

ISSN 1346-7328
国総研資料 第486号
ISSN 0386-5878
土研資料 第4120号
ISSN 0286-4630
建研資料 第115号
平成20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.486
土木研究所資料
Technical Note of Public Works Research Institute, No.4120
建築研究資料
Building Research Data, No.115

December 2008

平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震被害調査報告
Report on Damage to Infrastructures and Buildings
by the 2008 Iwate-Miyagi Nairiku Earthquake

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, Transport and Tourism, Japan
独立行政法人土木研究所
Incorporated Administrative Agency Public Works Research Institute
独立行政法人建築研究所
Incorporated Administrative Agency Building Research Institute

まえがき

2008年6月14日8時43分頃、岩手県内陸南部を震源とするマグニチュード（M）7.2（暫定値）の地震が発生した¹⁾。本地震による最大震度は、岩手県奥州市及び宮城県栗原市で観測された震度6強である。同日、気象庁はこの地震を「平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震」と命名した。本震のマグニチュードが同程度の1995年兵庫県南部地震（M7.3）や2000年鳥取県西部地震（M7.3）と比較すると、今回の地震の余震の発生回数が多いが、大規模な余震は少なく、11月17日現在、最大震度5弱以上を観測した余震は、宮城県大崎市で震度5弱を観測した6月14日9時20分頃（M5.7）の1回である。また、消防庁の取りまとめによると、11月17日13時0分現在、地震による死者は13名、行方不明者は10名、負傷者は451名、住家被害は、全壊33棟、半壊138棟、一部破損2,181棟に上っている²⁾。

今回の地震は2004年新潟県中越地震と同様に山間部を震源とする地震であり、多数の斜面崩壊や地すべり、また、大規模な河道閉塞が発生するとともに、建物や土木施設にも多くの被害が生じた。地震後、国土技術政策総合研究所、土木研究所、建築研究所及び港湾空港技術研究所では連携して、関係する分野ごとに国土交通省の緊急災害対策派遣隊（TEC-FORCE）に参画するほか、自主調査チームを編成の上、6月14日から10月31日までの間に延べ155人の職員を順次派遣し、現地における技術支援、調査等に当たった。

本資料は、地震直後の現地調査結果、また、その後実施された調査・研究結果を現時点で取りまとめ、今後の更なる調査研究に活用できるようにするとともに、収集した調査資料の保存を図ることを目的としたものである。したがって、現在、継続中の研究成果の公表については、別の機会に譲ることにしたい。

参考文献

1) 気象庁ホームページ：

http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2008_06_14_iwate-miyagi/index.html

2) 消防庁ホームページ：

<http://www.fdma.go.jp/detail/811.html>

目 次

まえがき

執筆者一覧

1. 地震と地震動.....	1
2. 地形・地質.....	11
3. 土砂災害.....	34
4. 下水道施設.....	72
5. ダム.....	90
6. 道路橋.....	138
7. 道路土工・斜面.....	158
8. 建築物.....	177
9. 震後対応.....	234
謝 辞.....	239

執筆者一覧

まえがき

国土技術政策総合研究所

危機管理技術研究センター 地震災害研究官 田村敬一

1. 地震と地震動

国土技術政策総合研究所

危機管理技術研究センター地震防災研究室 室長 小路泰広

危機管理技術研究センター地震防災研究室 主任研究官 片岡正次郎

危機管理技術研究センター地震防災研究室 主任研究官 長屋和宏

独立行政法人建築研究所

国際地震工学センター 主任研究員 鹿嶋俊英

2. 地形・地質

独立行政法人土木研究所

材料地盤研究グループ グループ長 脇坂安彦

材料地盤研究グループ地質チーム 上席研究員 佐々木靖人

材料地盤研究グループ地質チーム 主任研究員 倉橋稔幸

材料地盤研究グループ地質チーム 主任研究員 品川俊介

材料地盤研究グループ地質チーム 研究員 矢島良紀

材料地盤研究グループ地質チーム 交流研究員 寶谷 周

3. 土砂災害

国土技術政策総合研究所

危機管理技術研究センター センター長 西本晴男

危機管理技術研究センター砂防研究室 室長 小山内信智

危機管理技術研究センター砂防研究室 主任研究官 清水孝一

危機管理技術研究センター砂防研究室 主任研究官 秋山一弥

(現 国土地理院企画部 防災企画官)

危機管理技術研究センター砂防研究室 主任研究官 水野秀明

危機管理技術研究センター砂防研究室 主任研究官 小嶋伸一

危機管理技術研究センター砂防研究室 研究員 清水武志

危機管理技術研究センター砂防研究室 研究員 松下智祥

独立行政法人土木研究所

土砂管理研究グループ グループ長 寺田秀樹

土砂管理研究グループ火山・土石流チーム 上席研究員 田村圭司

土砂管理研究グループ火山・土石流チーム 主任研究員 山越隆雄

土砂管理研究グループ火山・土石流チーム 主任研究員 内田太郎
土砂管理研究グループ火山・土石流チーム 研究員 武澤永純
土砂管理研究グループ火山・土石流チーム 研究員 松本直樹
土砂管理研究グループ火山・土石流チーム 交流研究員 鈴木隆司
土砂管理研究グループ火山・土石流チーム 交流研究員 松田如水
土砂管理研究グループ火山・土石流チーム 交流研究員 松岡 暁
土砂管理研究グループ火山・土石流チーム 交流研究員 伊藤洋輔
土砂管理研究グループ火山・土石流チーム 交流研究員 秋山浩一
土砂管理研究グループ地すべりチーム 上席研究員 藤沢和範
土砂管理研究グループ地すべりチーム 総括主任研究員 千田容嗣
土砂管理研究グループ地すべりチーム 研究員 小原嬢子
土砂管理研究グループ地すべりチーム 交流研究員 奥田慎吾
土砂管理研究グループ地すべりチーム 交流研究員 千葉伸一
土砂管理研究グループ雪崩・地すべり研究センター 上席研究員 石井靖雄
土砂管理研究グループ雪崩・地すべり研究センター 総括主任研究員 丸山清輝
土砂管理研究グループ雪崩・地すべり研究センター 専門研究員 ハスバートル
土砂管理研究グループ雪崩・地すべり研究センター 交流研究員 鈴木聡樹

4. 下水道施設

国土技術政策総合研究所

下水道研究部 下水道研究官 藤生和也
下水道研究部下水道研究室 室長 榊原 隆
下水道研究部下水道研究室 研究官 深谷 渉
下水道研究部下水道研究室 研究官 藤原弘道
下水道研究部下水道研究室 交流研究員 西尾称英
下水道研究部下水処理研究室 主任研究官 平山孝浩

5. ダム

国土技術政策総合研究所

河川研究部水資源研究室 室長 三石真也
河川研究部水資源研究室 研究官 大谷知樹
河川研究部水資源研究室 研究官 末久正樹

独立行政法人土木研究所

水工研究グループダム構造物チーム 上席研究員 山口嘉一
水工研究グループダム構造物チーム 総括主任研究員 岩下友也
水工研究グループダム構造物チーム 研究員 林 直良
水工研究グループダム構造物チーム 研究員 佐々木晋

6. 道路橋

国土技術政策総合研究所

道路研究部道路構造物管理研究室 室長 玉越隆史
道路研究部道路構造物管理研究室 主任研究官 七澤利明
道路研究部道路構造物管理研究室 研究官 生田浩一

独立行政法人土木研究所

構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員 中谷昌一
構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員 運上茂樹
構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員 白戸真大
構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員 薄井稔弘
構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員 堺 淳一
構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 研究員 岡田太賀雄
構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 任期付研究員 張 広鋒

7. 道路土工・斜面

独立行政法人土木研究所

材料地盤研究グループ土質・振動チーム 上席研究員 杉田秀樹
材料地盤研究グループ土質・振動チーム 主任研究員 佐々木哲也
材料地盤研究グループ土質・振動チーム 専門研究員 中島 進
材料地盤研究グループ地質チーム 総括主任研究員 浅井健一

8. 建築物

国土技術政策総合研究所

建築研究部構造基準研究室 室長 小豆畑達哉
建築研究部構造基準研究室 主任研究官 西田和生
建築研究部基準認証システム研究室 主任研究官 石原 直
建築研究部基準認証システム研究室 主任研究官 井上波彦

独立行政法人建築研究所

構造研究グループ グループ長 飯場正紀
構造研究グループ 主席研究監 大川 出
構造研究グループ 上席研究員 河合直人
構造研究グループ 主任研究員 新井 洋
構造研究グループ 主任研究員 森田高市
建築生産研究グループ 研究員 脇山善夫
国際地震工学センター 上席研究員 小山 信
国際地震工学センター 主任研究員 鹿嶋俊英

9. 震後対応

国土技術政策総合研究所

危機管理技術研究センター地震防災研究室 室長 小路泰広
危機管理技術研究センター地震防災研究室 主任研究官 長屋和宏
危機管理技術研究センター地震防災研究室 研究官 峰 隆典

1. 地震と地震動

1.1 震源と震度分布

1.1.1 本震

平成20年6月14日午前8時43分頃、岩手県内陸南部で発生した地震は、北緯39度01.7分、東経140度52.8分、深さ8kmを震源とし、気象庁マグニチュードはM7.2であった¹⁾。気象庁の発表による震度分布と推計震度分布を図-1.1に示す。推計震度分布とは、観測した震度をもとに地盤の特性等を考慮して震度の面的な広がりを推定し、地図上に表示したものである。震央近傍は山間部のため震度計が設置されておらず、震央付近の震度は観測されていないが、岩手県南部、宮城県北部で強い揺れを示す分布となっており、岩手県奥州市、宮城県栗原市で震度6強、宮城県大崎市で震度6弱を観測したほか、図-1.2に示すように東北地方を中心に北海道から中部地方にかけて震度5強～1の揺れを観測した。この地震は逆断層型であり、わが国の内陸地殻内でM7.2以上の逆断層の地震が発生したのは1896年陸羽地震(M7.2)以来である(表-1.1)。

岩手県、宮城県で震度5弱以上を観測したのは、2005年8月16日に発生した宮城県沖の地震(M7.2)の際に宮城県で震度6弱、岩手県で5強を観測して以来であり、また、内陸部の地域で震度5以上の地震を観測したのは、1996年8月11日の地震(M5.8)の際に宮城県栗原市で震度5(現在の器械観測による震度ではなく、体感による)を観測して以来である。

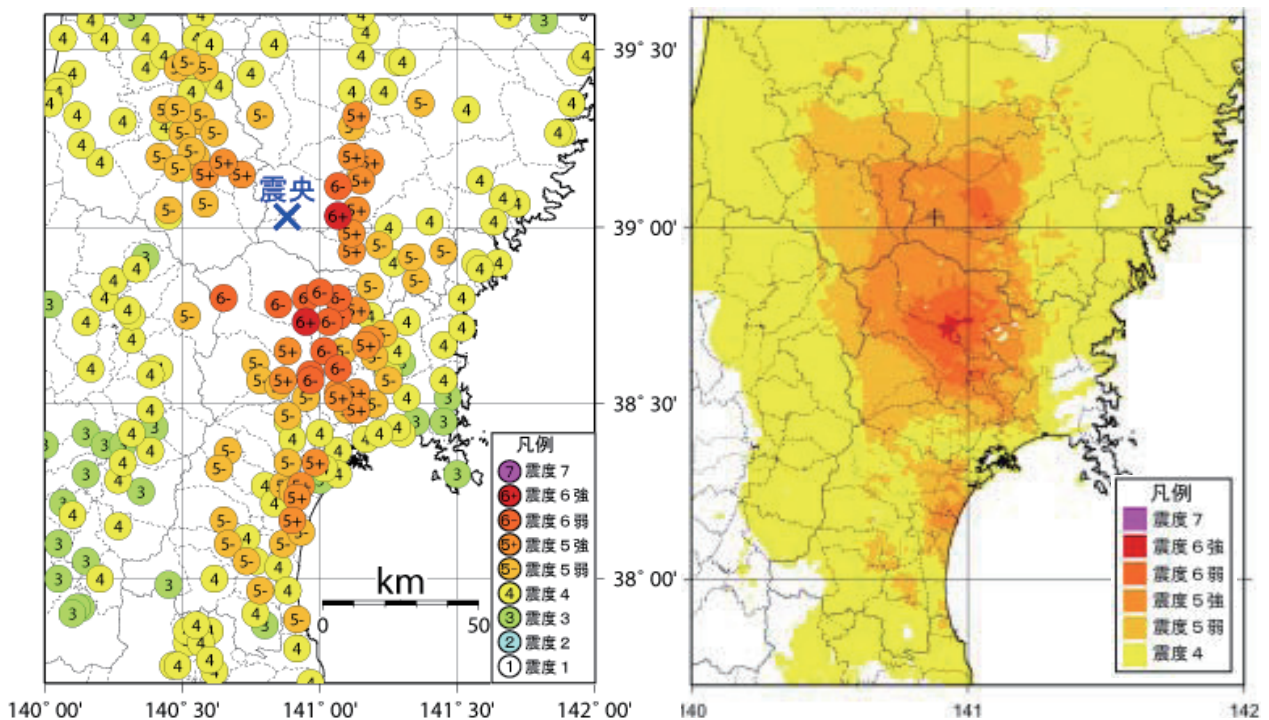


図-1.1 本震の震央近傍の震度分布¹⁾

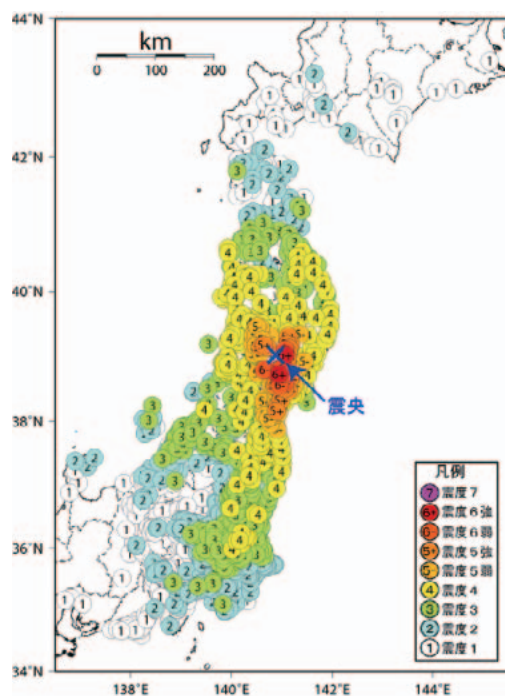


図-1.2 本震の東日本地域の震度分布¹⁾

表-1.1 1885年以降の内陸地殻内地震(M \geq 6.8)とそのタイプ (2) に追記)

地震	M	タイプ
1891年濃尾地震	8.0	横ずれ断層
1894年庄内地震	7.0	逆断層
1896年陸羽地震	7.2	逆断層
1900年宮城北部地震	7.0	不明
1909年姉川地震	6.8	横ずれ断層
1914年桜島地震	7.1	不明
1914年羽後仙地震	7.1	不明
1925年北但馬地震	6.8	不明
1927年北丹後地震	7.3	横ずれ断層
1930年北伊豆地震	7.3	横ずれ断層
1931年西埼玉地震	6.9	横ずれ断層
1943年鳥取地震	7.2	横ずれ断層
1945年三河地震	6.8	逆断層
1948年福井地震	7.1	横ずれ断層
1961年北美濃地震	7.0	傾斜断層
1974年伊豆半島沖地震	6.9	横ずれ断層
1978年伊豆大島近海地震	7.0	横ずれ断層
1984年長野県西部地震	6.8	横ずれ断層
1995年兵庫県南部地震	7.3	横ずれ断層
2000年鳥取県西部地震	7.3	横ずれ断層
2004年新潟県中越地震	6.8	逆断層
2005年福岡県西方沖の地震	7.0	横ずれ断層
2007年能登半島地震	6.9	逆断層
2007年新潟県中越沖地震	6.8	逆断層
2008年岩手・宮城内陸地震	7.2	逆断層

1.1.2 余震活動

本震発生以降の当該地域における震度1以上を観測した地震の発生回数を表-1.2に、本震および余震の震央の分布を図-1.3に示す。これより、今回の地震活動は、一般的な本震-余震型で推移しており、余震の震央は本震の震央より北東-南西方向に分布していることが分かる。

最大余震は本震発生から37分後(09時20分頃)に発生したM5.7の地震であり、宮城県大崎市で震度5弱を観測している。この最大余震以外には、震度5弱を観測する余震は発生していない。一方、図-1.4は、近年に内陸あるいは沿岸域で発生した浅い地震のうち主なものについて、M4.0以上の余震の発生回数を整理したものであるが、今回の地震は余震の発生回数がやや多い地震であることが分かる。

ただし、最大震度が大きい余震に着目した場合には傾向が異なる。本震発生から60日以内の最大震度5弱以上の余震の発生回数を比較すると、本地震が1回であるのに対して、平成16年新潟県中越地震：18回、福岡県西方沖の地震(平成17年)：1回、平成19年能登半島地震：5回、平成19年新潟県中越沖地震：1回、となっている。これは、前述の通り、震央近傍に震度計が設置されていなかったことが影響していると考えられる。

表-1.2 震度1以上を観測した地震の日別の発生回数¹⁾ (本震発生～7月3日24時)

期 間		最大震度別回数								震度1以上を観測した回数	
日付	経過日数	1	2	3	4	5弱	5強	6弱	6強	回数	累計
6月14日	1	132	61	26	8	1				228	228
6月15日	2	54	14	6	1					75	303
6月16日	3	27	8	2	1					38	341
6月17日	4	19	11	3						33	374
6月18日	5	11	2	2						15	389
6月19日	6	8	2							10	399
6月20日	7	13	2							15	414
6月21日	8	3	1							4	418
6月22日	9	5	2							7	425
6月23日	10	4	1							5	430
6月24日	11	8	3							11	441
6月25日	12	5	1							6	447
6月26日	13	4	1	3						8	455
6月27日	14	7	2	3						12	467
6月28日	15	6	1							7	474
6月29日	16	4	1	1						6	480
6月30日	17	2	2							4	484
7月1日	18	5	1	1						7	491
7月2日	19	3								3	494
7月3日	20	4								4	498

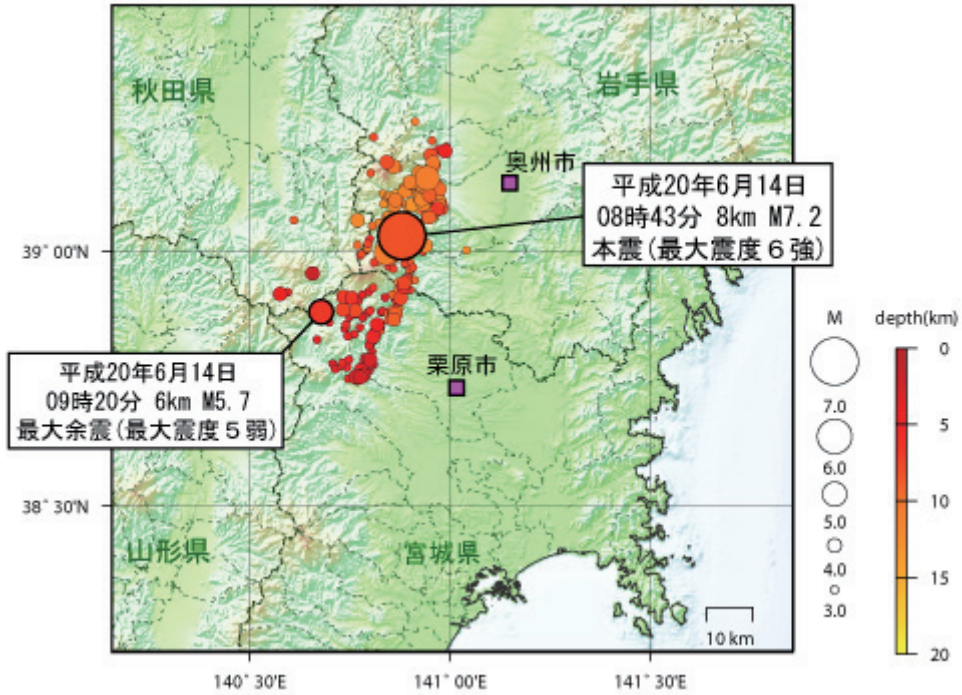


図-1.3 本震および余震の震央分布図¹⁾

(本震発生～2008年7月18日、深さ20km以浅、M: 3以上)

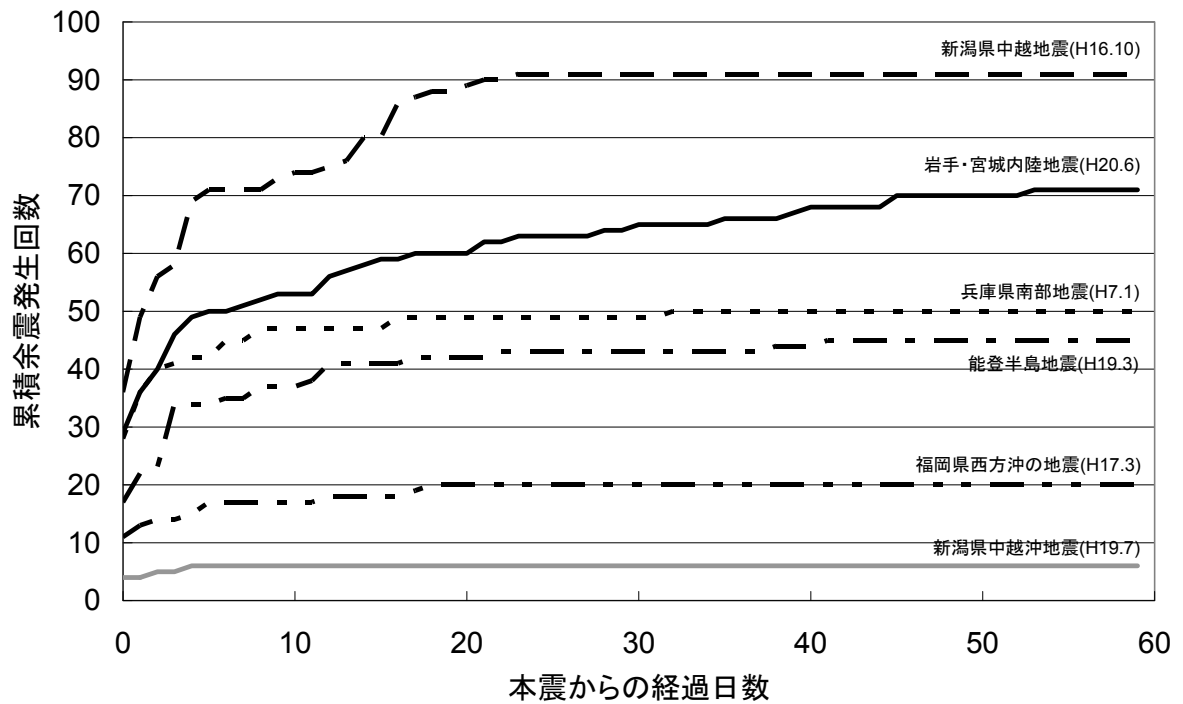


図-1.4 余震発生回数の比較

(本震発生～60日、M:4.0以上 気象庁震度データベース³⁾より作成)

1.2 地震計ネットワークの観測記録

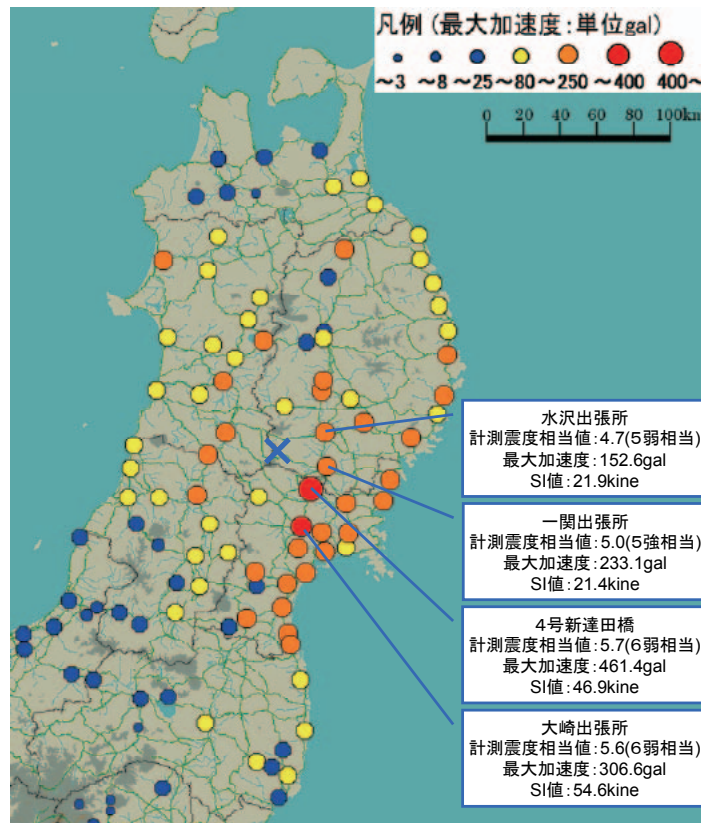
国土交通省では、施設の管理を目的として全国約700箇所に地震計を設置し、地震発生直後に観測した地震動の代表値を伝送する、地震計ネットワーク(以下：地震計NW)を整備している。

今回の地震においても東北地方整備局を中心に関東、北陸、中部地方整備局管内の約230箇所で地震動を観測した。観測された記録の最大加速度及びSI値(最大加速度は水平成分を合成して算出、SI値は水平2成分のうち大きい方)は国総研ホームページ⁴⁾にて公開中である。

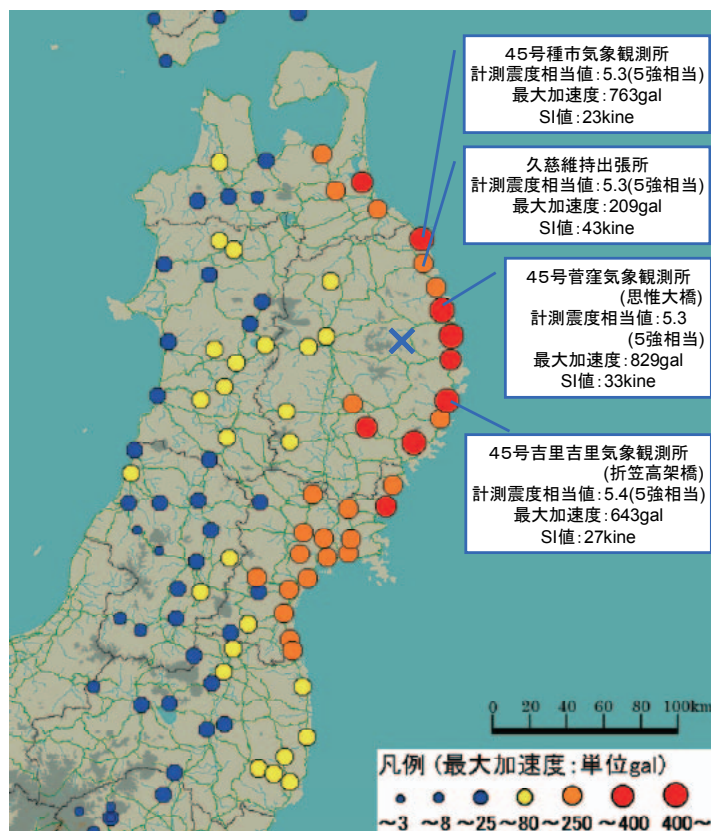
図-1.5(a)は岩手・宮城内陸地震の際に得られた地震計NWの観測記録の最大加速度分布を示したものである。最大加速度については、国道4号新達田橋(震央距離約20km)が最も大きく、461.4galであった。一方、地震動の強さを表し、一般的な構造物に与える被害と相関が高い指標であるSI値については、大崎出張所(震央距離約40km)で観測した値が最も大きく、54.6kineであった。また、気象庁より発表される震度に相当する計測震度相当値については、国道4号新達田橋で5.7(震度6弱相当)、大崎出張所で5.6(震度6弱相当)であった。

図-1.5(b)には、7月24日0時26分頃に発生した岩手県沿岸北部の地震(M6.8、震源深さ108km)の際に得られた地震計NWの観測記録の最大加速度分布を示す。図-1.5(a)と比較すると、岩手県沿岸北部の地震では大きい最大加速度が観測された地点が多い一方で、SI値や計測震度相当値は相対的に小さく、短周期成分が卓越する地震動の特性を表すものとなっている。

新達田橋と大崎出張所における観測記録について、図-1.6に加速度時刻歴波形を、図-1.7に加速度応答スペクトル(EW成分)を示す。加速度応答スペクトルは比較のため、平成7年(1995年)兵庫県南部地震(M7.3)の神戸海洋気象台における観測記録(NS成分、気象庁の観測による)も示している。大崎出張所で観測された加速度時刻歴波形にはやや周期の長い後続波群がみられ、図-1.7からも、大崎出張所では周期約3秒以上の成分が比較的大きいことが分かる。

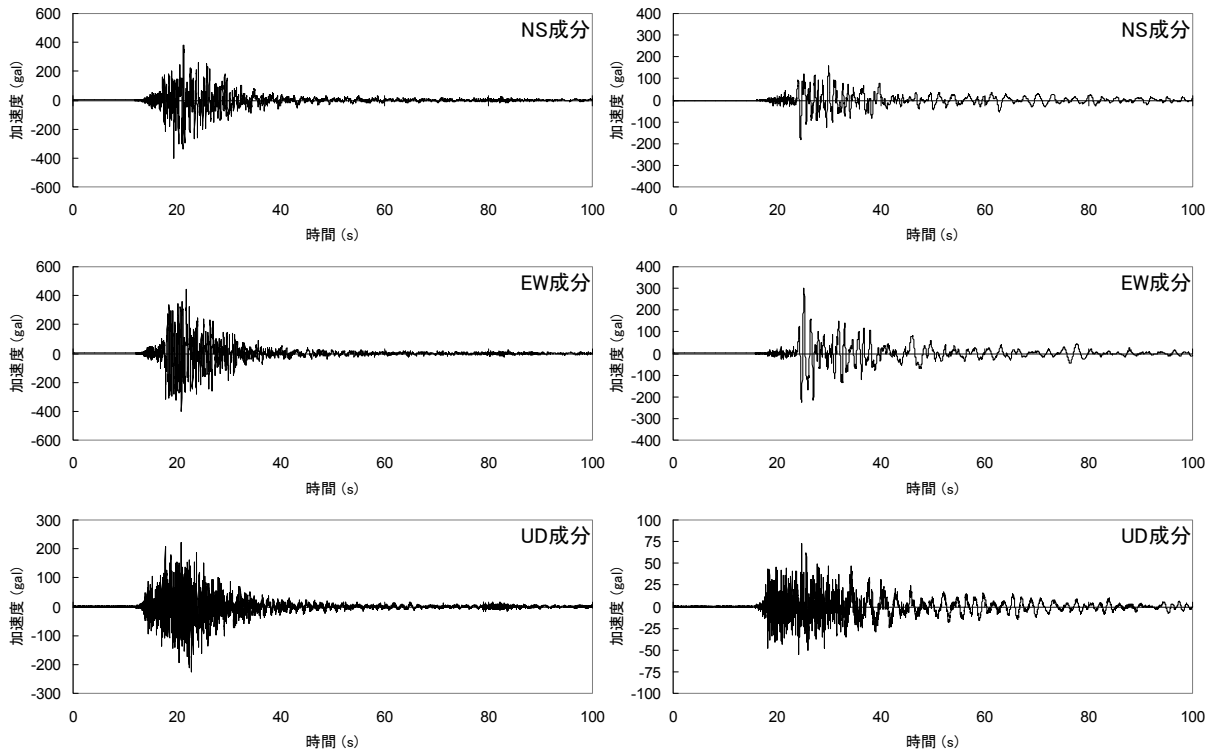


(a) 岩手・宮城内陸地震



(b) 岩手県沿岸北部の地震

図-1.5 地震計NWで観測された最大加速度分布



(a) 国道4号新達田橋

(b) 大崎出張所

図-1.6 観測された加速度時刻歴波形

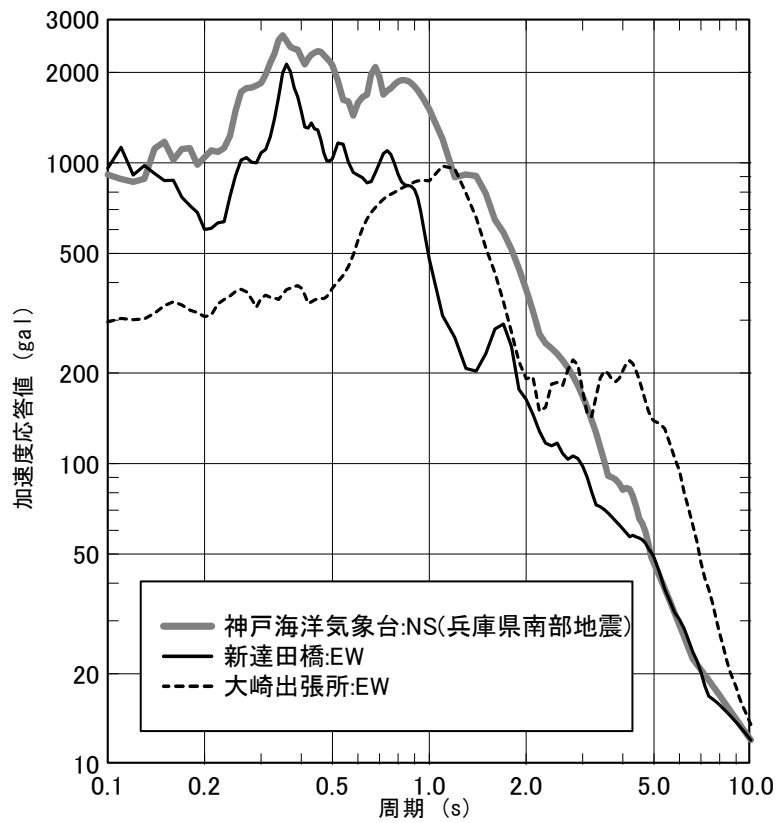


図-1.7 加速度応答スペクトル (減衰定数 0.05) の比較

1.3 建築研究所の強震ネットワークの観測記録

建築研究所は、主に建物を対象とした強震観測ネットワークを保有し、全国に 74 箇所の観測地点を展開している。平成 20 年岩手・宮城内陸地震では、東北地方から関東地方にかけての 33 箇所の観測地点で、強震記録を採取した。主な観測地点で得られた計測震度と最大加速度を図-1.8 に示す。

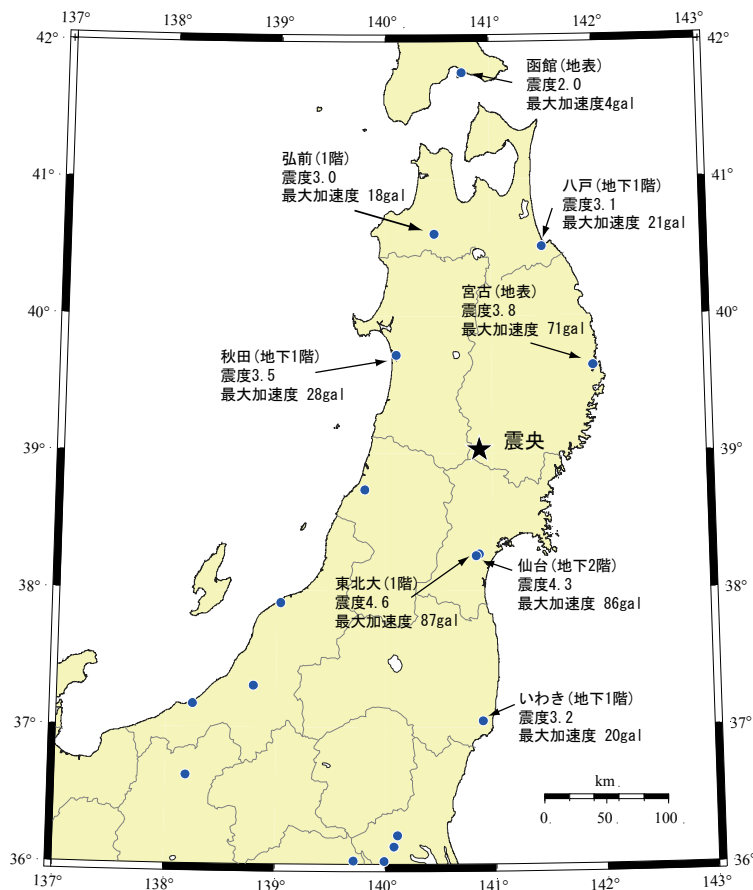
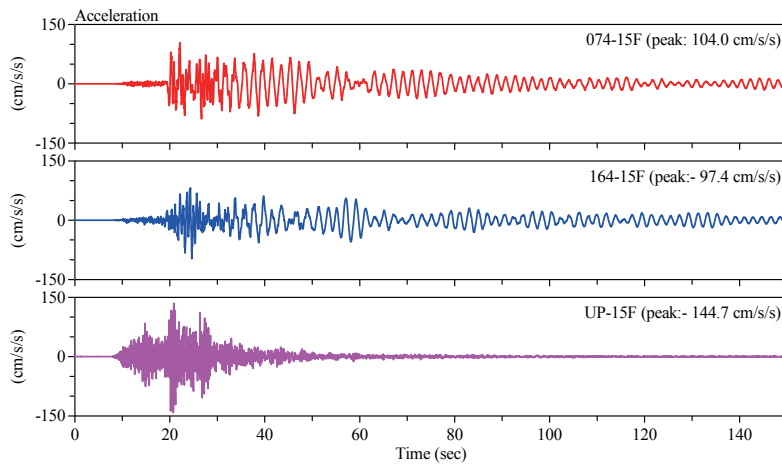


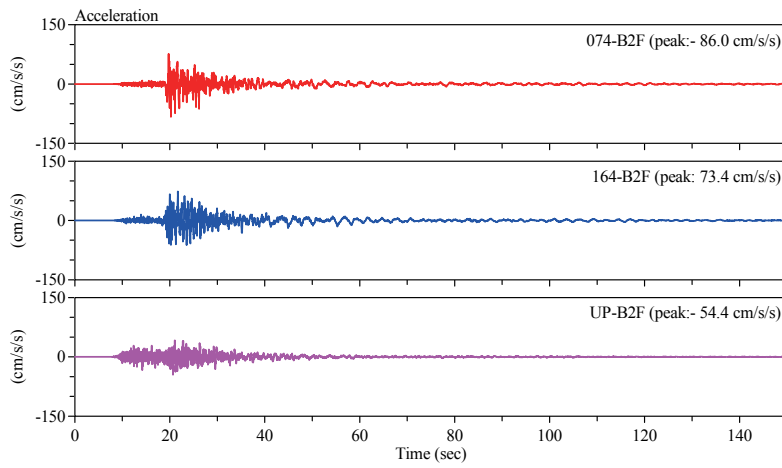
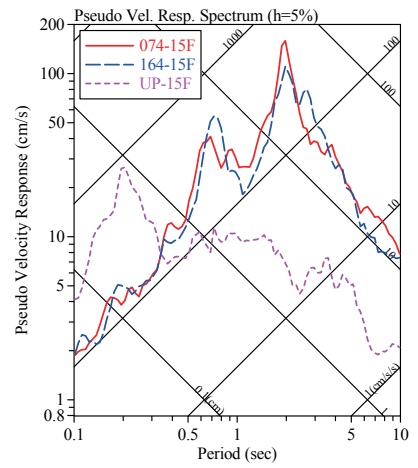
図-1.8 建築研究所の強震観測網で得られた主な記録

このうち、仙台市街地にある鉄骨造 15 階建ての事務所建物で得られた加速度記録を図-1.9 に示す。下段(b)が地下 2 階、上段(a)が 15 階で得られた記録である。それぞれ加速度記録の右側には、減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトルを三軸表示で示している。地下 2 階の記録を見ると、仙台市内の地震動は 1 秒弱と 3 秒から 4 秒の周期成分が卓越している。15 階の加速度記録からは、この建物の固有周期は 2 秒程度であり、後続の長周期成分に反応して、建物の揺れが 2 分以上継続したことがわかる。



Record Time: 2008/06/14 08:43:52, Site: SND: Sendai Government Office Bldg. #2, Seismic Intensity: 4.3

(a) 15階



Record Time: 2008/06/14 08:43:52, Site: SND: Sendai Government Office Bldg. #2, Seismic Intensity: 4.3

(b) 地下2階

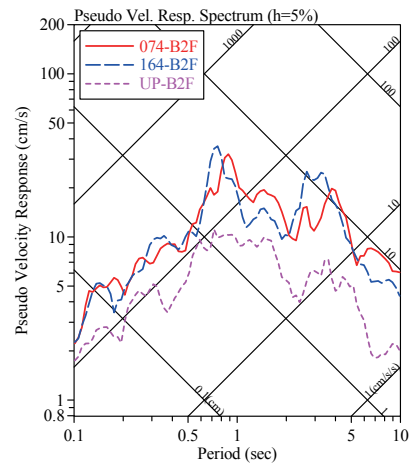


図-1.9 仙台市街地にある鉄骨造15階建て事務所建物で得られた強震記録

参考文献

- 1) 気象庁ホームページ(「平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震」の特集)
http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2008_06_14_iwate-miyagi/index.html
- 2) 片岡正次郎、日下部毅明：内陸地震の規模・タイプと地表地震断層の特性との関係、
土木学会論文集、No. 801/I-73、21-32、2005
- 3) 気象庁ホームページ(震度データベース検索)
http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/shindo_db/shindo_index.html
- 4) 国土技術政策総合研究所ホームページ：河川・道路等施設の地震計ネットワーク情報
<http://www.nilim.go.jp/japanese/database/nwdb/index.htm>

2. 地形・地質

2.1 地形および地質の概要

2.1.1 地形

東北地方は太平洋プレートの沈み込みに伴う東西圧縮場におかれ、南北に延びる山地列（北上・阿武隈山地、奥羽山脈、出羽・飯豊山地）とこれらに挟まれる盆地列で特徴づけられる。

本地震の震央は栗駒山北東 12km 付近の山域であり、奥羽山脈の中央部東麓に位置する（図-2.1.1）。当地域の北東には南北に細長い北上盆地が存在するが、震源域周辺では磐井丘陵となる。北上盆地は構造的盆地と考えられており、上記の地形分布および従来知られている活断層の分布からは、震源域周辺の構造運動がその北部に比べてやや不活発であることを示唆する。一方、田力・池田²⁾によると、東北地方中部の過去 12 万年間の地殻変動は、活断層の分布がない地域でも活断層が認められる地域と同様に、東西方向に隆起量が波長 50km ほどで増減するというパターンが見られ（図-2.1.1）、その原因として、

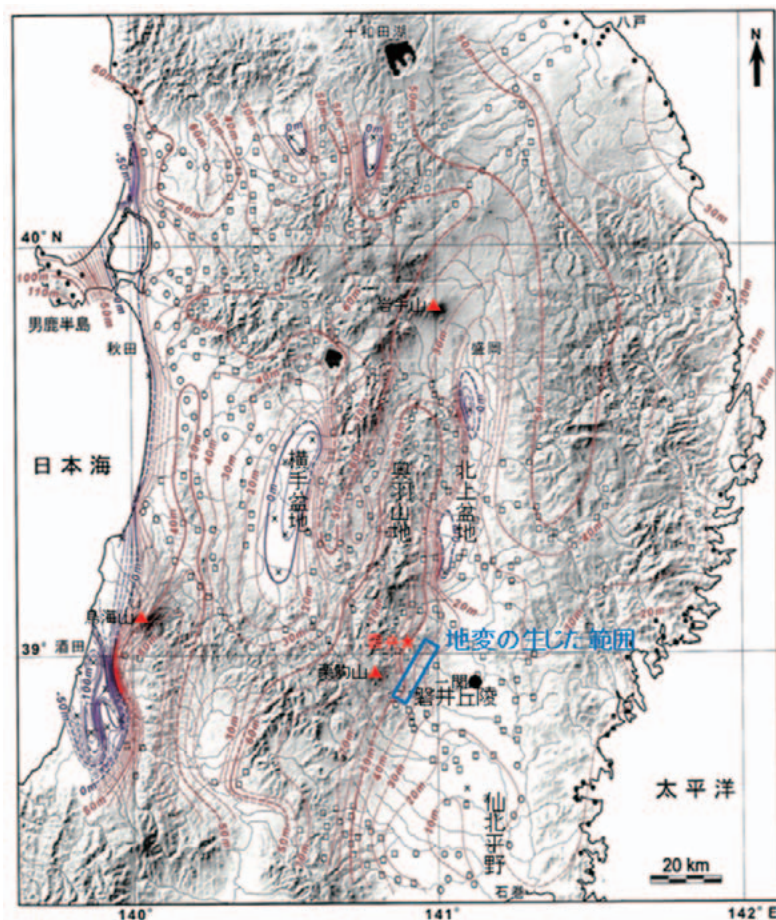


図-2.1.1 東北地方中部の地形と過去 12 万年間の地殻変動量
田力正好原図¹⁾に主な火山、地名、2008 年岩手・宮城内陸地震の震央位置および地震による地形の変状が生じた概略範囲を加筆。赤の等高線は隆起量、紫の等高線は沈降量を示す。

地殻の座屈変形や流動的な塑性変形が推定されている。

本地震に伴い、震源域東方 12km 付近を中心とする北北東—南南西方向約 20km の範囲（図-2.1.1）に地震断層の疑いがある地形の変状が認められた³⁾など。

2.1.2 地質

(1) 地質構造

本地域の地質は主に奥羽脊梁山地の新第三系とそれを覆う栗駒山や焼石岳等の第四紀の新期火山噴出物から構成されている。新第三系は白亜紀の花崗岩や変成岩等の先第三系を基盤とし、奥羽脊梁山地を軸とした背斜構造を形成している（図-2.1.2）^{4)、5)、6)}。断層は、主に南北方向や北東—南西方向の断層を主体としている。震央の南西12km付近には北東—南西方向に延びる餅転—細倉構造帯⁵⁾が分布する。この断層は、活断層ではないとされているものの、周辺には今回の地震に伴い地表の変状が多く観察された。また、活構造としては、北上低地西縁断層帯が胆沢扇状地よりも北側に南北方向に分布する。

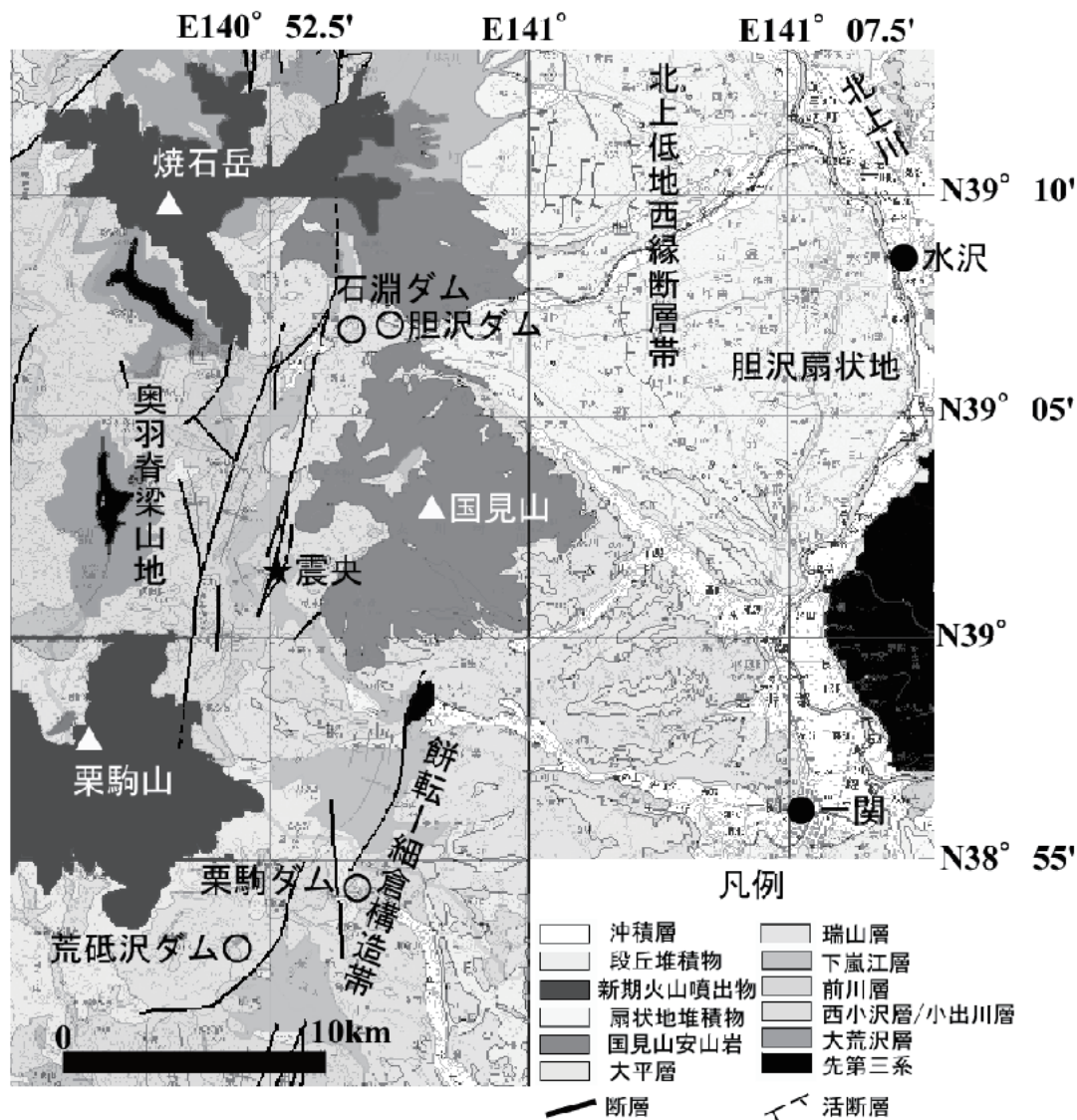


図-2.1.2 震央周辺の地質図（東北地方デジタル地質図 20万分の1⁴⁾に加筆）

(2) 地質層序

焼石岳周辺の新第三系から第四系の地質層序は、下位から大荒沢層・西小沢層および小出川層・前川層・下嵐江層・瑞山層・大平層・国見山安山岩・新期火山噴出物・扇状地堆積物・段丘堆積物・沖積層に区分される（表-2.1.1）⁷⁾。震央周辺にはこれらの相当層が分布する。

このうち、新第三系に相当するのは、下位から大荒沢層・西小沢層および小出川層・前川層・下嵐江層・瑞山層・大平層・国見山安山岩である。大荒沢層は、変質安山岩およびそれに伴う火山角礫岩からなる。小出川層は緑色凝灰岩・緑色砂質凝灰岩を主とし、砂岩・シルト岩・黒色硬質泥岩・斜長流紋岩・玄武岩質安山岩を伴っている。西小沢層は硬質泥岩、ベントナイト質凝灰岩互層および黒色硬質泥岩を主体とし、緑色軽石凝灰岩や玄武岩溶岩を挟在する。前川層は黒色～暗灰色砂質シルト岩・黒色粘板状頁岩・青灰色細粒砂岩統を主とし、淡緑色凝灰岩および凝灰質砂岩を挟有している。下嵐江層は、淡緑色凝灰角礫岩・淡緑色凝灰質砂岩・灰色細粒凝灰岩・暗灰色から黒色頁岩・青灰色凝灰角礫岩等から構成される。瑞山層は良く水磨された礫岩を基底として、凝灰岩・砂岩・シルト岩の不規則互層部を下部に伴い、主部は石英安山岩質溶結凝灰岩からなる。大平層は砂岩・礫岩およびシルト岩を主とし、下部には連続性に乏しい数枚の亜炭層を挟む。国見山安山岩は紫蘇輝石普通輝石安山岩・凝灰角礫岩および火山角礫岩を主とし、火山礫凝灰岩・凝灰岩・凝灰質砂岩を伴っている。大平層と一部指交関係をなし、瑞山層や下嵐江層を不整合に覆っている。

第四系は新期火山岩類・扇状地堆積物・段丘堆積物・沖積層から構成される。このうち、新期火山噴出物は栗駒山や焼石岳の安山岩溶岩や火砕岩である。その他、胆沢扇状地堆積物や河岸段丘堆積物が北上川沿いに発達している。

表-2.1.1 焼石岳周辺の地質層序⁷⁾

地質時代		地質層序	
第四紀	沖積層		
	段丘堆積物	新期火山噴出物 (栗駒山安山岩、 焼石岳安山岩)	
新第三紀	鮮新世	扇状地堆積物	
		国見山安山岩	大平層
	中新世	瑞山層	
		下嵐江層	
		前川層	
		西小沢層	小出川層
前期	大荒沢層		

2.2 地表の変状

2.2.1 調査の目的

活断層は内陸型地震の震源として活動し、地表に変位を及ぼすことがある。活断層には同じ場所で繰り返し地震を発生させる特徴があり、活動の痕跡は変動地形として残され、現在、崖や谷などの一部として認めることができる。1999年に台湾で発生した集集地震（マグニチュードM7.7）では、延長80kmあまりにわたり地表に変位が認められ、その変位は最も大きいところで水平方向に8m、上下方向に9mであった⁸⁾。これまでの研究からM7クラスの地震でも過去の複数の内陸型地震から地表に数m程度の変位を生じると考えられている⁹⁾。このように、地震時に地表に変位を生じた断層を地震断層といい、松田(1981)¹⁰⁾は、「地震のときに地表に出現した断層。地震の原因になった地下の断層運動が地表まで達したと考えられる場合もあるし、地震による震動などのために誘発されて生じた断層の場合もある。近年、地震の原因が断層運動であることが明らかにされたので、そのような地震を起こした地下の断層を震源断層とよぶが、震源断層の多くは地表まで達しない。地震時の地表に現れた断層であることを明確にするために地震断層のことを地表地震断層とよぶこともある。」と定義している。しかしながら、地表の現地調査からだけでは、地震断層を震源断層と区別することは難しいことから、ここでは地表に現れた変状を地震断層として扱う。ただし、地すべり、盛土の沈下など、震源断層と無関係なことが明確な変状については地震断層と呼ばないこととする。

本地震の発生に伴い、震源域東方12km付近を中心とする北北東-南南西方向約20kmの範囲に地震断層の疑いがある地形の変状が認められ³⁾など、その一部は空中写真判読やトレンチ調査¹¹⁾によると累積変位が認められることから、地震断層の可能性が高いと考えられる。

そこで、この地震断層が地表に及ぼした影響範囲を把握することを目的として、空中写真判読と現地調査を実施し、地震断層の疑いがある地形の変状を記載し、断層の延長と鉛直変位量を見積もり、既往の地震断層の事例と比較した。

2.2.2 調査方法

1/25,000地形図の読図や地震前に撮影された空中写真（米軍昭和22年撮影1/40,000モノクロ写真、および国土地理院昭和51年撮影1/15,000カラー写真）の空中写真判読により、変動地形の疑いがある地形を抽出するとともに、産業技術総合研究所活断層研究センターホームページ¹²⁾、および被災後に撮影された空中写真（国土地理院およびアジア航測撮影）を参考に、平成20年6月17～19日、24～26日および9月10～11日に現地に赴き（図-2.2.1）、地形の変状の観察および巻尺、レベルなどを用いた簡易な測量を実施した。

空中写真判読は、吉見ほか³⁾による地変の記録を包括する範囲（図-2.2.1）で実施した。

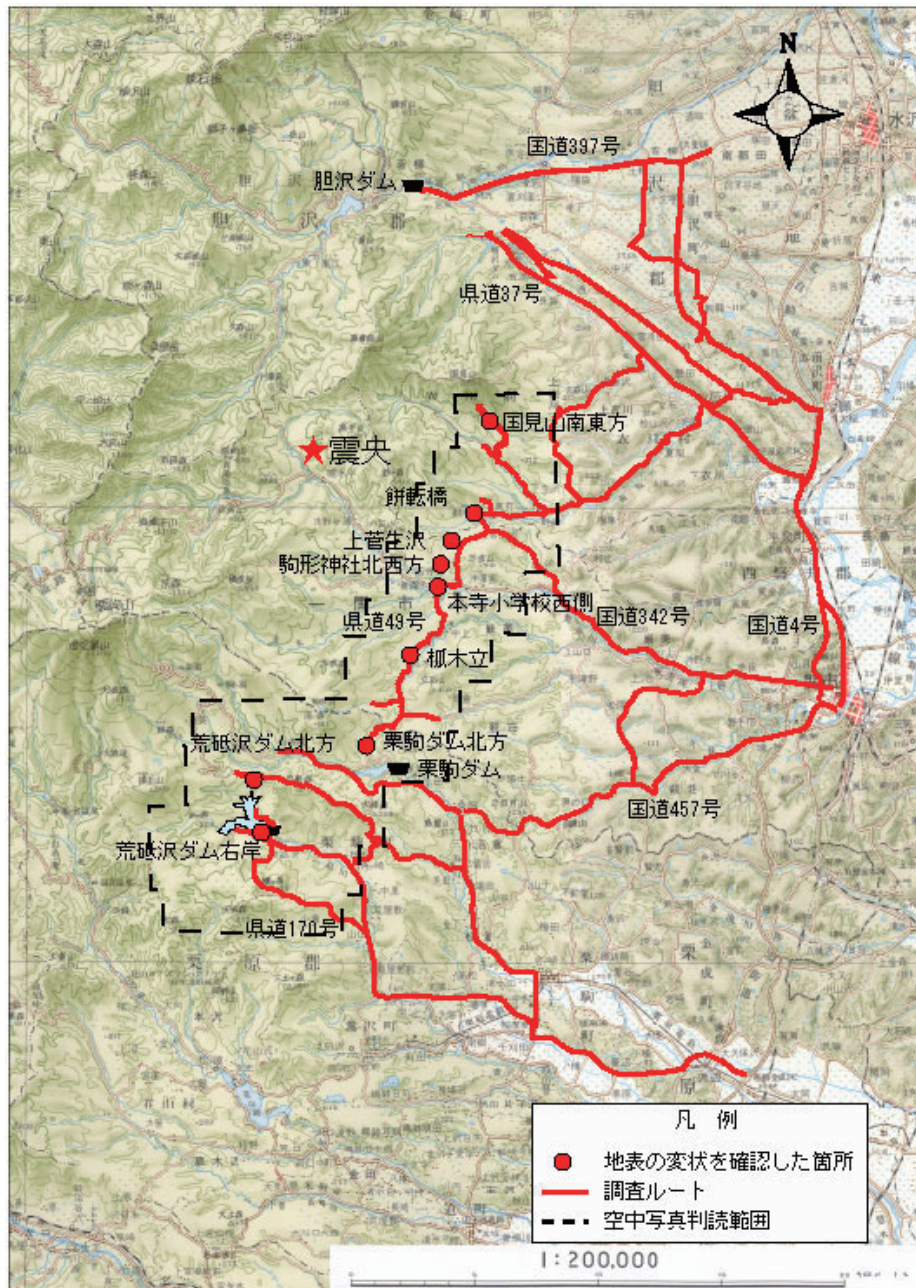


図-2.2.1 調査ルートと地表の変状位置および空中写真判読の範囲

国土地理院発行の1/20万地勢図「一関」、「新庄」に加筆。

2.2.3 変動地形の疑いがある地形

地形図読図、空中写真判読および現地での地形観察の結果、地形の変状が生じた場所付近の一部に東上がり的高度不連続が存在した（図-2.2.2）。この高度不連続は後期更新世の地殻変動パターンと不調和である。一方、地質図^{4),6)}によると、この高度不連続の左右で地質が異なる部分が多いことから、これらの高度不連続地形が断層活動によってもたらされたものか明確でない。

また、地形の変状が生じた箇所周辺に累積変位の可能性がある地形が局所的に認められる（一関市^{ほのきだち} 柵木立、一関市巖美町岡山；図-2.2.2）ものの、その連続性は悪い。



図-2.2.2 断層変位地形の疑いがある地形

青線部が断層変位地形の疑いがある地形。等高線の彩色は 50m 間隔。国土地理院発行 1/5 万地形図「本寺」に加筆。

2.2.4 現地調査

(1) 国見岳南東方

産業技術総合研究所活断層研究センターホームページ¹²⁾に記載があるもののうち、最も北に位置する変状箇所である (図-2.2.3)。

地点a (写真-2.2.1) で見られる路面の垂直変位 (最大約40cm) と盛土斜面下方に25m以上連続する開口亀裂は、盛土部に生じた沈下、地点b (写真-2.2.2) で認められるガードレールの短縮は谷埋め盛土の斜面下方への移動により説明できることから、地震断層でない可能性が高い。

地点c (写真-2.2.3) は、谷底の緩斜面に生じた南西上がり開口亀裂 (垂直変位最大40cm程度、開口幅最大50cm程度) である。地点cの変状は北方に向かって不明瞭になり、断続的な陥没帯と変化する。本変状は斜面下方が上昇する変状を一部に伴うものの開口亀

裂であり、斜面変動の可能性もある。

地点d (写真-2.2.4) は、小規模な尾根を切断する形で斜面下方 (西側) が10~30cm上昇する、逆向きの低崖で、走向は概ねN25Wであり、一部は開口する。地点dの変状は山中を少なくとも50m以上追跡でき、さらに南東方向に伸びる。地点eは路面の山側への傾動、地点f (写真-2.2.5) は盛土部路面の圧縮変状、地点g (写真-2.2.6) は地点fより斜面下方に向けて延びるミ型雁行配列 (全体的な走向はN24E) をする開口亀裂で、斜面下方 (西側) が若干上昇する変状を示す。地点d~gについては調査不足から結論を出すことが現時点では困難であるが、通常考えにくい変状を示しており、地震断層の可能性も考えられる。



図-2.2.3 国見岳南東方の変状位置図

国土地理院「電子国土」の「高檜能山」の地形図に加筆。



写真-2.2.1 地点aに生じた変状

東を望む。開口亀裂は写真右手手前に連続する。



写真-2.2.2 地点bに生じた変状

北西を望む。ガードレールの短縮量は約1.2m。



写真-2.2.3 地点cの変状

北を望む。矢印の間を境に左側がやや上昇。



写真-2.2.4 地点dの変状

西を望む。尾根を切断する逆向き低崖。



写真-2.2.5 地点fの変状

北を望む。短縮量は約120m区間にわたり累計1m程度。



写真-2.2.6 地点gの変状

南を望む。ミ型雁行配列の開口亀裂が盛土斜面下方に向かって配列。やや西上がり。

(2) 餅転橋（もちころばし）

県道49号衣川栗駒線の一関市餅転橋周辺では、図-2.2.4の地点a～iの7箇所水田・河床・道路等の段差や、護岸の亀裂、斜面崩壊が認められた。

まず、地点a～e区間では、水田面や河床にN86E～N58W方向で南落ちの段差が約500mにわたり連続して認められた（写真-2.2.7）。鉛直変位量は20～45cm程度で、段差を境に相対的に北側が隆起し、南側が沈降していた。ただし、表層の地盤は断層によって切断されおらず湾曲していた（写真-2.2.8）。また、鉛直変位量は餅転橋西側の地点aで20cm程度、東側の地点eで45cm程度であり、東側で大きい傾向にある。ただし、餅転橋の直下の真打川河床には鉛直変位は認められなかったものの、地点aの餅転橋の奥州市側のアバット部で路面に座屈が認められた（写真-2.2.9）。これはアバットの橋台が傾いたことによ



図-2.2.4 餅転橋および上菅生沢周辺の変状分布図

国土地理院「電子国土」の「本寺」の地形図に加筆。



写真-2.2.7 地点eの水田面の段差

北側（写真奥）が相対的に隆起し、南側（手前）が沈降し、段差を生じた。段差は右端の水田で東西方向から南北方向（崩壊地の方向）へと向きを変える。

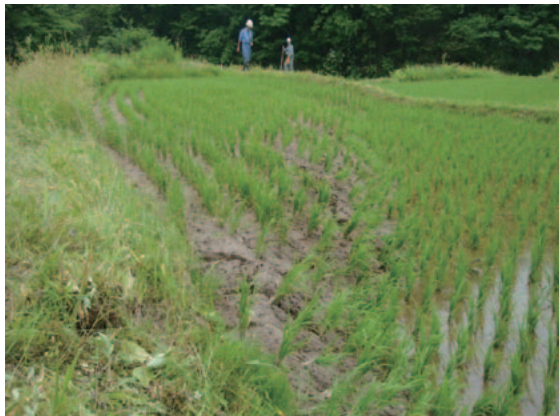


写真-2.2.8 地点eの水田面の撓曲崖

垂直変位量45cm、南落ち、変状幅80cm



写真-2.2.9 地点jの県道49号線餅転橋アバウト部（奥州市側）の路面座屈

るものであると推定される。

段差は水田面だけでなく、地点b・d・fの真打川の河床にも段差を生じさせ、河床砂礫や基盤の凝灰質泥岩を変位させていた（写真-2.2.10）。また、護岸に亀裂やはらみを生じさせていた（写真-2.2.11）。

さらに段差は地点eで北方に向きを変え、地点f～i間で東落ちの変位を示し、地点iの県道49号線にまで達していた。地点iでは、県道49号線の路面の段差の跡やガードレールの屈曲が見られ、路面の段差から鉛直変位量約50cm、ガードレールの屈曲から水平変位量31cmであったと推定される（写真-2.2.12）。また、地点gでは段差の延長上に斜面崩壊が認められた（写真-2.2.13）。ただし、斜面崩壊の露頭では地震断層を直接に観察できず、断層と斜面崩壊との因果関係は不明である。

以上から、地点a～fおよび地点h～iの地盤変状は、河床部も変位していること、地点eでは川側の地盤が隆起しており斜面変動とは考えにくいことなどから、地震断層であると

考えられる。なお、地点a・c・eの水田面の変形は切断されておらず、湾曲していることから地震断層に伴う撓曲崖であると考えられる。



写真-2.2.10 地点fの河床での段差

地点fでは、真打川河床面に約60cmの変位が認められた。東側（右）が相対的に落ち、河床砂礫や瑞山層相当層の凝灰質泥岩を変位させた。



写真-2.2.11 地点dの真打川護岸の亀裂と
はらみ出し



写真-2.2.12 地点iの県道49号線の段差跡

路面の段差跡から鉛直変位量は約50cm程度、側面のガードレールの屈曲から求めた水平短縮量は31cmと見積もられる。路面は砂利によって段差が埋められ補修されていた。



写真-2.2.13 地点gの斜面崩壊

地点fと地点h（画面左側）を結ぶ間に崩壊が認められた。ただし、露頭では断層は観察できなかった。

(3) 上菅生沢

一関市上菅生沢の溜池下流の水田面に延長150mにわたって東西方向に南落ちの変状が認められた（図-2.2.4、写真-2.2.14）。鉛直変位量は10cm程度である。ただし、隣接する県道49号線にまでは変状は及んでいなかった。ここでの地盤変状は山麓から離れた水田面に認められ、斜面変動によるものとは考えにくく、地震断層であると考えられる。なお、水田面の表層の変状は切断されておらず、湾曲していることから、地震断層に伴う撓曲崖であると考えられる。



写真-2.2.14 上菅生沢の水田の段差

水田面に鉛直変位量10cm程度の変形を生じ、手前側が相対的に隆起していた。

(4) 駒形神社北西方

一関市骨寺の駒形神社の北西約700mで、地点a～eの5箇所で水田面の段差や河川護岸のはらみ出しが認められた(図-2.2.5)。地点aでは水田面にN70W方向、鉛直変位量は10cm程度の南落ちの段差を生じていた(写真-2.2.15)。また、地点dでは道路の路面にN30E方向に東落ちの段差が認められた。その他、地点bの河川護岸では水平方向の亀裂やはらみ出しが認められた(写真-2.2.16)。

地点dでは段差が斜面の傾斜方向に直交する方向に認められることや、地点aのように山麓から離れた水田面に認められることなどから、斜面による変動ではなく、地震断層と考えられる。なお、地点a・dの変状は断層により切断されていないことから、この段差は地震断層に伴った撓曲崖であると考えられる。



図-2.2.5 駒形神社および本寺小学校周辺の変状分布図

国土地理院「電子国土」の「本寺」の地形図に加筆。



写真-2.2.15 地点 a の水田面の段差

北側(左)が相対的に10cm程度隆起していた。



写真-2.2.16 地点 b の河川護岸の亀裂と
はらみ出し

(5) 本寺小学校西側

一関市岡山の本寺小学校の西約400mでは、地点fとgの2箇所で見られるように水田面や道路面に段差が認められた（図-2.2.5）。地点fの道路面では走向がN14E方向で、東落ちの段差が認められた。鉛直変位量は50cm程度である。舗装や側溝が破損し、水平方向の変形幅は約3.8mに及んでいた（写真-2.2.17）。また、地点gでは水田面が局所的に盛り上がり、その縁辺部の見通しの走向はN25Eであった（写真-2.2.18）。

以上から、地点gの変状は山麓から離れた水田面に認められることから、斜面変動によるものではなく、地震断層により生じたと考えられる。



写真-2.2.17 地点 f の路面の段差
西側（左）が相対的に隆起していた。変形幅は 3.8m
で、舗装や側溝が破断していた。



写真-2.2.18 地点 g の水田面の段差
写真奥の水田面が相対的に隆起していた。

(6) 爪木立（はのきだち）

一関市爪木立では、図-2.2.6 の地点 a～g の7箇所で見られるように水田や路面の段差が認められた。

まず、地点 a～e 区間では、水田面や県道の路面に N40E 方向で約 500m にわたり北西落ちの段差が連続して認められた（写真-2.2.19）。それを横切る地点 b の県道 49 号線にも変状が認められた。

一方、地点 f~g 区間では N30E の走向で、同じく北西落ちの変状を示していた。鉛直変位量は 20cm 程度である。地点 g では河床部の基盤岩に断層面が観察され、走向傾斜は N30E80E で、鉛直変位量は 10cm 程度であった（写真-2.2.20）。

以上から、地点 a・b・d・e・f・g の変状は、山麓から離れた水田面や道路に認められることから、斜面変動ではなく、地震断層により生じたものであると考えられる。なお、これらの地点での変状は表層の水田面を切断しておらず、湾曲していることから、地震断層に伴った撓曲崖であると考えられる。ただし、爪木立では地震断層の南東側が相対的に隆起し北西側が沈降している。変位方向が他の調査地点と異なる。これは震源断層の延長部の地震断層ではなく、そのバックスラストの一部である可能性がある。ただし、地点 e の 100m 東方の水田面に南東落ちの傾動が認められたとの報告³⁾があるが、その変形量は不明である。

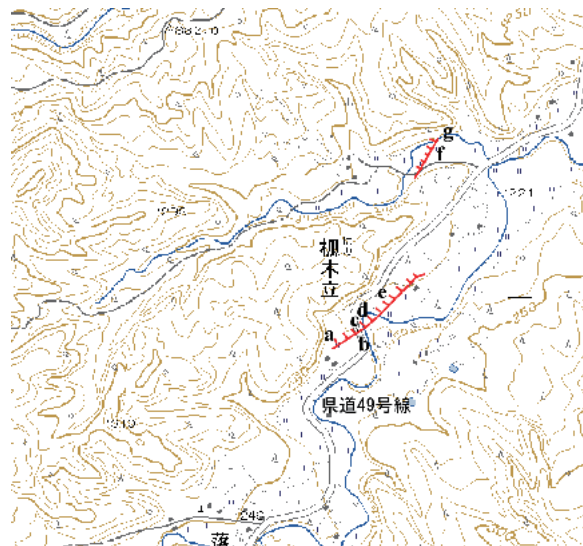


図-2.2.6 爪木立周辺の変状分布図

国土地理院「電子国土」の「本寺」の地形図に加筆。



写真-2.2.19 地点 e の水田面の段差

南東側（右）が相対的に隆起し水田面に生じた段差は、木が傾いている写真奥の崖まで連続していた。



写真-2.2.20 地点 g の基盤岩の断層面

断層面の走向傾斜はN30E80Eで、鉛直変位量は10cmであった。

(7) 栗駒ダム北方

栗駒ダムの北西約 1km の栗原市青笹の県道 49 号線沿いの道路斜面の下部に段差が認められた（**図-2.2.7**）。段差の走向は N65E で、鉛直変位量は 40cm である。ただし、段差部分で観察された地質は、粘土化し、攪乱を受けた層相で、段差は空中写真で判読した地すべりの範囲内で収束していた。なお、昭和 51 年撮影の空中写真にはこの地すべりが認められないこと、この地すべりの範囲には高木がなく、周辺には植林地が分布していることから、この地すべりは最近に滑動したものと考えられる。

以上から、この段差は地震断層の一部ではなく、地すべり内の斜面変動に伴う変状であると思われる。



図-2.2.7 栗駒ダム北方の変状分布図

地すべりの分布は、地震発生後に撮影された空中写真判読による。
国土地理院「電子国土」の「沼倉」の地形図に加筆。



写真-2.2.21 栗駒ダム北方の段差

段差の鉛直変位量は40cmで、地すべり地内の堆積物を変位させている。

(8) 荒砥沢ダム北方

荒砥沢ダム北方では、荒砥沢ダムの貯水池内および、そのさらに北側の三迫川右岸に大きな地すべりが生じた。この2つの地すべりに挟まれた稜線付近に概ね東西走向の比較的連続する変状が生じた（**図-2.2.8**）。

地点 a では、三迫川地すべりの頭部滑落崖の西に連続する位置に、開口亀裂が認められた。地点 b（**写真-2.2.22**）は NE 走向の逆向き小崖をなす。その隆起側の地山には開口亀裂がいくつか存在する。地点 c（**写真-2.2.23**）では横ずれ変位が顕著であり、雨溝の横ずれ量で約 5m、山道の横ずれ量で約 10m の右ずれが認められた。地点 d・e（**写真-2.2.24**、**写真-2.2.25**）は鞍部の道路を横断し、南西から南傾斜の斜面に入ると、EW 方向の逆向き低崖をなす地点 f（**写真-2.2.26**）から、3 条ほど開口亀裂が北西方向に派生する（地点 g・h・i）。これらの一連の地形の特徴は、ほぼ東西走向で地溝をなし、右横ずれ成分（最大約 10m）を伴う。開口亀裂が顕著であり、展張場で形成されたと見なして良い。これらの状況に加えて三迫川地すべりとの位置関係を考慮すると、これら

の箇所の変状は基本的には地すべりの落ち残った山塊と考えると良いと思われ、変状の方向から、一連の変状の北側のブロックがおおむね北東方向に移動したと考えることができる。しかしながら本調査においてはブロックの北側および東側の境界を確認できていない。

また、これらとは別に、NS 方向の圧縮による変状が荒砥沢地すべりに隣接する位置（地点 j；写真-2.2.27、写真-2.2.28）に認められる。これらは東向きの地すべり体の動き¹⁵⁾に引きずられて地山に変形がもたらされたと考えることができる。したがってこの変状は必ずしも地震断層によるものと考えなくても説明が可能である。

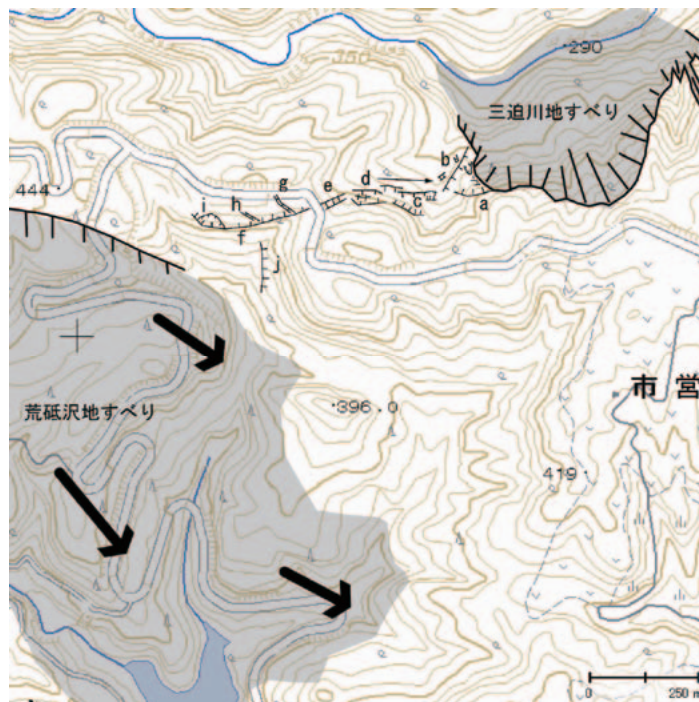


図-2.2.8 荒砥沢ダム北方の変状分布図

荒砥沢地すべりおよび三迫川地すべりの分布は基礎地盤コンサルタンツ（株）¹³⁾および国際航業（株）¹⁴⁾に、荒砥沢地すべりの移動方向（太矢印）は檜垣¹⁵⁾によった。国土地理院「電子国土」の「切留」の地形図に加筆。



写真-2.2.22 地点 b に生じた変状

西を望む。走向 N15E~N5W、逆向き崖をなす。人物が立つ小丘内には開口亀裂が認められる。



写真-2.2.23 地点 c に生じた変状

北を望む。走向おおむね EW。地溝をなし、右横ずれ（最大約 10m）を伴う。



写真-2.2.24 地点 d に生じた変状

東を望む。写真枠外左手に北落ちの変状があり、地溝をなす。



写真-2.2.25 地点 e に生じた変状

大きな開口亀裂。走向 N75W、陥没量 2m。



写真-2.2.26 地点 f に生じた変状

西を望む。斜面下方（左手）が約 40cm 隆起。



写真-2.2.27 地点 j（谷部）に生じた変状

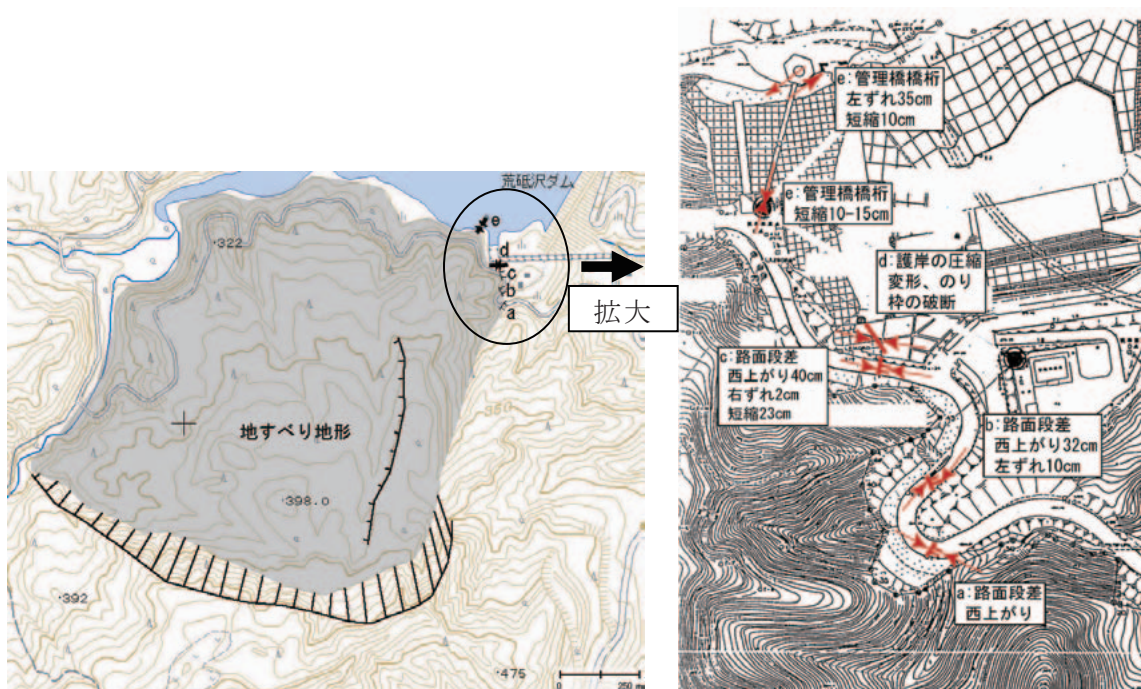
南を望む。山が押し出しているように見える。



写真-2.2.28 地点 j (尾根部) に生じた変状
 写真-2.2.27 の南延長。斜面下方 (右手) が約 20cm 隆起。

(9) 荒砥沢ダム右岸

荒砥沢ダム右岸 (図-2.2.9) では、路面変状が 3カ所に出現し (地点 a・b・c; 写真-2.2.29、写真-2.2.30、写真-2.2.31)、これらはほぼ直線的に配列している。また、地点 c 直下の地点 d (写真-2.2.32) では、ダム湖護岸やのり枠に座屈変形が見られる。



(a) 全体図

(b) 拡大図

図-2.2.9 荒砥沢ダム右岸の変状分布図

既存の地すべり地形は写真判読および地形図読図による。
 国土地理院「電子国土」提供の「切留」地形図に加筆。

この変状は見かけ上、西傾斜の剪断面をもっているように見え、東西圧縮のように見える。この変位方向は地点 a・b・c の分布と概ね整合する。さらに、ダム の右岸と取水塔をつなぐ橋（地点 e）に圧縮変形と左ずれが見られる。ただし、横ずれ成分については地震動の影響でずれが生じた可能性もあるため、必ずしも地盤の変位方向を表しているとは限らないことに注意が必要である。

これらの場所は、背後に大規模な滑落崖を持つ地すべり体の側面の境界部および末端部付近に当たると考えられるものの、変状箇所付近では浸食によりその位置が不明瞭になっている。

これらの地点の変状は、全体として南北走向、西傾斜の逆断層による変位を想定すると、比較的良く説明が可能であるが、背後の地すべりとの関係が十分解明されておらず、これらの地点の変状が生じた原因について、本調査結果から結論を出すことが難しい。



写真-2.2.29 地点 a に生じた変状
北東を望む。走向は N33E、西上がり。左手コンクリート吹きつけ面にひび割れあり。



写真-2.2.30 地点 b に生じた変状
南西を望む。走向 N25W、約 30cm の西上がり。左ずれ約 10cm を伴う。



写真-2.2.31 地点 c に生じた変状
西を望む。走向 N10E、約 40cm の西上がり、短縮量は 23cm。



写真-2.2.32 地点 d に生じた変状
矢印に挟まれた箇所では護岸の座屈変形、のり枠の破断が生じている。

2.3 考察

2.3.1 地震断層の分布、延長と変位量

(1) 分布および延長

2.2.4 の現地調査結果から、一関市餅転橋から柵木立にかけての 5 箇所、地震断層の可能性のある撓曲崖を確認した。これらの位置は北北東－南南西方向の直線上に配列している。これらのいずれの位置でも、撓曲崖は水田や道路等の変位基準面を明瞭に変

位させていた。ただし、これらの撓曲崖は各地点で最大でも 500m 程度しか連続せず、その分布は局所的である。一方で、柺木立よりも南側での栗駒ダム北方や荒砥沢ダム北方で観察される地表の変状は地すべり地内およびその周辺での変位であり、斜面変動に伴ったものである可能性が高い。

現時点で地震断層かどうか不明であるもののうち、荒砥沢ダム右岸の変状については、その他の地震断層の変状確認位置から 10km 以上離れていることから、以後の議論では地震断層の可能性が低いものとして取り扱う。また、国見山南東方の変状については、観察された変状の一部に斜面変動等で解釈することが困難なものを含むことから、以後の議論では地震断層の可能性のあるものとして取り扱う。

地震断層の変状確認位置を、6月14日～15日のM3以上の余震分布と重ね合わせ比較した(図-2.3.1)。変状確認位置と余震分布には以下の2点の関係が認められる。第一に変状確認位置は余震群の分布と同じ北北東-南南西方向に分布し直線上に配置していること、第二に5箇所の変状確認位置を境として本震をはじめとした余震群が西側に分布し東側にほとんどないことである。ゆえに、本地震は北北東-南南西方向の逆断層を震源としていることを考慮すると、今回確認された地震断層の可能性のある変状は震源断層の変位に起因する可能性が高いと考えられる。

したがって、地震断層の延長を、少なくとも一関市餅転橋から柺木立までの約7kmと推定した。これに加えて国見山南東方の変状についても地震断層の可能性のあるものとし、以後の議論では、地震断層の延長を約10kmと仮定した。

