

ISSN 1346-7328
国総研資料 第 430 号
ISSN 0286-4630
建築研究資料 第 109 号
平成 19 年 12 月

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management
No. 430 December 2007

建築研究資料

Building Research Data
No. 109 December 2007

平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震建築物被害調査報告
Building Damage Observations on the Niigataken Chuetsu-oki Earthquake
in 2007

平成 19 年 12 月

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan

独立行政法人 建築研究所

Building Research Institute
Independent Administrative Institution, Japan

はしがき

平成 19 年（2007 年）7 月 16 日 10 時 13 分頃、新潟県上中越沖を震源とするマグニチュード（M）6.8（暫定値）の地震が発生し、新潟県柏崎市、長岡市、刈羽村ほかの広い地域で、数多くの建築物・家屋の他、工作物に倒壊などの被害をもたらした。この地震による最大震度は、新潟県柏崎市ほか 4 箇所で観測された震度 6 強である。

気象庁は地震発生当日にこの地震を「平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震」と命名した。

9 月 10 日現在、気象庁情報によれば、最大震度 6 弱を観測した余震が 7 月 16 日 15 時 37 分頃（M5.8）に 1 回発生している。また、消防庁調べによると地震による死者は 11 名（新潟県柏崎市 10 名、刈羽村 1 名）、負傷者は 1,990 名、住家被害は、全壊 1,086 棟、半壊 3,790 棟、一部破損 34,469 棟に上っている。

建築物および工作物を中心とした被害から教訓を学び取り、今後の地震対策に生かすため、国土交通省国土技術政策総合研究所及び独立行政法人建築研究所では連携して、地震発生当日から 10 月 9 日までの間に延べ 98 人の職員を順次現地に派遣し、初動調査、地震動調査、木造被害調査、塔状工作物（鉄筋コンクリート造）被害調査、鉄骨造建築物及び非構造部材被害調査、基礎・地盤被害調査等を実施した。

本報告では、上記の各調査結果及び調査時に現地で収集した資料の分析結果をまとめている。この内容は今後の地震対策の参考となるものと考えている。なお、今後、応急危険度判定結果のデータ詳細分析も計画しており、分析結果がまとまりしだいホームページ等で公表する予定としています。

最後に、本地震で亡くなられた方及びそのご遺族に対し深く哀悼の意を表するとともに、被災された方々に心からお見舞い申し上げます。また、現地調査に当たって被災地の困難な状況にもかかわらず、調査にご協力いただいた方々、資料を提供して頂いた方々に厚く御礼申し上げます。

平成 19 年 12 月

国土交通省国土技術政策総合研究所
所 長 坪香 伸
独立行政法人建築研究所
理事長 山内 泰之

平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震建築物被害調査 目次

はしがき

第 1 章 調査の概要	(1-1～1-3)	
1.1 概要	・・・・・・・・・・・・・・・・	1-1
第 2 章 被害一般	(2-1～2-9)	
2.1 各地の震度、津波の概況	・・・・・・・・・・・・・・・・	2-1
2.2 各種災害対策法令等の適用	・・・・・・・・・・・・・・・・	2-3
2.3 人的被害	・・・・・・・・・・・・・・・・	2-4
2.4 建築・住宅に係る被害	・・・・・・・・・・・・・・・・	2-5
2.5 危険度判定の状況	・・・・・・・・・・・・・・・・	2-6
2.6 ライフラインの被害	・・・・・・・・・・・・・・・・	2-7
第 3 章 地震及び地震動の特徴	(3-1～3-35)	
3.1 地震の概要	・・・・・・・・・・・・・・・・	3-1
3.2 被災地の地形及び地質	・・・・・・・・・・・・・・・・	3-3
3.3 本震の地震動特性	・・・・・・・・・・・・・・・・	3-5
3.4 建築研究所の強震記録	・・・・・・・・・・・・・・・・	3-9
3.5 関東平野における地震動	・・・・・・・・・・・・・・・・	3-21
3.6 余震観測調査	・・・・・・・・・・・・・・・・	3-23
3.7 まとめ	・・・・・・・・・・・・・・・・	3-34
第 4 章 木造建築物の被害	(4-1～4-67)	
4.1 調査概要	・・・・・・・・・・・・・・・・	4-1
4.2 各地区の木造建築物の被害概況	・・・・・・・・・・・・・・・・	4-3
4.3 個別物件の詳細調査	・・・・・・・・・・・・・・・・	4-19
4.4 詳細調査建物の壁量の検討	・・・・・・・・・・・・・・・・	4-54
4.5 地震応答計算による耐力壁量と最大応答変位の関係	・・・・・・・・	4-58
4.6 まとめ	・・・・・・・・・・・・・・・・	4-66
第 5 章 鉄骨造建築物の被害	(5-1～5-4)	
5.1 調査概要	・・・・・・・・・・・・・・・・	5-1
5.2 体育館の調査結果	・・・・・・・・・・・・・・・・	5-1
5.3 その他の鉄骨造建築物の被害	・・・・・・・・・・・・・・・・	5-4
5.4 まとめ	・・・・・・・・・・・・・・・・	5-4

第 6 章 塔状工作物（鉄筋コンクリート造）の被害	(6-1～6-14)	
6.1 調査概要	・・・・・・・・・・・・・・・・	6-1
6.2 調査結果	・・・・・・・・・・・・・・・・	6-2
6.3 塔状工作物の鉄筋コンクリート造部分の配筋について	・・・・・・・・	6-6
6.4 塔状工作物の耐震性の検討	・・・・・・・・・・・・・・・・	6-8
6.5 まとめ	・・・・・・・・・・・・・・・・	6-13
第 7 章 非構造部材の被害	(7-1～7-11)	
7.1 調査概要	・・・・・・・・・・・・・・・・	7-1
7.2 運動施設	・・・・・・・・・・・・・・・・	7-1
7.3 福祉施設	・・・・・・・・・・・・・・・・	7-7
7.4 その他の施設	・・・・・・・・・・・・・・・・	7-9
7.5 まとめ	・・・・・・・・・・・・・・・・	7-11
第 8 章 建築基礎・地盤の被害	(8-1～8-59)	
8.1 調査概要	・・・・・・・・・・・・・・・・	8-1
8.2 調査地域の地盤概要	・・・・・・・・・・・・・・・・	8-3
8.3 被害概要	・・・・・・・・・・・・・・・・	8-11
8.4 調査結果	・・・・・・・・・・・・・・・・	8-17
8.5 基礎及び擁壁の被害	・・・・・・・・・・・・・・・・	8-53
8.6 まとめ	・・・・・・・・・・・・・・・・	8-59
第 9 章 むすび	(9-1～9-2)	

執筆分担

第1章 調査の概要

国土技術政策総合研究所
建築研究所

第2章 被害一般

植本敬大 国土技術政策総合研究所建築研究部主任研究官

第3章 地震及び地震動の特徴

石原 直 国土技術政策総合研究所建築研究部主任研究官
小山 信 建築研究所国際地震工学センター上席研究員
鹿嶋俊英 建築研究所国際地震工学センター主任研究員
白坂光行 気象庁地震火山部地震津波監視課強震解析係長

第4章 木造建築物の被害

植本敬大 国土技術政策総合研究所建築研究部主任研究官
河合直人 建築研究所構造研究グループ上席研究員
山口修由 建築研究所材料研究グループ主任研究員
中川貴文 建築研究所材料研究グループ研究員
村上知徳 建築研究所構造研究グループ交流研究員

第5章 鉄骨造建築物の被害

向井昭義 国土技術政策総合研究所構造基準研究室長

第6章 塔状工作物（鉄筋コンクリート造）の被害

西山 功 国土技術政策総合研究所建築研究部部長
犬飼瑞郎 国土技術政策総合研究所住宅生産研究室長
石原 直 国土技術政策総合研究所建築研究部主任研究官
福山 洋 建築研究所構造研究グループ上席研究員
田尻清一郎 建築研究所構造研究グループ研究員

第7章 非構造部材の被害

西田和生 国土技術政策総合研究所建築研究部主任研究官
脇山善夫 建築研究所建築生産研究グループ研究員

第8章 建築基礎・地盤の被害

井上波彦 国土技術政策総合研究所建築研究部主任研究官
田村昌仁 建築研究所国際地震工学センター上席研究員
平出 務 建築研究所建築生産研究グループ主任研究員

第9章 むすび

飯場正紀 建築研究所構造研究グループ長



写真-4.3.57 柱の折損、壁の剥落



写真-4.3.58 柱折損の詳細

4) K-2 (刈羽村刈羽)

調査した建物は、K-1（平屋部分）の北西に平成4年に増築された部分2階建ての軸組構法による住宅（写真-4.3.59）である。1階床面積 72.6 m²、2階床面積 39.6 m²、基礎は布基礎で、基礎高さは500 mm（東側基礎にての測定）。外壁は上部が漆喰仕上げ、それ以外は下見板張り。内壁仕上げは、洋室ではせっこうボード+クロス、和室では京壁（下地は不明）。筋かいの有無、接合仕様は不明。壁には断熱材使用（グラスウール）。屋根は切妻4寸勾配、和瓦葺き（葺き土なし）。

被害状況は、1階、2階ともに残留変形があり、1階では北方向に 1/400、東方向に 1/400、2階では北方向に 1/240、東方向に 1/170 である。平屋部分との接合部分（増築した際の繋ぎ目部分）において調査対象建物と平屋部分が分離していた（写真-4.3.60）。この近傍における廊下のせっこうボードが剥落していた（写真-4.3.61）。また、廊下および食堂のせっこうボードに大きな亀裂が生じていた（写真-4.3.62）。せっこうボードに亀裂または剥落が生じていた部位は平屋部分と当該建物が接合されていた壁線に集中していた。その他、浴室の壁タイルに亀裂および剥落の損傷（写真-4.3.63）が認められた。



写真-4.3.59 増築部分の外観



写真-4.3.60 平屋部分と増築部分の接合部分



写真-4.3.61 増築部分の廊下の
せっこうボード剥落



写真-4.3.62 食堂のせっこうボードの亀裂・剥落



写真-4.3.63 浴室タイル目地亀裂・剥落

5) K-3 (刈羽村刈羽)

- ・ 刈羽駅近くにある、1982年築の軸組工法2階建て住宅（写真-4.3.64）。元は宅地であるが、それ以前は田であった。
- ・ 2004年新潟県中越地震時に、敷地内に噴砂口ができるなど、地盤が液状化する被害を受けた。建物の損傷は大きくなかった。その後、液状化対策のために、基礎と上部の建物を支持した状態で、以下の写真に示す鋼製パイプ（長さ0.9m）を布基礎の下に50カ所（各長さ17m）に挿入して、復旧した（写真-4.3.65）。
- ・ 建物は、2004年新潟県中越地震後の液状化対策工事において、上部構造の補強は特に実施しなかった。瓦葺き、外装は下見板張り。基礎は逆T字状の鉄筋コンクリート製布基礎。軸組には、比較的多数の筋かいが使用されている。内装は、真壁部分は石こうラスボードの上に砂壁風のクロス貼りもしくは漆喰塗り。大壁部分は石こうボードの上にクロス貼り。
- ・ 今回の地震で、地盤に噴砂等の液状化は発生しなかったが、杭支持した布基礎部分に対して、犬走りなどの周辺部分が10cm程度沈下した（写真-4.3.68, 69）。
- ・ 上部構造では、玄関の庇を支える両独立柱が脱落・分離。玄関左右の両袖壁前端の柱が土台を踏

み外し、玄関が建物本体から分離して傾く（写真-4.3.66）。

- ・ 建物本体では、1階・2階ともに壁の損傷が大きく、多くの石こうボードに亀裂が生じ、また脱落が生じた（写真-4.3.70）。1階の柱数本が折損している。（写真-4.3.71）
- ・ 1階では西向きに1/30程度、2階では南向きに1/340程度の残留変形が生じた。
- ・ 北側の筋かい（たすき掛け）が座屈して、外壁（下見板張り）を面外に押し出した（写真-4.3.67）。
- ・ 瓦（主に隅棟）の一部が破損・落下した。



写真-4.3.64 K-3 全景（玄関部分に大きな被害）



写真-4.3.65 中越地震後の液状化対策用鋼製パイプ



写真-4.3.66 脱落した独立柱と傾斜した玄関



写真-4.3.67 座屈した筋かいにより押出された外装材



写真-4.3.68 周辺地盤と分離した布基礎



写真-4.3.69 床下（束が浮き上がっている）



写真-4.3.70 脱落した石こうボード



写真-4.3.71 縦に裂けた柱

6) K-4 (刈羽村刈羽)

- ・ K-3 邸の敷地内に建つ、2005 年 6 月建築の一部 2 階建て丸太組構法（写真-4.3.72）。
- ・ 元畑を 40cm 程度盛土し、厚 24cm 程度のスラブを持つ円形の鉄筋コンクリート独立基礎の上に建つ（写真-4.3.73）。
- ・ ログハウスは、直径 150mm のスギの丸太（九州産）を積層した構造。屋根は金属板葺き。内外装はなく、丸太が直接見える。
- ・ 地震によって、敷地内で液状化は発生していない。基礎のスラブと周辺地盤の間が多少開き（写真-4.3.74）、スラブが若干傾斜した。
- ・ 計測した丸太の壁の傾斜は、8/1000 程度であったが、実質的に問題が生じない範囲である。
- ・ 丸太相互のズレも観察されていない（写真-4.3.75）。
- ・ 建物に被害は生じていない。テラス部分との間にズレが生じたため、開き戸が開き難くなったのが、唯一の被害。



写真-4.3.71 全景 (ほとんど被害なし)



写真-4.3.71 コンクリート製の独立基礎とベタ基礎



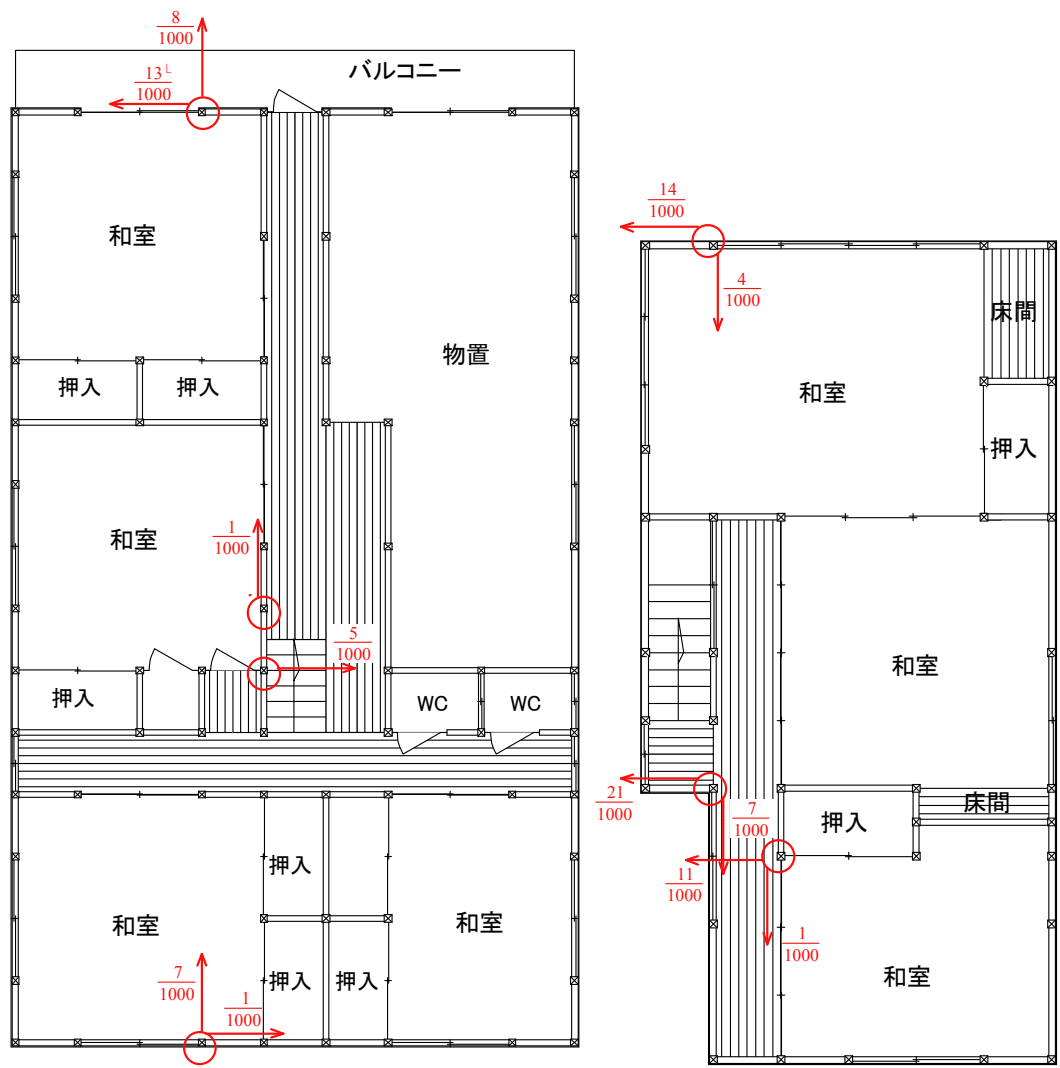
写真-4.3.71 スラブと周辺地盤のずれ



写真-4.3.71 K-3 内部 (1階:被害なし)

4.3.6 詳細調査建物の平面図

次頁以降に前節までに詳細調査を実施した建物の平面図を示す。

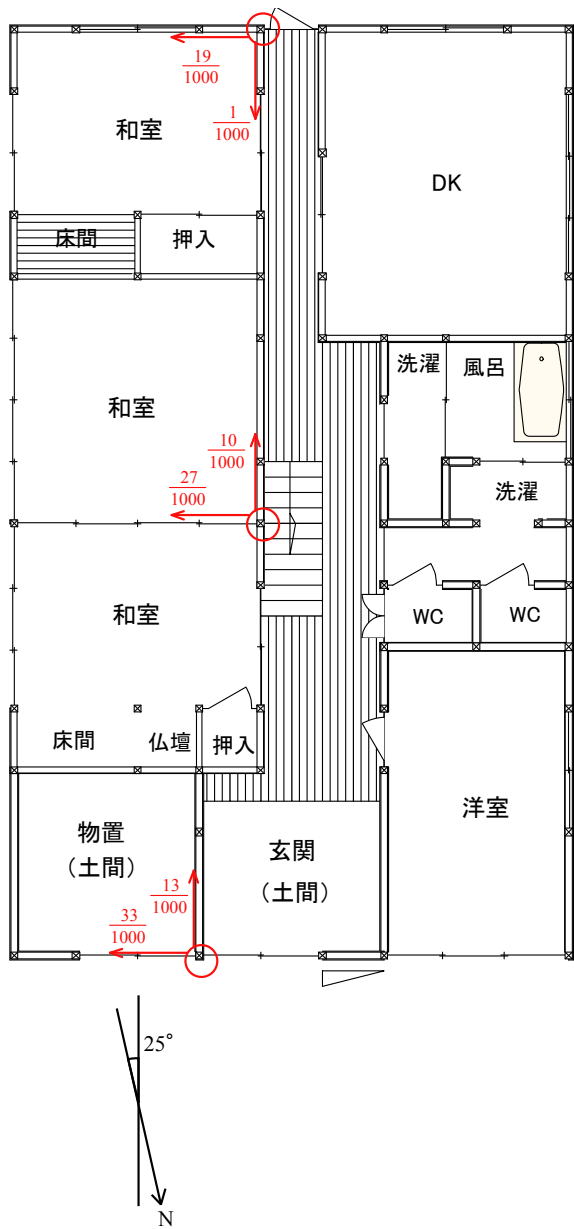


1F 平面図

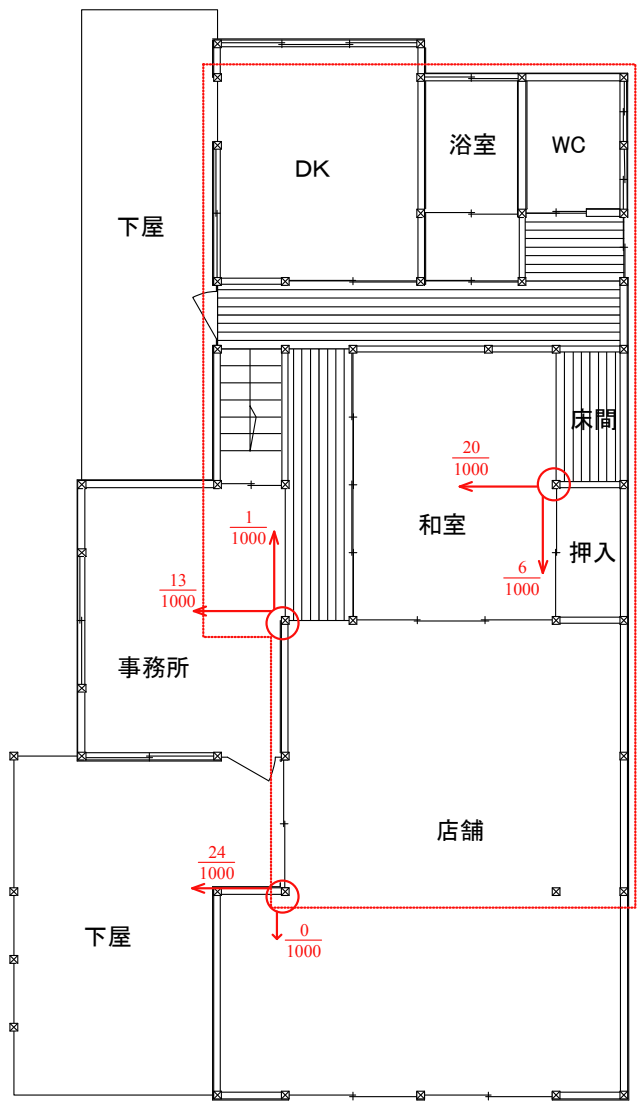
2F 平面図



図-4.3.1 平面図 1



1F 平面図



2F 平面図

図-4.3.2 平面図 2

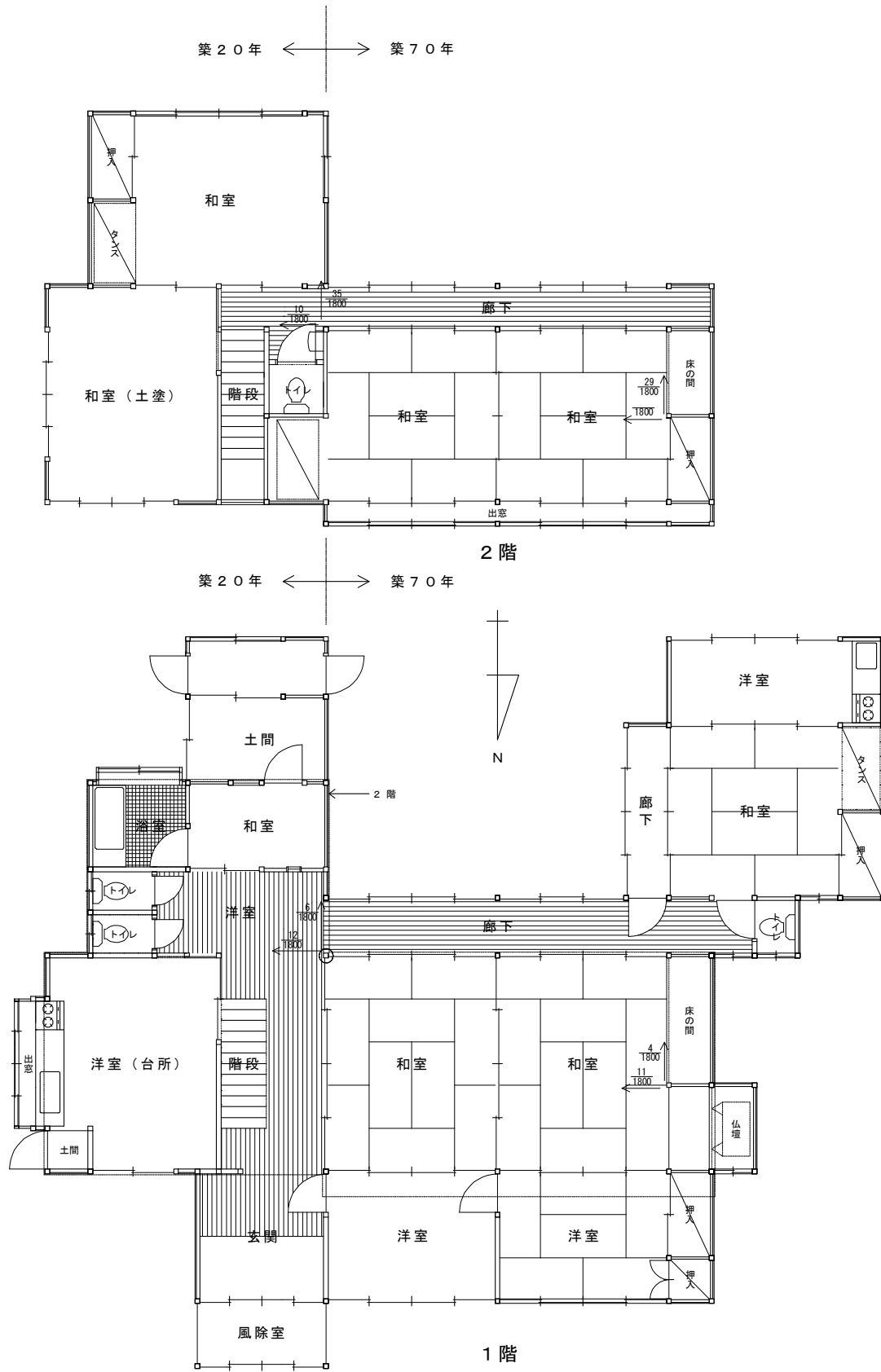
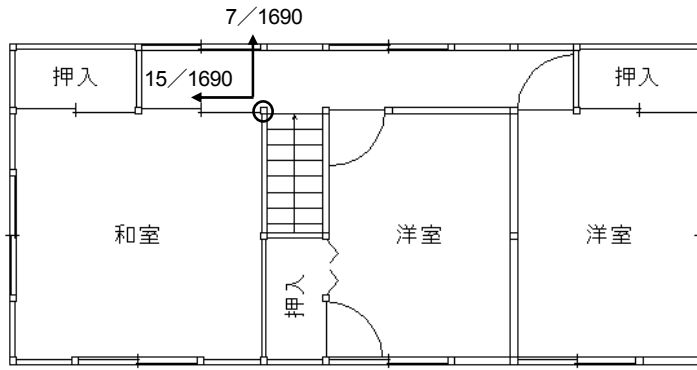
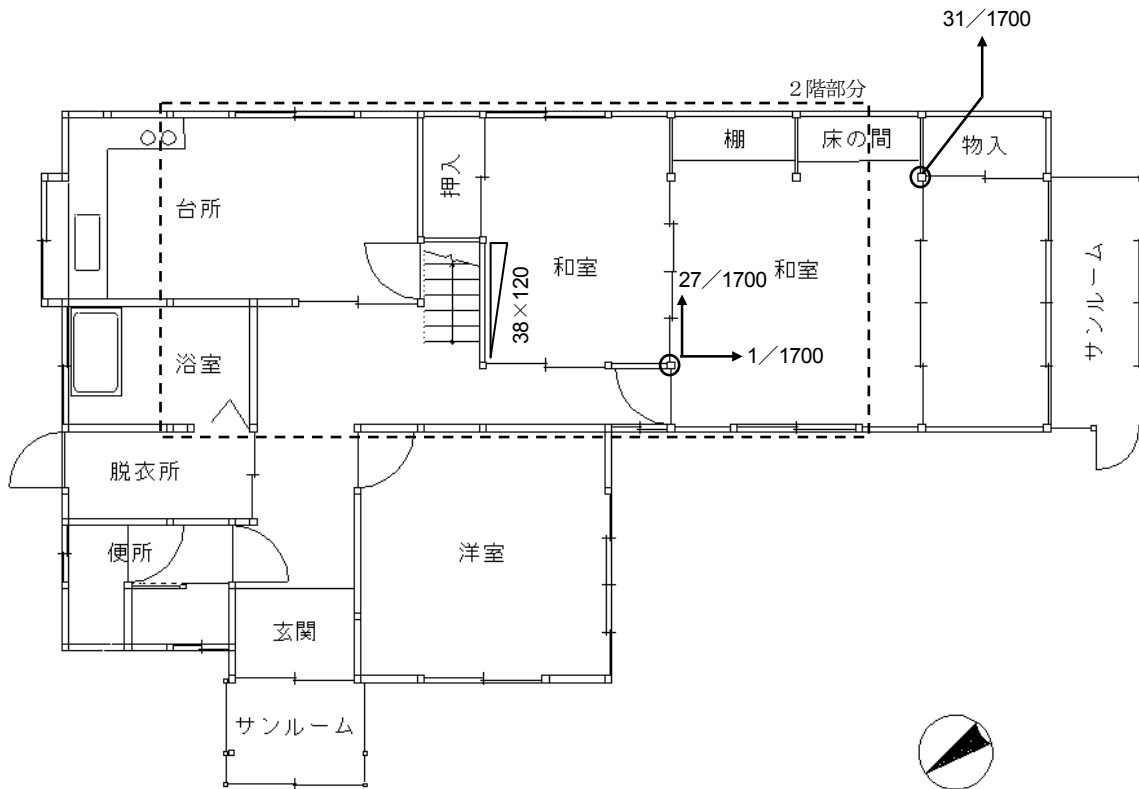


