道路の沈下、河川堤防沈下・崩壊、	現河川・河川の氾濫原 河川の氾濫原	
		用水路	水路沈下・破損、分土工亀裂。		
M 3	舞戸	民家・工場	家屋半壊、工場被害、道路・駐車場亀裂、水田被害。	沖積低地 沼沢地・河川の埋立て	
N 1	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。	水田の盛土
N 2		亀ヶ岡	平滝排水機場	鋼鉄製管水路沈下・漏水、擁壁沈下、山田川堤防沈下・崩壊。	沖積低地
N 3		筒木坂	用水路 排水路	水路蛇行・不同沈下・破損、水田被害、水路破壊、水田被害。	沖積低地 砂丘間低地
N 4		平滝	民家多数	家屋全壊・傾斜、ブロック塀の傾斜・転倒、電柱傾斜、防火水槽浮上。	沖積低地と砂丘の境界 (砂丘縁辺部と吹き抜け凹地)
N 5	ツブ沼	老人ホーム	建物沈下、浄化槽 1 m 浮上、油タンク破損、	砂丘間低地	
		畑	沼内に無数の噴砂、畑に巨大噴砂孔、畑被害、		
N 6	屏風山開拓地	幹線道路	送水路・排水路の破損、畑大被害、道路沈下・うねる。	砂丘間低地	
		用水路	水路蛇行、浮上・破損、水田被害、道路亀裂、		
N 7	イツヅカ	長沼	水田	水田被害、道路亀裂。	砂丘間低地
O 1	五所川原市	藻川	民家多数	家屋半壊、水田被害、	河川の氾濫原 現河川
桃崎		河川堤防	堤体亀裂・沈下、余震で再液状化、堤体亀裂・沈下・崩壊。		
P 1	稲垣村	豊川	用水路	水路不同沈下・止水板の破損、水田被害、	河川の氾濫原 現河川・河川の氾濫原
P 2		繁田	河川堤防	岩木川右岸堤防沈下・亀裂、水田被害、	
P 3		穂積	民家	家屋被害、水田被害、水路被害、	
Q 1	車力村	太田光	民家多数	水路不同沈下・破損、水田被害、	河川の氾濫原 沖積低地、埋め土
		下牛湯	民家多数	水路不同沈下・破損、水田被害、	
Q 2		水田用水路	家屋全壊、コンクリート製電柱沈下、道路亀裂・沈下・うねる・路肩崩壊・路板折れ曲る。	沖積低地と砂丘の境界 (砂丘縁辺部と吹き抜け凹地)	
		民家多数	ブロック塀・門柱の傾斜、太田光地区約 80 ha の水田から地下水多量に吹出し床上浸水、余震で再液状化、		
		ガソリンスタンド	ガソリンタンク 10 cm 浮上。	沖積低地と砂丘の境界 (砂丘の吹き抜け凹地)	
		揚水機場	ポンプ室陥没、送水管浮上・分断、		
		水田用排水路	水路の沈下・蛇行、水田・畑被害大。		

記号	位置	構造物	被害の概要	地形・地質の概要
Q 3	牛潟	牛潟小学校	浄化槽1m浮上、プールに亀裂・傾斜、体育館不同沈下、石碑転倒。	沖積低地と砂丘の境界(砂丘の吹き抜け凹地)
Q 4	牛潟池 下車力	民家多数	家屋全壊、ブロック塀の傾斜、電柱傾斜。	
Q 5		水田用水路	水路の沈下・土砂で埋没、水田被害大。	沖積低地と砂丘の境界 河川の氾濫原・埋立て(旧河道)
Q 6	豊富	豊富機場	畑地にすべり破壊による地割れ(1.5mの断差)、水田被害、堤防亀裂、水路破損。	
Q 7	屏風山開拓地	幹線道路	送水管の破損、用水路沈下・うねる・分断、コンクリート函浮上、送水路・排水路の破壊、畑被害、道路陥没・うねる。	沖積低地・盛土
Q 8	車力村	豊富機場	送水管・用水路の破壊。	砂丘間低地の造成
Q 9	富蒔山の上地区	水田・畑	水田被害、畑亀裂、農道大亀裂。	
Q 10	富蒔	富蒔小学校	巨大噴砂孔多数(噴砂孔2~8m)、溜池内に噴砂、陸上競技場の陥没、畑被害、余震で再液状化。	砂丘間低地(吹き抜け凹地)
R 1	中里町	富野	防火壁沈下、建物不同沈下、グラウンドの亀裂、土俵上に噴砂、付近の岩木川堤防に亀裂、余震で再液状化。	河川の埋立て(旧河道)
R 2	芦野	民家多数	家屋基礎被害、畑被害。	
R 3	田茂木	民家	家屋基礎被害。	河川の埋立て 造成盛土
R 4	中里	民家	造成地のすべり、周辺地盤沈下。	
R 5	若宮	津軽大橋	取付け道路の沈下、農業用水路の浮上・破損、水田被害。	河川の氾濫原、高水敷
R 5	内潟	民家多数	家屋全壊、電柱傾斜、墓石転倒、水田被害、水路破損、電柱傾斜、水田被害。	
S 1	市浦村	十三	防災砂丘	海浜の盛土
S 2		十三湖大橋	取付け道路崩壊、橋脚部の地盤1m沈下。	
S 3	五月女菴原	羽黒橋	取付け道路の陥没、十三湖の岸壁はらみ出し、道路亀裂、木製電柱の浮上・傾斜、水田被害。	湖岸、砂州
S 4	相内	民家	家屋基礎の被害、井戸使用不能、水田被害。	
S 5	十三湖南岸	護岸堤防	堤体亀裂・沈下・崩壊、用水路破損、水田大被害。	
T 1	青森市	柳川	青森駅	海岸の埋立て
T 2		沖館	プラットホームの不同沈下、建物傾斜、照明塔傾斜、路盤亀裂・沈下。	
		新田扇田	石油基地	海岸の埋立て
		フェリー港	水槽の浮上、タンクの傾斜、護岸・防油堤破損、建物周囲地盤50cm沈下。	

した。噴砂が認められた所は旧河道を埋め立てた場所にあたる。また、新屋松美町(A 2)、飯島(A 4)地区などでも小規模であるが同等な被害があった。

秋田港ではいたる所で液状化が発生し、大半の港湾機能が失われた。本港地区(A 6)では秋田油槽所一帯で液状化し、タンクの不同沈下、地下タンクの浮き上がり、防油堤の亀裂などが見られた。また、同地

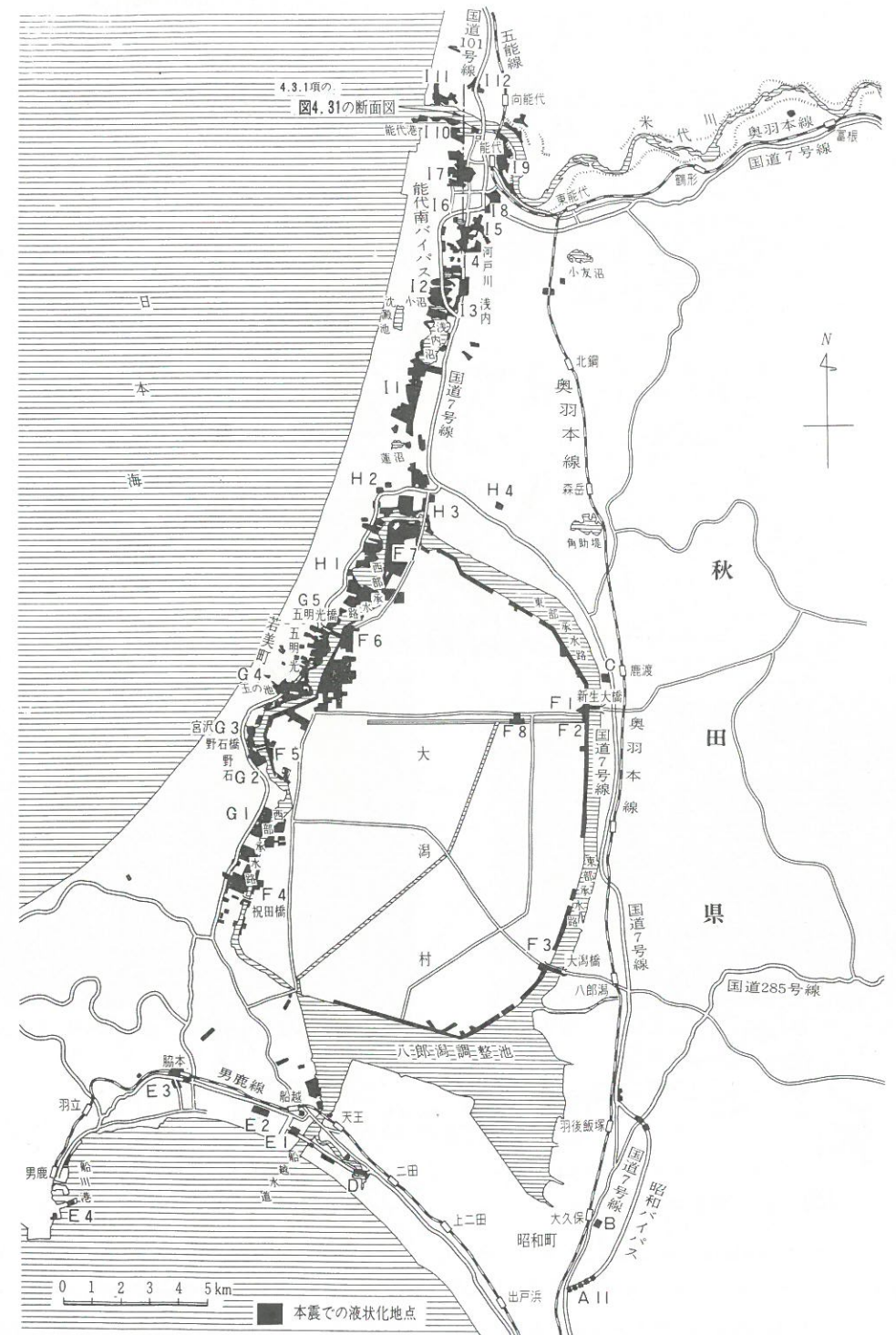


図 4.6 八郎潟周辺地域における液状化発生地点〔文献3〕を一部加筆修正]

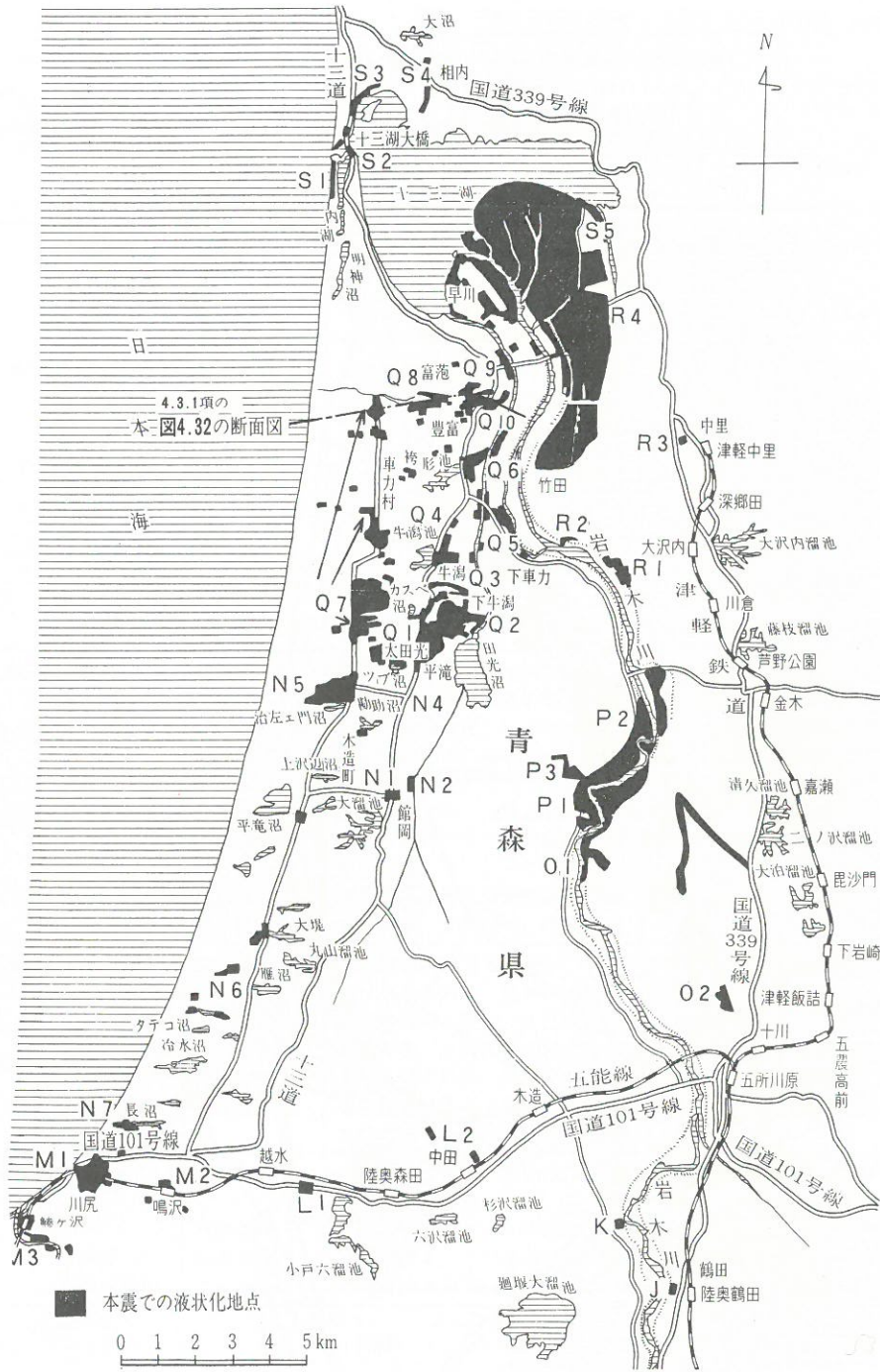


図4.7 青森県津軽地方における液状化発生地点〔文献3〕を一部加筆修正

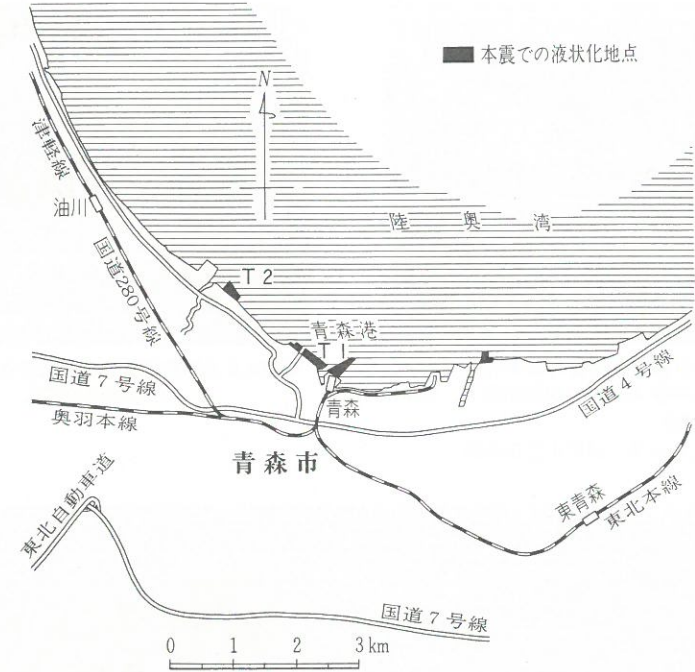


図4.8 青森市における液状化発生地点〔文献3〕を一部加筆修正



写真4.6 秋田港中島1号岸壁の陥没と護岸のはらみ出し

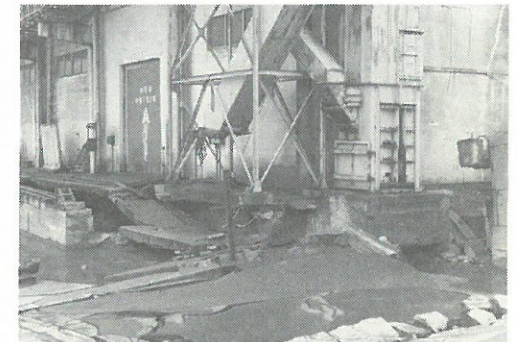


写真4.7 秋田港中島1号岸壁エプロン部の陥没と倉庫基礎の破壊

区(A7)の南埠頭のD岸壁, 中島1~3号岸壁では護岸が前傾し, エプロンの沈下・陥没, 倉庫の基礎破壊, コンベアタンクの倒壊, 公衆便所の不同沈下などが見られた。写真4.6は中島1号岸壁の一部が大きくはらみ出して水没した状況を, 写真4.7はエプロンの陥没と倉庫基礎の破壊状況を示したものである。写真4.8は2号岸壁の荷揚用機械(アンローダー)の片脚が折損し, 噴砂の中に埋没していた状況を示したものである。向浜地区(A8)では, コンクリート矢板岸壁が約10度前傾し, エプロン部が1m沈下した。付近の道路も沈下し, 亀裂が生じていた。地震当時施工中であった3号岸壁では噴砂が数多く見られた。写真4.9は向浜公園内にある掘込み式のベンチ部で生じた噴砂の状況を示したものである。大浜地区(A9)では, 鋼矢板構造の2号岸壁が陸側に傾斜し, はらみ出している所があり, 護岸の基礎全体が動いたよ



写真4.8 秋田港中島2号岸壁にある荷揚用機械(アンローダー)の片脚が折損し、噴砂の中に埋没
(東京工業大学 福原正志氏撮影)

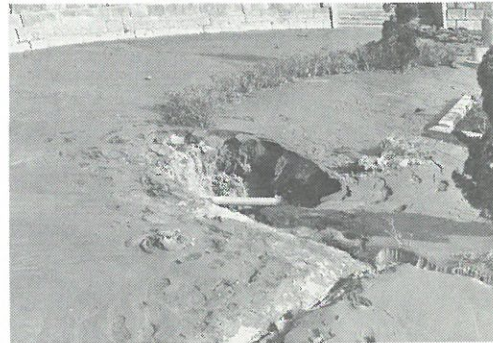


写真4.9 向浜公園内にある掘込み式のベンチ部における噴砂の状況



写真4.10 秋田港外港地区にある倉庫脇の駐車場で発生した開口亀裂内の噴砂

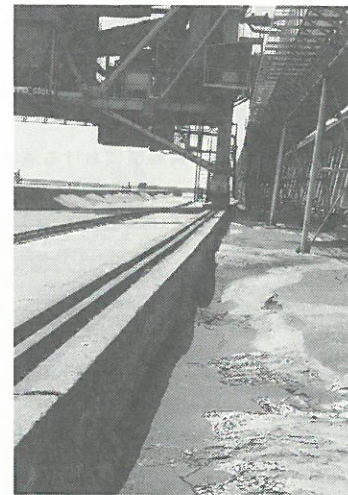


写真4.11 秋田港外港地区の岸壁に接するエプロン部が全面的に沈下

うである。また、運搬用のボックスカルバートの継目部分が1 mも開口し、鉄筋が破断していた。外港地区(A10)では、広範囲にわたって無数の亀裂が走り、地盤がうねったようになっていた。写真4.10は駐車場で発生した開口亀裂内の噴砂の状況を示したものである。また、ケーソン岸壁が1 m程度移動し、そのエプロンが全面的に陥没し、最大1.5 mも沈下していた(写真4.11参照)。その脇にある倉庫の床が基礎梁部分を残して陥没し、コンクリート製の柱の頭部が破損していた。

本港地区と向浜地区で噴砂が認められた地点は旧雄物川の河道を埋立て造成した所であり、外港地区は浅海を埋立て造成した所であり、また大浜地区は新たに築港した所であり、いずれも人工地盤上で液化化したようである。

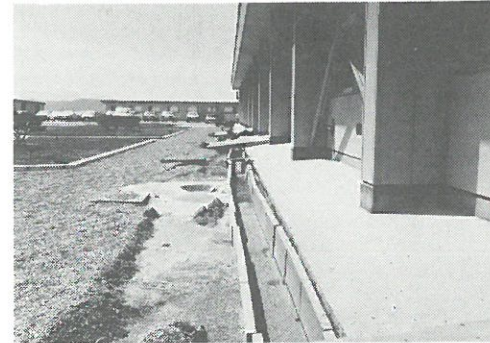


写真4.12 県立男鹿工業高校校舎周辺に生じた噴砂



写真4.13 県立男鹿工業高校テニスコートの亀裂とその脇にある宅地の盛土崩壊による家屋被害

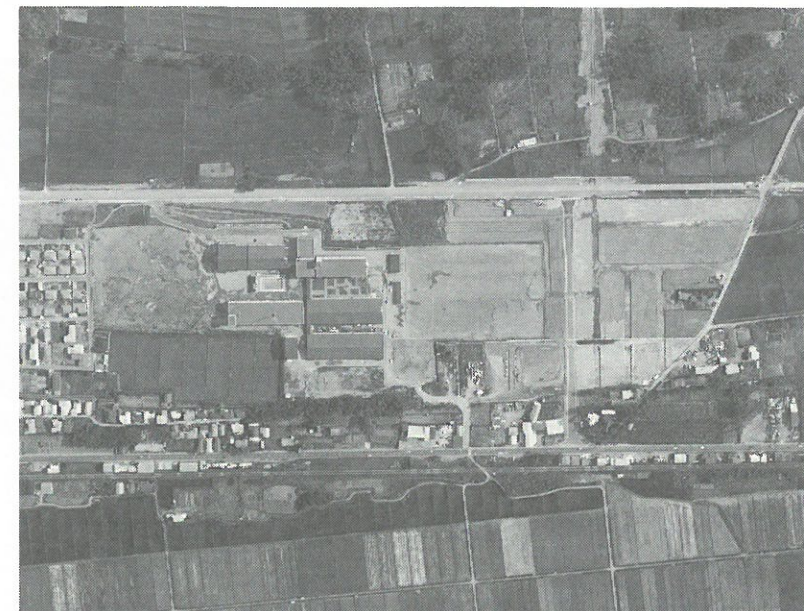


写真4.14 地震発生当日に撮影した県立男鹿工業高校付近の航空写真(国際航業撮影)

金足大清水から昭和町乱橋にかけての昭和バイパス(A11)では、路面の沈下や亀裂が多数見られ、側溝や地下埋設管などが破損していた。被害が生じた場所は沖積低地に盛土した所である。

このほか、狐塚⁴⁾によれば、新屋比内町・広面・高陽青柳町・仁井田・楡山大元町・寺内蛭根・東通明田・手形大松沢・牛島西・横森地区などでも局所的な噴砂が見られたと報告している。

(2) 男鹿市(表4.1, 図4.6および付録 23-1・5, 23-3, 26-1・2・3参照)

前野(E1)の県立男鹿工業高校は、沼沢地を埋立て造成した所であり、グラウンド、校舎の周辺や床の割れ目から噴砂しており(写真4.12参照)、鉄筋1階建ての工作室の床が最大40 cmの不同沈下を起こしていた。また、テニスコート脇の宅地でも盛土部分が崩壊したため、家屋が壊れていた(写真4.13参照)。

写真4.14の航空写真を見ると高校とその周辺の宅地造成地で地盤の亀裂や噴砂が認められるが、高校か

ら少し離れた水田(旧沼沢地外)では地盤の被害が認められない。

脇本(E2)では、駅前地区から大倉地区にかけて噴砂が多数見られた、約30戸が全半壊し、ブロック塀の倒壊、水道管の破損などの被害が生じた。

(3) 大潟村(表4.1, 図4.6および付録19-6, 20-4, 21-2・3・5, 22-1・2・5, 23-2・5・6, 24-2・4・5参照)

八郎潟干拓堤防(F)は南東・南西の一部を除いて、ほぼ堤防全周で沈下、亀裂、膨れ上がりなどの被害が生じた。噴砂も堤防沿いにはほぼ全域にわたって見られた。

東部承水路北端付近では堤防が1m以上沈下し、堤防道路のセンターラインが約1.4mもずれたり、うねったりしていた(写真4.15, 4.16参照)。このほか道路がうねったり、蛇行している所は東部承水路、西部承水路沿いで数箇所見られた。北部排水機場(F2)では、建物の玄関付近や変電設備の基礎部分が沈下し(写真4.17参照)、土留め壁下端が約50cm膨み出していた。大潟橋(F3)では、橋台ウィングが沈下し、その取付け道路が沈下、陥没していた。大潟橋の南から正面堤防にかけての砂利敷道路とその側溝では、亀裂の割れ目から噴砂が多数見られた(写真4.18, 4.19参照)。さらに、東部承水路沿いでは、サイホン式取水工に被害が生じ、付近の道路横断暗渠(コルゲートパイプ)が浮上していた。

正面堤防も最大1.5m位沈下し、道路に亀裂が生じ、電柱が傾斜し、サイホン式取水工が破損するなど甚大な被害を受けていた。

西部承水路では、堤防が0.5~1m沈下し、堤防の天端と水面との差が1m未満の所が何箇所も見られた。特に、五明光橋(F6)付近ではどこに堤防があるのか分からない位沈下していた。五明光橋の取付け道路は無数の亀裂が走り、沈下しており、付近の水田では広範囲にわたって液状化していた(写真4.20参照)。

(4) 若美町・八竜町(表4.1, 図4.6および付録19-3・6, 20-4, 21-2・3・5, 23-2・5参照)

砂丘と八郎潟との境を走る男鹿街道沿いの若美町鶴木から八竜町浜田にかけての所で、道路の沈下や亀裂、家屋の全半壊、ブロック塀の倒壊、電柱の傾斜などの被害が見られ、水田や畑にも大災害をもたら



写真4.15 東部承水路北部の堤防崩壊

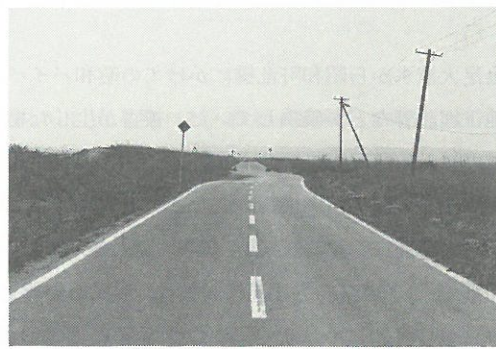


写真4.16 東部承水路北部の堤防道路が水平移動し、センターラインが約1.4mずれる

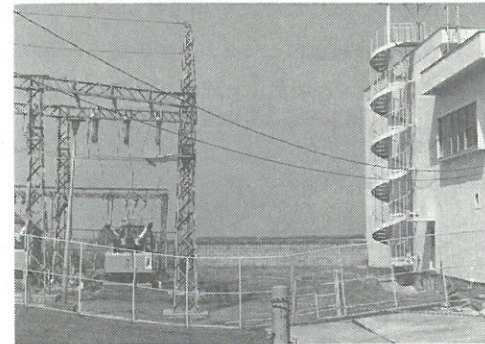


写真4.17 北部排水機場の地盤の不同沈下



写真4.18 大潟橋南方の砂利敷道路における噴砂



写真4.19 大潟橋南方における道路側溝での噴砂



写真4.20 五明光橋若美町側取付け道路の破壊

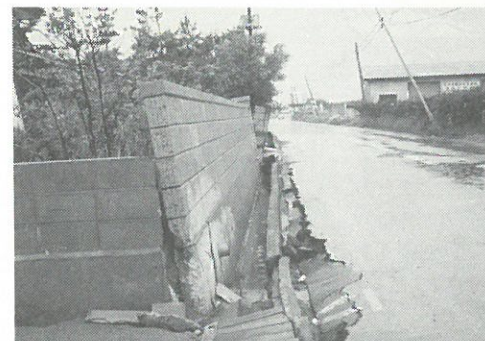


写真4.21 若美町上五明光バス停付近から見た被災状況

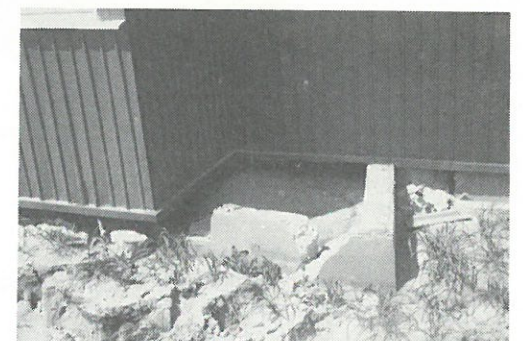


写真4.22 若美町五明光にある木造家屋の無筋コンクリート基礎の破壊と上屋の移動

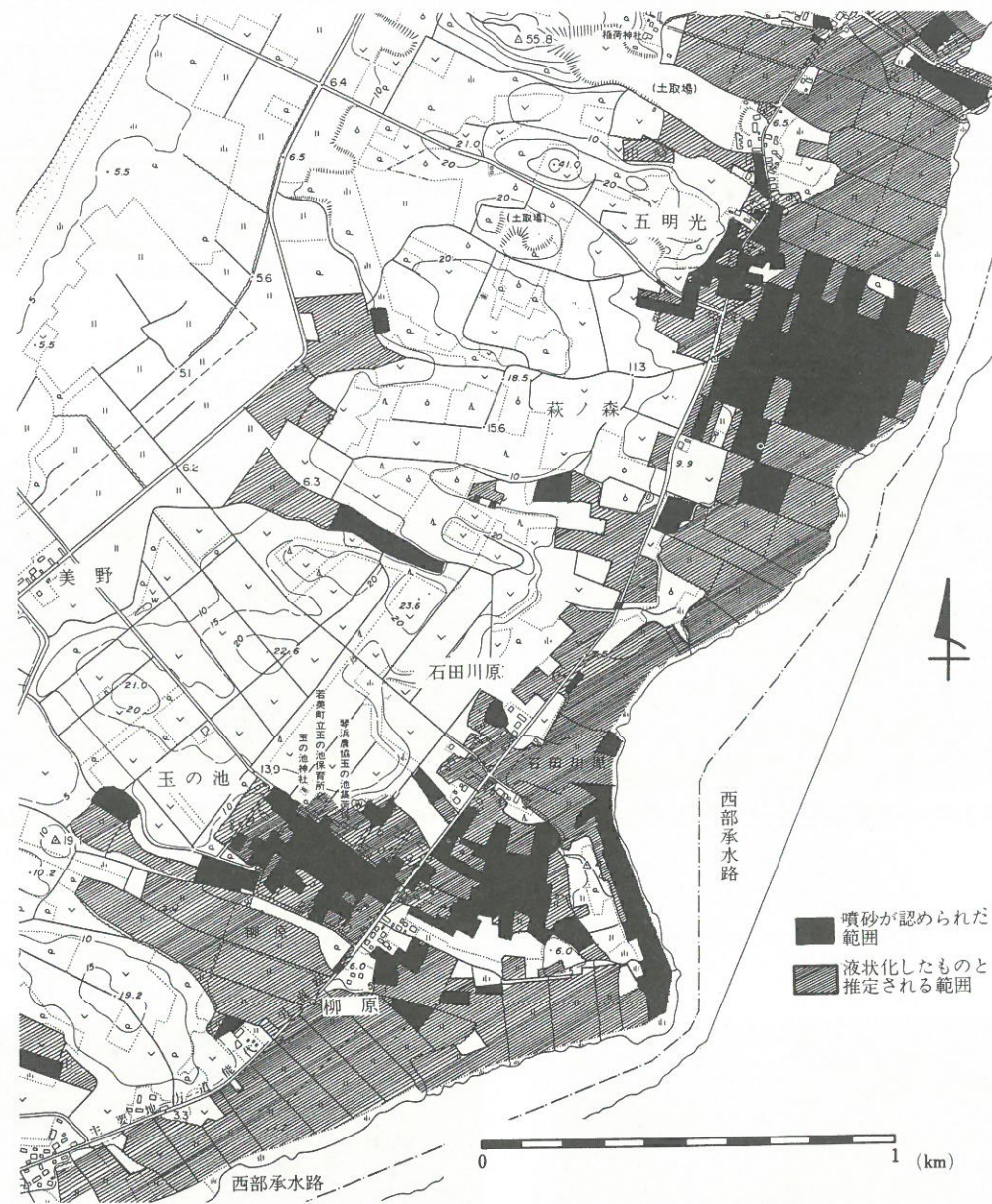


図 4.9 秋田県若美町五明光・玉の池地区の液状化発生地点〔文献5〕を一部加筆修正

した。特に、若美町の玉の池 (G 4)、五明光 (G 5) で被害が顕著であった。この地域の詳細な液状化発生地点を 図 4.9 に示す〔文献5〕を一部加筆修正。写真 4.21 は上五明光バス停付近の被災状況を、写真 4.22 は無筋の布基礎の破壊および上屋とずれた状況を示したものである。また、周辺のビニール水田やメロン畑で無数の噴砂が見られ、中には写真 4.23 のような形状を示すものも多数見られた。恐らく噴砂が生じた際、ビニール直下の不飽和状態の砂も一



写真 4.23 若美町五明光における噴砂



写真 4.24 地震発生当日に撮影した能代南バイパス中浅内付近の航空写真 (朝日航洋撮影)



写真 4.25 能代市河戸川地区にあるガソリンスタンドの地下タンクが 70 cm 浮上 (東京工業大学 福原 正志氏撮影)



写真 4.26 能代市河戸川前山地区における道路側溝の破壊

緒に噴出したため、このような形状を示したものと考えられる。五明光地区では水田内に1 m以上の段差がある亀裂も生じていた。

若美町から能代市浅内にかけての水田は砂地にビニールを敷いて客土した所が多く、このビニールが破損したため、壊滅的な打撃を被ったようである。

(5) 能代市(表4.1, 図4.6および付録⑬-4, ⑭-1・2・4, ⑮-3・6, ⑯-1・4参照)

能代市では、広範囲にわたって液状化による被害が見られた。その被害地域は、中川原(I 9)に代表される旧河道などの沖積低地と沖積低地上の造成地および黒岡(I 1)に代表される砂丘の縁辺部に大別するこ



図4.10 能代市浅内地区の液状化発生地点⁹⁾

とができる。

前者の河川, 湿地, 水田などの埋立て造成地域の液状化災害は, 能代南バイパス(I 2), 長崎団地(I 5), 三頭沼西岸(I 6), 落合(I 12)においても見られた。特に, 中浅内付近では大半の水田で噴砂が認められた。中浅内地区を通る国道7号能代南バイパスのコンクリート舗装道路が舗装板ごと盛り上がりたり, 沈下していた。また, センターラインが大きくずれており, 路肩にある防雪棚が傾斜し, 一部道路からすべり落ちていた。液状化現象による災害の状況は写真4.24の航空写真を見るとよくわかる。この地域の詳細な液状化発生地点を図4.10に示す。

後者には浅内(I 3), 河戸川(I 4), 古悪土(I 11)がある。河戸川では門柱, ブロック塀の傾斜・転倒が数多く見られた。また, ガソリンスタンドのタンクが70 cm浮き上がりたり, 家屋の基礎や道路端がひどく破壊していた(写真4.25, 4.26参照)。この地域の詳細な液状化発生地点を図4.11に示す。

市街地の青葉町・昭南町・松美町・景林町(I 7)の一角では木造家屋の被害が集中していた。この地域の詳細な液状化発生地点を図4.12に示す。昭南町付近は砂丘間低地にある沼沢地を埋立て造成した所で

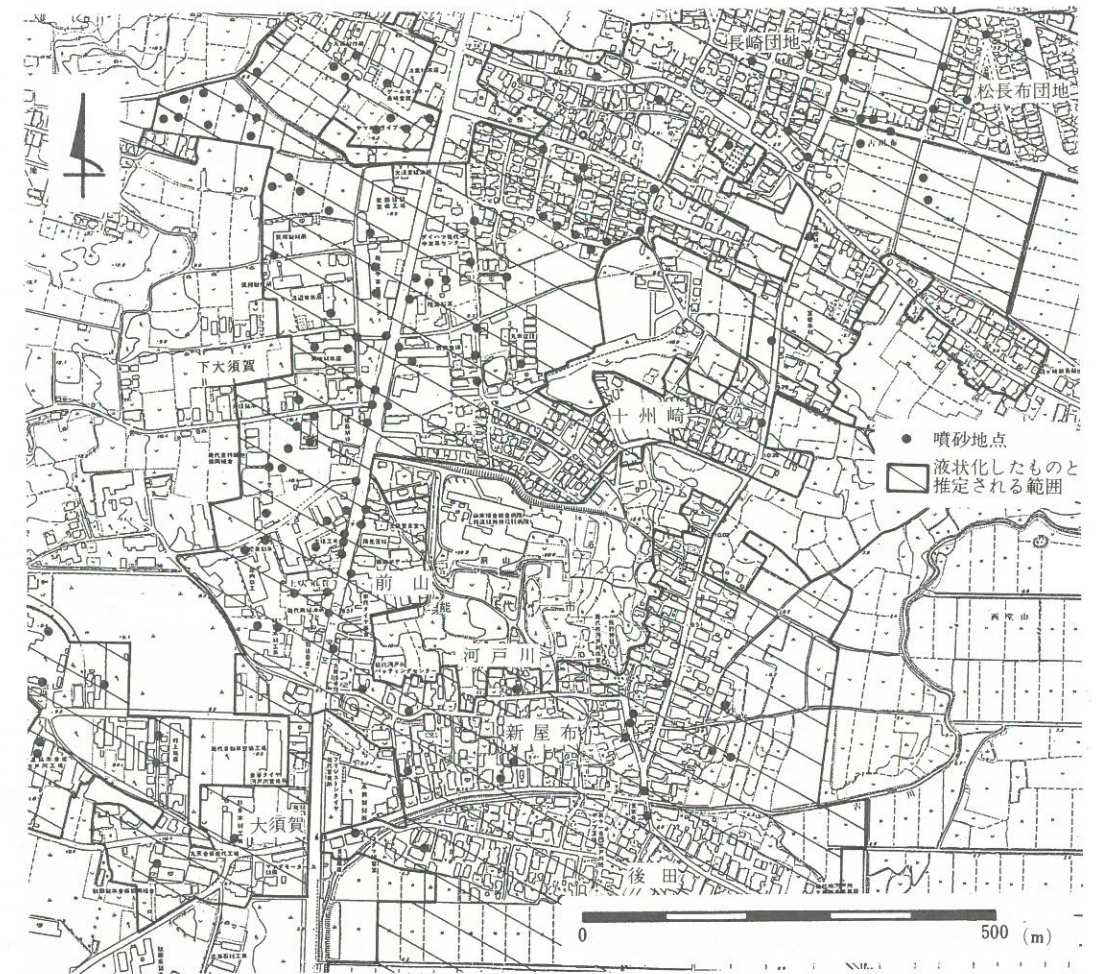


図4.11 能代市河戸川地区の液状化発生地点⁹⁾



図4.12 能代市市街地西部の液状化発生地点⁶⁾

あり、地元の人によれば、「地震後多量の水が噴出して、約40cm浸水した。」とのことである。青葉荘マンションはRC4階建てで、杭基礎であるが、約2度傾斜する不同沈下を生じていた。これは、周辺地盤が液状化したことにより、杭の周辺摩擦がなくなったため、不同沈下したと思われる。また、同地にあるRC2階建ての別棟2棟は被害の程度が大きいため、被災後取り壊された。

(6) 鯉ヶ沢町(表4.2, 図4.7および付録⑨-5・6, ⑩-1・4, ⑭-2参照)

鯉ヶ沢町の川尻、北浮田(M1)を中心として鳴沢川下流部から屏風山砂丘南端の長沼付近の木造町飛地(N6)まで広範囲にわたって噴砂が見られた。川尻では、全家屋の半数以上が全半壊し、ブロック塀が倒壊していた。鳴沢川にかかる国道101号線の鳴沢橋や国鉄五能線の鳴沢川橋梁では支承部の移動や橋台

の亀裂などの被害が生じていた。また、鳴沢川橋梁をはさんで盛土部分が数100mにわたって崩壊し、線路が上下、左右にうねっていた。左岸にある川尻排水機場でも水路の沈下・側方移動やサイホンの亀裂などの被害が生じていた。

舞戸(M2)では、鯉ヶ沢駅を囲むようにして噴砂が見られたが、液状化災害としては川尻地区よりも規模が小さい。噴砂が見られた所の大半は河川や沼沢地を埋立て造成した所である。

(7) 木造町(表4.2, 図4.7および付録⑤-2・3・5, ⑥-1・2・4, ⑩-1・4参照)

木造町北端の平滝(N4)では、ツブ沼付近から車力村太田光にかけて、砂丘と沖積低地との境界付近で液状化しており、家屋の周囲や床下にも噴砂が見られ、大半の家屋が全半壊した。ブロック塀の倒壊や電柱の傾斜も見られ、平滝バス停付近の防火水槽が約50cm浮き上がり、老人ホームの浄化槽も約1m浮上していた。写真4.27はツブ沼付近の畑地で見られた巨大な噴砂孔を示したものである。また、ツブ沼の中でも無数の噴砂が認められた。写真4.28は平滝にある家屋の不同沈下の様子を示したものである。

館岡(N1)でも液状化災害が見られたが、その規模は小さい。本震でほとんど被害を生じていなかった電柱が6月21日の余震で液状化により傾斜した。

イツカ(N5)などの屏風山砂丘の砂丘間低地地帯では、用水路の沈下・浮上・蛇行による通水不能箇所が数多く見られた。

(8) 車力村(表4.2, 図4.7および付録①-6, ②-4, ③-3・5・6, ④-1・4, ⑤-2・3参照)

車力村は今回の地震で最も地盤災害の顕著な所といえる。砂丘と沖積低地との境界付近の木造町平滝に隣接する太田光(Q1), 下牛潟(Q2), 牛潟(Q3)で囲まれた約80haの水田ではほぼ全面的に噴砂が見られ、道路、宅地、畑地・水路など至る所で噴砂しており、約1万の噴砂孔が認められた。この水田から多量の地下水が吹き出したことにより、下牛潟地区では洪水にみまわれ、7軒の家が床上浸水した。これは砂地盤が液状化したことにより、被圧された地下水が多量に噴出したためと考えている。多くの木造家屋が全壊し、ブロック塀・門柱・電柱

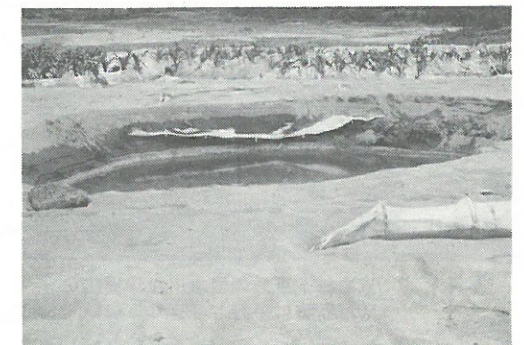


写真4.27 木造町平滝西方にあるツブ沼付近の巨大噴砂孔
(建築研究所 大岡 弘博士提供)

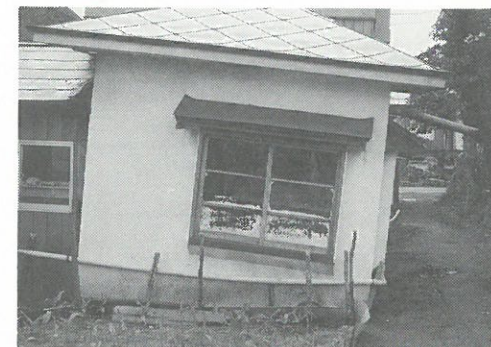


写真4.28 木造町平滝にある家屋の不同沈下



写真4.29 車力村下牛潟地区の液状化による浸水状況
(青森県提供)

の沈下・傾斜・倒壊が多数見られた。

写真4.29は下牛瀉地区の浸水状況を示したものである。これを見ると、液状化によりコンクリート製の電柱に取り付けてある電灯が大人の膝の所にあり、電柱が2 m以上沈下したことが分かる。また、アスファルトの舗装が折れ曲がって盛り上がったことも分かる。さらに、牛瀉小学校では浄化槽が1 mも浮き上がり、体育館が不同沈下し、プールに亀裂が生じていた。図4.13は太田光、下牛瀉、牛瀉地区の液状化地点の詳細図である⁶⁾⁻¹。この図は、青森県が行った調査結果⁷⁾と筆者の調査結果とに基づいて作成したものである。下車力(Q5)では、岩木川左岸堤防に亀裂が走り、堤内・堤外地に噴砂が見られた。水田では堤防に平行に数 m 間隔で噴砂の列が見られ、付近の畑地で地盤の液状化によるすべり破壊により1.5 m程度の段差が生じていた(写真4.30, 4.31参照)。写真4.32は亀裂の生じた岩木川の堤防脇にある火葬場における噴砂の状況を示したものである。

現在屏風山砂丘で大規模な農地開発が行われており、三吉山の西から太田光の西まで南北に走る新しい幹線道路(Q6)の周辺で広範囲に噴砂が見られ、コンクリート函が浮上し、埋設された送水路・排水路が破損していた。特に、道路と平行に噴砂が連なっているのが目についた(写真4.33参照)。

三吉山と富菴との間にある車力村農村広場付近(Q7)は砂丘間低地の一種である砂丘の吹き抜け凹地

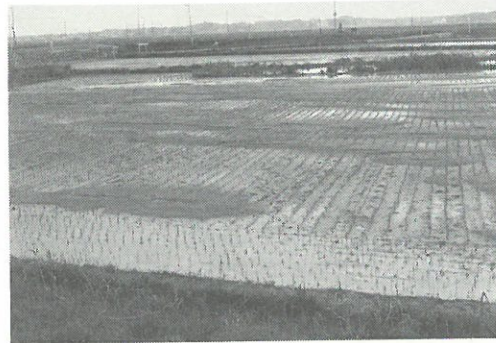


写真4.30 車力村下車力の岩木川左岸堤防から見た堤防に平行して連なる噴砂列



写真4.31 車力村下車力の畑地において発生した開口亀裂内の噴砂と向かって左側の地盤の陥没によって生じた約1.5mの段差



写真4.32 車力村下車力の岩木川左岸堤防脇にある火葬場内の噴砂



写真4.33 三吉山付近における国営屏風山開拓建設事業地域幹線道路に平行して連なる噴砂列



図4.13 青森県車力村太田光地区の液状化発生地点⁶⁾⁻¹

にあたり、水田、休耕田、畑地、荒地、溜池など至る所で噴砂が見られた。ここでの噴砂の特徴は噴砂孔の直径が大きいことであり、深さが約1.5 mで直径が7 mと8 mの巨大な噴砂孔も見られた。地元の人によれば、10 m位の高さまで吹き上げ、翌朝まで噴いていたとのことである。ここでも、6月21日の余震で再液状化現象が認められた。この地区での噴砂はいずれも完新世後期に堆積した新期砂丘[D₁]層と同じ粒度組成・鉱物組成を示しており、新期砂丘層が液状化したものと思われる⁸⁾。写真4.34は車力村農村広場の陸上競技場脇にある休耕田で生じた直径7 mの噴砂孔を示したものである。写真4.35は前写真の西にある溜池、写真4.36はさらに西にある水田内の噴砂の状況を示したものである。

富菴山の上地区(Q8)は屏風山砂丘の端にある丘陵地であるが、下部層が液状化したため、丘陵地全体が崩壊し、それに伴って舗装道路の路面が粉々に砕けたり、多くの家屋が壊滅的な被害を受けたものと思われる(写真4.37, 4.38参照)。特に被害が著しいのはバラボラ型をした砂丘の内側斜面に沿って連なる地割れ上にあった家屋である(写真4.39参照)。また、この地区の東側崖下でも噴砂が見られ、家屋に被害が生じた。沖積低地上にある富菴小学校(Q9)では校舎と体育館を繋ぐ渡廊下がエキスパンションジョ



写真 4.34 車力村富苑西方にある車力村農村広場付近の休耕田内に発生した直径7 mの巨大噴砂孔



写真 4.35 車力村富苑西方にある車力村農村広場付近の溜池内に生じた噴砂群



写真 4.36 車力村富苑西方にある三吉山付近の水田において到る所で発生した噴砂の一例



写真 4.37 車力村富苑山の上地区における舗装道路の破壊



写真 4.38 車力村富苑山の上地区において全壊した建物の一例

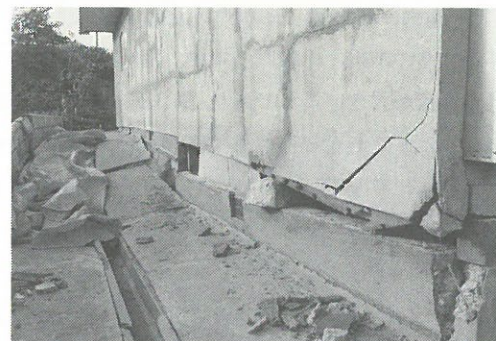


写真 4.39 車力村富苑山の上地区にある新期砂丘斜面脇に連続して連なる亀裂上にある家屋の被害状況

イント風に破壊し、浄化槽が50 cm位浮上した(写真 4.40 参照)。

また、6月27日の余震でも農村広場や下牛潟で再び液状化現象が見られた。

(9) 岩木川流域(表4.2, 図4.7 および付録 ①-3・5・6, ②-4, ③-3, ④-1・4・5, ⑤-1・2・4・5, ⑥-1・2・5参照)

津軽平野の岩木川流域では、鶴田町(J)から十三湖(S5)まで噴砂が見られた。特に、岩木川右岸では中里町竹田から十三湖までの約5 kmの間、堤外地の高水敷や堤内地の水田などでほぼ連続して噴砂が認められた。堤外地の高水敷で液状化した所の幅(東西方向)を津軽大橋の下で計測したところ約120 mであった(写真 4.41 参照)。この地域では水田や水路の被害が非常に広範囲に生じていた。そのほか、中里町内潟地区(R5)では電柱が傾斜し、市浦村の十三湖南岸(S5)では護岸堤防がほぼ全域にわたって堤体に亀裂・沈下・崩壊を生じるなどの被害が発生していた。また、津軽大橋(R4)の取付け道路が沈下し、右岸側の農業用水路が浮上し、破損したため、道路に水が溢れていた。

稲垣村繁田(P2)、中里町の富野・芦野(R1)・田茂木(R2)では旧河道上にあたる所で噴砂が認められた。特に、右岸堤防隣接の中里町立武田小学校(R1、敷地は稲垣村に所属)では、校舎の周囲、グラウンドおよび土俵の上で噴砂が見られた(写真 4.42 参照)。

十三湖と日本海との間に位置する十三湖大橋および羽黒橋(S2)付近の地盤が液状化により沈下し、取付け道路が大きく陥没し、うねっていた(写真 4.43, 4.44 参照)。十三湖大橋は橋脚部で地盤が約1 m沈

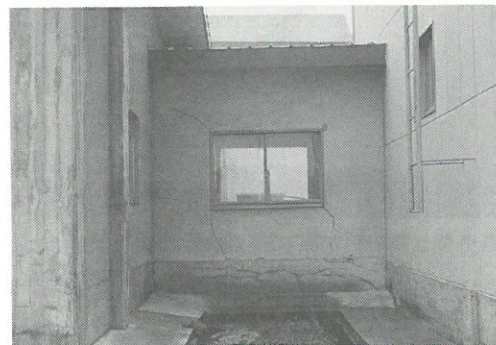


写真 4.40 車力村富苑にある富苑小学校の校舎と体育館を繋ぐ渡り廊下のエキスパンションジョイント風の亀裂



写真 4.41 津軽大橋から見た岩木川左岸高水敷の液状化

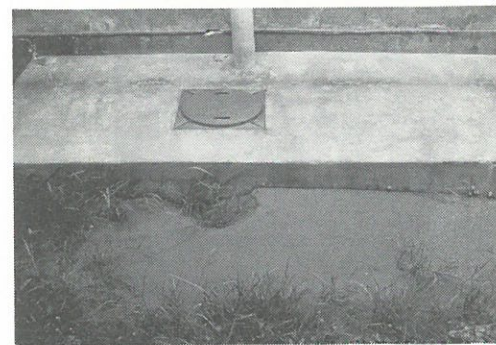


写真 4.42 中里町立武田小学校の浄化槽周辺で発生した噴砂

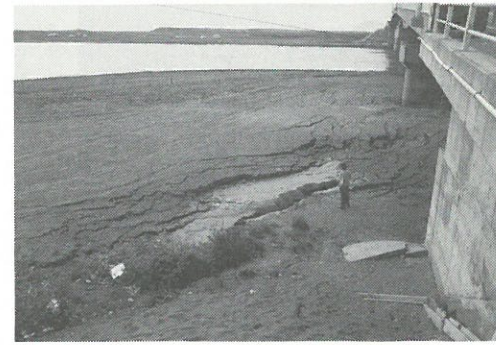


写真 4.43 市浦村十三にある十三湖大橋における噴砂と亀裂

下していたが、橋梁本体の被害の程度は小さかった。また、護岸堤防が亀裂・前傾・沈下し、一部水浸していた。

6月21日の余震で竹田、芦野、武田小学校および神田橋の南約1.5km地点で再び噴砂が見られた。なお、下車力(Q5)はすでに記述してあるので省略する。

(10) 青森市(表4.2, 図4.8 および付録7-6, 10-3, 15-1参照)

青森湾に面した柳川・沖館(T1)には石油各社の貯油所があり、液状化による水槽の浮き上がり、石油タンクの傾斜や地盤の沈下が見られた(写真4.45参照)。また、同地区にある青森駅構内では連絡船発着所付近の照明用鉄塔の傾斜、線路やプラットホームの沈下、付属建物の傾斜などの被害が生じた(写真4.46参照)。また、フェリー港(T2)のターミナルビル周辺の地盤が約50cm沈下し、各所に噴砂が見られた。

今回の地震で液状化した地点を地形・地質学的に分類すると、次のようになる(表4.1, 4.2参照)。

1) 砂丘間低地

砂丘間低地で液状化した地点として、能代市の市街地、屏風山幹線道路周辺、車力村富菴などがある。ただし、能代市の市街地は砂丘間低地を埋立て造成した所が大半である。

2) 丘陵地と沖積低地の境界付近

砂丘と沖積低地の両方で液状化した地点として、若美町玉の池・五明光・八竜町芦崎・浜田、能代市浜浅内・河戸川、木造町平滝、車力村太田光・牛潟・富菴などがある。

沖積低地で液状化した地点として、秋田市飯島、男鹿市脇本・大倉、車力村下牛潟・豊富、市浦村相内などがある。

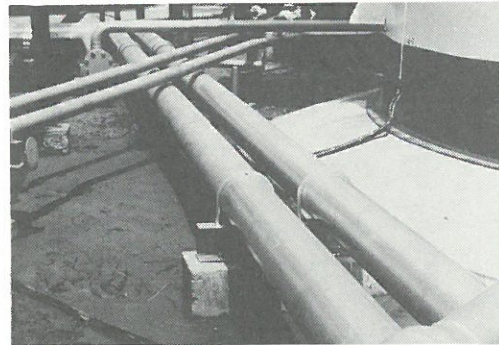


写真4.45 青森市沖館にある石油基地内に発生した噴砂(基礎地盤コンサルタンツ撮影)



写真4.44 市浦村十三にある十三湖大橋取付け道路の被害



写真4.46 青森駅構内で発生した噴砂(基礎地盤コンサルタンツ撮影)

なお、下牛潟は沖積低地に張り出した砂丘の吹き抜け凹地と思われる。

3) 陸成砂の堆積した沖積低地

旧河道や現河道を埋立て造成した所で液状化した地点として、秋田市新屋元町・秋田港、能代市中川原・能代港、鯉ヶ沢町舞戸、稲垣村繁田、中里町富野・芦野・田茂木、車力村下車力などがある。沓瀬原や潟湖で液状化した地点として、天王町江川、男鹿市船越、大潟村全域、若美町福米沢・野石・宮沢、鶴田町鶴田、五所川原市藻川、稲垣村豊川・穂積、鯉ヶ沢町川尻・北浮田、中里町若宮・竹田、市浦村十三・十三湖南岸などがある。なお、これらのほとんどは表層に盛土した造成地である。また、現河川の高水敷で液状化した所は、雄物川河口付近、鳴沢川付近、米代川河口付近、岩木川流域などがある。

4) 海岸付近の人工地盤

浅海を埋立て造成した所で液状化した地点として、秋田港の外港、男鹿市船川港、青森市柳川・沖館・新田扇田などがある。また、海岸の人工砂丘で液状化した地点として、市浦村十三がある。

5) 沼沢地の埋立て

沼沢地の埋立地で液状化した地点として、男鹿市前野、若美町玉の池、能代市昭南町などがある。

6) その他の人工地盤

沖積低地などで盛土や埋立て造成した所で液状化した地点として、秋田市新屋松美町・八橋・土崎港西、昭和バイパス、昭和町元木、八竜町鶴木、能代市田子向・坊ヶ崎・落合・能代南バイパス、中里町中里などがある。

このように、青森県内で液状化した所の多くは自然地盤上であり、秋田県内で液状化した所のほとんどが盛土などの人工地盤上であるといえる。

本項は基礎地盤コンサルタンツ安田進博士と清水建設技術研究所社本康広氏の多大なる協力を得てまとめたものである。また、農林水産省東北農政局屏風山開拓建設事業所、青森県西土地改良事務所、青森県車力村役場、秋田大学狐塚長瓊助教には液状化災害に関する資料を提供して戴いた。また、東京工業大学福原正志博士、建設省建築研究所大岡弘博士、青森県土木部、国際航業㈱、朝日航洋㈱には写真を提供して戴いた。

4.2.4 過去の地震被害との関連

(1) まえがき

一度液状化が生じた地盤は、次の地震に対して液状化再び液状化しやすいか否か、といったテーマに関しこれまで賛否両論が唱えられてきた。これに対し、今回の地震では、本震で液状化したまさに同一の場所が余震で再液状化したり、本震で液状化した箇所を調べてみると過去にも同一地区で液状化していた、といった箇所がいくつか発生し、再液状化が起こる可能性が明らかにされた。

表4.3に再液状化の発生が認められた箇所を示す。このうち本節ではNo.②, ④, ⑤, ⑥の各箇所の液状化状況について述べる。なお、この地方は表に示した地震以前にも過去に多くの地震が発生し、それらでも噴砂・噴水が生じていたことが文献に示されたりしているが、詳細な位置は明らかでないため、男鹿地震以降の地震に絞っている。また、たとえば十勝沖地震と今回の地震で再液状化した箇所は、津軽平野にこれ以外にも存在するものと想像されるが、厳密に調べられている例のみを表に示した。

表 4.3 再液化を生じた箇所と被災概況

箇所	地震名	男鹿地震 (1939年5月1日)	青森県西方沖地震 (1964年5月7日)	新潟地震 (1964年6月16日)	男鹿沖地震 (1964年12月11日)	十勝沖地震 (1968年5月16日)	日本海中部地震本震 (1983年5月26日)	日本海中部地震余震 (1983年6月21日)
① 秋田市新屋元町 (4.3.5参照)				〔Ⅳ〕帯状の沈下			〔Ⅴ〕地割れ、沈下、 家屋被害	
② 秋田県南秋田郡若美 町玉の池		〔Ⅴ〕亀裂、水平移 動、沈下	〔Ⅴ〕畑の地割れ、 家屋被害				〔Ⅴ〕地割れの移動、 家屋被害	
③ 秋田県、八郎潟干拓 堤防〔4.4.1参照〕		—— (施工前)	〔Ⅴ〕西部承水路堤 防で約7.7km被災、 最大1.7m沈下	〔Ⅲ〕5月に被災し た区間中約6.7km でさらに沈下、新 規被災区間もあり	〔?〕西部承水路堤 防の一部で被災	〔Ⅳ〕正面堤防の 一部で被災、最 大1.9m沈下	〔Ⅴ〕西部・東部・ 正面堤防で約65% の区間が被災	
④ 青森県西津軽郡車力 村下牛潟							〔Ⅴ〕家屋被害、水 田被害	〔?〕家屋被害、水 田被害
⑤ 青森県西津軽郡車力 村富港							〔Ⅴ〕畑被害	〔?〕畑被害
⑥ 青森県北津軽郡中里 町富野(武田小学校)						〔Ⅳ~Ⅴ〕校舎被 害	〔Ⅴ〕校舎被害	〔?〕
⑦ 青森県北津軽郡金木 町詩田							〔Ⅴ〕水田被害、堤 防被害	〔?〕水田被害
⑧ 青森駅構内 (4.4.2参照)						〔Ⅴ〕地割れ、建 築物被害、レール被 害	〔Ⅳ〕地割れ、建 築物被害、レール被 害	

No.①, ③, ⑧の箇所の詳細については他の節を参照のこと。〔Ⅴ〕：気象庁震度階

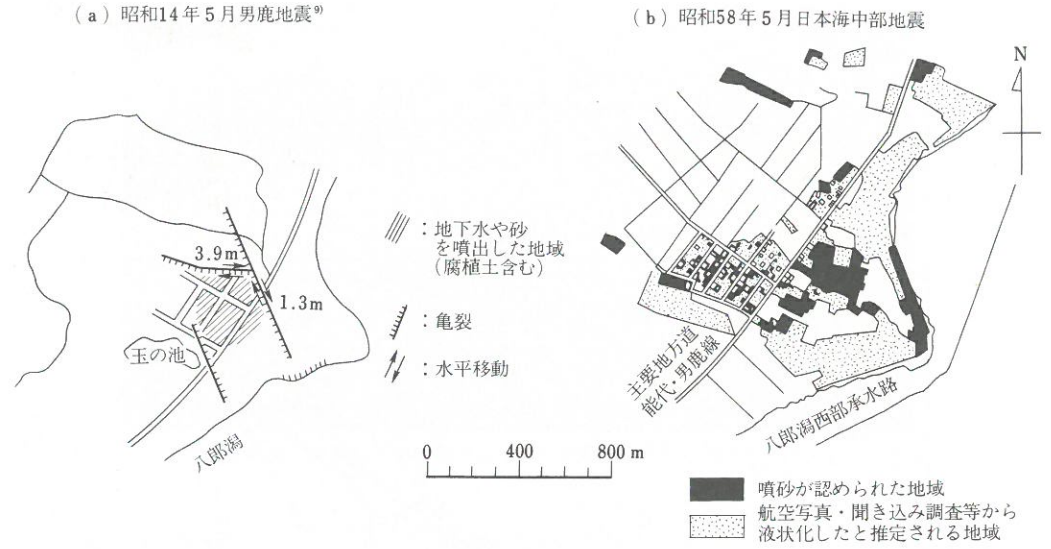


図 4.14 二つの地震による噴砂箇所の比較(若美町玉の池地区)

(2) 若美町玉の池(陶野ほか³⁾)

1939年に起きた男鹿地震(M=7.0)では男鹿半島一帯で大きな被害を受けた。これは、①五里合村およびその近傍での家屋の倒壊、②北浦町や船川本町での崖崩れによる被害、③潟西村での地盤変状による被害、の三つに大別され、③については、宮部・武井⁹⁾によってその詳細な状況が報告されている。図4.14(a)は玉の池地区での噴水および亀裂発生位置を示しているが、地下水や砂を噴出した範囲では液状化が発生したものと考えられよう。

次に、1964年5月に発生した青森県西方沖地震でも、男鹿街道沿いに、芦崎、五明光、玉の池などの地区で家屋等の被害が生じた。南雲¹⁰⁾によると、“玉の池において部落一面に湧水がみられ…不同沈下による民家の一部破壊が36戸に及んだ”と報告されており、やはり玉の池地区で液状化が生じたことがうかがえる。

さて、今回の地震による液状化範囲を図4.14(a)と同じスケールで示すと同図(b)となる。両図を比べてみると、男鹿地震で液状化した区域とはほぼ同様の区域で今回も液状化していると言えよう。

(3) 車力村下牛潟地区

津軽半島では本震に引続いて、6月21日の余震の際にも大きな地震動を受けた。たとえば津軽大橋に設置された強震計(地盤上)によると、地表最大加速度は前者で278 gal(計器補正した値)、後方で105 gal(計器補正なし)であった。この余震によりいくつかの箇所でも液状化が生じたが、それらはいずれも本震時に液状化を生じた区域内に相当した。

青森県西津軽郡車力村下牛潟地区は屏風山砂丘と低地の境に位置するが、ここでは図4.15に示した範囲で本震時に噴砂・噴水が生じた。被害は大きく、家屋の不同沈下、家庭の排水管および水田のU字溝の浮上り、道路の冠水、塀の移動、電柱の沈下、自動車のめりこみなどが生じた(写真4.47参照)。住民の話によると、道路ぎわの宅地では約30~100 cm位の沈下が生じたのではないかと推察されている。

これに対し、6月21日の余震でも広く噴砂・噴水が生じた。本震による被害の片付けが終ってなかった

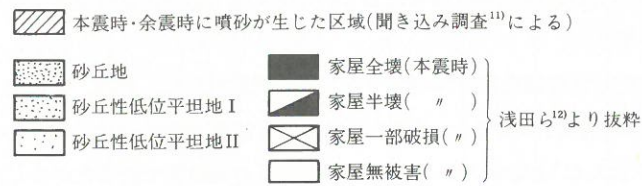
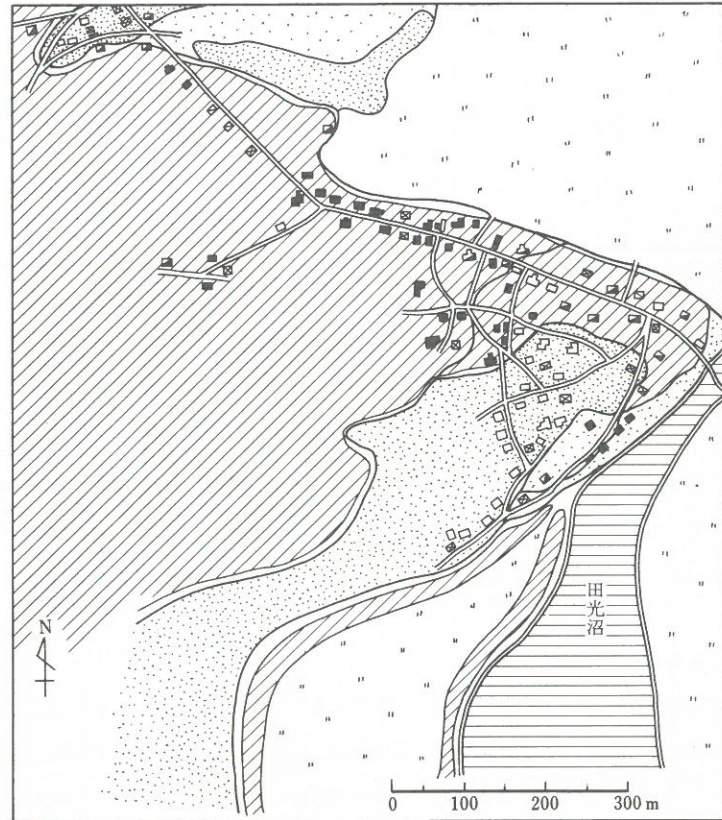


図4.15 本震と余震で噴砂が生じた区域(車力村下牛潟)

り、水田は休耕用とされたりしていたため、その範囲は明らかではないが、住民の話を総合すると、図4.15に示した本震時とはほぼ同様の区域で、再び噴砂、噴水が見られたようである。また、塀も再び移動し、道路ぎわの宅地では約30cmもの沈下が生じた。本震時の被害がまだ復旧されていない段階であるため、本震と余震の液状化による被害の程度の比較は行いがたいが、自動車のめりこみは本震時と同様に腹がつかえて動けなくなるまで生じていた。



写真4.47 下牛潟地区での本震時の被害状況(大山繁氏提供)

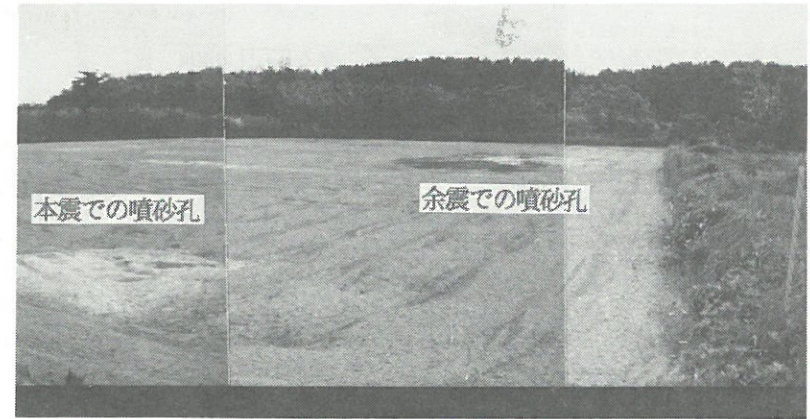


写真4.48 富蒔地区での本震と余震の噴砂孔(安田¹¹⁾)

(4) 車力村富蒔地区(安田ほか¹¹⁾)

同じ車力村の富蒔地区では、本震により噴砂・噴水が生じた砂丘間低地で、余震時に再び噴砂・噴水が発生した。図4.16はその位置を、また写真4.48は両方の噴砂孔を示している。この写真は余震の約1時間後に撮ったものであり、余震で生じた噴砂はまだ水に濡れた状態となっていた。なお、写真の位置より少し東側では、本震の際に直径7~8mの巨大な噴砂が生じたが、余震では巨大な噴砂孔は見られなかった。

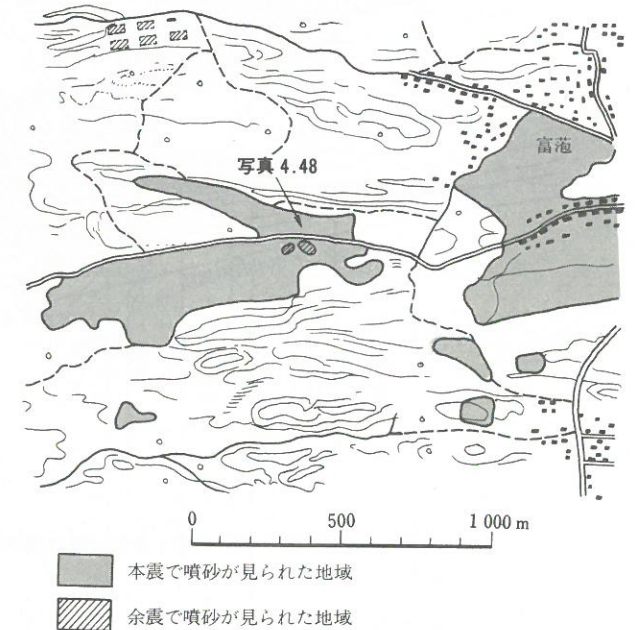


図4.16 富蒔地区での液状化地点(安田¹¹⁾)

(5) 武田小学校(中里町の資料および安田¹¹⁾による)

青森県北津軽郡中里町にある武田小学校でも、本震に加え、6月21日の余震で液状化が生じた。図4.17に示すように本敷地は岩木川右岸堤防に近接した堤内地に位置するが、もともとは岩木川の旧河道部にあたり、現在では敷地の東側を走っている県道が、昔の堤防に相当している。昭和12年に付近を埋め立てて学校が造られ、現校舎は昭和38年に建てられていた。

本震では運動場にクラックがはいり、図4.17に示した範囲で噴砂・噴水が生じて校庭は水浸しになった(写真4.49参照)。校舎は不同沈下等の大被害を受け岩木川堤防にも縦断クラックが発生した。これに対し、余震の際にも噴砂・噴水が生じた(写真4.50参照)が、その範囲は本震での範囲とほぼ一致していた。なお、校舎は本震の際に大きく被害を受けて余震時には使用していなかったため、余震による被害は明らかではない。