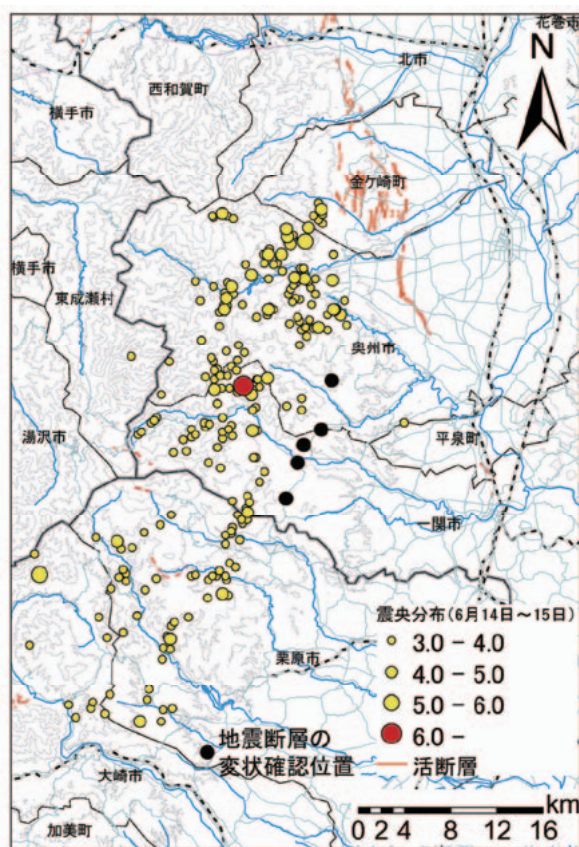


図-2.3.1 地震断層の変状確認位置と余震分布との比較

(2) 変位量

鉛直方向の最大変位を示したのは、一関市餅転橋の真打川河床で観察された図-2.2.4の地点 f である。この地点で鉛直方向に河床砂礫が 60cm 変位していた。また、水平方向の変位量は、同じく餅転橋の地点 i の県道 49 号線のガードレール屈曲から 31cm 水平方向に圧縮されたと見積もられる。

以上から本地震により生じた地震断層の延長や変位量は以下のように見積もられる(表-2.3.1)。

表-2.3.1 地震断層の延長と変位量

項目	内容
延長	10km (国見山南東方～一関市爪木立)
鉛直変位量	60cm (一関市餅転橋)
水平変位量	31cm 圧縮 (一関市餅転橋)

2.3.2 地震断層と震源断層モデルとの比較

震源断層モデルは地殻変動の解析から、震源断層は北北東-南南西方向、長さ約20km、幅約12kmで、東から西に傾き下がる逆断層(傾斜角約31度)と推定されている¹⁶⁾(図-2.3.2)。その一部区間は、地震断層による地表の変状分布とも方向や範囲が一致する。

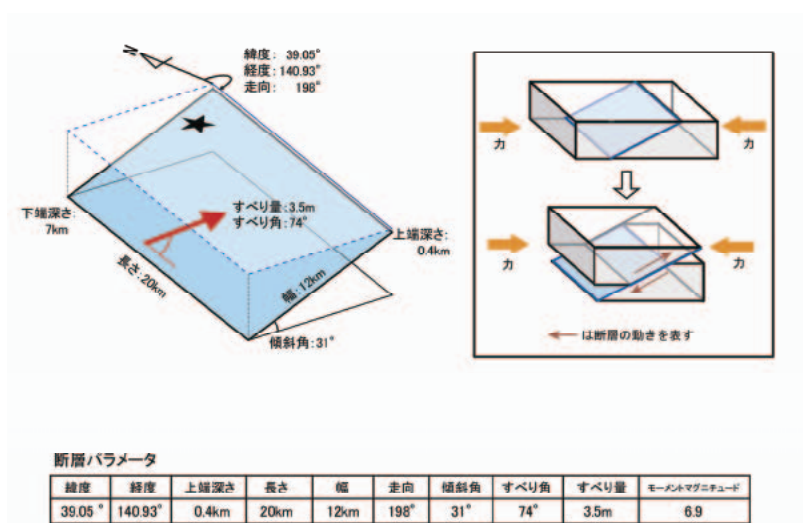


図-2.3.2 地殻変動から推定された震源断層モデル¹⁶⁾

2.3.3 既往の地震断層との比較

表-2.3.2 に本地震と既往地震の諸元の比較を参考に示す。既往地震の地震断層の延長や鉛直変位量等の諸元は、同じ北米プレート上にあり同程度の応力条件下で発生したと考えられる東北日本弧における逆断層型地震の地震断層について記載された文献¹⁷⁾、¹⁸⁾、¹⁹⁾から引用した。これまでに地震断層が確認された地震として、岩手内陸北部地震(1998年)・陸羽地震(1896年)・会津地震(1611年)がある。

表-2.3.2 本地震と既往地震断層の諸元の比較

本地震と同じ応力条件下と考えられる、北米プレート上の東北日本弧における逆断層型の既往地震の各諸元を文献から引用した。

名称	西暦	地震断層の延長(km)	鉛直変位量(m)	エネルギー(M)	震源断層の延長(km)	出典
岩手・宮城内陸地震	2008	10	0.6	7.2	20	本報告
岩手内陸北部地震	1998	0.8	0.4	6.1	10	越谷ほか(1998) ¹⁷⁾
陸羽地震	1896	36	3.5	7.5	-	松田ほか(1980) ¹⁸⁾
会津地震	1611	-	2.5	-	-	寒川(1987) ¹⁹⁾

2.3.4 土木構造物への影響

土木構造物の被害としてガードレールの屈曲や路面の破断、側溝の破断、河川護岸の亀裂やはらみ出しが認められた。

地震断層の変位が確認されたほとんどの箇所は撓曲崖が形成されていた。この撓曲崖が及ぼす影響は一関市餅転橋で 0.8m～5m であった。一関市岡山の本寺小学校西側で観察した道路面では、アスファルトの路面や側溝が幅 3.8m にわたって破断していた（写真-2.2.17）。これは撓曲により段差を生じたことにより形成されたと推定される。また、一関市餅転橋では県道 49 号衣川栗駒線上に段差を生じ、5m にわたってアスファルトの路面を破断していた（写真-2.2.12）。ただし、砂利やアスファルトによる簡易な補修により調査時には既に通行可能となっており、軽微な被害であった。これは、本地震の地震断層の鉛直変位量が 0.6m と小さかったため、土木構造物への影響も限定的であったと考えられる。

また、地震断層の延長上では、河川の護岸に亀裂やはらみ出しを生じていた（写真-2.2.11、写真-2.2.16）ほか、一関市餅転橋や爪木立では、撓曲崖の段差の延長上に斜面崩壊が認められた（写真-2.2.13）。ただし、地震断層との直接の因果関係は不明である。

2.4 まとめと今後の課題

以上の結果から、以下のようにまとめられる。

- ・ 地震断層らしい変状を、一関市国見岳南東方から爪木立にかけての6箇所で確認した。
- ・ 変状を確認した各位置は北東-南西方向の直線上に配列し、延長は10kmに及ぶ。これらの位置は余震分布の方向と調和的である。
- ・ 地表の鉛直変位は最大約60cm程度で、それが土木構造物に及ぼす影響範囲は断層から5m未満の範囲であった。路面に段差を生じたり、舗装が割れる、ガードレールが折れ曲がるなどの軽微な被害であった。これは、今回の地震では地震エネルギーの大きさに対して、出現した地震断層の変位が既往地震のものに比べて小さかったことによる。
- ・ 地表に現れた変状周辺の断層変位地形の分布は不明瞭であり、既往文献に活断層として記載されておらず、最寄りの北上低地西縁断層帯と異なる未知の活断層であると推定される。地震後の写真判読で一関市爪木立付近と巖美町岡山付近に断層変位地形が認められたものの、今回の震源断層の主部は地下に伏在しているものと思われる。今後、このように不明瞭な活断層を抽出する調査技術を開発することが必要である。

参考文献

- 1) 田力正好：東北地方中部のTT値・FS値の分布から推定される過去12万年間の隆起/沈降量、小池一之ほか編、日本の地形3 東北、355p、東京大学出版会、2005
- 2) 田力正好・池田安隆：段丘面の高度分布からみた東北日本弧中部の地殻変動と山地・盆地の形成、第四紀研究、第44巻、pp. 229～245、2005
- 3) 吉見雅行・丸山正・遠田晋次・金田平太郎・栗田泰夫・安藤亮輔・吉岡敏和：2008年岩手・宮城内陸地震の緊急調査報告、活断層研究センターニュース、第81号、pp. 5～12、2008
- 4) 建設技術者のための東北地方の地質編集委員会：建設技術者のための東北地方の地質、東北建設協会、408p、2006
- 5) 片山信夫・梅沢邦臣：7万5千分の1地質図幅「鬼首」及び説明書、地質調査所、1958
- 6) 栗駒地熱地域地質図編集グループ：10万分の1栗駒地熱地域地質図及び説明書、地質調査所、26p、1986
- 7) 北村信：5万分の1地質図幅「焼石岳」及び説明書、地質調査所、40p、1965
- 8) 松浦一樹・大友淳一・永田高弘・小林淳：台湾921集集地震に伴う地震断層について地質ニュース、地質調査所、No. 545、pp. 7～22、2000
- 9) 松田時彦：活断層、岩波新書、242p、1995
- 10) 松田時彦：地震断層、町田貞ほか編、地形学事典、二宮書店、pp. 237～238、1981
- 11) 鈴木康弘・渡辺満久・熊原康博・廣内大助・小岩直人・中田高・島崎邦彦：岩手・宮城内陸地震に関する活断層トレンチ調査（速報）、4p、名古屋大学環境学研究科地震火山・防災研究センターホームページ
http://www.seis.nagoya-u.ac.jp/INF0/iwate_miyagi080614/trench0708.pdf
- 12) 産業技術総合研究所活断層研究センターホームページ（2008年岩手・宮城内陸地震速報）
http://unit.aist.go.jp/actfault/katsudo/jishin/iwate_miyagi/index.html
- 13) 基礎地盤コンサルタンツ株式会社：平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震調査報告書（社内技術資料）、101p、基礎地盤コンサルタンツ株式会社、2008
- 14) 国際航業株式会社：平成20年6月14日発生 岩手・宮城内陸地震現地調査報告（活断層調査編）、43p、国際航業株式会社、2008
- 15) 檜垣大助：平成20年岩手・宮城内陸地震 荒砥沢ダム上流地すべり調査報告、3p、（社）日本地すべり学会東北支部ホームページ、2008
http://wwwsoc.nii.ac.jp/thb-jls/download/h20eq_JLS2008a.pdf
- 16) 国土交通省国土地理院：平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震に伴う地殻変動（第2報）、国土地理院ホームページ、2008
<http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/h20-iwatemiyagi/080614houdou3.html>
- 17) 越谷信・大石雅之・野田賢・奥寺勇樹・加藤貴史・滝口真一・三田地喜之・嶋守真紀・齋藤徳美・矢内桂三・平野信一・澤祥・福留高明・佐藤比呂志・大槻憲四郎・長濱裕幸・中村教博・土井宣夫・東郷正美・栗田泰夫・吉岡敏和：1998年9月3日岩手内陸北部の地震に伴う地震断層、活断層研究、第17号、pp. 9～20、1998

- 18) 松田時彦・山崎晴雄・中田高・今泉俊文：1986年陸羽地震の地震断層、東京大学地震研究所彙報、第55巻、pp. 795～855、1980
- 19) 寒川旭：慶長16年(1611年)会津地震による地変と地震断層、地震、第2輯、第40巻、pp. 235～245、1987

3. 土砂災害

3.1 概要

平成 20 年 6 月 14 日に発生した、マグニチュード 7.2、最大震度 6 強（岩手県奥州市、宮城県栗原市）の地震は、岩手・宮城県境付近を中心に大きな被害をもたらした。特に、震源が栗駒山の火山噴出物が厚く堆積している山体直下であったことから、多くの山腹崩壊等が発生した。このため、国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター（本章では、以下「国総研」）および独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ（本章では、以下「土研」）は、災害直後より現地調査をはじめ種々の危機管理的現地対応等を行ってきた。

今回の地震では、河道閉塞（天然ダム）（以下、「天然ダム」）が多数発生した。特に緊急の対応を行う必要があった天然ダムは、岩手県一関市の磐井川流域と、宮城県栗原市の迫川流域に集中的に発生した。このほか、三迫川上流域のドゾウ沢の源頭部を発生源とする大規模な土石流や二迫川に建設された荒砥沢ダムの貯水池末端付近で大規模な地すべりが生じた。

この地震によって、48 件の土砂災害（土石流 24 件、地すべり 9 件、がけ崩れ 15 件（平成 20 年 7 月 31 日まで、国土交通省河川局砂防部保全課調べ））が発生し、死者 13 名・行方不明者 10 名の人的被害が生じた¹⁾。

本章は、国総研・土研による土砂災害の調査結果、技術支援の概要を報告した文献^{2)、3)}を踏まえつつ、以下の項目について調査結果を報告するものである：

- 1) 崩壊地の分布と特徴、
- 2) 現地調査概要、
- 3) 荒砥沢ダムなどでの地すべり調査、
- 4) 三迫川ドゾウ沢の源頭部で発生した土石流調査、
- 5) 沼倉裏沢の天然ダムの調査、
- 6) 投下型水位観測ブイの開発、
- 7) 迫川における天然ダムの危険度評価、
- 8) 地震動による斜面崩壊危険度評価。

なお、本章で用いた数値等は、既往資料や速報値によるものを含む。

3.2 崩壊地の分布と特徴

今回の地震により急傾斜地崩壊および地すべりが計 3,500 箇所以上発生した⁴⁾。図-3.2.1 は岩手県一関市、宮城県栗原市および秋田県の東方の一部を含む多数の崩壊が発生した地域である。本節では、発生した崩壊地の斜面勾配、曲率を算出し今回の地震による崩壊の地形的特徴を述べる。なお、「崩壊」を急傾斜地崩壊と地すべりの総称として用いる。

解析に用いたデータは、空中写真による崩壊地判読結果⁴⁾および国土地理院数値地図 50m メッシュ（標高）である。地理情報システム上で解析する前処理として、空中写真判読に

よる崩壊地をベクタ形式からラスタ形式に変換（以下、「崩壊地メッシュ」）した。50mメッシュ内に複数の小さな崩壊地がある場合は、その崩壊地メッシュ数を1メッシュとした。崩壊地メッシュが50mメッシュ複数にまたがる場合は、当該メッシュ値の平均値をその崩壊地の地形量とした。崩壊地の標高の頻度分布をみると、最頻値は500m-600mの階級にある（図-3.2.2）。これは、栗駒山（標高1627.4）や焼石岳（標高1547.9m）など、熔岩流地形が分布する高標高地域では崩壊が少ないためと考えられる。斜面勾配の最頻値は20-25度の階級である（図-3.2.3）。2007年に発生した能登半島地震では30-35度⁵⁾、新潟県中越沖地震では40-45度に最頻値⁶⁾があることと比べると、緩勾配斜面における崩壊が多い。崩壊地の斜面型は、凸形尾根型斜面で卓越せず、等斉直線斜面（平板斜面）に多く分布し、凸形尾根型斜面と凹形谷型斜面にもほぼ等しく分布している（図-3.2.4）。図-3.2.4(b)は9種の斜面型の概念図⁷⁾であり、図-3.2.4(a)は、解析によって算出した曲率を、勾配方向曲率とその直交方向曲率を両軸とした図である。

なお、本節の解析におけるベクタ-ラスタ変換や地形量（傾斜および曲率）の算出には、GRASS GIS 6.3⁸⁾を使用している。解析結果は崩壊の規模に対してメッシュ間隔が50mと粗く、地形量も粗いデータであることに留意する必要がある。

（国総研砂防研究室）

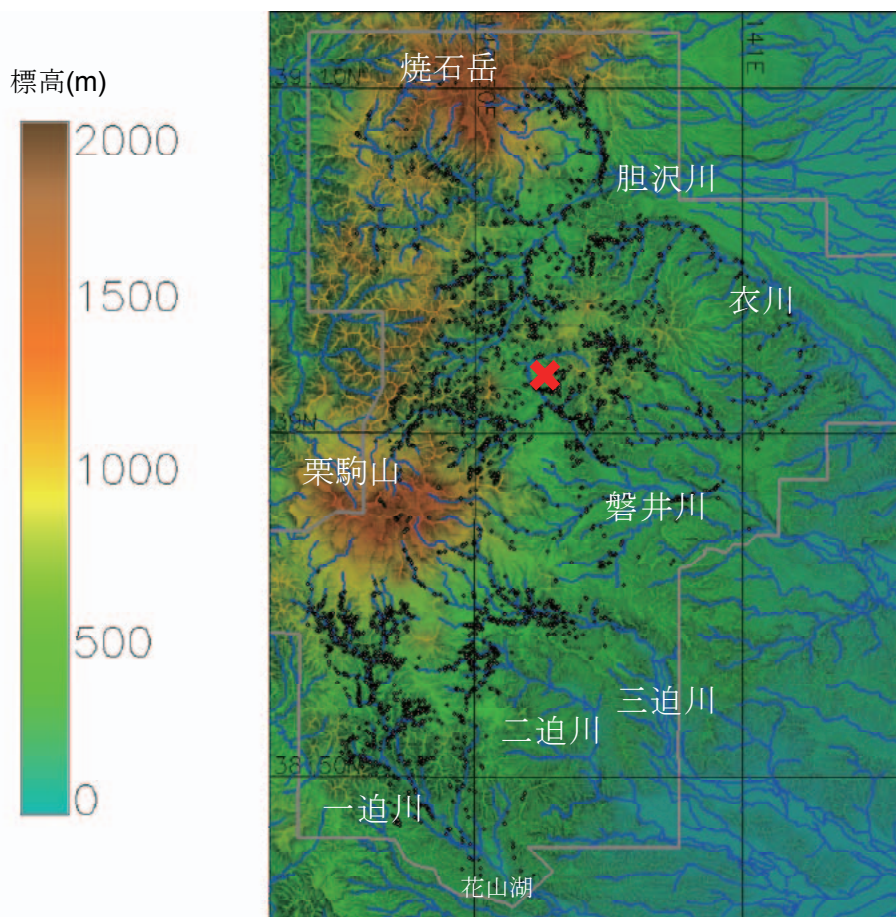


図-3.2.1 崩壊地の分布⁴⁾。●は崩壊箇所、×は震央、灰色線は空中写真判読範囲を表す。背景図には、国土地理院数値地図50mメッシュ（標高）、水域界には国土地理院数値地図25000（空間データ基盤）を使用した。

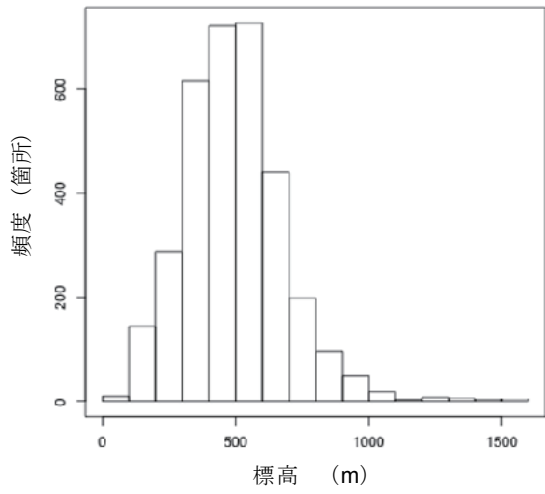


図-3.2.2 標高毎の崩壊地の頻度分布

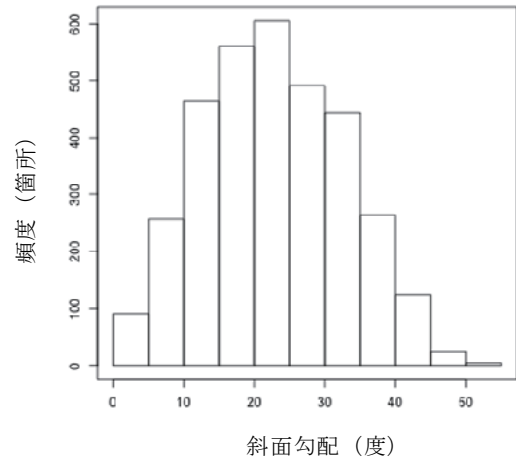
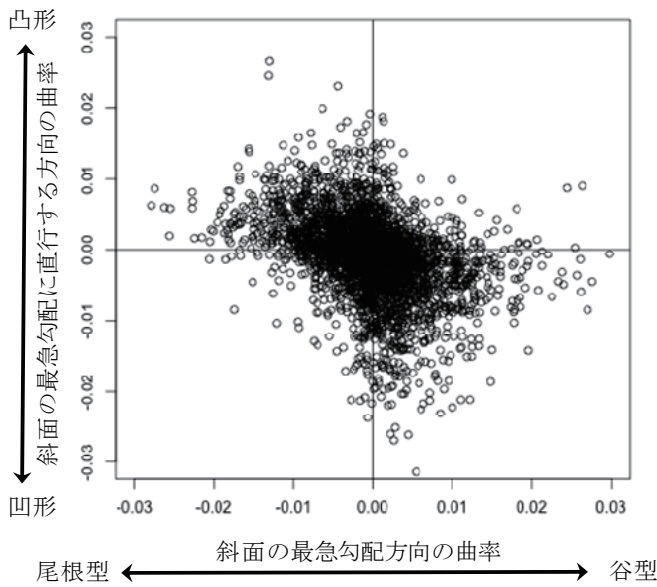


図-3.2.3 斜面勾配毎の崩壊地の頻度分布



(a) 崩壊地における曲率の分布

分類基準		最大傾斜の方向（等高線の方向）の変化状態		
		水平断面形（等高線の平面形）による斜面分類		
最大傾斜の大きさ（等高線距離）の変化状態	分類	尾根型斜面 (R)	凸形斜面 (C)	谷型斜面 (V)
	凸形斜面 (X)			
	凹形斜面 (V)			

(b) 斜面型の概念図⁷⁾

図-3.2.4 崩壊地における斜面型の特徴

3.3 現地調査概要

国総研と土研は、地震発生の当日より TEC-FORCE 隊員等として職員を派遣し、現地での技術支援を行った。2008 年 7 月末までのその総数は延べ 80 人日となり、その後も状況変化に対応して随時職員を派遣した。

地震発生当日に国土交通省東北地方整備局にて打ち合わせを行った後、翌日早朝より国土交通省中部地方整備局所有のヘリコプター「まんなか号」により状況把握を行った（図-3.3.1）。その後もヘリによる調査や現地踏査を実施した。地震発生直後の山腹の状況を示す写真を図-3.3.2、図-3.3.3、図-3.3.4⁹⁾に掲載する。調査結果は、国土交通省河川局砂防部、東北地方整備局、国総研、土研などの関係機関へ報告し、必要に応じて記者発表も行った。このような調査を基に、岩手県や宮城県、国土交通省東北地方整備局、警察などに対して、決壊の危険性が高い天然ダムの抽出や土砂災害対策に関する技術支援を行った。一方、国土交通省河川局砂防部は、以上のような調査結果を受け、2008 年 6 月 16 日付で天然ダム 11 箇所⁹⁾の調査を実施することを記者発表した。6 月 17 日には決壊や氾濫の恐れが特に高い、岩手県一関市磐井川の市野ノ原、宮城県栗原市迫川の浅布および小川原の計 3 箇所の天然ダムにおいて対策工事の実施が発表され、その後、6 月 19 日に天然ダム計 15 箇所が把握されたと発表した。さらにその後、湯ノ倉温泉や湯浜で対策工事が行われている。これらの情報をまとめた、国土交通省河川局砂防部砂防計画課の 6 月 19 日記者発表資料¹⁰⁾を図-3.3.5 に示す。

以下の節では、これらの調査結果の一部を詳細に報告するとともに、天然ダムが多数形成した迫川における天然ダムの危険度評価結果、および地震動による斜面崩壊危険度評価の結果を示す。

(国総研砂防研究室)

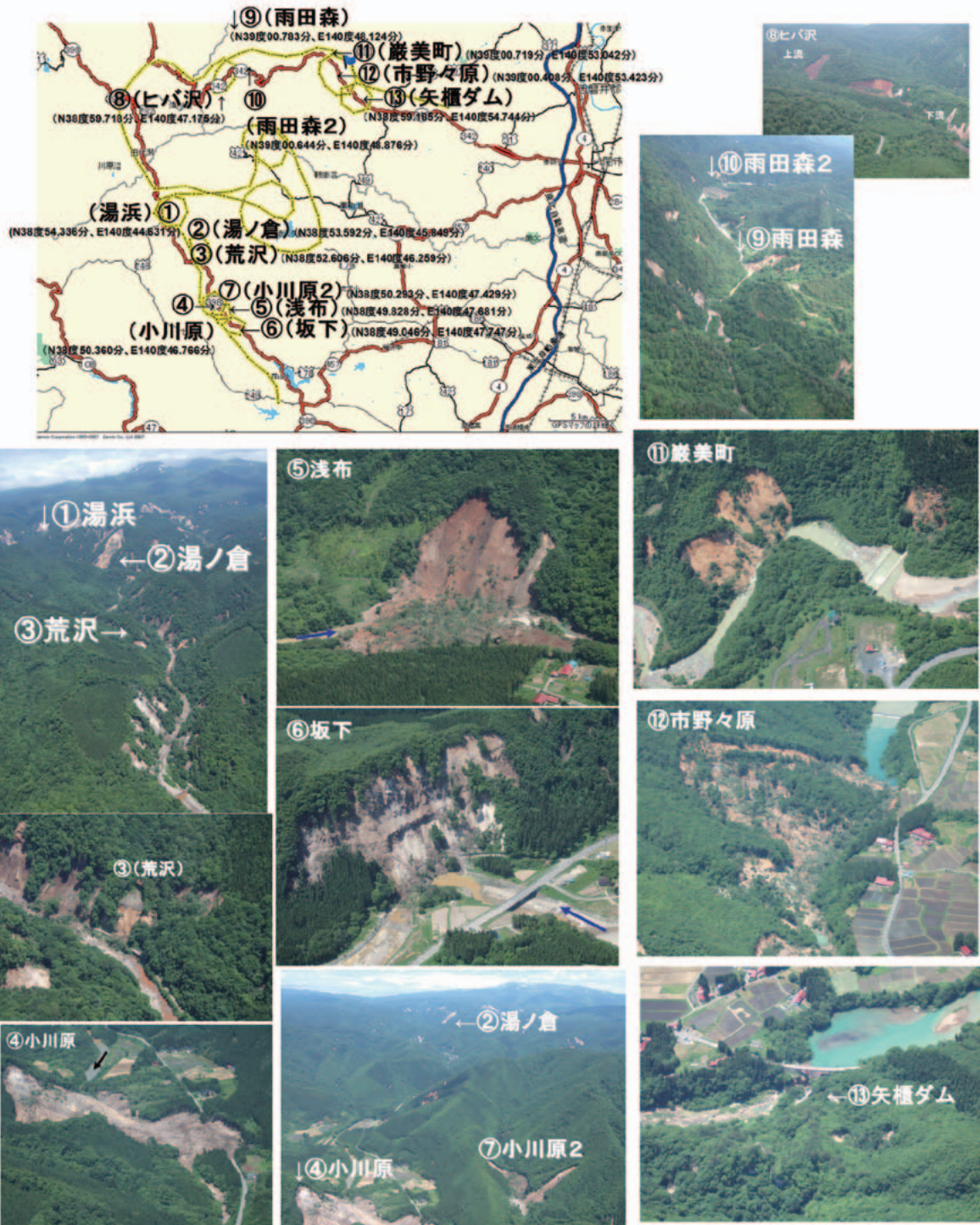


図-3.3.1 6月15日まんなか号にて行った現地調査写真。図中の座標はWGS84による。

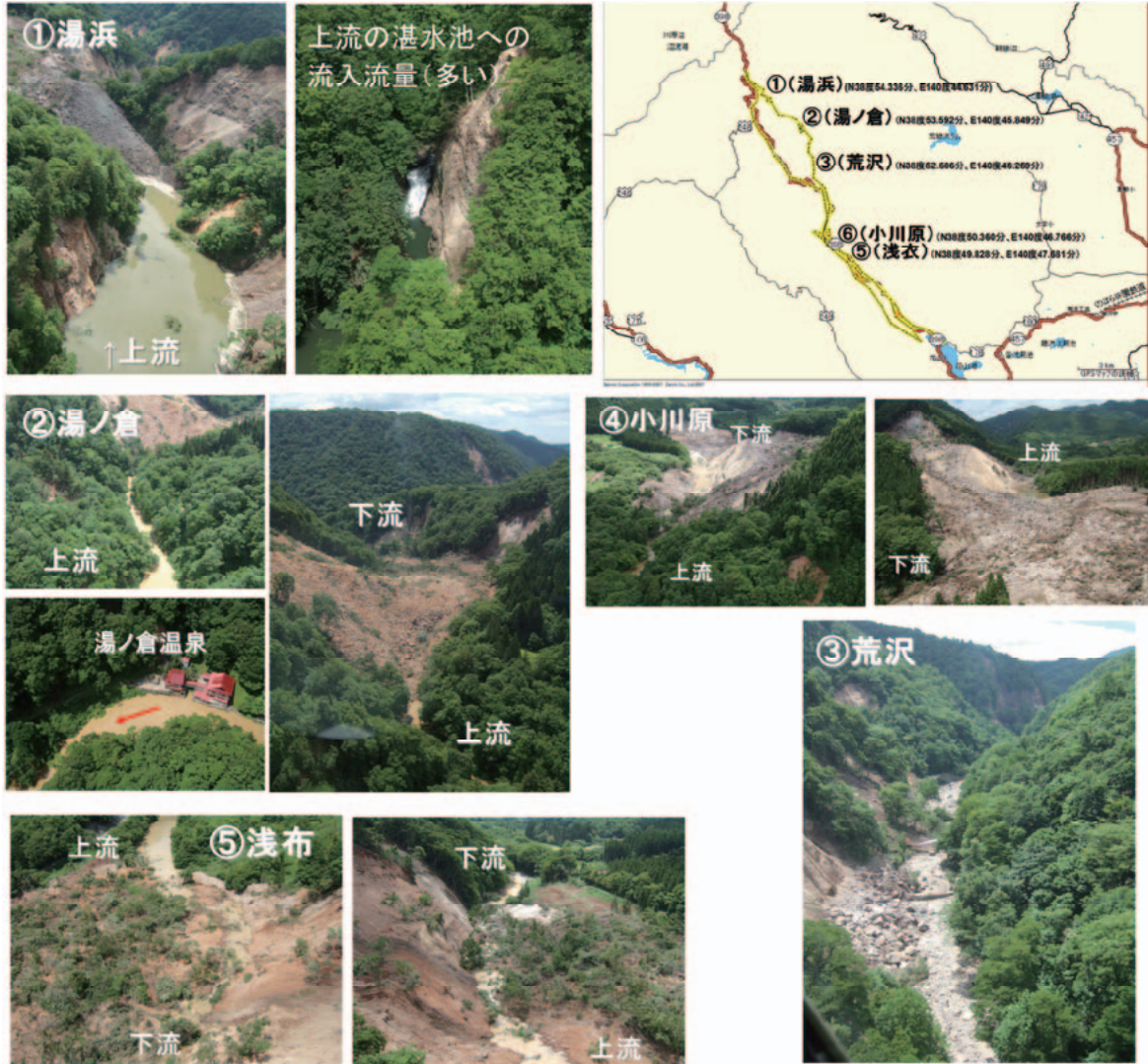


図-3.3.2 6月17日自衛隊ヘリにて行った現地調査写真。図中の座標はWGS84による。



図-3.3.3 6月20日みちのく号による調査写真。産女川の崩壊地

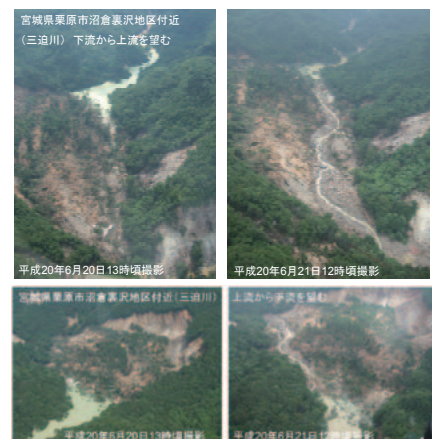


図-3.3.4 沼倉裏沢天然ダムの越流前後の空中写真⁹⁾



図-3.3.5 国土交通省が発表した15箇所の天然ダムの分布と対策工事実施箇所¹⁰⁾。上図は宮城県、下図は岩手県をそれぞれ示している。

3.4 荒砥沢ダムなどでの地すべり調査結果

3.4.1 二迫川流域

(1) 荒砥沢地区

宮城県栗原市栗駒の荒砥沢ダム右岸上流で、長さ 1400m、幅 810m、滑落崖高さ 140m、平均土塊厚 55m、移動土塊量 4,500 万 m³¹¹⁾ の大規模な地すべりが発生した。地震で動いた地すべりとしては国内最大級と言われている(写真-3.4.1)。この地すべりにより、ダム貯水池内への大量の土砂の流入による治水・利水容量の減少や、地すべり地周辺道路の寸断などの被害が発生している。



写真-3.4.1 大規模地すべり全景(6月15日空撮)

(2) 地形地質

周辺の地形は、平均勾配 10° 程度の緩やかな起伏が見られる南向きの緩斜面であり、既存文献¹²⁾では地すべり地形が抽出されている(図-3.4.1)。地すべり発生地の地形的特徴は、地すべり土塊本体は原形をとどめているが、地すべり地の上部には、本体の移動により形成した複数の陥没帯と前後に分離して三角に尖った形の分離小丘(引張り部)が帯状をなして交互に分布することである。また、地すべり頭部には明瞭な陥没帯が見られる(写真-3.4.2)。さらに、末端部の一部には、圧縮により土塊が乱された部分と二次すべりを起こした部分が確認される。

地すべり地周辺の地質は、下位が新第三紀の泥岩、上位が第四紀の軽石凝灰岩を主体とする層から構成され、その構造は約 5° で貯水池側に傾斜している緩い流れ盤構造をなすと考えられ、それらを火山噴出物が覆っている(図-3.4.2、図-3.4.3)。すべり面は、軽石凝灰岩主体層の下面付近であり、地すべり土塊は主に軽石凝灰岩からなると推定される。



写真-3.4.2 地すべり上部斜面(6月22日撮影)

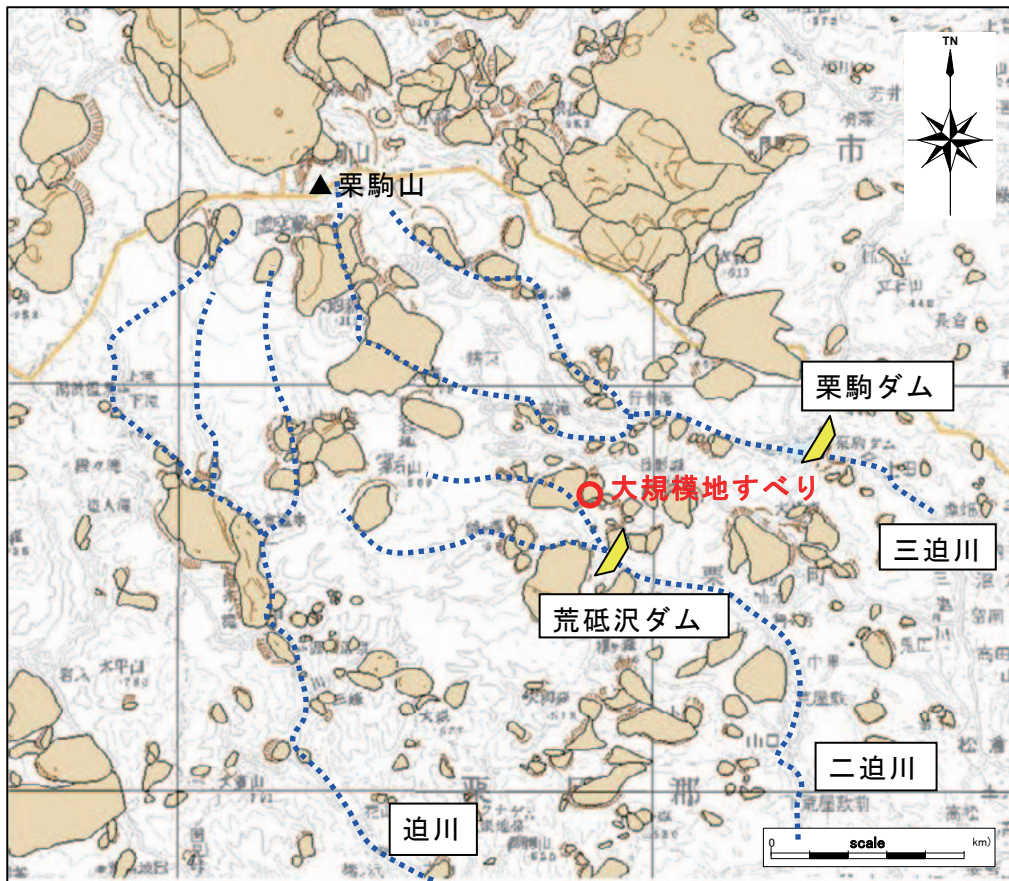


図-3.4.1 地すべり地形分布図（国立科学技術センター¹²⁾に加筆）

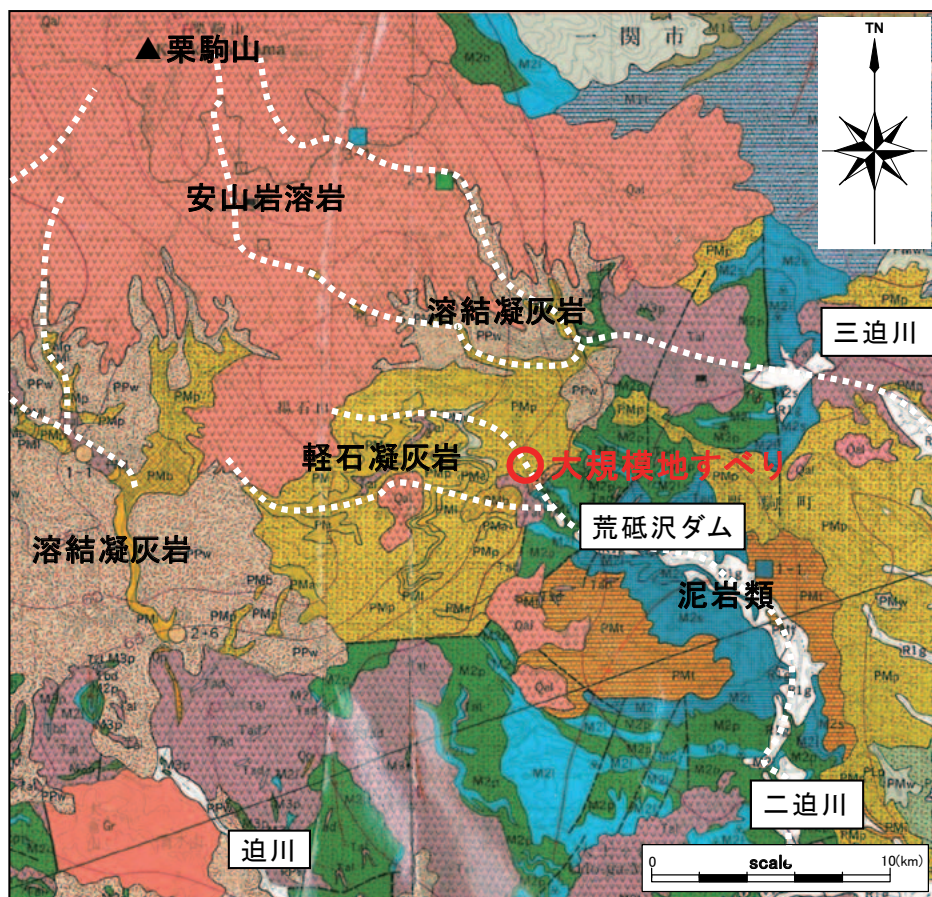


図-3.4.2 荒砥沢周辺の広域地質図（地質調査所¹³⁾に加筆）

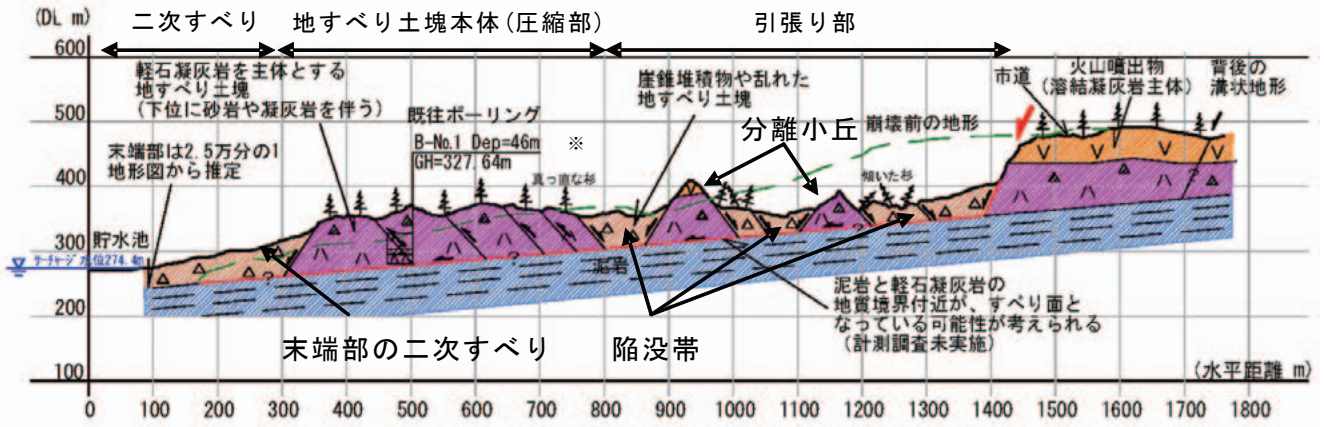


図-3.4.3 想定縦断面図

(3) 地すべり発生機構

本地すべりは、過去に発生した地すべり地の一部が、1,000gal を超える強い地震動によって滑動したものである。また、地すべりのタイプは、直線的なすべり面の形状、および引張り部と地すべり本体の圧縮部が明瞭に区分される地形の特徴から、すべり面が直線で末端が開放された流れ盤の地すべり(通称:椅子型地すべり)と考えられる(図-3.4.3)。

地すべり滑動時の状況は、①地すべり本体が広い範囲で斜面下方に動きながら、本体の上部が何個かの分離小丘に分かれて取り残された。②次に地すべり本体が斜面下方の尾根に達し、地すべり末端部は強い圧縮を受けて土塊の一部が乱されるとともに、貯水池付近の開放部分では二次すべりが発生③背後には本体ブロックの滑動により、不安定化したブロックが発生したものと推定される(図-3.4.4)。

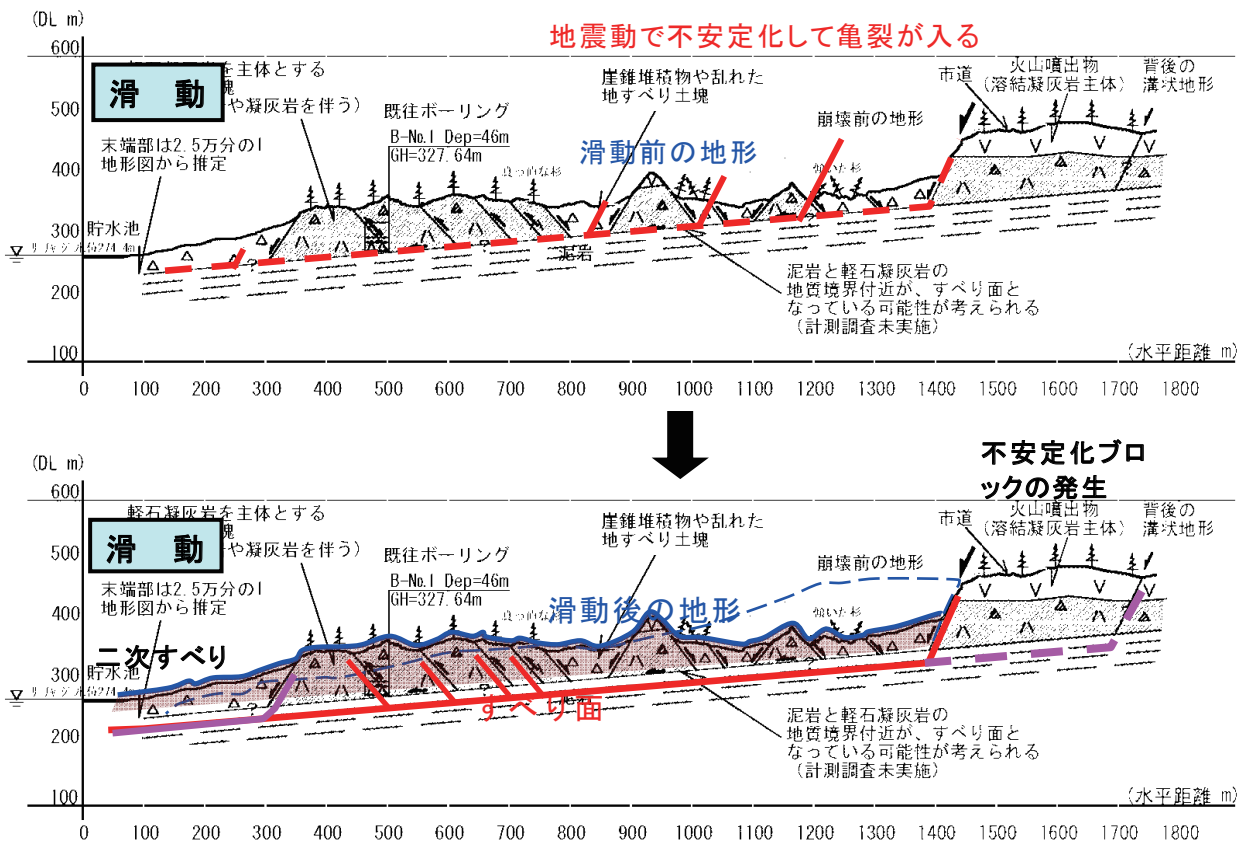
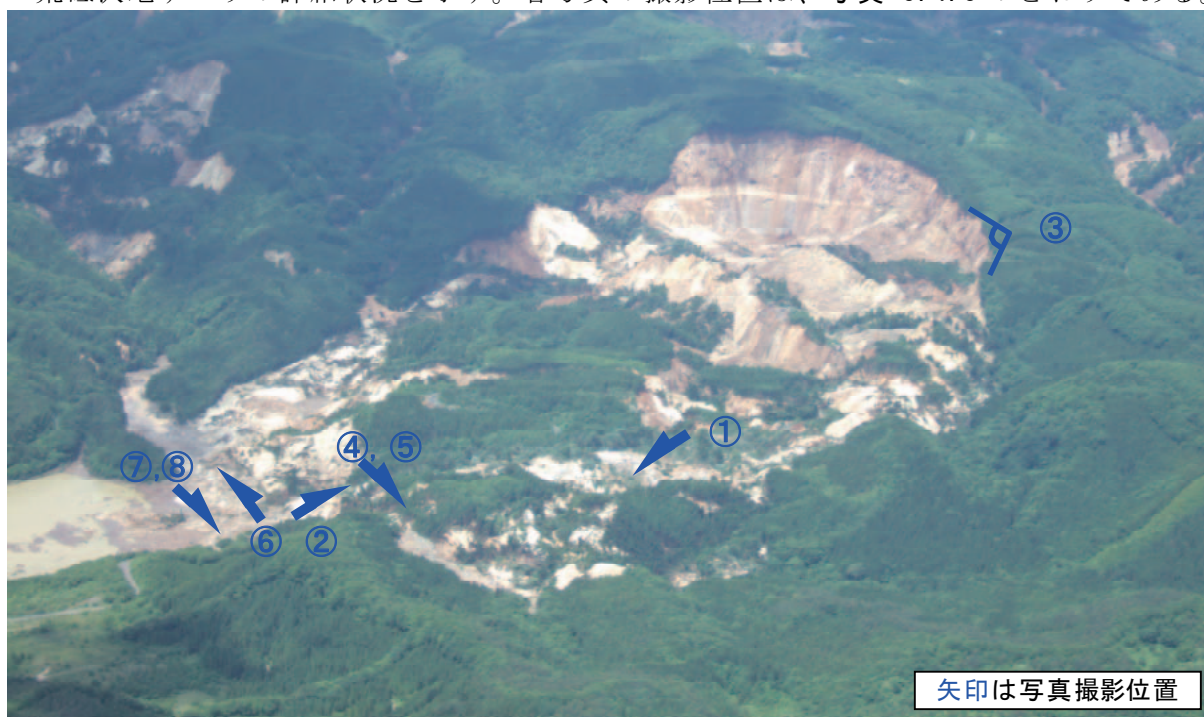


図-3.4.4 地すべり発生機構の模式図

(4) 荒砥沢地すべりの詳細状況

荒砥沢地すべりの詳細状況を示す。各写真の撮影位置は、写真-3.4.3のとおりである。



矢印は写真撮影位置

写真-3.4.3 地すべり範囲の全景。引張り部と圧縮部および細分化したブロックに分けられる。(6月15日空撮)



写真-3.4.4 圧縮部の近接。杉が様々な方向に倒れており土塊が乱れている。(6月15日空撮)

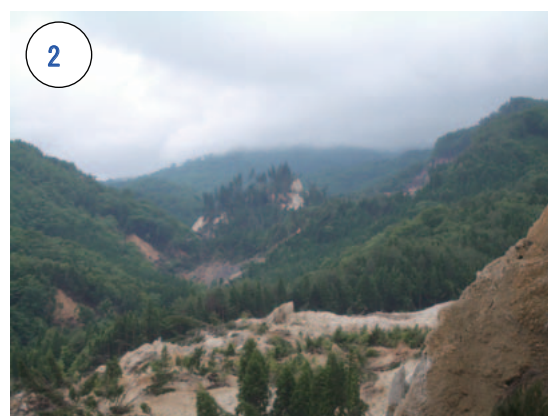


写真-3.4.5 地すべり土塊本体とその奥の分離小丘。比較的原形を保っている。(6月22日撮影)



写真-3.4.6 地すべり頭部の寸断された道路下方を望む。写真右の滑落崖の上部は溶結凝灰岩（茶色）が、下部は軽石凝灰岩（薄黄色）が露頭。写真中央～左側の露頭は、地すべり本体から取り残された分離小丘の斜面上側が滑落した面。明瞭な条線が見られる。(6月22日撮影)



写真-3.4.7 地すべり本体の末端部には、斜面への泥の付着や倒木が見られる。このことから、地すべり本体が尾根地形部に衝突したと考えられる。(6月22日撮影)



写真-3.4.8 上記の立木箇所との近接。斜面裾部から高さ約10mまで倒木し、その上方の立木にも泥が飛散している。(6月22日撮影)



写真-3.4.9 シツミクキ沢は地すべり本体により閉塞され、下流部には天然ダムができている。(6月22日撮影)



写真-3.4.10 尾根地形部の地すべりブロックにおける左翼道路部の段差を伴う亀裂。本ブロックの発生原因が地震か本体ブロックの衝突かであるかは不明。(6月22日撮影)



写真-3.4.11 左写真の沢部を正面から望む。この位置で道路が大きくせん断されている。(6月22日撮影)

(5) 荒砥沢地すべり背後地の状況

荒砥沢地すべりの背後地の現地調査では、主に地震により寸断された市道馬場駒の湯線等における地すべりや崩壊状況を調査した。その概要は下記のとおりである。

- ・荒砥沢ダム上流の地すべり範囲の背後（北側）には、長い年月をかけて形成された複数の溝状地形が見られ、その場所に市道馬場駒ノ湯線が通過している。
- ・今回の地震により、上記の溝状地形の一部に新しい亀裂が見られ、現在の市道馬場駒の湯線より北側にも複数の新たな亀裂が確認された。新しい亀裂は東西方向と南北方向のものが見られ、地すべり内部の分離小丘の配列と概ね調和している（溶結凝灰岩の節理の方向と関係する可能性がある）。
- ・暫定的に市道の通行を確保するための迂回路は、荒砥沢地すべり背後地の亀裂、溝状地形、不安定化した範囲を回避するように現道の北側に、迂回路が計画されているが、施工時及び供用時には地盤伸縮計などの設置・観測により安全を確認する必要がある（H20.6.21-22 調査結果）。
- ・耕英開拓線では、ヒヤシクラ沢支川の左岸に、緩勾配の円弧すべりによる崩壊が見られた（H20.8.9 調査結果）。

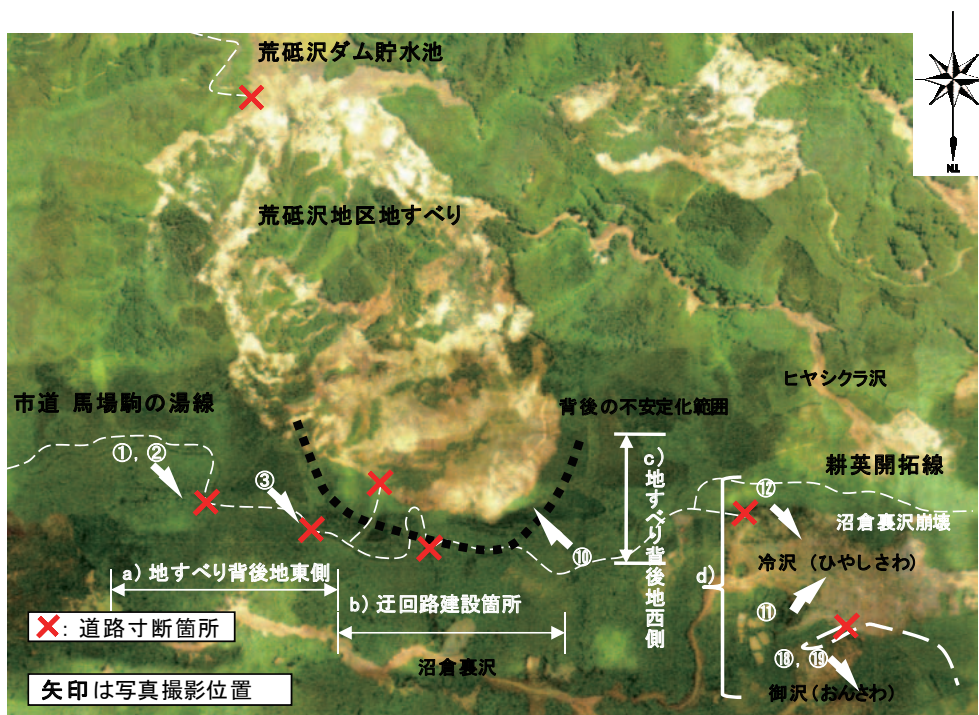


写真-3.4.12 航空鉛直写真（宮城県¹¹）に追記



図-3.4.5 迂回路の設置計画（宮城県¹¹）に追記

※各写真の撮影位置は写真-3.4.12及び図-3.4.5のとおりである。

荒砥沢地すべりの背後地（市道馬場駒の湯線等）の調査は、a)地すべり背後地の東側、b)迂回路計画（建設）箇所、c)地すべり背後地の西側、d)冷沢及び御沢支川の崩壊地、e)耕英開拓線において実施した（写真3.4.12にa）～d）の各範囲を示す）。調査結果は次のとおりである。

a) 地すべり背後地の東側

道路を横断する開口亀裂、引張り部に生じた陥没帯がみられた（写真3.4.13～3.4.15）。



写真-3.4.13
道路を横断する開口亀裂
(6月21日撮影)



写真-3.4.14
引張り部に生じた陥没帯。斜面下方（荒砥沢側）に連続してみられる。
(6月21日撮影)



写真-3.4.15 道路に生じた段差道路に見られる2m程度の段差。手前側が地すべりにより相対的に沈下したと考えられる。
(6月21日撮影)

b) 迂回路建設箇所

- 平成20年6月22日の調査では、市道より奥側(北側)の林や休耕地の中に、連続した新しい開口亀裂が確認された（写真-3.4.16、写真-3.4.17）。また、市道を頭部とする幅50m程度の比較的小規模な地すべりがみられた（写真-3.4.18、写真-3.4.19）。
- 平成20年8月11日の調査では、荒砥沢地すべりは、少しずつ後退しているように見受けられた。
- 応急仮復旧道路は、平成20年7月14日の時点では着手され、平成20年8月9日の時点では完成していた。（写真-3.4.20、写真-3.4.21）



写真-3.4.16 市道北側の林の連続した新しい開口亀裂（6月22日撮影）



写真-3.4.17 市道北側の休耕地の連続した新しい開口亀裂（6月22日撮影）



写真-3.4.18 比較的小規模な地すべりの状況（7月14日撮影）



写真-3.4.19 現道の崩壊箇所（7月14日撮影）



写真-3.4.20 仮設道路建設状況（7月14日撮影）



写真-3.4.21 完成後の仮設道路の状況（8月9日撮影）

c) 地すべり背後地の西側

山側（左側）斜面の押し出しにより、谷側（右側）斜面が持ち上げられているように見える段差が生じていた（写真-3.4.22）。



写真-3.4.22 地すべり背後地に生じた段差（7月14日撮影）

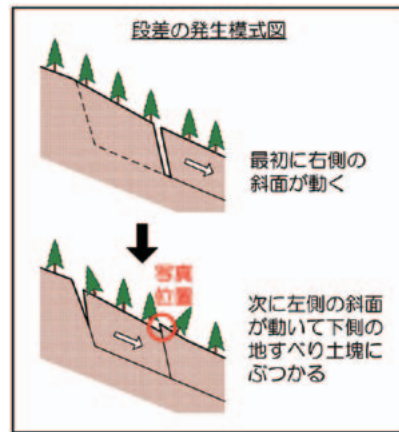


図-3.4.6 段差の発生模式図



写真-3.4.23 滑落崖上部斜面の亀裂、幅50cm（7月14日撮影）



写真-3.4.24 地すべり地背後の亀裂（最大約10mの段差）（8月9日撮影）

d) 冷沢および御沢支川の崩壊地

各写真の撮影位置を写真-3.4.25に示す。

- ・冷沢の右岸は崩積土の厚さから現道の高さ付近で滑っている可能性がある。現道は部分的な欠落はあるものの、崩壊せずに残っている箇所が多いと思われる。
- ・冷沢の右岸では、崩積土より深部に明瞭なすべり層がなく14付近のブロック積に変状がほとんど見られない（写真-3.4.28）。

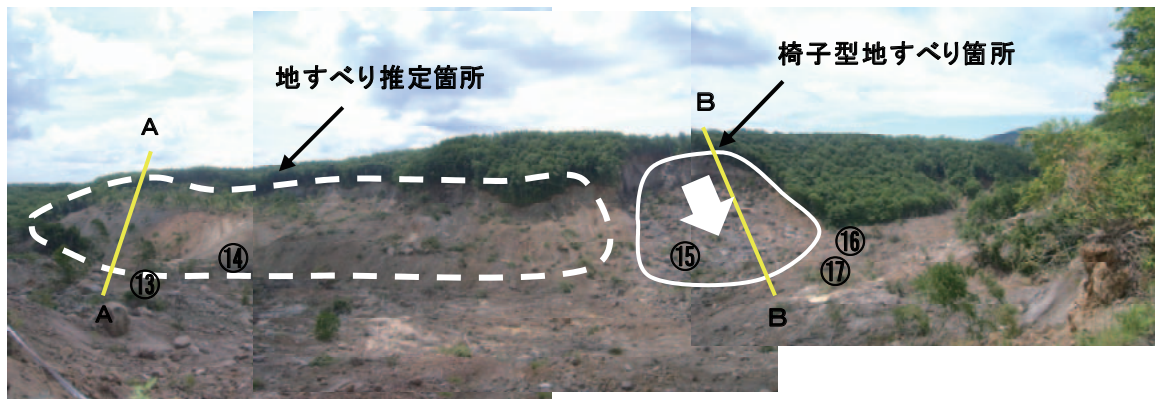


写真-3.4.25 冷沢右岸の崩壊の全景（7月14日撮影）



写真-3.4.26 崩壊地内から冷沢の左岸を撮影（8月9日撮影）



写真-3.4.27 A-A断面付近の頭部滑落崖（円弧すべり）（8月9日撮影）



写真-3.4.28 市道のブロック積擁壁（変状なし）（8月9日撮影）



写真-3.4.29 B-B断面付近の頭部滑落崖（8月9日撮影）



写真-3.4.30 B-5付近の頭部滑落崖（8月9日撮影）



写真-3.4.31 崩壊地内の岩（ $\phi=5\text{m}$ 程度）
（8月9日撮影）



写真-3.4.32 御沢支川の崩壊による市道に生じた亀裂（8月9日撮影）



写真-3.4.33 市道からみた御沢支川の全景（8月9日撮影）

e) 市道耕英開拓線

ヒヤシクラ沢で生じた地すべりによる市道耕英開拓線への影響について調査した結果は下記のとおりである。図-3.4.7の位置及び各写真の撮影位置を図-3.4.6に示す。

- ・ヒヤシクラ沢支川の左岸では、緩勾配の円弧すべりによる崩壊が見られる(写真-3.4.35、3.4.36)。
- ・崩壊地の上部斜面の段地形は過去に動いたものと思われるが、斜面上に新しい亀裂等がみられなかった。



図-3.4.6 市道耕英開拓線平面図¹¹⁾

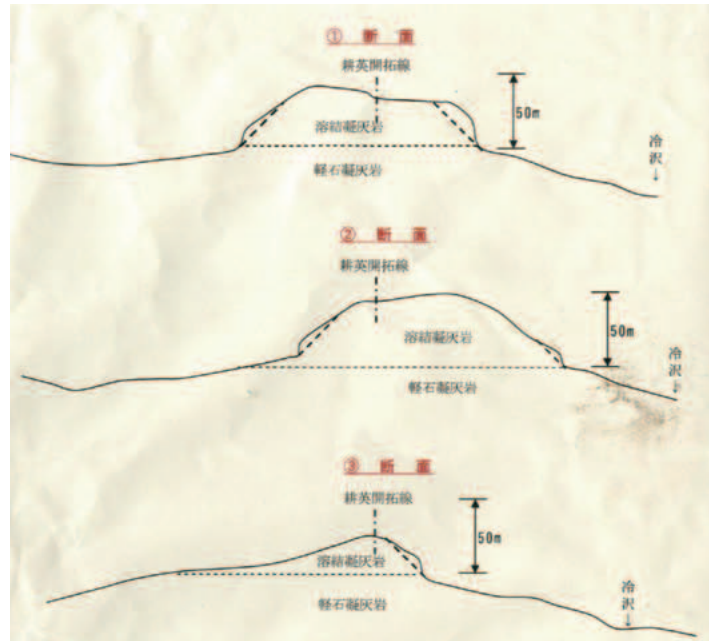


図-3.4.7 市道耕英開拓線断面図¹¹⁾



写真-3.4.34 左岸崩壊地の全景 (8月9日撮影)



写真-3.4.35 左岸の頭部滑落崖 (8月9日撮影)



写真-3.4.36 右岸の頭部滑落崖（8月9日撮影）

3.4.2 三迫川流域（^{きはら}築館栗駒公園線（栗原市栗駒））

本路線も地震による崩落などにより寸断されており、耕英地区への通行は不可能である。代替ルートについては、「市道馬場駒の湯線」で述べた迂回路により当面確保される予定であることから、本路線については恒久対策に関して調査を行った。

県道築館栗駒公園線は、地震の影響により多くの箇所が被災している（図-3.4.8）。本調査では、主に地すべり災害の中で規模が大きいT36、T33、T22について調査した。

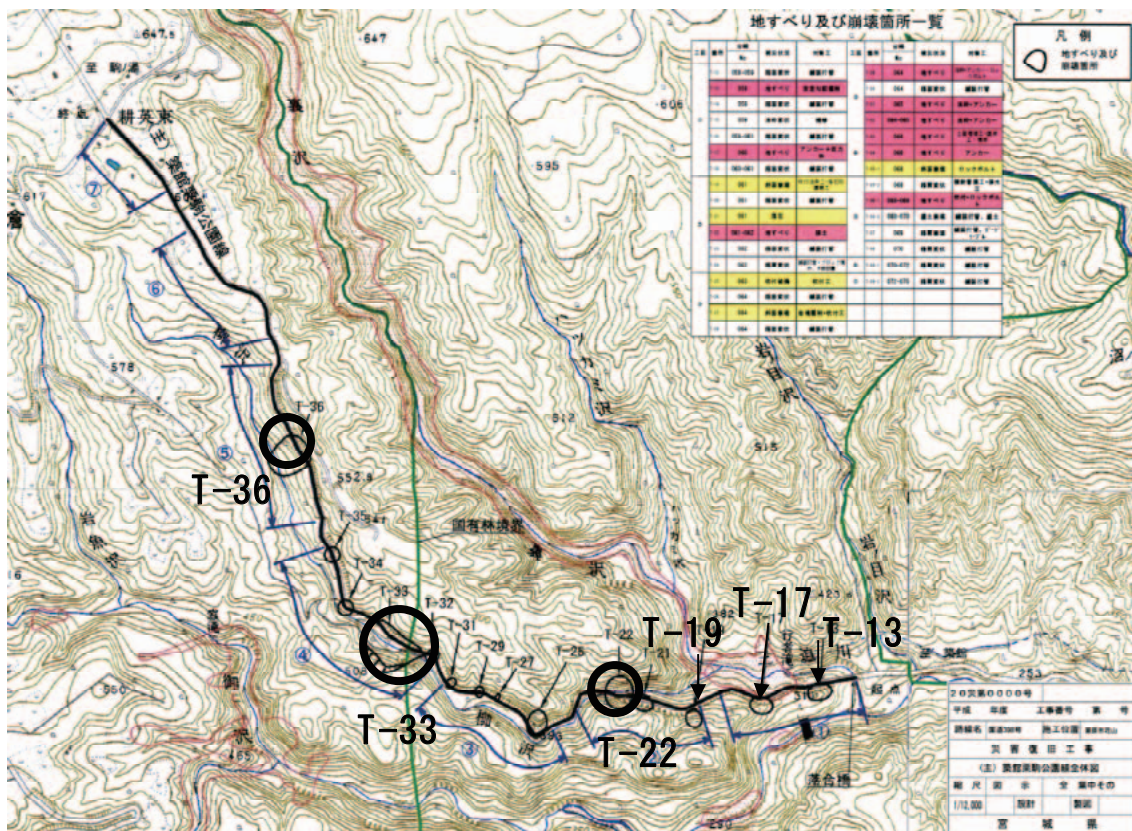


図-3.4.8 県道築館栗駒公園線 被災箇所位置図

1) T36 (地すべり)

各写真の撮影位置を図-3.4.9に示す。

- ・県道路面を頭部とする地すべり（幅約120m、深さ約10m）が発生している。
- ・滑落崖上部の斜面に連続した段差や亀裂が認められ、地盤伸縮計により計測を行っている。
- ・地すべり頭部付近の擁壁が上部斜面の押し出しによって被災していた。

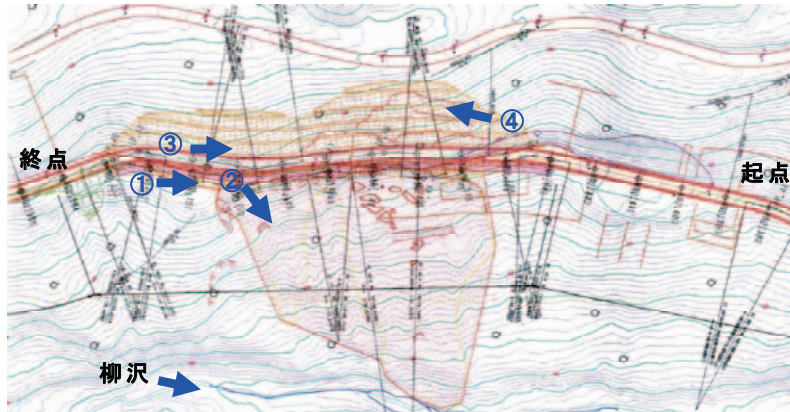


図-3.4.9 平面図¹¹⁾



写真-3.4.37 頭部滑落崖（高さ約6m）
（7月15日撮影）



写真-3.4.38 崩壊土砂の堆積状況
（7月15日撮影）



写真-3.4.39 滑落崖上部の擁壁の被災状況
（7月15日撮影）



写真-3.4.40 滑落崖上部斜面に発生した
亀裂（7月15日撮影）

2) T33 (地すべり)

各写真の撮影位置を図-3.4.10に示す。

- ・県道の対岸斜面に幅約200mの地すべりが発生し、柳沢を閉塞した。
- ・県道路面上部に大量の崩土が堆積している。

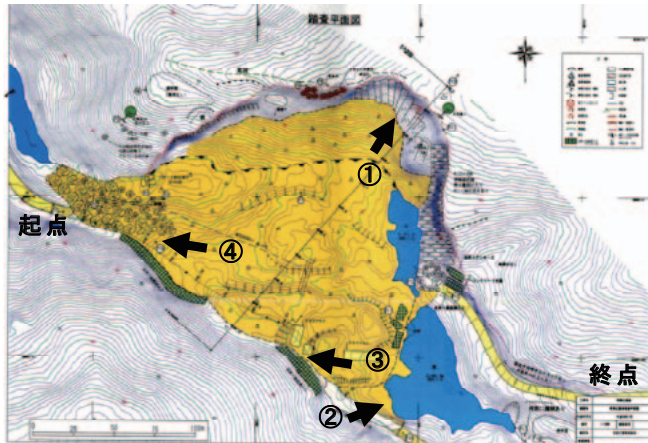


図-3.4.10 平面図¹¹⁾

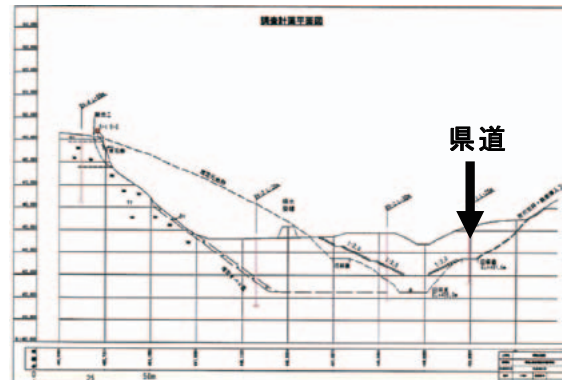


図-3.4.11 断面図¹¹⁾



写真-3.4.41 頭部滑落崖 (高さ30~50m)
(7月15日撮影)



写真-3.4.42 河道閉塞によるダム湖
(7月15日撮影)



写真-3.4.43 県道に堆積した崩土
(7月15日撮影)



写真-3.4.44 県道に堆積した崩土-2 (7月15日撮影)

3) T22 (地すべり)

各写真の撮影位置を図-3.4.12に示す。

- ・幅約 130m、長さ約 130m の地すべりが発生し、移動土塊が河道（柳沢）および県道（約 130m）を閉塞した。
- ・滑落崖の高さは、約 20m。地すべり土塊内に陥没帯が認められる。
- ・滑落崖の上部斜面は、線状の凹地が見られる。また、上流側の側方崖の上流側にも旧側方崖がみられる。

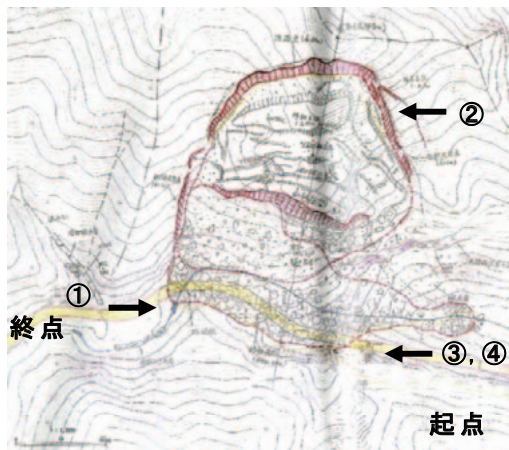


図-3.4.12 平面図¹¹⁾

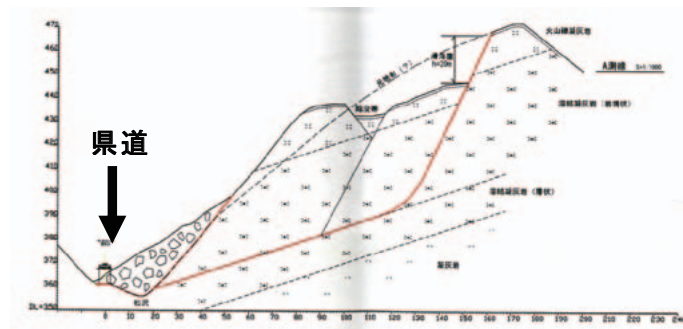


図-3.4.13 断面図¹¹⁾



写真-3.4.45 地すべり末端部の状況（上流より）（7月15日撮影）



写真-3.4.46 頭部滑落崖（高さ約20m）（7月15日撮影）



写真-3.4.47 地すべり末端部の状況（下流より）（7月15日撮影）



写真-3.4.48 溶結凝灰岩の硬さはハンマーの弱打で濁音を発して割れる程度である。（6月22日撮影）

4) その他

T19 地区：切土法面



写真-3.4.49 のり砕工の状況のり砕工は健全であるが路面上に落石が散在している。(6月22日撮影)

T17：地すべり



写真-3.4.50 路面に生じたせん断亀裂路面にせん断亀裂が複数見られ、背後は地すべり地形をなしている。(6月22日撮影)

T13 地区：地すべり



写真-3.4.51 最下流部の道路上に崩落した土砂の状況
(6月22日撮影)

(土研地すべりチーム)

3.5 三迫川ドゾウ沢の源頭部で発生した土石流調査

三迫川上流域のドゾウ沢の源頭部では、地震により大規模な崩壊が発生し、崩壊土砂が長距離にわたって流下した。崩壊地の幅は約 200m、長さ（水平距離）は約 300m であった。この土石流により崩壊地から下流約 4.8km の右岸に位置する駒ノ湯温泉では、死者 5 名・行方不明 2 名の被害が生じた。また、土石流は、崩壊地から約 10km 下流の行者の滝付近まで流下した痕跡が見られた。崩壊地から駒ノ湯温泉までの区間の平均勾配は約 10 度、土石流状態での流動がほぼ停止したと考えられる行者の滝の上流側の縦断勾配は約 2 度であり、土石流の等価摩擦係数（崩壊土砂の水平移動距離に対する鉛直移動（落下）距離の比）は約 0.1 であった。石川¹⁵⁾ は過去の地震によって発生した土石流の等価摩擦係数は 0.08 から 0.25 の範囲であることを示した。すなわち、今回の土石流はこれまでの地震による土石流の中でも、勾配の緩い位置まで到達する等価摩擦係数の小さい土石流であったと言える（図-3.5.1）。

崩壊地から駒ノ湯温泉までの区間の流下幅は、崩壊地直下を除くと約 100m で、現河床から約 50m の高さまで土石流が流下した痕跡が見られた。崩壊地から駒ノ湯温泉までの区間の湾曲部で顕著な偏流が見られ（写真-3.5.1、写真-3.5.2）、内湾側と外湾側でその痕跡水位に 23~40m の水位差が生じていた（http://www.gsi.go.jp/BOUDAI/h20-iwatemiyagi/index_komanoyu.html）。この結果を用いて、水山・上原¹⁶⁾ の手法に従い流速を算出すると、断面 1~断面 3 の区間を土石流は 20m/s 前後の流速で流下したものと考えられた（表-3.5.1）。

地震発生から 2 週間後の 6 月 28 日時点で、駒ノ湯温泉付近の堆積物は表面は乾燥しつつあるものの、その内部は高い含水状態で、堆積物上の歩行は困難であった。地震から 2 週間が経過した 6 月 28 日に、表面から 10~20cm の深さから採取した堆積物の含水比は 38% であった。地震の発生から同調査時点までにはほとんど降雨がなかったことから、土石流発生当初はさらに高い含水比であったと考えられ、等価摩擦係数が小さかった事実と矛盾しない。また、堆積物には、最大 5 m 程度の巨礫が含まれているものの、土質区分でいうと礫混じり砂質細粒土であった。駒ノ湯温泉には 7 棟の建物があったが、我々の調査時には 1 棟のみ確認できる状況であった。確認できた 1 棟は時計周りにほぼ 90° 回転した状態であった。地形図から推定すると、駒ノ湯温泉付近では、10~15m 程度土砂が堆積しているものと考えられた。

(土研火山・土石流チーム)

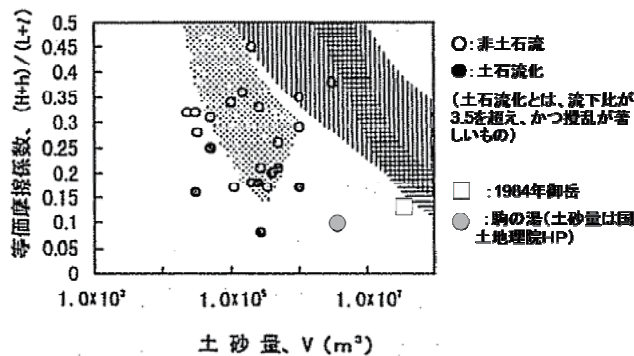


図-3.5.1 崩壊土砂量と等価摩擦係数の関係¹⁴⁾
(1984年長野県西部地震による御岳崩れと今回の土石流を追記)



写真-3.5.1 三迫川上流で発生した土石流の状況 (6月15日撮影)

表-3.5.1 偏流状況に基づく土石流の流速推定

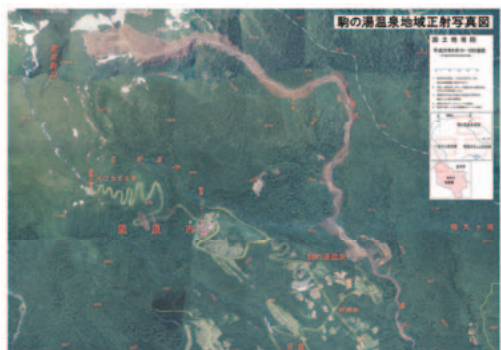


写真-3.5.2 土石流流下状況を示す正射影写真¹⁵⁾

項目	水位差	流下幅	曲率半径	流速
	m	m	m	m/sec
断面1	23	115	730.4	12.0 ~ 26.8
断面2	36	90	230.2	9.5 ~ 21.3
断面3	40	100	140.7	7.4 ~ 16.6

3.6 沼倉裏沢の天然ダムの調査

3.6.1 天然ダムの形状

本節で対象とする沼倉裏沢地区は三迫川流域の栗駒ダムより上流 5km の地点に位置し、右岸斜面で大規模な崩壊が発生し、河道を閉塞した（**図-3.6.1**）。崩壊した斜面の勾配は約 35 度、崩壊地の幅は約 400～600m、高さは約 90m である。

図-3.6.2 に 6 月 16 日に取得された航空レーザー測量による越流前の天然ダム箇所付近の縦断図を示す。天然ダム箇所の堰止め幅は約 150m、堰止め長は約 550m であった。天然ダム箇所の下流端と天然ダム箇所の最高点の比高は約 42m、水平距離は約 400m であり、最高点から天然ダム下流端までの平均勾配（以下、「下流のり勾配」と呼ぶ）は約 6 度であった（**図-3.6.2**）。また、**図-3.6.2** に示したように、最高点では約 26m 河床が上昇したと考えられる。また、天然ダムの縦断勾配は約 1/24（2.4°）であった。

3.6.2 越流の状況

2008 年 6 月 21 日午前 0 時 30 分に、栗駒ダムの流入量が急激に増加しはじめ、同 1 時 20 分流量が最大の約 100m³/s に達した（**図-3.6.3**）。その後、急激に、栗駒ダムの流入量は減少し、増加開始から約 2 時間後には、ほぼ元の値に戻る急激な流入量の増減が観測された。なお、この栗駒ダムへの流入量の増加が生じた時間帯に、大きな余震はなかった。また、6 月 20 日～21 日にかけては栗駒ダム上流域の降雨量は 0mm であった。

この急激な流入量の変動があった直後の 6 月 21 日午前中にヘリコプターより、上空から、栗駒ダムの上流域の調査が実施され、沼倉裏沢地区にできた天然ダムにおいて、越流により侵食が生じた痕跡が見られ、湛水域が縮小していることが確認された。そこで、同箇所の天然ダムが侵食されたことにより栗駒ダムの流入量の急激な増加が生じたものと考えられた²⁾。

3.6.3 越流後の調査と結果

(1) 天然ダムの形状の変化

現地調査は 2008 年 6 月 29～30 日、7 月 2～4 日及び 7 月 29 日に行った。測量は GPS、トータルステーション、レーザー測距計を用いて行い、**写真-3.6.1** に示す 5 横断と河床の縦断勾配を計測した。最下流の横断①は天然ダムの下流端とほぼ同じ地点であり、最上流の横断⑤は、湛水域からほぼ 20m 下流に位置する。

侵食によって形成された溝の幅は溝の上端部で 32m～58m であり、下流に行くほど広がっていた（**図-3.6.4**）。一方、溝の底部の幅は 19～32m（なお、横断①では明瞭な底部を把握できなかった）であり、上端部の幅同様下流に行くに従い増大した。さらに、横断③～⑤では幅 5～9m、深さ 1～2m 程度で、他より 1 段低く削られている箇所があった。側岸の勾配は、最も急な地点（横断⑤の左岸）で約 52°、緩い地点で約 30°（横断④の左岸）であった。いずれの断面の側岸も崩壊前の地山と考えられる箇所はなく、天然ダムを形成した土砂が露出していた。また、侵食により形成された溝の深さ（横断の最低点と溝の縁との比高）は横断①を除くと、8～14m 程度であった（**図-3.6.4**）。このことと **図-3.6.2** に示したように横断⑤付近などでは河床が約 26m 上昇したと考えられることと併せて考えると、天然ダムを形成した土砂が完全に流されきってはいないことが分かる。実際調査時点にお



