

2007年能登半島地震で重篤な家屋被害を生じた 門前町道下地区の地盤構造

森 伸一郎¹・小林 巧²・鈴木 晴彦³・小西 千里⁴

¹フェロー 愛媛大学准教授 大学院理工学研究科 (〒790-8577 愛媛県松山市文京町 3)
E-mail: mori@chime-u.ac.jp (Corresponding Author)

²正会員 (国研) 土木研究所 構造物メンテナンスセンター (元・愛媛大学大学院生)
(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1 番地 6)
E-mail: kobayashi-t573ck@pwri.go.jp

³正会員 応用地質株式会社 地震防災事業部 (〒330-0854 埼玉県さいたま市大宮区桜木町 1-10-2)
E-mail: suzuki-haruhiko@oyonet.oyo.co.jp

⁴正会員 応用地質株式会社 地震防災事業部 (〒330-0854 埼玉県さいたま市大宮区桜木町 1-10-2)
E-mail: konishi-chisato@oyonet.oyo.co.jp

2007年3月25日に発生した能登半島地震(M=6.9)では、輪島市門前町道下地区において多数の重篤な家屋被害が発生した。この被害に表層地盤内の地震動増幅がどのような役割を果たしたのかが関心事である。本論文では、これを明らかにするために、この地区で地震の直後に行った高密度な単点微動測定と表面波探査を行い、その結果に基づいて地盤の地震応答解析を行い、応答を詳細に分析した。被害の空間分布は微動により得られた卓越周期の分布と調和的であった。地震応答解析の結果、周期 0.6 秒付近の応答と被害指数との間に相関が高かった。この一連の分析の基となる地盤モデルの妥当性を検討するために、2019年10月に地区を縦断する幹線道路に沿って直線アレイ微動探査、三角形アレイ微動探査を行い、地盤振動特性と地盤構造を明らかにし、地震応答解析に用いた地盤モデルの妥当性を検証することができた。

Key Words: seismic damage, house, ground motion, amplification, microtremor array observation

1. はじめに

2007年3月25日に発生した能登半島地震(M=6.9)では、輪島市門前町道下(とうげ)地区において重篤な家屋被害が発生した。被災率は明らかに同市同町の他の地区より突出して高かった。この原因として小規模な液状化は認められたものの大きな地盤変状がないことから、振動による被害だと考えられた。被害原因は、地震動の強さが著しく強かったか、もしくは家屋の耐震強度が低かったかのいずれかである。揺れの大きさも、基盤の入力地震動そのものが大きいのか、表層地盤の増幅によって地震動が大きくなったか、それらの寄与度が問題である。

輪島市門前町の被害が他の地区より際立って多かったことから、家屋被害・地盤被害、地震動、地盤振動特性など様々な面からの調査研究が多く行われた。この地震からすでに13年が経過したが、これらの多面的な調査研究の成果が必ずしも十分に相互に反映したものとはなっていないと考えられる。なかでも被害分布に対する分

析や被害分布に見合う密度の地盤振動特性や地盤構造については、建物被害分布を議論するのは十分とはいえない。

そこで、本論文では、輪島市門前町道下地区において、第1著者が地震の直後に行った現地調査と高密度な単点微動測定と表面波探査の結果を示し、それに基づく地盤の地震応答解析と建物被害に及ぼす影響分析の結果を示す。それらの結果の基となる地盤モデルの妥当性を検討するために、2019年10月に地区を縦断する道路に沿って直線アレイ微動探査、三角形アレイ微動探査を行い、地盤振動特性と地盤構造を明らかにする。

2. 輪島市門前町道下地区における家屋被害

(1) 輪島市門前町道下地区の地形

図-1に地震後に国土地理院により撮影された門前町道下周辺の航空写真を示す。門前町道下地区の集落は、八ヶ川(はっかがわ)の河口近くの谷底低地の左岸側に



図-1 地震後に国土地理院により撮影された門前町道下周辺の空中写真

位置しており、低地からの比高が1-12mと高く、南側の谷部の出口にある微高地に位置する。道下地区の南側は地すべり地形と判読され、道下地区の地盤は土石流堆積物からなると見ることができる。吉田ら¹⁾は、谷に沿って押し出された土砂によって形成された沖積錐の一種という見解を示している。図中の枠内で東北東-西南西に通る道が幹線であり、この幹線道路に沿って家屋被害が目立った。

(2) 家屋被害の特徴

図-2に1階建て木造家屋(店舗兼)の倒壊の事例を示す。倒壊の場合は、屋根が元の位置から大きく水平にずれる。また、道路にがれきが散乱して、それらが道路脇に片付けられている様子がわかる。



図-2 1階建て木造家屋(店舗兼)の倒壊の事例

図-3に1階部分が大きくせん断変形(約1/4)した2



図-3 1階部分が大きくせん断変形(約1/4)した2階建て木造家屋の倒壊の事例

階建て木造家屋を示す。幹線道路に沿った敷地の家屋であり、西南西にせん断変形している。屋根瓦の損傷は地上からの観察では確認できなかった。このような場合では、空中写真からの判読は容易ではないが不可能ではない。現地調査と空中写真を併せて検討すれば、判読も精度が高まると考えられる。

(2) 家屋被害の被害分布

門前町道下地区の家屋被害が重篤であったことから、被害の空間的な分布を知る目的で、全域で道路から見える範囲での目視調査(吉田ら¹⁾、建築研究所²⁾)や悉皆調査(池本・村田³⁾、村田ら⁴⁾)が行われた。

吉田ら¹⁾は、「被害が大きいと思われた八ヶ川以南の住宅密集地を中心に」「家屋全数(217戸)の被害(傾きの程度・傾きの方向)を調べた」とし、「家屋被害は玄関(幅約2m)の横方向変位に着目し、玄関横方向変位が1cm以下(傾き1/200以下)の被害をレベル1、1~4cm(傾き1/200~1/50)の被害をレベル2、4cm以上で倒壊していないものをレベル3、倒壊したものをレベル4とした」と、被害の定量化を図った。せん断変形として玄関枠の高さに対する枠上端の水平方向変位の比をとらえ、玄関枠の高さを約2mと統一的にみなすことにより、枠上端の水平方向変位のみ測る(目測含む)ことで済ませるという考えである。結果としては、家屋の変位の向きは南南西方向に卓越していたこと、被害レベルの分布に明確な傾向は見られなかったこと、伝統的構造に被害があり新しい建物に被害はなかったこと、地盤変状に起因する被害もなかったことなどが結論付けられている。

建築研究所²⁾は、「通りに面した家屋などを中心に見える範囲で被害棟数をカウントし」、「313棟のうち、倒壊17棟、残留変形が1/10rad程度あるもの、または柱等の構造躯体の折損が外部から確認できたものが66棟確認された」としており、「残りの230棟も無被害では

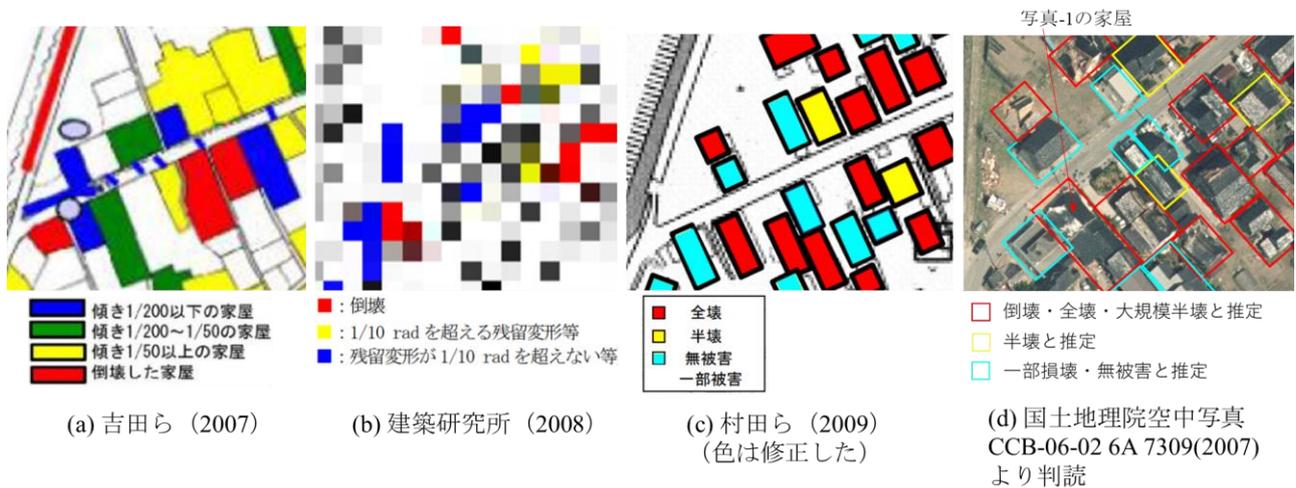


図-4 道下地区を走る幹線道路の西南西の端部付近での評価被害分布の比較

なく」損傷があるものを含んでいるとしている。また、「被害の分布から集落の西側に大きな被害が目立つ」と被害分布の特徴を要約した。

村田ら³⁾は、「建物としての被害はレベル別に以下(D0-D6)のように分ける。D0：無被害，D1：一部破損，D2 一部破損（屋根瓦，壁面のモルタル等の大幅な剥離），D3：半壊（柱，梁の一部が破壊されたもの），D4：全壊（柱，梁が破壊され，内部空間が欠損する），D5：全壊（破壊がかなり及ぶもの，あるいは瓦礫化したもの），D6：倒壊。」と被害程度を定義して，結果を地図に示した。図化では「D0-D2 を薄い黄色，D3 を橙色，D4-D6 を赤色で着色」されていたが，赤色 (RGB=(255, 0, 0)) と橙色 (RGB=(255, 102, 0)) が混在しているときの判別認識が困難であるため，これらのD0-D2（無被害，一部破損），D3（半壊），D4-D6（全壊，倒壊）に対応する3色をそれぞれ，水色 (RGB=(0, 255, 255))，黄色 (RGB=(255, 255, 0))，赤色 (RGB=(255, 0, 0)) と修正した。全棟数は413棟で，全壊が32%，半壊が27%，無被害・一部破損が41%であり，「全壊が地区全体に分布している」および「全体的に全壊・半壊が分布している」と解釈を述べている。