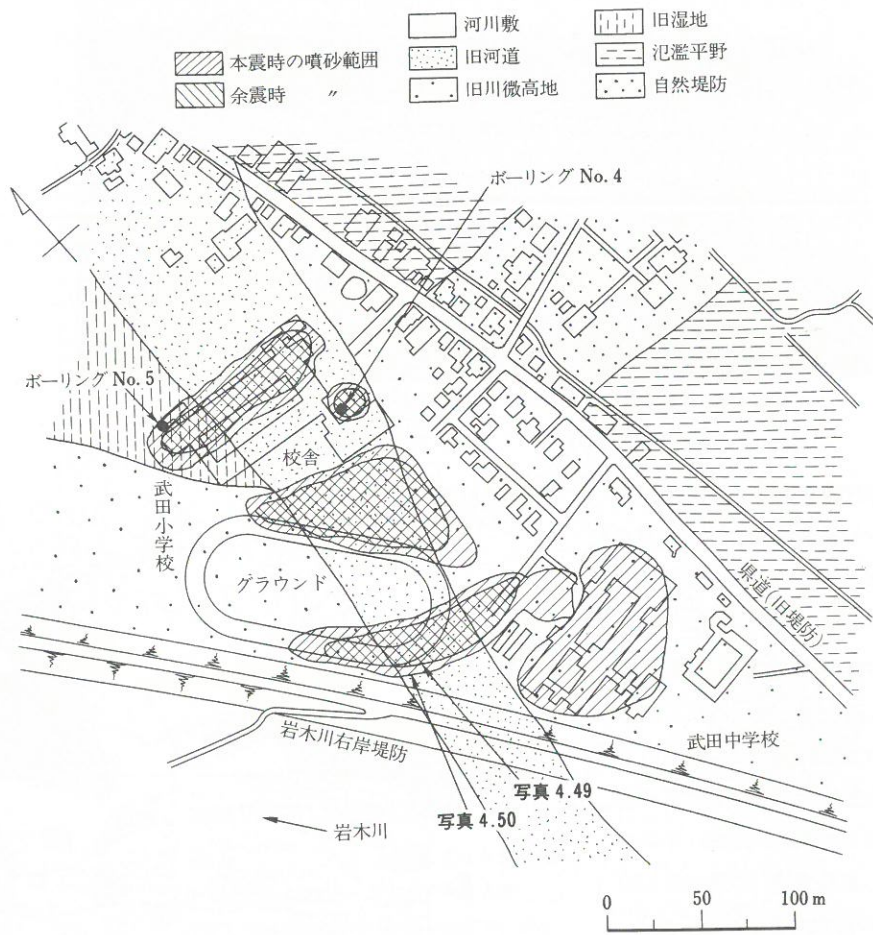


図 4.17 武田小学校付近の噴砂区域



写真 4.49 武田小学校での本震での噴砂状況 (安田ら¹¹⁾)

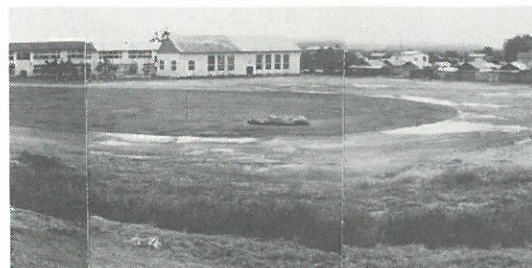
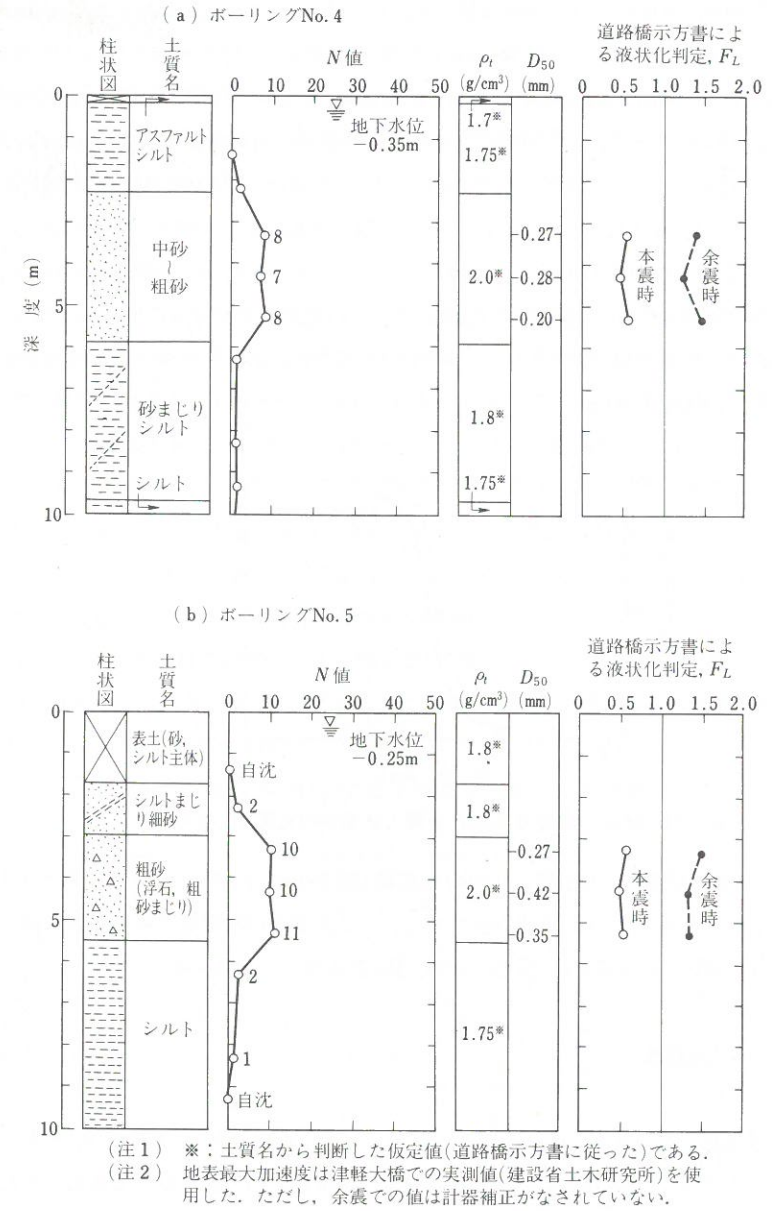


写真 4.50 武田小学校の余震での噴砂状況 (安田ら¹¹⁾)



(注1) ※：土質名から判断した仮定値(道路橋示方書に従った)である。
 (注2) 地表最大加速度は津軽大橋での実測値(建設省土木研究所)を使用した。ただし、余震での値は計器補正がなされていない。

図 4.18 武田小学校における土質調査および液状化簡易解析結果

さらに、遡ってみると、十勝沖地震(昭和43年5月16日)の際にも、今回の地震とほぼ同じ範囲で噴砂・噴水が生じ地震後に修復されていた。ただし、十勝沖地震では南側の校舎が被害が大きかったのに対し、今回は北側の校舎の被害が大きかった。

武田小学校付近では、強震観測記録は得られていないため、正確な値は推定し難いが、約6 km北北西に位置する津軽大橋では本震と余震の際に強震記録が得られている。そこで、その値を用いて液状化の解析を試みてみる。校舎を建て直すために、地震後に5本ボーリングが加わっているが、そのうち図4.18に

示した2本では粒度試験も行われている。その深度について道路橋示方書に用いられている簡易式で計算を行ってみると、本震では約GL-2~-6mの中砂~粗砂層が液状化したと判断される。余震時の加速度ではこの層は液状化しないとの結果となっているが、図中に記したように余震時の加速度値は計器補正がなされておらず、実際にはもっと大きな加速度であったことや簡易式自身の誤差を考えると、余震時にも、この層が液状化したと考えてもよいであろう。さらに、本震、余震後に運動場で採取した噴砂を比較してみると、図4.19に示したように似かよっており、結局、本震、余震ともこの層で、液状化が生じたと判断される。このほか、十勝沖地震の際の強震記録も得られていないが、この地方が震度VとIVの境界付近にあたり、また約30kmほど震央に近い青森港で213gal(NS)の地表最大加速度が得られており、武田小学校付近では百数十galの地表最大加速度が生じていたものと想像される。したがってこの場合も上述の中砂~粗砂層で液状化した可能性があろう。

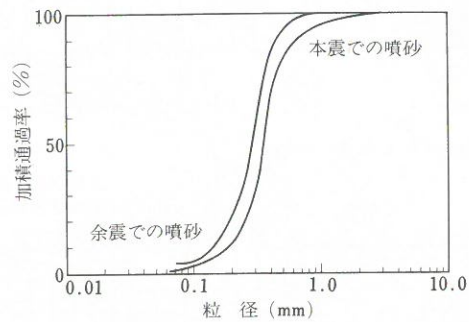


図4.19 武田小学校の本震と余震での噴砂の粒度(安田ら¹¹⁾)

なお、従来の校舎(木造2階建て)の基礎は無筋の布基礎(幅20cm,高さ40cm)で造られており、さらに直径15~20cm,長さ約3mの松杭が使用されていたが、日本海中部地震後に新しく建て直された校舎(鉄骨造3階建て)では、直径45~50cm,長さ36mのPC杭が用いられている。

4.2.5 地すべり・がけ崩れ

(1) 概要

今回の地震により青森県・秋田県内において地すべりが6カ所、がけ崩れ・山崩れが60カ所、田圃の崩壊による土石流が1カ所で発生した。表4.4に各県の被害の内訳および人家に対する被害の有無を示す。

表4.4 日本海中部地震による土砂災害地点数

	秋 田 県				青 森 県				計			
	地すべり	がけ崩れ 山崩れ	土石流	計	地すべり	がけ崩れ 山崩れ	土石流	計	地すべり	がけ崩れ 山崩れ	土石流	計
人家に被害があった地点	1	10	0	11	1	4	0	5	2	14	0	16
人家に被害がなかった地点	4	33	1	38	0	13	0	13	4	46	1	51
計	5	43	1	49	1	17	0	18	6	60	1	67

幸い土砂災害による人の被害はなかった。地すべりの発生地点の内青森県の富蒔以外の5地点は男鹿半島および八郎潟周辺に集中しており、地すべりの発生地点は全て震度5の地域であった。がけ崩れ・山崩れは青森県西部の海岸に近い地域および秋田県内の米代川沿いの地域で多く見られた(第11編 砂防の被害参照)。また秋田県の赤根沢川の中流部では造成した田圃が今回の地震によって崩壊し、土石流となった。

以下に青森県の富蒔の地すべりおよび秋田県の赤根沢の土石流について述べる。これら二つの土砂災害は共に地盤の液状化がその原因であると見られているものである。

(2) 富蒔の地すべり

地すべり発生地点は青森県西津軽郡車力村大字富蒔地内である。青森県砂防課の調査結果に基づいて以下に被害状況、地質について述べる。図4.20に示すように、地すべり発生地点は日本海沿いに発達した砂丘の東端に位置し、岩木川の氾濫平野との境界にある。もう少し詳しく見ると、地すべり発生地点は標高20~40mの砂丘と砂丘の間をつなぐような細長い低丘であり、標高が約5m,幅が約500m,長さ50~70mの南向きの斜面である。この地区には人家が密集しており、北側には池があり、南側の斜面を下った所は田圃が続いている。今回の地震によって多数のクラックや段差が地面に発生し、地盤の陥没や水田の隆起が見られた。人家の被害は全壊5戸,半壊30戸であった。北側の池の近くの畑地の数カ所で噴砂が見られた。図4.21に地盤のクラックの発生状況および噴砂の発生位置を示す。

図4.22に南北方向の地質断面図を示す。図4.22に見られるように、地表面付近に緩い砂がレンズ状に堆積しており、その厚さは最大約12mである。この砂層の下には古岩木川に埋積した腐植土があり、さらにその下にはよく締まった砂層がある。

地表から6~8mまでの砂のN値は10以下である。また平均粒径は0.43~0.85mm,均等係数は

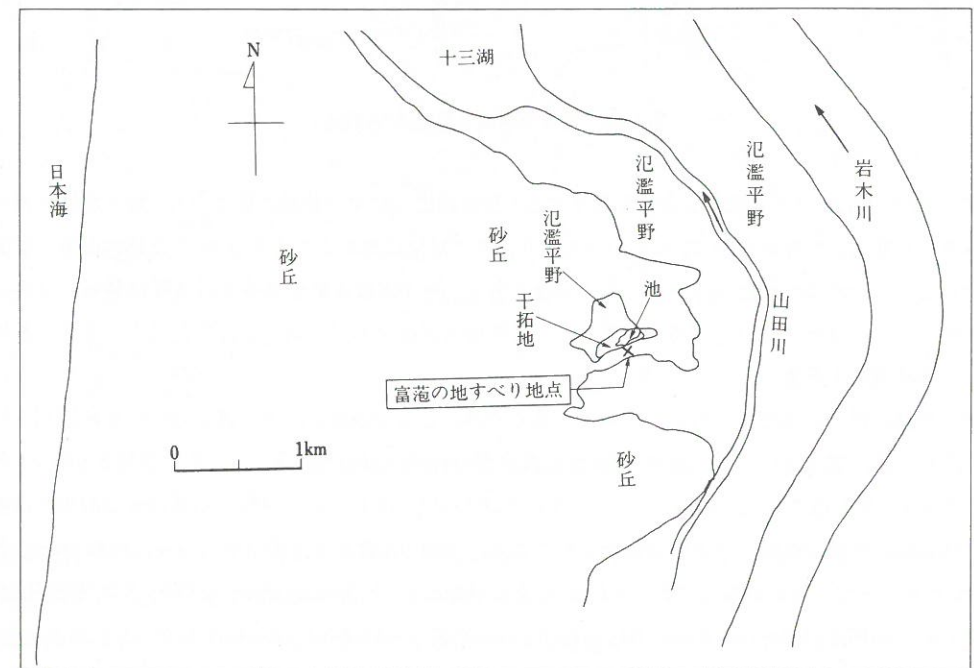


図4.20 富蒔の地すべり地点位置図

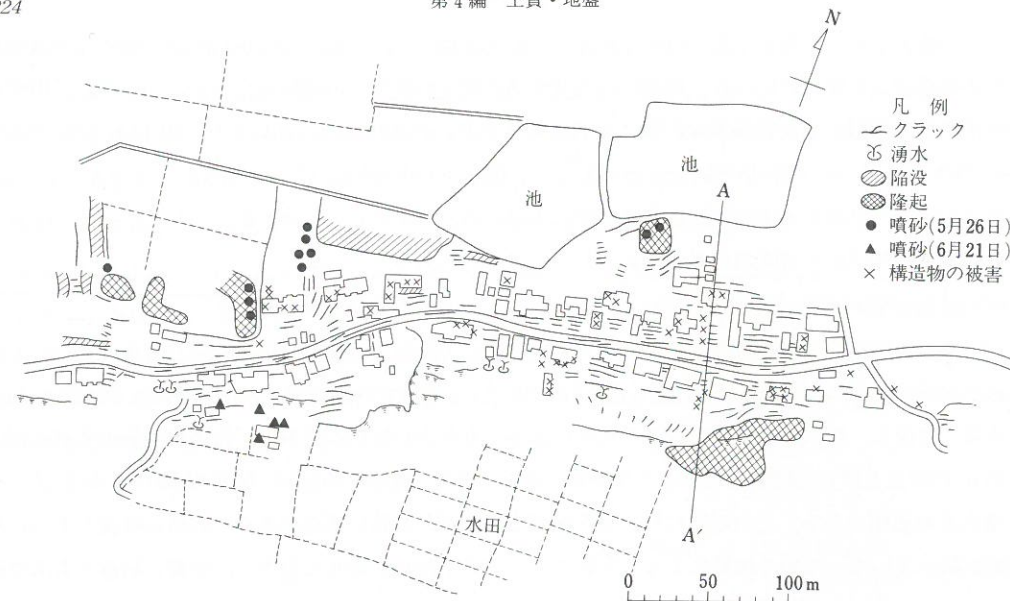


図 4.21 富蒔地区の被害状況

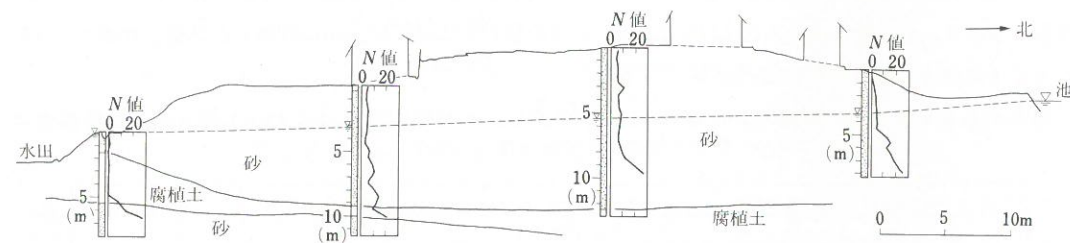


図 4.22 地質断面図 (富蒔 A-A 断面)

1.9~2.8, 0.074 mm 以下の細粒分は 2% 以下であり、液状化しやすい粒径の砂である。地下水位をボーリング調査より推定した線が図 4.22 に描かれており、地下水位は地表より 3~5 m の位置にある。地震時に噴砂が見られたのは池に近い地下水位の高い所であり、地下水位の低い地点では噴砂は見られなかったが、地表より 5~10 m の深さの砂層が液状化し、そのために地すべりが発生したことは十分考えられる。

(3) 赤根沢の土石流

秋田県鹿角市琴川の赤根沢川沿いの田圃が今回の地震によって崩壊し、土石流となって赤根沢川を下流した。赤根沢川は図 4.23 に示すように寒風山北麓に源を発する安田川の支川で、流域面積 0.5 km²、最高標高 159.8 m、最低標高 0 m、流路長 1 km、平均河床勾配 1/10 の溪流である。田圃は赤根沢川上流部の川沿いの山腹、河床を整地して造成されたものである。今回の地震により深さ約 5.5 m、幅約 30 m、長さ約 70 m にわたって田圃が崩壊して約 7 000 m³ の土砂が流出し、下流の約 500 m の区間に平均堆積深 54 cm で堆積した。田圃流出部の河床勾配は約 6° で、土砂が堆積した地点の河床勾配は 1.3°~2.1° であった。

図 4.24 に田圃が崩壊した地点の崩壊後の平面図を示す。崩壊前には図 4.24 の斜線部に田圃があり、その両側に水路があって水が流れていた。図 4.24 に示す位置において秋田県砂防課によってボーリング、現

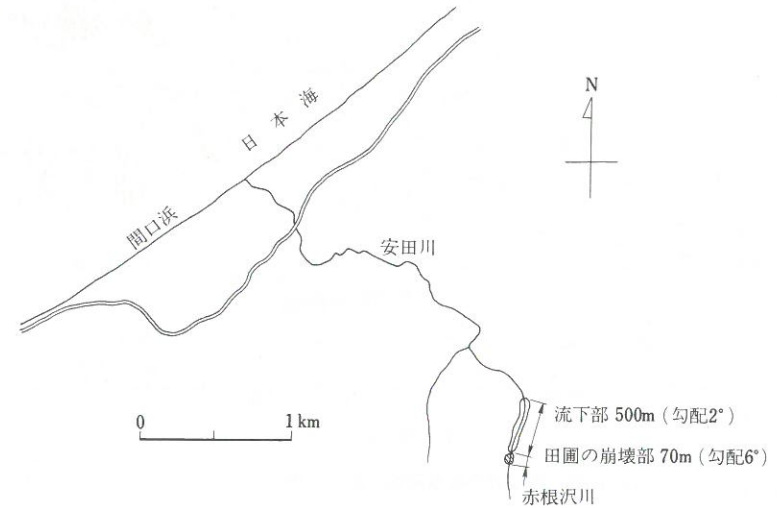


図 4.23 赤根沢の土石流の発生位置

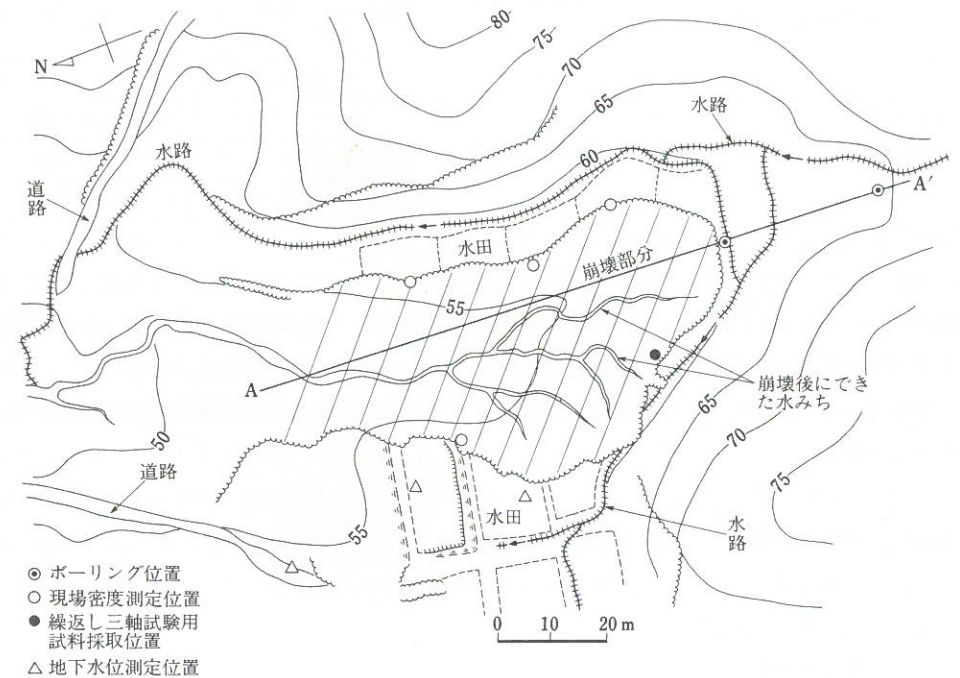


図 4.24 赤根沢の田圃崩壊地点の平面図

場密度試験が行われた。また現場より攪乱試料を採取して土木研究所において現場密度に締め固めて繰返し三軸試験を行った。表 4.5 に崩壊した土の土質特性を示す。

図 4.25 に図 4.24 の A-A 断面の推定断面図を示す。地層構成はボーリング結果より推定したものである。鮎川層は新第三紀鮮新世から第四紀にかけて堆積したもので N 値が 30 以上の砂層で粘土層も一部に認められる。その上の沖積層は腐植物の破片、火山岩礫を含んでいる。盛土の先端部は約 2 分の勾配になっ

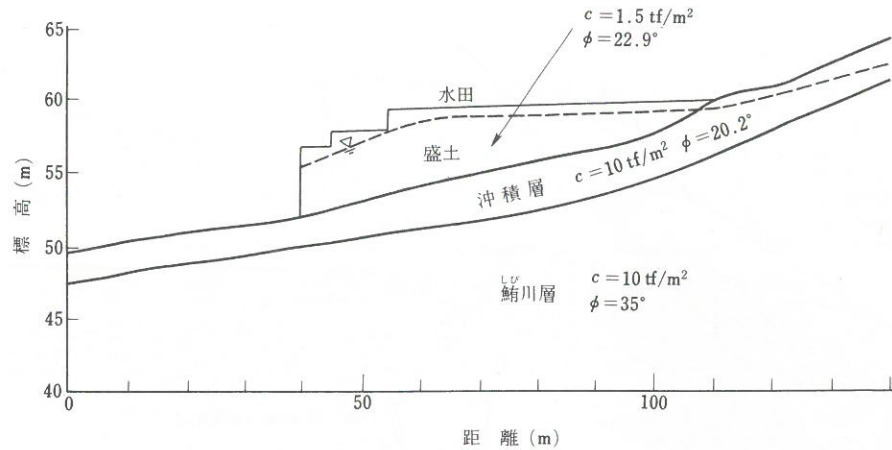


図 4.25 赤根沢の推定断面 (A-A' 断面)

ていた。

図 4.25 の断面を対象として円弧すべり法を用いて次の 3 ケースの安定解析を行った。

- ① 常時
- ② 水平地震力のみを作用させる
- ③ 地震時の土中の過剰間隙水圧の上昇のみを考慮する

安定解析に用いる土の定数 c , ϕ は盛土については静的三軸試験より、沖積層と鯖川層については N 値より推定し、図 4.25 に示すような値とした。現地は余震域の中心から約 120 km であり、今回の地震により実測された地表面の水平最大加速度の距離減衰記録¹³⁾を用いて現地の地表面の水平最大加速度を約 250 gal と推定し、水平震度 $k_H=0.25$ として②のケースの計算を行った。③のケースでは Seed の方法により次式を用いて盛土中に発生する地震時せん断応力を近似的に計算した。

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{\alpha_{max}}{g} \frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} r_d \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに、 τ_d : 地震時に地盤中に発生する等価せん断応力

σ'_v : 有効上載圧

α_{max} : 地表面最大加速度

g : 重力加速度

σ'_v : 全上載圧

r_d : 深さによる低減係数

図 4.26 は繰返し三軸試験の結果得られた繰返しせん断応力比と過剰間隙水圧比の関係を示しており、これを用いて③のケースの安定解析を行った。

表 4.6 に安定解析結果を示す。表 4.6 によると常時の最小安全率は 1.48 で安定であるが、水平震度 $k_H=0.25$ を考慮すると安全率は 1 を下回って不安定となっている。③の地震時の過剰間隙水圧を考慮した場合には式 (4.1) を用いて代表点として地表面からの深さ 5.1 m の地点のせん断応力比を計算すると 0.32 と

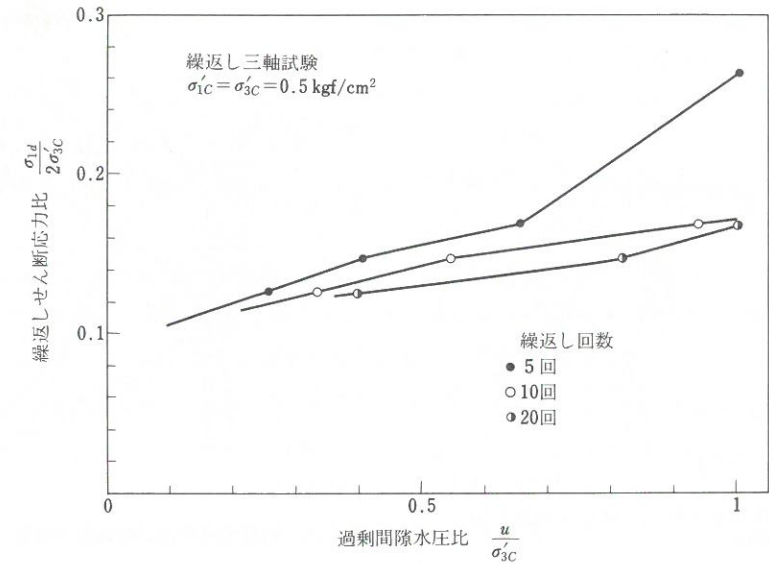


図 4.26 繰返しせん断応力比と過剰間隙水圧比の関係 (赤根沢)

なり、図 4.25 より繰返し回数が 5 回以内で過剰間隙水圧比が 1 に達して液状化することがわかる。

次に逆に円弧すべりによる最小安全率が 1 になる場合を計算してみると、②の水平震度のみを考慮する場合には水平震度が 0.21 となる。また③の場合に最小安全率が 1 となるのは過剰間隙水圧比が 0.46 の場合であり、たとえば繰返し回数を 5 回とするとそのときの代表点 (深さ 5.1 m) の繰返しせん断応力比は 0.15 となり、この値を式 (4.1) に代入すると地表面最大加速度は 120 gal となる。したがってこの地点では地震時に盛土が液状化して崩壊したものと考えられる。

表 4.6 安定解析結果 (赤根沢)

ケース	条 件	最小安全率	盛土と沖積層の境をすべり面としたときの安全率
①	常 時	1.48	7.28
②	地 震 時 (震度のみを考慮 $k_H=0.25$)	0.928	1.62
③	地 震 時 (過剰間隙水圧のみを考慮)	液状化を生じる	液状化を生じる

4.3 地盤災害と微地形・土質性状との関連

4.3.1 微地形と地盤災害

秋田市内で液状化による被害が集中した新屋元町の現在の地形は砂丘背後の平坦地にあたる。噴砂が見られた所は南北方向に細長く、現地形に大正 3 年当時の河道を重ねて描いた図 4.27 を見ると、旧河道沿いであることがわかる³⁾。もうすこし詳細な微地形と液状化した地区との関係を図 4.28 に示す¹⁴⁾。大正 3 年発行の地形図では細長い水路となっているが、航空写真判読して作製した図 4.28 によるとかなりの河幅

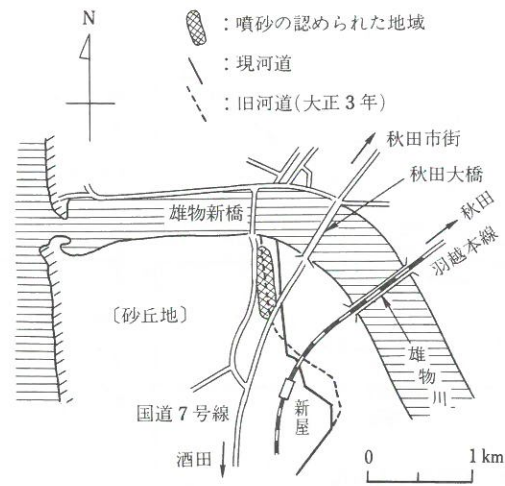


図4.27 秋田市新屋元町での液状化地点と旧河道の関係³⁾

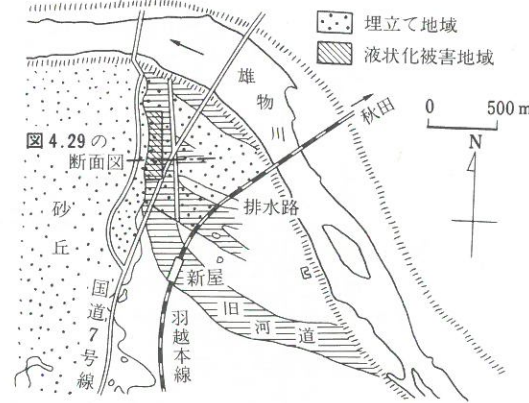


図4.28 新屋元町付近の微地形と液状化分布¹⁴⁾

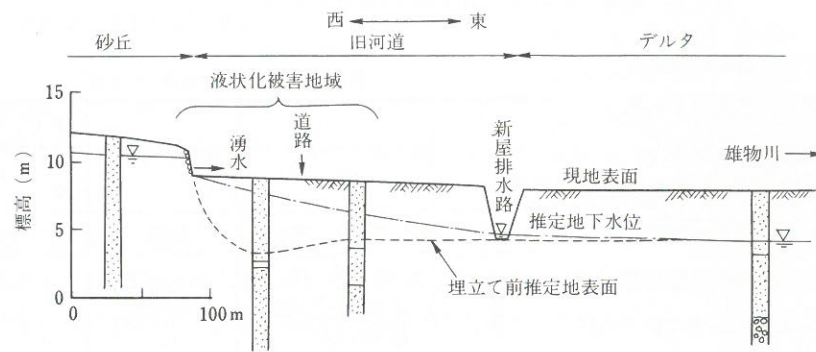


図4.29 秋田市新屋元町付近東西方向推定断面図(位置は図4.28参照)¹⁴⁾

をもっていたようである。新屋元町付近は昭和初期に雄物川放水路を開削したときの土砂によって埋立て造成した所である。

図4.29の新屋元町付近の東西方向土質推定断面図によると¹⁴⁾、液状化災害地域は埋立て前よりかなり地下水位が上昇し、浅くなっていたようである。なお、位置は図4.28を参照されたい。

古藤田¹⁴⁾によれば、「この原因としては、新屋地区が豊富な砂丘地下水を利用した醸造業の盛んな土地として古くから知られていたこと、また筆者らの現地調査の際にも被害地背後の砂丘崖から多量の湧水が認められたことなどから、西側の砂丘からの湧水による影響が考えられる。すなわち、図4.29の推定地下水位線に示したように、砂丘から湧出した地下水は旧河道側に流れ込むが、東側に排水路があるため、これに向かって地下水位は低下する。また、東方のデルタ部分では排水路によって地下水の流れが遮断されるため、水位は埋立て前とほとんど変わらないものと思われる。さらに、同じ砂丘際でも北側の雄物川放水路に近い部分では、砂丘地下水が放水路に放出されるため東側(旧河道)への地下水の流下量は少なく、したがって、地下水位も南側に比べて低いものと思われる。」と述べている。同じ埋立て造成地でも、東側に

ある砂丘より離れるほど、地下水位は低下しており、地下水位が2 m付近で被害が顕著な地域とそうでない地域に分かれたようである。なお、この埋立て層はN値5程度の緩い砂層を主体としている。

若美町北部の五明光から玉の池にかけての地域では、ほぼ全面的に液状化し(4.2.3の図4.9参照)、顕著な被害が生じた。図4.30は玉の池・柳原・石田川原地区の住家被害分布を地形・地質図に描いたものである¹⁵⁾。浅田¹⁵⁾は、地盤構成を、「砂丘地、砂丘性低位平坦地Ⅰ、砂丘性低位平坦地Ⅱ(砂丘の構造が全く消失して沖積低地に酷似しているもので、Ⅰの末端が縁辺部に発達し、標高がⅠに比して低く沖積低地よりは高い平坦地である)および沖積低地よりなる。」としており、砂丘性低位平坦地における家屋倒壊率が高いのは、「卓越風による砂丘砂の再堆積物および砂丘地の崩壊・侵食による土砂の堆積物が沖積低地上に行われて形成された平坦地で、縁辺部になるにつれルーズな地盤を構成しているために顕著な被害が生じたものである。」と述べている。図4.30と4.2.3の図4.9とを合せて見ると、砂丘地では液状化していないようである。

能代市では、液状化現象による被害が広範囲にわたって生じたが、その被害地域は旧河道などの沖積低地、造成地および砂丘の縁辺部に分けることができる(4.2.3の図4.10~4.12参照)。

図4.31は、能代市を南北方向に切った地層の推定断面図である³⁾。なお、位置は4.2.3の図4.6に示してある。

これによると、米代川の南に砂丘が成長し、景林町から河戸川に至るまで、砂丘の裏側になだらかな低

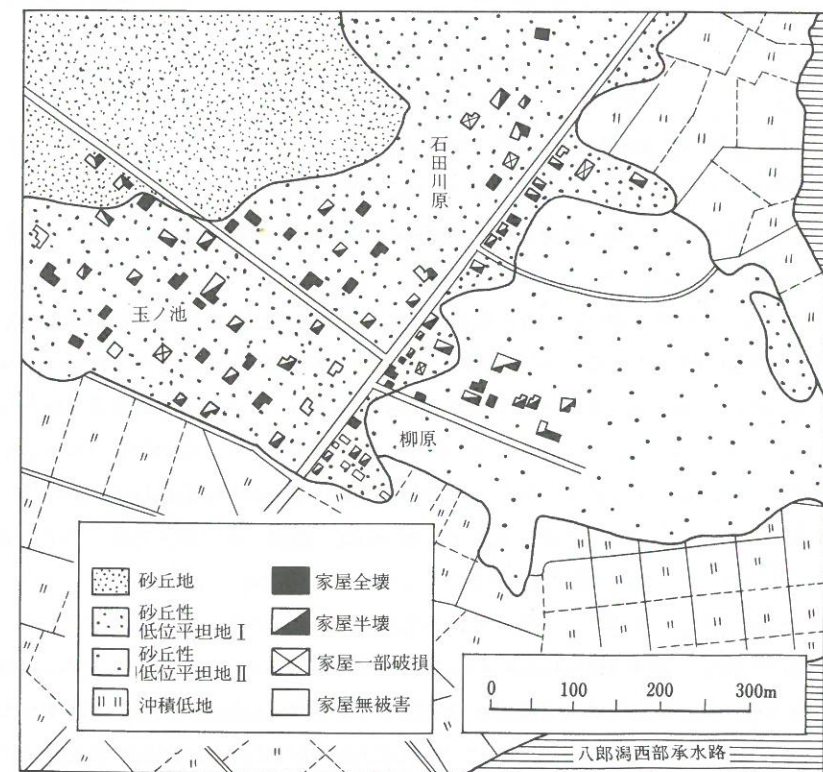


図4.30 若美町玉の池、柳原および石田川原地区の住家被害分布¹⁵⁾

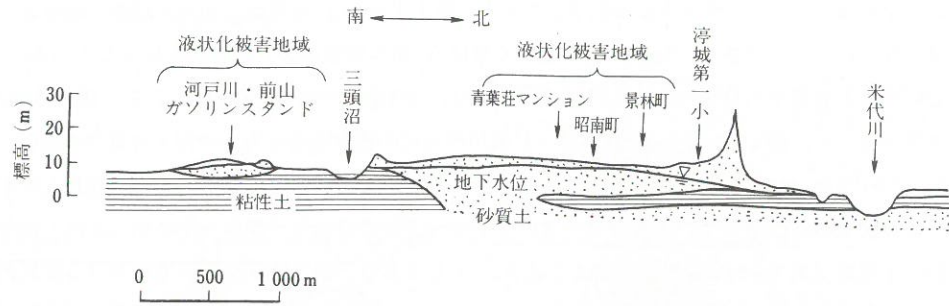


図 4.31 能代市街地の南北方向推定断面図³⁾

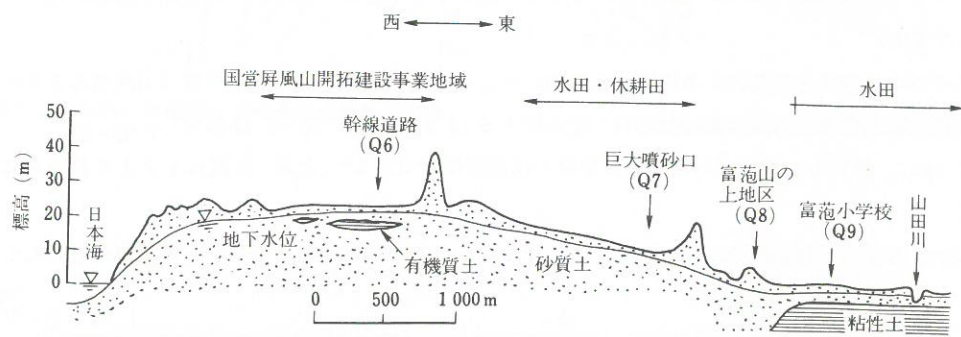


図 4.32 車力村富范地区の東西方向推定断面図³⁾

地が続く様子がかがえる。能代市街で顕著な被害が生じた場所は、この砂丘の縁辺部と砂丘間低地に対応する所で、図中に示した亭城第一小学校を境にして、砂丘部分では噴砂のような液状化を示す現象は見られなかった。大正3年発行の地形図を見ると、現在の昭南町付近は沼沢地であった。能代市役所によると、昭和42年に埋立て造成したそうである。

また、河戸川付近とそれより南の地域では低位の砂丘や砂丘の縁辺部に液状化被害が集中していた。特に、浅内付近では水田の到る所で噴砂が見られた。能代市から若美町にかけて砂層にビニールを敷いて、水田としている“ビニール水田”での液状化災害が顕著であった。ビニール面が地下水面と一致していれば別であるけれど、地下水位がビニールよりある程度下であれば、ビニールが砂層の間隙水圧の上昇に寄与したとは考えにくく、液状化を誘発した主たる原因とはならないように思われる。

車力村は今回の地震で最も液状化災害の顕著な所といえる。特に、太田光・牛潟・下牛潟地区ではほぼ全面的に噴砂が見られた(4.2.3の図4.13参照)。

図4.33は太田光・牛潟・下牛潟地区の住家被害と地形・地質の分布図を示したものであり、地盤構成名は図4.30と同じである¹⁵⁾。図4.33と4.2.3の図4.13を重ねて見ると、砂丘性低位平坦地に噴砂が集中していたことが分かる。この砂丘性低位平坦地は沖積低地に張り出した砂丘の吹き抜け凹地にあたる。

図4.32はいくつもの巨大な噴砂孔が見られた車力村富范付近の屏風山砂丘を東西方向に切った推定断面図である³⁾。なお、位置は4.2.3の図4.7に示してある。

砂丘間低地の地下水位は高く、国営屏風山開拓建設事業地域では、0.5~1.0 mである¹⁵⁾⁻¹⁾。地元の人

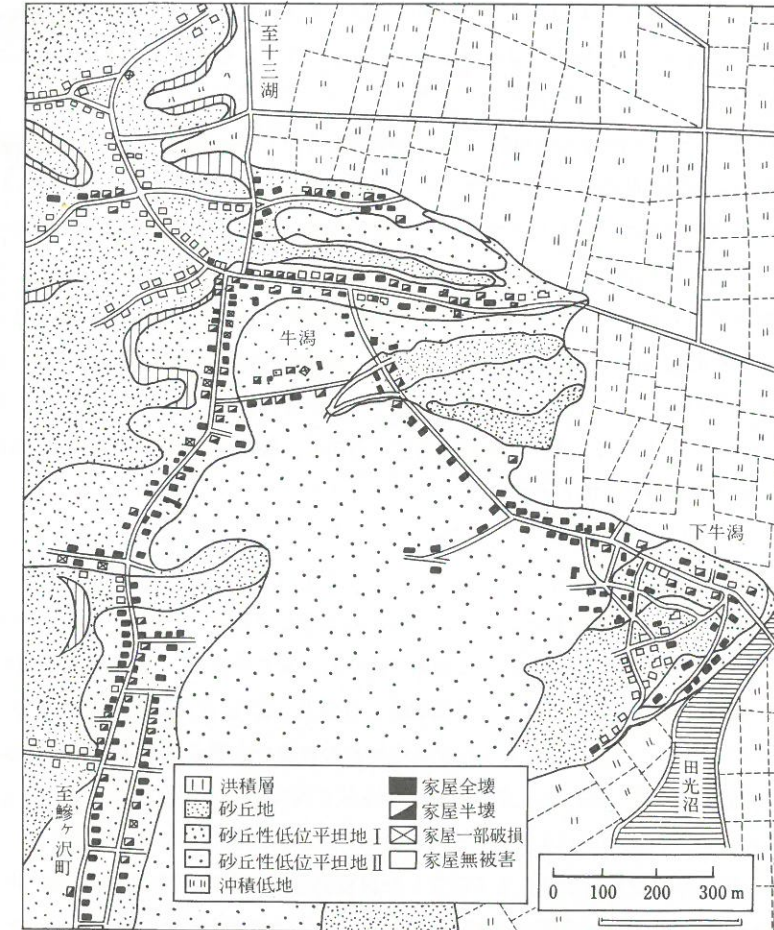


図 4.33 車力村下牛潟および牛潟地区の住家被害分布¹⁵⁾

によれば、巨大な噴砂孔が見られた砂丘間低地では被圧地下水となっていたようである。客土した土壌の下にある比較的連続性のよい薄いピート層によって被圧地下水となったものと思われる。4.2.3で述べたように、10 m 位の高さまで噴き上げ、しかも長時間噴砂を続け、巨大な噴砂孔(最大:直径 8 m・深さ 1.5 m)が生じた原因の一つに被圧地下水があげられるものと考えている。巨大な噴砂孔が見られた所の一つである車力村農村広場の南にあたる畑地では、地震後水をいくらまいても抜けてしまい畑作がしにくくなったと聞いたが、これは不透水層であったピート層が液状化によって穴があき、不透水層の役目を果たさなくなったためと考えている。なお、地震後地下水位を測定したところ約 2.5 m であった。

車力村富范山の上地区から三吉山にかけての地区は海岸線に直行して東西に延びる縦列砂丘の砂丘間低地にあたる。この付近は、西に口を開いたU字型をしている砂丘の内側(地形・地質学的には『吹き抜け凹地』と言う)にあたる。液状化被害は、沖積低地に位置する富范小学校付近から国営屏風山開拓建設事業地域全体にわたる広範な地域に見られたが、砂丘の風上にあたる日本海側の地域では、人工的に埋め立てた場所を除いて噴砂は見られなかった。

桑原¹⁶⁾によると、この砂丘は海岸側の砂丘の吹き抜けによりU字型をしたパラボラ型砂丘を形成したが

ら東方へ移動し、このとき風の吹き抜けによって削り込まれる凹地は、地下水面付近まで達し、そこは廻りをパラボラ型砂丘で囲まれ湛水域化～湿地化するとともに、そこに腐植質泥層とともに風送された砂を緩い水成砂として堆積したとのことである。

車力村農村広場付近で、長時間噴砂を続け、巨大な噴砂孔を生じたのも、パラボラ型砂丘の吹き抜け凹地であるという地形・地質学的条件が強く影響したものである。

また、太田光・牛瀉・下牛瀉で囲まれた地区や、富苑小学校付近はパラボラ型砂丘が沖積低地内に張り出した部分の吹き抜け凹地にあたる。同様に、若美町の五明光と玉の池地区においても、男鹿街道の東側において噴砂が数多く見られた所はパラボラ型砂丘が沖積低地内に張り出した部分の吹き抜け凹地にあたるものと思われる(図4.30および4.2.3の図4.9参照)。若美町玉の池地区において、パラボラ型砂丘が沖積低地内に張り出した部分の吹き抜け凹地は、浅田¹⁹⁾の砂丘性低位平坦地II(砂丘の構造が全く消失して沖積低地に酷似しているもので、Iの末端が縁辺部に発達し、標高がIに比して低く沖積低地よりは高い平坦地である)にはほぼ匹敵するようである。

4.3.2 液状化地点の土質条件

液状化現象の発生地点は、旧微地形に応じていくつかの典型に分類され、また、被害の形態もその地域の地形や地質の特徴を強く反映していることは前節で述べたとおりである。すなわち、液状化は主として① 沖積砂層、② 砂丘間低地あるいは軟弱な沖積地盤上の盛土、③ 砂丘の縁端部斜面、④ 人工地盤・その他、で発生している。ここでは、このような液状化地点の特徴を土質条件の面から論ずるものである。

図4.34は、液状化災害の著しかった地点の地盤条件を示す代表的な土質柱状図を示したものである。同図(a)および(b)は、それぞれ能代南バイパス(能代市浅内)および岩木川富苑第1堤防のボーリング柱状図であるが、N値の低い沖積砂層が液状化して被災した典型的な例である。同図(a)の能代南バイパスでは沖積砂層がかなり発達し深さ20m程度まで存在してはいるが、200gal程度の地震力を考えれば液状化の可能性のあるのは上部細砂層で深度7m程度までである。また、同図(b)の岩木川堤防においては、液状化する可能性のある土層は、地表下約3mにある厚さ4m程度のシルト質砂の層だけである。このような沖積砂層の液状化現象は、岩木川沿いの中里町芦野や稲垣村繁田、昭和町の国道7号線昭和バイパスなどで見られている。

図4.34(c)および(d)は、盛土あるいは敷砂の液状化の事例を示したものである。男鹿工業高等学校においては、軟弱な腐植土層の上に細砂の盛土を行っているが、同図(c)の柱状図に示すようにこの盛土層のN値はかなり低く、地下水位も高い。腐植土層の下位には、沖積の細砂層も見られるが、この砂層はN値も高く液状化の可能性は比較的少ない。したがって、液状化現象は厚さ約2.5mの盛土層内で発生したと考えるのが妥当である。同図(d)は、八郎潟中央干拓堤防の土質柱状図である。中央干拓堤防は、厚さ約30mの軟弱な粘土層の上に敷砂を行いその上に構築されている。ここでは沖積砂層は存在しないので、厚さおよそ7mにおよぶ敷砂あるいはその上の盛土砂で液状化が発生したものと考えられている。このような盛土の被災例はかなり多く、能代市青葉町・長崎、若美町五明光、八郎潟干拓堤防などの液状化被害がこれに対応する。

同図(e)は、車力村富苑の土質柱状図である。同地区では砂丘斜面に沿って建てられた家屋が多数被災したが、ここでは砂丘砂が沖積地盤に乗りあげた形をとっており、下位の沖積砂層のN値が極めて大きい

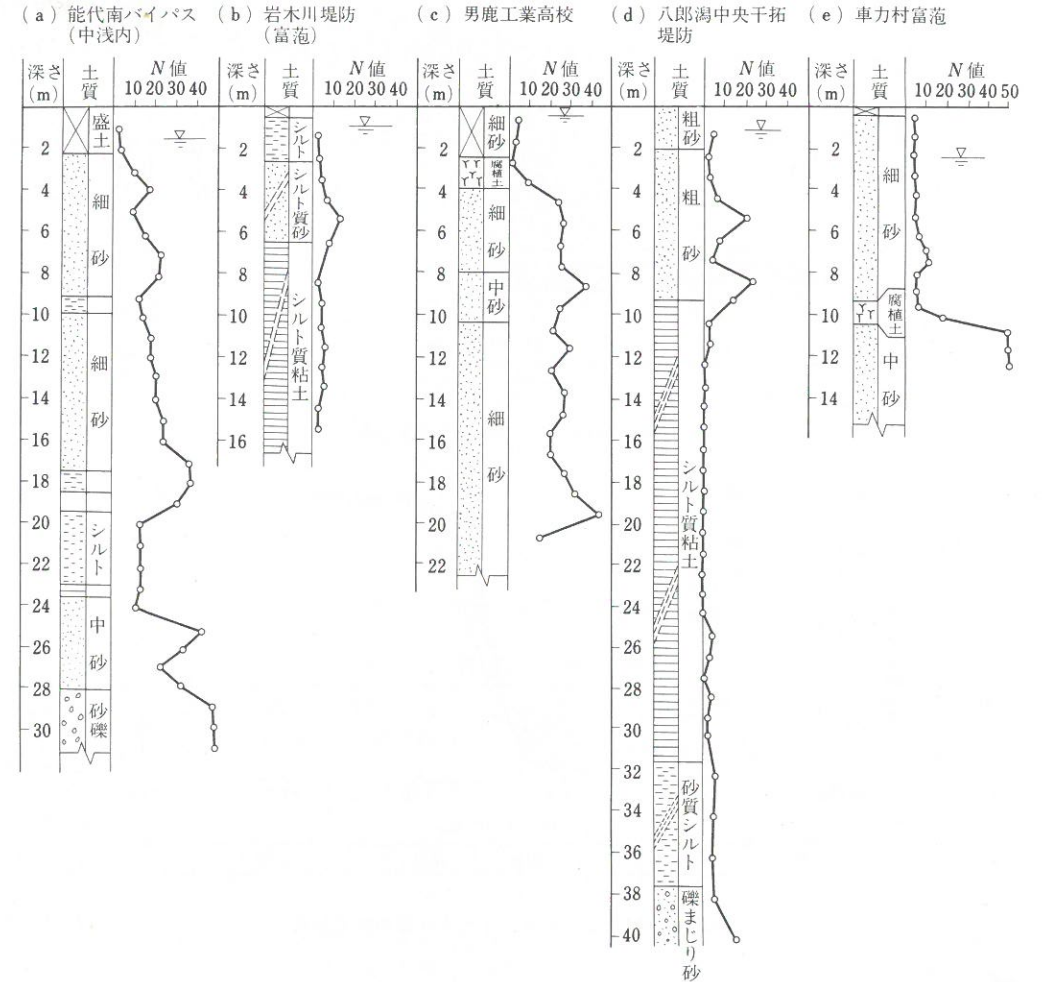


図4.34 液状化地点の土質柱状図

に対し、上位の砂丘砂層のN値は全体に10以下である。したがって、ここでは地下水面の砂丘砂層内で液状化が生じたものとするのが妥当である。このような砂丘斜面の被災例は、木造町平瀧、能代市浜浅内、秋田市下飯島などでも認められた。このほか、国鉄青森駅構内、秋田港および石油分配基地などでは人工地盤(裏込め砂あるいは造成地盤)その他で液状化災害が発生している。

以上述べたように、この地震で液状化が発生した土層は地表面下極めて浅い部分が多く、沖積地盤においても特に深い部分での液状化の事例は比較的少ない。砂丘の縁端部の砂丘斜面における地震被害に加えて、砂丘間低地や沖積低地を砂丘砂で埋め立てた箇所での被害が顕著であったために、特に薄い砂層の液状化が特徴的であった。車力村、能代市および若美町などで見られた住宅被害に関しては、軟弱地盤上に砂質土を用いて宅地造成した例が極めて多く、砂盛土の液状化災害がこの地震被害の特色の一つとして取りあげることができる。

液状化地点の砂層の粒度分布を調べてみると、従来指摘されているように細粒分をあまり多く含まない均等係数の小さな砂が多い。図4.35は、N値から求めた液状化の安全率FLが1より小さい砂層の試料の

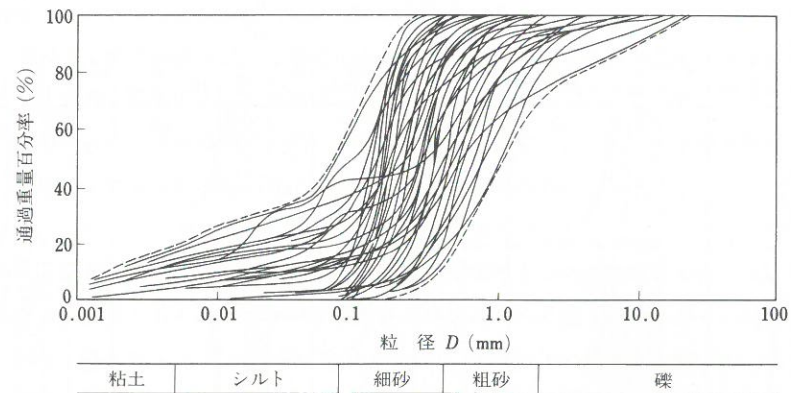


図 4.35 液状化地点の砂層の粒度分布

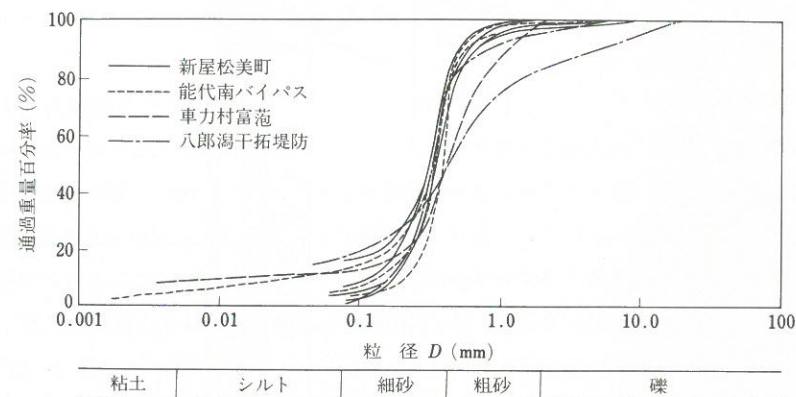


図 4.36 液状化したと推定される砂層の粒度分布

粒度分布を重ねて描いたものである。データは地震時の加速度が知られている八郎潟干拓堤防と秋田港における調査結果を中心とし、その他のデータは地震力を0.2gとして計算した結果に基づいている。この図から明らかなように液状化した砂は、平均粒径 D_{50} が0.065 mm から1.05 mm まで砂であるが、特に D_{50} が0.2~0.3 mm 程度の細砂が多い。シルト分以下の含有量は、大部分が30%以下であるが、極端に多いものでは40%を越えるものも存在する。このような細粒分の多い砂層で実際に液状化が発生したか否かは定かではない。図4.36は、上記の液状化砂のうち不攪乱試料による土質試験が行われている砂の粒径加積曲線を示したものである。これらの砂の平均粒径 D_{50} はおよそ0.3~0.5 mm の範囲であり、シルト分以下の含有量が20%以下の細砂である。表4.7はこれらの砂の物理試験結果をまとめたものであるが、富菴の例を除いて、均等係数 U_c が2~3程度、曲率係数 U_c' も1に近い均等な細砂である。相対密度 D_r はおよそ60~70%程度であり、相対密度だけから判断すればおおむね密な砂と言える。これらの砂の N 値と動的強度の関連については次節で詳しく論ずる。

図4.37は、液状化に伴い噴出した噴砂の粒度分布を示したものである。図4.35の液状化地点の砂の粒度分布と比較して平均粒径の範囲がせまく、シルト分以下の含有量が少ないかなり均等な砂であることが知られる。表4.8には、この噴砂の物理試験結果を示すが、均等係数 U_c はほとんど3以下である。図4.36

の液状化砂の粒度と比較すると、噴砂の方が粒径の範囲はむしろ広いので、この地震で液状化した砂の粒度の範囲は図4.36のような限定された粒度のものではなく、図4.35の範囲に近いと考えることができる。したがってこの地震で液状化した砂の粒度の範囲は、同図中に破線で示される包絡線で示すことができる。噴砂の粒度分布からどの位置の砂層から噴出したかを同程することを試みたが、このデータだけか

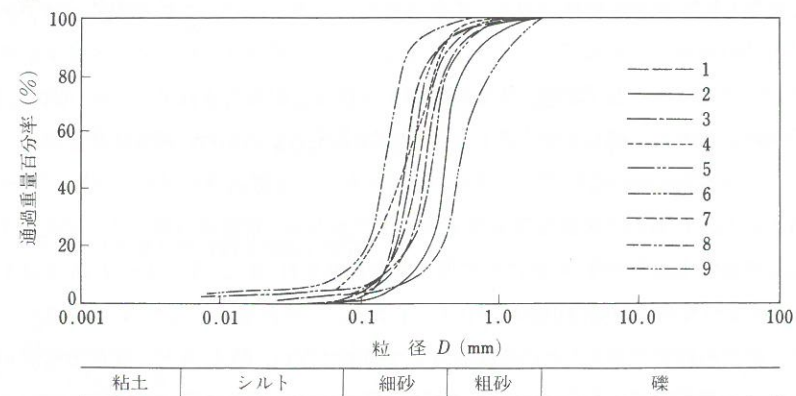


図 4.37 噴砂の粒度分布

表 4.7 不攪乱砂の物理試験結果

地名・深度(m)	重量百分率(%)				最大粒径 D_{max}	60%粒径 D_{60}	10%粒径 D_{10}	均等係数 U_c	曲率係数 U_c'	湿潤単位重量 γ_t	最大間隙比 e_{max}	最小間隙比 e_{min}	相対密度 D_r	含水比 w	比重 G_s
	礫分	砂分	シルト分	粘土分											
車力村富菴 0.5~0.7	0	88.0	4.0	8.0	2.0	0.500	0.017	29.41	12.1	1.835	0.837	0.524	55.7	13.1	2.690
八郎潟 3.0~3.7	4.0	95.5	0.5	0	4.76	0.540	0.225	2.40	1.18	1.910	1.070	0.700	63.0	—	2.680
4.3~4.6	6.0	81.0	13.0	—	19.1	0.620	—	—	—	—	—	—	—	—	2.740
7.6~8.1	0	99.5	0.5	0	2.0	0.335	0.115	2.91	1.14	1.955	1.060	0.690	73.0	—	2.695
能代南バイパス 3.15~	0	95.0	5.0	0	2.0	0.380	0.140	2.7	1.1	2.068	—	—	—	24.6	2.804
5.15~	0	92.0	8.0	0	2.0	0.450	0.155	2.9	1.4	2.087	—	—	—	22.6	2.733
新屋松美町 2.25~3.0	0	98.0	2.0	0	2.0	0.230	0.163	2.09	1.18	1.765	0.996	0.645	69.1	15.1	2.696
3.10~3.87	0	99.5	0	0	2.0	0.235	0.158	2.15	1.17	1.836	—	—	—	14.0	2.694
2.55~3.38	1.0	85.0	14.0	0	2.0	0.170	—	—	—	1.804	1.214	0.712	65.3	27.3	2.673
3.90~4.50	0	97.0	3.0	0	2.0	0.150	0.164	2.11	1.22	1.969	—	—	—	22.1	2.675

表 4.8 噴砂の物理試験結果

試料番号	地名	重量百分率(%)				最大粒径 D_{max}	60%粒径 D_{60}	10%粒径 D_{10}	均等係数 U_c	曲率係数 U_c'	比重 G_s	最大間隙比 e_{max}	最小間隙比 e_{min}
		礫分	砂分	シルト分	粘土分								
1	十三湖大橋	0	98.0	1.5	0.5	2.0	0.22	0.15	1.47	0.98	2.664	1.23	0.77
2	車力村富菴	0	99.0	1.0	0	2.0	0.42	0.22	1.91	1.43	2.692	0.82	0.52
3	下牛潟	0	98.0	1.0	1.0	2.0	0.32	0.16	2.00	1.22	2.721	0.99	0.60
4	国鉄青森駅構内	0	94.0	6.0	0	0.84	0.26	0.09	2.89	0.96	—	—	—
5	能代南バイパス浅内	0	96.0	3.0	1.0	2.0	0.34	0.15	2.26	1.43	2.762	1.06	0.67
6	若美町玉の池	0	99.5	0.5	0	2.0	0.24	0.14	1.71	1.07	2.681	1.16	0.73
7	八郎潟大潟橋	0	99.0	1.0	0	2.0	0.31	0.15	2.06	1.28	2.664	1.13	0.71
8	男鹿工業高等学校	0	90.0	7.0	3.0	2.0	0.17	0.072	2.36	1.38	2.700	1.67	0.98
9	秋田港中島2号岸壁	0	92.0	3.0	5.0	2.0	0.43	0.13	3.31	2.32	2.714	1.04	0.68

らは結論が得られなかった。

この地震で特に注目すべきもう一つの事実は、再液状化が確認されたことである。再液状化は、一つには、過去の地震でたびたび液状化して被災した八郎潟干拓堤防において再び液状化による被害が発生したことで確認された。過去の地震における液状化現象によって地盤は必ずしも安定化されるとは限らないことが、西部承水路堤防や中央干拓堤防の被災で実証された。もう一つは、この地震の本震で液状化した地点で、余震時に再び噴砂が認められ、再液状化が発生したことが確認されている。本震と余震とで液状化が発生した地点は、車力村下牛潟・富蒔、中里町武田小学校などが報告されている¹¹⁾。液状化した地盤が、過剰間隙水圧が消散した後に圧密して安定化し、*N* 値が増加するか否かは、再液状化と関連して注目されることである。この地震において液状化の地点のいくつかで、地震前後にボーリングが行われ、*N* 値が求められた例がある。図 4.38 は、男鹿工業高等学校の例であるが、地震後のボーリング結果では、液状化が生じたと考えられる盛土部分では *N* 値にやや増加傾向が見られ、また、深さ 4~7 m ではやや減少傾向が、また、8~11m ではやや増加傾向が認められる。しかし、いずれも孔ごとの *N* 値のばらつきを考慮に入れるとほとんど誤差の範囲であり、その増減はあまり顕著でない。図 4.39 は、能代市河戸川の能代南高等学校構内のボーリング柱状図である。ここでは No.2 孔とほとんど同位置で地震後のボーリングが行われている。この結果によれば、砂層・シルト層を問わず *N* 値は全般的に増加傾向にあり、特に深さ 16~18 m の細砂層で *N* 値 20 が 30 に、また、34~40 m の細砂層で *N* 値 30 が 50 に増加している。もし、深さ 40 m における *N* 値の増加が液状化による砂層の圧縮によって生じたものとするれば、これがこの度の地震で

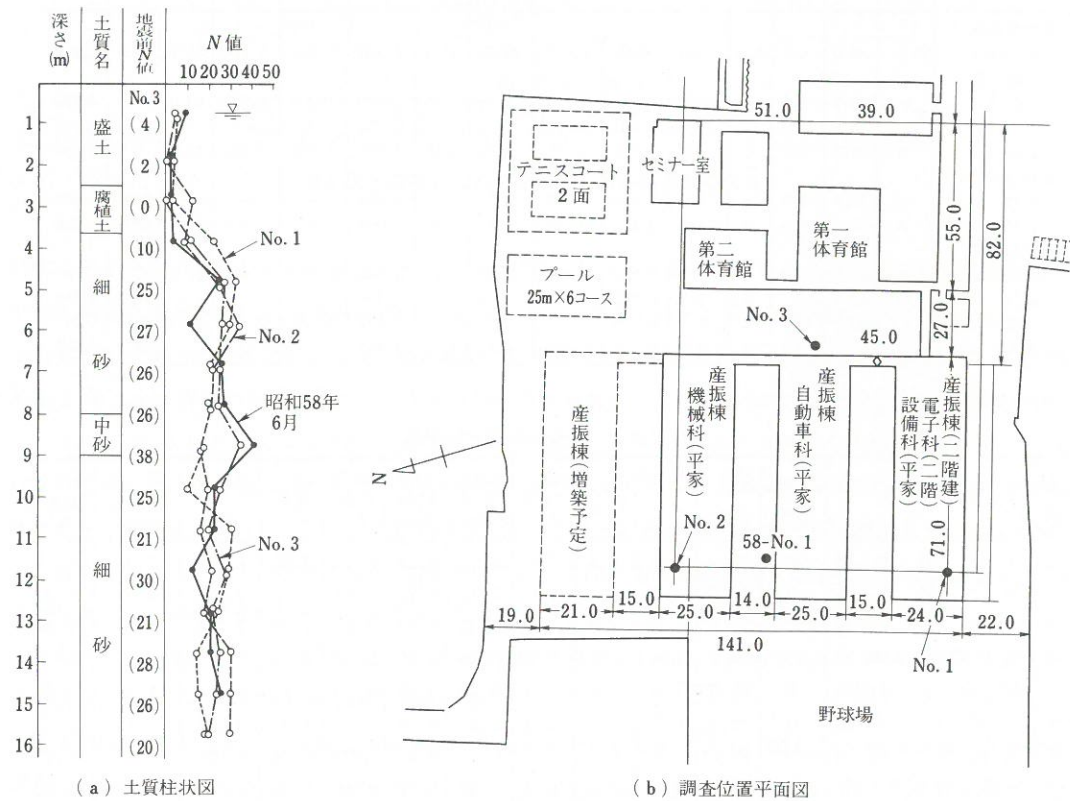


図 4.38 男鹿工業高等学校土質柱状図

最も深い位置での液状化の事例となるものと考えられる。図 4.40 は、若美町五明光橋における橋梁建設前のボーリングデータと地震後の調査結果とを比較したものである¹²⁾。橋梁建設前は、盛土の荷重の影響がなく、また、男鹿西方沖地震や新潟地震などの影響も不明であるので、直接の比較はできないが、深さ 11 m 程度までは増加の傾向があり、12 m 以深ではやや減少の傾向が見られる。一方、秋田港外港の -13 m 岸壁付近での地震前後の *N* 値は、図 4.41 に示すように深さ 11 m まではやや減少傾向にあるが、*N* 値の誤差や全般的な傾向から見れば、地震前

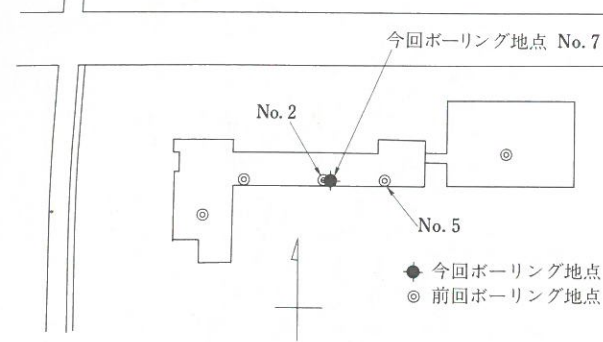


図 4.39(a) 能代南高等学校調査位置平面図

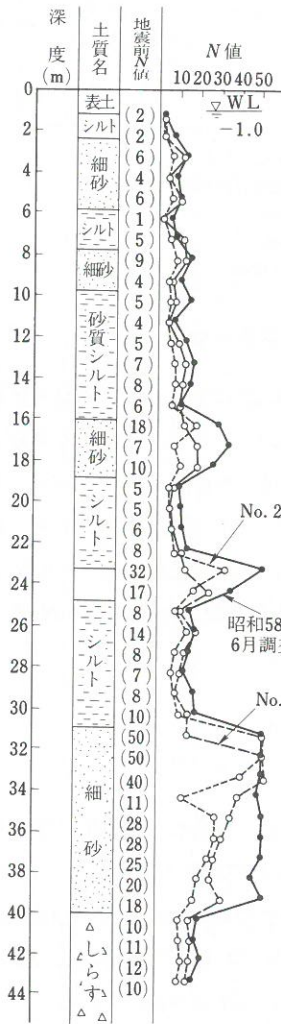


図 4.39(b) 能代南高等学校土質柱状図

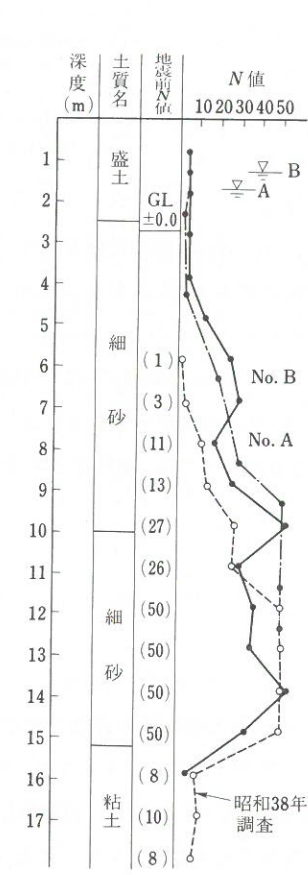


図 4.40 五明光橋土質柱状図

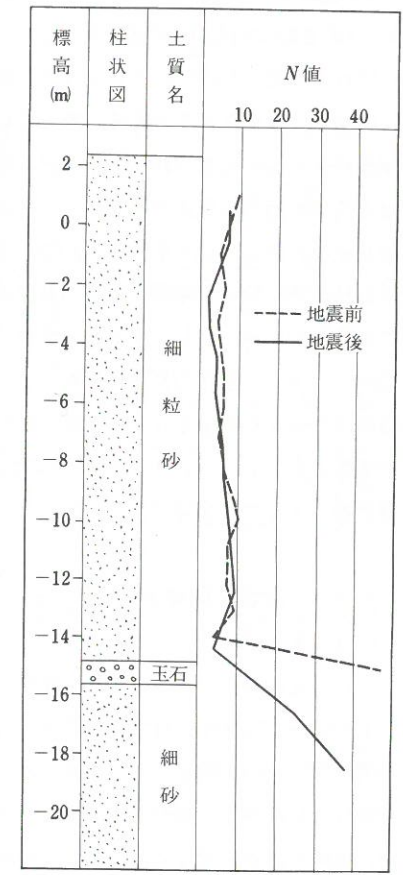


図 4.41 秋田港外港(-13m)土質柱状図

後で N 値の差はほとんどないと言えよう¹⁸⁾。

地震によって砂層の N 値がどのように変化するかは、まだ、十分な知見が得られていないが、増加する場合も減少する場合も存在し、必ずしも一様な傾向を有するものではないようである。したがって、液状化が生じて地盤が沈下したとしても、必ずしも圧縮されて安定化したとは限らない。つまり、砂地盤においては再液状化の可能性は否定できないので、液状化地点の分布を正確に記録することは将来の防災対策上重要なことであると言える。

液状化災害の発生した箇所のごく近傍で強震記録が得られたことは特に強調されるべきである。運輸省秋田港工事事務所では水平最大加速度 205 gal が、また、八郎潟中央干拓堤防 (FD 7+450) では 168 gal が記録されている。このいずれの強震計も液状化による被害を受けていないので、これを入力加速度と考えると大きな誤差は無いものと思われる。したがって、観測点近傍の地震力が決定できるので、従来の簡易

