ISSN 1346-7328
国総研資料　第 674 号
ISSN 0286-4630
建築研究資料　第 136 号
平成 24 年 3 月

国土技術政策総合研究所資料
TECHNICAL NOTE
National Institute for Land and Infrastructure Management
No.674　　March 2012

建築研究資料
Building Research Data
No.136　　March 2012

平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震被害調査報告

Report on Field Surveys and Subsequent Investigations of Building Damage Following the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake

平成 24 年 3 月

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　建築研究所
Building Research Institute
Incorporated Administrative Institution, Japan

はしがき

平成23年（2011年）3月11日14時46分、三陸沖を震源とするマグニチュード（M）9.0の東北地方太平洋沖地震が発生し、岩手県、宮城県、福島県、茨城県、千葉県など東日本太平洋沿岸の各県を中心に広い地域で、地震動や津波により、数多くの建築物・家屋の他、工作物の倒壊や流失などの被害をもたらしました。平成24年1月27日現在、警察庁情報によれば、死者・行方不明者は19,213人という未曾有の被害をもたらしています。

このような未曾有の大災害における建築物等被害から教訓を学び取り、今後の地震や津波対策に生かすため、国土技術政策総合研究所及び建築研究所では連携して、地震発生翌日から平成24年1月27日までに計43回にわたり、のべ140人の研究者を現地に派遣し、貴重なデータを収集してきました。また、平成23年初夏以降はそれらをもとに新たな技術基準策定のための分析を行うとともに、行政への技術的支援や成果の発信を精力的に行ってきました。

本報告書では、これら成果のうち、主として平成23年5月13日に刊行した速報以降に明らかになった調査結果や行政施策の技術的裏づけとなった研究成果などを中心に、最終報告書として平成24年1月27日時点で取りまとめたものであります。

震災復興計画も平成23年末までには被災地のほとんどの県市町村で策定され、本格的な復興・再建が開始されています。本報告書でまとめられた知見が東北地方太平洋沖地震からの復旧・復興に反映され、また、今後想定される他の地震においても活用されることを切に期待します。

最後に、本震災で亡くなられた方及びそのご遺族に対して深く哀悼の意を表するとともに、被災された方々に心からお見舞い申し上げます。また、調査研究にあたり、被災地の困難な状況にもかかわらずご協力いただいた方々、資料を提供して頂いた方々に深く御礼を申し上げます。

平成24年3月

国土交通省国土技術政策総合研究所
副所長　水流　潤太郎
独立行政法人建築研究所
理事長　村上　周三

平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震被害調査報告　目次

はしがき

第 1 章 はじめに ····· 1-1

第 2 章　調査研究の経過

2.1 被害調査 ····· 2-1

2.2 関連研究 ····· 2-4

第 3 章　被害の概要

3.1　被害一般

3.1.1　人的被害 ····· 3.1-1

3.1.2　住宅等に係る被害 ····· 3.1-2

3.1.3　応急危険度判定の実施状況 ····· 3.1-4

3.1.4　過去の地震災害との比較 ····· 3.1-5

3.2　津波による市街地被害

3.2.1　津波による建築物被害の地理的分布 ····· 3.2-1

3.2.2　浸水範囲における公共公益施設の被災状況 ····· 3.2-7

参考文献 ····· 3.2-14

第 4 章　強震観測記録に基づく地震動特性と建築物の挙動

4.1　地震動特性評価

4.1.1 本震および主な余震の地震動 ····· 4.1-1

4.1.2 本震の地震動特性 ····· 4.1-5

4.1.3 余震と本震の比較 ····· 4.1-7

4.1.4 長周期地震動評価 ····· 4.1-10

参考文献 ····· 4.1-16

4.2　建築研究所の強震観測結果

4.2.1 強震観測結果の概要 ····· 4.2-1

4.2.2 主な強震観測記録 ····· 4.2-7

参考文献 ····· 4.2-28

4.3　強震観測に基づく建物挙動の解明

4.3.1 建築研究所のエキスパンションジョイントの余震による変位測定結果 ····· 4.3-1

4.3.2 実験棟建屋の余震観測と入力地震動の推定 ····· 4.3-9

4.3.3 天井の脱落被害を生じた茨城県内の体育館の余震観測と
本震時の入力地震動の推定 ····· 4.3-15
4.3.4 いわき市庁舎の余震観測 ····· 4.3-21
参考文献 ····· 4.3-26
4.4 超高層建物等における地震応答の検証
4.4.1 強震観測記録に基づく超高層建物の振動特性の評価 ····· 4.4-1
4.4.2 強震観測記録に基づく超高層建物の地震応答解析 ····· 4.4-9
参考文献 ····· 4.4-19
4.5 超高層事務所建物の管理者・居住者へのアンケート調査
4.5.1 はじめに ····· 4.5-1
4.5.2 建物管理者向けのアンケート ····· 4.5-1
4.5.3 居住者（施設職員）向けのアンケート ····· 4.5-4
4.5.4 まとめ ····· 4.5-10
4.6 まとめ ····· 4.6-1

第 5 章 地震による建築物等の被害

5.1 はじめに ····· 5.1-1
5.2 鉄筋コンクリート造建築物
5.2.1 鉄筋コンクリート造建築物の被害分類と分析 ····· 5.2-1
5.2.2 旧耐震基準で建設された RC 造建築物の被害分析と被災度区分判定 ····· 5.2-8
5.2.3 被災 RC 造建築物の解析による検討 ····· 5.2-14
5.2.4 まとめ ····· 5.2-49
参考文献 ····· 5.2-50
5.2 付録 A 鉄筋コンクリート造非耐力壁の損傷に関する実験的知見の整理 ····· 5.2 付録 A-1
5.2 付録 B 詳細調査を実施した RC 造建築物の建物概要及び被災度区分判定結果 ····· 5.2 付録 B-1
5.3 鉄骨造建築物
5.3.1 はじめに ····· 5.3-1
5.3.2 体育館の被害調査の概要 ····· 5.3-1
5.3.3 体育館の被害の形態と特徴 ····· 5.3-4
5.3.4 体育館の被災度区分判定と分析 ····· 5.3-9
5.3.5 被害部位毎の分析 ····· 5.3-14
5.3.6 構造被害を軽減するための対策 ····· 5.3-17
5.3.7 まとめ ····· 5.3-18
参考文献 ····· 5.3-19
5.4 木造建築物
5.4.1 調査の目的と概要 ····· 5.4-1
5.4.2 抽出的な詳細調査 ····· 5.4-2
参考文献 ····· 5.4-21
5.4.3 耐力壁量と被害の関係 ····· 5.4-21
参考文献 ····· 5.4-25

5.4.4　地震応答解析による耐力壁量と最大応答変位の関係 ····· 5.4-25
参考文献 ····· 5.4-33
5.4.5　まとめ ····· 5.4-33
5.5　免震建築物
5.5.1　地震被災地域における現地調査 ····· 5.5-1
5.5.2　免震建築物の挙動 ····· 5.5-25
5.5.3　免震層およびその周囲の変状と対策 ····· 5.5-36
5.5.4　免震・非免震建築物での居住者・使用者アンケート ····· 5.5-50
5.5.5　まとめ ····· 5.5-58
参考文献 ····· 5.5-62
5.6　地盤の液状化
5.6.1　東京湾岸部の被害の概要 ····· 5.6-1
5.6.2　液状化地域の地震動 ····· 5.6-2
5.6.3　液状化判定 ····· 5.6-6
5.6.4　まとめ ····· 5.6-15
参考文献 ····· 5.6-15
5.7　非構造部材
5.7.1　はじめに ····· 5.7-1
5.7.2　天井の被害 ····· 5.7-1
5.7.3　ガラスの被害 ····· 5.7-3
5.7.4　まとめ ····· 5.7-4
参考文献 ····· 5.7-5
5.8　まとめ ····· 5.8-1

第 6 章　建築物の津波被害を踏まえた検討
6.1　はじめに ····· 6.1-1
6.2　鉄筋コンクリート造建築物の被害
6.2.1　被害の分類 ····· 6.2-1
6.2.2　建築物 A の被害 ····· 6.2-5
6.2.3　建築物 B の被害 ····· 6.2-10
6.2.4　建築物 C の被害 ····· 6.2-14
6.2.5　建築物 D の被害 ····· 6.2-22
6.2.6　建築物 E の被害 ····· 6.2-29
6.2.7　液状化による杭の引き抜き耐力の低下 ····· 6.2-32
参考文献 ····· 6.2-40
6.3　鉄骨造建築物の被害
6.3.1　被害の分類 ····· 6.3-1
6.3.2　残存した鉄骨造骨組の耐力と津波荷重の推定 ····· 6.3-5
参考文献 ····· 6.3-9

6.4 木造建築物の被害
6.4.1 平野部の被害の分類 ····· 6.4-1
6.4.2 傾斜地の被害の分類 ····· 6.4-9
6.4.3 木造住宅の構造耐力と被害 ····· 6.4-12
6.4.4 木造住宅の耐津波設計方針 ····· 6.4-19
6.4 付録 C 岩手県、宮城県の傾斜地における木造建築物の津波被害調査結果 ····· 6.4 付録 C-1
6.4 付録 D 木造公営住宅の津波被害調査結果 ····· 6.4 付録 D-1
6.4 付録 E 木造民間住宅の詳細調査結果 ····· 6.4 付録 E-1
6.5 津波避難ビルの構造設計法に関する検討
6.5.1 背景 ····· 6.5-1
6.5.2 設計方針 ····· 6.5-1
6.5.3 津波避難ビルの構造設計の概要 ····· 6.5-2
6.5.4 津波波圧の算定 ····· 6.5-4
6.5.5 津波波力の算定 ····· 6.5-6
6.5.6 浮力の算定 ····· 6.5-7
6.5.7 漂流物への対処方法 ····· 6.5-8
6.5.8 津波避難ビルに要求される条件 ····· 6.5-8
参考文献 ····· 6.5-10
6.5 付録 F 「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた
津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」（技術的助言） ···· 6.5 付録 F-1
6.6 まとめ ····· 6.6-1

第 7 章 火災による建築物の被害
7.1 火災被害の概要
7.1.1 火災の発生状況 ····· 7-1
7.1.2 出火率 ····· 7-3
7.1.3 火災被害調査等 ····· 7-4
7.2 地震火災（非津波）の発生状況
7.2.1 地震火災（非津波）の特徴 ····· 7-7
7.2.2 出火原因別の特徴 ····· 7-10
7.2.3 代表的な地震火災（非津波）事例 ····· 7-11
7.3 津波火災による被害状況
7.3.1 津波火災の特徴 ····· 7-18
7.3.2 津波火災の延焼メカニズム ····· 7-21
7.3.3 代表的な津波火災事例 ····· 7-21
7.4 地震動による防火対策・設備の被害
7.4.1 防火区画・防火設備の被害 ····· 7-26
7.4.2 消防用設備の被害 ····· 7-27
7.5 まとめ ····· 7-28
参考文献 ····· 7-29

第 8 章　住宅再建・地域復興への動向
8.1　避難者数とライフラインの復旧状況 ····· 8-1
8.2　応急仮設住宅等の供給 ····· 8-5
8.3　被災後の住宅・居住状況 ····· 8-8
8.4　地域性を考慮した住宅再建への取り組み ····· 8-11
8.5　建築制限、都市計画の指定状況と復興計画の策定状況 ····· 8-14
参考文献 ····· 8-17

第 9 章　まとめ ····· 9-1

謝辞

執筆分担

第 1 章 はじめに

砺波　匡　国土技術政策総合研究所企画部　基準研究官
長崎　卓　建築研究所　研究専門役
成藤宣昌　建築研究所　企画部長
村上晴信　建築研究所企画部　企画調査課長

第 2 章 調査研究の経過

砺波　匡　国土技術政策総合研究所企画部　基準研究官
長崎　卓　建築研究所　研究専門役
成藤宣昌　建築研究所　企画部長
村上晴信　建築研究所企画部　企画調査課長

第 3 章 被害の概要

大竹　亮　国土技術政策総合研究所　住宅研究部長
柴田好之　国土技術政策総合研究所　都市研究部長
森　正志　国土技術政策総合研究所住宅研究部　住宅計画研究室長
有川　智　国土技術政策総合研究所住宅研究部　住宅生産研究室長
木内　望　国土技術政策総合研究所都市研究部　都市防災研究室長
阪田知彦　国土技術政策総合研究所都市研究部　主任研究官
石井儀光　建築研究所住宅・都市研究グループ　主任研究員

第 4 章 強震観測記録に基づく地震動特性と建築物の挙動

大川　出　建築研究所構造研究グループ　主席研究監
小山　信　建築研究所構造研究グループ　上席研究員
斉藤大樹　建築研究所国際地震工学センター　上席研究員
森田高市　建築研究所国際地震工学センター　上席研究員
犬飼瑞郎　建築研究所企画部　国際研究協力参事
長谷川隆　建築研究所構造研究グループ　主任研究員
脇山善夫　建築研究所建築生産研究グループ　主任研究員
石原　直　建築研究所国際地震工学センター　主任研究員
鹿嶋俊英　建築研究所国際地震工学センター　主任研究員

第 5 章 地震による建築物等の被害

西山　功　国土技術政策総合研究所　建築研究部長
向井昭義　国土技術政策総合研究所建築研究部　建築新技術研究官
槌本敬大　国土技術政策総合研究所総合技術政策研究センター
評価システム研究室長
小豆畑達哉　国土技術政策総合研究所建築研究部　構造基準研究室長
新井　洋　国土技術政策総合研究所建築研究部　主任研究官

井上波彦　国土技術政策総合研究所建築研究部　主任研究官
岩田善裕　国土技術政策総合研究所建築研究部　主任研究官
諏訪田晴彦　国土技術政策総合研究所建築研究部　研究官
飯場正紀　建築研究所　構造研究グループ長
福山　洋　建築研究所構造研究グループ　上席研究員
中島史郎　建築研究所建築生産研究グループ　上席研究員
斉藤大樹　建築研究所国際地震工学センター　上席研究員
森田高市　建築研究所国際地震工学センター　上席研究員
加藤博人　建築研究所構造研究グループ　主任研究員
田尻清太郎　建築研究所構造研究グループ　主任研究員
長谷川隆　建築研究所構造研究グループ　主任研究員
平出　務　建築研究所構造研究グループ　主任研究員
中川貴文　建築研究所材料研究グループ　主任研究員
山口修由　建築研究所材料研究グループ　主任研究員
脇山善夫　建築研究所建築生産研究グループ　主任研究員
石原　直　建築研究所国際地震工学センター　主任研究員
向井智久　建築研究所国際地震工学センター　主任研究員
荒木康弘　建築研究所構造研究グループ　研究員
壁谷澤寿一　建築研究所構造研究グループ　研究員
谷　昌典　建築研究所構造研究グループ　研究員

第 6 章 建築物の津波被害を踏まえた検討

西山　功　国土技術政策総合研究所　建築研究部長
向井昭義　国土技術政策総合研究所建築研究部　建築新技術研究官
深井敦夫　国土技術政策総合研究所建築研究部　基準認証システム研究室長
槌本敬大　国土技術政策総合研究所総合技術政策研究センター
評価システム研究室長
新井　洋　国土技術政策総合研究所建築研究部　主任研究官
井上波彦　国土技術政策総合研究所建築研究部　主任研究官
岩田善裕　国土技術政策総合研究所建築研究部　主任研究官
喜々津仁密　国土技術政策総合研究所総合技術政策研究センター　主任研究官
原口　統　国土技術政策総合研究所建築研究部　研究官
福山　洋　建築研究所構造研究グループ　上席研究員
奥田泰雄　建築研究所構造研究グループ　上席研究員
中島史郎　建築研究所建築生産研究グループ　上席研究員
斉藤大樹　建築研究所国際地震工学センター　上席研究員
加藤博人　建築研究所構造研究グループ　主任研究員
田尻清太郎　建築研究所構造研究グループ　主任研究員
中川貴文　建築研究所材料研究グループ　主任研究員
山口修由　建築研究所材料研究グループ　主任研究員

石原　直　建築研究所国際地震工学センター　主任研究員
荒木康弘　建築研究所構造研究グループ　研究員
壁谷澤寿一　建築研究所構造研究グループ　研究員
谷　昌典　建築研究所構造研究グループ　研究員

第 7 章 火災による建築物の被害

岩見達也　国土技術政策総合研究所総合技術政策研究センター　主任研究官
鍵屋浩司　国土技術政策総合研究所都市研究部　主任研究官
吉岡英樹　国土技術政策総合研究所都市研究部　主任研究官
萩原一郎　建築研究所防火研究グループ　上席研究員
林　吉彦　建築研究所防火研究グループ　上席研究員
鈴木淳一　建築研究所防火研究グループ　研究員

第 8 章　住宅再建・地域復興への動向

大竹　亮　国土技術政策総合研究所　住宅研究部長
柴田好之　国土技術政策総合研究所　都市研究部長
有川　智　国土技術政策総合研究所住宅研究部　住宅生産研究室長
木内　望　国土技術政策総合研究所都市研究部　都市防災研究室長
竹谷修一　国土技術政策総合研究所総合技術政策研究センター
建設経済研究室長
角倉英明　国土技術政策総合研究所住宅研究部　研究官
米野史健　建築研究所住宅・都市研究グループ　研究員

第 9 章 まとめ

西山　功　国土技術政策総合研究所　建築研究部長
飯場正紀　建築研究所　構造研究グループ長

※所属は執筆時点（平成 24 年 3 月 1 日）のものである。

第１章　はじめに

平成 23 年（2011 年）3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震は死者・行方不明者 19,213 人（平成 24 年 1 月 27 日現在）という未曾有の被害をもたらし、津波による家屋流出、地盤沈下、原発避難などの影響は今なお被災地に深く残っている。

この間、政府では専門家や地元地方公共団体関係者による復興構想会議や中央防災会議を設置し、多重防御や津波に強いまちづくりが提言されるに至った。

補正予算は４次を数え、当初のがれき撤去やライフラインの確保という緊急援助の段階から道路・港湾のインフラ整備や被災学校の復旧、省エネ促進のための住宅エコポイントの再開など復旧・復興の段階へと重点を転じてきている。

法律についても、平成 23 年 12 月には復興交付金により被災地方公共団体の援助を目的とした「東日本大震災特別区域法」、津波災害が予想される地域において安全なまちづくりを進める「津波防災地域づくりに関する法律」が成立した。復興の司令塔となる復興庁も平成 24 年 2 月 10 日に設置された。

不幸な災害であったが、これを教訓に二度と同じ災害を繰り返さないための知見が今こそ求められている。

国土技術政策総合研究所及び建築研究所は連携し、平成 24 年 1 月 27 日までに計 43 回にわたり、のべ 140 人の研究者を現地に派遣し、貴重なデータを収集してきた。これらデータに基づく研究成果の確認と今後の研究内容の検討は、震災翌日に立ち上げた「国土技術政策総合研究所・建築研究所合同建築物震災対応検討会議」で議論してきた。

平成 23 年 5 月 13 日には、両研究所は、4 月 20 日時点でとりまとめた地震の特徴や地震・津波による建物被害の現地調査報告を主な内容とした研究資料「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震調査研究（速報）」を公表し、6 月 10 日にはその内容を紹介するシンポジウムを開いて早期に広く知見を社会に還元してきたところである。また、9 月 16 日には日本を代表する建築分野の公的研究機関として英文資料「Summary of the Field Survey and Research on ″The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake″ (the Great East Japan Earthquake)」を世界に向けて公表した。その後も新たな技術基準の策定に向けた調査や分析、政府関係会議への参画や資料提供などの行政支援、成果の発信を精力的に継続してきている。

本報告書は、主として平成 23 年 5 月 13 日公表の速報以降明らかとなった建物被害実態把握、時間を経ることにより入手できた多くのデータに基づく分析や時間推移を追った分析、現地状況が改善されて可能となった被災者への調査、さらには行政施策の技術的裏づけとなった研究成果などを中心に、最終報告書として平成 24 年 1 月 27 日時点で取りまとめたものである。なお、取りまとめにあたり、平成 23 年 5 月 13 日公表の速報で扱った内容との重複は避けるようにしたことを申し添える。

第２章　調査研究の経過

2.1　被害調査

平成 23 年(2011 年)3 月 11 日(金)14 時 46 分に発生した東北地方太平洋沖地震の応急対策として、国土技術政策総合研究所及び建築研究所は、この地震を踏まえ国が技術基準の策定・見直しを行う際の技術的知見を得るため、翌 12 日より共同で建築物等の被害調査を開始した。同被害調査は、初動期（地震発生後約 2 週間）には国土交通省住宅局の要請の調査として、その後は自主調査として、地震動、津波及び火災による建築物等の被害について調査を実施しており、平成 24 年 1 月 27 日まで約 10 ヶ月間に、青森県、岩手県、宮城県、山形県、福島県、茨城県、栃木県、千葉県、東京都及び神奈川県の被災地に、合計 43 回、国土技術政策総合研究所のべ 49 人、建築研究所のべ 91 人の職員を派遣した。

なお、これらの被害調査の中には、(独）港湾空港技術研究所、東京理科大学と共同で実施したもののほか、ASCE（American Society of Civil Engineers）や UJNR（天然資源の開発利用に関する日米会議）との合同調査も含まれている。また、国土交通省関東地方整備局の要請を受けて、茨城県営住宅（木造住宅）の倒壊危険性調査や千葉県浦安市の液状化による一般住宅の復旧方法調査に参加したものも含まれる。

表 2.1-1　被害調査の実施状況

	時　期	場　所	派遣者数		内　　容	要請元
			国総研	建研		
1	平成 23 年 3 月 12 日	茨城県	１人	１人	茨城空港ターミナルビルの天井落下被害を調査	住宅局
2	3 月 14 日	茨城県	－	１人	液状化に伴う県営住宅（木造住宅）の倒壊危険性調査	関東地方整備局
3	3 月 14 日 －16 日	岩手県 宮城県	１人	３人	木造建築物の地震動による被害調査	住宅局
4	3 月 14 日 －15 日	福島県	２人	２人	RC 建築物の地震動による被害調査	住宅局
5	3 月 15 日	茨城県	１人	２人	建築物全般の地震動による被害調査	住宅局
6	3 月 16 日	茨城県	１人	３人	建築物全般の地震動による被害調査	住宅局
7	3 月 23 日	茨城県	１人	２人	木造建築物の地震動による被害調査	住宅局
8	3 月 24 日 －26 日	宮城県 福島県	２人	３人	RC 建築物等の地震動による被害調査	住宅局
9	3 月 24 日 －25 日	福島県 栃木県	１人	１人	木造建築物の地震動による被害調査	住宅局
10	3 月 24 日	茨城県 千葉県	１人	２人	宅地地盤の地震動による被害調査	住宅局
11	3 月 25 日	茨城県	－	４人	木造建築物の地震動による被害調査	住宅局
12	3 月 30 日 －31 日	茨城県	１人	１人	鉄骨造建築物の地震動による被害調査	
13	3 月 30 日 －31 日	茨城県	－	３人	鉄骨造建築物の地震動による被害調査	
14	3 月 30 日 －4 月 2 日	岩手県 宮城県	２人	３人	建築物全般の津波による被害調査	
15	3 月 31 日	千葉県	１人	１人	液状化による一般住宅の復旧調査	関東地方整備局

16	3月31日 －4月3日	宮城県 岩手県	１人	－	国土交通省による被災状況把握及び緊急復旧のための現地調査	
17	4月6日 －9日	岩手県 宮城県	１人	４人	建築物全般の津波による被害調査。 港湾空港技術研究所と共同実施。	
18	4月6日 －9日	宮城県	３人	３人	木造建築物の津波による被害調査	
19	4月8日 －10日	宮城県	－	１人	建築物の地震動による火災の被害調査。 東京理科大と共同実施。	
20	4月11日 －12日	茨城県	１人	２人	鉄骨造建築物の地震動による被害調査	
21	4月12日	茨城県	－	２人	鉄骨造建築物の地震動による被害調査	
22	4月15日 －16日	宮城県 福島県	２人	１人	宅地地盤の地震動による被害調査	
23	4月20日 －22日	宮城県 岩手県	３人	－	建築物の地震動による火災の被害調査	
24	4月21日 －22日	宮城県 福島県	３人	２人	国土技術政策総合研究所の建築構造基準委員会（委員長：久保哲夫東京大学教授）が行う建築物被害調査	
25	4月21日	茨城県	１人	４人	木造建築物の地震動による被害調査	
26	4月24日 －26日	宮城県	－	２人	建築物の地震動による火災の被害調査	
27	4月26日 －28日	青森県	２人	－	建築物の地震動による火災の被害調査	
28	4月27日 －29日	宮城県 栃木県	１人	４人	木造建築物の地震動による被害調査	
29	5月11日 －14日	福島県 茨城県 栃木県	１人	４人	RC建築物の地震動による被害調査	
30	5月24日 －27日	岩手県 宮城県	１人	６人	木造建築物の津波による被害調査	
31	6月1日 －2日	宮城県 山形県	２人	３人	免震建築物の地震動による被害調査	
32	6月27日 －30日	宮城県	－	２人	建築物全般の津波による被害調査。 ASCEとの共同調査。	
33	6月30日 －7月2日	岩手県	１人	１人	建築物全般の津波による被害調査。 ASCEとの共同調査。	
34	6月30日	茨城県	－	２人	鉄骨造建築物の地震動による被害調査	
35	7月1日	茨城県	１人	２人	鉄骨造建築物の地震動による被害調査	
36	7月4日	東京都	２人	１人	免震建築物の地震動による被害調査	
37	7月6日	茨城県	１人	２人	鉄骨造建築物の地震動による被害調査	
38	7月8日	宮城県	２人	１人	免震建築物の地震動による被害調査	
39	8月29日 －30日	宮城県	１人	－	耐火建築物の地震動による火災被害調査。国土交通省営繕部と共同実施。	
40	8月31日 －9月1日	宮城県	１人	２人	建築物全般の地震動による被害調査。 アメリカ人研究者チーム（UJNRメンバー）との共同調査。	
41	9月22日 －24日	宮城県	１人	２人	木造建築物（公営住宅）の津波による被害調査	
42	10月13日 －16日	宮城県	１人	５人	木造建築物の津波による被害調査	
43	11月30日	神奈川県	２人	１人	免震建築物の地震動による被害調査	

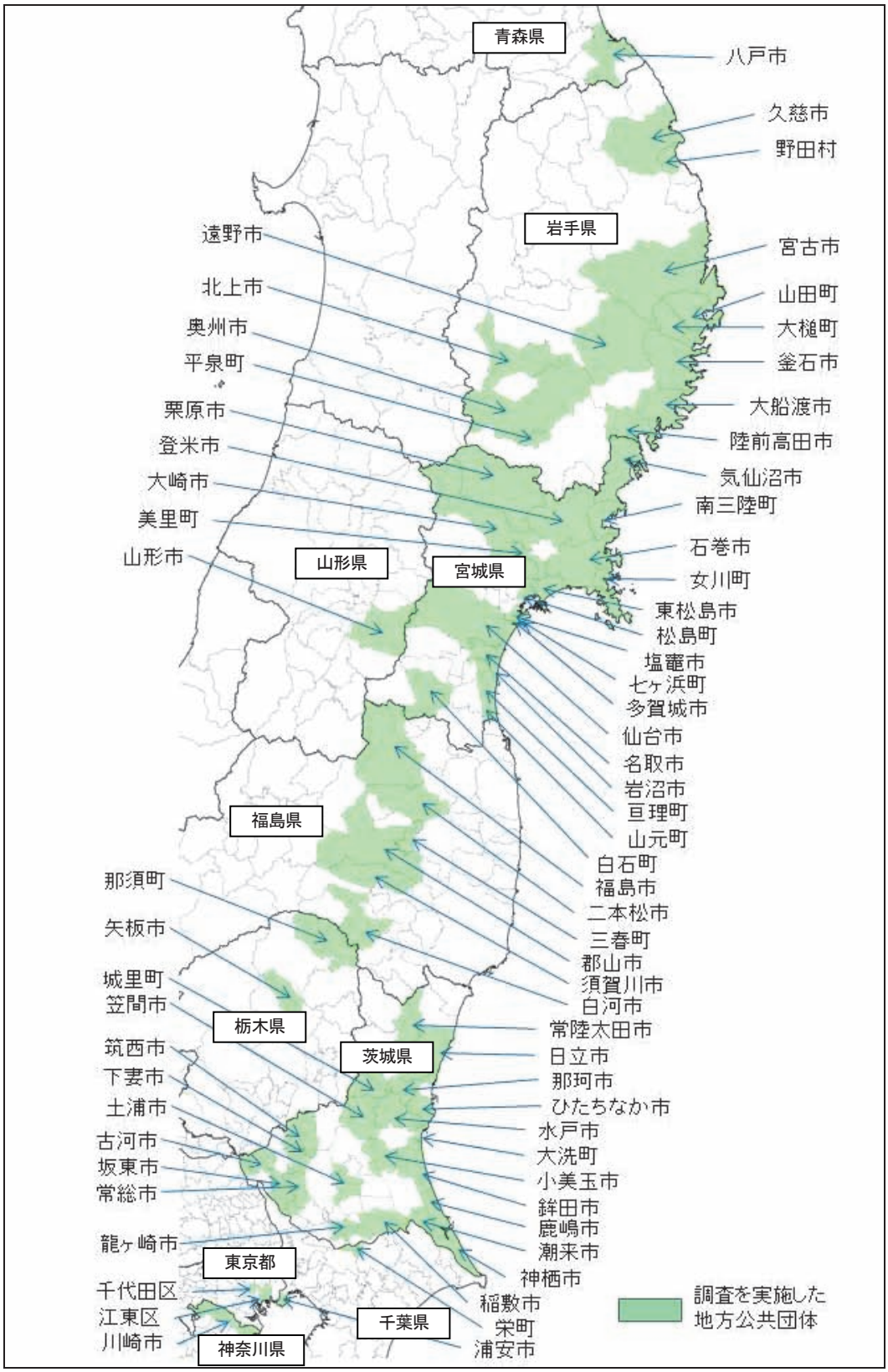


図 2.1-1　調査を実施した地方公共団体

2.2 関連研究

（１）関連研究の実施

地震発生以降、国土技術政策総合研究所及び建築研究所は、気象庁、(独) 防災科学技術研究所をはじめ国内外の研究機関等が公表している観測データのほか、建築研究所が独自に設置している強震観測ネットワークから得られた強震記録等に基づき、地震及び津波の概要と特徴の把握を行った。また、国の技術基準の策定及び見直しのために必要な技術的知見を得るための研究開発も推進した。

１）関連の既往研究

建築研究所では、地震や津波に対する建築物の構造安全性など地震被害の軽減に資する研究開発に従来から取り組んでいるが、平成 23 年度においても、次の研究開発課題に取り組んでいる。(※印の課題は平成 23 年 6 月 27 日より開始)

＜地震動に対する建築物の被害軽減関係＞

○長周期地震動に対する超高層建築物等の応答評価技術の高度化【重点研究、H23-24】

○建築構造計算の一層の適正化に資する工学的判断基準の明確化に関する研究【重点研究、H23-24】

○地震被害を踏まえた非構造部材の耐震性に関する研究【基盤研究、H23】※

○既存大規模木造建築物の耐震補強技術の開発【基盤研究、H22-24】

○開発途上国の震災対策技術の向上及び普及に関する研究【基盤研究、H21-23】

○木造枠組壁工法建築物の大地震時の倒壊安全性評価のための数値解析手法の開発【基盤研究、H23-25】

＜津波被害関係＞

○津波避難ビルの構造安全性及び避難安全性に関する基礎的検討【基盤研究、H23】※

＜節電・省エネルギー関係＞

○省エネ基準運用強化に向けた住宅・建築の省エネルギー性能評価手法の高度化【重点研究、H23-25】

○蓄エネルギーを考慮した街区エネルギー需給ネットワークの運転最適化に関する研究【基盤研究、H21-23】

２）建築基準整備促進事業による技術的知見の整理【平成 23 年 4 月～】

国土交通省住宅局及び国土技術政策総合研究所は、建築基準法、省エネ法、住宅品質確保法等に係る技術基準整備のための検討を、民間の能力を活用して取り組むため、平成 20 年度より建築基準整備促進事業を進めている。同事業では、国土交通省住宅局及び国土技術政策総合研究所が建築基準の整備を促進する上で必要となる事項を提示し、これに基づき基礎的なデータ・技術的知見の収集・蓄積等の調査を行う民間事業者等を募り、最も適切な調査の内容、実施体制等の計画を提案した者に対して、国が当該調査に要する費用を補助している。

なお、建築研究所は、技術基準の策定に必要な技術的知見の整理に関する研究開発を進めており、その際、現場の実務に精通している民間の知識情報を活用するため、同事業で採択された事業主体と共同研究を実施している。

東北地方太平洋沖地震を受けて、以下の５調査が平成 23 年度に公募され、現在、実施されている。

○調査事項 40：津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討

○調査事項 41：地震被害を踏まえた非構造部材の基準の整備に資する検討

○調査事項 42：超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討

○調査事項 43：住宅の液状化に関する情報の表示に係る基準の整備に資する検討

○調査事項 45：昇降機に係る地震安全対策に関する検討

３）建築構造基準委員会による技術基準原案の検討【平成 23 年 4 月～】

国土技術政策総合研究所では、平成 23 年 4 月 12 日に建築物の構造基準原案を検討するために建築構造基準委員会（委員長　久保哲夫東京大学大学院教授）を設置しており、同委員会には協力委員として建築研究所の職員 4 名も参加している。

4 月 21 日～22 日に、同委員会は東北地方太平洋沖地震による津波等の建築物被害を踏まえた建築物の安全性確保対策が的確に推進されるよう、被害状況の分析、関連の技術的検討のため、宮城県及び福島県において現地調査を実施した（建築研究所の協力委員も 2 名が同行）。これを踏まえ、同委員会では、上記２）の建築基準整備促進事業で得られるデータや知見を活用して、以下に関する検討を行っている。

○津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討

○地震被害を踏まえた非構造部材の基準のあり方に関する検討

○超高層建築物等への長周期地震動の影響に関する検討

○住宅の液状化に関する情報の表示に係る基準の整備に資する検討　など

４）災害公営住宅整備に関する直轄調査への協力【平成 23 年 12 月～平成 24 年 3 月】

東北地方太平洋沖地震の被災者向けの災害公営住宅について、地方公共団体における迅速かつ効果的な供給を推進するため、国土交通省住宅局が住宅整備に関する基本コンセプトや標準設計の策定等を行うための調査が、平成 23 年度第三次補正予算により行われることになった。

国土技術政策総合研究所及び建築研究所では、国土交通省住宅局の要請を受けて平成 23 年 12 月 9 日より、岩手県、宮城県、福島県等における災害公営住宅の計画・供給手法に係る検討業務を行うコンサルタントに対して、以下の技術指導を行っている。

○住宅計画等に関する知見及び情報の提供

○各地域の調査に対するアドバイスと進行管理

○地方公共団体の意向や地域の諸条件を踏まえた検討内容の調整

○上記に関連して必要となる事項（現地調査等）

（２）成果の公表

国土技術政策総合研究所及び建築研究所は、（１）で示した関連研究の成果の公表を、次に示す通り、ホームページ、報告書の出版、報告会の開催により実施した。

１）ホームページでの公表

国土技術政策総合研究所では、4 月 26 日の調査報告会を契機に、東北地方太平洋沖地震の特設ページを設置した（http://www.nilim.go.jp/lab/bbg/saigai/h23tohoku/index.html）。同ページでは、4 月 26 日及び 6 月 10 日の調査報告会のコンテンツの他、東北地方太平洋沖地震に関連して刊行した国総研資料及び各災害調査報告が掲載されている。

建築研究所では、東北地方太平洋沖地震の地震動及び津波について分析し、平成 23 年 3 月 12 日に「2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震」に関するページ（日本文・英文）を開設し、情報発信を開始した。また、翌 3 月 13 日には強震観測のデータなど建築研究所が行った関連研究の成果の公開を開始した（http://iisee.kenken.go.jp/special2/20110311tohoku_ja.htm）。

また、平成 23 年 3 月 23 日には建築研究所のホームページに「平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震関係特設ページ」を開設し、建築研究所が行う被害調査の状況や調査結果の速報を順次公表した（http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/20110311/index.html）。

２）報告書の出版

平成 23 年 5 月 13 日に、国土技術政策総合研究所及び建築研究所は、4 月 20 日までの調査研究成果をまとめた研究資料「平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震調査研究（速報）」を共同で出版した。

平成 23 年 9 月 16 日には、国土技術政策総合研究所及び建築研究所は、上述の「平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震調査研究（速報）」の英語版概要報告書、「Summary of the Field Survey and Research on “the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake” (the Great East Japan Earthquake)」を共同で出版した。

このほか、建築研究所では、一般向け広報誌「えぴすとら」Vol.54（平成 23 年 7 月発行）、Vol.55（平成 23 年 10 月発行）及び Vol.56（平成 24 年 1 月発行）において、東北地方太平洋沖地震の特集を組んだ。また、建築研究所は日本から海外への情報発信を目的とした月刊誌「The Japan Journal」との連携により、同誌（2011 年 12 月号）の英語版と中国語版に、東北地方太平洋沖地震の特集記事を掲載し、世界 191 カ国・地域に発信した。

３）報告会の開催

平成 23 年 4 月 26 日に国土技術政策総合研究所及び建築研究所は、土木研究所との共催で、被害調査等の概要を速報する「東日本大震災調査報告会」を、学術総合センター一橋記念講堂（東京都千代田区）で開催した（参加者は 597 名（満席））。

平成 23 年 5 月 16 日には、日本建築学会など建築関連 9 団体の共催により建築会館（東京都港区）で開かれた「建築関連団体東日本大震災報告会」において、建築研究所はゲスト発表者として東北地方太平洋沖地震における所の活動状況を報告する機会を得た。

平成 23 年 6 月 1 日～29 日にかけて、建築研究所は、東京駅前・行幸地下ギャラリーで開催された「UIA 2011 TOKYO 111 Days Before 展」において、東北地方太平洋沖地震に関連する建築研究所の活動を 6 枚のパネルにより紹介した。

平成 23 年 6 月 10 日に、国土技術政策総合研究所及び建築研究所は、「建築分野における東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）調査発表会」を、住宅金融支援機構すまい・るホール（東京

都千代田区）にて開催した（参加者は208名（満席））。

平成23年7月26日～28日にチリのサンティアゴで開かれたUNESCO本部による「建築・住宅地震防災国際ネットワークプロジェクト（IPRED）第4回ワークショップ」に、建築研究所は職員1名を派遣し、東北地方太平洋沖地震の特徴や被害状況、建築研究所の活動等について発表した。

平成24年3月9日に、建築研究所は「東日本大震災に学ぶー復興・再生に向けた建研の取組みー」をテーマに、建築研究所講演会を有楽町・朝日ホール（東京都中央区）にて開催予定である。

平成24年3月13日及び21日に、国土技術政策総合研究所は「東日本大震災報告会　～震災から一年を経て、見えてきたこと～」を、それぞれニッショーホール（東京都港区）及びエル・おおさか（大阪府大阪市）で開催予定である。

第 3 章 被害の概要

3.1 被害一般

東北地方太平洋沖地震では、平成 23 年(2011 年)3 月 11 日の本震以来、大きな余震が度重なり、津波の発生と相まって東北地方および関東地方の太平洋沿岸を中心に、広範な地域に被害が発生した。警察庁公表資料によれば、人的被害または住宅等被害が報告された地域は 20 都道県にわたっている。本節では、主として住宅等に係る被害の概況を官公庁の公表資料等からとりまとめるとともに、過去の地震災害との比較を行った。

表 3.1-1 人的被害及び住宅等に係る被害の把握状況(平成 24 年 1 月(注 1))

都道県名	人的被害(人)			住宅等の被害(戸)						火災発生件数(住宅等以外の火災を含む)※
	死者	行方不明	負傷者	全・半壊		火災被害		一部破損	非住家被害	
				全壊	半壊	全焼	半焼			
北海道	1		3		4			7	469	
青森県	3	1	61	311	852			832	1,194	5
岩手県	4,667	1,354	188	20,184	4,555	15		7,316	4,220	34
宮城県	9,507	1,794	4,132	83,861	138,220	135		215,099	33,809	135
秋田県			12					3	3	1
山形県	2		29	37	80					
福島県	1,605	216	182	19,982	63,187	77	3	143,614	1,116	11
茨城県	24	1	707	3,064	23,839	31		172,749	14,406	31
栃木県	4		132	265	2,070			68,648	295	
群馬県	1		38		7			17,051	0	2
埼玉県			42	22	193	1	1	1,800	33	12
千葉県	20	2	251	799	9,810	15		43,510	660	16
東京都	7		90		11	3		257	20	33
神奈川県	4		132		38			407	13	6
新潟県			3					9	7	
山梨県			2					4		
長野県			1							
静岡県			4					4		
三重県			1						9	
高知県			1							
合計	15,845	3,368	6,011	128,525	242,866	281		671,310	56,254	286

注 1：警察庁公表資料「平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震の被害状況と警察措置」(平成 24 年 1 月 27 日付) より作成.
火災発生件数(※)については、消防庁公表資料「平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震　第 143 報別紙」(平成 24 年 1 月 13 日付) より作成。

注 2:人的被害の集計には、宮城県沖を震源とする地震(4/7)、福島県浜通りを震源とする地震(4/11)、同(4/12)、千葉県北東部を震源とする地震(5/22)、福島県沖を震源とする地震(7/25, 7/31, 8/12, 8/19, 10/10)、茨城県北部を震源とする地震(9/10, 11/20)による被害を含む。

注 3:現在も行方不明者多数であり、住宅等被災状況を含め全容把握に至っていない。

3.1.1 人的被害

今回の一連の地震による死者、行方不明者、負傷者の状況を表 3.1-1 の左側の欄に示す。平成 24 年 1 月 27 日付警察庁公表資料によれば､死者は東北地方太平洋側の 3 県を中心に北海道から関東まで

の 12 都道県で 15,845 人に及び、行方不明者はなお 6 県、3,368 人となっている。

また、図 3.1.1-1 及び図 3.1.1-2 は、沿岸市町村での人的被害の分布状況をグラフ化したものである。図 3.1.1-1 は、北から順に、沿岸市町村の死者数を示したもの。図 3.1.1-2 は、このうち岩手、宮城、福島 3 県の沿岸市町村について、「各市町村の人口(平成 22 年国勢調査速報値)に対する死者数の割合(%)」と、「各市町村の浸水範囲における推定人口(*注)に対する死者数の割合(%)」を並べて示したものである。(*注:国土地理院が空中写真及び衛星画像から判読した津波による浸水範囲概況を用いて総務省統計局が上記の国勢調査の速報人口をもとに集計)

全体としては、死者のあった市町村は、北は青森県から南は千葉県、神奈川県にまで及ぶが、岩手県中部から福島県北部に数百人を超える市町村が分布している。対人口比率(図 3.1.1-2 では濃色で表示)は同一市町村内の沿岸部と内陸部の人口分布にも影響を受けるが、多いところでは人口の 5～6%に及んでいる。一方、浸水範囲における推定人口に対する比率(同図中で薄色で表示)については、高いところでは 6%を超え、10%近くに及ぶところもある(浸水範囲以外での死者も含まれる)。対人口比率との比較では、福島県内にも高い値の市町が分布しているところに違いがある。

なお、内陸の市町村(沿岸市町村以外の市町村)では、福島県白河市、須賀川市での死者数が多い(各、12 人、10 人)が、これらの被害は地震に伴う土砂災害等によるものである。

3.1.2 住宅等に係る被害

住宅及び住宅以外の建物に関する被害を表 3.1-1 の中～右側の欄に示す(平成 24 年 1 月 27 日付警察庁公表資料による)。津波による流失などを含む住宅の全壊数は東北と関東の 9 県で 128,525 戸となっている(この表において、被災住宅数は棟数ではなく戸数単位である)。また、住宅等以外の火災を含む火災発生件数を同表の右端の欄に記した(同 1 月 27 日付消防庁公表資料による)。なお、この表には示していないが、警察庁資料では住宅の浸水戸数も公表されており、床上浸水は、北海道及び岩手県から千葉県までの太平洋沿岸各県で 17,799 戸(うち、宮城県 12,784 戸)、さらに三重県、徳島県、高知県で各 2 戸、合計 17,805 戸となっている。岩手県、宮城県や福島県では不明・未調査の地域も多く、これらの数値はさらに増加する可能性がある。

図 3.1.2-1 は、各県ごとに沿岸市町村と内陸市町村の住宅被害数(全壊＋半壊)を比較したものである。(仙台市は被害数が大きいこと等から、宮城県の当市以外の地域と分けて示している。)宮城県、岩手県では、内陸に比べ、沿岸市町での被害の大きさが顕著であるが、福島県、茨城県等では、これら 2 県に比べ、内陸市町村での被害数が相対的に大きくなっている。

注:次ページの図 3.1.1-1、図 3.1.1-2 及び図 3.1.2-1 について

1) 各図の被害データは、平成 24 年 1 月 24 日時点で各県のホームページ上に公開されていたものを用いている。データの日付は青森県:平成 23 年 12 月 21 日、岩手県:平成 24 年 1 月 23 日、宮城県:同 1 月 18 日、福島県:同 1 月 23 日、茨城県:人的被害は平成 23 年 6 月 11 日・住宅被害は平成 24 年 1 月 20 日、千葉県:同 1 月 4 日。

2) 各図において、「沿岸市町村」とは、海に面する市町村または津波による浸水のあった市町村をいう。また、図 3.1.1-2 において「内陸市町村」とは、各県内の「沿岸市町村」以外の市町村をいう(沿岸市町村の被害には、津波以外による被害も含まれる)。

3) 図 3.1.1-1～2 については、岩手・宮城・福島の 3 県は 2)の沿岸市町村を、他の 3 県については人的被害(死亡)のあった沿岸市町村のみを、北から順に並べている。

4) 図 3.1.1-2 の「浸水区域内想定人口」は総務省「浸水範囲概況にかかる人口・世帯数(平成 22 年国勢調査人口速報集計による)」(平成 23 年 4 月 25 日付)による。

5) 図 3.1.1-2 で、仙台市の人口は、浸水のあった宮城野、若林、太白の 3 区の人口であり、各図で同市の被害数(死者数・住居被害)は市全体の数値である。したがって、図 3.1.1-2 における同市の死者数と人口は対象地域が対応していない。

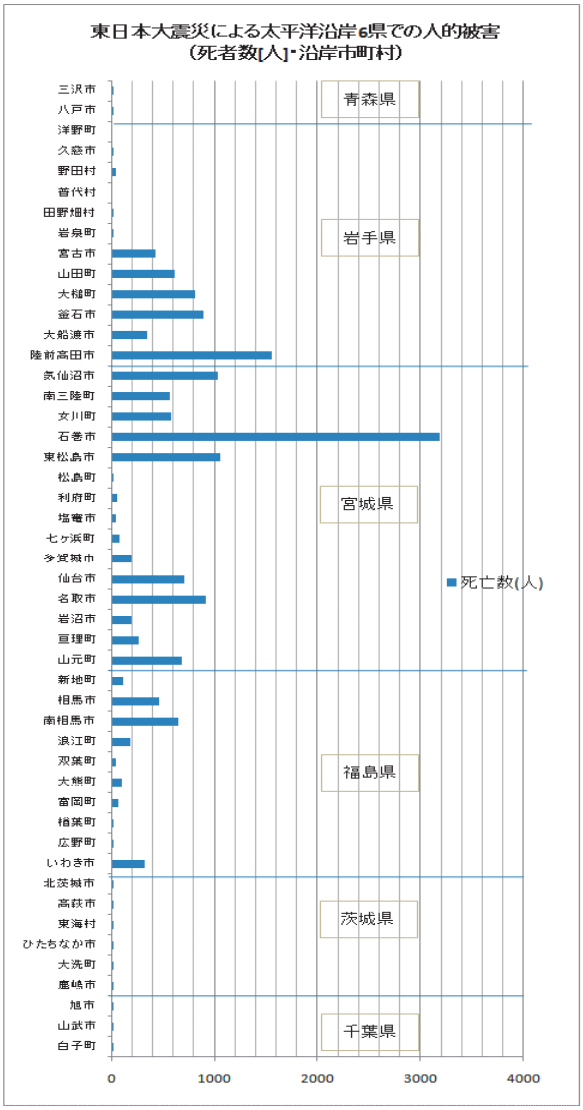


図3.1.1-1　太平洋沿岸６県での沿岸市町村における死者数

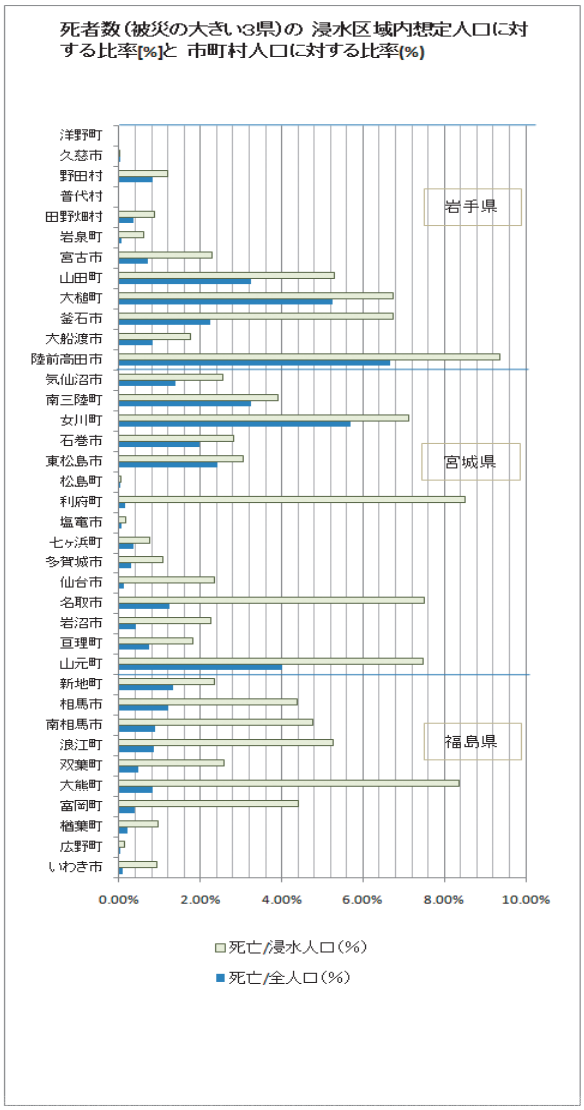


図3.1.1-2　沿岸市町村の死者数の「人口に対する割合」と「浸水区域内想定人口に対する割合」(岩手・宮城・福島)

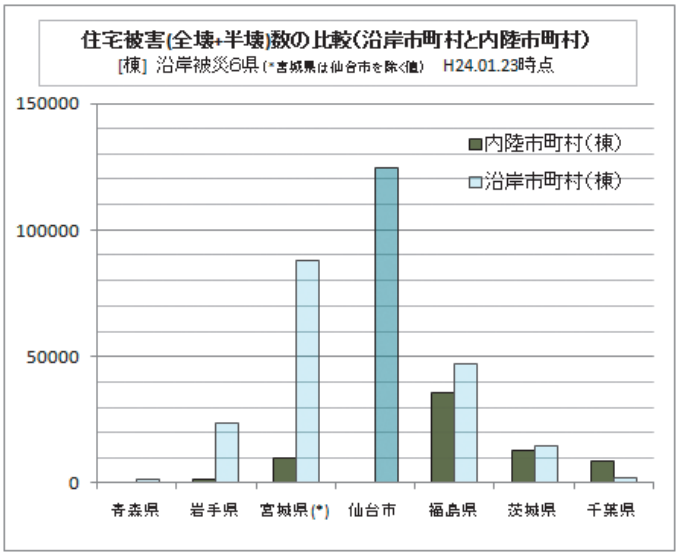


図3.1.2-1　太平洋沿岸６県の住宅被害数(全壊＋半壊)の比較

本ページの各図については、前ページの「注」を参照のこと。

3.1.3　応急危険度判定の実施状況

(1) 被災建築物応急危険度判定

被災建築物応急危険度判定については、以下の 10 都県 149 市町村において、延べ 8,541 人の応急危険度判定士により 95,381 件の判定が実施され、11,699 件について「危険」と判定された（表 3.1.3-1）。

宮城県に対しては、4 月 14 日より北海道、青森県、山形県及び新潟県が延べ 292 人の判定士による応援を実施、さらに、4 月 21 日から山形県が延べ 12 人の判定士、4 月 23 日からは埼玉県、東京都及び神奈川県が延べ 42 人の判定士による応援を実施。

表 3.1.3-1　被災建築物応急危険度判定の実施状況及び判定結果（都県別）

		危険（赤）	要注意（黄）	調査済（緑）	計
都県別	岩手県	168 件	445 件	459 件	1,072 件
	宮城県	5,200 件	7,553 件	37,968 件	50,721 件
	福島県	3,314 件	6,718 件	5,775 件	15,807 件
	茨城県	1,561 件	4,684 件	9,618 件	15,863 件
	栃木県	676 件	1,845 件	2,658 件	5,179 件
	群馬県	30 件	61 件	19 件	110 件
	埼玉県	0 件	42 件	83 件	125 件
	千葉県	677 件	1,625 件	3,213 件	5,515 件
	東京都	59 件	137 件	252 件	448 件
	神奈川県	14 件	81 件	446 件	541 件
合計		11,699 件	23,191 件	60,491 件	95,381 件

注 1: 国土交通省公表資料「東日本大震災・住宅局の対応状況」（平成 24 年 1 月 10 日付）による。
注 2: 件数については、①津波被害地域はほとんど実施していないこと、②被災地域が広域、被災棟数が多いため、網羅的には実施していないこと、③構造の被害以外を含むことに留意。

(2) 被災宅地危険度判定

被災宅地危険度判定については、以下の 9 県 56 市町村について調査を行い、6,456 箇所の調査箇所中、1,450 件が「危険」、2,142 件が「要注意」と判定された（表 3.1.3-2）。

仙台市に対しては、3 月 23 日～4 月 3 日の期間で 39 公共団体から広域支援を実施（のべ 589 名を派遣）、さらに、4 月 19 日～4 月 22 日の期間で 20 公共団体 1 法人から広域支援を実施（のべ 242 名を派遣）。

表 3.1.3-2　被災宅地危険度判定の実施状況及び判定結果（県別）

		危険（赤）	要注意（黄）	調査済（緑）	計
都県別	岩手県	114 件	103 件	162 件	379 件
	宮城県	886 件	1,470 件	1,843 件	4,199 件
	福島県	277 件	266 件	494 件	1,037 件
	茨城県	30 件	64 件	41 件	135 件
	栃木県	94 件	173 件	125 件	392 件
	群馬県	24 件	9 件	7 件	40 件
	埼玉県	0 件	27 件	104 件	131 件
	千葉県	10 件	18 件	9 件	37 件
	新潟県	15 件	12 件	79 件	106 件
合計		1,450 件	2,142 件	2,864 件	6,456 件

注 1：国土交通省「東日本大震災（第 105 報）（平成 24 年 1 月 10 日 10:00 作成）」による。

3.1.4　過去の地震災害との比較

(1)　過去の主な地震災害による人的被害との比較

図 3.1.4-1～図 3.1.4-3 は、過去の大震災（関東大震災、阪神・淡路大震災）と、東日本大震災について、死亡者の死因による比率を示している。それぞれ分類方法等が異なるため、単純な比較はできないが、火災による死者が多かった関東大震災、建物倒壊等による死者が多かった阪神・淡路大震災に比べ、今回の東日本大震災では溺死が多いことが特徴といえる。

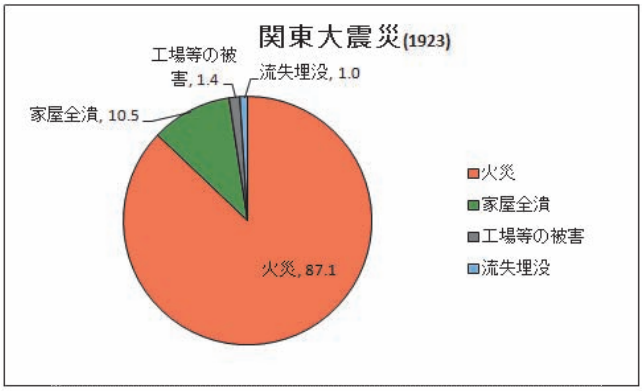


図 3.1.4-1 関東大震災による人的被害(死因)

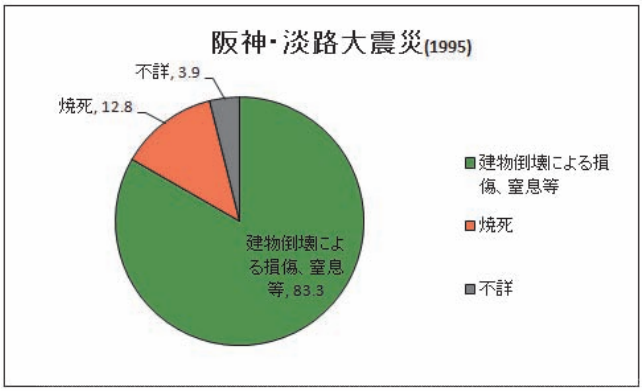


図 3.1.4-2 阪神・淡路大震災による人的被害(死因)

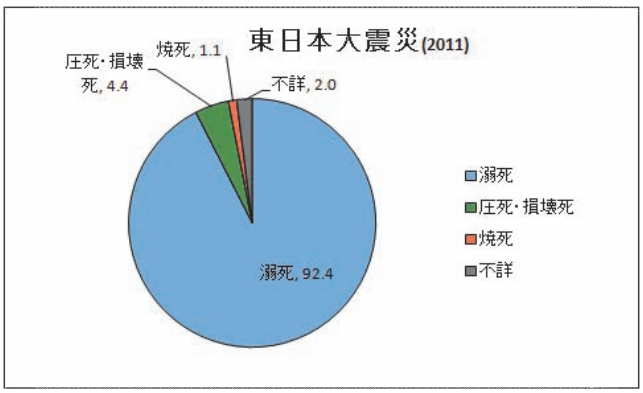


図 3.1.4-3 東日本大震災による人的被害(死因)

注：各図の出典　（いずれも、東日本大震災復興構想会議「復興への提言」（平成 23 年 6 月 25 日）の「Ⅳ. 資料編 資料 10」による。）

図 3.1.4-1：　『日本地震工学会論文集 Vol. 4. No. 4 September 2004』、関東地震（1923 年 9 月 1 日）による被害要因別死者数の推定、諸井孝文・武村雅之」

図 3.1.4-2：　「神戸市内における検死統計（兵庫県監察医、平成 7 年）」

図 3.1.4-3：　警察庁資料より内閣府作成（平成 23 年 4 月 11 日現在の東日本大震災における死因（岩手県・宮城県・福島県））

下の図 3.1.4-4 は、明治以降の主な地震災害による人的被害を比較したものである。比較のため、死者数と行方不明者数を合わせた数を用いている。東日本大震災では、明治三陸地震、昭和三陸地震と同様、負傷者に対する死者・不明者の割合が大きくなっている。

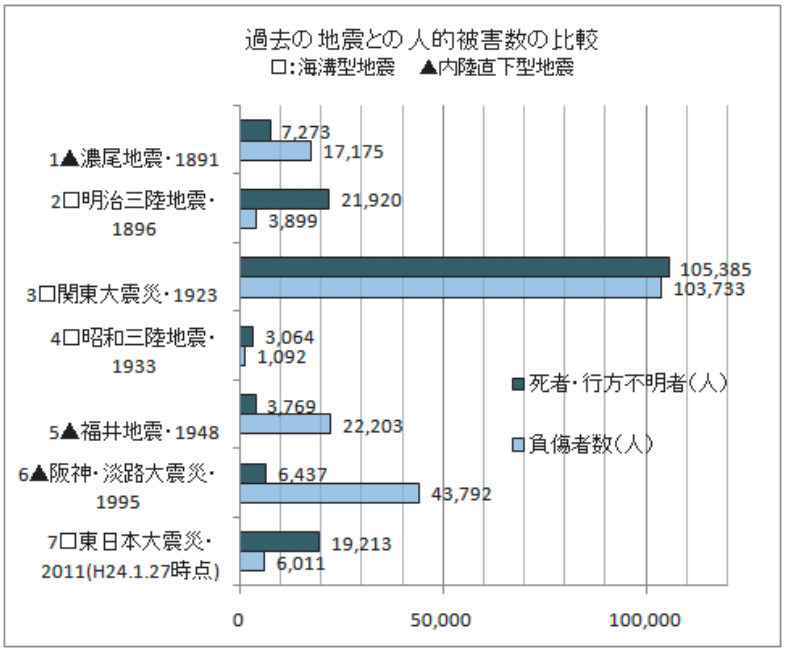


図 3.1.4-4 注
注 1：「中央防災会議　東北地方太平洋地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会報告　平成 23 年 9 月 28 日　参考図表集(P13『過去の地震との比較』)」等をもとに作成。
注 2：各震災の死者・行方不明者、負傷者については次の通り
・濃尾地震・昭和三陸地震・福井地震：「日本被害地震総覧 2003 年初版」（宇佐見龍夫・東京大学出版社）
・明治三陸地震：「1896(明治 29)年『岩手県統計書』
・関東大震災：本章・図 3.1.4-1 と同じ。
・阪神・淡路大震災：消防庁「阪神・淡路大震災について(確定報)平成 18 年 5 月 19 日」
・東日本大震災：本章・表 3.1-1 の注 1

図 3.1.4-4　過去の主な震災との人的被害数の比較

(2)　阪神・淡路大震災との比較

人的被害については、阪神・淡路大震災では死者を上回る多数の負傷者が出ているのに対し、東日本大震災では負傷者に比べ多数の死者・不明者が出ている(図 3.1.4-5)。また、住宅に係る被害では、集計の単位(戸数と棟数)が異なるが、両震災の間に顕著な違いはない（図 3.1.4-6)。

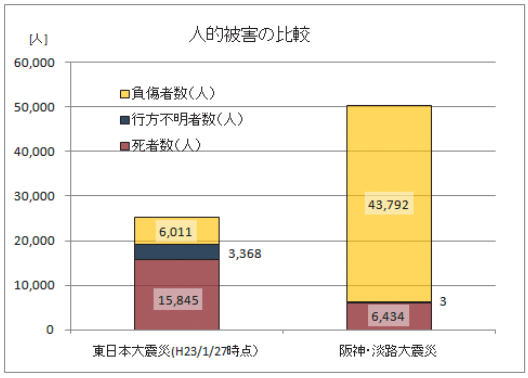


図 3.1.4-5　東日本大震災と阪神・淡路大震災との人的被害数の比較

注：阪神・淡路大震災の数値については、「阪神・淡路大震災について（確定報)」(平成 18 年 5 月 19 日、消防庁）に基づき作成

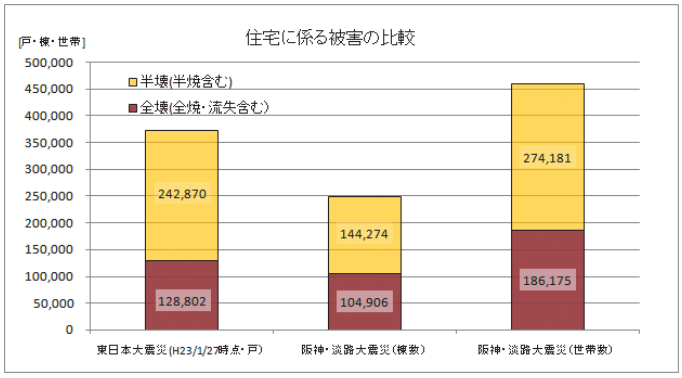


図 3.1.4-6　東日本大震災と阪神・淡路大震災との住宅に係る被害の比較

注 1：阪神・淡路大震災の数値については、「阪神・淡路大震災について（確定報)」（平成 18 年 5 月 19 日、消防庁）に基づき作成
注 2：東日本大震災、阪神・淡路大震災の数値ともに、非住宅の被害は含まれていない。
注 3：東日本大震災については被害に係る住戸数が集計されている一方、阪神・淡路大震災については被害に係る棟数とそれに対応する世帯数が集計されている。

(3) 市街地の被害に関する過去の大震災等との比較

東日本大震災により津波浸水被害を受けた市街地の規模と今後見込まれる復興事業の規模について、20 世紀以降の我が国の都市部における主要な災害と比較するため、表 3.1.4-1 により整理した。

表 3.1.4-1 我が国における主要な都市災害による市街地の被害及び復興事業の規模

災害名	対象とした災害の種類	被災都市		焼失・浸水面積	復興区画整理事業
関東大震災 1)	市街地火災	1府6県	東京市	約 3,470ha	約 3,600ha
			横浜市 2)	約 924ha	約 358ha
太平洋戦争戦災 3)	空襲火災	215 都市		約 64,500ha	102 都市 約 28,200ha
伊勢湾台風 4)	高潮（湛水）	21 都道府県 570 市町村 5)		約 18,540ha	ー （仮設住宅とインフラ復旧が中心）
阪神・淡路大震災 3)	市街地火災	2 県 25 市町 5)		約 63ha6)	20 地区 約 265ha3)
東日本大震災	津波浸水被害	7 県 190 市町村 5) （内、津波被災は 6 県 62 市町村 7)）		約 53,500ha7)	未定
	浸水被害(半壊以上)面積			約 15,700ha7)	
	津波火災			約 65ha	

1) 内閣府：http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/kyoukun/rep/kouhou040_12-13.pdf
2) 内閣府：http://dil.bosai.go.jp/workshop/02kouza_jirei/s17fire/jishinkasai.htm
3) 国土交通省：http://www.mlit.go.jp/crd/city/sigaiti/information/council/arikata/01/data/1-sankou1.pdf
4) 内閣府：http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/kyoukun/rep/1959--isewanTYPHOON/06_chap2.pdf
5) 災害救助法の適用市町村数（大量の帰宅困難者への対応を理由として適用した東京都内の市町村を除く）
6) 建設省建築研究所「平成７年兵庫県南部地震被害調査中間報告書」平成７年８月
7) 国土交通省都市局「東日本大震災の津波被災現況調査」結果による

東日本大震災による被害は、その内の津波被害に限っても、青森県から千葉県に至る 6 県 62 市町村という我が国史上まれにみる広域・多数の沿岸地域での被害であり、ほぼ関東地方や京阪神地域の一部に被害がとどまった関東大震災及び阪神・淡路大震災と被災範囲が大きく異なる。また、浸水被害面積は約 53,500ha（ただし建築物の多くが全壊（流失含む）及び大規模半壊、半壊の区域の面積(表 3.1.4-1 では『浸水被害(半壊以上)面積』)に限れば 15,700ha）と、関東大震災での市街地火災による焼失区域の 10 倍以上となり、規模としては太平洋戦争時の空襲による焼失面積約 64,500ha(215 都市)に迫っている。

また、愛知県・三重県を中心とした伊勢湾台風による高潮浸水被害と比較しても、約 3 倍の面積に上る。被災都市の数が多く、広域にわたるため、過去 2 回の震災と異なり、復興のための支援を限られた範囲に集中できない、という面でも太平洋戦争による戦災被害と類似点がみられる。

3.2　津波による市街地被害

津波による被害を受けた地方公共団体における復興計画はほぼ策定が済み、即地的な復興に関する土地利用や事業計画について地元との調整等が進められている。一方、今回被災した地域とそれ以外の地域も含めて、被災リスクの高い地域における防災都市づくりに関する計画の策定・見直しも今後本格化してくることが見込まれる。このような計画づくりの取り組みにあたっては、前提となる津波の規模等に応じて、被災時の住民の生命の安全を最優先とし、行政庁舎や防災拠点施設、生活関連施設などの機能停止リスクの低減を図ったものとしていく必要がある。

本節においては、東北地方太平洋沖地震による津波被害について、国土交通省都市局の津波被災現況調査を元に、浸水区域・津波規模と建物被害との関連から建物被害の地理的傾向を分析するとともに、同じく浸水区域・津波規模と行政庁舎、防災拠点等の被害の関連の分析を行っている。

復興計画の具体化を進めている被災地あるいは巨大地震への対応を今後検討する地域において、様々な都市機能の配置、土地利用の規制・誘導など市街地整備のあり方を考える際の参考に供したい。

なお、利用データ、集計・分析方法等については各項に詳述している。

3.2.1　津波による建築物被害の地理的分布

(1) 分析概要

構造種別等の分野別の個別建築物を対象とした現地調査に基づく被害状況については、次章以降で詳述されるが、本項では津波による建築物被害の地理的分布の把握を目的とした分析を行った。

こうした目的の分析に対し利用できる情報としては、応急危険度判定結果や罹災証明の記録などが考えられる。例えば 2004 年新潟県中越地震では、応急危険度判定結果の個票を GIS(地理情報システム)に入力し、広域的な視点からの分析が行われている[3.2-1)]。

しかし、今回の地震では、被害の範囲が広いことから、上述のような従前と同様の情報を得ることは現時点では難しい。現段階で今回の地震に対しての被害状況を広域的に把握できるデータとしては、国土交通省都市局が実施している「津波被災現況調査」による結果か、国土地理院が作成している「災害復興計画基図」等が候補となる。前者は、国土交通省都市局が、津波被害を受けた青森県から千葉県にかけての沿岸地域 6 県 62 市町村を対象として、被害状況や津波浸水状況、避難状況等の内容を主に現地調査等により把握することを目的として実施しているものである[3.2-2)、3.2-3)]。後者は、青森県八戸市から福島県いわき市にかけての沿岸部、4 県 39 市町村の都市計画区域を対象として空中写真から道路や建築物、地形等の地図情報を読み取り、現地調査により津波による被害状況を把握してデータ化したものである。いずれも現時点では、調査やデータ化の作業が進められている途上である。

今回の分析では、国土交通省都市局が実施した「津波被災現況調査」(以下、「都市局調査」とする)による結果を用いることとした。この分析において用いたデータは、各建築物の図形 (ポリゴン) に、構造区分、用途、階数、被害状況などの情報が属性として付与されたものである。構造区分・用途・階数などは、都市計画基礎調査などでの区分に準拠している場合が多いが、表 3.2.1-1 のように、被害区分がこれまでの地震動を主要因とする被害区分とは異なることに留意する必要がある。

なお、上述のとおり、都市局調査のデータ化が同時並行で進められているため、本稿では、平成 23 年 11 月末時点の調査データに基づいて独自のデータ処理に基づく分析を行っていることにも留意されたい(このため、平成23年8月時点のデータを元にした国土交通省都市局の速報値とは整合しない)。

表 3.2.1-1　都市局調査の被害区分と判定根拠

被害区分	判定基準
全壊（流失）	基礎だけ残して、建物が完全に流されている
全壊	主要構造が損壊しており、補修により元通りに再利用することが困難
全壊（1階天井以上浸水）	1階天井以上浸水しており、大規模修繕等による再利用も可能
大規模半壊	床からおおむね1m以上（天井未満）浸水している
半壊（床上浸水）	床から概ね1m未満の床上浸水（補修により再利用可能）
一部損壊（床下浸水）	床下の泥等を取り除けば再利用可能
無被害	被害なし

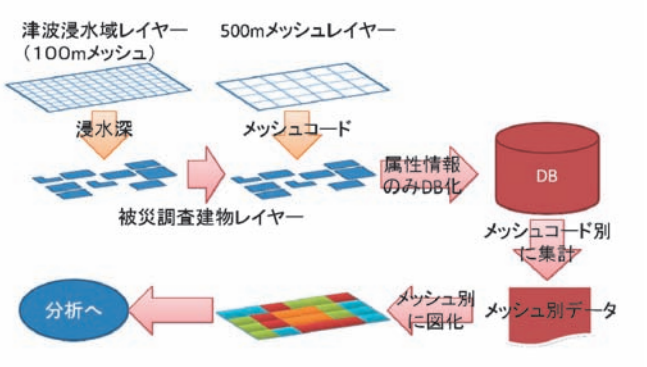


図 3.2.1-1　分析イメージ

(2) 分析方法

今回の分析イメージを図 3.2.1-1 に示す。

まず、都市局調査の「建物被災状況」と「浸水区域・津波規模」に関する調査結果の GIS データを元に、独自に建物単位でのデータベースを作成した。このデータベースを作成する段階で、

- 被害区分が明示されているレコード（被害区分付レコード。1 建物ポリゴン＝1 レコード）のみを抽出する処理（調査途上で結果が未入力のレコードは対象外としている）
- 津波浸水域データや 1/2 地域メッシュ（約 500mのメッシュ、以下、単にメッシュと呼ぶ）とのオーバーレイ処理（空間的な位置関係に基づき複数の情報を結合する処理）

を行っている。

本項では、このデータベースを元に、岩手県、宮城県、福島県の 3 県に位置する 39 市町村を対象に被害の地理的傾向を把握することを目的として、県別での集計やメッシュ単位での集計を行い、これを元に分析を行った。なお、今回の分析では被害区分付レコードが 1 つでも含まれるメッシュを分析対象としており、全メッシュ数は 3856 メッシュとなる。

(3) 分析結果

①メッシュ内の最大被害区分の分布

まず被害の状況を大掴みで見るために、メッシュ内で最大の値をとる被害区分を集計したものが、表 3.2.1-2 である。3 県で見た場合、全壊（流失）が最大の値をとるメッシュが全メッシュ合計の約 4 割を占め、全壊の区分だけで約半分を占めることがわかる。全メッシュ数に対する割合からは、一部損壊以上の被害区分が最大の値をとるメッシュの割合は、県別に異なった傾向となっていることがわかる。一方、無被害が最大の値をとるメッシュについて見てみると、3 県で全メッシュ合計約 1/4 を占めているが、これは福島県において内陸部までを調査範囲としている地域があることが要因として考えられるが、本分析ではこのような場合も特に対象から外すことはしていない。

表 3.2.1-2　メッシュ内で最大の値をとる被害区分(該当メッシュ数と割合)

	3県		岩手県		宮城県		福島県	
	メッシュ数	割合	メッシュ数	割合	メッシュ数	割合	メッシュ数	割合
全壊(流失)	1,532	39.7%	500	13.0%	789	20.5%	243	6.3%
全壊	282	7.3%	37	1.0%	218	5.7%	27	0.7%
全壊(1階天井以上浸水)	112	2.9%	45	1.2%	41	1.1%	26	0.7%
大規模半壊	301	7.8%	53	1.4%	221	5.7%	27	0.7%
半壊(床上浸水)	363	9.4%	56	1.5%	215	5.6%	92	2.4%
一部損壊(床下浸水)	304	7.9%	27	0.7%	208	5.4%	69	1.8%
無被害	927	24.0%	0	0.0%	89	2.3%	838	21.7%
不明・未調査	35	0.9%	9	0.2%	0	0.0%	26	0.7%
合計	3,856	100.0%	727	18.9%	1,781	46.2%	1,348	35.0%

さらに、地理的分布を示したものが、図 3.2.1-2 である。一見して海岸線近くの多くの地点では、全壊に該当する被害区分が最も多い被害となるメッシュ（地点）が多いことがわかるが、岩手県宮古市や福島県いわき市のように海岸線近くでも全壊以外の被害区分が過半を占めている地点もあることがわかる。こうした最大の被害となる要因については、さらに詳細な分析が必要である。

②全壊率の分布

次に、メッシュ内での全壊率を求めた（図 3.2.1-3、図 3.2.1-4)。ここでの全壊率は、表 3.2.1-1 における全壊の 3 区分を合算した値(全壊棟数)をメッシュ内の調査棟数で除したものである。

まず、メッシュごとの全壊率（図 3.2.1-3）を見てみると、3 県では、全壊率 20%以下のメッシュが最も多いものの、全壊率が 80%超のメッシュはメッシュ全体の約 4 割を超えている。

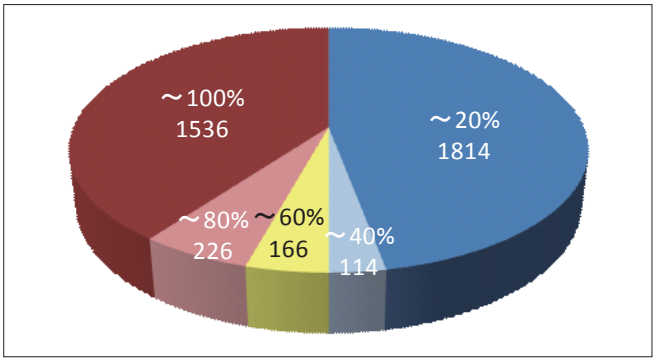


図 3.2.1-3　メッシュごとの全壊率（n=3856）

さらに、地理的分布（図 3.2.1-4）を見てみると、総じて海岸線近くに全壊率が高いメッシュが多く見られるが、宮城県石巻市北部から南三陸町・気仙沼市・岩手県陸前高田市にかけては、海岸線から離れた（概ね 2㎞ 以上）の地点でも全壊率 80%超のメッシュが分布していることがわかる。特に、宮城県石巻市北部や岩手県陸前高田市における海岸線から離れた地点における分布は、津波が河川を遡上したことによる影響であると考えられるが、詳細は地形情報の加味や各種記録との照合作業が必要である。

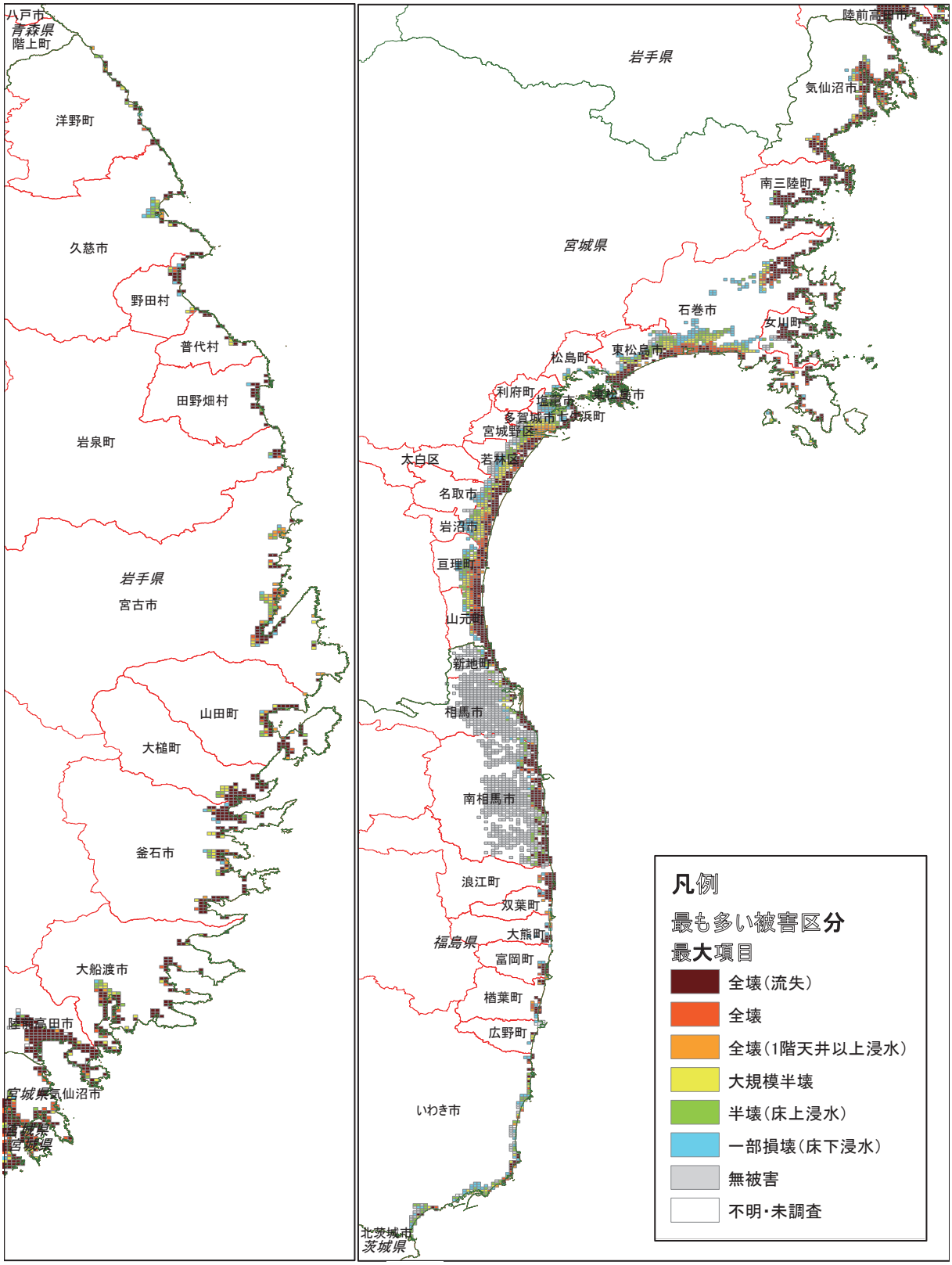


図 3.2.1-2　メッシュ内での最大値をとる被害区分の分布

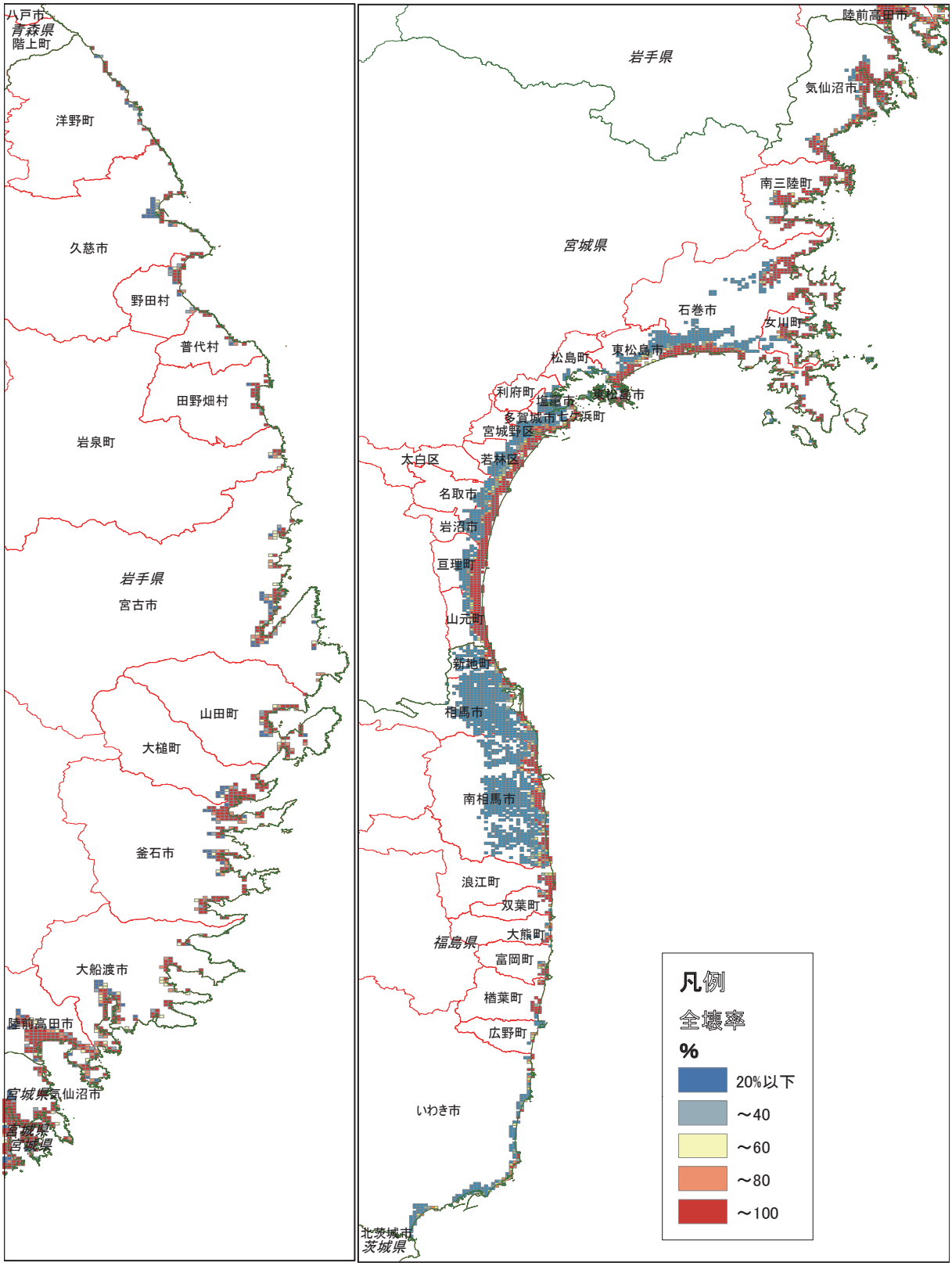


図 3.2.1-4　全壊率の分布

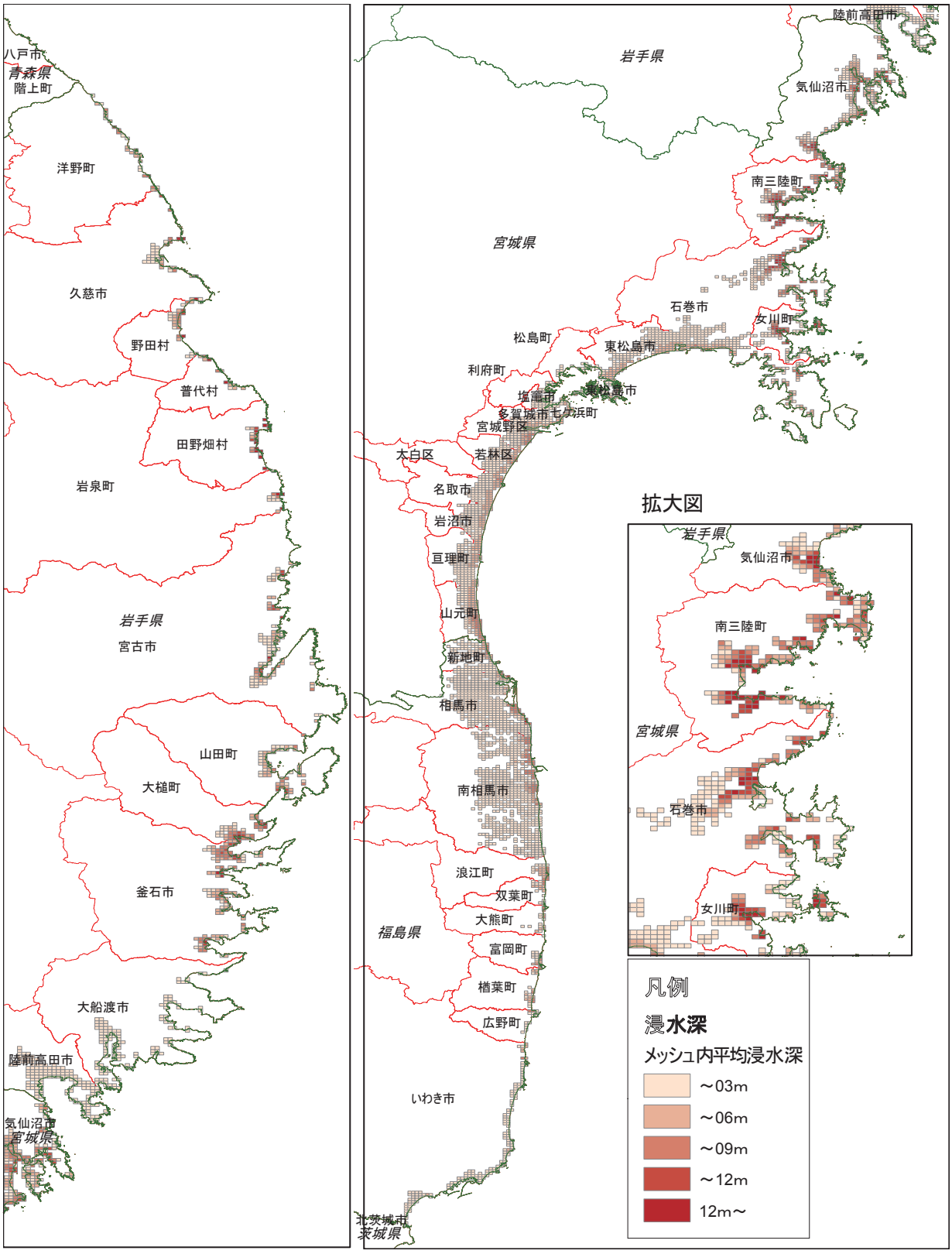


図 3.2.1-5　メッシュ内の平均津波浸水深の地理的分布

③津波浸水深と被害との関係

今回の地震による被害の特徴は、「津波による建築物の流失」であるといわれている。実際に被害の大きい場所ではどの程度の津波が押し寄せたのか、こうした観点から、津波浸水深に着目した分析

を行った。

メッシュ内の平均津波浸水深の地理的分布を示したのが、図 3.2.1-5 である。これより、石巻市以南の宮城県内や福島県内では、平均津波浸水深が 3m 未満のメッシュが多く分布しているのに対し、牡鹿半島以北ではやや浸水深の高いメッシュが分布している。その中でも、海岸線から離れた地点で、高い浸水深となっているメッシュもある。例えば、図 3.2.1-5 の拡大図に示す宮城県石巻市北部、女川町や南三陸町等があげられる。

さらに、浸水深と被害（ここでは、前述のメッシュ内の全壊率）との関係に着目すると、図 3.2.1-6 に示すように、3m 以下と 3m 超で被害区部の構成比と津波浸水深に大きな傾向の違いが見られる。今後こうした地域的な違いの要因として、構造区分の加味や、元々の地形や市街地構造などを加味した分析が必要である。

ここでは、メッシュごとの平均津波浸水深を見てきたが、各地点における浸水深は地形（標高や傾斜）等に影響されることも考えられる。例えば、上述の牡鹿半島のリアス式海岸の地域では、1 つのメッシュ内での標高の差が大きい地点もあり、こうした地点での浸水深の傾向の把握には、より詳細な分析が必要であると考えている。

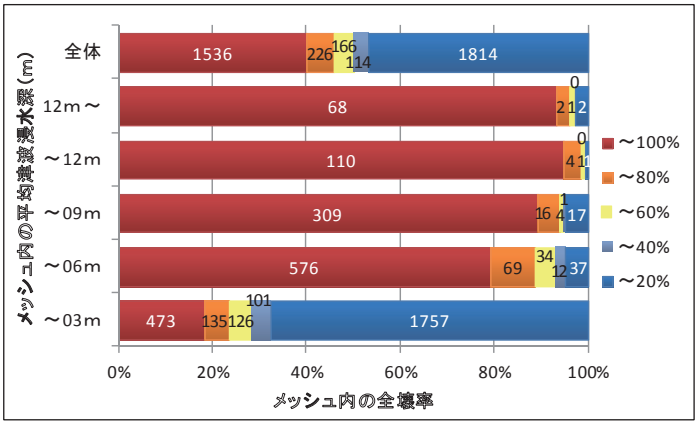


図 3.2.1-6　津波浸水深と全壊率の関係

(4) まとめと今後の予定

以上、現時点までの分析結果を示した。さらなる分析・検証が必要ではあるものの、今回の分析結果は、本地震による被害の程度を即地的に把握したものとしては、現時点では類似の分析例は見られない。

また、現段階では単なる被害状況の地理的な分析という位置づけであるが、今後の活用という観点からは、例えば、今後本格化する復興計画の具体化に向けた検討において、津波の浸水危険性を考慮した市街地の配置を検討すべき場所等を即地的に考える際の基礎的資料等としての展開等が考えられる。

都市局調査は、平成 23 年度中にはすべての調査が完了することになっている。そのため、調査データの精査を引き続き行うとともに、発災前後の地形（標高）の変化や浸水範囲内の人口・世帯等の観点を加味した分析を予定している。

3.2.2　浸水範囲における公共公益施設の被災状況

東北地方太平洋沖地震では、幼い子どもが多数登校していた小学校や、自力で動けない入院患者を

はじめ、病気やケガなどで避難に困難がある人々が多数在館する病院や診療所、寝たきりの高齢者がいた特別養護老人ホームなどの高齢者福祉施設が多数被災した。言うまでもないが、震災後の避難所を提供し、病人やケガ人の命を救うためにも、学校や病院は重要な施設である。そして、自力で避難できない高齢者がいる福祉施設も津波に対する安全性が確保されているべきである。さらに、今回の震災では、震災後の復旧や復興の指揮を執る拠点となるべき市町村庁舎が被災し、その機能を失ってしまった例もみられた。今後このような公共公益施設の被災を軽減するために、浸水範囲におけるこれら公共公益施設等の被災状況と、各施設の標高および浸水深との関連を考察し、基礎的知見を得ることを本項の目的とする。また、公共公益施設等の被害が住民の暮らしに与える影響の大きさは、その地域の人口や世帯構成、産業構造との関連によって異なると考えられるため、それら地域特性についても基礎的な考察を加える。

(1) 浸水範囲における公共公益施設の被災状況分析

1) 分析の概要と方法

まず、津波によって被災した市町村の特定は、国土地理院が空中写真及び衛星画像から判読した津波による浸水範囲の概況図[3.2-4)]を用いた。津波による建物の被災状況は、3.2.1 と同じく、都市局調査の結果を利用した。ただし、被災区分のうち、「無被害」については明記されていない場合があるため、被災区分が未記入なものは無被害とした。また、被害割合を算出する際は、分析対象とする市町村に立地する全施設数を母数としており、そのうち都市局調査で被害が記録されていない施設は「無被害」として集計に含めている。

都市局調査では、建物構造、建物階数、建物用途といった情報も１棟単位で調査されている。しかし、建物用途については、「公共公益施設Ａ」といった区分しか分からないため、学校なのか病院なのか区別できない。そこで、学校や病院等の位置データとして国土数値情報のポイントデータ等を用いて、都市局調査の被災建物データと関連付けを行った。

具体の関連づけは、GIS を用いて施設位置を示す国土数値情報等のポイントデータに直近の都市局調査の被災建物データ（1 棟）を関連付ける。次に、抽出した建物データの①建物用途（公共施設か否か)、②ポイントデータと被災建物データの代表点との距離（一定の距離以内にあるかどうか)、に基づいて、施設のポイントデータと被災建物データが正しく関連づけられているかどうかを確認し、誤った関連づけを修正した。なお、判断が難しいものは、住宅地図等で確認するとともに、地方公共団体の公表情報や新聞報道等の情報も用いて関連づけを行った。分析対象地域は、3.2.1 と同じく岩手県、宮城県、福島県の３県の沿岸に位置する 37 市町村とした。なお、仙台市は浸水被害のあった宮城野区、若林区、太白区の 3 区を仙台市として集計している。

2) 公共公益施設の被災状況

ア) 小中学校の被災状況

浸水範囲に立地する小中学校の被災状況の概要を述べる。小学校の位置については国土数値情報の小学校区データ（平成 22 年度）を用いた。表 3.2.2-1 に小学校の被害、表 3.2.2-2 に中学校の被害の被災区分別集計結果を示す。なお、表中の括弧内の数値は前述の 37 市町村の全域に立地する施設総数に占める百分率を表している。各県の教育委員会が小中学校の被害についてまとめた数値を公表しているが、都市局調査とは被災区分が異なっているため単純な比較はできない。

表 3.2.2-1　浸水範囲における小学校の被害

単位：校

	全壊（流失）	全壊※	全壊（1階天井以上浸水）	大規模半壊	半壊（床上浸水）	一部損壊（床下浸水）	無被害	計
岩手県	0（0.0）	2（1.6）	8（6.6）	0（0.0）	6（4.9）	2（1.6）	104（85.2）	122
宮城県	1（0.5）	4（2.0）	11（5.5）	9（4.5）	8（4.0）	6（3.0）	160（80.4）	199
福島県	0（0.0）	0（0.0）	0（0.0）	1（0.8）	1（0.8）	1（0.8）	118（97.5）	121

※：「全壊」と「全壊（1階天井以上浸水）」の判定基準の違いについて詳しくは、表 3.2.1-1 を参照

表 3.2.2-2　浸水範囲における中学校の被害

単位：校

	全壊（流失）	全壊	全壊（1階天井以上浸水）	大規模半壊	半壊（床上浸水）	一部損壊（床下浸水）	無被害	計
岩手県	2（3.3）	1（1.7）	3（5.0）	0（0.0）	1（1.7）	0（0.0）	53（88.3）	60
宮城県	0（0.0）	5（4.7）	2（1.9）	4（3.8）	5（4.7）	3（2.8）	87（82.1）	106
福島県	0（0.0）	0（0.0）	1（1.5）	0（0.0）	0（0.0）	1（1.5）	65（97.0）	67

岩手と宮城では対象市町村内の小中学校のうち約 15～20%程度が被災しているのに対して、福島では約 3%程度の被災であった。宮城県で全壊（流失）となっているのは、多数の犠牲者を出した石巻市立大川小学校である。同じく川沿いに立地していた岩手県釜石市の釜石東中学校や岩泉町立小本中学校も全壊（流失）の被害であるが、迅速な避難が行われたため、生徒は全員無事であった。

市町村毎の集計は省略しているが、岩手県で被害率が最も高いのは、大槌町で、小学校 5 校中 3 校が全壊している。次いで、釜石市、大船渡市、陸前高田市の被害率が高い。宮城県で被害数が最も大きいのは、石巻市であり、小学校 43 校中 8 校が全壊している。被害率でみると石巻市以外では東松島市や亘理町、山元町の被害が大きい。

イ）病院・診療所の被災状況

浸水範囲に立地する病院と診療所の被災状況について述べる。病院・診療所の位置については国土数値情報の医療機関データ（平成 22 年度）を用いた。病院の被災状況を表 3.2.2-3 に、診療所の被災状況を表 3.2.2-4 に示す。

表 3.2.2-3　浸水範囲における病院の被害

単位：施設

	全壊（流失）	全壊	全壊（1階天井以上浸水）	大規模半壊	半壊（床上浸水）	一部損壊（床下浸水）	無被害	計
岩手県	0（0.0）	1（5.3）	1（5.3）	1（5.3）	2（10.5）	1（5.3）	13（68.4）	19
宮城県	0（0.0）	3（8.1）	4（10.8）	4（10.8）	0（0.0）	1（2.7）	25（67.6）	37
福島県	0（0.0）	0（0.0）	0（0.0）	0（0.0）	1（2.2）	2（4.4）	42（93.3）	45

表 3.2.2-4　浸水範囲における診療所の被害

単位：施設

	全壊（流失）	全壊	全壊（1階天井以上浸水）	大規模半壊	半壊（床上浸水）	一部損壊（床下浸水）	無被害	計
岩手県	16（12.8）	11（8.8）	11（8.8）	8（6.4）	10（8.0）	6（4.8）	63（50.4）	125
宮城県	18（2.7）	16（2.4）	7（1.1）	51（7.7）	57（8.6）	11（1.7）	501（75.8）	661
福島県	0（0.0）	0（0.0）	1（0.3）	2（0.6）	5（1.4）	8（2.3）	330（95.4）	346

病院については岩手と宮城では対象市町村内の約 30%程度が被災しているのに対して、福島では約 7%程度の被災であった。市町村毎の集計は省略しているが、宮城県で被災した病院数が最も多いのは石巻市である。被災率が最も高いのは、町内に 1 つしかない病院が被災した南三陸町（全壊）と女川町および多賀城市（半壊）である。なお、岩手県内に 3 つしかない救命救急センターの内、2 つが沿岸に位置する久慈市と大船渡市にあるが、いずれも海岸から離れており（加えて大船渡病院は高台に立地している）、両施設とも津波の被害を免れて医療機関として機能を果たした。

診療所の被害をみると、病院よりも被害が大きいことがわかる。東北地方は特に病院が少ない地域であり、中心市街地以外の沿岸部の医療は、診療所が担っていたところが大きい。そのような診療所の多くが大きな被害を受けており、今後の復興において医療施設の整備計画を検討する際に施設配置についても被災状況を踏まえた配慮が必要と考えられる。

なお、厚生労働省が震災後に開催した「第 1 回災害医療等のあり方に関する検討会」資料[3.2-5)]によれば、岩手県、宮城県内沿岸 29 市区町村の内、50 床以上の病院は 34、その内の災害拠点病院は 11、救急告示病院は 33 ある。その内、8 箇所が津波による浸水被害を受け、地震動も含めた一部損壊病院は 11 カ所、内 4 カ所が外来患者の受入を制限し、地域での災害救急医療の展開に支障を来したとされている。

ウ）高齢者福祉施設の被災状況

浸水範囲に立地する高齢者福祉施設の被災状況について述べる。対象とする高齢者福祉施設は、国際航業(株)が作成した施設データベース PAREA-Care (H21) に収録されている①特別養護老人ホーム、②療養型病床を有する施設、③老人保健施設とし、位置は同データの座標情報を用いた。3 種類の施設の被災状況を合算したものを、表 3.2.2-5 に示す。

表 3.2.2-5　浸水範囲における高齢者福祉施設の被害

単位：施設

	全壊（流失）	全壊	全壊（1階天井以上浸水）	大規模半壊	半壊（床上浸水）	一部損壊（床下浸水）	無被害	計
岩手県	0（0.0）	2（4.8）	0（0.0）	1（2.4）	1（2.4）	1（2.4）	37（88.1）	42
宮城県	0（0.0）	4（3.6）	4（3.6）	7（6.3）	4（3.6）	3（2.7）	89（80.2）	111
福島県	1（1.6）	0（0.0）	0（0.0）	1（1.6）	1（1.6）	1（1.6）	58（93.5）	62

3 県の中で被害が最も大きいのは宮城県である。市町村毎の集計は省略しているが、南三陸町や女川町のように町唯一の特養施設が全壊しているなど、被災率が 100%となっているところが複数みられる。また、福島県では被災した高齢者福祉施設数は少ないが、比較的海に近く、全壊（流失）の被

害があった南相馬市の介護老人保健施設ヨッシーランドでは多数の入所者が死亡したことが報じられている。

エ）市町村庁舎の被災状況

浸水範囲に立地する市町村庁舎の被災状況について述べる。対象とする施設は、市町村庁舎のうち、本庁舎およびその支所とした。庁舎の位置は、国土数値情報の「市町村役場等及び公的集会施設データ」（平成 22 年度）を用いた。3 県別の被害の状況を、表 3.2.2-6 に示す。

表 3.2.2-6 浸水範囲における市町村庁舎の被害

単位：施設

	全壊（流失）	全壊	全壊（1階天井以上浸水）	大規模半壊	半壊（床上浸水）	一部損壊（床下浸水）	無被害	計
岩手県	0（0.0）	3（7.5）	2（5.0）	1（2.5）	1（2.5）	0（0.0）	33（82.5）	40
宮城県	2（5.4）	5（13.5）	3（8.1）	2（5.4）	2（5.4）	0（0.0）	23（62.2）	37
福島県	0（0.0）	0（0.0）	1（3.2）	0（0.0）	0（0.0）	1（3.2）	29（93.5）	31

宮城県は浸水範囲に立地する庁舎のうち、40%弱の庁舎が被災している。宮城県の全壊（流失）は、津波で多数の職員が死亡した南三陸町役場と同歌津総合支所である。岩手県は浸水範囲に立地する庁舎のうち、被災した庁舎は 20%弱であるが、町長をはじめ多数の職員が死亡した大槌町役場や陸前高田市役所など、本庁舎の被害が大きい。

なお、（財）消防科学総合センターの４月中旬時点での現地調査 [3.2-6] によれば、岩手県及び宮城県内２７市町村の内、災害対策本部を既存庁舎内で設置できているのが 21 市町村であり、6 市町では震災直後の行政対応に特に重大な支障を来したと考えられる。この内、既存他庁舎内に移転し設置しているのが 3 市町、プレハブ仮設庁舎に移転して設置しているのが 3 町となっている。被災により移転が必要となった庁舎のうち、宮城県亘理町庁舎は地震動による被害である。

3）公共公益施設の被害と立地地点の標高及び浸水深との関連

これまでア）からエ）で考察した小中学校、病院・診療所、高齢者福祉施設、市町村庁舎について、それぞれの施設が立地していた地点の標高データおよび平均浸水深と被災状況との関連分析を行う。標高データは国土地理院が震災後に作成したもので、5m メッシュ単位で作成されており、施設の立地点に最寄りの標高点の数値を用いた。平均浸水深は、3.2.1 でも用いた都市局調査による 100m メッシュ単位の数値を用いた。被災区分毎の平均標高と平均浸水深を、表 3.2.2-7 に示す。なお、3 県をまとめて掲載している。当然の結果ではあるが、平均浸水深が高いほど被災の度合いが大きいことが確認できる。一方、被災の度合いと平均標高については明確な関係性を見出すことはできない。

次に、被災区分毎の標高と平均浸水深をプロットしたものを、図 3.2.2-1 に示す。標高が低いところに被害が集中し、標高が高くなると被災した施設数が少なくなることが確認できる。また、標高が低く浸水深が高い場所で被災の度合いが高くなっていることが確認できる。一方、標高が低く、平均浸水深も約 2m 未満の地点に被災の度合いが低い施設が集中していることが分かる。

今の段階ではマクロな集計結果からは被災の度合いと立地点の標高、浸水深の間に明確な関係を見いだせていないが、今後は即地的な要素を含めて、より詳細に分析を行うことで被害の少ない立地条件について検討を進める予定である。

表 3.2.2-7　浸水範囲における被災区分別の平均浸水深と平均標高

	平均浸水深（m）	平均標高（m）
全壊（流失）	8.07	2.21
全壊	5.98	3.52
全壊（1階天井以上浸水）	4.19	3.91
大規模半壊	1.97	2.84
半壊（床上浸水）	1.13	2.67
一部損壊（床下浸水）	0.63	2.97

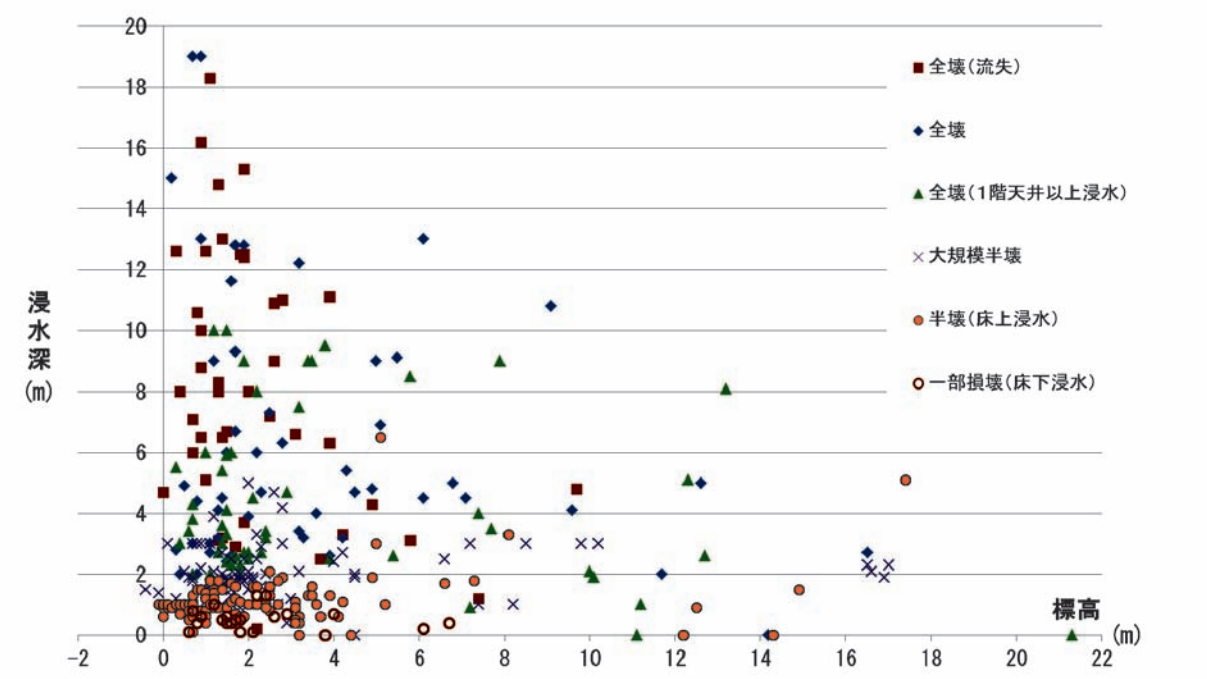


図 3.2.2-1　被災区分別被害と施設立地点の標高及び平均浸水深の関連

(2) 浸水範囲の被災前の地域特性分析

1) 分析の概要と方法

ここではまず、浸水範囲内の人口・世帯数と高齢化率、高齢者のみ世帯率といった人口・世帯属性について分析を行う。実際に被災した人口や世帯ではなく、浸水範囲内と全域との比率に着目した分析であることに留意されたい。次に、浸水範囲内の居住者が従事する主たる産業が何であったのかを知るため、就業者数ベースで、産業構造について分析を行うものである。分析対象は、津波被害が大きかった岩手県、宮城県、福島県の 3 県とし、市町村単位で集計を行った。分析に用いたデータは、入手可能な直近のデータである H17 年国勢調査の 1/2 地域メッシュ（約 500m のメッシュ、以下、メッシュと略す）集計データである。なお、メッシュが複数の市町村に重なる場合には、重なった面積が最大の市町村に当該メッシュの数値を割り振っている。

浸水範囲は、国土地理院が空中写真及び衛星画像から判読した津波による浸水範囲の概況図 [3.2-4] を用いた。浸水範囲のポリゴンデータと H17 年国勢調査メッシュデータ（日本測地系）を重ね合わせ、

重なった部分の人口・世帯属性を算出している。なお、浸水範囲がメッシュの一部に重なっている場合には、重なった部分の面積比率で人口・世帯数を按分した数値を用いた。

2)浸水範囲の被災前の人口および世帯属性

まず、人口について、浸水範囲内部の人口と高齢化率を県別に集計したものを、表 3.2.2-8 に示す。集計は市町村別に行っているが、県別に集計した結果のみを示す。表中の⑥、⑦は浸水のあった市町村全域の高齢化率を算出したものである。④列と⑥列および⑤列と⑦列を比較すると、3 県とも浸水範囲の方が高齢化率が若干高いことが分かる。市町村ごとの集計は省略しているが、市町村別にみると、岩手県の普代村や田野畑村のように浸水範囲の方が高齢化率が数%低くなっている市町村もある。

表 3.2.2-8 浸水範囲における人口と高齢化率（H17 年国勢調査）

	①人口総数（浸水範囲内）	②65歳以上人口（浸水範囲内）	③75歳以上人口（浸水範囲内）	④高齢化率（65歳以上）（②／①）	⑤後期高齢化率（75歳以上）（③／①）	⑥高齢化率（65歳以上）（市町村全域）	⑦後期高齢化率（75歳以上）（市町村全域）
県名	人	人	人	%	%	%	%
岩手県	125,276	36,181	16,778	28.9%	13.4%	28.0%	13.1%
宮城県	432,618	96,148	42,892	22.2%	9.9%	19.1%	8.5%
福島県	93,590	24,093	11,932	25.7%	12.7%	22.8%	11.0%

次に、浸水範囲内部の世帯数と、高齢単身世帯数、高齢夫婦世帯数、高齢者のみ世帯数について県別に集計したものを、表 3.2.2-9 に示す。

表 3.2.2-9 浸水範囲における世帯と高齢者世帯率（H17 年国勢調査）

	①一般世帯総数（浸水範囲内）	②高齢単身世帯数（浸水範囲内）	③高齢夫婦世帯数（浸水範囲内）	④高齢者のみ世帯比率（(②＋③)／①）	⑤高齢者のみ世帯比率（市町村全域）
県名	世帯	世帯	世帯	%	%
岩手県	44,517	4,468	5,177	21.7%	21.4%
宮城県	146,824	9,763	13,052	15.5%	13.6%
福島県	30,073	2,569	2,887	18.1%	17.2%

表中の④列が高齢者のみ世帯比率であるが、岩手県はおよそ 5 世帯に 1 世帯が高齢者のみ世帯であり、他の 2 県に比べて高い数値を示していることが分かる。表中の⑤列は市町村全域で集計した高齢者のみ世帯比率であるが、これと④列を比較すると、岩手県は浸水範囲内部とほとんど差がないものの、3 県とも浸水範囲内部の方が高齢者のみ世帯比率が高い事が分かる。なお、市町村別にみると、先ほどの高齢化率の場合と同様に普代村や田野畑村など、一部には浸水範囲内部の方が高齢者のみ世帯比率が低い市町村もある。

3)浸水範囲の被災前の就業構造

ここでは、浸水範囲内部の 1 次産業就業者数と、農業、林業、漁業別の内訳について考察する。利

用データは、人口・世帯と同様に、H17 年国勢調査によるものである。表 3.2.2-10 が県別に集計したものである。①列が浸水範囲内部の就業者数であり、②がそのうち、1 次産業に従事している人の数である。その比率をみると、岩手、福島、宮城の順に高い。なお、浸水範囲以外の全域で比較すると、宮城が 28.2%で最も高く、次いで福島が 19.6%、岩手が 8.3%と順位が逆転する。これは、宮城、福島では、浸水範囲外の内陸部に多くの農業従事者が居住しているためである。

次に、1 次産業の内訳についてみると、3 県でその傾向が異なる。岩手県は圧倒的に漁業の割合が高く、福島は農業の割合が高い。仙台はその中間で、漁業の割合が高い市町村と農業の割合が高い市町村の数がほぼ同数である。特に岩手県は浸水範囲において漁業就業者の割合が高く、漁業の再生が地域の復興にとって重要であることが推測される。ただし、浸水範囲内部においても、漁業就業者よりも 3 次産業や 2 次産業の就業者数が多いという点は認識しておく必要があると思われる。

表 3.2.2-10　浸水範囲の 1 次産業就業者数と内訳（H17 年国勢調査）

	①就業者数（浸水範囲内）	②1次産業就業者総数（浸水範囲内）	比率（②／①）	③農業就業者総数（浸水範囲内）	比率（③／②）	④林業就業者総数（浸水範囲内）	比率（④／②）	⑤漁業就業者総数（浸水範囲内）	比率（⑤／②）
県名	人	人	%	人	%	人	%	人	%
岩手県	58,340	7,801	13.4%	1,516	19.4%	135	1.7%	6,150	78.8%
宮城県	206,119	17,805	8.6%	8,082	45.4%	72	0.4%	9,651	54.2%
福島県	43,874	4,366	10.0%	2,575	59.0%	29	0.7%	1,762	40.4%

参考文献

3.2-1)国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所（2006）平成 16 年新潟県中越地震建築物被害調査報告、
http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/activities/other/disaster/jishin/2004niigata/houkokusho/saishu/index.html

3.2-2）国土交通省都市局（2011a）東日本大震災による被災現況調査結果について（第１次報告)、
http://www.mlit.go.jp/report/press/city07_hh_000053.html

3.2-3）国土交通省都市局（2011b）東日本大震災の津波被災現況調査結果（第２次報告)、
http://www.mlit.go.jp/report/press/toshi07_hh_000056.html

3.2-4）国土交通省国土地理院（2011）津波による浸水範囲の面積（概略値）について（第 5 報)、
http://www.gsi.go.jp/common/000059939.pdf

3.2-5）厚生労働省医政局（2011）第１回　災害医療等のあり方に関する検討会、
http://www.mhlw.go.jp/stf/shingi/2r9852000001j51m.html

3.2-6）(財）消防科学総合センター（2011）現地調査報告（市町村)、
http://www.bousaihaku.com/bousai_img/tokusetu/soukatsu_shichouson.pdf

第４章　強震観測記録に基づく地震動特性と建築物の挙動

4.1　地震動特性評価

4.1.1 本震および主な余震の地震動

(1) 地震諸元

東北地方太平洋沖地震は、Mw(モーメントマグニチュード)9.0と日本の観測史上最大で、米国地質調査所(USGS)によれば、1900年以降世界で4番目の規模となる[4.1-1)]。

2012 年 1 月 25 日時点で、マグニチュード（M）5.0 以上の余震は 686 回（内訳は M7.0 以上６回、M6.0 以上 96 回）発生し[4.1-2)]、震度５弱以上を観測した地震は本震を含めて 46 回（内訳は震度７：１回、震度６強：2 回、震度６弱：2 回、震度５強：10 回、震度５弱：31 回）である[4.1-3)]。なお気象庁発表のマグニチュードは、本震はモーメントマグニチュード（Mw）、他の地震は気象庁マグニチュード（Mj）の値である[4.1-4)]。

表 4.1-1 に、東北地方太平洋沖地震の本震と、マグニチュード（M）7.0 以上の前震と余震の地震諸元を示す。M7.0 以上の余震は本震の発生から 1 時間以内に 3 回、4 月に入って 2 回、7 月 10 日 1 回の計６回発生している。最大の余震は、本震の約 30 分後に発生した茨城県沖を震源とする M7.6（最大震度６強）の地震であった。なお、本震の２日前に、M7.3（最大震度５弱）の前震が本震の近くで発生していた。

表 4.1-1　本震とマグニチュード（M）7.0 以上の前震と余震

	日時	震央	深さ	M	最大震度
前震	3 月 09 日 11 時 45 分 12.9 秒	三陸沖　(38° 19.7'N, 143° 16.7'E)	8 km	Mj 7.3	５弱
本震	3 月 11 日 14 時 46 分 18.1 秒	三陸沖　(38° 06.2'N, 142° 51.6'E)	24 km	Mw 9.0	7
余震	3 月 11 日 15 時 08 分 53.5 秒	岩手県沖　(39° 50.3'N, 142° 46.8'E)	32 km	Mj 7.4	５弱
	3 月 11 日 15 時 15 分 34.4 秒	茨城県沖　(36° 06.5'N, 141° 15.9'E)	43 km	Mj 7.6	６強
	3 月 11 日 15 時 25 分 44.4 秒	三陸沖　(37° 50.2'N, 144° 53.6'E)	34 km	Mj 7.5	4
	4 月 07 日 23 時 32 分 43.4 秒	宮城県沖　(38° 12.2'N, 141° 55.2'E)	66 km	Mj 7.2	６強
	4 月 11 日 17 時 16 分 12.0 秒	福島県浜通り(36° 56.7'N, 140° 40.3'E)	6 km	Mj 7.0	６弱
	7 月 10 日 09 時 57 分 07.3 秒	三陸沖　(38° 01.9'N, 143° 30.4'E)	6 km	Mj 7.3	4

Mj: 気象庁マグニチュード、Mw: モーメントマグニチュード

(2)　震度分布・最大加速度

本震で観測された震度の分布を図 4.1-1 に示す。赤い星(★)は震央の位置を表す。なお、この図の震度は、気象庁によって精査された震度を反映したものである[4.1-5)]。平成 23 年３月地震・火山月報（防災編）[4.1-6)]によると、本震で震度５弱以上が観測された地点は 736 地点、内訳は表 4.1-2 に示すように震度７が１地点（気象庁震度観測点０、地方公共団体または独立行政法人防災科学技術研究所の震度観測点１、以下同様)、震度６強が 38 地点（４、34)、震度６弱が 138 地点（24、114)、震度５強が地点 239（31、208)、震度５弱が 320 地点（40、280）であった。震度 7 は宮城県栗原市（K-NET 観測点 MYG004）で、震度 6 強は宮城県、福島県、茨城県、及び栃木県に及ぶ広い範囲で観測された。さらに震度６弱は、これに加え岩手県、群馬県、埼玉県、及び千葉県に広がる。

表 4.1-1 に示した余震のうち、3 月 11 日 15 時 15 分、4 月 7 日 23 時 32 分、及び 4 月 11 日 17 時 16

分の地震の震度分布を図 4.1-2 から図 4.1-4 に示す。3 月 11 日 15 時 15 分の余震の最大震度は茨城県鉾田市の 6 強、4 月 7 日 23 時 32 分の余震の最大震度は宮城県栗原市と仙台市宮城野区の 6 強、4 月 11 日 17 時 16 分の余震の最大震度は福島県中島村、古殿町、いわき市及び茨城県鉾田市の 6 弱であった。いずれの余震でも震央の近傍で、震度 6 弱以上の激しい揺れを観測した。なお気象庁は、本震と 3 月 11 日 15 時 15 分の余震で 6 強、4 月 11 日 17 時 16 分の余震で 6 弱を記録した震度観測点「鉾田市当間」として使われている K-NET 鉾田の観測点について、「震度が周辺に比べ過大に観測されていると判断された観測点」として、「震度計の設置状況には異常が認められないため、震度観測自体は正常に行われていると考えられますが、地域代表性という観点から、防災対応のトリガーとして使用するのは不適切と判断し、地震情報への活用を停止する」と平成 23 年 4 月 21 日に発表した[4.1-7]。

図 4.1-5 は、岩手県北部から神奈川県の K-NET 観測点で得られた本震加速度波形の EW(東西)成分を並べたものである。加速度波形は福島県北部以北では大きく２つの波群で構成されているが、それより南部では１つの波群になっている。これは震源過程の複雑さを反映したものと考えられ、それぞれの位相を再現する震源モデルが提案されている[例えば 4.1-6),8)]。

本震で震度 5 弱以上が観測された 736 地点のうち、最大加速度値が得られている地点は 733 地点である[4.1-6)]。表 4.1-3 に、３成分合成加速度値が大きな地点の１～10 位を示す。栗原市築館で 2933.7cm/s/s（計測震度 6.6）が得られたほか、栗原市築館を含む 27 地点で重力加速度(980cm/s/s)を超える値が得られた。栗原市築館の加速度が大きな原因については、崖の上に位置することによる増幅の影響[4.1-9)]や、地震計の浮き上がりによる影響の可能性が指摘されている[4.1-10)]。

表 4.1-2　本震で震度５弱以上が観測された地点数

震度	7	６強	６弱	５強	５弱	計
気象庁震度観測点	0	4	24	31	40	99
地方公共団体または独立行政法人防災科学技術研究所の震度観測点	1	34	114	208	280	637
計	1	38	138	239	320	736

表 4.1-3　３成分合成加速度値が大きな地点

観測点名	震度	計測震度	最大加速度（gal=cm/s/s）				
			合成	南北成分	東西成分	上下成分	震央距離(km)
栗原市築館**	7	6.6	2933.7	2699.1	1268.9	1879.7	174.3
宮城川崎町前川*	6 強	6.2	2698.2	2691.9	962.1	727.1	193.8
塩竈市旭町**	6 強	6.0	2019.2	760.4	1969.4	500.8	162.3
日立市助川小学校**	6 強	6.4	1843.4	1598.8	1184.6	1165.6	258.1
鉾田市当間**	6 強	6.4	1761.5	1352.3	1071.6	811.1	301.7
常陸大宮市山方*	6 弱	5.8	1684.2	1486.2	1202.8	427.3	272.5
高萩市本町*	6 強	6.0	1650.0	1644.3	823.1	857.3	244.9
城里町阿波山*	6 弱	5.9	1572.6	1365.8	1483.8	718.0	282.4
釜石市只越町	5 強	5.4	1503.7	1249.4	978.7	319.1	155.0
鉾田市汲上*	6 弱	5.9	1502.7	1196.6	967.5	521.7	301.2

※観測点名の*印は地方公共団体、**印は独立行政法人防災科学技術研究所、無印は気象庁の震度観測点を示す。

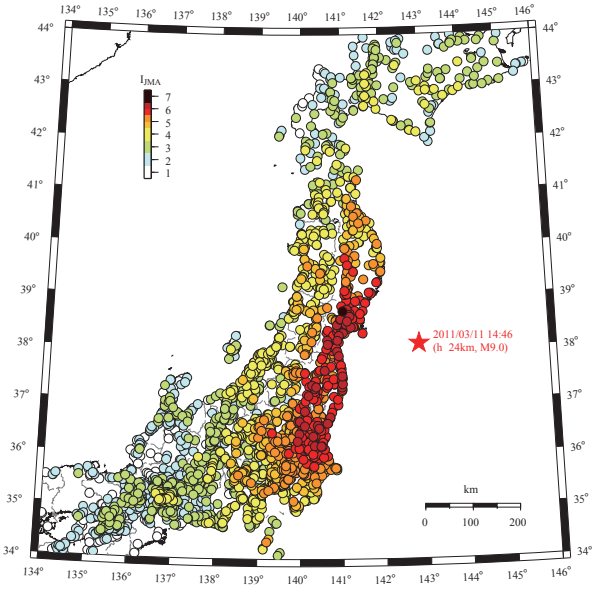


図 4.1-1 東北地方太平洋沖地震の震度分布

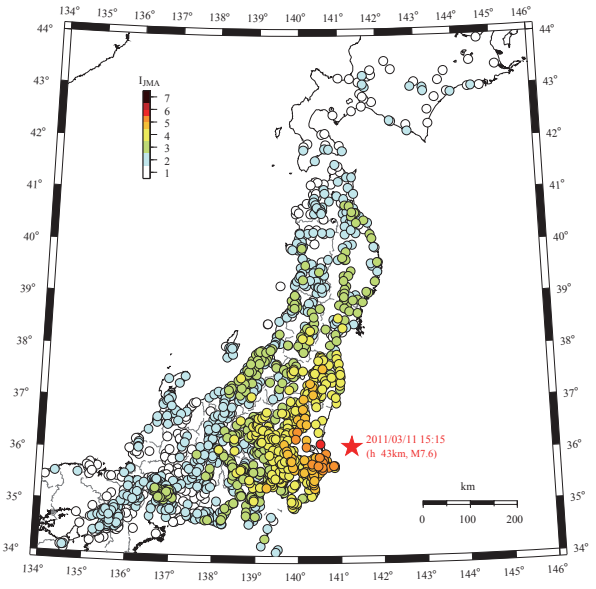


図 4.1-2 3 月 11 日 15 時 15 分の余震の震度分布

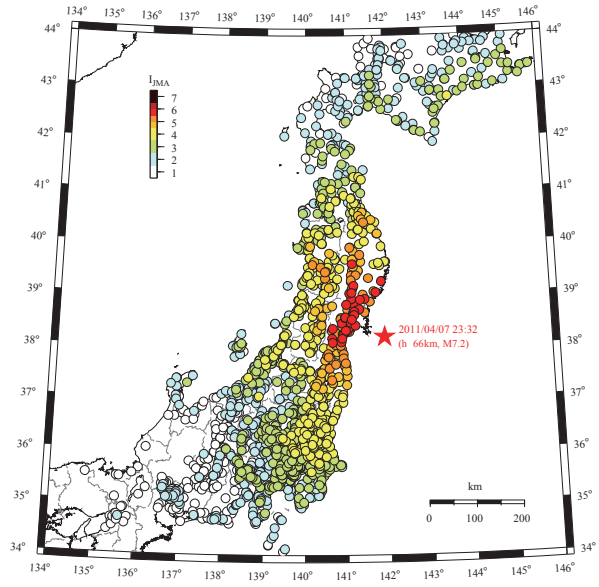


図 4.1-3 4 月 7 日 23 時 32 分の余震の震度分布

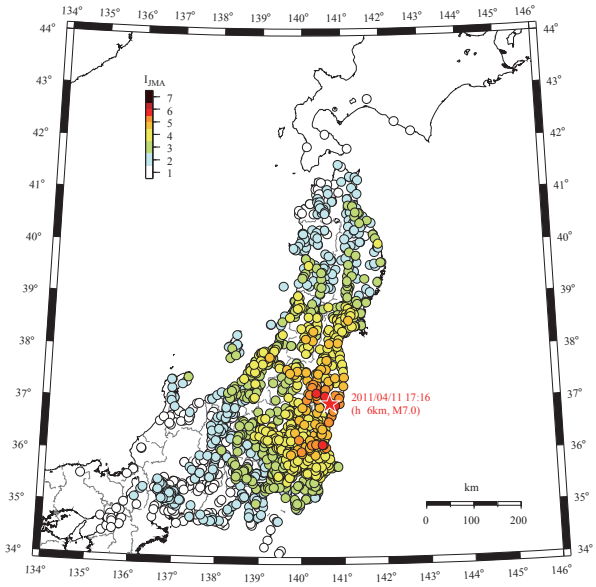


図 4.1-4 4 月 11 日 17 時 16 分の余震の震度分布

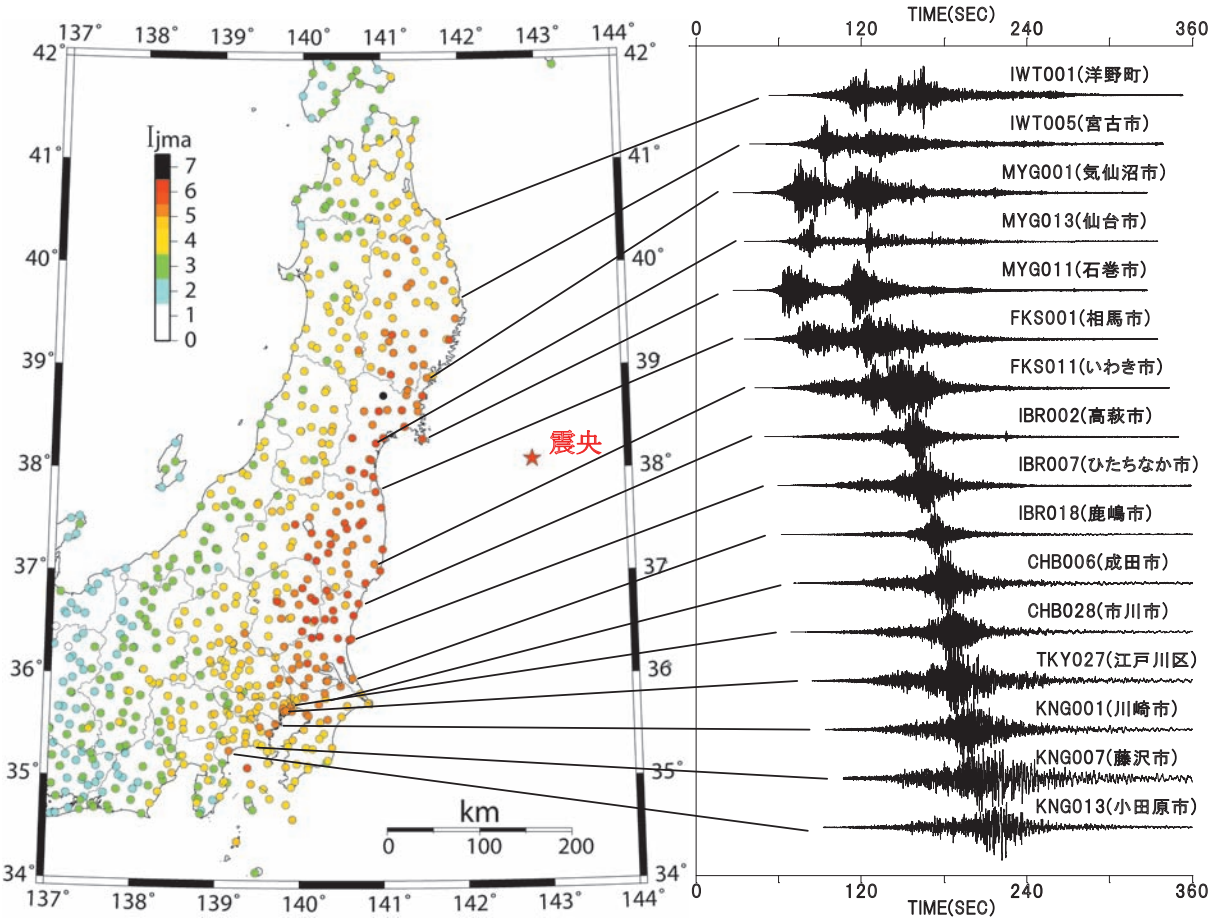


図 4.1-5　東北地方太平洋沖地震の震度分布と EW(東西)成分加速度波形

4.1.2　本震の地震動特性

観測地震波については、建築研究所、防災科学技術研究所の K-NET、KiK-net をはじめとして、気象庁、大学、地方公共団体などの観測実施機関により、膨大な観測記録が得られ公表されている。

それらを基に、本節では、本震及び余震による各地の揺れの構造物への影響の程度を把握する上での参考とするため、非線形変位応答スペクトルを計算した。図 4.1-6、図 4.1-7 に、本震(2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分頃)の観測地震波の水平 1 方向成分を入力とし、1 質点弾塑性時刻歴解析により求めた変位応答スペクトルを示す。1 質点弾塑性時刻歴解析では、本稿では復元力特性を、バイリニア最大点指向型とし、降伏点のせん断力係数(Cy)を 0.2、剛性低下率を 1/1000、減衰定数(h)を 5%とした。

一般に、時刻歴解析により求めた応答変位は、相対変位に相当し、弾塑性解析は強いレベルの強震動が作用した場合の建築物の実際の各層の応答に近いと言われている。本解析のように、１質点モデルにより応答変位を求めた場合、１階建て建築物の層間変位を求めることに相当する。ここでは、0.1～5.0(s)の各周期について求めた応答変位時刻歴のうち、絶対値の最大値をスペクトル表示している。

観測地震波は、観測点周辺の地盤や構造物の影響も記録しており、特に、軟らかい地盤で観測された地震動の変位応答スペクトルは、長周期領域において、大きくなる傾向にあることが知られている。

一方、応答時の最大層間変形角は、超高層建築物の時刻歴応答解析あるいは限界耐力計算において、一定値以下となることを満たすこととされている。超高層建築物の時刻歴解析(平成 12 年建設省告示第 1461 号関連)においては、地震時の層間変形角を 1/100 以下とする場合が多い。限界耐力計算(建築基準法施行令第 82 条の 5 関連)において、建築物の安全限界時の層間変形角は、平成 12 年建設省告示第 1457 号第６第２項によると、木造以外では 1/75 以下、木造では 1/30 以下となることが求められている。

本検討で用いた観測地震波として、建築研究所(BRI)強震観測点、防災科学技術研究所強震観測点(K-NET)及び気象庁(JMA)強震観測点のうちから、最大加速度が大きかった地点または変位応答スペクトルの大きかった地点の記録を用いた。観測 3 成分のうち、水平方向の最大加速度または変位応答スペクトルの大きい方の成分について、スペクトル表示した。

用いた観測記録の観測点名と方向成分は、震央に近い２箇所の BRI 観測地点（東北大学人間環境系建物(THU)1F, 北から東に 192 度回転した方向成分(N192° E)、仙台第２合同庁舎(SND)B2F, N164° E)、K-NET の６地点(一関(IWT010)NS、築館(MYG004)NS、塩竈(MYG012)EW、仙台(MYG013)NS、郡山(FKS018)EW、日立(IBR003)NS)、JMA 強震観測点の 8 地点(奥州市水沢区大鐘町 NS、登米市中田町 EW、大崎市古川三日町 NS、涌谷町新町 EW、石巻市泉町 EW、松島町高城 NS、郡山市朝日 EW、筑西市舟生 EW)とし、合計 16 波である(図 4.1-6、図 4.1-7)。

本震の地震記録と、過去の地震の観測記録５波(2007 年新潟県中越沖地震時の K-NET 柏崎(NIG018)NS、2004 年新潟県中越地震時の地方公共団体(L-Gov)川口町 EW、K-NET 小千谷(NIG019)EW、1995 年兵庫県南部地震時の JMA 神戸市中央区 NS、JR 鷹取駅 NS)、及び、人工地震波である(一般財団法人)日本建築センター模擬波(BCJ-Level2)による変位応答スペクトルを、図 4.1-8 に比較して示した。

本震観測地震波のうち、周期 1.0 秒以下では、2011 仙台 NS, K-NET が最も大きく、次いで、2011 大崎 NS, JMA が大きい。

周期 1.5 秒以上では、2011 涌谷 EW, JMA、2011 登米 EW, JMA、2011 大崎 NS, JMA が大きい。また、過去の観測波と比べると、2011 大崎 NS, JMA の変位応答スペクトルは、K-NET 小千谷 EW のそれと同程度となる地震動であり、特に周期 4 秒以上で応答変位が大きくなる長周期成分を多く含む地震動であ

る。2011 東北大 1F N192° E, BRI、2011 仙台 B2F N164° E, BRI の変位応答が最大となる周期は、それぞれ、約 4.0 秒、約 3.5 秒であった。

一般に中低層の建築物の固有周期とされる 0.5～1.0 秒において、応答変位が 10cm を超えていた地震波は、2011 仙台 NS, K-NET、2011 大崎 NS, JMA、2004 川口町 EW, L-Gov、2004 小千谷 EW, K-NET、1995 神戸 NS, JMA、1995 鷹取 NS, JR であった。

以上の 1 質点系の非線形変位応答スペクトルにより、本震地震動による応答変位は、仙台(MYG013), K-NET 及び大崎市古川三日町, JMA 等の観測点において、特定の周期域に限定すれば、過去に観測された地震動に劣らない非常に大きなレベルの応答変位を与える地震動であった。

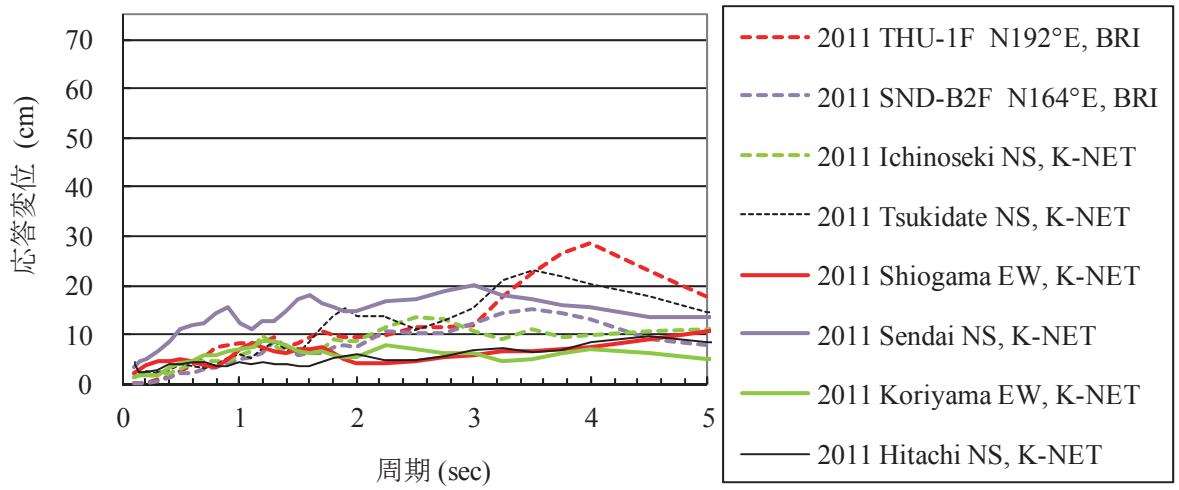


図 4.1-6 本震による変位応答スペクトル(BRI、K-NET)(Cy=0.2, h=0.05)

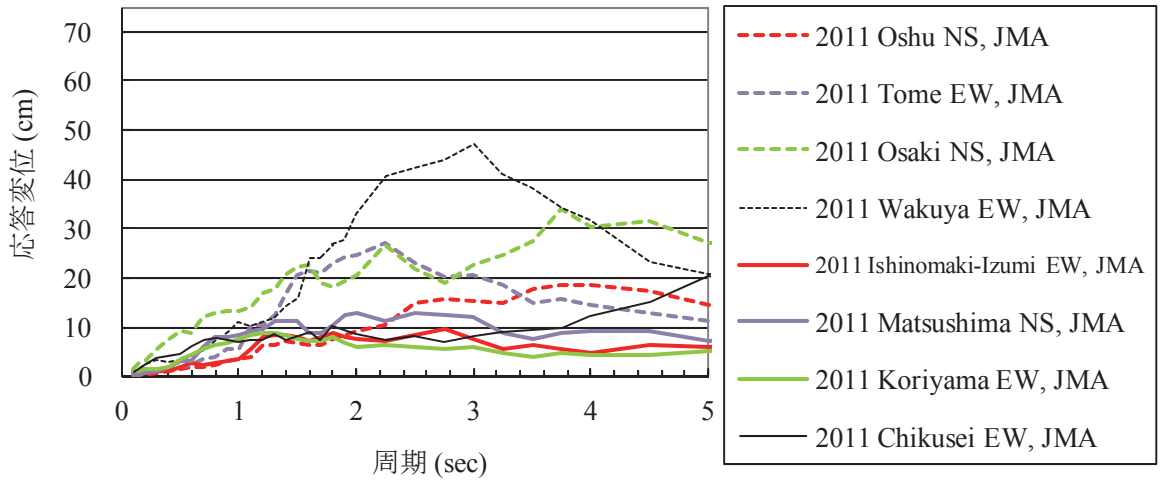


図 4.1-7 本震による変位応答スペクトル(JMA)(Cy=0.2, h=0.05)

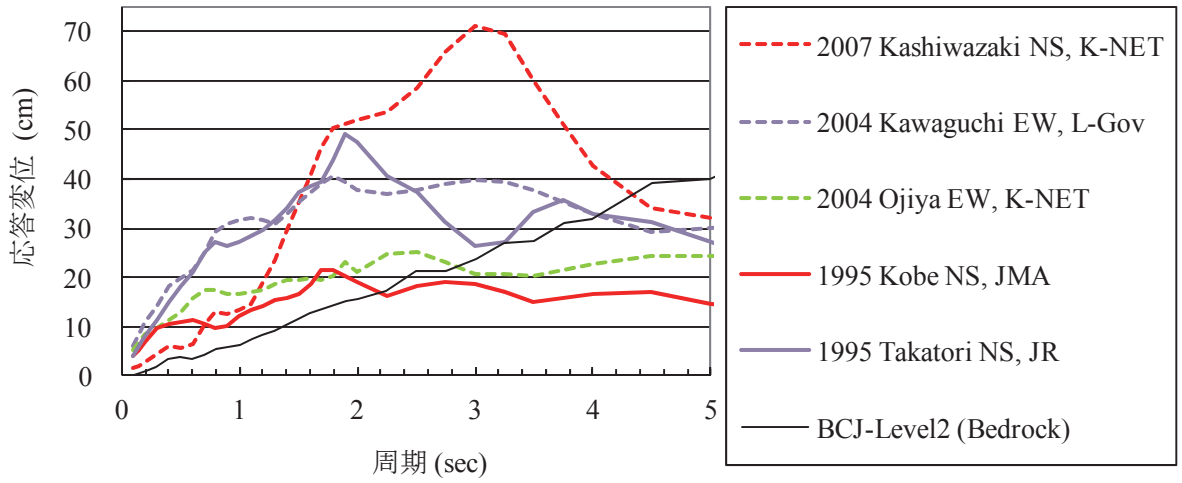
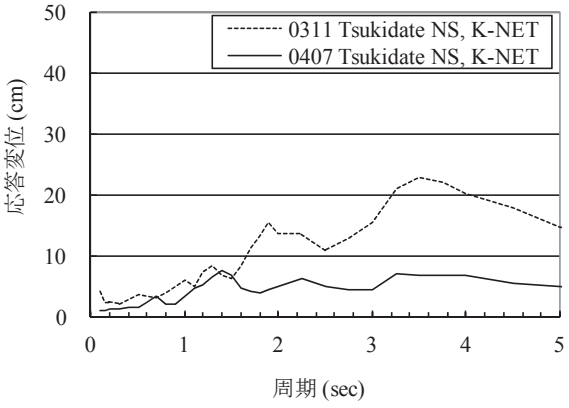


図 4.1-8　過去の大振幅観測記録等による変位応答スペクトル(Cy=0.2, h=0.05)

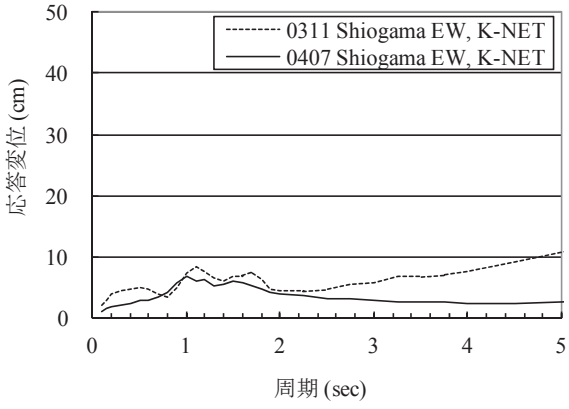
4.1.3 余震と本震の比較

三陸沖を震源とする余震のうち、最大震度 6 強を記録した余震(2011 年 4 月 7 日 23 時 32 分)の観測記録による変位応答スペクトルを求め、本震の変位応答スペクトルと比較した。

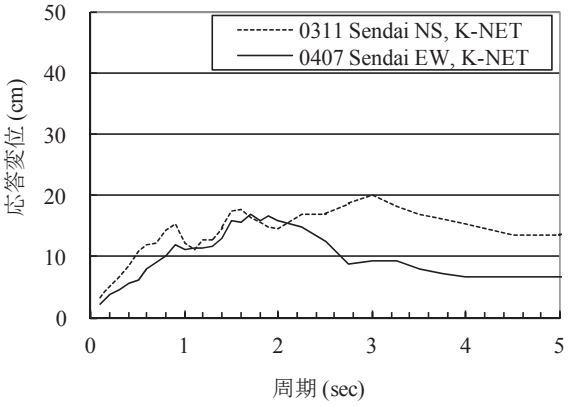
比較した地点は、K-NET の 4 地点(築館(MYG004)、塩竈(MYG012)、仙台(MYG013)、牡鹿(MYG011))(図 4.1-9)、JMA の 4 地点(涌谷町新町、大崎市古川三日町、登米市中田町、松島町高城)(図 4.1-10)である。図 4.1-9(K-NET)及び図 4.1-10(JMA)の凡例のうち、0311 で始まる地震波が本震、0407 で始まる地震波が余震である。周期域全体から見ると、余震に比べて、本震の応答変位の方が大きくなるが、一部余震における応答変位が本震のそれと同程度となる周期域が存在する。なお、図 4.1-9 に、牡鹿 K-NET を示したのは、余震(0407)の観測記録のうちで最大加速度を記録したためであるが、0407 牡鹿 NS, K-NET の応答変位は、周期 5 秒以下で、2.6cm 以下と小さかった。



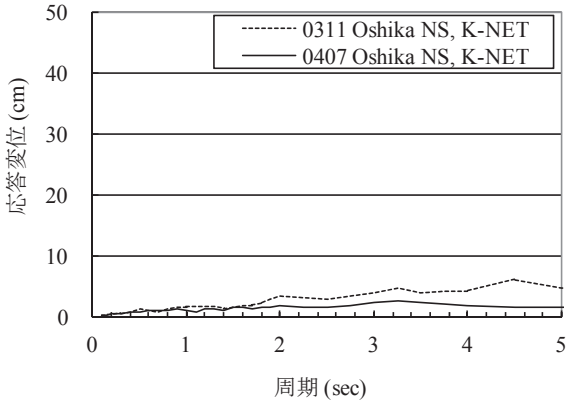
(1) 築館(MYG004), K-NET



(2) 塩竈(MYG012), K-NET

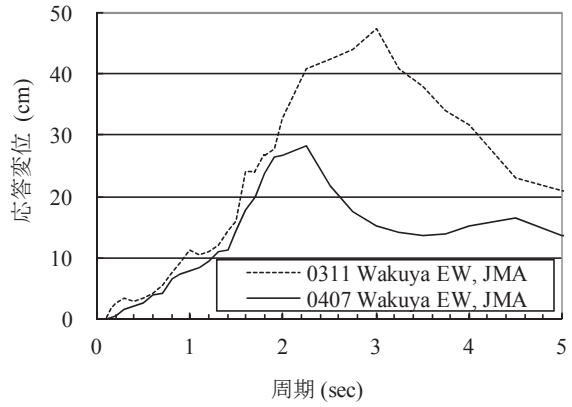


(3) 仙台(MYG013), K-NET

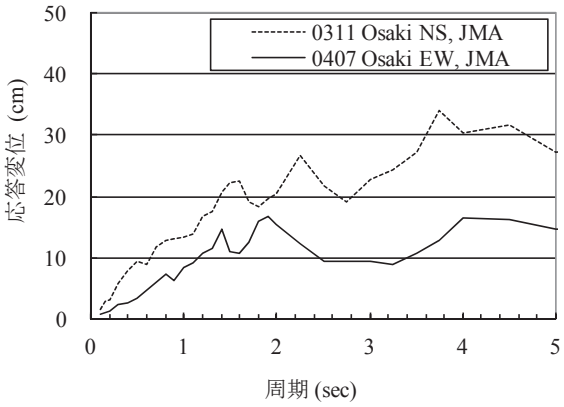


(4) 牡鹿(MYG011), K-NET

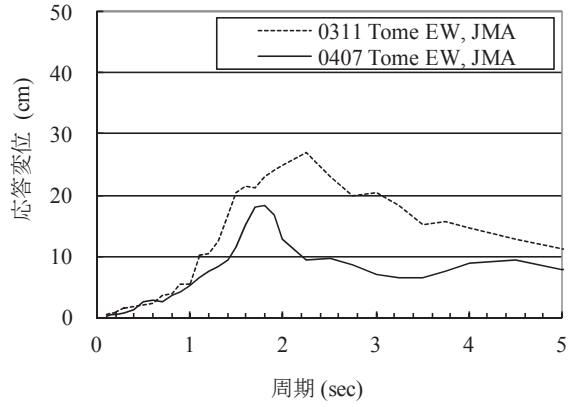
図 4.1-9 本震(0311)と余震(0407)の比較(K-NET)(Cy=0.2, h=0.05)



