

### 3. 土砂災害

能登半島地震により激甚な地震動を被った石川県の能登半島外浦地方及び宝達丘陵は、非常に脆弱な地質が分布する第三紀層地帯に属し、わが国有数の地すべり多発地帯である。また、能登半島地震は、陸地に近いところを震源としたことから、ほぼ直下型地震であったと考えられる。しかしながら、土砂災害については、新潟県中越地震時のような高密度で広範囲にわたる発生はなかった。また、国土交通省砂防部の調べ（5月14日現在）による土砂災害の発生件数は、石川県64件、富山県1件の計65件であった。この中で河道閉塞が3件発生したが、早急な土砂の除去により流路が確保された。

国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター砂防研究室と土木研究所土砂管理研究グループでは、地震直後から現地入りし調査を実施した。ここでは、斜面崩壊、地すべり等についての調査・検討した結果を示す。

#### 3.1 土砂災害緊急点検

##### 3.1.1 緊急点検の概要

2007年能登半島地震では、地震発生後の3月25～26日に土木研究所土砂管理研究グループ長が上空からの緊急調査を行うとともに、湯沢砂防事務所、国土技術政策総合研究所・土木研究所主任研究官らによる緊急調査が同月27～30日に実施された。その後石川県、石川県建設コンサルタント協会ならびに石川県地質調査業協会等の技術者から構成される調査チームが組織され、2007年3月26日～4月13日の19日間にわたり、震度5弱以上が観測された10市町の土砂災害危険箇所2,666箇所について緊急点検を実施した。

現地における土砂災害危険箇所の調査・点検に当たっては、既往文献<sup>1)</sup>に基づいて緊急

表-3.1.1 能登半島地震による土砂災害発生件数（国土交通省記者発表資料<sup>2)</sup>）

市町村名	土石流危険渓流			地すべり危険箇所				急傾斜地崩壊危険箇所				
	調査数	A	B	C	調査数	A	B	C	調査数	A	B	C
七尾市	164			164	27	1		26	172	1	3	168
輪島市	340			340	124	4	12	108	344	2	12	330
珠洲市	60		2	58	56		2	54	152		1	151
羽咋市	54			54	5			5	15			15
かほく市	10			10	2			2	25			25
羽咋郡 志賀町	129			129	10	1	1	8	90	1		89
宝達志水町	28			28	21			21	48			48
鹿島郡 中能登町	115			115	2			2	37			37
鳳珠郡 穴水町	86			86	1			1	106			106
能登町	215		2	213	23		1	22	205		7	198
<b>計</b>	<b>1201</b>		<b>4</b>	<b>1197</b>	<b>271</b>	<b>6</b>	<b>16</b>	<b>249</b>	<b>1194</b>	<b>4</b>	<b>23</b>	<b>1167</b>

性から、土石流危険渓流は特A～Cの4ランクに、地すべりおよび急傾斜地崩壊箇所はA～Cの3ランクに区分された。調査結果を表-3.1.1に示す。その結果、石川県内で発生した土砂災害64箇所中、顕著な天然ダムが生じている危険度特A箇所は認められなかったものの、危険度Aが10箇所、危険度Bが43箇所確認された（国土交通省記者発表資料<sup>2)</sup>）。

### 3.1.2 崩壊箇所分布と震度分布との相関

図-3.1.1に土砂災害危険箇所内で発生した崩壊箇所分布と震度分布<sup>3)</sup>との相関を示す。図-3.1.1より、震度分布と崩壊発生位置には明瞭な相関が認められ、震度5強以上を観測した地域で崩壊発生箇所が有意に高く、震度5弱で発生した崩壊は全体の5%に満たない。また、図-3.1.2に震度分布ごとの崩壊発生件数とAランク発生箇所の出現分布を示す。図-3.1.2より、Aランク（応急対応を要する箇所）と判定された箇所もすべて震度5強以上の地域となっている。

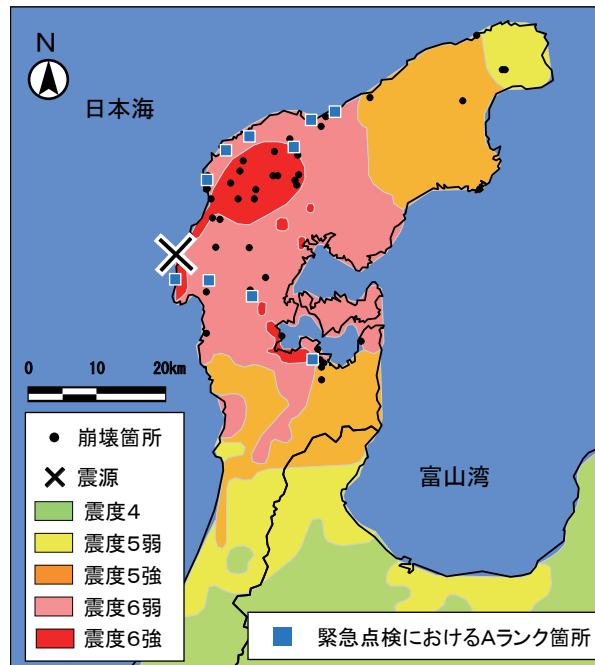


図-3.1.1 震度分布と崩壊箇所分布との関係  
(震度データは気象庁による)

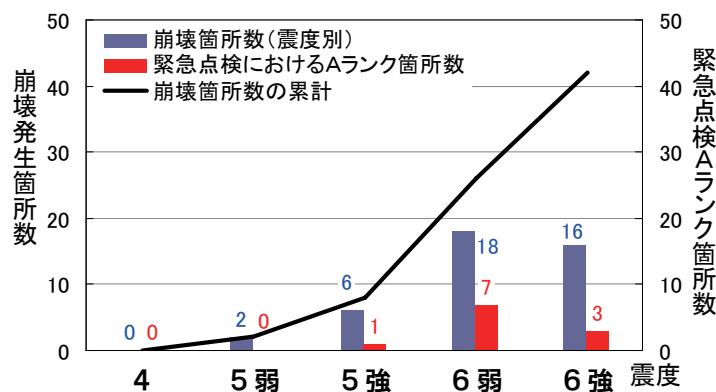


図-3.1.2 震度分布とAランク崩壊箇所出現分布

## 3.2 斜面崩壊

### 3.2.1 斜面崩壊の分布と特徴

3.1の節で扱っている崩壊は、土砂災害危険箇所において発生したものが主体である。このほか、国土地理院では3月26日に1/10,000カラー空中写真撮影を実施し、各種の被害状況を災害状況図（電子国土）として公表している。また、空中写真撮影範囲の284.8km<sup>2</sup>における65箇所の斜面崩壊について、国土地理院の50mメッシュ数値地形モデル（DEM）を用いた地形的特徴と、防災科学技術研究所の地すべり地形分布図との重ね合わせた調査を行っている<sup>4)</sup>。これによると、斜面崩壊はその面積が50m×50mに収まる程度の崩壊がほとんどであり、個々の斜面崩壊がその1メッシュすべてを占めていると仮定し、その注目メッシュの傾斜、断面曲率、斜面方位を抽出し、地形的特徴を把握したところ以下の特徴があげられている。

- 1) 斜面崩壊は傾斜30～35°に多い。
- 2) 断面形状が凹よりも凸の斜面で斜面崩壊が相対的に多い。
- 3) 南から西向き成分を有する斜面で崩壊が多発しており、各斜面方位に占める斜面崩壊の面積で考えても同様である。
- 4) 既往地すべり地形で発生した斜面崩壊（15箇所）よりも、一般斜面で生じた斜面崩壊（49箇所）のほうが3倍以上多い。

ここでは能登半島地震によって発生した崩壊全体の特徴について把握するため、土砂災害危険箇所が発生した崩壊<sup>2)</sup>、前記の空中写真判読によって得られている崩壊<sup>4)</sup>、現地調査<sup>5)</sup>や既往報告<sup>6)</sup>および道路関係等の土砂災害情報を参考に、地震によって発生した崩壊の分布と特徴について検討を行った。対象とした崩壊は、土砂災害危険箇所が発生した崩壊<sup>2)</sup>のうち極小規模なものを除いた43箇所、前記の空中写真判読で得られている崩壊のうち土砂災害危険箇所が発生した崩壊箇所と重複する箇所を除いた59箇所および現地調査や道路関係の情報、空中写真判読で新たに判明した14箇所の計116箇所である。

斜面崩壊は珠洲市、輪島市、旧門前町、志賀町、旧富来町、七尾市と広範囲に発生しているが、輪島市と旧門前町で発生が多い。海岸沿いの斜面では表層部や表層と基岩の風化部が崩壊し、風化岩の岩塊が大量に落下し堆積した箇所もある。崩壊は平行～尾根状の斜面において、上部から発生しているものが多い。内陸部では小規模なものから輪島市門



写真-3.2.1 海岸部の崩壊  
(輪島市門前町深見)



写真-3.2.2 海岸部の崩壊  
(輪島市竜ヶ崎)



写真-3.2.3 海岸部の落石と尾根直下からの崩壊（写真左上の斜面）（輪島市門前町深見）



写真-3.2.4 内陸部の崩壊  
（輪島市門前町尺ヶ池）



写真-3.2.5 内陸部の崩壊  
（輪島市門前町椎）



写真-3.2.6 内陸部の崩壊  
（輪島市熊野）

前町中野屋(3.2.3に後述)のような比較的規模が大きい崩壊が数箇所が発生している。

海岸部と内陸部で発生した斜面崩壊の代表的な事例を写真-3.2.1～3.2.6に示す。

対象とした116箇所の崩壊について、資料や現地調査から崩壊の規模を落石～100m<sup>3</sup>程度の崩壊を小規模、100～1,000m<sup>3</sup>程度の崩壊を中規模、1,000m<sup>3</sup>以上の崩壊を大規模として区分し、その平面分布を図-3.2.1に示す。

崩壊の分布は震央に近い箇所が多いが、崩壊は中規模までであり、震央から離れた北～北東部の輪島、門前方面にも多数発生しており、大規模な崩壊も存在している。崩壊の多い範囲は富来～門前までの海岸と内陸部（図-3.2.1のA）、輪島から北東部（B）および門前東部（輪島南部）の内陸部（C）である。富来～門前までの範囲（A）では内陸、海岸ともに発生しているが、輪島から北東部（B）ではほとんどが海岸部で発生している。全体的に内陸部よりも海岸部で発生が多いが、門前から輪島までの海岸と内陸部（範囲AとBの間）では崩壊はほとんど発生していない。

これらの崩壊分布と3.1.2の推計震度分布（図-3.1.1）を比較すると、崩壊が発生した範囲は推計震度5弱以上であり、落石～100m<sup>3</sup>の崩壊は震度5弱以上、100～1,000m<sup>3</sup>の崩壊は震度5強以上、1,000m<sup>3</sup>以上の崩壊は震度6弱以上の範囲に分布している。

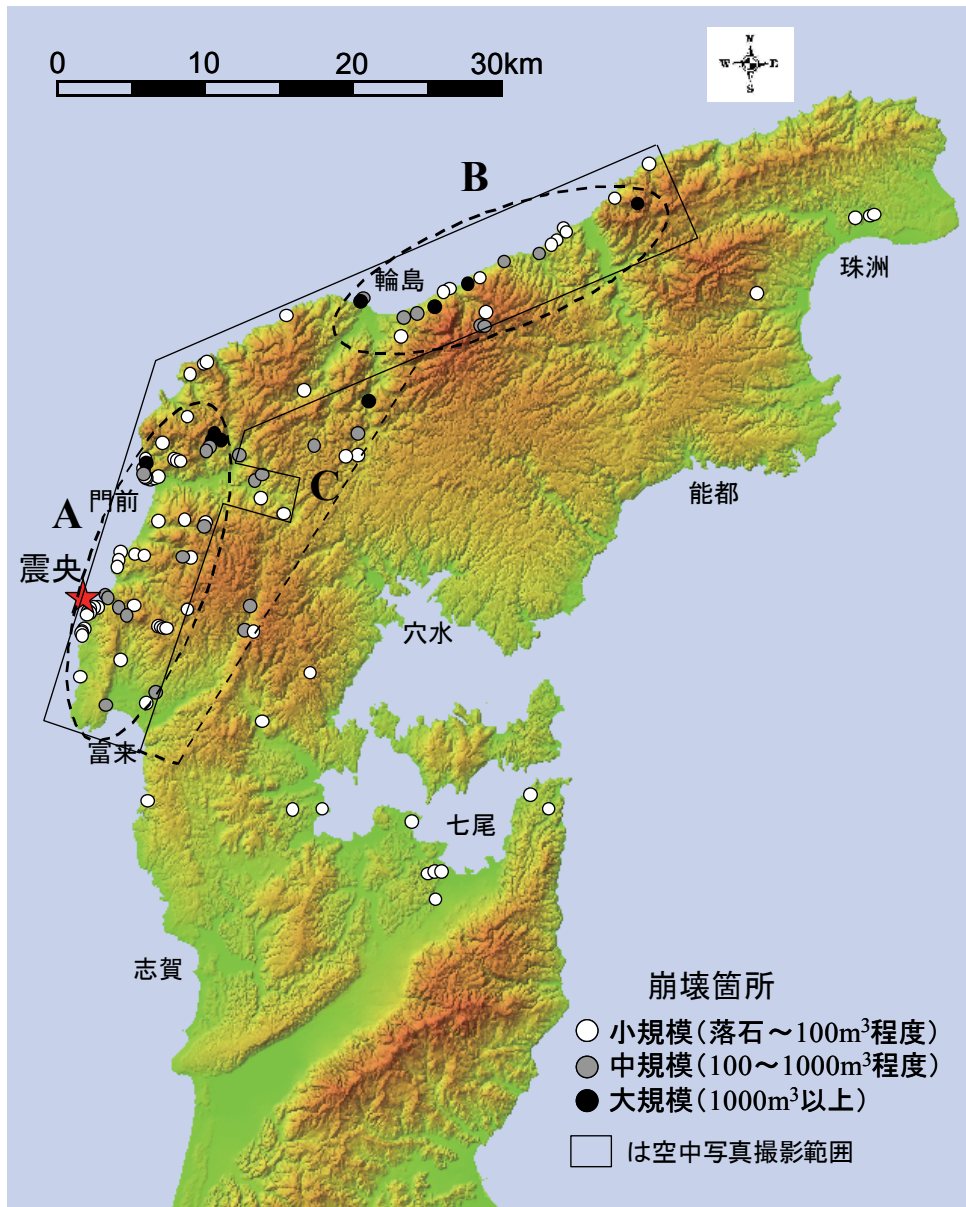


図-3.2.1 能登半島地震における崩壊の分布（陰影図は国土地理院の数値地図 50mメッシュ（標高）から作成）

能登半島地震のように陸に近い海洋部に震源を持つ地震によって斜面崩壊が発生した事例としては、新潟地震、伊豆半島沖地震、伊豆大島近海地震、千葉県東方沖地震、北海道南西沖地震などがある。以下にそれぞれの特徴を記述する。

