

2007年能登半島地震および新潟県中越沖地震建物被害調査研究報告書

2008年3月

2007年能登半島地震および新潟県中越沖地震  
建物被害調査研究報告書

2008年3月

福井大学大学院工学研究科  
建築建設工学専攻  
実践的建築設計・構工法研究グループ（研究代表組織）

## はじめに

個々の住宅は、もとより快適かつ安全に生活するための社会基盤であり仕事の場でもある公共施設、就業施設、住宅等を、災害に強いものに作りかえていくという地域や国際社会からの要請に応え、大学として貢献するという目標がある。本研究は、地域における突発的な自然災害や事故あるいは社会問題に対する緊急のプロジェクト研究またはグループ調査に対する研究予算の重点配分（平成 18 年度および平成 19 年度福井大学工学研究科予算重点配分）を受けて実施したものである。

平成 18 年度末に能登半島地震が発生した。その 4 ヶ月後に新潟県中越沖地震がまた発生した。両地震とも、古い木造家屋の倒壊が目立っているが、能登半島及び新潟県中越沖地震に特異なことではない。特有の気象条件、加えて過疎、高齢化の問題をもち、経済力も十分でない地域で、既存のストックをどう補修し安全性を保ちながら維持していくかという問題を突きつけられたといえる。本研究グループは、従来から在来および伝統構法の木造住宅の調査研究、既存不適格建築物の耐震性能向上に関する調査・研究等を行っているが、地域社会の快適で安全な環境を保つことに貢献する大学の役割を果たすために、従来の研究成果と合わせて、学生、施主、設計者、施工技術者等の参考となる資料を提供することを目的として緊急の調査研究を実施することとした。

近年の地震では、構造躯体には被害がなくても、非構造材や仕上げが地震被害を受けて建物機能が停止してしまい、補修費用も多額になる事例が多くある。床、壁、天井などの非構造材や仕上げであっても、意匠設計と構造設計が連携して耐震設計をすることが必要であり、構造躯体に加えて、非構造材や仕上げも含めた地震被害調査を行い、意匠設計と構造設計の両面から分析・検討を行い、非構造材や仕上げに対する耐震設計のあり方および施工・維持管理に関する提言を行うことも目的としている。

地域社会の快適で安全な環境を保つ目的で多くの組織が活動している。これらの組織と協力して調査研究を行い、調査結果を分析することは、より実践的に応用できる情報を効率的に発信できることにつながる。そこで、差し迫った現実の問題可決のために、行政、建築設計者、建築技能者と総合的かつより実践的に共同調査を実施し、本報告書作成にも協力していただくこととした。なお、各組織の調査に必要な経費は、それぞれの組織によるものである。

また、地震防災に対する意識の高揚をはかるため、福井県における地震災害軽減のための活動、建物の耐震性および耐震化の現状を、行政担当者の協力を得て本報告書に含めるものとした。

## 調査研究組織

福井大学大学院工学研究科建築建設工学専攻

「実践的建築設計・構工法研究グループ」

代表 教授 小林 克巳  
教授 松下 聡  
教授 石川浩一郎  
客員教授 大前 安和  
講師 高嶋 猛  
講師 磯 雅人  
講師 井上 圭一  
助教 福井 宇洋

福井工業大学 「建築構造研究者グループ」

教授 野路 利幸  
教授 辻岡 静雄  
教授 安井 譲  
准教授 仲地 唯治  
准教授 永野 康行

福井県建築住宅課住宅計画グループ

宗澤 公夫  
井上 邦夫  
岩堀 善廣

実務設計者グループ

国京 克己（若越建築文化研究所）  
桜川 幸夫（福井県建築士事務所協会）  
細川 孝一（同上）  
森下 篤博（同上）  
小林 郁夫（同上）  
春田 啓希（同上）

福井県木造住宅耐震化促進協議会

向川 勝芳（福井県建築士事務所協会）  
林 重昭（同上）  
戸田 雅巳（同上）  
山内喜代治（福井県建築組合連合会）  
田中 健一（同上）

# 目 次

## 第一部 2007年能登半島地震建物被害調査

1. 地震被害の概要	1
1.1 地震の概要	
1.2 強震記録	
2. 非木造建物の被害	5
2.1 小学校体育館の被害	
2.2 輪島市での S 造小学校校舎の被害	
2.3 輪島市での RC 造中学校の被害	
3. 建物の変形と非構造要素の被害	8
3.1 非構造要素の耐震設計上の考慮	
3.2 神野小学校体育館の天井落下	
3.3 輪島市立門前中学校体育館の構造スリットの損傷	
3.4 輪島市立三井小学校校舎の被害	
4. 木造住宅の被害と補修・維持の現状	23
4.1 設計詳細と被害の関係	
4.2 建築計画から見た被害の特徴	
5. 土蔵の被害	27
5.1 軸組：土台の使用、柱の材種、貫の間隔	
5.2 壁下地：扱き棧、小舞の支持法、結び下げ	
5.3 外壁：腰壁のモルタル化粧と石貼りが土壁の負担になった	
5.4 屋根：瓦下地の欠落が壁土を濡らし、壁下地や軸組を腐朽させた	
5.5 まとめ	
6. 寺社建築の特徴と被害	29
6.1 寺社建築の特徴	
6.2 本堂	
6.3 鐘楼	
6.4 その他の建物	
6.5 まとめ	

7. 地震発生から1年後の復旧状況	31
7.1 エキスパンションジョイントの復旧状況	
7.2 輪島市立三井小学校の復旧状況	
7.3 輪島市立門前中学校の復旧状況	
7.4 小丸山小学校体育館の復旧状況	
7.5 木造建物の復旧状況	
7.6 土蔵の修復状況	
8. 今後への教訓とまとめ	38

## 第二部 2007年新潟県中越沖地震建物被害調査

1. 地震の概要	39
1.1 地震の諸元	
1.2 地震動	
1.3 建物被害と地理条件	
1.4 2004年新潟県中越地震による被害との比較	
2. 鉄筋コンクリート造および鉄骨造建築物の被害	42
2.1 鉄筋コンクリート（RC）造建築物	
2.2 鉄骨（S）造建築物	
3. 非構造要素の被害	46
3.1 地震被害の特徴	
3.2 被害原因のまとめと教訓	
4. 木造建築の被害と特徴	48
4.1 地形と被害	
4.2 屋根の被害	
4.3 構造体の損壊と腐朽	
4.4 下屋と被害	
4.5 中央部に吹き抜けを持った住宅の被害	
4.6 商店建築の被害	
4.7 土蔵との関係	
4.8 大きな被害を免れた例	

5. 土蔵造りの特徴と被害	52
5.1 土居葺きを欠く瓦葺き	
5.2 軒蛇腹に並べた煉瓦	
5.3 土壁層を剥離させた縄暖簾	
5.4 日干し煉瓦を積上げた腰壁と厚壁を支える金物	
5.5 まとめ	
6. 寺社建築の特徴と被害	54
6.1 調査した寺社建物	
6.2 寺院建物の被害	
6.3 神社建物の被害	
6.4 まとめ	
7. 半年余を経た修復状況	60
7.1 道路や法面・石塀などの修復状況	
7.2 住宅の修復状況	
7.3 社寺の修復状況	
7.4 土蔵の修復状況	
8. 今後への教訓とまとめ	64

### 第三部 地震災害軽減のための活動と福井県における耐震化の現状

1. 被災建築物応急危険度判定体制とその活動	65
1.1 応急危険度判定制度	
1.2 判定訓練	
1.3 福井県被災建築物応急危険度判定実施体制	
1.4 新潟県からの支援要請に基づく応急危険度判定の実施例	
1.5 新潟県柏崎市全体の応急危険度判定結果	
2. 木造住宅の耐震化	69
2.1 耐震化促進制度の創設	
2.2 福井県に建つ既存木造住宅の現状	
2.3 これまでの耐震診断促進制度の課題	
2.4 課題解決に向けて	
2.5 具体的な事業活動	
2.6 具体的な補助メニュー	
3. 非木造建物の耐震診断と耐震補強の現状	72



## 第一部

### 2007 年能登半島地震建物被害調査





# 1. 地震被害の概要

## 1.1 地震の概要

能登半島地震の諸元を表 1.1-1 に、地震の発震機構を図 1.1-1 に示す。地震の発震機構は、圧力軸：西北西－東南東方向をもつ、横ずれ成分を持つ逆断層型である。各地の震度分布を図 1.1-2 に示す。七尾市、輪島市、穴

水町で震度 6 強、志賀町、中能登町、能登町で震度 6 弱、珠洲市で震度 5 強が観測された。過去に発生した地震と能登半島地震の被害状況の比較を表 1.1-2 に示す。能登半島地震による人的被害および住家被害は、阪神・淡路大震災、新潟県中越地震に比較して格段に低い。

表 1.1-1 地震緒元 (気象庁調べ)

発生日時	平成 19 年 3 月 25 日 9 時 42 分頃
震央地名	能登半島沖 輪島西南西 40 km 付近 北緯 37.2 度, 東経 136.7 度
震源深さ	約 11 km
規模	マグニチュード 6.9

表 1.1-2 過去に発生した地震と能登半島地震の被害状況の比較 (消防庁調べ)

		阪神・淡路大震災 H7.1.17	新潟県中越地震 H16.10.23	能登半島地震 H19.3.25	
人的被害	死者	6,433人	67人	1人	
	行方不明	3人			
	負傷者	重傷	10,683人	636人	30人
		軽傷	33,109人	4,169人	306人
計		43,792人	4,805人	336人	
住家被害	全壊	104,906棟	3,175棟	609棟	
	半壊	144,274棟	13,794棟	1,368棟	
	一部破損	263,702棟	104,840棟	12,323棟	
	合計	512,882棟	121,809棟	14,300棟	

能登半島地震の数値は H19.5.21、11:00 現在

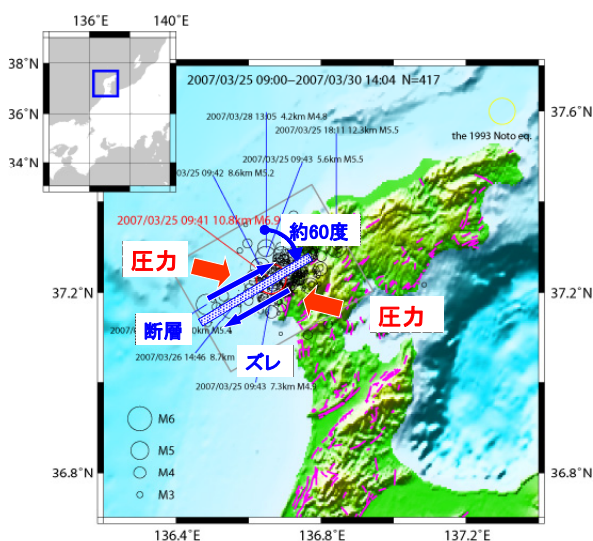


図 1.1-1 地震の発震機構<sup>1)</sup>

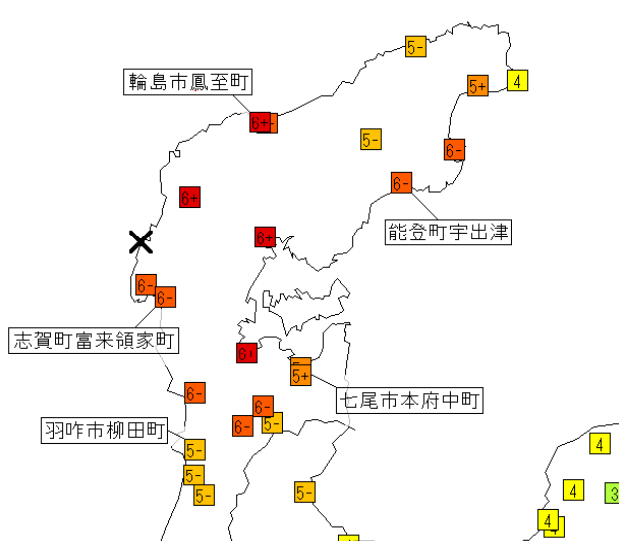


図 1.1-2 震度分布<sup>2)</sup>

## 1.2 強震記録

観測された記録の中で震度階が震度 5 強以上であった観測点における計測震度と最大加速度を表 1.2-1 に示す。表中に示した最大加速度は 3 成分合成値である。もっとも大きな地表面上の加速度を記録した地域は輪島市門前町走出もんぜんまち はずり（図 1.2-1 参照）であり、

1304(cm/s<sup>2</sup>)である。本地域は、木造建物が多く倒壊した地域であり、大きな加速度が多くなる木造建物を被災させた1つの要因と考えられる。さらに、本地域では、「八ヶ川」はっかがわ、「鬼屋川」おにやがわが近くに流れており、堆積層が厚く堆積し、地盤が軟弱な地域と考えられる。そのため、地震波が増幅されたことが推察される。

表 1.2-1 各観測点の計測震度と最大加速度

観測点	震度	計測震度	最大加速度(cm/s <sup>2</sup> )
輪島市門前町走出*	震度6強	6.4	1304
K-NET穴水(ISK005)		6.3	901
七尾市田鶴浜町*		6.2	746
JMA輪島		6.1	474
K-NET富来(ISK006)	震度6弱	5.9	945
中能登町能登部下*		5.7	352
JMA志賀		5.6	544
JMA能登		5.6	278
K-NET輪島(ISK003)		5.5	548
志賀町末吉千古*		5.5	274
中能登町末坂*		5.5	331
能登町松波*		5.5	555
K-NET能都(ISK004)	震度5強	5.5	666
KiK-net柳田(ISKH02)		5.5	380
JMA七尾		5.3	258
K-NET七尾(ISK007)		5.2	221
K-NET正院(ISK002)		5.1	183
KiK-net珠洲(ISKH01)	5.1	360	

\* 自治体による観測



図 1.2-1 門前町走出地区

図 1.2-2 に能登半島地震で観測された地震波のうち、震源近くの富来と穴水の加速度応答スペクトルの比較を示す。富来は 0.5 秒未満の短周期側で、穴水では 1.0 秒付近の長周期で大きな応答加速度が得られている。表 1.2-1 より、両地域の震度および計測震度はほぼ同等であるが、スペクトルの分布に大きな違いが見られる。建物の被災状況は、富来ではほとんど見られないものの、穴水では多くの建物が被害が見られ、特に木造建物の被害が目立っている。富来の応答加速度は 3.5G で大きい値となっているが、建物の損傷はほとんど

なく、これらの理由については今後、詳細な検討が必要である。一方、穴水の卓越周期は、1 秒付近が卓越しており、これが木造建物に大きな損傷を与えた 1 つの要因と推察される。また、K-NET 富来周辺の地盤構造は、5m 程度までは S 波速度： $V_s=260\text{m/s}$  の火山灰質粘性土が堆積し、その下に岩盤が表れる。一方、K-NET 穴水周辺の地盤構造は、16 m 程度までは  $V_s=60\sim 130\text{m/s}$  のピート層が厚く堆積し、その下に岩盤が表れる構造となっており、富来の地盤構造に比較して地盤が軟弱である。

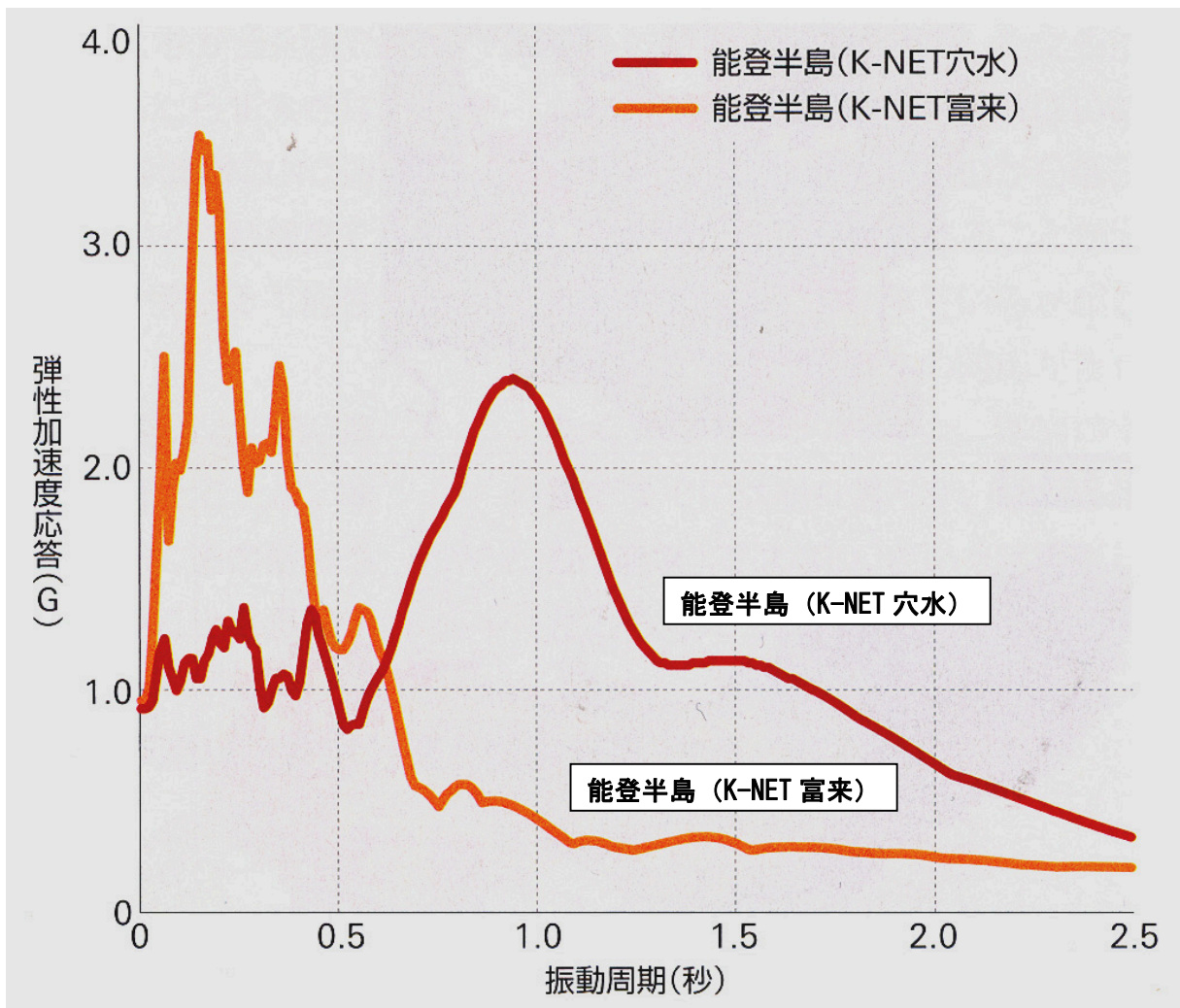


図 1.2-2 加速度応答スペクトル(穴水と富来の比較)<sup>3)</sup>

図 1.2-3 に穴水町・大町川島地区の被災状況を示す。特に被害が集中した穴水町の大町川島地区は、2つの川が流れていることがわかる。1つは東西に流れる「小又川<sup>おまたがわ</sup>」。もう1つは蛇行し中洲をつくりながら東西へ流れる「真名井川<sup>まないがわ</sup>」がある。過去には洪水も発生した談があり、地盤が軟弱なことが想像できる。つまり、穴水町の大町川島地区では、地震波が大きく増幅された可能性が考えられる。

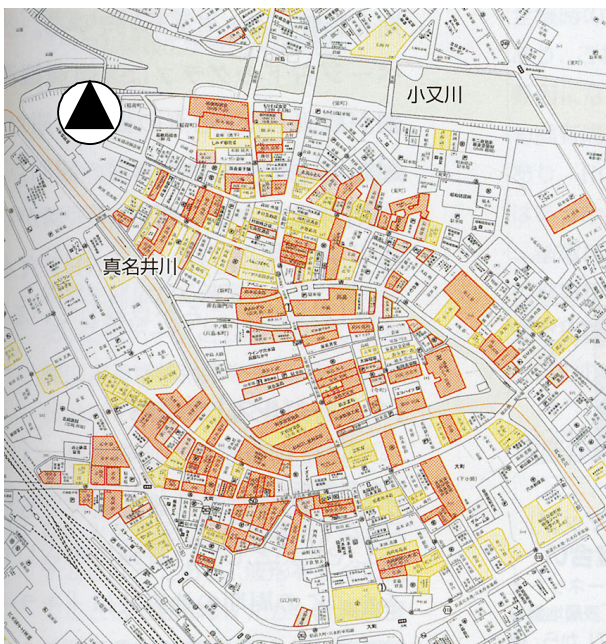
同様に木造建物が被害があった旧輪島市の中心街(図 1.2-4)では、被災した他の地域と同様に、川(「河原田川<sup>かわらだがわ</sup>」)が流れている。また、JMA 輪島(鳳至町)、K-NET 輪島(河井町)の強震記録より、計測震度は比較的高いものの、加速度は小さい。また、本地域の応答ス

ペクトルの卓越周期は1～2秒付近にあり、木造建物に大きな損傷を与える周期特性であったと推察される。

以上の傾向から、木造建物が多く被災した地域は、川沿いであり、堆積層が比較的厚い地盤構造を持った地域と考えられる。また、応答スペクトルにおいては、1～2秒付近の周期が卓越した地域に建物の被害が集中した傾向が認められた。

参考文献：

- 1) [http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2007\\_03\\_25\\_noto/EVENT1/NOTO\\_KYOSIN.html](http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2007_03_25_noto/EVENT1/NOTO_KYOSIN.html) (気象庁)
- 2) [http://www.hinet.bosai.go.jp/topics/NOTO070325/summary\\_j.html](http://www.hinet.bosai.go.jp/topics/NOTO070325/summary_j.html) (防災科研)
- 3) 日経アーキテクチャ、日経 BP 社、2007.5.28



赤格子線:全壊、赤斜線:半壊、黄色:一部損壊

図 1.2-3 穴水町・大町川島地区の被災状況<sup>3)</sup>

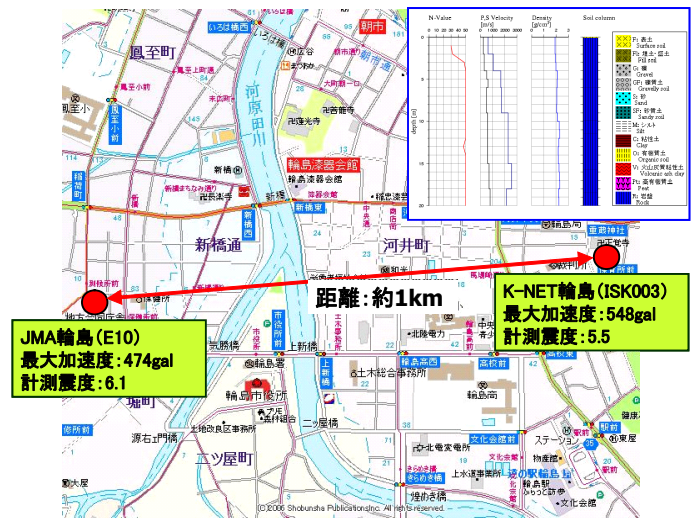


図 1.2-4 旧輪島市地区

## 2. 非木造建物の被害

S造、RC造建物とも損傷は全般的に軽微で、ここでは代表的な被害例について特徴的な事柄を述べる。

### 2.1 小学校体育館の被害

七尾市立小丸山小学校は小丸山の麓に位置し、周りには水田や住宅地で、竣工は昭和46年3月である。RC造校舎では構造躯体に損傷はなく、単に縁切りとしてのエキスパンションジョイント（EXPJ）での損傷が内外（庇等）で生じていた。

1階RC造、2階S造の体育館は、張間はリベット接合のラチス柱ラチス梁の山形骨組で、桁行は両端スパンでのX形引張筋違で地震力に耐える構造形式である。一つのX形筋違構面での座屈と総ての山形鋼筋違のガセット取付け部に損傷が、ピン柱脚部にねじり変形が見受けられた(写真2.1-1)。いずれも筋違がラチス柱の外フランジに取付き、柱脚断面の中央部に2-φ22のアンカーボルトが配置されているためである。一方、ステージ側では端2スパンでX形を構成しているが、ラチス形式のつなぎ梁がラーメン隅角部の対角位置に取付けているため外フランジと筋違の交点につなぎ材が無く、柱外フランジが折れ曲がるなどの大きな損傷が見受けられた(写真2.1-2)。また、屋根面のX形水平筋違でも桁面に近い通りでは僅かな座屈変形が、床の沈下による開口、RC壁の曲げ亀裂、外部の液状化も見受けられた。

このように繰返し力を受ける引張筋違での座屈、筋違の偏芯接合による柱脚部でのねじりや筋違取り付け部での柱フランジの面外変形が起きたことでいずれの筋違構面も剛性、耐力があまり発揮できなかったことが、著しい建物被害を誘発するリベット破断や端あき破断を生じなかった一因といえるかもしれないが、見掛け



写真 2.1-1 柱脚と接合部の損傷



写真 2.1-2 柱外フランジの損傷

上靱性が大きいことで窓ガラスの破損の可能性も高く、また、柱フランジの折曲りは鉛直力支持能力を喪失させるもので大きな震度の余震に対する配慮という点からは接合部詳細の不備、即ち、応力の流れが円滑でないこと、板曲げやせん断で応力を伝達させることは最も避けたい事柄である。

### 2.2 輪島市での S 造小学校校舎の被害

輪島市には、ダイヤモンドトラス屋根の体育館と L形プランの3階建てS造校舎を有し、建設年度が新耐震前後の小学校が3校ある。いずれも校舎はほぼ同様の平面構成で事務所棟のようなファサードを呈する。

中山間地の高台に位置する三井小学校の校舎は昭和54年竣工で、桁行き方向はH形鋼柱の純ラーメン構造である。張間方向は1スパンの筋違付ラーメン構造で、筋違は両妻面と階段室構面等にあるが、RC造校舎に比べれば、層剛性が低く変形し易い構造である。三井小学校の校舎の保有水平耐力および水平力と層間変位の関係、被害状況写真と被害原因については3.4節に示す。

S造外階段に面する突出部の妻面にはALCパネル張外壁が縦壁挿入筋構法で取り付けられている。この構法では固定度が十分でなく、大きな水平変位に追従できず、3階では脱落寸前の状態であった。この構面がL形平面の突出部分で揺れが大きく、筋違が配置されていなかったことが被害を大きくしたといえる。