液状化判定法を用いても、十分信頼性の高い液状化の判定が可能となる。図 4.42 は主として八郎潟干拓堤防と秋田港において地震後に行われたボーリングの N 値から液状化安全率 F_L を求め、液状化と非液状化を区別して示したものである。使用したデータは、この二地点の他に、国道 7 号線能代南バイパス、同昭和バイパス、秋田市新屋松美町などである。これらの地点については地震力として 0.2 を使用した。同図にはこれまで提案されている種々な限界 N 値の曲線が示されているが、いずれの基準をとってもかなり実情に合っているようである。この図を見るかぎりでは、液状化と非液状化を明瞭にわかる限界 N 値の線を特定するのは困難である。

4.3.3 液状化強度と N 値

(1) まえがき

もし、乱れの少ない砂の試料が採取できれば、その試料を用いて行った繰返し非排水三軸試験で得られたその試料の液状化に対する強度 R_L と、その試料採取箇所の近傍で測定された標準貫入試験による N 値の間に何らかの相関があると考えられている¹⁹⁾⁻²¹⁾。より詳しく言うと、その砂の粒度特性 (平均粒径 D_{50} 、細粒分含有率 FC 、礫分含有率 GC 、均等係数 U_c 等)、 N 値、試料採取箇所での有効上載圧 σ_{v0} 、 R_L の間に相関があると考えられている。今回の地震でもこの考えに従って表 4.9 に示すように、

- ① 液状化が観察された場所と観察されなかった場所での標準貫入試験を含む地震後の地盤調査
- ② 不攪乱試料の採取

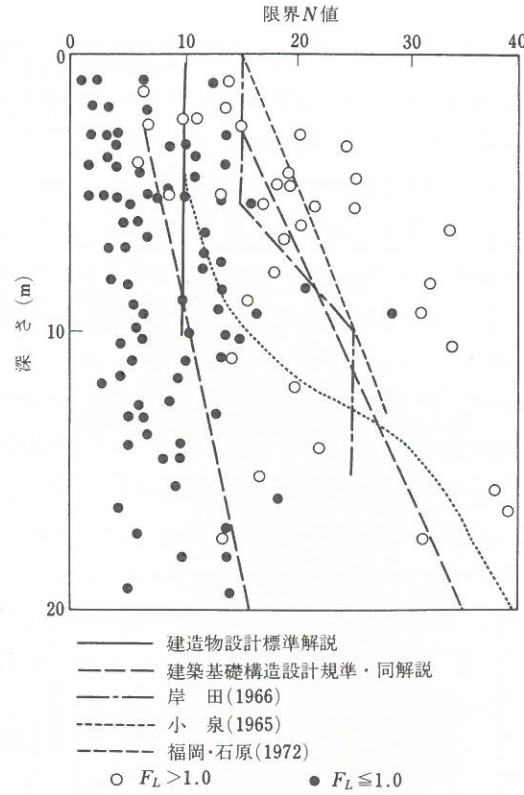
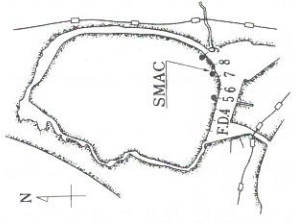


図 4.42 限界 N 値

表 4.9

(1) 番号	(2) ボーリング No.	(3) サンプリング方法	(4) 採取深度 z (m)	(5) 供試体個数	(6) 原位置有効上載圧 σ_{v0} (kgf/cm ²)	(7) 試験時密実圧 σ_c (kgf/cm ²)	(8) N 値	(9) 細粒分含有率 FC (%)	(10) 平均粒径 D_{50} (mm)	(11) 供試体相対密度 D_r (%)	(12) R_{L50} (DA=5%) *初期液状化	(13) * $D_r = \frac{N}{21\sqrt{\sigma_{v0}+0.7}}$	(14) $\frac{N_1}{N} = \frac{1.7N}{\sigma_{v0}+0.7}$	参考文献
1	No.A	固定ピストン式シンクウォールサンプリング	2.25~3.00	4	0.37	0.50	3	1.9	0.32	75.2	0.184	35	4.8	秋田市 ²²⁾
2	No.D	"	2.25~3.38	4	0.389	0.50	7	14.4	0.33	72.8	0.258	53	10.9	建設省東北地建 ²³⁾
3	No.1	トリプルチューブサンプリング	3.88~5.20	4	0.46	0.50	6	8.7	0.25	72.1	0.267	48	8.8	建設省東北地建 ²³⁾
4	No.2	"	5.50~6.05	4	0.52	0.60	5	6.3	0.32	80.4	0.295	43	7.0	建設省東北地建 ²³⁾
5	木本堤造坂体(下町)助沼	トリプルチューブサンプリング	4.35~5.20	4	0.576	0.70	2	13	0.32	69.1	0.260	26	2.7	谷ら ²⁴⁾
6	K-3	"	6.10~6.87	4	0.682	0.70	5	17	0.32	74.9	0.290	38	6.2	谷ら ²⁴⁾
7	K-4	"	2.00~2.20	3	0.39	1.02	6	0.6	0.34	48.0	0.21*	49	9.4	柳沢・岡田・飛田・中村 ²⁵⁾
8	F.D.5	トリプルチューブサンプリング (#82mm)	2.80~3.00	3	0.46	1.02	7	0.93	0.17	61.3	0.20*	52	10.3	柳沢・岡田・飛田・中村 ²⁵⁾
9	F.D.5	トリプルチューブサンプリング (#82mm)	6.00~6.40	3	0.76	1.02	12	1.47	0.27	77.3	0.19*	60	14.0	柳沢・岡田・飛田・中村 ²⁵⁾
10	F.D.5	トリプルチューブサンプリング (#82mm)	8.80~9.00	3	1.0	1.02	16	0.93	0.27	83.3	0.24*	64	15.8	柳沢・岡田・飛田・中村 ²⁵⁾
11	F.D.5	トリプルチューブサンプリング (#82mm)	17.60~17.70	2	1.79	2.04	29	0.65	0.195	99.0	0.3以上*	72	19.8	柳沢・岡田・飛田・中村 ²⁵⁾
12	F.D.5	トリプルチューブサンプリング (#82mm)	19.20~19.50	3	1.94	2.04	28	2.13	0.163	100.7	0.25*	68	18.0	柳沢・岡田・飛田・中村 ²⁵⁾
13	F.D.7	ツイストサンプリング (#50mm)	3.00~3.70	4	0.50	1.02	5	0.68	0.293	56.0	0.19*	43	7.1	柳沢・岡田・飛田・中村 ²⁵⁾
14	F.D.7	ツイストサンプリング (#50mm)	4.30~4.50	3	0.60	1.02	9	13.7	0.44	—	0.40以上*	55	11.8	柳沢・岡田・飛田・中村 ²⁵⁾

15	八郎	F.D. 7	ツイスト サンプラー (φ50mm)	5.90 ~6.50	3	0.76	1.02	7	1.1	0.277	71.0	0.23*	46	8.2
16	郎			7.60 ~8.10	4	0.90	1.02	21	1.03	0.298	80.0	0.23*	76	22.3
17	鴻			2.50 ~2.70	3	0.43	1.02	6	7.23	0.22	56.0	0.25*	48	9.0
18	正		トリプル チューブ サンプラー	5.30 ~5.90	3	0.70	1.02	5	0.7	0.30	81.0	0.20*	40	6.1
19	面	F.D. 9	サンプラー (φ82mm)	6.50 ~6.70	3	0.79	1.02	8	1.1	0.30	80.3	0.19*	49	9.1
20	堤防			7.60 ~8.00	3	0.90	1.02	13	1.0	0.33	92.7	0.20*	60	13.8
21	能代市			2.60 ~3.13	2	0.48	0.48	9	1.0	0.288	41.6	0.226	58	13.0
22	南バイパス	No. B-1	ツイスト サンプラー (φ70mm)	3.20 ~3.60	1	0.54	0.54	10	1.0	0.318	55.9	0.211	60	13.7
23	(能代市南部内地区)			3.60 ~3.98	2	0.58	0.575	10	0.7	0.340	56.9	0.197	59	13.3
24				4.10 ~4.44	2	0.62	0.62	10	0.3	0.394	68.8	0.189	58	12.9
25				3.30 ~3.95	3	0.49	0.49	11	0.5	0.270	63.7	0.225	64	15.7
26		No. B-2	ツイスト サンプラー (φ70mm)	5.00 ~5.55	3	0.63	0.63	10	0.6	0.270	65.1	0.209	58	12.8
27	秋田市	No. 1 (17番地)	固定ピストン式 シンウォールサ ンプラー	2.52 ~3.72	5	0.37	0.37	1	5.1	0.400	74.4	0.220	20	1.6
28	新屋元町	No. 2 (11番地)	固定ピストン式 シンウォールサ ンプラー	3.35 ~3.87	3	0.58	0.58	1	2.50	0.293	41.4	0.157	19	1.3
29				4.20 ~4.60	3	0.68	0.68	1	1.55	0.295	35.5	0.148	18	1.2
30	能代市 河戸川		トリプル チューブ サンプラー	2.75 ~3.98	2	0.39	0.39	11	2.47	0.325	60.6	0.180	67	17.1
31	大須加 12			4.25 ~5.00	4	0.46	0.46	15	1.75	0.322	—	0.191	76	22.0



川島・松本・近藤²⁰⁾および佐々木²¹⁾の σ'_c は個々の供試体で σ'_{c0} と一致させている。
ここに示す σ'_c は平均値。

液状化による被害がない。切土区間である。

液状化により道路盛土(1.5m高さ)が直交方向・路線方向に大きく移動。コンクリート舗装版盛上り。

液状化による一般木造家屋、下水道電柱等の被害が著しい。

液状化による被害なし。地下水位はGL-3.4m。

多数の噴砂、噴水とともに電柱の沈下。道路側溝の移動、ガソリンスタンドの浮き上がり。

八郎鴻干拓地

32	秋長	No. 2	ロータリー式 サント サンプラー	1.30 ~2.65	3	0.3	0.3	3	2以下	0.47 ±0.01	80.2 ±15.5	0.290	36	5.1
33	野本			2.80 ~4.00	3	0.4	0.4	23				0.30	96	35.5
34	島	No. 3		1.20 ~2.65	2	0.3	0.3	12	4以下	0.48 ±0.03	87.9 ±18.2	0.52	73	20.4
35				2.80 ~4.15	3	0.4	0.4	9				0.29	60	13.9
36		No. 4	固定ピストン式 シンウォールサ ンプラー	1.50 ~2.30	3	0.3	0.3	1	12 ↑ ~45	0.375 ±0.11	—	0.50	21	1.7
37		No. 1 (堤頂)	固定ピストン式 シンウォールサ ンプラー	7.00 ~7.90	6	0.91	1.0	3	46 ~84	0.043 ~0.083	130.7	0.255, 0.310	29	3.2
38			トリプル チューブ サンプラー	8.70 ~9.60	4	1.04	1.1	12	5.4 ~5.6	0.350	76.2	0.278	55	11.7
39	岩			1.00 ~1.80	3	0.23	0.5	1	41.2 ~46.6	0.097	80.3	0.315	22	1.8
40	木川	No. 2 (堤内)	トリプル チューブ サンプラー	2.00 ~2.90	3	0.30	0.5	2	25.0 ~27.6	0.133	64.8	0.305	30	3.4
41	川			4.00 ~5.00	4	0.45	0.5	10	3.4 ~3.6	0.480	63.2	0.270	62	14.8
42	豊			5.80 ~6.70	4	0.60	0.6	17	4.3 ~5.0	0.263	76.2	0.290	76	22.2
43	富		固定ピストン式 シンウォールサ ンプラー	9.00 ~9.90	4	0.80	0.8	2	100	0.0026	—	0.505	24	2.3
44	岩木川左岸	No. 3 (堤頂)	トリプル チューブ サンプラー	7.15 ~8.05	6	0.93	1.0	3	69.1 ~74.3	0.037 ~0.039	74.4	0.250, 0.280	26	3.1
45				9.90 ~10.30	3	1.12	1.2	13	5.4 ~6.5	0.260	79.4	0.290	56	12.1
46				10.60 ~11.90	2	1.22	1.3	14	5.2	0.440	74.1	0.300	57	12.4

液状化による被害なし。旧地盤面は現地盤面より約+4m高かった。

噴砂の認められた範囲にある。

地盤液状化により日本家屋の被害著しい。

堤内地に噴砂が生じ、堤防に縦断亀裂発生。
No. 1とNo. 2は同一堤防断面に位置。

建設省東北地
建²⁰⁾

噴砂なし。堤防の亀裂もない。(No. 1, 2地点より160m上流)

(注) (5) 繰返し三軸試験を行った供試体の数。 (6) σ'_c は砂層の $\gamma_r=1.9 \text{ gf/cm}^3, \gamma=0.9 \text{ gf/cm}^3$ として計算。
(7) 繰返し三軸試験における
等方圧密応力。 (8) 試験供試体の平均。 (9) 試験供試体の平均。 (10) 試験供試体の平均。
し回数 $N_c=20$ で軸ひずみ(両振幅) $DA=5\%$ で生ずるのに必要な応力比 $\sigma'_d/2\sigma'_c$ 。 σ'_d は繰返し偏差応力 $\sigma_1-\sigma_3$ の片振幅。ただし、No. 7~20に
ついては初期液状化が $N_c=20$ で生ずるのに必要な $\sigma'_d/2\sigma'_c$ 。 (11) σ'_{c0} は繰返し偏差応力 $\sigma_1-\sigma_3$ の片振幅。ただし、No. 7~20に
ついては初期液状化が $N_c=20$ で生ずるのに必要な $\sigma'_d/2\sigma'_c$ 。 (12) σ'_{c0} は繰返し偏差応力 $\sigma_1-\sigma_3$ の片振幅。ただし、No. 7~20に
ついては初期液状化が $N_c=20$ で生ずるのに必要な $\sigma'_d/2\sigma'_c$ 。 (13) σ'_{c0} は繰返し偏差応力 $\sigma_1-\sigma_3$ の片振幅。ただし、No. 7~20に
ついては初期液状化が $N_c=20$ で生ずるのに必要な $\sigma'_d/2\sigma'_c$ 。 (14) σ'_{c0} は繰返し偏差応力 $\sigma_1-\sigma_3$ の片振幅。ただし、No. 7~20に
ついては初期液状化が $N_c=20$ で生ずるのに必要な $\sigma'_d/2\sigma'_c$ 。 (15) σ'_{c0} は繰返し偏差応力 $\sigma_1-\sigma_3$ の片振幅。ただし、No. 7~20に
ついては初期液状化が $N_c=20$ で生ずるのに必要な $\sigma'_d/2\sigma'_c$ 。 (16) σ'_{c0} は繰返し偏差応力 $\sigma_1-\sigma_3$ の片振幅。ただし、No. 7~20に
ついては初期液状化が $N_c=20$ で生ずるのに必要な $\sigma'_d/2\sigma'_c$ 。 (17) σ'_{c0} は繰返し偏差応力 $\sigma_1-\sigma_3$ の片振幅。ただし、No. 7~20に
ついては初期液状化が $N_c=20$ で生ずるのに必要な $\sigma'_d/2\sigma'_c$ 。 (18) σ'_{c0} は繰返し偏差応力 $\sigma_1-\sigma_3$ の片振幅。ただし、No. 7~20に
ついては初期液状化が $N_c=20$ で生ずるのに必要な $\sigma'_d/2\sigma'_c$ 。 (19) σ'_{c0} は繰返し偏差応力 $\sigma_1-\sigma_3$ の片振幅。ただし、No. 7~20に
ついては初期液状化が $N_c=20$ で生ずるのに必要な $\sigma'_d/2\sigma'_c$ 。 (20) σ'_{c0} は繰返し偏差応力 $\sigma_1-\sigma_3$ の片振幅。ただし、No. 7~20に
ついては初期液状化が $N_c=20$ で生ずるのに必要な $\sigma'_d/2\sigma'_c$ 。 (21) σ'_{c0} は繰返し偏差応力 $\sigma_1-\sigma_3$ の片振幅。ただし、No. 7~20に
ついては初期液状化が $N_c=20$ で生ずるのに必要な $\sigma'_d/2\sigma'_c$ 。

③ 不攪乱試料を用いた繰返し非排水三軸試験

がいくつかの地点で行われた。以上に示すのはこれらのデータを取りまとめた結果である。

(2) とりまとめ方法

図4.43~4.50に各地点の地盤柱状図を示す。この柱状図に示すN値、粒度分布特性、地震動強度と実際のと液状化の有無の相関はそれぞれの文献^{19)~21)}で示されているように、全体として言えばかなりあると言える。

不攪乱試料の採取法は統一されておらず、それぞれの採取方法における試料の乱れの程度は不明である。繰返し非排水三軸試験は供試体を所定の有効拘束圧 σ'_c で等方圧密してから、三軸圧縮荷重・伸張荷重の振幅を同一にし、かつ一定になるようにして繰返し载荷を行っている。大部分の試験では $\sigma'_c = \sigma'_{v0}$ として圧密しているが、No. 7~20のデータでは $\sigma'_c > \sigma'_{v0}$ としている。以下の解析では、 $\sigma'_{v0} / \sigma'_c = 0.5 \sim 1.0$ のデータのみ取り扱う。液状化強度は繰返し三軸試験において繰返し回数 $N_c = 20$ で軸ひずみ(両振幅)DA = 5%が生ずるのに必要な応力比 $\sigma_d / 2\sigma'_c = R_{120}$ で定義することにする。 σ_d は繰返し偏差応力 $\sigma_1 - \sigma_3$ の片振幅である。ただし、No. 7~20のデータでは初期液状化が $N_c = 20$ で生ずる $\sigma_d / 2\sigma'_c$ を R_{120} としている。したがって、他のデータと比較すると R_{120} の値は小さ目になっている可能性がある。

$D_r^* = 21\sqrt{N / (\sigma'_{v0} + 0.7)}$, $N_1 = 1.7N / (\sigma'_{v0} + 0.7)^{2.1}$ はいずれも地盤の状態を表わす指標(Index)である。

(3) $R_{120} \sim D_r^*$, N_1 関係

図4.51に全体のデータを取りまとめた結果を示してある。

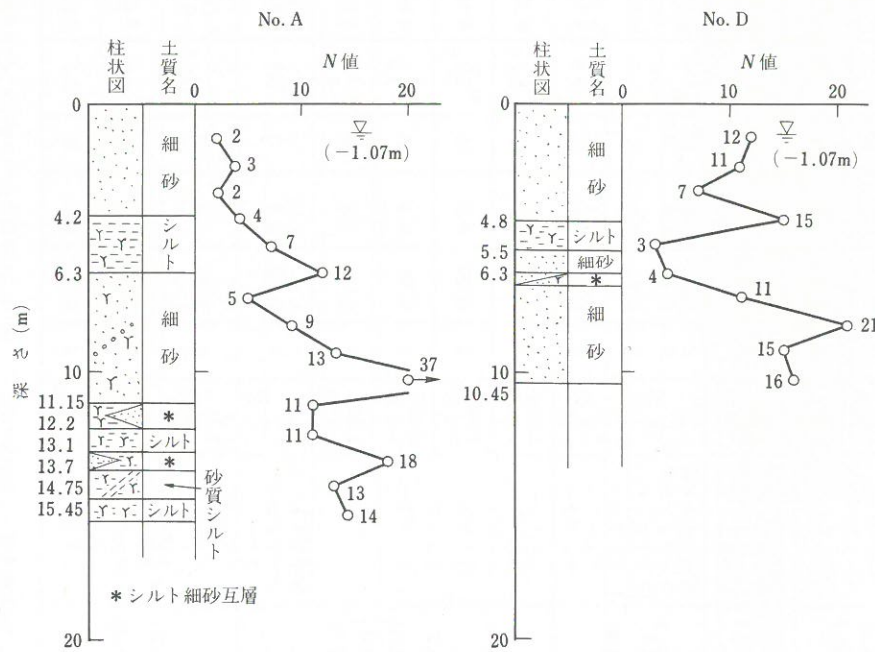


図4.43 新屋松美町

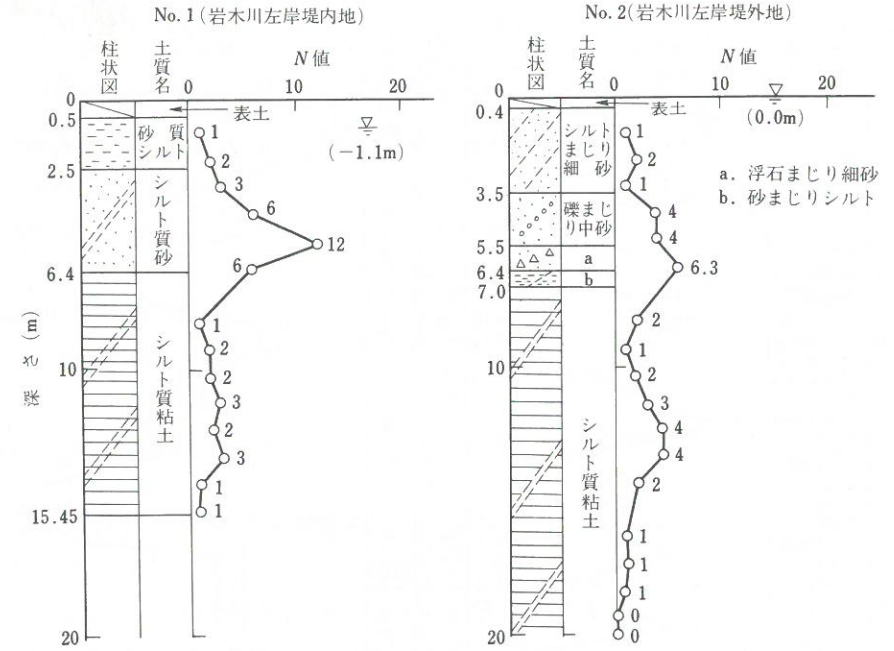


図4.44 岩木川富港

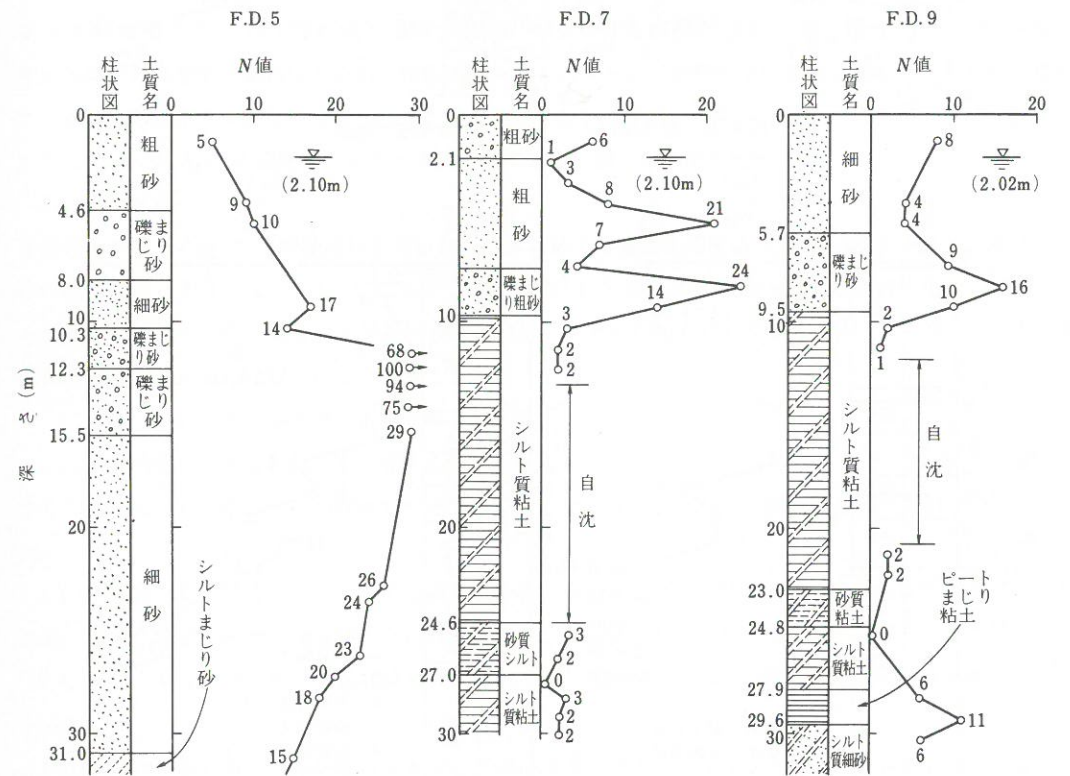


図4.45 八郎潟正面堤防(柳澤ら²⁵⁾)

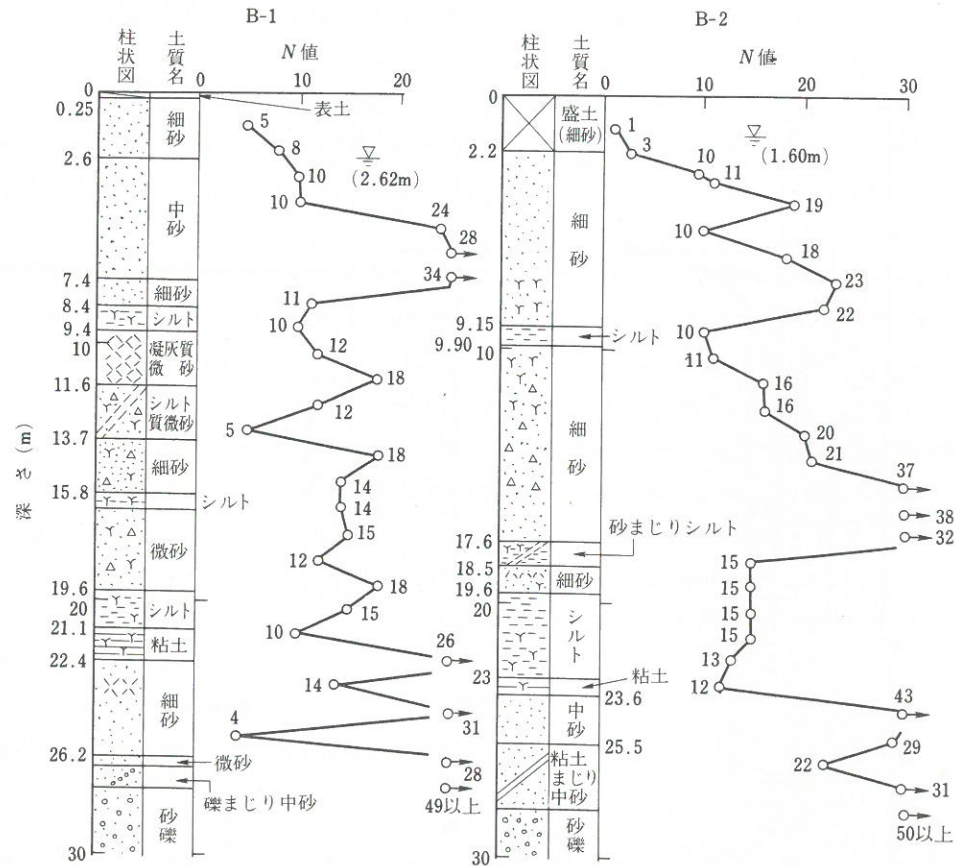


図4.46 能代南バイパス(能代市南部浅内地区)

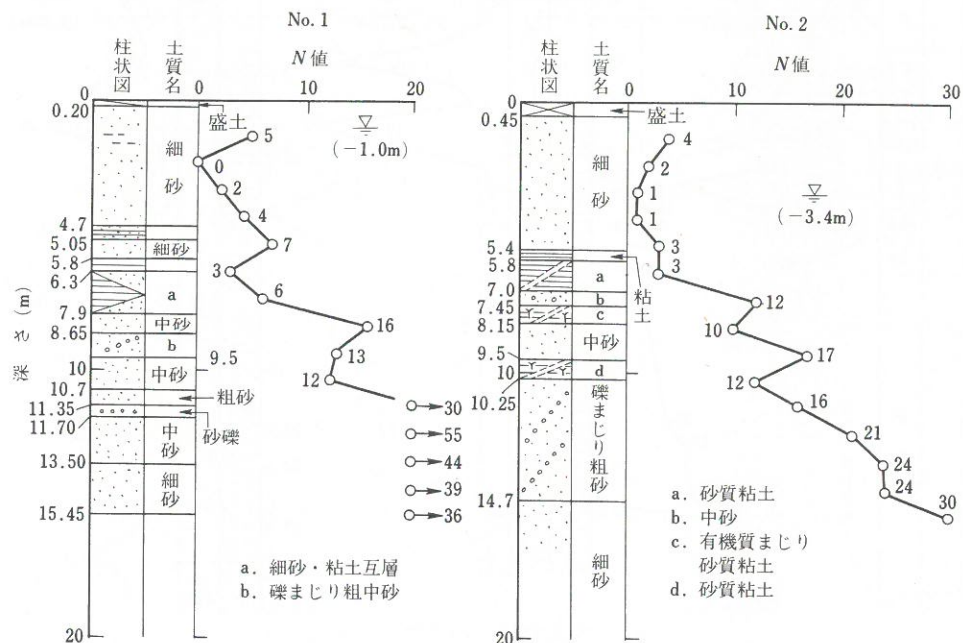


図4.47 新屋元町

大部分のデータは $D_r^* = 20 \sim 80$, $N_1 = 1 \sim 22$ の非常に緩い状態～やや密な状態にある $D_{50} = 0.16 \sim 0.48$ mm の中砂に対してのものである。図中のデータは $74 \mu\text{m}$ 以下の細粒分含有率 $FC = 0 \sim 5\%$, $5 \sim 10\%$, 10% 以上で区別し、同時に平均粒径 $D_{50} = 0.1 \sim 0.2$ mm, $0.2 \sim 0.3$ mm, $0.3 \sim 0.4$ mm, $0.4 \sim 0.5$ mm で区別して示してある。これらから次のことが分かる。

- (1) データは $R_{120} = 0.0042 D_r^*$ 関係のまわりにばらついている。しかし、全体としてのデータのばらつきが大きく、 $R_{120} \sim D_r^*$ 関係、 $R_{120} \sim N_1$ 関係は判然としない。したがって、このデータだけでは指標として D_r^* , N_1 を用いることの妥当性について云々できない。
- (2) D_{50} の影響は判然としない一方、細粒分含有率が 5% 以上のデータは上方に位置し、図中の破線より上の範囲にある。このことは今回のデータの範囲では、 $R_{120} \sim N$ 値関係に対する粒度分布の影響を表わす指標としては FC の方がよさそうに思われる。実際の場合に同一の D_{50} の値に対して FC が大きく異なっている場合がある(図4.52)。図4.52に示すBの場合は細粒分が一樣にまじり合っていると考えるべきではなく、実際はおそらく粘性土やシルトのシームが砂層の中に挟在しており、それを一緒にまとめて粒度分布を求めたのであろう。この考えが正しいとすれば、今後砂層の中に挟在する粘性土・シルトのシームが $R_1 \sim N$ 値関係にどのように影響するのか調べる必要が出てくる。

(4) まとめ

今回のとりまとめでは、不攪乱試料を用いた三軸試験による液状化強度 $R_1 \sim N$ 値 (D_r^* , N_1) ~ 粒度分布特性の相関ははっきりしなかった。したがって、全体として N 値 ~ 粒度分布 ~ 実際の液状化現象の相関はあるにもかかわらず、 $R_1 \sim$ 粒度分布特性 ~ 実際の液状化現象の相関もはっきりしないこととなった。その原因として考えられるのは以下のことであろう。

- (1) 全て地震後の地盤調査であったこと。
- (2) 液状化したと思われる層が浅くかつ薄いことが多かった。したがって、1 m ごとの N 値では粗すぎることになった。また、三軸試験での $\sigma'_c = \sigma'_{v0}$ も小さいことになり、実験精度の確保がむずかしくなった。
- (3) 全体として地層の変化が水平方向にも鉛直方向にも激しい場所が多く、試料採取地点、 N 値測定地点、液状化現象の有無の確認地点との対応が必ずしも保証されていない可能性がある。
- (4) サンプリング方法、三軸試験における σ'_c / σ'_{v0} の値や液状化の定義の仕方に統一性が必ずしもなかった。
- (5) 三軸試験における液状化強度を R_{120} で表示することが必ずしも妥当でない可能性がある。図4.53は空気乾燥した豊浦砂を空中落下させて作った供試体を飽和化した後繰返し非排水三軸試験を行った結果

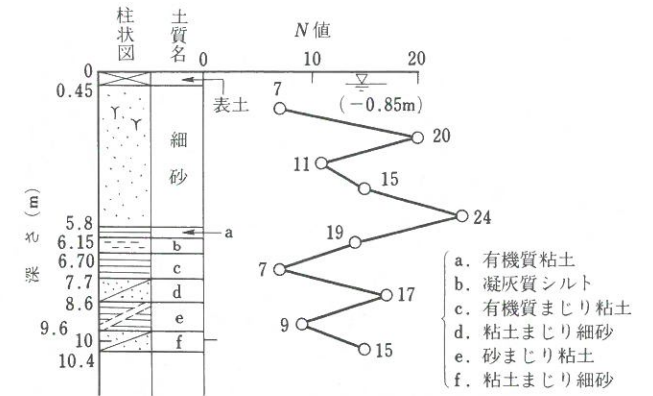


図4.48 能代市河戸川

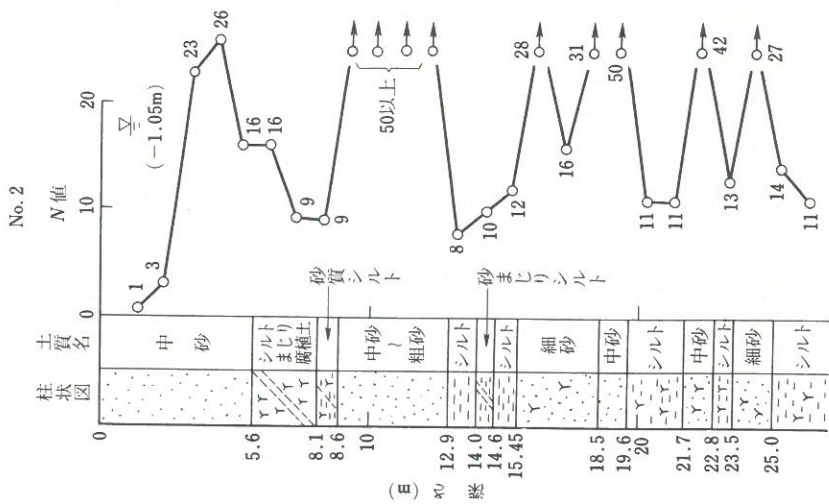
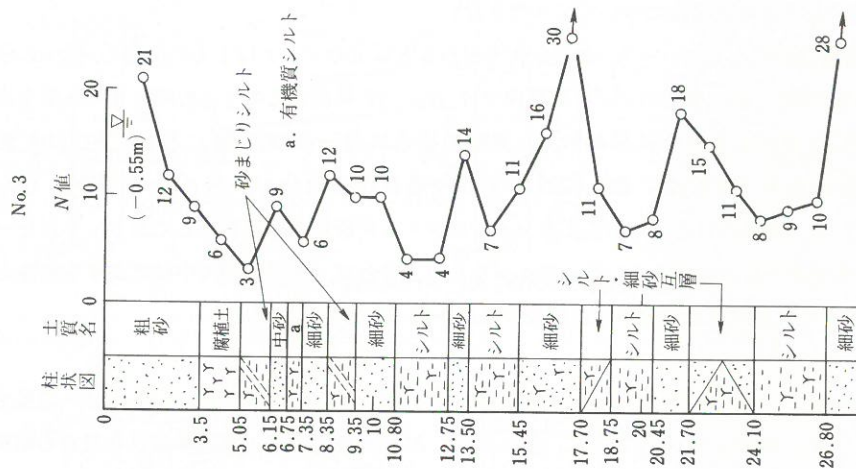
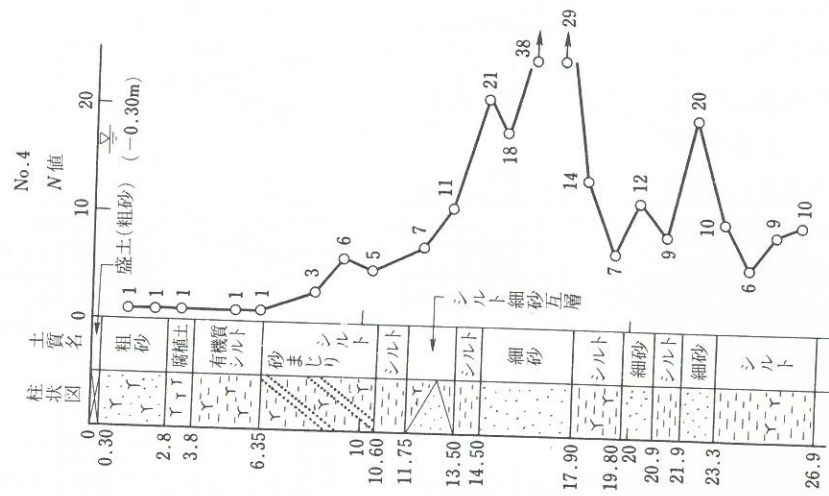


図 4.49 秋田市飯島長野本町

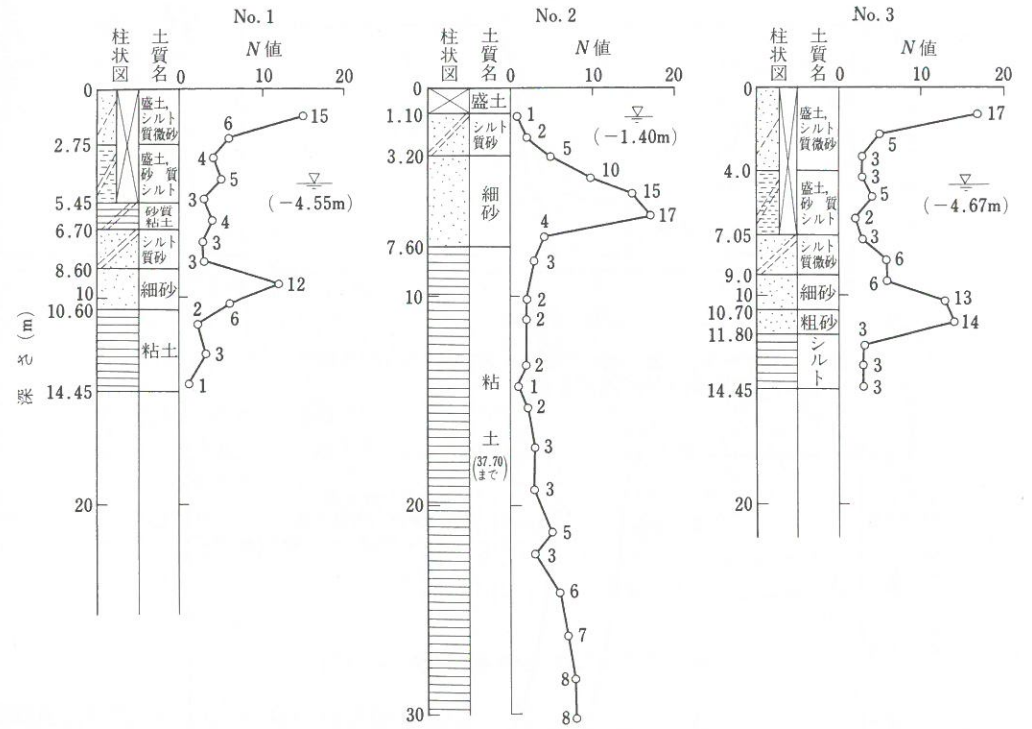


図 4.50 岩木川豊富第1築堤

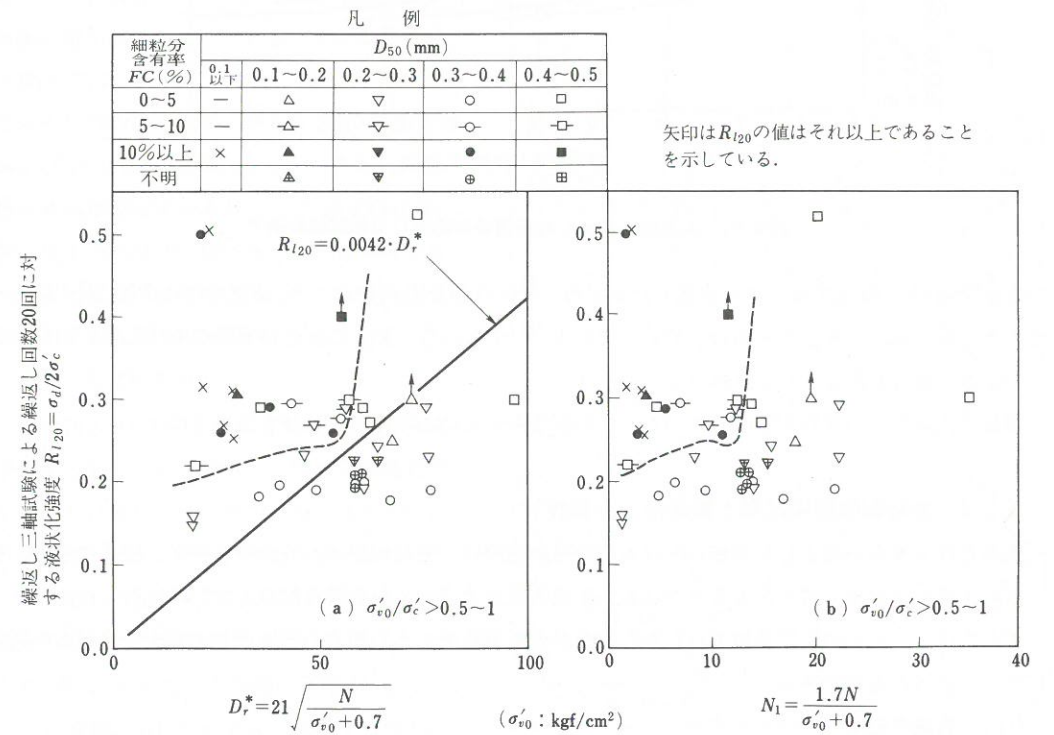


図 4.51 とりまとめの結果

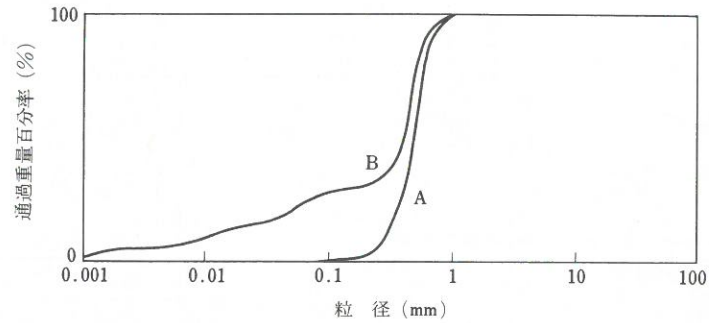


図 4.52 似た D_{50} の値に対して異なる FC をもつ二つの例²⁶⁾
(表 4.9 の No. 36 での例)

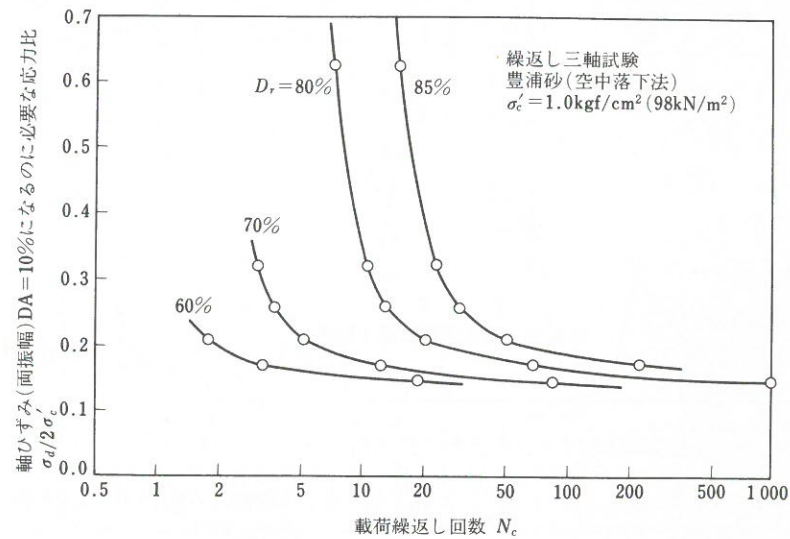


図 4.53 人工的に作成した豊浦砂の繰返し三軸試験の例³⁰⁾

である³⁰⁾。DA=10%で液状化を定義したところ、全体の応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c \sim N_c$ 曲線の形は密度 (D_r) によって大きく変わるが、 R_{120} はそれほど変わっていない。すなわち、 R_{120} の変化は実際の液状化抵抗の変化よりも小さい場合もありうると思われる。

最後に末筆ながら資料を提供していただいた関係各位に心からの感謝の意を表します。

4.3.4 常時微動観測結果と微地形・土質性状

顕著な住宅被害が発生した地域における常時微動観測は、男鹿市脇本、若美町五明光、能代市浅内、鯉ヶ沢町川尻および車力村牛潟の5カ所において被害発生地点および無被害地点とで同時に行った。

ここでは、これらの住宅地域で行われた常時微動観測結果とその地点の微地形および土質性状との関係について述べたものである。

(1) 男鹿市脇本

常時微動の測定は図 4.54 に示すように、被害が発生しなかった洪積層地盤と顕著な被害が発生した沖

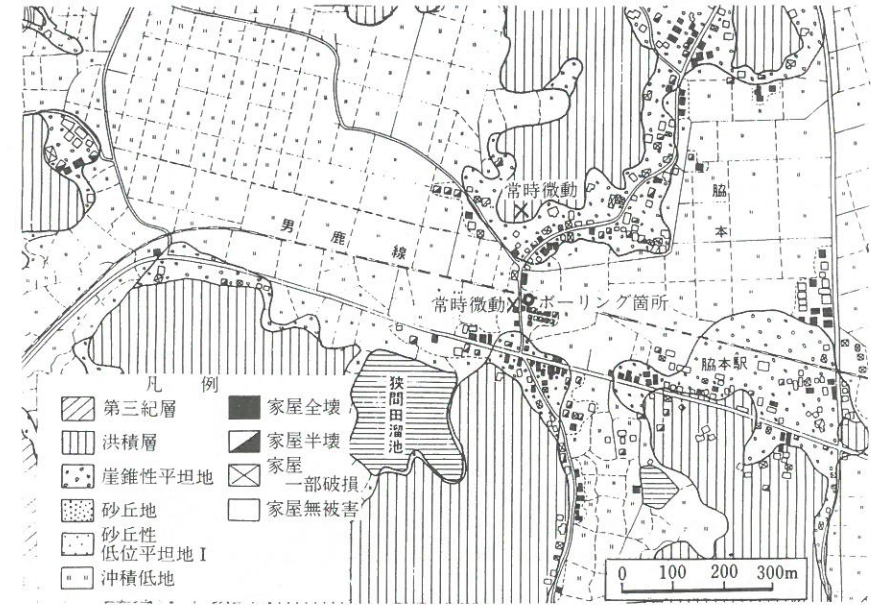


図 4.54 男鹿市脇本地区の住家被害分布

積低地上に盛砂した宅地地盤上で同時に行った。宅地地盤は図 4.55 の柱状図より、 N 値 0~8 の軟弱なシルト層内に N 値 12~30 の細砂層が薄く挟在している。常時微動記録は図 4.56 に示したが、測定記録から解析して求めた平均振幅値および地山(洪積層地盤)および盛土(沖積低地)とのスペクトル振幅比と卓越周期はそれぞれ 2~3 および 0.95 秒となる。すなわち、軟弱なシルト層からなる沖積層地盤は洪積層地盤に比して地震時の振幅がかなり増幅されたものと推定される。

(2) 若美町五明光

常時微動の測定は図 4.57 に示す家屋被害が皆無であった砂丘地盤上と顕著な家屋被害を発生した砂丘性低位平坦地盤上とで同時に行った。図 4.58 に示した常時微動記録を見ると両地盤上の波形は全く同じである。砂丘性低位平坦地の地盤構成は、図 4.59 に示すごとく、深度 16 m までの地盤は深度 11 m のシルトの薄層を除けばほとんど細砂から成り、盛土 1.5 m を含めて深さ 2 m までの緩い堆

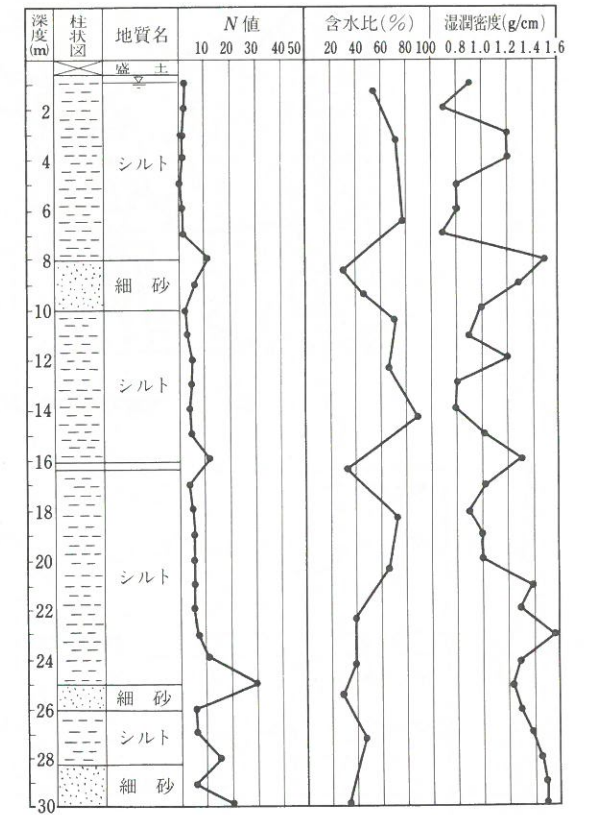


図 4.55 男鹿市脇本における地盤状況

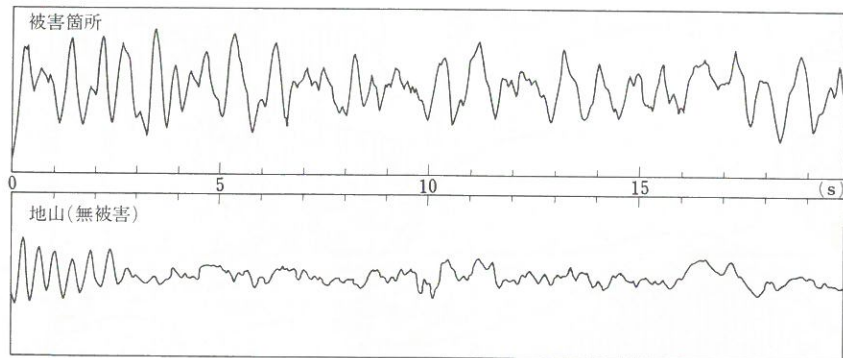


図 4.56 常時微動記録

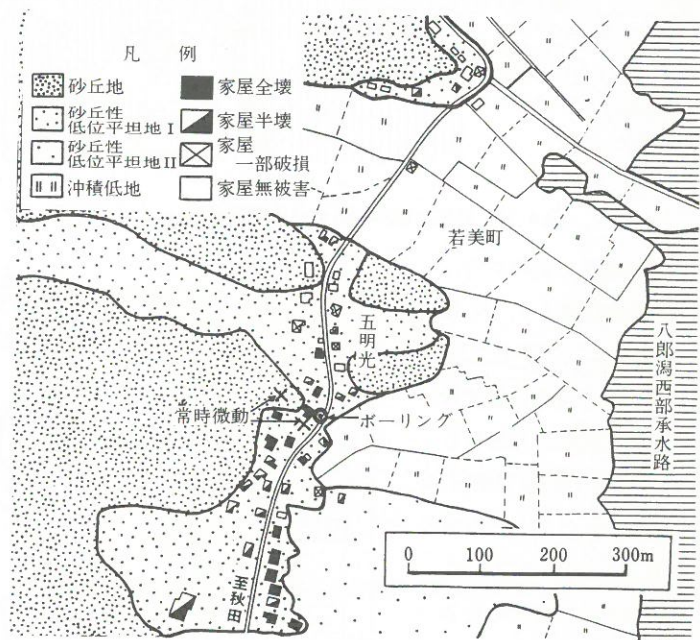


図 4.57 若美町五明光地区の住家被害分布

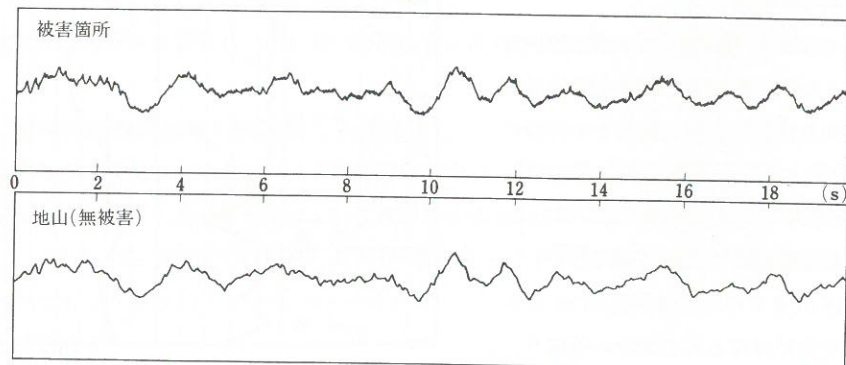


図 4.58 常時微動記録

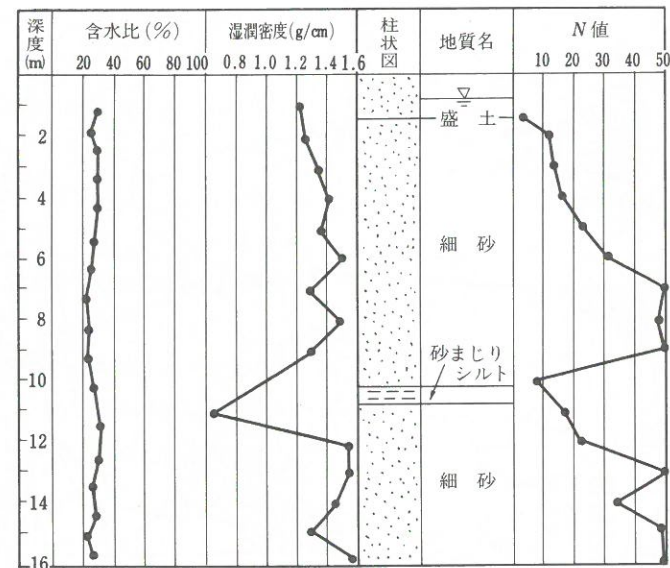


図 4.59 若美町五明地区における地盤性状

積状態を除いては比較的地盤である。したがって常時微動記録によれば両地盤ともに極く表層を除いては同じ地盤構成と考えられ、顕著な家屋被害が発生した宅地地盤は砂丘を切り取り緩く盛土したことにより地震時に変動したものと思われる。

(3) 能代市浅内

図 4.60 は図 4.61 に示した全壊家屋の周辺で行ったボーリングおよび標準貫入試験結果を示したものである。柱状図によれば、深度 14 m までは細砂が堆積するが、その下位 30 m までは細砂と N 値 11 程度のシルト層が互層を成して複雑な地盤を構成している。地盤の浅部は地表より深さ 1.5 m の厚さで砂丘より切り取った砂盛土が存在し、その下位深度 6 m までが N 値 15 以下で地下水位は 2.7 m に位置している。図 4.62 は図 4.60 に示すように家屋被害が発生しなかった砂丘上と家屋被害が顕著であった砂丘性低位平坦地上とで同時に測定した常時微動記録である。この記録とを見ても両地盤とも極く浅い地表層を除いては全く同じ地盤性状

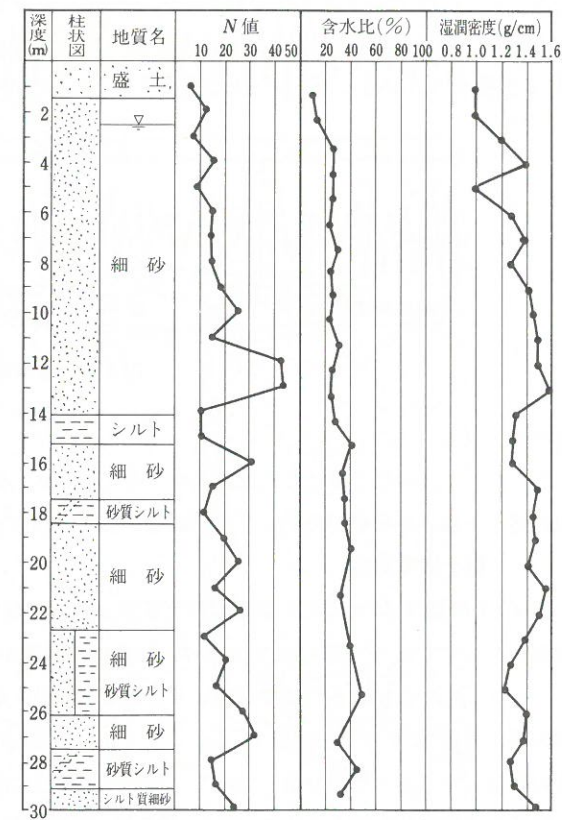


図 4.60 能代市浅内における地盤性状

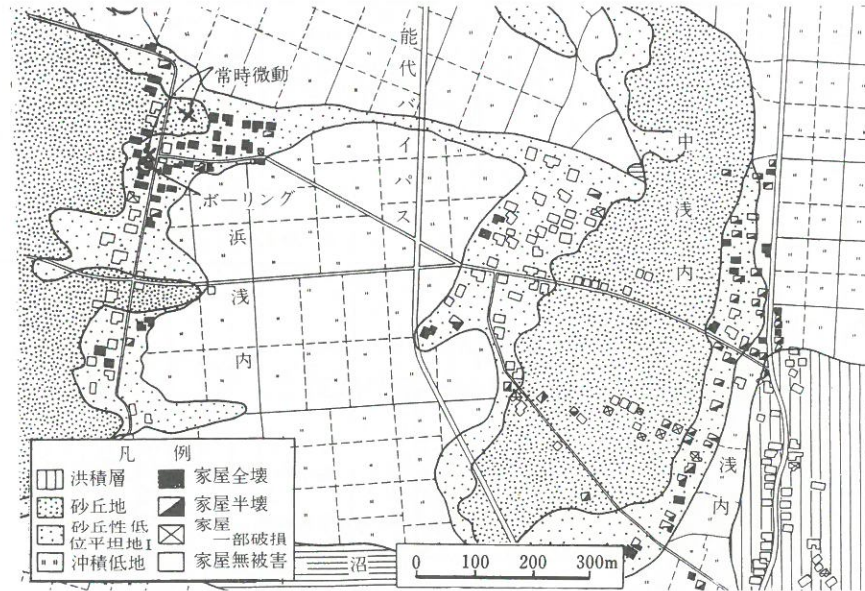


図 4.61 能代市浅内地区の住家被害分布

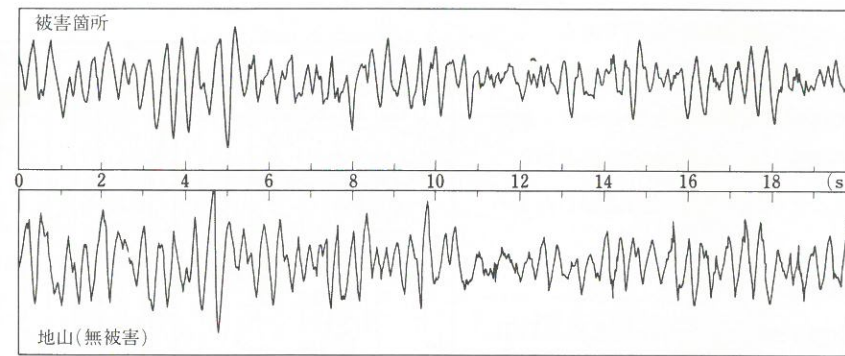


図 4.62 常時微動記録

を示すと見てよい。

したがって本地区で発生した家屋被害の発生原因は、深度2.7~6.0mの細砂の液状化と深度2.7m以下浅の盛土と緩い細砂層が流動して基礎地盤が破壊されたものと推定される。

(4) 鱒ヶ沢町川尻

図 4.63 は図 4.64 に示した顕著な家屋被害を受けた地点で行ったボーリング柱状図と N 値の深度分布を示したものである。図 4.63 によれば、地盤は地表面から 1.0 m に段丘を切り取って盛土した細砂があり、その下位に 2.5 m まで細砂から成る自然堆積物が存在し、2.5~2.7 m にわたって N 値 10~30 の細・中砂層が堆積し、その下位深度 16.7 m までシルトを主とする N 値 3~8 の軟弱層を経て、N 値 33~37 程度の固結したシルト層が堆積している。なお地下水位は高く 0.90 m である。

地盤の振動性状を知るために、地山(砂丘地)で無被害の地点と顕著な被害が発生した宅地地盤(砂丘性低位平坦地 I) 上で同時に常時微動を測定した。図 4.65 に測定した記録が示されている。記録に見られる

1.7 秒程度の長周期成分は脈動であり、地盤の卓越周期はスペクトル解析から 0.9 秒程度である。地山と盛土との振幅がほぼ同じことから極く表層を除いては両地点とも地盤の構成はほぼ同じである。地盤の周期特性からみて 0.9 秒成分は深さ 8~16 m のシルト層に起因しており、地震時には応答倍率が比較的高かったものと推定される。

結局、本地点の被害発生の原因は地下水位下 0.9~2.5 m まで緩く堆積した細砂層が増幅度の高い地震動により液状化が発生し、基礎地盤の流動に伴う基礎の破壊をまねいたものと推察される。

(5) 車力村牛湯

ボーリング地点は図 4.66 に示すように砂丘分布の東端部に位置するが、ボーリングの結果、砂丘の層厚は 4 m 以内で 4 m 以深は洪積層と考えられる。ボーリング柱状図は図 4.67 に示したが、深度 4 m 以下に N 値 6~8 の緩い中砂が堆積し、その下位には比較的 N 値の高い細砂、中砂、シルトが互層をなしている。測定した常時微動記録は図 4.68 に示したがかなり長周期成分を含み、振幅は両地盤ともほとんど同じである。

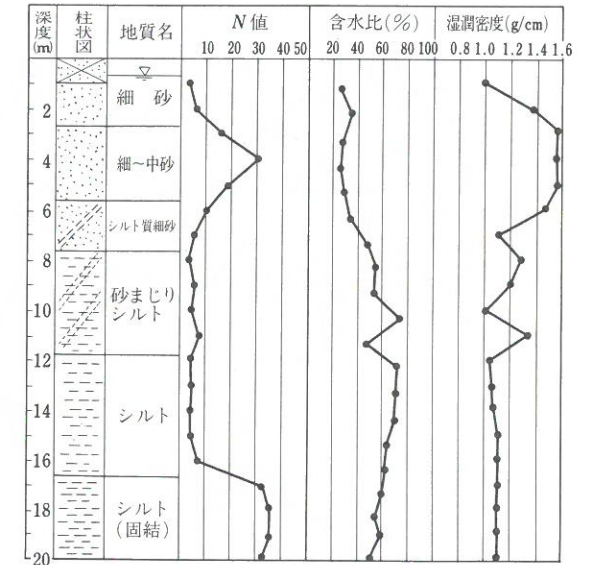


図 4.63 鱒ヶ沢町川尻における地盤性状

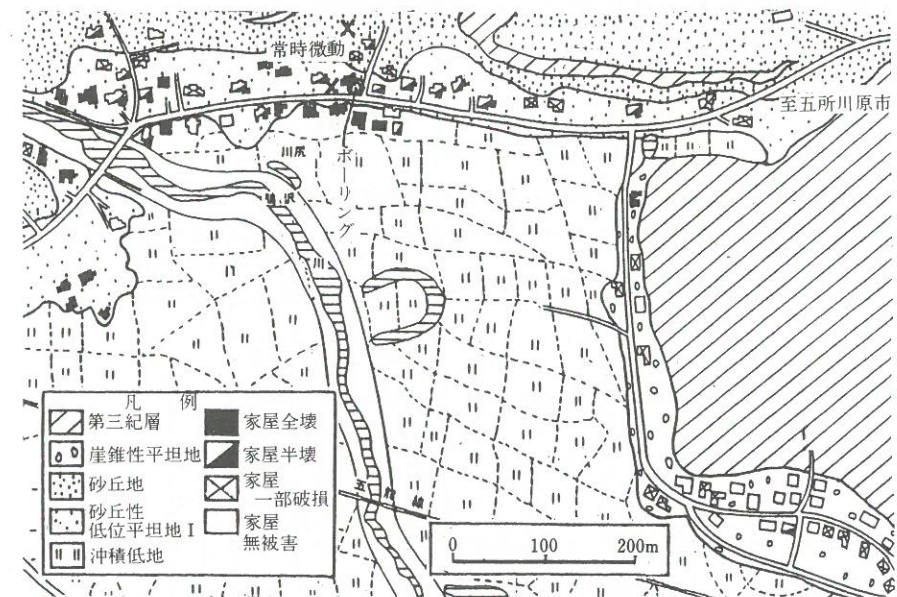


図 4.64 鱒ヶ沢町川尻地区の住家被害分布

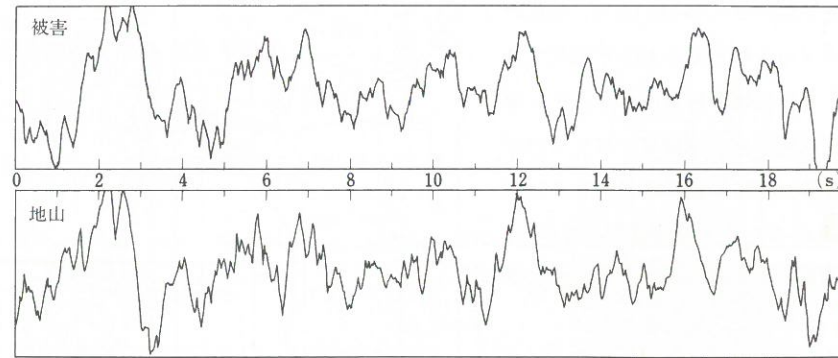


図 4.65 常時微動記録

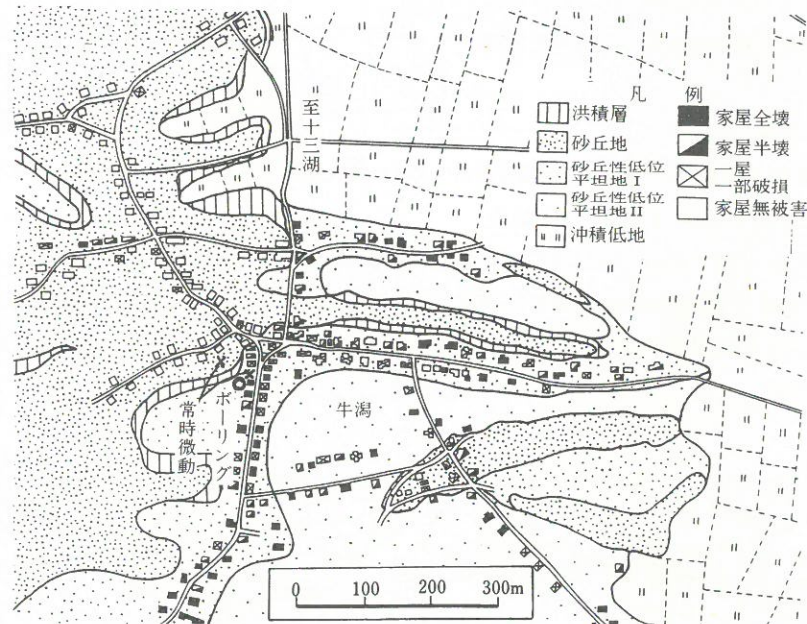


図 4.66 車力村牛湯および牛湯地区の住家被害分布

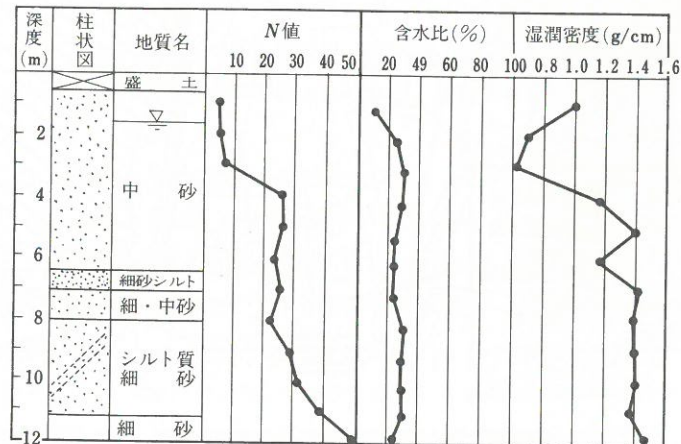


図 4.67 車力村牛湯地区における地盤性状

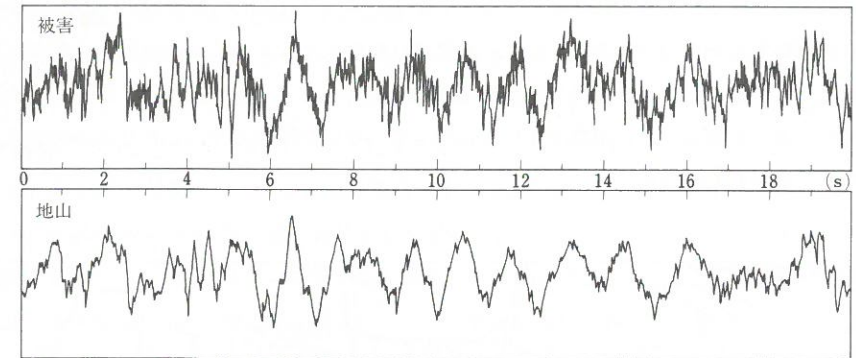


図 4.68 常時微動記録

4.3.5 液状化現象の解析

(1) まえがき

液状化が注目される契機となった新潟地震(1964年)から約20年経ってきている。この間に液状化に関する研究が進められ、現在では簡易な方法(N値や粒度試験結果といった一般の土質調査結果を利用する方法)から詳細な方法(地震応答解析や室内液状化試験を行う方法)まで多くの液状化解析手法が提案さ

表 4.10 日本海中部地震における液状化の特徴と解析例

分類	踏査や解析によって明らかになった特徴	解析結果を紹介してある章、節
液状化発生箇所の地形、地質に関して	砂丘間低地および砂丘と低地の境で液状化が多く発生した	屏風山砂丘付近〔本節(3)〕
	河道、湖沼、海岸、水田を埋立て、造成した所で液状化が多く発生した	秋田市新屋松美町〔本節(2)〕、秋田市新屋元町〔本節(2)〕、秋田港〔4.4.5〕、男鹿工業高校〔本節(4)〕、八郎潟干拓堤防〔4.4.1〕、青森駅構内〔4.4.2〕、武田小学校〔4.2.4〕
	余震等で再液状化を生じた箇所があった	武田小学校〔4.2.4〕
液状化に起因した構造物の被害に関して	土構造物が多く被害を受けた	秋田港〔4.4.5〕、八郎潟干拓堤防〔4.4.1〕、能代南バイパス〔4.4.2〕、溜池〔4.4.6〕
	橋梁の被害は軽かった	五明光橋、他〔4.4.2〕
	緩い傾斜地で地盤のすべりとそれによる家屋等の被害が発生した	秋田市新屋松美町〔本節(2)〕
	表層の薄い液状化層によって建築物が被害を受けたものがあった	男鹿工業高校〔本節(4)〕
	置換砂の液状化により構造物が被害を受けたものがあった	昭和バイパス〔4.4.4〕
	改良した地盤では構造物の被害を防止できたものがあった	青森のタンク〔本節(5)〕

