

8. 宅地地盤・基礎の被害

8.1 はじめに

本章は、H19 能登半島地震の約 1 ヶ月後の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・微動アレイ観測・常時微動観測やスウェーデン式サウンディングによる地盤調査、住宅被害等に関する現地調査のほか、地盤高に関するレベル調査や土質試料採取、などを実施した。

8.2 調査行程

5月2日 午前・午後 輪島市門前町道下及び総持寺
5月3日 午前・午後 輪島市門前町及び総持寺、穴水町
5月4日 午前 穴水町ほか

8.3 調査体制

国際地震工学センター 田村昌仁（上席研究員）
建築生産グループ 平出 務（主任研究員）
応用地質(株) 林 宏一ほか（表面波探査ほか）
東京ソイルリサーチ(株) 松岡 誠ほか（スウェーデン式サウンディング）
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）
住宅生産団体連合会 : 岡野泰三（三井ホーム(株)）、松下克也（ミサワホーム(株)）
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）
住宅地盤品質協会 : 若命善雄（(株)設計室ソイル）

8.4 現地で実施した地盤調査等

(1) 二次元表面波探査

輪島市門前道下全長	約 1,150m	輪島市総持寺周辺	約 150m
穴水町	約 1,300m	穴水町周辺	約 110m

(2) スウェーデン式サウンディング

輪島市門前道下	3ヶ所	輪島市総持寺周辺	1ヶ所
穴水町	4ヶ所	穴水町周辺	1ヶ所

(3) 微動アレイ観測

輪島市門前道下	1ヶ所、	穴水町	3ヶ所
---------	------	-----	-----

(4) 常時微動観測

輪島市門前道下	1ヶ所、	穴水町	4ヶ所
---------	------	-----	-----

(5) その他

地盤高レベル測定（輪島市門前道下・総持寺、穴水町）
土質試料採取（輪島市門前道下、穴水町）
地下水位観測（輪島市門前道下、穴水町）

など

8.5 調査地域の地盤概要

既往の文献や現地調査などに基づく調査地域の地盤概要を以下に述べる。

8.5.1 門前町付近

門前道下地区の中心地は、標高が概ね TP. +7~+10m であり、市街地北側に位置する八ヶ川沿線の水田よりも 2~3m 高くなった平坦地である。市街地の中心は、東西に延びる道路を中心にして東西方向約 800m、南北方向約 300m の範囲にあるが、東側がやや高い状況にある。

道下地区の地表面付近で採取された砂は、海岸に分布する海浜砂とほぼ同一で、平坦面は海成の河岸段丘と考えられる。周辺の山地には、第三紀中新世前の黒瀬谷類層に属する砂岩・礫岩が分布しており、市街地の表層地盤を構成している砂層の下には岩層などが堆積していると考えられる（図-8.1(a)参照）。

現地調査における聞き取り調査の結果から判断すると、近年まで深度 5m 程度付近から湧水を飲料水として利用していたようであるが、表層部分の地下水位（孔内水位）は、GL. -1~-2m と浅いことから、背後（南側）の山側から砂層下の岩盤表面を流れていた地下水が流れ、これを飲料に利用していた可能性も考えられる。

8.5.2 穴水町付近

穴水地区は、小又川、山王川による形成された細長い低平な沖積平野の平野部にあり、その市街地は、幅約 1km、長さ約 2km のほぼ平坦地にある。今回の調査範囲である海岸線より 1 km 内陸側の地域でも、標高は概ね TP+4m である。周辺に山地もあるが、海岸線までリアス式海岸が続いている（図-8.1(b)参照）。

穴水の平坦地では、概ね軟弱層が地表から厚く堆積しており、木造住宅でも 20m を超える杭を採用している地域がある。ただし、不陸の大きい埋没地形が発達しており、地表面から数 m で岩盤が出現する地域があることも指摘されている。なお、穴水地区は、過去に洪水の被害を受けており、また河床勾配が小さいことから、湿地性の土砂（有機質土など）が堆積しやすい環境にある。図-8.2 は、穴水地区における K-NET 観測地点の柱状図であるが、厚さ約 1m の表土の下に高有機質土が約 9m 堆積し、その下層にはシルト・砂・砂質土層が存在し、深度約 17m で N 値 50 以上の岩層が認められる。

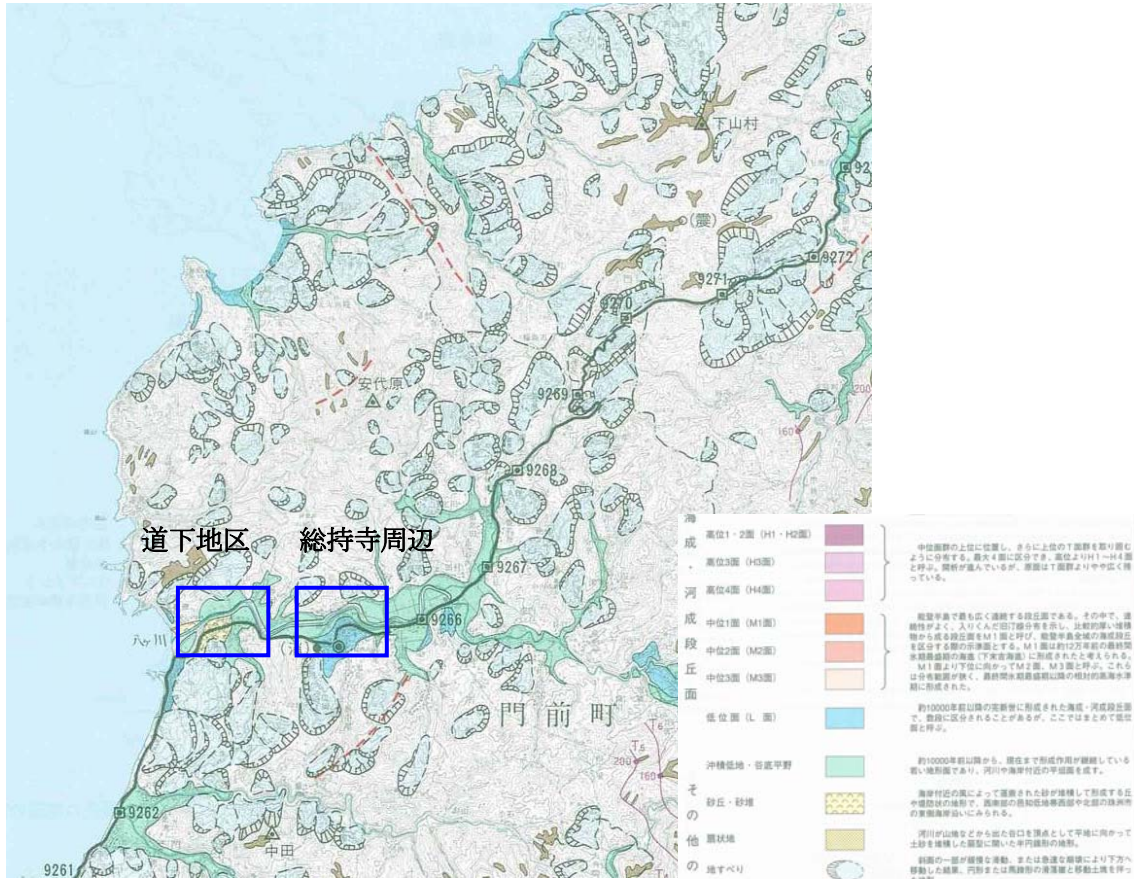


図-8.1(a) 輪島市門前町周辺の地盤概要

(この地図は国土地理院発行の「1/10 万地殻変動土地条件図能登半島」の一部を使用したものである)

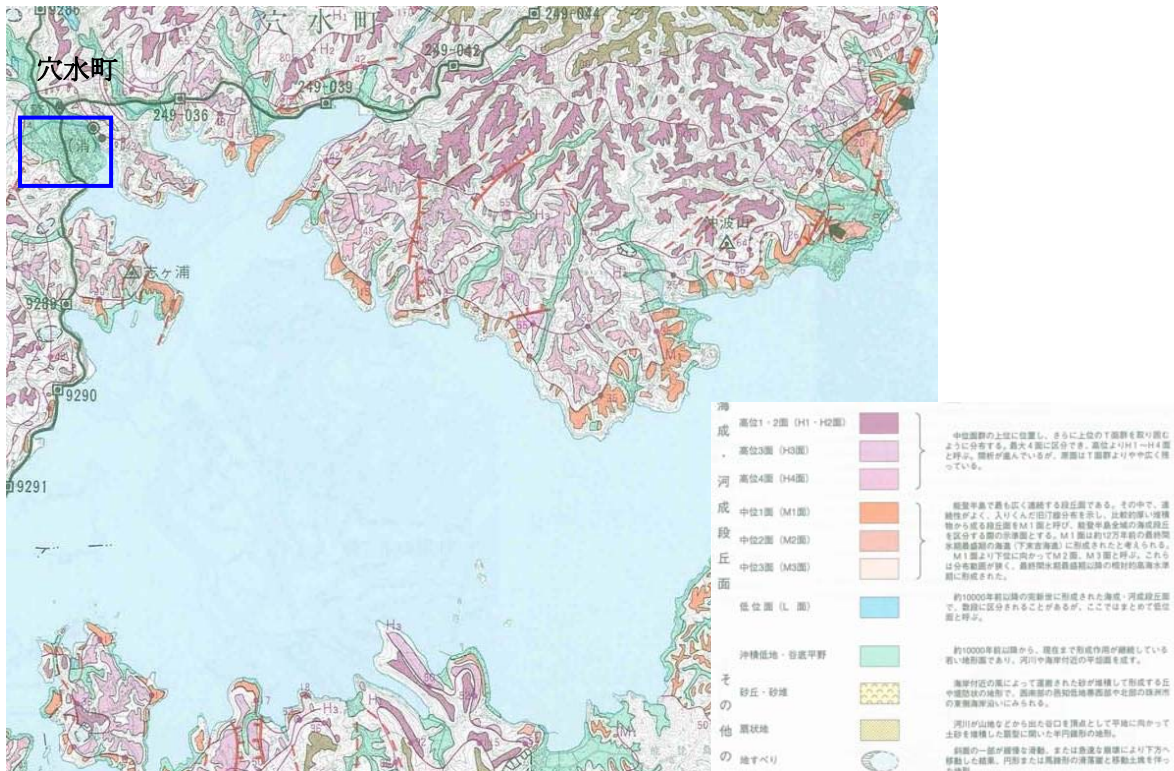
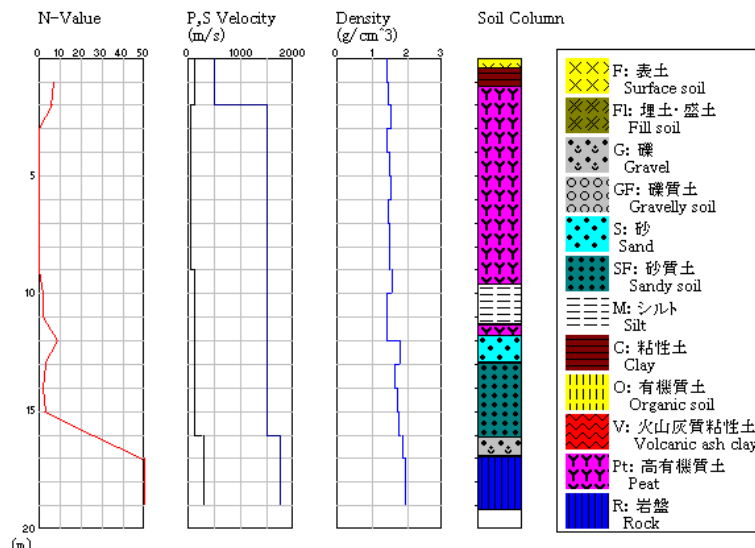


図-8.1(b) 穴水町周辺の地盤概要

(この地図は国土地理院発行の「1/10 万地殻変動土地条件図能登半島」の一部を使用したものである)



K-NET 観測点 (ISK005) の地盤情報

図-8.2 穴水地区における既往の地盤調査結果の例
(防災科学研究所 K-NET より)

8.6 調査結果

8.6.1 基礎の被害概要

地震発生から1年以上経過している段階であり、損傷が著しい建物では解体工事が進んでいるため、これらの建物では基礎の損傷状況はほとんど確認できなかったが、今回の調査では解体撤去された敷地またはその周辺で直接、地盤調査や土質試料の採取を行うことができた。

輪島市門前町道下など今回の調査地点の住宅は築数十年の古い木造住宅が多いため、その基礎形式は地盤面近くに土台を設置したもの（以下、土台基礎）やブロック基礎が多かった（写真-8.1、写真-8.2）。土台基礎等の住宅の床下には礎石・玉石・ブロックの上に設置した束等が認められた（写真-8.3）。現地ではひび割れ・欠損などが認められた基礎は、ブロック基礎や無筋コンクリートと考えられるものである。古い土台基礎の場合は、基礎のひび割れ・欠損などが確認できないので詳細は不明であるが、古い住宅の被害の多くは、写真-8.4に示すように土台から上の上部構造の変形・歪み等によるものであった。今回調査した範囲では、地盤面の状況などから見て基礎に過大な沈下が発生している状況は確認できなかった。

外見上は、建設年度や構造形式などから判断して無筋コンクリートと思われる基礎も多かったが、基礎に生じたひび割れの発生状況などから判断すると、地上に立ち上げたブロックや土台基礎の外周を改修工事の際にモルタル等で化粧したと考えられるものもあった。現地で確認した基礎の損傷状況のなかにも、写真-8.5の上段左のように木質の土台の外周をモルタル等で覆っているものも認められた。