教室境の LGS 下地の間仕切壁は、脚部はコンクリート釘で床面に固定、頂部は天井仕上げ材に後付けで固定されていたが、構造躯体の大変形に追従できず、3階では脱落して倒れていた。

妻面や階段室の化粧壁でも天井が先に施工され、倒れ掛かる状況であった。2階、1階と下がるにつれて、間仕切り壁の施工状況は同じで、ガタついた状況であった。

このように校舎の3階でALCパネル張壁、ALC間仕切り壁、間仕切り壁等の破損や面外への倒れが著しかったので、3階で構造躯体の調査を行った。柱、梁、筋違に塑性化、座屈等の被害は認められず、柱梁仕口、継手、筋違端部接合部（交点）にもすべり等の損傷、柱の倒れはないという状況であった。

一方、体育館では、屋根トラス斜材に僅かな座屈変形が認められるが、柱や軸組筋違等には残留変形もなく被害は認められない。外観上は変断面H形鉄骨柱が外部に露出し、基礎部では腐食によりフランジに著しい減厚が、外壁、基礎等にクラックが生じ、保守状態は極めて悪いといえる。

河原田川流域の山間から出たところにある河原田小学校は昭和57年3月竣工で、校舎の張間方向が2スパンとなっている。音楽室と廊下の境界に設けられたブロック壁が梁下で固定されていなかったために面外方向に振れ、ブロック壁にそって天井仕上げ材が落下し



写真 22-1 ブロック張壁の面外方向揺れにより損傷した天井仕上げ材

ていた(写真 22-1)。また、体育館での損傷は無かった。

鳳至川沿いに位置する昭和58年2月竣工の大屋小学校(写真 22-2)は柱が角形鋼管で張間2スパンの校舎で、校舎、体育館共目立った損傷は認められず、浄化槽破損・建物周囲沈下等の被害が発生していた。



写真 22-2 大きな被害が生じなかった大屋小学校

### 2.3 輪島市での RC 造中学校の被害

平成17年11月竣工の山腹に立地する門前中学校は、校舎・管理棟 (RC 造 2F)、体育館棟 (RC 造 3F) および付属棟がエキスパンションジョイントを介して接する一体的な空間を構成するモダンな学校である。校舎の中央には円筒形 RC 壁で囲まれた吹き抜けの図書室 (メディアセンター) があり、周りに教室が配置され、吹き抜けが多く、複雑な平面構成を有する。

被害としては、校庭に大きな地割れができ(写真 22-3)、敷地南側の崖地では斜面のずれが起こっており、崖側柱と地盤の間に 5mm 程度の隙間、側溝の沈下が生じていた。ここで、校庭の地割れは、盛土と地山の境界のようであるが、基礎構造の杭破壊に起因しそうな、上部構造の沈下や傾斜が起きていないことを、今後確認をする必要があるといえる。

管理棟は、階段室周りでの壁柱の脚部圧壊や柱頭の接合部に損傷が、円筒形 RC 壁には複数の斜めひび割れが、その内部の1階床スラブにひび割れが発生していた。体育館に近接した1階柱の数本の柱脚部に曲げひび割れが見られた。この建物は学校のオープンスペースに伴い円筒のRC耐力壁で地震力の多くを負担し、吹き抜けが多く、応力の流れが明解でなくなっている。結果として被害は耐力壁のひび割れ、応力集中による雑壁のひび割れや柱としての曲げせん断ひび割れ(写真 22-4)として現れたものといえる。

校舎および体育館は、柱と壁の取り合い部が完全スリットになっている箇所があり、その部分が損傷していた(写真 22-5)。体育館 2 階の袖壁部分には、構造スリットが切られていても、それに付属するドアが変形して開閉できない状態であった。このように曲げ破壊形の骨組構造となるようにあらゆるところで構造スリットを設けることは、建物の剛性を弱めてしまって大きな変形を引き起こし相対的に袖壁や雑壁に大きな応力が生じ、せん断ひび割れやスリット部での破損、窓サッシ下での水平亀裂という構造的には被害といえない損傷が生じることになる。門前中学校の校舎の被害状況および体育館の構造スリットの損傷、保有水平耐力および水平力と層間変位の関係については 3.3 節に解析的検討を示す。



写真 22-3 校庭にできた地割れ

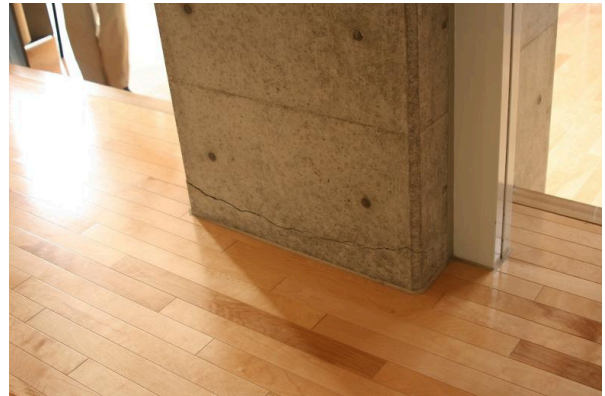


写真 22-4 柱の曲げせん断ひび割れ

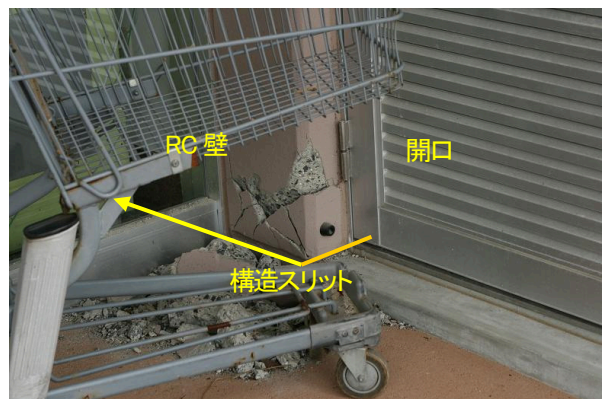


写真 22-5 脚部に構造スリットを有する RC 壁端部の損傷



### 3. 建物の変形と非構造要素の被害

#### 3.1 非構造要素の耐震設計上の考慮

構造部材が建築物を構成する梁、柱、床、壁など自重、地震、風などの外力に抵抗する部材であるのに対して、非構造部材は構造部材以外の部材であり、次のようなものが挙げられる。天井、間仕切壁、外装部材、カーテンウォール、窓ガラス、建具等を「非構造要素」と総称している。

##### (1) 非構造要素の被害の概要と課題

能登半島地震では、震度 6 弱の能登町にある神野小学校の体育館で天井パネルの大規模な落下が発生した。昭和 61 年に竣工した比較的新しい建物である。システム天井であり、山形屋根の水平・鉛直成分の変形に追従できなかったものと推測される。

また、Exp.J の損傷が多数発生していた。大きな損傷とは言えないものの使用者にとっては目立つ被害であり、Exp.J の間隔、ディテール等についての配慮が必要である。

現場で施工して取付ける外装材に多く被害が発生していた。塩害、結露、雨仕舞い、経年劣化等に伴う鋼材の錆、木材の腐食等の原因による接合部の著しい耐力劣化に起因して、殆ど抵抗の跡もなくずれ、脱落が起きている。取り付けディテールの不具合により、縦壁挿入筋構法の ALC パネル壁のずれも起きている。

非構造材が特に大きな危険をはらむのは、①人の多く集まる場所、②高いところに設置されている、③大きな面積を有する場合である。

建築構造物、特に公共性の高い建築構造物の構造設計には、人命保護、機能維持を保証する必要がある。しかしながら、非構造要素に対しては、このような安全性能は要求されていない。

特に、学校体育館、スポーツホール、展示場等で天井の高い大スパン建築物では大きな問題となる。天井落下の被害形態としては、天井パネルの小規模、大規模落下がある。被害要因としては、下部構造の損傷による変形に追従できなかったこと、段差による変位差等がある。

##### (2) 非構造要素の耐震性

非構造部材の設計・施工は、各工事の共通仕様書や日本建築学会の建築工事標準仕様書 (JASS) などによる場合が多い。非構造部材の耐震性確保

には、作用外力の詳細や部材の力学的な挙動に関する知見が必要である。すなわち、非構造要素の地震安全性は、検討用地震力 (慣性力) に対する応力と強度、地震による層間変形と許容変形の関係により、判断することが設計の基本である。

##### (3) 構工法の問題と耐震設計上考慮すべき項目

非構造要素の耐震設計上で考慮すべきことは次のことが考えられる。

①天井の取付け方法：特に、人命保護の観点から天井落下の対策は重要と言える。天井落下の対策としては、天井にはバランスよく斜めの振れ止めを配置するとともに、周囲に適切なクリアランスを確保することである。

また、天井に段差がある場合は、段差位置で縁を完全に切って別々の天井として設計することが必要である。または、段差位置に振れ止めを適切に配置して天井全体が一体となるようにした上で周囲にクリアランスを確保する。

②非構造部材の取付けディテール：1998年に建築工事標準仕様書「JASS 21 ALC パネル工事」が改定され、改訂前までは ALC 外壁の取り付けはモルタルを詰めて固定する「挿入筋構法」が主流であったが、ALC 協会では 2001 年に「ALC 取付け構法標準」を制定し、挿入筋構法を廃止している。したがって、現在は鉄骨躯体の変形に対する追従性を高めた構法「ロッキング構法」を中心となる構法に位置付けているので、これを用いるべきである。

③S 造部材取付け部

④構造スリットの機能と挙動

⑤地震災害で得られた教訓 (設計上配慮すべきは基本的なことがら)

⑥その他：外装部材、カーテンウォール、窓ガラス、建具等があり、中でも窓ガラスが破損して避難所として使えなくなるケースが多々ある。

建築構造物、特に公共性の高い建築構造物の構造設計には、人命救護、機能維持の安全性能が設定され、それぞれの要求性能をみたすことが重要な課題となる。

しかしながら、非構造要素に対しては、このような安全性能は要求されていないので、今後は構造要素および非構造要素の被害と構工法の関連性、並びに得られた教訓を絶えず地震安全性の確保に反映させていくことが重要となる。

### 3.2 神野小学校体育館の天井落下

#### (1) 構造の特徴と被害概要

2007年3月25日に能登半島地震が起きた。神野小学校は能登町にあり、震度6弱の地震を受けている。神野小学校の体育館(写真3.2-1)は、昭和61年に竣工した比較的新しい建物である。本体育館は次のような構造形式である。下部構造はSRC架構である。そして、図3.2-1に屋根伏図を示すが、屋根は折板葺のS造で、天井には段差部を有し、張間がスパン17mのH形鋼の山形ラーメンである。桁行方向は長さ30mで5スパンある。現地被害調査においては、構造部材の被害は見られなかった。一方で、非構造部材の被害で、特に天井パネル(岩綿吸音板)がほぼ全面落下していた(写真3.2-2)。この天井は、事務所に使われるTバーとHバーを使用し岩綿吸音板を乗せ掛けるラインタイプのシステム天井と同様に組み立てられており(図3.2-2)、耐震的な検討を適切に行わないままに、勾配を有する大面積の天井に適用したものと考えられる。



写真 3.2-1 神野小学校体育館の外観



写真 3.2-2 天井パネルの大規模落下

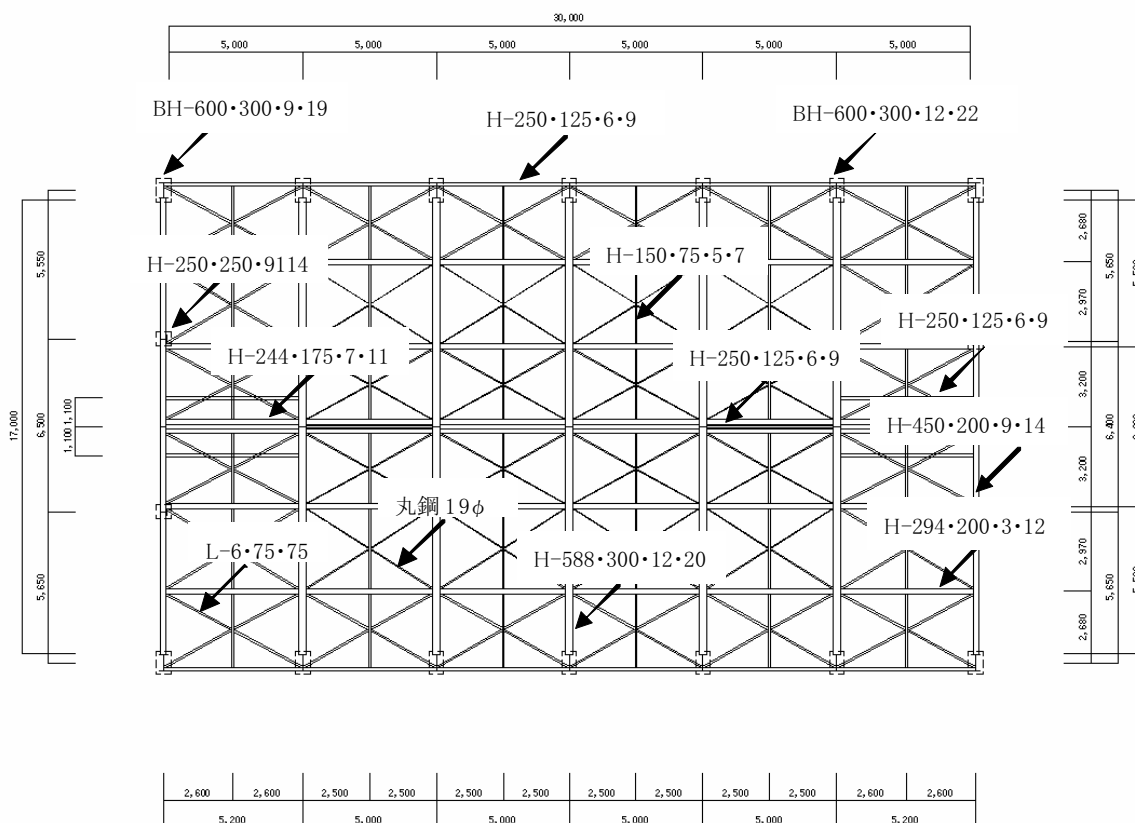


図 3.2-1 屋根伏図

表 3.2-1 部材特性

剛性データ	断面積 (m <sup>2</sup> )	ヤング率 (N/m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント(m <sup>4</sup> )		サンフランネ じり定数(m <sup>4</sup> )	ポアソン比	質量密度
			Iy[Ix]	Iz[Iy]			
BH-600×300×12×22	$6.68 \times 10^{-2}$	$2.05 \times 10^{11}$	$4.1 \times 10^{-3}$	$1.3 \times 10^{-3}$	$2.5 \times 10^{-6}$	0.3	7.8571
H-588×300×12×20	$1.87 \times 10^{-2}$		$1.1 \times 10^{-3}$	$9.0 \times 10^{-5}$	$1.9 \times 10^{-6}$		
丸鋼	$7.85 \times 10^{-5}$	$4.9 \times 10^{-10}$	$9.8 \times 10^{-10}$				
Tバー	$6.4 \times 10^{-5}$	$7.0 \times 10^{10}$	$1.1 \times 10^{-8}$	$1.3 \times 10^{-9}$			2.653
段差部			$1.1 \times 10^{-4}$	$1.3 \times 10^{-5}$			

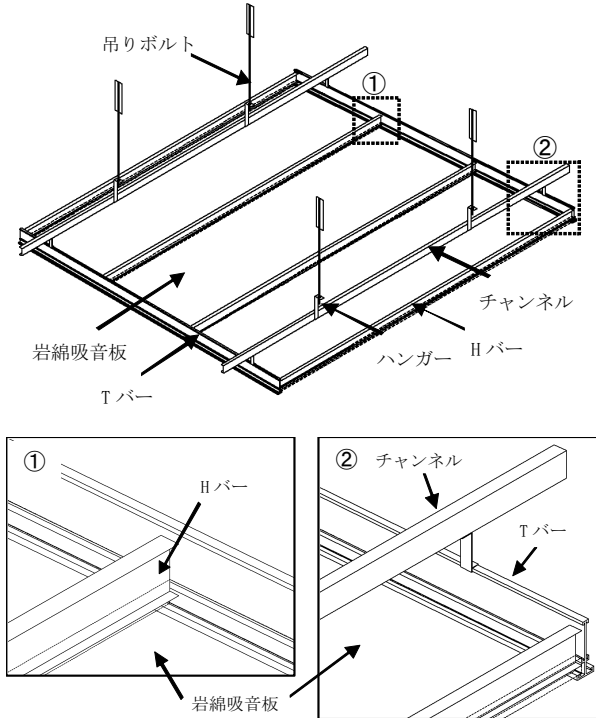


図 3.2-2 天井の構成

(2) 弾性地震応答解析に基づく被害分析

ここでは、天井パネル（岩綿吸音板）の落下原因を推定するために、張間方向の中間フレームである山形ラーメンを対象として弾性地震応答解析を行った。解析モデルを図 3.2-3 に示す。本解析モデルは、山形ラーメン及び天井面からの吊りボルト（丸鋼）と T バー(図 3.2-4)の要素で構成

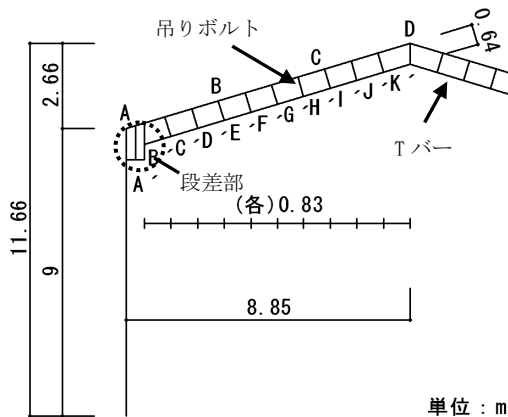


図 3.2-3 解析モデル

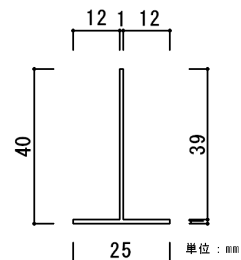


図 3.2-4 Tバー断面図

している。天井パネルは質量としてモデルに反映させている。Tバーの境界条件は、ギャラリー天井の段差部と山形ラーメンの柱脚は固定支持とした。山形ラーメン、吊ボルト及び T バーの部材特性を表 3.2-1 に示す。

本弾性地震応答解析の条件は次のとおりである。減衰はレーリー減衰(減衰定数 3%)、積雪荷重なしとする。解析時の入力波には、水平成分(EL CENTRO NS、KOBE NS、TAFT EW、NOTO NS)と鉛直成分(EL CENTRO UD、KOBE UD、TAFT UD)の合計 7 波を用いて、各地震波を作用させる。また、平成 19 年能登半島地震の震源域における観測値から、入力波の最大速度(PGV)を水平成分の最大速度が 25kine であったことから、各地震波の水平成分の最大速度を 25kine、鉛直成分の最大速度を 12.5kine に基準化する。ここで、NOTO NS は K-NET 能都(ISK004)の NS 方向地震波である。段差部を除いたモデルも同様に解析し、吊り天井の必要クリアランスを最大変位から算出する。

本弾性地震応答解析結果は次のとおりである。解析によって求めた最大応答軸力(N<sub>max</sub>)を弾性座屈荷重 N<sub>cr</sub>=844N [L<sub>cr</sub>=3m(図 3.2-5、写真 3.2-3)] で除した比を表す。水平成分 4 波のうち、NOTO NS の解析結果のグラフを図 3.2-6 に示す。4 波共に、B'~D'の間で N<sub>max</sub>/N<sub>cr</sub>=1 を超えており、その部位では T バーは座屈すると考えられる。また、NOTO NS の解析結果は、対象建築物

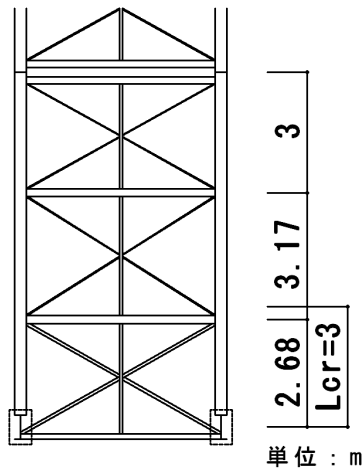


図 3.2-5 梁伏図



写真 3.2-3 Tバーの座屈長さ

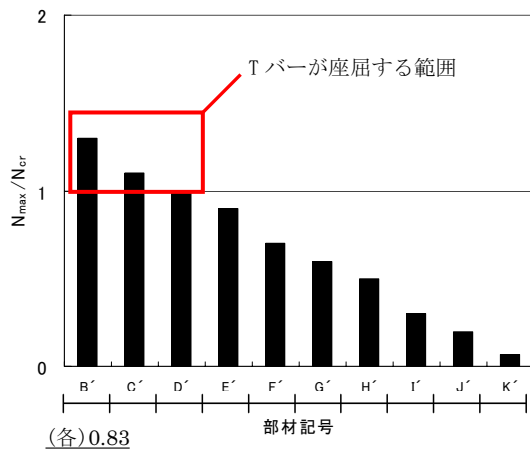


図 3.2-6 座屈荷重に対するTバーの最大軸応力度  $N_{max}/N_{cr}$ (NOTO NS)

の T バーの座屈長さである 3m にほぼ近い値となった。鉛直成分においては、3 波のいずれも  $N_{max}/N_{cr}=1$  を越えずに 0.1 以下に納まった。また、段差部をローラー支持とした場合、水平成分 4 波の解析より、段差部位置で最大応答水平変位は 11cm、平均値は 7cm となった。

### (3) 天井材落下の被害原因と今後の課題

本学校体育館で天井材の大規模落下が生じた原因のひとつとして次のことが推測できる。地震発生時に桁梁付近の最大応答軸力の大きい T バーの座屈、天井パネル（岩綿吸音板）と H バーの滑落・落下等様々な連鎖的な原因が考えられる（天井の構成図 3.2-2）。しかしながら、本天井材はほぼ全面落下しているので、落下原因を特定及び検証することは困難であることを断っておく。この被害で次の教訓が得られたと言えよう。

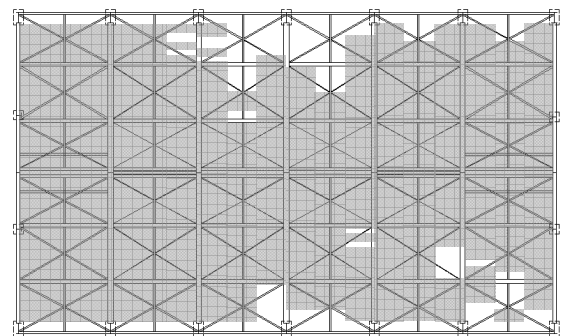
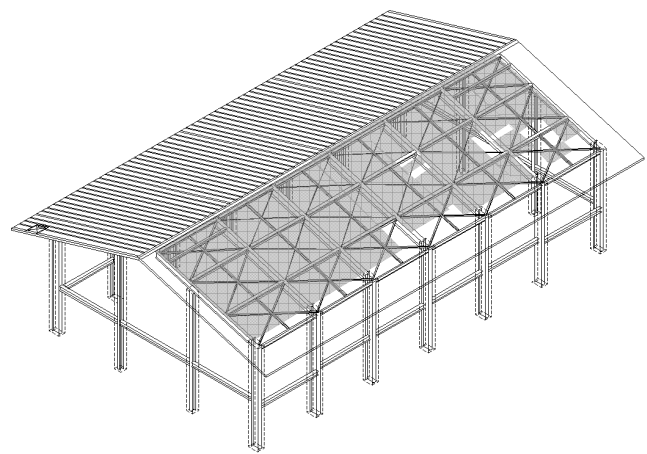


図 3.2-7 地震により落下した天井パネル（黒塗部が落下したパネル）

本体育館の天井は耐震的な検討を適切に行わないで、本体育館のような勾配を有する大面積の天井に適用したものと考えられる。したがって、勾配を有する大面積の屋根にこの種の天井材を使用するためには十分な耐震安全性の検討が必要であった。また、段差位置で縁を完全に切って別々の天井として設計することも必要であったと考えられる。

### 3.3 輪島市立門前中学校体育館の構造スリットの損傷

#### (1) はじめに

構造躯体に甚大な被害は発生しないまでも、過大な応答変位のために天井、外壁、屋根葺き材などの非構造部材に被害を受ける事例が多くあり、人命に関わることもあるし、建物機能の停止に結びつくこともある。輪島市立門前中学校体育館は、偏心の解消、構造躯体の致命的損傷の防止などのために設けた構造スリットが損傷した。幸いにして、人命に関わる被害もなかったし、建物機能の停止に結びつくこともなかった。構造スリットがうまく機能したという評価もあるし、水平剛性が小さくなり過ぎたのではないかという評価もある。ここでは、今後の設計上の知見を得るために、構造特性の考察を行った。

#### (2) 建物概要

本建物は2005年11月竣工のRC造2階建てで、エキスパンションジョイント（EXP.J）を介して教室棟及び付属棟が接続している。平面図および架構図を図3.3-1に示す。高台の斜面地の切土部分に建物が配置され、杭支持されている。

アリーナ部張間方向は梁が鉄骨、柱は鉄骨鉄筋コンクリート造(SRC)である。その他の部分は鉄筋コンクリート(RC)造となっている。耐震壁は両桁行構面1階の西端に取り付いているのみで、他はすべて垂れ壁、腰壁、構面内の壁ともに幅25mmのスリットが切られ(図3.3-1、詳細:図3.3-2)、純ラーメン構造となっている。アリーナ部のラーメンを構成するSRC柱断面を図3.3-3に示す。SRC柱は中間部で極端に鉄筋量が減じられており、2階梁位置ではSRC断面を構成しているとは言い難い。さらに桁行方向のR階梁断面が小さく、柱断面に対して偏心して取り付けられており剛節点を構成していないといえる(図3.3-4)。

#### (3) 被害概要

構造体にとって深刻な被害はなかった。耐久性維持のためにひび割れの補修程度で済みそうな被害である。

建物周囲の埋め戻し部分が沈下した(写真3.3-1)。構造スリットのクリアランス不足により、構面内の壁端部(写真3.3-2)、ほとんど全ての垂れ壁際スリットが損傷した(写真3.3-3)。