れ、また耐震設計基準類にとり入れるようになってきている。これらの方法を用いて日本海中部地震での液状化現象の解析も行われつつある。そこで、本節では解析によっていくつかの現象の解明が行われた例について紹介する。特に、今回の液状化現象で特徴的であったこと(表4.10参照)に関して解析された例をとりあげてみる。ただし、まだ地震後1年しかたっていない段階なので、これだけが全てでなく、今後いくつか解析が行われるであろう。



等高線の数値は標高を示す

- : 下水道管埋設位置
- : 工業用水管(φ1200mm)埋設位置
- ~~~~~ : 矢板埋残し区間(26m)

- ・ 下水道管は昭和56年11月~57年3月にかけて施工
- ・ 工業用水管は昭和44年2月~44年3月にかけて施工
- ・ 溜池埋立はG, H₁, H₂, I, Jブロックで昭和52年7月~53年3月にかけて施工

- : 家屋の傾斜・沈下
- × : 家屋の亀裂
- ∨ : 塀の亀裂・傾斜・破壊
- ~~~~~ : 道路および敷地内の亀裂
- (点線) : 噴砂
- ⊙ : 噴水
- : 地盤沈下
- ⊖ : 地盤隆起
- (斜線) : 家屋布基礎の亀裂・破壊
- (斜線) : 道路の被害
- ← : 傾斜・移動の方向
- Ⓐ : 地区割りをしたブロック名(例)

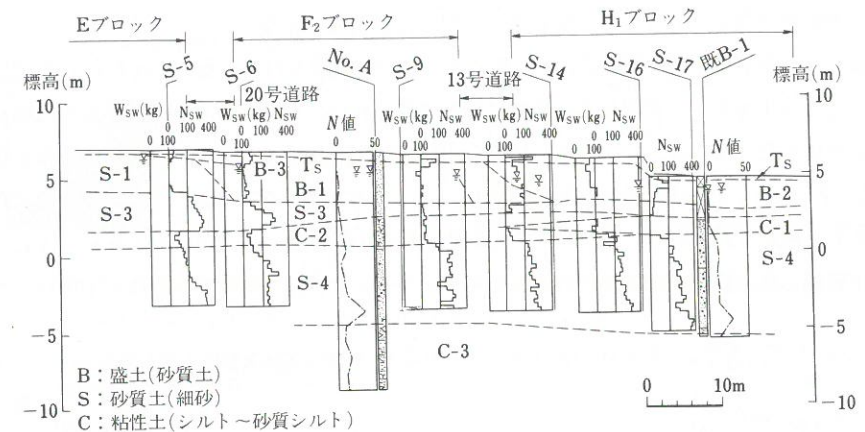
図4.69 新屋松美町の被害状況(加納ら³¹⁾)

(2) 埋立地、盛土地における液状化の解析例

(a) 新屋松美町(加納ら³¹⁾)より液状化解析部分の一部を抜粋して引用 秋田市新屋松美町および新屋松美ヶ丘東町では、地盤の液状化とすべりにより家屋が被害を受けた。ここは砂丘と過去の雄物川による氾濫原の境にあたり、標高5~8mでやや北東に傾いている。ただし、平均勾配は約1°と非常に緩やかである。図4.69に被災状況を示したが、特に被害はF₁, F₂, H₁ブロックに集中していた。G, H₁, H₂, I, Jブロックは昭和52年~53年に溜池を造成して宅地化されたところであるが、F₁, F₂ブロックは旧陸軍の土塁跡地であり、なぜこのように特定の狭い地区が被災したのかという疑問や問題、さらに、13号道路の下水道工事や溜池の造成工事がF₁, F₂ブロックの地震被害に影響を与えたのではないかと考えられ、以下に示す詳細な調査が行われた。

- ① アンケート方式による各個の地震被害調査(結果の概要は図4.69に示す)、および下水道等の埋設工事・溜池造成工事の施工状況調査
- ② 土質調査および試験

(a) 断面IIの一部



(b) 断面IIIの一部

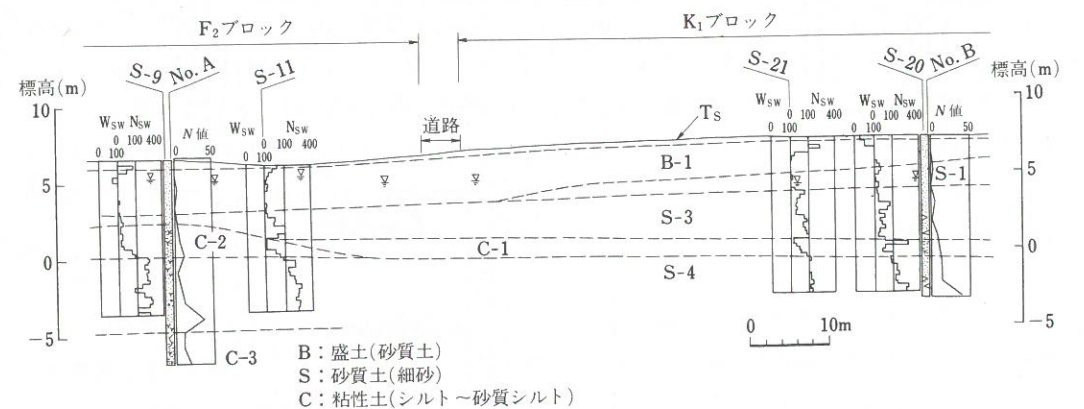


図4.70 土質想定断面図(加納ら³¹⁾に一筆加筆)

- ③ PS 検層, PS 探査および常時微動測定
- ④ 地形の変遷に関する調査
- ⑤ 液状化解析, すべり安定解析

土質調査としては, ボーリング4本(このほかに収集した既存ボーリングは7本)が行われ, その間に補完するために, スウェーデン式サウンディングが26カ所で行われた。また, 地下水位が重要と考えられたため, 66カ所に観測孔が設けられ, 約1カ月半定期的に観測された。これに③, ④の調査結果も加えて作成された地層断面図が図4.70である。図からわかるように, 被害の生じたF₁, F₂, H₁ブロック付近では, 表層にN値が2~5と非常に緩い細砂層が2~4mの厚さで存在していた。地下水位もGL-1m前後と非常に浅かった。これに対し, 被害をあまり受けていないK₂, E, A, B, C, Dブロックでは表層に砂層はあるものの緩くはなかった(N値は5~15程度)。また, G, I, J, K₁ブロックでは緩い砂層は存在するものの地下水位は浅くなかった(GL-1~3m程度)。Lブロックでは表層に粘性土しか存在しないようであった。ただし, K₁ブロックではF₂ブロックから続く緩い砂層があり, すべりが発生した断面II〔図4.70(a)〕に似た勾配も有していた。B~K₁ブロックにかけては明治30年に旧陸軍省が射撃場のために造った土塁の跡地に相当するが, さらに明治22年の地引画図を手に入れてみると, F₁, F₂, K₁ブロックの大部分は溜池や水田を埋め立てて土塁が造られたことが明らかとなった。

土質試験では粒度試験が多く行われ, 代表地点では液状化試験も行われた。これをもとに, 図4.71に示されるような液状化解析が土質調査の全地点について行われた。図中, 地点Br. No. Aでは噴砂・噴水を生じ家屋が被害を受けている。これに対しBr. No. Bでは噴砂・噴水も生じなく, 家屋の被害も生じなかった。しかし, F_Lの値を見ると後者でも地下水位以下で1より小さくなっており, 深部では液状化を生じた可能性があるとして推定された。ただし, その深さは深い所に位置するため, 図4.72に示すように, 地表からの非液状化層厚と家屋被害や地盤変状の関係を各サウンディング地点に対して整理してみたところ, 非液

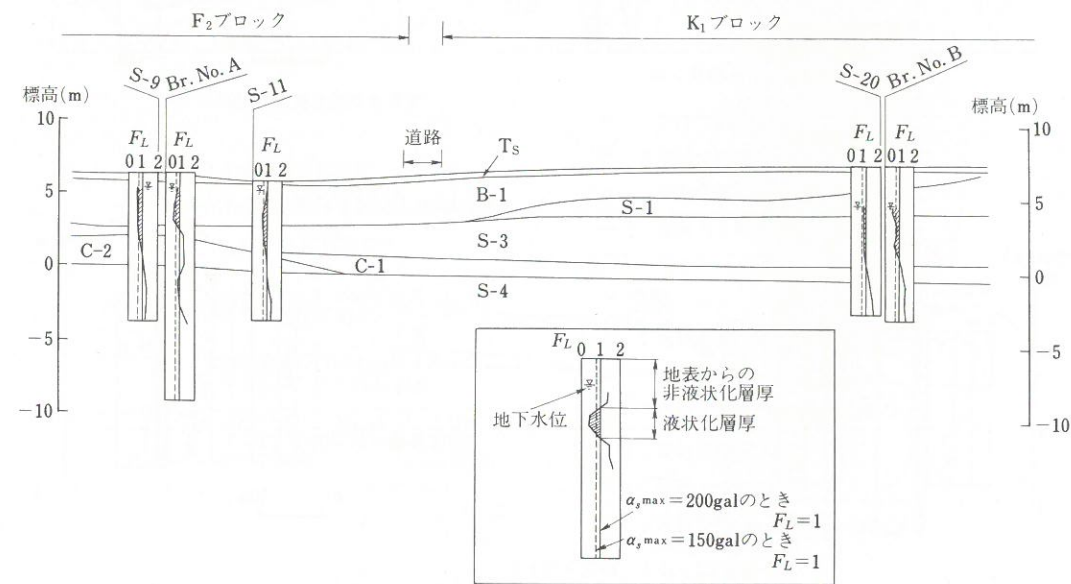
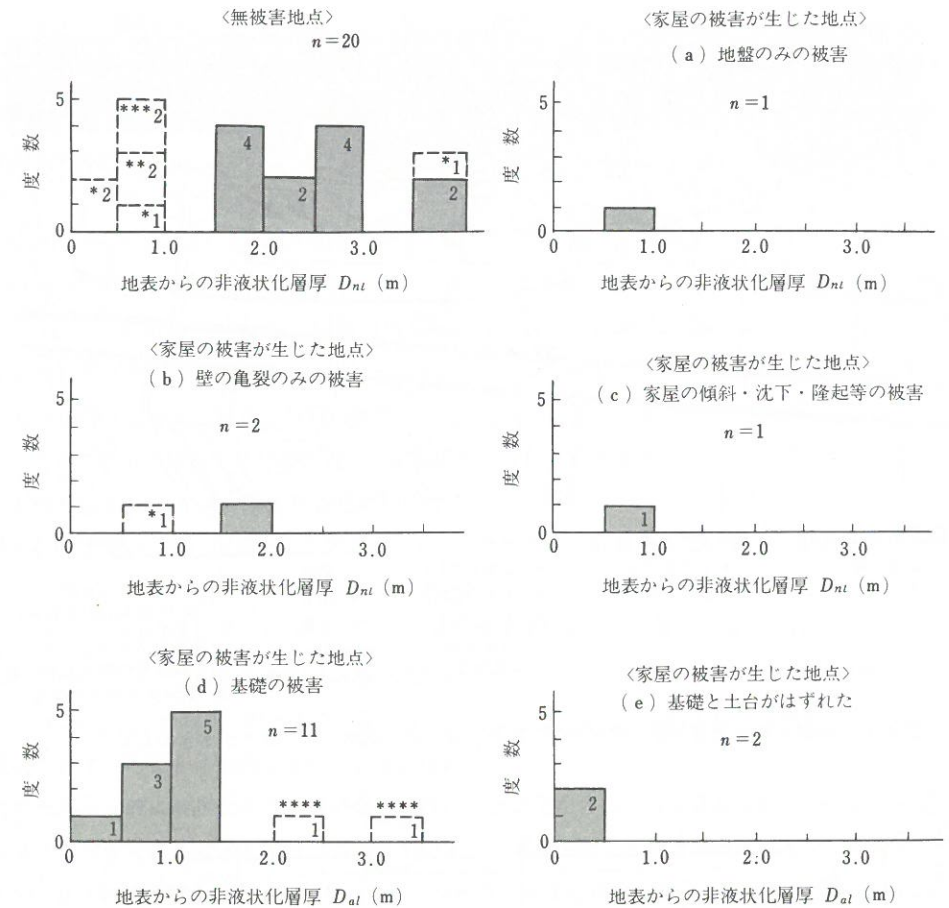


図4.71 液状化解析結果例(断面IIIの一部, 加納ら³¹⁾による)



(注) *~****はデータの信頼性などに問題があると考えられている。

図4.72 非液状化層厚と家屋の被害の関係(地震最大加速度が200galの場合, 加納ら³¹⁾, ただし(注)は省略にしてある)

状化層厚が約1.5mで被災, 無被災の境となっていることが明らかにされた。なお, これは地表最大加速度が200galと仮定してのことであり, 150galと仮定すると, その値は約2.5mとなった。このほかに過剰間隙水圧を考慮したすべり安定解析も行われている。

(b) 新屋元町 雄物川放水路を挟んで新屋松美町のちょうど反対側(南側)に位置する秋田市新屋元町では, 図4.73に示したように, 砂丘裏側に接する埋立地で液状化を生じ, 家屋等が被害を受けた。図に見られるように, 被害は南北方向の比較的狭い帯状地域(約100m×500m)に集中していた。この地域にはかつて小さな川が流れており, 雄物川改修工事に伴い, 砂丘から削りとられた砂で埋め立てられていた。ただし, 河道埋立地のすべてが液状化したわけではなく, 液状化して家屋が被害を受けたのは埋立地の一部であった。

ここでの被害についていくつかの研究が行われているが, 古藤田・若松³³⁾は液状化発生の要因として, 砂丘の裾野の湧水帯沿いであって地下水位が高かったこと, そして旧河道埋立地であることはむしろ被害を増大させた原因の一つであることを指摘している。また, 川島ら²⁹⁾は被害の著しかった所とそうでない所の土質調査を行い, 両者の地盤構成には差がなく, 地下水位に大きな違いがあることを明らかにしている。

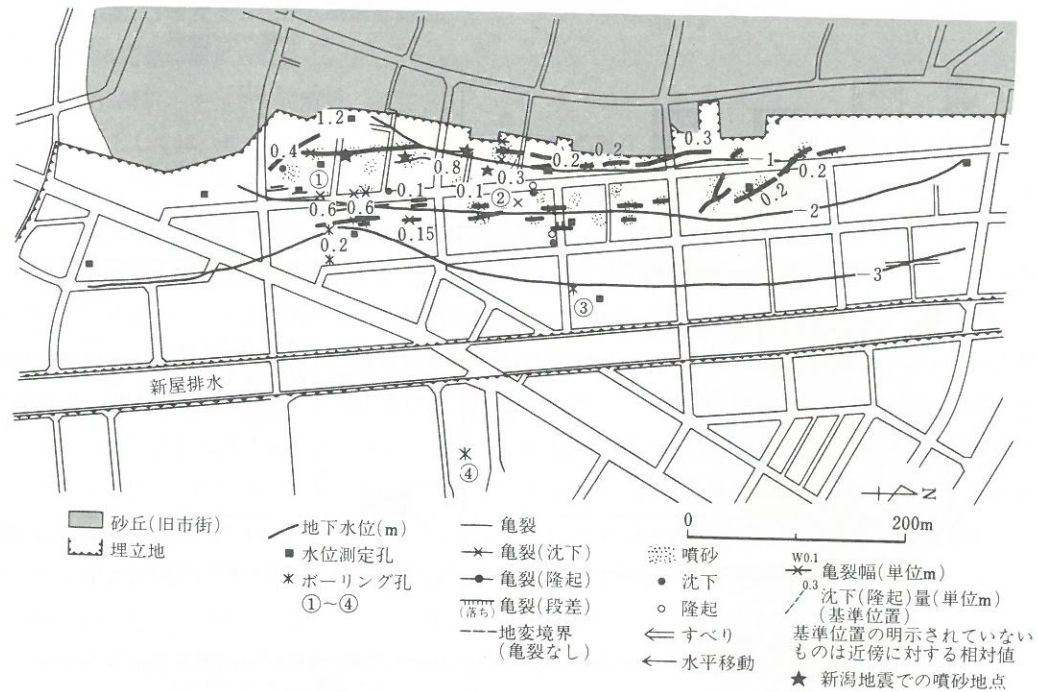


図 4.73 新屋元町の被害状況 (狐崎³²⁾の複数の原因をやや簡略化して筆者がまとめたもの

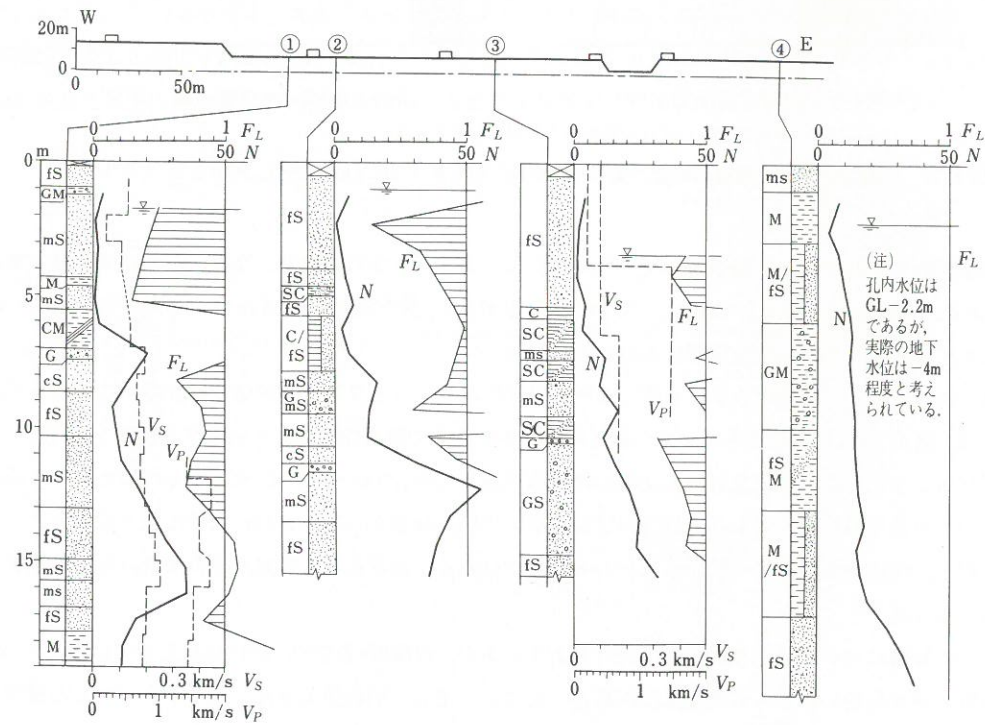


図 4.74 液状化簡易解析結果 (狐崎³²⁾による)

これに対し、狐崎³²⁾は種々のデータをもとに総合的な検討を行っているので、以下に狐崎の研究結果から抜粋して述べてみる。まず地下水位を測定し分布図に示したのが図 4.73 のコンターである。地下水位は明らかに砂丘の際で高く (GL-1 m 程度)、これから離れるにつれて低く (GL-3 m 以深) になっており、被害の強さと相関があることが見出された。

ボーリングは地震前後あわせて 5 本行われているが、それによると深さ 6 m 程度までは緩い砂層 (大部分は埋立砂層) となっている。この層の N 値は 0~5、平均粒径 D_{50} は 0.3~0.5 mm である。道路橋示方書での判定式に従って液状化簡易解析を行った結果が図 4.74 であるが、被害の大きかった①と②地点では GL-5~6 m 以浅で大幅に F_L が 1 を割っている。7~8 m より深い所にも F_L が 1 よりやや小さい層があるが、地表最大加速度の仮定値を 0.15 G 程度に変えると $F_L > 1$ となり、また、両層の間 (5~8 m の深度) に粘土、礫などの層が存在し、これを突き抜けて噴砂が地表に生じることは難しいと思われる。そこで結局、地表での噴砂、沈下 (測量結果によると被害集中地域で 0.3~0.4 m 沈下)、亀裂などの地変は 5~6 m より浅い層の液状化に起因するものと考えられる。③でも地下水位以下で $F_L < 1$ となる層が存在するが、液状化がそこで生じたとしても、その上に液状化しない層の厚さが 3 m 以上もあり、このためほとんど被害を受けなかったものと考えられる。④も同じ埋立地域内にあるが、約 5 m 以浅はほとんどシルトになっており、 F_L は 1 より大きく、液状化し難かったものと考えられる。

かつての小川の上でも液状化していない場所があることについては、被害域の北側では他より地表面が 1~3 m 高くなっており、地下水位が深くなっていること、また、南側では埋立層が硬い泥岩質の土塊から構成されていることに起因していると考えられる。

このほか、一般に液状化そのものの発生以外に、液状化を著しい地盤破壊に結びつける仕上げ役についても考えるべきであることも狐崎は指摘している。つまり、砂丘と埋立地の境界部での応力集中や、すべり (この方は新屋元町ではあまり見られない) が被害に重要な役割を果たしていると考えている。

(3) 砂丘における液状化解析例

津軽半島の西海岸に沿って発達している屏風山砂丘では、砂丘間低地および砂丘と低地の境で液状化が多く発生した。砂丘を横切る東西方向の断面図に、噴砂・噴水の生じた箇所を示したのが図 4.75 である³⁾。地点 A、B は砂丘間低地に、地点 C、D は砂丘と低地の境の砂丘側と低地側にそれぞれ位置している。これらの地点のボーリング資料をもとに、道路橋示方書の判定式を用いて液状化簡易解析を行ってみると、

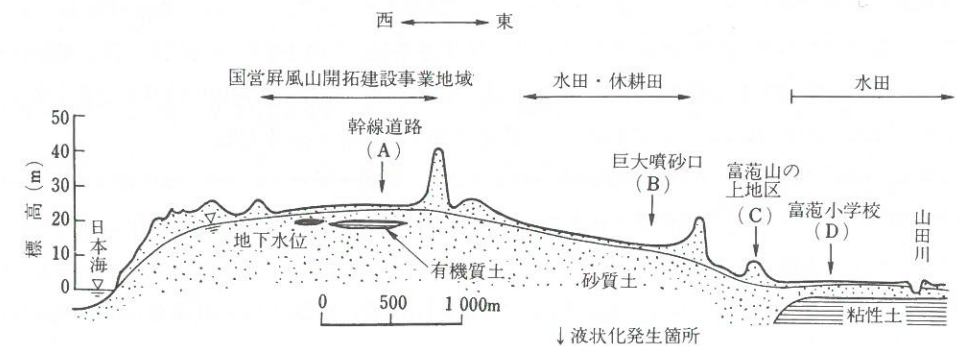


図 4.75 車力村富蒔地区の東西方向推定断面図 (陶野³⁾による)

図4.76となる。ただし、地点Cにちょうど一致するボーリング資料がなかったため、同様の地形条件で約7 km南に位置する木造町平滝(地点C'と称しておく)の資料に対して解析を行ってある。

図4.76を見てわかるように、砂丘間低地の地点A、Bおよび砂丘と低地の境の砂丘側である地点C'では、GL-10 mといった深さまで液状化した事が推測される。また、低地の地点DではGL-1~4 mに堆積している砂層が液状化したことが考えられる。いずれの地点も地下水位が1 m以内と非常に浅く、また砂も均一で緩く、液状化しやすい状況にあったということができよう。

(4) 表層の薄い層の液状化による被害

男鹿半島のつけ根の南端に位置する秋田県立男鹿工業高校では、校舎周囲や校庭一面に噴砂・噴水が生じ(写真4.51参照)、校舎に被害が生じた。また近接の家屋も不同沈下を起こした。校舎は鉄筋コンクリート造建物2棟と、鉄骨造建物4棟等があったが、後藤の報告³⁴⁾によると前者では周囲の地盤が沈下し建物が浮き上がるようになったものの、構造体等については特に被害はなかった。一方、後者の平屋建建物では杭支持された建物外周部は沈下しなかったのに対し、建物内部では土間コンクリートの床が最大で約35 cm沈下したため、間仕切壁や天井に著しい被害が生じた。また、支持杭の杭頭にせん断破壊が生じていた。なお、いずれも長さ7 mほどのRC杭で支持されていた。

図4.77に被害の大きかった平屋建物のわきで地震後に行われた土質調査結果の一例を示すが、ここでは表層に2.5 mほど細砂から成る盛土層があり、GL-2 m付近ではN=2と非常に緩く、地下水位も-0.8 mと高かった。地震前の昭和54年の調査でもN=2~5とこの深さ付近は非常に緩い状態にあった。この場所はもともと長沼と呼ばれる沼地であったが、昭和54~55年頃に埋め立てて造成された所である。表層の盛土層はこの埋め立てた層に相当する。図4.77には液状化簡易解析結果も示したが、盛土層で液状化したことがうかがえる。また、有機質土直下の原地盤の細砂層でも液状化したことも考えられる。ただし、両者あわせても2~3 m程度の薄い層しか液状化してないと推定される。この程度の液状化層厚で被害を受けたことが特徴といえるが、35 cmもの沈下をするためには液状化層が10%以上も圧縮沈下する必要があるため、あるいは有機質土の沈下も加わっていたことも想像されよう。

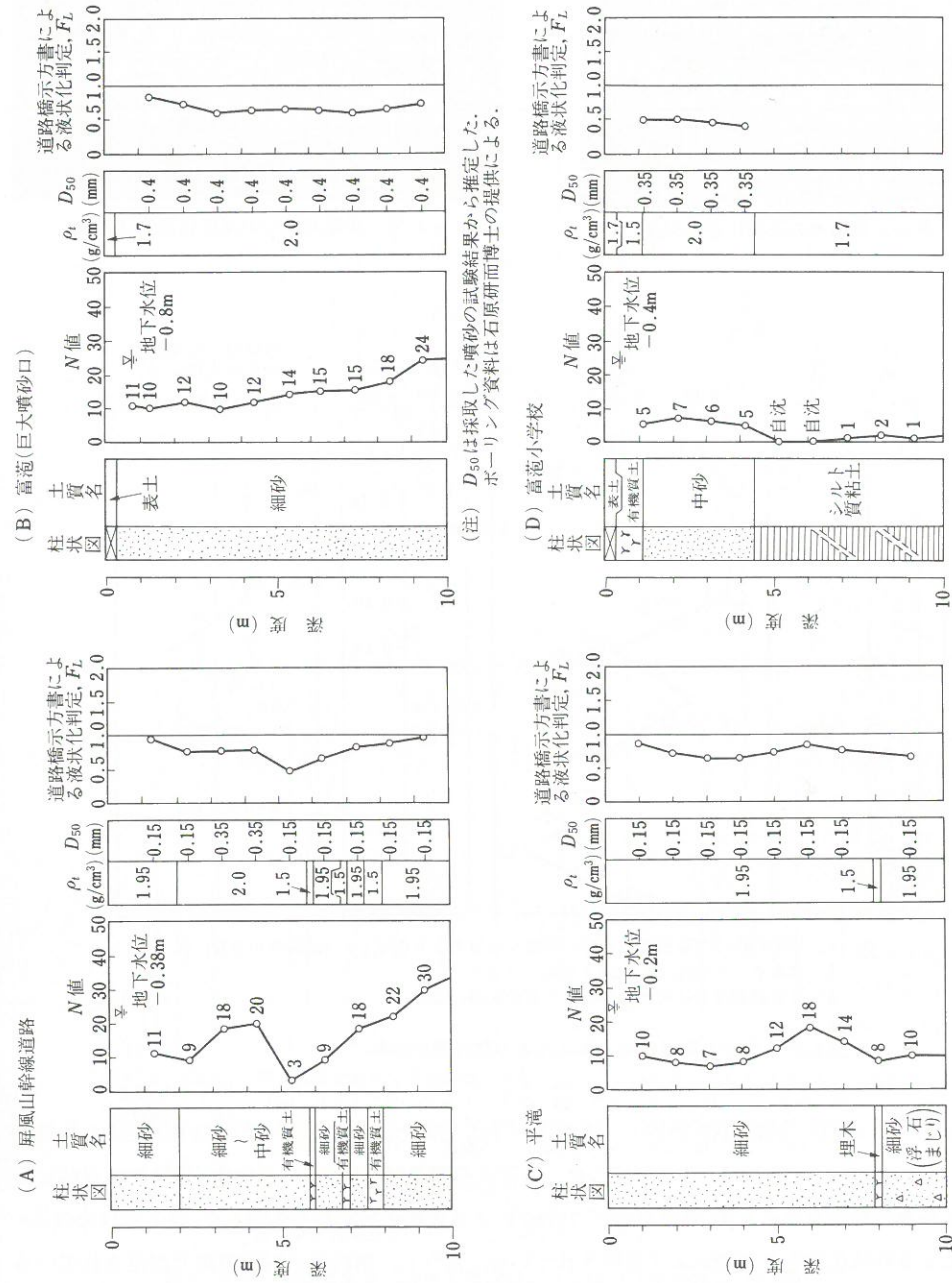
(5) 改良した地盤での被害防止例

周囲の地盤が液状化したのにもかかわらず、締め固めて改良した地盤上の石油タンクが被害を受けなかった、という例は新潟地震(1964年)、宮城県沖地震(1978年)の際にみられたが、今回も同様の効果が青森市内の石油タンクで認められた。

国鉄青森駅の西隣の海岸には、約70基の石油タンクが設置されている。この地盤は昭和36~38年頃に埋め立てて造られており、表層10 m余りは上部でN値5前後、その下部にN値10前後の細砂層から構成されている。日本海中部地震の際には、写真4.52に示されるように、敷地内の随所に噴砂、噴水、亀裂が生じた。また、約20基のタンクで不同沈下(最大で20~30 cm)が発生した。

これに対し、いくつかのタンクでは地盤改良が施してあり、被害を受けていなかった。図4.78に一例として14000 klのタンクにおける地盤改良前後の土質調査結果³⁵⁾を示したが、液状化の対策としてサンドコンパクションパイル工法(投入砂量0.4 m³/m、2.2 mピッチの三角形配置、砂杭打設長7 m)により改良が行われていた。この結果、図にみられるように、N値が10前後の地盤が15~20程度に締め固められていた。

もう一つの例として、図4.79は1500 klタンクの土質調査結果³⁷⁾を示している。このタンクでもサンド



注 1) (A),(C),(D)での粒度、(A),(B),(C),(D)での密度は土質名から仮定した(道路橋示方書に従った)。

2) (A),(C),(D)のボーリング資料は岡野ら³⁶⁾による

3) 地表最大加速度は津軽大橋での実測値(建設省土木研究所)をもとに278galと仮定した。

図4.76 屏風山での液状化解析結果



写真 4.51 男鹿工業高校の液状化発生状況³⁵⁾

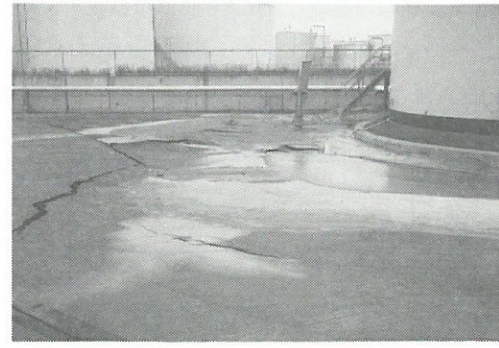
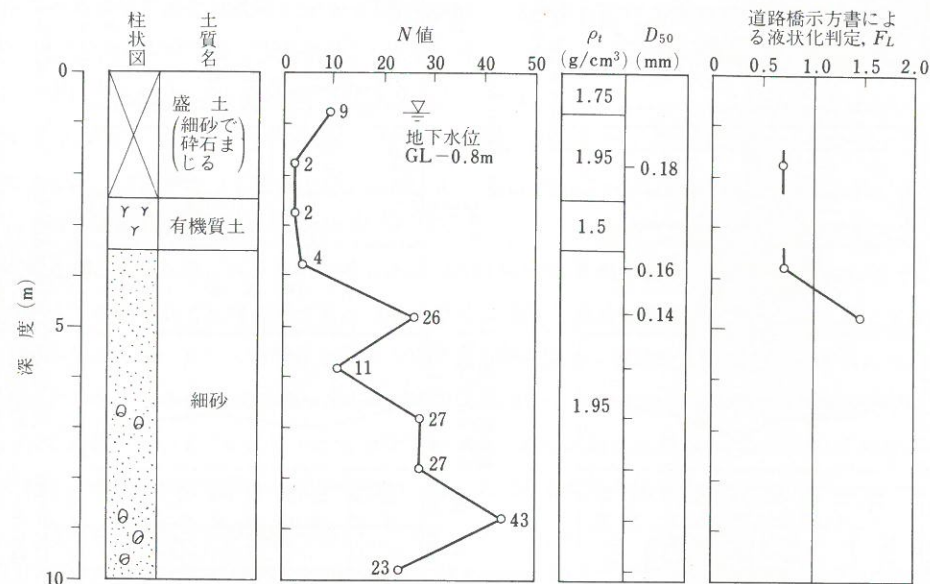


写真 4.52 青森地区での液状化発生状況³⁶⁾



注 1) 平均粒径は試験値であるが、密度は土質名より仮定した(道路橋示方書に従った)。
 2) 地表最大加速度は200galと仮定してみた。
 3) 土質調査結果は男鹿工業高校所有の資料による。

図 4.77 男鹿工業高校の土質状況と液状化解析結果

コンパクションパイル工法(砂杭直径70cm, 1.8mピッチの三角形配置, 砂杭打設長11m)により地盤改良が施されていた。図には道路橋示方書の判定法による液状化簡易解析結果と、消防法(危険物の規制に関する技術上の基準の細目を定める告示, 自治省令, 1978)による液状化判定結果も示した。後者では未改良・改良の相違による液状化発生の有無がよく説明されている。ただし、消防法の判定方法で想定されている地表最大加速度は、日本海中部地震の際に青森市で実測された値よりはるかに大きいので、これを考慮して判定結果をみるべきであろう。これに対し、前者では青森市で実測された地表最大加速度をもとに解析を行っているが、地盤改良の有無にかかわらず $F_L > 1$ となり、未改良地盤でも液状化は発生しなかったといった結果となっている。ただし、GL-5m付近の F_L はさほど大きくなく、計器補正後の加速度を用い

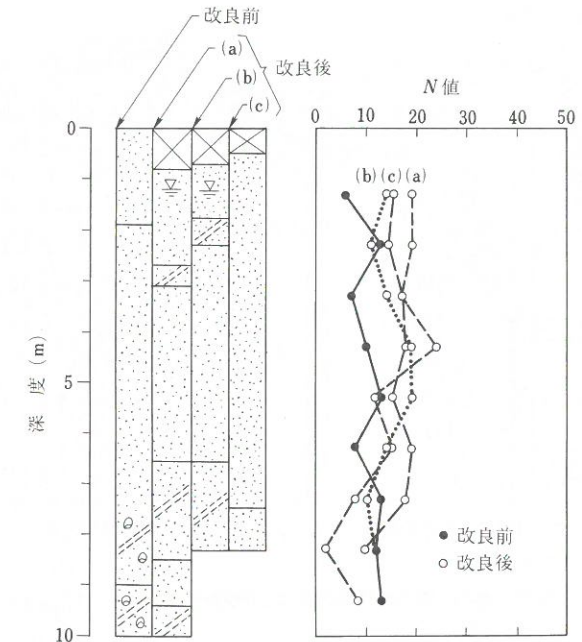
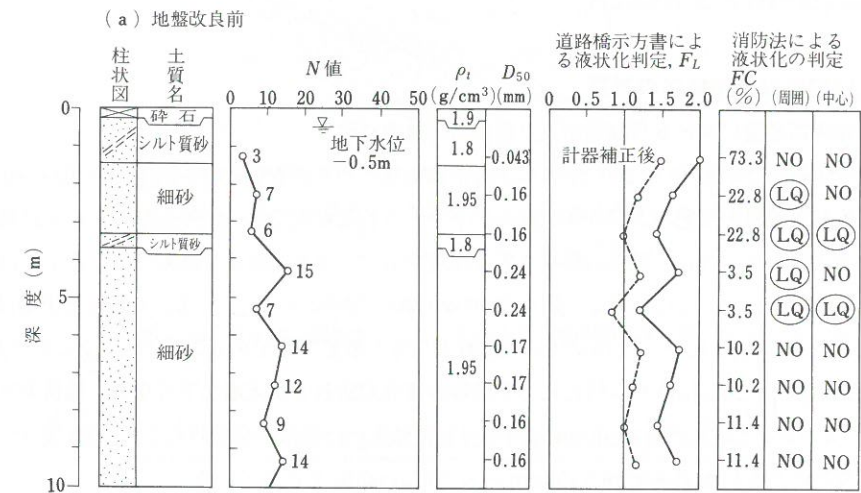


図 4.78 地盤改良効果 (14000 k l タンク)



注 1) 密度 ρ_t は土質名より道路橋示方書に従って仮定した。平均粒径 D_{50} および細粒分 (74μ 以下)含有率は改良後の土質試験結果をもとに土質名から推定した。
 2) 地表最大加速度は運輸省青森港工事事務所での強震記録116gal (EW成分)と同じ値と仮定した。なお、強震計の計器補正を行うと168galとなるため、この場合の F_L も示した。
 3) 消防法による判定結果の表示は、LQが“液状化の可能性あり”, NOが“液状化の可能性なし”を示す。ただし、消防法の表現ではN値, 粒度, 地下水位の条件が該当する地盤が否かといった表現になっている。

図 4.79(a) 地盤改良前、後の土質調査および液状化解析結果 (1500 k l タンク)

ると $F_L < 1$ となる深度も生じ、簡易解析方法自体に含まれている誤差も考慮に入れると、未改良地盤では地下水位以下4~6m程度までの層が液状化したのではないかと推察されよう。いずれにしろ、地盤改良を行ってあった所では液状化が生じなかったことは、解析結果でも明らかであろう。

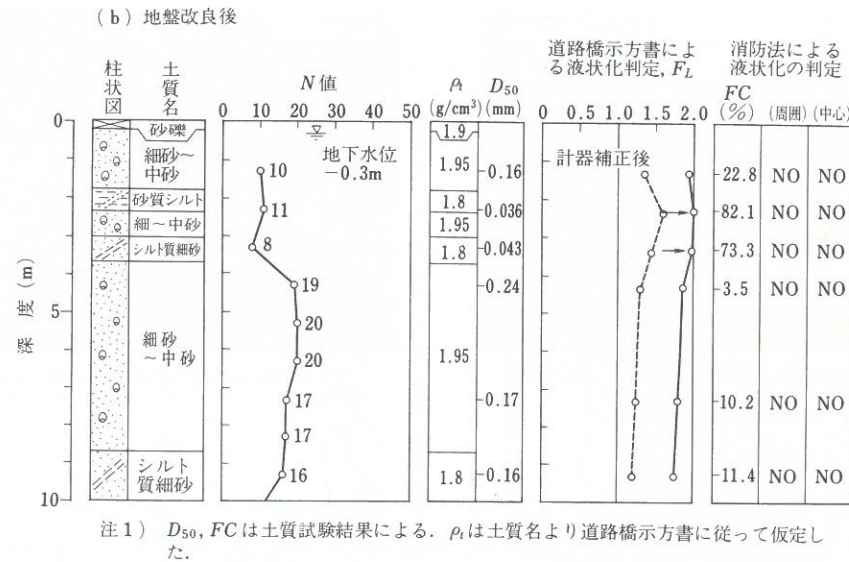


図4.79(b) 地盤改良前、後の土質調査および液状化解析結果 (1500 kLタンク)

4.4 各種構造物被害と地震災害

4.4.1 八郎潟中央干拓堤防の被害

(1) 日本海中部地震における八郎潟中央干拓堤防の被害状況

八郎潟中央干拓堤防は昭和58年5月26日日本海中部地震により顕著な被害を発生した。図4.80はこの地震により発生した被災の形態および堤体天端の沈下量を示したものである。被災形態としては堤体天端の破壊、沈下が大きいもの(III)、堤体の形状をある程度保ちつつ変形、沈下したもの(IV)およびほとんど被害のないものの三つのランクに区分し、図4.80の堤軸線の内側に示した。一方、天端の沈下量は、沈下量が1.0m以上のもの(A)、0.1~1.0mのもの(B)および0.1m以下のもの(C)の三ランクに分け図4.80の堤軸線の外側に示した。図4.80から得られた各堤防の被災形態および天端沈下量発生延長キロ数を示した表4.11によれば、天端沈下量が10cm以上の被害を発生した堤防は全堤防のうちの65%を占め、被害が発生した堤防のうち、沈下量が10~100cmのものが約80%を占めている。

一方、図4.81(a), (b)および(c)はそれぞれ、正面堤防、東部承水路堤防および西部承水路堤防の天端沈下量、沈下量のランク、被災のランクおよび地盤構造を縦断的に示したものである。ここで地盤タイプのBn, AcおよびAsは、

Bn: 盛土でN値20以下の緩い砂から成る。

Ac: 第四紀現世の粘土質シルトおよびシルト質粘土から成り、極めて軟質でN値は0~2を示す。

As: 第四紀現世の細砂~中砂から成り、N値は2~50以上とばらつきが多く、表層部では特に緩い。である。図4.80から堤体天端に生じた沈下量と軟弱層厚との関係を見ると、西部承水路堤防では両者間に高い相関性が考えられるが、正面堤防および東部承水路堤防ではほとんど相関が見られない。

次にそれぞれの堤防に発生した代表的な被害状況について述べてみよう。図4.82は正面堤防FD6+

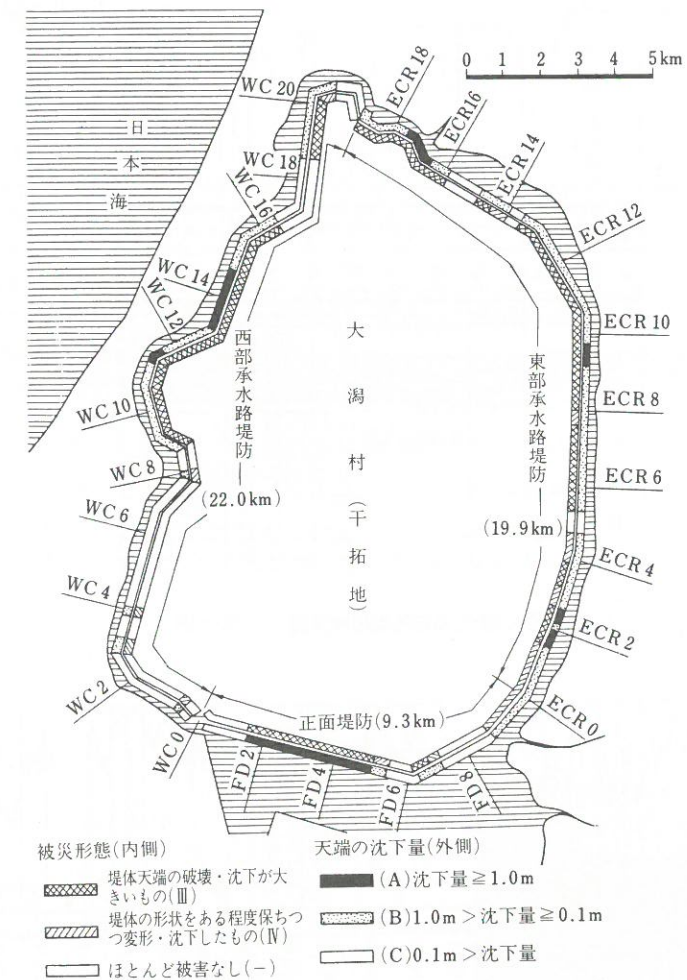


図4.80 日本海中部地震による八郎潟中央干拓堤防の被災図

表4.11 被災形態および天端沈下量発生延長数(km)

パターン	記号	正面堤防	東部承水路堤防	西部承水路堤防	合計
被災形態	堤体天端の破壊、沈下が大きいもの	4.6	12.5	10.0	27.1
	堤体の形状をある程度保ち、沈下変形したもの	0.6	4.5	1.1	6.2
	ほとんど被害のないもの	4.1	2.9	11.1	18.1
天端沈下量	沈下量 ≥ 1.0m	3.2	2.4	1.9	7.5
	0.1m ≤ 沈下量 < 1.0m	1.9	14.6	9.6	26.1
	0.1m > 沈下量	4.2	2.9	10.7	17.8

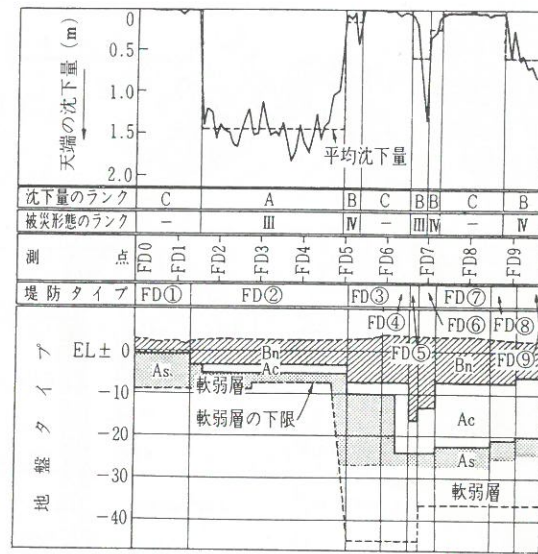


図 4.81 (a) 正面堤防被災図

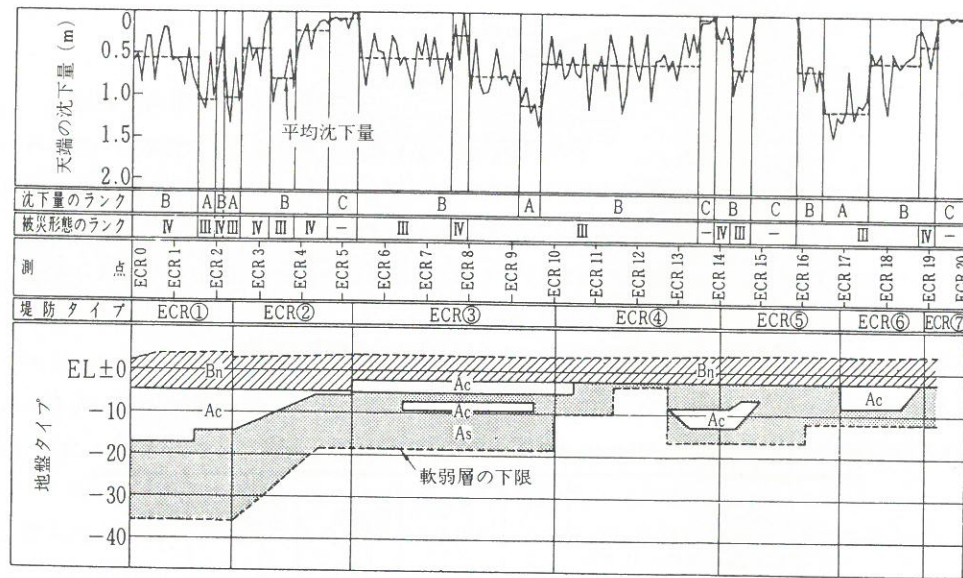


図 4.81 (b) 東部承水路堤防被災図

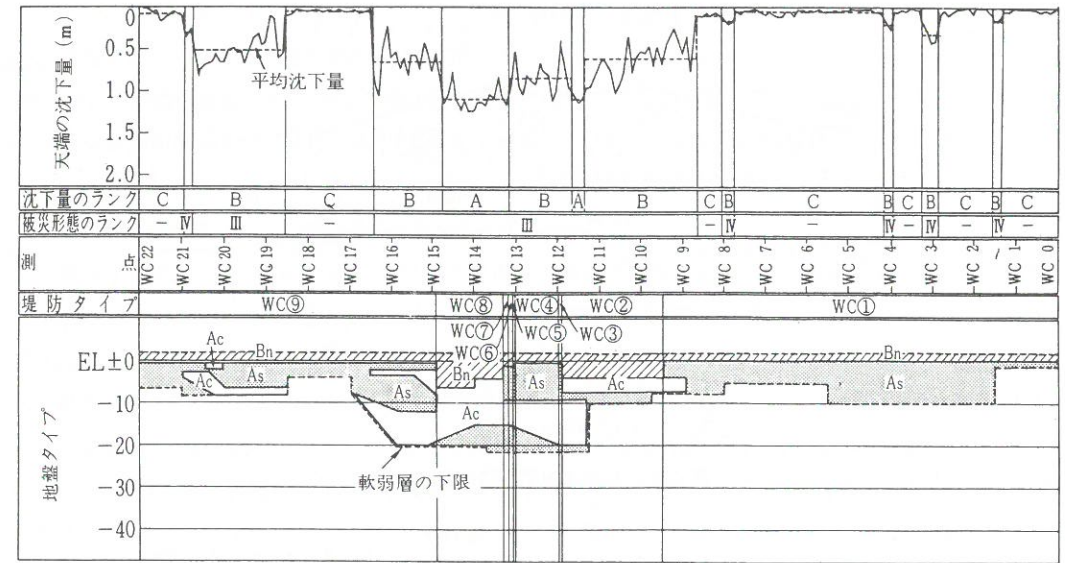


図 4.81 (c) 西部承水路堤防被災図

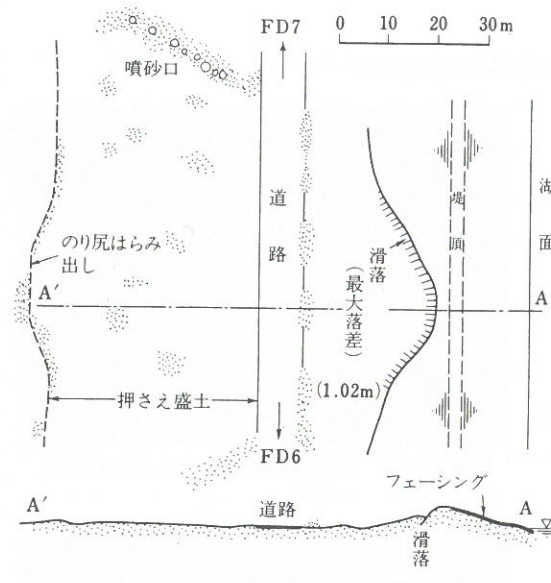


図 4.82 正面堤防 FD+900 付近の変状

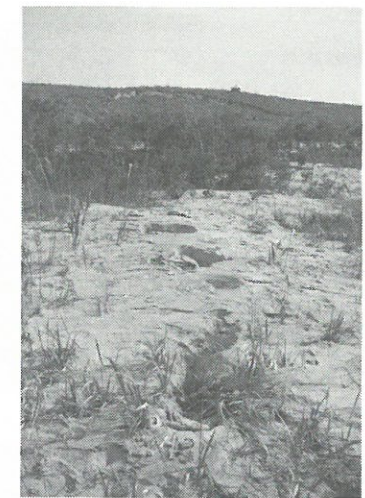


写真 4.53 正面堤防 FD+900 付近の変状

900 付近に発生した変状を示したもので、写真 4.53 は噴砂口の左端から滑落崖を見通して撮ったものである。図 4.82 および写真 4.53 に見られる噴砂口の列は堤防に発生した弧状の滑落崖から押さえ盛土範囲に生じた噴砂発生域を包含する外縁部に位置しており、液状化による砂盛土の変形の際に生じたせん断線に沿って形成されたものと思われる。

図 4.83 は東部承水路堤防 ECR 18+200, ECR 17+100 および ECR 8+100 付近における変状を示した

ものである。図 4.83 (a), (b), (c) および写真 4.54 (a), (b), (c) によれば、いずれの地点においても堤防天端の破壊、沈下が生じ、堤体の形状をある程度保ちつつ沈下したもの、あるいは全く堤体の形を留めないものなどさまざまである。

図 4.84 および写真 4.55 は西部承水路堤防の内、最も顕著な被害を発生した WC 13+550 に位置する五明光橋の取付道路の陥没状況を示したが道路の両側に拘束がないため全面的に陥没を生じている。

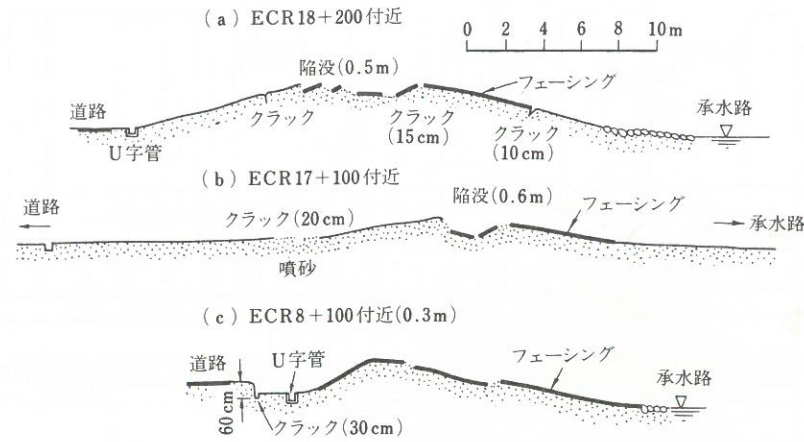


図 4.83 東部承水路堤防の変状

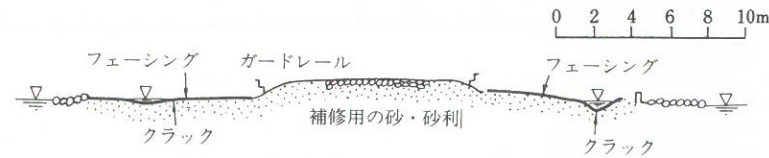


図 4.84 西部承水路五明光橋西方 60 m 付近の変状



写真 4.54(a) 東部承水路堤防 ECR 8+100 付近の変状

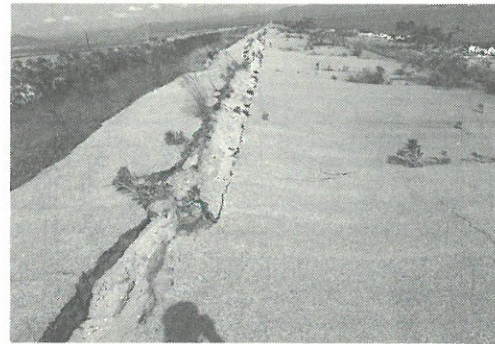


写真 4.54(b) 東部承水路堤防 ECR 17+100 付近の変状



写真 4.54(c) 東部承水路堤防 ECR 18+100 付近の変状



写真 4.55 五明光橋西方取付道路の変状

さて、日本海中部地震によって堤体および地盤の強度がどのように変化したかを知るために地震前後の q_c 値の変化を調べてみた。図 4.85 は正面堤防 FD 6+900, 7+550 および 7+900 の三断面それぞれ 3カ所における地震前後の q_c 値の増減の深度分布を示したものである。図 4.85 によれば Bn で示された砂盛土および砂置換地盤では、約 1.2 m の天端沈下を生じた FD 6+900 では地震後に q_c 値の増加部分が多く、ほとんど無被害に近い FD 7+900 に移行するにつれて q_c 値の増加部分が減少している。

(2) 既往の地震による八郎潟中央干拓堤防の被害

八郎潟中央干拓堤防は、過去 20 年間に青森県西方沖地震、新潟地震、男鹿沖地震、1968 年十勝沖地震および昭和 58 年日本海中部地震により大なり小なりの被害を受けてきた。図 4.86(a) および(b) はそれぞれ既往の地震による被害分布および各地震による堤体天端の沈下量を示している。

昭和 39 年 5 月 7 日および 8 日に青森県西方沖およびその余震が発生し、西部承水路堤防は 0.2~1.5 m の沈下量が発生した。同年 6 月 16 日に新潟地震が発生し、西部承水路堤防は全体的に約 20 cm の沈下を生じた。新潟地震直後に堤防の両側に押さえ盛土を施す復旧工事が行われ、昭和 40 年度内に工事が完了した。その後堤防は昭和 43 年 5 月 16 日の十勝沖地震および昭和 45 年 10 月 16 日の秋田県南東部地震を受けたが、堤防の耐震性が高められたこともあるが、両地震ともに青森西方沖および新潟地震時よりも地震動が弱いこともあって堤防には被害が生じなかった。しかし、今回の日本海中部地震では図 4.86(a) に示すように、これまでの地震に比べて最も沈下量が大きく、沈下の形態は青森県西方沖地震時に極めて類似している。

正面堤防は青森県西方沖地震時に FD 5~7 区間において約 20 cm の沈下を生じたのみであるが、十勝沖地震時には FD 7~8 区間で約 1.7 m の沈下を生じた。一方、日本海中部地震では上述した FD 5~8 区間での沈下量が小さい割には FD 1+500~FD 5+0 間で平均 1.3 m の大きい沈下を生じている。

一方、東部承水路堤防は青森県西方沖地震、新潟地震および十勝沖地震時には全く被害がなく、日本海中部地震においては図 4.86(b) に示すようにほぼ全延長にわたって沈下が生じ、最大約 1 m、平均約 70 cm の沈下を示している。

(3) 堤防の地震時応答特性

1968 年十勝沖地震直後に正面堤防 FD 7+426 地点の図 4.87 に示す位置に SMAC-B 型強震計を設置して以来 15 年間に初めて日本海中部地震を記録した。強震動記録およびその加速度応答スペクトルがそれぞれ図 4.88(a) および(b) に示されている。図 4.88(a) の地震動記録に示された最大加速度は堤軸直角方向すなわち NS 方向水平動において 166 gal、堤軸方向すなわち EW 方向水平動で 144 gal、および上下動において 132 gal であった。一方、図 4.88(b) の応答スペクトルにおける卓越周期は NS 方向 2.0 s、EW 方向 2.5 s および上下動 0.5 s であった。

上述の日本海中部地震の観測記録をもとに無被害箇所 (FD 0+660) および被害箇所 (FD 4+100, FD 6+900, ECR 7+964 および WC 13-650) の合計 5カ所における堤防上の応答記録を試算してみた。図 4.89 は応答計算に用いた各地盤のモデルを示している。なお S 波速度および密度は実測値である。まず、FD 7+426 において観測された NS 成分の記録のうち、主要動部分 40 秒間の記録 (図 4.90) を用いて同地点での深さ 40 m の洪積砂層での入射波形を求めた。同地点における応答計算には、上述の入射波形と図 4.89 に示した各地点の地盤モデルを用い、S 波の重複反射理論に基づき、剛性率およびダンピングのひずみ依存性を考慮した繰返し取れんの方法を用いた。各地点における応答計算結果は図 4.90(a) および(b) に

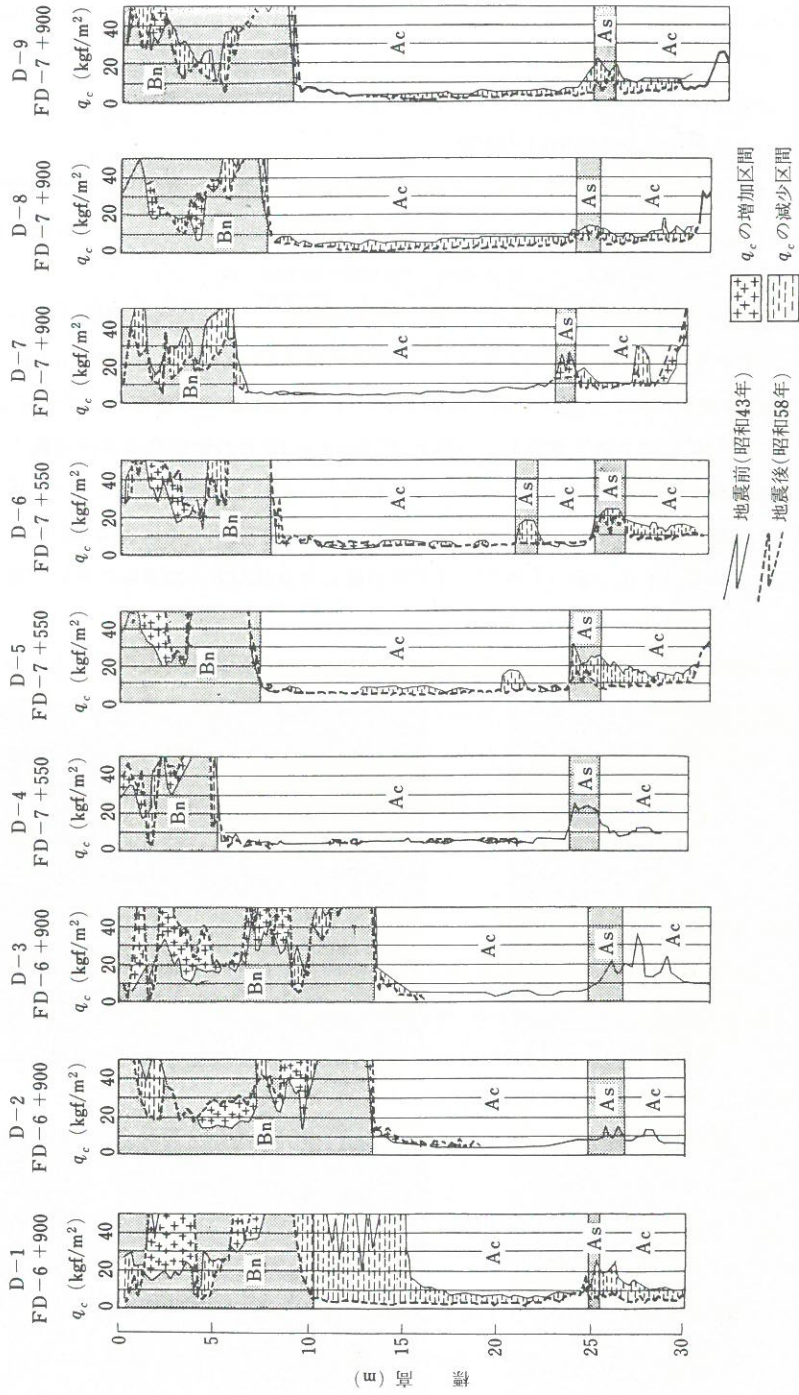


図 4.85 q_c 値の比較図

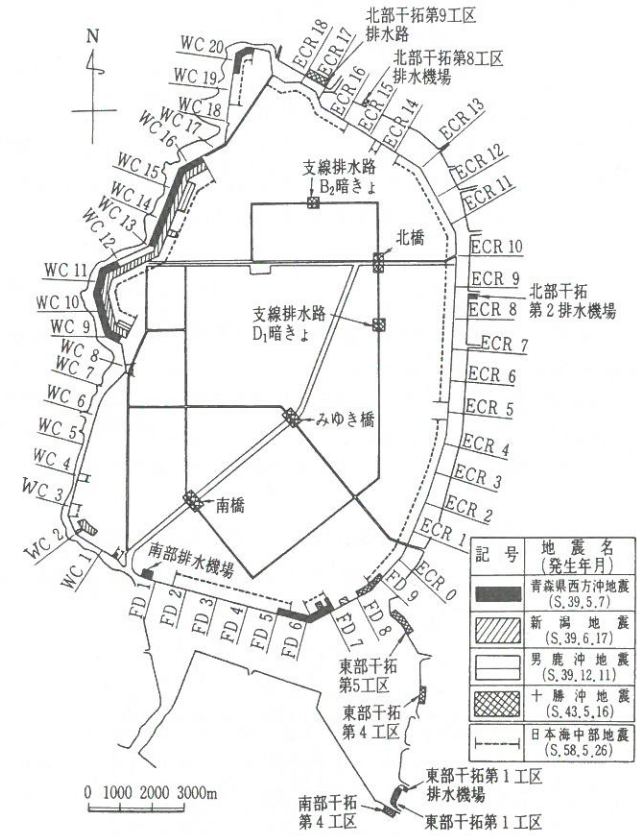


図 4.86 (a) 既往地震および日本海中部地震による被害分布図

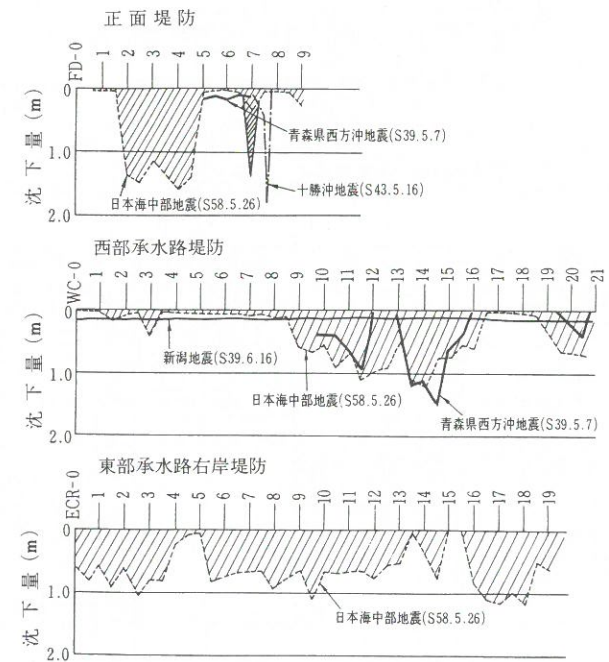


図 4.86 (b) 各地震による堤防天端沈下量

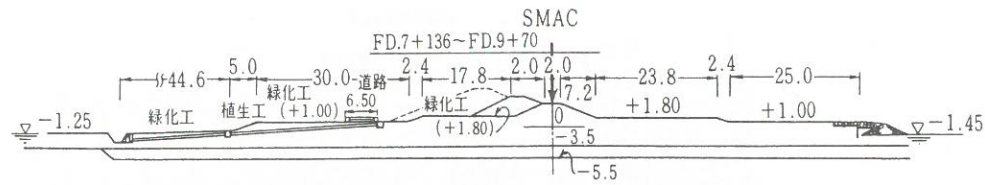


図 4.87 SMAC-B 設置位置堤体断面図

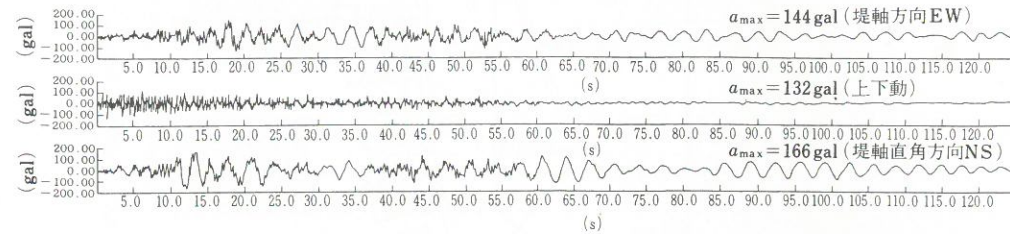


図 4.88 (a) 八郎潟中央干拓堤防 (FD 7+426) SMAC 記録

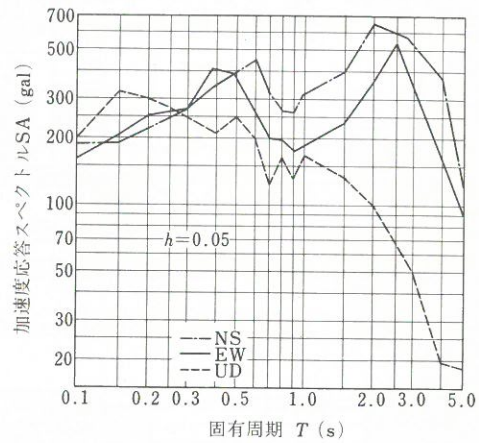


図 4.88 (b) 加速度応答スペクトル

深度 (m)	FD 0+660			FD 4+100			FD 6+900			ECR 7+964			WC 13+650			FD 7+426(観測点)		
	土質	S波速度 (m/s)	密度 (g/cm³)	土質	S波速度 (m/s)	密度 (g/cm³)	土質	S波速度 (m/s)	密度 (g/cm³)	土質	S波速度 (m/s)	密度 (g/cm³)	土質	S波速度 (m/s)	密度 (g/cm³)	土質	S波速度 (m/s)	密度 (g/cm³)
0	Fs	140	1.85	Fs	160	1.85	Fs	220	1.85	Fs	130	1.85	Fs	130	1.85	Fs	170	1.85
20	As	240	1.85	As	250	1.9	As	95	1.5	As	130	1.85	As	95	1.85	As	150	1.5
				Ac	220	1.6	Ac	170	1.6	Ac	240	1.5	Ac	140	1.85	Ac	160	1.6
				As	230	1.9	Ac	270	1.85	Ac	240	1.5	As	140	1.85	As	210	1.85
40	Ac	210	1.6	Ac	210	1.6	Ac	200	1.6	Dg	350	2.2	Ds	190	1.95	Dg	350	2.2
60	De	300	1.7	Ac	210	1.6	Dg	350	2.2	Dg	350	2.2	Dc	290	1.7	Dc	290	1.7
	Dg	350	2.2	Dg	350	2.2	Dg	350	2.2	Dg	350	2.2	Ds	330	1.95	Ds	330	1.95
				Dg	350	2.2	Dg	350	2.2	Dg	350	2.2	Dc	290	1.7	Dc	290	1.7
				Dg	350	2.2	Dg	350	2.2	Dg	350	2.2	(T)	500	2.2	(T)	500	2.2

図 4.89 応答計算に用いた地盤モデル

それぞれ応答加速度波形および応答変位波形として示されている。しかし、図 4.90 (a) および (b) の応答記録に現われている最大加速度値および最大変位応答値と図 4.80 に示した各地点の地震時に発生した堤防天端の沈下量との間にはなんらの関係も見いだせない。

(4) 液状化の検証

液状化の検証は「道路橋示方書・同解説 耐震設計編」による F_L 法を用いて行った。 F_L 法とは地盤の液状化強度と地震時の作用荷重の比の形で表わされる安全率に相当する量 F_L を求める方法である。液状