1964年に発生した新潟地震（マグニチュード7.5、震源の深さ34km）の震源は新潟県粟島南方沖40kmであった。震央に近い岩舟地方で534箇所の崩壊が発生し、ほとんどの崩壊は震央に近い海岸側の花崗岩地帯で発生していること、震央からの距離によって崩壊数が大きく変化する（減少する）ことなどがあげられている<sup>7)</sup>。

1974年に発生した伊豆半島沖地震（マグニチュード6.9）の震源は、伊豆半島石廊崎沖南南東の35kmであったが、多数の山崩れが発生した。発生した225個の崩壊のうち、およそ8割が海岸線に沿った70~90°の海食崖で発生し、崩壊数は震央から遠ざかるにつれて減衰する傾向にあるが明瞭ではないことが述べられている<sup>8)</sup>。

1978年に発生した伊豆大島近海地震（マグニチュード7.0、震源の深さ15km）の震源は伊豆大島西岸沖約15kmであり、崩壊は伊豆半島の地質と密接に結びついていることや、崩壊は海食崖で発生し、大きい崩壊は活断層の付近に接して発生していた<sup>9)</sup>。

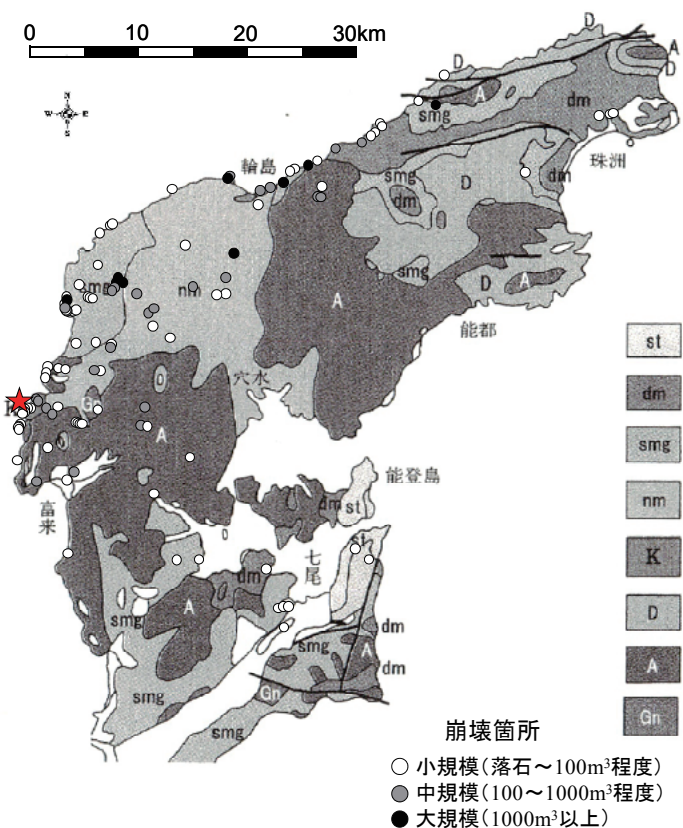
1987年に発生した千葉県東方沖地震（マグニチュード6.7、震源の深さ58km）では、海岸部では九十九里浜と平野であるため崩壊はなく、内陸部の下総台地から上総丘陵にかけて380箇所余りで崩壊が発生した。下総台地では台地の縁辺部において主として砂層の浅層崩壊が発生し、上総丘陵では砂岩、泥岩および砂泥互層が崩壊した<sup>10)</sup>。

1993年に発生した北海道南西沖地震（マグニチュード7.8、震源の深さ35km）では崩壊は北海道の道南や奥尻島で発生し、道南では海岸部に発生が多いが、崩壊は奥尻島で著しく概して島の北部域で多く発生しており、海岸沿線にも多いが海食崖が発達している西部海岸線に集中していた<sup>11)</sup>。

能登半島の地形、地質について、半島の大部分を構成するものは、新第三紀に形成された火山岩類や堆積岩の地層であり、新第三紀以前の岩類は部分的に露出し、第四紀層は海岸の段丘堆積物と、海岸や河谷に分布する沖積層である<sup>12)</sup>。能登半島は大半が標高300m以下の丘陵性の小起伏山地であり、海岸部では砂浜海岸は少なく大部分が岩石海岸であり、海食崖が発達している。岩石海岸は、火成岩と水成岩で形成されており、志賀～富来～門前の付近は安山岩とその火山砕屑岩を主とする。門前～輪島付近では、礫岩を主とする堆積岩であり、砂岩、泥岩や凝灰岩を含み、その東側では礫岩層は少なく砂岩・泥岩互層が優勢となっている。輪島より東側の海岸は主として安山岩質の凝灰岩で、その後泥岩層となるが一部に流紋岩類が分布している<sup>12)</sup>。

図-3.2.2に地質と発生した崩壊の分布について示す。崩壊のほとんどが新第三紀層である砂岩・礫岩・泥岩・凝灰岩（smg/nm）や安山岩質火砕岩（A）の範囲で発生している。

能登半島地震では震源に近い海岸部の海食崖で多くの崩壊が発生しているが、離れた海岸部や内陸部も比較的多いのが特徴である。地震によって発生した崩壊はこれらの地形・地質条件が大きく影響しているものと考えられる。



St: シルト岩、dm: 主として泥質岩、smg/nm: 砂岩・礫岩・泥岩・凝灰岩、K: 安山岩、D: 流紋岩～デイサイト質火砕岩・溶岩、A: 安山岩質火砕岩・溶岩、Gn: 花崗岩・片麻岩

図-3.2.2 能登半島における地質と崩壊  
（紘野(1993)<sup>13)</sup>を一部改変・加筆）

次に能登半島の北西部における地質構造<sup>12)</sup>、国土地理院による推定断層<sup>14)</sup>と崩壊の位置について図-3.2.3に示す。能登半島の北西部は東北東-西南西方向の褶曲軸や断層が多く存在するが、中規模以上の崩壊も門前から輪島方向にかけての同様の方向に分布している。

また、推定震源断層と崩壊の位置を比較すると、中規模以上の崩壊は、推定断層付近と、それを北東方向に延長した場合の周辺に多く発生しており、断層方向から離れると少なくなる傾向がある。

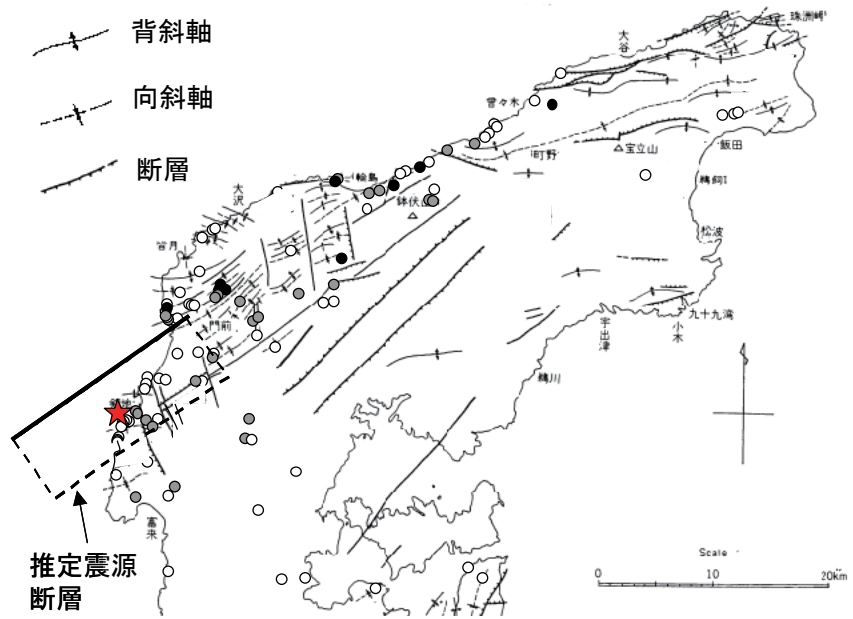


図-3.2.3 能登半島における地質構造・推定断層と崩壊  
(粕野(1965)<sup>12)</sup>を一部改変・加筆、推定断層は国土地理院<sup>14)</sup>による)

### 3.2.2 能登半島地震における崩壊の面積率等

能登半島地震では直下型地震であったものの、土砂災害が多数発生しているわけではなく少ない印象である。そこで、3.2.1で判読した崩壊地を用いて崩壊面積率等の算定を行った。

崩壊のうち規模の大きいものは斜面長約80m、幅50m（輪島市熊野地先の崩壊<sup>6)</sup>）や、後述の3.2.3（輪島市門前町中野屋、尺ヶ池地先の崩壊）のような事例があるが、ほとんどの崩壊はその面積は50m×50mに収まる程度と考えられるため<sup>4)</sup>、1箇所あたりの崩壊面積を50m×50mとみなして崩壊面積率を算定した。対象面積は図-3.2.1の空中写真撮影範囲<sup>4)</sup>と、Cの崩壊地を含む範囲（撮影範囲の枠と点線で囲まれた部分）をあわせた425km<sup>2</sup>として、116個の崩壊のうち、その範囲に含まれる100個の崩壊を対象とした。

その結果、崩壊面積率は0.06%となった。実際は多くの崩壊の崩壊面積は50m×50mよりも小さいため、崩壊面積率の数値は表よりも小さくなると考えられるが、崩壊面積率は0.1%に満たず1km<sup>2</sup>あたりの崩壊数（崩壊密度）も0.2個と非常に少ない。なお、崩壊面積率は対象とする範囲によって値が変化することから、対象面積を空中写真の撮影範囲（284.8km<sup>2</sup>）<sup>4)</sup>として算出したところ、崩壊面積、崩壊密度ともにそれぞれ0.08、0.3とほぼ同値となった。これらの値を過去の地震<sup>7)、11)、15~22)</sup>と比較した結果を表-3.2.1に示す。なお、過去の地震については、地震によって崩壊が発生し、崩壊数や崩壊面積、崩壊面積率を求めることができる事例を対象とした。また、図-3.2.4には各地震の対象面積と崩壊面積率の関係を示した。各地震の調査方法や調査精度は同じではなく、対象とする範囲の考え方も異なるため、数値の単純な比較はできないことに留意する必要があるが、能登半島地震による崩壊面積率は地震によって発生した他の崩壊の事例と比較すると崩壊密

度、崩壊面積率ともに非常に小さい。実際は今回抽出した116箇所以外でも斜面崩壊が発生していると考えられるが、大地震であったものの過去の地震と比較して発生した崩壊は少なかったといえる。

表-3.2.1 地震による崩壊の面積率等

地震名	発生年	月日	マグニチュード	対象面積 (km <sup>2</sup> )	崩壊数 (個)	崩壊面積 (km <sup>2</sup> )	崩壊面積率 (%)	崩壊密度 (個/km <sup>2</sup> )	崩壊地の平均面積 (m <sup>2</sup> /個)	文献
濃尾地震	1891	10月28日	8.0	99.03	451	10.82	10.9	4.6	23990	15)
北丹後地震	1927	3月7日	7.3	643.7	4647	3.41	0.53	7.2	730	16)
関東地震	1923	9月11日	7.9	52.84	945	8.0	15.1	17.9	8470	17)
今市地震	1949	12月26日	6.4/6.7	233.5	425	0.573	0.29	1.8	1350	18)
新潟地震	1964	6月16日	7.5	386.4	534	0.325	0.084	1.4	610	7)
伊豆半島沖地震	1974	5月9日	6.9	82.7	225	0.746	0.902	2.7	3320	19)
伊豆大島近海地震	1978	1月14日	7.0	300	224	1.4	0.467	0.7	6250	19)
長野県西部地震	1984	9月14日	6.8	88	223	0.666	0.76	2.5	2990	17)
	1984	9月14日	6.8	58.1	190	0.548	0.94	3.3	2880	17)
北海道南西沖地震	1993	7月12日	7.8	140	997	1.023	0.74	7.1	1030	11)
兵庫県南部地震	1995	1月17日	7.3	140.4	896	0.278	0.2	6.4	310	20)
鹿児島県北西部地震	1997	3月26日	6.5	6.78	166	0.0387	0.57	24.5	230	21)
	1997	5月13日	6.3	6.78	253	0.0719	1.06	37.3	280	21)
新潟県中越地震	2004	10月23日	6.8	37.9	1419	1.478	3.9	37.4	1040	22)
能登半島地震	2007	3月25日	6.9	425	100	-	0.06	0.2	-	-