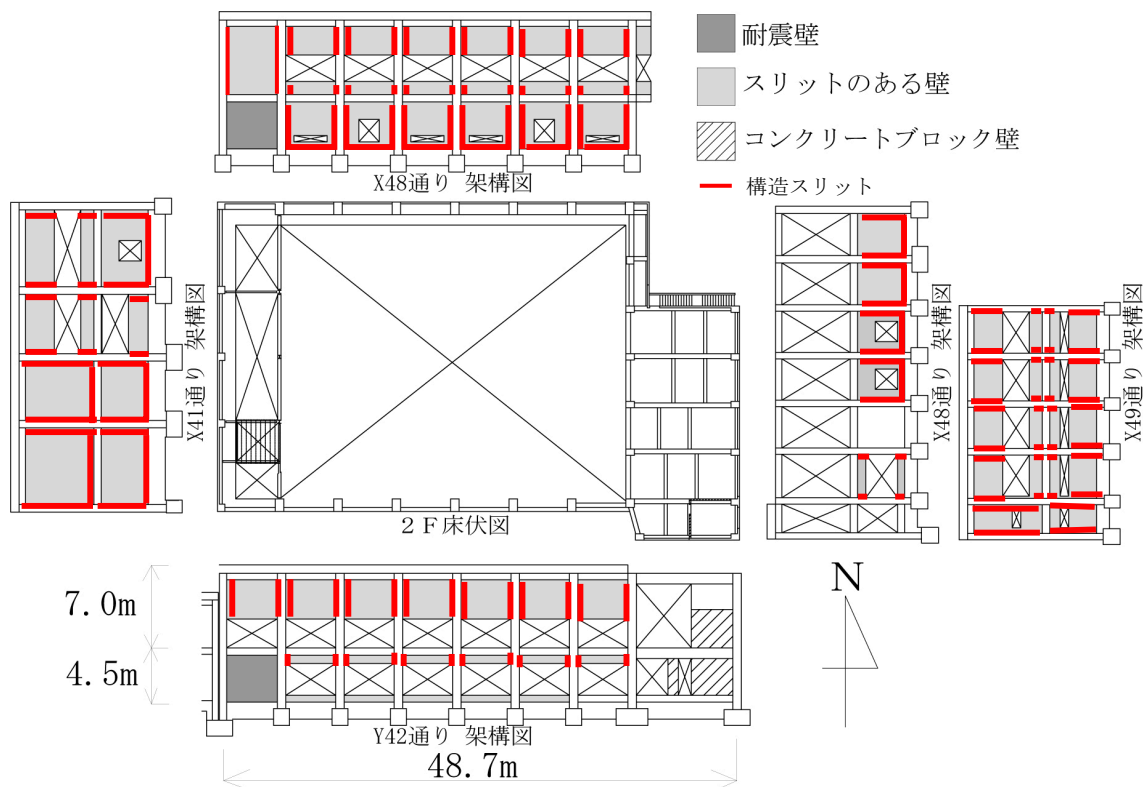


図 3.3-1 平面図・架構図

構造スリットが設けられていない構面外の雑壁にせん断ひび割れが生じ(写真 3.3-4)、非常階段への扉の開閉ができなくなった。2階ギャラリー部で、窓枠取付け目地の開きが全面にわたって生

じた(写真 3.3-5)。腰壁の両側に構造スリットが設けられているが、窓枠が柱と一緒に水平変位を起こしたためである。

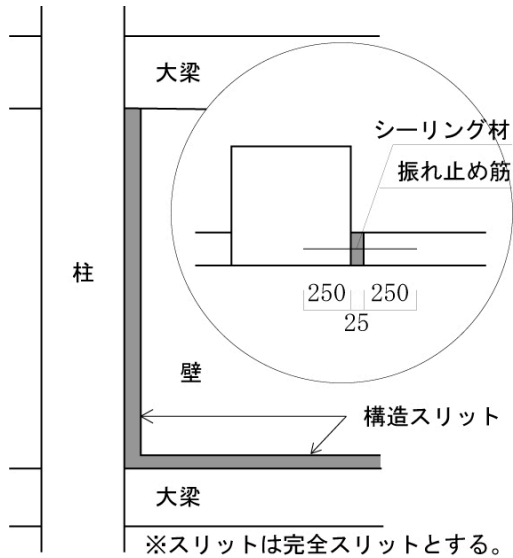


図 3.3-2 スリット詳細図

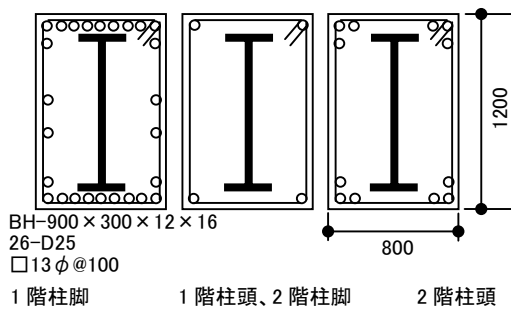


図 3.3-3 SRC 柱断面

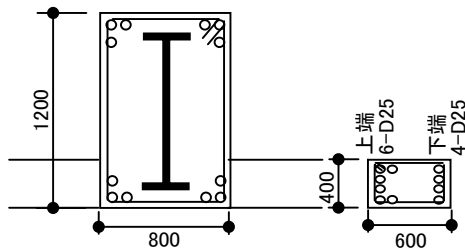


図 3.3-4 R階の柱梁接合部(伏図)



写真 3.3-2 構面内壁端部のスリットの損傷



写真 3.3-3 垂れ壁部スリットの損傷

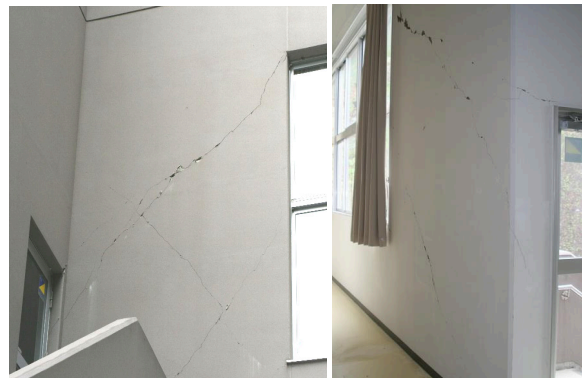


写真 3.3-4 構面外雑壁のせん断ひび割れ

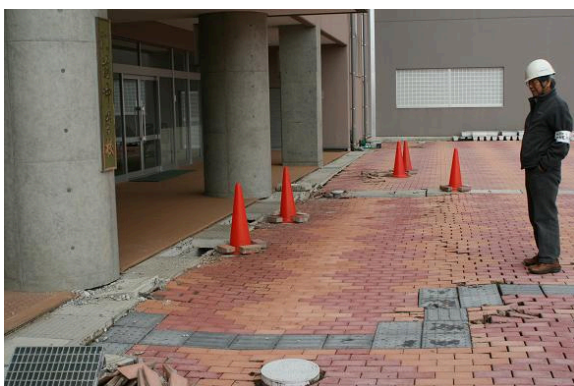


写真 3.3-1 建物周囲の埋め戻し部分の沈下



写真 3.3-5 窓枠取り付け部目地の開き

#### (4) 保有耐力

節点振り分け法（節点の降伏モーメントは1/2分割、1階SRC柱脚はアンカーボルトを無視してRC断面としてMyを計算）によって層の保有耐力(Qu)を算出し、設計時のDs値の予想をした(表3.3-1、解析No.1、Ds値は $Q_u=Q_{un}$ として算出)。2階桁行方向では $Q_{u2}/W_2=0.42$ となり、 $A_i=1.18$ 、 $F_{es}=1.2$ (仮定)を考えると $D_s \approx 0.30$ となる。保有水平耐力は必要保有水平耐力よりも大きいはずであるから、 $D_s=0.3$ で設計されていると予想される。

次に、一貫構造設計プログラムBUS-3を使用し、柱をマルチスプリングモデル(MSモデル)で表した立体フレームの荷重増分解析により、層せん断力と層間変形の関係を算出した(表3.3-1、解析No.2)。地震時にスリット部が閉じる時の層間変形角は、南側構面で1/148(図3.3-5)、北側構面で1/108である。解析結果より $D_s=0.3$ とした時、層間変形角が1/155で必要保有耐力に達する。つまりスリット損傷があったことから、建物に入力した加速度がほぼ980gal以上あったか、あるいは計算に含まれない応答変位が大きくなる何かの理由があることになる。節点振り分け法、荷重増分解析ともに柱梁接合部は剛節点として計算しているため、2階桁行方向の柱梁の偏心した接合部で曲げモーメントを負担できないと考えると、980gal以下の入力でも2階の応答層間変形角が1/108以上となる可能性があり、北側構面で垂れ壁下部のスリットが損傷しても不思議はない。

#### (5) 構造計画の検討

スリット部が損傷したということは、スリット幅が小さすぎたということに他ならない。しかし、スリット幅を大きくすれば、雨仕舞いも悪くなり耐久性を損ねることになるので、不必要にスリット幅を大きくしたくない。スリット幅を大きくしないものとするれば、スリット部の損傷を防ぐためには応答変位を小さくすることが必要で、いくつかの改善方法を検討する。

##### ・不要なスリットの除去

実際の計画では2階柱には十分な可撓長さ

表 3.3-1 保有耐力の計算結果

解析No. 検討方法	加力方向 ・階数	Wi (t)	Qu (t)	Qu/W <sub>i</sub>	Ci	Fes	Ds	Qu <sub>d</sub>	Qun
No. 1	X2(桁行)	1315	559	0.42	1.18	1.2(仮)	0.30	1552	559
節点振り分け法 実状	Y2(張間)		1012	0.77	1.18	1.2(仮)	0.54	1552	1012
	X1	2120	1268	0.60	1.00	1.0	0.60	2120	1268
	Y1		1279	0.60	1.00	1.0	0.60	2120	1279
No. 2	X2	1275	741	0.58	1.18	1.32	0.30	1498	593
荷重増分 実状	Y2		757	0.59	1.18	1.17	0.30	1498	528
	X1	2208	1093	0.50	1.00	1.00	0.30	2208	662
	Y1		1117	0.51	1.00	1.00	0.30	2208	662
No.3	X2	1279	808	0.63	1.18	1.04	0.30	1503	467
スリット除去	X1	2216	1192	0.54	1.00	1.00	0.30	2216	665
No.4	X2	1305	844	0.65	1.18	1.28	0.30	1533	587
梁補強	X1	2238	1235	0.55	1.00	1.00	0.30	2238	671

Qu : 保有水平耐力      Ci : せん断力係数      Ds : 構造特性係数  
 Qun : 必要保有水平耐力      Wi : 地震用設計せん断力      Fes : 形状係数  
 Qu<sub>d</sub> : 地震層せん断力

(X方向 X46-Y48柱)

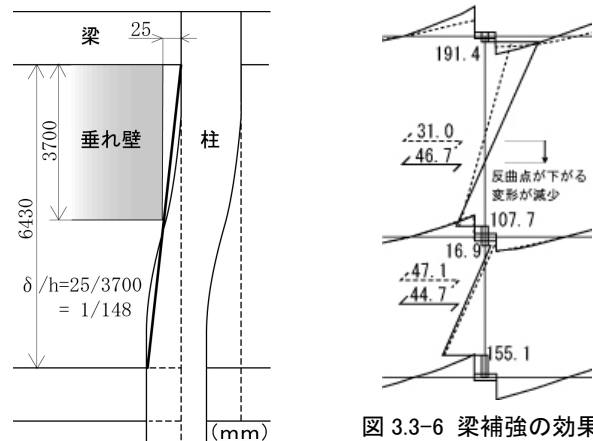


図 3.3-5 南側構面の垂れ壁スリット部損傷時の変形

図 3.3-6 梁補強の効果

があり靱性も高いことから、2階桁行き方向の垂れ壁のスリットをなくした場合の検討をした。解析結果を表3.3-1、解析No.3および図3.3-7②に示す。スリットをなくしてもDs値はそのままで、かえって剛重比が改善されて必要保有水平耐力は下がり、剛性と保有耐力は増加した。2F桁行き方向では必要保有耐力時の変形角は1/877となり、応答変位を小さく制御できることが確認できた。

表 3.3-2 改善の効果(桁行き方向)

(層せん断力=Qun時の層間変形角の比較)

構造	階数	Qun (=Qu)	変形角R(δ/h)	R/R* (%)
現状	2F	593	1/155=δa2	95.5
	1F	662	1/1171=δa1	99.1
スリット除去	2F	467	1/877	16.9
	1F	665	1/1372	84.5
梁補強	2F	587	1/191	77.5
	1F	671	1/1160	99.8

R\* : スリット損傷変位角

・ R 階梁耐力の増加

図 3.3-4 に示すように、R 階梁断面は柱断面に比べて極端に小さく、しかも偏心している。R 階梁耐力が大きくなれば、それにつり合う SRC 柱 2 階柱頭の曲げモーメントは大きくなり、2 階柱の曲げモーメントの反曲点が下がって、柱の負担せん断力が大きくなる。層せん断力も大きくなるので、必要保有水平耐力時の変位は小さくなるはずである。

2 階梁の曲げ耐力を 2 倍にして検討した。解析結果を表 3.3-1、解析 No.4、表 3.3-2、図 3.3-6、図 3.3-7.③に示す。Ds の値は変わらなかった。梁降伏先行となる範囲内で梁耐力を上げることで、柱の曲げモーメントの反曲点が下がり変位が小さくなることが確認できる。梁降伏先行となる範囲内で 2 階梁耐力を上げれば、さらに変位が小さくなるはずであるが、柱断面を SRC 断面と見なせるまで、柱主筋を増やす必要がある。

(6) まとめ

スリットの損傷原因として、まず変形能力に期待しすぎた構造計画がある。柱梁の偏心接合部はさらに応答変位を大きくしており、スリット部のクリアランスが不足している。本建物では柱・壁の耐力が活かされておらず、(5)項で検討したように不要なスリットを除去する、2 階の梁耐力を増やすという改善だけで応答変位の制御に効果がみられた。構造計画において、部材の靱性に依存するだけでなく、構造バランスを保ちながら部材の耐力と剛性を有効利用して変形を制御することが重要であり、これは非構造部材の被害を防止することに不可欠であるといえる。

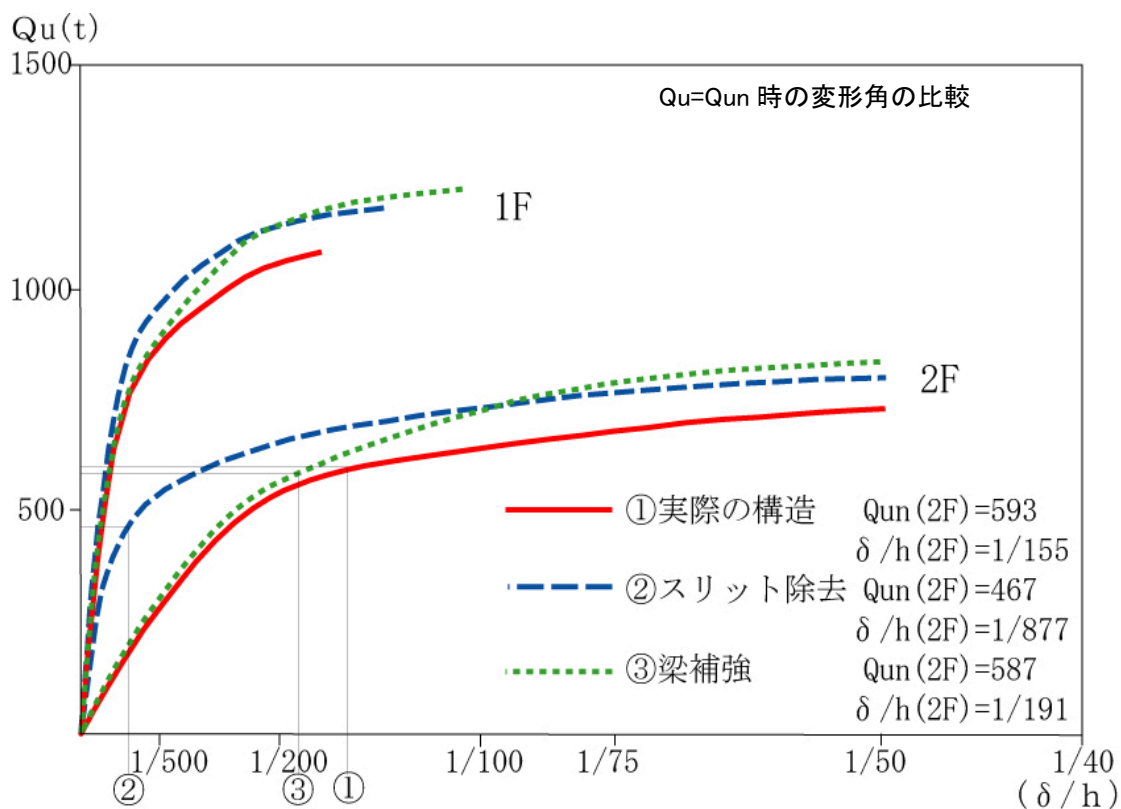


図 3.3-7 層せん断力( $Q_u$ )と層間変形角( $\delta/h$ )の関係



### 3.4 輪島市立三井小学校校舎の被害

#### (1) 被害の概要

昭和54年竣工、鉄骨造3階建て、L字形プランをしている。柱はH形鋼で、桁行き方向は1教室分を1スパンとした純ラーメン構造である。張間方向は教室と廊下を含めて1スパンの単スパンで、筋かい付ラーメン構造であるが、筋かいは両妻面と階段室構面にある(図3.4-1、写真3.4-1)。

梁・端部に塑性化した形跡はなかった。柱の残留傾斜角、筋かいの座屈も認められなかった。柱梁仕口部に損傷はなく、梁継手部分、筋かい端部接合部の高力ボルトのすべりも認められず、構造

上の被害はなく、構造骨組は弾性範囲に収まったと判断される。

校舎の3階においてALC外壁、ALC間仕切り壁、LGS間仕切り壁等の破損や面外への倒れが著しかった。鉄骨造外階段に面する構面(H形鋼柱が強軸方向に使われている)はX方向のフレーム剛性の差から変位が大きくなることが予想されるが、ALC板外壁が脱落しそうな状態になった(写真3.4-2)。校舎の両妻面には筋かいがあり、目地部も含めてALC板の損傷は見られなかった。ALC板は縦壁挿入筋構法で取付けられているが、面外方向への脱落防止については、内側

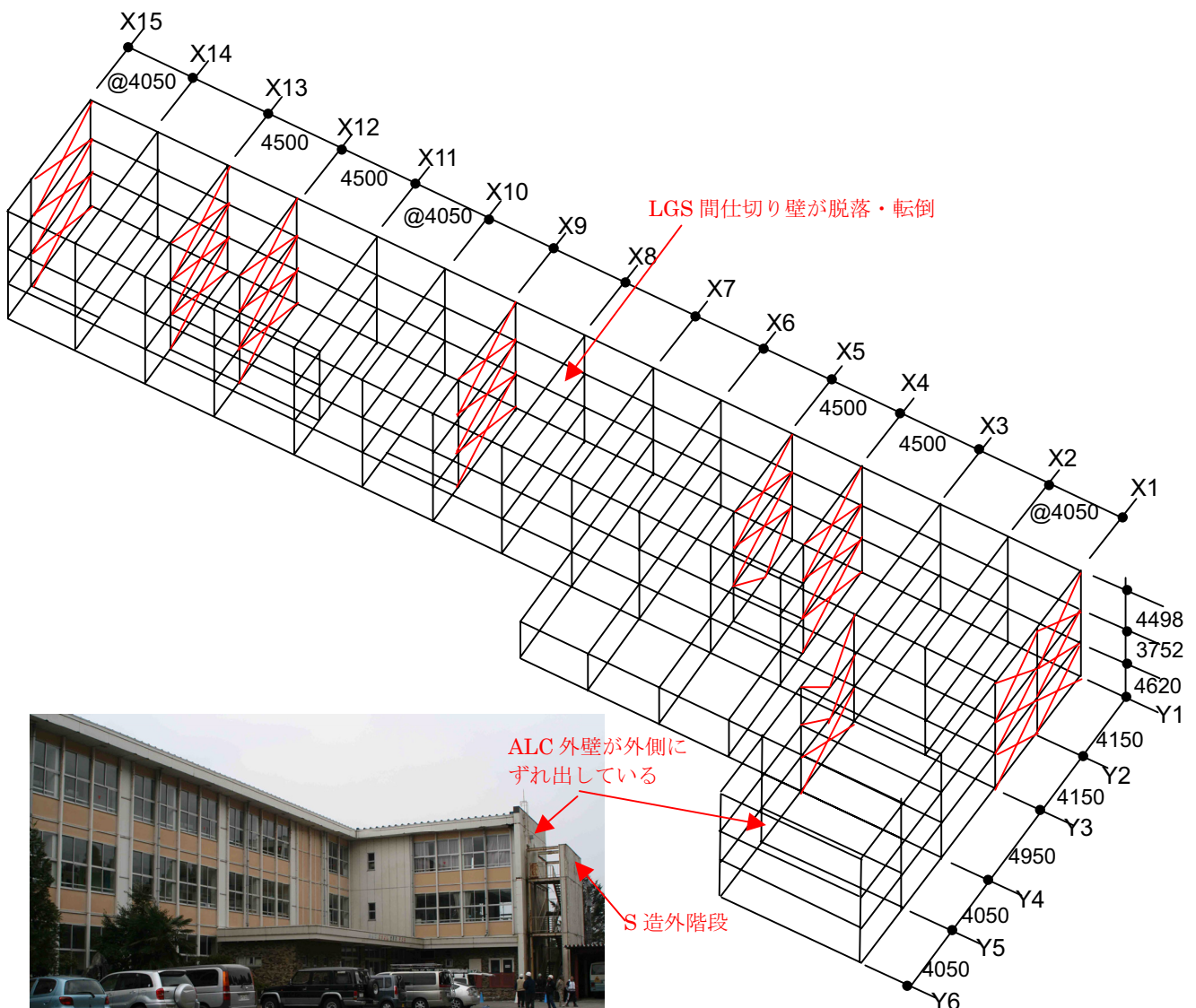


図 3.4-1 建物の軸組



写真 3.4-1 校舎全景

にアンクル材が水平に取り付けられて、それを3箇所で躯体に固定しており、壁芯は構造骨組の通り芯より300~375mm程度外側へずれていた。さらに、この固定部分の錆がひどく、断面欠損している状態であった。

階段室は完全にスラブ抜けとなるため、床の面内剛性を保ちにくくなっている。そのためにスパン方向の梁の上下に取り付けられたALC板が面外方向に押され、梁上フランジ位置と下フランジ位置で水平目地の開きが生じた(写真3.4-3)。

内部のALC間仕切り壁はアンカー筋構法で取付けられているが、アンカーとALC板目地部に挿入された鉄筋(9φ)の重ね長さは5cm程度しかなく、僅かの力で脚部が大きくずれ、目地が大きく開いたものと考えられる(写真3.4-4)。

教室境および筋かい構面を覆う間仕切り壁は、LGS下地にボード貼りで、これに黒板やドアが取り付けられていた。脚部はコンクリートスラブに打ち込みピン留め(@850程度)、頂部は枠材が天井の野縁に直接ネジ止め(長さ25mm、野

縁には天井仕上げ材を取付けやすくするために、全面にスリットが入っている)、両サイドは柱仕上げ材に仮留めあるいは固定なしの状態です。3方向に固定されていない状況に近いものであり、完全に脱落して倒壊した箇所があった(写真3.4-5)。倒壊にまで至らなかったが、野縁に留められていたネジが抜け出して20~30cmほど天井板をかきむしった跡が見られたものもあった。

妻面や階段室で筋かいがあるところでは、これを覆うための化粧壁がラーメン芯を外れたところに設けられるが、ここでも天井が先に施工され、化粧壁は天井にも固定されていない状態で、躯体に大きな変形が生じれば、当然ながら脱落する状況であった(写真3.4-6)。2階、1階と下がるにつれて、間仕切り壁の脱落状況は少なくなるが、間仕切り壁の施工状況は同じであった。



写真 3.4-2 脱落しそうになった外壁の ALC 板



写真 3.4-3 階段室 ALC 板のひび割れ

写真 3.4-4 ALC 間仕切り壁のアンカー筋からの脱落



写真 3.4-5 完全に倒壊した間仕切壁



写真 3.4-6 ALC 板と筋かい構面の化粧壁

## (2) 保有水平耐力の評価

現地調査で確認した部材寸法に基づいて保有水平耐力を計算し、構造的な被害が無くても、過大な応答変位が生じたために、非構造要素の外壁、内壁、間仕切り壁に被害が生じたのか、それとも非構造要素の取り付けディテールに弱点があったのかを検討するものとする。地震発生時に積雪は無かったが、保有水平耐力の計算は非積雪時(0.0S)、積雪時(0.35S)について行うこととする。

## (2)-1 地震力の算定

### ・算定条件

- (1) 床面積当りの単位荷重は、屋上屋根 150kg/m<sup>2</sup>、床 600kg/m<sup>2</sup>とする。
- (2) 積雪は 1.5m で、地震時の積雪荷重 0.35 S は 158 kg/m<sup>2</sup>とする。
- (3) 1 階の床面積には玄関上部の底面積を含む。

1 次設計用地震層せん断力  $Q_i$ 、必要保有水平耐力を表 3.4-1 および表 3.4-2 に示す。

表 3.4-1(a) 1 次設計用地震層せん断力(0.0S の場合)

階	$W_i(t)$	$\Sigma W_i$	$\alpha_i$	$A_i$	$Z$	$R_t$	$C_o$	$C_i$	$Q_i(t)$
1	106.7	106.7	0.113	2.021	1.00	1.00	0.20	0.404	43.1
2	383.5	490.2	0.518	1.311	1.00	1.00	0.20	0.262	128.5
3	456.3	946.5	1.000	1.000	1.00	1.00	0.20	0.200	189.3

表 3.4-1(b) 1 次設計用地震層せん断力(0.35S の場合)

階	$W_i(t)$	$\Sigma W_i$	$\alpha_i$	$A_i$	$Z$	$R_t$	$C_o$	$C_i$	$Q_i(t)$
1	219.1	219.1	0.203	1.718	1.00	1.00	0.20	0.344	75.3
2	383.5	602.6	0.559	1.277	1.00	1.00	0.20	0.255	154.0
3	475.5	1078.1	1.000	1.000	1.00	1.00	0.20	0.200	215.6

表 3.4-2(a) 必要保有水平耐力(0.0S の場合)