そのほか，新井ら⁴⁾は門前町で，道下をはさむ走出と黒島の地区の間で地震動推定のための墓石転倒調査を行い，走出地区，黒島地区を対象に建物被害の悉皆調査を行い分析しているが，道下地区は対象に含まれていない。

前述した3つの既往研究成果では，被害程度の定義が異なるばかりか，被害程度の大きい被害の分布が西の方が大きいと見るものから，全体に分布するとか傾向は認められないとするものまでさまざまである。また，3者に共通するのは，現地調査で道路からの遠望観察が主たる方法で，直後（平成19年3月26日）に国土地理院が撮影した空中写真⁵⁾は参照されていない。前述のように空中写真からの判読が容易ではない被害形態もあろうが，

屋根の大きな変位や屋根瓦のずれ・飛散・損壊は視認が容易で，道路から視認が困難な損傷も把握できる長所もある。

そこで，図-4に道下地区を走る幹線道路の西南西の端部付近での評価被害分布について，(a)吉田ら¹⁾，(b)建築研究所²⁾，(c)村田ら³⁾の調査結果と併せて，(d)国土地理院撮影の空中写真から被害程度を判読した結果を示す。(b)では，「個々の住宅が特定されないよう解像度を落としている」²⁾ということである。(d)の空中写真の判読では，第1著者の主観によるものではあるが，倒壊したものと屋根が大きく変位したものを「倒壊・全壊・大規模半壊と推定」，屋根瓦の損傷が顕著なものを「半壊と推定」，屋根瓦の損傷が顕著でないものまたは認められないものを「一部損壊または無被害と推定」とし，それぞれ，家屋を水色 (RGB=(0, 255, 255))，黄色 (RGB=(255, 255, 0))，赤色 (RGB=(255, 0, 0)) の枠で囲った。このような狭い範囲であっても，4つの評価結果が相互に整合しない部分もある。

しかし，定量的な被害指標を求めるために，早々に被

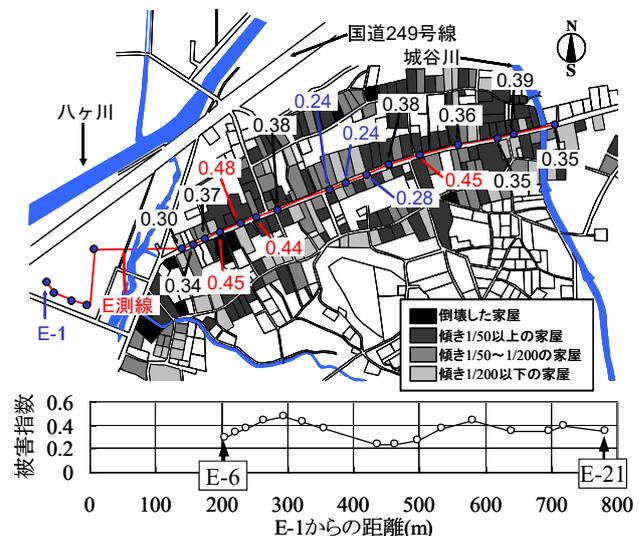


図-5 道下地区家屋の被害分布図と被害指数

害分布を公表した吉田ら⁹⁾の結果を用いて分析した⁹⁾。吉田ら⁹⁾は道下地区の家屋被害を被害程度を4段階に分け地図化している。ここでは、着目地点の半径50mの領域を対象に、倒壊家屋を1点、傾き1/50以上の半壊家屋を0.5点、傾き1/50-1/200を0.2点、傾き1/200以下を0点とし、合計点数を領域内木造家屋数で除して各地点周辺の被害指数（等価全壊率）を算出した⁹⁾。

図-5に道下地区家屋の被害分布図と被害指数を示す。現地調査では西側で被害程度がひどいようにも見受けられたが、吉田の指摘するように被害分布図からは明瞭な傾向は読みとれない。ただし、被害指数にすると幹線道路沿いの建物では、E1からの距離で200m地点の幹線道路入り口付近（E-6）から300m地点（E-10）にかけて被害指数が上昇して、300mを過ぎれば400m（E-13）まで低下する。そして、500m（E-15）から上昇してそれ以降はやや低下するものの高い指数である。すなわち、E-10地点で被害指数が高く、E-13地点からE-15地点にかけて被害指数が低い。このことが、東に比べて西で被害がひどいという現地観察を裏付けるものだと推察する。

3. 単点微動測定とHV比法による卓越周期評価

(1) 道下地区集落における微動測定

道下地区の地盤振動特性を調べるため微動測定を行った⁹⁾。地震後（2007年4月28日-4月30日）に実施した集落の中央を西南西-東北東に走る幹線に沿って測線を設けるとともにこれに直交する測線を設けた。図-6に地震後に実施した単点微動測定点の分布を示す。この領域は図-1の枠部分に相当する。東西方向測線（E）の約800mに23地点を含め合計36地点の測点を設けた。道下地区はE6からE23までである。測線上に位置するE1～E5は水質管理センター（浄水場）の敷地であり、地盤柱状図が入手できたため、参照点として測定した。ここではE測線について述べる。

微動測定に用いた計測器はGEODAS（24ch）で、センサー（CR-2S）は2秒まで平坦な特性を持つ3成分の動コイル型速度計である。1回あたり300秒間のデータを取得し、解析では良好な時間帯から20.48秒間を単位として抽出して1セグメントとし、複数セグメントをフーリエ解析して、フーリエスペクトルやその比についてアンサンブル平均を求めた。地盤の卓越振動数は、水平上下（H/V）スペクトル比から読み取るものとした。平均化されたH/Vスペクトル比は、有意な卓越部分を判定し、バンド幅0.5HzのParzenウィンドウを施してその卓越部分のピークから卓越振動数を読み取った。生のスペクトル比でノイズが卓越していてウィンドウ処理により生じたピークは卓越振動数とは読み取らない。

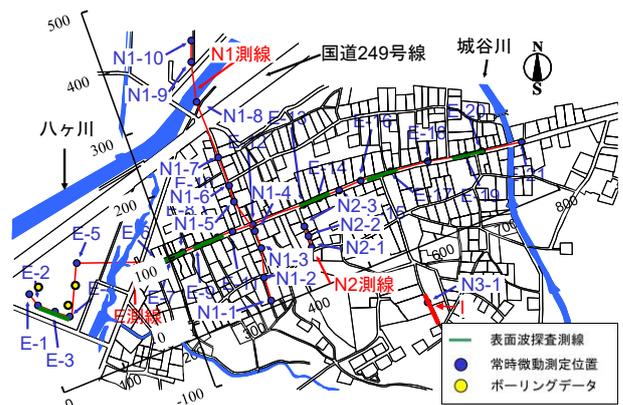


図-6 道下地区での微動測定位置

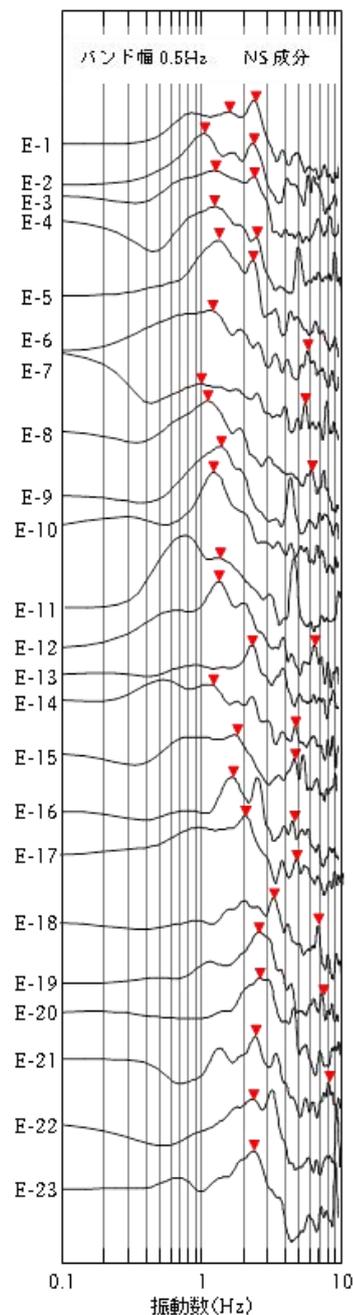


図-7 E測線の微動H/Vスペクトル比（NS成分）

(2) 道下地区集落における微動測定の結果

図-7にE測線のH/Vスペクトル比(NS成分)を並べて示す。並べるによりスペクトル形状変化やピーク位置の変化が滑らかとなり系統的な判読が容易になる。各測定地点で明瞭な1次の卓越と不明瞭ではあるが2次の卓越が認められた。このことはEW成分でも同様であった。NS成分とEW成分の卓越振動数の平均値を地盤の卓越振動数とする。卓越周期は基盤までの深さと相関があるので、卓越周期として整理して考察する。

図-8(a)に地盤の卓越周期分布を示す。1次卓越周期は0.3-0.9秒、2次卓越周期は0.1-0.4秒である。1次卓越周期は、西側(0-250m)では平均的に0.8秒程度でほぼ一定であり、東側(550-800m)では0.4秒程度でありやはり一定である。そして、中間部(250-550m)では0.8秒から0.4秒に線形的に変化する(E13,E14を除く)。すなわち、東側で基盤までの表層厚が薄く、中間部で次第に厚くなり、西側で厚いという概略の構造が推察できる。

なお、1次卓越周期はE13とE14では他と比較して異なる。これは、測点の直下地盤内に下水管が埋設されているという住民からの情報と符合する。この2点は、以降の地盤の卓越周期としての考察からは除外する。

地盤の卓越周期分布と地形との関係性を考察するため標高の変化を求めた。図-8(b)にE側線の標高分布を示す。標高は石川県の2500分の1地形図記載の測量値によっている。水平距離はEを原点としている。図には120m付近のハケ川と820m付近の城谷川の位置を示した。標高分布は西側で低く平坦で、東側が比高約8mと高くほぼ平坦であり、中間部は線形に傾斜している。地盤の1次卓越周期分布と見事に相似である。したがって、先に示した表層厚分布と併せて考えると、東から西にかけて表層厚が増大し、地表面が下がることから、基盤面は一層傾斜を強めて西に大きく下がる構造である可能性がある。