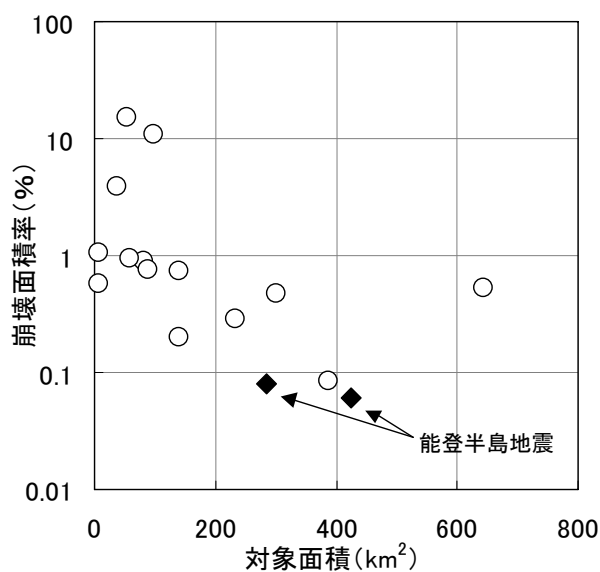


図-3.2.4 各地震の対象面積と崩壊面積率



### 3.2.3 崩壊土砂の移動距離が長い事例

能登半島地震(M6.9)で発生した斜面崩壊の中には、崩壊土砂の移動距離の長いものがある。いくつか見られた。よって、地震発生後(4月10,11日)に中野屋地区と尺ヶ池地区に発生した崩壊について、崩壊諸元、周辺の地形・地質状況の確認と崩壊部及び堆積部の試料採取等の現地調査を行った。また、地震による崩壊発生直後の3月26日に撮影された空中写真(国土地理院撮影, S=1/10,000)を入手し、同地区周辺の微地形判読図を作成した。

ここでは、輪島市門前町中野屋で発生した2箇所の崩壊地の特徴を報告する。

#### (1) 崩壊発生地域の地形・地質

地震により崩壊が発生した中野屋地区及び尺ヶ池地区周辺の地形・地質の概略の特徴を知るために、「20万分の1日本シームレス地質図データベース」<sup>23)</sup>、「新編 日本の活断層」<sup>24)</sup>及び「地すべり地形分布図 穴水」<sup>25)</sup>を参照しながら微地形分類図を作成した。今回の地震で発生した崩壊地の位置を記載した微地形分類図を図-3.2.5に示す。

崩壊の発生した区域は東向き斜面が急勾配、西向き斜面が緩勾配になっている非対称な小起伏の山地で、稜線部は緩やかである。崩壊地及び同跡地と見られる地形は主に東向き急勾配斜面に分布し、山頂の緩斜面の縁辺部で発生している。

中野屋の崩壊地とこれに近接する地すべり地形の下端付近には(古い)断層がNS-WE方向にあり、この断層の約1.7km北西には平行して活断層(確実度Ⅲ)がある。古い断層がある付近の中野屋地区の地すべりブロック移動土塊は侵食が進み、谷地形を作っている。

尺ヶ池地区の稜線の頂部である標高245m地点の北西～北側の斜面は地すべり地形であり、尺ヶ池の崩壊はその中で発生している。この崩壊地の頭部が接する背後の尾根部斜面には、クラック状の小規模な線状の凹地が認められる。濁池川に平行する尺ヶ池地区から中野屋にかけての斜面には明瞭な遷急線があり、崩壊地や崩壊跡地が分布している。

#### (2) 中野屋地区

崩壊面が深部に及ぶ大規模な崩壊が稜線部付近から発生した。崩壊地周辺の植生はスギの人工林(40～50年生)及び竹林である。竹林のある崩壊地の南西側斜面は表層近くに基盤岩が見られた。崩壊土砂は流動化し、その先端部は人家の直上流にある既設治山谷止工2基のうちの下流側谷止工の堆砂域まで達した。崩壊の規模は、崩壊地の長さ(斜距離)が約125m、最大幅が約50m、崩壊深は3～5mと推定される(いずれも現地の簡易計測による)。



図-3.2.5 崩壊地の位置と微地形分類図

図-3.2.6参照)。崩壊面の上部の勾配は約40度で、風化した凝灰岩の基盤が露出(図中のA)しており、ハンマーで叩くと容易に崩れた。崩壊地の北東側斜面には幅30cm程度の亀裂や比高差50~100cmの段差地形が確認された。崩壊地頭部の滑落崖の比高は約10m、崩壊地頭部から尾根(稜線)までの比高が約10mあったが、崩壊地頭部より上位斜面には亀裂は見られなかった。

崩壊土砂は崩壊地脚部から約100mの区間(B地点より下流)において、堆積勾配を35度~25度に減じながら堆積していた(図-3.2.6参照)。この堆積区間の上端部では湧水による堆積土砂の再移動によってできたと思われる小規模な崖ができていた(図中のB)。堆積している崩壊土砂の中には直径5~30cmの円礫が多数認められる一方で、直径が2mを超えるあまり風化の進んでいない角張った岩塊も存在した。流動化した土砂は、地震発生(3月25日)から現地調査(4月10日)までの間に断続的に降雨があったこともあり(総雨量110mm3月30日28mm, 31日19mm, 4月4日26mmなど)、堆積土砂の末端部における含水比は高かった。

流下域の溪床幅は5~10m程度あり、勾配が約20度あること、溪流の流量が多いこと、崩壊地内に崩れ残りの土塊が認められたこと等から、今後の出水による土砂流出の可能性が高いと考えられた。人家付近の溪床との比高は5m以上あるが、上流側谷止工の右岸側袖部を乗り越えるような土砂流出がある場合には、人家に被害が及ぶ危険性が想定された。

不安定土砂の排除や崩壊地点付近の崩壊検知センサーの設置、下流部の堰堤による土砂捕捉工の設置等の対策が考えられた。

### (3) 尺ヶ池地区

石川県治山所管の地すべり防止事業区域内の斜面において、過去に崩壊跡地が拡大する状態で稜線部近くまで崩壊した。現地で作業中の測量業者からの聞き取りでは、土留め擁壁が設置されていたそうである。この崩壊地の南側の稜線伝いに約300m離れた地点が前項



写真-3.2.7 中野屋地区の崩壊

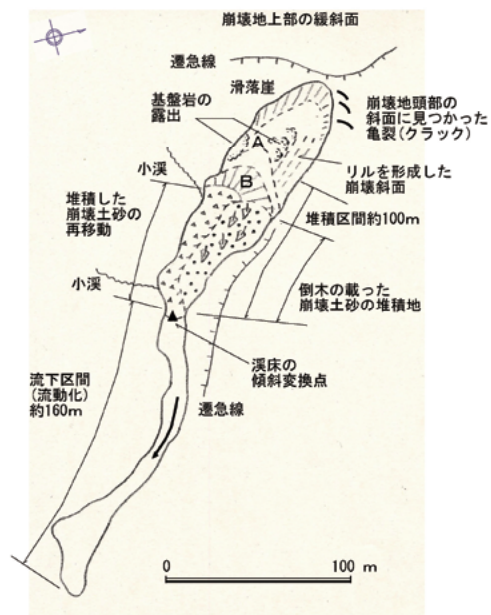


図-3.2.6 中野屋地区の崩壊地模式図



写真-3.2.8 尺ヶ池地区の崩壊地

で取り上げた中野屋地区の崩壊地である。

崩壊斜面の元の勾配は30～40度(現地聞き取り)で、発生した崩壊規模は崩壊地長さ(斜距離)が約50m、最大幅が45m、崩壊深が5～10mと推定される(いずれも現地の簡易計測による)。崩壊地の滑落部は比高が約20m、傾斜が約60度(写真-3.2.8参照)あり、その脚部から崩壊土砂が堆積している。

堆積域は斜距離で約90mあり、堆積域の上流側の勾配は約25度、下流側の勾配は約35～40度ほどである。堆積土砂の上端側の地点では湧水が認められた(図-3.2.7参照)。また、堆積土砂の中には5～30cmの円礫が多数含まれていた。

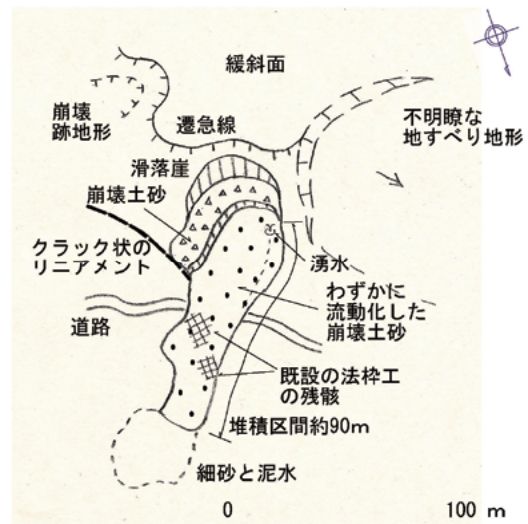


図-3.2.7 尺ヶ池地区の崩壊地模式図

#### (4) 崩壊土砂の流動化についての考察

大きな地震が発生した場合、斜面崩壊によって生じた崩壊土砂や地すべりが土石流化したり、流動化したりして長い距離を移動する場合があります、これまでにいくつかの研究報告がある<sup>26)、27)、28)</sup>。このような土砂移動現象は地震時の被害を助長する場合があります。能登半島地震においては、輪島市門前町中野屋(中野屋地区及び尺ヶ池地区)で崩壊土砂の移動距離が長い現象が見られたが、幸いにも人的被害は生じていない。

そこで、地震発生後の4月10-11日にかけて中野屋地区と尺ヶ池地区に発生した崩壊の現地調査を実施し、崩壊諸元、周辺の地形・地質状況の確認(図-3.2.8に調査地の断面図を示す)と崩壊部及び堆積部の試料採取を行った。ここでは、既往の研究結果と比較しながら、発生した崩壊土砂の移動現象の特徴を考察する。

##### 1) 地震時の土石流発生(土塊の流動化)に係わる地形・地質条件についての考察

石川<sup>26)</sup>は、地震による土石流の発生に関わる地形・地質条件として「流下比(崩壊土砂の流下・堆積部距離(流下長:1)/崩壊部の比高(H))」(図-3.2.9)を指標にし、崩壊土砂を攪乱の大きいグループ(流下比7.5以上:土石流化)と小さいグループ(流下比3.5以下:非土石流化)に分けられることと、流下比が斜面崩壊部下流の勾配( $i_d$ )と強い相関関係にあり、 $i_d=0.15$ (約9度)以上の場合に流下比が7以上となって土石流化していることを示している(図-3.2.10)。また、斜面横断形状が谷地形の場合にはそれ以外に比べて流動化しやすいことも報告している。

中野屋地区及び尺ヶ池地区の斜面崩壊現象の諸元の一覧は表-3.2.2のとおりである。流下比はそれぞれ4.17と4.86となり、石川の区分の中間程度の値になるが、現地調査時の崩壊土砂の状態(写真-3.2.7、3.2.8)からは攪乱の大きいグループに分けられるといえる。次に、流下比と斜面崩壊部下流の勾配の関係をみると、中野屋地区(尺ヶ池地区は $i_d$ の計測不能)では $i_d=0.15$ 以上であり、土石流化の条件を満たしている。また、両地点とも崩壊発生箇所の横断形は谷地形を呈している点でも土石流化の条件を満たしている。

##### 2) 土塊の流動化に係わる土質条件についての考察

一方、臼杵ら<sup>27)</sup>は移動距離の長い地すべりの実態を検討するにあたって、その定義として移動係数( $Tr=1$ (地すべりの移動距離)/ $L$ (地すべりの長さ))を導入し、その特徴を

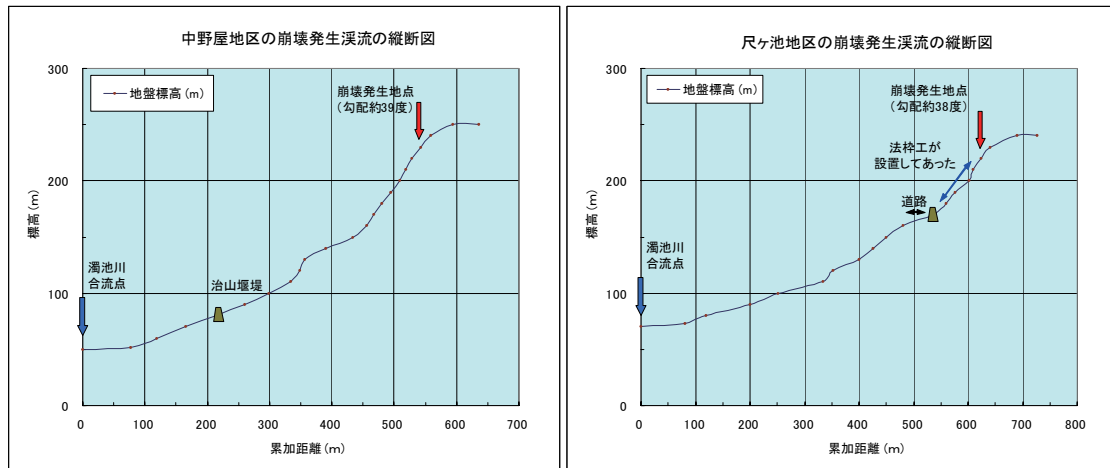


図-3.2.8 中野屋地区及び尺ヶ池地区の斜面縦断面図(S=1/2.5万 地形図より計測)