階	$W_i(t)$	$\Sigma W_i$	$\alpha_i$	$A_i$	$Z$	$R_t$	$C_o$	$C_i$	$Q_{ud}(t)$	桁行(ラーメン構面)			張間(筋かい構面)		
										$D_s$	$F_{es}$	$Q_{un}(t)$	$D_s$	$F_{es}$	$Q_{un}(t)$
1	106.7	106.7	0.113	2.021	1.00	1.00	1.00	2.021	215.7	0.25	1.00	53.9	0.5	1.00	107.8
2	383.5	490.2	0.518	1.311	1.00	1.00	1.00	1.311	642.4	0.25	1.00	160.6	0.5	1.00	321.2
3	456.3	946.5	1.000	1.000	1.00	1.00	1.00	1.000	946.5	0.30	1.00	284.0	0.5	1.00	473.3

表 3.4-2(b) 必要保有水平耐力(0.35S場合)

階	Wi(t)	ΣWi	αi	Ai	Z	Rt	Co	Ci	Qud(t)	桁行(ラーメン構面)			張間(筋かい構面)		
										Ds	Fes	Qun(t)	Ds	Fes	Qun(t)
1	219.1	219.1	0.203	1.718	1.00	1.00	1.00	1.718	376.4	0.25	1.00	94.1	0.5	1.00	188.2
2	383.5	602.6	0.559	1.277	1.00	1.00	1.00	1.277	769.8	0.25	1.00	192.4	0.5	1.00	384.9
3	456.3	1078.1	1.000	1.000	1.00	1.00	1.00	1.000	1078.1	0.30	1.00	323.4	0.5	1.00	539.1

(2)-2 保有水平耐力

・基本方針：

- (1) 仮定外力分布は Ai 分布による。
- (2) ラーメン骨組の解析方法はフロアモーメント分配法(仮想仕事法)による。
- (3) 柱はり・パネル耐力比が 0.3~0.6 と小さいのでパネル降伏を考慮する。
- (4) パネル崩壊は変形能力が非常に大きいので Ds 値は 0.25 とする。
- (5) 根巻柱脚では RC 断面の曲げ耐力で評価し、1階の Ds 値を 0.3 と割増す。
- (6) 筋かい構面は大部分が非保有耐力接合であるので Ds 値は 0.5 とする。

・桁行方向の検討

桁行方向の各ラーメンは接合部パネルの降伏が部材の降伏に先行するパネル崩壊形である。表 3.4-3 にパネルを考慮した場合の計算過程を、表 3.4-4 にパネルを無視した場合を示す。パネルを考慮した場合のベースシア係数は、非積雪時、積雪時について各々 0.371、0.304 となるが、いずれも必要保有水平耐力の 1.24~1.48, 1.01~1.21 倍と大きくなっている。また、パネル降伏後の耐力上昇が見込めるので、パネルを無視した場合の結果を参考にすれば上限として必要保有水平耐力の 1.95~2.34, 1.68~2.02 倍程度の保有耐力を有していると考えられる。

表 3.4-3(a) パネルを考慮した場合の計算過程(0.0S の場合)

層	tm	Y1	Y3	Y4	Y5	Y6	ΣM	wi (t)	sQi (t)	sMi	FMi	C <sub>B</sub> *sMi	Mi	Mi/ΣMpi	Qp (t)
3	FM3	164.5	159.6	27.8	27.8	27.8	407.46	106.72	215.7	787.1	407.46	291.8			79.9
	TM3	401.8	349	41.24	41.24	41.24	874.52						407.5	0.466	
	BM3	401.8	349	41.24	41.24	41.24	874.52						-115.7	-0.132	
2	FM2	237.8	221	35.8	35.8	35.8	566.2	383.49	642.4	2409.1	566.2	893.1			238.2
	TM2	401.8	349	41.24	41.24	41.24	874.52						681.9	0.780	
	BM2	638.6	563.8	105.1	105.1	105.1	1517.8						211.2	0.139	
1	FM1	348.1	309.2	86.74	46.1	46.1	836.28	456.32	946.5	4349.3	836.28	1612.3			350.9
	TM1	638.6	563.8	157.2	105.1	105.1	1569.8						625.1	0.398	
	BM1	406.9	373.2	121.1	43.04	43.04	987.26						987.3	1.000	
	FM0	406.9	373.2	121.1	43.04	43.04	987.26				987.26				

C<sub>B</sub>= 0.371

表 3.4-3(b) パネルを考慮した場合の計算過程(0.35S の場合)

層	tm	Y1	Y3	Y4	Y5	Y6	Σ	wi (t)	sQi (t)	sMi	FMi	C <sub>B</sub> *sMi	Mi	Mi/ΣMpi	Qp (t)
3	FM3	164.5	159.6	27.8	27.8	27.8	407.46	219.14	376.4	1373.9	407.46	417.1			114.3
	TM3	401.8	349	41.24	41.24	41.24	874.52						407.5	0.466	
	BM3	401.8	349	41.24	41.24	41.24	874.52						9.6	0.011	
2	FM2	237.8	221	35.8	35.8	35.8	566.2	383.49	769.8	2886.6	566.2	876.3			233.7
	TM2	401.8	349	41.24	41.24	41.24	874.52						556.6	0.636	
	BM2	638.6	563.8	105.1	105.1	105.1	1517.8						319.7	0.211	
1	FM1	348.1	309.2	86.74	46.1	46.1	836.28	475.5	1078.1	4954.0	836.28	1503.8			327.3
	TM1	638.6	563.8	157.2	105.1	105.1	1569.8						516.6	0.329	
	BM1	406.9	373.2	121.1	43.04	43.04	987.26						987.3	1.000	
	FM0	406.9	373.2	121.1	43.04	43.04	987.26				987.26				

C<sub>B</sub>= 0.304

表 3.4-4(a) パネルを無視した場合の計算過程 (0.0S の場合)

層	tm	Y1	Y3	Y4	Y5	Y6	ΣM	wi (t)	sQi (t)	sMi	FMi	C <sub>B</sub> *sMi	Mi	Mi/ΣMpi	sMi	FMi	C <sub>B</sub> *sMi	Mi	Mi/ΣMpi	Qp (t)													
3	FM3	289.9	296.1	41.24	41.24	41.24	709.7	106.72	215.7	787.1	709.72	542.9	709.7	0.81							126.1												
	TM3	401.8	349	41.24	41.24	41.24	874.5																										
	BM3	401.8	349	41.24	41.24	41.24	874.5																										
2	FM2	573.2	595.6	82.48	82.48	82.48	1416	383.49	642.4	2409.1	1416.2	1661.5	1583.1	1.81	2409.1		1408.9	874.5	1.00	375.7													
	TM2	401.8	349	41.24	41.24	41.24	874.5																										
	BM2	638.6	563.8	105.1	105.1	105.1	1518																										
1	FM1	976.9	894.7	107.4	55.82	55.82	2091	456.32	946.5	4349.3	2090.6	2999.5	2012.3	1.28	4349.3		2543.5	1556.3	0.99	553.5													
	TM1	638.6	563.8	157.2	105.1	105.1	1570																										
	BM1	406.9	373.2	121.1	43.04	43.04	987.3																										
	FM0	406.9	373.2	121.1	43.04	43.04	987.3				987.26				987.26																		

C<sub>B</sub> = 0.6897

C<sub>B</sub> = 0.5848

表 3.4-4(b) パネルを無視した場合の計算過程 (0.35S の場合)

層	tm	Y1	Y3	Y4	Y5	Y6	ΣM	wi (t)	sQi (t)	sMi	FMi	C <sub>B</sub> *sMi	Mi	Mi/ΣMpi	sMi	FMi	C <sub>B</sub> *sMi	Mi	Mi/ΣMpi	Qp (t)												
3	FM3	289.9	296.1	41.24	41.24	41.24	709.7	219.14	376.4	1373.9	709.72	775.9	709.7	0.81							189.8											
	TM3	401.8	349	41.24	41.24	41.24	874.5																									
	BM3	401.8	349	41.24	41.24	41.24	874.5																									
2	FM2	573.2	595.6	82.48	82.48	82.48	1416	383.49	769.8	2886.6	1416.2	1630.2	1350.0	1.54	2886.6		1455.1	874.5	1.00	388.0												
	TM2	401.8	349	41.24	41.24	41.24	874.5																									
	BM2	638.6	563.8	105.1	105.1	105.1	1518																									
1	FM1	976.9	894.7	107.4	55.82	55.82	2091	475.5	1078.1	4954.0	2090.6	2797.7	1810.5	1.15	4954.0		2497.3	1510.0	0.96	543.5												
	TM1	638.6	563.8	157.2	105.1	105.1	1570																									
	BM1	406.9	373.2	121.1	43.04	43.04	987.3																									
	FM0	406.9	373.2	121.1	43.04	43.04	987.3				987.3				987.3																	

C<sub>B</sub> = 0.5647

C<sub>B</sub> = 0.5041

・張間方向の検討

張間方向では妻面、階段室周り等の X 形あるいは V 形の筋かい付ラーメン構造で 100%地震力を負担するものとした。筋かい端部の接合部耐力、筋かいの引張力・圧縮力をもって筋かいの保有耐力を算定する。

各筋かい構面の耐力とその総和としての保有水平耐力を表 3.4-5 に、剛性率と必要保有水平耐力等との比較を表 3.4-6 に示す。大部分の構面が

引張形でしかも引張筋かいの接合部耐力で決定されており、各場合の剛性率は 0.6 以上と得られている。保有水平耐力は 1 次設計用地震層せん断力に対して 3 階が最小で 1.12~1.95 倍と中地震では損傷しないと言える。非積雪時には 2,3 階で、積雪時には全階で保有水平耐力は必要保有水平耐力を下回り、大地震時には損傷を受けて、特に 3 階では著しいものと考えられる。

表 3.4-5 張間方向の保有水平耐力

階	X <sub>1</sub>	X <sub>3</sub>	X <sub>4</sub>	X <sub>5</sub>	X <sub>9</sub>	X <sub>12</sub>	X <sub>13</sub>	X <sub>15</sub>	Q <sub>p</sub>
3F	10.1	38.3	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	5.9	83.9
2F	52.6	50.1	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	29.9	282.2
1F	109.6	59.9	64.6	41.5	64.6	64.6	64.6	64.6	533.9

表 3.4-6(a) 張間方向の剛性率と保有水平耐力 (0.0S の場合)

階	ΣK	Q <sub>i</sub>	δ (cm)	γ	rs	Rs	Q <sub>p</sub>	Q <sub>p</sub> /Q <sub>i</sub>	Q <sub>p</sub> /Q <sub>un</sub>
3F	290.4	43.1	0.149	0.0003	3029	1.592	83.9	1.946	0.778
2F	391.8	128.5	0.328	0.0009	1144	0.601	282.2	2.196	0.878
1F	628.5	189.3	0.301	0.0007	1534	0.806	533.9	2.820	1.128

表 3.4-6(b) 張間方向の剛性率と保有水平耐力(0.35S の場合)

階	$\Sigma K$	$Q_i$	$\delta$ cm	$\gamma$	rs	$R_s$	$Q_p$	$Q_p/Q_i$	$Q_p/Q_{un}$
3F	290.4	75.3	0.259	0.0006	1735	1.290	83.9	1.115	0.446
2F	391.8	154.0	0.393	0.0010	954.8	0.710	282.2	1.833	0.733
1F	628.5	215.6	0.343	0.0007	1347	1.001	533.9	2.476	0.990

(3) 荷重増分解析による応答変位の予測

図 3.4-2 に桁行き方向の層せん断力と層間変形角の関係を示す。図中の○印は、必要保有水平耐力を示す。設計プログラム BUS-3(Ver.2.0)により、積雪がない場合を計算している。必要保有水平耐力時の層間変形角は、2、3階で 1/200 程度である。接合部パネルの降伏は考慮していないが、パネル降伏後の耐力上昇を見込めば、極端に変位量が大きくなるとは考えられず、3階においても鉄骨造として剛性が低い建物とは言えない。外壁や内部間仕切り壁に大きな損傷が出たのは、変形に追従できる取り付けディテールの不備によるものと考えるのが妥当であろう。

図 3.4-3 に張間方向の層せん断力と層間変形角の関係を示す。必要保有水平耐力時の層間変形角は、2、3階で 1/500 程度である。保有耐力は十分

余裕がありそうである。ただし、筋かい是非保有耐力接合であり、積雪時に必要保有水平耐力が大きくなれば、保有耐力の余裕はなくなりそうである。地震発生が積雪時期を過ぎたときであり、このことが幸いしたといえそうである。

(4) まとめ

周辺の被害状況から判断して、弾性応答で 1.0G を大きく超えるような応答加速度は生じていないと判断される。したがって、保有水平耐力は十分に余裕がある。屋根重量が小さく、さらに積雪がなかったために大きな余裕が生まれている。荷重増分解析の結果でも、必要保有水平耐力に達するときの層間変形角はそれほど大きくない。外壁 ALC 板の取り付けディテール、内部 LGS 間仕切り壁の固定方法には、通常は用いられないようなディテールが見られ、僅かの力で損傷ある

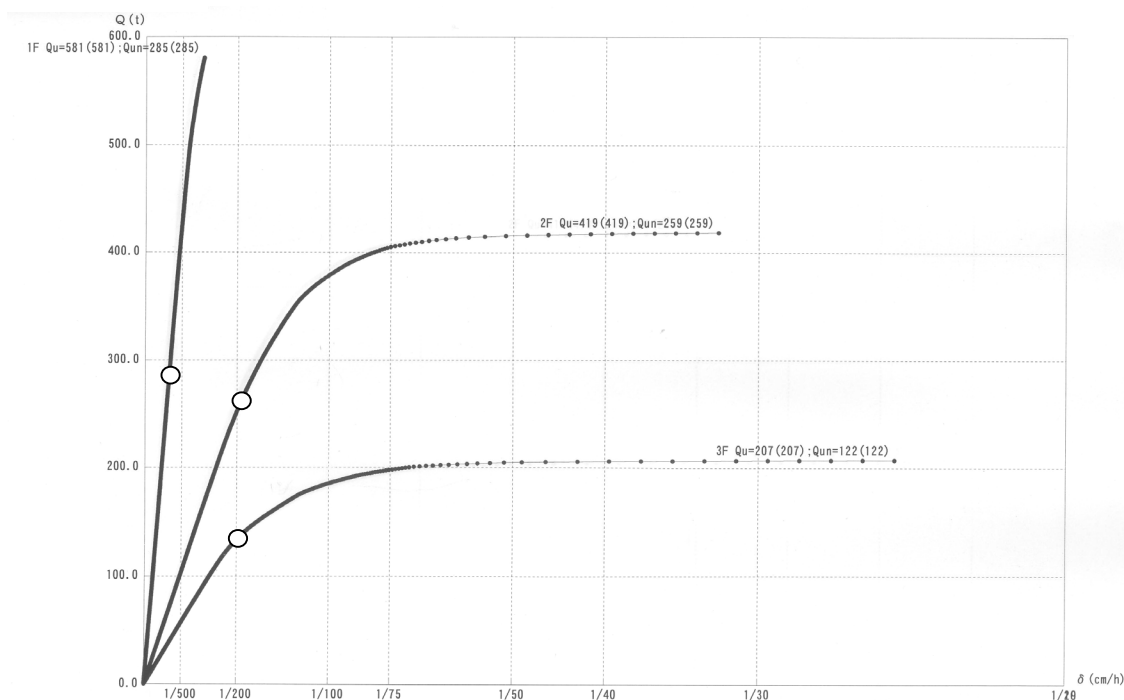


図 3.4-2 桁行き方向の層せん断力と層間変形角

いは倒壊しても不思議ではないが、鉄骨構造の場合には応答変位が大きくなることを考慮した非構造要素の取り付け方法を、慎重に検討しておく必要がある。

本荷重増分解析では、接合部パネル降伏先行がフレームの変位量に影響することが考慮されていない。学校校舎は鉄筋コンクリート造とする場

合が多いが、鉄筋コンクリート造に比べれば、接合部パネル降伏が先行しなくても応答変位が大きくなることは自明である。既存建築物にあつては調査しにくい場合が多いが、構造躯体の耐震性だけでなく、非構造部材の取り付けディテールを精査し、損傷した場合には人的被害に結びつくかどうかの検討が不可欠である。

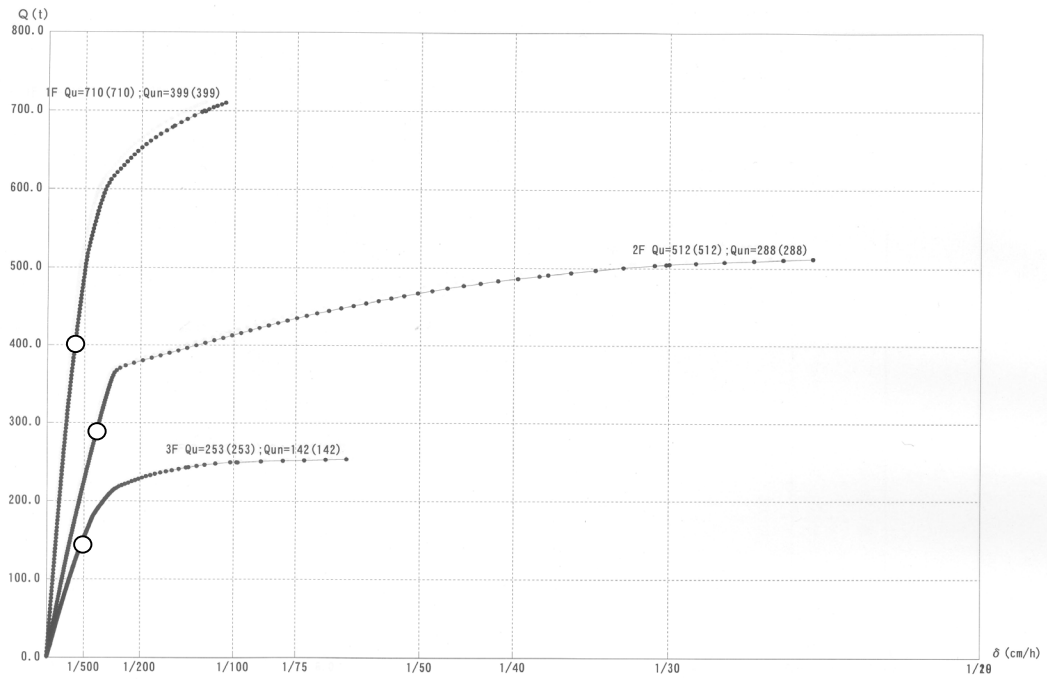


図 3.4-3 張間方向の層せん断力と層間変形角

## 4. 木造住宅の被害と補修・維持の現状

### 4.1 設計詳細と被害の関係

#### (1) 木造住宅の被害の着目点

地震報道に見られる木造住宅の倒壊・破損の状況を念頭に置いて被害調査を実施した。地盤の動き・ずれ・液状化といった地面の影響以外に、建物自体を見た時に以下の項目が被害に関係していると考えられる。

#### (2) 屋根の被害

屋根のブルーシートは瓦(棟)のずれ、落下を示す。被害の少ない家屋でこの被害の原因は、木造在来工法が構造体下部を基礎と緊結することによって家屋上部が大きく揺れたと考えられる。また、ずれ・落下の程度は瓦の葺き方(土置き、銅線留め、釘打ち)にも関係すると思われるが、正確には把握できていない(写真4.1-1, 2)。



写真 4.1-1 倒壊家屋の屋根瓦 (門前地区)



写真 4.1-2 非倒壊家屋の屋根瓦 (鹿磯地区)

#### (3) 柱の損壊

2階建住宅の1階柱の損壊による住宅の倒壊・傾斜が多く見られた。事例では柱周囲の柱間装置の不統一、横架材断面寸法の違い、無理

な継ぎ手、柱径・壁量の不足などが原因と考えられる(写真4.1-3, 4)。



写真 4.1-3 柱の損壊事例1 (道下地区)



写真 4.1-4 柱の損壊事例2 (道下地区)

#### (4) 柱下部、土台の腐朽による被害

かつて水害に遭った地域・しろあり被害が被害を大きくしたと報じられ、また、商店の被害の原因が前面の壁量の不足によることも確かであるが、大壁仕上げや真壁から大壁へ改装した家屋の被害を見ると、換気不足やクラック・目地等からの漏水が構造体に大きなダメージを生ずる原因であった(写真4.1-5)。

#### (5) 安易な増築部の被害

家族数の増加、車の所有などから住宅には増築が行われる。この場合、ちょっとだからといって構造的に手を抜いた事例に被害が目立つ。基礎にコンクリートブロック造を用い、壁が付かない独立した隅柱を持った増築事例では、筋かいが施されていない既存家屋の被害が小舞壁のひび・仕上げ材の剥落程度であったのに対し、増築部は傾斜等の大きな被害を受けている(写真4.1-6, 7)。





写真 4.1-5 柱下部・土台腐朽による損壊事例  
(道下地区)



写真 4.1-8 被害を大きくした下屋 (道下地区)



写真 4.1-6 C/B基礎増築部の階段半落下  
(穴水地区)



写真 4.1-9 僅かな被害家屋の下屋 (穴水地区)



写真 4.1-7 既存住宅の壁のひびわれ(穴水地区)



写真 4.1-10 障子紙の破損事例 (道下地区)

#### (6) 本屋と下屋の関係

下屋の設けられた家屋の被害を見ると、下屋が本屋の被害を増大させている・本屋の被害を少なくしている、両者の事例が見られる。本屋と下屋の一体化の程度などによるが、本屋を助けるような下屋の構工法が求められる(写真 4.1-8, 9)。

#### (7) 建具の被害

倒壊まで至らない家屋の内部を見ると、建具が変形しながらも留まっている事例が多い。障子紙の破損状況から、相当の変形が生じたことが理解できる。構造体ではないが、エネルギーを消費できるような建具は建物自体の損壊を和らげる役割を果たすと考えられる(写真 4.1-10, 11)。



写真 4.1-11 建具の破損事例（門前地区）

#### (8) 被害の少ない家屋

同じ地区にあり、同じような造りでの被害の程度の差がある。また、1階に壁が少なく2階に壁が多い「頭でっかち」の家屋でも被害の少ない建物もある。これらの事例の意味は今後の解明を待ちたい。

#### (9) まとめ

住人、および建築関係者の両者において、木造構工法への理解不足が被害を拡大させる一因となっている。建物への考え方、使用材料等の変化はあるが、構造体・化粧材の性質・性能を見極めて造ることが益々重要になっている。そうでなければ、今回被害のなかった、あるいは少なかった家屋でも将来の保証はない。

### 4.2 建築計画から見た被害の特徴

#### (1) 商店建築の被害

間口一杯を開口部とし、間口方向に壁、筋かいがないため、間口方向に対して強度が低い。壁や柱が極端に少ない部分があると、その部分の変形が大きくなり、崩壊に繋がる。

#### (2) 木造住宅の被害 門前町の例

右の写真の住宅は、外から見るとあまり被害を受けていないように見えるが、屋内は壁の損壊の程度が大きい（写真 4.2-2, 3）。真壁が柱、梁などの骨組みと一体になって耐震壁の役目を果たし、地震の揺れに耐えて倒壊を免れたと考えられる。外壁を近年改修して、仕上げが新しくなっているが、内部の構造は特に補強されたりしていないと考えられる。

そのような改修を行なう場合には、仕上げだけでなく、柱や貫などの構造部材の状況を調査し、必要に応じて耐震補強する必要がある。そのような場合には、大工に任せるだけではなく、専門家が住民と大工の間に入って調査、アドバ

イスするシステムが必要と考えられる。



写真 4.2-1 門前地区の商店の被害例



写真 4.2-2 門前地区の木造住宅は、一見被害が少ないように見えるが、内部は大きな被害を受けている。



写真 4.2-3 門前地区の住宅内部の壁の損傷

#### (3) 下屋部分の崩壊

下屋が破壊したり、柱や梁がずれたりしている状況が見られた（写真 4.2-4）。下屋であっても、十分な構造強度が必要で、筋かい、火打梁などをバランスよく配置し、本屋を補強するような構造が望ましいが、その逆の場合が多数見られる。



写真 4.2-4 下屋（戸前）が崩壊した土蔵（黒島）

#### (4) 被害が少なかった木造建築の状況

鳳至地区の商店にも大きな被害を受けた商店や住宅があった一方で、同じ地域にありながら大きな被害の見られなかったものもある（写真 4.2-5, 6）。外観だけからは解らないが、比較的古い木造建築でも大きな被害を免れているものは多く見られる。壁や柱、筋かい、火打ち梁等がバランスよく配置され、母屋と下屋の関係も互いに補強するような関係にあれば、古い伝統的な木造建築でも被害を免れていると推測できる。

外壁や基礎部分にモルタルを塗ったり、タイルを貼ったりしている住宅の被害が見られるが、これらの仕上げのヒビや隙間から侵入した水分により、柱や土台が腐っていても発見が困難である（写真 4.2-7）。

庇の出を大きくして壁面に当たる風雨を軽減することも重要であり、壁や開口部からの水分の侵入を防ぐことが出来れば、柱や貫が腐るのを防ぎ、建物の寿命を延ばす要因になると考えられる。



写真 4.2-5 鳳至地区に建つ商店  
ほとんど被害が見られない。



写真 4.2-6 鳳至地区に建つ商店  
これもほとんど被害が見られない。



写真 4.2-7 黒島地区の住宅の基礎部分の損壊  
このようにモルタルを塗ってあると、ひび割れた部分から水が入って、内部で柱や土台が腐朽していてもわからない。

## 5. 土蔵の被害

### 5.1 軸組：土台の使用、柱の材種、貫の間隔

土台を用いた土蔵が多いが基礎に接する土台は腐朽しやすい。土台や柱の多くは能登アテである。内部は真新しく土壁に隠れた外側は腐朽・蟻害が激しい。貫は細く間隔が狭い傾向がある。1尺間に近いものさえあった。これが腐朽によって弱った柱の割裂破壊の引き金になった例もある（写真 5. 1）。



写真 5. 1 貫間隔が狭く、柱の外側が腐朽したために柱が割れたしまった農家の土蔵。外部仕上はモルタルである。

### 5.2 壁下地：扱き<sup>しこ</sup>棧、小舞の支持法、結び下げ

調査対象の土蔵が比較的新しいためか柱には扱き棧を留めるための刻みが見られない。扱き棧を留めるのに柱に打った木栓で留めるものと直接釘打ちしたものがある。壁に水が入ると鉄釘を錆びさせ、その錆は木部の腐朽を促進する。壁の荷重は多くが扱き棧を経て柱に伝えられているが、中には貫に縦小舞を結わえ付けているものがあり、これは貫の破壊を引き起こしていた（写真 5. 2-1）。結び下げによる壁土の付着にも念を入れなければならない（写真 5. 2-2）。