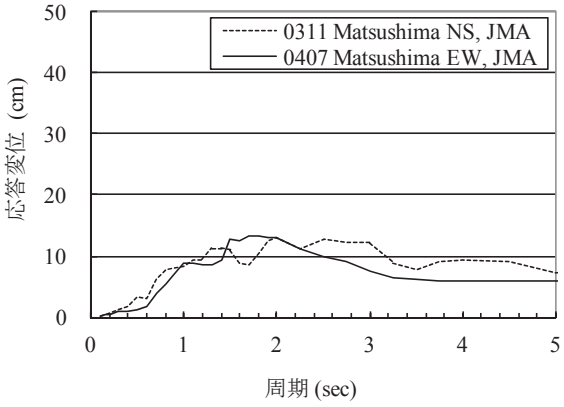
(1) 涌谷町新町, JMA



(2) 大崎市古川三日町, JMA



(3) 登米市中田町, JMA



(4) 松島町高城, JMA

図 4.1-10 本震(0311)と余震(0407)の比較(JMA)(Cy=0.2, h=0.05)

4.1.4 長周期地震動評価

東北地方太平洋沖地震における本震の長周期地震動特性について、被災地域（宮城、岩手、福島など）、首都圏、それ以外の大都市圏のそれぞれについて、強震記録に基づき、検討した。ただし、大振幅を記録した地点の地理的範囲が広く、いずれの地点の記録にも共通して継続時間が非常に長いことが認められる。これは、規模が大きく破壊が広域に及び、断層破壊が完了するまでに長い時間を要したことによるものである。

建築研究所では、4.2 に示すように建築物およびその周辺地盤での強震観測事業により、多数の大振幅強震記録を得ている。

（１）被災地域における長周期地震動

被災地域では、地震動による被害と沿岸地方における津波被害があり、特に沿岸地域の建築物については津波による被害が支配的であり、同地域での地震動被害については、よく分かっていない。

宮城県を中心とする東北地域の代表的な観測記録の擬似速度応答スペクトル（５％減衰）を図 4.1-11 に示す。同図は地盤上の K-NET 観測点における記録について示したものである。長周期成分の卓越をみるため周期 10 秒までの応答スペクトルを重ね書きしているが、周期２秒以下で 200cm/s を上回る地点がある。ただし、周期４秒よりも長い周期域では、特段大きなレベルとはなっていない。

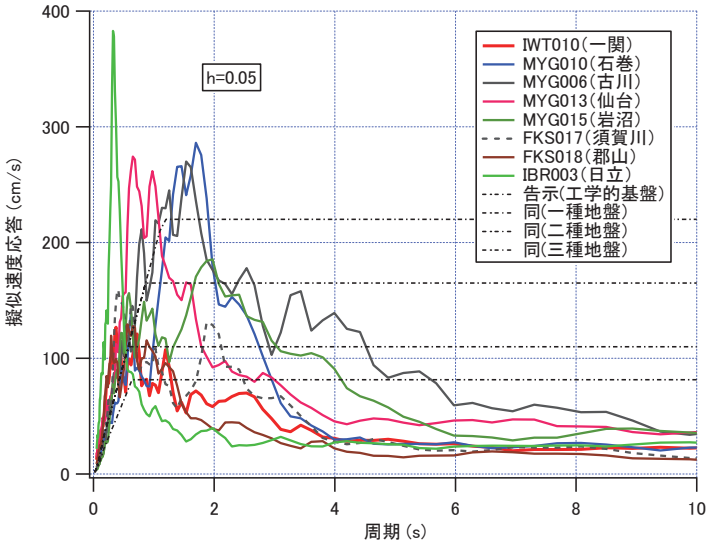


図4.1-11 被災地域のK-NET観測点での擬似速度応答スペクトル

図 4.1-12 は建築研究所が実施する建物の強震観測記録のうち、東北各地の中心部における建物基部（１階、地階あるいは地表）での観測記録の擬似速度応答スペクトル（減衰定数 5%）の比較である。（同じ色の２本の線は水平２成分を表している）仙台や八戸、秋田、宮古、いわきなどの観測記録の長周期成分のレベルを見たものであるが、仙台やいわきなどは周期 2～3 秒の速度応答レベルが告示スペクトルを少し上回っており、地震動レベルは比較的大きい。しかしながら、周期４秒以上では、それほど大きくなく、距離が遠い新潟地点の方がかえって速度応答レベルが大きくなる。地震マグニチュード（Mw）が 9.0 と大きく、その分長周期成分が卓越することが予想されたが、これらの地点では長周期成分の大きな増幅はみられない。

また累積塑性変形など、長継続時間や非線形応答への影響の程度をみるため、エネルギースペクトル（減衰定数 10%の１質点系への総エネルギー入力の速度換算値）についても同じ地震動について図 4.1-13 で比較した。

エネルギースペクトルの比較の基準として、告示スペクトル(工学的基盤)に適合する継続時間120 秒、ランダム位相の模擬地震動 10 波によるエネルギースペクトル平均値を図中に加えた。ここでも周期4秒程度以上においては、新潟の記録が大きくなっており、その他の観測点における地震動のエネルギースペクトルレベルはそれほど大きくないことがわかる。

仙台合同庁舎 B2F は周期3秒で大きくなるものの、周期4秒以降は、急激に減少し、周期6秒より長い領域では、広い地域で同等のレベルを示している。

エネルギースペクトルの増大には、地震動継続時間が影響しており、今回の地震での震源破壊に要した長い時間と被災地域での非常に長い揺れの時間からも推定できるが、6 秒以上の長周期域では地震動レベルがそれほど大きくない。

1978 年 6 月の宮城県沖地震で、上層階で 1G を超える加速度を記録した東北大学の校舎建物でも、今回強震記録が得られている。図4.1-14 に、1978 年宮城県沖地震と今回の記録の同じ観測地点での記録波形を比較した。また、長周期地震動の代表的記録とされる、2003 年十勝沖地震と震源近傍地震動の代表的記録とされる 1995 年兵庫県南部地震での神戸海洋気象台の観測波形も同図に比較のために示した。

この図から明らかなように、本震による揺れの継続時間が非常に長いことが、今回の地震の特徴となっている。

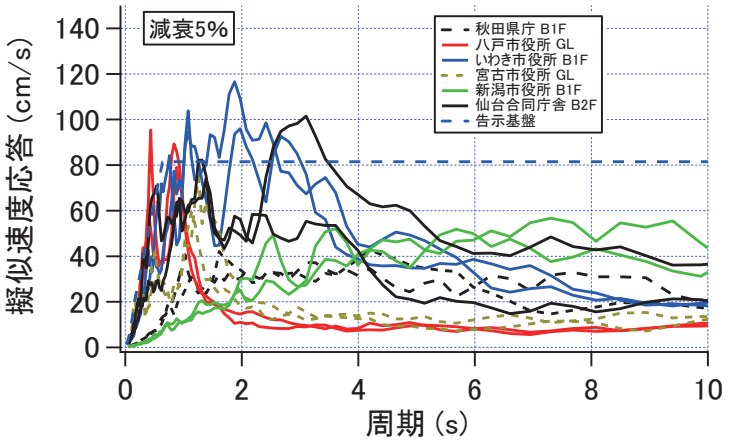


図 4.1-12　被災地域の BRI 観測点での擬似速度応答スペクトル

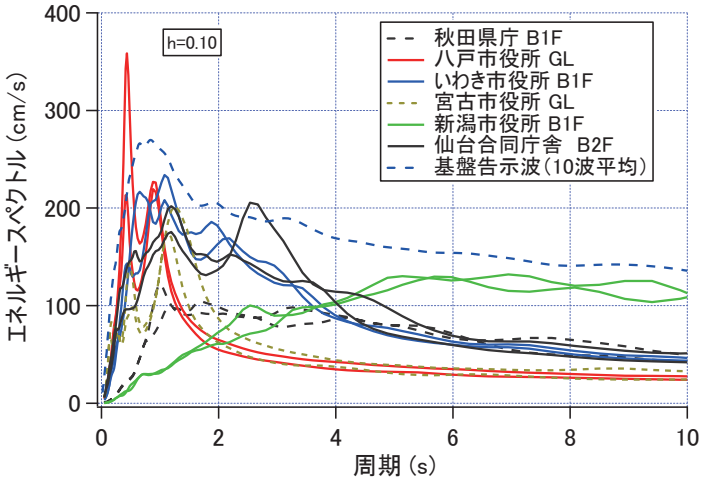


図 4.1-13　被災地域の BRI 観測点でのエネルギースペクトル

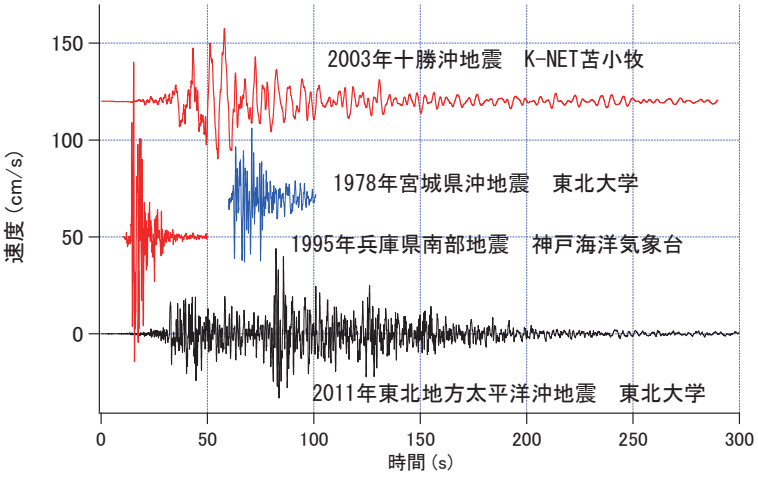


図 4.1-14　主要地震動の時刻歴の時間長さの比較

（２）首都圏における長周期地震動

図 4.1-15 は、東京都北部から埼玉県での地震動スペクトルを比較したものであるが、擬似速度応答スペクトルでは周期 6～8 秒の成分がやや卓越していることがわかる。しかし、擬似速度応答スペクトルとしては大きいところでもせいぜい 80cm/s であり、この入力により過大な建物応答を生じるレベルではない。また、同様に図 4.1-16 に同じ記録のエネルギースペクトルを示したが、前掲の告示波平均レベルを下まわっている。なお、図 4.1-15, 4.1-16 には 2003 年 9 月の十勝沖地震の K-NET 苫小牧での東西成分のスペクトルも加えてあるが、同記録は４秒以上の周期帯域では大きいレベルであったことがわかる。

東京東部から千葉湾岸における同様の地震動スペクトルを、図 4.1-17、図 4.1-18 に示した。擬似速度、エネルギー両方について、市川地点で周期3.5秒と同6～8秒あたりでやや大きくなっているが、それ以外の地点では、告示スペクトルレベルのほぼ半分程度である。さらに図 4.1-19、図 4.1-20 で東京山手から同西部について同様に示すが、両スペクトル共に告示レベルの半分程度であり、長周期地震動の場合には、特定の卓越周期成分が支配的で選択性の高い、いわゆる後揺れが長時間続くことが特徴であることが多いが、今回の地震の記録では、震源域が広く、震源の破壊が完了するまでの時間が長かったため、短周期成分も長く継続しており、長周期まで含めた広い周期帯域で、同等な地震動レベルとなっているのが特徴である。

（３）その他の地域における長周期地震動

その他の地域での、長周期地震動を見てみると、2003 年十勝沖地震で、長周期地震動による石油タンク火災が出た K-NET 苫小牧地点、また大阪の湾岸地域（KiK-net 此花など）も、長周期地震動を大きく増幅させる地点として知られている。東北地方太平洋沖地震では、大阪湾岸は震源からの距離が 750km を超えていたにもかかわらず、西日本最大級の超高層建築物の上層

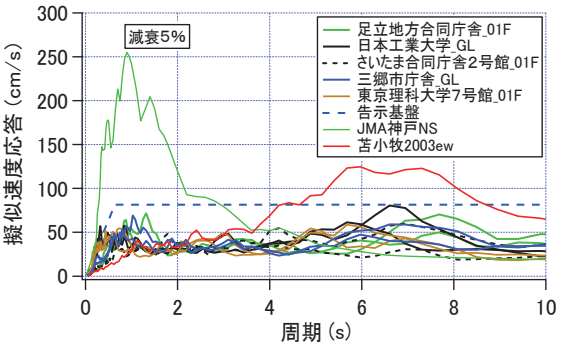


図 4.1-15　東京都北部から埼玉における擬似速度応答スペクトルの比較

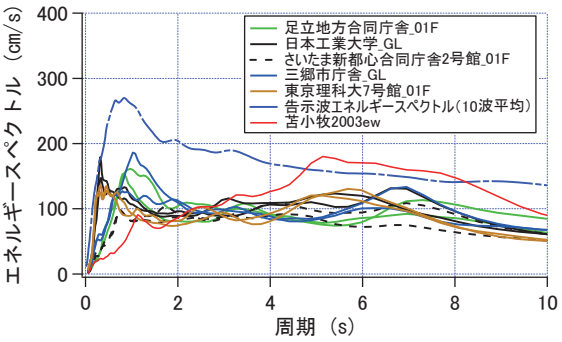


図 4.1-16　東京都北部から埼玉におけるエネルギースペクトルの比較

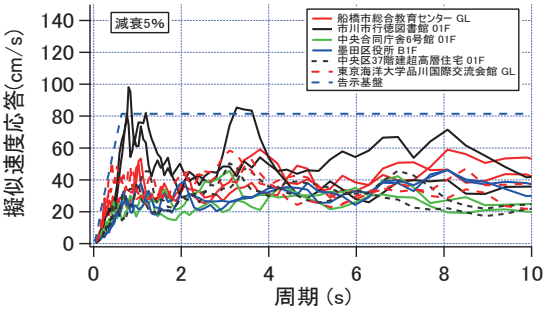


図 4.1-17　東京都東部から千葉湾岸における擬似速度応答スペクトルの比

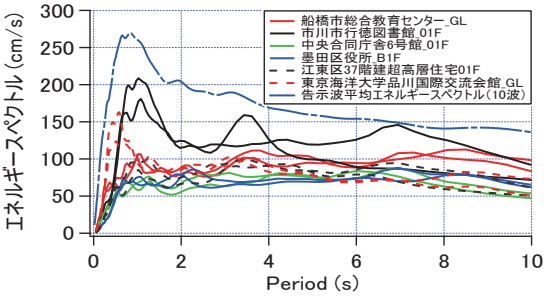


図 4.1-18　東京東部から千葉湾岸におけるエネルギースペクトルの比較

階で大きなゆれが観測され、エレベータでの閉じ込めや防火扉、スプリンクラーの損傷など、非構造における被害が生じた。これらの地点の他に、新潟市についても、従来から長周期成分を大きく励起させる地下構造であることがわかっていたが、それらの地点での今回の地震における地震動レベルを見たのが図 4.1-21 である。三重県四日市観測点でも名古屋周辺部より周期 6 秒程度でのレベルが高くなっていることがわかる。

わが国で最も高い超高層建築物の一次固有周期が約 6 秒強である。図 4.1-21 でその周期帯域を眺めると、同じ大阪でも湾岸（此花）と内陸部（柴島）とでは、そのレベルに非常に大きな差のあることがわかる。また、今回の地震の震源からの距離を考えると、大阪湾岸に加えて四日市、新潟、さらには苫小牧各観測点でも、長周期地震動を増幅させる地域であることをあらためて認識した。東京、大阪、名古屋の大都市圏では、懸念されている南海地震や東南海地震などの巨大海溝地震による長周期地震動の予測に向けて、観測データによる各地点固有の揺れやすさの程度を検証する必要がある。

首都圏においても、それほど高レベルの長周期地震動となっていないが、地域内では長周期成分の表れ方にサイト固有の性質が現れている。長周期地震動は、その周期に応じて厚い堆積層が存在する各平野内で大きく増幅するものと考えられている。

今回の地震における代表的な強震記録と過去の同様の記録及び告示波など設計に用いられる地震動との比較を図 4.1-22 に示した。宮城県内の振幅レベルが大きい記録を 4 個選んだ。長周期領域においては、2003 年 9 月の十勝沖地震の K-NET 苫小牧地点の記録が周期 6 ～8 秒で、過去最大レベルのものとなっている。今回の地震では同周期帯域でこれを上回る記録は示されていない。

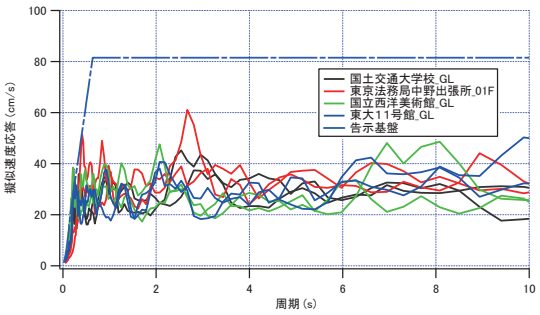


図 4.1-19　東京山手及び西部における擬似速度応答スペクトルの比較

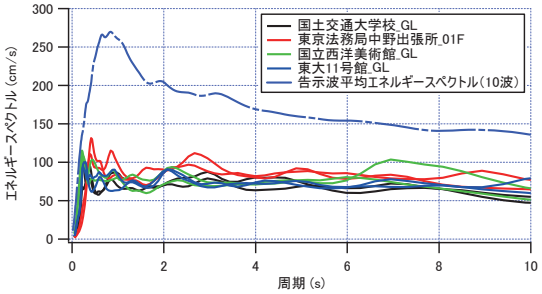


図 4.1-20　東京山手及び西部におけるエネルギースペクトルの比較

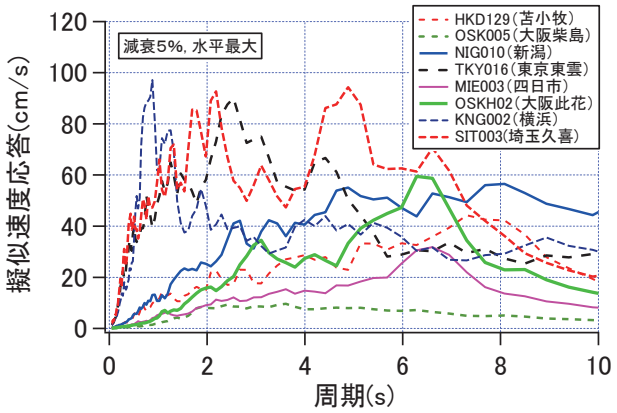


図 4.1-21　被災地以外での主要観測地点における擬似速度応答スペクトルの比較（水平各成分のスペクトル値の大きい方の値をとった）

（４）長周期地震動が現れた観測事例

長周期地震動に対する被害では、構造体がいわゆる共振状態かそれに近い状態に入ることが大きな応答を生じる主要因となる。

最初に示したように、大規模地震では震源断層のずれにより強いレベルの長周期の地震動が生じる。その地震動が四方へ伝播するが、長周期地震動は、短周期のものに比べて相対的に減衰の程度が小さく、遠くまで到達する。対象構造物直下の深い地盤面に届いた長周期成分を多く含む地震動は、上層地盤に入射し地表の構造物に届くまでに地盤の増幅作用を受ける。地盤の卓越周期成分を多く含む地震動となり、構造物に作用する。

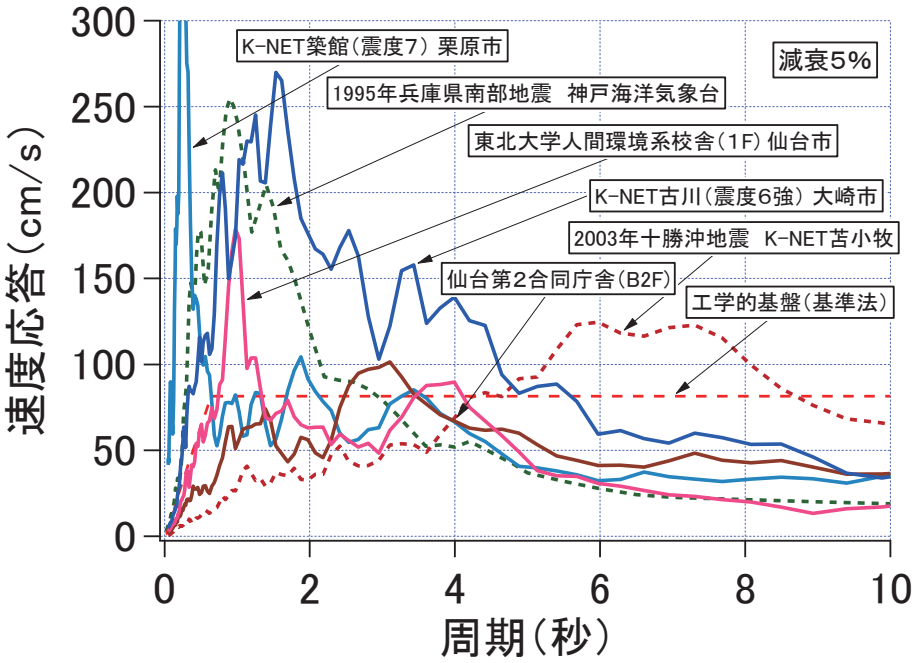


図 4.1-22 東北地方太平洋沖地震と既往強震記録の比較

図 4.1-23 は、大阪湾岸の 55 階建て庁舎のＳ造超高層建築物(高さ 256 メートル)内で観測された強震記録である。立地地点は震源から 770km の距離にある。この事例では、震源からは遠いが、地震規模が大きかったことから、遠くまで到達した地震動が建物敷地直下の深部地盤の増幅を受け、かつその地盤周期が建物の固有周期に近かったため共振現象が生じたものと考えられる。また、さらに地震動の継続時間が長く、応答振幅の成長が顕著であったことなども大きな応答の原因となったと考えられる。

図 4.1-24 は大阪府が実施する震度観測データ[4-10]を用いて、東北地方太平洋沖地震時の大阪府下の揺れの分布を観測記録の周期 6.4 秒での擬似速度応答スペクトル値から推定したものである。同図から、湾岸地区と東部にも長周期を強く励起する地域があることがわかる。近年強震観測点が増加しているが、地方公共団体震度計のような高密度な観測データを利用して地域ごとの地盤卓越周期を予め把握しておくことも重要と考えられる。

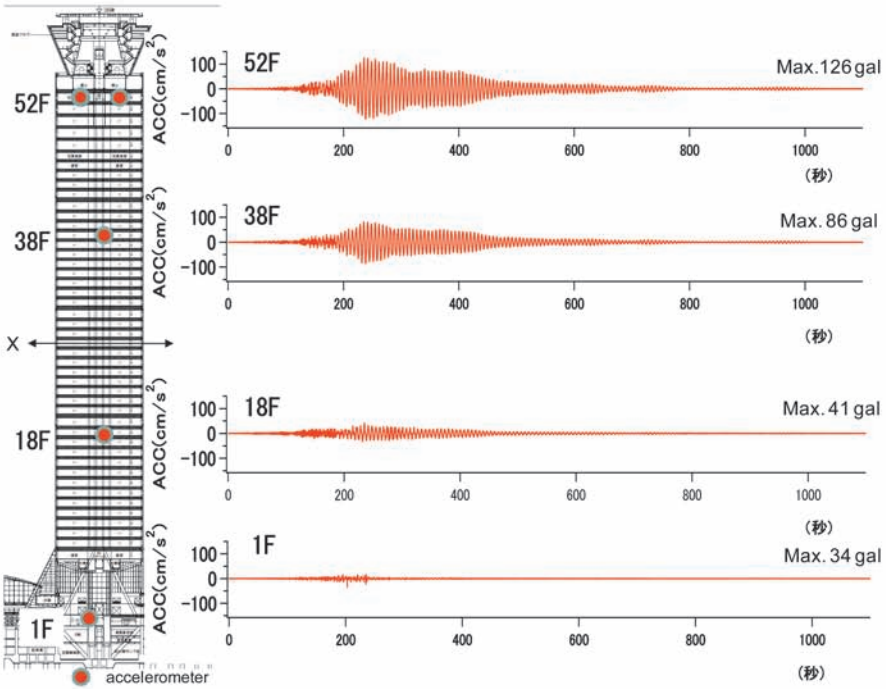


図 4.1-23　大阪湾岸庁舎建物における観測記録

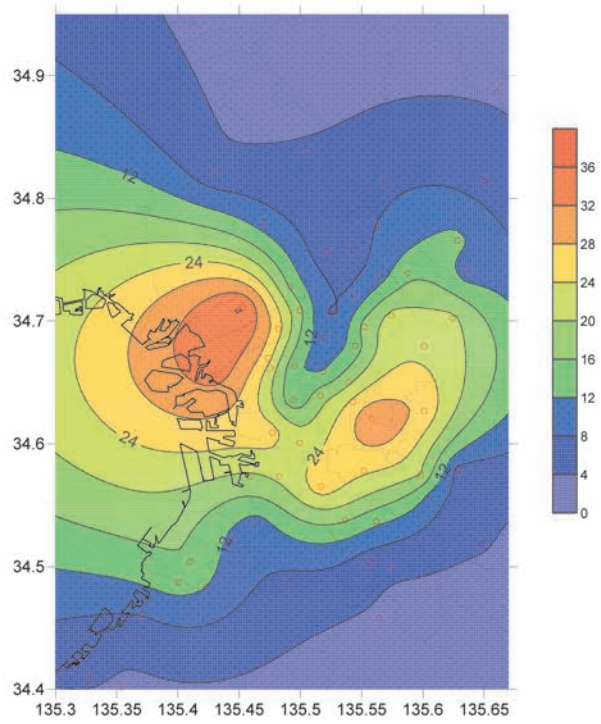


図 4.1-24 東北地方太平洋沖地震における大阪地域の揺れ分布(数字は、周期 6.4 秒の 5%減衰の擬似速度応答スペクトル値(cm/s))

参考文献

4.1-1) Historic World Earthquakes, Earthquake Hazards Program, U.S. Geological Survey (USGS), http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/world/historical.php

4.1-2) http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2011_03_11_tohoku/aftershock/

4.1-3) http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/2011_03_11_tohoku/i5.pdf

4.1-4) http://www.jma.go.jp/jma/press/1112/08a/1208magnitude_henkou.pdf

4.1-5) 気象庁:「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」により各地で観測された震度について, http://www.jma.go.jp/jma/press/1103/30d/201103301800.html

4.1-6) 平成 23 年３月地震・火山月報（防災編）, 2011.3
http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/gaikyo/monthly201103/20110311_tohoku_3.pdf

4.1-7) 気象庁：震度観測点の地震情報への活用停止等について, 2011.4.21
http://www.jma.go.jp/jma/press/1104/21a/201104211500.html

4.1-8) 川辺秀憲, 釜江克宏, 上林宏敏：2011 年東北地方太平洋沖地震の震源モデル, 日本地震学会講演予稿集, 2011 年秋季大会, B22-05, 2011.10.

4.1-9) 山中浩明, 津野靖士, 地元孝輔, 加藤圭, ヤダブ ダカール, 山田伸之, 福元俊一, 江藤公信：2011 年東北地方太平洋沖地震で震度７が観測された地域での余震および微動観測, 日本地震学会講演予稿集, 2011 年度秋季大会, P2-31, 2011.10.

4.1-10) 源栄正人, Tsoggerel Tsamba：Investigation of High Acceleration Records at K-NET Tsukidate Station During the 2011 off the Pacific Coast Tohoku Earthquake, 日本地震工学会大会-2011 梗概集, 2011.11.

4.1-11) 大阪府危機管理室による震度計観測記録

4.2 建築研究所の強震観測結果

4.2.1 強震観測結果の概要

東北地方太平洋沖地震において、建築研究所の強震観測網では、79 か所中 60 か所の強震計が作動した。建築研究所の強震観測網で得られた強震記録の最大加速度等を震央距離の近い順に表 4.2-1 に、強震記録が得られた観測地点の位置(●)を震央位置(★)とともに図 4.2-1 に示す。また関東地方の観測地点の位置を図 4.2-2 に示す。観測地点の位置の記号(◯)は、震度によって色分けしている。震度は、地表に加速度計を有する観測地点ではその加速度記録から、地表に加速度計を有しない観測地点では建物内の地表に最も近い位置で得られた加速度記録から算出したものである。なお、塩竈市立玉川中学校(TAMA2)及び仙台市立宮城野小学校(MIYA2)では地盤に加速度計を設置しているが、地震直後の停電により 60 秒間の記録しか得られておらず、計測震度、最大加速度とも 60 秒間の記録から得られた参考値である。建築研究所の強震観測ネットワークの中では、震度に換算して、震度 6 弱の観測地点が 1 地点、震度 5 強の観測地点が 17 地点(TAMA2 と MIYA2 を含む)、震度 5 弱の観測地点が 17 地点となっている。なお、東北地方太平洋沖地震で得られた建築研究所の強震観測については建築研究資料 No.135 で詳細に報告しており[4.2-1)]、本節はその抜粋版となっている。

4.2.2 項に、主な強震記録について、加速度波形、地盤あるいは建物基礎部の記録の減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトル、建物の頂部と基礎部にセンサーがある場合は、頂部の記録の基礎部の記録に対するフーリエ振幅スペクトル比を示す。さらに地表に加速度計がある場合は建物基礎部の地表に対するフーリエ振幅スペクトル比を、免震建物などでは免震効果の確認のためのフーリエ振幅スペクトル比を追加している。加速度波形の描画時間を 300 秒間に統一しており、フーリエ振幅スペクトル比の算出も、その 300 秒間を用いて行っている。一方、擬似速度応答スペクトルはすべての記録時間を用いて算出している。また、フーリエ振幅スペクトル比は、幅 0.1Hz の Parzen Window によって平滑化したパワースペクトルから算出しており、横軸に振動数の逆数の周期を採って描画している。

各加速度計は、互いに直交する水平 2 成分と上下 1 成分の加速度を計測することができる。つまり、1 台の加速度計で 3 つの加速度記録が得られる。各加速度記録には、計測方向と加速度計の設置場所を表す記号を組み合わせたラベルを付している。例を挙げれば、"074-B1F" のような形式で、"074" が計測方向に、"B1F" が設置場所に対応する。この場合は、B1F(地下 1 階)に設置してある加速度計の N074°E(北から東回りに 074°の方位)方向の加速度記録となる。以下、ラベルの付け方を概説する。

建物の場合、加速度計は観測対象建物の軸に合わせて設置しているため、加速度計の設置方位は観測地点ごとに異なり、必ずしも東西南北とは一致しない。このため、計測方向は、水平成分の場合は方位を北から東回りの角度(単位は度)として 3 桁の数値で表し、上下成分の場合は "UP" と表記している。例えば、北は "000"、東は "090"、南は "180"、西は "270" となる。いずれも、その方向に加速度が生じたとき正の値が記録される。

加速度計の設置場所は最大 4 桁の記号で表され、建物内の場合は設置階を表す数値に "F" を加え、地下階の場合は頭に "B" を付す。例えば、"08F" は建物 8 階、"B2F" は建物の地下 2 階を表す。また、塔屋に加速度計が設置してある場合は 1 階からの通算階数で表す。例えば、7 階建ての建物の塔屋 1 階は "08F" となる。更に、同じ階に複数の加速度計を有する場合は、設置場所を区別する英字を適宜末尾に加える。例えば "8FE" と "8FW" があれば、8 階の東側と西側の加速度計となる。

地盤上(地表)に加速度計が設置されている場合は記号を "GL" とし、地中に加速度計が埋設されている場合は "G" に深さを表す数字を加えて表している。例えば、"G30" は地中深さ 30m に埋設された加速度計を表す。

なお、設置場所の表し方にはいくつか例外があり、その場合は表中の備考欄に説明を加えている。

表 4.2-1　強震記録一覧(1/4)

記号	観測地点	Δ (km)	I_{JMA}	設置方位	位置	最大加速度 (cm/s^2)			備考
						H1	H2	V	
TAMA2	塩竈市立玉川中学校	164	5.0[#1]	000°	GL*	257[#1]	451[#1]	172[#1]	
MIYA2	仙台市立宮城野小学校	171	5.4[#1]	000°	GL*	365[#1]	270[#1]	19[#1]3	
SND	仙台第 2 合同庁舎	175	5.2	074°	B2F*	163	259	147	
					15F	361	346	543	
THU	東北大学人間環境系研究棟	177	5.6	192°	01F*	333	330	257	
					09F	908	728	640	
MYK	宮古市庁舎	188	4.8	167°	01F	138	122	277	
					07F	246	197	359	
					GL*	174	174	240	
IWK	いわき市庁舎	210	5.3	180°	B1F*	175	176	147	
					09F	579	449	260	
TRO	鶴岡合同庁舎	275	3.9	182°	01F*	34	36	14	
					04F	37	39	15	
HCN2	八戸市庁舎別館(免震)	292	5.2	164°	GL*	286	210	61	
					G30	86	89	49	地中 30 m
					G105	36	46	32	地中 105 m
					10F	120	123	206	
					01F	91	122	73	
					B1F	100	104	58	
HCN	八戸市庁舎本館	292	4.6	164°	B1F*	97	110	55	
					06F	348	335	78	
AKT	秋田県庁	299	4.3	087°	08F	175	192	44	
					B1F*	50	47	24	
NCTD	教員研修センター	330	5.4	350°	GL*	373	375	376	
					01FE	296	374	191	1 階東
					08FE	798	593	263	8 階東
ANX	建築研究所	330	5.3	180°	A01*	279	227	248	地表 A 点
					A89	142	153	102	地中 89 m
					BFE	194	191	136	新館 B1F
					8FE	597	506	344	新館 8F
					MBC	203	206	152	本館 B1F
					M8C	682	585	311	本館 8F
BRI	建築研究所地震観測研修棟	330	5.4	180°	01F*	281	273	165	
TKC	つくば市庁舎(免震)	334	5.2	004°	B1F*	327	233	122	
					01F	92	76	198	
					06F	126	91	243	
NIG	新潟市庁舎分館	335	3.9	061°	B1F*	28	40	14	
					07F	39	55	14	

注) Δ: 震央距離, I_{JMA} : 計測震度(*印のセンサーの 3 成分の加速度記録から気象庁の方法で算出), 設置方位: 北から東回りに測った方位, H1, H2, V : 水平 1(設置方位), 水平 2(設置方位に直交)及び鉛直方向の最大加速度

[#1] 停電のため記録が 60 秒間で終了しており、参考値。

表 4.2-1　強震記録一覧(2/4)

記号	観測地点	Δ (km)	I_{JMA}	設置方位	位置	最大加速度 (cm/s^2)			備考
						H1	H2	V	
MTK	国土交通省下館河川事務所水海道出張所	344	5.3	090°	01F*	261	257	183	
HRH	弘前法務合同庁舎	346	3.4	195°	01F*	28	25	15	
TUS	東京理科大学野田キャンパス	357	5.1	000°	01F*	269	263	151	
YCY	八千代市庁舎新館	361	5.3	302°	B1F	140	135	92	
					GL*	312	306	171	
					07F	486	359	145	
NIT	日本工業大学	362	5.1	288°	GL*	230	197	79	
					01F	150	119	63	
					06F	283	322	131	
MST	三郷市庁舎	367	4.9	258°	01F	72	104	71	
					GL*	130	127	73	
					07F	219	190	106	
FNB	船橋市総合教育センター	368	4.7	357°	01F	144	147	63	
					GL*	133	145	105	
					08F	359	339	141	
CHB	千葉第 2 地方合同庁舎	369	4.9	346°	B1F	152	122	51	
					08F	375	283	117	
					GL*	168	175	100	
ICK	市川市行徳図書館	375	5.2	321°	01F*	164	163	71	
					02F	178	186	80	
					05F	240	300	104	
EDG	江戸川区庁舎	377	4.8	003°	01F*	112	112	69	
					05F	256	299	77	
ADC	足立地方合同庁舎	377	4.8	012°	01F*	118	103	71	
					04F	266	146	95	
SIT2	さいたま新都心合同庁舎 2 号館	378	4.4	340°	B3F*	74	63	42	
					10FS	119	138	62	10 階南
					27FS	248	503	107	27 階南
SITA	さいたま新都心合同庁舎厚生棟	378	4.5	313°	01F*	90	105	47	
TDS	戸田市庁舎	380	5.0	354°	GL*	203	206	53	
					B1F	140	173	65	
					08F	425	531	160	
AKB	北区赤羽会館	380	4.6	354°	B1F*	85	139	59	
					06F	180	250	86	
SMD	墨田区庁舎	380	4.3	000°	20F	385	290	81	
					08F	263	197	46	
					B1F*	69	66	34	

注) Δ: 震央距離, I_{JMA} : 計測震度(*印のセンサーの 3 成分の加速度記録から気象庁の方法で算出), 設置方位: 北から東回りに測った方位, H1, H2, V : 水平 1(設置方位), 水平 2(設置方位に直交)及び鉛直方向の最大加速度

表 4.2-1　強震記録一覧(3/4)

記号	観測地点	Δ (km)	I_{JMA}	設置方位	位置	最大加速度 (cm/s^2)			備考
						H1	H2	V	
NMW	国立西洋美術館(免震)	382	4.8	218°	GL*	265	194	150	
					B1FW	100	79	84	B1 階西
					01FW	76	89	87	1 階西
					04F	100	77	90	
UTK	東京大学工学部 11 号館	383	4.7	348°	7FN	181	212	58	7 階北
					7FS	201	360	160	7 階南
					01F	73	151	49	
					GL*	197	218	79	
TKD	コーシャタワー佃	385	4.4	180°	01F*	87	98	41	
					18F	118	141	64	
					37F	162	198	108	
CGC	中央合同庁舎 6 号館	386	4.4	208°	01F*	90	86	45	
					20B	208	148	173	B 棟 20F
					19C	179	133	130	C 棟 19F
CG2	中央合同庁舎 2 号館	386	4.2	208°	B4F*	75	71	49	
					13F	137	113	72	
					21F	121	131	104	
CG3	中央合同庁舎 3 号館(免震)	386	4.5	208°	B2F*	104	91	58	
					B1F	55	41	62	
					12F	94	82	104	
NDLG	国立国会図書館地盤	387	5.0	345°	G35	72	71	51	
					G24	95	116	54	
					GL*	224	201	93	
NDLM	国立国会図書館本館	387	4.5	345°	01S*	70	94	60	書庫 1 層
					17S	458	489	111	書庫 17 層
NDLA	国立国会図書館新館	387	4.5	345°	B8F	61	88	53	
					B4F	68	101	56	
					01F*	76	104	84	
					04F	125	192	94	
NKN	東京法務局中野出張所	390	4.8	359°	06F	172	375	56	
					01F*	126	158	54	
TUF	東京海洋大学品川国際交流会館	390	5.0	000°	01F	174	169	60	
					GL*	181	189	71	
					07F	316	223	66	
KDI	国土交通大学校	401	4.6	090°	03F	129	329	55	
					01F	110	136	53	
					GL*	167	143	50	
KWS	川崎南労働基準監督署	401	4.7	045°	01F*	107	77	30	
					02F	133	123	49	
					07F	366	304	76	
YKH	横浜第 2 合同庁舎	412	–[#2]	213°	23F	162	–	72	
					B2F	60	–	30	

注) Δ: 震央距離, I_{JMA} : 計測震度(*印のセンサーの 3 成分の加速度記録から気象庁の方法で算出), 設置方位: 北から東回りに測った方位, H1, H2, V : 水平 1(設置方位), 水平 2(設置方位に直交)及び鉛直方向の最大加速度

[#2] N303°E(H2)成分の記録異常のため、算出せず。

表 4.2-1　強震記録一覧(4/4)

記号	観測地点	Δ (km)	I_{JMA}	設置方位	位置	最大加速度 (cm/s^2)			備考
						H1	H2	V	
NGN	長野県庁	444	2.7	157°	B1F*	8	7	8	
					11F	35	27	9	
HKD	北海道開発局函館開発建設部	447	3.5	180°	GL*	25	28	13	
HRO	広尾町役場	466	2.7	140°	01F*	17	20	8	
YMN	山梨県庁(免震)	468	3.9	006°	B1F	47	39	18	
					GL*	51	44	20	
					01F	37	52	20	
					08F	41	51	25	
SMS	静岡県下田総合庁舎	517	2.9	225°	GL*	12	19	10	
SMZ	清水合同庁舎	520	4.2	165°	01F*	28	40	15	
					11F	81	56	18	
KSO	長野県木曽合同庁舎	524	2.6	292°	B1F*	9	10	8	
					6F	32	31	10	
KGC	釧路合同庁舎 (免震)	558	2.6	167°	GL*	12	14	6	
					G10	10	10	4	地中 10 m
					G34	5	5	3	地中 134 m
					B1F	8	12	4	
					01F	10	16	6	
					09F	16	19	12	
HKU	北海道大学工学部	567	2.7	172°	GL*	10	9	5	
ISK	石川県広坂庁舎	574	2.0	174°	05F	6	4	3	
					B2F*	5	4	3	
NGY	名古屋合同庁舎 1 号館	623	3.2[#3]	174°	GL*	8	15	-	
					B2F	9	14	7	
					12F	25	46	7	
MTS	三重県松阪庁舎	688	2.3	216°	07F	16	8	4	
					01F*	6	5	3	
MIZ	舞鶴市庁舎	726	0.9	085°	01F	1	2	2	
					05F*	1	1	2	
OSK	大阪合同庁舎 3 号館	759	2.9	189°	18F	65	38	7	
					B3F*	11	9	5	
SKS	大阪府咲洲庁舎	770	3.0	229°	01F*	35	33	80	
					18F	41	38	61	
					38F	85	57	18	
					52FN	127	88	13	52 階北
					52FS	129	85	12	52 階南

注) Δ: 震央距離, I_{JMA} : 計測震度(*印のセンサーの 3 成分の加速度記録から気象庁の方法で算出), 設置方位: 北から東回りに測った方位, H1, H2, V : 水平 1(設置方位), 水平 2(設置方位に直交)及び鉛直方向の最大加速度

[#3] 地盤上(GL)の加速度計の上下(V)成分の記録異常(無信号)のため、地下 2 階(B2F)の加速度記録から算出

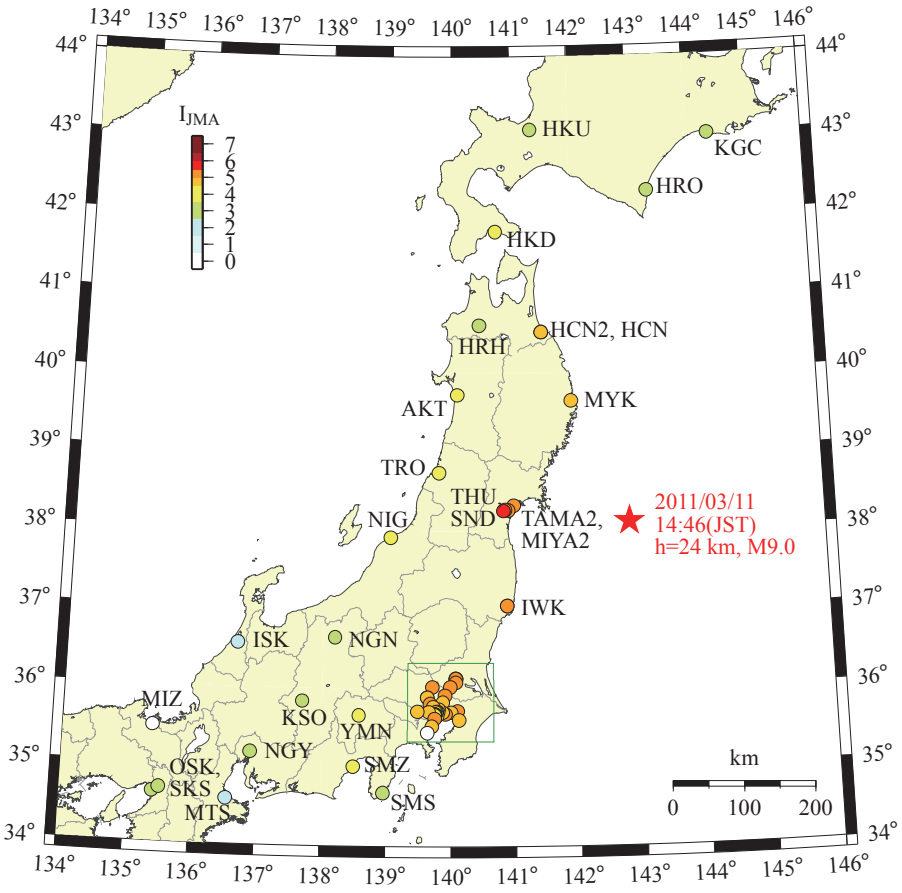


図 4. 2-1　震央位置(★)と強震記録が得られた建築研究所の観測地点

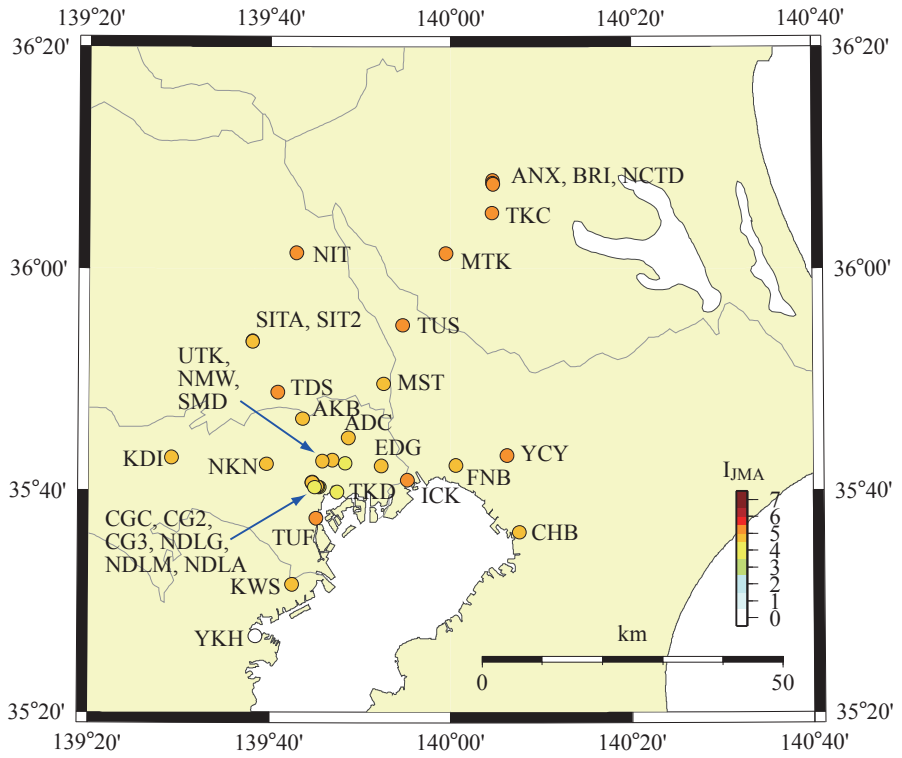


図 4. 2-2　関東地方の強震記録が得られた観測地点(図 4. 2-1 の緑色の四角の部分)

4.2.2 主な強震観測記録

(1) 東北大学人間環境系研究棟(THU)の強震記録

東北大学人間環境系研究棟は、仙台市青葉区の東北大学青葉山キャンパスに位置する、地上9階建ての鉄骨鉄筋コンクリート造建物である。この建物は東北地方太平洋沖地震で、連層耐震壁が曲げ破壊するなど大破した[4.2-2)]。強震計は、建物の1階と9階に設置してある。図4.2-3および図4.2-4に、1階(01F)および9階(09F)で得られた加速度記録を示す。1階(01F)のN192°E成分の最大加速度は333 cm/s^{2}となっており、1階(01F)の記録から算出した計測震度は5.6(震度6弱)であった。

1階(01F)の記録の減衰定数5%の擬似速度応答スペクトルを図4.2-5に示す。実線がN192°E方向、破線がN282°E方向、点線がUP(上)方向に対応する。N192°E成分の擬似速度応答スペクトルは、周期1秒辺りピークが特徴的となっており、速度応答値は180 cm/sに達する。

図4.2-6は9階(09F)の1階(01F)に対するフーリエ振幅スペクトル比である。フーリエ振幅スペクトル比をみると、N192°E方向で1.3秒、N282°E方向で1.2秒に1次固有周期に対応するピークが現れるが、その形状には幅があり、建物が損傷を受け、地震の継続中に固有周期が変化した影響と考えられる。

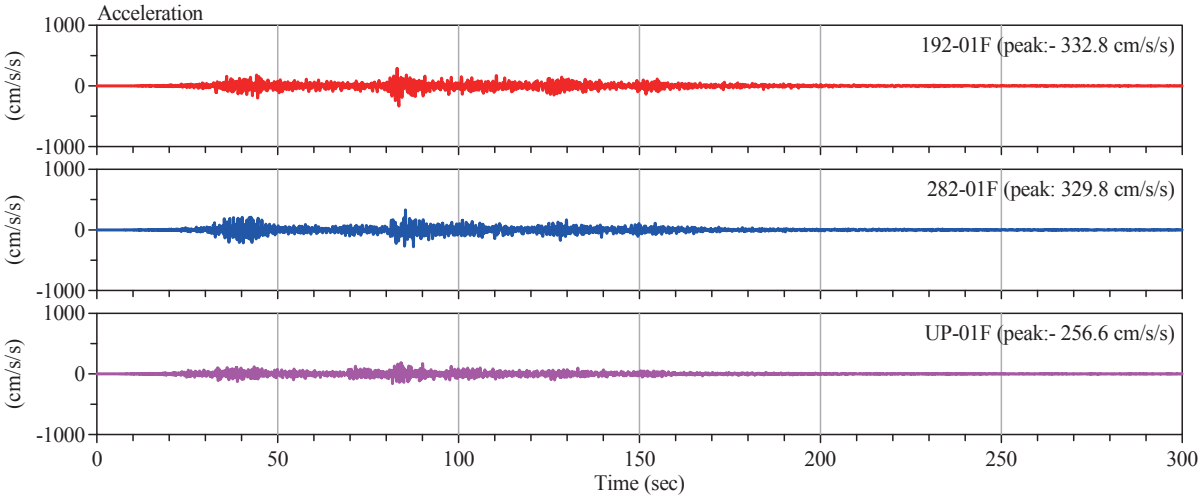


図4.2-3　1階(01F)の加速度記録

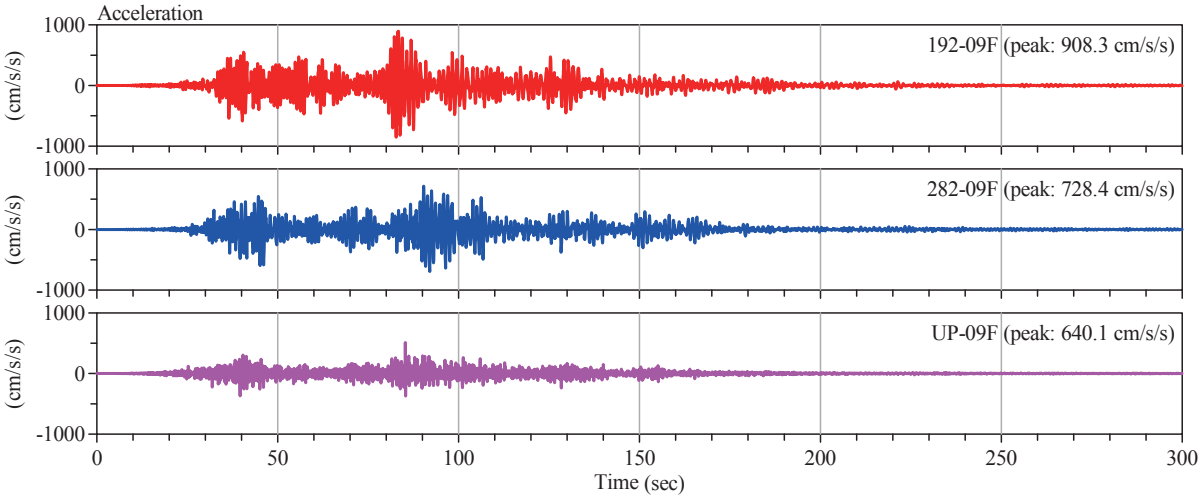


図4.2-4　9階(09F)の加速度記録

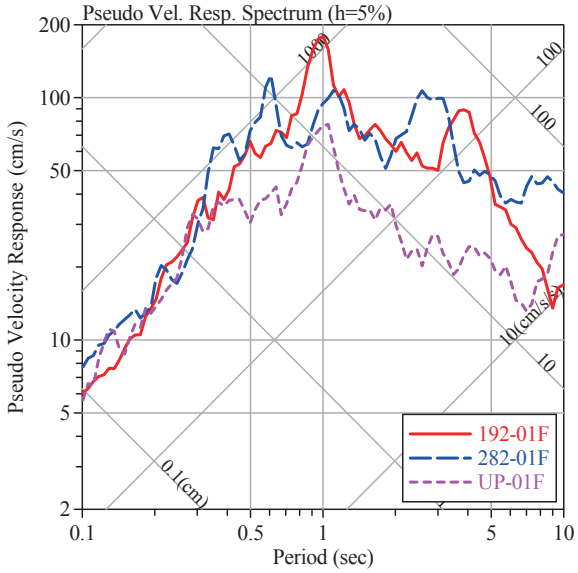


図 4.2-5　1階(01F)の記録の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

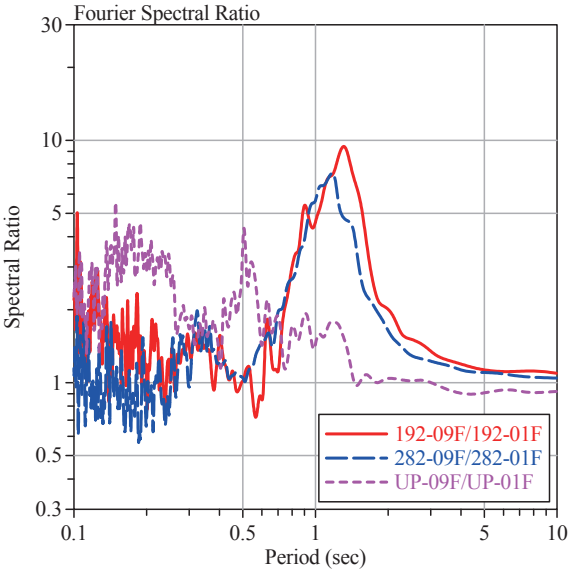


図 4.2-6　9階(09F)の1階(01F)に対するフーリエ振幅スペクトル比

(2) いわき市庁舎(IWK)の強震記録

いわき市庁舎は福島県いわき市に立地する、地上8階、地下1階の鉄骨鉄筋コンクリート造建物である。東北地方太平洋沖地震によって、この庁舎はコンクリート壁の亀裂や仕上げ材の損傷などの被害を受けた[4.2-3)]。強震計は、地下1階(B1F)と塔屋1階(09F)に設置してある。図4.2-7および図4.2-8に、地下1階(B1F)および塔屋1階(09F)で得られた加速度記録を示す。地下1階のN270°E方向の最大加速度は176 cm/s^{2}となっており、地下1階(B1F)の記録から算出した計測震度は5.3(震度5強)であった。

図4.2-9に、地下1階(B1F)の記録の減衰定数5%の擬似速度応答スペクトルを示す。実線がN180°E方向、破線がN270°E方向、点線がUP(上)方向に対応する。1秒から3秒の周期領域が優勢な形状をしており、応答速度の最大値は周期2秒付近で100 cm/sを超えている。

塔屋1階(09F)の記録の地下1階(B1F)に対するフーリエ振幅スペクトル比を図4.2-10に示す。N180°E方向で0.88秒、N270°E方向で0.60秒に1次固有周期に対応するピークが表れており、低く幅の広い形状をしている。

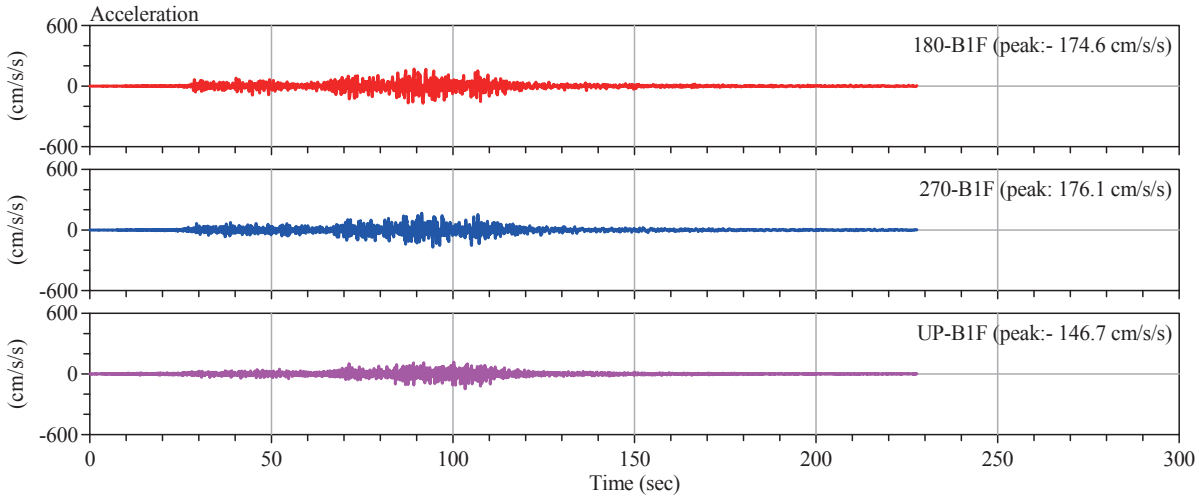


図4.2-7　地下1階(B1F)の加速度記録

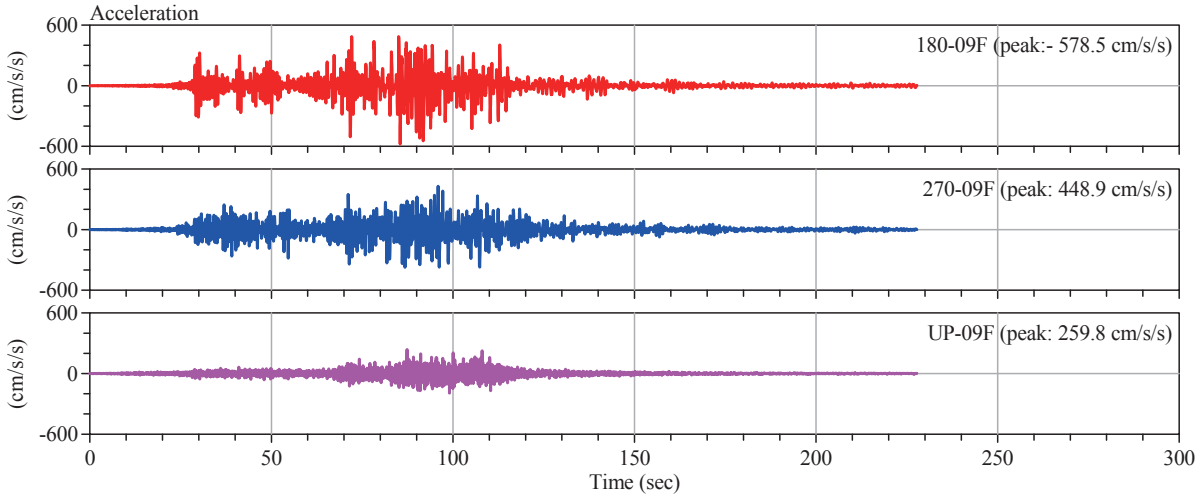


図4.2-8　塔屋1階(09F)の加速度記録

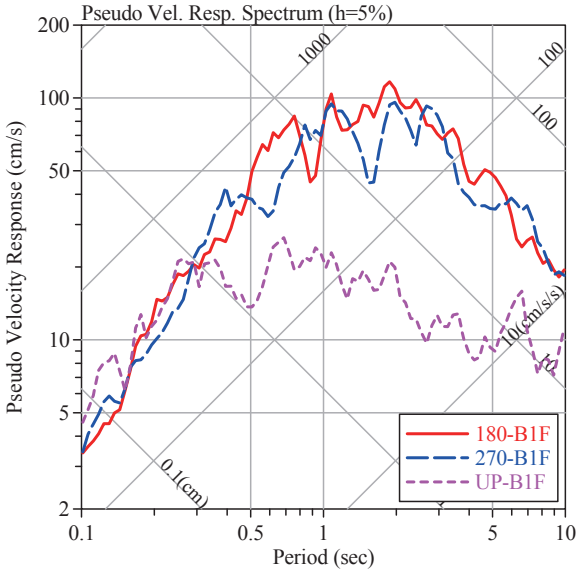


図 4.2-9 地下 1 階(B1F)の記録の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

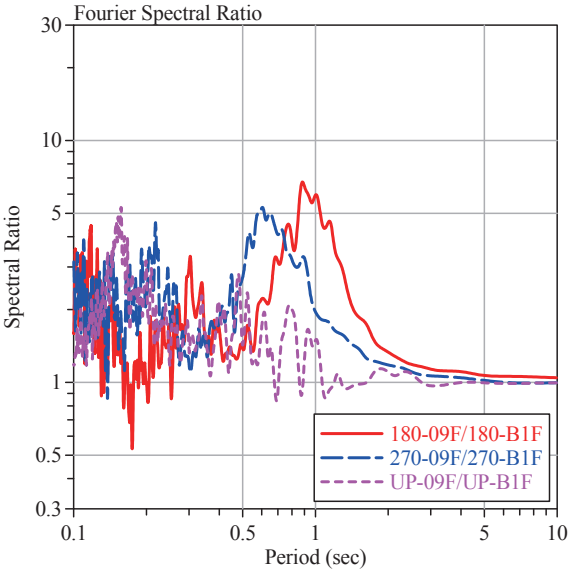


図 4.2-10 塔屋 1 階(09F)の地下 1 階(B1F)に対するフーリエ振幅スペクトル比

(3) 八戸市庁舎別館(HCN2)の強震記録

八戸市庁舎別館は、青森県八戸市にある、地上 10 階建ての鉄骨鉄筋コンクリート造の免震建物である。強震計は、地表(GL)、地中深さ 30 m(G30)、地中深さ 105 m(G105)、建物の基礎上(免震層の下側、B1F)、1 階床梁下(免震層の上側、01F)、および 10 階(10F)に計 6 台が設置してある[4.2-4)]。図 4.2-11 から図 4.2-14 に地表(GL)、建物基礎(B1F)、1 階(01F)、および 10 階(10F)で得られた加速度記録を示す。地表(GL)の水平方向の N164°E 方向で 286 cm/s^2、N254°E 方向で 210 cm/s^2 であるのに対し、建物基礎上(B1F)ではそれぞれ 61 cm/s^2 および 100 cm/s^2 と 1/5 から 1/2 に大きく減少しており、入力地震動の損失効果が表れている。地表(GL)の記録から算出した計測震度は 5.2(震度 5 強)であった。

図 4.2-15 に、地表(GL)と基礎上(B1F)の記録の減衰定数 5%の擬似速度応答スペクトルを示す。太線が地表(GL)に、細線が 1 階(01F)に対応し、実線が N164°E 方向、破線が N254°E 方向、点線が UP(上)方向を表す。両者の擬似速度応答スペクトルは、周期 0.8 秒から 0.9 秒に共通のピークを有しており、地表(GL)の速度応答値は 100 cm/s 近くに達する。しかしながら、基礎上(B1F)の擬似速度応答スペクトルは、1.5 秒以下の周期領域で地表(GL)を下回り、0.4 秒前後の周期領域の差が特に顕著である。

図 4.2-16 に、基礎上(B1F)の記録の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比を示す。水平方向のスペクトル比は 0.4 秒から 0.5 秒の間に深い谷が表れている。

図 4.2-17 は 1 階(01F)の基礎上(B1F)に対するフーリエスペクトル比で、免震層の上下の記録を比較したものである。1 秒から 4 秒の間が若干盛り上がり、0.5 秒から 1 秒の周期領域が谷となっている。図 4.2-18 は 10 階(10F)の 1 階(01F)に対するフーリエスペクトル比で、上部構造の特性を反映したものである。0.7 秒辺りにピークが表れ、上部構造の 1 次固有周期と判断できる。図 4.2-19 は 10 階(10F)の基礎上(B1F)に対するフーリエスペクトル比で、免震建物として全体の特性を見たものである。0.7 秒から 0.9 秒の周期に緩やかなピークがあり、全体系の 1 次固有振動と考えられる。

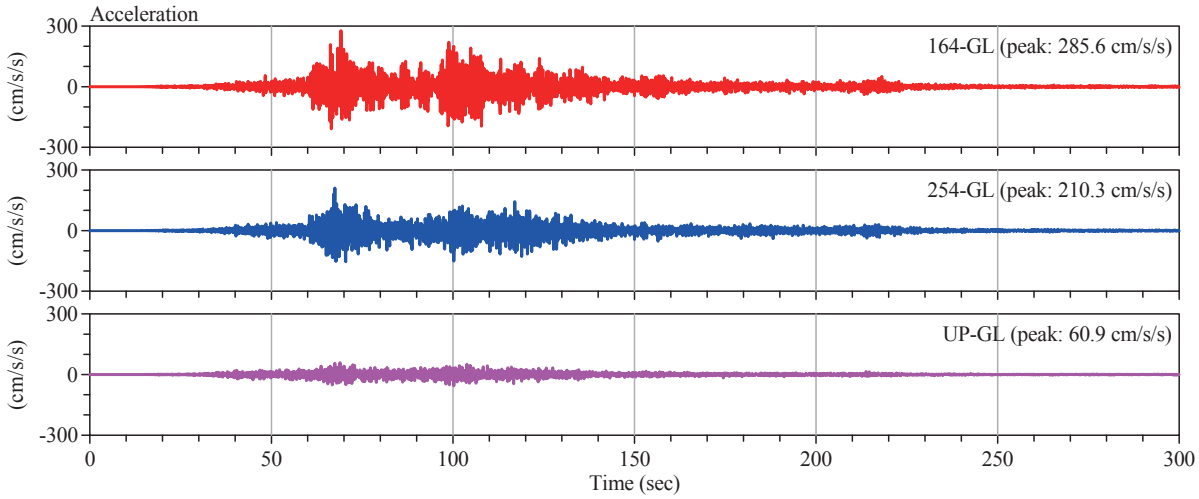


図 4.2-11 地表(GL)の加速度記録

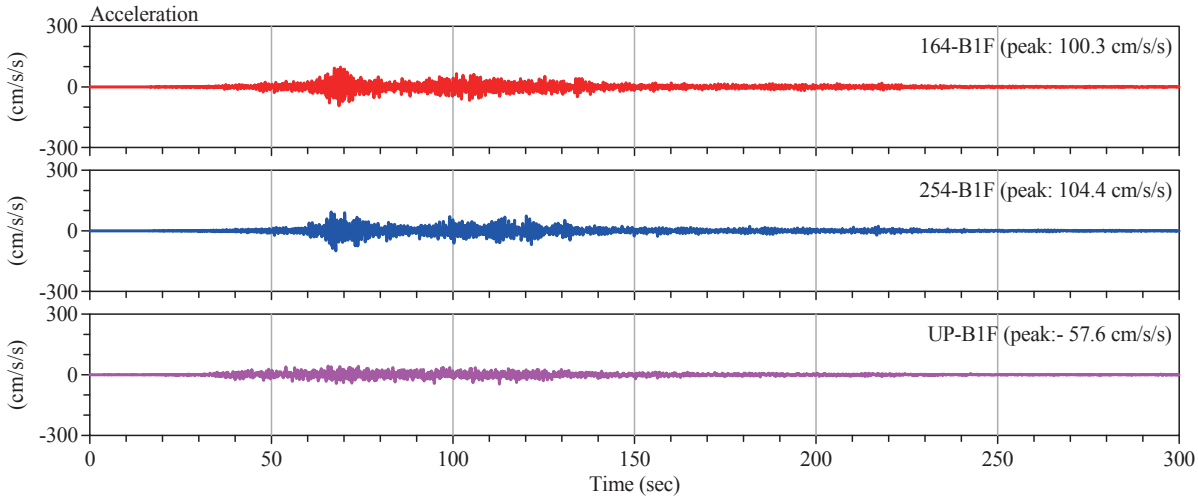


図 4.2-12　基礎上(B1F)の加速度記録

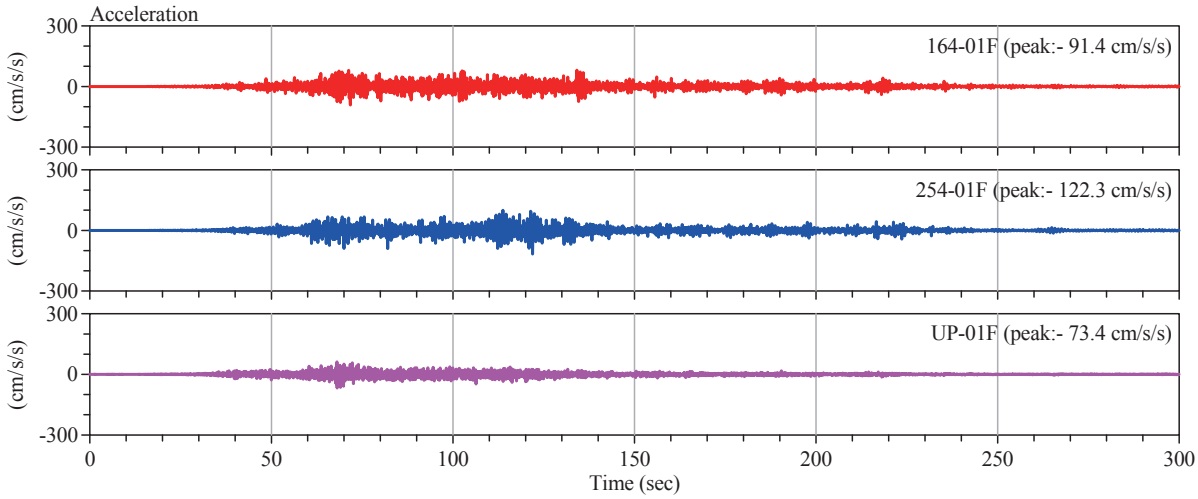


図 4.2-13　1 階(01F)の加速度記録

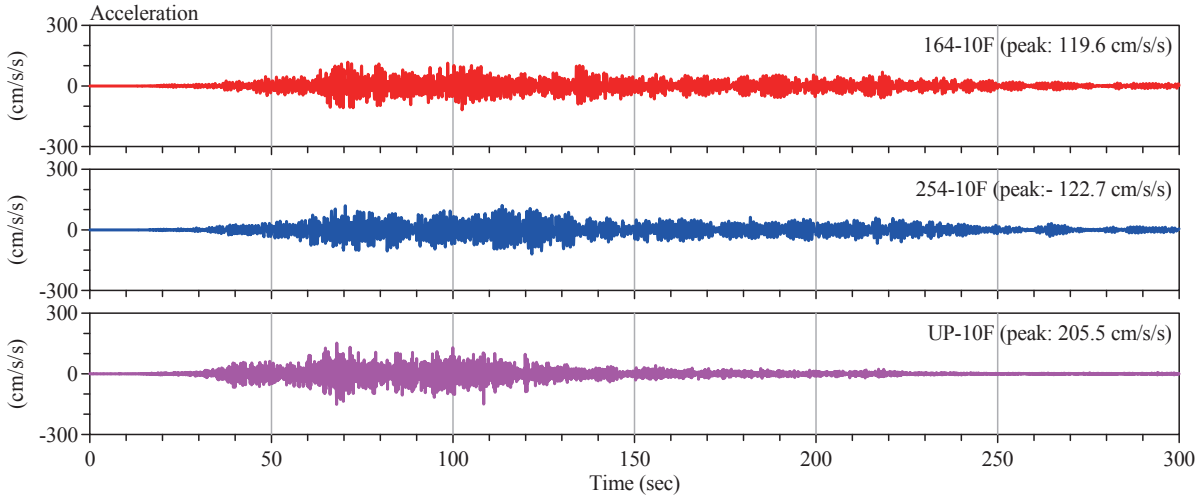


図 4.2-14　10 階(10F)の加速度記録

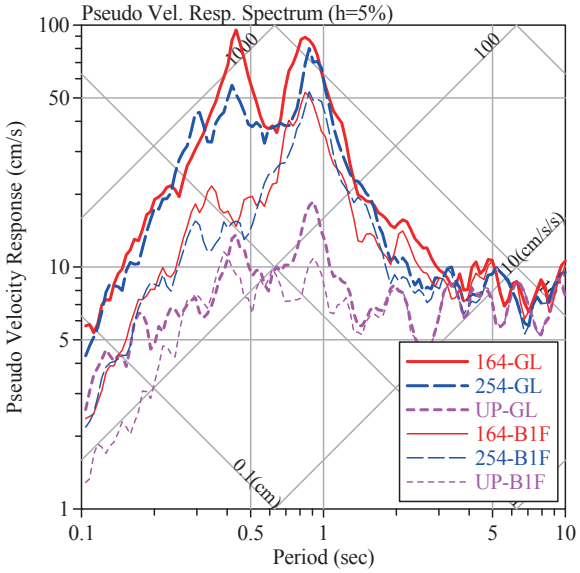


図 4.2-15 地表(GL)と基礎上(B1F)の記録の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

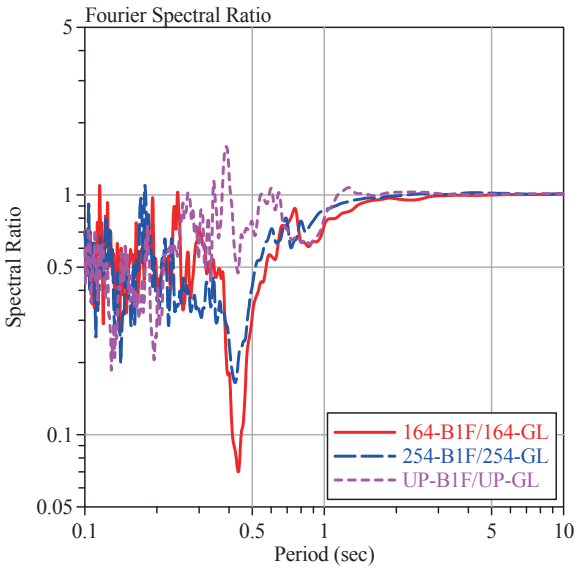


図 4.2-16 基礎上(B1F)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比

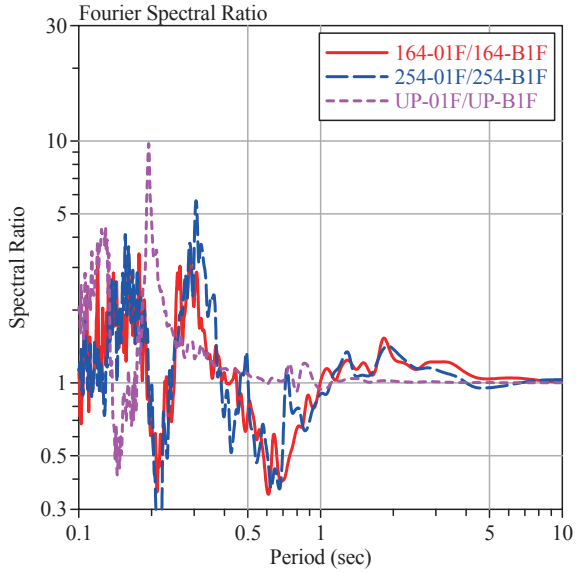


図 4.2-17 1階(01F)の基礎上(B1F)に対するフーリエスペクトル比

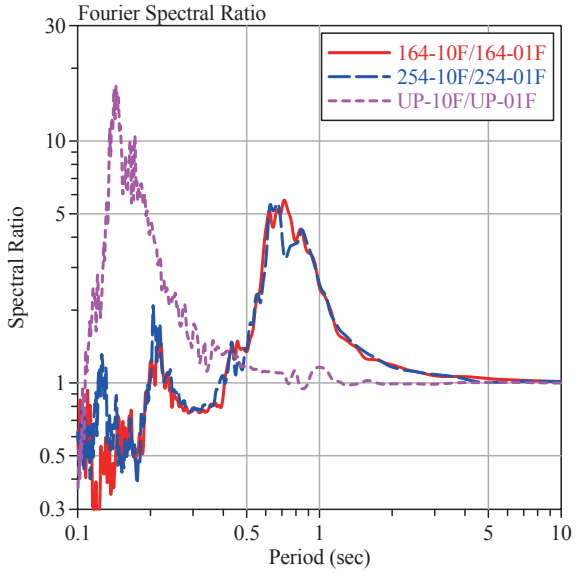


図 4.2-18 10階(10F)の1階(01F)に対するフーリエスペクトル比

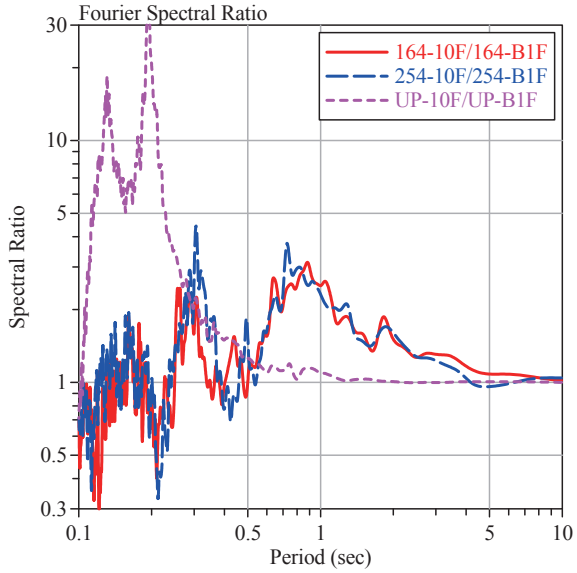


図 4.2-19　10 階(10F)の基礎上(B1F)に対するフーリエスペクトル比

(4)　建築研究所(ANX)の強震記録

茨城県つくば市の建築研究所での強震観測は、管理研究本館(以下本館と呼ぶ)と都市防災研究センター棟(以下新館と呼ぶ)の2棟の建物と敷地地盤を対象としている。本館は地上7階、地下1階の鉄骨鉄筋コンクリート造、新館は地上8階、地下1階の鉄骨鉄筋コンクリート造建物で、エキスパンションジョイントを有する渡り廊下で接続されている。東北地方太平洋沖地震では、新館・本館とも、コンクリート壁の亀裂や、仕上げ材の亀裂や損傷、渡り廊下の天井材の落下など、非構造部材を中心に少なからぬ損傷を受けている[4.2-5)]。強震計は、地盤上と地中に7台、新館建物内に11台、本館建物内に4台、設置してある。図4.2-20から図4.2-22に地表(A01)、新館地下1階(BFE)、および新館8階(8FE)で得られた加速度記録を示す。地表(A01)の水平方向の最大加速度はN180°E方向で279 cm/s^{2}となっており、地下1階(BFE)のN180°E方向では194 cm/s^{2}と地表に比べ7割ほどに減少している。地表の記録から算出した計測震度は5.3(震度5強)であった。

図4.2-23に、地表(A01)と地下1階(BFE)の記録の減衰定数5%の擬似速度応答スペクトルを示す。太線が地表(GL)に、細線が地下1階(BFE)に対応し、実線がN180°E方向、破線がN270°E方向、点線がUP(上)方向を表す。擬似速度応答スペクトルは、やはり周期1.3秒と3秒に顕著なピークを有しており、周期1.3秒の応答速度は両水平方向で100 cm/sを超えている。また3秒のピークはN270°E方向で特に顕著で、応答速度はやはり100 cm/sを超える。

地下1階(BFE)の地表(A01)に対するフーリエ振幅スペクトル比を図4.2-24に示す。0.8秒より低い周期領域で、スペクトル比は緩やかに低下しており、地表に比べて地下1階で地震動入力が低減している様子が窺える。

図4.2-25および図4.2-26に、8階(8FE)の記録の地表(A01)および地下1階(BFE)に対するフーリエ振幅スペクトル比を示す。8階(8FE)/地表(A01)の1次のピークの高さは、8階(8FE)/ 地下1階(BFE)より若干低くなっているが、その周期はほとんど変わらない。この場合、地盤と建物の相互作用の影響は、大きくないと考えられる。

なお、新館と本館をつなぐエキスパンションジョイント部の挙動については、余震観測によって詳細な検討を行っており、その結果は4.3.1項で述べる。

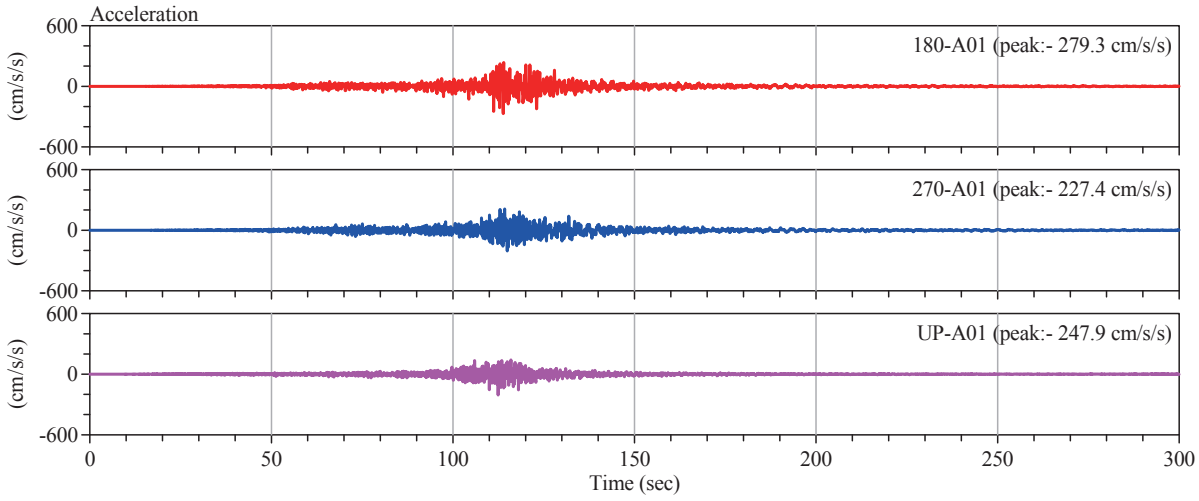


図4.2-20　地表(A01)の加速度記録

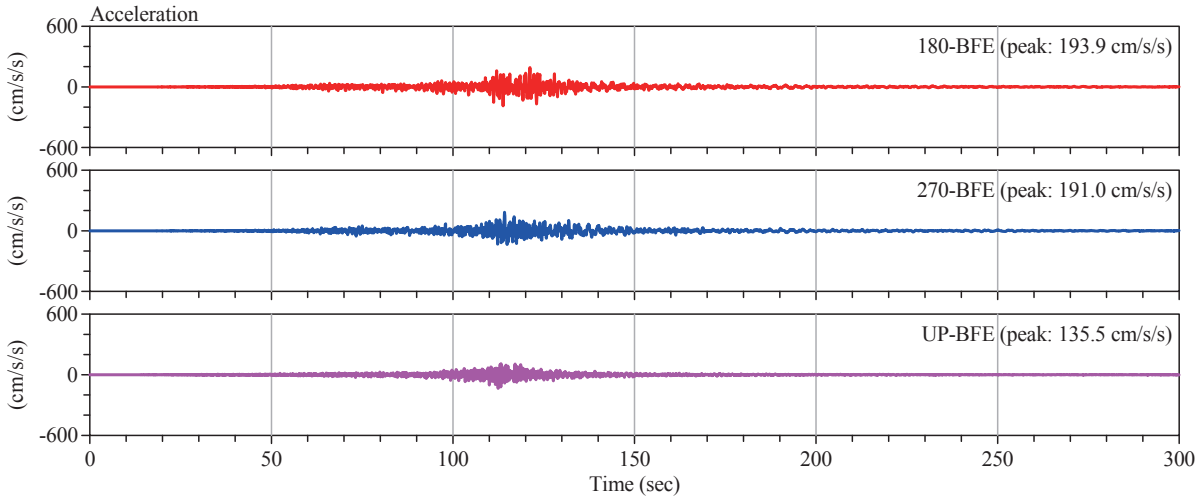


図 4.2-21　地下 1 階(BFE)の加速度記録

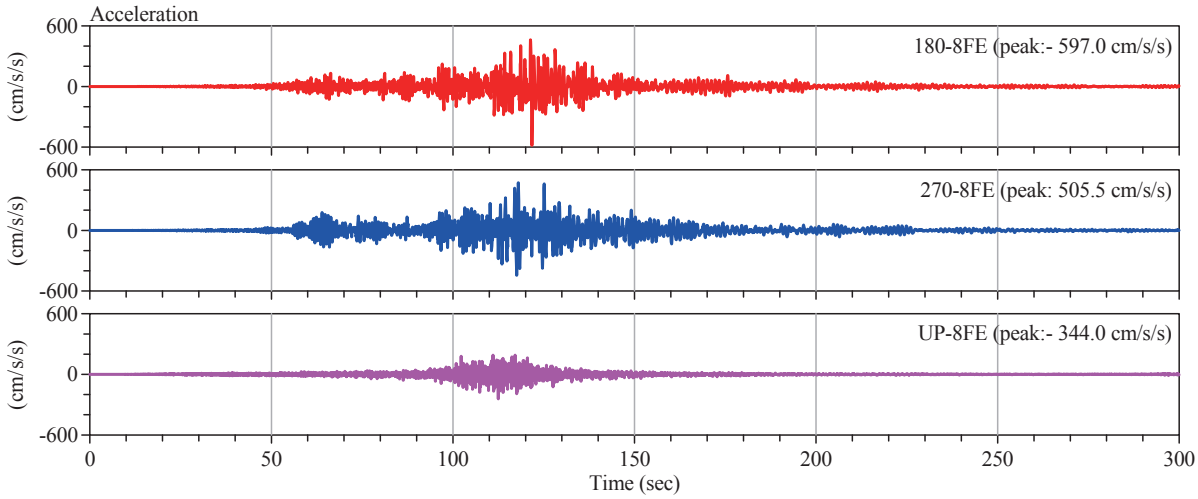


図 4.2-22　8 階(8FE)の加速度記録

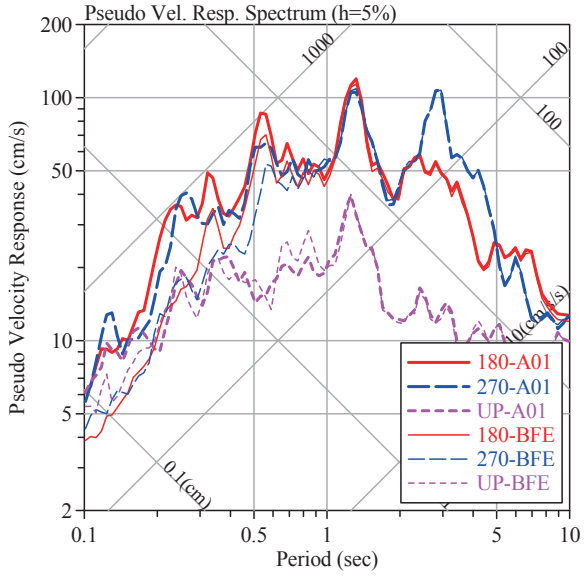


図 4.2-23　地表(A01)と地下 1 階(BFE)の記録の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

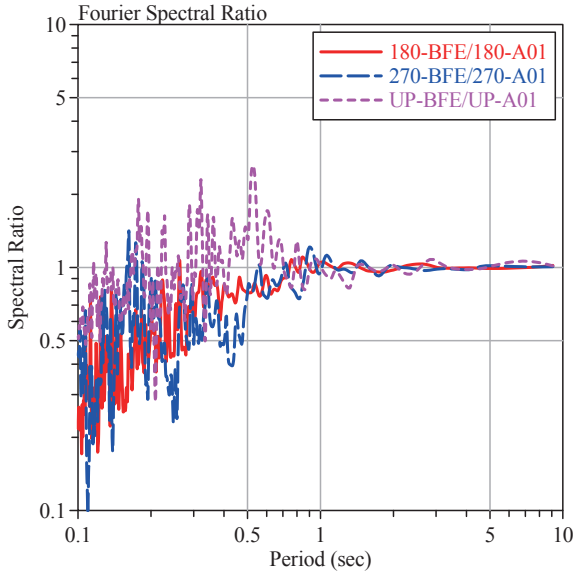


図 4.2-24　地下 1 階(BFE)の地表(A01)に対するフーリエ振幅スペクトル比

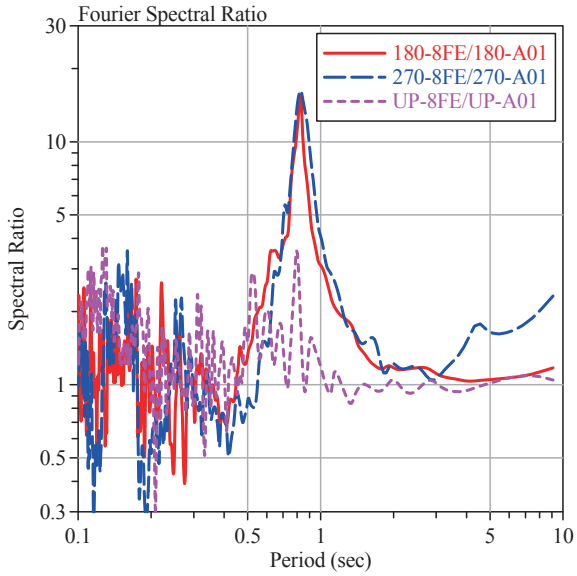


図 4.2-25 8階(8FE)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比

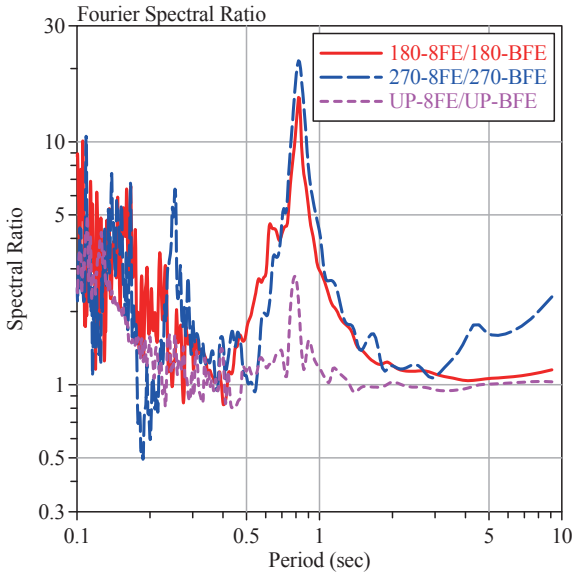


図 4.2-26 8階(8FE)の地下1階(BFE)に対するフーリエ振幅スペクトル比

(5)　つくば市庁舎(TKC)の強震記録

つくば市庁舎は、茨城県つくば市に建つ、地上7階建てのプレキャストプレストレストコンクリート造の免震建物である。強震計は、建物基礎上(免震層下部、B1F)、1階(免震層上部、01F)、および6階(06F)に、計3台が設置してある。図4.2-27から図4.2-29に、基礎上(B1F)、1階(01F)、および6階(06F)で得られた加速度記録を示す。基礎上(B1F)の記録から算出した計測震度は5.2(震度5強)であった。

図4.2-30に、基礎上(B1F)の記録の減衰定数5%の擬似速度応答スペクトルを示す。実線がN004°E方向、破線がN094°E方向、点線がUP(上)方向に対応する。3.5秒辺りの周期にピークが表れ、また、0.5秒から1.5秒の周期領域で応答速度が50 cm/sを超えている。同じつくば市内の、教員研修センターや建築研究所の記録とは少々様相が異なる。

図4.2-31は1階(01F)の基礎上(B1F)に対するフーリエスペクトル比で、免震層の上下の記録を比較したものである。2秒辺りで若干盛り上がり、0.5秒付近が深い谷となっている。図4.2-32は6階(06F)の1階(01F)に対するフーリエスペクトル比で、上部構造の特性を反映したものである。0.45秒辺りに両方向とも明瞭なピークを有し、上部構造の1次固有周期と判断できる。図4.2-33は6階(06F)の基礎上(B1F)に対するフーリエスペクトル比で、免震建物として全体の特性を見たものである。2秒前後に周期に緩やかな山があり、全体系の1次固有振動と考えられる。上部構造の応答はほとんど増幅されていない。

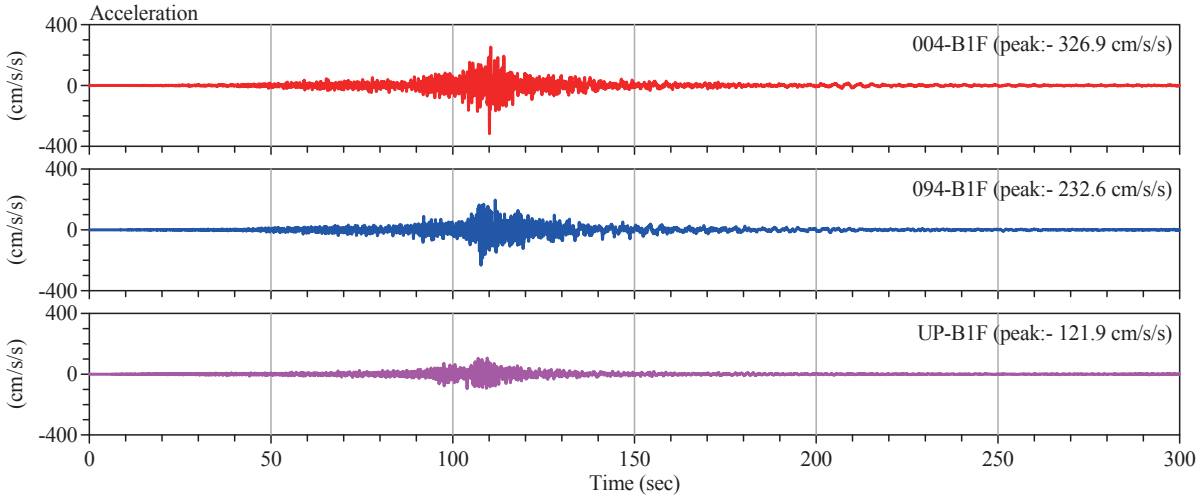


図4.2-27　基礎上(B1F)の加速度記録

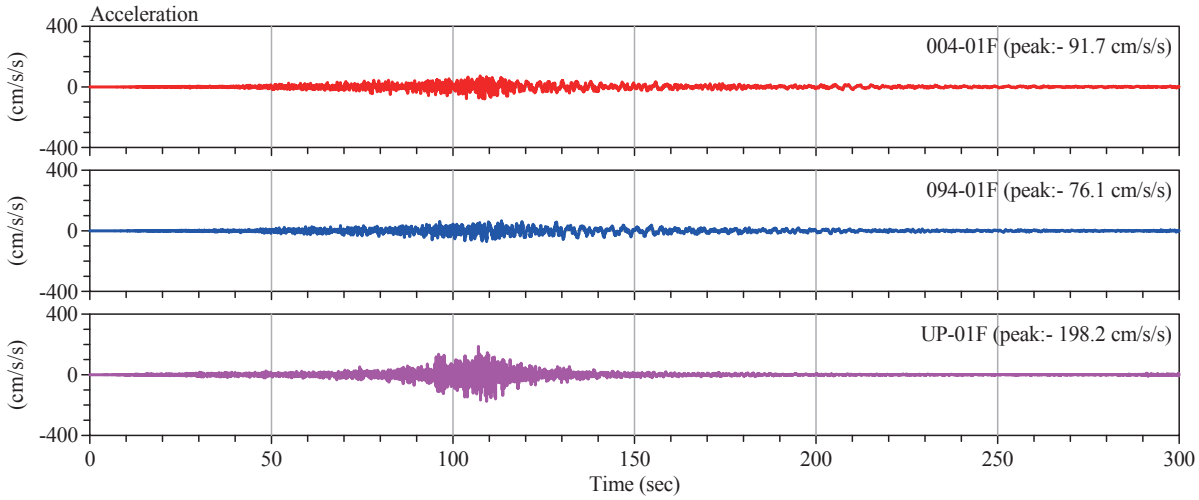


図 4.2-28　1 階(01F)の加速度記録

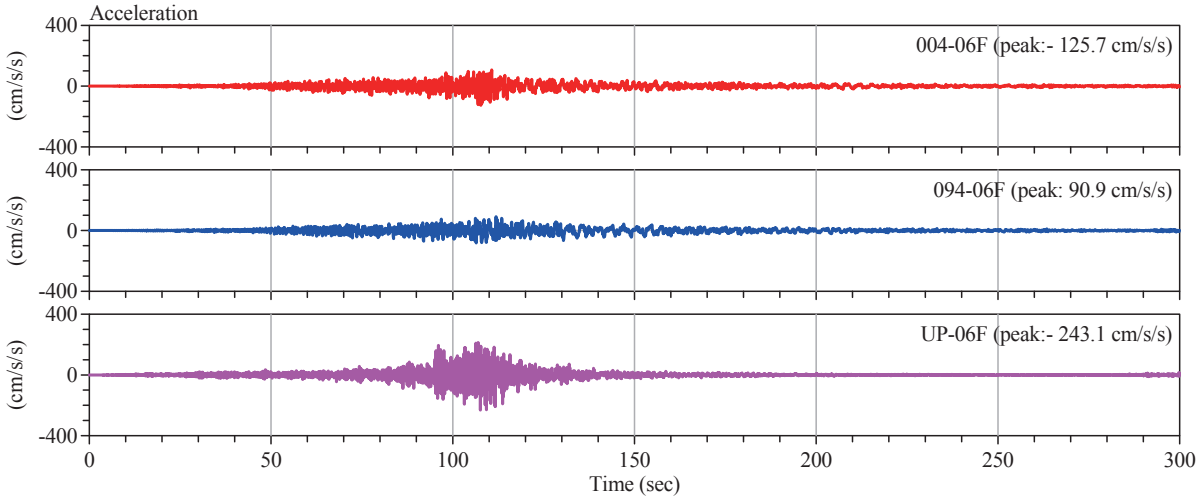


図 4.2-29　6 階(06F)の加速度記録

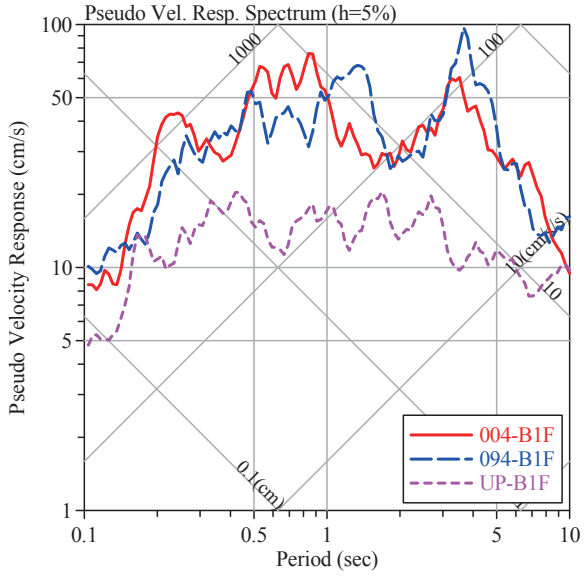


図 4.2-30　基礎上(B1F)の記録の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

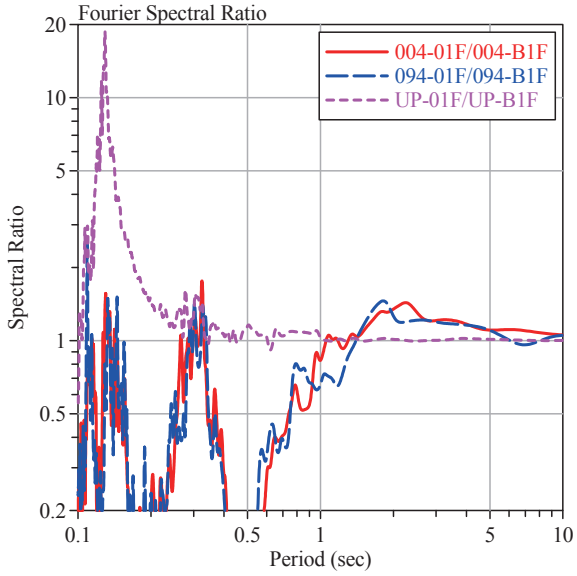


図 4.2-31　1 階(01F)の基礎上(B1F)に対するフーリエスペクトル比

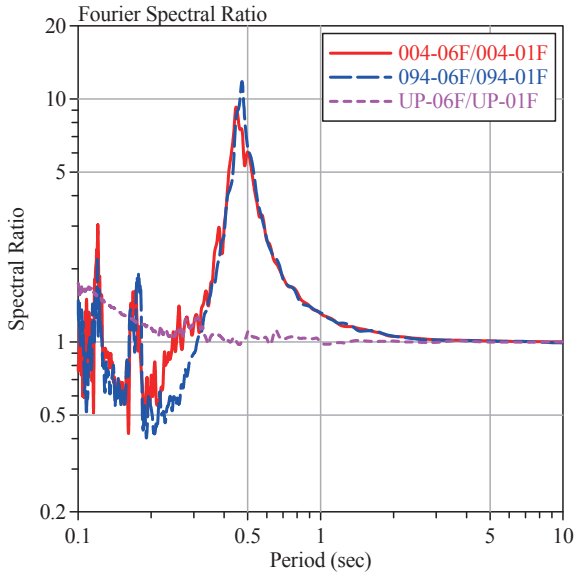


図 4.2-32 6階(06F)の1階(01F)に対するフーリエスペクトル比

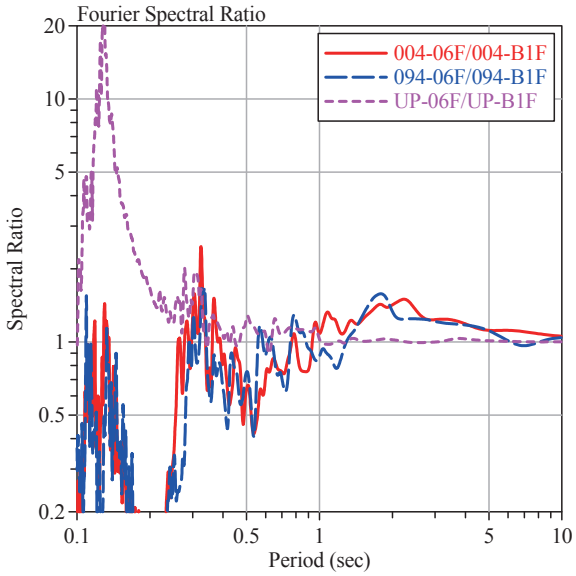


図 4.2-33 6階(06F)の基礎上(B1F)に対するフーリエスペクトル比

(6)　八千代市庁舎新館(YCY)の強震記録

千葉県八千代市の八千代市庁舎新館は、地上6階地下1階の鉄筋コンクリート造建物である。強震計は、地表(GL)、建物の地下1階(B1F)、および塔屋1階(07F)に設置してある[4.2-6)]。図4.2-34から図4.2-36に地表(GL)、地下1階(B1F)、および塔屋1階(07F)で得られた加速度記録を示す。地表(GL)の水平方向で279 cm/s^{2}を超えていた最大加速度は、建物地下1階(B1F)では半分以下に減少している。地表(GL)の記録から算出した計測震度は5.3(震度5強)であった。

図4.2-37に、地表(GL)と建物地下1階(B1F)の記録の減衰定数5%の擬似速度応答スペクトルを示す。太線が地表(GL)に、細線が地下1階(B1F)に対応し、実線がN302°E方向、破線がN032°E方向、点線がUP(上)方向を表す。擬似速度応答スペクトルは、多少の起伏あるものの、0.3 秒より長い周期領域で比較的平坦な形状をしている。N032°E方向の擬似速度応答スペクトルは、周期0.35秒で最大となり、速度応答値は80 cm/sを超えている。

地下1階(B1F)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比を図4.2-38に示す。0.5秒より長い周期領域ではスペクトル比は概ね1となっているが、0.5秒より短い周期領域ではスペクトル比は急激に低下し、地震動入力の低減効果が窺える。

図4.2-39および図4.2-40に、塔屋1階(07F)の記録の地表(GL)および地下1階(B1F)に対するフーリエ振幅スペクトル比を示す。0.5秒から0.6秒の周期に、1次固有振動は表れているが、ピークの形状は幅を持ち、地震の間の振動特性の変動が疑われる。

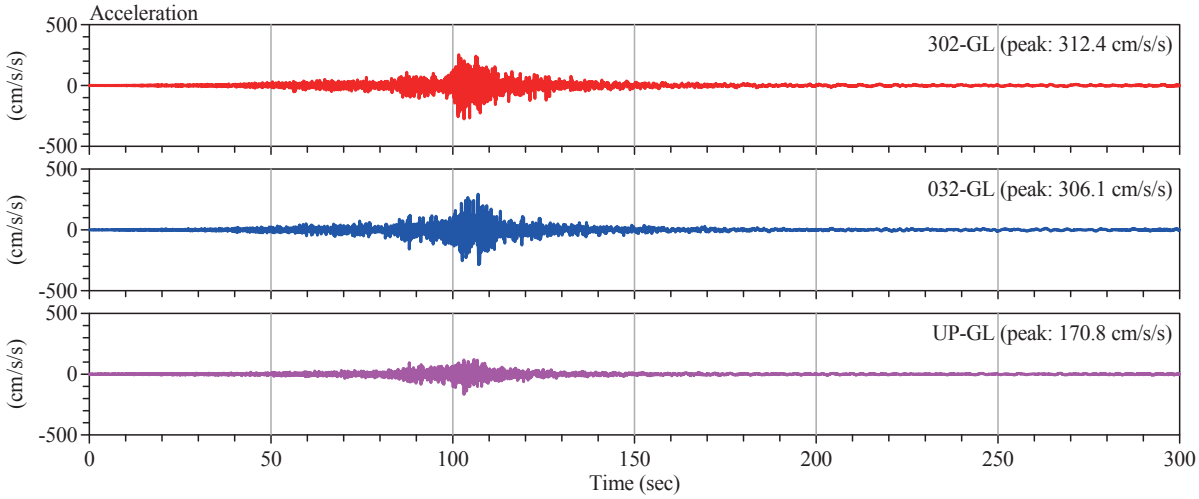


図4.2-34　地表(GL)の加速度記録

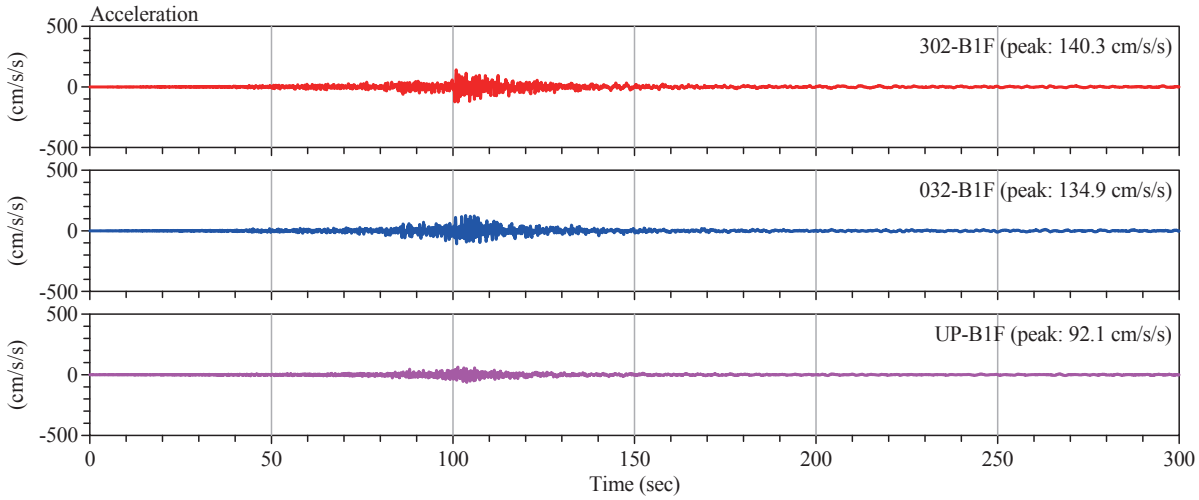


図 4.2-35　地下 1 階(B1F)の加速度記録

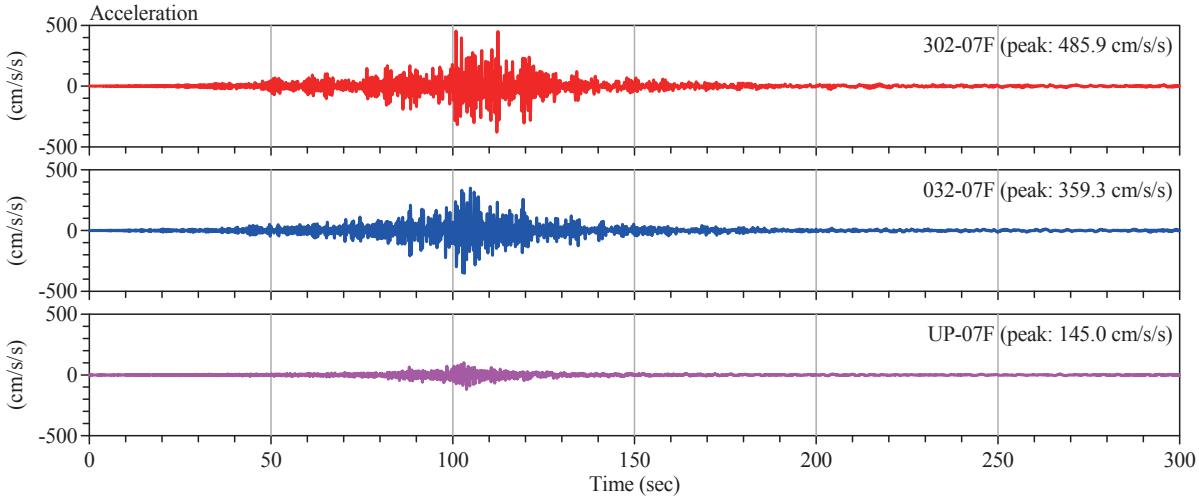


図 4.2-36　塔屋 1 階(07F)の加速度記録

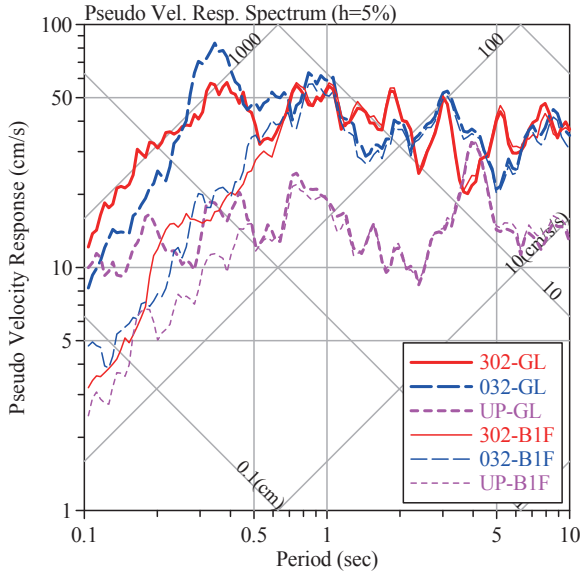


図 4.2-37　地表(GL)と地下 1 階(B1F)の記録の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

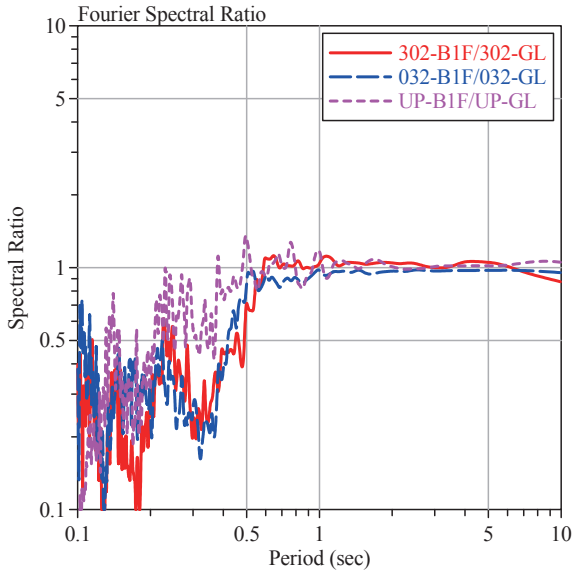


図 4.2-38　地下 1 階(B1F)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比

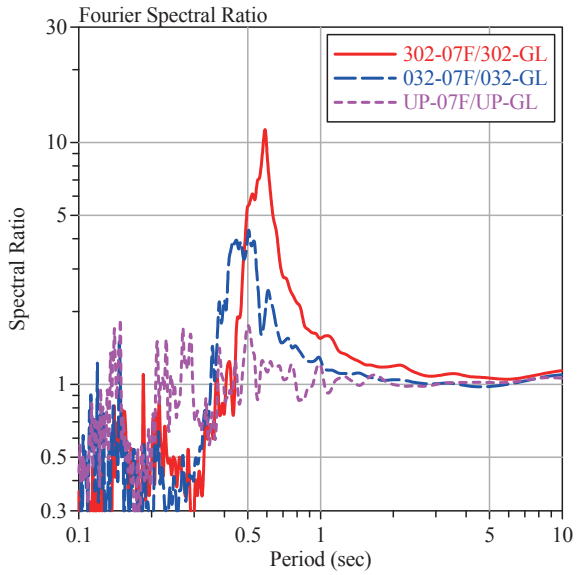


図 4. 2-39　塔屋 1 階(07F)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比

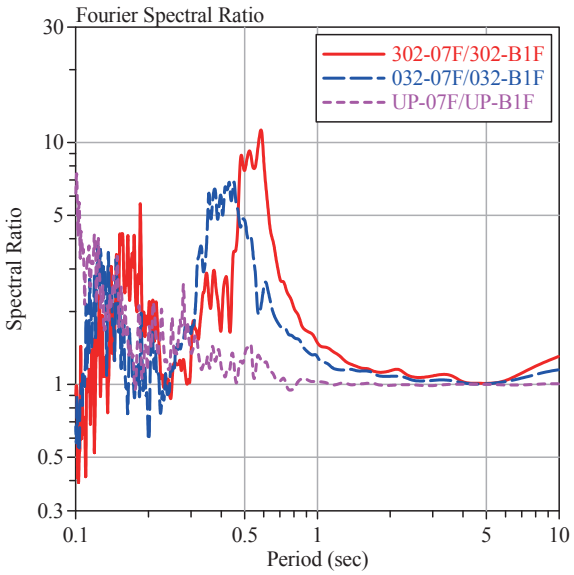


図 4. 2-40　塔屋 1 階(07F)の地下 1 階(B1F)に対するフーリエ振幅スペクトル比

(7)　国立西洋美術館(NMW)の強震記録

国立西洋美術館は、東京都台東区に位置する、地上3階地下1階の鉄筋コンクリート造の免震建物である。強震計は、地表(GL)1台、建物の基礎上に2台(B1FWとB1FE)、1階床梁下に2台(01FWと01FE)、および屋上階(04F) 1台の、計6台が設置してある[4.2-7)]。図4.2-41から図4.2-44に地表(GL)、建物基礎(B1FW)、1階(01FW)、および屋上階(04F)で得られた加速度記録を示す。地表(GL)のN218°E方向で265 cm/s^2、N308°E方向で194 cm/s^{2}であるのに対し、建物基礎上(B1FW)ではそれぞれ100 cm/s^{2}および79 cm/s^{2}となっており、4割ほどに減少している。地表(GL)の記録から算出した計測震度は4.8(震度5弱)であった。

図4.2-45に、地表(GL)と基礎上(B1FW)の記録の減衰定数5%の擬似速度応答スペクトルを示す。太線が地表(GL)に、細線が基礎上(B1FW)に対応し、実線がN218°E方向、破線がN308°E方向、点線がUP(上)方向に対応する。地表(GL)の擬似速度応答スペクトルは、周期0.2秒から10秒にかけての広い周期範囲で平坦な形状を示しており、平均的な速度応答値は30 cm/s程度である。

図4.2-46に、基礎上(B1FW)の記録の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比を示す。1秒から周期が短くなるにつれてスペクトル比は低下し、0.2秒から0.3秒で谷となっている。

図4.2-47は1階(01FW)の基礎上(B1FW)に対するフーリエスペクトル比で、免震層の上下の記録を比較したものである。1.4秒付近に山があり、0.3秒から0.5秒の周期領域が深い谷となっている。図4.2-48は屋上階(04F)の1階(01FW)に対するフーリエスペクトル比で、上部構造の特性を反映したものである。ピークの形状は少々複雑だが、0.3秒から0.4秒に上部構造の1次固有周期があると考えられる。図4.2-49は屋上階(04F)の基礎上(B1FW)に対するフーリエスペクトル比で、免震建物として全体の特性を見たものである。両水平方向ともスペクトル比の1.4秒付近に山があり、全体系の1次固有振動と考えられる。

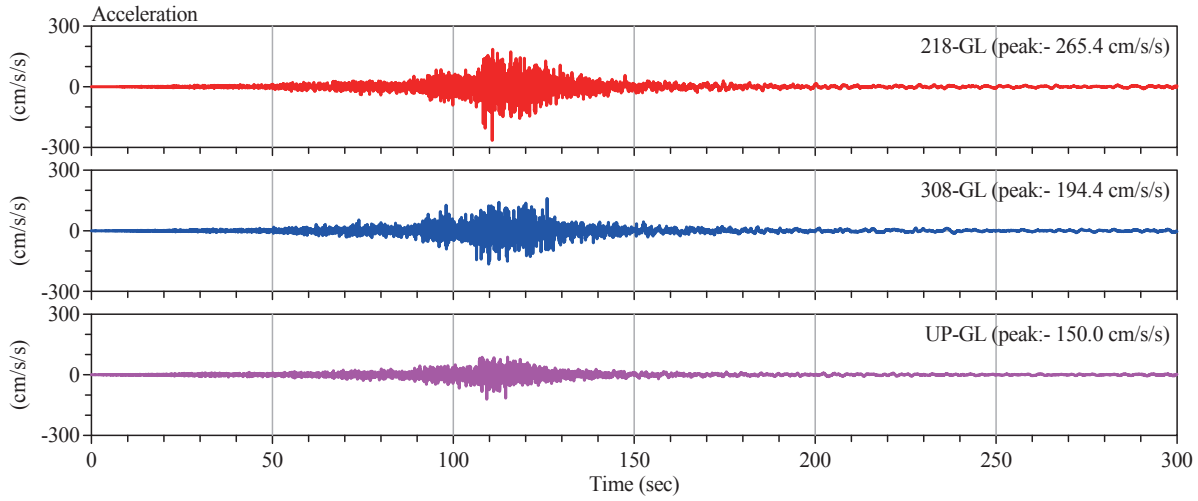


図4.2-41　地表(GL)の加速度記録

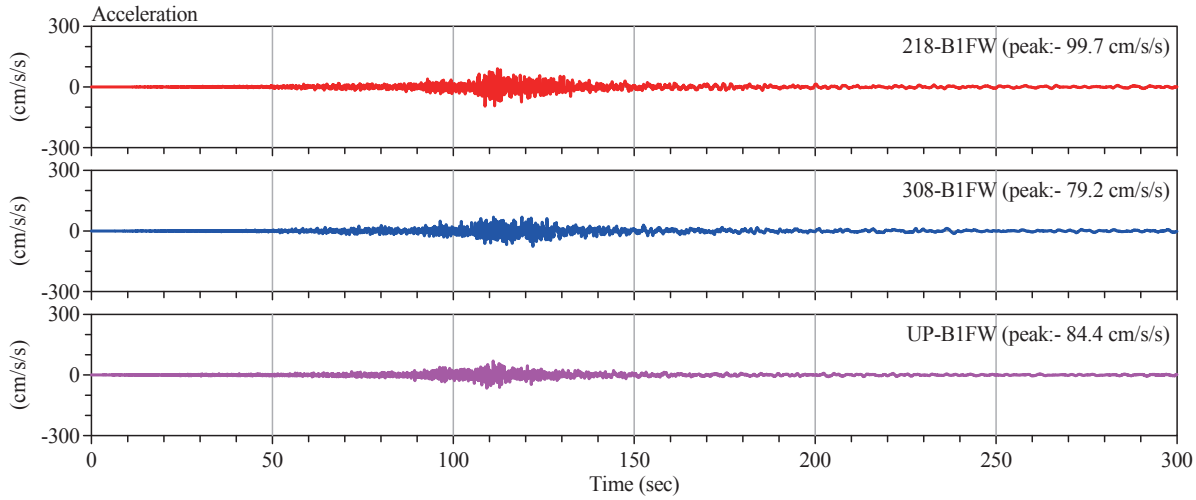


図 4.2-42　基礎上(B1FW)の加速度記録

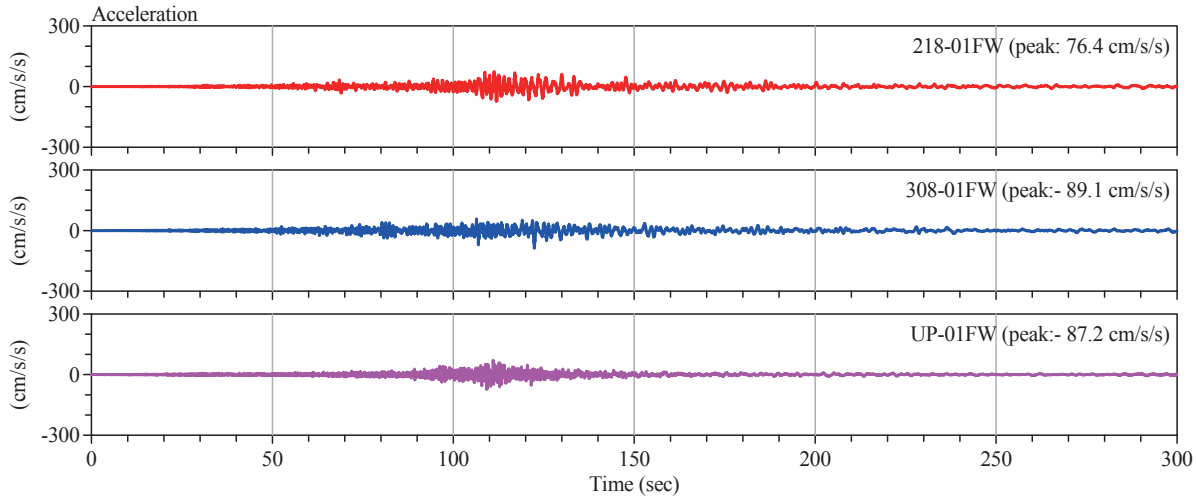


図 4.2-43　1 階(01FW)の加速度記録

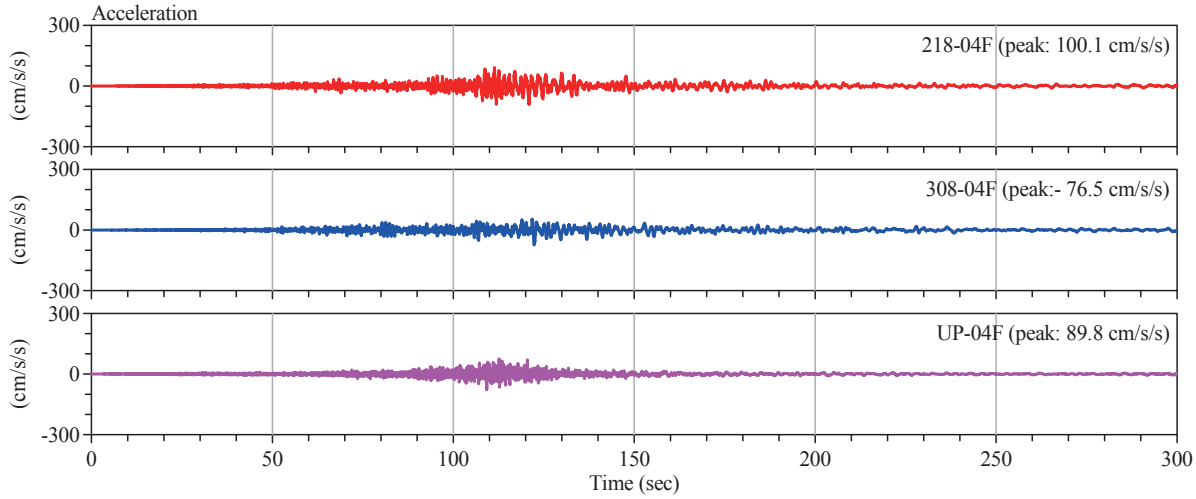


図 4.2-44　屋上階(04F)の加速度記録

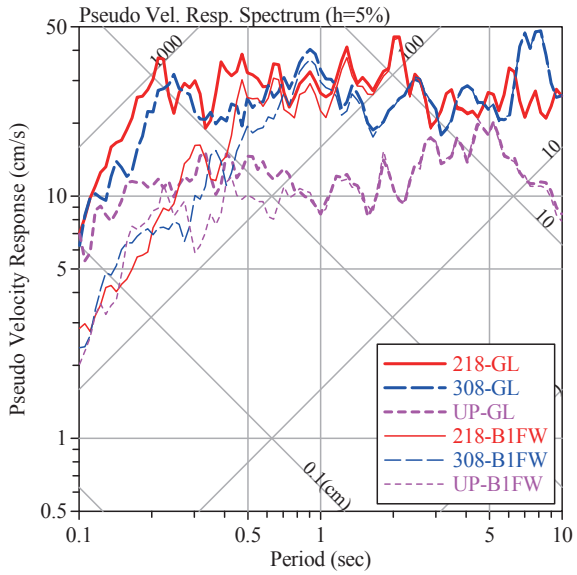


図 4.2-45　地表(GL)と基礎上(B1FW)の記録の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

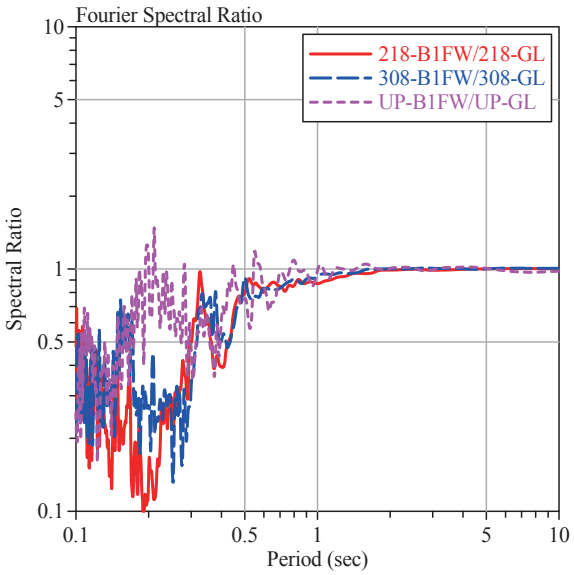


図 4.2-46　基礎上(B1FW)の地表(GL)に対するフーリエ振幅スペクトル比

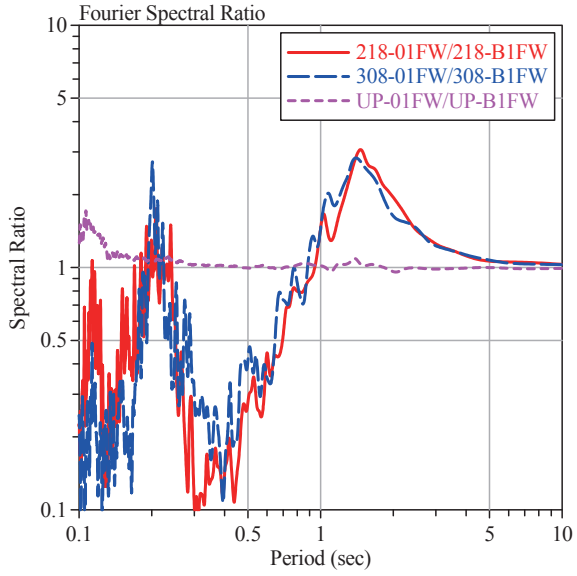


図 4.2-47　1階(01FW)の基礎上(B1FW)に対するフーリエスペクトル比

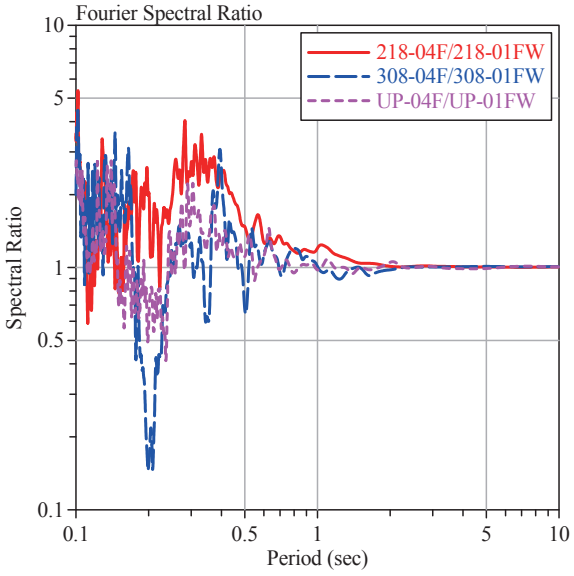


図 4.2-48　屋上階(04F)の1階(01FW)に対するフーリエスペクトル比

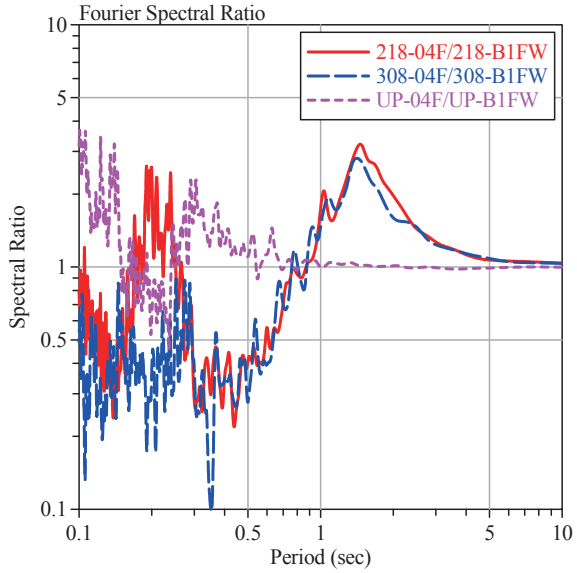


図 4.2-49　屋上階(04F)の基礎上(B1FW)に対するフーリエスペクトル比

参考文献

4.2-1) 鹿嶋俊英，小山信，大川出：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震における建物の強震観測記録，建築研究資料 No.135，独立行政法人建築研究所，2012年3月

4.2-2) 源栄正人，三辻和弥，田中匠子，鹿嶋俊英，大野晋：2011 年東北地方太平洋沖地震における被害建物の地震前後の振動特性の変化，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2 分冊，pp.45-46，2011年8月

4.2-3) 鹿嶋俊英，小山信，石原直，飯場正紀：いわき市庁舎における 2011 年東北地方太平洋沖地震の強震記録と余震観測，日本地震工学会大会-2011 梗概集，pp.294-295，2011年11月

4.2-4) 鹿嶋俊英，小山信，飯場正紀，大川出：八戸市庁舎における強震観測，第13 回日本地震工学シンポジウム，pp.3998-4005，2010年11月

4.2-5) 鹿嶋俊英：2011 年東北地方太平洋沖地震の建築研究所建物の強震記録，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2分冊，pp.319-320，2011年8月

4.2-6) 飯場正紀，小山信，鹿嶋俊英：八千代市内建物における 2011 年東北地方太平洋沖地震前の卓越振動数の変化，日本地震工学会大会-2011 梗概集，pp.136-137，2011年11月

4.2-7) 鹿嶋俊英，大川出，小山信，飯場正紀：免震耐震改修された国立西洋美術館本館の地震時挙動，第12回日本地震工学シンポジウム(12JEES)論文集，pp.1194-1197，2006年11月

4.3 強震観測に基づく建物挙動の解明

4.3.1 建築研究所のエキスパンションジョイントの余震による変位測定結果

平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震では、建築研究所の管理研究本館(以下本館)と都市防災研究センター棟(以下新館)をつなぐ渡り廊下の、エキスパンションジョイント部で、ジョイント部材の破損や天井材の落下など被害が生じた[4.3-1)]。ここでは、建築研究所の本館と新館に設置された強震計の強震記録を用いて、エキスパンションジョイント部の変位を推定するとともに、余震観測として行ったエキスパンションジョイント部の変位計測結果を用いて、変位の算出方法を検証する。

(1) 建物とエキスパンションジョイントの応答変位

東北地方太平洋沖地震の本震について、建物の 8 階の地下階に対する水平方向の相対変位(建物変位と称する)と、8 階での新館と本館のエキスパンションジョイント部の相対変位(Exp.J 変位と呼ぶ)を強震記録から評価する。主な加速度計の設置位置を図 4.3-1 に示す。変位は、カットオフ振動数 0.1Hz のハイパスフィルターを用いた高速フーリエ変換を用いた積分によって算出した。建物変位については、新館は8階東側(8FE)の変位と地下1階東側(BFE)の変位の差、本館は8階中央(M8C)と地下1階中央(MBC)の変位差から求めている。Exp.J 変位は、新館及び本館の 8 階の複数の加速度計から新館及び本館のエキスパンションジョイント部の絶対変位を算出し、その差を採っている。各建物のエキスパンションジョイント部の絶対変位は以下のように算出した。

図 4.3-2 に示すように、EW(東西)方向の変位を x、NS(北南)方向の変位を y とすると、ねじれを考慮した Exp.J 変位 (x_2, y_2) は、式(4.3-1)で与えられる。ここで建物内の 2 点の変位(x_0, y_0)と(x_1, y_1)がわかれば回転角 θ が(4.3-2)式で与えられるので、(x_2, y_2) は(4.3-3)式で算出できる。新館の場合、(x_0, y_0)は 8FN と 8FS の変位の平均値を、(x_1, y_1)は 8FE の値を採っている。本館の場合は、8FE と 8FC の変位をそのまま使う。

$$x_2 = x_0 + L_2 \cos\theta, \quad y_2 = y_0 + L_2 \sin\theta \cdots\cdots (4.3\text{-}1)$$

$$\cos\theta = \frac{(x_1 - x_0)}{L_1}, \quad \sin\theta = \frac{(y_1 - y_0)}{L_1} \cdots\cdots (4.3\text{-}2)$$

$$x_2 = x_0 + \frac{L_2}{L_1}(x_1 - x_0), \quad y_2 = y_0 + \frac{L_2}{L_1}(y_1 - y_0) \cdots\cdots (4.3\text{-}3)$$

図 4.3-3 に、110 秒から 140 秒の間の各変位の時刻歴を示す。上から順に、(a)新館と本館の NS 方向の建物変位、(b)新館と本館の EW 方向の建物変位、(c)NS 方向の Exp.J 変位、及び(d)EW 方向の Exp.J 変位となっている。NS 方向の建物変位は、新館と本館の固有振動数が近いためほぼ同位相で揺れており、最大変位は 10 cm(平均層間変形角約 1/250)を超えている。EW 方向は新館と本館の固有振動数が異なるため別々に揺れており、新館の変位が本館より大きく、最大変位は 10 cm 弱となっている。一方、Exp.J 変位をみると、EW 方向の変位が NS 方向より大きくなっており、最大変位は 12 cm に達する。NS 方向は、新館と本館の固有周期が近いため、揺れが同位相となりやすいため両者の変位差は大きくなりにくい。しかし、EW 方向は新館と本館の固有周期が異なるため、両者の揺れが逆位相となるときに大きな変位差を生じている。

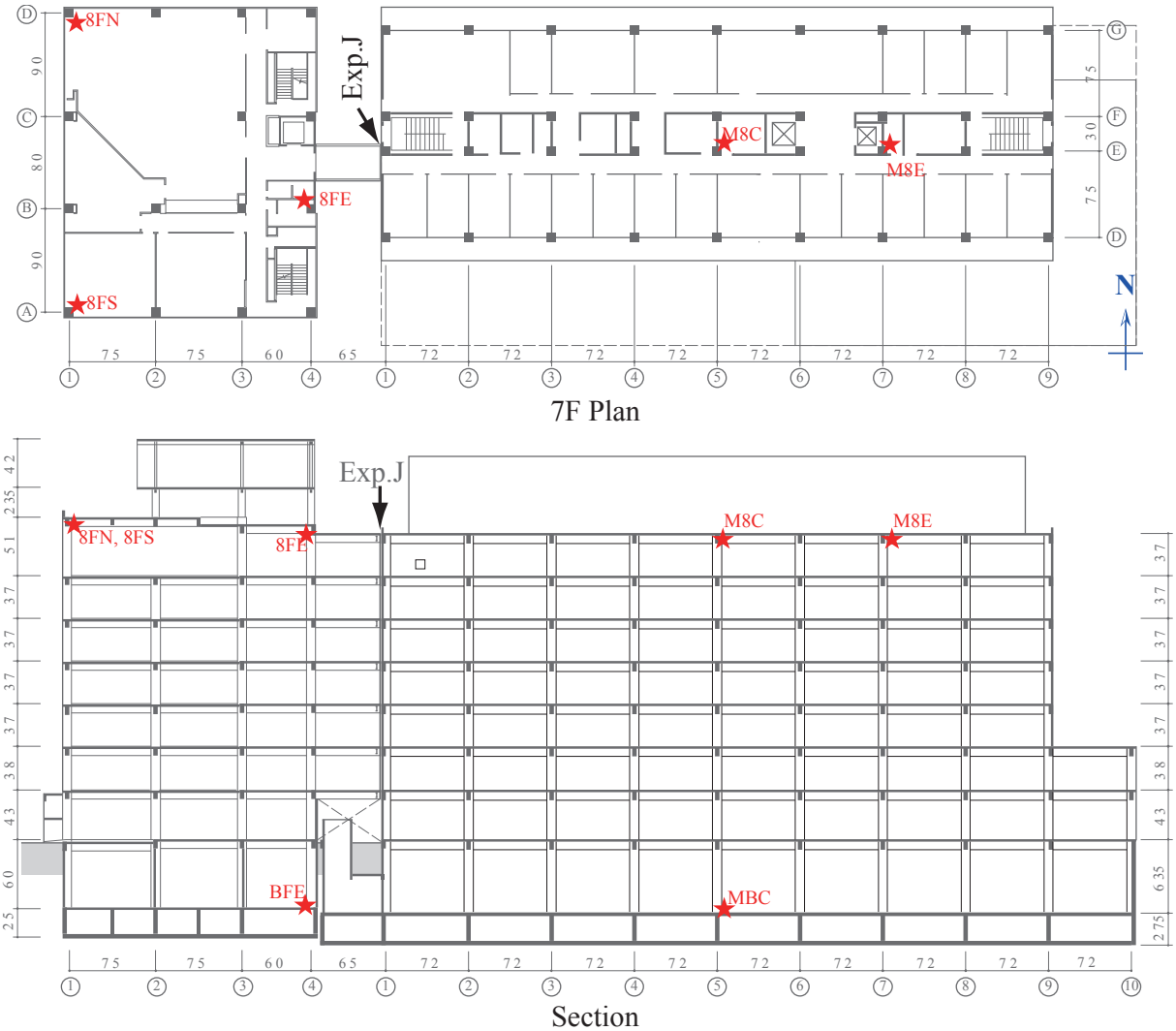


図 4. 3-1　加速度計の配置

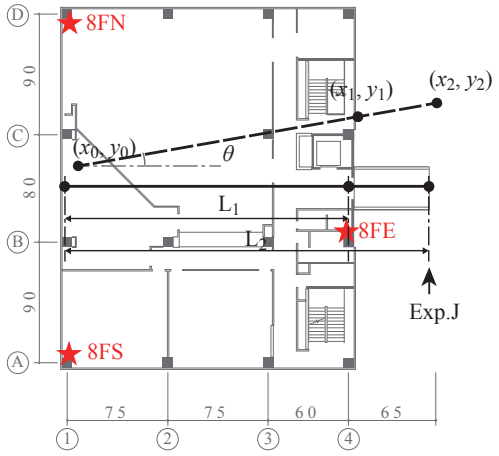


図 4. 3-2　エキスパンションジョイント部の相対変位(Exp. J 変位)の算出方法

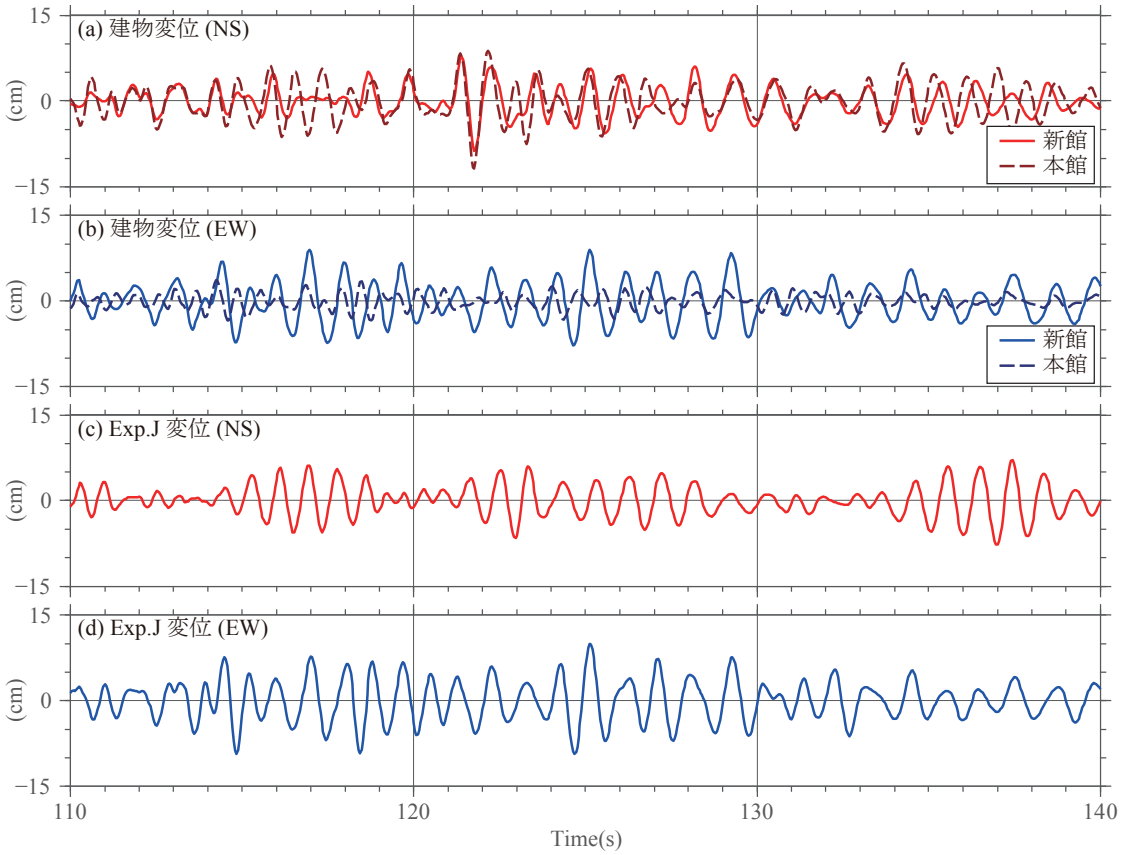


図 4.3-3　(a)新館と本館の NS 方向の建物変位、(b)新館と本館の EW 方向の建物変位、(c) NS 方向の Exp. J 変位、及び(d) NS 方向の Exp. J 変位

(2) Exp.J 変位の計測

本館と新館の 7 階の渡り廊下にあるエキスパンションジョイント部分で、水平 2 方向の相対変位を計測する。変位の計測は測定範囲±100 ㎜のレーザー変位計を用いた。

計測は 2011 年 3 月 23 日の深夜から 5 月 11 日までの 2 カ月弱の期間で実施した。

表 4.3-1 に比較的大きな記録の最大最小値を抜粋して示す。各記録の開始時点の Exp.J 変位を零としてデータ処理を行っており、最大最小値には各記録の前に生じた残留変位は含んでいない。東西方向の Exp.J 変位（EW-D）はエキスパンションジョイントの伸縮方向の変位で、800㎜離して 2 本の変位計を平行にセットした（(S)と(N)）が、ほぼ同じ最大最小値となっている。東西方向は最大で 18㎜弱の Exp.J 変位が記録された。南北方向の Exp.J 変位（NS-D）は伸縮と直交する方向で、最大で 8㎜弱となっている。

図 4.3-4 及び 4.3-5 に、4 月 7 日及び 4 月 16 日の Exp.J 変位の時刻歴を示す。

表 4.3-1　Exp.J 変位の最大最小値（比較的大きな記録）

(Unit: mm)

	EW-D(S)		EW-D(N)		NS-D	
Date	max	min	max	min	max	min
2011/3/29 19:55	4.8	-4.3	5.2	-4.4	3.1	-3.3
2011/4/2 16:55	2.9	-3.0	3.0	-3.0	0.8	-1.6
2011/4/7 23:32	15.1	-17.5	15.1	-17.8	7.8	-4.7
2011/4/14 12:08	10.8	-10.5	10.9	-10.4	2.3	-2.3
2011/4/16 11:18	14.9	-14.6	14.8	-14.3	7.4	-7.8
2011/4/21 22:36	10.4	-11.0	10.2	-11.3	6.0	-6.5
2011/4/26 21:10	4.3	-3.9	4.2	-4.1	2.4	-2.6
2011/5/1 2:11	2.8	-3.1	2.7	-3.5	1.5	-1.4

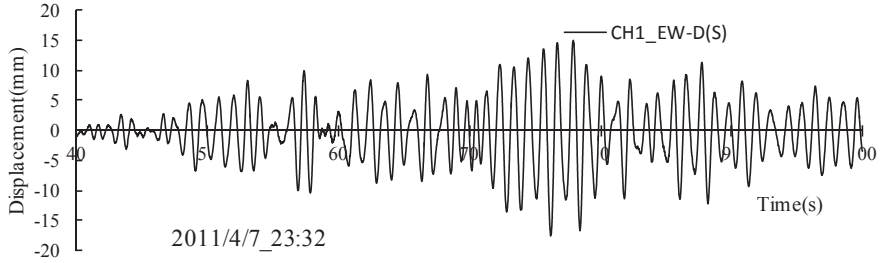


図 4.3-4　Exp.J 変位の時刻歴（4 月 7 日の東西(伸縮)方向の記録）

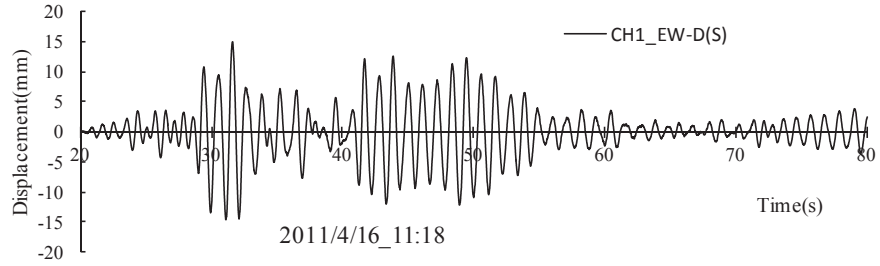


図 4.3-5　Exp.J 変位の時刻歴（4 月 16 日の東西(伸縮)方向の記録）

(3) 加速度計の積分変位による Exp.J 変位と実測値との比較

2011 年 4 月 21 日に発生した千葉県東方沖の地震で得られた強震記録から算出した Exp.J 変位と、計測された Exp.J 変位を比較する。強震記録が得られた地震の諸元を表 4.3-2 に示す。地表面で観測された計測震度は 3.6、最大加速度は NS 成分の 45 cm/s^2 であった。

図 4.3-6 に Exp.J 変位を比較して示す。上段は 80 秒間の変位で、下段は 20 秒から 40 秒の間を拡大して示している。またそれぞれの上図が NS 方向、下図が EW 方向に対応し、実線が強震記録からの算出結果、破線が変位計の計測結果を示している。なお、EW 方向については変位計が 2 台(南側(S)及び北側(N))設置されているが、両者の値はほぼ一致しているので、ここでは南側(S)の変位計の結果を採用している。建物のねじれ振動の影響が大きいと考えられる NS 方向では、強震記録からの算出結果が変位計の計測結果より若干大きめの値を示しているが、波形は極めてよい対応を示している。また、EW 方向も同様に、若干の振幅の差はみられるが両者の変位波形は酷似している。強震記録は 8 階床レベルで得られたもの、変位計の計測は 7 階床で行っていることを考えると、強震記録から算出した変位が若干大きい値になることは合理的であり、前述の Exp.J 変位の算出方法は妥当であると判断できる。

表 4.3-2 地震諸元(気象庁による)

発震時	2011 年 4 月 21 日 22 時 37 分
震央地名	千葉県東方沖
震央位置	35°40.5”N, 140°41.1”E
規模	6.0
震源深さ	46 km