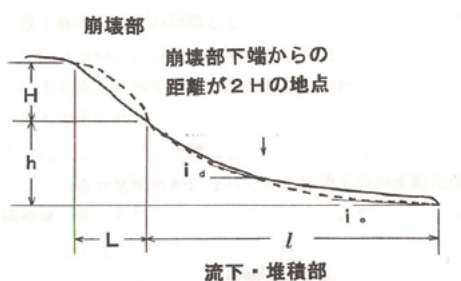


図-3.2.9 崩壊地の諸元(模式図)<sup>26)</sup>

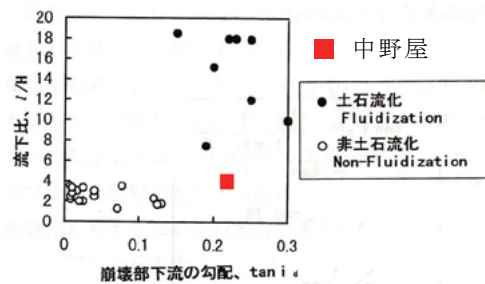


図-3.2.10 崩壊地下流の勾配と流下比(石川<sup>26)</sup>に加筆)

表-3.2.2 能登半島地震における斜面崩壊現象の諸元

地区名	斜面形状		斜面崩壊部				崩土流下堆積部			2H地点の勾配 id (tan)	停止箇所 の勾配 ie (tan)	堆積土砂の状態	備考
	縦断面形	横断面形	水平長 L (m)	最大幅 W (m)	比高 H (m)	平均勾配 H/L	流下比高 h (m)	流下長 l (m)	流下比 l/H				
中野屋	上昇	谷	60	50	60	1.00	90	250	4.17	0.42	0.22	攪乱	土石流化。治山堰で停止
尺ヶ池	上昇	谷	25	45	35	1.40	40	170	4.86	—	0.09	攪乱	2H地点到達前に地形形状により停止

解析している。移動係数の値によって地すべり土塊の運動形態を、完全流動( $Tr \geq 0.5$ )、不完全流動( $0.3 \leq Tr < 0.9$ )、ほとんど土塊の攪乱されない移動( $Tr < 0.3$ )に分類できるとしている。また、この分類法を新潟県中越地震で発生した地すべりに適用して土質試験結果(液性限界:  $w_L$ )との関連についても考察し、移動係数  $Tr = 1.0$  を境にして、完全流動の場合に  $w_L \leq 70$  ( $50 \leq w_L \leq 70$ )、不完全流動の場合  $w_L > 70$  に区分できるとしている。さらに、砂質分の含有率の差が流動形態や移動係数に影響を及ぼしていると推定している<sup>28)</sup>。

表-3.2.3 中野屋地区及び尺ヶ池地区の崩壊地の土質試験結果

地区名	中野屋 (崩壊地)	中野屋 (堆積地)	尺ヶ池 (崩壊地)
粒度			
砂分 %	45.5	39.7	51.1
シルト分 %	37.4	41.5	35.4
粘土分 %	17.1	18.8	13.5
液性限界 $w_L$ %	61.8	63.3	59.9
塑性限界 $w_p$ %	30.5	24.4	32.4
塑性指数 $I_p$	31.3	38.9	27.5

中野屋地区及び尺ヶ池地区の崩壊地の地すべり長さ $L_1$ と移動距離 $L_2$ の関係を図-3.2.11に示す(計測値は表-3.2.2参照)。両崩壊地の移動係数とも完全流動の領域にある。次に、崩壊地点の土質試験結果を表-3.2.3に示す。両崩壊地の液性限界とも70以下であり、移動係数との関係では完全流動の領域にある(図-3.2.12)。また、両試料とも砂分を40~50%程度含むことから完全流動する可能性が高い土質材料であることも推定される。これらの結果は、現地の土砂移動実態(写真-3.2.7、3.2.8)とも合致する結果といえる。

以上のように、本地区で地震により発生した崩壊については、地形・地質条件及び土質条件としての素因が備わっていたこと、また、地震発生日以前には27mmの降雨(気象庁:アメダス「門前」観測所22日14mm/日、24日13mm/日)があったこと等がその流動化要因として考えられた。

### 3.2.4 判別式による危険度評価

能登半島地震によって発生した斜面崩壊について、斜面勾配、斜面の平均曲率、地震動の最大加速度を説明変数とし、斜面崩壊の相対的な発生危険度を斜面ごとに判定する手法を用いて再現を行った。方法の詳細については文献<sup>29)</sup>のとおりである。

入力した各パラメータは、独立行政法人防災科学技術研究所のHi-Netシステムにおける解析結果<sup>30)</sup>を参考に以下のとおり設定した。

加速度計算:断層パラメータを考慮する(福島(2002)<sup>31)</sup>の方法で計算)

震央:緯度37.22°、経度136.685°

震源深さ:11km

モーメントマグニチュード(Mw):6.5(マグニチュードは6.9)

断層の西端座標:緯度37.19°、経度136.48°

断層の東端座標:緯度37.34°、経度136.78°

計算メッシュサイズ:10m

計算では、数値地理情報(DEM)は国土地理院の数値地図50mメッシュ(標高)を10mメッシュに構築したものをを用いている。なお、計算で用いる加速度については、実際の加速度計測値の分布<sup>32)</sup>や、墓石の倒壊調査の結果<sup>33)</sup>と比較した場合、破壊伝播効果を見込むと推定加速度が断層方向に同値となり実態と合わないと考えられたため、破壊伝播効果は考慮しない方法とした。計算値と崩壊位置を重ねた結果を図-3.2.13に示す。判別得点は寒色~暖色が負~正への変化を表し、傾斜が10°以下のメッシュは計算を行って

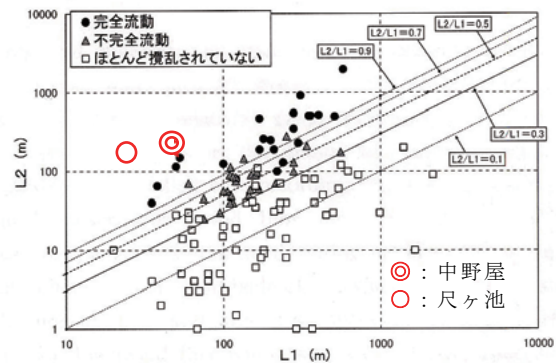


図-3.2.11 中野屋地区及び尺ヶ池地区の崩壊地の長さ $L_1$ と移動距離 $L_2$ の関係(白杵ら<sup>27)</sup>に加筆)

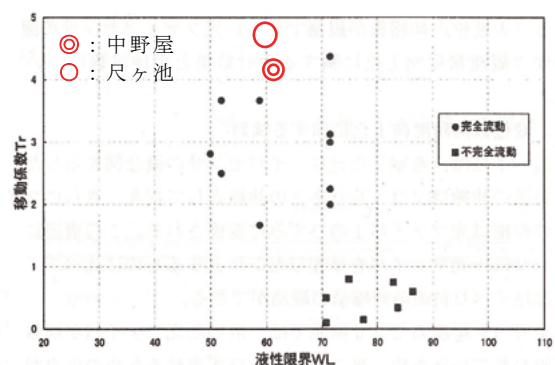


図-3.2.12 中野屋地区及び尺ヶ池地区の崩壊地の移動係数と液性限界の関係(白杵ら<sup>28)</sup>に加筆)

ないため、図では白色で表示している。

実際の崩壊分布と比較すると、全体的な傾向としては判別得点の低い箇所ではほとんど崩壊がなく、大部分の崩壊が判別得点の高い範囲で発生しており、地震で発生する斜面崩壊の相対的な危険度評価手法として有効な方法であることが確認された。細部でみると、震央に近い部分で判別得点の低い箇所で中規模な崩壊が発生していることや、門前から輪島までの海岸と内陸部の崩壊が少ない範囲で判別得点が高い部分など、一部で実態とあわない範囲もみられるが、今後は実際に崩壊が発生した位置およびその周辺のメッシュにおける判別得点の傾向について調査を行って再現性を高める予定である。

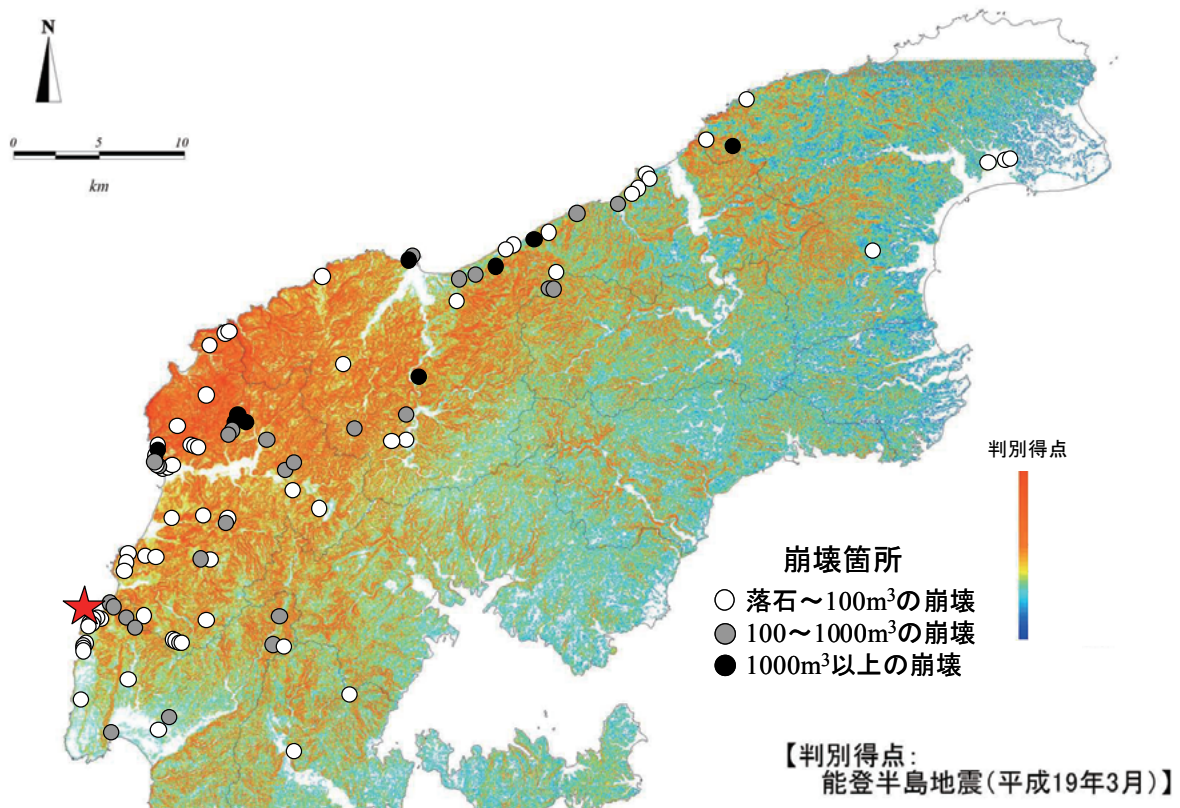


図-3.2.13 地形（勾配・曲率）と地震加速度による崩壊の危険度

### 3.2.5 急傾斜地崩壊対策施設等の被害

能登半島地震によって土砂災害防止施設は14箇所被災し、そのうち急傾斜地崩壊対策施設は7箇所被災した（国土交通省砂防部調べ）。これらの分布を図-3.2.14に示す。急傾斜地崩壊対策施設の被害は多くが輪島市門前町（旧門前町市街地周辺）で発生している。