図-4.3.3 平面図 3



2階



1階

図-4.3.4 平面図4

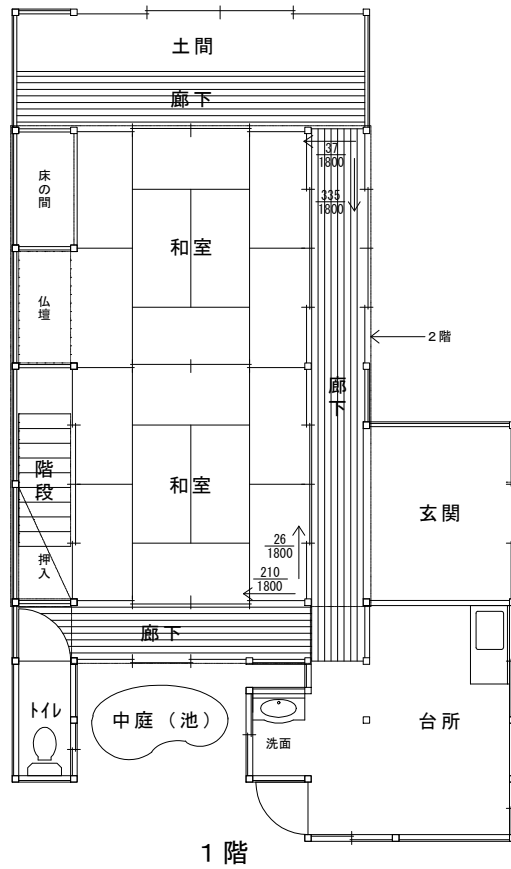
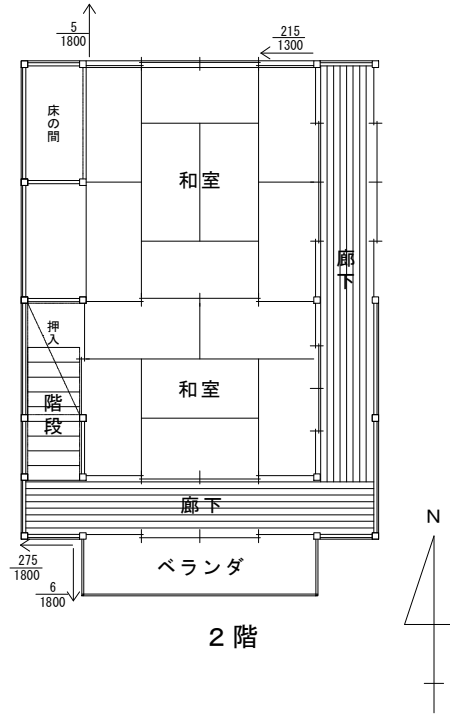
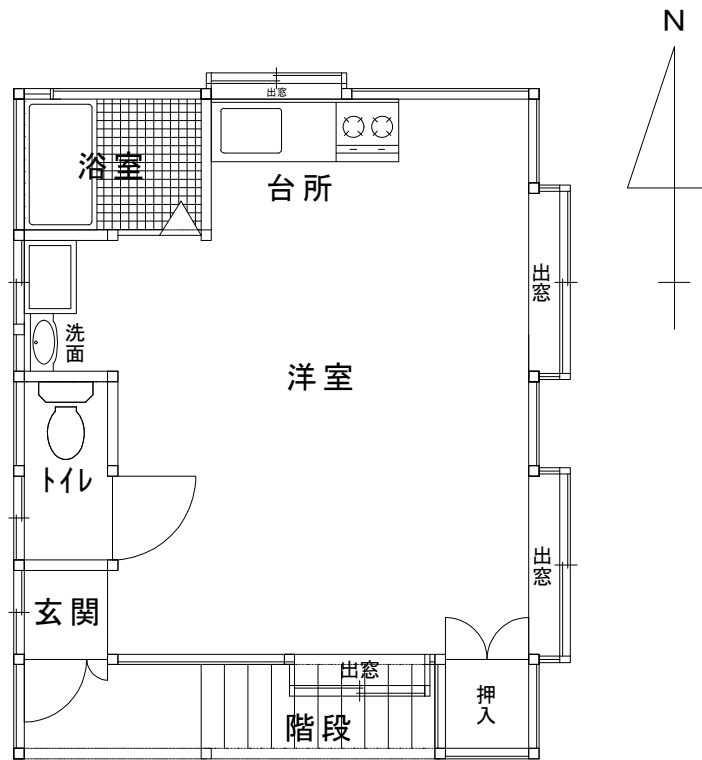
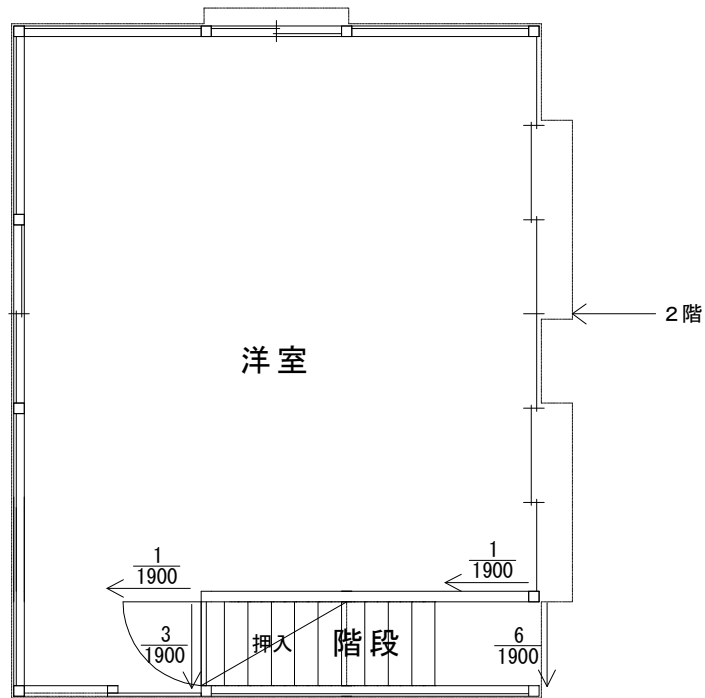


図-4.3.6 平面図6

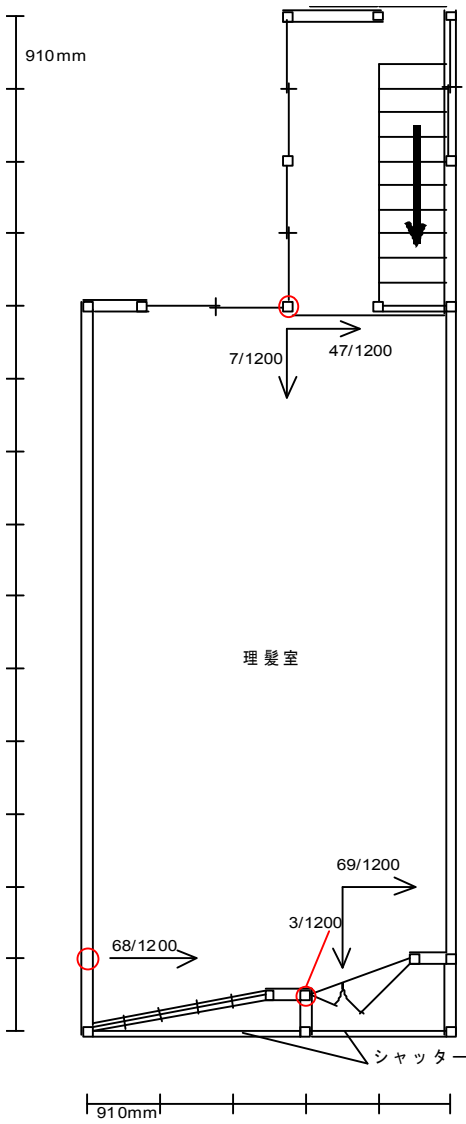


2階

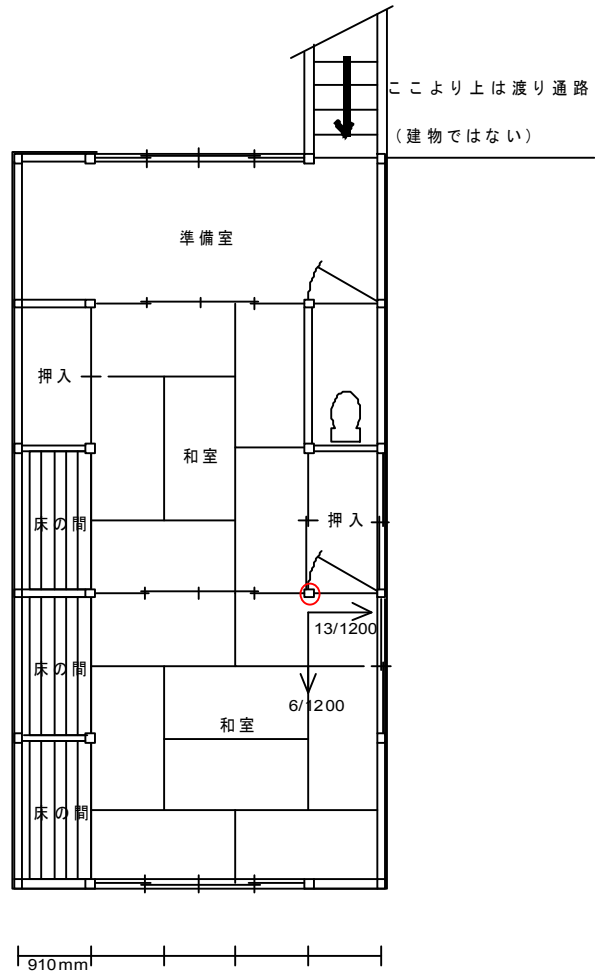


1階

図-4.3.7 平面図7

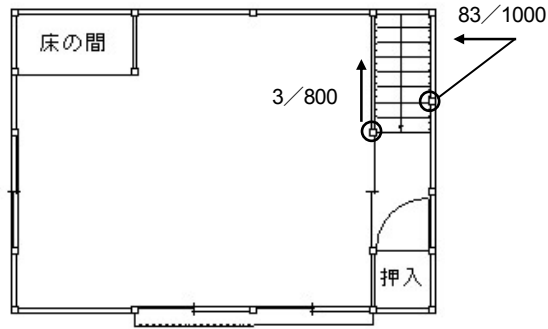


1階平面図

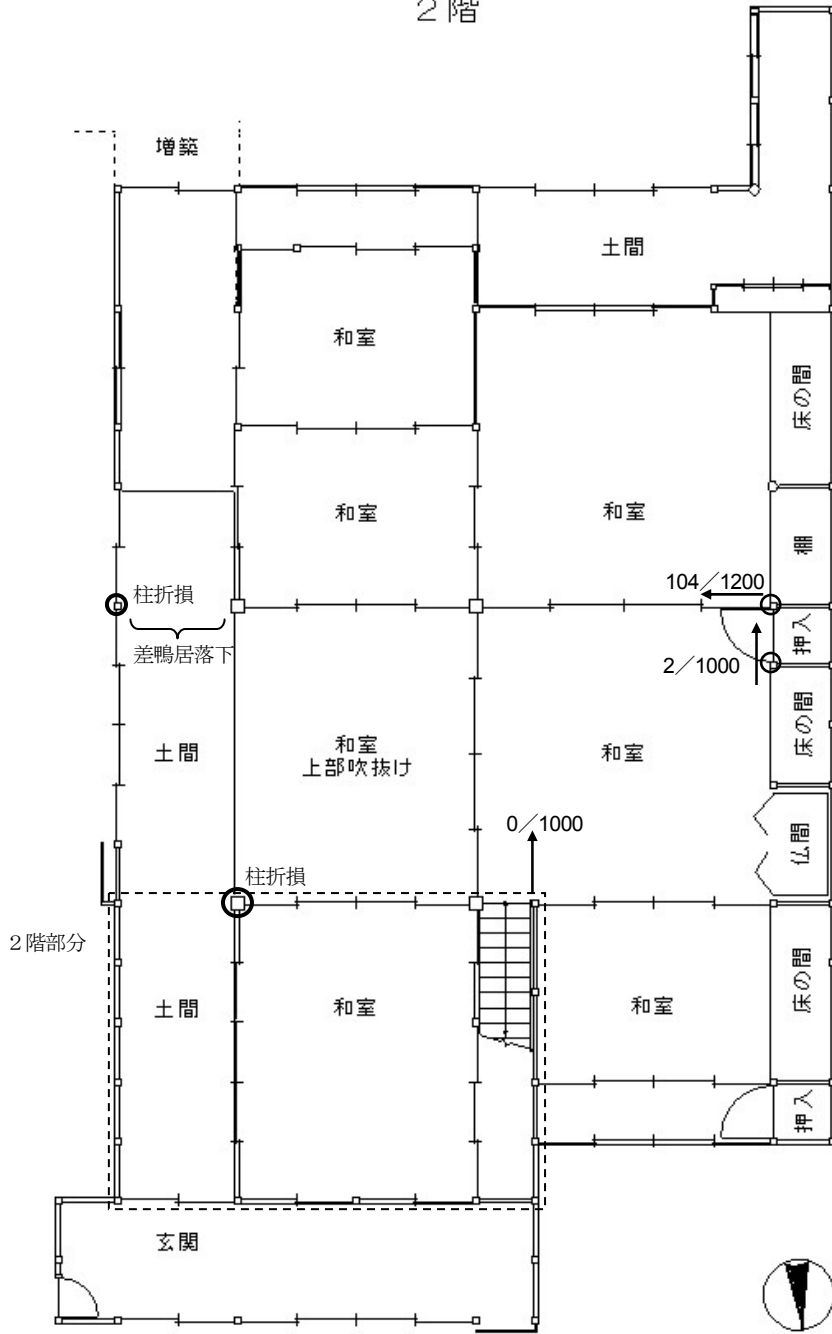


2階平面図

図-4.3.8 平面図8

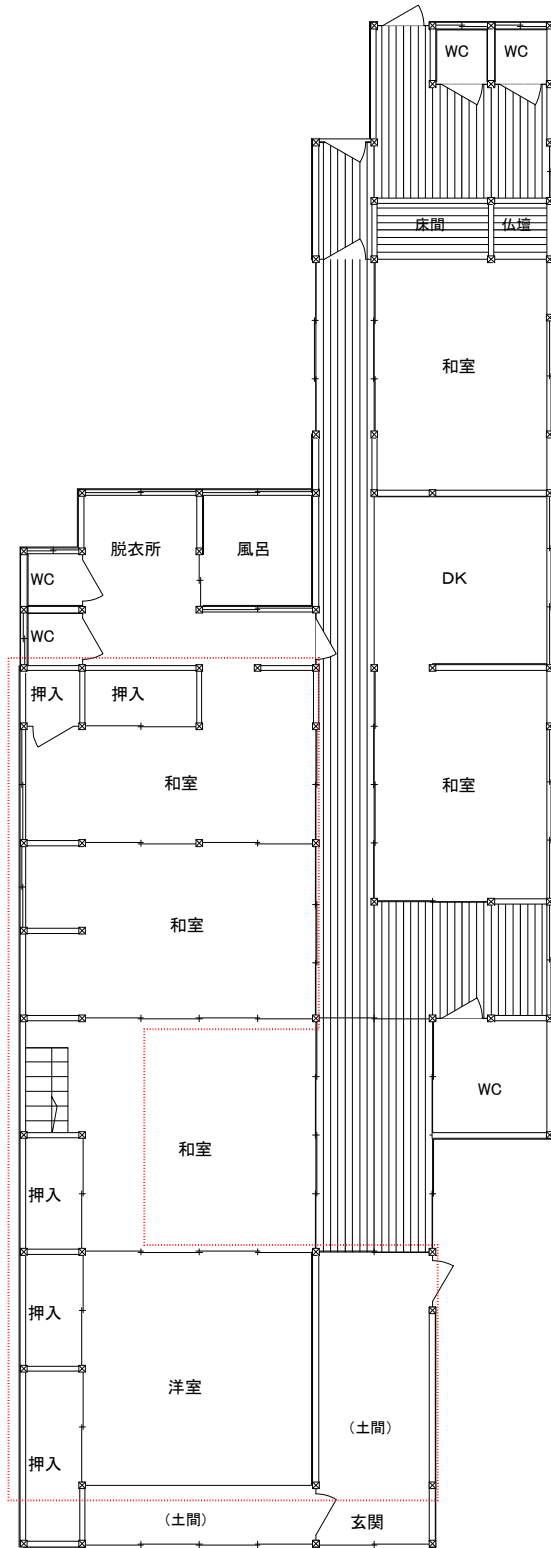


2階

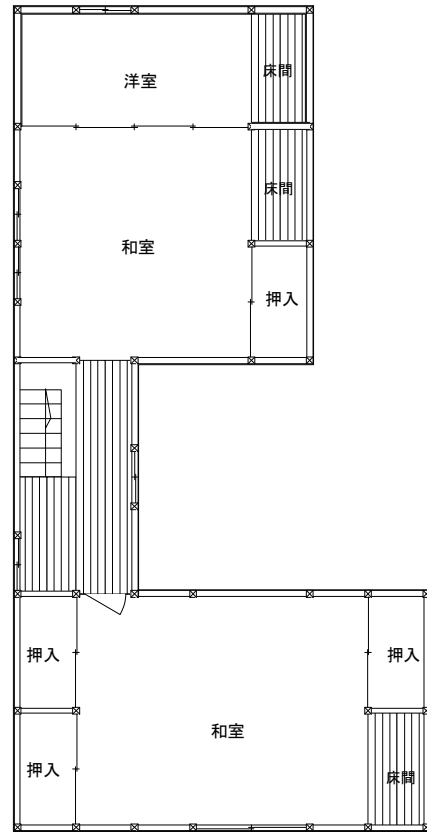
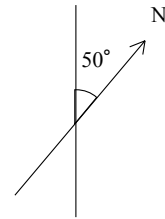


1階

図-4.3.9 平面図9

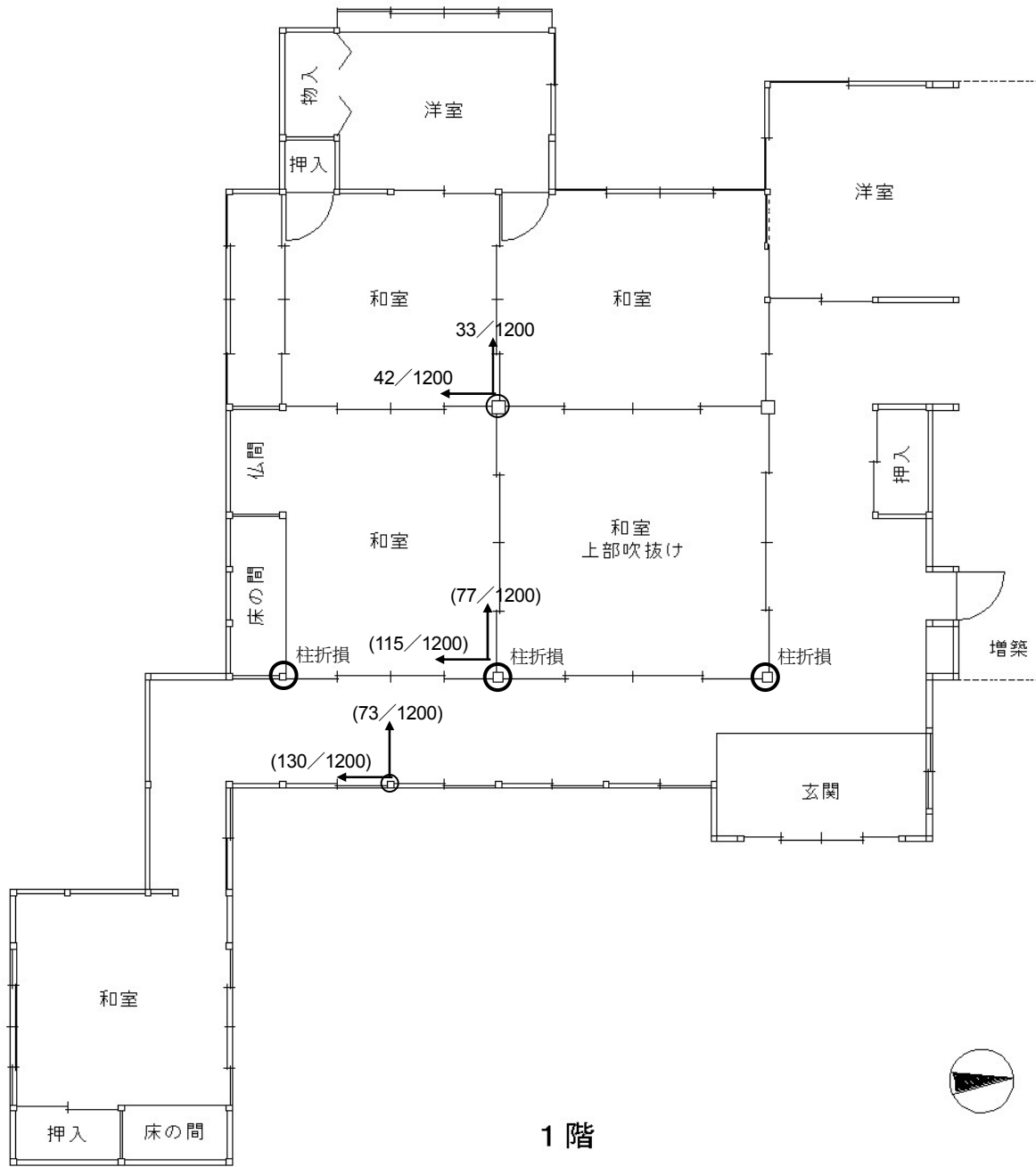


1F 平面図



2F 平面図

図-4.3.11 平面図 11



柱傾斜の () は、折損又は曲げ変形を生じた柱の鴨居下での傾斜の測定値を表す

図-4.3.12 平面図 12

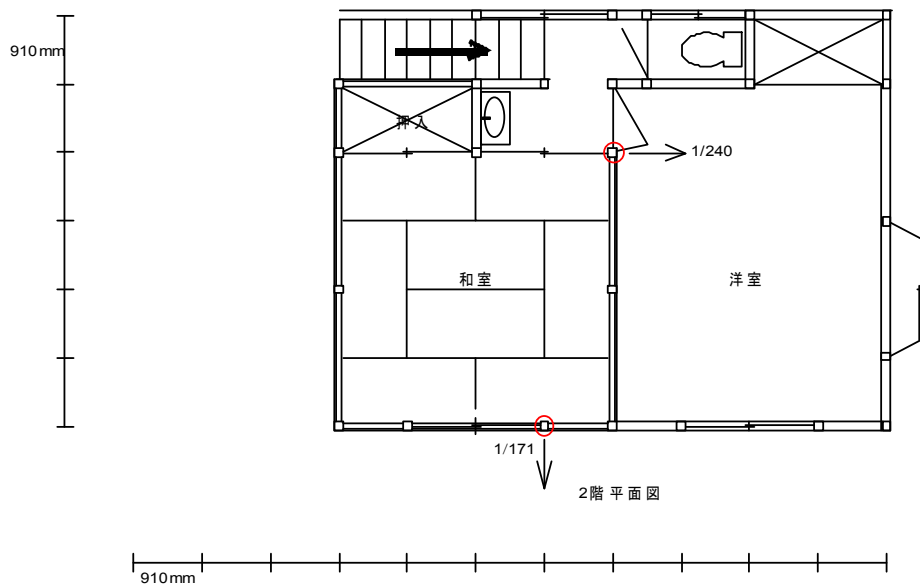
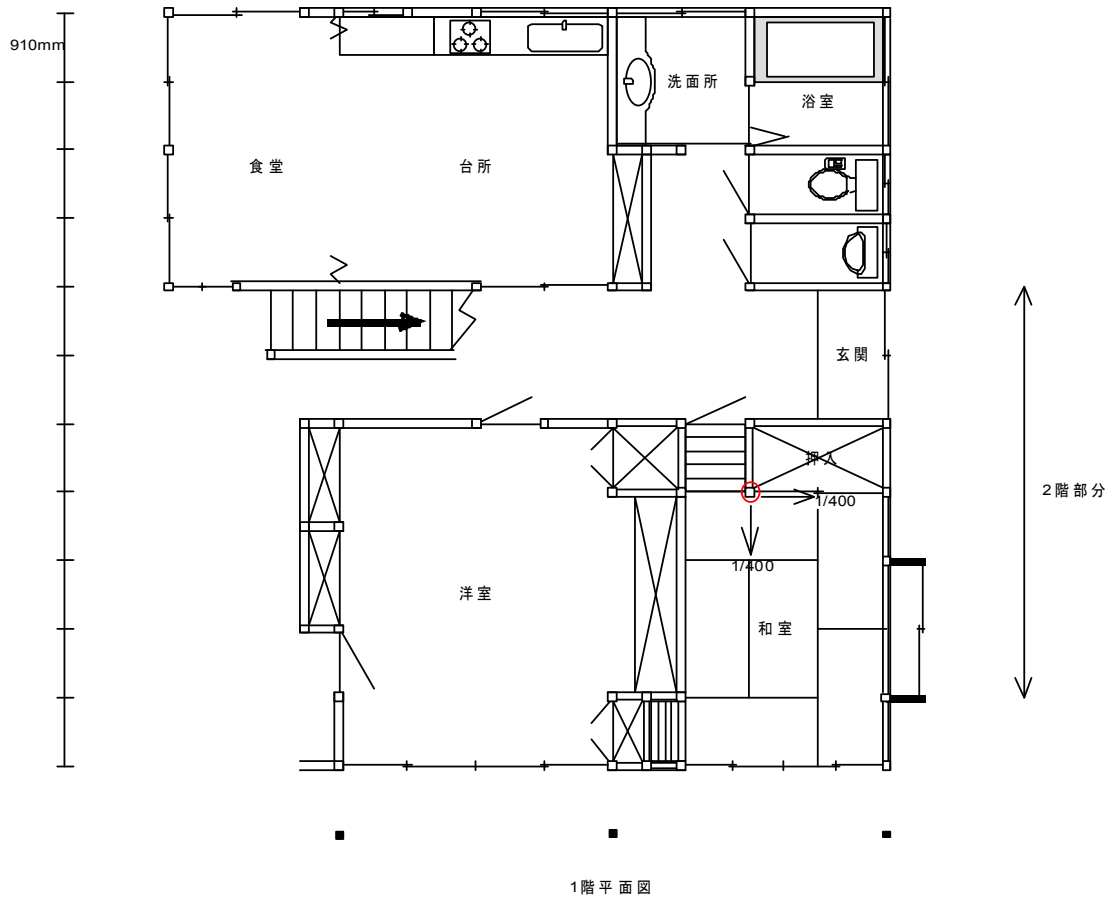
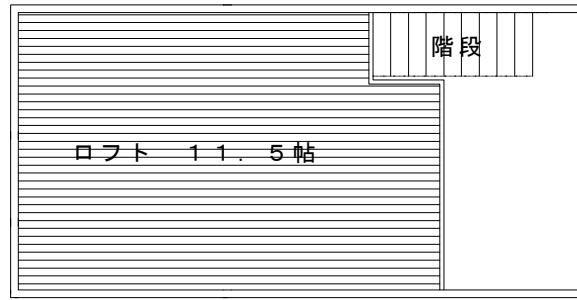
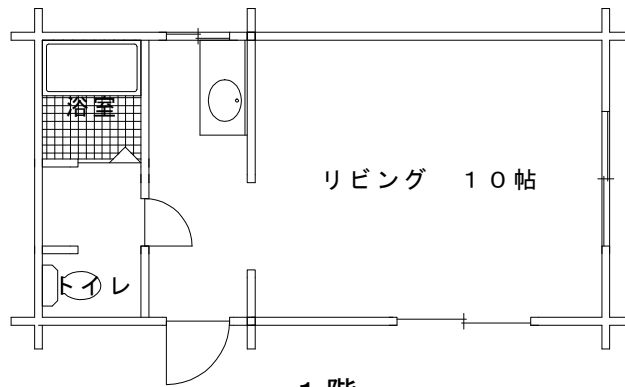


图-4.3.13 平面图 13



2階



1階

図-4.3.15 平面図 15

6. 塔状工作物（鉄筋コンクリート造）の被害

6.1 調査概要

6.1.1 調査内容

柏崎市橋場の塔状工作物の地震被害を調査するとともに、その周辺にある、長岡市鳥越、長岡市小国町武石および小千谷市時水の塔状工作物についても、調査を行った。

調査は、2007年7月23日、24日、8月9日及び10月9日に国土交通省国土技術政策総合研究所及び独立行政法人建築研究所が共同実施したものであり、財団法人日本建築防災協会の被害調査チームが調査協力した。なお本章は、国土技術政策総合研究所及び独立行政法人建築研究所の調査者が、主に作成したものである。

6.1.2 調査者等

7月23日、24日の調査者等は、下記の通りである。

<調査者>

福山 洋 独立行政法人建築研究所 構造研究グループ 上席研究員
犬飼 瑞郎 国土交通省国土技術政策総合研究所 住宅研究部 住宅生産研究室長

<調査協力者>

壁谷澤 寿海 財団法人日本建築防災協会 地震被害調査チーム
(東京大学 地震研究所 教授)
塩原 等 財団法人日本建築防災協会 地震被害調査チーム
(東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 准教授)
大久保 香織 財団法人日本建築防災協会 地震被害調査チーム
(東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 大学院生)
太田 勤 財団法人日本建築防災協会 地震被害調査チーム(堀江建築工学研究所 所長)
田子 茂 財団法人日本建築防災協会 地震被害調査チーム(堀江建築工学研究所 部長)
菊池 志郎 財団法人日本建築防災協会 地震被害調査チーム(同協会 企画調査部 部長)
なお、本調査には、国土交通省北陸地方整備局のご支援をいただいた。
渡邊 時宗 国土交通省北陸地方整備局建政部 都市・住宅整備課 建設業務係長
栗原 和幸 国土交通省北陸地方整備局建政部 都市・住宅整備課 市街地事業係長

8月9日の調査者等は、下記の通りである。

<調査者>

犬飼 瑞郎 国土技術政策総合研究所 住宅研究部 住宅生産研究室長
石原 直 国土技術政策総合研究所 建築研究部 主任研究官
田尻 清一郎 独立行政法人建築研究所 構造研究グループ 研究員

<調査協力者>

田子 茂 財団法人日本建築防災協会 地震被害調査チーム(堀江建築工学研究所 部長)
菊池 志郎 財団法人日本建築防災協会 地震被害調査チーム(同協会 企画調査部 部長)
なお、次の方にご支援いただいた。
渡邊 時宗 国土交通省北陸地方整備局建政部 都市・住宅整備課 建設業務係長

10月9日の調査者等は、下記の通りである。

<調査者>

西山 功 国土技術政策総合研究所 建築研究部 部長
 犬飼 瑞郎 国土技術政策総合研究所 住宅研究部 住宅生産研究室 室長

<調査協力者>

壁谷澤 寿海 財団法人日本建築防災協会 地震被害調査チーム
 (東京大学 地震研究所 教授)

なお、次の方にご支援いただいた。

小林 敏彦 国土交通省北陸地方整備局建政部 住宅調整官

6.1.3 調査日程

調査日程は、表-6.1の通りである。各調査対象の位置を図-6.1に示す。

表-6.1 調査日程表

月日	調査対象
7月23日	柏崎市橋場の塔状工作物 〃 新橋の塔状工作物
7月24日	長岡市鳥越の塔状工作物 長岡市小国町武石の塔状工作物 小千谷市時水の塔状工作物
8月9日	柏崎市橋場の塔状工作物
10月9日	柏崎市橋場の塔状工作物



図-6.1 塔状工作物調査位置と本震震源位置
 (●：塔状工作物)

6.2 調査結果

6.2.1 柏崎市橋場にある塔状工作物

本塔状工作物は、1992年2月に竣工したゴミ処理施設の自立型煙突で、高さは59メートルである。敷地は、日本海と鯖石川に挟まれた海岸沿いの荒浜砂丘の南の端あたりの高台にあり、本震の震央から南南西、距離18kmに位置している。敷地およびその周辺は、厚い砂質地盤である。

煙突の構造は、正方形箱形断面を有する自立型であり、外筒は高さ58メートル、鉄筋コンクリート造で、その内部には鋼製の2本の内筒(高さ59メートル)がある。外筒は、一辺の寸法がおよそ4.6メートルの正方形断面を有しており鉄筋コンクリート造の壁4枚を正方形に並べた構造となっている。

外筒は、下から壁厚、壁筋を上に向かって減らしていくように設計されている。高さ方向の途中では、壁主筋がダブル配筋からシングル配筋に変更され、鉄筋径も変更されている。ほぼ同じ高さ位置で、帯筋もダブル配筋からシングル配筋に変更され、帯筋間隔も変更されている。なお、帯筋量は、壁隅角部においても各壁平板部分とほぼ同量とされている。外筒と内筒は、高さ13メートル毎に、つなぎ梁により接続されており、鋼製である内筒の温度伸縮による変位を吸収できるように、鉛直方向のローラーが、接続箇所を設置されている。

煙突の4面には、採光と換気のために、高さ13メートル毎に幅約0.5メートル、高さ約1.5メートルの縦開口が設けられている。煙突の最下部には、東側面(写真-6.1の正面)に機器搬入用の高さ約7メートルの縦開口が、その反対側のゴミ処理棟側には、水平煙道(写真-6.3参照)を煙突に導き入れるための縦開口(幅約1メートル、高さ約3メートル)が2つ、水平に並べて設けられている。水平煙道と外筒開口の間には、防水用の蓋が設置されているが、水平煙道周囲に7センチメートルほどの厚さの断熱材が巻き付けられているため、地震時には、断熱材の厚さの変形までは水平煙道と外筒の衝突を回避できる構造となっている。