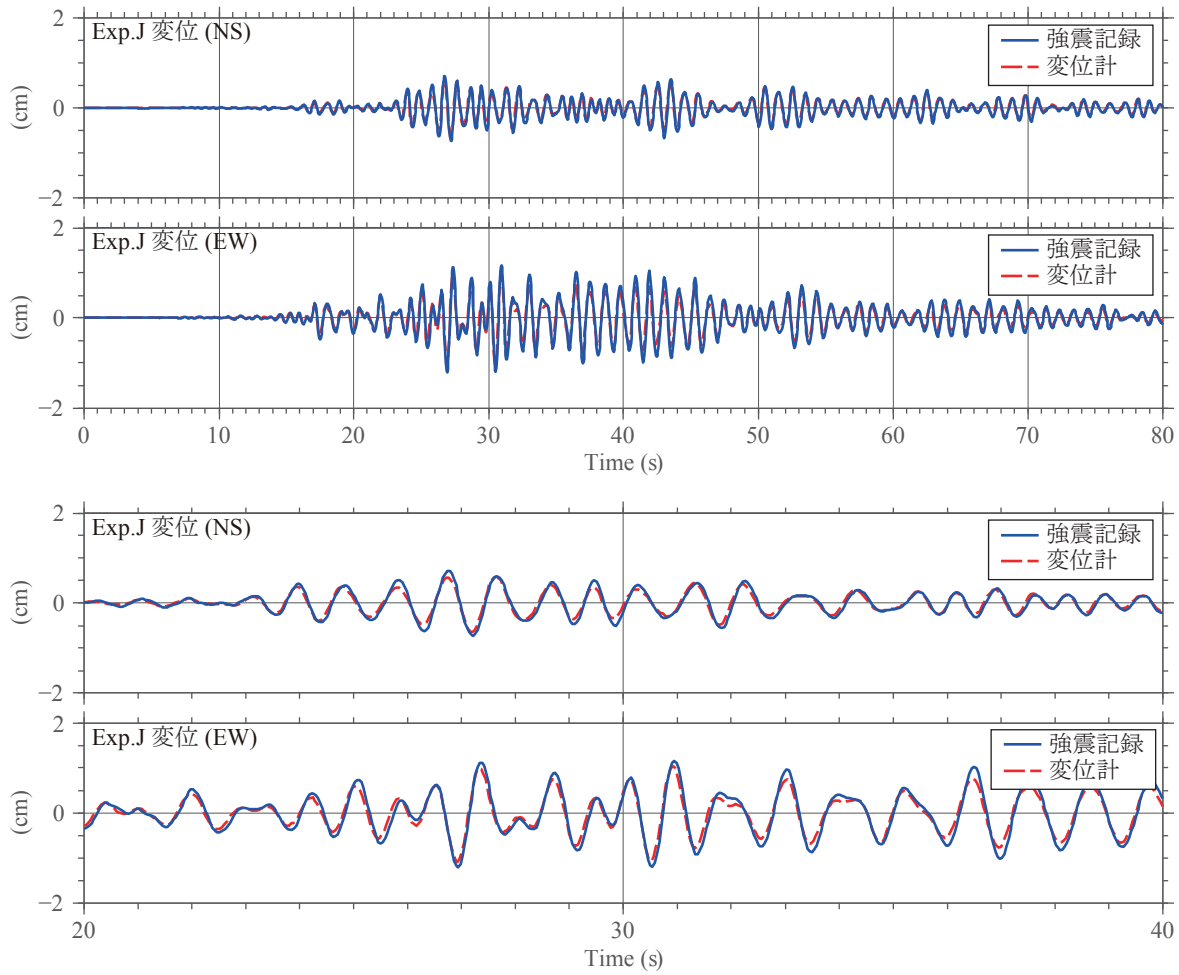


図 4.3-6　Exp. J 変位の比較。下段は 20 秒から 40 秒の拡大図。実線が強震記録からの算出結果、破線が変位計の計測結果

(4) 強震記録を用いた Exp. J 変位の評価

上述の方法で、強震記録から Exp. J 変位が算出できることが示されたので、これまで得られた比較的大きな強震記録から Exp. J 変位を算出し、その最大値と新館と本館それぞれの建物変位の最大値との関係を考察する。解析の対象は、建築研究所の地盤上で震度 4 以上を観測した、表 4.3-3 に示す 10 個の強震記録である。EQ5 が、東北地方太平洋沖地震の本震である。

各強震記録から算出した、新館建物変位、本館建物変位、及び Exp. J 変位の最大値を図 4.3-7 に示す。左が NS 方向、右が EW 方向である。東北地方太平洋沖地震の前は、いずれの変位の最大値も 1 cm から 2 cm 程度であったが、東北地方太平洋沖地震の本震や余震で大きな変位が生じている。本震後は同程度の計測震度の地震動でも最大変位が大きくなっているようにみられ、建物剛性の低下が影響していると考えられる。

次に、Exp. J 変位の最大値を以下の 2 つの式と比較する。(4.3-4)式は、新館と本館の建物変位の最大値の和である。両者の最大値が同時に逆位相で生じれば、Exp. J 変位と一致する。(4.3-5)式は、新館と本館の建物変位の最大値の自乗和の平方根をとったものである。図 4.3-8 に Exp. J 変位の最大値と、(4.3-4)式と(4.3-5)式の比を示す。◆が(4.3-4)式に対する比、■が(4.3-5)式に対する比である。NS 方向ではいずれの比も 1 を超えないが、EW 方向では(4.3-5)式に対する比はほとんどの地震で 1 を超える。(4.3-4)式に対する比も 0.8 から 0.9 と大きい。これは、二つの建物の固有周期が異なる場合

は、二つの建物の最大変位が同時に、かつ逆位相で生じる可能性を考慮すべきことを示唆している。

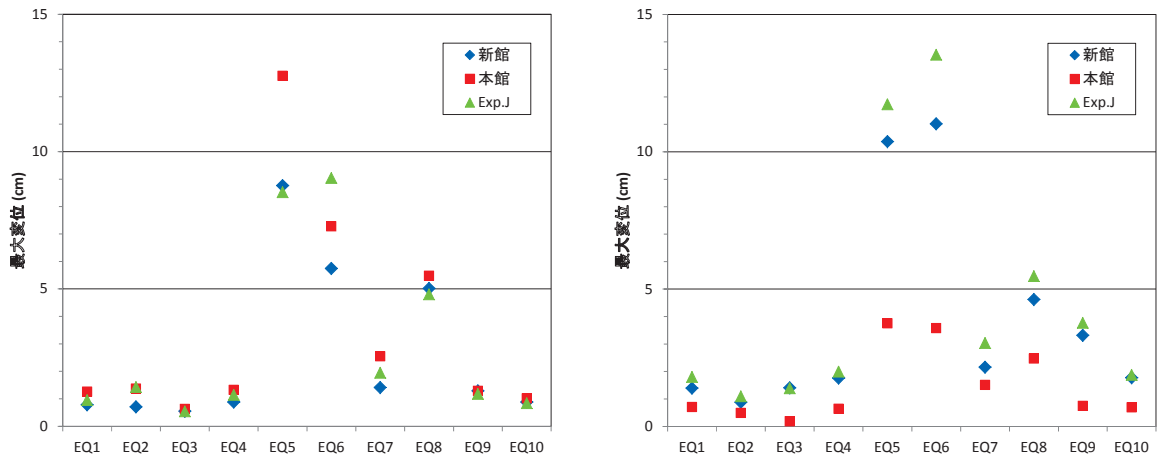
$$D_{e1} = |D_A| + |D_M| \quad \cdots\cdots (4.3\text{-}4)$$

$$D_{e2} = \sqrt{D_A{}^2 + D_M{}^2} \quad \cdots\cdots (4.3\text{-}5)$$

表 4.3-3　解析に用いた強震記録(地震諸元は気象庁による)

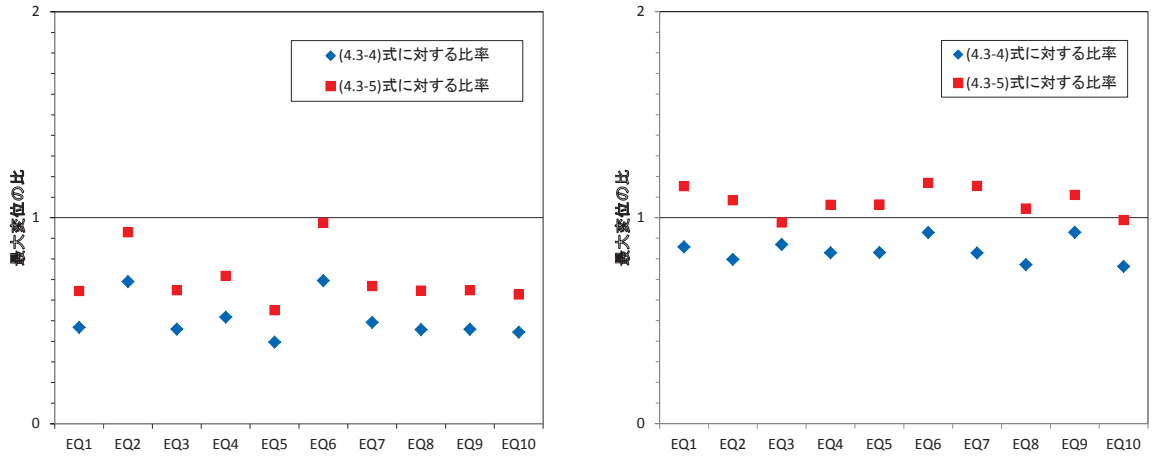
番号	日時	震央地名	震源深さ (km)	M	震央距離 (km)	PGA (gal)	計測震度
EQ1	2004/10/06 23:40	茨城県南部	66	5.7	17	55	3.8
EQ2	2005/10/19 20:44	茨城県沖	48	6.3	91	40	3.5
EQ3	2007/07/16 10:13	新潟県上中越沖	17	6.8	205	19	3.6
EQ4	2008/05/08 01:45	茨城県沖	51	7.0	138	50	3.6
EQ5	2011/03/11 14:46	三陸沖	24	9.0	330	279	5.3
EQ6	2011/03/11 15:15	茨城県沖	43	7.6	107	151	4.7
EQ7	2011/03/19 18:56	茨城県北部	5	6.1	85	81	3.9
EQ8	2011/04/11 17:16	福島県浜通り	6	7.0	105	118	4.6
EQ9	2011/04/12 14:07	福島県浜通り	15	6.4	114	39	3.5
EQ10	2011/04/16 11:19	栃木県南部	79	5.9	26	45	3.6

PGA は、地表の最大加速度



(a) NS 方向　　(b) EW 方向

図 4.3-7　各地震時の新館建物変位、本館建物変位、Exp.J 変位の最大値



(a) NS 方向　　(b) EW 方向

図 4.3-8　Exp.J 変位最大値の(4.3-4)式及び(4.3-5)式に対する比率

(5) まとめ

東北地方太平洋沖地震における、建築研究所の本館と新館の間のエキスパンションジョイント部の被害を受けて、変位計による Exp.J 変位の計測を行い、強震記録から Exp.J 変位を算出できることを示した。本震時の Exp.J 変位は EW 方向で最大 12 cm と推定される。また、これまでに建築研究所新館及び本館で得られた震度 4 以上の強震記録を使った検討では、固有周期の異なる EW 方向では、Exp.J 変位の最大値が新館と本館の建物変位の最大値の和に近い値に達していることが分かった。

4.3.2 実験棟建屋の余震観測と入力地震動の推定

(1) 余震観測による実験棟建屋と既設強震計の記録の比較

建築研究所の敷地内には、様々な用途の実験棟があり、建物の規模や構造、基礎形式も多様である。ここではそのうち、実大構造物実験棟を取り上げ、余震観測を通じて本震時の入力地震動の推定を行う。実大構造物実験棟への地震入力を検討するため、実大構造物実験棟の 1 階に強震計を設置し、既設の強震計との比較観測を行った。図 4.3-9 に比較対象の既設強震計の加速度計と、余震観測用の強震計の位置を示す。A01 は新館南側地表、BFE は館地下 1 階東側、MBC は本館地下 1 階中央、1FS は実大構造物実験棟南側シャッター内側、1FN は実大構造物実験棟北西側出入り口近くである。対象の強震記録は、2011 年 4 月 11 日 17 時 16 分に福島県浜通りで発生した、2011 年東北地方太平洋沖地震の余震(M7.0、深さ 6 km)である。建築研究所の震央距離は、105 km であった。各加速度計で得られた最大加速度を表 4.3-4 に示す。

各加速度計で得られた加速度波形と減衰定数 5%の加速度応答スペクトルと変位応答スペクトルを、NS 方向について図 4.3-10 に、EW 方向について図 4.3-11 に示す。

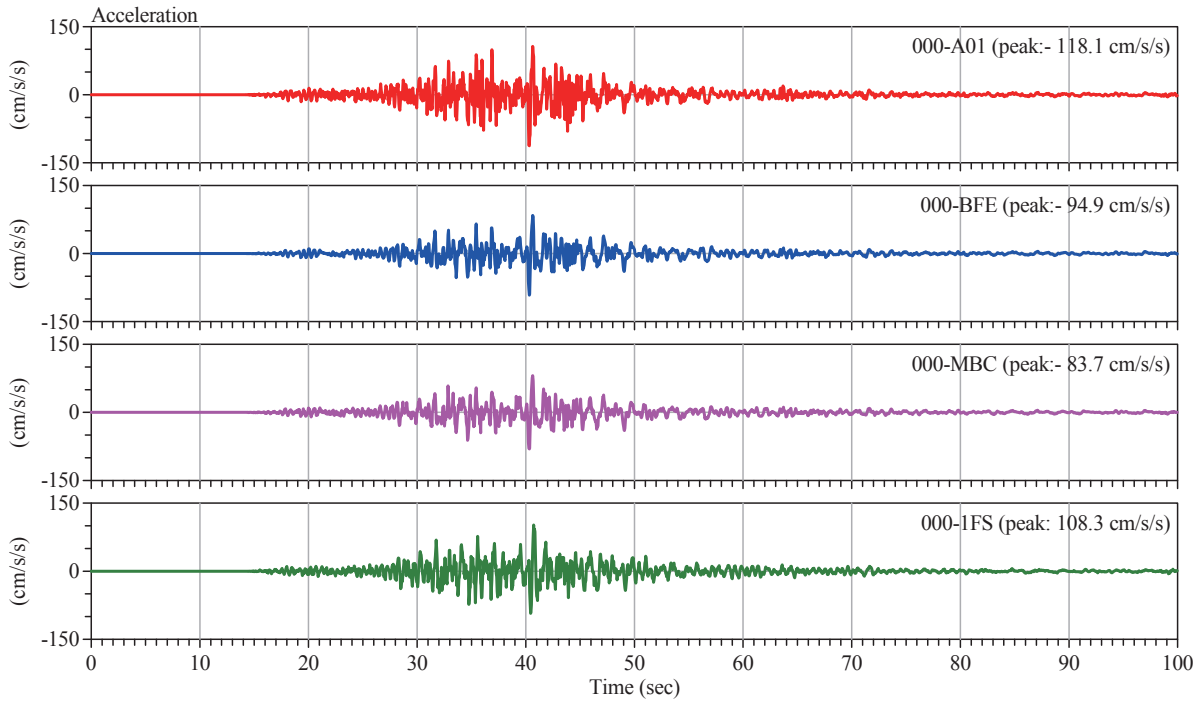


図 4.3-9 加速度計の位置。A01 は地表、BFE、MBC は地下 1 階、1FS、1FN は 1 階(航空写真は Google Map より(画像©2012 DigitalGlobe GeoEye))

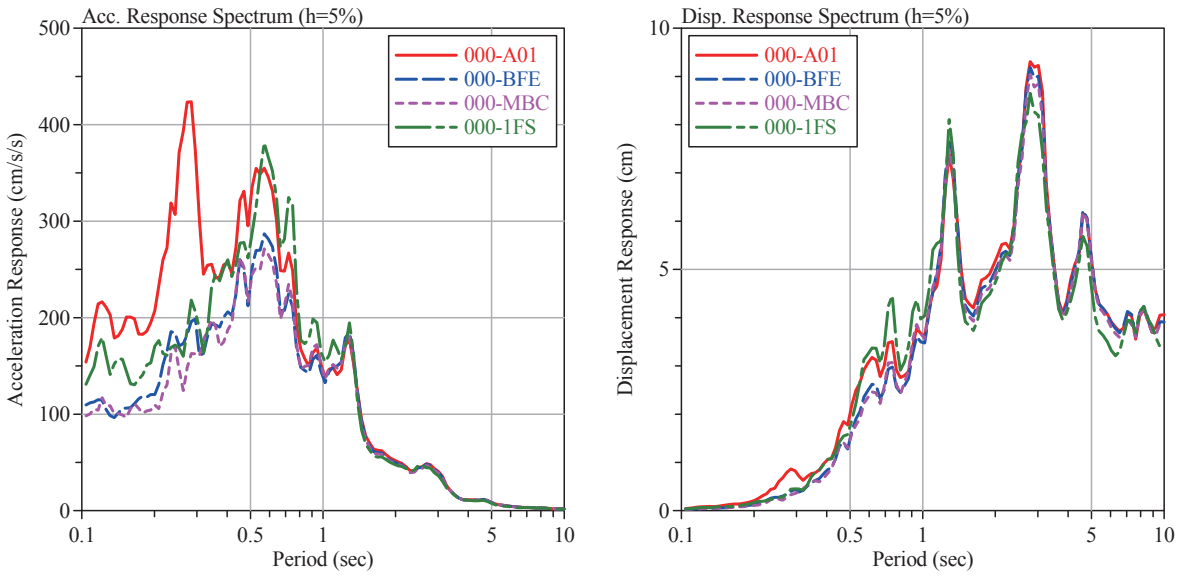
表 4.3-4 強震記録の最大加速度と最大速度

記号	設置場所	計測震度	最大加速度(cm/s^2)			最大速度*1(cm/s)		
			NS	EW	UP	NS	EW	UP
A01	新館南側地表	4.6	118	90	59	12.7	11.1	3.7
BFE	新館地下 1 階	4.5	95	69	41	10.7	10.9	3.5
MBC	本館地下 1 階	4.5	84	76	50	10.4	11.4	3.5
1FN	実大構造物実験棟 1 階南	4.6	108	83	56	12.1	14.6	3.7

*1 カットオフ振動数 0.1 Hz のローカットフィルターを用いた高速フーリエ変換(FFT)によって速度を算出。



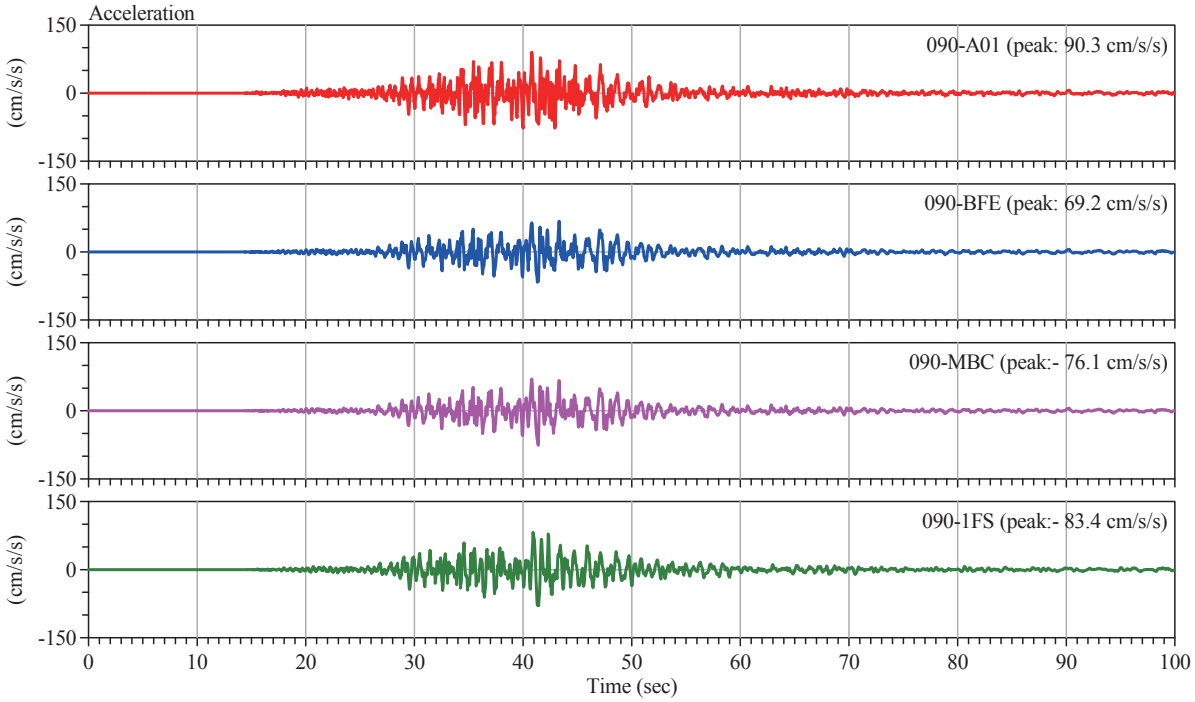
(a) 加速度記録



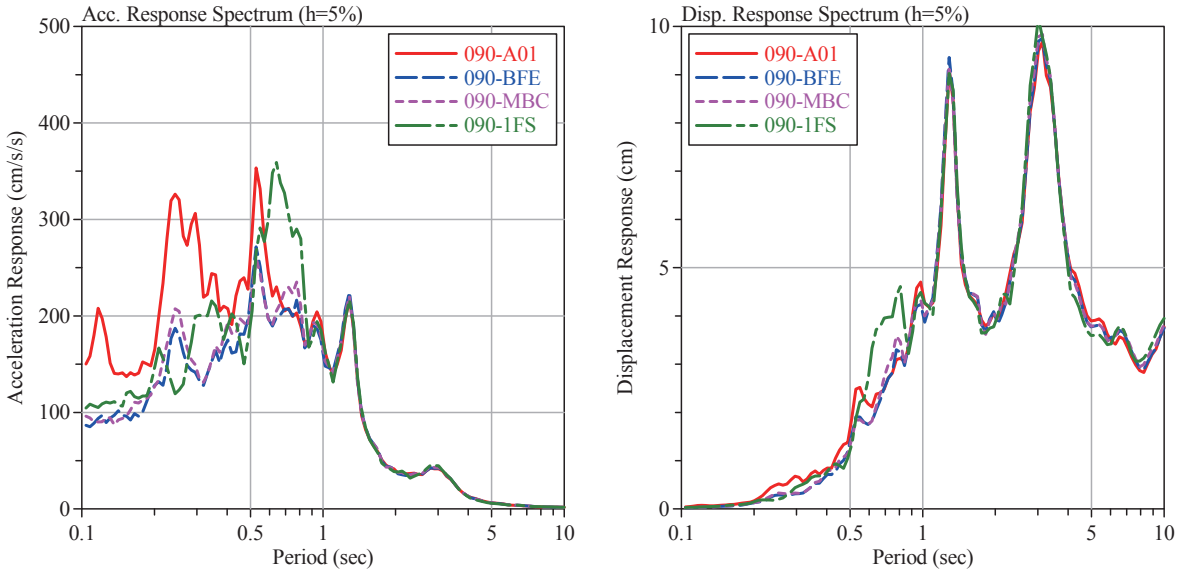
(b) 加速度応答スペクトル(h=5%)

(c) 変位応答スペクトル(h=5%)

図 4.3-10 NS 方向の強震記録の比較



(a) 加速度記録



(b) 加速度応答スペクトル(h=5%)　　(c) 変位応答スペクトル(h=5%)

図 4.3-11　EW 方向の強震記録の比較

(2) 観測記録を用いた地震応答解析による入力地震動の推定

1) 解析の目的

実大構造物実験棟では、3 月 11 日時点では地震観測は行なっておらず、4 月上旬に観測を開始している。ここでは、実大構造物実験棟の桁行方向（南北方向）について、3 月 11 日の建築研究所本館等で観測された記録と 4 月 11 日に建築研究所本館等及び実大構造物実験棟で観測された記録を用いて地震応答解析を行なう。これらの地震応答解析から、3 月 11 日の本震で、実大構造物実験棟に入力したと考えられる地震動を推定する。

2) 解析モデル

図 4.3-12 に示すように、屋根面を含めて質点系せん断モデルとして 11 質点にモデル化し、応答解析を行なう。このような大空間構造物の屋根面を含めた建物の、桁行方向の応答についての質点系へのモデル化の妥当性については、文献 4.3-2) で明らかにされている。図の 1ー8 層は SRC 造の構造骨組部分であり、復元力特性は、Degrading-tri-linear モデルとする（耐震壁付きラーメン構造なので、第 2 折れ点を 1/250 とした）。9ー11 層は、屋根部分であり、引張ブレース構造なので、復元力特性をスリップモデルとする。SRC 造の各層の耐力は増分解析結果を用いて設定し、S 造屋根部分の耐力等は図面から計算した。地震応答解析の減衰は、3%レーリー型とした。解析モデルの固有周期は、0.32 秒である。

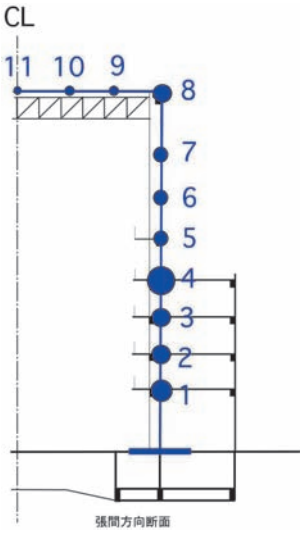


図 4.3-12 屋根面を含む建物の質点系へのモデル化

3) 地震応答解析

a) 3 月 11 日の本震の記録による解析

3 月 11 日に建築研究所新館地下 1 階（BFE：193.9gal）、本館地下 1 階（MBC：203.1gal）及び屋外地表面(A01：279.3gal)で観測された記録を用い、それらを入力地震動として、図 4.3-12 に示したモデルの地震応答解析を行なう。これらの記録の速度応答スペクトル（減衰定数 3%）を図 4.3-13 に示す。図 4.3-13 では、エネルギー法告示(平成 17 年国土交通省告示第 631 号)の極稀地震時の第 2 種地盤の Vs を比較として示している。また、応答解析結果としての各層の最大層間変形角を図 4.3-14 に示す。実際の被害では、9 層、10 層に相当する部分で、屋根ブレースの座屈や破断が観察されているが、屋外(A01)の記録による解析では、9 層部分の塑性率が 10 以上になり、被害状況と比較した場合に、A01 は、実大構造物実験棟への入力地震動としてはやや大きすぎると考えられる。

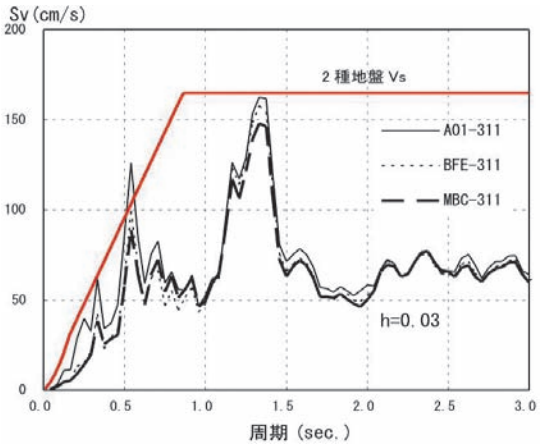


図 4.3-13　3 月 11 日の記録の速度応答スペクトル

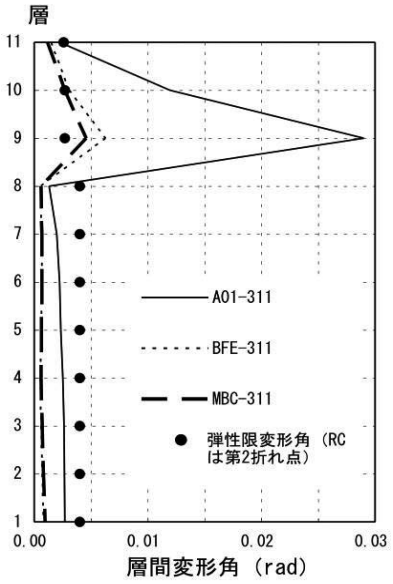


図 4.3-14　各層の最大層間変形角

b) 4 月 11 日の記録による解析

4 月 11 日に、建築研究所新館地下 1 階（BFE：94.9gal）、本館地下 1 階（MBC：83.7gal）、屋外地表面(A01：118.1gal）及び実大構造物実験棟 1F(1FS：108.3gal)で観測された記録を用いて、それらを入力地震動とした応答解析を行なう。これらの記録の速度応答スペクトルを図 4.3-15 に示す。図 4.3-13 の 3 月 11 日の記録に比べれば、レベルが小さいのがわかる。応答解析結果としての各層の最大層間変形角を図 4.3-16 に示す。1FS の層間変形角応答は、BFE や MBC と概ね等しいことがわかる。

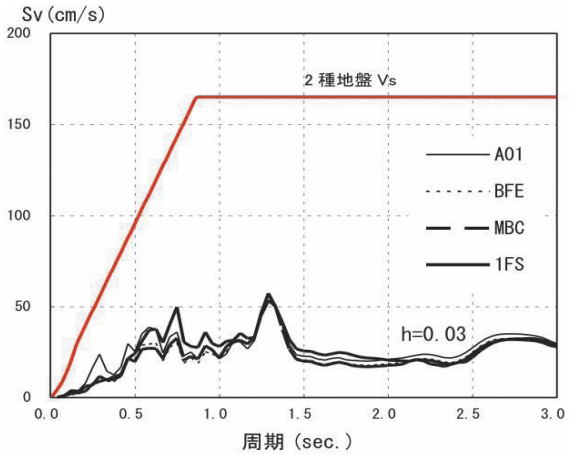


図 4.3-15　4 月 11 日の記録の速度応答スペクトル

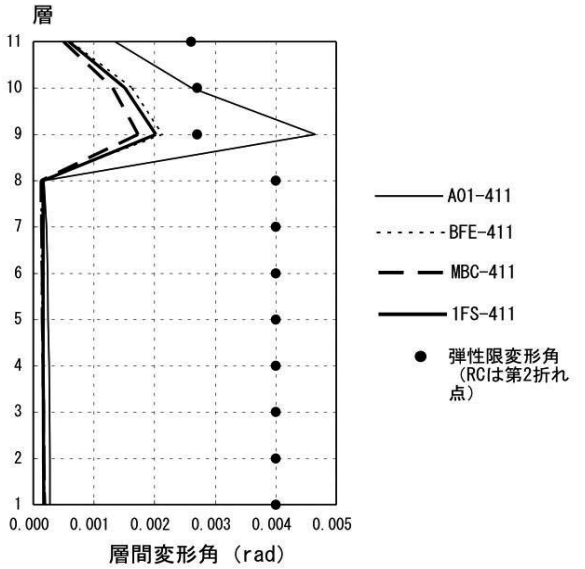


図 4.3-16　各層の最大層間変形角

c) 入力損失の解析

図 4.3-12 に示したモデルを対象にして、3 月 11 日の本震において屋外地表面(A01：279.3gal)で観測された記録を用いて応答解析を行ない、その記録をどの程度低減すれば、新館(BFE)や本館(MBC)の記録を用いた場合の応答に近くなるか、検討する。解析の結果得られた各層の最大層間変形角を図 4.3-17 に示す。A01 の地震動を 53%にした地震動による解析が、BFE や MBC の記録による応答に近いことがわかる。

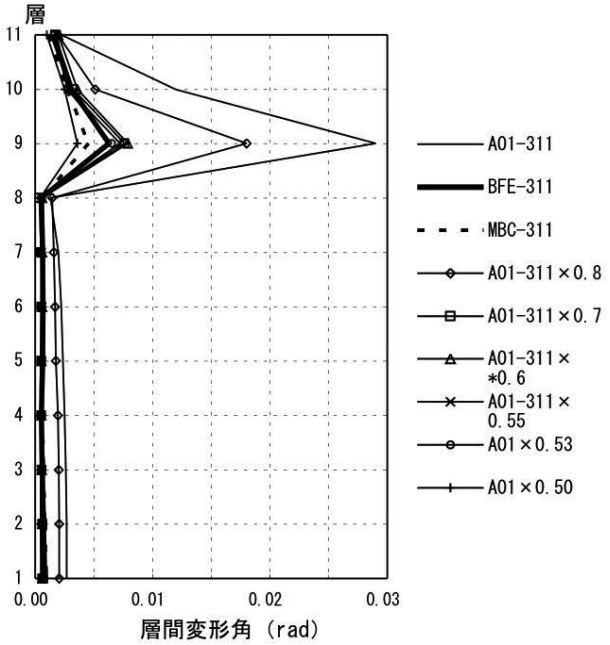


図 4.3-17　各層の最大層間変形角

(3) まとめ

3 月 11 日の本震で、実大構造物実験棟に入力したと考えられる地震動を推定するために、4 月 11 日の余震観測の記録や、3 月 11 日の建築研究所本館等での記録を用いて、地震応答解析を行なった。解析の結果、3 月 11 日の建築研究所本館地下 1 階または新館地下 1 階の記録と概ね同様の地震動が、実大構造物実験棟にも入力したと推定される。また、実大構造物実験棟への地震動の入力損失の検討を行い、屋外での記録の加速度振幅を 50%強程度とした地震動が実質的に建物に入力したと考えられる。

4.3.3 天井の脱落被害を生じた茨城県内の体育館の余震観測と本震時の入力地震動の推定

(1) 背景と目的

東北地方太平洋沖地震の本震（2011 年 3 月 11 日 14 時 46 分）により、茨城県内にある体育館では、構造躯体に特に大きな損傷等は生じなかったものの、広範囲にわたる天井脱落被害が生じた（写真 4.3-1）。敷地内には K-NET の観測点があり（写真 4.3-2）、本震では震度 6 強（計測震度 6.4）の揺れが観測された。一方で、東に 2.5km ほどにある地震計（JMA, 3 階建て RC 造の 1 階床に設置）では震度 6 弱（計測震度 5.7）の揺れであった。両者の応答スペクトルを比較すると、K-NET の記録は特に短周期成分が大きい（図 4.3-18）。体育館の 1 次固有周期が 0.2～0.3 秒程度[4.3-3)]とすれば相当大きな揺れを生じて天井脱落につながった可能性が考えられるが、体育館及びその周囲の建築物等に大きな構造的被害は生じていないことを考えれば、体育館への実効入力は小さかった可能性もある。

そこで、本震時の同体育館への実効入力地震動を推定することを目的として、同体育館の余震観測を実施した。



写真 4.3-1 体育館の天井脱落被害



写真 4.3-2 K-NET 観測点

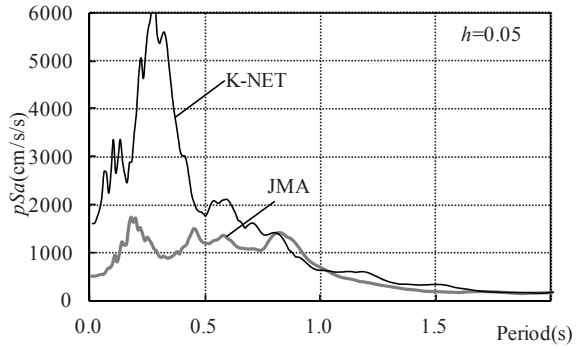


図 4.3-18 擬似加速度応答スペクトル(h=0.05)
（各周期の 2 次元等方性単振子（水平面内）の最大変位を擬似加速度で表示したもの）

(2) 余震観測の概要

余震観測は、2011 年 7 月 8 日(金)から 29 日(金)まで、天井脱落被害のあった体育館の 1 階床と、敷地内にある管理事務所の 1 階床で実施した。位置関係を図 4.3-19 に、設置状況を写真 4.3-3 に示す。

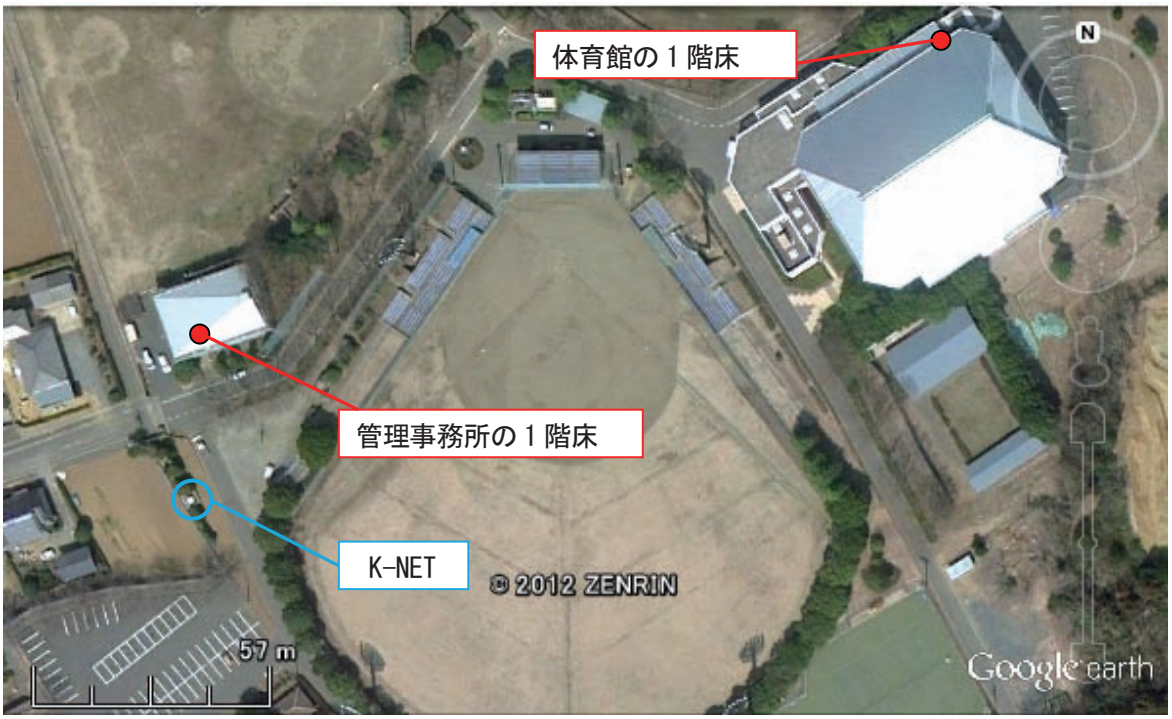


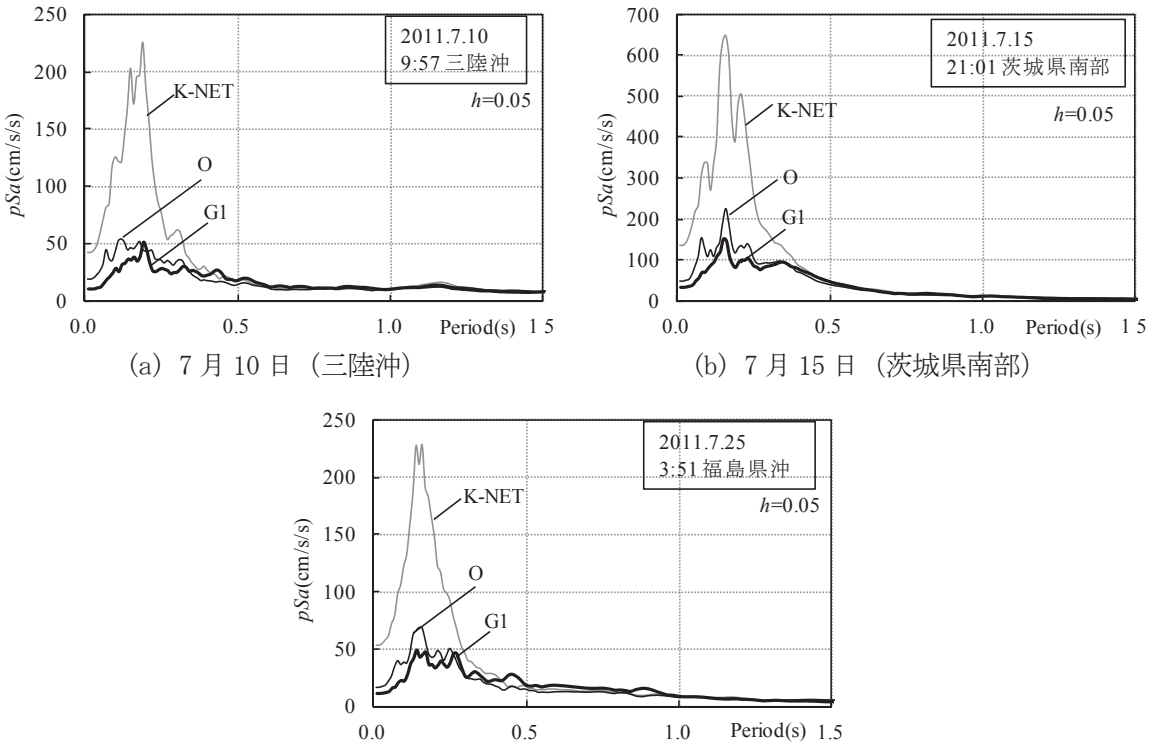
図 4.3-19　余震観測を行った体育館と管理事務所（Google earth より）



写真 4.3-3　体育館 1 階床への設置状況

(3) 余震観測結果

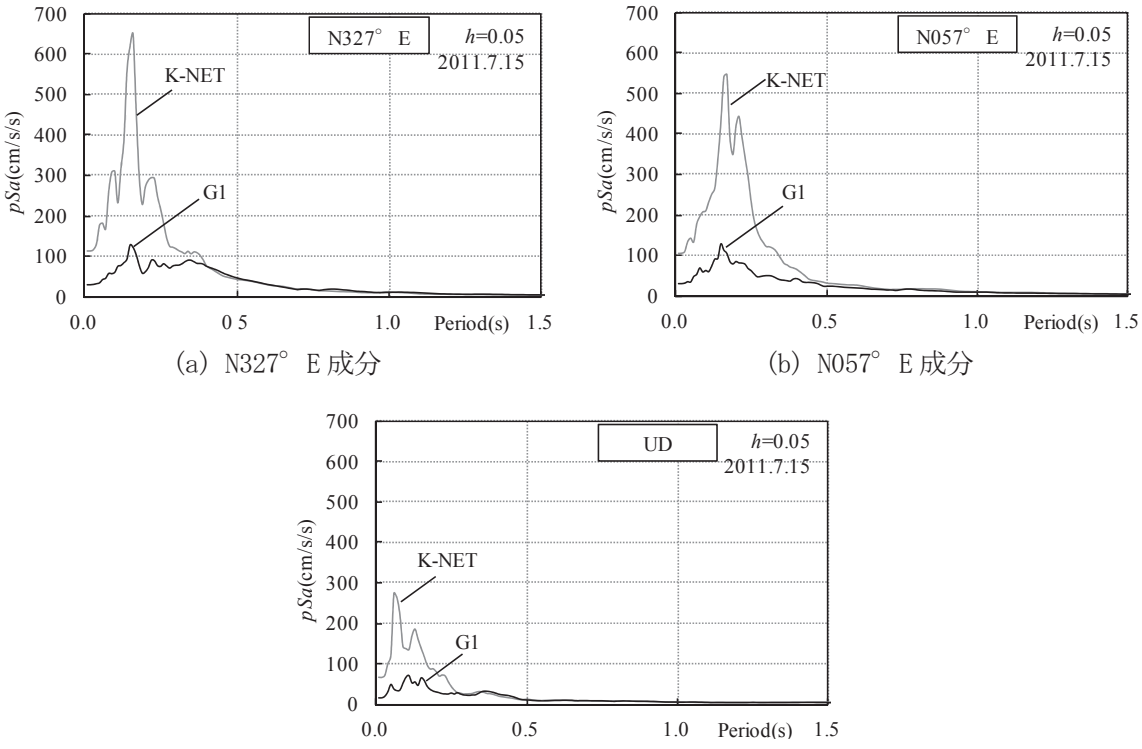
体育館 1 階(G1)及び管理事務所 1 階(0)に設置した地震計の記録と、敷地内の K-NET の記録について、図 4.3-20 に水平面内の擬似加速度応答スペクトルを示す。7 月 10 日（三陸沖）、7 月 15 日（茨城県南部）、7 月 25 日（福島県沖）の記録である。G1 や 0 は 0.4 秒程度以下の短周期側で小さく、K-NET に対して 1/4～1/5 程度になっている。この比は地震による差異がさほど大きくない。図 4.3-21 は、7 月 15 日の K-NET と G1 の記録を成分ごとに応答スペクトルで示したもの、図 4.3-22 は同日の記録の成分ごとのフーリエスペクトル比及び応答スペクトル比である。



(a) 7 月 10 日 (三陸沖)　　(b) 7 月 15 日 (茨城県南部)

(c)7 月 25 日 (福島県沖)

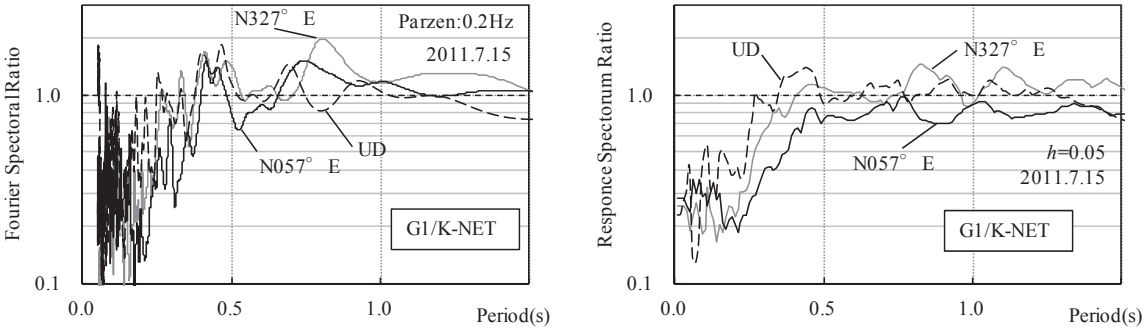
図 4.3-20　擬似加速度応答スペクトル　(h=0.05, 水平面内の等方性単振子)



(a) N327° E 成分　　(b) N057° E 成分

(c) UD 成分

図 4.3-21　成分ごとの擬似加速度応答スペクトルとその比(7 月 15 日、h=0.05)



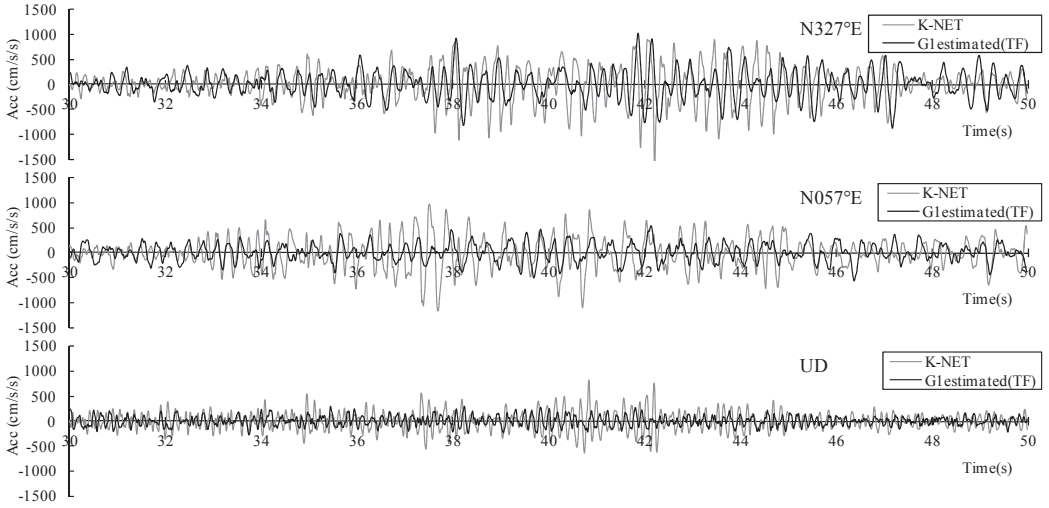
(a) フーリエ振幅スペクトル比　　(b) 応答スペクトル比 (h=0.05)

図 4.3-22　フーリエ振幅スペクトル比及び応答スペクトル比(7 月 15 日)

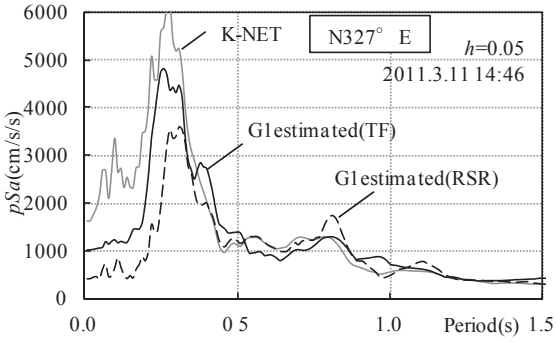
(4) 本震時の入力地震動の推定

得られた余震記録のうち最も大きい 7 月 15 日の記録を用いて、本震時の体育館への入力地震動を評価する。まず K-NET から G1 への伝達関数を 7 月 15 日の記録（108 秒間）に基づき成分ごとに求めた。本震時の K-NET の記録（加速度の大きな時間帯を含む 108 秒間）をフーリエ変換し、当該伝達関数を掛け合わせて逆変換することで、本震時の G1 の時刻歴を推定した。

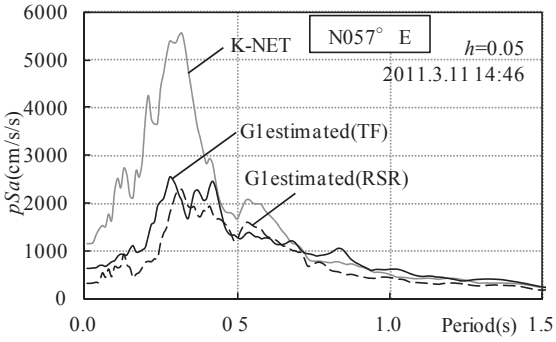
結果を図 4.3-23 に示す。図(a)は推定した G1 の時刻歴（G1estimated(TF)）、図(b)～(d)は各成分の応答スペクトルである。図中の灰色線は K-NET の本震の記録を、図(b)～(d)の破線は K-NET の応答スペクトルに図 4.3-22(b)の比を単純に掛け合わせたもの（G1estimated(RSR)）を示している。本震時の体育館への入力地震動は K-NET の記録より小さいものの、0.2～0.4 秒程度の周期帯では、応答加速度が 2G 程度以上に達したものと推定される。



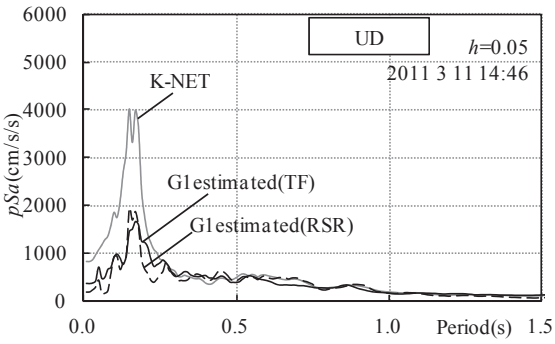
(a) 推定した入力地震動の時刻歴（上から、N327° E、N057° E、UD 成分）



(b) 擬似加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ(N327° E 成分)



(c) 擬似加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ(N057° E 成分)



(d) 擬似加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ(UD 成分)

図 4.3-23 体育館への入力地震動の推定（本震時）

(5) まとめ

天井脱落被害を生じた体育館の本震時における入力地震動を、余震観測結果を用いて推定した。その結果、本震時に天井の吊り元となる屋根面には 2G 程度以上の応答加速度が生じ、相当激しく揺れたものと推察された。

4.3.4 いわき市庁舎の余震観測

(1) 観測の概要

いわき市庁舎は、1973 年に竣工した地上 8 階、地下 1 階、塔屋 2 階の SRC 造建物である。本庁舎の西側には 2 階建の議会棟が、南側には平屋の市民ホールがエキスパンションジョイントを介して隣接している。地盤条件は、軟弱なシルトや緩い砂を主体とした堆積層の下に頁岩が表れるが、その深さは建物西端で 40 m、東端で 10 m から 15 m となっており、東から西へ深くなっている。また東側に隣接するいわき市文化会館敷地の地盤調査結果からは、基盤層が北側から南側へ落ち込んでいる様子が窺える。

2011 年東北地方太平洋沖地震では、本庁舎のコンクリート壁の亀裂や、仕上げや天井の剥離や損傷、隣接する議会棟との間のエキスパンション部分の損傷等の被害があったが、構造的な被害は軽微であった。また平屋建ての市民ホールでは、地盤沈下に伴う床の陥没や天井の脱落が生じた。

建築研究所は、1981 年に庁舎地下 1 階(B1F)と塔屋 1 階(09F)に SMAC-M 型強震計を設置して強震観測を開始し、1993 年に強震計を SMAC-MD 型に更新した。建物配置と強震計の位置を図 4.3-24 に示す。加えて、いわき市庁舎の敷地内には、福島県の震度情報ネットワークの震度計も設置されており、気象庁の震度情報では「いわき市平梅本」として参照されている(図 4.3-24 の GL)。ただし、東北地方太平洋沖地震後の気象庁の調査で、「周辺地盤の陥没、震度計台の傾き」が認められたため、本震以降の震度は欠測扱いとなっている[4.3-4]。更に、不整形な基盤の影響を確かめるため、2011 年 6 月 24 日から 8 月 26 日の間、庁舎南側と北側の駐車場の 2 か所の守衛所に強震計(CV-374)を追加して余震観測を行った(図 4.3-24 の GL-S 及び GL-N)[4.3-5]。

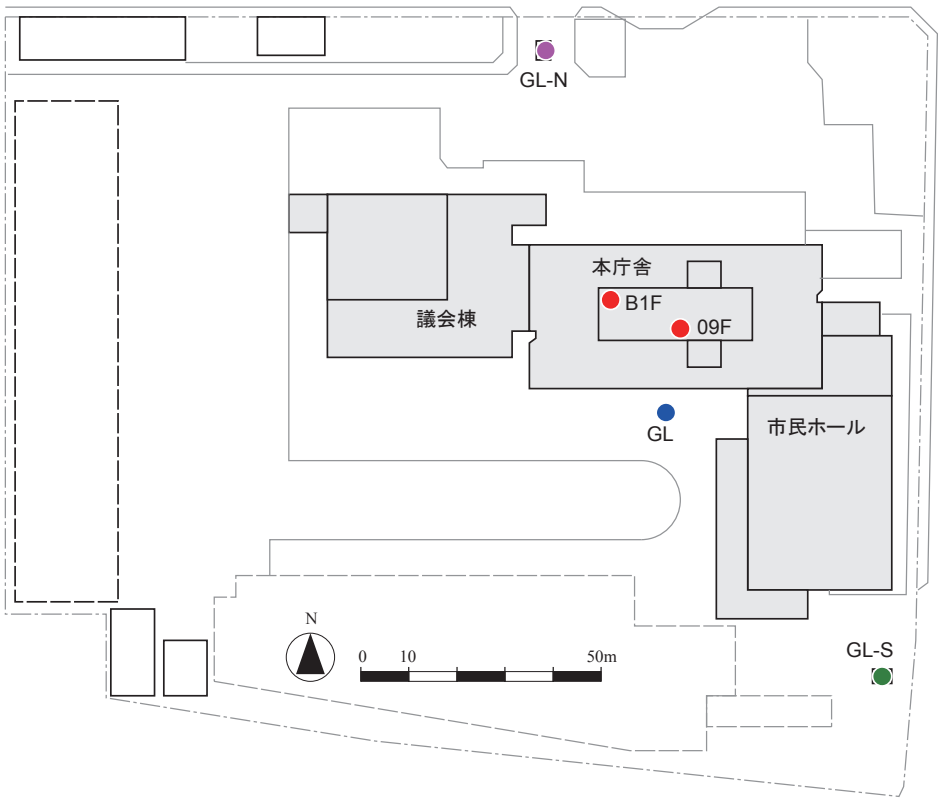


図 4.3-24 いわき市庁舎の強震計の配置

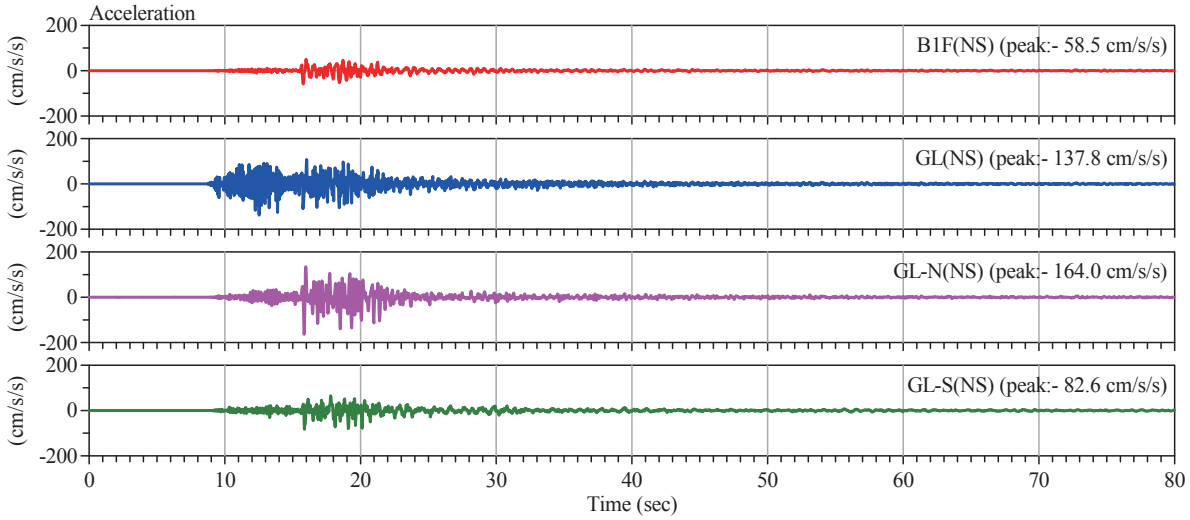
(2) 余震観測による地表の強震記録の比較

余震記録の中から、2011 年 7 月 31 日 3 時 53 分に福島県沖で発生した地震(h=57km, M6.5)の記録を取り上げる。いわき市庁舎の震央距離は 34 km であった。各強震計で得られた加速度記録の計測震度、最大加速度及び最大速度を表 4.3-5 に、各加速度記録を図 4.3-25 に、各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 4.3-26 示す。B1F の最大加速度は 55 cm/s^{2}から 70cm/ s^2、計測震度は 3.8 であったが、地表の加速度は最大で 164 cm/s^{2}と 3 倍近く大きく、計測震度も地表は B1F より 0.3 から 0.7 大きくなっている。各強震計の間は最大でも 150 m 弱しか離れていないが、加速度記録の様相は相当に異なり、特に GL-N の地震動が大きい。擬似速度応答スペクトルをみると、2 秒より短い周期領域で各地点間の差が表れ、GL-S は 1 秒前後の周期領域で、GL-N は 0.2 秒から 0.4 秒の短い周期領域で他を上回っている。B1F は 0.4 秒以下の周期領域で、他を大きく下回る。

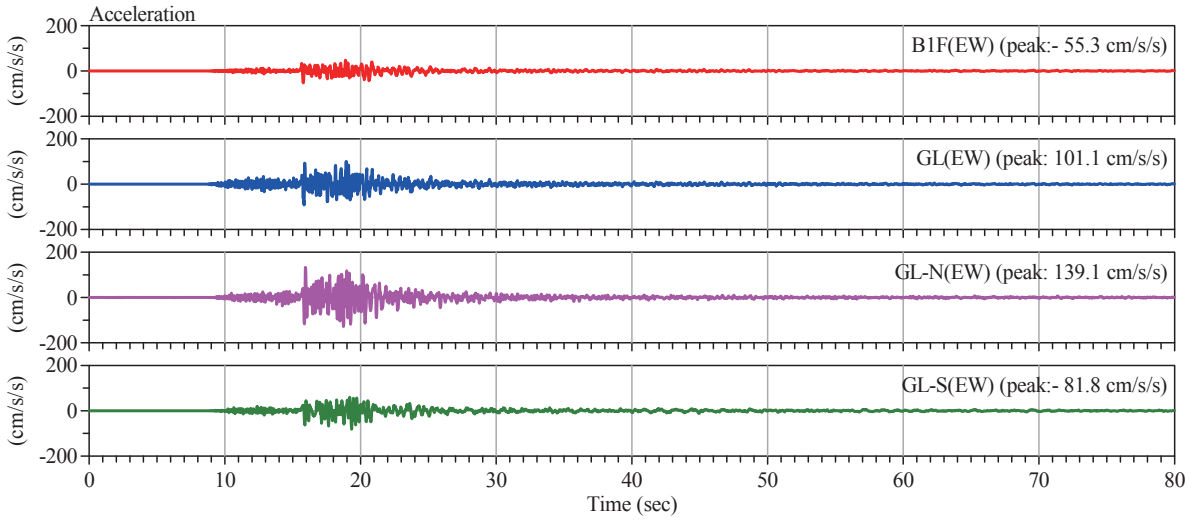
B1F、GL-N 及び GL-S の GL に対するフーリエ振幅スペクトル比を図 4.3-27 に示す。NS 方向と EW 方向は同様の傾向を示すが、特に NS 方向の起伏は明瞭で、GL-N/GL では 0.2 秒から 0.4 秒の周期領域に、GL-S/GL では 0.8 秒から 1.5 秒の周期領域にピークが表れ、3 か所の地表での地震動特性に差異があることが窺える。複雑な地盤条件がその要因と考えられ、今後更なる検討が必要である。

表 4.3-5　2011 年 7 月 31 日福島県沖の地震の最大加速度と最大速度

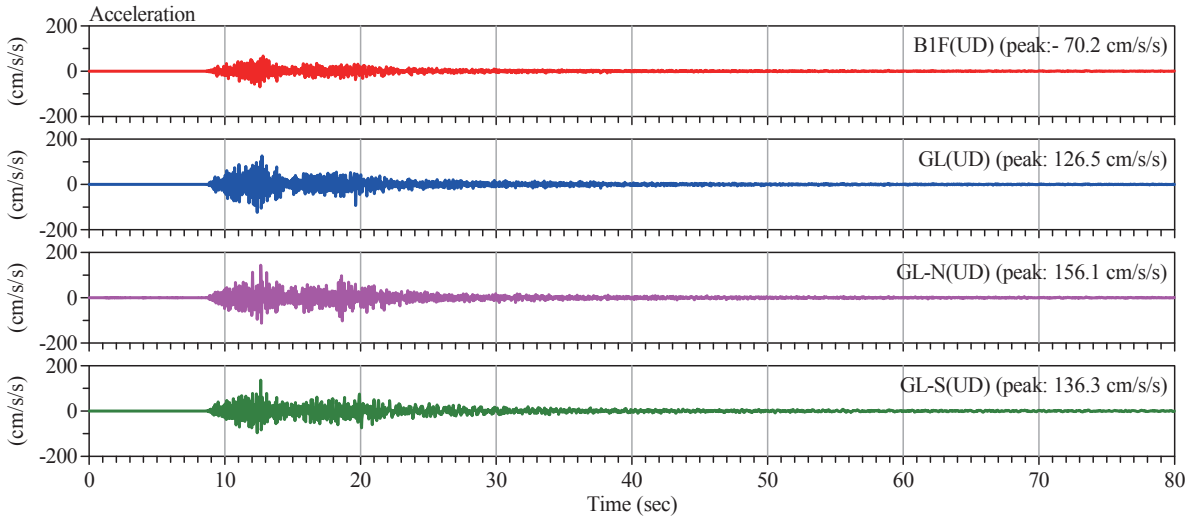
場所	計測震度	最大加速度(cm/s^2)			最大速度(cm/s)		
		NS	EW	UP	NS	NS	NS
地下 1 階(B1F)	3.8	59	55	70	4.6	3.9	2.0
地表(GL)	4.2	138	101	127	5.6	4.6	3.2
地表北(GL-N)	4.5	164	139	156	9.5	6.4	3.7
地表北(GL-S)	4.1	83	82	136	5.3	4.6	3.5



(a) NS 方向

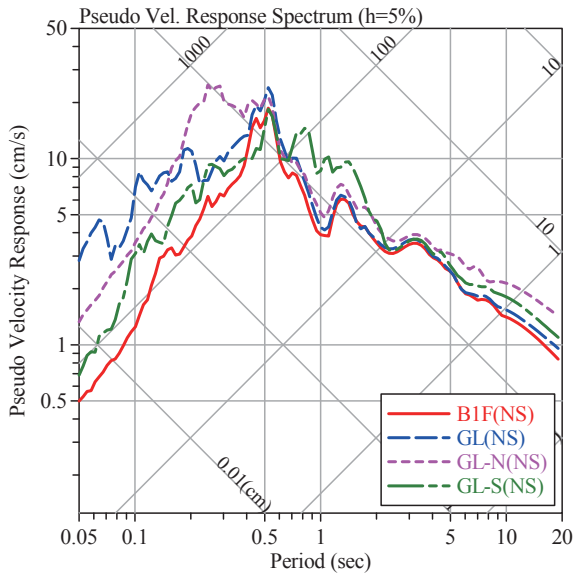


(b) EW 方向

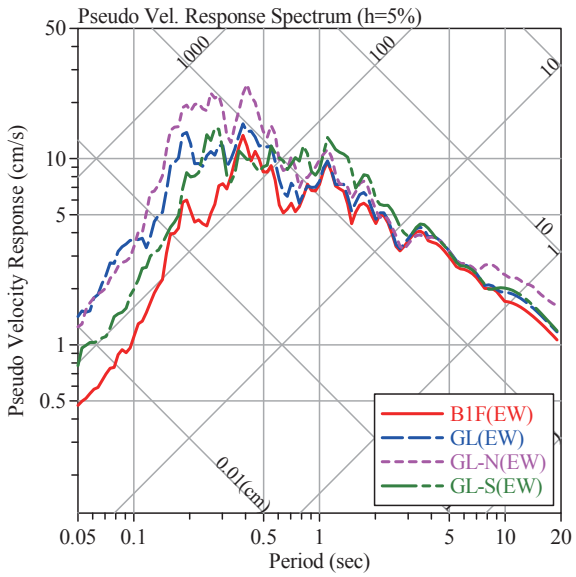


(c) UD 方向

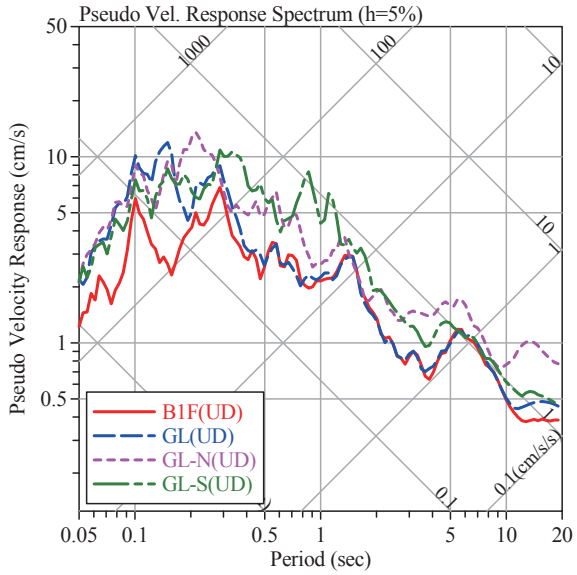
図 4.3-25 2011 年 7 月 31 日福島県沖の地震の加速度記録



(a) NS 方向

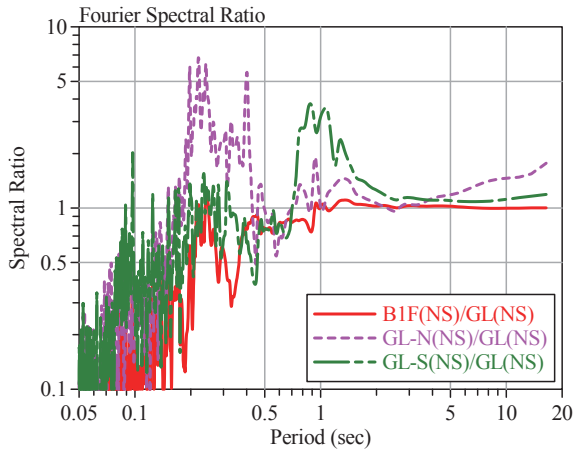


(b) EW 方向

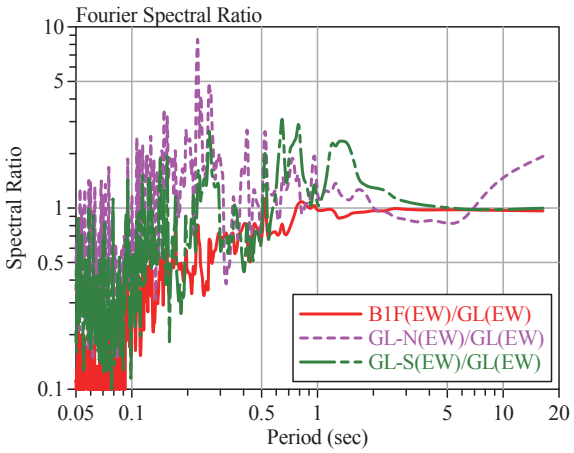


(c) UD 方向

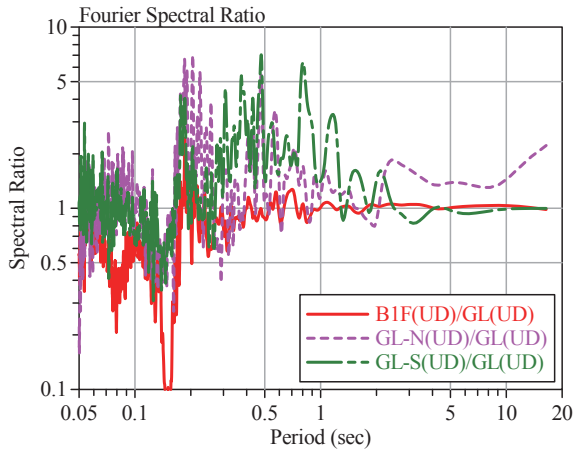
図 4.3-26 2011 年 7 月 31 日福島県沖の地震の記録の擬似速度応答スペクトル(h=5%)



(a) NS 方向



(b) EW 方向



(c) UD 方向

図 4.3-27 GL の記録に対するに対する各地点の記録のフーリエ振幅スペクトル比

(3) まとめ

いわき市庁舎における余震観測の概要を報告した。庁舎の極近傍の地盤上でも異なった特性の地震動が観測されており、表層地盤の影響や建物への地震動入力のメカニズムは複雑である。今後さらに詳細な検討を行う予定である。

参考文献

4.3-1) 鹿嶋俊英: 2011 年東北地方太平洋沖地震の建築研究所建物の強震記録, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2 分冊, pp.319-320, 2011 年 8 月

4.3-2) 長屋敦士、柴田良一、中澤祥二、大家貴徳、加藤史郎：桁行き方向に地震動を受ける体育館のリスクアナリシス その 1：等価質点モデル、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅰ、pp.745-746、2009.8

4.3-3) 例えば、脇山善夫、ほか：学校体育館の振動特性調査、日本建築学会技術報告集、第 16 巻、第 32 号、pp.91-96、2010.2

4.3-4) 気象庁: 平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震」により各地で観測された震度等について(第 3 報), 気象庁報道発表資料, 2011 年 6 月 23 日

4.3-5) 鹿嶋俊英, 小山信, 石原直, 飯場正紀: いわき市庁舎における 2011 年東北地方太平洋沖地震の強震記録と余震観測, 日本地震工学会大会-2011 梗概集, pp.294-295, 2011 年 11 月

謝辞

施設管理者には余震観測にご協力をいただきました。また、本節では(独)防災科学技術研究所の K-NET の観測記録を使用させていただきました。関係各位に謝意を表します。

4.4　超高層建物等における地震応答の検証

4.4.1　強震観測記録に基づく超高層建物の振動特性の評価

本項では、東北地方太平洋沖地震とその前後に、10 棟の超高層建物で得られた強震記録を用いて、建物の振動特性の評価を行う。

(1) 対象建物の概要

検討の対象としたのは、建築研究所が観測している超高層建物 10 棟である。建物の概要を表 4.4-1 に示す。

表 4.4-1　対象建物

名称	所在地	階数	構造	備考
建物 A	宮城県	地上 15 階/塔屋 2 階	S 造	
建物 B	埼玉県	地上 26 階/塔屋 2 階	S 造	履歴型ﾀﾞﾝﾊﾟｰあり
建物 C	東京都	地上 19 階/塔屋 1 階	S 造	
建物 D	東京都	地上 21 階/塔屋 1 階	S 造	履歴型ﾀﾞﾝﾊﾟｰ・粘性ﾀﾞﾝﾊﾟｰあり
建物 E	東京都	地上 20 階/塔屋 1 階	S 造	
建物 F	東京都	地上 20 階/塔屋 1 階	S 造	
建物 G	神奈川県	地上 23 階/塔屋 1 階	S 造	
建物 H	大阪府	地上 15 階/塔屋 3 階	S 造	
建物 I	大阪府	地上 52 階/塔屋 3 階	S 造	
建物 J	東京都	地上 37 階	RC 造	

(2) システム同定手法の概要

入力（地下階または 1 階）と応答（上層階）の加速度記録を用いて、システム同定手法により固有振動数と減衰定数の同定を行う。地震動データに対して N4SID 法[4.4-1)]によるパラメータ同定を行う。

システムの次数が n_{states} である n_{in} 入力 n_{out} 出力モデルの離散時間システムの状態空間表現は、次式で与えられる。

$$\mathbf{x_{k+1}} = \mathbf{A x_k} + \mathbf{B u_k} \tag{4.4-1}$$

$$\mathbf{y_k} = \mathbf{C x_k} + \mathbf{D u_k} \tag{4.4-2}$$

但し、 $\mathbf{x_k} \in \mathfrak{R}^{n_{states}}$ は状態ベクトル、 $\mathbf{u_k} \in \mathfrak{R}^{n_{in}}$ 及び $\mathbf{y_k} \in \mathfrak{R}^{n_{out}}$ は入出力ベクトル、

$\mathbf{A} \in \mathfrak{R}^{n_{states} \times n_{states}}$ 、$\mathbf{B} \in \mathfrak{R}^{n_{states} \times n_{in}}$ 、$\mathbf{C} \in \mathfrak{R}^{n_{out} \times n_{states}}$ 、 $\mathbf{D} \in \mathfrak{R}^{n_{out} \times n_{in}}$ は定数行列。

入力信号 $\mathrm{u_k}$ 及び出力信号 $\mathrm{y_k}$ から、システム特性行列 $\mathrm{A}, \mathrm{B}, \mathrm{C}, \mathbb{D}$ を推定する。得られた行列 A の固有値問題を解くことにより、伝達関数の極 p_j から、次式により j 次の固有振動数 f_j と減衰定数 h_j を推定する。

$$f_j = \frac{\sqrt{(\log|_z p_j|)^2 + (\arg_z p_j)^2}}{2\pi\Delta t} \tag{4.4-3}$$

$$h_j = \frac{-\log|_z p_j|}{2\pi f_j \Delta t} \tag{4.4-4}$$

モデル次数に関しては、次数を 20 から 60 に変化させて、インパルス応答のハンケル行列の特異値が急に小さくなるような次数を選択した。

(3) 強震記録の時刻歴

強震記録の時刻歴の例を図 4.4-1 に示す。大阪府に立地する建物 I の加速度記録を 2 回積分して得られた変位記録を示した。これを見ると 1 階の変位は最大で 9cm 程度であるのに対して、建物上部の 52 階では長時間にわたって大振幅で振動し続けていることが分かる。最上階の最大振幅は 130cm 程度となっている。

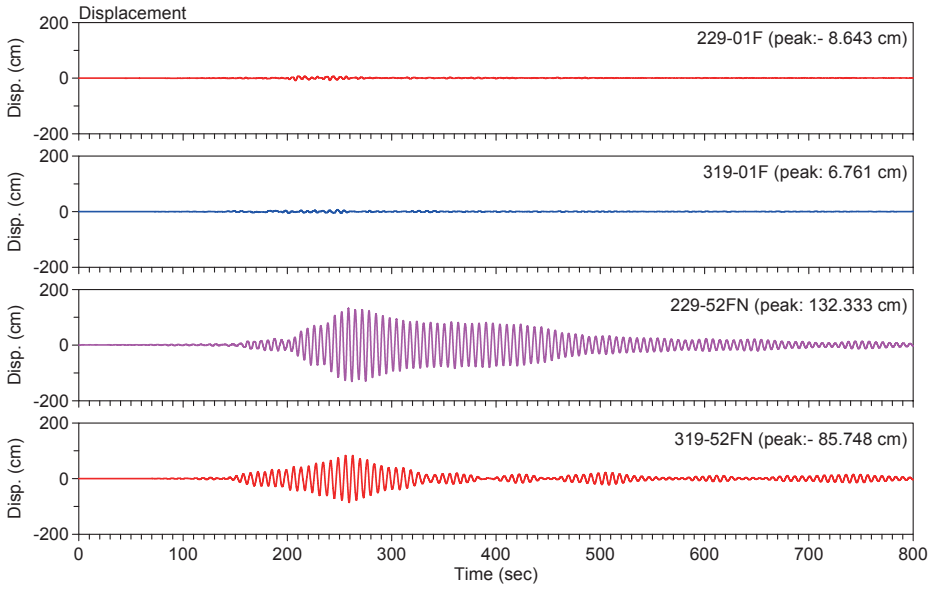


図 4.4-1 建物 I の 1 階と 52 階の変位記録

(4) 振動特性の同定結果

①建物 D

建物 D は、東京都に建設された 21 階建ての鉄骨造建物であり、履歴型ダンパーと粘性ダンパーが設置されている。

図 4.4-2 に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比（21F/B4F）を示す。0.5Hz 付近に 1 次モードのピークが、1.5Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。2011 年東北地方太平洋沖地震で得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、入力を地下 4 階、応答を 21 階として、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 4.4-3 に示す。図 4.4-3 では、上から 1 次固有振動数、1 次減衰定数、2 次固有振動数、2 次減衰定数、入力地震動を示している。1 次固有振動数は、地震の最中に初期値に比べて 10%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、振幅の小さい範囲では 2%前後の値をとっているのに対し、振幅が増加すると減衰も 4%程度に増加している。

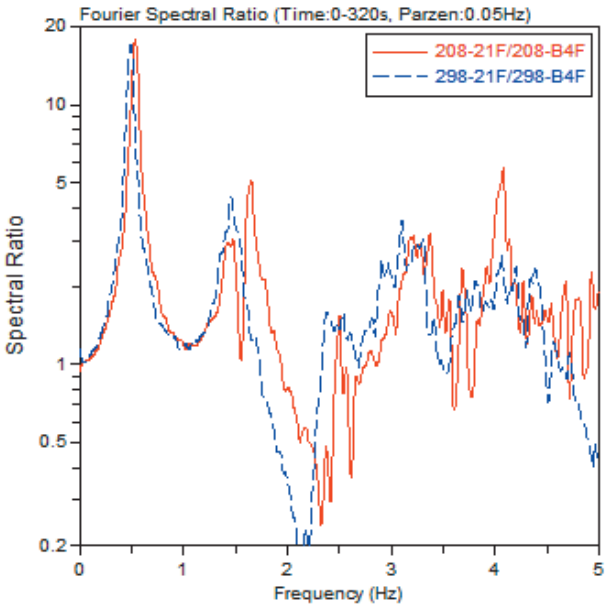


図 4.4-2 フーリエスペクトル比(21F/B4F)

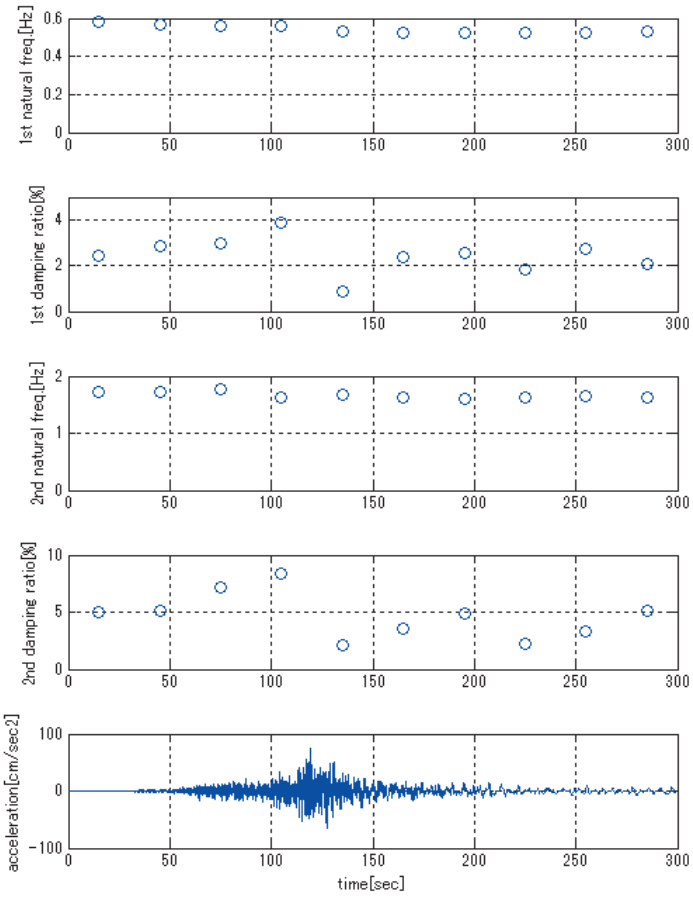


図 4.4-3 本震における 1 次固有振動数・1 次減衰定数の変化(208 方向)

本建物においては、2003 年 5 月より継続的に強震観測を行っており、東北地方太平洋沖地震本震を含め約 360 の記録が得られている。これらの全ての記録を用いてシステム同定を行い、建物における振動特性の時系列変化を、図 4. 4-4～図 4. 4-5 に示した。1 次固有振動数については、東北地方太平洋沖地震本震を境にして、5%～10%程度低下していることが分かる。1 次減衰定数は、東北地方太平洋沖地震本震前後で、明確な変化は現れていない。最上層の最大加速度と 1 次固有振動数・1 次減衰定数との関係を図 4. 4-6～図 4. 4-7 に示す。図 4. 4-6 においては、1 次固有振動数の明確な振幅依存性が見られ、地震の前後で振動数が 5%程度低下していることが分かる。図 4. 4-7 の 1 次減衰定数は、ばらつきが大きいものの、加速度が大きいほど減衰定数が大きくなる傾向が見られる。

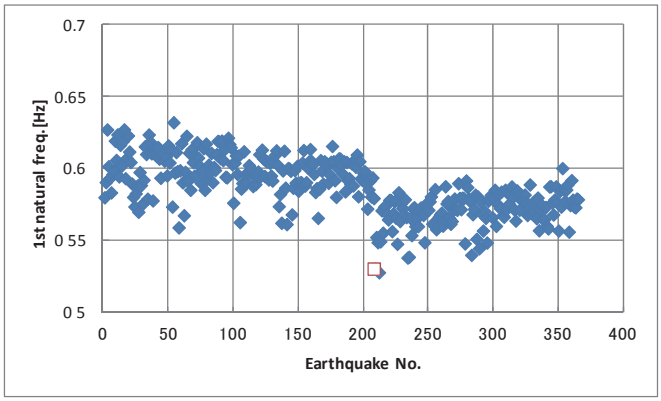


図 4. 4-4　東北地方太平洋沖地震前後の 1 次固有振動数の変化(208 方向)
(図中の 209 番の地震（□）が東北地方太平洋沖地震)

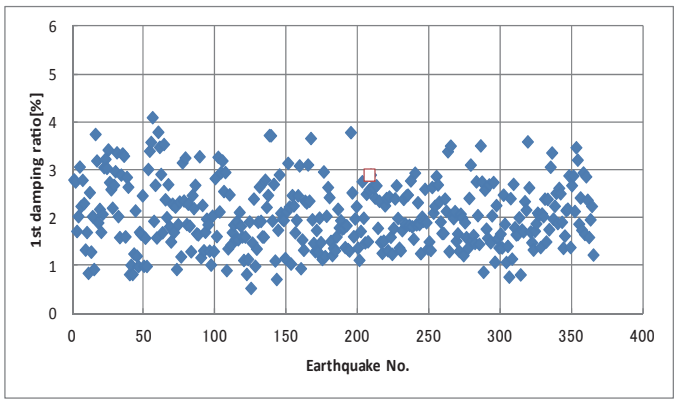


図 4. 4-5　東北地方太平洋沖地震前後の 1 次減衰定数の変化(208 方向)
(図中の 209 番の地震（□）が東北地方太平洋沖地震)

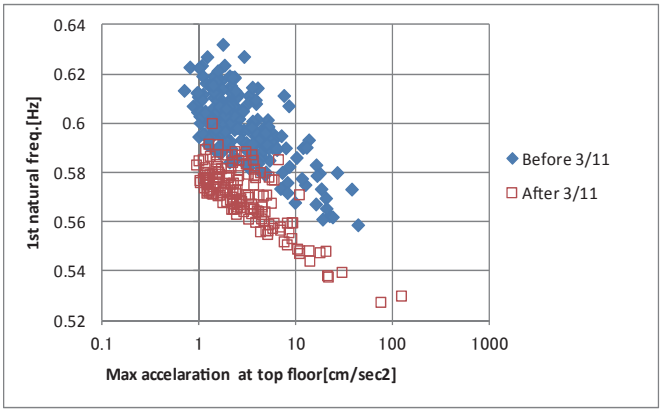


図 4. 4-6　最上層の最大加速度と 1 次固有振動数の関係(208 方向)

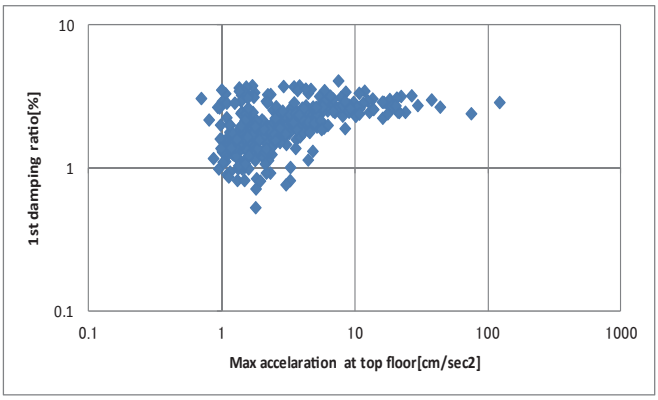


図 4.4-7　最上層の最大加速度と 1 次減衰定数の関係(208 方向)

②建物 J

建物 J は、東京都に建設された 37 階建ての鉄筋コンクリート造建物で、建物にダンパー等は設置されていない。

図 4.4-8 に、東北地方太平洋沖地震本震のスペクトル比（37F/1F）を示す。0.4Hz～0.45Hz 付近に 1 次モードのピークが、1.2Hz～1.5Hz 付近に 2 次モードのピークが見られる。東北地方太平洋沖地震で得られた強震記録を 30 秒ごとに 10 分割して、入力を 1 階、応答を 37 階として、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。同定結果を図 4.4-9 に示す。1 次固有振動数は、地震の最中に初期値に比べて 25%程度低下している。1 次減衰定数については、ばらつきがあるものの、2%～5%前後の値をとっている。

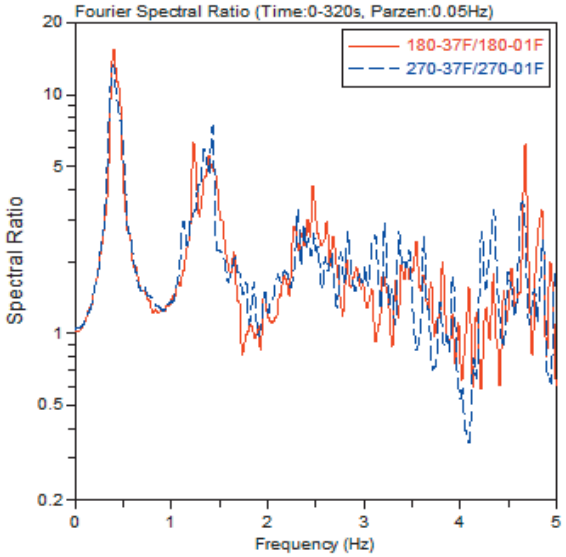


図 4.4-8　フーリエスペクトル比(37F/1F)

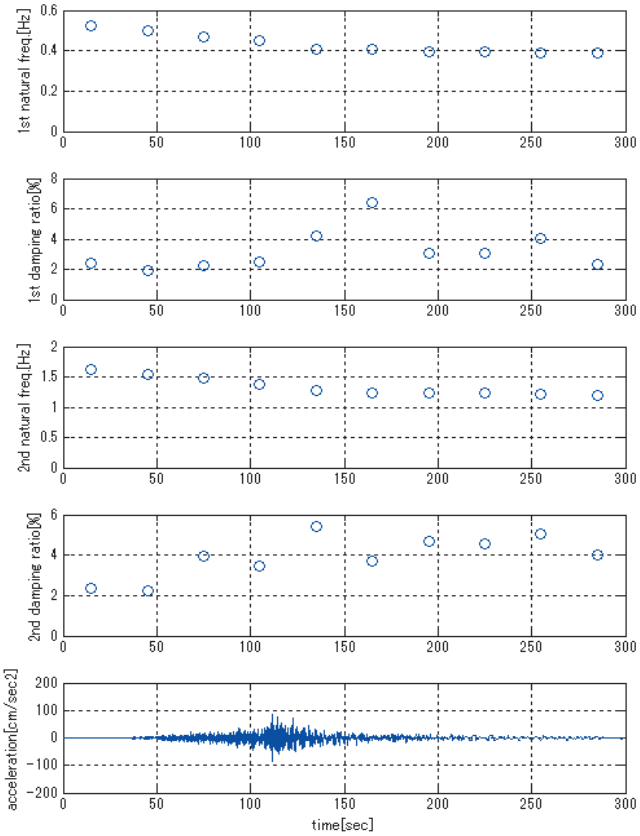


図 4.4-9　本震における 1 次固有振動数・1 次減衰定数の変化(180 方向)

本建物においては、2007 年 5 月より継続的に強震観測を行っており、東北地方太平洋沖地震本震を含め約 130 の記録が得られている。これらの全ての記録を用いてシステム同定を行い、建物における振動特性の時系列変化を、図 4.4-10～図 4.4-11 に示した。1 次固有振動数については、東北地方太平洋沖地震本震を境にして、20%程度低下していることが分かる。1 次減衰定数は、東北地方太平洋沖地震本震前には、1%～2%程度であったが、地震後に 2%～4%程度に増加している傾向が見られる。固有振動数と減衰定数の変化は、雑壁等におけるひび割れの発生などによると考えられる。

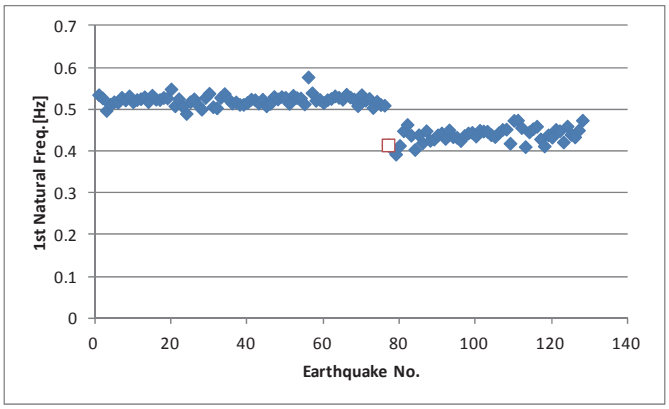


図 4.4-10　東北地方太平洋沖地震前後の 1 次固有振動数の変化(180 方向)
(図中の 78 番の地震（□）が東北地方太平洋沖地震)

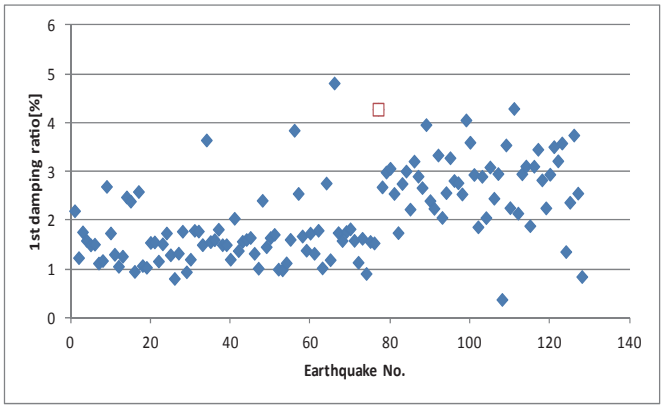


図 4.4-11　東北地方太平洋沖地震前後の 1 次減衰定数の変化(180 方向)
(図中の 78 番の地震（□）が東北地方太平洋沖地震)

③その他の建物

その他の建物については、東北地方太平洋沖地震のみを対象に同定を行った。東北地方太平洋沖地震で得られた強震記録を 30 秒（または 15 秒）ごとに 10 分割して、区間ごとに固有振動数と減衰定数を求めた。得られた固有振動数と減衰定数の範囲を表 4.4-2 に、1 次固有振動数の範囲を図 4.4-12 に示した。

表 4.4-2 に示された建物は全て鉄骨造の超高層建物であるが、1 次固有振動数は、東北地方や関東地方に立地する建物においては地震の最中に 5%から 15%程度変化している。また、近畿地方に立地する建物においては、1 次固有振動数は 2%～3%程度変化している。1 次減衰定数は、ばらつきがあるが、1%～2%程度の値をとる建物が多くなっている。

表 4.4-2　同定結果

名称	1 次固有振動数 [Hz]	1 次減衰定数 [%]	2 次固有振動数 [Hz]	2 次減衰定数 [%]
建物 A	0.496-0.524	1.1-2.6	1.55-1.60	2.2-3.8
建物 B	0.358-0.402	1.7-5.1	1.02-1.11	1.4-4.5
建物 C	0.514-0.606	1.2-1.6	1.47-1.63	1.8-2.9
建物 E	0.493-0.547	1.3-3.5	1.42-1.53	1.1-4.4
建物 F	0.492-0.529	1.1-4.1	1.41-1.52	1.3-3.5
建物 G	0.422-0.478	1.8-3.5	1.30-1.46	2.6-4.5
建物 H	0.599-0.612	0.94-2.0	1.67-2.01	0.64-7.1
建物 I	0.152-0.157	0.50-2.5	0.470-0.499	1.7-6.0

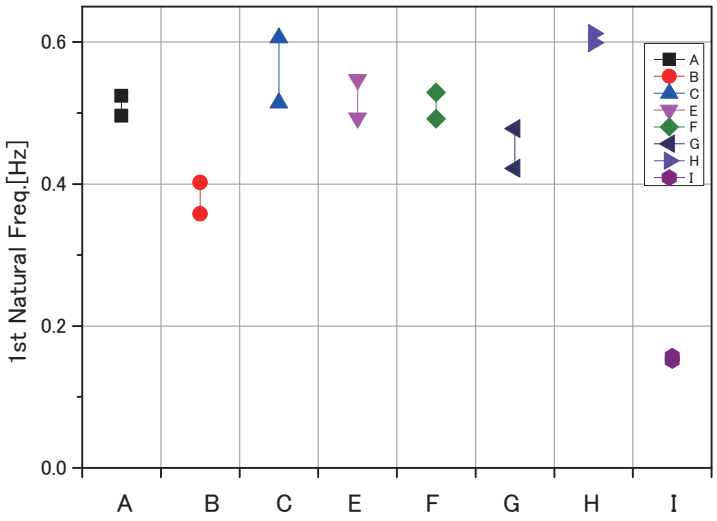


図 4.4-12　各建物の 1 次固有振動数の範囲

(5) まとめ

東北地方太平洋沖地震とその前後に、10 棟の超高層建物で得られた強震記録を用いて、システム同定により建物の振動特性の評価を行い、以下の知見を得た。

1) 東北地方と関東地方に立地する鉄骨造超高層建物においては、東北地方太平洋沖地震の最中に 1 次固有振動数が 5%～15%程度変化していた。また、関東に立地するある鉄骨造超高層建物において、東北地方太平洋沖地震の前後で 1 次固有振動数は 5%～10%程度低下していた。

2) 関東地方に立地するある鉄筋コンクリート造超高層建物においては、東北地方太平洋沖地震の最中に 1 次固有振動数が 25%程度低下していた。また、東北地方太平洋沖地震の前後で 1 次固有振動数は 20%程度低下していた。さらに、地震の前後で 1 次減衰定数が増加する傾向が見られた。

4.4.2 強震観測記録に基づく超高層建物の地震応答解析

本項では、強震記録を観測した建物のうち、超高層鉄骨造建物を対象にして、建物で観測された加速度記録を入力地震動とした地震応答解析を行う。これらの応答解析から得られる加速度と建物上部で実際に観測された加速度記録を比較して、解析モデルの妥当性や減衰の影響等を明らかにする。また、東北地方太平洋沖地震に対する解析対象建物の地震応答等を明らかにする。

(1) 解析対象建物と解析方法

1) 検討対象の超高層鉄骨造建物の概要

ここでの検討の対象は、建築研究所が強震観測を実施している超高層建物のうち、設計時の地震応答解析モデルの情報が入手できたもので、かつ、質点系せん断モデルで解析可能な超高層鉄骨造建物8 棟である。これらの建物の、建物名称、所在地、建物階数、竣工年、構造形式、地震観測を行った階を表 4.4-3 に示す。これらは、前項の表 4.4-1 で示した建物と同じものである。

建物の所在地は、宮城県から大阪府までの範囲であり、竣工年は 1973 年ー2000 年の範囲である。竣工年が 1996 年までの建物は、純ラーメン構造や偏心 K 型ブレース付きラーメン構造である。

表 4.4-3 解析対象建物一覧

建物名称	所在地	建物階数	竣工年	構造形式	地震観測の階
建物 A	宮城県	地上 15 階 塔屋 2 階	1973	X、Y 方向：鉄骨ラーメン構造	15F, B2F
建物 B	埼玉県	地上 26 階 塔屋 2 階	2000	X、Y 方向：極軟鋼制振壁付き鉄骨ラーメン構造	PH1F, 10F, B3F, 別棟 1F
建物 C	東京都	地上 19 階 塔屋 1 階	1990	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向:偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造	PH1F, 8F, B1F
建物 E	東京都	地上 20 階 塔屋 1 階	1994	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向:偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造	20F, 1F
建物 F	東京都	地上 20 階 塔屋 1 階	1994	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向:偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造	19F, 1F
建物 G	神奈川県	地上 23 階 塔屋 1 階	1996	X、Y 方向：偏心 K 型ブレース付き鉄骨ラーメン構造	23F, B2F
建物 H	大阪府	地上 15 階 塔屋 3 階	1974	X、Y 方向：ブレース付き鉄骨ラーメン構造	PH3F, B3F
建物 I	大阪府	地上 52 階 塔屋 3 階	1995	X 方向：鉄骨ラーメン構造 Y 方向:ブレース付き鉄骨ラーメン構造	52F, 38F, 18F, 1F

2) 解析方法

表 4.4-3 に示した建物について、建物の地下階または 1 階で観測された加速度記録を入力地震動と

し、建物の地下階は無視し、1階を基礎固定として、1階床位置に、これらの地震波を入力して解析を行う。各建物のX、Y方向それぞれの地震応答解析を行い、建物の中間階や上層階で観測した加速度記録の最大値と地震応答解析から得られる加速度の最大値を比較する。また、入力地震動として、El Centro NSの50kineを入力地震動とした場合の応答解析についても、一部の建物で実施する。表4.4-4には、各建物の応答解析に用いた入力地震動とその最大加速度、継続時間を示す。

本項の応答解析では、減衰の設定値が建物の地震応答結果に及ぼす影響を明らかにするために、減衰定数2%の初期剛性比例型の場合と、前節の同定解析から得られる各建物の1次、2次の減衰定数を用いたレーリー型減衰の場合（表4.4-5参照）の応答を比較する。

表4.4-4 建物のモデル化と復元力特性

建物名称	モデル化の方法と復元力特性の設定	入力地震動 (最大加速度,継続時間)
建物A	オリジナルの解析モデルは、D値法を用いて各層剛性を計算し、トリリニアの復元力特性が設定され、2次剛性、3次剛性は、初期剛性の10%、1%で設定、X、Y方向は同一の解析モデル。本解析もそれと同じモデルで解析。	B2F-X(259.0cm/s^2、301秒) B2F-Y(163.3cm/s^2、301秒)
建物B	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、制振壁ダンパーと柱梁フレームを組み合わせたトリリニア型復元力特性の質点系の等価せん断型モデル。本解析では、このトリリニアの復元力特性を、ダンパーは完全弾塑性型、フレームはバイリニア型に分離し、2つのバネの組み合わせたモデルにより質点系の等価せん断型モデルで解析。	B3F-X(73.6cm/s^2、599秒) B3F-Y(62.6cm/s^2、599秒) 別棟1F-X(90.9cm/s^2、400秒) 別棟1F-Y(89.4cm/s^2、400秒) El Centoro NS 50kine (511cm/s^2、53.7秒)
建物C	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、トリリニア型の復元力特性を設定した質点系の等価せん断型モデル。本解析もそれと同じモデルで解析。	B1F-X(69.0cm/s^2、300秒) B1F-Y(66.2cm/s^2、300秒)
建物E	建物Eと建物Fはツインタワーであり、オリジナルの解析モデルは、各層をトリリニア型復元力特性とした質点系の擬似立体モデル。本解析では、ツインタワーを分離し、それぞれの建物をトリリニア型復元力特性の等価せん断型モデルで解析。	1F-X(90.8cm/s^2、391秒) 1F-Y(85.4cm/s^2、391秒)
建物F	同上	同上
建物G	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、トリリニア型の復元力特性を設定した質点系の等価せん断型モデル。本解析ではX方向のみ、それと同じモデルで解析。Y方向は観測記録の不良により解析不可。	B2F-X(59.5cm/s^2、511秒)
建物H	オリジナルの解析モデルは、バイリニアの復元力特性を設定した質点系の等価せん断型モデル。本解析もそれと同じモデルで解析。	B3F-X(10.9cm/s^2、157秒) B3F-Y(8.9cm/s^2、157秒)
建物I	オリジナルの解析モデルは、増分解析から得られた各層の層せん断力-変形関係から、曲げ変形成分を考慮したトリリニア型復元力特性の質点系の等価せん断型モデル。本解析もそれと同じモデルで解析。	1F-X(33.5cm/s^2,999秒) 1F-Y(34.3cm/s^2,999秒)

3）モデル化と復元力特性の設定

各建物のモデル化や復元力特性の設定方法を表 4.4-4 に示す。ほとんどの建物では、質点系の等価せん断型モデルにより応答解析が行われていたため、ここでも、同様に質点系の等価せん断モデルによる解析を行う。基本的には、入手した建物情報の応答解析モデルのモデル化の方法となるべく近いモデル化を行うこととしているが、解析モデルの詳細情報がわからない場合や、擬似立体モデルで解析している場合があり、オリジナルの解析モデルや解析条件とは、一致していない場合もある。

(2) 解析建物の振動特性

1）同定解析から得られた減衰定数

前項 4.4.1 の同定解析の結果から、それぞれの建物の 1 次、2 次の減衰定数を算定した。表 4.4-5 にそれらの値を示す。1 次減衰定数は、0.95%ー3.3%の範囲であり、2 次減衰定数は、1.9%ー3.9%程度の範囲である。2 次の減衰定数と 1 次減衰定数の比は、0.8ー3.2 の範囲であるが、平均は 1.49 である。

2）建物の固有周期

前項 4.4.1 の同定解析から得た各建物の 1 次、2 次の固有周期と、応答解析モデルの固有周期の値を比較して、表 4.4-6 に示す。同定解析結果に基づく、解析建物の 1 次固有周期の範囲は 1.47 秒ー6.57 秒である。一方、これらの解析モデル 1 次固有周期の範囲は、1.35 秒ー6.97 秒である。1 次固有周期の、同定解析/解析モデルの比は、建物 H の Y 方向で、2 割程度差が生じているが、その他は、1 割程度の範囲内となっている。

表 4.4-5 建物の減衰定数

建物名称	方向	1 次減衰定数(%)	2 次減衰定数(%)	2 次減衰定数/1 次減衰定数
建物 A	X 方向	1.67	2.39	1.43
	Y 方向	1.95	2.88	1.48
建物 B	X 方向	1.92	1.93	1.01
	Y 方向	2.31	1.87	0.81
建物 C	X 方向	1.41	2.70	1.91
	Y 方向	2.03	3.30	1.63
建物 E	X 方向	1.51	1.93	1.28
	Y 方向	3.33	3.88	1.17
建物 F	X 方向	1.60	2.70	1.69
	Y 方向	2.51	3.08	1.23
建物 G	X 方向	2.61	3.36	1.29
建物 H	X 方向	1.60	2.29	1.43
	Y 方向	1.64	2.26	1.38
建物 I	X 方向	-	-	-
	Y 方向	0.95	3.01	3.17

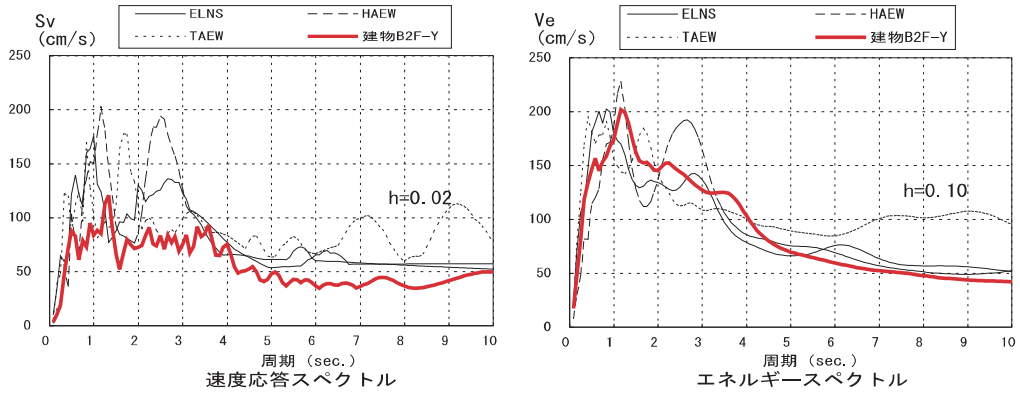
表 4.4-6　建物の固有周期

建物名称	方向	同定解析(sec.)		解析モデル(sec.)		同定解析/解析モデル	
		1 次周期	2 次周期	1 次周期	2 次周期	1 次周期	2 次周期
建物 A	X 方向	2.004	0.638	2.012	0.694	1.00	0.92
	Y 方向	1.994	0.638	2.012	0.694	0.99	0.92
建物 B	X 方向	2.760	0.978	2.517	0.988	1.10	0.99
	Y 方向	2.609	0.902	2.394	0.949	1.09	0.95
建物 C	X 方向	1.906	0.659	1.915	0.739	1.00	0.89
	Y 方向	1.787	0.576	1.943	0.743	0.92	0.78
建物 E	X 方向	2.008	0.692	1.965	0.738	1.02	0.94
	Y 方向	1.821	0.622	1.917	0.725	0.95	0.86
建物 F	X 方向	2.017	0.694	1.966	0.740	1.03	0.94
	Y 方向	1.853	0.626	1.947	0.743	0.95	0.84
建物 G	X 方向	2.279	0.737	2.192	0.798	1.04	0.92
建物 H	X 方向	1.465	0.465	1.354	0.494	1.08	0.94
	Y 方向	1.656	0.517	1.370	0.508	1.21	1.02
建物 I	X 方向	-	-	6.971	2.588	-	-
	Y 方向	6.570	2.057	6.504	2.725	1.01	0.75

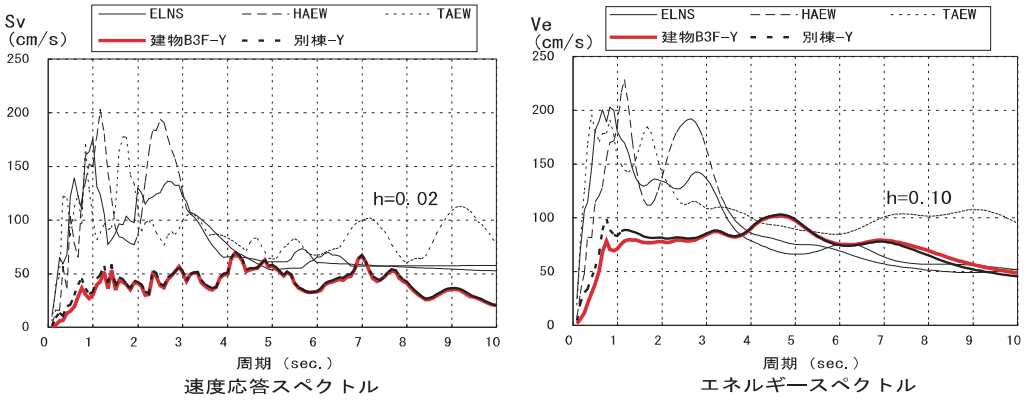
(3) 解析建物の入力地震動の応答スペクトル

表 4.4-4 で示した各建物の X 方向または Y 方向の応答解析に用いた入力地震動の速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルを、建物 A、B、C、H、I、について、図 4.4-13(a)ー(e)に示す。図中では、高層建築物の評定で用いられていた 50kine 標準波 3 波 (El Centro NS、Hachinohe EW、Taft EW) と比較している。

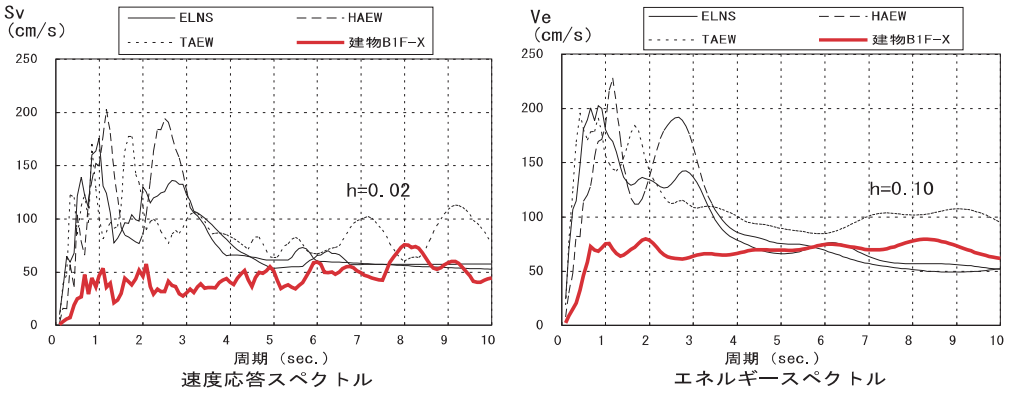
建物 A の速度応答スペクトルは、1ー3 秒程度までの周期では、50kine 標準波よりやや小さいが、エネルギースペクトルは、全周期帯で概ね同等のレベルである。建物 B のエネルギースペクトルは、4 秒までは 50kine 標準波より小さいが、4 秒以降は同程度である。建物 C のスペクトルは B に類似しているが、やや小さい。建物 H、I は、大阪に建設されている建物である。建物 I は、6.5 秒ー7 秒程度にピークが有り、速度応答スペクトル及びエネルギースペクトルともに、そのレベルは、50kine 標準波の地震動のレベルと概ね等しい。



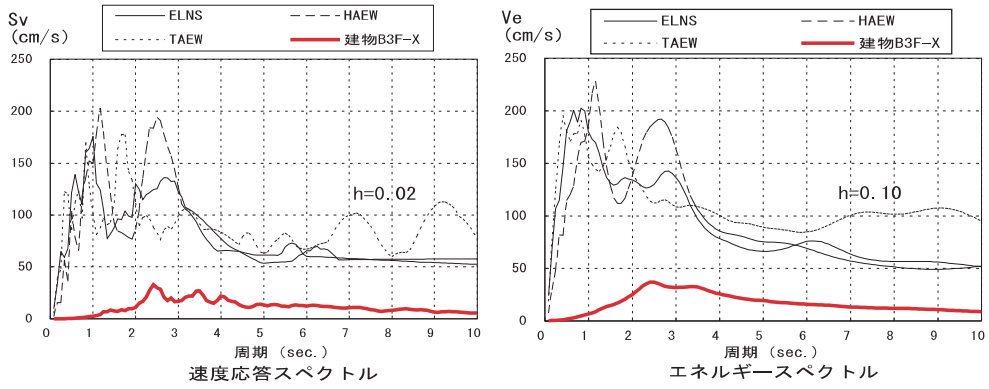
(a) 建物A(X方向)



(b) 建物B(Y方向)

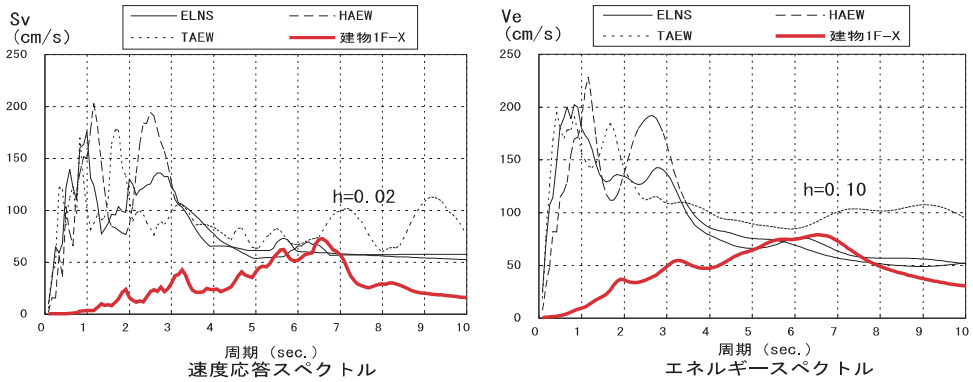


(c) 建物C(X方向)



(d) 建物H(Y方向)

図 4.4-13 各建物の入力地震動の応答スペクトル(1/2)



(e) 建物Ⅰ(Y 方向)

図 4.4-13 各建物の入力地震動の応答スペクトル(2/2)

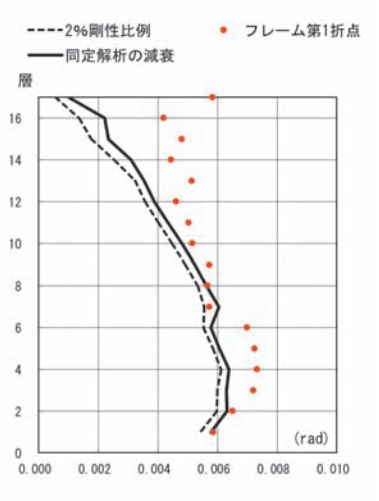
(4) 地震応答解析結果

1) 最大層間変形角等

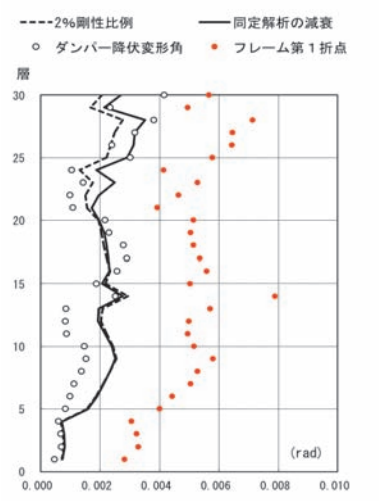
表 4.4-4 で示した各建物のモデル化を行い、それぞれの入力地震動を用いて、2%剛性比例型減衰と表 4.4-5 で示した観測記録の同定解析から得られた 1 次、2 次の減衰定数を用いたレーリー型減衰による応答解析を行う。これらの応答解析から得られた各建物の各層の最大層間変形角を図 4.4-14(a)ー(h)に示す。点線が 2%剛性比例型の結果で、実線が同定解析から得られたレーリー型の結果である。また、各図には、各層の柱梁フレームの復元力特性の第 1 折点の変形角を赤丸で示している。ここでは変形が大きかった方向の結果を示す。また、各層の最大応答変位について、建物 C 及びⅠを例として、図 4.4-15 に示す。

これらの建物の最大層間変形角の範囲は、おおよそ 0.0005radー0.008rad の範囲である。図 4.4-14 で示すように、最大層間変形角が最も大きかったのが建物Ⅰである。また、図 4.4-15 に示すように建物Ⅰでは頂部の最大変形が 130cm 以上となっている。宮城県に建設されている建物 A の最大層間変形角は、図 4.4-14 (a)に示すフレームの第 1 折点の変形（塑性率計算の基点）を、第 7 層でわずかに越えている。しかし、その他の建物では、フレームの第 1 折点の変形を超えているものは無く、柱梁の塑性化の観点からは比較的余裕がある。また、建物 B では、一部の層でダンパーが降伏するレベルの応答になっている。

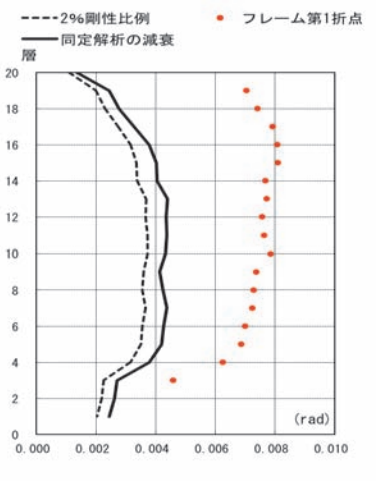
図 4.4-14、15 から、減衰の設定を観測記録の同定解析から得られた値にすることで、各層の層間変形応答は大きくなる傾向があり、図 4.4-15 で示す最大応答変位においても、その影響は無視できない大きさであることがわかる。



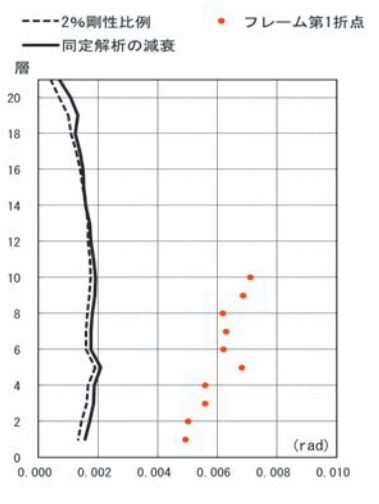
(a) 建物 A(X 方向)



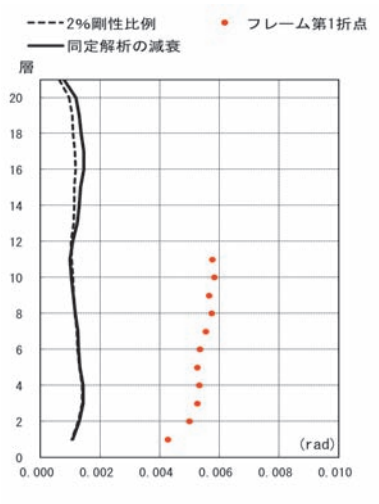
(b) 建物 B(Y 方向)



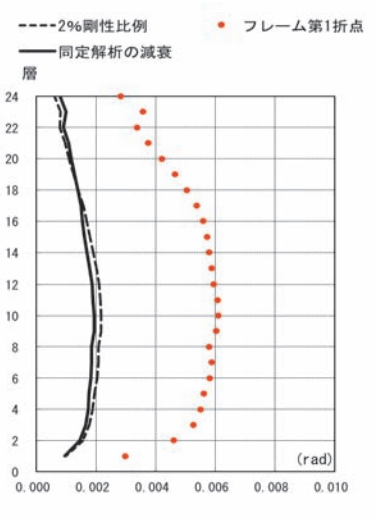
(c) 建物 C(X 方向)



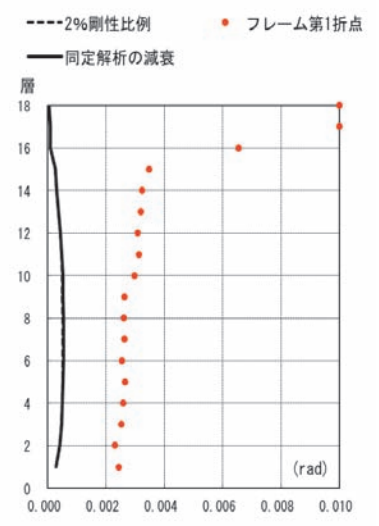
(d) 建物 E(X 方向)



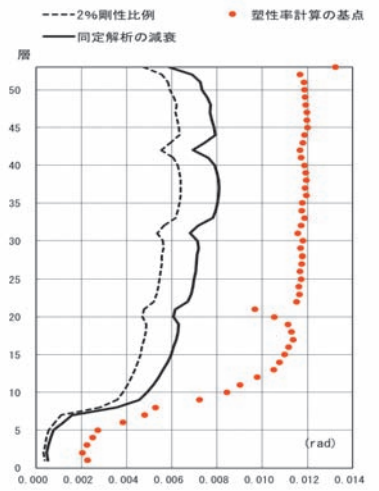
(e) 建物 F(Y 方向)



(f) 建物 G(X 方向)

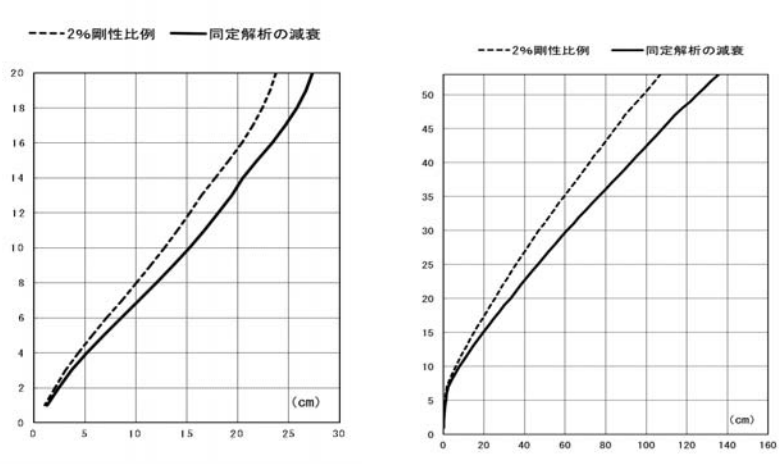


(g) 建物 H(Y 方向)



(h) 建物 I(Y 方向)

図 4.4-14 建物各層の最大層間変形角

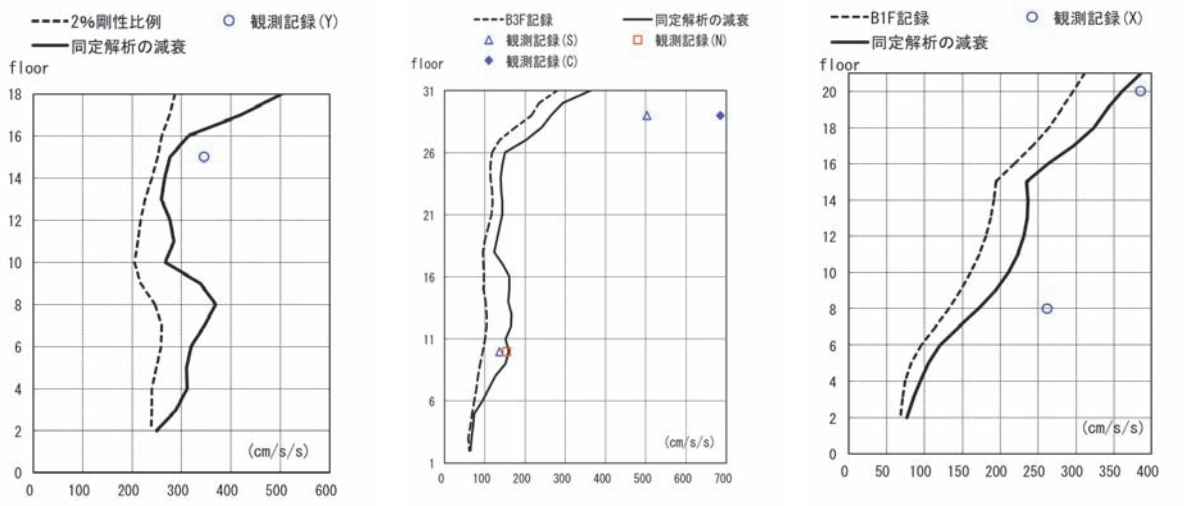


(a) 建物 C(X 方向)　　(b) 建物 I(Y 方向)

図 4.4-15　最大応答変位

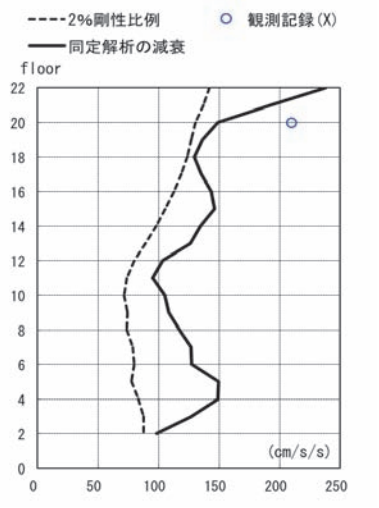
2) 応答解析の加速度と観測記録の比較

図 4.4-16(a)ー(h)に、強震観測で得られた建物上部の加速度記録の最大値と応答解析から得られた各層の最大応答加速度の分布を比較して示す。同定解析から得られた減衰での解析では、応答加速度が大きくなる傾向があり、高次の成分が顕在化する場合がある。観測記録との整合性については、同定解析から得られた減衰による解析の方が、観測記録に近くなるが、頂部での観測記録は、解析結果よりもかなり大きくなっている場合がある。

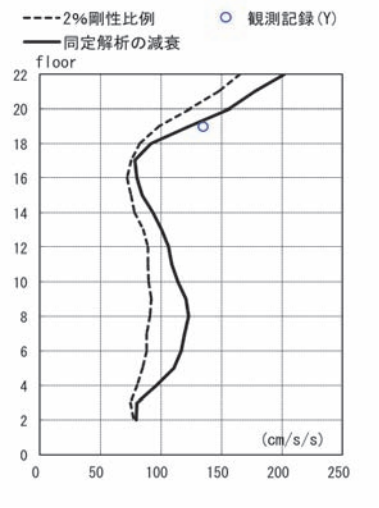


(a) 建物 A(X 方向)　　(b) 建物 B(Y 方向)　　(c) 建物 C(X 方向)

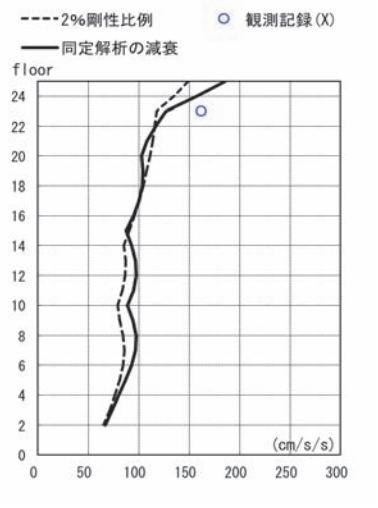
図 4.4-16　応答解析の加速度応答と観測記録(1/2)



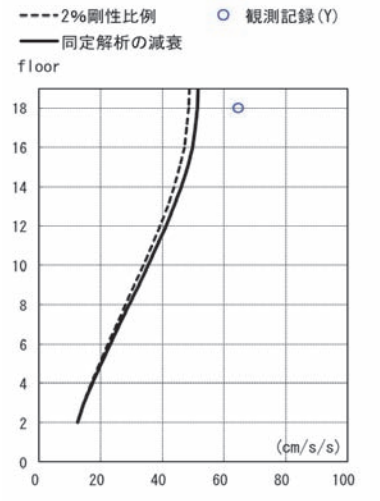
(d) 建物 E(X 方向)



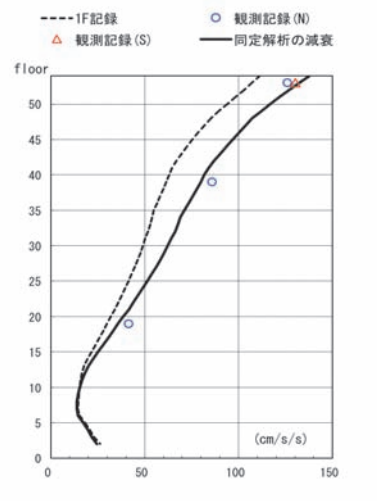
(e) 建物 F(Y 方向)



(f) 建物 G(X 方向)



(g) 建物 H(Y 方向)



(h) 建物 I(Y 方向)

図 4.4-16 応答解析の加速度応答と観測記録(2/2)

3) 制振壁ダンパーを有する建物の応答

建物 B は低降伏点鋼を用いた制振壁を有する建物である。この建物では、建物の一部の階の制振壁ダンパーが降伏するレベルの応答であった。そのため、建物 B については、標準波である El Centro NS 50kine に対する応答解析も行った。また、建物 B に隣接する建物の 1F の記録を用いた解析も行った。建物 B の Y 方向についてのこれらの応答解析結果として、図 4.4-17 には最大層間変形を、図 4.4-18 にはダンパーの平均累積塑性変形倍率に関して比較した結果を示す。

最大層間変形角については、今回の地震では、建物の B3F の記録による応答解析から得られた結果は、EL Centro NS 50kine の 1/3 程度である。ダンパーの平均累積塑性変形倍率（$\bar{\eta}$）に関しては、B3F の記録によるこの制振壁ダンパーの平均累積塑性変形倍率は 20 程度で、EL Centro NS 50kine の地震動による平均累積塑性変形倍率は 45 程度であり、今回の地震は、EL Centro NS 50kine の半分程度の値である。この建物の制振壁ダンパーの平均累積塑性変形倍率の保有性能は、おおよそ 500 程度であることから、上記の応答値 20 は、ダンパーの保有性能に比べ、十分小さな値と考えられる。なお、平均累積塑性変形倍率($\bar{\eta}$)は、正側と負側の累積塑性変形倍率の平均であり、(4.4-5)式で定義される

値である[4.4-2)]。

$$\bar{\eta} = \frac{W_p}{2\left(Q_y \cdot \delta_y\right)} \qquad (4.4\text{-}5)$$

ここで、W_pは、ダンパーが吸収した塑性歪エネルギー、Q_yはダンパーの降伏耐力、δ_yはダンパーの降伏耐力時の変形である。

ダンパーでのエネルギー吸収に関して、東北地方太平洋沖地震の記録を用いた解析によるダンパーのエネルギー吸収と標準波であるEL Centro NS 50kineの地震波によるエネルギー吸収について、建物各層のダンパーの最大塑性率 μ_{max} から1を減じた値（μ_{max}-1）とダンパーの平均累積塑性変形倍率（$\bar{\eta}$）の関係を図4.4-19に示す。ダンパーの最大塑性率（μ_{max}）の定義は、以下である。

$$\mu_{\max} = \delta_{\max} / {}_d\delta_y \qquad (4.4\text{-}6)$$

ここで、δ_{max}は各層の最大層間変形であり、${}_d\delta_y$は各層のダンパーの降伏層間変形である。

図4.4-19では、ダンパーの μ_{max}-1 の値が0.5以上となった層についてプロットしている。EL Centro NS の解析では、全ての層のダンパーの μ_{max}-1 の値が0.5以上になっているが、東北地方太平洋沖地震のB3F記録の解析では14カ所の層がプロットの対象になっている。この図から、EL Centro NS では、μ_{max}-1 の値が5以下の範囲で、平均累積塑性変形倍率（$\bar{\eta}$）と μ_{max}-1 の比である等価な繰り返し回数${}_d n_1$[4.4-3)]が、おおよそ5程度となっている。

東北地方太平洋沖地震のB3F記録による応答では、μ_{max}-1 の値が1以上になっているのは3カ所の層だけであるが、これらの μ_{max}-1 の値は1.3程度で、平均累積塑性変形倍率（$\bar{\eta}$）は20程度の値である。一方、EL Centro NSでは、μ_{max}-1 が1.3程度での平均累積塑性変形倍率の値は5ー8程度である。このように、東北地方太平洋沖地震は、EL Centro NSに比べて、同一の塑性率での、繰返しによるエネルギー吸収が多くなっていて、この例では、等価な繰り返し回数${}_d n_1$の値は、EL Centro NS の3倍程度になっている。本報の解析では、骨組が塑性化している例が他にないために、他の骨組で検証はできないが、建物Bのダンパーの応答結果からは、今回の東北地方太平洋沖地震による地震動は、EL Centro等の標準的な地震に比べて、建物の塑性振幅の繰返し回数が多い地震動と考えられる。

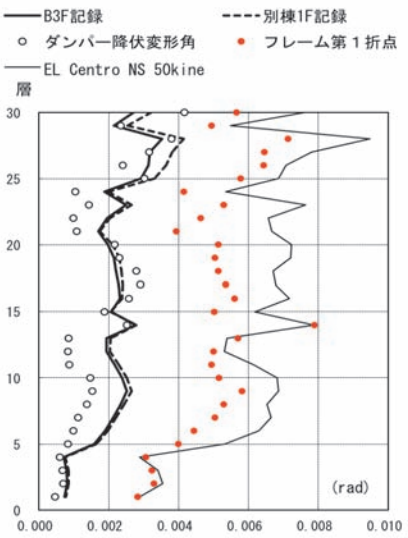


図 4.4-17　最大層間変形角

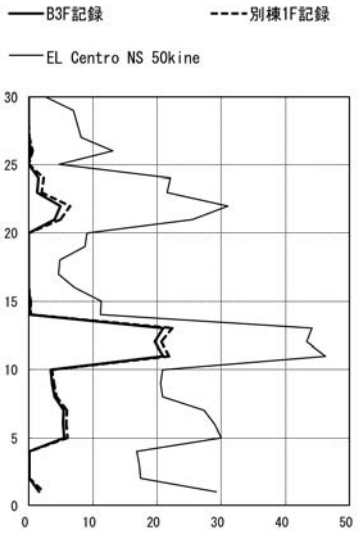


図 4.4-18　ダンパーの平均累積塑性変形倍率

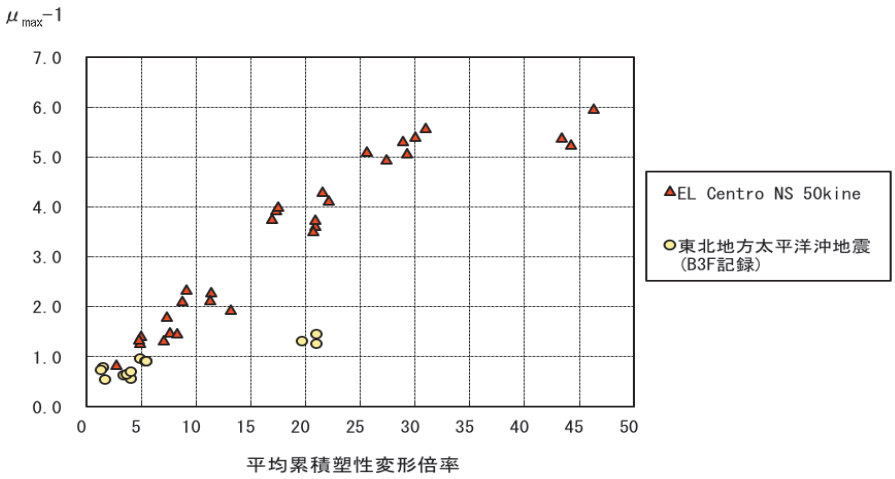


図 4.4-19　ダンパーの塑性率（μ_{max}-1）と平均累積塑性変形倍率($\bar{\eta}$)の関係

(5) まとめ

強震記録を観測した建物のうち、超高層鉄骨造建物を対象にして、建物で観測された加速度記録を入力地震動とした地震応答解析を行った。得られた結果を以下にまとめて示す。

1) 解析対象建物の最大層間変形角の範囲は、0.0005radー0.008rad であった。宮城県の建物 A では、フレームの第 1 折れ点をわずかに超える応答であったが、その他の建物では、フレームの第 1 折れ点を越えるものは無く、柱梁の塑性化に関しては比較的余裕がある。
2) 同定解析から得られた減衰を用いた場合には、2%剛性比例型に比べ、各層の最大応答加速度と最大応答変位が大きくなる傾向が有り、観測記録の応答に近くなる。
3) 制振壁ダンパーを有する建物では、ダンパーが塑性化するレベルの応答であり、ダンパーの平均累積塑性変形倍率は、EL Centro NS 50kine の解析の半分程度の値である。この建物の制振壁ダンパーの保有性能としての平均累積塑性変形倍率は 500 程度であり、今回の地震によるダンパーの損傷に比べ、十分大きな余裕があると考えられる。
4) 制振壁ダンパーを有する建物のダンパーの地震応答について、ダンパーの塑性率と平均累積塑性変形倍率の関係をプロットし、同一の塑性率での等価な繰り返し回数（$_d n_1$）について比較した。その結果、今回の東北地方太平洋沖地震による地震波による応答は、EL Centro 等の標準的な地震波の応答に比べると、建物の塑性振幅の繰返し回数が多いことを示した。

参考文献

4.4-1) 片山徹：システム同定―部分空間法からのアプローチー, 朝倉書店, 2004
4.4-2) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計、技報堂出版、2002.4
4.4-3) エネルギーの釣合に基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例と解説、（財）日本建築センター、平成 17 年 10 月

4.5　超高層事務所建物の管理者・居住者へのアンケート調査

4.5.1 はじめに

宮城県、埼玉県、東京都、神奈川県、大阪府に所在地のある超高層 9 棟の公共事務所建物を対象に、東北地方太平洋沖地震における建築物の被害や揺れの状況などについて、2011 年 9 月から 10 月にかけて建物管理者および居住者（施設職員）へのアンケート調査を実施した。対象とした建築物は、表 4.5.1-1 に示す 9 棟であり、このうち建築研究所が強震観測を実施している建築物には、東北地方太平洋沖地震において観測された最大加速度の値を示している。

表 4.5.1-1　アンケートの対象とした超高層事務所建物一覧

番号	建物所在地	構造	構造種別	建物規模	建物高さ	竣工年	位置	最大加速度（cm/s^2）		
								H1	*H2*	*V*
1	宮城県	耐震	S 造	地上 15 階 地下 2 階	62.7m	S48	B2F	163	259	147
							15F	361	346	543
2	埼玉県	制振	S 造	地上 26 階 塔屋 2 階	139m	H12	B3F	74	63	42
							10FS	119	138	62
							10FN	118	155	66
							P1FS	248	503	106
							P1FC	265	686	185
3	東京都	免震 (改修)	SRC 造	地上 11 階 地下 2 階	53.63m	S48 (H15)	B2F	104	91	58
							B1F	55	55	55
							P1F	94	82	104
4	東京都	耐震	S 造	地上 20 階 地下 4 階 塔屋 1 階	86.52m	H6	01F	91	85	45
							20F(B)	210	150	173
							19F(C)	177	135	130
5	東京都	制振	S 造	地上 21 階 地下 4 階	99.5m	H12	B4F	75	71	49
							13F	137	113	72
							21F	121	131	104
6	東京都	耐震	S 造	地上 18 階	75.4m	S57	－	－	－	－
7	東京都	耐震	SRC 造	地上 26 階 地下 3 階	111.2m	S57	－	－	－	－
8	神奈川県	耐震	S 造	地上 23 階 地下 3 階 塔屋 1 階	96m	H6	B2F	60	－	30
							23F	162	－	72
9	大阪府	耐震	S 造	地上 15 階 塔屋 3 階	76m	S48	B3F	11	9	5
							P3F	65	38	7

H1, H2: 建物の主要直交方向の水平加速度成分、V：鉛直加速度成分

4.5.2　建物管理者向けのアンケート

今回の震災による建築物の被災状況や、震災の発生時に各施設がどのように対処したのかを調査する目的で、各建物の管理者を対象としたアンケートを行った。

(a) 建築物の被災状況

表 4.5.2-1 には構造体・外壁の被害状況を示す。被害「有」と回答したのは、震源に近い「宮城」の建築物で柱の表面にひび割れが観察されたが、直ちに安全性に影響するような被害ではなかった。また、超高層は目視による損傷状況の把握が難しく「不明」の回答が２棟ある。

表 4.5.2-2 に非構造部材の被害状況を示す。「大阪」を除く耐震構造の全てで何らかの被害があった。一方、「東京」の免震構造および制振構造では被害がなかった。「埼玉」の制振構造では、局所的に軽微な被害が発生した。また、ドア・扉の被害の中には防火扉の損傷が２棟見られた。

表 4.5.2-3 にライフライン設備やエレベータの被害状況を示す。ロープが絡むほかカゴの損傷など様々な被害が発生している。表 4.5.2-5 には、エレベータの停止状況と復旧の過程、閉じこめの発生の有無と救出までの時間に対する回答を示している。全ての建築物のエレベータが停止し、「宮城」では長期間停止しているエレベータがある。閉じ込めが１棟発生した。

表 4.5.2-1　構造体・外壁の被害

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	宮城	埼玉	東京	東京	東京	東京	東京	神奈川	大阪
	耐震	制振	免震	耐震	制振	耐震	耐震	耐震	耐震
(1) 構造部材（柱・梁等）	柱表面にひび	なし	なし	不明	なし	なし	不明	なし	なし
(2) 外壁	なし	なし	なし	不明	なし	なし	なし	なし	なし

表 4.5.2-2　非構造部材の被害

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	宮城	埼玉	東京	東京	東京	東京	東京	神奈川	大阪
	耐震	制振	免震	耐震	制振	耐震	耐震	耐震	耐震
(3) 内壁（石膏ボード等）	目地の外れ	1F 設備室の壁の一部が剥離し落下	なし	各所にひび割れ、化粧板はがれ	なし	内壁ボードひび割れ	設備室壁面亀裂、1F ホール大理石のひび	なし	なし
(4) 天井	事務室天井破損、大会議室全破損（落下はごく一部）	26F 機械室天井のスピーカーが外れた	なし	ボード一部落下吹付け材一部落下	なし	システム天井ボードのずれ（20 カ所程度）	ボードのはがれやひび割れ、アスベスト封じ込めのはがれ	居室内の一部でシステム天井ずれ落ち	なし
(5) ドア・扉	なし	10F 防火扉のレリーズの損傷	なし	流し台扉破損	なし	なし	10F 防火扉の外れ	なし	なし

表 4.5.2-3　ライフライン設備の被害

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	宮城	埼玉	東京	東京	東京	東京	東京	神奈川	大阪
	耐震	制振	免震	耐震	制振	耐震	耐震	耐震	耐震
(6) 水道・電気設備等	なし	なし	なし	なし	なし	なし	なし	屋上雑用水槽、槽内波打ちにより蓋破損	なし
(7) エレベータ（かご、ロープ等）	なし	高層用EV２基及び非常用EVの主ロープが絡み運転不可となった。また高層棟１基について各階停止用のプレートが破損	なし	なし	なし	荷物用ＥＶでカゴにゆがみ、1F のリミットスイッチ破損、ブラケット変形	１機ガバナーワイヤー、１機メインロープ、１機セレクターテープ損傷	なし	なし

表 4.5.2-4　エレベータの停止状況と復旧の過程

			エレベータの停止状況と復旧の過程	閉じこめの発生の有無と救出までの時間
1	宮城	耐震	1～3 号エレベータ故障、平成 23 年 11 月～平成 24 年 3 月にかけて修繕工事予定。4 号非常用エレベータを運行	閉じ込めなし
2	埼玉	制振	安全装置により全台緊急停止。点検終了（約 4 時間後）をもって稼働できる号機について運転再開	閉じ込めなし
3	東京	免震	停止 7 台、保守業者点検後復旧（16:15）	閉じ込めなし
4	東京	耐震	全号機、地震感知器作動、最寄階停止 保守業者復旧作業終了 21:54	閉じ込めなし
5	東京	制振	地震管制作動（最寄り階に停止・扉閉） メーカーにて安全確認後復旧 No. 1～No. 12　15:30 復旧 No. 13～No. 24　20:30 復旧	閉じ込めなし
6	東京	耐震	地震時に全機停止（当時、別館ＥＶの定期点検中） 当日 18:30 までに故障機以外の本館ＥＶ復旧	本館高層用ＥＶの 6F あたりで 1 名閉じ込め 当日 15:00 までに救出完了
7	東京	耐震	3 機停止（復旧まで 1 週間～1 ヶ月半程度）	閉じ込めなし
8	神奈川	耐震	地震発生直後、最寄り階でエレベータ停止、警備会社及びエレベータ担当業者により点検を実施し、異常のないものから順次復旧。	閉じ込めなし
9	大阪	耐震	エレベータの停止なし	閉じ込めなし

(b) 地震発生時の施設の対応

被災後の対応に関わる設問に対する回答を以下にまとめる。なお、「大阪」は揺れが小さく無被害であったため回答からはずしている。

①業務継続計画について：全ての施設が業務継続計画あるいは災害時のチェックシートや対応マニュアルがあり、ほぼ計画通りに行動できたと回答しているが、１棟のみ「被害調査のための人員不足」のため計画通りにできなかったと回答した。また、「宮城」では被害は事前の想定を超えていたと回答している。

②地震発生直後の退避について：「宮城」では施設の職員全員を退避させている。また、「東京」の１つの施設では一部の職員を退避させた。一方、退避させなかった施設では、退避の必要がない旨のアナウンス（放送）をした場合としない場合があり、施設によって対応が異なる結果となった。

職員を退避させた２施設では、揺れの大きさで判断して退避させたケース（東京）と、被害状況から危険と判断して避難させたケース（宮城）がある。いずれも１時間半（東京）から２時間（宮城）で退避を解除している。「東京」では危険箇所がないことを確認してから退避を解除しているが、「宮城」では外観上安全と判断して退避を解除している。

③施設の緊急点検について：いずれの施設も地震後に施設の緊急点検を実施しており、現地職員および常駐あるいは契約の専門業者によって実施されている。

④施設被害の判断までの時間とその対応について：超高層の構造安全性については、すべての管理者が１時間以内または即時に判断されるべきとの回答であった。その理由として、「エレベータの安全確認に時間を有すると幹部職員の動線にも影響が出ること」「対策本部を早急に設置する必要があるため」とのコメントがあった。

⑤課題と改善点について：地震後の業務を実施する上で最も支障となった施設の不具合としてはエレベータ停止が多く挙げられた。このことから、改善点として、エレベータの早期使用再開、点検・確認の人員・人材の確保が挙げられた。

4.5.3　居住者（施設職員）向けのアンケート

建物の居住者（施設職員）から震災時の行動や揺れによる不安感、室内の状況などの回答を得た。図 4.5.3-1 にそれぞれの施設の回答者数を示す。いずれも、上層、中層、下層から回答者を選択しており、最も少ないケースでそれぞれ 2 名ずつの計 6 名の回答者があった。このうち、強震観測を行っている 7 棟については、回答数と揺れの強さ（各階床の最大加速度および最大速度）との関係を求めた。地震計のない途中階の揺れの強さは観測値との補間による。また、それぞれの建物における地震後の避難状況や地震情報の入手方法、地震前の対策についてもまとめた。

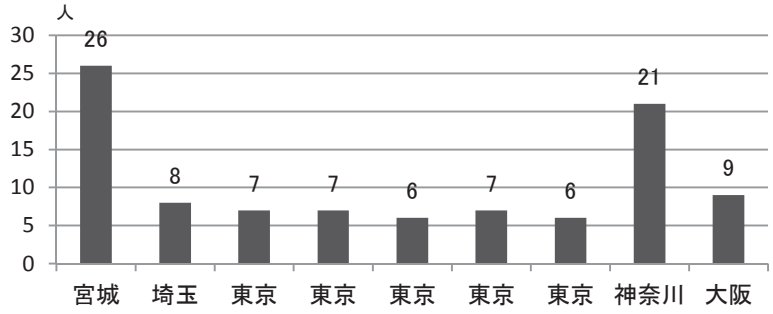


図 4.5.3-1　各施設の回答者数

(a) 地震時の行動

図 4.5.3-2 から、地震時の行動で最も多かったのは「作業を中断して様子を見た」であり、次に「机、テーブルの下に潜った」、「転倒・落下しそうなものを手で押さえた」という回答が続いている。いずれも揺れの加速度との関係はあまり見られない。一方、「窓から外の様子を伺った」という回答は床加速度が 200gal 以下に集中している。