急傾斜地崩壊対策施設の被災の状況は、重力式擁壁のクラック、土留め擁

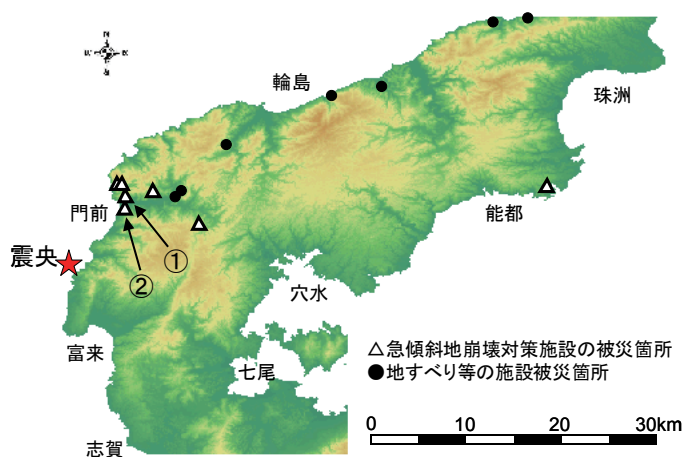


図-3.2.14 能登半島地震における急傾斜地崩壊施設等の被害

壁の変位、のり枠の亀裂やずれ、アンカーの破断や、モルタル吹付の損傷（能都町の事例）などであった。

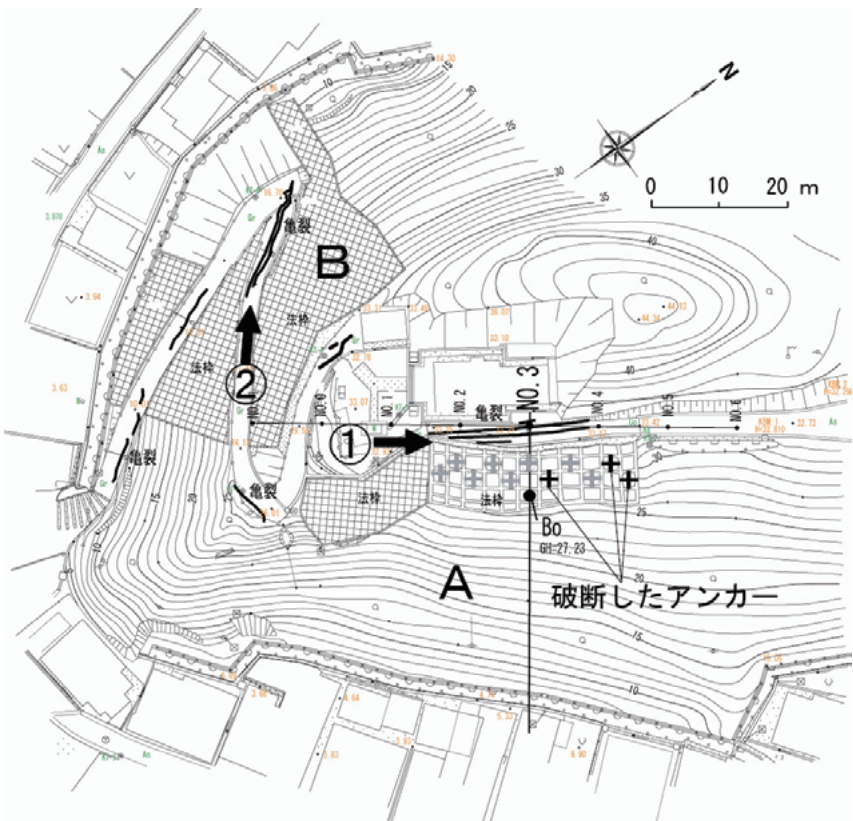
急傾斜地崩壊対策施設が被災したのは能都町の事例を除き震度6強の範囲であるが、斜面変動を伴って被災した施設のうち、**図-3.2.14**の①に示す輪島市門前町鹿磯(かいそ)地区および②の黒島地区の施設被害について調査を行った結果<sup>5、6</sup>)をもとに以下に示す。

### (1) 輪島市門前町鹿磯地区の施設被害

当地区は急傾斜崩壊防止区域であり（**図-3.2.15**）、高台にある神社下方の南東側斜面（**図**のA）にはのり枠工、アンカー工（のり枠内部にはコンクリートが充填されている）が、南西側斜面（B）ではのり枠工、擁壁工が施工されている。地震によっていずれの斜面においても変状が発生したため、調査時点では監視用の伸縮計が設置され、斜面上部は雨水浸透防止のシートで覆われている状況であった（**写真-3.2.9**）。

南東側斜面では、地すべりによって斜面上部の平坦地に最大約1mの段差を伴う複数の亀裂が発生し、法枠工全体が下方に変位して施工済みのアンカー工のうち3本が破断した。現地調査による亀裂および変位の状況から、すべりの規模は幅約30m、長さ約40m、深さ約5m程度と想定された。

調査後に石川県が実施したボーリング調査（No.3測線上の標高27.2m地点）によると、地質は上



**図-3.2.15** 輪島市門前町鹿磯 施設配置と被災状況（石川県資料を一部加筆修正）



**写真-3.2.9** 輪島市門前町鹿磯における施設の被災状況（南東側斜面） **図-3.2.15**の①の方向から撮影（矢印が破断したアンカー）

位より地表下5 m程度までは表土および砂質の崖錐堆積物であり、その下位に粘土混じりで砂状の強風化礫岩、中程度の風化礫岩が順に約1 m、2.5mの厚さで分布し、その下位は弱風化の礫岩であった（図-3.2.16）。すべり面は強風化礫岩と中程度の風化礫岩の境界付近であり地表下6 m付近に存在していた。

西側の斜面では法枠工と擁壁工が施工されていたが、法枠工が下方に変位し、のり枠工下端にある擁壁工は斜面の下方側に押し出しが生じていた（写真-3.2.10）。斜面上部の平坦地にも亀裂は存在しているが延長は南東斜面側に比較して短く、その段差は小さい。亀裂は斜面上にある未舗装の道路上にも多数発生しており、南東側斜面に比較して浅い表層付近の土塊が移動したものと考えられる。

## (2) 輪島市門前町黒島地区の施設被害

当地区も急傾斜地崩壊防止区域であり、斜面上部には寺院が位置している。高台にある寺院下方の東側斜面には上部にのり枠工、下部に枠組の土留擁壁工が施工されている。地震によって斜面に変位が発生したため、調査時点では監視用の伸縮計が設置され、斜面上部は雨水浸透防止のシートで覆われている状況であった。

この斜面の上部の平坦地では、最大で約70cmの段差を伴う亀裂が発生した（写真-3.2.11）。斜面上部ののり枠工は約40cm程度下方へ変位しており（写真-3.2.12）、法尻に設置されている枠組の土留擁壁工は、天端付近が押し出されてはらみだしが生じ、擁壁工上部の落石防護柵が後方の斜面側に転倒していた（写真-3.2.13）。

移動した土塊の幅は全体で約60m程度であったが、斜面の上下部の被害状況から、主

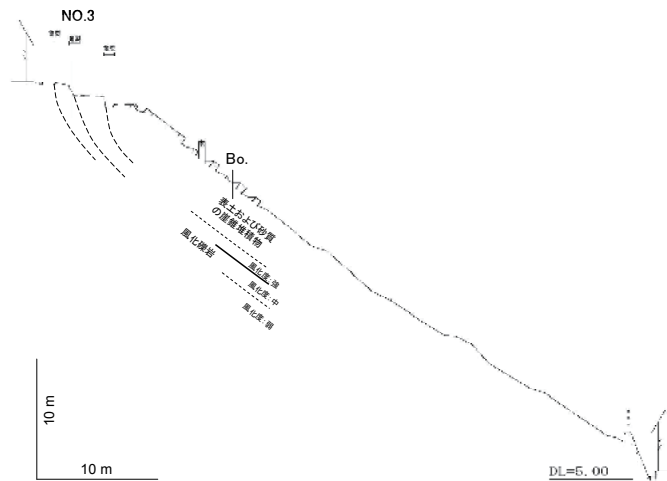


図-3.2.16 測線 NO. 3 の横断図

(石川県資料を一部加筆修正)



写真-3.2.10 輪島市門前町鹿磯地区の被災状況（南西側斜面） 図-3.2.15の②の方向から撮影



写真-3.2.11 輪島市門前町黒島地区の被災状況（斜面上部の平坦地）



に表層部分が移動したものと想定され、開口亀裂や露出している地盤の土質は砂質土であり、表層部を構成していると考えられる。



写真-3.2.12 のり枠工の変位 (約 40cm)



写真-3.2.13 枠組擁壁工と落石防護柵の被災状況 (のり枠工はこの上部に設置されている)

### (3) その他

当地は豪雪地帯に指定されているが、アメダス珠洲、輪島、七尾における過去の最大積雪深が1 m前後であるためか、調査範囲では雪崩対策施設はみあたらなかった。新潟県中越地震では多数の雪崩予防工が地震によって被災したが<sup>34)</sup>、能登半島地震では確認されなかった。

### 3.3 地すべり等

#### 3.3.1 概要

能登半島地震による地すべり被害は、石川県9箇所、富山県1箇所の合計10箇所で発生した（5月14日現在、国土交通省調べ）。本章では、地震により発生した地すべりもしくは岩盤崩落のうち代表的な事例を取り上げ、調査（図-3.3.1の数字の位置が調査箇所、地すべり危険箇所は参考文献35）を参照）によって明らかになった特性とその後の対応状況等について報告する。

#### 3.3.2 輪島市門前町深見地先で発生した地すべり

##### (1) 地すべりの概要

市道道下深見線の斜面上部において、長さ約70m、幅約80mの地すべりが発生した。市道より比高差約50mの位置を地すべり末端部とするものであり、移動土塊の一部は斜面下部の道路を閉塞したが、移動土塊の大部分は斜面上部に残存していた。斜面上部に残存した不安定土塊は約6,000m<sup>3</sup>と推定された。本地すべり地の地質はボーリング調査の結果、礫岩を主体とし、最大厚さ約3mの砂岩層を数層挟んでいた。また地質構造は緩い流れ盤構造を呈していた。地すべり発生前の状況を写真-3.3.1に、地すべり発生後の状況を写真-3.3.2に示す。

地すべり頭部には最大高さ約20mの滑落崖が形成され、これと平行して陥没帯が形成されていた。本地すべりの発生により、斜面上部からの落石・小崩壊が発生しており、また地すべり末端部には土塊の押し出しに伴う亀裂が確認でき、地すべり末端部の崩落の可能性も懸念された。

地すべりにより閉塞した市道はその先にある深見集落へ繋がる唯一の幹線道路であり、応急的に設置された迂回路も路肩の欠損や山側斜面からの落石等により危険な状態が継続したため、早急な恒久対策を実施し、通行の確保を図る必要があった。

##### (2) 地すべりの変動状況

市道の管理者である輪島市は、不安定土

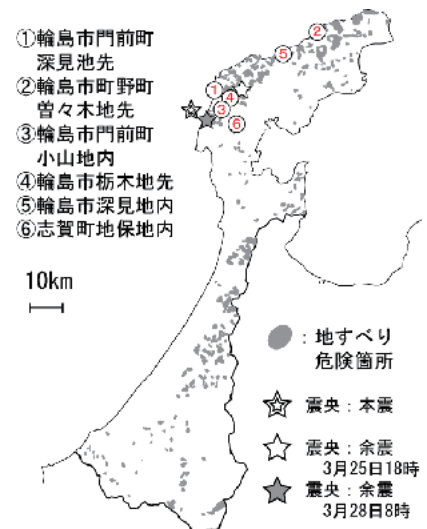


図-3.3.1 震央と地すべりの分布状況<sup>35)</sup>

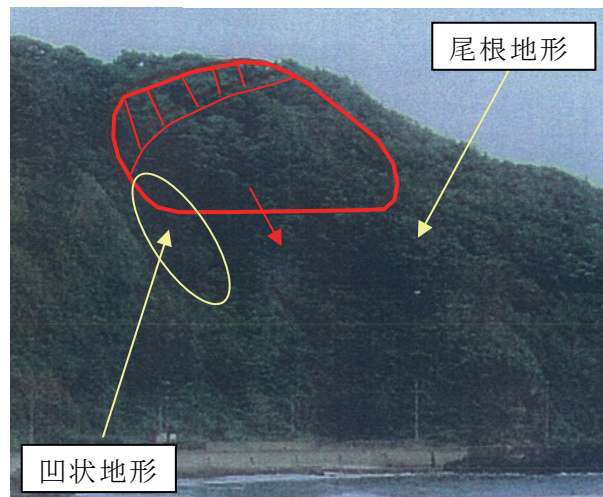


写真-3.3.1 地すべり発生前の斜面の状況  
(写真提供：輪島市)



写真-3.3.2 地すべり発生後の斜面の状況  
(写真提供：輪島市)

塊の変位量を計測するために地盤伸縮計9基を設置し観測を行った。その結果、滑落崖を挟む形で地すべり頭部に設置した地点では、最大時間変位量2mm、累計600mmを超える地盤変位を記録した。また、余震や降雨に伴い変位量が増える傾向が認められた。

### (3) 活動機構について

地すべり発生前の地形（写真-3.3.1参照）は、斜面に向かって地すべりブロック右側が尾根、左側は凹状の地形を呈していた。地震により地すべりは地層の傾斜方向に滑動し、これに直交するように滑落崖が形成されたが、右側の尾根により変位が抑制されたため凹状地形の方向へ変位が累積した。このため、地すべりブロックの左側で変位が大きく高い滑落崖が形成されたのに対して、右側では尾根地形に規制されて変位が小さく滑落崖も低くなったものと考えられる。

ボーリングコア観察の結果、礫岩と砂岩の岩層境界に条線を伴う面が確認された。これより上盤側は全般に風化が顕著

であること、またパイプ歪計による観測結果とも調和的であることから、この位置をすべり面と想定することが妥当と判断された（図-3.3.2参照）。

### (4) 対策工について

応急対策工は、地すべり変動を一時的に沈静化させ、早期に恒久対策工に移行できるよう、頭部排土工が選択された。また、恒久対策工は、応急対策工に引き続いて施工の段取り替えを要さず工期的に有利となる排土工が選択され、法面緑化工、待ち受け擁壁工と併せて施工が実施された。これら対策工の断面図を図-3.3.3に示す。なお、市道は11月25日に、片側交互通行ではあるが時間制限なしの供用が図られたところである。

## 3.3.3 輪島市町野町曾々木地先で発生した岩盤崩落について

### (1) 概要

輪島市町野町曾々木地先の国道249号において、高さ約10m、幅約30m、厚さ数mの岩盤が約50mの高さの斜面から崩落し、八世乃洞門に被害を与えた。現象等に関する調査結果については7.3.3に詳述するので、ここでは土木研究所が開発した新しい斜面遠隔計測手法（RE・MO・TE 2：リモートツ）を活用して崩落後に残った不安定岩盤の変位量計測を行った結果について記載する。