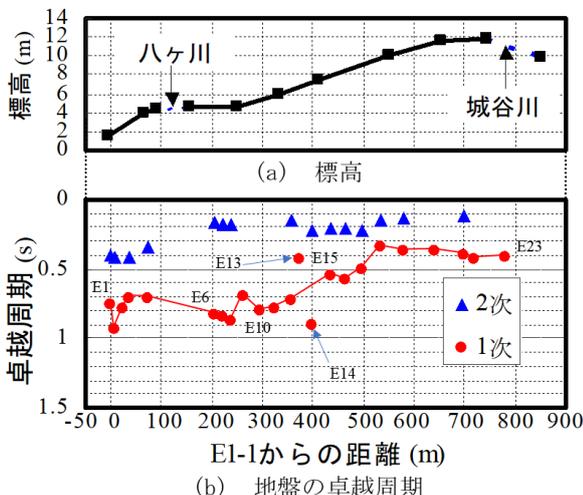


図-8 E測線に沿う標高と卓越周期の分布

図-9に道下地区南北測線上の地盤(N1,N2測線)の卓

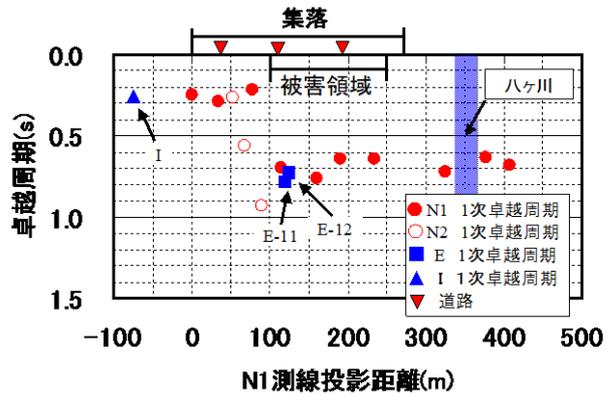


図-9 道下地区南北方向の地盤の卓越周期分布

越周期分布を示す。図中、横軸の距離は、N1-1を基準としたN1測線投影距離であり、以降ではこれを用いる。N1測線に沿うと0-270mの間にある集落で、110-270mの間は被害が大きい、集落中央を東西に走る道路を挟んで、0-100mの間は被害が小さい。卓越周期は前者で0.6-0.8秒であるのに対して、後者では0.2-0.3秒である。したがって、地盤の卓越周期の違いが被害の大小を分けたものと考えられる。このような卓越周期の急変はN1とN2の2測線ともに現れており、卓越周期の急変点を結ぶように地盤構造が急変している可能性が高い。その場合、単なる一次元の波動増幅のみならず、二次元的な波動増幅も考えられる。

またハケ川を挟んだ北側においても卓越周期はほぼ一定で0.6-0.7秒である。卓越周期が100m付近で大きく変化しており、山側から基盤深度が急激に深くなっていると考えられる。

4. 表面波探査による表層速度構造

(1) 道下地区集落における表面波探査

表層地盤の速度構造を明らかにするため、多チャンネル表面波探査(MASW)を実施した⁷⁾。図-10に道下地区における表面波探査の位置(表面は探査A測線をSAなどと表記)を示す。道下地区集落の東北東南南西に走る幹線道路に沿って、約700m区間に5測線、南北方向約100m区間に2測線の表面波探査を実施した⁷⁾。また、想定される基盤のせん断波速度を得るため、道下集落の東南東の丘陵地に位置する道下大橋の北詰の切土部道路に測線Jを張り表面波探査を行った⁸⁾。探査には、McSEIS-SXW(応用地質製)を用いて、1測線につきセンサー24個を2m間隔で配置した。起振はかけやにより行い、サンプリング間隔1msで1.024秒間測定した。解

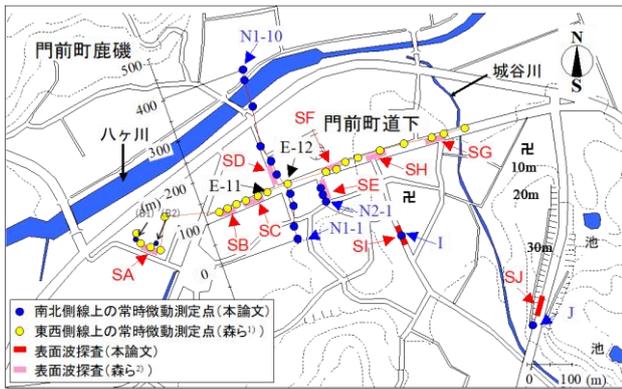


図-10 道下地区での表面波探査の位置

析周波数 2-500Hz, 最大位相速度 900m/s, 解析深度 20m とした. これにより分散曲線を算出した. 分散曲線にノイズと判断できるものは取り除き, 1測線で 11 断面のせん断波速度分布 (以降, Vs 分布とする) を算出した. この Vs 分布に基づき, 全断面または着目範囲での平均値を求め, 代表 Vs 分布を求めた.

図-11 に道下地区集落内の各測線の代表 Vs 分布を示す. 深さ 20m までの Vs 構造を求めた. D, E 測線は地表が急勾配であるため, D 測線では南側 3 断面の, E 測線では北側 3 断面の平均 Vs 分布である. その他は全断面の平均 Vs である. B~F 測線については, 深さ 20m までおおよそ一定で Vs が 200 m/s 前後であるのに対して, A 測線については表層 6m を除けば, それより小さく 140-160 m/s という低速度を示している. それに対して, G 測線については 11 m 以浅で 250-400 m/s, 11 m 以深で 200 m/s 程度であるので, 11 m 以深は他の測線と同様であるが, 11 m 以浅が大きく他には見られない礫主体の地盤材料であると考えられる.

(2) 道下地区周辺における露頭基盤での表面波探査

図-12 に道下集落の東南東の丘陵地の切土部での測線 SJ の表面波探査により得られた Vs の二次元コンター図を示す⁸⁾. この切土部は全面に礫岩が露頭しており, 深さ 10-20m では 50m 区間でほとんど変わらず Vs が 700-800 m/s であるが, 10m 以浅では場所によって異なり, 南側から北側に向かって 590 m/s から 740 m/s まで Vs が大きくなっている. 地形との対比から, 切土以前の地表からの深さが北側ほど大きかったことによると考えられる. ここでも微動を測定したが, H/V は振幅が 1-2 でおおむね平坦な形状をしており, 工学的基盤とみなせる. そこで, 礫岩からなる工学的基盤の Vs は 600 m/s と評価する.

図-8 で道下地区集落南北測線上の地盤の卓越周期分布を示し, 集落南端に置いた基準線から 100m 区間は卓越振動数が 0.2-0.3 秒であることは述べた. この図では 75m の地点の南端部でも 0.3 秒程度であった. ここでも表面波探査を行った (測線 SI). 図-13 に道下集落の中

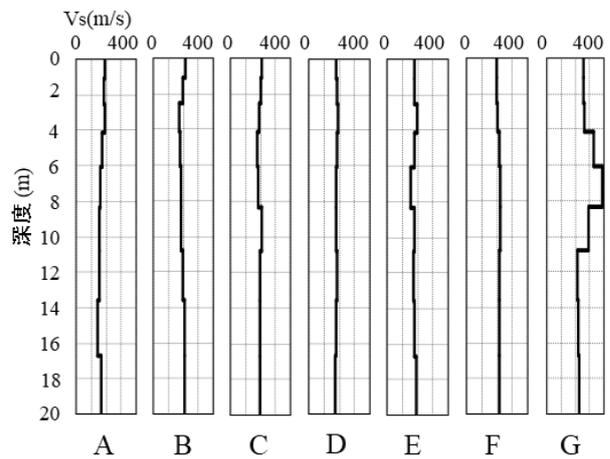


図-11 集落内の各測線の代表 Vs 分布 (表面波探査)

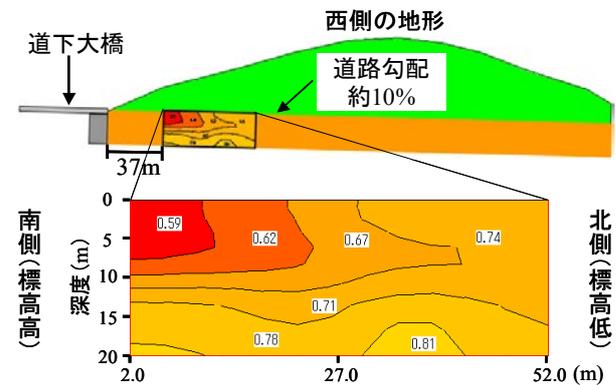


図-12 道下集落東南東の丘陵地の切土部 (測線 J) の表面波探査による Vs の二次元コンター

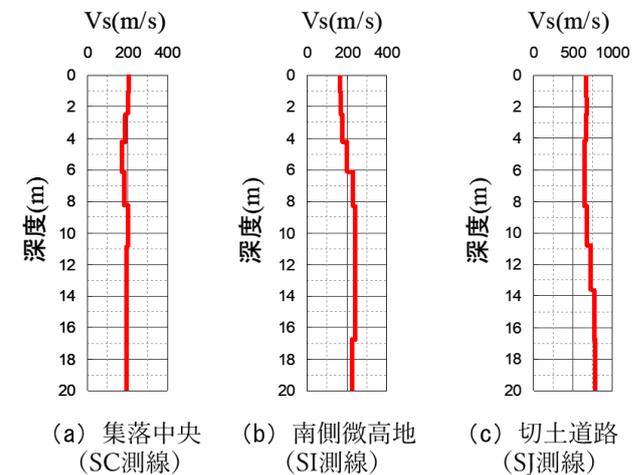


図-13 道下集落の中央部 (SC), 同南端部微高地 (SI), 東南東切土部 (SJ) の平均 Vs 分布

中央部 (SC), 同南端部微高地 (SI), 東南東切土部 (SJ) の平均 Vs 分布を示す. 集落中央部では 8m 以深で Vs が 200 m/s と低い, 南側微高地では, 8m 以深で Vs が 240 m/s とやや大きい. 切土露頭では 600 m/s であるので, 表面波探査では集落内の基盤まで評価できない.