建築物の地震被害のほとんどは、古い木造住宅に発生しており、鉄筋コンクリート造の基礎を有する住宅の被害は地盤面と土間との段差や基礎コンクリートの軽微なひび割れ・欠損、土間コンクリートのひび割れなどを除くと、今回調査した範囲では確認できなかった。無筋コンクリートの基礎の場合は、大きなひび割れや損傷がいくつか認められたが（写真-8.6）、鉄筋コンクリート造と思われる基礎のなかにもコーナー部でコンクリートの欠損が生じていた例があった。鉄筋コンクリート造の基礎であってもコーナー部の補強やかぶり厚などが十分でない損傷が生じるおそれがあることが新潟県

中越地震などの過去の地震被害でも認められている。耐震性に優れる木造基礎の仕様の合理化・高度化を図るには、基礎の損傷の状況とコーナー部及び開口部の配筋仕様等との関係を調べることも重要である。

また、被災地には古い土台基礎とブロック基礎の併用基礎の木造が大きく変形していた例が認められたが、増築部のブロック基礎が破壊していた（写真-8.7）。土台基礎などの古い住宅の増築に際しては、構造方法や基礎の接地面積が新旧でかなり異なる可能性があり、既存基礎と増築基礎で基礎部分の鉛直方向及び水平方向の剛性や接地面の地盤支持力がかかなり異なることが考えられるので、増改築によって異種な基礎形式となる場合には十分な注意が必要と考えられる。そのほか、土台から上が地震被害のために解体・撤去され、無筋コンクリート造等の基礎が残されている場合もあったが、アンカーボルトがほとんど設置されていないものも認められた（写真-8.8）。

その他、2006年度に建設された現行規定を満足する鉄筋コンクリート造基礎を有する木造住宅も門前町道下地区で認められ、周辺の住宅も併せて配筋調査なども実施したが、基礎のひび割れなどの損傷は特に認められなかった（写真-8.9）。



写真 8.1 地上での立ち上がり部分がほとんどない古い土台基礎
(地表面付近に切石などを設け、地表面から数 cm ほど上部に木質土台を置く基礎形式)



写真-8.2 被災地に数多く認められたブロック基礎



写真-8.3 土台基礎やブロック基礎を用いた住宅の建物内部の束基礎



写真-8.4 土台から上部の建物被害
(土台から上部の建物の変形と外壁の破損)



写真-8.5 ブロック基礎の被害例
(ブロックや土台の外周をモルタル等で覆って無筋コンクリートと区別が難しい場合もある)



写真-8.6 コンクリート基礎の被害



写真-8.7 ブロック基礎による増築部の被害
(土台基礎の外周に設けたブロック基礎の増築部
ブロック基礎が破壊して外壁等が沈下し、上部構
造の変形を増大させたと考えられる例)

写真-8.8 アンカーボルトが乏しい基礎
無筋コンクリートの基礎



写真-8.9 鉄筋計による基礎コンクリートの配筋等の調査

8.6.2 宅地の被害概要

これまでに報告されている H19 能登半島地震による被害調査結果などから判断すると、擁壁の被害や宅地の地すべりも過去の地震被害と同様に認められているが、建築物に大きな被害が発生した地点（門前町道下、穴水町）は概ね平坦地であり、今回調査した範囲では擁壁の崩壊や宅地地盤の地すべりにより建築物に著しい被害が発生したと考えられる事例は確認できなかった。

道下地区の市街地の中心は、ほぼ平坦であるが、中心市街地の北側の八ヶ川沿いは一段低くなっており、また南側の山地は一段高くなっているため、写真-8.10 に示した擁壁や斜面が高低差のある範囲で数多く認められるが、新潟県中越地震や福岡県西方地震で多数認められたような擁壁等の崩壊は、一部を除き、認められなかった。空石積みと思われる石積みも多数認められたが、全体的にみると被害は比較的軽微であると思われる。また、写真-8.11 は、門前町道下の山側の斜面で確認した L 型擁壁（山側の水田と一段低くなった海側の水田を隔てる道路擁壁と考えられる）の被害例である。高さ 1.5m 程度の擁壁が 50cm 程度前面側に押し出されていた。なお、門前町道下では、上記のほか、国道から下段側の川沿いでブロック擁壁が大きく割り裂けている状況が確認できたが、断層の影響と考えられている（写真-8.12）。写真-8.13 には、土圧増加や沈下などによる壁体の損傷・傾斜、コーナー部のひび割れ、増し積まれたブロック壁の崩壊状況を示した。被害が生じた擁壁のなかには、写真-8.6 に示した住宅のブロック基礎と同様、ブロック等による壁材のモルタルやコンクリートで覆ったものもあった。現行規定を満足しない地盤や基礎及び基礎周辺の沈下、壁体の破壊などを詳細に調査することが必要であり、合理的な補修・補強方法などの検討が今後重要である。

地すべりなどによる宅地被害についても、擁壁と同様、今回の地震による著しい被害例はほとんど報告されていないが、後述 8.6.6 節において、比較的規模が大きいと考えられる穴水周辺の山地で地すべり被害について報告する。



写真-8.10 道下地区の土留め・擁壁の状況



写真-8.11 L型コンクリート擁壁の被害例

壁高 1.5m 程度のL型コンクリート擁壁が最大 50cm 程度前面側に押し出された例
背面側に道路・水田があり、道路全体が大きく前面側に変形したと考えられる。



写真-8.12 ブロック積み擁壁の被害（門前道下地区）

局所的な隆起・沈降が認められ、断層の影響と考えられている



ブロック2段積み、擁壁の
下と傾斜、高さ約 1.5m

空石積み+表面コンクリー
ト、高さ約 2m

重力式（無筋、頂部は増積
み）、高さ約 2~3m

写真-8.13 コンクリート造擁壁の被害例（輪島市、志賀町）

地震時の土圧増加、沈下等による縦壁の損傷・傾斜やコーナー部の損傷、増し積み部の崩壊

8.6.3 門前町道下における調査結果

今回の地震で住宅等の建築物の被害が最も顕著だった輪島市門前町道下（震度VI強）では、表面波探査、スウェーデン式サウンディング、ラムサウンディング、微動アレイ探査、三成分常時微動測定などを実施した。図-8.3 に道下地区で実施した調査の種類と調査位置、調査範囲を、図-8.4 に表面波探査の測定原理を示す。表面波探査は、地表面をカケヤ（重さ約 10kg の木質ハンマー）で打撃することにより発生した表面波（レイリー波）を測定し、その分散特性から表層地盤（概ね地表面から深さ 10～20m まで）の S 波速度構造を求める調査手法である。調査地周囲のサウンディング試験との対比などを適切に行えば、広範囲地盤の二次元構造の推定に利用することができ、過去の地震災害の調査などでも実績がある。

写真-8.14 に、スウェーデン式サウンディングの調査地点で実施したハンドオーガーボーリングの実施状況を示す。ハンドオーガーは、地盤条件によって先端オーガの形状を選択し、オーガーロッドと回転ハンドルを接合してハンドルを回転させながら試料を採取する機構となっている。道下地区の中心地では、浅層部に密実な支持層となる砂層が堆積し、この密実な砂層は写真中のやや白っぽい（灰白色）砂である。地盤構成の変化等を把握するため、表面波探査の測線に沿ってレベル測定を実施した。図-8.5、図-8.6 には、レベル測定における測線と調査結果を示す。図-8.6 の結果から判断すると、八ヶ川に平行な中心地の道路沿いの約 500m の区間 (A1-A4 間) に対して、地盤高は東側が約 7m 高くなっている。一方、この道路に直交する方向 (B 測線) では、八ヶ川沿いの道と中心地まで約 2m の高低差、さらに中心地から南の山側まで約 3m の高低差があることがわかる。図-8.7 には、スウェーデン式サウンディングの結果を示しており、表層の埋土層の下層に強固な砂層が堆積していることがわかる。深度約 2～3m でスウェーデン式サウンディングのスクリーポイントが貫入不能となり、スウェーデン式サウンディングの結果としての土質定数 N_{sw} からの換算 N 値（稲田式を採用）から判断すると、表層地盤の密実な砂は概ね N 値 20～40 と思われる。図-8.8 には、ラムサウンディングの結果（調査地点は図-8.3 参照）を示す。GL-3～4m で N 値約 30 前後の層が出現し、その下層 GL-8m に N 値 50 前後の礫混じり砂、それ以深では N=20 前後の層（貫入状況から判断すると概ね粘土質）が厚さ 10m ほど続いていた。なお、ラムサウンディングは、補足的な調査（6 月 11 日～13 日）^{【脚注】}の際に実施したものである。図-8.9、図-8.10 には、採取試料の粒度分布結果及びハンドオーガーボーリングの結果を示す。粒度分布の測定結果からみると、GL-1.1～1.5m 及び GL-1.8～2.0m の採取位置は異なるが、両者の粒度分布には差異がなく、細粒分（75 μ m 以下）がほとんどない粒径の揃ったきれいな砂（最大粒径は 1mm 程度、採取砂の粒径は 0.075mm～1mm に範囲にある）であることがわかる。ハンドオーガーボーリングの結果では、表層の茶褐色・暗褐色の埋土層の下に白灰色の砂層が存在しており、これが周辺の海浜砂に近いものと考えられる。表層水の地下水位に関しては、掘削孔や既存井戸による確認を行ったが、被災地周辺の平坦地では図-8.10 にも示しているように 1～2m 程度であった。なお、井戸による地下水位深さや掘削調査による地下水位観測の結果は前述の図-8.6 にまとめて示している。

図-8.11 に微動アレイ探査結果から得られた S 波速度構造を示す。微動アレイ探査は、地形的に比較的基盤が深いと考えられる道下地区の平野部中心の海岸よりで実施した。得られた S 波速度構造では、深度 18m 以浅では S 波速度は 200m/s 以下であり、S 波速度が 300m/s を超えるのは深度 30m 以深

【脚注】 補足的な調査は、独立行政法人建築研究所の田村昌仁、平出務の 2 名（協力：Kosh Nath Adhikari、Yu Shizhou（独立行政法人建築研究所 IISEE 研修生）、米田誠、村岡正隆（日本木造住宅産業協会）、林宏一（応用地質株式会社））で実施した。

となっている。図-8.12、図-8.13に表面波探査結果を示す。門前の中心地において地下水位面以下と考えられる数m～10m程度の地盤のS波速度は低い場所で150m/s、全般に160～200m/sの締まった砂地盤であると考えられる。山沿いで実施したE測線の結果では、深度5m以深ではS波速度300m/s以上となっている。したがって道下地区では、概ね工学的基盤と考えられるS波速度300～400m/s以上の速度層は、南側の山沿いでは深度5mほどであるが、北から北西に向かって深くなり平野部中心の八ヶ川沿いでは深度30m以深になっていると推察される。以上の結果から判断すると、道下地区の市街地は、北から北西に向かって深くなる傾斜した基盤上に位置していると考えられる。なお、三成分常時微動測定によるH/Vスペクトルのピーク値はほぼ1秒であった。