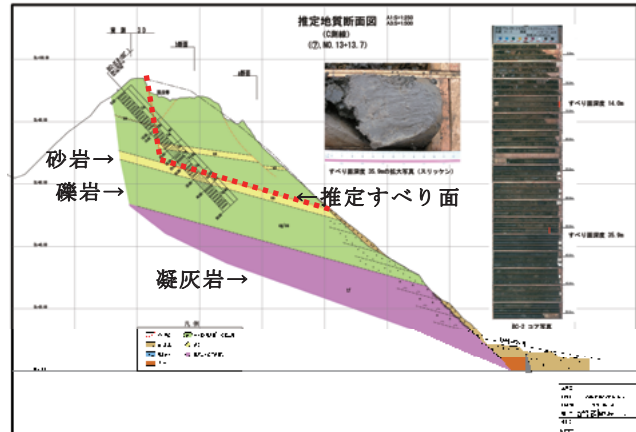


図-3.3.2 地質と推定すべり面<sup>36)</sup>

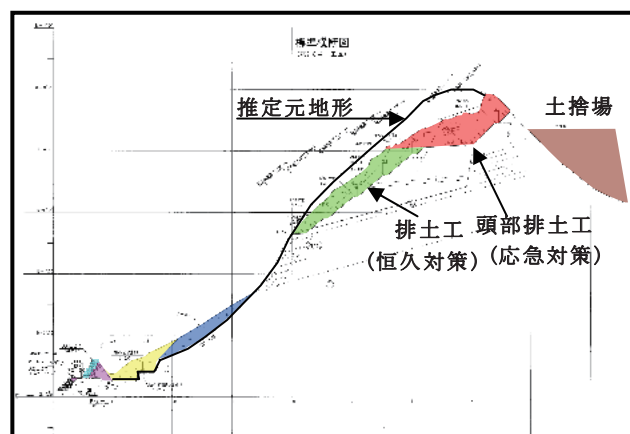


図-3.3.3 対策工断面図<sup>36)</sup>

## (2) RE・MO・TE 2について

本手法は、クロスボー（洋弓）の矢の先端に、独自に開発した反射材入りペイントカプセルを装着し、対象斜面に対して発射することにより、斜面表面に標的となる反射材を精度よく付着させ、この標的をトータルステーションにより計測することで、危険な斜面に立ち入ることなく変位量を計測する技術である。本手法の詳細については、「地すべり地末端の崩落斜面における地盤変位の計測手法マニュアル」（土木研究所資料第4072号）<sup>37)</sup>を参照されたい。

## (3) 設置および観測の結果

9月4日に標的を計11ポイントに設置し、翌5日に初期値を確定させるための計測を実施した（写真-3.3.3、写真-3.3.4参照）。その後10月11日（2回目）、及び11月13日（3回目）に計測を行い、それぞれ初期値との差分により変位量を算出した。トータルステーションを観測の度に現地へ持ち込んで計測したため、整準誤差と視準誤差が大きくなりやすい観測条件であった。

この結果、設置当初から誤差が大きくなると想定していた①防護ネットの背面に設置された標的、②機械点との交角が大きい点すなわち機械点の方向を向いていない面に設置された標的の2測点を除き、不安定岩盤はほとんど変位していないと判断される観測結果が得られた。

災害発生直後の応急緊急対策で求められる観測条件は、トータルステーションを定点に固定した状態での連続計測であるため、上記の誤差を小さく抑えることが可能であり、より正確に岩盤の挙動を捉えられると考えられる。なお、本技術は現在精度等の検証中であり、今後これら計測結果について分析を加え、計測手法や分析手法等について検討を行う予定である。

### 3.3.4 輪島市門前町小山地先坂尻地すべりの変状

#### (1) 地すべりの概要

写真-3.3.5には坂尻地すべりの全景を、図-3.3.4にはAブロックの平面図をそれぞれ示した。坂尻地すべりは輪島市門前町小山地内に位置し、国土交通省所管の地すべり防止区域となっている。また、本地すべりは標高100～200m、西向き斜面



計 11 点の標的を設置

写真-3.3.3 対象斜面(岩盤)の状況



写真-3.3.4 RE・MO・TE 2により標的を設置



写真-3.3.5 坂尻地すべり全景

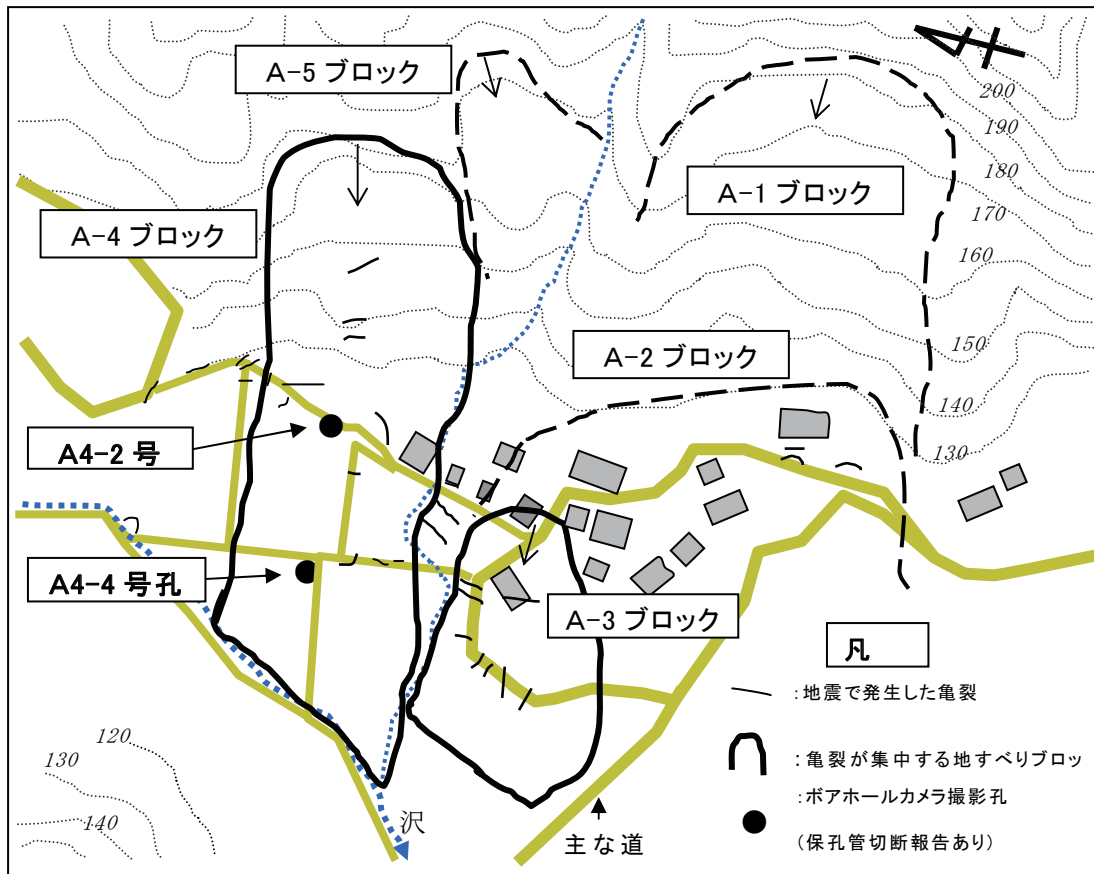


図-3.3.4 平面図（石川県提供、一部加筆修正）

に位置し、斜面下端には南川が北流する。下部斜面は勾配が約  $10^\circ$  の緩斜面で水田として利用され、斜面上部は勾配約  $25^\circ$  の山林となっている。また、地すべりブロックは北側のAブロックと南側のBブロックに大別され、地下水排除工による地すべり防止工事がAブロックを中心に実施されている。

図-3.3.5 は、A-4ブロックの主測線縦断面図を示したものである。基岩の地質は新第三紀中新統の砂岩および安山岩であり、移動層は風化岩で構成されている。

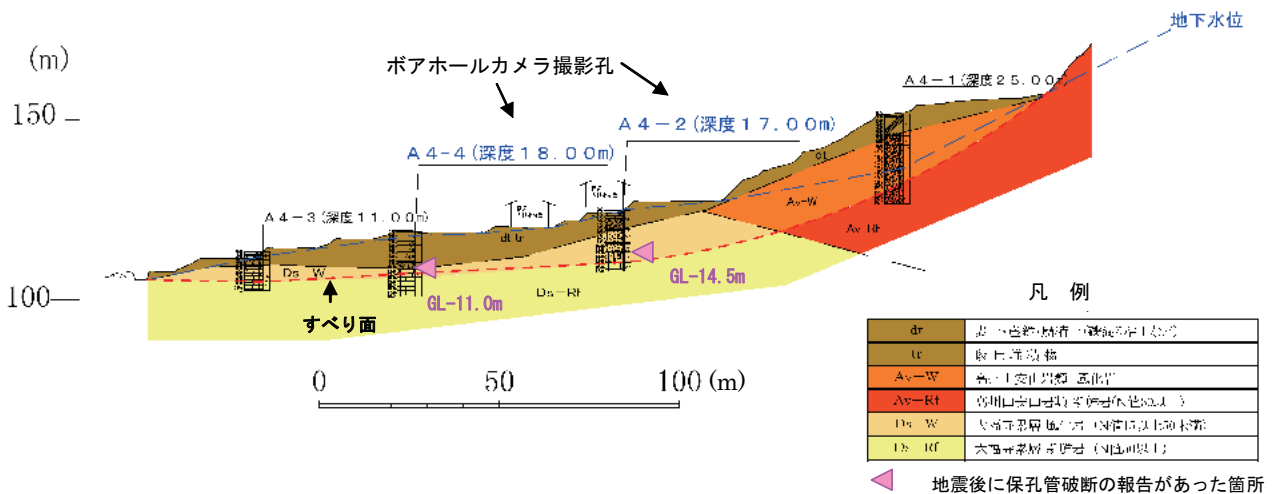


図-3.3.5 A-4ブロック主測線縦断面図（石川県提供、一部加筆修正）

## (2) 地すべりの変状状況

写真-3.3.6～写真-3.3.8には、地すべり斜面の変状状況を示した。地すべり斜面北側のブロック（A-3、A-4ブロック）周辺の家屋、水田、農道等には、開口性の亀裂が確認された。また、隣接する南側のA-1、A-2ブロック及び、Bブロック周辺に発生した開口亀裂では擁壁の一部が壊れている箇所が認められたものの、地震前に生じたものと推定された。



写真-3.3.6 家屋周辺の開口亀裂

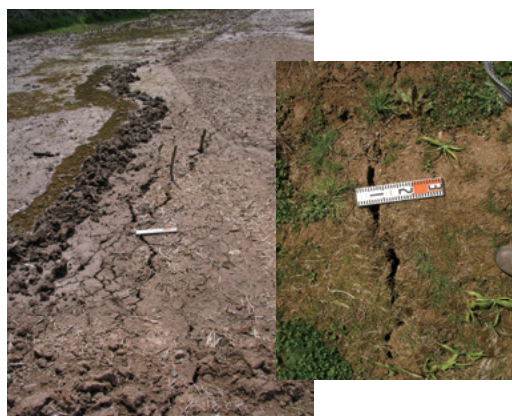


写真-3.3.7 A-4ブロック内の水田に連続する亀裂



写真-3.3.8 北側ブロック頭部付近の農道に発生した開口亀裂

## (3) ボアホールカメラによるボーリング孔内の変状の観察

本地すべりでは、A-4ブロックの一部のボーリング孔において、地震によりすべり面付近で破断（孔内傾斜計の挿入不能）が生じたとの報告があった。そこで、このことを確認するため、ボーリング孔内の状況を直接確認できるボアホールカメラを用いて孔内を観察した。

写真-3.3.9にはボアホールカメラと作業状況を、表-3.3.1には観察結果を、写真-3.3.10、写真-3.3.11にはボーリング孔内（孔内傾斜計ガイドパイプ内）の状況をそれぞれ示した。ボアホールカメラによるガイドパイプ内の観察では、孔内傾斜計が挿入不能と報告された深度でガイド管の局所的な破断・曲がりは確認されず、カメラ本体を孔底まで挿入できた（写真-3.3.10）。

このことから、A-4ブロックが地震時にすべり面付近で大きく変位した可能性は低いと考えられるが、孔内傾斜計の観測結果では挿入不能とされた深度より浅い部分でも全体的に変動が出ていることから、地震によりすべり面以浅でゆるみが生じていると考えられる。また、地表の亀裂の分布に着目すると、その発生位置は部分的でA-4ブロックの範囲を想定しえるものではなかった。このことから同ブロックが地震時に滑動した可能性は低いと考えられ、ブロック内の部分的なゆるみによるものと考えられる。また、その後の孔内傾斜計の観測結果では、地震以降の変動は確認されておらず、地震時の一時的なものと推測される。

表-3.3.1 ボアホールカメラ観察結果

ボーリング孔No.	孔曲がりの報告があった深度	ボアホールカメラ調査結果
A4-2	GL-14.5m	GL-14.5m付近の孔内傾斜計ガイド管の破断は認められない。ボアホールカメラは孔底まで挿入可能
A4-4	GL-11.0m	GL-11.0m付近に孔内傾斜計ガイド管の破断は認められない。ボアホールカメラは孔底まで挿入可能