5. せん断波速度 Vs と地質の関係

(1) 既存ボーリング地点での微動測定と表面波探査

既存ボーリングデータがあれば、表面波探査による Vs と地質や標準貫入試験の N 値との対応を検討することができ、それに基づいて Vs モデルを作成して一次元せん断波動入射場の 4 分の 1 波長則による地盤の固有周期と微動による卓越周期との比較によるモデルの検証ができる。道下地区集落の西南西に位置する浄水場敷地内にある水質管理センターより既存の地盤調査結果の提供を受けた。表面波探査の A 測線、微動測定の E1~E5 はこの敷地内であり、図-10 にはこれらの点とボーリング (B1, B2) の位置を示している。

図-14 に A 測線における既存の調査ボーリング B1 と B2 の地盤柱状図を示す。B1 は表面波探査測線の西側端、B2 は東側端に相当する位置である。この図には Vs 分布を併せて示しているが、そこには表面波探査による実測値の他に道路橋示方書⁹⁾の N 値による Vs の推定式 $Vs = a \times N^{1/3}$ (a: 砂質土: 80, 粘性土: 100) による推定値も示している。

B1 では地表から深さ 6.5 m まで砂礫層があり、N 値が 10~20 前後と小さい。B2 では同様に地表から 10m まで、8 m の過大値を除いて N 値が 10~20 前後の砂・砂礫の層がある。したがって、深さ 6.5 m ないしは 10 m まで堆積している砂礫主体の層は N 値が 10~20 程度である。この深度では表面波探査による Vs は 160~200 m/s である。推定値も同程度の値であり、非常にゆるい礫であると言える。

砂礫層以深は砂質シルト主体の層が 18~20 m まで続いている。この層は、一部で 20~30 を示す点もあるが、N 値が 7~10 ではほぼ一定である。この砂質シルト層は Vs が 140~150 m/s であり、砂・砂礫の混じるところで Vs が 160 m/s 程度である。

20~22 m で砂礫層が現れ、22~24 m で礫岩が現れている。礫岩とは言え N 値が 16~28 と小さい部分も少なくないことから、固結度の悪いゆるい礫岩である。実施した表面波探査の解析深度は 20 m であり、この礫岩の Vs は得られていない。

シルト、砂、砂礫の土質別に N 値と Vs の関係を検討したが、どの土質も両者に相関は認められなかった。N 値に関係なく、シルトは 140~170 m/s (平均 153 m/s)、砂は 140~195 m/s (平均 166 m/s)、砂礫は 160~190 m/s 程度 (平均 173 m/s) に分布している。そこで、便宜上、せん断波速度 Vs により分類できるものと仮定する。すなわち、150 m/s 以下をシルト、180 m/s 以上を砂礫、それ以外を砂として分類する。

図-15 に Vs による土質分類に基づく推定表層地質構造を示す。道下地区は標高 0 m より下位には砂礫が分布し、

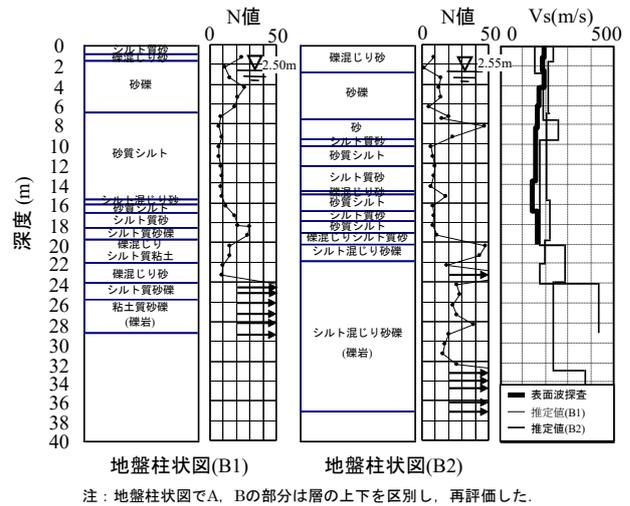


図-14 A 測線における既存の調査ボーリング B1 と B2 の地盤柱状図

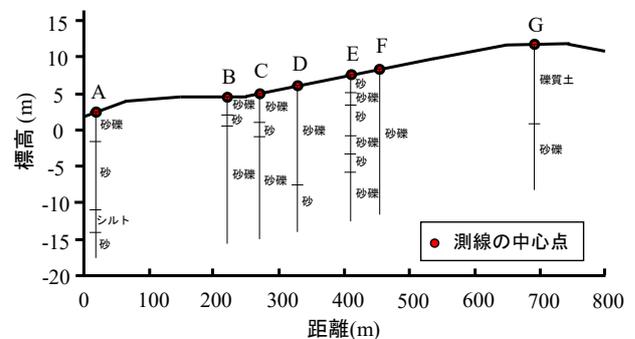


図-15 Vs による土質分類に基づく推定表層地質構造

東の微高地ではその上に Vs の大きい砂礫主体の土が堆積する一方、西側では、最西端は平坦地となるが、厚さ 2 m 程度の水平砂層を挟み表層 2~6 m の緩傾斜のある構造であると推察される。

6. 地震応答解析による建物被害分布の分析

(1) 地震応答解析の目的と方法

道下地区集落の家屋被害の原因を明らかにするため、この地区の基盤入力地震動を推定し、前章までに述べてきた地区内の地盤を微動測定、表面波探査、既存ボーリングデータなどに基づいて高密度にモデル化し、表層地盤の非線形性を考慮した地震応答解析を行う¹⁰⁾。

図-6、図-10 に示した道下地区集落の中央を東北東西西南西に走る幹線道路に沿う E 測線の微動測定点 21 地点を解析対象とする。プログラム SHAKE¹¹⁾を用いて等価線形地震応答解析を実施する。

新井ら⁴⁾は、墓石転倒率から PGV を推定し走出と黒島の地区の間 (道下はこの間) では、少なくとも 80~100

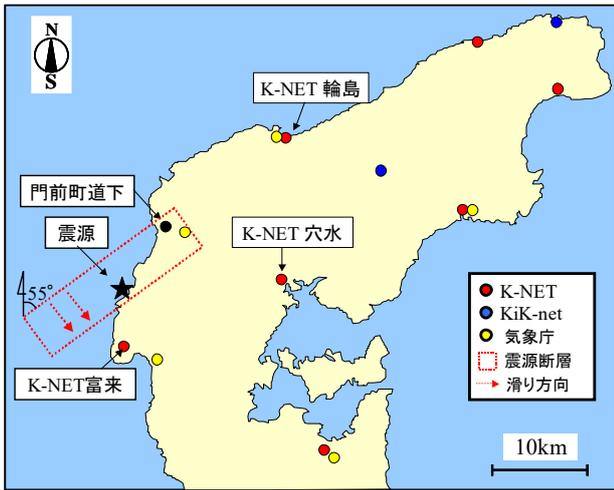


図-16 震源断層，地震観測点，道下地区の位置

cm/s程度以上のPGVがあったと推定している。

Yamanakaら¹²⁾は、道下地区内の11地点で余震観測を行い、工学的基盤とみなせる観測点に対する着目点のフーリエスペクトル比で地震動増幅特性とし、それと微動のHVスペクトル比と比較して検討した。道下地区も5地点で観測されているが、本研究のE-18付近の幹線道路の北側(L5)と南側(L6)に観測点があり、それぞれ0.5秒と0.4秒に増幅のピークがあり、本研究の微動の結果と整合している。

山中ら¹³⁾は、Yamanakaら¹²⁾の余震観測点の全てで微動アレイ観測を行い、S波構造を推定している。

吉見ら¹⁴⁾は、道下地区で臨時余震を行い、岩盤観測点を基準に地震動増幅特性を報告した。道下でも浄水センター(E-5)で観測しており(GS.MTG)、スペクトル比では1.2-2Hzで数倍程度の差はあるがあまり明瞭ではないとしている。スペクトル比を見ると、1.2-1.3 Hz (0.77-0.83秒)にピークが認められる。この卓越は、本研究での微動観測でも認められる。

(2) 入力地震動

図-16に震源断層，地震観測点，道下地区の位置を示す。当地区は震源距離は14kmであるが、地震断層面の北東上端部に位置する。図には地震観測点を示すが、震源断層に最も近いK-NET 富来でさえ震源域ではなく、震源域内の地震動は不明である。

地震応答解析に用いる基盤入力は入射波(露頭基盤地震動)とするが、道下地区には強震観測記録がないため、地震波形は周辺のK-NET 輪島，K-NET 穴水，K-NET 富来の地表地震波を観測地点で逆解析することにより得られた露頭基盤地震動を、広域での地震記録の距離減衰を参考にして決めた振幅に調整して用いる。

道下地区周辺の強震観測網 K-NET, KiK-net, JMA(気象庁)より、震源に近い地点から全67個の加速度時刻歴

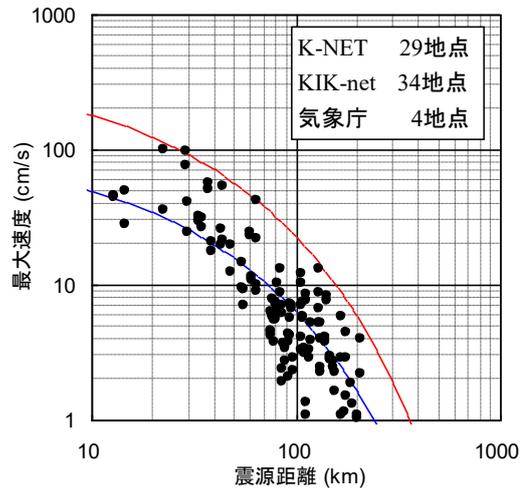


図-17 震源距離と最大速度の関係

表-1 入力地震動の最大速度補正

NS方向	最大速度 (cm/s)			道下地区 地中最大速度	
	観測値	地表	地中推定	補正係数 β_i	入力値
K-NET 輪島	41.2	39.8	38.8	1.5	61.6
K-NET 穴水	36.1	23.8	20.0	3.0	71.5
K-NET 富来	45.8	40.1	35.6	1.7	67.6