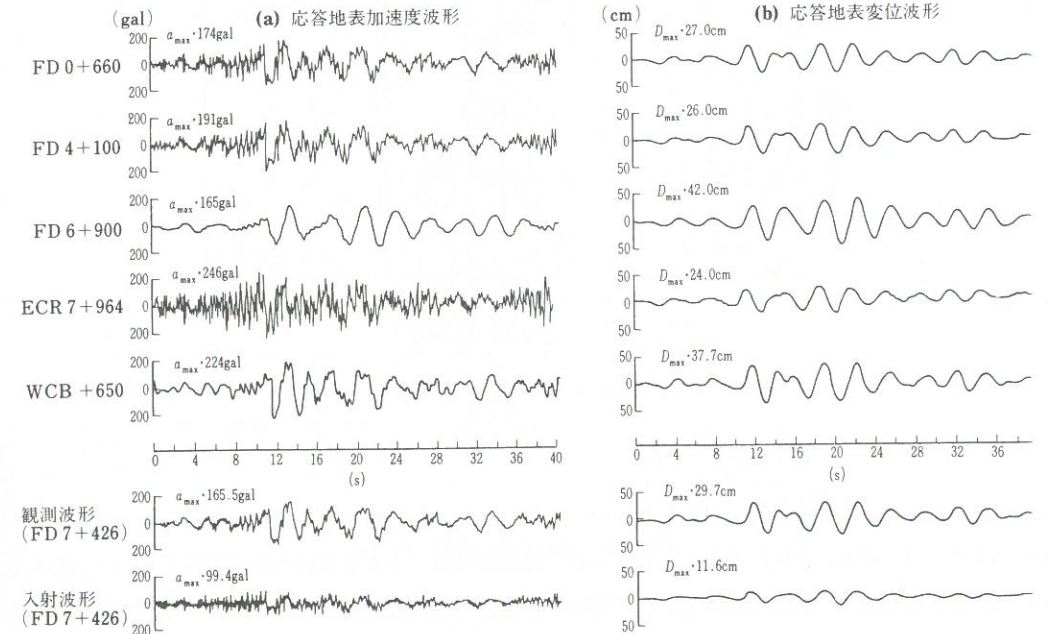


図 4.90 観測波形および各地点における応答波形

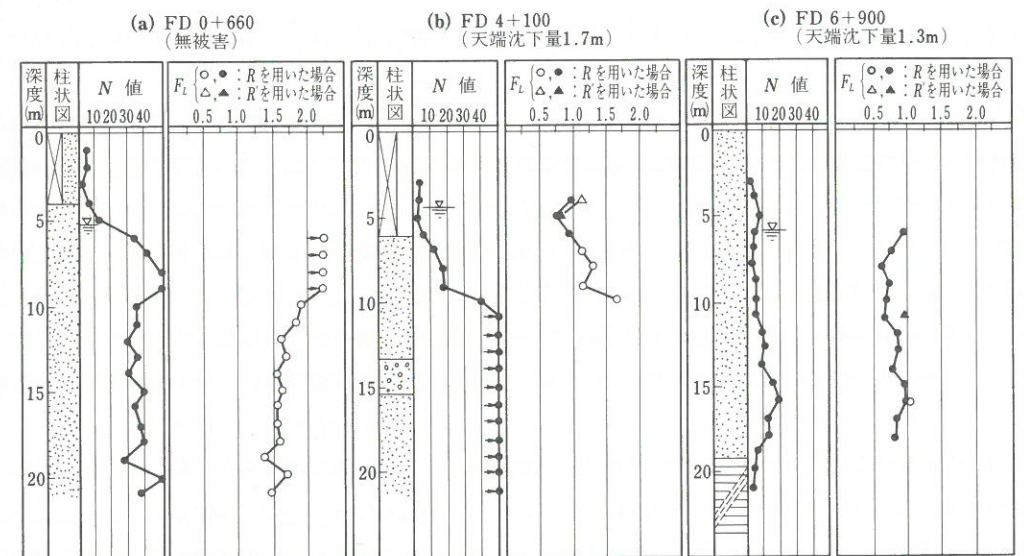


図 4.91(a) 各地点における F_L の深度分布(1)

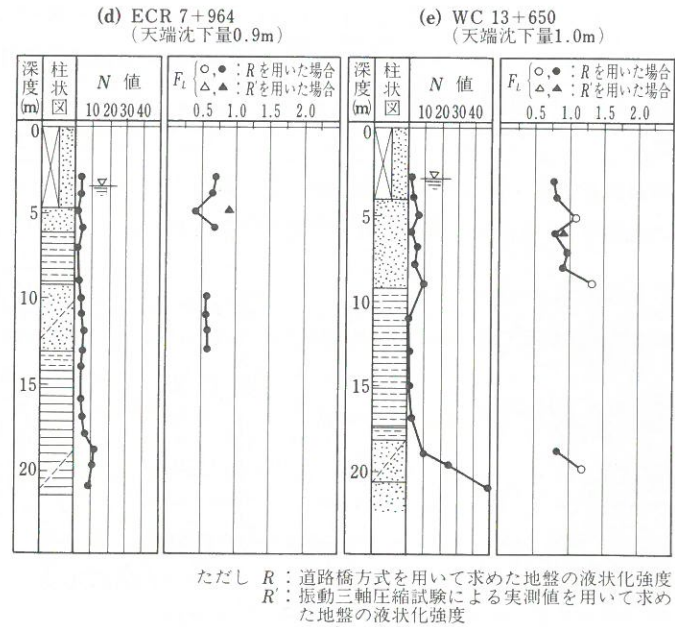


図 4.91 (b) 各地点における F_L の深度分布 (2)

化の検証は前節で応答計算を行った5地点に対して行われた、図4.91は F_L の深度分布を示したもので、液状化強度は道路橋方式を用いて求めた値と振動三軸圧縮試験による実測値の両方の値を用いた、図4.90によればFD 0+660の無被害箇所では F_L は深さ方向にすべて1以上を示しているが、ほかの被害を生じた4地点においてはある深度において F_L が1以下を示している。

4.4.2 鉄道盛土

(1) 被害の概要

昭和58年5月26日正午に発生したマグニチュード7.7の日本海中部地震の際には、奥羽本線と羽越本線をはじめとする東北地方の日本海側と、北海道南部の計12線区において盛土と橋梁その他に、各種の被害が生じた^{38), 39)}。その主な被害の発生位置を、図4.92に示す⁴⁰⁾。この図の中の震央を中心とする半径 R_1 と R_2 の二つの円弧は、これまでの地震から推定される盛土と橋梁の被害発生範囲(図4.93参照)である⁴¹⁾。盛土に関するその推定範囲は、今回の被害発生地点とほぼ一致していることがわかる。今回盛土に生じた被害は、青函船舶と盛岡の両鉄道管理局管内では、比較的軽微な沈下や亀裂、軌道狂い等の変状程度であったが、震源に近い秋田鉄道管理局管内では、盛土に大規模な崩壊や陥没、沈下等の被害が発生した。

奥羽本線 鯉川・鹿渡間では、八郎潟沿岸の沖積低地地帯にある二つの沢の合流点にある軟弱地盤の上の高さ約4mの盛土が、線路の左側に延長約45mにわたって崩壊した。

奥羽本線 森岳・北金岡間では、沢を斜めに横断する軟弱地盤の上の高さ約8mの盛土が、延長80mにわたって崩壊した。この付近の加速度記録と震度は、前記のものと同じである。

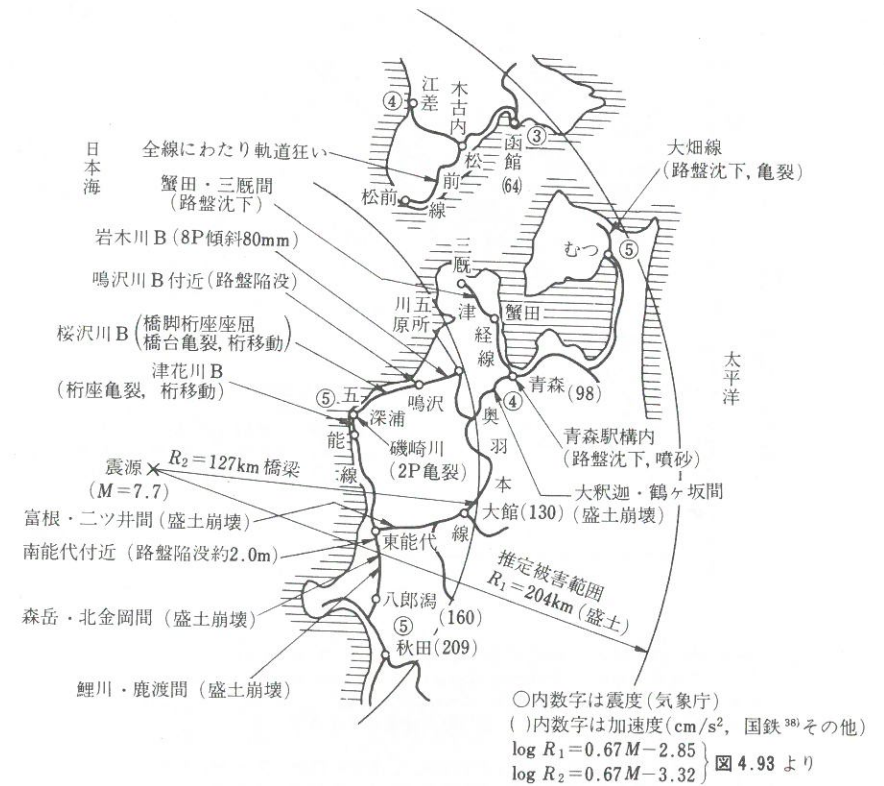


図 4.92 国鉄の主な被害の発生位置

奥羽本線 北金岡・東能代間の南能代信号場付近では、米代川の支流の沢や谷の沖積低地地帯や開析谷の上の高さ約1.5~7mの盛土に、長さ約2kmにわたって崩壊や沈下、不陸等が生じた。この付近の加速度記録は八郎潟駅で160 cm/s^2 、二ツ井駅で184 cm/s^2 であり、震度は秋田でVであった。

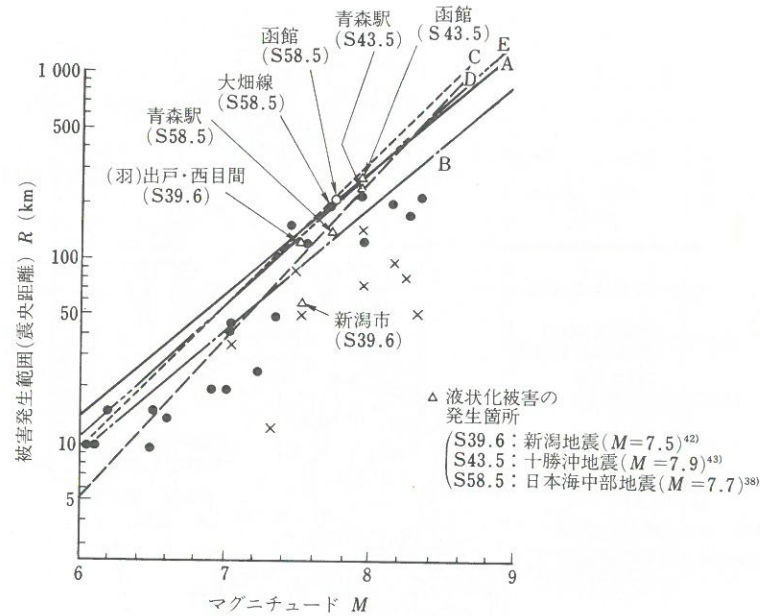
奥羽本線 大釈迦・鶴ヶ坂間では、線路付替の際に旧河道上に建設された高さ約3mの盛土に、崩壊や沈下が生じた。この付近の加速度記録は、北常盤駅で115 cm/s^2 、青森港で98 cm/s^2 であり、震度は青森でIVであった。

五能線 向能代・北能代間では、浸食谷上の高さ約7mの高盛土に沈下等が生じた。同線鯉ヶ沢・鳴沢間では、鳴沢川の沖積低地地帯の軟弱地盤の上で、鳴沢川橋梁の改修のため旧線盛土に腹付された取付盛土全体(延長約400m)にわたって、陥没や崩壊等が発生した。この付近の震度は、深浦でVであった。

東北本線青森駅構内の埋立地で液状化現象が発生し、第2岸壁の待合室から北側の路盤に噴砂や亀裂が多数発生し、それに伴って路盤の沈下や各種構造物の浮上、傾斜等が発生した。この付近の加速度記録は、青森港で98 cm/s^2 であり、震度は青森でIVであった。

以上に示したように、盛土の大被害は震度がIV以上の所、特にVの所で多く発生し、地形的にも沖積低地と台地・丘陵の境界部や沢を斜めに横断する所、極軟弱地盤、開析谷、旧河道のように複雑な所で発生し、液状化現象が海岸埋立地で生じている。

また、奥羽本線や五能線内の他の区間や羽越線、男鹿線、阿仁合線、津軽線、大畑線、松前線でも、盛土に比較的軽微な沈下や陥没、亀裂、軌道狂い等が生じた。そのほとんどのものは、切盛境界部、沖積低



- (1) A — 鉄道盛土被害の M-R 曲線 ($\log R_1 = 0.67M - 2.85$)
- B — 鉄道橋梁被害の M-R 曲線 ($\log R_2 = 0.67M - 3.32$)
- 盛土の路盤変位と軌道狂い50mm以上の場合
- × 橋梁の軌道狂い、橋台・橋脚の各種変状と桁落下の場合
- (2) C - - - 液状化発生の M-R 曲線(上限曲線, $\log R = 0.77M - 3.6, M > 6$)⁴⁴⁾
- (3) D - - - 液状化発生の M-R 曲線(平均曲線, $\log R = 0.87M - 4.5$)⁴⁴⁾
- E - - - 鉄道構造物被害発生限界($\log R = 0.71M - 3.20$)⁴⁵⁾

図 4.93 被害の発生範囲〔文献41)を修正, 加筆〕^{38), 42)~44)}

地と台地や丘陵の境界部, 軟弱地盤を伴う沢や谷のような複雑な地形の所, 山間部の緩斜面, 海岸段丘や台地上の小河川前後, 沖積世低地や扇状地性低地で地形や土質構成の複雑な所, 橋台等の異種構造物に接するような所で生じている。

図 4.93 は, これまでのいくつかの地震の際に, 鉄道の盛土等に被害の発生した範囲(震央距離) R と, マグニチュード M との関係を示す〔文献41)を修正, 加筆〕. この図には, 3回の地震の際に生じた液状化による鉄道の被害地点も示されている^{42), 43)}. さらに, これらの被害地点の包絡線と, 液状化(噴砂)の発生範囲の推定線⁴⁴⁾も示されている. これらの線を比較すると, 盛土の被害と液状化の発生範囲が近似していることがわかる。

以上の盛土被害の概要と橋梁や停車場等の被害については, 第5編(道路・鉄道)で述べられている. そのため, ここでは上記の被害箇所のうち, 奥羽本線 鯉川・鹿渡間の盛土崩壊発生箇所と, 青森駅構内の液状化発生箇所の土質調査結果について述べる。

(2) 奥羽本線 鯉川・鹿渡間 334 K650M 付近の盛土被害

この地盤は鯉川川によって形成された扇状地性低地で, 泥や砂・礫等の沖積世堆積物がその表層を形成しており, 鯉川南方の高岳山の末端の泥岩によって形成された丘陵地形が低地際まで複雑に入りこんだ所である. この盛土の崩壊区間は, 図 4.94 に示すように, 鯉川川の沖積低地と別の小さな沢(以下, 沢

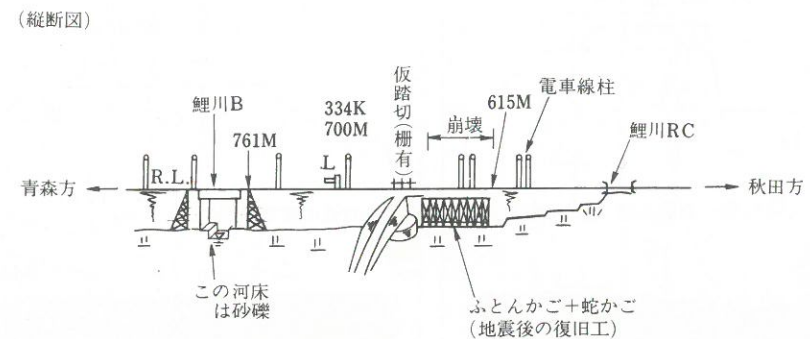
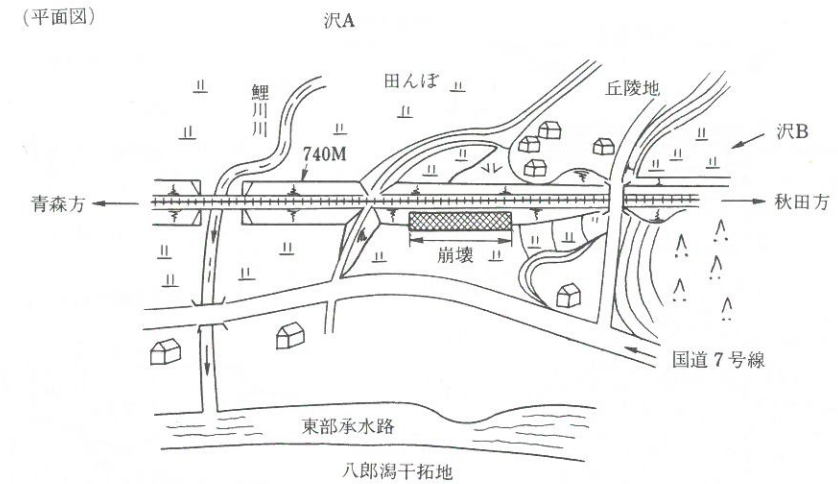


図 4.94 奥羽本線 鯉川・鹿渡間 334 K 650 M 付近の盛土

Bと呼ぶ)の合流点にあたる. 線路(単線)は, 沢Bの西際を南北に走ってからその沢を斜めに横断している. 崩壊区間の線路の右側(起点を背にして)は丘陵地の末端でその上に集落があり, 線路の左側には沢B沿いに水田が少し存在する. この盛土高さは, 崩壊箇所付近で最大約 2.8 m (右側) から 4.0 m (左側) で, 秋田方面に戻るに伴って低くなり, 反対に青森方面の沖積低地部では約 4 m である。

この盛土の変状状況を 図 4.95 と 写真 4.56 に示す. このように, 盛土は線路左側の水田方向にすべり状の崩壊を起こしている. この崩壊断面形状や, 畔と水稻の苗に大きく変形した跡がみられなかったことから, ここでは盛土内(斜面内)破壊が生じたと思われる. 盛土内のすべり線の上端は, 高さ 1 m 前後の鉛直すべり面を伴いながら, 青森方に行くに従って右側ののり肩付近まで達している. また, 線路に隣接した農家の人の話によれば, 地震直後に線路を見たときには, 盛土が崩壊してレールが宙吊りになっていたということである。

この盛土の崩壊は, 延長 45 m にわたって生じ, 崩壊土量は約 440 m³, 沈下量は最大約 2.5 m であった。

この盛土の崩壊原因を調べるために, 図 4.96 に示すように, 崩壊区間と青森方面に隣接する無変状区間で, オランダ式二重管型円錐貫入試験機(ダッチコーン)による貫入試験と, スウェーデン式サウンディングおよびフォイルサンプリング等の土質調査を行った。

その調査結果を, 図 4.96 と 図 4.97 に示す. これらの図からわかる特徴的なことは, 盛土の崩壊区間で

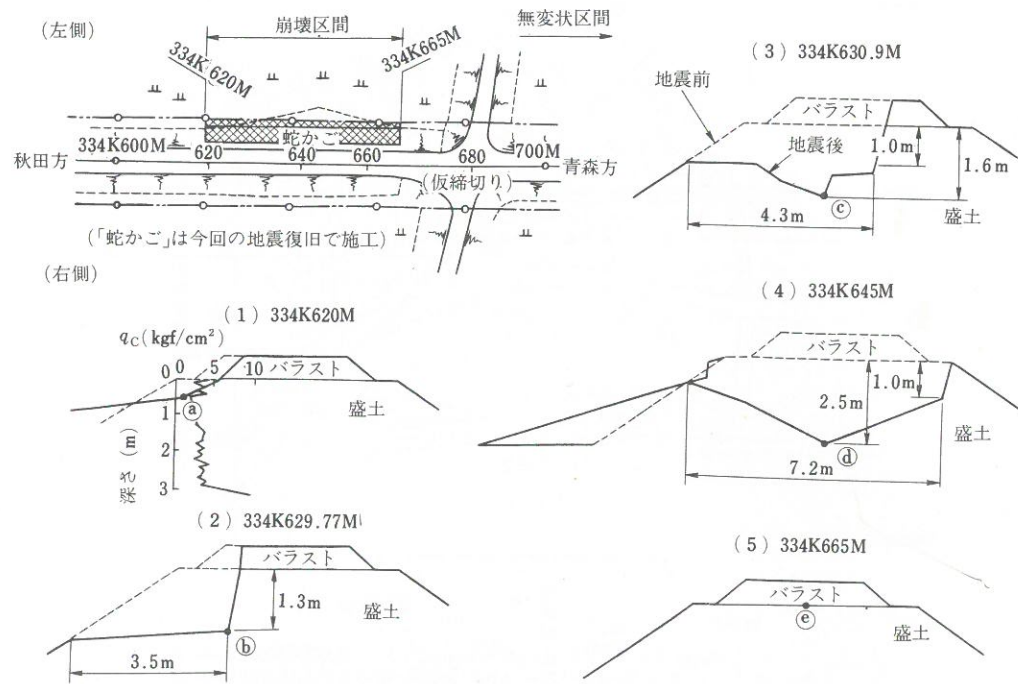
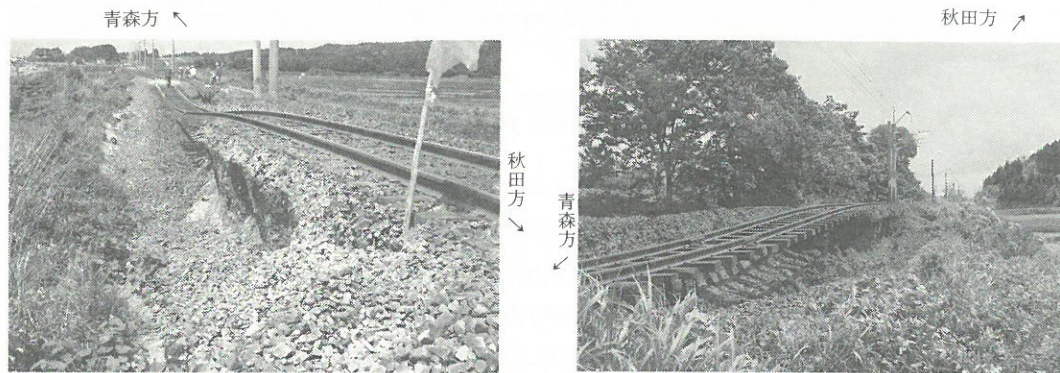


図 4.95 奥羽本線 鯉川・鹿渡間 334 K 650 M 付近の変状断面略図



(a) 線路の左側に鉛直に近いすべり面を伴って盛土が崩壊した

(b) 線路左側(写真では右側)のすべり面の見える崩壊区間の右奥の木立は、丘陵地末端に茂っている

写真 4.56 奥羽本線 鯉川・鹿渡間 334 K 650 M 付近の盛土の変状状況

は左と右のり尻直下で基盤の出現深度が約 7 m も異なり、ここでは基盤表面がほぼ一様に傾斜し盛土も左右対称な構造でないのに対して、無変状区間では基盤表面がほぼ水平に近く盛土もほぼ左右対称な構造になっていることである。

この線路右側の集落周辺には、露頭や井戸およびその住民の話によって、固い凝灰質泥岩が浅い位置に存在することも確認できた。これらの層は、丘陵地形の基盤と思われる。盛土の崩壊区間の線路の左

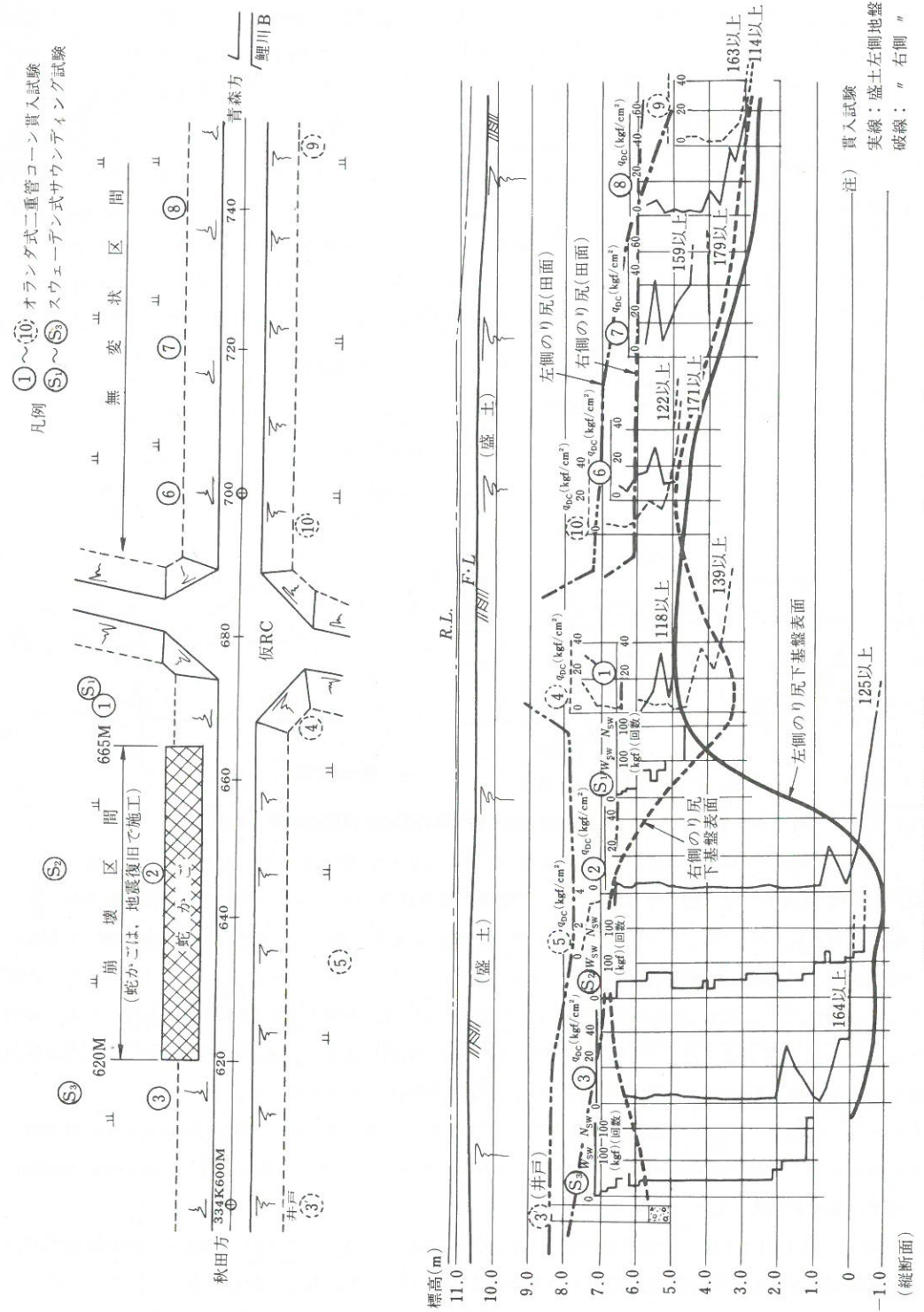


図 4.96 奥羽本線 鯉川・鹿渡間 334 K 650 M 付近の土質調査結果(縦断面)

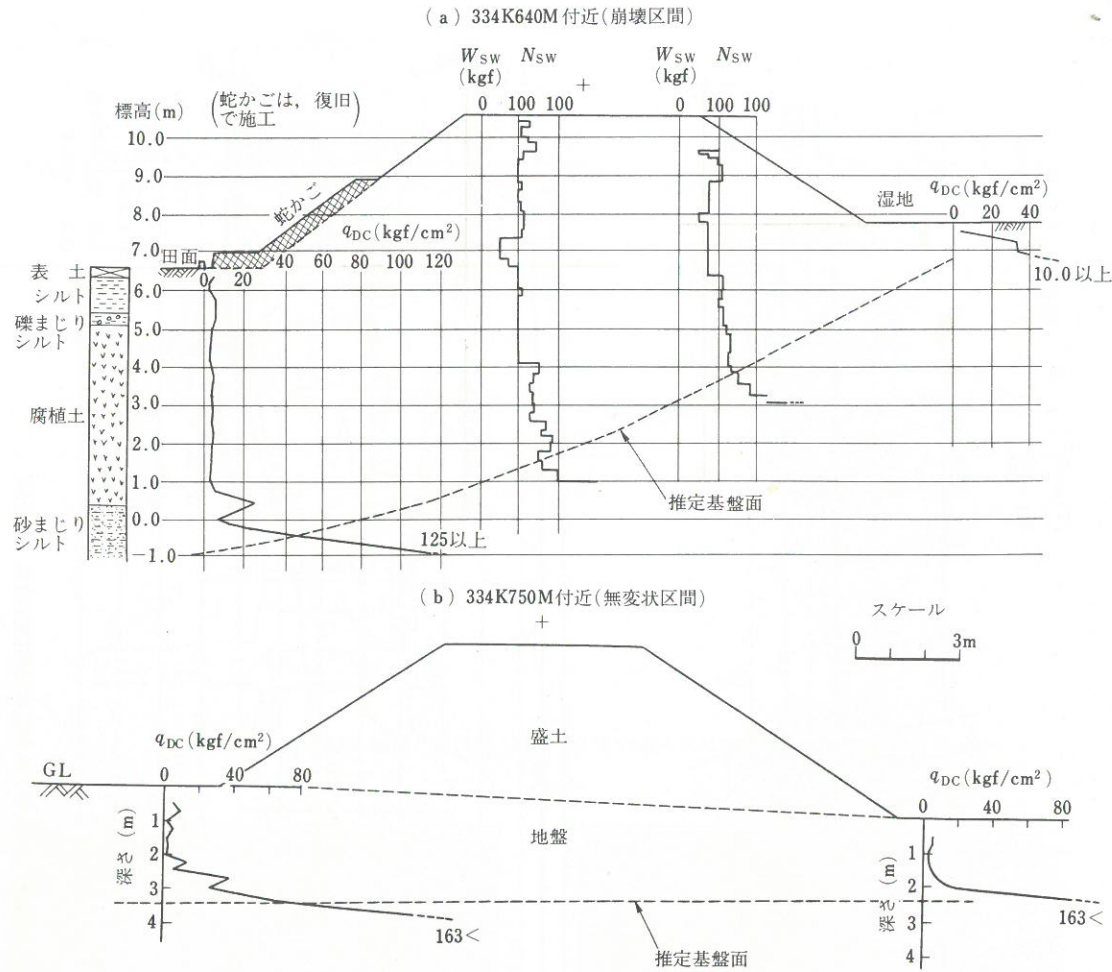


図 4.97 奥羽本線 鯉川・鹿渡間 334 K 650 M 付近の土質調査結果 (横断図)

側の沢 B の水田面下には、最大約 5 m の厚さの腐植土層が存在している。この腐植土層は、未だ腐りきれず、茶褐色の木片を多く挟んでおり、そのグッチコーンによる貫入抵抗 q_{Dc} は約 2~4 kgf/cm² である。この腐植土層は、崩壊区間を過ぎた仮踏切の地点でなくなるようである。そこから鯉川川にかけては崩壊が生じていない。ここでは、地表面下 2~3 m で泥岩あるいは砂礫層と思われる固い層が現われる。地表面から 2~3 m の深さまでは、オーガサンプリング試料の観察によると、 q_{Dc} が 5 kgf/cm² 以下の青灰色粘性土からなる軟弱層がほぼ水平に堆積している。地下水位は、水田面にある。

また、ここの盛土の材料は天端面から深さ約 1.5 m までは均等粒径の砂で、それ以深はシルト分が徐々に多くなるシルト質砂である。その強度(単管式コーンペネトロメーターの貫入強度) q_c は、約 5 kgf/cm² で、非常に緩い状態を示している。

図 4.98 は、盛土の沈下量と基盤表面の深さとの関係を示している。ここでは、盛土の下の軟弱層の厚さと基盤表面傾斜が最も大きい所で、盛土の沈下が最も大きくなっていることがわかる。

以上に述べたことから、ここの盛土の主な崩壊原因は、盛土の横断方向に傾斜した基盤の上に、まだ分

解の不完全な腐植土層を挟む軟弱地盤が存在していた所に、地震動が作用したことでありと思われる。ここでは、基盤の傾斜している方向に振動が大きく生じるとともに、塑性的な変位や不同沈下等が生じたものと思われる。傾斜基盤上の盛土が地震時に変状しやすいことは、これまでの震害調査結果でも明らかにされており、今回の地震でも台地や丘陵の縁や沢で多くの例が見られた。

なお、鉄道盛土の主な被害の概要は、第 5 編に示されているが、その中の奥羽本線 森岳・北金岡間 347 K 300 M 付近と、同線 南能代信号場 353 K 000 M 付近の盛土の沈下量の縦断方向分布を、それぞれ図 4.99 と図 4.100 に示す。この二つの図をみると、盛土の沈下は盛土高さにほぼ比例し、詳細には土質調査をきめ細かく実施しないとわからないが、地形図等も参考にすると、軟弱層の厚い所ほど沈下量も大きく、盛土の変状(量と形)は盛土の下の地盤の土質や、基盤表面の形状、深さに応じて発生しているようである。特に、鯉川・鹿渡間や森岳・北金岡間等の盛土の崩壊は、その崩壊形状や基礎地盤の状態からみると、厚さが一定でなく不同沈下や不同水平変位が発生しやすい軟弱地盤で生じ、南能代信号場付近等の盛土の変状にはすべりを生じやすい沢状の傾斜地盤で生じているものがある。

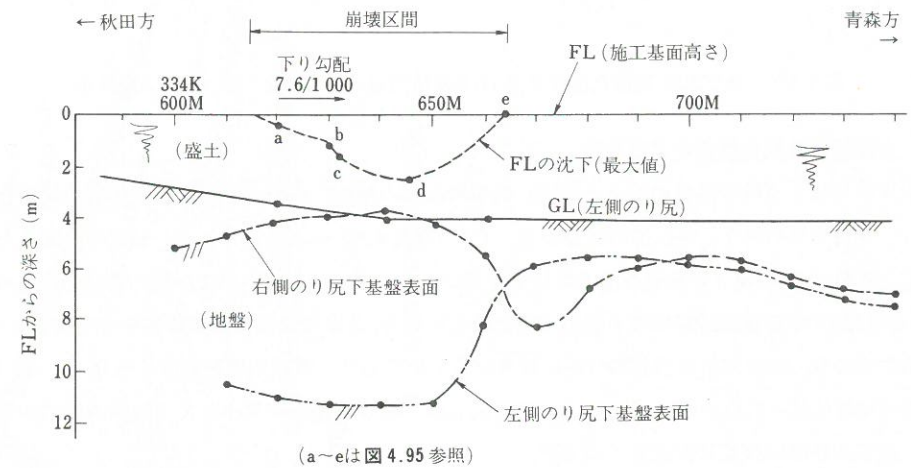


図 4.98 奥羽本線 鯉川・鹿渡間 334 K 650 M 付近の盛土の沈下量と基盤表面深さの縦断方向分布

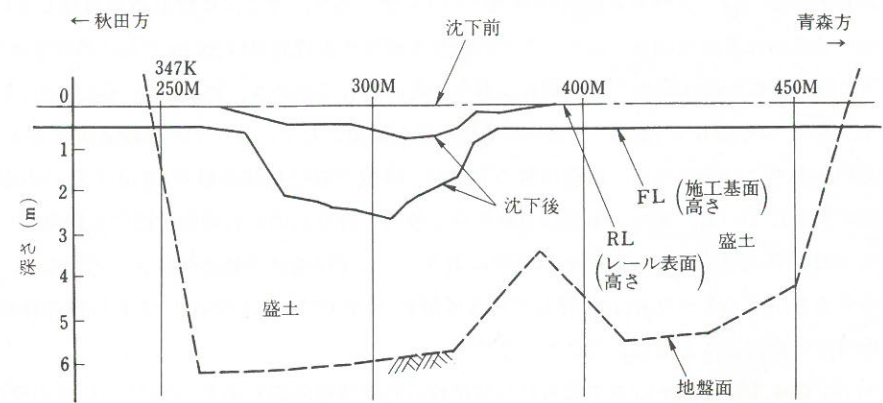


図 4.99 奥羽本線 森岳・北金岡間 347 K 300 M 付近の盛土の沈下量の縦断方向分布

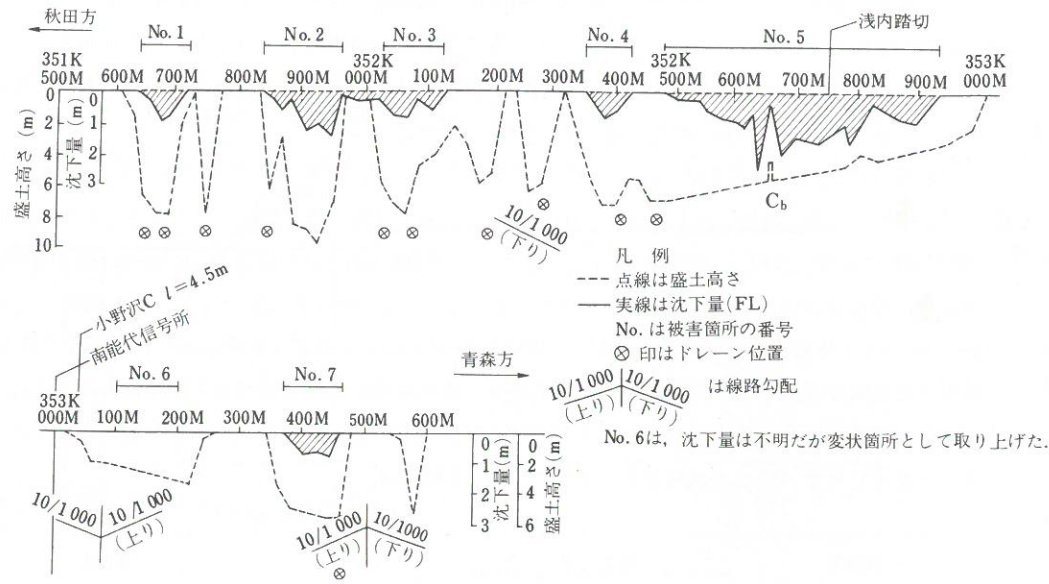


図4.100 奥羽本線 南能代信号場 353 K 000 M 付近の盛土の沈下量の縦断方向分布

(3) 青森駅の液状化現象による被害

青森駅構内では、噴砂や路盤の沈下と亀裂、照明用鉄塔の傾斜、ホームや停車場工作物の沈下と傾斜、地下タンクや汚水槽の浮上、傾斜等の被害が生じた⁽⁴⁶⁾(写真4.57~4.59)。それらの被害は、図4.101に示すように、昭和19年の第3岸壁建設前の岸壁線を境にして、埋立層の薄い第1岸壁の背後に発生せず、大正13年と昭和19年に浚渫砂等で厚く埋め立てた新しい第2、3岸壁背後の地盤に集中して発生している。特に、船客待合所、鉄道郵便局の北側付近に被害が多く出ており、噴砂や亀裂も多く生じている。昭和43年の十勝沖地震(M=7.8)の際にも、今回とほぼ同じ所で噴砂や亀裂が発生して、同様の被害が生じるとともに、船客待合所に大変状が生じている⁽⁴³⁾。

被害が集中した第2岸壁付近の地盤の土質想定図を図4.102に示す。岸壁はほとんどが基礎埋立石の上の方塊を積んだ構造を有している。この石は、第1岸壁と第2岸壁背後の地盤の一部にもある。第3岸壁背後の埋立地盤の大部分は、標準貫入試験のN値が10以上であり、そこには埋立石が存在している(図4.103)。岸壁の構造と土質柱状図からみて、この地盤を形成する埋立砂は10mぐらいの深さまでであり、N値が10弱の細~中粒砂から成る。地下水位は潮の干満に応じて変わり、地盤表面(GL)から1~3mの深さにある。深さ10~29mの間は、貝殻や腐植物を含む砂質シルト、シルト、細砂層からできている。噴砂は埋立石のある所には発生せず、岸壁内側のN値が10弱の緩い飽和砂層が10mぐらいの厚さで堆積している所で発生している。また、亀裂は噴砂の発生箇所と埋立石のある岸壁付近にも発生している。図4.103のE点は、第1岸壁より約300m内陸側にあり、ここでは噴砂や被害は発生していない。この土質柱状図をみると、GL-3~9mに堆積している砂層のN値が10以上であり、それ以深の砂質シルト層は第2岸壁付近の砂質シルト層とよく似ている⁽⁴⁷⁾。

図4.104(a)は、図4.102のA~C点で採られた噴出砂の粒径加積曲線を示す。ただし、C点の噴出砂は、昭和43年の十勝沖地震の際に採取されたものである⁽⁴³⁾。これらの3曲線は近似しており、特に液状化の可

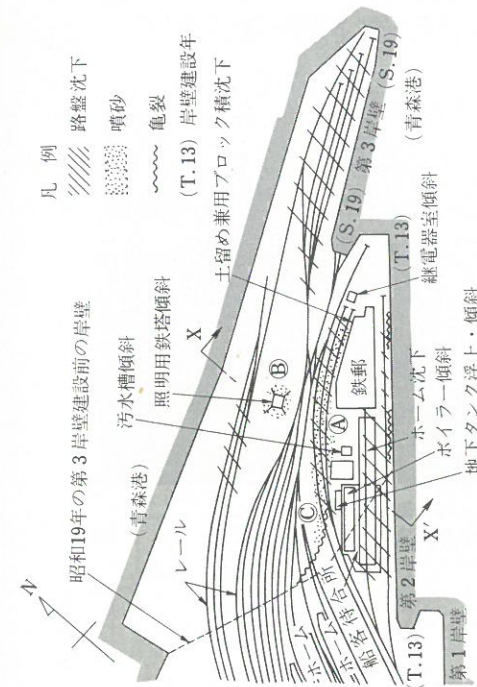


図4.101 青森駅構内の被害発生状況

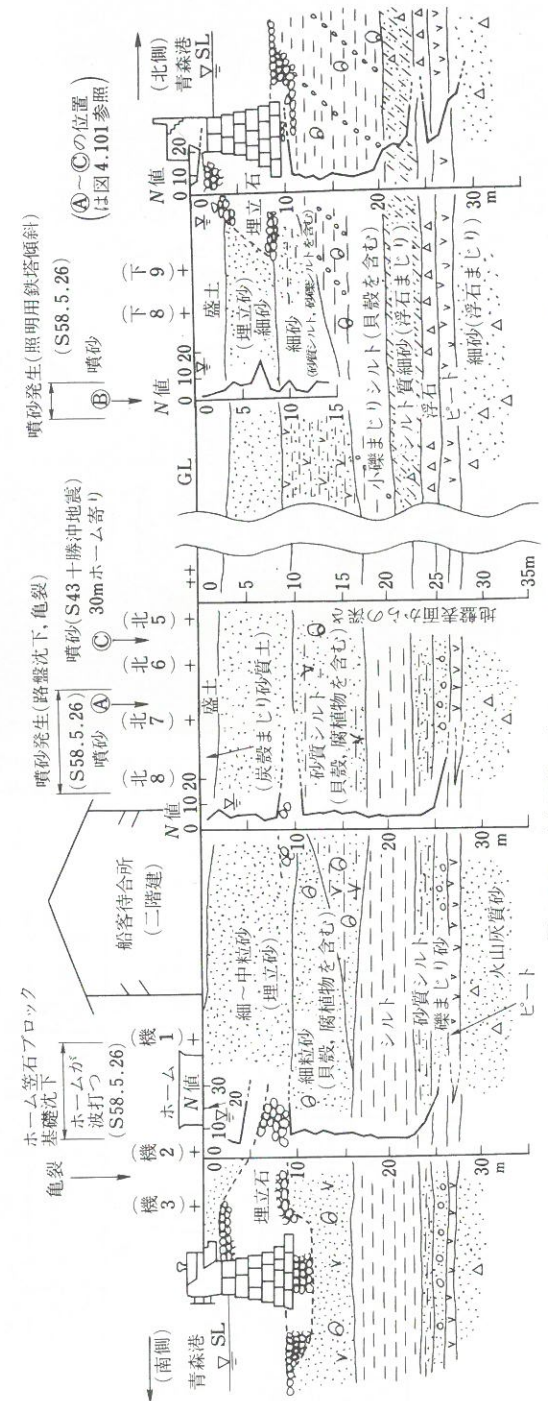
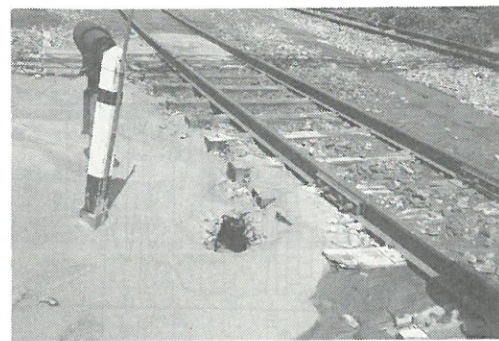
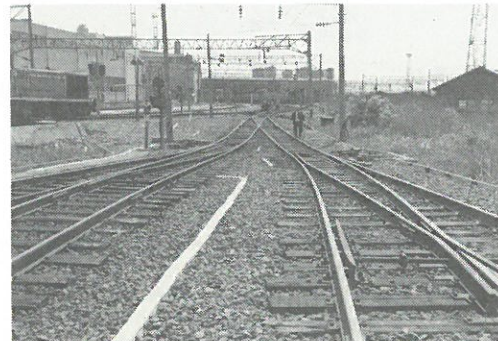


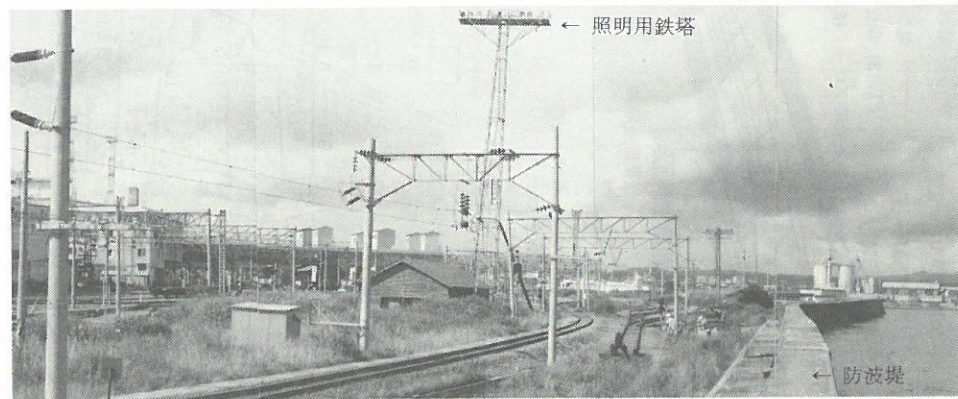
図4.102 青森駅第2岸壁付近の地盤の土質想定図(図4.101の断面X-X')



(噴出砂が左半分に、噴出孔が中央付近に見える)
写真 4.57 青森駅構内の噴砂



(路盤が沈下したため、軌道も沈下した)
写真 4.58 青森駅構内の軌道の変状



(基礎が傾斜したため、照明用鉄塔が北西方面に傾斜している)
写真 4.59 青森駅構内の照明用鉄塔の変状

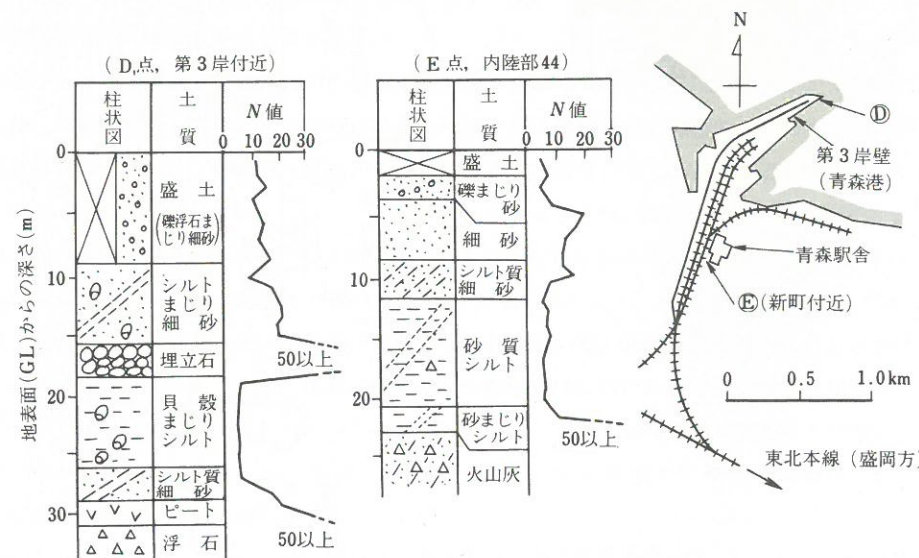


図 4.103 第3岸壁付近の地盤と内陸部地盤の土質柱状図と N 値

能性のある粒度範囲 $G^{(48)}$ に入っている。国鉄の液状化判定基準 (均等係数 $U_c \leq 6$, 20% 粒径 $D_{20} = 0.04 \sim 0.5 \text{ mm}$)⁽⁴⁹⁾ と照合しても、A~Cの砂は液状化の可能性が高いことを示している。図 4.104 (b) に、傾斜した照明用鉄塔付近 (図 4.101 の B 点) の地盤の土の深度別粒径加積曲線を示す。GL-4~10 m までの各曲線は、液状化の可能性のある粒度範囲 $F^{(48)}$ に入っており、図 4.104 (a) の噴出砂より細粒分が若干多い。地表面に噴出した砂は、深度別曲線と比べると、細粒分は少ないが似ており、第 2 岸壁背後地盤の噴出砂は GL-10 m までの埋立砂であるように思われる。図 4.105 は、同じ鉄塔付近の土質柱状図と、簡易液状化判定法⁽⁵⁰⁾ によって求めた液状化抵抗係数 F_L 値である (このときの加速度として、青森港の SMAC 観測記録 98 cm/s^2 を使用した)。 F_L が 1.0 以下の液状化しやすい層が、GL-1~5 m と -8 m の所があり、傾斜した鉄塔の杭基礎 (長さ 8 m で、その先端は GL-11.5 m の所にあった) の側方支持層と液状化層が同一となり、砂地盤の液状化が鉄塔の傾斜に影響したと考えられる。また、深さ 15 m までの液状化ポテンシャル P_L 値⁽⁵¹⁾ を計算すると 7.7 となり、ここは液状化危険度が高く、重要構造物に対してはより詳細な調査と液状化対策が必要と判定された。そのため、この鉄塔を作りかえるにあたって、その基礎杭の先端は液状化しない約 28 m の深さまで入れられた。

以上に述べたことを、次に簡単にまとめる。

噴砂や亀裂等の発生した第 2 岸壁背後の地盤と、被害のなかった内陸部の地盤の両者には、深さ 10 m までの砂層の強度と形成年代の違いがある。前者の N 値は 10 弱であり、後者の N 値は 12~13 である。ただし、後者の砂層は所々にシルト分を含み、細粒分が液状化強度を増した上に形成年代も比較的古いと考えられる。今回の青森駅の噴砂等の発生の主な要因として、経年の小さい緩詰めの新しい埋立砂の存在が

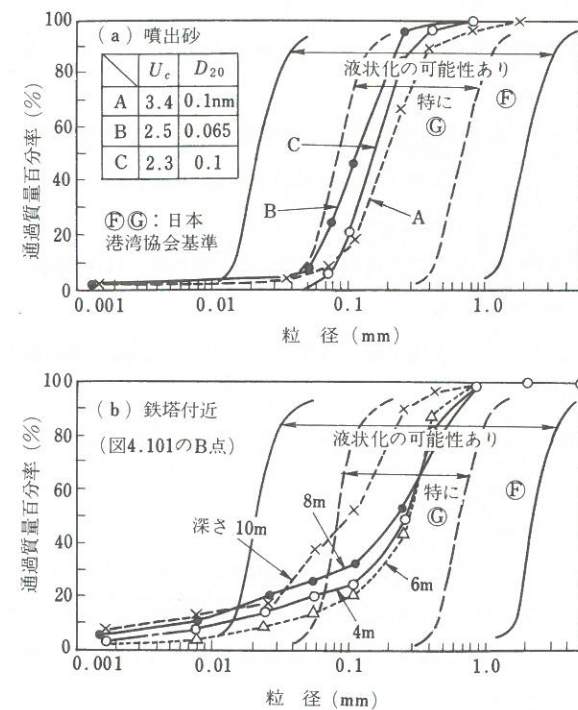


図 4.104 粒径加積曲線

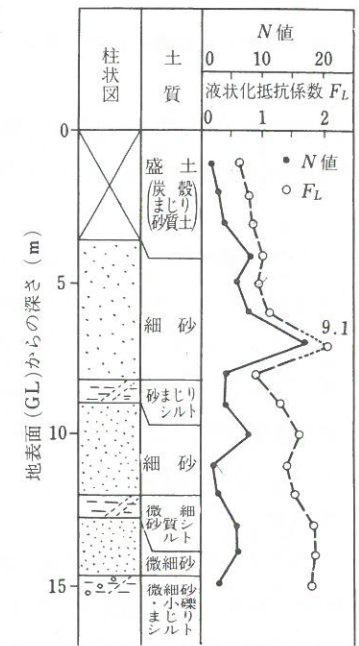


図 4.105 傾斜した照明用鉄塔付近 B の土質柱状図と液状化抵抗係数 F_L 値

考えられる。第3岸壁背後の地盤では、内陸部より強度が大きいけれども路盤沈下のみが生じたが、それは形成年代の新しい埋立地と埋立石があるためと思われる。また、岸壁の埋立石のある範囲は岸壁から20mぐらいの幅であるが、この部分には亀裂や沈下は生じたが噴砂は発生せず、埋立石に噴砂発生防止(フィルター効果)あるいは液状化強度の増加の役割があったと想定される。昭和43年の十勝沖地震の際には、青森港の船客待合所に大被害を生じたが、その岸壁に大きい変状は発生せず、函館岸壁には船の離着岸が不可能なほどの大変状が生じた。函館岸壁にそのような大変状が生じたのは、岸壁の基礎に埋立石の代りに置換砂があったためと思われる⁴⁶⁾

なお、照明用鉄塔以外の復旧工事は、路盤の変状部ではバラストの補充、沈下したホームではかさ上げを行い、地下タンク等は作りかえた。

(4) まとめ

今回の地震による盛土の主な被害は、谷や台地・丘陵の縁などの傾斜基盤を有する軟弱地盤や、橋台などの異種構造物との接続部のような力学性状に不連続性のある所と、極軟弱地盤、旧河道、軟弱地盤上の左右非対称な構造の所などで発生した。すなわち、ほとんどの被害は不同沈下やすべりの発生しやすい地盤上の盛土と異種構造物に接する盛土、バランスのとれていない盛土で発生した。また、緩詰め飽和砂質土からなる海岸埋立地では、液状化現象が再発した。

なお、以上の調査を行うにあたって、国鉄本社施設局と秋田、盛岡、青函船舶の各鉄道管理局ならびに盛岡工事局の関係者から、多大の援助を受けた。

4.4.3 橋梁

(1) まえがき

地盤の液状化等の地盤災害に伴う橋梁の被害は地盤災害が顕著であるにもかかわらず小さかった。以下これについて述べる。

液状化が生じたと推定できる箇所は、図4.106に示したように日本海側に集中し、津軽平野、能代平野、八郎潟干拓地およびその周辺、秋田平野等に主に分布しているが、青森平野でも少数ではあるが発生している。

橋梁についても液状化が生じたものと推定されるのは秋田県で能代橋、男鹿大橋、竜馬橋、八郎湖岸橋、南橋、五明光橋であり、青森県では十三湖大橋、鳴沢橋である。

液状化が発生し、かつ土質試験のデータのある能代橋、八郎湖岸橋、五明光橋、十三湖大橋、鳴沢橋の5橋について次に述べる。

なお、液状化の判定には、粒度試験からの平均粒径(D_{50})および N 値を用いる簡便法(「道路橋示方書・同解説」による)を使用する。

(2) 能代橋

米代川に架かる一般国道101号の能代橋は、昭和32年に架替された4主桁鋼ゲルバー桁、9径間からなる橋長381m、幅員12mの橋梁で、下部工は、オープンウェル基礎橋脚8基と、木杭基礎橋台2基からなる。米代川右岸の八森町、峰浜村、向能代地区と能代市を結ぶ唯一の橋梁で交通量も18785台/日で、朝夕のラッシュ時には麻痺状態となるほど交通は輻輳する。

被害状況を要約すると、落橋防止(連結装置)が異常変位したことおよび伸縮継手の遊間がなく

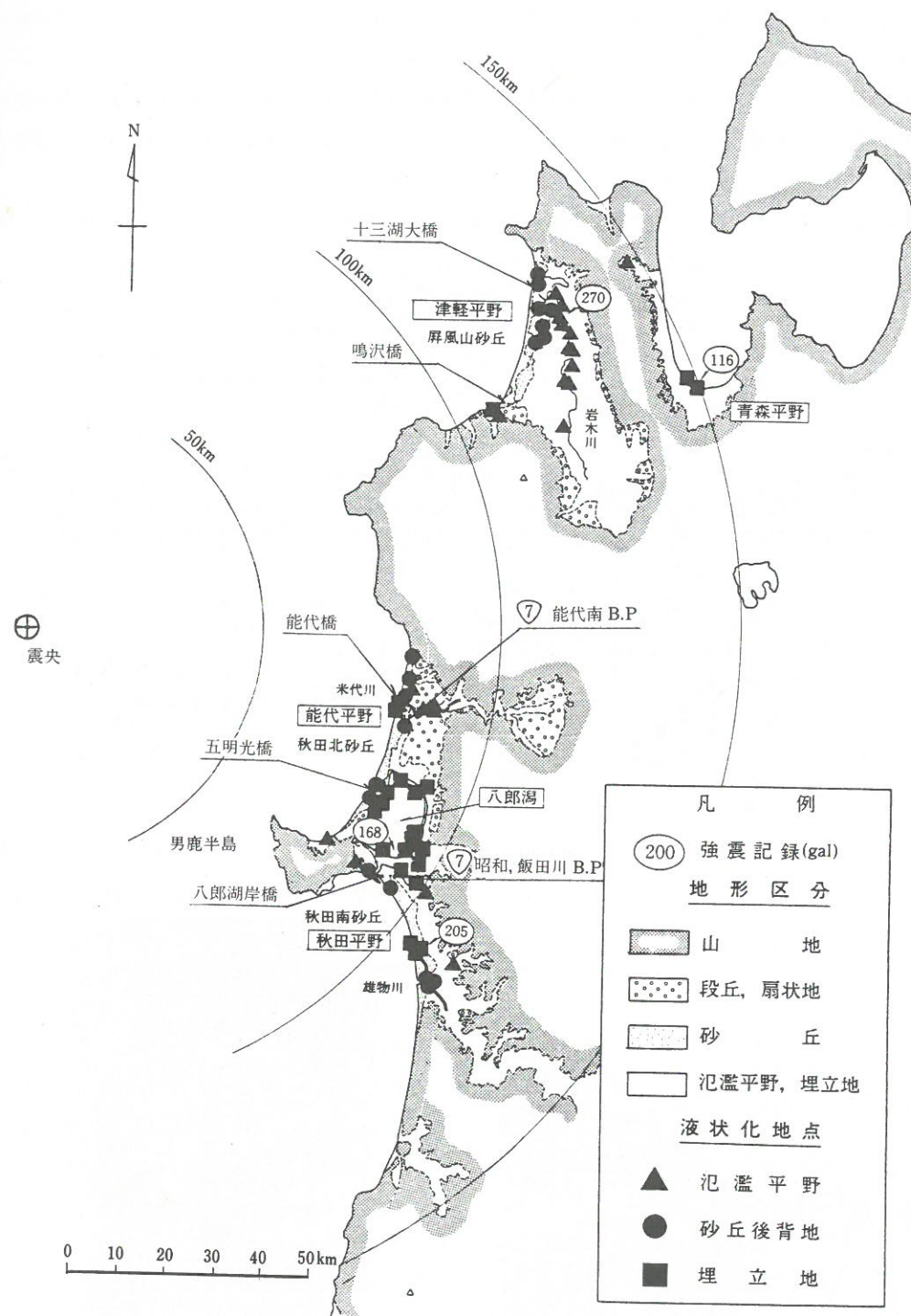


図4.106 日本海中部地震による液状化地点の分布

なるなどのほか、P₃、P₄橋脚がそれぞれ97mm、149mm沈下したことである。

本橋周辺の被害は、左岸堤防で橋の上流側および下流側にそれぞれ縦亀裂が発生し、右岸堤防でも橋の下流側に護岸の石積の崩壊や堤防天端、船揚場等における亀裂（2～5cm）の発生がみられた。

現在得られている土質調査データは図4.110に示すように、能代橋の約400m下流における新能代橋の資料のみである。土層構成や土質試験資料からボーリングNo.1およびNo.2を用いて新能代橋の液状化の有無を推定してみる（図4.108参照）。

土質は地形条件を加味すると左岸側に自然堤防と後背湿地の堆積物が認められる以外は、全体に砂・砂

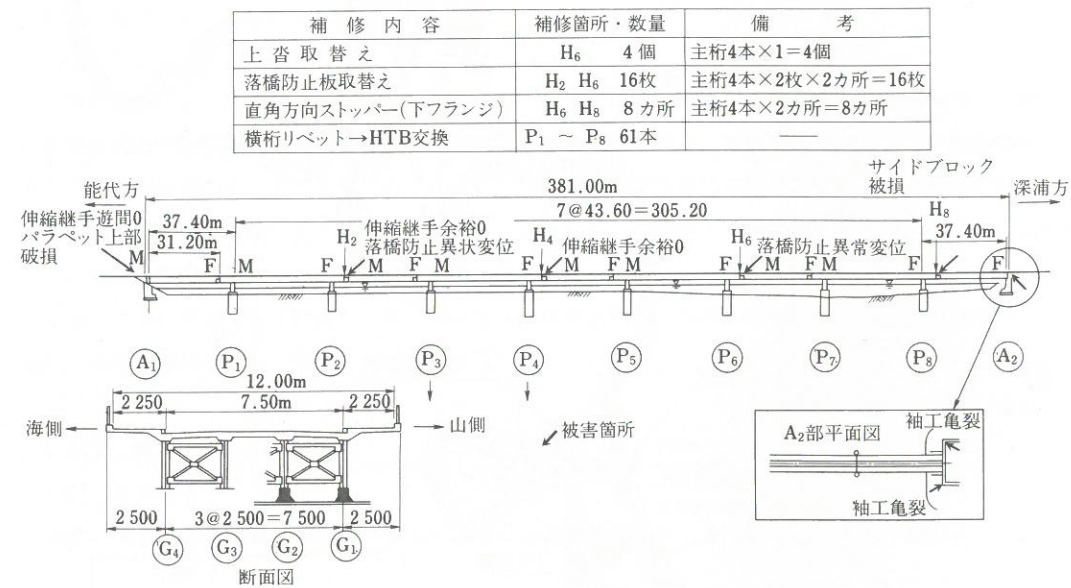


図4.107 能代橋一般図

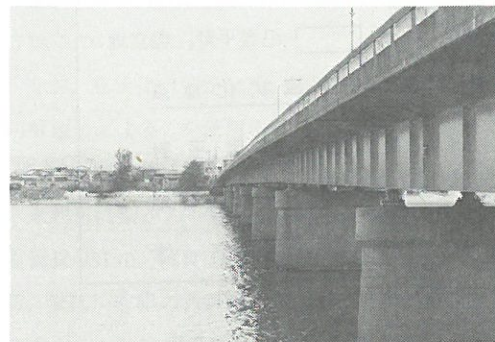


写真4.60 能代橋被害 (P₃、P₄橋脚の沈下の状況)

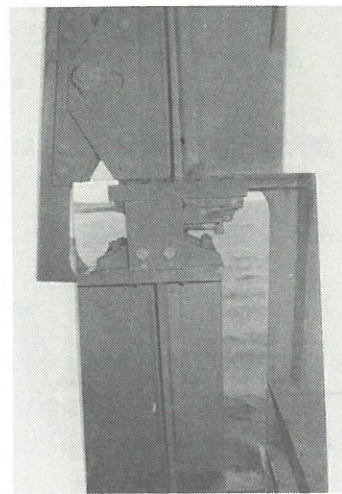


写真4.61 能代橋被害 (連結装置の異常変位)



図4.108 平面図

礫・シルトの互層よりなる。土層構成は上より、

- A 層：N 値 20 以下の礫まじり砂～砂礫
- B 層：N 値 20 以上の砂礫
- C 層：N 値 10～20 のシルト・砂の互層
- D 層：N 値 30 以上の砂・砂礫層
- E 層：D 層のはさみで、N 値 10 程度のシルト層

土質試験から砂質土の平均粒径 (D_{50}) は以下のとおりである。

- A 層：2 mm 以下 0.70 mm
全試料 1.30 mm
- C 層：互層の砂層 0.022～0.28 mm
- D 層：2 mm 以下 0.41 mm
全試料 0.43 mm

地表面推定震度は、応答解析結果から約 200 gal と推定されるために、 $k_h = 0.2$ を使用する。以上の条件から算定した液状化安全率 (F_L 値) を図 4.111 に示す。

結果は

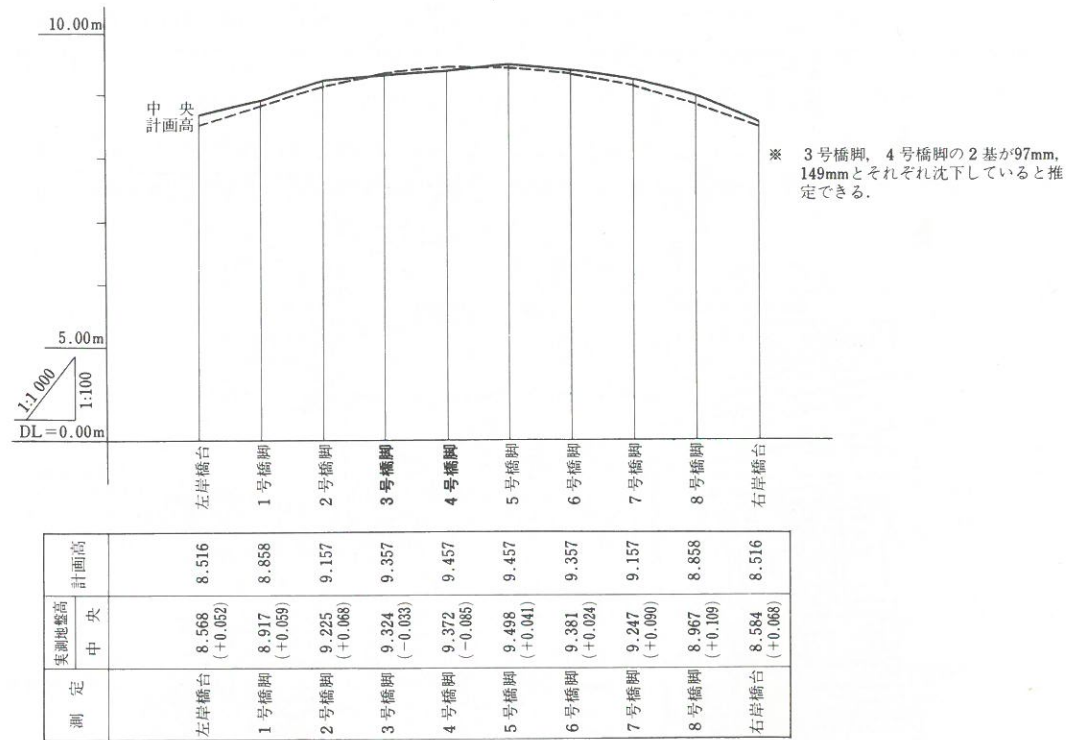


図 4.109 能代橋縦断実測図

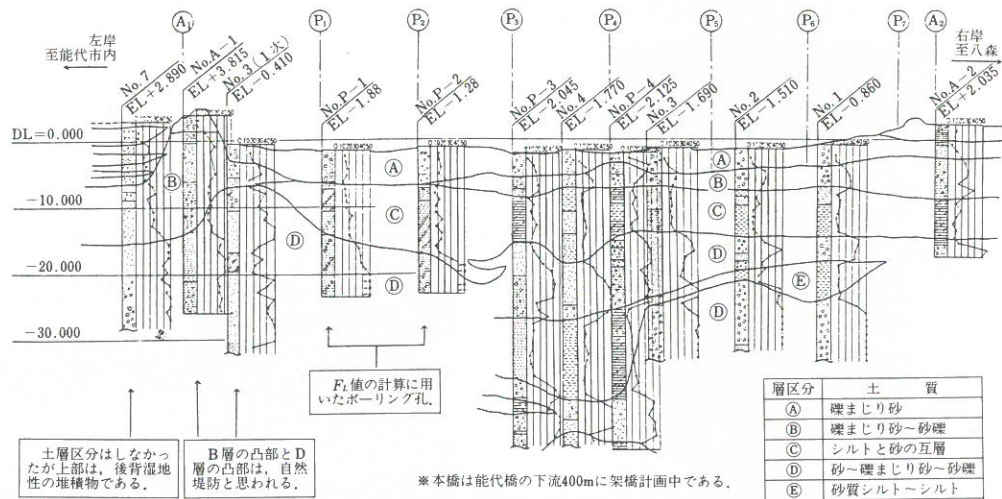


図 4.110 新能代橋ボーリング図

地域：新能代橋 地点：P₁

地点：P₂

$$k_s = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_{s0} = 0.20$$

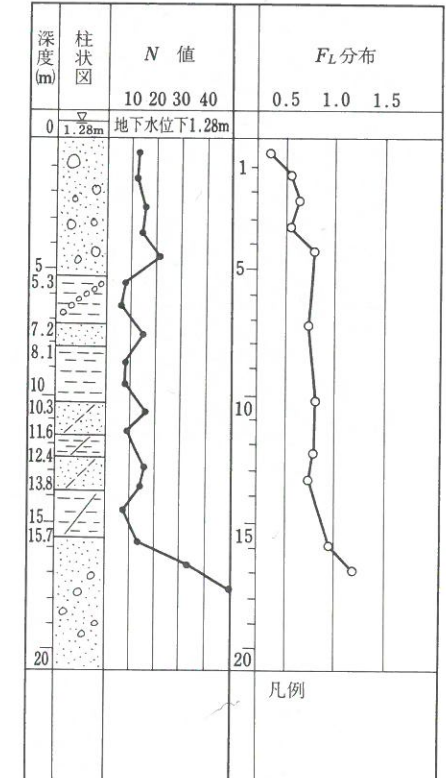
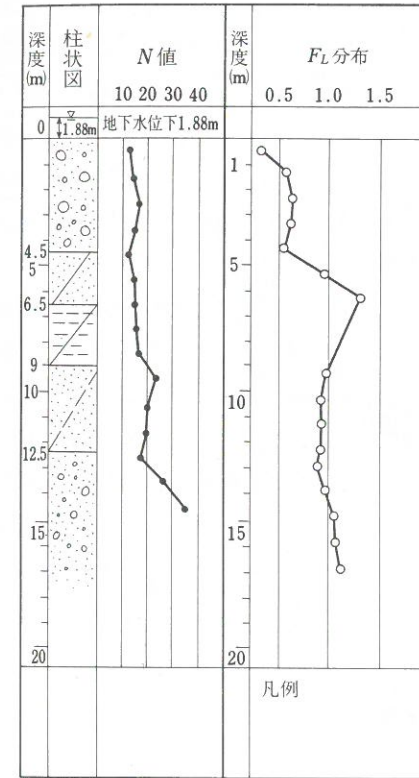


図 4.111 簡便法による F_L の算出例

A 層：F_L=0.2~0.77

C 層の砂：F_L=0.7~0.99

D 層：F_L=0.86~1.20

となる。したがって、液状化が発生したと推定される土層は、A 層、C 層の砂層、D 層の最上部となるが、D 層の最上部は N 値が 27 以上であるため、この判定法のみでは液状化を生じたかどうか判定することができない。また、N 値が 25~30 の B 層も、D₅₀ に 0.7 mm を使用すると F_L<1.0 以下となるが、砂礫であるために、液状化の有無は判定しにくい。これより、液状化を生じた可能性の強い層は A 層の礫まじり砂と C 層の F_L=0.7 程度の砂層と推定される。