図-3.6.1 沼倉裏沢地区の位置

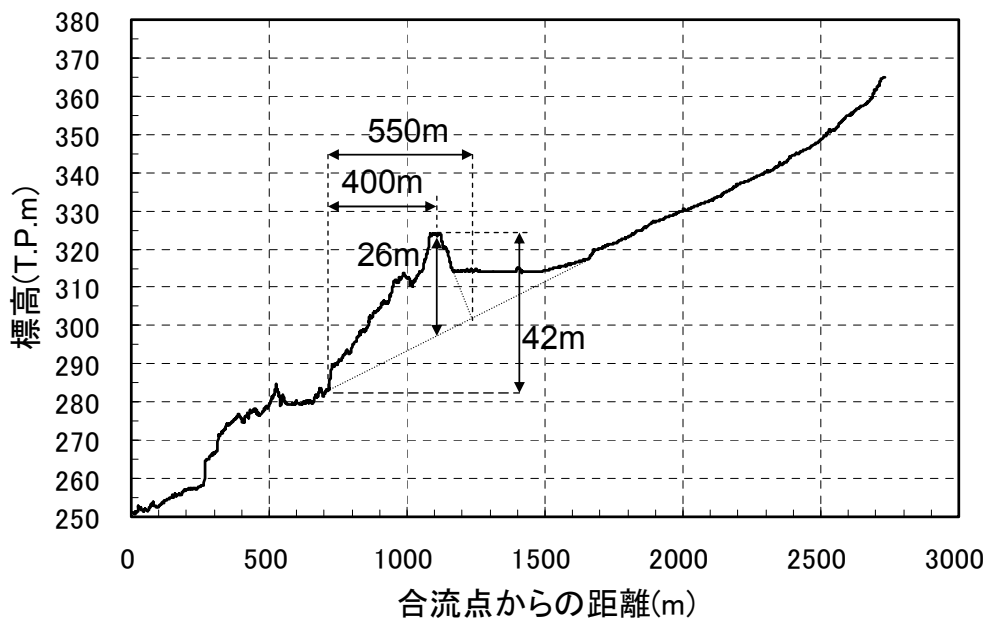


図-3.6.2 沼倉裏沢地区の天然ダムの縦断図

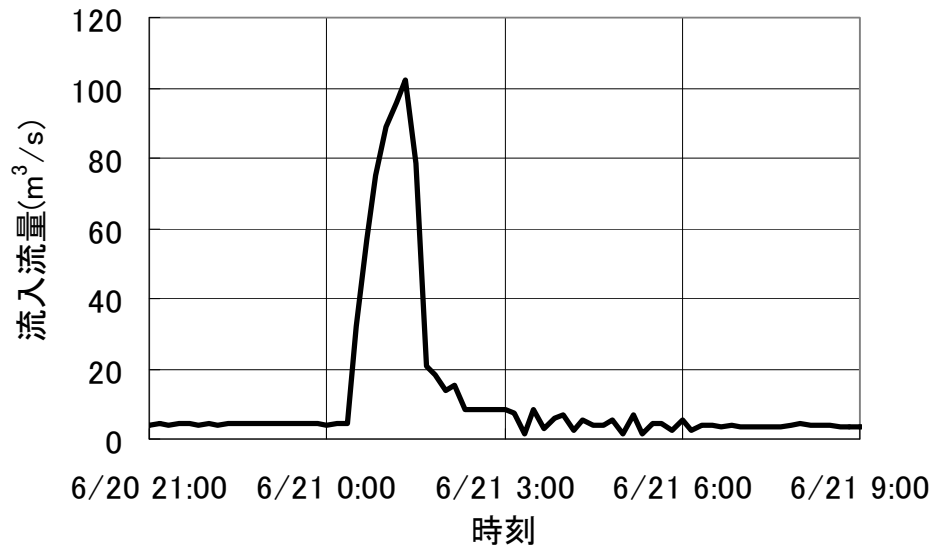


図-3.6.3 2008年6月21～22日の栗駒ダムの流入流量（宮城県観測データより作成）

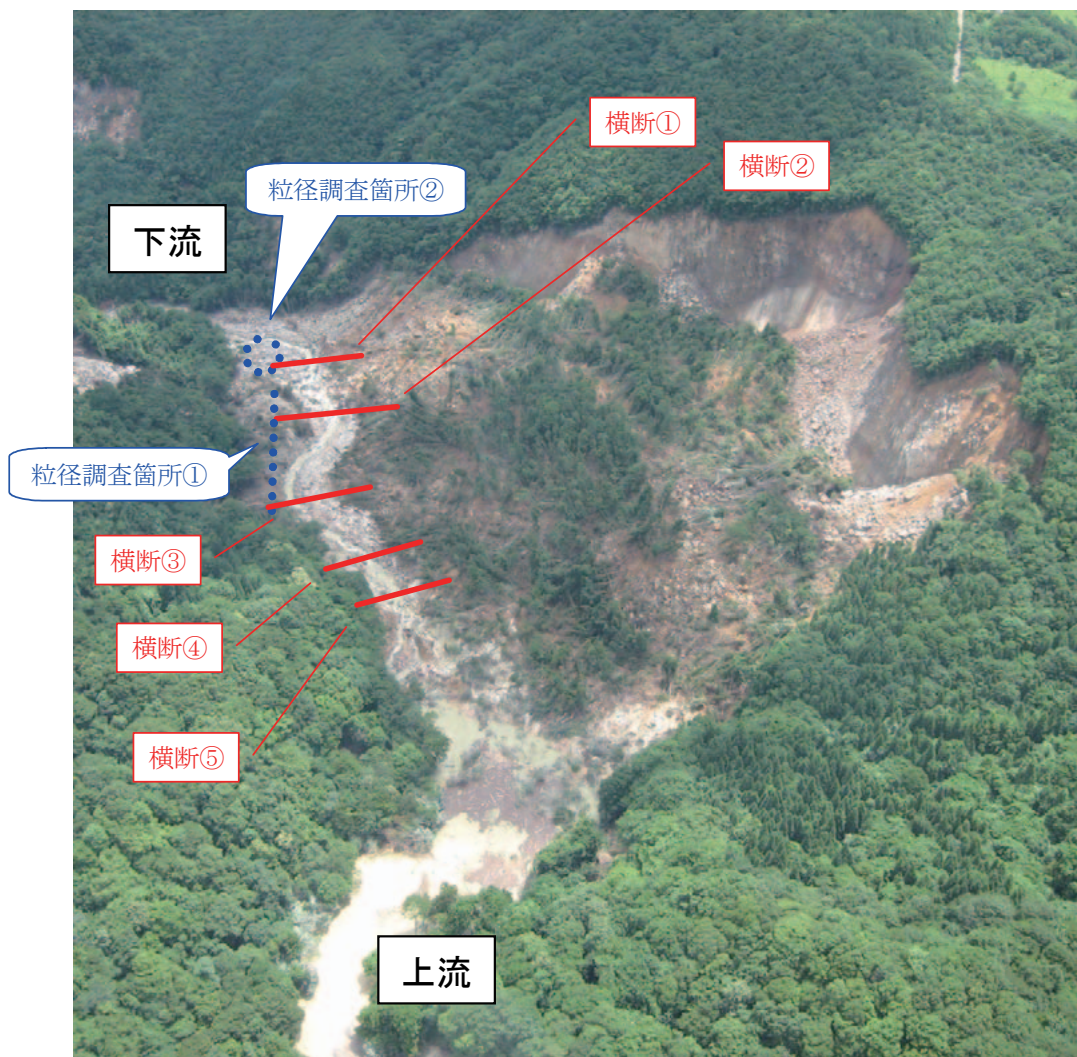


写真-3.6.1 沼倉裏沢地区（7月10日撮影）

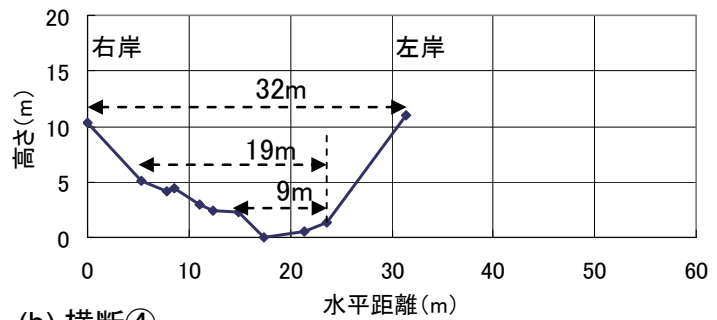
いても、ヘリコプターからの観察では天然ダム上流に湛水が確認されている。すなわち、越流による侵食によって形成された溝の底部は地震前の河床より高い位置にあったと考えられる。

侵食により形成された溝の底部の縦断勾配は天然ダム下流端から上流 80m の区間では $1/8$ (約 7.5°)、80~160m の区間の縦断勾配は約 2.6° 、160~250m の区間の縦断勾配は約 2.4° であった (図-3.6.5)。溝の底部の縦断勾配は、下流端から 80m の区間では侵食前の航空レーザー測量により求めた侵食前の天然ダムの下流のり勾配 6 度と近い値であったが、下流端から 80~250m の区間の勾配は、天然ダムの下流のり勾配より緩かった。

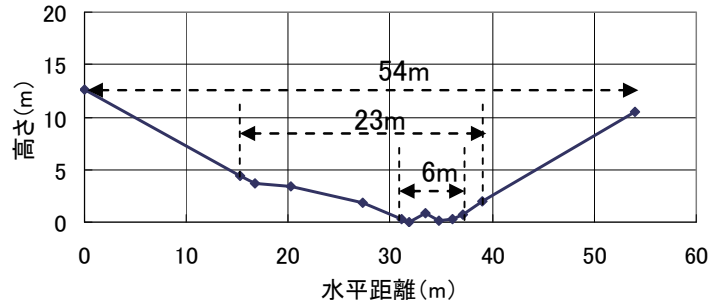
(2) 河床の様子・粒径の変化

侵食によって形成された溝の河床はほとんど砂やシルトのような材料は見られず、径が 10cm ~ 数 m の礫に覆われていた。一方、側岸の様子を観察すると侵食後の河床を覆っていた材料とほぼ同様な 10cm ~ 数 m の礫が天然ダムを形成した土砂にも含まれているものの、砂やシルト分も含まれている。また、溝の河床のほぼ最高点にあたる横断⑤の上流側には、多くの流木が堆積していたものの、下流端から横断⑤までの河床には流木の堆積はほとんど見られなかった。このことから、天然ダムを形成した土塊の表面にあった樹木は越流による侵食にともない下流

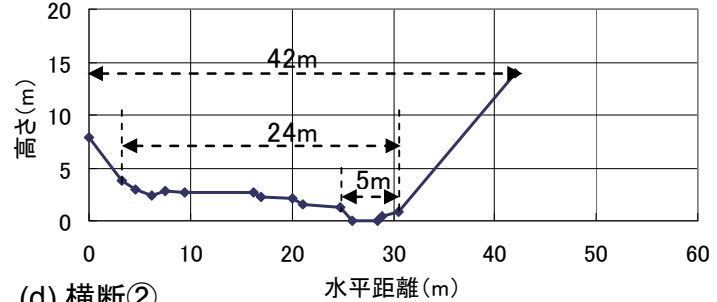
(a) 横断⑤



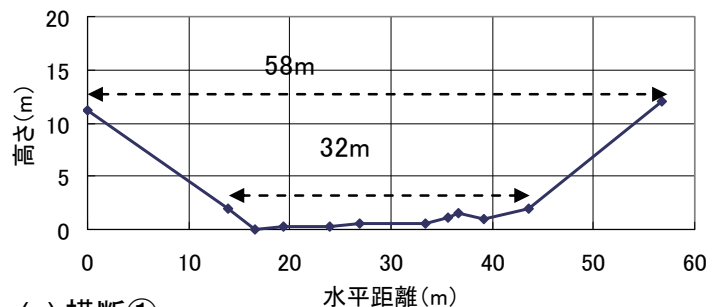
(b) 横断④



(c) 横断③



(d) 横断②



(e) 横断①

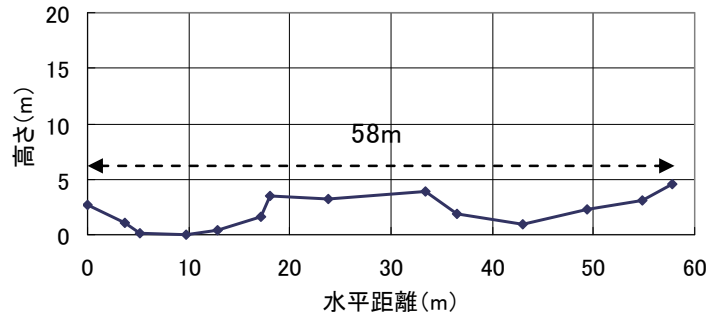


図-3.6.4 越流後の天然ダムの横断図 (水平距離は侵食により形成された溝の右岸の縁から距離)

に流されたものと考えられる。

次に、粒度分布の調査結果について述べる。粒度分布の調査は写真-3.6.1に示した2箇所において行った。粒径調査箇所①は、天然ダム上に位置し、越流による侵食が生じていない箇所である。同箇所では、溝の縁から約2~5mの地点を溝に沿うように1m間隔に112の測定点を設け、粒径を測定した。粒径調査箇所②は、天然ダム箇所の下流端に位置し、侵食によって形成された流路内に位置する。同箇所では、1m間隔で格子状に100(10×10)の測定点を設け、粒径を測定した。また、粒径が2cm以下の場合には、一律「2cm以下」とした上で、別途サンプルを採取し、粒度分布を測定した。粒径調査箇所①(天然ダムを形成した土砂)の調査結果、約40%が2cm以下の材料に、約10%が50cm以上の巨礫に覆われていた(図-3.6.6上)。また、細粒分に注目すると、細粒分の70%が0.01cm以下であった(図-3.6.6下)。

一方、粒径調査箇所②(侵食後の河床)には、天然ダムを形成した土砂に多く見られた2cm以下の材料はほとんど見られなかった(図-3.6.6上)。さらに、12%が天然ダムを形成した土砂にはほとんど見られなかった100cm以上の巨礫であった。また、細粒分にものみ着目した場合であっても、0.01cm以下の粒径はほとんど見られなかった(図-3.6.6下)。以上のように、溝の河床の材料は、天然ダムを形成した土砂に比べて明らかに粗粒化が生じていた。

(土研火山・土石流チーム)

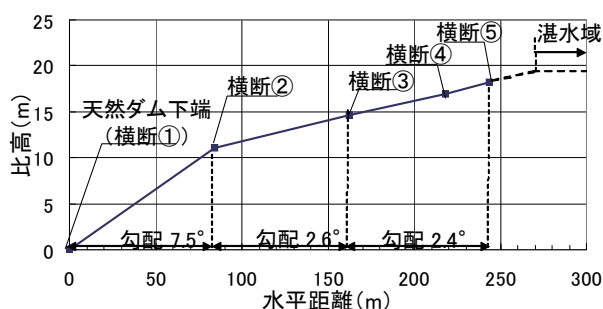


図-3.6.5 越流後の流路底の縦断図

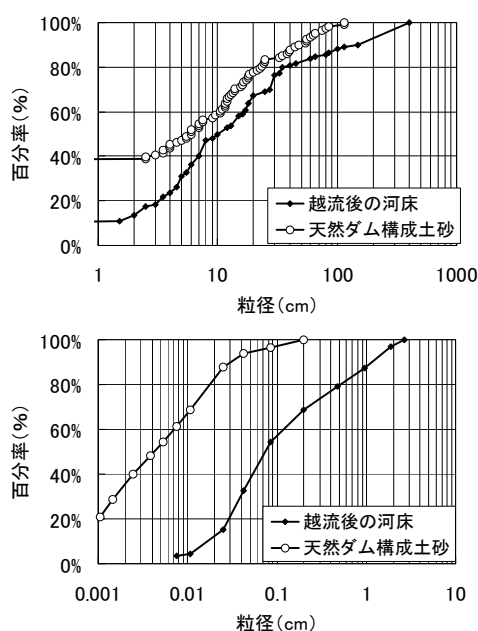


図-3.6.6 粒度分布 (上: 2cm以上の地点数の分布、下: 2cm以下の重量の分布)

3.7 投下型水位観測ブイの開発

3.7.1 開発経緯

宮城県栗原市の湯浜地区に形成された天然ダムは、一迫川に形成された天然ダムの中でも周辺の地形が厳しいことから、水位計の設置が困難とされていた。そこで、国土交通省東北地方整備局の依頼を受けて、土研火山・土石流チームはヘリコプターから投下するだけで水位計測・データ送信が可能な投下型水位観測ブイ（実願 2008-008836）を開発した。

3.7.2 投下型水位観測ブイの概要とヘリによる設置作業

山間部で発生した天然ダムに水位計を設置するための最大の問題は、作業員や資機材の陸送が困難であることと、山間部のために既存伝送設備がなかったり地震で破損していたりすることである。

このような場所に迅速に設置できる水位計として、以下の機能が必要と考えた。

- 1) ヘリコプターで空輸し、投下設置できること、
- 2) 人が地上に降り立っての機器調整が不要なこと、
- 3) 水位計の測定範囲が十分あること、
- 4) ブイに通信装置、電源装置を収容できること、
- 5) 衛星通信を利用してデータ伝送できること、
- 6) 内蔵バッテリーで必要期間駆動すること、などである。

これらの機能を実現することにより、天然ダム発生後に迅速に水位観測を開始できることや、通常の水位計施工方法で発生し得る二次災害の危険を回避できるなどの大きな効果を発現できるものと期待できる。

今回製作・設置した投下型水位観測ブイは、主に、ブイ、ケージ、ケーブル、水位センサなどから構成される（図-3.7.1、図-3.7.2）。運搬時はケージ内にブイなどが収容され、ヘリコプターで空輸しやすい形となる。水中投下後はケージと水位センサが河床に沈み、ブイはケージから分離して水面に浮上するとともにケージから水深に応じた長さのケーブルが繰り出され、観測できる体勢となる。

水位センサによって測定された水位データは、ブイに収容された衛星通信伝送装置に入力され、通信衛星を通じて設定した時間間隔で利用者にメール配信される。今回使用した衛星伝送方式は、数十機の低軌道衛星を使用して衛星間伝送するものであり、比較的狭隘な山間部でも安定した通信を確保でき、指向性アンテナが不要であるという特長を有する。

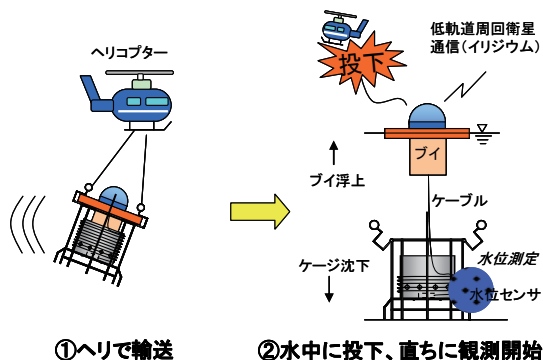


図-3.7.1 投下型水位観測ブイの構造



図-3.7.2 投下型水位観測ブイの外観



図-3.7.3 ヘリコプターによる設置の様子



図-3.7.4 設置後のブイ浮上状況

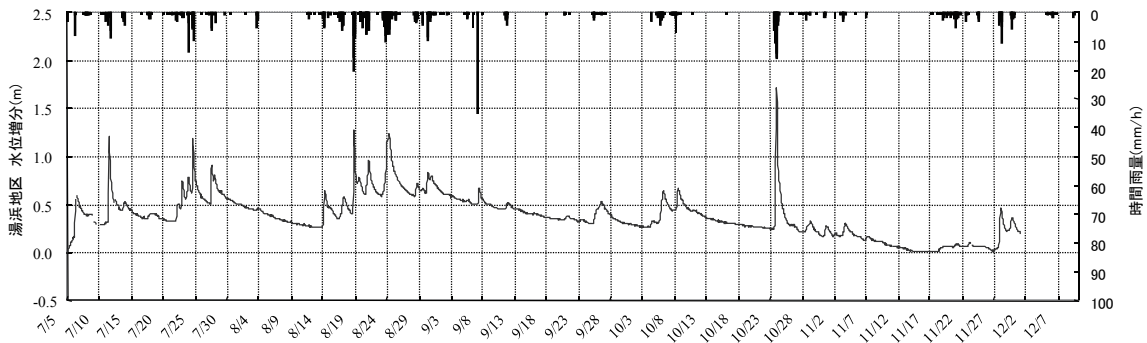


図-3.7.5 得られた水位データ

投下型水位観測ブイを設置するためにまず、ヘリコプターに投下型水位観測ブイを吊り、花山ダム湖畔に臨時設置されたヘリポートから約 18km 離れた湯浜地区まで空輸した。到着後、ブイ投下地点を決定するために、ロープの両端に浮きと錘をつないだ簡易な測深器具をヘリコプターから水面に投げ入れて適当な水深の地点を探した。これは、今回用いた水位計の測定可能範囲が 10m であるため、水深が大き過ぎる地点にブイを投下してしまうと水位上昇時に測定可能範囲を超えてしまうからである。ブイ投下地点が決まったあと、ヘリコプターが水面上約 10m まで降下してケージを吊り下ろして着水させた。着水後、ケージは河床に沈下するとともにブイはケージから離脱し水面に浮上して観測体勢となり、直ちに水位測定・衛星通信を開始することができた。

3.7.3 水位測定状況

設置後のデータ観測状況を図-3.7.5 に示す。設置時の水位からの増分を示している。設置後約 1 日で約 0.6m 上昇して河道閉塞部の最低天端高に達した。その後は、非降雨時には水位は、設置時から +0.4m 前後の水位で推移し、降雨時には +1.1~1.9m 程度まで上昇している。また、7 月 8 日、7 月 24 日に、土砂流入や余震の影響による水位センサのずれが発生して、水位の急増が見られた（図ではずれ分を修正済み）。

最大水位は 10 月 24 日の大雨によって発生し、設置時から +1.75m を記録した。この時は下流側の湯ノ倉地区の河道閉塞部で土砂が大きく侵食されて約 10m もの水位低下が生じ、湯浜地区の状況も懸念されたが、本水位計の監視によって大きな問題が生じていないことがリアルタイムで確認することができた。

3.7.4 まとめ

今回、地震による天然ダムの発生があり急遽開発・製作から設置・運用まで行い、ひとまずの成功を収めることができた。今後は改良を進めて、ケージからのブイ離脱の確実性向上、より大規模な天然ダムへの対応など、より適用範囲が広く利用しやすい形に発展させたいと考えている。

(土研火山・土石流チーム)

3.8 迫川における天然ダムの危険度評価

3.8.1 危険度評価の概要

迫川で形成した天然ダムが決壊して出水が生じた際の家屋の浸水可能性を検討した。まず、決壊による出水のピーク流量と流下能力を比較評価し、次いで、溪流の湾曲や合流等の地形条件と連続して形成された天然ダムの影響を考慮した2次元シミュレーションによる集落の浸水可能性を詳細に評価した。

3.8.2 緊急危険度評価

表-3.8.1 は天然ダムの形状とピーク流量の推定値を示したものである。なお、平成20年6月25日時点ですでに救助活動による開削あるいは自然に水が天然ダムの表面を流れていた箇所（川原小屋沢、温湯、小川原、浅布、坂下）は「越流による決壊」を想定し、表中では「-」と記載した。ここでは、湛水池へ流入する時点の水量を実績値とした場合と近傍の駒ノ湯アメダス観測所における既往最大24時間雨量からの推定値とした場合の2ケースを対象とした。この結果、ピーク流量は最大で900m³/s程度であった。

表-3.8.2 は迫川に沿って存在する集落内のいくつかの地点で推定した、等流状態の流下能力を示したものである。その結果、流下能力はピーク流量の推定値と比べて温湯温泉、猪ノ沢、大田の集落で下回り、その他の集落で上回った。

3.8.3 詳細危険度評価

図-3.8.1 は、湛水池に流入する流量を実績値とした場合での、各集落が存在する区間内を三角形に分割した要素における水深と堆積深の和のうち最大値をプロットしたものである。温湯温泉と切留・穴ノ原では、水深と堆積深の和が家屋のある地盤の標高と河床の標高の差を越えたことから、家屋が浸水する可能性が高いことが分かった。猪ノ沢、坂下・中村、越戸、大田では、家屋が浸水する可能性が低いことが分かった。

図-3.8.2 は図-3.8.1と同様であるが、湛水池に流入する流量を推定値とした場合のものである。湛水池に流入する流量を実績値とした場合と比べると、湛水池に流入する水量が多いため、水深と堆積深の和はなかなか小さくならなかった。大田を除く集落では、水深と堆積深の和が家屋のある地盤の標高と河床の標高の差を越えたことから、家屋が浸水する可能性が高いことが分かった。大田では、水深と堆積深の和は家屋のある地盤の標高と河床の標高の差よりも小さかった。

表-3.8.1 ピーク流量の推定値（緊急危険度評価）

河道閉塞 (天然ダム)の名称	形状			決壊する過程			ピーク流量の推定値 [m ³ /s]	
	高さ [m]	幅 [m]	長さ [m]	決壊まで要する時間[日]			湛水池に流入する水量を実績値とした場合	既往最大24時間雨量からの推定値とした場合
				越流による決壊	パイピングによる決壊			
湯浜	45	50	1200	39.2	1716	越流	15~838	273~838
湯ノ倉	20	53	630	3.4	1081	越流	10~471	187~528
川原小屋沢	30	50	600	—	—	越流	15~572	123~572

表-3.8.2 各集落付近での流下能力

地区名	流下能力 [m ³ /s]
温湯温泉	230~1200
小川原・切留	1850~3021
浅布	1194~8201
猪ノ沢・坂下・中村・大向	260~4900
早坂	1110~1150
大田	180~4900

3.8.4 天然ダム危険度評価のまとめ

調査対応時点での検討結果をまとめると次のようになった。1)小川原と浅布で形成した天然ダムでは、河道を閉塞している土砂を開削して排水路を設置し、流水が通過できる河道を確保するとともに、家屋の浸水を防ぐ必要がある。2)湯浜と湯ノ倉で形成した天然ダムでは、ポンプや排水路などによる湛水池の水を排水するといった応急対策により、決壊を防ぐ必要がある。3)湛水池が満水となっていない湯浜と湯ノ倉では、湛水池の水位を監視する必要がある。

(国総研砂防研究室)

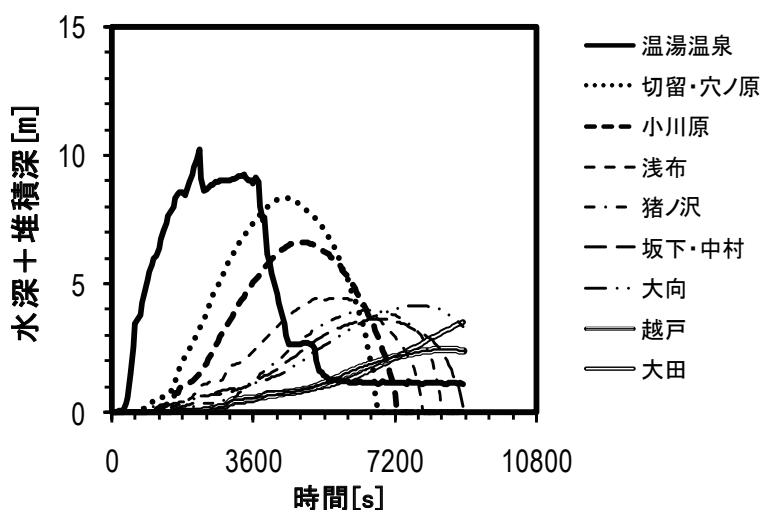


図-3.8.1 水深と堆積深の和の時間変化（湛水池に流入する水量を実績値とした場合）

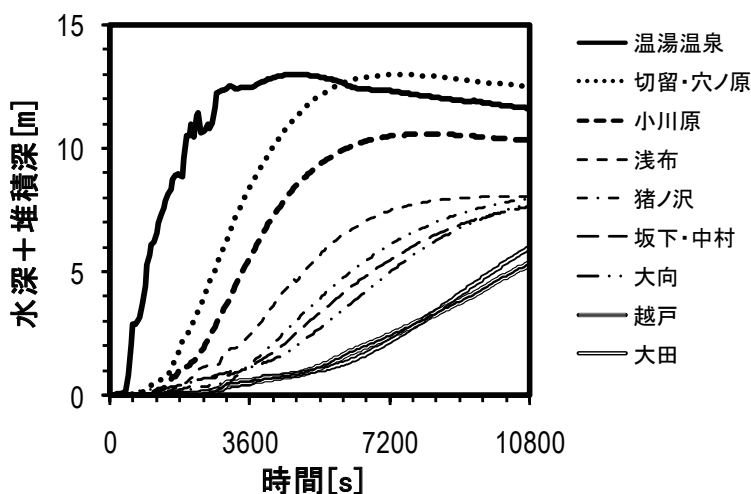


図-3.8.2 水深と堆積深の和の時間変化（既往最大24時間雨量からの推定値とした場合）

3.9 地震動による斜面崩壊危険度評価

国総研砂防研究室では兵庫県南部地震による六甲山地の崩壊事例を基に、一般的に入手可能な地形、地震動特性を説明変数とし、急傾斜地崩壊の正否を目的変数とした地震時の斜面崩壊危険度評価式（式（1））を開発してきた¹⁷⁾。

$$F = 0.75 I - 8.9 c + 0.0056 a - 3.2 \quad \dots (1)$$

ここに、Fは判別得点で、正であれば崩壊、0以下では非崩壊を意味し、値が大きいほど斜面崩壊の危険度が高い、Iは斜面勾配（度）、cは斜面の平均曲率、aは最大加速度（gal）である。判別得点は、①急勾配斜面で、②凸形尾根型斜面で、③最大加速度が大きいほど、大きくなる。式（1）は、六甲全山を対象に作成した、急傾斜地崩壊の場所を判定する式であるが、他の地震へ適用しても、地震による斜面崩壊の相対的危険度を評価できる¹⁸⁾。

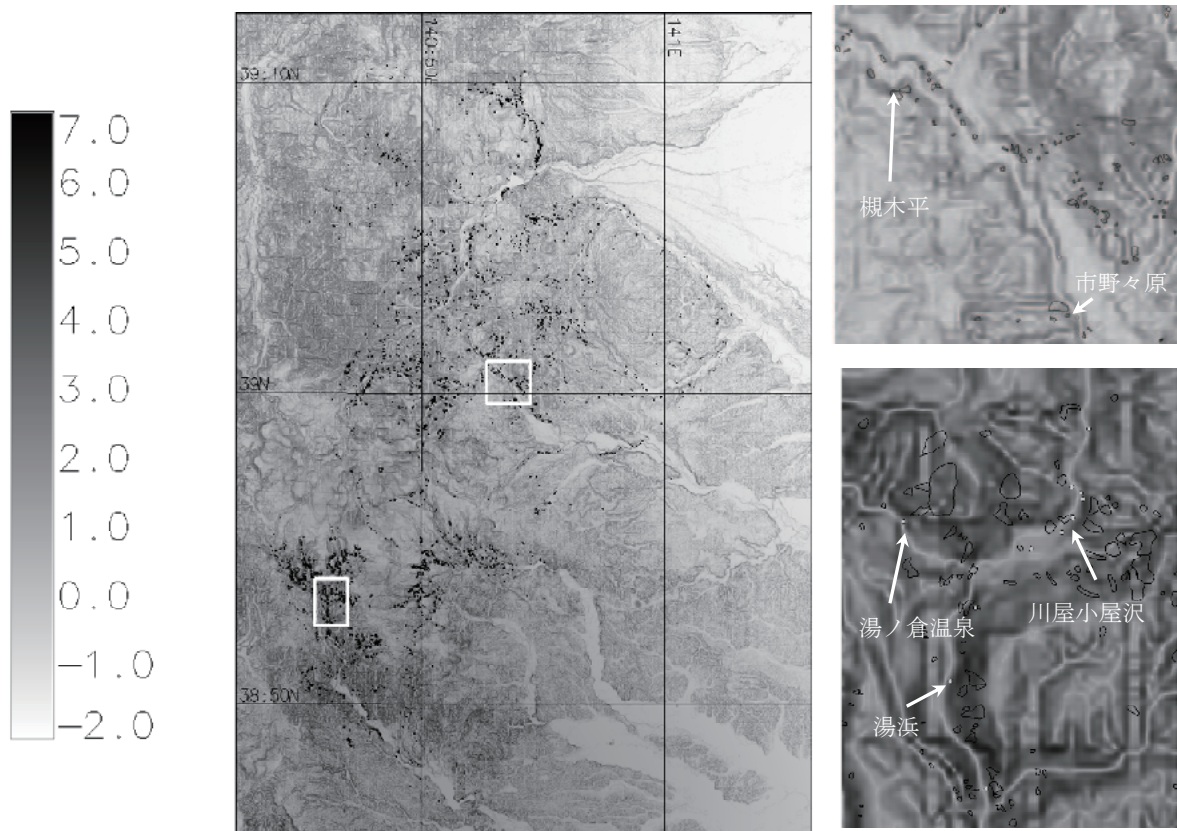
式（1）を導出する際には、地形条件と地震動特性を分析し、斜面崩壊に寄与が大きな変数を抽出している¹⁷⁾。その結果、地形条件に関しては、地形標高モデル（以下、「DEM」）のメッシュの大きさ、斜面崩壊に寄与する地形量の数と種類（斜面勾配、平均曲率、ラプシアン、地上開度、地下開度など）の崩壊に対する影響を検討した結果、DEMのメッシュサイズは10m、地形量は斜面勾配と平均曲率が最も斜面崩壊の判別に影響している変数であると推定された。また、最大加速度に関しては、破壊伝搬効果を考慮した、断層面からの観測点までの3次元距離を用いた最大加速度が適当であるとし、福島¹⁹⁾の距離減衰式を用いて推定している¹⁷⁾。今回の解析にあたり、地形量の算出に用いるDEMは、国土地理院数値地図50mメッシュ（標高）をバイキュービック法を用いて10mメッシュに補完したものを使用した。地形量（勾配、曲率）の算出手法については内田ほか¹⁷⁾に従った。最大加速度については、距離減衰式による最大加速度分布と観測結果から得られる最大加速度分布が異なったことから、独立行政法人防災科学技術研究所の強震ネットワークK-net (<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>)による観測された加速度を使用し、各観測点の時系列加速度の3成分の合成値の最大値を用いて最大加速度分布を求めた。

図-3.9.1は、以上のようにして算出した判別得点の分布を表したものである。図-3.9.2に判別得点毎の崩壊地の頻度分布を示した。図-3.9.2を見ると、判別得点の正負によって崩壊地の有無がほぼ分離できていることがわかる。図-3.9.1の判別得点の分布のうち、左下の白枠および中央上の白枠を拡大した地域を、図-3.9.1右下、右上にそれぞれに示した。この両地域は判別得点が0以上で崩壊が多発している地域である。図-3.9.1右下図をみると、相対的に判別得点が高い地域で崩壊が多いことがわかる。この傾向は図-3.9.1右上図でも同様である。ここで、崩壊地を対象として判別得点と各変数の関係をみると、平均曲率とは顕著な関係は見られないものの（図-3.9.4）、斜面勾配（図-3.9.3）と最大加速度（図-3.9.5）とは正の相関があることがわかる。ただし、最大加速度が600～700galの範囲では、崩壊はほとんど発生していない。本手法を用いた場合、斜面勾配は地震前後で変化しないため、図-3.9.1右下図、右上図の両地域を比較すると、判別得点の絶対値は異なるにも係わらず、局所的な判別得点で相対的な斜面崩壊の危険度が同じ判定傾向になるのは、斜面勾配の寄与が大きいと考えられる。一方、判別得点の絶対値の分布は、最大加速度の影響が大きいと考えられる。判別得点が高い地域の崩壊面積率が高いことが小山内ら¹⁸⁾によって示されており、図-3.9.1右下図、右上図を見ると判別得点が相対的に大きな右下図のほうが面積の大きな崩壊が多い傾向が定性的にみてとれる。このことから、

斜面崩壊の規模に、最大加速度の大きさが顕著に影響している可能性が考えられる。

今回の地震によって作成した判別式と比較する必要はあるものの、式（1）は崩壊の場所の判定のみでなく規模の推定もできる可能性があることが示せた。

（国総研砂防研究室）



左図の範囲は図-3.2.1と同様。黒いポリゴンは斜面崩壊の場所を表す。左図左下の白枠を拡大したものが右下図。宮城県栗原市迫川上流域であり、湯ノ倉温泉、湯浜、川屋小屋沢の天然ダム湛水池下流端を白丸で表す。崩壊地で判別得点が高いことがわかる。中央上の白枠を拡大したものが右上図。岩手県一関市磐井川流域の槻木平、市野々原の天然ダム湛水池下流端を白丸で表す。崩壊は判別得点比較的高い地域で発生しているものの、右下図と比べて判別得点の絶対値は低いことに注意。

図-3.9.1 判別得点の分布

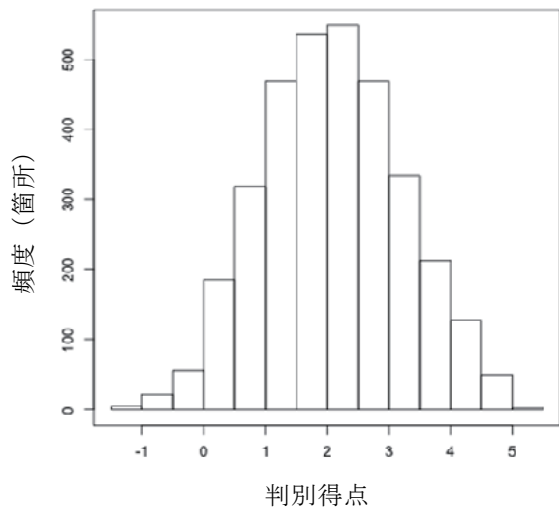


図-3.9.2 判別得点毎の崩壊地の頻度分布

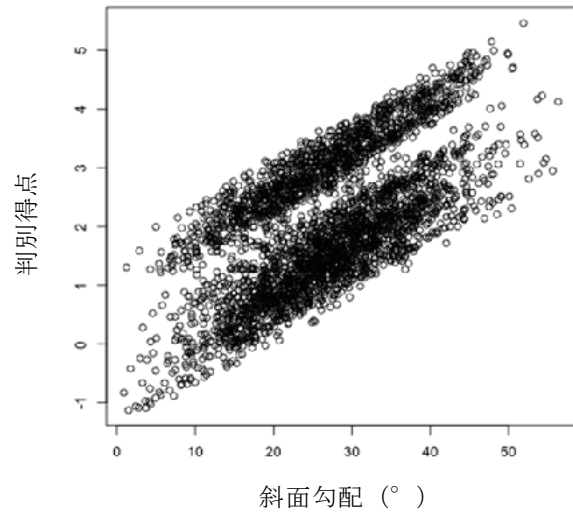


図-3.9.3 斜面勾配と判別得点の関係

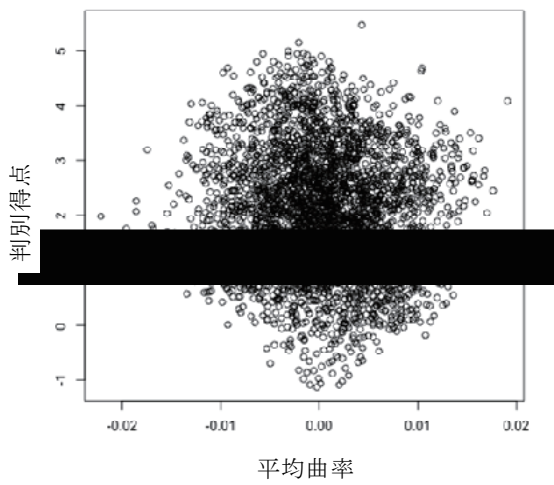


図-3.9.4 平均曲率と判別得点の関係

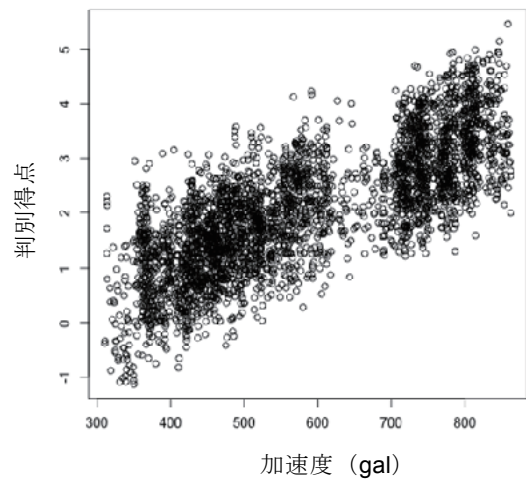


図-3.9.5 最大加速度と判別得点の関係

3.10 まとめ

今回の地震や平成16年新潟県中越地震は内陸直下型地震であり、予測困難であるが全国どこでも同様の災害を引き起こす可能性があることを改めて我々に認識させた。また、それが山間部であれば流域社会に長期間影響を及ぼす、天然ダムをはじめとする大規模土砂移動現象の恐ろしさも見せつけた。地震に伴う土砂災害は、これまでは、それほど頻繁に起こる現象とは思われていないかもしれないが、それ故に今回の多くの現象について詳細な調査・分析を行うことは、近い将来に発生が予想されている大規模地震時の危機管理上非常に重要である。

本章をまとめるにあたり貴重な資料をご提供いただいた国土交通省東北地方整備局、岩手県、宮城県の関係者、またK-netの加速度データをご提供いただいた（独）防災科学技術研究所に感謝を申し上げる。

参考文献

- 1) 消防庁：災害情報詳報 平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震災害（第74報）、2008年11月17日13：00発表 <http://www.fdma.go.jp/detail/811.html>
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター、独立行政法人土木研究所つくば中央研究所土砂管理研究グループ：平成20年岩手・宮城内陸地震によって発生した土砂災害の特徴、土木技術資料、第50巻、第10号、pp.34-39、2008
- 3) 西本晴男：岩手県・宮城県内陸地震における河道閉塞（天然ダム）について、国土技術政策総合研究所資料、第482号、pp.115-130、2008（本資料は、2）を一部改訂した講演原稿）
- 4) 岩手県県土整備部砂防災害課・宮城県土木部防災砂防課：平成20年岩手・宮城内陸地震に係る土砂災害対策技術検討会、第3回委員会、参考資料、2008
- 5) 国土技術政策総合研究所・土木研究所・建築研究所：平成19年（2007）能登半島地震被害調査報告、国土技術政策総合研究所資料、第438号、土木研究所資料、第4087号、建築研究資料、第111号、p.23、2008
- 6) 秋山一弥、松下智祥、小山内信智、稲葉千秋、新井雅史、谷内正博：2007年の地震で発生した斜面崩壊の特徴、平成20年砂防学会研究発表会概要集、pp.436-437、2008
- 7) 鈴木隆介：建設技術者のための地形図読図入門 第1巻読図の基礎、古今書院、p.122、1997
- 8) GRASS Development Team: Geographic Resources Analysis Support System (GRASS) Software, Version 6.3.0, 2008, <http://grass.osgeo.org>
- 9) 国土交通省砂防部砂防計画課：栗駒ダムへの異常流入を踏まえた現地調査結果、2008.6.20記者発表資料
- 10) 国土交通省砂防部砂防計画課：平成20年岩手・宮城内陸地震により発生した河道閉塞（天然ダム）箇所について、2008.6.19記者発表資料
- 11) 宮城県：平成20年宮城・岩手内陸地震の現地調査資料、2008（非公開資料）
- 12) 清水文健、大八木規夫、井口隆：地すべり地形分布図 第1集「新庄・酒田」21葉、国立防災科学技術センター、1982.3

- 13) 地質調査所：特殊地質図 No. 21-3「栗駒地熱地域地質図」、1986
- 14) 石川芳治：地震による土石流発生に係わる地形、地質条件、砂防学会誌、51-5、pp. 35-42、1999
- 15) 国土地理院：「平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震」正射写真図 駒の湯温泉地域
http://photo.gsi.go.jp/topographic/bousai/photo_h20-iwatemiyagi/ortho/ortho.html
- 16) 水山高久、上原信司：湾曲水路における土石流の挙動、土木技術資料、23-5、pp. 15-20、1981
- 17) 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、第204号、2004
- 18) 小山内信智、内田太郎、野呂智之、山本悟、小野田敏、高山陶子、戸村健太郎：既往崩壊事例から作成した地震時斜面崩壊発生危険度評価手法の新潟県中越地震への適用、砂防学会誌、Vol. 59、No. 6、pp. 60-65、2007
- 19) 福島美光：距離減衰式の再構築と地盤増幅のモデル化、地球、Vol. 37、p. 80-89、2002

4. 下水道施設

4.1 概要

下水道施設の被害は、岩手県奥州市及び一関市、宮城県栗原市の公共下水道と、岩手県の流域下水道1箇所（処理場）、宮城県の流域下水道1箇所（管きょ）で発生した。震度5強以上を観測した地域の下水道整備状況と下水道施設への被害の有無を表-4.1に取りまとめる。

表-4.1 震度5強以上^{注1)}を観測した地域の下水道整備状況

県名	流域下水道名・自治体名	被害有無 ※注2	普及率 ※注3	管路延長 ※注4	処理場数 ※注4	備考
岩手県	北上川上流流域下水道 (胆江処理区)	有	—	19 km	1	流域関連： 奥州市, 金ヶ崎町
	磐井川流域下水道 (一関処理区)	無	—	9 km	1	流域関連： 一関市, 平泉町
	北上市	無	61.6%	352 km	1	
	一関市	有	26.7%	245 km	7	
	奥州市	有	35.0%	313 km	1	
	金ヶ崎町	無	45.2%	87 km	流域へ接続	
	平泉町	無	32.2%	27 km	流域へ接続	
宮城県	仙塩流域下水道	無	—	26 km	1	流域関連：仙台市, 多賀城市, 塩竈市, 利府町, 七ヶ浜町
	阿武隈川下流流域下水道	無	—	90 km	1	流域関連：仙台市, 白石市, 名取市, 角田市, 岩沼市, 蔵王町, 大河原町, 村田町, 柴田町, 丸森町, 亶理町
	鳴瀬川流域下水道	無	—	21 km	1	流域関連： 大崎市, 美里町
	迫川流域下水道	有	—	55 km	1	流域関連： 登米市, 栗原市
	仙台市	無	97.5%	4357 km	5	
	名取市	無	85.6%	388 km	流域へ接続	
	登米市	無	34.0%	292 km	4	
	栗原市	有	35.6%	299 km	3	
	大崎市	無	39.3%	294 km	3	
	利府町	無	93.9%	193 km	流域へ接続	
	加美町	無	63.9%	146 km	3	
涌谷町	無	37.4%	33 km	1		
美里町	無	29.7%	58 km	流域へ接続		
秋田県	湯沢市	無	28.0%	105 km	2	
	東成瀬村	無	—	—	—	下水道計画無

注1) 「下水道事業における地震対策マニュアルー2006年版ー」では、震度5弱以上で下水道施設に被害が生じるとされているが、ここでは震度5弱の市町村は割愛する。

注2) 被害有無：下水道施設に対する被害の有無（平成20年8月末現在）

注3) 普及率：平成18年度末下水道処理人口普及率（下水道協会HP）

注4) 管路延長・処理場数：平成18年度版下水道統計（平成18年度末現在）及び岩手県HP、宮城県HP

被災した施設の内訳としては、表-4.2 に示すとおり、管路施設が1流域3市（迫川流域下水道、奥州市、一関市、栗原市）、処理施設は1流域1市の2処理場（北上川上流流域下水道水沢浄化センター、栗原市鶯沢浄化センター）であった。いずれの被害も、下水道の機能に支障はなかった。

表-4.2 下水道施設の被害状況一覧

県名	管理者	施設名	被害状況	対応状況等
岩手県	岩手県	北上川上流流域下水道水沢浄化センター	<ul style="list-style-type: none"> 一次消化タンク攪拌機故障 遠心濃縮機故障 消化タンクの渡り廊下支承部損傷 	水処理に支障なし
	奥州市	公共下水道管きよ	管渠のたわみ, 蛇行等(約 120m)	下水の流下に支障なし
	一関市	公共下水道管きよ	管渠のたわみ, 蛇行等(約 150m)	下水の流下に支障なし
宮城県	宮城県	迫川流域下水道流域下水道管きよ	<ul style="list-style-type: none"> マンホール内の破損, 亀裂等(約 70 箇所) 管渠のたわみ, 蛇行等(約 1,250m) 	下水の流下に支障なし
	栗原市	鶯沢浄化センター	処理場内の配管ゆがみ等	水処理に支障なし
		公共下水道管きよ	<ul style="list-style-type: none"> マンホール内破損, 亀裂等(206 箇所) 管渠のたわみ, 蛇行等(約 2,605m) 	下水の流下に支障なし

※平成 20 年 9 月 10 日時点。平成 20 年度全国下水道主管課長会議(第 2 回)資料¹⁾を時点修正。

4.2 下水道施設の被害状況調査

今回の地震発生を受けて、国土交通省から緊急災害対策派遣隊 T E C - F O R C E（国土技術政策総合研究所下水道研究室長他 3 名）が現地に派遣された。現地においては、被害のあった市をはじめ、宮城県、(財)下水道新技術推進機構、日本下水道事業団、(社)日本下水道管路管理業協会と連携し、平成 20 年 6 月 14 日～17 日の間、情報収集及び被害状況の確認、復旧方法に関する技術的助言を行った。ここでは、現地調査の結果を中心に、被害状況を報告する。

また、約 1 ヶ月後の 7 月 24 日に発生した岩手県沿岸北部を震源とした地震においても T E C - F O R C E（国土技術政策総合研究所下水道研究官他 3 名）を派遣し現地調査を実施しており、これについては 4.4 で述べる。

4.2.1 管路施設の被害状況

管路施設は、宮城県栗原市が最も被害を受けており、市域西側を中心に広範囲に被害が確認された。特に、鶯沢地区、築館地区、一迫地区では局所的な大きな被害が見られた。ここでは、栗原市における調査結果を述べる。

栗原市では、6 月 21 日までに公共下水道管きよを対象とした一次調査が終了しており、被災した管きよ延長は約 11 km、マンホールについては 560 箇所の被害となっている。

表-4.3 に、栗原市の一次調査結果（栗原市提供）を示す。

表-4.3 栗原市における管渠の被災状況（一次調査結果）

区分	項目	流域関連公共下水道			単独公共下水道		合計
		旧築館町	旧一迫町	旧栗駒町	旧鶯沢町	旧花山村	
管渠	総延長(m)	37,100.0	32,637.1	25,924.6	47,805.3	15,449.6	158,916.6
	一次調査実施延長(m)	14,233.8	32,637.1	25,924.6	47,805.3	15,449.6	136,050.4
	被災延長(m)	306.5	3,114.0	1,520.5	5,421.0	473.1	10,835.1
	被災無し	36,793.5	29,523.1	24,404.1	42,384.3	14,976.5	148,081.5
	被災率	0.8%	9.5%	5.9%	11.3%	3.1%	6.8%
	その他(m)	1,452.5	7,535.1	1,382.4	10,963.9	2,237.8	23,571.7
	調査不能	1,337.0	4,825.3	824.9	5,779.3	1,150.5	13,917.0
	管渠上路面の異常※	115.5	2,709.8	557.5	5,184.6	1,087.3	9,654.7
人孔	総箇所数(箇所)	742	1,039	885	1,396	439	4,501
	一次調査実施箇所数	474	1,039	885	1,396	439	4,233
	被災箇所数(箇所)	36	121	150	221	32	560
	被災無し	706	918	735	1,175	407	3,941
	被災率	4.9%	11.6%	16.9%	15.8%	7.3%	12.4%
	その他(箇所)	3	32	4	46	22	107
	調査不能	3	32	4	46	22	107

※被災率＝(被災延長／総延長)×100

※被災延長(m)と管渠上路面の異常(m)は重複する場合がある。

また一次調査後、8月1日までに二次調査が実施され、9月上旬には表-4.4に示す災害査定結果が取りまとめられた。

表-4.4 栗原市における管渠の被災状況（災害査定結果）

項目		流域関連公共下水道			単独公共下水道		合計
		旧築館町	旧一迫町	旧栗駒町	旧鶯沢町	旧花山村	
管渠復旧工 (m)	結果	570			2,024.8	10	2,605
	被災率	0.6%			4.2%	0.1%	1.6%
マンホール復旧工 (箇所)	結果	96			98	12	206
	被災率	3.6%			7.0%	2.7%	4.6%
処理場復旧工 (箇所)	結果	処理場なし			1	0	1
	被災率	(流域下水道へ接続)			100%	0%	50%

これにより、災害査定ベースでは、栗原市における管渠の被害延長が2,605mとなり、被災率は約1.6%となった。

マンホールについては、被害箇所数が206箇所となり、被災率は約4.6%となった。

被害形態としては、マンホール隆起及び周辺地盤沈下、埋戻し部の路面沈下が多かった。鶯沢地区では、汚水幹線でマンホールの隆起が多く発生した。埋戻し部の沈下は、築館地区、一迫地区、花山地区など広範囲に発生し、築館地区及び一迫地区においては、それぞれ約 200mにわたって連続的に埋戻し部の路面が沈下した。いずれの被災箇所も、下水の流下に支障はなかった。被災原因としては、被災箇所周辺で噴砂や電柱沈下の形跡があることから、液状化によるものと考えられる。現地の写真を、写真-4.1～4.6に示す。



写真-4.1 マンホール隆起【栗原市・鶯沢】



写真-4.2 噴砂【栗原市・鶯沢多目的ホール】



写真-4.3 埋戻し部沈下【栗原市・花山草木沢】



写真-4.4 埋戻し部沈下【栗原市・一迫清水塚の原】



写真-4.5 埋戻し部沈下【栗原市・一迫北郷】



写真-4.6 埋戻し部沈下【栗原市・築館】



図-4.1 現地調査で把握した下水道施設の被災箇所（栗原市）

以下に、特徴的な被害が見られた鶯沢地区、築館地区の被害状況について述べる。

(1) 鶯沢地区

鶯沢地区では、公共下水道幹線管きょ（φ450、塩ビ管、土被り 2.5～5.4m、開削工法、平成6年頃施工）においてマンホールの浮上がりが多く確認されるとともに、周辺地域の至るところで液状化の痕跡と見られる噴砂や電柱の沈下が確認された（写真-4.1、4.2）。

また、公共下水道幹線管きょの全マンホール（43個）の浮上高さを調査（6月15日）した。その結果、図-4.2・図-4.3、表-4.5に示すとおり、全体の76%（33/43個）で浮上がりが確認され、浮上がり高さは平均約10cm、最大29cm（写真-4.7）であった。

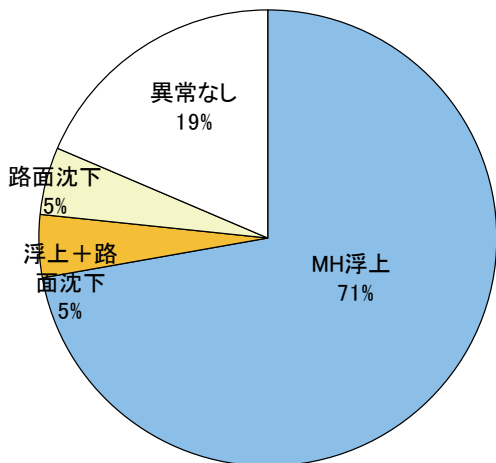


図-4.2 マンホール被災形態別内訳



写真-4.7 マンホール浮上がり 29cm
【鶯沢幹線管渠MH.1-13】

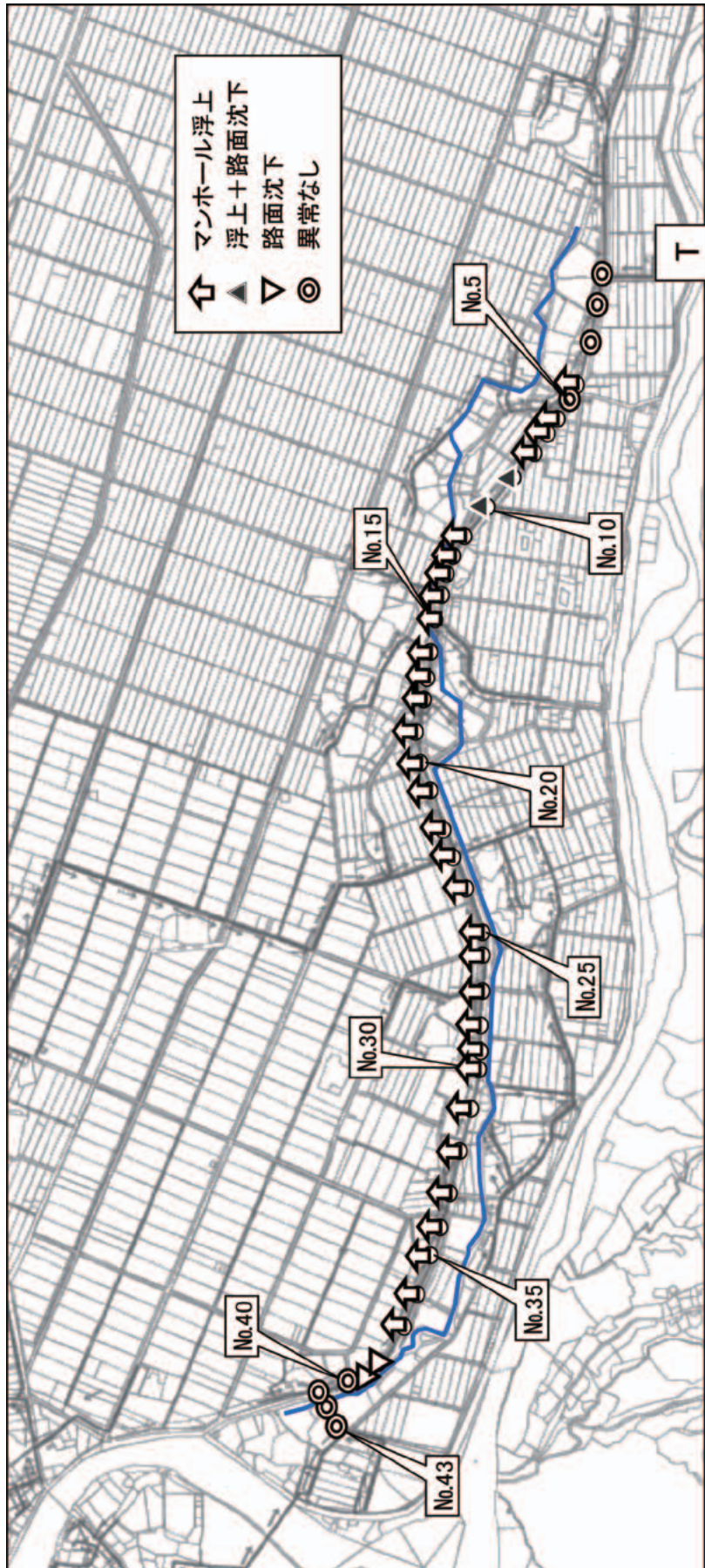


図-4.3 鶯沢幹線のマンホール被災箇所

なお、本調査におけるマンホール浮上りの定義は図-4.4に示す通りである。

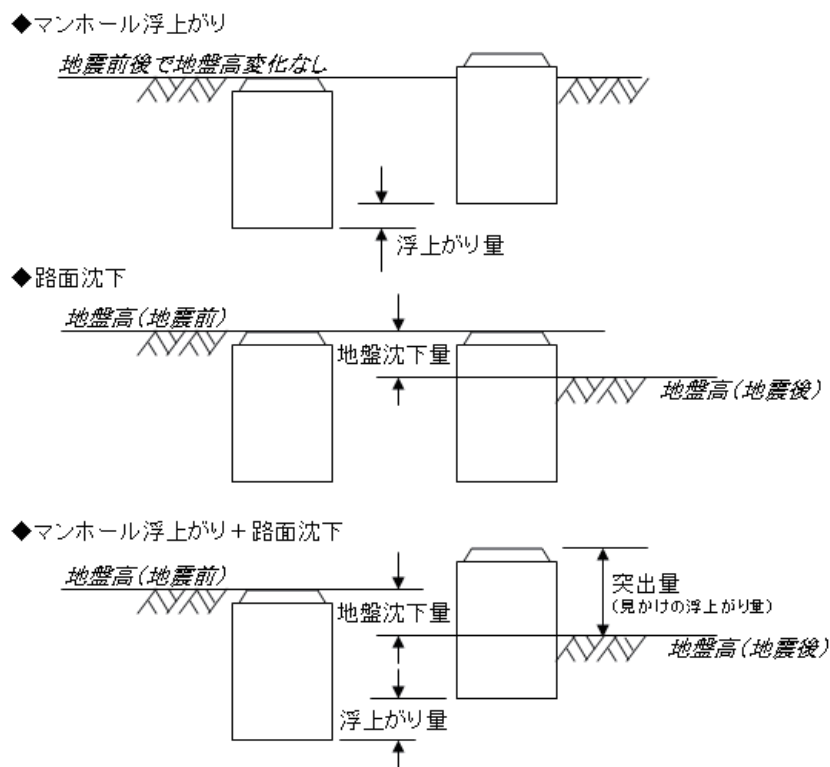


図-4.4 マンホール浮上りの定義

マンホールの浮上り高さとの地質の関係を、図-4.5に示す。

マンホールの浮上りが発生した箇所の地質（ボーリングデータ）を見ると、G.L.-1.0～2.0まではシルト及び砂質土、その下層は旧の河床と考えられる砂礫で構成されている。マンホールの浮上り高さで見ると、浮上り高さが比較的小さいNo.1-25より上流に比べ、5cm以上の浮上りが集中しているマンホールNo.1-10～1-20付近では、シルト及び砂質土の層が厚くなっている。

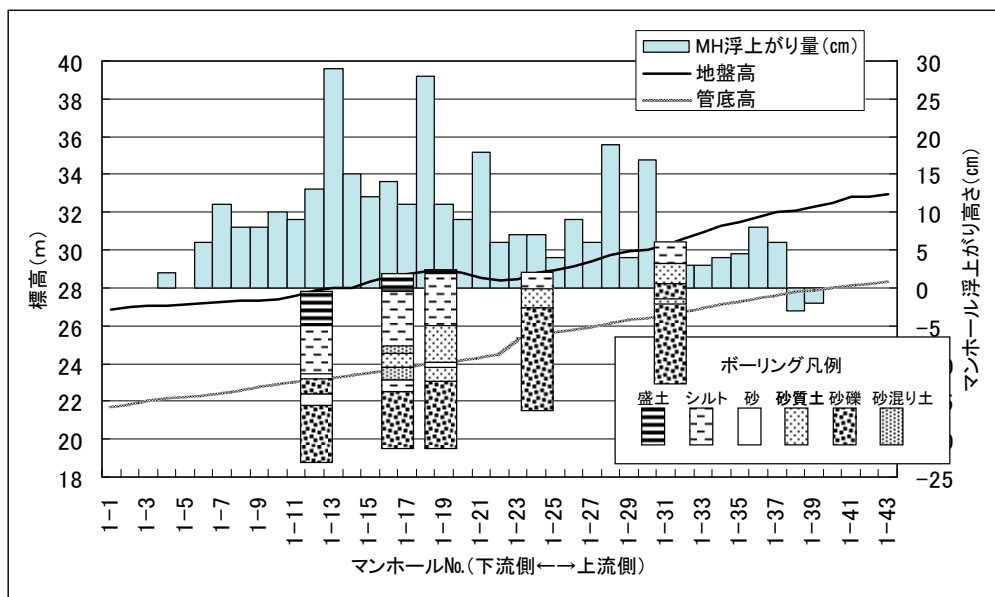


図-4.5 マンホール被災箇所近傍の地質

表-4.5 マンホール浮上がり量全数調査結果（栗原市鶯沢幹線）

MH No.	地盤沈下量 (cm)	MH 突出量 (cm)	MH 浮上がり量 (cm)	判定
1-1	0	0	0	異常なし
1-2	0	0	0	異常なし
1-3	0	0	0	異常なし
1-4	0	2	2	浮上
1-5	0	0	0	異常なし
1-6	0	6	6	浮上
1-7	0	11	11	浮上
1-8	0	8	8	浮上
1-9	10	18	8	浮上+路面沈下
1-10	3	13	10	浮上+路面沈下
1-11	0	9	9	浮上
1-12	0	13	13	浮上
1-13	0	29	29	浮上
1-14	0	15	15	浮上
1-15	0	12	12	浮上
1-16	0	14	14	浮上
1-17	0	11	11	浮上
1-18	0	28	28	浮上
1-19	0	11	11	浮上
1-20	0	9	9	浮上
1-21	0	18	18	浮上
1-22	0	6	6	浮上
1-23	0	7	7	浮上
1-24	0	7	7	浮上
1-25	0	4	4	浮上
1-26	0	9	9	浮上
1-27	0	6	6	浮上
1-28	0	19	19	浮上
1-29	0	4	4	浮上
1-30	0	17	17	浮上
1-31	0	4	4	浮上
1-32	0	3	3	浮上
1-33	0	3	3	浮上
1-34	0	4	4	浮上
1-35	0	4.5	4.5	浮上
1-36	0	8	8	浮上
1-37	0	6	6	浮上
1-38	3	3	0	路面沈下
1-39	2	2	0	路面沈下
1-40	0	0	0	異常なし
1-41	0	0	0	異常なし
1-42	0	0	0	異常なし
1-43	0	0	0	異常なし
総括件数			浮上:	31
			浮上+路面沈	2
			路面沈下:	2
			異常なし:	8

(2) 築館地区

築館地区では、液状化対策として施工したリブ付き塩化ビニル管+砕石（RC40）基礎の路線が約 200mにわたって路面が沈下したが、下水の流下に支障はなかった（写真-4.6、図-4.6）。



図-4.6 築館地区における埋戻し部の路面沈下

本地区における被害の発生原因を検討するため、周囲のボーリングデータを収集し、地下水位や軟弱層厚について整理を行った。その結果を以下に示す（表-4.6、図-4.7）。

- ・ 同じ施工方法（リブ付き管+管周り砕石（RC40）+砂埋戻し）で施工した2箇所を比較すると、被災した箇所の埋設深さが深い。
- ・ 砂埋め戻しで被災のなかった箇所は、埋設深度が浅く、地下水位も低い。
- ・ 砕石埋戻しで施工し被災した箇所は、埋設された道路付近のボーリングデータを確認したところ、国道4号から被災箇所に近づくにつれて、軟弱層厚が大きく、地下水位が高くなる傾向にあった。
- ・ ボーリングデータはないが、栗原市へのヒアリングより、リブ付き管+管周り砕石+砂埋戻しで実施し被災した箇所は、施工時の地下水の湧水量が多く、埋設した管渠が沈下し再施工を余儀なくされる程極めて軟弱な地盤であったことが確認された。

以上のことから、今回の地震で被災した箇所は、周辺の無被害箇所と比較して、埋設深度が深い、軟弱層厚が大きいかつ地下水位が高いなど、埋戻し土の液状化被害が発生しやすい条件にあることが分かった。

また、これらのデータより、路面沈下の被害発生の目安を下記の通りと考えることができる。

- ①開削工法を採用している。
- ②地下水位が G.L. - 1.5 m より高い。
- ③管渠の埋設深度が G.L. - 3 m より深い。
- ④軟弱層の厚さが 3 m 以上。

なお、①～④の条件は全てを満たすことが必要である。

このような地盤条件の場合には、事前に管路のルートの変更、埋設深度が深くならないような設計上の配慮等を計画段階で十分検討するとともに、開削工法で施工する場合には埋戻し土の液状化対策を適切に行う（埋戻し方法の選択、埋戻し材の選定など）必要があると考えられる。

表-4.6 築館地区における被害箇所と付近のボーリングデータ整理結果

区分	被災箇所		無被災箇所			
	リブ付き管 管周り砕石 砂埋め戻し	砕石埋戻し RC40	リブ付き管 管周り砕石 砂埋め戻し	推進工法 区 間	圧送区間	砂埋戻し
埋設深度 (G.L. - m)	2.96～3.67	3.66～4.01	1.96～2.58	4.0～4.48	1.0～1.59	1.0～3.68
地下水位*1 (G.L. - m)	1.5～1.75*3	1.5	1.75	1.6～2.8	1.6～2.8	1.75～3.35
軟弱層厚 (m)	3.3*3	3.3	3.3	2.4	2.4	3.55
備 考	施工時の写真 から多量の湧 水を確認。	施工時の写真 から多量の湧 水を確認。	施工時の写真 から湧水を確認。	—	—	施工時の写真か ら湧水は特に認 められない。

* 1 : 地下水位は、最寄りのボーリングデータの計測値とした。

* 2 : 軟弱層厚は、粘土、粘性土、シルト質土でN値が5以下の層の合計厚さとした。

* 3 : 隣接するボーリングデータがないため、BOR No. H16-1 と No. 2 の値を記載

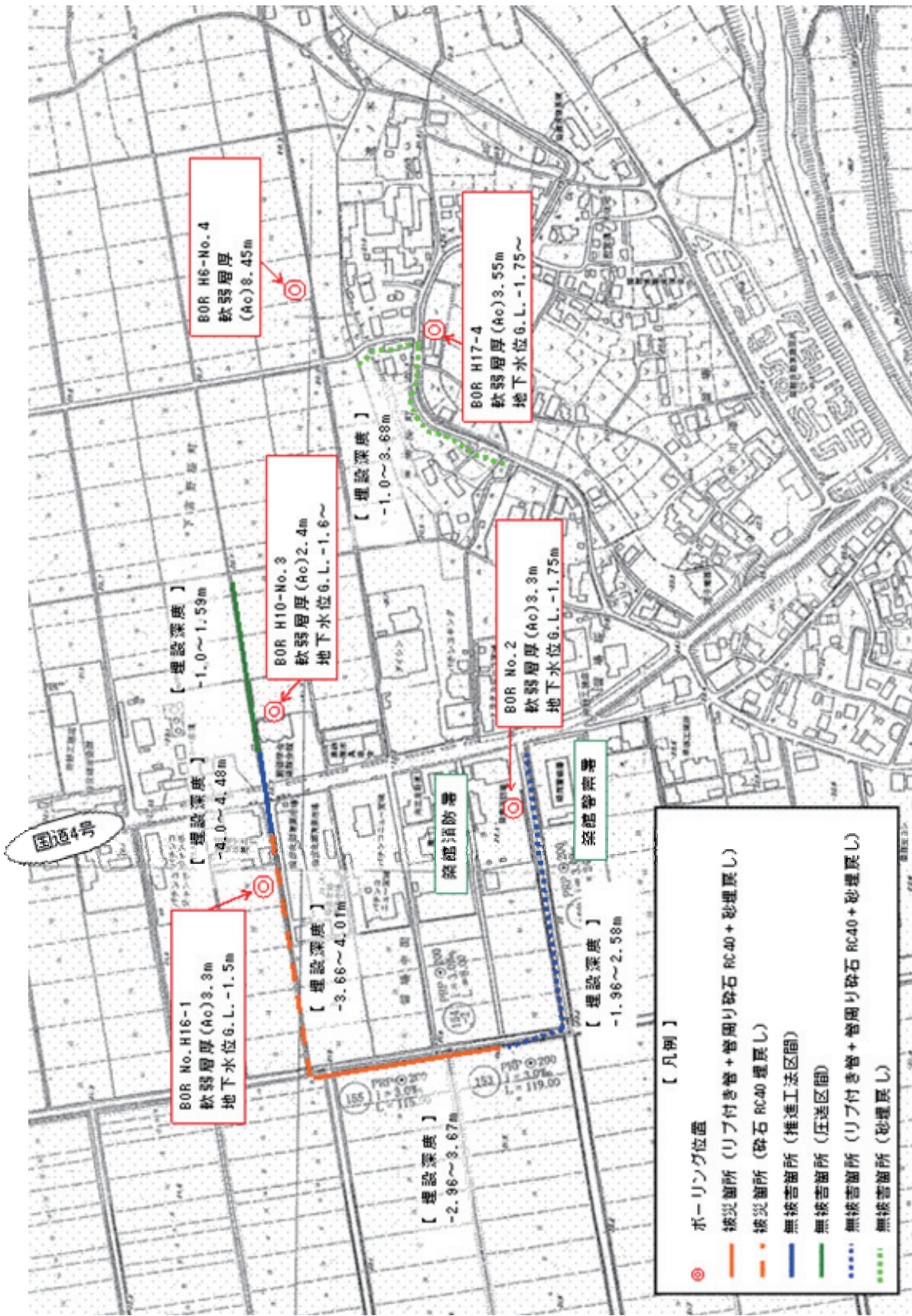


図-4.7 築館地区周辺の地質等の状況

4.2.2 処理施設の被害状況

処理施設は、北上川上流流域下水道の水沢浄化センターと栗原市鶯沢浄化センターの2処理場で被害が発生した。

(1) 岩手県北上川流域下水道水沢浄化センター

1) 処理場概要

- ①処理方法：標準活性汚泥法
- ②処理能力：既設 12,800m³/日（計画 49,707m³/日）
- ③供用開始：平成4年10月
- ④汚泥処理：濃縮－消化－脱水

2) 調査結果

現地調査（外観からの点検）により、汚泥消化タンク攪拌機、汚泥濃縮タンク搔寄機が地震によって「過トルク」により停止がかかり、更に、再起動できない状況を確認した（写真-4.8）。被災確認後は、一次汚泥消化タンクの運転を停止し、二次汚泥消化タンクのみでの運転で対応していた。また、汚泥濃縮タンク汚泥搔寄機についても、2系のみでの運転で対応していた。これら以外についての不具合は見あたらず、水処理施設としては正常に機能していた。



写真-4.8 汚泥消化タンク攪拌機

(2) 栗原市鶯沢浄化センター

1) 処理場概要

- ①処理方法：OD法
- ②処理能力：既設 815m³/日（計画 1,630m³/日）
- ③供用開始：平成10年3月
- ④汚泥処理：濃縮－脱水

2) 調査結果

現地調査（外観からの点検）において、機械設備、電気設備とも不具合は見あたらず、正常に機能しており、浄化センターからの放流水は清澄であった。

なお、上記以外で、下記の5点が確認できた。

- ①OD槽の污水管等に用いられている可とう管については、その伸び量が最大値である40mmに達していた（写真-4.9）。
- ②OD槽上部の蓋が外れており、維持管理上危険のため、元の位置に修復し、ずれ防止などの対策を講じる必要がある（写真-4.10）。
- ③放流渠法面防護壁に亀裂が確認された。（写真-4.11）
- ④壁などのクラックについては、基準値（0.2mm）を越えており、樹脂注入等による補修が必要である。
- ⑤場内の地盤が最大20cm沈下し、舗装等の修復が必要な箇所がある（写真-4.12）。



写真-4.9 池排水管用可とう管の伸び状況



写真-4.10 覆蓋浮き上がり



写真-4.11 放流渠法面防護壁の亀裂



写真-4.12 場内地盤沈下

4.3 考察

(1) 被害の特徴

今回の地震による下水道施設への被害は、栗原市に集中している。同じ揺れ（震度6強）を観測した奥州市とは被害規模に大きな差がある。

また、管きよの被害形態としては、栗原市鶯沢地区ではマンホールの隆起が多く発生し、築館地区及び一迫地区では埋戻し部の路面沈下が多く発生しているなど、地区ごとに被害規模や被害形態が区分できると考えられる。地形や地下水位等の自然条件、合併前の旧市町村単位による管きよの施工方法の違いに焦点をあてれば、何らかの傾向が見えることも考えられる。

(2) 路面沈下の原因

管渠埋戻し部の沈下は、過去の大きな地震において多く報告されている。今回の地震においても、広範囲に路面沈下が発生するとともに、築館地区や一迫地区では約200mにわたり連続的に路面が沈下する箇所があった。

沈下の原因については、被災箇所周辺で噴砂や電柱の沈下が見られるなど、明らかに液状化現象に起因していると考えられる箇所があったほか、液状化対策として施工したリブ付き塩ビ管+砕石とした管路施設の一部が被災する箇所もあった。下水の流下に支障とな

る被害ではなかったことから、管渠本体に対する液状化対策としての一定の効果は認められるものの、地下水位が非常に高くかつ湧水量が多い、周辺地盤が軟弱である、土被りが深い等の悪条件が重なる特異な現場条件下では効果が薄まることが考えられた。

よって今後は、現場条件に合わせた適材適所の工法選定や十分な施工監理が重要と考えられる。

(3) 被害状況の確認手法

地震による下水道管きよの被害は、管きよが埋設物であることから、路面からの点検だけでは異常を完全に把握することが難しい。過去の地震においても、路面に現れない管きよのたわみや汚水滞留などの被害が、時間が経つにつれ明らかになってきている。

地震発生後においては、人員不足や情報の混乱等があることから十分な調査が難しいと思われるが、水道が復旧しても下水道が使用不可では意味がなく、また汚水の溢水による衛生的問題等を考慮すると、管きよの見えない損傷に初期の段階から目を向けることは重要だと考える。

(4) 処理場への水量及び水質の動向

被災後の処理場への流入水量や水質は、管渠の不具合の予見材料になる。とくに、被災後に降雨があった場合、処理場の流入量や水質に降雨による影響が認められれば、管渠の破損程度（割合）や破損箇所の特定期への足がかりになる可能性もある。

鶯沢浄化センターでは、地震前（6月1日～13日）の流入水量が約650 m³/日、地震後の6月15～16日（上水道断水中）は約780 m³/日であった。また、断水明けの6月17～30日は約850 m³/日であった。また、流入水のSS濃度については、地震発生を境に変化しており、地震前よりも地震後の方が低い濃度となっている（図-4.8参照）。

断水中の流入水については、給水車等による水の供給があったことが挙げられる他、断水後も継続的に通常以上の流入量があるとともに流入SS濃度が低いことから、管きよ損傷等による地下水等の流入があるものと考えられる。

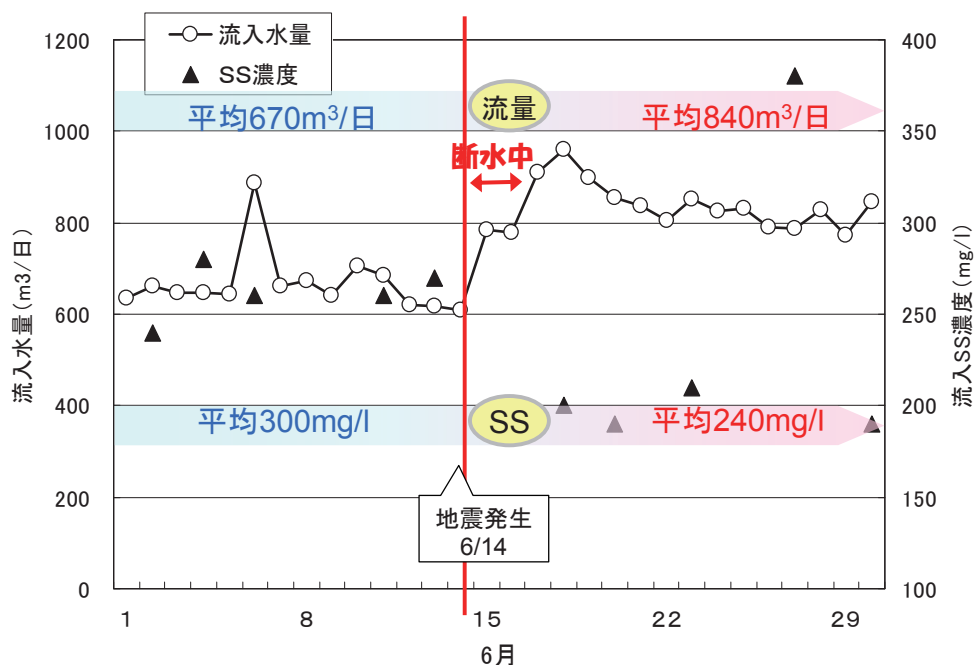


図-4.8 鶯沢浄化センターの流入水量とSS濃度の経時変化

4.4 岩手県沿岸北部を震源とした地震による下水道施設への被害

この地震による下水道施設への被害は、岩手県一戸町公共下水道の汚泥処理施設が一部損傷したほかは、被害が発生しなかった。表-4.7 に平成 20 年 7 月 30 日時点の被災状況を示す。

表-4.7 下水道施設の被害状況一覧

県名	管理者	施設名	被害状況	対応状況等
岩手県	一戸町	一戸町終末処理場	・汚泥処理施設配管の漏気	・処理機能に支障なし ・7/25 に部品交換済み

国土技術政策総合研究所では、最大震度 6 強を観測した洋野町と震央を結ぶ岩手県北部沿岸地域の下水道施設（管路施設、処理施設）において現地調査を実施した。

調査対象市町村及び処理区を図-4.9 に示す。

管路施設の調査においては、開削工法による施工、高い地下水位、砂地盤等の被害の発生しやすい条件の箇所を 1 処理区あたり数カ所選定し、マンホール蓋を開けて、マンホール駆体の異常、浸入水の有無、汚水滞水の有無等を確認した。処理施設については、場内の施設及び地盤の状況を目視で確認するとともに、自治体職員から、処理場用地の地盤状況及び施設の基礎工法、地震前後の流入水量変化、地震時の揺れの程度（地震後の室内の状況）などについてヒアリングした。



写真-4.13 管路施設の現地調査の様子（岩泉町）



写真-4.14 処理場の現地調査の様子（洋野町種市浄化センター）



図-4.9 調査を実施した市町村

ここで、種々の地震情報や現地調査及びヒアリングの結果などを基に、被害がほぼ無かった理由を推察する。

(1) 地震特性

地震動の大きさを示す指標には、一般的によく使われる震度やマグニチュードのほか、構造物の被害と相関があると考えられる最大加速度やS I 値などがある。表-4.8 に近年の地震における各指標の観測値を示す。

表-4.8 近年の地震における各指標の観測値

震央地・地震名	観測地点名	マグニチュード [*] (震度)	最大加速度 (gal)	SI値 (kine)	備 考
岩手県沿岸北部	45号 思惟大橋	M6.8 (6+)	829	33	岩手県下閉伊郡田野畑村菅窪
岩手・宮城内陸地震	4号新達田橋	M7.2 (6+)	462	49	宮城県栗原郡金成町沢辺地内
	大崎出張所		307	59	宮城県古川市鶴ヶ塚字鶴田
新潟県中越沖地震	米 山	M6.8 (6+)	659	77	新潟県柏崎市大字青海川
能登半島地震	沢野トンネル	M6.9 (6+)	573	33	石川県七尾市沢野町地先
新潟県中越地震	妙見堰	M6.8(7)	1715	107	新潟県長岡市妙見町 29 番地

※最大加速度及びSI 値は、国土交通省河川・道路等施設の地震計ネットワーク情報データを用いた。
(<http://www.nilim.go.jp/japanese/database/nwdb/html/newearthquake.htm>)

本表は国土交通省河川・道路等施設の地震計ネットワーク情報を元に作成したが、本データは限られた観測地点のものである。よって、観測地点と下水道施設に被害が集中した地域とは必ずしも一致しないが、SI 値を見ると、被害の大きかった新潟県の地震で突出した値を観測していることが分かる。

また、今回の地震の報道等で話題になったことの1つに地震動の周期がある。今回の地震では、0.1~0.2秒程度の短周期地震動を多く含んだ強い揺れが10~20秒以上続いた。これは、北上山地周辺が、岩盤の上に風化した火山岩が薄く堆積した地層で形成されていることから、地震波がプレートを伝わって地表に到着するまでの間にプレート内で地震波が強い散乱を起こし短周期の地震波が増幅されたと考えられる³⁾。

一般に、木造・中低層建物の被害に強く影響する周期及び地盤液状化の発生時に観測される周期は2秒程度のやや長周期の地震動と言われているが、この周期が多く観測された新潟県中越地震(全半壊1万棟以上)や能登半島地震(同約2千棟)、新潟県中越沖地震(同約7千棟)では住宅被害が多かったとともに下水道施設への被害も比較的大きかった。

一方、短周期地震動が観測された岩手・宮城内陸地震(全半壊10棟)や今回の地震(同0棟)では住宅被害が非常に少なかったとともに下水道施設への被害も少なかった。地震動の周期の違いが、下水道施設の被害規模に影響している1つの要因とも考えられる。

(2) 地盤特性

被害の少なかった理由の一つとして、地盤特性があげられる。岩手県北部を覆う北上山地は、紡錘形の山地帯を形成して南北に広がっており、地形学上は隆起準平原(準平原の

隆起したもの)に分類される。その地盤は、岩盤の上に風化した火山岩が薄く堆積した地層構造となっており、非常に堅牢な地層構造と言える^{4)、5)}。

現地調査を実施した洋野町や岩泉町においても、処理場の地盤下数メートルで岩盤となっており、地盤条件が良かったことが、被害の軽減につながったと推測される。

(3) 設計・施工・施工監理

現地調査において、自治体職員に対し下水道施設の設計・施工・施工監理に関してヒアリングを実施した。その結果、次の事項が被害の軽減に寄与したと考えられる。

1) 岩ズリ（ガンズリ）の埋め戻しへの利用

調査を実施した4市町村の内2市町では、当該地方で安価にかつ入手し易い岩ズリ（粒径0～20 mm）を管きよの埋め戻し材として標準的に採用していた。また他の町村においても、現場発生土である礫質土（質が悪ければ岩ズリ）を採用するなど、山砂に比べて液状化防止効果の期待される比較的透水性の高い材料を使用していた。

2) 施工監理基準の徹底

調査を実施した市町村の多くは、管渠の施工監理基準として締め固め度 90%以上や CBR20 以上といった具体数値を特記仕様書に明示するなど、施工監理を徹底していた。

3) 新耐震基準による設計・施工

調査を実施した市町村の各処理場については、いずれも新耐震基準（1981 年建築基準法施行令改正）に準拠していた。なお、下水道協会発行の「下水道施設の耐震対策指針と解説」に関しては、5 処理場の内 3 処理場については 1997 年版、残る 2 処理場は 1981 年版に拠っていた。

(4) その他

今回の地震では、震度 6 強を観測したにもかかわらず住宅の全半壊が 0 棟であったことから、震度と被害のズレを指摘する報道があった。現地調査時、自治体職員や調査箇所の周辺住民の方に地震時の揺れや棚の荷物の散乱状況について聞く機会があり、棚から物が落下するほどの揺れはなかったとの回答も聞かれた。震度判定の適否の判断はできないが、参考情報として掲げる。

また、地震による下水道施設への被害を推定する場合、震度の大きさを指標として判断することがほとんどであるが、地下構造物や線状構造物を多く抱える下水道においては、被害の実態と整合性のある別の指標を検討する必要があると考えられた。

参考文献

- 1) 国土交通省都市・地域整備局下水道部：平成 20 年度全国下水道主管課長会議(第 2 回)資料、平成 20 年 9 月 16 日
- 2) 建設省土木研究所：釧路沖地震により浮上した下水道マンホールの調査、土木研究所資料第 3275 号、平成 6 年 4 月
- 3) 東京大学地震研究所：2008 年 7 月 24 日岩手県沿岸北部の地震 (M6.8) -揺れの広がり方-、http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/furumura/08Iwate_engan/
- 4) ジオテック株式会社：
http://www.jiban.co.jp/jibankaisetu/todohuken/iwate/jiban_iwate.htm
- 5) 国土地理院：<http://www1.gsi.go.jp/geowww/typical/typical.html>
- 6) 松原誠、榊原隆、深谷渉、藤原弘道、西尾称英：平成 20 年岩手・宮城内陸地震による下水道施設の被害、下水道協会誌、Vol. 45、No.550、pp. 38～46、平成 20 年 8 月
- 7) 藤生和也、平山孝浩、深谷渉、藤原弘道、松原誠：平成 20 年岩手県沿岸北部を震源とする地震に関する下水道施設現地調査結果報告、下水道協会誌、Vol. 45、No.552、平成 20 年 10 月
- 8) 日本下水道協会：平成 18 年度版下水道統計、平成 20 年 8 月
- 9) 下水道地震対策技術検討委員会：下水道地震対策技術検討委員会報告書、平成 20 年 10 月

5. ダム

5.1 はじめに

ダムについては、地震発生直後、基礎で最大加速度 25gal 以上を観測したダム、あるいは最寄りの気象官署で気象庁震度階が 4 以上である地震を観測したダムにあたる管理中の 134 ダム（国土交通省直轄 11 ダム、補助 48 ダム、利水 75 ダム）において、ダム管理者による臨時点検（一次点検）が行われた。内 77 ダムで、臨時点検（二次点検）が実施された。臨時点検によって、貯水池周辺の小規模な崩落などの軽微な変状を含めて、12 ダムにおいて変状の報告がなされた。変状報告のあったダムの内、直轄の石淵ダム、補助の荒砥沢ダム、皆瀬ダム、上大沢ダム、小田ダムの 5 ダムについては、国土交通省河川局・東北地方整備局、宮城県および秋田県からの要請により、独立行政法人土木研究所水工研究グループダム構造物チームおよび国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究部水資源研究室が地震発生当日の 6 月 14 日に現地（東北地方整備局管内）入りし、翌日から緊急現地調査を実施した。その後、震源近傍の補助ダム、利水ダムおよび建設中ダムについても現地調査を実施した。