写真-3.3.9 ボアホールカメラによるボーリング孔内の変状観察

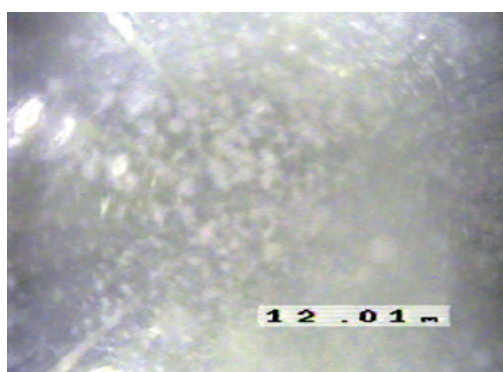


写真-3.3.10 A4-2孔内状況（孔内切断箇所なし）（深度10.5m付近, 表示深度より-1.5m）

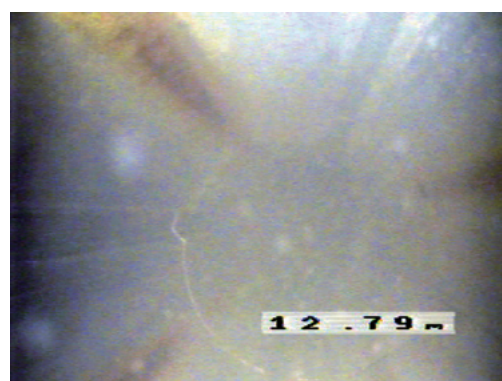


写真-3.3.11 A4-4孔内状況（孔内切断箇所なし）（深度11.0m付近, 表示深度より-1.5m）

### 3.3.5 輪島市門前町栃木地先で発生した地すべり

栃木地すべりは、旧門前町の市街地の西方約10kmにある栃木集落南端の家屋裏山の急傾斜地崩壊防止区域で発生した(写真-3.3.12)。

図-3.3.6には栃木地すべりの平面図を、図-3.3.7には主測線縦断面図をそれぞれ示した。本地すべりは標高80~100mの西向き斜面に位置し、斜面下端には擁壁（高さ約5m、施工幅約30m、重力式）が施工されている(写真-3.3.13)。地すべりは擁壁の上部斜面で発生しており、頭部に幅0.5~1.0mの陥没性の亀裂が馬蹄形状に発生し(写真-3.3.14)、末端部（擁壁工上端）に土塊の押し出しが認められた。地すべり規模は、



写真-3.3.12 栃木地すべり全景

幅約 30m、長さ約 15m と推定される。なお、擁壁及び家屋には変状は認められなかった。

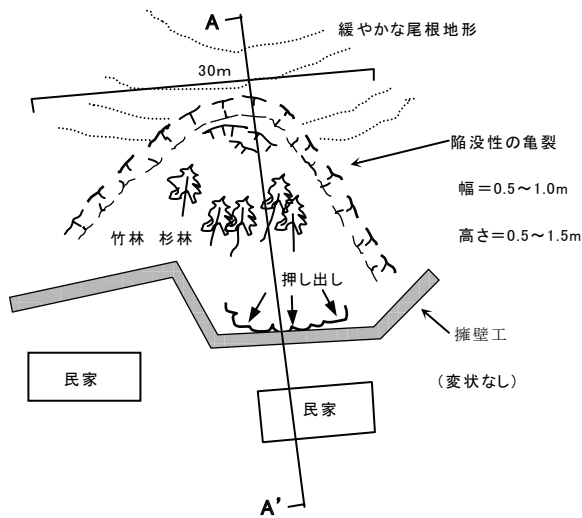


図-3.3.6 栃木地すべり平面図 (模式図)



写真-3.3.13 擁壁

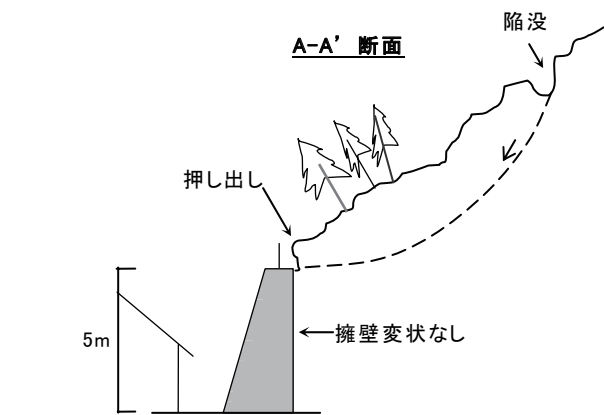


図-3.3.7 栃木地すべり断面図 (模式図)



写真-3.3.14 地すべり頭部の陥没

### 3.3.6 輪島市深見地すべりで発生した崩壊

深見地すべりは、輪島市深見地内に位置する。図-3.3.8 は、深見地すべりの模式平面図を示したものである。本地すべり地では排水トンネルの坑口斜面が幅約 20m、長さ約 30m の規模で崩壊し、坑口を埋塞した (写真-3.3.15)。崩壊斜面は勾配 45° の緩やかな谷地形を呈し、地すべり地外に位置する日本海に面した岩盤斜面である。崩壊した土砂は安山岩の角礫 (φ 0.3~1.0m) であり、工事用道路に堆積し (写真-3.3.16)、排水トンネルの坑口が確認できない状態になった。排水トンネルの流末 (側溝 U400) では、トンネルからの排水 (20~30 l/分) が確認され、トンネルの排水機能は維持されていると考えられた (写真-3.3.16)。また、地すべり地内では水路、集水

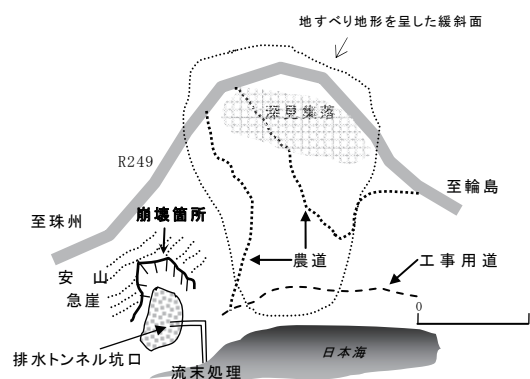


図-3.3.8 深見地すべり平面図 (模式図)



井、道路、家屋等に目視できる被害は無く、地すべり本体の滑動は無かったものと推定される。

この他、石川県砂防課の調べでは、今回の地震による地すべり防止施設への被害は、この被害を除くと大きなものはなかった。

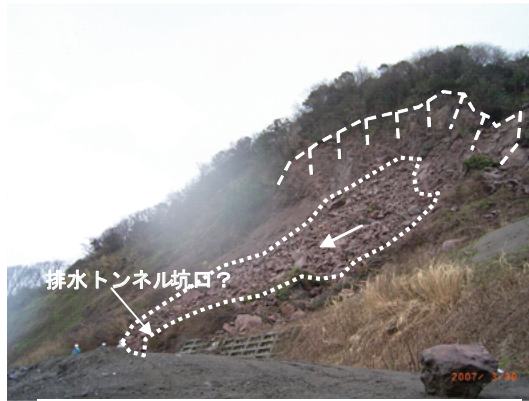


写真-3.3.15 排水トンネル抗口  
斜面の崩壊



写真-3.3.16 排水トンネル  
流末の状況

### 3.3.7 志賀町（旧富来町）地保地内で発生した地すべり

地保地すべりは、志賀町（旧富来町）地保地内に位置する。図-3.3.9 には地保地すべりの模式平面図を、図-3.3.10 には模式断面図をそれぞれ示した。本地すべりでは、富来川の右岸斜面の地すべり発生により河道が延長 15m にわたって閉塞した。斜面は勾配約 30 度の緩やかな谷地形であり、地すべりの規模は幅約 20m、長さ約 20m である。なお、移動土砂量は約 800m<sup>3</sup> (20×20×深さ 2m) と推定される。地すべり末端は河床より約 10m 高い位置にあると推定され、移動土塊の一部が河道に流れ込んだ。したがって、地すべりの規模に対して河道閉塞規模が、比較的小さくなっている（写真-3.3.17）。

また、当該斜面の頭部には今回の地すべりによって形成された高さ約 3m の滑落崖があり、この縁辺には古い滑落崖が上下流方向に連続している。したがって、この斜面では地震発生前から地すべりが発生していたと考えられる（写真-3.3.18）。

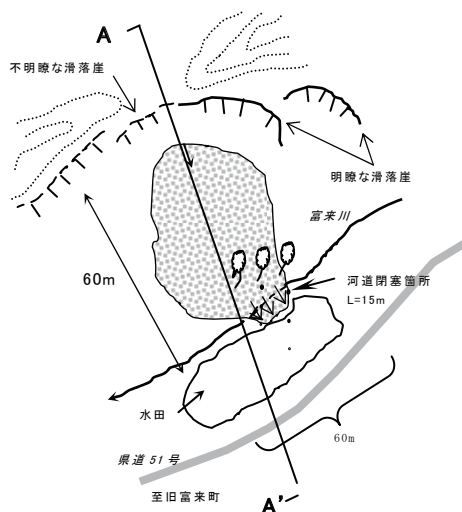


図-3.3.9 地保地すべり平面図（模式図）

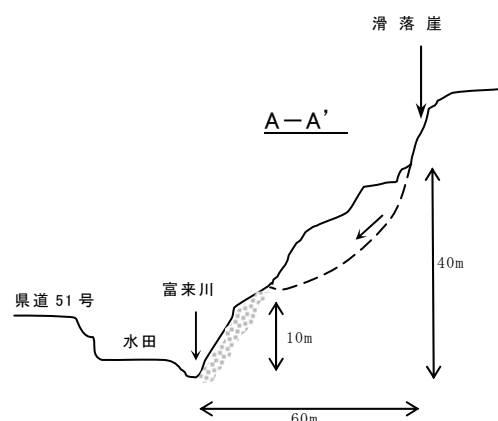


図-3.3.10 地保地すべり断面図（模式図）



写真-3.3.17 河道閉塞状況



写真-3.3.18 地保地すべりの全景

### 3.4 砂防えん堤の地震計データ

今回の地震において、2カ所の重力式コンクリート砂防えん堤で地震動が観測された。ここでは、それらについて検討を行い、砂防えん堤の地震応答特性を検証する。

#### 3.4.1 概要

図-3.4.1に震源と砂防えん堤の位置関係、表-3.4.1に地震動記録が観測された砂防えん堤の諸元を示す。なお、この2基の砂防えん堤は今回の地震で被災していなかったことを確認している。

図-3.4.2に神田川砂防えん堤、トス谷川砂防えん堤の本震時の加速度時刻歴波形を示す。神田川砂防えん堤の地震計は堤体の天端と地盤（えん堤直下の間詰工の上）の2箇所、トス谷川砂防えん堤の地震計は堤体の天端と地盤（前庭保護工の側壁護岸の盛土上）の2箇所に設置されている。なお、神田川砂防えん堤のZ方向については欠測であった。



図-3.4.1 震源と砂防えん堤の位置関係

表-3.4.1 砂防えん堤の諸元

砂防えん堤名	堤高 (m)	堤長 (m)	本震からの震源距離 (km)
神田川砂防えん堤	24	83	29
トス谷川砂防えん堤	12.5	75	79

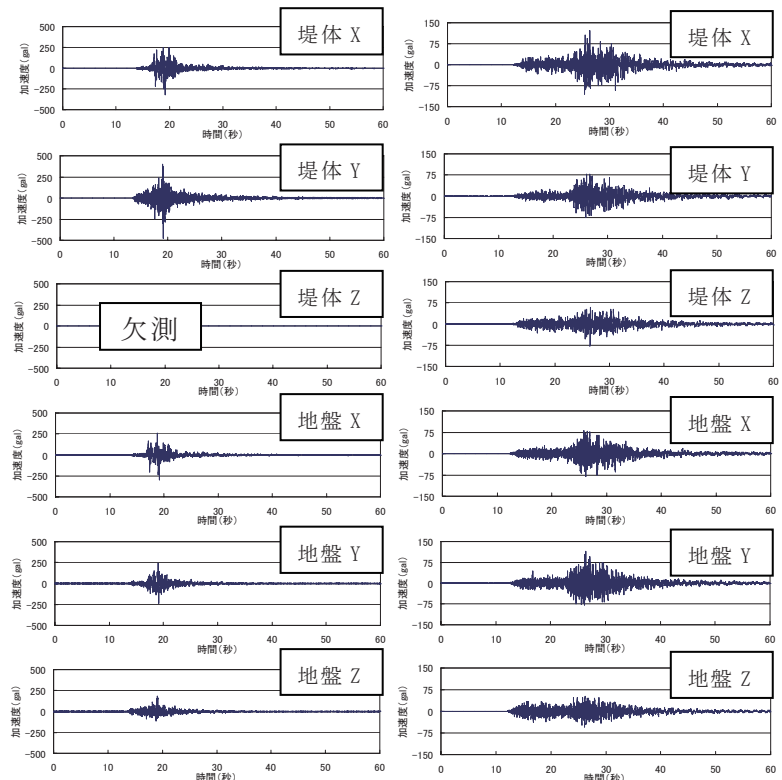


図-3.4.2 加速度時刻歴波形（左：神田川砂防えん堤、右：トス谷川砂防えん堤）

### (1) 地盤の最大加速度

山間地には地震計がほとんど設置されていなかったため、地震動のデータが平野部と比較して少ない。そこで、**図-3.4.3**に独立行政法人防災科学技術研究所の強震観測網「K-net」の震源距離における水平最大加速度<sup>38)</sup>の関係と、砂防えん堤の地盤で観測された水平最大加速度を比較したものを示す。

図より、今回の地震ではデータ数が少ないが、砂防えん堤地盤の地震計データはK-netのデータの分布域の中のやや小さい方に位置した。この傾向は今回の観測結果はこれまで検証した地震（2000年10月6日鳥取県西部地震、2001年3月24日芸予地震、2003年5月26日宮城県沖地震、2005年8月16日宮城県沖地震）<sup>39)</sup>と同様であった。