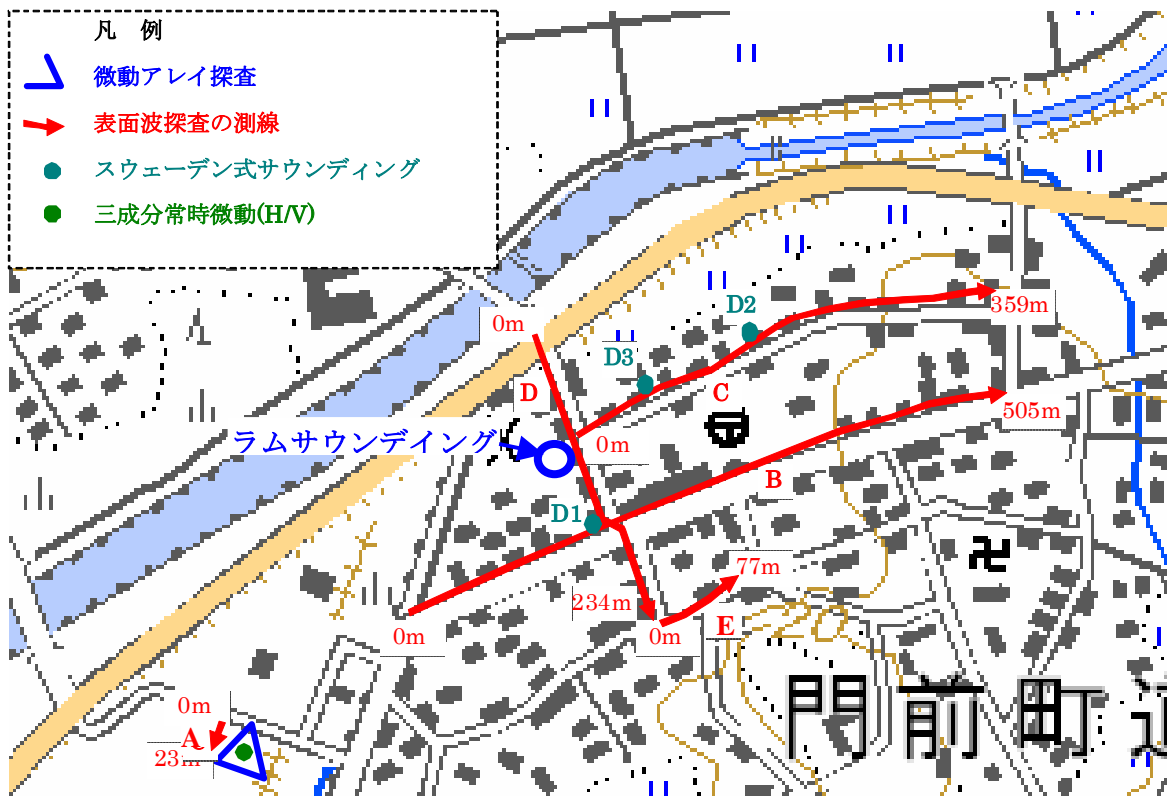


図-8.3 調査位置図（輪島市門前道下地区）

（この地図は国土地理院発行の「2万5千分の1地形図」の一部を使用したものである）

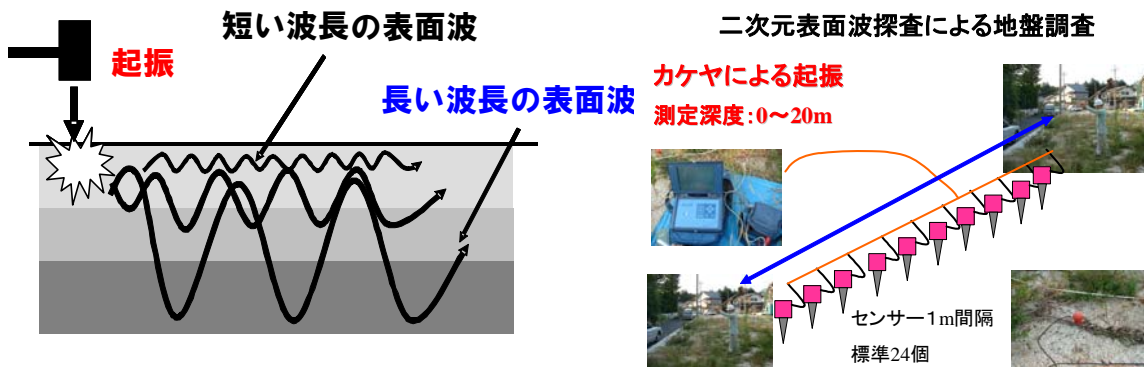


図-8.4 表面波探査の測定原理



写真-8.14 土質試料の採取（輪島市門前町道下地区）

左の茶白色の砂は支持層付近の密実な砂、中・右の茶色の砂は表層の埋土砂

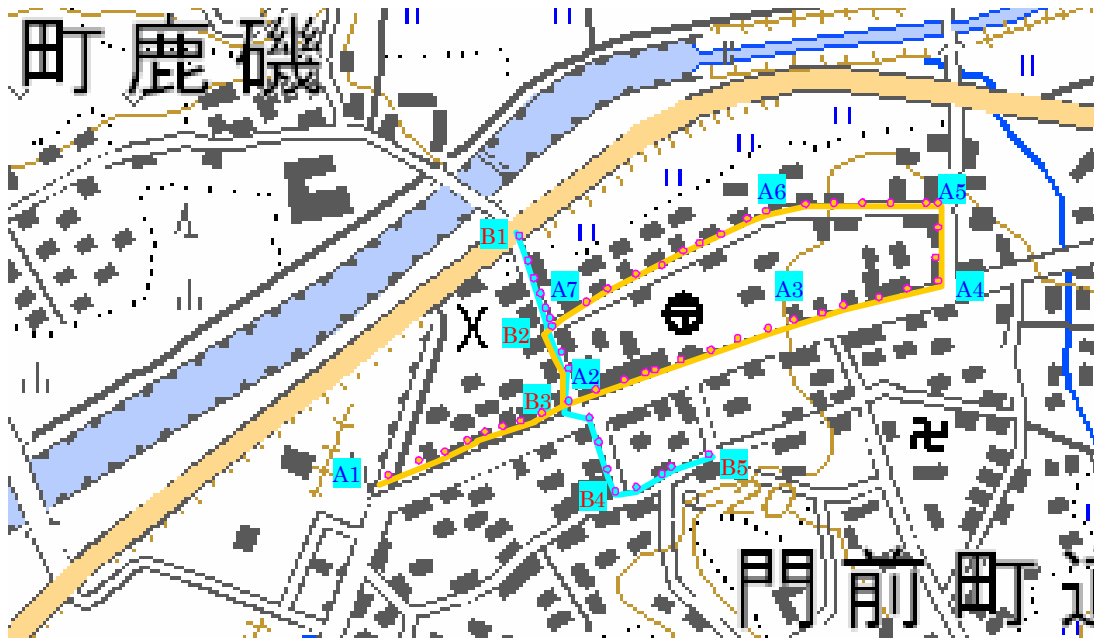


図-8.5 地盤高測定のためのレベル測定位置 (門前市道下地区)

(この地図は国土地理院発行の「2万5千分の1地形図」の一部を使用したものである)

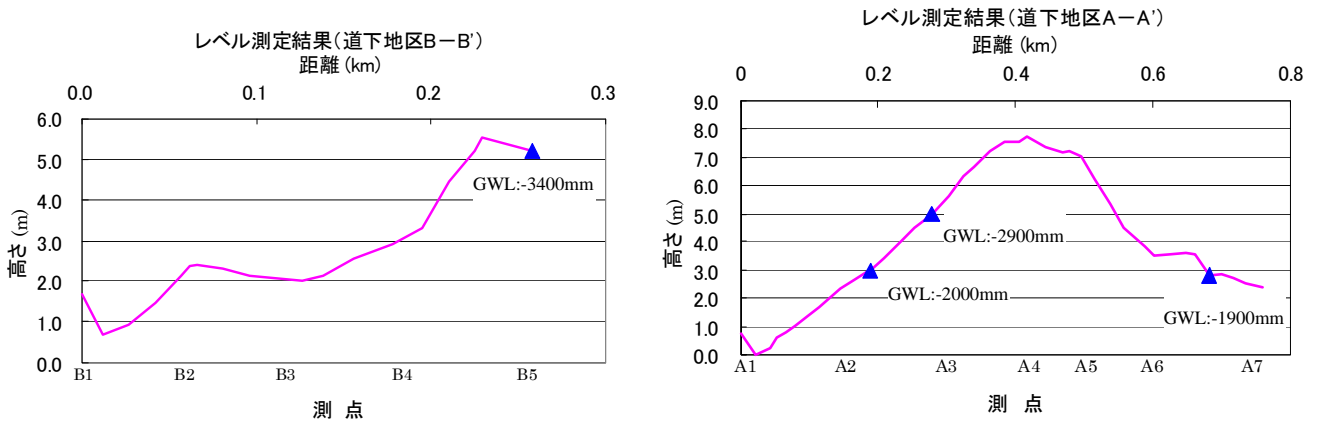


図-8.6 調査地のレベル測定結果 (門前市道下地区)

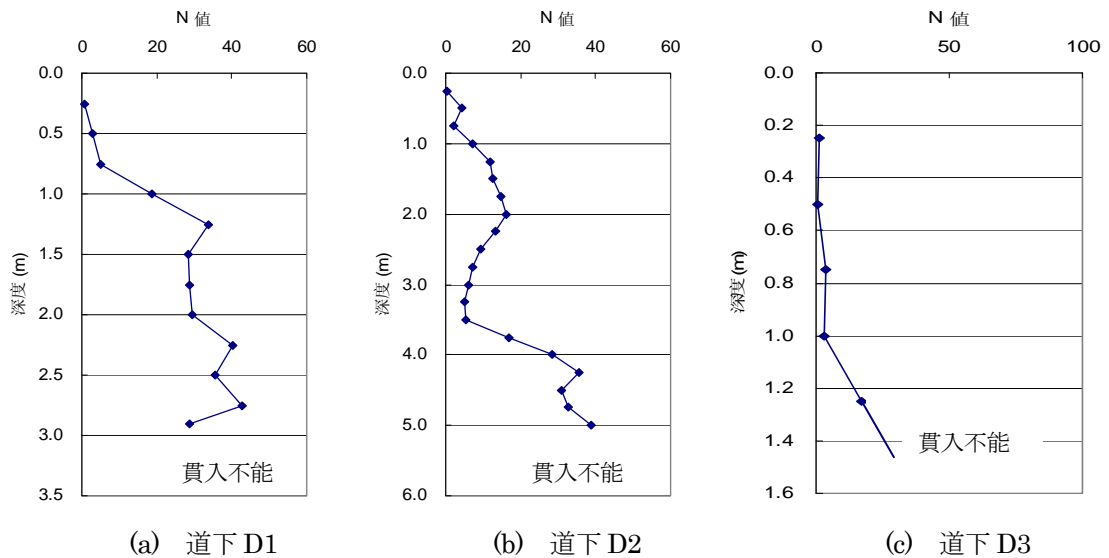


図-8.7 スウェーデン式サウンディングによる地盤調査結果

(門前道下地区、換算 N 値と深度の関係)

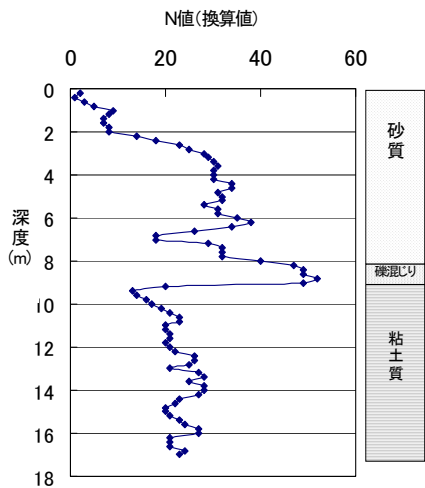


図-8.8 ラムサウンディングによる地盤結果 (門前市道下地区)

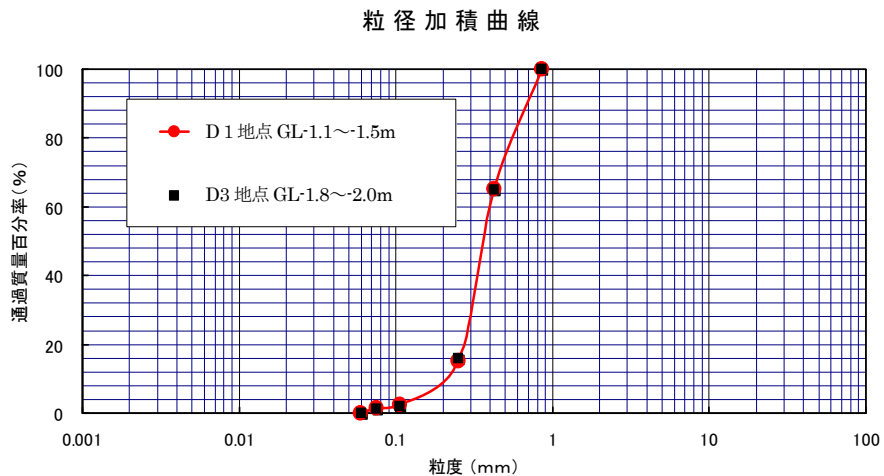


図-8.9 ハンドオーガーボーリングにより地中より採取した試料土の粒度分布 (輪島市門前道下地区)

標尺	深度 m	層厚 m	色調	土質名	観察	水位
	0.40	0.40	暗褐色	埋土(砂質土)	含水中位。細砂主体。木片混入。	▽ ≡
	1.10	0.70			含水中位。細砂主体。1.10m付近に地下水位確認。	
	1.50	1.10	白灰色	砂質土	1.10~1.50m付近において粒度試験用の試料採取。	
	2.00	0.50				▽ ≡
	2.50	0.50			1.80~2.00m付近において粒度試験用の試料採取。	

輪島市門前町道下 D1 地点

標尺	深度 m	層厚 m	色調	土質名	観察	水位
	0.30	0.30	暗褐色	埋土(砂質土)	含水小位。細砂主体。	▽ ≡
	0.80	0.50	茶褐色	埋土(砂質土)	含水小位。細砂(山砂)主体。	
	1.00	0.40	暗褐色	埋土(砂質土)	含水中位。炭?混入。細砂主体。	
	1.80	0.80			含水中位。1.80m付近に地下水位確認。	▽ ≡
	2.00	1.00	白灰色	砂質土	1.80~2.00m付近において粒度試験用の試料採取。	

輪島市門前町道下 D2 地点

図-8.10 ハンドオーガーボーリングによる土質調査結果 (門前地区)

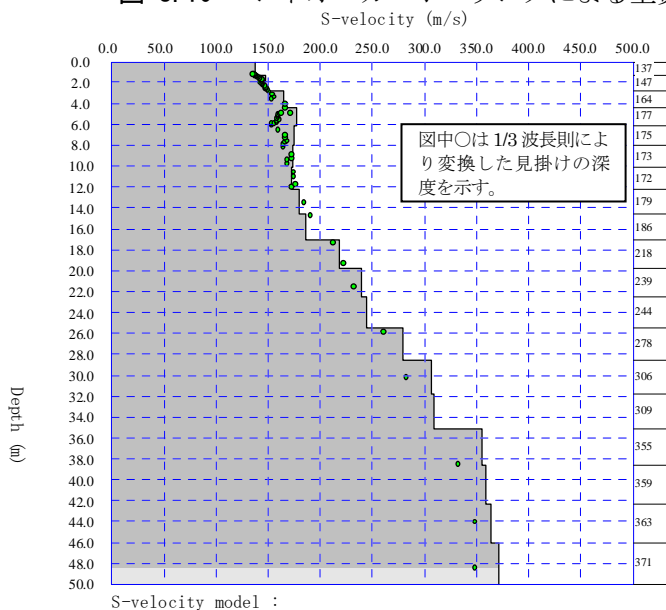
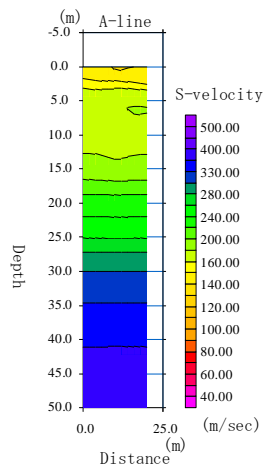
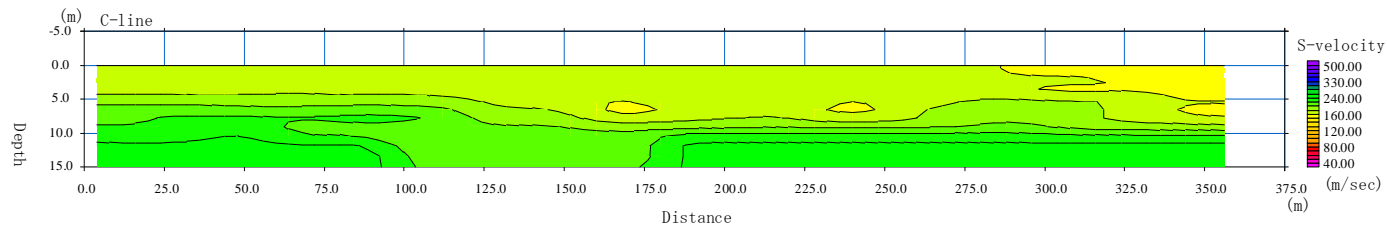