本報では、現地調査したダムについての目視による調査結果や、観測計器の計測結果によるダムの挙動について報告する。また、ダムにおいて観測された地震動記録の概要についても報告する。

5.2 ダムの調査結果

5.2.1 調査概要

表-5.1 に現地調査を実施した主なダムの一覧を、また図-5.1 にそれらの位置図を示す。地震発生の翌日の 6 月 15 日から 16 日にかけて、国土交通省河川局・東北地方整備局、宮城県および秋田県からの要請により、臨時点検の結果、変状の報告があった直轄の石淵ダム、補助の荒砥沢ダム、皆瀬ダム、上大沢ダム、小田ダムの 5 ダムについて緊急現地調査を実施した。また、後日、他の変状が確認されたダムである花山ダム、栗駒ダム、衣川防災 1～5 号ダムおよび建設中の胆沢ダムの 8 ダムについて現地調査を実施した。

表-5.1 主なダムの現地調査一覧

日時	調査員	調査ダム	ダム管理者
6月15、16日	土研ダム構造物チーム 山口上席研究員 岩下総括主任研究員 国総研水資源研究室 三石室長	石淵ダム	東北地方整備局
		皆瀬ダム	秋田県（建設交通部）
		荒砥沢ダム、上大沢ダム、 小田ダム	宮城県（土木部）
7月15、16日	土研ダム構造物チーム 岩下総括主任研究員 佐々木研究員 国総研水資源研究室 大谷研究官 末久研究官	花山ダム	宮城県（土木部）
		栗駒ダム	宮城県（農林水産部）
		衣川防災 1～5号ダム	岩手県（農林水産部）
7月17日	土研ダム構造物チーム 岩下総括主任研究員 佐々木研究員	胆沢ダム（建設中）	東北地方整備局

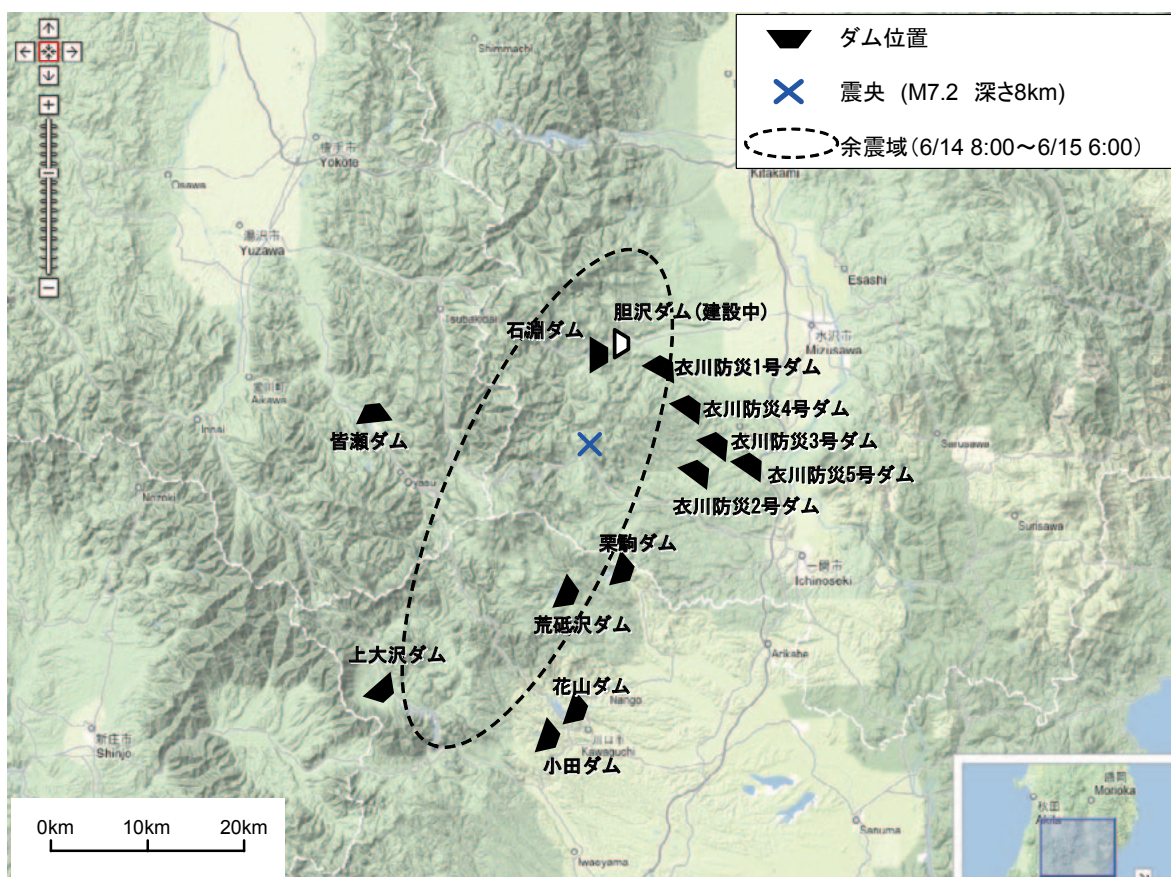


図-5.1 現地調査ダムの位置図

5.2.2 各ダムの調査結果

(1) 石淵ダム

国土交通省所管のダムで今回の本震の震源に最も近いダムは、石淵ダムであり震央から9.4kmに位置する。石淵ダムは、北上川水系胆沢川上流に1953年に完成した、洪水調節、発電、かんがい用水開発を目的とした東北地方整備局北上川ダム統合管理事務所が管理する多目的ダムで、堤高53m、堤頂長345m、総貯水容量16,150,000m³、堤体積のうちコンクリート部31,200m³、ロックフィル部411,300m³のコンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム(CFRD)である。石淵ダム堤体の標準断面図および縦断面図を図-5.2に示す。なお、地震発生時の貯水位はEL.314.41mであり、常時満水位(EL.318m)の約4m下がりであった。

天端の地震計では、上下流方向1,461gal、ダム軸方向934gal、鉛直方向2,070gal+(測定上限値)の最大加速度を記録した。石淵ダムの地震記録については、5.3.2で詳述する。

1) 目視観察結果

目視による変状の確認を行った結果、当ダムタイプ(CFRD)の貯水機能上最も重要であるコンクリート遮水壁については、写真-5.1(a)に示すように、遮水壁およびその継目部分での目立った損傷は認められなかった。写真-5.1(b)には、地震発生2年ほど前の2006年8月に撮影した当ダムの上流面を示す。写真-5.1(a)と(b)を比較すると天端の沈下変状が確認し易い。しかし、ダムの天端舗装に、写真-5.2、5.3に示すように、“なみうち”が見られ、亀裂も認められた。また、ダム下流法面では、写真-5.4、5.5に示すように天端の

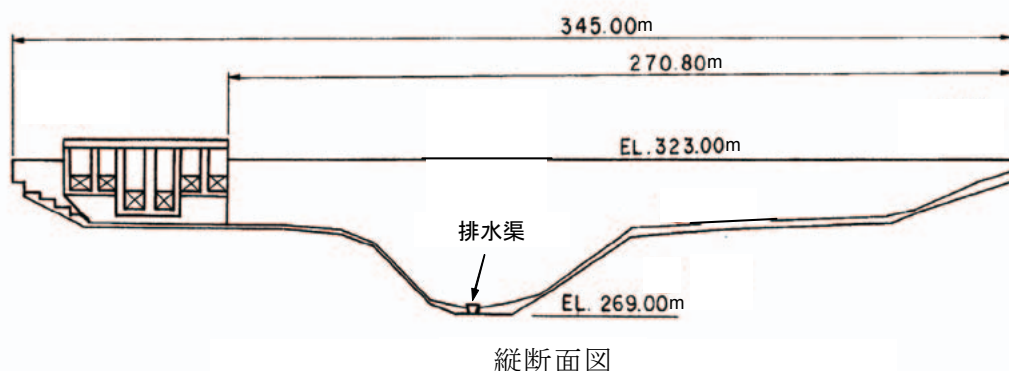
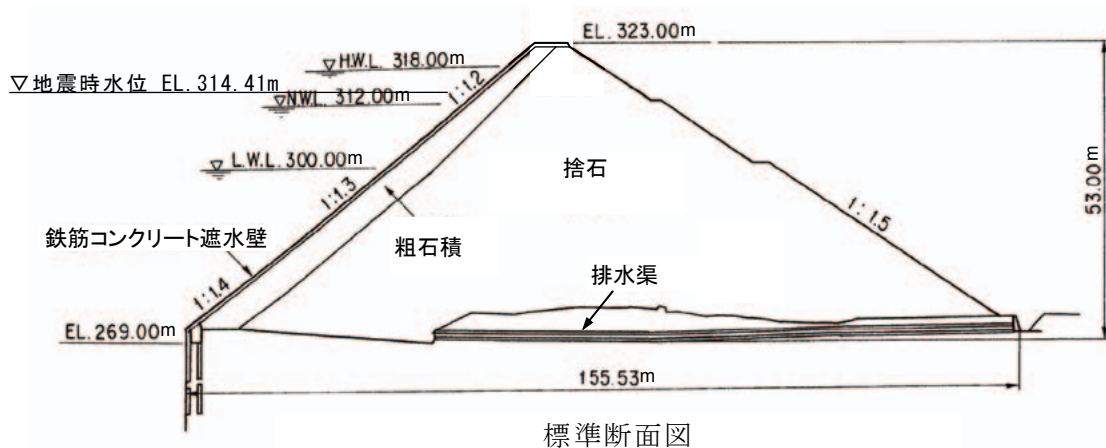


図-5.2 石淵ダムの標準断面図および縦断面図

法肩部にあたる高欄と舗装部の境界に開きが見られ、天端舗装の“なみうち”の突出部の岩石にせり上がりが見みられた。その段差は50cm程度であった。さらに、せり上がり部から一部リップラップの落石が認められた。

当ダムは、写真-5.6に示すように投石工法により築造されたが、このとき建設された投石用のトロック軌道のピアを堤体に埋設させていた。地震により堤体は沈下したが、埋設ピア箇所は沈下しないため、天端下流法肩のせり上がりという現象が発生した。地震後の開削調査でせり上がり変状箇所から埋設ピアの存在を確認した(写真-5.7)。

洪水吐きにおいては、左右岸両端のゲート門柱の側面に水平亀裂が生じていた(写真-5.8)。門柱天端と操作橋の接合部においては、ひびわれが見られた。

クレストゲート(ラジアルゲート)は、敷高がEL.312mに対して地震時水位がEL.314.41mであったが損傷は確認されていない。コンジットゲート(スライドゲート)は敷高EL.305m、扉体上縁標高EL.312mであり、地震時はかぶり水深2mで水面下にあったが、損傷は確認されていない。



写真-5.1(a) 上流面表面遮水壁の状況(損傷は外見上認められない)



写真-5.1(b) 地震前の上流遮水壁状態(2006年8月撮影)(東北地方整備局北上川ダム統合管理事務所提供)



写真-5.2 天端および下流面の状況(天端下流法肩に等間隔でせり出しが確認できる)



写真-5.3 天端舗装面の亀裂



写真-5.4 天端下流法肩付近のせり上がり(段差:約50cm)と高欄の変形



写真-5.5 下流面天端付近のリップラップ材のせり上がり



写真-5.6 投石工法による盛立工事
中の石淵ダム（トロッコ軌道の
ピアは堤体内に埋設させた）
（東北地方整備局北上川ダム
統合管理事務所提供）



写真-5.7 天端開削調査で確認
した埋設ピア頂部（東北地方
整備局北上川ダム統合管理
事務所提供）

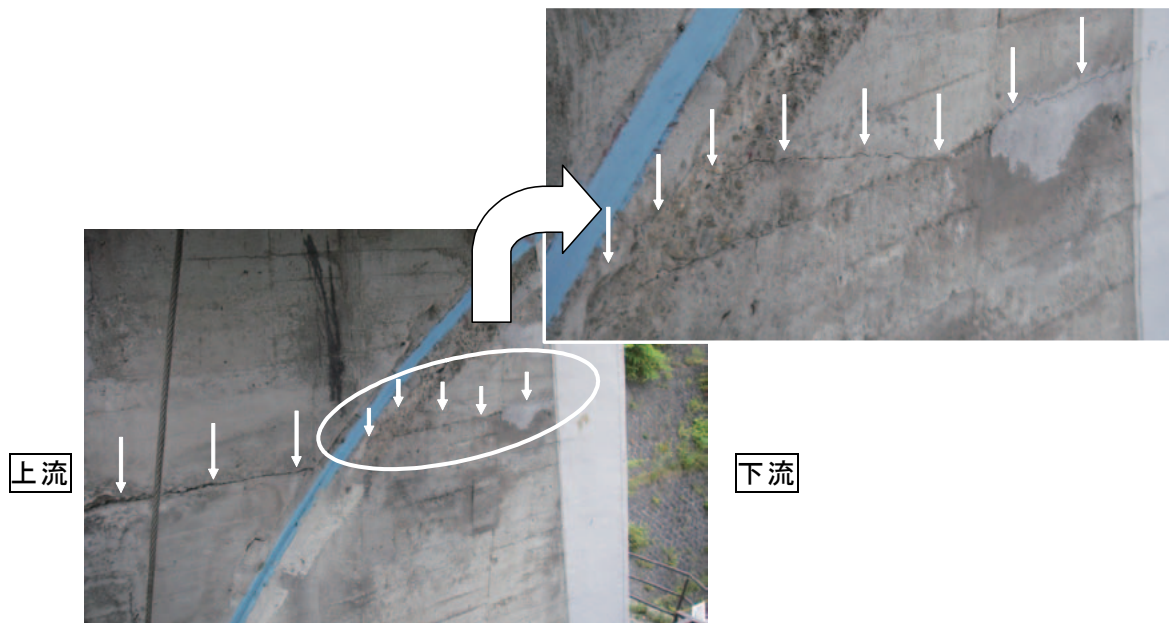


写真-5.8 洪水吐きゲートの門柱に
生じた水平亀裂

2) 堤体観測結果

(a) 漏水量

堤体下流表面からの漏水は確認されなかった。地震発生前後の漏水量（フィルダムでは、ダム毎に漏水集水構造が異なるが、堤体の遮水材料（CFRD では上流面遮水壁）を通じて浸透してくる堤体浸透流、浅い基礎部分を浸透してくる浸透流、左右岸地山からの地下水を集水し、計測している。これらを、河川管理施設等構造令では「漏水」と定義し、その計測が規定されていることから、本報告書では、「漏水量」と呼ぶ。）の変化を図-5.3 に示す。漏水量は地震後に地震前の 420/s から 980/s と 2 倍程度に増加したが、その後は貯水位に追随した、安定した状態で推移した。また、地震直後には漏水の濁りも観測されたが数日後には通常の状態に戻った。今回観測された漏水量の増加については、図-5.4 に示す

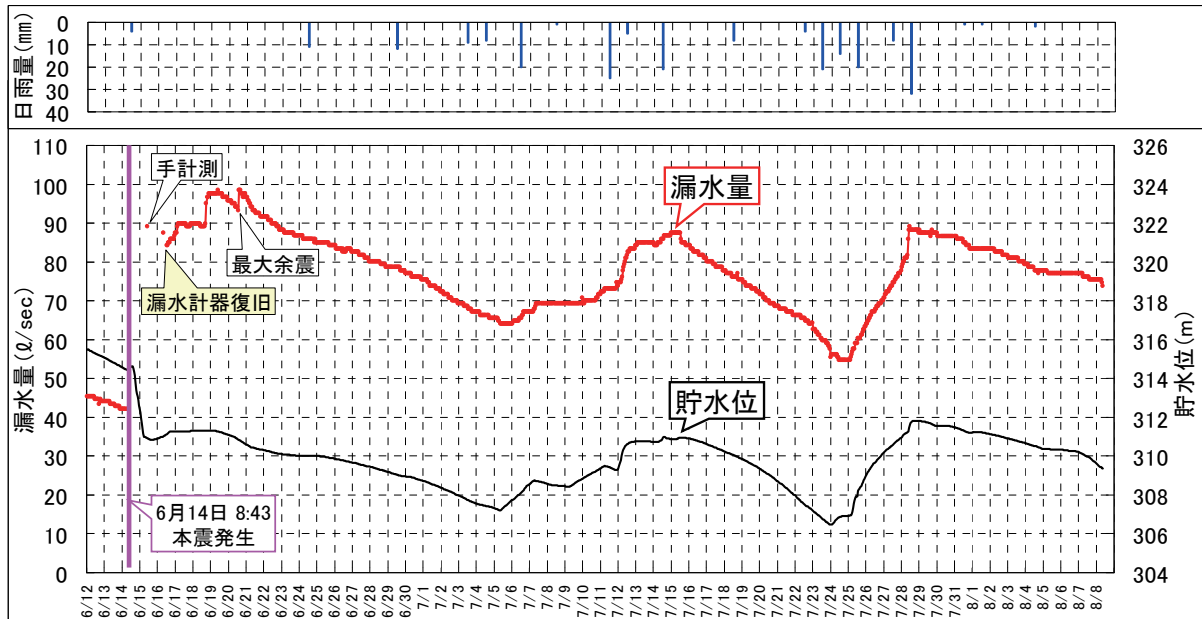


図-5.3 石淵ダムの地震前後の漏水量と貯水位の経時変化

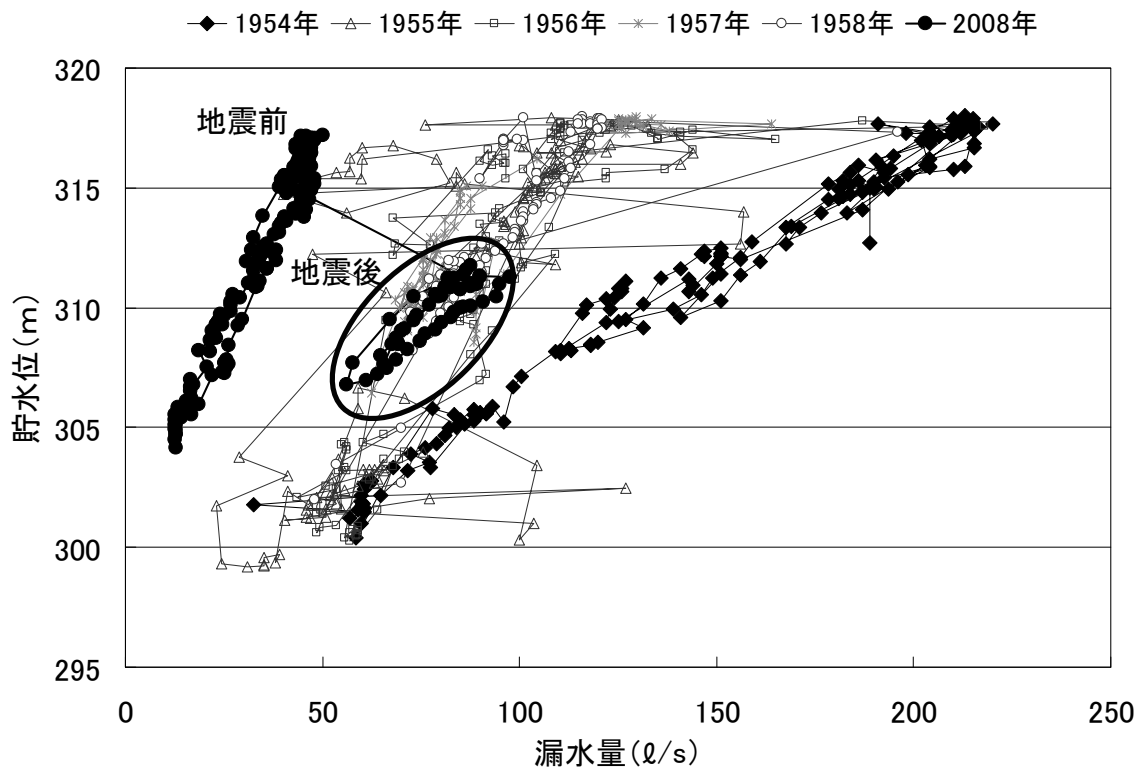


図-5.4 漏水量と貯水位の関係の履歴図

ように、これまでダムで計測された最大漏水量以下であり、地震後の漏水量と貯水位の関係は、建設完成後数年経過後以降の1950年代後半当時とほぼ同じ状態に移行した程度であり、安定した挙動を示しているといえる。

(b) 堤体変形

地震による天端測線(J-0)上の沈下量を図-5.5、5.6に示す。最大沈下量は、最大断面であるNo.20断面の天端において約55cmである。また、図-5.7に示すように、No.20断面の断面横断測量の地震前後の比較をみると、変形は天端付近が全体的に大きくなっていることがわかる。また、堤体全体が下流側に変形しており、天端では、前回(平成19年)計測時から下流方向に約53cm変位している。中段標高に着目すると、下流面の小段付近では、勾配変化点のため局所の変形による分もあるが、沈下量約60cm、下流方向へ約72cm変位していたが、上流面は沈下量約16cm、下流方向へ約13cmの変位にとどまっている。これはコンクリート表面遮水壁と水圧によりロック材が拘束されていたためと考えられ、上流コンクリート遮水壁にほとんど変状が見られなかったのに対し、下流法面リップラップのかみ合わせが若干凸凹したこととも整合する。

緊急現地調査による限り、堤体の天端や下流面における変状は認められるものの天端付近の高標高部に限られること、また、ダムの上流面遮水機能上、最も重要なコンクリート表面遮水壁に大きな問題が認められなかったこと、さらに、ダムの下流で計測している漏水量が通常より若干多いものの、異常な状態になっていないことから、調査時点においては、ダムの安全性に大きな問題はないと判断した。調査結果速報は、緊急現地調査直後に記者発表した。

その後、漏水量や堤体変形等の観測は、その体制の強化を図ったうえで継続し、洪水期(7月1日～9月30日)には、制限水位(EL.312m)以下に水位を維持し、平常通りの利水運用がなされた。地震後に「石淵ダム機能評価調査検討会」が設置され、ダム機能の確認方法と修復方法について検討され、修復工事が実施された。2008年11月現在、安全確認のための湛水試験が実施されている。

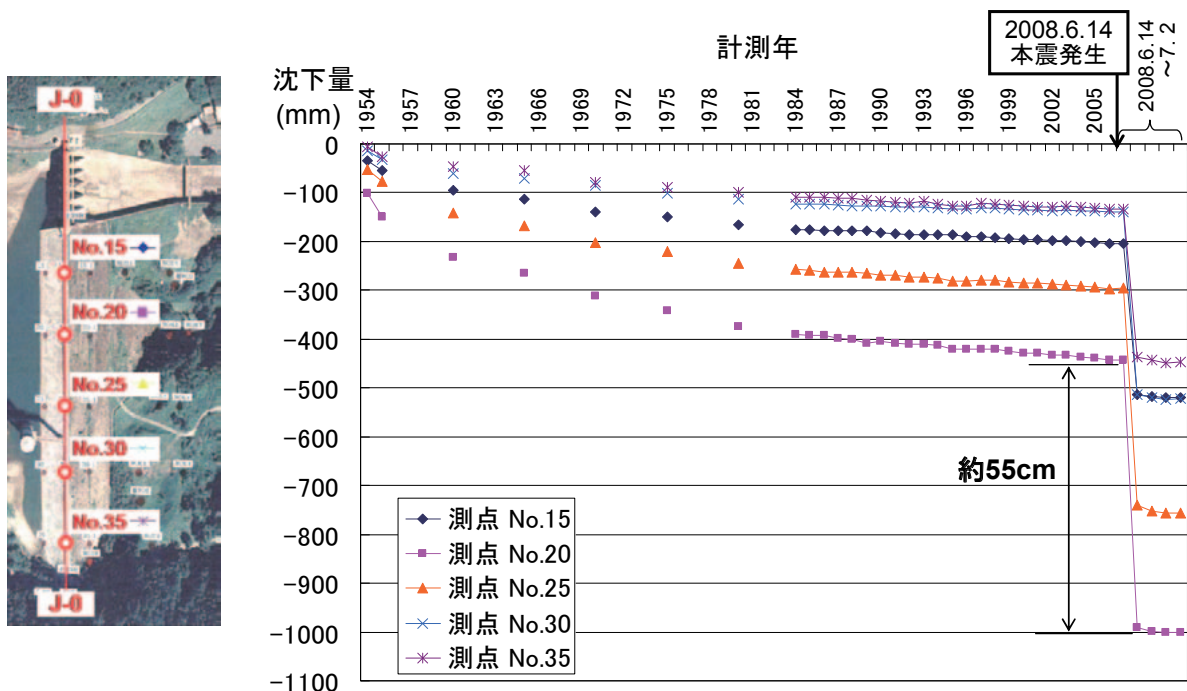


図-5.5 ダム完成後(昭和28年)からの累積沈下量 (J-0:天端測線)

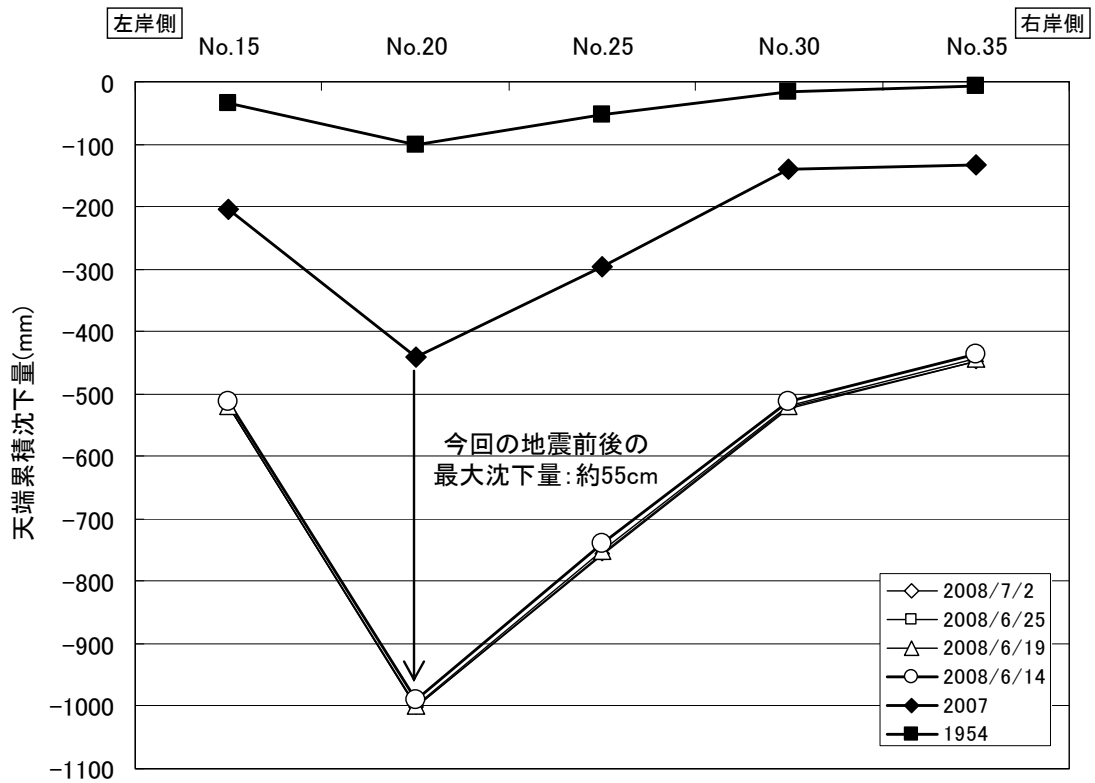


図-5.6 石淵ダム天端の累積沈下量の推移

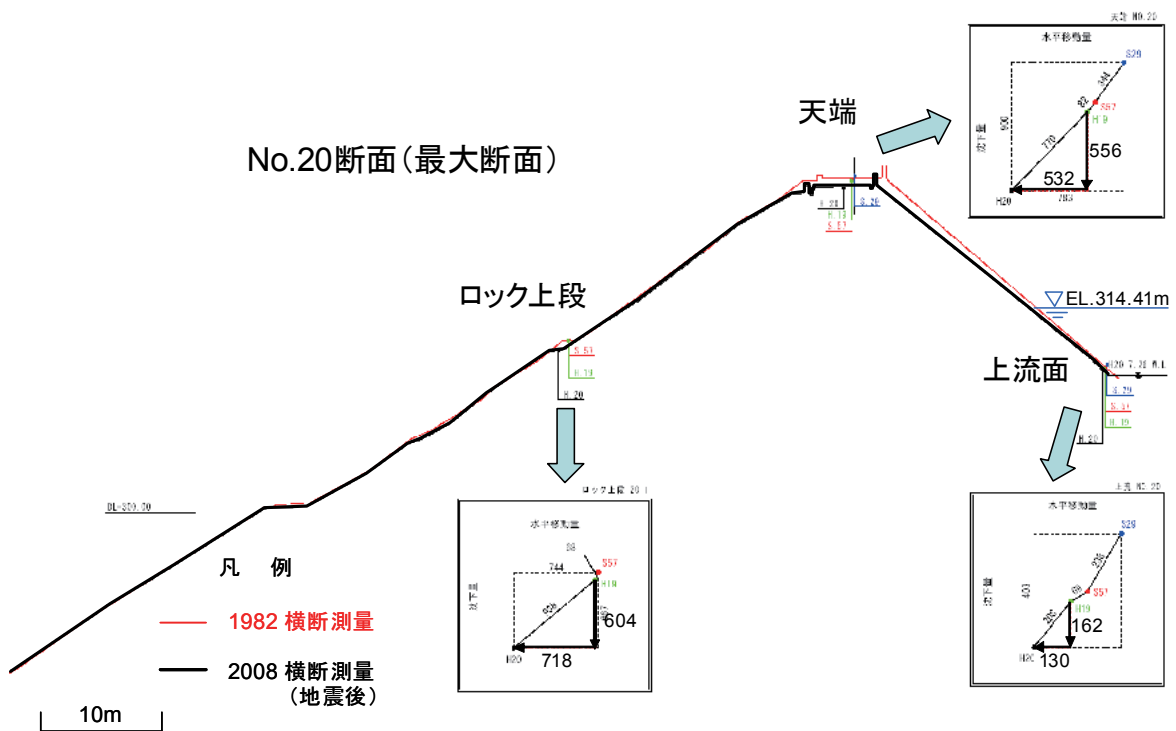


図-5.7 No.20断面 (最大断面) の断面変形の経年変化

(2) 胆沢ダム

胆沢ダムは、石淵ダムの再開発として、石淵ダムの下流約 1.8km の地点で現在建設中のダムである。当ダムは、洪水調節、流水の正常な機能の維持、かんがい用水、水道用水および発電を目的とした東北地方整備局が建設している多目的ダムで、堤高 132m、堤頂長 723m、総貯水容量 143,000,000m³、堤体積 13,500,000m³ の中央土質コア型ロックフィルダムであり、2013 年完成予定である。地震発生時点の施工進捗率は、堤体盛立 65.6%、洪水吐きコンクリート打設 59.3%であった。胆沢ダム堤体の標準断面図と地震時の盛立面を図-5.8 に示す。

なお、当ダムは、工事中のため地震計を設置していなかった。

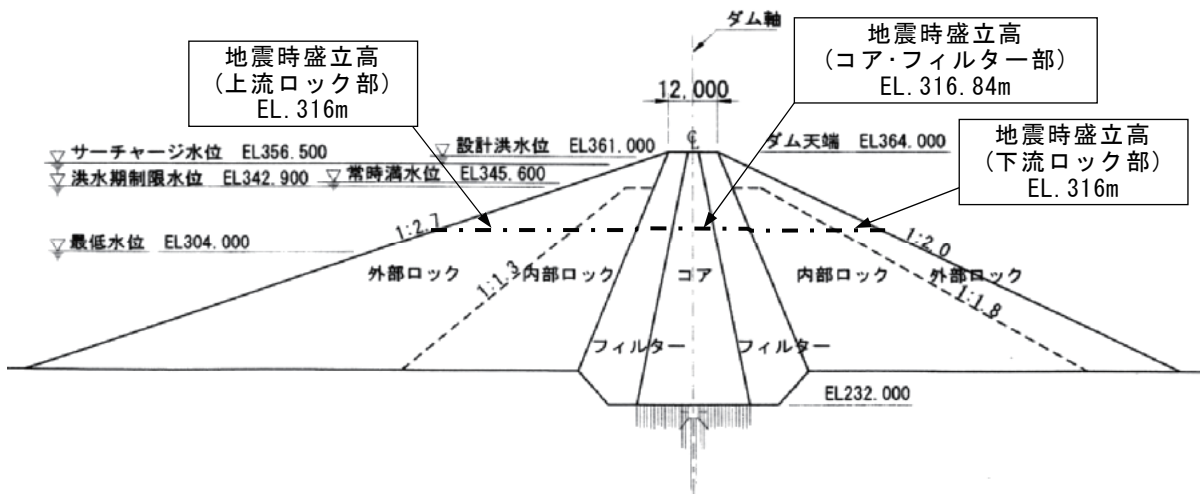


図-5.8 胆沢ダムの完成時標準断面図と地震時の盛立面

1) 目視観察結果

(a) 堤体

盛立中の堤体において、ロック部には大きな変状はみられなかったが、コア部およびフィルター部の盛立面においては両者の境界付近に写真-5.9 に示すようなダム軸に平行な亀裂が確認された。

亀裂深度を調査するため、写真-5.10～5.13 に示すように、これらの亀裂に着色液を流し込みトレンチ掘削を行った結果、コア部で約 20～50cm、フィルター部で約 50～260cm の深さの亀裂であることが確認された。これは、図-5.9 に示すように、ロックやコアの地震による沈下量がフィルターのそれよりも大きく、その両者のゆるり込み沈下量の違いにより、特にフィルター部にひずみが集中し、深い亀裂が生じたと推察できる。

トレンチ調査での亀裂深度や密度の測定確認をもとに、コアとフィルターのゆるみ部分を確定し、ゆるみ部分以深まで確実に掘削除去し、再盛立を実施した(写真-5.14、5.15)。

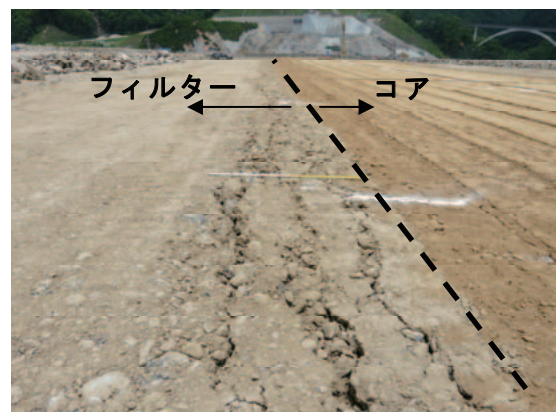
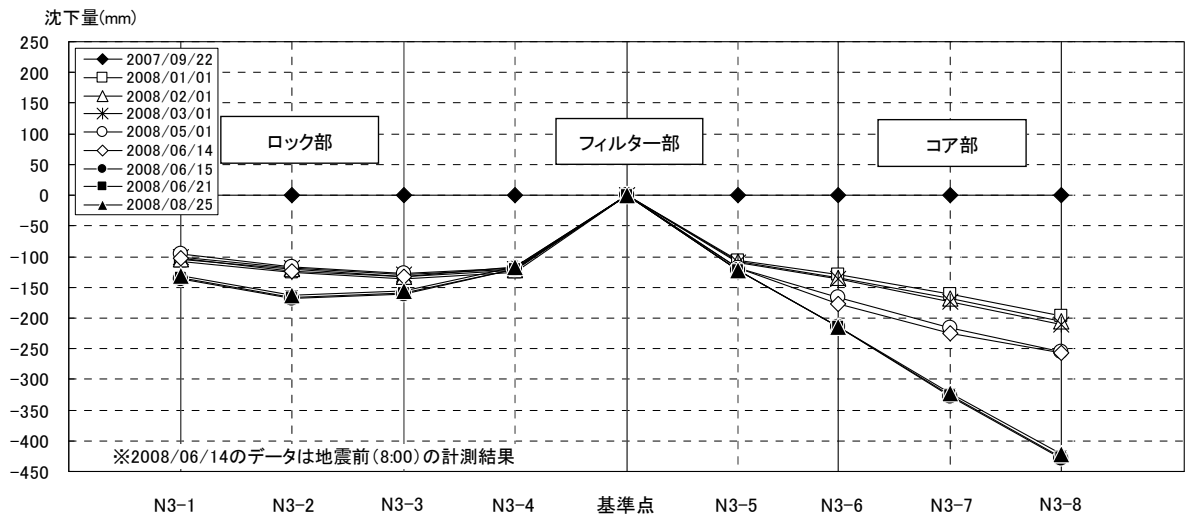
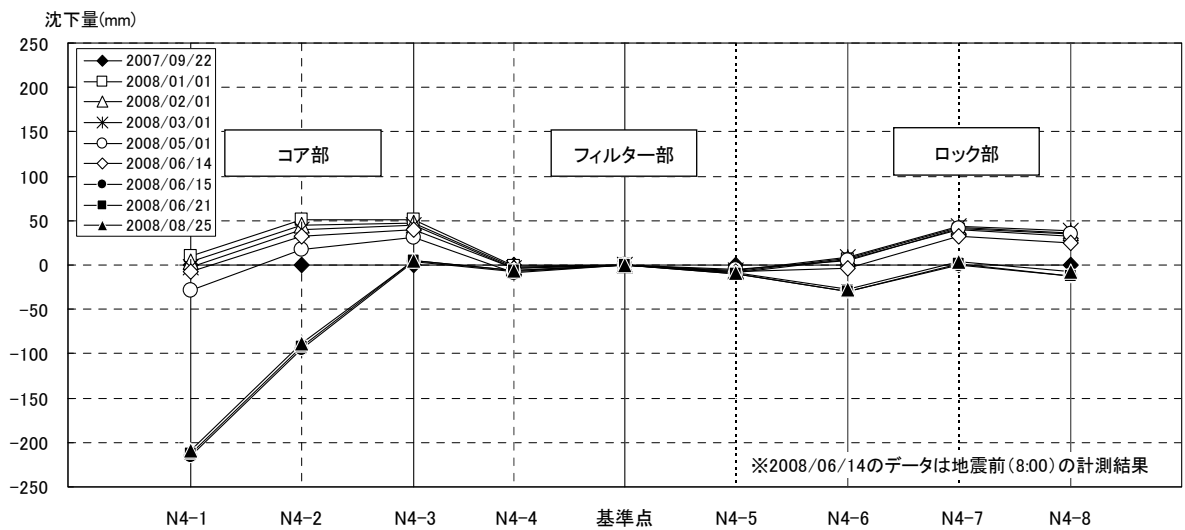


写真-5.9 堤体盛立面に発生した亀裂



(a) 上流側



(b) 下流側

図-5.9 ゾーン別沈下量の推移 (X22 断面 EL. 300m)



写真-5.10 亀裂深度調査状況 (コア部)
(東北地方整備局胆沢ダム
工事事務所提供)



写真-5.11 亀裂深度調査状況 (フィルタ
一部) (東北地方整備局胆沢
ダム工事事務所提供)



写真-5.12 亀裂深度調査開削状況（コア部）（東北地方整備局胆沢ダム工事事務所提供）



写真-5.13 亀裂深度調査開削状況（フィルター部）（東北地方整備局胆沢ダム工事事務所提供）



写真-5.14 コアの再盛立のための掘削状況（東北地方整備局胆沢ダム工事事務所提供）



写真-5.15 フィルターの再盛立のための掘削状況（東北地方整備局胆沢ダム工事事務所提供）

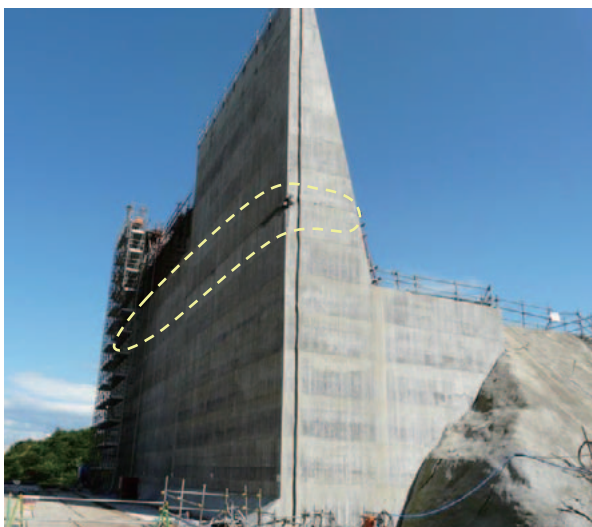


写真-5.16 洪水吐き減勢工の導流壁の亀裂



写真-5.17 洪水吐き床版および導流壁の継目の開き（約8cm）

(b) 洪水吐き

建設中であった洪水吐きには、コンクリートの亀裂等の被害が発生した。

半重力式の鉄筋コンクリート製減勢工導流壁では、**写真-5.16** に示すように中標高部に亀裂が発生し壁体を貫通した。かぶりコンクリートは剥離し、鉄筋も露出した。亀裂の上部躯体を除去し、再施工する予定である。

さらに、洪水吐きシュート部では、裏込未施工の導流壁（無筋コンクリート）における貫通亀裂や、**写真-5.17** に示すように洪水吐き床版と導流壁の継目に約 8cm の開きが確認された。

洪水吐きについては、2008 年 11 月現在、事業者が復旧に向けた詳細調査を実施し、「胆沢ダム洪水吐き地震影響評価検討会」を設置し、復旧工法について検討を進め、順次工事を実施している。

(3) 荒砥沢ダム

荒砥沢ダムは、北上川水系二迫川に 1998 年に完成した、洪水調節、かんがい用水を目的とした宮城県土木部が管理する多目的ダムで、堤高 74.4m、堤頂長 413.7m、総貯水容量 14,130,000m³ の中央土質コア型ロックフィルダムである。荒砥沢ダム堤体の標準断面図および平面図を**図-5.10** に示す。

地震時の加速度については、ダム基礎の地震計で、上下流方向 1,024gal（上限値）、ダム軸方向 899gal、鉛直方向 691gal の最大加速度を記録し、天端位置での地震計では、上下流方向 525gal、ダム軸方向 455gal、鉛直方向で 622gal の最大加速度を記録した。なお、荒砥沢ダムの地震記録については、**5.3.3** で詳述する。

荒砥沢ダムの貯水池では、ダムから左岸上流約 800m の地点で大規模な地すべりが発生した。**写真-5.18** に示すように最大の地すべりは、長さ約 1.3km、幅約 0.8km、容量約 6,700 万 m³ である。地すべり土砂の貯水池への流入により、貯水位は約 2.4m 上昇した。これは約 150 万 m³ の土砂が貯水位標高以下に流入した計算になり、ダムの総貯水容量 1,413 万 m³ の約 10% に相当する量である。当該地すべりについては、「第 3 章 土砂災害」で記述している。

地震直後に、地すべりの進行防止に考慮しながら、極力早急に貯水位を安全に低下させるべく、地震直後の水位（6/14 12:00 時点 EL. 270.91m）から夏期制限水位（EL. 268.7m）に向けて 50cm/日の速度で貯水位を低下させた。



写真-5.18 荒砥沢ダムと貯水池周辺で発生した地すべり（6月15日14:24撮影）

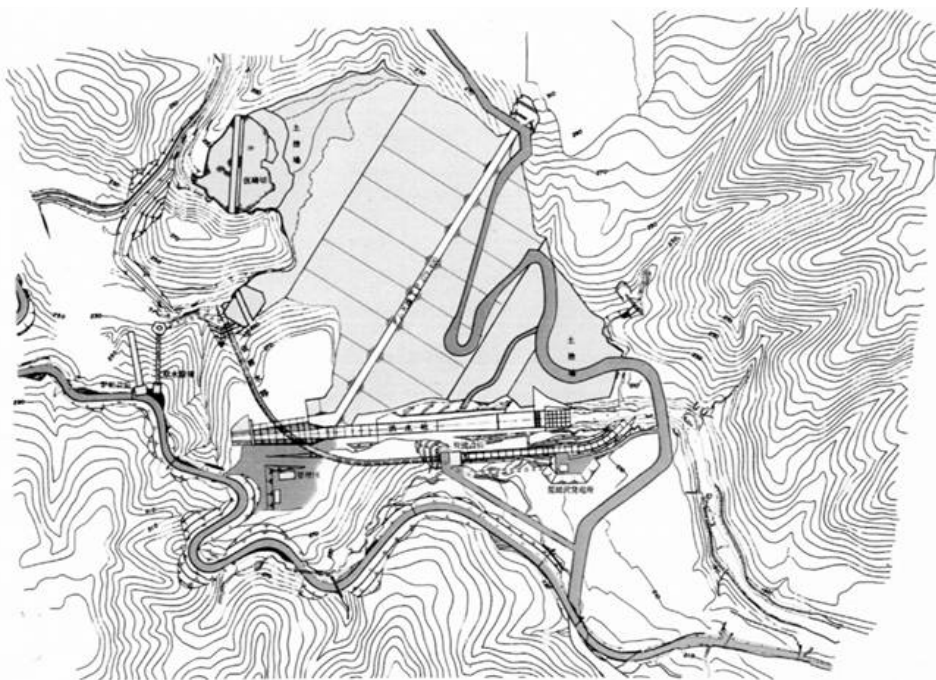
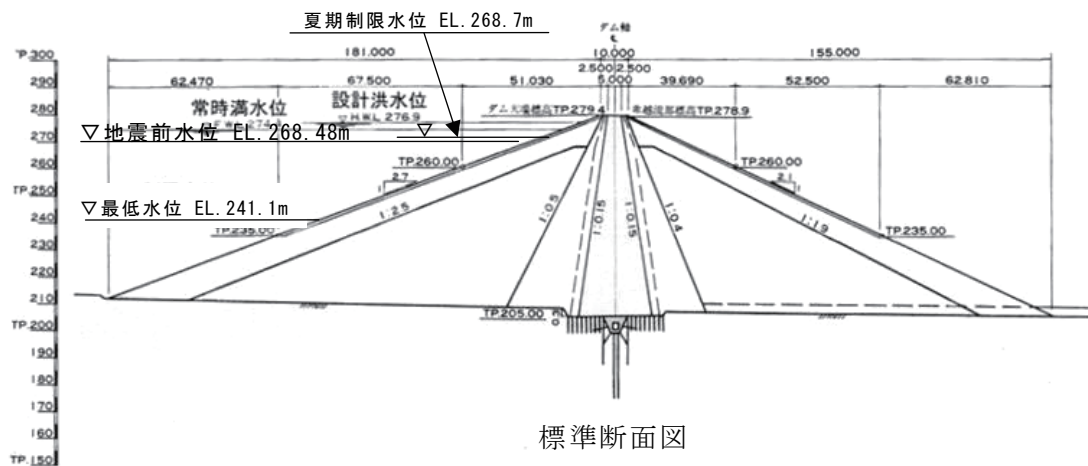


図-5.10 荒砥沢ダムの標準断面図および平面図



写真-5.19 天端の状況（天端高欄支柱が一部倒壊）



写真-5.20 天端の状況（天端舗装面のアンジュレーションは生じたが、亀裂はほとんど確認されなかった）



写真-5.21 堤体上流面の状況（リップラップのずれは認められない）



写真-5.22 堤体の沈下により約40cm突出した層別沈下計のパイプ

1) 目視観察結果

目視による変状の確認を行った結果、写真-5.19 に示すように天端高欄支柱の一部で倒壊があったものの、写真-5.20、5.21 に示すように天端の舗装面には顕著な亀裂は認められなかった。また、地山取付け部継目の開きや右岸側の洪水吐き取付け部に幅 10-20mm 程度の横亀裂が発生していたが、目視確認できる貯水位標高以上の堤体上流面および下流面のリップラップに変状は認められなかった。

2) 堤体観測結果

(a) 漏水量および濁度

当ダムでは、漏水量は、河床部（中央部）、左岸部および右岸部に3分割して、コア下流から下流堤体敷きにドレーンを通して下流法尻で観測している。図-5.11 に、漏水量と貯水位の地震前後の推移を示す。いずれの漏水量も降雨の影響を受けることがわかる。中央部漏水量は、地震直後に、600/min 程度増加したが、貯水位の低下に連動して減少傾向に転じ、5日後程度で地震前の量に回復後、安定した挙動となった。一方、左岸部漏水量は、地震発生前は、840/min であったが、地震発生翌日には 200/min まで減少したものの、その翌日以降、貯水位が低下させていたが、漏水量は増加に転じ、6月19日に1470/min まで増加後、一定値となり安定した挙動となった。右岸部漏水量は、地震前後で目立った変化は確認されなかった。また、漏水の濁度については、3箇所とも地震後上昇（地震前は1ppm 以下）したが、調査時点では減少傾向にあった。河床部（中央部）の漏水濁度については、調査時点（6月16日）でも10ppm を超えていたが、目視によるとほとんど濁りは認められなかった。このことから、濁度計の清掃を行うなどの計器の確認・対応が必要であるとの助言をダム管理者に行った。

(b) 堤体変形

外部変形計測の結果、ダム天端の上流法肩部（ロック部上）において、最大 20cm 程度の沈下が計測された。また、写真-5.22 に示すように層別沈下計のパイプが 40cm 程度突出していたことから、天端中心に位置するコア部ではロック部以上の大きな沈下が発生していたと推定される。また、下流ロック部のリップラップと洪水吐きシュート部の導流壁との隣接部では、ロック部の 15cm 程度の沈下痕跡が確認できた（写真-5.23）。

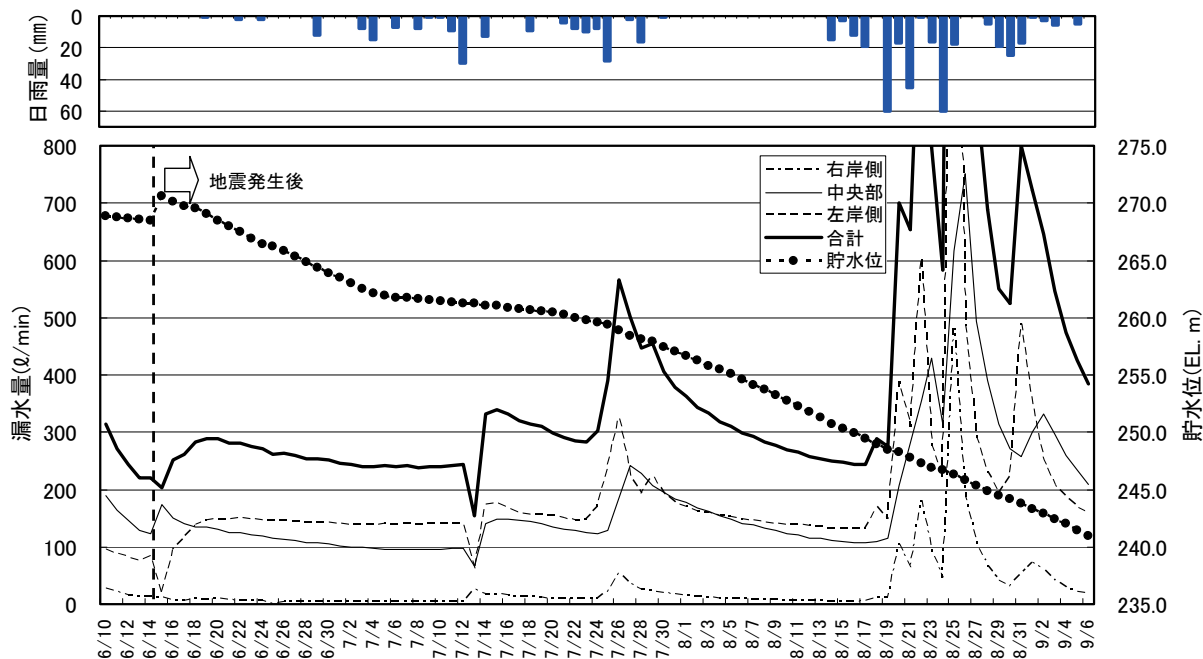


図-5.11 地震前後の漏水量と貯水位の経時変化



写真-5.23 リップラップと洪水吐き導流壁との隣接部のロック部の沈下痕跡



写真-5.24 河床部付近の監査廊の上流側側壁とインバートからのしみ出し

3) 監査廊内の変状

河床部付近の監査廊において、上流側の側壁とインバートとの境界から滴水およびしみ出し程度の漏水が見られた (写真-5.24)。また、監査廊アーチ部の微細な亀裂および監査廊のブロックの継目に地震によると考えられる開きが見られた。

ダム管理者は、利水運用と調整を図りながら水位を低下させ、9月末までには、貯水を最低の水位 (EL. 237.6m) にさせた。2008年11月現在、当ダムの建設事業者であった農林水産省が「荒砥沢ダム技術検討委員会」を設置し、当ダム堤体や施設の安全性について詳細な調査・検討が実施されている。

(4) 皆瀬ダム

皆瀬ダムは、雄物川水系皆瀬川に 1963 年に完成した、洪水調節、流水の正常な機能の維持、かんがい用水、発電を目的とした秋田県建設交通部が管理する多目的ダムで、堤高 66.5m、堤頂長 215m、総貯水容量 31,600,000m³ のコンクリート表面遮水壁型ロックフィルダム (CFRD) である。なお、建設後当初に堤体漏水量が比較的多い等のことから、遮水壁の主な補修工事を 4 回程度実施している。直近では 2004～2005 年にかけてアスファルトによる遮水壁の補修を行っている。皆瀬ダム堤体の標準断面図および縦断面図を図-5.12 に示す。

地震時の加速度については、ダム基礎の地震計で、上下流方向 143gal、ダム軸方向 167gal、鉛直方向 127gal の最大加速度を記録し、天端位置での地震計では、上下流方向 912gal、ダム軸方向 419gal、鉛直方向で 667gal の最大加速度を記録した。

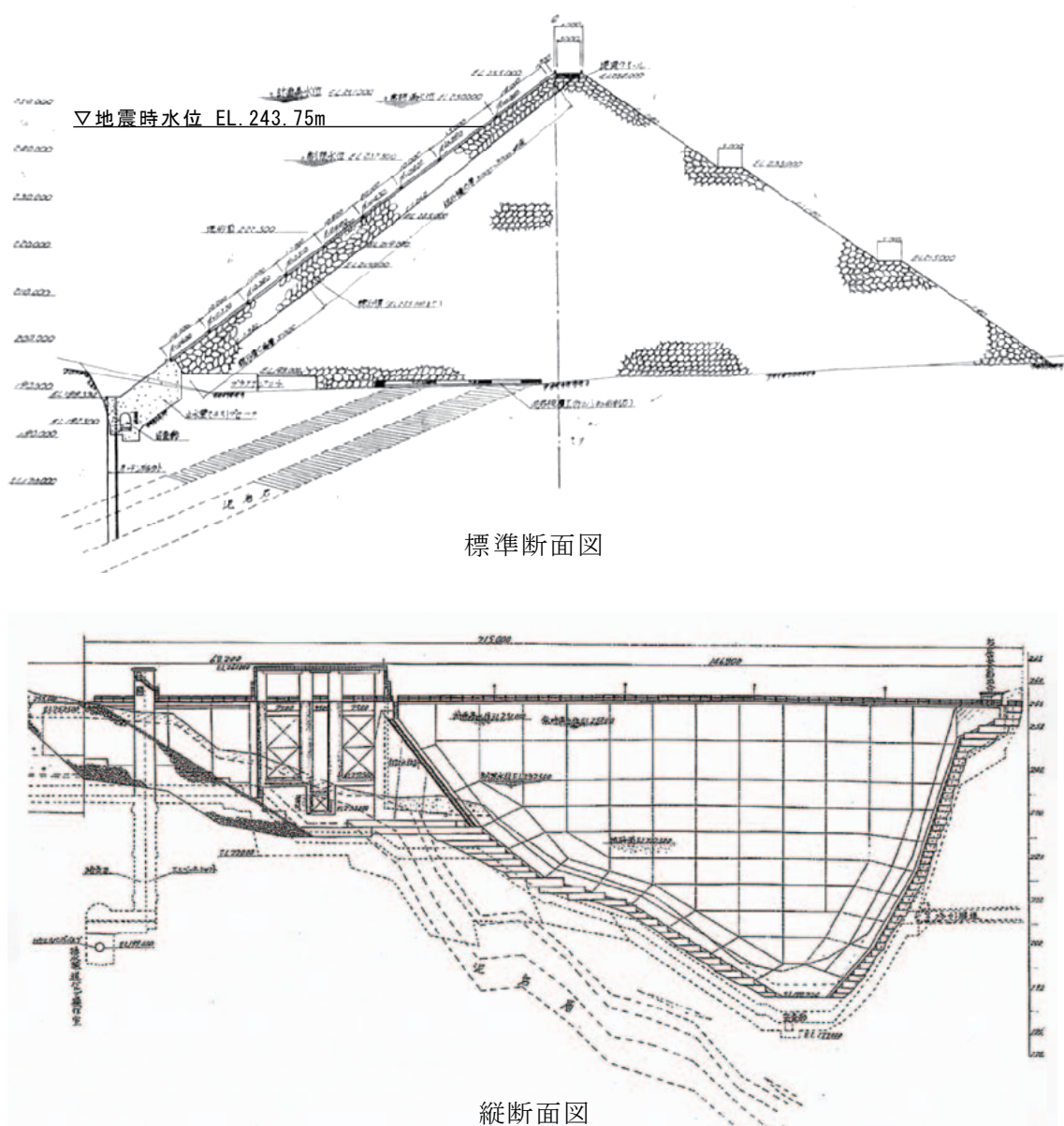


図-5.12 皆瀬ダムの標準断面図および縦断面図

1) 目視観察結果

目視による変状の確認を行った結果、写真-5.25、5.26 に示すように上流遮水壁や下流ロック表面に変状は確認されなかった。天端舗装面には顕著なクラックは確認されなかったが、舗装面の下流法肩部に高欄に沿ってダム軸平行方向にヘアークラックが確認できた(写真-5.27)。また、ゲートに変状は認められなかった。また、地震後に管理者によってゲートの動作確認が実施され問題はなかったことを確認している。



写真-5.25 堤体上流遮水壁の状況（地震による変状は認められない）



写真-5.26 堤体下流面の状況（リップラップのずれも認められない）



写真-5.27 下流法肩部の高欄に沿って発生した舗装面のヘアークラック

2) 堤体観測結果

(a) 漏水量および濁度

監査廊内で計測している漏水量は地震後、一時的に若干増加したが、その後、地震前の量に戻っていることを確認した。また、堤体を通じた漏水を集水しているパーシャルフリーユームの漏水量は、図-5.13 に示すように地震発生翌日に 210ℓ/min までの増加を記録したが、その後は貯水位の低下に伴い漏水量も減少した。

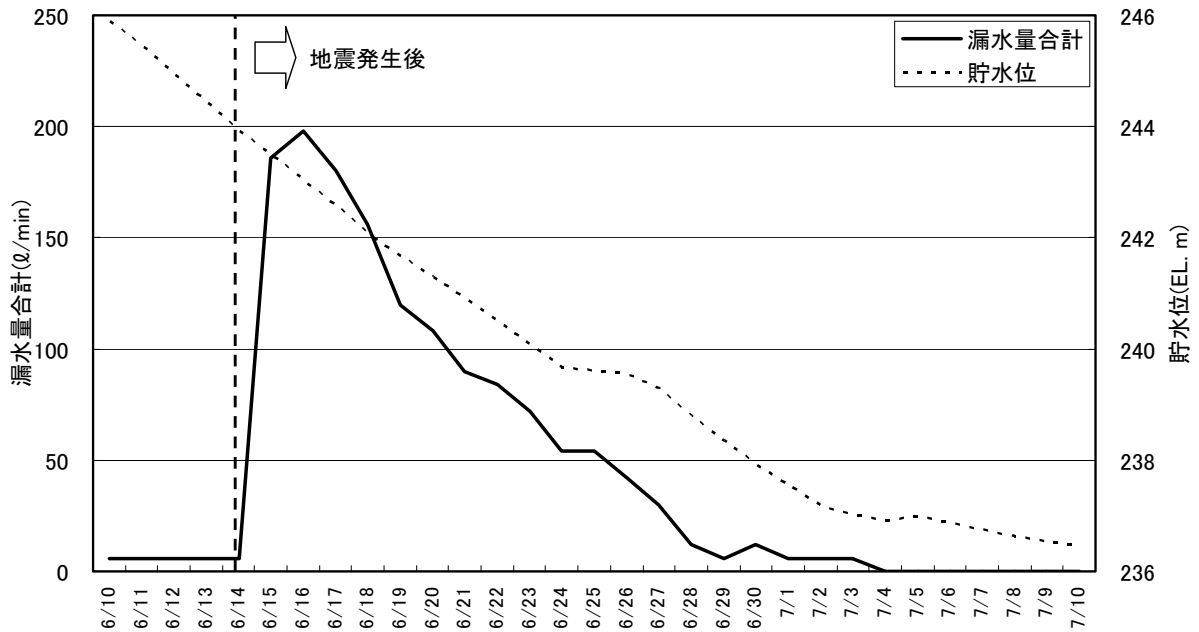


図-5.13 地震前後の漏水量と貯水位の経時変化

(b) 堤体変形

最大約 14cm の天端の沈下が観測され、洪水吐きとフィルダム堤体の接合部天端では、写真-5.28 に示すように約 15cm の段差が生じた。

地震発生翌日の緊急現地調査時点では、ダムの安全性に直ちに問題となるような状態にはないと判断された。しかし、洪水吐きと堤体との接合部の補修にあたっては、堤体ロック材料のゆるみなどの観点から変状部の健全度の調査を行う必要があるとダム管理者へ助言を行った。

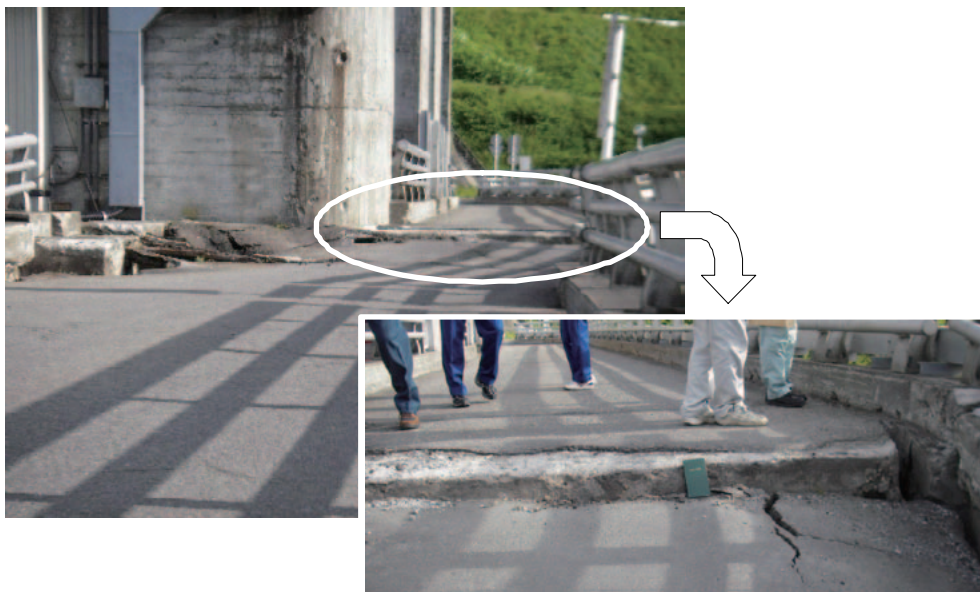


写真-5.28 堤体の沈下により洪水吐きコンクリートとフィルダム堤体の接合部に発生した段差 (約 15cm)

(5) 上大沢ダム

上大沢ダムは、北上川水系上大沢川上流に 2004 年に完成した、洪水調節、水道用水を目的とした宮城県土木部が管理する多目的ダムで、堤高 19m、堤頂長 228.5m、総貯水容量 410,000m³ のアースダムである。上大沢ダム堤体の標準断面図および縦断面図を図-5.14 に示す。

地震時の加速度記録については、ダム基礎の地震計で、上下流方向 140gal、ダム軸方向 132gal、鉛直方向 115gal の最大加速度を記録し、天端位置での地震計では、上下流方向 171gal、ダム軸方向 303gal、鉛直方向で 226gal の最大加速度を記録した。

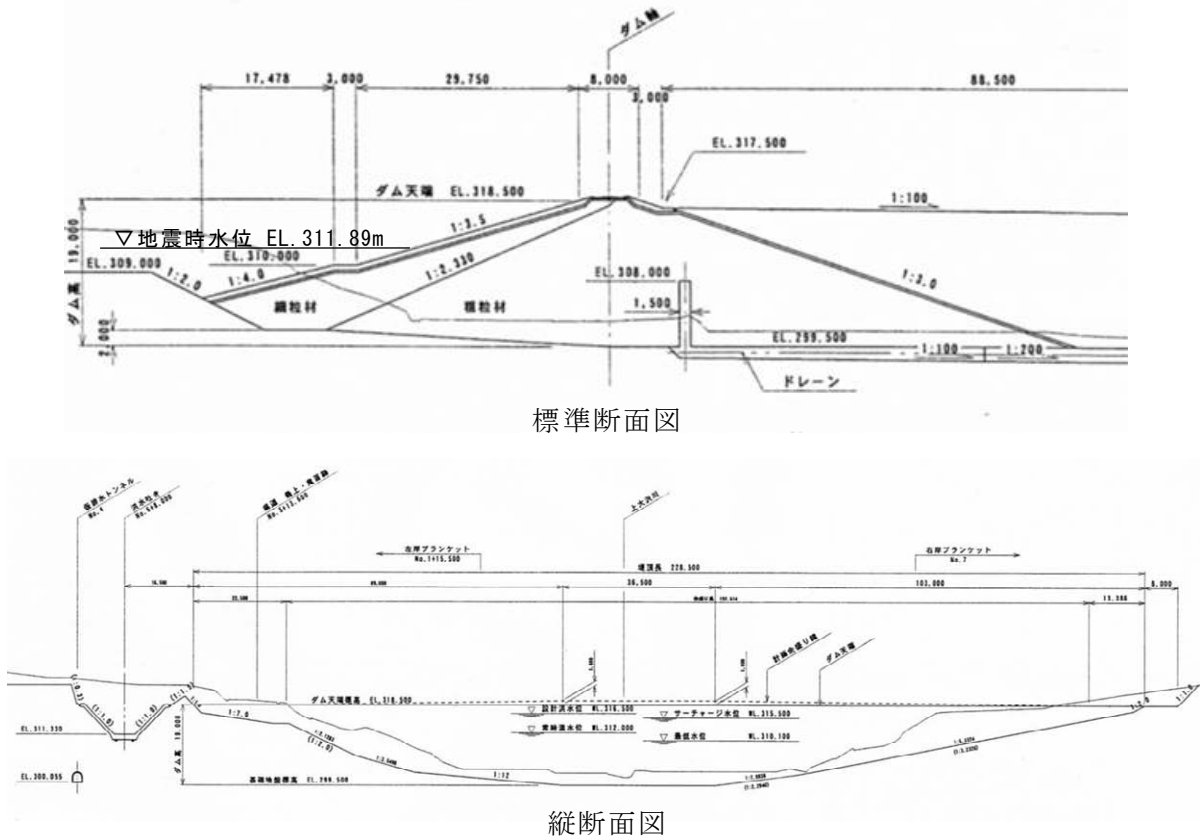


図-5.14 上大沢ダムの標準断面図および縦断面図

1) 目視観察結果

目視による変状の確認を行った結果、写真-5.29 に示すように天端舗装面に最大幅 10mm 程度の横亀裂が 2カ所発生し、写真-5.30 に示すように天端の L 型縁石が 1カ所で盛り上がりが生じているのを確認した。また、右岸地山取り付け部付近の天端舗装面にも数条の亀裂が生じていた。

左岸地山中の放流設備のアクセストンネル（旧仮排水路トンネル）の土被り厚の薄

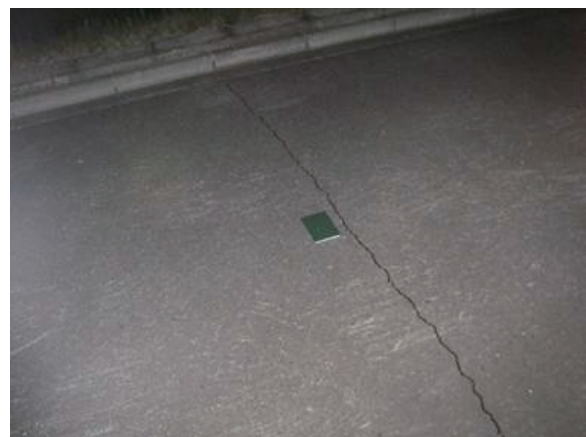


写真-5.29 天端舗装の横亀裂

い下流側トンネル区域において、ジョイント部のコンクリート破損が生じた(写真-5.31)。なお、上流側のトンネル閉塞工およびその近辺のトンネル壁には変状は認められなかった。



写真-5.30 天端縁石の損傷

2) 堤体観測結果

(a) 漏水量

漏水量は、図-5.15 に示すように地震前 27.27ℓ/min から地震後に最大 39.34ℓ/min と 10ℓ/min 程度増加したが、地震発生翌日夕方の調査時点では安定してきていた。

(b) 堤体変形

また、ダム天端で最大 14.4cm の沈下が観測されたが、基礎地盤で計測された沈下量は最大 14.8cm であり、その影響が大きいと推定される。

地震発生翌日の緊急現地調査の結果、ダムの安全性に問題となるような状態にはないと判断された。引き続き、漏水量、堤体表面観察、オープンピエゾ等のデータを関連付けて監視・整理する必要があるとダム管理者への助言を行った。



写真-5.31 アクセストンネルのジョイント部の破損

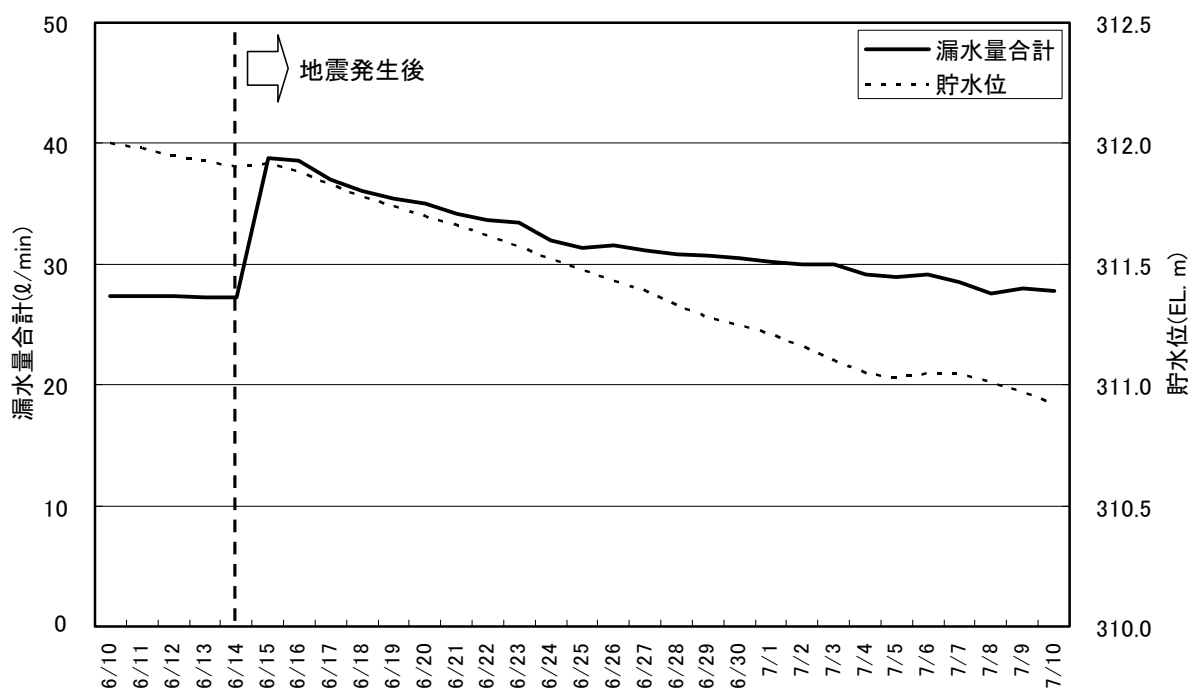


図-5.15 地震前後の漏水量と貯水位の経時変化

(6) 小田ダム

小田ダムは、北上川水系長崎川上流に2006年に完成した、洪水調節、かんがい用水を目的とした宮城県土木部が管理する多目的ダムで、堤高43.5m、堤頂長520m、総貯水容量9,720,000m³の中央遮水壁型ロックフィルダムである。小田ダム堤体の標準断面図および縦断面図を図-5.16に示す。

地震時の加速度記録については、ダム基礎の地震計で、上下流方向151gal、ダム軸方向150gal、鉛直方向123galの最大加速度を記録し、天端位置での地震計では、上下流方向248gal、ダム軸方向254gal、鉛直方向で269galの最大加速度を記録した。

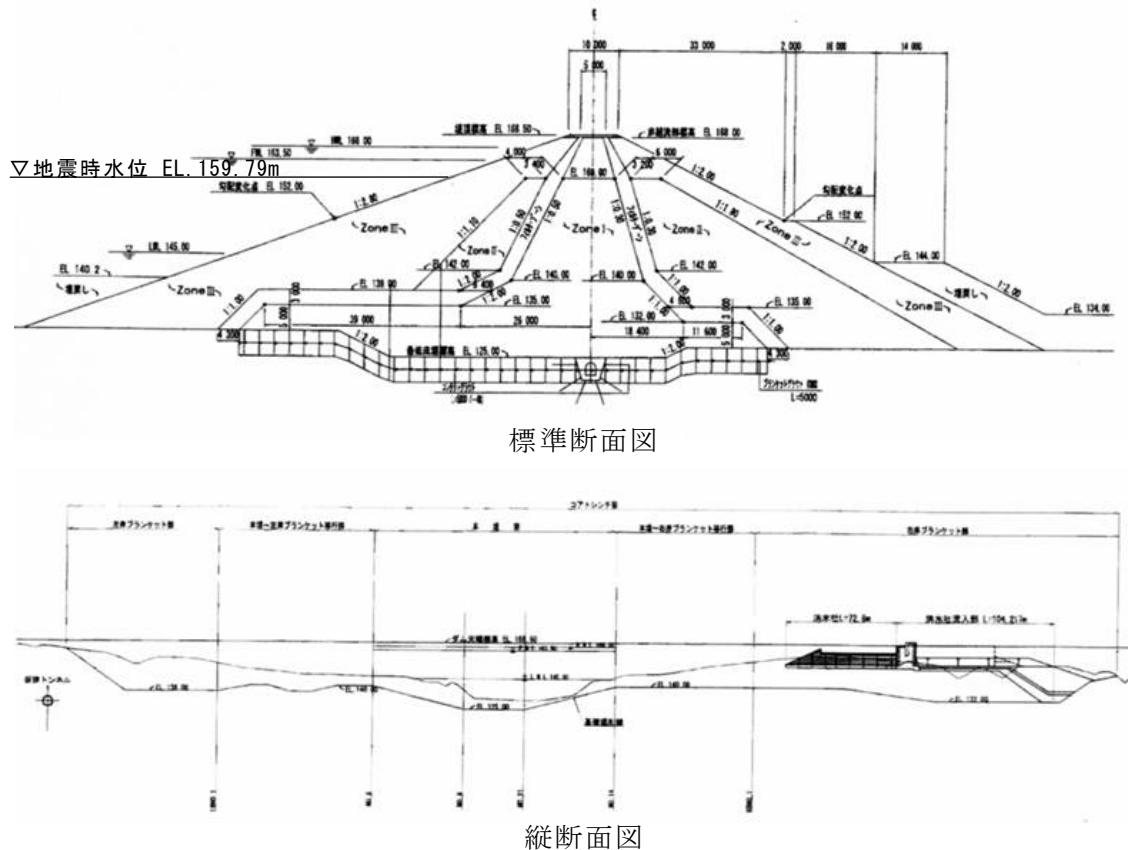


図-5.16 小田ダムの標準断面図および縦断面図

1) 目視観察結果

目視による変状の確認を行った結果、写真-5.32に示すように天端の縁石が地震により圧縮を受け、数カ所で破損が見られた。しかし、写真-5.33に示すように天端の舗装面には亀裂や変形等の変状は認められなかった。また、写真-5.34に示すように目視確認できる貯水位標高以上の上流面および下流面のリップラップに変状は認められなかった。

2) 堤体観測結果

(a) 漏水量

漏水量については、図-5.17に示すように地震前90.80/minから地震後に最大194.40/minと2倍程度に増加したが、地震発生数時間後から徐々に減少傾向となった。漏水の濁度については、地震後上昇したが、2日後の調査時点では減少傾向にあった。

(b) 堤体変形

天端の沈下量は最大 3.8cm、上下流方向の水平変位量については最大で 5~6cm 程度であったが、ダム軸方向の水平変位量は最大 13cm 程度と他方向に比べやや大きい値であった。

緊急現地調査の結果、ダムの安全性に問題となるような状態にはないと判断された。



写真-5.32 天端の縁石の破損



写真-5.33 天端の状況（舗装面に亀裂は認められない）



写真-5.34 堤体下流面の状況（リップラップにずれは認められない）

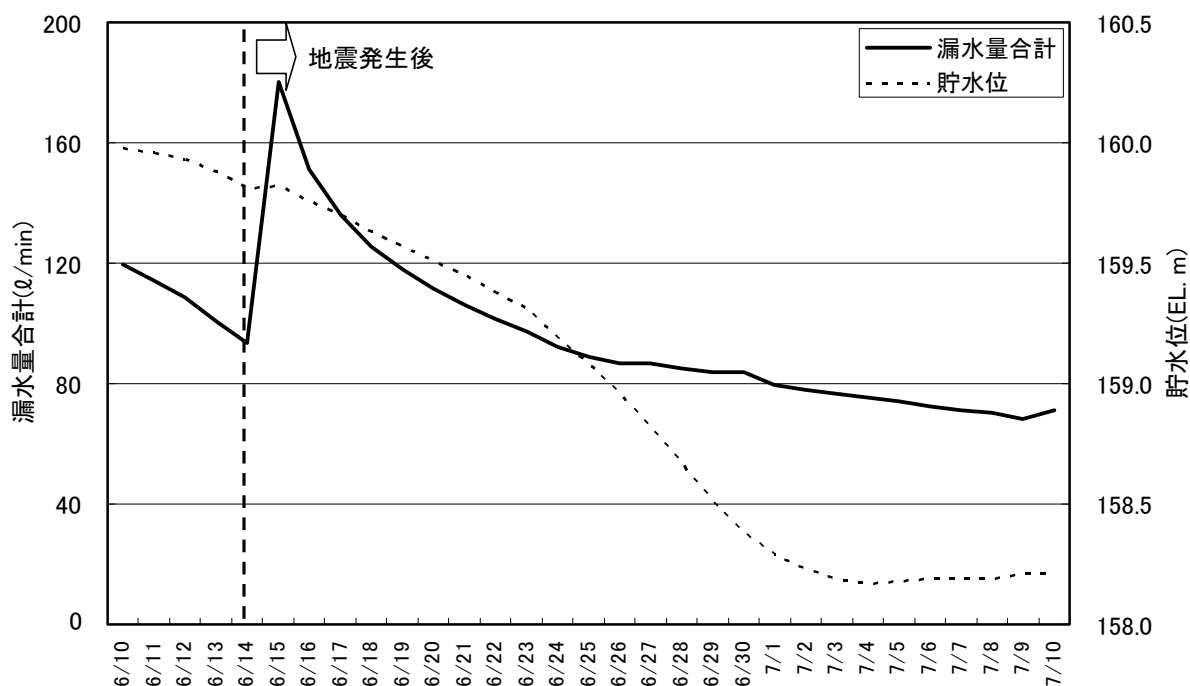


図-5.17 地震前後の漏水量と貯水位の経時変化

(7) 花山ダム

花山ダムは、北上川水系迫川上流に1957年に完成した、洪水調節、流水の正常な機能の維持、発電、水道用水を目的とした宮城県土木部が管理する多目的ダムであり、堤高48.5m、堤頂長72m、総貯水容量36,600,000m³の重力式コンクリートダムである。花山ダム堤体下流面を写真-5.35に示す。



写真-5.35 花山ダム堤体

本震における最大加速度は、ダム基礎（監査廊内）の地震計で、上下流方向247gal、ダム軸方向208gal、鉛直方向151gal、ダム天端の地震計で、上下流方向661gal、ダム軸方向324gal、鉛直方向198galであった。

ダム本体の目視観察では、地震による変状は確認されなかった。監査廊内で計測されている漏水量については、地震前（8:40）に0.270/minであったものが、地震後（9:40）に1.080/minに若干増加したが、ダムの安全性に影響するものではない程度の量である。

(8) 栗駒ダム

栗駒ダムは、北上川水系三迫川上流に1962年に完成した、農地防災、かんがい用水、発電を目的とした宮城県農林水産部が管理する多目的ダムであり、堤高57m、堤頂長182m、総貯水容量13,715,000m³の重力式コンクリートダムである。



写真-5.36 栗駒ダム堤体

栗駒ダム堤体下流面を写真-5.36に、上流面図と越流部断面図を図-5.18、図-5.19にそれぞれ示す。

本震における最大加速度は、ダム基礎（監査廊内）の地震計で、上下流方向276gal、ダム軸

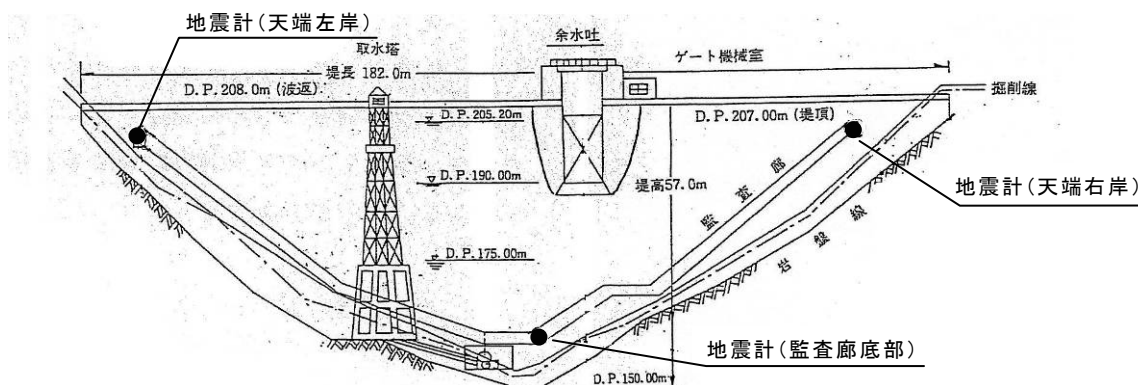


図-5.18 栗駒ダム上流面図

方向461gal、鉛直方向402gal、ダム天端左岸（監査廊内）の地震計で、上下流方向666gal、ダム軸方向922gal、鉛直方向436gal、ダム天端右岸（監査廊内）の地震計で、上下流方向535gal、ダム軸方向511gal、鉛直方向324galであった。

本震後の臨時点検においては、クレストゲート底部右岸側において地震前から若干量の漏水量があったが地震後に増加していることが確認された。その後、地震前と同程度まで減少している。

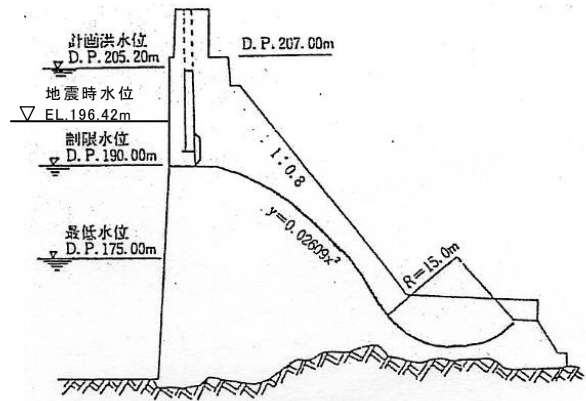


図-5.19 栗駒ダム越流部断面図

1) 目視観察結果

天端からせり出した形状である当ダムの門柱において、その左岸側の門柱の天端標高に地震によって発生したと考えられる新鮮な亀裂がみられた。この亀裂はクレストゲートの左岸側戸当たりから門柱とダム堤体の接合部にかけて発生（写真-5.37、写真-5.38）し