EW方向	最大速度 (cm/s)			道下地区 地中最大速度	
	観測値	地表	地中推定	補正係数 β_i	入力値
K-NET 輪島	24.7	22.8	21.7	2.8	63.1
K-NET 穴水	99.1	53.8	47.9	1.3	67.4
K-NET 富来	43.9	34.2	31.0	1.9	66.3

を収集し、最大速度を算出した。図-17に震源距離と最大速度の関係を示す。図中の曲線は福島・田中の距離減衰曲線を平行移動した上限値と下限値を表している。道下の震源距離15km付近では記録が少なく、震源域内であるので推定は困難である。道下地区の震源距離である約15kmでは、地表最大速度は中央値として90-100cm/s

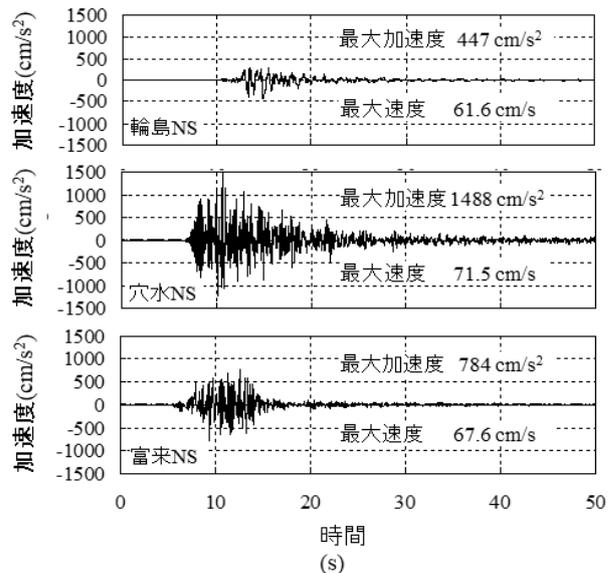


図-18 道下地区の入力地震動波形 (NS成分)

と推定できる。

そこで、また KiK-net (34 地点) の地中記録によれば地中での最大速度の距離減衰は平均的に地表の約 0.6 倍である。そこで、道下地区の地中最大速度を約 60 cm/s と推定する。本研究では観測地の逆解析による地中地震波の最大速度が 60 cm/s になるように補正し地震応答解析を行った。表-1 に速度の補正結果を、図-18 に道下地区の入力地震動波形 (NS 成分) を示す。

(3) 地盤モデル

この地区は砂礫主体の地質であり、測線西端では標高 - 32 m 付近で礫岩が出現することがボーリング柱状図より明らかにされた。そこで、常時微動の 1 次卓越周期 T_{m1} は礫岩層上面を基盤とした表層地盤の振動特性を表していると考えられる。そこで、応答解析にはその礫岩層から地震波を入力する。

測線上の 6 区間で区間当たり距離 40 m 間の表層地盤のせん断波速度 V_s 構造が表面波探査により得られている。しかし、表面波探査の探査深度はたかだか 20 m であるため、推定礫岩層までの速度構造が不明である。前述の測線西端での 2 本の地盤柱状図と N 値に基づく V_s 推定式⁹⁾によれば、20 m 以深で礫岩層より上位の砂礫の V_s が、砂礫としては小さく、平均的に 220 m/s 程度である。20 m 以浅の表面波探査結果と N 値からの推定 V_s はともに近く、推定式の適用性は確認できている。そこで、表面波探査で評価できた深さから (最大 20 m) から推定礫岩層までを $V_s=220$ m/s と仮定し、各微動測定点で 4 分の 1 波長則に基づく固有周期と微動の卓越周期が等しいという条件で、推定礫岩層までの砂礫層厚さを求める。ただし、最大探査深度で 220 m/s 以上の地点ではその値が続くと仮定する。また、基盤の礫岩層の V_s は、丘陵地山の切り土道路での表面波探査で得た極表層の V_s を採用して 600 m/s とする。

図-19 に地盤モデル (E 測線の標高、卓越周期、礫岩層上面深度の断面分布、代表箇所 の V_s 分布) を示す。 V_s を仮定した部分では図中に影を付けた。また、解析では表層の土質は砂礫で統一し、ひずみ依存の繰返し変形特性は今津・福武の式¹⁵⁾より推定した。また、湿潤密度は道路橋示方書⁹⁾の概略値を使用した。

(4) 地震応答解析の結果

図-20 に道下地区 E 測線上における各入力地震波の地表応答最大速度分布を示す。道下地区の集落は 100 m 以東である。輪島 NS 波、穴水の両波では西が小さく東が大きい。振幅は 80-120 cm/s に増幅されている。それに対して富来の両波では西が大きく東が小さい。80-100 cm/s まで 1.3-1.7 倍に増幅されている。この地区の被害は現地調査でも明らかであったが、図-5 に示したように西

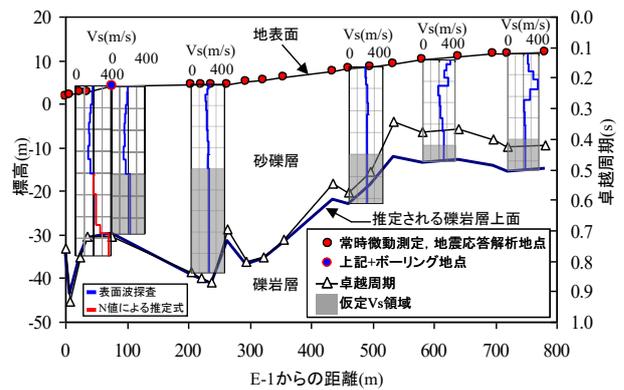


図-19 地盤モデル (E 測線の標高、卓越周期、礫岩層上面深度の断面分布、代表箇所 の V_s 分布)

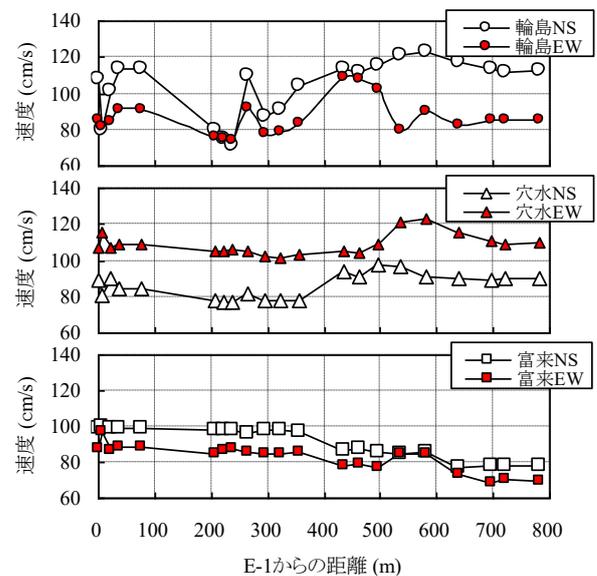


図-20 道下地区 E 測線上における各入力地震波の地表応答最大速度分布

(100-300 m) が高く東 (400-600 m) が小さい。この被害分布の特徴は富来波の地震応答と整合しており、この結果がこの地区の地震応答をより実際に近く推定していると考えられる¹⁰⁾。この相当強い揺れが被害の原因であったと考えられる。

(5) 家屋被害指数と地震動強さの関係

図-20 の E 測線における修正富来波を入力した場合の最大応答速度分布に着目する。これは富来の観測地表面地震波 (PGV : NS : 46 cm/s, EW : 44 cm/s) から工学的基盤に逆応答して得られた露頭基盤波を補正した入力地震波 (PGV : NS : 68 cm/s, EW : 66 cm/s) を用いた地震応答解析の結果による。また、水平 2 成分でも応答速度の大きい NS 成分に着目した。

図-21 に最大速度と被害指数の関係を示す。過去の地震によれば家屋被害は約 30 cm/s 以上で出始め、100 cm/s

付近で 70 %程度に達するが、ここでも 80-100 cm/s で等価全壊率 30-50 %になっており右上がりの傾向が見られ、弱い正の相関が見られる。神戸市や鳥取県日野町より地震動に対する全壊率は小さい。そこで、家屋の被害指数に関して周期成分の寄与について検討するため、被害指数 0.4 以上を重被害領域、0.3 以下を軽被害領域として応答スペクトルを平均化し、周期帯別のスペクトル強度について解析を行った。

(6) 地震応答スペクトルによる被害の解釈

図-22 に重被害領域、軽被害領域における平均速度応答スペクトルを示す。前者が後者に比べて 0.5-1 秒の区間と 1.6秒以上では大きい。2つのスペクトルに共通して 0.6秒と 2秒前後にピークが見られた。そこで、2階建て木造家屋の線形固有周期よりやや長いと考えられる 0.6秒の応答速度に着目し、家屋被害との関係を調べた。図-23に周期 0.6秒での速度応答と被害指数の関係を示す。相関係数は 0.51 と良い相関が見られ、被害の差は地盤増幅にもよることがわかる。

また、図-24 に加速度応答スペクトルと林⁹⁾の提案した性能等価応答スペクトルを示す。この図より推定地震動による木造家屋の最大変形角 R を推定した。倒壊や著しく大きなせん断変形を保ちながら傾いていた木造家屋の柱は細く、抜けが生じ、また本数も多くなかったのに対して、被害が軽微な家屋は柱が太く、また本数も多かった。それらのことから、この地域の木造家屋の降伏耐力 C_y は大小広く分布していると考えられる。道下地区の木造家屋は重被害領域、軽被害領域にかかわらず、 $C_y=0.33-0.80$ においては C_y の大きさにかかわらず $R=1/45-1/60$ rad に達しており、全域で多くの家屋が中程度から半壊程度の被害は生じているという状況に調和している。また、 $C_y=0.33$ 以下においては C_y の大きさにかかわらず $R=1/15$ rad に達しており、大きな変形に至ったのは降伏耐力の小さい家屋に限られている可能性がある。重被害領域と軽被害領域との間で最大変形角は差が小さい。そのため、被害の大小は、地盤増幅の違いによる振動の大きさの違いよりも、木造家屋の降伏耐力の差に支配されていると考えられる。