写真 5. 2-1 貫に小舞を結わえ付けた塗師蔵。



写真 5. 2-2 外壁がモルタル仕上になっていた寺院の土蔵。倒壊は免れたが壁が剥落した。標準的な結び下げを見て取ることができるが、柱外面は既に腐朽している。

### 5.3 外壁：腰壁のモルタル化粧と石貼りが土壁の負担になった

腰壁はもともと下見板や豎羽目などで土壁を風雨から守っていたものだが、戦後になるとモルタルに変える事例がでてくる。不燃材料でもあるモルタルに耐久性をも期待してのことであろうが、湿気を呼び通気性を損なうモルタルは土壁を弱らせ小舞や軸組を傷めていた。さらに、土蔵の場合は柔らかい土壁の上に硬いモルタルを塗ることによって土壁の負担にさえなっていることを忘れてはいけない（写真 5. 3-1）。腰の石貼りはモルタルと異なり釘で柱に止めるのであるが、石と柱の間に一定の距離があることが、石への地震力を確実に軸組に伝えることができないうために崩壊しやすいと考えられる（写真 5. 3-2）。



写真 5. 3-1 腰のモルタルがメタルラスともども崩落した。上部もモルタル仕上だが辛うじて崩落を免れた。柱は既に腐朽していた。



写真 5.3-2 腰壁を保護した石が崩壊した例。石を留める金物が不完全であるか、柱が腐朽して釘を保持できなくなっている。

#### 5.4 屋根：瓦下地の欠落が壁土を濡らし、壁下地や軸組を腐朽させた

防火を第一義とした土蔵では壁だけでなく屋根も土で厚く覆う。本来は置屋根や二重屋根のようにさらに屋根を重ねて瓦を葺くが、簡素なものでは土の上に瓦を葺くこともある。いずれにしても瓦の下には杉皮や木羽板などの土居葺きを施し、新しくはルーフィングを敷くのが当たり前である。しかし、倒壊した土蔵のいくつかは土居葺きがなく、野地土の上に直接瓦棧を置いて瓦を葺いていた（写真 5.4）。これでは瓦の下に入った雨が土に染み込み、その水は壁土をも濡らしたであろう。壁に染み込んだ水分は小舞や軸組さえも腐朽させる原因となる。言うまでもなく壁から水分が浸透することも極力避けなければならない。



写真 5.4 土居葺きを省いた瓦葺き。化粧野地の上に直接瓦棧が埋め込んである。

#### 5.5 まとめ

腐朽しにくい材料の選択。貫の間隔など適切な軸組構法。重い壁を支える確実な小舞編と結び下げの施工。壁土の確実な付着。固く重いモルタルを土壁に負担させない。石張りの腰壁は軸組に確実に止める。壁土に雨水を侵入させない屋根の適切な工法。そして経年劣化に応じた適切な保守管理。被害を受けた土蔵の大部分はこうした問題を抱えていたと言えよう。適切な施工や保守の方法は地元の業者や職人の肩に掛かっている。彼らを指導する立場の設計者や管理技術者も、伝統工法の事は知らないでは済まされない。初心に返って謙虚に知識と技能を磨き、被害が軽減できるような建築の実現に努めたいものである。

最後に、福井と武生で土蔵の新築工事を何度となく見学することを許された直井光男棟梁と、小舞編や結び下げの勘所を懇切に御教示いただいた左官職の磯野勇氏に感謝申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 山田幸一：日本の壁， 駸々堂， 1982

## 6. 寺社建築の特徴と被害

### 6.1 寺社建築の特徴

寺社建築は本堂等の大規模な建造物や、鐘楼等の小規模な建造物まで境内には様々な形態の建造物が建てられている。住宅に比べると柱・梁等の部材は太く、接合部の余力があるため完全に倒壊した事例は見られなかったが、接合部のずれや組物等の一部落下などの被害が多く見られた。これらの被害の中で、庫裏等の建物では住宅と同じような被害が見られた。また、境内の石造工作物は大きな被害を受けている。ここでは寺院を中心に報告する。

### 6.2 本堂

門前町の総持寺では法堂や仏殿などの大規模な建造物には、壁の剥離などの軽微な被害はあるものの大きな被害は見られなかった。ただし、法堂正面中央部の壁面の剥離は、土蔵の被害の一因であったモルタル補修によるものであった(写真 6.2-1,2)。

黒島の高台にある寺院の各本堂は比較的大きな被害を受けた。特に福善寺本堂は縁・縁束を中心に大きな被害を受けた(写真 6.2-3~5)。

黒島南方の門前町南地区にある阿岸本誓寺は茅葺きの大きな屋根を持つ本堂が遠方からも望める。山麓に位置し、地盤の一部崩壊による軽微な被害のみであった(写真 6.2-6)。

穴水町の法性寺本堂は昭和 49(1974)年にRC造基礎に全面改修されていた。RC造基礎と上部構造を緊結せず、防水シートの上に上部構造を載せた改修であったため、基礎上での大きなずれが見られたものの、屋根瓦の落下や接合部のずれ等の被害であった(写真 6.2-7,8)。



写真 6.2-3~5 福善寺本堂の被害状況



写真 6.2-6 阿岸本誓寺本堂(県指定)の被害



写真 6.2-1,2 総持寺法堂玄関壁の剥離状態。



写真 6.2-7 軽微な被害の法性寺本堂



写真 6.2-8 法性寺本堂床下の状況

### 6.3 鐘楼

鐘楼などの小規模で単純な構造体では、建物自体には大きな被害はないが、礎石と礎盤、あるいは礎盤と柱脚が分離して水平移動した事例が方々で見られた。ただし、福善寺のように基壇が崩壊した場合は大きな被害につながっている(写真 6.3-1,2)。



写真 6.3-1,2 法性寺鐘楼の被害

### 6.4 その他の建物

門前の総持寺では、僧堂が大きな被害を受けた。建物の傾斜・柱の損壊・壁の剥離等、復旧には大がかりな工事が必要考えられる。境内の他の建物と比べると、スパンの大きさの割には部材の径が小さく、筋かいの位置と方向に問題があったと考えられる(写真 6.4-1,2)。また、穴水町の法性寺庫裏も大きな被害を受けた。



写真 6.4-1,2 総持寺僧堂の被害

### 6.5 まとめ

鐘楼など、基礎・礎石等と上部構造とが緊結されていない場合には、過去の地震でも指摘されたものと同じ現象が見られた。建物が軽量な場合は復旧も容易であろうが、部材の大きさや部材の結合方法など、建物自体が健全であったことが前提となることは言うまでもない。また、総持寺僧堂や庫裏の被害を見ると、部材の大きさが接合部の強度に大きく関係し、地震の被害に関係するものと考えられる。

## 7. 地震発生から1年後の復旧状況

### 7.1 エキスパンションジョイントの復旧状況

雨水の浸入を防ぐために当然であるが、笠木が取替えられているものが多い。一方、エキスパンションジョイント(Exp.J)が衝突して損傷したが、外部に面した部分そのまま放置されている例もあり(写真 7.1-1)、雨仕舞いの問題が見落とされている。ただし、内部の修復状況は不明である。さらに、剥落しそうになっているコンクリートがそのまま放置されている場合もあり、コンクリート片落下による事故の危険がまだまだ存在している。Exp.Jに段差が生じた場合には、仕上げにより段差が解消されていると思われるが、落下しそうなコンクリートをはつって除去する、防護ネットを取り付けるなどの方法で、少なくとも危険を取り除く対策だけは講じられなければならない。



写真 7.1-1 Exp.j の損傷がそのまま放置されている状態 (輪島市立鳳至小学校)

### 7.2 輪島市立三井小学校の復旧状況

本建物の被災状況については、専門家による被災度区分判定が行われており、それに基づいて復旧が行われている。構造骨組に被災はなく、非構造部材・仕上げの被害だけで、「小破」に分類されている。従って、地震前の状態に復旧することが基本となる。外壁および LGS 間仕切壁の脱落原因が、構造骨組への固定方法にあることから、聞き取り調査によれば構造骨組へしっかり固定した上で復旧している。固定ディテールは調査できていない。

建物内部階段室の ALC 板の目地にずれが生じたが、はずれたまま段差を埋めて補修してあった。

ALC 板を交換することが難しく、目地のずれを残したまま、内側の構造骨組へ引張るように固定された(写真 7.2-1)。反対側の天井板が一行すべて新しくなっているのは、作業の跡であろう。



写真 7.2-1 目地ずれした内部階段室 ALC 板の復旧

LGS 間仕切り上部は天井の野縁に固定されていたが、聞き取り調査によれば、上部の梁に固定された(写真 7.2-2)。2階では天井板が2枚ほど新しくなっていたので、少なくとも2箇所で梁に固定したものと思われる。



写真 7.2-2 倒壊した LGS 間仕切壁の復旧

外階段側の ALC 板外壁は、外側へ大きくずれ出したが、ずれ出した ALC 板は交換して復旧された。聞き取り調査によれば、構造骨組へ確実に固定されるように復旧している。ずれ出さなかった ALC 板はそのままなので、旧取り付けディテールに変更はない。構造骨組への固定箇所が増えたものと思われる(写真 7.2-3)。

外階段に取り付けられている ALC 板は、目地ずれは起こさなかったが、取り付け部に損傷があ



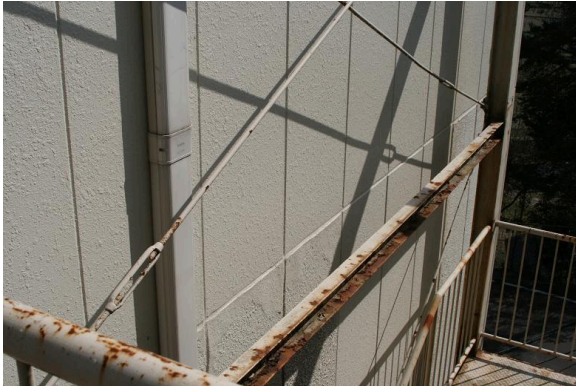


写真 7.2-3 大きく目地ずれした ALC 外壁の復旧



写真 7.3-1 損傷した外面の構造スリット



写真 7.2-4 応急処置をしたまま放置されている外階段の ALC 板



写真 7.3-2 放置されている損傷した構造スリットの建物内部側

り、地震直後に応急処置がされた。穴をあけて番線で階段鉄骨にしばりつけてあったが、そのまま放置されていた(写真 7.2-3)。直接構造躯体に取り付くものでなくても、脱落した時の被害は同じなので、今後の建物の維持・管理の中で補修されていくことを期待したい。

### 7.3 輪島市立門前中学校の復旧状況

体育館の構造スリットの損傷、校舎中央部の円筒状耐力壁に生じた最大ひび割れ幅 0.3mm 程度のせん断ひび割れが主な被害であり、構造体としては軽微な被害であった。従って、損傷した構造スリットの整形、ひび割れ補修が必要な復旧作業となる。なお、建物が傾斜地にあり杭で支持されていることから、基礎構造の被害が心配されたが、1年を経過して、建物の傾斜、エキスパンションジョイントの大きな広がりには生じていない。

損傷した外面の構造スリットは全てモルタルで整形されたものと思われる(写真 7.3-1)。ただし、建物内部では放置されている箇所がある(写

真 7.3-2)。建物内部なので、雨仕舞いの問題はないかもしれないが、コンクリート片が落下する危険は残されており、少なくとも除去できるコンクリート片は取り除くことが望ましい。

ひび割れのエポキシ注入は行われていない。エポキシ注入をできるぎりぎりのひび割れ幅であり、注入できないと判断されたものと思われる。ひび割れ表面にパテ状のものを塗った跡がある(写真 7.3-3)が、ひび割れ表面の V カットは行われていないので、ひび割れは塞がれていないのと同じである。また、仕上げ材が取り付けられているところはそのまま、見えるところだけパテ状のものを塗った跡があり、ひびわれ補修の意味が理解されていない。同じくらいのひび割れ幅でも放置されているものもあり、見落としかもしれないが、補修するかしないかの判断基準がはっきりしていないように思われる。

体育用具室内の CB 壁上部の目地の損傷は放



写真 7.3-3 見えるところだけパテ状のものを塗ったひび割れ



写真 7.3-4 放置されている CB 壁上部の目地の損傷部

置されたままになっている(写真 7.3-4)。コンクリート片が落下する危険が残されており、少なくとも除去できるコンクリート片は取り除くことが望ましい。

体育館 1, 2 階で、SRC 柱の脚部から 1m ほどの位置に、新たにひび割れが発生した(写真 7.3-5)。新たに曲げひび割れを発生させるような余震は起きておらず、輪切り状に水平に入っていることから収縮ひび割れとも考えられるが、柱主筋本数が極端に減じられている位置と対応している可能性もある。



写真 7.3-5 SRC 柱に新たに発生したひび割れ

体育館と校舎のエクspansionジョイントが僅かに開き、床仕上げ材にやや隙間ができているが、振動を受けた地盤が安定化するために僅かに変形をおこしているのかもしれない。エクspansionジョイントは二つの建物の動きの違いを吸収するために設けられるものであるのに、エクspansionジョイントにまたがって床仕上げ材が取り付けられているので、当然といえば当然である。

必要な補修はされているが、補修する意味が理解されていないのではなかないと思われるところもあり、知識と経験の豊富な専門家がしっかり監理しながら修復を進めることが重要である。

#### 7.4 小丸山小学校体育館の復旧状況

本体育館は、1 階 RC 造、2 階 S 造であり、リベット接合、ラチス柱、ラチス梁、両端スパンに山形鋼の X 形軸組筋かいが配置されている。

2 階の階段側の X 形筋かいに 1 構面での座屈と全てのガセット取付け部に損傷があったが、X 形筋かいの 1 構面のみ筋かいが取替えられていた(写真 7.4-1)。柱脚部のねじれに対しては補修されていなかった(写真 7.4-2)。



写真 7.4-1 階段側 X 形筋かいの取替え補修状況



写真 7.4-2 ラチス柱脚部のねじれ(未補修)



写真 7.4-3 ステージ側 X 形筋かい接合部の損傷(未補修)

ステージ側では端 2 スパン部分で X 形となっており、ラチス形式のつなぎ梁がラーメン隅角部の対角位置に取り付ける。そのために、外フランジと筋かいの交点につなぎ材がなく、柱外フランジとガセットプレートが折れ曲がるなど、柱に大きな損傷があったが、まったく補修されていなかった(写真 7.4-3)。特に、柱フランジは長期応力を受けているので、折れ曲がったガセットプレートの取替え、柱外フランジの補修、錆止め塗装等による復旧がまず必要である。さらには、筋かいの引張軸力を受けるためのつなぎ梁を取り付けることが重要であると思われる。

屋根の X 形筋かいでも桁面に近い側では僅かな弛緩があったが、補修されていなかった。

床の沈下によるすき間は、新しい幅木を取付けて閉塞されていた(写真 7.4-4)。

目視で床レベルはほぼ水平だったので、床下の束材の調整で、アリーナ床の沈下は補修されたものと推測される。

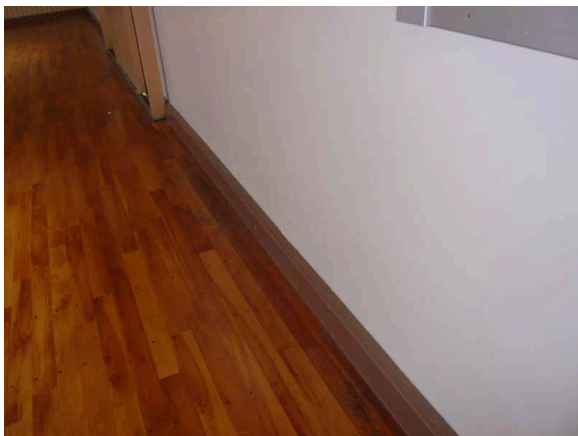


写真 7.4-4 幅木による閉塞補修状況



写真 7.4-5 RC 腰壁のひび割れ補修状況

ギャラリーRC腰壁のひび割れの補修がなされていた。目立ったひび割れのみを塗装したように思われる(写真 7.4-5)。

以上のことをまとめると、座屈した筋かいは取り替えられたが、柱脚の回転はそのままである。また、筋かいが柱フランジを曲げてしまっているところは補修されていなかった。ここは本建物の桁行方向の重要な鉛直構造要素なので、錆止め塗装も含めて柱外フランジ、ガセットプレート等の補修を今後の維持・管理の中で迅速に進めるべきだと思われる。

## 7.5 木造建物の復旧状況

門前、道下、黒島地区について木造建物の復旧状況について調査を行った。これらの地区は、震災以前は、木造住宅が建ち並ぶ街並みであったが、被害を受け撤去された住宅が多く、空き地がかなり目立っていた(写真 7.5-1)。寺社・蔵などは、優先順位が低いものと思われるが応急処置をしたままのもの、そのまま放置されているものが多い。



写真 7.5-1 目立つ空地

新築で建て直している木造住宅も多くあったが、それらの多くは平屋として規模が小さくなっていった。また、被害の大きかった建物の一部を解体し、被害を受けなかった、もしくは軽微だった部分を修繕し使用している住宅も多くみられた。修復に際し住宅の規模を縮小したことについては、過疎化、少子高齢化の影響で、家族の人数が減っていることが大きな原因として考えられる。

被害を受けた古い軸組み木造住宅の内部に耐力壁を増設して、強度型に作り替えているものは、極めて稀にしか見当たらなかった。残った部分だけを囲って住んでいるところや、被害を受けた部分のみ原状に復している木造住宅が多く見られた。

以下、調査を行った木造住宅に関して具体的に示す。

#### (1) 総持寺僧堂(坐禅堂)

解体されており、元の部材を使って再建することである。現在、布基礎ができたところである。

#### (2) 古い一般住宅の修復と補強例

桁構面に通し柱を並べて貫でつなぎ、2階桁行き方向の梁を設けない土蔵に見られる大きな壁面を持っている。しかし、張間方向には殆ど耐力壁がなく大きく傾斜した住宅の補修・補強工事の例である(写真 7.5-2)。建物を起こした上で、土壁を落とすことで軽量化し、外壁に筋かいを入れる補修・補強工事と張間方向で建物内部に耐力壁を増設する工事(写真 7.5-3)が行われていた。増設壁にはパネルが張られるとしても、柱・梁にせん断応力を伝えるものが見当たらないので、シアパネルとしては不十分と考えられる。

また、老朽化した土台が交換され(写真 7.5-4)、腐朽した柱脚部は取り除かれて根継ぎがされていたが、せっかくのアンカーボルトの定着がとれていない。必要な対策項目は考えられているが、それが十分機能するか疑問が多く、専門知識をもった技術者が関与していないことが悔やまれる。

#### (3) 伝統軸組み工法住宅の修復と補強例

1/50 以上の傾きを生じた伝統軸組み工法の住宅を引き起こし、内部に新たに耐震壁を設け、強度型へと改造するような改修を行っている例があったが、極めて稀な例である。耐震改修と同時



写真 7.5-2 古い一般住宅の修復工事例



写真 7.5-3 桁面外壁の補修・補強(左)と張間方向の内部耐力壁の増設(右)



写真 7.5-4 取替えた土台とアンカーボルトの新設

に模様替えも兼ねた工事を行っており、建物内部に筋かいを設け、さらにコンパネ材と石膏ボード材を張ることで耐力壁を増設していた。増設壁量は、現行基準に適合するように考えられているものと思われる(写真 7.5-5)。

根固めは十分に行われたようであるが、腐朽していた土台は交換せず、そのままモルタルで覆って固定するという工事が行われていた(写真 7.5-6)。モルタルで覆うことにより、さらに腐朽



写真 7.5-5 筋かいとボード張りの増設壁



写真 7.5-7 平屋で新築の例



写真 7.5-6 モルタルで塗り固めた土台



写真 7.5-8 住宅一部を取り壊して修復した例

が進むかもしれないことに気づいていない。せっかくの素晴らしい模様替えも兼ねた耐震改修が台無しになる恐れがある。それほどに基礎が重要ということであろう。

#### (4) 平屋で新築している例

写真 7.5-7 のように、平屋建てで新築されている建物がいくつか見られた。

#### (5) 一部を残して解体した例

写真 7.5-8 のように、被害が大きかった部分を解体し、残った部分を補修している建物がいくつか見られた。

#### (6) 木造建物の補修・補強についての課題

本調査における木造住宅の修復に際して、壁、筋かいを増やすなど、補強を行っている例はいくつか見られた。しかし、上述したように、十分な補強効果が得られるか疑問を持たざるを得ないような工事が行われている実態も多く見られた。住宅などの木造建物について、耐震性能、耐震補強方法、工事方法について十分な知識を持つ専門家が少なく、補強工事の知識・経験も少ない職人により補強工事が行われることが多い。耐震補強の専門家に相談できるような体制、専門家がチェ

ックできるようなしくみが望まれ、そのためにも、耐震改修・補強の専門家を育成する必要がある。

#### 7.6 土蔵の修復状況

被害を受けた土蔵は住宅に比べて修復が遅れている。

輪島市道下の寺院の境内に建つこの土蔵は戸前が崩壊したまま放置されている(写真 7.6-1)。正面の外壁の崩落は戸前崩壊に伴うものと考えられるが小舞の間から伺う事の出来る柱は既に腐朽が始まってかなりの時間が経過していた事を示している。崩壊を免れた残り三面の外壁仕上がモルタルにされているのも、そうした老朽化に対する改修であった事を物語っている。

輪島市鳳至地区では土蔵の外壁を金属板で覆う修復が完了しているものが見受けられた(写真 7.6-2)。木造の下見板で覆われたものと同様に、外観の目視だけでは土蔵本来の土壁がどのように修復されたのかは判然としない。



写真 7.6-1 修復に着手していない土蔵



写真 7.6-2 全体を金属板で覆って修復した土蔵



写真 7.6-3 モルタルと石張りで修復中の土蔵

輪島市門前町では外壁をモルタル仕上げで、また腰を石張りで修復しようとしている土蔵が見受けられた(写真 7.6-3)。このモルタルが土壁の上に塗り重ねられているのだとしたら、地震被害の教訓に学んでいるとは言えない。腰の石張りも従来のもより薄く軽くなっているが、どのように躯体軸組に取付けられているのか気になるところである。

## 8. 今後への教訓とまとめ

志賀原子力発電所に近いところで発生したが、原子力発電所の大きな被害は報告されていない。近年、探査技術の進歩によって新たな断層が発見され、原子力発電所の耐震設計用地震力の引き上げと機器の安全性の見直しが進められているが、一般建築物にあっては被害が生じれば生活上の著しい不都合は生じ、その影響は計り知れないが、民間の経済行為に委ねられ、地震対策が遅れている感がある。

今回、RC、S造などの非木造建築物の主体構造に深刻な被害が出なかったのは不幸中の幸いであったが、古い木造家屋の倒壊が目立った。しかし、古いといってそれだけで片付けられる問題ではない。特有の気象条件、加えて過疎・高齢化の問題をもち、経済力も十分でない地域で、木造・非木造に拘わらず既存のストックをどう補修・維持しながら地震に備えていくかという問題を改めて浮き彫りにした。

地震発生から1年後の被災地を訪れると、空き地が目立ち、被災住宅の一部だけを残して最低限の住まいを確保しているのが目立つ。地震保険金、災害給付金、義援金等で、新築できたと思われるものもあるが、ごく一部である。それよりも、通り沿いの雰囲気は完全に変わってしまったことが寂しく思われる。町並み、文化が失われていく危惧の念をいただく。こうしておいて欲しかった、ああしておいて欲しかったということは山ほどあるが、その前に我々は現実的なことに対処する情報を発してきただろうか。残念ながら答は、“No”であろう。

直接あるいは間接の被害原因を考察すると、建築設計の基本に関わることが多くある。何のために庇を出すのか、何のために霧除けがついているのか、何のために基礎を設けるのか等々、建築に関わる者がもう一度基本に

返って、なぜそのような設計にするのか考える必要がある。建物使用者側では、専門家に相談しながら日常の維持管理をしていくことが理想ではあっても、現実にはそばに専門化がない。まずは、今回のような調査結果を建物使用者はもとより修繕業務を行う方に情報提供していくことが重要であろう。

変形に伴う天井仕上げ材や外装材の落下の問題は、非構造要素であっても耐震設計が必要であることを示している。建築生産が分業化している現実ではあるが、非構造要素、設備機器等についても耐震設計が必要であるとの認識をもって連携していくことが重要である。

構造スリットの損傷については、とにかくスリットを設けて骨組みの解析モデルに合わせてしまい、袖壁、垂れ壁、腰壁等があることの余力を排除してしまうような設計のやり方に警鐘を鳴らしていると理解したい。本来、設計とは設計者が経験と知恵を巡らせて総合的に思考する過程であり、コンピュータによる計算はあくまでもその思考過程の確かめであることを忘れてはならない。

新潟県中越沖地震（2007年7月16日）被害調査報告は、本報告書第二部で行うこととするが、既存のストックをどう補修・維持しながら地震に備えていくかという問題は、待ったなしの問題になっている。この調査結果を単なる記録として残すのではなく、建物使用者の立場にたって、安心・安全な環境づくりのために、建築の専門家と称する我々に課せられた役割を再確認する機会としたい。