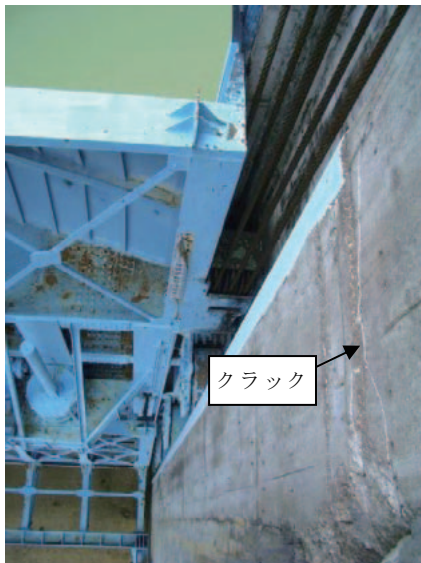


写真-5.37 門柱の亀裂（ゲート戸当たり側の面）



写真-5.38 門柱の亀裂（貯水池側の面）



写真-5.39 天端高欄コンクリートの剥落



写真-5.40 ゲート巻上機室の壁面の損傷

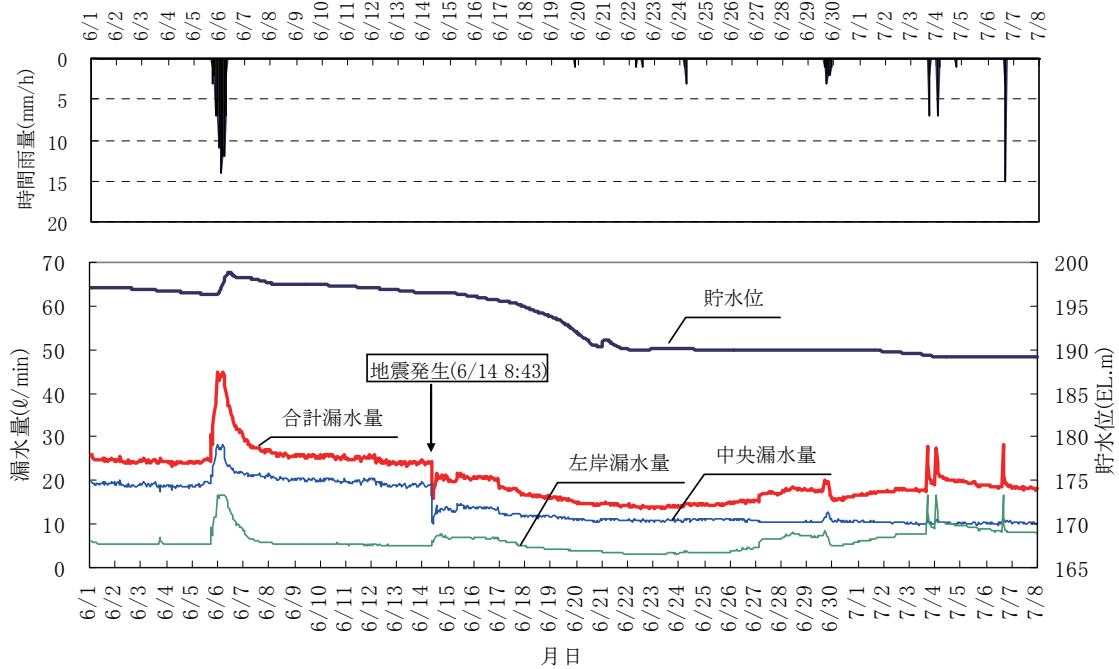


図-5.20 栗駒ダム漏水量的変化

ているが、その深さは不明である。当門柱は他方の門柱との橋梁などによる連結がなく、上下流方向ならびにダム軸方向に門柱が振動し、門柱のダム軸平行面と直角面両方に亀裂が入ったと思われる。また、ダム軸方向の門柱の振動によりクレストゲートの門柱と天端高欄の境界部において圧縮による、天端高欄コンクリートの隅角部の剥落があった（写真-5.39）。

クレストゲート巻き上げ機室の壁面にはクラックが生じていた（写真-5.40）が、室内のゲート巻上機等の設備の損傷は報告されていない。

2) 堤体観測結果

(a) 漏水量

ダム下流堤趾部の漏水観測室において、中央漏水（基礎排水と継目排水の合計値）と左岸漏水（堤体と左岸地山の接合部からの漏水量）が測定されている。漏水量と貯水位の測定結果を図-5.20に示す。

中央漏水量は地震前後で19.20/min（6/14 8:00）から10.40/min（同9:00）に減少し、同11:00の測定では増加に転じた。その後約3日間は貯水位の低下に関わらず130/min程度でほぼ一定であった。左岸漏水量は地震前後で5.10/minから6.10/minに増加し、その後約3日間程度は貯水位の低下によらず、70/min程度でほぼ一定であった。その後、左岸漏水量は降雨や地山湧水の影響によると考えられる変動があるが、中央漏水量は安定している。

(9) 衣川1号ダム

衣川1号ダムは、北上川水系北股川に1963年に完成した、農地防災とかんがい用水を目的とした岩手県農林水産部が管理するダムであり、堤高35.45m、堤頂長212m、総貯水容量2,970,000m³のアースダムである。衣川1号ダム堤体下流面を写真-5.41に、標準断面図を図-5.21に示す。なお、地震計は設置されていない。

1) 目視観察結果

(a) 波返し

ダム天端の上流面に設置されていた高さ約4mの石積みの波返しが、長さ約130mにわたって崩壊した（写真-5.42）。あわせて、天端上流側の法肩が崩壊し、高欄が貯水池側に傾倒した。



写真-5.41 衣川1号ダム堤体

(b) 堤体上下流面

堤体上流面の保護のために設置されている石積みには、地震時水位（EL.130.45m）付近に開口や浮き上がりがみられた（写真-5.43）。

堤体下流面には、天端から1～5m（法肩からの斜距離）の範囲において、130mにわたり、亀裂が20条程度生じた（写真-5.44）。最も長いもので約30m、最大開口幅20cm、最も深いもので深さは180cm（測量ポールの挿入による）と計測されている。

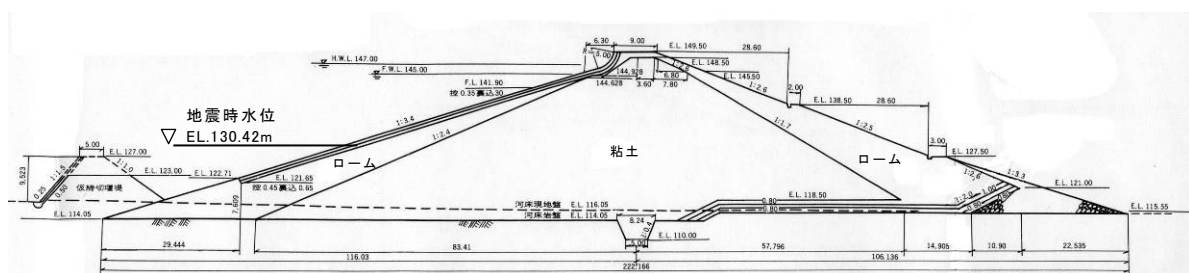


図-5.21 衣川1号ダム標準断面図



写真-5.42 波返しの石積の損傷状況



写真-5.43 上流法面の保護張り石ブロックの変状



写真-5.44 堤体下流面の縦亀裂



写真-5.45 洪水吐き流入部の導流壁の継目の開き

(c) 洪水吐き

洪水吐き越流部上流側の導流壁において幅8cm程度の継目の開き（写真-5.45）と、洪水吐きシュート部床版の一部（数十cm四方程度）の浮き上がりがみられた。また、シュート部の導流には変状はみられなかった。

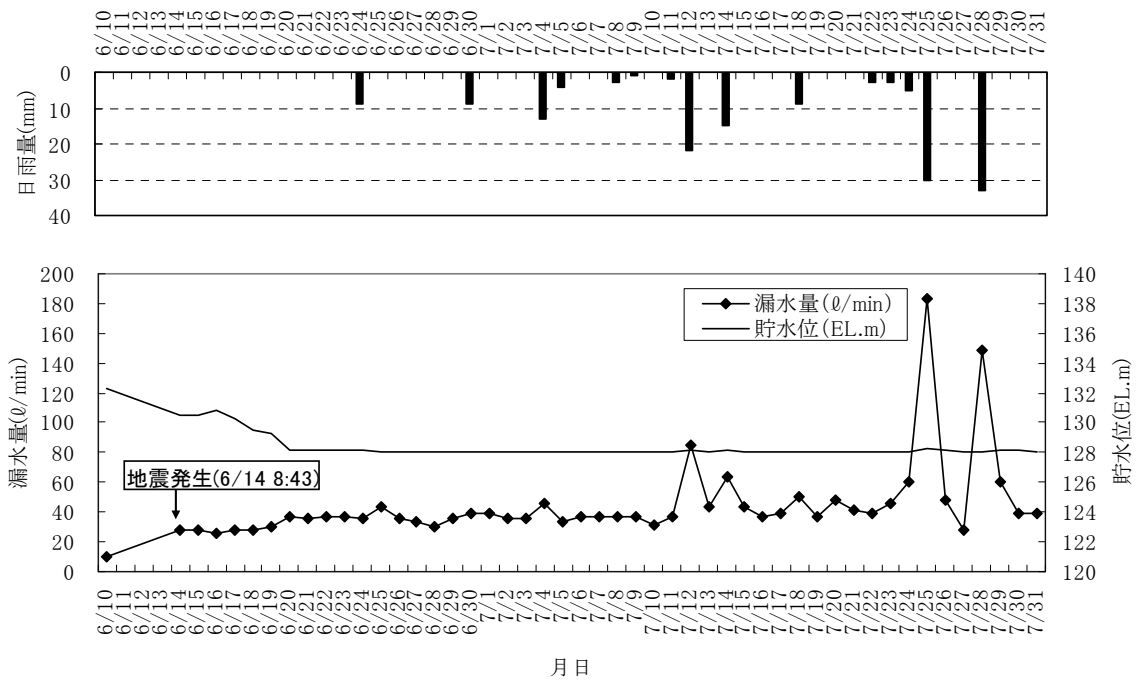


図-5.22 衣川1号ダム漏水量の変化

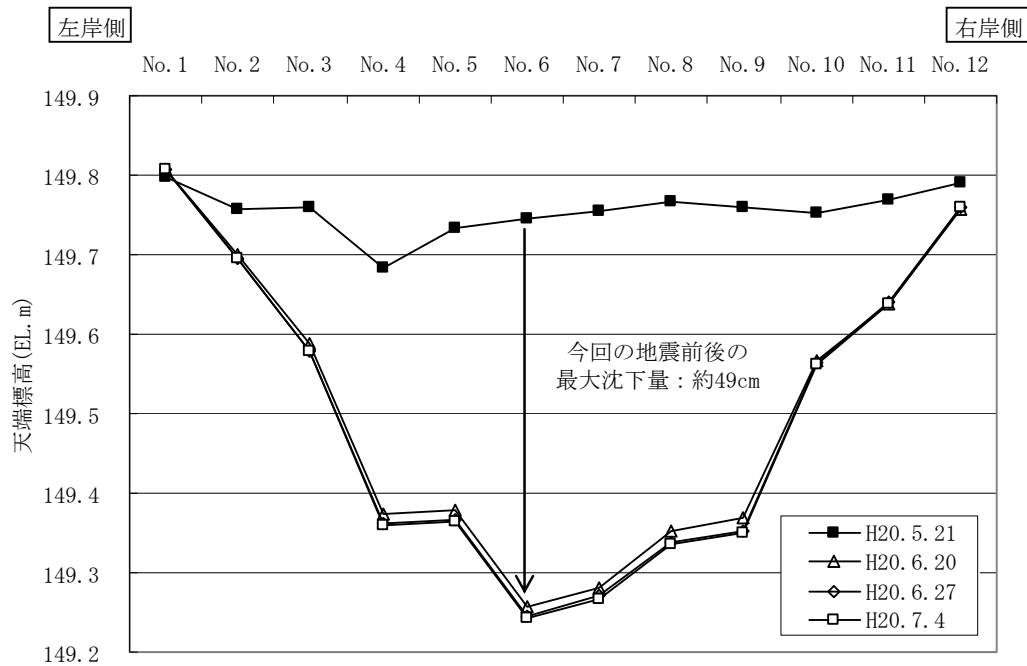


図-5.23 衣川1号ダム天端の累積沈下量の推移

2) 堤体観測結果

(a) 漏水量

地震前（6月10日）の測定値9.9ℓ/minに対して、地震後には27.9ℓ/minに増加した（図-5.22）。その後、貯水位の低下に関わらず、降雨によるものと考えられる一時的な増加を除けば、40ℓ/min程度でほぼ安定している。

(b) 堤体変形

地震前後のダム天端標高の測定結果を図-5.23に示す。地震前（5月21日）に比べて、地震後（6月20日）には、堤体最大断面付近で約49cmの沈下量、水平変位は上流側に最大22cmが観測された。これには、天端上流側法肩の崩壊によって、天端付近が局所的に変形している可能性があるが、天端以外には標点が設置されていないため変位が測定されていないため判断できない。

(10) 衣川2号ダム

衣川2号ダムは、北上川水系南股川に1971年に完成した、農地防災を目的とした岩手県農林水産部が管理するダムであり、堤高34m、堤頂長251m、総貯水容量2,360,000m³の重力式コンクリートダムとロックフィルダムからなる複合ダムである。衣川2号ダムの重力式コンクリートダム部、ロックフィルダム部を写真-5.46、写真5.47にそれぞれ示す。なお、地震計は設置されていない。

ダム本体の目視観察では、地震による目立った変状は確認できなかった。重力式コンクリートダム部とロックフィルダム部の境界部においても特に変状は観察できなかった（写真-5.48）。

また、ロックフィルダム部の下流で計測されている漏水量が計測されているが、変動はほとんどなかった。



写真-5.46 衣川2号ダム堤体（重力式コンクリート堤体部）



写真-5.47 衣川2号ダム堤体（フィルダム堤体部）



写真-5.48 衣川2号ダム堤体（セパレートウォール周辺上流部）



写真-5.49 衣川3号ダム堤体

(11) 衣川3号ダム

衣川3号ダムは、北上川水系北沢川に1987年に完成した、農地防災を目的とした岩手県農林水産部が管理するダムであり、堤高41m、堤頂長180m、総貯水容量1,790,000m³のロックフィルダムである。衣川3号ダム堤体上流面を写真-5.49に示す。なお、地震計は設置されていない。

ダム本体の目視観察では、堤体上下流面が草で覆われており、詳細な目視観察は困難であった。天端舗装には目立った変状はなく、また、上下流の法肩の縁石と天端舗装に僅かな開きがみられたが地震によるものかどうかは明確ではない。また、堤体下流のピットで漏水量が計測されているが、変動はほとんどなかった。

調査時点（7月15日）では地震後の堤体測量はまだ実施されていなかった。



写真-5.50 衣川4号ダム上流面



写真-5.51 衣川4号ダム天端舗装の横亀裂（左岸側地山取り付け部）

(12) 衣川4号ダム

衣川4号ダムは、北上川水系三沢川に1995年に完成した、農地防災を目的とした岩手県農林水産部が管理するダムであり、堤高33m、堤頂長135m、総貯水容量570,000m³のロックフィルダムである。衣川4号ダム堤体上流面を写真-5.50に示す。

本震における最大加速度は、ダム基礎（監査廊内）の地震計で、上下流方向303gal、ダム軸方向318gal、鉛直方向296gal、ダム天端の地震計で、上下流方向613gal、鉛直方向616galであり、ダム天端のダム軸方向は計器故障のため正常な記録を得られなかった。

ダム本体の目視観察では、堤体の左岸取り付け部の天端舗装に亀裂がみられた（写真-5.51、写真-5.52）。その他に、ダム本体には地震による変状は確認されなかった。また、堤体下流部で漏水量が計測されているが、変動はほとんどなかった。



写真-5.52 衣川4号ダム天端舗装の横亀裂（右岸側地山取り付け部）

(13) 衣川5号ダム

衣川5号ダムは、北上川水系滝ノ沢川に1954年に完成した、農地防災とかんがい用水を目的とした岩手県農林水産部が管理するダムであり、堤高20.5m、堤頂長73.5m、総貯水容量283,000m³のアースダムである。衣川5号ダム堤体下流面を写真-5.53に示す。なお、地震計は設置されていない。

ダム本体の目視観察では、堤体の右岸取り付け部の天端舗装に亀裂がみられた（写真-5.54）。この亀裂は下流法面にもつながっており、この亀裂を頭部とする右岸方向へのす



写真-5.53 衣川5号ダム堤体



写真-5.54 衣川5号ダム天端の亀裂

べりによって、余水吐き斜路の側壁の上部にある張りブロックに若干のはらみ出しが生じていた。なお、ダム管理者によると、この亀裂は平成15年宮城県沖地震で発生したもので、今回の地震でその亀裂幅が広がったとのことである。

5.3 ダムで観測された地震動

5.3.1 最大加速度記録

今回の地震により、ダムの基礎または監査廊の低標高部に設置された地震計で25gal以上の加速度を記録した国土交通省所管ダムは31ダムであった。またこれ以外にも宮城県農林水産部の栗駒ダムでは、監査廊の低標高部に設置された地震計で最大加速度が25galを超えた記録を観測した。これらのダムの位置図を図-5.24に示す。また、その最大加速度記録を表-5.2に示す。

ダム基礎における最大加速度の断層からの距離による距離減衰の状況を、図-5.25に示す。ただし、岩盤上に築造されていないアースダムの基礎の記録、石淵ダムは含めていない。「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）・同解説」¹⁾に示されているダムの距離減衰式²⁾（内陸型地震M7.2：最短距離式および等価震源距離式）を図-5.25に比較のため併記した。図-5.26は鉛直動の距離減衰の状況である。なお、距離減衰式の距離を算出するために用いた断層モデルは、東北大学が提案したモデル³⁾を使用した。また、ダム基礎で25gal以上の最大加速度を記録したダムの加速度応答倍率（基礎部と天端位置での最大加速度比）を図-5.27に示す。

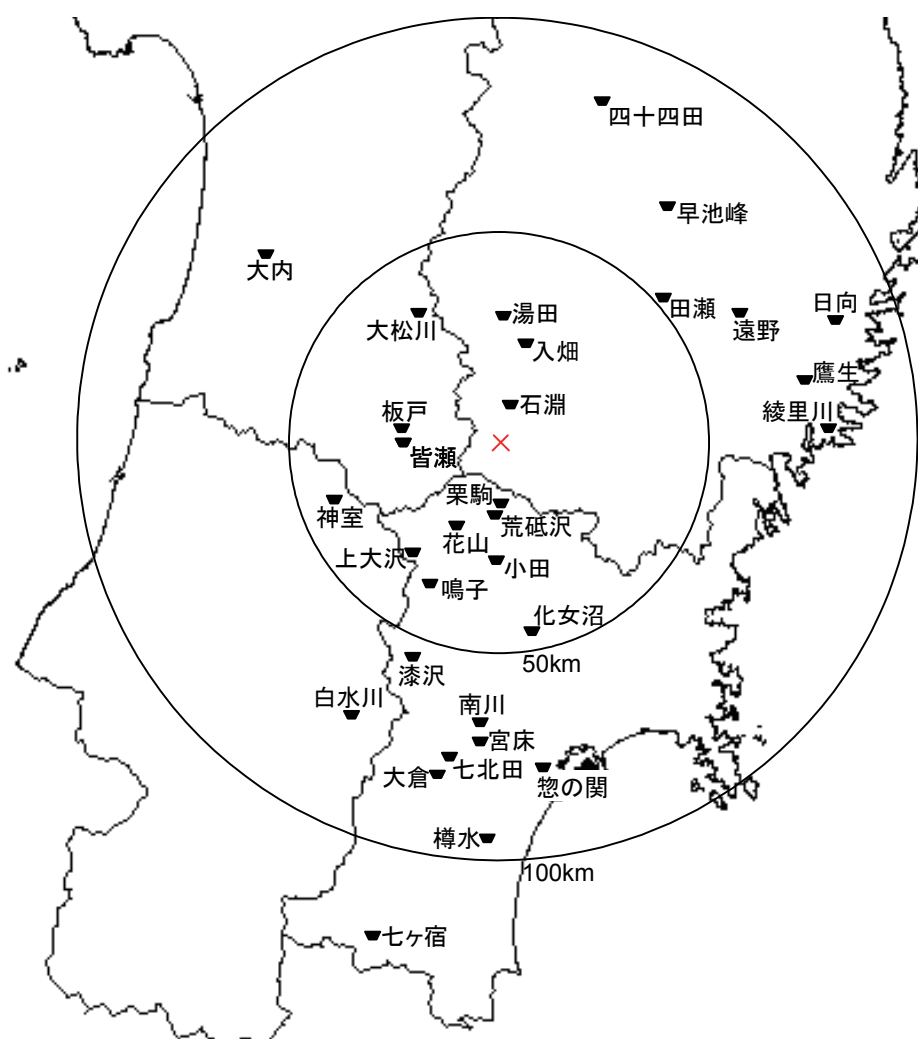


図-5.24 ダム基盤で25gal以上の最大加速度を記録したダム

表-5.2 ダム基礎で25gal以上を記録したダムの最大加速度記録一覧

管理者	ダム名	ダム型式 (※1)	震央距離 (km)	地震計設置位置		最大加速度 (gal)		
						上下流	ダム軸	鉛直
東北地方整備局	四十四田ダム	G	83.6	基礎	左岸監査廊	67	46	76
				天端	左岸天端	135	59	34
	石淵ダム	R	11.5	-	右岸段丘部	1382	2097(※2)	1748
				天端	天端	1461	934	2070
	湯田ダム	A	30.1	基礎	左岸岩盤	46	40	61
				天端	堤体天端中央	545	152	104
	田瀬ダム	G	51.5	基礎	監査廊	72	50	67
天端				天端	1024	271	505	
鳴子ダム	A	34.2	基礎	左岸岩盤	116	93	102	
			天端	天端監査廊	1586	621	509	
七ヶ宿ダム	R	123.2	基礎	底設監査廊	41	24	17	
			天端	ダム天端	70	49	22	
岩手県	遠野ダム	G	64.5	基礎	底設監査廊	43	39	32
				天端	天端中央	77	187	63
	入畑ダム	G	24.0	基礎	底設監査廊	91	74	72
				天端	天端中央	473	266	118
	日向ダム	G	84.5	基礎	底設監査廊	25	28	31
	早池峰ダム	G	68.5	基礎	底設監査廊	31	33	28
天端				天端右岸寄	197	102	69	
綾里川ダム	G	77.6	基礎	底設監査廊	25	43	25	
鷹生ダム	G	73.8	基礎	監査廊	37	40	28	
			天端	天端	128	425	80	
宮城県	花山ダム	G	27.9	基礎	監査廊	247	208	151
				天端	天端左岸寄	661	324	198
	漆沢ダム	R	56.1	基礎	監査廊中央部	97	96	61
				天端	天端中央部	185	237	108
	南川ダム	G	66.5	基礎	監査廊	43	53	32
				天端	天端	178	285	92
	大倉ダム	A	80.3	基礎	底設監査廊	30	20	18
				天端	天端中央	52	42	27
	樽水ダム	R	94.8	基礎	底設監査廊	31	25	17
				天端	天端中央	93	101	41
	七北田ダム	R	75.7	基礎	底設監査廊	36	33	33
				天端	天端中央	137	88	55
	化女沼ダム	E	45.7	基礎	堤体基礎	167	438	112
				天端	ダム天端	219	360	151
宮床ダム	G	71.8	基礎	底設監査廊	42	54	26	
			天端	天端中央	31	65	65	
惣の関ダム	R	77.9	基礎	監査廊中央部	81	79	29	
			天端	ダム天端	84	96	31	
上大沢ダム	E	33.1	基礎	基盤埋設	132	140	115	
			天端	天端	303	171	226	
小田ダム	R	29.1	基礎	監査廊	150	151	123	
			天端	天端	254	248	269	
栗駒ダム	G	14.2	基礎	下部監査廊	276	461	402	
			天端	天端	254	248	269	
荒砥沢ダム	R	16.1	基礎	基礎岩盤埋設	1024(※3)	899	691	
			天端	天端	525	455	622	
秋田県	皆瀬ダム	R	21.5	基礎	基盤埋設(EL.185.8m)	143	167	127
				天端	天端	912	419	667
	板戸ダム	G	24.5	基礎	ダム堤体基部	112	138	130
				天端	天端	166	86	56
大松川ダム	G	36.6	基礎	監査廊	66	65	50	
			天端	天端	166	86	56	
大内ダム	G	70.4	基礎	監査廊	34	29	26	
			天端	天端	59	36	29	
山形県	白水川ダム	G	73.5	基礎	監査廊	21	26	26
				天端	天端	42	94	36
	神室ダム	G	41.2	基礎	監査廊	30	32	31
				天端	天端	107	130	46

(※1) ダム型式 G:重力式コンクリートダム、A:アーチ式コンクリートダム、R:ロックフィルダム、E:アースダム

(※2) 測定上限値

(※3) 測定上限値の可能性あり

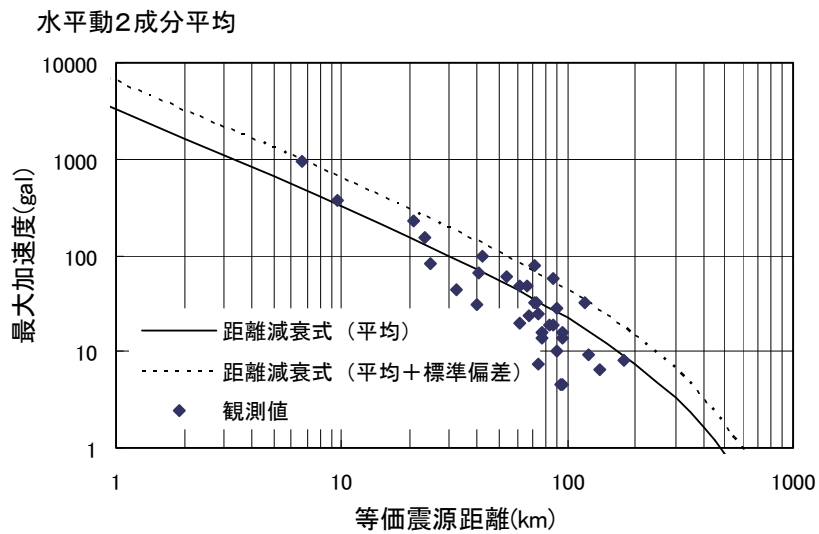
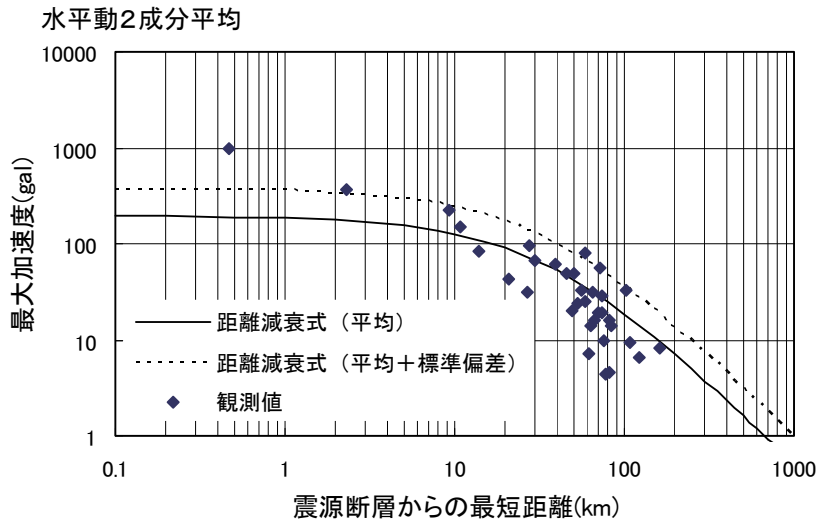


図-5.25 ダム基礎最大加速度（水平動）の距離減衰分布とダム距離減衰式²⁾
 （内陸型地震・M7.2） [上：最短距離式、下：等価震源距離式]

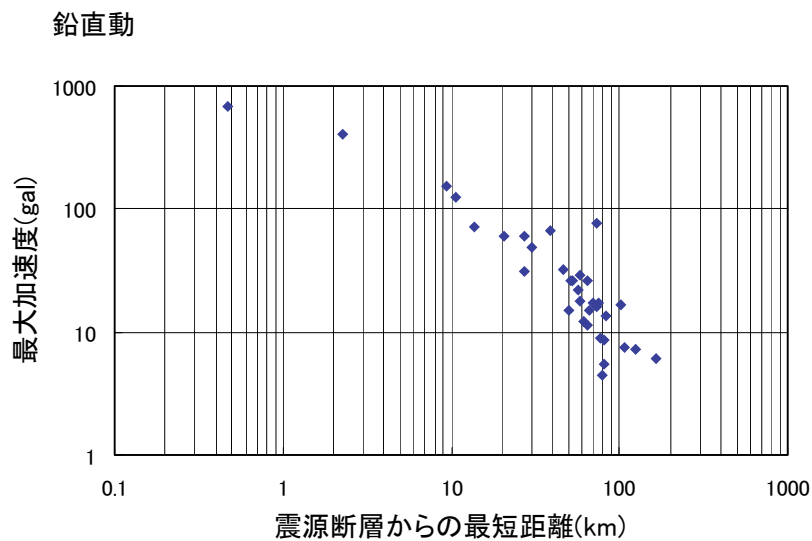
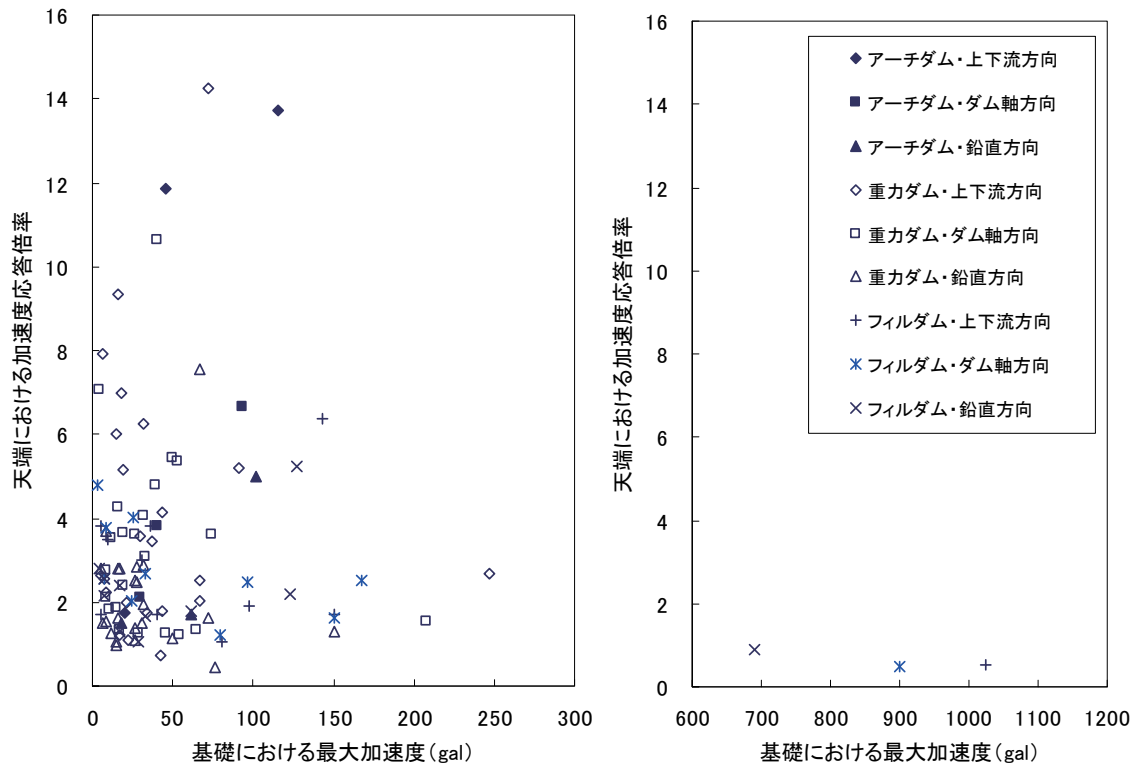


図-5.26 ダム基礎最大加速度（鉛直動）の距離減衰分布



(a) 基礎最大加速度：0～300gal

(b) 基礎最大加速度：600gal以上

図-5.27 天端における最大加速度の応答倍率

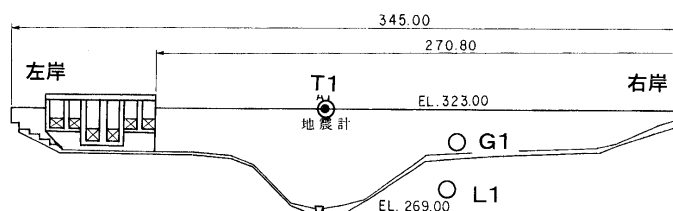
5.3.2 石淵ダムにおける加速度記録

(1) 本震の実測加速度記録

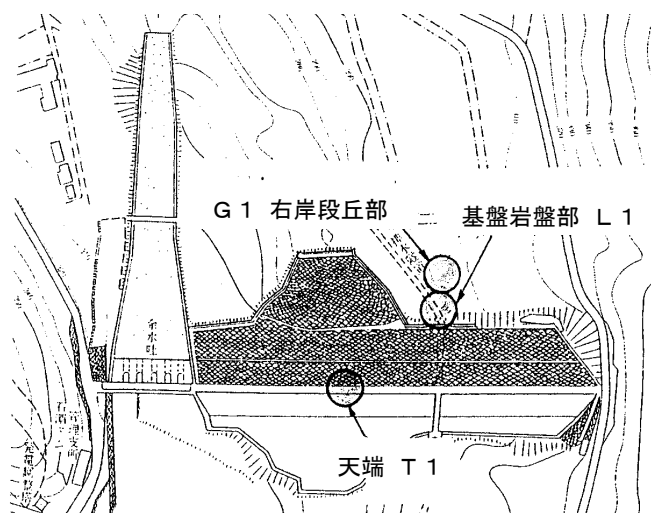
石淵ダムは、震源に近いダムであり震央距離は約9.4kmである。石淵ダムには図-5.28に示すダム天端、右岸段丘部、および基礎部（排水隧道）の3箇所に地震計が設置されている。このうち、基礎部（排水隧道）は、平成20年岩手・宮城内陸地震の本震時に管理棟内の機器が転倒したため、本震が発生した6月14日8時43分から復旧した同10時36分頃までの間、観測ができなかった。そのため、本震を観測したのは天端と右岸段丘部のみであった。

ダム右岸段丘部の地震計で、上下流方向1382gal、ダム軸方向2097gal（測定上限値）、鉛直方向1748galの最大加速度を記録し、天端位置での地震計では、上下流方向1461gal、ダム軸方向934gal、鉛直方向2070galの最大加速度を示している。この記録の加速度時刻歴を図-5.29に、右岸段丘部の加速度応答スペクトルを図-5.30に示す。なお、石淵ダム天端の地震計においては、計器不良のため記録開始から20秒後以降の加速度波形が記録されていない。

また、図-5.31、図-5.32に石淵ダムの右岸段丘部および天端における加速度の成分関係図を示す。右岸段丘部の成分関係図（図-5.31）をみると、ダム軸方向に比較的大きな加速度を記録していることが分かる。これは、右岸段丘部の川側（ダム軸方向左岸側）が崖になっており、地形形状による応答を含んだ波形と推測できる。一方、天端の成分関係図（図-5.32）をみると、天端の上下流方向振動の卓越を示している。また、鉛直方向にも特に卓越した加速度波形を示している。これは、天端の地震計は、大きな一つの岩塊（リップラップ）上に基礎コンクリートを打ち、地震計を設置固定しているが、表層岩塊のかみ合せ変状から当地震記録が極局部的な挙動を示した振動波形を記録しているためと推察できる。

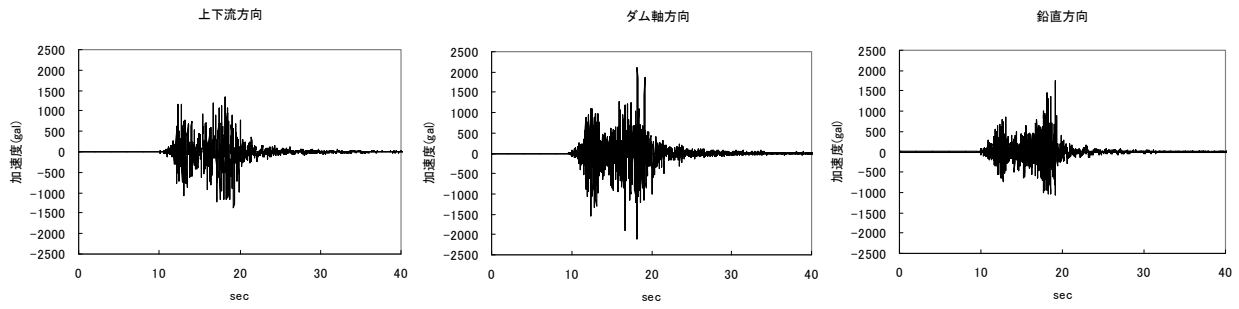


(a) 縦断面図

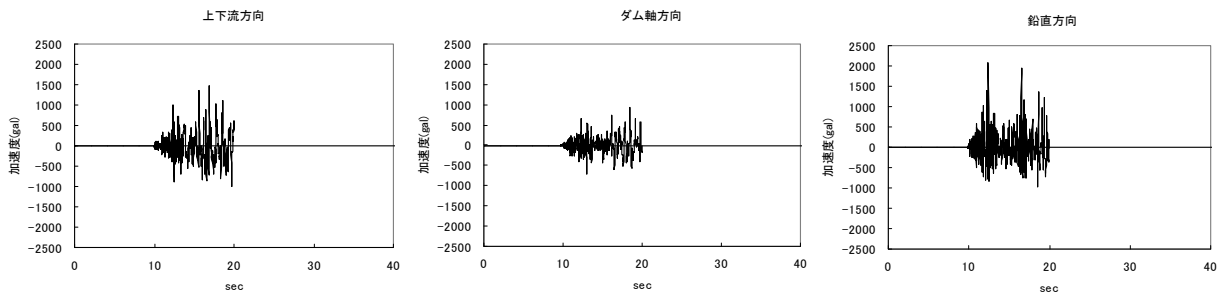


(b) 平面図

図-5.28 石淵ダム地震計位置図



(a) 右岸段丘部



(b) 天端

図-5.29 石淵ダム加速度時刻歴波形（本震）（右岸段丘部、天端）

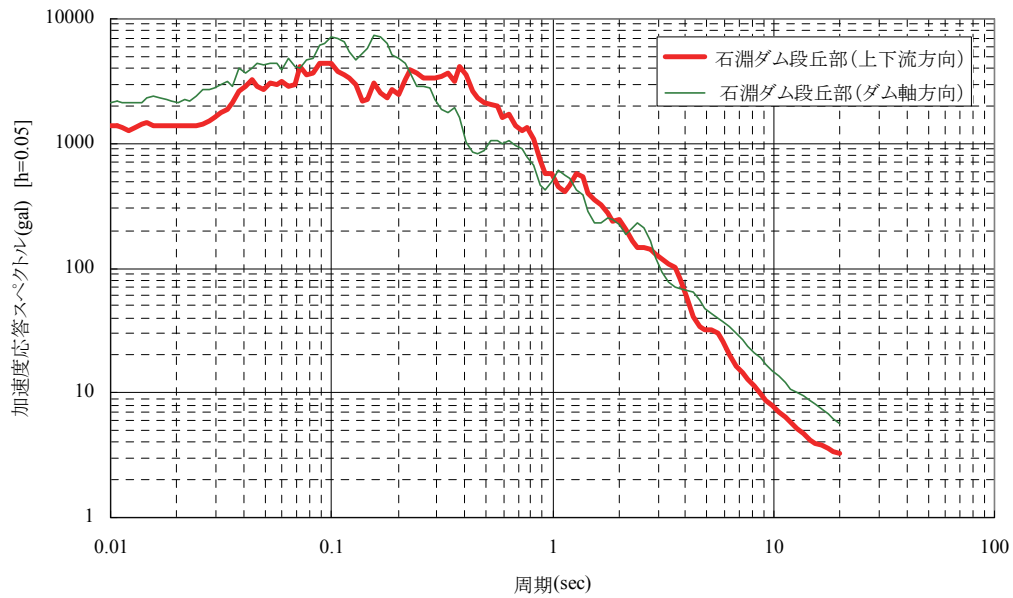


図-5.30 石淵ダムの右岸段丘部における加速度応答スペクトル（本震）

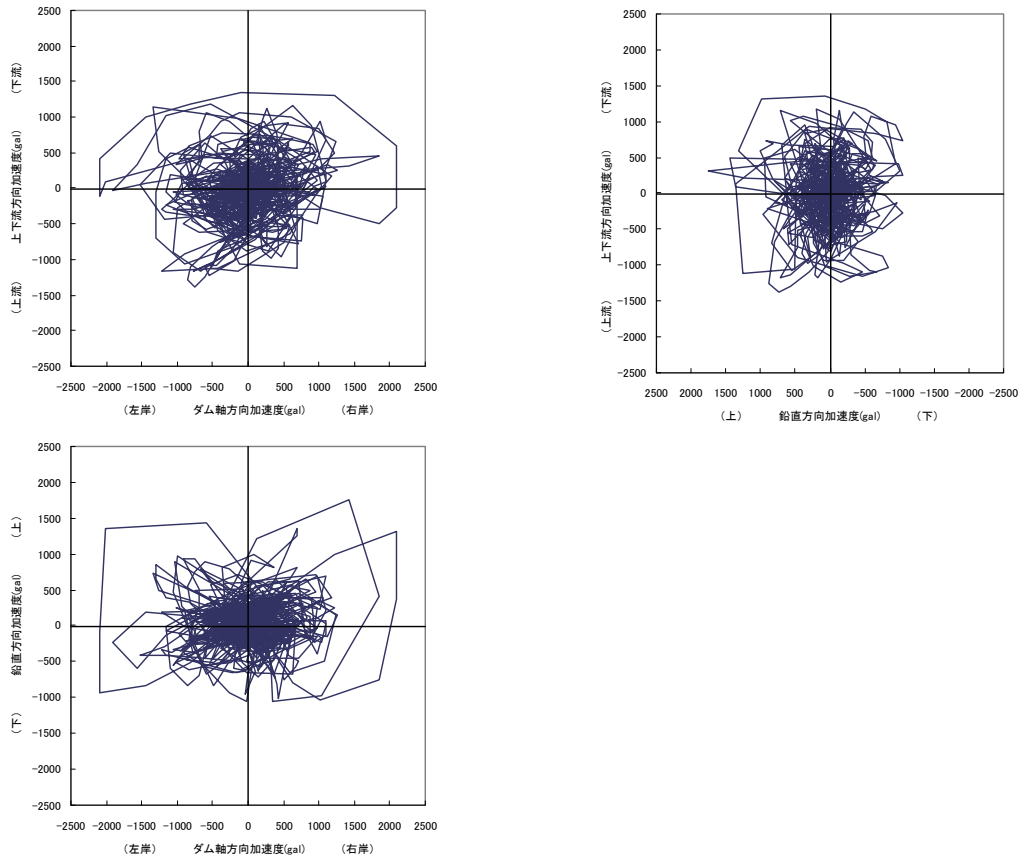


図-5.31 石淵ダムの右岸段丘部における加速度成分関係図

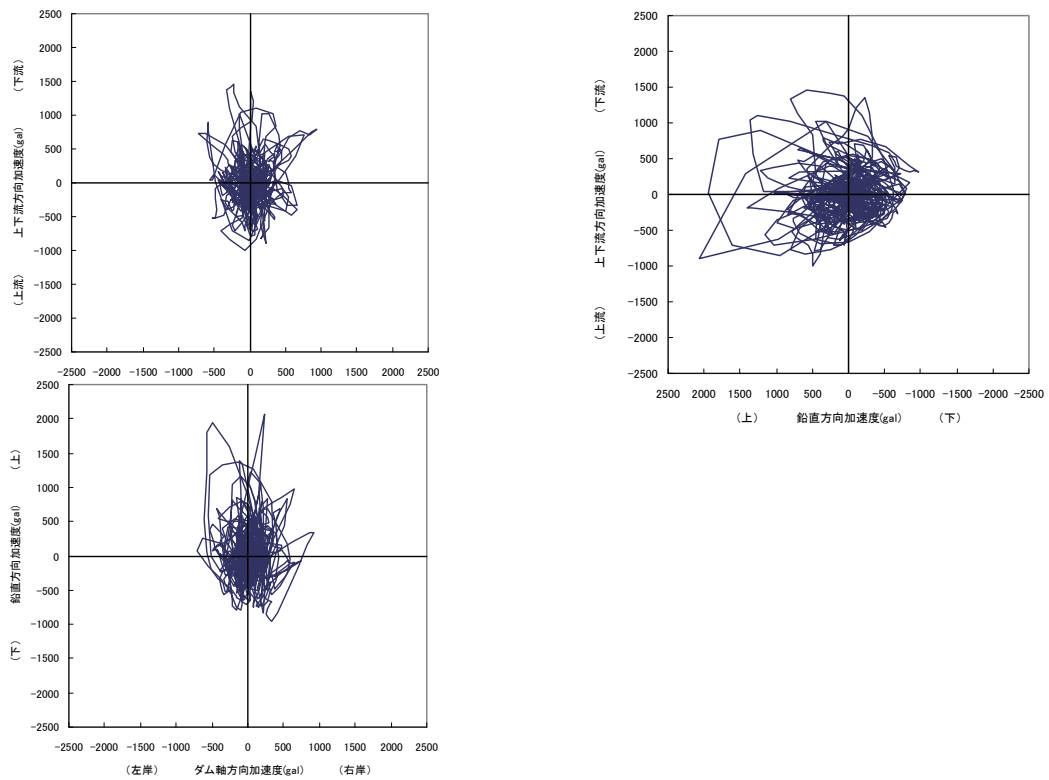


図-5.32 石淵ダムのダム天端における加速度成分関係図

(2) 石淵ダム基礎部の地震加速度の推定

前項でも述べたとおり、段丘部の地盤性状はダム基礎とは異なり、**図-5.28**に示すとおり、ダム下流の段丘の急崖部付近に設置されている。また、地震計設置付近の段丘部で地割れも確認されている。これらのことから段丘部における観測地震動は、サイトイフェクトを強く受けたものと考えられる。**写真-5.55**～**5.56**に地震後の石淵ダム地震計付近の状況を示す。

このため、本震の基礎部(排水隧道)の地震動を、右岸段丘部で観測された本震の地震加速度、および復旧後に段丘部と基礎部(排水隧道)の両方で観測された余震による加速度記録を用いて簡易的に推定することを試みた。ここに、段丘部の本震のダム軸方向成分は、地震計の測定上限値となっているが、本推定ではそのままの記録を用いた。

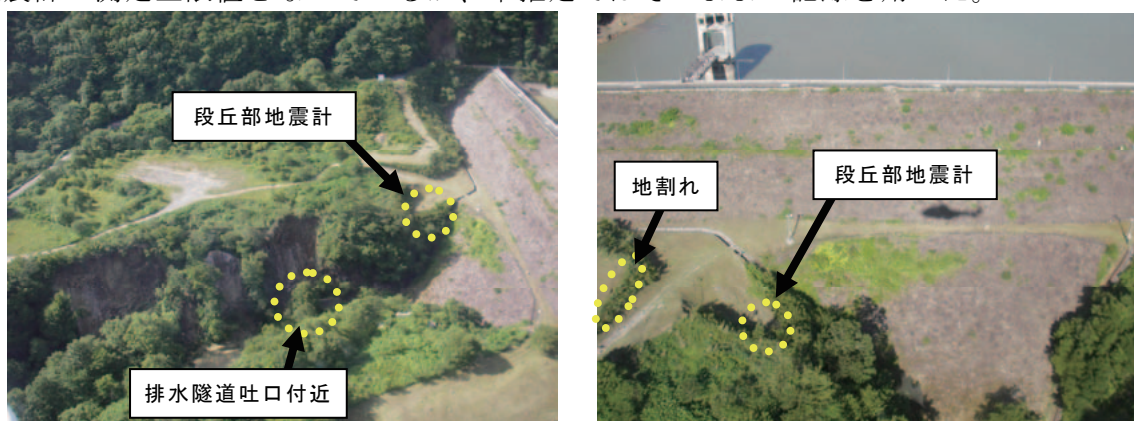


写真-5.55 地震計設置位置 (地震後) (1) 写真-5.56 地震計設置位置 (地震後) (2)

a) 推定に用いた余震記録

ダム基礎における本震による地震動の推定には、次の条件を満たす余震を用いた。

- ・基礎部(排水隧道)、段丘部の両方で観測されているもの。(2008年6月19日までに観測した記録)
- ・石淵ダムで観測されたもののうち、気象庁発表の震源が特定でき、マグニチュード(M)が4.0以上のもの。
- ・本震の地震動を推定する目的に鑑み、本震の推定震源断層域内を震源とするもの。
- ・石淵ダムで観測された波形の計測震度が大きいものを優先。ただし、震源断層のディレクタビリティを考慮し、本震震源より南を震源とする余震も選定に加えた。

表-5.3に推定に使用した本震および余震記録を、**図-5.33**にその震源位置を示す。

表-5.3 本震と推定に用いた余震記録

対象地震	震源	最大加速度(gal)						備考
		基礎部(排水隧道)			段丘部			
		上下流	ダム軸	鉛直	上下流	ダム軸	鉛直	
本震 (M=7.2) 6/14 08:43	39° 1.7' N 140° 52.8' E	-	-	-	1382	2097 (測定上限値)	1748	排水隧道の観測無し
余震1 (M=4.7) 6/14 12:10	39° 5.6' N 140° 51.7' E	39	44	48	77	77	76	本震の震源より北
余震2 (M=5.2) 6/14 12:27	39° 8.5' N 140° 56.6' E	58	39	56	116	119	78	本震の震源より北
余震3 (M=4.8) 6/14 23:42	38° 59.7' N 140° 53.4' E	17	20	19	66	69	33	本震の震源より南
余震4 (M=4.0) 6/15 2:25	39° 0.6' N 140° 56.3' E	9.1	11	5.4	38	26	21	本震の震源より南
余震5 (M=5.3) 6/16 23:14	38° 59.8' N 140° 50.4' E	34	33	43	185	113	68	本震の震源より南
余震6 (M=4.5) 6/18 18:04	39° 6.0' N 140° 55.8' E	216	254	78	952	615	349	本震の震源より北

震央分布図（平成20年6月14日以降、深さ0~20km、M \geq 3.0）

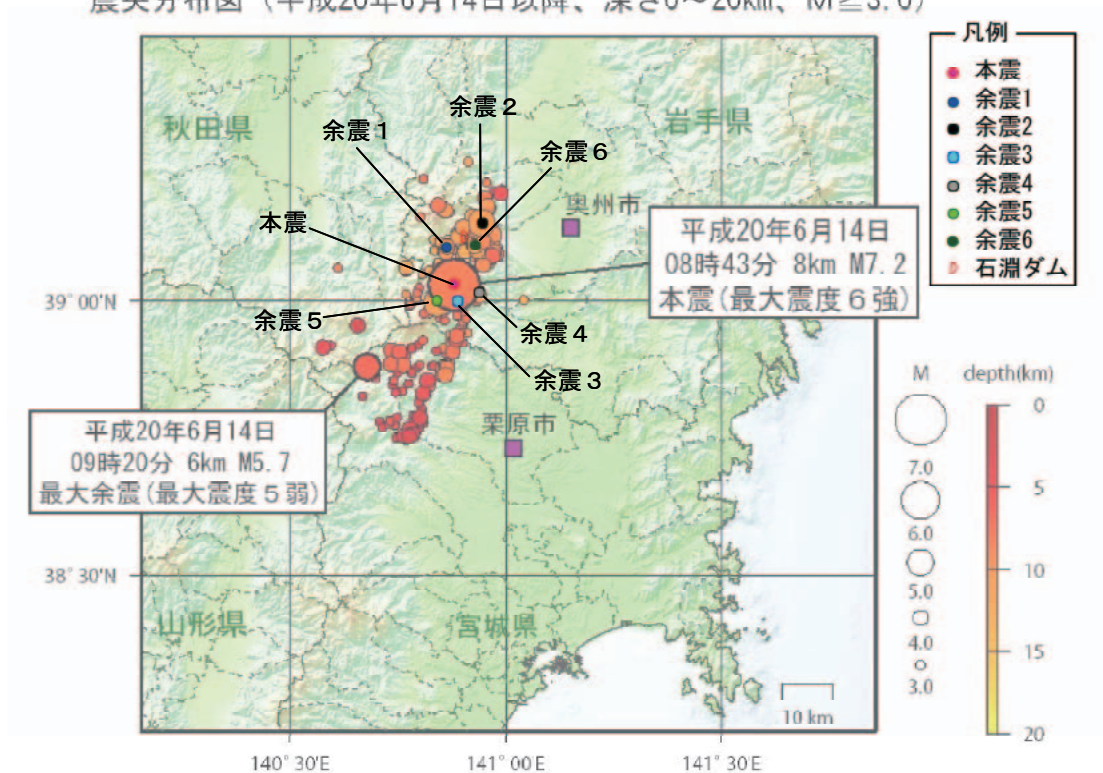


図-5.33 震源位置図（気象庁HP⁴⁾より抜粋・加筆）

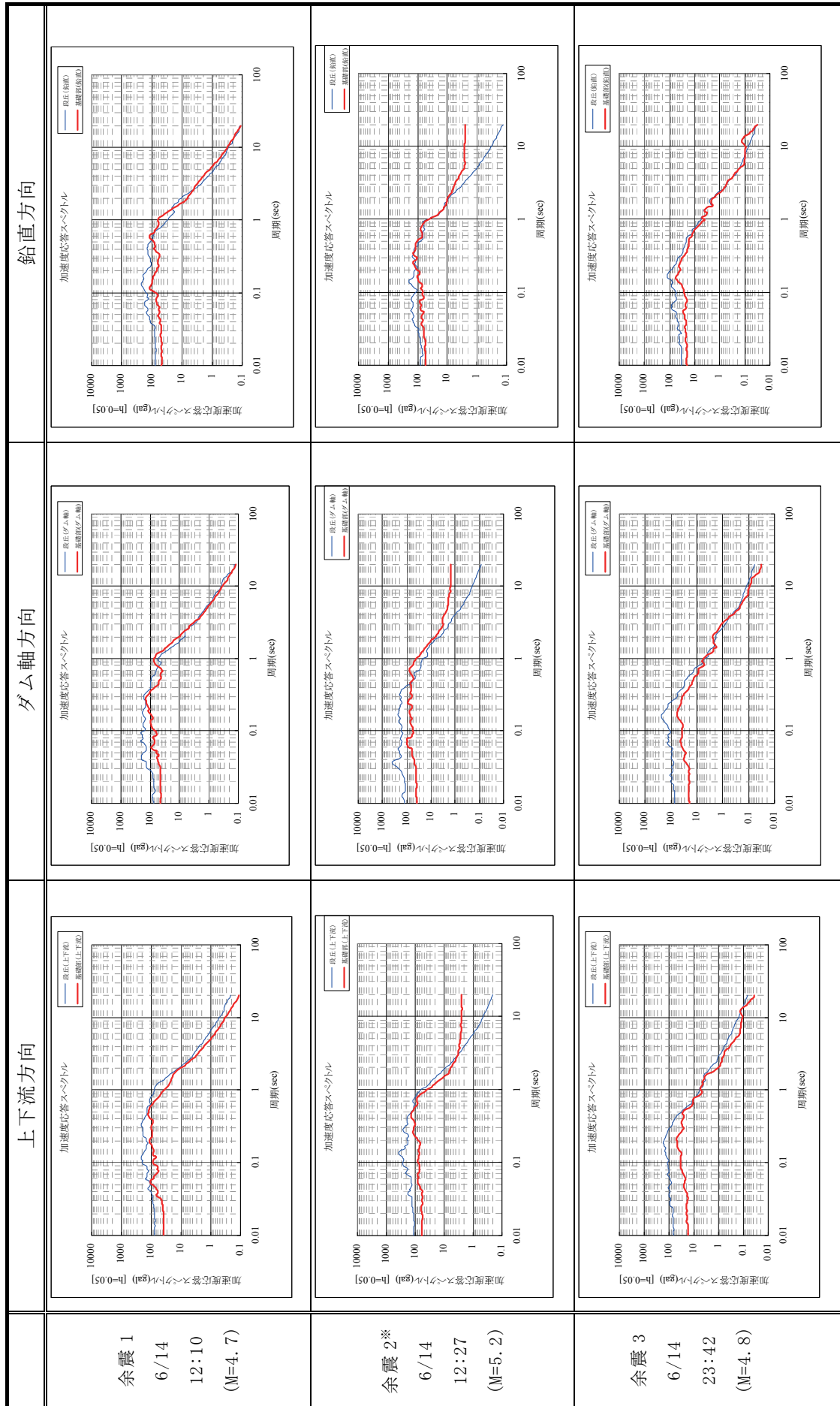
b) 推定方法および推定結果

本震におけるダム基礎の地震動の簡易的な推定は、次の方法で行った。

- ①余震1～6について、基礎部（排水隧道）と段丘部の地震記録から加速度応答スペクトルを求めた（表-5.4）。
- ②各余震について、基礎部と段丘部の加速度応答スペクトル比をそれぞれ求め、6つの余震の平均を算定した（表-5.5）。
- ③本震で得られた段丘部の加速度応答スペクトルに、②で算定した6つの地震の基礎部と段丘部の加速度応答スペクトル比の平均を乗じて、本震の基礎部の加速度応答スペクトルとした（表-5.6）。
- ④推定した本震加速度応答スペクトルを目標スペクトルとし、本震の段丘部時刻歴波形の位相特性を付与して、本震における基礎部の加速度波形を求めた（表-5.7）。

上記の方法により、本震におけるダム基礎の地震動を推定した結果、最大加速度は、上下流方向：465gal、ダム軸方向657gal、鉛直方向：621galと推定された。表-5.8に、推定結果とKiK-net（一関西地点の地中：孔口から深さ259.4m、 $V_p=3180\text{m/s}$ 、 $V_s=1810\text{m/s}$ ）および荒砥沢ダム基礎で観測された地震動の加速度応答スペクトルを示す。推定波形スペクトルは、0.1sec以上の周期帯においては断層の極近傍で観測された、KiK-net（一関西）や荒砥沢ダム基礎の応答スペクトルとほぼ一致しているが、0.1sec以下の高周波数帯ではスペクトルは小さくなっている。

表-5.4(1) 余震 1 ～ 3 の加速度応答スペクトル



※余震 2 の基礎部の加速度応答スペクトルのうち、周期 1sec 以上の周期域については原因不明の計測不良と思われるため平均からは除外した

表-5.4 (2) 余震 4 ~ 6 の加速度応答スペクトル

	上下流方向	ダム軸方向	鉛直方向
余震 4 6/15 2:25 (M=4.0)	<p>加速度応答スペクトル</p> <p>観測値(上下流)</p> <p>解析値(上下流)</p>	<p>加速度応答スペクトル</p> <p>観測値(ダム軸)</p> <p>解析値(ダム軸)</p>	<p>加速度応答スペクトル</p> <p>観測値(鉛直)</p> <p>解析値(鉛直)</p>
余震 5 6/16 23:14 (M=5.3)	<p>加速度応答スペクトル</p> <p>観測値(上下流)</p> <p>解析値(上下流)</p>	<p>加速度応答スペクトル</p> <p>観測値(ダム軸)</p> <p>解析値(ダム軸)</p>	<p>加速度応答スペクトル</p> <p>観測値(鉛直)</p> <p>解析値(鉛直)</p>
余震 6 6/18 18:04 (M=4.5)	<p>加速度応答スペクトル</p> <p>観測値(上下流)</p> <p>解析値(上下流)</p>	<p>加速度応答スペクトル</p> <p>観測値(ダム軸)</p> <p>解析値(ダム軸)</p>	<p>加速度応答スペクトル</p> <p>観測値(鉛直)</p> <p>解析値(鉛直)</p>

表-5.5 加速度応答スペクトル比

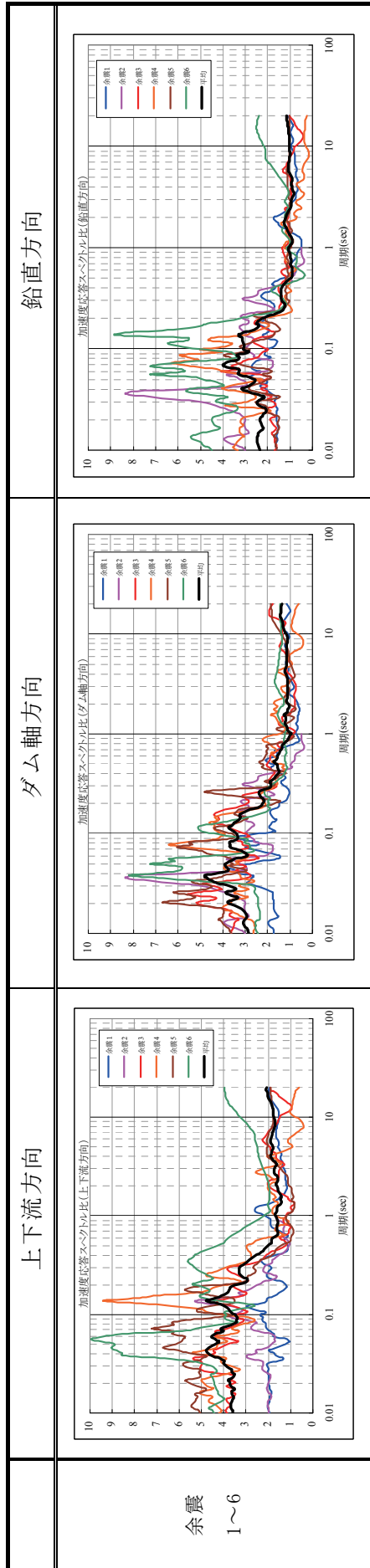


表-5.6 基礎部（推定）と段丘部（本震）の加速度応答スペクトル

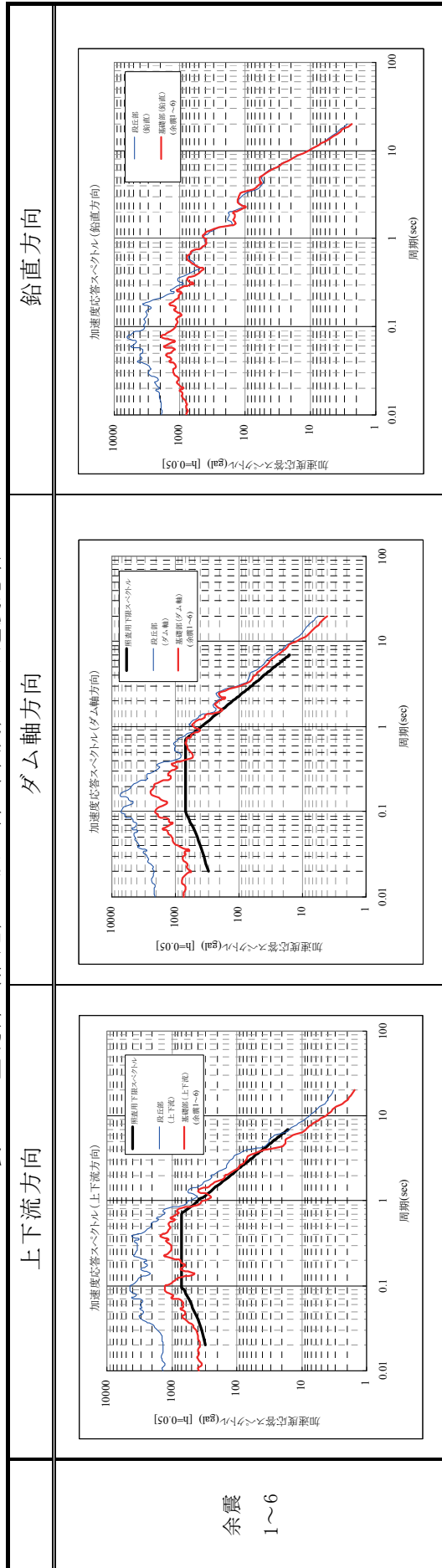
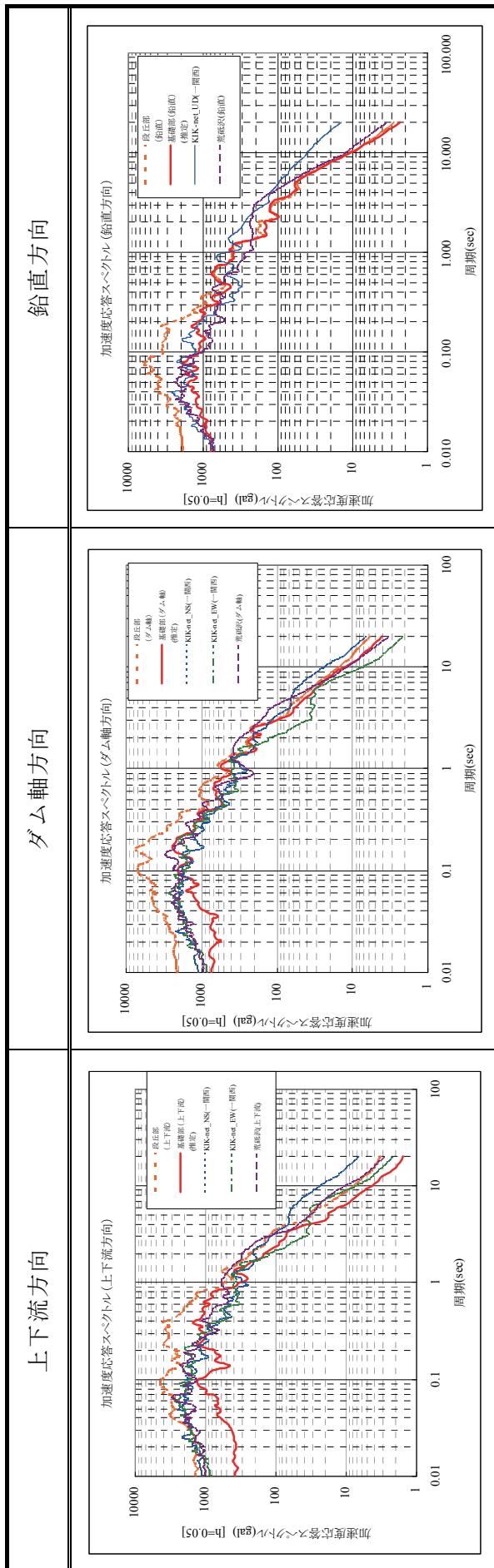


表-5.7 基礎部(推定)の加速度時刻歴

	上下流方向	ダム軸方向	鉛直方向																		
段丘部																					
基礎部(推定)																					
	<p>最大加速度 (単位: gal)</p> <table border="1"> <tr> <td>段丘部</td> <td>基礎部(推定)</td> </tr> <tr> <td>1349</td> <td>414</td> </tr> <tr> <td>-1382</td> <td>-465</td> </tr> </table>	段丘部	基礎部(推定)	1349	414	-1382	-465	<p>最大加速度 (単位: gal)</p> <table border="1"> <tr> <td>段丘部</td> <td>基礎部(推定)</td> </tr> <tr> <td>2097</td> <td>657</td> </tr> <tr> <td>-2097</td> <td>-602</td> </tr> </table>	段丘部	基礎部(推定)	2097	657	-2097	-602	<p>最大加速度 (単位: gal)</p> <table border="1"> <tr> <td>段丘部</td> <td>基礎部(推定)</td> </tr> <tr> <td>1748</td> <td>620</td> </tr> <tr> <td>-1052</td> <td>-621</td> </tr> </table>	段丘部	基礎部(推定)	1748	620	-1052	-621
段丘部	基礎部(推定)																				
1349	414																				
-1382	-465																				
段丘部	基礎部(推定)																				
2097	657																				
-2097	-602																				
段丘部	基礎部(推定)																				
1748	620																				
-1052	-621																				

表-5.8 石淵ダム基礎部(推定)とKiK-net(一関西)・荒砥沢ダムの比較



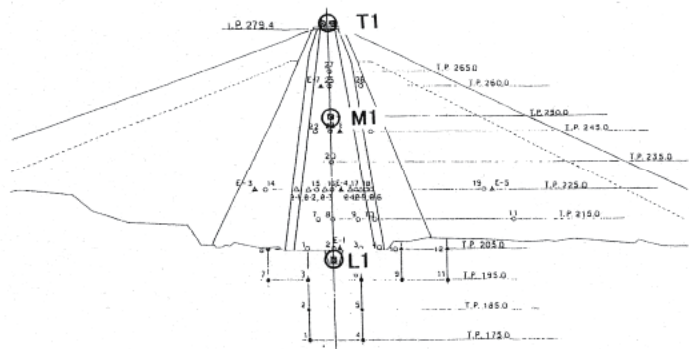
5.3.3 荒砥沢ダムにおける加速度記録

荒砥沢ダムは、震央距離で約16.1kmに位置する宮城県土木部が管理する堤高74.4mの中央土質コア型ロックフィルダムである。荒砥沢ダムの地震計設置位置を図-5.34に示す。地震の加速度記録としては、ダム基礎部（基礎埋設）の地震計で、上下流方向1024gal（測定上限値の可能性あり）、ダム軸方向899gal、鉛直方向691galの最大加速度を記録し、コア内の堤体中間標高で、上下流方向535gal、ダム軸方向478gal、鉛直方向470galの最大加速度を記録し、天端位置での地震計で、上下流方向525gal、ダム軸方向455gal、鉛直方向622galの最大加速度を記録している。このダム基礎と天端の加速度時刻歴を図-5.35に、ダム基礎の加速度応答スペクトルを図-5.36に示す。

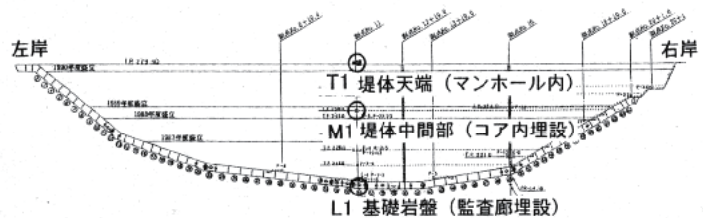
ダム基礎の水平成分の加速度応答スペクトルは0.3sec以下の周期帯で1g以上ある非常に高周波数成分が卓越した波形であり、また0.01secでも1g程度の大きさであるため、最大加速度も1000gal程度と大きい。荒砥沢ダムの固有周期は、堤高74.4mのロックフィルダムであることから0.3~0.4sec程度と考えられる。本震中のフィルダム堤体挙動の非線型性を考慮すると、これよりも長周期側になっていると考えられる。荒砥沢ダムの基礎の加速度応答スペクトルは、比較の例として、0.5sec以下の周期帯では、ダムの照査用下限加速度応答スペクトル¹⁾（図-5.36に併記）よりかなり大きいものに対し、0.5~0.9secの周期帯では同程度である。ダムの本震加振中の非線型挙動により固有周期が長周期化したため、天端応答として、天端の最大加速度はダム基礎の半分程度の500gal程度に抑えられたと推察される。今後詳細な堤体応答分析が必要である。



(a) 縦断面図

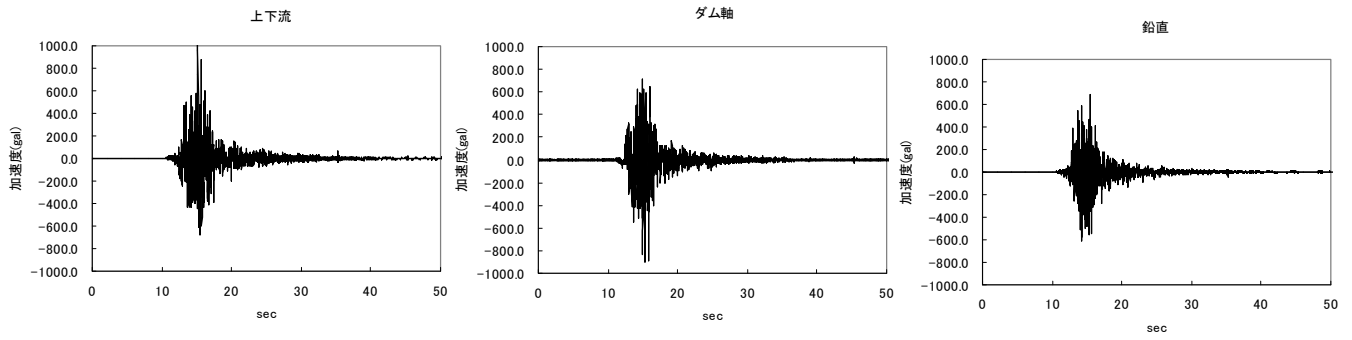


(b) 横断面図

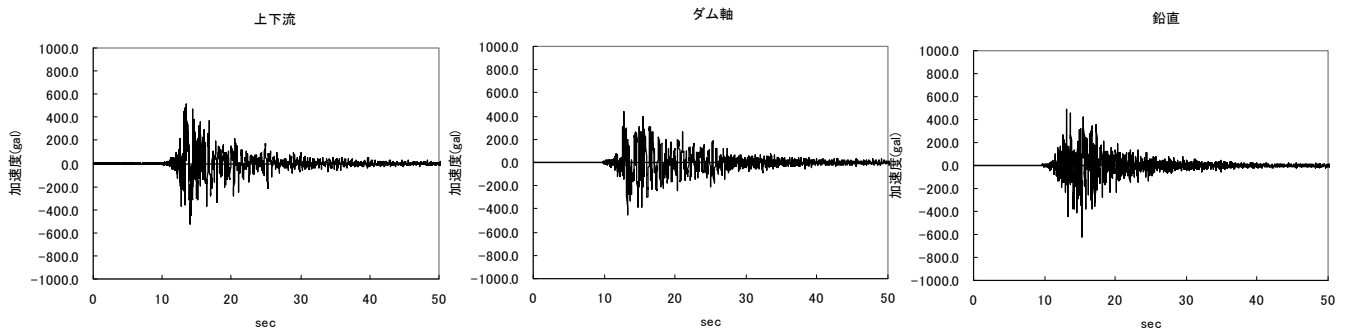


(c) 縦断面図

図-5.34 荒砥沢ダムの地震計設置位置



(a) 基礎部



(b) 天端

図-5.35 荒砥沢ダム加速度時刻歴波形（基礎部、天端）

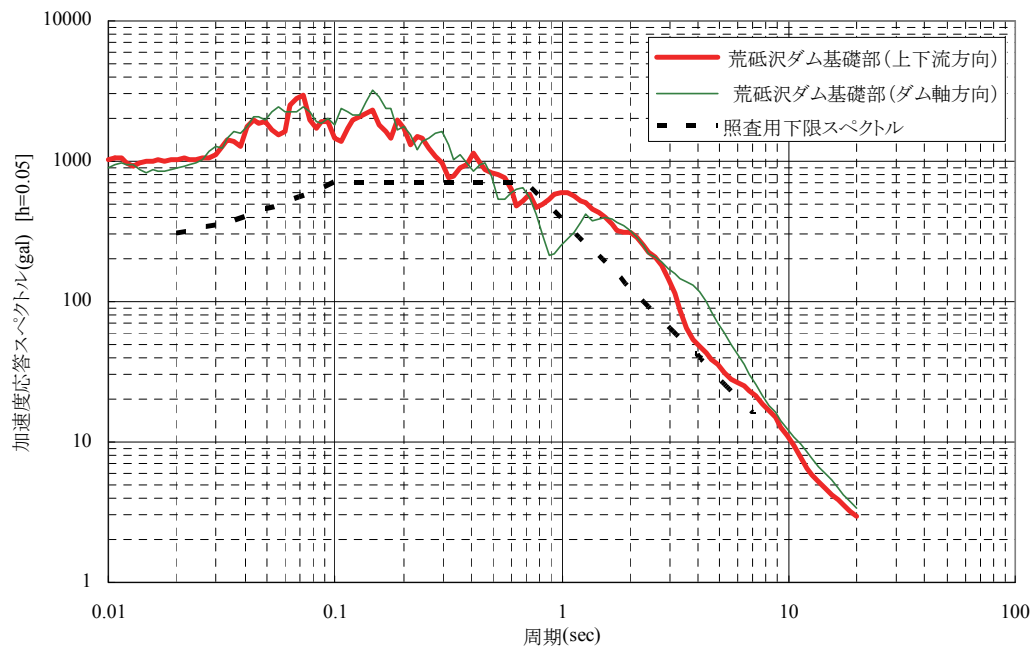


図-5.36 荒砥沢ダムのダム基礎における加速度応答スペクトル

5.4 まとめ

2008年岩手・宮城内陸地震において、震源近傍に位置するダムを中心に、現地調査を実施した。ダムの構造面での安全性に大きく影響するような深刻な被害を受けたダムはなかったが、天端のクラック等の変状を生じたダムもあった。

変状の生じたダムについては、ダム管理者または事業者により、地震後に応急対策が講じられ、その後復旧に向けた詳細調査が実施された。2008年11月現在、石淵ダムや胆沢ダム等のいくつかのダムにおいては専門家を含む技術検討委員会等が設置され、調査や復旧工法について検討がなされ、復旧が進められている。

我が国では、ダムサイトは詳細な地質調査をして選定される。ダムは設計基準に基づく慎重な構造解析を行って設計され、適切な施工管理の下で建設される。これらの慎重な調査、設計および施工は、ダムの安全性を確実なものにしている。しかし、ダムは極めて重要な公共構造物であり、大きな被害は許容できない。今回の地震は、近年の我が国におけるダムの地震変状として大きなものである。また、ダムで観測された地震加速度も高周波数領域に卓越しているが、最大加速度レベルでは過去最大級である。これらも踏まえ、今後、今回の地震により生じたダムの被害および変状を精査し、今後のダムの耐震技術に係わる研究開発に反映させていく所存である。

謝 辞

2008年岩手・宮城内陸地震後のダムの現地調査に当たっては、国土交通省河川局、同東北地方整備局河川部、同局北上川ダム統管理事務所、同局岩手河川国道事務所、同局胆沢ダム工事事務所、宮城県土木部河川課、同県農林水産部農村整備課、同県大崎地方ダム総合事務所、同県栗原地方ダム総合事務所、同県花山ダム管理事務所、同県北部地方振興事務所栗原地域事務所、岩手県南広域振興局、衣川土地改良区および秋田県建設交通部河川砂防課を始めとする関係諸機関には、災害対応でご多忙の中にもかかわらず、多大なご協力を頂いた。また、独立行政法人防災科学技術研究所のKiK-netの観測記録を使用させて頂いた。ここに記して深甚なる謝意を表する。

参考文献

- 1) 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、2005.3
- 2) 松本徳久、吉田等、佐々木隆、安中正：ダムサイトでの地震動の応答スペクトル、大ダム、No.186、pp.69～76、2004.1
- 3) 東北大学地震・噴火予知研究観測センターホームページ
http://www.aob.geophys.tohoku.ac.jp/info/topics/20080614_news/GPS/index_html
- 4) 気象庁ホームページ
http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2008_06_14_iwate-miyagi/index.html

6. 道路橋

6.1 概要

地震発生後における道路橋の被害状況を把握することを目的に、6月15日、17日及び7月24日、25日において、震源に近い国道342号、国道397号、県道及び市道にかかる橋梁等の調査を行った。調査対象橋梁の位置を図-6.1に、諸元や被害状況の概要を表-6.1に示す。



図-6.1 調査橋梁位置

表-6.1 調査橋梁一覧

番号	橋梁名	竣工年	構造形式	主な損傷の有無と状況
国道 342 号				
1	丹寿橋	1973	単純 3 径間鋼I桁 (合成) 直接基礎 (A1, A2, P1, P2)	桁の変位、固定支承の破損 橋脚の曲げひび割れ
2	昇仙橋	1976	単純 2 径間鋼I桁 (合成) 直接基礎 (A1, A2, P1)	桁の変位、橋台背面部の段差 (旧昇仙橋は落橋)
3	荒沢橋	1973	単純 2 径間PCプレテンT桁 直接基礎 (A1, A2, P1)	橋台背面部の段差
4	市野々原橋	1977	単純 2 径間鋼I桁 (合成) 直接基礎 (A1, A2, P1)	伸縮装置の鉛直ずれ、支承の破損、橋台パラペットの損傷、橋台の斜めひび割れ、橋脚の曲げひび割れ
5	杉の沢橋	1974	単純鋼I桁 (非合成)	橋台背面部の段差
6	祭時大橋	1978	3 径間連続鋼I桁 (非合成) 直接基礎 (A1, A2, P1, P2)	落橋 周辺地盤の大規模な地割れ
国道 397 号				
7	8 号橋梁 (尿前溪谷橋)	-	3 径間連続PCラーメン箱桁 直接基礎 (A1, P1) 場所打ち杭 (A2)、深礎杭 (P2)	橋脚の傾斜 (変位) A1 側伸縮装置の損傷
8	11 号橋梁 (蜂谷橋)	-	3 径間連続鋼鉄桁 直接基礎 (P1, P2)、深礎杭 (A1, A2)	A2 橋台翼壁のひび割れ A2 支承サイドブロックボルトのゆるみ
9	14 号橋梁 (ウスガ沢大橋)	-	4 径間連続鋼細幅箱桁 深礎杭 (A1, A2, P1~P3)	伸縮装置の遊間詰まり、ゴム支承の変形、橋台パラペットのひび割れ
10	15 号橋梁 (谷子沢大橋)	-	5 径間連続PCラーメン箱桁 場所打ち杭 (A2, P3, P4) 深礎杭 (A1, P1, P2)	橋脚の傾斜 (変位) 橋台パラペット・翼壁の損傷 伸縮装置、落橋防止構造の損傷
11	17 号橋梁 (赤倉沢橋)	-	3 径間連続鋼鉄桁 深礎杭 (A1, A2, P1, P2)	橋脚の傾斜 (変位) 橋台パラペット・翼壁の損傷 支承部や伸縮装置の損傷 横構、対傾構の変形
12	尿前橋	1964	3 径間鋼方杖ラーメン 直接基礎 (A1, A2, P1, P2)	P1 橋脚基部の変形 補剛材の損傷
主要地方道栗駒衣川線				
13	餅転橋	1983	単純 3 径間PCポステンT桁 直接基礎 (A1, A2, P1, P2)	橋脚・橋台の傾斜 橋台背面の路面の地割れ
奥州市道尿前槻木平線				
14	小アキトリ沢橋	1999	3 径間連続鋼非合成鉄桁 直接基礎 (A1, A2, P1, P2)	A1 橋台翼壁のひび割れ、垂直補剛材の変形、支承部や伸縮装置の損傷
一関市道鬼頭明通線				
15	二ツ森橋	2006	2 径間連続非合成鋼少数鉄桁 直接基礎 (A2)、深礎杭 (A1, P1)	A1 橋台と桁の衝突、支承部や伸縮装置の損傷、A2 橋台翼壁のひび割れ
16	鬼越大橋	2007	4 径間連続PC波形鋼鉄ウェブ箱桁 直接基礎 (P1, P2)、深礎杭 (A1, A2, P3)	橋台のひび割れ、支承部や伸縮装置の損傷、橋台背面部の沈下
17	青岩橋	1998	2 径間連続非合成鋼鉄桁 直接基礎 (A1, A2)、深礎杭 (P1)	A1 支承沓座コンクリートの破壊、伸縮部の段差、A2 橋台壁のひび割れ、垂直補剛材の変形
18	槻木平橋	1996	単純PC桁橋 直接基礎 (A1, A2)	支承部かぶりコンクリートの剥離、ゴムパッド支承の変形、橋台前面護岸の割れ

6.2 主な橋梁の被害状況

6.2.1 国道 342 号

(1) 丹寿橋

丹寿橋は、岩手県一関市巖美町付近において一級河川磐井川を渡河する橋長 79.6m（支間長 26.0m+26.0m+26.0m）、幅員 7.5mの単純 3 径間鋼I桁橋であり、1973 年に竣工した（写真-6.1、図-6.1）。下部構造は、A1 が控え壁式橋台でA2 が逆T式橋台及びT型橋脚であり直接基礎でそれぞれ支持されている。

調査では、中間橋脚（高さ 15.9m）の地盤から約 4mの高さの位置に曲げひび割れ（写真-6.2）、固定支承の破損（写真-6.3）が確認された。橋は地震直後から片側通行による規制が行われた。



写真-6.1 丹寿橋

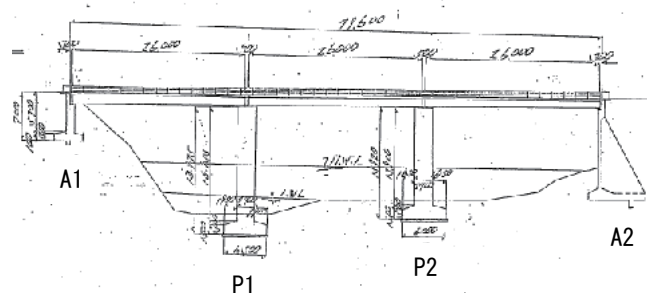


図-6.1 丹寿橋側面図



写真-6.2 橋脚の曲げひび割れ



写真-6.3 固定支承の損傷

(2) 昇仙橋

昇仙橋は、一関市の矢櫃（やびつ）ダム付近に位置する橋長 73.0m（支間長 42.7m+28.6m）、幅員 6.5mの単純 2 径間鋼I桁橋であり、1976 年に竣工した（写真-6.4）。下部構造は、A1 が重力式橋台でA2 が逆T式橋台及びT型橋脚であり直接基礎でそれぞれ支持されている。