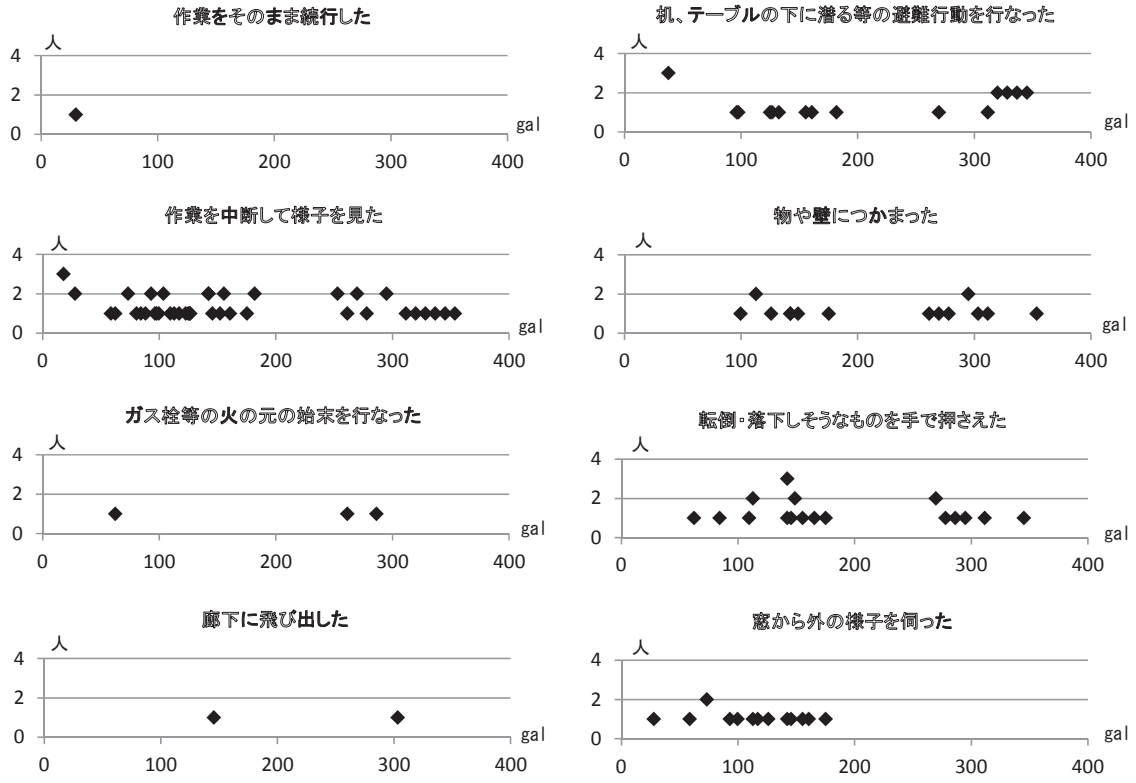
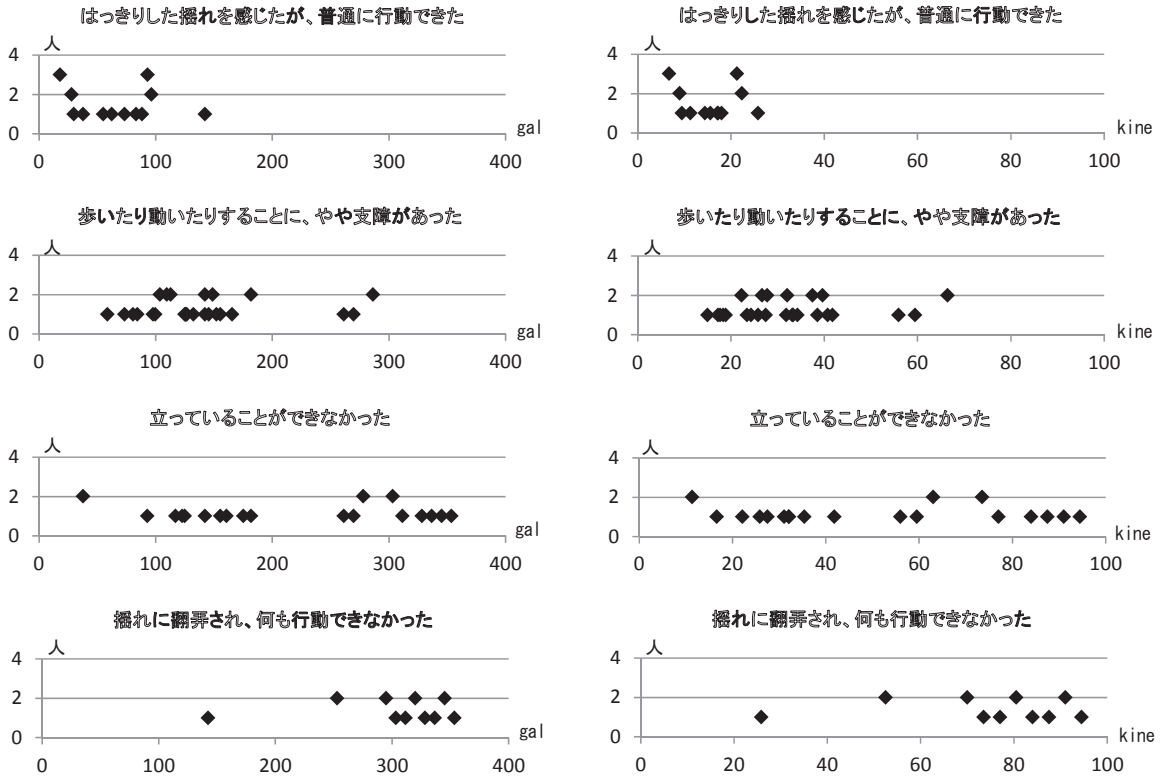


図 4.5.3-2　地震時の行動に対する回答数

(b) 揺れの大きさ

図 4.5.3-3 に、揺れの大きさに対する回答数を示す。「はっきりとした揺れを感じたが行動できた」という回答は、床加速度が 100gal、床速度が 20kine 以下に集中している。一方、「揺れに翻弄され何も行動できなかった」という回答は、床加速度が 300gal、床速度が 70kine を超える場合が多い。



(a) 床加速度との関係　　(b) 床速度との関係

図 4.5.3-3　揺れの大きさに対する回答数

(c) 恐怖感

図 4.5.3-4 に恐怖感に関する回答数を示す。「かなりあった」「少しあった」という回答が多く見られるが、床加速度との関係はあまり見られない。コメントでは、揺れが長いことで恐怖を覚えたとの意見があった。

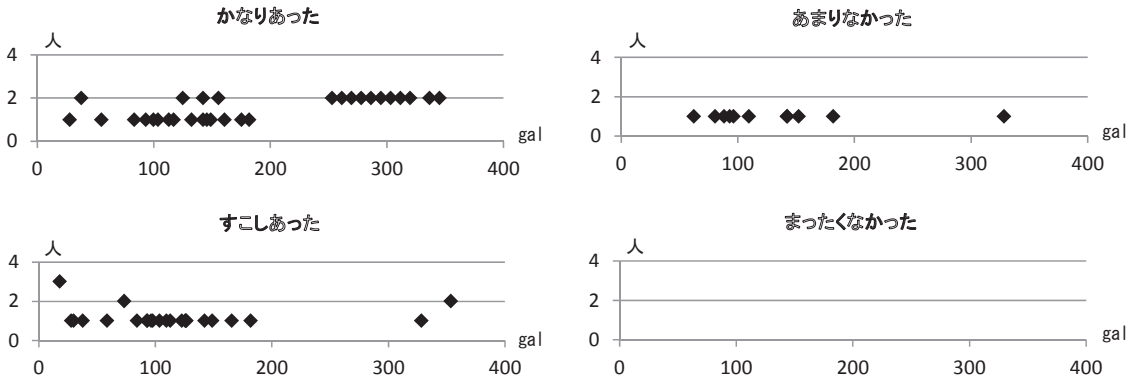


図 4.5.3-4　恐怖感に対する回答数

(d) 不安感(船酔いのような感覚など)

図 4.5.3-5 に不安感に関する回答数を示す。恐怖感と同様に、床加速度との関係はあまり見られない。「まったくなかった」という回答もあり、個人差が大きい。

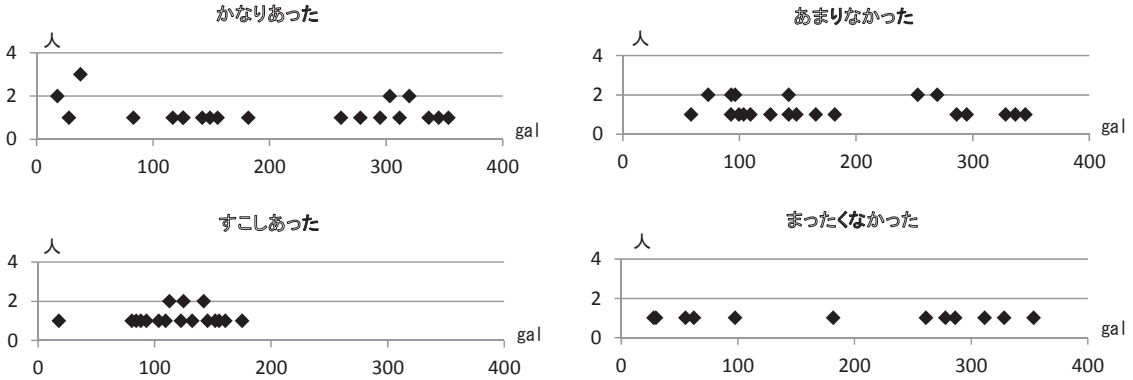
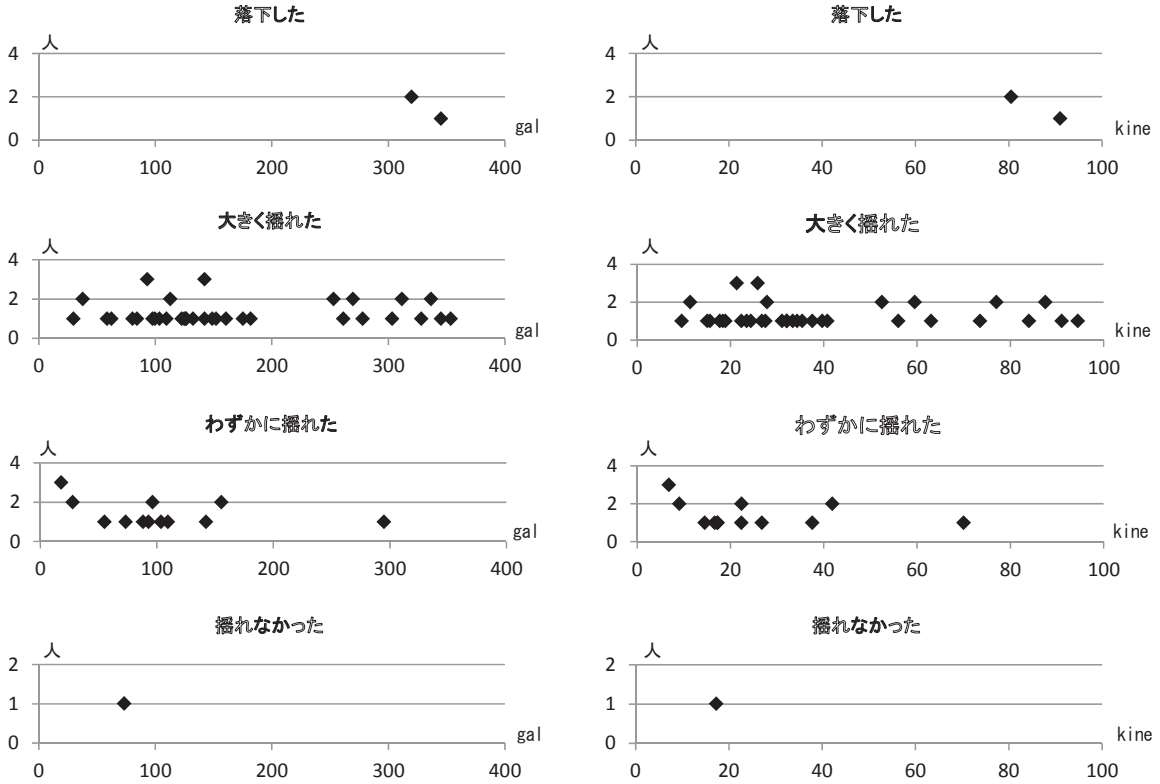


図 4.5.3-5 不快感(船酔いのような感覚など)に対する回答数

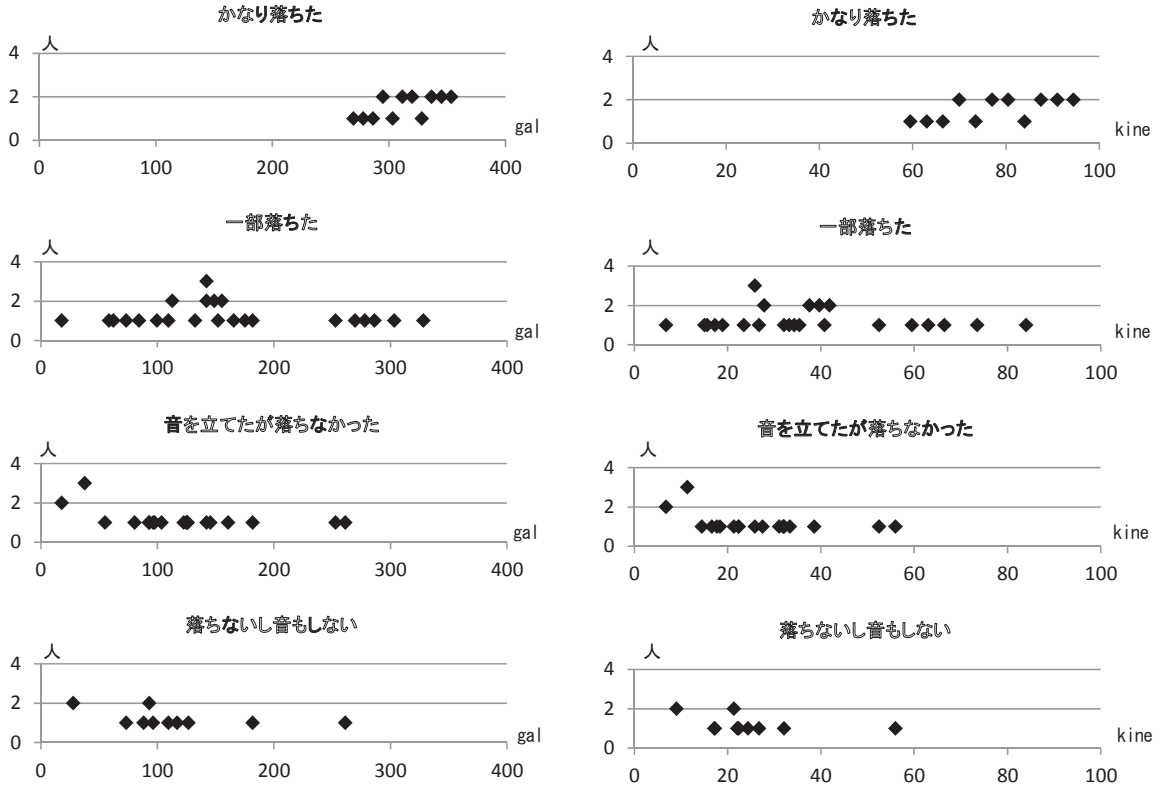
(e) 室内の吊り下げ物、食器類などの挙動

図 4.5.3-6 は吊り下げ物、図 4.5.3-7 は食器類やその他の棚や机の上の物の被害状況に関する回答数である。吊り下げ物については、床加速度 300gal、床速度 80kine を超える場合に「落下した」という回答が見られる。「大きく揺れた」との回答が多く、床の揺れの大きさとの関係はあまり見られない。食器類の落下に対しては、床応答との相関は比較的高い。「かなり落ちた」という回答は、床加速度 250gal、床速度 60kine を超える範囲に多い。



(a) 床加速度との関係　　(b) 床速度との関係

図 4.5.3-6 吊り下げ物の挙動に対する回答数

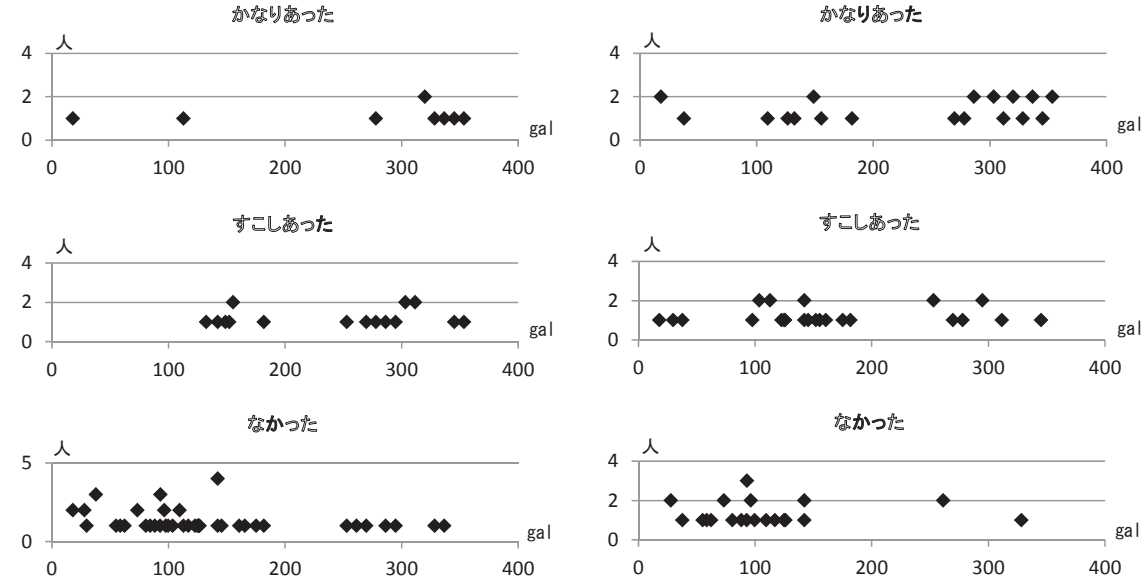


(a) 床加速度との関係　　(b) 床速度との関係

図 4.5.3-7　食器類やその他の棚や机の上の物の挙動に対する回答数

(f) 室内の家具の転倒・移動

タンスや本棚などの家具の転倒およびコピー機などのキャスター付き家具の移動に対する回答を図 4.5.3-8 に示す。家具の転倒が多いのは床加速度が 300gal を超える範囲である。一方、キャスター付き家具の移動に関しては床加速度との関係はあまり見られない。



(a) 家具の転倒　　(b) キャスター付き家具の移動

図 4.5.3-8　家具の転倒およびキャスター付き家具の移動に対する回答数

(g) 地震の情報の入手方法

「宮城」では全域が停電になったために「ラジオ」や「携帯のワンセグ放送」で情報を得た人が多い。一方、停電にならなかった他の地域では、「テレビ」の回答比率が最も多く、「インターネット」が次いで多い。

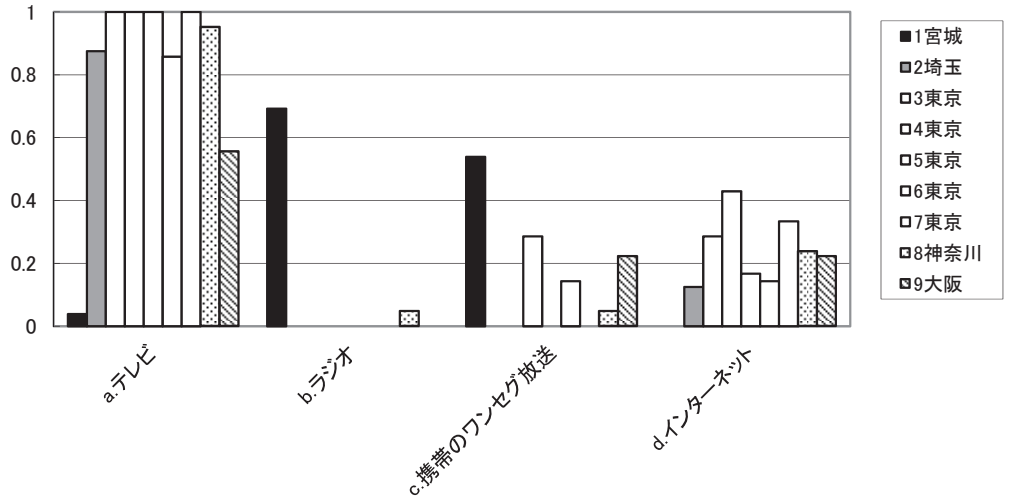
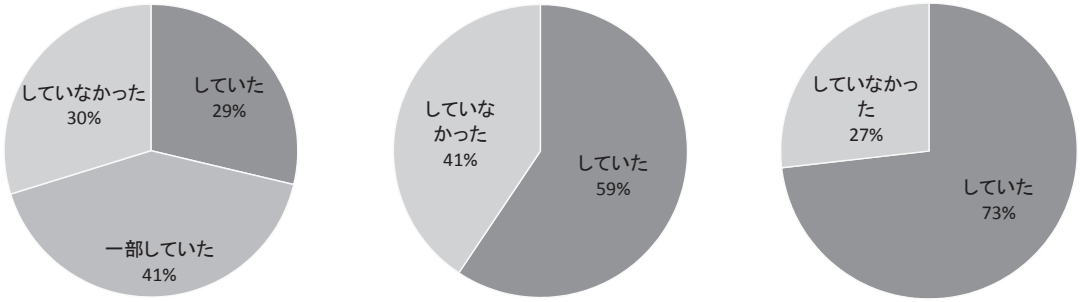


図 4.5.3-9　「地震の情報はどのように知りましたか」に対する回答比率

(h) 地震前の対策

すべての施設の職員を対象に、地震前の対策について回答比率をとったものを図 4.5.3-10 に示す。家具の転倒防止や水・食料の備蓄などの備えをしていないという回答や防災訓練に参加していなかったという回答が見られた。



(a) 家具の転倒対策　　(b) 水や食料の備蓄　　(c) 防災訓練への参加

図 4.5.3-10　地震前の対策状況

(i) 意見、感想、期待など

表 4.5.3-1 に、超高層建築物の地震時の揺れや対策等に関する自由意見を示す。

表 4.5.3-1 超高層建築物の地震時の揺れや必要な対策等に関する自由意見

			コメント
1	宮城	耐震	・超高層の建物は揺れが大きく、非常時の避難の心配が考えられる。職員に対する周知を徹底する必要を感じる。 ・強く振れ幅の大きな揺れが長時間続いた。動揺していても職員に対して適切に避難の誘導をしなければならなかったと反省。 ・とにかく揺れが大きく、歩くことも這って移動することも（動揺もして）できなかった。机の下は書類もあり、潜るスペースはない。今は緊急地震速報が流れるとヘルメットを真っ先にかぶって行動しているが、定期的な防災訓練は重要と思う。 ・地震が収まった後も建物全体がかなりの時間揺れていた。 ・床下から突き上げられるような揺れで非常に恐怖を感じた。 ・ロッカー等の上に荷物を置いているのは危険。 ・シュレッダーの移動やＦＡＸの落下があったため、ＯＡ機器の地震対策が必要であると感じた。 ・縦揺れ後、一瞬の間があり、以降は大きく長い横揺れだった。 ・地震により、15 階北側に設置されている移動書庫が倒れた。幸いにも死傷はなかったが、死者がいてもおかしくない状況であった。現在、建築後の建物であっても、免震対策が可能となってきていることから、庁舎内にいる人を護るためにも免震対策を施すべきである。 ・超高層建築物の揺れは相当大きくなるので、揺れを和らげる工事が必要と思われる。
2	埼玉	制振	・１階部分にいたため、強烈な揺れは感じなかった。 ・いつまでも長く揺れていた気がする。
3	東京	免震	なし
4	東京	耐震	・細長い建物のため、大地震時に倒壊する恐怖を感じた。 ・今回の地震はかなり強い揺れがあり、長い時間揺れていたので、このまま揺れが続けば、建物が壊れるのではないかと、身の危険と恐怖を感じた。
5	東京	制振	・震度３以上の振れがあると船酔い的な感覚がこの建物にはあるが、このときは感覚がしばらく続いていたような気がする。 ・大きく揺れたが、何の損害もなく業務に戻れたため、想像していたのとは違っていた。逆に避難したほうが危ないと感じた。 ・大きく揺れても被害は少ないものだなと感じた。 ・非常に長い間大きく揺れていたので非常に怖かった。 ・水平方向にゆらゆらとゆっくりした揺れが長く続き、気持ちが悪かった。 ・エレベータが早く復旧できるようにしてほしい。
6	東京	耐震	・3 階だったせいか、震度の割には揺れが小さく感じた。 ・高層階の方が、揺れがひどかった。 ・左右に大きく揺れ、建物が折れて崩れるかと思った。 ・揺れによる酔いを訴える人が多く、避難行動に支障がでないか気になった。 ・避難による渋滞を起こしていたため、階段の最大定員（荷重）が気になった。
7	東京	耐震	・本震の直後にすぐ余震があったためか、とても揺れの時間は長かった。横にゆらゆらと長時間揺れたが、机や棚のものはまったく落ちなかった。 ・船酔いになりそうな揺れだった。 ・今回は特段の避難指示はでなかったが、避難指示がでて、非常階段に職員が殺到する状況を想像すると非常階段の耐久性に不安を感じる。 ・職場にも非常持出用袋は必要なのではないか。
8	神奈川	耐震	・エレベータの到着待ちをしている時に地震が起こり、頭上でガタンガタンとものすごく大きな音がしていて、揺れ以上に恐かった。 ・生まれて初めての大きな揺れだったので不安だった。 ・揺れ方の印象は、今まで経験したことのない大きくてゆっくりした横揺れで、強さもあり、なかなか揺れがおさまらなかった。 ・今回は停電もなく、情報をテレビで得られたが、停電の際のパニックが心配である。将来的には耐震から揺れの少ない免震構造に移行してほしい。 ・長周期地震動により通常の行動（歩行困難）が困難であった。上の階にいたため、すぐに外に逃げられないことの恐怖感を感じた。 ・横揺れが長く続いた。縦揺れは感じなかった。
9	大阪	耐震	・なし

4.5.4 まとめ

以下にアンケート結果をまとめる。

(1) 避難の判断について

建物管理者へのアンケートでは、「宮城」の施設で全館避難、「東京」の１施設で一部避難がなされたが、同じ東京都の他の施設では避難指示は出されていないなど、判断にばらつきが見られた。その理由として、地震直後には避難の要否を判断する客観的な情報が少なかったことが挙げられる。今後は、強震観測データを利用して、建物の揺れの大きさや被害の程度などの建物の安全性に関わる情報を担当者に提供するような仕組みが必要である。

(2) 構造による被害程度の違いについて

「東京」の免震建物の施設は被害が皆無であった。制振構造を採用した「埼玉」と「東京」の２施設では、「埼玉」の施設で非構造と設備に被害が発生したが「東京」の施設は無被害であった。一方、耐震構造の施設では、免震や制振よりも全般的に被害が大きい傾向が見られた。なお、揺れの小さい「大阪」の施設では被害は報告されていない。

(3) 揺れの大きさと居住者の行動難度・心理について

床加速度が 300gal、床速度が 70kine を超えると「何も行動できない」という回答が多い。一方、恐怖感や不安感に関しては、揺れの大きさとの関係はあまり見られなかった。

(4) 揺れの大きさと室内被害について

床加速度 250～300gal、床速度 60～80kine を超えると、吊り下げ物の落下、食器等の落下、家具の転倒などが発生している。キャスター付きの家具の移動に関しては揺れの大きさとの関係はあまり見られなかった。

(5) 地震対策について

家具の転倒防止や水・食料の備蓄などの備えをしていないという回答や防災訓練に参加していなかったという回答が見られた。いずれも防災拠点であることから、職員にはより高い防災意識が求められる。

(6) 地震後の事業継続について

地震後の事業継続に関しては、エレベータの早期復旧の必要性が多く指摘された。しかしながら、事前の防災対策の強化や強震観測データを利用した避難管理についても改善の余地が見られた。

4.6 まとめ

本章における検討結果を以下のようにまとめた。

観測記録の分析を行い、以下の特徴が確認された。

(1) 本震の広い震源域の破壊過程に起因する高レベルの強震記録が広範囲で多数観測された。また，その後に続いて発生した多くの大規模余震においても、多くの大振幅記録が得られた。

(2) 被災地を中心に記録された地震動の変位応答スペクトルについては，特定の周期帯域に限定すれば、過去の地震における大きなレベルのものと同程度であった。

(3) 大規模な震源の破壊過程を反映して、地震動の継続時間がこれまでになく長かった。

(4) 被災地および首都圏において周期４秒以上の長周期成分は特別大きいものではない。震源から遠く離れた地点で長周期成分が卓越した地域がいくつかあった。

(5) 構造の損傷を受けた建築物での強震記録が得られた。一棟は大破であった。その他の観測建築物でも、観測記録を用いたシステム同定解析によると、建物の振動周期の伸びが確認された。

本震発生後に、以下の建物及び周辺地盤に地震計を追加設置し、余震を利用した各建築物の挙動確認を行った。

(1) 建築研究所の管理研究本館(以下本館)と都市防災研究センター棟(以下新館)をつなぐ渡り廊下のエキスパンションジョイント部で、ジョイント部材の破損や天井材の落下など被害が生じた。建築研究所の本館と新館に設置された強震計の本震記録を用いて、エキスパンションジョイント部の変位を推定するとともに、余震観測として行ったエキスパンションジョイント部の変位計測結果を用いて、変位の算出方法を検証した。

(2) 本震及び余震で、建築研究所の実大構造物実験棟に入力したと考えられる地震動を敷地内の観測記録を用いて推定した。その結果、本館地下 1 階または新館地下 1 階の記録と概ね同様の地震動が、実大構造物実験棟にも入力したと推定した。さらにその結果を用いて、実大構造物実験棟への地震動の入力損失の検討を行い、地盤上での記録の 50%強程度の地震動が実質的に建物に入力したものと推定した。

(3) 茨城県内にある体育館では、構造躯体に特に大きな損傷等は生じなかったものの、広範囲にわたる天井脱落被害が生じた。当該体育館の本震時における入力地震動を、余震観測結果を用いて推定した。その結果、本震時に天井の吊り元となる屋根面には 2G 程度以上の応答加速度が生じ、相当激しく揺れたものと推察された。

建築研究所が強震観測を実施している鉄骨造超高層建築物について、観測記録による同定解析で固有周期や減衰定数の推定を行った。

その結果、1 次固有振動数は，東北地方や関東地方に立地する建物においては，地震の最中に 5%から 15%程度変化している。また近畿地方に立地する建物では 1 次固有振動数は 2%～3%程度変化していることがわかった。１次減衰定数は、建物によってばらつきがあるが 1%～2%程度の値をとる建物が多い。

各観測建物の解析モデルを用いて、各建物基部の観測記録を入力した場合の地震応答解析を行い、上階での観測値との比較を行った。その結果、宮城県の建物では、柱梁フレームの復元力特性の第 1 折点をわずかに超える応答であったが、それ以外の建物では、柱、梁、ブレースなどの主要な部材は、降伏しないレベルの応答であった。制振壁ダンパーを有する建物ではダンパーが塑性化するレベルの応答であった。前項の観測記録を用いた同定解析に基づくレーリー型減衰定数を用いた場合に、観測記録と良く対応することがわかった。

強震観測を実施している超高層建築物等において、その建物利用者を対象として，各利用者の地震時の行動や、被害、避難、事前対策の効果などに関するアンケート調査を実施してその結果を整理した。

第５章　地震による建築物等の被害

5.1　はじめに

本章では、平成 23 年（2011 年）3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震における地震動による各種構造の建築物被害、地盤の液状化被害、そして非構造部材被害について、平成 24 年 1 月末時点までに得られた知見をとりまとめている。

既に、昨年５月には「平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震調査研究（速報)」、9月には「Summary of the Field Survey and Research on “The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake” (the Great East Japan Earthquake)」を公表しており、これらの版の該当する章では被害調査の詳細な情報を収録しているが、本章ではその後の追加的な調査や解析的な検討も踏まえた分析結果等をまとめている。ただし、各種構造毎に必要と考えられる調査、検討や分析の内容はそれぞれ異なることから、各種構造毎にアプローチの方法が異なっている。以下、それぞれの節における概要を示す。

5.2 節では、鉄筋コンクリート造建築物に関する調査結果をまとめている。今回の地震により建築物に生じた被害を分類し、1995 年兵庫県南部地震における被害の分類と比較、分析を行うとともに、地震後に構造被害や非構造被害のために防災拠点として機能できなかった建築物が多かったことから、それらの建築物に対象を絞り、被災度区分判定、耐震二次診断に加え、時刻歴応答計算により詳細な検討を加えている。また、防災拠点としての機能維持の観点から、参考となる研究成果を付録として示している。

5.3 節では、鉄骨造建築物に関する調査結果をまとめている。一般的な事務所建築物についての概括的な調査結果については、速報に譲り、工場や倉庫建築物の類型と見られる学校体育館に対象を絞り、旧耐震基準、現行耐震基準により設計された学校体育館の構造形式の比較、耐震改修済み学校体育館も含めて、被害の分類について詳細に検討を加えている。

5.4 節では、木造建築物に関する調査結果をまとめている。一般的な住宅についての概括的な調査結果については速報に譲り、比較的被害が大きかった地区の十数棟に対象を絞り、建築物の構造仕様、耐震要素の配置などとその被害状況について詳細に調査し、壁量と被害の関係、被災住宅建築物に入力されたと考えられる地震波を用いた地震応答解析結果と被害の関係について検討を加えている。

5.5 節では、免震建築物に関する調査結果をまとめている。規模の異なる事務所等用途及び戸建て住宅用途の免震建築物のそれぞれについて被害の実態をまとめるとともに、加速度計や罫書き式変位計による免震建築物の応答記録より免震効果を検証するとともに、免震建築物の利用者に対するアンケート調査も行っている。一方で、ダンパーやエキスパンションジョイントの一部に発生した損傷に関して、地震後に日本免震構造協会を中心に行われた検討結果を参照しつつ今後の対策について検討を加えている。

5.6 節では、地盤の液状化に対象を絞り、ケーススタディ的な分析の結果をまとめている。具体的には、千葉港及び夢の島における鉛直アレイ強震記録を対象として、1 次元有効応力解析を行い、地震動の等価な繰返し回数を推定している。また、推定された等価繰返し回数と地震マグニチュードの関係から、現行の建築基礎構造設計指針の液状化判定におけるマグニチュードによる補正係数の扱いについて、その妥当性を検証している。

5.7 節では、非構造部材の被害に関する調査結果をまとめている。宮城県、福島県、茨城県の３県

において調査を実施した層崩壊などの被害を生じていない建築物を対象とした各種の非構造部材の被害概要についての個別事例については速報に譲り、調査事例数が多い学校体育館に対象を絞って、天井とガラスの被害について分析し、検討を加えている。

5.2 鉄筋コンクリート造建築物

5.2.1 鉄筋コンクリート造建築物の被害分類と分析

１）東北地方太平洋沖地震による被害の分類

東北地方太平洋沖地震では、東北地方から関東地方にわたる広い範囲で様々な被害が確認されたが、これまでの被害地震に比べると全般的には各地で観測された震度に比して建築物の被害はさほど顕著ではなかった[5.2.1-1)]。この理由として、観測された地震動の周期特性は、建築物に大きな被害をもたらす周期帯域であまりパワーが大きくなかったことが挙げられている[5.2.1-2)]。なお、地盤の悪い場所に建てられた建築物に被害が多く発生する傾向は見られたが、地域による被害状況の明確な違いは確認されていない。

しかし、その中でも主として旧耐震基準（1981 年 5 月以前）に基づき設計された建築物に、倒壊などの大きな被害が見られた。そのような地震動被害については、建築研究所および国土技術政策総合研究所の速報[5.2.1-1)]に取りまとめているが、他機関の調査報告等[5.2.1-3)]も参照し、RC 造建築物（SRC 造も含む）に見られた比較的大きな被害の形態を次のように分類した。

A) 構造架構の被害
- A-1) 1 階の層崩壊
- A-2) 中間階の層崩壊
- A-3) 建築物の傾斜
- A-4) 塔屋の損傷や破壊、傾斜

B) 構造部材の被害
- B-1) 柱のせん断破壊
- B-2) 柱脚部や連層耐力壁脚部の曲げ破壊
- B-3) SRC 造露出柱脚のアンカーボルトの抜け出しや主筋の座屈
- B-4) 境界梁のせん断破壊や付着割裂破壊
- B-5) 耐震補強済み建築物の部材の損傷

C) 非構造部材等の被害
- C-1) 袖壁付き柱の袖壁脚部の曲げ破壊
- C-2) 集合住宅の非構造壁の損傷
- C-3) 外装材の損傷、落下
- C-4) 屋上突出物の傾斜や脱落
- C-5) ブロック塀、石積み塀の倒壊

各被害分類の特徴を、事例とともに以下に示す。

A) 構造架構の被害

A-1) 1 階の層崩壊

写真 5.2.1-1 に示すように、ピロティ形式の建築物の 1 階柱がせん断破壊して、ねじれ変形を伴って落階するという被害が見られた。また、ピロティ形式ではない建築物でも、1 階柱のせん断破壊により層崩壊した被害が見られた。

A-2) 中間階の層崩壊

写真 5.2.1-2 は、柱がせん断破壊して軸力保持能力を喪失し、3 階建ての 2 階部分が層崩壊し

た建築物である。この建築物では、3階の一部も大破しており、1階の柱にもせん断破壊が生じていた。他にも、3階建てで2階にのみ短柱を有する建築物の2階が層崩壊した事例もあった。

A-3）建築物の傾斜

4階建て及び14階建て建築物に傾斜の被害が見られた（写真5.2.1-3）。原因としては、地盤変状や杭の損傷等が考えられる。なお、この被害は、杭基礎を有する現行耐震基準により設計された建築物においても確認されている[5.2.1-4)]。

A-4）塔屋の損傷・傾斜

塔屋の損傷・破壊や、それによる傾斜の被害が見られ、写真5.2.1-4のように損傷した塔屋の一部が屋上に落下した事例もあった。

B） 構造部材の被害

B-1）柱のせん断破壊

腰壁や垂れ壁が取り付くことで短柱化した柱のせん断破壊が、多数確認されている（写真5.2.1-5(a)）。長柱であっても、せん断補強筋が少ない柱にせん断破壊が発生した事例もあった。また、1階柱において基礎から立ち上がった主筋の段落とし部を起点とするせん断破壊も見られた（写真5.2.1-5(b)）。

B-2）柱脚部や連層耐力壁脚部の曲げ破壊

柱の脚部や連層耐力壁脚部の曲げ破壊により、コンクリートの圧壊、主筋の座屈及び破断といった被害が見られた（写真5.2.1-6）。

B-3）SRC造露出柱脚のアンカーボルトの抜け出しや主筋の座屈

SRC造の露出柱脚において、写真5.2.1-7に示すようなアンカーボルトの抜け出しや主筋の座屈等の被害が見られた。これは、ベースプレート直下の断面にひずみが集中して、アンカーボルトの抜け出しと鉄筋の引張降伏が発生し、その後の圧縮により座屈したものと推測される。

B-4）境界梁のせん断破壊や付着割裂破壊

並列する連層耐力壁を連結する境界梁に、写真5.2.1-8に示すようなせん断破壊や付着割裂破壊が生じていた。損傷は、中央部に設けられた近接する2つの開口付近に発生していた。

B-5）耐震補強済み建築物の部材の損傷

調査した範囲では、耐震補強された建築物の構造部材はほとんど被害を受けていないか、ごく軽微な被害に留まっていたと考えられる。しかし、枠付き鉄骨ブレースで補強された建築物の柱にせん断ひび割れが発生した事例（写真5.2.1-9）や、過去の地震でせん断破壊し、その後、応急補強された極短柱が再び同様の被害を受けた建築物（写真5.2.1-10）の被害事例が確認された。



写真 5.2.1-1　1 階の層崩壊



写真 5.2.1-2　中間階の層崩壊



写真 5.2.1-3　4 階建て建築物の傾斜



写真 5.2.1-4　塔屋の損傷及び落下



(a) 短柱のせん断破壊



(b) 主筋段落とし部を起点とするせん断破壊

写真 5.2.1-5　柱のせん断破壊



写真 5.2.1-6　連層耐力壁側柱脚部の圧壊



写真 5.2.1-7　SRC 造柱脚ベースプレート付近の主筋座屈

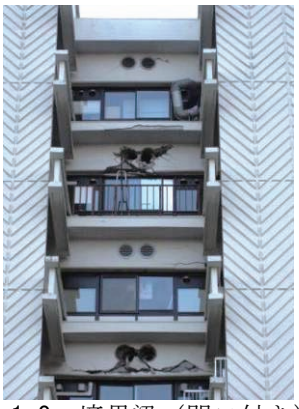


写真 5.2.1-8　境界梁（開口付き）の損傷



写真 5.2.1-9　鉄骨ブレースが取付いた柱のせん断ひび割れ



写真 5.2.1-10　応急補強した柱の被害

C)　非構造部材等の被害

C-1）袖壁付き柱の袖壁脚部の曲げ破壊

写真 5.2.1-11 に示すような袖壁付き柱の袖壁脚部の端部圧壊が見られた。この袖壁部分は、設計上は非構造部材として構造耐力上は無視していた可能性が高いため、ここでは非構造部材の被害に分類した。柱に取り付く袖壁の扱いについては設計上様々な考え方が存在するが、袖壁付き柱を積極的に構造部材として考慮するような場合には、ここで示したような被害が生じる可能性もあることを念頭に置いて設計する必要がある。

C-2）集合住宅の非構造壁の損傷

マンション等の都市型集合住宅の玄関回りの非構造壁やベランダ側の方立て壁などに、せん断ひび割れやせん断破壊の被害が見られた（写真 5.2.1-12、写真 5.2.1-13）。玄関回りの非構造壁が損傷して玄関ドアの開閉ができなくなり、避難上の支障が生じたり、無理矢理こじ開けた後は締まらなくなって防犯上の問題が生じたりすることになる。このような被害は、旧耐震基準による設計や現行耐震基準による設計に係わらず、いずれの年代の建築物にも比較的多く見られており、制震ダンパーで補強された建築物においても確認された（写真 5.2.1-14）。

非構造壁の地震時挙動の解明や損傷を防止するための方策に関しては、研究の必要性が云われているが、構造部材である耐力壁のように研究が十分に進んでいないことも事実である。架構の変形と非構造壁の損傷の関係を把握することを目的として、仕様を変えた非構造壁を RC 造架構に設置した試験体に対して地震動を模した水平加力を行った実験研究の一例を本節の付録 A で紹介する。

C-3）外装材の損傷・落下

構造部材の被害が生じていない建築物においても、仕上げモルタルやタイル等の外装材の損傷や落下の被害が多く見られた。これらの被害も、旧耐震基準による設計や現行耐震基準による設計に係わらず、いずれの年代の建築物にも多く見られた。

C-4）屋上突出物の傾斜や脱落

看板や屋上水槽などの屋上突出物に、傾斜や脱落などの被害が見られた。

C-5）ブロック塀・石積み塀の倒壊

石積み塀やコンクリートブロック塀の倒壊が、非常に多くの地域で見られた。



写真 5.2.1-11　袖壁脚部の損傷



写真 5.2.1-12　非構造壁（玄関側）のせん断破壊



写真 5.2.1-13　非構造壁（ベランダ側）のせん断破壊



写真 5.2.1-14　制震ダンパーで補強された建築物における非構造壁の被害

２）2011 年東北地方太平洋沖地震と 1995 年兵庫県南部地震の被害分類の比較と分析

前項に示した 2011 年東北地方太平洋沖地震の被害分類を、文献[5.2.1-5)]に示されている 1995 年兵庫県南部地震の被害分類と比較して表 5.2.1-1 に示す。また、1995 年兵庫県南部地震で見られた典型的な被害の事例を写真 5.2.1-15 に示す。

これより、今回の東北地方太平洋沖地震では兵庫県南部地震で見られた部材レベルの被害（表 5.2.1-1 の 1)～12）に示す）の、4)と 11)を除いてほぼ全ての被害が見られているが、建築物の架構レベルでの破壊（表 5.2.1-1 の 13)～23)に示す）に関しては多くの種類は見られていないことがわかる。また、架構レベルの被害は現行耐震基準により設計された建築物では見られていない。

今回見られた被害の多くは、現行耐震基準以前の旧耐震基準に基づいて設計された建築物で確認されたものであり、現行耐震基準に基づいて設計された建築物で確認されたものは曲げ破壊が主で、ごく一部の有開口壁等でせん断破壊が見られたという状況であった。このような被害を技術基準の観点から見ると、その大部分に対しては、これまでの地震被害に基づく技術基準の見直し（そのほとんどは、阪神・淡路大震災の被害によるものであるが）により、対処されていると考えられる。また、例えば仙台市等のように過去の地震被害を受けて耐震改修が比較的進んでいたことも、地震動被害の軽減に役立ったものと考えられる。しかしながら、今回の地震は建築物が破壊に至るような周期帯のパワーが大きくはなかったが、将来、建築物の破壊に影響を及ぼすような周期帯の応答が卓越する地震が発生する可能性は十分にあり、今回の地震のみで個々の建築物の構造安全性が検証できたとは必ずしも言えない。また、今回は海溝型地震で広範囲にわた

って強い揺れが観測されたが、地盤が軟弱な地域で局所的に被害が発生したように、地震動被害に関しては地盤性状による影響が大きいことにも留意する必要がある。

すなわち、制定以降 30 年が経過した現行耐震基準は、最初の 15 年については 1995 年兵庫県南部地震の被害調査からその挙動がおおよそ確認され、必要な法令改正などが行われてきたが、それ以降の 15 年については、まだ地震被害によって技術基準や設計慣習等の妥当性が検証されたわけではない。

なお、1990 年代は、個人がパソコンレベルで高度な作業を実行できるようになってきた時代である。構造計算も、この頃から一貫計算プログラムの普及により非線形増分解析に基づく設計が主流となってきた。この方法は、解析モデルや解析上の仮定についての正しい判断を要するが、2005 年の耐震偽装事件の発覚以降に行われた構造計算書の抽出調査でも不適切な判断の事例が報告されており [5.2.1-6]、今後さらに検証が必要であることを示している。構造計算プログラムの利用に内在するこのようなさまざまな課題への取り組みは、今後より重要となってくるであろう。



(a) ピロティ階の崩壊
(表 5.2.1-1 の 13))



(b) 柱主筋段落とし部の破壊
(表 5.2.1-1 の 4))



(c) 柱フープ端部の定着破壊
(90° フックの開き)
(表 5.2.1-1 の 5))



(d) 柱はり接合部の破壊
(表 5.2.1-1 の 10))



(e) 軸力の大きな柱の破壊
(表 5.2.1-1 の 3))



(f) 体育館 PCa 屋根の落下
(表 5.2.1-1 の 22))

写真 5.2.1-15 1995 年兵庫県南部地震における地震被害の例

表 5.2.1-1　1995 年兵庫県南部地震と 2011 年東北地方太平洋沖地震で確認された RC 造建築物の被害分類の比較

	1995 年兵庫県南部地震で見られた RC 造建築物の被害の分類（文献 5.2.1-5) や 5.2.1-7)に基づき整理）	被害の有無 *1	
		1995 年 兵庫県南部地震	2011 年東北地方 太平洋沖地震
建築物の部材レベルの破壊	1) 柱のせん断破壊	○	○
	2) 柱の曲げ圧壊	◎	◎
	3) 柱頭・柱脚の曲げ破壊（含：引張・圧縮の軸力による破壊）	◎	◎
	4) 柱段落とし部の軸降伏 *2	◎	—
	5) 柱帯筋端部 90°フックの定着破壊	○	○
	6) 柱や梁の付着割裂破壊	○	○
	7) 梁のせん断破壊（含：有開口）	◎	○
	8) 壁のせん断破壊（含：有開口）	◎	◎
	9) 壁の曲げ破壊	◎	◎
	10)柱はり接合部のせん断破壊	◎	△
	11)鉄筋のガス圧接部の破壊	○	—
	12)集合住宅の非構造壁の損傷	◎	◎
建築物の架構レベルの破壊	13)ピロティ階の崩壊または大破	◎	○
	14)壁の偏在に起因するねじれ応答による隅柱等の破壊	○	○
	15)低層建築物での中間の特定階の崩壊または大破	○	—
	16)中高層建築物での中間の特定階の崩壊または大破	○	—
	17)セットバックの影響による層崩壊	○	—
	18)建築物全体の転倒	○	—
	19)パンケーキ状の崩壊	◎	—
	20)隣接建物との衝突	○	○
	21)異種構造間での破壊	○	—
	22)ペントハウスの傾斜、転倒、落下		
	23)プレキャストコンクリート屋根の落下		

*1 「被害の有無」の欄には、該当する被害が 1995 年兵庫県南部地震、もしくは、2011 年東北地方太平洋沖地震で見られた場合に○を、見られなかった場合にーを記す。なお、破壊までは至っていないがある程度の損傷が見られたものには△を記し、現行耐震基準により設計された建築物に被害が見られたものには◎を記す。

*2 独立柱やピロティ柱などで大きな引張軸力が作用して軸鉄筋が降伏した被害で、写真 5.2.1-5 のような主筋の段落とし部を起点とするせん断破壊とは異なる被害形態

5.2.2 旧耐震基準で建設されたRC造建築物の被害分析と被災度区分判定

地震動による重大な構造被害は比較的少なかったが、旧耐震基準で建設されたRC造建築物の中には、継続使用できなくなるほどの大きな被害を受けた事例が見られた。このため、調査への協力が得られた建築物11棟を対象に、被災度区分判定[5.2.2-1)]を含む詳細調査を実施した。調査対象及び被災度区分判定結果は表5.2.2-1に示す通りで、11棟の被災度の内訳は大破と中破がそれぞれ4棟ずつ、小破が3棟である。表5.2.2-1に示す全ての建築物は、柱のせん断補強筋に関する規定が強化された1971年以前の建設であるが、その大半は耐震診断が未実施であり、また、耐震診断が行われたものでも耐震改修はほとんどで実施されていなかった。ここでは、詳細調査で確認された被害の概要及び傾向について被災度別（大破、中破、小破）に述べる。各建築物の構造概要、被害詳細、被災度区分判定結果（各部材の損傷度等）については、本節の付録Bにまとめて示す。

表5.2.2-1 詳細調査を実施したRC造建築物

建築物	都道府県	建設年	耐震診断実施状況	地震後の措置	建築物近傍の震度	被災度判定結果
A	岩手県	1963	済[*1*2]	立入禁止	5強	大破
B	栃木県	1961	未	立入禁止	6弱	小破
B’		1961	未		6弱	中破
C	福島県	1970	済[*1]	立入禁止	6強	大破
D		1968	済[*1]	立入禁止	6強	小破
E		1967	済[*1]	立入禁止	5強	小破
F		1960	済[*1]	立入禁止	6弱	大破
G	茨城県	1958	未	立入禁止	6強	中破
H		1966	未	立入禁止	6強	中破
I		1964	未	立入禁止	6強	大破
J		1969	済[*3]	立入禁止	6強	中破

[*1] 構造耐震指標 I_S値が構造耐震判定指標 I_{S0}以下
[*2] 2003年三陸南地震で被災した後に応急補強済、[*3] 耐震改修済

(1) 「大破」と判定されたRC造建築物の被害概要

大破と判定された4棟の建築物で確認された主な構造被害は、腰壁及び垂れ壁が取り付いた短柱及び極短柱のせん断破壊（写真 5.2.2-1、写真 5.2.2-2）、そで壁付き柱のせん断破壊（写真5.2.2-3）、耐力壁のせん断破壊（写真 5.2.2-4）である。4棟とも大破と判定された階では被災度区分判定基準に定める損傷度IV～Vの重大な損傷を受けた部材が多数存在し、その他の部材についても損傷度 II～III に相当するせん断ひび割れを生じた柱及び耐力壁が大半を占めている。写真5.2.2-2(a)に示す建築物Aのように、過去の地震で被災した後に鉄骨柱で応急補強した極短柱が今回の地震で再び大きな被害を受けた事例も確認された。いずれの建築物も、せん断破壊によって明らかに軸変形している部材が多数存在することから、余震による二次災害を考えると、建築物を継続使用することは明らかに困難であったと考えられる。一方、非構造壁のせん断破壊や天井落下といった非構造部材の損傷（写真5.2.2-5）も見られた。



(a) 建築物 C（損傷度 V）



(b) 建築物 F（損傷度 IV）

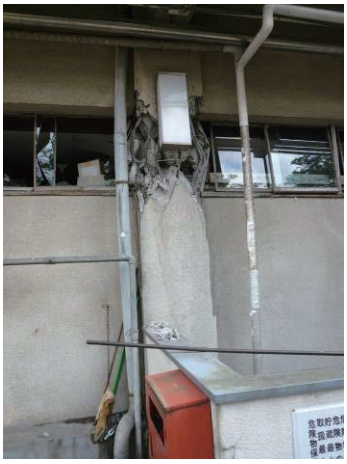


(c) 建築物 I（損傷度 V）

写真 5.2.2-1　短柱のせん断破壊



(a) 建築物 A（損傷度 V）



(b) 建築物 I（損傷度 V）

写真 5.2.2-2　極短柱のせん断破壊



(a) 建築物 C（損傷度 IV）



(b) 建築物 I（損傷度 V）

写真 5.2.2-3　そで壁付き柱のせん断破壊



(a) 建築物 C（損傷度 V）



(b) 建築物 I（損傷度 V）

写真 5.2.2-4　耐力壁のせん断破壊



(a) 非構造壁のせん断破壊（建築物 C）



(b) 天井落下（建築物 I）

写真 5.2.2-5　非構造部材の損傷

(2) 「中破」と判定された RC 造建築物の被害概要

中破と判定された建築物 4 棟で見られた主な構造被害としては、耐力壁のせん断ひび割れ（写真 5.2.2-6)、短柱のせん断破壊及びせん断ひび割れ（写真 5.2.2-7)、柱脚部の曲げひび割れ及び圧壊（写真 5.2.2-8)、梁端部及び中央の曲げひび割れ（写真 5.2.2-9）が挙げられる。部分的には損傷度 IV と判定されるような短柱のせん断破壊も見られたが、そのような部材は多くても 1 棟あたり 2～3 箇所で、他の大半の鉛直部材の損傷度は 0～II に留まっていた。建築物 J は耐震改修済の建築物であったが、写真 5.2.2-7(b)に示すように今回の地震で被災した。また、建築物 H では非構造部材であるコンクリートブロック壁の破壊（写真 5.2.2-10）も確認された。

建築物 H（写真 5.2.2-7(a)、写真 5.2.2-10）や建築物 J（写真 5.2.2-7(b)、写真 5.2.2-8、写真 5.2.2-9）のように、部分的に柱や梁が大きな損傷を受けていたり、非構造部材の損傷が大きいために、継続使用困難と判断されたとみられる建築物もある一方で、損傷度 IV と判定されるような極端に大きな損傷を受けた部材が無いような場合には、建築物 B’（立入可）や建築物 G（立入禁止）のように、継続使用の可否についての判断が分かれるケースもあった。



(a) 建築物 B’ (損傷度 III)



(b) 建築物 G (損傷度 II)

写真 5.2.2-6 耐力壁のせん断ひび割れ



(a) 建築物 H (損傷度 IV)



(b) 建築物 J (損傷度 IV)

写真 5.2.2-7 短柱のせん断破壊及びせん断ひび割れ



写真 5.2.2-8 柱脚部の曲げひび割れ及び圧壊 (建築物 J)



写真 5.2.2-9 梁中央部の曲げひび割れ (建築物 J)



写真 5.2.2-10　コンクリートブロック造壁の被害（建築物 H）

(3) 「小破」と判定された RC 造建築物の被害概要

小破と判定された建築物で見られた構造被害としては、腰壁付き短柱のせん断ひび割れ（写真 5.2.2-11）、片側袖壁付き柱のせん断ひび割れ（写真 5.2.2-12）、耐力壁のせん断ひび割れ（写真 5.2.2-13）が挙げられる。建築物によっては損傷度 III、IV と判定される部材もあったが、基本的には大半の部材の損傷度は 0～I に留まった。このように、構造被害は軽微であったにも係わらず、建築物が使用禁止となった背景には、建築物 B のように外構面のガラスの大半が落下（写真 5.2.2-14(a)）したり、建築物 E のように大半の方立て壁がせん断破壊（写真 5.2.2-14(b)）するなど、非構造部材に大きな被害が発生したことに加え、それに伴う落下危険物がなお存在することが大きく影響したものと考えられる。



(a) 建築物 B（損傷度 III）　　(b) 建築物 E（損傷度 III）

写真 5.2.2-11　短柱のせん断ひび割れ



写真 5.2.2-12　そで壁付き柱のせん断ひび割れ
（建築物 B、損傷度 IV）



写真 5.2.2-13　耐力壁のせん断ひび割れ
（建築物 B、損傷度 II）



（a）ガラスの落下（建築物 B）



（b）方立て壁のせん断破壊
（建築物 E：雨漏り防止の暫定補修）

写真 5.2.2-14　非構造部材の被害

(4) まとめ

東日本大震災による RC 造建築物の被害調査では、腰壁・垂れ壁が取り付き短柱化した柱のせん断破壊による軸力支持能力の喪失という重大な被害が比較的多く見られた。このような短柱を有する建築物の耐震改修にあたっては、まず柱と腰壁、垂れ壁の間にスリットを設けて早期のせん断破壊を防ぎ、その上で不足する強度を枠付き鉄骨ブレースなどの新たな補強部材を増設することにより確保する方法が一般的である。なお、建築物自体に一定程度以上の強度とじん性があり「短柱化」を防ぐことが地震時の被害軽減に効果的である場合や、工期や予算の面で抜本的な改修が困難な（実現まで長い年月を要する）場合には、腰壁、垂れ壁と柱の間にスリットを設ける応急的な処置により、少なくとも軸力支持能力を喪失するような重大な被害を防ぐことも選択肢の一つとなりうるであろう。

小破や中破と判定された RC 造建築物において、コンクリートブロック造壁の破壊、外装材や窓ガラスの落下、方立て壁のせん断破壊などの非構造部材の被害により、その使用を見合わせているケースが見られた。このことは、既存建築物の地震時における機能維持のためには、耐震改修による構造安全性の確保のみならず、非構造部材の損傷軽減対策も重要であることを示すものである。

5.2.3　被災 RC 造建築物の解析による検討

5.2.3.1　建築物 A（岩手県）

(a) 検討概要

岩手県内に建つ建築物 A は、1963 年に竣工した鉄筋コンクリート造 3 階建て建築物（一部鉄骨造平屋が増築）であり、東北地方太平洋沖地震によって 1 階の腰壁つき短柱および耐力壁にせん断破壊が見られた。本検討では過去に行われた耐震診断第 2 次診断の結果を示すとともに、構造図面に基づいて本建築物の構造体をモデル化した三次元骨組に対する静的漸増載荷解析を行った。また、本建築物から約 200m 離れた表層地盤（K-NET 観測点 IWT013）[5.2.3-1)]において本震波形が観測されており、これらの加速度記録を用いて地震応答解析を行い、解析における層間変形角と構造物の被災状況の比較を行った。

(b) 被災度区分判定結果および被災部材の詳細について

本建築物は 2003 年に発生した三陸南地震において被災しており、両構面の腰壁つき短柱はせん断破壊、1 階耐力壁ではせん断ひび割れ（ひび割れ幅 0.2mm）が確認されたと報告されている[5.2.3-2)]。また、桁行方向の梁にも曲げひび割れが確認されている。本建築物は三陸南地震で被災した後、2003 年に耐震診断およびひび割れ補修を行い、さらにせん断破壊後の軸力保持を目的とした応急補強を行っていた（写真 5.2.3.1-1(a)参照）。

東北地方太平洋沖地震により、1 階において北側構面の極脆性柱 2 本（写真 5.2.3.1-1(a)）、北側構面せん断柱 4 本、内部耐力壁 1 枚（写真 5.2.3.1-1(b)）がせん断破壊していた。その他に、片側に腰壁を有する短柱、南側構面長柱の一部にせん断ひび割れが見られた。2003 年三陸南地震の後、鉄骨柱による応急補強が行われていた極脆性柱では前回地震と同様の被害を被ったため明確な効果があったとは言えないが、北側構面のせん断柱では鉄骨柱を柱両脇にも付帯させており、周りの短柱に比べて被災度が小さくなった。ただし、柱両脇の鉄骨柱をアンカーしている柱脚部分のコンクリートが破壊していた。被災度区分判定（図 5.2.3.1-1）は、せん断柱が大きく被災している桁行方向について行い、大破と判定された（耐震性能残存率 R は 57.8%）。

北側構面で被災した柱は断面 500mm×500mm、主筋 10-19φであった。一方、南側構面で被災した柱は断面 500mm×600mm、主筋 12-19φであった。これらの柱に付帯する腰壁および垂れ壁高さは非常に大きく、北側構面の柱内法高さは 0.8m（せん断スパン比 0.80）、南側構面の柱内法高さは 1.3m（せん断スパン比 1.30）となっていた。柱のせん断補強筋は 9φ-@250 である。部材の曲げ終局強度を略算式、せん断終局強度を荒川せん断耐力式（minimum 式）[5.2.3-3)]で算定するに際して、柱断面の軸力比を 0.1 とすると、これらの部材の曲げせん断余裕度は 0.69(柱内法長さ 0.8m)、0.78（内法長さ 1.3m）となる。

桁行方向の連層耐力壁は、1 階部分でせん断破壊していた。本建築物における壁高（3 層）は 10.0m、桁行方向のスパン長さは 6.0m で、壁厚は 180mm、壁筋は 9φ-@200 ダブル配筋である。側柱はいずれも 500mm×500mm であり、柱主筋は 12-19φである。



(a) 北側構面の極脆性柱（鉄骨柱応急補強）



(b) 1 階耐力壁のせん断破壊

写真 5.2.3.1-1　被災した柱および壁部材

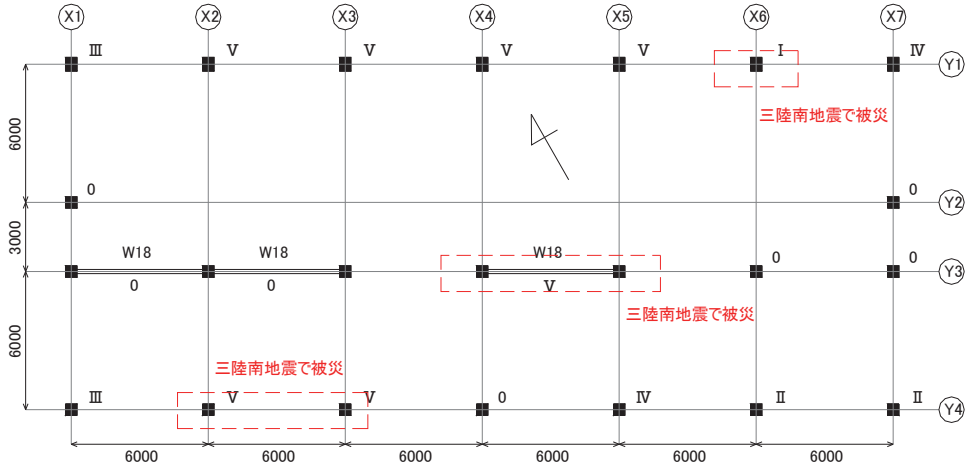


図 5.2.3.1-1　鉛直部材の損傷度（1 階桁行方向）

(c) 耐震診断第 2 次診断結果

本建築物の耐震診断第 2 次診断結果の 1 階桁行および梁間方向の C_T-R(F)関係を、図 5.2.3.1-2 に示す。また、2003 年の耐震診断時にコンクリートコア抜き試験および鉄筋探査を行っており、コンクリート強度は 24.9N/mm^2（1 階）、14.4N/mm^2（2 階）、14.0N/mm^2（3 階）であった。

1 階桁行方向では極脆性柱せん断破壊時（F=0.8）の C_T 値は 0.60 であった。F=0.8 における第 2 種構造要素は北側構面の腰壁つき短柱（内法長さ 0.8m）2 本である。その他の腰壁つき短柱または耐力壁がせん断破壊する時（F=1.0）の C_T 値は 0.78 である。これらの値は、いずれも耐震診断基準[5.2.3-4)]の(5)式に基づき算定されている。形状指標 S_D は 0.90、経年指標 T は 0.70（過去の地震で損傷していることを考慮したものと推測される）と評価されており、構造耐震指標 I_S は 0.30（F=0.8）となっていた。

1 階梁間方向では極脆性柱は存在せず、F=1.6 における C_T 値は 0.48 である。これらの値はいずれも(5)式に基づき算定されている。桁行方向と同様、形状指標 S_D は 0.90、経年指標 T は 0.70 として、I_S は 0.48（F=1.6）となっていた。

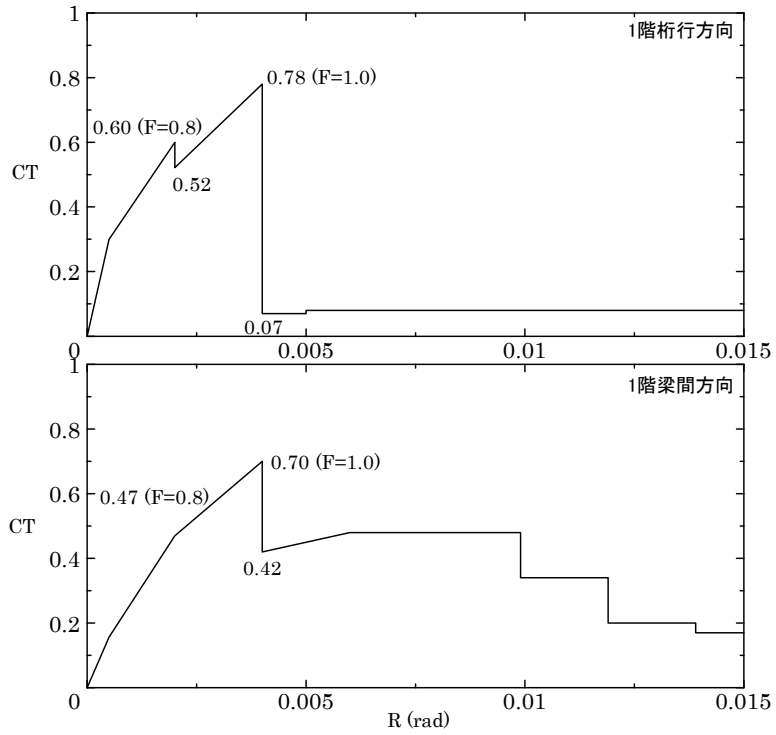


図 5.2.3.1-2　建築物 A における C_T-R(F)関係

(d) 解析検討

1) 解析仮定

解析的な検討では構造物を三次元骨組でモデル化し、静的漸増載荷解析および地震応答解析を行い、解析結果と被害結果について比較検討を行った。なお、解析は三次元骨組解析ソフト CANNY（Version.C03）[5.2.3-5)]を用いて実施した。以下に骨組モデルにおける仮定条件を示す。

構造物

- 本建築物では 3F 上に一部塔屋を有しており、塔屋については重量のみ 3 階柱の節点重量として計算に考慮している。
- 建築物の重量は耐震診断時に使用した各柱軸力に基づき算定している。
- 本建築物については耐震診断資料しか得られておらず、梁のコンクリート断面形状は重量算定資料に基づき定めることができるものの、梁配筋に関する情報は得られなかった。そこで、本検討では梁部材はひび割れのみ考慮し、降伏しないモデルとしている。なお、梁曲げばねの降伏点剛性低下率は 0.3 としている。

部材モデル

- コンクリート強度は 24N/mm^2、鉄筋（丸鋼）降伏強度は 295N/mm^2 としている。コンクリートおよび鉄筋の剛性は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説[5.2.3-6)]に基づいて定めた。
- 各部材における曲げ復元力特性および壁部材のせん断復元力特性はトリリニア型とし、柱梁部材のせん断復元力特性はバイリニア型としている。また、軸方向の復元力特性は Axial-Stiffness モデルを用いている。
- 柱部材は材端ばねモデルに置換し、端部曲げ変形、軸変形およびせん断変形を考慮している。曲げひび割れ強度、曲げ終局強度、せん断終局強度、曲げ剛性低下率は技術基準解説書[5.2.3-3)]に基づいて算定した。せん断ひび割れは考慮せず、せん断および曲げ降伏後の剛性低下率は

初期剛性に対して 0.1%としている。なお、せん断降伏後の耐力低下性状については考慮していない。また、柱引張鉄筋は全断面の半分としている。

- 梁部材は材端ばねモデルに置換し、端部曲げ変形およびせん断変形を考慮している。曲げひび割れ強度、曲げ終局強度、せん断終局強度、曲げ剛性低下率は技術基準解説書 [5.2.3-3)]に基づいて算定した。せん断ひび割れは考慮せず、せん断および曲げ降伏後の剛性低下率は初期剛性に対して 0.1%としている。曲げ終局強度には 1m のスラブ協力幅を考慮している。スラブ下端筋は曲げ終局耐力に考慮していない。
- 壁部材は 3 本柱モデルに置換している。壁板部分の曲げ終局耐力は壁縦筋から断面算定し、曲げ剛性低下率は 0.3 としている。せん断ひび割れ耐力およびせん断終局耐力は技術基準解説書[5.2.3-3)]に基づいて算定し、せん断剛性低下率はせん断破壊する変形角が 1/250rad となるように設定している。また、有開口耐力壁のせん断終局強度およびせん断剛性低下率は無開口時の値から開口周比に応じて低減させている。
- 腰壁・垂れ壁が付帯する柱部材の剛域はフェイス位置としている。袖壁付き柱部材（腰壁、垂れ壁付き梁部材）の曲げ終局強度は完全塑性理論、せん断終局強度は耐震診断基準式[5.2.3-4)]に基づいて算定した。なお、腰壁または垂れ壁が付帯する梁部材の剛性低下率は付帯断面を取り除いた梁断面と降伏点剛性が同等となるように設定している。
- 柱梁接合部は剛域としている。また、基礎はピン支持とし、鉛直変位を拘束している。

解析方法

- 静的漸増載荷時の外力分布は弾性 1 次モード外力分布とし、桁行および梁間方向について①１層変形角－１層せん断力係数関係、②代表変位における復元力特性について検討した。
- 地震応答解析では、曲げばねとせん断ばねの不釣合力が干渉するため、多数の部材から構成される骨組の応答を直接算定することは難しい。そこで、等価 1 自由度系の復元力特性をトリリニア形に近似し、強震記録を用いた 1 自由度系の時刻歴応答解析を行った。
- 地震応答解析における入力加速度としては、K-NET（IWT013）で観測された東北地方太平洋沖地震本震波形を使用した。時刻歴応答解析における時間刻みは 0.01s、粘性減衰は瞬間剛性比例型 3%とした。

2）静的漸増載荷解析

上記の骨組モデルを用いて静的漸増載荷解析を行った。構造物の各階階高は 3.80m(1 階)、3.10m（2 階)、3.10m（3 階）である。各階重量は 5146kN（1 階)、5096kN（2 階)、6596kN（3 階＋PH）である。弾性固有周期は桁行方向で 0.100s、梁間方向で 0.115s であった。桁行方向および梁間方向の静的漸増載荷解析結果を図 5.2.3.1-3 に示す。なお、荷重－変形関係としては、(a) 1 階層せん断力係数（ベースシヤ係数）－層間変形角関係、(b) 代表変位（等価高さ 7.71m）における等価 1 自由度系の復元力特性を示す。また、等価 1 自由度系の復元力特性を 3 折線モデルに置換した時の周期、強度および剛性低下率について表 5.2.3.1-1 に示す。等価 1 自由度系では弾性 1 次モード分布に基づいて等価高さを算定し、代表変位を除した値として変形角、転倒モーメントを除した値としてせん断力係数を算定している。なお、この時ひび割れ点および降伏点は荷重変形曲線上にあるものとし、3 折線モデルと荷重変形曲線のエネルギー誤差が最も小さくなる値を選択している。

表 5.2.3.1-1　等価 1 自由度系（3 折線モデル）の復元力特性

	桁行方向	梁間方向
ひび割れ点（せん断力係数）	0.521	0.425
降伏点（せん断力係数）	0.816	0.719
降伏点剛性低下率	0.043	0.1175
降伏後剛性低下率	0.0096	0.0182
弾性固有周期（s）	0.1345	0.2144

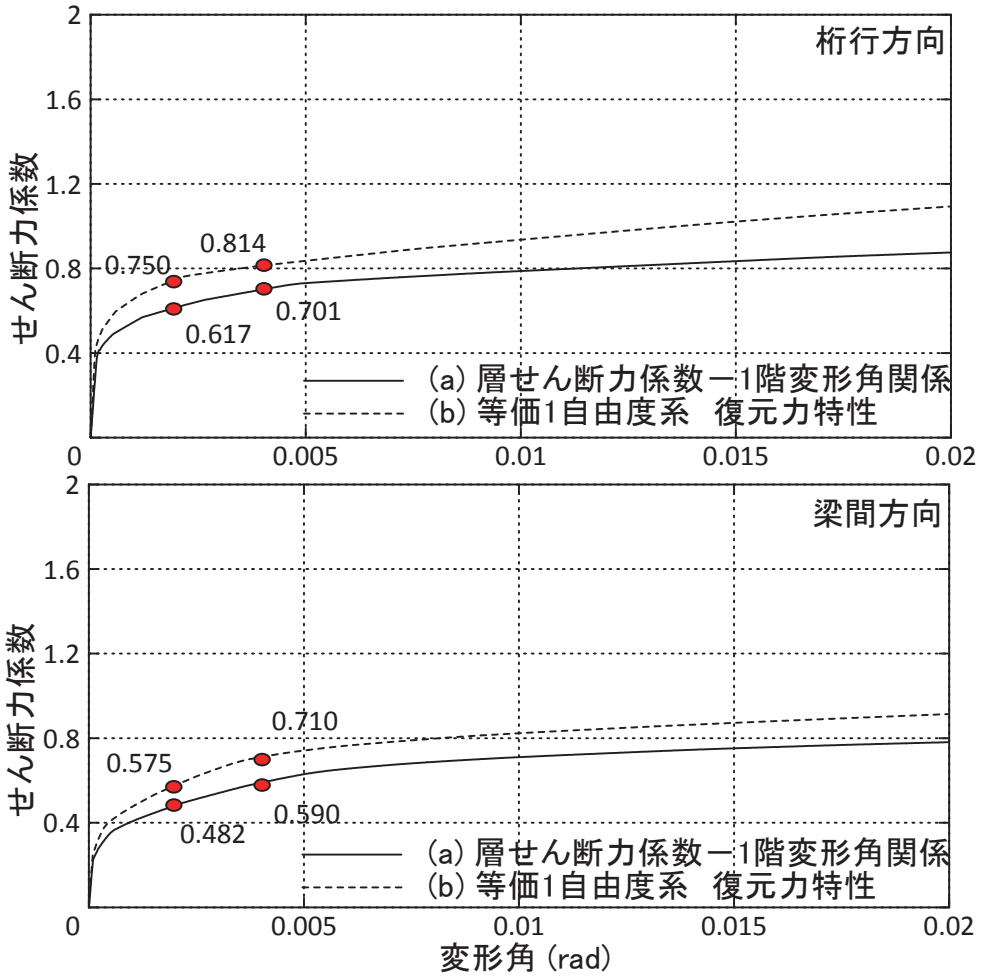


図 5.2.3.1-3　静的漸増載荷解析結果

建築物の層せん断力係数は、変形角 1/500rad で 0.617（桁行方向）、0.482（梁間方向）であった。これらの値は、耐震診断第 2 次診断結果とほぼ同程度の値を示している。これは、骨組解析おいて梁はひび割れのみ考慮したモデルを用いたため、耐震診断第 2 次診断における剛梁仮定に非常に近いためであると考えられる。一方、変形角 1/250rad でのせん断力係数は 0.701（桁行方向）、0.590（梁間方向）であった。これは、耐震診断では耐力壁が終局強度に達してせん断破壊する時の層間変形角を 1/250rad としているのに対して、骨組解析では耐力壁は部材角（せん断変形角）1/250rad で終局強度に達するとしているため、層間変形角 1/250rad 時には終局強度に達していないためと考えられる。また、等価 1 自由度系の復元力特性は、1 層の復元力特性に対して約 2 割程度大きな耐力を示している。

3) 等価 1 自由度系の地震応答解析

観測地震波形

建築物 A 周辺では、表層地盤上の観測点 K-NET（IWT013）[5.2.3-1)]で東北地方太平洋沖地震の本震記録が観測されている。図 5.2.3.1-4 に建築物と観測点の位置関係を示す。K-NET 観測点(IWT013)は、建築物 A から約 1km 北に離れた場所に位置している。被災建築物の桁行方向は東西に向いている。

K-NET 観測点（IWT013）における観測波形の加速度応答スペクトルおよび速度応答スペクトルを、2003 年三陸南地震の観測データと共に図 5.2.3.1-5 および図 5.2.3.1-6 に示す。建築物が主に被災した桁行（EW）方向では、特に 0.3s を超える周期帯で東北地方太平洋沖地震のスペクトルが卓越しており、応答加速度のピーク値は約 1.5G、応答速度のピーク値は 100kine 程度に達している。これらの周期帯における三陸南地震での応答加速度のピーク値は約 1.0G、応答速度のピーク値は 50kine 程度であった。一方、梁間（NS）方向でも二つの本震観測記録において応答加速度のピーク値は約 1.5G、応答速度のピーク値は 100kine 程度と非常に大きな値を示している。



図 5.2.3.1-4 建築物 A および K-NET 観測点（IWT013）の位置

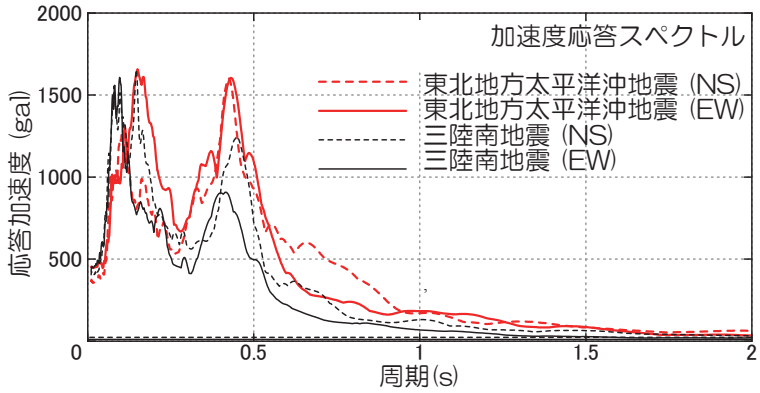


図 5.2.3.1-5　K-NET（IWT013）における加速度応答スペクトル

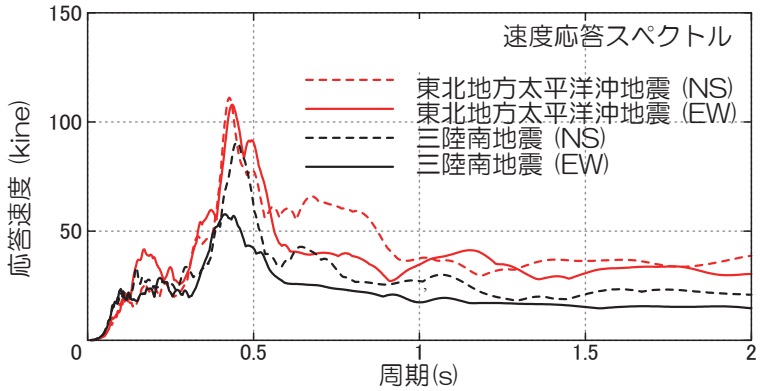


図 5.2.3.1-6　K-NET（IWT013）における速度応答スペクトル

地震応答解析結果

等価 1 自由度モデルに対する観測記録波形を用いた地震応答解析を行い、構造物の応答と被災度の関係を比較した。図 5.2.3.1-7 に東北地方太平洋沖地震の観測記録波形、図 5.2.3.1-8 に三陸南地震の観測記録波形を入力した時の桁行方向と梁間方向の荷重－変形関係を示す。グラフ縦軸および横軸は、等価 1 自由度系のせん断力係数および変形角となっている。三陸南地震では桁行、梁間方向ともに降伏変形レベルの応答に留まっている。これに対して東北地方太平洋沖地震では、桁行、梁間方向ともに塑性変形を示している。

表 5.2.3.1-2 に、等価 1 自由度の最大応答変形に対応する静的漸増載荷ステップの層せん断力係数および 1 階層間変形角を示す。1 階桁行方向の最大応答層間変形角は三陸南地震で 1/700rad、東北地方太平洋沖地震で 1/250rad であった。階高 3.8m に対して、南側構面の腰壁つき短柱では内法長さ 0.8m、北側構面の腰壁つき短柱では内法長さ 1.3m となっている。したがって、これらの部材角は三陸南地震では 1/150rad、1/250rad、東北地方太平洋沖地震で 1/50rad、1/90rad となる。耐震 2 次診断では、耐力壁およびせん断柱については層間変形角 1/250rad で靭性指標 F=1.0 としており、これらの部材変形角と地震被害はよく対応していた。

一方、1 階梁間方向の最大応答層間変形角は三陸南地震で 1/550rad、東北地方太平洋沖地震で 1/375rad であった。これは、耐震診断第 2 次診断における耐力壁の靭性指標 F=1.0 より小さく、梁間方向耐力壁に被害が見られなかったことと整合している。

表 5.2.3.1-2　等価 1 自由度系の最大応答変形に対応する 1 層の応答

	1 階変形角(rad)	層せん断力係数
東北地方太平洋沖地震　桁行方向	0.003908	0.697
東北地方太平洋沖地震　梁間方向	0.002578	0.517
三陸南地震　桁行方向	0.001459	0.585
三陸南地震　梁間方向	0.001838	0.470

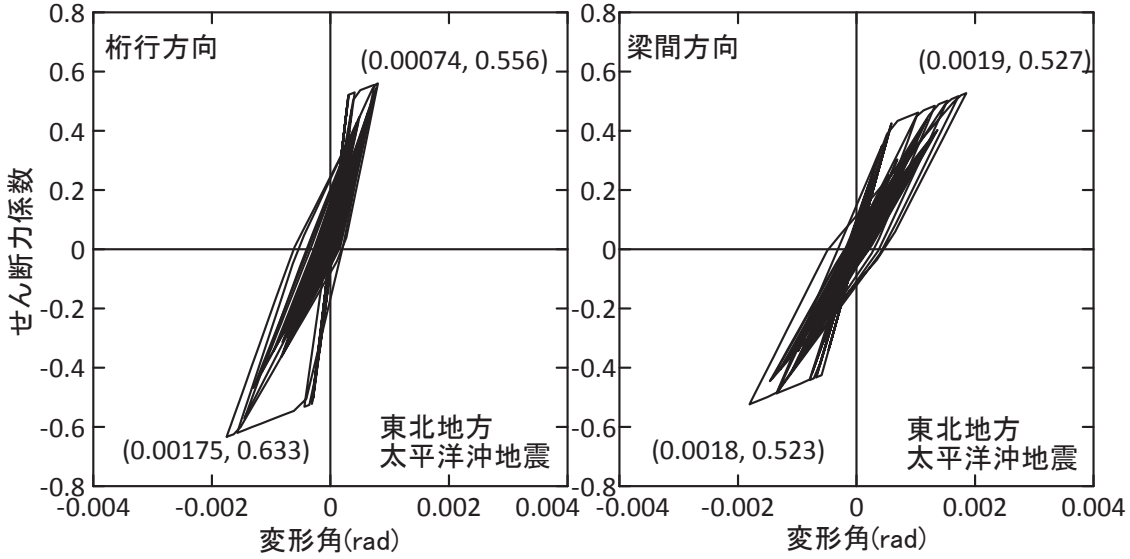


図 5.2.3.1-7　時刻歴応答解析結果（等価 1 自由度系 東北地方太平洋沖地震）

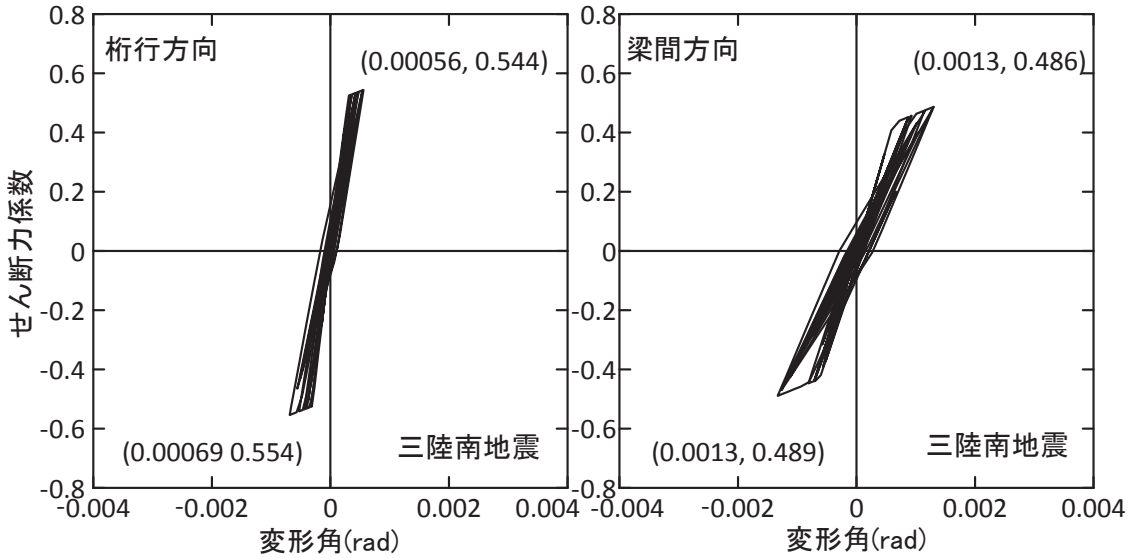


図 5.2.3.1-8　時刻歴応答解析結果（等価 1 自由度系 三陸南地震）

(e) まとめ

三陸南地震によって被害が発生し、その後、応急補強を行っていたものの、再度、東北地方太平洋沖地震で被災した建築物 A について、耐震診断資料に基づき静的漸増載荷解析および地震応答解析を行った。これらの解析結果と構造物の地震被害を比較し、以下の知見を得た。

- 本建築物は、三陸南地震で腰壁付き短柱がせん断破壊した。被災後に耐震診断を実施し、桁行方向の構造耐震指標 I_Sは 0.30、梁間方向の I_Sは 0.48 であり、両方向ともに耐震性能を満足せず、耐震補強が必要と判定されていた。当該建築物は、応急的にせん断柱の軸力保持を目的とした鉄骨サポートを設置していたものの、東北地方太平洋沖地震で再び被災した。
- 静的漸増載荷解析における桁行方向の層せん断力係数は、耐震診断第 2 次診断による C_T値とほぼ同程度の値を示した。これは解析モデルにおいて、梁降伏を考慮していないためである。
- 1 階腰壁付き短柱の部材角は三陸南地震、東北地方太平洋沖地震ともに 1/250rad を超えており、解析結果は地震被害と整合している。一方、層間変形角は三陸南地震では 1/700rad、東北地方太平洋沖地震では 1/250rad であり、今回の地震で 1 階耐力壁が初めてせん断破壊した被害状況とも整合している。

5.2.3.2 建築物 I（茨城県）

(a) 検討概要

茨城県内に建つ建築物 I は、1964 年に竣工した比較的床面積の大きな鉄筋コンクリート造 3 階建て建築物（一部鉄骨造 2 階建てが増築）であり、東北地方太平洋沖地震時において 1 階の腰壁つき短柱および耐力壁にせん断破壊が見られた。

本検討では、耐震診断第 2 次診断[5.2.3-4)]を行い、さらに骨組モデルによる静的漸増載荷解析を実施して被災した構造物の保有水平耐力について検討を行った。また、建築物から約 200m 離れた敷地内の表層地盤上の K-NET 観測点（IBR005）および建築物 1 階に設置された加速度計で本震波形が観測されており、これらの加速度記録を用いて地震応答解析を行い、解析における層間変形角と構造物の被災状況の比較を行った。

(b) 被災度区分判定結果および被災部材の詳細について

本建築物の被害は各階に生じているが、特に被害が大きいのは 1 階であった。主な被害は腰壁・垂れ壁付き柱（短柱）のせん断破壊（写真 5.2.3.2-1(a)）で、軸方向変形が生じているものも多数見られた。1 階桁行方向の柱及び壁の損傷度を図 5.2.3.2-1 に示す。建物北側の 2 階建て（一部 3 階建て）部分では外構面の大半の柱が損傷度 V であり、また、平屋建て部分の外構面でも多くの柱が損傷度 IV となっている。これらは全て腰壁・垂れ壁が取り付く短柱のせん断破壊であった。また、短柱のせん断破壊以外に袖壁付き柱や開口付き耐力壁（写真 5.2.3.2-1(b)）のせん断破壊が確認された。なお、内柱のほとんどは損傷度が I あるいは II であり、損傷は比較的軽微であった。1 階桁行方向の耐震性能残存率 R は 37.6%となり、被災度は大破であった。

北側および東側構面で被災した柱のほとんどは断面 550mm×550mm、主筋 10-22φであった。一方、南側構面で被災した柱のほとんどは断面 500mm×500mm、主筋 4-22φ+8-19φであった。これらの柱に付帯する腰壁および垂れ壁高さは非常に大きく、北側および東側構面の柱内法高さは 0.8m（せん断スパン比 0.72）または 1.9m（せん断スパン比 1.72）、南側構面の柱内法高さは 2.0m（せん断スパン比 2.0）となっており、いずれも極脆性柱扱いとなる。せん断補強筋は 9φ-@250 である。

柱部材の曲げ終局強度を略算式、せん断終局強度を荒川せん断耐力式（minimum 式）で算定する際に、柱断面の軸力比を 0.1 とすると、これらの部材の曲げせん断余裕度は 0.685（柱内法長

さ 0.8m)、1.105（柱内法長さ 2.0m)、1.108（柱内法長さ 1.9m）となる。

また、梁間方向の耐力壁についてもせん断破壊が確認された。本建築物における壁高（3 層）は 13.75m、桁行方向のスパン長さは 5.4m である。壁厚は 120mm、壁筋は 9φ-@250、等価開口周比は 0.24（1m×1.25 m）である。側柱はいずれも 550mm×600mm であり、柱主筋は 12-22φまたは 10-22φである。



(a) 南側構面柱のせん断破壊　　(b) 有開口耐力壁のせん断破壊

写真 5.2.3.2-1　被災した柱および壁部材

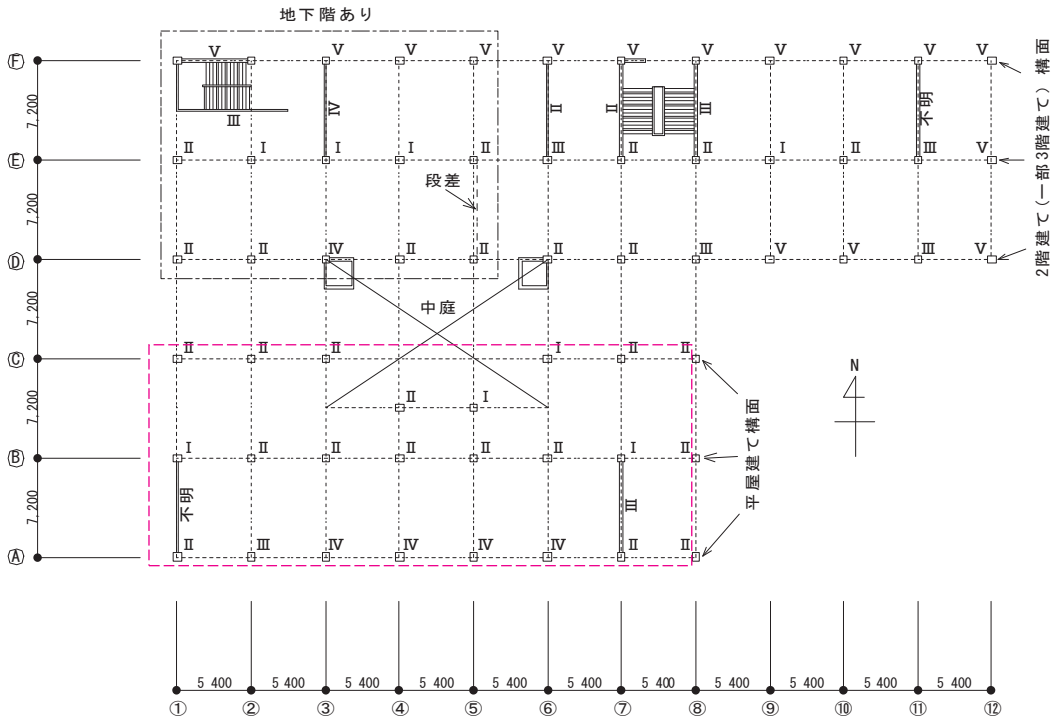


図 5.2.3.2-1　鉛直部材の損傷度（1 階桁行方向）

(c) 耐震診断第 2 次診断結果

構造図面に基づいて耐震診断第 2 次診断を、診断プログラム Screen-Version2.1[5.2.3-7)]を使って実施した。建築物の部材配筋および断面は構造図面に基づいて設定し、仕上げ重量および積載荷重については日本建築学会鉄筋コンクリート構造設計資料集[5.2.3-8)]を参照した。本建築物の構造

部材は、図 5.2.3.2-1 に示すような損傷を受けていたが、耐震診断では損傷による耐力や剛性の低減は行っていない。1 階桁行および梁間方向の C_T-R(F)関係を、図 5.2.3.2-2 に示す。

1 階桁行方向における極脆性柱せん断破壊時（F=0.8）の C_T 値は 0.48 で、耐震診断基準の(5)式に基づき算定されたものである。北側構面の腰壁つき短柱（内法長さ 0.8m）が F=1.0 において第 2 種構造要素となり、形状指標 S_D 及び経年指標 T を第 1 次診断に倣って略算すると、それぞれ 0.81、0.80（築 30 年以上）となることから、構造耐震指標 I_S は 0.25（F=0.8）となる。

1 階梁間方向では極脆性柱せん断破壊時（F=0.8）の C_T 値は 0.63 で、耐震診断基準の(5)式に基づき算定されたものである。東側構面の腰壁つき短柱（内法長さ 0.8m）が F=1.0 において第 2 種構造要素となることから、桁行方向と同様に形状指標 S_D を 0.81、経年指標 T を 0.80 とすると、I_S は 0.33（F=0.8）となる。

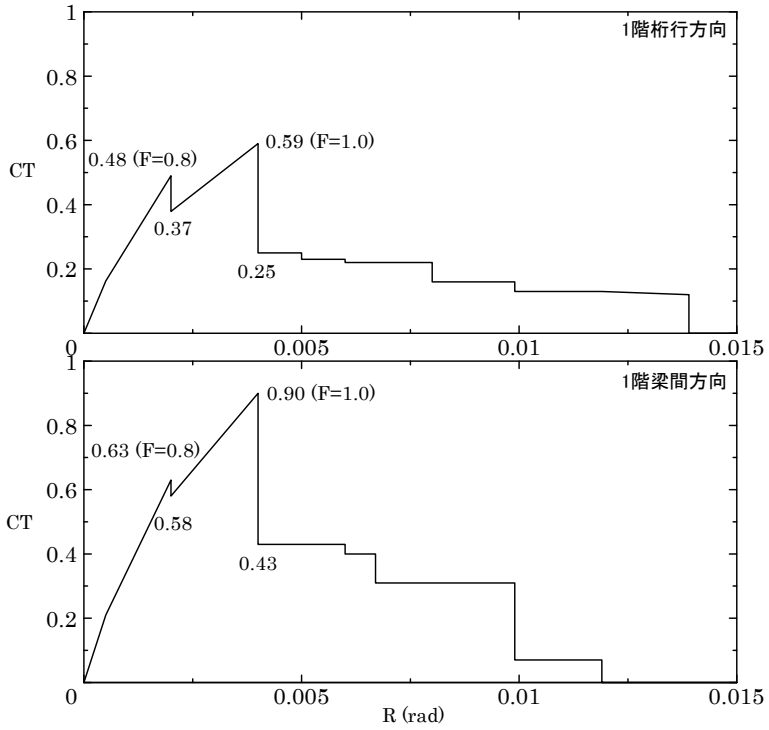


図 5.2.3.2-2　建築物 I における C_T-R(F)関係

(d) 解析検討

1）解析仮定

解析的な検討では構造物を三次元骨組でモデル化し、静的漸増載荷解析および地震応答解析を行い、解析結果と被害結果について比較検討を行った。なお、本解析は 5.2.3.1 と同様に三次元骨組解析ソフト CANNY（Version.C03）[5.2.3-5] を用いて実施した。以下に骨組モデルにおける仮定条件を示す。なお、部材モデル及び解析方法については 5.2.3.1 と同様のため割愛する。ただし、地震応答解析における入力加速度には、K-NET（IBR005）[5.2.3-1] に加えて本建築物 1 階で観測された東北地方太平洋沖地震本震波形を使用した。

構造物

- 本建築物では地下階を一部有しており、鉄筋コンクリート部分（3 階建て）と鉄骨部分（平屋）が連結しているが、モデル化を簡便にするため地下階および鉄骨造部分を取り除いた部分のみモデル化している。

・ 建築物の重量は耐震診断時に使用した各柱軸力に基づき算定している。

2) 静的漸増載荷解析

被災した建築物（実在建築物モデル）の解析

上記の骨組モデルを用いて静的漸増載荷解析を行った。構造物の各階階高は4.05m(1階)、3.60m（2階、3.10m（3階＋R階）である。各階重量は3839kN（3階＋R階)、9087kN（2階)、14179kN（1階）である。弾性固有周期は桁行方向で0.166s、梁間方向で0.120sであった。桁行方向および梁間方向に漸増載荷した解析結果を図 5.2.3.2-3 に示す。なお、荷重－変形関係としては、(a) 1階層せん断力係数（ベースシヤ係数）－層間変形角関係、(b) 代表変位（等価高さ6.95m）における等価1自由度系の復元力特性を示す。また、等価1自由度系の復元力特性を3折線モデルに置換した時の周期、強度および剛性低下率について表5.2.3.2-1に示す。等価1自由度系では弾性1次モード分布に基づいて等価高さを算定し、代表変位を除した値として変形角、転倒モーメントを除した値としてせん断力係数を算定している。なお、この時ひび割れ点および降伏点は荷重変形曲線上にあるものとし、3折線モデルと荷重変形曲線のエネルギー誤差が最も小さくなる値を選択している。

建築物桁行方向の層せん断力係数は、変形角1/500radで0.40、変形角1/250radで0.55であった。これは耐震診断第2次診断結果と比べると、やや小さい値を示している。耐震診断第2次診断は剛梁を仮定しているが、骨組解析は診断結果に比べて梁のひび割れや降伏などによって降伏点剛性が低く評価されるためであると考えられる。また、等価 1 自由度系の復元力特性は、1層の復元力特性より1～2割程度大きな耐力を示している。

建築物梁間方向の層せん断力係数は、変形角1/500radで0.69、変形角1/250radで0.94であった。これは耐震診断第2次診断結果と比べると、やや大きな値を示している。梁間方向では桁行方向に比べて耐力壁が多く配置されており、耐力に寄与する影響が大きい。耐震診断第2次診断では、耐力壁の終局せん断耐力を広沢式（minimum式）から算定しているが、骨組解析では部材実験などで一般的に用いられている広沢式（mean式）を用いており、耐力壁の終局せん断強度を大きく評価しているためと考えられる。また、等価1自由度系の復元力特性は、1層の復元力特性に対して約2割程度大きな耐力を示している。

表 5.2.3.2-1 等価1自由度系（3折線モデル）の復元力特性（実在建築物モデル）

	桁行方向	梁間方向
ひび割れ点(せん断力係数)	0.426	0.695
降伏点(せん断力係数)	0.714	1.175
降伏点剛性低下率	0.298	0.276
降伏後剛性低下率	0.026	0.016
弾性固有周期（s)	0.331	0.224

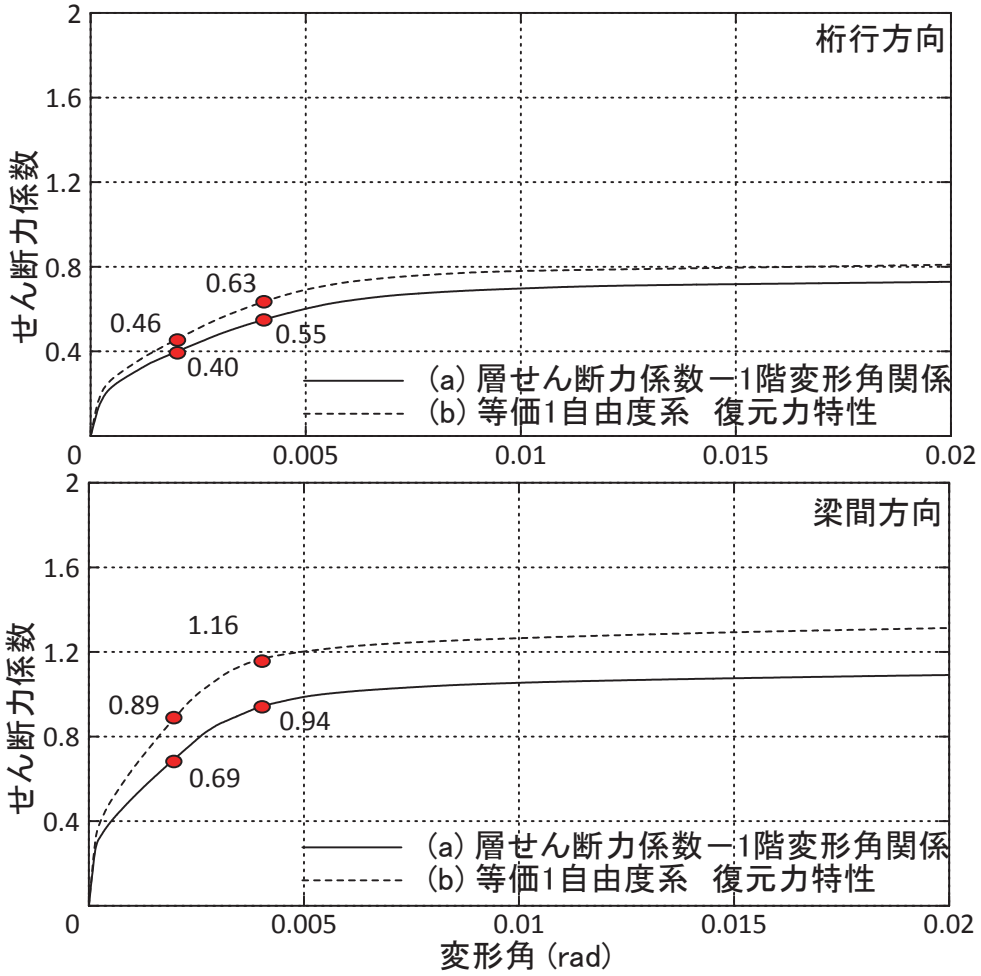


図 5.2.3.2-3　静的漸増載荷解析結果（実在建築物モデル）

1 階腰壁・垂れ壁にスリットを導入した建築物（スリット付加モデル）の解析

前述の骨組モデルについて、1 階腰壁および垂れ壁つき短柱（桁行方向の場合は有開口耐力壁も含む）に構造スリットを設けたモデルについて同様に検討を行った。構造スリットを設けたモデルでの弾性固有周期は桁行方向で 0.2570s、梁間方向で 0.1306s であった。桁行方向および梁間方向に漸増載荷した解析結果を図 5.2.3.2-4 に示す。なお、荷重－変形関係としては、(a) 1 階層せん断力係数（ベースシヤ係数）－層間変形角関係、(b) 代表変位（等価高さ 6.95m）における等価 1 自由度系の復元力特性を示す。また、等価 1 自由度系の復元力特性を 3 折線モデルに置換した時の周期、強度および剛性低下率について表 5.2.3.2-2 に示す。等価 1 自由度系では弾性 1 次モード分布に基づいて等価高さを算定し、代表変位を除した値として変形角、転倒モーメントを除した値としてせん断力係数を算定している。なお、この時ひび割れ点および降伏点は荷重変形曲線上にあるものとし、3 折線モデルと荷重変形曲線のエネルギー誤差が最も小さくなる値を選択している。

建築物の桁行方向の層せん断力係数は、変形角 1/500rad で 0.24、変形角 1/250rad で 0.37であった。これは構造スリットを設けないモデルの2/3程度の耐力となっている。本建築物は桁行方向では 1 階の層崩壊形を形成するため、等価 1 自由度系と 1 層応答は概ね同じ復元力性状を示している。

建築物の梁間方向の層せん断力係数は、変形角 1/500rad で 0.65、変形角 1/250rad で 0.88 であった。梁間方向では桁行方向に比べて耐力壁が多く配置されており、構造スリットを設けたことによる耐力の低下は比較的小さな値に留まっている。また、等価 1 自由度系の復元力特性は、1 層の復元力特性に対して約 2 割程度大きな耐力を示している。

表 5.2.3.2-2　等価 1 自由度系（3 折線モデル）の復元力特性（スリット付加モデル）

	桁行方向	梁間方向
ひび割れ点(せん断力係数)	0.277	0.671
降伏点(せん断力係数)	0.478	1.150
降伏点剛性低下率	0.375	0.267
降伏後剛性低下率	0.010	0.017
弾性固有周期（s）	0.405	0.232

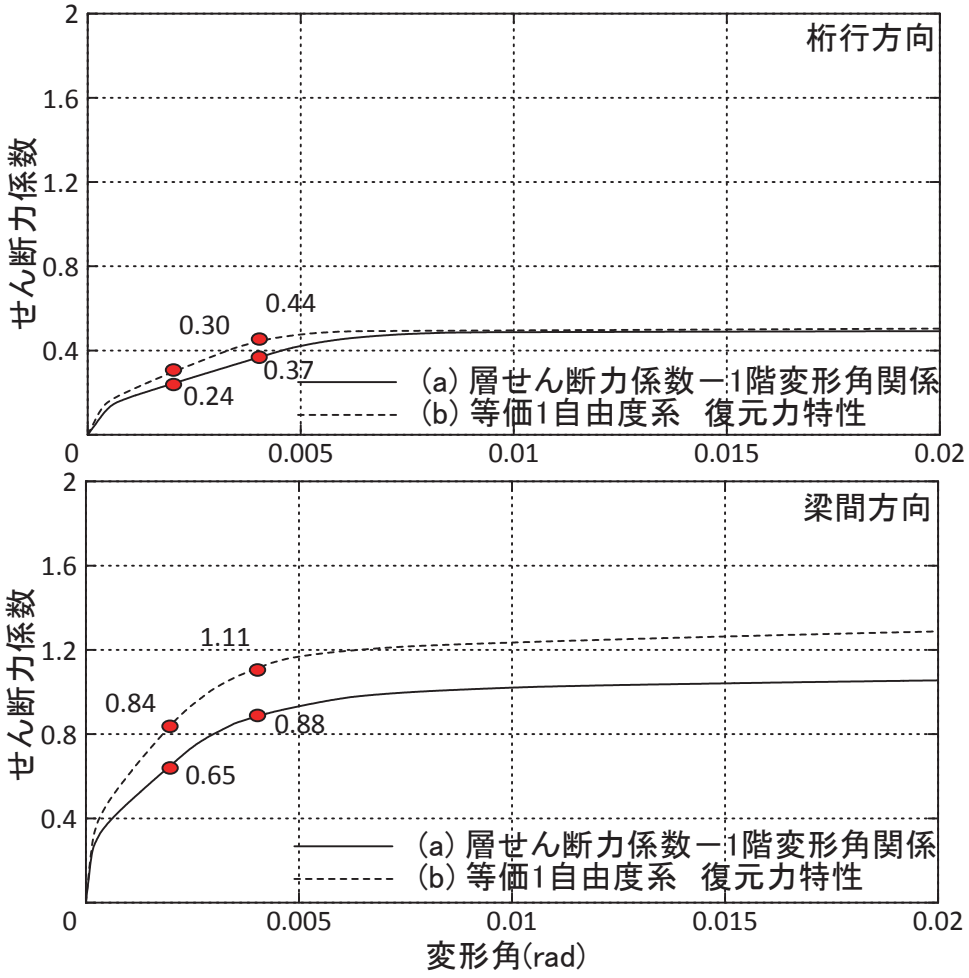


図 5.2.3.2-4　静的漸増載荷解析結果（スリット付加モデル）

3) 等価 1 自由度系の地震応答解析

観測地震波形

被災した本建築物 1 階および K-NET 観測点（IBR005）で東北地方太平洋沖地震の本震記録が観測されている。図 5.2.3.2-5 に建築物と各観測点の位置関係を示す。被災建築物の桁行方向は東西に向いており、小高い丘の上に立地している。K-NET 観測点（IBR005）は同敷地内の南端に設置されている。一方、建築物 1 階の観測点は、建築物中央の階段室に設置されている。

K-NET 観測点（IBR005）および建築物 1 階の本震観測記録の加速度応答スペクトルおよび速度応答スペクトルを、図 5.2.3.2-6 および図 5.2.3.2-7 に示す。K-NET 観測点（IBR005）の応答加速度は 0.6s 付近で 3G 程度記録している。これに対して、建築物 1 階の応答加速度は 2G 程度であった。また、K-NET 観測点（IBR005）の応答速度は 0.6s 付近で最大 300kine 程度であるのに対して、建築物 1 階の応答速度は 200kine 程度であった。これらの比較から、やや大きな周期帯（0.6s）での応答加速度・速度は、K-NET 観測点（IBR005）に比べて建築物 1 階の方が低くなっていることがわかる。一方、建築物の弾性剛性から降伏点剛性に対応する 0.3s から 0.6s までの周期帯での応答加速度・速度は、梁間（NS）方向ではやや入力低減がみられるものの、桁行（EW）方向ではほとんど違いがみられなかった。

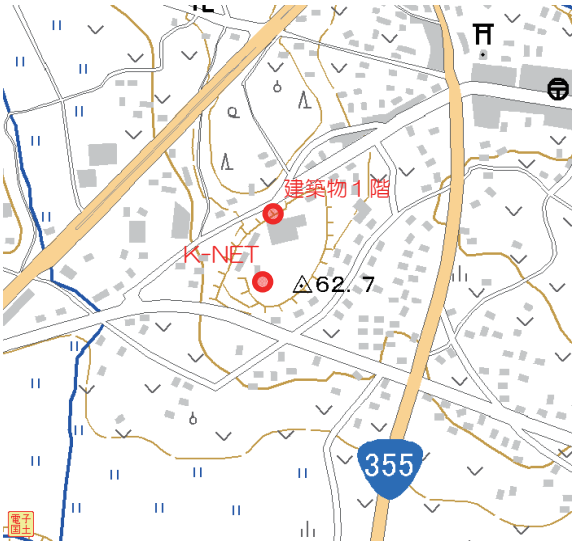


図 5.2.3.2-5　本建築物および K-NET 観測点（IBR005）の位置

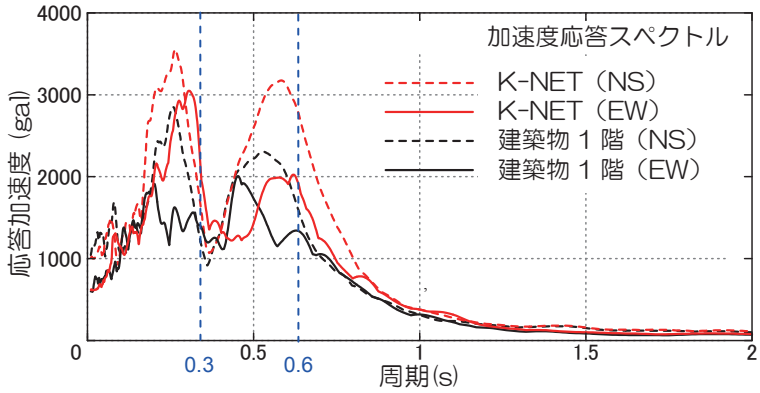


図 5.2.3.2-6　K-NET 観測点（IBR005）および建築物 1 階における加速度応答スペクトル

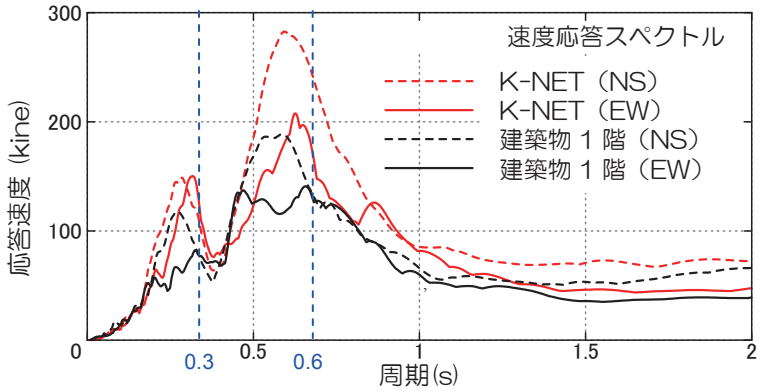


図 5.2.3.2-7　K-NET 観測点（IBR005）および建築物 1 階における速度応答スペクトル

地震応答解析結果

前述した実在建築物モデルの等価 1 自由度モデルおよび観測記録波形を用いて地震応答解析を行い、構造物の応答と被災度の関係を比較した。図 5.2.3.2-8 に K-NET（IBR005）の観測記録波形を入力した時、図 5.2.3.2-9 に建築物 1 階の観測記録波形を入力した時の桁行方向と梁間方向の荷重－変形関係を示す。グラフ縦軸および横軸は、等価 1 自由度系のせん断力係数および変形角となっている。また図 5.2.3.2-10 および図 5.2.3.2-11 に、構造スリットを設けた場合について同様の荷重－変形関係を示す。

桁行方向では地震動が大きく、降伏せん断力係数が小さいため、塑性率 2 程度の応答を示している。一方、梁間方向では降伏せん断力係数が大きいため、概ね降伏変形レベルの応答を示す結果となった。建物 1 階観測波形に対する応答は、K-NET（IBR005）観測波形に対する応答に比べてやや小さくなっているものの大きな違いは見られなかった。これは建築物の塑性率が最大 2 程度であり、二つの地震動の応答スペクトルで大きな違いがみられた 0.7s 前後の周期帯が構造物の応答に大きな影響を与えなかったためであると考えられる。ただし、本解析モデルでは腰壁つき短柱などの部材について脆性破壊後もせん断耐力を保持する仮定となっている。これらの部材について耐力低下や負勾配を考慮すると、周期が伸びるため、この場合は二つの地震動による応答に明確な差異が現れる可能性も考えられる。

表 5.2.3.2-3 および 5.2.3.2-4 に、等価 1 自由度の最大応答変形に対応する静的漸増載荷ステップの 1 層の層せん断力係数および 1 階層間変形角を示す。実在建築物モデルの桁行方向および梁間方向 1 階の層間変形角は 1/120～1/70 であり、1 階両方向において腰壁付き短柱および耐力壁がせん断破壊した被害状況と整合している。これに対して、スリット付加モデルにおける 1 階

の層間変形角は 1/120～1/50 であり、耐力が低下したことによる変形の増加は等価１自由度の応答ではほとんど見られず、1 階の層間変形角も柱梁純フレーム構造物であれば十分靭性が期待できる変形角に収まっていた

スリット付加モデルでは、桁行方向の腰壁および垂れ壁や有開口耐力壁を取り除いており、1 階は解析上、柱梁部材から構成される架構となっている。地震被害状況においても本建物の長柱は軽微な曲げひび割れを除いてほぼ無被害であり、構造スリットを適切に設けることによって被害を軽減できる可能性があることを示した。一方、梁間方向では耐力壁が数枚設けられているため、構造スリットを付加してもこれらの部材のせん断ひび割れ、ないしはせん断破壊を防止することは難しく、鉄骨ブレースや耐力壁の増打ちなどによる強度型の補強が必要になるものと推察される。

表 5.2.3.2-3　1 次変形モードにおいて最大応答変形に対応する 1 層の応答（実在建築物モデル）

	1 階変形角(rad)	層せん断力係数
桁行方向（K-NET（IBR005））	0.014417	0.717
梁間方向（K-NET（IBR005））	0.010180	1.056
桁行方向（建築物 1 階）	0.011476	0.708
梁間方向（建築物 1 階）	0.008424	1.044

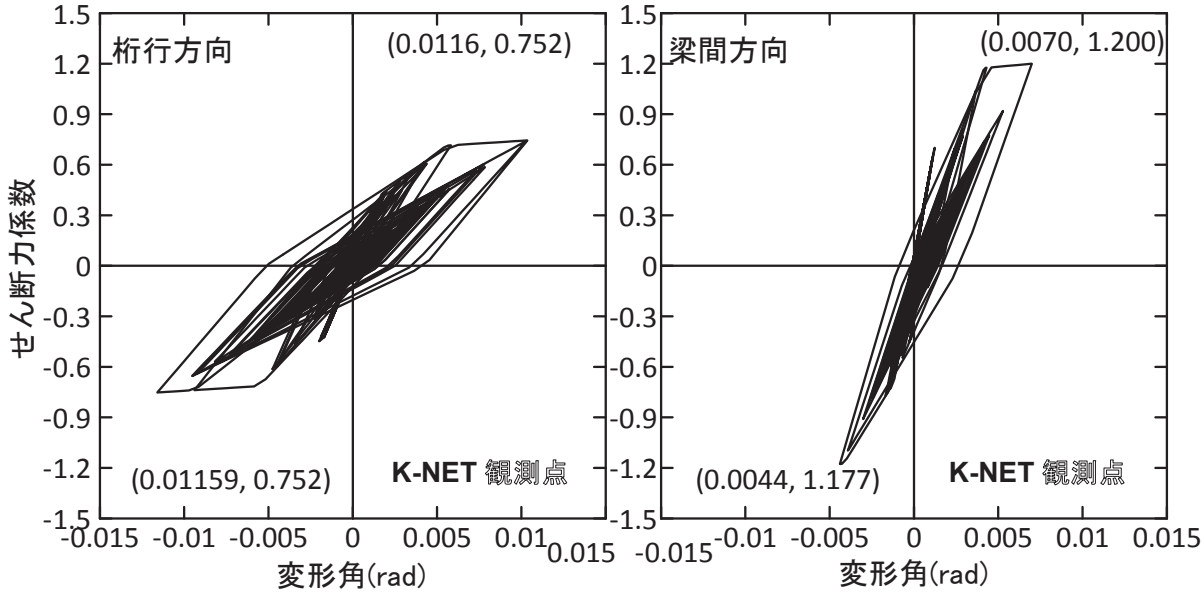


図 5.2.3.2-8　時刻歴応答解析結果（等価 1 自由度系　K-NET 観測点（IBR005）　実在建築物モデル）

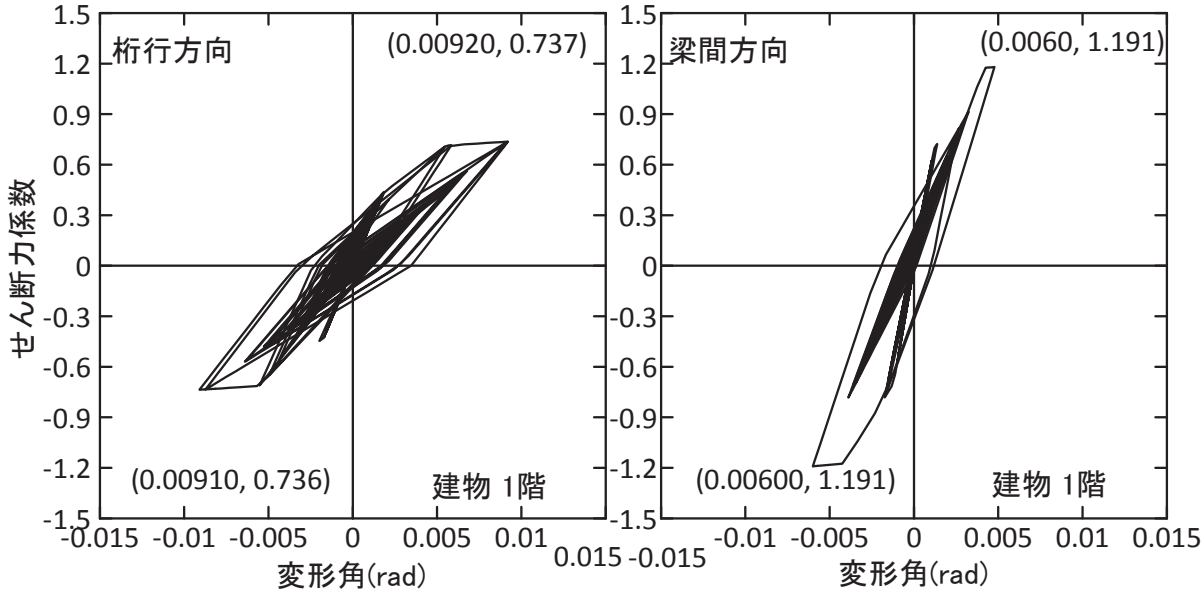


図 5.2.3.2-9　時刻歴応答解析結果（等価 1 自由度系　建築物 1 階　実在建築物モデル）

表 5.2.3.2-4　1 次変形モードにおいて最大応答変形に対応する 1 層の応答（スリット付加モデル）

	1 階変形角(rad)	層せん断力係数
桁行方向（K-NET（IBR005））	0.01866	0.492
梁間方向（K-NET（IBR005））	0.00835	1.008
桁行方向（建築物 1 階）	0.01839	0.492
梁間方向（建築物 1 階）	0.00791	1.003

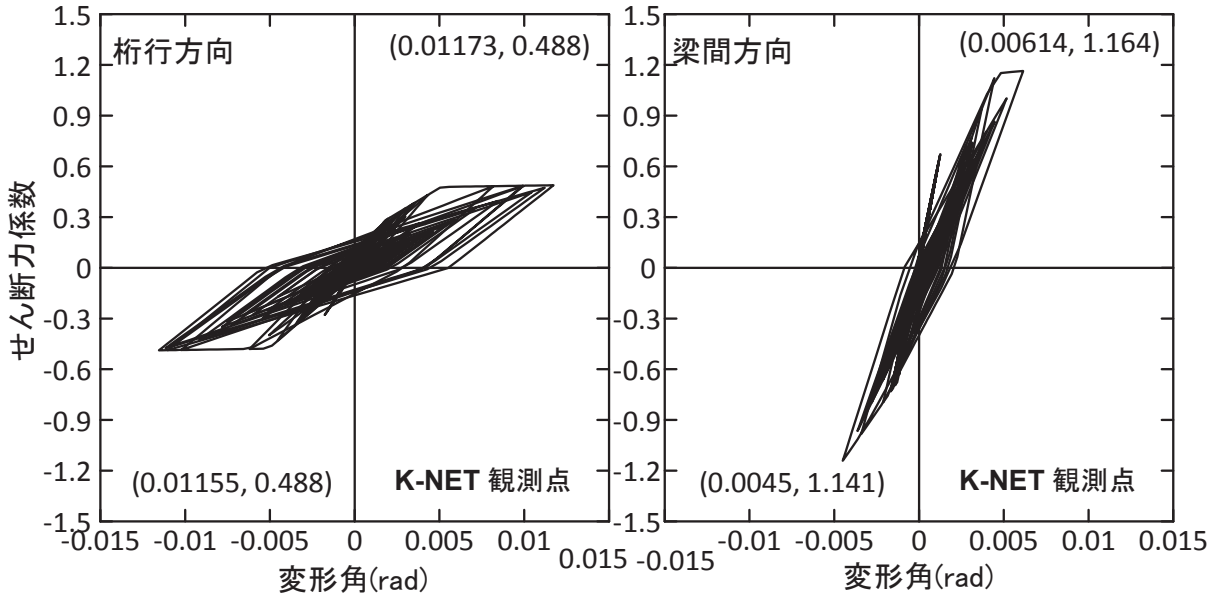


図 5.2.3.2-10　時刻歴応答解析結果（等価 1 自由度系　K-NET 観測点（IBR005）　スリット付加モデル）

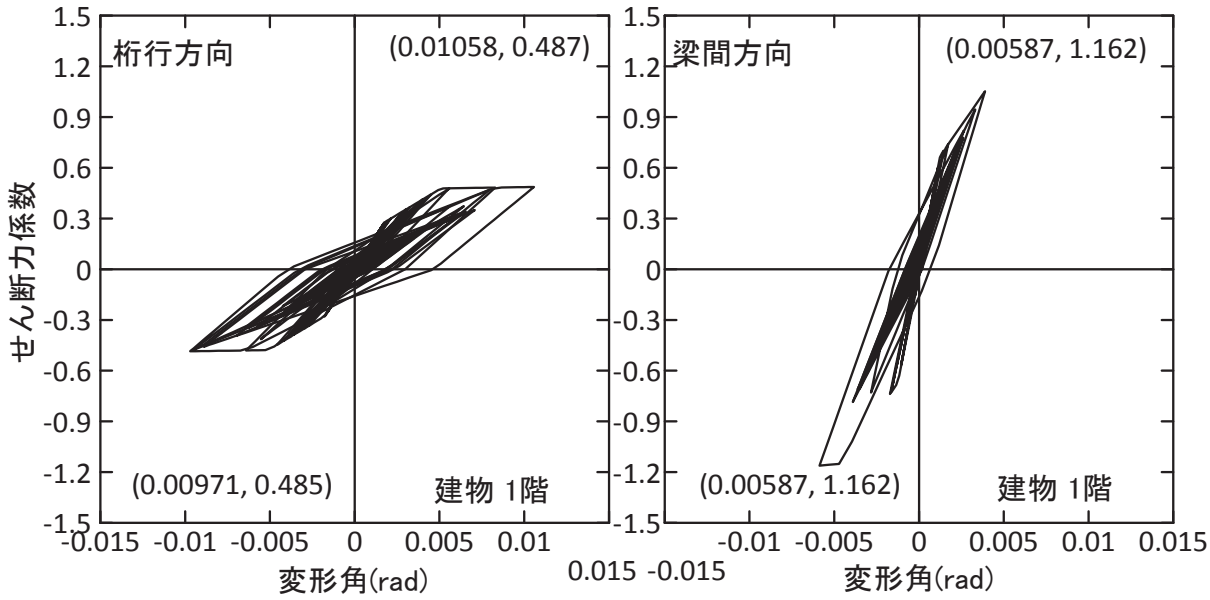


図 5.2.3.2-11　時刻歴応答解析結果（等価 1 自由度系　建築物 1 階　スリット付加モデル）

(e) まとめ

東北地方太平洋沖地震で被災した建築物Ｉについて、構造図面に基づき耐震診断第2次診断を実施し、さらに静的漸増載荷解析および地震応答解析を行った。これらの解析結果と構造物の地震被害を比較し、以下の知見を得た。

- 建築物Ｉの構造耐震指標 I_Sは桁行方向が0.25、梁間方向が0.33であり、両方向ともに耐震性能が十分でなく、耐震補強が必要であったものと判断される。
- 静的漸増載荷解析における桁行方向の層せん断力係数は、耐震診断第2次診断におけるC_T値より小さく､梁間方向の層せん断力係数は耐震診断第2次診断におけるC_T値より大きかった。これは、桁行方向は純ラーメン構造であるのに対して、梁間方向は耐力壁付きラーメン構造であることに起因していると考えられる。
- 実在建築物モデルの地震応答解析における1階層間変形角は1/120～1/70であり、腰壁付き短柱および耐力壁がせん断破壊した被害結果と整合している。スリット付加モデルにおける1階層間変形角は1/120～1/50であり、変形の増加は等価１自由度の応答ではほとんど見られず、1階の層間変形角も柱梁純フレーム構造物であれば十分靭性が期待できる変形角に収まっていた。
- 本解析により、本構造物は例えば構造スリットを適切に設けるだけでも、桁行方向の被害を軽減できる可能性があることを示した。一方、梁間方向には耐力壁が設けられているため、地震被害を防止するためには、耐震補強ブレースや耐力壁の増打ちなどによる強度型の補強が必要であったものと推察される。

5.2.3.3 建築物Ｊ（茨城県）

(a) 検討方針

本建築物は、耐震補強済の建築物としては、今回の地震により継続使用できなくなるほどの大きな構造被害を受けた非常に数少ない事例である。そこで、本建築物で確認された被害の要因について考察するための詳細な検討を行う。まず、入手した耐震診断及び耐震補強の資料に基づいて、耐震補強の概要及び補強前後の耐震診断結果の概要を示し、実際の被害状況に関連付けて考察することにより被害の要因を推定する。さらに、骨組解析プログラムを用いた静的漸増載荷解析及び地震応答解析を行い、その結果を耐震診断結果及び実際の被害状況と比較することで、被害要因に関する考察の妥当性について検証する。

(b) 耐震補強及び耐震診断結果の概要

1) 耐震補強の概要

本建築物の外観及び耐震補強の概要を写真5.2.3.3-1に示す。本建築物は1969年にRC造2階建て（一部平屋、以下、既存RC造とする）として建設され、その後、1979年にRC造平屋（以下、増設RC造）とS造（以下、増設S造）が増築された。2002年に耐震診断（第3次診断）が実施され、既存RC造及び増設S造の耐震性に疑問があると判定されたため、以下に示す①～⑤の耐震補強が2003年に実施された。

① 既存 RC 造の桁行（東西）方向に K 型鉄骨ブレースを設置した

耐震診断の結果、既存 RC 造の 1 階桁行方向の構造耐震指標 I_S が 0.50 となり、構造耐震判定指標 I_{S0}=0.6 を下回ったため、桁行方向の耐力確保を目的として、写真 5.2.3.3-1 に示すように 1 階 4 か所、2 階 2 か所の合計 6 か所に K 型鉄骨ブレースを設置した。

② 増設 S 造と既存 RC 造の間のエキスパンションジョイントを撤去し、一体の構造にした

③ 増設 S 造屋根の水平ブレースを補強した

耐震診断の結果、増設 S 造の I_S は桁行、梁間（南北）方向ともに 0.20 となり、I_{S0}=0.6 を下回った。そこで、増設 S 造に作用する地震荷重を既存 RC 造に負担させることを目的として、増設 S 造の屋根水平ブレースを補強した上で、増設 S 造と既存 RC 造を一体化させた。

④ 増設 RC 造と既存 RC 造を一体化した

両者は元々エキスパンションジョイントで接合されていたが、間隔が狭く、耐震診断では大地震時に衝突するおそれがあると指摘された。そこで、桁行方向に対してのみ力が伝達されるように両者を鉄骨部材で接合した。

⑤ 既存 RC 造の梁間方向の 1 階及び 2 階大梁の両端を鉄板で補強した

2002 年 2 月に発生した地震（震度 5 弱）により、2 階梁の主筋ベンド位置（柱面より約 2～3m の位置）の梁下端に曲げひび割れが発生した。当該梁は、主筋の配筋量が端部と中央で極端に異なり、地震時に曲げ耐力不足となることが判明したため、写真 5.2.3.3-2 に示すように梁端に鋼板接着による補強を実施した。補強範囲は柱フェイス位置から 3500mm である。

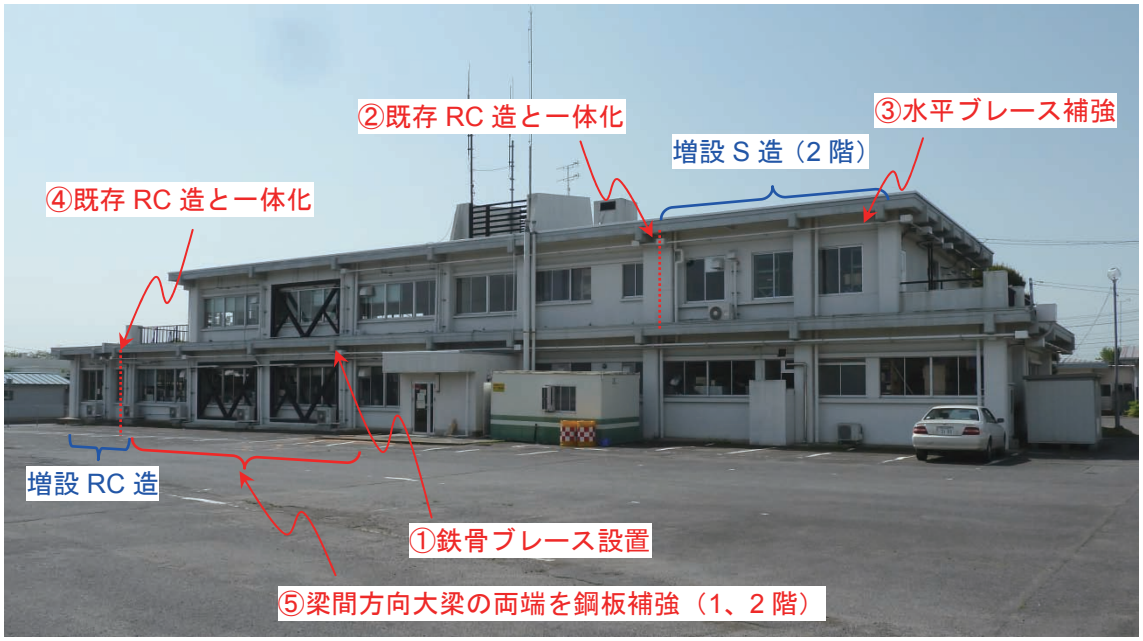


写真 5.2.3.3-1　本建築物外観及び耐震補強概要



写真 5.2.3.3-2　梁端の鋼板補強

2）耐震補強前後における耐震診断結果の概要

設計図書に記載されている既存 RC 造の耐震補強前後の各指標及び C-F 関係を、表 5.2.3.3-1 及び図 5.2.3.3-1 にそれぞれ示す。診断には、ラーメン架構に対しては節点振り分け法、壁架構に対しては仮想仕事法が用いられている。ここでは、桁行、梁間方向のいずれも I_Sが最小となる加力方向についてのみ記載する。

桁行方向

耐震補強前の既存 RC 造の I_Sは 0.50（1 階）及び 0.80（2 階）であったが、補強により ${}_R I_S$はそれぞれ 0.89（1 階）及び 0.87（2 階）に増加した。また、補強時に連結した増設 RC 造も含めた場合の ${}_R I_S$も 0.89（1 階）及び 0.87（2 階）となり、いずれの場合でも耐震判定指標 I_{S0}=0.7 を上回った。

梁間方向

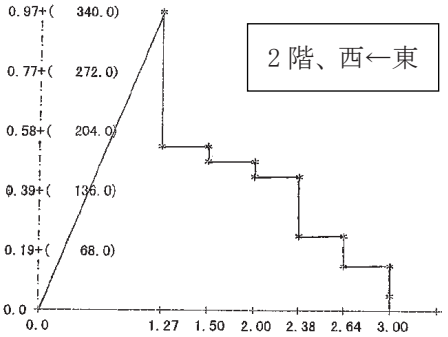
耐震補強前の既存 RC 造の I_Sは 0.80（1 階）、1.07（2 階）で I_{S0}=0.6 を上回っており、耐震性能には問題ないという判定であった。そのため、梁間方向の耐力上昇に寄与する補強は行われておらず、水平耐力は補強前と変わらない。補強後の既存 RC 造の ${}_R I_S$は 0.83（1 階）、1.07（2 階）となった。なお、耐震診断では、1 スパン 12m の長スパン梁を有する 6～9 構面の梁間方向に対しても I_Sを計算しており、0.42（1 階）、0.46（2 階）であった。

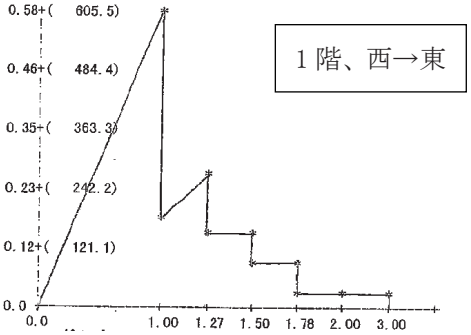
各補強項目の影響

- 鉄骨ブレースの増設（①）により、1 階及び 2 階桁行方向の C 値が大幅に増加した。
- 増設 S 造の地震荷重を既存 RC 造に負担させた（②、③）ことにより、2 階の桁行及び梁間方向の C 値が減少した（増設 S 造の耐力は無視）。併せて、2 階の桁行方向の重心位置（地震荷重作用位置）が西へ（図 5.2.3.3-2 を参照）移動したことで、2 階梁間方向の偏心率が減少（0.196→0.130）し、S_Dが改善された。
- 大地震時に衝突の危険があった増設 RC 造とのエキスパンションジョイントを接続した（④）ことにより、建物全体としての形状指標 S_Dが改善された。

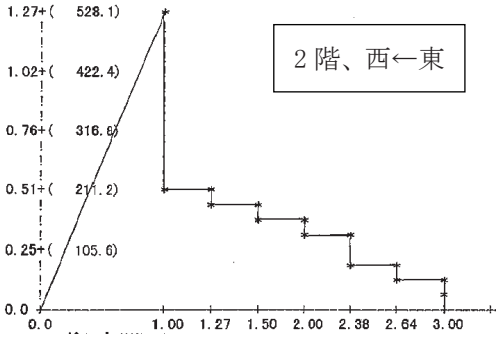
表 5.2.3.3-1　耐震診断の各指標値（既存 RC 造）

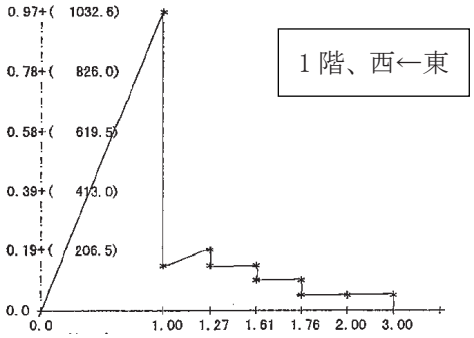
（桁行方向、補強前）						
階	方向	E_0	S_D	T	I_S	C_TS_D
2	西←東	0.92	0.95	0.914	0.80	0.69
1	西→東	0.58	0.95	0.914	0.50	0.55
（桁行方向、補強後）						
階	方向	E_0	S_D	T	I_S	C_TS_D
2	西←東	0.95	1.00	0.914	0.87	0.95
1	西←東	0.97	1.00	0.914	0.89	0.97
（梁間方向、補強前）						
階	方向	E_0	S_D	T	I_S	C_TS_D
2	北→南	1.54	0.76	0.914	1.07	0.58
1	北←南	1.02	0.85	0.914	0.80	0.88
（梁間方向、補強後）						
階	方向	E_0	S_D	T	I_S	C_TS_D
2	北→南	1.30	0.90	0.914	1.07	0.58
1	北←南	1.01	0.90	0.914	0.83	0.91



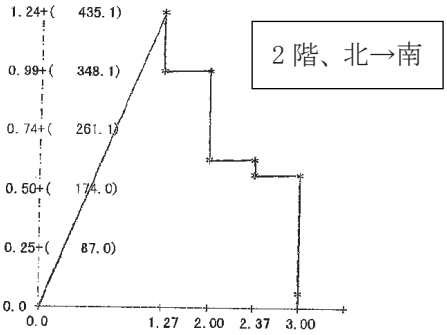


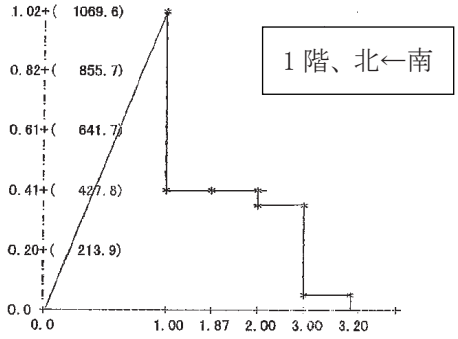
(a) 桁行方向、補強前



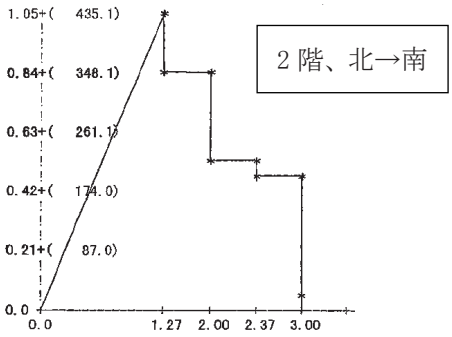


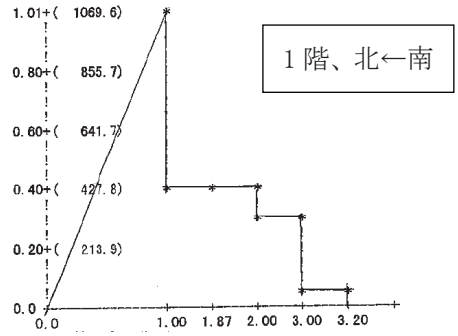
(b) 桁行方向、補強後





(c) 梁間方向、補強前





(d) 梁間方向、補強後

図 5.2.3.3-1 既存 RC 部の C-F 関係

(c) 被害状況と耐震診断及び補強に関する考察

本建築物で確認された主な被害は、柱のせん断破壊（写真 5.2.3.3-3）、曲げひび割れ（写真 5.2.3.3-4）及びコンクリート圧壊、梁の端部及び中央部の曲げひび割れ（写真 5.2.3.3-5、写真 5.2.3.3-6）で、図 5.2.3.3-2 に示すように損傷度 III～IV の比較的大きな損傷が 7～9 通り構面に集中して発生した（詳細は付録 B 参照）。本建築物は、西側の 1～5 構面には耐力壁が多く配置されているのに対して、東側の 6～9 構面は梁間 12m を 1 スパンで飛ばした形式で、梁間方向の偏心が大きい平面配置であることから、東側構面の梁間方向に過大な応答が生じたものと推測される。耐震診断基準[5.2.3-4)]では、ある程度の強度を確保することで形状の悪さを補うという考え方に基づき、偏心のある建築物に対して形状指標 S_D で保有耐力を減じることでねじれ挙動の影響を考慮しているとされている。今回の地震被害状況を見る限り、本建築物においては結果として偏心が被害発生に影響を及ぼしたものと考えられる。

そこで、本建築物を一つの例題として、耐力割増による応答低減の効果を、骨組解析プログラムを用いた静的漸増載荷解析及び地震応答解析により検証する。また、偏心を改善した場合の事例として、既存 RC 造と増設 RC 造を梁間方向の力も伝達できるように接合し、11 通りに妻壁を設置した場合の挙動についても併せて検証を行う。

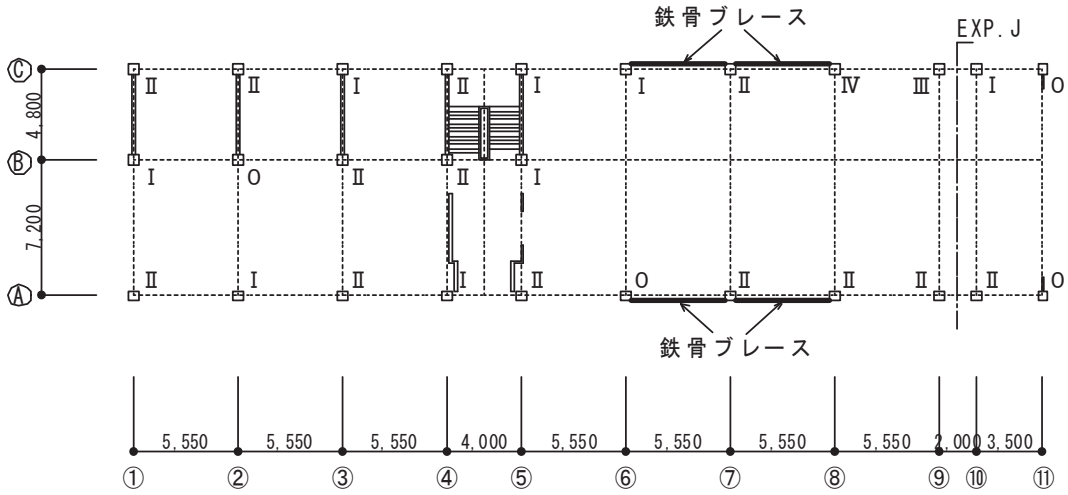


図 5.2.3.3-2　鉛直部材の損傷度調査結果（1 階桁行方向）



写真 5.2.3.3-3　ブレースが取り付く柱の構面内及び構面外に生じたせん断破壊（Ⓒ-⑧）



写真 5.2.3.3-4　建物梁間方向の柱頭曲げひび割れ（Ⓐ-⑨）

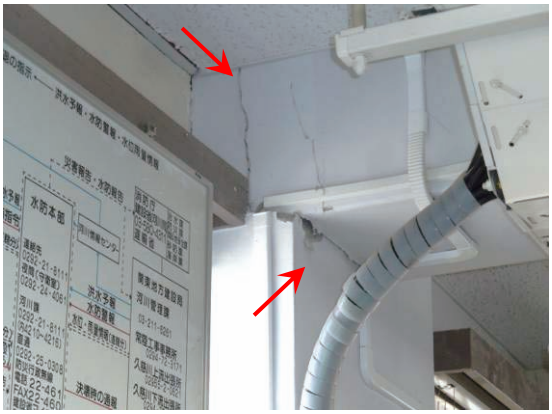


写真 5.2.3.3-5　建物梁間方向の梁端部に生じた曲げひび割れ

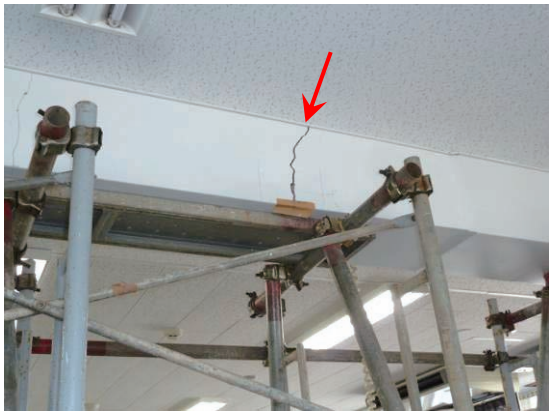


写真 5.2.3.3-6　建物梁間方向の梁中間部に生じたひび割れ（⑨通り：ひび割れ幅 5mm）

なお、写真 5.2.3.3-5 及び写真 5.2.3.3-6 に示した大梁の両端部及び中央部下端に発生した曲げひび割れに関しては、耐震補強で実施した鋼板補強の影響もあったと見られる。鋼板の存在により柱フェイス面に曲げひび割れが集中し、梁端部の主筋降伏や抜け出しによって梁端部の固定度が低下し、そこで負担していたモーメントが梁中央部に再分配されて、梁中央部にも大きな曲げひび割れが発生したと推定される。元々、梁端部の曲げ降伏耐力は C_0=0.2 から求まる設計応力をわずかに上回る程度しかなく、前述の偏心による過大な応答や地震の上下動の影響により、梁端が降伏する可能性は十分にあったと考えられる。

(d) 骨組解析による検討

1) 解析仮定

検討には骨組解析プログラム「STERA 3D Ver5.7」[5.2.3-9)]を使用した。解析で使用する部材モデルの概要を以下に示す。

- 梁部材には、両材端に弾塑性曲げバネを、部材中央に弾塑性せん断バネを有する部材モデルを用いた。曲げひび割れ強度、曲げ終局強度、せん断終局強度及び曲げ降伏点剛性低下率は技術基準解説書[5.2.3-3)]に基づいて算定した（せん断終局強度は荒川 min 式）。曲げ剛性及び曲げ耐力には、梁幅と等しいスラブ協力幅を考慮した。曲げ降伏後の曲げ剛性は、曲げ降伏点の割線剛性の 1/100 とした。せん断ひび割れ強度はせん断終局強度の 1/3 倍、せん断破壊時のせん断変形角は 1/250 とし、せん断破壊後はせん断終局点（せん断変形角が 1/100、せん断力がせん断終局強度の 1/3 倍となる点）を指向し、せん断終局点以降の剛性は初期剛性の 1/1000 とした。
- 柱部材には、両材端に 5 つの非線形軸バネを配置し、部材中央に水平 2 方向の弾塑性せん断バネを有する MS モデルを用いた。せん断終局強度は技術基準解説書[5.2.3-3)]に基づいて算定した（荒川 min 式）。せん断ひび割れ強度、せん断破壊時のせん断変形角及びせん断破壊後の挙動に関する計算方法は梁と同様とした。
- 壁部材には、両材端に非線形軸バネ（壁板内に 5 つ、各側柱内に 5 つずつ）を配置し、壁板及び側柱のそれぞれに弾塑性せん断バネを有する MS モデルを用いた。せん断終局強度は技術基準解説書[5.2.3-3)]に基づいて算定した（荒川 min 式）。せん断ひび割れ強度、せん断破壊時の

せん断変形角及びせん断破壊後の挙動に関する計算方法は梁と同様とした。

・ 鉄骨ブレース部材はせん断バネ要素に置換し、履歴はバイリニア型とした。せん断降伏強度は圧縮材の場合は座屈耐力、引張材の場合は引張降伏耐力として計算し、枠の剛性、耐力は考慮しない。なお、ブレース部材は腰壁、垂れ壁に取り付いており、柱への付加軸力は考慮されない。

建築物のモデル化は以下の通りとする。

・ モデル化した範囲を図 5.2.3.3-3 に示す。実際の建築物では、1 階の東側 1 スパン（増設 RC 造）は既存 RC 造と桁行方向にしか力を伝達しないように接合されており、剛床仮定が成立しないため、モデルに含めない。また、2 階の西側 1.5 スパン（増設 S 造）についてもモデル化せず、その重量は 1 階に作用するものとした。したがって、耐震補強前後の違いは鉄骨ブレースの有無のみとなる。
・ 各階の重量については耐震診断で用いられた値（1 階：6784kN、2 階：3445kN）を使用し、支配面積に応じて各節点に配分した。外力分布は A_i 分布に基づいて定めた。
・ 各階の高さは 1 階が 3.8m、2 階が 3.5m である。腰壁及び垂れ壁を考慮するため、1 階、2 階とも 3 層に分割してモデル化した。そのため、腰壁、垂れ壁の高さが実際の状況と若干異なる場所がある。
・ 柱梁接合部は剛とし、基礎は固定、床には剛床仮定を用いた。
・ 材料強度は耐震診断時の調査結果に基づいて定め、既存 RC 造のコンクリート強度及び鉄筋降伏強度はそれぞれ 24N/mm^2 及び 294N/mm^2 とした。

2）静的漸増載荷解析

<u>耐震補強前後の挙動比較</u>

静的漸増載荷解析により得られた耐震補強前後の層せん断力係数－層間変形角関係を図 5.2.3.3-4 に示す。載荷方向は桁行方向が西←東、梁間方向が北←南とし、層間変形角は各層の重心位置における変位から求めたものである。なお、弾性固有周期は、耐震補強前（ブレース無し）のモデルでは桁行方向 0.1082 秒、梁間方向 0.0735 秒で、耐震補強後（ブレース有り）のモデルでは桁行方向 0.1011 秒、梁間方向 0.0735 秒であった。