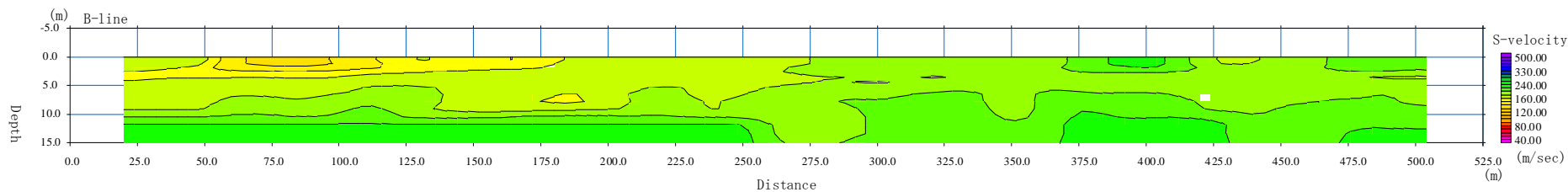
図-8.11 微動アレイ観測結果による S 波速度構造



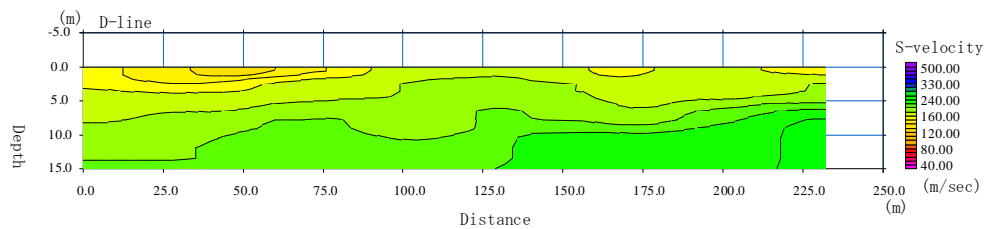
A 測線



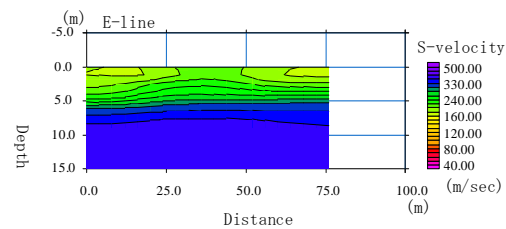
C 測線



B 測線



D 測線



E 測線

図-8.12 表面波探査結果 (輪島市門前道下地区)

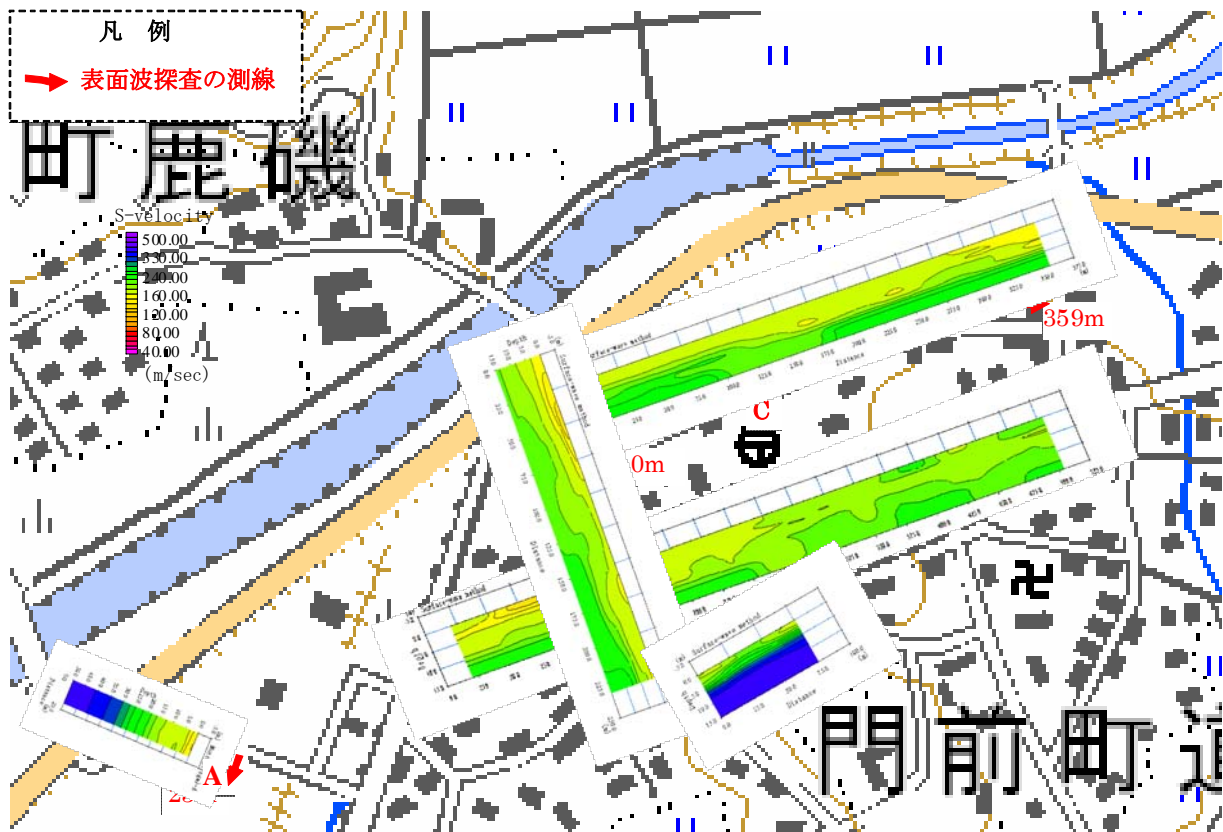


図-8.13 表面波探査結果と調査範囲

(この地図は国土地理院発行の「2万5千分の1地形図」の一部を使用したものである)

8.6.4 門前町総持寺における調査結果

輪島市門前町総持寺周辺も住宅の被害が数多く認められており、ここでもスウェーデン式サウンディング1ヶ所、表面波探査1測線を実施した。図-8.14には、総持寺地区で実施した調査内容と調査範囲を示す。また、図-8.15には、表面波探査の結果を示す。この図から判断すると、表層から10m程度までは $V_s=100\sim 150\text{m/s}$ のやや軟弱な層が堆積していることがわかる。また、 $V_s>200\text{m/s}$ 以上の工学的に支持層とみなしうる良好な地層は、概ね深度約20m以深に存在していると考えられる。

図-8.16は、表面波探査の側線付近で実施したスウェーデン式サウンディングの結果である。レキなどの地中障害と接触したため、深度約5.8mでスクリーポイントが貫入不能となったが、概ねN値が5以下の軟弱な層が表層からかなり深くまで続いていると考えられる。図-8.16において深度4mで換算N値が急増しているが、試験中の感触や音から判断するとレキなどとの接触が原因と思われる。また、調査中の感触などから約3mまでは粘土質、それ以深では砂・礫混じりと考えられる。なお、図-8.17には、表面波の測線のレベル測定の結果を示しているが、測定区間長約150mに対して高低差は約3mであった。

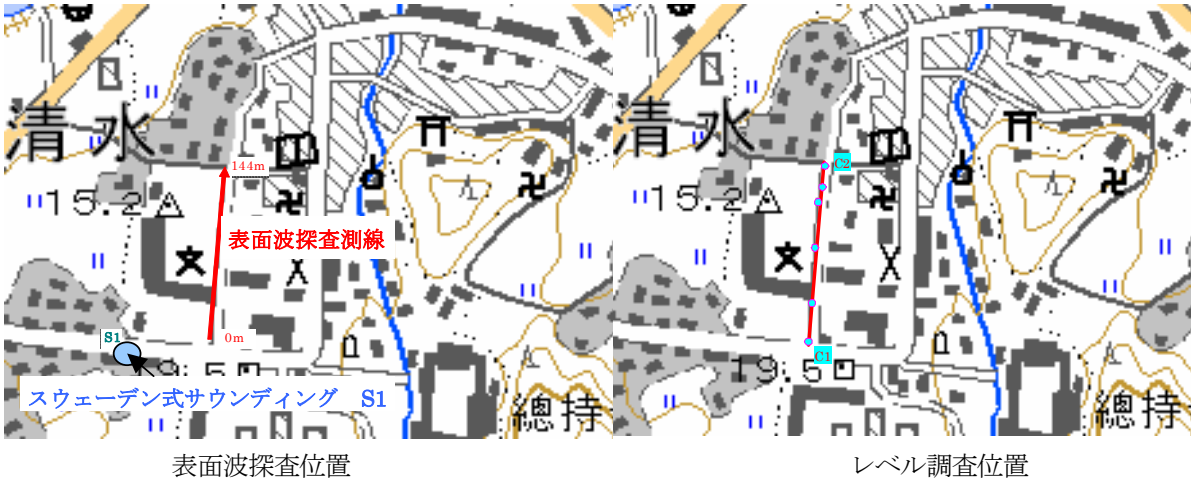


図-8.14 調査位置図（輪島市門前総持寺地区）

（この地図は国土地理院発行の「2万5千分の1地形図（門前）」の一部を使用したものである）

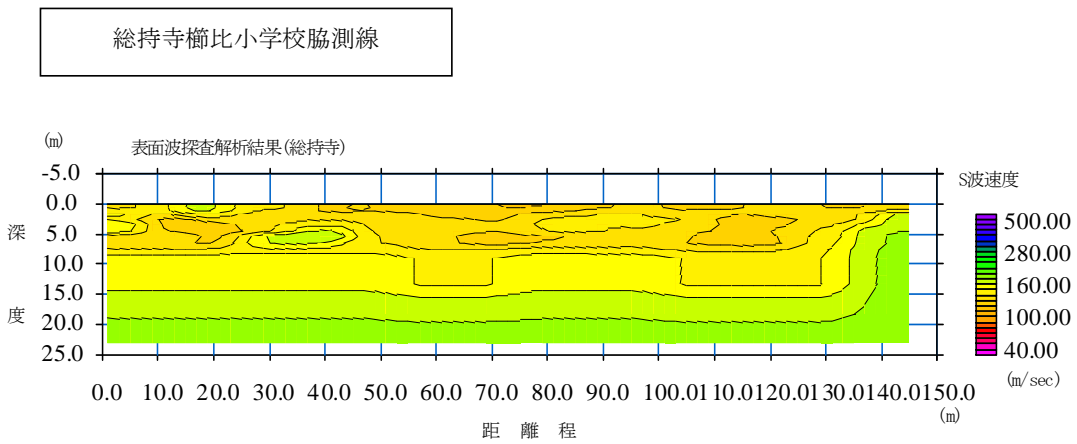


図-8.15 表面波探査結果（輪島市門前道下地区）

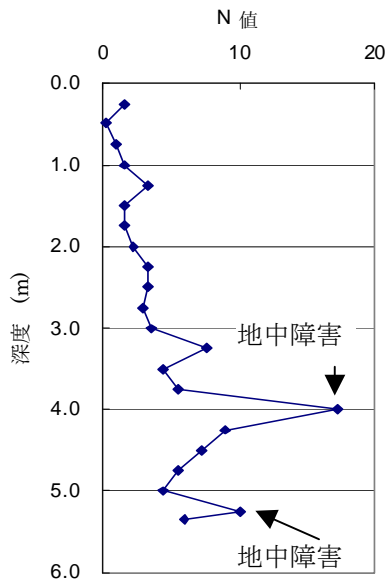


図-8.16 スウェーデン式サウンディングによる地盤調査結果
（門前総持寺区、換算 N 値と深度の関係）

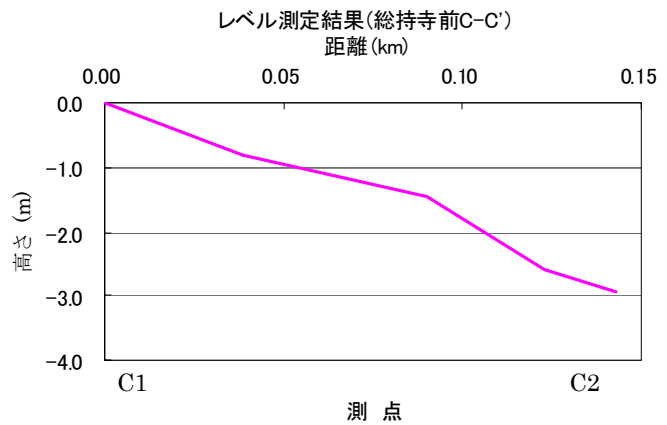


図-8.17 調査地のレベル測定結果（総持寺測線）

8.6.5 穴水町における調査結果

穴水町は、輪島市門前町道下と同様、震度VI強で被害が多かった地域であり、道下地区とほぼ同様の調査を実施した。

図-8.18 に穴水における調査の種類や調査位置を示す。K-NET の観測位置におけるボーリング調査（図-8.2）や周辺の地盤調査結果から判断すると住宅被害が多かった地点は、軟弱な粘性土や腐植土が厚く堆積している。