煙突の地震被害は、鉄筋コンクリート造外筒の折損および一部崩落である(写真-6.1~6.3)。地上から高さがおおよそ17メートル付近に水平破断面が見られる。水平破断面の上部及び下部への曲げひび割れ領域の進展などは見られなかった、一方で、水平破断面の周辺にはコンクリートの剥落や鉄筋の露出などの破壊が発生し、折損位置より上の部分が北西方向に約60cm水平移動し、さらに鋼製の内筒をガイドとするようにして、おおよそ6メートル降下して崩落の進行が止まったものである。調査時点での上部の煙突の傾きは おおよそ1/25であった。これほど傾いているにも関わらず鉄筋コンクリート造外筒が転倒しなかった理由は、鋼製の内筒が、上部の鉄筋コンクリート造外筒のP- Δ (デルタ)効果による水平力を、支えているためと考えられる。

なお、敷地内の煙突周辺の地盤には、不同沈下や地割れは見られなかった。



写真-6.1 柏崎市橋場にある塔状工作物(自立型煙突)の全景



写真-6.2 煙突の北側面
(写真-6.1の右側面)



写真-6.3 煙突の北側面
(水平煙道)

6.2.2 長岡市鳥越にある塔状工作物

本塔状工作物（写真-6.4）は、高さ 59 メートル、外筒が鉄筋コンクリート造、内筒が鉄骨造の自立型煙突であり、竣工は 1986 年である。外筒は、鉄筋コンクリート造壁 4 枚を矩形に並べた構造であり、下から壁厚、壁筋を減らしていくように設計されている。高さ 45 メートルまで、壁主筋をダブル配筋とし、隅角部には、ハンチを設けて、補強筋が配筋されている。外筒には、換気用、出入口用、水平煙道用の開口が設けられている。

外観からは、被害は認められなかった。



写真-6.4 長岡市鳥越にある塔状工作物

6.2.3 長岡市小国町武石にある塔状工作物

本塔状工作物（写真-6.5）は、高さ 40 メートル、鉄筋コンクリート造の自立型煙突であり、煙道内壁に耐火煉瓦が貼り付けられている。竣工は 1992 年であるが、現在、焼却施設は稼働しておらず、煙突は使用されていない。煙突は、外側が八角形、内側が円形の断面をしており、外側及び内側に主筋が配筋され、それぞれが帯筋でつながられている。また、鉄筋コンクリート造部分の厚みが 400 ミリメートル近いところで、更に幅止め筋が配筋されている。下から壁厚、壁筋を減らしていくように設計されているが、高さ 40 メートルまでダブル配筋とされている。煙突には、水平煙道用、灰取り出し用の開口が設けられている。

外観からは、被害は認められなかった。



写真-6.5 長岡市小国町武石
にある塔状工作物



写真-6.6 小千谷市時水にあ
る塔状工作物

6.2.4 小千谷市時水にある塔状工作物

本塔状工作物（写真-6.6）は、高さ 59 メートル、外筒が鉄筋コンクリート造、内筒が鉄骨造の自立型煙突であり、竣工は 1990 年である。外筒は、鉄筋コンクリート造壁 4 枚を矩形に並べた構造であり、下から壁厚、壁筋を減らしていくように設計されている。高さ 9 メートルまで、壁主筋をダブル配筋とし、高さ 9 メートル以上では壁主筋をシングル配筋とされている。隅角部には、ハンチを設けて、補強筋が配筋されている。外筒には、換気用、機器搬入用、水平煙道用の開口が設けられている。外観からは、被害は認められなかった。

6.2.5 柏崎市新橋にある塔状工作物

本塔状工作物（写真-6.7）は、高さが約 20 メートル、1937 年頃竣工の鉄筋コンクリート造自立型煙突である。

この煙突は、コンクリートの継ぎ目と思われる高さで、輪切り状に 3 本に折れ、上 2 本が倒壊し、下 1 本が残っている。倒れた方向は、ほぼ北方向である。周辺の木造工場の倒壊により近寄ることが出来なかったが、煙突の断面には鉄筋が確認された。



写真-6.7 煙突と木造工場
(写真中央に、煙突の低層部(奥)、中層部、先端部(手前)が 3 本見える)

6.3 塔状工作物の鉄筋コンクリート造部分の配筋について

本調査のうち、6.2.1～6.2.4の各塔状工作物に関しては、現地調査時に提供していただいた竣工図と思われる図面により、鉄筋コンクリート造部分の配筋を参照することができた。6.2に示したとおり、これらの塔状工作物の中には、鉄筋コンクリート造の壁主筋を、全高にわたってダブル配筋とする場合と、途中の高さでダブル配筋からシングル配筋に切り替える場合が見られた。

今回の地震により途中の高さで折損し、一部崩落した塔状工作物では、途中の高さで壁主筋をダブル配筋からシングル配筋に切り替えており(図-6.2)、破断箇所と、ダブル配筋からシングル配筋に切り替えた位置とが、ほぼ一致していた。

図-6.2及び図-6.3は、現地調査時に提供していただいた図面(土木建築工事設計図)からの抜粋であり、左から立面断面図、レベル番号、外側主筋の配筋量、内側主筋の配筋量、外側帯筋の配筋量、内側帯筋の配筋量、外側主筋継手位置2列、内側主筋継手位置2列である。継手位置が2列あるのは、主筋の半分ずつで継手位置をずらし、交互に配筋しているためである。継手が生じるのは、入手できる鉄筋の長さ(定尺長)があるためである。なお、図-6.2(4)主筋の継手位置に示した主筋が、図-6.2(3)主筋量よりも少なくなっている部分があるが、これは、図-6.2(4)主筋の継手位置では、出入口開口、水平煙道用開口、採光用開口の開口補強筋が、含まれていないためである。

図-6.2によると、レベル⑥の高さで、壁主筋がダブル配筋からシングル配筋に変化していて、外側主筋の右側の定着部下端と、内側主筋の先端が揃っている。10月9日の調査時に提供していただいた工事中の配筋検査時に撮影された工事用アルバムによると、内側主筋の先端は、レベル⑥の高さで止まらず、更に、20～40cmほど長く配筋され、カットオフされていた(図-6.4)。なお、図-6.4は、図-6.2に示す高さ17.5m周辺の立面断面図である。

帯筋の詳細は、土木建築工事設計図の抜粋(図-6.3)では明確ではなかったが、工事用アルバムによると、帯筋4本で、壁4枚を1周するように重ね継手で組み合わせて、配筋されていた(図-6.5)。これは、通常、帯筋が長さ5.5m前後で供給されており、1辺4.6mの壁4枚を1周できる長さのものが無いためである。帯筋の重ね継手は、1本の帯筋の90°フック部分の先端と、もう1本の帯筋のフック無し定着の先端を壁隅角部で重ねることにより、4つの壁隅角部全てにおいて設けられていた。なお、図-6.5は、帯筋の重ね継手の状態を表示するためのイメージ図であり、重ね継手を水平方向に束ね、それが壁板内に収まるように壁厚を実際よりも厚く、表示している。実際は、帯筋は鉛直方向に束ねられていた。

高さ17.5mにおいて、帯筋も配筋量が切り替えられ、図-6.2によると、内側主筋の帯筋は配筋されないが、工事用アルバムによると、そのまま内側主筋の定着の端部、高さ17.9m付近まで、D13@150が続けられていた。このことを、図-6.4において、内側主筋の先端が、レベル⑥の高さより更に20～40cmほど長くなっているところに示した。一方で、外側主筋の帯筋は、高さ17.5mでD13@125に切り替えられていた。

なお、図-6.2の右側の継手位置図に示されている横線は、工事用アルバムによると、コンクリート打設高さに概ね一致していた。コンクリート打設は、高さ(-0.1m)から開始され、1.8mに1回、行われていたこととなり、高さ17.5m周辺のコンクリート打設高さは、それぞれ16.1m、17.9m、19.7mとなる。

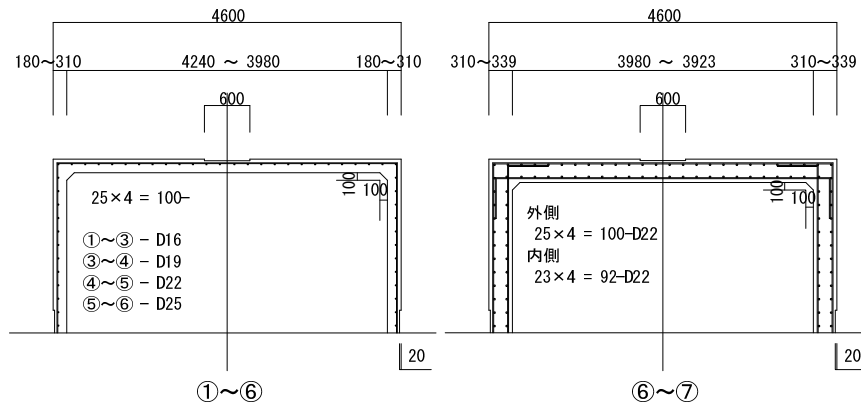


図-6.3 塔状工作物の鉄筋コンクリート造部分の平面断面図

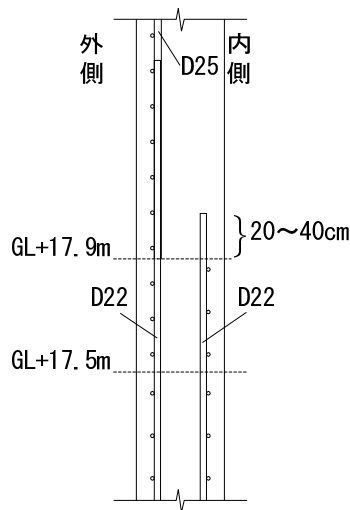


図-6.4 配筋例の詳細(立面断面図)
(内側主筋のカットオフ位置「高さ GL+17.9m」周辺)

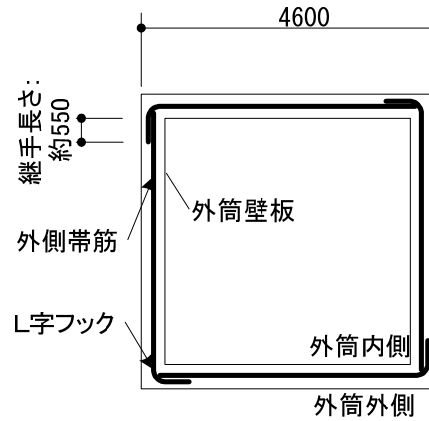


図-6.5 外側帯筋の配筋例イメージ
(平面断面図)

6.4 塔状工作物の耐震性の検討

6.3 に示した塔状工作物について、昭和 56 年建設省告示第 1104 号^[1](現在は、平成 12 年建設省告示第 1449 号に移行)に規定される必要曲げモーメントを計算し、「鉄筋コンクリート煙突の構造設計指針」(日本建築学会)^[2]を参照して算定した、軸力、曲げモーメントを同時に受ける(煙突)断面の短期許容曲げモーメントと比較する。

6.4.1 告示に規定される必要曲げモーメント

告示に規定される必要曲げモーメント M_n を、以下の式により求めた。なお、ここで検討する塔状工作物は、外筒が鉄筋コンクリート造、内筒が鉄骨造からなる。

$$\text{必要曲げモーメント} \quad M_n = 0.4 \cdot h \cdot C_{si} \cdot W \quad [\text{ton} \cdot \text{m}]$$

h 、 C_{si} 及び W は、それぞれ次の数値を表す。

h : 外筒の地盤面からの高さ [m] ($h=58\text{m}$)

C_{si} : 外筒の地上部分の高さ方向の力の分布を表す係数で、計算しようとする当該外筒の部分の高

さに応じて次の式に適合する数値

$$C_{si} \geq 0.3Z \left(1 - \frac{h_i}{h} \right)$$

この式において、 Z 及び h_i は、それぞれ次の数値を表す。

Z : 建築基準法施行令第八十八条第一項に規定する Z の数値(柏崎市橋場は $Z = 0.9$)

h_i : 外筒の地上部分の各部分の地盤面からの高さ [m]

W : 外筒及び内筒の地上部分の固定荷重と積載荷重との和 [ton]

表-6.2 塔状工作物の各レベルにおける外力 W 、 M_n 等

レベル	高さ h_i [m]	外径 D [m]	壁厚 t [cm]	断面積 A_c [m ²]	地震力 用重量 W [ton]	C_{si} [-]	必要曲げ モーメント M_n [ton·m]
②	53.5	4.60	19.4	3.42	57.1	0.02	370
③	44.5	4.60	22.3	3.90	148.5	0.06	1109
④	35.5	4.60	25.2	4.38	250.7	0.10	1849
⑤	26.5	4.60	28.1	4.85	360.4	0.15	2528
⑥	17.5	4.60	31.0	5.32	482.9	0.19	3327
⑦	8.5	4.60	33.9	5.78	615.2	0.23	4067
⑧	0.0	4.60	36.6	6.20	760.7	0.27	4765

注) 高さ、外径、壁厚、地震力用重量、 C_{si} は、構造計算書を参照して求めた。

6.4.2 短期許容曲げモーメント

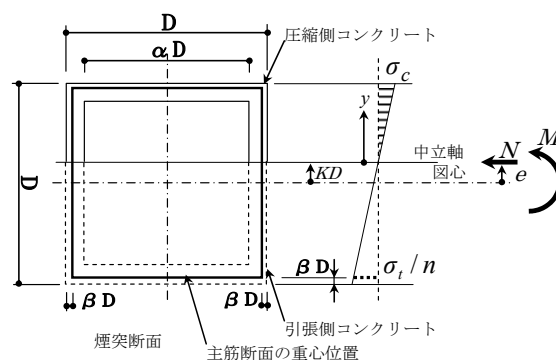
短期許容曲げモーメント M_s は、調査した塔状工作物のうち、外筒の鉄筋コンクリート造部分について、各高さの断面が、一定軸力を受ける時に負担し得る曲げモーメントとして求めた。外筒及び内筒の接続部分は、鉛直ローラーが設置されているので、外筒に作用する軸力には内筒の固定荷重を加えないこととする。

$$\text{軸力} \quad N = W - W_s \quad [\text{ton}]$$

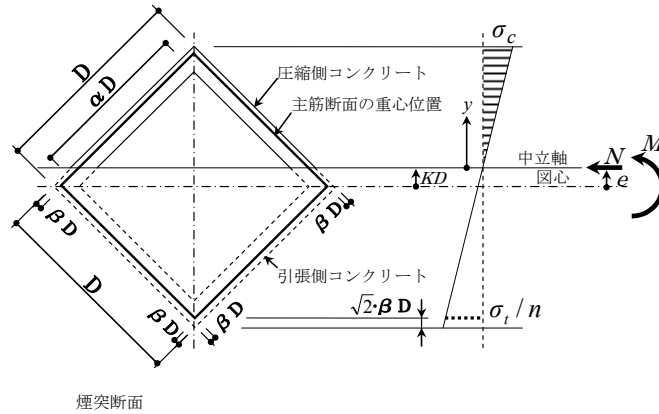
W_s : 鉄骨造内筒の固定荷重と積載荷重の和 [ton]

鉄骨造内筒は、高さ 59m、外径 1.3m、肉厚 12m の円筒形 2 基で構成され、その固定荷重と積載荷重の和は、煙突脚部において、62.0[ton]である。この重量は、表-6.2 のレベル⑧の地震力用重量 W に含まれている。

以下の図-6.6 に示すように、外力 N 、 M を受ける断面の応力は、平面保持の仮定により、求めた。



(a)0° 方向加力



(b)45° 方向加力

図-6.6 平面保持を仮定した断面と外力(軸力 N 、曲げモーメント M)

図-6.6 の断面図は、平面断面図が中空正方形の場合を示している。断面の外径は D 、内径は αD 、主筋は最外縁から βD の位置にあり、平面保持を仮定した時の力の釣りの状態を図-6.6 の右側に示す。中立軸位置は、図心位置から KD 離れたところにあり、圧縮領域では、コンクリートと主筋が応力を伝達し、引張領域では主筋のみが応力を伝達するものとする。主筋は、多数配筋されていることから、主筋断面の壁厚方向の重心位置に集中する、等価なシングル等分布配筋とみなした。

平面保持が成立する場合、一般に、圧縮縁コンクリートの応力度が σ_c になっている時の断面の釣合式は以下となる。ここで、中立軸からの距離 y にあるコンクリートの微小断面積及び鉄筋の断面積を、それぞれ、 dA 、 a とし、加力方向は 0° 方向とする。

1) 軸力の釣り合い式：

$$N = \int \left\{ \sigma_c \frac{y}{\left(\frac{1}{2} - K\right)D} \right\} dA + \sum \left\{ n\sigma_c \frac{y}{\left(\frac{1}{2} - K\right)D} \right\} a$$

各主筋の断面積を、 $a = p_g \cdot dA$ により、置換すると、

$$N = \int \left\{ \sigma_c \frac{y}{\left(\frac{1}{2} - K\right)D} \right\} dA + \int \left\{ n\sigma_c \frac{y}{\left(\frac{1}{2} - K\right)D} p_g \right\} dA$$

2) 中立軸に関する曲げモーメントの釣り合い式：

$$N \cdot \left\{ \left(\frac{1}{2} - K\right)D - \frac{1}{2}D + e \right\} = \int \left\{ \sigma_c \frac{y^2}{\left(\frac{1}{2} - K\right)D} \right\} dA + \sum \left\{ n\sigma_c \frac{y^2}{\left(\frac{1}{2} - K\right)D} \right\} a$$

$a = p_g \cdot dA$ により、積分に置換すると、

$$N \cdot (-KD + e) = \int \left\{ \sigma_c \frac{y^2}{\left(\frac{1}{2} - K\right)D} \right\} dA + \int \left\{ n\sigma_c \frac{y^2}{\left(\frac{1}{2} - K\right)D} p_g \right\} dA$$

更に、中立軸に関する有効断面の断面1次モーメント S_n 及び断面2次モーメント I_n は、断面の特性に応じて、

$$S_n = \int y dA + \sum n y a = \int y dA + \int n y p_g dA$$

$$I_n = \int y^2 dA + \sum n y^2 a = \int y^2 dA + \int n y^2 p_g dA$$

と求めることができ、軸方向力及び曲げモーメントの釣り合い式に代入して、

$$-KD + e = \frac{I_n}{S_n}$$

を得る。他に、

$$e = \frac{M}{N}$$

$$A_c = D^2(1 - \alpha^2)$$

の關係を用い、更に、最外縁の引張鉄筋が降伏する時に、許容軸方向力が決まる場合、

$$n\sigma_c = \frac{\left(\frac{1}{2} - K\right)D}{\left(\frac{1}{2} - \beta + K\right)D} f_t$$

つまり、許容軸方向力について、

$$N = \frac{S_n}{\left(\frac{1}{2} - \beta + K\right)D} \cdot \frac{f_t}{n}$$

が成り立つことから、 KD 及び P_g を求めることができる。ここで、

S_n : 中立軸に関する有効等価断面の断面 1 次モーメント [cm³]

I_n : 中立軸に関する有効等価断面の断面 2 次モーメント [cm⁴]

P_g : 主筋比 [-] $\left(P_g = \frac{\text{主筋の全断面積}}{\text{コンクリートの全断面積}} \right)$

KD : 全断面の図心軸から中立軸までの距離 [cm]

αD : 内径 [cm]

D : 外径 [cm]

βD : 断面最外縁から、主筋の等価なシングル等分布配筋位置までの距離 [cm]

n : ヤング係数比 [-]
(引張鉄筋については、 $n=15$ とし、圧縮鉄筋については、 $n=14$ とした。)

A_c : コンクリートの全断面積 [cm²]

σ_c : 圧縮縁コンクリートの応力度 [kg/cm²]

f_c : コンクリートの許容圧縮応力度 [kg/cm²]
($f_c = \frac{2}{3}\sigma_B$ 、 $\sigma_B = 210$ [kg/cm²])

f_t : 鉄筋の許容引張応力度 [kg/cm²]
(D16 以下については SD30、つまり、 $f_t=3,000$ [kg/cm²] とし、D19 以上については SD35、つまり、 $f_t=3,500$ [kg/cm²] とした。)

σ_t : 鉄筋の引張応力度 [kg/cm²]

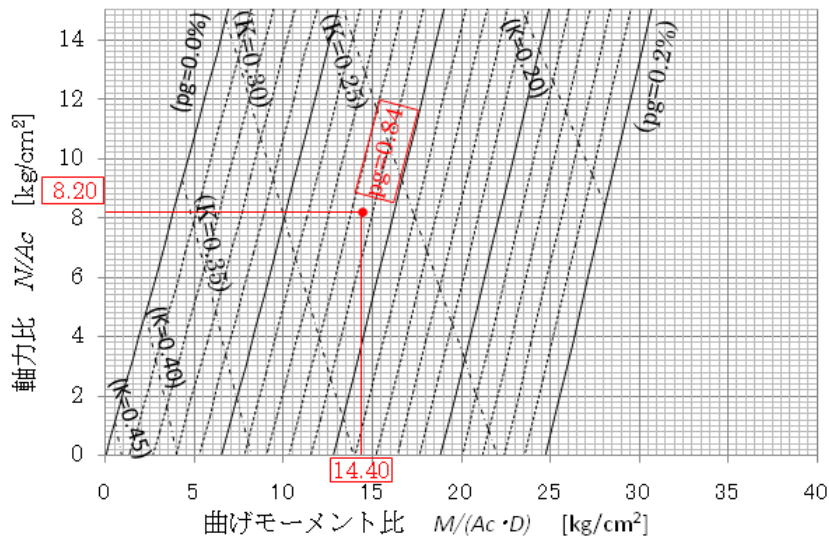
y : 中立軸からの距離 [cm]

dA : 中立軸からの距離 y にあるコンクリートの微小断面積 [cm²]

a : 中立軸からの距離 y にある鉄筋の断面積 ($a = P_g \cdot dA$) [cm²]

以上の計算により求めた、各レベルの断面についての $\frac{N}{A_c}$ [kg/cm²] と $\frac{M}{A_c \cdot D}$ [kg/cm²] の関係図のうちの 1 つを図-6.7 に示す。図-6.7 は、外力が 0° 方向時の高さ 17.9m の断面に関するものである。

なお、引張鉄筋で耐力が決まる以外には、圧縮鉄筋、圧縮側コンクリートで決まる時があるが、今回は、いずれのレベルの断面も、引張鉄筋で耐力が決まった。例えば、レベル⑥の引張鉄筋が降伏した時、圧縮側コンクリートの応力度は、約 100 [kg/cm²] であり、その時点では、コンクリート圧壊は生じていないと考えられる。



- 注 1) 8.20 : レベル⑥(17.9)における軸力比 N/Ac [kg/cm²]
 2) $pg=0.84$: レベル⑥(17.9)における図面上の主筋比 pg [%]
 3) 14.40 : レベル⑥(17.9)における許容曲げモーメント比 $M/(Ac \cdot D)$ [kg/cm²]

図-6.7 レベル⑥(高さ 17.9m)の断面算定図
 (引張鉄筋で耐力が決まる時。0° 方向加力。)

各高さにおける図面上の主筋比等を、表-6.3 に示す。

表-6.3 ではレベル②～⑧の他、内側主筋 92-D25 のカットオフ位置であるレベル⑥(高さ 17.9m)、その上2つのレベル、下2つのレベルについても、主筋比等を計算した。それは、図-6.2(4)に示したとおり、内側主筋のカットオフ位置「高さ GL+17.9m」では、外側主筋のうちの半分である 50-D25 の配筋が開始されたばかりであり、定着長さ不足により、図-6.2(3)に示した主筋量が配筋されていない高さがあるためである。上2つのレベルは、40d(dは鉄筋径)だけ移動したレベル、つまり、主筋 D25 の場合 1m 上のレベル⑥(高さ 18.9m)、その半分の 0.5m 上のレベル⑥(高さ 18.4m)、下2つのレベルは、主筋が D22 なので、0.8m 下のレベル⑦(高さ 17.1m)、その半分の 0.4m 下のレベル⑥とした。なお、レベル⑥(高さ 17.9m)では、図-6.2のとおり、内側主筋 D22 の定着長が終了するとして計算した。

つまり、表-6.3 のレベル②～⑤では、図-6.2(2)レベル番号に示す各レベル②～⑤における主筋比を図-6.2(3)配筋量に基づいて求め、レベル⑥(18.9)、⑥(18.4)、⑥(17.9)、⑥、⑦(17.1)では、それぞれの高さにおける主筋比を図-6.2(4)主筋の継手位置に基づいて求め、レベル⑦～⑧では、図-6.2(2)レベル番号に示す各レベル②～⑤における主筋比を図-6.2(3)配筋量に基づいて求めた。

図-6.8には、各レベルにおける必要曲げモーメント M_n と図面上の主筋比から求めた短期許容曲げモーメント M_s を比較した。 M_{s00} は、0° 方向加力時の短期許容曲げモーメントであり、 M_{s45} は、45° 方向加力時のものである。各レベルは、表-6.3 のレベルに加えて、レベル②～⑤及び⑦～⑧の直下も計算してある。レベル②～⑤及び⑦～⑧の直下に関しては、1 レベル下の主筋が上がってきていると仮定した主筋比について、計算した。いずれのレベルにおいても、短期許容曲げモーメントが必要曲げモーメント以上であり、建築基準法の耐震基準に適合していたと考えられる。

図-6.8に示すように、必要曲げモーメントは上方ほど直線的に小さくなるので、これに従って上方ほど壁主筋量を減じた設計となっているが、鉄筋は定尺があるので、許容曲げモーメントは主筋量を変えた高さで変化し、階段状に上方に向かって減じている。ただし、レベル⑥(18.9)～⑦(17.1)において、主筋の断面積を、定尺に応じて低減したことにより、各レベルにおける短期許容曲げモーメン

トが必要曲げモーメント近くまで局所的に小さくなっており、特に、内側主筋がカットオフされたレベル⑥(17.9)において、最も必要曲げモーメントに近い値となった。

表-6.3 塔状工作物における図面上の主筋比 p_g 等

レベル	高さ h_i [m]	内筒重量 W_s [ton]	軸力 N [ton]	軸力比 N/A_c [kg/cm ²]	主筋配筋 (外側)	主筋配筋 (内側)	主筋断面 積の和 [cm ²]	図面上の 主筋比 p_g [%]
②	53.5	5.8	51.3	1.50	100-D16	—	199.0	0.58
③	44.5	15.2	133.3	3.41	100-D16	—	199.0	0.51
④	35.5	24.7	226.0	5.15	100-D19	—	287.0	0.65
⑤	26.5	34.2	326.2	6.72	100-D22	—	387.0	0.80
⑥(18.9)	18.9	42.1	421.4	8.03	100-D25	—	507.0	0.97
⑥(18.4)	18.4	42.7	427.8	8.11	(50+50/2)-D25, (50/2)-D22	—	477.0	0.90
⑥(17.9)	17.9	43.2	434.1	8.20	50-D25, 50-D22	—	447.0	0.84
⑥	17.5	43.6	439.2	8.26	50-D25, 50-D22	(92/2)-D22	625.0	1.18
⑦(17.1)	17.1	44.0	444.4	8.32	100-D22	92-D22	743.0	1.39
⑦	8.5	53.1	562.2	9.74	100-D22	92-D22	743.0	1.29
⑧	0.0	62.0	684.7	11.05	112-D25	100-D25	1074.8	1.73

注)レベル⑧における積載荷重は、基礎に支持されていて、外筒に支持されていないため、レベル⑧の軸力 684.7ton は、表-6.2 の地震力用重量 760.7ton から、内筒重量 62.0ton 及び積載荷重 14.0ton を減じて求めたものである。

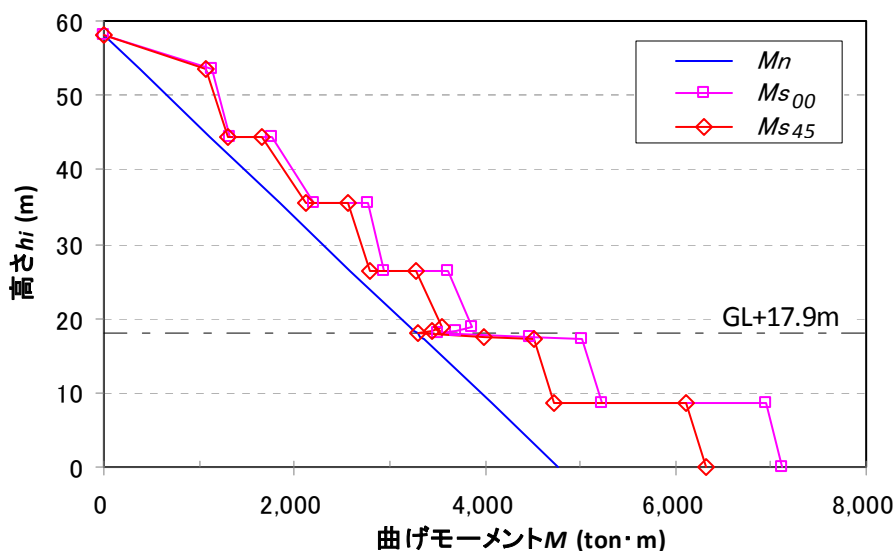


図-6.8 各高さにおける必要曲げモーメント(M_n)と短期許容曲げモーメント(M_{s00} 、 M_{s45})

6.5 まとめ

今回調査した5棟の塔状工作物では、鉄筋コンクリート造の壁主筋を、全高にわたってダブル配筋とする場合と、途中の高さでダブル配筋からシングル配筋に切り替える場合が見られた。これらの塔状工作物のうち、折損を生じたものは、高さ59メートルの自立型煙突(1992年竣工)、高さ約20メートルの鉄筋コンクリート造自立型煙突(1937年頃竣工)の2棟であった。これら2棟の内、配筋詳細の判明している塔状工作物1棟について、図面情報等に基づいて、各高さ位置での許容曲げモーメントを検討したところ、建築基準法の耐震基準で要求される必要曲げモーメントを上回っていた。

搭状工作物における必要曲げモーメントは上方ほど直線的に小さくなっているため、これに従って上方ほど壁主筋量を減じているのが一般的である。しかし、鉄筋には定尺があるため、鉄筋断面を切り替えた位置で、許容曲げモーメントは高さ方向に階段状に減じることになる。特に、壁主筋をダブル配筋からシングル配筋に切り替える位置では、壁主筋の重ね継手やカットオフの配置によっては局部的に許容曲げモーメントが大きく不連続となることがあるので、詳細設計にあたっては十分な配慮が望まれる。

断面に作用する曲げモーメントが許容曲げモーメントに達し、曲げひび割れが発生したとしても、じん性が確保されていれば、折損には至らない。帯筋等の配置の工夫等による断面の一体性確保のための検討は、今後の課題と言えよう。

最後に、今回の地震では第3章に述べたように各地でかなり大きな地震動が記録されており、現行耐震基準の要求値の妥当性についての継続した調査研究が望まれる。

<参考文献>

[1](社)日本建築学会、”建築基準法令集 平成元年版”、1989年12月

[2](社)日本建築学会、”鉄筋コンクリート煙突の構造設計指針”、1976年6月

8. 建築基礎・地盤の被害

8.1 調査概要

8.1.1 調査目的

平成 19 年の新潟県中越沖地震発生に伴い、建築物の基礎、宅地地盤及び擁壁等にも多数の被害が発生した。建築物の基礎及び地盤の被害とその特徴等を把握し、被害原因究明の基礎資料を得る目的で、調査を実施した。

本章は、新潟県中越沖地震による被災地で実施した建築物の基礎及び宅地地盤の被害状況や携行機材等を用いた調査結果をまとめたものである。現地では、表面波探査やスウェーデン式サウンディング試験による地盤調査、住宅や擁壁等に関する現地調査のほか、土質試料採取などを実施した。

なお、今回の新潟県中越沖地震の被災地には、2004 年 10 月の新潟県中越地震において液状化などの地盤被害を受けた地域も含まれており、前回の地震による被害と今回の地震被害の関係などについても併せて考察している。