以上の事柄を、新能代橋の下部構設計条件に反映し、ウェルの根入れ、液状化の層等を決めることができた（下部工詳細設計では k_s=0.19~0.21 を採用した）。

(3) 八郎湖岸橋

1 級市道一向草根線の八郎湖岸橋は橋長 11.5 m、幅員 4.5 m、RC パイル 5 列のパイル橋台、上部工は PC プレテンション桁橋で、昭和 35 年に八郎湖事業団が施工し、男鹿市に移管されている。

この橋梁では、取付け道路は液状化により沈下、破壊し、橋台のパイルの頭部および橋梁には、大きな亀裂が生ずるなどの被害が発生した。

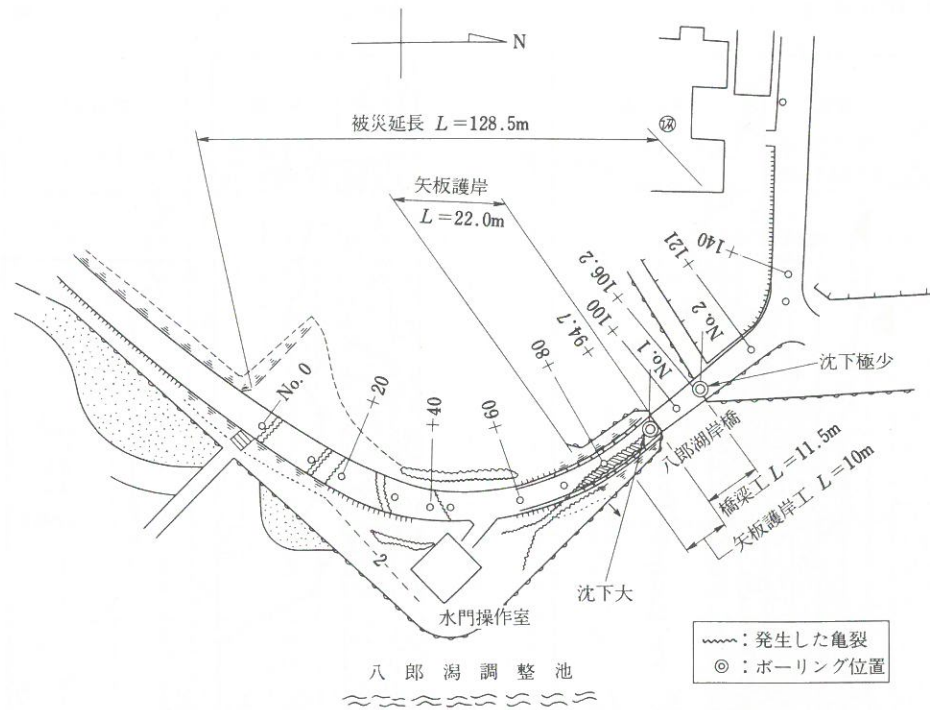


図 4.112 八郎湖岸橋被害状況

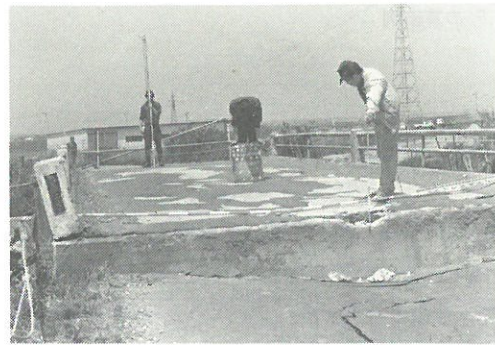


写真 4.62 八郎湖岸橋被害 (液状化による取付の沈下)

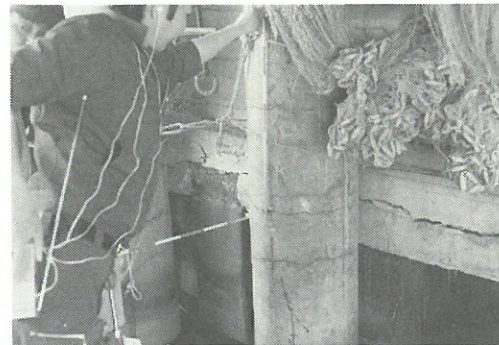


写真 4.63 八郎湖岸橋被害 (橋台パイルの亀裂)

災害査定では全面架替えとなった。

この橋梁付近の地盤の土質構成は、図 4.113 に示してあるように、EL-3.0 m 付近まで N 値 10 以下の緩い細粒砂、EL-25 m まで N 値 10~40 の細粒砂、それ以深は N 値 45 以上の砂・礫まじり砂である。

土質試験により、 D_{50} は細粒砂層全体に 0.15~0.22 mm であることから、ほぼ粒径のそろった砂といえる。

地表面推定震度は、八郎湖の加速度記録が 166 gal であったことから、 $k_h=0.17$ として計算してみる。結果は図 4.114 に示すが、No. 2 孔の 4 m のみが $F_L < 1.0$ となり、他は液状化しないことになる。しかし、

現場の状況から明らかに両岸とも液状化しているのが認められるので、 $k_h=0.20$ として試算してみた。結果は図 4.114 に示すように、No. 1 孔が深度 4, 5 m, No. 2 孔が深度 4, 5, 6 m において $F_L < 1.0$ となる。

以上の結果より、EL-3 m 付近まで液状化が生じたものと推定できる。新橋の基礎は、液状化層 ($F_L < 1.0$) をさけて、その深度を決めており、杭は $\phi 500$ mm, $t=9$ mm, 杭長 23.0 m の支持杭としている。

なお、新橋の設計水平震度は $k_h=0.15$ を採用した。

(4) 五明光橋

村道五明光線の五明光橋は、昭和 32 年に、八郎湖事業団が施工し、その後大湊村に移管されている。



写真 4.64 八郎湖岸橋被害 (取付け道路の陥没)

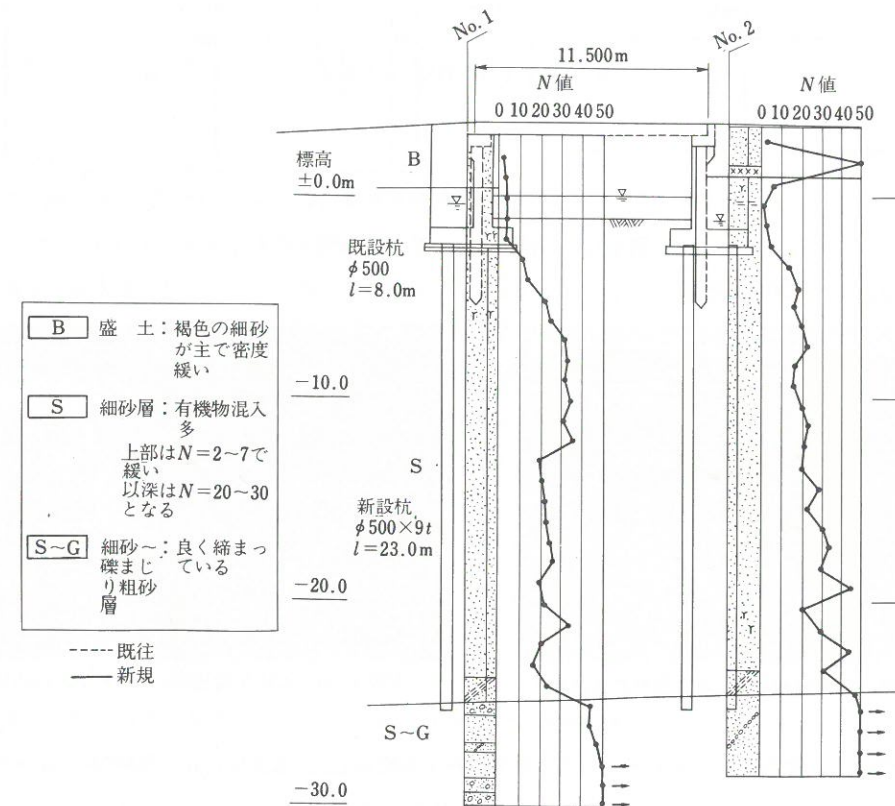


図 4.113 八郎湖岸橋土質断面図

地域：八郎湖岸橋 地点：No. 1

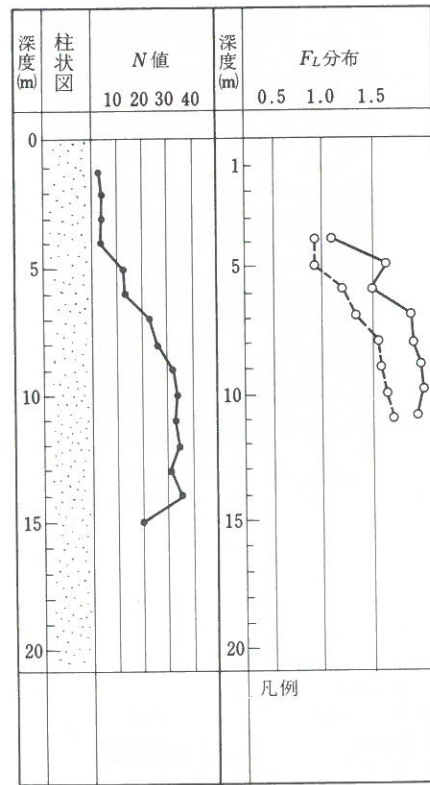


図 4.114 簡便法による F_L の算出例

地点：No. 2 $k_S = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_{S0} = 0.20$ ○---○
 $k_S = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_{S0} = 0.17$ ○—○

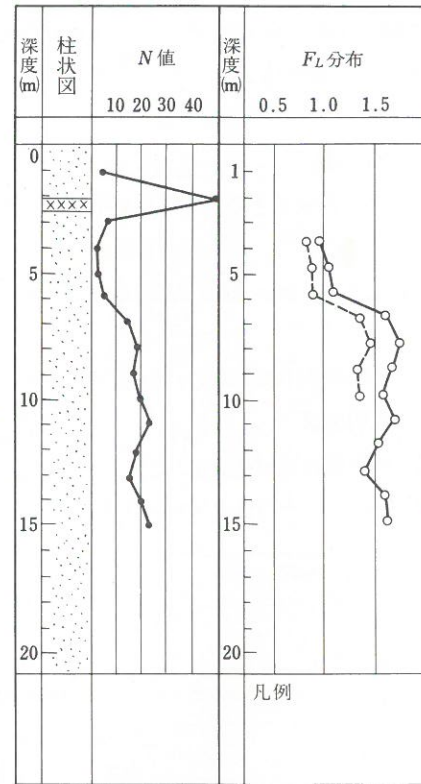


写真 4.65 五明光橋被害 (取付道路の破壊)

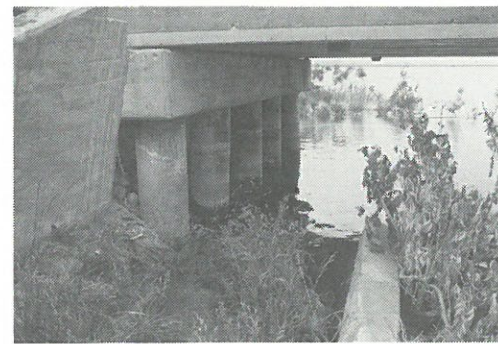
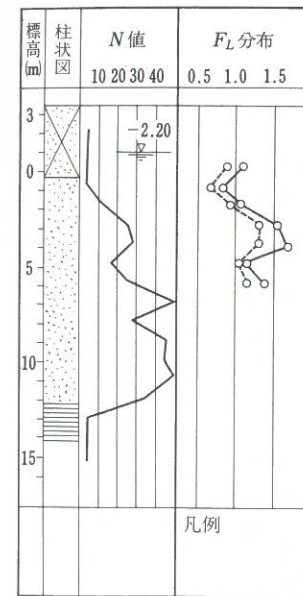


写真 4.66 五明光橋被害 (橋台パイルの亀裂)

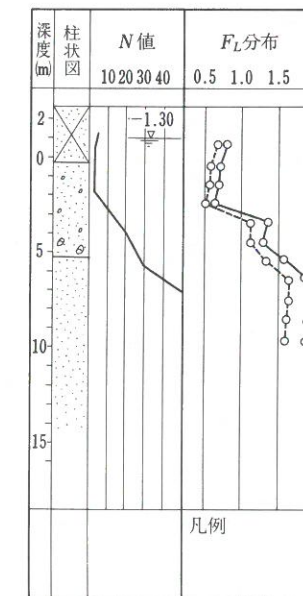
橋長は 40.57 m で、幅員は 5.5 m の RC パイル 5 列のパイル橋台で、上部工は、PC プレテンション桁橋である。

橋梁の前後の取付け道路は、液状化により沈下して多数の亀裂が発生し、盛土ののり尻付近には、いたる所に噴砂の形跡が認められた。RC パイルベントの頭部には小さなクラックが入っているが、橋本体には

A 地域：五明光橋



B



C

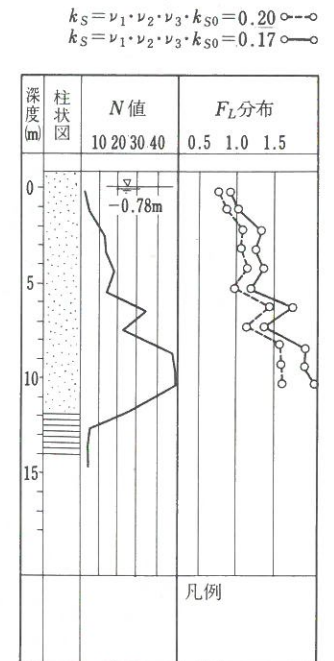


図 4.115 簡便法による F_L の算出例

被害がなかった。

五明光橋近傍では今回の地震の後に両橋台背後の取付け盛土部でそれぞれボーリングが実施されたが、今回の地震以前にも地盤の土質調査が行われている⁵²⁾。

地震後に実施されたボーリングのうち 1 本は、日米両国のそれぞれの標準貫入試験方法により求めた N 値を比較する目的で実施されたもので⁵³⁾、この調査に際しては振動式コーン貫入試験も実施されている⁵⁴⁾。

図 4.116 にこれらの調査結果を示す。今回の地震以前に実施された既存ボーリングの貫入位置は引用した文献⁵²⁾に明記されていないので左岸 (大渦村) 側であるのか右岸 (五明光) 側であるのかははっきりしない。ここでは一応橋梁径間の中央位置に参考値として記入してみた。

地震後に実施した No. A, No. B, No. C のボーリングデータを基にして描いた基盤構成は図 4.116 に示した。

EL-5.0 m 付近までに堆積する砂層は N 値 3~29 程度の細砂である。その下位には厚さ 5 m 程度の密な (N 値 30~50 以上) 細砂が堆積しており、さらにその下位には粘性土層が堆積している。

これらの砂の D_{50} は 0.2~0.3 mm で、粒径のそろった一般にきれいな砂と呼ばれる砂である。細粒分含有率 F_c は多い所で 10% 程度であるが、おおむね 2% 以下の含有率となっている。

地表面推定震度は、八郎湖岸橋の例にならって $k_n = 0.17$ および 0.20 とし、道路橋示方書の方法により簡易法によって液状化強度を計算してみる。結果を図 4.115 に示す。No. A 孔では EL-3 m 以浅で $F_L < 1.0$ となっている。

また、文献⁵⁴⁾によれば、振動式コーン貫入試験から得られる貫入抵抗低度も EL-3 m 以浅で大きく

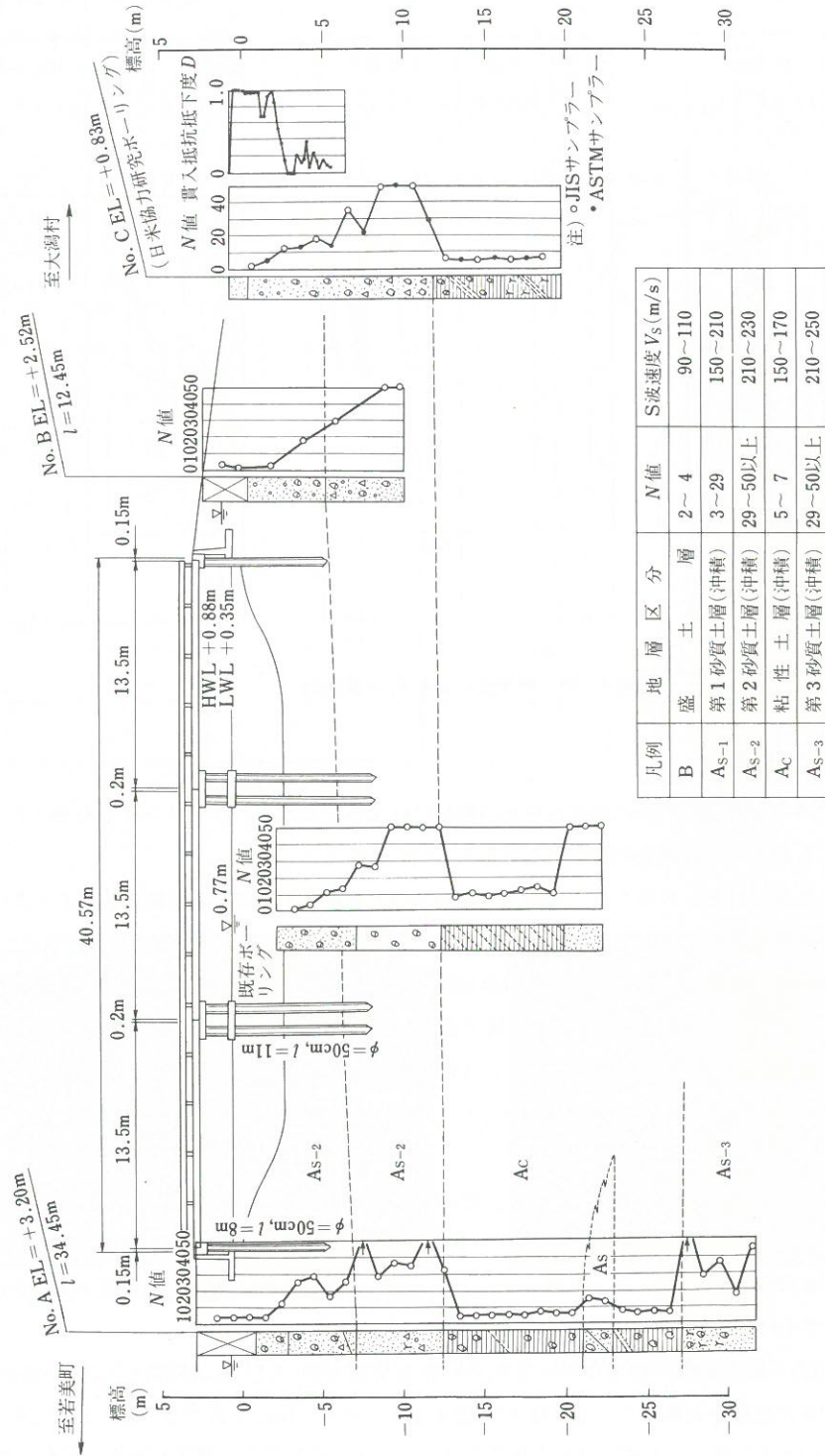


図 4.116 五明光橋一般図および地質概要

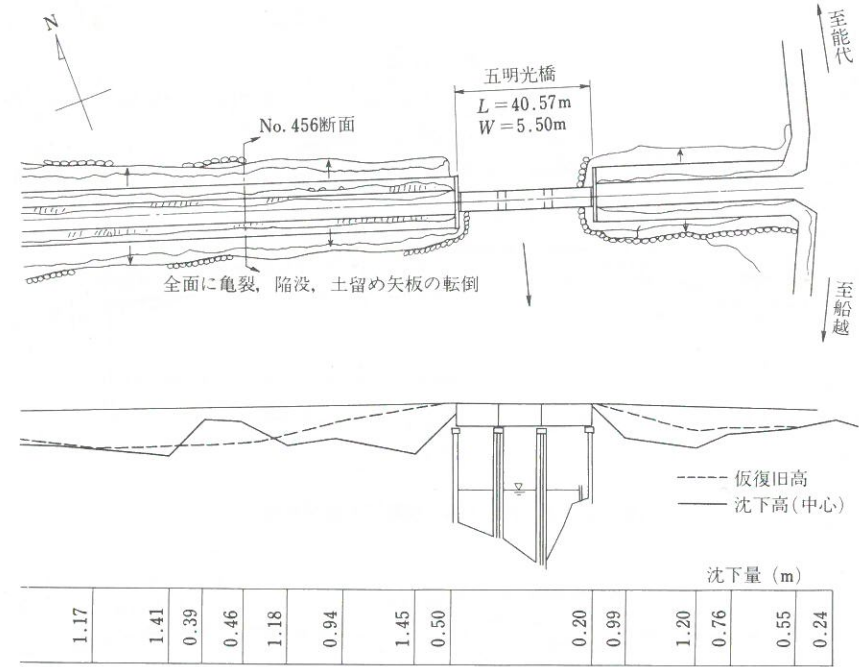


図 4.117 五明光橋平面図, 縦断面

なっており、比較的浅い部分での液状化強度が小さいことが示されている。

これらのことから、本地点においては、EL-4 ~ -5 m 付近より浅い所に堆積する AS-1 層のうち比較的緩い EL-3 m 程度で浅い部分が液状化したものと考えられる。

(5) 十三湖大橋

本橋および取付け道路の被害状況は、第5編に述べてあるが、付近で亀裂や噴砂が発生し、河床の沈下も見られることから液状化が生じたことは明瞭である。

左右岸橋台および P₁ 橋脚は浅い直接基礎で根入れは少ないが、ほとんど沈下等の被害がなかった。これらから判断して、液状化はさらに浅い層で生じたと推定される。

そこで、既往のボーリング柱状図をもとに道路橋示方書・耐震設計編により、液状化の判定を試みる。ただし物理特性試験値がないため、土の単位重量、平均粒径は同示方書の仮定値による。また同示方書による設計震度は、 $k_h=0.14$ であるが、上流の津軽大橋の地盤上に設置された強震計では最大加速度 270 gal が記録されており地盤種別が違う(4種→3種)こともあるが、実際は 200 gal 以上と推定されるために $k_h=0.20$ として計算も試みた。結果は図 4.123, 4.124 に示すとおりである。

(6) 鳴沢橋

鱒ヶ沢町川尻地区の国道 101 号鳴沢橋および取付け道路についても、付近で図 4.126 に示すように噴砂、亀裂などの液状化による被害の顕著であった所である。

この地域は鳴沢川河口付近の平野部で、砂、シルト、粘土が互層に堆積する厚い軟弱地盤を形成しており、道路をはじめ河川堤防、住家および国鉄五能線に大きな被害を生じた箇所である。

そこで、この箇所についても既往のボーリング柱状図をもとに道路橋示方書・耐震設計編により液状化

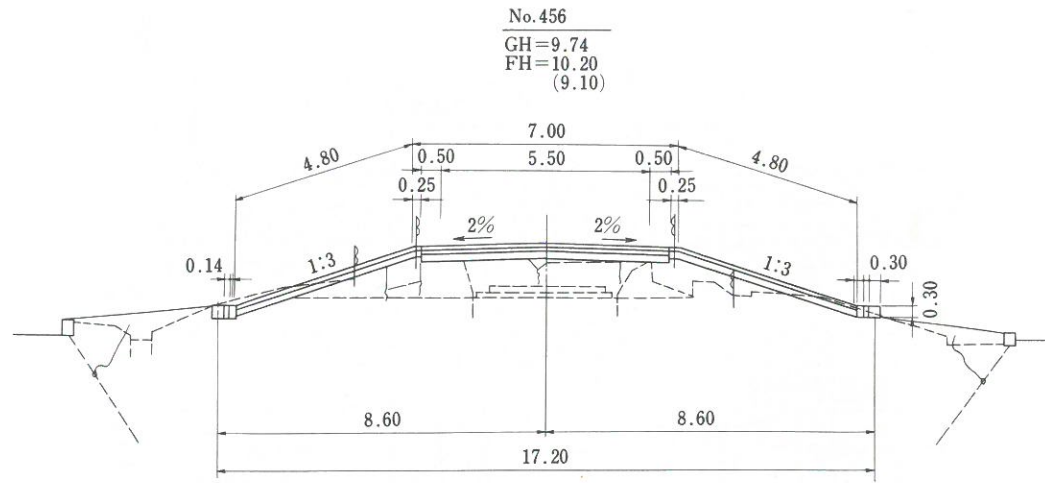


図 4.118(1) No. 456 横断面図と被災状況

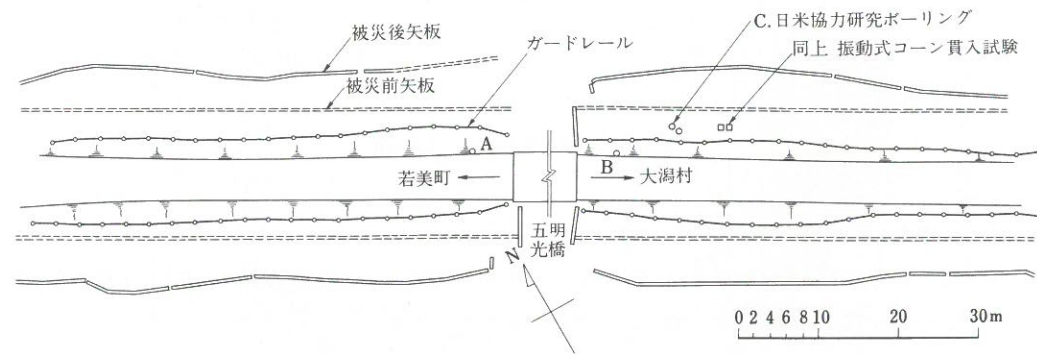


図 4.118(2) 五明光橋ボーリング位置図および被災状況

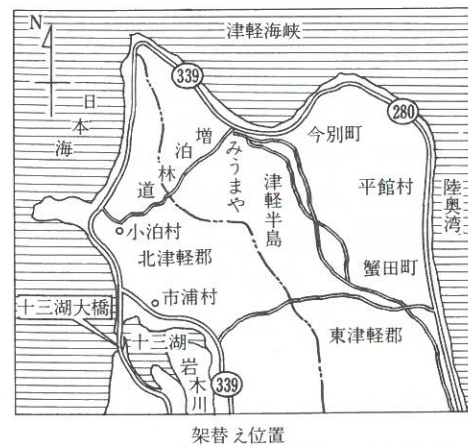


図 4.119 十三湖大橋位置図

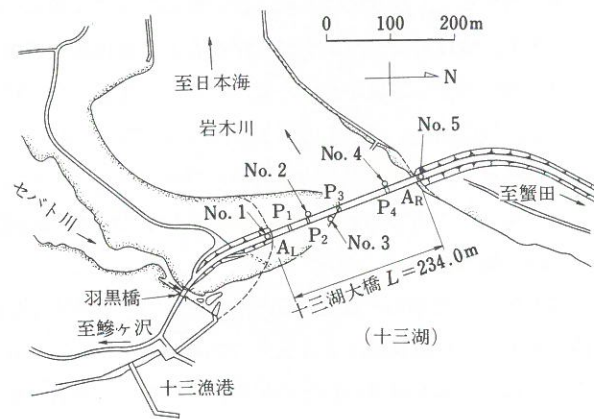


図 4.120 十三湖大橋平面図

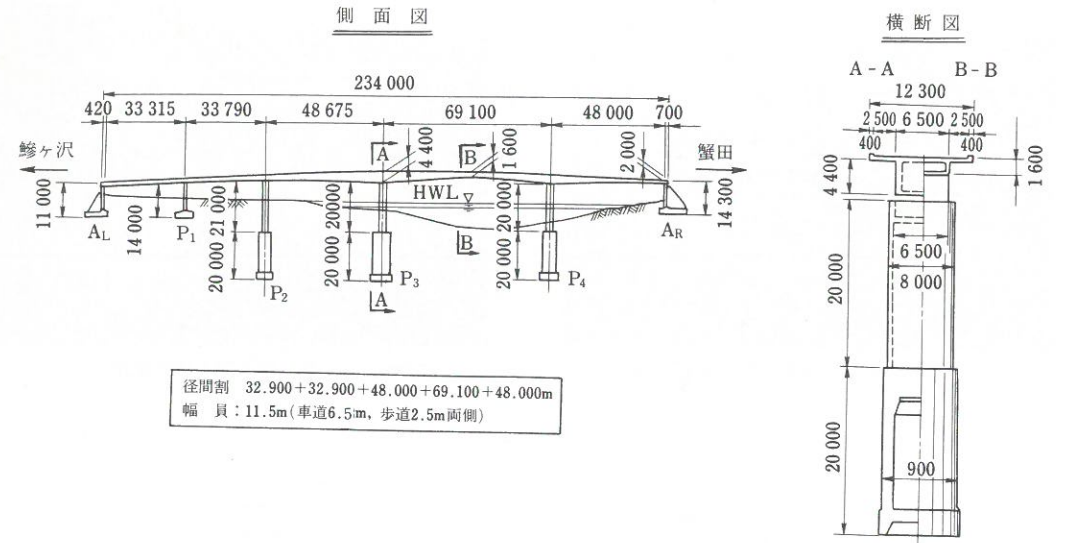


図 4.121 十三湖大橋一般図

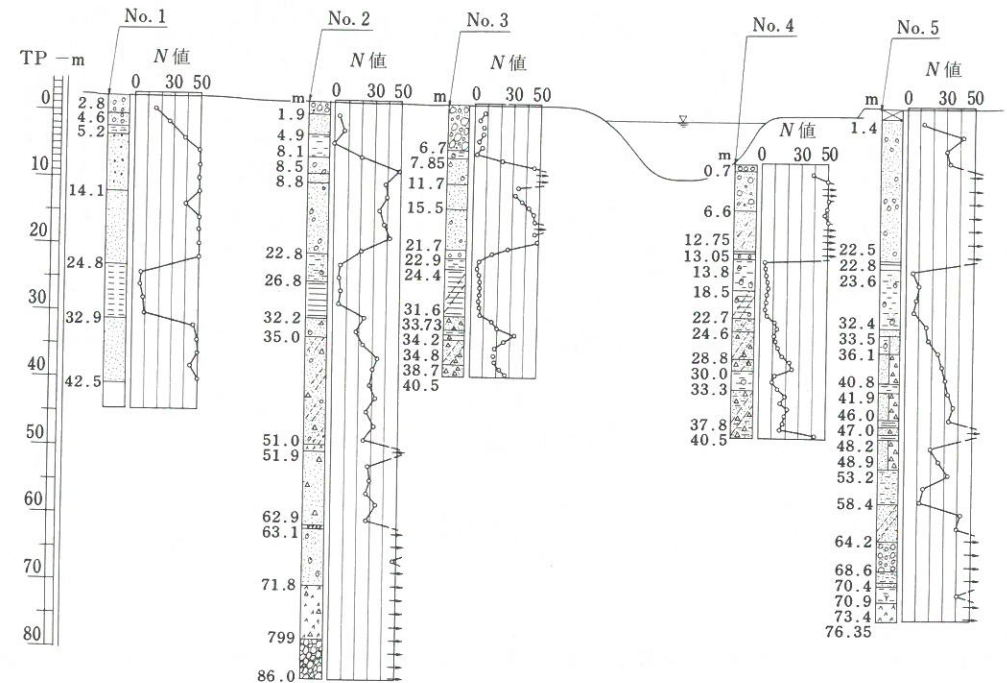


図 4.122 十三湖大橋地質柱状図

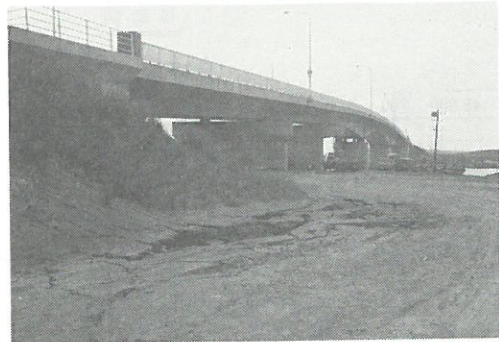


写真 4.67 橋の下流側の噴砂状況

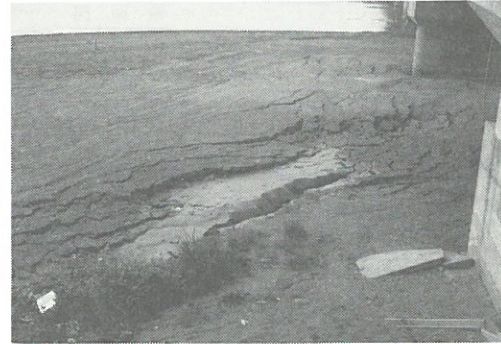


写真 4.68 橋の下流側の噴砂状況

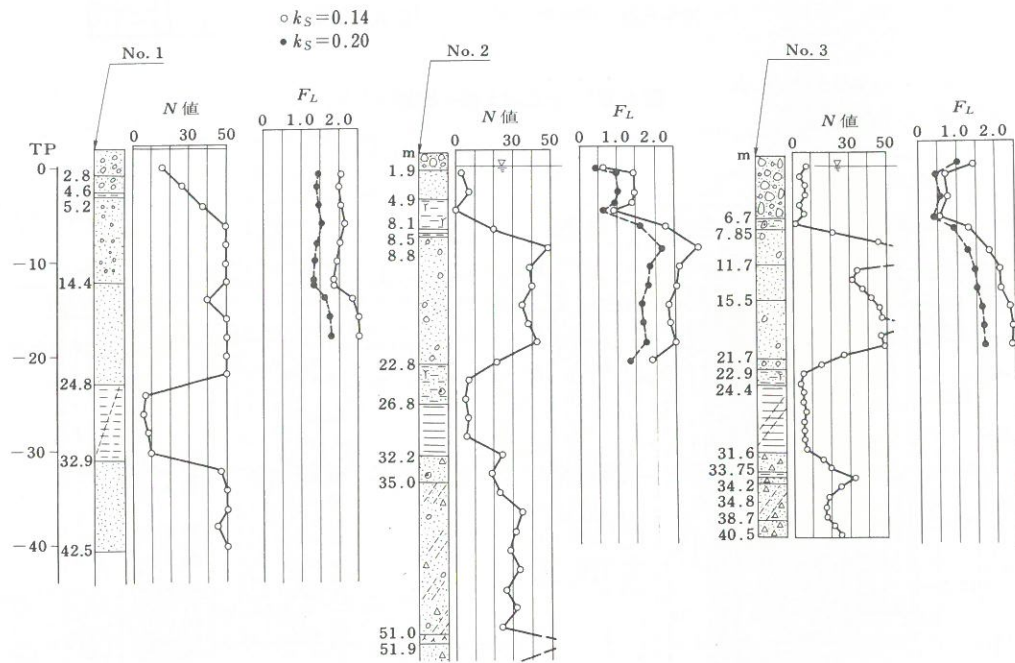


図 4.123 十三湖大橋流動化の判定結果 (その1)

の判定を試みた。

この判定結果によっても推定される最大加速度の範囲では付近全域で地盤の液状化が生じたと考えられる。

(7) あとがき

橋梁被害は、落橋や破壊まで進んだ箇所はなく、ほとんどが沓座モルタルや可動沓の移動制限装置の変形、橋台の変位による桁と胸壁との衝突等であった。

交通止めも、構造物の破壊よりも、橋台背面土の液状化現象による沈下、破壊による箇所がほとんどで

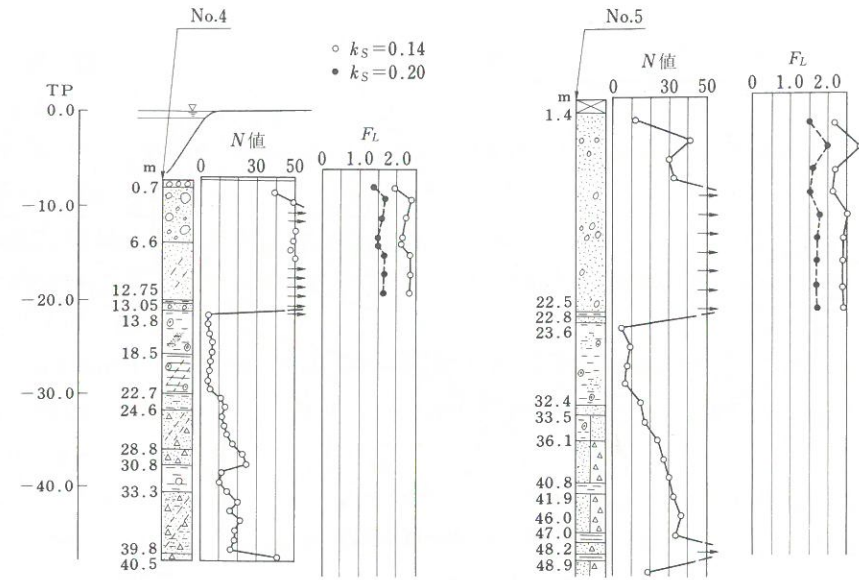


図 4.124 十三湖大橋流動化の判定結果 (その2)

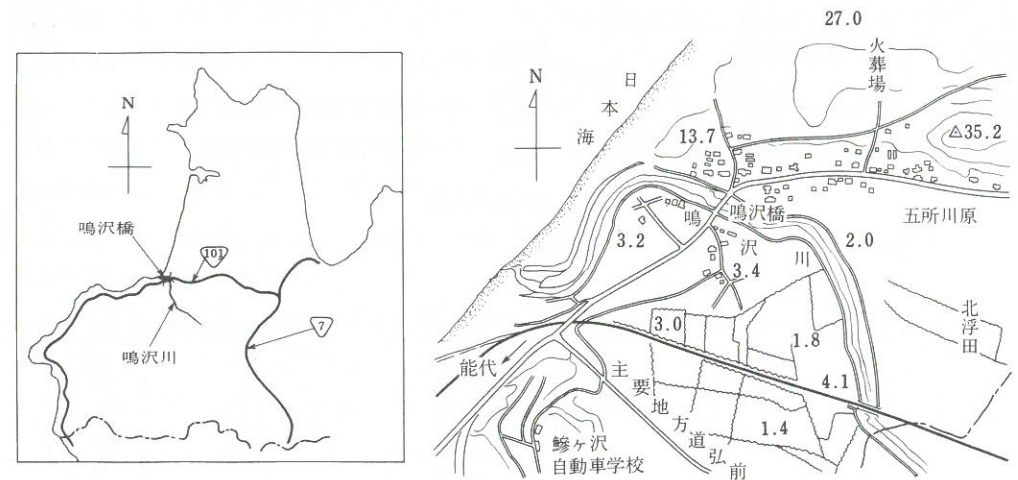


図 4.125 鳴沢橋位置図

平面図

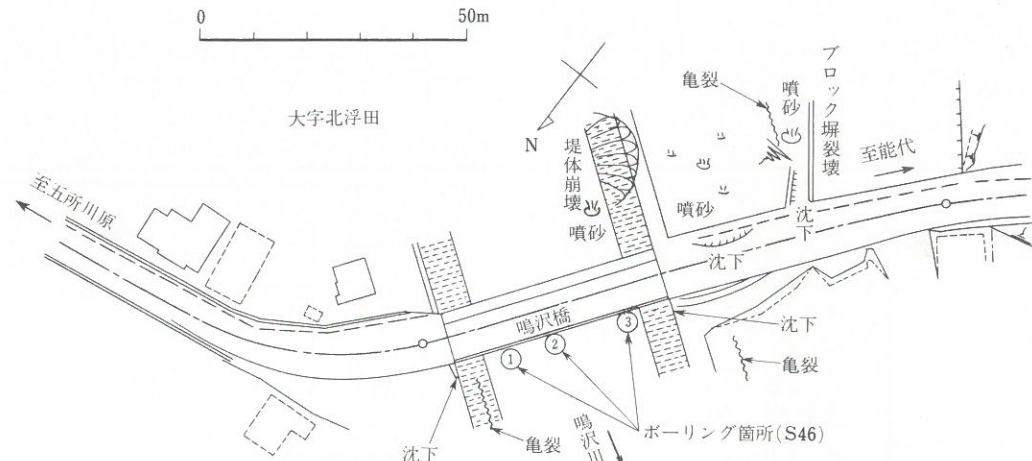
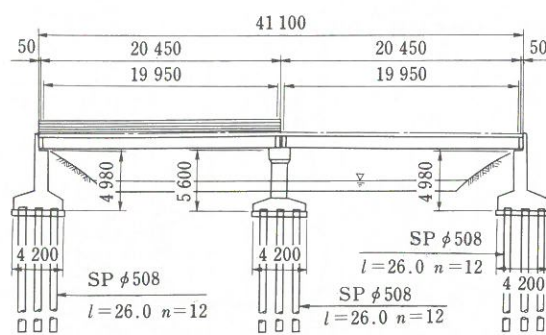


図 4.126 鳴沢橋平面図

側面図



横断面図

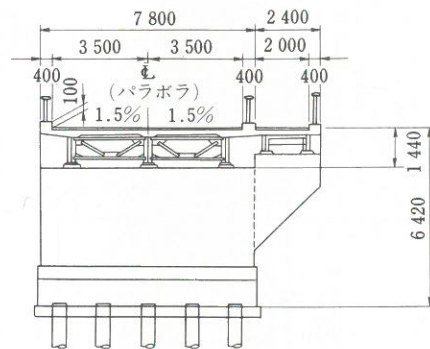


図 4.127 鳴沢橋一般図

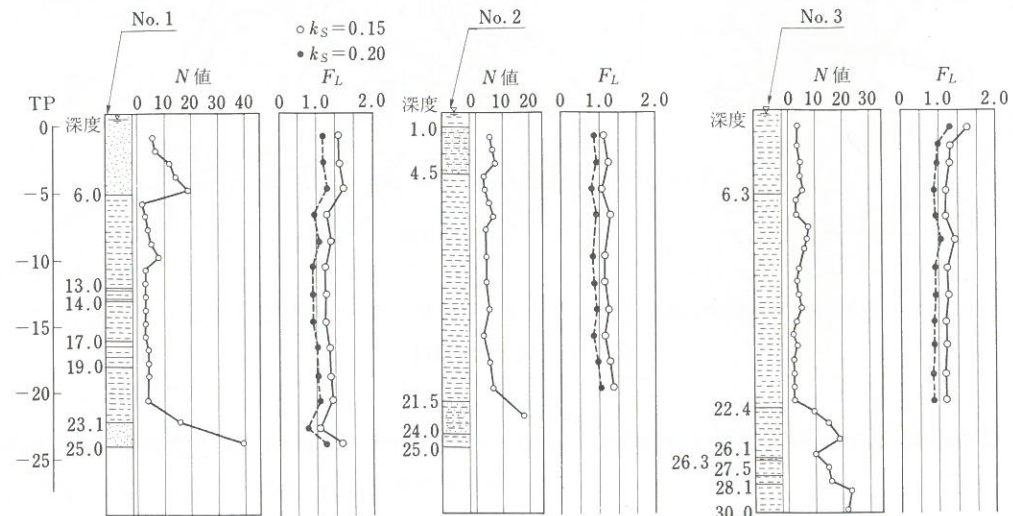


図 4.128 地質柱状図および流動化判定結果(鳴沢橋)

あった。

4.4.4 道路

(1) まえがき

秋田県で被害の大きい所は、直轄国道7号、県管理国道101号、県道では能代男鹿線、秋田男鹿線、琴丘男鹿公園線、男鹿八竜線である。

県管理の上記5路線が、全被害額の約60%を占めている。

また、市町村別では、能代市、若見町、大潟村、男鹿市、秋田市の被害が大きく前記5市町村で全被害額の約80%を占めている。

これらの被害箇所は、県中央部の秋田市から能代市北部に至る線上に集中していることがわかる。

これらの地域は、震源に近い位置にあり、地質的には沖積低地や砂丘地であるため、地盤の液状化現象などにより、被害が集中したものと考えられる。

青森県では日本海側の津軽地方に集中し、被害の多かった主な道路は、国道101号、国道339号、主要地方道鱒ヶ沢蟹田線、屏風山内真部線等であった。このうち鱒ヶ沢蟹田線の鱒ヶ沢町から市浦村にかけては最も被害箇所の多い所であった。主な被災箇所を図4.129に示した。

被害形態と地形区分および地盤区分についてまとめ、その特徴をとりあげ、代表例として国道7号の能代南バイパス、同路線の昭和飯田川バイパス、車力村富滝・牛湯地区の3カ所について述べる。

(2) 国道7号能代南バイパス

資料は、「能代南バイパス地震災害地盤調査報告書：建設省東北地方建設局能代工事事務所」を使用し、被害概要については第5編で述べているので、ここでは液状化について述べる。

調査地は、図4.130に示し、その東西地質断面を図4.131に示す。地形・地質から道路は、砂丘の東縁部および砂丘と段丘間にはさまれた沖積低地に計画されたものである。盛土の基礎地盤は、図4.132の柱状図に示すように、N値が1~25の砂質土層で、盛土材もN値が6以下の砂丘砂である。図4.133に地質縦断面図を示し、表4.12に各土層の土性値を示す。

液状化の判定法は様々あるが、「道路橋示方書・V耐震設計編」による簡便法を用い、 $F_L=1.0$ 以下の砂層は液状化するものと判定することとする。

前述したように、当地における推定最大加速度は、約200galであるために、 $k_h=0.2$ とすれば、 F_L 値が1.0以下になるところは、つぎようになる。

- B-1 : 深度 12~16mの砂(ここは砂丘地である)
- B-2 : 深度 2, 3, 5mの砂
- B-3 : 深度 6, 11, 12mの砂
- B-4 : 深度 3mの砂
- B-5 : 深度 3~10mの砂

液状化を生じたと推定される土層は、図4.133を見ると、第1上部砂層~第2上部砂層と思われ、砂丘間低地に堆積したルーズな砂層である。

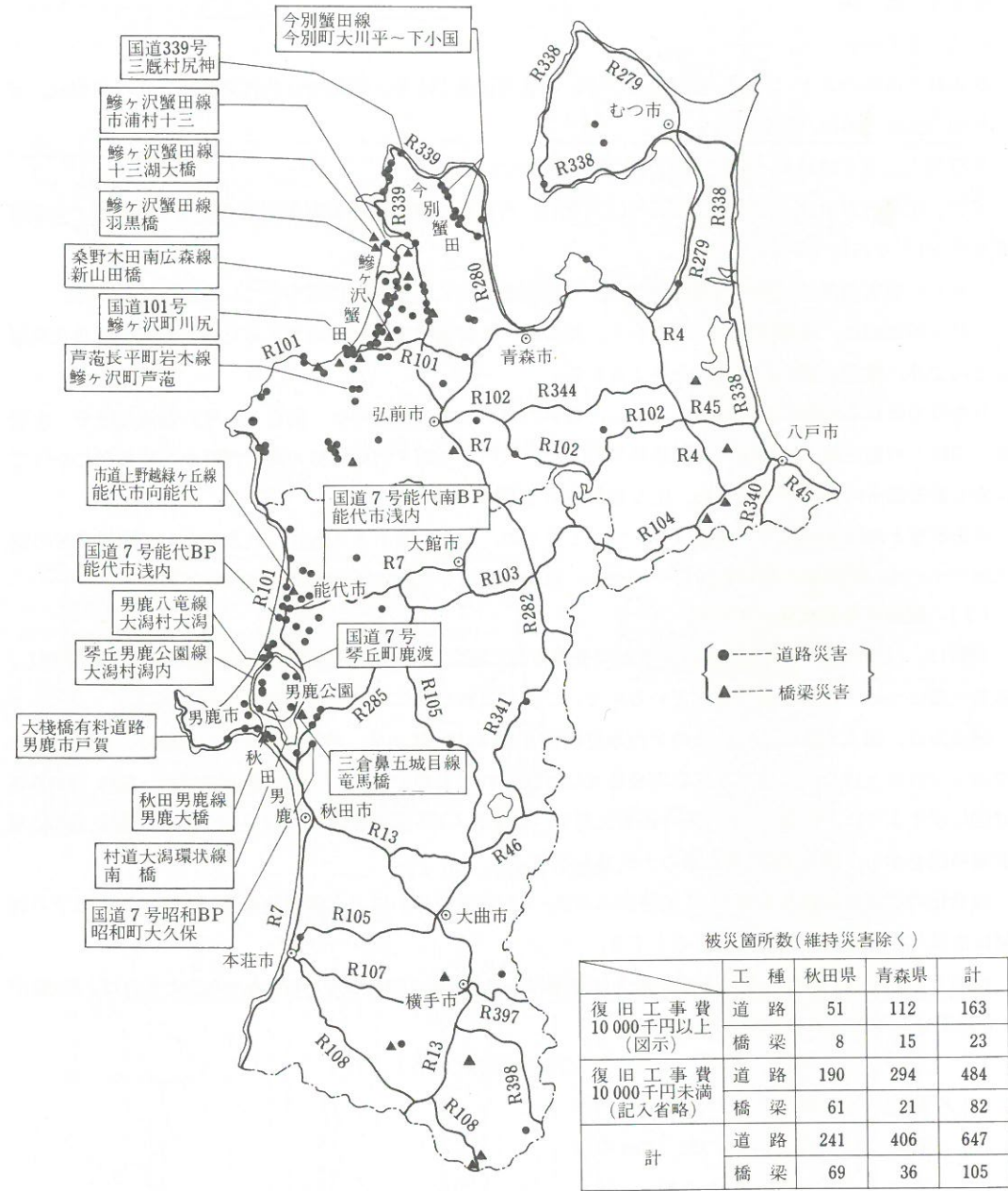


図4.129 道路・橋梁の主な被災箇所(国県道で復旧工事費10000千円以上)



図4.130 調査位置図(能代南バイパス)

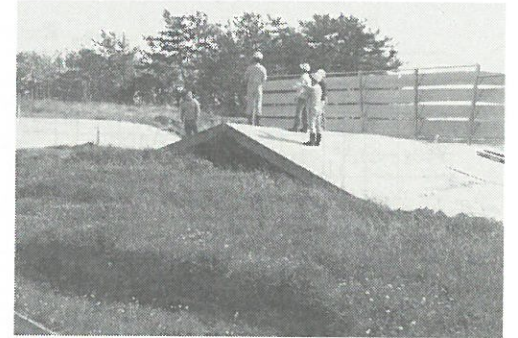


写真4.69 7号能代南バイパス舗装版隆起(CD)(コンクリート舗装)

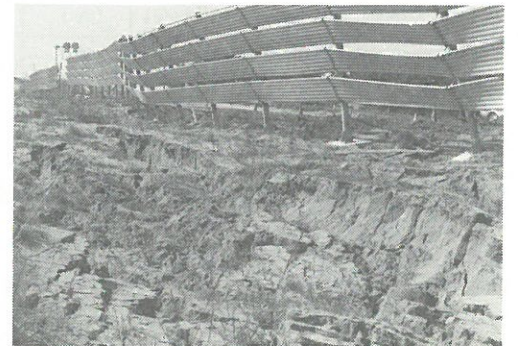


写真4.70 7号能代南バイパス液状化による防雪柵の移動

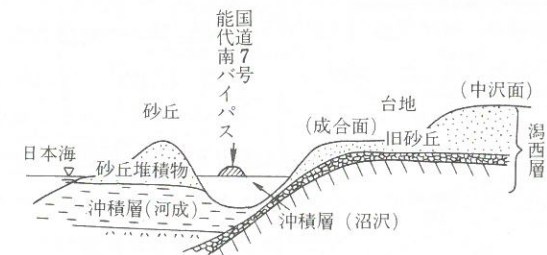


図4.131 地質模式断面図(能代南バイパス)

(3) 国道7号昭和飯田川バイパス

資料は、「秋田7号国道地震災害調査報告書：建設省東北地方建設局秋田工事事務所」を使用し、被害概要は第5編に述べているので、ここでは液状化について述べる。

(a) 地形・地質の特徴 当バイパスは、図4.134のとおり古期砂丘地を走る旧国道7号の東側に構築されたもので、標高100m以下の比較的緩やかな山腹斜面をもつ丘陵地と、井川、豊川、馬踏川等の小河川により開析された樹枝状の谷である低湿地帯を通る。

丘陵地の地質は、新第三紀の泥岩、凝灰岩および第四紀洪積世の砂礫、シルト、ロームからなり、低湿

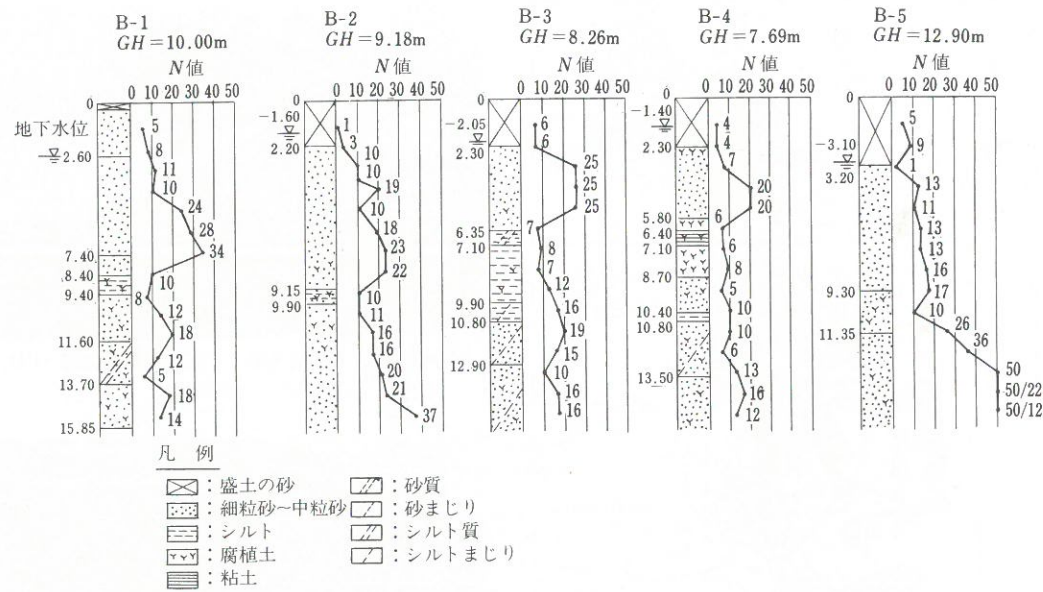


図 4.132 ボーリング柱状図 (能代南バイパス)

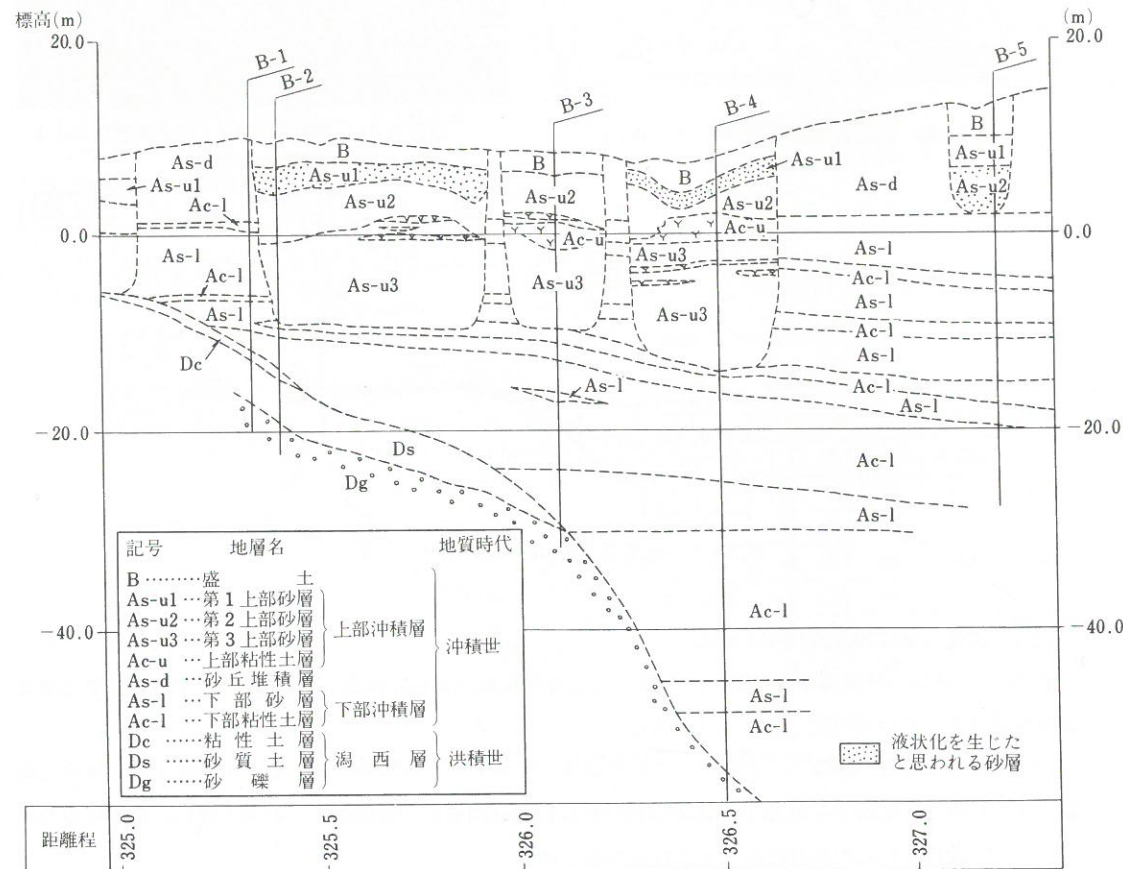


図 4.133 地質縦断面図 (能代南バイパス)

表 4.12 土性値一覧

土層区分	試料数	均等係数 U_c	平均粒径 $D_{50}(m/m)$	自然含水比 $w_n(\%)$	湿潤密度 (推定) $\rho_i(g/cm^3)$	N 値	※1 $q_s^e(kg/cm^2)$	※2 $V_s(m/s)$
盛土	6	2.6	0.34	6.6		6以下	10~150	100~130
上部	第1砂層	7	3.5	0.34	22.5	1~12	20~50	100
	第2砂層	11	6.34	0.32	25.6	13~25	50~200	130~270
	第3砂層	15	22.9	0.106	43.7	10~20	100~190	190~260
中部	粘性土	3	27.2	0.018	47.9	5~16	20~100	190
	腐植土	1	—	0.015	96.2	6	—	—
砂丘堆積物	5	3.1	0.31	21.8	2135	5~34	40~200	—
下部	砂質土	6	8.41	0.25	31.8	15~35	—	220
	粘性土	1	13.6	0.01	47.0	15前後	—	210~220

※1 静的貫入抵抗 ※2 S波速度

地には河川沿いに小規模な自然堤防の発達が見られるものの、表層部2~5mは非常に軟弱な高有機質土が堆積している。

特に、山際部では、この有機質土層の下位に軟弱な粘性土が最大20m程度と厚く堆積しており、施工時には、この軟弱地盤対策に苦慮した区間もあった。

(b) 変状の特徴 今回被害が集中した箇所は、起点側と終点側の低盛土区間のうち表層部に高有機質土層が5m程度と厚く堆積する範囲で、かつ道路横断構造物周辺が特に著しい。そのほかには、これまでの地震でも指摘されていた橋台背面盛土部や、傾斜地盤上の盛土部の被害であった。

低盛土部で被害の著しい地点では、のり尻や将来側盛土の亀裂部から噴砂が認められ、砂質土の液状化が被害の要素を占めていることが予測された。切土部、橋梁、ボックスカルバート、管渠は一部を除き、表面上顕著な被害を認めることができなかった。

豊川を中心とする中央部の低地帯には顕著な被害を認めることができなかった。これは、丘陵地に接する部分はサンドコンパクションパイルで処理されていること、中央部は昭和49年度の調査結果を勘案すると軟弱な高有機質土が薄いことに起因するものと思われる。

(c) ボーリング地点の土性および液状化検討結果 ボーリング地点の土性および液状化検討結果を図4.135に示した。また、表4.13は、各ボーリング地点における液状化指数と付近の被害状況の概要を示したものである。

構造物周辺の調査結果に基づく液状化検討結果でも、287 K 420 M 付近(ボーリング No. 1-1~No. 1-3)では、明確に差がでており、構造物周辺が特に液状化しやすい状態にあったことが定量的に証明された。さらに286 K 600 M 付近と293 K 680 M 付近は、基礎地盤の砂質土もかなりの程度 F_L が1.0を下回っている。前者は旧道、後者はガソリンスタンド等近接の構造物も被害を受けており、計算結果ほどでないにしろ基礎地盤の砂質土もかなり強度低下を起していると考えられる。

(4) 車力村富苑・牛湯地区

青森県西津軽郡車力村の道路被災箇所は、富苑地区・牛湯地区に集中して発生し、同村の道路被災の約

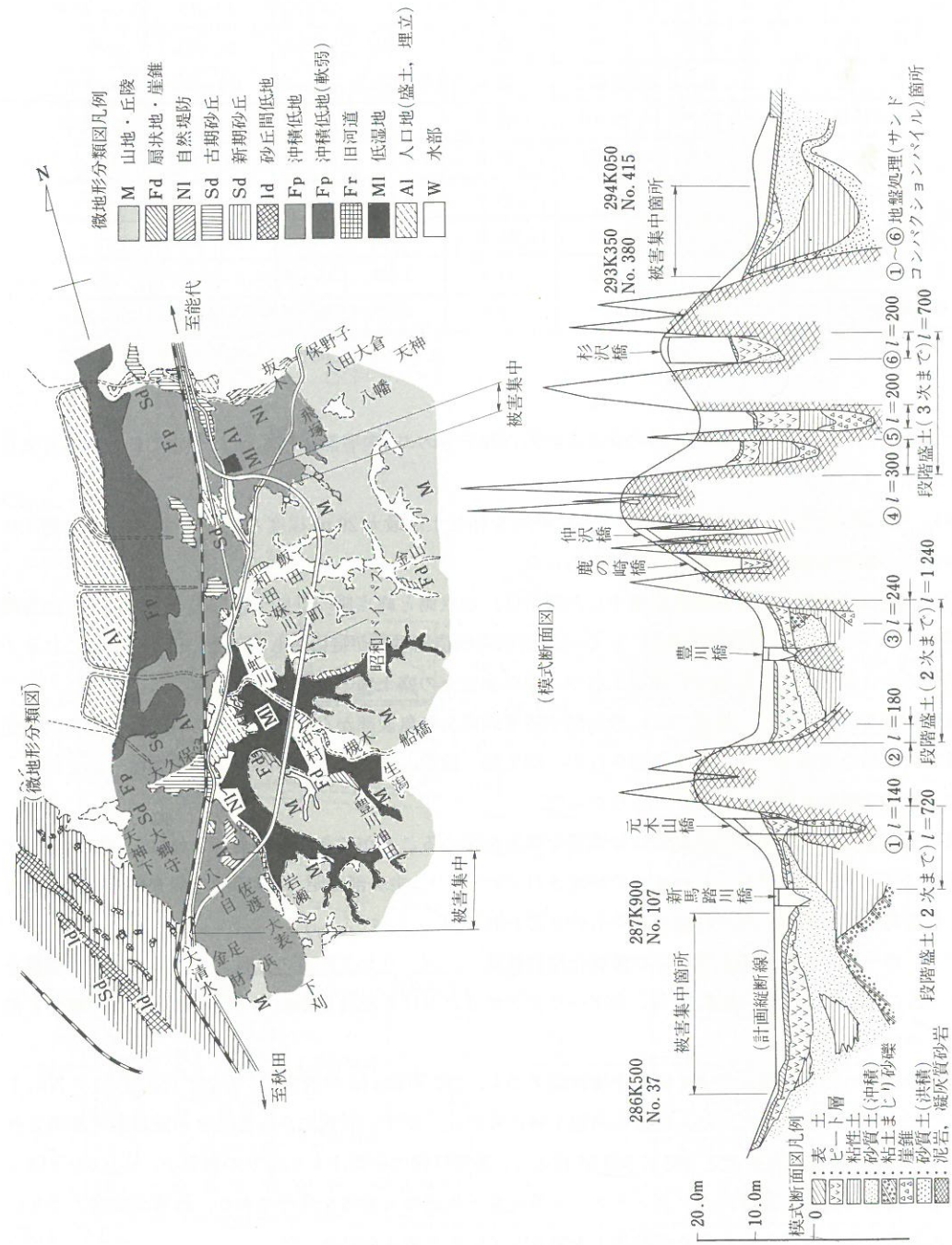


図 4.134 微地形分類図、横式断面図

(1) 表 4.13 液状化指数と付近の被害概況

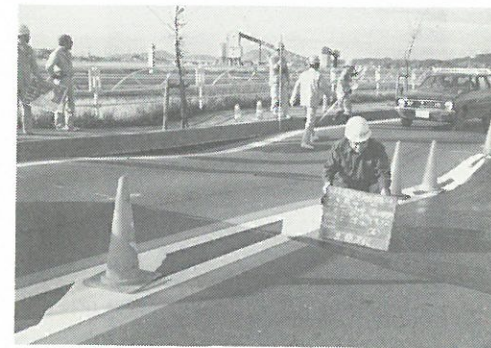
ボーリング No.	調査位置	液状化指数 P_L		構造物	付近の被害概況		
		$A_{max} = 200 \text{ gal}$	$A_{max} = 150 \text{ gal}$		舗装版の沈下	噴砂の状況	その他
1	286.59 km No. 41+00	6.96	1.30	函渠 管渠	5~8 cm	右のり尻	将来側盛土縦断亀裂・段差 (幅 3~10 cm, 段差 10~20 cm) 集水マス: 管渠呑口亀裂 歩道のり尻亀裂 (幅 1~2 cm)
1-1	286.698 km No. 46+13	6.40	1.00	管渠	25cm	左のり尻 (管渠呑口付近)	管渠呑口, 吐口破損, 沈下 将来側盛土縦・横断亀裂 (幅 2~5 cm)
1-2	286.696 km No. 46+11	0.82	0.00				
1-3	286.694 km No. 46+9	0.04	0.00				

(2)

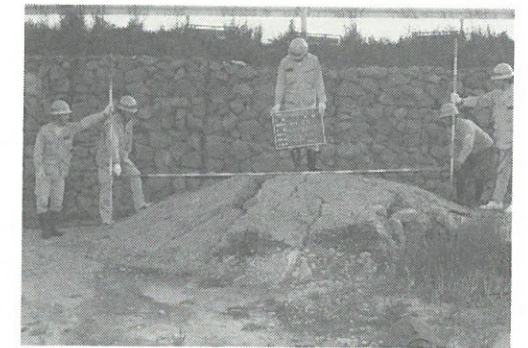
ボーリング No.	調査位置	液状化指数 P_L		構造物	付近の被害概況		
		$A_{max} = 200 \text{ gal}$	$A_{max} = 150 \text{ gal}$		舗装版の沈下	噴砂の状況	その他
8	293.450 km No. 385+10	8.11	5.28	管渠	5~8m	左・右のり尻	・管渠沈下・吐口, 呑口, 集水マス亀裂 ・将来側盛土縦断亀裂・のり尻隆起, のり肩滑落

(3)

ボーリング No.	調査位置	液状化指数 P_L		構造物	付近の被害概況		
		$A_{max} = 200 \text{ gal}$	$A_{max} = 150 \text{ gal}$		舗装版の沈下	噴砂の状況	その他
9	293.670 km No. 396+10	14.89	9.34	管渠	約 18 cm	将来側盛土および右側道	・管渠沈下, 吐口破損 ・側道沈下, 縁石破損 ・U字溝ズレ ・将来側盛土横断亀裂 (幅 5~10 cm)



(液状化による舗装の沈下)
写真 4.71 7号昭和飯田川バイパス



(のり尻部の噴砂および隆起)
写真 4.72 7号昭和飯田川バイパス

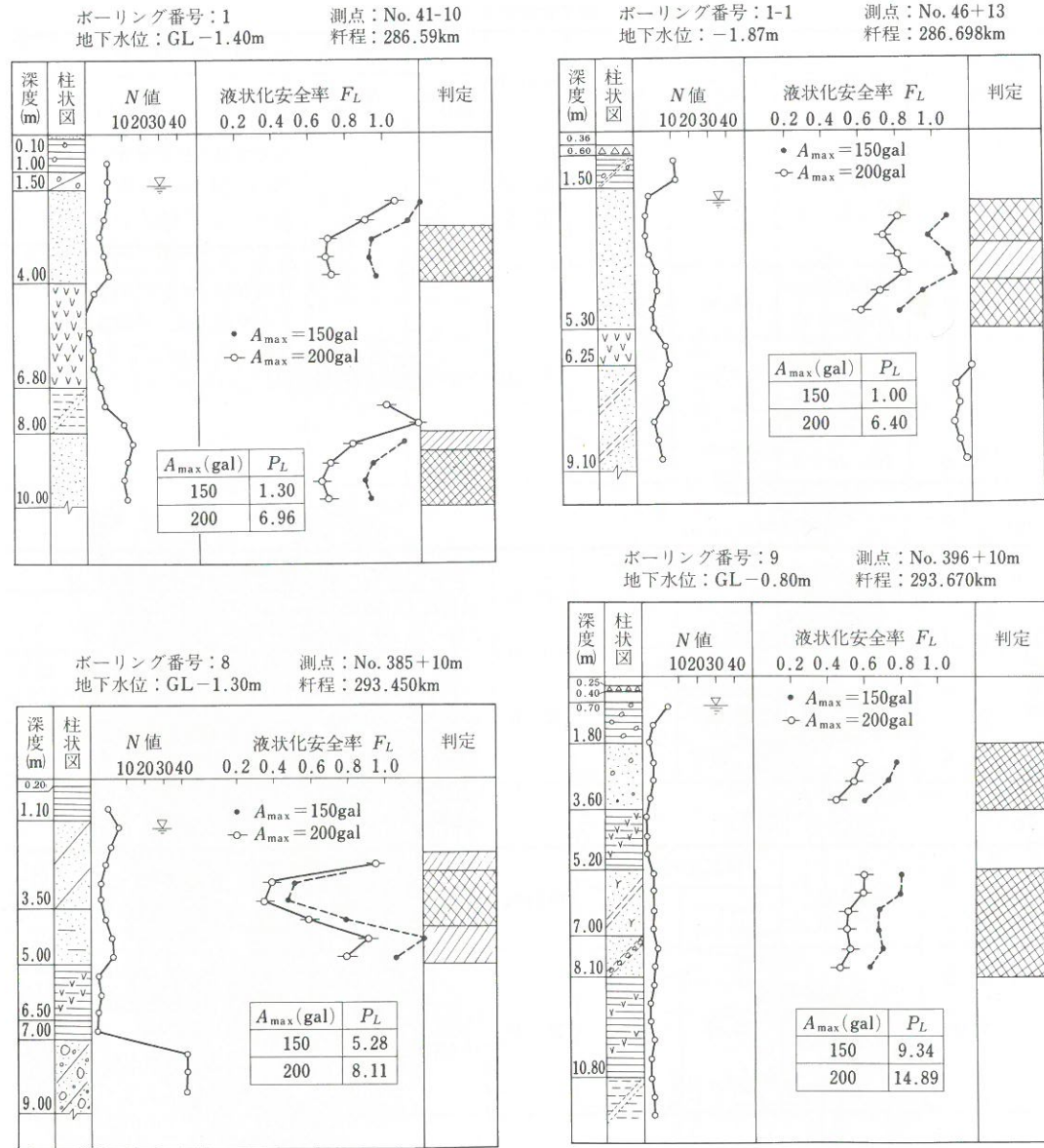


図 4.135 地盤土性・液状化検討結果図

8割を占めている。富菴地区については地すべりに伴う道路陥没が多く、牛潟地区では水田等の隆起や道路亀裂が多く発生している。

被災箇所は道路亀裂が43カ所、道路陥没6カ所、道路崩壊3カ所のほかに橋梁被災2カ所であった。同地区は日本海と岩木川氾濫原平野にはさまれたスイカの産地で有名な屏風山砂丘地域であり、地質は砂丘砂および段丘堆積物で構成され、沢山の沼があり、地下水の高い地域であるために地盤の液状化によって被害が集中したものと考えられる。