末筆ながら、被害調査にご協力いただいた被災地の皆様方および関係各位に御礼を申し上げ、一日も早い被災地の復興をお祈りいたします。

## 第二部

### 2007年新潟県中越沖地震建物被害調査

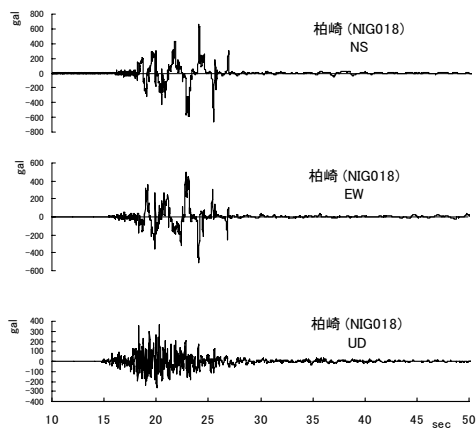




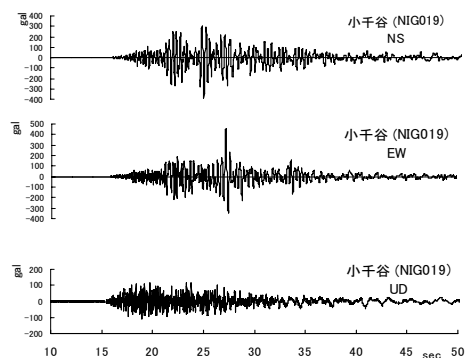
# 1. 地震の概要

## 1.1 地震の諸元

新潟県中越沖地震の諸元を表 1.1-1 に、各地の震度分布を図 1.1-1 に示す。新潟県長岡市、柏崎市、刈羽村、長野県飯綱町で震度 6 強、新潟県上越市、小千谷市、出雲崎町で震度 6 弱、新潟県三条市、十日町市、南魚沼市、燕市、長野県中野市、飯山市、信濃町で震度 5 強が観測された。過去に発生した地震と新潟県中越沖地震の被害状況の比較を表 1.1-2 に示す。新潟県中越沖地震による人的被害および住家被害は、阪神・淡路大震災、新潟県中越地震に比較して小さく、能登半島地震の被害よりも大きくなっている。

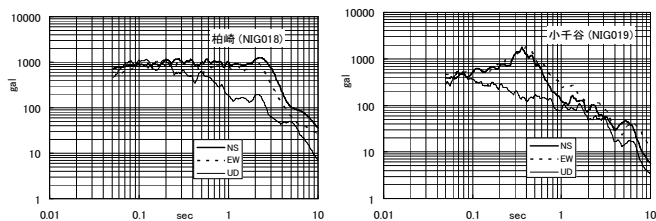


(a) 柏崎(NIG018)



(b) 小千谷(NIG019)

図 1.2-1 強震波形<sup>3)</sup>



(a) 柏崎(NIG018) (b) 小千谷(NIG019)

図 1.2-2 加速度応答スペクトル<sup>4)</sup>

## 1.2 地震動

K-NET の観測網により計測された最大加速度および最大速度一覧表を表 1.2-1 に示す。比較のため兵庫県南部地震のときに神戸海洋気象台で観測された地震波（以下、神戸 JMA 波と称する。）もあわせて示しておく。本地震の最大加速度は、柏崎（NIG018）において記録され、南北（NS）方向：667gal、東西（EW）方向：514gal、上下（UD）方向：369gal であった。また、柏崎の波は、加速度、速度ともに神戸 JMA 波にほぼ匹敵する大きさを有している。図 1.2-1 に柏崎、小千谷の強震波形を、図 1.2-2 に同地区の加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）を示す。小千谷では、0.4 秒前後にピークが見られるのに対し、柏崎では 2～3 秒にピークがある。柏崎は、短周期から 3 秒程度の周期にかけて応

表 1.1-1 地震緒元（気象庁調べ）<sup>1)</sup>

発生日時	平成19年7月16日10時13分頃
震央地名	新潟県上中越沖 北緯 37 度 33.4 分、東経 138 度 36.5 分
震源深さ	約 17km
規模	マグニチュード 6.8

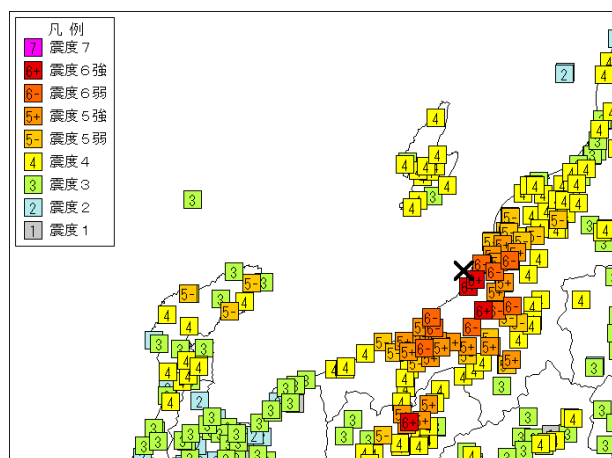


図 1.1-1 震度分布<sup>1)</sup>

表 1.1-2 過去に発生した地震と新潟県中越沖地震の被害状況の比較（消防庁調べ）<sup>2)</sup>

	阪神・淡路大震災 H7. 1. 17	新潟県中越地震 H16. 10. 23	能登半島地震 H19. 3. 25	新潟県中越沖地震 H19. 7. 16	
人的被害	死者	6,433 人	67 人	1 人	
	行方不明	3 人		11 人	
	重傷	10,683 人	636 人	30 人	186 人
	軽傷	33,109 人	4,169 人	306 人	1,804 人
負傷者計	43,792 人	4,805 人	336 人	1,990 人	
住家被害	全壊	104,906 棟	3,175 棟	609 棟	1,086 棟
	半壊	144,274 棟	13,794 棟	1,368 棟	3,790 棟
	一部破損	263,702 棟	104,840 棟	12,323 棟	34,469 棟
	合計	512,882 棟	121,809 棟	14,300 棟	39,345 棟

新潟県中越沖地震の数値は H19.9.10、17:00 現在

表 1.2-1 最大加速度および最大速度一覧表<sup>3)</sup>

観測点名	最大加速度 (gal)			最大速度 (kine)		
	N-S	E-W	U-D	N-S	E-W	U-D
神戸 JMA 波	818	617	332	891	97	80
柏崎 (NIG018)	667	514	369	813	110	84
小千谷 (NIG019)	391	455	116	527	21	46
寺泊 (NIG016)	227	359	55	364	7	15

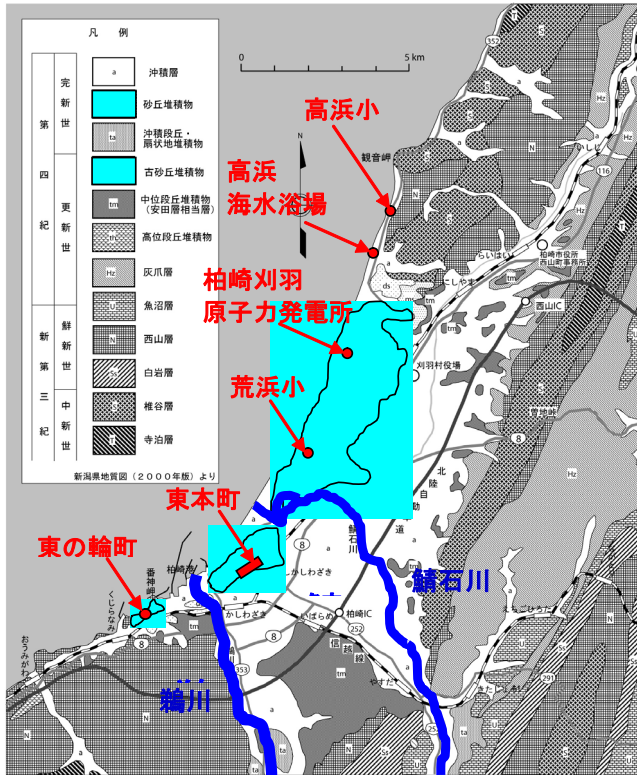


図 1.3-1 柏崎・刈羽地域の地質分布

答加速度はほぼ 1G となっており、広範囲の周期で大きな加速度が示されている。このことが、柏崎地域の建物を大きく被災させた 1 つの要因と考えられる。

### 1.3 建物被害と地理条件

木造建物の被害は、主に店舗併用住宅や土壁を有する古い構法の建物に大きな被害が見られた。一方、鉄筋コンクリート造建物および鉄骨造建物の被害は木造建物に比べて軽微であった。鉄筋コンクリート造建物の主な被害は EXP.J の損傷、鉄骨造建物は天井仕上げ材の落下、照明器具の落下などが見られた。柏崎・刈羽地域の地質分布を図 1.3-1 に示す。当該地域は、主に鶴川と鯖石川の 2 つの河川の流域となっており、軟弱な沖積層が広範囲にわたって形成されている。海岸部は、高浜海岸付近から番神岬まで、荒浜砂丘と呼ばれる沖積の海岸砂丘が発達している。建物の被害は、砂丘堆積物が形成されている地域で比較的大きな被害が発生している。建物の被災が目立った柏崎市役所周辺の東本町、西本町、東の輪町、被災した柏崎刈羽原子力発電所は、砂丘上に存在しており、地盤が大きく影響したと考えられる。



(a)階段室部分外観



(b)はりを支持する鉄骨梁



(c)階段室部分の損傷



(d)仕上げモルタルの剥落

写真 1.4-1 柏崎翔洋中等高の被害状況

#### 1.4 2004年新潟県中越地震による被害との比較

2004年の新潟県中越地震において建物が被災し、さらに今回の地震を受けたRC建物について、その被害状況を報告する。写真1.4-1の柏崎翔洋中等高は、中越地震で被害を受けて、その後、耐震補強を行っている。しかし、もともとの構造計画に問題があった可能性があるために、中越地震と同様な被害を生じていた。構造計画に問題がある建物に対しての補強の考え方を整理するなどの対処が必要と考えられる。また、写真1.4-2の長岡市下小国小は、中越地震において「小破」の被害を受けたが補強はせずに、今回の地震では、大きな被害を生じた。一方、写真1.4-3の下小国小に近接する長岡市小

国中は、中越地震で大きな被害を受けて耐震補強された建物であり、今回の地震では無被害であった。小国中はRC建物が2棟あり、1棟は2004年の中越地震で基礎が大破して改築され、もう1棟は「中破」で補強されている。

謝辞：本報告書をまとめるにあたり、防災科学研究所のK-NETのデータを使用した。また、新潟大学：土井希祐先生、加藤大介先生、保坂吉則先生、福井工業大学：安井譲先生より貴重なデータを頂いた。ここに、厚く御礼を申し上げます。

#### 参考文献：

- 1) <http://www.seisvol.kishou.go.jp/> (気象庁)
- 2) <http://www.fdma.go.jp/> (消防庁)
- 3) <http://www.bosai.go.jp/> (防災科研)
- 4) (社)日本建築学会北陸支部：2007年7月16日 新潟県中越沖地震の災害調査速報、2007.9.8



(a)下小国小外観



(b)有開口壁の損傷



(c)柱の損傷

写真1.4-2 下小国小の被害状況



(a)2004年中越地震での被害(全景)



(b)2004年中越地震での被害(せん断ひび割れ)



(c)耐震補強の状況

写真1.4-3 小国中の被害状況

## 2. 鉄筋コンクリート造および

### 鉄骨造建築物の被害

#### 2.1 鉄筋コンクリート (RC) 造建築物

致命的な被害を受けたRC造建築物は極めて少ない。地盤の影響が大きく、入力が小さかったと推測される。全体の傾向としてエキスパンションジョイント(Exp. J)に大きな損傷を受けた建物が多かった。建物の変形だけでなく、とくに地盤の変形も合わさってExp. Jが衝突した形跡がある。写真2.1-1、写真2.1-2は日吉小学校の渡り廊下のExp. Jの損傷状況の一例である。Exp. Jの基部も損傷していることから、地盤とともに建物の基部も動いたと考えられる。Exp. J間隔を決めるための設計手法を再考する必要がある。



写真 2.1-1 日吉小学校渡り廊下全景



写真 2.1-2 Exp.Jの損傷の一例(日吉小学校)

RC造建築物で大破した例としては、東本町の商業建築がある。写真2.1-3に示すように1階部分が完全に倒壊している。1階の丸柱は、せん断破壊しており、主筋が座屈している。せん断破壊した丸柱の様子は、主筋が丸鋼、せん断補強筋は30cm以上の間隔である。梁端にはハンチがあることから、建設の年代はかなり古いRC建物と想像される。間口は1スパン（約4間）、両側にオーバーハングがあり、

その先端はコンクリートブロック壁で支えられている。商業建築のため、道路側はオープン開口となっており、その裏側は比較的壁が多い建物となっており、偏心により倒壊した可能性がある。

また、もう1つの大破した事例としては、写真2.1-4に示すようにクリーンセンターの煙突の被災例がある。煙突の中間部分で損傷し大破している。



写真 2.1-3 1階部分の倒壊(東本町の商業建築)



写真 2.1-4 煙突の被害(クリーンセンター)

## 2.2 鉄骨 (S) 造建築物

鉄骨造建築物の被害もRC 造建築物と同様に致命的な被害は少なかった。しかし、他の地震被害と同様に、軸組筋かいや屋根筋かいの座屈、天井仕上げ材や外装材の落下などの被害は多発した。

写真2.2-1に日吉小学校体育館の被害例を示

す。桁行き方向6スパン、梁間方向は山形ラーメン1スパンの体育館である。写真2.2-1に示すようにブレースの座屈が見られた。

写真2.2-2に高浜小学校の体育館、校舎棟間の渡り廊下のExp. Jの損傷例を示す。Exp. J部の基部が損傷しており、RC造建物と同様の被害状況である。



写真 2.2-1 軸組筋かい座屈(日吉小学校体育館)

写真 2.2-2 体育館と校舎棟渡り廊下の Exp. J の損傷 (高浜小学校)

写真2.2-3に勝山地区集会場の被害事例を示す。下部はRC造、上部はS造の集会場（体育館）である。桁行方向5m×6スパン、梁間方向18m×1スパン、建物北側には玄関等の下屋部が設けられている。

ブレース6ヶ所全てが破損しており、その内の4ヶ所はブレース側のガセットプレートが第1ボルト孔から破断していた。

鉄筋コンクリートの柱と上部鉄骨柱ベースプレートの取り付け部では、コンクリートが剥離し、一部柱脚において鉄筋が露出し、アンカーボルトが抜け出していた。

その他、内外装材や設備機器等の脱落などの被害が多数見られた。今後、非構造要素、設備機器等を含めて、構造物の細部まで耐震性の検討をしておく必要がある。



写真 2.2-3 上部鉄骨柱ベース部分のアンカーボルトの損傷とブレースの破断（勝山地区集会場）



### 3. 非構造要素の被害

#### 3.1 地震被害の特徴

2007年新潟県中越沖地震と能登半島地震による被害のまとめとして、両方の被災建築物合計29棟の文教施設を対象として被害の特徴を以下に述べる。鉄骨造の体育館(屋根が鉄骨造のRC造体育館を含む)は16棟あり、非構造部材の被害の有無は被害有り8棟、被害無し8棟であった。また、体育館以外の文教施設(校舎棟)は13棟あり、非構造部材の被害の有無は、被害有り4棟、被害無し9棟で、天井被害は見られなかった。

図3.1-1に新潟県中越沖地震の建物被害分布図を示すとともに、29棟の建築物に関する被害の特徴を以下に列挙する。

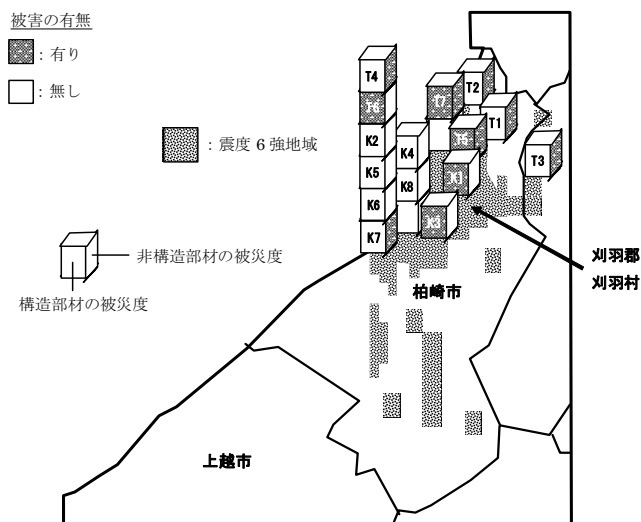
- ①非構造部材の被災としては、天井材の全面落下が生じた建築物であっても、構造部材の損傷等の被害はほとんど見られなかった。
- ②比較的構造部材の損傷等の被害は少なく、非構造部材の被害が目立つ。
- ③天井に段差のある建築物2棟においては、段差部付近での天井材落下があった(西山町総合体育館(写真3.1-1), 柏崎アクアパーク(写真3.1-2))。
- ④天井部材の落下があった(能登町立神野小学校, 柏崎市立西山中学校体育館(写真3.1-3, 図3.1-2), 西山町総合体育館, 長岡市立大積小学校体育館, 柏崎アクアパーク, 刈羽郡勝山地区集会場)。
- ⑤Exp.Jの抜け出し・損傷等の被害があった(柏崎市立西山中学校体育館), 輪島市立松陵中学校, 輪島市立河井小学校, 石川県立輪島実業高校, 輪島市立鳳至小学校, 輪島市立門前東小学校, 輪島市立西保小学校校舎・体育館, 刈羽村立刈羽小学校体育館, 新潟県立柏崎工業高校, 柏崎市立日吉小学校体育館, 柏崎市立榎原小学校体育館, 柏崎市立鏡が沖中学校, 柏崎市立第一中学校, 柏崎市立荒浜小学校体育館)。
- ⑥屋根面ブレースの座屈, 弛緩があった(柏崎市立西山中学校体育館, 長岡市立大積小学校, 柏崎市立大洲小学校体育館)。
- ⑦ALC版外壁のはらみだしとLGS間仕切壁の破損, 妻側の挿入筋構法のALC版外壁の破損があった(輪島市立三井小学校)。
- ⑧建築物の上部と下部の構造が違うことによる連結部のコンクリートの剥離が生じ, 柱の鉄筋の

露出, 主筋・帯筋の損傷が起こった(刈羽郡勝山地区集会場)。

⑨軸組筋違に座屈や破断があった(刈羽郡勝山地区集会場, 石川県立門前高校第一体育館, 新潟県立柏崎常盤高校体育館, 柏崎市立高浜小学校体育館, 刈羽村立刈羽小学校体育館, 柏崎市立日吉小学校体育館)。

ここで, 下線を付した建物は新潟県所在地のものである。下線のない建物は石川県所在地のものである。

⑩構造要素及び非構造要素の被害分布を図3.1-3に示す。ただし, 構造要素の被害には軽微なひび割れを含んでいる。これより, 非構造要素の被害では, 天井材とExp.Jの被害がそれぞれ44%, 69%で他の被害より顕著な割合となっている。



建物種類	No.	建物名	最大震度
体育館	T1	柏崎市立西山中学校体育館	6強
	T2	西山町総合体育館	
	T3	長岡市立大積小学校体育館	
	T4	柏崎アクアパーク	
	T5	勝山地区集会場	
	T6	石川県立柏崎常盤高校体育館	
	T7	柏崎市立高浜小学校体育館	
校舎棟	K1	刈羽村立刈羽小学校	
	K2	新潟県立柏崎工業高校	
	K3	柏崎市立日吉小学校	
	K4	柏崎市立榎原小学校	
	K5	柏崎市立鏡が沖中学校	
	K6	柏崎市立第一中学校	
	K7	柏崎市立大洲小学校	
	K8	柏崎市立荒浜小学校	

図3.1-1 新潟県中越沖地震の建物被害分布図



写真 3.1-1 パネル落下(西山総合体育館)



写真 3.1-2 パネル落下(柏崎アクアパーク)



写真 3.1-3 空調ダクトを覆うパネルの落下  
(西山中学校体育館)

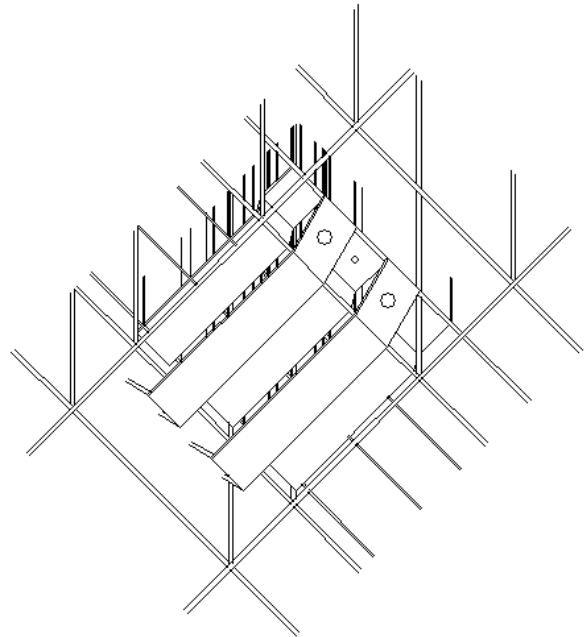


図 3.1-2 空調ダクトを覆うパネルの構成  
(西山中学校体育館)

### 3.2 被害原因のまとめと教訓

次の被害原因から設計で考慮すべきことが得られる。

- ①施工不備等による天井材の落下が考えられる。
- ②天井に段差がある建築物において、天井の段差部付近での天上落下が見られたことから、段差部が原因で被害が発生した。
- ③Exp.J の抜け出し・損傷は、地震の上下左右の揺れに Exp.J が耐えられずに生じた。
- ④非構造部材の ALC 版外壁と LGS 間仕切壁の損傷は、地震の揺れに対しての十分な耐力壁が設けられていなかったために、建築物全体に偏心等の付加応力が生じ破損したと考えられる。
- ⑤鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分との上下の連結部の被害は、剛性及び揺れに対する耐力の違いに原因があり、設計用応力の検討での考慮が十分ではなかったものと考えられる。
- ⑥筋違の被害のなかで、取付け部が建築物本体の変形に追随できなかったことによる非保有耐力接合の破壊によるものがあった。

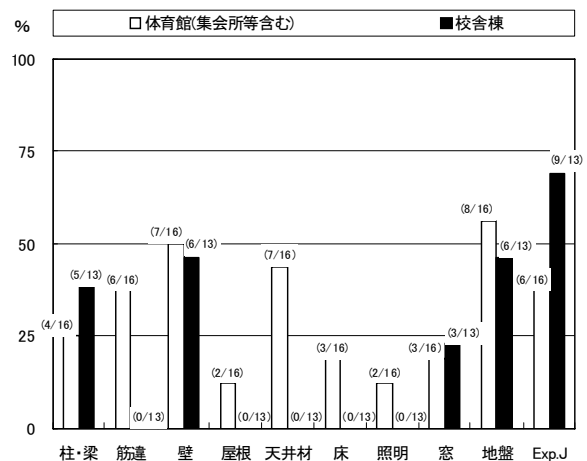


図 3.1-3 構造要素及び非構造要素の被害分布

## 4. 木造建築の被害と特徴

### 4.1 地形と被害

今回の地震では、地盤の崩壊による被害が目立った。これは、柏崎市旧市街地は北側から舌状に細く延びた丘陵地に形成され、これを挟んで海(西)側の砂地と山(東)側に広がる湿地帯から成る柏崎市の地形と大きく関係しており、3年前の中越地震では被害が小さかった場所に被害が多かったようである。特に旧市街地の傾斜地では地滑りによる基礎の崩壊が顕著であった(写真4.1-1)。



写真 4.1-1 西本町北部の斜面建物の被害

### 4.2 屋根の被害

屋根の被害では市街地・周辺地区とも屋根瓦のずれと落下は共通して見られる。この地方の大きな特徴は桟瓦葺屋根の本棟、降棟などの突起部で瓦をセメントモルタルで固めていることである。このため棟がまとまって大きくずれたり地上に落下し、危険である。また、完全に倒壊していない住宅で瓦葺の屋根面が波打ちながらも面として保っている事例から、瓦と野地板との留め方と被害の関係性を解明する必要があると考えられる(写真4.2-1)。

### 4.3 構造体の損壊と腐朽

2階建住宅の1階柱の損壊による1階の圧壊、平屋建住宅の柱の損壊による圧壊が多く見られた。倒壊・傾斜の住宅で見られるように、1階柱の差鴨居位置での腰折れ、土台からの柱の抜け・外れに起因するものであり、構造のバランスの悪さ、柱間装置の不統一、横架材の有無や断面寸法の違い、柱径・壁量の不足などが原因と考えられる。さらに、この被害を助長するのが柱・梁の腐朽であり、構造体の状態を判断できない大壁でのクラックからの漏水、道路の嵩上げによる建物前面の排水の悪化、母屋まで広がる

シロアリの被害などが原因である。これらの原因は能登半島地震と類似であり、雨水の壁面への浸入を考えると、庇の出が小さいこともさらに状況を悪化させている(写真4.3-1)。

新花町の住宅では基礎の重要性を示す事例が見られた。腰まで積まれた石がずれ、一部は落下して全体的にも大きな被害を受けていた。また、周辺の集落では住宅から突出した重心の高い玄関の崩壊が見られた(写真4.3-2)。



写真 4.2-1 落下した瓦(東の輪町)  
棟がモルタルで一体化している。



写真 4.3-1 圧壊した建物(柏崎市中田)



写真 4.3-2 石積基礎の住宅の被害(柏崎市新花町)

#### 4.4 下屋と被害

市街地東部の中田は旧河川近くに立地していたため地盤が悪かったと考えられ、倒壊家屋が多かった。その中で、傾斜して倒壊を免れた事例では、壁量や断面寸法の不足による被害は他の事例と同じであったが、3方に下屋が付き、下屋の無い妻側の胴部分で外側に腰折れしたことが全体に大きく作用していると考えられる。この部分に壁を持った下屋があれば、上に小さい安定した形態となり、被害を小さくした可能性がある。下屋の構成に示唆を与える事例であった(写真4.4-1)。

また、刈羽村では、近辺で被害を受けた住宅と同様な形態の住宅でありながら、隣接してRC造の住宅を増築したため被害のなかった家屋もあった。地震力を負担する強固な構造体と一体化することも被害を防ぐ有効な方法であると考えられる。

写真4.4-2の住宅は新しくはないが、下屋や車庫が母屋を補強する役割を果たしているのではないかと推測できる。



写真 4.4-1 下屋のない方向に傾斜した住宅  
(柏崎市 中田)



写真 4.4-2 柏崎市内の住宅 新しくはないが、ほとんど被害が見られなかった。

#### 4.5 中央部に吹き抜けを持った住宅の被害

柏崎市街地の町家は妻入が多く、中央部に大きな吹き抜けを設けている。被害を受けた事例では、内法より上の束間隔が通常の倍の6尺間と広くて壁剛性が低く、吹き抜けの存在によって中央部の水平剛性に弱点があり、変形も大きかったと推定される。これも被害を大きくした一因と考えられる。この住宅では、内部の柱、梁、壁、建具などが大きく損壊し、壁が落ち、柱と梁の接合部分が大きく歪んでいる。同じ敷地内で隣接している鉄骨構造のガレージに寄りかかって倒壊を免れていた(写真4.5-1~3)。