8.1.2 調査行程

一次調査：平成 19 年 8 月 3 日（金）～7 日（火）

8 月 3 日（金）	番神町、柏崎市内
8 月 4 日（土）	番神町、柏崎市内、刈羽村
8 月 5 日（日）	柏崎市内、刈羽村
8 月 6 日（月）	番神町、松波地区、橋場地区、刈羽村
8 月 7 日（火）	松波地区、橋場地区

二次調査：平成 19 年 9 月 2 日（日）～5 日（水）

9 月 2 日（日）	柏崎市内、松波地区、橋場地区
9 月 3 日（月）	柏崎市内、山本団地
9 月 4 日（火）	柏崎市内、山本団地、刈羽村
9 月 5 日（水）	西本町、山本団地、半田地区

8.1.3 調査体制

建築研究所

構造研究グループ	飯場正紀（グループ長）
建築生産研究グループ	平出 務（主任研究員）
国際地震工学センター	田村昌仁（上席研究員）

国土交通省国土技術政策総合研究所

建築研究部基準認証システム研究室 井上波彦（主任研究員）

協力

建築研究所国際地震工学センター J I C A 研修関係

JICA 研修生（2006～2007）

YU Shizhou : Institute of Engineering Mechanics,China

ADHIKARI Kosh Nath : Ministry of Physical Planning and works of Nepal

林宏一（応用地質(株)、研修指導）
敷地基礎分科会・WG 関係者（普及型耐震改修技術の開発, H18-20）
住宅生産団体連合会：山本明弘（大和ハウス工業(株)）
日本木造住宅産業協会：米田 誠（事業推進部）、菊地康明（(株)ポラス）
長岡技術科学大学大塚研究室
群馬大学若井研究室

8.1.4 現地で実施した主な地盤調査等

今回の調査地点を図-8.1 に示す。

a) 二次元表面波探査

柏崎市内(松波約 700m、橋場約 700m、山本約 600m、日吉小周辺約 1250m、西本町約 400m、
その他約 100m)、番神町（約 100m）、刈羽村（約 250m）（数値は、表面波探査実施距離）

b) スウェーデン式サウンディング試験

柏崎市内（松波 5 地点、橋本 2 地点、山本 3 地点、日吉小周辺 3 地点）、番神町 4 地点、刈羽村 3
地点

c) 微動アレイ観測

柏崎市役所・公園、松波地区、橋場地区、山本団地各 1 地点

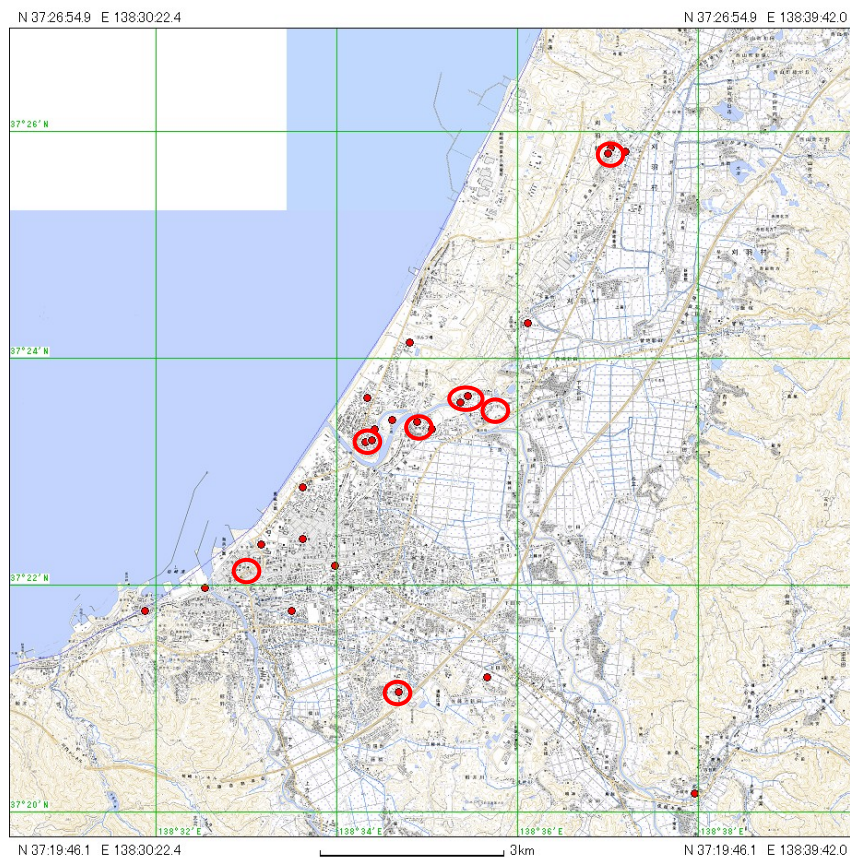


図-8.1 現地調査地点
(国土地理院の数値地図 25000(地図画像)を使用)

d) 常時微動観測

柏崎市役所・公園、松波地区、橋場地区、山本団地各 1 地点

e) その他

地盤高レベル測定（番神町、刈羽村、松波地区）、建物傾斜測定（番神町、松波地区、刈羽村）
土質試料採取（柏崎市、刈羽村）、地下水位観測（番神町、刈羽町）

8.2 調査地域の地盤概要

本節では、既往の地盤図や現地調査などに基づく調査地域の地盤概要を述べる。

8.2.1 地盤概要

柏崎市および刈羽村の地形、表層地質状況を図-8.2 に示す。柏崎平野は、別山川、鯖石川、鵜川などが流入する低地と海岸部の砂丘から構成されており、刈羽村から柏崎港までの海岸沿いの範囲は、ほとんどが砂地盤（新規堆積砂層、荒浜砂層）であり、一部古砂丘が認められる。柏崎港から南の沿岸部では、礫・砂・泥からなる段丘堆積層が存在している。現河川沿いに自然堤防が分布し、谷底平野、三角州となっている。柏崎駅を中心とした市街地の南部は三角州に位置している。別山川に沿った荒浜砂丘の内陸側部分は后背低地となっており、荒浜砂丘は北側では標高 70～80m、南側では標高 20m にかけて分布している。柏崎市の中心市街地の標高は、海拔約 10m であり、半田等の斜面地では 10～25m である。地下水位は、ボーリング調査結果から季節変動があるものの中越沖地震が発生した 7 月、8 月では概ね GL. -3m 程度である。なお、柏崎市は、1987 年に市街地で消雪用地下水の揚水が原因であると考えられる大幅な地盤沈下が観測されたが、1999 年～2004 年の 5 年間の沈下状況では、沈静化の傾向を示していると考えられており、年間最大沈下量も 1cm 未満となっている。

8.2.2 被災地点

図-8.3 は、被災直後に国土地理院が作成した被災地の位置と被害の関係である。震源が海岸線から沖合約 5km と近かったことや断層の方向性などのため、被災地は、北は出雲崎・刈羽村から南は上越市直江津までの海岸線沿いに集中している。2004 年の新潟県中越地震で著しい地盤被害が生じた内陸の長岡市でも、一部の地域で土砂災害等は発生しているが、建築物の被災地の大部分は海岸線から内陸に約 5km までの沿岸地帯にある。

図-8.4 は、国土地理院による地盤の隆起と沈降の衛星画像解析結果である。最も変化の大きい場所は、新潟県柏崎市椎谷（観音岬）付近であり、観測地の東側を飛行した衛星に対して、およそ 25cm 近づいた。建物の被害が集中した柏崎市の中心部では、画像がまだら模様になっているが、このようなまだら模様は、液状化現象などによる地盤の隆起・沈降の変化を示したものと考えられている。

図-8.5 は、国土地理院による新潟県中越沖地震前後の中越地域における電子基準点の水平成分と高さ成分の更新量である。

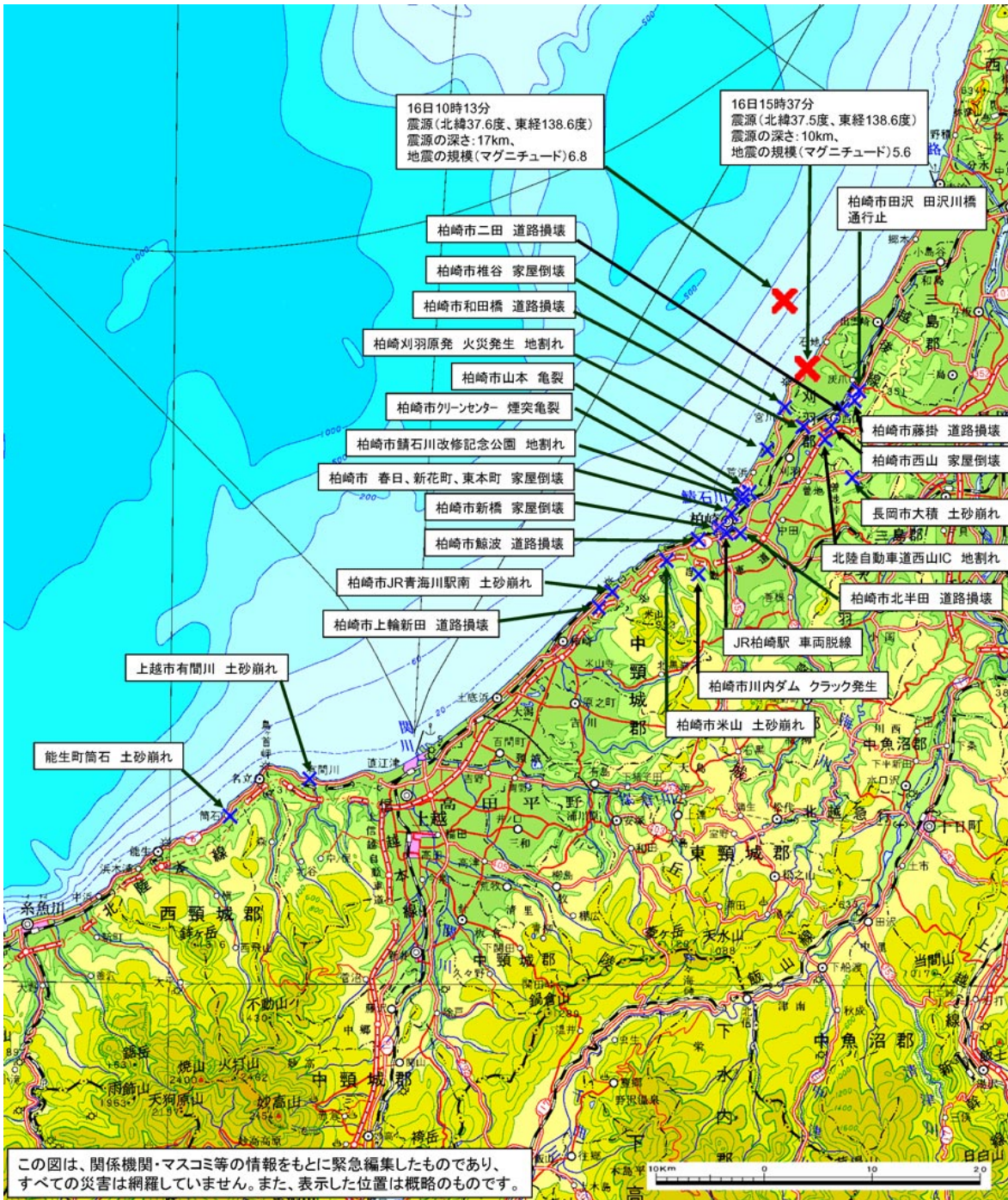


図-8.3 新潟県中越沖地震による被災地と被害概要

出典：新潟県中越沖地震被害概況図（2007年7月17日10時現在）（国土地理院作製）

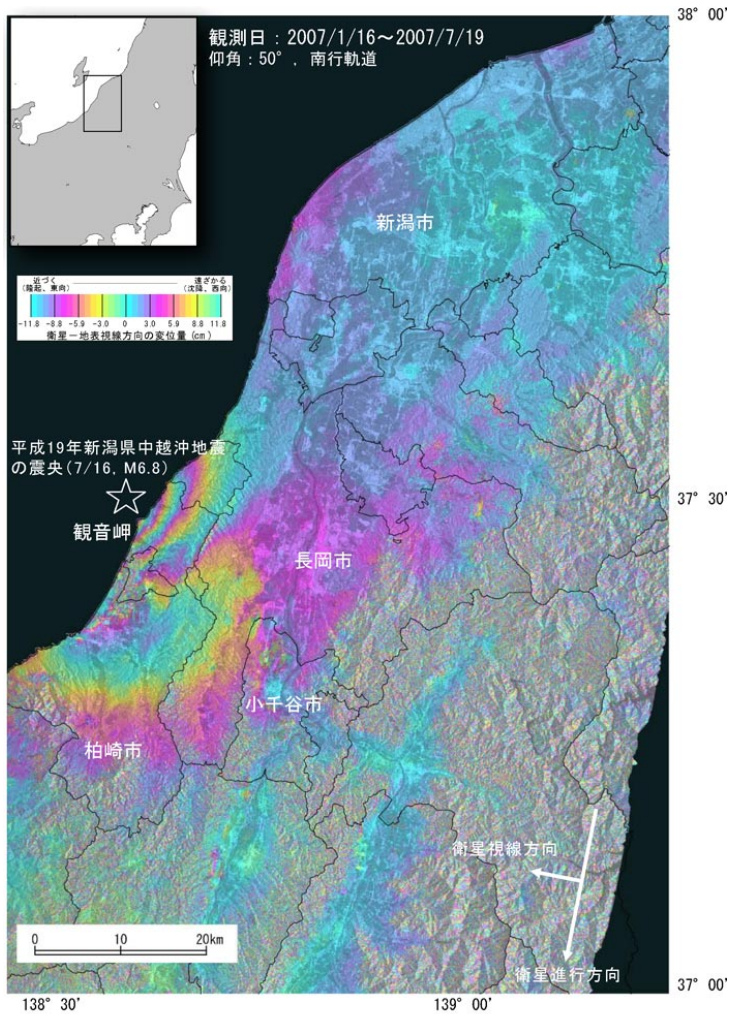
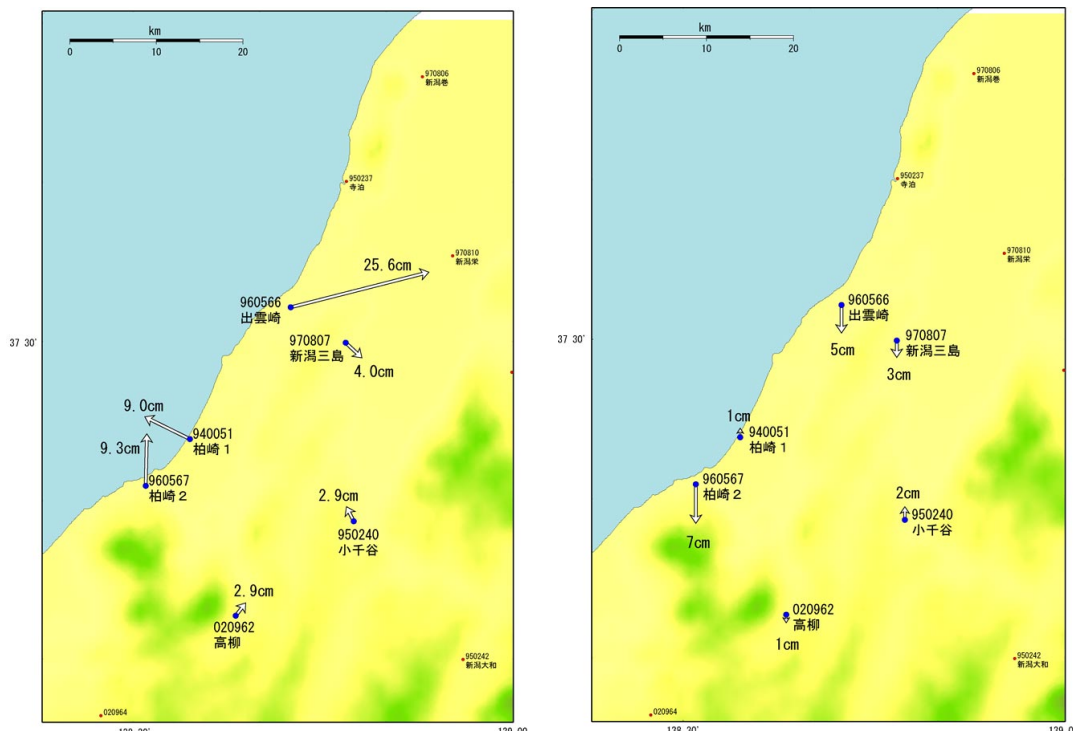


図-8.4 新潟県中越沖地震による地盤の隆起と沈降の概要
 出典：「だいち」合成開口レーダーによる地殻変動分布図（平成19年7月20日）（国土地理院）

Analysis by GSI from ALOS raw data (c)METI/JAXA



成果改定電子基準点の更新量 水平成分 成果改定電子基準点の更新量 高さ成分
 図-8.5 新潟県中越沖地震前後の電子基準点の水平成分と高さ成分の更新量（国土地理院）

8.2.3 微動アレイ探査

柏崎市内において、微動アレイ探査および三成分常時微動測定 (H/V) を行った。図-8.6 に測定位置を示す。測定は、概ね砂丘とその東側の沖積平野の境界付近で実施した。微地形区分では、①柏崎市役所と②松波2丁目は被覆砂丘上、その他は沖積平野上に位置する。

図-8.7 に微動アレイ探査により得られた分散曲線を示す。砂丘上の①柏崎市役所と②松波2丁目では周波数 4Hz 以上で約 150m/s と比較的高速度であるのに対して、その他の地点では 60~100m/s と低速になっている。この位相速度の違いは概ね表層地盤の違いによると考えられる。一方で周波数 2Hz 以下では、③白竜公園を除いて概ね等しい分散曲線が得られていることがわかる。なお、白竜公園では周波数 2Hz 以下では位相速度が求まっていないが、これは測定に用いたアレイがやや小さいこと、および表層付近が低速であるため、探査深度が浅くなったためと考えられる。

図-8.8 に 1/3 波長則で変換した見掛けの速度構造 (図中の○印) および逆解析によって得られた S 波速度構造を示す。白竜公園を除くと見掛けの深度は 75m 以深となっており、この程度の深度まで解析結果は信頼できると思われる。

図-8.9 に解析の結果得られた S 波速度構造をまとめて示す。深度 40m 付近までは概ね 200m/s 程度であるが、深度 40~50m 付近で速度が高くなり深度 60~70m で S 波速度は 400m/s 程度になると思われる。なお、白竜公園では上記のような理由から、深度 40m 以深の S 波速度の信頼性は低いと思われる。

図-8.10 に三成分常時微動測定の結果得られた H/V スペクトルを示す。白竜公園を除いて、概ね周波数 1Hz (周期 1 秒) 付近にピークがあることがわかる。

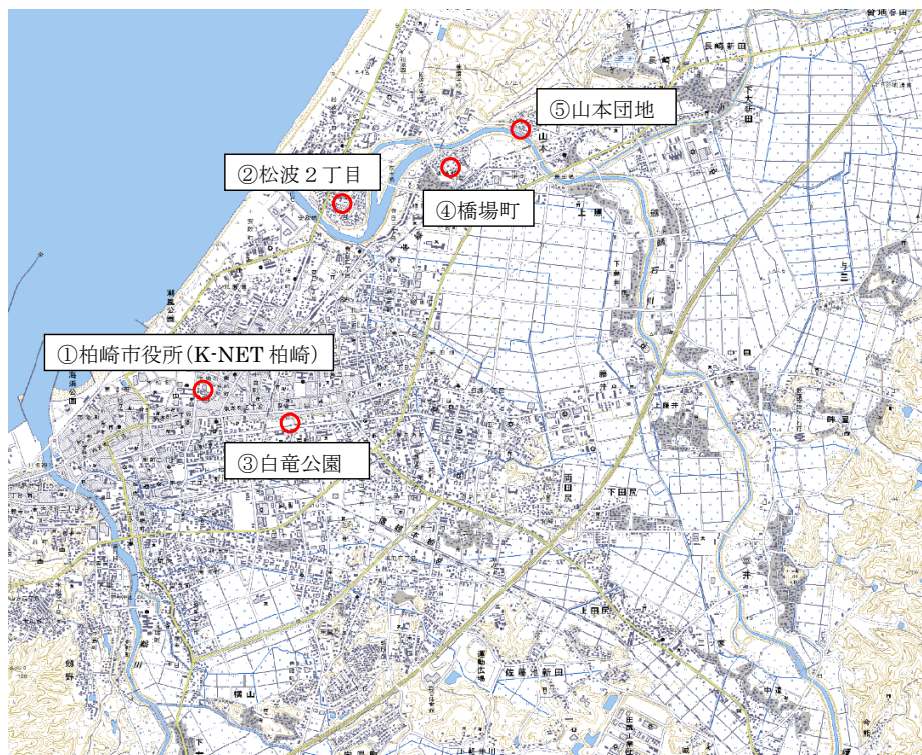


図-8.6 微動アレイ探査測定位置
(国土地理院の数値地図 25000(地図画像)を使用)

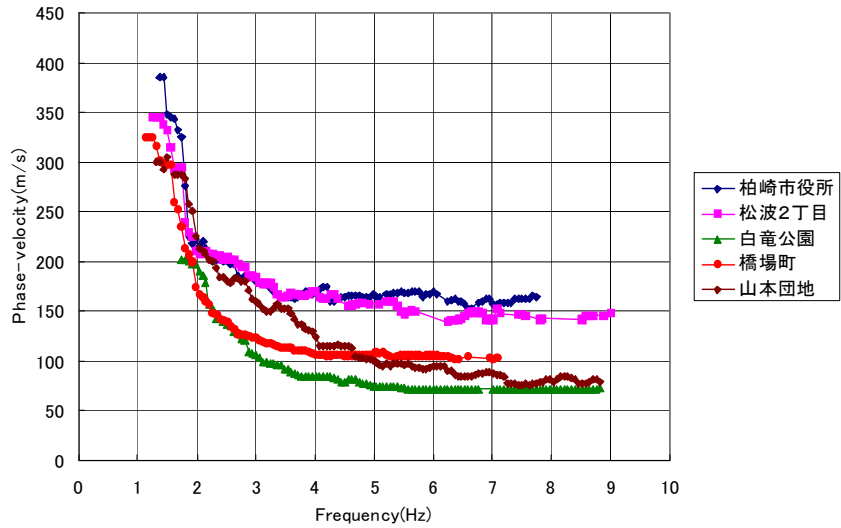
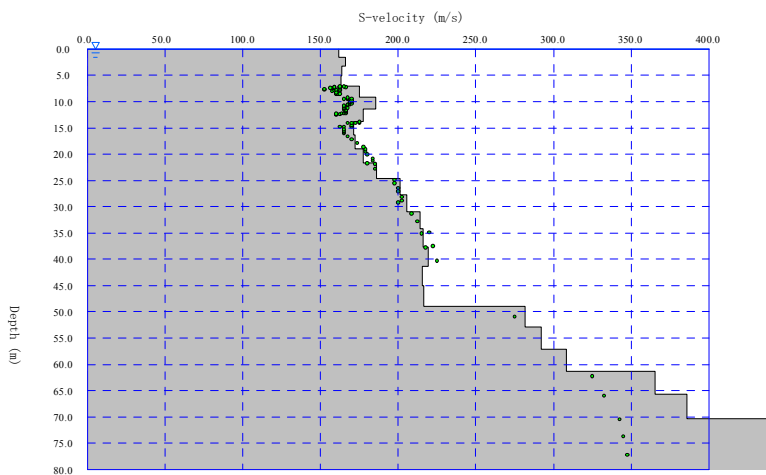
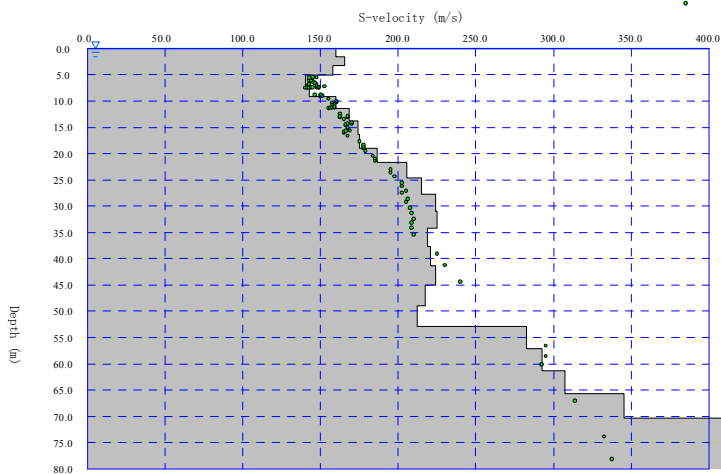


図-8.7 微動アレイ探査の分散曲線比較

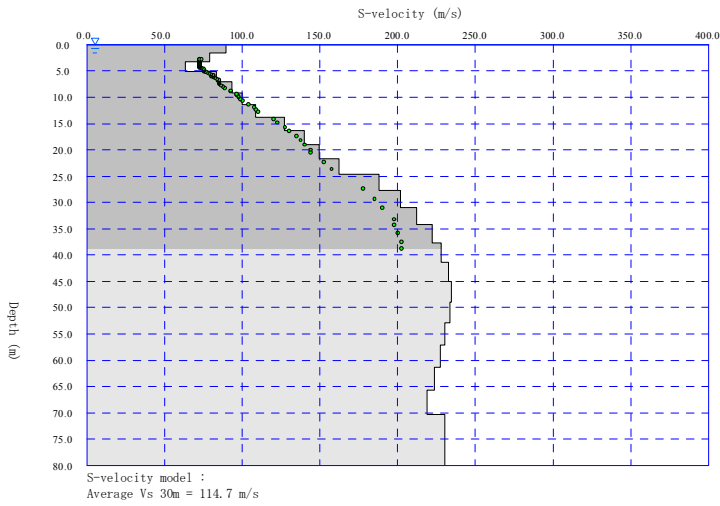


① 柏崎市役所
(K-NET 柏崎)

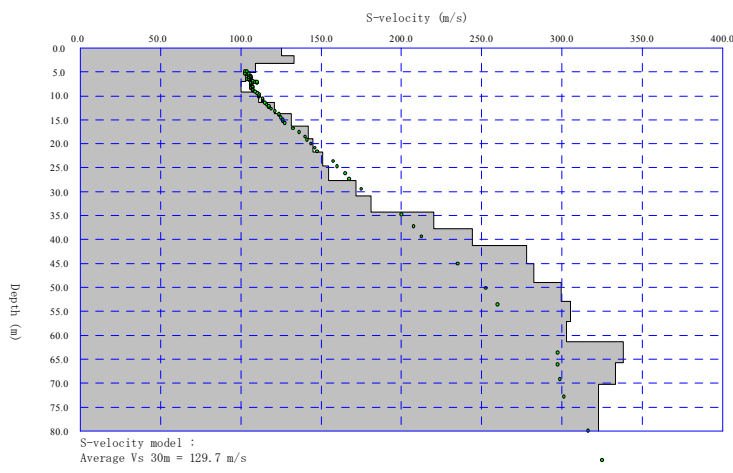


②松波2丁目

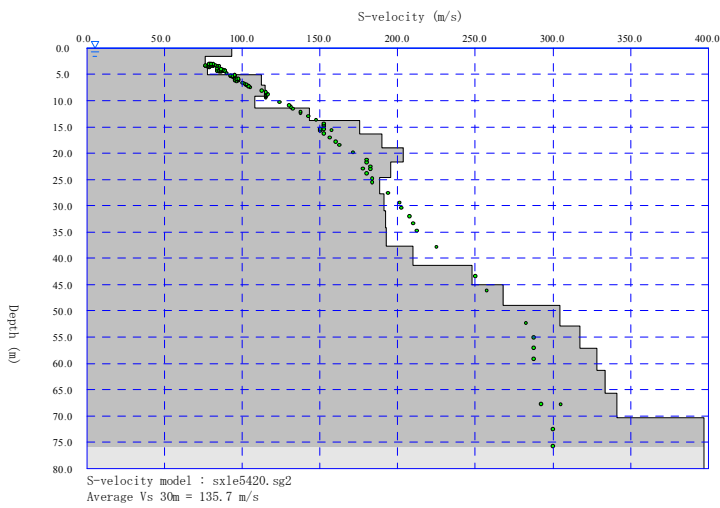
図-8.8 微動アレイ探査結果 (その1)



③ 白竜公園



④ 橋場町



⑤ 山本団地

図-8.8 微動アレイ探査結果 (その2)

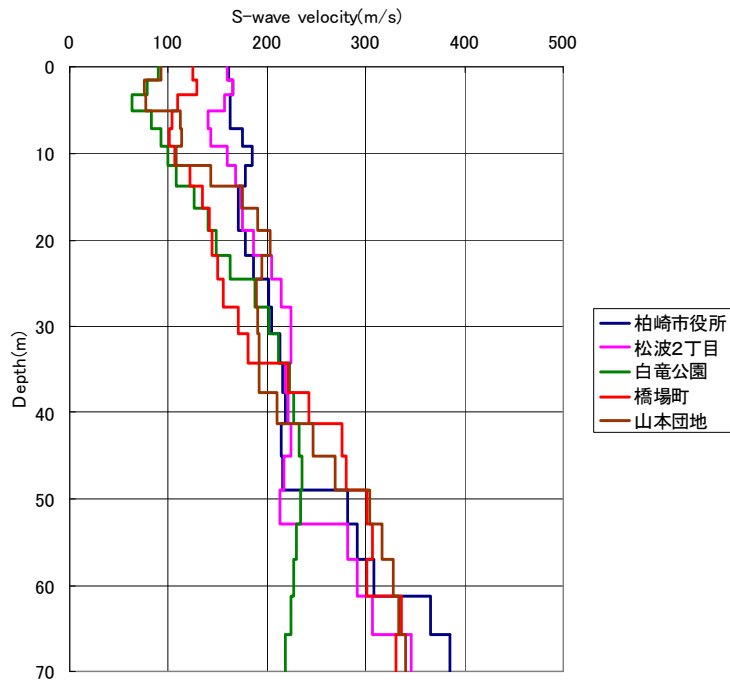


図-8.9 微動アレイ探査結果のまとめ

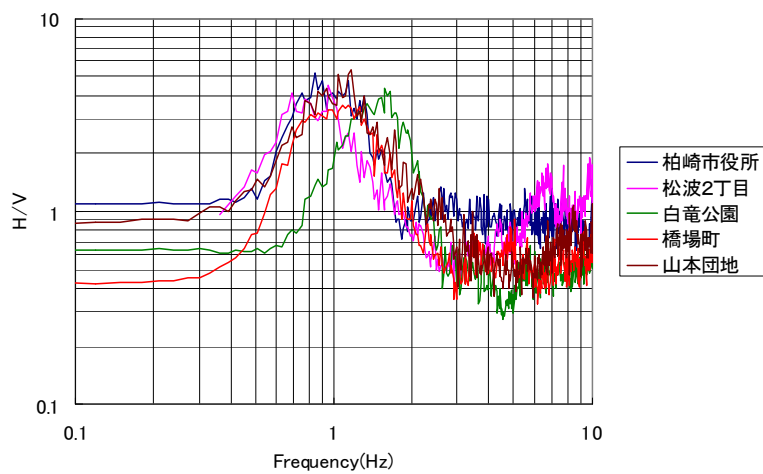


図-8.10 常時微動測定結果 (H/V)

8.3 被害概要

8.3.1 全体概要

図-8.11 に、新潟県中越沖地震における地盤等の主な被災地域と被害状況の関係を示す。液状化、宅地の崩壊（擁壁やがけ崩れなどを含む）が主である。7月23日現在の被災宅地危険度判定結果を表-8.1に示す。