図-8.19 は、穴水町で実施したスウェーデン式サウンディングの結果である。A2 地点は、障害物のためGL. -6m付近で貫入不能となったが、他の3地点では表層地盤はかなり軟弱であることが確認できた。A1 地点は、図-8.2 のK-NET の近傍であるが、図-8.2 と同様、約GL-16m付近で支持層（基盤岩層）に到達し、A3 地点ではGL. -12m付近で支持層に到達していた。A4 地点は、住宅の被害が比較的少ないと考えられる地点であったが、強固な支持層は調査深度16mまで確認できなかった。なお、聞き取り調査において、A4 周辺（図-8.18 中の右側で赤く囲んだ地域）の木造住宅の中には、杭長22m～26mの杭を採用している例が確認されたことから、A4 周辺では軟弱層の厚さが20mを超える区域が広がっていると考えられる。

図-8.20 及び図-8.21 は、採取した試料土の粒度試験結果及びハンドオーガーパーリングの結果である。図-8.21 から表層には木片・腐植物などを含む粘土質の埋土と考えられる層が存在している。また、図-8.21 に示した地下水位測定結果から地下水位は地表面から50cm～1mと非常に浅いことがわかる。

図-8.22、図-8.23 は、今回の調査範囲におけるレベル測定の結果である。地形図などから判断すると、穴水町は、幅約1km、長さ約2kmの平野部にあり、今回の調査範囲でも高低差は2m程度の平坦地であった。

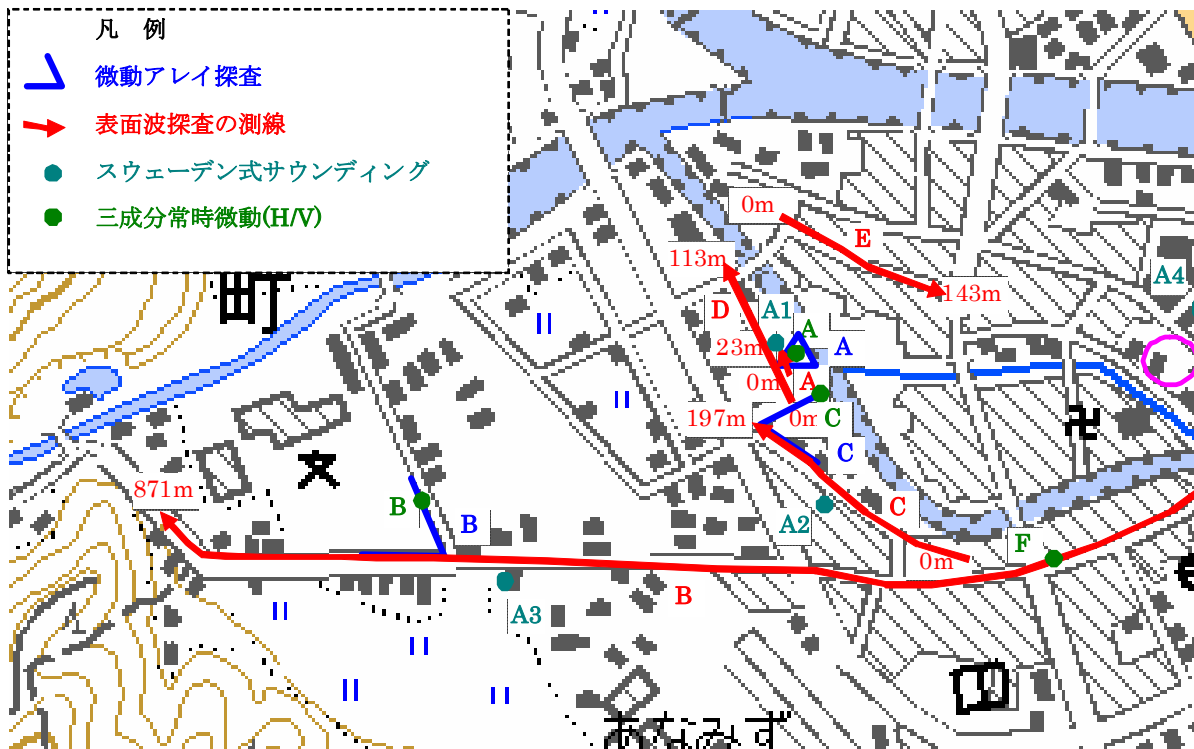


図-8.18 調査位置図（穴水町）

（この地図は国土地理院発行の「2万5千分の1地形図（穴水）」の一部を使用したものである）

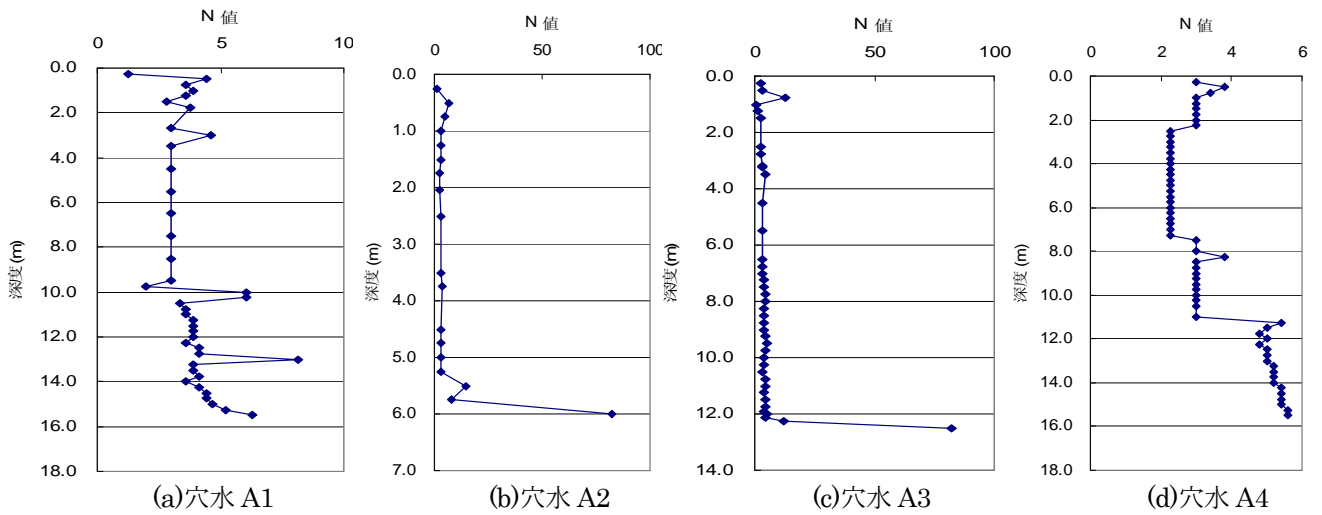


図-8.19 スウェーデン式サウンディングによる地盤調査結果
(穴水町、換算N値と深度の関係)

粒径加積曲線

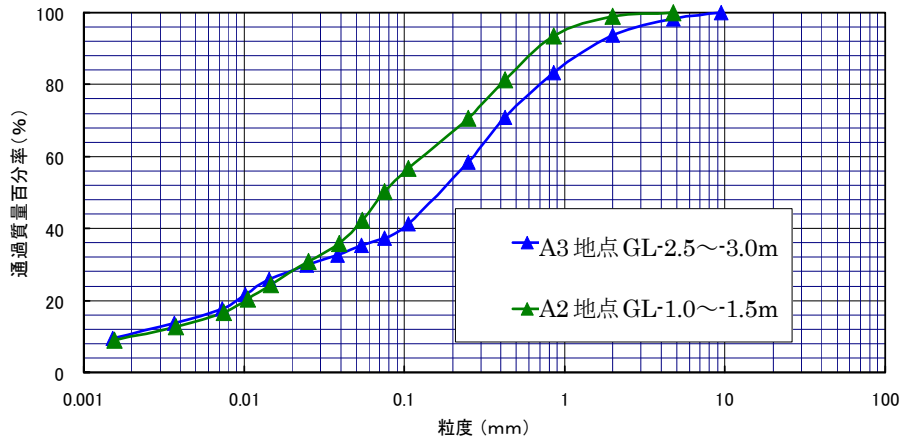


図-8.20 ハンドオーガーボーリングにより地中より採取した試料土の粒度分布 (穴水町)

標尺	深度 (m)	層厚 (m)	色調	土質名	観察	水位
1	0.40	0.40	暗褐色	埋土(粘性土)	含水中位。粘性中位。 植物根、木片等混入。 細砂混入。	▽ ≡
	0.70	0.30	灰茶褐	埋土(砂質土)	含水大位。細砂主体。 0.65m付近に地下水位確認。 解体ガラクダ混入。	
2	1.80	0.60	暗灰褐	埋土(粘土質砂)	含水大位。 細砂混入。 腐植物・植物根混入。 2.00m付近より 細砂互層状に混入する。 木片混入。	▽ ≡
	3.00	2.30	暗灰褐 ~ 黒褐色	埋土(砂質粘土)	2.50~3.00m付近において 粒度試験用の試料採取。	

穴水町 A3 地点

標尺	深度 (m)	層厚 (m)	色調	土質名	観察	水位
1	0.20	0.20	暗褐色	埋土(粘性土)	含水大位。粘性大位。 解体ガラクダ混入。	▽ ≡
	0.90	0.70	灰褐色	埋土(砂礫土)	0.35m付近に地下水位確認。 地下水、異臭あり。 含水大位。砂は細砂主体。 φ2~15cm程度の玉石主体。	
2	1.20	0.30	暗青灰	埋土(粘性土)	含水大位。粘性大位。 腐植物・木片混入。	▽ ≡
	1.80	0.60	暗灰褐	埋土(粘土質砂)	含水大位。細砂主体。 黒褐色の粘性土混入。 1.00~1.50m付近において 粒度試験用の試料採取。 腐植物・木片混入。	

穴水町 A2 地点

図-8.21 ハンドオーガーボーリングによる土質調査結果

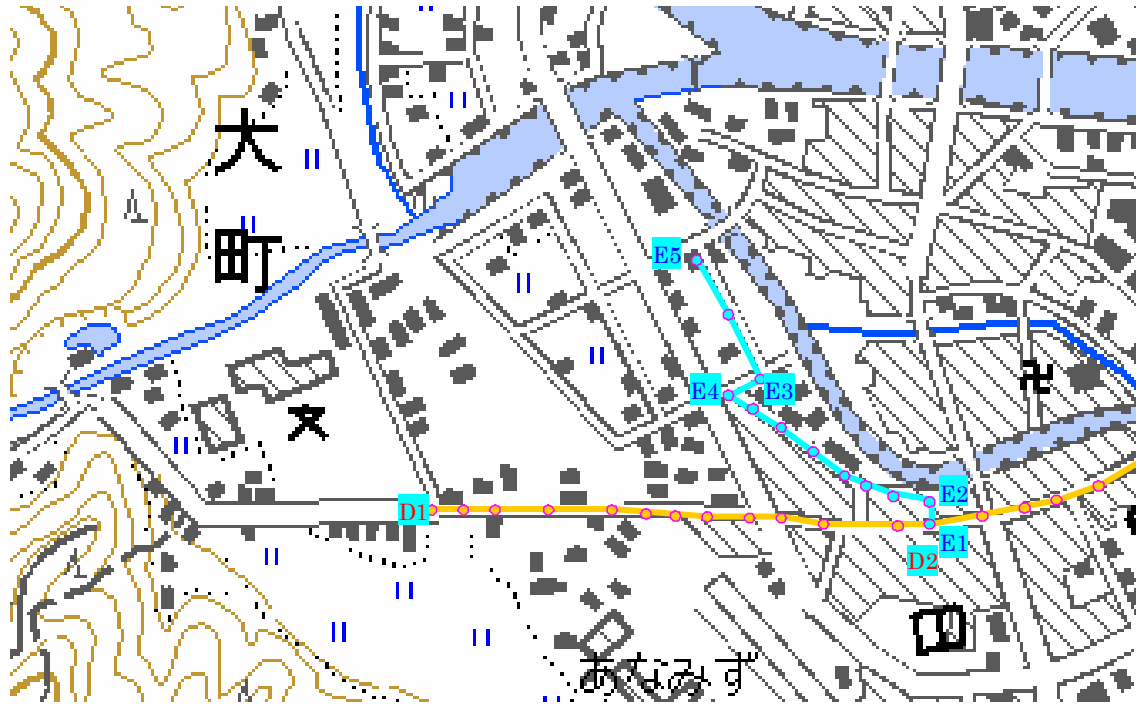


図-8.22 地盤高測定のためのレベル測定位置（穴水町）

（この地図は国土地理院発行の「2万5千分の1地形図（穴水）」の一部を使用したものである）

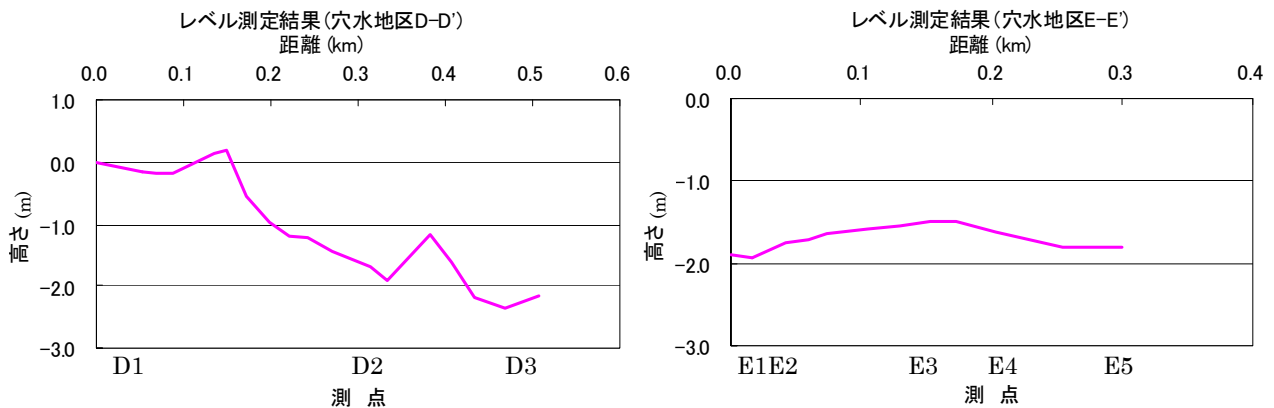


図-8.23 調査地のレベル測定結果（穴水町）

微動アレイ探査結果によるS波速度構造を図-8.24、図-8.25に示す。図-8.24はK-NET 穴水観測点の近傍で実施したものであるが、図-8.2に示したK-NET 観測点のPS 検層結果と同様、S波速度60m/s程度の層が深度10m程度まで存在していることがわかる。なお、図-8.26は、K-NET 観測点(ISK005)のPS 検層によるS波速度の実測値(防災科学技術研究所ホームページ)と今回実施した表面波探査によるS波速度を比較したものであり、深度15m程度まではほぼ同等であることがわかる。