調査では、橋梁本体に顕著な異常は確認されず、支承部に桁が変位した痕跡（写真-6.5）や伸縮装置部の背面に若干の段差が見られた程度であった。

昇仙橋に隣接している旧道（遊歩道）には、橋長 24mの単純コンクリートアーチ橋がかかっていたが、地震の影響により落橋していた（写真-6.6）。これは橋台を支持する岩盤の崩落が原因と推定される。



写真-6.4 昇仙橋



写真-6.5 桁変位の痕跡



写真-6.6 旧道にかかる歩道橋の落橋

(3) 荒沢橋

荒沢橋は、一関市内の荒沢川を渡河する橋長 33.4m（支間長 16.7m+16.7m）、幅員 7.0mの単純2径間PCプレテンT桁橋であり、1973年に竣工した（図-6.2）。下部構造は、重力式橋台及びT型橋脚であり直接基礎でそれぞれ支持されている。

調査では、橋台背面部の段差（約 5cm程度）のほか顕著な異常は確認されなかった（写真-6.7）。

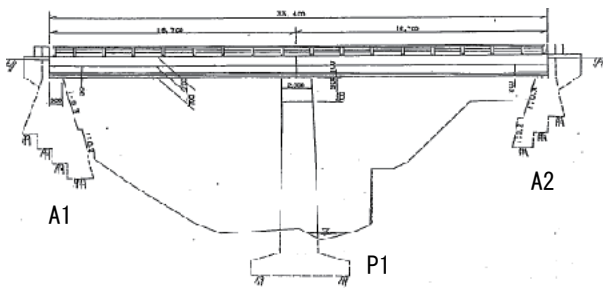


図-6.2 荒沢橋側面図



写真-6.7 荒沢橋の被害状況（段差）

(4) 市野々原橋

市野々原橋は、一関市内の河川を跨ぐ橋長 55.0m（支間長 27.4m+27.4m）、幅員 9.0mの単純 2 径間鋼I桁橋であり、1977 年に竣工した（図-6.3、写真-6.8）。下部構造は、逆T式橋台及びびT型橋脚であり直接基礎でそれぞれ支持されている。

調査では、A1 橋台（秋田側）付近で斜面崩壊を生じており、伸縮装置の鉛直ずれや橋台上および中間橋脚上の支承部の沓座モルタルの損傷などが確認された（写真-6.9～6.10）。また、A2 橋台には幅 5mm程度の斜めひび割れが、中間橋脚には地盤面から約 2mの位置に曲げひび割れがそれぞれ生じていたことが確認された（写真-6.11）。なお、調査時にはA1 橋台周辺においてグラウンドアンカーの施工中であったため、A1 橋台の損傷については調査できていない。

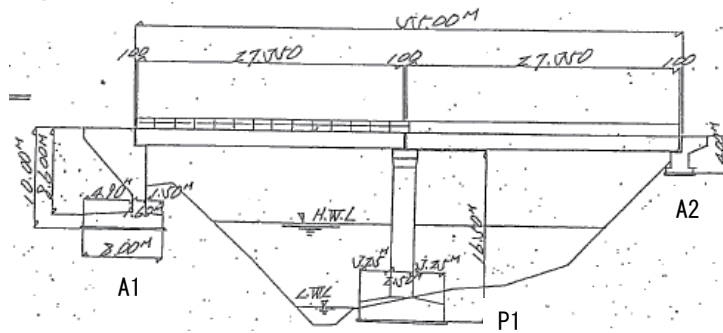


図-6.3 市野々原橋側面図



写真-6.8 市野々原橋



写真-6.9 伸縮装置のずれ



写真-6.10 橋脚上の支承沓座モルタルの損傷



写真-6.11 A2 橋台の斜めひび割れ

(5) 杉の沢橋

杉の沢橋は、一関市内の鬼越沢川を渡河する橋長 20.5m、幅員 7.0mの単純鋼I桁橋であり、1974年に竣工した（写真-6.12）。

調査では、両端の橋台背面部に 15cm程度の段差が生じており、近辺の路面や路肩でも沈下・陥没などが確認された（写真-6.13）。



写真-6.12 杉の沢橋

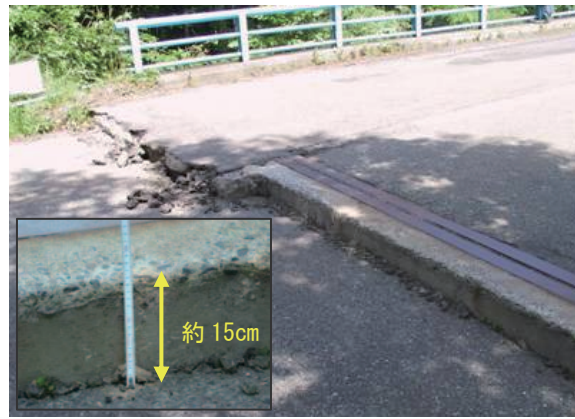


写真-6.13 橋台背面部の段差

(6) 祭時（まつるべ）大橋

祭時大橋は、一関市内を流れる磐井川の支川を跨ぐ橋長 94.9m（支間長 27.0m+40.0m+27.0m）、幅員 9.0mの3径間連続鋼I桁橋であり、1978年に竣工した（表-6.2、図-6.4～6.5）。

表-6.2 橋梁諸元

橋長	94.9m（支間長 27.0m+40.0m+27.0m）
幅員	9.0m
上部構造	3径間連続鋼I桁（非合成）
下部構造	逆T式橋台、T型橋脚（高さ 25m） 直接基礎（P1, P2, A1, A2）
その他	BP支承（秋田側A1橋台での1点固定方式、橋脚・A2橋台は可動）
架設年次	1978年（昭和53年）
管理者	岩手県

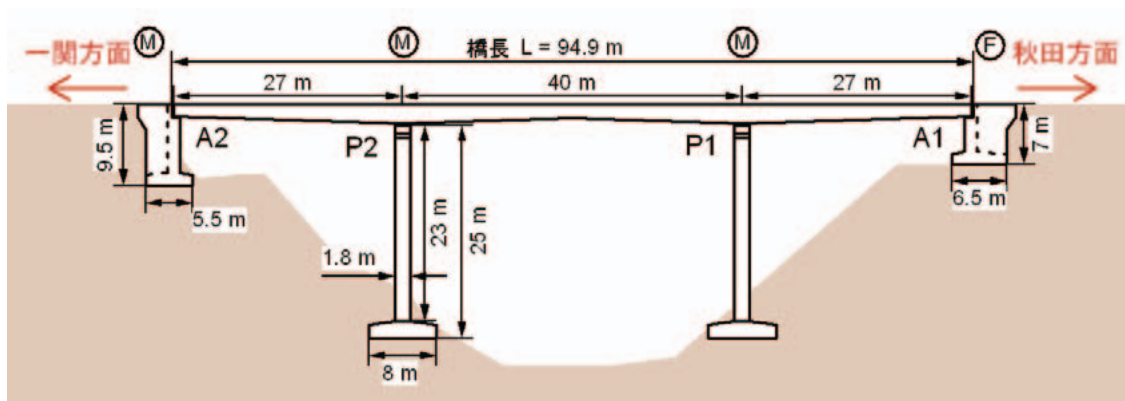


図-6.4 祭時大橋側面図

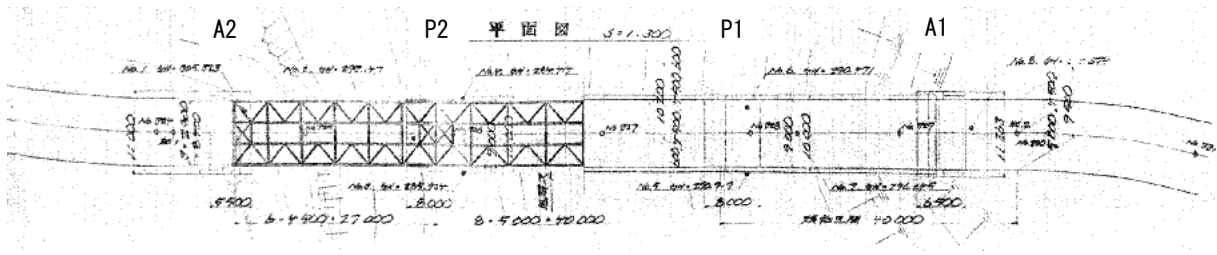


図-6.5 橋梁平面図

1) 被害状況

桁の端部はともに橋台の支承から外れ、P1 橋脚上で折れ曲がるように大きく変形し落下していた（写真-6.14）。



写真-6.14 落橋した祭時大橋

① A1 橋台

A1 橋台の後方路面は激しく破壊しており、周辺でも大規模な地割れが確認された（写真-6.15～6.16）。また、橋台側面にはパラペットから躯体にかけて大きなひび割れが生じていた。現地で簡易な距離計測を行った結果では、A1 橋台が前方に向けて大きく変位している可能性がある。

② P1 橋脚

橋脚上部の打ち継ぎ目付近に軽微なひび割れが確認された。また、橋脚はA1 橋台側（秋田方面）へやや傾斜しており、主桁は橋脚上で激しく屈曲していた（写真-6.17～6.18）。

③ P2 橋脚

P1 橋脚とは異なり、P2 橋脚は上部、中間部、下部と3つに分断されてほぼ真下に落下していた。上部はA2 橋台側（一関方面）に落下した状態、中間部は上端をP1 橋脚側にして横倒しの状態、下部はもとのフーチング上にある状態であった（写真-6.19）。また、一関側の主桁は、橋台から外れた後、地山に沿ってP2 橋脚付近へと落下したと考えられる（写真-6.20）。

④ A2 橋台

A2 橋台では、パラペットと躯体部との間に約4mもの大きな離れが確認された（写真-6.21）。パラペットには主桁の衝突痕が、また、主桁にもコンクリートとの衝突や著しい変形が見られ、主桁が何らかの力でパラペットを後方へ押し込んだのではないかと推測される（写真-6.22、図-6.6）。なお、A2 橋台背面では、踏みかけ版ごと押し込まれたような路面の変状が生じていた（写真6-23）。



(秋田側から祭時大橋を望む)



(祭時大橋から秋田方面を望む)

写真-6.15 A1 橋台背面の地滑り

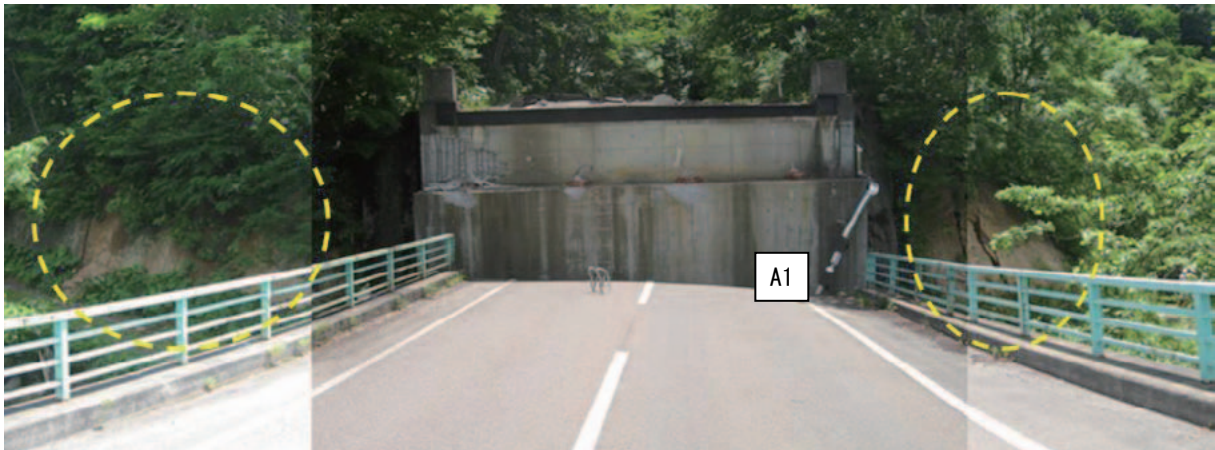


写真-6.16 A1 橋台周辺斜面の地割れ



写真-6.17 P1 橋脚のA1 方向への傾斜



写真-6.18 P1 橋脚上で屈曲している主桁

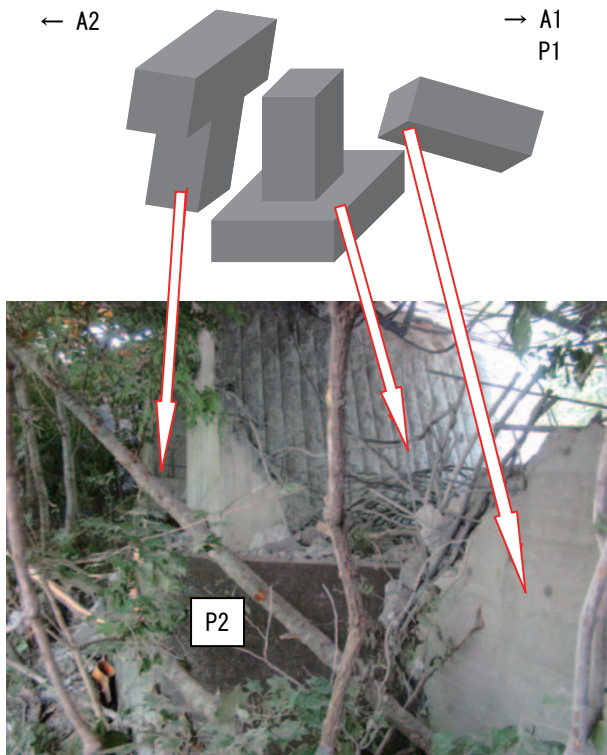


写真-6.19 分断されたP2 橋脚

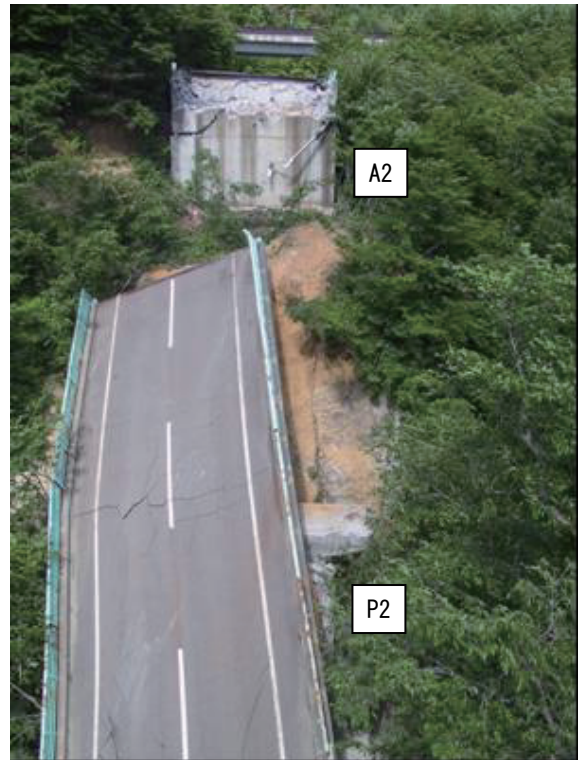


写真-6.20 桁の落下状況



写真-6.21 A2 橋台パラペットと躯体との離れ

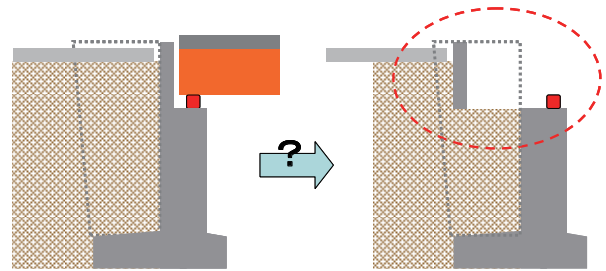


図-6.6 パラペットの変位



写真-6.22 主桁の衝突痕



写真-6.23 A2 橋台の後方路面の変状

2) 被災のメカニズム

祭時大橋の橋台周辺は、各所で地山崩壊が生じており、橋台や橋脚が地盤とともに移動した可能性が高い（写真-6.24）。特に、A1 橋台の後方路面における大きな地割れの状況から、A1 橋台と P1 橋脚がともに前方に移動して橋桁を A2 橋台の方へ押し出したことで、P2 橋脚と A2 橋台の大きな破壊と上部構造の落下につながった可能性が考えられる。なお、変位量については、現地での簡易な測量（1m 程度の誤差あり）によれば下記の結果となった。

- ・ A1 橋台と A2 橋台の間は、地震前に約 95m であったのが約 85m に約 10m 短縮していた。
- ・ A1 橋台と P1 橋脚の間は、地震前に約 27m であったのが約 26m に短縮していた。
- ・ P1 橋脚と A2 橋台の間は、地震前に約 68m であったのが約 59m に短縮していた。

以上、現地調査に基づく被災状況から、図-6.7 に示すような挙動で橋が崩落したことが推定されるが、このメカニズムの解明には詳細な測量、損傷範囲や状況の詳細な調査が必要である。



写真-6.24 A1 橋台周辺の地山崩壊（撮影：株式会社パスコ／国際航業株式会社）

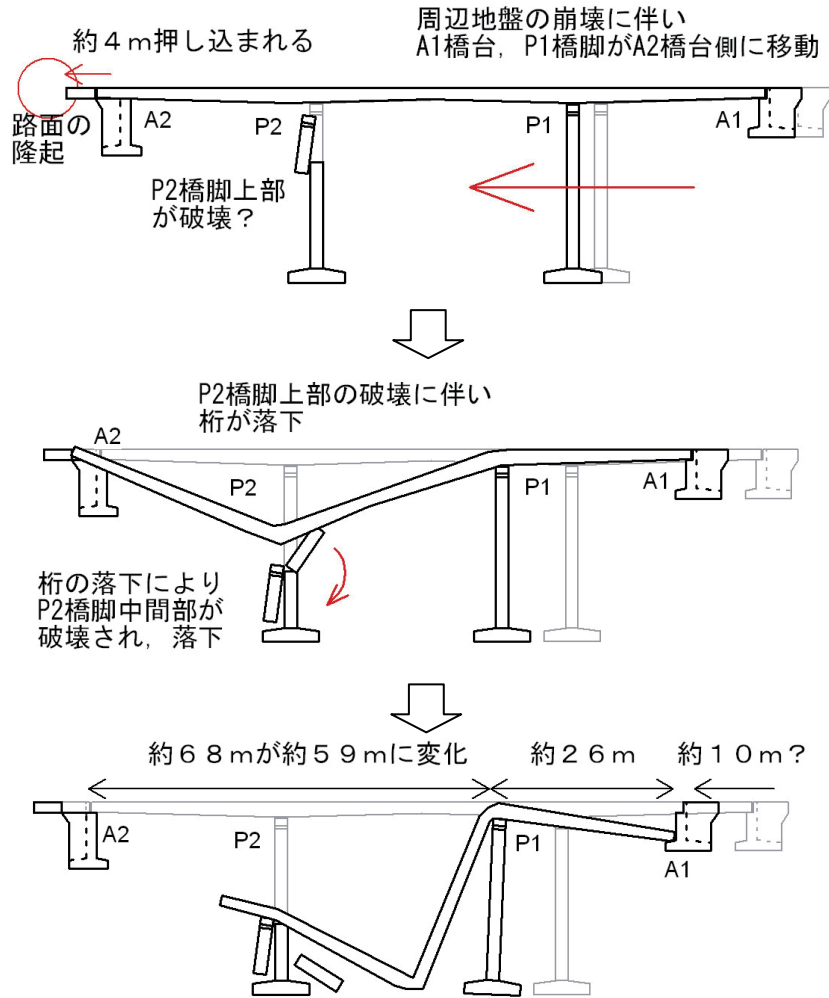


図-6.7 落橋までの挙動の推定 (平成20年6月時点)

6.2.2 国道398号

(1) 8号橋梁 尿前(しとまえ)溪谷橋

8号橋梁尿前溪谷橋は、橋長243m(支間長69.5m+102m+69.5m)の3径間連続PCラーメン箱桁橋(曲線橋)である(図-6.8~6.9、写真-6.25)。下部構造は、逆T式橋台及び壁式橋脚で、A1とP1は直接基礎、A2とP2は杭基礎でそれぞれ支持されており、支承はゴム支承である。

調査では、A1橋台付近で地山の崩落が生じており、P1及びP2橋脚が傾斜していることが確認された。また、A1橋台側の伸縮装置が損傷し段差が生じていた(写真-6.26)。

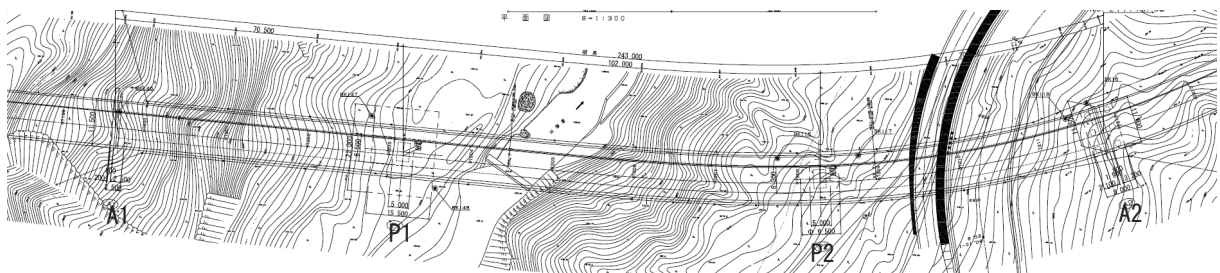


図-6.8 8号橋梁平面図

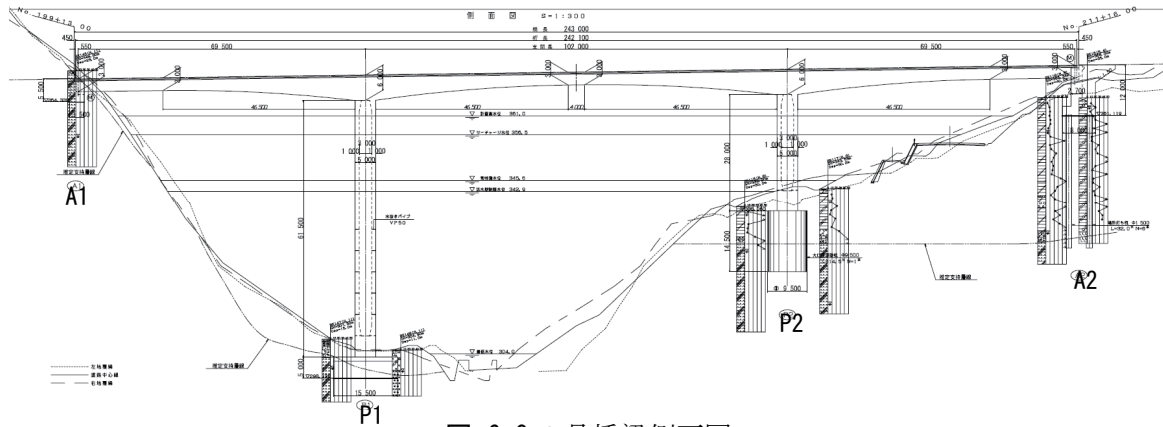


図-6.9 8号橋梁側面図



写真-6.25 8号橋梁 尿前溪谷橋



写真-6.26 伸縮装置の損傷

(2) 11号橋梁 蜂谷橋

11号橋梁蜂谷橋は、橋長 95.3m（支間長 29.0m+36.0m+29.0m）の3径間連続鋼板桁橋である（図-6.10）。下部構造は、逆T式橋台及び張出し式橋脚で、橋台は杭基礎、橋脚は直接基礎でそれぞれ支持されており、支承はゴム支承である。

A2橋台翼壁のひび割れや支承サイドブロックボルトのゆるみなどが生じていた。

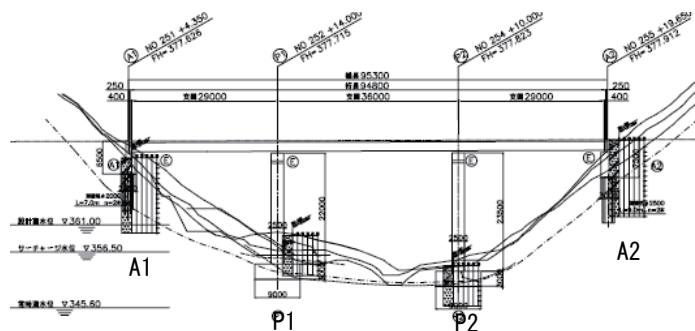


図-6.10 11号橋梁側面図

(3) 14号橋梁 ウスガ沢大橋

14号橋梁ウスガ沢大橋は、橋長 283.0m（支間長 62.1m+78.0m+78.0m+62.1m）の4径間連続鋼細幅箱桁橋である（図-6.11）。下部構造は、逆T式橋台及び張出し式橋脚で、杭基礎でそれぞれ支持されており、支承はゴム支承である。

伸縮装置の遊間詰まりやゴム支承の変形、橋台パラペットのひび割れなどが生じていた。

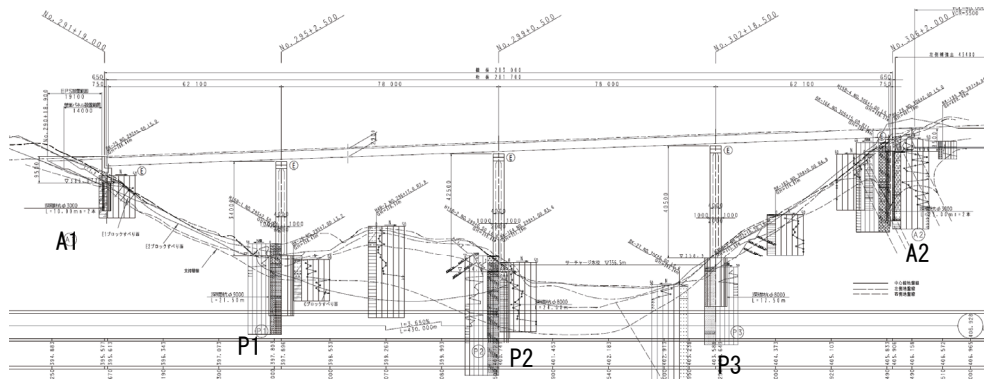


図-6.11 14号橋梁側面図

(4) 15号橋梁 谷子沢（やごさわ）大橋

15号橋梁谷子沢大橋は、橋長 295.0m（支間長 60.0m+95.0m+60.0m+45.0m+35.0m）の5径間連続PCラーメン箱桁橋（曲線橋）である（図-6.12～6.13、写真-6.27）。下部構造は、逆T式橋台及び壁式橋脚で、杭基礎でそれぞれ支持されており、支承はゴム支承である。

調査では、A2橋台の周辺などで地割れが生じており、橋脚がそれぞれ傾斜していることが確認された。また、橋台翼壁のひび割れや支承部の損傷なども確認された（写真-6.28～6.29）。

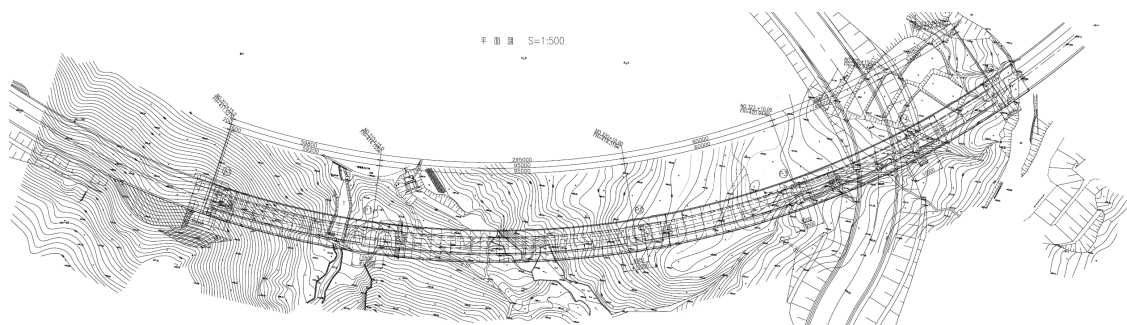


図-6.12 15号橋梁平面図

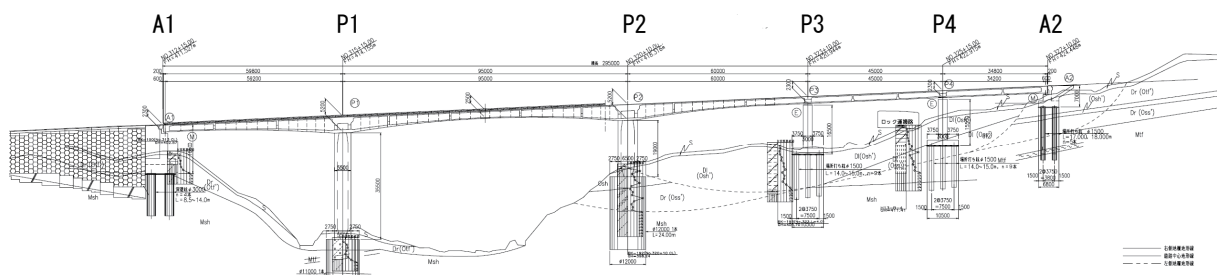


図-6.13 15号橋梁側面図



写真-6.27 15号橋梁 谷子沢大橋



写真-6.28 A1 橋台翼壁のひび割れ



写真-6.29 P4 落橋防止構造の損傷

(5) 17号橋梁 赤倉沢橋

17号橋梁赤倉沢橋は、橋長 148.0m (45.4m+56.0m+45.4m) の3径間連続鋼鈹桁橋である(図-6.14~6.15、写真-6.30)。下部構造は、逆T式橋台及び張出し式橋脚で、杭基礎でそれぞれ支持されており、支承はゴム支承である。

調査では、A2 橋台前面で大きな地割れが生じており、橋脚がそれぞれ傾斜していることが確認された(写真-6.31)。また、ゴム支承の変位や伸縮装置の損傷、P1及びP2橋脚付近で横構・対傾構の座屈変形なども確認された(写真-6.32~6.33)。

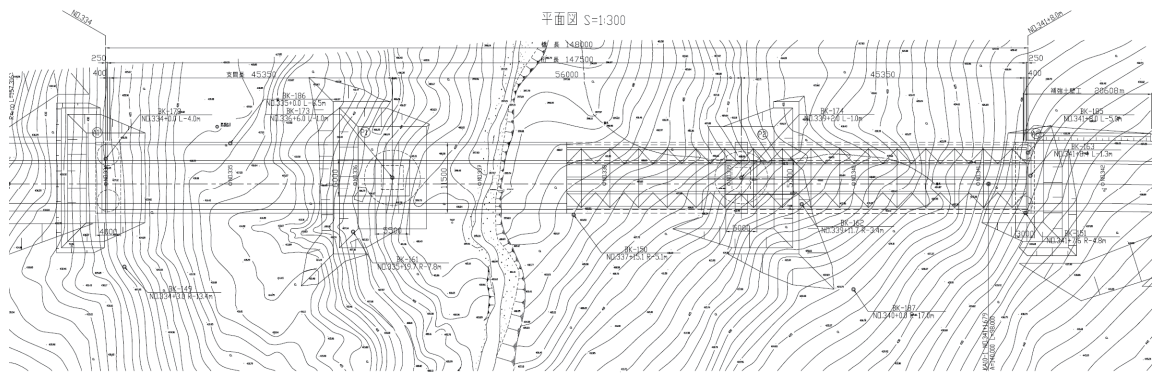


図-6.14 17号橋梁平面図

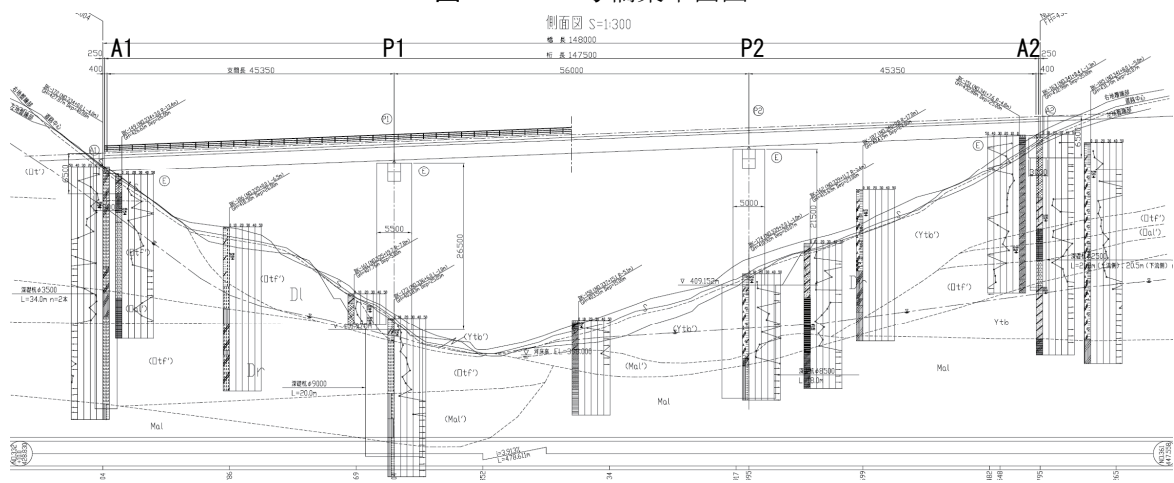


図-6.15 17号橋梁側面図



写真-6.30 17号橋梁赤倉沢橋



写真-6.31 A2橋台前面の地割れ



写真-6.32 A1橋台ゴム支承の変形



写真-6.33 横構・対傾構の座屈

(6) 尿前橋

尿前橋は、奥州市胆沢付近において河川を渡河する橋長 60.0m（支間長 17.4m+24.4m+17.4m）、幅員 6.0mの3径間鋼方杖ラーメン橋であり、1964年に竣工した（写真-6.34、図-6.16）。下部構造は、重力式橋台及び鋼管橋脚であり直接基礎でそれぞれ支持されている。

調査では、P1橋脚基部の変形などが確認された。損傷状況から、落石の衝突が原因と推定される（写真-6.36）。



写真-6.34 尿前橋

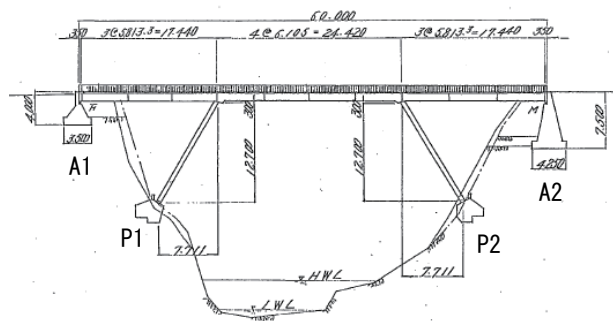


図-6.16 尿前橋側面図



写真-6.35 P1 橋脚の変形

6.2.1 県道及び市道

(1) 餅転橋

餅転橋は、奥州市衣川付近において真打川を渡河する橋長 85.0m（支間長 27.6m+27.6m+27.6m）、幅員 8.3mの単純 3 径間PCポステンT桁橋であり、1983 年に竣工した（図-6.17、写真-6.36）。下部構造は、逆T式橋台及びT型橋脚であり直接基礎でそれぞれ支持されている。

調査では、A2 橋台背面付近の路面が割れていること（写真-6.37）、A2 橋台及びP2 橋脚がA2 橋台側に傾斜しており、A2 橋台の傾斜角は約 5 度であったこと（写真-6.38）、A2 橋台側のPC桁の横桁にひび割れが生じたこと（写真-6.39）が確認された。

餅転橋近傍の田や真打川河床においては、地割れや段差が確認されており、こうした地盤変状によって影響を受けたと考えられる。

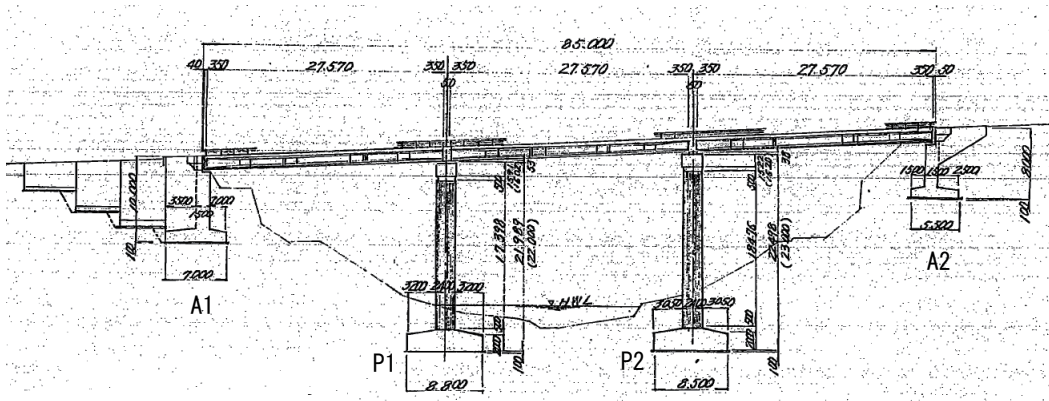


図-6.17 餅転橋側面図



写真-6.36 餅転橋



写真-6.37 A2 橋台背面付近の路面の割れ

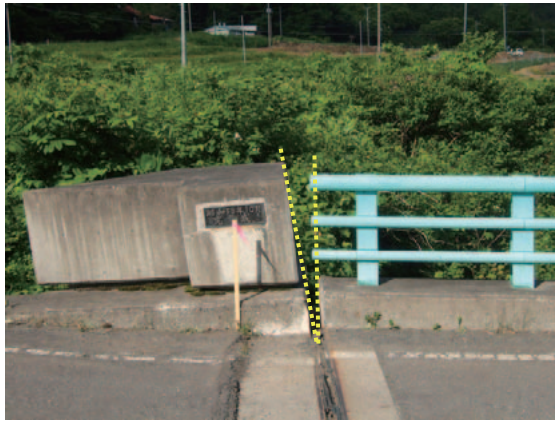


写真-6.38 A2 橋台の傾斜



写真-6.39 PC横桁のひび割れ

(2) 小アキトリ沢橋

小アキトリ沢橋は、奥州市道尿前槻木平線にかかる橋長 94.0m（支間長 27.6m+38.0m+27.6m）、幅員 10.2m（2車線）の3径間連続鋼非合成鈹桁橋であり、1999年に竣工した。下部構造は、逆T式橋台及び丸型橋脚であり直接基礎でそれぞれ支持されている。

調査では、A1 橋台支承部のサイドブロックボルトの脱落や支点上の垂直補剛材の変形などが確認された（写真-6.40）。



写真-6.40 A1 橋台支承部の損傷

(3) ニツ森橋

ニツ森橋は、一関市道鬼頭明通線にかかる橋長 98.1m（支間長 39.3m+57.3m）、幅員 8.2m（2車線）の2径間連続非合成鋼少数鈹桁橋であり、2006年に竣工した（写真-6.41）。下部構造は、逆T式橋台及び張出し式橋脚で、A1とP1は杭基礎、A2は直接基礎でそれぞれ支持されている。

調査では、A2 橋台付近で地山の崩落が生じており、A1 橋台側で桁の衝突や支承の損傷、伸縮装置部の段差などが確認された（写真-6.42～6.44）。



写真-6.41 ニツ森橋



写真-6.42 地山の崩落



写真-6.43 桁の衝突と支承部の損傷



写真-6.44 伸縮装置部の段差

(4) 鬼越大橋

鬼越大橋は、一関市道鬼頭明通線にかかる橋長 240.0m（支間長 46.7m+72.0m+72.0m+46.7m）、幅員 10.2m（2車線）の4径間連続PC波形鋼鈹ウェブ箱桁橋（曲線橋）であり、2007年に竣工した（写真-6.45）。下部構造は、逆T式橋台及び壁式橋脚で、P1とP2は直接基礎、A1とA2とP3は杭基礎でそれぞれ支持されている。

調査では、A1橋台の前面で地割れが生じており、支承部や伸縮装置の損傷、橋台背面部の沈下などが確認された（写真-6.46）。



写真-6.45 鬼越大橋



写真-6.46 A2橋台上部の損傷

(5) 青岩橋

青岩橋は、一関市道鬼頭明通線にかかる橋長 59.0m（支間長 29.1m+29.1m）、幅員 10.2m（2車線）の 2 径間連続非合成鋼鈹桁橋であり、1998 年に竣工した。下部構造は、逆T式橋台及び張出し式橋脚で、A1 とA2 は直接基礎、P1 は杭基礎でそれぞれ支持されている。

調査では、A1 橋台支承部の沓座コンクリートが破壊され、伸縮部で上部工との段差が確認された（写真-6.47～6.48）。また、A2 橋台支点上の垂直補剛材の変形や橋台堅壁のひび割れなども確認された。



写真-6.47 A1 支承沓座の破壊



写真-6.48 A1 胸壁天端と上部工との段差

(6) 槻木平（つきのきだいら）橋

槻木平橋は、一関市道鬼頭明通線にかかる橋長 40m、幅員 10.2mの単純コンクリート桁橋であり、1996 年に竣工した（写真-6.49）。

祭時大橋にはほど近く国道 342 号を跨いでいるが、調査では、支承部周辺のかぶりコンクリートの軽微な剥離、ゴムパッド支承の多少の変形、橋台前面護岸の割れのほか顕著な異常は確認されなかった（写真-6.50～6.51）。



写真-6.49 槻木平橋



写真-6.50 かぶりコンクリートの剥離



写真-6.51 槻木平橋と祭時大橋の位置関係（奥が祭時大橋）

6.3 まとめ

今回の地震では、地盤の変状に伴う橋脚・橋台の変位、橋台背面部の沈下、支承部や伸縮装置の損傷、桁端部の衝突やこれに伴う橋台パラペットのひび割れなど、既往の地震でも生じているような損傷が比較的多く見られた。一方で、祭時大橋のように、地すべりなど地盤の変状に伴う橋脚・橋台の変位による損傷が顕著にみられたことは、今回の地震被害の特徴であったと言える。

祭時大橋では、地盤と共に下部構造が大きく移動していることがその後の計測でも確認され、これが原因で橋脚の破壊と橋桁の落下という大きな被害に至ったものと推察できた。祭時大橋をはじめとする被災橋梁の復旧においては、橋梁全体の詳細調査に加え周辺地盤等の詳細調査や今後の対策等の検討が必要と考えられる。

7. 道路土工・斜面

7.1 概要

岩手・宮城内陸地震における道路土工・斜面の被害は岩手県、宮城県、秋田県の三県にまたがって報告されている。中でも震源付近の国道397号、342号、398号及び主要地方道花巻衣川線、同栗駒衣川線では主に斜面災害によって甚大な被害が生じ、これらの道路では地震から4ヶ月が経過した段階でも全面通行止めとなっている区間がある（表-7.1.1）。

斜面災害の大半は岩盤崩壊であり、落石被害も随所で見られた。一方で、表層崩壊が発生した箇所は少なかった。岩盤崩壊が多発した理由としては、当該地域では地質的に柱状節理が発達しやすかったためと考えられる。また、橋脚や橋台など構造物の周辺斜面での崩壊が構造物の安定性に影響を及ぼした例も見られた。

道路盛土の被害は限定的で比較的軽微だったものの、橋台取り付け部の道路盛土や、沢埋め部の盛土及び片切片盛区間の盛土部において、路面でのクラックや舗装面の段差などが生じ、一時的な通行規制を要するなどの被害が生じた。

また、道路擁壁についても擁壁の被害によって通行規制を要するような事例は確認されなかった。ただし、斜面上のコンクリート擁壁の被害事例に加えて、補強土擁壁においても、常時から変形が生じていたような箇所に変形が拡大した事例も散見された。

表-7.1.1 全面通行止め箇所一覧（平成20年10月20日現在）

県名	道路名	規制区間
岩手県	(国)397号	秋田県境～26.8km
	(国)342号	秋田県境～15.2km
	(国)342号	祭時大橋付近
	(主)花巻衣川線	衣川区小田～
	(主)栗駒衣川線	衣川区大原～餅転橋
宮城県	(国)398号	栗原市花山元沢松田～秋田県境
	(主)築館栗駒公園線	栗原市栗駒沼倉免沢～ 栗原市栗駒岩鏡平
	(一)岩入一迫線	花山字草木沢角間地内～大崎市境
	(一)岩入一迫線	大崎市鳴子温泉岩入地内
	(一)沼倉鳴子線	大崎市鳴子温泉鬼首字岩入り地内
秋田県	(国)398号	栗駒神水より宮城県側
	(県)40号	山内三又～岩井川

*国土交通省東北地方整備局、岩手県、宮城県、秋田県のHPより

7.2 現地調査

現地調査は、被害が顕著だった震源付近の国道397、342、398号及び主要地方道を中心として、平成20年6月17～19日（道路斜面、道路盛土）及び8月18～19日（道路擁壁）の計2回実施した。調査箇所を図-7.2.1に示す。ただし、震源付近において平成20年10月20日現在でも通行止めとなっている区間は未調査である。

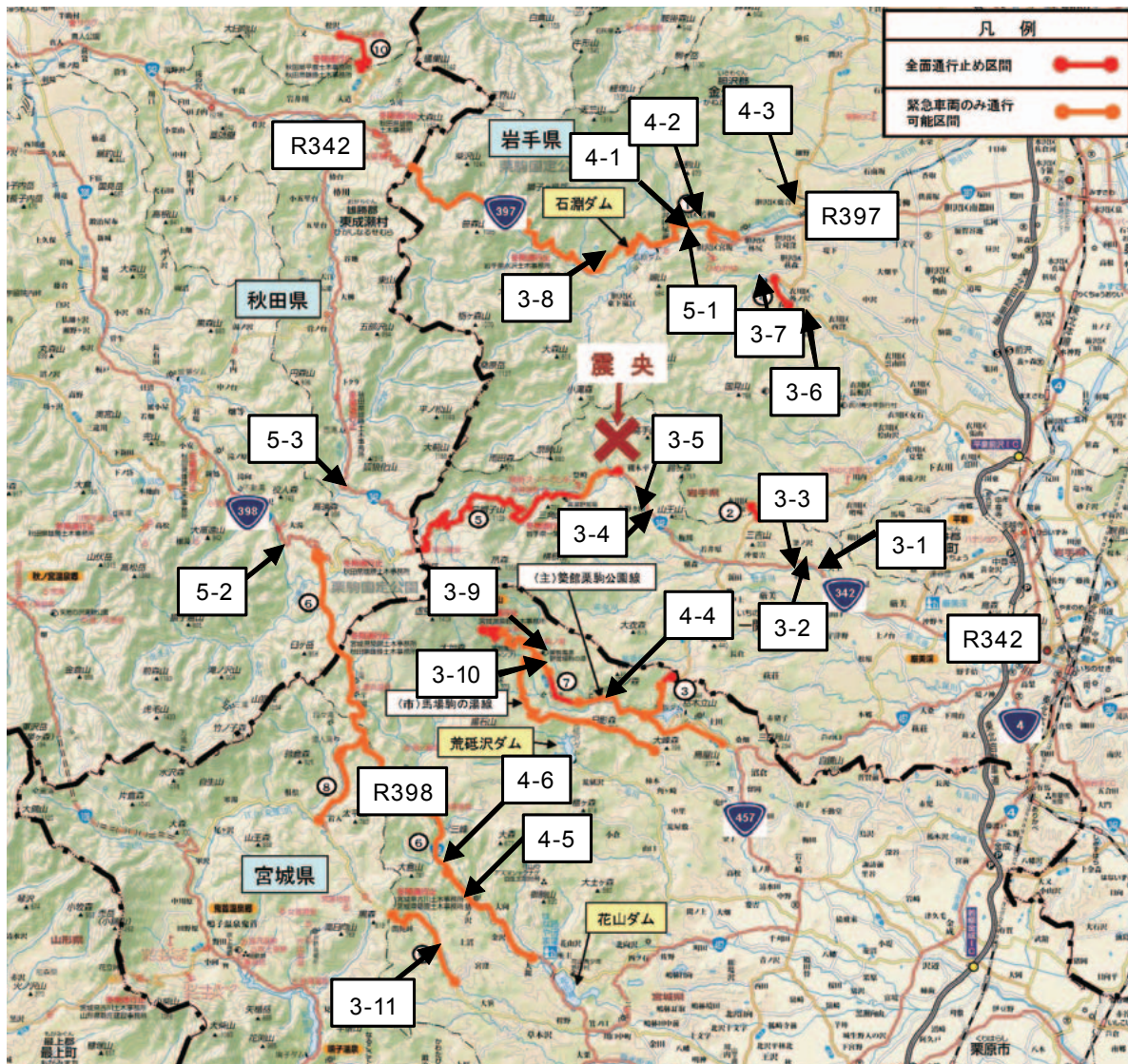


図-7.2.1 調査箇所(国土交通省 東北地方整備局 平成20年9月19日 道路通行規制情報に加筆。

[http://www.thr.mlit.go.jp/road/H20iwate_miyagi_nairikujisin/\(080919_1700\)iwate_miyagi_nairikujisin_dourohisaijyoukyou.pdf](http://www.thr.mlit.go.jp/road/H20iwate_miyagi_nairikujisin/(080919_1700)iwate_miyagi_nairikujisin_dourohisaijyoukyou.pdf)

7.3 道路斜面の被害

7.3.1 道路斜面の主な被害箇所

(1) 国道 342 号 一関市巖美町天王～下真坂 吹付のり面と隣接する自然斜面の岩盤崩壊 (図-7.2.1 中、3-1)

図-7.2.1 中の被害箇所 3-1 において、吹付のり面および隣接する自然斜面で岩盤崩壊が発生した。崩壊規模は幅 50m、高さ 25m で、調査時には道路上の岩塊は撤去されていた。しかし、吹付のり面部分の斜面上には、図-7.3.1(a)に示すように最大径 2m 程度の岩塊が不安定な状態で多数残存していた。また、吹き付けのり面に隣接する自然斜面で発生した岩盤崩壊の状況を図-7.3.1(b)を示す。



(a) 吹付のり面の状況



(b) 自然斜面の状況

図-7.3.1 一関市巖美町天王～下真坂 吹付のり面および自然斜面の岩盤崩壊

(2) 国道 342 号 一関市巖美町天王～下真坂 ブロック積擁壁上方斜面の表層崩壊 (図-7.2.1 中、3-2)

図-7.2.1 中、被害箇所 3-2 において幅 50m、高さ 15m 程度の規模で表層崩壊が発生した。表層崩壊は高さ 3m 程度のブロック積擁壁上方の斜面で発生した。ブロック積み擁壁の上方には、高さ 1m の落石防護柵が設置されていたが、図-7.3.2 に示すように落石防護柵およびブロック積擁壁は表層崩壊土砂によって倒壊した。なお、調査時点で崩壊土砂は撤去されており、道路通行上の支障は無かった。

(3) 国道 342 号 一関市巖美町天王～下真坂 ブロック積擁壁上方斜面の岩盤崩壊 (図-7.2.1 中、3-3)

図-7.2.1 中、被害箇所 3-3 において、高さ 3m 程度のブロック積み擁壁上方の斜面で幅 50m、高さ 25m 程度の規模の岩盤崩壊が発生した。この区間では図-7.3.3(a)に示すように崩壊面は岩盤で、崩壊岩塊が道路を完全に閉塞した。調査時点で、仮復旧道路が堆積した崩壊岩塊の上に構築されていたが (図-7.3.3(b))、崩壊面及び崩壊面上方の背後斜面には最大径 3m 程度の岩塊が不安定な状態で多数残存していた。



図-7.3.2 一関市巖美町天王～下真坂 ブロック積擁壁上方斜面の表層崩壊



(a) 斜面全景（斜め側方から）

(b) 崩壊岩塊上に構築された仮復旧道路

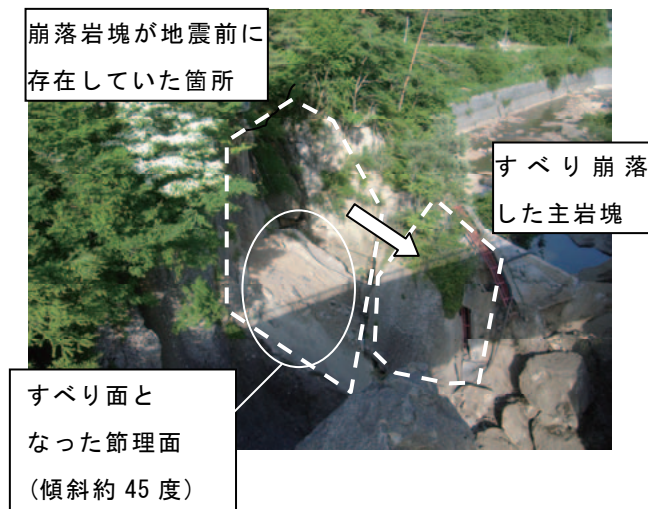
図-7.3.3 一関市巖美町天王～下真坂 ブロック積擁壁上方斜面の岩盤崩壊

(4) 国道 342 号旧道 一関市巖美町板川 矢櫃ダム直下流の岩盤崩壊（図-7.2.1 中、3-4）

図-7.2.1 に示した被害箇所 3-4 に位置する矢櫃ダム下流の旧道路橋（旧昇仙橋、地震時は人道橋として供用）では、左右兩岸の橋台直下の岩盤が崩壊し落橋が生じた。兩岸で被害の程度を比較すると、図-7.3.4(a)に示した左岸側の崩壊の方が同図(b)に示した右岸側と比較すると大規模で、幅 5m、高さ 20m、厚さ 5m程度の岩塊が、傾斜 45° 程度の節理面に沿ってすべり崩落していた。

(5) 国道 342 号 一関市巖美町板川 矢櫃ダム直上流の岩盤崩壊（図-7.2.1 中、3-5）

図-7.2.1 に示した被害箇所 3-5 では、大規模な岩盤崩壊により道路の閉塞が生じた。調査時には図-7.3.5 に示すように、斜面上に最大径 10m程度の岩塊が不安定な状態で多数残存していた。



(a) 左岸側の岩盤崩壊



(b) 右岸側の岩盤崩壊

図-7.3.4 一関市巖美町板川 矢櫃ダム直下流の旧昇仙橋 橋台直下の岩盤崩壊



図-7.3.5 一関市巖美町板川 矢櫃ダム直上流の岩盤崩壊

(6) 県道 37 号 奥州市衣川区小田 落石 (図-7.2.1 中、3-6)

図-7.2.1 に示した被害箇所 3-6 では、高さ約 12m の斜面から最大径 1.5m の岩塊が道路へと落下する落石被害が生じた。図-7.3.6(a) に示すように、落石発生箇所の隣接斜面には擁壁および落石防護柵が設置されていたが、落石箇所には設置されていなかった。道路上の落石は調査時点で図-7.3.6(b) に示すように道路脇へ撤去されており、路面に顕著な損傷は無かった。



(a) 落石現場

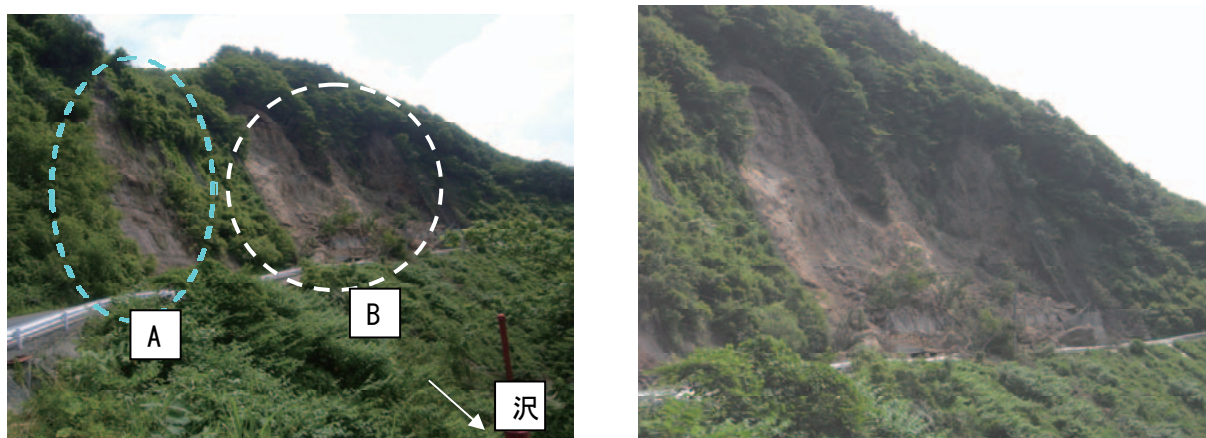
(b) 道路脇に撤去された落石

図-7.3.6 奥州市衣川区小田 落石

(7) 県道 37 号 奥州市衣川区大平 岩盤崩壊 (図-7.2.1 中、3-7)

図 7-2-1 に示した被害箇所 3-7 では、高さ約 55m、延長約 100m の範囲で大規模な岩盤崩壊が発生した(図-7.3.7(a))。同図で左側の崩壊 (A 部) は崩壊高さが 35m 程度と比較的小規模であり、崩壊した岩塊の径は最大 1.5m 程度で落石防護ネットの裏を通り道路に到達した。

同図(a)に示した右側の崩壊 (B 部) は、同図(b)に示すように崩落高さが約 55m、岩塊の最大径が約 8m 程度と A 部と比較して大規模だった。崩壊斜面下部に設置されていた落石防護柵及び擁壁の一部は、崩壊岩等の衝突によって倒壊した (図-7.3.7(c)、(d))。調査時点では斜面上には不安定岩塊が多数残存していた上に、斜面上部の岩盤には開口亀裂が多数発達しており、不安定な状態だった。



(a) 崩壊箇所の全景

(b) 同図(a)、B 部の崩壊

図-7.3.7(1) 奥州市衣川区大平 岩盤崩壊



(c) 倒壊した擁壁



(d) 崩落した最大岩塊

図-7.3.7(2) 奥州市衣川区大平 岩盤崩壊

(8) 国道 397 号 奥州市胆沢区谷子沢 土砂崩壊 (図-7.2.1 中、3-8)

図-7.2.1 中に示した被害箇所 3-8 では、図-7.3.8(a)に示すように大規模な土砂崩壊が発生し、道路上に 4~5m 程度もの崩壊土砂が堆積して道路の閉塞が生じた。崩壊高さは約 20m、幅は約 50m の範囲で、図-7.3.8(b)に示すように腰掛状の断面形状で発生した。また、図-7.3.8(c)に示すように、崩壊土砂の上部では滑落崖の存在が比較的明瞭に確認された。現場付近の気象庁観測点(若柳、衣川、湯田、金ヶ崎、江刺、北上、一関)では降雨が 6 月 6 日以降観測されなかったが、図-7.3.8(d)に示す様に崩壊土砂は水分を多く含んでいた。近傍の斜面では湧水が確認された事から、一帯の斜面は自然含水比が高く、地震により泥流化して崩壊したものと推測される。



(a) 道路を閉塞した崩壊土砂

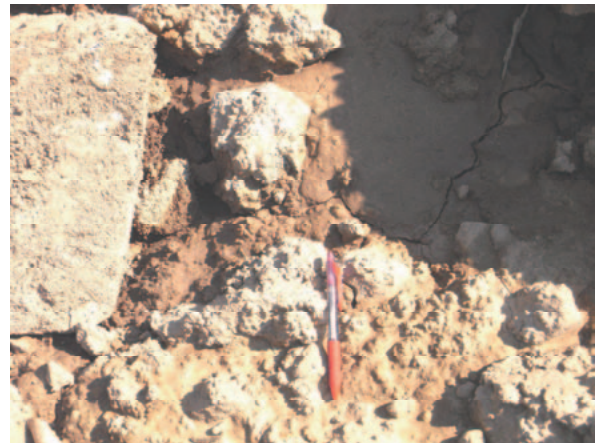


(b) 崩壊箇所上部

図-7.3.8(1) 奥州市胆沢区谷子沢 土砂崩壊



(c) 滑落崖

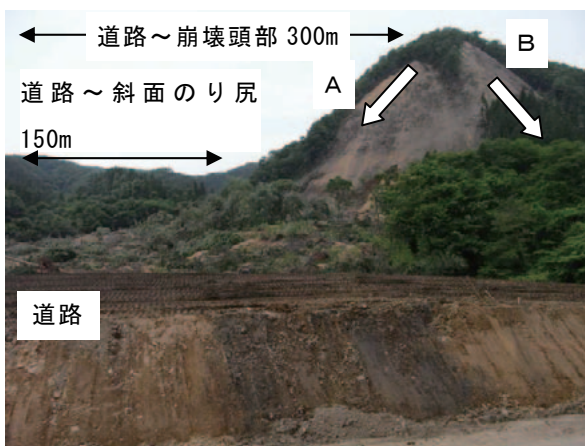


(d) 水分を含んだ崩壊土砂

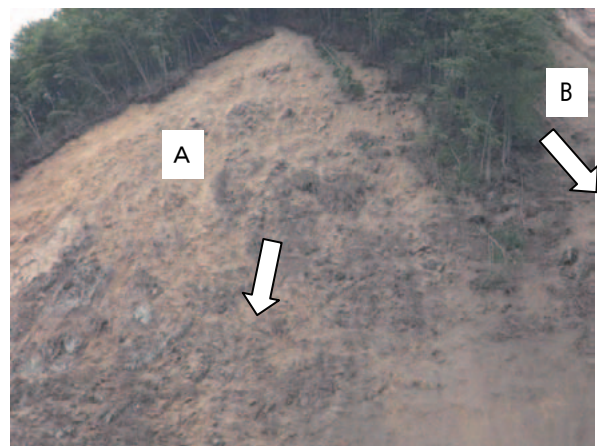
図-7.3.8(2) 奥州市胆沢区谷子沢 土砂崩壊

(9) 県道 42 号 栗原市沼倉栗駒放森 表層崩壊 (図-7.2.1 中、3-9)

図-7.2.1 中に示した被害箇所 3-9 では、山腹の急斜面で大規模な表層崩壊が発生し、道路の閉塞が生じた。図-7.3.9(a)に示したように、道路から崩壊頭部までの高低差は約 120m で、道路から崩壊頭部までは約 300m、斜面下端までは約 150m もの水平距離があった。しかし、主崩壊 (図-7.3.9(a)、A 部) の土砂は斜面下の平坦地に堆積し、道路にまで到達した。調査時には崩壊土砂は 1 車線分が撤去されていた。また、側方の崩壊土砂 (図-7.3.9(a)、B 部) は斜面中腹に残存していた。



(a) 山腹の大規模な表層崩壊



(b) 主崩壊の頭部付近

図-7.3.9 栗原市沼倉栗駒放森 表層崩壊

(10) 県道 42 号 栗原市沼倉栗駒放森 土砂崩壊および落石 (図-7.2.1 中、3-10)

図-7.2.1 中に示した被害箇所 3-10 では、ロックシェッド上の斜面で岩塊混じりの土砂崩壊が発生した。図-7.3.10(a)に示したように崩壊土砂はロックシェッド上に堆積したが、ロックシェッド自体には変状が見られなかった。崩壊土砂の一部は道路と平行に流れていた川まで到達した (図-7.3.10(b))。また、ロックシェッドに隣接して建設されていたのり枠は、上方の自然斜面で発生した落石を伴う土砂崩壊によって、一部損傷した (図-

7.3.10(c)、(d))。図-7.3.10(e)に示すように、道路脇に残存していた落石の最大径は約1.8mで、道路に到達した落石によるガードレールの損傷も確認された(図-7.3.10(f))。そのほか、近傍の斜面においては表層の剥離が見られ、不安定な状態だった。



(a) 崩壊箇所の全景



(b) 川に到達した崩壊土砂



(c) 落石を伴う土砂崩壊が発生した斜面



(d) のり枠の損傷

図-7.3.10(1) 栗原市沼倉栗駒放森 土砂崩壊および落石



(e) 最大径約 1.8mの落石



(f) ガードレールの損傷

図-7.3.10(2) 栗原市沼倉栗駒放森 土砂崩壊および落石

(11) 国道 398 号 栗原市花山本沢松ノ原～箕ノ口 岩盤崩壊 (図-7.2.1 中、3-11)

図-7.2.1 に示した被害箇所 3-11 では、幅 60m、高さ 30m の範囲で岩盤崩壊が発生し、崩落した土砂と岩塊により道路の閉塞が生じた (図-7.3.11(a))。調査時点で道路部分の崩壊岩塊等は撤去されていたが、崩壊斜面上には最大径 3m 程度の岩塊が不安定な状態で多数残存していた。図-7.3.11(b)、(c) に示すように、崩壊面上方の背後斜面には亀裂に雨水が侵入するのを防ぐ為に、応急的にブルーシートが敷設されていた。



(a) 斜面全景 (斜め側方から)

ブルーシートによる養生



(b) 崩壊発生斜面 (正面から)

図-7.3.11(1) 栗原市花山本沢松ノ原～箕ノ口 岩盤崩壊



(c) 斜面上に残存する不安定岩塊

図-7.3.11(2) 栗原市花山本沢松ノ原～箕ノ口 岩盤崩壊

7.3.2 道路斜面の被害に関するまとめ

岩手・宮城内陸地震に伴い実施した国道342号・397号・398号を中心とする道路斜面災害に関する現地調査の結果は以下の通りである。

- ・調査箇所道路斜面崩壊の大半は岩盤崩壊であり、次いで落石が多く、表層崩壊の発生箇所は少なかった。
- ・当該地域の地質は新第三紀中新世～鮮新世の火山岩・火砕岩（凝灰岩、凝灰角礫岩）・堆積岩、ないし第四紀の火山岩・火砕岩（栗駒火山、焼石岳周辺）を主体とする（第2章参照）。この時代の火砕岩や堆積岩は亀裂が比較的広い間隔で生じやすい。また、火山岩や溶結凝灰岩は冷却に伴う柱状節理が発達しやすい。これらの亀裂が今回の地震での岩盤崩壊の素因と考えられる。
- ・岩盤崩壊が発生した斜面上には不安定な岩塊が多数残存していた。これらは余震時や降雨時などに再崩壊の危険性がある。
- ・擁壁、のり枠などの対策工施工箇所の大部分は無被害であった。しかし、岩盤崩壊箇所のように大規模な崩壊箇所では擁壁やのり枠が損壊したほか、落石がのり枠を直撃して軽微な破損や変状が確認された事例もあった。
- ・橋脚や橋台など構造物の周辺斜面が崩壊あるいは変状した箇所が一部で見られた。このような箇所では、斜面の変状が構造物の安全性に影響を及ぼした可能性がある。

7.4 道路盛土の被害

7.4.1 道路盛土の主な被害箇所

(1) 国道397号 胆沢トンネル西軽量土盛土 (図7-2-1中、4-1)

図-7.2.1に示す被害箇所4-1に位置する国道397号線、胆沢トンネルの西側に建設されていた盛土高さ約10 mの軽量土盛土（気泡混合土）が被災し、切盛境の路面においてクラック、20 cm程度の段差が生じた（図-7.4.1）。しかし、壁面工には目立った変状は認められなかった。なお、切土斜面にはロックボルト併用ののり枠が施工されており、のり枠自体に目立った損傷は認められなかったが、のり枠上方で斜面崩壊が発生していた（図-7.4.2）。



図-7.4.1 軽量盛土における路面のクラック、段差



図-7.4.2 軽量盛土箇所、切土斜面の崩壊

(2) 国道397号取付け道路盛土 (図7-2-1中、4-2)

国道397号取付け道路の盛土高さ約30～35mの沢部を埋めた高盛土で、切盛境の路面においてクラック、20cm程度の段差が生じた（図-7.4.3）。詳細な調査が必要と考えられるが、のり面には目立った変状は認められなかった。2004年新潟県中越地震や2007年能登半島地震では沢埋めの高盛土の崩壊が目立ったが、調査した範囲では、本事例のように比較的軽微な損傷にとどまっていた。なお、隣接する望み大橋の取付け盛土では、路肩に沈下が見られるが、路面には目立った変状は認められなかった。

(3) 主要地方道 花巻衣川線 奥州市胆沢区下鹿合盛土 (図7-2-1中、4-3)

図-7.2.1中に被害箇所4-3で示した奥州市胆沢区下鹿合において、沢と平行に建設されていた盛土高さ約5～10mの片盛土で、路面にクラックや30cm程度の段差が生じた（図-7.4.4）。沢と平行して建設されていた為、盛土内部に沢からの水が浸透した可能性が考えられる。



図-7.4.3 国道397号取付け道路の高盛土に生じたクラックとのり面の状況

(4) 主要地方道 築館栗駒公園線 栗原市栗駒 (図7-2-1中、4-4)

図-7.2.1中に被害箇所4-4で示した主要地方道築館栗駒公園線、栗原市栗駒において、小規模な沢地形を埋めて片盛土で建設された道路盛土が被災し、盛土と地山の境界部付近で比較的規模の大きなクラック、最大で20cm程度の段差が生じた (図-7.4.5)。



図-7.4.4 花巻衣川線、沢と平行に建設されていた盛土の被害



図-7.4.5 築館栗駒公園線、沢埋め盛土の被害

(5) 国道398号線 花山地区岩ノ目沢橋取り付け盛土 (図7-2-1中、4-5)

図-7.2.1中に被害箇所4-5で示した国道398号の花山地区岩ノ目沢橋付近の盛土高さ5～10mの取り付け盛土が被災し、取り付け部の路面にクラック、段差、水平変位が生じた。盛土下部は石積みの護岸工で、顕著な変状は無かった (図-7.4.6)。

(6) 国道398号線 花山地区 栗原市松ノ原 (図7-2-1中、4-6)

図-7.2.1中に被害箇所4-6で示した国道398号線、栗原市松ノ原に建設されていた盛土高さ5m程度の腹付け盛土が被災し、片側一車線の範囲で路面にクラック、段差が生じた (図-7.4.7)。



図-7.4.6 花山地区岩ノ目沢橋取り付け盛土の被害



図-7.4.7 栗原市松ノ原における腹付け盛土の被害

7.4.2 道路盛土に関する被害のまとめ

- ・道路盛土の被害は、その多くが片切り片盛部の路肩側や、橋台取り付け部で生じており、従来の地震被害と同様の傾向であった。その被害はいずれも限定的で大規模な崩壊に至った事例は無かった。
- ・また、沢部を埋めて建設された盛土でも路面に変状が見られる程度で被害は限定的であった。
- ・腹付け部や片切り片盛部の路肩側車線に生じた被害は、路面の沈下、段差、舗装の損傷等であり、応急復旧により速やかに車両の通行が確保されていた。
- ・橋台取り付け部の盛土では、沈下による段差と、路肩側での変位が生じた事による舗装の損傷が見られた。
- ・今回の地震による道路盛土の損傷が限定的であった要因としては、道路盛土に作用した地震動の周期特性の影響、及び被災地域における降雨が地震発生前の一週間程度殆どなかった事による影響が考えられる。これらの因果関係について今後詳細な検討が望まれる。

7.5 道路擁壁の被害

7.5.1 道路擁壁の主な被害箇所

(1) 国道397号線 馬留大橋 橋台取り付け部テールアルメ補強土壁 (図-7.2.1中、5-1)

図-7.2.1中に被害箇所5-1として示した国道397号線、焼石トンネル東部の馬留大橋で、橋台取り付け部のテールアルメ補強土壁に、図-7.5.1に示すように、壁面が傾斜する被害が生じた。壁面の高さは1.5～8m程度で、壁面パネルが最大で約12度傾斜し、それに伴い補強土壁頭部のL型コンクリートブロックの傾斜、路面の段差が生じた。

また、図-7.5.2に示すように、壁面と支持地盤との間にも相対変位が生じており、図-7.5.1に示したように、排水側溝にも変状が生じた事と併せて考えると、擁壁下の支持地盤も斜面方向に変位した可能性も考えられる。

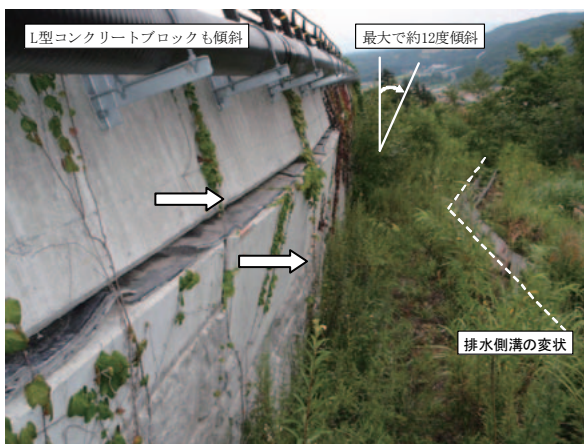


図-7.5.1 馬留大橋 テールアルメ擁壁の被害



図-7.5.2 馬留大橋 支持地盤と壁面との間の相対変位

(2) 国道398号線 朴の木橋 橋台取り付け部テールアルメ補強土壁 (図-7.2.1中、5-2)

図-7.2.1中に被害箇所5-2として示した、国道398号線の小湯の沢線付近に位置する朴の木橋の橋台取り付け盛土を支持していたテールアルメ補強土擁壁が被災し、取り付け部で路面の沈下が生じた。この擁壁には地震前から壁面の変位が生じており、これを抑止するために既設のテールアルメ壁の前面にタイロッド併用の親杭横矢板工法により壁面を構築し、その背面を軽量土によって埋め戻す補強工が施工中だった (図-7.5.3)。二本のタイロッドの仮緊張を行った段階で擁壁は被災し、タイロッド施工箇所も含めて壁面の変位量が増大した。

図-7.5.3中A部においても図-7.5.4に示すように壁面パネルが傾斜しており、内部盛土材がはらみ出していた。はらみ出した盛土材の内、壁面パネルの背面に施工されていた背面フィルター層は同図に示すように透水性の高い礫材料だったが、盛土材料には難透水性の細粒分を多く含んだ材料も観察された。壁面工からも湧水が見られており、地山からの浸透水により盛土内の含水比が高かった可能性が考えられる。なお、傾斜した壁面パネルの内部を観察した限り、図-7.5.5に示すように壁面パネルとストリップの連結部での破損は生じていなかった。

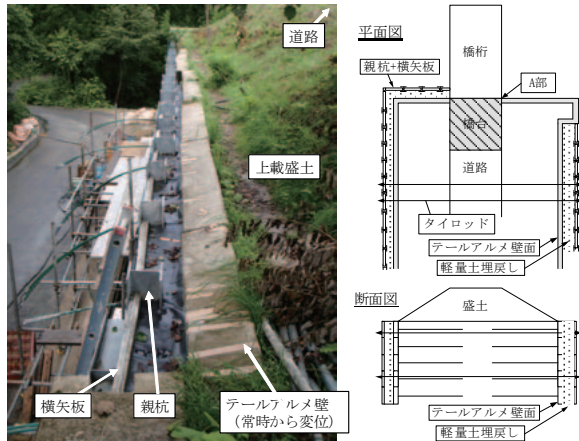


図-7.5.3 国道 398 号線 朴の木橋 橋台
取り付け盛土を支持したテール
アルメ壁



図-7.5.4 国道 398 号線 テールアルメ
壁の傾斜とはらみ出した背後
アルメ壁



図-7.5.5 国道 398 号線 壁面パネル背
後のストリップの露出

(3) 国道342号線 秋田県雄勝郡東成瀬村付近 (図-7.2.1中、5-3)

図-7.2.1中で被害箇所5-3として示した雄勝郡東成瀬村付近で、山岳道路の片切片盛区間の盛土部を支持するテールアルメ壁（壁高5～11m程度）が谷側に変位し、延長約300mに渡り路面に段差が生じた（図-7.5.6）。図-7.5.7に示すように、壁面パネルの傾斜は上部において顕著で、傾斜した壁面の下部からはフィルター材と盛土材料が流出していた。図-7.5.8に示したようにフィルター材料は透水性の良い礫質土だったが、裏込め土には難透水性の細粒分を多く含んだ材料も確認された。

図-7.5.9に示すように、山側の集水弁に集めた水を排水する暗渠が盛土内に設置されていたが、集水弁に到達する前に排水側溝の継手部から盛土内部に水が侵入した形跡もある。また、山側の切土のり面には井桁組擁壁が施工されており、井桁組擁壁から地山からの水の流出が確認できた。これらのことから、当該箇所は切土部からの流水や地山からの浸透

水が多く、盛土内に水が浸入していた可能性が考えられる。なお、当該区間の舗装面には常時の変形に対する補修履歴も確認された。



図-7.5.6 国道 342 号線 成瀬村付近におけるテールアルメ壁の被害（路面の被害）



図-7.5.7 国道 342 号線 成瀬村付近におけるテールアルメ壁の被害（壁面の傾斜）



図-7.5.8 はらみ出した難透水性の盛土材と背面の排水材

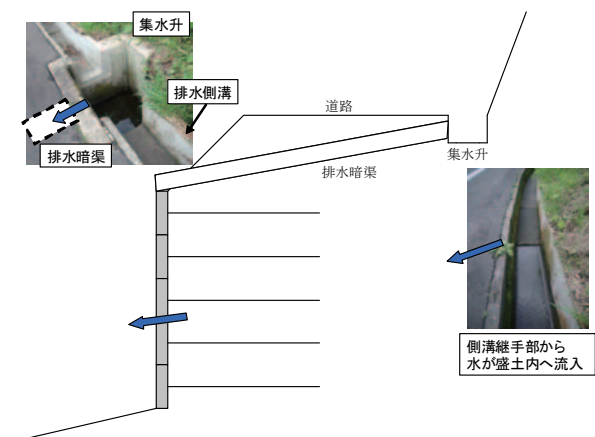


図-7.5.9 側溝からの盛土内への雨水の流入

(4) 国道342号線 宮城県境付近 重力式擁壁（図-7.2.1中、5-4）

図-7.2.1中に被害箇所5-4として示した国道342号線、雄勝郡東成瀬村付近で2箇所、総延長で約70mに渡って重力式擁壁が被災して路面に段差が生じた（図-7.5.10、図-7.5.11）。擁壁の高さは約3～4.5m程度で、擁壁は30度程度の斜面上に建設されていた。擁壁の高さは比較的良かったものの傾斜地盤上の擁壁である事から、支持力が十分でなかった可能性が考えられ、詳細な検討が必要である。



図-7.5.10 国道 342 号線宮城県境付近の重力式擁壁の被害



図-7.5.11 国道 342 号線宮城県境付近の重力式擁壁の被害（壁面の傾斜）

7.5.2 まとめ

今回の調査で確認された道路擁壁の被害の傾向は以下の通りである。

- ・今回調査を行った範囲では、平地部の道路擁壁が被害を受けた事例は無かった。
- ・一方で、斜面地盤上の擁壁に関しては、道路斜面の崩壊に巻き込まれて被災した事例を除けば、倒壊に至るような被害は生じなかった。山岳部の道路橋において、橋台取り付け部の道路擁壁が変位することで背後地盤が沈下して、取り付け部の路面に段差が生じる被害が見られたが、道路の通行機能への影響は限定的であった。
- ・補強土壁にも擁壁の変位や路面沈下等の被害が生じた。特に、常時から擁壁の変形が報告された箇所では、地震によってその変位がさらに拡大した箇所があった。これらの箇所では、裏込め材料に比較的透水性の低い材料も観察されたこと、また、壁面や周辺地山に水の存在が認められたことから、盛土内への水の浸透が被害に影響した可能性があり、今後の検討が必要である。

7.6 道路土工・斜面の被害のまとめ

岩手・宮城内陸地震は山岳部を震源とする大地震で、山岳部の道路被害が甚大だった。その中でも、国道398、397、342号及び幾つかの主要地方道を中心として、大規模な道路斜面の崩壊が発生し、震後4ヶ月を経ても全面通行止め箇所が存在するような、甚大な被害が生じた。

一方で、道路盛土は全体的に被害が軽微で、大規模な崩壊に至ったような箇所は無かった。被害が生じていたのは切盛り境界部や橋台取り付け部の盛土部などで、路面にクラックや段差などの限定的な被害だった。また、沢埋め盛土やのり尻に水田が存在するなど、盛土内部への浸透水の影響があったと推測される箇所で被害が発生した傾向が強かった。

道路擁壁でも長期間の通行止めを要する規模の被害は無く、被害は軽微だった。しかし、支持地盤が急勾配な斜面の場合は、擁壁の変位に伴う路面段差やクラックが生じた事例もあった。また、常時から変位が生じていたような箇所では、耐震性が高い補強土擁壁でも、地震によってその変位が更に増大する場合もあった。その様な箇所では、盛土材料として比較的透水性の低い材料が使用されていた、排水対策が十分でなかった等の傾向が共通して確認された。

これらの道路斜面、道路土工についての被害形態から、斜面災害のリスクを事前にかつ適切に評価できる技術の開発及びハザードマップの活用や、盛土内部あるいは擁壁背面地盤の排水工を適切に施工する事の重要性が示唆される。

8. 建築物

8.1 概要

建築物を中心とした被害から今後の地震対策に生かすべき教訓を得るべく、国土交通省国土技術政策総合研究所と独立行政法人建築研究所が連携して、平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震（以下本章では単に「岩手・宮城内陸地震」と略記する）の発生直後から、宮城県栗原市、大崎市、岩手県一関市などにおいて、職員を順次派遣して現地調査を実施した。

本章では、別途まとめた建築物に関する調査報告¹⁾より、被害一般、余震観測等、非構造部材、免震部材及び各種地震応答解析による検討について、概要を報告する。

8.2 被害一般及び初動調査

8.2.1 被害一般

(1) 住家の被害状況²⁾

岩手・宮城内陸地震による住家の被害状況として、消防庁発表によるものを表-8.2.1に示す。表中岩手県及び宮城県については、各市町村の規模を把握する際の参考として、各市町村の世帯数^{3)、4)}を併記した（岩手県は2008年7月、宮城県は同年6月現在のデータを使用）。宮城県栗原市の被害が多い。地震によるとされる火災は、建物火災が4件で、危険物及びその他の火災は報告されていない。

(2) 被災建築物の応急危険度判定の状況⁵⁾

岩手・宮城内陸地震による被害状況の把握の一環として、岩手県及び宮城県においては、国土交通省地方整備局（東北、関東、北陸）の支援を受け、県・市の各自治体及び建築関係団体の判定士による応急危険度判定が実施された。6月14日から20日までに調査対象となった4043棟の判定結果を表-8.2.2に示す。表-8.2.1と同様に、世帯数を併記している。

(3) 被災宅地危険度判定の状況⁵⁾

岩手・宮城内陸地震による被害状況の把握の一環として、岩手県及び宮城県においては、被災宅地危険度判定を実施した。国土交通省は、被災状況調査の支援として、現地に職員1名を派遣している。6月18日から20日までに調査対象となった378棟の判定結果を表-8.2.3に示す。表-8.2.1と同様に、世帯数を併記している。

表-8.2.1 岩手・宮城内陸地震による住家の被害

県	市町村	世帯数	住家被害			
			全壊	半壊	一部破損	建物火災
岩手県	花巻市	35,521			3	
	北上市	33,610			3	
	一関市	42,230	1	2	145	
	奥州市	43,118		2	204	2
	金ヶ崎町	5,506			25	
	平泉町	2,608			7	
	西和賀町	2,511			6	
	合計		1	4	393	2
宮城県	仙台市	446,217			10	1
	石巻市	60,152			1	
	登米市	26,428			8	
	栗原市	24,709	26	90	886	
	大崎市	46,588	1	1	54	
	美里町	8,363		2	17	
	合計		27	93	976	1
秋田県	横手市				1	
	湯沢市			1	8	1
	大仙市				1	
	合計			1	10	1
山形県	山形市				1	
合計			28	98	1380	4

表-8.2.2 岩手・宮城内陸地震における被災建築物の応急危険度判定実施結果

県	市町村	世帯数	判定棟数	危険 (赤)	要注意 (黄)	調査済 (緑)
岩手県	奥州市	43,118	1106	45	249	812
	西和賀町	2,511	2	0	2	0
	一関市	42,230	53	9	22	22
	合計		1161	54	273	834
宮城県	栗原市	24,709	2880	190	517	2173
	美里町	8,363	2	1	1	0
	合計		2882	191	518	2173
合計			4043	245	791	3007

表-8.2.3 岩手・宮城内陸地震における被災宅地の危険度判定実施結果

県	市町村	世帯数	判定数	危険 (赤)	要注意 (黄)	調査済 (青)
岩手県	奥州市	43,118	293	8	37	248
	西和賀町	2,511	2	0	1	1
	合計		295	8	38	249
宮城県	栗原市	24,709	83	31	21	31
合計			378	39	59	280

8.2.2 初動調査

(1) 目的及び行程

岩手・宮城内陸地震の発生直後から、初動調査として、震後の対応方策を検討する目的で国土交通省緊急災害対策派遣隊（TEC-FORCE）先遣班への協力⁶⁾を通じて建築物関係の被害概況を把握した。行程の概略を表-8.2.4に示す。なお、建築物の名称をA建築物～J小学校として記号化しているが、この記号は本節（8.2節）内で独立して用いているものである。