図-8.12 には、柏崎市を中心とした、国土交通省北陸地方整備局管内の既往の主な柱状図と K-net 柏崎の柱状図を示した。低地や平坦地の柱状図は、粘性土層、シルト質粘土層、有機質土層、砂層等からなる互層構造であり、河川の氾濫や浸食の影響などが伺える。柏崎市内に位置する K-net 柏崎では、上層の13mほどが砂層で、下に粘性土層が見られ、特に砂層の上部は、N値も4前後と液状化の可能性が高いと考えられる。海岸沿いの範囲は、ほとんどが砂地盤（新規堆積砂層、荒浜砂層）であることから、液状化により被害が生じたと考えられる。また、低地や平坦地においても、N値10以下の砂層を含んでおり、液状化の影響が考えられる。

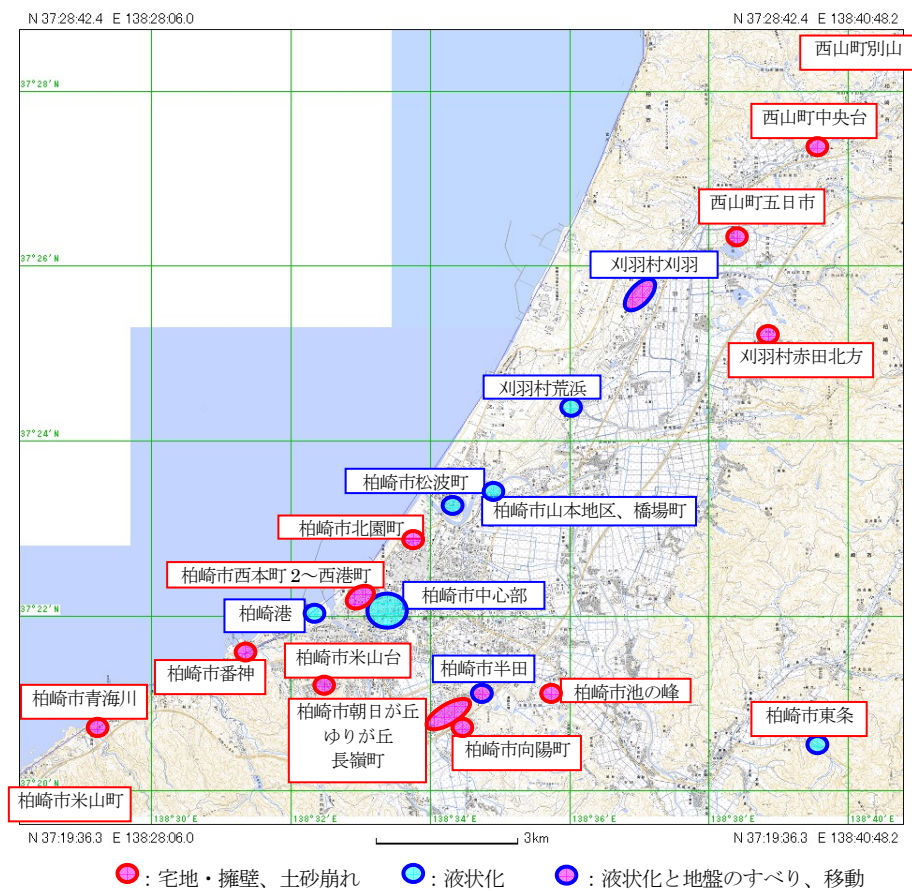


図-8.11 主な被災地域の被害概要

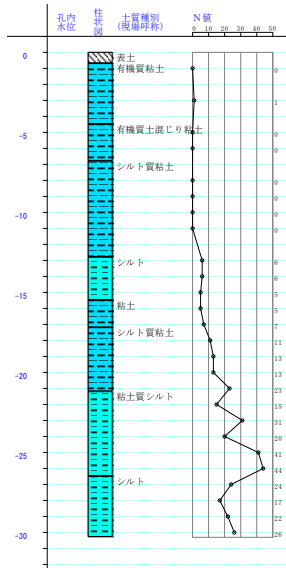
(国土地理院の数値地図 25000(地図画像)を使用)

表-8.1 被災宅地危険度判定結果

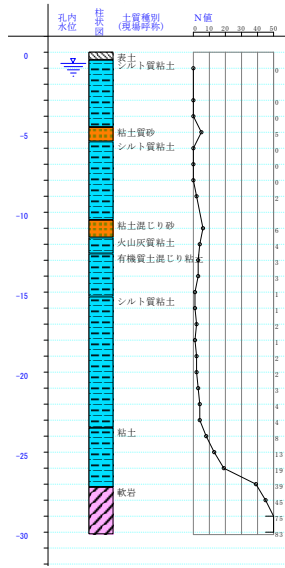
7月23日現在

	判定宅地	危険(赤)	要注意(黄)	調査済(青)
柏崎市	915	223	93	599
刈羽村	93	27	21	45

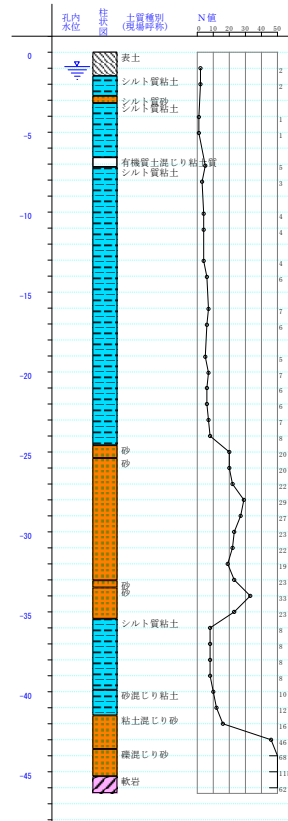
No.7



No.8



No.9



No.10

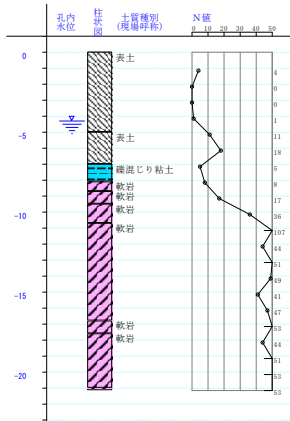


図-8.12 被災地域の地盤構成の概要(その2) (出典:国土交通省北陸地方整備局ボーリングデータ)

8.3.2 地盤の被害概要

柏崎市（橋場地区、松波地区など）、刈羽村などでは、液状化による被害が多発している。前回の新潟県中越地震では橋場地区において液状化被害が顕著であったが、今回は周囲の松波地区に被害が拡大している（写真-8.1）。刈羽村では、前回の中越地震の際に鉄道沿線から海側に一段高くなった十数戸の住宅に被害が集中したが、今回も同様であり、前回の地震によって解体撤去した後に新築した住宅においても裏山のがけの崩壊や地盤変動で被害を受けた例もあった（写真-8.2）。

また、南半田地区においても、地盤変動や滑落などの状況が確認できた。（写真-8.3）。



写真-8.1 柏崎市松波地区の液状化被害



写真-8.2 刈羽村の液状化等に起因する地盤変動による新築住宅の被害



写真-8.3 南半田地区で認められた外周道路等での地盤変動・滑動等

8.3.3 擁壁等の被害概要

番神町や山本地区など、多くの地域で宅地（斜面、擁壁など）の崩壊が発生していた。構造計算等による確認を要しない2m以下の擁壁や土留めの被害も数多く認められた（写真-8.4）。

崩壊した擁壁のなかには、ブロック塀として地上の塀のために利用している壁材を擁壁として利用していたものも多かった。

また、壁高5m、厚さ50cm程度のブロック積みが転倒した例（写真-8.5）や斜面地で全体的な地盤変動が生じたため、擁壁前面の側溝がつぶれるほどに押し出されたものもあった（写真-8.6）。



写真-8.4 ブロック塀による土留め擁壁の崩壊



写真-8.5 ブロック積み擁壁の転倒例
地震直後にほぼ鉛直に起き上がり、数日後に転倒状態に達し、背面住宅にもたれかかった例



写真-8.6 間知ブロック擁壁の前面側への
滑り出し

背面地盤全体のすべりにより、擁壁が押し出されて前面の側溝がつぶされた状態

8.3.4 基礎の被害概要

基礎の被害の大半は、古い木造の無筋・ブロック・束またはこれらに類する基礎である(写真-8.7)。現行規定を満足するような鉄筋コンクリート造の基礎が大きく破断した例は確認できなかった。

著しい液状化等が生じた地点では、地盤改良や小口径鋼管杭を利用した住宅も多いと考えられるが、鋼管杭の浮き上がりなどの被害も認められた。



写真-8.7 ブロックや束などの古い基礎の被害

左：ブロック基礎、

右：がけ（建物際から約1mで崖端部）に近接した独立基礎が外に飛び出した状況）

8.4 調査結果

8.4.1 柏崎市番神町

番神町は、柏崎駅から西に約2kmに位置する丘にある古くからの集落である。聞き取り調査の結果、新潟地震(1964)の際に海側及び山側の端部の斜面に地割れが発生し、擁壁等の補強が実施された地域である。写真-8.8に、海側からみた崖周辺の状況を示す。また、山側の被害宅地の状況を写真-8.9に示す。擁壁背面の地盤が沈下・変形している。

図-8.13に、今回の地震で転倒したブロック積み擁壁(壁高2~5m)の概要を示した。かつては、松を有するがけ面上に細い道が設けられていたが、新潟地震(1964)の際に、崖に平行な地割れが発生し、壁厚約50cm程度の間知ブロック擁壁(高さ2~5m、勾配地表面から約75度)で崖を覆って、道路が約3mに広げられた。壁に近接する部分は、盛土と考えられる。今回の地震により、壁高約3.5~5m(擁壁上部のり面を含めると全高5~6m)の範囲の擁壁が転倒した。転倒の状況は、地震直後に壁体がほぼ鉛直になり、数日間のうちに前面側に徐々に傾き、転倒したと考えられている。写真-8.10に、転倒したブロック擁壁の周辺の状況を示す。転倒した擁壁の底部が前面に約20cm押し出されている。図-8.14に、転倒したブロック擁壁と周辺状況の関係をまとめて示す。



写真-8.8 海側からみた崖周辺の状況



写真-8.9 山側の被害宅地の状況
(擁壁背面地盤の沈下・変形)

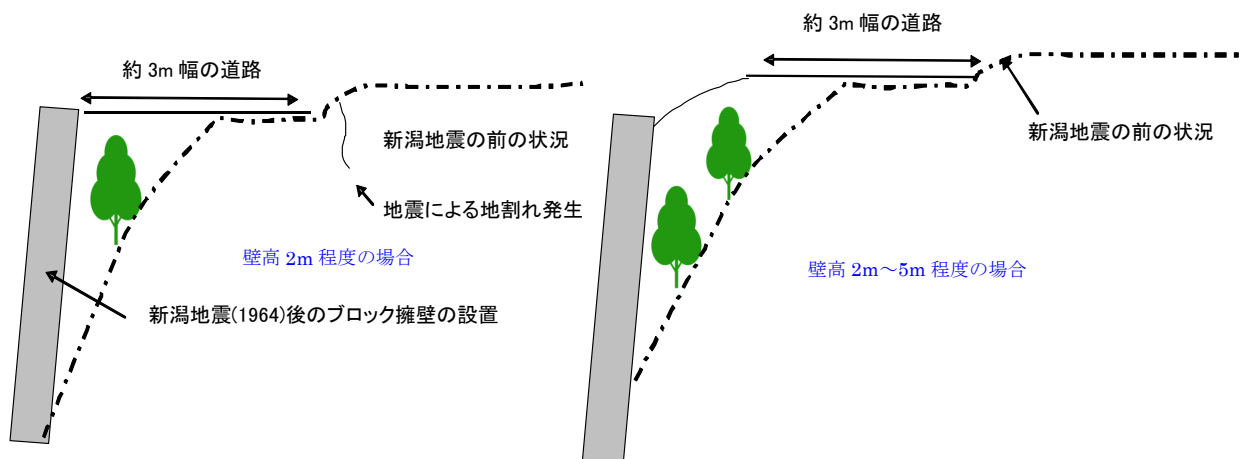


図-8.13 転倒したブロック積み擁壁(壁高2~5m)の概要



擁壁手前側（高さ 2m）の状況



擁壁奥側（高さ 5m）よりの被害状況



転倒した擁壁の下部
(底部が前面に約 20cm 押し出されている)



転倒部分に隣接する擁壁の壁体の破壊状況

写真-8.10 転倒したブロック擁壁の周辺の状況

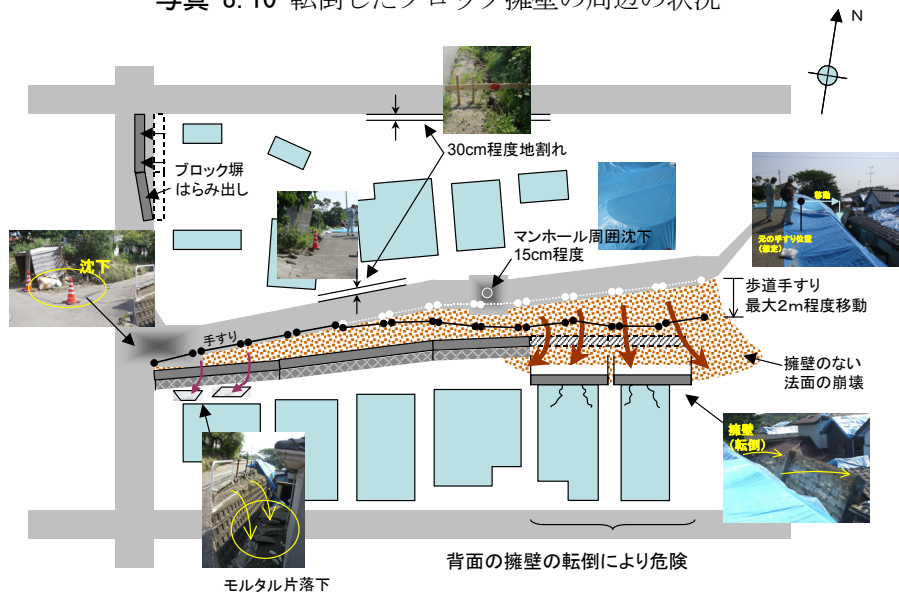


図-8.14 転倒したブロック擁壁と周辺状況の関係

写真-8.11 は、斜面地でモルタル吹き付け壁面が崩壊した事例で、隣接する住宅の外壁に崩壊土が達している。この他に、写真-8.12 に示すようなL型擁壁とブロック塀の土留めの被害が確認された。



写真-8.11 モルタル吹き付け壁面の崩壊



壁高 2m 程度の L 型擁壁



ブロック土留め壁体のねじれ



ブロック土留めの変形と背面地盤の陥没・段差

写真-8.12 番神町における擁壁の被害状況

番神町で実施したスウェーデン式サウンディング試験結果を図-8.15 に、表面波探査結果を図-8.16 に示す。表層より2~4m以深に粘性土層が見られ、比較的良好な地盤と考えられる。また、番神町では海側の被災した宅地では、地下水位は井戸の水位から判断するとGL. 約-9mであり、これらの範囲では液状化の可能性は低いと考えられる。

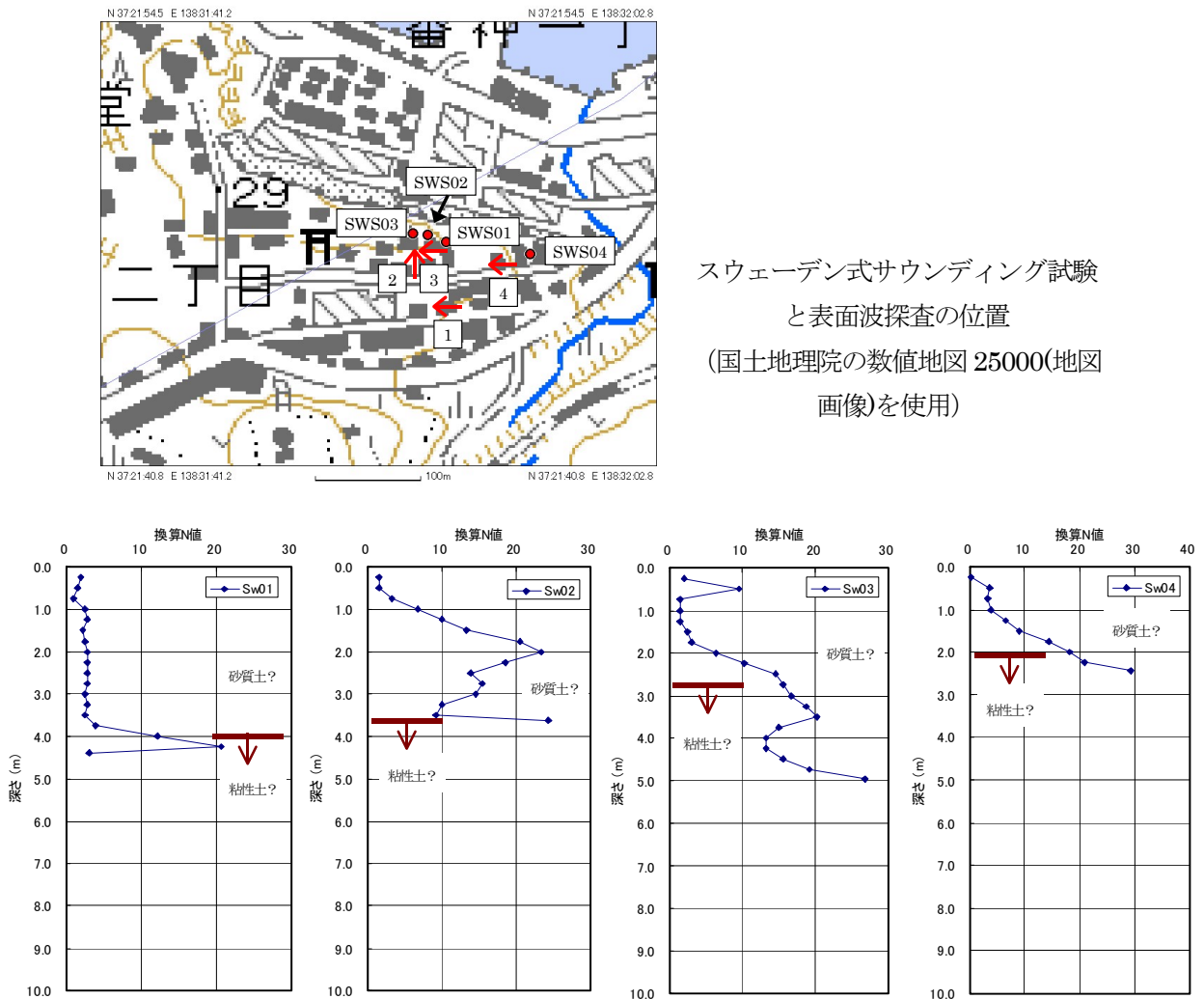


図-8.15 番神町におけるスウェーデン式サウンディング試験結果

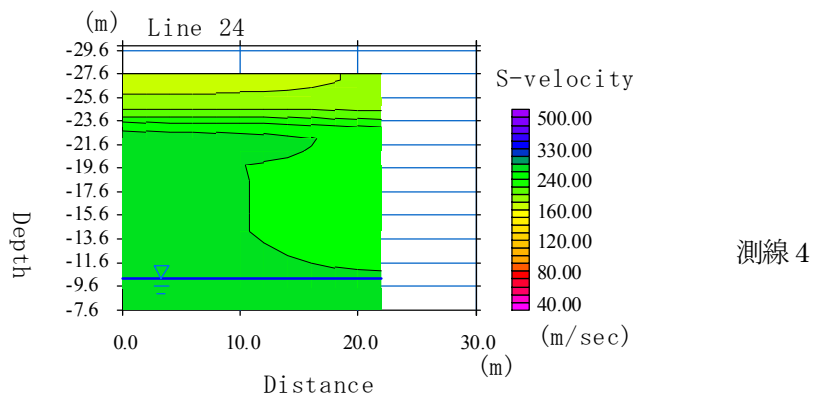
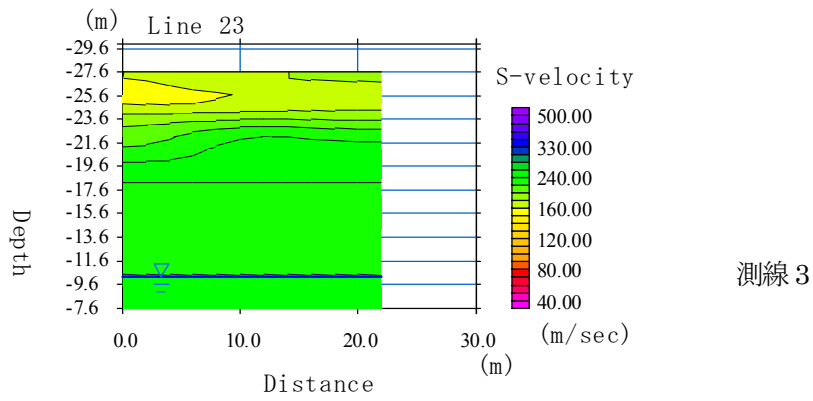
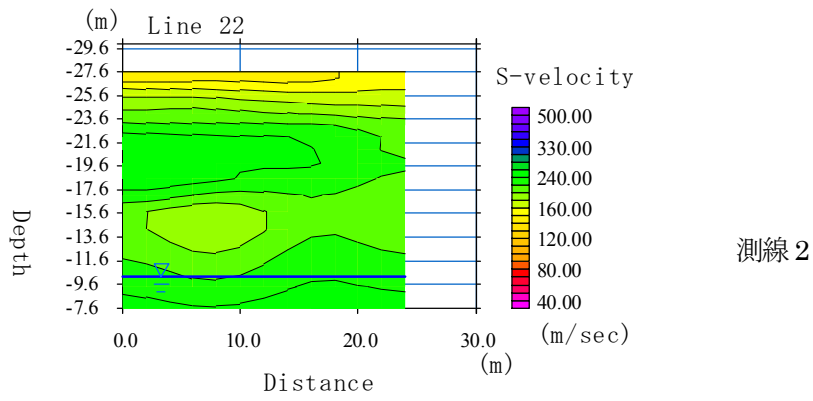
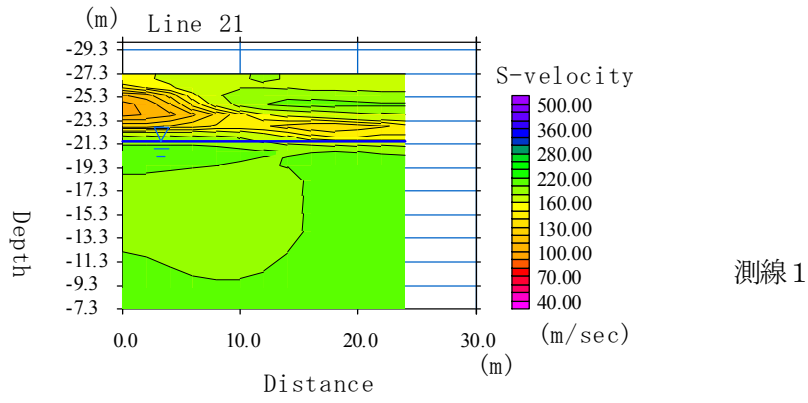


図-8.16 番神町における表面波探査結果

8.4.2 刈羽村

刈羽村では、液状化や液状化に伴う裏山の崩壊により、多くの家屋に被害が発生していた。写真-8.13に、裏山の崩壊による被害を示す。砂丘からなる裏山の崩壊により、住宅背面の外壁に土砂が1～2mの高さにわたって積み上がり、窓等を破ったケースである。

写真-8.14は、新築された平屋が地盤変動により上向きに突き上げられた例である。建物の写真右側の部分は、前面のコンクリート製道路盤のため水平方向の変位が建物左側より相対的に小さかったが、左側は水平方向の支持が小さかったので、約60cm右側より押しだされた形で建物がちぎれていた。図-8.17、図-8.18には、この敷地内で実施したスウェーデン式サウンディング試験（SWS試験）及び表面波探査の結果を示す。この通り沿いの他の住宅敷地では、地表面から約3～6mで締まった砂の支持層が存在しているが、この敷地では、深度10mまでSWS試験による貫入が可能であり、周辺地域と比較すると地盤がやや軟弱であると判断できる。

調査地域の中心付近において、砂丘斜面から下方に向かった測線で表面波探査を行なった。図-8.19に解析結果を示す。この結果から判断すると、地層構成が砂丘斜面とさらに下方の平坦地ではかなり異なっている。砂丘斜面では深度数m以浅では新期砂丘に相当する比較的緩んだ砂層であるが、数m以深では古砂丘（番神砂層）もしくは安田層に相当する締まった砂層と思われる。一方、平坦地では深度10m程度までS波速度は100m/s程度であり、沖積粘土層が厚く堆積していると思われる。

図-8.20に、当該地域における基礎・地盤の被害状況の一例を示す。裏山の崩壊による土砂圧が基礎等に作用して敷地と共に建物が前面にわずかに押出された例である。また、図-8.21は、新潟県中越地震による当該地域の液状化現象を教訓として地下水位低下工法（暗渠工、ドレン）を採用した事例であるが、被害はごく軽微にとどまっていた。



写真-8.13 砂丘斜面の崩壊による住宅の外壁等の破壊例



被災住宅 前面

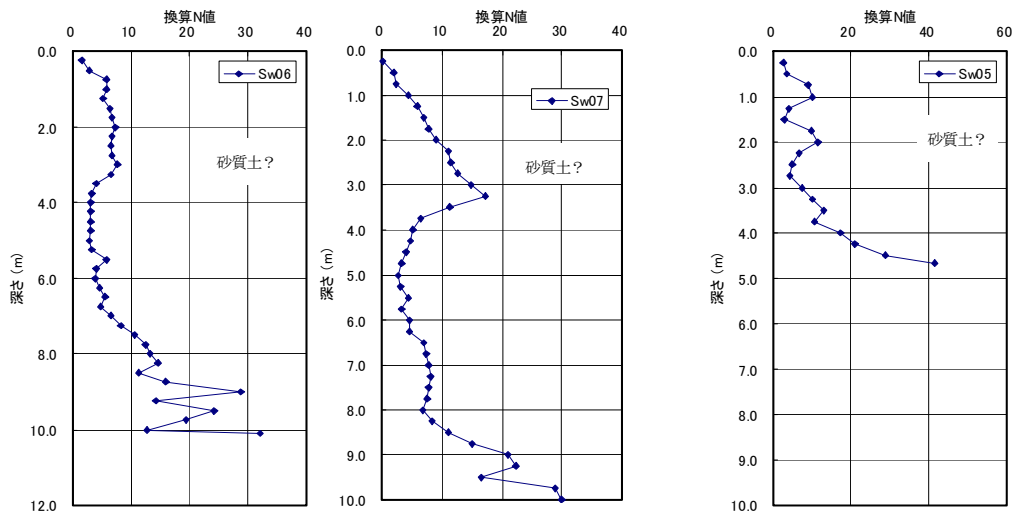


被災住宅 崖面側



崖側の建物基礎が押し上げられた状況

写真-8.14 液状化に伴う住宅背面側の崖の地盤変動により下方から突き上げられた住宅



当該被災敷地内

他の刈羽村内の敷地

図-8.17 被災敷地内のスウェーデン式サウンディング試験結果

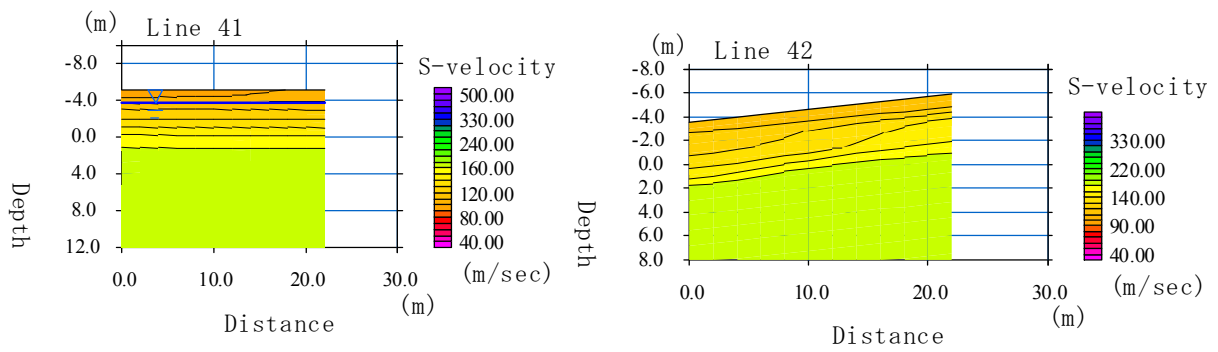
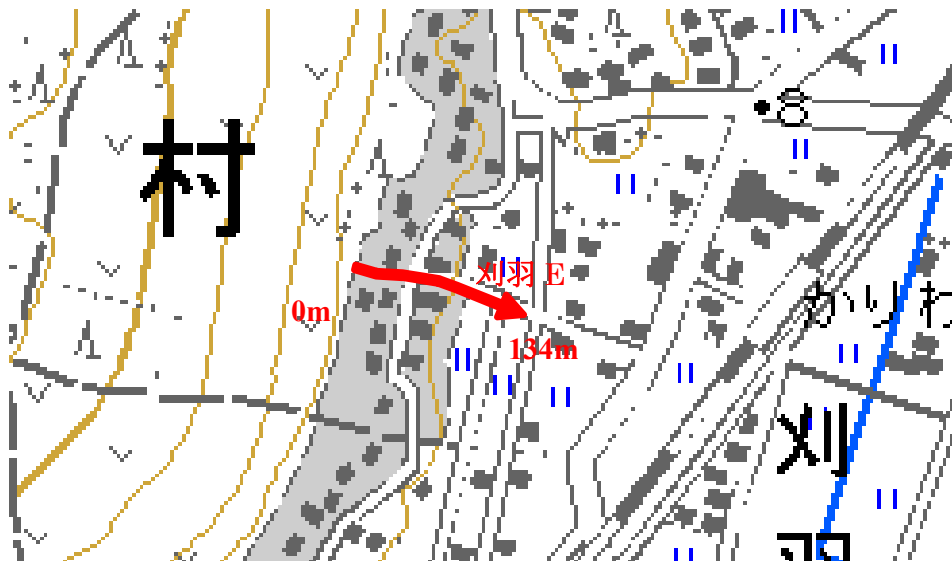
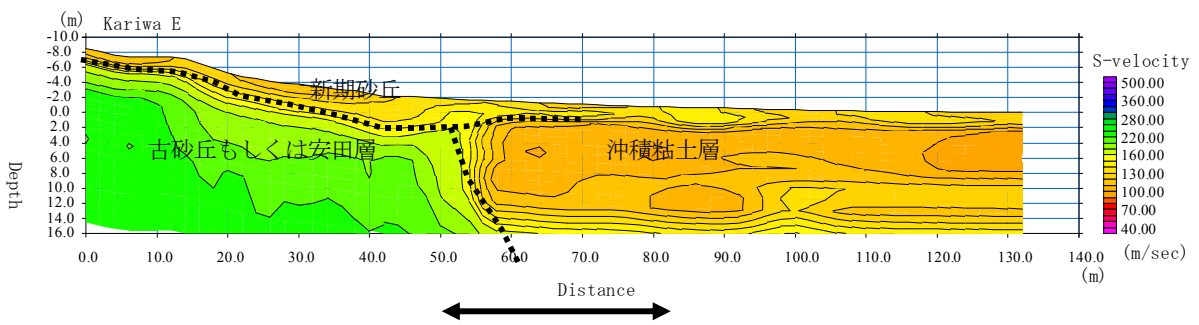


図-8.18 被災敷地内の表面波探査結果



(国土地理院の数値地図 25000(地図画像)を使用)