7. 三角形微動アレイ探査

前章までの研究で、重篤な家屋被害が生じた地区内での被害程度の違いを説明するには、地盤のより精緻なモデル化が必要だと考えられる。そこで、2019年10月6日に三角形アレイおよび直線アレイの探査を実施した。

図-25 に三角形アレイ観測地点を示す。正三角形の頂点と中心点に微動計を配置した。AR-1 から AR-6 までの 6 地点で実施し、AR-1 では半径が 0.6, 1.25, 2.55, 10m, AR-

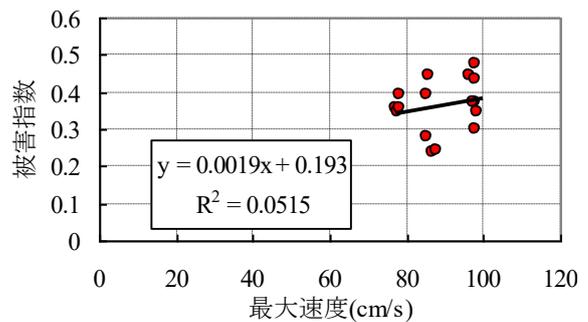


図-21 最大速度と被害指数の関係

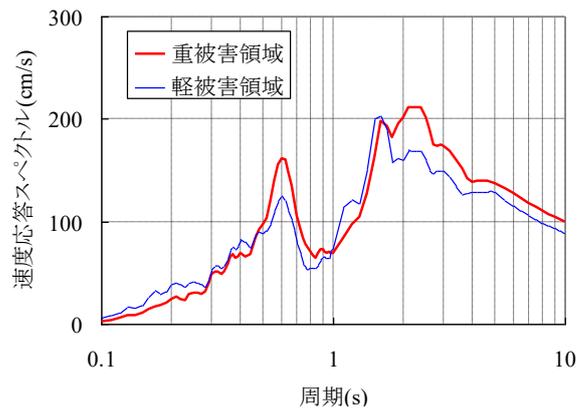


図-22 重被害領域、軽被害領域における平均速度応答スペクトル

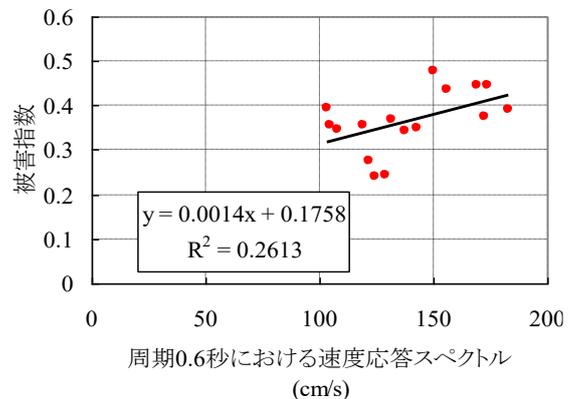


図-23 周期 0.6 秒での速度応答と被害指数の関係

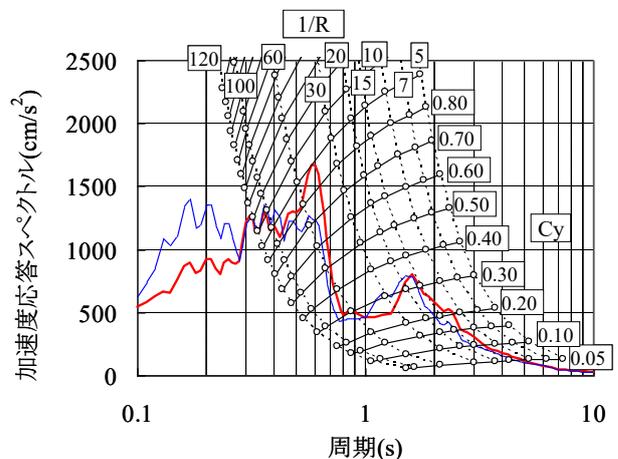


図-24 加速度応答スペクトルと林¹⁰⁾の提案した性能等価応答スペクトル



図-25 道下地区内の三角形アレイ観測地点

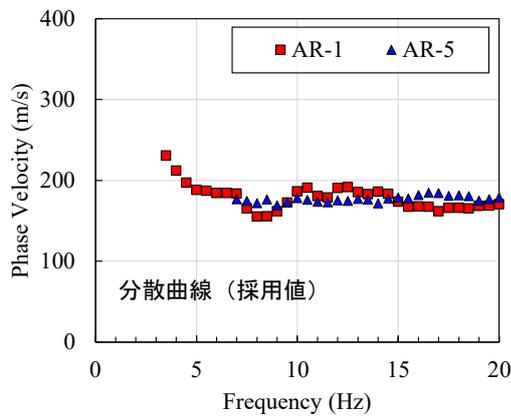


図-27 得られた分散曲線

5では半径が0.6, 3 mであり、他は0.6 mのみの極小アレイとした。微動アレイ観測には、固有振動数4.5 Hzの動コイル型の速度計をコンデンサーシャントにより0.5-20 Hzでほぼ平坦な利得特性を持つ3成分のCR4.5-2S(物探サービス(現・ANET)製)を4台用い、データロガーとして24ビットAD変換器を内蔵したGEODAS-15-UDB-24ch(同社製)を用いた。風よけカバーを使用し、0.1-100 Hzのバンドパスフィルターをかけて100 Hzサンプリングで1地点につき5分間の測定を5回行った。

微動アレイ探査の記録は、長¹⁷⁾の微動アレイ解析プログラムBIDOを用いてSPAC法またはCCA法により表面波の分散曲線を求めた。また、分散曲線から地盤のせん断波速度構造を逆解析により求めるために、先名・藤原¹⁸⁾の微動探査解析ツールTremor Data Viewを用いた。

小アレイAR-1, AR-5にはSPAC法を採用した。SPAC係数が下がり始めてから0に達するまでの値を採用した。また、採用値は採用した振動数範囲で1 Hz幅の0.5 Hzきざみで移動平均した。一方、極小アレイのAR-2, AR-3, AR-4, AR-6にはCCA法を適用した。NS比から採用範囲を決定する方針であったが、採用基準を満足しなかったため、これら4地点については、分散曲線が得られなかつ

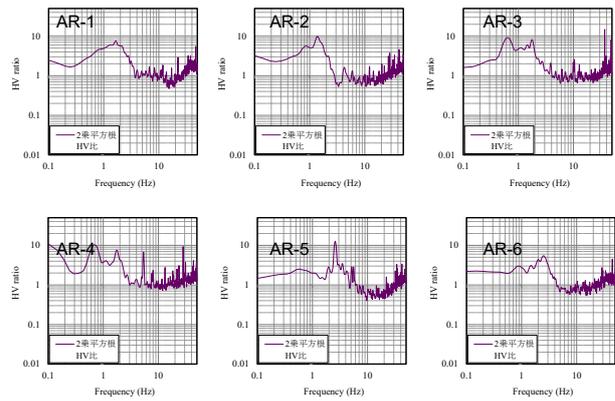


図-26 三角形アレイ観測地点でのHVスペクトル比

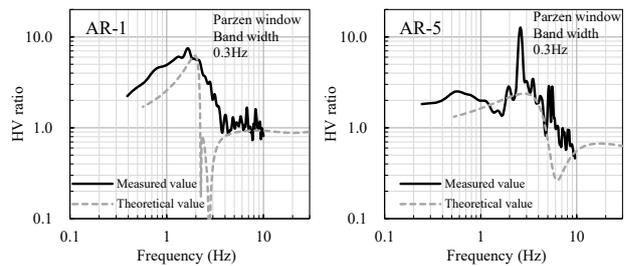


図-28 実測と理論のHVスペクトル比

た。

Vs構造の逆解析には、分散曲線の採用値とHV比と初期地盤構造を入力し、ジョイントさせて解析した。

図-26に三角形アレイ観測地点でのHVスペクトル比を示す。図-7と図-8で示した先の微動測定結果と整合する。

図-27に得られた分散曲線を示す。半径が最大10 mのAR-1地点では、3 Hzまでがようやく得られている一方で、AR-5では7 Hz以上しか得られていない。3分の1波長則では、それぞれ深さ22 mと8 mまでしか対象とされない。それ以上の深さを求めるためにHVスペクトル比と同時に逆解析することした。

図-28には逆解析で得られた地盤のせん断波速度構造を用いた理論HVと実測を比較して示す。かろうじてピーク周波数は合っているが、ディップの合致度がかんばしくない。

図-29には地盤のせん断波速度構造を示す。測線の西端部に位置するAR-1は表層13 mまではVsが160 m/s それで深は漸増しながらVsが260 m/sで深さ38 mに達する。これは、図-14のボーリング地点で33 m深さで砂礫岩層に達するのに対応している。深さ20 mまでVsが200 m/sであるというのは、表面波探査の結果とほぼ一致する。20-33 mでは、N値からの推定値が230 m/sであるので、互いに近似している。図-14の2本のボーリング地点(No.1とNo.2)が40 mほどの離れで砂礫岩層の出現深度が4 m違っていることから、出現深度5 mの差

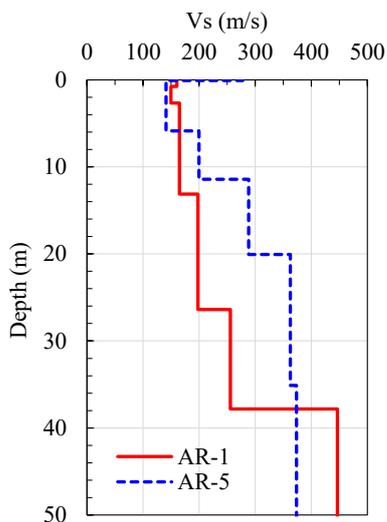


図-29 得られたせん断波速度構造

はAR-1とNo.2の測定位置の差に起因するものと考えてもよい。

一方、AR-5地点については、Vs360 m/sの層が砂礫層に対応するものと推察されるが、得られた分散曲線から信頼して得られるVs構造は10m前後までで、それ以深はHV比に支配される。三角形アレイのAR-5は微動のE17付近であり、表面波探査のSF (F) とSG (G) の中間地点である。図-11のFもGも図-19では深さ20mまでVsが200 m/sであるのに対して図-29では深さ12m以深で300 m/sに達する。G地点は逆転層も出ており、AR-5地点については信頼性が高くない。