そこで、この地域について機械ボーリングを富菴地区2カ所、牛潟地区6カ所の計8カ所、深さ10mで

調査した。また、液状化したと思われる砂の採取は富菴地区5カ所、牛潟地区3カ所、その他の地域3カ所の計11カ所で行った。特に調査地点は被害の大きかった道路またはその付近とした。

調査位置およびボーリング調査結果を図4.136に示す。これによれば、土質はほとんど砂または砂質土であり、地下水は、No. 6, 7孔のほかはほぼ地表近くまで上昇しており、飽和状態であった。

一般に液状化が起こりやすいとされる限界N値と深度の関係(図4.137の破線)からもほとんどの調査孔で地表近くの深度2~4m程度まで液状化現象が発生したと考えられ、また箇所によっては深度10m程度でも液状化の可能性があったことを示している。

次に、各地域から採取した砂の物理試験結果を表4.14に示す。比重は①(雁沼)以外は2.66~2.70と比較的大きな値となった。また粒度特性をみると砂分(2000 μ ~74 μ)が①以外は95.5~99.7%とほとんど砂で構成されていることがわかった。均等係数10以下では液状化しやすく、特に1~3は液状化現象が大きいとされているが、調査結果では2.3~3.8と液状化しやすい砂であることがわかった。



写真 4.73 ボーリング No. 1 (富菴地区) 付近の陥没状況

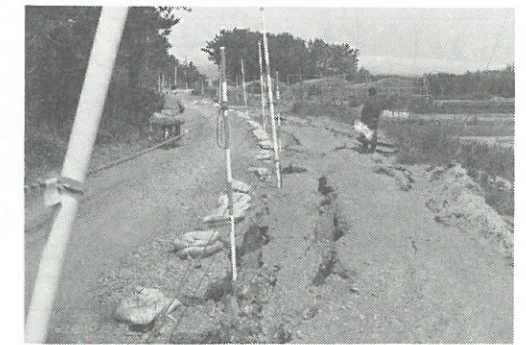


写真 4.74 ボーリング No. 2 (富菴地区) 付近の亀裂状況

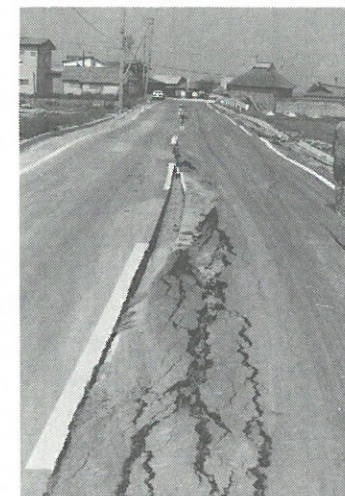


写真 4.75 ボーリング No. 3 (牛潟地区) 付近縦断方向亀裂状況



写真 4.76 ボーリング No. 8 (牛潟地区) 付近の噴砂状況

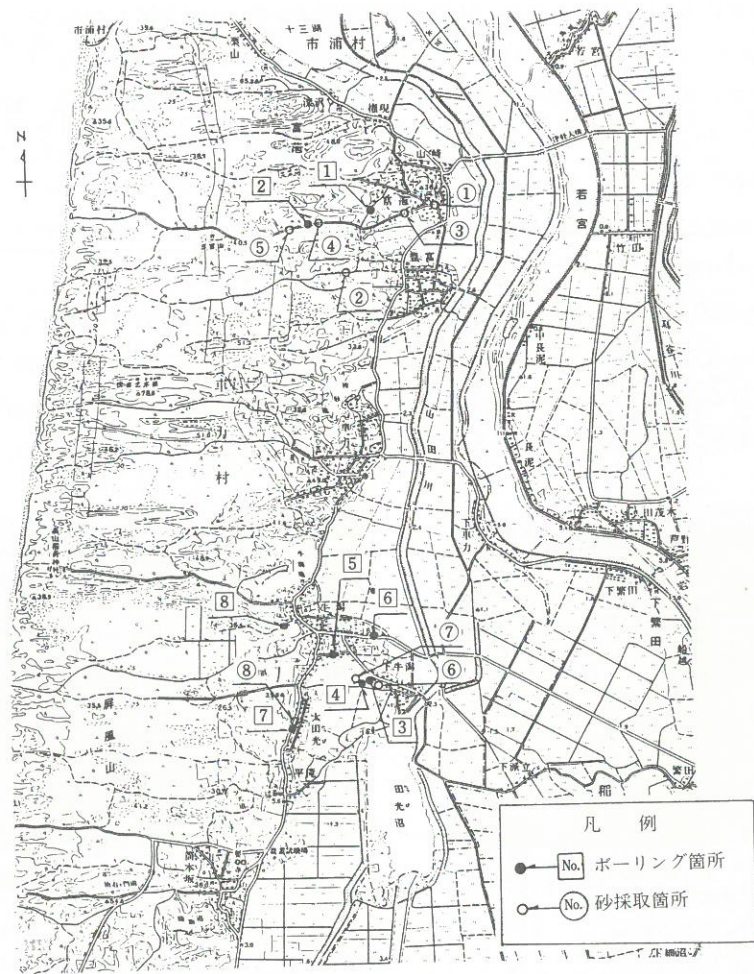


図 4.136 ボーリングおよび砂採取箇所図

図 4.139~4.141 に試験による粒度と液状化しやすい粒度範囲を示す。この図から、⑪ (雁沼) を除いた富蘆、牛潟、その他地区はいずれも特に液状化しやすい範囲の中に分布していることから、地震による地下水の上昇に伴い液状化が急速に進み、被害が集中したものと考えられる。

(5) あとがき

今回の地震被害で特に液状化現象による被害の把握は、非常に難しいことがわかった。たとえば、コンクリート舗装道路の被害などは、目地から流砂が噴き出し、路床が損傷していると推測されても、舗装版を取り除かないと被害状態がわからなかったり、地震後しばらくしてから亀裂が入ったりした箇所があった。

4.4.5 港湾

(1) まえがき

今回の地震により、北海道、青森県、秋田県および島根県の 15 港湾において、港湾施設は総額約 105 億円に達する災害を被ったが、そのうち、秋田県の 5 港湾で全国被害額の約 91% を占めている。なかでも、

表 4.14 砂の試験結果一覧表

採取場所	富蘆					牛潟			その他		
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	平滝沼 ⑨	高山稲荷 ⑩	雁沼 ⑪
試料番号	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪
自然含水比 %	13.37	16.78	7.69	4.72	17.85	23.33	41.97	27.43	6.17	5.15	80.39
土粒子の比重	2.691	2.708	2.683	2.694	2.701	2.685	2.698	2.664	2.703	2.685	2.340
粒度	礫 (2000 μ 以上)%	0.8	0	1.0	0.2	0	0.2	0.9	0.6	0	0
	砂 (2000 μ ~74 μ)%	95.5	99.9	98.6	99.3	99.5	96.5	97.9	98.3	99.2	63.1
	シルト分以下 (74 μ 以下)%	3.7	0.1	0.4	0.5	0.5	3.3	1.2	1.0	0.8	36.9
特性	最大粒径 mm	4.76	2.0	19.1	9.52	2.00	4.76	4.76	9.52	2.00	2.00
	均等係数 U_c	3.5	2.3	2.5	2.6	2.5	3.2	3.8	2.3	3.5	2.1
	曲率係数 U_c'	1.4	1.0	1.0	1.1	1.2	1.2	1.3	1.0	1.9	1.0
コンシステンシー	液性限界 %	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP
	塑性限界 %	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP
	塑性指数 I_p	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP

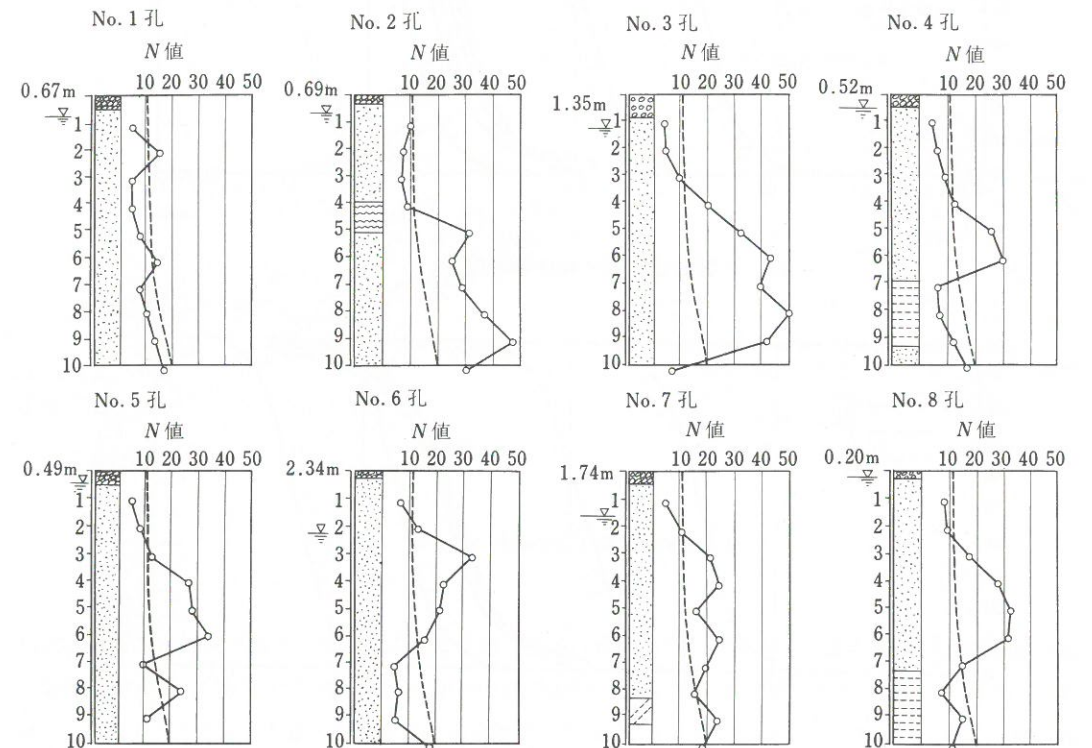


図 4.137 土質柱状図 (N 値)

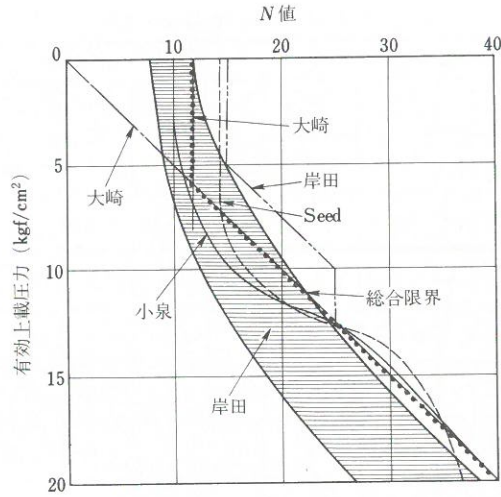


図 4.138 飽和砂質土の液状化の可能性

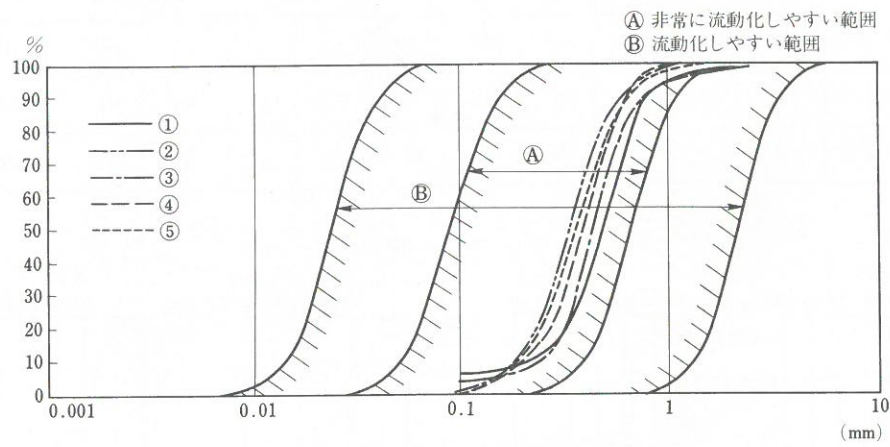


図 4.139 砂の粒度分布(富范)

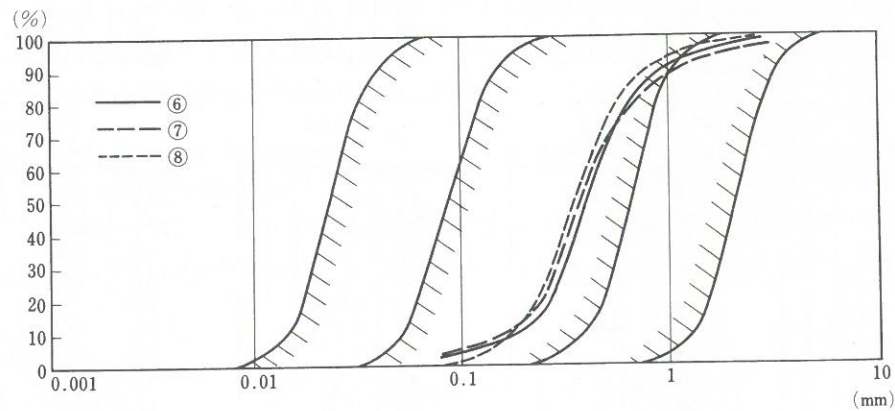


図 4.140 砂の粒度分布(牛潟)

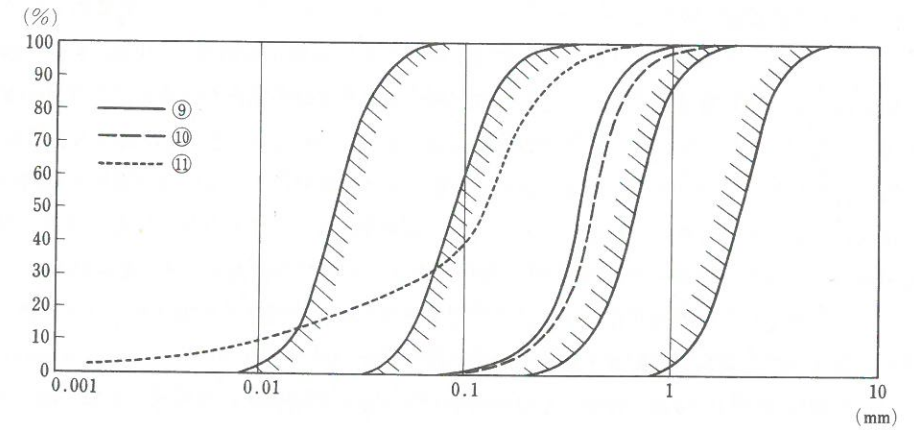


図 4.141 砂の粒度分布(その他地域)

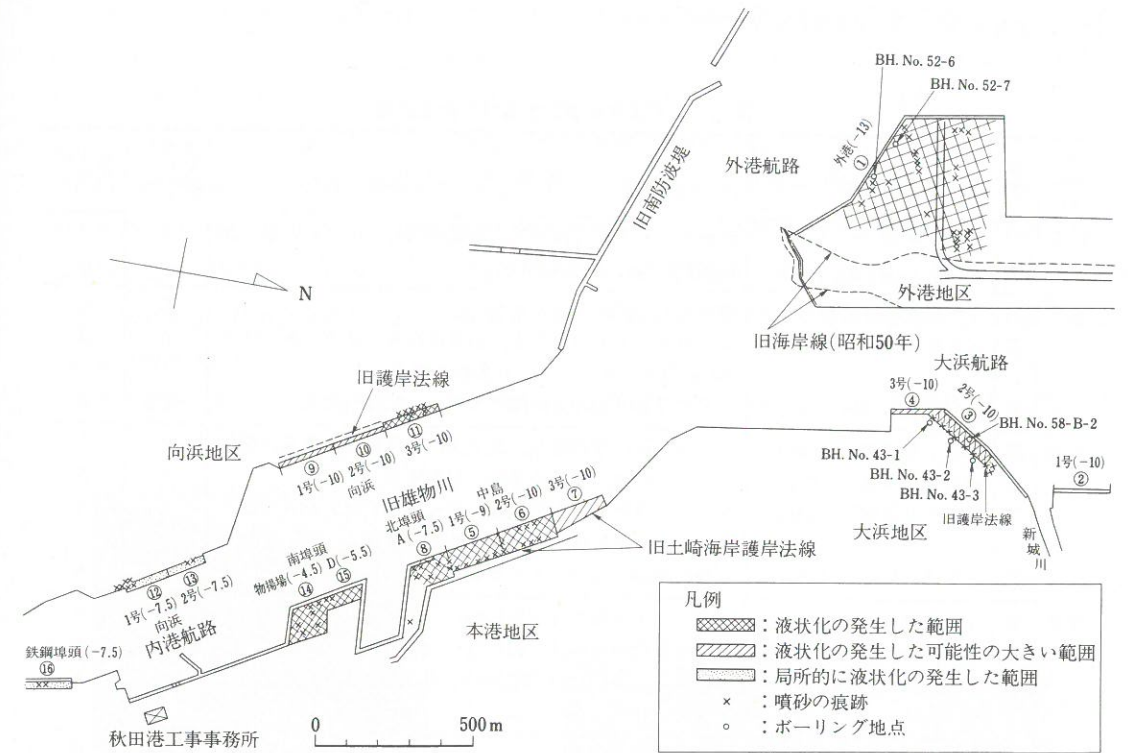


図 4.142 秋田港の施設位置と液状化発生状況

秋田港の被害が甚大であり、大部分の係留施設が崩壊、傾斜あるいは陥没等の被害を受け、その被害額は全国の約61%に達した⁵⁵⁾。港湾施設の被害の詳細については、第6編において述べられているので、本節では、最も大きな災害を被った秋田港の港湾施設を主体に、その他の港湾の主な施設について、施設被害と地盤災害の関連性を検討する。

(2) 秋田港の施設被害と液状化

(a) 一般 今回の地震により秋田港の港湾施設のうち、大浜1号岸壁(-10m)を除くほとんどの主要な係留施設は大きな被害を受け、臨港道路や野積場等には亀裂や陥没がみられ、アンローダの脱輪および折損、上屋の損傷等が生じた。秋田港の施設被害の詳細については、6.2.2に述べられている。

港湾施設被害の大きな原因として、砂質地盤の液状化が大きく関係していることが調査の結果明らかにされた。液状化現象は噴水や噴砂、地盤の大きな沈下、軽量構造物の浮上がり等の現象を伴う。噴水や噴砂が液状化発生の直接的な証拠となるのに対し、沈下の発生は間接的な証拠である。表4.15にこれらの現象に注目して、秋田港における液状化の発生状況、港湾施設の被害の程度との関係をとりまとめて示している。また、図4.142に各施設の配置と液状化発生状況を示す。

現秋田港は旧雄物川河口に浚渫、埋立てを繰り返すことによって造成されたものである。以下では、図4.142に示した各地区の地盤の造成過程、液状化の発生状況とその特徴について述べる。

(b) 外港地区 昭和50年、外港地区の-13m岸壁が建設され、昭和50~53年頃にかけて、外港地区付近の浚渫土砂により背後地が埋立て造成された。

表4.15 秋田港における液状化発生状況

地区名	番号	施設名	各施設の状況	液状化発生の可能性*	被害の程度**
外港	①	-13m岸壁	岸壁および上屋背後一帯に多量の噴砂、エプロン中央部段差約1.0m、灰色の噴水	A	A
大浜	②	1号岸壁(-10m)	噴砂なし、沈下ほとんどなし	D	C
	③	2号岸壁(-10m)	エプロン部1m以上沈下、旧護岸取付け部で一様に60~80cm段差、クラックより多量の噴砂	A	A
	④	3号岸壁(-10m)	2号岸壁寄り約70m区間でエプロン沈下約1.0m	B	A
本港	⑤	中島1号岸壁(-9m)	エプロン取付け部壊滅、沈下大、上屋背後に多量の噴砂	A	A
	⑥	中島2号岸壁(-10m)	クレーン倒壊、多量の噴砂、黒色噴水	A	A
	⑦	中島3号岸壁(-10m)	エプロン背後地盤が広範囲(20m以上)にわたって沈下エプロンは全延長にわたって約30cm沈下	B	A
	⑧	北埠頭A岸壁(-7.5m)	多量の噴砂、陥没、エプロンの沈下大	A	A
向浜	⑨	1号岸壁(-10m)	エプロン中央部の沈下約1.0m	B	A
	⑩	2号岸壁(-10m)	エプロン中央部の沈下約1.0m	B	A
	⑪	3号岸壁(-10m)	エプロン未舗装区間で噴砂のこん跡多数点在エプロンの沈下20~60cm	A	A
向浜	⑫	1号岸壁(-7.5m)	噴砂、軽微な沈下	C	B
	⑬	2号岸壁(-7.5m)	噴砂、軽微な沈下	C	B
本港	⑭	南埠頭物揚場(-4.5m)	エプロンと背後地盤の相対沈下量40~50cm、多量の噴砂	A	A
	⑮	南埠頭D(-5.5m)	同上	A	A
	⑯	鉄鋼埠頭(-7.5m)	軽微な沈下、クラックより噴砂	C	B

注) * { A: 明らかに液状化が発生した
 B: 液状化した可能性が大きい
 C: 局部的に液状化が発生した
 D: 液状化は発生しなかった

** { A: 著しい(構造本体の補修を要す)
 B: 軽微
 C: 被害なし

この地区の埋立て地域において、東西方向に30~40cm幅の3本の大きな地割れが20~30m間隔に生じ、大量の噴砂が見られた。外港-13m岸壁のケーソン岸壁背後9m幅が全延長にわたり、1~1.5m沈下し、護岸のアンカー工が液状化発生により約50cm抜け上がった(写真4.77参照)。目撃者によれば、岸壁進入道路より上屋方向にかけて帯状に高さ約1.0mも灰色の水が吹き上がった。埋立地のN値はN=5前後であり、外港地区全体が大規模な液状化を生じ、ケーソン岸壁、護岸、道路、上屋等に多大な損害を与えた。

(c) 大浜地区 昭和43~45年にかけて、大浜地区が新城川に沿う形で掘りこまれ、現在の大浜2号および3号(-10m)岸壁などの旧護岸となるのり止護岸と積出護岸が建設された。昭和45年には大浜1号(-10m)岸壁が在来地盤に矢板を打設した後前面を浚渫することにより建設された。昭和51年および55年に2号および3号岸壁が旧護岸前面に海砂を陸上からまき出すことにより建設された。

大浜地区においては、2号岸壁エプロンが全域的に1m以上沈下し、旧護岸取付け部との間に60~80cmの段差を生じた。2本のセメントダクトはエプロン部で約80cm、エプロン背後で約120cm海側にずれを生じた。クラックより大量の噴砂が生じ、また、噴水の発生が目撃された。3号岸壁については、2号岸壁寄り約70m区間までのエプロン部において、最大約1.0mの沈下が生じた。一方、2号および3号岸壁背後の旧護岸部においては、沈下等の顕著な変状は認められなかった。また、1号岸壁については、噴砂、沈下ともにみられなかったことは、前述した造成過程とあわせて注目される。

(d) 本港地区 北埠頭に隣接して、中島1号(-9m)岸壁が昭和34~40年に、また、中島2号(-10m)岸壁が昭和40~42年にかけて旧護岸前面を埋め立てることにより建設された。1号岸壁は大浜地区より採取した陸上砂を陸上まき出しによって施工され、2号岸壁は控工前面を浚渫土砂、控工背面を陸上砂により埋め立てた後施工された。また、昭和46年には中島3号(-10m)岸壁が大浜の砂を埋め立てることにより建設された。

今回の地震によりこれらの岸壁において、30~40cm程度のエプロンの沈下が生じ、また、所々に陥没お



写真4.77 アンカー工の浮上がり
と噴砂(外港地区護岸)



写真4.78 エプロン上の噴砂と陥没
[中島2号(-10m)岸壁]

よび噴砂が見られた(写真4.78参照)。中島2号岸壁上では、地震に引きつづいて真黒い水が吹き上がるのがクレーンから目撃されている。旧土崎護岸線付近では20~40cmの段差が生じ、クラックより多量の噴砂が生じた。

(e) 向浜地区 向浜2号(-10m)岸壁が昭和51年に旧護岸前面30mを埋め立てることにより建設され、また、昭和52年には、向浜1号(-10m)岸壁が同様にして建設された。さらに、向浜3号(-10m)岸壁が昭和58年に施工され、地震発生時点ではエプロンの舗装を残してほぼ完成していた。

今回の地震により、1号および2号岸壁のエプロン中央部で約1.0mの沈下が生じた。噴砂は認められなかったが、岸壁法線の側溝付近より黒っぽい水が帯状に吹き上がるのが目撃されている。一方、3号岸壁においては、エプロン部が未舗装であったため、噴砂の発生状況が明白に観察された。すなわち、岸壁法線の約2.0m背後、アンカー工の両側付近に沿って、ほぼ一直線上に、大小の噴砂の痕跡が点在しているのが認められた(写真4.79参照)。岸壁裏埋土の部分露出していたため、明白な液状化発生パターンが残されており、1号および2号岸壁についての液状化発生パターンを類推させるものとして注目される。すなわち、構造物と裏埋砂の接する部分において、過剰間隙水圧による間隙水の逃げ道ができ、地表面に噴砂を生じたものと考えられる。

(3) 秋田港以外の港湾の施設被害と液状化

秋田港以外の港湾については、能代港、船川港、戸賀港において、今回の地震による被害を被った。これらの港湾においては、液状化発生状況に関する調査は秋田港ほど詳細には実施されていないが、いくつかの施設の被害に液状化の発生が関与していたことが認められている。

能代港においては、地震後に来襲した津波により地盤の液状化の発生を証明する噴砂等の痕跡が洗い流されたため、十分には把握されていないが、地盤条件と想定された地震動の大きさから被害の大部分に液状化が関与していたものと考えられている。わずかに残されている液状化の状況証拠としては、中島地区における消波工が一様に約1.0m沈下したこと、大森地区の波除堤が約2.0m沈下し、水没したこと、野積されていた消波ブロックが地中にめりこんだ現象などが認められた(写真4.80参照)。

船川港においては、金川地区護岸背後の地盤に噴砂が認められているが、大きな被害は被っていない。

戸賀港においては、-3m物揚場の本体工の前傾ならびに約50cmのエプロンの沈下などの被害があっ



写真4.79 エプロン未舗装部に点在する噴砂 (向浜3号(-10m)岸壁)

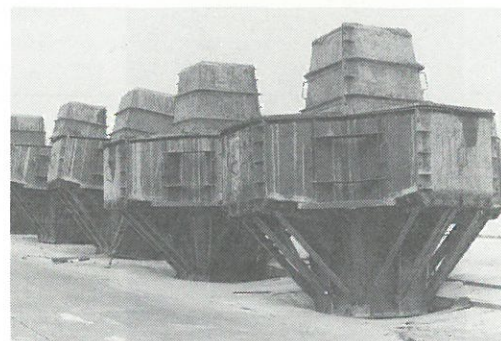


写真4.80 消波ブロックの沈下 (大森地区埠頭用地)

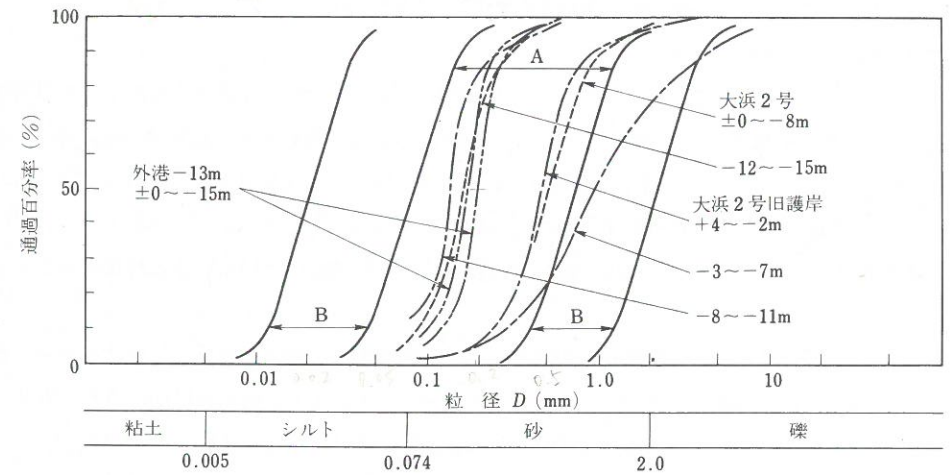


図4.143 試料の粒径加積曲線

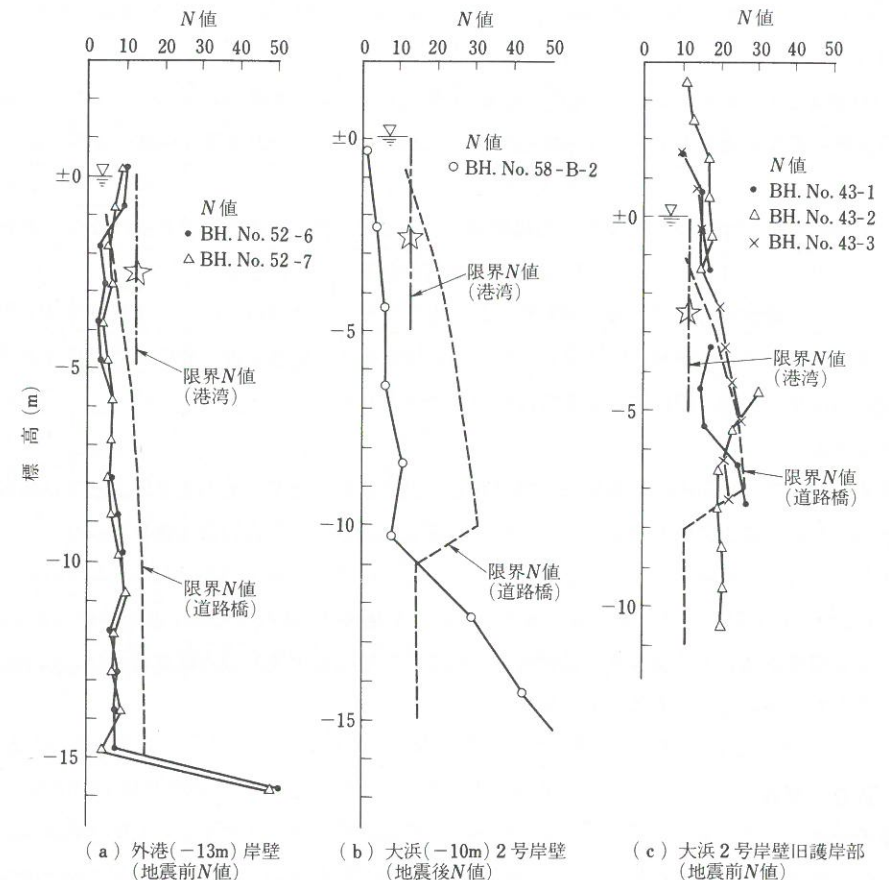


図4.144 実測N値と限界N値の対比

た。これに液状化が関与していたか否かは不明である。

(4) 埋立地盤と在来地盤の液状化の検討

今回の地盤においては、埋立地盤と在来地盤では液状化による被害に大きな差が見られた。その相違は N 値の深さ分布に単的に現われているが、二、三の代表例について、港湾⁵⁶⁾および道路橋⁵⁰⁾の基準による限界 N 値と対比してみることにする。道路橋の場合、 N 値と平均粒径より原地盤の強さ応力比 R を推定し、同時に外力としての繰返しせん断応力比 L を推定し、安全率 $F_L = R/L$ を求める。この場合、 $F_L = 1$ に対応する N 値を限界 N 値とすることにより、実測 N 値および港湾の場合の限界 N 値と対比することとする。

本文においては、検討の対象として、前述した秋田港の被災施設および無被災ないしは軽微な被災を被った施設のうち、外港-13m岸壁、大浜2号岸壁(埋立部)および大浜2号岸壁旧護岸部の場合を取り上げる。地震時の加速度としては秋田港工事事務所における強震記録より、 $A_{max} = 205 \text{ gal}$ を使用した。

図4.142に上述した3ケースのボーリング地点、図4.143に試料の粒径分布を示す。試料は概して液状化しやすい粒度範囲にある。

図4.144に港湾の方法および道路橋の方法により求めた限界 N 値と実測した N 値分布を対比して示す。港湾の方法は地下水面近くの比較的表層に対して適用されるものであり、ここでは地下水面下5m程度までを対象とした。

図4.144(a)および(b)に示すように、外港-13m岸壁および大浜2号岸壁の場合については、港湾の方法および道路橋の方法の両者とも液状化が発生すると判定することとなり実際の現象と矛盾しない結果を与える。

一方、図4.144(c)に示す大浜2号岸壁の旧護岸部については、特に顕著な被害を受けなかったところであるが、用いるボーリングデータにより若干異なった判定を下すことになる。

以上の3ケースの検討において、液状化が明らかに生じたケースについては、いずれの方法も実際の現象を正しく推定する。液状化が明白には生じなかったと推定される場合には、判定が若干異なるケースがあるが、総合的に見た場合、特に大きな矛盾はないと考えられる。

(5) あとがき

今回の地震において、秋田港の港湾施設が特に著しい損害を被ったが、その主原因としては砂質土の液状化現象が明らかに密接な関係を有しており、特に、埋立地においてその影響が著しかった。

液状化の発生が必ずしも被害をまねくとはかぎらないことは過去の被災例の検討⁵⁹⁾により明らかにされている。本文で主として取り上げた秋田港の事例においても表4.15に示したような相違がある。このような事例の詳細な解析を通して、液状化と被害程度の関係の定量的な評価方法の確立ならびに液状化予測方法の精度の向上をはかることが今後とも必要であろう。

4.4.6 溜池・ダム

(1) まえがき

溜池被害は、青森県・秋田県の全域および北海道・宮城県・山形県の一部に及んだ。全県で238カ所の溜池が、何らかの被災を受け、その内訳は、青森県で123、秋田県で109、北海道で4、宮城県・山形県で各1カ所である。表4.16は、青森県・秋田県での各市町村別の被災率を示したものである。図4.145は、

表4.16 青森県・秋田県の各市町村別溜池被災率

(1) 青森県

(2) 秋田県

市町村名	全溜池数	被災溜池数	被災率(%)	市町村名	全溜池数	被災溜池数	被災率(%)
十和田市	107	1	0.9	秋田市	98	3	3.1
三沢市	15	1	6.7	能代市	29	13	44.8
青森市	63	5	7.9	男鹿市	64	21	32.8
弘前市	130	6	4.6	鹿角市	36	1	2.8
黒石市	15	2	13.3	鷹巣町	46	2	4.3
五所河原市	94	10	5.3	比内町	20	1	5.0
七戸町	19	1	5.3	森吉町	35	4	11.4
百石町	4	1	25.0	合川町	52	7	13.5
蟹田町	31	4	12.9	琴丘町	26	15	57.7
浪岡町	54	4	7.4	二ツ井町	19	3	15.8
金木町	47	1	2.1	山本町	50	3	6.0
中里町	40	7	17.5	藤里町	13	1	7.7
鶴田町	5	1	20.0	八竜町	14	8	57.1
鱒ヶ沢町	432	34	7.9	五城目町	25	7	28.0
木造町	63	12	19.0	昭和町	9	4	44.4
深浦町	74	4	5.4	飯田川町	11	1	9.1
森田村	18	5	27.8	若美町	18	9	50.0
東通村	13	1	7.7	雄和町	56	1	1.8
階上村	27	1	3.7	由利町	79	1	1.3
蓬田村	26	8	30.8	西仙北町	41	3	7.3
市浦村	21	4	19.0	西目町	18	1	5.6
岩崎村	11	2	18.2	その他	1 172	0	0
車力村	29	7	24.1	全体	1 931	109	5.6
西目屋村	3	1	33.3				
その他	449	0	0				
全体	1 790	123	6.9				

*) 溜池数は次の資料に基づいて算出
 青森市：「農業用ため池調査」昭和58年度、青森県
 秋田県：「農業用ため池実態調査」昭和47年度、秋田県
 **) 被災溜池数は被災査定数

各市町村別の被災率を図示したものであり、八郎潟周辺地域と青森県西部に被害が集中していることがわかる。この地域は震央距離でおおむね70~120 km、震度階5である。

被災は、堤体の沈下、上下流すべり、堤体縦横断方向のクラック、取水施設の破損、および堤体の決壊・流失があり、1つの溜池で、いくつかの被災形態をなしているのが大部分である。被災形態のくわしい分類は、10編に書かれているので、ここでは省略する。なお天端沈下の大きなもの、堤体の決壊・流失を起こしたものについては防災上特に重要であるため、次に詳しく述べることにする。

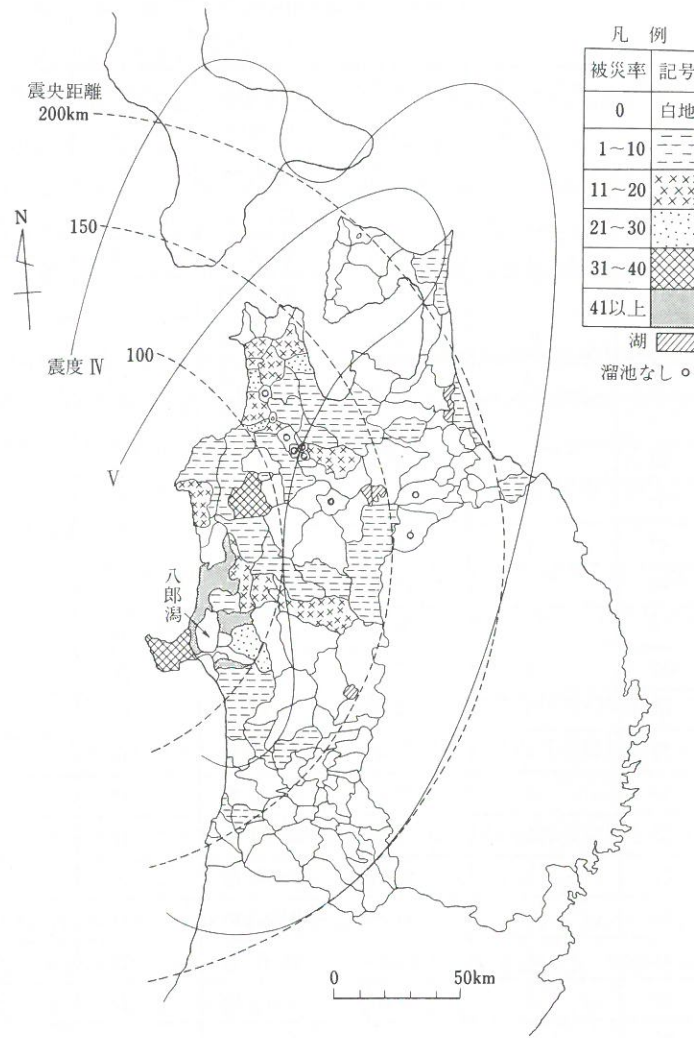


図 4.145 市町村別溜池被災率

(2) 溜池の被害状況とその特徴

(a) 被災程度の大きい溜池について 被災した 238 カ所の溜池の大部分は、クラック・斜面のすべり等の比較的軽微な被害であった。しかし、数は少ないが貯水が出来なくなるほどの大きな被災を受けた溜池もいくつかある。ここでは被災の大きかった溜池として、① 天端沈下が 1 m 以上、② 堤体の一部（斜樋・底樋を含む）の決壊・流失が生じ貯水ができなくなったものを対象とする。① は沈下が 1 m を越えた場合には越流・決壊する可能性ありとしたためである。

表 4.17 は、上記のような基準で、被災の大きかった溜池をまとめたものである。このほかにも北海道の桧山支庁管内にある、「しろおか第一」（堤高 5 m）の決壊も報告されている。

青森県では被災の大きかった 5 カ所のうち、3 カ所が決壊して、貯水ができなくなった。「勘助」は天端沈下が大きかったが、天端から貯水高までの余裕高が 1.5 m 程度あったため、決壊はまぬがれた。「勘助沼」は後にくわしく述べるが、被災原因は堤体の一部および基礎の液状化によるものと考えられる。「第一田野

表 4.17 被災の大きかった溜池

名称	所在地	諸元		主な堤体材料	斜樋、底樋の位置	築堤年、最終改修年	主な被災状況
		堤高	堤長				
泉沢奥	秋田県琴岡町	10.5	78.0	砂質土	堤体左岸	大正5年 改昭和18年	上流側のすべりにより堤体中央部で天端が1~1.5m沈下
鹿渡渉	秋田県琴岡町	6.0	32.0	粘性土	堤体中央	明治40年	堤体やや右岸よりで、斜樋、底樋を中心にした所で、幅4mにわたって堤体が決壊、流失
赤禿	秋田県能代市	3.4	80.1	砂質土	堤体右岸	大正14年	堤体右岸の斜樋、底樋を中心にして幅3mにわたって堤体上流側半分が陥没
一の沢	秋田県能代市	5.5	161.0	粘性土	堤体右岸	不明 改昭和31年	堤体上流側のすべりにより天端が沈下し越流して幅20mにわたって堤体が決壊、流失
松木沢	秋田県若美町	3.0	30.0	砂質土	堤体中央	昭和初期	堤体やや右岸よりで、斜樋、底樋を中心にして、幅6mにわたって堤体が決壊、流失
うの木1号	秋田県若美町	5.0	70.0	砂質土	堤体中央	明治末期 改昭和39年	堤体下流側のすべりにより、堤体中央部の斜樋、底樋を中心にして幅17mにわたって堤体が決壊、流失
うの木2号	秋田県若美町	2.5	52.0	砂質土	堤体中央	明治末期	1号の決壊による増水で越流し幅10mにわたって堤体が決壊、流失
うの木3号	秋田県若美町	3.5	70.0	砂質土	堤体中央	明治末期	1号の決壊による増水で越流し幅16mにわたって堤体が決壊、流失
宮沢	秋田県由利町	6.0	45	砂礫質粘土	堤体中央	昭和26年	堤体右岸で地山との取りつけ部で幅4mにわたって堤体が決壊した
大堤	秋田県能代市	4.0	146.0	砂質土	堤体左岸	不詳 改昭和30年	先端中央で最大1.10mの沈下
上大沢	秋田県八竜町	3.5	83.5	粘性土	堤体左岸	不詳	先端中央で最大1.2m沈下
勘助沼	青森県木造町	5.4	202.0	砂質土	堤体左岸	不明 改昭和43年	堤体左岸よりの部分を中心にして天端が最大1.8m沈下
第一田野沢	青森県深浦町	4.0	60.0	砂礫質粘土	堤体中央	昭和45年	堤体が35mにわたって決壊、流失
芋久保	青森県十和田市	5.0	21.5	粘性土	堤体中央	昭和初期 改昭和43年	堤体が巾14mにわたって決壊、流失
金井沢	青森県東通村	2.0	100.0	砂質土	堤体左岸	昭和22年 改昭和50年	左岸部で幅6mにわたって決壊、流失
六沢	青森県森田村	5.3	222	粘性土	堤体左岸	不詳 改昭和37年	先端中央で最大1.5mの沈下

沢」については堤体下に河床砂礫が存在するため、地震前から堤体下の漏水があって、それが被災を大きくしたものと考えられる。

秋田県では被災の大きかった11カ所のうち7カ所が決壊した。「泉沢奥」は余裕高が3.5mあったため越流しなかった。「赤禿」については堤体右岸の下流側法が残ったが実質的には貯水が不可能となった。被災原因としては地震により底樋が破損して、その部分から堤体土の流出が起こり堤体の陥没が生じたものと考えられる。「一の沢」、「鶴の木(1号～3号)」については後に述べるので省略する。「松木沢」は決壊後に応急盛土をしたが、余震(6月21日)により、応急盛土した部分がさらに約40cm沈下した。「宮沢」は、地震前から堤体左岸取付け部で漏水が多かったため、その部分が、弱点となっていて決壊したものと考えられる。

以上が被災の大きかった溜池の被災の概要であるが、これらのことから次のようなことがいえる。

- ① 堤体主体材料では砂質土が10カ所、粘性土が6カ所と砂質土の割合が多い。
- ② 決壊・流失した溜池の被災箇所は堤体中央付近であるものがほとんどである。
- ③ 堤体中央部以外の箇所が決壊した例は2例であり、その内1例は地山との取付け部での漏水が地震前からあったことが原因と考えられる。

決壊後、いくつかの溜池について堤体・基礎の土質調査を行った結果によると、被災箇所は沢の旧ミオ筋にあたる部分で、もっとも軟弱層の厚い部分にあたる。これらの箇所は堤体中央付近にあることが多く、軟弱層の圧密により地震前に沈下がすでに相当あった溜池もある。取水施設(斜樋・底樋)も水の有効利用等の理由から、旧ミオ筋付近にあることが多いが、老朽化により底樋の回りが潤んでいることが多い。溜池がどのように決壊したかは、目撃されていないため詳細には分からないが、地震により上・下流斜面のすべり等が発生し堤体が沈下して、越流決壊したものと推定される。以上のように堤体中央付近は、①地震前にすでに沈下していることが多い。②旧ミオ筋にあたり、軟弱な層が厚い。③アバットメントの拘束力が弱い。④取水施設があり、老朽化により弱部となっていることがある、等の複合作用により被害が集中して起こるものと考えられる。

次に堤体の決壊が地震後、数時間または1日以上を経て生じることがほとんどであると以前から指摘されているが⁵⁵⁾、今回の地震の被災調査からはこのような事実を見い出せなかった。溜池のある場所が人里離れていたため決壊に翌日気がついた例もあるが、その他の決壊の時間がはっきりしている8例の内、パイピングにより遅れて決壊した「芋久保」の1例を除くと、遅くとも60分を越えないうちに決壊している。

(b) 被災溜池の分布と地盤 青森県の溜池災害は津軽半島西部に集中しており、図4.146のように特に木造町、車力村などの地域に集中している。これらの地域は屏風山砂丘に沿ったところであり、基礎が砂質地盤より成っているため地盤の液状化が随所で見られたところであり、他の農地災害も数多く発生している。地盤の液状化に加えこの地域は震央から近いので、被災率が高かったと考えられる。鱈ヶ沢町も被災率が低かったが、被災は34カ所にも及んだ。このほかにも津軽半島の中央部、東部にも被災溜池は分布している。

秋田県では、八郎潟周辺の若美町、八竜町、能代市、琴岡町などで大きな被災を受けている。この地域は能代市から若美町にかけて広がる秋田北部砂丘であり、各所で地盤の液状化も見られた所で、震央から近いため被災率が高かったと思われる。男鹿市の地盤は第四紀洪積世の潟西層であり良く締まった砂質地盤であったため、震央距離が若美町などより近い割りに被災率が低かったと考えられる。

このほかにも秋田市周辺にも被災数は少ないが被災溜池が分布している。

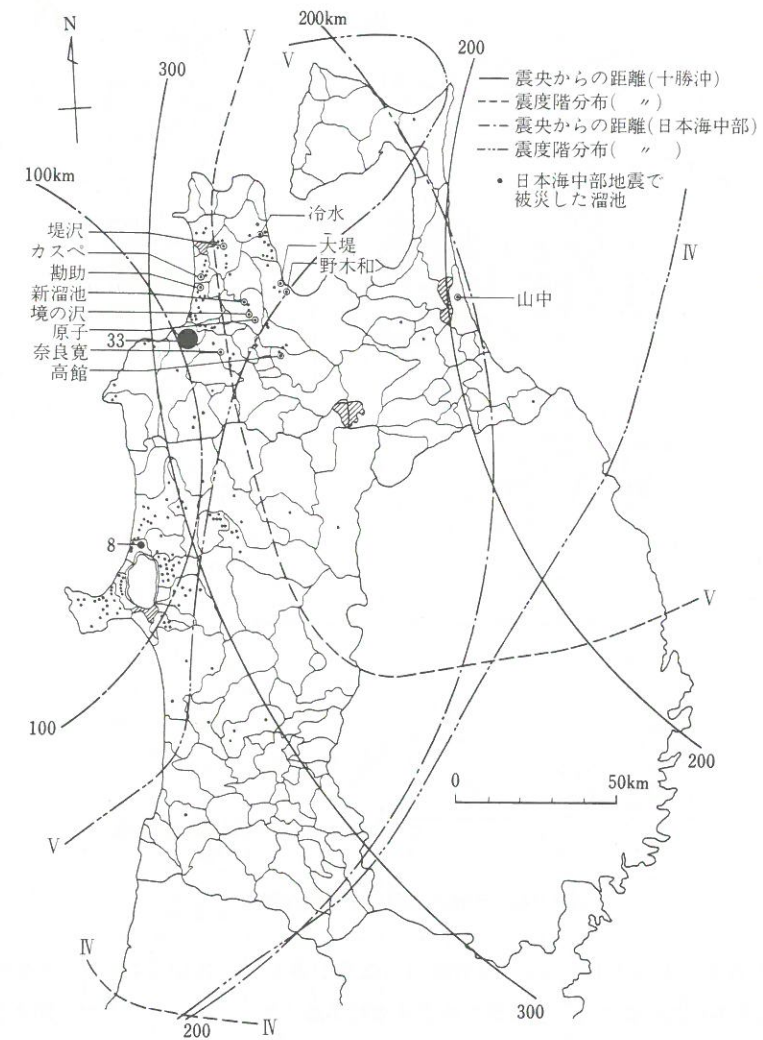


図4.146 日本海中部地震と十勝沖地震とも被災した溜池

溜池の場合、沢をせき止めて作ることが多く、沢に堆積した堤体直下の地盤(地質)が被災程度に大きく影響する。このため溜池の被災と地形・地質の関係を考える場合、付近の地形、地質から見て地盤が地震に弱いからといって、溜池が被災しやすいとは一概に言えない。すなわち溜池は、堤体直下のように非常にせまい範囲の地形・地質に依存するので一般の地盤災害と同一には議論できないと考えられる。堤体土についても、近くの土取場から採取されているのが大部分であるが、たとえば付近の土質が砂であっても、表層の風化した土を用いるなどの選択的な採取が行われることが多い。

したがって今回の地震でも溜池が特定の地形・地質に集中しているとはある程度は言えるが、むしろ個々の溜池の直下の地盤はどうであったか、堤体の状況がどうであったかということの方が被災に大きな影響を与えると考えられる。

(c) 過去の地震被害との対比 今回の地震では、秋田県・青森県に被害が及んだが、昭和43年5月

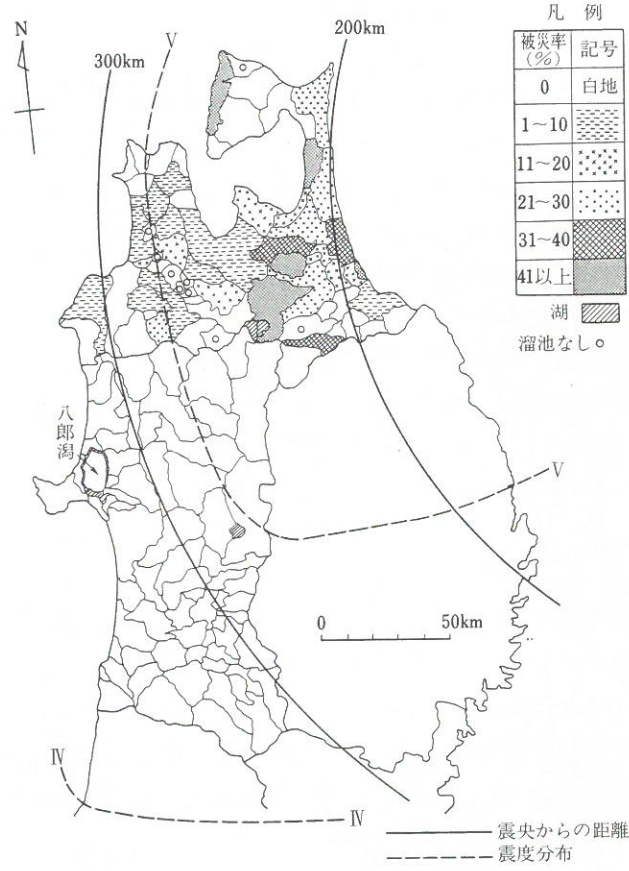


図 4.147 十勝沖地震による溜池被害

に発生した十勝沖地震では図 4.147 のように青森県に被災が集中し、他県にはほとんど溜池の被災はなかった。しかし日本海中部地震では、青森県の被害は津軽半島に集中していることが、図 4.146 からわかる。このことは震央距離およびマグニチュードの違いによるものであろう。震度分布で見ると、両地震において被災を受けた溜池は両地震での震度階Vに囲まれる範囲に、ほぼ入ることがわかる。

図 4.146 中には、両地震とも被災を受けた溜池 12カ所を示している。これらの堤体の主体材料は、砂質土が 6、粘性土が 6カ所である。表 4.18 は両地震で被災を受けた溜池について、被災状況および復旧工法を比較したものである。被災の多くは堤体に亀裂が入った程度であるが、十勝沖地震では「勘助」、「山中」が、日本海中部地震では「勘助」、「大堤」の被害が大きかった。「勘助」、「山中」の被災の形状が似ており、両地震とも大きな被災を受けていることは注目される。「勘助」については、詳しく土質調査がなされているため、被災原因は液状化による可能性が大きく、また、十勝沖地震のさいの被災状況と今回の被災状況はよく似ており、被災原因は同じ液状化であると考えられる。

(d) 震災前の貯水位と天候の影響 震災を受ける直前の貯水位が、被害の大きさに大きく影響する。(a) で述べたように堤体の沈下が大きいとしても、貯水位が低ければ被害は少なくすむことになる。図 4.148 は今回被災した溜池の水位余裕高と被災数を示したものであるが被災は(堤高-被災時の水位)堤高が 0.6~1.0 に集中していることがわかる。溜池の場合には、震災前の降雨がどの程度であったか、稲作

表 4.18 日本海中部地震、十勝沖地震とも被災した溜池

名称	所在地	諸元		十勝沖地震 主な被災状況	復旧工法	日本海中部地震 主な被災状況	復旧工法
		堤高	堤長				
堤沢	五所川原市	5.4	75	堤体亀裂、漏水	グラウト工	天端クラック(深さ1m, 長さ4m) 斜樋と底樋のつなぎ目のずれ	ベンチカカットして再盛土
カスベ	車力村	2.5	200	取水塔のり崩壊	逆T型コンクリート擁壁	堤体およびコンクリート擁壁に亀裂・沈下	被災部をカットして再盛土張りブロック
勘助	木造町	5.4	202	上・下流のり面滑落 天端沈下漏水	滑落部分をベンチカカットして再盛土・前刃金および上流のり面張りブロック工, クラウト工	堤体沈下, 上流のり面滑落, 張りブロックのすべり	ベンチカカットして、前刃金による再盛土, 張りブロック復旧
新溜池	五所川原市	3	61	斜樋および底樋の決壊	種管工一式(コンクリート)	天端クラック	被災部をカットして再盛土, 上流のり面保護工(筋芝)
境の沢	五所川原市	8	305	堤体に亀裂、漏水	グラウト工	天端クラック、底樋の沈下	ベンチカカットして再盛土, 底樋の復旧
原	五所川原市	6.6	200	護岸ブロック崩壊	ブロック積み直し	天端クラック	被災部をカットして再盛土, 上流のり面保護工(筋芝)
奈良寛	弘前市	14.1	200	漏水、底樋の亀裂	グラウト工	天端クラック(幅0.5~2cm 深さ2m, 長さ200m) 上流のり面の亀裂	ベンチカカットして、前刃金を挿入し再盛土, 張りブロック
高館	黒石市	5	109	堤体中央部(L=30m)にわたる幅5cm~20cm, 深さ2mのクラック	被災部をベンチカカットして再盛土, 上流のり面張石	天端クラック(幅15cm, 深さ4m, 長さ90m)	ベンチカカットして前刃金を挿入し再盛土, 張りブロック工
冷水	蟹田町	6.4	101	堤体亀裂およびのり面崩壊	亀裂および崩壊箇所をベンチカカットして再盛土, 縦樋, 底樋余水吐新設	上流のり面の張りブロック崩壊	上流のり面に前刃金を挿入し再盛土, 張りブロック工
大堤	青森市	4.8	160	縦樋の回りの護岸の破損	護岸復旧	堤体中央部で天端が1m沈下右岸曲折部で0.7mの沈下	ベンチカカットして前刃金を挿入し再盛土, 張りブロック工
野木和	青森市	2.8	210	堤体に亀裂	亀裂箇所をベンチカカットして再盛土	天端の亀裂, 下流のり面からの漏水	ベンチカカットして前刃金を挿入して再盛土
山中	三沢市	4	110	堤体(L=13m)決壊 取水門決壊	中心コアタイプ、取水門復旧	堤体中央部で天端が0.8m沈下 上流のり面のクラック	張りブロック工

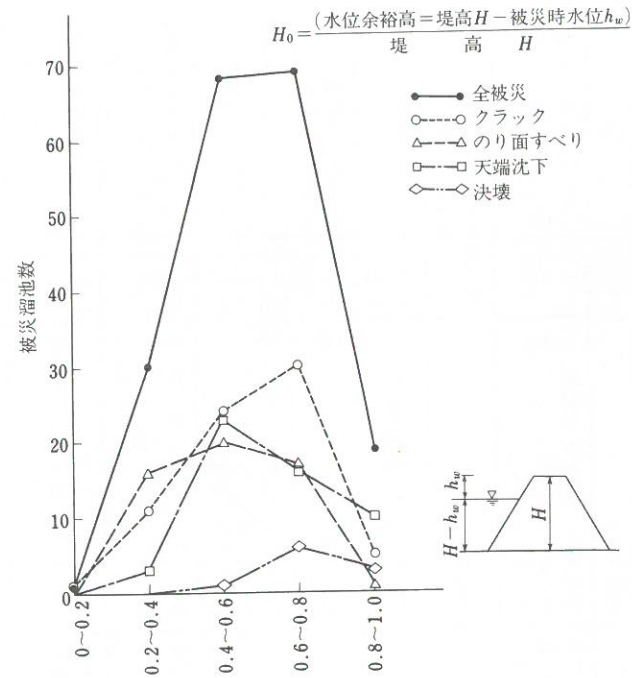


図 4.148 水位余裕高/堤高～被災溜池数

の水需要がどうであったかがこの貯水位に関係してくる。

日本海中部地震では、5月16日～17日にかけて、青森県・秋田県に累計50～80mmのまとまった降雨があったが、それ以降降雨は少なかった。しろかきおよび田植えはすでに終わっていて、水の需要期にあったため溜池の貯水は満水位の2/3程度の状態のものが多かったことと思われる。堤体もまとまった降雨以後10日以上もたっているために全般的に乾燥状態であったと考えられる。このようなことから今回の地震では、貯水位はある程度高かったにしても、降雨の影響によって被災を大きくしたことはないと考えられる。

次に、過去の地震の場合と比較してみると、十勝沖地震(昭和43年5月26日)では地震のあった4日ほど前から青森県地方に累計100～211mmにも達する連続降雨があり、貯水も満水状態で堤体も飽和していたため被災がより大きくなったと考えられる。

(3) 代表的な被災溜池およびダムの事例

今回の地震で被災を受けた溜池の内代表的事例を以下に示す。おのおのの溜池の諸元を示したものが表4.19である。

(a) 「勘助」 本溜池は津軽半島南西部の木造町筒木坂に位置し、地質的には、山田野層と呼ばれる主として赤褐色・塊状の中粒砂層から構成される第2段丘と岩木川氾濫平野の境にはば位置している。堤体は図4.149のように、右岸寄りの所で屈折した形状となっている。被災前に、今回最も大きな沈下を生じた天端で、すでに約1.0m沈下していたと思われる。被災時の貯水位は天端最低部の約1.5mほど下であった。

表 4.19 被災溜池の諸元

溜池名	所在地	築堤年 最終改修年	型式	堤体諸元				主な被災状況
				堤高 (m)	堤頂長 (m)	のり面勾配		
						上流側	下流側	
勘助	青森県木造町	明治以前 改昭和43年	均一	5.4	202	2.0	2.0	堤体中央部での堤体沈下
一の沢	秋田県能代市	明治末期 改昭和31年	ゾーン	5.5	161	2.5	2.0	堤体中央部決壊
鶴の木1号	秋田県若美町	明治末期 改昭和39年	均一	5.0	70	3.0	2.5	堤体中央部決壊
2号	〃	明治末期	〃	2.5	52	—	—	〃
3号	〃	明治末期	〃	3.5	70	2.1	2.0	〃
4号	〃	昭和初期	〃	6.0	60	2.5	2.5	堤体中央部と余水吐付近での堤体沈下
(重ね溜池)								
外の沢	秋田県山本町	昭和27年 改昭和35年	コア	14.0	88.0	2.5	2.0	天端にダム軸方向のクラック(l=64m)

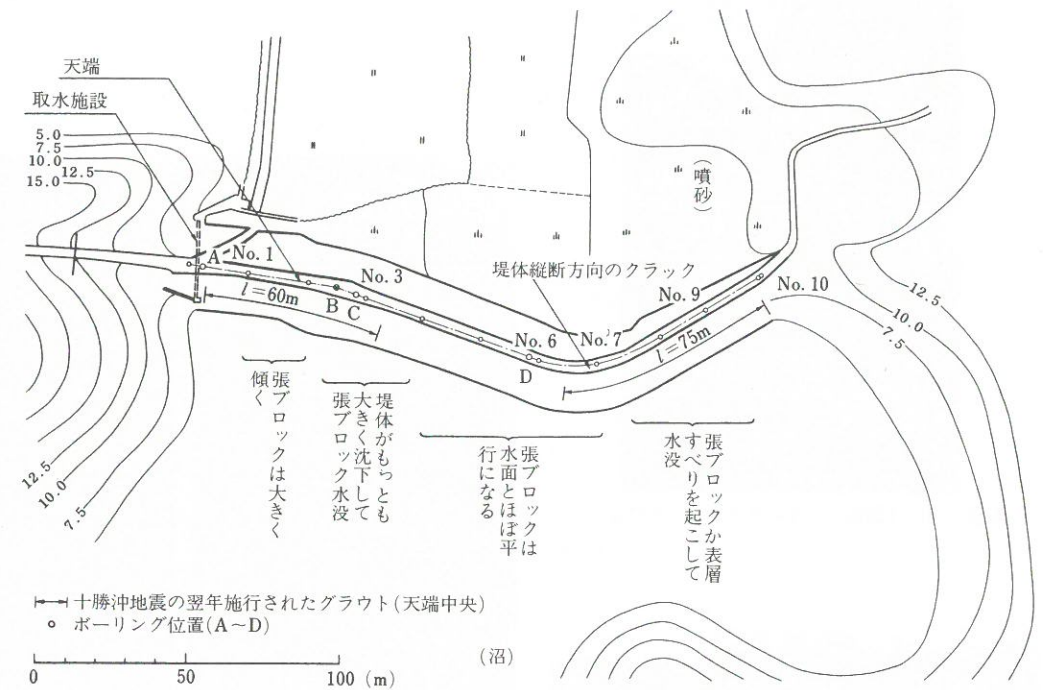


図 4.149 「勘助」の堤体平面図

地震直後に、測点 No. 3 付近を中心にして天端は大きく沈下し、天端上下流のり肩に、段差が生じた。上流側のもっとも沈下したところでは約1.8mの沈下が生じ、水面よりやや下(30cm位)になり、かろうじて決壊はまぬがれた。写真4.81は、被災直後の天端を左岸側から見たもので被災後破堤の危険があったため、地元住民(消防団他)によって、最も沈下の大きかった部分付近を沈下の少なかった天端の部分からブルドーザーでけずり取り、それを用いてかさ上げる応急修理がなされた。被災前および直後の堤体形状に

については、測量されていないため、聞き取り調査および応急修理後の測量結果より堤体縦断図は図4.150、横断図は図4.151のように推定された。応急修理後の状況を、上流側より見たものが写真4.82である。

堤体上流側の張ブロックも、堤体のすべり、沈下に伴って、完全に水中に没したり、あるいはほとんど水面と平行になった。天端の測点 No. 7 付近において、堤体縦断方向のクラックが確認された。No. 7 より右岸側、No. 9 までは断続的にクラックが確認できた。左岸側では応急盛土のために天端がけずられているのでクラックが生じたかどうかは確認できなかった。確認されたクラックの部分掘り下げたものが、写真4.83である。クラックの中にグラウトおよび噴砂の跡が確認された。グラウトは昭和44年に十勝沖地震の災害での漏水対策として行われたものである。今回生じたクラックは、グラウトした線にそって発生しているといえる。噴砂は今回の地震によりグラウトに沿って生じたクラックを伝わって堤体下の砂が噴出したと推定される。

次に本溜池で行われた土質調査結果について述べる。図4.152は測点 No. 3 の土質柱状図である天端中央より、縦断方向に4本のボーリング結果および、十勝沖地震の後に実施されたボーリング4本、およびスウェーデン式サウンディングの結果なども参考にして、堤体縦断方向の土質を区分したのが、図4.153で



写真4.81 「勘助」(被災直後, No. 3 付近)

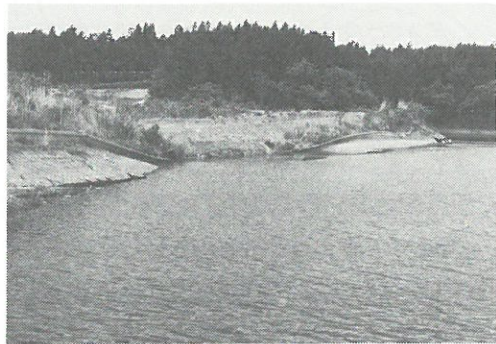


写真4.82 「勘助」(応急盛土後, No. 3 付近)

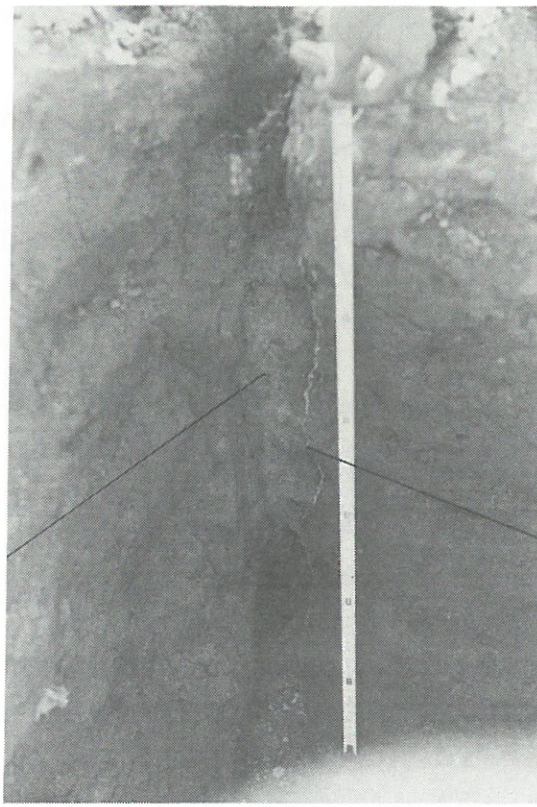


写真4.83 「勘助」(噴砂, グラウト跡, No. 7 付近)

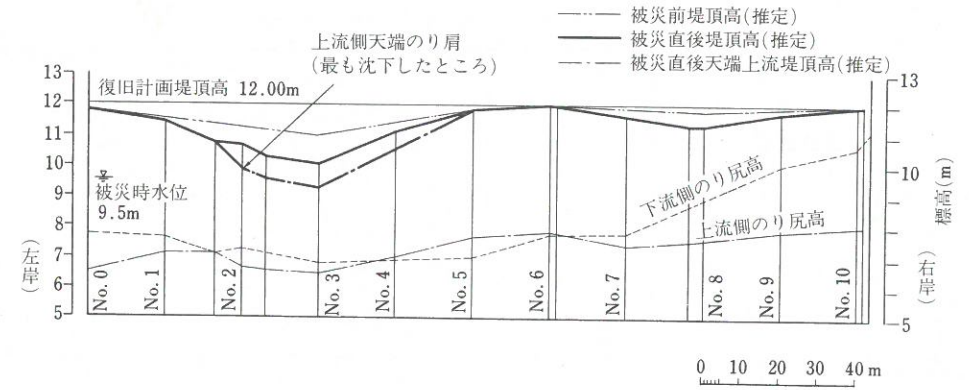


図4.150 「勘助」の堤体縦断図

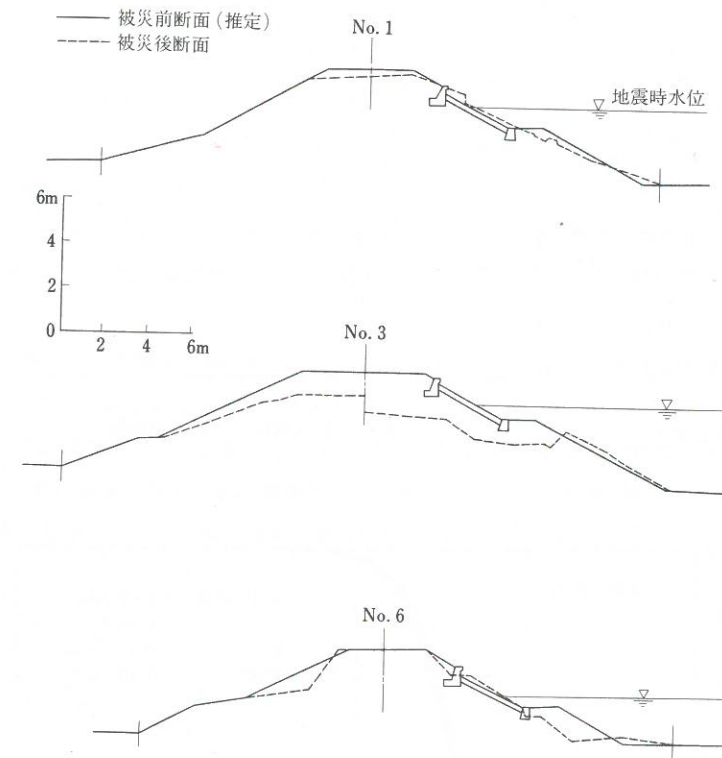


図4.151 「勘助」の堤体横断図

ある。谷が非常に深い地形で、かつ本溜池は二つの沢をせき止めて、築堤されたことがわかる。図4.150を合わせて見ることにより、今回最も沈下の大きかった箇所が、軟弱な腐植土のもっとも厚く堆積している部分、ミオ筋にほぼあたるのがわかる。堤体土と考えられる部分で、上層部は細粒分を多く含むが、これは十勝沖地震のときにかさ上げ修理したときの材料であろう。約1 mからはほぼ均一な砂層が-5.5 mまで続いている。この下の砂層については自然堆積したものと思われるが、これも緩くほぼ均一な砂層となっている。それ以降は腐植土・シルト・細砂などがあり、-22 m付近からN値が20を越える支持層が