地盤構造が急変しているためやや精度が悪い

図-8.19 被災敷地内の表面波探査結果

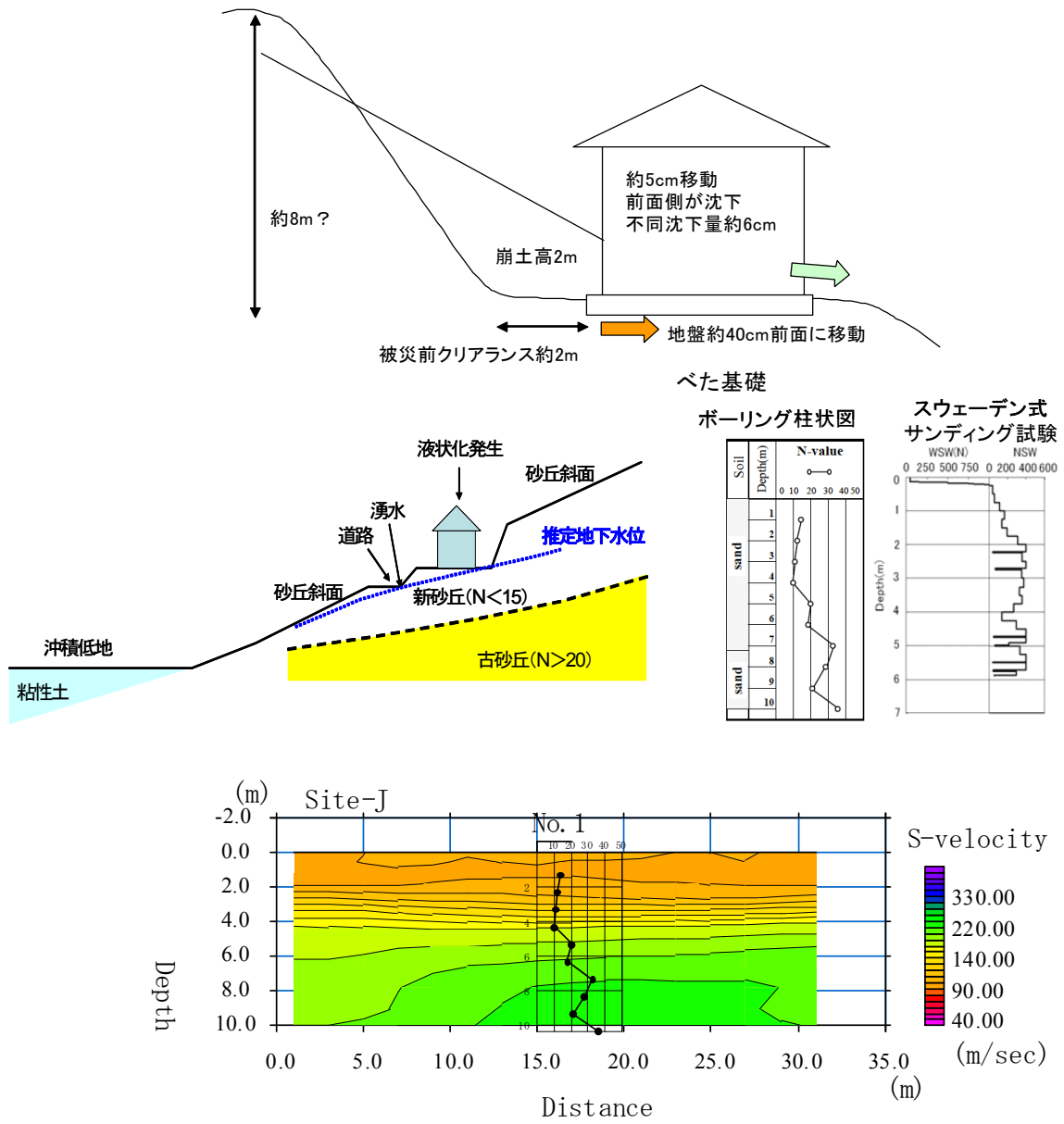


図-8.20 当該地域における基礎・地盤の被害状況

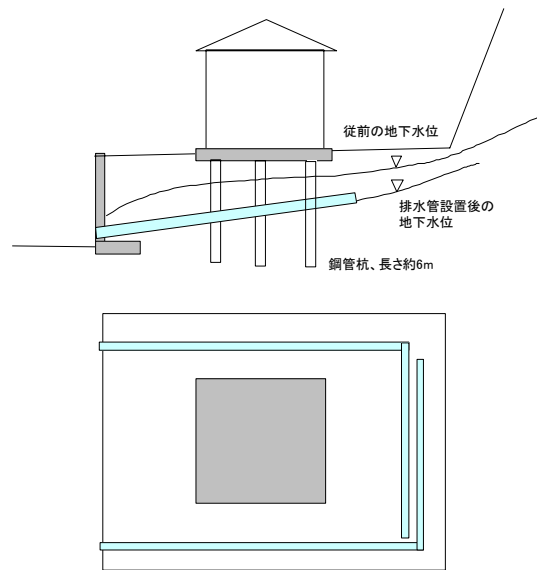


図-8.21 排水管（ドレン）を建物下に配して、地下水位を低減した構法

8.4.3 松波・橋場地区

柏崎駅から北東約 5km の松波・橋場地区には、旧河道を埋めたと考えられる地域で液状化被害が多発した。液状化被害地域を図-8.22 に、新旧地形図の比較を図-8.23 に示す。図-8.24、図-8.25 には、調査地域の表層地質と地形図、調査地域の微地形分類と地形図をそれぞれ重ねあわせたものを示した。また、写真-8.15 に松波地区の被害概要を示した。段差・地割れは、地層・地形の境界（針葉樹林（被覆砂丘））と低地（三角州）で生じていた。松波地区で液状化被害が特に顕著であった地域の延長線上に、倒れた樹木や鯖石川改修祈念公園内の大きな地割れが位置すると考えられている。

聞き取り調査や旧地形図によると松波地区は、35～40 年前に開発された宅地である。鯖石川を渡る直前の松波 2 丁目では、旧河道との境界と考えられる部分で数十 cm の段差が生じ、この段差の直上に立つ住宅は大破し、建築物の不同沈下は最大 60cm 程度であった。また、不同沈下量 10cm、傾斜角 10/1000 を超える場合も少なからず認められた。

図-8.26 に、この地区の地震後の道路面高低差を示す。国道 352 号に平行した方向では A1-A7 間で最大約 2.5m、直交する方向では最大 2m 程度に達している。松波地区及び地区の公園内で実施した表面波探査の結果を図-8.27 に、スウェーデン式サウンディング試験（SWS 試験）結果を図-8.28 にそれぞれ示す。被害が顕著であった地点は、地形の境界部付近であると考えられるが、表面波探査の結果においても三角洲と被覆砂丘で表層の地盤構成に違いが認められる。また、SWS 試験の結果においても、三角洲の範囲が被覆砂丘よりも概ね軟弱であることがわかる。

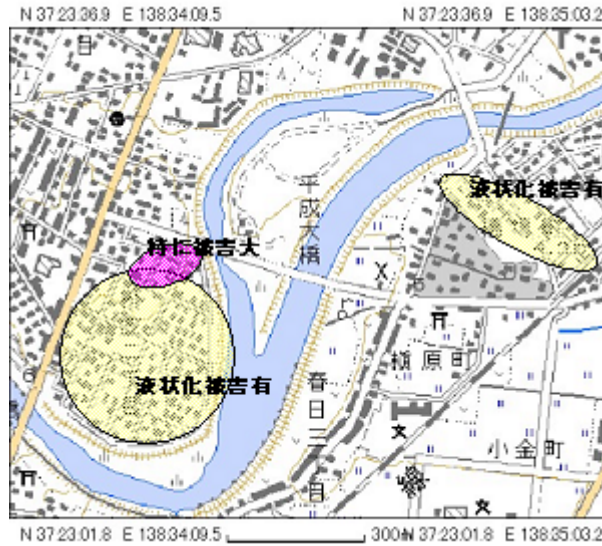
鯖石川を越えた橋場地区でも液状化被害が多発した。橋場地区では、2004 年中越地震でも液状化被害が発生しており、2006 年に地盤調査を行なっている。図-8.29 に、2006 年に実施した表面波探査結果とスウェーデン式サウンディング試験結果の例を示す。液状化が発生したのは主に旧河道であり、旧河道内の主に砂質土と思われる埋土が液状化したと考えられる。旧河道の外周は粘土質であり、旧河道の砂質系との差異が認められる。

橋場地区では、深度 10m 程度まで S 波速度は 100m/s 程度であり数 m 以深は概ね粘性土主体と考えられる。一方、松波地区では、約 5m 以浅は S 波速度 120～150m/s でやや緩んだ砂質土、5m 以深は 150～200m/s で締まった砂質土と考えられる。このような橋場地区と松波地区の土質の違いは、図-8.24 に示した表層地質図と一致している。また、松波地区は、一般に地盤が良好と考えられており、微地形分類で被害を受けなかった範囲は、被覆砂丘、被害を受けた範囲は三角洲に分類されており、S 波速度や被害の違いはこのような地盤環境の違いに起因していると考えられる。

図-8.30 に、橋場地区の被害概要と地盤調査地点を示す。前回の著しい被害が生じた地域は、図中黄色で塗りつぶした範囲であり、聞き取り調査では、2004 年の中越地震では、このあたりで道路全体に泥水が溶岩のようにわき上がり、住宅の沈下障害が顕著であったが、今回この地域での被害は比較的少なく、他の地域で被害が生じていた。図中には、旧河道の位置の大凡を示しているが、被害は概ね旧河道とその外周との境界付近で多いように思われる。特に、図中右上の旧河道と鯖石川が交差する土手付近では、土手の一部が大きく沈下し、その段差に伴う地割れにより土間コンクリート等が大きく割れ裂け、建物に被害が生じていた（写真-8.16）。そのほか、液状化等による段差で建物が大きく傾いていた住宅も認められた（写真-8.17）。

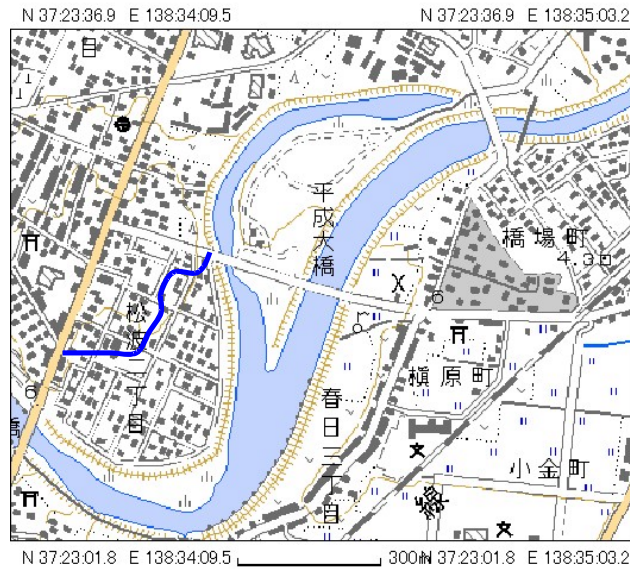
ただし、当該敷地で確認した新築住宅 10 棟前後（2004 年中越地震後の着工）の多くは、地盤改良や鋼管による地盤補強を採用しており、剛体的な傾斜が生じている可能性はあるものの、基礎の著しいひび割れなどの構造的被害はほとんど認められなかった。

図-8.31、図-8.32 に、今回実施した表面波探査結果と SWS 試験結果を示す。



(国土地理院の数値
地図 25000(地図画
像)を使用)

図-8.22 松波・橋場地区の被害地域



(国土地理院の数値
地図 25000(地図画
像)を使用)

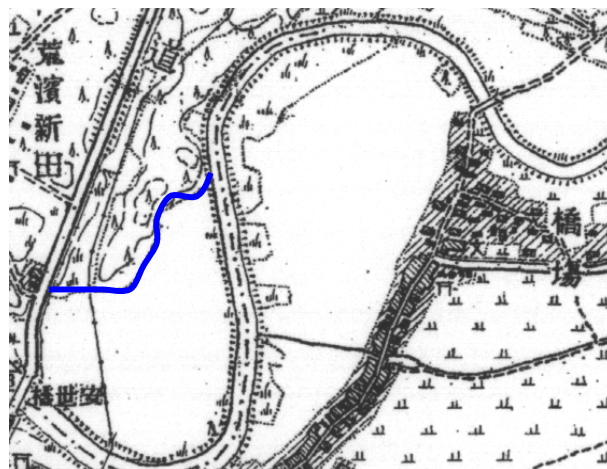


図-8.23 松波・橋場地区の新旧地形図の比較 (下：旧地形 (明治 45 年))
(青線は旧地形図における針葉樹林の低地の境界線)



図-8.24 調査地の表層地質（黄色：新期砂丘堆積層、白：沖積平野堆積層）
 (図-8.2 柏崎市、刈羽村の地形・表層地質状況（出典：新潟県土地分類基本調査図）
 の表層地質と地形図の調査地域部分を重ねあわせたもの)



図-8.25 調査地の微地形区分（緑：三角州、黄色：被覆砂丘）
 (図-8.2 柏崎市、刈羽村の地形・表層地質状況（出典：新潟県土地分類基本調査図）
 の地形と地形図の調査地域部分を重ねあわせたもの)



写真-8.15 松波地区の被害概要

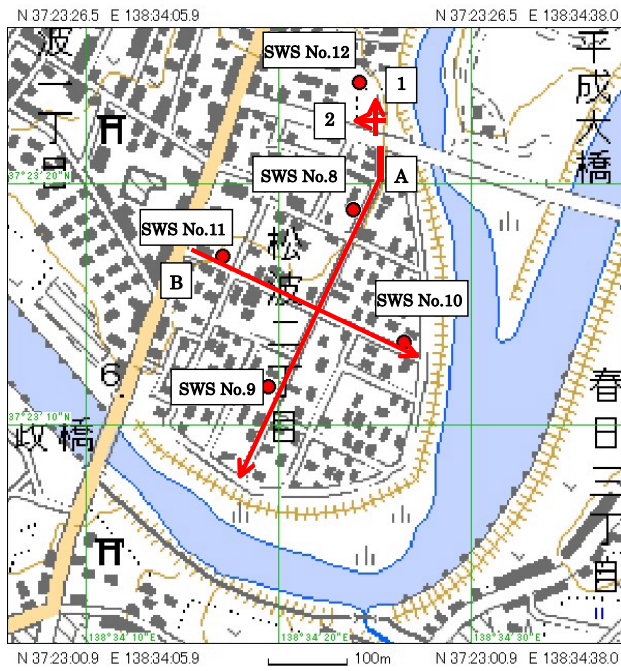
上段左：松波地区において地盤変動による被害が甚大であった地点の状況

上段右：上記の地点において建物の不同沈下を増大させたと考えられる擁壁の変形

中段左：川に沿った道路の変形に伴う電信柱の傾斜

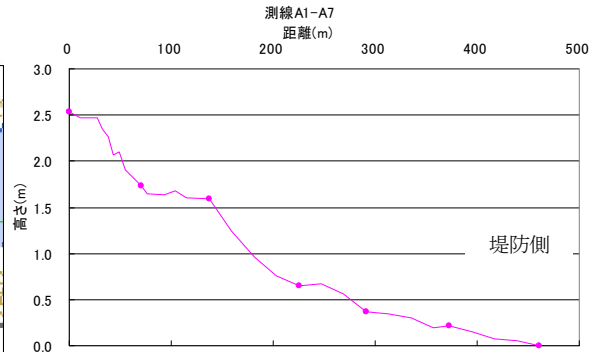
中段右：松波地区の液状化に伴う地割れの延長線沿いにあった川沿いの樹木の倒壊

下段左・右：松波地区の地割れの延長線上にあると考えられる鯖石川改修記念公園内の地割

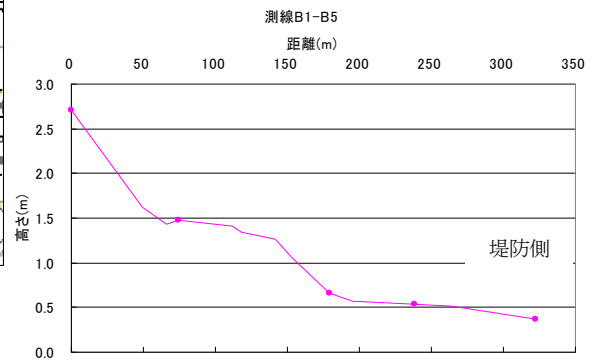


各測定、計測の位置

(レベル、スウェーデン式サウンディング試験、表面波探査)
 (国土地理院の数値地図 25000(地図画像)を使用)

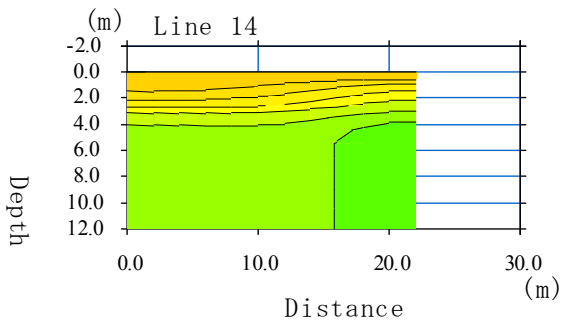


A: 国道 352 号に平行な道路

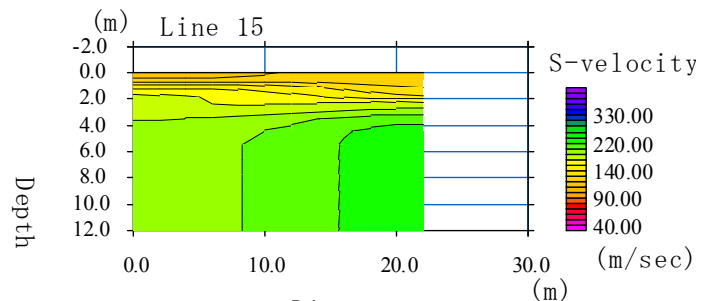


B: 国道 352 号に直交する道路

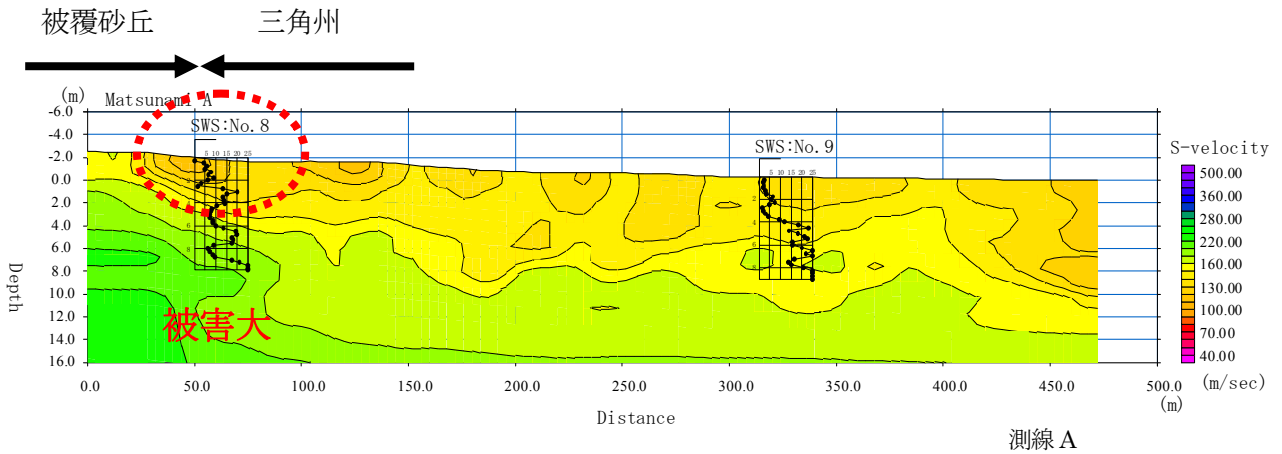
図-8.26 道路面のレベル測定結果



松波第1公園 測線1



松波第1公園 測線2



測線 A

図-8.27 表面波探査結果 (その1)

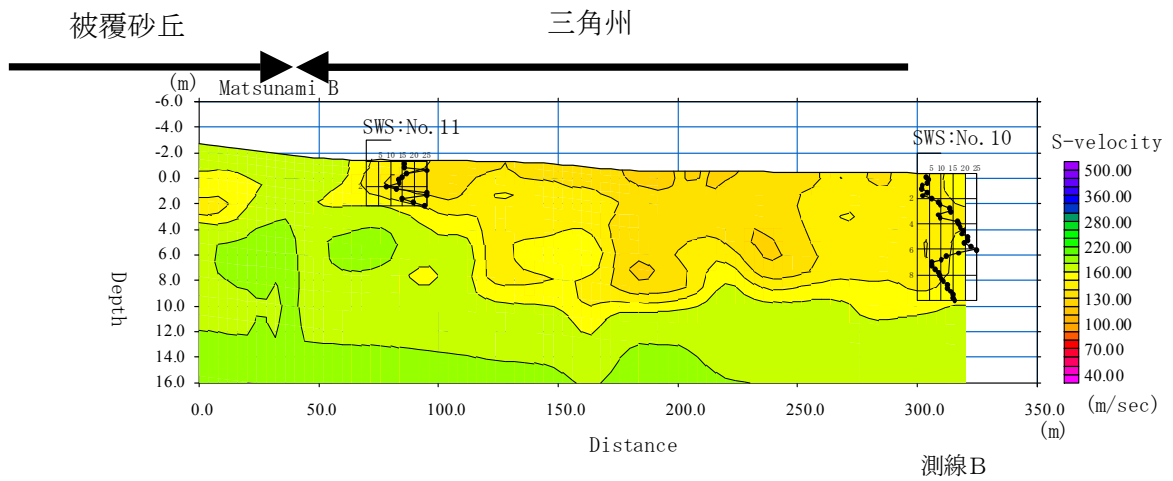


図-8.27 表面波探査結果 (その2)

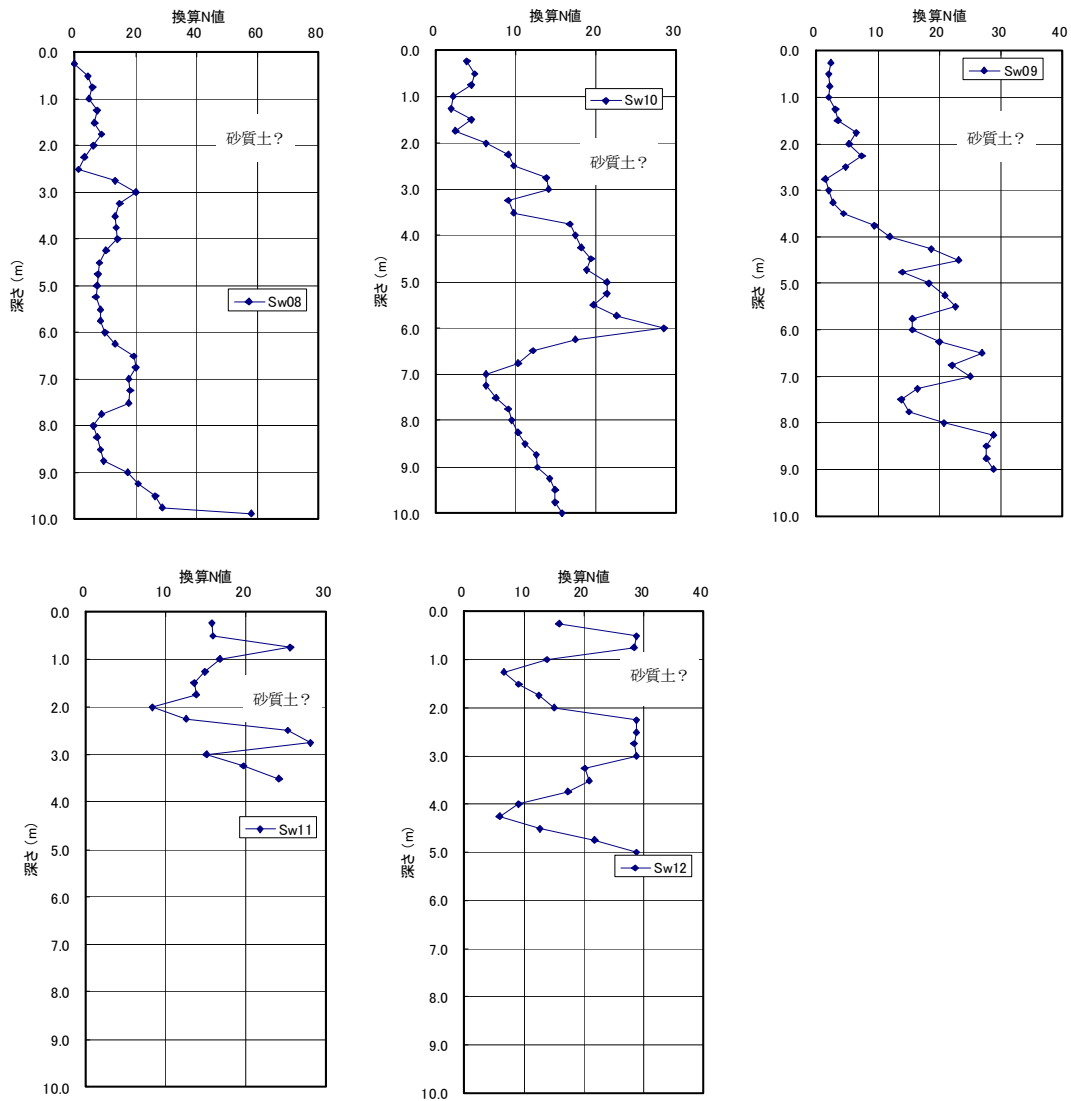
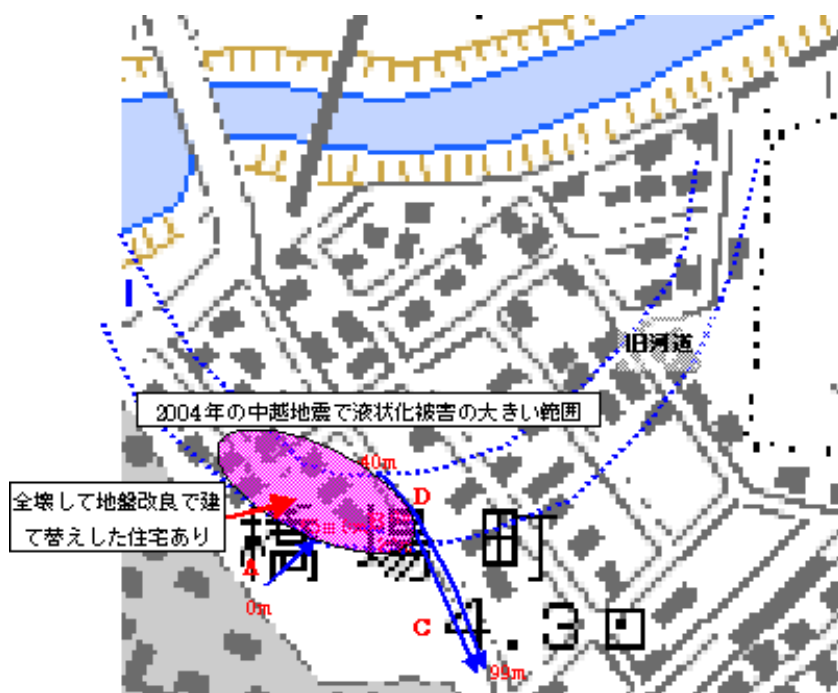


図-8.28 スウェーデン式サウンディング試験結果



(国土地理院の数値地図 25000(地図画像)を使用)

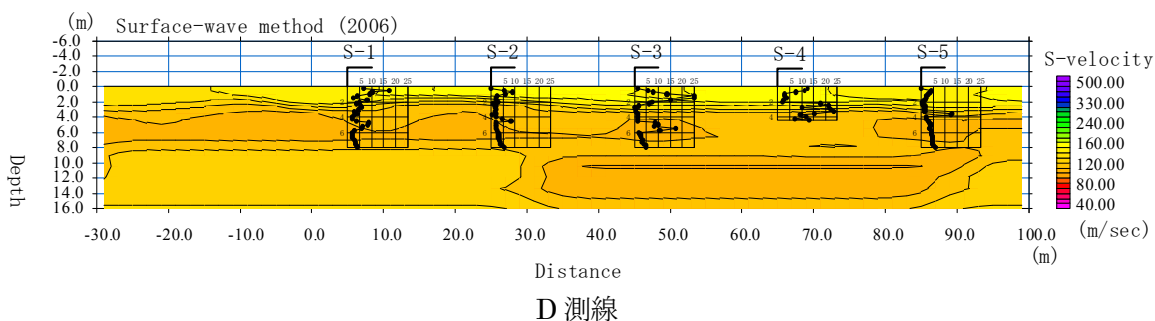
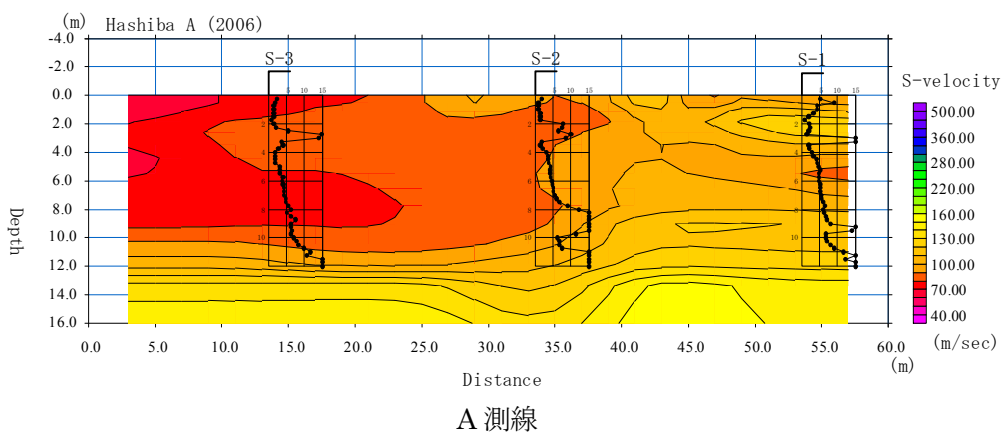