表-8.2.4 調査行程

	建物記号・名称等	所在地
6月14日	東北地方整備局（打合せ実施）	仙台市
6月15日	A建築物（打合せ実施＋調査）	栗原市築館
	B小学校	栗原市栗駒片子沢
	C小学校	栗原市栗駒稲屋敷
	D建築物	栗原市栗駒岩ヶ崎
	E小学校	栗原市栗駒松倉
	栗駒松倉・沼倉地区（F建築物ほか）	栗原市栗駒松倉・沼倉
	G工業高校及び鶯沢地区	栗原市鶯沢
	花山地区	栗原市花山
	H小学校及び岩出山下一栗地区	大崎市岩出山
	鳴子地区及び鬼首強震観測点	大崎市鳴子
	三日町強震観測点	大崎市古川
I中学校及びJ小学校	大崎市古川	

(2) 各建築物における被害状況

1) A 建築物

栗原市築館のA建築物では、内外の柱仕上げ材（タイル）の落下が確認された。（図-8.2.1）。その他、内装亀裂等の軽微な被害や、建築物周囲の地盤との間隙（5 cm 程度）も見られた。



(a) 外装タイルの剥落



(b) 内部柱の仕上げタイル剥落

図-8.2.1 A建築物被害状況

2) B 小学校

栗原市栗駒のB小学校では、体育館の妻面の外装ALCパネルの落下、法面の崩壊による校庭の亀裂が確認された。体育館は応急危険度判定で危険とされている。

体育館は平成4年に建てられた下部鉄筋コンクリート造、上部鉄骨造の体育館で、西側妻面のALCパネル4枚が落下し、隣接するパネルも下部が外側にずれて危険な状態にある（図-8.2.2）。ALCパネルは、縦壁挿入筋工法により、上部で鉄骨から金物を用いて止めつけられており、下部では鉄筋コンクリート外壁上に乗り、縦筋は鉄筋コンクリート壁上のアンクルに対して簡易な溶接がなされていたようである。

校庭の南側で法面の崩壊があり、校庭に亀裂が生じていた（図-8.2.3）。また、体育館の西側に隣接する木造建物の2階東側部分のサッシに脱落が生じていた。



(a) 西側妻面の外装ALCパネルの落下



(b) ALCパネル下部詳細

図-8.2.2 B小学校体育館被害状況



図-8.2.3 B小学校校庭南側の法面崩壊

3) C小学校

栗原市栗駒稲屋敷にあるC小学校では、体育館（1階鉄筋コンクリート造、2階鉄骨造）において、窓ガラスの破損、軒天のケイ酸カルシウム板の落下、吊照明の基部のゆがみ等の被害があった（図-8.2.4、図-8.2.5）。体育館は応急危険度判定では危険と判定されていた。

窓ガラスの破損及び軒天の外装材の落下は、南北両面で同様に発生している。3年前の地震（平成17年宮城県南部地震と思われる）においても同様の被害があったとのこと。サッシの上部は、軒のH形鋼には直接取り付けられておらず、軒先に設けた軽量鉄骨下地の垂れ壁につながっており、当該部分の面外剛性の不足によりサッシ上部が面外に振動したり、軒裏の金具が大きく変形した結果、これらの被害につながったと推定される。



(a) 被害状況



(b) 同内部

図-8.2.4 C小学校体育館（南側）の被害状況



(a) 被害状況

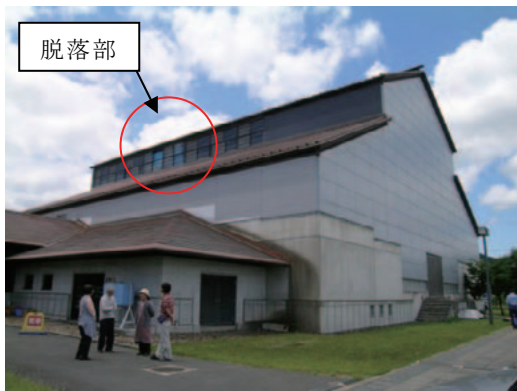


(b) 同詳細

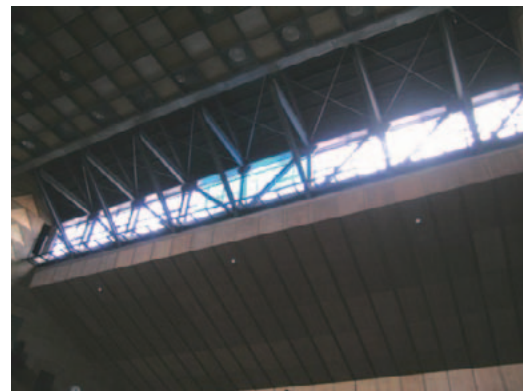
図-8.2.5 C小学校体育館（北側）の被害状況

4) D建築物

栗原市栗駒岩ヶ崎にあるD建築物において、南側高窓のサッシの脱落の被害があった（図-8.2.6）。応急危険度判定では要注意の判定である。D建築物は体育館（練武場）として利用されており、高窓が設けられた部分を鉄骨トラスとして張り間方向に大きなスパンを飛ばしており、振動による変形があったものと推定される。D建築物は南北に対称の構造となっているが、被害のあった南面と同様の高窓が設けられている北面ではサッシの脱落等の被害は確認されなかった（図-8.2.7）。



(a) D建築物外観及び南側脱落部



(b) 高窓部分内部鉄骨トラス

図-8.2.6 D建築物被害状況



図-8.2.7 D建築物北面（高窓に被害なし）

5) E小学校

栗原市栗駒松倉にあるE小学校において、コミュニティホール及び体育館の被害があった。応急危険度判定でコミュニティホールは要注意、体育館は危険と判定されている。

コミュニティホールは、下部が鉄筋コンクリート造で小屋組は木造である。木造小屋組部分に設けられた高窓の1か所でサッシの脱落（図-8.2.8）があった。体育館は鉄骨造で、けた行方向端部には比較的大きな軒の出があり、4隅のうち一か所で軒天のケイ酸カルシウム板の落下があった（図-8.2.9）。また、天井2か所に取り付けられたバスケットゴールのフレームを構成する斜材の接合部が破壊して、一台では斜材1本が脱落、もう1台では斜材1本が垂れ下がる被害があった。



(a) コミュニティホール外観

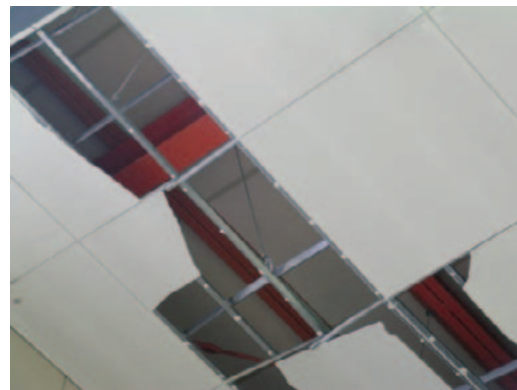


(b) 高窓サッシ脱落部の内部小屋組

図-8.2.8 E小学校コミュニティホール被害状況



(a) 軒天外装材落下



(b) 軒天外装材落下部分詳細

図-8.2.9 E小学校体育館被害状況

6) 栗駒松倉、栗駒沼倉両地区の住宅

栗駒松倉、栗駒沼倉の両地区では、道路から見る限り住宅の被害が軽微であるが、窓ガラスの損傷、外壁仕上げの剥落（図-8.2.10）、屋根瓦のずれなどが散見された。

栗駒沼倉上滝の原にあるF建築物では窓サッシの脱落があり、その向かいの2階建て木造住宅で窓の損傷がありシートが張られていた（図-8.2.11）。また、これと隣接する伝統的構法の住宅では、サッシの脱落、土壁の剥落等の被害があったが、残留変形は小さく、木造躯体の損傷は確認されなかった（図-8.2.12(a)～(c)）。また、同敷地内で礎石の上に土台を流した小屋で、壁量が多いこともあり、土台から上が滑動したのみで上部構造の被害がほとんどない建物もあった（同図(d)）。また、その近隣では、補強鉄筋の入っていないと見られるブロック塀の倒壊（図-8.2.13）や、石碑の基部を囲む擁壁の崩壊、水路際の地盤の沈下（2～3 cm 程度）（図-8.2.14）が確認された。



図-8.2.10 栗駒松倉地区の住家被害（妻壁仕上げ剥落）



(a) 建築物F（窓サッシ脱落）



(b) 住宅の窓の損傷

図-8.2.11 栗駒沼倉地区の住家被害（1）



(a) 外壁損傷及びサッシの脱落



(b) 同住宅牛小屋の土壁剥落



(c) 同住宅内部（特に躯体損傷なし）



(d) 隣接する小屋（滑動してほぼ無被害）

図-8.2.12 栗駒沼倉地区の住家被害（2）



(a) ブロック塀の倒壊



(b) 同詳細 鉄筋は見当たらない

図-8.2.13 栗駒沼倉地区の住家周辺の被害（ブロック塀）



(a) 石碑基部の崩壊



(b) 水路際の地盤の沈下

図-8.2.14 栗駒沼倉地区の住家周辺の被害（その他）

7) G工業高校

栗原市鶯沢のG工業高校では、敷地南側斜面の盛土擁壁で大規模な崩壊があり、擁壁上部の敷地で地盤に幅 10cm 程度の亀裂が 1メートルほどの間隔で 2箇所発生し、建物基礎下に隙間ができる状態となった（図-8.2.15(a)(b)）。敷地は切土・盛土によって 4段に造成され、それぞれ盛土端部で軽微な地割れが見られた。また、最上段の擁壁頂部には、はらみ出しを生じていた（同図(c)）。体育館では妻面（西側）の窓ガラス 1か所及び北面の窓ガラス 1か所の破損、ステージ脇の 2階天井板の一部落下があった（図-8.2.16）。



(a) 南側斜面擁壁の崩壊



(b) 南側斜面擁壁上部の建物



(c) 北側最上段の擁壁頂部のはらみ出し

図-8.2.15 G工業高校敷地周辺の被害



(a) 体育館妻面の窓ガラス破損



(b) ステージ脇 2 階天井板の落下

図-8.2.16 G工業高校体育館の被害

上記のほか、付近の鶯沢南郷の鉛川沿いの住宅で、川側の地盤の擁壁に亀裂が入り、応急危険度判定で要注意とされた例があった。川を挟んだ向かい側（西側）の町営住宅の敷地にも亀裂が認められた。道路対面（北側）の店舗併用住宅も要注意の判定を受けていた。

8) 花山地区の住宅

花山地区において、湖畔の座主及び御堂の両地区の住宅を道路から観察した。その限りでは、目立った被害は確認されなかった。応急危険度判定の結果が貼られている住宅では、判定結果はほとんど「調査済」であった。

9) H小学校

大崎市岩出山のH小学校では、新旧2棟の校舎のうち旧校舎において柱のせん断破壊等の構造的被害が、また、体育館においてブレースの座屈とブレース端部接合部の破断、窓ガラスの破損、軒天の落下等の被害が確認された。新校舎には被害は無かった。また、敷地南西のプールで、西側斜面に向かう地盤の沈下が確認された。

旧校舎は昭和 38 年に建てられた鉄筋コンクリート造の校舎で、南面外部に面した1階柱 11 本中、少なくとも7本において、せん断ひび割れが確認された。内部では、階段周り、及び2階の柱にも損傷が認められた（図-8.2.17）。

また、体育館は昭和 51 年に建てられた下部鉄筋コンクリート造、上部鉄骨造の体育館で、鉄骨造部分について、桁行方向に関してはブレースを両端部の架構のみに配置する設計であったが、これらのブレースが、すべての位置（計4箇所）において、座屈及び端部接合部の破壊を生じていた。また、両けた面（南面、北面）での窓ガラスの破損、北面の一部で内装面材の剥離、北側（2か所）及び西側（1か所）の一部軒天の落下等の被害が、確認された（図-8.2.18）。

これらの被害のほか、H小学校近くの下一栗地区において、住宅の棟瓦の落下、神社の石造鳥居の倒壊を確認した。



(a) 旧校舎外観



(b) 1階柱のせん断破壊



(c) 1階出入口脇の柱の損傷



(d) 1階階段上部の損傷

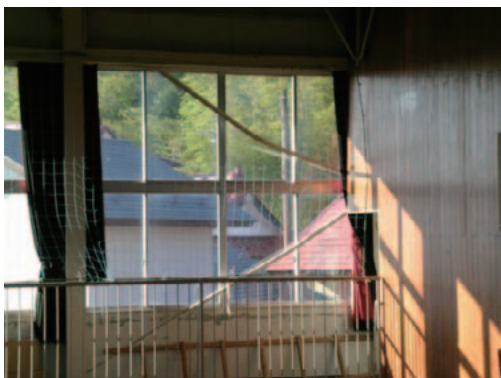
図-8.2.17 H小学校旧校舎の被害状況



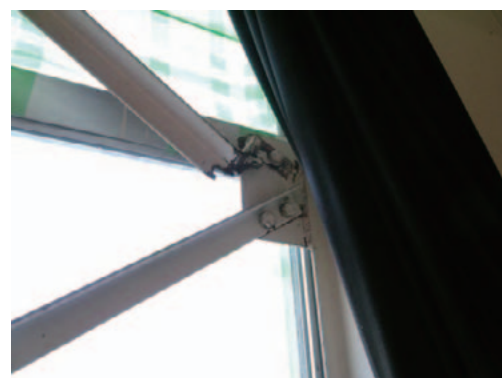
(a) 体育館外観及びブレース配置



(b) 軒天落下及びブレース座屈



(c) ブレース座屈 (内部より)



(d) ブレース端部接合部の破壊

図-8.2.18 H小学校体育館の被害状況

10) 鳴子地区の住宅

鳴子温泉の周辺では、道路から見る限り、住宅に目立った被害は生じていなかった。

11) 鬼首強震観測点及び住宅

本震直後に公開された被災地域の加速度記録を用いた解析では、ごく短周期を除き、建築基準法の要求レベルを下回る応答であったが、独立行政法人防災科学技術研究所の強震観測網 K-NET の観測点のうち、鳴子 (MYG005) の記録については、周期 2 秒～4 秒までで基準法の 2 倍 (最大) 程度の応答を示していた。そこで、MYG005 観測点 (鬼首地区) の設置状況確認を行った。観測点は旧中学校敷地南のプール脇にあり (図-8.2.19(a)(b))、観測点のさらに南側に 10m 程度離れた位置からは、南西方向に下り坂となる傾斜地となっている。

観測点の同一敷地内にある旧中学校の校舎は木造平家建てであり、外観上、特段の被害は見られなかった。また、旧中学校の北東側に木造住宅が数件あるが、いずれも特段の被害は見られなかった (図-8.2.19(c)(d))。



(a) K-net 鳴子観測点 (鬼首) 左は傾斜地



(b) プール北西側にある木造校舎



(c) 付近の住宅 (無被害)



(d) 付近の住宅 (無被害)

図-8.2.19 鳴子地区の状況

12) 大崎市役所及び強震観測点

本震では、大崎市役所で震度6弱を示す大きな記録が得られたが、強震計は市役所から南に400m離れた三日町公園の地盤上に設置されていた(図-8.2.20)。市役所の構造躯体及び強震計付近の市街地には被害建築物は見られなかった(図-8.2.21)。

また、市役所西側の水路際の高さ1m程度の石積み擁壁に軽微なはらみ出し、モルタルのはがれが見られたが、今回の地震によるものか不明である。



図-8.2.20 強震計設置状況(三日町公園)



(a) 三日町公園西側市街(無被害)



(b) 大崎市役所(無被害)

図-8.2.21 強震計付近の状況

13) I 中学校

大崎市古川のI中学校においては、鉄筋コンクリート造3階建ての新校舎（築年不明）の東側妻壁脚部にごく軽微な破損が見られた。また、現在は使用されていない木造2階建ての旧校舎（築年不明）の棟瓦の落下が見られた。

14) J 小学校

大崎市古川のJ小学校は、旧校舎として築80年程度の2階建て木造校舎が2棟建設されている。うち南側の校舎（昭和6年）は木造の補強壁を外構面に張り出して設置する耐震補強が行われており、現在も使用されているが、無補強の北側の校舎（昭和4年築）を含め、いずれも外観上の被害は見られなかった（図-8.2.22、図-8.2.23）。



図-8.2.22 J小学校旧校舎（北校舎）の外観（無被害）



(a) 妻面



(b) 外構面補強

図-8.2.23 J小学校旧校舎（南校舎）の外観（無被害）

8.3 余震観測調査

岩手・宮城内陸地震における建物への入力地震動や建物応答の検討に資するため、被災地での余震観測を行った。余震観測の対象は、震央に近い市街地の公的建物として栗原文化会館を、長周期地震動が観測された K-NET 鳴子観測地点の近傍として大崎市鬼首(おにこうべ)出張所周辺地盤を選定した。

8.3.1 栗原文化会館の観測の概要

栗原文化会館は旧築館町の中心部に位置し、震央距離は約 36km である。前述したように、栗原文化会館の南側約 200m の地点に設置された K-NET 築館観測地点では、最大加速度 740cm/s^2 、計測震度 5.7 の強震記録が得られている。このため K-NET の記録と比較することにより、地形の効果や建物への入力地震動に関する知見を得ることができると考え、栗原文化会館を余震観測の対象とした。

栗原文化会館は、事務所や集会室からなる鉄筋コンクリート造 2 階建ての低層棟と 1000 人収容のホール棟で構成されており、余震観測の対象は低層棟とした。栗原文化会館の強震計の配置を図-8.3.1 に示す。強震計は 3 台の Kinematics 社 Etna を用い、建物の地下 1 階 (B1F)、2 階 (2F)、及び地盤上 (GL) に設置した。地盤上にも強震計を設置したのは、前述のように K-NET 築館は文化会館と 200m ほど離れている上に、数 m の高低差があり、入力が同一と見なせるか確認するためである。観測期間は 2008 年 6 月 17 日より 8 月 7 日までである。



図-8.3.1 観測地点の配置

8.3.2 鬼首出張所の余震観測の概要

K-NET 鳴子観測地点は大崎市鬼首中学校(現在は廃校)校庭の端に設置され、本震の地震動は NS 成分に 3 秒の大きな卓越が見られる特徴的なものであった。この強震記録の特性の要因を検討するために K-NET 鳴子観測地点周辺に 3 台の強震計を設置した。設置位置を図-8.3.2 に示す。1 台は、K-NET 観測地点から北西に約 400m 離れた大崎市鳴子総合支所鬼首出張所の裏庭に設置した。この建物は規模の大きな木造 2 階建てで、今回の地震では目立った被害を受けていない。もう 2 台の強震計は、鬼首出張所と K-NET 鳴子の間を補間するため、鬼首出張所の裏のゲートボール場及び旧鬼首中学校後者裏に設置した。



図-8.3.2 大崎市鬼首出張所の強震計設置位置(国土地理院 2 万 5 千分の 1 地形図に加筆)

8.3.3 栗原文化会館の強震記録

栗原文化会館では、岩手・宮城内陸地震の余震に加え、東北地方で発生した他の地震の記録も得ることができた。主な地震の諸元と栗原文化会館の地表(GL)で得られた記録の計測震度及び最大加速度を表-8.3.1 に示す。EQ1 及び EQ4 は岩手・宮城内陸地震の余震である。EQ2 は福島県沖を震源地とする地震、EQ3 は岩手県沿岸北部を震源地とする地震である。特に 2008 年 7 月 24 日 00 時 26 分に岩手県沿岸北部で発生した EQ3 では、計測震度に換算して 5.0 の大きな地震動記録が得られた。この地震の震源深さは 108km、気象庁マグニチュードは 6.8、栗原文化会館からの震央距離は 123km であった。なお、X 及び Y は図-8.3.1 に示した方向、Z は上下方向である。

EQ3 について、各観測点の計測震度と最大加速度を表-8.3.2 に示す。表中には参考として、K-NET 築館(MYG004)で得られた強震記録の値も示している。K-NET の最大加速度の方位は X が東西(EW)成分、Y が北南(NS)に対応している。

表-8.3.1 栗原文化会館における主な観測記録(計測震度と最大加速度は GL の値)

#	日時	震央	h (km)	M	Δ (km)	I_{JMA}	最大加速度 (cm/s^2)		
							NS	EW	UD
EQ1	2008/06/17 21:30	岩手県内陸南部	11	4.1	43	1.2	5	7	3
EQ2	2008/07/19 11:39	福島県沖	32	6.9	173	3.3	28	32	13
EQ3	2008/07/24 00:26	岩手県沿岸北部	108	6.8	123	5.0	159	228	65
EQ4	2008/07/30 10:15	宮城県北部	5	3.6	20	1.9	9	24	10

h : 震源深さ, M : 気象庁マグニチュード, Δ : 震央距離, I_{JMA} : 計測震度

表-8.3.2 2008年7月24日岩手県沿岸北部の地震の記録の計測震度と最大加速度

記号	観測地点	Δ (km)	設置 位置	I_{JMA}	最大加速度 (cm/s^2)			観測機器
					NS	EW	UD	
KRH	栗原文化会館	123	GL	5.0	228	159	65	Etna
			B1F	4.7	136	107	50	Etna
			2F	5.0	211	178	59	Etna
MYG004	K-NET 築館	123	GL	4.7	231	169	80	K-NET02

h : 震源深さ, M : 気象庁マグニチュード, Δ : 震央距離, I_{JMA} : 計測震度, K-NET の最大加速度は X: EW, Y: NS, Z: UD

(1) 栗原文化会館地表の記録と K-NET 築館の記録の比較

EQ3 の地震時に、栗原文化会館の地表(GL)で得られた加速度記録と K-NET 築館で得られた加速度記録を図-8.3.3 に示す。上段が文化会館の地表、下段が K-NET 築館で、それぞれ北南(NS)成分、東西(EW)成分、上下(UD)成分の順で並んでいる。なお図-8.3.1 に示したように、文化会館の強震計は建物軸に合わせて設置しており、X が N098E(北から東回りに 98 度)、Y が N008E となっているが、ここでは地表(GL)の記録を K-NET に合わせて NS 及び EW 成分に変換しており、その最大加速度は表-8.3.2 の値とは異なっている。加速度記録を見ると、EW 成分及び UD 成分で K-NET の方が若干大きな最大加速度を記録しているものの、両者の包絡形はいずれの成分でも概ね共通している。

図-8.3.4 に両者の加速度記録のフーリエスペクトル(幅 0.2Hz の Parzen Window で平滑化)を、図-8.3.5 に K-NET 築館の栗原文化会館地表に対するフーリエスペクトル比(K-NET/GL)を示す。フーリエスペクトルからは、0.5 秒及び 1 秒付近に山が認められ、全般的にこれらの周期を中心とした中周期成分が卓越した地震動の特性となっている。またフーリエスペクトル比からは、1 秒以上の長周期では両者の特性はほぼ一致しているが、0.3 秒から 0.7 秒の周期成分では栗原文化会館の地震動が、0.2 秒以下の短周期成分では K-NET 築館の地震動がより優勢となっている。

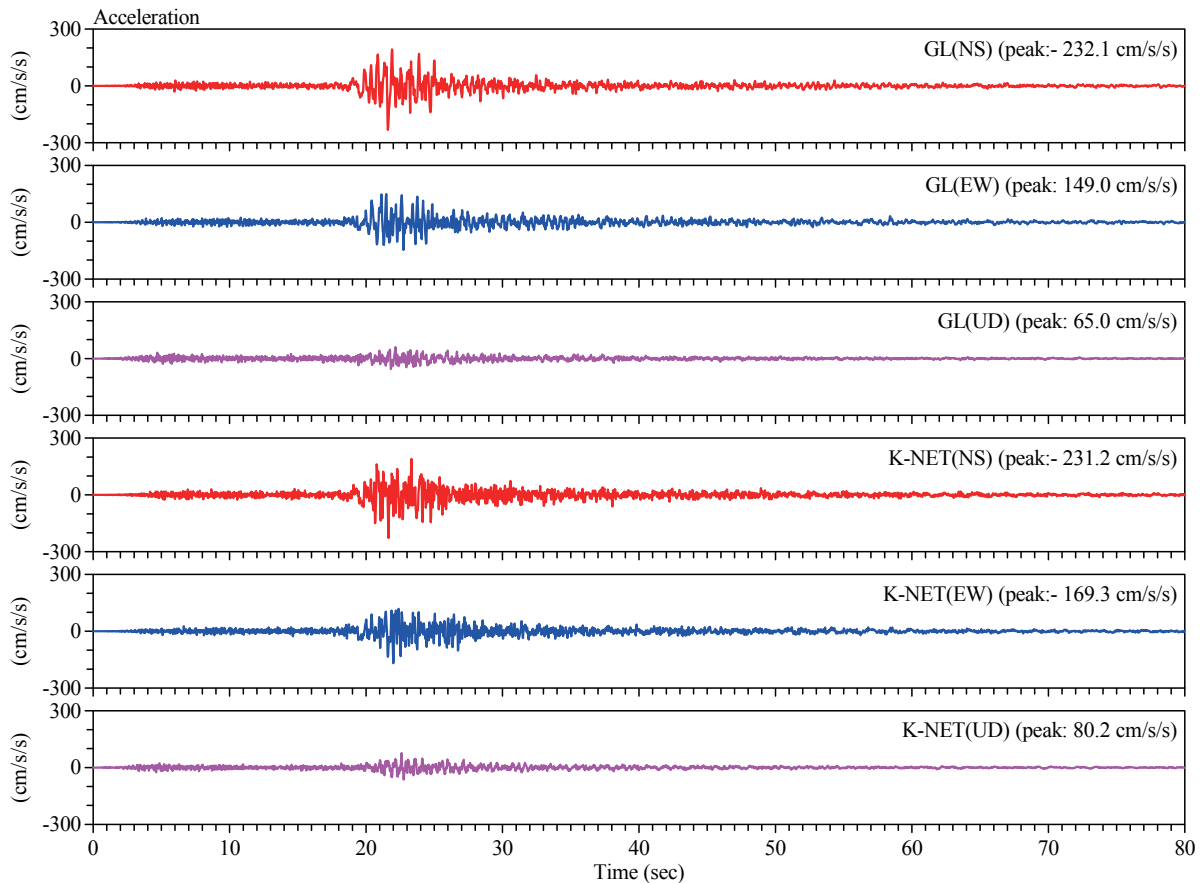


図-8.3.3 栗原文化会館地表 (GL) と K-NET 築館 (K-NET) の加速度記録。それぞれ北南 (NS) 成分、東西 (EW) 成分、上下 (UD) 成分の順で並ぶ

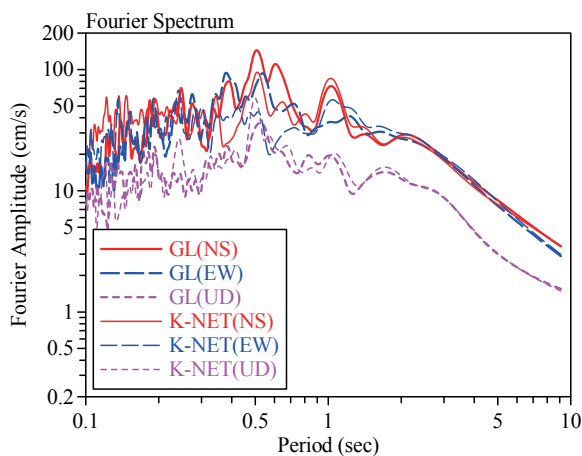


図-8.3.4 栗原文化会館 GL と K-NET 築館の加速度記録のフーリエスペクトル

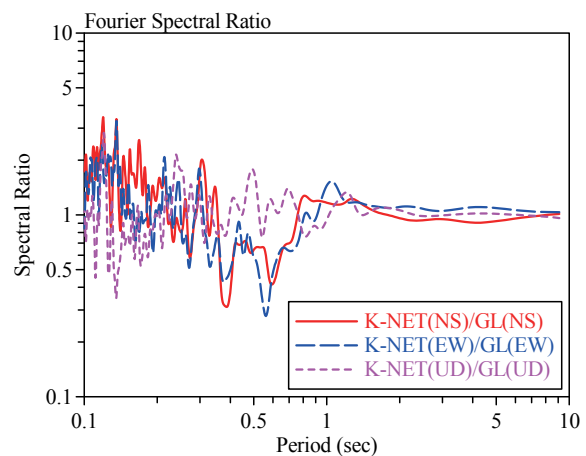


図-8.3.5 K-NET 築館の栗原文化会館 GL に対するフーリエスペクトル比

(2) 栗原文化会館の振動特性

EQ3 の地震時に、栗原文化会館の地表 (GL)、地下 1 階 (B1F) 及び 2 階 (02F) で得られた加速度記録を図-8.3.6 に示す。上段が地表 (GL)、中段が地下 1 階 (B1F)、下段が 2 階 (02F) の記録で、それぞれ X 成分 (建物長辺方向)、Y 成分 (建物短辺方向)、Z 成分 (上下方向) の順で並んでいる。

地下 1 階 (B1F) の水平成分の最大加速度は、地表 (GL) に比べ 2/3 程度に低下しており、2

階(02F)の最大加速度は地下1階(B1F)の1.5倍程度の値となっている。一方、各観測点の上下成分の最大加速度の差は、水平成分に比べて小さい。

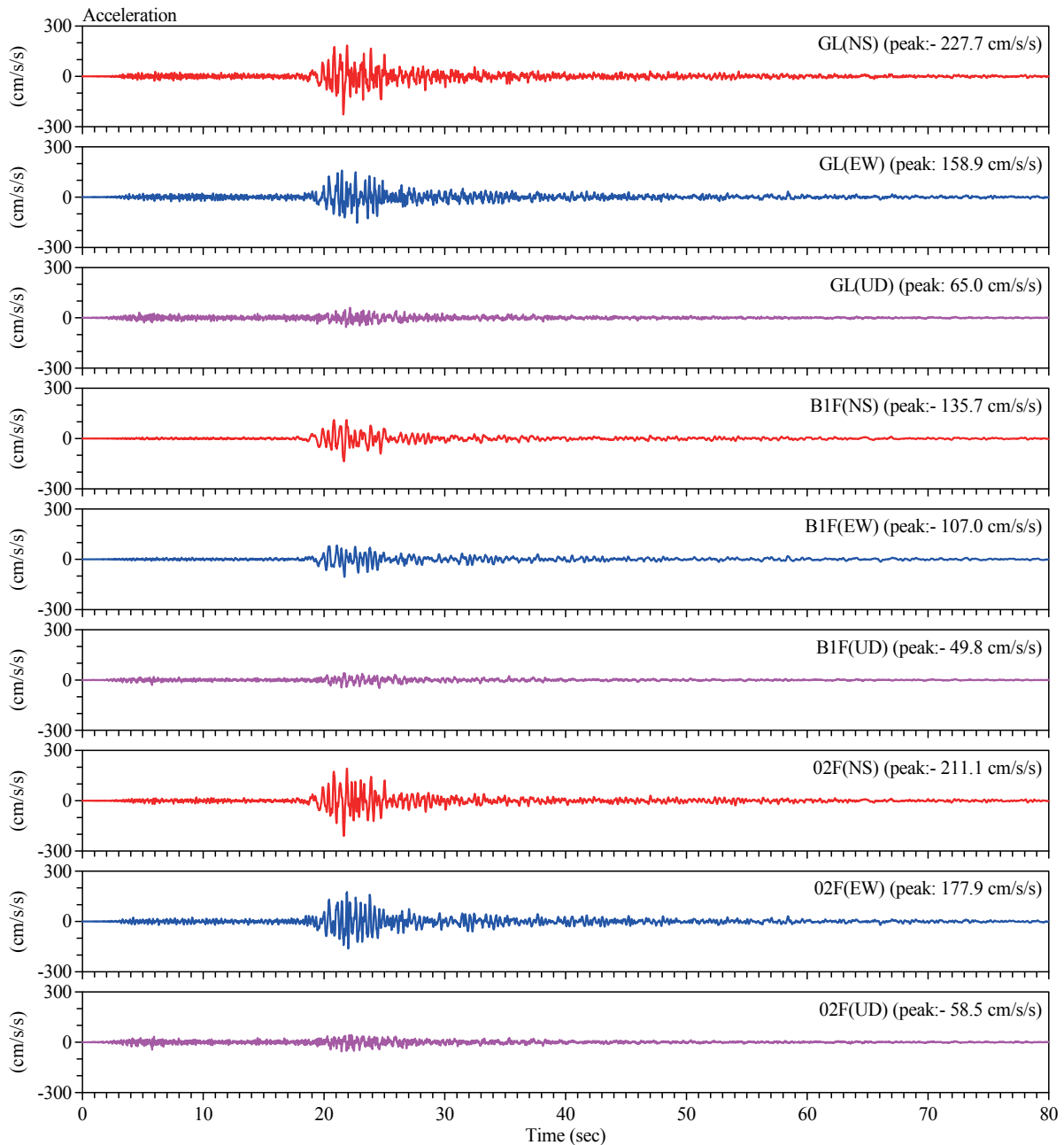


図-8.3.6 栗原文化会館地表(GL)、地下1階(B1F)及び2階(02F)の加速度記録。それぞれX成分(建物長辺方向)、Y成分(建物短辺方向)、Z成分(上下方向)の順で並ぶ

地下1階の地表に対するフーリエスペクトル比(B1F/GL)を図-8.3.7に示す。いずれの成分も、0.3秒以下の周期領域でスペクトル比は大きく低下し、地震入力の高減が認められる。建物2階の地下1階に対するスペクトル比(02F/B1F)を図-8.3.8に示す。X成分の0.24秒及びY成分の0.22秒のピークは建物の固有周期と考えられる。図-8.3.9に建物2階の地表に対するスペクトル比(02F/GL)を示す。これは地盤と建物の相互作用を含んだ系の特性を表すが、建物による増幅が入力低減効果と相殺されて、ピークは不明瞭である。

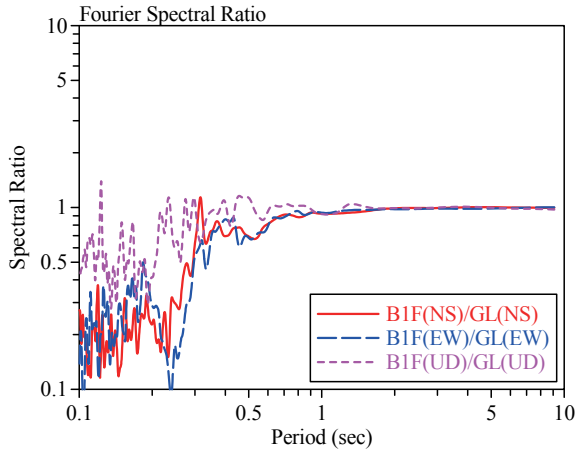


図-8.3.7 栗原文化会館 B1F/GL のフーリエスペクトル比

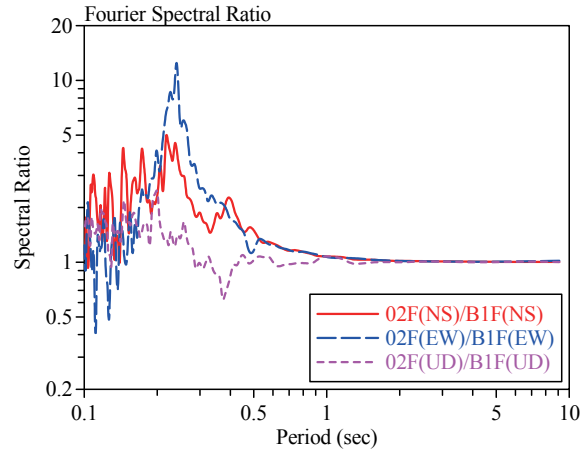


図-8.3.8 栗原文化会館 02F/B1F のフーリエスペクトル比

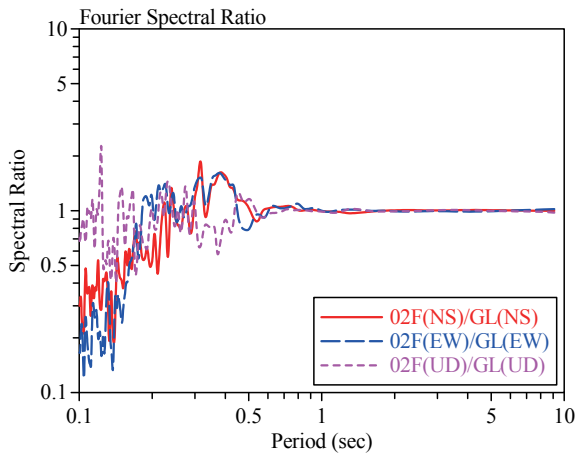


図-8.3.9 栗原文化会館 02F/GL のフーリエスペクトル比

8.3.4 鬼首出張所の余震記録

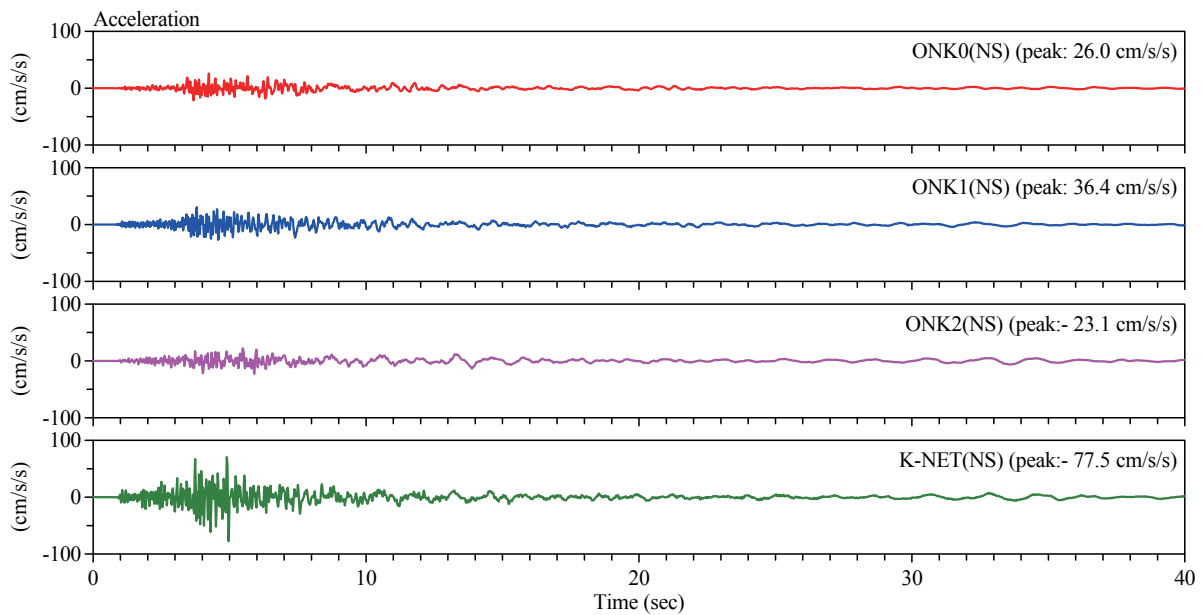
鬼首の余震観測では、150 を超える観測記録を得ることができたが、このうち K-NET 鳴子でも記録が得られ、比較分析できるものは 15 地震であった。このうち 2008 年 6 月 26 日 23 時 33 分に宮城県北部で発生した地震では K-NET 鳴子で余震観測期間中最大の計測震度 3.4 を記録した。この地震で得られた各地点の記録の計測震度と最大加速度を表-8.3.7 に示す。

表-8.3.7 2008 年 6 月 26 日 23 時 33 分宮城県北部の地震の記録の計測震度と最大加速度

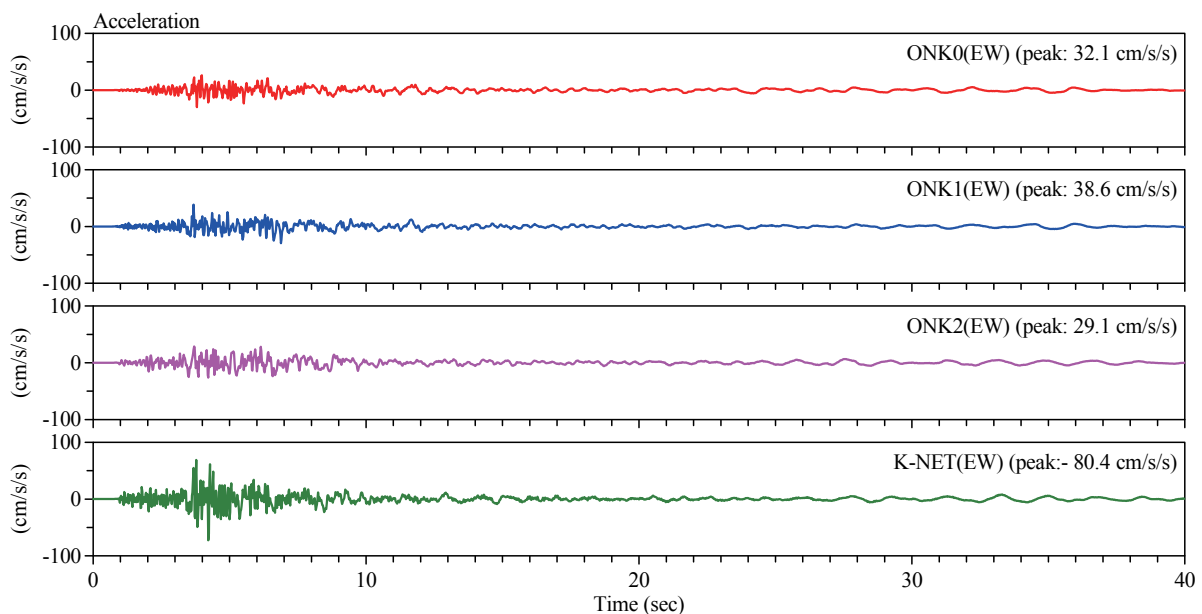
記号	観測地点	Δ (km)	設置 位置	I_{JMA}	最大加速度 (cm/s^2)			観測機器
					NS	EW	UD	
ONK0	鬼首出張所	12	GL	3.0	26	32	27	Etna
ONK1	ゲートボール場	12	GL	3.1	36	39	22	SMAR-6A3P
ONK2	旧鬼首中学校	12	GL	3.2	23	29	20	SMAR-6A3P
MYG005	K-NET 鳴子	12	GL	3.4	78	80	46	K-NET02

h : 震源深さ, M : 気象庁マグニチュード, Δ : 震央距離, I_{JMA} : 計測震度

この地震で、各観測地点で得られた水平成分の加速度記録を図-8.3.10 に示す。上段は NS 成分、下段は EW 成分を表し、各成分の上から大崎市鬼首出張所 (ONK0)、ゲートボール場 (ONK1)、旧鬼首中学校裏 (ONK2)、及び K-NET 鳴子 (K-NET) の加速度記録が並んでいる。観測地点の両端である ONK0 と K-NET の距離は 400m 程度であるが、加速度波形には明らかな差異が表れている。



(a) NS 成分



(b) EW 成分

図-8.3.10 鬼首で得られた余震記録。上段 NS 成分、下段 EW 成分。それぞれ上から大崎市鬼首出張所 (ONK0)、ゲートボール場 (ONK1)、旧鬼首中学校裏 (ONK2)、及び K-NET 鳴子 (K-NET)

図-8.3.10 に示した加速度記録の減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトルを図-8.3.11 に示す。左側が NS 成分、右側が EW 成分で、実線が大崎市鬼首出張所 (ONK0)、破線がゲートボール場 (ONK1)、点線が旧鬼首中学校裏 (ONK2)、一点鎖線が K-NET 鳴子 (K-NET) を表す。0.3 秒以下の短周期領域では K-NET の応答が他に比べ大きくなっている。0.5 秒以上の周期領域では、ONK1 は ONK0 と、ONK2 は K-NET とそれぞれ似た特性を示している。また、2 秒辺りの卓越は各観測地点共通の特徴となっている。

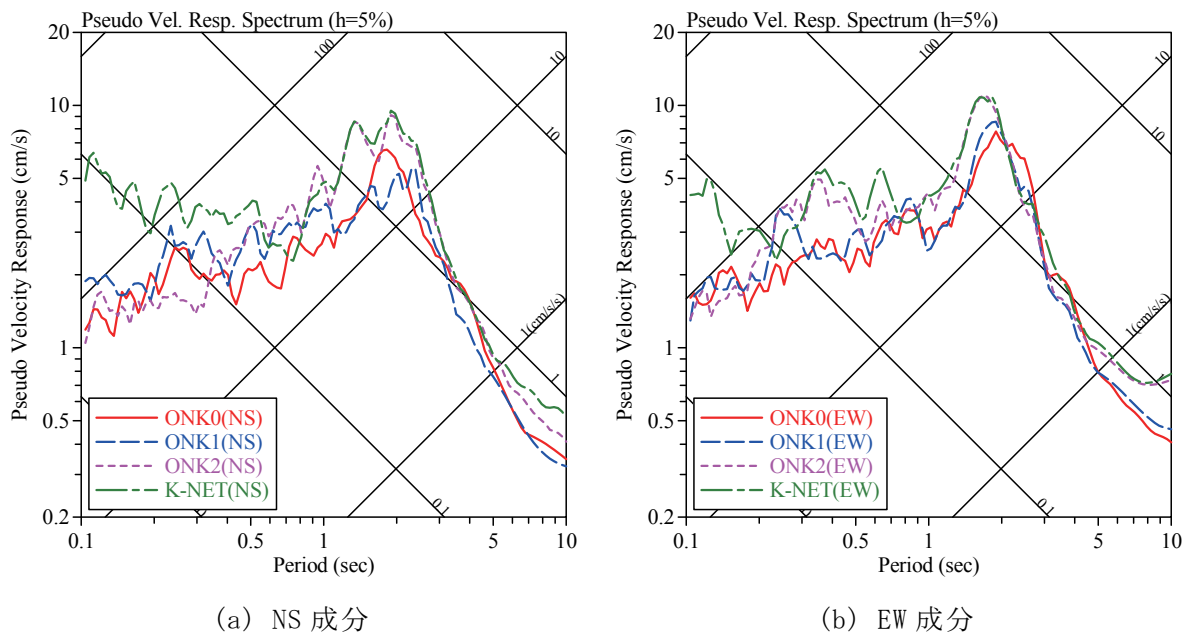











図-8.3.11 鬼首で得られた余震記録の 5%擬似速度応答スペクトル
左側 NS 成分、右側 EW 成分

8.3.5 微動観測調査

余震観測を実施する地盤および建物の振動特性に関する基礎的情報を得るため、-8.3.12 およびに示す地盤上および建物内(栗原文化会館の地下1階、2階ならびに大崎市鳴子総合支所鬼首出張所の2階)の各点において、2008年6月17日～18日に微動の移動1点観測を行った。観測では、固有周期5秒の3成分速度計((株)物探サービス製 GEONET1-5S3D、水平直交2成分+鉛直1成分)を用い、その水平成分の方向は、地盤上の観測点ではコンパスによる NS・EW 方向、建物内の観測点では建屋の向き(概ね NS・EW 方向)とした。観測波形は増幅後、サンプリング周波数 100Hz(ローパスフィルタのカットオフ周波数 12.5Hz)で A/D 変換(24bit)し、ノートパソコンに記録した。

各観測点において、記録波形が定常性を保っていると考えられる区間を選び、地盤上および栗原文化会館 B1F の観測点では各成分 40.96 秒、それ以外の建物 2F の観測点では各成分 10.24 秒のデータを 8-16 セット程度作成して、FFT およびブロック平均法⁷⁾によりフーリエスペクトルを求めた(バンド幅 0.2Hz の Parzen Window で平滑化)。さらに、地盤上および栗原文化会館 B1F の観測点では、得られた各成分のフーリエスペクトルから、H/V スペクトル^{8)、9)}を算定した。この際、水平動のスペクトルは、NS、EW あるいは両成分の 2 乗和平方根の 3 とおりとした。各観測点で得られた微動のフーリエスペクトルを-8.3.12 およびに、H/V スペクトルを-8.3.14 およびに、それぞれ示す。なお、では、観測で用いたセンサの性能や FFT データ長から有効と判断される周期帯を示している。

-8.3.12 からより、観測事実として、以下の点が指摘される。

【栗原文化会館周辺】

- ・地盤上の H/V の周期特性は、不明瞭な場合が多い。ただし、周期 3 秒程度にピークが存在するように見える場合もある。
- ・文化会館裏駐車場の H/V の周期 0.2-0.3 秒程度のピークは、おそらく盛土の影響と思われる。
- ・K-NET 築館と文化会館 B1F の H/V は、周期 0.3 秒程度以上で、比較的良く似ている。

【鬼首出張所周辺】

- ・地盤上の H/V の周期特性は、周期 3 秒程度に比較的明瞭なピークが見られる場合が多い。これは、佐藤ら¹⁰⁾や野津ら¹¹⁾が指摘しているように、カルデラ構造に起因するサイト特性を反映したものと思われる。

【共通】

- ・どの観測点でも、NS/UD と EW/UD のスペクトル特性に違いはほとんど見られない。
- ・地震計を設置した建物 2F の水平動スペクトルのピーク周期は、いずれも 0.3 秒程度で、建物の特性ではなく、入力(地盤の微動)の特性を見ている可能性がある。

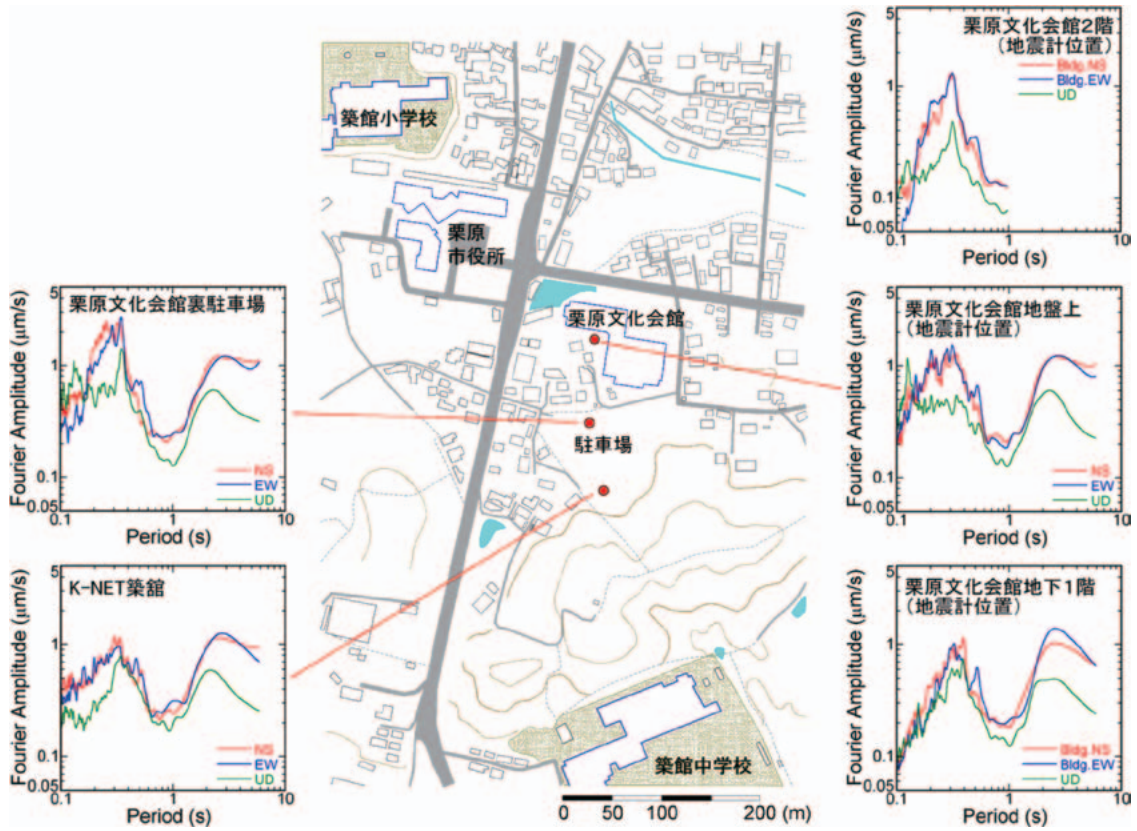


図-8.3.12 微動の観測点およびフーリエスペクトルの分布(栗原文化会館周辺)

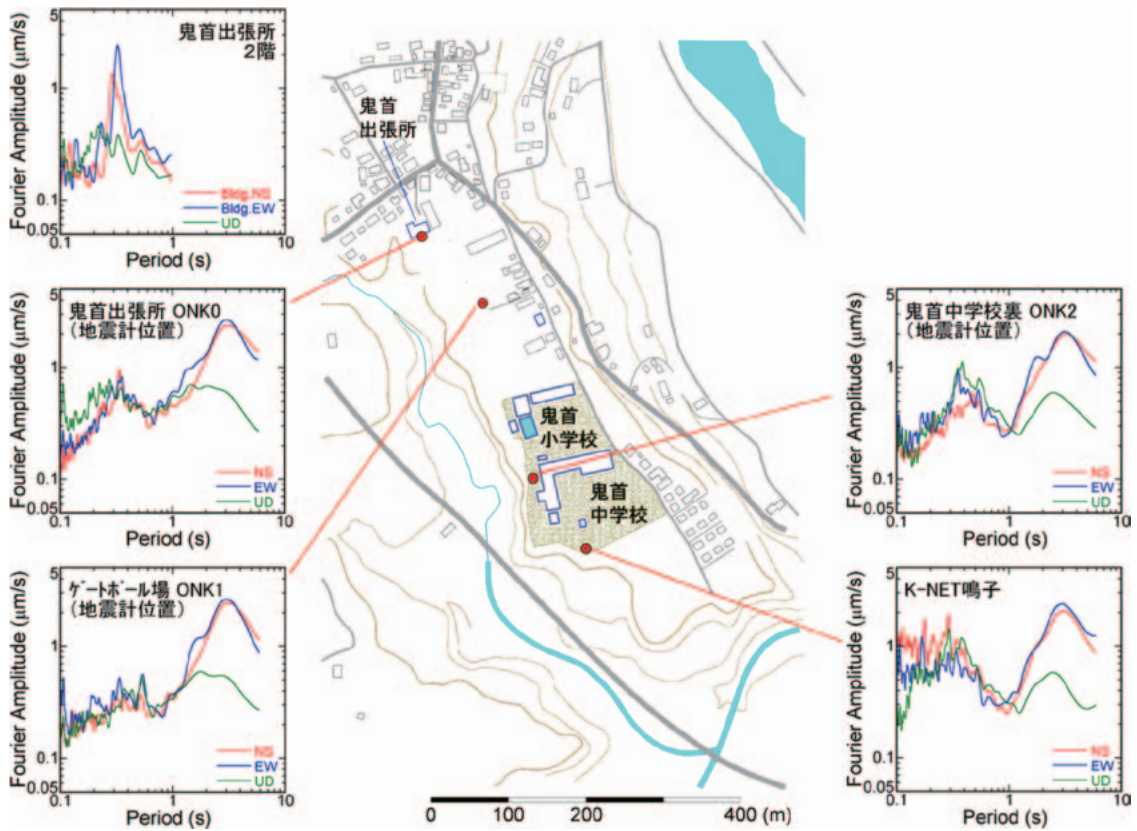


図-8.3.13 微動の観測点およびフーリエスペクトルの分布
(大崎市鳴子総合支所鬼首出張所周辺)

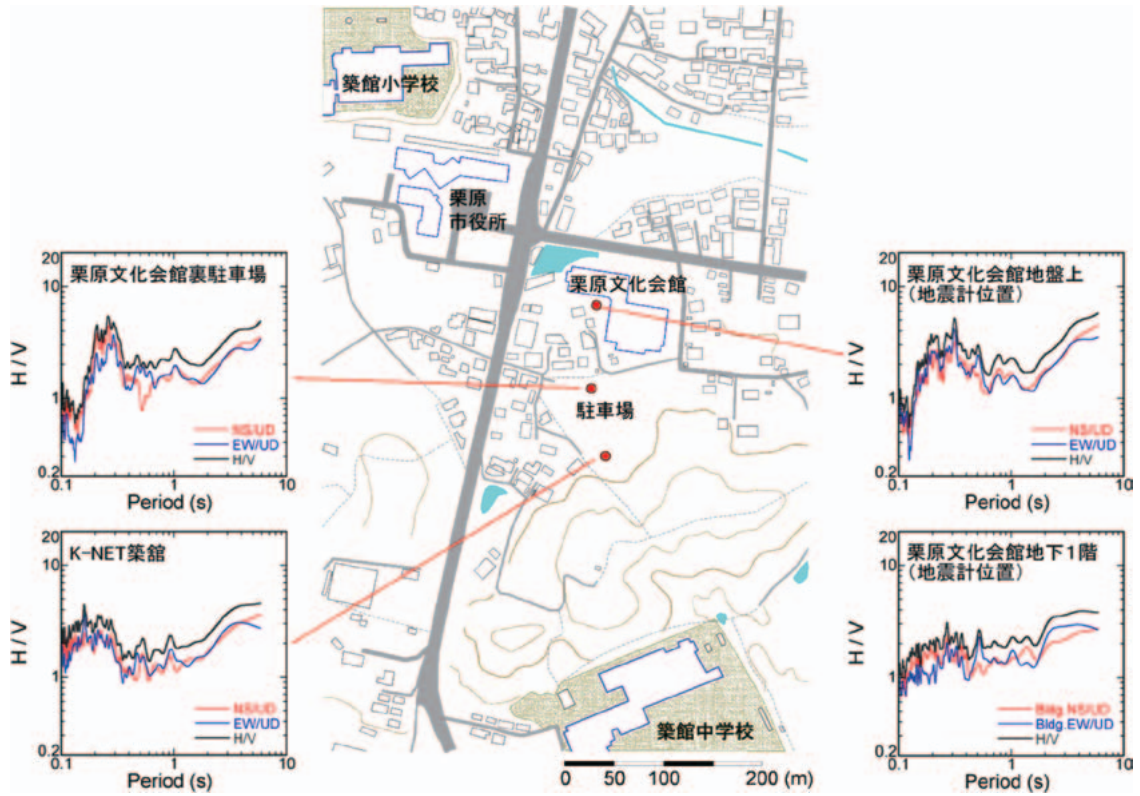


図-8.3.14 微動 H/V スペクトルの分布(栗原文化会館周辺)

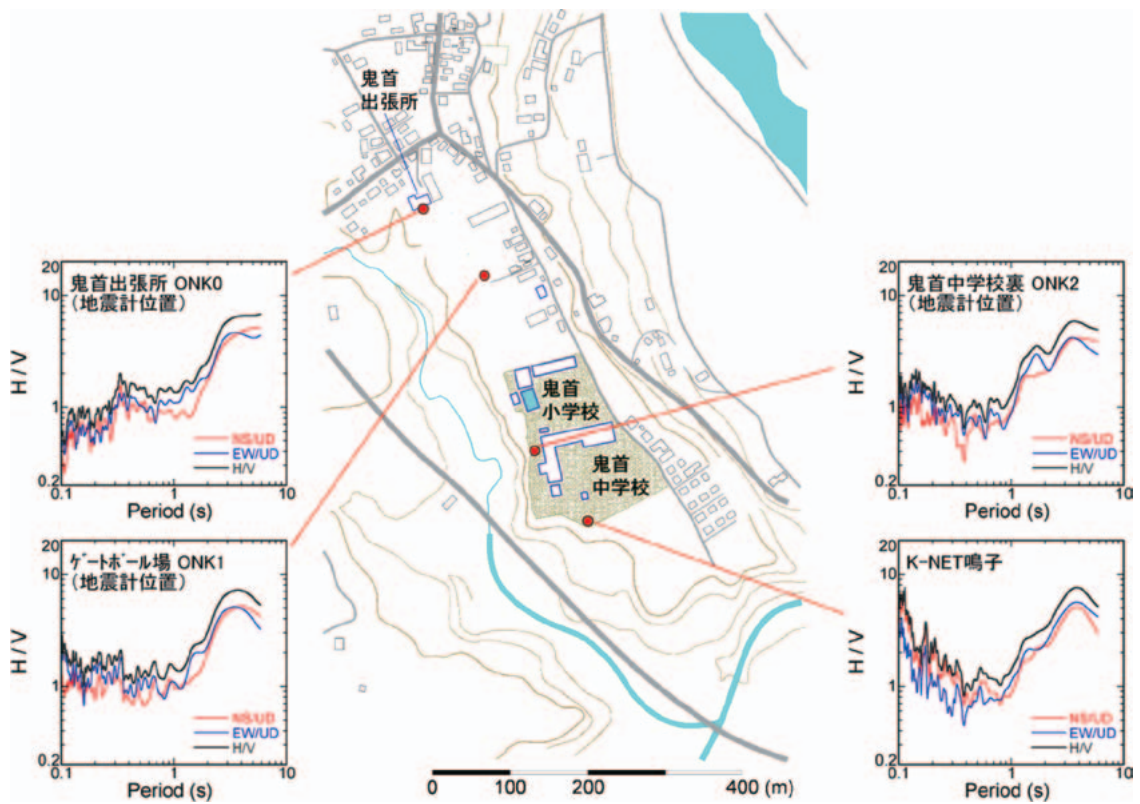


図-8.3.15 微動 H/V スペクトルの分布(大崎市鳴子総合支所鬼首出張所周辺)

8.4 非構造部材

8.4.1 調査概要

初動調査により被害報告のあった建物を主対象に、宮城県仙台市及び栗原市において、非構造部材の被害状況の把握を行った。図-8.4.1 に調査建築物の位置を示す。同図中の○は気象庁、□は各県の震度情報ネットワーク、△は K-NET、◇は KiK-net の観測地点をそれぞれ表している。なお、建築物の名称を A 建築物～E 建築物として記号化しているが、この記号は本節（8.4 節）内で独立して用いているものである。

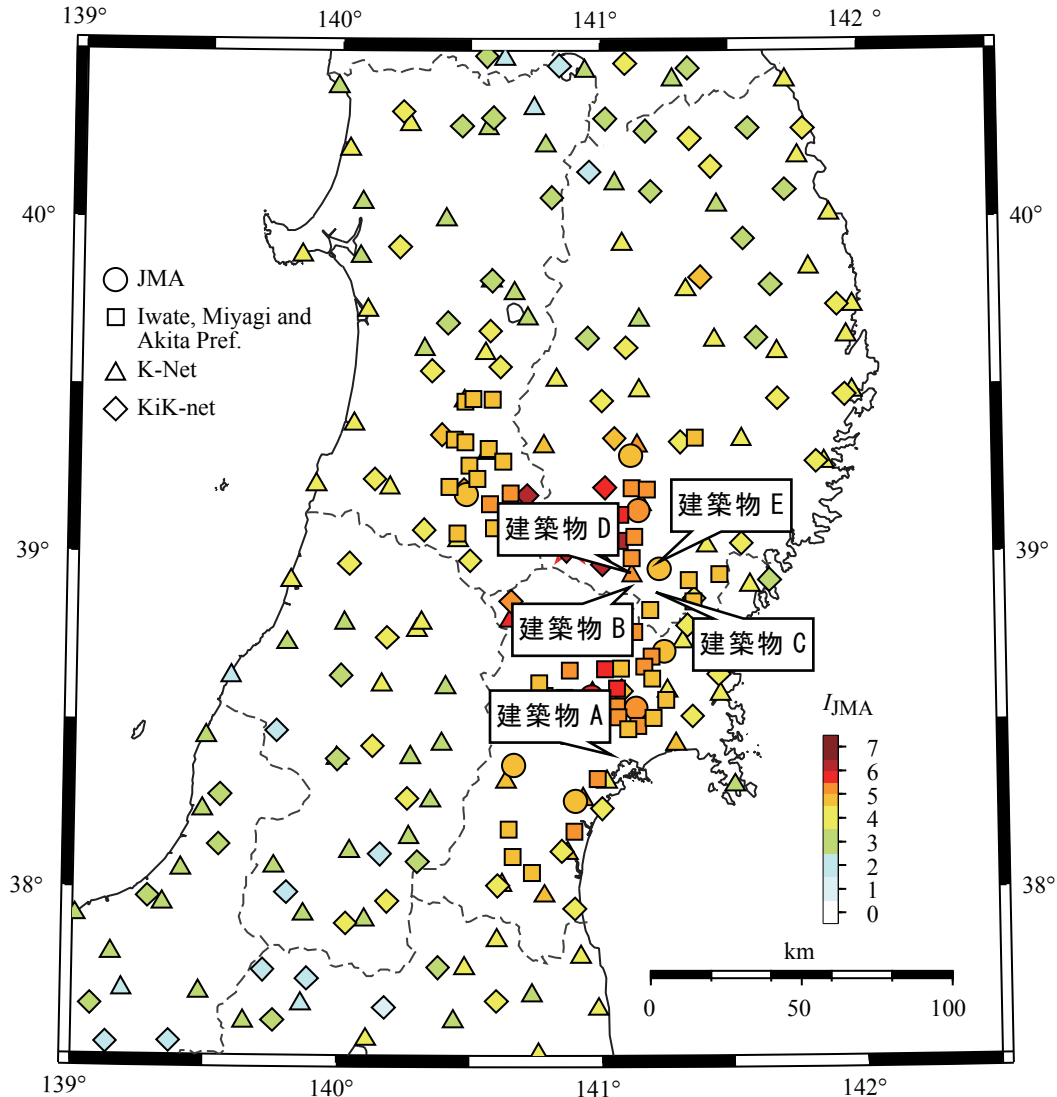


図-8.4.1 調査対象建物の位置

8.4.2 被害調査結果

(1) A 建築物（宮城県仙台市）

- ・昭和 39 年竣工のホテル（鉄骨鉄筋コンクリート造。地下 2 階、地上 9 階）。東西方向に延びる大通りにホテルの正面北側が面している。昭和 60 年に建物を増築し、さらに平成 9 年には耐震改修を行って 3 階と塔屋階を補強したとのこと。
- ・表通りに面する開口部はアルミサッシに複層ガラスを硬化性パテでとめ、さらにシーリングが施されている。バックヤード側のサッシはスチールサッシとのこと。

- ・今回の地震による被害は、窓ガラスの破損、鉄筋コンクリート内装間仕切り壁のひび割れ、エクスパンションジョイントの被害、タイルの剥落等である。避難階段周辺以外は構造体は仕上材で覆われており、確認した範囲では構造体のひび割れ等は見られなかった。
- ・破損落下のあった窓ガラスは、はめころし窓に硬化性パテでとめたガラスが2階で3枚（図-8.4.2）、4階で1枚割れたとのことであり、全体でガラスを28枚取替えたとのこと。平成9年の耐震改修の際に補強を行った3階はガラスの破損は見られなかった。
- ・過去の地震被害については、1978年の地震で窓ガラスが割れ、2003年の地震で窓ガラス1枚にひびが入ったとのことであり、2005年の地震では窓ガラスに被害が出た記憶はないとのこと。今回被害のあった窓ガラスは竣工時からのものであり、ガラスを取り外した際、ガラスをとめていたパテは非常に硬化した状態であったとのこと。
- ・4階の鉄筋コンクリート内装間仕切り壁（東西方向）は、仕上げ材の損傷状態からひび割れが生じていることが見て取れた（図-8.4.3）。東西方向である桁行き方向の壁に大きな亀裂が生じたと考えられる。
- ・タイルの剥落は、3階の洗面所と地下階への階段脇の壁で見られた。洗面所のタイルの剥落箇所では下地コンクリート壁にひび割れが生じていた。地下階への階段脇の剥落箇所では、既存タイルの上に改修施工したタイルが剥落しており（図-8.4.4）、剥落箇所以外でもタイルの浮きを確認された。
- ・建物関係者によると、地震後の室内の物の落下状況から、1978年の地震は南北方向に揺れ、今回の地震は南西・北東方向に揺れたような印象とのこと。



図-8.4.2 2階窓の被害（仙台市提供）

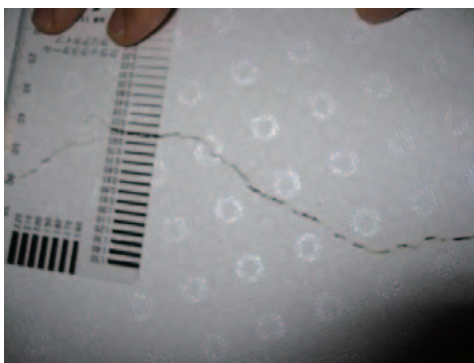


図-8.4.3 4階の鉄筋コンクリート造内壁に見られた亀裂



図-8.4.4 地下1階への階段で剥落したタイル

(2) B建築物（宮城県栗原市）

- ・竣工年不詳の中学校の体育館で、ほぼ南北方向の桁行方向に7スパン、東西の張間方向6スパンの鉄骨造。主屋西側に下屋がある。L形鋼によるブレースが桁行方向の両隅2スパンと真ん中1スパンの計3スパンに入っている。
- ・応急危険度判定で「危険」と判定されており、現地調査時には立入禁止であった。
- ・下屋がない側の桁行方向のブレースが全て座屈していた（図-8.4.5）。下屋側の桁行方向のブレースには座屈は見られなかった。
- ・他に柱脚部コンクリートの亀裂（図-8.4.6）、引き違い窓や出入り口ドアのガラスの破損等が見られた。被害は下屋のない東側桁行構面に集中していた。



図-8.4.5 ブレース及び窓ガラスの被害



図-8.4.6 鉄骨柱脚部かぶりコンクリート剥落

(3) C建築物（宮城県栗原市）

- ・平成4年竣工の小学校体育館。1階は鉄筋コンクリート造、2階は鉄骨造。規模は、桁行方向は6スパン33.6m、張間方向は4スパン20.2m。ブレースは張間方向、桁行方向とも両端のスパンに入っている。
- ・外壁はALCパネル縦壁挿入筋工法。妻壁は、西面は無開口、東面は中央部及び両端に開口がある。
- ・西面の妻壁中央部のALCパネルが4枚脱落した（図-8.4.7～図-8.4.10）。パネル下端の挿入筋と下地鉄骨の溶接部分が損傷していた。建物内ではアリーナの鉄筋コンクリート造部分に軽微なひび割れが見られ、ブレースには損傷は見られなかった。



図-8.4.7 ALCパネル脱落状況



図-8.4.8 脱落したALCパネル



図-8.4.9 ALCパネルの上部取付け部



図-8.4.10 ALCパネル下端部の溶接跡

(4) D 建築物（宮城県栗原市）

- ・昭和 60 年設計の小学校体育館。1 階は鉄筋コンクリート造、2 階は鉄骨造。アリーナ部分と諸室部分からなる。アリーナ部分は、桁行方向は 6 スパン 32.2m、張間方向は 5 スパン 25m。ブレースは桁行方向の両端のスパンに入っている。
- ・ギャラリー桁行方向の開口は、鉄筋コンクリート造の腰壁の上に連窓の引き違い窓が 2 段になっている。上段の窓サッシ 20 箇所の内 3 箇所はサッシ枠の内側に窓サッシが設置された形になっている。
- ・今回の地震の被害としては、窓ガラスの破損・脱落、サッシ障子の脱落、ギャラリー箇所の子脚部や手すり脚部の破損・脱落、軒天井の破損等が見られた。柱や屋根などの構造体には大きな被害は見られなかった。
- ・ギャラリー桁行方向の開口の上段の引き違い窓のサッシ障子が外れて落下するなどしていた。学校関係者によると、ガラスが割れただけのものもあったとのことである。割れたガラスの破片を実測したところ、厚さは 2.75mm であった。
- ・現地調査の時点でサッシ障子がなかったりガラスが割れたりするなどしていたサッシは、元からのサッシのみの箇所で 17 箇所中の 14 箇所、元からのサッシ枠の内側に新たに窓サッシを施工した箇所で 3 箇所中の 1 箇所あった。
- ・ギャラリーにある柱の脚部にひび割れが見られた。
- ・ギャラリー桁行方向の開口の下にある鉄筋コンクリート造の腰壁に補修の跡が多数見られた。
- ・ギャラリーの手すりの脚部が破損しており、箇所によっては以前に補修したような跡が見られた（図-8.4.11、図-8.4.12）。
- ・軒天井が桁行方向の中程で損傷し、繊維強化セメント板が一部脱落していた（図-8.4.13）。軒天井は建設時の設計図書によると、軽量鉄骨下地に繊維強化セメント板をとめ付けてアクリル樹脂エナメル塗りで仕上げたものである（図-8.4.14）。軒天全体では、ねじ止め箇所が分からないように塗装で仕上げられている箇所と、天井板を丸ねじで固定しているのが見て取れる箇所があり、後者は地震以前に行われた改修によると考えられる。今回軒天が破損・脱落した箇所は後者の天井箇所である。
- ・妻面のセメント系ボードによる外装材の端部が破損していた。



図-8.4.11 ギャラリー手すりの脚部の損傷



図-8.4.12 以前に改修したと思われる窓サッシ



図-8.4.13 損傷した軒天井



図-8.4.14 軒天の破損及びとめ付け状況

(5) E 建築物（宮城県栗原市）

- ・平成9年竣工の体育施設。施設内に体育館と屋内プールがある。
- ・体育館は屋根は鉄骨造、それ以外は鉄筋コンクリート造である。桁行方向7スパン42m、張間方向9スパン45mである。アリーナ上部は棟部分にトップライトが設けられており、それ以外の箇所は在来工法の天井が扁平なドーム状に張られている。天井下地の向きは、桁行方向が野縁方向、張間方向が野縁受け方向である。
- ・体育館の天井が、外周柱近傍（柱から1m程度離れた部分）で板状に2箇所、トップライト隣接部で3箇所脱落していた（図-8.4.15～図-8.4.17）。
- ・トップライト隣接部については、脱落箇所の状況から、野縁と天井板が脱落したとみられる。外周柱近傍では天井板とクリップ、ハンガーが脱落していたものの、野縁や野縁受けは脱落していない。天井板が脱落した箇所の天井裏の野縁を見ると、外周の柱などに衝突して座屈したような形状になっていた（図-8.4.18）。
- ・張間方向の天井端部が外周の取り合い部で損傷していたものの、脱落した部分はなかった（図-8.4.19）。
- ・施設関係者によると以前の地震で天井が破損した隅部は補修時にクリアランスを設けたとのことであり、今回は大きな被害は見られなかった。



図-8.4.15 アリーナ内観（パノラマ合成による像の歪み等あり）



図-8.4.16 トップライト近傍での天井損傷状況



図-8.4.17 脱落した天井版

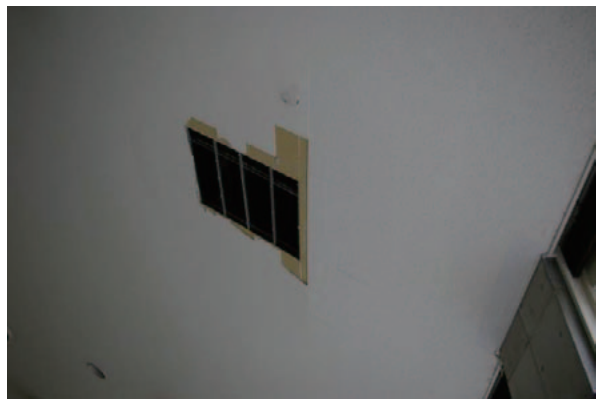


図-8.4.18 天井板脱落箇所及び下地材損傷状況

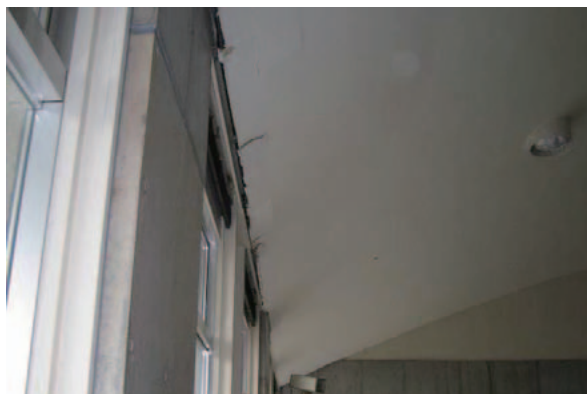


図-8.4.19 桁行方向の取り合いでの天井損傷状況

- ・屋内プールは屋根は鉄骨造、それ以外は鉄筋コンクリート造である。桁行方向 7 スパン 34m、張間方向 5 スパン 25m である。プール上部は棟部分にトップライトが設けられており、それ以外の箇所ははめ込み式の天井が水平方向に張られている。
- ・天井は、天井下地材に専用の金属下地材を取付け、そこに孔あきアルミパネルにグラスウールを裏打ちしたパネルをはめ込んだり、一部ではねじでとめ付けている（竣工図面には“天井アルミ吸音パネル張り”と表記されている）。トップライト下部の立ち上がり壁は天井と同じパネルで張られている。
- ・プールの天井のパネルが妻面近くで多く外れており、トップライトに続く立ち上がり壁のパネルが外れていた（図-8.4.20）。
- ・落ちかけているパネル（図-8.4.21）やプールサイドに積み重ねられていたパネルを見たところ（図-8.4.23）、専用の金属下地材への取付けは、ねじ止めによると思われる箇所もあるものの、はめ込みのみの箇所が多かった。パネルが脱落した箇所の天井裏を見たところ（図-8.4.22）、天井下地材に斜めの振れ止めが設置されていた。



図-8.4.20 屋内プールの被害状況



図-8.4.21 落ちかけている天井パネル



図-8.4.22 天井裏の状況

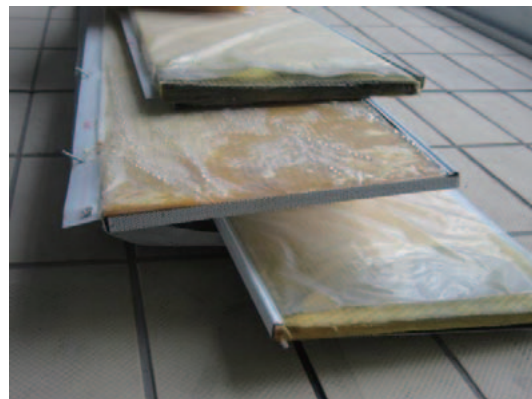


図-8.4.23 プールサイドに重ねられたパネル

8.5 免震建築物

8.5.1 調査概要

被災地に建設された免震建築物の現地調査を行った。図-8.5.1 に調査建築物の位置を、表-8.5.1 に概要を、それぞれ示す。なお、建築物の名称をA建築物～G建築物として記号化しているが、この記号は本節（8.5節）内で独立して定め、用いているものである。

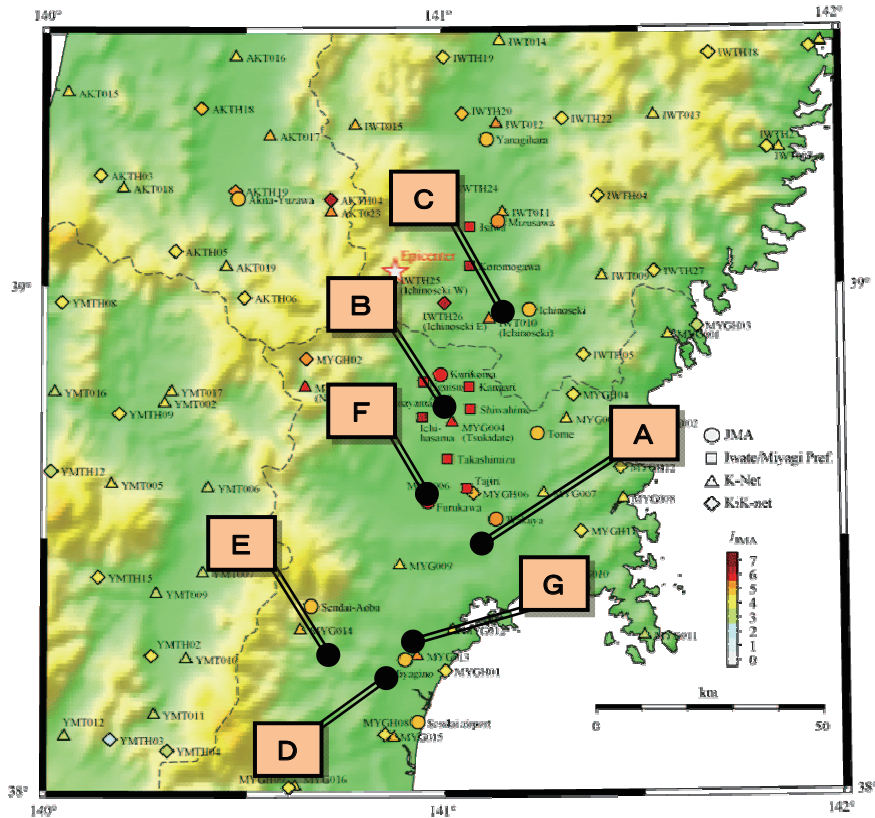


図-8.5.1 免震建築物位置（記号は表-8.5.1に対応）

表-8.5.1 調査建築物概要

	所在(震度*)	用途	上部構造	免震層面積	免震部材構成**
A	大崎市(5弱)	病院	鉄筋コンクリート造4F	約1350m ²	RBx8, LRBx12, ESBx13, ODx4
B	栗原市(6弱)	病院	鉄筋コンクリート造5F	約7200m ²	LRBx20, RBx163, ODx70
C	一関市(5強)	病院	鉄骨造5F+鉄骨鉄筋コンクリート造B1F 鉄筋コンクリート造3F+鉄筋コンクリート造B1F	約21600m ²	RBx142, LRBx32, UDx8, CLBx179
D	仙台市(5強)	救急施設	鉄筋コンクリート造6F	約1900m ²	LRBx34, ESBx4
E	仙台市(5弱)	病院	鉄筋コンクリート造4F	約8500m ²	RBx96, LRBx14, ESBx50, SDx32
F	大崎市(6弱)	宿泊施設	鉄筋コンクリート造12F	約200m ²	RBx8, LDx8, SDx2
G	仙台市(5弱)	個人住宅	木造2F	(不明)	RB, SB

*…気象庁発表 (http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2008_06_14_iwate-miyagi/) の最寄りの震度

**…RB：天然ゴム系積層ゴム、LRB：鉛プラグ入り積層ゴム、ESB：弾性すべり支承、SB：すべり支承、CLB：十字型転がり支承、OD：オイルダンパー、UD：U字ダンパー、SD：鋼棒ダンパー

8.5.2 被害調査結果

(1) A建築物

A建築物は、宮城県大崎市鹿島台において、平成17年に建設された鉄筋コンクリート造4階建ての免震建築物（病院）である。もともと耐震構造の病院として建てられていた（昭和40年ごろ築）が、平成15年の宮城県北部連続地震で構造躯体が損傷したため、免震構造を採用して全面改築されたものである。

建築物の平面形状はおおよそ南北約30m×東西約45mの矩形となっており、下記の免震装置が設置されている。

○天然ゴム系積層ゴム支承材…8基（φ600×4、φ650×4）

○鉛プラグ挿入型積層ゴム支承材…12基（φ600×5、φ650×5、φ700×2）

○弾性すべり支承…13基（φ500×12、φ300×1）

○オイルダンパー…4台（X方向×2、Y方向×2）

職員へのヒアリングを行い、次のような証言が得られた。

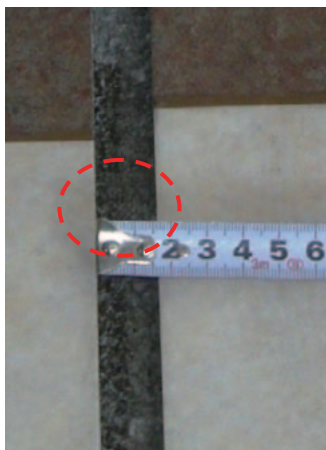
a) 本震時、病院にはスタッフ20名、患者60名程度が在所していた。

b) 免震挙動中は、めまいがするような感覚で、歩くことは可能だったがまっすぐには歩けなかった。

c) 免震建築物内部では転倒・落下等の被害はなかったが、隣接する非免震棟の事務所では、書棚の内容物が落下する被害があった。

d) 本震直後（09:20）の点検においては南西方向に1cm程度の残留変形が見られた。

目視調査の結果、**図-8.5.2(a)** (**b**) に示すとおり、エキスパンションジョイント（通路）床面内装には東西方向に1.5cm程度のずれが、免震建築物周囲のクリアランス保護用の蓋には、1cm程度の傷がみられた。また、上部構造の外周部には、免震建築物のクリアランスに近づけないよう侵入防止柵が設けられていたが、免震部分と非免震部分との両方に脚部が緊結されており、**図-8.5.2(c)** のようなゆがみを生じていた。



(a) 廊下内装のずれ
（東西約1.5cm）



(b) クリアランス部蓋の傷
（東西約1cm）



(c) 侵入防止柵のゆがみ

図-8.5.2 免震挙動の形跡等

(2) B 建築物

B 建築物は、宮城県栗原市築館において、平成 14 年に建設された鉄筋コンクリート造 5 階建て+棟屋 1 階の免震建築物（病院）である。

建築物の平面形状はおおよそ南北約 60m×東西約 120mの矩形となっており、下記の免震装置が設置されている。

- 鉛プラグ挿入型積層ゴム支承材…20基（φ750）
- 天然ゴム系積層ゴム支承材…163基（φ650×61、φ750×102）
- オイルダンパー…70基（980.7kN型）