写真 4.5-1 隣接する鉄骨構造の車庫に寄りかかり、倒壊寸前の住宅 (柏崎市 市内)



写真 4.5-2 上の住宅内部、地震時の変形により、障子が破れた様子が見える。



写真 4.5-3 同じ住宅内部、柱、壁などの損壊状況

#### 4.6 商店建築の被害

能登半島地震と同様の被害が見られる。柏崎市内の本町通りで全壊した商店は間口を広く開け、柱や壁が少ないものと推測される。アーケードも大きな被害を受け、撤去された(写真 4.6-1)。



写真 4.6-1 柏崎市本町のアーケードと全壊の商店

#### 4.7 土蔵との関係

土蔵の被害については次節に譲るが、表通りから見た住宅では被害が少なく見えても、奥の土蔵の崩壊が原因で背後の住宅の被害を大きくしている事例もある。これは、地震直後の上空からの写真でも方々で見られる(写真 4.7-1~3)。



写真 4.7-1 この商店も間口が広く開いて柱や壁が少ないため、1階部分に若干の被害が見られる。



写真 4.7-2,3 同じ住宅の背後の状況  
背後の土蔵が崩壊し、周囲の建物に被害を及ぼしている。

#### 4.8 大きな被害を免れた例

柏崎市内でも、外から見た限りほとんど被害が見当たらない木造建築も見られる。一般に平屋建は2階建てより地震に強いことは構造工学的にも理解できるが、平屋建であっても被害の少ない家屋、完全に倒壊した家屋の両方がある。被害の少なかった家屋を見ると、単純な平面形で、壁量のバランスも良いようだ。写真 4.8-1 の住宅は比較的新しい住宅と見られ、外観上は被害が見られない。

震源に近い海岸縁の集落椎谷は、妻入の家屋が並ぶ漁村である。被害は少なく、単純な形態で、海岸に近い開開口部が少ないことが理由として考えられる。

写真 4.8-2 は柏崎市内で見られた車庫で、手前は自動車の出入りのために大きく開いているが、柱に方杖が施され、奥の壁面にも筋かいが見られる。能登半島地震でも見られたが、この骨組みにより、地震の被害を免れるのに十分な強度を確保できたと考えられ、方杖の効果を変えて確認できた。

市街地中心部で間口いっぱい開口部のある商店でも被害の少ないものがある。事例では、両側面に太い柱を規則的に建て、大きな2階床梁を入れたもので、単純で大きな断面の構成が特徴である(写真 4.8-3, 4)。

能登半島地震の被害と同じように、木造洋風建築でも構造体が外部に現れる建物では被害は少ない。壁量も多く、柱等の腐朽が見られないことが理由であろう(写真 4.8-5)。

なお、在来工法の新築住宅は概して無傷であり、壁量を規定した設計基準はそれなりに機能しているが、構造体の管理と耐久性の維持が今後の課題であろう。



写真 4.8-1 柏崎市内の比較的新しい住宅  
ほとんど被害が見られない。



写真 4.8-2 方杖や筋かいが十分に配置された車庫



写真 4.8-3, 4 軽微な被害の木造商店(東本町)



写真 4.8-5 軽微な被害の木造洋風建築(東本町)

## 5. 土蔵造りの特徴と被害

### 5.1 土居葺きを欠く瓦葺き

市街地で倒壊した土蔵はいずれも土居葺きを欠いていた(写真 5.1)。そのため瓦の下に入った雨は屋根の土から次第に壁土に伝わって壁土の強度を損なうばかりか小舞や貫、柱までも腐朽させ、軸組の構造強度を弱体化させたと考えられる。

柏崎では土蔵の屋根土の上下に漆喰を塗るが、瓦の土居葺き(杉皮、粉板、ルーフィング等)がない。野地板の上に塗る漆喰は板との馴染みをよくする事が目的だったようであり、土の上の漆喰は瓦の下に回った雨水が土に染込むのを止めようとしたのかもしれない。しかし、そこには瓦棧が塗り込まれているから、雨水を完全に留める事は困難であろう。



写真 5.1 野地板に塗った漆喰。右端にモルタルで固めた熨斗積が形を保ったまま見える。

### 5.2 軒蛇腹に並べた煉瓦

軒の蛇腹上部に日干し煉瓦が並べて貼付けてある。屋根土の堰としたものであろうか(写真 5.2-1)。縄で縛り付けてあるが、これだけで蛇腹の形を保つには不安である。



写真 5.2-1 ケラバに並べた日干し煉瓦。上のコンパネは後世の修理によるもの。屋根土の上下に漆喰の層が認められた。

軒蛇腹の上縁に煉瓦を貼付けているものがあり、煉瓦は縄で縛り付けてあったようだが野地板の上はともかく蛇腹のものは壁の剥離を助長したようにさえ見える(写真 5.2-2)。



写真 5.2-2 軒瓦の下に煉瓦が縄で吊り下げてある。既に老朽化が進んでいた。

### 5.3 土壁層を剥離させた縄暖簾

土壁は非常に厚く、大きく2層からなる。層間には3寸ほどの間隔で縄暖簾のように荒縄が塗り込めてあり、これが却って2層を剥離させたように見える(写真 5.3-1)。「縄暖簾」は長さが6尺ほどで、その両端は扱き棧に留めるものと横に渡した縄に絡げたものがある(写真 5.3-2, 3, 4)。土壁の一体化を目指したはずのスダレ状の縄列が剥離の原因となったと考えられる。

小舞の密度も様々である。十分な密度を持った適切な小舞もあるが、崩壊した土蔵では小舞の密度が粗いものも目立った(写真 5.3-2)。



写真 5.3-1 縄列の面で壁土が剥離崩落した腰壁。

### 5.4 煉瓦を積上げた腰壁と厚壁を支える金物

中心市街地にある巨大な三階蔵では一階の半分ほどまで腰を木ズリ下地とし、その外側に日干し煉瓦を積み上げていた。煉瓦3枚ごとに縄で木ズ



写真 5.3-2 上下の扱き棧に留めた「縄暖簾」。小舞の密度がやや粗い。



写真 5.3-3 横に渡した縄に絡めた縄暖簾。



写真 5.3-4 横の縄列。小舞の密度が粗い。



写真 5.4-1 機刷りの外に日干し煉瓦を積む。



写真 5.4-2 柱に打たれた金物。縄が黒ずんでいる。

りに縛り付け、中塗り土壁と漆喰で仕上げていた（写真 5.4-1）。その上は厚い土壁だが、二階腰あたりに金物のブラケットを柱に打って重い土壁を支える（写真 5.4-2）。金物に横材が渡してあったかどうかは確認できなかった。崩落した壁に残る小舞や扱き棧はすでに黒ずんでいて、雨水の侵入による腐朽が始まっていた事を示している。

いずれにしても防火に気を取られてか、壁厚を大きくする事に意を注ぎ、それが仇となって土壁の一体化に失敗し軸組の負担となって崩壊に至ったと考えられる。

## 5.5 まとめ

土蔵の適切な施工として、貫の間隔など適切な軸組構法、扱き棧や小舞編と結び下げの確実な施工、壁土の一体化を図り剥離を防ぐ付着工法、壁土に雨水を侵入させない土居葺きの適切な工法と経年劣化に応じた適切な保守が求められる。

適切な施工や保守は地元の業者や職人の肩に掛かっているが、設計者や管理技術者も、伝統工法の知識と技術を磨き、被害が軽減できるような建築の実現に努めたいものである。



## 6. 寺社建築の特徴と被害

### 6.1 調査した寺社建物

今回の地震で被害を受けた寺社建築の調査地は、柏崎市の市街地を中心としているが、南は旧柿崎町（現上越市）に接する大清水地区、北は刈羽村の北の旧西山町椎谷地区、東は曾地地区である。調査建物は市街地では特にしぼらなかつたが、郊外においては範囲が広いこともあり、国および新潟県、柏崎市の指定文化財を中心に調査した。調査数は寺院が11ヶ所、神社が8ヶ所である。地域別にみると、柏崎市街地（西本町など）が11箇所、郊外8ヶ所である。この他にも寺院・神社の被害が多数報告されている。

建築的な特徴としては、外壁に板壁や土壁を用いた一般的な真壁造の建物の他に、外壁に厚い土壁を塗り付けた土蔵造の本堂が市街地に多くみられた。この土蔵造の本堂は、江戸時代後期に防火に対する建築として江戸ではやったものであるが、柏崎の市街地には明治期の火災を契機に明治29年頃から導入されたようである<sup>1) 2)</sup>。この土蔵造の本堂が、一般住宅の土蔵と同じように大きな被害を受けていた。

以下寺院建築では一般的な真壁造の本堂と門などの附属施設、そして土蔵造の本堂を中心に、神社建築では本殿・拝殿と鳥居について報告する。

### 6.2 寺院建物の被害

#### (1) 真壁造の本堂など

大清水の大泉寺では、文禄2年（1593）の茅葺観音堂は柱が礎石からわずかに移動した程度で被害はほとんどみられなかつた。しかし、直ぐ近くにある金属板葺の本堂は、多くの柱が内法長押下で折れ、倒壊寸前であった（写真6.2-1～3）。しかし、貫の入っている土壁や内法上の欄間壁には大きな被害はみられなかつた。茅葺の山門は半数近くの柱が礎石からずれていたが、大きな損傷はみられなかつた。

同じように椎谷の明和7年（1770）の椎谷観音堂は茅葺の大きな本堂であるが、被害は全くみられなかつた。しかし、神社の被害で後述するように隣に建つ瓦葺の香取神社拝殿は倒壊寸前であり、鉄板葺の重層の観音堂宝物殿はコンクリート基壇に亀裂と、木摺の外壁に剥落がみられた。

刈羽村滝谷の宝蔵寺では、瓦葺本堂が外壁欄間



写真 6.2-1, 2, 3 大泉寺本堂の被害

の漆喰壁の割れと柱にわずかな移動がみられた程度で、大きな被害は見受けられなかつた。なお、屋根の母屋に位置する部分に直線状に瓦のずれがわずかにみられ、小屋組が被害を受けていることも考えられる。一方、入口に建つ山門が捻られたように柱が礎石から移動し、そのことによって扉廻りが破損し、全体的に前に傾いていた（写真6.2-4, 5）。この山門は高麗門の形式で、控柱が倒壊を防いだことも考えられる。

市街地の寺院には、西本町1の妙行寺、城願寺、西本町2の本妙寺、明蔵寺の本堂がある。本妙寺



写真 6. 2-4, 5 宝蔵寺山門の被害

本堂は入母屋造平入の銅板葺の比較的新しい建物で、向拝柱が多少傾いていたが、外観からは大きな被害はみられなかった。しかし、それ以外の本堂は入母屋造妻入の瓦葺建物で（背面は切妻となる）、比較的屋根勾配が緩く、直線的な建物である。いずれも屋根には被害がみられないが、城願寺本堂は柱が大きく傾き、倒壊寸前の状態であった（写真 6. 2-6）。妙行寺本堂は正面が壁の剥離



写真 6. 2-6 城願寺本堂の被害



写真 6. 2-7 妙行寺本堂背面の被害

程度の被害であったが、側面の開口部廻りや背後の下屋が被害を受け、すでに一部が取り払われていた（写真 6. 2-7）。

明蔵寺本堂は向拝が傾き、外壁の一部に落下した壁がみられたり、筋交の破断による板壁の損傷がみられたが、外観からは大きな被害はみられなかった（写真 6. 2-8）。しかし、内部のほとんどの土壁は仕上げの漆喰が亀裂あるいは剥落し、一部に荒壁が落下して小舞が露出している部分もみられた（写真 6. 2-9）。また、大きな虹梁が取り付け柱の仕口部分が割裂しているものもみられた。この建物は新潟県中越地震による被害を受け、その後補強工事を行なっているため、この程度の被害ですんだものとみられる。このように建物外部に被害があまりみられなくても、内部に相当の被害があったものとみられる。同様なことは、東本町の浄敬寺内にある住宅と小さな堂が一体となった建物でもみられた。

番神にある番神堂は、拝殿の基壇石積みに崩れがみられたが、建物本体には大きな被害はみられなかった。瓦葺の本殿は軒の出も深く、後述の神社建物と同様に大きな被害が予想されたが、彫刻



写真 6. 2-8, 9 明蔵寺本堂の被害



写真 6. 2-10 番神堂本殿の彫刻保護用支柱

保護のために設置された鉄骨支柱が耐震的な要素として大きく寄与したとみられ、被害はなかった(写真 6. 2-10)。なお、同じ境内にあった瓦葺の鐘楼は倒壊し、基壇のみとなっていた。灯籠は倒壊して基壇のみがのこり、石積がずれていた。狛犬はかろうじて旧状を保っていたが、基壇石積が外れて倒壊寸前であった。

## (2) 土蔵造の本堂など

前述のように市街地には防火のために土蔵造で建てられた本堂が多くある。これらの建物は多くが倒壊あるいはそれに近い被害を受けていた。西本町1の聞光寺本堂、西永寺本堂、東本町2の閻魔堂がこれにあたる。

聞光寺本堂は、屋根を残し完全に倒壊していた(写真 6. 2-11)。屋根がコンクリートで造られていた向拝は屋根の形もなくなっていた。新潟県中越地震後に瓦を葺き替えたそうであるが、地震に対する根本的な補修は行なわれなかったようである。隣接の新しく建てられた瓦葺の大きな庫裏には被害がみられなかった。



写真 6. 2-11 聞光寺本堂の被害

西永寺本堂は寄棟造の屋根の隅棟が口を開け、向拝が大きく前に傾き、倒壊寸前の被害であった(写真 6. 2-12, 13)。大部分の外壁は銅板や板で土壁が覆われていたが、土壁に大きな亀裂が入り、剥落している部分がみられた。室内は柱が大きく傾き、漆喰壁に大きな亀裂が無数みられた。



写真 6. 2-12, 13 西永寺本堂の被害

当市で最初に土蔵造で建てられたとみられる閻魔堂は、遠目では被害がなかったようにみられるが、外壁の金属板が大きく膨らみ、土壁が柱や貫から剥離したことが窺えた(写真 6. 2-14, 15)。また、軒裏の土壁も下地ごと落下していた。しかし、内部は漆喰壁の剥離や亀裂程度であり、開口部の少ないことと、柱や貫が細かくはいった籠状建物であることが幸いしたものとみられる。



写真 6. 2-14, 15 閻魔堂の被害

### 6.3 神社建物の被害

西本町1の柏崎神社は特に被害が大きかった。高い石積の基壇上に建てられた瓦葺の本殿や幣殿は倒壊し、隣接して建てられた小さな平屋の鉄板葺建物は約2mも移動していた(写真6.3-1, 2)。しかし、棟続きの瓦風鉄板葺の拝殿は土台や縁束が数cm移動し、柱頭にわずかに割裂がみられる程度の被害であった。



写真 6.3-1, 2 柏崎神社本殿等の被害

同町の高台にある石井神社は本殿・拝殿が屋根に被害がみられ、脇社などが倒壊していた(写真6.3-3)。



写真 6.3-3 石井神社社殿の被害

番神の諏訪神社本殿は、建物全体が数cm移動し、向拝が多少傾いた程度の被害であった。しかし、石造物の鳥居は笠木・島木や貫が落下し、灯籠は倒壊していた。新しく設置された狛犬は近くの番神堂の狛犬基壇と異なり、石積がずれずに残っていた(写真6.3-4)。



写真 6.3-4 諏訪神社の被害

柏崎刈羽原子力発電所の直ぐ南にある荒浜の青山稲荷神社は、社殿が新しく被害はみられなかった。しかし、脇社では柱が土台に緊結されておらず、ホゾが抜けて柱から上が横倒しになっていた(写真6.3-5)。また、石造鳥居は基礎が浮き上がって倒壊し、木製鳥居は笠木の落下や柱の倒壊の被害がみられた。石造鳥居は基礎の大きさや根入れが小さいようにみうけられ、木造鳥居は柱脚



写真 6.3-5, 6, 7 青山稲荷神社の被害

に白蟻被害、笠木ホゾ穴に腐りがみられた(写真 6. 3-6, 7)。旧西山町の御島石部神社は被害がみられなかった。

椎谷の香取神社社殿は大きく傾き、倒壊してもおかしくない状態であった(写真 6. 3-8, 9)。その傾きは本殿に近づくに従い、減少していた。本殿付近に比較して、拝殿廻りは開口部が大きく、壁が少ない平面である。桁より上の屋根には被害が見受けられなかった。向拝の海老虹梁は向拝柱付近で破断し、頭貫・内法長押・切目縁長押付近では各部材が外れかけていた。内法上に嵌められた縦板は横ずれをおこし、被害の大きい場所では外れていた。同様に内法下の開口部に入れられた板戸は、その変形から框や棧から板が剥がれていた。



写真 6. 3-8, 9 香取神社社殿の被害

西山町二田の物部神社本殿・拝殿には被害が見受けられなかった。両部鳥居様式の木製鳥居は基礎から約50 cm以上ずれていたが、それ以外に被害は見受けられなかった(写真 6. 3-10)。この鳥居は柱脚が新しい礎石の上にホゾで固定されていた。境内にある積石造の宝庫は石がずれ、軒の近



写真 6. 3-10, 11 物部神社鳥居・宝庫の被害

くでは口が開きはじめていた(写真 6. 3-11)。

曾地の多多神社は社殿が大きな被害を受けていた。鉄骨の覆屋に入れられていた永正16年(1519)の流造本殿は、柱が土台から抜け出したもの、縁束が東石から移動したものあるいは東の根継ぎが上下に分離したものなどの被害がみられた。しかし、身舎本体に及ぶ被害はみられなかった(写真 6. 3-12, 13)。万延元年(1860)建立とみられる拝殿は瓦が落下し、向拝を含む柱が大きく前方に傾き、



写真 6. 3-12 多多神社本殿の被害



写真 6.3-13 多多神社本殿縁束の被害



写真 6.3-14 多多神社拝殿の被害



写真 6.3-15 多多神社鳥居等の被害

長押や繫虹梁の仕口が割裂していた(写真 6.3-14)。開口部に建てられた板戸は框内の一枚板が縦横に割れていた。拝殿の正側面の周囲に建物保護のためにガラス嵌め殺しのアルミサッシュが取り付けられ、建物の傾斜方向と同じ方向に大きく変形していた。このサッシュは地震時に効果があったと考えられる。境内入口にある木製の両部鳥居は、礎石から柱が 50 cm 以上移動していたが、それ以外は被害がみられなかった(写真 6.3-

15)。しかし、石造の灯籠や玉垣はほとんど倒壊していた。

#### 6.4 まとめ

寺社建築の被害状況をまとめると、以下のようになる。

- ・屋根の重い瓦葺きの建物が大きい被害を受けた。
  - ・寺院神社の建物を問わず、向拝に大きな被害がみられた。
  - ・多くの土蔵造本堂は倒壊に近い被害を受けていた。倒壊に至らなくても外壁の土壁と軸部が剥離していた。
  - ・内法上にしか壁がない建物は柱が内法で折れ、大きな指物を取り付く柱はその部分に割裂の被害がみられた。
  - ・柱が少なく礎石に緊結されていない建物(鐘楼・門)は容易に移動して倒壊する被害がみられた。
  - ・柱が多く軽い木製の鳥居(両部鳥居)は礎石から移動していたが、大きな被害はみられなかった。
  - ・屋根の大きな重い本殿や開口部が多く壁の少ない拝殿は、倒壊あるいは大きく傾いた。
  - ・基礎が小さく、根入れの浅い石造鳥居は転倒していた。
  - ・柱と土台の緊結がされていない軽い建物はほぞが抜け、倒壊していた。
  - ・積石造となる灯籠・玉垣そして基壇が大きな被害をうけていた。
- また、次のようなことはすでに明らかとなっていることであるが、今回の地震被害からも建物を耐震化する時の参考となるものである。
- ・建物の軽量化。
  - ・建具や板壁の耐震化への利用。
  - ・軒支柱や防風スクリーンなどの積極的な利用。

#### 註

- 1) 後藤治：浄念寺本堂(新潟県村上市)の成立事情：江戸時代後期の寺院建築の形態と造営背景、日本建築学会論文報告集、457号、1994.3
- 2) 柏崎の市街地の火災は、明治4年番神堂焼失、同7年閻魔堂焼失、同9年旅籠町1丁目(30軒)、同15年宮川大火(210軒)、同30年日野谷火事(1500軒)、同44年広小路門前(38軒、4寺)とあり、同29年に閻魔堂が土蔵造で建てられている。

## 7. 半年余を経た修復状況

地震発生から約8ヶ月半を経た2008年3月の末に、再び柏崎を訪れて追跡調査を行った。住宅やアーケードの片付けは進んでいるものの、車道や歩道、住宅以外の施設については修復が順調に進んではいないという印象を受けた。

### 7.1 道路や法面・石塀などの修復状況

市街地では道路の復旧中だが、車道が優先され歩道が後回しになるようだ。市街地郊外の柏崎市堀で波打った歩道はそのまま残されており、復旧には時間がかかりそうである（写真7.1-1）。

市街地で崩壊した斜面の復旧は着々と進行している。西本町北部の崩壊斜面は様々な工法で法面の補強が行われている。斜面上の建物は大部分が取り壊され、斜面下の平地では宅地分譲が開始されていた（写真7.1-2）。

しかし、斜面の家屋の中には、まだ応急危険度判定の黄色用紙が貼られたままの家屋も残り、道路よりは進捗しているようだが全面的な復旧には至っていない。その中で、前述の堀付近で見られた自然石を使用した斜面補強が健全に残されているのが印象的であった（写真7.1-3）



写真 7.1-1 復旧を待つ道路（柏崎市堀）



写真 7.1-2 法面の補強と宅地分譲  
（柏崎市西本町北部）

主要な道路際で倒壊した石積の塀は取り片付けられているようであるが、一步脇道に入ると、倒壊したそのままの事例や少しだけ片付けられた事例が方々で見受けられた。住宅に付属しており、優先順位が後になっているのであろう。



写真 7.1-3 玉石と鋼製ネットの斜面補強  
（柏崎市軽井川）

### 7.2 住宅の修復状況

柏崎駅前のホテル13階から俯瞰すると、被害の復旧状況は確認できないが、実際に被災地を見ると大通りに限らず路地沿いにおいても被害を受けた住宅は取り壊されて更地になっている場合が多い。昨年8月の調査時に修復可能と考えられた伝統的住宅もほとんどが取り壊されていた。

東本町のビルの狭間で全壊した土蔵と住宅は片付けの終盤に差し掛かっていたが、更地になった隣地から見ると地形の起伏がよく分かる（写真7.2-1）。



写真 7.2-1 更地の向こうが東本町の本通り、手前が裏通り。右手で全壊した土蔵と住宅の片付けが進行している。

郊外でもブルーシートはめっきり少なくなったが、壁面の被害をブルーシートで覆ったままの住宅が散見できる。

新しい住宅の建設も進んでいるが、市街地の新しい家屋は前面に駐車場等の空地を設けて建てられる傾向にあり、町並みも大きく変貌してきている。



写真 7.2-3 新築された商店街の建物(東本町)

### 7.3 社寺の修復状況

社寺の復旧状況を見ると、主要な建物の修理が進んでいる事例、外部に斜めに材を入れて倒壊を防いでいる事例、全く手つかずの事例、既に建物を撤去して更地になっている事例など、復旧の程度には大きな差があった。

柏崎市中田の日吉神社では、転倒した本殿はコンクリートの基礎を新しく築いて元の位置に復旧され、軒先に新しい覆いが建造されていた。拝殿や神楽殿も床下その他の補強等により、復旧工事が進展していた。伝統的な部材をできるだけ使用しての復旧であったが、根本的な解決方法の検討の結果ではない。また、附属建物や工作物は未だ手つかずの状態であった(写真 7.3-1, 2)。

東本町の焔魔堂は早々に修復が完了していた(写真 7.3-3)。そうは言っても外壁は波トタン張りの応急的なものである。鉄板葺きの向拝も内部隅角部の火打梁もボルト締めで簡素なものである(写真 7.3-4)。内部に柱の全くないこの建物ではこの広さと高さに宿命的な無理があったと考えられる。本尊まわりに四天柱を立てて全体構造の補強に役立てるなどの根本的な修復が期待される。

市街地中央部に鎮座する柏崎神社をはじめ全く手つかずの状態の社寺も多い。雪国のため覆いが恒常的に設置されているため、外見からは軽微な損傷のように見えても、虹梁が脱落するなどの被害がそのまま残っている事例も見られた(写真 7.3-5, 6)。



写真 7.3-1 修復中の日吉神社(柏崎市中田)



写真 7.3-2 修復を待つ日吉神社の倉庫(柏崎市中田)



写真 7.3-3 焔魔堂の外部修復



写真 7.3-4 焔魔堂、内部隅角部の補強





写真 7.3-5 修復を待つ鶴川神社社殿(柏崎市新道)



写真 7.3-6 修復が進んでいない様子の柏崎神社

西本町のコンクリート造の向拝のあった聞光寺や、厚い土壁の西永寺など、大きな被害を受けた寺院の多くは、被害を受けた境内の建物は撤去されて更地となっていた。西永寺は、境内東を南北に走る計画道路や北側斜面の補強によって寺地を縮小する必要が生じ、元の規模での修復が不可能となっていた。そのため、本堂は規模を縮小しての再建を計画している。建設予定の姿は不詳だが、旧部材を使用しながら再建されるのが救いである。

西本町の石井神社では、補修すれば使用可能と考えられた社殿も取り壊されていた。復旧に対する費用の面もさることながら、職人の不足が大きいのかも知れない。

大きな被害を受けた新花町の金刀比羅宮では、本殿をはじめ取り壊しが完了した状態で、海老虹梁が無造作に放置されていた。石造物は地震直後の被害状態をそのまま見せていた。

伝統的な木造の社寺でも被害に大きな差があったが、望ましい復旧が行われているとは言い難い状況であった。

#### 7.4 土蔵の修復状況

市街地で全壊した土蔵はさすがに片付いていたが、生活に直結していない半壊程度の土蔵は放置されているか、修復の途上であった(写真 7.4-1)。

ここ柏崎では、震災直後の調査では能登と違っ

てモルタル塗りの土蔵はあまり目につかなかったが、市街地にあつて比較的被害の小さかったと思われる土蔵の修復工事で、外壁のモルタルによる修復や、腰壁の石張りが行なわれていた(写真 7.4-2)。