8. 直線微動アレイ探査

当該地区の幹線道路や周辺道路に沿って連続的にせん断波構造を明らかにする目的で直線アレイ探査を実施した。実施したのは三角形アレイと同じく2019年10月6日である。

微動アレイ探査及び微動測定用データロガーとして用いたのは、応用地質製のMcSEIS-AT (GPS付き単点型地震探査測定器ATOM) である。これは三次元での地盤のS波速度構造測定に対応したシステムで、本体重量が1.6 kgと軽く、またワイヤレスでデータの送信ができ効率的な現場測定が可能である。1チャンネルであり、上下動のジオフォンを用いた。ジオフォンは固有振動数4.5 Hzの動コイル型の速度計である。データ取得はWiFiを使用してPCに取り込み、専用ソフトウェアSeisImagerで解析を行った。

図-30に直線アレイ探査測線を示す。探査は道下地区集落の南西側を北北東-南南西に走る道路に沿って北北

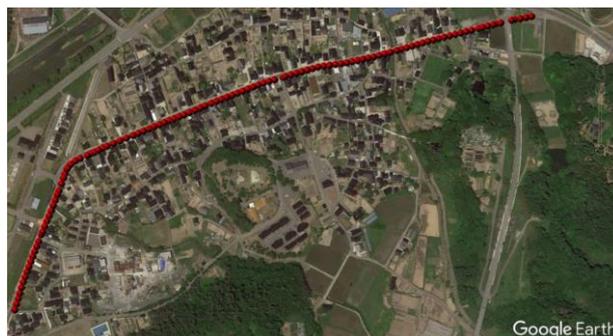


図-30 直線アレイ探査測線

東に向かい、集落入り口で右折して、集落の幹線道路に沿って、道路端部までカバーするものである。鈴木ら²⁰⁾にならない、40台のATOMを用いて約10m間隔で設置した。設置位置については10mごとにGPSでの測位を行い線形補間した。曲がり角ではややずれが生じたため、手修正で決定した。分散曲線をCMP-SPAC法により求め、位相速度を推定した。

図-31に空間自己相関関数の例 (区間は赤い■) を示す。微動を平均すれば、微動が特定の伝播方向を持たずに全ての方向から均等に到来していると考え、受信点間隔の等しい複素コヒーレンス関数をファイル数分を平均化することにより空間自己相関関数とした¹⁹⁾。

図-32 周波数領域での表面波の分散曲線イメージを示す。このイメージよりどの程度の低周波数まで信頼性

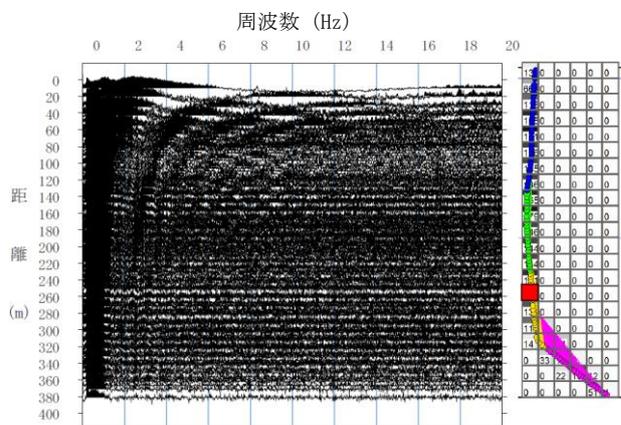


図-31 空間自己相関関数の例 (区間は赤い■)

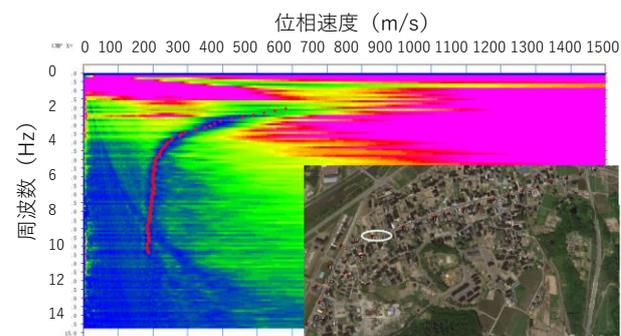


図-32 周波数領域での表面波の分散曲線イメージ

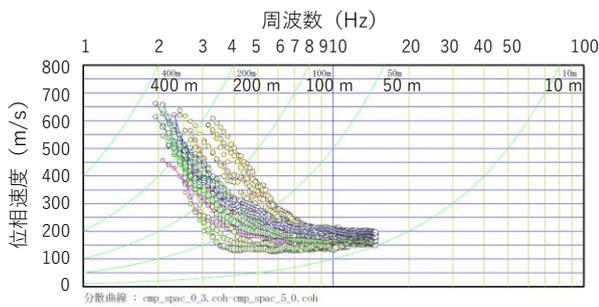


図-33 最終的に得られた全ての分散曲線

があるのが判断できる。図-33 に最終的に得られた全ての分散曲線を示す。差し渡し約 800 m の狭い領域にもかかわらず、多様な分散曲線が得られている。低周波数側への立ち上がりの周波数は、低いもので 3-4 Hz, 高いもので 8-10Hz であり、表層内でもインピーダンス比の小さい層境界が大きく変化することを含意している。また、信頼できる最小周波数は、2-3 Hz である。表面波の波長で 200-350 m に相当することから、3 分の 1 波長である 70-120 m の深さまで見ることができる。

得られた分散曲線から、逐次線形化非線形最小二乗法により S 波速度構造を求めた¹⁹⁾。図-34 に測線に沿う 2 次元のせん断波速度構造と Vs 400 m/s の上面深さの分布を示す。断面図からは、Vs 400 m/s の層、Vs 240 m/s の

層の上面までの深さがおおよそ相似形であることがわかる。Vs 400 m/s の層の上面は図中に示している。この距離尺の-100 m で 54 m と最も深くそこから幹線道路に沿って一様が変わってゆき、400 m 地点では 26 m と約半分になっている。断面図からは、同じ距離程で、30 m と 12 m と読み取れる。おおよそ 4 割であるので相似形と言える。この Vs 240 m/s の層の上面深度は、微動と表面波探査と 4 分の 1 波長則によって得た地盤モデル (図-19) と比較すれば、おおよそ同じである。したがって、2 章で述べた被害の実態に対して、3 章から 5 章での調査を基にして作成した地盤モデルを用いて、6 章での地震応答解析とその結果の解釈によって得られた知見は、地盤モデルの側面からは有効であると考えられる。

9. 結論

2007 年 3 月 25 日に発生した能登半島地震 (M=6.9) で輪島市の中でも門前町が、なかでも門前町道下 (とうげ) 地区において突出して高い割合で重篤な家屋被害が発生した。また、その地区の中でも被害の空間分布として、相対的に重軽が見られた。重篤な被害原因や被害の空間的分布の特徴の原因を調べることを目的に、地盤の微動

X plane : N = 0 (-25.0 to -12.5 m)
 X cells = 84 Y cells = 40 # of planes = 24
 NX = 24 NY = 84 NZ = 40
 Min. = 0.000000 Max. = 0.000000 n = 23 (1)

Number of section = 1

S波速度構造断面図

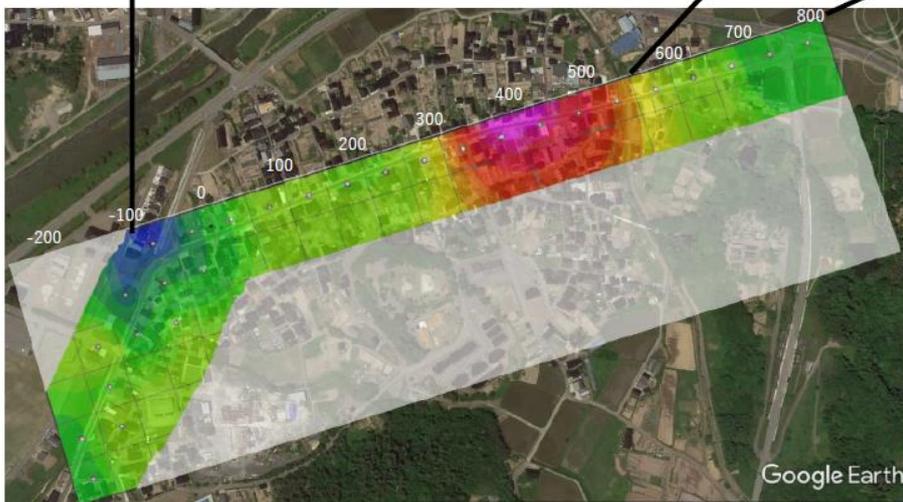
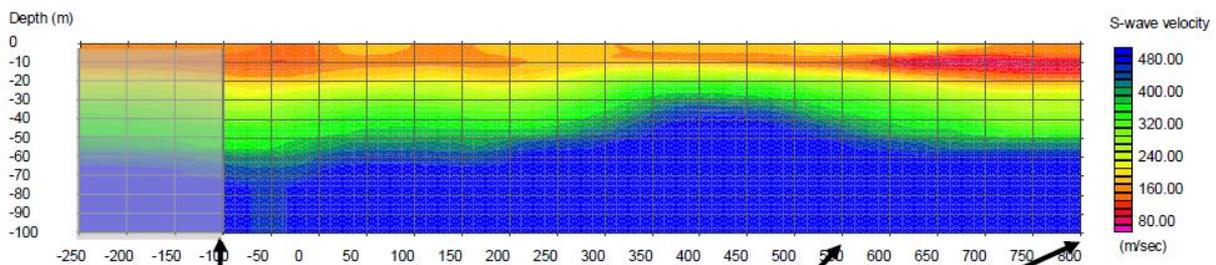


図-34 測線に沿う 2 次元のせん断波速度構造と Vs 400 m/s の上面深さの分布

測定、表面波探査などを実施した上で、幹線道路に沿う高密度な地盤モデルを作成して、地震応答解析を行った。その妥当性を検証すべく、新たに三角形微動アレイ探査と直線微動アレイ探査を実施した。得られた結論を下に述べる。