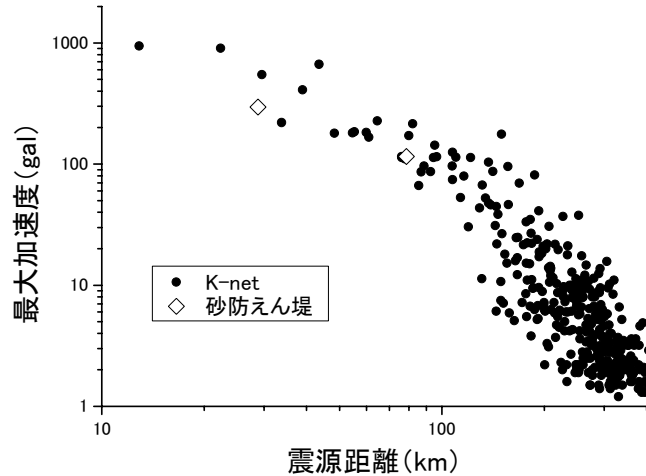
### (2) 地盤と堤体との最大加速度

砂防えん堤の堤体（天端）と地盤における加速度の関係を検討するために、**図-3.4.4**に過去に観測された砂防えん堤の地盤と堤体（天端）水平最大加速度の関係<sup>2)</sup>に今回の地震のデータをプロットしたものを示す。神田川砂防えん堤が地盤の加速度に対して砂防えん堤の加速度がやや大きく増幅されている傾向にあるが、過去のデータと比較した結果、大きな差はないことがわかった。

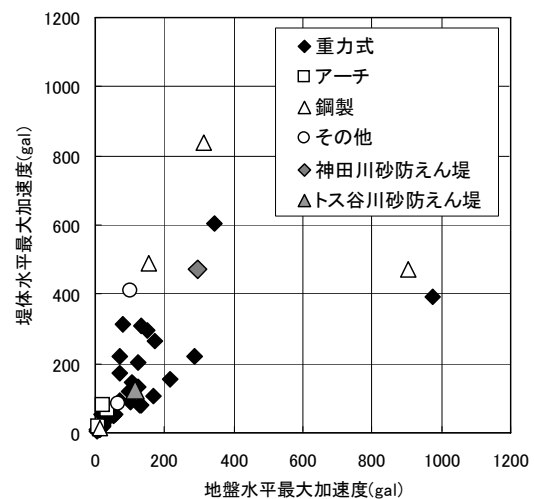
### 3.4.2 神田川砂防えん堤の地震応答特性

今回地震動が観測された神田川砂防えん堤の地震応答特性について考察する。

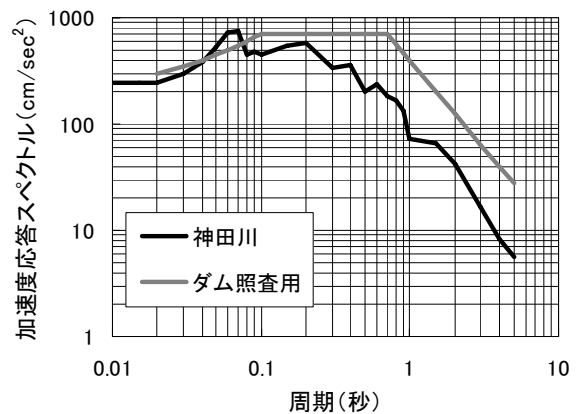
**図-3.4.5**に神田川砂防えん堤の地盤上下流方向の加速度応答スペクトル（減衰定数5%）を算出した。なお、比較検証として、ダムの分野で提案されている照査用応答スペクトル<sup>40)</sup>も表示した。このスペクトルはダムの岩盤で観測されたデータをもとに提



**図-3.4.3** K-net と砂防えん堤の地盤で観測された水平加速度と震源距離の関係（能登半島地震）



**図-3.4.4** 地盤と堤体の水平加速度の関係



**図-3.4.5** 神田川砂防えん堤の地盤の応答スペクトル

案されているものであり、ダム の 応答特性も加味されているものの、堅固な地盤の地震動を包括した応答スペクトルと考えられる。

これより、神田川砂防えん堤の応答スペクトルは照査用応答スペクトルと比べて長周期の領域で小さい傾向を示しており、例えば周期1秒では、神田川砂防えん堤と照査用スペクトルでは6倍程度差がある。一方、短周期の領域である0.06~0.07秒（概ね14~17Hz）では神田川砂防えん堤はダム の照査用応答スペクトルよりも1.1倍程度大きい値を示している。

また、砂防えん堤の堤体は地震の主要動終了後、減衰を伴いながら微小な震動が継続する。この震動は堤体の固有振動数によるところが大きいので、この範囲の加速度波形を分析すれば、堤体の固有振動数がある程度把握する事ができる。ここで、本震、余震（3月25日18時11分、3月28日8時8分）ならびに7月16日の新潟県中越沖地震の地震動における、地盤の上下流方向に対する堤体（天端）の上下流方向の加速度のフーリエスペクトル比を図-3.4.6に示す（Personウィンドウは1.0）。これより、16-20Hz付近に1次固有振動数が確認できた。なお、この地震計の応答周波数帯域は30Hzまで一様である。自由振動状態は主要動終了後5gal以下の波形の10秒間のデータを使用した。なお、地震計の観測時間は60秒であるが、本震については60秒近くでも5gal以上の加速度が観測されているため、それらについては観測記録の最後の部分の50~60秒の10秒間のデータを用いた。

今後は砂防えん堤の詳細な応答特性について検証をする予定である。

### 3.5 おわりに

能登半島地震による斜面崩壊、地すべり等について調査・検討した結果を示した。また、2004年の新潟県中越地震では、数多くの土砂災害が発生した。現在、中越地震での経験を活かすための研究やマニュアル整備を行っているところであるが、能登半島地震での経験も加えて進めて行く計画である。

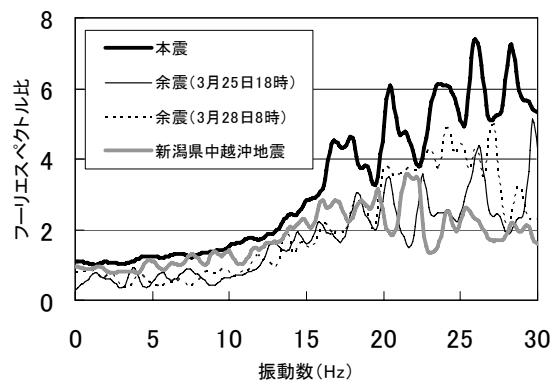


図-3.4.6 自由振動時の神田川砂防えん堤の地盤と堤体のフーリエスペクトル比

## 参考文献

- 1) 砂防ボランティア全国連絡協議会：土砂災害危険個所に対する現地調査の危険度判定調査票(案)、52p、2004
- 2) 国土交通省砂防部記者発表資料  
<http://www.mlit.go.jp/river/sabo/h19dosha/noto0326/04181600saigaijyouhou.pdf>
- 3) 気象庁：平成19年3月 地震・火山月報（防災編）、100p、2007
- 4) 佐藤浩：能登半島地震による輪島周辺の斜面崩壊の地形的特徴（第2報）、国土地理院ホームページ  
[http://cais.gsi.go.jp/Research/geoinfo/Noto\\_6Apr2007.pdf](http://cais.gsi.go.jp/Research/geoinfo/Noto_6Apr2007.pdf)
- 5) 国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人土木研究所・独立行政法人建築研究所・独立行政法人港湾空港技術研究所緊急調査団：平成19年能登半島地震の緊急調査速報、土木技術資料、第49巻、第6号、pp.4～11、2007
- 6) 林拙朗、近藤観慈、川邊洋、花岡正明、秋山一弥、沼本晋也、鈴木滋、向井啓司、福田陸寿：2007年3月25日能登半島地震による土砂災害の発生形態、砂防学会誌、第60巻、第2号、pp.51～58、2007
- 7) 尾張安治、駒村富士弥：新潟地震による岩船地方の山地崩壊について、新砂防、第58巻、pp.28～35、1965
- 8) 大村寛：伊豆半島沖地震による山崩れの特徴、新砂防、Vol.28、No.1、pp.17～26、1975
- 9) 安間荘：伊豆大島近海地震による急傾斜地の災害、治山、Vol.23、No.1、pp.9～19、1978
- 10) 釜井俊孝、野呂春文：1987年千葉県東方沖地震による上総丘陵の斜面崩壊一分布と形態について一、応用地質、第29巻、4号、pp.1～9、1988
- 11) 齋藤正美、新谷融、中村太士：北海道南西沖地震にともなう奥尻島の斜面崩壊の特徴と土砂滞留、砂防学会誌、Vol.47、No.6、pp.28～33、1995
- 12) 鮎野義夫：能登半島の地質、石川県発行「能登半島学術調査書」別刷、pp.1～74
- 13) 鮎野義夫：新版・石川県地質図、石川県地質誌、石川県北陸地質研究所、1993
- 14) 国土地理院：平成19年(2007年)能登半島地震を起こした震源断層の姿、平成19年(2007年)能登半島地震関連ホームページ  
[http://cais.gsi.go.jp/Research/crust/notohanto/fault\\_etc.pdf](http://cais.gsi.go.jp/Research/crust/notohanto/fault_etc.pdf)
- 15) 田畑茂清、原義文、井上公夫：濃尾地震(1891)に起因した土砂移動の実態、砂防学会誌、第52巻第3号、pp.24～33、1999
- 16) 石川芳治、小野彩、水原邦夫：北丹後地震による斜面崩壊面積率、砂防学会誌、Vol.51、No.4、pp.27～32、1998
- 17) 川辺洋：地震による斜面崩壊の研究(Ⅱ)崩壊特性と崩壊面積率の予測、東京大学農学部演習林報告、77、pp.91～142、1987
- 18) 新澤直治：今市地震による崩壊について、新砂防、第8巻、pp.7～10、1952
- 19) 大村寛、戸塚達哉、都築堅治：駿河湾で巨大地震が発生した場合の山地崩壊面積の推定手法に関する一試論、新砂防、第32巻、第4号、pp.9～17
- 20) 石川芳治、綱木亮介、門間敬一、武士俊也：平成7年(1995)年兵庫県南部地震調査

- 報告、斜面災害および砂防施設の被害、土木研究所報告第196号、pp. 349～353、1996
- 21) 松本舞恵、下川悦郎、地頭菌隆：1997年鹿児島県北西部地震による花崗岩斜面の崩壊の特徴、鹿児島大学農学部演習林研究報告、Vol. 26、pp. 9～21、1998
  - 22) 国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人土木研究所：平成16（2004年）新潟県中越地震土木施設災害調査報告、第4編土砂災害、国土技術政策総合研究所研究報告第27号・土木研究所報告第203号、pp. 39～87
  - 23) (独)産業技術総合研究所 地質調査総合センター編：20万分の1 日本シームレス地質図データベース、2007
  - 24) 活断層研究会編：新編 日本の活断層、303p、東京大学出版会、1991
  - 25) (独)防災科学技術研究所ホームページ：地すべり地形分布図「穴水」  
[http://lsweb1.ess.bosai.go.jp/website/lsweb\\_jp/viewer.htm](http://lsweb1.ess.bosai.go.jp/website/lsweb_jp/viewer.htm)
  - 26) 石川芳治：地震による土石流の発生に係わる地形、地質条件、砂防学会誌、Vol. 51、No. 5、p. 35～42、1999
  - 27) 臼杵伸浩、田中義成、水山高久：移動距離の長い地すべりの実態、砂防学会誌、Vol. 57、No. 5、pp. 47～52、2005
  - 28) 臼杵伸浩、田中義成、水山高久：新潟県中越地震における地滑り土塊の移動距離に関する考察、平成17年度砂防学会研究発表会概要集、pp. 140～141、2005
  - 29) 内田太郎、片岡正次郎、岩男忠明、松尾修、寺田秀樹、中野泰雄、杉浦信男、小山内信智：地震による斜面崩壊危険度評価手法に関する研究、国土技術政策総合研究所資料、pp. 1～91、2004
  - 30) (独) 防災科学技術研究所Hi-netホームページ、2007/3/25能登半島地震  
<http://www.hinet.bosai.go.jp/topics/noto070325/>
  - 31) 福島美光：距離減衰式の再構築と地盤増幅のモデル化、月刊地球号外、第37巻、pp. 80～89、2002
  - 32) (独) 防災科学技術研究所高感度地震観測網ホームページ、2007/03/25能登半島地震  
<http://www.hinet.bosai.go.jp/topics/noto070325/>
  - 33) 金沢大学能登半島地震断層調査グループ：平成19年能登半島地震 墓石倒壊率調査結果、第2報、2007. 4  
<http://earth.s.kanazawa-u.ac.jp/ishiwata/NotoTombstone.htm>
  - 34) 国土交通省国土技術政策総合研究所：平成16（2004年）新潟県中越地震被害に係わる現地調査概要、5. 土砂災害、国土技術政策総合研究所資料、第248号、pp. 31～58、2005
  - 35) 石川県土木部砂防課：石川県土砂災害情報システムSABOアイ  
<http://sabo.pref.ishikawa.jp/danger.html>
  - 36) 輪島市：能登半島地震に関する報告書、2007（未発表）
  - 37) 独立行政法人土木研究所：地すべり地末端の崩落斜面における地盤変位の計測手法マニュアル、土木研究所資料、第4072号、2007
  - 38) (独) 防災科学技術研究所強震ネットワークK-netホームページ

<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>

- 39) 独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ火山・土石流チーム：砂防えん堤に設置されている地震計の観測記録（平成8年～18年）、土木研究所資料、第4071号、2007
- 40) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説、2005