図-8.29 2006年に実施した橋場地区での地盤調査結果
表面波探査とスウェーデン式サウンディング試験結果

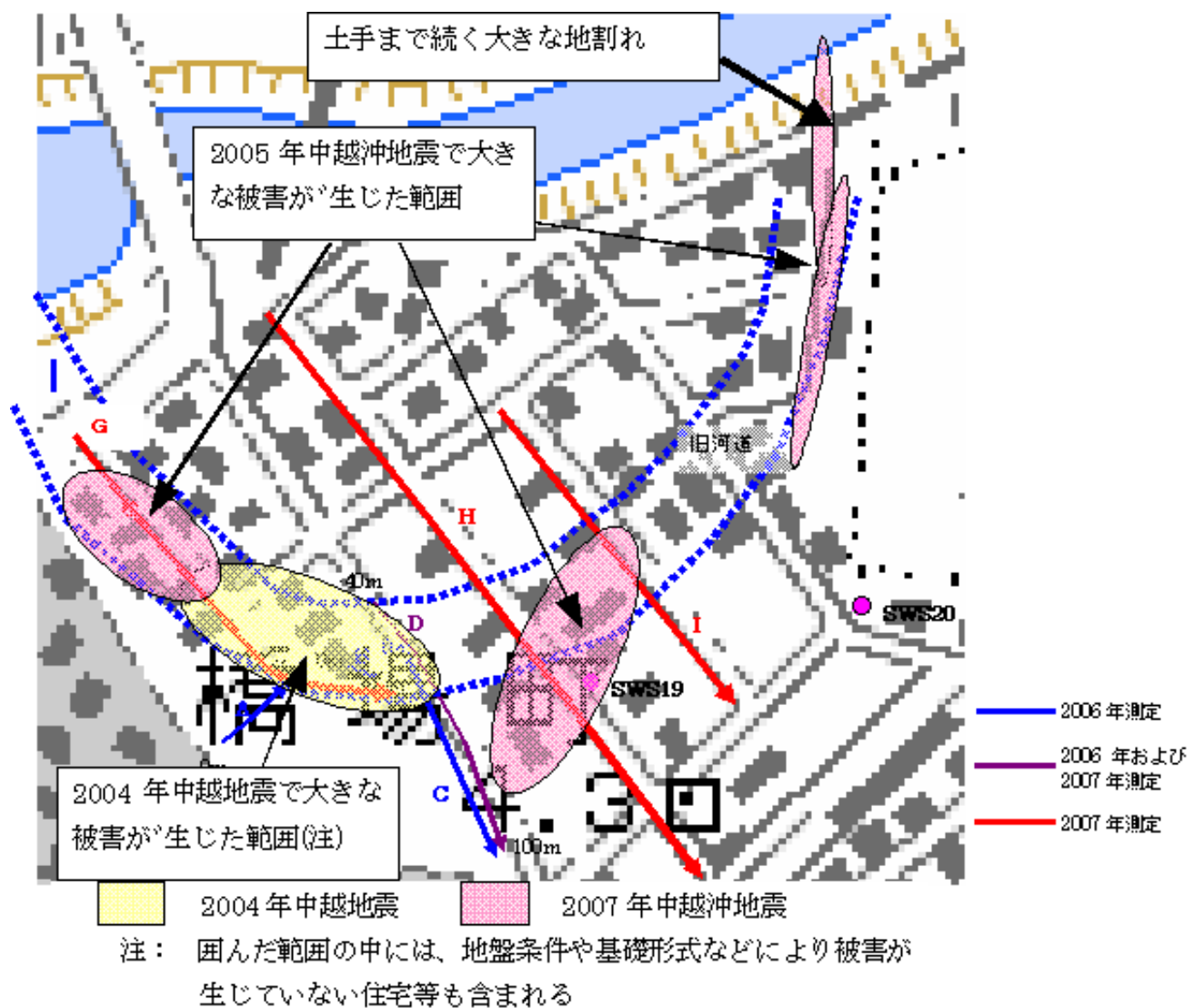


図-8.30 橋場地区の被害と地盤調査の実施地点
(国土地理院の数値地図 25000(地図画像)を使用)

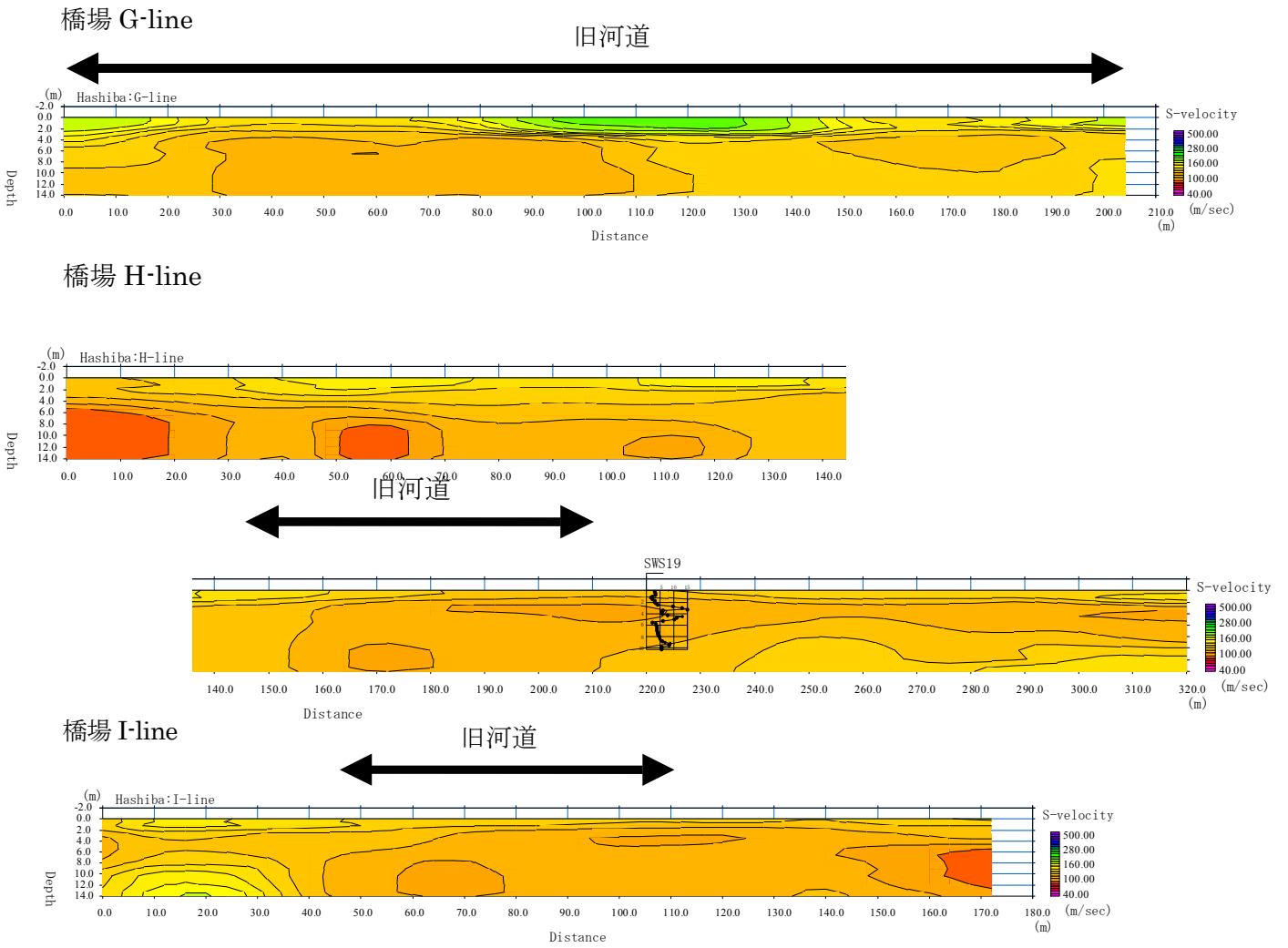


図-8.31 表面波探査の結果

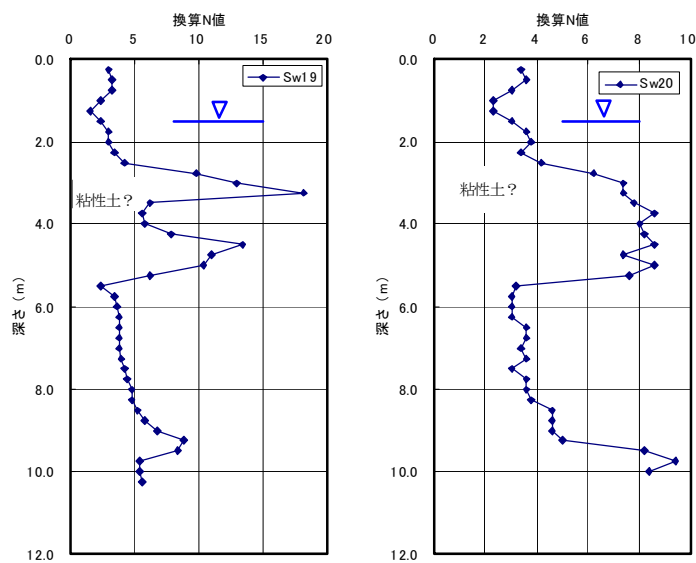


図-8.32 スウェーデン式サウンディング試験結果



写真-8.16 橋場における大きな地割れ

左：地層境界部付近での土手の陥没、赤く囲んだ範囲が沈下範囲(約 30cm)、地割れは矢印の方向

右：矢印方向にある住宅の被害



写真-8.17 橋場における危険住宅（左：全景、右；車庫前の段差 20cm 程度沈下）

8.4.4 山本団地

橋場地区から東北約1kmにある山本団地では、液状化及びそれに起因すると考えられる裏山の崩壊により、住宅や宅地・擁壁に数多くの被害が発生した(図-8.33参照)。写真-8.18には、住宅や擁壁等の被害状況を示す。

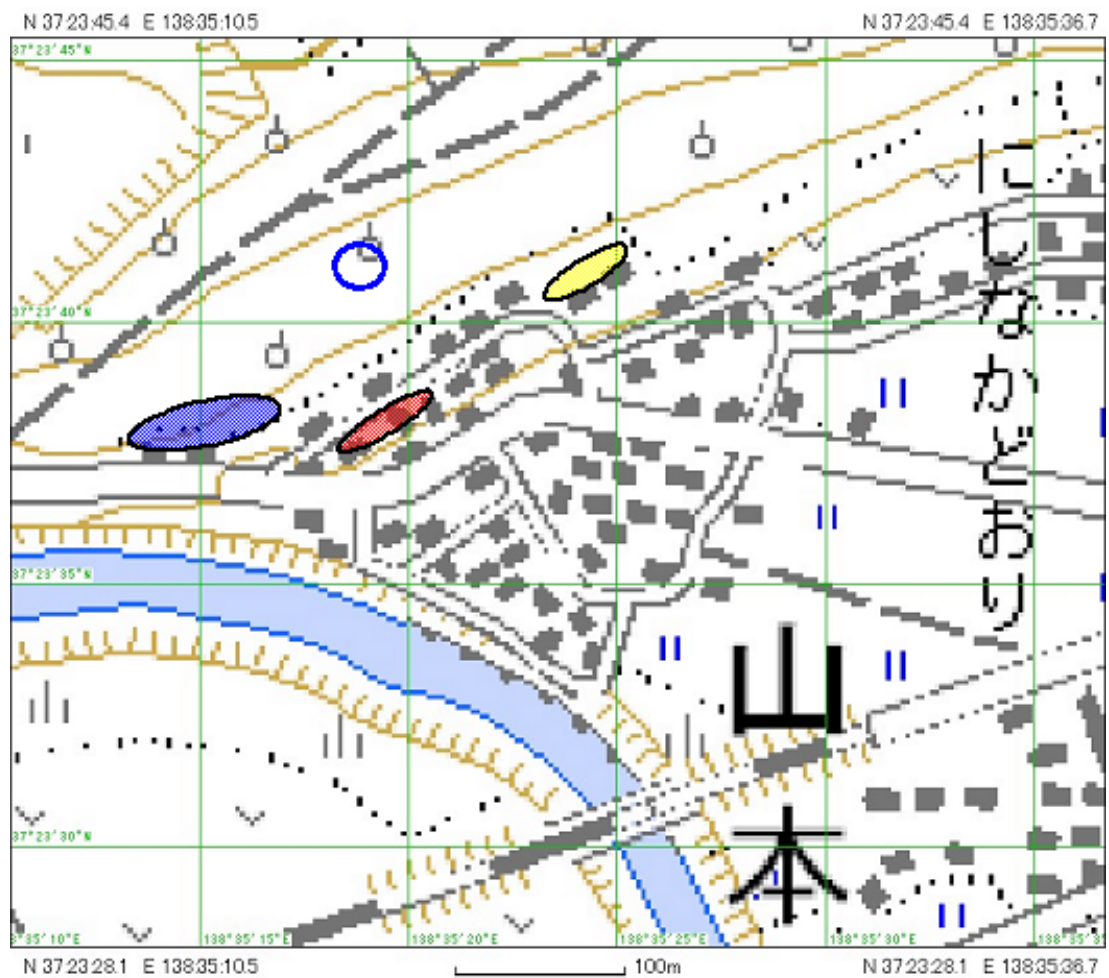
この団地周辺は、表層地質図(新潟県土地分類基本調査図、国土庁、昭和61年)から判断すると、崖上が砂丘、崖下が低地に位置する地形等の境界付近に位置する。聞き取り調査の結果から判断すると、この団地は約34年前に造成され、山側の砂丘を崩して切り盛り造成したと考えられている。玄関脇で高さ1m程度、地下水位が吹き出し、地盤の沈下等が生じた地域もあったようである。なお、写真-8.19は、図-8.33において青で囲んだ砂丘斜面の頂部付近で確認した地表面での湧水の状況であり、砂丘全体に地下水位が高い可能性が考えられる。

図-8.34は、この団地の被害状況の概要を断面図としてまとめたものである。最上部の砂丘の裏山の崩壊、最上段の擁壁の滑り出しによる側溝のつぶれ、中段の住宅敷地における地盤の陥没による基礎の破断や住宅の著しい傾斜(写真-8.20)、下段側の擁壁の転倒とそれに伴う擁壁前面側の住宅の外壁の損傷などがあげられる。一体の鉄筋コンクリート造の基礎を有する新しい住宅では、概ね剛体的な傾斜であったが、無筋・ブロック・独立基礎と考えられる古い基礎では基礎が大きく破断して上部構造の崩壊に繋がった事例が認められた。

上段擁壁は、高さ2~2.5m程度の間知の谷積みブロック(壁勾配は水平面から約70度)である。下段側の宅地擁壁は高さ2m前後である。上段の間知ブロックの壁体自体の損傷は軽微であるが、最大30cm程度の滑りだしが認められた。住宅下段側の擁壁は、壁高50cm程度のコンクリート擁壁の上にブロック等を鉛直に積み上げた増し積み擁壁が大半である。

図-8.35は、当該地域における造成段階及び住宅建設後の擁壁工事の関係と地震による被害の関係を示したものである。また、図-8.36は、被害を受けた擁壁の概要である(写真-8.21)。聞き取り調査によると、造成段階では高さ500程度のコンクリート擁壁の背面にはのり面(高さ1m程度)があったが、住宅建設後に1m程度増し積んだ例が多いことがわかった。被害状況から判断すると、地震による液状化等によって増し積み下部のコンクリート擁壁に沈下や水平変位が生じて、上部のブロック擁壁等の転倒をもたらしたと考えられる。

図-8.37に、山本団地における地盤調査の測定位置を、図-8.38、図-8.39に、表面波探査結果及びSWS試験結果を示す。推定されるせん断波速度の値は100m/s程度と小さく、粘土質の可能性も考えられる。また、SWS試験結果から判断すると、下段擁壁の背面地盤はかなり軟弱な砂層が表層にあると考えられるが、上段擁壁の背面の表層部はやや締まった砂層と考えられる。地下水位は下段擁壁の前面では地表面付近に存在していると考えられる。



青：裏山も崩壊が顕著な地域、赤：宅地の陥没・水平変位による住宅の著しい被害、
 黄：道路面の変状が特に顕著であった範囲、青丸：写真-8.19 湧水確認地点

図-8.33 山本団地の被害概要
 (国土地理院の数値地図 25000(地図画像)を使用)



写真-8.19 砂丘斜面の頂部付近で確認した地表面の湧水



写真-8.18 山本団地における擁壁の被害例

上段：裏山の崩壊による崖下住宅への危害

中段：増し積み擁壁の被害

下段：敷地全体のすべり等により前面に押し出された擁壁

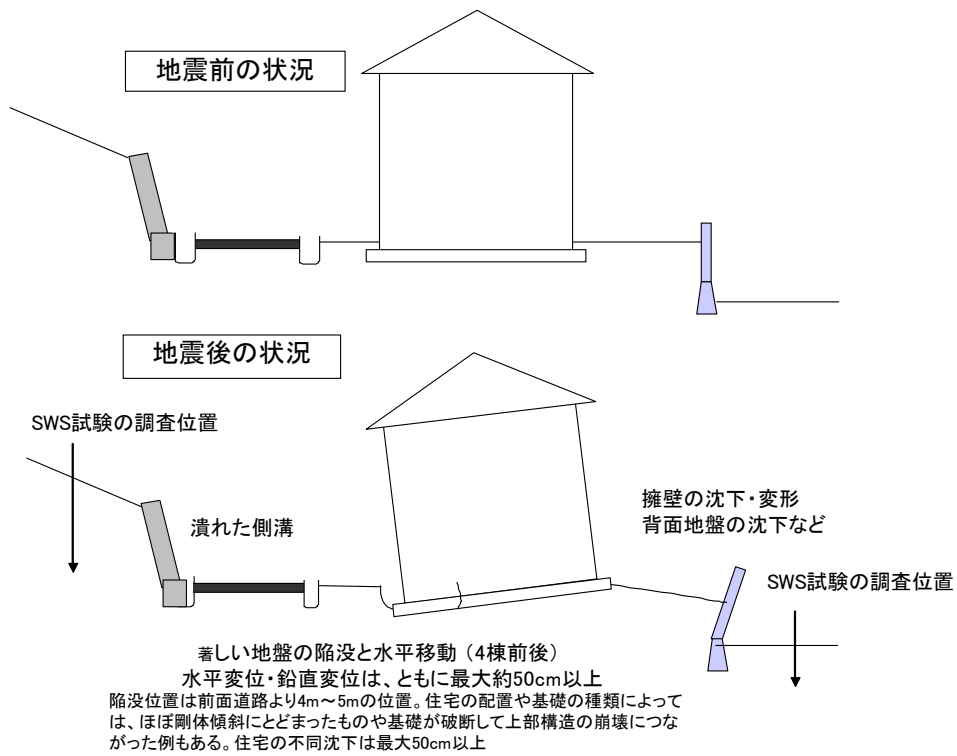


図-8.34 山本団地における地震前後の住宅・宅地の状況



写真-8.20 宅地内の地盤の陥没や水平変位による住宅の被害

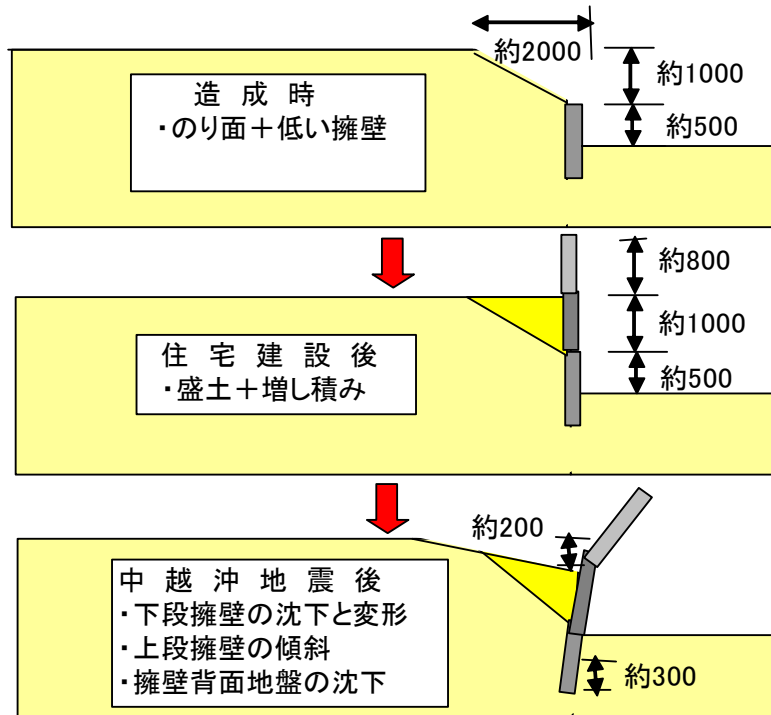


図-8.35 山本団地における宅地造成と擁壁の被害

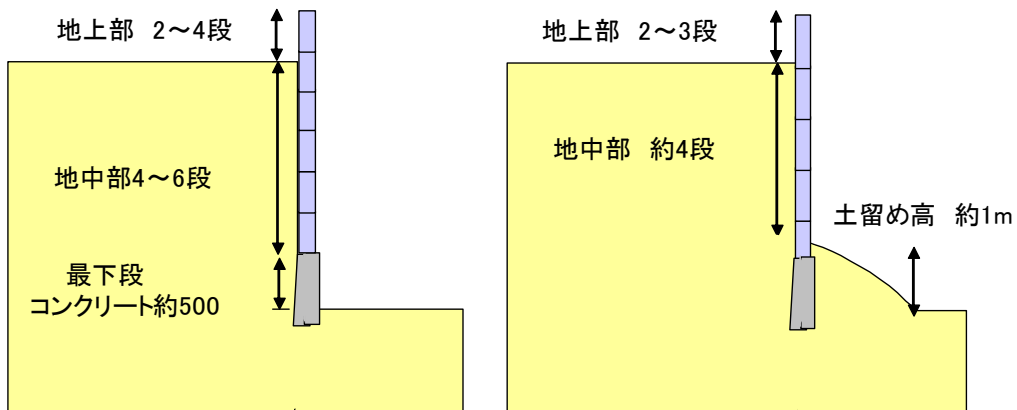


図-8.36 山本団地において擁壁の被害が数多く認められた擁壁の構造例



写真-8.21 増し積まれた擁壁の被害例

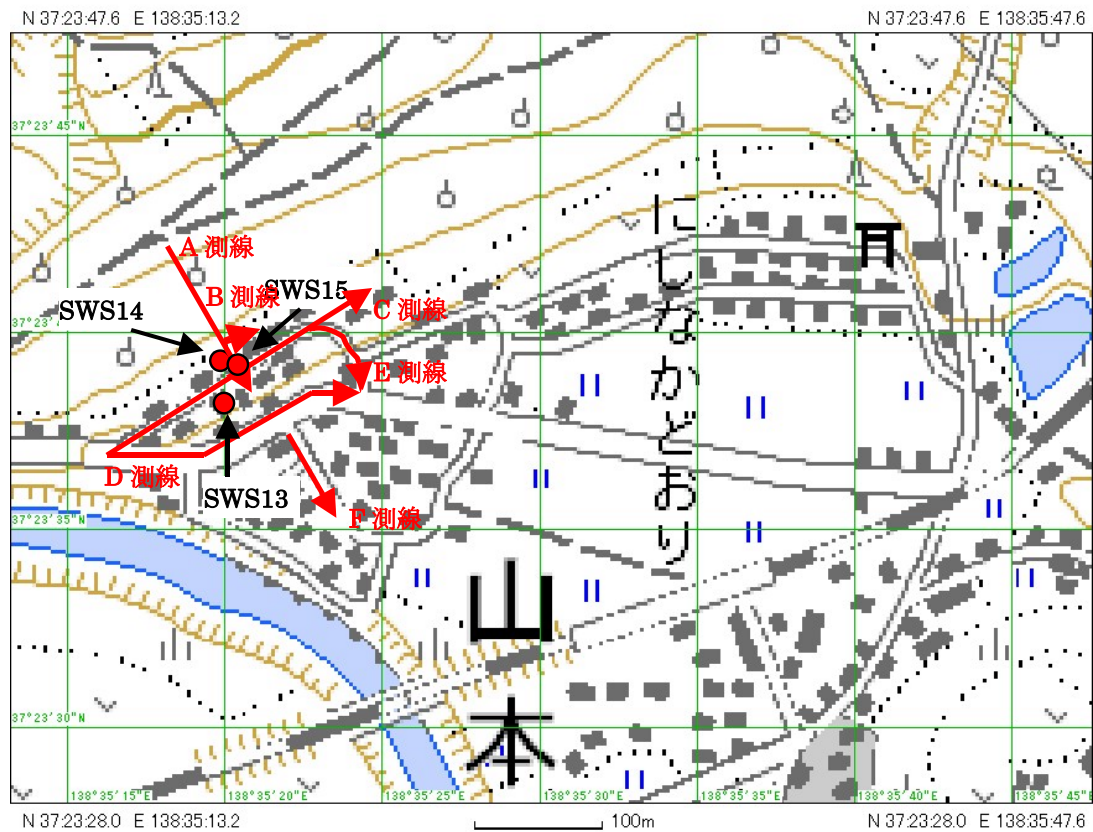


図-8.37 山本団地における調査位置 (表面波探査、スウェデン式サウンディング試験)
 (国土地理院の数値地図 25000(地図画像)を使用)

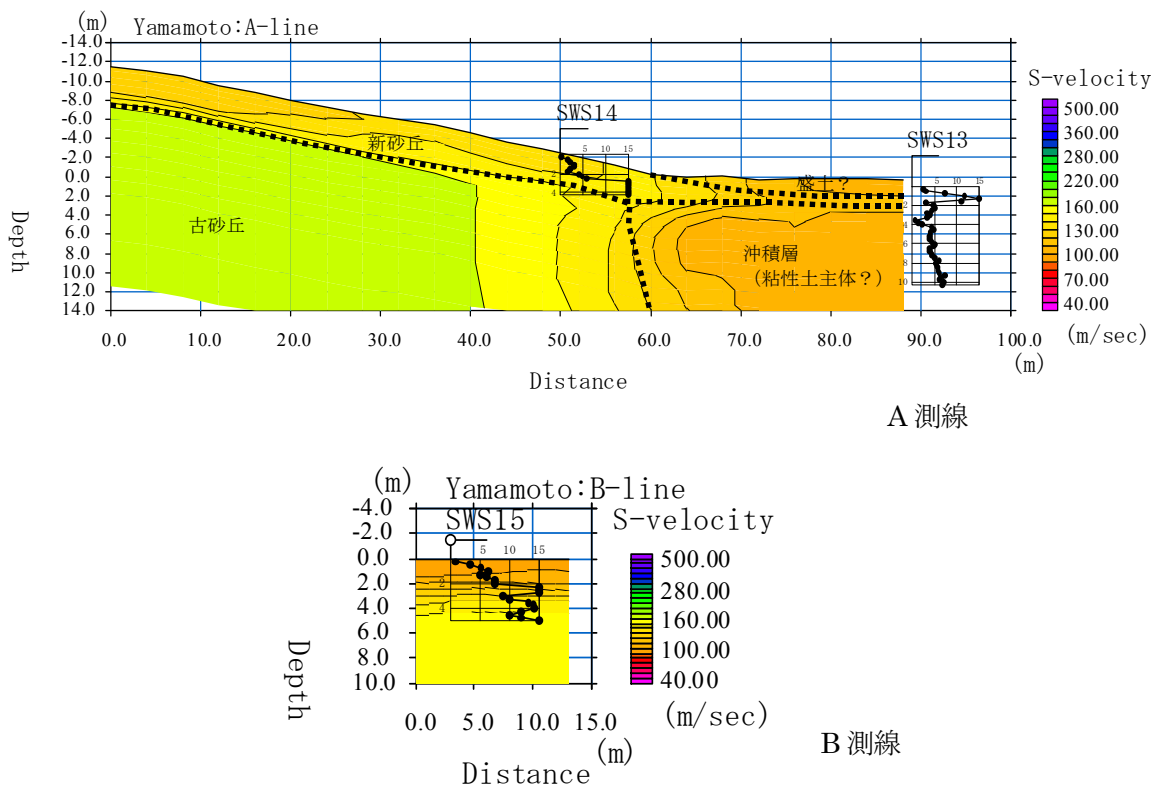
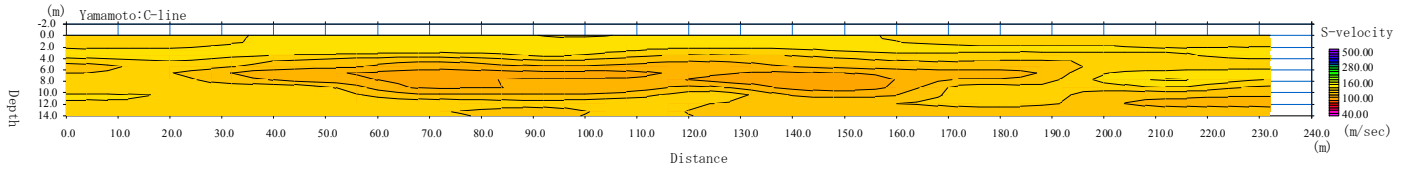
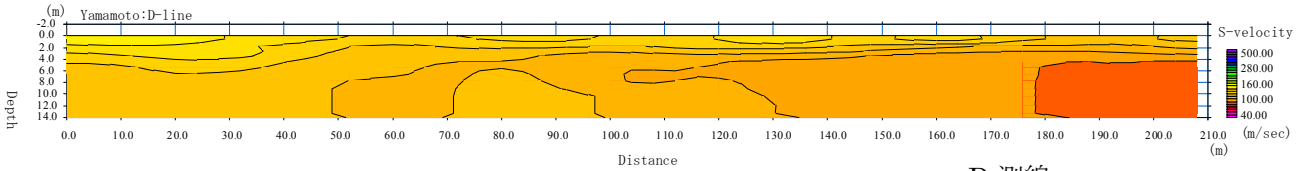


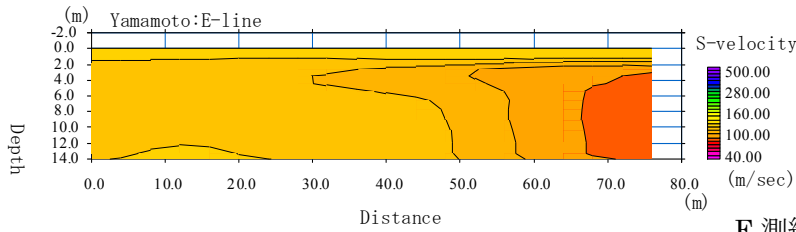
図-8.38 山本団地における表面波探査結果 (その1)



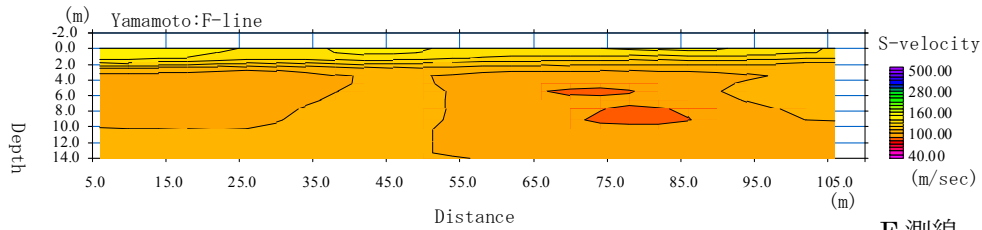
C 測線



D 測線



E 測線



F 測線

図-8.38 山本団地における表面波探査結果 (その2)

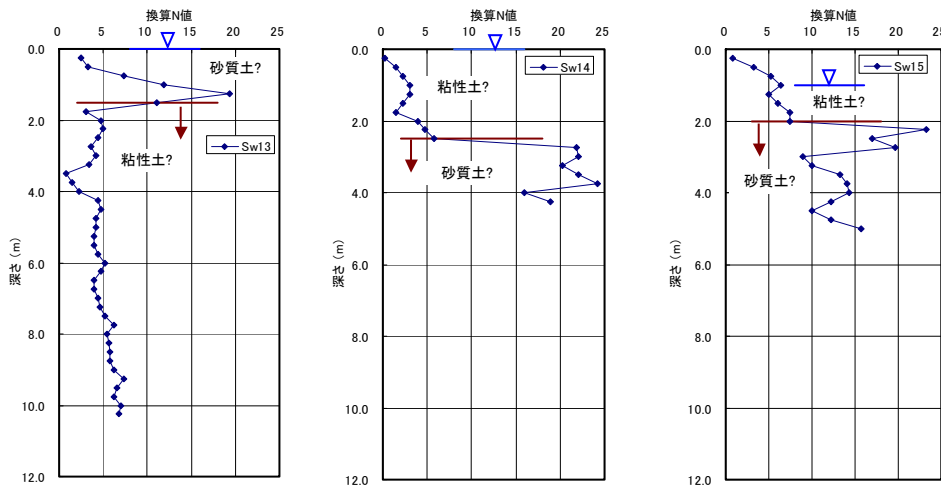


図-8.39 山本団地におけるスウェーデン式サウンディング試験結果

8.4.5 その他の地区

(1) 日吉小学校付近（山本地区）

山本団地から東約 1km の日吉小学校から西側に向かう道路沿いの地域では、住宅 10 棟前後が液状化によって大きく落ち込み、著しい被害が生じていた（写真-8.22）。道路から西側は旧河道、東側は河川堤防と考えられ、道路の近傍の西側低地で段差等が生じ、大きな被害に繋がったと考えられる。