図-8.27、図-8.28に表面波探査結果を示した。S波速度80m/s以下の極めて軟弱な層が10~20m程度の厚さで広範囲に分布していると思われる。これは、図-8.19のA1~A4地点のサウンディング結果とも対応している。ただし、調査地南東の市街地の中心部(B 測線75~200m付近(穴水町字大町ニ18番地付近)ではS波速度500m/s、K-NET 穴水観測点のすぐ南側(D 測線始点付近)ではS波速度300m/sを超える高速度層が深度2m前後から出現しており、基盤形状の不整形性が著しいと考えられる。

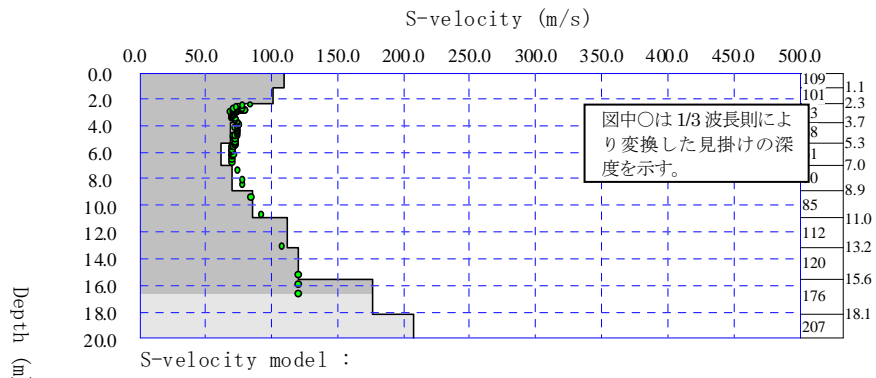


図-8.24 微動アレイ観測結果による S 波速度構造 (穴水町 A 地点)

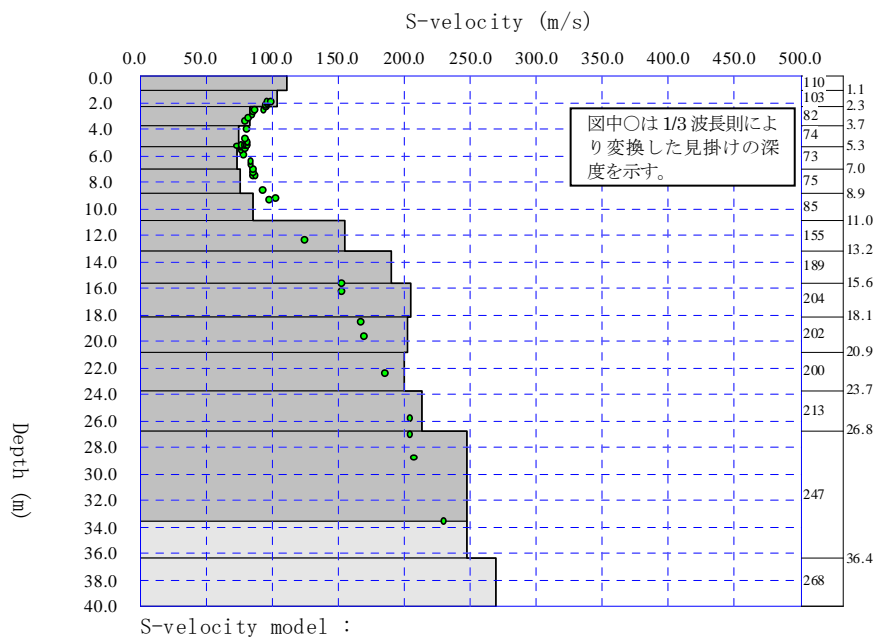


図-8.25 微動アレイ観測結果による S 波速度構造 (穴水町 B 地点)

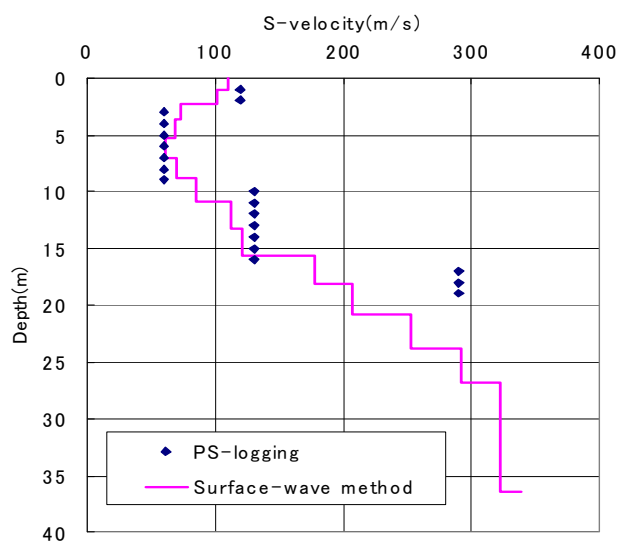
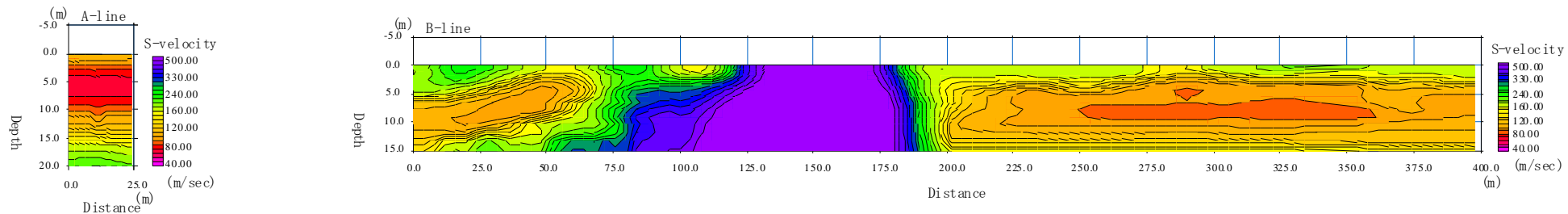
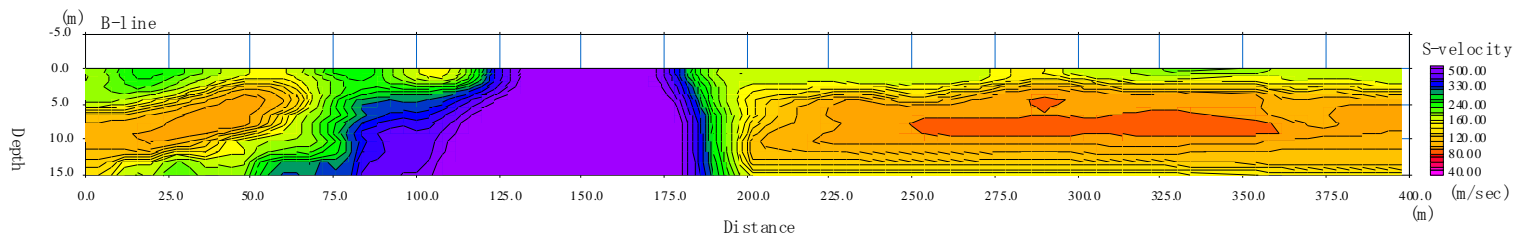


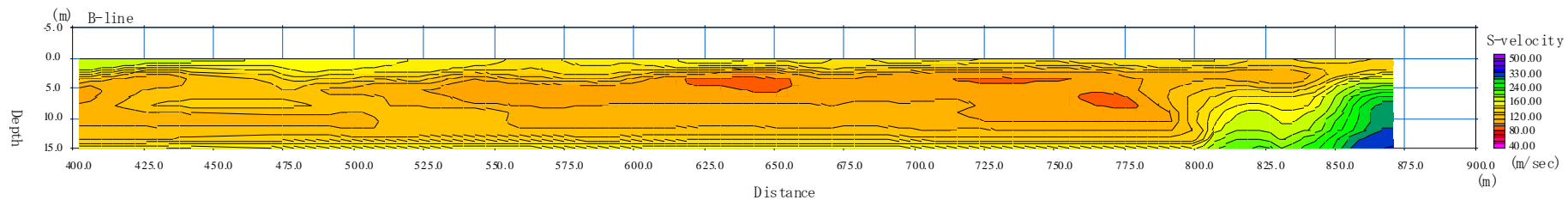
図-8.26 K-NET 観測点の S 波速度 (PS 検層) と表面波探査による S 波速度の関係 (PS 検層の値は、防災科学研究所ホームページによる)



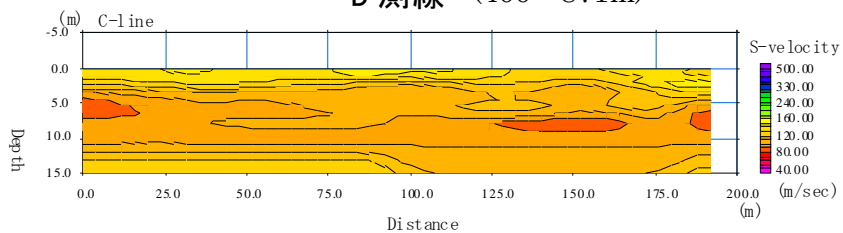
A 測線



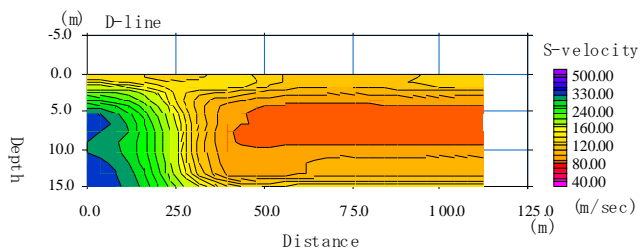
B 測線 (0~400m)



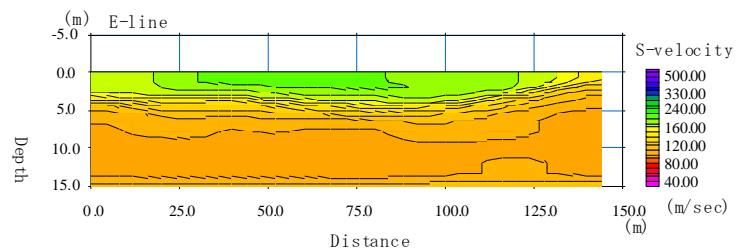
B 測線 (400~871m)



C 測線



D 測線



E 測線

図-8.27 表面波探査結果 (穴水町)

図-8.29、図-8.30 は、K-NET 穴水観測点（D 測線に沿った公園内）が設置されている敷地で実施したラムサウンディングの結果である。長さ約 60m の公園の両端で強固な地層の出現深度が急変していた。観測点付近（図右端）では強度な層が GL. -17m 付近に出現していたが、左端では GL. -3~4m で強固な層が確認できた。なお、ラムサウンディングは、一次調査の結果に基づく補足的な調査（6 月 11 日～13 日）において実施したものである。

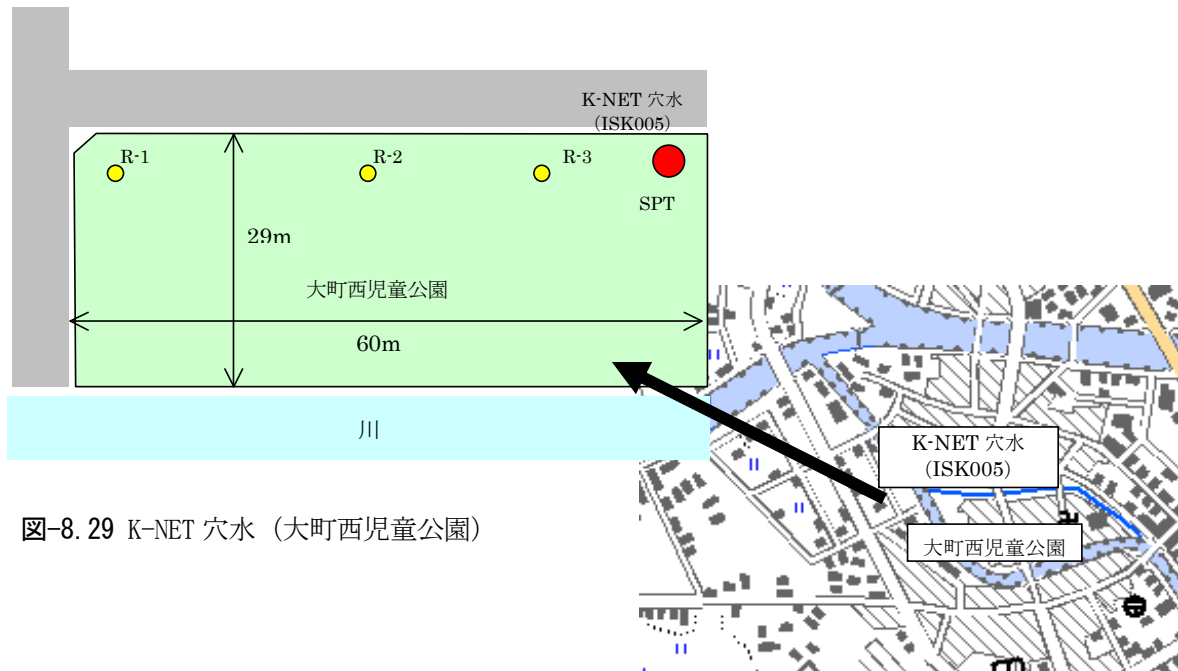


図-8.29 K-NET 穴水（大町西児童公園）

図-8.31 は、表面波探査結果から推定した S 波速度構造にラムサウンディング結果と K-NET 穴水のボーリング情報を付け加えたもので、S 波速度構造の変化が急であることがわかる。一般に地盤構造が複雑な場合、基盤深度が急変する場所の周囲で局所的に地震動が増幅する可能性があることが指摘されている。ここでは地盤の不整形性の地震動増幅に対する影響評価を目的に、地盤構成をモデル化して二次元の地震応答計算に実施した。図-32 の最上図は、B 測線や C 測線の表面波探査結果および K-NET 穴水の PS 検層結果を参考に作成した穴水町の模式的な地盤モデルである。断面の右側は基盤が浅い場所、断面の左側は基盤が深く軟弱な粘性土や腐植土が分布している地盤を示す。モデルの下面から平面 SH 波（中心周波数 1Hz のリッカーウェーブレット）を入力し、二次元的な SH 波の応答を計算した。なお計算は線形で行い、地盤の非線形性は考慮していない。計算結果を見ると、右側の基盤が浅い場所では基盤に入力した波に対する増幅率は 3 倍程度であるが、左側では約 6 倍となっており、軟弱な粘性土層や腐植土では応答が 2 倍程度大きくなることわかる。さらに、断面中央付近の基盤深度の急変点では、9 倍近い増幅率となっており、基盤が浅い場所の 3 倍近い振幅となっている。したがって、穴水町ではこのような複雑な浅部地盤構造により地震動が大きくなった可能性が考えられる。また、K-NET 穴水観測点は基盤深度が急に深くなった地点に位置しており、この観測点で大きな地震動が観測された原因のひとつとして、複雑な浅部地盤構造の影響も考えられる。ちなみに、K-NET 穴水 (ISK005) での本震時の観測結果は、PGA903gal（最大加速度）、PGV103.7m/s（最大速度）となっている。