桁行方向の 1 階層せん断力係数は、耐震補強で設置したブレースの効果により、変形角 1/250rad で 0.56 から 1.06 に大幅に増加した。これに対して、耐震診断の F=1.0 時（変形角 1/250rad 時に相当）の C 値は 0.59（耐震補強前）及び 0.97（耐震補強後）であり、解析結果と耐震診断結果の値はほぼ同等の値となった。耐震診断、骨組解析のいずれも、主に柱の曲げ降伏及びせん断降伏、鉄骨ブレースの降伏により耐力が決定された。

一方、梁間方向に関しては、前述の通り耐力上昇に寄与する補強は行われていないため、1 階層せん断力係数は変形角 1/250rad で 1.18 から 1.21 に、2 階層せん断力係数は変形角 1/250rad で 1.62 から 1.65 にそれぞれわずかに増加したもののほとんど変化しなかった。なお、耐震診断における 1 階の C 値（F=1.0 時）は 1.02（耐震補強前）及び 1.01（耐震補強後）であり、骨組解析結果の方がやや高い値となった。これらの差に関しては、骨組解析では基礎固定としたのに対して、耐震診断では杭の引き抜き抵抗力を無視したことにより、梁間方向の水平力の大半を負担する耐力壁の一部が F 値の大きな回転壁と判定され、F=1.0 時には大きな耐力を発揮しなかった

影響と考えられる。

なお、骨組解析では、せん断破壊後の挙動について、柱は耐力を保持し、壁も少なくともせん断終局強度の 1/3 を保持すると仮定しているため、桁行、梁間方向ともに、F=1.0 及び 1.27 以降の層せん断力係数－層間変形角関係は、図 5.2.3.3-1 で示した耐震診断の C-F 関係とは大きく異なっている。

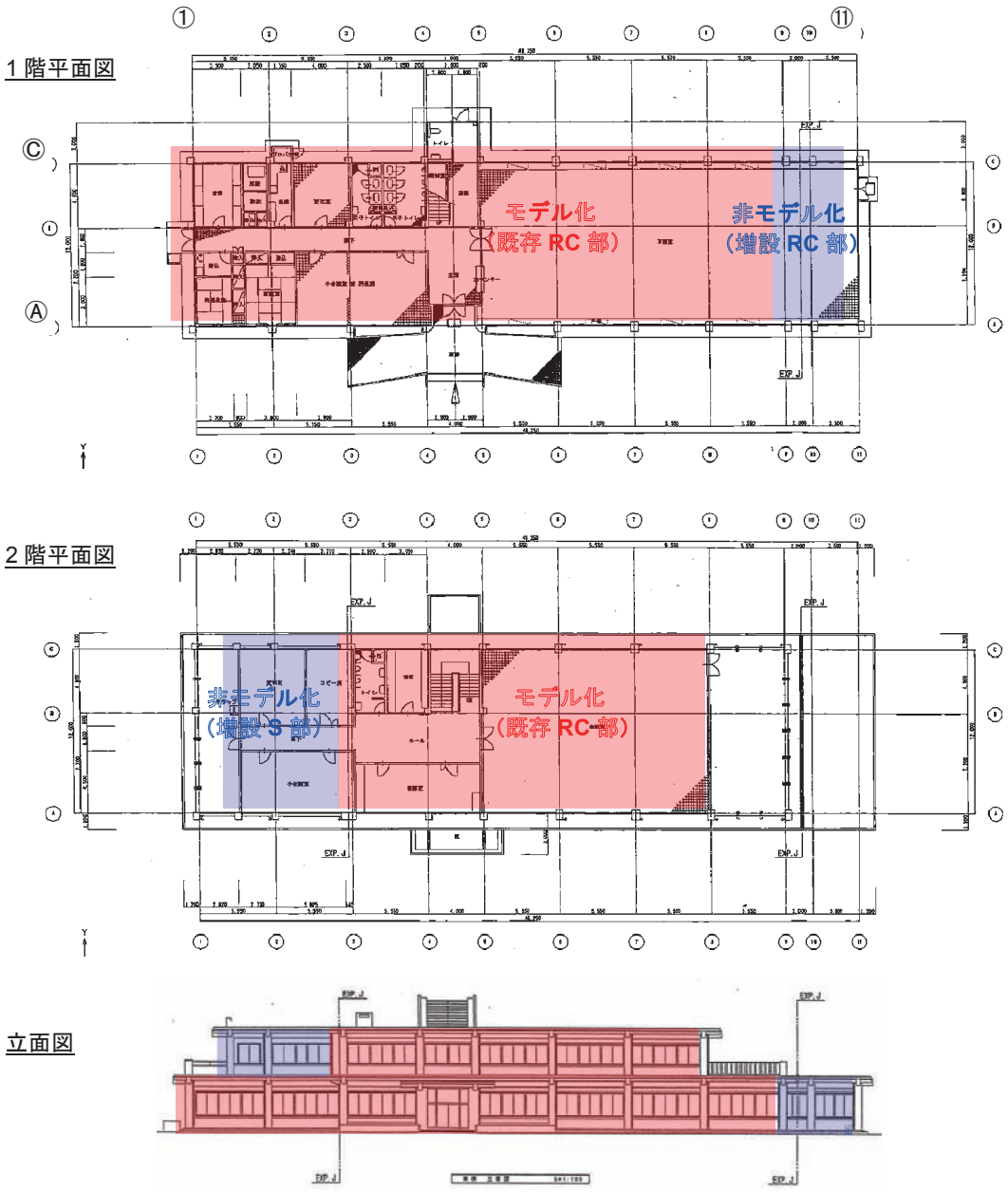


図 5.2.3.3-3　解析対象範囲

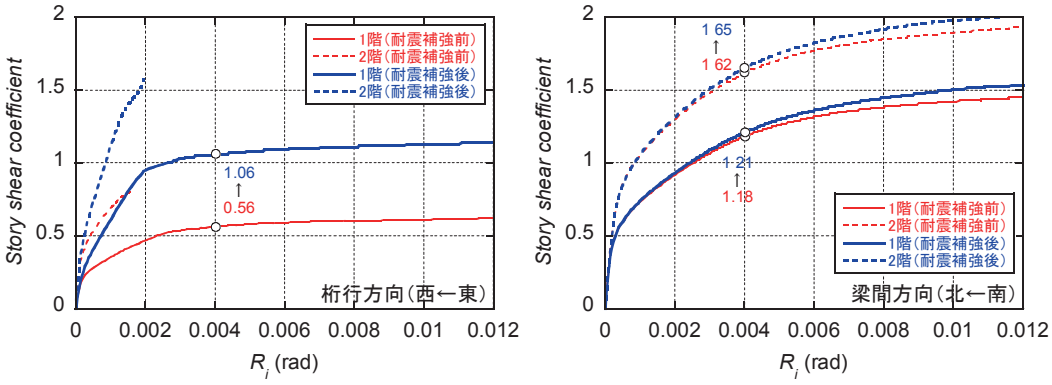


図 5.2.3.3-4　層せん断力係数－層間変形角

耐力割増及び偏心改善による応答低減効果

ねじれ挙動を低減するには、建築物全体の耐力を割り増す方法と偏心を改善する方法が考えられる。前述の耐震補強後のモデルを基準モデル（「立体解析モデル」とする）とし、材料強度（鉄筋降伏強度及びコンクリート圧縮強度）を一律 1.5 倍したモデルを「耐力割増モデル」、増設 RC 造を新たにモデル化して既存 RC 造に接合し（桁行、梁間方向ともに力を伝達できる）、東端の 11 通り構面の A-B 間に妻壁（壁厚 120mm、壁筋 D10@200）を設けたモデルを「偏心改善モデル」とし、梁間方向以外の変位を拘束した「並進モデル」と比較することにより、両者の応答低減効果を検証する。耐力割増モデル及び偏心改善モデルともに、R_i=1/250rad 時の 1 階層せん断力係数（ベースシヤ係数）は並進モデルと同程度とした。偏心改善モデルの増設 RC 造（既存 RC 造とは建設年が異なる）のコンクリート強度及び鉄筋降伏強度は、耐震診断時の数値に基づいてそれぞれ 29N/mm^2 及び 343N/mm^2 とし、増設 RC 造の重量として 707kN を 1 階の重量に加えた。検討は梁間方向（北←南）について行った。

それぞれのモデルに対して静的漸増載荷解析を行って得られたベースシヤ係数－1 階層間変形角関係を図 5.2.3.3-5 に、ベースシヤ係数－1 階Ⓐ-⑨節点（剛心から最も遠い点）の梁間方向層間変形角関係を図 5.2.3.3-6 に、ベースシヤ係数及び 1 階Ⓐ-⑨節点梁間方向層間変形角の値を比較したものを表 5.2.3.3-2 にそれぞれ示す。

立体解析モデルと並進モデルの解析結果を比較すると、1 階層間変形角 1/250 時（F=1.0）及び 1/150 時（F=1.27）では、立体解析モデルの方がそれぞれ約 20%及び約 15%低いベースシヤ係数を示した。耐震診断の設計図書によれば、本建築物の 1 階梁間方向の耐震診断基準偏心率は 0.127 で、これに対応する形状指標は 0.9 であることから、骨組解析による立体解析モデルと並進モデルの耐力差は、偏心率に関する形状指標による低減率より若干大きい値となった。また、1 階Ⓐ-⑨節点の梁間方向層間変形角は、表 5.2.3.3-2 に示す通り、立体解析モデルが並進モデルに比べて C_B=1.0 時で約 2.9 倍、C_B=1.5 時で約 4.4 倍の過大な応答を示した。

耐力割増モデルと並進モデルの解析結果を比較すると、図 5.2.3.3-5 から分かるように、ベースシヤ係数 1.5 付近まで耐力割増モデルと並進モデルはほぼ同等の挙動を示した。しかし、図 5.2.3.3-6 の 1 階Ⓐ-⑨節点の梁間方向層間変形角で比較すると、立体解析モデルに比べれば応答は大幅に低減されたものの、耐力割増モデルは並進モデルに比べて C_B=1.0 時で約 1.7 倍、C_B=1.5 時で約 1.8 倍となった。

偏心改善モデルと並進モデルの解析結果を比較すると、耐力割増モデルと同様、ベースシヤ係

数 1.5 付近までは並進モデルとほぼ同じ挙動を示した。また、1 階Ⓐ-⑨節点の梁間方向層間変形角で比較しても、並進モデルとほぼ同程度の値に抑えられることが分かった。

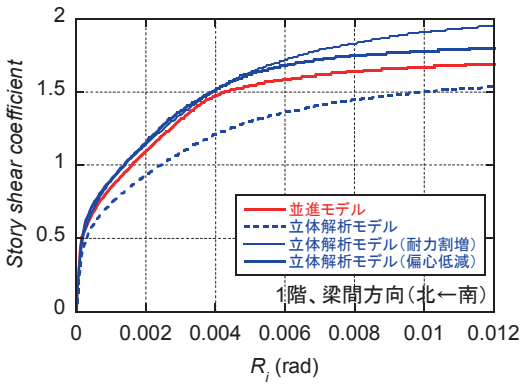


図 5.2.3.3-5 ベースシヤ係数－1 階層間変形角関係の比較

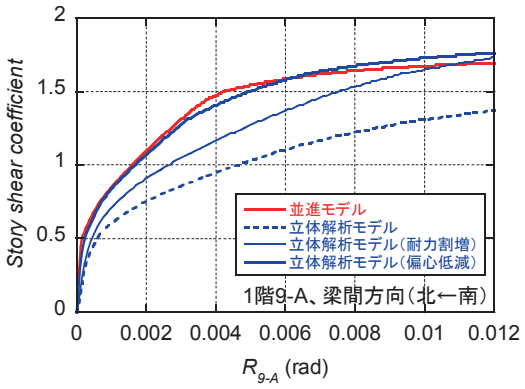


図 5.2.3.3-6 1 階Ⓐ-⑨節点の梁間方向層間変形角の比較

表 5.2.3.3-2 ベースシヤ係数及び 1 階Ⓐ-⑨節点梁間方向層間変形角の比較

	ベースシヤ係数		1 階Ⓐ-⑨層間変形角（×10^{-2}rad）	
	R_i=1/500rad 時	R_i=1/250rad 時	C_B=1.0 時	C_B=1.5 時
並進モデル	1.11	1.48	0.162	0.419
立体解析モデル	0.94	1.21	0.463	1.850
耐力割増モデル	1.14	1.51	0.268	0.753
偏心改善モデル	1.16	1.52	0.170	0.491

3) 弾塑性地震応答解析

検討に使用する地震波

本建築物の近隣では、K-NET 観測点（IBR004）[5.2.3-1)] と JMA 観測点 [5.2.3-10)] の 2 か所で観測された東北地方太平洋沖地震の本波形が公開されている。本建築物との両者の位置関係を図 5.2.3.3-7 に示す。本建築物から観測点までの直線距離は、K-NET（IBR004）が約 0.9km、JMA が約 1.6km である。加速度波形及び加速度応答スペクトルを図 5.2.3.3-8 及び図 5.2.3.3-9 に示す。図 5.2.3.3-8 に示す両者の最大加速度を比較すると、各成分とも K-NET（IBR004）観測波が JMA 観測波の約 3 倍となった。また、加速度応答値に関しては、図 5.2.3.3-9 より、周期が 0.5 秒より長い領域においては K-NET（IBR004）観測波と JMA 観測波にそれほど大きな差は見られないが、0.5 秒より短い周期では K-NET（IBR004）観測波の方が大きな値を示しており、ピークが見られる周期は、K-NET（IBR004）観測波で 0.1～0.2 秒、JMA 観測波で 0.3～0.5 秒と両者で大きく異なる。本検討では、東北地方太平洋沖地震の本波形のうち 14 時 48 分 26 秒からの 40 秒間（K-NET（IBR004）観測波の 90～130 秒、JMA 観測波の 86～126 秒）を使用する。積分時間刻みは 0.01 秒、粘性減衰は初期剛性比例型で減衰定数 3%とした。

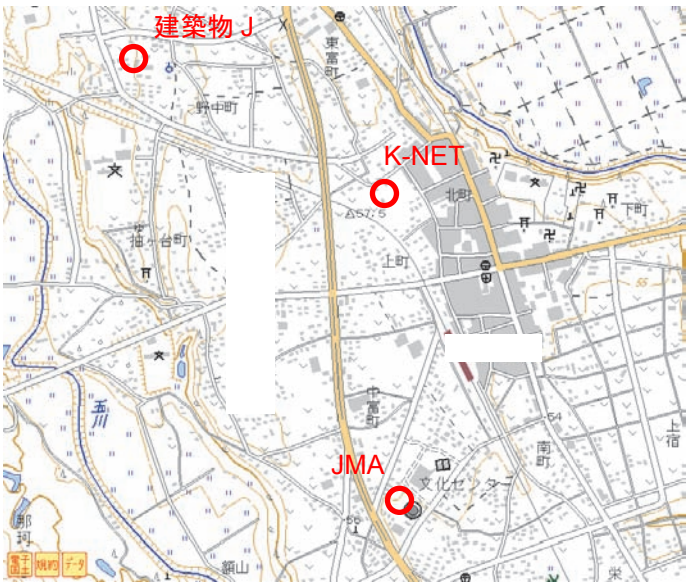
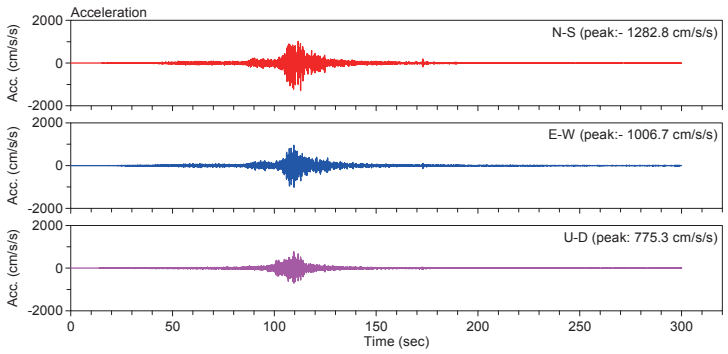
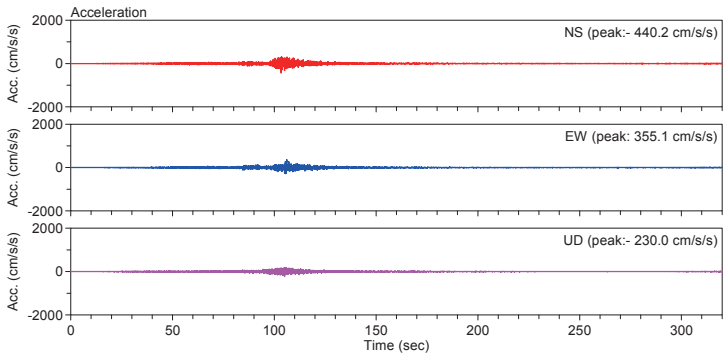


図 5.2.3.3-7　本建築物と各観測点の位置関係

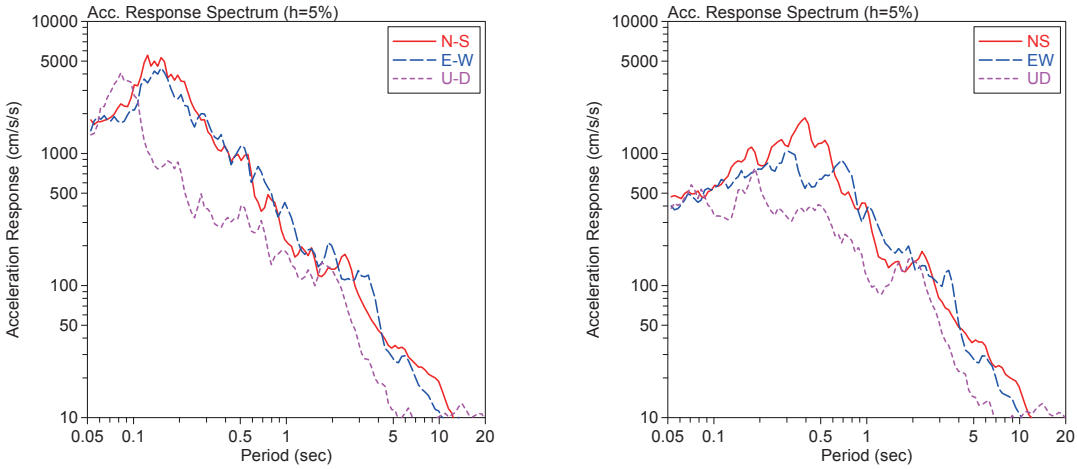


(a) K-NET (IBR004) 観測波



(b) JMA 観測波

図 5.2.3.3-8　加速度波形



(a) K-NET (IBR004) 観測波　　(b) JMA 観測波

図 5.2.3.3-9　加速度応答スペクトル

JMA 観測波を入力した場合

立体解析モデルに対して、JMA 観測波を用いて弾塑性地震応答解析を行い、得られたベースシヤ係数－1 階層間変形角関係を図 5.2.3.3-10 に、1 階Ⓐ-⑨節点の層間変形角オービットを図 5.2.3.3-11 にそれぞれ示す。

JMA 観測波ではほぼ全ての部材が降伏以前の範囲に収まり、1 階重心位置での最大応答は桁行、梁間方向ともに 1/1000rad 前後と非常に小さい値となった。また、実際に圧壊や主筋が降伏したと推定される残留曲げひび割れが確認された 1 階Ⓐ-⑨通り（柱の損傷度 IV）における梁間方向

の最大応答は約 1/500rad に留まっており、JMA 観測波を用いた場合、本建築物で確認された実際の損傷状況よりも被害が小さく評価される結果となった。

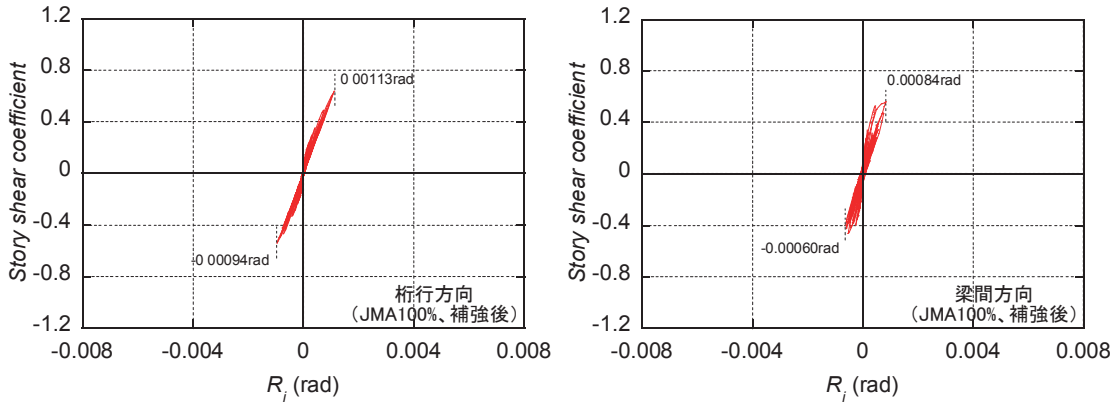


図 5.2.3.3-10　立体解析モデルのベースシヤ係数－1 階層間変形角関係（JMA 観測波）

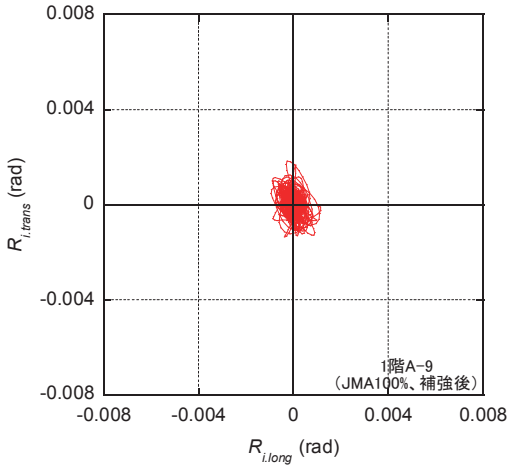


図 5.2.3.3-11　1 階Ⓐ-⑨節点の層間変形角オービット（JMA 観測波）

K-NET 観測波を入力した場合

立体解析モデルに対して、K-NET（IBR004）観測波を用いて弾塑性地震応答解析を行い、得られたベースシヤ係数－1 階層間変形角関係を図 5.2.3.3-12 に、1 階Ⓐ-⑨節点の層間変形角オービットを図 5.2.3.3-13 にそれぞれ示す。1 階Ⓐ-⑨節点における梁間方向の最大応答は約 1/150rad となり、柱が大きな損傷を受けた実際の被害と整合する。一方で、1 階重心位置での最大応答は桁行方向が約 1/200rad、梁間方向が約 1/400rad となり、桁行方向はほぼ層降伏の状態に至ったが、実際には、部材が降伏したと推定されるような被害を受けたのは東側構面の一部の部材で、西側構面の損傷は軽微であったことから、層降伏には至っていないと考えられる。したがって、K-NET（IBR004）観測波では本建築物で確認された実際の損傷状況よりも被害が過大に評価される結果となった。また、K-NET（IBR004）観測波では、本建築物の弾性固有周期に近い周期帯において JMA 観測波の数倍の加速度応答値を示しており、このことが 2 つの観測波を入力して得られた解析結果に大きな違いを生み出したものと考えられる。

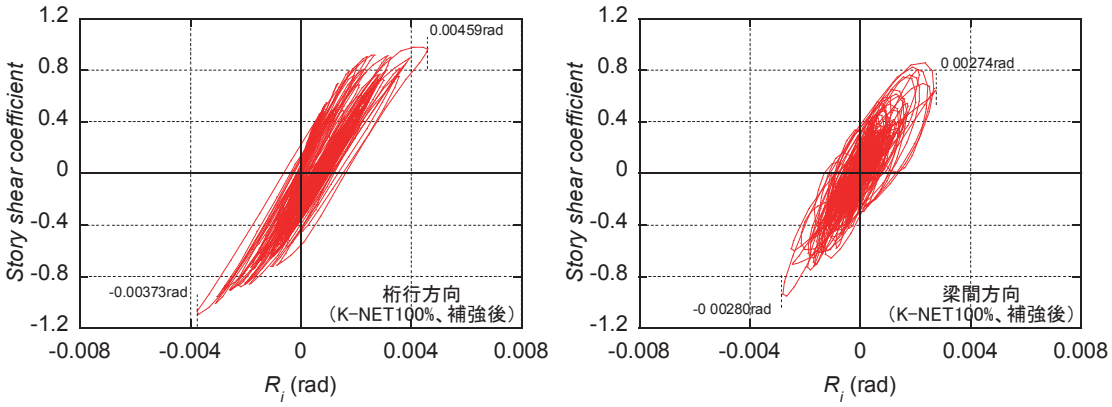


図 5.2.3.3-12　立体解析モデルのベースシヤ係数－1 階層間変形角関係（K-NET（IBR004）観測波）

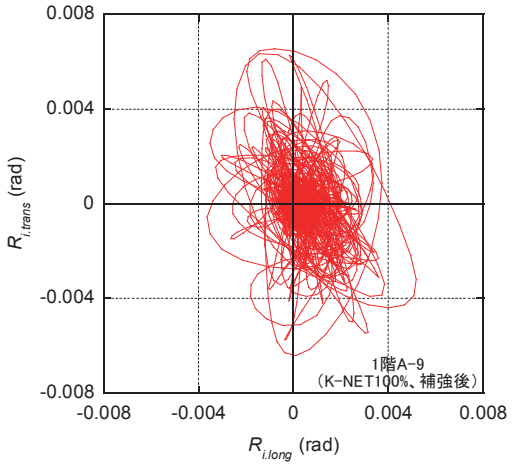
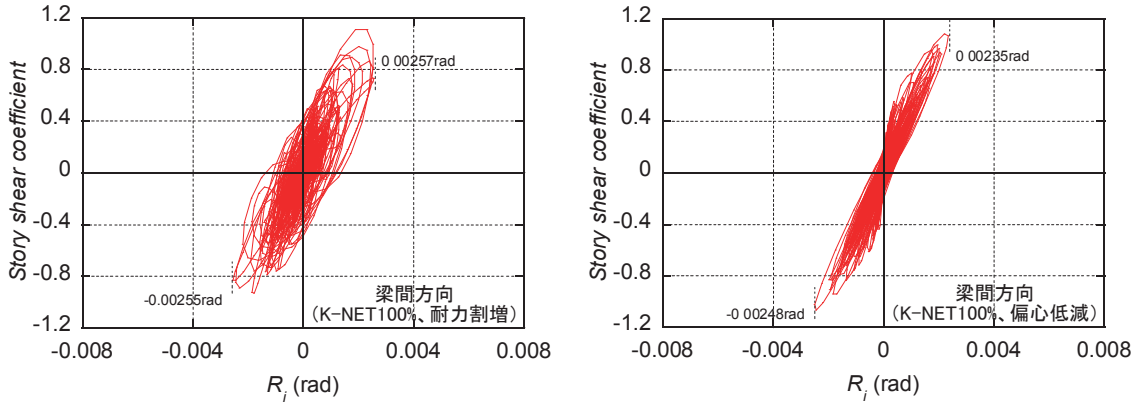


図 5.2.3.3-13　1 階Ⓐ-⑨節点の層間変形角オービット（K-NET（IBR004）観測波）

耐力割増及び偏心改善による応答低減効果

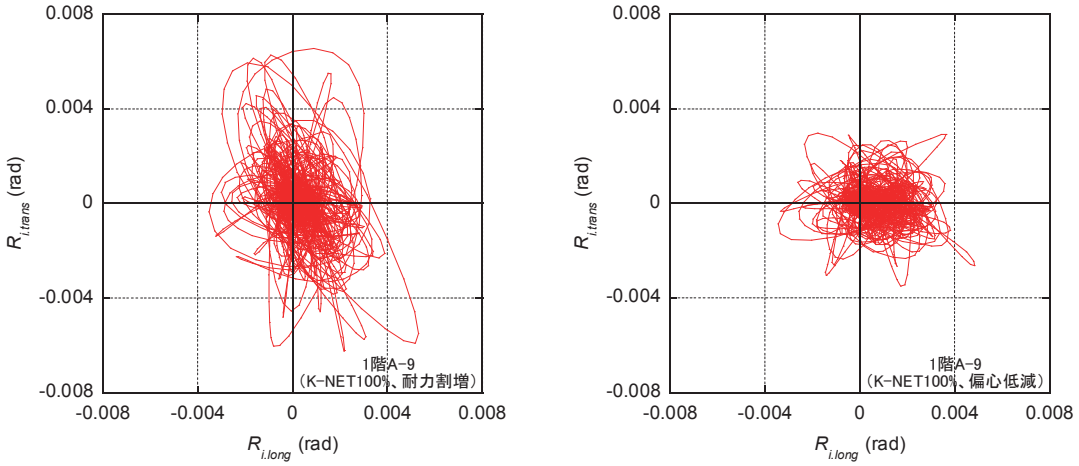
耐力割増モデル（材料強度を一律 1.5 倍）及び偏心改善モデル（増設 RC 造と一体化し、妻壁増設）に対して、K-NET（IBR004）観測波を用いた地震応答解析を行い、それぞれの応答低減効果を検証する。得られた梁間方向のベースシヤ係数－1 階層間変形角関係を図 5.2.3.3-14 に、1 階Ⓐ-⑨節点の層間変形角オービットを図 5.2.3.3-15 にそれぞれ示す。図 5.2.3.3-12 と図 5.2.3.3-14 を比較すると、1 階の梁間方向最大応答は両者とも立体解析モデルに比べて若干の低減は見られたが、それほど大きな差とはならなかった。一方で、1 階Ⓐ-⑨節点については、耐力割増モデルでは立体解析モデルからほとんど最大応答が低減されなかったのに対して、偏心改善モデルでは立体解析モデルの約半分にまで低減された。

剛床仮定を用いた本解析は一つの検討例であり、偏心によるねじれが大きい場合には面内で応力を伝達できなくなって、剛性の低い構面の変形がさらに助長される可能性もある。一般論としては、偏心が大きな建築物に対しては単に耐力を割り増すのではなく、偏心を改善する方策についても併せて検討することが重要であると考えられる。



(a) 耐力割増モデル　　(b) 偏心改善モデル

図 5.2.3.3-14　梁間方向のベースシヤ係数－1 階層間変形角関係（K-NET（IBR004）観測波）



(a) 耐力割増モデル　　(b) 偏心改善モデル

図 5.2.3.3-15　1 階Ⓐ-⑨節点の層間変形角オービット（K-NET（IBR004）観測波）

(e) まとめ

ここでは、東北地方太平洋沖地震で被災した茨城県内の建築物 J について、耐震補強の概要及び補強前後の耐震診断結果の概要を説明するとともに、静的漸増載荷解析および地震応答解析を行い、これらの解析結果と実際の被災状況を比較した。得られた知見を以下に示す。

- 本建築物は耐震補強済であったが、7～9 通り構面の梁間方向に集中して大きな損傷（柱のせん断破壊、曲げひび割れ及びコンクリート圧壊、梁端部及び中央部の曲げひび割れ）が発生した。5 通りより西側の構面には耐力壁が多く配置されているのに対して、6 通りより東側の構面は梁間 12m を 1 スパンで飛ばした形式で、梁間方向の偏心が大きい平面配置であったことが原因と考えられる。
- 静的漸増載荷解析では、桁行方向の層せん断力係数が耐震診断（第 3 次診断）の C 値とほぼ同等の値を示した。一方で、梁間方向の層せん断力係数は耐震診断の C 値をやや上回る結果となった。骨組解析では基礎固定としたのに対して、耐震診断では杭の引き抜き抵抗力を無視したためであると考えられる。

・ 耐震補強後のモデル（「立体解析モデル」）を基準モデルとして、梁間方向以外の変位を拘束した「並進モデル」、材料強度を一律 1.5 倍した「耐力割増モデル」、増設 RC 造との接合及び妻壁増設を行った「偏心改善モデル」に対して静的漸増載荷解析を行い、それぞれのモデルが示す挙動について比較・検討を行った。耐力割増モデルと偏心改善モデルは、ベースシヤ係数 1.5 付近まで並進モデルと同等のベースシヤ係数－1 階層間変形角関係を示したものの、ねじれ挙動の影響を最も受ける東端構面の節点の層間変形角については、偏心改善モデルでは並進モデルと同程度に抑えられたが、耐力割増モデルでは並進モデルを大きく上回る結果となった。
・ 地震応答解析では、本建築物の近隣 2 箇所で観測された加速度記録（K-NET（IBR004）、JMA）を用いて検討を行った。実際の損傷状況と比較すると、JMA 観測波を入力した場合の応答は過小であり、K-NET（IBR004）観測波を入力した場合の応答は過大であると考えられる。
・ 立体解析モデル、耐力割増モデル及び偏心改善モデルに対して地震応答解析を行い、それぞれのモデルが示す挙動について比較・検討を行った。1 階の梁間方向最大応答については、耐力割増及び偏心改善により若干の低減が見られた。東端構面の節点の層間変形角については、耐力割増では最大応答がほとんど低減されなかったのに対し、偏心改善では約半分にまで低減された。本検討結果はあくまで一例に過ぎないが、一般に偏心が大きな建築物に対しては、単に耐力を割り増すのではなく、まず偏心を改善する可能性について検討することが推奨される。

5.2.4 まとめ

1) 2011 年東北地方太平洋沖地震による RC 造建築物の被害を分類し、1995 年兵庫県南部地震による RC 造建築物の被害分類と比較した。その結果、部材レベルの被害としては兵庫県南部地震で報告されたものとほぼ同じ被害が今回の東北地方太平洋沖地震でも発生したが、建築物の層レベルでの破壊に関しては、僅かに発生しただけで非常に少なかった。特に現行耐震基準により設計された建築物では、そのような層レベルでの被害は見られていない。これは、今回の地震動の特徴として、建築物が破壊に至るような周期帯のパワーが大きくはなかったことが要因の一つであると考えられる。
2) 今回見られた被害を技術基準の観点から見ると、その大部分に対しては、これまでの地震被害に基づく技術基準の見直し等により、対処されていると考えられる。
3) 地震動による重大な構造被害は比較的少なかったにも係わらず、旧耐震基準で建設された RC 造建築物で、継続使用できなくなるほどの大きな被害を受けた事例が見られた。明らかに軸変形が分かるような短柱のせん断破壊や耐力壁のせん断破壊のような重大な構造被害を受けた建築物もあれば、構造部材の損傷は比較的軽微であっても、非構造壁の破壊、内外装材の落下、方立て壁のせん断破壊などの非構造部材の被害、並びに、それに伴う落下危険物の存在により、継続使用を見合わせたケースも確認された。既存建築物の地震時における機能維持のためには、耐震改修を行って構造安全性を確保するのみならず、非構造部材の損傷軽減も重要であることを改めて示したものといえる。
4) 被災した RC 造建築物 3 棟に対して、静的漸増載荷解析および地震応答解析を実施した。
   短柱のせん断破壊により大きな被害を受けた建築物について、静的漸増載荷解析に基づい

て等価１自由度系に近似した建築物モデルを用いた地震応答解析を行ったところ、実際の被害状況と整合する結果が得られた。併せて、腰壁・垂れ壁に構造スリットを設けた場合についても解析を実施し、等価１自由度の応答では実在建築物のモデルに比べて変形の増加はほとんど見られず、1 階の層間変形角も柱梁純フレーム構造物であれば十分靭性が期待できる変形角に収まることを確認した。

兵庫県南部地震以降、今回の東北地方太平洋沖地震までに発生した被害地震では、旧耐震基準で設計された鉄筋コンクリート造建築物に最も多く見られた構造被害の一つとして、腰壁付き短柱のせん断破壊が挙げられ、これを防止する手段として腰壁に構造スリットを設けることが有効である。原則として、耐震性が十分でない建築物に高い優先度を与えて耐震改修に取り組んでいくべきではあるが、建築物全体の補強を含めた耐震改修工事は工期、予算、耐用年数等の観点から困難となっている場合が少なくない。したがって、一定以上の強度と靭性能が確認された純ラーメン建築物では、あくまで応急的な処置ではあるが、腰壁および垂れ壁に対する構造スリットを設ける工事を先行させ、短柱のせん断破壊を防止できれば地震被害の軽減に効果的であると考えられる。

一方、偏心の大きな建築物について、耐力割増または偏心改善を行った建築物モデルを作成して地震応答解析を実施した結果、偏心改善モデルではねじれ挙動の改善が見られたものの、耐力割増モデルではそのような効果はほとんど確認できなかった。限られた検討の範囲であるが、一般に偏心が大きな建築物に対しては、単に耐力を割り増すのではなく、まず偏心の改善について検討することが推奨される。

謝辞：

5.2.3 項では、独立行政法人防災科学技術研究所の K-NET の観測記録等を使用させていただきました。関係各位に謝意を表します。

参考文献：

（5.2.1 項の参考文献）

5.2.1-1） 国土技術政策総合研究所，建築研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震調査研究（速報）（東日本大震災），2011 年 5 月

5.2.1-2） 日本建築学会：2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，pp.23-24，2011 年 7 月

5.2.1-3） 例えば，日本建築学会：2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，pp.402-438，2011 年 7 月

5.2.1-4） 例えば，日本建築学会：2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，p.98，2011 年 7 月

5.2.1-5） 平成 7 年阪神・淡路大震災　建築震災調査委員会報告書－集大成版－，平成 8 年 3 月

5.2.1-6） 国土交通省住宅局平成 18 年 5 月 12 日記者発表資料，
（http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha07/07/070627_2/03.pdf）

5.2.1-7） 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計－特徴的被害の原因と設計への提案－，1998 年 10 月

（5.2.2 項の参考文献）

5.2.2-1)　日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2001 年 9 月

（5.2.3 項の参考文献）

5.2.3-1)　防災科学技術研究所 強震観測ネットワーク K-NET
(http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/)

5.2.3-2)　上之薗隆志，飯場正紀，斉藤大樹，五十田博：三陸沖地震被害調査報告（案），2003 年 6 月
(http://www.disaster.archi.tohoku.ac.jp/Saigai/tohoku/SWG2-2(saito).pdf)

5.2.3-3)　国土交通省住宅局建築指導課，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日本建築行政会議監修：2007 年版　建築物の構造関係技術基準解説書，2007 年 8 月

5.2.3-4)　日本建築防災協会：2001 年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001 年 10 月

5.2.3-5)　KANGNING LI ：CANNY (Version.C03)，2003 年

5.2.3-6)　日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010 年

5.2.3-7)　ST ニューテック研究会: Screen-Version2.1,2002 年

5.2.3-8)　日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算用資料集,2001 年

5.2.3-9)　Taiki Saito：STERA_3D Technical Manual Version 3.2
(http://iisee.kenken.go.jp/net/saito/stera3d_j/index.html)

5.2.3-10)　気象庁強震波形（平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震）
(http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/kyoshin/jishin/110311_tohokuchiho-taiheiyouoki/index.html)

5.2.3-11)　日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2001 年 9 月

5.2 付録Ａ　鉄筋コンクリート造非耐力壁の損傷に関する実験的知見の整理

(1)　はじめに

東北地方太平洋沖地震による RC 造建築物の被害として、制振ダンパーによって耐震補強された建築物における非耐力壁の被害が確認された。耐震補強を行う際に、ある程度の変形から効果を発揮するような補強工法を採用する場合には、非耐力壁の損傷についても慎重な検討が求められることになるであろう。しかし、非耐力壁の各変形段階における損傷の程度に関する実験データは必ずしも十分に整備されているとはいえない。ここでは（独）建築研究所で行われた非耐力壁の損傷に着目した実験的検討の一例を示す。具体的には、縮小架構試験体の構造実験により得られた非耐力壁の層間変形角と損傷に関する知見と、実大架構試験体の構造実験によって得られた層間変形角とひび割れなどの損傷量に関する知見について概観する。

(2)　実験例 1（縮小架構試験体における構造実験）

実験概要

図 A-1 に試験体配筋図を示す。試験体は、ドア開口と窓開口を有するスリットのない一般的な非耐力壁を想定したもので、縮尺率は実大の 1/2.5 である。壁厚は 40mm で、壁筋は D4@100mm シングル（壁筋比：0.35%）である。側柱の断面は 240mm×240mm で、柱主筋は 8-D13、柱帯筋は D6@50mm（帯筋比：0.53%）、使用コンクリート強度は実強度で 34N/mm^2 である。図 A-2 に加力システムを示す。加力は一定軸力下（柱 1 本あたりの軸力比 0.1）における正負交番繰り返し漸増水平加力で、加力パターンは±1/6400rad.（約0.016%）、±1/3200rad.（約0.031%）、±1/1600rad.（約0.063%）、±1/800rad.（0.125%）、±1/400rad.（0.25%）、±1/200rad.（0.5%）、±1/100rad.（1.0%）である。

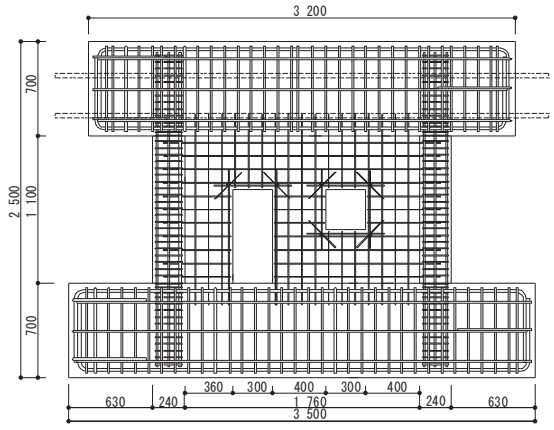


図 A-1　試験体配筋図

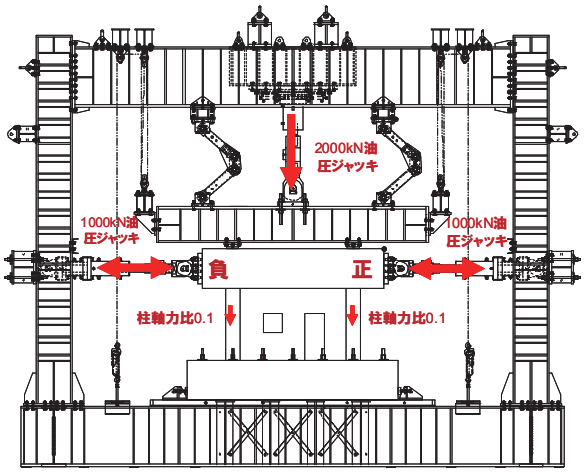


図 A-2　加力システム

実験結果

図 A-3 に荷重－変形関係を、写真 5.2.3-1 に 1/800rad. 以上の変形角における加力終了時の写真をそれぞれ示す。1/800rad. の加力終了時では、最大残留ひび割れ幅が 0.1mm に止まっているが、1/400rad. からひび割れ幅は急激に増大していることがわかる。また、1/200rad. では、ひび割れ幅の拡幅のみならず、圧壊や剥落などの現象が顕著となり、1/100rad. では、壁板はほぼ完全に破壊している。なお、本実験のような縮小試験体を用いた実験から得られるひび割れ幅の情報には寸法効果の影響が含まれるが、実大試験体との相関については今後の検討課題である。

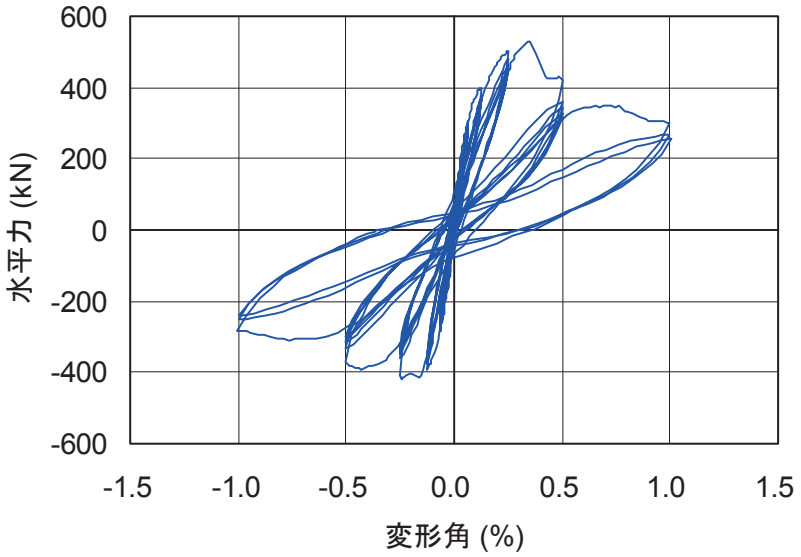
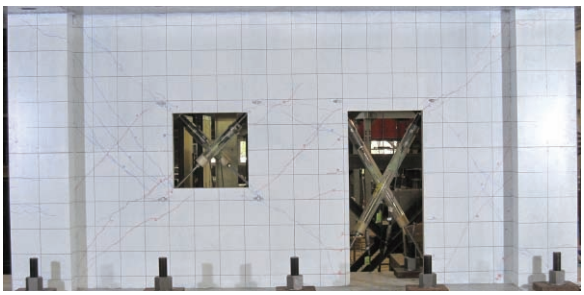
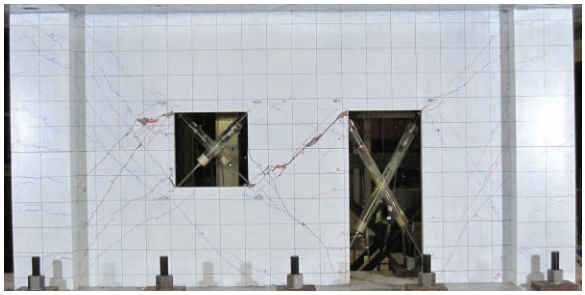


図 A-3 荷重－変形関係



(a)　1/800rad. 加力終了時（最大ひび割れ幅→ピーク時：0.4mm、除荷時：0.1mm）



(b)　1/400rad. 加力終了時（最大ひび割れ幅→ピーク時：3.0mm、除荷時：2.7mm）



(c)　1/200rad. 加力終了時（最大ひび割れ幅→ピーク時：12.0mm、除荷時：11.0mm）



(d)　1/100rad. 加力終了時（最大ひび割れ幅→計測終了）

写真 A-1　各変形角における加力終了時の損傷状況

(3)　実験例 2（実大架構試験体における損傷量分析）

実験概要

ここで取り上げる試験体は合計 2 体である。1 体目は全 3 シリーズ、2 体目は 1 シリーズの計 4 シリーズである。

1 体目の試験体は、実在する共同住宅の北側構面を模擬した 2 本の柱と 1 本の梁からなる実大の平

面 RC 造架構（以降「平面 RC 造架構」）で、構面内に開口付き非耐力壁が設けられている。最初の実験シリーズは、スリットを設けず非耐力壁を周辺架構と一体として施工した試験体（以下、剛接試験体[A-1)]）である。実験は、まず剛接試験体で増分載荷（1/120rad.(0.83%)まで）を行った後に、損傷した非耐力壁を除去した試験体(以下､架構試験体)で剛性･耐力を確認するための加力(1/120rad.(0.83%))を行った。その後、部分スリット（スリット部の壁厚は 30mm）を有する非耐力壁を新たに当該架構に取り付け（以下、部分スリット試験体[A-1)]）、柱や梁部材が大きく損傷するまで載荷した。

2 体目の試験体は、4 本柱（加力方向に対して 2 構面）からなる実大の立体 RC 造 1 層試験体(高さ 2.4m)で、桁行方向は 5.3m、梁間方向は 7.0m のラーメン架構（以降、「立体 RC 造架構」）である。桁行方向には、RC 造非耐力壁が完全スリットの仕様で取り付いている（以下、完全スリット試験体[A-2､A-3)]）。加力は桁行方向に対して行い、完全スリットを有する非耐力壁の損傷のデータを収集した。各試験体の非耐力壁の諸元を表 A-1 に示す。ひび割れ幅や本数などの損傷量は試験体の寸法効果の影響を受けるので、それを避けるため実験では実大規模の試験体を使用した。以上の試験体に正負交番漸増繰り返し載荷を行い、非耐力壁に生じる損傷を評価した。

表 A-1　各試験体の非耐力壁部材の形状・配筋一覧

架構形式	実験シリーズ	内法長さ×内法高さ (mm)	壁厚 (mm)	壁筋 (縦･横壁筋)	開口補強筋	スリット部分詳細
平面RC造架構	剛接試験体	4600×2050	120	D10(SD295) シングル	1-D13 (SD295)	なし
	部分スリット試験体					スリット幅25mm D10,D13(SD295)@250
立体RC造架構	完全スリット試験体	4600×2050	120	D10(SD295) シングル	1-D13 (SD295)	スリット幅25mm D10(SD295)@400

荷重変形関係と破壊過程

剛接試験体では、柱脚と梁端の主筋が全て降伏したのは変形角+1/120rad.(0.83%)の 1 サイクル目であり、最大耐力は 2407kN、架構試験体の最大耐力は 1543kN であった。部分スリット試験体では、1/800rad.(0.125%)でスリット部分が損傷し､壁部材と周辺架構が構造的に絶縁される効果が確認された。+1/300rad.(0.33%)の 1 サイクル目においてドア開口上部の補強筋が降伏し、続いて+1/200rad.(0.5%)の 1 サイクル目においてスリット内に配された壁筋が降伏した。最大耐力は 1802kN であった。以上の結果から､RC 壁が降伏時変形における耐力および剛性に寄与していることが分かる。

完全スリット試験体は、正負方向とも変形角 1/100rad.(1.0%)前後で架構が降伏した後、緩やかな耐力の上昇が見られ、正負方向とも変形角 1/33rad.(3.3%)で水平力の最大値 4286kN に達し、履歴ループは紡錘型の形状を示した。梁端部の主筋および柱脚の主筋がそれぞれ降伏しており、梁曲げ降伏型となっていることが確認されている。

損傷量比較

実験においては、ピーク時のひび割れと除荷時のひび割れの双方の損傷を計測しているが、被災後の状況においては除荷時のひび割れ情報がより重要となる。そこで、壁面に発生した全ひび割れ長さを壁面積（表 A-1 の内法寸法による面積から開口部の面積を除く）で除した残留ひび割れの割合（以下、総ひび割れ率）の比較を行う。なお、剛接試験体は部材角 0.83%、部分スリット試験体は部材角

1.0%のときに加力を終了しており[A-1]、完全スリット試験体は部材角 2.0%まで加力を行っている[A-2]。

図 A-4 に取り付け工法別の経験最大部材角―総ひび割れ率の関係を示す。部材角 0.125%から剛接壁の加力を終了した部材角 0.83%までの総ひび割れ率の大小関係は、大きい方から剛接試験体、部分スリット試験体、完全スリット試験体の順となり、完全スリット試験体のひび割れ率に対して剛接試験体と部分スリット試験体はそれぞれ約 3 倍、2 倍のひび割れ量となる。以上のように、部分スリット試験体と完全スリット試験体にひび割れ率の差があることから、完全スリットの方が部分スリットよりも損傷低減に有効であるものの、非耐力壁部材を無損傷状態に保つことは難しいことも示唆している。

ひび割れ幅に着目すると、剛接試験体は部材角 0.125%から幅 0.2㎜ 以上の残留ひび割れが発生し、部材角 0.83%では全体の 5 割程度を占める。部分スリット試験体は部材角 0.25%から幅 0.2㎜ 以上のひび割れが発生し、0.83%では全体の 6 割程度を占める。完全スリット試験体は、部材角 0.125%から幅 0.2㎜ 以上のひび割れが発生し、0.83%で全体の 7 割程度となる。これより、非耐力壁部材に構造スリットを設けることで残留時の総ひび割れ量を抑えることができるが、幅の大きなひび割れが支配的であることが分かる。

図 A-5 に取付け工法別の部材角―コンクリート剥落率（壁面積（前出と同定義）に対するコンクリートの剥落面積の比率）関係を示す。剛接、部分スリット試験体では部材角 0.5%からコンクリートの剥落が確認され、完全スリット壁では部材角 0.83%から確認された。部材角 0.83%時における剥落量は、剛接試験体、部分スリット試験体、完全スリット試験体の順で小さくなり、ひび割れ量と同様にコンクリート剥落についても取付け工法次第で損傷量を低減できることが分かる。

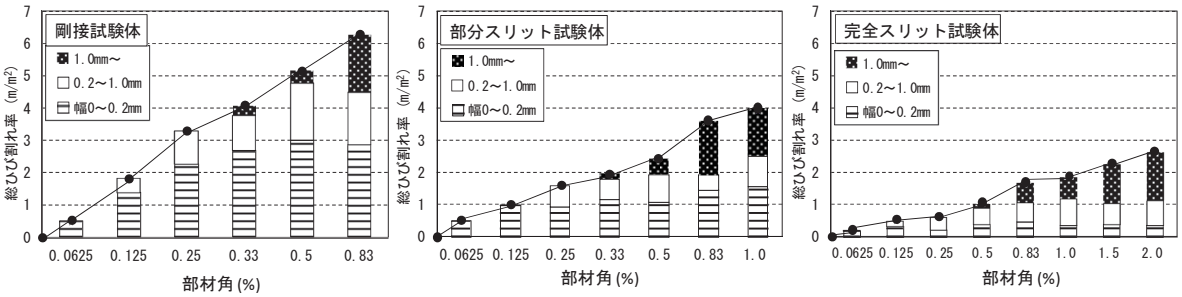


図 A-4　非耐力壁部材の部材角―総残留ひび割れ率関係

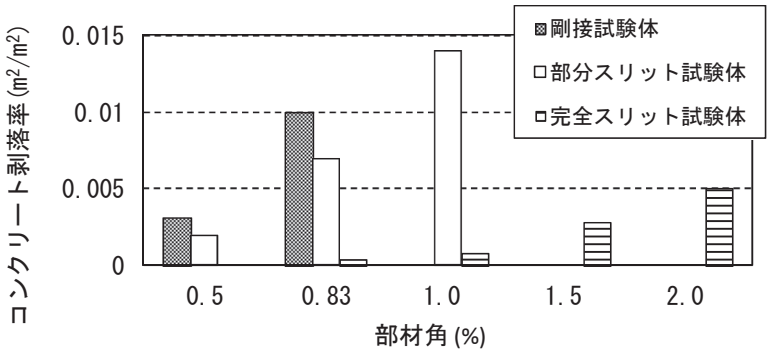


図 A-5　非耐力壁部材の部材角―コンクリート剥落率関係

(4) まとめ

非耐力壁部材の損傷について、これまでに建築研究所で実施した非耐力壁に関する構造実験結果を概観し、縮小架構試験体の構造実験により得られた非耐力壁の層間変形角と損傷に関する知見と、実大架構試験体である剛接試験体、部分スリット試験体、完全スリット試験体の構造実験によって得られた層間変形角とひび割れなどの損傷量に関する知見を以下のようにとりまとめた。

[縮小架構実験]

1. 部材角 1/800rad.では、最大残留ひび割れ幅は 0.1㎜に止まっていた。
2. 部材角 1/400rad.では、ひび割れ幅が急激に増大し、最大残留ひび割れ幅は 2.7㎜となった。
3. 部材角 1/200rad.では、ひび割れ幅の拡幅のみならず圧壊や剥落などの現象が顕著となり、1/100rad.では壁板はほぼ完全に破壊した。
4. 本実験のような縮小試験体を用いた実験から得られるひび割れ幅の情報には寸法効果の影響が含まれるので、実大試験体との相関については今後の検討課題である。

[実大架構実験]

1. 部材角 0.125%から剛接壁の加力を終了した部材角 0.83%までの総ひび割れ率の大小関係は、大きい方から剛接壁、部分スリット壁、完全スリット壁の順となるが、完全スリット壁であっても非耐力壁部材を無損傷状態に保つことは難しい。
2. 非耐力壁部材は、構造スリットを設けることで残留変形時の総ひび割れ量を抑えることができるが、幅の大きなひび割れが支配的になる。
3. 部材角 0.83%における剥落量は、剛接試験体、部分スリット試験体、完全スリット試験体の順で小さくなり、コンクリート剥落についてもひび割れ量と同様に取付け工法次第で損傷量を低減できる。

以上の検討より、非耐力壁部材が周辺架構に取り付く条件の違いを考慮して、実大規模の非耐力壁部材の損傷をひび割れ量やコンクリートの剥落量で定量的に示すことができれば、時刻歴応答解析などによって最大応答変位が直接算定されるダンパー補強においては、要求される応答変位に抑えるために必要なダンパー量を定める際の有用な情報となり得る。

参考文献：

A-1) 向井智久、斎藤大樹、衣笠秀行、福山洋：非耐力壁を有する実大 RC 造架構の修復性能評価に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.30、No.3、2008

A-2) 加藤博人ほか：地震による RC 造建築物の損傷状況・機能維持に着目した実大試験体実験（その１　実験概要)、日本建築学会大会学術講演梗概集(富山)、2010.9

A-3) 北代尚稔ほか：地震による RC 造建築物の損傷状況・機能維持に着目した実大試験体実験（その８　非構造 RC 外壁の計測概要と損傷状態)、日本建築学会大会学術講演梗概集(富山)、2010.9

5.2 付録Ｂ　詳細調査を実施したRC造建築物の建物概要及び被災度区分判定結果

1) 建築物 A（岩手県）

建築物概要

立面形状：　地上 3 階、地下階なし

平面形状：　桁行方向 6 スパン、梁間方向 3 スパン

建築物高さ：　10.5m（軒高）

面積：　建築面積 680.33m^2、延床面積 1643.49m^2

建設年：　1963 年

上部構造：　鉄筋コンクリート造耐力壁付きラーメン構造

基礎構造：　直接基礎

柱標準断面：　600mm×500mm、500mm×500mm（主筋：19φ、せん断補強筋：9φ-@250mm）
トイレ周辺の柱 3 本が極脆性柱（h_0/D=1.2）
北側構面柱は全て腰壁付き短柱（h_0/D=2.6）

使用材料：　コンクリート設計基準強度　Fc=18N/mm^2
コア抜き圧縮試験による実測強度　24.9N/mm^2（1 階）、14.4N/mm^2（2 階）、14.0N/mm^2（3 階）
鉄筋　材質不明

耐震診断：　2003 年実施済（Is=0.30、2003 年三陸南地震にて被災後、応急補強実施）

2003 年三陸南地震での被害概要

本建築物は 2003 年三陸南地震（気象庁震度 6 弱、K-NET（IWT013）での最大加速度 434gal）において被災し、日本建築学会東北支部地震災害調査 WG 速報会において建築研究所及び国土技術政策総合研究所の調査グループは初動調査の概要を報告している。そこでは、確認された被害として、極短柱 2 本のせん断破壊、北側構面せん断柱 1 本の打継ぎ部分の破壊、耐力壁のせん断ひび割れ（ひび割れ幅 2mm 程度）が報告されている。地震後には、せん断ひび割れの入った柱に対して、かぶりコンクリートの打ち直し及び鉄骨柱（H 形鋼を柱に外付けする）による応急補強が施されていた。また、東北地方太平洋沖地震での被害調査結果より、再びせん断破壊したトイレ周辺の柱のせん断補強筋はφ9-@125mm となっていた。

被害概要及び被災度区分判定結果

被災度区分判定基準[B-2)]に準拠して判定した鉛直部材の損傷度を図 B-1 に示す。東北地方太平洋沖地震により 1 階においてトイレ周辺の極脆性柱 2 本、北側構面せん断柱 4 本、内部耐力壁 1 枚がせん断破壊した。その他には、片側に腰壁を有する短柱、南側構面長柱の一部にせん断ひび割れが見られた。鉄骨柱による応急補強が行われていたものの、極脆性柱では 2003 年三陸南地震と同様の被害を被った（写真 B-2(a)）ため、明確な効果があったとは言えないが、北側構面のせん断柱では鉄骨柱を柱両脇にも付帯させており、周辺の短柱に比べて損傷度は小さくなった。ただし、柱両脇の鉄骨柱をアンカーしている柱脚部分のコンクリートが破壊していた（写真 B-2(b)）。架構内部の長柱及び西側の耐力壁 2 枚には、ひび割れが見られなかった。また、南側構面 2 階の腰壁付き短柱にも大きなせん断ひび割れが観察されている。被災度区分判定は、せん断柱が大きく被災している桁行方向に対して実施した。表 B-1 に示す通り、調査部材数はせん断柱 10 本（V：6 本、IV：1 本、III：2 本、0：1 本）、曲げ柱 8 本（IV：1 本、II：2 本、0：5 本）、両側柱付き壁 3 枚（V：1 枚、0：2 枚）であり、略算法によ

る耐震性能残存率 R は 57.8%となって「大破」と判定された。



(a) 南側構面



(b) 北側構面

写真 B-1　建築物外観



(a) 南側構面



(b) 北側構面

写真 B-2　応急補強した柱の被害状況



(a) 耐力壁のせん断破壊



(b) 短柱せん断破壊



(c) 長柱せん断ひび割れ

写真 B-3　柱及び耐力壁の被害状況

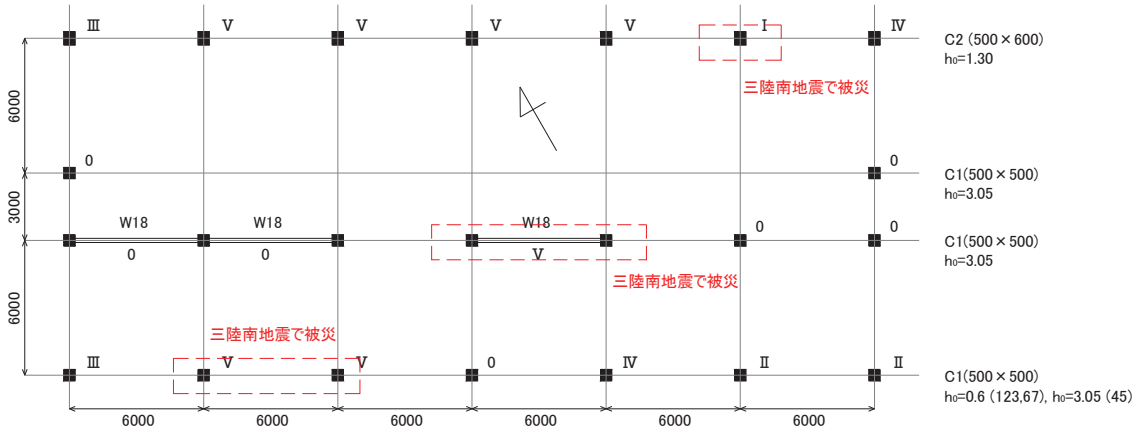


図 B-1　鉛直部材の損傷度（1 階桁行方向）

表 B-1　損傷度ごとの部材数

1 階 桁行方向		せん断柱	曲げ柱	両側 柱付壁
損傷度	0	1	5	2
	I	0	0	0
	II	0	2	0
	III	2	0	0
	IV	1	1	0
	V	6	0	1
調査部材数		10	8	3
総部材数		—	—	—

2）建築物 B（栃木県）

<u>建築物概要</u>

立面形状：　地上 3 階、地下階なし、塔屋 3 階

平面形状：　桁行方向 10 スパン、梁間方向 2 スパン

建築物高さ：　12.49m（19.26m：塔屋含む）

面積：　建築面積 764m^2

建設年：　1961 年

上部構造：　鉄筋コンクリート造耐力壁付きラーメン構造

基礎構造：　杭基礎（RC 杭：250φ）

柱標準断面：　550mm×550mm（主筋：12-25φ～20-25φ、せん断補強筋：9φ-@250）、
550mm×600mm（主筋：14-25φ～20-25φ、せん断補強筋：9φ-@250）

使用材料：　コンクリート　設計基準強度 Fc=180kgf/cm^2
鉄筋　材質不明

耐震診断：　未実施（2012 年度に実施予定であった）

被害概要及び被災度区分判定結果

写真 B-4 に建築物の外観を示す。外周の窓の大半は合板により塞がれた状態であった。本建築物は北側建物及び後述の建築物 B'と接続しており、接続部（Exp.J なし）でひび割れ及びコンクリートの剥落が確認された（写真 B-5）。北側建物の 1 階では柱や壁に僅かにひび割れが見られた程度で、構造的な被害はほとんど確認できなかった。

被災度区分判定基準[B-2)]に準拠して調査を行った結果、本建築物の 1 階では 4-L の腰壁付き短柱及び L 構面の片側袖壁付き柱に損傷度 III～IV の顕著なせん断ひび割れが発生していたほか（写真 B-6、写真 B-7）、K'構面のコア壁にもせん断ひび割れが見られた（写真 B-8）。北側構面の一部で 2 階以上がセットバックしており（写真 B-9）、その真下付近の部材に損傷が集中していた。また、10 構面の耐力壁には、ひび割れ幅 0.7㎜ のせん断ひび割れが確認された。

本建物の 1 階桁行方向に関する鉛直部材の損傷度調査結果を、図 B-2 及び表 B-2 にそれぞれ示す。大きな損傷を受けた部材が少なく、大半の柱が損傷度 0～I であった。略算法によって計算された耐震性能残存率 R は 87.7%であり、被災度は「小破」となった。



写真 B-4　建築物外観（南面）



写真 B-5　建築物 B'との接続部（2 階）



写真 B-6　腰壁付き短柱のせん断ひび割れ
（1 階 4-L、損傷度 III）



写真 B-7　片側袖壁付き柱のせん断ひび割れ
（1 階、損傷度 IV）



写真 B-8　耐力壁のせん断ひび割れ
（1 階、損傷度 II）



写真 B-9　北側構面のセットバック状況

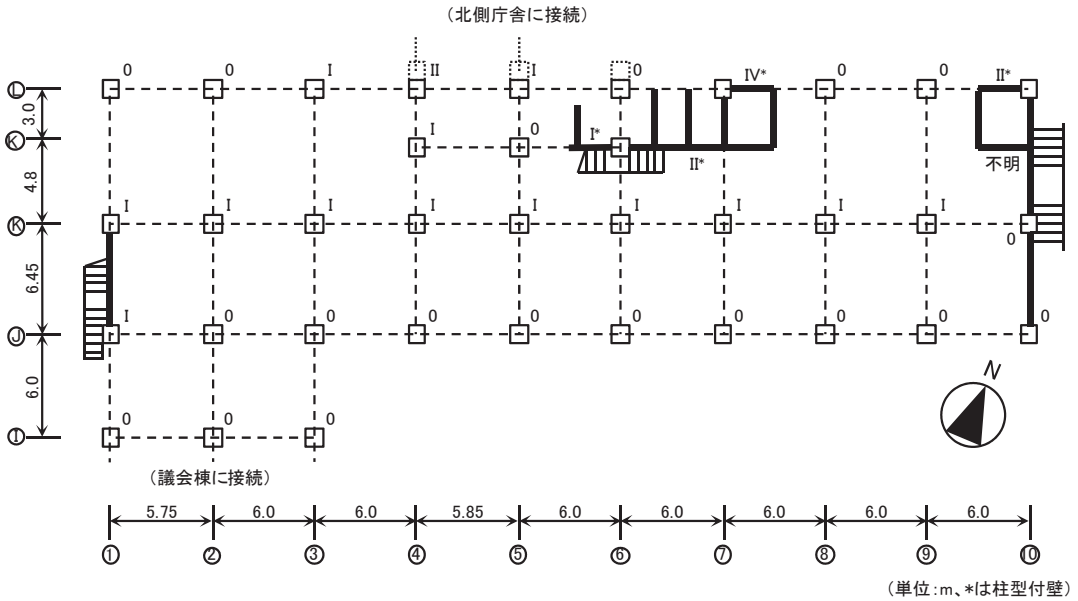


図 B-2　鉛直部材の損傷度（1 階桁行方向）

表 B-2　損傷度ごとの部材数

1 階 桁行方向		せん断柱	柱なし壁	柱型付壁
損傷度	0	19	0	0
	I	13	0	1
	II	0	0	2
	III	1	0	0
	IV	0	0	1
	V	0	0	0
調査部材数		33	0	4
総部材数		33	1	4

3) 建築物 B’ （栃木県）

建築物概要

立面形状：　地上 2 階、地下階なし
平面形状：　桁行方向 7 スパン、梁間方向 2 スパン
建築物高さ：　9.57m
面積　：　建築面積　329m^2
建設年：　1961 年
上部構造：　鉄筋コンクリート造耐力壁付きラーメン構造
基礎構造：　杭基礎（RC 杭：250φ）
柱標準断面：　500mm×500mm（主筋：6-22φ～16-22φ、せん断補強筋：9φ-@250）、
600mm×700mm（主筋：12-25φ＋2-22φ、16-25φ＋2-22φ、せん断補強筋：9φ-@250）
使用材料：　コンクリート　設計基準強度 Fc=180kgf/cm^2
鉄筋　材質不明
耐震診断：　未実施（2012 年度に実施予定であった）

被害概要及び被災度区分判定結果（1 階梁間方向：中破）

本建築物は、写真 B-10 に示すように、前述した建築物 B の南側に接続している。被災度区分判定基準[B-2)]に準拠して調査を行った結果、C 構面の耐力壁に顕著なせん断ひび割れが確認されたほか（写真 B-11、損傷度 III）、1-H の柱梁接合部（1 階柱頭）ではひび割れ及びコンクリートの剥落が見られた（写真 B-12）。柱の損傷は少なく、多くの柱の損傷度は梁間方向の梁に確認された曲げひび割れによって決定した。

本建築物の 1 階梁間方向に関する鉛直部材の損傷度を、図 B-3 及び表 B-3 にそれぞれ示す。略算法によって計算された耐震性能残存率 R は 77.6%であり、被災度は「中破」となった。



写真 B-10　建築物外観



写真 B-11　耐力壁のせん断ひび割れ
（1 階、損傷度 III）



写真 B-12　柱梁接合部における損傷（1-H）

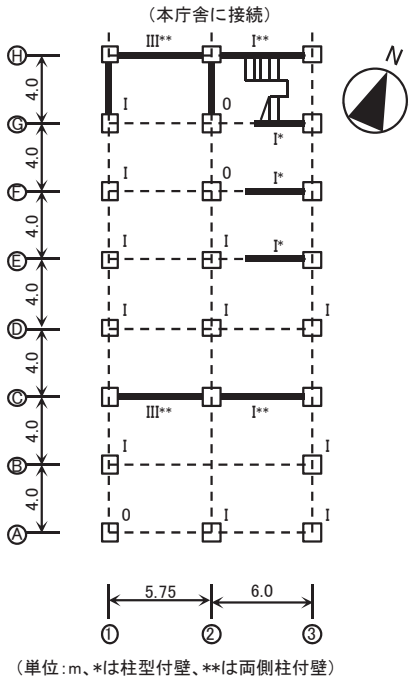


図 B-3　鉛直部材の損傷度（1 階梁間方向）

表 B-3　損傷度ごとの部材数

1 階 梁間方向		せん断柱	柱型付壁	両側 柱付壁
損傷度	0	3	0	0
	I	11	3	2
	II	0	0	0
	III	0	0	2
	IV	0	0	0
	V	0	0	0
調査部材数		14	3	4
総部材数		14	3	4

4）建築物 C（福島県）

建築物概要

立面形状：　地上 4 階、地下 1 階、塔屋 1 階

平面形状：　桁行方向 12 スパン、梁間方向 3 スパン

別棟である建築物 D と 2 階部分渡り廊下(EXP. J)により接続

建築物高さ：　14.9m

面積　：　建築面積　1498m^2、延床面積　6196m^2

建設年：　1970 年

上部構造：　鉄筋コンクリート造耐力壁付きラーメン構造

基礎構造：　杭基礎（PC 杭：450φ、500φ）

柱断面：　700×500mm（外柱、主筋：12～20-25φ（脚部）、12-25φ（頭部）、せん断補強筋：

9φ-@125)、700×600mm（内柱、主筋 12～20-25φ、せん断補強筋：9φ-@125）

使用材料：　コンクリート　設計基準強度 Fc=21N/mm^2、コア抜き圧縮試験による実測強度 14.2N/mm^2（1 階）、14.5N/mm^2（2 階）、12.4N/mm^2（3 階）、12.9N/mm^2（4 階）

鉄筋　SR235（柱主筋、せん断補強筋、壁筋）、SD345（梁主筋）

耐震診断：　2011 年実施済

耐震診断結果

2011 年に実施された耐震診断の判定結果によると、第２次診断法による Is 値は 0.362（1 階桁行）、0.329（1 階梁間）、0.281（2 階桁行）、0.276（2 階梁間）である。C_TS_D 値は 0.371（1 階桁行）、0.337（1 階梁間）、0.265（2 階桁行）、0.282（2 階梁間）である。本建築物は立面的にも平面的にもほぼ整形（診断用偏心率(1 階)0.008(桁行方向)、0.063(梁間方向)）である。極脆性柱（(h_0/D)＜2.0)は、1 階梁間方向にのみ 1 本存在している。1 階および 2 階の C_T-R(F)グラフを図 B-4 に示す。

被害概要及び被災度区分判定結果

被災度区分判定基準[B-2)]に準拠して調査を行った結果、本建築物 1 階の部材に見られた具体的な損傷は、腰壁や垂れ壁が取り付いた極脆性柱 1 本がせん断破壊（損傷度 V、写真 B-14）していた。その他の柱にはせん断ひび割れが見られ、特に東面および南面で顕著であった。桁行方向の耐力壁側柱（損傷度 IV、写真 B-15）、柱型の無い梁間方向の耐力壁において壁頭部分で主筋座屈が見られた。また、桁行・梁間方向の壁板には、0.2mm を超えるせん断ひび割れが確認されている。

2 階の部材に見られた具体的な損傷は、非構造袖壁付き長柱のせん断破壊（損傷度 IV、写真 B-16）やせん断ひび割れで、特に東面および北面で顕著に見られた。また、桁行・梁間方向の耐力壁および側柱で多数のせん断破壊（損傷度 V、写真 B-17）が見られた。その他に、渡り廊下および東側で非構造壁が大きくせん断破壊（写真 B-18）している箇所が見られた。

本建築物の 1、2 階について、鉛直部材の損傷度調査を行った結果を図 B-5 及び表 B-4 に示す。調査結果を用いて略算法によって評価した被災度区分は 1 階桁行方向が「大破」（耐震性能残存率 R=50.0%)、2 階桁行方向も「大破」（耐震性能残存率 R=38.2%）であった。



写真B-13　建築物外観



写真B-14　腰壁付き柱のせん断破壊(1階)



写真B-15　耐力壁側柱の主筋座屈(1階)



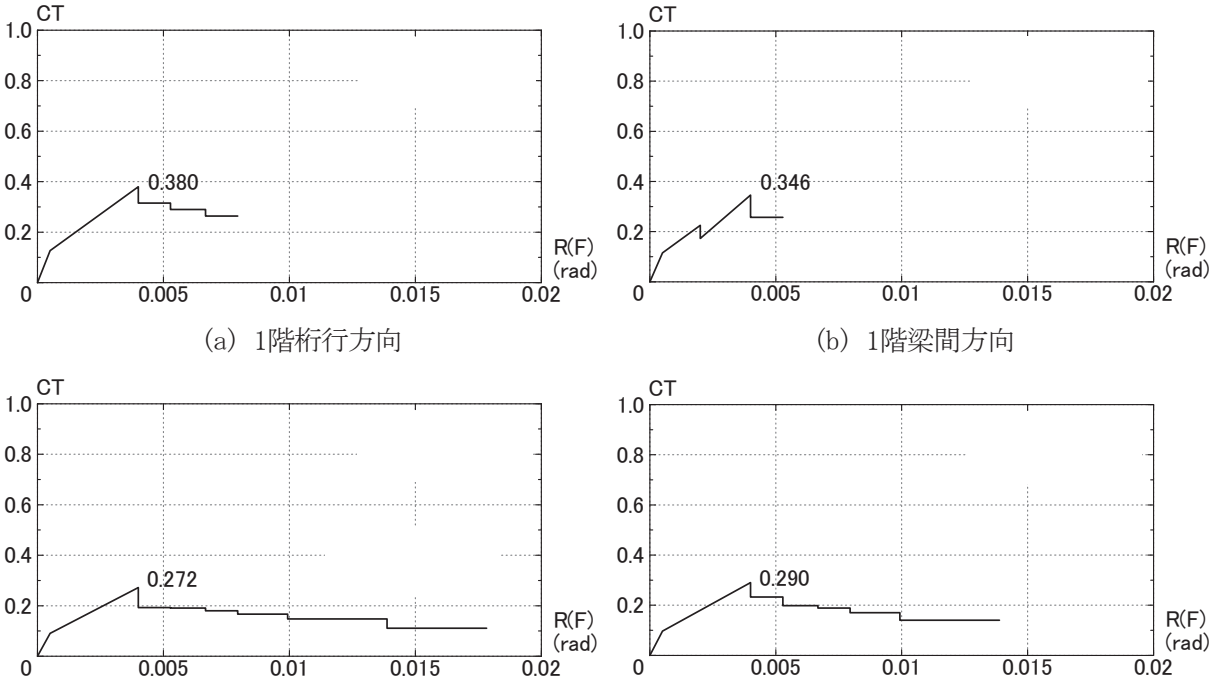
写真B-16　長柱のせん断破壊(2階)



写真B-17　耐力壁のせん断破壊(2階)



写真B-18　非構造壁のせん断破壊(2階)



(a) 1階桁行方向　(b) 1階梁間方向

(c) 2階桁行方向　(d) 2階梁間方向

図 B-4　C_T-F 関係グラフ

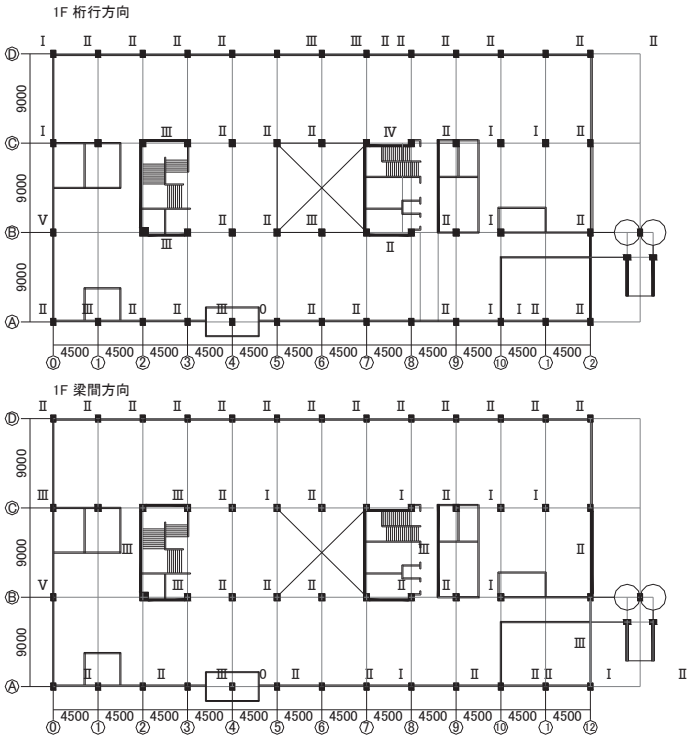


図 B-5(a)　鉛直部材の損傷度（1 階）

表 B-4(a)　損傷度ごとの部材数
（1 階桁行方向）

1 階 桁行方向		せん断 柱	両側 柱付壁
損傷度	0	1	0
	I	7	0
	II	27	1
	III	5	2
	IV	0	1
	V	2	0
調査部材数		41	4
総部材数		45	4

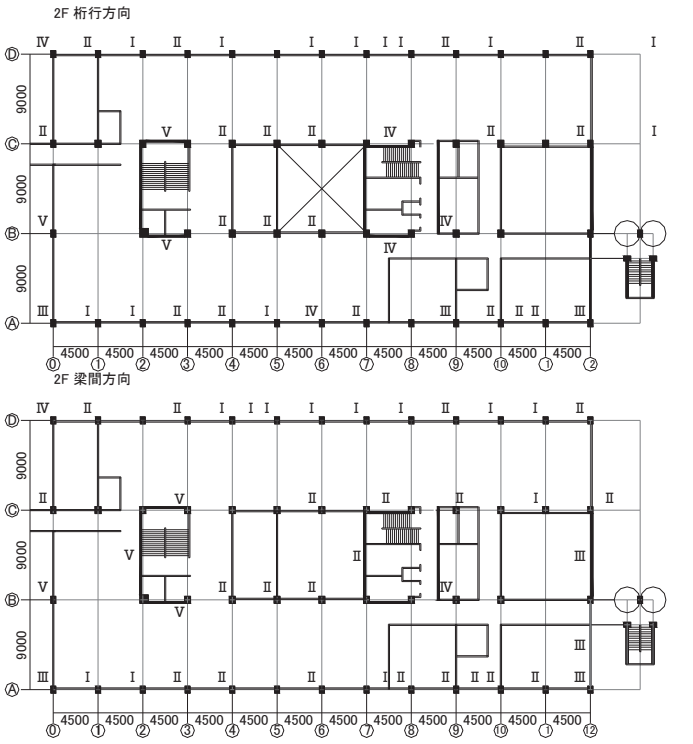


図 B-5(b)　鉛直部材の損傷度（2 階）

表 B-4(b)　損傷度ごとの部材数
（2 階桁行方向）

2 階 桁行方向		せん断 柱	両側 柱付壁
損傷度	0	0	0
	I	12	0
	II	19	0
	III	3	0
	IV	3	2
	V	1	2
調査部材数		38	4
総部材数		46	4

5) 建築物 D（福島県）

建築物概要

立面形状：　地上 2 階、地下階なし

平面形状：　桁行方向 4 スパン、梁間方向 2 スパン
建築物 C と同じ敷地内に立地し、2 階部分渡り廊下(EXP. J)により接続

建築物高さ：　7.9m

面積　：　建築面積　339m^2、延床面積　615m^2

建設年：　1968 年

上部構造：　鉄筋コンクリート造耐力壁付きラーメン構造

基礎構造：　直接基礎

柱断面：　450mm×450mm（1 階、主筋：16～20-19φ、せん断補強筋：9φ-@125）

使用材料：　コンクリート　設計基準強度　Fc=21N/mm^2、
コア抜き圧縮試験による実測強度 17.3N/mm^2（1 階）、13.0N/mm^2（2 階）
鉄筋　SR235（柱主筋、せん断補強筋、壁筋)、SD345（梁主筋）

耐震診断：　2011 年実施済

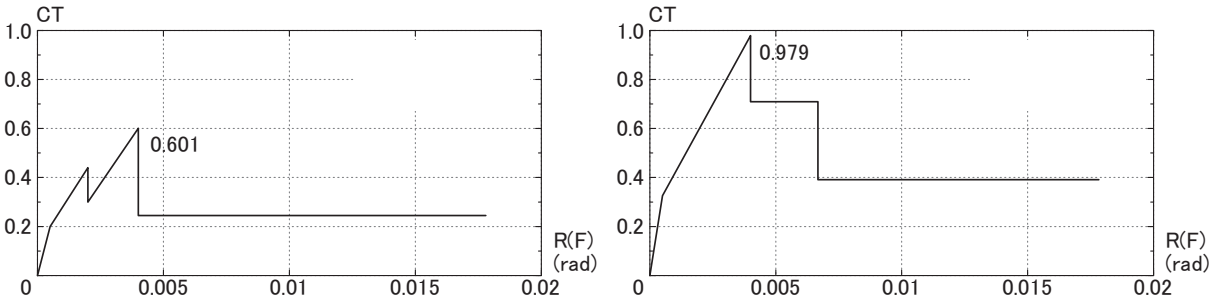
耐震診断結果

2011 年に実施された耐震診断の判定結果によると、第 2 次診断法による I_S 値は 0.557（1 階桁行)、0.726（1 階梁間）である。C_TS_D 値は 0.571（1 階桁行)、0.744（1 階梁間）である。極脆性柱（(h_0/D)＜2.0）は桁行方向にのみ存在している。1F の C_T-R(F)グラフを図 B-6 に示す。建物は立面的にも平面的にも整形であるが、2 階梁間方向の偏心率が 0.23 と大きくなっている。

被害概要及び被災度区分判定結果

本建築物の 1 階の部材に見られた具体的な損傷としては RC 長柱の曲げひび割れであるが、そのほとんどのひび割れ幅は 0.2mm 以下であった。非構造壁にはせん断ひび割れが見られたが、躯体の損傷はほとんど見られなかった（写真 B-20)。

本建築物の 1 階について、被災度区分判定基準 [B-2)] に準拠して調査を行った結果を図 B-7 及び表-5 に示す。この結果、略算法によって評価した被災度区分は 1 階桁行方向が「小破」（耐震性能残存率 R=93.9%）となった。



(a) 1 階桁行方向　　(b) 1階梁間方向

図 B-6　C_T-F 関係グラフ

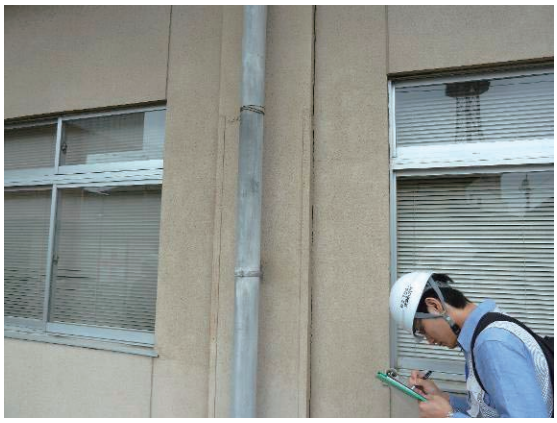


写真 B-19　無損傷の袖壁付き柱（1 階）



写真 B-20　非構造壁のせん断ひび割れ（1 階）

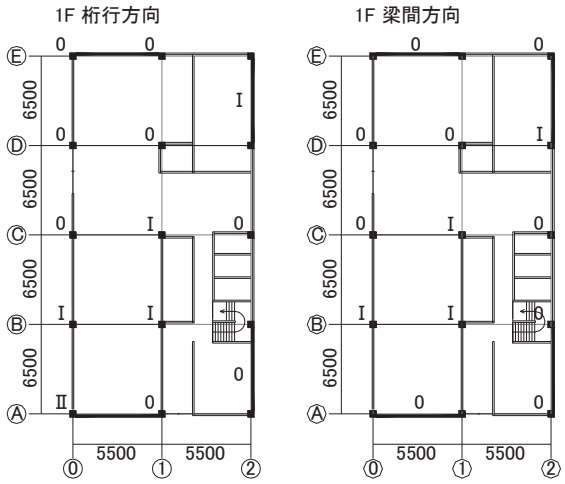


図 B-7　鉛直部材の損傷度（1 階）

表 B-5　各損傷度の部材数

1 階 桁行方向		せん断柱	両側柱付壁
損傷度	0	8	0
	I	3	1
	II	1	0
	III	0	0
	IV	0	0
	V	0	0
調査部材数		12	1
総部材数		12	1

6）建築物 E（福島県）

建築物概要

立面形状：　地上 6 階、地下 1 階、塔屋 1 階

平面形状：　桁行方向　85.5m（14 スパン）、梁間方向　22.5m（3 スパン）
建物 X 方向中央部で雁行する平面形状

建築物高さ：　24m（基準階高　4m）

面積　：　建築面積　1689.95m^2、延床面積　9791.0m^2

建設年：　1969 年竣工、1990 年に事務所へ改修（1991 年にも改修工事）

上部構造：　鉄骨鉄筋コンクリート造（B1 階～2 階、鉄骨は 3 階床位置まで）
鉄筋コンクリート造（3 階～PH 階）
桁行、梁間方向　耐力壁付きラーメン構造

基礎構造：　直接基礎、杭基礎

使用材料：　コンクリート設計基準強度　Fc=180kgf/cm^2(17.6N/mm^2)
鉄筋　SD30(SD295)（柱、梁主筋）、SR24(SR235)（壁筋、せん断補強筋）
鉄骨　SS41(SS400)（格子形式、ラチス形式）

耐震診断：　1996 年、2000 年実施済（2000 年は耐久度調査含む）

備考：　当初は大学校舎として建設され、その後、改修され事務所として使用
地震後立ち入り禁止措置、周辺地盤は平坦

耐震診断結果

2000 年に実施した耐震診断（第 3 次診断）の結果によると、今回の調査対象である X 方向 2 階では構造耐震指標 I_S=0.46（C_{TU}・S_D=0.38）、3 階では I_S=0.28（C_{TU}・S_D=0.29）であり、構造耐震判定指標 I_{S0}=0.6（C_{TU}・S_D≧0.3）を満足していない。極脆性柱が存在している。ちなみに、他の階および Y 方向でも耐震性能を満たしていない。地震発生時点で、耐震補強工事は未実施であった。

被害概要及び被災度区分判定結果

被災程度が大きいと判断された 3 階および 2 階の桁行方向について、被災度区分判定基準[B-2)]に準拠し柱および耐力壁の損傷度を調査して、耐震性能残存率 R を略算法によって算出する被災度区分判定を実施した。地震による建物所在地の震度階は 5 強であった。

3 階の損傷度調査結果を図 B-8 に示す。外構面は腰壁が付いた柱（短柱）となっているが、2 箇所で損傷度Ⅲのせん断ひび割れが発生していた（写真 B-22）。それ以外の柱は、内構面の独立柱も含めて損傷度 0～Ⅱの曲げひび割れが観察される程度であった。Y3 通り、X7～X8 間の両側柱付き耐力壁には、損傷度Ⅱのせん断ひび割れが発生していた。2 階も同様に腰壁付き柱と独立柱で構成されているが、損傷度Ⅱの柱が 1 箇所（X2 構面、Y4 通り）存在する他は、いずれの柱も損傷度Ⅰの軽微なひび割れが見られる程度であった。Y2 通り、X7～X8 間の両側柱付き耐力壁も損傷度Ⅰであった（写真 B-23）。

3 階と 2 階は全く同じ構造形式であるが、3 階の被災程度がやや大きいのは、柱内の鉄骨の有無（2 階柱には鉄骨が入っている）が原因であると考えられる。耐震診断でも、柱の構造が切り替わる 3 階の構造耐震指標 I_S が最も小さく、被害状況と対応している。その他、外構面では柱と柱の間に方立て壁が設けられているが、それらの多くでもせん断ひび割れが発生していた（写真 B-24）。

3 階及び 2 階の鉛直部材の損傷度ごとの本数をまとめたものを表 B-6 に示す。これに基づき、3 階及び 2 階の耐震性能残存率 R を計算すると、R=81.0%（3 階）及び 94.3%（2 階）となり、いずれも「小破」と判定される。

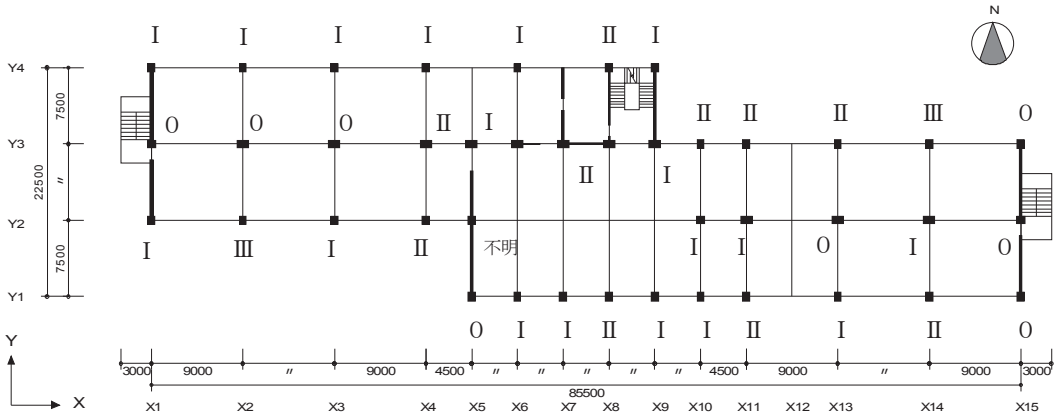


図 B-8　鉛直部材の損傷度（3 階桁行方向）

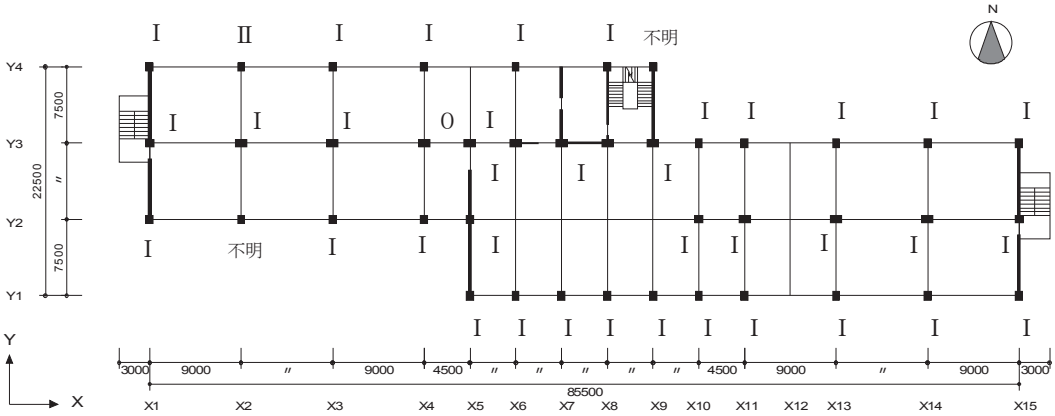


図 B-9　鉛直部材の損傷度（2 階桁行方向）

表 B-6　各損傷度の部材数

3 階 桁行方向		せん断柱	両側 柱付壁
損傷度	0	8	0
	I	19	0
	II	9	1
	III	2	0
	IV	0	0
	V	0	0
調査部材数		38	1
総部材数		39	1

2 階 桁行方向		せん断柱	両側 柱付壁
損傷度	0	1	0
	I	35	1
	II	1	0
	III	0	0
	IV	0	0
	V	0	0
調査部材数		37	1
総部材数		39	1



写真 B-21　建築物外観（南面）



写真 B-22　柱のせん断ひび割れ
（3 階、損傷度Ⅲ）



写真 B-23　耐力壁の被害（2 階梁間方向）



写真 B-24　方立て壁の被害内観
（雨漏り防止のための暫定的な補修）

7）建築物 F（福島県）

建築物概要

立面形状：　地上 3 階、塔屋 1 階

平面形状：　桁行方向　48m（8 スパン）、梁間方向　12m（2 スパン）
整形な平面形状。3 階では中構面の柱がなく、1 スパンとなっている。

建築物高さ：　10.8m（基準階高　3.5m）

面積：　建築面積　516m^2、延床面積　1560m^2

建設年：　1960 年竣工

上部構造：　鉄筋コンクリート造
桁行方向　ラーメン構造、梁間方向　耐力壁付きラーメン構造

基礎構造：　杭基礎（PC パイル 300φ、Ra=250kN/本）

使用材料：　コンクリート　設計基準強度　Fc=180kgf/cm^2(17.6N/mm^2)
鉄筋　SR24(SR235)（柱、梁主筋、壁筋、せん断補強筋）

耐震診断：　2005 年実施済

備考：　応急危険度判定では「危険」と判定、周辺地盤は平坦

耐震診断結果

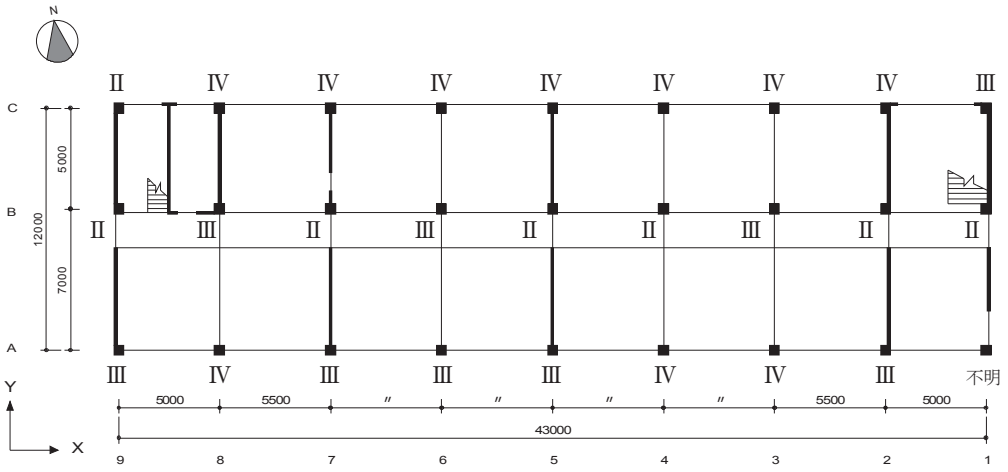
2005 年に実施した耐震診断（第２次診断）の結果によると、今回の調査対象である 1 階桁行方向では構造耐震指標 I_S=0.35(C_{TU}・S_D=0.36)であり、構造耐震判定指標 I_{S0}=0.861(C_{TU}・S_D≧0.3)を満足していない。ちなみに、桁行方向では他の階の I_S 値もほぼ同等の数値となっており、耐震性能に疑問があるという判定となっている。各階に第２種構造要素となる柱は無いが、極脆性柱が存在している。梁間方向には耐力壁があり、強度が高く耐震性能を満足している。なお、本建築物では 2、3 階のコンクリート強度が低く、13.5N/mm^2 を下回っていることが指摘されている。地震発生時点で、耐震補強工事は未実施であった。

被害概要及び被災度区分判定結果

被災度区分判定基準[B-2)]に準拠して1階桁行方向について構造躯体の損傷度調査を行い、耐震性能残存率Rを略算法によって算出した。地震による建物所在地の震度階は6弱であった。

損傷度調査結果を図B-10に示す。外構面の柱は腰壁が付いて短柱となっており、全18本中10本の柱で損傷度IVと評価されるせん断破壊を起こしていた。その他の柱にもせん断ひび割れが発生しており、損傷度IIIの評価となった。中構面の独立柱および直交方向に耐力壁が付いた柱にもせん断ひび割れが発生しており、損傷度IIとIIIが混在していた。柱の損傷状況を写真B-27～29に示す。また、せん断破壊した柱にはコンクリートのジャンカが見られたほか、1、2階の方立て壁にはせん断ひび割れが発生していた（写真B-30）。

鉛直部材の損傷度ごとの本数をまとめたものを表B-7に示す。これに基づき、耐震性能残存率Rを計算すると、R=26.7%となり「大破」と判定される。



図B-10　鉛直部材の損傷度（1階桁行方向）

表B-7　各損傷度の部材数

1階 桁行方向		せん断柱	柱型付壁
損傷度	0	0	0
	I	0	0
	II	7	0
	III	8	1
	IV	10	0
	V	0	0
調査部材数		25	1
総部材数		26	1



写真 B-25　建築物外観（東面）



写真 B-26　建築物外観（西面）



写真 B-27　柱ひび割れ、かぶりコンクリート剥落（損傷度 IV）



写真 B-28　柱せん断ひび割れ（損傷度 II）

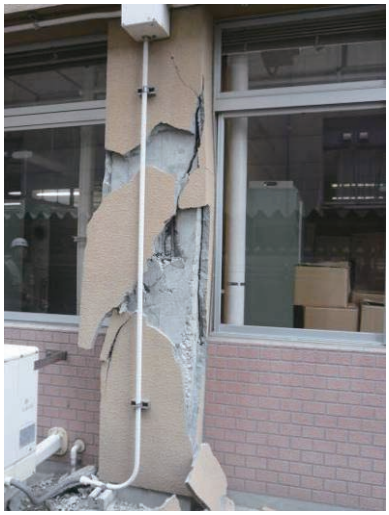


写真 B-29　南構面柱せん断破壊（損傷度 IV）



写真 B-30　北構面方立て壁のせん断破壊

8) 建築物 G（茨城県）

建築物概要

立面形状：　地上 3 階

平面形状：　桁行方向 13 スパン、梁間方向 4 スパン
13 スパン×1 スパンの中央部に 3 スパン×2 スパンが取り付いた T 字型平面

建築物高さ：　不明

面積　：　建築面積　505m^2

建設年：　1958 年

構造：　鉄筋コンクリート造耐力壁付きラーメン構造

基礎構造：　不明

使用材料：　コンクリート　設計基準強度不明
鉄筋　材質不明

耐震診断：　未実施（2011 年に実施予定であった）

備考：　市担当者による応急危険度判定で「危険」と判定され使用禁止となっていた

被害概要及び被災度区分判定

写真 B-31、32 に本建築物の外観を示す。本建築物の北側に接続する宿直棟（写真 B-32 左端）については、1 階では構造的被害はほとんど確認されなかったため、本判定では対象から除外した。

被災度区分判定基準[B-2)]に準拠して調査を行った結果、本建築物の 1 階における被害状況として、A 構面及び B 構面における多くの腰壁、垂れ壁付き短柱に損傷度 II のせん断ひび割れが見られた（写真 B-33）ほか、桁行方向の耐力壁で損傷度 II～III のせん断ひび割れが確認された（写真 B-34）。また、梁間方向の耐力壁及び袖壁でもひび割れ幅が 1.0㎜を上回るせん断ひび割れが見られた（写真 B-35）。2 階では、階段まわりの耐力壁に損傷度 III のせん断ひび割れが確認された（写真 B-36）ものの、ほとんどの柱は損傷度 I（一部、損傷度 II）の軽微な曲げひび割れに留まっていた。なお、2 階では内装の存在によって一部の部材で損傷度を確認できなかった。

本建築物の 1 階及び 2 階の桁行方向に関する鉛直部材の損傷度調査結果を、図 B-11 及び表 B-8 にそれぞれ示す。これらに基づき略算法によって耐震性能残存率 R を計算すると R=68.9%（1 階）、73.7%（2 階）となり、被災度は 1 階桁行、2 階桁行とも「中破」となった。



写真 B-31　建築物外観（南面）



写真 B-32　建築物外観（北面）



写真 B-33　腰壁、垂れ壁付き柱のせん断ひび割れ
（1 階、損傷度 II）



写真 B-34　耐力壁のせん断ひび割れ
（1 階、損傷度 II）



写真 B-35　袖壁のせん断ひび割れ
（1 階 8 構面）



写真 B-36　階段室まわり耐力壁の
せん断ひび割れ（2 階）

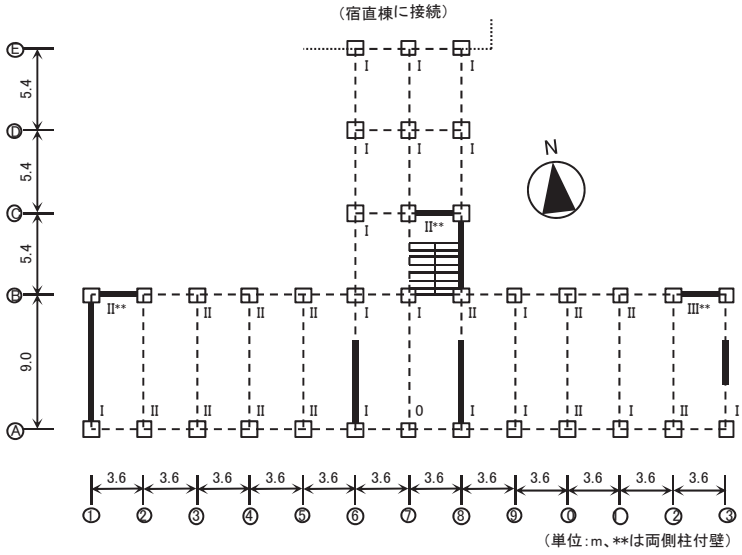


図 B-11 (a)　鉛直部材の損傷度（1 階桁行方向）

表 B-8 (a)　各損傷度の部材数
（1 階桁行方向）

1 階 桁行方向		せん断 柱	両側 柱付壁
損傷度	0	1	0
	I	16	0
	II	12	2
	III	0	1
	IV	0	0
	V	0	0
調査部材数		29	3
総部材数		29	3

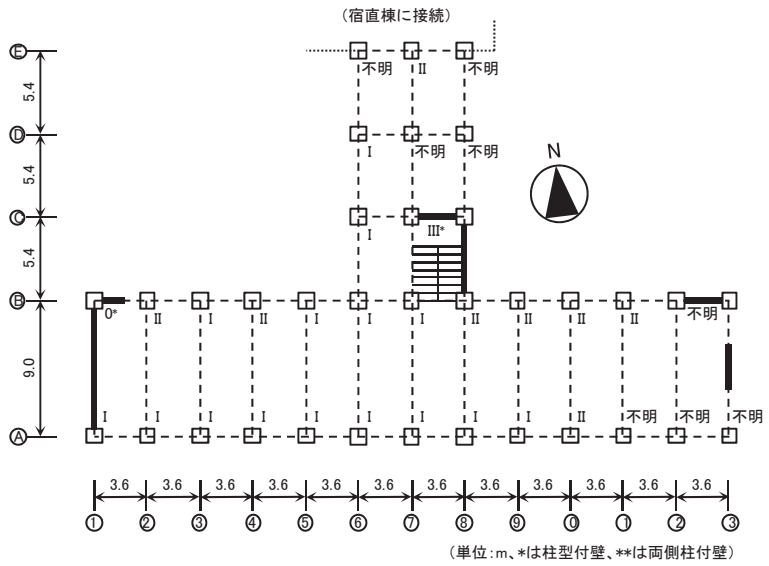


図 B-11(b)　鉛直部材損傷状況（2 階桁行方向）

表 B-8(b)　各損傷度の部材数
（2 階桁行方向）

2 階 桁行方向		せん断柱	両側柱付壁
損傷度	0	0	1
	I	15	0
	II	8	0
	III	0	0
	IV	0	0
	V	0	0
調査部材数		23	1
総部材数		30	1

9）建築物 H（茨城県）

建築物概要

立面形状：　地上 2 階、地下階なし

平面形状：　桁行方向　18m（3 スパン）、梁間方向　8.3m（1 スパン）
整形な平面形状。

階高：　3.5m（1 階梁下まで、実測）

面積：　建築面積　149.4m^2、延床面積　298.9m^2

建設年：　1966 年

上部構造：　鉄筋コンクリート造、桁行、梁間方向ラーメン構造
柱寸法　450×450mm、柱内法高さ　1500mm（実測）

基礎構造：　不明

使用材料：　コンクリート　設計基準強度不明
鉄筋　材質不明（現地での実測によると、1 階柱の主筋は 12-22φ、帯筋は 8φ-@300mm）

耐震診断：　未実施

備考：　地震後の応急危険度判定では「危険」と判定

被害概要及び被災度区分判定結果

1 階桁行方向について被災度区分判定基準[B-2)]に準拠して構造躯体の損傷度調査を行い、耐震性能残存率 R を略算法によって算出した。地震による建築物所在地の震度階は 6 強であった。

損傷度調査結果を図 B-12 に示す。Y1 構面では、柱にコンクリートブロック造の腰壁・垂れ壁が付いて短柱となっており、柱の半数が損傷度 IV のせん断破壊を生じていた（写真 B-39）。Y2 構面は、ラーメン架構内にコンクリートブロック造の有開口壁があり、柱の損傷度は I と II であった。また、Y 方向の妻面にもコンクリートブロック造壁が入っていたが、X4 構面の開口横の壁が大きくせん断破壊

していた（写真 B-40）。損傷状況から、コンクリートブロック造壁が剛性に寄与してねじれ応答を生じ、Y1 構面と X4 構面に大きな損傷が発生したものと推察される。鉛直部材の損傷度ごとの本数をまとめたものを表 B-9 に示す。これに基づき、耐震性能残存率 R を計算すると、R=63.1%となり「中破」と判定される。

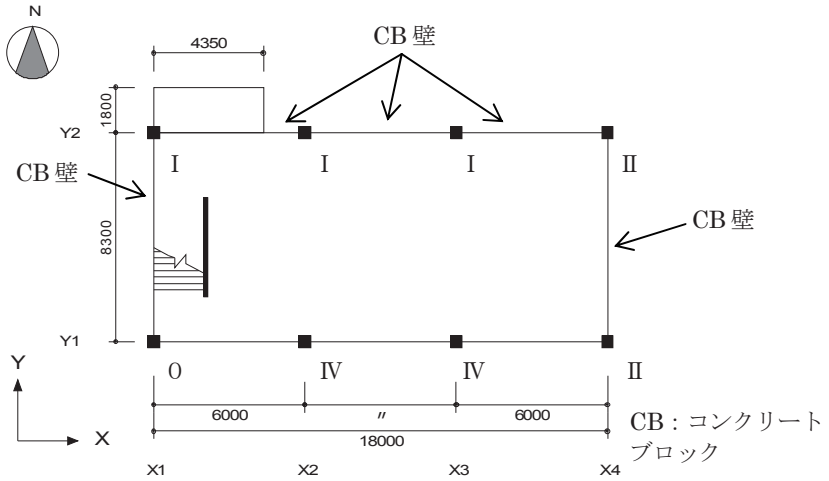


図 B-12　鉛直部材の損傷度（1 階桁行方向）

表 B-9　各損傷度の部材数

1 階 桁行方向		せん断柱
損傷度	0	1
	I	3
	II	2
	III	0
	IV	2
	V	0
調査部材数		8
総部材数		8



写真 B-37　建築物外観（南面）



写真 B-38　建築物外観（北面）



写真 B-39　柱のせん断破壊（損傷度 IV）



写真 B-40　コンクリートブロック造壁の破壊
（X4 構面）

10) 建築物 I（茨城県）

建築物概要

立面形状：　地上 3 階、地下 1 階

平面形状：　桁行方向 59.4m（11 スパン）、梁間方向 36m（5 スパン）
南側の 3×7 スパンは平屋建て、北側の 2×11 スパンは 2 階又は 3 階建てで、3 階平面は 2×3 スパンの議会場部分と 1×2 スパンのアプローチ部分から構成

階高：　4050mm（1 階）、3600mm（2 階）、7000mm（3 階、議会場部分）、
3100mm（3 階、アプローチ部分）

面積：　建築面積 1533m^2、延床面積 3100m^2（既存 RC 造のみ）

建設年：　1964 年（1981 年に西側に鉄骨造 2 階建てを増築）

上部構造：　鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造）
桁行方向　ラーメン構造、梁間方向　耐力壁付きラーメン構造

基礎構造：　杭基礎（RC 杭 250～350φ）、一部直接基礎

使用材料：　コンクリート　設計基準強度不明
鉄筋　材質不明

耐震診断：　未実施

備考：　周辺に比べてやや高台に立地している

被害概要及び被災度区分判定結果

被害は各階に生じているが、特に被害が大きいのは 1 階であった。主な被害は腰壁・垂れ壁付き柱（短柱）のせん断破壊であり、軸方向変形が生じているものも多数見られた。なお、敷地内（建物から 200m 程度離れた位置）に設置されている K-NET（IBR005）の記録では、地震動の最大加速度は南北成分が 968.0gal、東西成分が 596.1gal と南北成分のほうが大きいが、被害は桁行方向（東西方向）のほうが顕著であった。この原因としては、梁間方向（南北方向）には耐力壁が比較的多く設けられていたこと、桁行方向には腰壁・垂れ壁によって極短柱となる柱が多く存在していたことなどが考えられる。

図 B-13 及び表 B-10 に、被災度区分判定基準[B-2)]に準拠した 1 階桁行方向の損傷度調査結果を示す。これらに基づき略算法によって耐震性能残存率 R を計算すると R=37.6%となり、判定結果は「大破」であった。図 B-13 より北側の 2 階建て（一部 3 階建て）部分では外構面の柱の大多数が損傷度 V であり、また、平屋建て部分の外構面についても損傷度 IV となっている柱が多いことがわかる。写真 B-43、44 に示すように、これらは全て腰壁・垂れ壁が取り付く柱（短柱）のせん断破壊であり、これまでの地震被害でも危険性が指摘されてきた典型的被害形態の一つである。また、短柱のせん断破壊以外には写真 B-45 に示す袖壁付き柱（Ⓕ通り⑦柱）のせん断破壊、および写真 B-46 に示す開口付き耐力壁（Ⓕ通り①-②間）のせん断破壊が確認された。なお、内柱については袖壁付き柱 1 本に損傷度 IV（Ⓓ通り③柱）が見られ、直交方向（短辺方向）の耐力壁が取り付く柱 2 本に損傷度 III（Ⓔ通り⑥柱およびⒺ通り⑪柱）が見られたが、これら以外は損傷度が I あるいは II であり、損傷が比較的軽微であった。

図 B-13 中には、梁間方向について 7 箇所の耐力壁の損傷度を調査した結果を示している。7 箇所のうち仕上げ材の存在などによって 2 箇所の損傷度が確認できなかったが、判定可能であった 5 箇所については全てで幅 1mm 以上のひび割れが確認された。

また、その他の被害として 3 階議場外構面上部に生じた水平ひび割れや、地下階を有する 1 階床スラブと地下階のない 1 階床スラブの境界部（⑤通りⒹ-Ⓔ間）に生じた段差などが見られた。

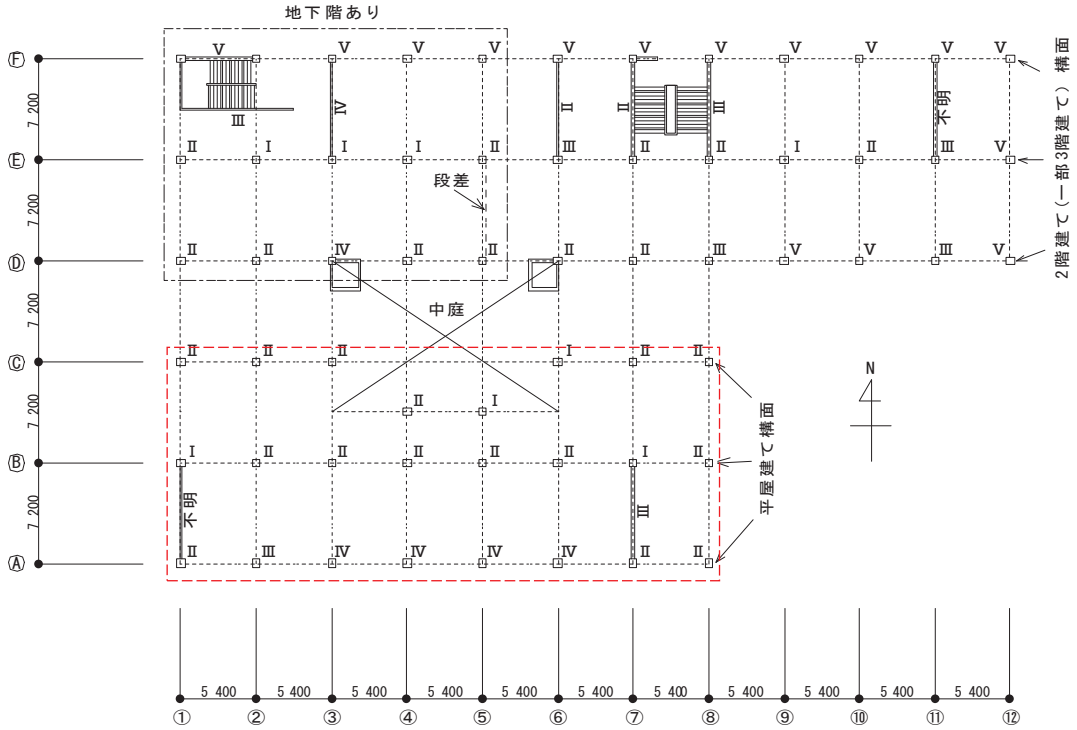


図 B-13　鉛直部材の損傷度（1 階桁行方向、既存 RC 造のみ）

表 B-10　各損傷度の部材数

1 階 桁行方向		せん断柱	柱なし壁	柱型付壁	両側 柱付壁
損傷度	0	0	0	0	0
	I	8	0	0	0
	II	25	0	1	0
	III	5	1	0	0
	IV	4	0	1	0
	V	13	0	1	1
調査部材数		55	1	3	1
総部材数		—	—	—	—



写真 B-41　建築物外観（南側）



写真 B-42　建築物外観（東側）



写真 B-43　短柱のせん断破壊
（損傷度Ⅴ：Ⓕ通り⑤柱）



写真 B-44　短柱のせん断破壊
（損傷度Ⅴ：Ⓓ通り⑩柱）



写真 B-45　袖壁付き柱のせん断破壊
（損傷度Ⅴ：Ⓕ通り⑦柱）



写真 B-46　開口付き耐力壁のせん断破壊
（損傷度Ⅴ：Ⓕ通り①-②間）

11）建築物 J（茨城県）

建築物概要

立面形状：　地上 2 階、地下階なし

平面形状：　桁行方向 48.35m（8 スパン＋2 スパン）、梁間方向 12m（2 スパン）

建築物高さ：　7.5m（軒高）（1 階 3.8m、2 階 3.5m）

面積：　建築面積　617.1m^2、延床面積　994.2m^2

建設年：　1969 年（1979 年に一部増築）

上部構造：　鉄筋コンクリート造（一部鉄骨造）

桁行方向　ラーメン構造、梁間方向　耐力壁付きラーメン構造

基礎構造：　杭基礎（RC 杭：300φ）

使用材料：　コンクリート　設計基準強度 180kgf/cm^2（既存部）、210kgf/cm^2（増築部）

鉄筋　SR24(SR235)（既存部）、SD30(SD295)（一般部）

耐震診断：　2003 年実施済（2003 年耐震補強済）

備考：　写真 B-48 に註記した平屋部分の一部及び 2 階部分の一部が増築部で、それぞれ EXP. J により既存部に接続

南北の外構面（桁行方向）には枠付き鉄骨ブレースによる耐震補強を実施済

2 階平面は 2×7 スパン、短辺方向のスパン割りは 1 階とほぼ同様

耐震診断結果

2003 年に実施された耐震診断(第 3 次診断法)によれば、梁間方向では 1 階が I_S=0.80、2 階が I_S=1.07 であり判定指標値 I_{S0}=0.6 を上回っていたが、桁行方向では 1 階が I_S=0.50、2 階が I_S=0.80 であり 1 階で判定指標値 I_{S0}=0.6 を下回っていたために補強が行われている。

被害概要及び被災度区分判定結果

被害は 1 階の方が大きく、主要な被害は柱のせん断破壊であった。図 B-14 及び表 B-11 に、被災度区分判定基準[B-2)]に準拠した 1 階桁行方向の損傷度調査結果を示す。本建築物では枠付き鉄骨ブレースによる耐震補強が行われていたが、枠付き鉄骨ブレースを無視して全てせん断柱として見た場合の判定結果を示している。略算法によって判定した被災度区分は「中破」となった。ちなみに、表 B-11 中には枠付き鉄骨ブレースによって補強された箇所を両側柱付壁とみなした場合の損傷度も括弧付きで示しているが、その場合の被災度区分は「大破」となる。被災度区分判定基準[B-2)]は、本事例のような枠付き鉄骨ブレースなどによる耐震補強済み建築物の被災度を判定することを想定したものではないので、試行的に上記のような判定を行ったものである。実際の被災度区分は、「中破」と「大破」の中間に位置するものと推察される。

写真 B-49、50 に補強ブレースが取り付く柱（Ⓒ-⑧柱およびⒶ-⑧柱）の被害状況の例を示す。写真 B-49 に示すⒸ-⑧柱では、ブレース補強構面内（桁行方向）と構面外（梁間方向）の双方で損傷度 IV のせん断破壊が生じていた。写真 B-50 に示すⒶ-⑧柱では、構面内で損傷度 II、構面外で損傷度 III のせん断ひび割れが生じていた。一方で、補強ブレースには目立った損傷は確認されなかった。柱の被害としては、せん断破壊以外にも写真 B-51、52 に示すように曲げ破壊（Ⓐ-⑨柱）も確認された。また、写真 B-53、54 は梁間方向の梁（⑧通り）に生じた被害例であるが、梁間方向においては中柱を省略してスパンを大きく取った⑥～⑨通りで、写真 B-53 に示すような梁端部の顕著な曲げひび割

れと、写真 B-54 に示すような梁中間部に比較的大きなひび割れが生じていた。なお、本建築物の関係者から得た情報によれば、この梁中間部のひび割れについては以前より生じていたもので、今回の地震でさらに広がったとのことであった。

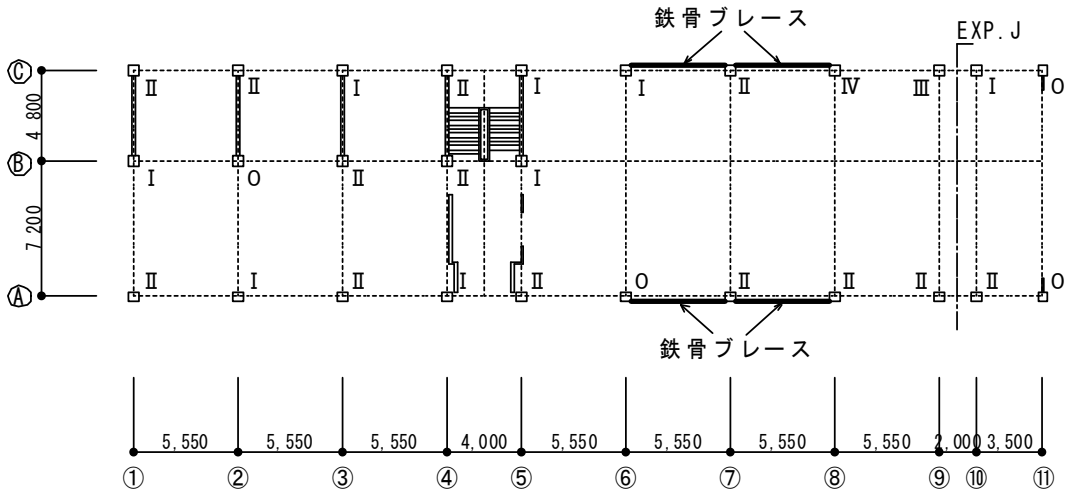


図 B-14　鉛直部材の損傷度（1 階桁行方向）

表 B-11　各損傷度の部材数

1 階 桁行方向		せん断柱	両側 柱付壁
損傷度	0	4 (3)	0 (0)
	I	8 (7)	0 (0)
	II	13 (10)	0 (3)
	III	1 (1)	0 (0)
	IV	1 (0)	0 (1)
	V	0 (0)	0 (0)
調査部材数		27 (21)	0 (4)
総部材数		－	－

＊　（ ）内は枠付き鉄骨ブレース補強箇所を両側柱付壁として読み替えた場合



写真 B-47　建築物外観（南側）



写真 B-48　建築物外観（北側）



写真 B-49　補強ブレースが取り付く柱の構面内および構面外に生じたせん断破壊（Ⓒ-⑧柱）



写真 B-50　補強ブレースが取り付く柱の構面外に生じたせん断破壊（Ⓐ-⑧柱）



写真 B-51　梁間方向の柱頭曲げひび割れ（Ⓐ-⑨柱）



写真 B-52　梁間方向の柱脚曲げ圧壊（Ⓐ-⑨柱）



写真 B-53　梁間方向の梁端部に生じた曲げひび割れ



写真 B-54　梁間方向の梁中間部に生じたひび割れ（⑨通り：ひび割れ幅 5㎜）

参考文献：

B-1)　上之薗隆志、飯場正紀、斉藤大樹、五十田博：三陸沖地震被害調査報告（案）、
http://www.disaster.archi.tohoku.ac.jp/Saigai/tohoku/SWG2-2(saito).pdf

B-2)　日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針、2001 年 9 月

5.3 鉄骨造建築物

5.3.1 はじめに

東北地方太平洋沖地震に対する鉄骨造建築物の地震被害調査は、地震直後の 2 週間程度で、茨城県から宮城県にわたる広範囲な地域における事務所ビル等の一般的な鉄骨造建築物について主に外観により被害調査を行った。その調査からは、自走式駐車場等のように構造躯体が露出している一部の鉄骨造建築物では柱脚の損傷やブレースの座屈などを確認することができた。

しかし、一般的に、鉄骨造建築物では構造躯体が内外装材等の仕上げ材に覆われているため、外観調査からは、柱、梁等の構造躯体の被害の実態を正確に把握できていないことも考えられる。そのため、構造躯体が露出していて、避難所としても重要な役割を担っている学校体育館に対象を絞って、建物の内部も含めた詳細な調査を行なうこととした。体育館は大空間構造物であり、倉庫や工場等の鉄骨造建築物の類型とも言え、体育館の被害調査から、これらの建築物の地震被害の推定も可能と考えられる。体育館の調査は、3 月下旬から 4 月上旬にかけて、まず、1981 年以前の旧耐震基準（以下、旧基準と呼ぶ）の設計による体育館を中心として実施し、その後、6 月下旬から 7 月上旬には、1981 年以後のいわゆる現行耐震基準（以下、現行基準と呼ぶ）の設計による体育館の調査を行っている。また、これらの調査した体育館について被災度区分判定[5.3-1)]を行ない、設計基準との関係等の分析を行なっている。

本節では、これらの鉄骨造建築物の被害調査のうち、体育館の被害調査とその分析結果について述べる。旧基準の体育館を中心とした被害調査における、体育館の被害概要と被害の形態、特徴については、すでに速報[5.3-2)]に掲載しているが、そこには数棟の現行基準の体育館が含まれていた。ここでは、6 月下旬ー7 月上旬に調査した現行基準の体育館の調査も含めて再整理し、旧基準体育館と現行基準体育館それぞれについての被害の形態と特徴を述べる。また、調査した全ての体育館については、被災度区分判定を行なっているので、その分析として、旧基準及び現行基準の体育館の被災度や構造耐震指標 Is[5.3-3)]値との関係等について示す。また、これらの調査結果から、体育館の被害を軽減するための対策等について述べる。

なお、一般的な鉄骨造建築物についての被害状況は、速報[5.3-2)]に掲載しており、新たな知見は無いので、そちらを参照されたい。

5.3.2 体育館の被害調査の概要

(1) 調査対象の体育館

体育館の地震被害調査は、茨城県内の旧基準及び現行基準の小学校、中学校、高校体育館を対象にして実施した。それらの調査地域を表 5.3-1 に示す。この被害調査では、まず、旧基準の高校体育館から行い、当初、どの地域に被害が多いのか明らかではなかったため、表に示すように広範囲の地域の高校体育館について調査を行っている。その調査から、内陸地域よりは、震源により近い沿岸地域で被害が多く見られたため、現行基準の高校体育館については、沿岸付近の震度 6 以上の地域を中心として調査を行っている。また、高校より建物の規模が小さいと考えられる小、中学校の体育館についても調査を行うこととし、沿岸に近い水戸市の小、中学校体育館を対象とした。なお、宮城県や福島県と同様に、茨城県内においても、今回の地震で震度 6 以上が観測された地域は広く、宮城県等と同等程度の地震動による被害があるものと考えられる[5.3-4)]。

表 5.3-2 に、調査した高校及び小、中学校体育館それぞれについて、旧基準、現行基準、耐震改修の棟数を示す。調査数は 89 棟で、そのうち旧基準は 55 棟(61%)、現行基準は 29 棟(33%)、耐震改修

5 棟(6%)である。なお、本節で示す「旧基準」の分類は、1981 年以前の旧基準で設計されていて耐震改修を行なっていない体育館であり、「耐震改修」とは、旧基準で設計されているが、耐震改修を実施した体育館である。調査体育館のうち、約 6 割が高校体育館である。表中の「2 階建て」とは、床により階が区切られ、2 階がアリーナとなっている体育館であり、規模が大きいものである。このような 2 階建ての体育館は、茨城県では高校の現行基準の体育館に多い。また、小・中学校体育館は、全て 1 階建てである。

表 5.3-1　調査地域一覧

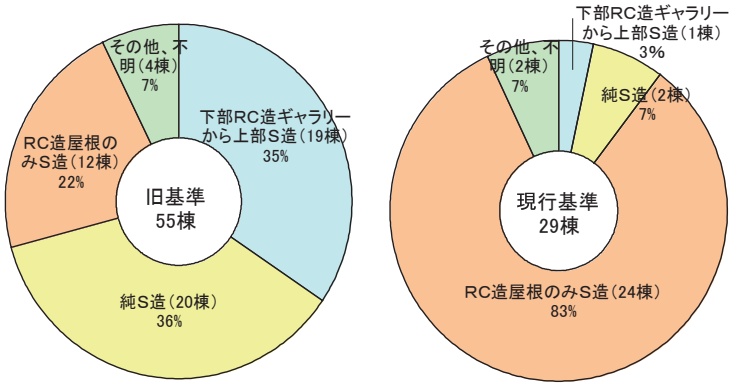
	旧基準	現行基準
高校体育館	大洗町、城里町、日立市、水戸市、那珂市、ひたちなか市、鉾田市、筑西市、笠間市、土浦市、坂東市、古河市、下妻市、筑西市、常総市	日立市、常陸太田市、常陸大宮市、水戸市、那珂市、鉾田市
小・中学校体育館	水戸市	水戸市

表 5.3-2　調査体育館の棟数

	高校体育館		小、中学校体育館		計
	1階建て	2階建て	1階建て	2階建て	
旧基準	34棟	1棟	20棟	0棟	55棟(61%)
現行基準	1棟	11棟	17棟	0棟	29棟(33%)
耐震改修	5棟	0棟	0棟	0棟	5棟(6%)
計	52棟(58%)		37棟(42%)		89棟

(2) 調査した体育館の構造形式

体育館の構造形式を、1)下部 RC 造ギャラリーから上部 S 造（以下、下部 RC 上部 S 造と呼ぶ)、2)純 S 造、3)RC 造屋根のみ S 造、の 3 種類に分類し、その棟数（割合）を、図 5.3-1(a)旧基準、(b)現行基準に示す。旧基準の体育館では、下部 RC 上部 S 造、純 S 造はそれぞれ 35%程度で、RC 造屋根のみ S 造が 20%程度であるのに対して、現行基準の体育館では、RC 造屋根のみ S 造の体育館の割合が 80%以上になっている。



（a）旧基準　　（b）現行基準

図 5.3-1　調査体育館の構造形式

表 5.3-3 には、下部 RC 上部 S 造及び純 S 造の体育館の S 造部分の桁行き方向の構造について、ブレース構造とラーメン構造の棟数を示している。旧基準では、ブレース構造の方がやや多い。現行基準は、全部で 3 棟であるが、それらは全てラーメン構造である。体育館の構造形式に関しては、新潟県中越地震における調査[5.3-5-7)]では、現行基準の体育館では、下部 RC 上部 S 造 84%、純 S 造 12%、RC 造屋根 S 造 4%、S 造桁行きブレース 88%、両方向ラーメン 8%、との調査結果があり、地域によって構造形式には大きな差があることがわかる。

図 5.3-2 には、柱の形状別の棟数と設計基準との関係を示す。旧基準ではさまざまな形状の柱が使われているが、現行基準では、ほとんどが RC 柱になっている。

表 5.3-3 (a) 旧基準の S 造桁行き方向の構造形式

下部RC造ギャラリーから上部S造		純S造	
19棟		20棟	
S造桁行きブレース	S造両方向ラーメン	S造桁行きブレース	S造両方向ラーメン
13棟	6棟	8棟	12棟

表 5.3-3 (b) 現行基準 S 造桁行き方向の構造形式

下部RC造ギャラリーから上部S造		純S造	
1棟		2棟	
S造桁行きブレース	S造両方向ラーメン	S造桁行きブレース	S造両方向ラーメン
0棟	1棟	0棟	2棟

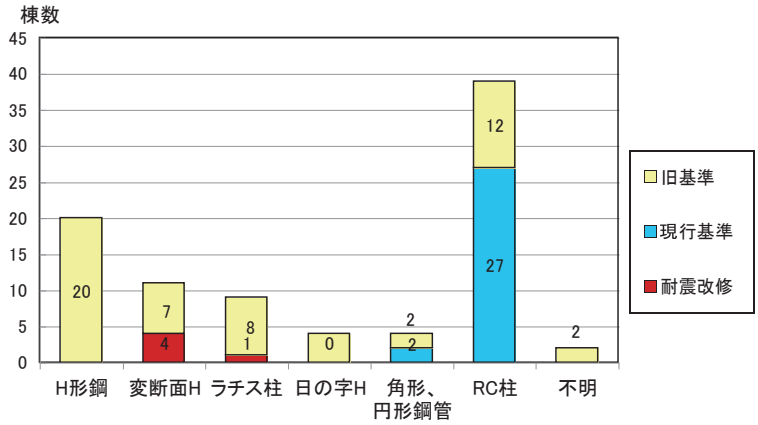


図 5.3-2　柱の形状

5.3.3 体育館の被害の形態と特徴

(1) 旧基準の体育館の被害の形態と特徴

表 5.3-2 で示した調査体育館のうち、旧基準の体育館 55 棟についての被害を、以下の 1)ー7)のように分類した。このうち、1)ー6)は構造的な被害を分類したものであり、7)は非構造部材の被害についてまとめて示したものである。

1) 鉛直ブレース材の座屈、破断と接合部の破断
2) ラチス柱の斜材の座屈
3) RC 造柱と S 造屋根の接続部（支承部）のコンクリートの剥離、ひび割れ
4) 屋根面水平ブレースのたわみ、座屈、破断
5) 柱脚コンクリートのひび割れ
6) その他（床束の転倒等）
7) 天井、外壁等の脱落、窓ガラスの破損等の被害

構造的な被害として、1) と 2) の被害は、被災度区分判定では、大破の被害に分類される。1) の鉛直ブレース材の座屈、破断と接合部の破断は、これまでの地震被害調査でも、旧基準の体育館では、たびたび観察されていた被害であり、基本的には、ブレース材自体の耐力不足や保有耐力接合が適切に行われていないこと等に起因する被害である（写真 5.3-1)。2)は、ラチス柱の張間方向で生じた斜材の座屈の被害である（写真 5.3-2、3)。このような、張間方向での柱の座屈の被害は、新潟県中越地震の被害調査では見られなかったものであり、被害の形態としては稀な被害と考えられるが、今回の調査でも 1 棟のみであった。3)の被害は、RC 造柱と S 造屋根の接続部（支承部）の被害であるが、コンクリートの剥離やひび割れが入る程度の比較的軽微な被害である（写真 5.3-4)。その他、4) ー6)の被害も、被災度区分としては、小破程度の被害に分類される比較的軽微な被害である。これらの旧基準の被害写真等は、速報[5.3-2)]に掲載しているので、詳細はそちらを参照されたい。

非構造部材の被害としては、天井、照明の脱落（写真 5.3-5ー6)、外壁の脱落、内壁の脱落、軒天の脱落、窓ガラスの破損（写真 5.3-7）など、比較的大きな被害が観察された。天井が広範囲に脱落したものが 4 棟有り、特に、小、中学校の体育館に比べ、高等学校の体育館では、広範囲での脱落等、大きな被害が観察された。これらの被害写真も速報[5.3-2)]に掲載している。



写真 5.3-1　ブレース材の座屈と接合部破断



写真 5.3-2　ラチス柱斜材の座屈



写真 5.3-3　ラチス柱斜材の座屈



写真 5.3-4　RC 柱と屋根接続部コンクリート剥離



写真 5.3-5　天井、照明の落下



写真 5.3-6　天井の落下

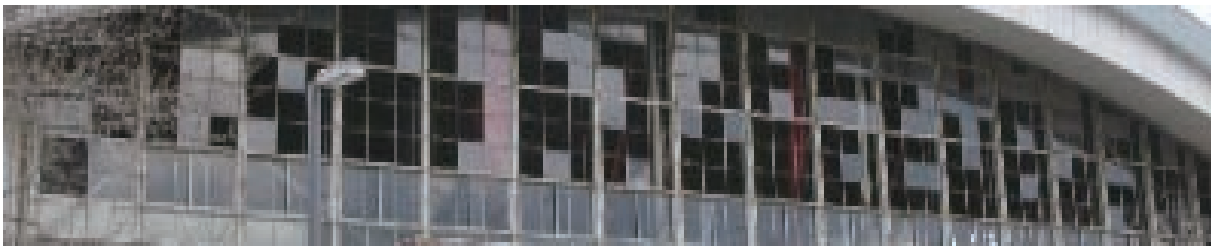


写真 5.3-7　ガラス窓の破損

(2) 現行基準の体育館の被害の形態と特徴

表 5.3-2 で示した調査体育館のうち、現行基準の体育館 29 棟の被害を、以下の 1)ー4)のように分類した。このうち、1)ー3)は構造的な被害を分類したものであり、4)は非構造部材の被害である。

1) 妻壁と S 造屋根の接続部（接合部）のボルト抜け出し、変形

2) RC 柱と S 造屋根の接続部（支承部）のボルト変形、コンクリートの剥落

3) 屋根面水平ブレースのたわみ

4) 天井材の脱落、破損

妻壁と S 造屋根接続部や RC 柱と S 造屋根支承部など、RC 造柱と S 造屋根接続部分で、比較的多くの被害が観察された。

1) は妻壁と S 造屋根フレームの接続部分のボルトの抜け出し、変形、コンクリートの剥落の被害である（写真 5.3-8ー10)。屋根に作用した力を妻壁に伝達できなかったために生じた被害である。ボルト等が完全に抜け出している場合等もある。

2) の RC 柱と S 造屋根の接続部（支承部）のボルト変形、コンクリートの剥落についても、屋根部分に作用した外力を、接続部（支承部）で伝達できなかったために生じた被害（写真 5.3-11、12）である。これら 1) 及び 2) の被害は、後述するように、被災度区分判定の結果、ほとんどが小破であり、1 棟のみ中破の被害に区分されている。3) は屋根面水平ブレースの被害であるが、たわみが観察された程度で、破断は観察されなかった。4) の屋根天井材の被害は、広範囲に脱落したものも含め、比較的多くの体育館で破損や脱落の被害が観察された（写真 5.3-13ー17)。



写真 5.3-8 妻壁と S 造屋根接続部ボルト抜け出し



写真 5.3-9 妻壁と S 造屋根接続部ホールインアンカー抜け出し

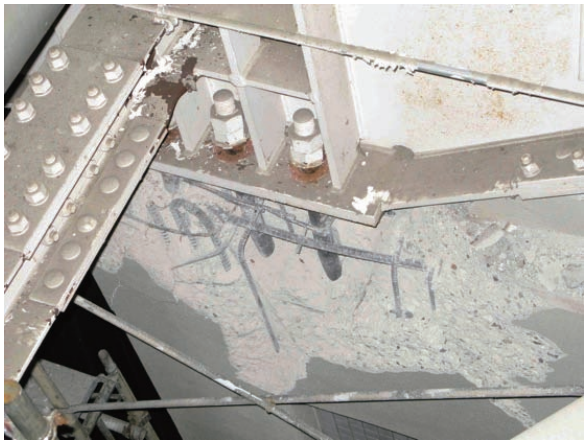


写真 5.3-10 妻壁と S 造屋根接続部のコンクリート破壊、ボルト変形



写真 5.3-11 RC 柱と S 造屋根接続部（支承部）のコンクリート剥落



写真 5.3-12 RC 柱と S 造屋根接続部（支承部）のコンクリート剥落、ボルト変形



写真 5.3-13 天井の落下

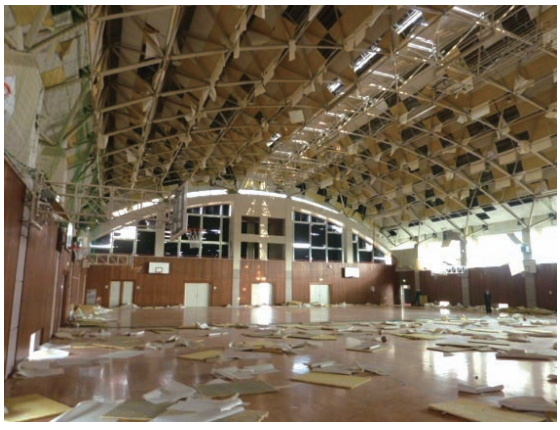


写真 5.3-14　天井の落下



写真 5.3-15　天井の落下



写真 5.3-16　天井の落下



写真 5.3-17　斜め補剛材のはずれ

(3) 耐震改修した体育館の被害

表 5.3-2 で示した 5 棟の耐震改修建物のうち、4 棟が V 型のブレース補強、1 棟が X 型のブレース補強であり、5 棟とも無被害（軽微含む）であった。このうちの 1 棟は、近くで旧基準体育館のブレースが破断するような大きな構造被害が観察された地域であったが、無被害であった（写真 5.3-18、19）。



写真 5.3-18　増設した V 型の補強ブレース



写真 5.3-19　耐震補強した体育館の内観

5.3.4 体育館の被災度区分判定と分析

被害調査を行った全ての体育館について、被災度区分判定を行った。ここでは、被災度区分判定結果と設計基準（旧基準、現行基準、耐震改修）との関係、構造耐震指標値との関係等について整理、分析した結果を示す。

(1) 震度区分と被災度の関係

調査した体育館それぞれについて、各体育館から最も近い JMA や K-NET 等の観測地点での計測震度を調査し、それを各体育館での計測震度とみなし、それに基づいて、震度区分毎の体育館の被災度の状況を図 5.3-3 に示す。(a)は旧基準、(b)は現行基準、(c)は耐震改修の結果である。

5.3.2 項で示したとおり、本被害調査では、最初に震度 5 以上の広い地域を調査対象にして、旧基準の体育館調査を行っている。そのため、(a)の旧基準体育館では、震度 5 地域の体育館が 10 棟含まれているが、結果として、これら地域の被害は、ほとんどが軽微または無被害であった。6 弱の区域では、2/3 以上が小破の被害であるが、大破は 3 棟だけである。(b)の現行基準の体育館では、概ね震度 6 以上の地域で調査が行われている。調査体育館の半分以上が軽微または無被害に区分され、中破に判定されたのが 1 棟であった。(c)の耐震改修体育館では、調査された 5 棟全てが軽微または無被害であった。

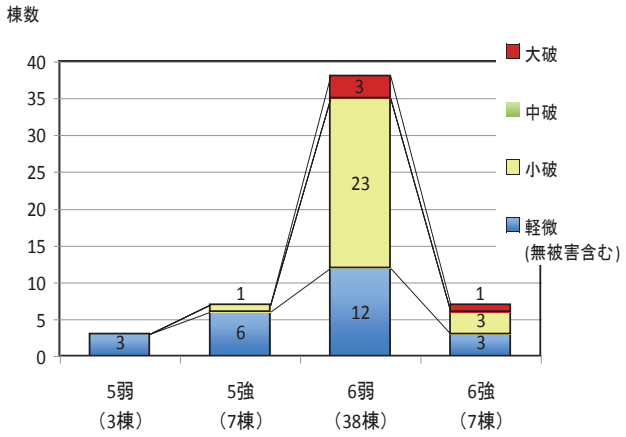


図 5.3-3(a) 旧基準体育館の震度区分毎の被災度(総合判定)の棟数

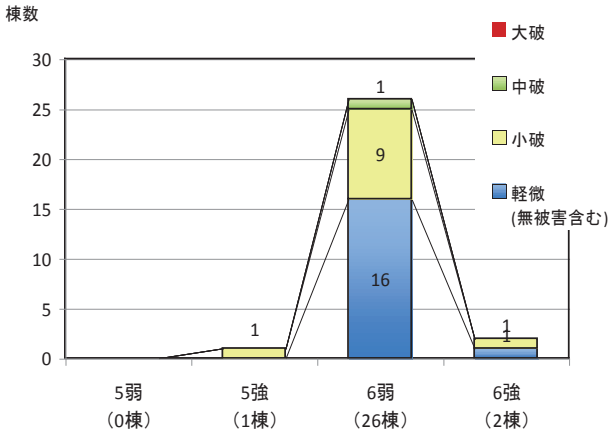


図 5.3-3(b) 現行基準体育館の震度区分毎の被災度(総合判定)の棟数

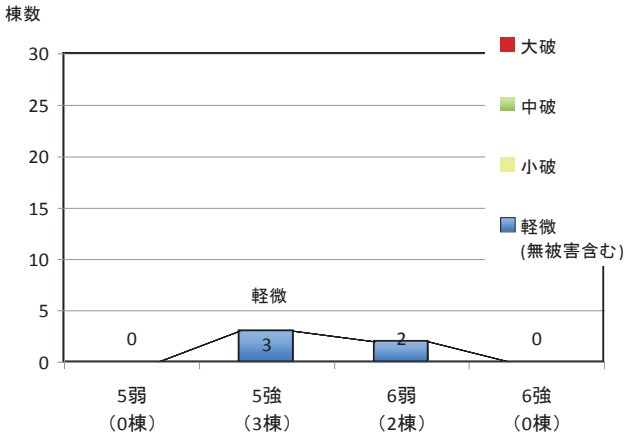


図 5.3-3(c)　耐震改修体育館の震度区分毎の被災度(総合判定)の棟数

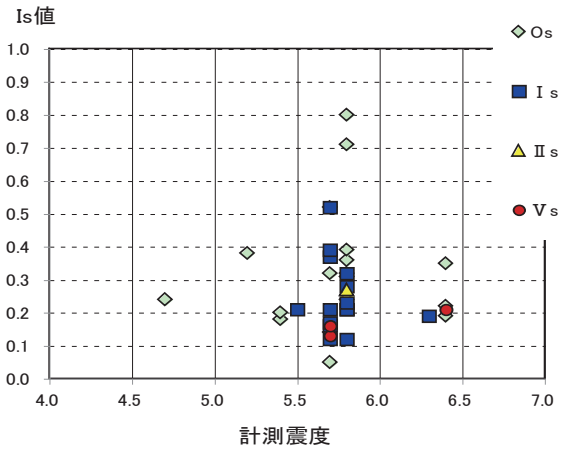
(2) 計測震度、*Is* 値と被災度の関係

調査を行った旧基準の体育館 55 棟のうち、37 棟については、耐震診断により計算される構造耐震指標 $Is^{5.3-3)}$値が得られている。図 5.3-4 では、各体育館の最寄りの観測地点で観測された計測震度を横軸、体育館の *Is* 値を縦軸として、体育館の被災度を区別してプロットしている。

(a)図は、構造の被災度と値及び計測震度との関係である。この図からは、計測震度が 5.5ー6 の範囲には、比較的多くプロットがあり、大きな構造被害ランクであるⅤs は、*Is* 値が 0.2 程度以下の範囲で発生していることがわかる。

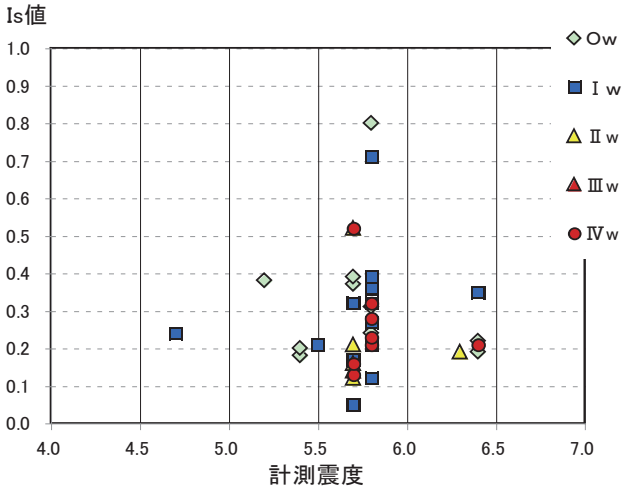
(b)図は、非構造部材、仕上げの被災度と *Is* 値及び計測震度との関係である。この図から、非構造の被害ランクとして大きな被害であるⅢw とⅣw は、*Is* 値が 0.1ー0.5 程度の範囲に分布しており、*Is* 値が比較的大きくても、非構造の被害が大きい場合があることがわかる。

(c)図は、総合判定の被災度である。(a)図と同様の傾向であり、*Is* 値が小さい場合に、比較的大きな被災度ランクになるような傾向が見られる。



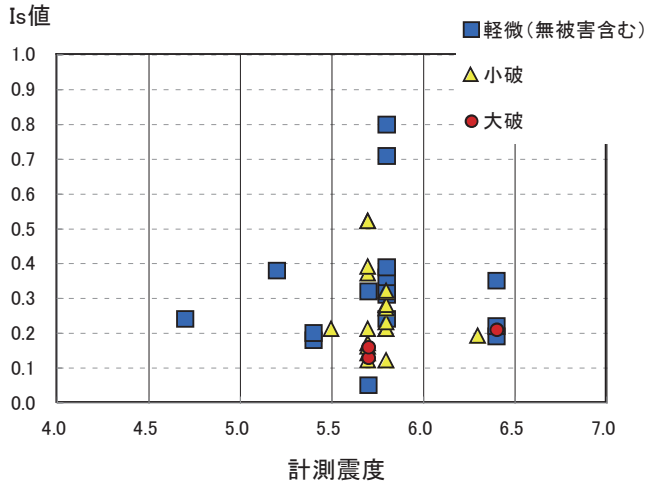
(a) 構造骨組の被災度区分

図 5.3-4(a)　計測震度と *Is* 値と被災度の関係



(b) 非構造の被災度区分

図 5.3-4(b)　計測震度と *Is* 値と被災度の関係



(c) 総合判定の被災度

図 5.3-4(c)　計測震度と *Is* 値と被災度の関係

(3) 設計基準と被災度の関係

図 5.3-5ー7 に設計基準 (旧基準、現行基準、耐震改修) 毎の被災度の棟数と割合を示す。ここでは、なるべく同等の震度における体育館の被災度を比較するため、震度 6 弱以上の体育館のデータのみを対象にして分析を行う。図 5.3-5 は、構造骨組の被災度区分で(a)は棟数、(b)は割合である。図 5.3-6 は、非構造部材、仕上げの被災度区分、図 5.3-7 は、総合判定の被災度である。