- (1) 道下地区集落の建物（主に家屋）被害は門前町の中でも重篤であるが、地区内では東北東-西南西に延びる幹線道路に沿って、相対的に西がより重篤で東に行くと被害程度が相対的に軽い方向に向かう区間があるという特徴があることがわかった。
- (2) 微動測定の結果、幹線道路に沿って地盤の1次卓越周期は0.3-0.9秒で卓越周期が変化する。そして、西側（0-250m）では平均的に0.8秒程度でほぼ一定であるのに対して中間部（250-550m）では0.8秒から0.4秒に線形的に変化して、東側（550-800m）では0.4秒程度であり一定となる。
- (3) 幹線道路と直交する北北西-南南東の方向では、幹線道路の南側100mより南側は、北側に比べて被害が相対的に小さいが、1次卓越周期は幹線道路の北側が0.6-0.8秒であるのに対して、急変して南側では0.2-0.3秒であり、地盤の卓越周期の違いが被害の大小を分けたものと考えられる。このような卓越周期の急変は平行する2つの測線ともに現れており、卓越周期の急変点を結ぶように地盤構造が急変している可能性が高い。
- (4) 表面波探査では、せいぜい深さ20mまでせん断波速度構造が把握できた。大半は V_s が200m/s前後であり、東に行けば浅いところで V_s 240m/sを越える地点もあった。
- (5) 微動測定と表面波探査の結果とともに地盤ボーリングデータなどを併せて幹線道路に沿う地盤モデルを作成して、観測された3地点の地震動を最大振幅を60cm/sに調整して基盤入力波とした地震応答解析を行った結果、震源からの距離が最も近い富来の修正波形を用いた場合に、最大速度応答PGVの分布が被害分布と定性的な傾向が一致した。そのときのPGVは80-100cm/sであり、墓石転倒率調査から推定された値と同等である。
- (6) 地盤構造のわかっているボーリング地点に近い地点で三角形微動アレイ探査を行い得られたせん断波構造は、当初に構築した地盤モデルと基盤深さや表層の V_s の両面でよく一致した。
- (7) 40台の微動計を10m間隔で直線的に配列し、幹線道路を完全にカバーする連続的な直線微動アレイ探査を実施した結果、精度の高い地盤構造を得ることができた。その特徴は、地震応答解析に使った地盤モデルと概ね一致した。

- (8) 三角形微動アレイ探査や高密度連続直線アレイ探査によって、被害原因と被害の分布要因を明らかにすることにより、これまで地震動の表層地盤内増幅の寄与について明らかになっていなかったことを明らかにできた。

以上、明らかになったことはあるが、さらにその精度を上げるために、地震被害判定の見直し、観測された余震を用いた入力地震動の改善、得られた詳細な地盤構造を用いた地震応答解析などを行っていきたい。

謝辞： 輪島市特定環境保全公共下水道門前町水質管理センターには地盤調査資料を提供して頂きました。また、防災科学技術研究所のKIK-net、K-NETまたJMA（気象庁）の観測記録を使用させていただきました。2007年の調査では、当時の愛媛大学大学院生であった門田 慶史氏の卒業論文・修士論文の研究として現地調査・データ分析などを進めていただきました。また、久木留 貴裕氏には現地調査・データ分析などで多大な協力を得ました。佐伯 嘉隆氏には現地調査で協力していただきました。2019年の三角形アレイ調査では、樋口様、佐藤様には現地調査で手伝っていただきました。2019年の微動観測は、微動の会（会長：藤原広行博士（防災科学研究所））の一環で著者ら自身で行い、データを公開しているものです。以上の皆様に、記して感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 吉田望, 規矩大義, 村上実嘉子, 山口恵美, 山口和也, 日比野七生, 東畑郁生, 山田卓, 川野健二, Montoya, J. D., 中野義仁, 齊藤慶一郎: 平成19年能登半島地震における門前町道下地区の地盤変状および家屋被害, 土木学会第62回年次学術講演会講演概要集(第III部門), pp.83-84, 2007.
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 独立行政法人建築研究所: 第4章 木造建築物の被害, 能登半島地震建築物被害調査報, 建築研究資料, No.107, 174p., 2007. 10.
<https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/data/107/ks041507.pdf> (閲覧: 2020年9月1日)
- 3) 村田 晶, 小野 寺大, 宮島 昌克, 池本 敏和: 2007年能登半島地震における地震動推定と建物被害との関係, 土木学会論文集A1, 65巻, 1号, pp. 52-58, 2009年
<https://doi.org/10.2208/jscejsee.65.52>
- 4) 新井 洋, 森井 雄史, 山田 真澄, 清水 秀丸, 林 康裕: 2007年能登半島地震の震源域における最大地動速度の評価と木造住宅被害の要因分析, 日本建築学会構造系論文集, 73巻, 624号, pp. 227-234, 2008.
<https://doi.org/10.3130/aijs.73.227>
- 5) 門田 慶史, 森 伸一郎: 2007年能登半島地震における門前町道下地区の家屋被害と地盤地震応答, 土木学会第63回年次学術講演会講演概要集 CD-ROM,

- 第I部門, pp.323-324, 2008.9.
- 6) 森 伸一郎, 久木留 貴裕, 門田 慶史, 佐伯 嘉隆: 門前町道下地区における常時微動測定による地盤振動特性, 日本地震工学会第 5 回年次大会講演概要集, pp.436-437, 2007.11
 - 7) 森 伸一郎, 門田 慶史, 佐伯 嘉隆, 久木留 貴裕: 能登半島地震において家屋被害の集中した門前町道下地区における表面波探査, 日本地震工学会第 5 回年次大会講演概要集, pp.438-439, 2007.11
 - 8) 門田 慶史, 森 伸一郎, 久木留 貴裕: 2007 年能登半島地震で被害を受けた道下地区周辺地域の地盤構造, 地盤工学会四国支部技術研究発表会講演概要集, pp.67-68, 2008.9.
 - 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 (V耐震設計編), 1996.
 - 10) 門田 慶史, 森 伸一郎: 2007 年能登半島地震による門前町道下地区における集中家屋被害の原因, 第 43 回地盤工学会研究発表会発表講演集, pp.1919-1920, 2008.
 - 11) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.: SHAKE - A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites -, University of California Berkeley, Report No. EERC 72-12, pp.1-54, 1972.
 - 12) Hiroaki Yamanaka, Kentaro Motoki, Nobuyuki Yamada, Tatsuya Sugawara, Yumi Mabuchi, and Kazuo Seo: Observation of ground motions of aftershocks of the 2007 Noto Hanto earthquake in Monzenmachi, the Wajima city, for estimation of site amplification, Earth Planets Space, 60, 1063-1067, 2008.
<https://doi.org/10.1186/BF03352870>
 - 13) 山中 浩明, 元木 健太郎, 山田 伸之, 福元 俊一, 山田 悦子, 瀬尾 和太: 2007 年能登半島地震の余震観測と微動探査による輪島市門前町の地盤震動特性の評価, 物理探査, 61 巻 5 号 pp. 385-396, 2008 .
<https://doi.org/10.3124/segj.61.385>
 - 14) 吉見 雅行, 吉田 邦一, 竿本 英貴, 長 郁夫: 2007 年能登半島地震 臨時余震観測報告, 2007. 4. 4.
<https://unit.aist.go.jp/ievg/report/jishin/notohanto/report/yoshin/20070404.html> (閲覧: 2020 年 9 月 1 日)
 - 15) 今津 雅紀, 福武 毅芳: 砂礫材料の動的変形特性, 第 21 回土質工学研究発表会講演概要集, pp. 509-512, 1986.
 - 16) 林 康裕: 性能等価応答スペクトルに基づく建築物の地震動荷重評価, 第 11 回日本地震工学シンポジウム, pp.651-656, 2002.
 - 17) 長 郁夫: 微動解析ソフト BIDO,
<https://staff.aist.go.jp/ikuo-chou/bidodl.html>
 - 18) 先名 重樹, 藤原広行: 微動探査観測ツールの開発 その 1-常時微動解析ツール-, 防災科学技術研究所研究資料, 第 313 号, 133p., 2008.3.
 - 19) 林 宏一, 平出 務, 飯場 正紀, 稲崎 富士, 高橋 広人: 表面波探査と微動アレイ探査による石川県穴水町中心部の地盤構造調査, 物理探査, 第 61 巻, 第 6 号, pp.483-498, 2008.
 - 20) 鈴木 晴彦, 小西 千里, 谷田 貝 淳, 佐藤 将, 小河原 敬徳, 櫻井 健, 甲斐田 康弘, 鈴木 徹, 高橋 広人, 稲崎 富士: 2 次元微動アレイ探査を用いた深部地盤構造探査つくば市における適用例, 物理探査, 73 巻, pp. 209-217, 2020 年. <https://doi.org/10.3124/segj.73.209>

(Received ????, 20??)
(Accepted ????, 20??)

SOIL PROFILES OF TOGE DISTRICT OF MONZENMACHI IN WAJIMA CITY, WHERE THE 2007 NOTO HANTO EARTHQUAKE CAUSED DEVASTATING DAMAGE TO HOUSES

Shinichiro MORI, Takumi KOBAYASHI, Haruhiko SUZUKI and Chisato KONISHI

The Noto Hanto earthquake (M=6.9) occurred on March 25, 2007 and caused devastating damage to many houses in Toge district of Monzenmachi, Wajima City. The role of ground motion amplification in the subsurface layer of the ground is a matter of interest. In this paper, in order to clarify this, high-density single-point microtremor measurements and surface wave explorations were performed immediately after the earthquake in this district, and the seismic response analysis was conducted and the response of the ground were analyzed in detail based on the results. The spatial distribution of the damage was harmonic with the distribution of the predominant period obtained by microtremor. The results of the seismic response analysis show that there is a high correlation between the response at the period of 0.6 s and the damage index. In order to investigate the validity of the ground model on which this series of analyses is based, we conducted a linear array microtremor exploration and a triangular array microtremor measurement along the main road traversing the district in October 2019 to clarify the ground vibration characteristics and ground structure, and to verify the validity of the ground model used in the earthquake response analysis.