三分常時微動測定における H/V スペクトルの結果では、ピーク値（概ね地盤の卓越周期）は地点

とも概ね1秒前後であった。観測点A,Bは深度10m以上軟弱層が堆積している地点にあり、観測点Fは表層から良好な基盤岩層 ($V_s > 300\text{m/s}$) が存在すると思われる地点にあるが、H/V スペクトルには顕著な差は見られなかった。H/V スペクトルにおける1秒付近のピーク値は、深部地盤の構造の影響が支配的なため差異が少なかったと考えられるが、本調査地のように複雑な地盤構造の場所では、水平成層構造を仮定したH/V スペクトルの解釈に難しい部分があり、地盤構造の変化の影響を加味した調査・分析が重要と考えられる。

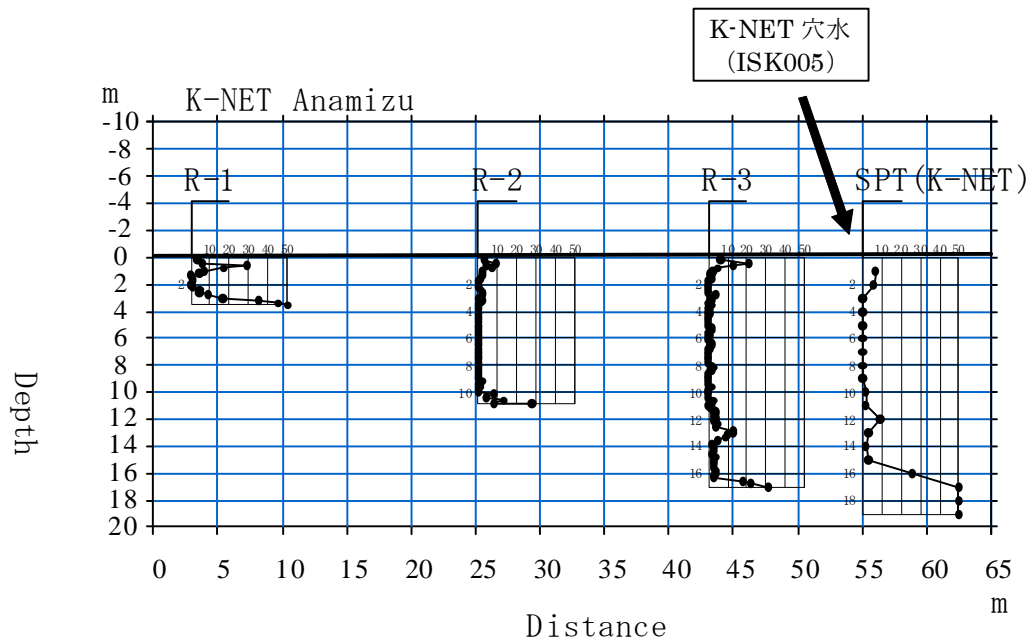


図-8.30 K-NET 穴水（大町西児童公園）におけるラムサウディング結果、
（K-NET 観測点の N 値および PS 検層は防災科学研究所ホームページより）

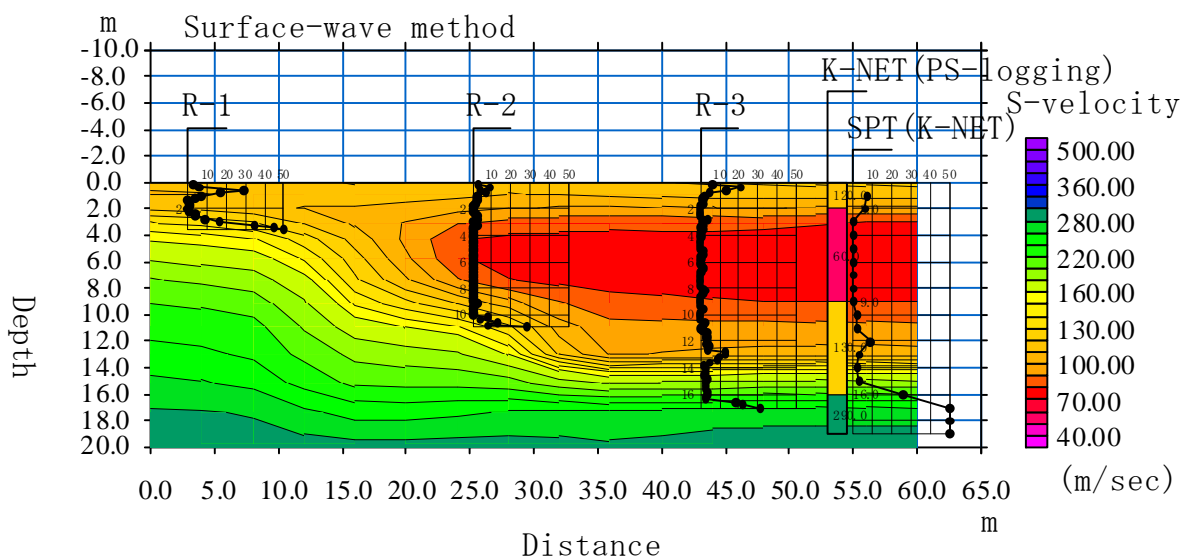
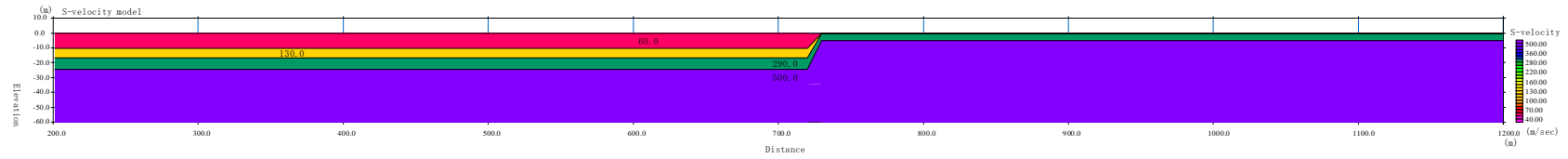
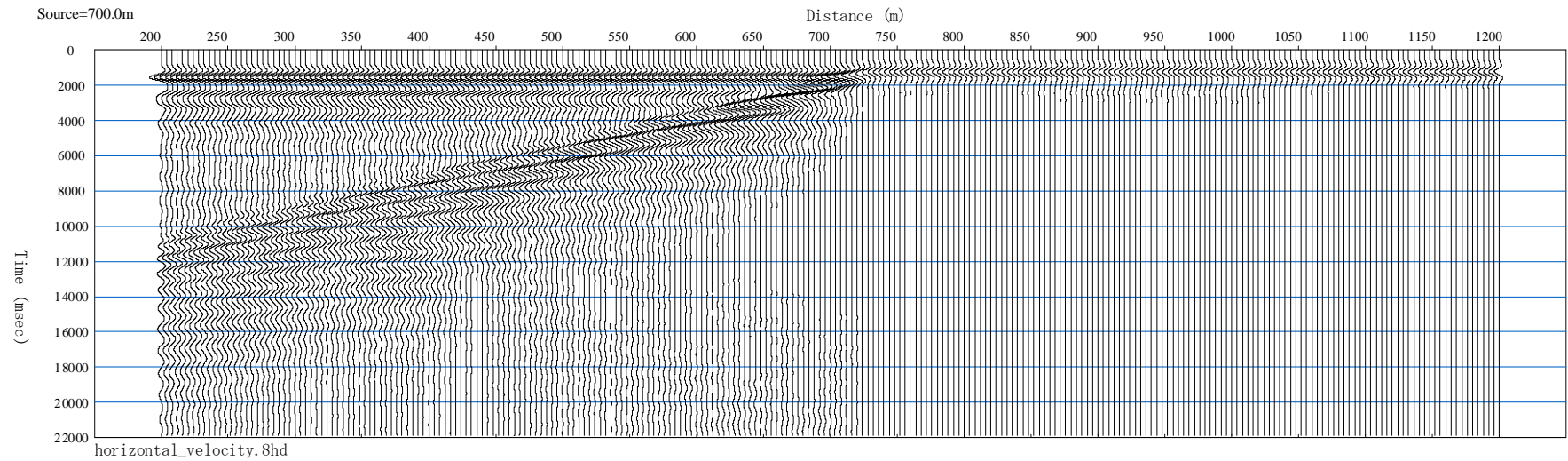


図-8.31 K-NET 穴水（大町西児童公園）近傍の推定 S 波速度構造。
（K-NET 観測点の N 値および PS 検層は防災科学研究所ホームページより）

モデル化した S 波速度構造



平面 SH 波を入力した場合の地表面における波形



地表面における増幅率

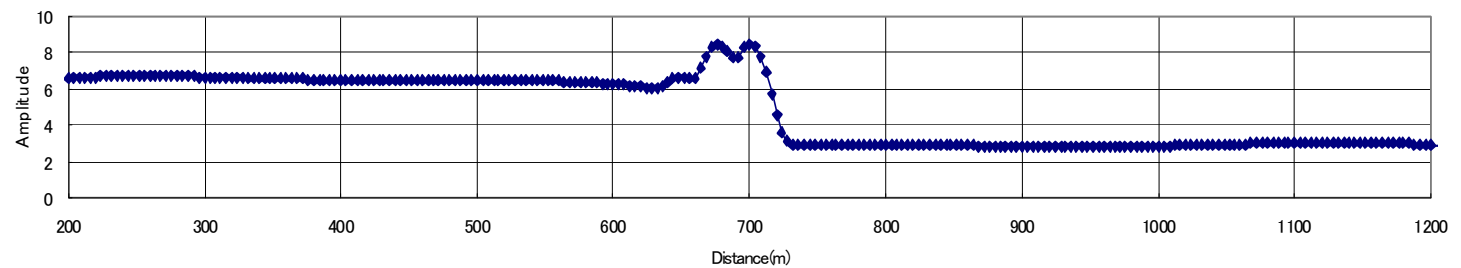


図-8.32 穴水の地盤を想定したモデルに対する SH 波の増幅
(入力波は中心周波数 1Hz のリッカーウェーブレット)

8.6.6 穴水町周辺における調査結果

能登半島地震により宅地擁壁や宅地地盤に過大な変形などによる被害事例がいくつか報告されているが、全体的にみると擁壁や宅盤の被害が少ない。ただし、造成地において盛土端部が斜面となるがけ面における地盤災害に関する報告例がいくつかなされている。ここでは造成盛土と考えられる地点で発生した宅地地盤の地すべり等による被害について述べる。

写真-8.15 は、穴水町から南約 5km にある山地のほぼ頂上に位置している造成地で発生した地すべりの先端斜面の状況である。聞き取り調査や地形などから判断すると谷を埋めて切盛造成した宅地であり、宅地造成は 1980 年代後半になされている。この造成地では、地震直後に谷埋めた盛土部分と考えられる範囲で円弧すべりと考えられる地盤災害が生じていた。



写真-8.15 崩壊した斜面の先端付近の状況

図-8.33 に、当該敷地周辺の状況と当該敷地で実施したスウェーデン式サウンディングと表面波探査の調査位置を示す。図-8.34 には、盛土端部の道路際から崖地で発生した地すべりの発生状況を示す。地すべりの規模は幅 20~30m、長さ 30~40m である。道路の外周に植えられた樹木の位置から判断すると、盛土端部は水平外側に約 6m、鉛直下方に約 2~3m 移動したと考えられる。図-8.35 に、スウェーデン式サウンディングによる地盤調査結果を示す。スウェーデン式サウンディングによる換算 N 値（稲田式による）は、深度約 7m ぐらいから急増して貫入不能となった。サウンディング時の状況から判断すると、表層から深度約 5m まで軟弱な埋土及び粘性土が堆積し、その下層に砂・礫が存在していると考えられる。また、深度約 7m 付近に貫入不能となる良好な層が堆積していることがわかる。