図 5.3-5 から、構造被害に関しては、大きな被害ランクであるＶｓは、旧基準体育館で見られたが、その数は 4 棟である。現行基準の体育館では、構造の被災度は、Ⅱｓ以下である。Ｉｓ以上の被害の割合を比較すると、旧基準は 55%で、現行基準では 30%程度であり、現行基準の方が、Ｉｓ以上の被害率が少ないことがわかる。

図 5.3-6 から、非構造部材に関しては、旧基準、現行基準ともに、全ての被災度区分の被害が生じていることがわかる。現行基準の方が大きな被害の割合はやや少なくなっているが、旧基準と現行基準の非構造部材の被災度の傾向はそれほど変わらない。

図 5.3-7 は、構造被害と非構造被害の両方を考慮して決定される総合判定の被災度である。旧基準で大破と判定されたものは 4 棟であるが、割合としては 1 割弱である。小破以上の被害の割合を比較すると、旧基準は 65%、現行基準は 40%程度で、現行基準では被害率が小さくなっている。大破などの大きな被害に関して、新潟県中越地震における調査 [5.3-5-7)] では、旧基準の体育館の大破の割合は 3 割程度であり、本調査における大破の被害率は、新潟県中越地震の調査結果よりも小さい。

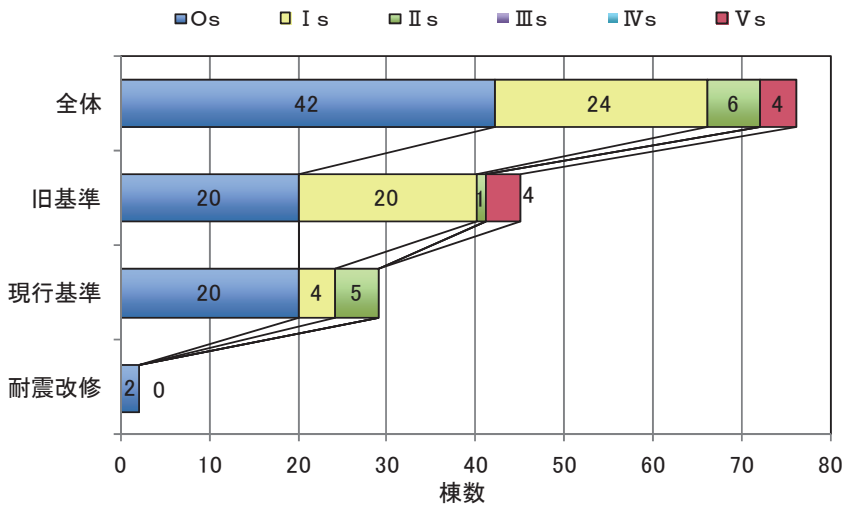


図 5.3-5(a)　設計基準毎の構造骨組の被災度区分の棟数

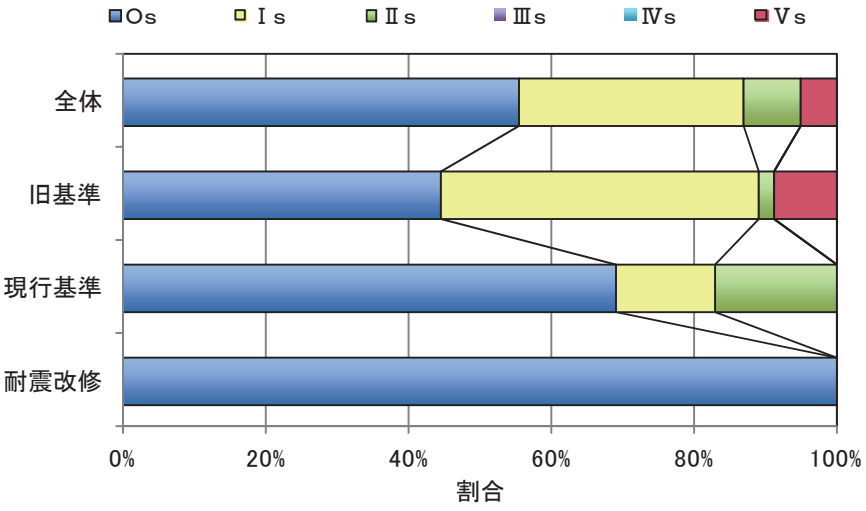


図 5.3-5(b)　設計基準毎の構造骨組の被災度区分の割合

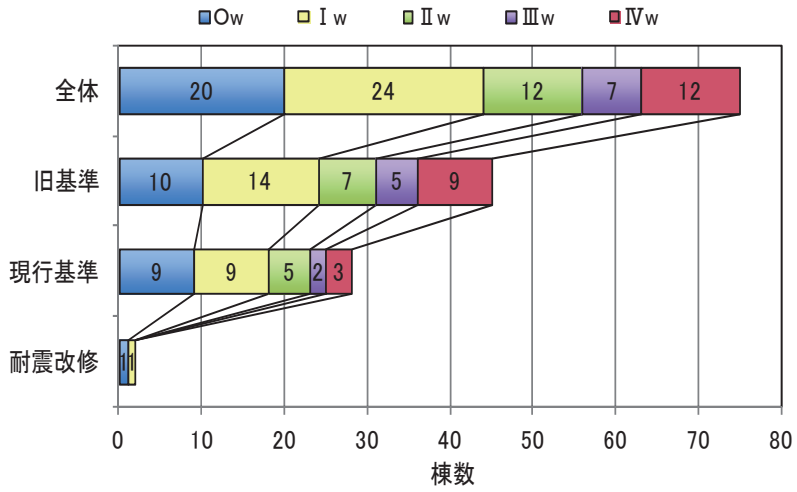


図 5.3-6(a)　設計基準毎の非構造の被災度区分の棟数

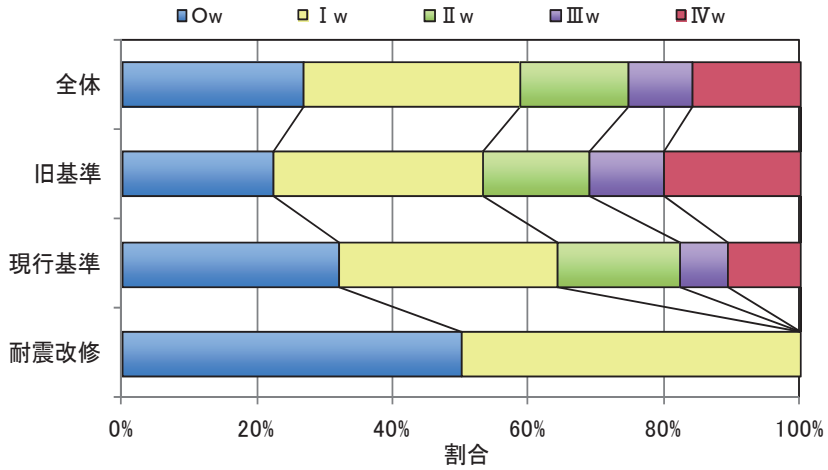


図 5.3-6(b)　設計基準毎の非構造の被災度区分の割合

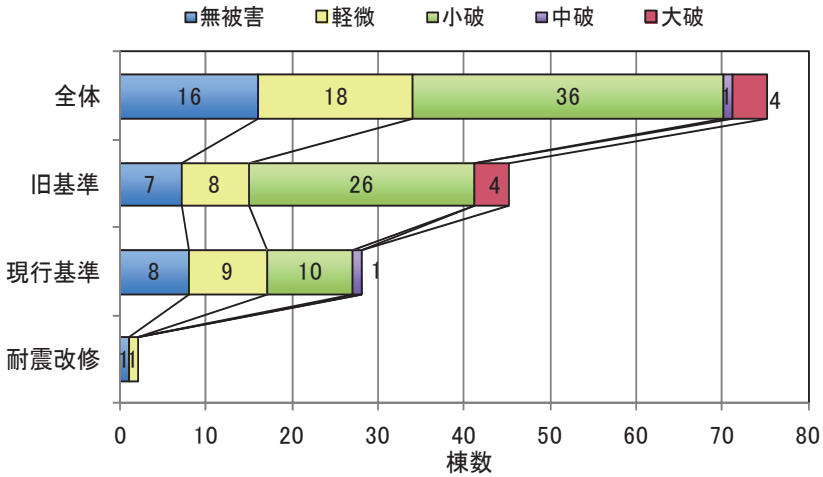


図 5.3-7(a)　設計基準毎の総合判定の被災度区分の棟数

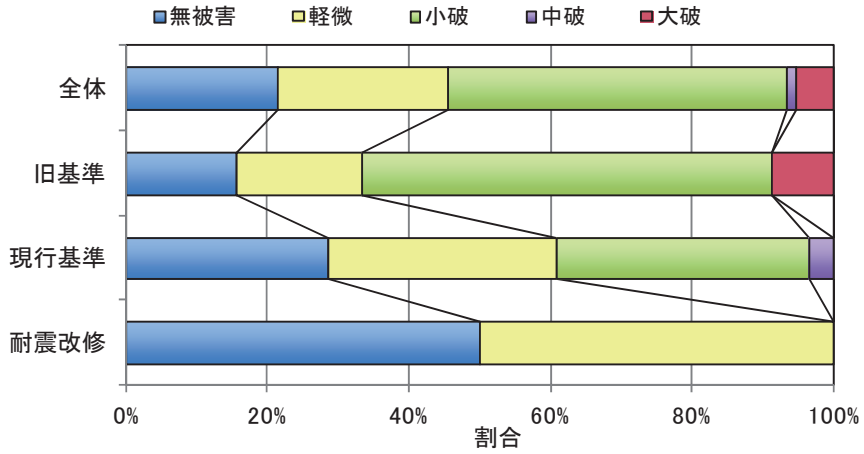


図 5.3-7(b)　設計基準毎の総合判定の被災度区分の割合

5.3.5　被害部位毎の分析

5.3.3 項で示した体育館の被害について、被害部位毎の分析を行った。ここでは、それらの被害について、設計基準毎の棟数を示す。なお、ここでも震度 6 弱以上の体育館データを分析の対象としている。

(1) 鉛直ブレース材の被害

図 5.3-8 に、鉛直ブレース材とその接合部の被害棟数を示す。鉛直ブレース材とその接合部では、ブレース材の引張降伏や部材及び接合部の破断の被害が見られた。Ⅴランクの破断被害は、旧基準で 3 割弱程度となっている。現行基準では、鉛直ブレースを用いた構造は無い（表 5.3-3(b)参照)。

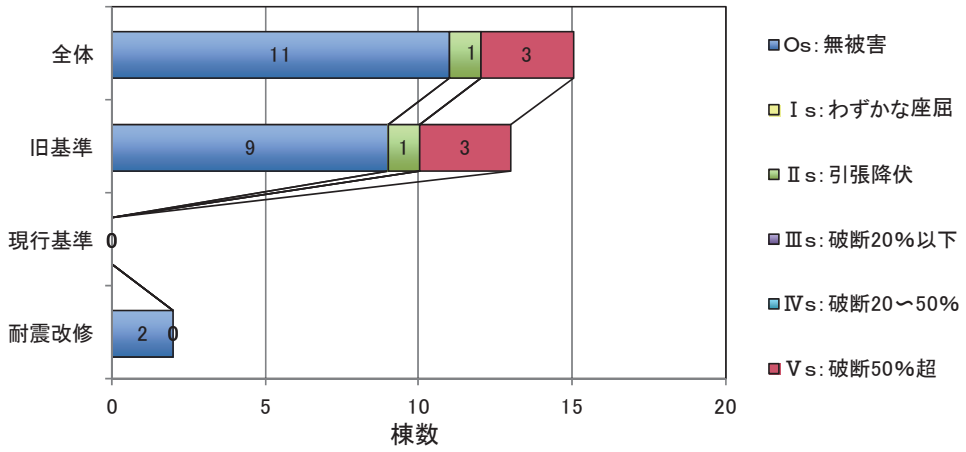


図 5.3-8　鉛直ブレースの被害の被災度区分の棟数

(2) RC 柱及び妻壁と屋根接続部（支承部）の被害

図 5.3-9 に、RC 柱及び妻壁と屋根接続部（支承部）の被害について、構造の被災度区分としての棟数を示す。RC 柱と S 造屋根の接続部（支承部）の被害は、構造の被災度区分Ⅰs またはⅡs ランクの被害である。現行基準でも、25%程度の被害率でこのような被害が発生している。これらの旧基準と現行基準の被害の内訳を図 5.3-10(a)、(b)に示す。旧基準の被害は、接続部のコンクリートの剥離程

度であるが、現行基準では、妻壁との接続部でボルトの抜けだし、変形等の被害が見られた（妻壁と屋根の接続部の被害は、屋根面水平ブレースの破断と同様の被災度ランクとした)。

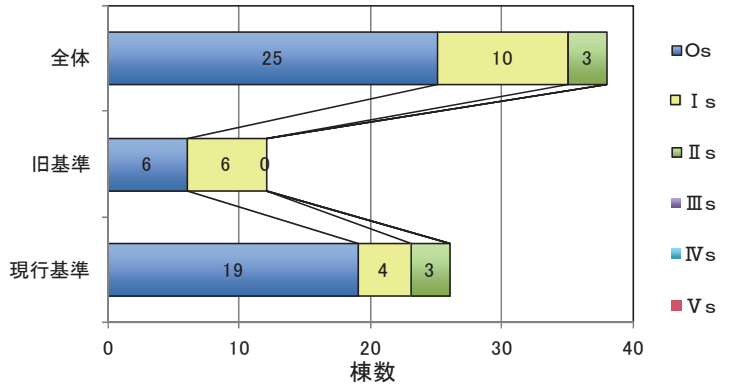


図 5.3-9　RC 柱及び妻壁と屋根接続部(支承部)の被害の被災度区分の棟数

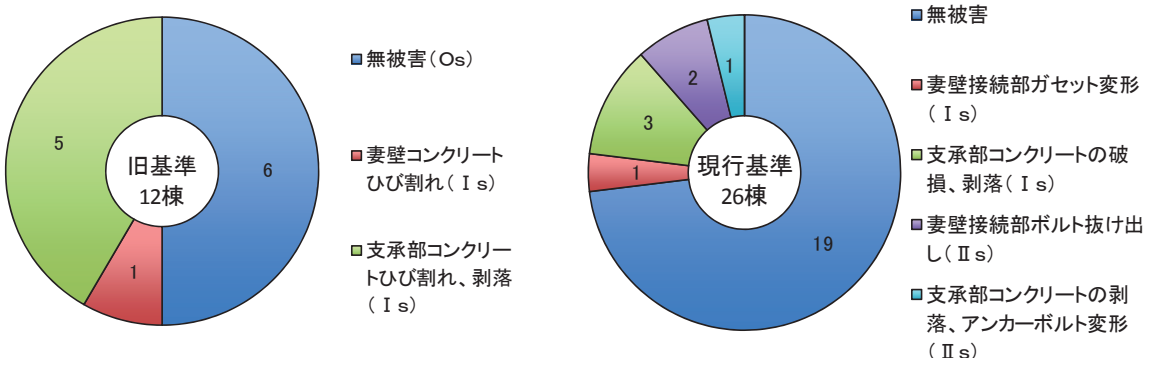


図 5.3-10　RC 柱及び妻壁と屋根接続部(支承部)の被害の内訳

(3) 屋根面水平ブレースの被害

図 5.3-11 に、屋根面水平ブレースの被害棟数を示す。屋根面水平ブレースで、たわみ、破断等の被害が見られた。旧基準では破断が生じているものが数棟見られたが、現行基準では破断しているものは無かった。なお、不明とは、屋根面水平ブレースがあることは確認できたが、被害状況が確認できていないものである。

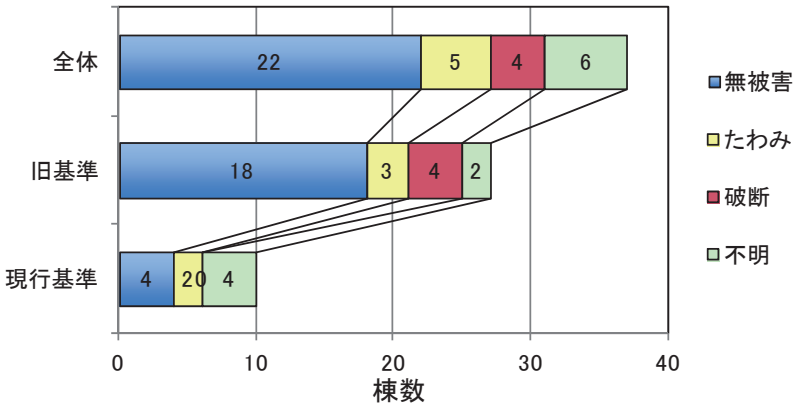


図 5.3-11　屋根面水平ブレースの被害棟数

(4) 露出柱脚の被害

図 5.3-12 に露出柱脚の被害を示す。露出柱脚の被害は、コンクリートのひび割れ等の比較的軽微なものであった。

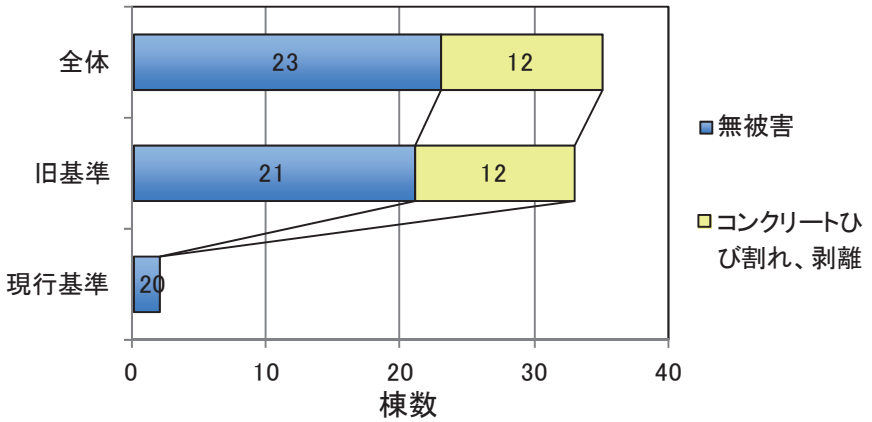


図 5.3-12　露出柱脚の被害棟数

(5) 天井の被害

図 5.3-13 に天井の被害を示す。(a)は、各被災度区分の棟数、(b)は割合である。天井の被害に関しては、旧基準も現行基準も被害棟数の傾向に大きな差はないが、Ⅱw 以上の、比較的大きな被害の割合は、現行基準の方がやや多くなっている。

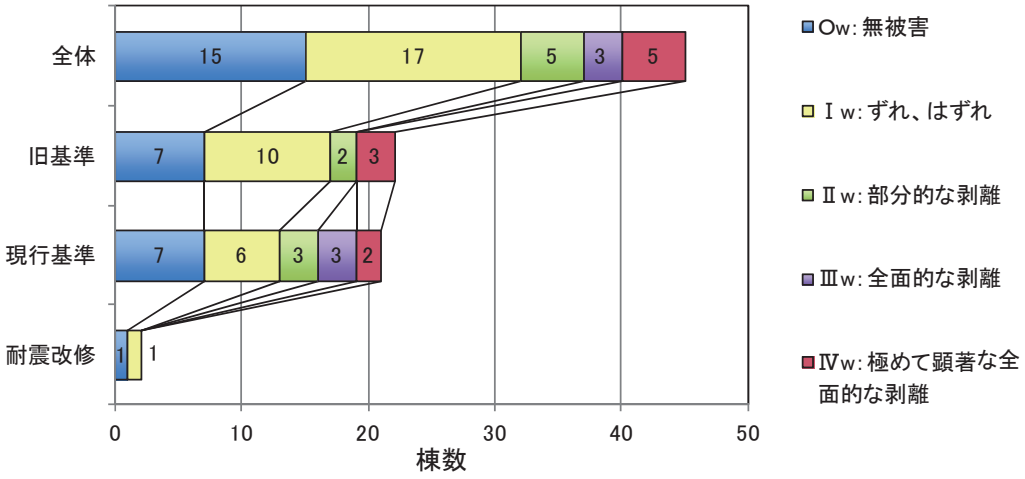


図 5.3-13(a)　天井の被災度区分の棟数

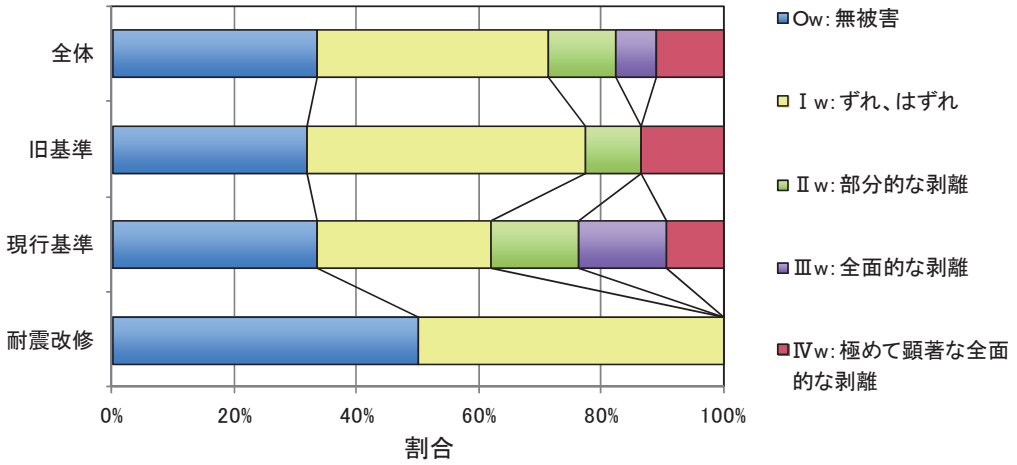


図 5.3-13(b)　天井の被災度区分の割合

5.3.6　構造被害を軽減するための対策

(1) 旧基準の体育館

5.3.3 項で示したように、旧基準の体育館で大破の被害となった被害形態は、鉛直ブレース材の座屈、破断と接合部の破断、及びラチス柱の斜材の座屈、である。これらの旧基準の体育館は、現行基準で設計されている体育館に比べれば、ブレース部材や柱部材で耐力が不足していると考えられる。また、旧基準の体育館では、接合部の保有耐力接合が行われていないと考えられ、これらが主な被害原因になっているものと思われる。今回の調査では、ブレースの補強による耐震改修が行われていた体育館では、ほとんど無被害であったことから、適切な耐震改修によって、構造、非構造の被害を軽減することは可能である。旧基準で設計されている体育館については、早急に耐震改修を行うことが重要である。

(2) 現行基準の体育館

現行基準の体育館では、RC 柱や妻壁と S 造屋根の接続部（支承部）で、コンクリートの剥落やボルトの抜け出し、変形、の被害が見られた。これらの被害は、小破から中破の被害に区分されるものである。図 5.3-1(b)で示したように、今回の調査の茨城県内では、現行基準の体育館は、ほとんどが RC 造屋根のみ S 造の構造形式であり、その RC 部分と S 造屋根の接続部分での被害である。

RC 柱や妻壁部分と S 造屋根の接続部分でのボルトの抜け出しやコンクリートの破壊については、文献 5.3-8）に、このような部位に生じると考えられる破壊形式とその対策が記されている。それらを検討することが、このような被害を軽減するための 1 つの対策になると考えられる。また、RC 柱や妻壁部分と S 造屋根の接続部（支承部）の設計法としては、耐震診断や補強設計で用いられている方法として、最上層における建物の保有水平耐力から、屋根面に作用する震度を求め、地震力が屋根面に均等に作用するとして、屋根の面積比に応じて屋根面せん断力を算定して設計する方法[5.3-9),10)]や、略算的な方法として、屋根面が伝達すべき重量に 0.55×Ai×Fes を乗じて必要耐力を計算し、それに対して屋根面水平ブレースや接続部を設計する方法[5.3-9),10)]等、がある。このような方法による屋根接続部や屋根面水平ブレースの安全性の確認は、現行基準の設計において、必ずしも実施されていない可能性が有る。この方法によって作用する地震力を算定し、接続部や屋根面水平ブレースを設計することも、この部位の地震被害を軽減する 1 つの方法になると考えられる。

5.3.7 まとめ

本節では、2011 年東北地方太平洋沖地震に対する鉄骨造建築物の地震被害調査として実施した茨城県内の学校体育館の被害調査について、その概要を述べ、被害の形態等を示した。また、調査した体育館の被災度区分判定を行い、それに基づく分析結果を示すとともに、被害を軽減するための対策等を述べた。学校体育館の調査、分析の結果を以下にまとめて示す。また、一般的な建築物の被害の概要についても、最後にまとめて示す。

1) 旧基準の学校体育館の構造の被害を 6 種に分類した。それらのうち、鉛直ブレース材の座屈、破断と接合部の破断、及び、ラチス柱の斜材の座屈、は大破に分類される被害であるが、その棟数は 4 棟であり、大破の被害率としては 1 割弱であった。新潟県中越地震の同様の調査では、旧基準の体育館の大破の割合は 3 割程度であり、本調査における大破の被害率は、新潟県中越地震の調査結果よりも小さい。
2) 一方、現行基準の体育館の構造被害として、妻壁と S 造屋根接続部や RC 柱と S 造屋根支承部など、RC 造柱と S 造屋根接続部分で、コンクリートの剥落やボルトの抜け出し、等が比較的多く観察された。ただし、これらは、ほとんどが小破の被害区分であり、1 棟のみが中破と判定された。旧基準と現行基準の被害率を比較すると、現行基準では、旧基準に比べて小破以上の被害率が少なく、大破と判定されたものもなかった。
3) 今回の調査では、旧基準の設計で耐震改修した体育館は、震度 6 弱以上では 2 棟のみであったが、これらはいずれも、軽微及び無被害の被害ランクであった。
4) 体育館の非構造部材の被害に関しては、旧基準の体育館では、天井、照明の脱落、外壁の脱落、内壁の脱落、軒天の脱落、窓ガラスの破損など、比較的大きな被害が観察された。天井が広範囲に脱落したものが 4 棟程度あった。また、現行基準の被害としては、天井の被害については、広範囲に脱落したものも含め、比較的多くの体育館で破損や脱落の被害が観察された。天井被害に関しては、旧基準と現行基準に被害の傾向に大きな差はないが、Ⅱw 以上の、比較的大きな被害の割合は、現行基準の方がやや多くなっていた。
5) 調査した体育館について、計測震度、*Is* 値と被災度の関係及び被災度と設計条件の関係等を示した。また、被害部位毎の分析結果を示した。*Is* 値と被災度の関係については、*Is* 値が小さいほど、大きな構造被害ランクになる傾向は見られた。一方で、非構造の被害については、大きな被害区分であるⅢw とⅣw の被害は、*Is* 値が 0.1ー0.5 程度の範囲に分布し、*Is* 値が比較的大きくても、非構造の被害が大きい場合があった。
6) 現行基準の体育館では、RC 柱や妻壁と S 造屋根の接続部（支承部）で、コンクリートの破壊やボルトの抜け出しの被害が見られた。このような被害を軽減するための対策として、文献 5.3-8ー10）による検討方法を挙げた。

一般的な鉄骨造建築物の被害概要

宮城県、福島県、茨城県等の広範囲の地域の一般的な鉄骨造建築物の外観による被害調査を実施した。一般的な鉄骨造建築物の被害の概要を以下にまとめて示す。なお、これらの詳細は、速報 [5.3-2)] を参照されたい。

1) 一般的な鉄骨造建築物の被害調査の結果、駐車場、倉庫、ショッピングセンター等のブレース構造建物において、ブレース材の座屈やその接合部の損傷等の被害が観察された。また、駐車場の露出柱脚に被害が観察された。今回の調査範囲では、鉄骨造建物の柱、梁等の主要な構造部材に、

座屈や破断等の大きな被害は観察されなかった。

2) 非構造部材の被害としては、事務所、店舗、駐車場等の建物で、ALC パネル等の外装材が脱落している被害例が各地で散見された。

参考文献

5.3-1) 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針、(財)日本建築防災協会、2002 年 8 月

5.3-2) 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震調査研究 (速報)、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 23 年 5 月

5.3-3) 2011 年改訂版 既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説、(財) 日本建築防災協会、2011.9

5.3-4) 立道郁生、竹内徹：大空間を有する建物の被害、建築技術 No.741、2011 年 10 月

5.3-5) 平成 16 年新潟県中越地震建築物被害調査、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、pp.305-353、平成 18 年 10 月

5.3-6) 長谷川隆、向井昭義、西田和生、石原直：新潟県中越地震における鉄骨造体育館被害調査　その 1 構造被害の分析、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.569-570、2005 年 9 月

5.3-7) 西田和生、向井昭義、長谷川隆、石原直：新潟県中越地震における鉄骨造体育館被害調査　その 2 非構造部材の被害状況の分析、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp. 571-572、2005 年 9 月

5.3-8) 各種合成構造設計指針・同解説、日本建築学会、2011.4

5.3-9) 学校施設の耐震補強マニュアル S 造屋内運動場編 (2003 年改訂版)、文部科学省、平成 20 年 9 月

5.3-10) 実務者のための既存鉄骨造体育館等の耐震改修の手引きと事例、(財)日本建築防災協会、(社)建築研究振興協会、2005.7

5.4 木造建築物

5.4.1 調査の目的と概要

平成 23 年（2011 年）3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震により、木造建築物にも多数の被害が発生した。国土技術政策総合研究所と建築研究所は、地震発生の３日後にあたる 3 月 14 日から木造建築物の被害概況を把握する目的で、第一次調査を行った。今回の地震による震災は広範囲にわたったため、この第一次調査は複数回にわたって実施したが、被害の全容を把握し切れていない。

調査した範囲（宮城県栗原市、大崎市、遠田郡美里町、石巻市、仙台市、福島県須賀川市、栃木県那須郡那須町、矢板市、茨城県常陸太田市、那珂市、水戸市、常総市、龍ヶ崎市など）で木造建築物の地震動による被害をまとめると以下の通りとなる。

1）木造建築物の地震動による被害は宮城県大崎市、福島県須賀川市、栃木県那須郡那須町、茨城県常陸太田市、那珂市などで多く確認された。

2）宮城県栗原市では、震度７を記録したにもかかわらず、木造建築物の被害は過去に震度７を記録した地震と比べて大きくない。

3）造成宅地の地盤変状による被害は、宮城県仙台市、栃木県矢板市などで大きく、被害棟数もそれなりに多い。

4）屋根瓦の被害などは、地震が頻繁に発生する宮城県よりも、むしろ福島県、茨城県の方が多いという印象がある。

5）低湿地や水田を埋め立てたなどの宅地では、地盤変状が発生しなくても地震動が増幅した可能性があることが、宮城県栗原市、大崎市、栃木県那須町、茨城県常陸太田市、那珂市、常総市、龍ヶ崎市などで看取された。

6）宮城県大崎市では、２階の残留変形が１階よりも大きい希有な被害例が複数確認された。

5.4.2 抽出的な詳細調査

木造建築物の地震被害の原因を検討するために、建物の耐震要素や仕様等の必要な情報を収集する必要がある。本項では、過去に起こった大規模な地震による被害調査[5.4.2-1)-5.4.2-3)]と同様に実施した、東北地方太平洋沖地震の木造建築物の詳細調査（第二次調査）結果について報告する。第一次調査として、宮城県北部、福島県南部、栃木県北部、茨城県北部・南部で実施した概要調査（第一次調査）結果と、他機関による調査結果から、大きな地震動被害（倒壊、もしくは残留変形が視認できる程度）が生じているのは、宮城県大崎市付近、栃木県那須町付近、茨城県那珂市付近の 3 地域であることが分かった。よって、地震動による被害の大きかった建物の構造仕様と、被害状況を明らかにし、被害の原因を分析することを目的として、これら 3 地域において詳細調査を実施した。

5.4.2.1 調査建物の概要

詳細調査を行った建物の概要を表 5.4.2-1 に示した。表に示した記号に基づき、個別の建物の概要について以下に記す。情報は現地での調査と、建物所有者のヒアリングの結果に基づいてまとめた。

表 5.4.2-1 詳細調査を行った建物の概要

調査地	記号	調査日	所在地	築年数	階数	残留変形の最大値	応急危険度	被害概況
茨城県 那珂市	N-1	4月21日	那珂市門部	50	2	南1/33	要注意	南面にほとんど壁がない。土壁剥落。
	N-2	4月21日	那珂市門部	35	1	東1/59	要注意	屋根棟瓦落下、30～40cm盛土あり。
	N-3	4月21日	那珂市門部	60	1	北1/40	―	増築部と既存部のジョイント部を境として両側に開くように傾斜。
茨城県 常陸太田市	H-1	4月21日	常陸太田市松栄町	52	1	西1/160	危険	台所部と居室部が分離し，境界の柱が曲げ変形。
	H-2	4月21日	常陸太田市松栄町	36	1	―	危険	外壁ラスボード剥落。建て起こし済み。
	H-3	4月21日	常陸太田市松栄町	14	2	2F-1/300	―	外壁モルタル剥落、内装石こうボード割れ。
	H-4	4月21日	常陸太田市松栄町	100	1	1/3.5	―	ほとんどの柱が垂れ壁下端、又は足固め部で折損、石場立て。
	H-5	4月21日	常陸太田市松栄	23	2	1/60	―	時計回りにねじれるように傾斜。補修済み。
宮崎県 大崎市	O-1	4月27日	大崎市古川中里	55	2	南1/21	―	40年前に一部増築、土壁、内装合板剥落、筋かい一部座屈破断。
	O-2	4月27日	大崎市古川中里	47	2	2F-1/100	危険	2Fのオーバーハングをブレース付き鉄骨柱で支持、4/7余震で被害拡大。
	O-3	4月27日	大崎市古川中里	35	2	2F西1/167	―	1F店舗、6軒長屋の北端。一部撤去済み。
	O-4	4月27日	大崎市古川荒川黄金町	約80	2	西1/83	―	37年前に増築。当初部分の真壁のボードの亀裂・落下。東側増築部との衝突。
	O-5	4月28日	大崎市古川七日町	74	2	南1/67	―	店舗併用住宅。南が小規模河川に隣接。
	O-6	4月28日	大崎市古川七日町	200超	2	―	―	総2階立ての土蔵。2階に筋かいあり。
	O-7	4月28日	大崎市古川七日町	約200	2	東1/19	―	3棟が連続・接続するうち、南東の角の建物が大変形。
宮崎県 石巻市	I-1	4月29日	石巻市田道町	30超	2	東1/67	―	店舗併用住宅。建具損壊、隅柱に生物劣化在り。津波浸水約70 cm。
	I-2	4月29日	石巻市清水町	46	2	西1/333	―	店舗併用住宅。内装プリント合板座屈、店舗部分の隅柱に腐朽あり。
	I-3	4月29日	石巻市清水町	25~26	2	2F南1/125	―	水害対策のため60cm盛土、開口隅の外壁モルタル亀裂、内装合板脱落、津波浸水約60cm。

(1) N-1

外観から、本震と余震の振動的被害による躯体の残留変形が大きいと思われた住宅である。部分的に 2 階建てである伝統的な軸組構法の住宅で築 50 年経過している。基礎は大谷石で、その上に土台と軸組が組まれ、金物は殆ど見受けられず、土塗りの壁が主である。外壁開口部は数多く、間仕切り壁が少ないため、壁量が大きく不足していると思われる。各階共に、土塗り壁の剥落が散見し、1 階は 3/1000rad.、2 階で 28/1000rad.程度の層間変形が残留していた。また、2 階の外壁材と屋根瓦の一部剥落が見受けられた。



写真 5.4.2-1 外観と仮筋かい補強



写真 5.4.2-2 土塗り壁等の剥落

(2) N-2

久慈川に近い敷地(周辺は畑)に位置する在来軸組構法による築 36 年の平屋住宅(農家型)である。応急危険度の判定結果は「要注意」であった。新築時に 30～40cm 程度の盛土をしている。基礎のコンクリート製布基礎で、鉄筋の有無は不明。柱はすぎの正角材（105 角）で、接合部の金物の使用は確認できなかった。外壁はサイディングとモルタルの併用で、内壁はラスボードに土塗り仕上げであった。地盤に顕著な被害を見られなかった。主な被害状況は屋根瓦の棟部の落下、布基礎の換気口周りの切れ、外壁のモルタルの亀裂であり、内部では家具の転倒、玄関のタイル床の亀裂、玄関脇の土の上塗り部分が脱落、和室建具の障子紙が切れ等の被害がみられた。柱の残留変形は，東側に 1/59rad.程度，北側に 1/360 rad.程度であった。



写真 5.4.2-3 建物外観



写真 5.4.2-4 建物内部の状況（障子紙の破損）

(3) N-3

築 60 年の平屋の軸組構法木造住宅。西側を 30 年前に増築。増築部と既存部のジョイント部を境として、両側に開くように傾斜していた。ジョイント部では地震後雨漏りが起きるようになったとのこと。既存部は、地震直後は戸が開かないくらい傾斜していたが、ジャッキによって、傾斜を補正したのこと。既存部は北に約 1/40、東に約 1/120 傾斜。既存部に基礎は無く土台が直接地面に置かれ、セメント瓦による寄棟屋根であった。



写真 5.4.2-5　建物外観－正面



写真 5.4.2-6　水平方向に移動した柱脚

(4) H-1

在来軸組構法による昭和 34 年築（築 52 年）の平屋住宅で、道路越しの南側が田園地帯となっていた。新築時に 1m 程度の盛土をし、昭和 45 年頃に建物の向きを半時計回りに 90 度回転させる引き屋を実施した。昭和 49 年頃に西側に増築を行った。応急危険度の判定結果は「危険」であった。基礎は束石で、土台を地面近くに配置していた。屋根は瓦葺き、外壁は漆喰塗り及び下見板張りで、柱は 105 角の正角材であった。内壁は竹小舞に土塗り壁で、筋かいの有無は不明であったが、増築部分には筋かいが確認された。地盤に大きな被害は見られず、玄関部の土台が腐朽して隅柱が土台から分離した結果、玄関部が大きく傾斜していた。内壁は床の間側面の塗り土が落下し、台所部と居室部が分離し、境界にある柱が曲げ変形していた。柱の残留変形は西に 1/160rad.、北に 1/1600rad. であった。



写真 5.4.2-7　玄関部の分離，傾斜



写真 5.4.2-8　柱の曲げ変形（台所と居室の境）

(5) H-2

久慈川に隣接する敷地に位置する在来軸組構法による昭和 50 年築（築 36 年）の平屋住宅（農家）で、新築時に盛土している。調査時は立て起こし終了後であった。応急危険度の判定結果は「危険」であった。基礎は布基礎で、屋根は瓦葺き、外壁はラスボード下地に土および漆喰の上塗りであった。南側外周部はほとんどが開口部で壁が少なく、耐震性能上、有効に施工された筋かいは確認できなかった。柱の断面は 115×120 で、内外壁の脱落が多かった。



写真 5.4.2-9　建物外観



写真 5.4.2-10　脱落した外壁の仕上げと破断した筋かい

(6) H-3

2 階建の在来軸組構法による築 14 年の木造住宅で、1 階平面の半分を倉庫として利用している。1 階外壁のモルタル壁が脱落し、室内のせっこうボードの割れが確認された。地盤は 2mほど地面を掘ると水が出てくるとのこと。建物の傾斜は 1 階で 1/500rad.、2 階で 1/300rad.程度であった。



写真 5.4.2-11　建物外観、写真右側ガレージが倉庫



写真 5.4.2-12　モルタル外壁の脱落



写真 5.4.2-13　内壁クロスの切れ



写真 5.4.2-14　内壁漆喰ボードの脱落

(7) H-4

築 100 年の農家型の伝統的木造住宅で、典型的な田の字型の平面プランであった。耐震性能上有効な全面壁はほとんど無く、土塗りの垂れ壁と、4 段貫による板壁が確認された。最大で約 1/3.5 程度傾斜しており、柱は垂れ壁の下端部、足固め部でほとんどが折損してした。基礎は無く、柱脚は石場立て、土間部分では、地面に直接置かれた土台が確認された。屋根は茅葺であるが、鉄板による被覆を行っていた。



写真 5.4.2-15　調査建物の外観



写真 5.4.2-16　内部の様子



写真 5.4.2-17　足固めの高さでの柱の折損



写真 5.4.2-18　内部の柱の折損（垂れ壁下端）

(8) H-5

築 23 年の 2 階建ての軸組構法木造住宅で、地震により外壁の亀裂、筋かいの破損が部分的に確認されたが、調査時点（4 月 21 日）で既に補修済みであった。上部から見て、時計回りにねじれるように建物が傾いており、傾斜は 1/60 であった。敷地に液状化と見られる墳砂の後が確認された。外壁が剥落した箇所では、シロアリによる食害と、腐朽による著しい生物劣化が確認され、建物所有者が、柱の一部を切断し、根継ぎによる補修を行ったとのことであった。



写真 5.4.2-19　外観－正面



写真 5.4.2-20　外観－北東角／外壁補修個所

(9) O-1

外観から、躯体の残留変形が最も大きいと思われた住宅で、築 55 年のほぼ総 2 階建ての軸組構法であった。建物の東側約 1/3 の部分は当初牛小屋で、約 40 年前に改築し、2 階は約 40 年前に増築していた。既存部分は伝統構法であるが、2 階と改築部分は差鴨居の断面寸法がさほど大きくないので、在来軸組構法が過半であることが確認された。各部の最大傾斜は、1 階は南へ 48/1000rad.、東へ 18/100 rad.、2 階建は南へ 34/1000 rad.、東へ 10/1000 rad. 程度であった。土塗り壁が内部にあり、破壊された壁の一部に筋かいが確認されたが、一部は座屈破断していた。土塗り壁のほとんどは、木製の胴縁を介してせっこうラスボード砂壁仕上げで改修されていた。増築部分は約 3㎜ 厚のプリント合板で改修されている部分があった。基礎は束立て方式で、柱との接合には金物等が確認できなかった。屋根は鉄板葺きであった。



写真 5.4.2-21　外観



写真 5.4.2-22　内観と座屈した筋かい

(10) 0-2

築 47 年の 2 階建て木造軸組構法住宅で、応急危険度判定は「危険」であった。建物は、構造的につながっているが、大きく分けて 2 つの部分からなり、道路に面した部分が 2 階建て、奥の部分は平屋となっていた。道路に面した部分は 1F にシャッター付きの倉庫があり、鉄骨の柱 5 本に支持された 2 階部分がオーバーハングとなっていた。鉄骨には鋼製ブレースがあり、ブレースの接合部直下の基礎に亀裂が確認された。3 月 11 日の本震の際に、内壁（ラスボード）の剥落、亀裂等があり、一部補修を行ったが、4 月 7 日の余震の際に、同じ箇所と、2 階の内壁に被害を受けたとのことであった。建物前面の門形に架構された木造部分の隅角部で、外壁の亀裂が確認された。また門形の脚部において、外壁が剥落した部分で生物劣化が確認された。傾斜は 2 階部分が最大で、東西方向に約 1/100rad. であった。



写真 5.4.2-23　建物の外観



写真 5.4.2-24　門型架構 脚部の生物劣化



写真 5.4.2-25　内壁ラスボードの亀裂



写真 5.4.2-26　基礎の亀裂

(11) 0-3

店舗併用の木造軸組構法 2 階建て住宅で、2 階建ての木造店舗部分は 6 軒長屋の北端に位置している。店舗部分は、調査時には撤去済みであった。住宅部分は増築部が築 35 年で、南側は、隣家と接していた。基礎はコンクリート布基礎、屋根は金属板、外装はサイディング、内装は化粧板の大壁と、ラスボードに砂壁塗りの真壁であった。33×100㎜ の断面の筋かいが確認され、端部の接合は釘 1 本止めであった。地震による被害は、南側隣家との衝突による内壁のずれ、脱落であった。1 階の残留変形は、西へ 8/1500rad.、南へ 2/1500 rad.。2 階の残留変形は、西へ 6/1000 rad.、北へ 3/1000 rad.、であった。



写真 5.4.2-27　建物外観



写真 5.4.2-28　内部の様子（内壁の損傷）

(12) O-4

当初は部分 2 階建ての住宅で、建物所有者の祖父（明治生まれ）が購入したとのこと。外壁は金属サイディング、内壁は小舞下地に土塗り壁で、その上にボード張りであった。37 年前に東側に 2 階建てを増築し、増築部の外壁はサイディングであった。31 年前に、2 階部分を 1 階部分とは別に布基礎、土台、柱を設けて増築した。2 回目の増築部では土台に腐朽が確認され、外壁はモルタル塗り、内壁は化粧板張りであった。被害は既存部分の真壁のボードの亀裂・落下、東側増築部との衝突であった。4 月 7 日の余震で顕著になった。増築部のモルタルは、亀裂・一部脱落していた。1 階の残留変形は、南へ 3/1000rad.、西へ 12/1000 rad.、2 階の残留変形は、北へ 4/1000 rad.、東へ 5/1000 rad. であった。



写真 5.4.2-29　建物外観（増築部のモルタルの亀裂）



写真 5.4.2-30 内部の様子（既存部分、傾斜）

(13) O-5

南側に道路を挟んで堀に接する敷地に位置する、一部 2 階建て築 73 年の在来軸組構法による店舗併用住宅で、2 階建ての店舗部分は、38 年前に改築し、南側を一部増築していた。既存部分は、束立てで、屋根は入母屋の瓦葺き、壁は小舞下地の土塗り壁の真壁仕様であった。増築部分は、布基礎の木ずり下地のモルタル塗り外壁で、2 階には筋かいが確認された、内壁は木片セメント板であった。1 階部分で、土塗り壁、ボード、モルタル外壁が落下しており、1 階の残留変形は、東に 5/1000rad.、南に 15/1000 rad.、2 階の残留変形は、西に 5/1000 rad.、南に 5/1000 rad. であった。



写真 5.4.2-31　外観（モルタル外壁の落下）



写真 5.4.2-32　内部の様子（内装材の落下）

(14) 0-6

大崎市古川七日町の土蔵群は、酒造店の酒蔵として 1790 年代に建築され、大小 10 棟の土蔵と母屋 3 棟が L 字型に連続する伝統的木造建築で構成されている。これらは、2007 年に改装され、その時点における意匠図の複写を所有者から入手した。蔵と母屋の配置を図 5.4.2-1 に示した。蔵 8 と命名されている土蔵は、ほぼ総 2 階建てで、築 200 年以上経っているとされるが、詳細は不明であった。1 階をお土産品等の店舗と飲食店、2 階をこの土蔵群の管理事務所とホールとして使用していた。基本的には土塗り壁が主体で、2 階には断面が 100×45㎜ の筋かいが多数確認された。1 階部分には筋かいは確認されなかった。建物脚部は、高さ 1m 程度までは野蒜石と思われる石積みであった。各部材の断面寸法と仕様を表 5.4.2-2 に示した。隣接する蔵 10 は屋根が完全に崩落したのに対し、蔵 8 は土壁の一部が剥落する程度であった。

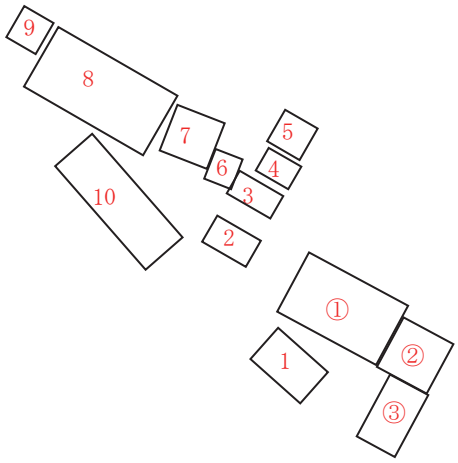


図 5.4.2-1　土蔵群における蔵、母屋の配置
（数字：蔵番号，丸数字：母屋番号）

表 5.4.2-2 蔵 8 の各部材の断面寸法、仕様等

軒桁	360mm×180mm
妻桁	180mm×150mm
貫	150mm×50mmの5段, @≒1465, 1150
筋かい	100mm×45mmのビスまたは釘×2本, ボルト×1本留め
丸太柱	φ130mm～φ185mm
独立柱、添え柱	□100mm
土台	160mm×160mm
方杖	105mm×40mm
洋小屋トラス梁	h=180mm～220mm
2階床梁	570mm×290mm
2階床根太	□120mm
2階床板	t=18mm
2階床下地板	t=125mm, w=180mm～270mm
土壁	t=120mm、小舞竹@100mm、小舞竹φ20mm
基礎	石の連続配置
	1階独立柱は石場建て



写真 5.4.2-33　建物の外観



写真 5.4.2-34 2 階の内観



写真 5.4.2-35 1 階の内観



写真 5.4.2-36 1 階土壁の亀裂と剥落

(15) 0-7

築 200 年程度とされているが、確実な記録が残っているのは大正時代の河川工事の記録写真とのことである。江戸時代の大名行列が前面道路を通るため、2 階から見下ろせないように 2 階は立って歩けないほど天井が低く作られ、軒の出は長かったところを、大正時代に 2 階を普通に使用できるように、土台上げ工事（2 階の床を下げ、天井を上げることを含む）が行われたとのことである。敷地の南東の角にあるのが母屋 3 で、1 階に飲食店（営業中）、2 階が座敷になっている。これに続いて北側にほぼ同じ大きさで母屋 2 があり、1 階にラーメン店（営業中）、2 階が母屋 3 の座敷に続く和室 1 間となっていた。母屋 2 から直交方向に母屋 1 が延びており、居酒屋（営業停止中）として使用されていた。母屋 1 は概ね平屋建てであるが、西端の一部は 1 階に厨房で、その上が中 2 階程度の高さの座敷となっていた。各部分の残留変形の最大値を表 5.4.2-3 にまとめた。母屋 1、2 の残留変形は小さく、母屋 2、3 は 2 階の方が残留変形は大きかった。母屋 1 は当初は続き間形式の間取りであったが、店舗として使用するにあたり、続き間や縁側を仕切る建具を廃して、軽量鉄骨入りの壁を豊富に設けていたことが、被害を小さくしたと考えられる。母屋 2 の 2 階には道路に面する部分に 115×55 mm の筋かいが 1 間に渡って配されていたが、柱の部分で分断されていたか、大きく切り欠かれていた。母屋 3 の 2 階は主として土塗り壁を水平抵抗要素としていると見受けられたが、K 型の筋かいが損壊した壁の一部で確認された。土塗り壁の多くはラスボード＋砂壁仕上げで改修されていた。

表 5.4.2-3　母屋 1～3 の残留変形

各部名称	1 階の残留変形（rad）		2 階の残留変形（rad）	
母屋 1	東へ 2/1000	南へ 4/1000	－	－
母屋 2	なし	北へ 1/1000	東へ 8/1000	南へ 9/1000
母屋 3	西へ 10/1000	北へ 4/1000	東へ 53/1000	南へ 45/1000



写真 5.4.2-37　母屋 3 の南側外観



写真 5.4.2-38　母屋 2 の 2 階内観



写真 5.4.2-39　母屋 2 の 1 階内観



写真 5.4.2-40　母屋 2 の 2 階の内観



写真 5.4.2-41　母屋 1 の南側概観



写真 5.4.2-42　母屋 1 の内観

(16) I-1

石巻駅の西側、石巻別街道沿いに位置する築 30 年以上の木造軸組構法 2 階建て店舗併用住宅で、総 2 階建ての部分とトイレ・浴室部分の下屋部分から構成されている。築 40 年以上と推測される建物の屋根は金属板の切妻で、外壁は金属製サイディング、内壁は店舗部分がプリント合板張り、住居部分がラスボードに砂壁塗りであった。道路に面した 1 階の壁（北側壁）は全面開口で、筋かいの有無は確認できなかった。基礎は高さ約 200㎜ の布基礎で、地震により建物が傾斜していた。調査時の建物の 1 階の傾斜は北に 5/1000rad.、東に 15/1000rad. で、1 階東側店舗北東の隅柱に蟻害・腐朽が確認された。店舗部の道路側のガラスが割れ、サッシが変形していた。東側に隣接する建物は、増築した作業場（建具店）部分が倒壊し、元からある住宅部分（築 30 年以上）が残っていた。この地域では地震の後に水位が 70cm 程度までに徐々に上昇したが、海岸から遠いために津波の力による被害は発生していないとのことであった。両建築物の被害は、地震の揺れ（振動）によるものと考えられる。



写真 5.4.2-43 建物の外観（1 階傾斜）



写真 5.4.2-44 内観（1 階店舗部分の傾斜）



写真 5.4.2-45 増築部分が倒壊した隣家



写真 5.4.2-46 柱の蟻害と腐朽

(17) I-2

石巻駅の西側、石巻別街道沿いに位置する木造軸組構法 2 階建て店舗併用住宅で、店舗部分は 1973 年、住居部分は 1965 年建築（風呂・洗面は 1975 年頃改修）、居室部分の裏側に接続して 1 階鉄骨造、2 階木造の増築部分がある（1999 年増築）。住居部分の屋根は和瓦の切妻であるが、店舗部分の屋根は目視で確認できなかった。外壁は金属サイディング。店舗部分の内壁はプリント合板張りで、地震時に座屈破壊したとのことであるが修理済であった。店舗部分の隅柱を覆っていたタイルが一部脱落し、その部分に腐朽がみられた。店舗部分の道路側のガラスが割れ、胴差しがたわんだのでシャッターで突っかいをしているとのこと。住居部分の内壁は土壁で、居室 1 階の柱は北に 2/1000rad.、西側に 3/1000 rad. 傾斜していた。住居部分では、土壁の損傷と浴室のタイルの脱落・亀裂があった。この住宅と両隣、向う 3 軒には浸水被害はなかったとのことであった。



写真 5.4.2-47　1 階の外観



写真 5.4.2-48　住居部分 1 階居間土壁の損傷



写真 5.4.2-49　住居部分 1 階居間土壁の損傷



写真 5.4.2-50　住居部分浴室のタイルの脱落・亀裂

(18) I-3

石巻別街道から旗状の敷地に建つ軸組構法 2 階建て住宅で、地盤は田道町一帯より低いため、大雨時などに浸水被害が度重なるとのこと。このため当該敷地は 60cm 程度盛り土した上に建っていた。外壁はモルタル、内壁は階段室と廊下がプリント合板張りである他は、1 階がラスボード＋砂壁仕上げであった。基礎高さは 45cm 程度であり、付近一帯は 150～160cm 程度の津波の浸水があったが、当該家屋は 60cm 程度の床上浸水であった。階段室、2 階のプリント合板の脱落や面外座屈、開口部の隅のモルタル外壁の亀裂、一部の基礎の亀裂、内装ラスボードと砂壁の隅角部の損傷などの被害が確認された。残留変形は 1 階が南へ 2/1000rad.、西へ 3/1000 rad. で、2 階が南へ 8/1000 rad.、西へ 0 であったが、2 階の階段室のプリント合板の脱落状況から、最大経験変位は少なくとも 1/120 rad. を超えたと推測された。また、洗掘かどうか不明であるが、建物の北側の敷地には一部、穴があいていた。



写真 5.4.2-51 建物外観

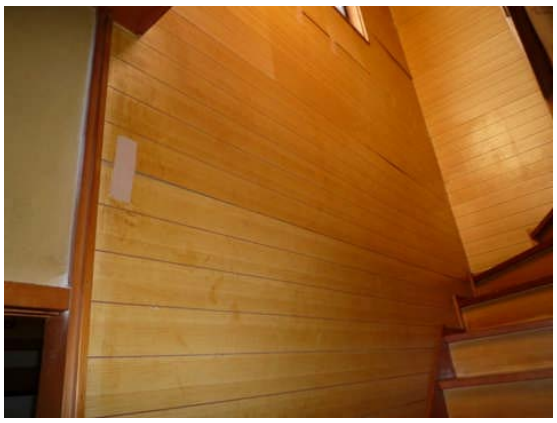


写真 5.4.2-52　内部の様子



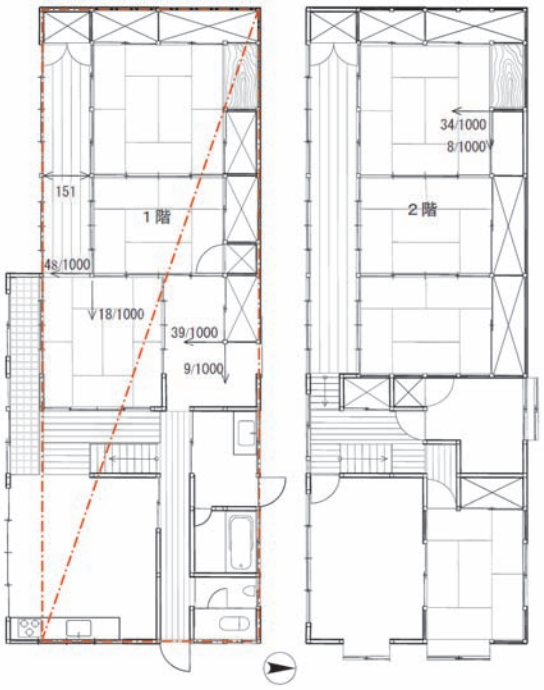
写真 5.4.2-53　外壁モルタルの亀裂



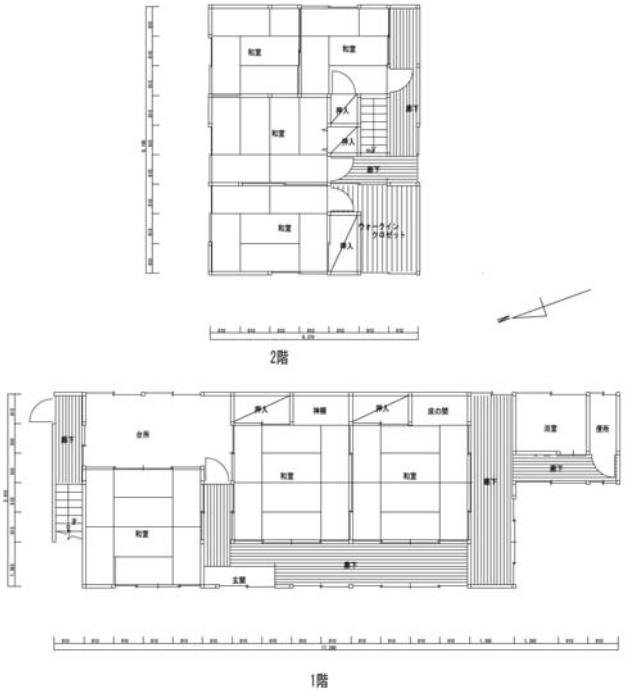
写真 5.4.2-54　基礎の亀裂

5.4.2.1 調査建物の平面図

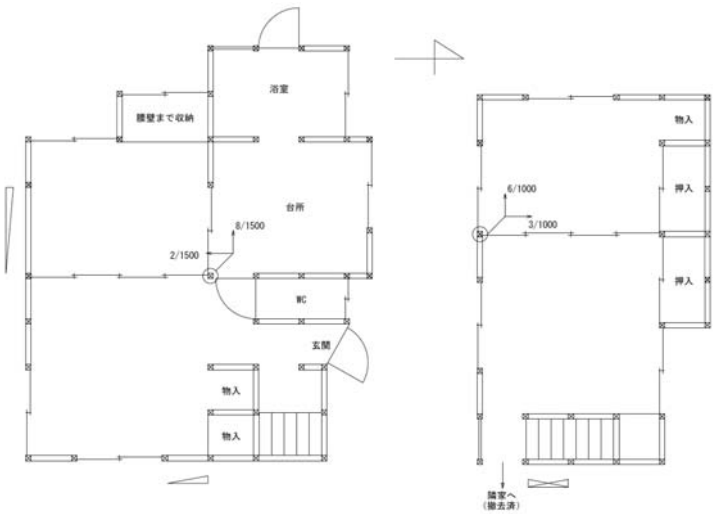
調査を行った建物の平面図を図 5.4.2-2～5 に示した。全ての物件が 2 階建て、平屋の木造軸組構法による建築物で、築年数は 35 年以上経っているものがほとんどである。



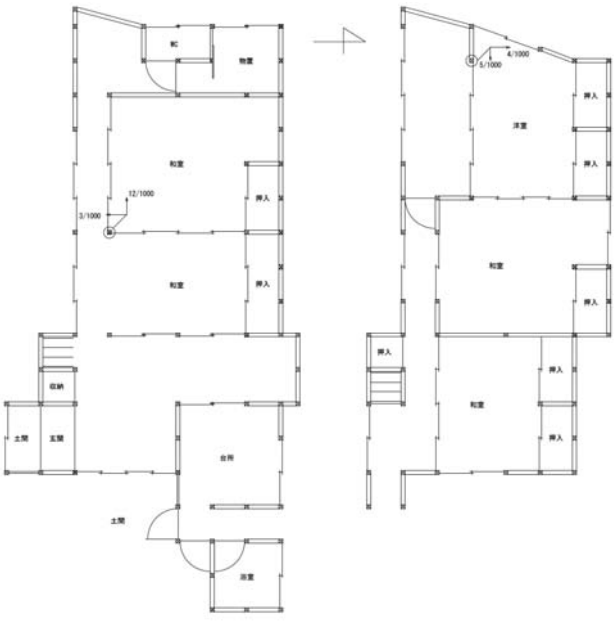
図面 A



図面 B

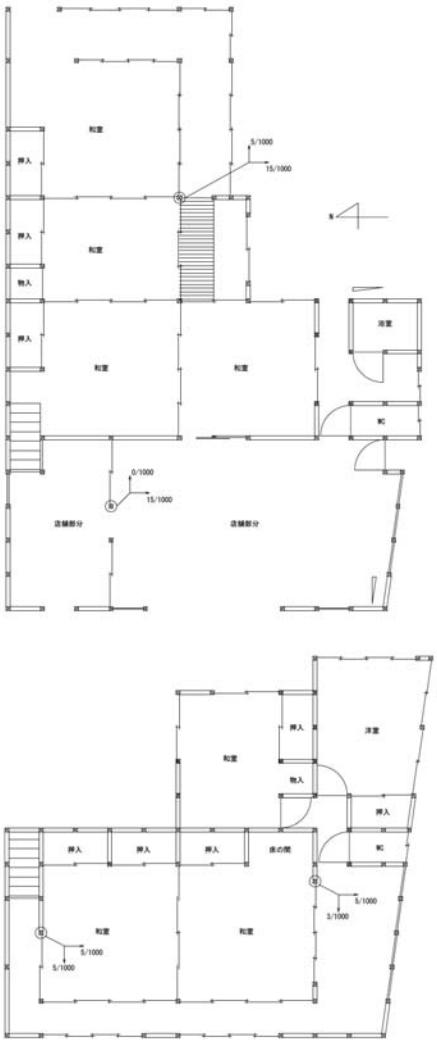


図面 C

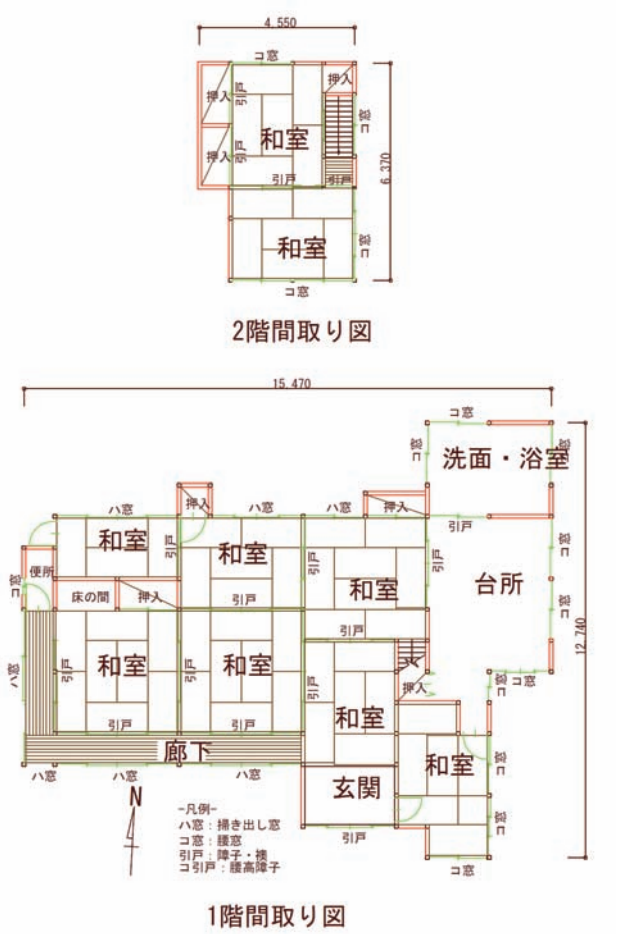


図面 D

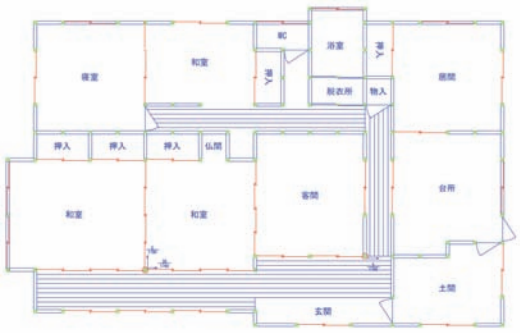
図 5.4.2-2 調査建物の平面図（順不同）



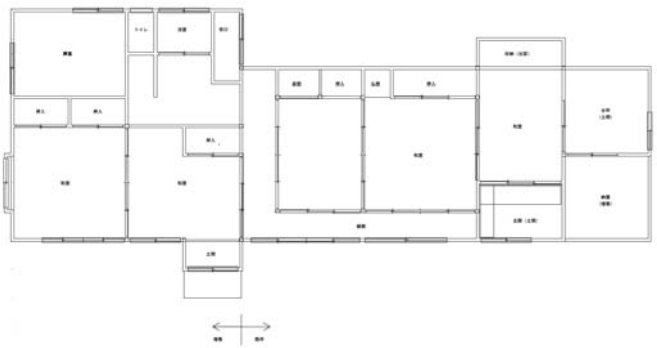
図面 E



図面 F

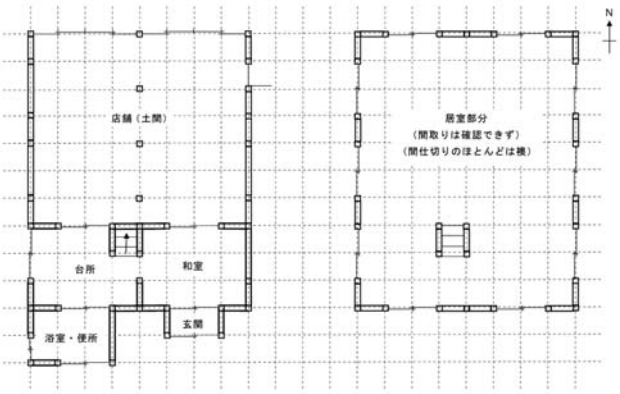


図面 G

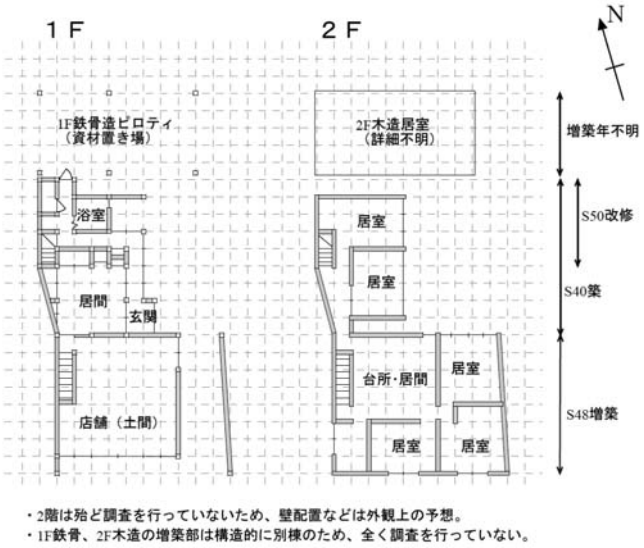


図面 H

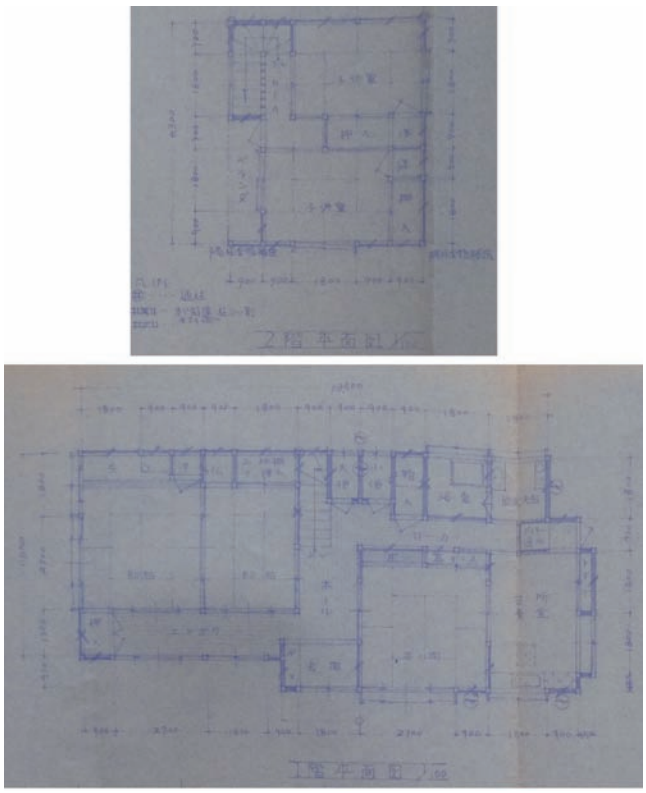
図 5.4.2-3 調査建物の平面図（順不同）



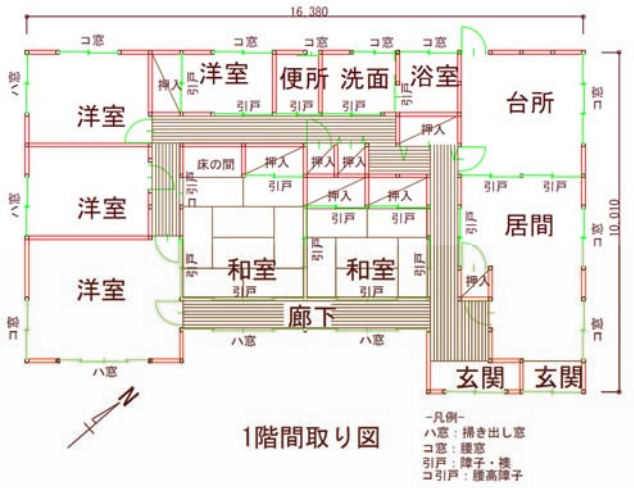
図面 I



図面 J

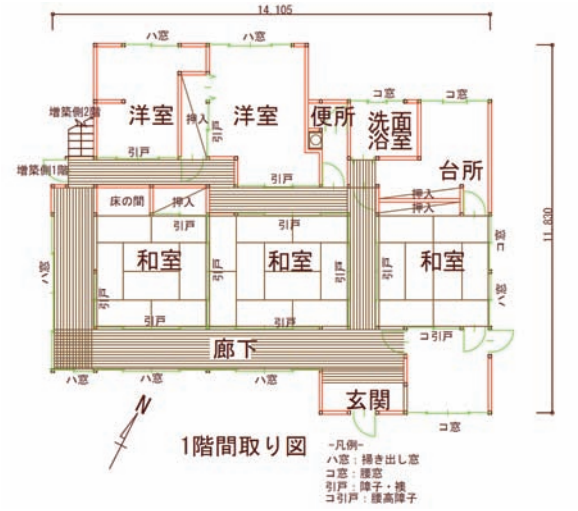


図面 K

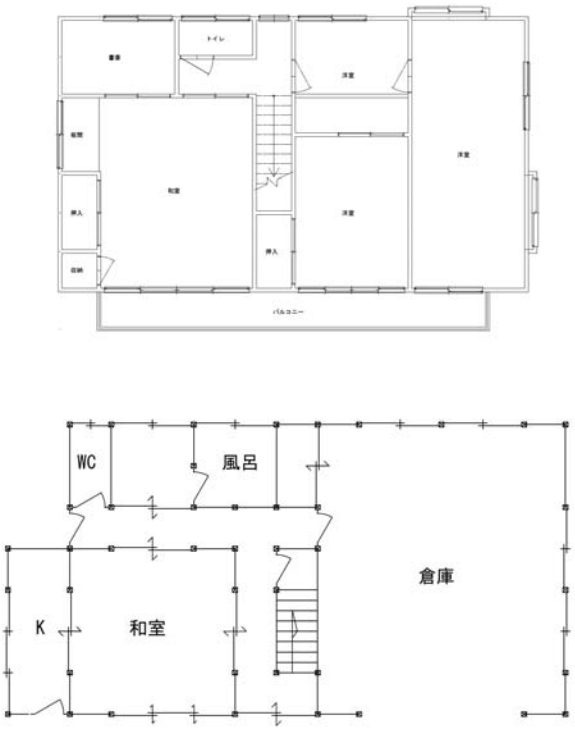


図面 L

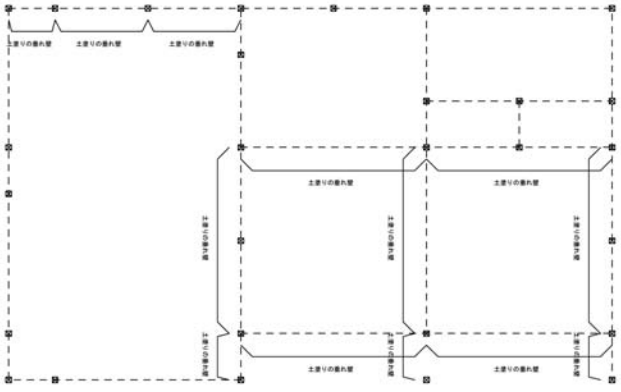
図 5.4.2-4 調査建物の平面図（順不同）



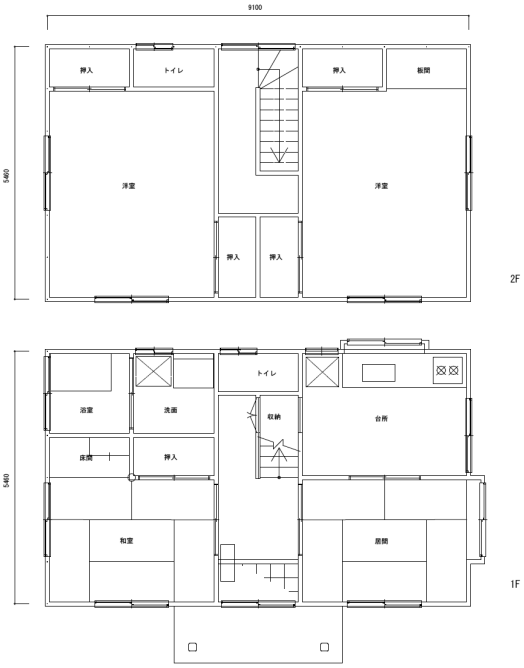
図面 M



図面 N



図面 O



図面 P

図 5.4.2-5 調査建物の平面図（順不同）

参考文献

5.4.2-1）国土技術政策総合研究所、建築研究所「平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震建築物被害調査報告」建築研究資料 第 109 号、平成 19 年 12 月

5.4.2-2）国土技術政策総合研究所、建築研究所「平成 19 年（2007 年）能登半島地震建築物被害調査報告」建築研究資料 第 107 号、平成 19 年 10 月

5.4.2-3）国土技術政策総合研究所、建築研究所「平成 16 年新潟県中越地震建築物被害調査報告（速報）全体版」平成 16 年 12 月

5.4.3 耐力壁量と被害の関係

（１）被災地の家屋の特徴

今回の震災における被災地は広範にわたり、前節の詳細調査は大きく分けて茨城県北部と宮城県北部で行われた。このうち、宮城県北部は降雪地であり、概して金属板葺きの家屋が多いが、被害を受けて選択的に詳細調査の対象となった家屋は瓦屋根も多い。これを勘案すると、瓦葺きの比較的古い家屋が選択的に被害を受けていたと考えることもできる。また、詳細調査の時期が多少遅めであったために一部に修復済みであり、残留変形が測定できなかったもの（H-2）や、部分的に鉄骨造であった建物（0-2）は、本節における分析の対象外とした。

（２）詳細調査物件の壁量と偏心率

前節に示す詳細調査を実施した物件それぞれの壁量と被害程度の関係を考察した。壁量の算出には２通りの方法を適用した。

第一の方法では、筋かいや合板の有無・寸法等が不明である場合が多いため、無開口壁を倍率１として壁量を算出した。図面を拝借するなどして筋かいの配置が判明したものは筋かいの倍率を 1.0 として、無開口壁量に加えた。これに基づいて現行建築基準法の必要壁量に対する充足率（以下、基準法の壁量充足率と称する）を求めた。

第二の方法では、第一の方法によって算出した壁量に、開口壁の腰壁、垂れ壁を評価し、壁量として加えた。壁量として算入する開口壁は、少なくとも一方が無開口壁と隣接するものに限り、その評価方法は、開口低減係数[5.4.3-1)]を準用して表 5.4.3-1 に示す通りとした。ここで得られた壁量を住宅の品質確保の促進等に関する法律（以下、品確法）の壁量評価法に基づいて耐震等級１と同等に要求される壁量のうち、一般地に要求されるもの（表 5.4.3-2[5.4.3-2)]）と比較して壁量充足率（以下、品確法の壁量充足率と称する）を算出した。

表 5.4.3-1 有開口壁の評価方法

	単位長さ当たりの倍率	
開口の幅	窓型開口	掃出し開口
1m 以下	0.4	0.2
1m～2m 未満	0.3	0.15
2m 以上*	0.2	0.1

*：ただし、3m 以上は 3m と見なす。

表 5.4.3-2 品確法の壁量評価法に基づいて耐震等級１と同等に要求される壁量[5.4.3-2)]

	必要壁量		
屋根・壁の種類	平屋建て	２階建ての１階	２階建ての２階
重い材料による場合	$20Z$	$46K_1Z$	$20K_2Z$
軽い材料による場合	$14.4Z$	$36K_1Z$	$14K_2Z$

ただし、$K_1=0.4+0.6R_f$，$K_2=1.3+0.07/R_f$

（R_f は２階の床面積の１階の床面積に対する割合、0.1 未満の場合は $K_2=2.0$。Z：建築基準法施行令第 88 条に規定する地震地域係数、宮城県、茨城県は 1.0）

詳細調査物件の各方向の基準法、品確法の壁量充足率を比較してそれぞれ図 5.4.3-1、図 5.4.3-2 に示す。ここで、X 方向と称する方向は、概ね東西方向を示し、建物の梁間方向、桁行方向が東西南北と必ずしも一致していない場合は、採光を考慮したと推定される縁側等を南向きと判断し、X，Y 方向を決めた。

壁量充足率において、X方向とY方向の相関性は低くない。これは、前述の通り、通りに面する方角に依存して壁量が決まる傾向にあるためである。平成 16 年新潟県中越地震（以下、H16 中越地震）による被災建築物（図 5.4.3-3，5.4.3-4）[5.4.3-3)] と比較して大きな差はないが、２階の充足率の平均値は若干低そうである。

また、品確法の壁量充足率算出に用いた壁量（基準法に従って、無開口壁の倍率を１として算出した壁量に、開口壁の腰壁、垂れ壁を評価し、壁量として加えた。壁量として算入する開口壁は、少なくとも一方が無開口壁と隣接するものに限り、その評価方法は、開口低減係数[5.4.3-1)] を準用して表 5.4.3-1 に示す通りとした。）の配置に基づく偏心率を算出して図 5.4.3-5 に示す。また、H16 中越地震の詳細調査物件の偏心率を比較のための図 5.4.3-6 に示す。被災建築物の１階と２階の偏心率、X，Y方向の偏心率には有意な差が認められない。今回の調査建物の偏心率は、H16 中越地震の調査物件より低く、建築基準法で定める基準値 0.3 を超える物件はごくわずかである。

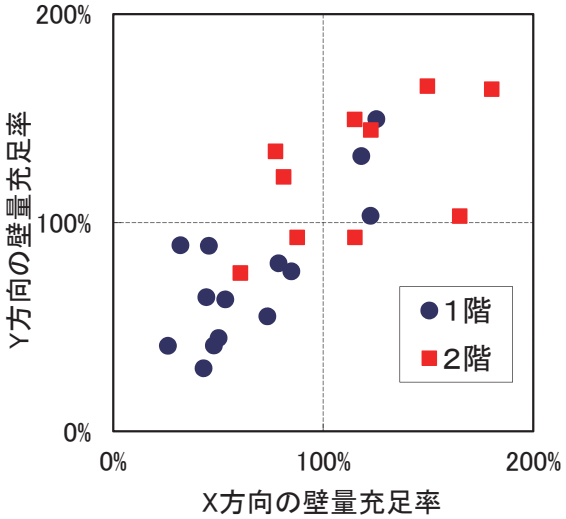


図 5.4.3-1 H23 東北地方太平洋沖地震詳細調査物件における基準法の壁量充足率

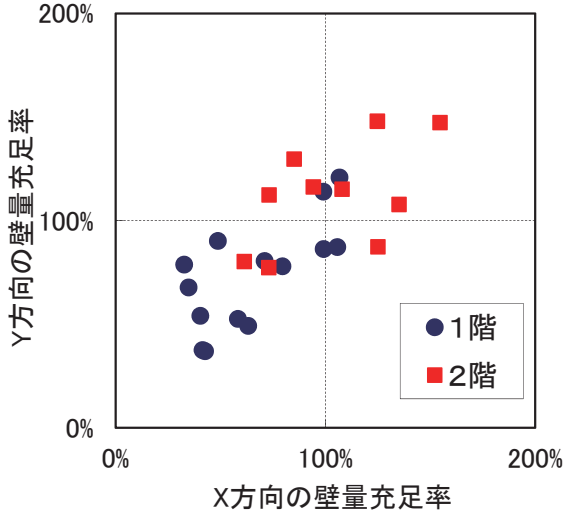


図 5.4.3-2 H23 東北地方太平洋沖地震詳細調査物件における品確法の壁量充足率

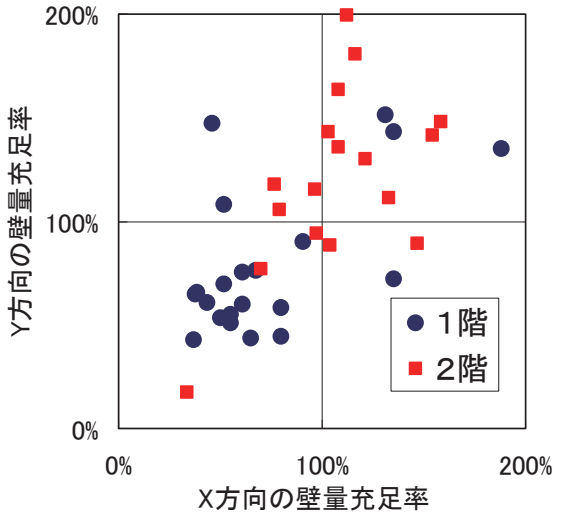


図 5.4.3-3 H16 中越地震詳細調査物件における基準法の壁量充足率 [5.4.3-3)]

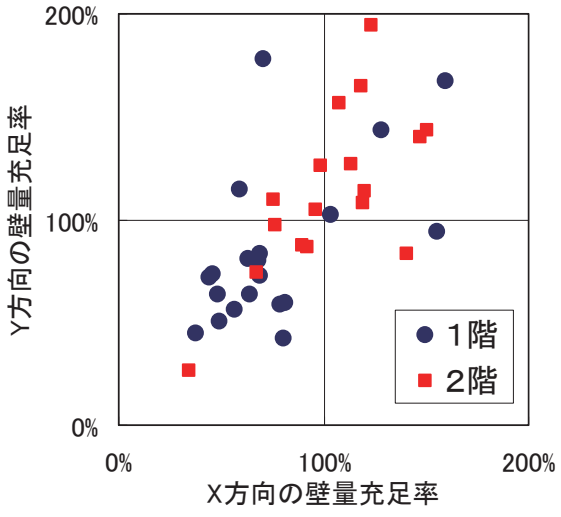


図 5.4.3-4 H16 中越地震詳細調査物件における品確法の壁量充足率 [5.4.3-3)]

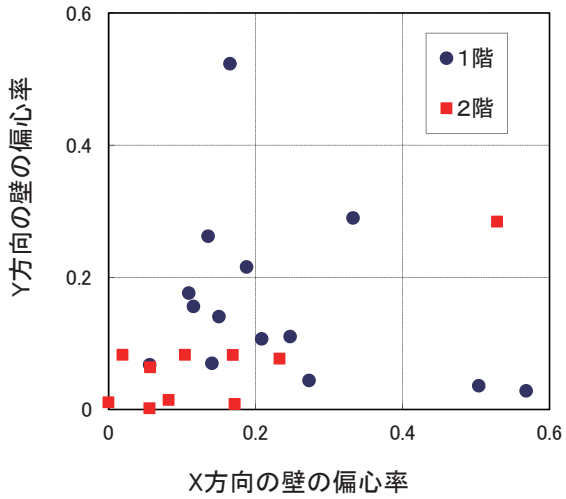


図 5.4.3-5 H23 東北地方太平洋沖地震詳細調査物件の偏心率

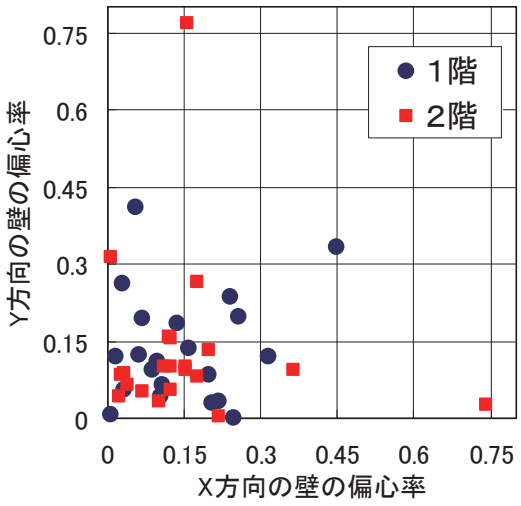
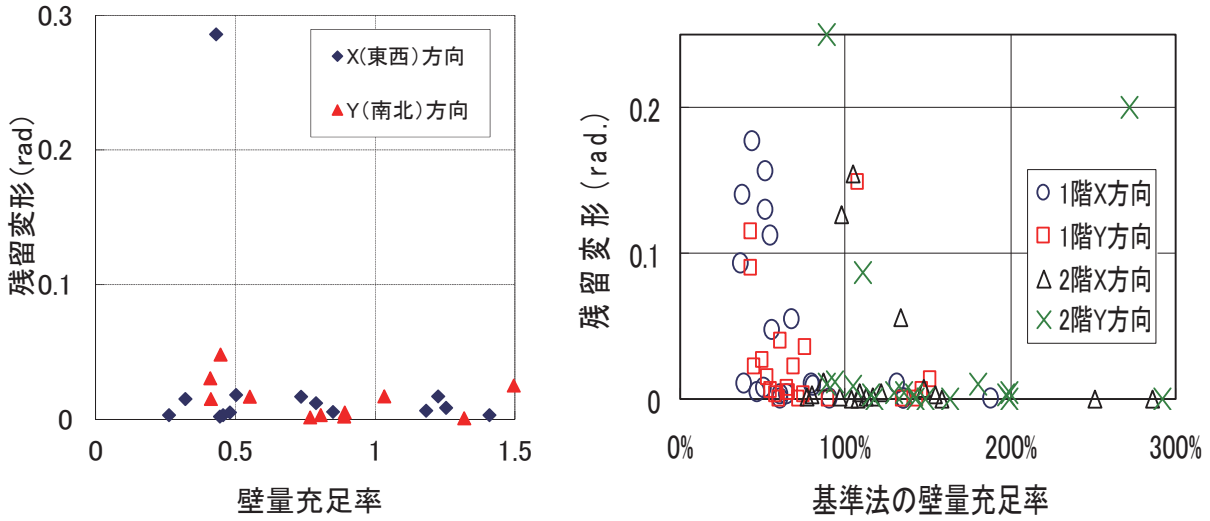


図 5.4.3-6 H16 中越地震詳細調査物件の偏心率 [5.4.3-3)]

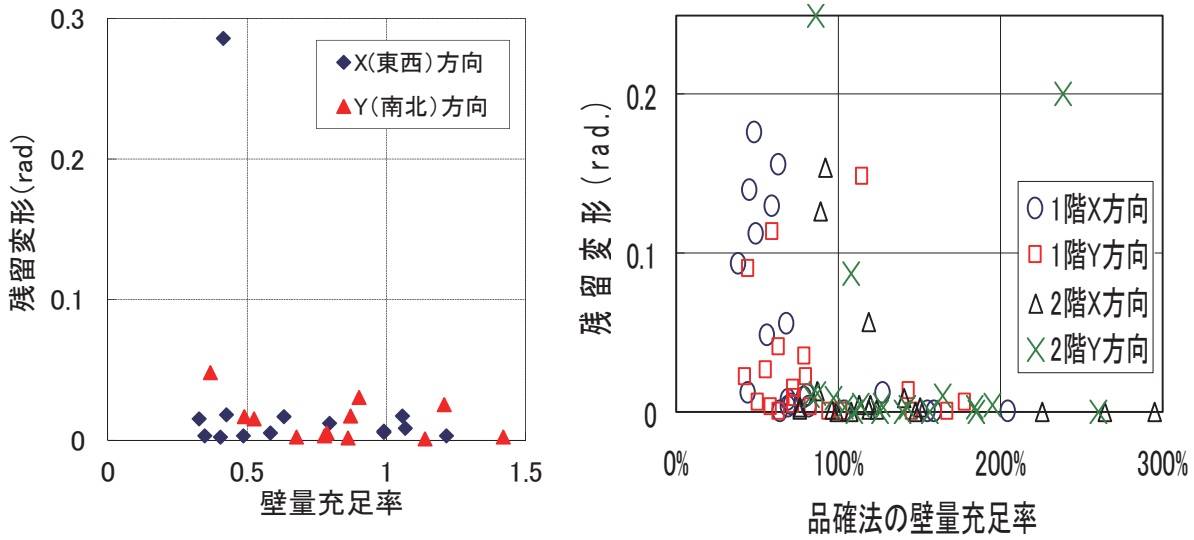
（３） 壁量充足率と残留変形

基準法、品確法の壁量充足率と残留変形を比較してそれぞれ図 5.4.3-7, 図 5.4.3-8 に示す。また、比較のために H16 中越地震の詳細調査物件に対する壁量充足率と残留変形の関係も付記した。いずれについても、両者の間に明確な相関関係があるとは言い難いが、H16 中越地震において壁量充足率が大きくなると残留変形は小さくなる傾向が読み取れるのに対し、今回の調査対象物件は一部（H-4）を除いていずれも残留変形が小さく、この関係は読み取れない。これは、今回の詳細調査を実施した地区が、いずれも震度６弱～６強であること（H16 中越地震は震度７）と、地震による卓越周期が短周期で木造家屋に与えるダメージが計測震度、加速度等の割に小さいことと関係している可能性もあるが、調査物件数が少ないために断言はできない。



(a) H23 東北地方太平洋沖地震（1 階のみ)　　(b) H16 中越地震（震度 7）[5.4.3-3)]

図 5.4.3-7 基準法の壁量充足率と残留変形の関係

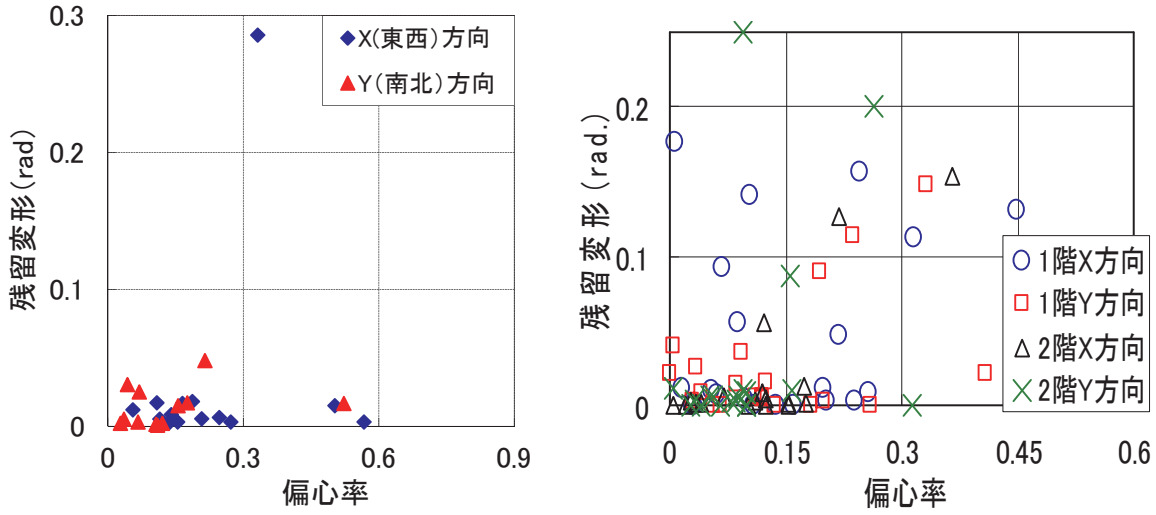


(a) H23 東北地方太平洋沖地震（1 階のみ)　　(b) H16 中越地震（震度 7）[5.4.3-3)]

図 5.4.3-8 品確法の壁量充足率と残留変形の関係

（4）偏心率と残留変形

偏心率と残留変形を比較して図 5.4.3-9 に示した。今回、抽出的に詳細調査した建物は、いずれも残留変形が極めて小さく、偏心率との関係においても明確な相関関係は確認されなかった。



(a) H23 東北地方太平洋沖地震（１階のみ）　　(b) H16 中越地震（震度７）[5.4.3-3)]

図 5.4.3-9 偏心率と残留変形の関係

謝辞

本報告をまとめるにあたって実施した被災建築物の詳細調査は、森林総合研究所構造利用研究領域木質構造居住環境研究室長　杉本健一氏、及び同研究室主任研究員　青木謙治氏、並びに一般社団法人 建築性能基準推進協会研究員　津田千尋氏の協力を得て行ったものである。関係諸氏にこの場を借りて深甚なる謝意を表する。

参考文献

5.4.3-1) 木造住宅の耐震精密診断と補強方法、(財)日本建築防災協会、p. 60, 2004.

5.4.3-2) 河合直人：建築技術 No. 608, p. 124, 2000.

5.4.3-3) 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１６年新潟県中越地震建築物被害調査報告, pp. 176-223, 2006.

5.4.4　地震応答解析による耐力壁量と最大応答変位の関係

（１）目的

今回の地震では、木造住宅の被害が大きな地域で強震記録が得られている。そこで、今回の強震記録の地震動特性が木造住宅被害に与える影響を解析的に検討することを目的とし、2 階建て木造住宅に対し、強震記録を用い各階の壁量及び 1, 2 階の床面積比をパラメータとした地震応答解析を実施した。

（２）解析方法

計算に用いた入力地震波は、宮城県大崎市にある JMA 古川三ケ日[5.4.4-1)]、K-NET 古川[5.4.4-2)] (MYG006)、宮城県石巻市にある K-NET 石巻（MYG010)、茨城県常陸大宮市にある K-NET 大宮（IBR004）の NS 及び EW 成分の合計 8 波である。各地震波の諸元を表 5.4.4-1 に示す。また各方向の地震波の加速度応答スペクトル（h=5%）及び Sa-Sd 曲線（h=5%）を 1995 年兵庫県南部地震の際の神戸海洋気象台 NS 成分と比較して示す。木造住宅の倒壊に深く関連する周期は 1.0～2.0 秒程度までの間と言われているが、

K-NET 大宮では短周期成分が卓越していること、また JMA 古川三ヶ日 NS の 1.0～1.5 秒の長周期成分が卓越していることが確認できる。

表 5.4.4-1　計算に用いた地震波の諸元

観測地点（所在県）	計測震度	最大加速度（gal）				震央距離
		3 成分合成	南北	東西	上下	(km)
JMA 古川三ケ日（宮城）	6.2	567.7	549.6	456.4	321.5	174
K-NET 古川（宮城）	6.1	585.7	444.2	571.50	369.0	174
K-NET 石巻（宮城）	5.9	487.5	458.2	377.0	332.0	143
K-NET 大宮（茨城）	6.0	1311.9	1283.1	1006.8	775.3	277

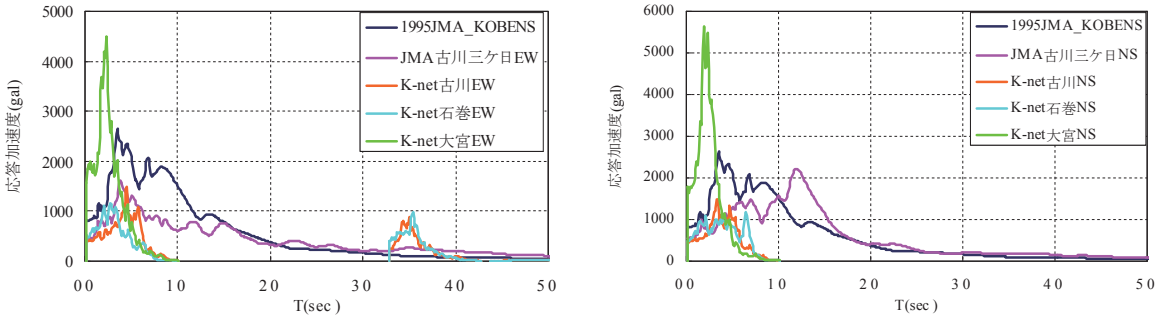


図 5.4.4-1 加速度応答スペクトル（左：EW 方向、右：NS 方向）

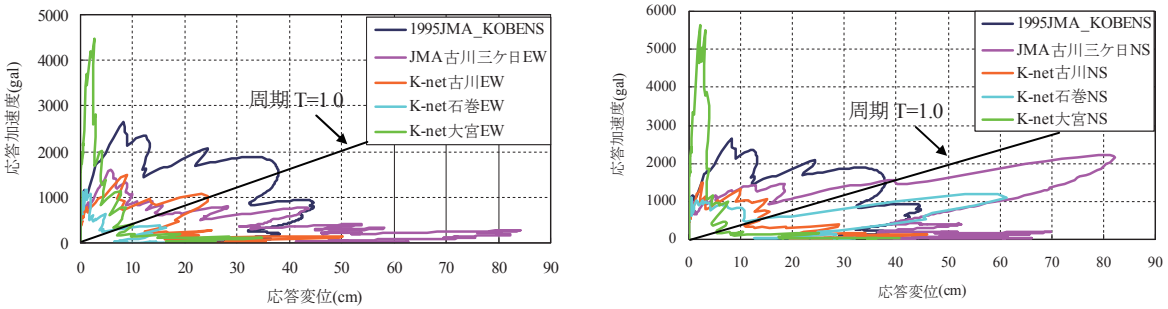


図 5.4.4-2 Sa-Sd 曲線（左：EW 方向、右：NS 方向）

計算の対象とした建物は、2 階建て木造の①総 2 階、②部分 2 階（床面積比は 1 階：2 階＝1：0.7 と仮定）の 2 種類である。

建物の重量について、被災地の 2 階建て木造住宅では屋根を瓦葺きとしているものが多いことから、「重い屋根」を想定した。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 5.4.4-2 に示す値を用いて計算した。これらの値は、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。

解析は、各階の壁量をパラメータとし、建築基準法施行令第 46 条に規定する必要壁量に対して、木造部分の各階の壁量充足率が各階独立に 0.6 から 1.6 の間、0.2 刻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。ただし、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。

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拡張 NCL モデル [5.4.4-3)] にモデル化したものである。図 5.4.4-3 に履歴モデルを、表 5.4.4-3 に構造用合板耐力壁

長さ 1m 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。

表 5.4.4-2　各部の質量の想定

（床面積 1 ㎡当たり N）

		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

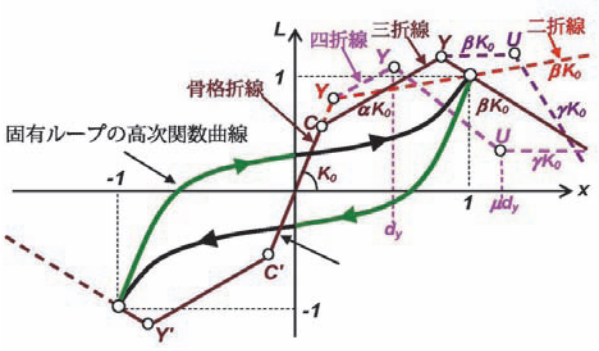


図 5.4.4-3　計算に用いた荷重変形の履歴特性
（拡張 NCL モデル）

表 5.4.4-3　構造用合板耐力壁 1m に対するパラメータの値（記号は図 5.4.4-1 及び参考文献を参照）

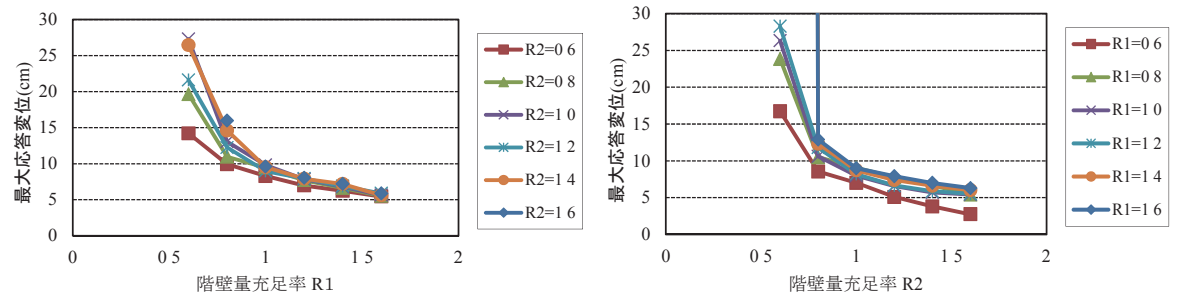
K_0	Fc	Fy	α	β	γ	μ	A	B	n1	n2
(kN/mm)	kN	kN	−	−	−		−	−	−	−
48.76	2.63	5.70	0.50	0.10	−0.08	5.0	0.1	1.0	2.0	20

建築基準法上は、木造に対して単位床面積当たりの必要壁量が与えられているが、倍率 1 の壁で長さ 1m当たりの基準耐力は 1.96（kN）である。このことから、2 種類の建物を対象に壁量充足率が 1 の場合の木造下階（2 階建ての 1 階）について、非耐力部分の寄与も考慮して許容せん断耐力を算出し、層の許容せん断耐力を支持する重量で除した値、すなわち充足率 1 の想定モデルについて許容せん断耐力に対応する地震層せん断力係数を算出すると、2 階建ての場合、総 2 階で 0.215、部分 2 階で 0.259 となる。これを見ると、セットバックした住宅の場合には上階の重量が小さくなるために、多少余裕のある想定となっていることがわかる。

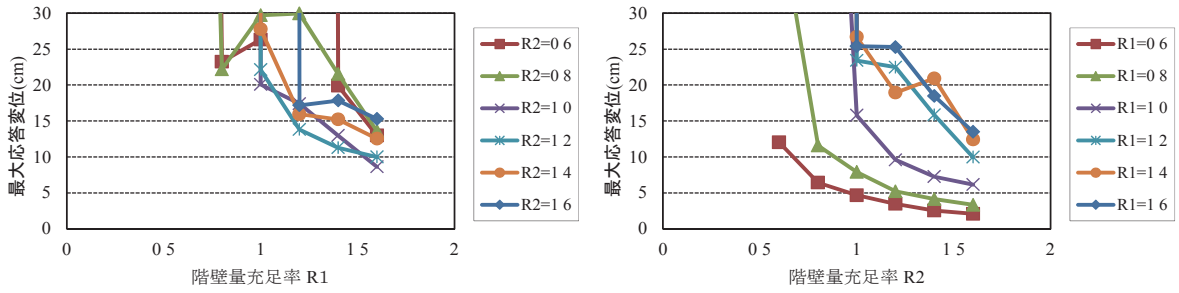
解析は、強震記録 250 秒間に対して、計算の 1 ステップの時間刻みは 200Hz として行った。減衰は瞬間剛性比例型 1 次モードに対する減衰定数 3%の減衰を仮定している。

（３）解析結果

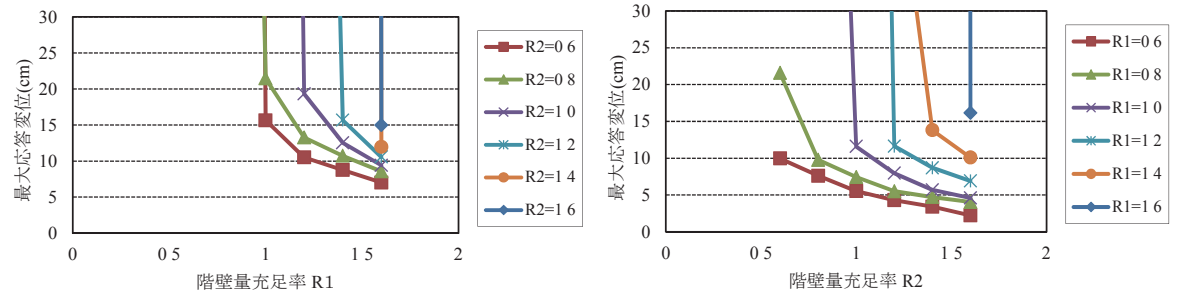
図 5.4.4-4～5.4.4-7 に、壁量充足率と 1 層の最大応答層間変位の関係を示す。



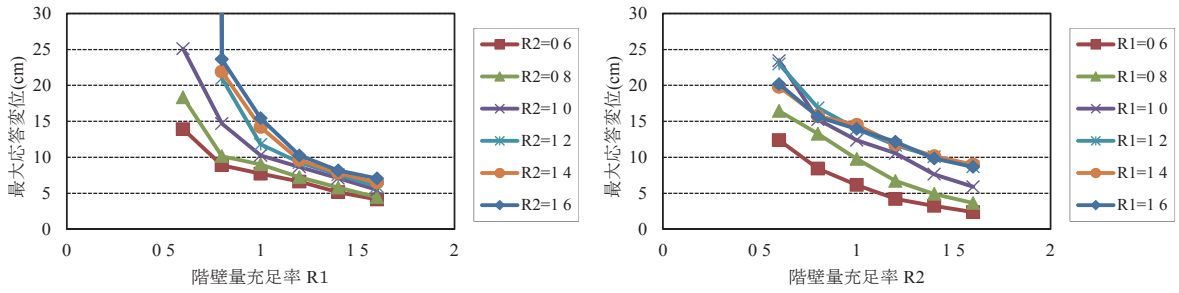
（１）JMA 古川 EW 総 2 階建（右：1 階、左：2 階）



（２）JMA 古川 NS 総 2 階建（右：1 階、左：2 階）

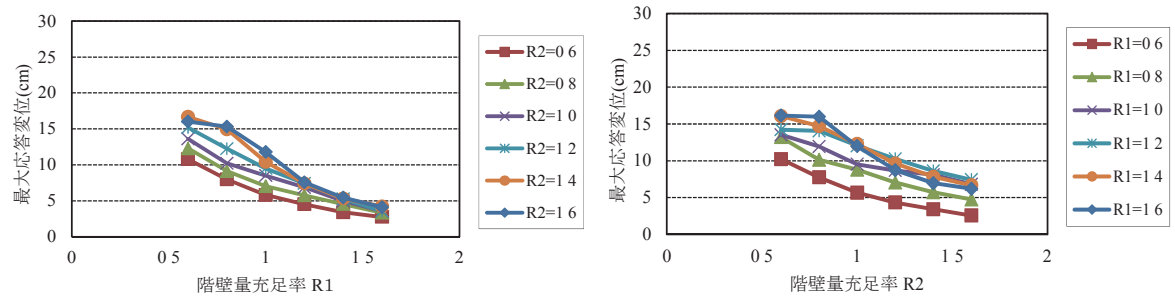


（３）K-NET 古川 EW 総 2 階建（右：1 階、左：2 階）

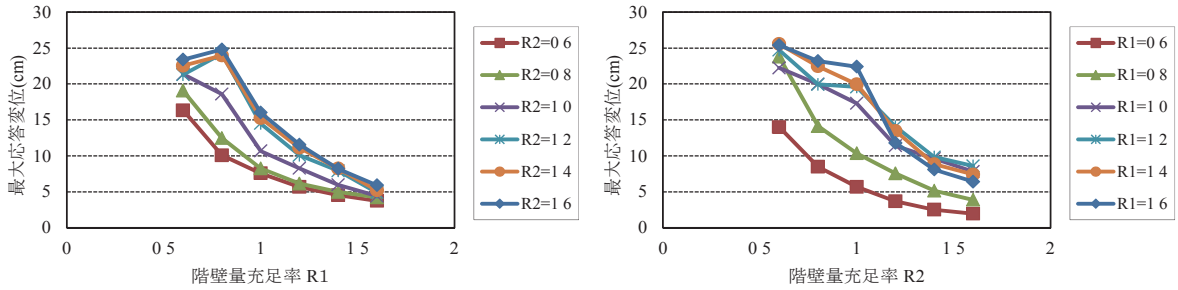


（４）K-NET 古川 NS 総 2 階建（右：1 階、左：2 階）

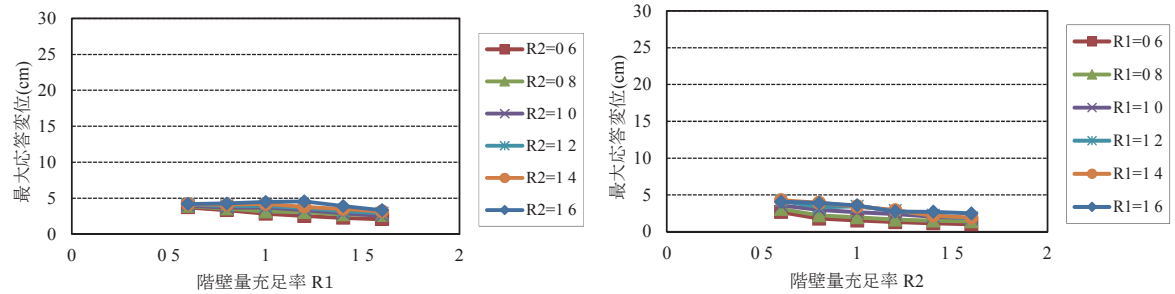
図 5.4.4-4 応答解析結果-1



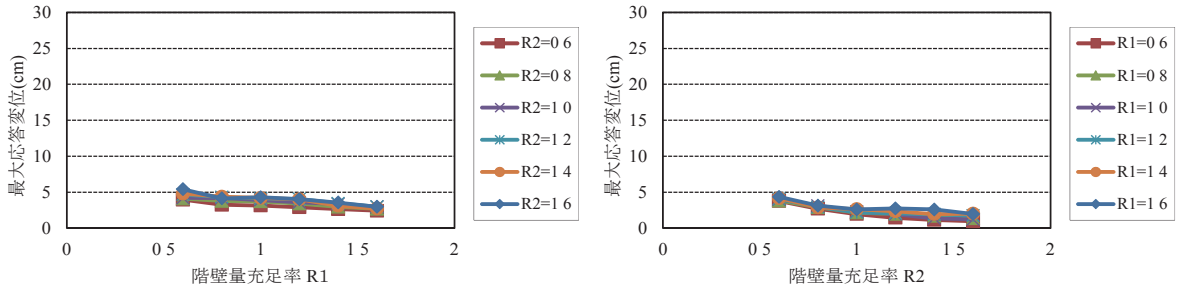
（5）K-NET 石巻 EW 総 2 階建（右：1 階、左：2 階）



（6）K-NET 石巻 NS 総 2 階建（右：1 階、左：2 階）

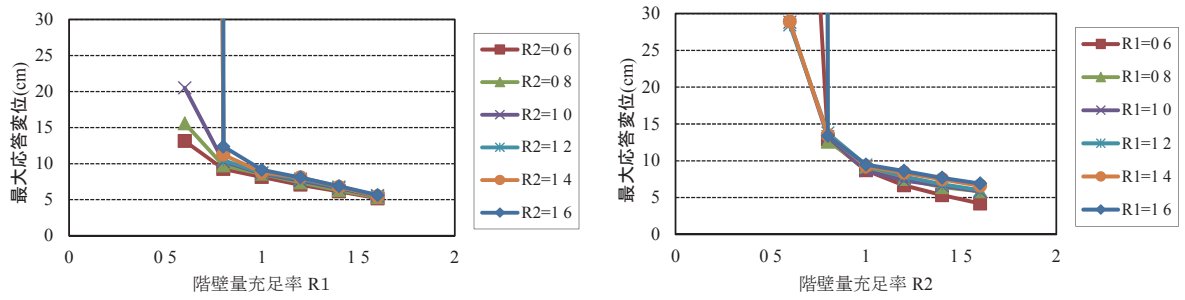


（7）K-NET 大宮 EW 総 2 階建（右：1 階、左：2 階）

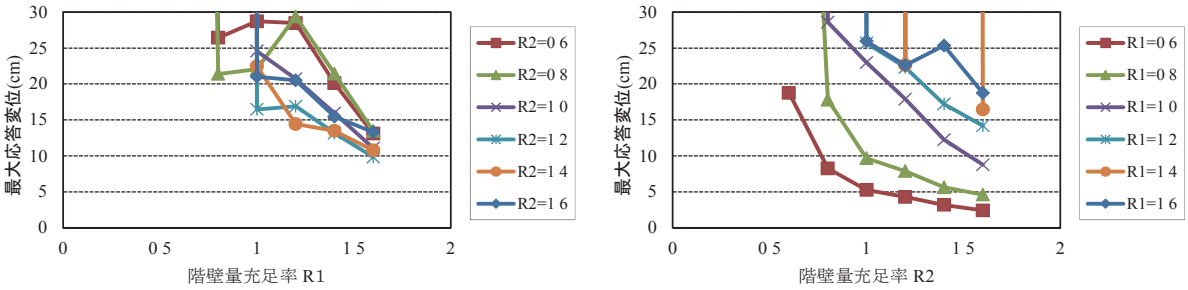


（8）K-NET 大宮 NS 総 2 階建（右：1 階、左：2 階）

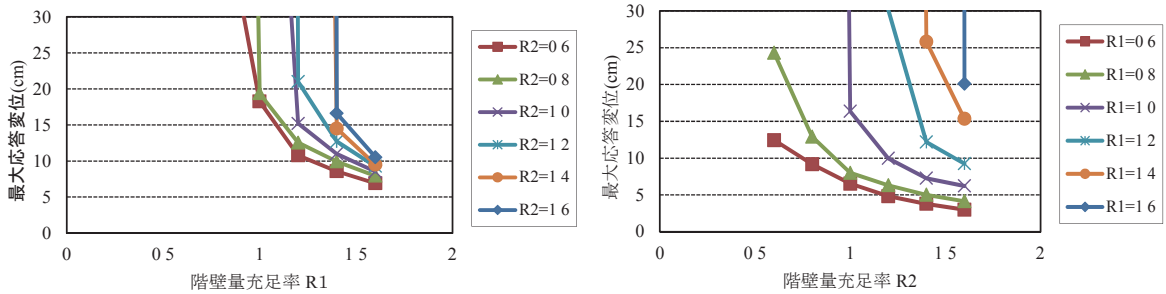
図 5.4.4-5 応答解析結果-2



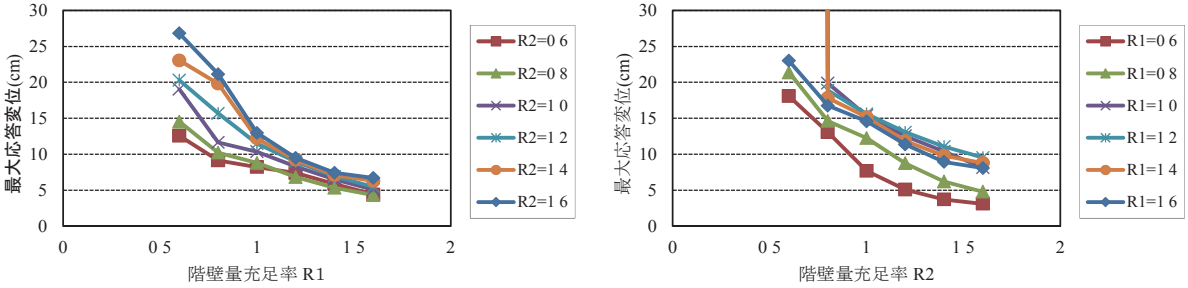
（９）JMA 古川三ヶ日 EW 部分 2 階建（右：1 階、左：2 階）



（１０）JMA 古川三ヶ日 NS 部分 2 階建（右：1 階、左：2 階）

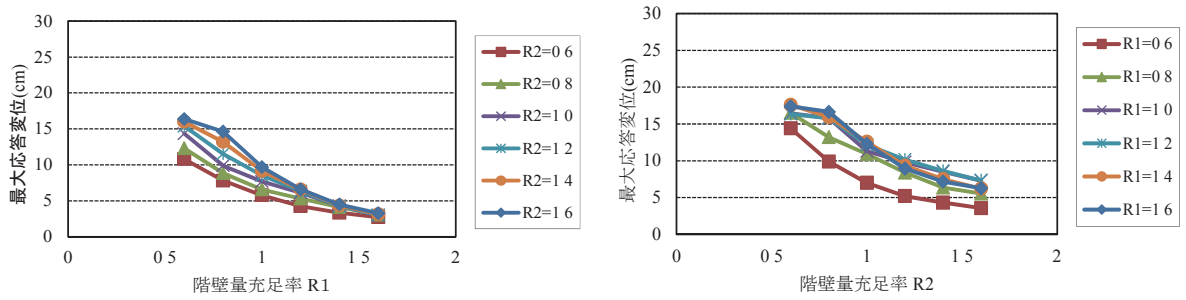


（１１）K-NET 古川 EW 部分 2 階建（右：1 階、左：2 階）

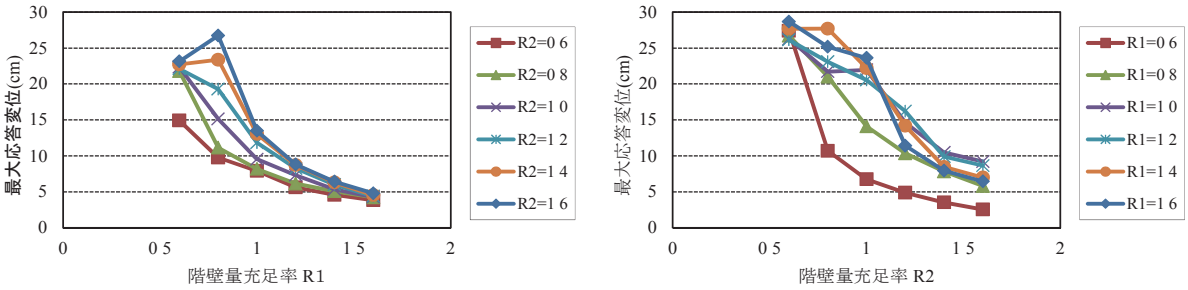


（１２）K-NET 古川 NS 部分 2 階建（右：1 階、左：2 階）

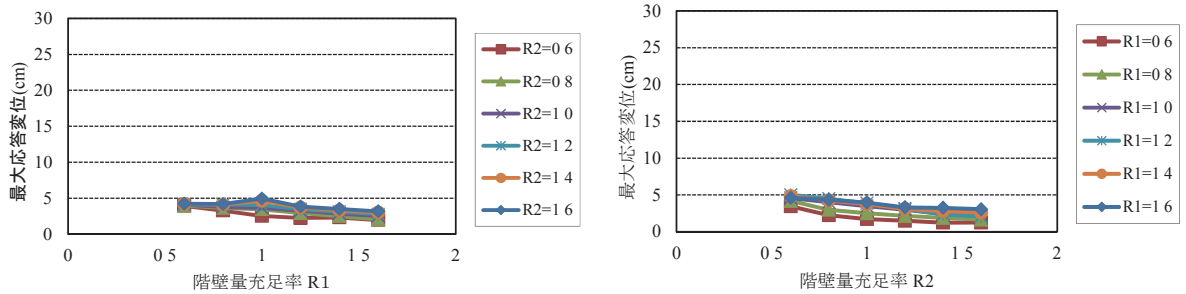
図 5.4.4-6 応答解析結果-3



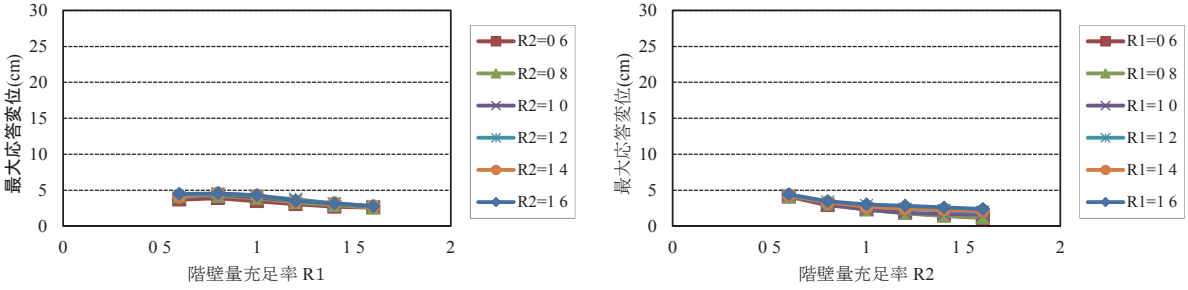
（１３）K-NET 石巻 EW 部分２階建（右：１階、左：２階）



（１４）K-NET 石巻 NS 部分２階建（右：１階、左：２階）



（１５）K-NET 大宮 EW 部分２階建（右：１階、左：２階）



（１６）K-NET 大宮 NS 部分２階建（右：１階、左：２階）

図 5.4.4-7 応答解析結果-4

１）地震波による応答の比較

JMA 古川三ケ日 EW 方向および NS 方向、および K-NET 古川 EW 方向及び NS 方向では、壁量充足率がある値より小さくなると急激に応答が増大して、本解析で倒壊の危険性があると判断する 30cm を超える層間変位に達する傾向がある。倒壊危険性が急激に増大するときの壁量充足率は総 2 階建、部分 2 階建、1 階部分、2 階部分の違い、あるいは他階の壁量充足率などにより若干の相違はあるが、JMA 古川三ケ日 EW 方向および NS 方向、K-NET 古川 EW 方向及び NS 方向ともに 1.0 以下の場合である。一方、K-NET 石巻、K-NET 大宮では、壁量充足率が 0.6 程度でも、最大応答層間変位は 30cm を超えず、倒壊は免れている。

２）総 2 階建と部分 2 階建の応答の比較

全体的な傾向としては、大きな差が無いと考えられる。建築基準法による 1 階の必要壁量は総 2 階、部分 2 階を問わず同じ値であることから、部分 2 階の方が 1 階については有利であり、応答が小さいと予想される。解析結果を見ると、同じ壁量充足率に対して 1 階の応答層間変位は部分 2 階に比べ総 2 階のほうが大きく、2 階の応答層間変位は逆に部分 2 階の方が大きいという傾向が若干見られる。

３）他階の壁量充足率が当該階の応答に及ぼす影響

1 階に対する 2 階の壁量充足率が小さい程、あるいは 2 階に対する 1 階の壁量充足率が小さい程、1 階の応答層間変位が小さくなる傾向が見られる。この場合には、2 階に損傷が集中し、2 階の応答変位が大きくなっている。また、1 階に対する 2 階の壁量充足率、あるいは 2 階に対する 1 階の壁量充足率を一定にした場合、1 階の壁量充足率、あるいは 2 階の壁量充足率を大きくすると 1 階の応答層間変位は小さくなる傾向が見られる。

４）詳細調査に基づく壁量充足率と残留変形角の関係と応答解析の比較

宮城県古川市、石巻市、茨城県那珂市、常陸太田市で実施した詳細調査によって得られた壁量充足率と残留変形角の関係では、壁量充足率が 1.0 以下であっても、層間変形角が 1/10rad.（約 30cm）といった大きな残留変形角（変位）には至らないという結果であった。石巻市及び常陸大宮市の強震記録による解析結果は、茨城県那珂市、常陸太田市の被害状況と概ね符合するが、古川市の強震記録による解析結果と詳細調査による被害状況では差異が見られる。この差異の一つの要因として、本解析での想定に比べ、調査を実施した木造建物の性能が高い点が挙げられる。例えば、解析においては計算の方法で述べたように、壁単体の荷重変形関係のみならず雑壁の効果等を考慮して建物全体で 1.5 倍の耐力の割り増しを行っているが、雑壁の効果、仕上げ材の効果、立体効果など様々な要因により、実建物ではさらに高い耐力を有していることが考えられる。その他の要因として、地質条件による入力の違いや基礎の破壊による減衰効果等も考えられる。一方、初動調査及び詳細調査を通し、宮城県古川市での木造建物の被害の程度は、他の地域に比べ大きいことから、本解析結果は古川市の被害状況をある程度再現しているとも考えられる。

（４）まとめ

今回の強震記録の地震動特性が木造住宅被害に与える影響を解析的に検討することを目的とし、2 階建て木造住宅に対し、強震記録を用い各階の壁量及び 1, 2 階の床面積比をパラメータとした地震応答解析を実施した。

1）JMA 古川三ケ日および K-NET 古川の EW 方向および NS 方向では、壁量充足率が 1.0 より小さくなると急激に応答が増大し、本解析で倒壊の危険性があると判断する 30cm を超える層間変位に達する傾向が見られた。一方、K-NET 石巻、K-NET 大宮では、壁量充足率が 0.6 程度でも、最大応答層間変位は 30cm を超えず、倒壊は免れる結果となった。

2）解析結果と詳細調査による木造建物の被害状況を比較すると、宮城県石巻市、茨城県那珂市、常陸太田市の被害状況は解析結果と概ね一致するが、古川市の被害状況は解析結果よりも被害が小さかった。

参考文献

5.4.4-1）気象庁 強震波形（平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震） http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/kyoshin/jishin/110311_tohokuchiho-taiheiyouoki/index.html

5.4.4-2）防災科学技術研究所強震ネットワーク K-NET http://www.K-NET.bosai.go.jp/K-NET/

5.4.4-3）松永裕樹、曽田五月也、宮津祐次：「木質構造物の復元力特性のモデル化と動的解析への適用」、2007 年度日本建築学会関東支部研究報告集, pp201-204

5.4.5 まとめ

平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震による木造建築物の被害の概要調査、被災木造建築物の詳細調査、並びにその壁量の検討、地震応答解析の結果をまとめると以下のようになる。

1）木造建築物の地震動による被害は宮城県大崎市、福島県須賀川市、栃木県那須郡那須町、茨城県常陸太田市、那珂市などで多く確認された。

2）宮城県栗原市では、震度７を記録したにもかかわらず、木造建築物の被害は過去に震度７を記録した地震と比べて大きくない。

3）造成宅地の地盤変状による被害は、宮城県仙台市、栃木県矢板市などで大きく、被害棟数もそれなりに多い。

4）屋根瓦の被害などは、地震が頻繁に発生する宮城県よりも、むしろ福島県、茨城県の方が多いという印象がある。

5）低湿地や水田を埋め立てたなどの宅地では、地盤変状が発生しなくても地震動が増幅した可能性があることが、宮城県栗原市、大崎市、栃木県那須町、茨城県常陸太田市、那珂市、常総市、龍ヶ崎市などで看取された。

6）宮城県大崎市では、２階の残留変形が１階よりも大きい希有な被害例が複数確認された。

7）被災した木造建築物の壁量等と被害状況を比較したが、今回の調査対象物件は一部を除いていずれも残留変形が小さく、壁量充足率や偏心率と残留変形の相関関係は明確ではなかった。

8）木造建築物の地震応答解析を行った結果、JMA 古川三ケ日および K-NET 古川の入力に対して、木造住宅の壁量充足率が 1.0 より小さくなると急激に応答が増大し、1/10 rad を超えるものが見られた。一方、K-NET 石巻、K-NET 大宮の入力に対して、壁量充足率が 0.6 程度でも、最大応答変位が 1/10 rad を超えない。

9）木造建築物の地震応答解析結果と詳細調査による木造建物の被害状況を比較すると、宮城県石巻市、茨城県那珂市、常陸太田市の被害状況は解析結果と概ね一致するが、古川市の被害状況は解析結果よりも被害が小さいといえる。

5.5 免震建築物

5.5.1　地震被災地域における現地調査

5.5.1.1　宮城・山形県内調査（H23.6.1～6.2 実施）

宮城県及びその周辺地域は被害地震をたびたび経験しており、地震に対する防災意識の高まりから、免震構造を採用した建築物が多く存在している。これらについて、地震時の最大応答や免震層周囲の状況、居住者・使用者の感覚や意識等を把握するために調査を実施した。

調査対象とした免震建築物の位置を図 5.5.1-1 に、規模等の概要を表 5.5.1-1 に、それぞれ示す。これらのうち４棟（G・Ｉ・K及びO）については、2008 年岩手・宮城内陸地震において現地調査を実施[5.5-1)]している。

表 5.5.1-1 調査対象の免震建築物概要

	用途	上部構造		免震層構成*1	建設年	記録の有無		最寄りの震度
		形式	階数			罫書き	加速度	
A	事務所	SRC	9	HRB	H21*2	○	○	6弱
B	倉庫	S	1	HRB	H8	○		6弱
C	共同住宅	RC	14	RB、LD、USD	H19			6弱
D	共同住宅	RC	12	LRB、USD	H23			6弱
E	共同住宅	RC	15	LRB、ESB	H21	○		6弱
F	共同住宅	RC	10	HRB、ESB	H21			6弱
G	救急施設	RC	6	LRB、ESB	H13			6弱
H	事務所	RC	18	RB、ESB	H11	○	○	6弱
I	宿泊施設	RC	12	RB、LD、LSD	H10			6強
J	救急施設	S	3	LRB、SB、OD	H18			6強
K	医療機関	RC	5	LRB、RB、OD	H14			6強
L	救急施設	RC	3	LRB、ESB、USD	H20	○		6弱～6強
M	医療機関	S	6	RB、RB+USD、USD、ESB	H18	○		5強
N	救急施設	RC	3	RB、ESB、OD	H19	○		6弱～5強
O	医療機関	RC	4	RB、LRB、ESB、LSD	H15			6弱
P	医療機関	RC	10	RB、LD、LSD	H12		○	4
Q	医療機関	SRC	4	LRB、SB、OD	H14	○		5強

*1…RB：天然ゴム系積層ゴム、LRB：鉛プラグ入り積層ゴム、HRB：高減衰積層ゴム、ESB：弾性すべり支承、
SB：転がり支承、LD：鉛ダンパー、USD：U型鋼材ダンパー、LSD：ループ型鋼材ダンパー、OD：オイルダンパー

*2…新築年は S56。H21 にレトロフィット免震による改修工事を行った。

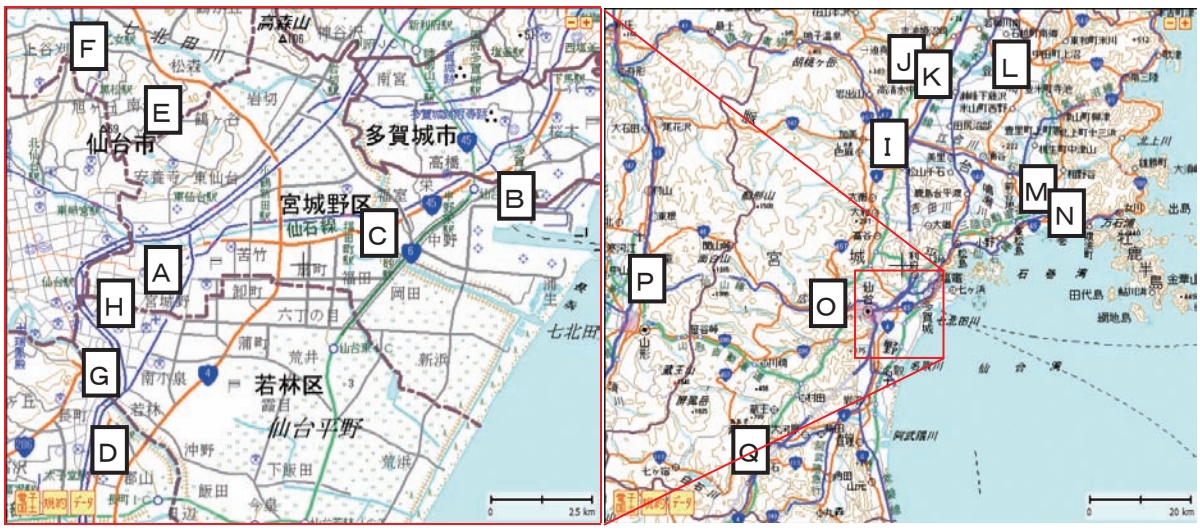


図 5.5.1-1　調査範囲

以下、調査建築物のうち、特に注目すべき被害等の見られた７棟の免震建築物（A、B、C、H、Ⅰ、L及びM建築物）について示す。

(1) A建築物（宮城県仙台市宮城野区）

A建築物は、昭和 57 年に建設された鉄骨鉄筋コンクリート造９階＋地下２階の建築物である（写真 5.5.1-1）。その後平成 21 年に、地下１階の柱頭部において中間層免震とする耐震改修工事が行われている。建築物の平面形状は、東西方向を長辺とする 26.4m×54.0m の矩形であり、免震層には、角形の高減衰積層ゴム 44 基（□900×4 基、□950×40 基）が設置されている。



(a) 建築物外観



(b) 免震表示（最大変位 50cm）

写真 5.5.1-1 A建築物（ＳＲＣ造９階）

担当者にヒアリングを行い、次のような状況の説明があった。

a) 3 月 11 日の本震時には外装材（PC パネル）を含め、上部構造の損傷等は生じておらず、家具等の転倒もなかった。

b) ただし、免震部分と非免震部分の境界部で、エキスパンションジョイント及びカバー、免震スリット部目地材等の損傷が見られた。（写真 5.5.1-2～写真 5.5.1-5）

c) 通りを挟んで、同じ用途でほぼ同程度の規模・構造形式の非免震建物があり、そこでは、最上階で耐震用頭つなぎを施した書棚の転倒等の大きな被害や、外装タイルの落下が見られた。

エキスパンションジョイント部などの被害の原因の可能性としては、可動部ディテールが地震時の水平二方向入力における挙動（写真 5.5.1-6(a)）に追従しきれなかったことや、鉛直クリアランス（設計値 50mm）が地震時の上下動・免震部材の沈み込み等で不足したことなどが考えられる。その他、建築物の周囲では、一部で最大 10cm 程度の地盤沈下が見られた。



写真 5.5.1-2 衝突等によるカバーの破損



写真 5.5.1-3 天井カバーの脱落



写真 5.5.1-4 Ｂ１階ＥＶ入口天井部での衝突痕

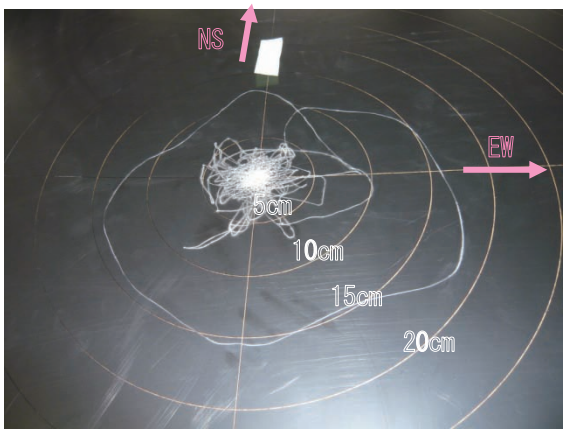


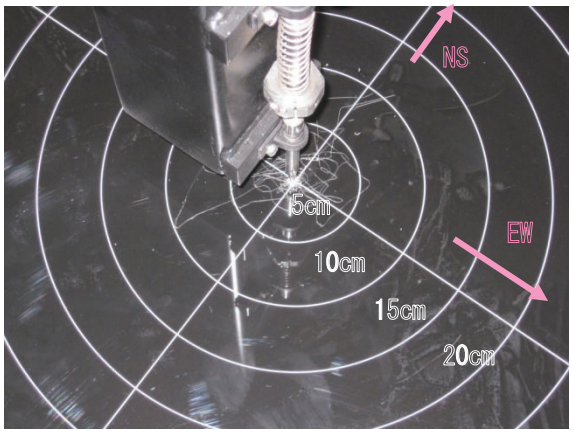
写真 5.5.1-5 免震スリット位置での内装の折れ

本建築物においては、地下２階、１階、９階（最上階）において加速度計が設置され、地下１階では免震層の相対変位を罫書き式変位計によって記録していた。さらに、隣接する低層建屋の地下階には、気象庁による地震計（JMA_E06、仙台宮城野区五輪）が設置されていた。担当者より入手した、3月11日の本震の記録による各階の最大加速度の数値を表5.5.1-2に示す。罫書き式変位計の記録では、交換済みで保存されていた罫書き板における3月11日の本震時の免震層の最大変位は18cm程度であった。また、調査時には4月7日の余震時の応答として最大10cm程度の変位記録が確認できた。（写真5.5.1-6）

表 5.5.1-2 Ａ建築物の応答値（最大加速度・絶対値）

位置	方向		
	NS [gal]	EW [gal]	UD [gal]
周囲地盤（気象庁による観測）[5.5-2]	409.9	317.9	251.4
地下２階（免震層下）	289.0	250.8	234.9
１階（免震層上）	120.5	143.7	373.7
９階（最上階）	141.7	169.9	523.9





(a) 3/11 本震時の応答　　(b) 4/7 余震時の応答

写真 5.5.1-6 罫書き式変位計による記録

(2) Ｂ建築物（宮城県仙台市宮城野区）

Ｂ建築物は、平成８年に建設された鉄骨造の免震建築物である（写真 5.5.1-7）。高さ 30m程度であるが、用途が倉庫であるので一般的な建築物と異なり多層の構造とはなっていない。建築物の平面形状は、東西方向を長辺とする 51.6m×31.7mの矩形であり、免震層には、高減衰積層ゴム（φ850×20 基及びφ800×4 基）が設置されている。



図 5.5.1-7 Ｂ建築物（鉄骨造）

本建築物は、仙台塩釜港の沿岸部に建設されており、津波により免震層が冠水する被害や、漂流物による外装材の脱落・破損などの被害を受けた。津波に関しては、建物内の痕跡（写真 5.5.1-8）や、周囲建築物の津波による被害がほぼ第１層部分までに集中していることから、浸水高さは地上約 4.0 mと考えられる。ただし、津波の方向性や、それによる衝撃力等の影響については、わからなかった。

担当者にヒアリングを行い、次のような状況の説明があった。

a) 1995 年兵庫県南部地震の経験（教訓）を踏まえて、倉庫としての機能維持の観点から、免震構造を採用した。地震直後に周囲の倉庫では荷崩れ等が発生したと聞いているが、本建築物では免震効果を発揮し、そのようなことはなかった。

b) ただし、低温貯蔵庫という用途のため、倉庫内部に流入した水が凍ってしまい、内外の出入りに支障があった。

c) 建築物の北東角部では敷地が広範囲に約１m程度えぐられる被害が生じている（写真 5.5.2-9）が、津波の際に建築物内部に生じた水流の出口付近であったことからその影響の可能性がある。

d) 免震部材の冠水期間は 16 日間で、ポンプによる排水を行った。



写真 5.5.1-8 隣棟内部（１Ｆ）の浸水跡



写真 5.5.1-9 建築物周囲の地盤変状

免震層内の目視調査の結果、積層ゴムに有害な傷や異常な局部的膨らみは見られなかったが、積層ゴムのフランジや取り付けボルトには錆がかなり発生していた（写真 5.5.1-10）。また、本建築物に設置された罫書き式変位計において、3 月 11 日の本震時の記録と思われる軌跡から、積層ゴムが東南方向に最大約 21cm 変形したことが確認できた（写真 5.5.1-11）。



写真 5.5.1-10 高減衰積層ゴムの状況



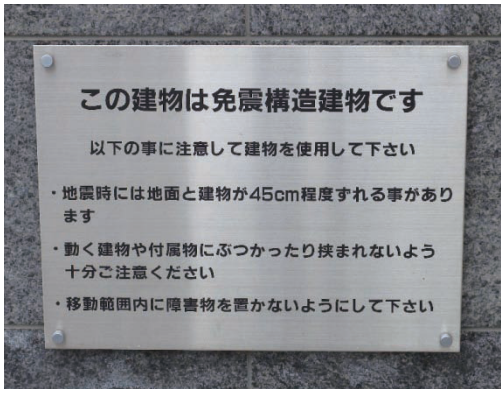
写真 5.5.1-11 罫書き式変位計による記録

(3) C建築物（宮城県仙台市宮城野区）

C建築物は鉄筋コンクリート造１４階の免震建築物である（写真 5.5.1-12）。平面形状はコの字型をしており、上部構造はそれぞれ矩形平面となるようエキスパンションジョイントで分割されている。免震層には、積層ゴム、鉛ダンパーおよびU型鋼材ダンパーが設置されている。



(a) 建築物外観



(b) 免震表示（最大変位 45cm）

写真 5.5.1-12 C建築物（ＲＣ造１４階）

担当者にヒアリングを行い、次のような状況の説明があった。

a) 住人に確認したところ、家具等の転倒や内壁等の損傷はなかったが、２階以上のエキスパンションジョイント部に損傷が生じた。

b) 隣接する共同住宅は地震により大きく傾斜する被害を受け、今後撤去される予定である。

現地調査の結果、外装タイルの落下や、１階駐車場の壁の表面に少々のひび割れが見られた（写真 5.5.1-13、写真 5.5.1-14）。また、建築物周囲の地盤の沈下が見られ、敷地北西部で最大 10cm 程度の段差を生じていた。



写真 5.5.1-13 外装タイルの落下



写真 5.5.1-14 駐車場壁のひび割れ

免震層内の目視調査の結果、積層ゴムには変状は見られなかったが、U型鋼材ダンパーでは塗料のはがれ、鉛ダンパーの表面にはしわ・ひび割れなどの変状が見られた(写真 5.5.1-15、写真 5.5.1-16)。特に、南東角部の鉛ダンパーでは、屈曲部に5㎜程度の大きなひび割れを生じていた(写真 5.5.1-17)。



写真 5.5.1-15 積層ゴム



写真 5.5.1-16 U型鋼材ダンパーの塗料はがれ



(a) 外観　　(b) 屈曲部のひび割れの状況

写真 5.5.1-17 鉛ダンパーの変状

(4) H建築物（宮城県仙台市宮城野区）

H建築物は、平成 11 年に建設された鉄筋コンクリート造１８階＋地下２階の免震建築物である。免震層は、１階の床下（１階と地下１階との間）に設けられている。平面形状は約 40m×46mの矩形、免震層には積層ゴム（φ1300）と弾性すべり支承が設置されている。

担当者にヒアリングを行い、次のような状況の説明があった。

a) 3 月 11 日の地震で、家具等の転倒はなかったが、内壁等のクラックが生じた。

b) 本建築物には地震計と罫書き式変位計を設置して、地震時の挙動を観測している。

免震層内の目視調査では、罫書き式変位計において、最大約 23cm の変形を確認した。

担当者より入手した、3 月 11 日の本震の記録による各階の最大加速度の数値を、表 5.5.1-3 に示す。観測は免震層下部、１階、１０階、１８階（最上階）において行われていた。また、H建築物のＸＹ軸は厳密には方位と対応していないが、最寄りの気象庁による観測値は表 5.5.1-2 と同じ（JMA_E06、仙台宮城野区五輪）となるので、周囲地盤の数値としてこれを再掲した。

表 5.5.1-3 H建築物の応答値（最大加速度・絶対値）

位置	方向	
	X [gal]	Y [gal]
周囲地盤（気象庁による観測）	409.9	317.9
免震層下部	310.8	225.8
１階（免震層上）	173.0	142.9
１０階	156.9	155.0
１８階	193.8	188.6

(5) Ｉ建築物（宮城県大崎市）

Ｉ建築物は、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。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、免震層には天然ゴム系積層ゴム（φ650）８基、鉛ダンパー８基（型番U180）及び鋼棒ダンパー（φ70）２基が設置されている。

担当者にヒアリングを行い、次のような状況の説明があった。

a) 3 月 11 日の地震の際には、最初は東西方向の揺れが大きかったようである。

b) 入口付近のスロープ兼エキスパンションジョイントのこすれ痕での最大変形は、南北及び西方向に約 30cm 程度であった。

c) 二車線道路を挟んで、建物正面側にある３階建て事務所ビルは地震被害を受け既に撤去された。

d) 鉛ダンパーは、現在交換作業中である。

現地調査の結果、上部構造には損傷は見られなかったが、地盤の沈下が生じており、建物周囲の貯水槽が 12/100 傾斜していた。最大の沈下は建物正面側で約 25cm 程度であった。また、周囲の建築物の窓ガラスの破損等も見られた。

免震層内の目視調査では、鉛ダンパーの変状を確認した。部材によっては 3cm 程度の深さのあるひび割れが生じていた。交換用の鉛ダンパーが免震層内に用意されており、一部は既に交換済みであった（写真 5.5.1-18）。鋼棒ダンパーは、塗装が剥がれ落ちていた（写真 5.5.1-19）。



写真 5.5.1-18 鉛ダンパーのひび割れ状況



写真 5.5.1-19 鋼棒ダンパーの塗装剥がれ

(6) Ｌ建築物（宮城県登米市）

Ｌ建築物は、平成 20 年に建設された鉄筋コンクリート造３階の免震建築物である（写真 5.5.1-20）。



(a) 建築物外観



(b) 免震表示（最大変位 40cm）

写真 5.5.1-20 Ｌ建築物（ＲＣ造３階）

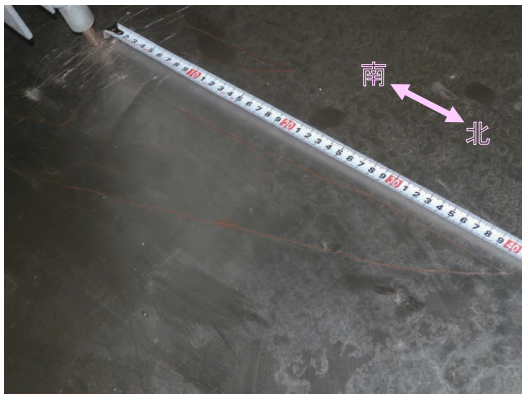
建築物の平面形状は、Ｌ字型をしており、外寸は東西約 61m×南北約 58mである。免震層には、次の免震部材が設置されている。構造計算書によると、免震周期は 3.04 秒であった。

・鉛プラグ入り積層ゴム…34 基（φ650×6 基、φ700×28 基）
・弾性すべり支承…11 基（φ500×6 基、φ600×5 基）
・Ｕ型鋼材ダンパー…8 基

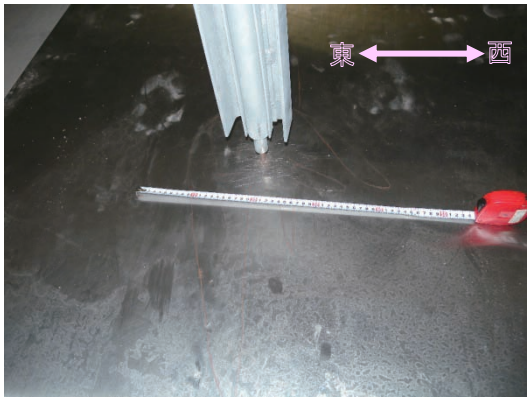
担当者にヒアリングを行い、次のような状況の説明があった。

a) 地震時において、棚の転倒等、室内被害は生じなかった。
b) 弾性すべり支承においては、すべり面に傷が生じていたもの（写真 5.5.1-23）が１台あったが、地震後の専門業者による点検では、弾性すべり支承を構成するビスが緩み、これがすべり面に引っ掻き傷を生じさせたとのことである。このすべり支承については交換を予定している。
c) Ｕ型鋼材ダンパーにおいては固定用のボルトが緩んだため、地震後に締め直した。また、塗装が剥がれ落ちたが、これも塗り直す予定である。

免震層内の目視調査では、罫書き式変位計で確認した最大変位は、片振幅で約 40cm（北方向）、両振幅で約 70cm に達していた（写真 5.5.1-21）。変位は主として南北方向に生じており、屋外のエキスパンションジョイントの金具によると思われるすべり痕によっても確認できた。その他、Ｕ型鋼材ダンパーの表面塗装のはがれや鋼材のゆがみなどを確認した（写真 5.5.1-22）。



(a) 北方向（最大）約 40cm



(b) 東方向約 15cm、西方向約 22cm

写真 5.5.1-21 罫書き式変位計による記録



写真 5.5.1-22 U型鋼材ダンパーの変状



写真 5.5.1-23 すべり面に生じたきず

(7) M建築物（宮城県石巻市）

M建築物は、平成 18 年に建設された、鉄骨造６階＋地下１階の免震建築物である（写真 5.5.1-24）。



(a) 建築物外観



(b) 免震表示

写真 5.5.1-24 M建築物（鉄骨造６階）

建築物の形状は、約 100m×100mの正方形の低層棟（２階）の中央に、東西約 100m×南北約 25mの高層棟（６階）を配置したものとなっている。免震層には、次の免震部材が設置されている。

・天然ゴム系積層ゴム…６基（φ1000）

・積層ゴム一体型U型鋼材ダンパー…16 基（φ1000、鋼材４本及び８本タイプ）
・U型鋼材ダンパー…16 基
・弾性すべり支承…74 基（φ400×30 基、φ600×25 基、φ800×11 基、φ900×8 基）