在来の小舞と土壁を温存したままの修復であるように見えるだけに、このモルタルや石張りが、能登半島地震でそうであったように、かえって負担にならなければよいと思う。



写真 7.4-1 壁が崩落した郊外の土蔵  
腰板の内側は見かけ以上に被害を受けている様子が伺えるが、まったく手つかずである。



写真 7.4-2 モルタルと石張りによる土蔵の修復(東本町)

今次の追跡調査では、新潟工科大学の湯浅耕三教授のご協力を得て、泉左官工業株式会社に於いて泉泰男社長（78歳）と年輩の左官職、松村喜八郎氏（85歳）からお話を聞く機会を得た。松村氏は左官職の5代目であるが、柏崎では戦後間もない頃までしか土蔵の経験はないそうである。

壁土のこと、小舞竹のこと、縄のこと、柱材や梁材のことなどさまざまな知見をうかがったが、一番の関心事であった土蔵壁中間層の「縄暖簾」状の縄列については、積極的な意見を聞く事ができなかつた。

御三方に深く感謝申し上げます。

## 8. 今後への教訓とまとめ

兵庫県南部地震以降、鳥取県西部地震を始めとして建物に被害を及ぼす地震が多発し、震度 6 程度の地震はいつどこで起きてもおかしくない状況である。北陸地方では新潟県中越地震、能登半島地震、新潟県中越沖地震と直下型地震が立て続けに起きてきている。柏崎刈羽原子力発電所に大きな被害が生じた今回の新潟県中越沖地震では、古い建物や木造住宅が多く、壁量不足による倒壊、接合部での脱落や折れ損、腐朽等による被害や液状化等の地盤変状による被害が目立っていた。非木造構造物において、RC 造校舎では上部構造の被害は少なかったが、相変わらず鉄骨造体育館では、軸組筋かいや屋根筋かいの座屈、天井仕上げ材や外装材の落下の被害が生じていた。

また、今回の新潟県中越沖地震においては次の事象が列挙できる。

- 1) 液状化等の地盤変状が柏崎市の被害に大きく影響していた。
- 2) 住宅において小屋組の被害が見受けられた。
- 3) 地盤変状により校舎全体の大きな沈下が生じた。
- 4) 軟弱地盤上では、エキスパンションジョイント (Exp.J) で上下にも大きな損傷があった。
- 5) 非構造要素であっても耐震設計が必要であることが再認識された。
- 6) 中越地震で被害を受けた建物や耐震補強建物が震度 6 程度の地震を受けた。

被害の原因としては“無知”、“調査や検討の不足”等に依存するものもあるが、“未知”の事象もあり、今後の調査や解析によってこれらを解明し、また、被害を受けなかった建物についてもその原因等を検討することで、将来の地震被害は軽減できると考えられる。

ところで、“新潟県中越地震で被災し漸く修復したところに地震で再び被害を受けた”、“住宅の母屋が反対側に倒れたので助かった”等の報道がなされていた。これに、我々は答えてきたかといえれば非と言わざるを得ない。今日までに、地震被害結果からその背景と原因を分析し、設計に反映してきたが、既設の建築物等は対象外で今後の地震でも多かれ少なかれ同じことが繰り返されることは明らかである。阪神大震災以降、耐震改修促進法が施行され、避難、防災施設としての小中学校について、耐震診断は 9 割程度、耐震化率は約 6 割と近年成果を上げてきている。しかしながら、高度成長期に建設された建物が老朽化する中で、民間施設では経済行為の再生の中で、住宅では支援事業の下で耐震化が行われているものの、それらは十分とはいえないのが現状である。一方、地震災害が生じれば、その復旧事業は公共事業として地域を一時的に潤すが、住宅が被害を受ければ修復に伴う個人的な経済的負担は大きく、過疎・高齢化地域では、まちの崩壊に至る可能性は大である。具体的には、人的構成が変動し過疎化するとともに、均一化で地域性が薄れ、町並み或いは歴史の喪失に陥り、住民に新たな社会システムの再構築を強いることになる。

このような莫大な損失を容認するのか、或いは僅かな費用を負担するのかどちらが良いのかは自明で、行政、設計者、施工者、施設管理者、技能者等の建築に関係する人々に今回の調査結果の紹介を一助として、非構造要素、設備機器等を含めての構造物の耐震化と長寿命化の重要性と耐震診断・補強への理解を啓蒙し、既存不適格構造物を早急に無くすることが肝要である。

## 第三部

### 地震災害軽減のための活動と 福井県における耐震化の現状



## 1. 被災建築物応急危険度判定体制とその活動

### 1.1 応急危険度判定制度

被災建築物応急危険度判定制度は、大地震により被災した建築物を調査し、その後に発生する余震などによる倒壊の危険性や外壁・窓ガラスの落下、付属設備の転倒などの危険性を判定することにより、人命にかかわる二次的災害を防止することを目的とした制度です。その判定結果は、写真 1.1-1 に示す「危険」、「要注意」、「調査済」の判定ステッカーで建築物の見やすい場所に表示され、居住者はもとより付近を通行する歩行者などに対してもその建築物の危険性について情報提供して注意喚起することとしています。目的は人命にかかわる二次的災害の防止であり、「危険」のステッカーが貼られても、被災建物が取壊しをせざるを得ないような状態であるとは限らないことを知っておいてください。隣から何かが倒れ掛かってくる危険も、「危険」の判定でステッカーが貼られます。建物自体の被災程度は、その後に行う被災度判定によらなければなりません。

地震発生直後に行う**応急危険度判定**は建築の専門家が個々の建築物を直接診て回るため、被災建築物に対する不安を抱いている被災者の精神的安定にもつながるといわれています。

福井県では、平成7年度より「被災建築物応急危険度判定協議会」を組織し、県、市町および建築関係団体が一体となった実施体制を整備することにより、地震発生時の応急危険度判定の迅速かつ的確な実施に備えています。幸いにして、福井県で実施した例はありませんが、新潟県中越地震（2004年10月）、能登半島地震（2007年3月）、新潟県中越沖地震（2007年7月）では、被災地の応援活動を実施しました。

表 1.1-1 に、福井県被災建築物応急危険度判定協議会の組織の概要と事業内容を示します。

### 1.2 判定訓練

毎年、約 100 名の判定士（行政と民間の両者を対象）が、正確な判定を行うために、模擬訓練を行っています。具体例として、解体予定（鯖江市営住宅）の木造住宅 6 棟を利用し、人為的に水平力（地震力）を加え、傾くまでの損傷を与えて被災モデル住宅をつくり実施しました(写真 1.2-1)。建設機械を使ってかなり力を加えても、筋かいがあればなかなか傾きませんでした。でも、既存不適格と診断される住宅の多くには、筋かいが不足しているのです。筋かいが機能しなくなるまで力を加えたところ、結果的に 1/10 の傾斜となっていました。このような状況の被災住宅を、どの判定士が判定しても同じ判定結果となるように訓練を重ねているわけです(写真 1.2-2)。



写真 1.1-1 応急危険度判定ステッカー

表 1.1-1 福井県被災建築物応急危険度判定協議会の組織と事業内容

組 織	事 業 内 容
会 員 会 員 県及び17市町（全市町） 協力会員 （社） 福井県建築士会 （社） 福井県建築士事務所協会	1) 応急危険度判定に係る連絡体制の整備 2) 応急危険度判定の普及、啓発および広報
役 員 会 長 福井県土木部長 副会長 福井市建設部長 幹 事 福井県土木部建築住宅課長 福井市、勝山市、越前市、坂井市 の建築行政主務課長	3) 応急危険度判定士の育成 平成19年10月現在 995人の登録
監 事 小浜市、大野市建築行政主務課長	4) 全国被災建築物応急危険度判定協議会、近畿 被災建築物応急危険度判定協議会、中部圏9 県1市被災建築物応急危険度判定協議会と の相互支援体制の整備
事務局 福井県土木部建築住宅課	



写真 1.2-1 判定訓練用被災モデル住宅の作成



写真 1.2-2 判定士による判定訓練の様子

### 1.3 福井県被災建築物応急危険度判定実施体制

実施体制のフローを図 1.3-1 に示します。まず、被災した市町に実施本部が設置され、県が全面的な支援をすることになります。石川県、新潟県で発生した地震による被災地の支援を実施したことは先にも述べましたが、被災のない都道府県への応援依頼体制も全国規模できあがっています。

### 1.4 新潟県からの支援要請に基づく応急危険度判定の実施例

平成19年新潟県中越沖地震における、福井からの応援状況と実際の判定経過は以下のようであった。

7月16日(海の日で休日)10:13分地震発生（柏崎市等で震度6強）

7月18日(水)新潟県より被災建築物の応急危険度判定の支援要請

福井県より12名(福井市2名、越前市1名、敦賀市1名を含む)が新潟県へ出発(17:00)

7月19日～21日 柏崎市内で応急危険度判定（576棟）

7月19日(土)新潟県より被災建築物の応急危険度判定の追加支援要請

福井県より10名(福井市2名、越前市1名、敦賀市1名を含む)が新潟県へ出発(15:00)

7月22日～23日 柏崎市内で応急危険度判定（188棟）

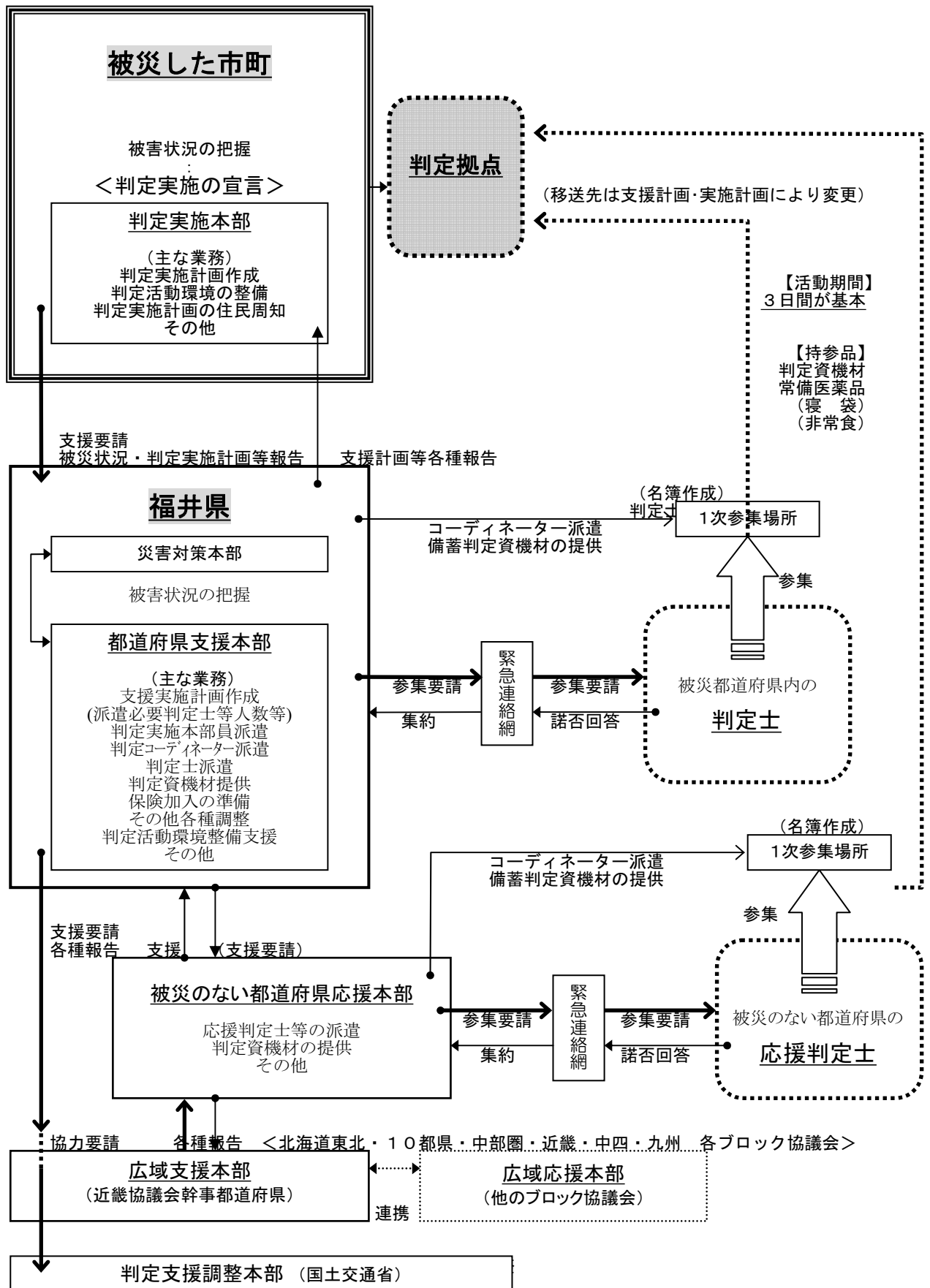


図 1.3-1 福井県被災建築物応急危険度判定実施体制フロー





写真 1.4-1 H19.7.19 AM 9:15  
柏崎市指定の駐車場に 1 次参集



写真 1.4-2 H19.7.19 AM 9:30  
判定拠点の柏崎市役所



写真 1.4-3 床下の調査の様子  
(地盤が液状化現象を起こしていて床が傾斜している)



写真 1.4-4 H19.7.19 AM10:00～  
柏崎市中浜・大久保地区における判定作業

### 1.5 新潟県柏崎市全体の応急危険度判定結果

福井県担当分を含めて柏崎市全体の判定結果は、表 1.5-1 の通りです。柏崎市と福井県における木造住宅の年代別統計の割合は、極めて似通った数値であり、同規模の地震がおこれば、福井県でも同じ割合の住宅が危険にさらされることとなります。

福井県には既存不適格の判定対象となる住宅が約 10 万棟あると言われていています。その数は膨大であり、まずは簡易な耐震診断方法（誰でもできるわが家の耐震診断）によって自己診断を促しています。自己診断のためのパンフレットは福井県（土木部 建築住宅課）のホームページから入手できますが、土木事務所の窓口でも入手できます。自己負担 3,000 円で専門家による耐震診断を受けられる制度もありますが、平成 17～18 年度の 2 年間で約 1,000 戸がこの制度を利用していますが、診断後に、より積極的に補強工事を行い地震対策に役立てて欲しいと考えています。

表 1.5-1 新潟県柏崎市全体の判定結果の集計

応急危険度判定結果（悉皆調査）			
赤	危険（立入ることは危険）	4,616 棟	(14.4%)
黄	要注意（立入る場合は十分注意）	8,295 棟	(25.8%)
緑	調査済（使用可能）	19,179 棟	(59.8%)

## 2. 木造住宅の耐震化

### 2.1 耐震化促進制度の創設

福井県では、大規模地震の発生による人的・経済的被害の軽減を目的に、県内の建築物の耐震化率を平成 27 年度末までに 90%とする「福井県建築物耐震改修促進計画」を、平成 18 年 12 月に策定し、県内市町においても、現在、各地域の耐震改修促進計画を策定しているところです。

これらの計画を踏まえ、県は市町と共に、住宅・建築物の耐震化の必要性について PR し、県民の方々の意識の高揚を図るとともに、大規模地震発生による被災から県民の生命を守るため、耐震性の低い木造住宅の耐震化（建築基準法で規定する耐震性を確保）を、平成 20 年度から総合的に促進する制度を創設しました。

### 2.2 福井県に建つ既存木造住宅の現状

平成 17 年度から 19 年度の 3 年間で約 1500 戸の耐震診断が行われています。耐震診断申込のあった木造住宅の建設年は 1959 年から 1980 年に集中しています。これは、木造住宅の平均寿命が 26 年ほどですので平均寿命を超えて建替えの時期にさしかかった時期であると考えられます。1950 年に建築基準法が制定されてから、木造住宅の壁量は 1959 年に約 1.5 倍、1981 年にさらに約 1.5 倍と強化されてきました。つまり多くの住宅は、1981 年以降の住宅に比べるとその 2/3 以下の壁量しかないということになります。

耐震診断法のひとつである一般診断法は、一般の木造住宅を対象とし、住宅の代表的な部位で平均的な耐震性能の評価をすることで耐震補強の必要性の有無を判定する方法です。図 2.2-1 は、一般診断を行った県内の住宅約 1,000 戸の上部構造評点（「住宅の地震に対する強さ」を「地震に対する必要な強さ」で割ったもの）をプロットしたものです。雪が無い状態で計算していますが、約 85%の住宅で 1.0 を下回り耐震性が不足しています。さらに、0.7 を下回るものが 18%あり、これらは大地震時には倒壊する可能性の高い住宅といえます。

なお、雪がある状態（雪下ろしを前提として最深積雪量 1 mとしています）では、ほとんどの住宅で耐震性不足が見られます。図 2.2-2 は、積雪を考慮した場合の上部構造評点をプロットしたものです。ほとんどの住宅が 1.0 を下回り耐震性が不足しています。0.7 を下回るものは 94%にもなり、積雪時に大地震が起こればほとんどの住宅が倒壊する可能性が高いと言えます。したがって、耐震補強の必要性があると判定された住宅（上部構造評点が 1.0 を下回っている住宅）は精密診断等を用いて補強・実施計画をたてる必要があります。リフォームをかねて耐震改修すると費用対効果の面で有効であると考えられます。福井県では、耐震診断と具体的補強プランの提案に対して補助する予定です。

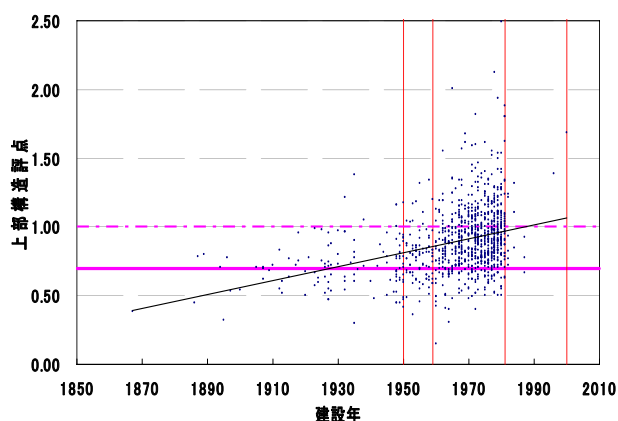


図 2.2-1 積雪を考慮しない場合の上部構造評点の分布

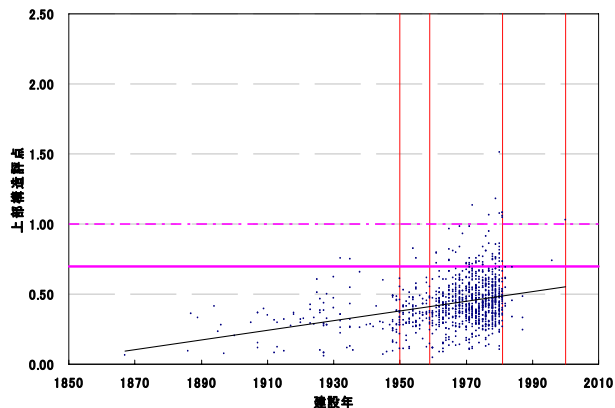


図 2.2-2 積雪を考慮した場合の上部構造評点の分布

### 2.3 これまでの耐震診断促進制度の課題

- 県内の木造住宅は、耐震診断は比較的行われているが、補強工事の実施につながっていない。
- 耐震診断を行っても補強工事に進んでいない。(診断戸数約 1000 戸 補強工事実施率 0%)
- 耐震診断を受けた県民意向を調査したところ、「当面そのままにする」との回答が 7 割を占めた。

- ・「当面そのままにする」理由は、「費用負担」が 5 割、「具体的方法が分からない」が 3 割
- ・耐震補強に要する費用として、約 120 万円を想定（実勢は 200 万円強）
- ・回答者の 8 割が、「住まいながら工事が可能な耐震補強方法を検討したい」と回答

(H19 年 8 月調査)

### 2.4 課題解決に向けて

- 大規模地震に備えて、住宅・建築物の耐震化の必要性について、県民の方々の意識をさらに高めていただく必要がある。
- 木造住宅について、耐震診断に併せて具体的補強プランを提案し、補強工事への取組みを促す。
- 大規模地震により住宅が倒壊しても圧死等の被害が発生しない最低限必要な耐震補強工事（基準建築基準法で規定する耐震性を確保）を参考に、住宅の耐震補強工事を促進することで県民の方々の生命を守る。
- 耐震診断で現場調査を行った結果、土台や柱が腐朽し、建替による耐震化が合理的な場合は、福井らしい住宅への建替を促進する。

### 2.5 具体的な事業活動

- ・県民の方々が、自ら耐震診断できる、簡単な計算表を県のホームページに掲載
- ・県が、中越沖地震等の災害状況報告を、建築関係団体とともに出前講座で行い、耐震化の必要性を PR
- ・新しい耐震補強工法について、福井県木造住宅耐震促進協議会の協力を得て、ホームページで紹介
- ・建築関係団体が、技術者向けに補強設計の講習会を実施
- ・内外装等のリフォーム時に、内部の耐震改修が大事であることを、建築関係団体を通じて PR
- ・県が、一定規模以上の建築物所有者に耐震診断を行うよう訪問指導
- ・県内 17 市町が、耐震改修促進計画を策定し、耐震化に関する相談窓口を設置

### 2.6 具体的な補助メニュー

#### ●耐震診断と具体的補強プランの提案に対して補助

補助対象 昭和 56 年 5 月 31 日以前に着工された一戸建て木造住宅

補助率 9/10 (国、県、市町からの補助の合計)

補助対象限度額 6 万円/戸 (伝統的構法の住宅は 20 万円/戸)

#### ●木造住宅の耐震化工事に対して補助

補助対象 耐震診断結果が建築基準法レベル未満の場合、下記のメニューから耐震化を選択

##### ①住宅の耐震改修工事補助

補助率 2/3 (国、県、市町からの補助の合計)

補助対象限度額 90 万円/戸

##### ②住宅の福井らしい良質な住宅への建替工事補助

補助額 基礎要件該当 40 万円/戸

補助額 基礎要件+上質要件該当 80 万円/戸

※1) 福井らしい良質な住宅の要件（概要）

基礎要件：県産材 40%以上使用の在来木造住宅で、所定のバリアフリー性や省エネルギー性を満たすもの

上質要件：克雪住宅、二世帯住宅、次世代省エネ住宅の何れかに該当

### 3. 非木造建物の耐震診断と耐震補強の現状

既存建物の耐震診断については、促進法の成立を前に平成7年6月、(財)日本建築防災協会内に「福井県構造耐震判定指標等検討委員会」を設置して、耐震判定のための体制を整えました。同時にモデルとなる県管轄の6物件の耐震診断の実施および耐震診断技術講習会の開催により、県内の耐震診断技術者の育成と技術レベルの向上を図りました。まずは県管轄建物の診断と補強を進め、市町および民間は県の体制整備をうけて耐震診断・補強を進めてきました。

図3-1および図3-2は、耐震診断および補強計画をし、福井県耐震診断等評定委員会が評定した年度別の建物数と累積数です。福井県および市町の公共建物がほとんどで、民間建物は3%弱です。福井県耐震診断等評定委員会が評定していない民間建物および国直轄の建物も相当数ありますが、ここには含まれていません。図3-2は、正確には耐震補強計画を行った建物数ですが、殆どの建物で翌年度に実施設計と施工が行われており、耐震補強を実施した建物数と見ることができます。

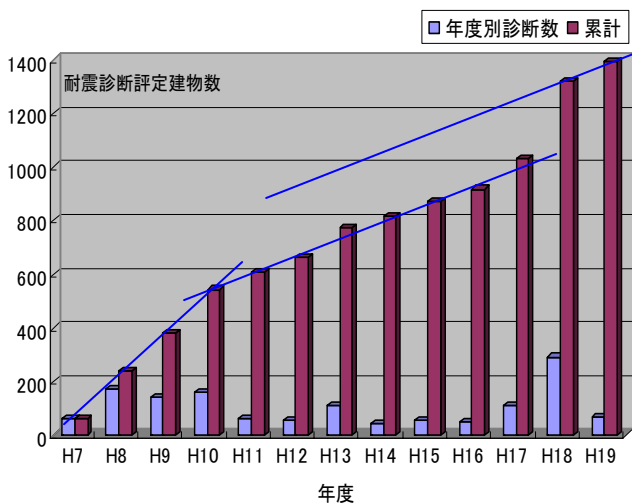


図3-1 耐震診断を実施した建物数

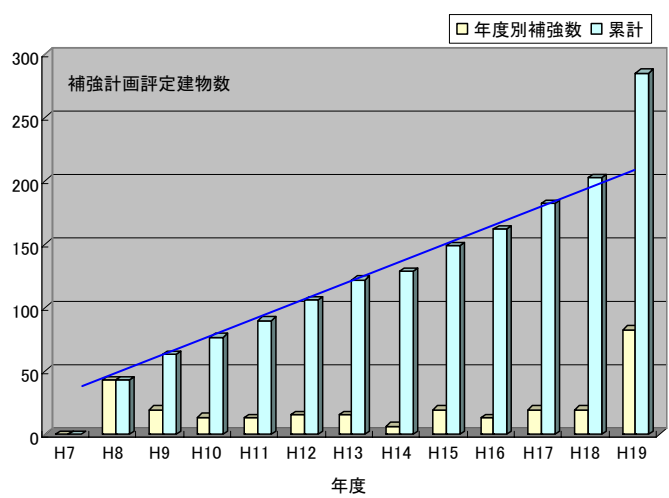


図3-2 耐震補強計画を行った建物数

耐震診断をした建物の累計は、平成11年度で増加割合が鈍っていますが、平成7年から10年にかけて県管轄建物の診断が極めて精力的に進められた結果です。平成18年度には、耐震診断をした建物数が急増しています。能登半島地震、新潟県中越沖地震による意識の高まりもありますが、診断・補強を進めようとする施策の結果と思われます。

耐震診断は、平成7年以降全国の自治体を中心に進められ、診断結果の統計分析も行われていますが、およそ60%は補強対象建物です。診断建物数1390の60%、834棟は、統計上は何らかの補強が必要となっているはずですが、補強が実施された建物数はその1/3、285棟です。耐震補強には多額の費用が発生することが、補強建物数が増加しない主な理由です。能登半島地震および新潟県中越沖地震では、補強建物が地震に遇っています。その状況を見ると、補強が終わっていてよかったと安堵します。