図-8.40 に、地盤調査位置と被害概要を、図-8.41、図-8.42 に、表面波探査及びスウェーデン式サウンディング試験結果をそれぞれ示す。A 測線 50～100m 付近の高速部分、国道の鯖石川の橋に近いことから、地盤改良などにより地盤が硬くなっていることや、埋設物の影響の可能性が考えられる。旧街道沿いに測定した B 測線は、微地形区分で自然堤防および微高地に相当し、150～250m 付近の標高がやや高くなっている部分の S 波速度が 150m/s 以上とやや高速になっている。これはスウェーデン式サウンディング試験結果と一致しており、微地形区分に対応して地盤条件が異なっていると思われる。C 測線、D 測線は、旧河道上およびその周囲に位置しているが、深度数 m までの浅部地盤は場所によって S 波速度が異なっている。



写真-8.22 日吉小学校周辺の道路沿いで生じた段差による住宅の沈下障害による被害例

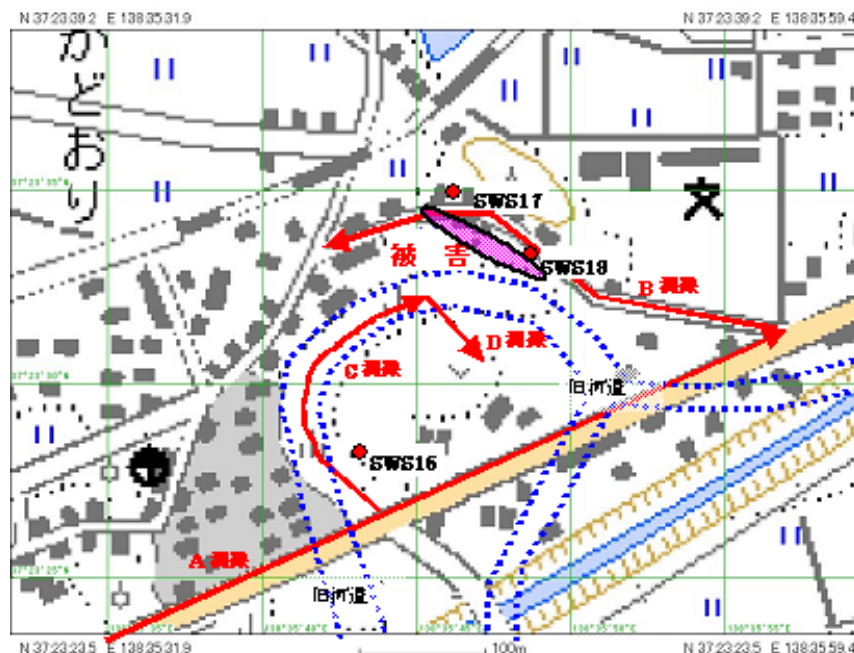


図-8.40 日吉小学校周辺における地盤調査位置と被害概要
 (国土地理院の数値地図 25000(地図画像)を使用)

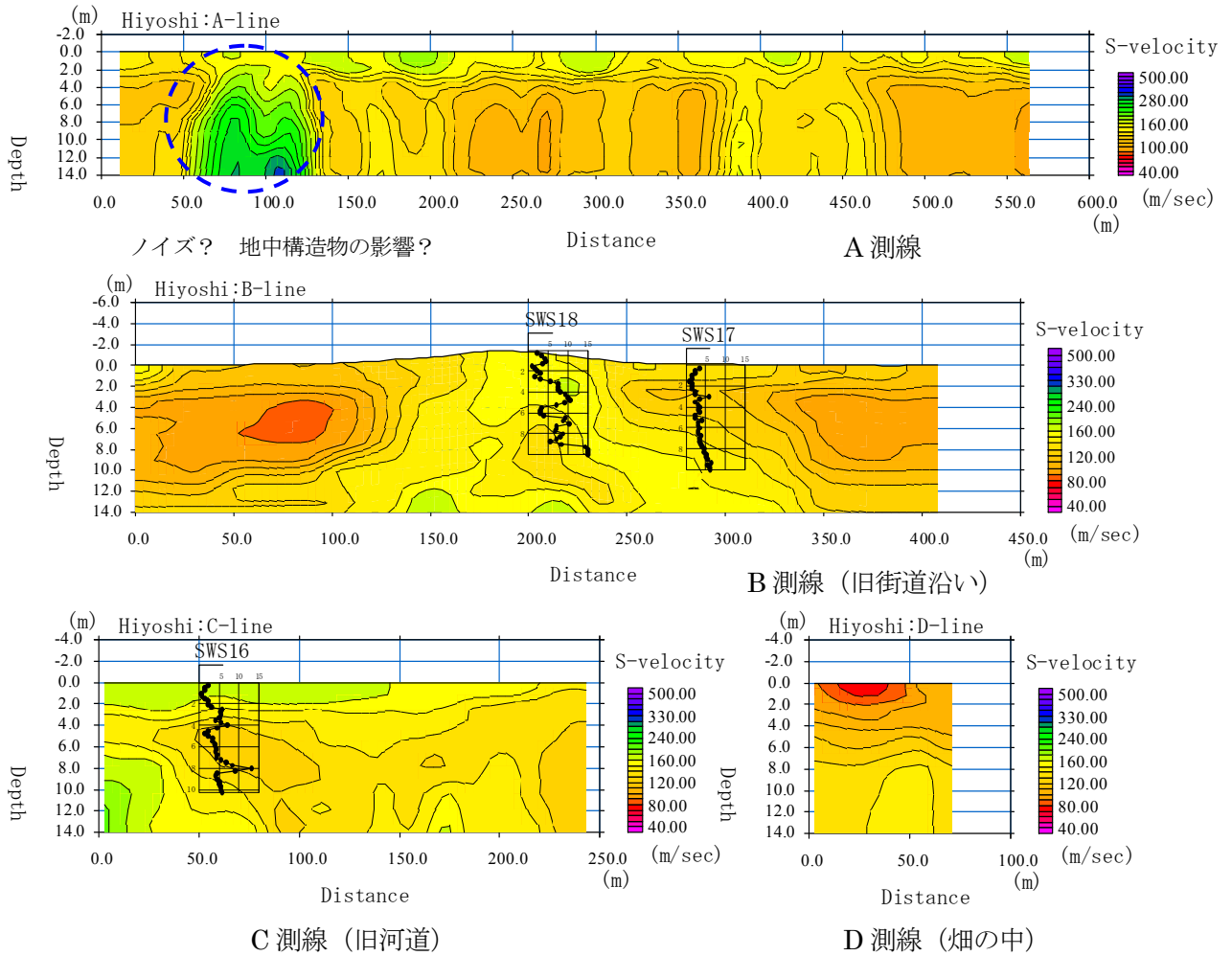


図-8.41 日吉小学校周辺における表面波探査結果

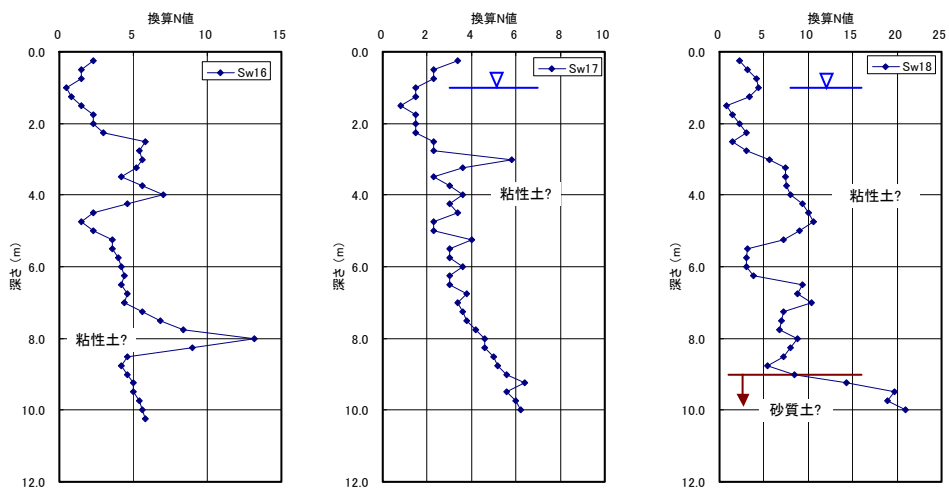


図-8.42 日吉小学校周辺におけるスウェーデン式サウンディング試験結果

(2) 西本町

柏崎駅から北西約 1km の市街地にある西本町では大通りに直行する緩斜面で地盤変動による被害が発生していた。被害が甚大な道路に面した歩道付近の住宅地では、地盤の水平変位約 50cm、鉛直変位（沈下）約 30cm（図-8.43 参照）。聞き取り調査などの結果から判断すると、地盤高の高い左側は砂丘が主、右側の低地部は沖積粘土層の可能性が考えられる。

地盤変動による被害が生じた住宅の基礎は、大半がブロック基礎であった（写真-8.23）。被災地には新築住宅が 1 棟と少なかったこともあるが、調査した範囲では基礎のひび割れなどは生じていなかった。周辺にはRC造 7 階の共同住宅があったが、杭基礎のため 30cm 程度の浮き上がり発生していた（写真-8.24）。

表面波探査の測線と結果をそれぞれ図-8.44、図-8.45 に示す。A 測線や B 測線の前半では深度数m から S 波速度 150m/s 以上となり、比較的締まった砂層と思われるのに対して、B 測線後半や C 測線では、深度数m 以深では S 波速度は 100m/s 前後と低速度である。このことから本町通り（A 測線）を境に、南側では粘性土主体の軟弱な地盤上に緩んだ砂層や砂質盛土が存在している可能性が考えられる。

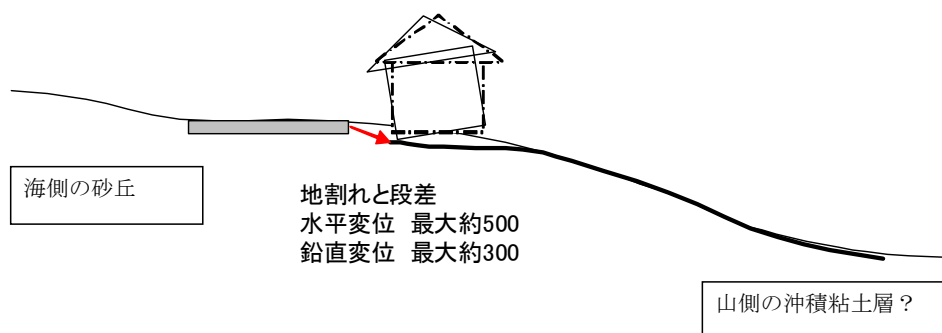


図-8.43 西本町の地盤変動被害の概要



(左：歩道上に認められた地盤変動（鉛直、水平で 300-500 程度）

(右：大破した住宅の沈下修正工事、基礎はブロック基礎)

写真-8.23 西本町での地盤変動による被害



写真-8.24 杭基礎建物の被害（最大 500 程度の建物の相対的な浮き上がり）

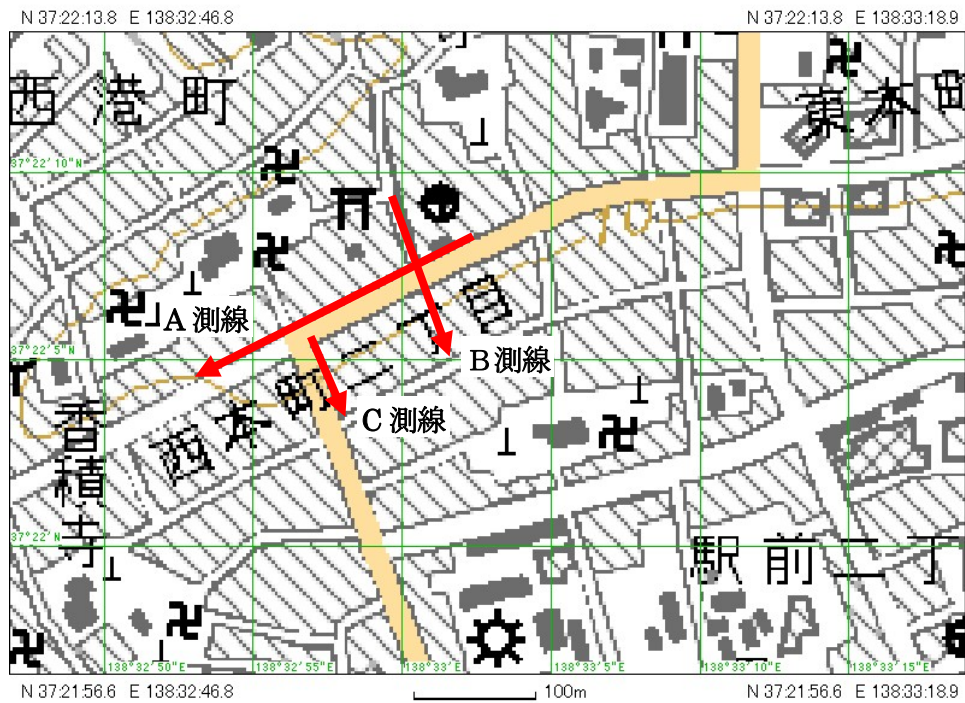
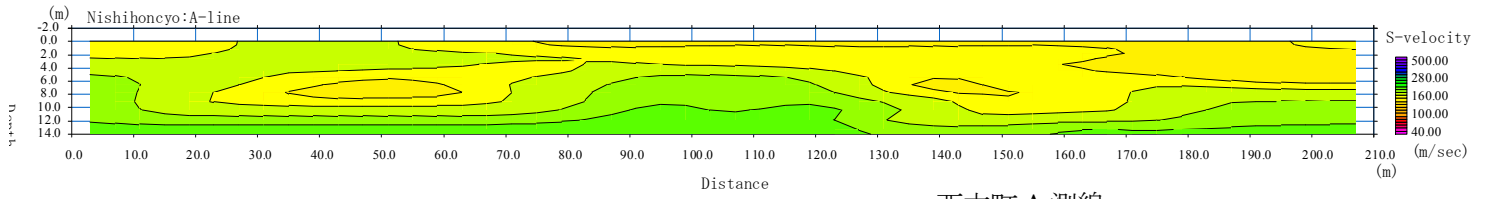
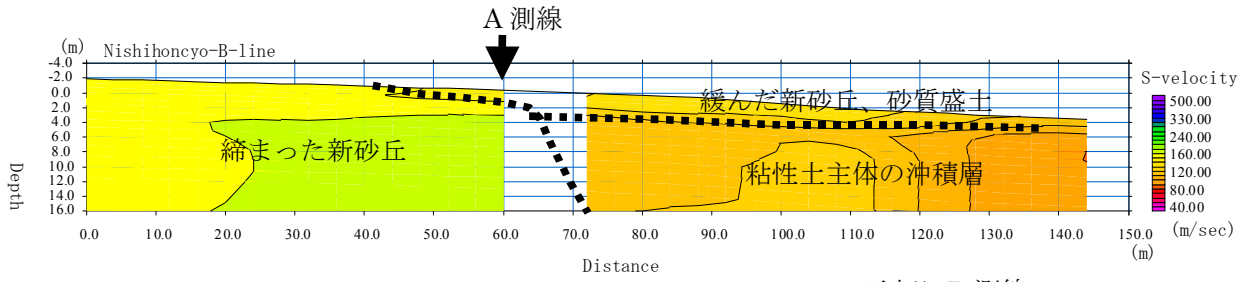


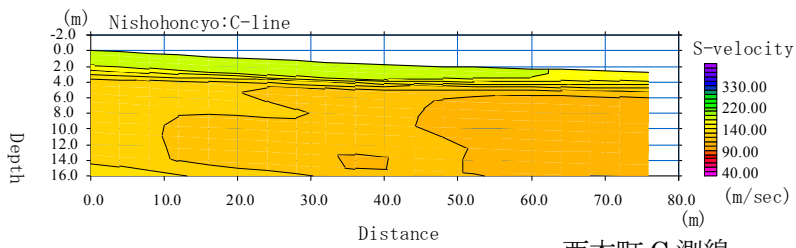
図-8.44 表面波探査の測線配置
 (国土地理院の数値地図 25000(地図画像)を使用)



西本町 A 測線



西本町 B 測線



西本町 C 測線

図-8.45 表面波探査結果

(3) 池の峰団地

池の峰団地における擁壁の被災状況を写真-8.25 に示す。外周部の擁壁がはらみ、一部の擁壁接合部で鉄筋が破断していた。



被災状況の全景（応急措置済）



裏側



接合部右側の擁壁がはらみ出ている



擁壁上部 団地内外周道路



擁壁接合部の状況

写真-8.25 池の峰団地の被災状況

(4) 半田地区

半田地区における擁壁の被災状況を写真-8.26 に示す。半田地区は、新潟県中越地震においても被害が顕著であった地域であり、新潟県中越地震との被害状況等を比較するため現地調査を実施した。



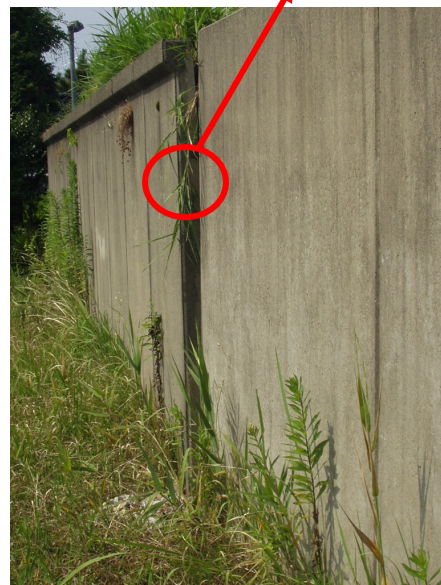
擁壁隅部の破壊



隣地擁壁との間に隙間



コンクリート擁壁のはらみ



L型擁壁のすべり

写真-8.26 半田地区の擁壁被災状況

(5) 北条地区

北条地区は、新潟県中越地震においても被害が顕著であった地域であり、被害状況等を比較するため調査を行った。新潟県中越地震での被災地域は、接道道路等復旧されていた。聞き取り調査から、危険地域として柏崎市から住宅の建設は禁止されているとのことであった。

今回の地震においても、ほぼ同一の地域で地盤の移動が確認された。道路面等の被災状況を写真-8.27 に示す。

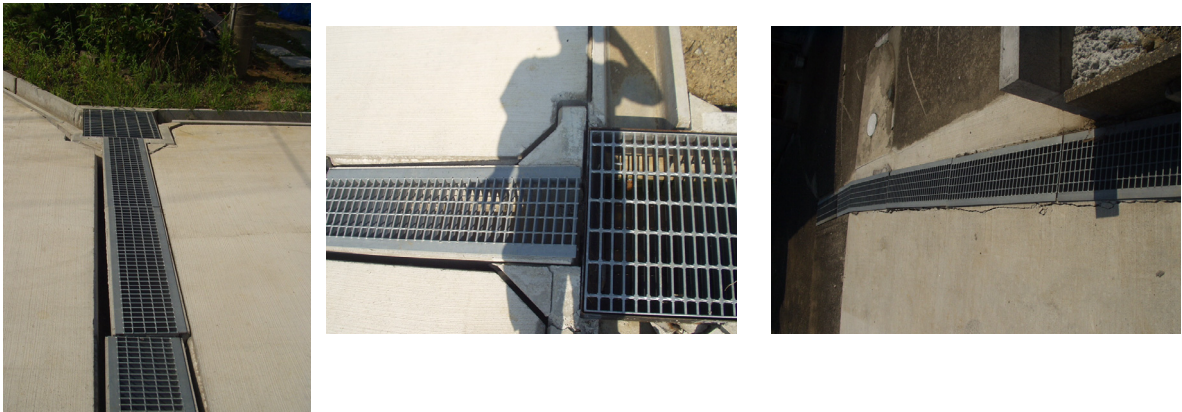
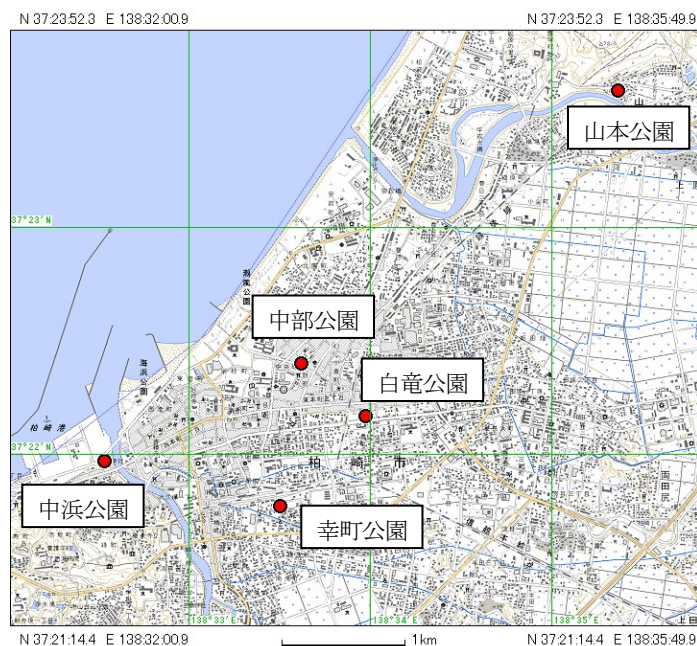


写真-8.27 北条地区の被災状況

(6) 柏崎市内での表面波探査

柏崎市内全域の地盤概要と被害の関係や宅地被害の状況を把握するため、多くの地域で表面波探査などを実施した。図-8.46 に代表的な地点の結果を示す。市内中心地の公園において低速度層となる傾向が見られる。



(国土地理院の数値地図 25000(地図画像)を使用)

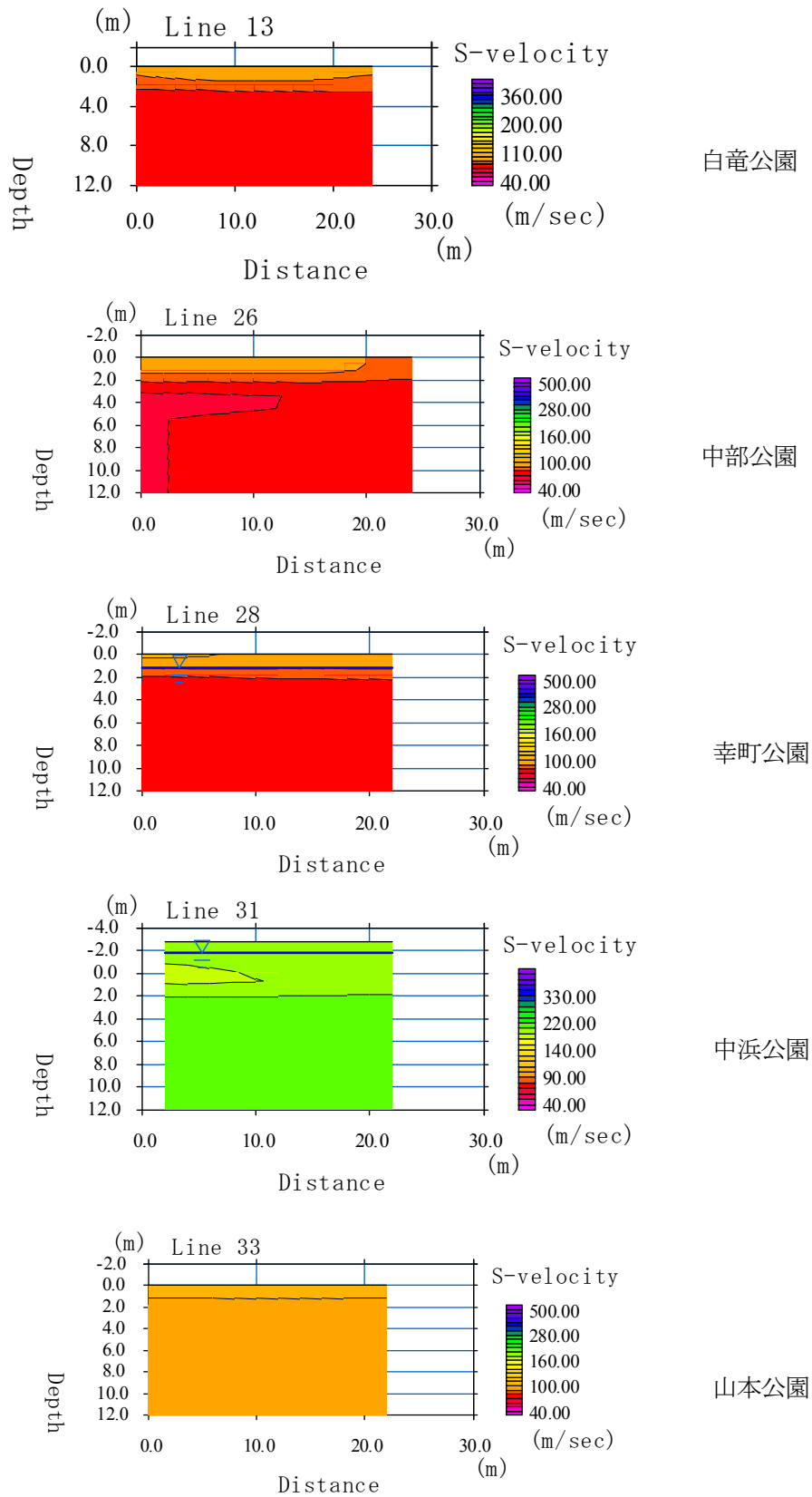


図-8.46 柏崎市内の表面波探査結果

8.5 基礎及び擁壁の被害

8.5.1 戸建て住宅の基礎

写真-8.28、写真-8.29に基礎の被害状況を示す。これらの大半は、液状化や地盤変動に伴って生じている。基礎の被害の殆どは、木造住宅の基礎であり、古い無筋やブロックなど、現在の規準を満足しないものが大半である。

また、今回の調査した範囲では、増築を行った住宅のなかには、増築部で地盤改良などを採用しており、増築部の沈下は生じていなかったが、既存基礎と増築部の基礎で支持性能が異なっていたため、既存基礎が沈下した例も認められた。



写真-8.28 基礎構造の被害例
(コーナー部に集中しやすい被害)



写真-8.29 基礎等の被害

上段：モルタルを吹き付けた崖の崩壊により、束石が飛び出した例

中段：崖上の住宅の基礎のひび割れ（住宅の不同沈下量は概ね 10cm 程度）

下段：不同沈下による住宅内部の被害（床材の離間、ふすまの枠のゆがみ）

8.5.2 一般建築物の基礎

一般建築物の基礎の被害はほとんど認められなかったが、柏崎市沿岸部の杭基礎と考えられる RC 建物の建物外周付近での地盤の陥没（建物の相対的な浮き上がり）や松波地区の鉄骨 2 階建て事務所及び木造集合住宅等があげられる（写真-8.30、写真-8.31、写真-8.32）。

写真-8.31 及び写真-8.32 は、築 15 年ほどの建物であり、鉄骨造は直接基礎、木造も直接基礎である。この地区は、かつては旧河道沿いの低地（三角州）であったが、数十年前（30～40 年前）に整理された宅地である。いずれの建物も不同沈下による壁の亀裂やドアの開閉不良などが著しい状況であった。傾斜の方向は、建物背面側であり、高さ 1m 程度のブロック擁壁（通常のブロック塀を擁壁利用したもの）が前面道路側に押し出されることにより、建物がより沈下したものと考えられる。1m 程度のブロック擁壁の基礎は、通常、前面の道路面より下 50cm 程度にあると考えられるので、擁壁の基礎が液状化により沈下したため、建物もより大きく傾斜したと考えられる。



写真-8.30 建物周辺地盤の陥没
杭基礎建物（RC造）
建物周辺の地盤沈下は平均 30cm 程度
（最大 70cm 程度）



写真-8.31 鉄骨造 2 階の建物の不同沈下
（基礎形式：直接基礎、数十 cm の不同沈下）



写真-8.32 液状化による木造建物の被害状況
(基礎形式：直接基礎、数十 cm の不同沈下)

8.5.3 宅地・擁壁の被害

写真-8.33、写真-8.34には種々の擁壁の被害状況を示す。ブロック塀の土留めや吹きつけモルタルで覆った擁壁だけでなく、間知ブロックやL型擁壁にも被害が認められた。



写真-8.33 種々の擁壁の被害例

間知ブロックの壁体の破損、コーナー部の破壊や押し出し、
擁壁の崩壊に伴う隣接住宅への崩土など



写真-8.34 種々の擁壁の被害例

コーナー部、増し積み部などに集中しやすい。低い土留めや擁壁上の塀などの場合でも面外方向に対する抵抗機能が乏しく倒壊した例も数多く認められた。

8.6 まとめ

新潟県中越沖地震による建築物の基礎及び地盤の被害とその特徴等を以下に示す。

- 1) 建築物の基礎・地盤の著しい被害のほとんどは、木造等の小規模建築物で発生していた。
- 2) 規模の大きい杭支持建物のなかには、液状化によって建物周辺の地盤が数十 cm 沈下して、杭で支持された建物が相対的に浮き上がった例がいくつか確認された。ただし、これらの建物において、著しい傾斜や不同沈下等の被害は今回調査した範囲では確認できなかった。
- 3) 著しい基礎のひび割れなど損傷は、古い基礎（ブロック基礎や無筋基礎等）で生じており、現行基準を満足する一体の鉄筋コンクリート造の基礎の破壊等の被害は、剛体的な傾斜や不同沈下を除くと、ほとんど認められなかった。
- 4) 地盤変動による住宅・宅地の被害は、液状化またはそれに起因する地すべりなどによって生じていた。今回調査した範囲において、液状化による住宅等の被害が大きい地域は、刈羽村、松波・橋場地区、山本地区などであった。
- 5) 液状化による著しい地盤変動は、地形・地質の境界付近などで生じていた。旧河道を埋めた部分と周辺の河川堤防などの境界、砂丘斜面と沖積低地との境界付近などで、大きな地割れや段差が生じていた例が確認された。また、液状化に伴う砂丘斜面の崩壊により、裏山が崩壊して、住宅の外壁等が被害をもたらした例もあった。
- 6) 鉛直に増設した増積み擁壁、ブロック塀を擁壁の代替に用いた土留め壁など、安定性に支障のある擁壁の崩壊や変形によって、背面の住宅や宅地に被害をもたらした例が数多く認められた。高さ 4,5m の練り積み造（傾斜 75 度前後）が転倒に至り、前面側の住宅にもられかかった例もあった。
- 7) 増改築の際、増築部分の基礎は地盤改良などにより補強することがあるが、液状化による地盤沈下によって、地盤改良などを採用していない既存基礎が沈下し住宅に沈下障害をもたらした例が認められた。

また、上記の被害事例から判断すると、住宅・宅地の地盤災害の軽減・防止を図るには、敷地の履歴や生い立ち（例えば、敷地周辺の旧河道や旧水路の存在）、基礎の構造と一体性、敷地内の既設擁壁の健全性、などを考慮した住宅の基礎設計が重要であり、液状化のおそれのある地形・地質の境界部付近では特に注意を要すると考えられる。

【謝辞】

本調査における地盤調査は、敷地を所有する建築主の方々のご協力により実現したものである。調査の実施に際しては、国際地震工学センターで研修中の JICA 研修生並びに敷地基礎分科会・同作業 WG 関係者（耐震化率向上を目指した普及型耐震改修技術の開発、H18～20）の方々のご協力を得た。林宏一氏（応用地質㈱）には、JICA 研修生（Yu Shinzhou）の研修指導者として、解析等のご協力を得た。また、被災地における地盤調査等に際しては、大塚悟研究室（長岡技術科学大学）及び若井明彦研究室（群馬大学）のご協力を得た。記して感謝する次第である。