担当者にヒアリングを行い、次のような状況の説明があった。

a) 水平方向の揺れとともに、上下に突き上げるような揺れを感じた。

b) ある部署では、揺れを感じるとともに、ビデオ撮影を開始し、室内の揺れの状況を収録してテレビ局に情報を提供した。

c) 室内の様相としては、以下のような事象が生じた。

（６階東側の職員詰所において：写真 5.5.1-25）

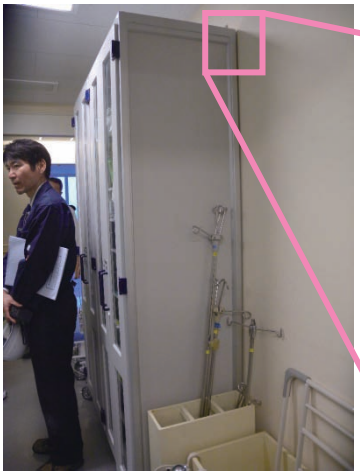
・冷蔵庫（H×D×B：118×49×48cm）の滑動
・棚の頂部を壁に留め付けた金具の引き抜き
・金庫の底部を床に頂部で留め付けた金具の引き抜き
・キャスター付き棚のキャスター部分の破損（ストッパーをかけていた）
・キャスター付き棚の滑動



(a) 滑動した冷蔵庫



(b) 転倒した棚①（キャスター部固定のため）



(c) 転倒した棚②



(d) 上部固定位置（拡大）

写真 5.5.1-25 室内被害の概要（６階）

（６階東側の休憩室において：写真 5.5.1-26）

・戸棚（H×D×B：180×30×86cm）の転倒

（６階エレベータホール付近：写真 5.5.1-27）

・防火扉が開いてしまい、これが上下に振れることで天井部分の蛍光灯カバーを破損

（４階より上の階）

・パソコンモニターの転倒





写真 5.5.1-26 転倒した棚（地震後横倒しで使用）　**写真 5.5.1-27** 防火戸が接触した消火栓と蛍光灯

d)　６階より上の塔屋及び屋上では、以下のような事象が生じていた。

（塔屋）

・自家発電機の固定部分における防振ゴムのはみ出し（写真 5.5.1-28）

（屋上）

・FRP 製高架水槽底部のボルト部分の損傷（水がにじみ出る程度。タンク内のスロッシングの影響と考えられる。）（写真 5.5.1-29）



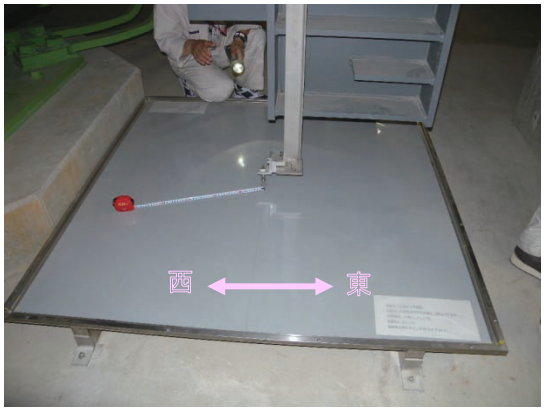


写真 5.5.1-28 自家発電機用防振ゴムのはみ出し

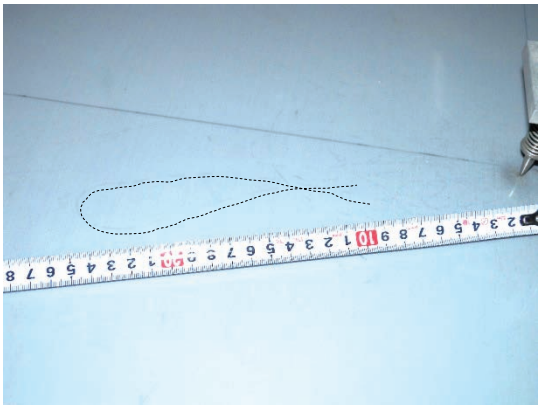
写真 5.5.1-29 底部のボルト部分が損傷した高架水槽

免震層内の目視調査では、罫書き式変位計において片振幅で約 25cm の最大変位（西方向）を確認した（写真 5.5.1-30）。弾性すべり支承の滑り面においても移動した痕跡が認められ、これによっても最大変位が約 25cm であることが確認された。U型鋼材ダンパーについては塗装が剥がれ落ちており、地震時に取付部のボルトが緩んだ(機能上は問題なし)とのことである(写真 5.5.1-31、写真 5.5.1-32)。

周辺地盤では、地盤がかなり変状した様相がみられ、免震建屋に対し、周辺地盤が約 20cm 沈下した箇所も見られた。



(a) 設置状況



(b) 最大変形部分の挙動（点線で加筆）

写真 5.5.1-30 罫書き式変位計の記録（最大約 25cm）

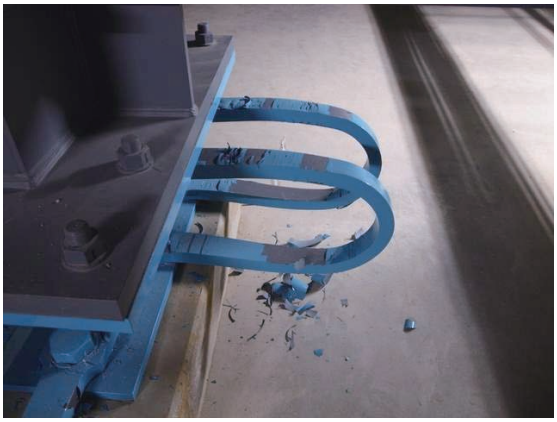


写真 5.5.1-31 鋼材ダンパーのゆがみ・塗装剥がれ



写真 5.5.1-32 鋼材ダンパー基部のボルトの緩み

5.5.1.2　免震住宅被災状況調査（H23.7.8 実施）

被災地域である宮城県内には、5.5.1.1 項で示したような中規模～大規模の免震建築物のほかに、免震構造を採用する戸建て住宅（免震住宅）が多数存在している。これらのうち宮城県仙台市、塩釜市及び多賀城市に存する免震住宅について、現地調査を行った。調査対象とした免震住宅を表 5.5.1-4 及び図 5.5.1-2 に示す。JD 邸については、2008 年岩手・宮城内陸地震において現地調査を実施[5.5-1)]している。今回調査した免震住宅は、ほぼ同一の仕様及び設計条件にしたがって建設されたもので、すべり支承(平面板＋すべり材)及び天然ゴム系積層ゴムの組合せによる免震構造が採用されており、原則として想定応答変位は 35cm となっている（免震表示として建物外構にプレートを設置)。調査住宅のうち３棟は津波被災地域にあり、１階床上まで浸水したが、これらを含むすべての免震住宅において、構造的な被害は見られなかった。

なお、調査にあたっては、設計・施工会社の協力を得た。特に、加速度記録の数値や免震層に設置された罫書き式変位計による応答変位記録は、同社より提供を受けたものである。

表 5.5.1-4 調査対象の免震住宅一覧

	住所	建築年	地上階数	建築面積 [m²]	延べ面積 [m²]	罫書き記録	加速度記録
JA	仙台市泉区明石南	2005	2	156.62	270.64	○	
JB	仙台市泉区みずほ台	2009	2	78.23	137.57	○	○
JC	仙台市泉区加茂	2004	2	101.55	148.33		
JD	仙台市宮城野区鶴ヶ谷	2006	2	94.62	158.49	○	
JE	塩釜市牛生町	2004	2	120.48	186.31	○	
JF	多賀城市桜木	2007	2	108.64	172.04		
JG	多賀城市桜木	2004	2	88.30	145.70		
JH	仙台市若林区伊在	2007	2	62.93	114.26		
JI	仙台市若林区伊在	2010	2	108.00	165.89	○	
JJ	仙台市若林区文化町	2004	2	77.17	127.69		

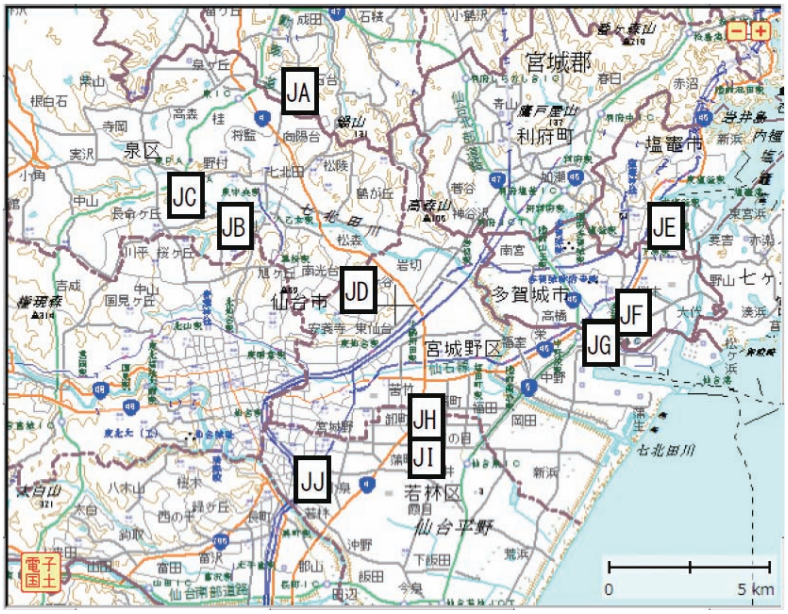


図 5.5.1-2 調査範囲

(1) JA 邸（仙台市泉区明石南）

JA 邸は 2005 年に建設された免震住宅である。

外観目視による調査では、建築物の周囲の屋外給湯器や雨樋について、あらかじめ免震層の変位に対応した構造が採用されていた。構造体の被害は見られなかったが、敷地周囲のブロック塀の脚部の被害や、玄関口の非免震部分の損傷が見られた（写真 5.5.1-33、写真 5.5.1-34）。



写真 5.5.1-33 ブロック塀脚部の被害



写真 5.5.1-34 玄関口の損傷

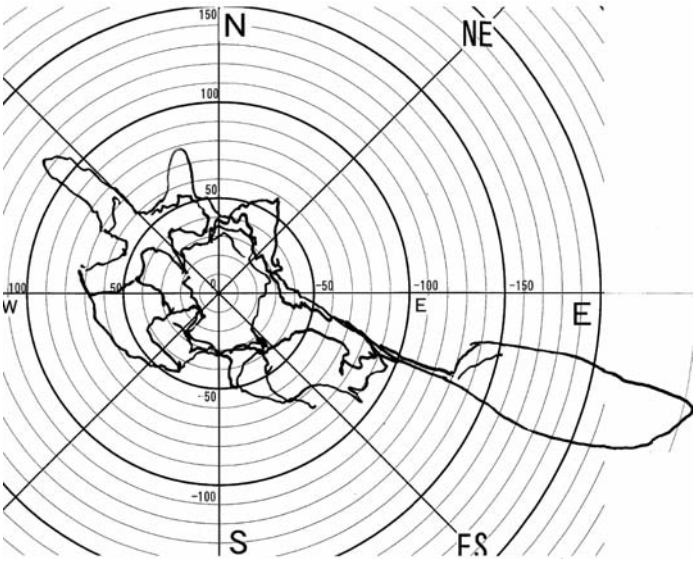


図 5.5.1-3 罫書き式変位計の免震層変位記録（JA 邸、最大約 26cm）

(2) JB 邸（仙台市泉区みずほ台）

JB 邸は 2009 年に建設された２階建ての免震住宅で、外観目視では特に被害は見られなかった。

本建築物には罫書き式変位計のほか加速度計が設置されており、免震層上下における最大加速度は、表 5.5.1-5 に示す通りであった。

表 5.5.1-5 JB 邸の免震層上下の加速度記録（最大値、設計・施工会社からの情報）

	基礎上（免震層下部）	1 階床（免震層上部）
X 方向	508gal	185gal
Y 方向	481gal	212gal

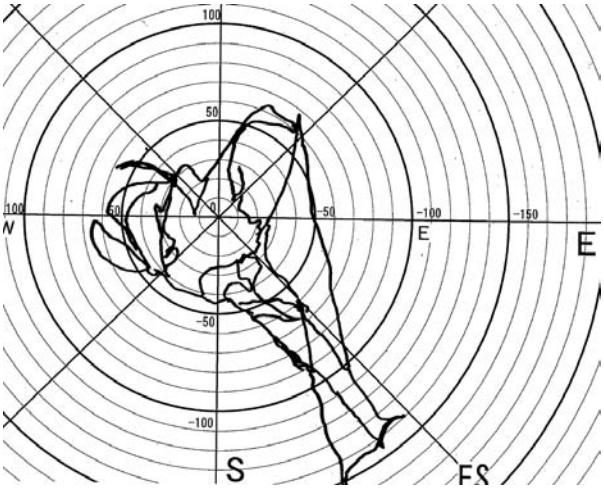


図 5.5.1-4 罫書き式変位計の免震層変位記録（JB 邸、最大約 16cm）

(3) JD 邸（仙台市宮城野区鶴ヶ谷）

JD 邸は 2006 年に建設された免震住宅で、構造被害は見られなかったが、建物の北西方向の外周部の基礎立上り部分のブロックの被害（調査時点では修理済み。写真 5.5.1-35）があった。なお、この被害は基礎の立上り部分を一体のコンクリート造としていないことから生じているが、今回調査した免震住宅では、一般的な戸建て住宅と異なり上部構造の耐力壁を基礎に緊結する必要がなく、外周の立上り部分は防水・防塵の必要上設けられている。したがって、安全上支障のある被害ではない。

建物使用者に対して被害状況や地震中の免震建築物の動きについてのヒアリングを行った。概要を以下に示す。

・最初はカタカタと通常の揺れ。除々に大きくなり、長く揺れていた（５分程度に感じた）。揺れの様子は、最初はガタガタ、そのうち、「ガクッ」となった。
・地震の揺れの最中は、立っては歩けなかった。
・つり下げ型の電灯は、大きく揺れ、天井にぶつかりそうであった。
・仏壇の花瓶が落下。姿見の鏡（高さ 140cm 程度）が倒れた（２階）。
・カーポート（非免震）の屋根を支える支柱が折れた。



写真 5.5.1-35 基礎立上り部のブロック：修理済み

(4) JE 邸（塩釜市牛生町）

JE 邸は、2004 年に建設された免震住宅で、塩釜港内の水路に近接した区画に建設されていることから、津波によって１階床レベルまで浸水する被害を受けた建築物である。建物外周の基礎立上り部分のブロックが津波により破損し、免震層が冠水する被害を受けた（写真 5.5.1-36、写真 5.5.1-37）。

建物使用者に対して被害状況についてのヒアリングを行った。概要を以下に示す。

・津波で浸水したが、窓からではなく、床下収納のための床やトイレから水が浸入した。１階床上にはあまり水が上がらず、電気製品等は無事であった。
・津波時には自宅周辺は水がよどんでおり、流された物はなかった。
・免震層に泥が堆積したため、乾燥後に使用者及び家族の二人で片付けた。
・自家用車が２台津波で流された。

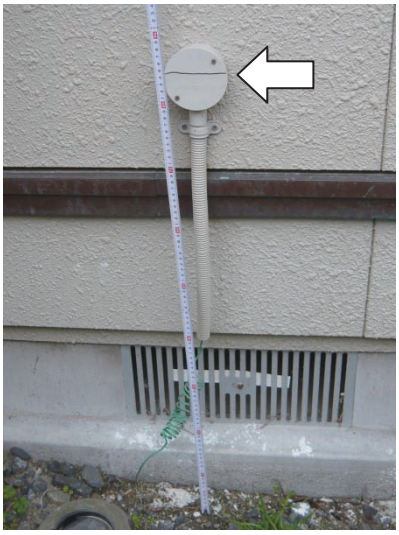


写真 5.5.1-36　津波水面位置（地上約 85cm）



写真 5.5.1-37 基礎立上り部破損状況

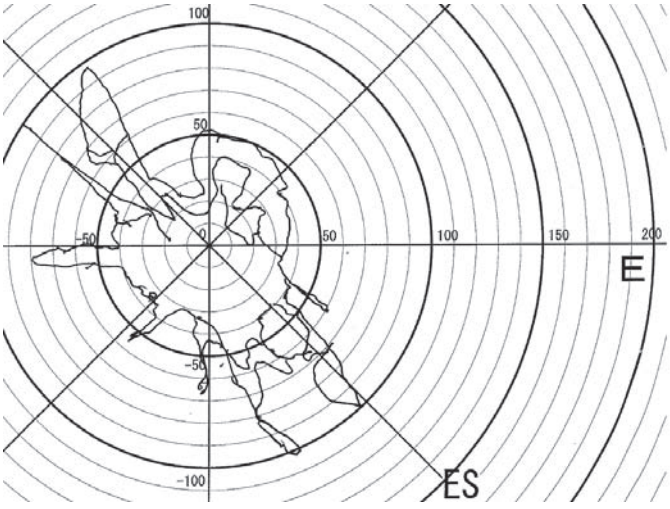


図 5.5.1-5 罫書き式変位計の免震層変位記録（JE 邸、南東及び北西に最大約 10cm）

(5) JF 邸（多賀城市桜木）

JF 邸は、2007 年に建設された免震住宅で、砂押川付近の水路わきの区画に建設されていることから、津波によって１階床より１m程度浸水する被害を受けた建築物である。JE 邸同様、建物周囲の基礎立上り部の被害、免震層内に冠水する被害を受けた（写真 5.5.1-38～写真 5.5.1-40）。



写真 5.5.1-38　冠水後の免震層内（左からすべり支承、積層ゴム及び暴風時変位拘束用のワイヤロープ。設計・施工会社からの提供）

建物使用者に対して被害状況や地震中の免震建築物の動きについてのヒアリングを行った。概要を以下に示す。

・揺れている間も階段の上り下りは可能であった。免震構造は、恐怖感が無く、地震に遭遇しても、安心している。
・室内では、何も転倒・落下する物はなかった。４月７日の地震でも被害はなかった。
・津波の浸水前に、避難した。３月１１日から４月５日まで、実家に戻っていた。
・地盤面から浸水深は、約 1.8m であり、台所のカウンター高さまで水に浸かった。
・玄関の左側の基礎立上り部分のブロックが津波により被害を受けた。



写真 5.5.1-39 JF 邸外観及び周囲水路の状況

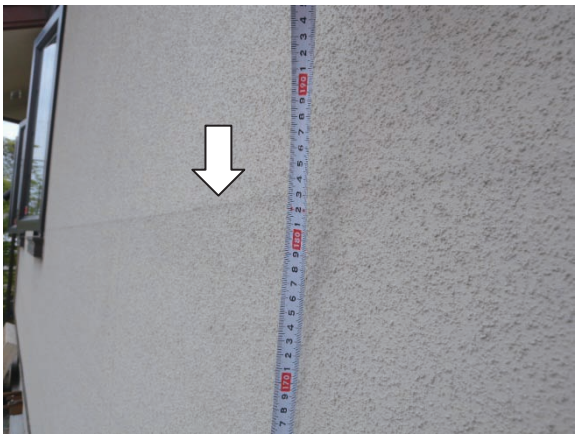


写真 5.5.1-40 JF 邸周囲の津波浸水跡

(6) JG 邸（多賀城市桜木）

JG 邸は、2004 年に建設された２階建ての免震住宅である。JF 邸の南西約 500m に位置し、JF 邸同様に１階床から 10cm 程度（地盤面から約 81cm）まで浸水し、建物周囲の基礎立上り部の被害、免震層

が冠水する被害を受けた（写真 5.5.1-41、写真 5.5.1-42）。

免震層の最大変位については、津波の堆積物により、不明であった。

建物使用者に対して被害状況や免震挙動についてのヒアリングを行った。概要を以下に示す。

・３月１１日の本震時には、家族全員が在宅していた。避難の５分後に津波が来た。
・ひな人形が落下。食器棚等の被害はない。
・床上に 10cm 程度浸水し、免震層には、ヘドロが 5～6cm 堆積した。乾燥後、除去・清掃した。
・４月７日の地震では、コップが１個倒れた。



写真 5.5.1-41 玄関周囲の津波跡



写真 5.5.1-42 基礎立上り部の補修跡

(7) JH 邸（仙台市若林区伊在字土府）

JH 邸は、2007 年に建設された免震住宅である。構造体の被害は見られなかったが、建築物周辺の敷地内では、噴砂状の堆積物（写真 5.5.1-43）が見られた。また、玄関口の非免震（階段）部分の損傷（写真 5.5.1-44）が見られた。



写真 5.5.1-43 噴砂状の堆積物



写真 5.5.1-44 玄関階段部分の損傷

(8) JI 邸（仙台市若林区伊在）

JI 邸は、2010 年に建設された免震住宅である。外観調査の結果、構造被害は見られなかったが、地震時の建物移動（免震層の変位）に起因するものと思われる以下の損傷が見られた

・勝手口のパイプの手すりの被害（衝突した跡がある）（写真 5.5.1-45）

・電線に取り付けたワイヤの引張りによる雨樋の損傷（写真 5.5.1-46）

建物使用者に対して被害状況や地震中の免震建築物の動きについてのヒアリングを行った。概要を以下に示す。

・本震時、前後左右にゆれ、身動きできなかった。これまでに経験したことのない大きな地震であった。２階の冷蔵庫が 2～3cm 移動した。

・重い物は何も落下・転倒はなかったが、食器棚のコップが落下。仏壇の小物が落下。

・サッシが動かなくなったが、戸車がずれていたことが原因であった。

・復旧には、電気で１週間、ガスは３週間かかった。水道は問題なかった。



写真 5.5.1-45 勝手口の手すりの損傷



写真 5.5.1-46 雨樋の損傷

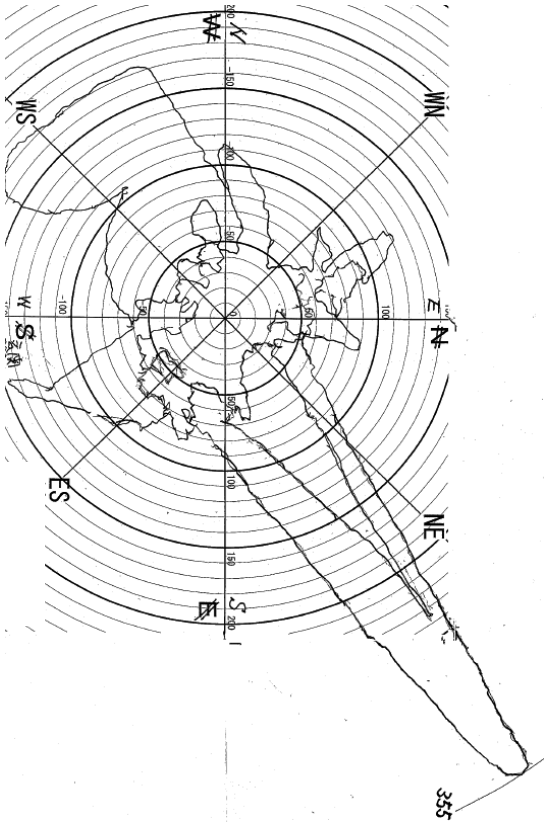


図 5.5.1-6 罫書き式変位計の免震層変位記録（JI 邸、南東に最大約 35cm）

5.5.1.3　関東地方免震建築物調査

東北地方太平洋沖地震においては、関東地方の免震建築物でも比較的大きな応答変位を観測している（5.5.2 項参照）。また、5.5.1.1 項で示した通り、いくつかの免震建築物においては、鉛ダンパーにひび割れを生ずる等の被害が見られている。そこで表 5.5.1-6 及び図 5.5.1-7 に示す関東地方における免震建築物３棟を対象として、免震層の現地調査を行った。

表 5.5.1-6 調査対象の免震建築物概要

	用途	上部構造		免震層構成*1	建設年	記録の有無		備考
		形式	階数			変位	加速度	
R	共同住宅	RC	36	RB、LRB、OD	H23	○	○	中間階免震（4F と 5F の間）
S	事務所	SRC	11+2	RB、LRB、OD	H14*2	○	○	
T	共同住宅	RC	4	RB、LD、OD	H13	○	○	

*1…RB：天然ゴム系積層ゴム、LRB：鉛プラグ入り積層ゴム、LD：鉛ダンパー、OD：オイルダンパー
*2…H14 にレトロフィット免震による改修工事を行った。

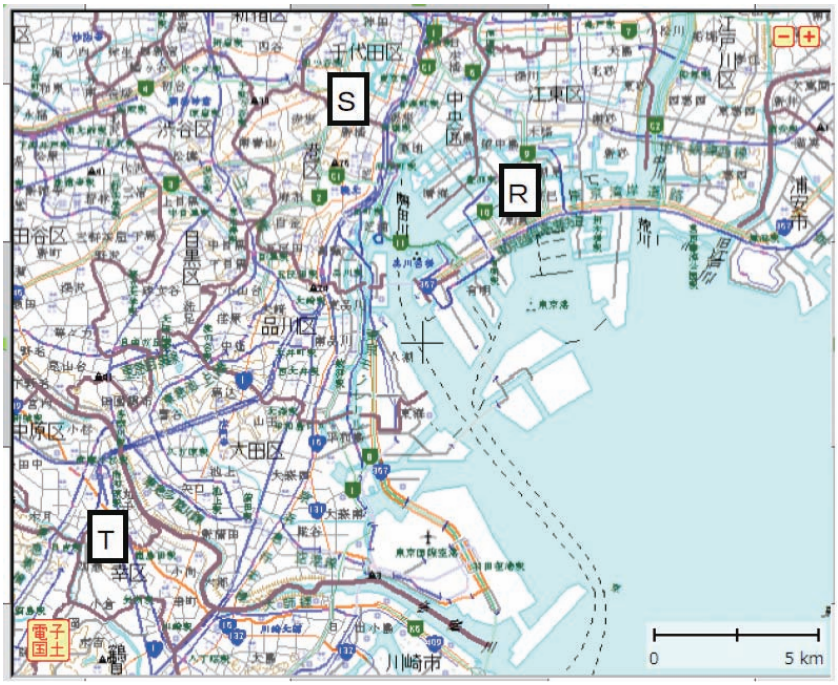


図 5.5.1-7 調査範囲

(1) Ｒ建築物（東京都江東区、H23.7.4 実施）

Ｒ建築物は、地上４階と５階との間に免震層を設けた中間階免震による鉄筋コンクリート造（地上 36 階建て）の共同住宅である。免震層には、角形の積層ゴム（天然ゴム系及び鉛プラグ入り）及びオイルダンパーが設置されていた。

目視調査の結果、免震層内では鉛直方向のクリアランス部のシール材（ステンレスのプレート）が若干はみ出している等の変状（写真 5.5.1-47）が見られたが、構造性能に影響はないものと考えられる。また、オイルダンパーのシリンダ部に、地震時の免震層の変位によるものと思われる痕跡が 12cm 程度残っていた（写真 5.5.1-48）。



写真 5.5.1-47 シール材のはみ出し

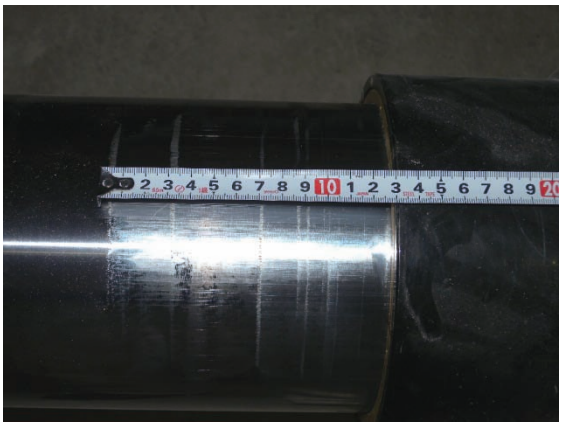


写真 5.5.1-48 オイルダンパーの変位跡

建物の維持管理会社職員（５名）に対して、被害状況や地震中の免震建築物の動きについてのヒアリングを行った。概要を以下に示す。

・建築物の被害はエキスパンションと防火戸の閉塞（作動）である。

・１階から３階のエキスパンション部（免震層が４階と５階との間であり、免震である上層階からエレベーターのコア部分を吊り下げる形式となっているため、建物内にエキスパンションがある）の床版が大きく移動し、隙間が残った。また、天井や壁のエキスパンション（写真 5.5.1-49、写真 5.5.1-50。ただし調査時点で補修済み）も損傷した。エキスパンション部の不具合は、４月のはじめに修理した。

・本震の震動で防火戸を止め付ける金具が外れて閉まった（2F、3F、8F、13F、15F、25F の各階）ものがあり、元の状態に戻した。前震・余震でもすぐ金具が外れる防火戸があった。例えば、３月９日の前震でも、15 階の防火戸は閉まった。

・揺れの最中にギシギシという音が聞こえた。余震でも同じように、揺れと音が同時に聞こえた。

・(エレベーター内で体験、36 階) すぐセンサーが作動したと思われ、エレベーターが 20 階で停止し、ドアが開いた。大きく円を描くような揺れであったが、歩けないほど激しくはなかった。

・防災センター（非免震部）にいた。警報装置のブザーが鳴り、それを止めた。何も落下していない。スプリンクラー関連の警報も出ていたので、屋上（の操作盤）まで移動してブザーを止めた。



写真 5.5.1-49 １階エレベーター周囲の養生（補修後）



写真 5.5.1-50 １階エレベーター周囲の天井部分（補修後）

(2) Ｓ建築物（東京都千代田区、H23.7.4 実施）

Ｓ建築物は、地上１１階＋地下２階建てのＳＲＣ造事務所を 2002 年に免震レトロフィット改修したものであり、免震層には積層ゴム（天然ゴム系及び鉛プラグ入り）及びオイルダンパーが設置されていた。

目視調査の結果、免震層周囲のエキスパンション部でのカバープレートの移動跡などが見られたが、構造性能には影響ないものと考えられる。免震層内には罫書き式の変位計も設置されており、最大変位は約 6cm 程度であった（写真 5.5.1-51）。



写真 5.5.1-51 罫書き式変位計の免震層変位記録

建物の維持管理担当者に対して被害状況や地震中の免震建築物の動きについてのヒアリングを行った。概要を以下に示す。

・ものが落下するような被害はなかった。
・地下１階とその他の階で、窓ガラスのひび割れがあった。外側のタイルも割れた。
・防火戸が作動した箇所がある。
・免震層の応急点検はこれから行う予定である。
・エキスパンション部の被害はほとんど無い。ややカバーがずれている程度である。

(3) Ｔ建築物（神奈川県川崎市、H23.11.30 実施）

Ｔ建築物は、６階建ての基礎免震による鉄筋コンクリート造の共同住宅であり、免震層には積層ゴム、オイルダンパー及び鉛ダンパーが設置されていた。目視調査の結果、免震層内外には構造・非構造部分いずれについても変状は見られなかった。5.5.1.1 項の調査において、宮城県内の免震建築物においては鉛ダンパーの表面にひび割れが見られたことから、本建築物についても鉛ダンパーを重点的に調査したところ、主として屈曲部の表面に幅 1mm 以下程度の微細な亀裂が見られた（写真 5.5.1-52）。このような亀裂は一つのダンパーに断続的に複数確認することができた。なお、深さについては確認できなかった。

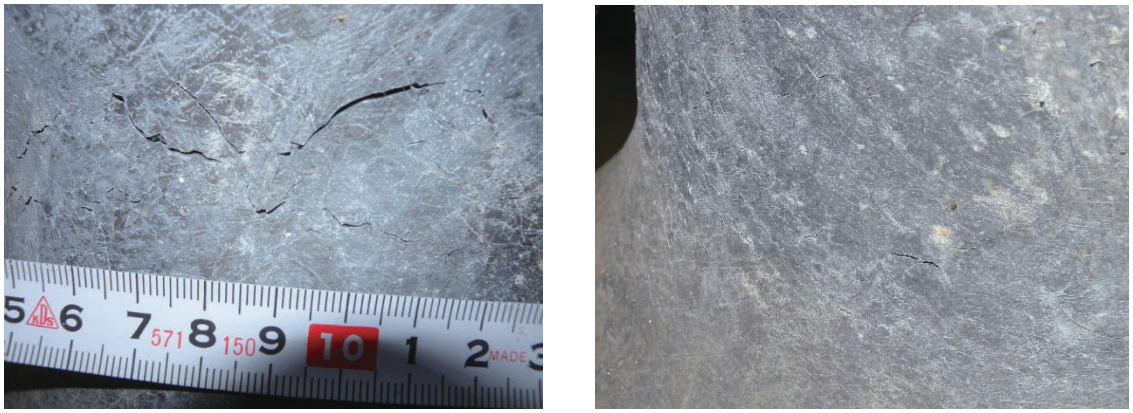


写真 5.5.1-52 鉛ダンパー表面の微細な亀裂

5.5.2　免震建築物の挙動

ここでは、免震建築物で観測された地震動記録を用いて、免震建築物の応答性状や免震効果等について整理した結果を示す。

5.5.2.1　地震観測記録に基づく応答性状

表 5.5.2-1 に、対象とした７棟の免震建築物 KA～KG の概要を示す。ここで示した免震建築物では、東北地方太平洋沖地震の本震で加速度記録が観測されている。表には、建設地、用途、建物概要、罫書き記録の有無および建物基礎（免震層下部）等の計測震度が示してある。対象とした建築物は、仙台市[5.5-3]、福島県[5.5-4]、つくば市[5.5-5]、東京都[5.5-5]、川崎市[5.5-6]に建てられており、震源に近い東北から関東にかけての広い範囲の免震建築物を選択した。これらの中には、加速度計の設置に加えて、免震層の変位軌跡を観測する目的で、免震層に罫書き変位計が設置された建築物が２棟あり、加速度記録から計算した免震層の応答変位を検討に用いる上で、その妥当性の検証が可能となることから、非常に貴重な記録である。

表 5.5.2-1　対象とした免震建築物

記号	建設地	用途	上部構造形式及び階数	罫書き記録の有無	免震層下部(基礎・地下)の計測震度
KA[5.5-3]	宮城県 仙台市	事務所	ＳＲＣ造９階 ＋Ｂ２階	○	5.5 5.6 隣接(JMA)
KB[5.5-4]	福島県	事務所	２階		6.1
KC[5.5-4]	同上	事務所	３階		5.3
KD[5.5-5]	茨城県 つくば市	事務所	ＲＣ造７階		5.2 5.9(地表面・震度計)
KE[5.5-5]	東京都 台東区	文教施設	ＲＣ造３階＋ Ｂ１階		4.5 4.9 地表面
KF[5.5-5]	東京都 千代田区	事務所	ＳＲＣ造１２ 階＋Ｂ２階	○	4.5
KG[5.5-6]	神奈川県 川崎市	宿舎	ＲＣ造６階		4.7 4.8 地表面

(1) 建築物への入力地震動

建築物 KA では震度６弱、建築物 KB では震度６強、建築物 KD では震度５強、建築物 KE～KG では、震度５弱の地震動が観測されている。震度の数値については、福島県に存する建築物 KB で最も大きく、続いて仙台市、つくば市の順になっている。

図 5.5.2-1 に、免震層下部で観測された加速度記録から計算した、擬似速度応答スペクトル(減衰定数 5%)とエネルギースペクトル(減衰定数 10%)を示した。擬似速度応答スペクトルは、建築物 KA では、周期 0.5～2.0 秒で大きく、2.0 秒以上で一定値となる特性を示す。建築物 KB では、EW 方向の周期 1.0～2.0 秒で非常に大きな応答速度となり、計測震度が 6.1 と大きくなったことと対応している。建築物 KD では、周期 2.0～3.0 秒付近で、応答速度がやや小さくなる。建築物 KE～KG では、応答速度は 50cm/s 以下と小さくなり、1.0 秒を超える周期域では、周期に対して一定、またはやや増大する特性を有する。エネルギースペクトルにおいては、建築物 KB では、等価速度 300cm/s を超える周期域が

ある。建築物 KA、KC 及び KD では、等価速度はほぼ 200cm/s 以下となる。建築物 KE、KF 及び KG では、等価速度は 100cm/s 以下となる。

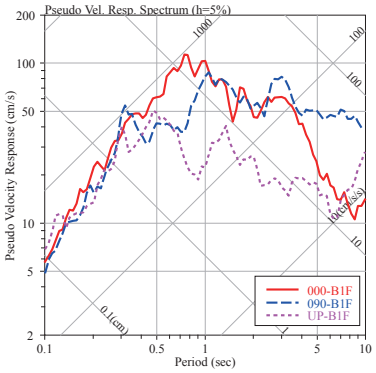
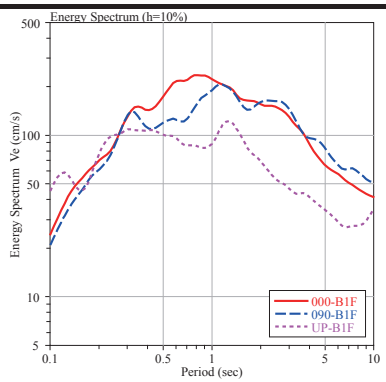
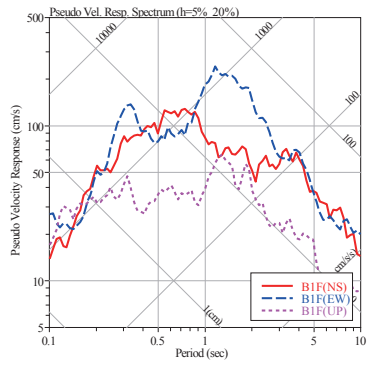
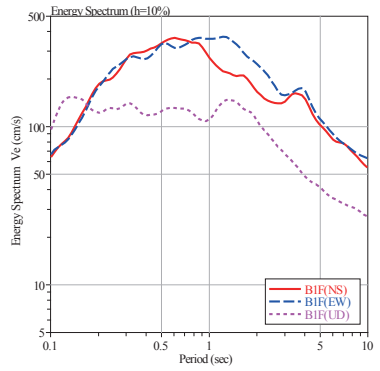
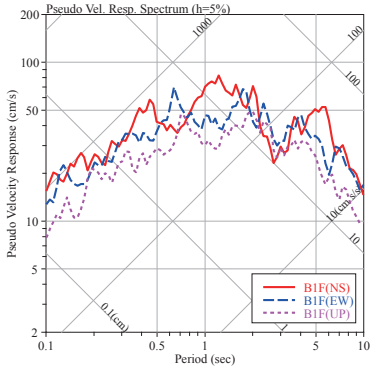
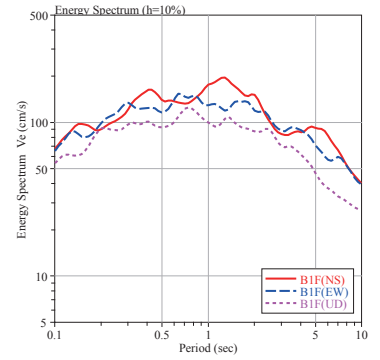
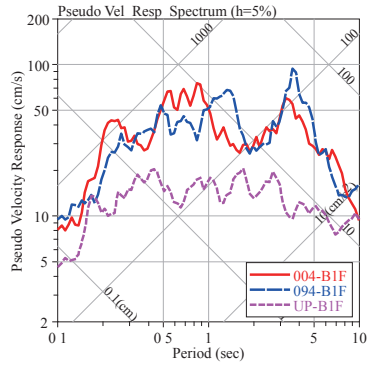
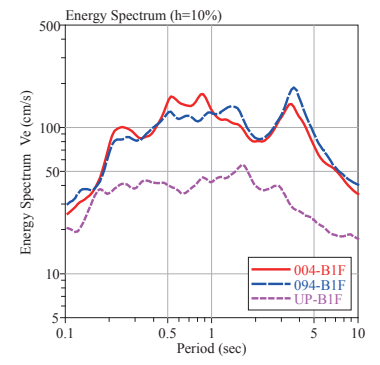
建築物	擬似速度応答スペクトル(減衰定数 5%)	エネルギースペクトル(減衰定数 10%)
KA		
KB		
KC		
KD		

図 5.5.2-1　免震層下部における加速度記録の擬似速度応答スペクトルとエネルギースペクトル(1/2)

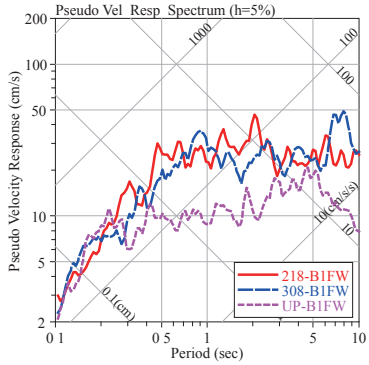
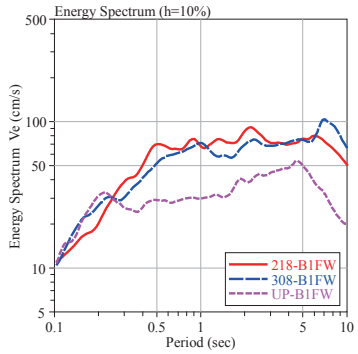
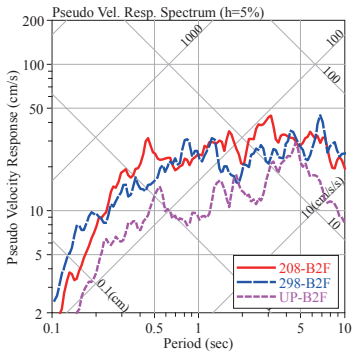
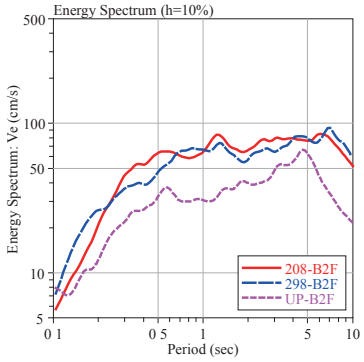
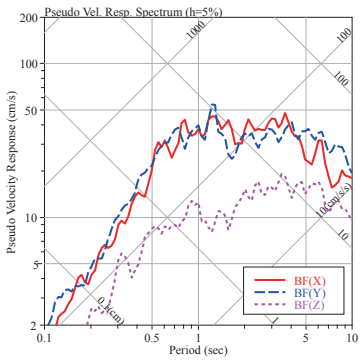
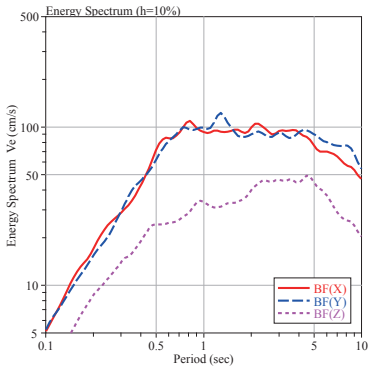
建築物	擬似速度応答スペクトル(減衰定数 5%)	エネルギースペクトル(減衰定数 10%)
KE		
KF		
KG		

図 5.5.2-1　免震層下部における加速度記録の擬似速度応答スペクトルと
エネルギースペクトル(2/2)

(2) 最大加速度応答

表 5.5.2-2 に、建築物の観測記録から得られた、免震層下部・上部および建物上階での最大加速度を示す。また免震層下部の最大加速度に対する免震層上部と建物上階の最大加速度の比も示した。さらに図 5.5.2-2 に、免震層下部と免震層上部および建物上階での最大加速度の関係を、図 5.5.2-3 に、免震層下部の最大加速度に対する免震層上部と建物上階の最大加速度の比を描いた。

免震層下部の最大加速度は、建築物 KB で最も大きく、水平方向で 582gal 及び 756gal、上下方向で 446gal となっている。建築物 KA と建築物 KD での水平方向の最大加速度は 250gal～300gal 程度、建築物 KE～KG では 80gal～100gal 前後の値となっている。

図 5.5.2-3 の免震層下部に対する免震層上部と建物上階の水平方向の最大加速度比から、免震層より上部の階においては、１棟の建築物では建物上部で 1.0 を上回るが、その他の場合にはすべて比が 1.0 より小さくなっており、免震効果が確認できる。免震層下部の最大加速度が大きくなるにつれて、

最大加速度比は小さくなる傾向にあり、免震層下部の最大加速度が 600gal 程度より大きくなると、比は、0.3 を下回る結果となっている。一方、上下方向については、水平方向と比較して免震装置の性能が発揮されずに一般建築物と同様の条件とみなせるため、最大加速度比は 1.0 を上回り、上層階の方が比が大きくなる。上下加速度の増幅率は、免震層上部で 1.0～1.5、建物上階で 1.0～2.2 となる。

表 5.5.2-2　建築物各部の最大加速度および免震層下部に対する最大加速度の比

建築物	加速度計位置	記号	最大加速度(cm/s^2)			免震層下部に対する比		
			Y	X	Z	Y	X	Z
KA	免震層下部	B1F	289	251	235	1.00	1.00	1.00
	免震層上部	01F	121	144	374	0.42	0.57	1.59
	建物上部	09F	142	170	524	0.49	0.68	2.23
KB	免震層下部	B1F	582	756	446	1.00	1.00	1.00
	免震層上部	01F	176	213	516	0.30	0.28	1.16
	建物上部	02F	155	185	621	0.27	0.24	1.39
KC	免震層下部	B1F	411	334	324	1.00	1.00	1.00
	免震層上部	01F	184	226	463	0.45	0.68	1.43
	建物上部	03F	154	157	581	0.37	0.47	1.79
KD	免震層下部	B1F	327	233	122	1.00	1.00	1.00
	免震層上部	01F	92	76	198	0.28	0.33	1.62
	建物上部	06F	126	91	243	0.39	0.39	1.99
KE	免震層下部	B1FW	100	79	84	1.00	1.00	1.00
	免震層上部	01FW	76	89	87	0.76	1.13	1.04
	建物上部	04F	100	77	90	1.00	0.97	1.07
KF	免震層下部	B3F	104	91	58	1.00	1.00	1.00
	免震層上部	B2F	55	41	62	0.53	0.45	1.07
	建物上部	12F	94	82	104	0.90	0.90	1.79
KG	免震層下部	BF	86	104	34	1.00	1.00	1.00
	免震層上部	1F	58	65	49	0.67	0.63	1.44
	建物上部	07F	63	68	55	0.73	0.65	1.62

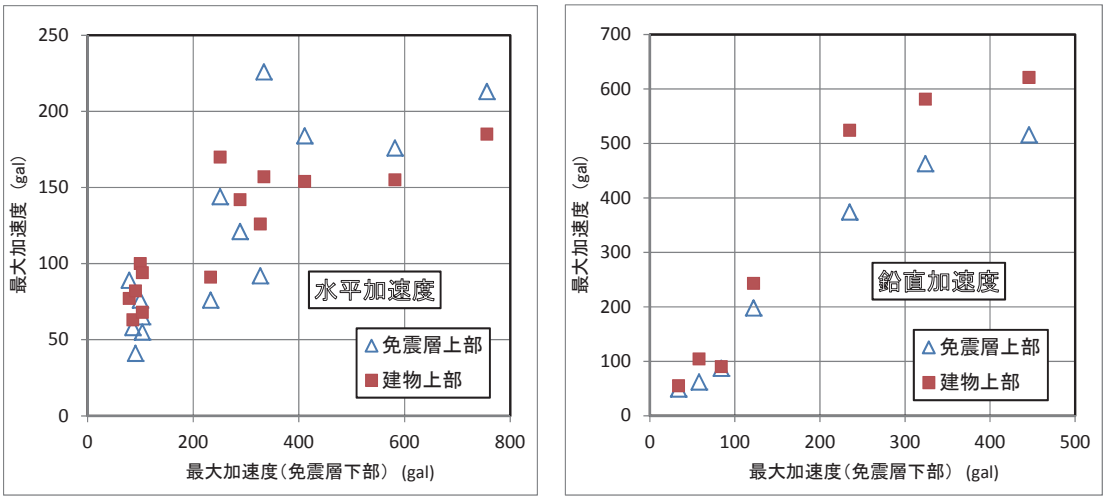


図 5.5.2-2　免震層下部と免震層上部および建物頂部の最大加速度の関係

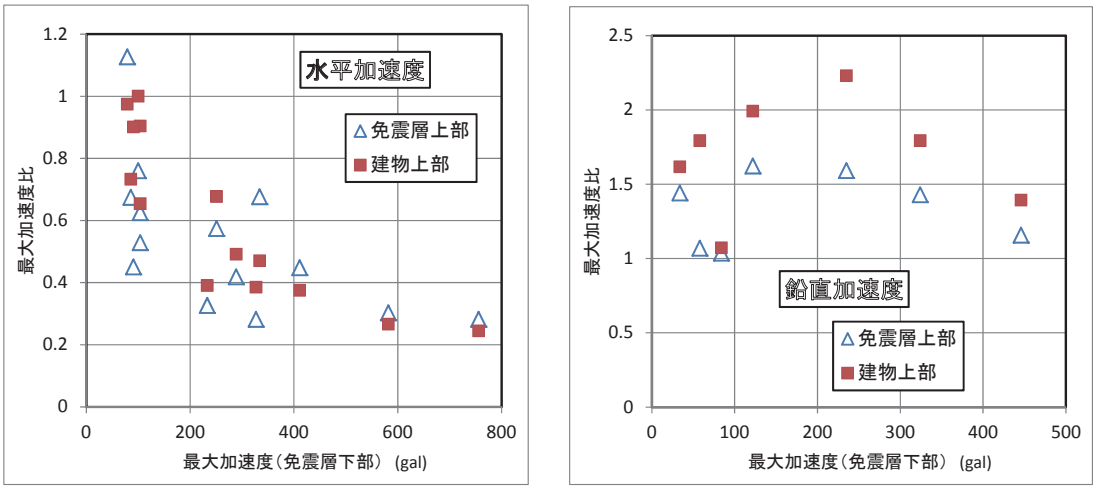


図 5.5.2-3　免震層下部に対する免震層上部および建物頂部の最大加速度比

(3) 免震層の変位応答

観測された加速度記録を積分し、免震層の層間変位応答を求めた。図 5.5.2-4 に、免震層の各方向の層間変位と累積変位の時刻歴波形および水平面内での変位の軌跡を示す。表 5.5.2-3 に、免震層、上部構造の層間変位の最大値および免震層の層間変位の累積値をまとめ、図 5.5.2-5 に、建設地（建築物）別の免震層の最大層間変位を描いた。建築物 KA では、X と Y 各方向で、約 14cm の最大層間変位であり、円形に近い軌跡を描いている。建築物 KB の免震層変位は、東西方向で特に大きく、その最大値は 24.5cm となり、地震動の方向による揺れの違いが見られた。建築物 KC～KG における免震層の最大層間変位は、3cm～6cm の範囲である。写真 5.5.2-1 に、建築物 KA および建築物 KF での罫書き変位計による免震層の変位軌跡を示すが、図 5.5.2-4 の計算による変位軌跡とほぼ同様な結果が得られた。

免震層下部の地震動の最大加速度および最大速度と免震層の水平各方向の最大層間変位との関係を、図 5.5.2-6 に示す。最大加速度には線形的な関係は見られないが、最大速度では、線形的な特性が見られる。また図 5.5.2-7 に、地震動の計測震度と免震層の面内の最大層間変位との関係を示す。地震動の計測震度の大きさに対応して、免震層の最大層間変位が大きくなる関係が見られる。

図 5.5.2-8 に、建設地（建築物）別に免震層の累積変位を比較した。建築物 KB で 12.3m、建築物 KA で 10.9m と大きい値を示している。建築物 KB の場合、図 5.5.2-1 に示した擬似速度応答スペクトルやエネルギースペクトルが大きいことから、最大層間変位が大きくなるとともに、大きな層間変位が長時間続いたと考えられる。

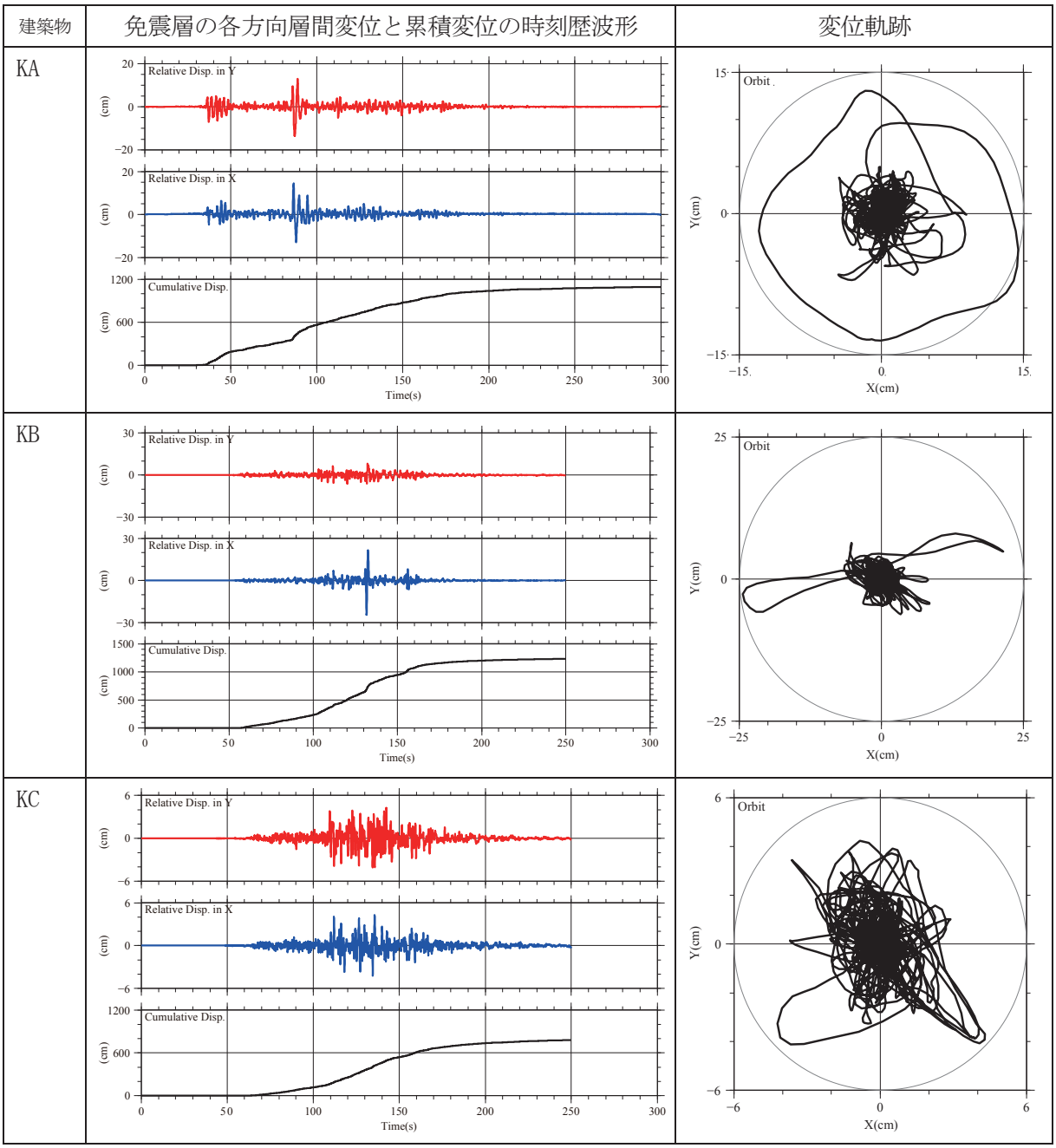


図 5.5.2-4　免震層の各方向層間変位と累積変位の時刻歴波形および変位軌跡(1/2)

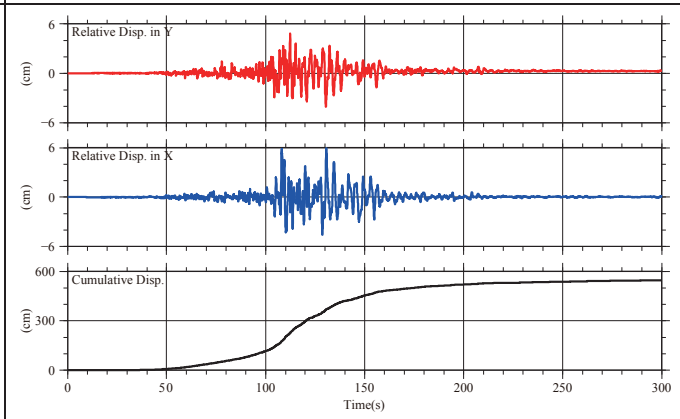
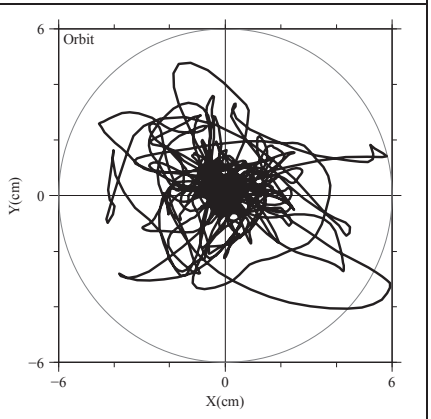
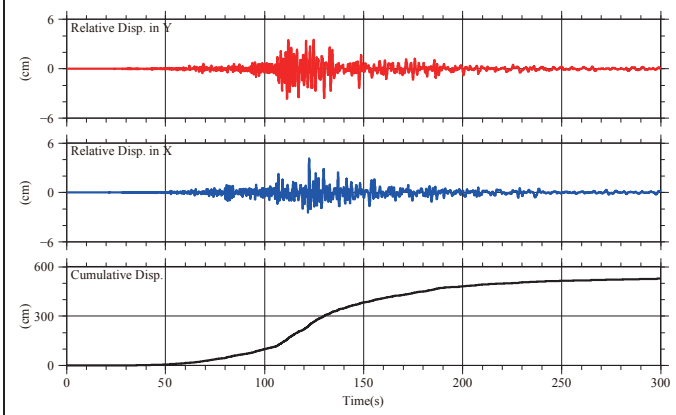
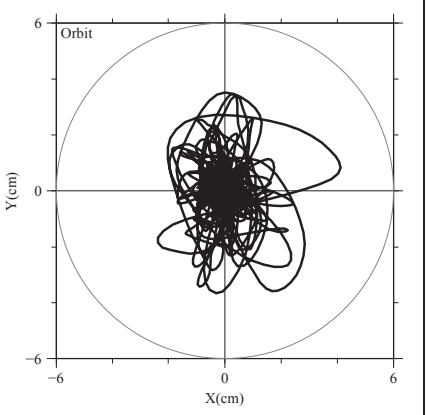
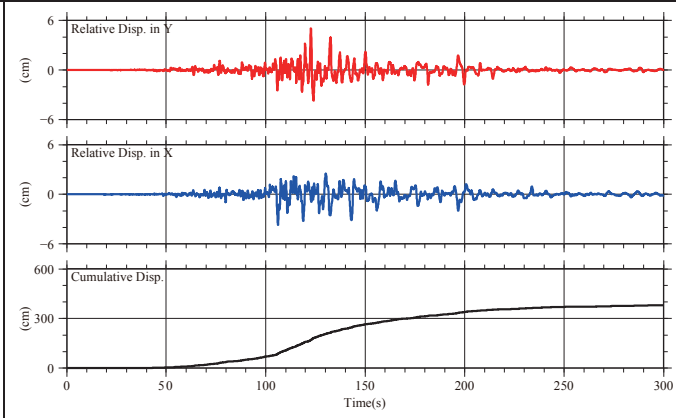
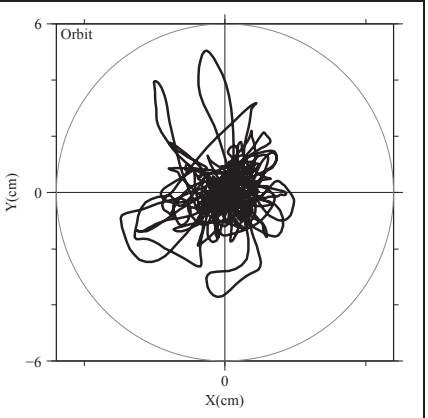
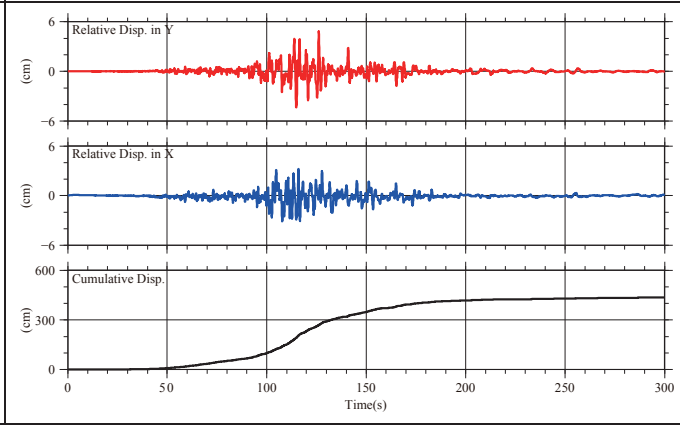
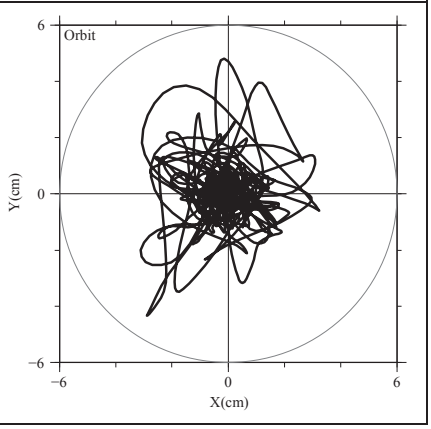
建築物	免震層の各方向層間変位と累積変位の時刻歴波形	変位軌跡
KD		
KE		
KF		
KG		

図 5.5.2-4　免震層の各方向層間変位と累積変位の時刻歴波形および変位軌跡(2/2)



建築物 KA



建築物 KF

写真 5.5.2-1　罫書き式変位計による免震層の変位軌跡

表 5.5.2-3　免震層の最大層間変位と累積変位

建築物			記号	Y	X	XY
KA	最大層間変位(cm)	免震層	01F-B1F	13.49	14.42	15.7
		上部構造	09F-01F	2.63	1.69*	-
	累積変位(m)	免震層累積	01F-B1F	10.9		
KB	最大層間変位(cm)	免震層	01F-B1F	8.02	24.45	24.6
		上部構造	02F-01F	0.6	0.66	-
	累積変位(m)	免震層累積	01F-B1F	12.3		
KC	最大層間変位(cm)	免震層	01F-B1F	4.24	4.34	5.81
		上部構造	03F-01F	0.94	0.69	-
	累積変位(m)	免震層累積	01F-B1F	7.79		
KD	最大層間変位(cm)	免震層	01F-B1F	4.81	5.93	6.81
		上部構造	06F-01F	0.65	0.6	-
	累積変位(m)	免震層累積	01F-B1F	6.24		
KE	最大層間変位(cm)	免震層	B1FW-01FW	3.66	4.12	4.21
		上部構造	04F-01FW	0.48	0.66	-
	累積変位(m)	免震層累積	B1FW-01FW	5.76		
KF	最大層間変位(cm)	免震層	B2F-B3F	5.05	3.7	5.1
		上部構造	12F-B2F	1.43	1.28	-
	累積変位(m)	免震層累積	B2F-B3F	4.30		
KG	最大層間変位(cm)	免震層	1F-BF	4.81	3.24	5.22
		上部構造	RF-1F	0.79	2.26*	-
	累積変位(m)	免震層累積	1F-BF	4.73		

*ノイズあり

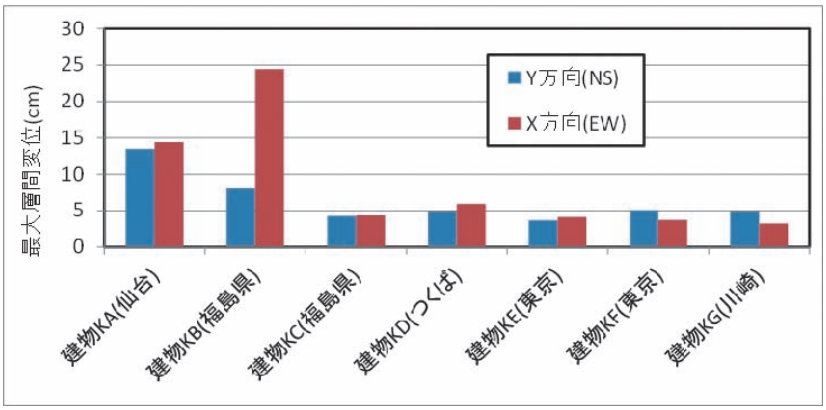
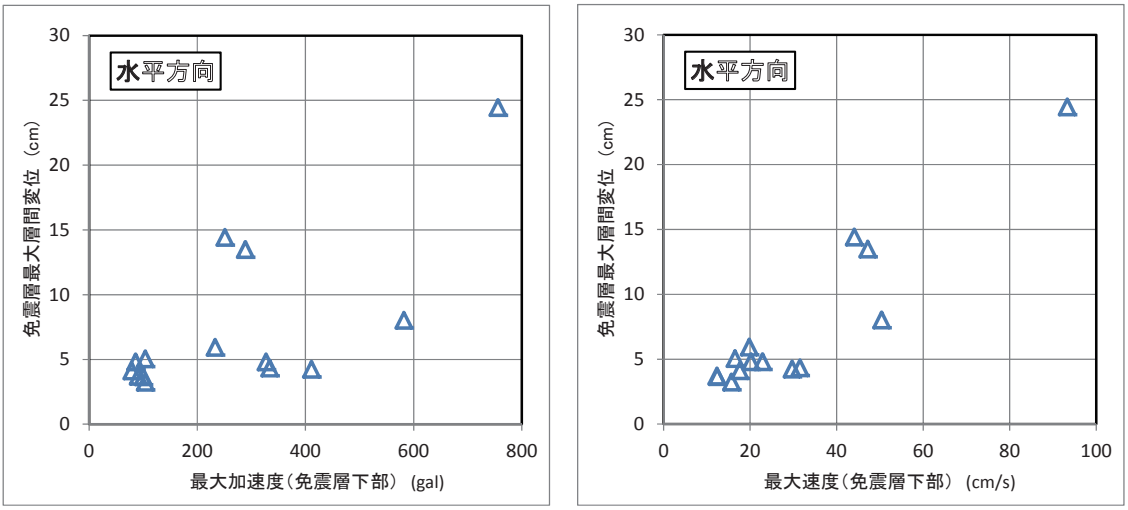


図 5.5.2-5　建設地と免震層の最大層間変位



(a) 最大加速度　　(b) 最大速度

図 5.5.2-6　地震動の最大値と免震層の各水平方向の最大層間変位の関係

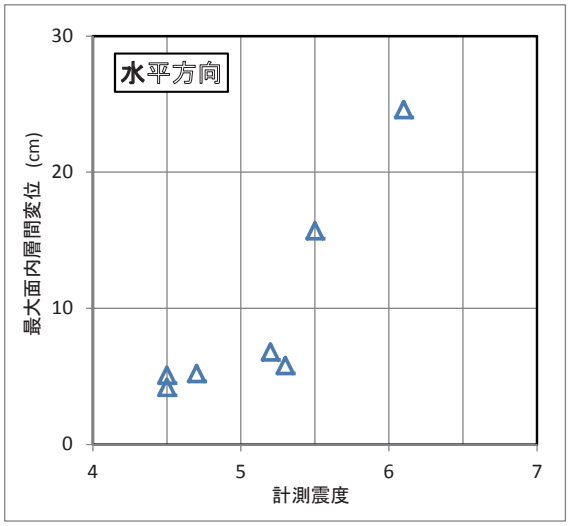


図 5.5.2-7　地震動の計測震度と免震層の最大面内層間変位の関係

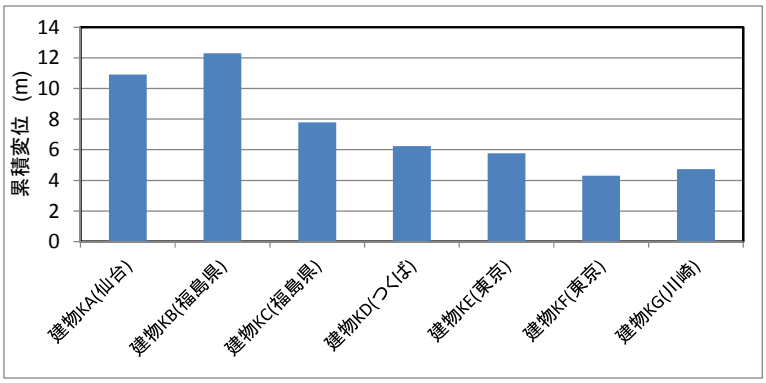


図 5.5.2-8　建設地と免震層の累積変位

5.5.2.2　免震住宅における免震層変位性状

5.5.1.2 項に示したように、免震住宅の多くに罫書き式変位計が取り付けられ、多くの地域で免震層の層間変位の応答性状が確認できる[5.5-7]。ここでは、免震住宅が建設されている場所の近くで得られた地震動の計測震度の情報と免震層の最大層間変位の大きさの関係を整理する。

免震住宅の免震層の最大層間変位は、表 5.5.2-4 にまとめられる。各免震住宅で測定された最大変位に加えて、最寄りの地震動観測点の計測震度、その距離を示している。最寄りの観測点の計測震度と免震層の最大層間変位の関係は、図 5.5.2-9 となり、計測震度とともに、免震層の変位も大きくなることが確認できる。計測震度が 5.5 程度を超えると、免震層にすべりが発生し、免震構造が機能する。

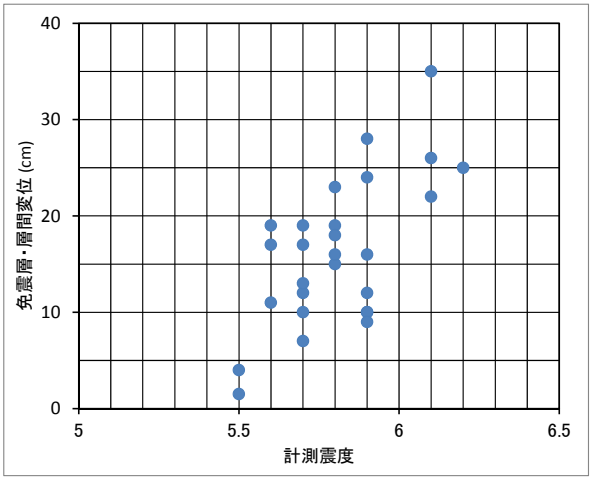


図 5.5.2-9 最寄りの計測震度と免震層・最大層間変位の関係

表 5.5.2-4 免震住宅の最大層間変位と周辺の計測震度（文献 5.5-7 から作成）

記号	住所	免震層最大変位（cm）	計測震度	観測点(*注)	距離(km)	表 5.5.1-4 との対応
S1	遠田郡小牛田町	22	6.1	JMA 古川三日町	7	
S2	塩釜市牛生町	10	5.9	MYG012	2	JE
S4	黒川郡富谷町	10	5.9	震度計（泉区）	5	
S5	石巻市蛇田	16	5.9	MYG010	1	
S6	仙台市若林区伊在	35.5	6.1	THU(23)	1	JI
S10	仙台市青葉区錦ヶ丘	1.5	5.5	TITAN（S8）	2	
S12	仙台市青葉区桜ヶ丘	15	5.8	TITAN（S14）	1	
S13	仙台市泉区加茂	19	5.8	TITAN（S14）	1	JC
S15	仙台市泉区紫山	12		-	-	
S23	亘理郡亘理町	12	5.9	MYG015	5	
M1	岩沼市松ヶ丘	9	5.9	MYG015	1	
M2	宮城郡松島町磯崎	12	5.7	JMA 松島町高城	0.5	
M4	古川市諏訪	25	6.2	MYG006	0,5	
M7	仙台市宮城野区鶴ケ谷	23	5.8	TITAN（S16）	0.5	JD
M8	仙台市宮城野区鶴ヶ谷	18	5.8	TITAN（S16）	0.5	
M9	仙台市若林区伊在	35	6.1	THU(23)	1	JH
M10	仙台市若林区文化町	17	5.6	JMA 宮城野区五輪	1.5	
M12	仙台市青葉区貝ヶ森	11	5.6	THU(05)	1	
M13	仙台市青葉区錦ヶ丘	4	5.5	TITAN（S8）	2	
M16	仙台市泉区上谷刈	16	5.8	TITAN（S14）	2	JB
M19	仙台市泉区明石南	24	5.9	震度計（泉区）	1	
M20	仙台市泉区明石南	28	5.9	震度計（泉区）	1	JA
M23	仙台市太白区泉崎	19	5.7	THU(22)	0.5	
M25	仙台市太白区大野田	17	5.7	THU(22)	1	
M27	仙台市太白区長町	19	5.6	TITAN（S10）	0.5	
M28	仙台市太白区富沢駅周辺	10	5.7	THU(22)	1	
M29	仙台市太白区富田	7	5.7	THU(22)	1.5	
M30	名取市みどり台	13	5.7	THU(22)	3	

注）観測点の記号は、地震動の観測機関で用いられている記号である。記号と観測機関に対応は以下のようである。JMA は気象庁[5.5-8)]、MYG は（独）防災科学技術研究所 K-NET[5.5-9)]、震度計は宮城県[5.5-10)]、THU は東北大[5.5-11)]、TITAN は東北工大[5.5-12)]、の観測による結果である。

5.5.3　免震層およびその周囲の変状と対策

5.5.1 項に示した免震層とその周辺での現地調査結果から、免震部材およびエキスパンションジョイント部の被害が確認された。免震建築物に設置されていたダンパーについては、地震後に取り外して性能確認実験が行われ、鋼材ダンパーや鉛ダンパーの残余性能に対する検討や損傷発見のための維持管理の提案、およびエキスパンションジョイント部の被害原因・対策に関する検討が、一般社団法人日本免震構造協会の報告書としてまとめられた[5.5-13)]。ここでは、本報告書を要約した内容を中心に、免震部材の性能確認の方法・維持管理、およびエキスパンション部の被害軽減対策についてまとめる。

5.5.3.1　ダンパーの残存性能の確認

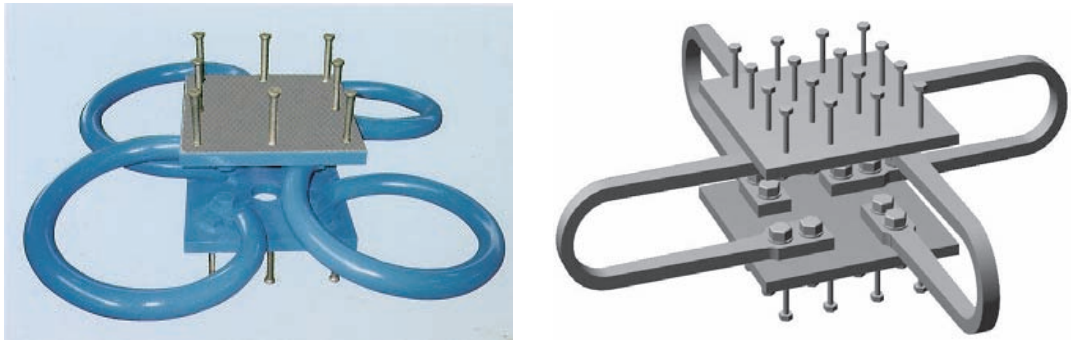
(1) ダンパー被害の概要

a) 鋼材ダンパー

免震建築物に用いられている鋼材ダンパーには、写真 5.5.3-1 のように、ダンパーロッド部（免震層の変形により鋼材が変形する部分）の形状によりループ状とU型の２種類のダンパーがある。建設年代が比較的新しい建築物には、U型ダンパーが設置されている。

現地調査では、取り付けボルト（ダンパーロッド部の端部をフランジ（写真 5.5.3-1 の各ダンパーにおける上下の鋼板）に取り付けるボルト）のゆるみやダンパーロッド部の塗装のはがれが確認された。地震後、ボルトが締め直されている例も確認された。

U型ダンパーには残留変形が確認されたが、地震時における免震層の層間変位が大きい（例えば、最大層間変位約 40cm）場合には、より大きな残留変形が見られた。



(a) ループ状ダンパー　　(b) U型ダンパー

写真 5.5.3-1　免震建築物に用いられている鋼材ダンパー

b) 鉛ダンパー

鉛ダンパーでは、その湾曲部の表面にしわや亀裂が発生する被害が見られた。宮城県内では、深さ 3cm 程度の亀裂が確認されたが、関東地域では、大きな亀裂は確認できなかった。免震層の最大層間変位が大きい建築物では、亀裂が大きいことから、免震層の応答変位の大きさと関係が深いと考えられる。

(2) 鋼材ダンパーの対策・残存性能確認

2-1) 取り付けボルトのゆるみと塗装のはがれ

ダンパーロッド部の取付けボルトのゆるみについては、回転角が 60 度以下では、エネルギー吸収量への影響は小さいが、ダンパーの１次剛性が低下することが確認された。地震後の点検や定期点検時において、ボルトのゆるみが発見された場合には、ボルトを締め直す必要がある。回転角が 60 度を超える場合には、大地震時にロッド端部のボルト孔部分が破損する可能性もある。

取り付けボルトのゆるみへの対策としては、ねじ部に接着材を塗布する（写真 5.5.3-2）ことにより、ボルトを回転しにくくする対策が考えられている。

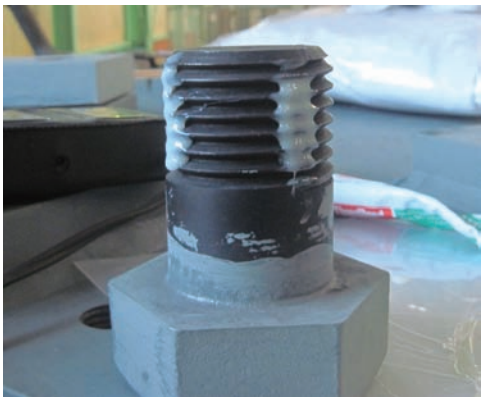


写真 5.5.3-2 ボルト部への接着剤塗布状況 [5.5-13)]

ダンパーロッド部の塗装がはがれた場合には、ダンパーロッドの母材が露出することになるので、腐食等の材料劣化を防ぐためには、再塗装が必要である。より変形追従性の良い塗装も開発されている（写真 5.5.3-3）ことから、ダンパーロッド部に改良された塗料を使用することが考えられる。

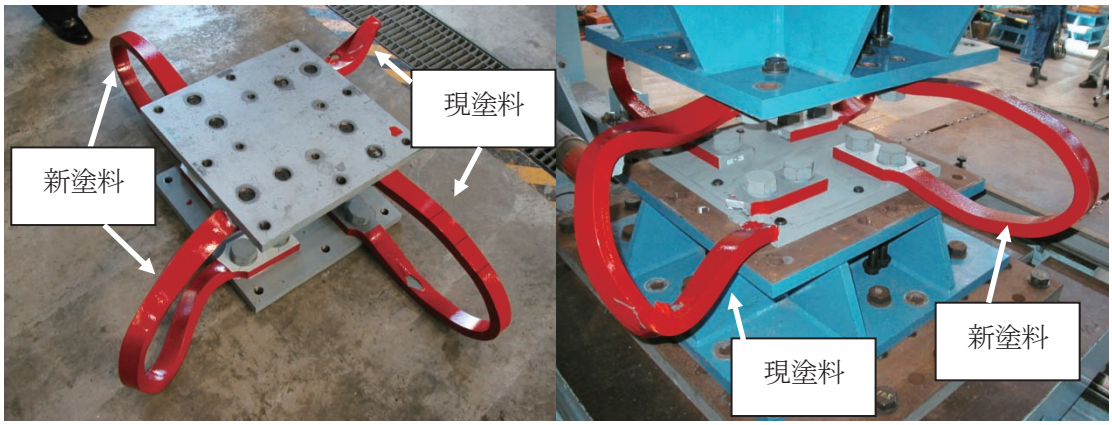


写真 5.5.3-3 塗装の種類による加力試験後の様子 [5.5-13)]

2-2) U型ダンパーの残存性能の確認

図 5.5.3-1 に、U型ダンパーの疲労特性曲線を示す。鋼材ダンパーには疲労特性があり、振幅（図ではせん断変形角）と破断までの繰り返し回数の関係が示されている。せん断変形角 γ_t（ここでは、全振幅をダンパーの高さで除した値）と破断回数 N_f の関係が下式で与えられている [5.5-13), 5.5-14)]。

$$\gamma_t = (35 N_f^{-0.15} + 3620\, N_f^{-0.80}) \qquad (5.5.3\text{-}1)$$

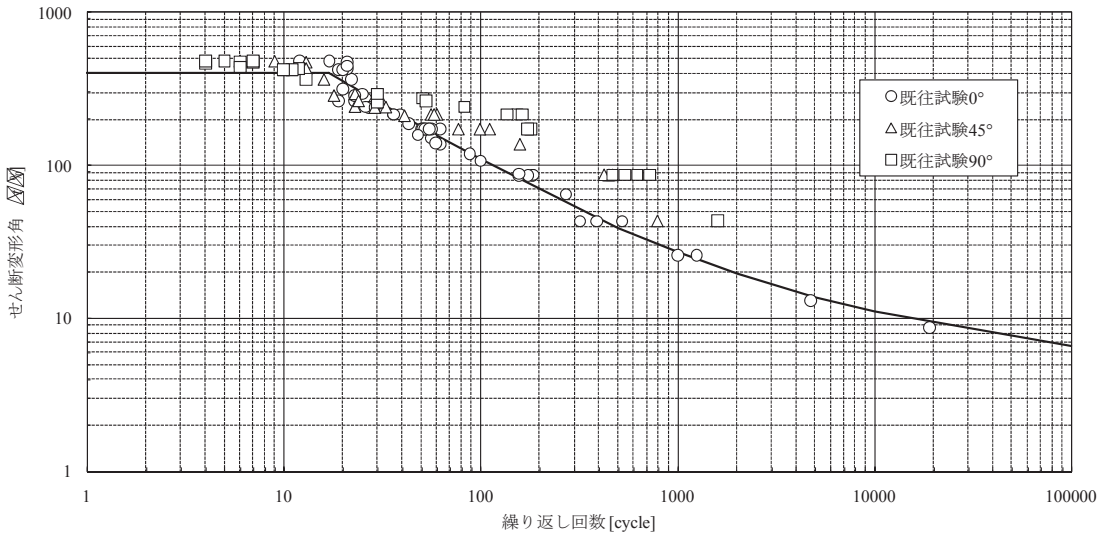


図5.5.3-1 U型ダンパーの疲労特性曲線[5.5-13)]

東北地方太平洋沖地震の地震動を受け、免震層の揺れによる比較的大きな変位履歴を経験したU型ダンパー（NSUD50x8 タイプ、M 建築物）について、加力実験を通して、残存性能の検討が行われた。地震動を受けたダンパーと無損傷状態のダンパーにおける、破断までの繰り返し回数の比較から、地震動を受けたダンパーの累積損傷度が７％程度であることが確認されている。

2-3）鋼材ダンパーの維持管理

鋼材ダンパーの維持管理フローを、図 5.5.3-2 に示す。一次判定のために免震建築物の点検技術者による目視または計測点検を行う。一次判定において管理値を超えた場合には、二次判定において、鋼材ダンパーの保有・残存性能を確認し、その交換の要否を検討する。

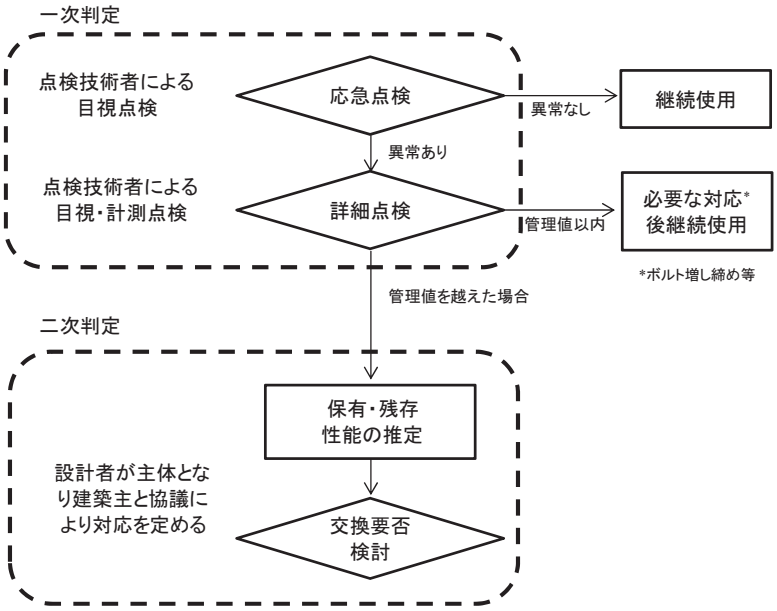
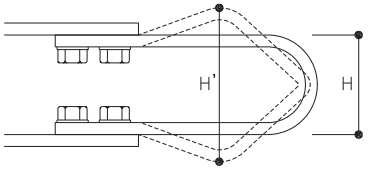
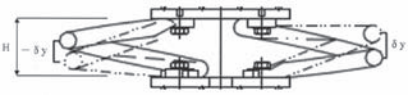
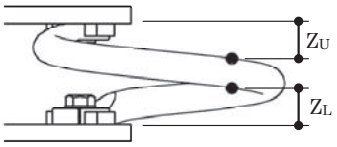


図 5.5.3-2　鋼材ダンパーの維持管理フロー[5.5-13)]

表 5.5.3-1 に、鋼材ダンパーの点検項目及び管理値を示す。

表 5.5.3-1　鋼材ダンパーの点検項目と管理値（文献 5.5-13に加筆）

点検項目		調査方法(箇所)	管理値	備考
U型ダンパー・ループ状ダンパー	ボルトの回転	マーキングのずれを目視確認(全数)	マーキングのずれ（ボルトの回転）あり	箇所を報告書に記載する
	表面亀裂発生	塗装剥離部を中心に、亀裂有無を目視確認(全数)	亀裂有り	亀裂を撮影し、報告書に添付する。(亀裂の生じたダンパーは、原則1セット全数を交換する)
	形状	U 型ダンパーロッドの高さ寸法測定（全数）  	変形最大寸法（H´）／根元寸法（H：設計寸法）≦1.1	管理値を超えた場合の処置は、設計者の判断による（二次判定）
		ループ状ダンパー先端位置の高さ寸法測定（全数） S 社製：  T 社製：  高さ変化 $z = 0.5\|Z_U - Z_L\|$	S 社製： 高さ変化量（δy）／内法高さ（H：設計寸法）≦0.1 T 社製： （高さ変化 z = 10㎜以下：管理値は参考値とし、累積損傷とともに評価する）	
	ベースプレートと基礎の接合部	目視及び計測（全数）	― （報告後設計者の判断による）	変状がある場合は、寸法を計測し、該当部の写真を添付
	免震層の変形（鋼材ダンパー累積損傷確認用）	免震層内罫書き変位記録を写真撮影または模写する。罫書き計の設置のない場合は、エキスパンションジョイント等可動部の痕跡により、最大変位を確認する。	―	

鋼材ダンパーの維持管理における目視・計測点検の主な項目として、以下のものがある。

i)ボルトのゆるみ

ii)塗装の剥がれ・亀裂

iii)ダンパーロッド部の形状

形状変化については、ダンパーロッド部の高さの変化に着目しており、高さや上下方向の位置が1割を超えて変化した場合には、二次判定（保有・残存性能の確認）を行うことになる。今回の地震では、ダンパーロッド部に亀裂が確認されたという報告はないが、ダンパーロッド部に疲労による亀裂が確認される場合には、残存性能が少なくなっていると判断されるため、速やかに交換が必要である。

二次判定では、免震層の変位履歴から鋼材ダンパーの疲労損傷度を計算し、継続使用の可否を検討する。鋼材ダンパーの疲労損傷度算定にはいくつかの手法が提案されており、下記に紹介する。

a) Miner 則による方法

変位履歴が判る場合は、変動振幅毎の繰返し数を計数し、疲労曲線から各振幅毎の疲労損傷度を算出し、その総和を累積損傷度とするMiner則を用いる方法がある。Miner則は、鋼材の低サイクル疲労評価法として一般的に用いられている。

b) エネルギー吸収率による方法

免震層の変位履歴からダンパーの累積吸収エネルギー量 W_δ を算出し、ダンパーの有する限界吸収エネルギー量 W_0 に対する比率（エネルギー吸収率 $R = W_\delta / W_0$）を疲労損傷度として評価する手法である。

c) 最大変位から簡易的に推定する方法

最大変位のみが判る場合の簡易的な疲労損傷度の推定法として、1 回の地震入力エネルギーを最大振幅に換算した繰返し回数で検討する手法である。1 回の地震入力エネルギーが最大振幅の何回分に相当するかについては、従来観測された地震波で概ね 5 回以下とあるが、今回のように継続時間の長い地震動に対する指標が新たに提示される可能性もある。

(3) 鉛ダンパーの残存性能確認

3-1) 鉛ダンパーの多数回繰り返し特性

鉛ダンパーは、従来、塑性変形を受けても鉛が常温で再結晶する材料であり、エネルギー吸収部材として優れた特性を有していると考えられていた。そのため、これまでは地震動を想定した比較的大きな振幅での繰り返し特性のみを把握していたが、近年微小振幅での繰り返し特性が明らかにされ[5.5-15)]、鉛ダンパーの亀裂発生時および破断時の、加振振幅と繰り返し回数の関係が、図 5.5.3-3 のように示されている。これによると振幅が小さい場合でも、多数回の繰返しで亀裂が生じ、さらに変形を繰り返すことで破断に至る。亀裂の発生から破断までは、30 倍～40 倍の繰返し数が必要となる。

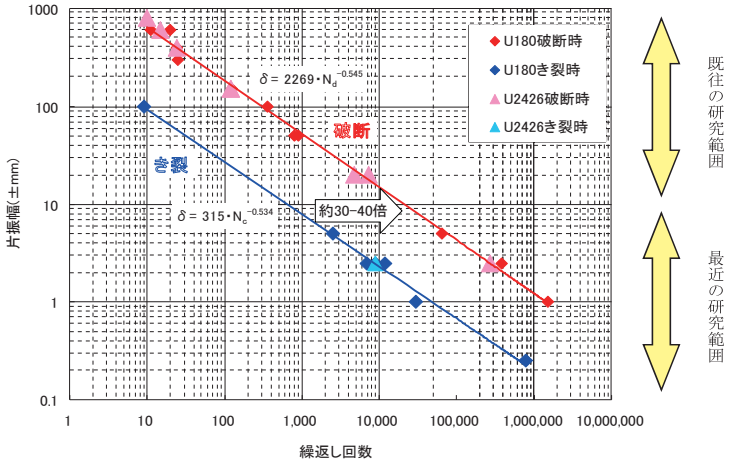


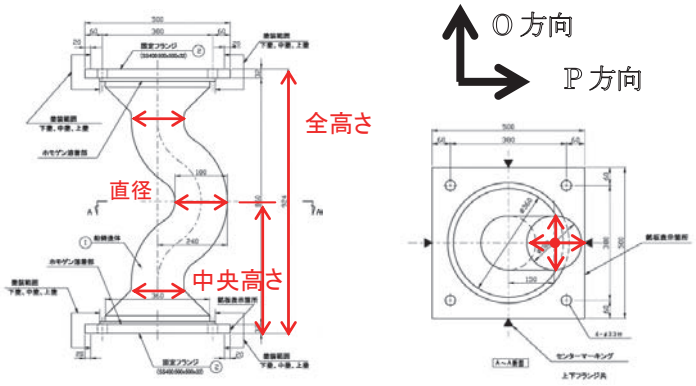
図 5.5.3-3 鉛ダンパーの疲労試験結果[5.5-13)]

3-2）鉛ダンパーの残存性能の確認実験

東北地方太平洋沖地震後、免震建築物（I 建築物）に設置されていた鉛ダンパーの加振実験が行われ、残存性能が確認された。８体の鉛ダンパーの実験が行われている。

i）鉛ダンパーの地震後の形状

鉛ダンパーについては、まず実験前の形状が計測され、地震後の状態を確認している。図 5.5.3-4 に示すとおり、全高さ、中央高さ、湾曲部の直径および湾曲部のズレ等が計測され、その結果が表 5.5.3-2 にまとめられている。



(a)高さと直径　　(b)湾曲部のズレ

図 5.5.3-4　鉛ダンパーの寸法計測箇所（文献 5.5-13 に加筆）

全高さは上下フランジ間の寸法で、924mm が規定値であるが、取り外す際に高さを縮めたために 10mm ほど高さが小さくなっている。なお、実験時にはできるだけ高さを 924mm に調整している。直径は上端、中央、下端での直交 2 方向を計測した平均値である。直径 180mm に対して、下端部は 1.2 倍ほどに拡張している。逆に中央部は数%程度細くなっている。上端部に比べ下端部の方が直径が大きいのは、塑性変形の繰返しによりダンパー軸部が垂れ下がったためと思われる。垂れ下がっている量は中央高さに表れており、湾曲部の中央高さは 462mm が規定値であるが、No.7 では最大 47mm 下がっている。湾曲部は地震時の 2 方向変形によりねじれている。中心方向へのズレはフランジ端部からダンパー軸部までの距離で、当初は 10mm であったものが最大で 60mm 程度となっており、50mm ほど中心部へ移動していることを示している。また、水平方向のズレがねじれ分を示しており、特に No.7 と No.8 において大きくねじれている。

表 5.5.3-2　試験体の寸法（単位：mm）[5.5-13)]

試験体	全高さ	上端部直径	中央部直径	下端部直径	湾曲部の中央高さ	湾曲部の水平面内のズレ	
						中心方向	左右方向
No.1	914.8	211.7	172.9	223.9	449	30	4
No.2	914.3	205.9	175.2	225.6	458	37	20
No.3	913.0	211.9	175.8	227.7	454	30	50
No.4	913.0	204.7	176.9	223.3	460	27	27
No.5	916.0	208.4	177.2	223.1	436	37	85
No.6	910.8	204.4	176.9	222.3	449	26	72
No.7	913.0	207.6	178.7	221.1	415	61	145
No.8	914.5	205.9	175.1	221.4	465	45	114

ii）鉛ダンパーの残存性能確認実験

鉛ダンパーを試験装置に固定し、上部フランジに固定された加力ビームをアクチュエータ（加振能力±50ton、ストローク±150mm）に接続した状態で、表 5.5.3-3 に示すように、鉛ダンパーを一定振幅の正弦波（周期 3 秒）で加振した。片振幅は 50mm、100mm、150mm の 3 段階とし、降伏耐力が十分小さくなるまで繰返し加振を行った。表 5.5.3-3 の中で、P 方向は鉛ダンパーの湾曲部の面内方向、O 方向は湾曲部に直交する方向（図 5.5.3-4 参照）に加振したことを表している。

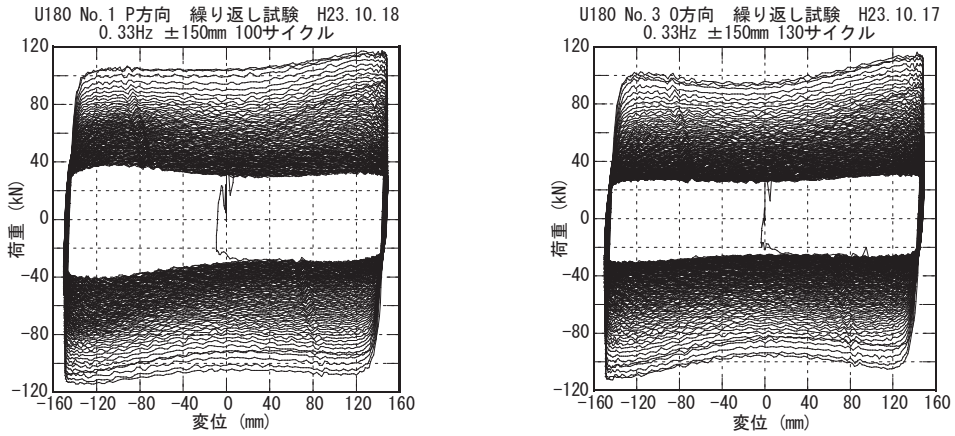
繰返し実験の前に、基本特性試験として、片振幅 50㎜ で 5 サイクルの加振を行っている。回収した鉛ダンパーとの比較用として、新規品の U180 型鉛ダンパーの加振実験も行った。加振は 0 方向で片振幅 50㎜→100㎜→150㎜ で各 5 サイクルを行い、さらに P 方向で片振幅 50㎜→100㎜ で各 5 サイクルを繰り返した後、片振幅 150㎜ で 100 サイクルの繰返しを実施した。

図 5.5.3-5 に、片振幅 150㎜ のケースにおける荷重－変形関係を示す。繰返しに伴い降伏耐力が低下していく様子がわかる。加振による発熱のため、鉛ダンパーの形状は大きく変化するものの、破断にまでは至っていない。P 方向加振に比べ、0 方向加振時の降伏荷重は若干小さくなる。

表 5.5.3-3　加振内容 [5.5-13)]

試験体	加振方向※	片振幅(mm)	繰返し数
No.4	P	50	500
No.2		100	200
No.1		150	100
No.8			
No.6	O	50	400
No.5		100	200
No.3		150	130
No.7			80

※P 方向は鉛ダンパーの湾曲部の面内方向、0 方向は湾曲部に直交する方向を指す



(a)No.1･P 方向加力　　(b)No.3･0 方向加力

図 5.5.3-5　片振幅 150㎜ での荷重－変形関係 [5.5-13)]

表 5.5.3-4 に、基本特性試験時の降伏荷重と出荷時試験（2001 年 10 月）の降伏荷重を示す。基本特性試験の履歴面積は履歴曲線にノイズがあるため、降伏荷重は履歴面積から求めた等価降伏荷重としている。出荷時試験は片振幅50㎜を5サイクル繰返しているが、降伏荷重は最大荷重をとっている。5 サイクル目の等価降伏荷重は、出荷時試験の降伏荷重に対して 0.9～1.13 倍となっており、切片荷重でみれば出荷時と同等かそれ以上の降伏荷重といえる。これは降伏荷重については初期性能を保有していることを示している。ただし、地震動をうけてダンパーの形状が変化（可撓部直径の拡大、湾曲率の低下など）したことにより降伏荷重が新規品よりも高くなった可能性がある。

図 5.5.3-6 に、1 サイクル毎の履歴面積（エネルギー吸収量）と履歴面積の総和（総エネルギー吸収量）を、No.1 試験体と No.3 試験体について示す。1 サイクル毎の履歴面積は繰返し数が増えると減

少している。加力方向の違いによる差は顕著ではない。他の加振も含めて、総エネルギー吸収量は3000kN･m程度に達している。図5.5.3-7に、新規品の繰返し試験時のエネルギー吸収量を示す。新規品の降伏荷重は低めであるものの、繰返しに伴うエネルギー吸収性能の低下の傾向はやや小さくなっている。

表5.5.3-4　基本特性試験時の降伏荷重[5.5-13)]

試験体	履歴面積(kN･cm)		等価降伏荷重(kN)		出荷時試験※
	3サイクル	5サイクル	3サイクル	5サイクル	切片荷重(kN)
No.1	1467.6	1554.6	73	78	69 (O)
No.2	1439.1	1532.5	72	77	75 (P)
No.3	1313.9	1401.7	66	70	76 (P)
No.4	1368.3	1452.4	68	73	71 (O)
No.5	1247.1	1339.8	62	67	72 (O)
No.6	1302.4	1401.3	65	70	78 (P)
No.7	1271.7	1356.2	64	68	75 (P)
No.8	1317.5	1402.3	66	70	70 (O)

※出荷時試験の括弧内は試験時の加力方向を示す

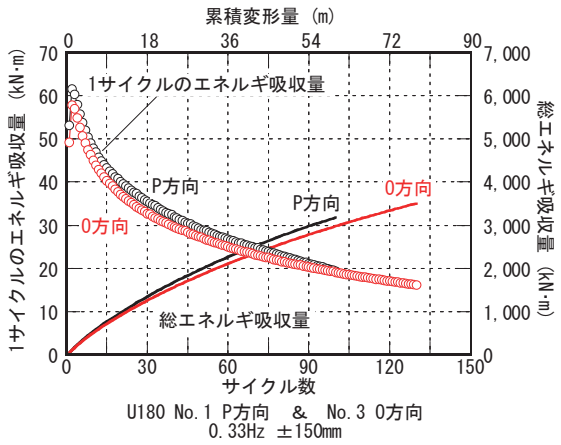


図5.5.3-6　エネルギー吸収量の変化[5.5-13)]

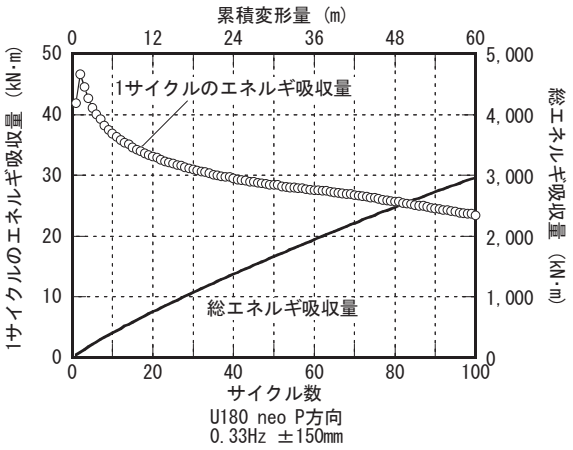


図5.5.3-7　エネルギー吸収量の変化(新規品)[5.5-13)]

加振前後の鉛ダンパーの様子を、写真5.5.3-4に示す。新規品の加振前の形状は、写真(c)のように、O方向では鉛ダンパーの可撓部は直線になるが、回収鉛ダンパーは、可撓部のねじれにより、湾曲した形状となっている（写真(b)）。加振終了時の鉛ダンパーの形状の多くは、可撓部上下端で大きく塑性化し、そこが塑性ヒンジのようになる。また繰返し変形を続けると発熱で柔らかくなった鉛が下方に垂れ下がるダンパーもある（写真(b)）。

iii）鉛ダンパーの累積損傷度の確認

U180型鉛ダンパーの限界性能試験から得られた限界性能曲線より、限界繰返し回数（N_d）と加振片振幅(δ(mm))の関係が得られ、次式が示されている。

$$N_d = 1.38\times10^6 \cdot \delta^{-1.83} \qquad (5.5.3\text{-}2)$$

Miner則による累積損傷度（D値）は次式で求められる。

$$D = \frac{n}{N_d} \qquad (5.5.3\text{-}3)$$

ここに、nは繰返し数である。鉛ダンパーのMiner則によるD値の算定結果を表5.5.3-5に示す。地震動の揺れと地震後の実験によるD値については以下のように算定する。実験によるD値は、加振の片振幅とサイクル数により算定される。地震動の揺れによるD値は、最寄りの地震動を用いた免震建築物の地震応答計算より求められた、免震層の累積塑性変形量（20m）が実験の片振幅で繰り返されたと想定し、等価サイクル数が算定される。地震動の揺れによるD値は、0.2～0.3程度と推定された。地震時と実験時のD値を加えると、多くの試験体で1.0に近い値となり、ほぼ限界状態に到達していたと考えることができる。

表5.5.3-5　Miner則におけるD値の推定[5.5-13)]

試験体	加振方向	片振幅（mm）	実験時のサイクル数	実験時D値	等価サイクル数（累積変形20m）	地震時D値	D値総和
No.4	P	50	500	0.466	100.0	0.0932	0.559
No.2		100	200	0.662	50.0	0.1656	0.828
No.1		150	100	0.696	33.3	0.2319	0.927
No.8		150	100	0.696	33.3	0.2319	0.927
No.6	O	50	400	0.373	100.0	0.0932	0.466
No.5		100	200	0.662	50.0	0.1656	0.828
No.3		150	130	0.904	33.3	0.2319	1.136
No.7		150	80	0.556	33.3	0.2319	0.788



写真5.5.3-4　鉛ダンパーの加振前と加振後の形状[5.5-13)]

3-3）鉛ダンパーの維持管理と残存性能の算定法

鉛ダンパーの維持管理フローを、図 5.5.3-8 に示す。一次判定として免震建築物の点検技術者による目視・計測点検を行う。一次判定において管理値を超えた場合には、二次判定において保有・残存性能を確認し、その交換の要否を検討する。

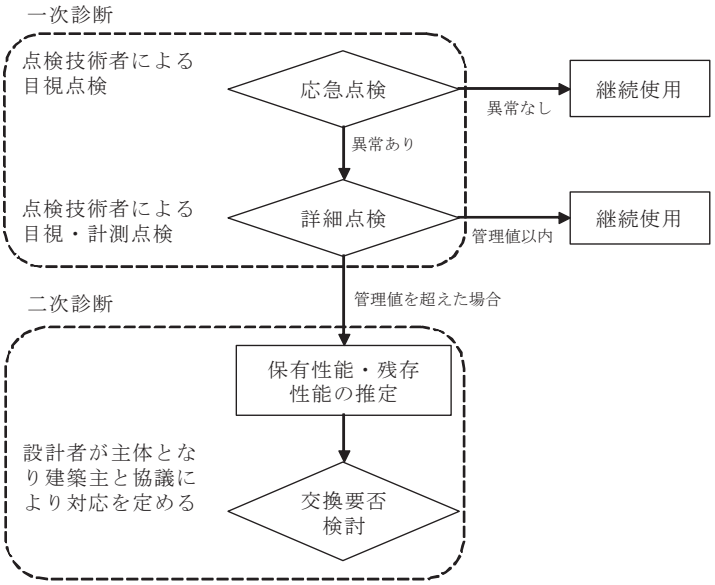


図 5.5.3-8　鉛ダンパーの維持管理フロー[5.5-13)]

表 5.5.3-6 に、鉛ダンパーの点検項目及び管理値を示す。鉛ダンパーの維持管理については、以下のようになる。

1）目視

鉛ダンパーの表面亀裂の発生状況や可撓部の形状変化の確認

2）計測

鉛ダンパーの表面亀裂の深さ、幅、長さおよび可撓部の直径を計測する。その後の二次診断を必要とする管理値として、亀裂の深さ（U180 型で 10㎜、U2426 型で 15㎜ を超える）や可撓部の直径の変化（U180 型で 200㎜、U2426 型で 280㎜ を超える）が提案されている。これらの管理値は、亀裂深さ比が 0.15 以下（降伏荷重比では 0.90 以下）を満足する条件となっている。また過去に経験した振幅が大きい場合は、亀裂より形状変形に大きく影響することから、形状に関する管理値も提案されている。

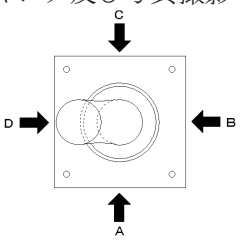
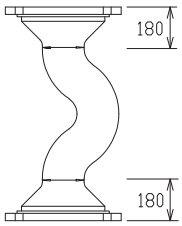
一次判定において管理値を超える異常が確認された場合、より詳細な検討である二次判定を行う。二次判定では、点検で測定した鉛ダンパーの亀裂の深さにより、鉛ダンパーの残存性能を予測し、継続使用の可否を検討する。

亀裂深さ比（ダンパーの半径に対する最大亀裂深さ）と降伏荷重比・エネルギー残存率の関係[5.5-16)]を図 5.5.3-9 に示す。実線は降伏荷重比、破線はエネルギー残存率である。亀裂が発生した鉛ダンパーの亀裂深さ比から降伏荷重比（r_y）およびエネルギー残存率（W_c/W_t）を、式(5.5.3-4)及び式(5.5.3-5)により、推定することができる。

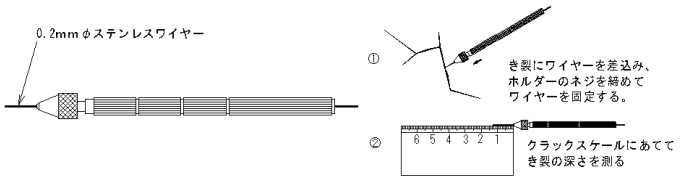
$$r_y = 1 - \frac{2}{3}\left(\frac{p}{R}\right) \qquad (5.5.3\text{-}4)$$

ここに、Pは、最大亀裂深さ、Rは鉛ダンパーの半径である。

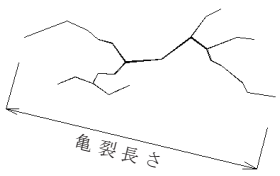
表 5.5.3-6　鉛ダンパーの点検項目と管理値 [5.5-13)]

点検項目		調査方法(箇所)	管理値	備考
鉛ダンパー	表面亀裂深さ	クラックテスター*1 等による測定(全数)	最大深さ U180 型：10㎜ 以下 U2426 型：15㎜ 以下	管理値を超えた場合の処置は、設計者の判断による（二次判定）
	表面亀裂長さ*2	スケール等による測定(全数)	―	ダンパー毎に最大値を報告書に記載する
	表面亀裂幅	クラックスケール等による測定(全数)	―	同上
	表面亀裂発生状況	目視確認（全数）、亀裂部をチョーク等でマーキング及び写真撮影 	―	亀裂を生じたダンパーについて４方向から全体写真を撮影し、かつ深さ管理値を超える全ての亀裂及び最大亀裂深さ部位についてクローズアップ写真を撮影し、報告書に添付
	可とう部の軸径の変化	可とう部（フランジ外面から 180㎜ の位置）にて直交する２方向の軸径を測定（全数） 	直交する 2 方向の平均値 U180 型:200㎜ 以下 U2426 型:280㎜ 以下	管理値を超えた場合の処置は、設計者の判断による（二次判定）
	ベースプレートと基礎の接合部状況	目視及び計測（全数）	― (報告後設計者の判断による)	変状がある場合は、寸法を計測し、該当部の写真を添付

＊1　クラックテスターによる測定



＊2　亀裂長さの測定要領（ダンパー本体に沿って実長を測定する）



$$\frac{W_c}{W_t}=1-\frac{3}{2}\left(1-r_y\right) \qquad (5.5.3\text{-}5)$$

調査した免震建築物の鉛ダンパーでは、亀裂深さ比が 0.33 となる鉛ダンパーが見られたが、これらの式から、鉛ダンパーの降伏荷重比が 0.78、エネルギー残存率は 0.67 と推定される。

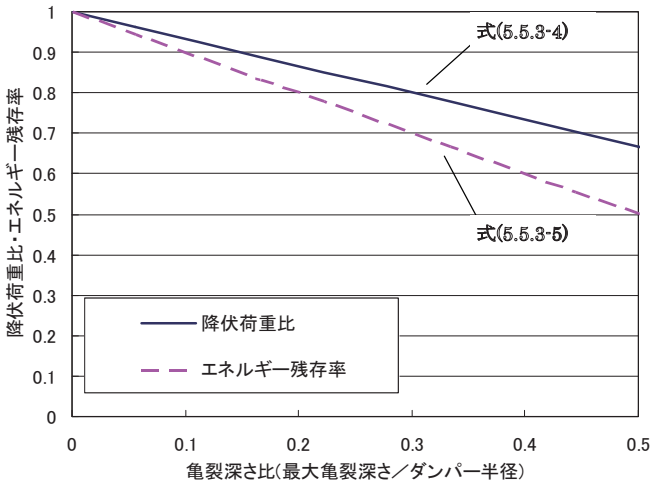


図 5.5.3-9 亀裂深さ比と降伏荷重比・エネルギー残存率の関係(文献 5.5.3-13 に加筆)

5.5.3.2　エキスパンション部周辺の被害概要と対策

(1) エキスパンション部の被害概要

免震部分と非免震部分の境界部では、エキスパンション部（エキスパンションジョイント及びカバー、免震スリットの目地材等）の損傷が見られた。表 5.5.3-7 に、5.5.1.1 項において現地調査を実施した免震建築物のエキスパンション部およびその周辺で確認された被害をまとめた。

表 5.5.3-7 免震建築物のエキスパンション部及びその周辺での被害概要

記号*	用途	水平クリアランス	鉛直クリアランス	その他
A	事務所	壁面可動カバー破損・脱落 天井可動カバー落下 ＥＶ周辺のエキスパンション衝突	内装パネル折れ・落下 目地充填材はみ出し 免震材料カバー破損・脱落	地盤変状（沈下・段差） 配管へのパネル衝突
B	倉庫			津波被害（冠水）あり
C	共同住宅			地盤変状（沈下・段差）
D	共同住宅		ゴムカバー（ほこりよけ？）破損	
E	共同住宅	鉄板製カバーゆがみ・破損 エキスパンション部コンクリ破損 エキスパンション部手すり段差		
F	共同住宅	配管用開口ゴムカバー破損・脱落 通路部メッシュ手すりゆがみ	ゴムカバー（ほこりよけ？）はみ出し	地盤変状（沈下・段差）
G	救急施設			
H	事務所			
I	宿泊施設			地盤変状（沈下・段差）
J	救急施設	カバー（鉄板）の衝突 エキスパンション部ずれ		地盤変状（沈下・段差）
K	医療機関	エキスパンション部コンクリ破損 エキスパンションカバー周囲のインターロッキング破損	目地シール材はみ出し	地盤変状（沈下・段差） 配管カバーのずれ・脱落あり
L	救急施設			
M	医療機関	エキスパンション部手すり段差		地盤変状（沈下・段差）
N	救急施設	壁面可動カバー脱落		地盤変状（沈下・段差）
O	医療機関	カバーと地面との境界部分に亀裂や浮き上がり等		地盤変状（沈下・段差）
P	医療機関	側溝の鉄製ふた破損		
Q	医療機関			
R	共同住宅	天井、壁面カバー損傷 エキスパンションカバーずれ		
S	事務所	エキスパンションカバーずれ		
T	共同住宅			

*…記号Ａ～Ｔは、表 5.5.1-1 及び表 5.5.1-6 に示す調査建築物に対応

(2) エキスパンション部の被害要因と対策

2-1)被害要因

エキスパンション部の損傷の原因の多くは、図面上は可動するように設計されていたが、実際の地震動を受けた場合に、免震層の大きな水平変位や上下も含めた３方向の変位に追従できなかったためと考えられる。損傷の状況の原因は、以下の３タイプに分類できる。

①製品の機能的問題

②設置状況の問題

③維持管理の問題

a) 製品の機能的な問題

床、壁、天井ともレールでスライドする機構のものが多いが、レールが想定通りにスムーズに動かなかったために、エキスパンションジョイントのパネルを破損させたり、レールが変形したり、レールを固定していた下地材が破損したケースが非常に多い。また、ストッパーによりパネルの動

きを拘束して、レール部でスライドする機構のものも多いが、ストッパーが破損しているものが多くあった。これは、ストッパーの強度不足が原因であるが、レールがスムーズに可動しなかったために、ストッパーに想定以上の荷重が作用したことが原因とも考えられる。

レールが動かなかった主な原因を列挙すると、以下となる。

・レールに水平方向以外の動きが発生
・レールの取付精度が悪い
・想定以上の重量が作用
・レールの変形
・レールにゴミなどの異物の挟まり
・ストッパーや取付部の強度不足
・動的な動きに対する作動不良

b）設置状況の問題

1）可動時に他の仕上げと接触

エキスパンションジョイントが動いた際に周辺の仕上げ材に接触や衝突して仕上げ材やエキスパンションジョイント自体を破損させた例が非常に多い。

2）エキスパンションジョイントの可動部に障害物

エキスパンションジョイントの可動範囲に設備ダクトを設けたり、後施工で手すりや柱が設置される場合があった。

3）エキスパンションジョイント隙間のシールが動きを阻害

エキスパンションジョイントの隙間にシールをしてしまったため動かなかった事例は多くあった。また、シールをパネル表面まで打ってしまったために、ヒンジ部の回転を阻害したものもあった。

c）維持管理の問題

可動部への障害物の設置や清掃不足による可動の阻害により発生した被害である。

2-2)被害軽減のための対策

エキスパンションジョイント製造メーカーは、設計者から提示された設計可動変位まで損傷しない製品を提供するため、実験により確認する必要がある。試験機の性能上の制限で実地震動ほどの速さの実験はほとんど行われていない。今回の地震被害の中で、地震動の衝撃的な動きに追従出来ずに損傷が生じたものが多く見られる。製品の製造上の問題は、動的な可動実験を十分におこなっていれば防げたものが多く、基本的には、振動台等を用いた高速度の動的実験により、動作確認を行う必要である。特にX方向とY方向の機構が異なるものは動きも複雑であり、２方向同時加振で性能を確認する必要がある。

設計者は、設計図書にエキスパンションジョイントの可動範囲を明記するとともに、可動範囲にその範囲に障害物を設置することのないよう、十分に施工者に伝達する必要がある。また設計者は施主にエキスパンションジョイントの機能や可動範囲を十分に説明し、書類として渡す必要がある。清掃や点検などの維持管理の必要性を伝達する必要がある。

5.5.4　免震・非免震建築物での居住者・使用者アンケート

免震構造の特性は、免震層で揺れを吸収することにより、免震層より上部での構造被害とともに、家具の転倒等の室内被害を低減できることにあるとされる。東北地方太平洋沖地震において、このような免震構造の特性が発揮されたかどうかを、居住者・使用者へのアンケート調査により検討した。

5.5.4.1 アンケート調査の概要

表 5.5.4-1 にアンケート調査対象とした免震建築物 8 棟、非免震建築物 1 棟を示す。表中の免震建築物の記号は、表 5.5.1-1 と同じである。

なお、免震建築物 A と H については、加速度記録が得られている。5.5.1 項の表 5.5.1-2 及び表 5.5.1-3 によると、いずれの免震建築物においても、水平方向において、免震層より上の階の最大加速度は、免震層より下の階での最大加速度を下回っており、上部構造の地震応答を低減するための免震構造の特性が数値上は発揮されたことを示すものである。

免震構造の特性評価が発揮されたかどうかの評価を進めるため、床応答加速度の低減程度が、居住者・使用者の揺れの感じ方や家具の転倒等に、どのように影響したか、また、室内被害の低減を図る上で、効果を有するものであったかを把握する必要がある。このため、アンケート調査(表 5.5.4-2 にアンケート調査項目を示す)を通して、地震時の免震建築物と非免震建築物（以下、比較して記述する場合には免震と非免震と省略して呼ぶ）との室内挙動を比較することとした。なお、非免震建築物 A-2 は、免震建築物 A に近接して立地している。

また、免震と非免震との間でアンケート調査結果に明確な違いが現れた家具の転倒を取り上げ、免震層の構成等、条件が異なる免震建築物 8 棟のアンケート結果等を比較・検討する。

最後に、居住者・使用者による免震建築物の有効性評価についてアンケート調査結果をまとめるとともに、地震後における免震建築物での機能維持について検討する。

5.5.4.2 免震と非免震との比較

免震建築物 A と非免震建築物 A-2 の概要を表 5.5.4-3 に示す。

表 5.5.4-1　アンケートを実施した建築物と回答数

No.	建築物記号	階数	用途	建設地	回答数
1	A	9 階+B2 階	事務所	宮城県仙台市宮城野区	61
2	A-2	8 階+B2 階	事務所(※非免震)	宮城県仙台市宮城野区	84
3	C	14 階	共同住宅	宮城県仙台市宮城野区	7
4	G	6 階+B1 階	医療機関	宮城県仙台市宮城野区	15
5	H	18 階+B2 階	事務所	宮城県仙台市宮城野区	63
6	J	3 階	救急施設	宮城県栗原市	18
7	K	5 階	医療機関	宮城県栗原市	32
8	L	3 階	救急施設	宮城県登米市	12
9	M	6 階+B1 階	医療機関	宮城県石巻市	53

表 5.5.4-2　アンケート調査項目

Ⅰ．記入者情報
　(a) 性別
　(b) 年齢
　(c) 地震時にいた階
Ⅱ．地震時の揺れの状況
　(a) 揺れの感じ方
　　1) 恐怖感
　　2) 行動難度
　(b) 家具等の状況
　　1) 吊り下げ物の揺れ
　　2) 食器等の落下
　　3) 家具の転倒　(※転倒したものがあった場合は、寸法を記入)
　　4) 家具のすべり
　(c) ライフラインの状況
　　1) ライフラインの被害　(※被害があった場合は状況を記入)
Ⅲ．免震建築物の有効性
　(a) 耐震構造と比較した場合の有効性の有無
　(b) 免震構造の有効性に関するコメント

表 5.5.4-3　建築物 A 及び A-2 の概要

		階数	用途	概要
A	免震	地下：2　地上：9	事務所	B1F 柱頭に免震支承を設置したレトロフィット免震
A-2	非免震	地下：2　地上：8	事務所	鉄筋コンクリート造の耐震構造

表 5.5.4-4 建築物 A の観測値

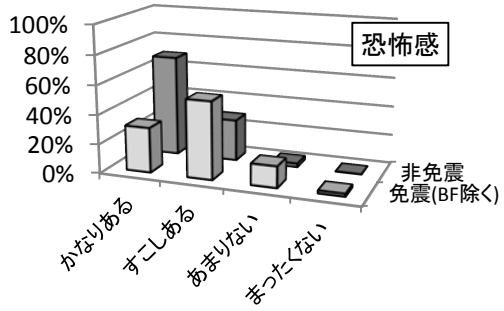
	最大加速度 A_f (cm/s^2)		最大速度 V_f(cm/s)		等価振動数 $F_e=A_f/(2\pi V_f)$ (Hz)	
	NS	EW	NS	EW	NS	EW
B2F	289.0	250.8	36.3	47.9	1.27	0.83
1F	120.5	143.7	33.4	35.6	0.57	0.64
9F	141.7	169.9	35.5	37.9	0.64	0.71

表 5.5.4-4(表 5.5.1-2 と対応)には、最大加速度と加速度記録を積分して得た最大速度を示す。また、表中の等価振動数は次項の検討で用いる。

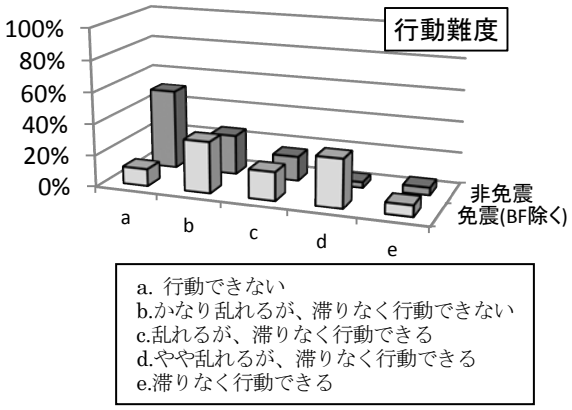
なお、免震建築物 A 及び非免震建築物 A-2 とも、大きな構造被害は生じていないことを現地調査において確認している。

表 5.5.4-4 によれば、1F と 9F で、最大加速度に大きな差はない。実際、アンケートの回答を階別に集計しても、結果に有意な差は現れなかった。そこで、以下では、アンケートの回答の集計を建築物全体(免震については 1F 以上)で行って免震と非免震を比較した結果を示す。

図 5.5.4-1 は、揺れの感じ方に関する比較結果である。(a)の恐怖感については、非免震の場合、「かなりあった」とする回答が最も多くなっているが、免震の場合は「すこしある」との回答が最も多く、「かなりあった」とする回答は減少している。



(a) 恐怖感

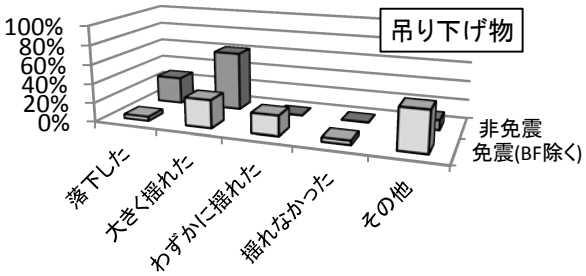


(b) 行動難度

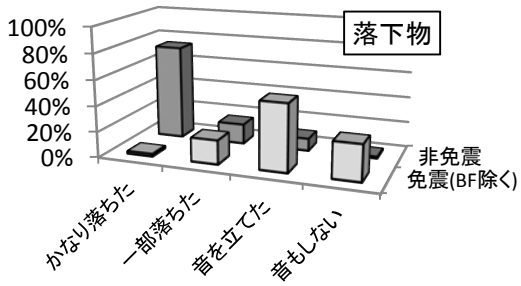
図 5.5.4-1 揺れの感じ方(免震建築物 A 及び非免震建築物 A-2)

(b)の行動難度については、非免震の場合、「行動できない」とする回答が最も多いのに対し、免震の場合は、「やや、乱れるが、滞りなく行動できる」が最も多くなっている。ただし、「かなり乱れるが、滞りなく行動できない」という回答も、d と同じ程度となっており、a から e までの間で、回答が分散する傾向が見られる。しかしながら、非免震と比較すると、「行動できない」とする回答が低減しているのは明らかである。

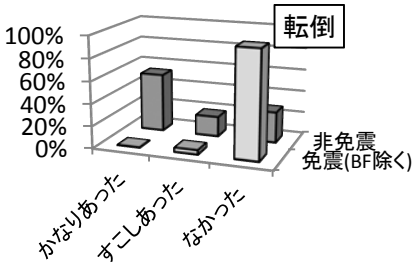
図 5.5.4-2 は、吊り下げ物や家具等の状況に関するアンケート回答の比較結果である。(a)の吊り下げ物は、主に壁に吊り下げられたパネル類を指すが、非免震の場合には「大きく揺れた」とする回答が最も多く、「落下した」とする回答も多くなっている。免震の場合には「大きく揺れた」とする回答は多いものの「落下した」とする回答はほとんどない。また「その他」とする回答が最も多くな



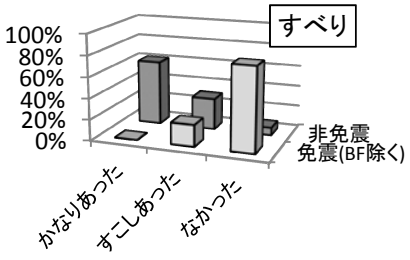
(a) 吊り下げ物の揺れ



(b) 食器等の落下



(c) 家具の転倒



(d) 家具のすべり

図 5.5.4-2 家具の状況等(免震建築物 A 及び非免震建築物 A-2)

っているが、吊り下げ物は、落下しない限り、地震後に元の状態に戻るため、揺れたかどうか回答者の記憶に明確に残らなかったことが考えられる。

(b)の食器等の落下については、非免震の場合は、「かなり落ちた」とする回答が大部分を占める。免震の場合は、「かなり落ちた」とする回答はほとんどなく、「音を立てた」とする回答が最も多く、次いで「音もしない」とする回答も多い。(c)(d)の家具の転倒及びすべりについては、非免震の場合、「かなりあった」とする回答が最も多くなっているのに対し、免震の場合、「なかった」とする回答がほとんどである。

以上、家具の転倒及びすべりについては、免震と非免震で、明確な差が現れた。建築物管理者へのヒアリングによると、免震では家具の転倒等が無かったことにより、地震直後も、業務を継続して行うことが可能であったのに対し、非免震では、家具の転倒等に伴い、物が散乱し足の踏み場もない状態となり、また書類が逸散する等により、業務の遂行に支障を来たすこととなった。また、免震建築物Aでは、部署によってはPCモニターの固定措置による落下対策が取られていた。このような措置により地震直後においても建築物の機能性がより確実に維持されたと考えられる。

5.5.4.3 家具の転倒条件の検討

(1) 家具の転倒と最大床応答加速度との関係

家具の転倒について、文献 5.5-17)によると、床位置での最大加速度(最大床応答加速度)A_fが、式(5.5.4-1)または式(5.5.4-2)による加速度 A_0を上回る時、「転倒可能性が高い」と判定される。

$$F_b > F_e \text{ のとき、} A_0 = \frac{b}{h} g \qquad (5.5.4\text{-}1)$$

$$F_b \leq F_e \text{ のとき、} A_0 = \frac{bF_e}{11\sqrt{h}} g \qquad (5.5.4\text{-}2)$$

ここに、$2h$及び$2b$は、それぞれ家具の高さ及び奥行きを表わす。

また、F_b及びF_e(等価振動数)は以下による。

$$F_b = 11/\sqrt{h} \qquad (5.5.4\text{-}3) \qquad , \quad F_e = A_f/\left(2\pi V_f\right) \qquad (5.5.4\text{-}4)$$

式(5.5.4-4)において、A_f及びV_fは、それぞれ、床位置での最大加速度及び最大速度を表わす。

ここで、一例として高さ 180cm、奥行き 30cm 又は 45cm の家具を考える。それぞれの式(5.5.4-1)又は式(5.5.4-2)による加速度 A_0と振動数との関係を図 5.5.4-3 に示す。

図中には、表 5.5.4-4 の免震建築物 A の上部構造(1F 及び 9F)での最大加速度と等価振動数 F_eとの関係（■、▲）を示す。免震建築物 A の上部構造(1F 及び 9F)での最大加速度 A_fは、奥行き 45cm の家具の場合の実線を明らかに下回る。これは、図 5.5.4-2(c)に示すとおり、家具の転倒はなかったとの回答がほとんどであったアンケート結果と整合している。非免震建築物 A-2 では、加速度記録は観測されていないが、1 次固有周期を 0.5s と見なし、建築物 A の地下２階の加速度記録を入力した場合の 1 自由度線形モデルの最大加速度と等価振動数 F_eとの関係（固有周期 0.5s の■、▲）を図中に示す。この場合には、奥行き 45cm の家具でも、転倒可能性がかなり高くなり、非免震の場合に「かなりあった」との回答が多くなった図 5.5.4-2(c)に示すアンケート結果と整合する。

なお、点線で示す奥行き30cmの家具の場合をみると、免震建築物Aの上部構造の場合（9F、EW方向の▲）でも転倒する可能性があることを示唆している。

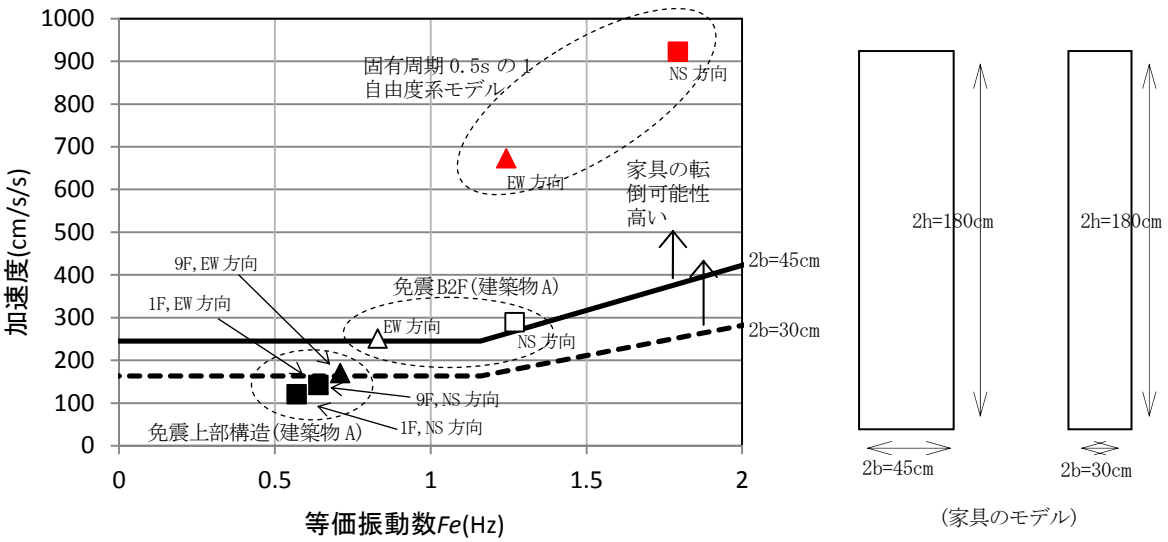


図 5.5.4-3　加速度と家具の転倒可能性

(2) 家具の転倒に関するアンケート集計結果

図 5.5.4-4 は、全ての免震建築物について、家具の転倒に関するアンケート回答の集計結果を比較している。

免震建築物 G において、「すこしあった」とする回答が他より多く、免震建築物 M では、「かなりあった」とする回答が多くなっている。

図 5.5.4-5 は、免震建築物 M の家具の転倒について、階数別に集計した結果である。4 階より上の階で、「かなりあった」とする回答が見られる。表 5.5.1-1 によると、免震建築物 M の免震部材は、弾性すべり支承を含む構成となっている。すべり支承の復元力特性は、初期剛性が非常に大きく、免震作動時の剛性が非常に小さくなる特徴を有することから、すべりと止まりの切り替え時点で、上部構造の上層階で比較的に応答が増幅されやすく、上層階で応答加速度が大きくなったことが原因と考えられる。

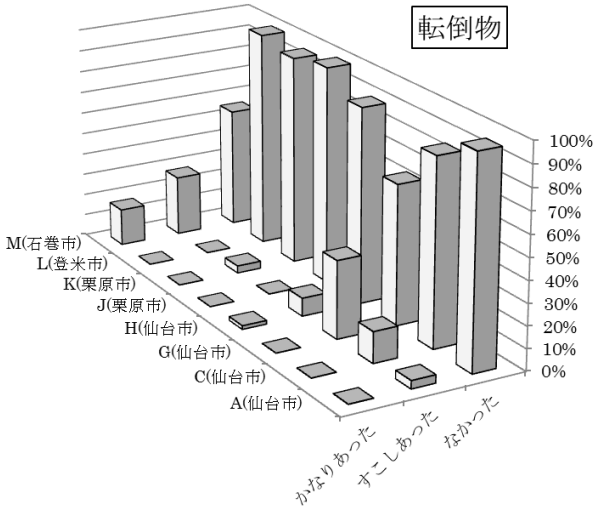


図 5.5.4-4 家具の転倒に関する比較

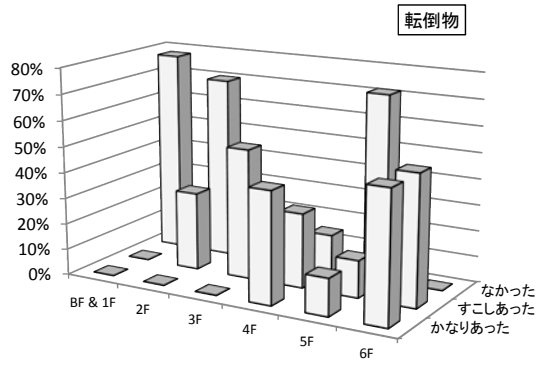


図 5.5.4-5 階数別の集計(免震建築物 M)



写真 5.5.4-1 免震建築物 M で転倒した棚(地震後横倒しで使用)

免震建築物 M の室内被害の概要が、すでに写真 5.5.1-26～28 に示されている。転倒した家具のうち、比較的大きなものは写真 5.5.4-1(写真 5.5.1-27 の再掲)に示す棚である。その寸法を表 5.5.4-5 に示す。また、免震建築物 G についても、転倒した家具の寸法は判明しており、この値も同表に示す。

表 5.5.4-5 転倒した家具の寸法と式(5.5.4-1)による加速度 A_0

記号	階	家具の高さ(cm)	家具の奥行き(cm)	式(5.5.4-1)による加速度 A_0(cm/s^2)
G	4 及び 5	150	10	65.3
M	6	180	30	163.3

免震建築物 G の家具の場合は、奥行きが非常に小さいため、免震建築物であっても転倒する可能性は高かったと言える。免震建築物 M の家具の場合は、加速度 A_0が、約 160cm/s^2 であり、これを上回る加速度が生じたものと考えられる。

5.5.4.4 居住者・使用者による免震建築物の有効性評価

アンケート調査対象としたすべての免震建築物についての有効性評価の集計結果を、図 5.5.4-6 に示す。全ての免震建築物で「一般の建物と比較して耐震性に優れている」とする回答が、大部分を占めている。

その理由としての回答者からの代表的なコメントを表 5.5.4-6 に示す。また、「一般の耐震建物と比較してあまり変わらない」及び「今回の地震だけではよく分からない」とした理由についても、代表的なコメントを合わせて示す。

「耐震性に優れている」とした評価の理由は、大きく 2 つの項目がある。免震建築物に特有の周期の長い揺れを受け入れつつ、家具の転倒等が生じないことを評価するものと、他の非免震建築物と比較した場合に被害が少ないことを評価するものである。一方、「あまり変わらない」「よく分からない」とする意見の理由は、これらと裏返しの関係となる。免震での船酔いを感じるような揺れや縦揺れに対する経験のみが強調されて、これを否定的に捉える場合や比較対象とする他の非免震建築物での経験を見出せない場合には、「あまり変わらない」「よく分からない」と回答する傾向が見られる。「あまり変わらない」「よく分からない」とする場合でも、免震建築物での何らかの被害や不具合を理由としている訳ではないことに留意すべきであろう。

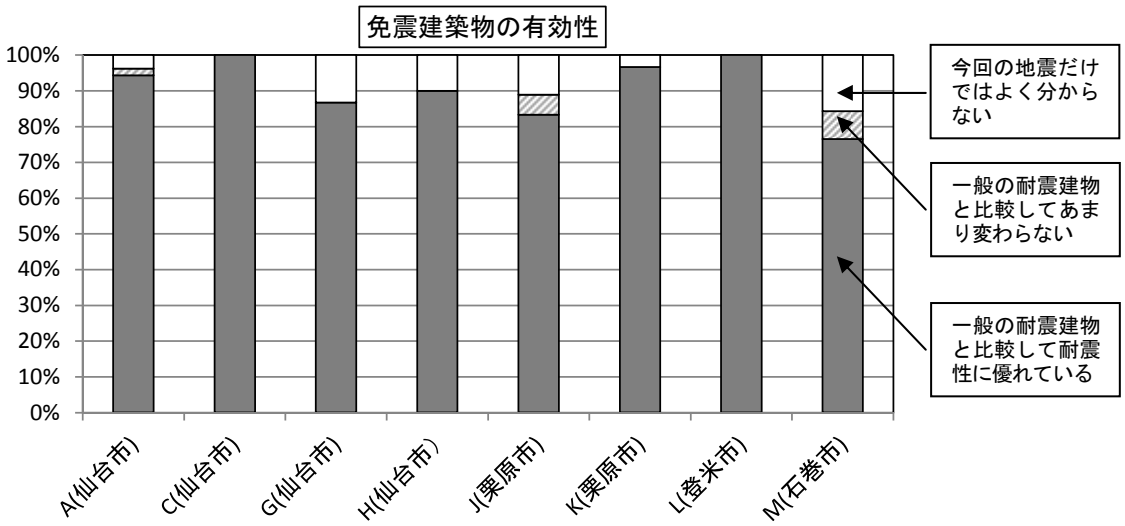


図 5.5.4-6 免震建築物の有効性評価

表 5.5.4-6　免震建築物の有効性評価に関する回答理由

「一般の建物と比較して耐震性に優れている」
(免震の揺れを許容するコメント) ・左右に滑るように揺れ、物が倒れる又は落ちるという感じは無かった。(A,H,J,K,L,M) ・揺れの大きさや長さのため恐怖感はあったが、落下物や家具の転倒もなく身の危険は感じなかった。(A,C) ・揺れ方の周期が長いため船酔いのような症状になるが、安全性には期待が持てる。(A,G,H,K,L) (免震と他の建築物とを比較したコメント) ・隣接するマンション、周りの戸建と比較して、ほとんど被害がない。(C,G,H,J,K,L,M) ・12 階ながら本震・余震とも、TV やパソコンが転倒しなかった。棚の上に置いていた物が 2、3 個落ちたのみ。他のマンションでは、3 階ながら TV が倒れていた場合もあった。(C) ・余震(震度 5)は別の建物で経験したが、その時に免震での本震に比べて恐怖感を感じた(C,H,M) ・本震を一般の一戸建てで体験した。とにかく棚のもの全て落ち、ぐちゃぐちゃな状況を見ているので、自宅（免震の共同住宅）もダメだろうと思ったが、キャスターの引き出しが、少し出ていただけで、食器は一枚も割れず、その夜から布団を敷いて眠れたので助かった。翌日も片付け一つすることが無かったので、気持ち的に苦痛を感じることがなかった。[※他に同様の体験記述有り] (A,C)
「一般の耐震建物と比較してあまり変わらない」
(免震の揺れに対し否定的なコメント) ・本震の時は免震であることがよく分からないくらいであった。ドンという音と共に縦に揺れた。(M) ・本震が大き過ぎて、免震の有効性など分からなかった。 (M) ・船酔いのような揺れを感じ、気分が悪くなった。(M)
「今回の地震だけではよく分からない」
・耐震の建物でこの規模の地震の経験が無いため。(G,H,M) ・揺れを、大変、強く感じたため。(H,M) ・地震ではなく津波の影響で、家屋が崩れたため判断できない。(M) ・免震のほうが、ある程度、衝撃が押えられるのかもしれないが、揺れが長く、おさまらないのではないかと不安に思う。(M)

5.5.4.5　地震後における免震建築物での機能維持の検討

免震建築物においては、免震構造の効果によって、室内被害が抑制されるが、地震後の機能維持のためには、さらに、電気、水等が建築物に継続して供給される必要がある。アンケート調査では、ライフラインについては、免震、非免震に係らず、全ての建築物で、「被害があり、復旧に時間がかかった」とする回答がほとんどとなった。これは、ライフラインの被害が、建築構造の特性とは関係のな

い建築物周囲の敷地又は近隣での電力配線や地中埋設管等の被害であったことによる。そのため、地震後の機能維持のためには、これらの被害に対応するための自家発電や非常給水の措置が必要と考えられる。

表 5.5.4-7 に各建築物のライフラインの被害と対応状況を示す。

調査した範囲では、ガスについては復旧までに 1 か月程度とやや長い期間を要しているが、電気、水道は、概ね 1 週間以内に復旧している。この間、事務所、医療施設及び救急施設では、自家発電及び貯水槽内の貯水でライフラインの被害に対応されており、最低限の機能性は維持されていたことが分かる。

これらの免震建築物においては、免震効果によって室内被害が抑制された他、このような対応が取られていたことによって地震直後から業務を継続して行うことが可能であったと言える。

なお、免震建築物 M では、写真 5.5.1-29 に示す通り、屋上に設置した高架水槽底部のボルト部分が損傷している。屋上に高架水槽を設置する場合には、スロッシングの影響を検討しておく必要がある。

表 5.5.4-7 ライフラインの被害と対応状況

	電気	エレベーター	水道	ガス
A	自家発電で対応 2 日後に復旧(3/13：12 時 10 分)	2 日後、5 台のうち 4 台復旧 (3/13) 残り、1 台は 3/24 に復旧	貯水槽内の貯水で対応 埋設部分で漏れ、1 週間～半月で徐々に復旧	埋設部分で漏れ 約 1 か月後に復旧(4/14) 敷地内のガス管補修
C	6 日間停電(3 週間､程度との記述もあり)	電気の復旧の後に、復旧	特に被害無し	特に被害無し
G	自家発電で対応 4 日後に復旧	自主的に停止	貯水槽内の貯水で対応	約 1 か月後に復旧
H	自家発電で対応 翌日の夕方から夜までに復旧	数日間、停止	翌日の夕方から夜までに復旧	約 1 か月後に復旧
J	自家発電で対応 約 1 週間後に復旧	約 1 週間後に復旧	貯水槽内の貯水で対応 約 1 週間後に復旧	特に被害無し
K	自家発電で対応(燃料がもつか不安に) 4 日後に復旧	医療機械への電源供給を優先させ停止 翌日に業務用 1 台復旧	貯水槽内の貯水で対応 (給水車による補給有り) 1 週間後に復旧	当日に復旧(業者による対応有り)
L	自家発電で対応 1 週間後に復旧	自家発電で作動	貯水槽内の貯水で対応 1 週間後に復旧	記述無し
M	自家発電で対応	停止 約 1 週間後に復旧	貯水槽内の貯水で対応 (給水車による補給有り)	かなりの期間停止(医療機関のため優先的に復旧)

5.5.5 まとめ

平成 23 年東北地方太平洋沖地震における被害状況について、宮城県、山形県及び関東地域において事務所や医療機関など中規模程度以上の一般の免震建築物の、また宮城県内の免震構造を採用した小規模戸建て住宅（免震住宅）の、それぞれ現地調査や応答記録の整理を行った（5.5.1 項及び 5.5.2 項）。さらに、鋼材ダンパーや鉛ダンパーの残余性能に対する検討や損傷発見のための維持管理の提案、及びエキスパンション部の被害原因・対策に関する検討が、一般社団法人日本免震構造協会の報告書にまとめられていることから、今回の地震被害と対応する部分を、同報告書より引用する形で示した（5.5.3 項）。また、免震建築物の地震に対する有効性を確認する目的で、免震建築物８棟及び非免震建築物１棟の居住者・使用者を対象にアンケート調査を実施した（5.5.4 項）。これらの調査結果をまとめると、以下のようになる。

(1) 宮城県内の１６棟及び山形県内の１棟の免震建築物を対象とした現地調査の結果は、以下のとおりである。

① 現地調査を実施した免震建築物は、建築基準法等に基づく大臣認定を取得したものと、告示（平成 12 年建設省告示第 2009 号）に基づき建築主事等の確認によるもの（いわゆる「告示免震」）と両方を対象としたが、いずれも構造躯体に損傷は生じておらず、震度６弱を超える大地震に対しても、免震構造として十分な性能を発揮したものと考えられる。

なお、調査対象のうち、ヒアリングやインターネット検索、入手資料等より大臣認定を取得したものは１１棟（A、B、G、H、Ｉ、K、M、N、O、P、Q）、告示免震は６棟（C、D、E、F、Ｊ、L）と判断した。

② 地震時の免震層の変位を確認できるよう、罫書き式の変位計を設置したものが８棟あった。それらの多くで 20cm 程度の変形を確認したが、40cm 程度の大きな変形を生じているものもあった。

③ エキスパンションジョイントや、その周辺のカバーの中には、地震時の免震層の水平変形に追従できずに、破損や脱落を生じたものがあった。これらは、設計上想定した被害の範囲である場合と、そうでない場合がある。

④ 地盤沈下によって免震建築物と周囲地盤との間に鉛直変位（段差）を生じたものもあった。

⑤ 免震部材のうち、特に鉛ダンパーにおいて、大きな断面欠損と見られるひび割れが生じており、実際に交換されたものもあった。また、鋼材ダンパーにおいては、表面の塗装が剥がれ落ちたり、鋼材部分に残留変形が見られたものがあった。これらの変状は、3 月 11 日の本震を含む今回の一連の地震で生じたものと考えられる。

⑥ 一部の免震部材で、取付部等の表面にさびなどが生じているものがあった。また、津波被害を受け免震層が冠水した建築物もあった。これらの建築物においては、免震性能が低下したという報告はなく、直ちに免震性能に影響はないものと思われるが、免震部材本体及び接合部の耐久性を評価するための適切な維持管理が必要であると考えられる。

(2) 宮城県内（仙台市、塩釜市及び多賀城市）の１０棟の免震住宅を対象とした現地調査の結果は、以下の通りである。

① 現地調査を実施した免震住宅は、計測震度 5.5（６弱）～6.2（６強）となる範囲で、ほぼ同一の設計条件によって建設されたものであったが、いずれも構造躯体に損傷は生じておらず、

免震構造として十分な性能を発揮したものと考えられる。

② 罫書き式の変位計が設置され、地震時の免震層の変位を確認できたものは５棟あった。その多くで最大変形は東南方向に生じており、数値は 10cm 程度のものから、35cm 以上の軌跡を描いたものがあった。

③ 構造躯体以外に、玄関口周辺の階段部分の被害がみられた。また、地震の振動や津波の作用によって建物外周の基礎立上り部分のブロックが破損したものがあった。

④ 建築物の外構部分で、免震層の応答に追随できない部分で被害を生じたものがあった。

(3) 関東地方における免震建築物３棟を対象とした現地調査の結果は、以下の通りである。

① 現地調査を実施した免震建築物の構造躯体には損傷が見られなかった。エキスパンションジョイント周囲では、カバーのずれ、鉛直クリアランスのシール材のはみ出し等が見られた。

② Ｓ建築物の免震層には罫書き式の変位計が設置されており、最大変位 6cm 程度の振幅が確認できた。

③ Ｔ建築物の鉛ダンパーの表面には、軽微なひび割れが見られた。

(4) 免震建築物で実施されている地震観測及び罫書き式変位計等の記録に基づき、免震建築物の地震時挙動を整理した。結果は、以下のとおりである。

① 観測記録を整理した範囲では、免震層下部の最大加速度は、福島県の建築物で最も大きく、続いて、宮城県、茨城県の順となり、東京都や神奈川県では小さくなっていた。

② 一般の免震建築物について、免震層下部に対する免震層上部と建物上階の水平方向の最大加速度比を計算した結果、ほとんどの場合に比が 1.0 より小さくなっており、免震効果（応答加速度の低減）が確認できた。免震層下部の最大加速度が大きくなるにつれて、これらの最大加速度比は小さくなる傾向にあった。

③ 加速度記録を用いて免震層の変位（水平方向の相対変位）を計算した。得られた軌跡は、宮城県では円形に近い形状を、福島県では東西方向で特に大きくなる形状を描いた。免震層の原点からの最大変位は、福島県の建築物で最も大きく、24.5cm であった。

④ 今回調査した一般の免震建築物においては、地震計（加速度計）が設置されていない場合であっても、地震時の免震層の変位軌跡を確認できるよう、罫書き式変位計が設置されたものが多数あり、それらの多くで 20cm 程度の変位が確認できた。40cm 程度の大きな変位が記録されたものもあった。