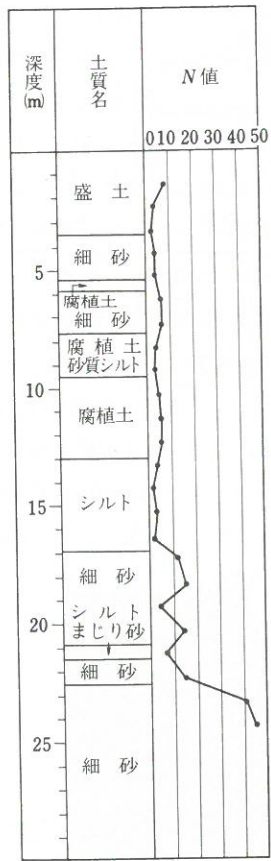


図 4.152 「勘助」の土質柱状図 (No. 3 付近)

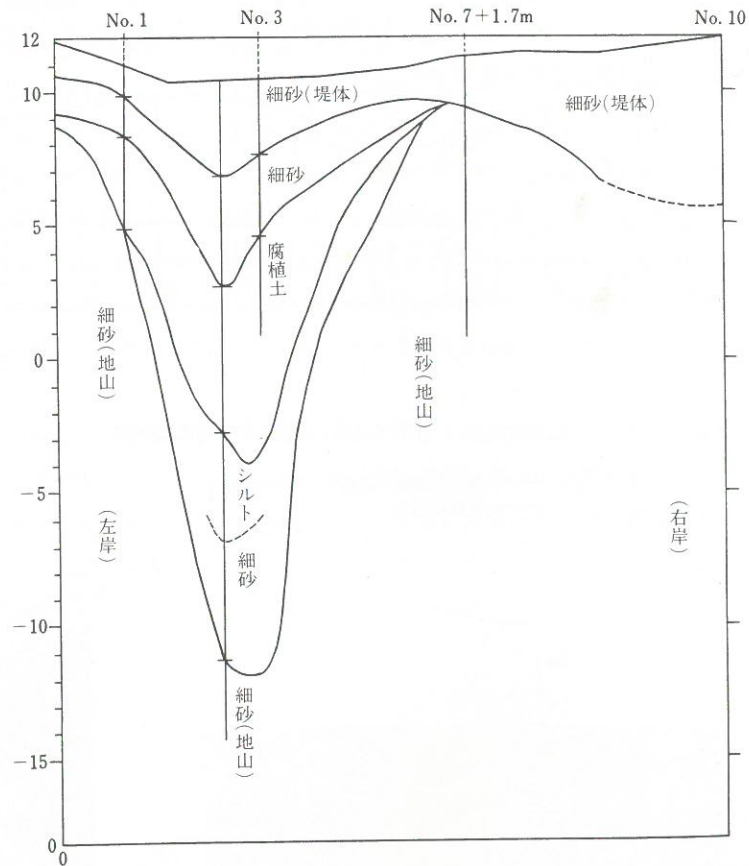


図 4.153 「勘助」の堤体縦断面図

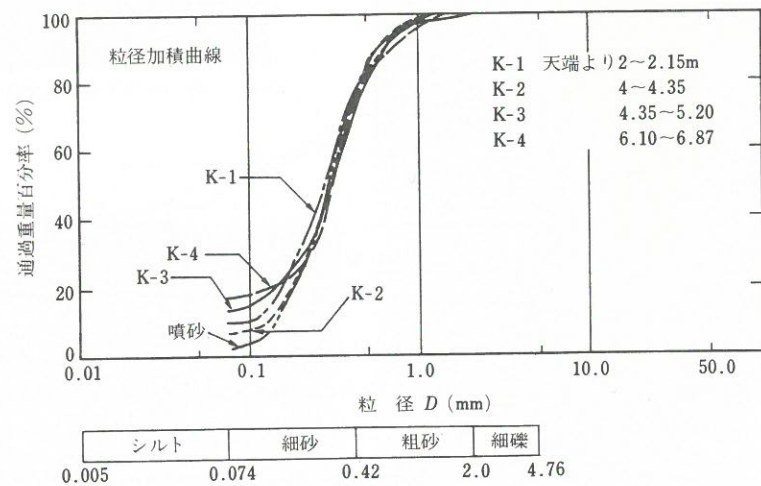


図 4.154 「勘助」の堤体材料および基礎の粒度

表 4.20 「勘助」の堤体材および基礎地盤の液状化抵抗力

試料	No	深 度	繰り返し三軸試験			液状化応力比 (20回で両軸ひずみ振幅=5%)
			σ'_0 (kgf/cm ²)	$\bar{\gamma}_d$ (g/cm ³)	\bar{e}	
K-3		4.35~5.20	0.70	1.45	0.833	0.290
K-4		6.10~6.87	0.70	1.43	0.833	0.260

出てくる。おそらくこの層が山田野層と考えられるものである。図 4.154, 表 4.20 は K-1 ~ 4 の粒度分布および K-3, 4 の繰返し三軸試験での液状化抵抗力を示したものである。粒度的にも、液状化しやすい粒度範囲に入っている。先に述べた噴砂の粒度を 図 4.154 に示しているが、K-1, 2 の粒度とよく似ているといえる。噴砂のあった測点 No. 7 は、No. 3 と離れた所であるが、図 4.150 からして、No. 7 の堤体下部の土質と K-1, 2 はほぼ同じであると考えてよいので、この噴砂は堤体下部からのものと推定される。

以上の結果から、本溜池の被災原因としては、① 厚く堆積した軟弱層による地震の増幅作用、② 堤体下部の液状化による強度低下によるものと考えられ、特に軟弱層が最も厚く、アバットメントの拘束の弱い No. 3 付近の断面が最も大きな被害が生じたと考えられる。

なお本溜池は昭和 43 年の十勝沖地震でも被災を受けており、今回の被災形態とよく類似している。そのときの復旧工事として、沈下部分のかき上げ、堤体へのグラウトおよび上流側に粘土・張ブロックの施工が行われた。

(b) 「一の沢」 本溜池は能代市にあり、米代川南側の台地形面に開けた低地部にあたる。下流側に下池(二の沢)をもつ重ね溜池である。被災時には下池の水位が「一の沢」の下流の尻付近まであり、一の沢の水位は天端最低部より -1.5 m 位の所にあった。地震発生後、堤体中央部を中心にして大きく沈下し 30 分後には、後に決壊した部分から越流が始まり決壊に至った。堤軸方向にもクラックが数多く生じた(図 4.155)、特に左岸部では上流側に大きく滑落した。その滑落差は最大 1 m にもなった。すべり面は、

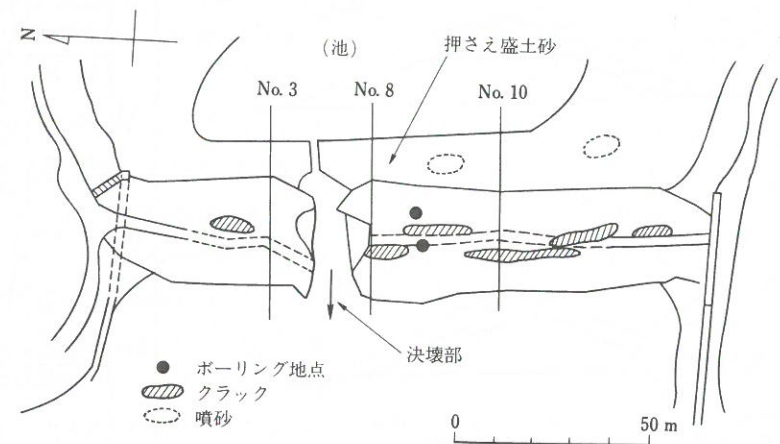


図 4.155 「一の沢」の堤体平面図

写真4.84からも判別でき、図4.156はそのすべり面の位置を模式的に示したものである。堤体は被災前すでに、0.5~1.0mほど中央で沈下していたといわれており、その部分で決壊した。代表的断面での堤体横断面図を図4.157に示す。

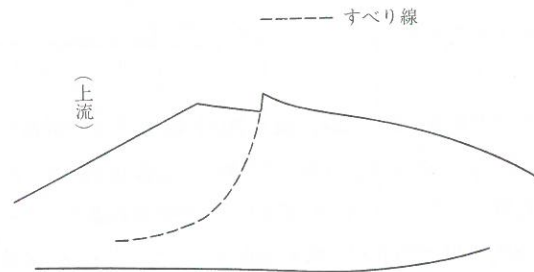


図4.156 「一の沢」決壊部のすべり線



写真4.84 「一の沢」決壊部

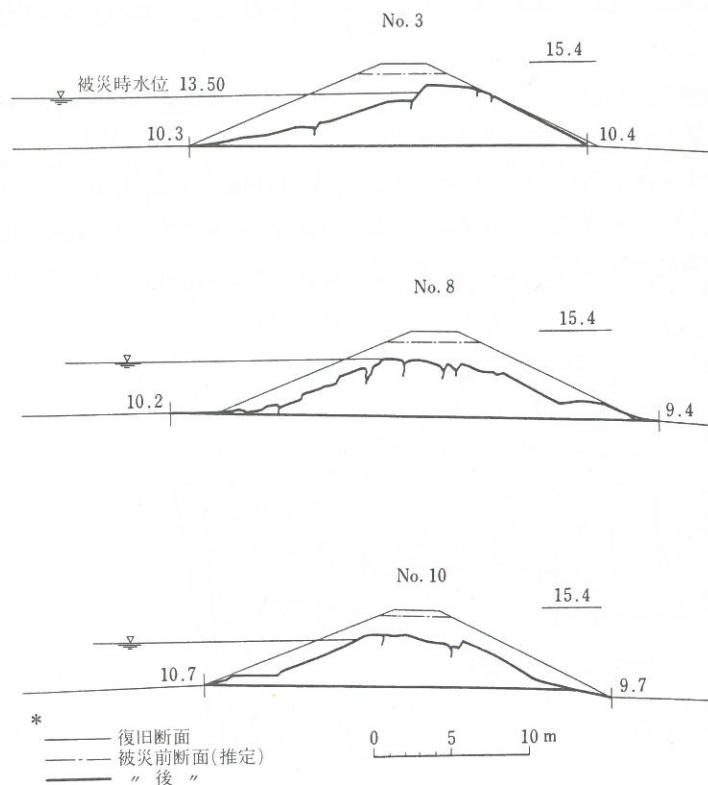


図4.157 「一の沢」の堤体横断面図

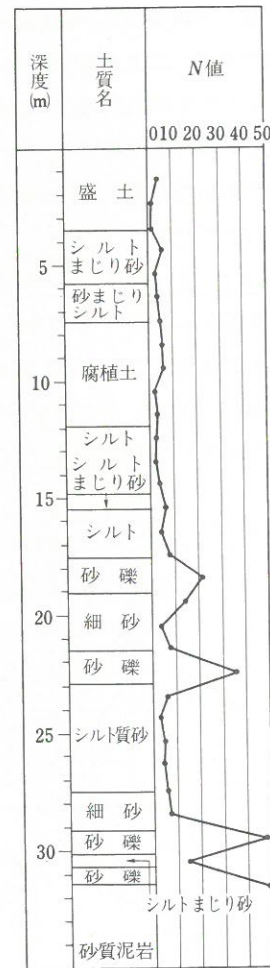


図4.158 「一の沢」の土質柱状図

被災後行われたボーリング調査の結果を図4.158に示す。天端から-18mまではN値5以下の軟弱な層が続いていて、-18~22mには一部砂礫をはさみN値が20以上を示す層であるが、-29mまでは軟弱な層が続く、-32mでN値が50を越える泥岩が出てくる。この層は第三紀の笹岡層と呼ばれるものである。「勘助」と同じように、軟弱な層が厚いことが特徴である。被災前に堤体の最も沈下していた場所(決壊した箇所)は、おそらく軟弱層の最も厚く堆積していた所と考えられる。今回のボーリング箇所はこれにより、少し横の所であるので決壊した箇所の軟弱層とボーリング箇所とはほぼ同様な厚さで堆積していたと推定できる。「一の沢」の場合には「勘助」と同様、取水施設は左岸取付け部にある。このことは、取水施設の存在が溜池の被災原因とは必ずしもならないでむしろ軟弱層の存在、あるいは堆積厚さということの方が、より大きく被災の大きさを決定し得ることを示唆している。

堤体材料は、ボーリング結果から上部堤体材(新堤体)と下部堤体材は上部堤体材と比べると、シルト分以下の細粒分の含有率が大きい。

本溜池は昭和31年に堤体の改修を行った。そのさい旧堤体の上に2mほどかさ上げして、堤体断面も大きくした。基盤が軟弱なために、上流側には厚さ2m程度の押さえ盛土を16mほど置いた。今回この部分で噴砂現象が確認されており、粒度試験の結果によればシルト分は7%以下の細砂である。今回の被災原因として考えられることは、①厚く堆積した軟弱層の存在、②押さえ盛土の液状化によって押さえ効果が減少したため、堤体上流側にすべりを誘発したことと思われる。

(c) 「鶉の木」(1号~4号) 本溜池は秋田県若美町に位置し、回りの地形は段丘地形を呈し、その段丘に開拓された沢地に溜池がある。地質的には潟西層を基礎にしてその上に段丘堆積物が覆っている。図4.159のように上流から1号~4号と続く重ね溜池である。堤体は下流側に屈曲した逆アーチ型をしている。地震直後に1号が堤体中央部やや右岸よりで決壊し、底樋が完全に露出した。決壊後の左岸面をみると、下流側へのすべり線が明らかにわかる。左岸ではのり肩近くで大きく滑落(最大で1.5m程度)し、上流側斜面においても、クラックが生じた。図4.160はそれらを平面図に表わしたものである。

地震時の水位余裕高は1号で1.5m、2号で1.3m、3号で0.5m、4号は4.0m程度であった。1号の決壊は地震直後に、堤体の沈下、すべりにより越流したためであって2~3号は1号の越流水により次々と越流して決壊していった。2~3号は、地震直後に堤体の沈下、すべりを生じた可能性もあるが、決壊後の断面を見ると1号のようなすべり面は確認できなかった。2号、3号とも決壊は斜樋、底樋のある断面であ

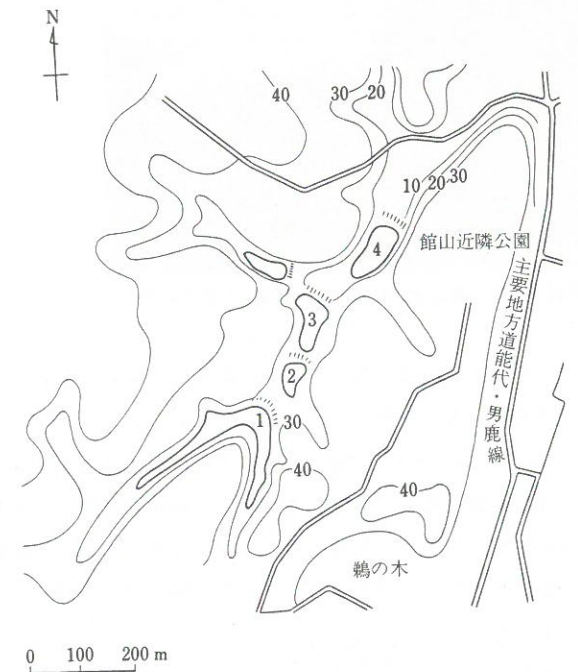


図4.159 「鶉の木」(1号~4号)

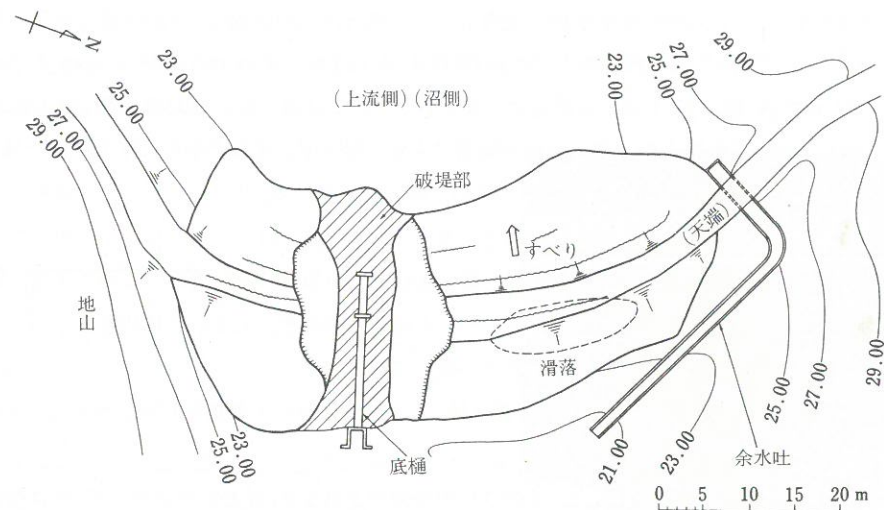


図 4.160 「鵜の木」の堤体平面図



写真 4.85 「鵜の木」2, 3号決脚部(1号よぜ望む)



写真 4.86 「外の沢」天端の軸方向クラック

る。1号と同様、この断面で地震直後に最も堤体が沈下したため、越流水もこの断面を流れて決壊したものと推定される。4号については、決壊はまぬがれたが、①堤体上流側で左岸から中央部にかけての亀裂、②堤体中央部、余水吐付近での堤体の陥没、③上流斜面の滑落、④斜樋天端が洗掘され、底樋出口付近のり面に亀裂が発生し崩壊している、⑤余水吐付近の地山が欠落している、等の被害があった。

重ね溜池の場合、下流溜池の貯水位の影響を受け、上流側溜池の浸潤面が高くなるため、上流側溜池の被害が大きくなるものといわれている。「鵜の木」の場合も「一の沢」と同様にこのことがあてはまるものと考えられる。

被災後の、1号、3号についてボーリング調査が行われた。その結果によれば、堤頂部から、1号では9 m 下で N 値が 20 以上を示し、3号では 5 m 下で N 値が 15 を越える基盤が出てくる。また、両溜池と

も堤体直下に 1 m ほどの厚さで軟弱な層がある。

堤体材料は均一で、細砂である。液状化試験が行われていないため、確定的なことはいえないが、液状化したことも十分考えられる材料である。

(d) 「外の沢」 秋田県山本町に位置する。築堤が昭和 27 年と比較的新しい溜池である。昭和 35 年に漏水のため堤体全体にセメント+ベントナイトのグラウトが行われた。図 3.161 のように中心コア型タイプで、堤体材は風化した泥岩である。

今回の地震では、図 3.162 のように天端で堤軸方向に、長さ 64 m、幅 5 cm、深さが 30 cm から 2 m 未満のクラックが発生した。クラックより上流側はやや沈下し、上流斜面の中腹がややふくらんでいた。

今回の地震で、「湯の沢」ダム(秋田県・二ツ井町、堤高 19.4 m)が本溜池と同じような被災状況であった。築堤は昭和 27~32 年、改修が昭和 37~38 年にセメント+ベントナイトのグラウト補修を行っている。中

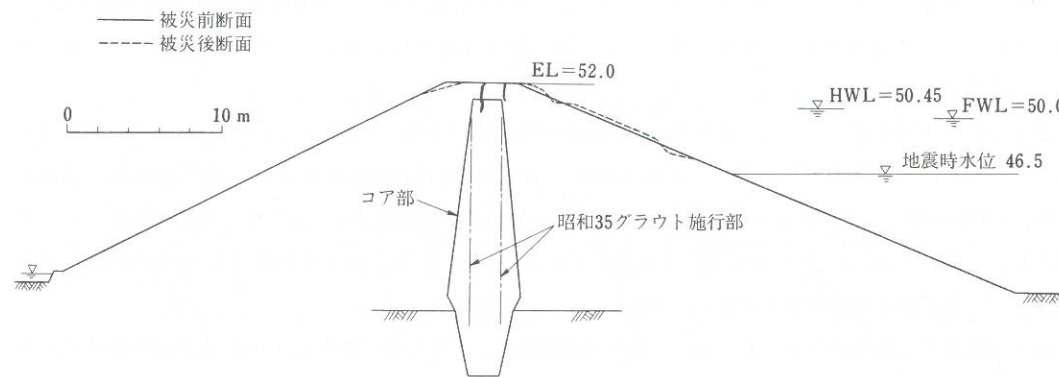


図 4.161 「外の沢」の堤体横断面図

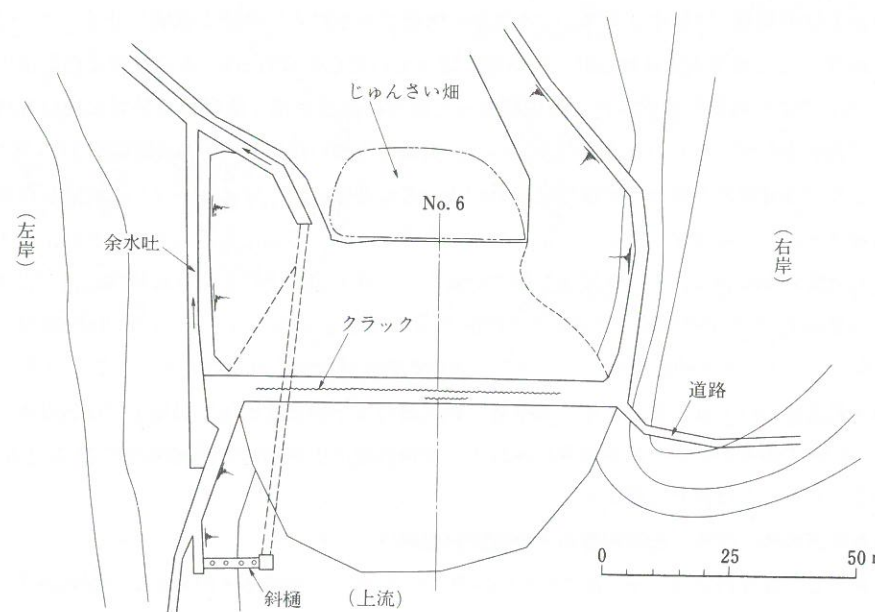


図 4.162 「外の沢」の堤体縦断面図

心コアタイプで堤体材料も「外の沢」とよく似た、風化した泥岩を用いている。

(4) あとがき

以上、溜池について地震災害の代表的なものをあげてみた。その中には、決壊によって壊滅的打撃を受けたものもあったが、これらは堤高が低いものであり、築堤時期も古く、経験的技術によって作られたものである。また締固めも十分に行われていなかったため、決壊に至ったと思われる。近年、農業用水池で堤高15mを越すダムも数多く作られており、地震災害も懸念されるが、これらのダムは近代的土質力学の技術をもって施工されたものであり、今回の地震でも大きな被害を生じたものはない。

4.4.7 建築物(住家被害と地盤)

(1) 男鹿市脇本地区

男鹿市内に発生した住家被害は全戸数11576戸の内、全壊141戸、半壊223戸および一部破損265戸で倒壊率が2.2%と秋田県内で第4位を示しているが、その内、脇本地区では倒壊率が10.5%と最も高く、男鹿市における住家被害が脇本地区に集中している。図4.163は脇本地区に発生した住家被害分布を地形・地質図に描いたものである。

図4.163の凡例に示すように、脇本地区の地盤構成は、第三紀層(脇本層)、洪積層(鮎川層~濁西層を含む)、崖錐性平地(第三紀層および洪積層起源)、砂丘地(砂州性のものを含む)、砂丘性低位平地I(砂丘の構造が消失し主に砂丘の縁辺部に分布し、砂丘起源の平地を指し、砂丘地に比して標高が低く沖積低地より高いもの)および沖積低地(沖積層を主とするもので一般に低地を形成する。またこの地帯は水田が多く一部同地帯の盛土帯を含む)より成る。

図4.163より、脇本地区全戸数1461戸の戸別訪問調査によって得られた上記地盤区分別の倒壊率を求めると、家屋倒壊率 $\{(\text{全壊戸数} + 1/2 \text{半壊戸数}) / \text{全戸数}\} \times 100(\%)$ は、第三紀層・洪積層3.5%、砂丘地・砂丘性低位平地I 2.2%、崖錐性平地17.4%、および沖積低地34.5%である。

第三紀層および洪積層(倒壊率3.5%)では地盤が堅硬であるために軽微な被害に止まっている(なお倒壊率3.5%を示した被害家屋は縁辺部の傾斜地に建っていたものである)。また、砂丘性低位平地I(倒壊率2.2%)では八郎潟を形成した比較的締まった砂州に砂丘が薄く被覆した堅固な地盤を構成しているために被害が少なかったものと思われる。一方、倒壊率の高い崖錐性平地(倒壊率17.4%)で被害が顕著なところでは背後の丘陵地の崖錐性堆積物がルーズに沖積低地(N値1~2)に堆積した地盤上に人工的に砂盛土を行って宅地化したことにより液状化の発生をもたらしたものと考えられる。なお、同じ地盤区分でも被害の少ないところでは堅固な第三紀層あるいは洪積層上に崖錐性堆積物が薄く被覆している。さらに倒壊率の高い沖積低地(倒壊率35.4%)では地下水位の高い(1m以浅)軟弱地盤(N値1~2)上に人工的にルーズな砂盛土を行っていたため地震時に液状化を発生したものと思われる。

結局、脇本地区においては、第三紀層、洪積層、砂丘地および砂丘性低位平地Iでは倒壊率がそれぞれ3.5%、2.2%であるのに対し崖錐性平地および沖積低地では平均して倒壊率が約21%となり10倍近い倒壊率を示したことは注目に値する。

(2) 若美町玉の池、柳原、石田川原および五明光地区

若美町に発生した住家被害は、全戸数2320戸の内、全壊75戸、半壊208戸および一部破損172戸であり、倒壊率は7.7%である。とくに若美町内で顕著な被害が生じた地区は玉の池(倒壊率62%)、柳原

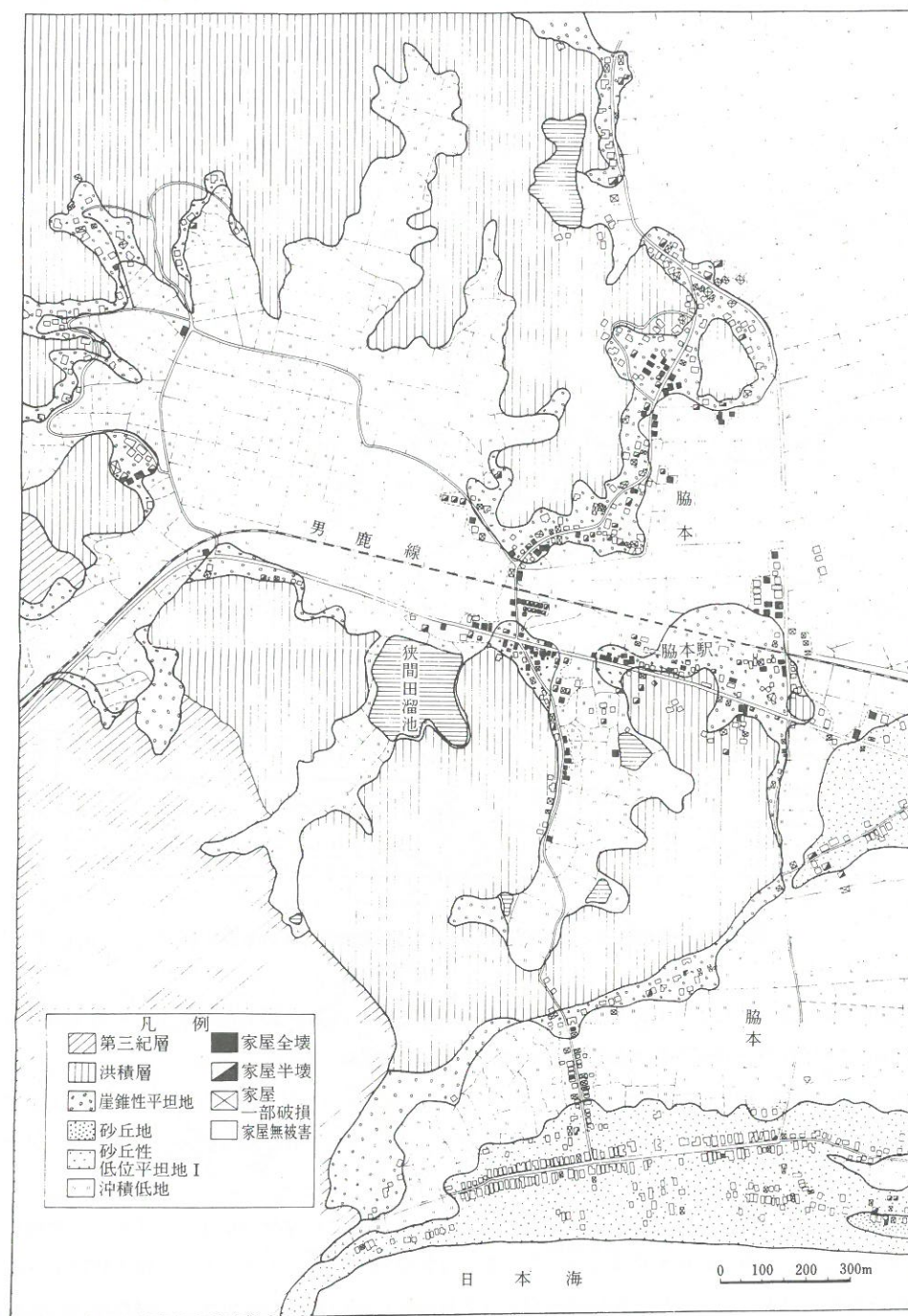


図4.163 男鹿市脇本地区の住家被害分布

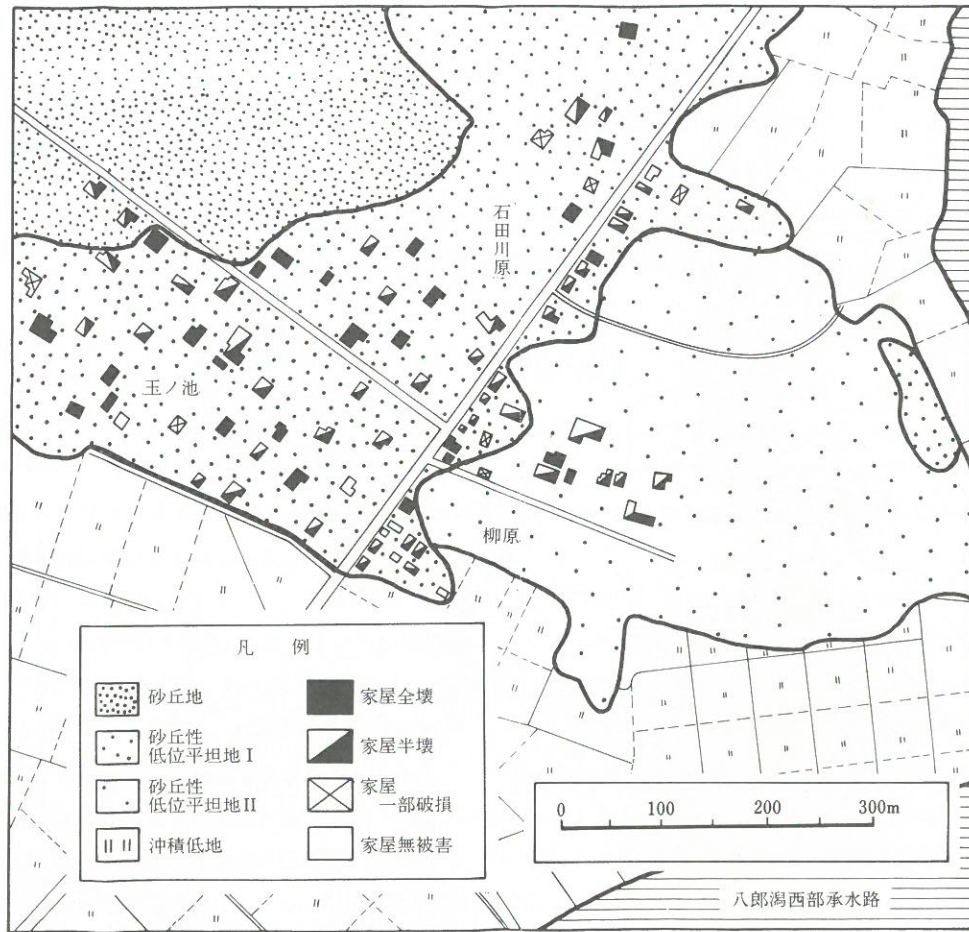


図 4.164 若美町玉ノ池，柳原および石田川原地区の住家被害分布

(60%)、石田川原(54%)および五明光(48%)である。図 4.164 および図 4.165 はそれぞれ玉の池，柳原，石田川原および五明光地区の住家被害分布を地形・地質図に描いたものである。

この地域の地盤構成は砂丘地，砂丘性低位平坦地 I，砂丘性低位平坦地 II (砂丘の構造が全く消失して沖積低地に酷似しているもので，I の末端や縁辺部に発達し，I に比して低く沖積低地よりは高い平坦地で階段状をなしている) および沖積低地よりなる。

図 4.164 および図 4.165 によれば，砂丘性低位平坦地 I および II に住家被害が集中しており，男鹿市脇本地区の砂丘性低位平坦地 I に被害が少なかったことは対照的である。このことは，脇本地区では海岸線に沿う数条の砂丘が平行に発達し比較的締め固まった砂州中に薄い砂丘砂が被覆し堅固な平坦地盤を形成しているのに対し，若美町では北西方向に延びる縦列砂丘が発達し，その東縁部は近年においても内陸側の沖積低地上に卓越風による砂丘砂の再堆積が行われ，固結度の低いルーズな平坦地盤を形成していることによるものと考えられる。

さらに，図 4.164 および図 4.165 に示されるように，玉の池，柳原，石田川原地区および五明光地区の

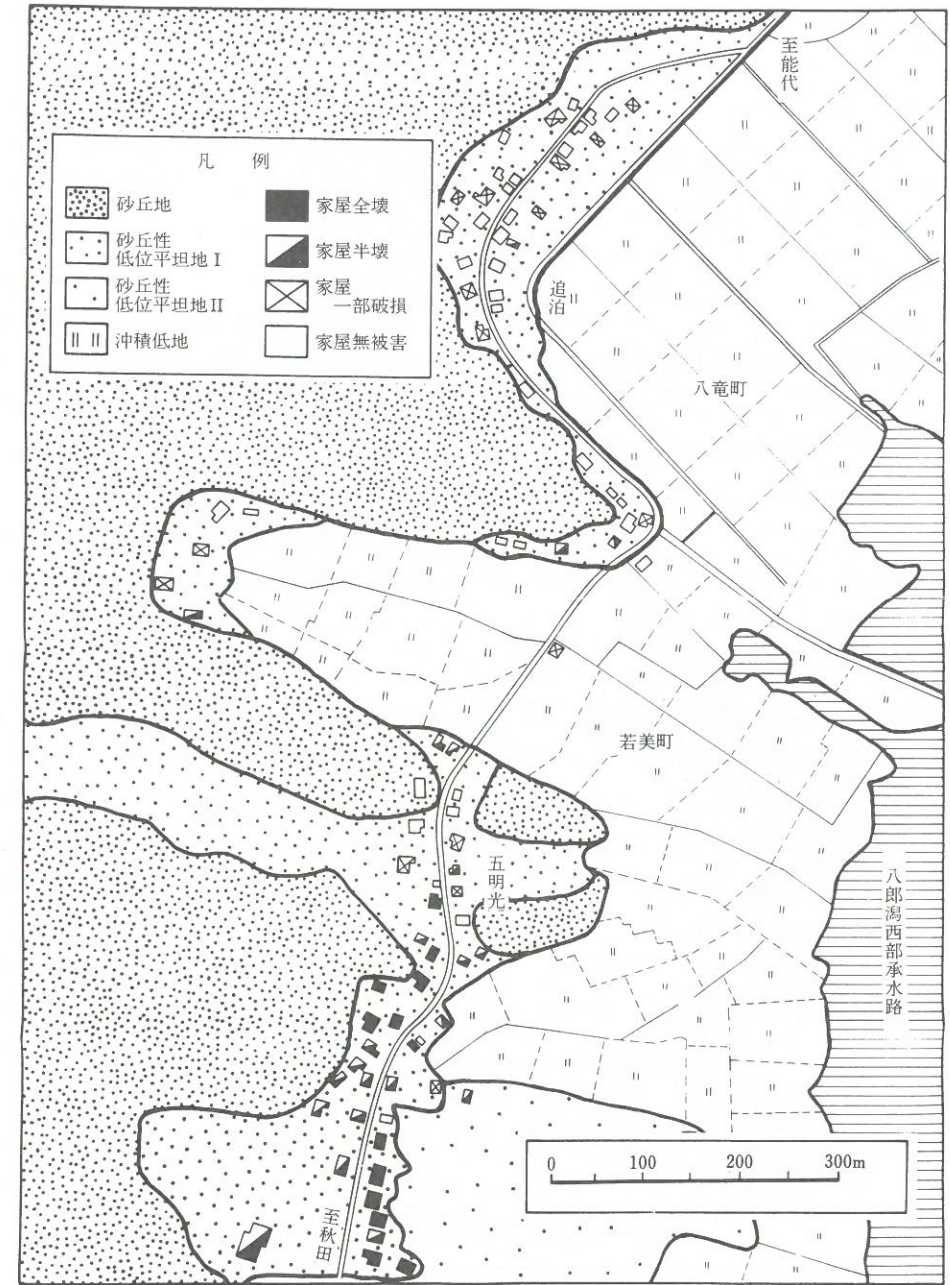


図 4.165 若美町五明光地区の住家被害分布

砂丘性低位平坦地 I・II の家屋倒壊率が 56% および 46% であるのに対し，同じ地盤区分であり極めて隣接している八竜町追泊地区の倒壊率が 4% に止まっていることは大へん興味深いことである。これは，玉の池，柳原，石田川原および五明光地区が卓越風による砂丘砂の再堆積および砂丘地の崩壊・侵食で生じた土砂の堆積により形成された平坦地で，縁辺部になるにつれルーズな地盤となっているために顕著な被害が発生したものである。一方，追泊地区は背後に湾曲状の比高約 10 m 程度の植生に覆われた急斜面が残

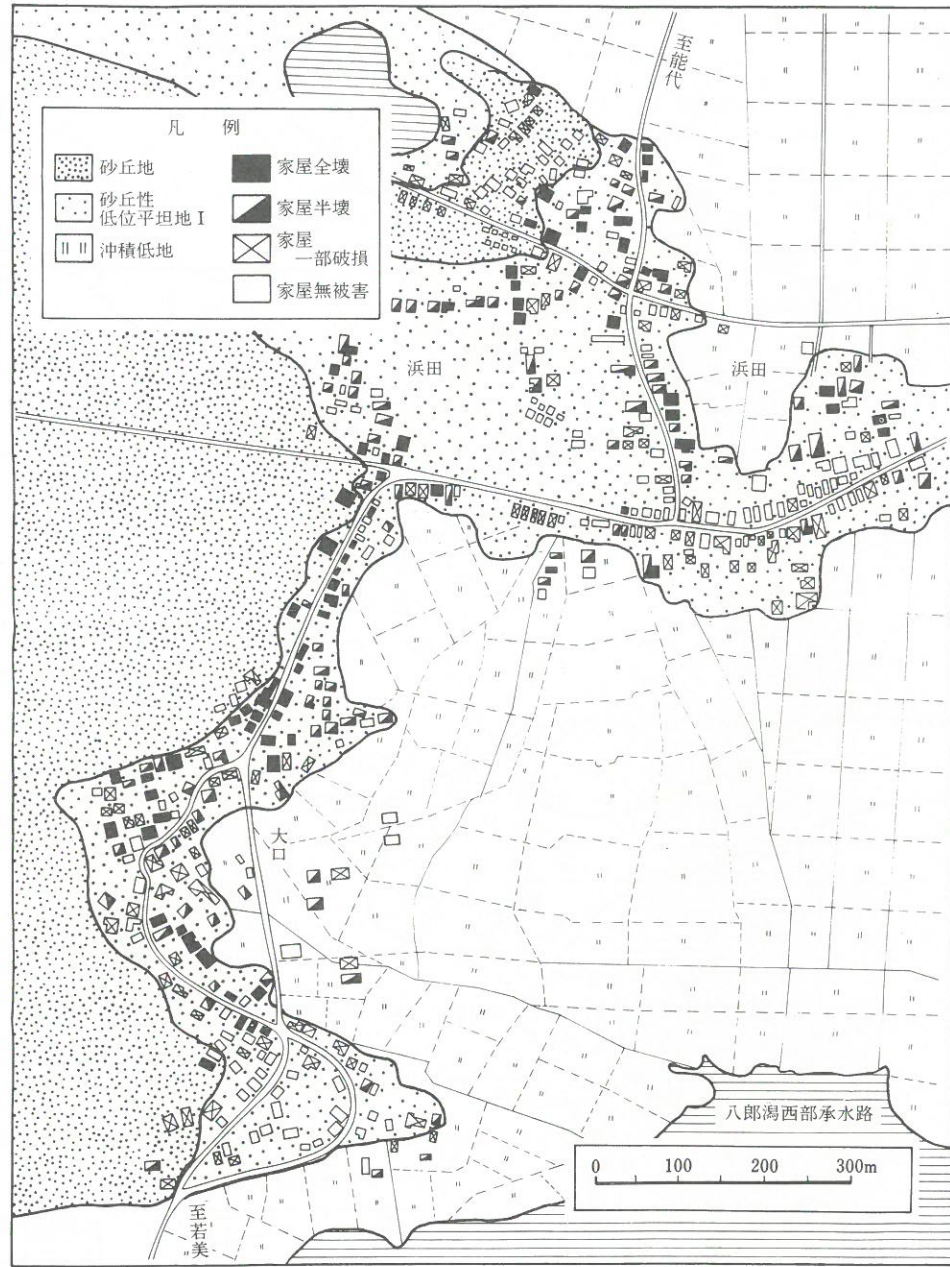


図 4.166 八竜町大口および浜田地区の住家被害分布

存していることから、近年において再堆積が行われず砂丘の侵食によって現われた下部の縮まった砂丘砂が地盤を形成しているために軽微な被害に止まったものと思われる。

(3) 八竜町芦崎, 大口, 浜田および大谷地地区

八竜町に発生した住家被害は、全戸数 2 324 戸の内、全壊 133 戸、半壊 217 戸、一部破損 258 戸で倒壊率 10.4 % となり、秋田県内で第 1 位の住家倒壊率を示している。とくに八竜町内で顕著な被害が生じた地区

は芦崎 (倒壊率 49 %)、大口 (36 %)、浜田 (22 %) および大谷地 (10 %) である。図 4.166 は紙面の都合上、とくに大口および浜田地区の住家被害と地形・地質の分布図を示したものである。

八竜町の地盤構成は西側の浜田、大口地区と内陸側の大曲、鶴川では若干の差異を示す。前者は砂丘地、砂丘性低位平坦地 I および沖積低地が発達するのに対して後者は洪積層 (潟西層) とその崖錐性平坦地、沖積低地および沖積微高地 (沖積低地の中に存在する若干標高の高い部分で自然堤防や地盤 (潟西層を含む) から成る。

八竜町全戸数 2 324 戸の戸別訪問による被害調査の結果得られた地形・地質区分別の家屋倒壊率は沖積微高地 1.6 %、崖錐性平坦地 2.1 % および砂丘性低位平坦地 I 29.0 % である。軽微な被害に止まった沖積微高地 (鶴川地区) および崖錐性平坦地 (大曲地区) ではそれぞれ自然堤防性の微高地や洪積層 (潟西層) の地盤上に崖錐性堆積物が薄く被覆したために堅硬な地盤を形成している。一方、顕著な被害が生じた砂丘性低位平坦地 I (芦崎, 大口, 浜田および大谷地) では、若美町から延びる縦列砂丘の東縁部の沖積低地上に卓越風による砂丘砂の再堆積が行われ、固結度の低いルーズな平坦地盤を形成している。

(4) 能代市浅内地区

能代市内に発生した住家被害は全戸数 19 228 戸の内、全壊 696 戸、半壊 1 591 戸、一部破損 876 戸で倒壊率が 7.5 % と秋田県内で第 3 位の被害を生じている。能代市では顕著な住家被害が広範囲に分布しているが本報告では浅内地区に限って述べることにする。浅内地区における住家被害と地形・地質の分布は図 4.167 に示すが、図によれば洪積層上の家屋倒壊率が 1.2 % であるのに対し砂丘性低位平坦地 I 上の倒壊率は 45.7 % に達している。沖積層 (浅内小・中学校の近傍) 上の家屋は無被害に近いが、これは第四紀更新世の潟西層で構成された固結度の良い岩質の地層から成っていることによる。一方、極めて高い倒壊率を示した砂丘性低位平坦地 I では若美町および八竜村の海側の地盤構成と同様に、砂丘地の侵食・崩壊により軟弱な沖積低地上にルーズに堆積し形成された地盤であるために顕著な被害をもたらしたものである。

(5) 鱒ヶ沢町赤石および鳴沢地区川尻

鱒ヶ沢町内に発生した住家被害は全戸数 4 357 戸の内、全壊 139 戸、半壊 181 戸および一部破損 194 戸で倒壊率 5.2 % となり青森県内で第 2 位の被害を示している。とくに顕著な被害を生じた地区は鳴沢 (倒壊率 8.1 %)、中村 (5.8 %) および赤石 (4.5 %) である。赤石地区および鳴沢地区川尻における住家被害分布と地形・地質がそれぞれ図 4.168 および図 4.169 に示されている。両地区の地盤は第三紀層 (鳴沢層および舞戸層)、崖錐性平坦地、砂丘地、砂丘性低位平坦地 I および沖積低地より成る。

図 4.168 を見ると、赤石地区は赤石川河口の石岸部に位置するが沿岸砂丘、第三系からなる台地が構成され、集落は砂丘地上およびその縁辺部に発達している。被害は砂丘地と沖積低地の境界部で砂丘が侵食・崩壊によって薄くルーズに堆積した砂地盤から成る砂丘性低位平坦地 I で顕著なものとなっている。一方、第三系の泥岩が被覆している砂丘地では被害が少ない。なお砂丘地で鉄道沿いに被害が生じているのは家屋が切取斜面近傍に建てられていたためである。

鳴沢地区川尻 (図 4.169) は鳴沢川河口の右岸部に位置し、沿岸砂丘、第三系を基盤とする台地および未発達な三角州または氾濫原を構成する沖積低地から成り、主な集落は砂丘性低位平坦地 I および崖錐性平坦地に発達している。被害は砂丘性低位平坦地 I に集中しているが、これは近年卓越風による砂丘砂の再堆積が沖積低地上に行われ固結度の低いルーズな地盤が形成されたことによるものであり、第三紀層上に

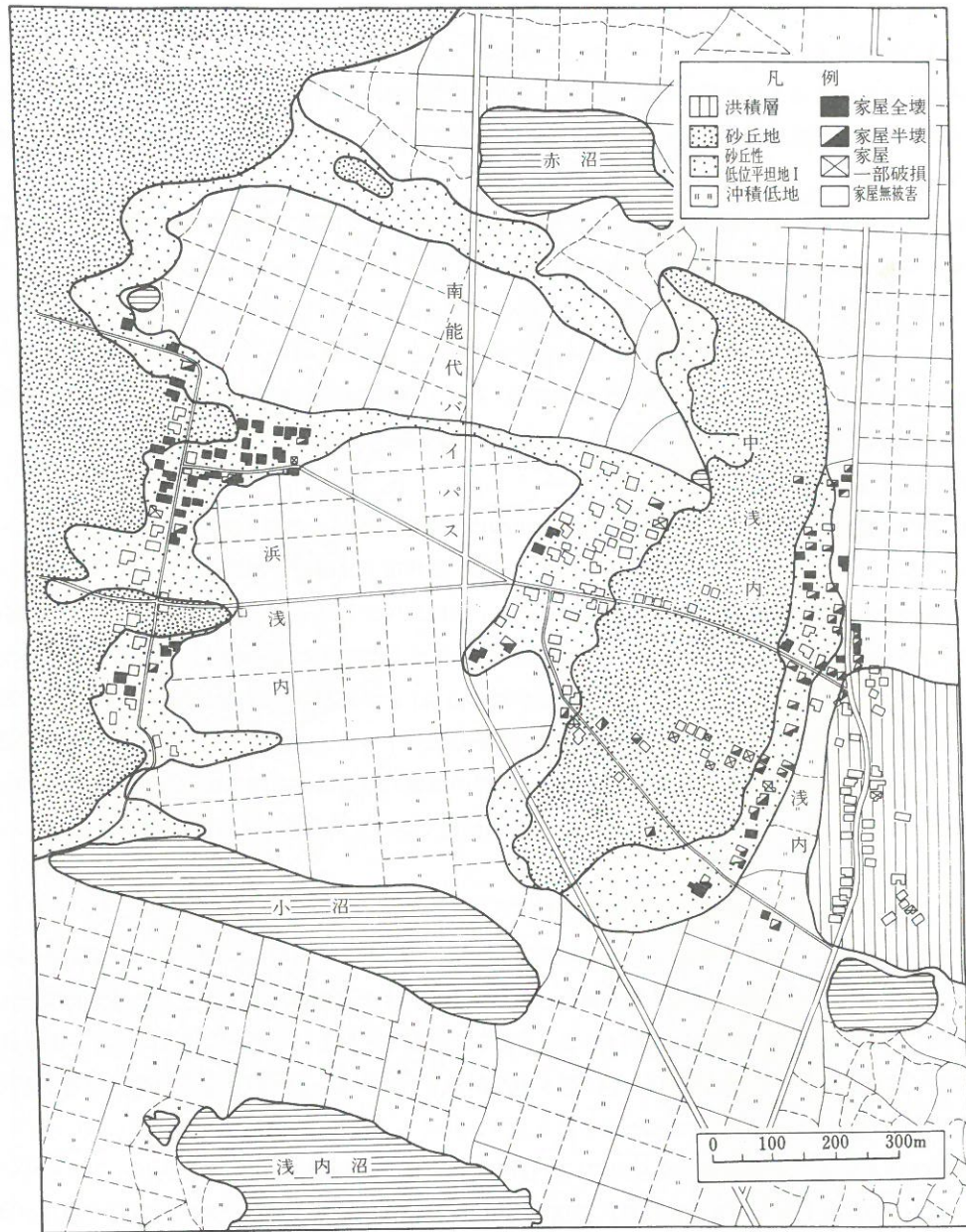


図 4.167 能代市浅内地区の住家被害分布

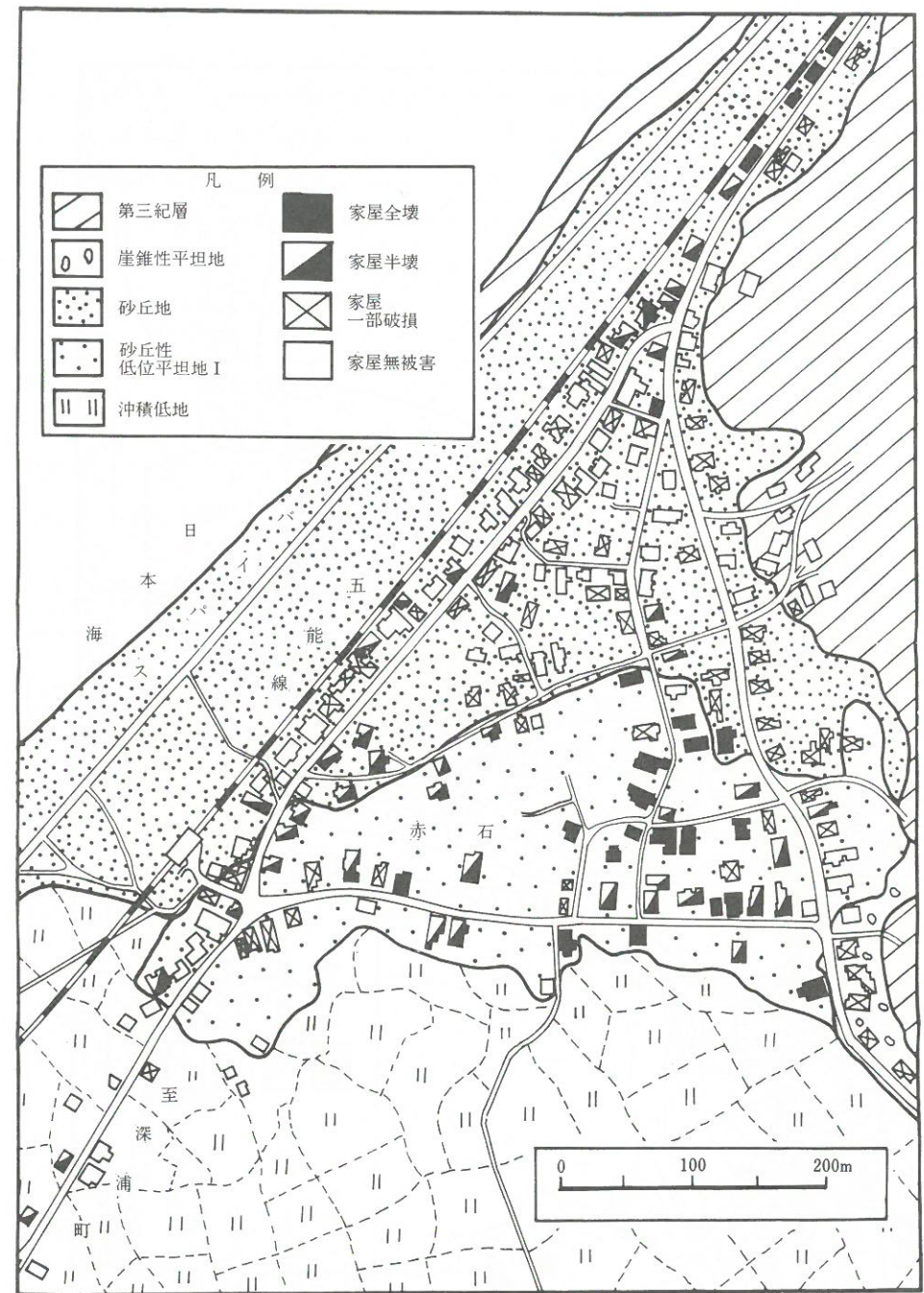


図 4.168 鱒ヶ沢町赤石地区の住家被害分布

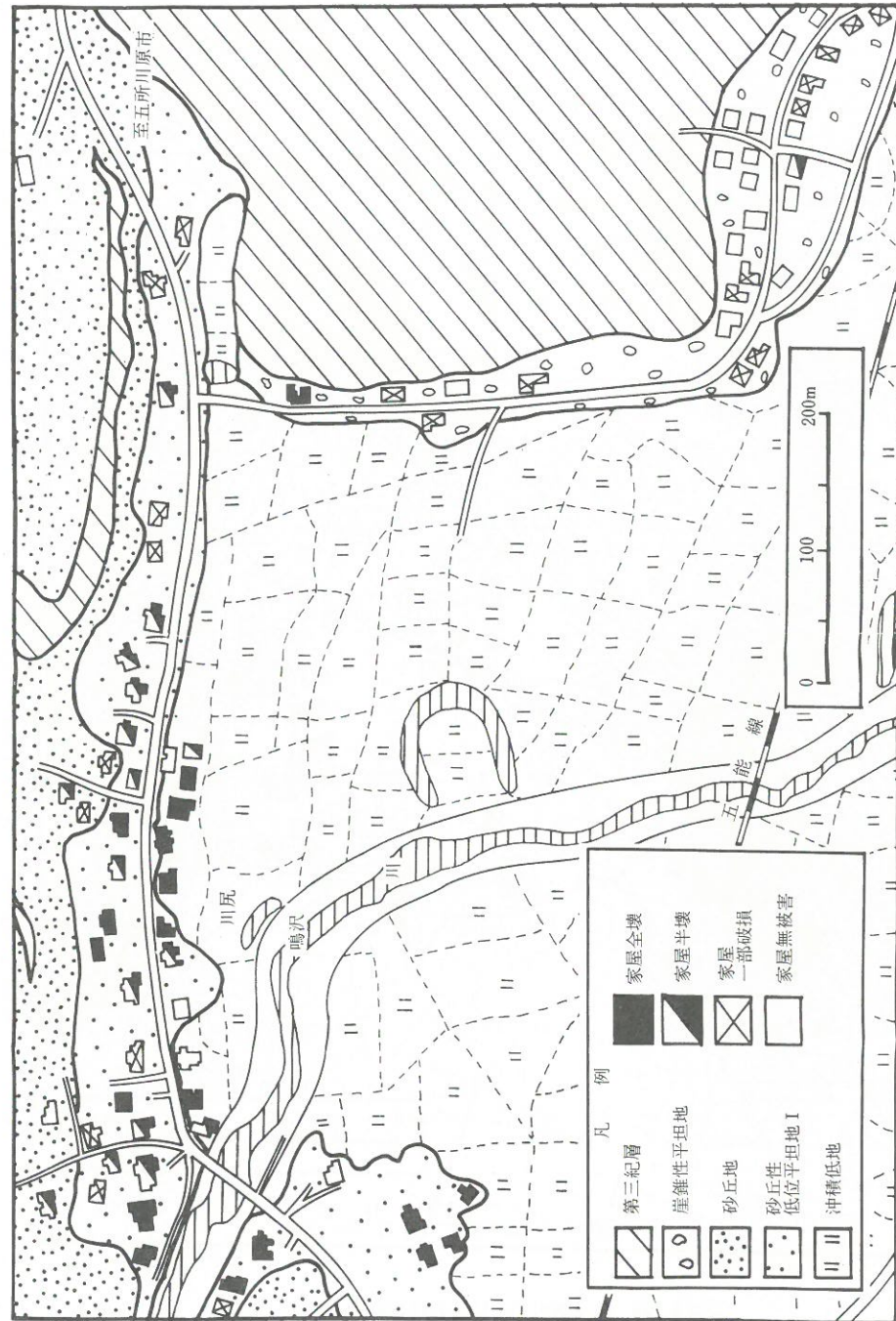


図 4.169 鱒ヶ沢町赤石地区の住家被害分布

崖錐性堆積物が薄く被覆した崖錐性平地地では被害が極めて僅少であることに比べて対照的である。

(6) 車力村牛潟および下牛潟地区

車力村に発生した住家被害は全戸数 1536 戸の内、全壊 224 戸、半壊 292 戸および一部破損 735 戸で倒壊率 24.7% となり秋田・青森両県を通じ最大である。とくに顕著な被害は図 4.170 に示す牛潟および下牛潟に集中した。両地区の地盤は洪積層、砂丘地、砂丘性低位平地 I、II および沖積低地より成る。各地盤区別の家屋倒壊率は砂丘地 5.2%、砂丘性低位平地 I 56.8% および砂丘性低位平地 II 70.8% である。すなわち、やせ尾根状に細長くのびた微高性の砂丘地ではその下に洪積層が残存しているために軽微な被害に止まったが、砂丘の侵食・崩壊によって沖積低地上にルーズに堆積した砂丘性低位平地 I および II では顕著な被害をもたらした。

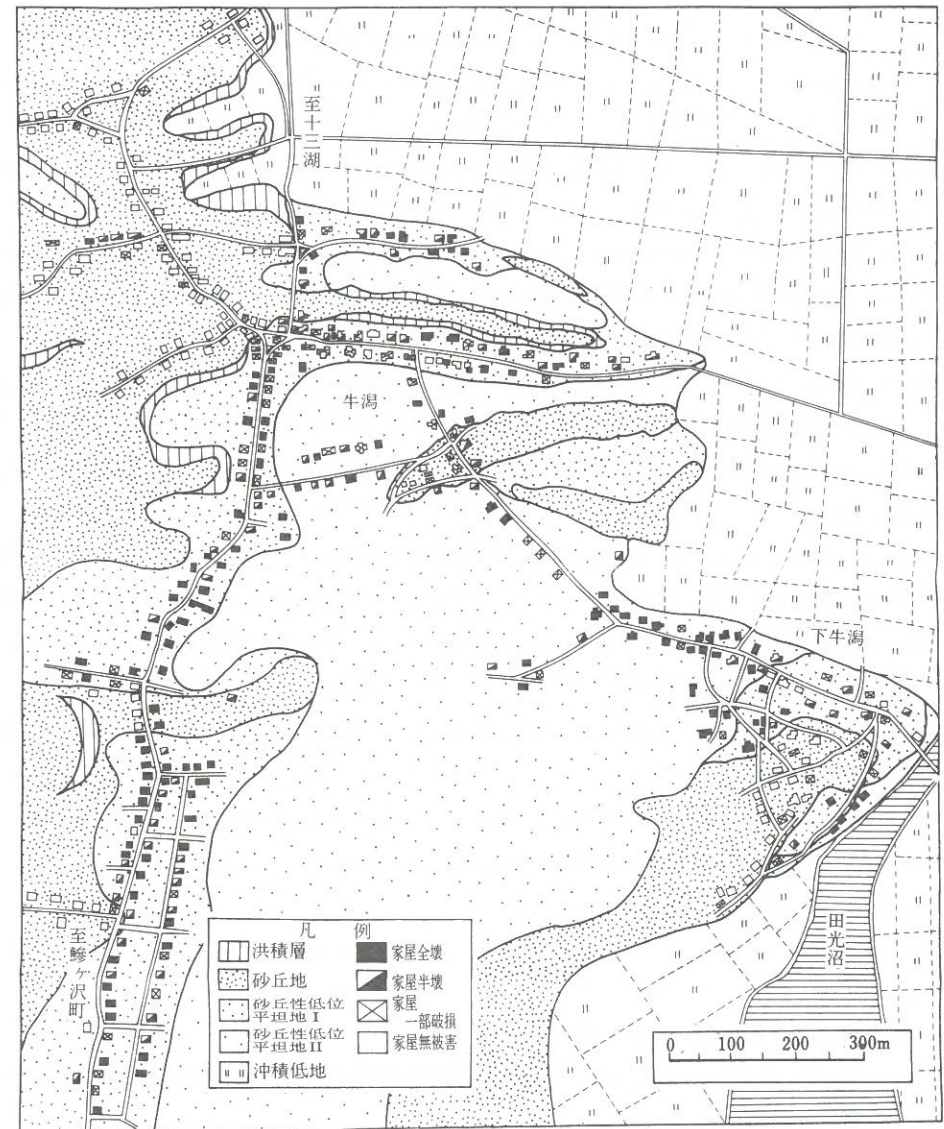


図 4.170 車力村牛潟および牛潟地区の住家被害分布

参 考 文 献

- 1) 東山 勇・月館光三・及川洋・対馬雅己・矢橋晨吾・吉田力：東北地方における泥炭の分布と理工学性，土と基礎，Vol.31, No.1 1983年.
- 2) 陶野郁雄・安田 進・社本康広：日本海中部地震による液状化災害，基礎工，Vol.11, No.10, pp.125~131, 1983年.
- 3) 陶野郁雄・安田進・社本康広：日本海中部地震における液状化現象とその被害状況，土と基礎，Vol.31, No.12, pp.13~20, 1983年.
- 4) 狐塚長琅：秋田市の地盤被害の特徴，日本海中部地震とその災害，pp.37~52, 1984年.
- 5) 陶野郁雄：日本海中部地震による液状化した地点とその地質工学的性状，第21回自然災害科学総合シンポジウム講演要旨集，pp.63~66, 1984年.
- 6) Tohno, I. and Shamoto, Y. : Liquefaction Damage to the Ground during the 1983 Nihonkai-Chubu(Japan Sea)Earthquake in Akita Prefecture, Tohoku Japan, Natural Disaster Science, Vol. 7, No. 2, pp. 67~93, 1985年度.
- 6)-1陶野郁雄：液状化現象からみた砂質堆積物の物理的・堆積学的特徴，地質論集，No.27, 都市地盤の形成史と地層の液状化，pp.15~42, 1986年.
- 7) 青森県西土地改良事務所：太田光地区査定設計書作成から復旧工事着工までの経緯，昭和58年日本海中部地震災害について，西津軽地区における土地基盤整備事業をとりまく特徴的な諸問題とその考察，第6集，pp.321~348, 1984.
- 8) 陶野郁雄・桑原徹・遠藤邦彦・社本康広・千葉達朗：日本海中部地震災害地域調査一富岡における巨大噴砂孔一，第20回土質工学研究発表会，pp.123~124, 1985年.
- 9) 宮部直巳・武井柳吉：昭和14年5月1日男鹿半島地震の地変に就て，東京大学地震研究所彙報，Vol.17, pp.628~645, 1939年.
- 10) 南雲昭三郎：昭和39年5月7日の男鹿半島西方沖地震踏査報告，東京大学地震研究所彙報，Vol.42, pp.597~608, 1964年.
- 11) 安田進・陶野郁雄・社本康広・伊勢谷昇：日本海中部地震などでみられた再液状化現象，第19回土質工学研究発表会講演集，pp.647~648, 1984年.
- 12) 浅田秋江・他：1983年日本海中部地震における住宅被害に及ぼした地形および地質調査報告書，東北工業大学・長谷地質調査事務所，1984年.
- 13) 村上順雄・佐藤和夫：日本海中部地震被害調査一統報一，土木技術資料，Vol.25, No.11, pp.33~40, 1983年.
- 14) 古藤田喜久雄・若松加寿江：日本海中部地震による液状化現象と地形条件との関係，土と基礎，Vol.32, No.9, pp.59~63, 1984年.
- 15) 浅田秋江・盛合禧夫・千葉則行：日本海中部地震による柱家被害と地形・地質，土と基礎，Vol.32, No.9, pp.53~58, 1984年.
- 15)-1農林省東北農政局屏風山開拓建設事業所資料.
- 16) 桑原徹・陶野郁雄・遠藤邦彦・板橋一雄：日本海中部地震災害地域調査一津軽平野の地盤地質，第20回土質工学研究発表会，pp.121~122, 1985年.
- 17) 農林省八郎瀧干拓事務所：八郎瀧干拓事業誌，第2編設計施工編，p.608, 1969年.

- 18) 運輸省第1港湾建設局：秋田港地震災害復旧報告，p.140, 1984年.
- 19) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田進：地震時地盤液状化の程度の予測について，土と基礎，Vol.28, No.4, pp.23~29, 1980年.
- 20) Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Tokida, K., Yasuda, S., Hirose, M., Imai, T. and Kon-no, M. : A method for estimating undrained cyclic strength of sandy soils usiny standard penetration resistances, Soils and Foundations, Vol. 18, No. 3, pp. 43~58, Sept., 1977.
- 21) Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. : Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 4, pp. 56~74, Dec., 1983.
- 22) 新屋松美町地震被害調査委員会(委員長：加納博)：新屋松美町地震被害調査報告書，秋田市，1984年.
- 23) 建設省東北地方建設局：昭和58年度岩木川富岡第一築堤震災調査報告書，昭和59年1月及び基礎地盤コンサルタンツデータ，1984年.
- 24) 農業土木試験場造構第3研究室資料.
- 25) 柳澤栄司・岡田直之・飛田善雄・中村晋：八郎瀧干拓堤防における液状化試験結果について，砂質土および砂地盤の変形・破壊強度の評価に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.125~130, 1984年，12月.
- 26) 川島一彦・松本秀應・近藤益央：日本海中部地震による液状化地点の地盤特性，第19回土質工学研究発表会(松山)，No.257, pp.631~632, 1984年.
- 27) 建設省土木研究所振動研究室：国道7号線能代南バイパス振動三軸試験・物理特性試験結果，1984年.
- 28) 渡辺進・羽竜忠男・沓沢貞雄・鍛冶義和：日本海中部地震における液状化現象と地盤特性，土と基礎，32-9, pp.35~40, 1984年.
- 29) 建設省東北地方建設局：昭和59年度岩木川豊富第一築堤震災調査報告書，昭和59年9月，1984年.
- 30) 越智健三・龍岡文夫・山本博之：ねじりせん断液状化強度と三軸液状化強度の関係について，第19回土質工学研究発表会，松山，pp.583~586, 1984年.
- 31) 文献20)と同じ
- 32) 狐崎長琅：昭和58年日本海中部地震の記録，被災要因と実例，4.3秋田市の地震被害-特に居住域の地盤破壊について-，秋田県，pp.262~269, 1984年.
- 33) 古藤田喜久雄・若松加寿江：日本海中部地震による液状化発生地の地形条件に関する一考察，第19回土質工学研究発表会講演集，pp.629~630, 1984年.
- 34) 後藤哲郎：日本海中部地震の教訓一上部構造の被害一昭和58年度秋季講演会梗概集，建築振興協会，pp.71~83, 1983年.
- 35) 基礎地盤コンサルタンツ(株)：日本海中部地震による被害状況一速報一，1983年.
- 36) 日本石油(株)提供の資料による.
- 37) 共同石油(株)提供の資料による.
- 38) 日本海中部地震調査研究グループ：1983年日本海中部地震調査報告，鉄研報告，No.1267(施設編第553号)，1984年3月.
- 39) 野澤太三・那須誠・岡田勝也：日本海中部地震による国鉄の被害，土と基礎，Vol.32, No.9, pp.21~25, 1984年9月.
- 40) 那須誠・岡田勝也：日本海中部地震災害と復旧<被災調査概況>，鉄道土木，Vol.26, No.6, pp.18~26, 1984

- 年6月.
- 41) 地震と鉄道研究グループ編：地震と鉄道，(社)日本鉄道施設協会，p.12，1971年10月.
 - 42) 多田美朝・斉藤迪孝ほか：新潟地震調査報告，鉄研報告，No. 448，(施設編第187号)，1964年9月.
 - 43) 山田剛二・高山常雄ほか：十勝沖地震調査報告，鉄研報告，No. 650 (施設編第280号)，1968年8月.
 - 44) 栗林栄一・龍岡文夫ほか：明治以降の本邦の地盤液状化履歴，土木研究所集報，第30号，1974年12月.
 - 45) 美藤恭久・中村豊・富田健司：東海道・山陽新幹線のための地震時ダウンタイム短縮化対策，鉄道技術研究報告，No. 1294 (施設編第567号)，pp. 9~10，1985年3月.
 - 46) 那須誠・藤沢一・菅野晃：日本海中部地震による青森駅構内の液状化現象，土木学会第39回年次学術講演会(第III部門)，1984年10月.
 - 47) 図書館通り西田沢線地質調査委託，青森土木事務所，1978年.
 - 48) 土質工学会編：土質地震工学，土質基礎工学ライブラリー24，土質工学会，pp. 93~98，1983年8月.
 - 49) 日本国有鉄道編：建造物設計標準解説(基礎構造物および抗土圧構造物)，1974年6月.
 - 50) (社)日本道路協会編：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，1980年11月.
 - 51) 木全俊雄：液状化判定指標 F_L ， P_L ，土と基礎，Vol. 31, No. 4, pp. 39~42，1983年4月.
 - 52) 八郎潟干拓事務所：八郎潟干拓事業誌，農業土木学会，p. 608，1969年9月.
 - 53) 佐々木康ほか：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法)，日米天然会議，耐風耐震専門部会，第16回合同部会提出論文，1984年5月.
 - 54) 佐々木康ほか：新しく開発した振動式貫入試験機，土木技術資料，Vol. 25, No. 2, pp. 9~14，1983年.
 - 55) 大脇 崇ほか：日本海中部地震における港湾施設の被害と復旧，(1)港湾における公共土木施設の被害と復旧，港湾，Vol.60, pp.7~22，1983年11月.
 - 56) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，1979年3月.
 - 57) 土田 肇：液状化の影響を受けた岸壁の被害，第16回日本地震工学研究発表会，pp. 201~204，1981年7月.
 - 58) 秋葉満寿次・仙波秀男：秋田県男鹿地震と溜池被害，農業土木研究，Vol. 13, No. 1, 1941年.

第5編 道路・鉄道