図-8.36 に、表面波探査結果から求められる表層地盤の S 波速度構造を示す。測線は、地すべりの方向とほぼ直交する測線①と道路から建物側に向かう測線②の 2 測線とした。測線①の表面波探査の結果から判断すると、崩壊した部分は $V_s=150\text{m/s}$ 前後の谷状の凹み部分の上部にある軟弱層が主体であり、この部分が自沈層を多く含む盛土層と考えられる。測線②の結果においても、崩壊した方向の延長線上の表層部分は測線①の凹みの上の部分とほぼ同等の S 波速度の値を示しており、この表層部も盛土に相当すると考えられる。盛土の厚さは、盛土端部において約 5m であるが、崩壊規模は道路面から直交方向に長さ（奥行き）30~40m 程度に達していることや地すべりの形態が円弧すべりに近く下方に落ち込んでいる状況を考えるとすべり面は極く表層部の自沈層だけでなく、盛土以深の砂・礫層等に達している可能性も考えられる。また、表面波探査の結果から強固な地層は、測線①で深度 15~20m 以深に存する $V_s>300\text{m/s}$ の基盤層（安山岩質凝灰岩など）であり、この上部の地層（ $V_s<\text{概ね}200\text{m/s}$ ）で地すべりが発生したと考えられる。

図-8.37 には、当該敷地周辺における地形図の変遷を示した。1968 年と 2002 年の地形図から地すべりが生じた地点は谷を埋めた部分であることがわかる。図-8.38 は、地形図に示された等高線をデ

デジタル化して重ね合わせた敷地周辺の切盛図であるが、地すべりが発生した地点の周辺が厚く盛り立てた部分であることがわかる。地図の精度が十分でないので、盛土厚さや位置にかなりの誤差を含んでいると考えられるが、盛土厚が10mを超える範囲の近傍で崩壊が生じたと思われる。地すべりによる宅地地盤の被害の発生原因としては、造成地端部のがけ付近が特に脆弱であることがまずあげられるが、地すべり等の地盤災害のおそれや地盤災害の規模は、切盛造成の方法と密接に関わっていると考えられる。表面波探査でも盛土造成されたことが推定できる程度に盛土部分が周辺の地山等と区別でき、その盛土部分が自沈層を含む脆弱な谷埋め部分で、谷の傾斜が過大であれば、地盤災害が発生するおそれがある。地盤災害に関する精度のよい予測は、現時点でも困難であるが、新旧の地形図から切盛造成の範囲や谷埋盛土の規模や基盤層の傾斜角などの評価が可能となりつつあり、宅地地盤や擁壁の被害に関する詳細検討が今後重要と考えられる。

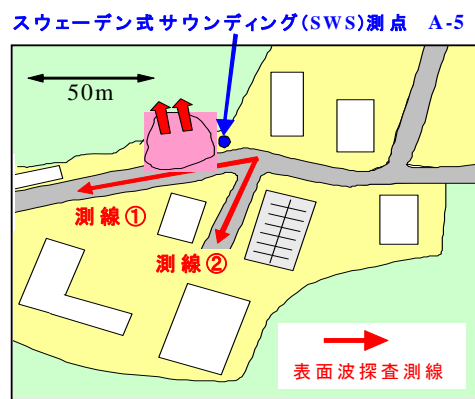


図-8.33 地すべりの範囲と地盤調査位置
(表面波探査2測線、スウェーデン式サウンディング地点)

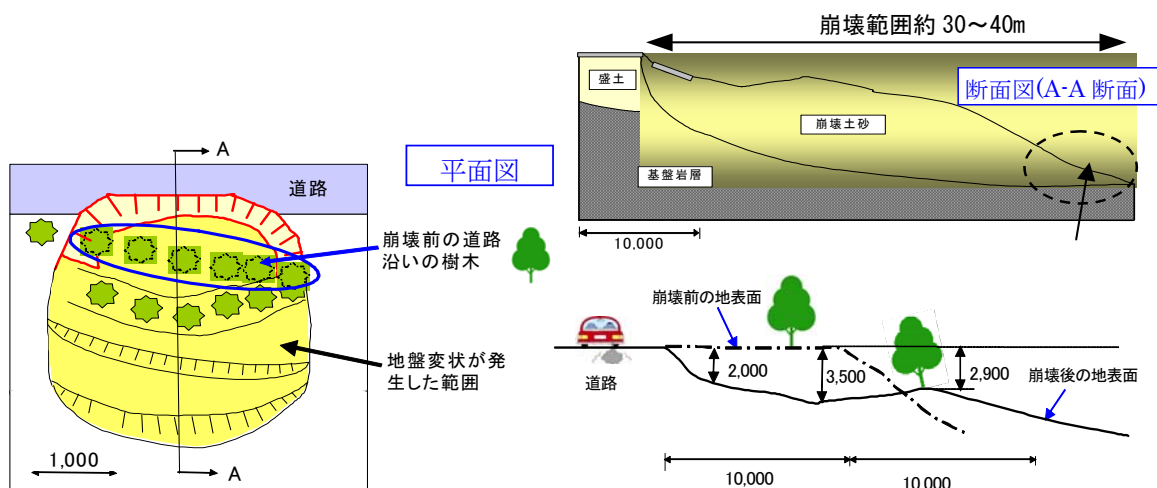


図-8.34 地すべり等による地盤崩壊の状況 (造成地における盛土端部)

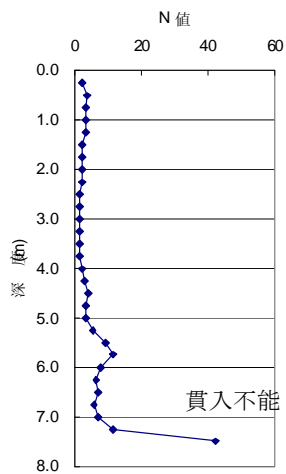


図-8.35 スウェーデン式サウンディングによる地盤調査結果
(穴水町周辺、換算 N 値と深度の関係)

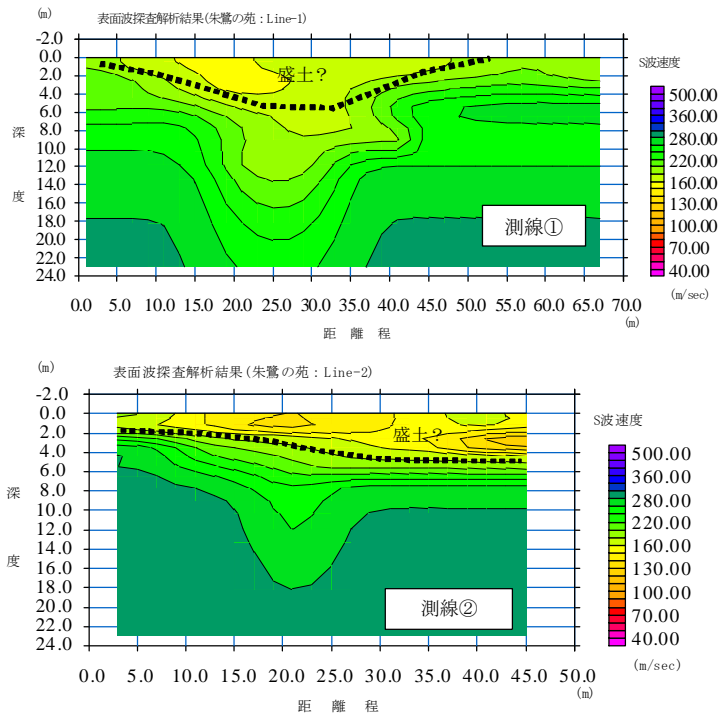


図-8.36 崩壊斜面付近での表面波探査の結果
(S 波速度構造図)

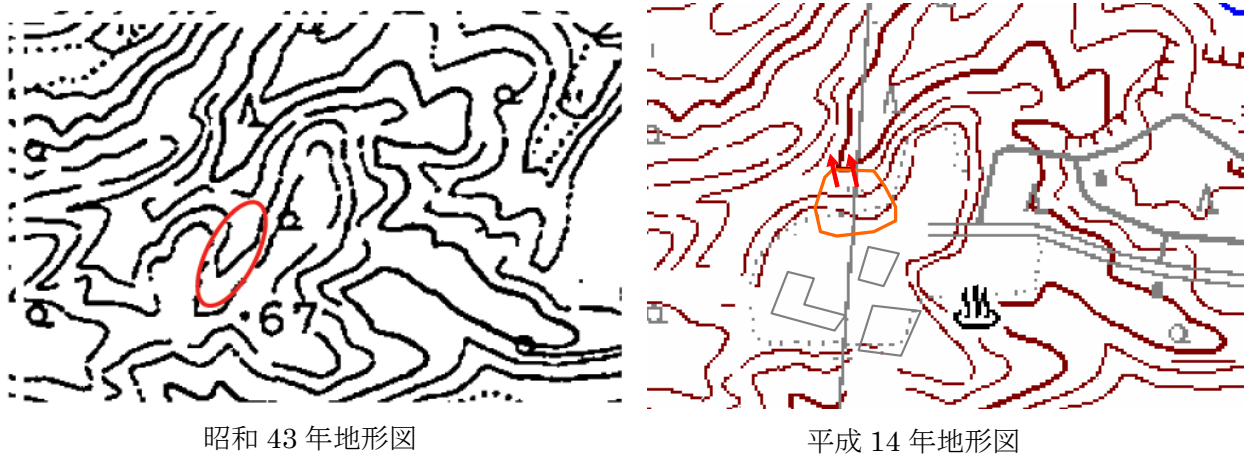


図-8.37 新旧の地形図からみた土地の改変と切盛の関係
(地図：国土地理院の地図に加筆したものである。)

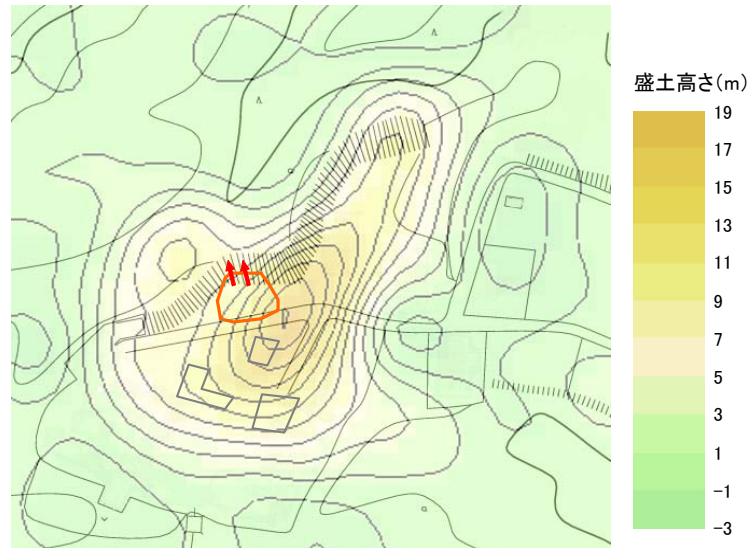


図-8.38 新旧の地形図からみた土地の改変と切盛の関係
(国土地理院発行の地図に基づき作成したものである)

8.7 まとめ

建築物の基礎・地盤の被害や地盤状況に関する調査結果のまとめを以下に示す。

- ①被害を受けた基礎のほとんどは、ブロックや無筋コンクリート造の基礎形式であり、鉄筋コンクリート造基礎の著しい被害は認められなかった。ブロックや無筋コンクリートの基礎の中には、基礎が大きく破断して上部構造の歪みを増大させたと考えられるものもあったが、基礎が大きく不同沈下した事例は認められなかった。
- ②擁壁の被害では、ブロック等の表面をコンクリートで覆った擁壁に被害が生じていた事例もみられたが、全体的に被害は少なく、擁壁等の被害が原因で住宅の安全性が大きく損なわれている例は、今回調査した範囲では確認できなかった。
- ③輪島市門前道下中心地の地盤は、地表面から2~3m以深に強固な砂層が認められ、地下水位は地表面から概ね1m程度であった。中心地域の地盤のS波速度は、深度18m以浅では200m/s以下、深度30m以深では300m/sを超えると考えられる。一方、市街地南側の山沿いのS波速度は、深度5m以深で300m/s以上であった。
- ④穴水町中心部の地盤は、腐植土や木片などを含む粘性土・有機質土が厚く堆積し、地下水位はGL-1m前後と考えられる。表面波探査の結果から局所的に強固な地層（地表から約2m以深にS波速度が300m/s以上の基盤岩層）が地表面付近から存在している区域もある。K-NET 穴水観測点は、基盤深度が急に深くなった地点の近傍に位置していると考えられ、K-NET 穴水(ISK005)での本震時の観測結果は、観測点周辺で基盤層が急変していたため、地震動が増幅された可能性も考えられる。
- ⑤穴水町周辺の山地頂部付近の造成地では、幅30m×深さ5~10m程度の円弧すべりに近い地盤崩壊が長さ30~40mにわたって発生していた。新旧地形図の比較から判断すると、崩壊地点は谷を埋めた部分であり、がけ付近が軟弱な谷埋め盛土であったことが地すべりの原因と考えられる。また、崩壊地点付近の表面波探査の結果においても、谷状に凹んだ部分の上に軟弱層が存在していることが推定された。

なお、今回の調査地点は、震度6強で住宅等の被害が顕著であった門前町道下と穴水町を主対象としたため、著しい液状化が生じた地域での住宅被害と地盤条件の関係など、調査が十分でない部分も多く残されている。上述した穴水地区の地盤の不整形性や液状化被害、宅地及び擁壁の被害などについては、今後さらに調査する予定である。また、被災地の多くは、公開されている柱状図がほとんどなく、標準貫入試験などの地盤調査があまり実施されていない地域であるため、新たに地盤調査を実施して地盤条件と基礎・地盤の被害の関係を検討することが重要である。

【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や関係機関（警察、市役所）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、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。厚く感謝する次第である。また、国土地理院の地図閲覧サービスや防災科学研究所のK-NETによるデータを引用させていただいた。