なお、断面図や免震層のクリアランスの処理などの図面は入手できず詳細不明である。職員へのヒアリングを行い、次のような証言が得られた。

- a) 本震時は休診日であったが、機器等の点検が行われており、20名程度の作業者がいた。
- b) 病院は10分停電した後復電した。
- c) 屋内では立ち上がるには不安があり、普通に歩くことは困難だった。本震時に外を見たところ他の建築物は細かく激しく揺れているのが見えた。
- d) 建屋内に構造・非構造を含め被害はなく、5階西側E V前の一箇所のみ、天井に取り付けられた誘導灯（はめ込み式）の落下があった。

病院を含め一帯はもと水田であったとの情報もあり、実際に敷地内のやや広い範囲で若干の沈下（舗装表面で約 5 cm）が見られたが、周辺一帯での噴砂や建築物の傾斜被害等の形跡は見られなかった。

目視調査の結果、免震層内において、犬走りの鉛直クリアランスのシール材と免震層周囲の擁壁の間のずれ（**図-8.5.3**）が確認された。このずれは南北方向については北側に 1.5～2 cm 程度と見られ、免震建築物周辺ではシール材と躯体との縁切り用と見られるフィルム状のシートのはみ出しも見られた（**図-8.5.4**）が、免震層中央付近では残留変位が見られない積層ゴム部材もある等、躯体コンクリートの乾燥収縮による変形など他の要因である可能性も考慮すべきである。なお、スタッフによれば、本震時のゆれは東西方向に卓越していたとのことであり、フィルム状のシートのはみ出しは東側外周で大きく、南側では若干、他の部分ではほとんど見られなかった。ただし、当該建築物に関しては「岩手・宮城内陸地震：震度 6 弱の揺れを半減、宮城県栗原市内の病院で免震効果実証」¹²⁾において、地震時の免震層の変形量は東西方向と南北方向それぞれ 100mm 前後と推定されている。



図-8.5.3 シール材のずれ



図-8.5.4 フィルム状シートのはみ出し

その他クリアランス周りにおいて、躯体から外につながる配管の基部カバーの損傷・脱落（図-8.5.5）、周囲地盤の沈下及びそれによると見られる舗装ブロックの変状があった。また、エキスパンション部周辺では、カバーの衝突等によるものと見られる損傷や金属柵の傾斜の被害（図-8.5.6）が見られた。



(a) 接続状況



(b) 屈曲部カバーの損傷・脱落落下

図-8.5.5 配管部の被害



(a) 金属柵の傾斜



(b) 舗装の損傷（補修済み）

図-8.5.6 入口エキスパンション周辺部被害

(3) C建築物

C建築物は、岩手県内において平成18年に建設された、それぞれ鉄骨造5階＋鉄骨鉄筋コンクリート造地下1階（I棟）及び鉄筋コンクリート造3階＋同地下1階（N棟）の免震建築物（病院）である。もとは別々の場所に建つ病院であったものを移転し、免震層を共有する1棟の免震建築物にしたものである。

免震層は「J」を横に引き伸ばしたような形状（図-8.5.7）で、斜面地に建設されており、GL-9.5mとGL-4.1mとの段差のある支持層による直接基礎が採用されている。南側のI棟はおおよそX80m×Y120m、北側のN棟はおおよそX120m×Y100m程度であり、下記の免震装置が設置されている。

- 天然ゴム系積層ゴム支承材…142基（φ800×104、φ800U字ダンパーつき×38）
- 鉛プラグ挿入型積層ゴム支承材…32基（φ800）
- U字ダンパー…8基（型番U45）
- 十字型転がり支承…179基（600kN×8、800kN×1、972kN×3、1304kN×21、2451kN×113、3775kN×33）

本建築物においては、さらに、I棟及びN棟のそれぞれ基礎底盤及び上部構造（免震層直上及び最上階）で地震観測が行われており、本震時を含め多数の観測記録が得られている。図-8.5.8に本震の加速度記録（I棟・X方向）を、表-8.5.1に棟別・方向別の最大値を比較して示す。

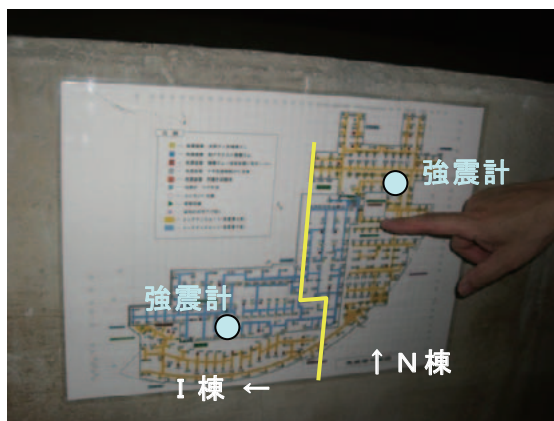


図-8.5.7 C建築物平面計画及び強震計位置

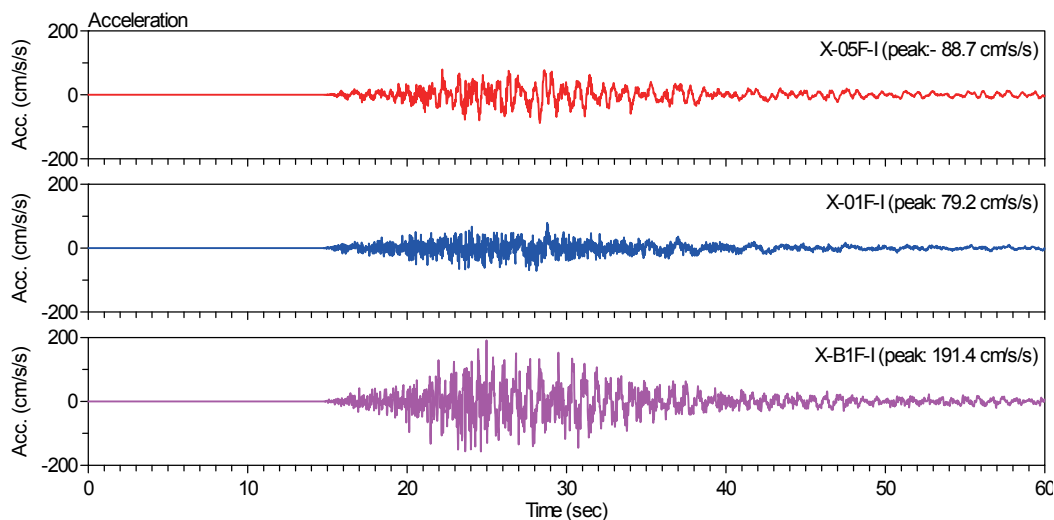


図-8.5.8 本震時の加速度波形（I棟・X方向）

表-8.5.1 C建築物における本震時の観測記録の最大値

棟	位置	最大加速度（絶対値） [gal]			計測震度
		X	Y	Z	
I棟（南側）	5 F	88.7	73.3	587.4	5.0
	免震上部	79.2	52.6	253.2	4.5
	免震基礎	191.4	155.7	241.0	4.8
N棟（北側）	3 F	65.0	56.9	349.0	4.8
	免震上部	81.3	92.1	294.1	4.7
	免震基礎	262.8	239.9	248.6	5.0

職員へのヒアリングを行い、次のような証言が得られた。

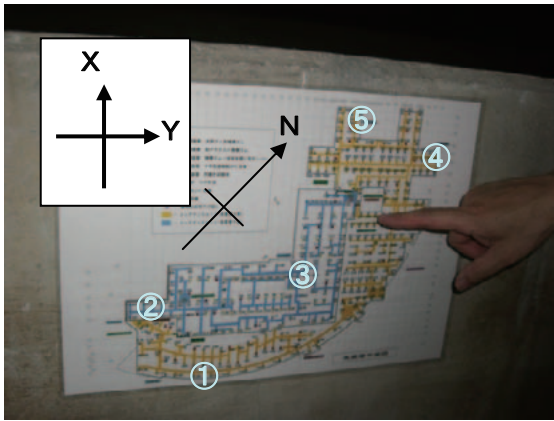
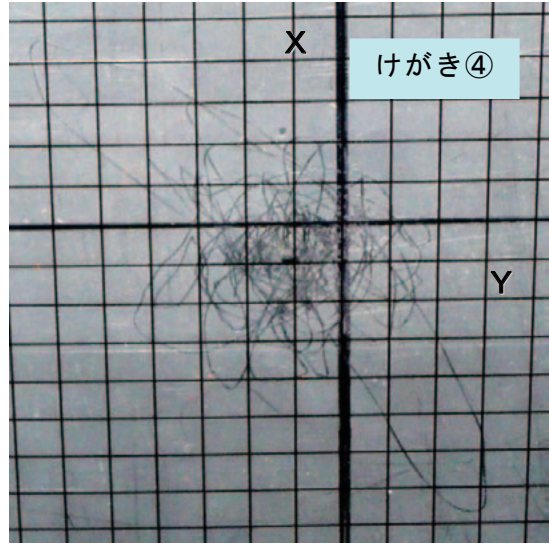
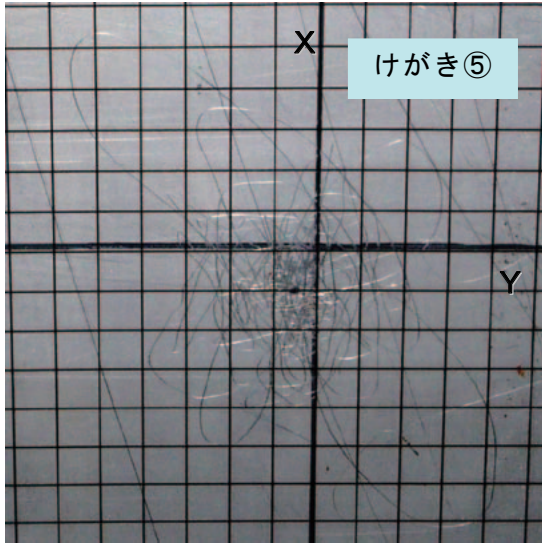
- a) 本震時の構造・非構造被害は特になかったが、防火戸が閉塞し、エレベータも停止した。
- b) 施設内の状況については、パソコンのモニタの転倒が1台（他の多数の同じようなモニタは無被害であったらしく、そのモニタの設置状況の問題と考えられる。）、スプリンクラーのカバーの脱落、防火戸の閉鎖などがあった。
- c) 体感としては小刻みな揺れも感じ、震度5程度と感じた。（2F勤務）
- d) 本敷地は、周辺に比べて、震度が小さいようである。他の場所（おそらくJMAによる周辺の公表値）と比較して、地震計の記録開始のトリガーが作動しないことがあった。（なお、今回の本震についても、一関山目（やまのめ）で震度5強と公表されているが、表-8.5.1に示すとおり、免震基礎の観測記録による計測震度は5弱にとどまっている。）
- e) 免震層内（5箇所）において、相対変位の軌跡を計測するためのけがき変位計が設けられており、本震直後の目視点検では、最大変位は北西方向に37mmであった。

免震層の目視調査により、上記 e) のけがき変位計による軌跡を確認した（図-8.5.9）。免震層内の位置によってそれぞれ軌跡の形状が異なっていたが、主要な変位の方向はすべて東西方向であると考えられる。その他の免震層の移動跡としては、図-8.5.10 に示すとおり十字型転がり支承の下側レールのカバーが、支承コマ部から北西（X）及び北東（Y）方向に、それぞれ3cm程度離間していた。

けがき変位計の本震直後（一次調査時）の残留変位は、けがき板の原点から5mm程度であった。また、図-8.5.11 に示す積層ゴムの残留変位（2cm程度）も確認した。しかしながら、躯体のコンクリートの施工後の乾燥収縮その他の経年変化等により、けがき変位計の設置後から本震直前までの間に原点位置が移動していた可能性もある。

建築物の周囲には、エキスパンション部を含め変状は見られなかった。

病院近くの薬局（非免震・1階建て）でも聞き取り調査を実施した。本震直後の状況としては、構造躯体に被害はなく、商品棚の最上段の商品や、調剤室の薬剤用プラスチックボトル、紙箱等の軽いものを中心に落下していたとのことであった。



けがき変位計位置
(免震層内5ヶ所)

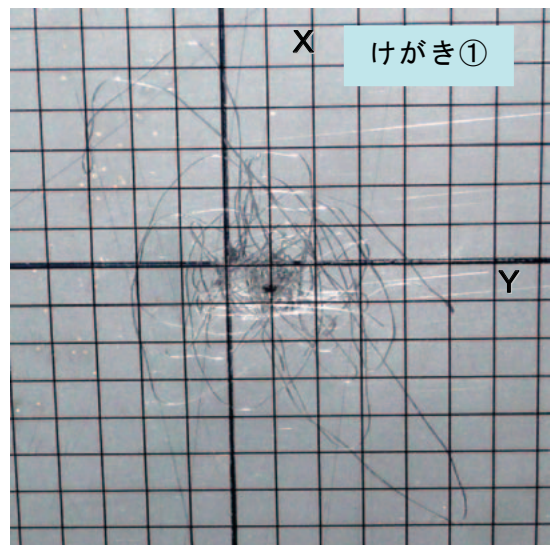
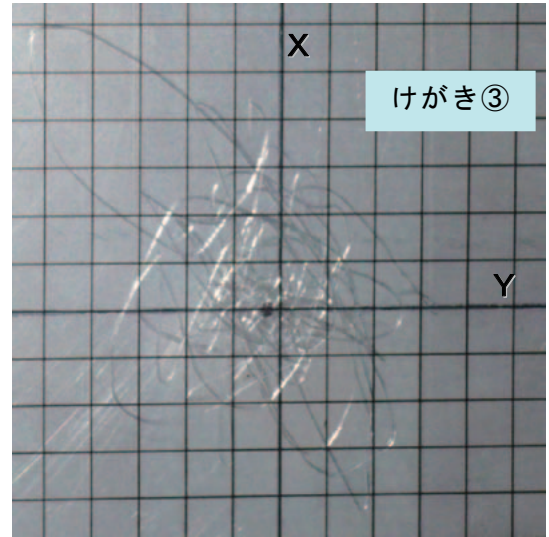
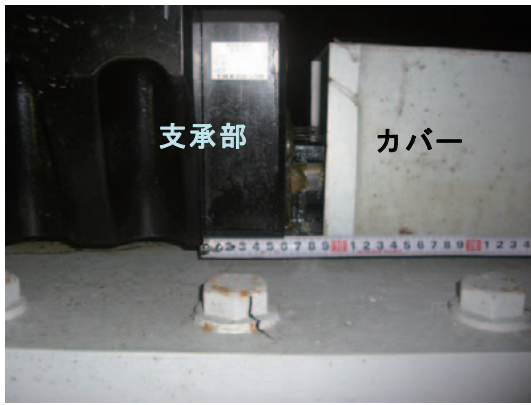
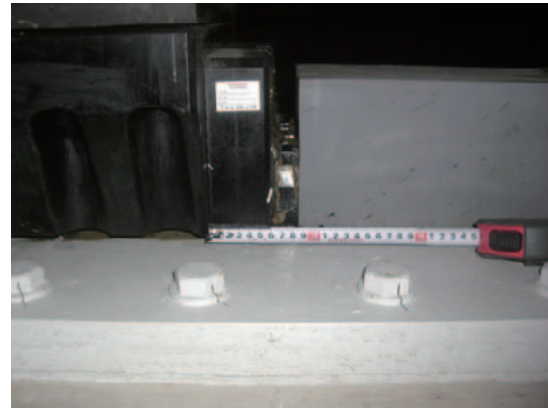


図-8.5.9 けがき変位計による本震の応答変位オービット (5mmグリッドを重ねて撮影)



(a) X方向：北西



(b) Y方向：北東

図-8.5.10 転がり支承カバーの離間

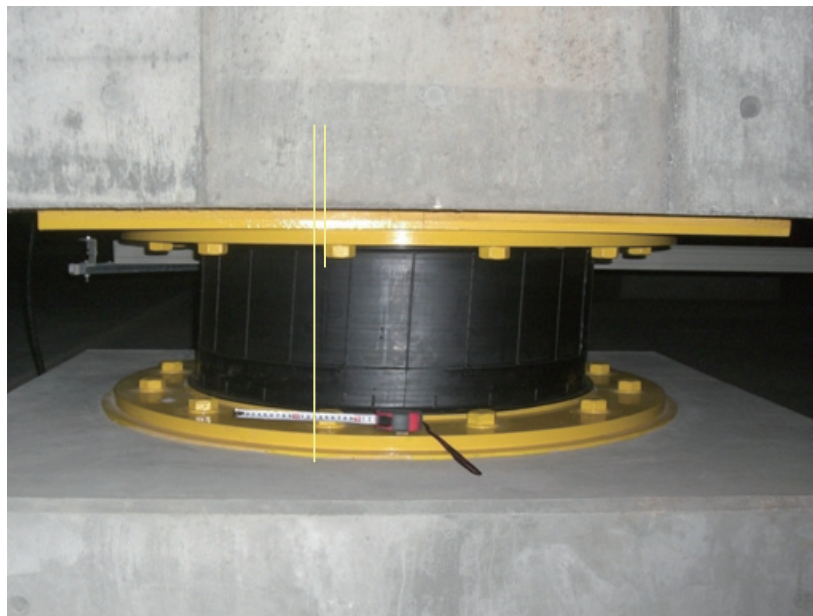


図-8.5.11 積層ゴム残留変位（X方向、2 cm程度）

(4) D 建築物

D 建築物は、宮城県仙台市若林区において、平成 13 年に建設された鉄筋コンクリート造 6 階（最高部）＋地下 1 階の免震建築物（救急施設）である。なお、地下階は駐車場として利用されており、地上部分のみが免震構造となっている。広瀬川より北東 100m 程度に位置しているが地盤は良好で GL - 8 m を支持層（長期 25t/m²、短期 50t/m²）とする直接基礎が採用されている。

建築物の平面形状はおおよそ東西 55m × 南北 35m で一部の欠けた矩形となっており、下記の免震装置が設置されている。

○鉛プラグ挿入型積層ゴム支承材…34基（ ϕ 800 × 2、 ϕ 850 × 17、 ϕ 900 × 5、 ϕ 950 × 10）

○弾性すべり支承…4基（ ϕ 450）

職員へのヒアリングを行い、次のような証言が得られた。

- a) 当該施設は夜間救急医療に使用されており、本震時、建築物内にはスタッフ 1 名、守衛所に当直の警備員 1 名（調査時は不在）がいるのみであった。
- b) 地震直後にスタッフが到着した段階では、什器等を含め被害はなかった。
- c) 市内で体感した揺れ方としては、2005年の宮城県沖地震の方が今回の地震よりも激しかった。
- d) 他の地震での経験によると、この建築物は小さい地震ではかえって周りの非免震建物よりもよく揺れている印象がある。

目視調査の結果、設置された下げ振りが数ミリ原点から移動していたが、本震以前の状況は記録されておらず、今回の地震によるものか不明である。また、建築物の周辺でエキスパンションカバー付近において 1 cm 程度の移動跡と見られる痕跡（図-8.5.12、東方向）が確認できた。



図-8.5.12 東側エキスパンションの移動跡（東西約 1 cm）

(5) E 建築物

E 建築物は、宮城県仙台市青葉区において、平成 15 年に建設された鉄筋コンクリート造 4 階建ての免震建築物（病院）である。GL - 4 m の砂礫層（一部盛土）を支持層とする直接基礎が採用されている。

建築物の平面形状は複雑（矩形の 1 辺から > 形に張り出した部分を有するような形状）であり、東西 85m × 南北約 100m である。下記の免震装置が設置されている。

- 天然ゴム系積層ゴム支承材…96基（φ 700×86、φ 800×10）
- 鉛プラグ挿入型積層ゴム支承材…14基（φ 700）
- 弾性すべり支承…50基（φ 400×24、φ 600×26）
- 鋼棒ダンパー…32基

職員へのヒアリングを行い、次のような証言が得られた。

- a) 本震時、ホールで午前 9 時開始の研修会の準備をしていたが、あまり揺れを感じなかった（5 弱とは思わなかった）ので、そのまま研修会を実施した。自宅が泉区にあり、そちらは花瓶が落下・転倒する被害があった。（院長、1 F）
- b) 1978年の宮城県沖地震を、石巻の病院で執刀中に経験したことから、10年前のこども病院建設の作業部会長時に免震にすることを提案し、話し合いでそのように決めた。2005年8月の地震も大学の医学部での勤務時に非免震の建物で体験した。今回の免震建築物での体験と比較していずれも揺れが非常に大きかったことから、効果を経験できてよかった。（院長、1 F）

- c) 水とエレベータは停止し、10～20分後に水が復旧した。
- d) 本震時には患者100名程度、職員50～60名（うち看護師40名）程度、他に父母等の付き添いや研修会参加者15名程度が院内におり免震挙動を経験した。
- e) 舟に乗ったような感じがし、20秒程度は揺れていたようである。周りの被害は何もなかった。病棟も大丈夫であった。過去の中・小地震でも、カーテンが揺れていることで地震であるとわかる程度で、揺れに気づかない場合もあるなど、免震挙動・効果は経験していることから、慣れている。2005年8月の宮城県沖地震の方が大きい揺れだった。2005年には、停電しパソコンの画面が突然切れたが、今回は停電しなかったので、あわてることもなかった。気持ち悪いと訴える人はいなかった。入院中の児童も余裕があり、逆に外部からは、あわてて駆けつける方もいた。（看護師、1階救急外来）
- f) 開けておいたドアが、地震の揺れにより、自然に閉じた。（看護師、4階）
目視調査を行ったが、弾性すべり支承のすべり面がビニール製のカバーで覆われている等、免震層の内外で免震挙動の痕跡は確認できなかった。

(6) F 建築物

F 建築物は、宮城県大崎市古川において平成 10 年に建設された、鉄筋コンクリート造 12 階の免震建築物である。ホームページで免震の説明をする等、免震構造を採用していることを積極的に開示している。

建築物の平面形状はおおよそ東西約 15m×南北約 13mの矩形となっており、下記の免震装置が設置されている。

- 天然ゴム系積層ゴム支承材… 8 基（φ 650）
- 鉛ダンパー… 8 基（型番U180）
- 鋼棒ダンパー… 2 基（φ 70）

建設地周辺の本震による震度は6弱とされた地域であり、本震時に4名の職員が1F事務所付近に勤務していた。うち2名へのヒアリングを行い、次のような証言が得られた。

- a) 地震の最初は、「どかん」ときたようである。その後だんだんゆっくりとした揺れになってきた。めまいと勘違いもした。1階より上階の方の揺れが大きく感じられるようである。
- b) 落下物等の被害はなかった。近隣にある従業員の自宅では、棚のものが落下した。
- c) この建築物では停電、断水、エレベータ停止等の被害はなかったが、周囲の他の宿泊施設ではエレベータが停まり、排水の逆流などの被害が見られたようである。
- d) 駐車場付近ほか建屋の内外を防犯カメラで撮影しており、それによると約1分半ほどは揺れていたようである。（フロントやエレベータ付近の宿泊客の映像も記録されていたが、地震時に驚いたりした様子は見られなかった。）

目視調査の結果、免震層において鉛ダンパーの表面の変状（、屈曲部付近で、ささくれ状のしわが主に断面の南北方向の表面に生じている）や鋼材ダンパーの塗料のはがれ（）が確認できた。これらは、前回の地震で同様に変状があった跡をきれいにした部分であり、今回の地震で生じたものであるとの説明があった。また、犬走り部のゴムによるカバーも乱されていた（今回の地震によるものか不明）。なお、残留

変位は確認できなかった。また、免震表示はなかったが、クリアランスは実測で 45cm 程度であった。

現在免震層を管理している施工者にもヒアリングを行い、次のような証言が得られた。

a) 地震直後の目視点検で積層ゴムのゴムカバーの脱落 (図-8.5.13(d)) が見られた。

現在はカバーを付け直している。

b) 鋼材ダンパーの取り付け部分ががたついており、ボルト増し締め等の措置を講ずる予定である。

c) 大臣認定の建築物であり、性能評価時の条件 (一定以上の震度を経験した場合) に該当するため、免震部材メーカーが点検を実施した。鉛ダンパーについては部材特性の変化 (エネルギー吸収性能の低下) の可能性があるが、メーカー撤退により代替品の調達が難しく、最終的に交換が必要かどうかについては、特性の変化を想定した上で改めて解析を行う等、免震建築物としての性能をトータルで評価した上で判断してもらいたい、と言われた。今後、学識経験者へ相談したいと考えている。



(a) 鉛ダンパー外観



(b) 鉛ダンパー屈曲部のささくれ状の変状



(c) 鋼材ダンパー及び塗料のはがれ



(d) 積層ゴム支承及びカバー脱落 (本震直後の点検時の状況を再現したもの)

図-8.5.13 免震部材の状況

(7) G建築物

G建築物は、宮城県仙台市宮城野区において平成18年10月に建設された、木造2階建て（+鋼製土台を使用）の戸建て免震住宅である（図-8.5.14）。免震材料の特性や配置等に関する資料は未入手である。

本震時に室内にいた住人にヒアリングを行い、次のような証言が得られた。

- a) 1978年の宮城県沖地震の際には、小学3年生であり、福田町（水田の埋め立て地であった模様）の住居で室内のすべてのものの転倒・落下、サイドボードのガラス破損、停電、断水などを経験した。2005年の8月の地震の際には、田子（たご）のアパートの1階で、食器棚の食器の破損、地震後のテレビの移動（40cm程度）、お風呂（あるいは洗面所）のシャンプーがリビングまで飛んでいるのを体験した。周囲には液状化が発生し、道路が水浸しになった。
- b) 本震時、地響きがあった。地震が来ると考えたが、揺れ始めた直後に「カチッ」という音が聞こえた。（この音は、雨樋のフレックス部分の強制変形（5mm程度変形したことで金属音が出た）が原因とハウスメーカー担当者）そのあと免震挙動に移行したようである。朝食時であり牛乳とトマトジュースをグラス一杯についであったが、こぼれなかった。花瓶も全く何ともなかった。
- c) 大きくゆったり揺れたが、以前に体験施設で免震住宅の揺れを経験していたので、全く恐怖心はなかった。揺れている最中に窓から外を見たところ、庭の石が動いているように見えたことで、建物がゆっくり揺れていることを確認した。南北方向の動きが大きかったようである。9:20頃の余震は感じなかった。
- d) 本震直後の残留変位は2～3cm程度だった。最大変位は確認していない。

目視調査では、免震挙動の痕跡は認められなかった。調査時には残留変位は見られず、余震等によって残留変位が解消されたものと考えられる。

なお、本免震住宅を含め、一带に停電・断水等の被害はなかった。



(a) 玄関付近（変状なし）



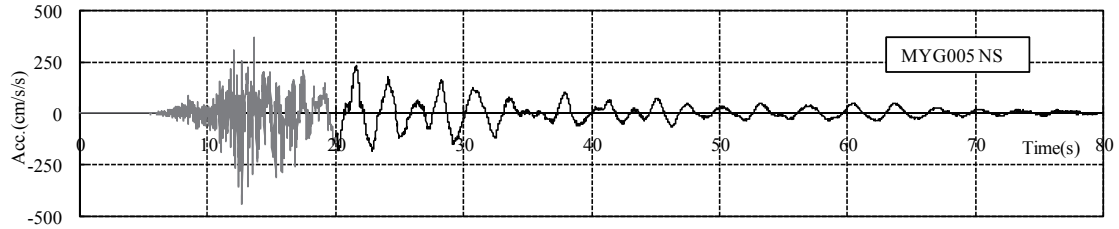
(b) 免震表示及び雨どいのフレックス部分

図-8.5.14 G建築物の周囲状況

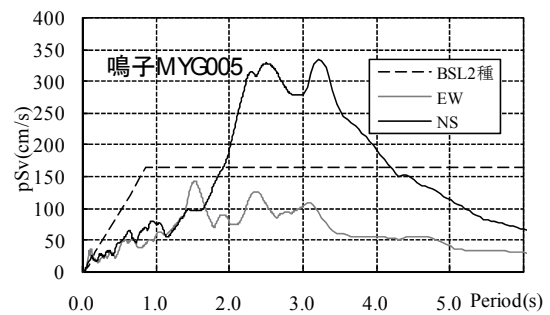
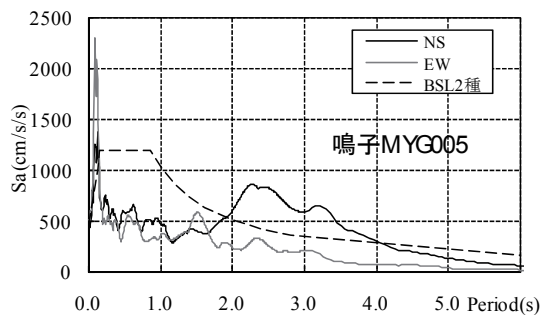
8.6 各種地震応答解析による検討

8.6.1 1自由度系の地震応答解析

構造物への影響を推測するため、2~3 秒程度の周期成分に特徴の見られた K-NET 鳴子 (MYG005) の観測記録 (図-8.6.1) を用いて、1 自由度系の弾塑性地震応答解析を行った。



(a) 地動加速度 NS 成分 80 秒間



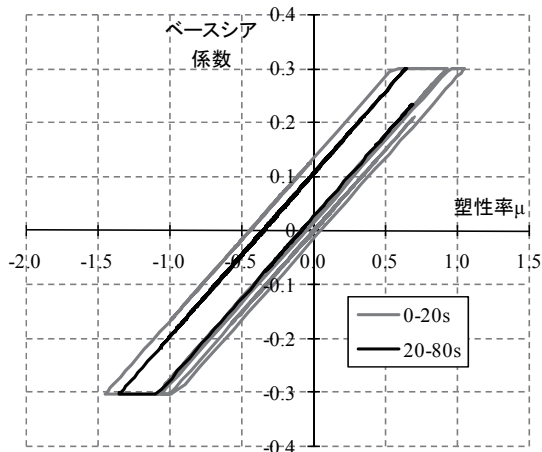
(b) 加速度応答スペクトル ($h=0.05$)

(c) 擬似速度応答スペクトル ($h=0.05$)

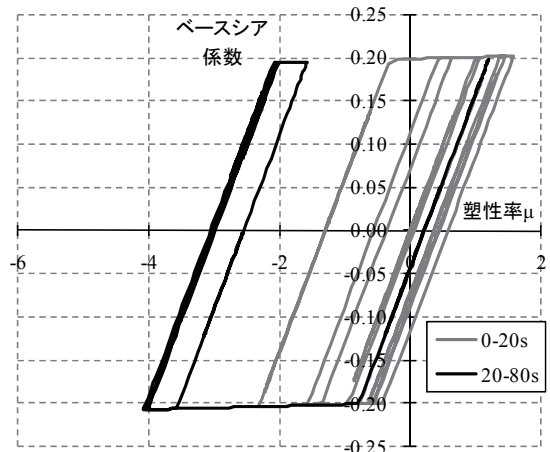
図-8.6.1 K-NET 鳴子 (MYG005) の記録

中低層建築物を想定し、初期周期を 0.7 秒とする。減衰は初期剛性比例減衰で 5%、降伏耐力はベースシア係数 (C_y とする) で 0.2 と 0.3 の 2 種類とした。復元力特性は (a) バイリニア、(b) 剛性・降伏耐力の比を同じとしたバイリニアとスリップとの組み合わせ、(c) 鉄筋コンクリート造を想定した復元力の 3 種類である。降伏後の 2 次勾配は初期勾配の 1/100 とした。時刻歴応答計算には平均加速度法を用い、時間刻みは 1/100 秒とした。

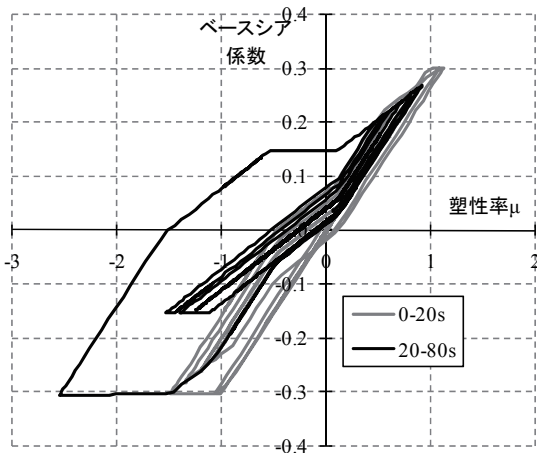
図-8.6.2 に縦軸をベースシア係数、横軸を塑性率とした履歴を示す。図-8.6.1(a) と同じく、短周期成分を多く含む 0~20 秒と (やや) 長周期成分が顕著な 20~80 秒とを分けして示している。 $C_y=0.3$ 程度の耐力があれば、塑性率は 2.5 程度であり、建築物に一定の靱性が期待できることを前提とすれば、大破や倒壊といった大きな構造的被害には至らなかったと予想される。実際の構造躯体の被害がほとんどなかったことからすると、やや大きい応答となる解析結果になっていると考えられるが、中低層建築物については少なくとも大破・倒壊といった大きな被害を及ぼすような地震動ではなかったことが確かめられた。



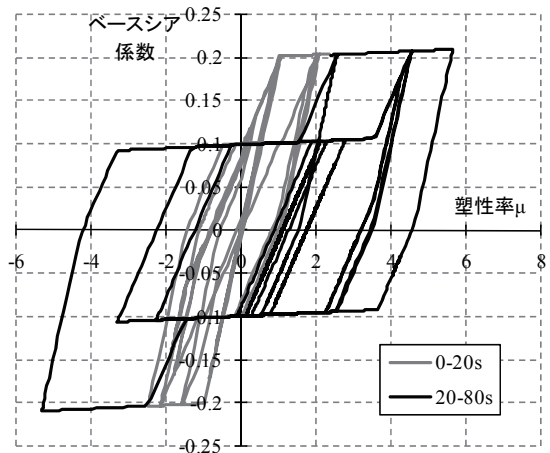
(a-1) $C_y=0.3$ 、バイリニア



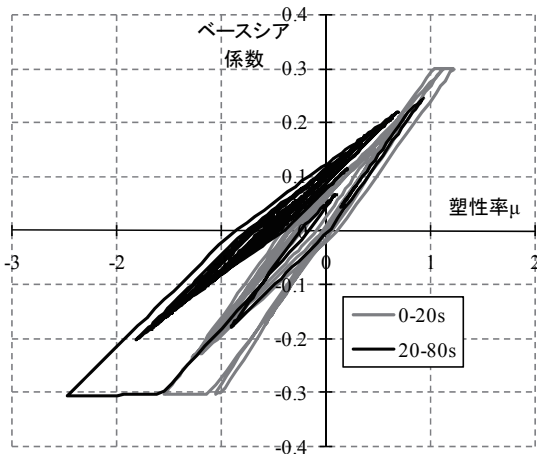
(a-2) $C_y=0.2$ 、バイリニア



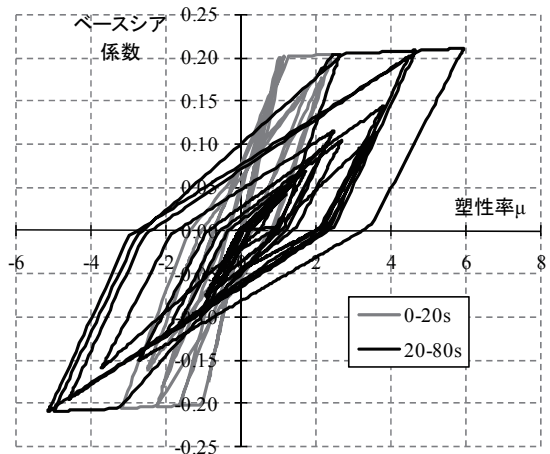
(b-1) $C_y=0.3$ 、バイリニア+スリップ



(b-2) $C_y=0.2$ 、バイリニア+スリップ



(c-1) $C_y=0.3$ 、鉄筋コンクリート造想定



(c-2) $C_y=0.2$ 、鉄筋コンクリート造想定

図-8.6.2 荷重変位関係

8.6.2 木造住宅の地震応答計算

(1) 検討概要

今回の地震では、木造住宅の建つ被災地において強震記録が得られており、場所によっては極めて大きな最大加速度が得られている。一方、木造住宅の被害調査等から被害の程度がおよそ把握されているが、概して被害は軽微である。ここでは、木造住宅の被害原因の定量的考察に資することを目的として、4か所の強震記録の水平1方向成分、合計4つの記録地震波を用い、2階建て木造住宅に対して、各階の壁量及び1、2階の床面積比をパラメータとして行った地震応答計算の結果について述べる。

計算に用いた入力地震波は、K-NET 築館 (MYG004) (地表) NS 成分、K-NET 鳴子 (MYG005) (地表) NS 成分、KiK-net 一関西 (IWTH25) 地表 EW 成分、KiK-net 東成瀬 (AKTH04) 地表 EW 成分の合計4波である。各地震波の観測地点、最大加速度等を表-8.6.1に示す。

表-8.6.1 計算に用いた地震波

観測地点	観測点コード	成分	震央距離 (km)	最大加速度 (cm/s^2)
K-NET 築館	MYG004	(地表) NS	32	739.9
K-NET 鳴子	MYG005	(地表) NS	31	440.3
KiK-net 一関西	IWTH25	地表 EW	3	1433.8
KiK-net 東成瀬	AKTH04	地表 EW	25	2448.1

計算の対象とした建物は、以下の2種類である。

- ・ 2階建て木造 総2階
- ・ 2階建て木造 部分2階 (床面積比は1階：2階=1：0.7と仮定)

建物の重量は、重い屋根を想定した。被災地においては、屋根を鉄板葺きとしているものも多いが、建築基準法における必要壁量は屋根重量に応じて定められているため、どちらを想定しても、壁量充足率 (必要壁量に対する存在壁量の比) で整理すれば、結果に大きな差はないと考えられる。固定荷重及び積載荷重の具体的な想定値は、単位床面積当たりの質量として表-8.6.2に示す値を用いて計算した。これらの値は、住宅の品質確保の促進等に関する法律 (品確法) における性能表示制度の評価方法基準で、耐震等級2以上における必要壁量の根拠とされる値である。

地震応答計算は、上記の2種類の建物について、それぞれ各階の壁量をパラメータとして、後述の構造用合板耐力壁の倍率を2.5として、建築基準法施行令第46条に規定する必要壁量に対し、各階の壁量充足率が各階独立に0.6から1.6の間、0.2きざみで変化するように、各階の剛性耐力を変動させて行った。一つの地震波に対して1、2階の壁量充足率の組み合わせで36種類の計算を行ったことになる。なお、耐力壁以外の寄与を考慮し、耐力壁の耐力の50%が耐力壁以外の部分で負担されるものと仮定して、耐力壁による荷重変形関係を1.5倍して層の荷重変形関係とした。

表-8.6.2 各部の質量の想定（床面積 1 m² 当たり kg）

	重い屋根の場合
屋根の質量 G1	130
各階の外壁の質量 G2	120
各階の内壁の質量 G3	20
各階の床の質量 G4	60
床の積載の質量 P1	61

用いた荷重変形関係及び履歴性状は、構造用合板耐力壁の実験結果をトレースする形でバイリニア+スリップにモデル化したものである。図-8.6.3 に履歴モデルを、表-8.6.3 に構造用合板耐力壁長さ 1 m 当たりの荷重変形履歴モデルに対応するパラメータの値を示す。

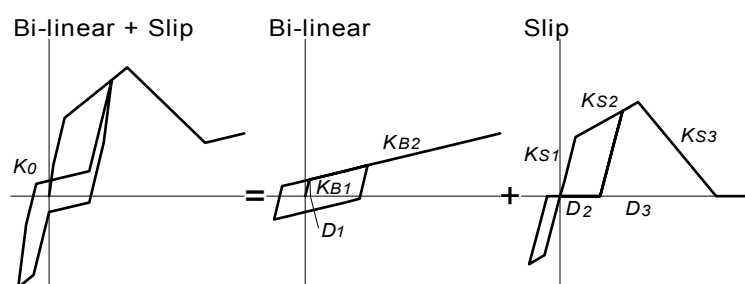


図-8.6.3 計算に用いた荷重変形の履歴特性（バイリニア+スリップ）

表-8.6.3 構造用合板耐力壁 1 m に対するパラメータの値（記号は図-8.6.1 に対応）

初期剛性 (N/mm)	剛性 (N/mm)					剛性変化点の変位 (mm)		
	KB1	KB2	KS1	KS2	KS3	D1	D2	D3
K0	KB1	KB2	KS1	KS2	KS3	D1	D2	D3
478.6	0.53K0	0.03K0	0.47K0	0.07K0	-0.11K0	4.5	18	90

応答計算は、線形加速度法を用い、強震記録 100 秒間（KiK-net 一関西及び KiK-net 東成瀬については 30 秒間）に対する応答計算を行った。計算の 1 ステップの時間きざみは強震記録の 0.01 秒の 50 分の 1 として行った。減衰は初期剛性比例型で 1 次モードに対する減衰定数 2% の減衰を仮定している。

(2) 計算結果

2 種類の建物について入力地震波 4 種類、壁量の充足率 36 通りの組み合わせで行った地震応答計算の結果を、各階の層間変位の最大応答値として、図-8.6.4 から図-8.6.7 に示す。ただし、層間変位が 30cm を超える部分については、倒壊と見なしてプロットを省略している。

図-8.6.4 から図-8.6.7 により、地震波による応答の違いについて述べれば次の通りで

ある。

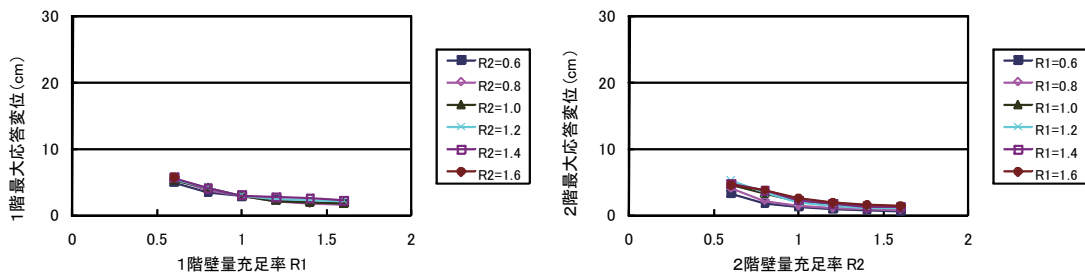
まず、計算に用いた 4 つの地震動記録のうち、最も大きな最大応答変位を示したのは K-NET 鳴子 (MYG005) NS である。壁量充足率 0.8 を切るあたりから、急激に応答変位が増大し、計算上、倒壊に至るという結果である。次に大きな最大応答変位を示すのが、KiK-net 一関東 (IWTH25) NS である。逆断層の上盤直上に位置し、上下動も含めた 3 方向成分の和で最大の加速度を示したと言われている。しかしながら、水平方向成分がそれほど大きくはないこともあり、本計算では、壁量充足率が 0.6 であっても、1 階で 15cm、2 階で 20cm 以下の応答変位 (層間変位) に収まっている。20cm の応答変位は、設計上の安全限界を超えてはいるが、現実には倒壊を免れる値である。

これに対し、K-NET 築館 (MYG004) NS、KiK-net 東成瀬 (AKTH04) 地表 EW に対する応答は、1、2 階とも、最大応答変位 (層間変位) でおおむね 10cm 以下であり、ほぼ設計上の安全限界以下の応答変位に収まっている。KiK-net 東成瀬 (AKTH04) EW は、最大加速度が 2448cm/s^2 という大きな値であるが、木造住宅の被害にはつながりにくい波形であることが、本計算によっても示されたと言えよう。

比較のため、同一の条件で計算した、平成 19 年新潟県中越沖地震での地震動記録に対する応答計算結果を図-8.6.8 に示す。K-NET 柏崎 NS に対しては壁量充足率 1.2、刈羽村割町新田 NS に対しては 1.4 を切ると急激に応答変位が増大し、計算上、倒壊に至るという結果である。この結果と比べると、今回記録された地震動は、これらの新潟県中越沖地震での記録に比べれば、木造住宅に対して被害を及ぼす程度が小さい地震動であったと言えよう。

なお、これらの計算結果と実際の被害との関係については、現実の応答変位は、計算による応答変位より小さく収まる傾向にあることが、これまでの地震被害における詳細調査と応答計算の経験からわかっている。

(1) K-NET 築館 (MYG004) NS 成分、総 2 階 (左 : 1 階、右 : 2 階)



(2) K-NET 築館 (MYG004) NS 成分、部分 2 階 (左 : 1 階、右 : 2 階)

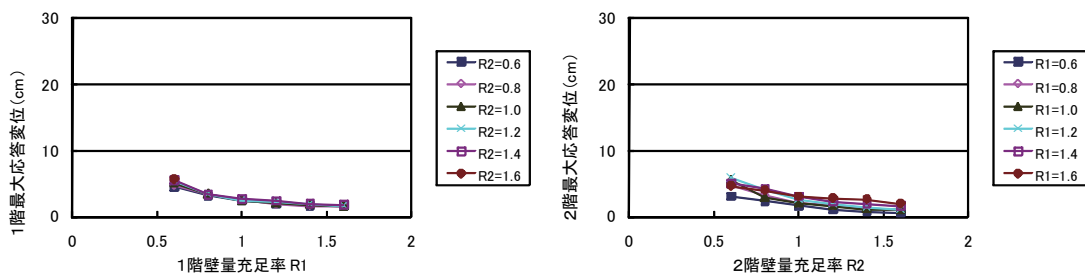
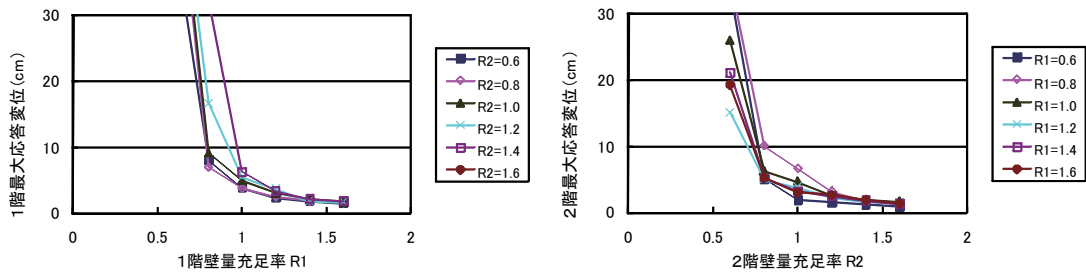


図-8.6.4 最大応答変位の計算結果 (①K-NET 築館 (MYG004) NS 成分に対する応答)

(1) K-NET 鳴子 (MYG005) NS 成分、総 2 階 (左 : 1 階、右 : 2 階)



(2) K-NET 鳴子 (MYG005) NS 成分、部分 2 階 (左 : 1 階、右 : 2 階)

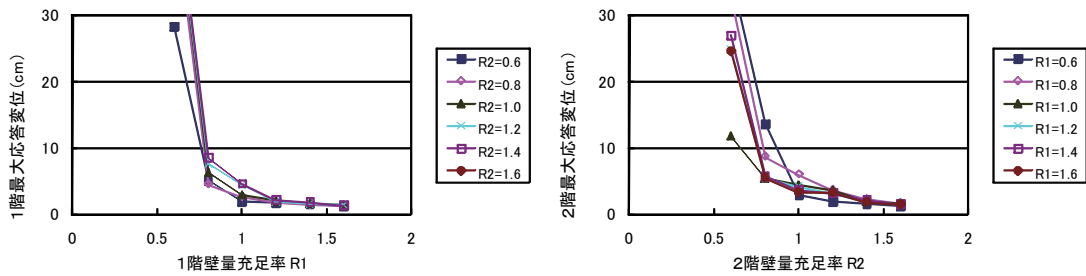
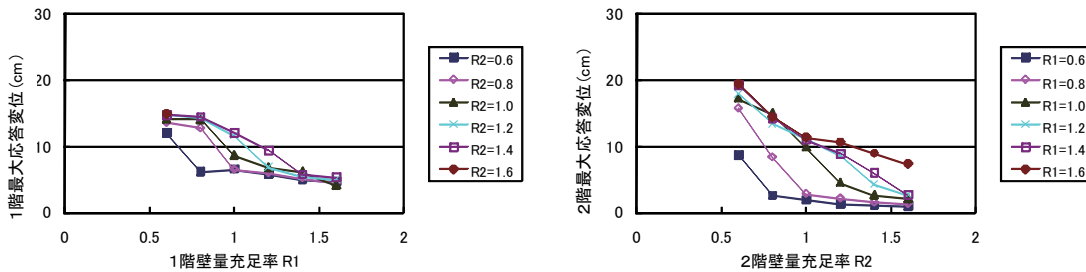


図-8.6.5 最大応答変位の計算結果 (②K-NET 鳴子 (MYG005) NS 成分に対する応答)

(1) KiK-net 一関西 (IWTH25) 地表 EW 成分、総 2 階 (左 : 1 階、右 : 2 階)



(2) KiK-net 一関西 (IWTH25) 地表 EW 成分、部分 2 階 (左 : 1 階、右 : 2 階)

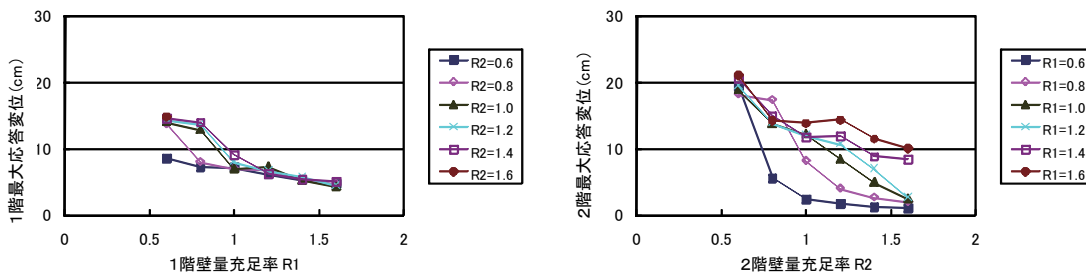
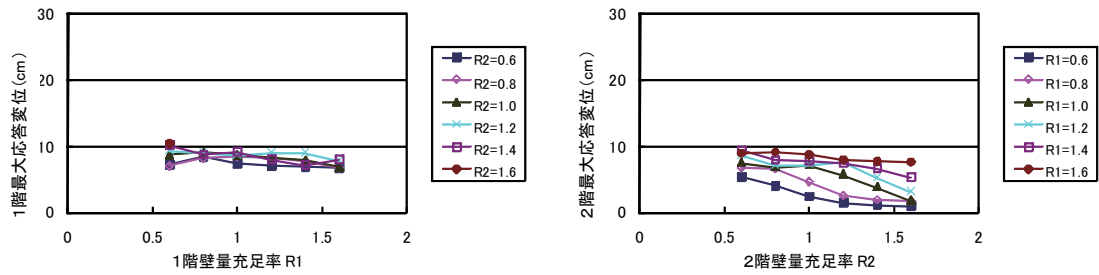


図-8.6.6 最大応答変位の計算結果 (③KiK-net 一関西 (IWTH25) EW 成分に対する応答)

(1) KiK-net 東成瀬 (AKTH04) 地表 EW 成分、総 2 階 (左 : 1 階、右 : 2 階)



(2) KiK-net 東成瀬 (AKTH04) 地表 EW 成分、部分 2 階 (左 : 1 階、右 : 2 階)

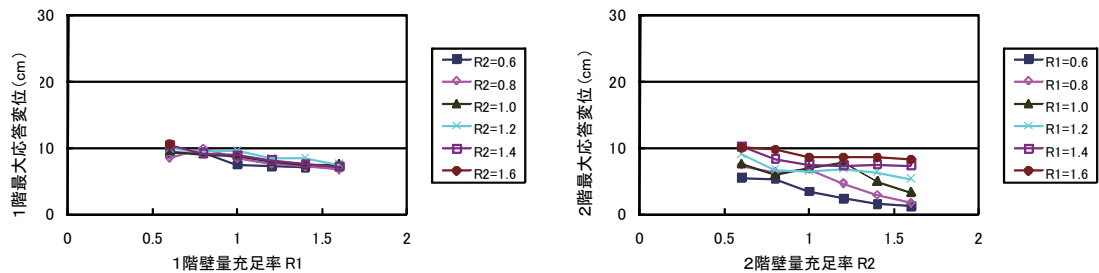
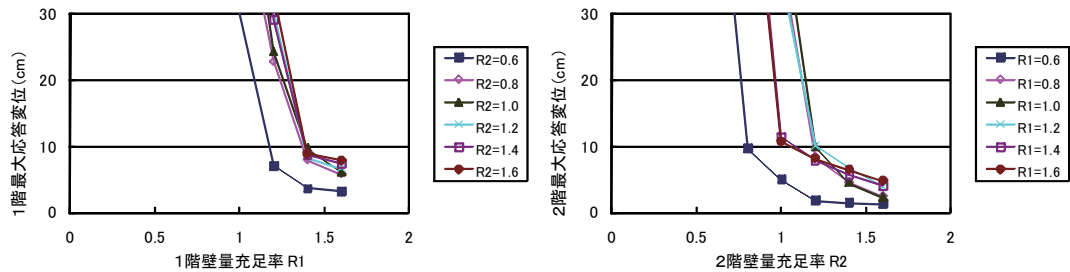


図-8.6.7 最大応答変位の計算結果 (④KiK-net 東成瀬 (AKTH04) EW 成分に対する応答)

(1) K-NET 柏崎 NS 成分、総 2 階 (左 : 1 階、右 : 2 階)



(2) 刈羽村割町新田 NS 成分、総 2 階 (左 : 1 階、右 : 2 階)

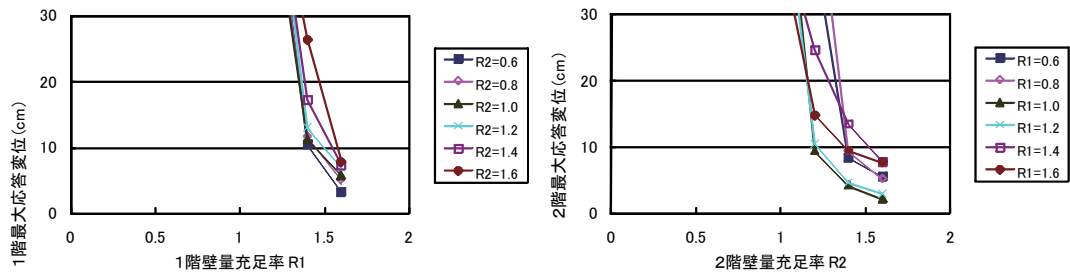


図-8.6.8 中越沖地震の地震動に対する最大応答変位の計算結果 (例)

8.6.3 今回の地震の建築物への影響について

今回の地震では、気象庁、防災科技研、自治体などにより、被災地周辺で加速度振幅レベルが高い強震記録が得られている。しかしながら地震後に公表された、震度6強を含む高い震度分布の情報から想定される構造被害の程度とは多少乖離している印象がある。本節では、これらの観測記録の建築物への影響度について、中高層建築物、木造建築物などを対象に簡略的なモデルを用いて、被害の検証を行った。それらの検討によると、観測地震動は加速度振幅は大きかったものの、いずれの構造種別でも大きな損傷、被害には至っておらず、実際の建築物被害の程度とも整合している。

現時点までに公表されている主要被災地付近の強震記録はすべて地盤上に設置された強震計によるものであり、それらが必ずしも建築物の基部に作用した地震動とは限らない。主要被災地域では、建築物に強震計が設置されておらず、建築物への入力地震動、あるいはこのような強い地震動に建築物がどのように応答したかを示す定量的なデータが得られていない。この件に関しては、種々の建築物の耐震性能の定量的な検証の観点から、今後地盤だけでなく建築物の上部構造への強震計の設置を進めていく必要がある。

今回の地震では、建築物については大きな構造被害を生じていない。地震動特性から判断すると、その理由は、概略以下のように推察される。

図-8.6.9 は、今回の地震での主要被災地域での観測記録と、被害地震の代表的なものとして、1995年兵庫県南部地震におけるJMA神戸とJR鷹取の記録を応答スペクトルと比較したものである。

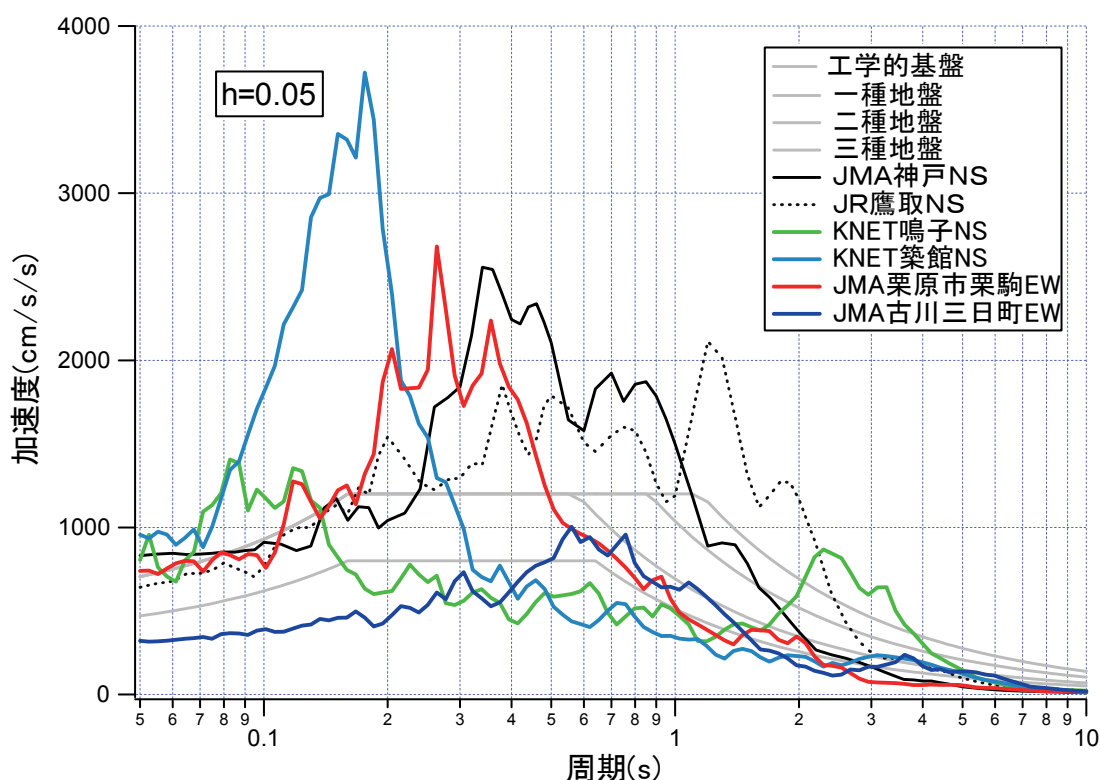


図-8.6.9 今回の地震による被災地の地震動と、過去の大地震動との比較

この図から、今回の被災地域での地震記録で最大の応答スペクトルレベルを示した K-NET 鳴子、K-NET 築館、JMA 栗駒、JMA 古川の各記録を減衰定数 5% の擬似速度応答スペク

トルは、周期 0.5 秒～2 秒間では、JMA 神戸、JR 鷹取よりも小さく、この周期帯域の差が顕著であることがわかる。すなわち、木造建築物や低層建築物などの応答に大きな影響を与えると考えられる周期 1 秒前後の地震動成分は、広い地域に構造被害をもたらすほど大きなレベルではなかった。

K-NET 鳴子のやや長周期成分の卓越については、観測地点のローカルな地盤条件によるものと見られている。その他の地点での同周期帯域地震動については卓越はしていたものの、大きなレベルには達しておらず、またその周期帯域に固有周期を持つ高層建物などがこの地域にはほとんどなかった。

以上のことを要因として、建築物には大きな被害が生じなかったものと考えられる。

ただし、今後留意すべきこととして、次の項目が挙げられる。

- ①浅い内陸地殻内地震でも規模が比較的大きければ、やや長周期の地震動を励起する。
- ②さらに、地域の深い地盤構造によって、あまり減衰せずに遠くまで地震動が伝播する。
- ③地域の震源位置と地震規模、地下構造等にも配慮して耐震対策を進める必要がある。

8.7 まとめ

平成20年（2008年）6月14日08時43分に発生した地震による、岩手県と宮城県における建築物の被害性状及び地震動の特徴を把握する目的で、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連携し、宮城県栗原市、大崎市および仙台市、岩手県一関市等において、被害調査や余震観測等を行った。本章は、これらの調査結果を整理し、まとめたものである。

地震発生の2日後より栗原文化会館と、大崎市鬼首出張所近傍で余震観測を行い、近傍のK-NET 築館の記録との比較や文化会館の建物の振動特性の検討を行った。余震観測と並行して、大崎市鬼首出張所近傍において、地盤および建物の微動観測を行った。鬼首出張所周辺では、地盤上のH/Vスペクトルに、周期3秒程度の比較的明瞭なピークが見られ、カルデラ構造に起因するサイト特性を反映したものである。

本地震において、鉄筋コンクリート造、鉄骨造及び木造建築物の構造的被害はほとんど無かった。一部の建築物に、鉄筋コンクリート造柱のせん断破壊、鉄骨ブレースの座屈やブレース端部接合部の破断などの構造被害が確認された。木造建築物では、屋根瓦のずれや土壁の剥落等の被害が見られた。

基礎・地盤部分では、建築物周囲の間隙、法面・擁壁の崩壊による地割れの発生や補強鉄筋の入っていないと見られるブロック塀の倒壊などが確認された。

非構造部材について、窓ガラス、外壁、軒天井、屋内天井などの被害が確認された。外装ALCパネルの落下、仕上げ材の落下、内装亀裂等の軽微な被害が確認された。また、窓ガラスの破損、窓サッシの脱落、軒天のケイ酸カルシウム板の落下、吊照明の基部のゆがみ等の被害があった。同じ建築物でも構造体の耐震補強が行われている階で、非構造部材の被害が見られないこと、また構造体との取り合い付近で非構造部材に被害が見られることから、非構造部材の検討にあたっては、被害部位の耐震性ととも、必要に応じて、構造体の挙動を含めた建物全体の耐震性の検討が必要である。

震度6弱と発表された地域に免震建築物が2棟建てられていたが、免震建築物周囲の状況や免震層周辺の目視調査の結果などを踏まえても、大きな応答変位は生じておらず、設計用地震力（地震動）より入力はかなり小さかったと考えられる。今回調査した他の免震建築物は、すべて被害はない状況であった。ヒアリング調査によると、これまでの他の地震も含め、免震挙動を経験した方の多くは、「あまり揺れを感じなかった。」、「地震そのものに気づかなかった」、「落下・破損等の被害がなかった。」など、その有効性を実感しているようである。

今回の観測された地震動の特徴は、加速度振幅が大きかったことだけでなく、周期2秒以上のいわゆるやや長周期地震動が卓越した記録が多く見られたことである。今回の地震での主要被災地域での観測記録と被害地震の代表的なものとして、1995年兵庫県南部地震におけるJMA神戸とJR鷹取の記録を応答スペクトルで比較すると、K-NET鳴子、K-NET築館、JMA栗駒、JMA古川の各記録の擬似速度応答スペクトルは、周期0.5秒～2秒間では、1995年兵庫県南部地震におけるJMA神戸、JR鷹取よりも小さく、この周期帯域の差が顕著であることがわかった。

木造建築物の地震応答計算結果から、1、2階とも、最大層間変位でおおむね10cm以下であり、ほぼ設計上の安全限界以下の応答変位に収まっていることや、KiK-net 東成瀬

(EW) の波形の最大加速度が 2446cm/s^2 という大きな値であるが、木造住宅の被害にはつながりにくいことが確認された。2007 年新潟県中越沖地震での地震動記録に対する地震応答計算から、K-NET 柏崎 (NS) に対しては壁量充足率が 1.2 を、刈羽村割町新田 (NS) に対しては 1.4 を切ると急激に応答変位が増大し、計算上、倒壊に至るという結果が得られたが、この結果と比べると、今回記録された地震動の場合、より壁量充足率の低い住宅においても、倒壊に至らないことが確認され、木造住宅に対して被害を及ぼす程度が小さい地震動であったと言える。

現時点までに公表されている被災地付近の強震記録はすべて地盤上に設置された強震計によって観測されたものであり、建築物の基礎部分に作用した地震動では、加速度振幅が低減していると考えられる。主要な被災地域では、残念ながら建築物に強震計が設置されておらず、建築物への入力地震動、あるいは建築物がどのように応答したかを示す定量的なデータが得られていない。種々の建築物の耐震性能の定量的な検証の観点から、地盤だけでなく建築物の上部構造への強震計の設置を進めていく必要がある。

(本章の特記なき地図類の描画には Paul Wessel 氏と Walter H. F. Smith 氏が作成した GMT (The Generic Mapping Tools: <http://gmt.soest.hawaii.edu/>) を用いていることを付記します。)

参考文献

- 1) 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：平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震建築物被害調査報告／平成20年7月24日岩手県沿岸北部の地震建築物被害調査報告、国土技術政策総合研究所資料 第481号／建築研究資料 第114号、2008.10
- 2) 消防庁ホームページ：「平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震（第73報）」、
<http://www.fdma.go.jp/detail/811.html>
- 3) 岩手県ホームページ：「岩手の統計情報（最新）」、
<http://www3.pref.iwate.jp/webdb/view/outside/sl4Tokei/top.html>
- 4) 宮城県ホームページ：「住民基本台帳人口及び世帯数（月報）」、
http://www.pref.miyagi.jp/toukei/toukeidata/zinkou/jinkou/juki_tsuki/juki_tsuki.htm
- 5) 国土交通省ホームページ：「平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震 第40報（2008/07/30 13:00現在）」、http://www.mlit.go.jp/saigai/saigai_080614.html
- 6) 国土交通省ホームページ：「平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震に関する緊急災害対策派遣隊TEC-FORCE（緊急調査団）の調査結果について」、
http://www.mlit.go.jp/report/press/river03_hh_000046.html
- 7) Capon, J.: High-Resolution Frequency-Wave Number Spectrum Analysis, Geophysics, Vol. 34, No.1, pp.21-38, 1969
- 8) 中村豊、上野真：地表面震動の上下成分と水平成分を利用した表層地盤特性推定の試み、第7回日本地震工学シンポジウム、pp. 265-270、1986
- 9) 時松孝次、新井洋：レイリー波とラブ波の振幅比が微動の水平鉛直スペクトル比に与える影響、日本建築学会構造系論文集、No. 511、pp. 69-75、1998
- 10) 佐藤智美他：1996年8月秋田・宮城県境付近の地震群のK-NET強震記録から推定した震源・伝播・サイト特性、地震第2輯、第50巻、pp. 415-429、1998
- 11) 野津厚、長尾毅：スペクトルインバージョンに基づく全国の港湾等におけるサイト特性、港湾空港技術研究所資料、No. 1112、p. 56、2005
- 12) 日経BP記事 (<http://www.nikkeibp.co.jp/news/const08q3/578479/>)

9. 震後対応

9.1 概要

本地震の発生直後の初動期における震後対応の課題の調査を行った。調査は、地震発生直後の震後対応として、特に迅速な状況把握、情報提供などが求められる直轄道路の施設管理を対象とし、東北地方整備局の各道路事務所の管理系職員を対象とした意見交換会およびヒアリングを通じて意見の聴取を行った。意見は、①初動体制の構築、②緊急道路巡視点検の実施、③情報の伝達・収集、④システムの活用に区分して整理した。なお、今回の地震では、東北地方整備局が管理する直轄国道では大規模な被災が生じていないため、地震後の緊急道路巡視点検の状況に焦点をあてた内容となっている。

9.2 直轄道路部局の震後対応に関する課題

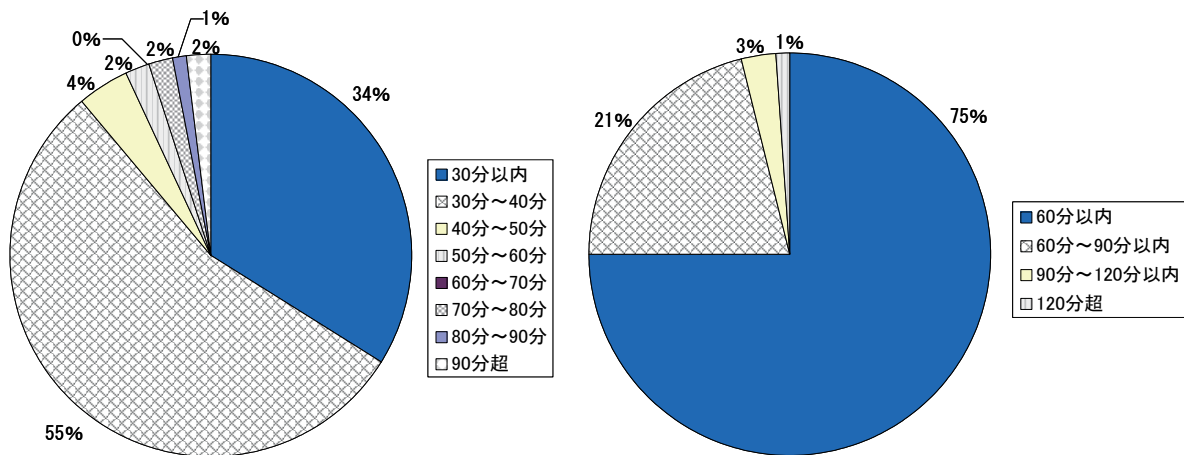
9.2.1 初動体制の構築

地震発生が土曜日(休業日)であったため、参集要員のうち、一部の単身赴任者や長距離通勤者などが参集できなかった事例も見受けられた。一方、地震発生時刻が午前の比較的早い時間帯(8:43頃)であったことから、外出を予定していた者の多くが出発前であり、予定を取りやめ参集するなど、人員不足により初動体制の構築に支障をきたした事務所はなかった。また、震後の道路状況把握の最前線となる出張所では、職員の居住地が出張所より離れているため参集に時間を要したケースがあったが、平時の道路巡視点検を委託されている業者職員(以下:委託職員)が自発的に参集したり、維持工事業者が協力要請を受け体制を予め整えていた事例もあり、比較的スムーズに初期の緊急道路巡視点検などが開始された。初動体制の構築に関して本地震を通じて得られた課題は以下に示す通りである。

- ・ 休日の所在確認の連絡系統が整備されておらず、確認に時間を要した。特に事務所からの安否確認などでは、総務系の担当者より安否確認が行われる一方、職務上の同僚や上司より参集の可否の連絡とともに安否確認がなされるなど、連絡の重複があった。
- ・ 連絡手段について、事務所が貸与している携帯電話を所持している職員への連絡では、連絡先を貸与携帯にこだわってしまい、職員宅の一般回線などへ連絡することを失念していた。
- ・ 被災箇所の対応で事務所から出張所に応援職員を派遣したが、その交代要員が不足し、応援職員の負担が非常に大きかった。
- ・ 自宅配備用として準備していたK-COSMOSを自宅に持ち帰っていなかったため、連絡手段として機能しなかった。

9.2.2 緊急道路巡視点検の実施

地震発生直後の緊急道路巡視点検では、平常業務として委託職員による道路巡視点検が土曜日の午前に予定されていたこともあり、第1班の出動については、地震発生後直ちに実施できたという事務所がほとんどであった。その後の第2、第3班などの出動については、出張所職員や委託職員、維持工事業者の参集状況に応じて実施され、出張所により対応状



(a) 緊急道路巡視点検開始

(第1班の出発)までの所要時間

(b) 往路点検の所要時間

図-9.1 緊急道路巡視点検対応状況

況が異なった。地震発生から緊急道路巡視点検の開始(第1班の出発)までの所要時間と各点検班が往路点検に要した時間を図-9.1に示す。なお、往路点検の所要時間には参集に要した時間は含んでいない。緊急道路巡視点検の開始は、地震発生から40分以内で90%近くに達していたが、後述するように、点検担当者が当日朝に発生した事故の対応にあたっていたため点検開始が遅れたケースがあった。一方、往路点検に要した時間は、75%の点検班で60分以内となっている。緊急道路巡視点検の実施に関して本地震を通じて得られた課題は以下に示す通りである。

- ・参集しているもしくは緊急道路巡視点検を開始できる状況にある委託職員の一部で、出張所職員からの緊急道路巡視点検に関する指示を待っていた者がいた。なお、この委託職員は闇雲に時間を浪費していた訳ではなく、緊急道路巡視点検開始前に出張所職員と点検ルート of 配分などを確認しなかった場合に、緊急道路巡視点検の手戻りが生じることを懸念したための措置であった。
- ・往路点検は、自動車の通行に支障をきたす異常の確認に主眼を置き、地震発生から60分以内に完了させることが職員に浸透しておらず、往路点検で構造物の詳細点検を実施している事例が見られた。なお、自動車の通行に直接支障をきたさない、構造物の異常などの詳細な調査は復路点検で行うこととしている。
- ・往路点検に要する時間が、通常時の走行でも60分を超えるような区間の割り当てがされている班があった。
- ・往路点検中に沿線店舗で外壁崩落の危険箇所を発見し、通行人への影響を考慮してこの対応を優先させたため、往路点検の継続が妨げられた。
- ・地震発生前に発生した事故の対応に出張所職員と維持工事業者があたっていたため、特に維持工事業者の緊急道路巡視点検の体制構築に影響を及ぼした。また、バックアップ要員は平時の道路巡視点検の経験が乏しく、結果的に緊急道路巡視点検の所要時間が増大した。
- ・地震による緊急道路巡視点検の実施が近年なかったため、委託職員や維持工事業者の担当者が緊急道路巡視点検の段取りを把握していなかった。

- ・維持工事業者の緊急道路巡視点検の開始地点が出張所に固定されていたため、参集時に既に当該路線を走行しているにもかかわらず、再度正式な緊急道路巡視点検を行い、非効率な状況があった。

9.2.3 情報の伝達・収集

現地からの情報伝達に関しては、今回の地震においてもこれまでの地震同様に一般電話回線の輻輳により、情報伝達に支障をきたした事例が見られた。特に、携帯電話からの通話ではこの傾向が顕著であった。一方、出張所～事務所間の通信についてはマイクロ電話回線が正常に確保されていた。今回の地震より得られた課題は以下の通りである。

- ・維持工事業者の緊急道路巡視点検担当者との連絡は携帯電話に頼っていたため、点検状況の確認ができなかった。またそれにより出張所から事務所への緊急道路巡視点検の進捗状況報告にも遅れが生じた。
- ・同様に工事などを実施している業者と連絡がとれず、工事現場状況把握、指示に時間を要した。
- ・現場状況に関する情報、特に緊急道路巡視点検の進捗状況に関する情報が特定の職員に集中し、情報の処理が間に合わないために報告が遅れたケースがあった。
- ・事務所で、出張所毎の情報収集担当者をそれぞれ決めて対応したが、事務所の他の者が情報確認の問い合わせを行うケースがあり、連絡・報告系統に混乱が生じた。

9.2.4 システムの活用

東北地方整備局では、災害対応業務における情報伝達他、情報共有などを支援するツールとして、各種システムが整備されている。主なシステムの概要は以下の通りである。

- ・「みちパト東北」： 緊急道路巡視点検の進捗状況に関する情報を管理、共有するシステム。情報の入力、閲覧は、インターネットを通じて行い、携帯電話からの入力、閲覧も可能。また、点検時に確認した異常に関する情報の入力や、携帯電話のメール機能を活用した写真の送付が可能。
- ・「リモートパトCCTV」： CCTVを用いて道路の通行状況、異常の有無を確認し、その情報を共有するシステム。CCTVの閲覧はIP化されたカメラより遠隔で網羅的に行い、状況の確認にあたっては、省内地震計の観測記録より、面的な地震動分布を推定し地震動の大きいエリアに位置するCCTVを抽出することができる。
- ・「道路情報共有システム」： 各道路管理者（東北地方整備局、東北6県、仙台市、NEXCO）間で通行規制情報を共有するシステム。通行規制情報の登録などはそれぞれの道路管理者が実施し、主に工事などに伴う規制に関する情報をリアルタイムに共有することを目的としている。また、登録された通行規制と特車障害情報を考慮した迂回路の検索が可能。

今回の地震は、上記の各システムが災害対応における一般的な情報伝達、共有のツールとして積極的に活用されることが期待される場面であったが、システムによって一部の事務所・担当者が利用したり、事後に試行が行われたなどの限られた利用に留まった。今回の地震より得られた課題は以下の通りである。

- ・ 人事異動後の対応として、出張所や事務所職員に各システムの概要を資料で周知したのみで、操作説明会等の実践的なフォローアップを行っていなかった。そのため、出張所や事務所職員が各システムの操作方法等を熟知していなかった。
- ・ 事務所において事前に各システムの担当職員を決めていたが、実際の地震発生時の災害対応では、電話を用いた連絡、報告や現場対応に人員・時間を割かれ、システムの活用ができなかった。
- ・ いずれのシステムにおいても利用にあたっては、ユーザーIDやパスワードの入力を求められるが、それらが判らないために利用できないケースがあった。
- ・ 各システムの災害対応上の位置づけが明確になっていなかったため、あえて活用を控えたケースがあった。
- ・ これまでの緊急道路巡視点検の電話連絡では、運転手が走行を進めている間に点検者が道路に目をやりながら報告を行うことができた。一方、「みちパト東北」では、情報入力にあたって携帯電話の画面を見る必要があり、一旦、道路から目を離さなければならず、走行を停止する必要があった。
- ・ 維持工事業者などでは比較的高齢者が多いため、コンピュータや携帯電話を利用したシステムの利用を推進するには、相当の訓練などが必要である。
- ・ 1ヶ月ほど前に最大震度4程度の地震が発生し、その直後にシステムの活用状況に関する調査およびアンケートがあり、システムの存在および利用方法を確認することができた。このため今回の地震の際は比較的スムーズに利用することができた。

9.3 震後対応の改善に向けて

9.2で整理を行った課題をもとに、今後の震後対応の改善に向けた検討のポイントについて以下に記す。

- ・ 本地震における初動体制の構築は概ね良好であったが、連絡システムの整備等事前に準備すべき事項や、自宅配備用のK-COSMOSを職員が自宅に持ち帰っていなかったため利用不可であったこと等事前に準備していたが機能しなかった事項が見受けられた。本地震を契機として、本地震の経験や過去の地震の課題等をもとに、事前に準備すべき事項や既に準備している機器やツールの活用・運用方法等について見直しを行い、今後の訓練等を通じて浸透を図るべきである。過去の地震より得られている震後対応全般の主な課題について、表-9.1に示す。
- ・ 緊急道路巡視点検については、平常業務として委託職員による道路巡視点検が予定されていた時間帯に地震が発生したこと、職員等の参集に大きな支障がなかったこと等があり、概ね円滑に実施されたといえる。しかしながら、地震後自動的に緊急道路巡視点検を開始する体制や点検区間の設定、往路復路点検の目的や内容の把握等、事前の準備が不十分であった事項が見受けられた。これらは直ちに改善し、今後の訓練等を通じて職員等へ浸透させていくべきである。なお、本地震後の7月24日に発生した岩手

表-9.1 過去の地震より得られている震後対応全般の主な課題

調査項目	課題	調査項目	課題
1 参集、体制構築、体制解除	遠方からの参集は参集経路の被災により長時間を要する	4 上位機関・他機関との連絡	不要・不急の指示、規定された指示系統によらない指示は現場を混乱させる
	庁舎の被災により初動対応全般に遅延が生じる		上位機関が決定した事項や外部へ発表する情報が現場まで連絡されず、問い合わせ等の対応に苦慮する
	安否確認に手間と時間を要する		お互いに対応に追われており、情報のやりとりが遅れる、忘れられる
	多数の応援人員を効果的に活用できていない		電話回線がつながりにくく、ファクスの不達、着信確認もできない場合がある
	余震が続く中で全ての全体制から交代制への移行、体制のシフトダウンのタイミングが難しい		
2 初動対応、状況把握	職員や施設点検委託業者の被災等により点検要員が確保できない	5 災害情報との連絡・管理	被災箇所が多くなると地図やホワイトボードがごちゃごちゃになり判別しづらい
	プラントの被災等により応急復旧資機材の確保に支障が生じる		ホワイトボード、現地画像、パソコン等の活用が重要であるがマンパワーが不足する
	夜間の施設点検は安全確認が難しく、また通常時より時間を要する		被害が多い部署では情報システム入力の余裕がない
	点検に際し、他管理者の施設の被災状況(通行可否、迂回路)が分からない		使用できる人が限られている、アクセスが集中すると使用できない等の不都合がある
	点検ルートが被災により被災箇所遠の点検が遅延する	6 マスコミ・6 問い合わせ対応	ファクスは操作が簡単、時間管理が楽というメリットがある反面、大量に送られてきた場合の中身の確認、整理が大変、字が潰れる、白黒写真では被災状況を把握するのに限界がある等のデメリットがある
	航続距離の不足、夜間設備なし、電波不感地帯での連絡支障等により、防災ヘリでの十分な被災状況把握ができない		マスコミからの問い合わせ(電話、現地取材等)に対する作業負荷が大きい
	停電・光ケーブル断絶、設置箇所が少ない、細部(クラック等)の確認ができない、高感度機種でも夜間は詳細が見えない等、CCTVによる情報収集はメリットもあるが限界もある		伝達された情報がすぐに提供されずストックされる、伝達内容が途中で食い違う等、情報がスムーズに流れない場合がある
	自治体は少ない人員で多数の施設を管理しているため状況把握等に時間を要する		管理区間外の道路に関する問い合わせや河川事務所への道路に関する問い合わせに対して十分に対応できない
	一般等からの情報提供を活用できる人的余裕がない		道路の規制情報だけでなく通行可能箇所、迂回ルートの提供ニーズがあるが、短時間での情報収集・整理及び情報の正確性が課題となる
	余震が頻発すると、本震と同様の対応(「30分ルール」や施設点検)を行うことが困難となる		
3 通信手段	マイクロ回線中継施設の被災により通信手段が断絶する	7 事前の準備	実際の災害対応に役立つ訓練ができていない
	事務所、各出張所が同じ周波数帯を用いるため無線が混線する		マニュアルに作業上どちらを優先すべきかの明確な記述がなく判断に迷う
	電話回線の輻輳や、山間地の電波不感地帯の存在等により、現地からの連絡が困難な場合がある		マニュアルが被災規模によらず一律に規定されている
			普段から他地整の災害対応の状況を知る機会もあったが他人事という意識があり、教訓が活かせていない

県沿岸北部の地震の際には、本地震の課題を踏まえ、地震後の自動的な緊急道路巡視点検の開始や緊急道路巡視点検開始地点の見直し等、対応の改善が既に実施されている。また、緊急道路巡視点検中に被災箇所や交通事故等への対応を要する局面に遭遇した際のその後の緊急道路巡視点検の継続や、夜間や休日等、要員の確保が困難な時間帯での緊急道路巡視点検の迅速な実施について、まずは現在の体制でどこまで対応可能であるか分析を行う必要がある。

- 情報の伝達・収集については、一般電話回線(特に、携帯電話)による通信に依存している維持工事業者等との連絡手段の改善を図る必要がある。今回の地震においては、緊急道路巡視点検の開始は迅速に行えたものの、進捗状況の報告が行えず状況把握に時間を要した事例があった。一般電話回線(特に、携帯電話)を利用した電話連絡に比べ通信障害が生じにくい電子メールを活用した報告体制の構築(「みちパト東北システム」の活用)や、無線やK-COSMOS、公衆電話等、利用可能なあらゆる通信手段の活用について事前に検討しておく必要がある。
- システムの活用については、まずは各システムの利用により現状の震後対応の体制をどのように変更するか、明確な運用方針の周知徹底を図り、システム活用の利点を職員に十分浸透させることが必要である。これを行わずに各システムの操作説明会等を開催しても、今回同様実際の震後対応の際には活用されない可能性が高い。

謝 辞

平成20年岩手・宮城内陸地震の調査に当たって、国土交通本省、同東北地方整備局、岩手県、宮城県、秋田県、宮城県仙台市、同栗原市、日本下水道事業団、(財)下水道新技術推進機構及び(財)日本下水道管路管理業協会を始めとする関係諸機関並びに調査建築物の所有者には、災害対応でご多忙の中にもかかわらず、多大なご協力をいただいた。特に、東北地方整備局、岩手県、宮城県及び秋田県には地震前後のダムの挙動に関するデータをご提供いただいた。東北地方整備局胆沢ダム工事事務所には調査橋梁の基本情報等に関するデータ及び道路擁壁に関する資料を、岩手県には調査橋梁の基本情報等に関するデータをご提供いただいた。また、栗原市栗原文化会館及び大崎市鬼首地区公民館には観測機器設置等に便宜を図っていただいた。第8章で用いた強震観測等の記録は、気象庁地震火山部管理課、独立行政法人防災科学技術研究所（K-NET、KiK-net）及び岩手県を通じて入手したものである。ここに記して深甚なる謝意を表する。

国土技術政策総合研究所資料

Technical Note of NILIM, No.486

土木研究所資料

Technical Note of PWRI, No.4120

建築研究所資料

Building Research Data, No.115

December 2008

編集・発行 © 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

本資料の転載・複写の問い合わせは

国土技術政策総合研究所 企画部 研究評価・推進課

〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地 TEL 029-864-2675

独立行政法人 土木研究所 企画部 業務課

〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 TEL 029-879-6754

独立行政法人 建築研究所 企画部 企画調査課

〒305-0802 茨城県つくば市立原1番地 TEL 029-864-2151(代表)