⑤ 今回調査した免震住宅においては、その多くで罫書き式変位計が設置されており、免震層の変位の大きさが確認できた。免震層の最大変位は、最寄りの地震観測記録の計測震度と良い相関が見られ、計測震度が大きくなると、免震層の最大変位も大きくなる傾向にある。

⑥ 罫書き式変位計の設置は、免震層の応答性状を直接確認できるだけでなく、変位軌跡を解析結果と照合することで、解析の妥当性の検証にも利用することが可能であり、非常に有効である。

(5) 免震層周辺及び免震部材において、地震後の現地調査等で被害が見られた部分のうち、免震部材（ダンパー）及びエキスパンション部それぞれについての対策等が取りまとめられている。その結果は以下のとおりである。

○免震層周辺での被害と対策

① 今回現地調査を実施した建築物の多くで、免震部分と非免震部分の境界部において、エキスパンション部（エキスパンションジョイント及びカバー、免震スリットの目地材等）の変状が見られた。損傷を生じているものもあった。

② エキスパンション部の損傷の多くは、図面上は可動するように設計されていたが、実際の地震動を受けた場合に、免震層の大きな水平変位や上下も含めた３方向の変位に追従できなかったためと考えられる。被害原因として、①製品の機能的問題、②設置状況の問題、③維持管理の問題の３タイプにまとめられる。

③ 試験機の性能上の制限で実地震動ほどの速さの実験はほとんど行われていないことから、地震動の動きに追従出来ずに損傷が生じたものが多く見られる。基本的には、振動台を用いた速い速度の動的実験により、動作確認を行う必要がある。特にX方向とY方向の機構が異なるものは動きも複雑であり、２方向同時加振で性能を確認する必要がある。

④ 設計者・施工者は施主にエキスパンションジョイントの機能や可動範囲を十分に説明し、書類として渡す必要がある。清掃や点検などの維持管理が必要であることを伝達する必要がある。

○免震部材の被害と対策

① 免震部材のうち、鋼材ダンパーにおいては、ダンパーの繰り返し変形に伴う、取り付けボルトのゆるみ、ダンパーロッドの表面の塗装の剥がれおよびダンパーロッドの残留変形が見られた。また鉛ダンパーにおいては、断面欠損と見られるひび割れが生じていた。東北地方の免震建築物で、大きいひび割れが確認され、鉛ダンパーが交換されたものもあった。これらの変状は、3月11日の本震を含む今回の一連の地震で生じたものと考えられる。

② 一部の免震部材で、取付部等の表面にさびなどが生じているものがあった。また、津波被害を受け免震層が冠水した建築物もあった。これらは直ちに免震性能に影響はないものと思われるが、やはり適切な維持管理が必要であると考えられる。

③ 鋼材ダンパーや鉛ダンパーにおいては、地震後の維持管理による損傷等の早期発見は重要であり、その際の点検項目として、以下のものが挙げられる。

・鋼材ダンパー

i)ボルトのゆるみ

ii)表面亀裂

iii)ダンパーロッド部の形状

形状変化については、ダンパーロッド部の高さの変化を確認し、変化が大きい場合には、詳細な検討（累積損傷度の確認等）を行い、交換の要否を判断することになる。

・鉛ダンパー

i）鉛ダンパーの表面亀裂

ii）可撓部形状の変化

鉛ダンパーの亀裂や形状変化が見られる場合には、表面亀裂の深さ・長さ・幅および可撓部の直径等を計測し、その大きさや変化の程度が大きい場合には、降伏荷重比やエネルギー残存率を算定し、鉛ダンパーの状態を推定する必要がある。

(6) 免震・非免震建築物での居住者・使用者アンケートの結果は、以下のとおりである。

① 仙台市の免震と非免震の比較(免震建築物Aと非免震建築物A-2の比較)により、免震建築物では、揺れをやわらげる免震の効果が発揮され、建築物居住者・使用者の恐怖感が低減されたこ

とが確認された。ただし、揺れを感じる以上、免震においても、何らかの恐怖感、不快感はあることが確認された。行動難度については、免震では「行動できない」とする回答が低減した。

② 免震と非免震で、家具の状況等を比較した場合、免震では、明らかに食器等の落下、家具の転倒等の室内被害が低減されたことが確認された。特に、免震効果（応答加速度を低減する効果）は、家具の転倒防止に寄与し、家具の転倒は「なかった」とする回答がほとんどであった。

③ 非免震と比較すれば、家具の転倒は抑制されるものの、すわりの悪い家具については免震建築物においても転倒防止に留意する必要がある。

④ 免震建築物Mで家具の転倒が「かなりあった」とする回答が他より多くなった。転倒した家具の寸法から、転倒の可能性のある加速度を推定すると約160cm/s^{2}以上となった。免震建築物Mの免震部材は、弾性すべり支承を含む構成であり、すべり支承のすべりと止まりの切り替え時点で、上部構造の上層階で比較的応答が増幅されやすく、上層階で応答加速度が大きくなったことが原因と考えられる。

⑤ 免震建築物の有効性については、「一般の耐震建物と比較して耐震性に優れている」とする回答が大部分を占め、建築物の居住者・使用者において、非免震と比較した場合の免震建築物の優位性が認識されたことを確認した。

⑥ 医療施設等では、ライフラインの被害に対して自家発電や非常給水による対応が取られており、免震効果によって室内被害が抑制されていたことと合わせ、地震直後から業務を継続して行うことが可能であったことを確認した。

参考文献

5.5-1) 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，http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/activities/other/disaster/jishin/2008iwate/houkokusho/20080904-1/index.html

5.5-2) 気象庁：強震波形（平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震），http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/kyoshin/jishin/110311_tohokuchiho-taiheiyouoki/index.html

5.5-3) 国土交通省東北地方整備局営繕部整備課の情報提供

5.5-4) 日本地震工学会:平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震においての福島第一原子力発電所および福島第二原子力発電所で観測された強震記録等の強震データ記録，No.10，2011

5.5-5) （独）建築研究所，強震観測ネットワークによる観測記録

5.5-6) （独)都市再生機構からの情報提供

5.5-7) 一条工務店グループからの情報提供

5.5-8) 気象庁の公開記録

5.5-9) 防災科学技術研究所 K-NET の公開記録

5.5-10) 宮城県からの情報提供

5.5-11) 大野晋他：東北大学災害制御研究センターによる 2011 年東北地方太平洋沖地震の仙台市強震記録（速報），2011.3.31，http://www.dcrc.tohoku.ac.jp/surveys/20110311/shaking.html

5.5-12) 神山眞他：2011 年東北地方太平洋沖地震における東北工業大学アレー強震観測システム Small- Titan による強震観測記録について(速報)，2011.4.16，http://smweb.tohtech.ac.jp/smalltitan/japanese/Reference_paper/Strong-motion%20records%20furing%203.11Earthq_Japanese.pdf

5.5-13) 日本免震構造協会：東北地方太平洋沖地震に対する応答制御建築物調査報告会資料，2012.1

5.5-14) 吉敷祥一ほか：免震構造用 U 字形鋼材ダンパーの繰り返し変形性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 624 号，pp.333-340，2008.2

5.5-15) 安永亮ほか:鉛ダンパーの風応答に関する研究（その２）微小変位での高サイクル疲労特性，日本建築学会学術講演梗概集，pp.289-290，2010.9

5.5-16) 松下文明ほか：鉛ダンパーの風応答に関する研究（その３）亀裂発生時の保有性能および亀裂補修法の評価，日本建築学会学術講演梗概集，pp.291-292，2010.9

5.5-17)日本建築学会：非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領，2003 年

5.6 地盤の液状化

東北地方太平洋沖地震では、震源から 300km～400km 程度離れた関東地方でも、多くの機関の地震観測点において、継続時間が 2 分～3 分程度の長い地震記録が得られた。この長い継続時間の地震動によって、関東地方の広範囲にわたって液状化が発生し、多くの住宅やライフライン等が甚大な被害を受けた。本節では、東京湾岸部の液状化被害を主な事例として、現時点で入手できる情報に限りはあるが、ケーススタディ的な分析を試みる。なお、この地震における液状化の発生は、関東以北の震源により近い地域でも当然あったと考えられるが、その多くは、地震後の津波によって、痕跡の確認が困難となっている。

以下で報告する地盤の液状化に対する対策については、国土交通本省住宅局と連携して、平成 23 年度建築基準整備促進事業において「43. 住宅の液状化に関する情報の表示に係る基準の整備に資する検討」という課題を設け、現在、調査を進めている段階であるため、ここではケーススタディの結果を中心に紹介している。

5.6.1 東京湾岸部の被害の概要

東北地方太平洋沖地震の発生から 10 か月が経過した。この間、いくつかの機関による良質な被害調査報告が公表されるようになった[例えば 5.6-1)～5)]。図 5.6.1-1 は、国土交通省関東地方整備局が地盤工学会に業務委託して行った調査で、関東地方において液状化が発生した地点の分布[5.6-5)]を示している。液状化の発生地点は、東京湾岸部の京葉間や利根川下流域等の埋立地および旧河道・旧池沼等に集中していることが分かる。なお、この調査では、液状化発生の判定は、水や土砂が地表に噴出したかどうかによっている[5.6-5)]。

国土技術政策総合研究所と建築研究所でも、共同して被害調査を行っており、速報[5.6-6)]として公表している。また、浦安市液状化対策技術検討調査委員会[5.6-7)]などの活動をとおして、いくつかの液状化被害に関する調査機会を得てきた。液状化の被害事例の詳細や関連する検討については、前述の文献 5.6-1～7 を参照されたい。これらの調査報告等を踏まえ、東京湾岸部の液状化被害の概要のまとめを試みると、次のようになる。

i) 埋立地や造成地など若齢の地盤では、最大加速度 200cm/s^2、最大速度 30cm/s 程度（中程度の強さ）の地震動でも、長い継続時間（大きな繰り返し回数）によって液状化が発生した。
ii) 砂や礫に加えて、シルトなど細粒分を多く含む砂質土が液状化した可能性がある。また、地表に噴出した水や土砂の量が多い。
iii) 住宅など直接基礎の建物の移動や沈下・傾斜の程度は、過去の国内外の震災事例に見られた範囲内のように見える。
iv) 液状化した地域の住宅には、べた基礎が多く、上部・基礎とも構造躯体の損傷は少ない。しかし、ライフライン等の損傷や建物自体の傾斜によって、住居としての機能を失った場合が多い。
v) 一方で、若齢の地盤でも、地盤改良など、地盤側で何らかの対策を行った場所では、1995 年兵庫県南部地震の場合と同様、液状化は生じなかった場合が多いように見える。



図 5.6.1-1　関東地方で液状化が発生した地点の分布 [5.6-5)]

5.6.2 液状化地域の地震動

5.6.2.1 地震波形記録とその特徴

2012 年 3 月現在、東京湾岸部の液状化地域および周辺の地盤上で得られた本震・余震記録のうち、次の(a)-(d)の各機関等で得られた地震波形のデジタルデータがインターネット等で公開されている。

(a) 防災科学技術研究所 強震観測網 (K-NET、KiK-net)
http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/

(b) 国土交通省港湾局 港湾地域強震観測 (港湾空港技術研究所 地盤・構造部)
http://www.eq.pari.go.jp/kyosin/

(c) 東京都港湾局地震観測所で観測した地震動
http://www.kouwan.metro.tokyo.jp/business/kisojoho/jishindou.html

(d) 国土交通省 河川・道路等施設の地震計ネットワーク (国土技術政策総合研究所 地震防災研究室)
http://www.nilim.go.jp/lab/rdg/index.htm

このうち、観測点の直近で液状化の痕跡が認められたのは、K-NET 稲毛(CHB024)と K-NET 辰巳(TKY017)の 2 地点である。K-NET 浦安 (CHB008) は、浦安市の旧海岸線以北に位置しており、液状化の痕跡は認められていない[5.6-3)、5.6-4)]。

なお，上記の(d)国土交通省 河川・道路等施設の地震計ネットワークに関連して、同ホームページ上の PDF 資料 http://www.nilim.go.jp/lab/rdg/earthquake/liq.pdf によれば、国土技術政策総合研究所の地震防災研究室が独自に行っている地震観測（千葉習志野地区の 7 地点）で得られた本震・余震記録がある。これらは、今後公開予定とされており、7 地点のうち 2 地点（花見川緑地、千葉幕張西中学校）において、観測点の直近で液状化の痕跡が確認されたとの記述が見られる。

図 5.6.2.1-1 は、K-NET 稲毛（CHB024）の本震加速度時刻歴波形[5.6-8)]を、過去に液状化地盤上で得られた代表的な強震記録（1993 年釧路沖地震における釧路港湾の記録[5.6-9)]、1995 年兵庫県南部地震における神戸市ポートアイランドの記録[5.6-10)]）と比較して示している。図から、今回の地震における東京湾岸部の地震動は、過去に記録された液状化地盤上のそれに比べて、格段に継続時間の長いことが分かる。また、同図(a)において、K-NET 稲毛では、時刻 120-130 秒付近にサイクリックモビリティによると推察されるスパイク状の加速度波形が認められる。この時刻の前後で、波形の様相（振幅や周期）が大きく異なっていることから、液状化の発生時刻は、図の時刻 130 秒付近と想像される。この液状化の発生に至るまでに要した時間は、同図(b)、(c)のそれに比べて格段に長い。

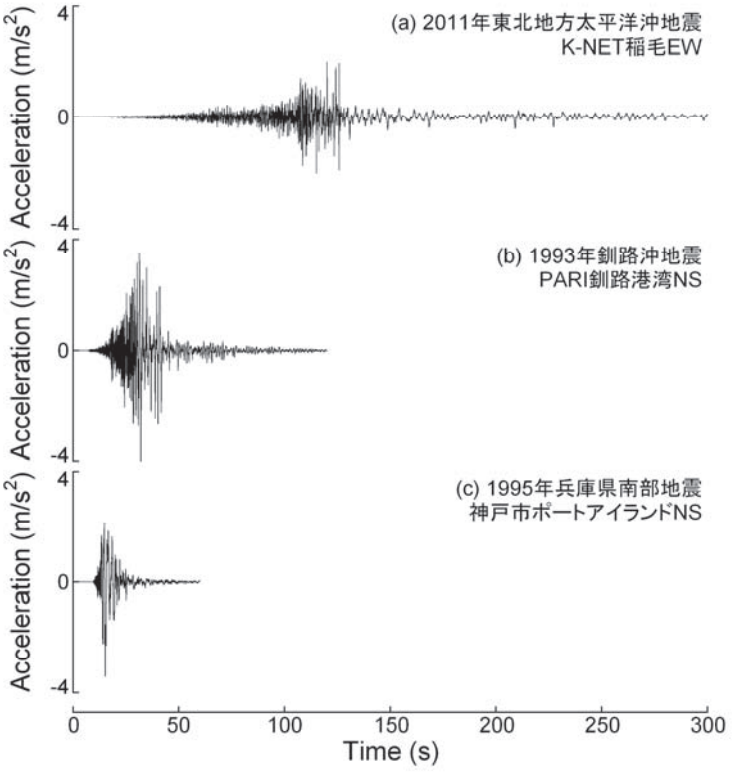


図 5.6.2.1-1 液状化地盤上で得られた代表的な強震記録の比較

図 5.6.2.1-2(a)、(b)に、K-NET 稲毛（CHB024）の本震加速度時刻歴波形（EW 成分）から、液状化の発生が予想される時刻を含む 2 分間（時刻 60-180 秒）を、液状化が発生しなかったと考えられる K-NET 浦安（CHB008）[5.6-8)]のそれと比較して示す。また、各地点の加速度時刻歴波形から、(5.6.2.1-1)式により等価卓越周期 $T_e(t)$（単位：秒）の時刻歴を求め、同図(c)に示す。

$$T_e(t) = 2\pi \frac{\max\left|v\left(t - T_w/2 < \tau < t + T_w/2\right)\right|}{\max\left|a\left(t - T_w/2 < \tau < t + T_w/2\right)\right|} \qquad (5.6.2.1\text{-}1)$$

ここに，t は時間（秒）、T_W は時間窓の幅（= 10 秒とし、2 秒ずつ移動）、$a(t)$、$v(t)$ は加速度および速度の時刻歴波形である。$v(t)$ は $a(t)$ の高速フーリエ変換（FFT）から求めた。

図 5.6.2.1-2(a)-(c)から、両地点とも、地震動の等価卓越周期は、時刻 60-180 秒の間で、1 秒程度から 3 秒程度まで変化している。しかし、その変化の仕方は、両地点で異なっており、K-NET 浦安では、時間の経過とともに徐々に長くなっているのに対して、K-NET 稲毛では、時刻 130-140 秒付近で急激に変化している。これは、K-NET 稲毛における液状化の発生によるものと考えられる。

さらに確認のため、K-NET 稲毛と K-NET 浦安の EW 成分（図 5.6.2.1-2(a)、(b)）の加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）を、K-NET 稲毛の液状化発生予想時刻の前後（0-130 秒および 130-300 秒）に分けて求め、図 5.6.2.1-3 に示す。K-NET 浦安における時刻 130 秒前後での応答スペクトルの変化に比べて、K-NET 稲毛のそれは顕著であり、これは、液状化発生の有無によるものと考えられる。

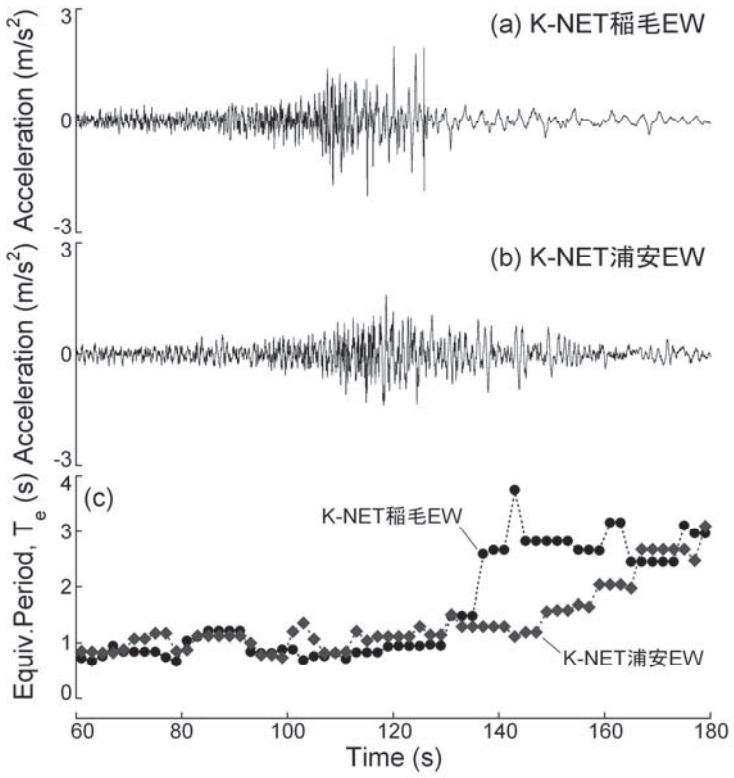


図 5.6.2.1-2 K-NET 稲毛および K-NET 浦安の本震 EW 成分の加速度波形および等価卓越周期の時刻歴

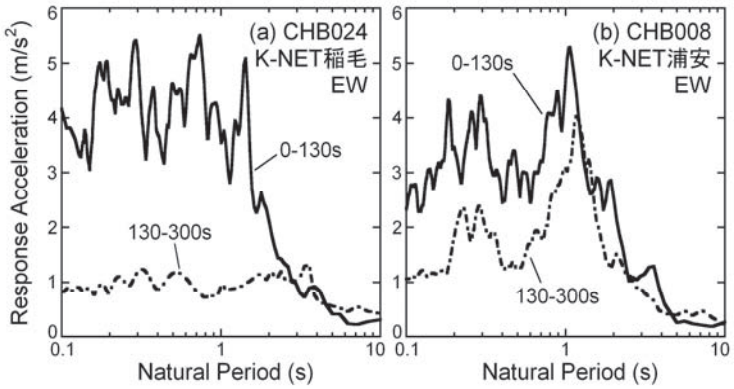


図 5.6.2.1-3　K-NET 稲毛および K-NET 浦安の本震 EW 成分の加速度応答スペクトル（減衰定数 5%）

5.6.2.2 噴水・噴砂の記録映像

液状化に関する客観的な地震記録は、地震計によるものだけとは限らない。浦安市では、入船中学校と日の出中学校に設置された防犯カメラの記録映像から、本震および 29 分後の余震による液状化の噴水・噴砂の発生状況について、時系列の整理を試みている（図 5.6.2.2-1）[5.6-7]。この映像は、公開されているものではないが、液状化による噴水・噴砂の発生状況を時刻歴で記録した、学術的にも価値の高い、極めて貴重な資料と考えられる。

同図の左側には、地震動の状況、記録映像から確認された地面のクラックおよび噴水・噴砂の発生から沈静化までの状況が、時系列で示されている。また、同図の右側には、対応する画像が示されている。図から、両中学校では、噴水・噴砂は、本震時には、主要動の後半時刻から 10 数分間に渡って発生し、その後、沈静化したことが分かる。また、本震 29 分後の余震時にも、噴水・噴砂が 10 数分間に渡って発生したが、本震時に比べて、噴水・噴砂の程度や範囲が拡大している様子が伺える。

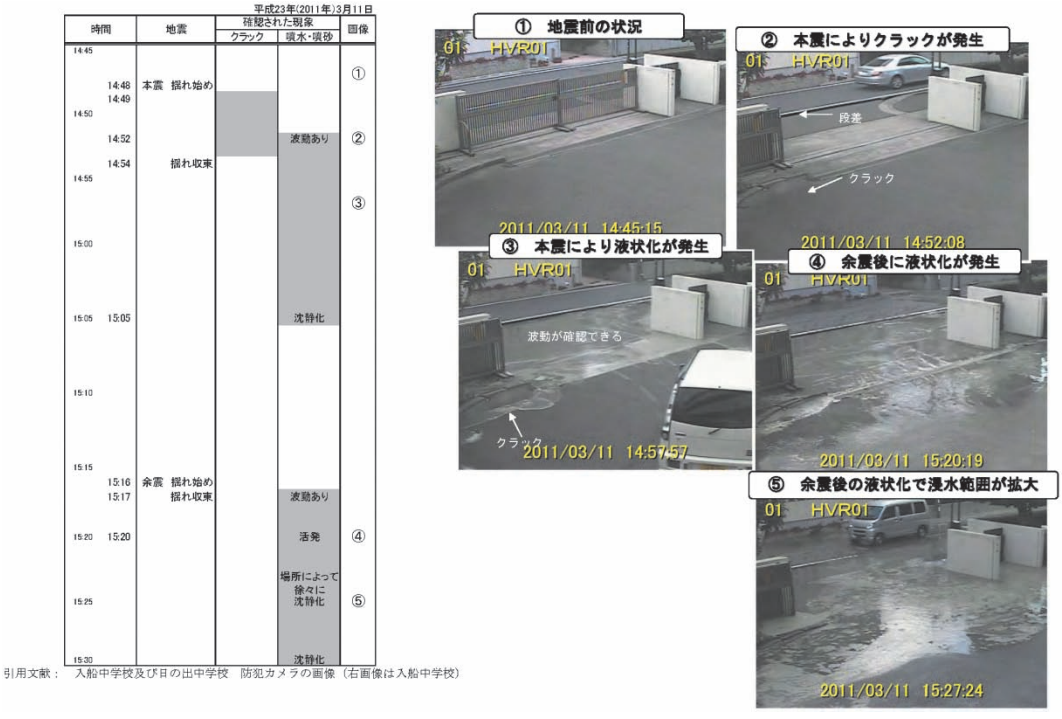


図 5.6.2.2-1　防犯カメラ記録映像に基づく液状化による噴水・噴砂の発生状況（浦安市）[5.6-7]

5.6.3 液状化判定

液状化判定の方法は、現在までに、国内外において数多く提案されているが、これらは、①微地形分類や液状化履歴などに基づく概略法、②標準貫入試験N値などに基づく簡易法、③有効応力の変化を考慮した時刻歴地震応答解析などに基づく詳細法に大別される。

本項では、まず、国内外の建築分野において利用実績が高い②簡易法のうち、パラメタの物理的意味が明解な建築基礎構造設計指針[5.6-11)]（以下、基礎指針）の方法による液状化判定を紹介する。この際、基礎指針の方法を今回の地震の液状化事例に適用する場合の問題点（未確認事項）について指摘する。次に、指摘された未確認事項を解消することを目的として、③詳細法について、非液状化地点ではあるが、東京湾岸部に位置する2つの鉛直アレイ（千葉港および夢の島）で得られた本震記録を対象に、1 次元有効応力解析によるシミュレーションを行った例を紹介する。夢の島の鉛直アレイでは、1987 年千葉県東方沖地震の本震記録が得られており、このときも液状化は発生しなかったが、解析の対象とする。これらの解析をとおして、液状化に関する地震動の等価繰り返し回数について考察する。

5.6.3.1 建築基礎構造設計指針による方法と修正課題

基礎指針では、液状化の判定を行う必要がある飽和土層は、

・一般に地表面から20m程度以浅の沖積層

・細粒分含有率が35%以下の土

ただし、埋立地盤などの人工造成地盤では、粘土分（0.005mm 以下の粒径を持つ土粒子）含有率が10%以下、または塑性指数が15%以下の埋立あるいは盛土地盤

とされている。

基礎指針では、液状化判定の方法として、標準貫入試験によるデータを基に、以下の方法が示されている。

液状化の判定を行う地点の対象層の液状化発生に対する安全率F_lを次式により計算する。F_l値が１以下の時に液状化発生の可能性があると判断される。

$$F_l = \frac{R}{L} = \frac{\tau_l / \sigma_z^{'}}{\tau_d / \sigma_z^{'}} \qquad (5.6.3.1\text{-}1)$$

ここに、

R ： 液状化抵抗比

L ： 繰り返しせん断応力比

検討地点の地盤内の各深さに発生する等価な繰返しせん断応力比は、次式で計算される。

$$\frac{\tau_d}{\sigma_z^{'}} = \gamma_n \frac{\sigma_{\max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma_z^{'}} \gamma_d \qquad (5.6.3.1\text{-}2)$$

ここに、

τ_d ：等価な一定繰り返しせん断応力振幅

$\sigma_z^{'}$ ：検討深さにおける有効土被り圧（鉛直有効応力）

γ_n ：等価の繰返し回数に関する補正係数で 0.1(M -1)

Mはマグニチュード

$\alpha_{\max}$ ：地表面における設計用水平加速度

g ：重力加速度

σ_z ：検討深さにおける全土被り圧（鉛直全応力）

γ_d ：地盤が剛体でないことによる低減係数

$\gamma_d = 1 - 0.015z$　z　はメートル単位で表した地表面からの検討深さ

液状化抵抗比は、対応深度の補正 N値（N_a）を用いて、図 5.6.3.1-1 中の限界せん断ひずみ曲線 5%から求める。また、対応深度の補正 N値（N_a）は、次式から求める。

$$N_a = N_1 + \Delta N_f \qquad (5.6.3.1\text{-}3)$$

ここに、

$N_1 = C_N \bullet N$

$C_N = \sqrt{98/\sigma_z'}$　拘束圧に関する換算係数

ΔN_f ：細粒分含有率 FC に応じた補正 N値増分、図 5.6.3.1-2 による。

N_1 ：換算 N値

N ：標準貫入試験による N値

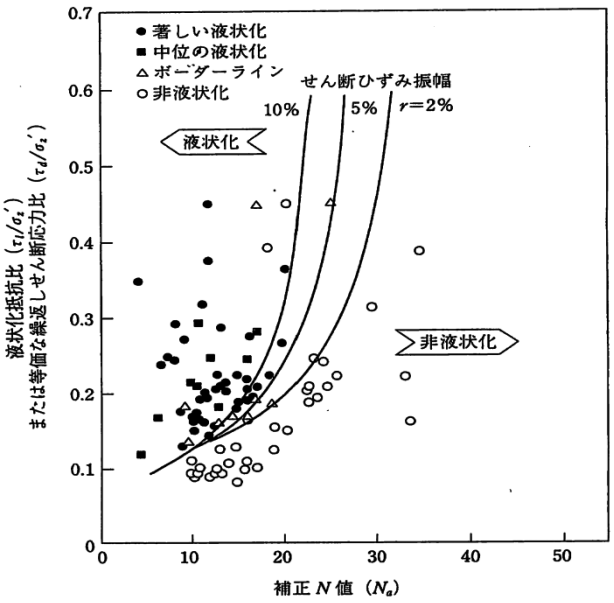


図 5.6.3.1-1　補正 N値と液状化抵抗、動的せん断ひずみの関係 [5.6-11)]

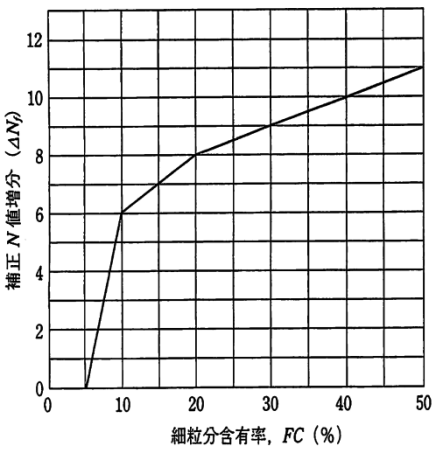


図 5.6.3.1-2　細粒分含有率と N値の補正係数 [5.6-11)]

東北地方太平洋沖地震において観測された地震波は、これまでに観測された地震波と比較して継続時間が長いことが特徴である。一般に地震波の加速度レベルが大きくなると、また、繰り返し回数が多くなると入力されるエネルギー量が大きくなり液状化発生の可能性が高くなると考えられる。

液状化発生に対する安全率F_lを計算する場合に用いる繰返しせん断応力比を計算する式中には、等価の繰返し回数に関する補正係数γ_nがマグニチュードMに関係づけて考慮されているが、これまで経験し、想定されてきた地震の最大マグニチュードは7ー8 レベルであり、今回の地震のような巨大地震（マグニチュード 9）に対しての適用性が確かめられていないことから、これを確認しておく必要がある。また、今回の地震では、細粒分含有率の高い土が液状化した可能性があること、本震から 29 分後の余震およびその間の圧密（過剰間隙水圧の消散）が地表面沈下量を増大させた可能性があることから、これらの影響の考慮の仕方についても、検討の余地が残されている。

5.6.3.2 地震マグニチュードと等価繰り返し回数の関係

(a) 千葉港鉛直アレイの1次元有効応力解析

この地点では、地表および深度37.8mに地震計が設置されており、本震・余震を含む多くの同時観測記録[5.6-9)]が得られている。また、地盤調査報告書[5.6-12)]によれば、この地点の深度8.0-9.1m（細砂層の中部）から採取した不撹乱試料に対して、動的三軸による液状化強度試験が行われている。そこで、1次元有効応力解析に先立ち、解析に用いる構成則（社本・張モデル）[5.6-13)~15)]が液状化強度試験の結果[5.6-12)]を説明できるよう、構成則の液状化に関するパラメタを試行錯誤により調節した（図5.6.3.2-1）。この際、拘束圧など他のパラメタは、液状化強度試験[5.6-12)]で用いられた条件に基づいて設定した。

調節された液状化パラメタおよび文献5.6-12の地盤データに基づいて、表5.6.3.2-1の解析地盤モデルを設定した。ここで、土のせん断応力ーひずみ関係は修正Ramberg-Osgoodモデル[5.6-16)、5.6-17)]を用いることとし、これを前提に、規準ひずみ$\gamma_{0.5}$と最大減衰定数h_{max}の値を設定している。また、規準ひずみは、平均有効拘束圧98kPaにおける値で、埋土・砂質土では拘束圧依存性を考慮する。$\log\Delta R/\log\Delta N$は、液状化強度曲線の両対数軸上の勾配で、砂質土の場合、-0.1～-0.25程度の値をとる[5.6-13)]。なお、地下水位の設定および液状化対象層の判断は、ボーリング（無水堀り）孔内水位およびP波速度の値（1.5km/sを超えるか）、細粒分含有率F_Cの値（35%未満か）によった。

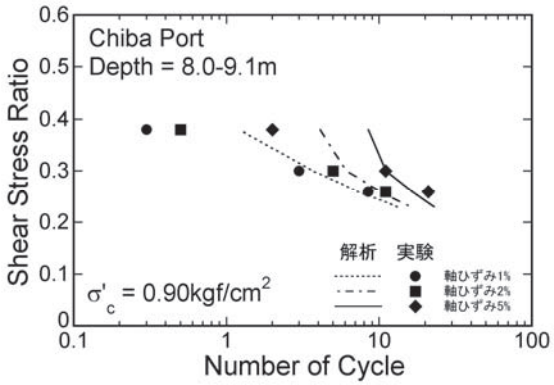


図5.6.3.2-1 液状化強度曲線のフィッティング（千葉港）

表5.6.3.2-1 千葉港の有効応力解析地盤モデル

地下水位2.15m（ただし3.40m以浅は不飽和／非液状化層）

層厚 (m)	単位体積重量 (t/m^3)	S波速度 V_{S0} (m/s)	土質	平均 N値	細粒分含有率 F_C	規準ひずみ $\gamma_{0.5}$	最大減衰定数 h_{max}	液状化強度 R_{20}	$\log\Delta R/\log\Delta N$	破壊角（度）	変相角（度）	相対密度 D_r	最大間隙比 e_{max}	最小間隙比 e_{min}
1.50	1.80	120	埋土			4.E-04	0 22							
1.90	1.80	120	細砂			5.E-04	0 24							
1.13	1.80	220	細砂	13.0	0.065	5.E-04	0 24	0.30	-0.15	39	35	0.70	1.10	0.65
1.13	1.80	220	細砂	23.0	0.043	5.E-04	0 24	0.60	-0.15	40	36	0.85	1.10	0.65
1.13	1.80	220	細砂	21.0	0.070	5.E-04	0 24	0 50	-0.15	40	36	0.85	1.10	0.65
1.13	1.80	220	細砂	21.0	0.104	5.E-04	0.24	0.65	-0.15	40	36	0.85	1.20	0.70
0.95	1.80	200	細砂	7.0	0.106	5.E-04	0 24	0.24	-0.15	32	29	0.60	1.20	0.70
0.95	1.80	200	細砂	8.0	0.093	5.E-04	0 24	0 24	-0.15	33	30	0.60	1.20	0.70
0.95	1.80	200	細砂	5.0	0.116	5.E-04	0 24	0 22	-0.15	30	27	0.55	1.20	0.70
0.95	1.80	200	細砂	3.0	0.210	5.E-04	0.24	0 22	-0.15	28	25	0.55	1.40	0.75
1.20	1.60	120	シルト質細砂	1.0	0.441	8.E-04	0 22							
1.60	1.60	120	シルト			1.E-03	0 21							
3.00	1.60	120	粘土			2.E-03	0 20							
8.10	1.80	290	細砂			5.E-04	0 24							
4.30	1.60	210	粘土			2.E-03	0 20							
7.92	1.90	420	細砂			5.E-04	0 24							
–	1.90	420												

表 5.6.3.2-1 の地盤モデルを対象に、深度 37.8m で得られた本震記録 NS、EW 成分[5.6-9)]を入力として、それぞれ 1 次元有効応力解析[5.6-13)~15)]を行った。対象地盤の多質点系モデルへの置換は、S 波に対して 10Hz 以下の周波数成分を表現できるよう行い、モデルの底面は剛基盤とした。解析は非排水条件で行い、減衰は初期剛性比例型（1 次固有モードの減衰定数 0.1%）とし、数値積分には Newmark の β 法（β= 1/4、時間間隔は 1/1000 秒以下で、地盤各層のせん断ひずみ増分が 10^{-6} を超えないよう細分割）を用いた。

解析で得られた地表加速度波形を観測記録[5.6-9)]と比較して図 5.6.3.2-2 に示す。また、地盤の最大変位、最大せん断ひずみ、過剰間隙水圧比の深さ方向分布を図 5.6.3.2-3 に示す。図から、解析結果は観測記録と良く対応している。また、過剰間隙水圧比は、細砂層の下部で 0.1-0.2 程度までしか上昇せず、液状化の発生に至らない。このことは、この地点の地表で液状化の痕跡が見られなかったことと整合している。

図 5.6.3.2-4 は、過剰間隙水圧比が最も上昇した地層の水圧比の時刻歴である。図 5.6.3.2-2 との比較から、主要動の前半（時刻 60-90 秒）では、加速度振幅の増大とともに水圧が徐々に上昇するが、加速度振幅が減少に転じる時刻（時刻 90-100 秒）以降では、水圧の上昇が止まっている。

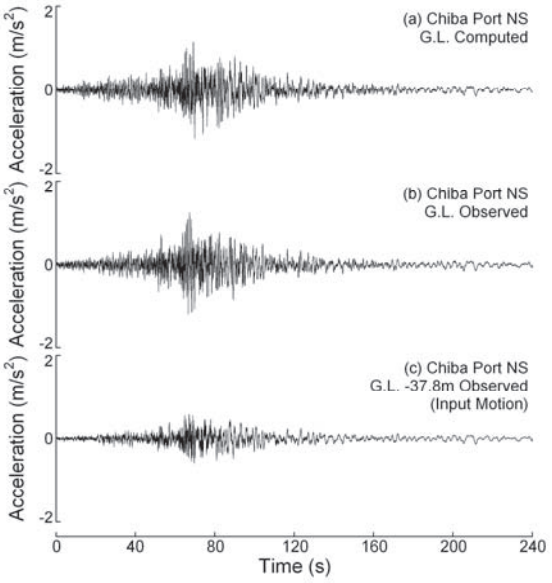


図 5.6.3.2-2 有効応力解析結果と本震記録の比較（千葉港）

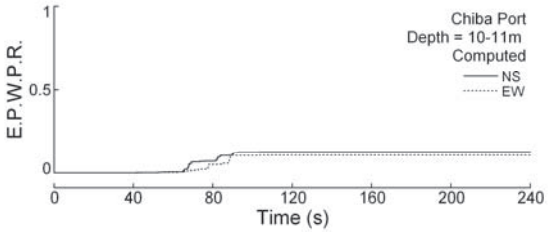


図 5.6.3.2-4 有効応力解析による本震時の過剰間隙水圧比の時刻歴 （千葉港、深度 10-11m）

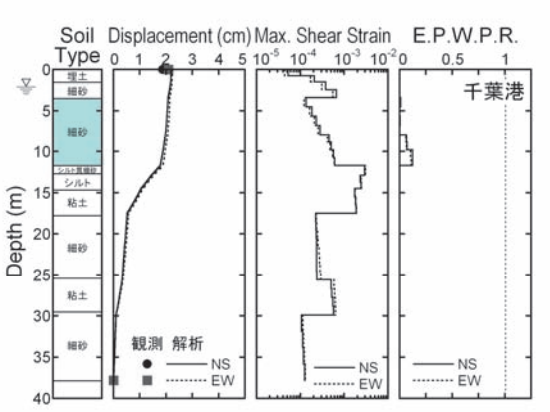


図 5.6.3.2-3 有効応力解析による本震時の地盤応答（千葉港）

(b) 夢の島鉛直アレイの 1 次元有効応力解析

この地点では、深度 1.1m、18.3m、89.5m に地震計が設置されており、東北地方太平洋沖地震および千葉県東方沖地震（1987 年）の本震記録[5.6-18)、5.6-19)]が得られている。また，文献 5.6-19 によれば、深度 6.5m（砂層の上部）から採取した不撹乱試料に対して、動的三軸による液状化強度試験が行われている。そこで、千葉港の場合と同様、有効応力解析に先立ち、用いる構成則[5.6-13)～15)]が液状化強度試験の結果[5.6-19)]を説明できるよう、構成則の液状化に関するパラメタを試行錯誤により調節した（図 5.6.3.2-5）。

調節された液状化パラメタおよび文献 5.6-19 の地盤データに基づいて、表 5.6.3.2-2 の解析地盤モデルを設定し、深度89.5mで得られた東北地方太平洋沖地震および千葉県東方沖地震の本震記録NS、EW 成分[5.6-18)、5.6-19)]を入力として、千葉港の場合と同様、それぞれ 1 次元有効応力解析[5.6-13)～15)]を行った。なお、地下水位は、文献 5.6-19 に記載の値（6.2m）とした。

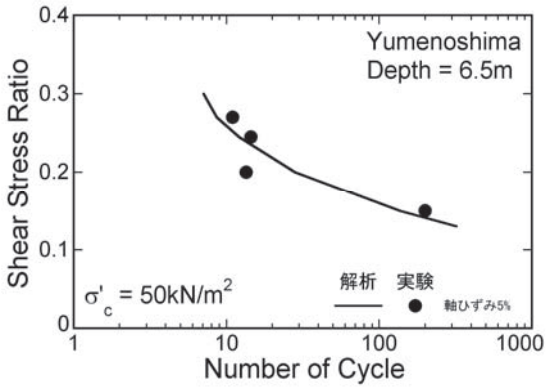


図 5.6.3.2-5　液状化強度曲線のフィッティング（夢の島）

表 5.6.3.2-2　夢の島の有効応力解析地盤モデル

地下水位 6.2m

層厚 (m)	単位体積重量 (t/m^3)	S波速度 V_{S0} (m/s)	土質	平均 N 値	細粒分含有率 F_C	規準ひずみ $\gamma_{0.5}$	最大減衰定数 h_{max}	液状化強度 R_{20}	logΔR / logΔN	破壊角（度）	変相角（度）	相対密度 D_r	最大間隙比 e_{max}	最小間隙比 e_{min}
1.10	1.80	230	砂質シルト			8.E-04	0 23							
4.30	1.80	230	砂質シルト			8.E-04	0 23							
0.80	1.91	130	細砂			5.E-04	0 24							
2.80	1.91	130	細砂	19.0	0.170	5.E-04	0 24	0 22	-0.17	39	35	0.80	1.34	0.74
2.30	1.82	170	細砂	20.0	0.070	5.E-04	0 24	0 22	-0.17	38	34	0.70	1.14	0.66
2.40	1.82	170	細砂	21.0	0.100	5.E-04	0 24	0 22	-0.17	38	34	0.75	1.20	0.68
1.70	1.82	220	シルト質細砂	10.0	0.330	8.E-04	0 23	0.22	-0.17	33	30	0.65	1.66	0.86
4.60	1.82	220	シルト質細砂	11.0	0.330	8.E-04	0 23	0.22	-0.17	33	30	0.65	1.66	0.86
6.00	1.70	150	シルト質粘土			1.E-03	0 21							
14.00	1.50	150	シルト質粘土			1.E-03	0 21							
4.20	1.50	170	シルト質粘土			1.E-03	0 21							
1.30	1.87	250	シルト質細砂			8.E-04	0 23							
4.70	1.69	250	シルト			1.E-03	0 22							
9.30	2.10	560	砂礫			弾性	弾性							
14.30	1.87	330	砂礫			弾性	弾性							
9.80	1.79	330	砂質シルト			弾性	弾性							
5.90	2.10	560	砂礫			弾性	弾性							
−	2.10	560												

東北地方太平洋沖地震に対する解析結果を図 5.6.3.2-6、7 に、千葉県東方沖地震に対するそれを図 5.6.3.2-8、9 に示す。これらの図から、東北地方太平洋沖地震の地震動の振幅と継続時間および地盤応答は、千葉県東方沖地震のそれらの 2-3 倍程度であることが分かる。また、いずれの地震におい

ても、解析結果は観測記録と良く対応している。

図 5.6.3.2-7、9 において、過剰間隙水圧は、深度 6-20m の細砂層で発生するが、水圧比の最大値は、東北地方太平洋沖地震では 0.1-0.2 程度、千葉県東方沖地震では 0.1 未満となっており、いずれも液状化の発生に至らない。このことは、いずれの地震においても、この地点の地表で液状化の痕跡が見られなかったことと整合している。ここで、文献 5.6-19 によれば、千葉県東方沖地震時（1987 年）には、深度 7、10、13m に設置された間隙水圧計の記録が得られている。このとき観測された過剰間隙水圧比の最大値は 0.062-0.14 で[5.6-19]、解析値（0.1 未満、図 5.6.3.2-9）は実測値と概ね対応している。東北地方太平洋沖地震時（2011 年）には、間隙水圧計に関する情報は見あたらない。

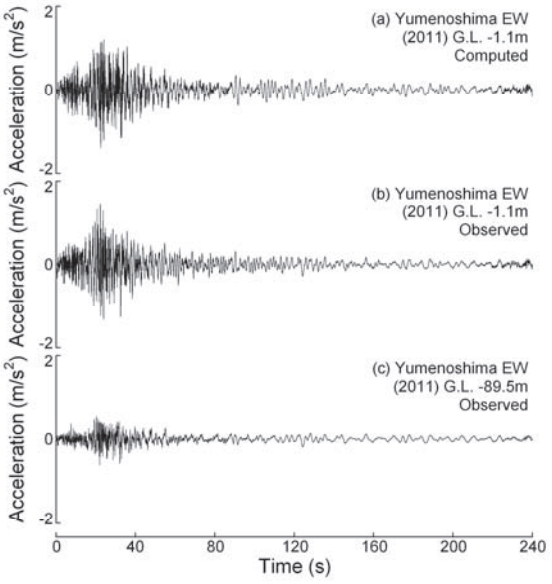


図 5.6.3.2-6 有効応力解析結果と観測記録の比較（夢の島）（東北地方太平洋沖地震）

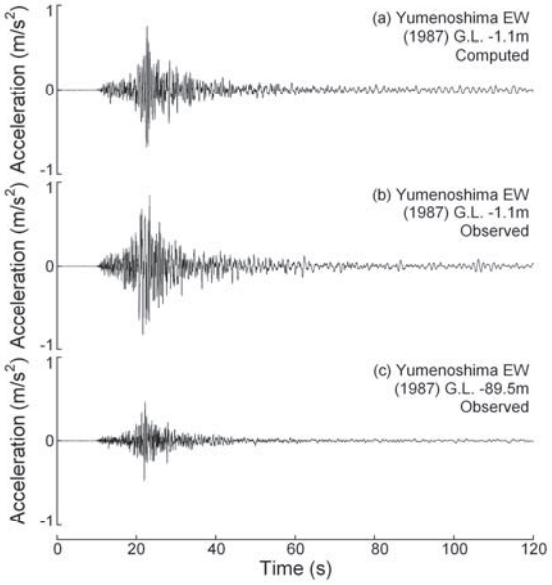


図 5.6.3.2-8 有効応力解析結果と観測記録の比較（夢の島）（千葉県東方沖地震）

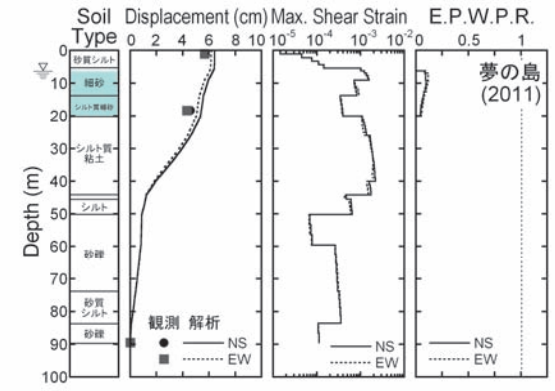


図 5.6.3.2-7 有効応力解析による最大地盤応答（夢の島）（東北地方太平洋沖地震）

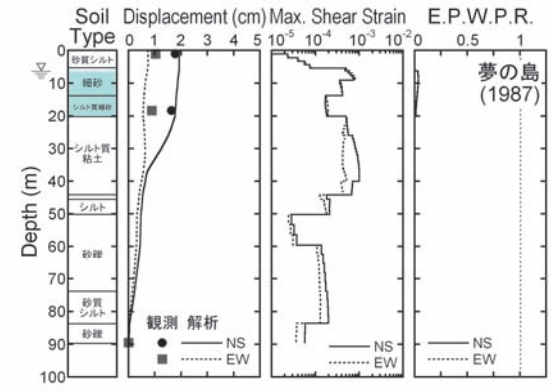


図 5.6.3.2-9 有効応力解析による最大地盤応答（夢の島）（千葉県東方沖地震）

(c) 液状化に関する地震動の等価繰り返し回数

吉見の教科書(文献5.6-20)によれば、液状化に関する地震動の等価繰り返し回数N_{eq}は、(5.6.3.2-1)式で算定される。

$$N_{eq} = \frac{1}{2} N_{ef} \sum N_{if}^{-1} \qquad (5.6.3.2\text{-}1)$$

ここに、N_{if}は、せん断応力の時刻歴において、i 番目の半サイクルの最大振幅τ_iに対応する液状化に至る繰り返し回数、N_{ef}は、等価せん断応力振幅τ_e (= 0.65×τ_{max}) に対応する液状化に至る繰り返し回数である。液状化強度曲線の両対数軸上の勾配 $\log \Delta R / \log \Delta N$ を定数 (= C) とすれば、(5.6.3.2-1)式は(5.6.3.2-2)式に変形できる。

$$N_{eq} = \frac{1}{2} \tau_e^{\frac{1}{C}} \sum \tau_i^{-\frac{1}{C}} \qquad (5.6.3.2\text{-}2)$$

すなわち、地盤の地震応答解析結果から、各層の応答せん断応力の時刻歴と設定した液状化強度曲線を用いてN_{eq}を容易に算定できる。

図 5.6.3.2-10～12 は、(a)千葉港と(b)夢の島の 1 次元有効応力解析結果および文献 5.6-21 で実施した神戸市ポートアイランドの有効応力解析結果から、(5.6.3.2-2)式により算定した各地点・地震における液状化に関する等価せん断応力比と等価繰り返し回数の関係を示している。表 5.6.3.2-3 は、これらの関係について、大凡のまとめを試みたものである。

図 5.6.3.2-10、11 から、千葉港・夢の島いずれの事例も液状化に至らないので、解析結果は液状化強度曲線の下側に位置している。一方、図 5.6.3.2-12 (神戸) では、液状化が発生しているので、解析結果は液状化強度曲線の上側に位置している。これらの図と表 5.6.3.2-3 から、次の点が指摘される。

- 東北地方太平洋沖地震における千葉港および夢の島の液状化に関する地震動の等価繰り返し回数は 20-60 程度で、千葉県東方沖地震におけるそれの 2 倍程度と推察される。ただし、いずれの地点・地震でも、等価せん断応力比が小さく、液状化強度曲線を下回ったため、液状化に至らなかった。
- 兵庫県南部地震における神戸市ポートアイランドの液状化に関する地震動の等価繰り返し回数は 5-10 程度で、今回の地震における千葉港および夢の島のそれの 1/4-1/6 程度と推察される。
- なお、図 5.6.3.2-10 において、千葉港の解析で用いた液状化強度曲線は、当該地震動の等価繰り返し回数 (20-50 回) の範囲では、室内試験データがなく、これらを外挿して仮定されたものであることに注意を要する。

図 5.6.3.2-13 は、表 5.6.3.2-3 に基づいて、地震のマグニチュード M と液状化に関する地震動の等価繰り返し回数 N_{eq} の関係について、基礎指針等で用いられている既往の提案 [5.6-20)、5.6-23)] との対応を示している。ここで、既往の提案 [5.6-20)、5.6-23)] では、M < 8.5 の範囲 (灰色実線) が示されており、同図の M > 8.5 の範囲 (灰色点線) は、その外挿である。図から、本項の解析で得られた M -N_{eq} 関係は、既往の提案およびその外挿による値と、大きな矛盾がないように見える。ただし、N_{eq}は Mだけから決まるものではなく、補正 N 値 (地盤の拘束圧) などにも依存する。このため、図 5.6.3.2-13 は直ちに、現行の基礎指針の等価繰り返し回数に関する補正係数γ_n (= 0.1(M -1)) [5.6-11)] の妥当性を十分に示すものではなく、今後さらに多面的な検討が必要と考えられる。

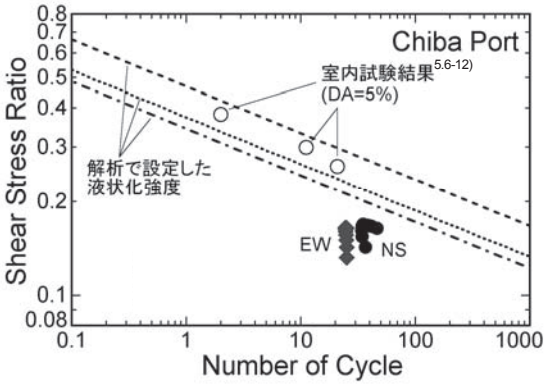


図 5.6.3.2-10 有効応力解析から推定した液状化に関する等価せん断応力比と等価繰り返し回数の関係（千葉港：2011 年東北地方太平洋沖地震）

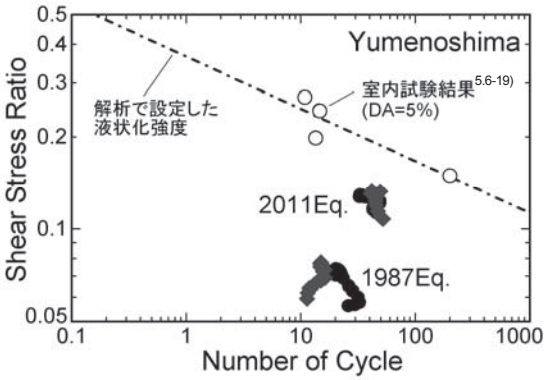


図 5.6.3.2-11 有効応力解析から推定した液状化に関する等価せん断応力比と等価繰り返し回数の関係（夢の島：2011 年東北地方太平洋沖地震および 1987 年千葉県東方沖地震）

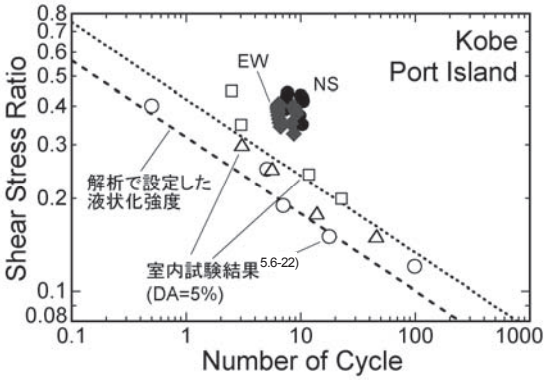


図 5.6.3.2-12 有効応力解析から推定した液状化に関する等価せん断応力比と等価繰り返し回数の関係（神戸市ポートアイランド：1995 年兵庫県南部地震）

表 5.6.3.2-3 液状化に関する等価せん断応力比と等価繰り返し回数の関係（推定結果の大凡のまとめ）

地震	地点	等価繰り返し回数	等価せん断応力比
2011年東北地方太平洋沖地震（M_w = 9.0）	千葉港	20-50	0.12-0.18
	夢の島	30-60	0.10-0.15
1987年千葉県東方沖地震（M_j = 6.7）	夢の島	10-30	0.05-0.08
1995年兵庫県南部地震（M_w = 6.9）	神戸市ポートアイランド	5-10	0.3-0.5

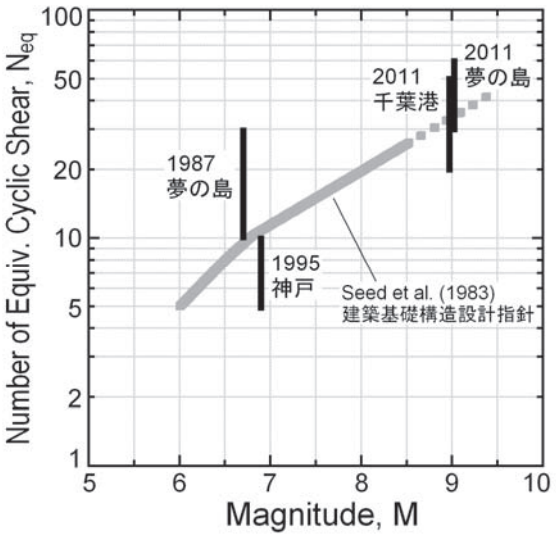


図 5.6.3.2-13 地震のマグニチュードと液状化に関する地震動の等価繰り返し回数の関係（推定結果の大凡のまとめと既往の提案との対応）

5.6.4 まとめ

本節では、東北地方太平洋沖地震における東京湾岸部の液状化被害を主な事例として、限られた情報の範囲ではあるが、ケーススタディ的な分析を試みた。結果の要点は、以下のようにまとめられる。

1) 今回の地震における東京湾岸部の地震波形記録は、過去の液状化地盤上のそれに比べて、格段に継続時間が長い。また、液状化発生時刻の前後で、波形の様相（振幅や周期）が大きく異なっている。
2) 液状化による噴水・噴砂の発生および沈静化の状況を把握する上で、浦安市の防犯カメラの記録映像は貴重かつ有用な資料である。
3) 今回の地震における千葉港および夢の島の液状化に関する地震動の等価繰り返し回数は 20-60 程度で、1987 年千葉県東方沖地震におけるそれの 2 倍程度と推察される。ただし、いずれの地点・地震でも、等価せん断応力比が小さく、液状化強度曲線を下回ったため、液状化に至らなかった。
4) 1995 年兵庫県南部地震における神戸市ポートアイランドの液状化に関する地震動の等価繰り返し回数は5-10程度で、今回の地震における千葉港および夢の島のそれの1/4-1/6程度と推察される。
5) 本節の解析で用いた千葉港の液状化強度曲線は、当該地震動の等価繰り返し回数（20-50 回）の範囲では、室内試験データがなく、これらを外挿して仮定されたものであることに注意を要する。
6) 本節の解析で得られた地震のマグニチュードと液状化に関する地震動の等価繰り返し回数の関係は、既往の提案（外挿を含む）と大きな矛盾がないように見える。ただし、今後、さらに多面的な検討が必要である。

謝辞

千葉港鉛直アレイ強震観測点の地盤調査報告書[5.6-12)]は、独立行政法人港湾空港技術研究所よりご提供いただいた。記して謝意を示す。

参考文献

5.6-1) 千葉県環境研究センター：http://www.wit.pref.chiba.lg.jp/
5.6-2) 安田進, 原田健二：東京湾岸における液状化被害, 地盤工学会誌, Vol. 59, No. 7, pp. 38-41, 2011.
5.6-3) 時松孝次, 田村修次, 鈴木比呂子, 勝間田幸太：2011 年東北地方太平洋沖地震における地盤災害, 地震工学研究レポート, No. 118, pp. 21-47, 東京工業大学都市地震工学センター, 2011.
5.6-4) 日本建築学会：2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報, 3.4 節, 4.5 節, 6.7 節, 2011.
5.6-5) 国土交通省関東地方整備局, 地盤工学会：東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明 報告書, 65pp, 2011.
5.6-6) 国土技術政策総合研究所資料第 636 号, 建築研究資料第 132 号：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震調査研究（速報）（東日本大震災）, 5.5 宅地地盤・基礎の被害, pp. 5.5-1-41, 2011.
5.6-7) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会：http://www.city.urayasu.chiba.jp/
5.6-8) 防災科学技術研究所強震観測網(K-NET, KiK-net)http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/
5.6-9) 国土交通省港湾局港湾地域強震観測（港湾空港技術研究所地盤・構造部）http://www.eq.pari.go.jp/kyosin/

5.6-10) 日本建築学会兵庫県南部地震特別研究委員会特定研究課題 1-SWG1, 1995 年兵庫県南部地震強震記録資料集, 日本建築学会, 265pp, 1995.
5.6-11) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, pp. 61-72, 2001.
5.6-12) 運輸省第二港湾建設局千葉港湾工事事務所：平成 9 年度千葉港土質調査報告書, 1997.
5.6-13) 社本康広, 時松孝次, 有泉浩蔵：一次元有効応力解析の実地盤に対する適用性, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 433, pp. 113-119, 1992.
5.6-14) Zhang, J. M., Y. Shamoto, and K. Tokimatsu: Moving Critical and Phase-Transformation Stress State Lines of Saturated Sand during Undrained Cyclic Shear, Soils and Foundations, Vol. 37, No. 2, pp. 51-59, 1997.
5.6-15) Shamoto, Y., J. M. Zhang, and S. Goto: Mechanism of Large Post-Liquefaction Deformation in Saturated Sand, Soils and Foundations, Vol. 37, No. 2, pp. 71-80, 1997.
5.6-16) Jennings, P. C.: Periodic Response of a General Yielding Structure, ASCE, Vol. 90, No. EM2, pp. 131-166, 1946.
5.6-17) 龍岡文夫, 福島伸二：砂のランダム繰り返し入力に対する応力ーひずみ関係のモデル化について (I), 生産研究, 1978.
5.6-18) 東京都港湾局地震観測所で観測した地震動：
http://www.kouwan.metro.tokyo.jp/business/kisojoho/jishindou.html
5.6-19) Ishihara, K., T. Muroi, and I. Towhata: In-Situ Pore Water Pressures and Ground Motions during The 1987 Chiba-Toho-Oki Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 29, No. 4, pp. 75-90, 1989.
5.6-20) 吉見吉昭：砂地盤の液状化（第 2 版）, 技報堂出版, 182pp, 1991.
5.6-21) 新井洋, 林康裕, 井上和歌子, 中井正一, 飯場正紀：液状化を考慮した簡便な地震動増幅率評価法, シンポジウム 内陸地震に対して構造設計者はどう対応すればよいか？「地震荷重と構造設計」, 日本建築学会近畿支部 耐震構造研究部会, pp. 19-26, 2009.
5.6-22) Hatanaka, M., A. Uchida, and J. Ohara: Liquefaction Characteristics of A Gravelly Fill Liquefied during The 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 37, No. 3, pp. 107-115, 1997.
5.6-23) Seed, H. B., I. M. Idriss, and I. Arango: Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data, J. Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482, 1983.

5.7 非構造部材

5.7.1 はじめに

東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）による非構造部材の被害調査は、各地域における建築物の地震動による被害の概要調査と、茨城県内の学校体育館を中心とした地震動による建築物等の被害概要調査、に伴って実施した。前者は、事務所建築物について外部から目視調査ができる非構造部材を主対象とした調査であり、外壁、ガラス、窓等の被害について調査を行った。後者は、学校体育館について外部からの目視調査および内部に入っての内観調査を行ったものであり、外壁、ガラス、窓等の外部から目視調査を行える非構造部材に加えて、天井、内壁等の内部の非構造部材についての調査も行った。

国土技術政策総合研究所及び建築研究所による調査の速報[5.7-1)]では、宮城県、福島県、茨城県の３県において概要調査を実施した建築物の内、層崩壊などの被害を生じていない建築物を主な対象として、各種の非構造部材の被害概要について、個別の事例に基づいて記述している。本節では非構造部材の地震被害について更に分析を行うために、事例数のまとまっている学校体育館について、天井とガラスを対象として分析を行うものである。なお、学校体育館を中心とした被害調査とその分析結果については本報告書の 5.3 に記載されているので参照されたい。

以下で報告する天井落下に関しては、国土交通本省住宅局と連携して、平成 23 年度建築基準整備促進事業において「41. 地震被害を踏まえた非構造部材の基準の整備に資する検討」という課題を設け、大空間建築物における天井落下対策に関する検討を進めている段階であるため、ここでは被害調査の概要を紹介するにとどめている。

5.7.2 天井の被害

被害を受けた体育館の天井として、木下地天井、在来工法による天井、システム天井、あるいは、波板の鋼板を天井とするものなど様々なものが使用されているのを確認している。被害の程度も、端部が破損する程度のものから全面的に脱落するものまで様々な程度のものを確認した。「体育館」の中には格技場なども含まれており、整理・検討を行うにあたり「屋内運動場」で天井の設置されているものを対象に、設計基準（1981 年以前の旧耐震基準（以下、旧耐震基準）によるものか、1981 年以後のいわゆる現行耐震基準（以下、現行耐震基準）によるものか)、天井種類（木下地天井、在来工法による天井、システム天井）によって分類し、構造体の被災状況と合わせて被害について分析を行った。

調査を行った屋内運動場について整理すると、表 5.7-1 のようになる。木下地天井は旧耐震基準体育館に、システム天井は現行耐震基準体育館にそれぞれ設置されており、在来工法による天井はどちらにも設置されている。

表 5.7-1 調査対象の屋内運動場の設計基準ごとの天井仕様の分類

天井種類 / 設計基準	木下地天井	在来工法による天井	システム天井
旧耐震基準	3(3)	13(9)	0
現行耐震基準	0	7(4)	11(11)

※(　)内は被害報告のあったものの棟数

（１）木下地天井の被害

木下地天井３件の被害は、天井板・下地ともに全面的に脱落したものが１件（写真 5.7-1)、天井の端部で損傷したものが２件である。5.3 で構造骨組に関する被災度区分が判定Ｖｓと判定されたものが２棟あるが、その内の１件が写真 5.7-1 の事例であり、ギャラリーにある張間方向のラチス柱 14 本の内６本で柱を構成する斜材の座屈が確認されるなど、構造体に大きな損傷を生じている。構造骨組が被災度区分でＶｓ と判定されたもう一方の事例は、桁行ブレースについて交差部および端部でのボルト破断、ブレースの座屈などが見られたものの、天井端部が破損する程度に留まっている。



写真 5.7-1　木下地天井の脱落被害



写真 5.7-2　在来工法による天井の脱落被害

（２）在来工法による天井の被害

屋内運動場に設置された天井の地震被害について、表 5.7-2 は旧耐震基準のもの、表 5.7-3 は現行耐震基準のものについてそれぞれ整理した。いずれにおいても、構造骨組の被災度区分と天井の間に明確な関係性は確認されない。天井板と下地がともに脱落した比較的程度の大きな被害事例（写真 5.7-2）においては、屋根ブレースの破断が確認されている。

表 5.7-2　旧耐震基準屋内運動場における在来工法による天井の被害

天井被害程度 / 構造躯体の被災度区分	天井板・下地落下	天井端部等損傷	その他被害	被害なし
Ⅱｓ				1
Ⅰｓ	1	2	1	2
Ｏｓ		3	2	1

表 5.7-3　現行耐震基準屋内運動場における在来工法による天井の被害

天井被害程度 / 構造骨組の被災度区分	天井板・下地落下	天井端部等損傷	その他被害	被害なし
Ⅱｓ		1		
Ⅰｓ				
Ｏｓ		2	1	3

（３）システム天井の被害

システム天井は被害の有無に関わらず、現行耐震基準の屋内運動場で使用されているのが確認された。表 5.7-4 を見ると、構造骨組の被災度区分が大きくなるに従って天井の被害程度が大きくなる傾向にある。天井板と下地が脱落した２棟はいずれも、妻壁と屋根接続部でのボルト抜け出しやコンクリート剥落が確認されている（写真 5.7-3)。また、屋根支承部のコンクリート剥落が確認されているものはシステム天井を設置した屋内運動場では他に２棟あり、いずれにおいても、グラスウールが多数脱落しており（写真 5.7-4)、屋根支承部の損傷程度がシステム天井の被害の程度に影響を与えていることが考えられる。

表 5.7-4　現行耐震基準屋内運動場におけるシステム天井の被害

天井被害程度 / 構造骨組の被災度区分	天井板・下地落下	天井板落下	その他被害
Ⅱs	2		
Ⅰs		2	
Ｏs		6	1



写真 5.7-3　天井板・下地材が脱落した被害



写真 5.7-4　天井板のみ全面的に脱落した被害

以上、天井種類毎に、構造体被害の程度と天井被害の程度について検討した。システム天井の被害については構造骨組の被災度区分に従って天井被害の程度が大きくなるという傾向が確認されたものの、木下地天井や在来工法による天井については明確な関係性は確認できなかった。また、いずれの天井種類においても、天井の被害程度が大きい場合に、構造体や、天井の吊り元である屋根の水平ブレースあるいは支承部に目立った損傷が確認された。

5.7.3　ガラスの被害

本項では、屋内運動場におけるガラス被害について、耐震基準（旧耐震基準によるものか現行耐震基準によるものか）によって分類し、被害程度について整理・検討する。ガラス被害は地震後に早急に復旧されることが多く、現地ヒアリング等により被害枚数等の情報を追加する場合もある。このためここではガラスの被害程度を枚数で区分するにあたり、被害が４枚以上の場合もしくはヒアリング等

で“多数”と確認されたものを１つの区分とし、被害が３枚以下の場合もしくはヒアリング等で“数枚”と確認されたものをもう１つの区分とした。

東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）によるガラスの被害程度について、表 5.7-5 は旧耐震基準のもの、表 5.7-6 は現行耐震基準のものについてそれぞれ整理した。いずれも構造骨組の被災度区分が大きくなるほどガラス被害の程度が大きくなる、という傾向は確認されない。旧耐震基準屋内運動場を見ると、構造骨組の被災度区分がOs であるものでも８棟中３棟で多数のガラス被害を生じている。現行耐震基準の屋内運動場については、構造骨組の被災度区分がOs のものについて、ガラス被害なしの割合が顕著に大きいことが分かる。ガラスの破損を生じているものが３棟あるが、被害状況が確認できた２棟は両方とも網入りガラスが破損していた。

表 5.7-5　旧耐震基準屋内運動場のガラス被害

ガラス破損枚数 / 構造骨組の被災度区分	多数（4枚以上）	数枚（3枚以内）	なし
Ⅴs	2(1)		2
Ⅱs		1	
Ⅰs	10(4)	4	5
Ｏs	3(1)	1	4(1)

※( )内は硬化性パテどめガラスのある棟数

表 5.7-6　現行耐震基準屋内運動場のガラス被害

ガラス破損枚数 / 構造骨組の被災度区分	多数（4枚以上）	数枚（3枚以内）	なし
Ⅴs			
Ⅱs	2		3
Ⅰs		1	3
Ｏs	1	2	15

ガラスのとめ付け方法による被害程度の違いを確認する。旧耐震基準の全 32 棟では、ガラスを硬化性パテどめとしたものは７棟あり、その内の６棟、割合にして８割強で多数のガラス破損を生じている。残りの 25 棟については９棟、割合にして４割弱で多数のガラス破損を生じており、グレイジングガスケットを用いたガラスの方が被害は小さくなることが分かる。一方で現行耐震基準では、多数のガラスの破損を生じたものは全 27 棟の内３棟の１割強であり、被害は更に少なくなっていることが確認される。

5.7.4　まとめ

速報で既にまとめた内容と合わせて、東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）による非構造部材の被害について以下のようにまとめる。

・外装材・帳壁については、損傷した RC 造壁の外壁タイルの剥落、ラスモルタル外壁の脱落、挿入筋構法による ALC パネル外壁の脱落等が多く確認された。
・開口部のガラスについては、硬化性パテどめしたはめ殺し窓のみならず、グレイジングガスケットを用いたガラス、ガラススクリーン工法のガラスの被害も確認された。屋内運動場について耐震基準により被害の傾向を見たところ、旧耐震基準によるものの方が現行耐震基準によるものよりも被害程度が大きくなる傾向にあることが確認された。
・体育館等で被害を受けた天井は、木下地天井、在来工法による天井、システム天井、波板の鋼板を天井とするものなど様々で、損傷程度は、端部が破損する程度のものから全面的に脱落するものまで確認された。屋内運動場について、システム天井について構造骨組の被災度区分に従って天井の被害程度が大きくなる傾向が見られた。また、構造体や、天井の吊り元である屋根の水平ブレース

あるいは支承部に目立った損傷が確認された場合に、いずれの天井でも被害程度が大きくなる傾向が見られた。

・内装材については、体育館等のアリーナ部の内壁や舞台上部の内壁の破損・脱落が確認された。

・非構造部材の被害では、比較的古い構法によるものが多く被害を受けているのが確認された。また、比較的高所に設置された非構造部材の破損・落下も確認された。

参考文献

5.7-1）平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震調査研究（速報）、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 23 年 5 月

5.7-2）震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針、（財）日本建築防災協会、2002 年 8 月

5.8 まとめ

本章では、東北地方太平洋沖地震における地震動による各種構造の建築物、地盤の液状化および非構造部材の被害調査結果とその分析結果を示した。その結果をまとめると、以下のようになる。

（1）鉄筋コンクリート造建築物

東北地方太平洋沖地震による RC 造建築物の被害形態を分類し、1995 年兵庫県南部地震による被害分類と比較した。部材レベルの被害としては兵庫県南部地震で報告されたものとほぼ同じ被害が今回も発生したが、建築物の層レベルでの破壊は非常に少なく、特に現行耐震基準で設計された建築物でそのような被害は見られていない。今回確認された被害を技術基準の観点から見ると、その大部分に対しては、これまでの地震被害に基づく技術基準の見直し等により、対処されていると考えられる。

また、旧耐震基準で建設された被災 RC 造建築物 11 棟に対して詳細調査を実施し、確認された被害の概要及び傾向について考察した。短柱や耐力壁のせん断破壊のような重大な構造被害を受けた建築物もあれば、構造部材の損傷は比較的軽微であっても、非構造部材の被害やそれに伴う落下危険物の存在により、継続使用を見合わせたケースも確認された。既存建築物の地震時における機能維持のためには、耐震改修による構造安全性の確保だけでなく、非構造部材の損傷軽減の重要性が改めて示された。

併せて、詳細調査を実施した建築物の内の 3 棟に対して、静的漸増載荷解析および地震応答解析を実施した。短柱のせん断破壊により大きな被害を受けた建築物については、腰壁・垂れ壁に構造スリットを設けた場合についても解析を実施し、等価 1 自由度の応答が柱梁純フレーム構造物であれば十分靭性が期待できる層間変形角に収まることを確認した。原則として、耐震性が不十分な建築物に高い優先度を与えて耐震改修に取り組むべきであるが、工期、予算、耐用年数等の制約もあることから、一定以上の強度と靭性能が確認された純ラーメン建築物では、応急的に腰壁および垂れ壁に対する構造スリットを設ける工事を先行させ、短柱のせん断破壊を防止できれば地震被害の軽減に効果的であると考えられる。一方、偏心の大きな建築物について、耐力割増または偏心改善を行った建築物モデルを作成して地震応答解析を実施した結果、偏心改善モデルではねじれ挙動の改善が見られたものの、耐力割増モデルではそのような効果はあまり確認できなかった。限られた検討の範囲であるが、一般に偏心が大きな建築物に対しては、偏心の改善について検討することが推奨される。

（2）鉄骨造建築物

東北地方太平洋沖地震に対する茨城県内の学校体育館の被害の概要と被害形態等を示した。また、調査した体育館の被災度区分判定行い、それに基づく分析結果を示すとともに、被害を軽減するための対策等を述べた。

旧耐震基準の学校体育館の構造被害を 6 種に分類した。鉛直ブレース材の座屈、破断と接合部の破断およびラチス柱の斜材の座屈等、大破に分類される棟数は 4 棟であり、調査棟数に対する大破の被害率としては 1 割弱であった。2004 年新潟県中越地震における、旧耐震基準の体育館の大破の割合は 3 割程度であり、大破の被害率は今回の方が小さい。

一方、現行耐震基準の体育館では、妻壁と S 造屋根接続部や RC 柱と S 造屋根支承部など、RC 造柱と S 造屋根接続部分で、コンクリートの剥落やボルトの抜け出し等の構造被害が比較的多く観察された。現行耐震基準の体育館では、旧耐震基準に比べて小破以上の被害率が少なく、大破と判定されたものもなかったが、このような被害を軽減するための対策が必要である。

調査の範囲では、旧耐震基準の設計で耐震改修された体育館は、震度６弱以上では２棟のみであったが、これらはいずれも、軽微及び無被害の被害ランクであった。

体育館の非構造部材の被害に関しては、旧耐震基準の体育館では、天井、照明の脱落、外壁の脱落等、比較的大きな被害が観察された。天井が広範囲に脱落したものが４棟程度あった。また、現行耐震基準の体育館では、広範囲に脱落した天井の被害も含め、比較的多くの体育館で破損や脱落の被害が観察された。天井被害に関しては、旧耐震基準と現行耐震基準による大きな被害の差はないが、被災度Ⅱw 以上の比較的程度の大きな被害の割合は、現行耐震基準の方がやや多くなっていた。

Is 値と被災度の関係については、Is 値が小さいほど、大きな構造被害ランクになる傾向は見られた。一方で、非構造部材の被害については、被害程度の大きな区分であるⅢw とⅣw の被害は、Is 値が 0.1ー0.5 程度の範囲に分布し、Is 値が大きくても、非構造部材の被害が大きい場合があった。

（３）木造建築物

木造建築物の被害の概要調査、並びに被災木造建築物の詳細調査、壁量の検討、地震応答解析の結果を行った。その結果をまとめると以下となる。

地震動による被害は、宮城県大崎市、福島県須賀川市、栃木県那須郡那須町、茨城県常陸太田市、那珂市などで多く確認された。宮城県栗原市では、震度７を記録したにもかかわらず、過去に震度７を記録した地震での被害と比べて大きくなかった。造成宅地の地盤変状による被害では、宮城県仙台市、栃木県矢板市などで大きく、被害棟数もそれなりに多かった。屋根瓦の被害などは、地震が頻繁に発生する宮城県よりも、むしろ福島県、茨城県の方が多いという印象がある。そのほか、宮城県大崎市では、２階の残留変形が１階よりも大きい希有な被害例が複数確認された。

低湿地や水田を埋め立てたなどの宅地では、地盤変状が発生していなくても地震動が増幅した可能性があることが、宮城県栗原市、大崎市、栃木県那須町、茨城県常陸太田市、那珂市、常総市、龍ヶ崎市などで看取された。

被災した建築物の壁量等と被害状況を比較したが、今回の調査対象物件は一部を除いていずれも残留変形が小さく、壁量充足率や偏心率と残留変形の相関関係は明確ではなかった。また、地震応答解析を行った結果、JMA 古川三ケ日および K-NET 古川の入力に対して、木造住宅の壁量充足率が 1.0 より小さくなると急激に応答が増大し、1/10 rad を超えるものが見られた。一方、K-NET 石巻、K-NET 大宮の入力に対して、壁量充足率が 0.6 程度でも、最大応答変位が 1/10 rad を超えていない。地震応答解析結果と詳細調査による被害状況を比較すると、宮城県石巻市、茨城県那珂市、常陸太田市の被害状況は解析結果と概ね一致するが、古川市の被害状況は解析結果よりも被害が小さい。

（４）免震建築物

一般的な事務所建築（東北～関東）および戸建て住宅（宮城県）の免震建築物の調査の範囲では構造躯体の損傷は見られず、震度６弱を超える大地震に対しても、免震構造として十分な性能を発揮したものと考えられる。

観測記録を整理した範囲では、免震層下部の最大加速度は、福島県の建築物で最も大きく、続いて、宮城県、茨城県の順となり、東京都や神奈川県では小さかった。観測記録から計算した免震層の変位については、宮城県では円形に近い形状を、福島県では東西方向で特に大きくなる形状を描いた。免震層の原点からの最大変位は、福島県の建築物で最も大きく、24.5cm であった。地震時の免震層の変位軌跡を確認できるよう、罫書き式変位計が設置されたものが多数あり、それらの多くで 20cm 程度

の変位が確認できた。40㎝ 程度の大きな変位が記録されたものもあった。罫書き式変位計の設置は、免震層の応答性状を直接確認できるだけでなく、解析の妥当性の検証にも利用することが可能であり、非常に有効である。

免震と非免震の境界部分で、エキスパンションジョイントやその周辺のカバーが地震時の免震層の水平変形に追従できず、破損や脱落を生じたものがあった。表面に亀裂が発生した鉛ダンパーや表面の塗装の剥がれ・鋼材部分の残留変形は生じた鋼材ダンパーが確認された。これらの被害を防止するために必要な性能確認の手法や損傷等の早期発見のための維持管理の考え方が提案されており、参考にできる。

地震時室内挙動について居住者・利用者へのアンケート調査を実施したところ、非免震での室内被害は、業務の遂行に支障を来たすものとなったのに対し、免震では、家具の転倒等が無かったことなど室内被害が明らかに軽減されたことから、地震直後から業務を継続して行うことが可能であったことが確認された。

（５）地盤の液状化

東北地方太平洋沖地震における東京湾岸部の液状化地盤の性状を把握するために、ケーススタディ的な分析を試みた。

今回の地震における東京湾岸部の地震波形記録は、過去の液状化地盤上のそれに比べて、継続時間が非常に長く、液状化発生の前後で、波形の様相が大きく異なる。

今回の地震における千葉港および夢の島の液状化に関する地震動の等価繰り返し回数は 20-60 程度であり、1987 年千葉県東方沖地震におけるそれの 2 倍程度、1995 年兵庫県南部地震における神戸市ポートアイランドの値の 4～6 倍程度であった。また解析で得られた地震のマグニチュードと液状化に関する地震動の等価繰り返し回数の関係は、既往の提案（外挿を含む）と整合しているように見えるが、今後、さらに多面的な検討が必要である。

液状化による噴水・噴砂の発生および沈静化の状況を把握する上で、防犯カメラの記録映像は貴重かつ有用な資料であることが確認できた。

（６）非構造部材

非構造部材の被害では、比較的古い構法によるものが多く被害を受けているのが確認された。また、比較的高所に設置された非構造部材の破損・落下も確認された。屋内運動場の天井とガラスについては速報に引き続いて更に分析を行った。天井については、システム天井の被害程度が構造骨組の被災度に従って大きくなる傾向が見られ、構造体や、天井の吊り元である屋根の水平ブレースあるいは支承部に目立った損傷が確認された場合に、いずれの天井でも被害程度が大きくなる傾向が見られた。ガラスについては旧耐震基準の屋内運動場の方が現行耐震基準によるものよりも被害程度が大きくなることを確認した。

第６章　建築物の津波被害を踏まえた検討

6.1　はじめに

平成 23 年 5 月に出版された平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震調査研究（速報）では、主に津波による建築物等の被害等に関して国土技術政策総合研究所および独立行政法人建築研究所が実施した現地調査や事前調査等について報告した。

その後、平成 23 年度国土交通省建築基準整備促進事業「40. 津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討」や平成 23 年度独立行政法人建築研究所基盤研究「津波避難ビルの構造安全性及び避難安全性に関する基礎的検討」等が開始され、津波避難ビルの建築基準等に関する調査研究が開始された。平成 23 年度建築基準整備促進事業は、独立行政法人建築研究所と事業採択者である東京大学生産技術研究所との共同研究として実施され、平成 23 年 7 月と 10 月に 2 度の中間報告を国土交通省に提出した。中間報告では、被害調査結果と被害調査結果に基づいた津波荷重の評価、津波避難ビルの設計要件等が示された。国土交通省はこれらの中間報告を踏まえて、津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計法に係る追加的知見（平成 23 年 11 月 17 日）や津波避難ビル等の構造安全基準である平成 23 年国土交通省告示第 1318 号（津波浸水想定を設定する際に想定した津波に対して安全な構造方法等を定める件　平成 23 年 12 月 27 日）を制定した。

一方、平成 23 年 5 月以降も国土技術政策総合研究所および独立行政法人建築研究所は現地調査等を実施し、津波による建築物等の被害の全容把握に努めてきた。とくに木造建築物については、平成 23 年 5 月、9 月、10 月に宮城県と岩手県の現地調査を実施して被害状況を把握し、木造住宅の津波抵抗性能に関する計算方法を検討した。

本章では、平成 23 年 5 月以降に国土技術政策総合研究所および独立行政法人建築研究所が共同で実施した現地被害調査の結果を加えて、以下のような項目について実施した調査研究項目を纏め、東日本大震災後の国土技術政策総合研究所および独立行政法人建築研究所の調査の全容を掲載した。

1)　鉄筋コンクリート造建築物の被害（6.2 節）
　被害の分類・鉄筋コンクリート造建築物の耐力と津波荷重の推定・液状化による杭の引抜耐力の低下
2)　鉄骨造建築物の被害（6.3 節）
　被害の分類・鉄骨造建築物の耐力と津波荷重の推定
3)　木造建築物の被害（6.4 節）
　平野部と傾斜地の被害・木造住宅の耐力と被害・木造住宅の耐津波設計
4)　津波避難ビルの構造設計法に関する検討（6.5 節）
　津波避難ビルの構造設計の概要・津波波圧波力の算定・浮力の影響・漂流物への対処方法・津波避難ビルに要求される条件

また、6.4 節と 6.5 節の付録として、木造建築物の被害調査結果と「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」（技術的助言）を各節の末尾に掲載した。

6.2　鉄筋コンクリート造建築物の被害

東北地方太平洋沖地震では、津波によって RC 造建築物にも様々な被害が発生したことは特筆すべき事象であった。その一方で、多くの RC 造建築物は津波の後も残存しており、特に建設年代が比較的新しいと推測される RC 造建築物ではその傾向が強い。残存した RC 造建築物には構造躯体の顕著なひび割れ等は見られず、また、非構造壁なども大きな損傷を受けずにほぼ無被害の状態で残っているものが多い。ただし、そのような建築物においても、開口部の窓ガラスやドアのほとんどは津波によって破壊されていた。RC 造建築物の津波被害は、従来確認されている地震動による被害形態とは大きく異なるものであり、現地調査によって明らかになった特徴的な被害を分類して 6.2.1 に示す。

6.2.2～6.2.6 では、調査した建築物のいくつかについて建物周囲で計測された浸水深から津波荷重を推定し、さらに各建物が保有する耐力の推計を行って実際の被害状況との関係について検討する。本報告で取り上げる建築物は、ほぼ無被害で残存した建築物、転倒した建築物、壁が大きく変形した建築物、漂流物が衝突しているものの残存した建築物の合計 5 例である。また 6.2.7 では、津波被災地域における地盤の液状化判定を行い、杭の引き抜き耐力に及ぼす影響について検討している。

6.2.1　被害の分類

津波によるRC造建築物の被害形態を以下のように分類する。

(1)倒壊

津波荷重により RC 造建築物が倒壊した事例が確認されている。写真 6.2.1-1 は、桁行方向 6 スパン、梁間方向 1 スパン、2 階建てで柱梁フレーム構造の建築物が、梁間方向に津波荷重を受けて完全に倒壊した事例である。1 階柱脚が曲げ破壊していることから、津波により 1 階に作用したせん断力が 1 階の保有水平耐力を大きく上回ったものと考えられる。なお、本建築物の柱の主筋は丸鋼であり、新耐震基準以前の旧基準により設計されたものと推測される。また、これまでの調査では、3 階建て以上の建築物では倒壊の被害は確認されていない。



写真 6.2.1-1　2 階建て建築物の倒壊

(2)1 階の層崩壊

建築物の 1 階の柱が柱頭・柱脚で曲げ破壊し、層崩壊した事例が 2 階建ての建築物において複数見られた（写真6.2.1-2)。これらの建築物は柱梁フレーム構造であるが、1階は比較的壁が少なく、2階はコンクリートブロックの壁が多く設けられている。1階が商店、2階が住居として使用されていたものと推測され、構造的には1階の強度や剛性が低いという特徴を有すると思われる。これらの建築物では、2階の開口が大きくないため、2階部分で大きな津波波圧を受け、1階に作用するせん断力が1階の保有水平耐力を上回り倒壊したものと考えられる。



写真 6.2.1-2　2 階建て建築物の層崩壊

なお、これまでの調査では、3 階建て以上の建築物では1階の層崩壊は確認されていない(写真6.2.1-3)。一般的には3階建て以上の建築物では連層の耐力壁が用いられることが多く、1 階も壁の存在により耐力が大きかったものと考えられる。よって、3 階建て以上で1階が柱のみの建築物については、層崩壊の可能性が無いとは言い切れないと思われる。



写真 6.2.1-3　残存する3階建て建築物

(3)転倒・移動・流失

建築物の転倒の被害が、4階建てまでの建築物において見られた。転倒した建築物においては、何れも最大浸水深が建築物の高さを上回っている。転倒した建築物は直接基礎のもの（写真6.2.1-4）のみならず、杭基礎のもので杭が引き抜かれているものも見られた（写真6.2.1-5)。また、転倒した建築物は比較的開口が少ないものが多く、同程度の規模の建築物でも開口が大きい場合には転倒が生じていないことから、外壁の開口の大きさが転倒に大きく影響したものと考えられる。なお、最大浸水深が建築物の高さよりも高い2階建て建築物の内部において、2階の開口上端の高さまで津波の水の汚れの痕跡（写真6.2.1-6）があり、それより上の天井までの部分は空気が溜まっていたと見られる事例があった。従って、各階の開口の上端から天井までの長さが長い建築物ほど大きな浮力が働き、転倒が生じやすくなると思われる。転倒は、建築物の自重に浮力を考慮した転倒耐力よりも津波の波圧による転倒モーメントの方が大きい場合に生じると考えられるが、浮力が自重よりも大きくなるような場合には、わずかな水平力でも転倒の可能性がある。



写真 6.2.1-4　3階建て直接基礎建築物の転倒



写真 6.2.1-5　4階建て杭基礎建築物の転倒

転倒した建築物ではほとんどの建築物で原位置からの移動を伴っており、大きな浮力が働いていたと推測される。写真6.2.1-5の建築物は原位置から70mほど流されているが、地面などに引きずった跡は見られていない。また、写真6.2.1-7は開口の少ない冷凍倉庫であるが、2m程度のコンクリートブロック（CB）塀を壊さずに乗り越えて転倒しており、大きな浮力が作用したことが分かる。一方で、複数の2階建てCB造集合住宅が転倒した地域（写真 6.2.1-8）では、同じ形状の一部の建築物は流失してしまい移動先が分からなくなった事例があった。この場所は、防潮堤のそばであ



写真 6.2.1-6　建物内部の水の汚れの痕跡

り、浮力に加えて防潮堤を乗り越えた津波による非常に大きな水平力が作用したものと思われる。

(4) 洗掘による傾斜

津波が作用した際に、建築物の隅角部に強い水流が作用し、洗掘による大きな穴が開けられた跡が多く見られた（写真6.2.1-9）。直接基礎を有する低層建築物では、洗掘による穴に建築物が倒れ込み傾斜したもの（写真6.2.1-10）や、洗掘に加えて浮力と大きな津波波圧を受け数十メートル流されたものも確認されている（写真6.2.1-11）。なお、杭基礎を有する構造物においては、杭頭が露出しても杭および上部構造は健全であるものが多く見られた。

(5) 壁の面外破壊（開口部の破壊）

建築物の津波の作用面の開口よりも、反対側の水流が抜ける側の開口が小さい場合、小さい開口に水流が一気に集中し､その周辺の RC 造非構造壁に大きな圧力を作用させ、コンクリートにひび割れが生じて壁が外側に大きくはらみ、壁端部のシングル配筋の壁筋が破断する事例が見られた（写真 6.2.1-12）。

また、2、3 階の床が無く支持スパンが 10m を超える厚さ 300㎜ の壁（厚さ 180㎜ のダブル配筋の耐力壁の外側に厚さ 120㎜ のふかしを有する壁）が外側からの津波波圧により内側に大きく湾曲している事例があった（写真 6.2.1-13 左側）。ただし、同一の建築物でも 2、3 階に床があり支持スパンが大きくない部分では、耐震壁が湾曲する被害は見られなかった（写真 6.2.1-13 右側）。

建築物に作用する津波波力は、津波の作用面となる建築物の面の開口が大きい程低減されると考えられるが、作用面だけでなく水流の出口となる側の開口の大きさも影響を及ぼすと思われる。出口側の開口が小さい場合には、壁を破壊させるほどの水圧が壁に作用することから、開口から入った水をスムースに流出させるために必要な開口の大きさにも配慮が必要である。

(6) 漂流物の衝突

流木（写真 6.2.1-14）、自動車、コンテナ、船舶、倒壊した建築物の一部など、さまざまな漂流物が建築



写真 6.2.1-7 塀を乗り越えた 2 階建て建築物



写真 6.2.1-8 CB 造集合住宅の転倒



写真 6.2.1-9 洗掘による基礎の露出



写真 6.2.1-10 洗掘による 2 階建て建築物の傾斜

物に衝突したものと思われる。これらにより、天井、窓ガラス、ベランダの手すりなどの脱落を引き起こした建築物が多数見られた。一方、RC 造構造躯体に対する明確な被害はあまり見られなかったが、集合住宅の連層壁において衝突により生じたと思われる壁の開口が見られた（写真 6.2.1-15）。



写真 6.2.1-11　大きな波圧により流された直接基礎の RC 造建築物



写真 6.2.1-12　非構造壁の面外破壊



写真 6.2.1-13　2、3 階部分に床を持たない連層壁の面外破壊（建築物の奥の部分には 2、3 階部分に床がある）



写真 6.2.1-14　流木の残骸



写真 6.2.1-15　漂流物の衝突により生じた壁の開口

6.2.2　建築物Ａの被害

(1) 建築物概要

建築物 A は宮城県南三陸町に建つ壁式鉄筋コンクリート構造 4 階建て共同住宅で、敷地は志津川湾に面する平坦地であり、建物前面から岸壁までの距離は約 8m、岸壁には地盤面からの高さ約 2.8m の堤防が設けられていた（写真 6.2.2-1～6.2.2-2)。2 棟の住棟が、中央部分に設けられたエレベータ棟を共有する形で東西方向に連なって配置されており、各棟 24 住戸からなる。2006 年に竣工した本建物は外部階段を使って屋上に避難できる構造となっており、津波避難ビルに指定されていた（写真 6.2.2-3～6.2.2-4)。

建物の平面図を図 6.2.2-1 に、軸組図を図 6.2.2-2 に示す。各棟とも同じ建物形状であり、X 方向（桁行）33.4m、Y 方向（梁間）14.3m（南側のベランダ、北側の開放廊下を含む）の矩形平面で、各階高さ 3.2m、地盤面から屋上までの高さは 14.5m である。図 6.2.2-2 に示すように、海に面した建物南側の Y1 構面には多くの開口がある。いずれの住棟も構造部材の寸法や配置は同じで、建物構造に関する主要な諸元を表 6.2.2-1 にまとめて示す。関係者からの情報によると、本建物は一般的な壁式鉄筋コンクリート構造として設計されたものであり、2005 年に出された内閣府ガイドラインの津波に対する安全性を確認する方法[6.2-1)]に準拠した特別な検討等は行われていない。

日本建築学会の壁式鉄筋コンクリート造設計規準[6.2-2)]の規定にしたがって 1 階の壁率 a_w を (6.2.2-1)式により算出すると X 方向は 35423mm^2/m^2、Y 方向は 37927mm^2/m^2 となり、右辺の要求値 20800mm^2/m^2 を満足している。また、(6.2.2-2)式に示す壁量 L_w も X 方向は 188mm/m^2、Y 方向は 207mm/m^2 となり、標準壁量 L_{w0}=150mm/m^2 以上となっている。なお、壁率 a_w の算定では Z=1、β=1 とし、建物重量 W は単位面積重量 13kN/m^2 に建物の各階面積（ベランダと北側廊下の面積の 1/2 を含む）を乗じて求めた 21970kN とした。(6.2.2-2)式では、α=1 として計算している。

$$a_w \geq Z \cdot W \cdot A_i \frac{\beta}{2.5 \cdot S_i} \qquad (6.2.2\text{-}1)$$

$$L_w \geq \alpha \cdot Z \cdot L_{w0} \quad \text{かつ、} L_w \geq L_{wm} \qquad (6.2.2\text{-}2)$$

各式中の記号については、文献 6.2-2 を参照されたい。

建物所在地での津波浸水深は 15.4m とされており[6.2-3)]、本建物周辺では多数の建物が破壊、あるいは流失する被害を受けていた。本建物では海に面した Y1 通り側から津波が襲来し、屋上階の床上 1m 程度まで浸水したが、非構造部材等の被害を除けば建物躯体には地震動によるものも含めて構造的な被害は発生しておらず、津波後も残存していた[6.2-4)]。しかし、建物基礎部は津波によって激しく洗掘され、写真 6.2.2-5～6.2.2-6 に示すようにフーチングおよび杭頭が多数露出する状態となっていた。また、建物周辺の地盤は沈降し浸水していた（写真 6.2.2-2)。地盤性状に対する地震動の影響については、6.2.7 で検討する。津波襲来時には、40 人以上の人が本建物の屋上に避難したが全員救出されており、津波避難ビルとして機能したことが確認されている。

(2) 建物耐力と津波荷重

本建物は、津波が襲来した後も残存している。津波が図 6.2.2-1 の Y1 構面から作用したと考えて、建物 1 階の保有耐力 Q_{u1} と推定される津波荷重 Q_W の関係について検討する。建物 1 階 Y 方向の保有耐力 ${}_yQ_{u1}$ は、平成 19 年国土交通省告示第 593 号第二号イ(1)に示される式（(6.2.2-3)式）の左辺によって算定する。

$$Q_{u1} = \sum 2.5\alpha Aw + \sum 0.7\alpha Ac \geq ZWA_i \qquad (6.2.2\text{-}3)$$

式の記号については、告示第593号を参照されたい。なお、(6.2.2-3)式の計算ではα=1とした。

2棟の壁配置は同じなので1号棟について計算することとし、厚さ200㎜と180㎜の耐力壁が津波に対して有効に働くものとして算定する。なお、Y4構面側の階段室とエレベータ部分の壁は、計算には算入しない。その結果、建物1階Y方向の保有耐力${}_yQ_{u1}$は、以下に示すように40060kNと算出される。

W20の耐力壁：　壁総長さ12800㎜として6400kN

W18の耐力壁：　壁総長さ74800㎜として33660kN

$${}_yQ_{u1} = 6400 + 33660 = 40060 \text{ kN}$$

ちなみに、建物重量を$W = 21970$ kNとすると、建物1階のせん断力係数C_Bは$C_B = 1.82$となる。

津波荷重Q_Wを内閣府ガイドライン[6.2-1)]の算定方法に準じて計算する。内閣府ガイドラインでは津波を静水圧分布と考え設計用浸水深hの3倍の高さ、つまり3hに相当する津波荷重が作用すると想定した計算式が提案されている。本検討では、現地調査によって建物周囲での計測浸水深ηが明らかになっており、その高さに相当する津波が建物に作用したと考えるのが妥当なので、計測浸水深ηをそのまま使って（係数倍せずに）、(6.2.2-4)式によって津波荷重Q_Wを計算する。

$$Q_W = \rho g \zeta B \int_{z_1}^{z_2} (\eta - z) dz \qquad (6.2.2\text{-}4)$$

ここで、ρ：水密度(ton/m^3)、g：重力加速度(m/s^2)、ζ：開口低減率、B：建物幅(m)、η：計測浸水深(m)、z：地盤面からの高さ(m)、z_1：受圧面の最小高さ(m)、z_2：受圧面の最高高さ(m)

建物敷地での計測浸水深ηは15.4mであるが[6.2-3)]、建物高さを超える部分の津波は荷重として考えないので、ここでは建物高さ14.5mまでの津波荷重Q_Wを計算する。また、津波作用面のY1構面には多数の開口が存在するので、開口部には津波荷重が作用しないものとして津波荷重を低減する。Y1構面の見付け面積に対する開口部面積の割合は0.32であり、開口低減率はζ=1-0.32=0.68となる。

$$Q_W = 1 \times 9.8 \times 0.68 \times 33.6 \times \left[14.5z - \frac{z^2}{2} \right]_0^{14.5} = 23538 \text{ kN}$$

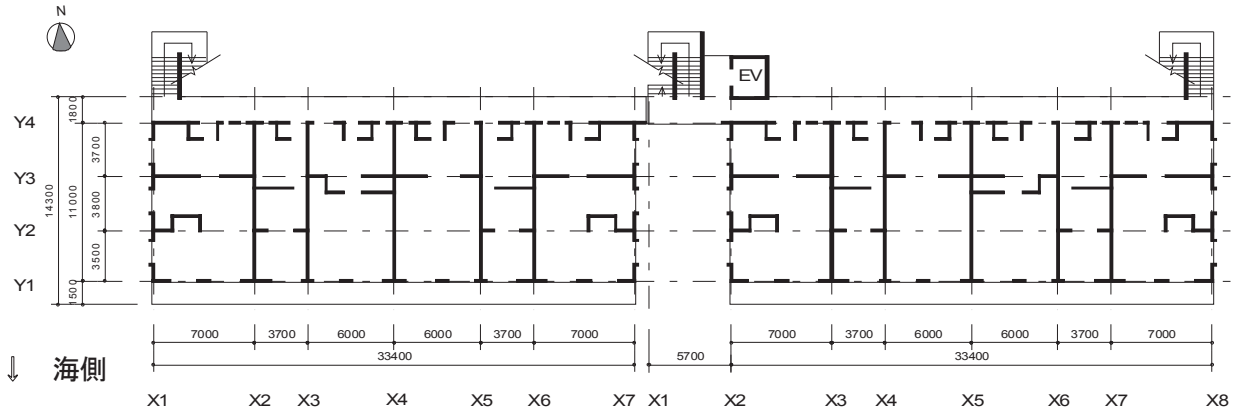
建物幅　B=33.6m（津波に対する見付け長さ）

開口低減率　ζ=0.68

${}_yQ_{u1}$とQ_Wを比較すると${}_yQ_{u1} / Q_W = 40060 / 23538 = 1.70$となり、建物1階の保有耐力${}_yQ_{u1}$が津波荷重$Q_W$を十分に上回る結果となって、津波襲来後も建物が残存した状況と整合する。

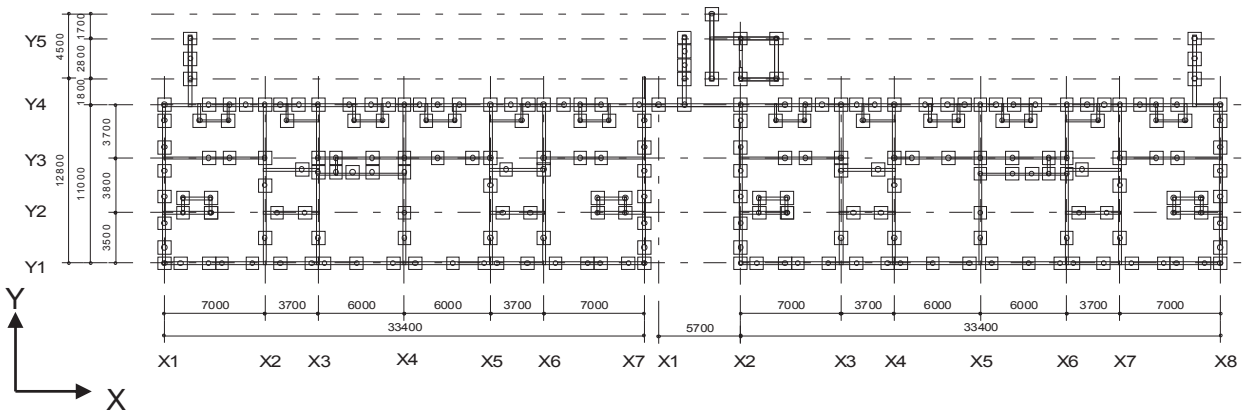
表 6.2.2-1　建物構造に関する主要諸元

コンクリート設計基準強度		Fc=21N/mm^2	
耐力壁	W20 W18	縦筋、横筋：D10-@200 （ダブル配筋）	鉄筋種別 SD295A
基礎杭	既製杭 φ350 長さ 22m	上杭（PRC　I 種、8m）＋ 下杭（PHC　A 種、14m） 長期許容支持力　580kN/本	杭打設本数 1 号棟　121 本 2 号棟　109 本



2 号棟　　1 号棟

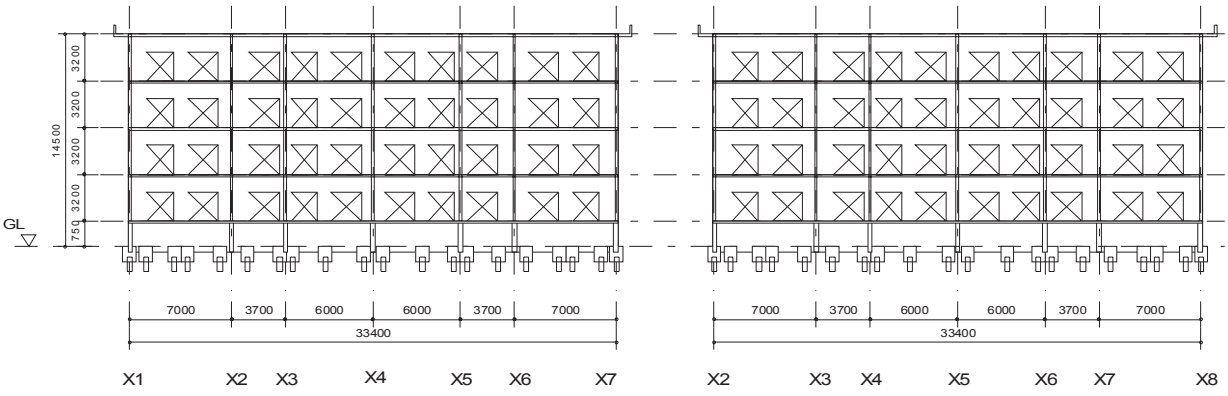
(a)　1 階平面図



2 号棟　　1 号棟

(b)　杭伏図

図 6.2.2-1　平面図



2 号棟　　1 号棟

図 6.2.2-2　建物軸組図（Y1 構面）



写真 6.2.2-1　被災後の建物状況（南側）



写真 6.2.2-2　被災後の建物状況（北側）



写真 6.2.2-3　外部階段と津波避難ビルを示す看板



写真 6.2.2-4　建物屋上



写真 6.2.2-5　基礎の洗掘（中央部）



写真 6.2.2-6　基礎の洗掘（妻側）

6.2.3 建築物Bの被害

(1) 被災建築物について

建築物 B は幅 10.5m×奥行 4.5m 、建物高さ 6.1m の 2 階建て鉄筋コンクリート構造物であり、1×2 スパンの耐震壁付きラーメン構造物である(図 6.2.3-1 参照)。本建築物は宮城県女川町に所在し、津波により杭が引き抜かれ、転倒していた(写真 6.2.3-1 および写真 6.2.3-2 参照)。津波は、110m ほど南東に離れた海岸線から来襲しているが、南東側には高い建築物が残留しており、西面および南面は道路に面しているため、本建築物は北側に向かって転倒していた。なお、宮城県女川町での計測浸水深は 15m とされている。



写真 6.2.3-1 建築物 東側立面



写真 6.2.3-2 建築物 西側立面

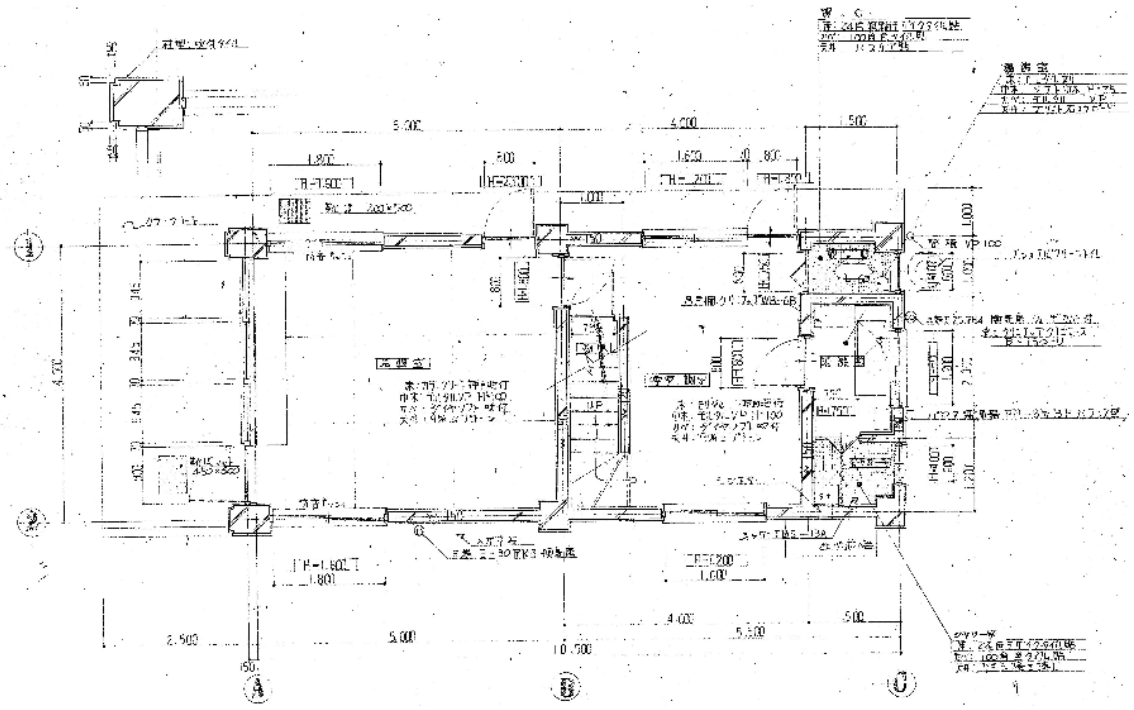
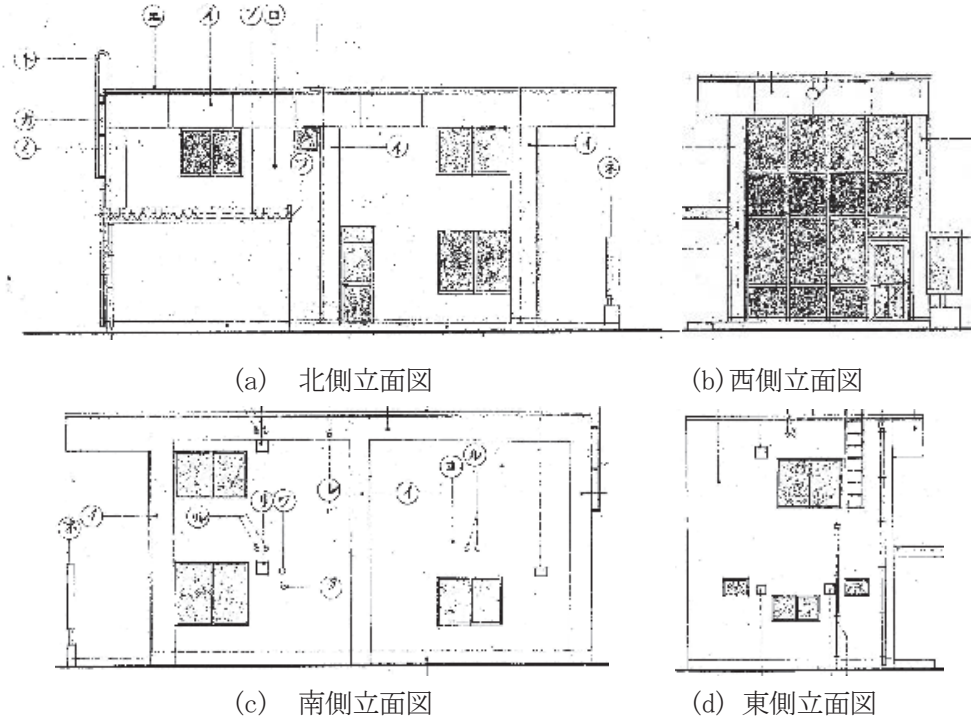


図 6.2.3-1 建築物 1 階平面図

図 6.2.3-2 に建築物の立面図を示す。津波作用荷重による転倒には(1)作用荷重の低減効果、(2)建築物内部浸水による浮力の軽減効果という側面から開口面積が大きな影響を及ぼす。各構面の見付面積(10.5 または 4.5m×6.1m)に対する開口率はそれぞれ 0.109 (南側)、0.198 (北側)、0.114 (東側)、0.733 (西側)であった。特に津波が直接作用したと考えられる南側構面で開口率(0.109)が最も小さく、これにより大きな津波荷重が生じうる。一方、建築物の内部浸水に影響を与える津波作用面および側面の開口率は 0.256 であった。したがって、本建築物に作用した転倒モーメントは浮力よりも津波水平荷重によって発生したモーメントが支配的であったと考えられる。



(a)　北側立面図　　(b)西側立面図

(c)　南側立面図　　(d)　東側立面図

図 6.2.3-2 建築物　立面図

図 6.2.3-3 に基礎伏図および杭詳細図を示す。杭は耐震壁側柱下(B 構面)に 3 本ずつ、独立柱下に 2 本ずつ合計 12 本使用されている。図面によれば、杭径は 300㎜、杭は 10m ごとに打継し、全長は試験杭により決定したとされているが、被害状況からは打継部分は確認できなかったため、全長は不明である。また、杭主筋についても図面上に記載がされていないが、既製 PC 杭であること、杭筋の定着長さが最小 300㎜ であることから 6-φ 7 と仮定した



写真 6.2.3-3　建築物杭断面図

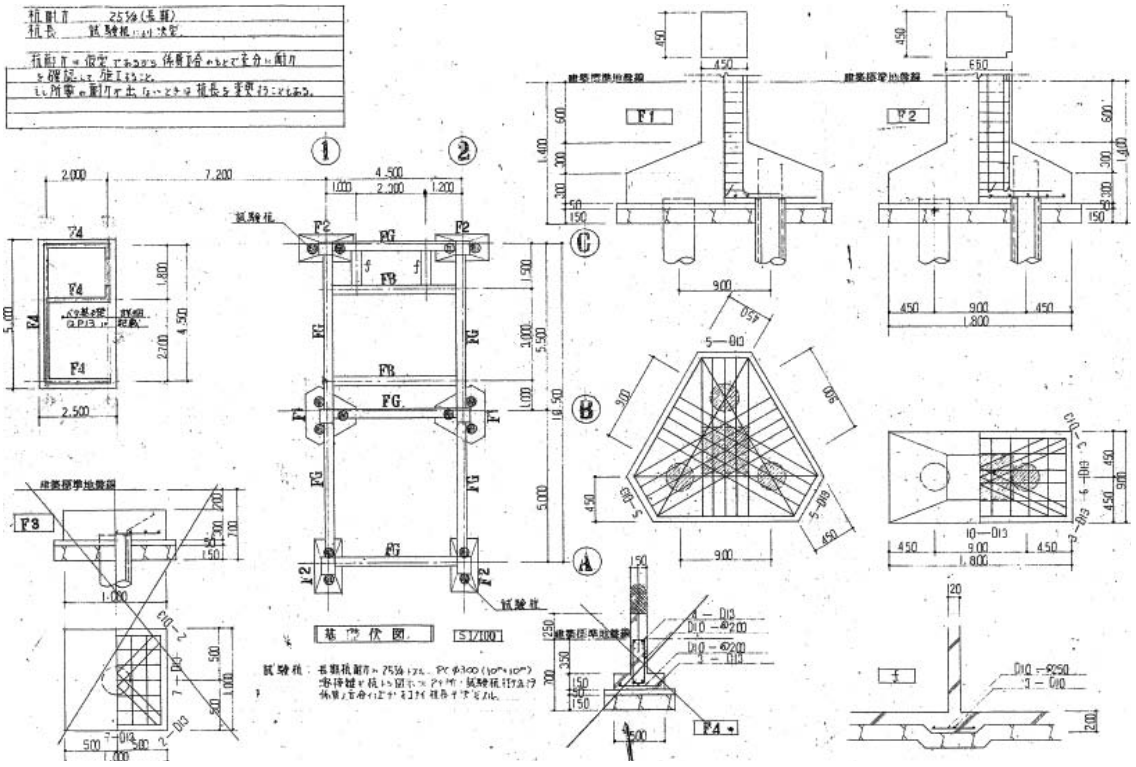


図 6.2.3-3 建築物 基礎伏図および杭詳細図

(2) 積算重量について

構造図面に基づき建築物重量を算定した。コンクリート単位体積重量は 2.3 (ton/m^3)とし、仕上げ重量については鉄筋コンクリート構造計算用資料集[6.2-5)]に基づき算定した。なお、本検討では積載荷重を含めていない。基礎を含めた建築物総重量は 1920 kN であり、これは単位床面積重量に換算すると 13.55 kN/m^2 となる。また、徐々に津波の水位が変動したと仮定した場合に、最終的に建築物に作用する浮力は基礎梁高さ(0.60m)、2階梁高さ(0.45m)、屋上垂壁高さ(1.00m)にそれぞれ床面積(10.5m×4.5m)を乗じた体積に相当する浮力となるため 950 kN となる(柱や壁部材の体積については 1 階基礎で接地しているため浮力を考慮しない)。

(3) 津波作用荷重と転倒耐力の比較について

本項では建築物の抵抗モーメント M_b と津波静水圧荷重による転倒モーメント M_h を比較し、転倒に関する解析方法と津波実被害の整合性について検討を行った。

前項より建築物総重量 W_b から浮力 F_v を差し引いた鉛直荷重は 970 kN となる。杭引抜き強度 F_p は PC 鋼線の引張破断強度(1 本当たり 58.3 kN)から算定し、1 本当たり 350 kN、全体で 2450 kN とした。これらの値に転倒回転中心(圧縮側基礎下)からの距離(回転中心－重心間距離 2.25m、回転中心－引張杭群間距離 4.5m)を乗じることによって算定される抵抗モーメント M_b は(6.2.3-1)式より 13207 kNm となる。

$$M_b = (W_b - F_v) \times 2.25 + F_p \times 4.5 \ \text{(kNm)} \qquad (6.2.3\text{-}1)$$

一方、浸水深 15m の津波が建築物に作用する転倒モーメント M_h は(6.2.3-2)式で算定される。津波

波圧は静水圧分布とし、建築物高さを超過する部分の波圧については考慮していない。また、本検討では開口による津波作用荷重の低減率ζを 1 から津波荷重が作用する構面の見付面積に対する開口面積(開口率)の比を差し引いた値で定義している。算定された転倒モーメント M_h は 16750α kNm であった。

$$M_h = \alpha \int_0^{H_b} (\zeta \times \rho g x(\eta - x) \times B)\, dx \quad \text{(kNm)} \qquad (6.2.3\text{-}2)$$

ここで、 M_h:津波荷重による転倒モーメント(kNm)、η:浸水深(m)、H_b:建築物高さ(m)

α:静水圧に対する低減係数、ρ:水密度(ton/m^3)、g:重力加速度(m/s^2)、B:壁幅(m)

ζ :開口率(小数)

両値の比較から、建築物の抵抗モーメントは静水圧により作用する転倒モーメントの 79%程度であり、解析結果は建築物が転倒した実被害結果と整合する。

6.2.4　建築物Cの被害

(1) 建築物概要

建築物 C は宮城県女川町に 1993 年に竣工した鉄筋コンクリート造 3 階建てと 2 階建ての建物で(ここでは､それぞれC-1 棟と C-2 棟と称する)､商業および観光施設として使用されていた(写真 6.2.4-1)。建物は海岸を埋め立てた敷地に建設されており、長さ 18～26m の杭基礎で支持されている。建物周辺では地盤が沈降し海水に浸かっている他、部分的に洗掘も発生していたが、基礎部の被害は目視では確認できなかった（写真 6.2.4-2)。地盤性状に対する地震動の影響については、6.2.7 で検討する。

C-1 棟は RC 造耐力壁付きラーメン構造で､図 6.2.4-1 に示すように 1 階平面は約 33.4～56.9×34.6～44.9m の非整形な形状である。建物立面を図 6.2.4-2 に示す。3 階建て建物の屋上高さは 16.95m であり､部分的に高さ 3.15m のペントハウス階がある｡C-2 棟も同じく RC 造耐力壁付きラーメン構造で、１階平面は約 33.5～54.8×21.2～26.8m の非整形な形状である。2 階建て建物で屋上高さは 10.8m、ペントハウス階は 3.4m である。各棟の建物構造に関する主要な諸元を、表 6.2.4-1 に示す。関係者からの情報によると、C-1 棟では X、Y 方向とも計算ルート 2-1、C-2 棟の X 方向は計算ルート 1、Y 方向は計算ルート 2-2 で耐震計算が行われている。

建物所在地の津波浸水深は、C-1 棟の屋上に避難した人の「屋上の近くまで津波が迫ってきた」との証言に基づき 16.0m とする（文献 6.2-2 では、浸水深を 15.6m としている)。C-1 棟では津波が越流することはなく避難者は救出されたが、C-2 棟では津波が建物高さを超えたため犠牲者が発生した。この地区では多数の建物が破壊され、転倒や流失などの被害を受けたが、C-1 棟と C-2 棟は津波の後も残存していた。また、2 棟の背後に位置する数棟の建物も、津波による損傷を受けてはいるものの残存していた。C-1 棟と C-2 棟には非構造部材等の被害は見られたが、建物躯体には地震動によるものも含めて外観上大きな構造被害は認められなかった（写真 6.2.4-3）[6.2-4]。ただし、2 棟を繋ぐ長さ 17.3m の連絡橋（プレストレストコンクリート造）が津波によって脱落し、海側に落下した。

(2) 建物耐力と津波荷重

C-1 棟と C-2 棟は、津波が襲来した後も残存している。図 6.2.4-1 の建物 Y 方向に津波が作用する場合の 1 階保有耐力 ${}_{y}Q_{u1}$ と、推定される津波荷重 Q_w の関係について検討する。

建物 1 階 X および Y 方向の設計時の保有耐力 Q_{u1} を、表 6.2.4-2 にまとめて示す。計算ルート 2-1 と 2-2 の保有耐力 Q_{u1} は、それぞれ昭和 55 年建設省告示第 1791 号第 3 第一号イの式（(6.2.4-1)式）と第 3 第二号イの式（(6.2.4-2)式、ただしここでは両辺に 0.75 を掛けて表記)、計算ルート 1 については 6.2.2 の(6.2.2-3)式の左辺によって計算した値である。なお、計算では α=1、Z=1 としている。また、津波荷重と比較する Y 方向については、耐震診断基準第 1 次診断法[6.2-6]の耐力算定に準じて(6.2.4-3)式によって計算した保有耐力も併せて示している。

ルート 2-1　　$$Q_{u1} = \sum 2.5\alpha Aw + \sum 0.7\alpha Ac \geq 0.75ZWA_i \quad (6.2.4\text{-}1)$$

ルート 2-2　　$$Q_{u1} = \sum 1.35\alpha Aw + \sum 1.35\alpha Ac \geq 0.75ZWA_i \quad (6.2.4\text{-}2)$$

各式の記号については、昭和 55 年建設省告示第 1791 号を参照されたい。なお、各式の計算では α=1 とした。

耐震診断第 1 次診断法　　$$Q_{u1} = \sum 3.0Aw + \sum 1.0Ac \quad (6.2.4\text{-}3)$$

ここに、Aw ：両側柱付き耐力壁の断面積（㎜^{2})、Ac ：柱の断面積（㎜^{2})

C-1 棟 1 階 Y 方向のせん断力係数 $C_B(=Q_{u1}/ZWA_i)$は、設計値では 0.8（ちなみに(6.2.4-1)式で計算すれば 1.07)、耐震診断第 1 次診断法によると 1.04 となる。同じく C-2 棟のせん断力係数 C_B は、設計値では 1.23、耐震診断第 1 次診断法では 0.75 となった。

津波荷重 Q_W は 6.2.2 と同様、内閣府ガイドラインの算定方法[6.2-1)] に準拠して、現地調査で明らかになった建物周囲での計測浸水深 η を使って(6.2.2-4)式によって算定する。ここで、C-1 棟では計測浸水深 η =16m、建物幅（津波に対する見付長さ）B=54.7m とし、開口の影響については建物には複数の構面があり、いずれかの構面で津波波力を受けるものと仮定して津波荷重の低減は行わない。C-2 棟では計測浸水深 η が建物高さを超えているので、建物高さを超える部分の津波は荷重として考えず、津波荷重 Q_W は建物高さ h=10.8m と建物幅 B=49.0m から算出し、同じく開口による津波荷重の低減は行わない。各棟の津波荷重の算定結果は、以下のとおりである。

C-1 棟　　$Q_W = 686167$ kN

C-2 棟　　$Q_W = 28317$ kN

津波荷重 Q_W と 1 階 Y 方向保有耐力 ${}_yQ_{u1}$ の算定結果一覧を、表 6.2.4-3 に示す。Q_W に対する ${}_yQ_{u1}$ の比率は、C-1 棟では ${}_yQ_{u1}/Q_W = 1.12$ となり津波襲来後も建物が残存した状況と整合する。一方、C-2 棟では ${}_yQ_{u1}/Q_W = 0.79$ となり保有耐力 ${}_yQ_{u1}$ が津波荷重 Q_W を下回る結果となったが、建物は残存していた。

表 6.2.4-1　建物構造に関する主要諸元

C-1 棟	コンクリート設計基準強度		Fc=24N/mm^2	
	柱	750×650mm ～ 650×650mm	主筋：12-D25、帯筋：D13@100 ～ 主筋 8-D25、帯筋：D13@100	鉄筋種別 SD295A（D16 以下） SD345　（D19 以上）
	梁	450×600mm ～ 450×1200mm （PRC 梁）	上端筋：6-D25、下端筋：3-D25、肋筋：D13@200 ～ 上端筋：3-D25、下端筋：7-D25、肋筋：D13@100	鉄筋種別 SD295A（D16 以下） SD345　（D19 以上）
			PC 鋼材 1C-7×12.7φストランド	PC 鋼より線 SWPR7B
	耐力壁	W20 W18 W15	縦筋、横筋とも D10、D13@200（ダブル配筋） D10、D13@200（ダブル配筋） D13@200（シングル配筋）	鉄筋種別 SD295A
	基礎杭	φ500、53 本 φ600、89 本	長期許容支持力： 960kN/本 1381kN/本	杭長　18m（上杭（SC 杭）＋下杭（PHC 杭））、 N>50 の地盤で支持

表 6.2.4-1（続き）　建物構造に関する主要諸元

C-2 棟	コンクリート設計基準強度		Fc=24N/mm^2	
	柱	650×850mm ～ 650×650mm	主筋：16-D25、帯筋：D13@100 ～ 主筋：8-D25、帯筋：D13@100	鉄筋種別 SD295A（D16 以下） SD345　（D19 以上）
	梁	450×800mm ～ 450×1200mm （PRC 梁）	上・下端筋：3-D25、肋筋：D13@200 ～ 上・下端筋：4-D25、肋筋：D13@200	
			PC 鋼材 1C-10×12.7φストランド	PC 鋼より線 SWPR7B
	耐力壁	W25 W18 W15	縦筋、横筋とも D13-@200（ダブル配筋） D10、D13-@200（ダブル配筋） D13-@200（シングル配筋）	鉄筋種別 SD295A
	基礎杭	φ500、40 本 φ600、29 本	長期許容支持力： 960kN/本 1381kN/本	杭長　22～26m（上杭（SC 杭）＋下杭（PHC 杭））、 N>50 の地盤で支持

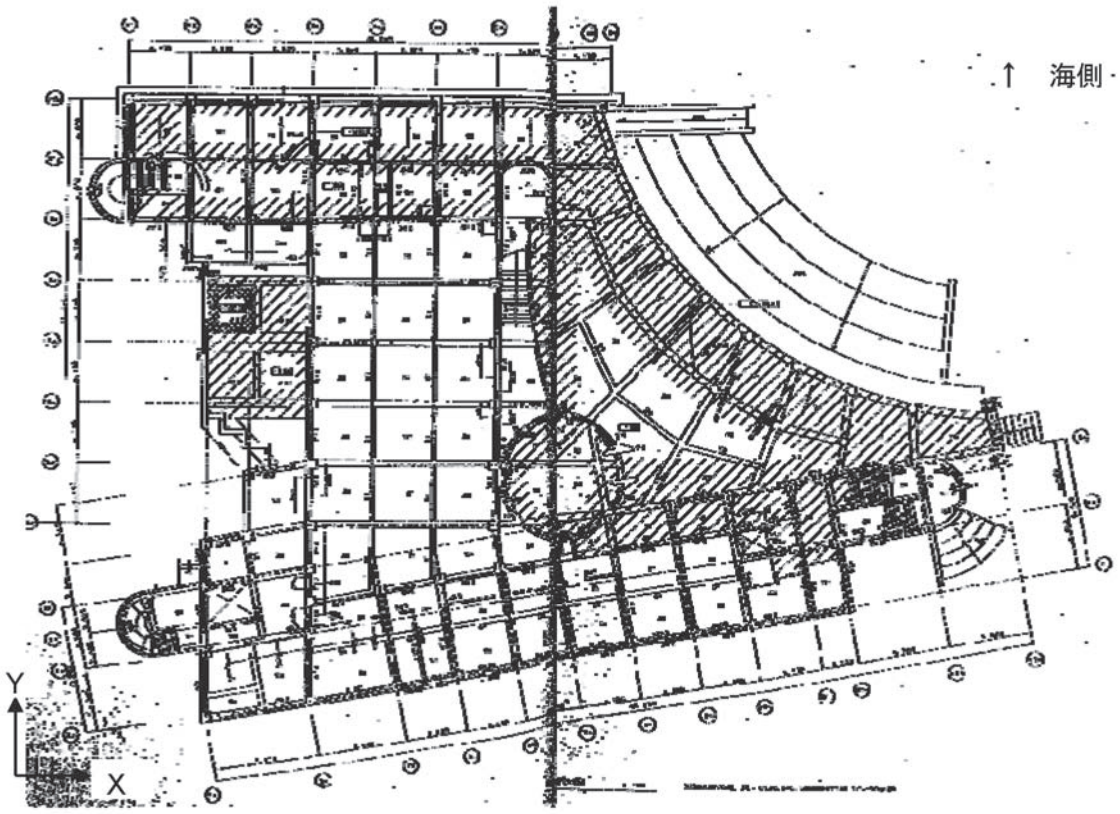
表 6.2.4-2　建物重量および 1 階の保有耐力

	建物総重量 W (kN)	1 階保有耐力 Q_{u1} (kN)		$\frac{Q_{u1}}{0.75ZWA_i}$	$\frac{Q_{u1}}{ZWA_i}$	備考
C-1 棟	73688	X 方向	65153	1.18	0.88	設計値（ルート 2-1）
		Y 方向	58938	1.07	0.80	
			77157	－	1.04	耐震診断第 1 次診断法
	建物総重量 W (kN)	1 階保有耐力 Q_{u1} (kN)		$\frac{Q_{u1}}{0.75ZWA_i}$	$\frac{Q_{u1}}{ZWA_i}$	備考
C-2 棟	29386	X 方向	36632	－	1.25	設計値（ルート 1）
		Y 方向	36240	1.23	－	設計値（ルート 2-2）
			22280	－	0.75	耐震診断第 1 次診断法

表 6.2.4-3　津波荷重と 1 階保有耐力の比較

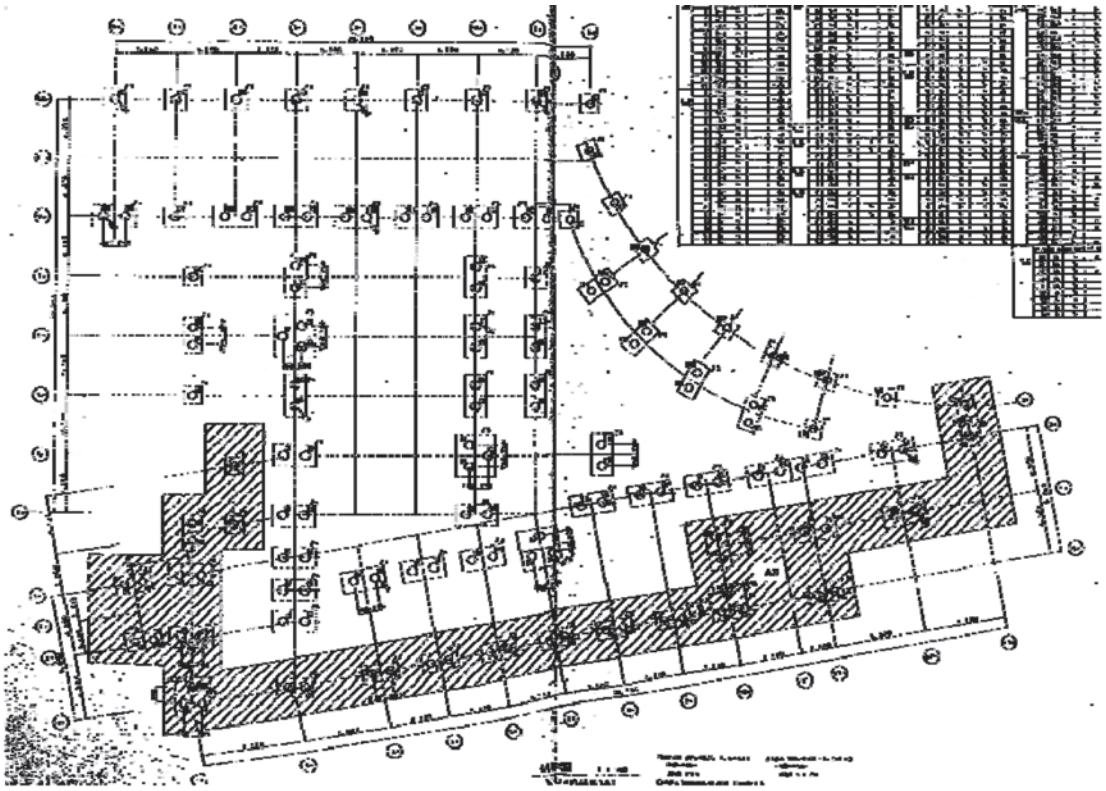
	津波荷重 Q_W (kN)	1 階保有耐力 ${}_yQ_{u1}{}^{*1}$ (kN)	$\frac{{}_yQ_{u1}}{Q_W}$
C-1 棟（Y 方向）	68616	77157	1.12
C-2 棟（Y 方向）	28317	22280	0.79

*1　表 6.2.4-2 の耐震診断第 1 次診断法に準じた計算値



(a)　1 階平面図

図 6.2.4-1　C-1 棟平面図



(b)　杭伏図

図 6.2.4-1　C-1 棟平面図（つづき）

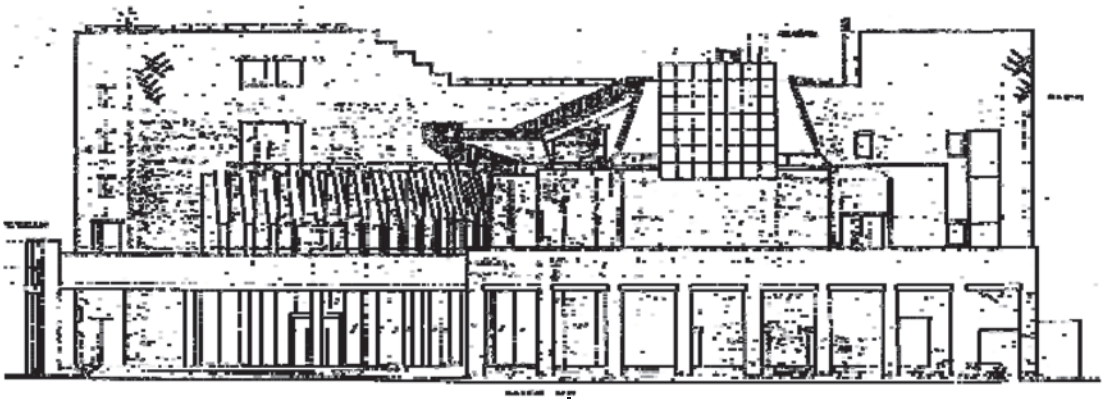
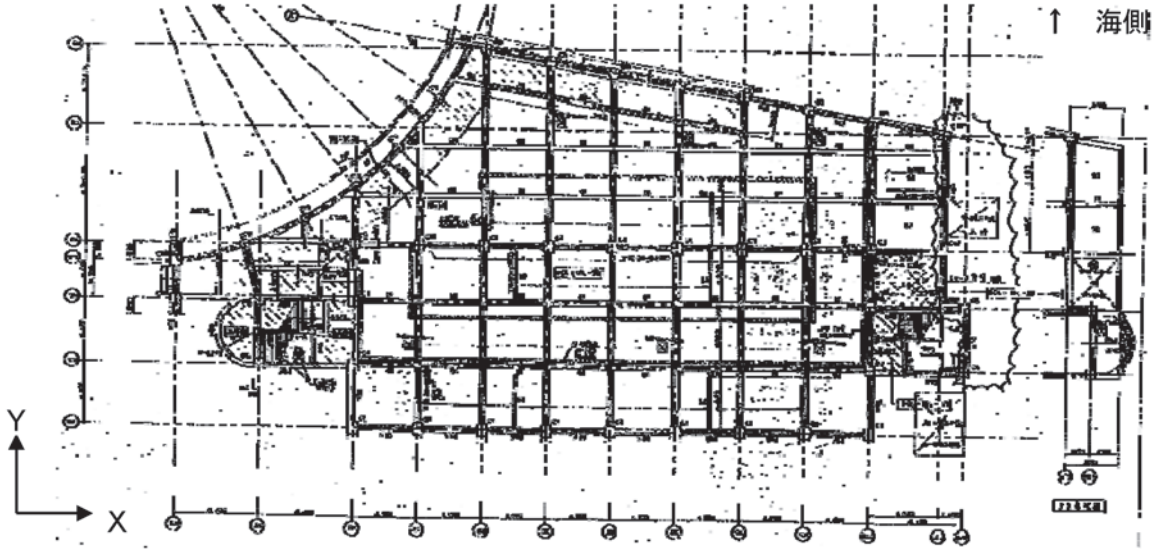
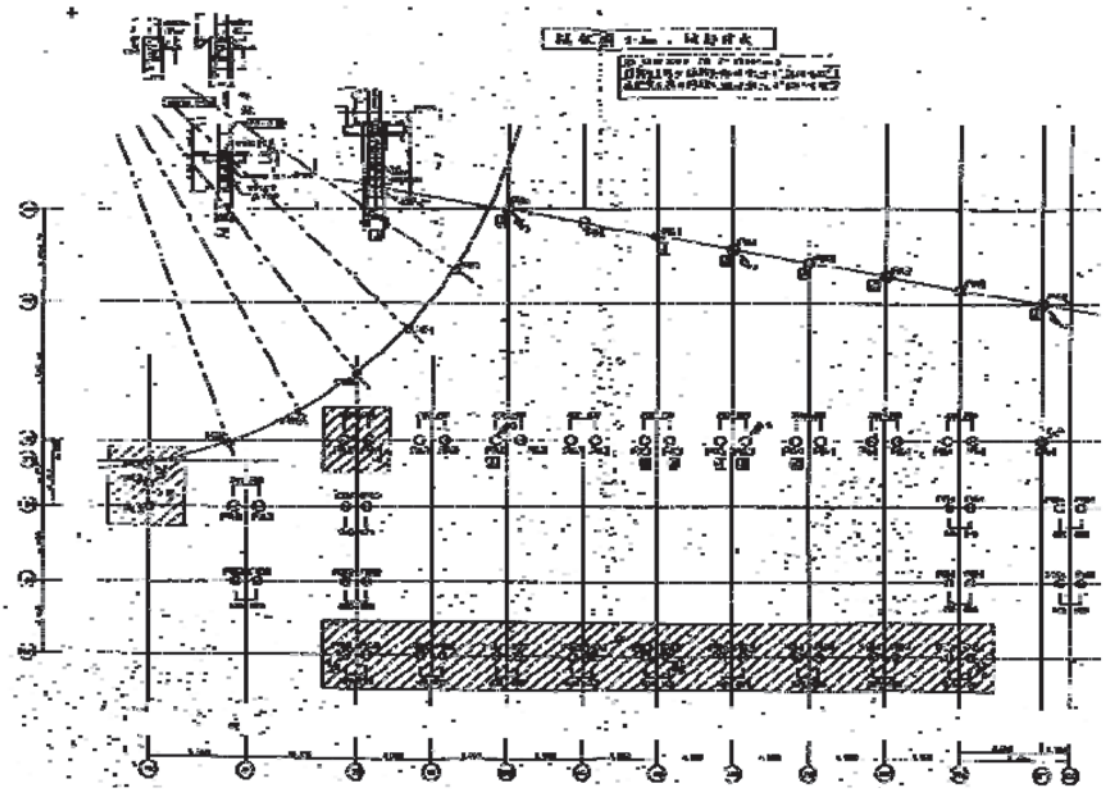


図 6.2.4-2　C-1 棟立面図（東面）



(a)　1階平面図



(b)　杭伏図

図 6.2.4-3　C-2 棟平面図

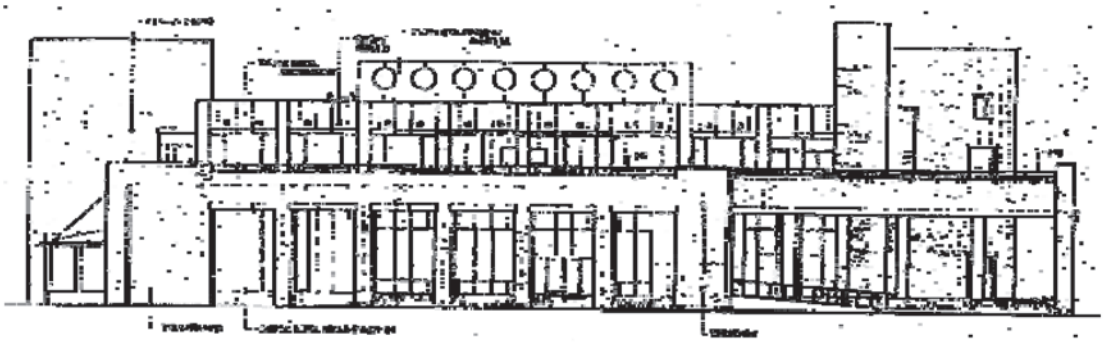


図 6.2.4-4　C-2 棟立面図（東面）

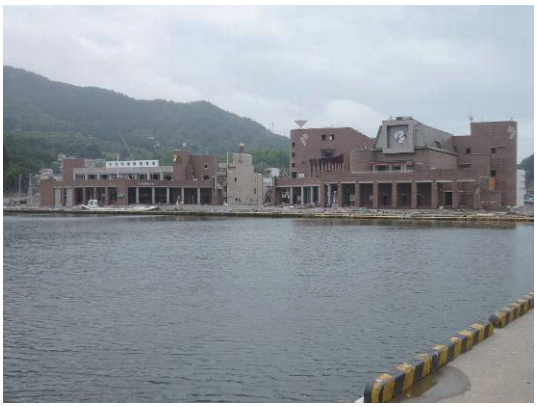


写真 6.2.4-1　建築物全景（東側）



写真 6.2.4-2　建築物周囲の地盤沈降



（2 棟を繋ぐ連絡橋が津波で流された）

C-2 棟　　C-1 棟

写真 6.2.4-3　建築物外観

6.2.5 建築物Dの被害

(1) 建築物について

建築物Dは宮城県仙台市に所在する鉄筋コンクリート造3階建ての建築物であり、津波作用荷重によって外壁および付帯する柱および梁に面外変形が生じた(写真6.2.5-1)。外壁が破壊した区画は２階および３階床が吹抜けとなっており(写真6.2.5-3)、1階床から屋上階 まで桁行外構面４スパンであった津波作用面の開口率は0.02であり、津波作用荷重の低減はほぼ無かったと考えられる。被害状況から下端の柱主筋・壁縦筋はすべて降伏し、側方端部の柱に接続する桁行梁主筋および壁横筋も降伏していると推定される(写真6.2.5-2)。一方、上端では屋上階梁下端において主筋が露出しており、梁下端ではコンクリート圧壊が生じたと考えられる。

本建築物に残留する浸水痕跡は建築物前面でのみ確認されており、10.5m であった。一方、建築物内部に残留する浸水痕跡の最大高さは5.5ｍであった(写真 6.2.5-3)。津波は建築物東側 350m 程度に位置する海岸線から来襲しており、間に低い防潮堤と防潮林があるものの、周辺に遮蔽するような構造物はなく、非常に速い流速で津波が建築物に衝突したと考えられる。



写真 6.2.5-1 耐震壁の面外変形



写真 6.2.5-2 屋上階梁下端の損傷



写真 6.2.5-3 建築物内部の浸水痕跡



写真 6.2.5-4 建築物周辺の状況

(2) 崩壊メカニズムについて

図 6.2.5-1 および図 6.2.5-2 に建築物立面図および 2 階平面図を示す。津波により構造被害を受けた南側区画は 幅 20m×高さ 11.7m の 4 スパンであり、中間階に床を有していない。また、梁間方向のスパン長さは 7m である。一方、北側区画は幅 7.5m の 3 スパンであり、同様の柱梁部材で構成されているが、中間階に床を有しており、津波荷重による躯体の損傷は見られなかった。本区画を構成する部材の断面配筋を図 6.2.5-3 に示す。

津波荷重作用時の柱および壁部材の崩壊メカニズムについては被害状況から 1 階柱脚および 3 階梁上端に塑性ヒンジを仮定して計算している(図 6.2.5-4 参照)。津波浸水深 η は 10.5m としている。津波波力は波圧分布のモーメント中心に集中荷重として作用すると仮定し、同高さ位置の柱および壁に塑性ヒンジが生じたと仮定している。開口面積は小さいため津波荷重低減は考慮していない。本検討方法では壁周囲四辺の構成部材の曲げ強度をすべて累加しており、構造耐力が大きく評価されている。また、トランシットによる計測結果より 3 階床部分は原位置よりもむしろ海側に移動していることから、屋上階梁下端主筋の露出はコンクリート圧壊により発生し、梁上端筋および 3 階床スラブ筋が全て引張降伏していると仮定している。なお、現地掘削調査により行われた 1 階基礎梁の面外破壊や杭頭のせん断破壊による影響は本検討では考慮していない。

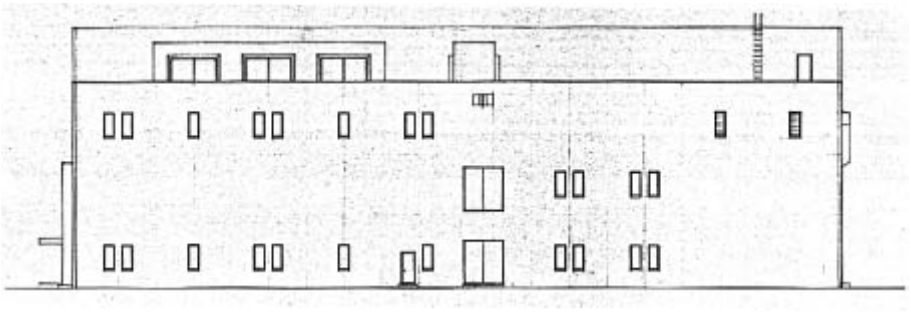


図 6.2.5-1 建築物 東側立面図

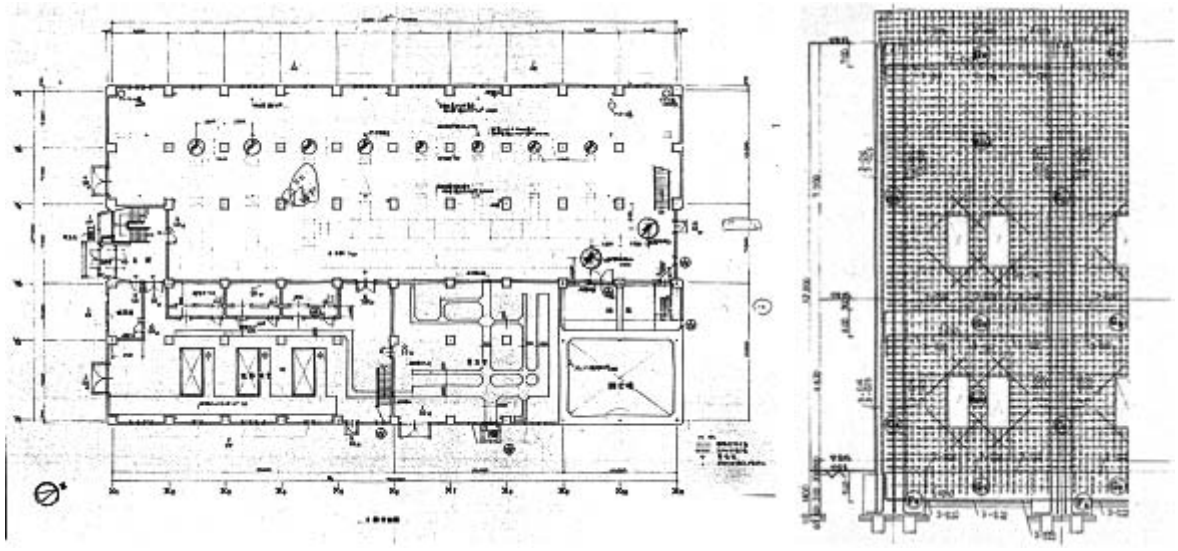


図 6.2.5-2 建築物 2 階平面図および立面配筋図

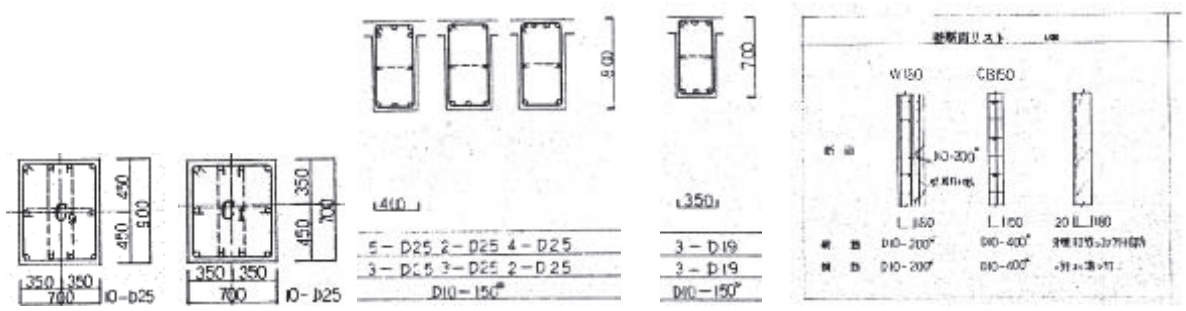


図 6.2.5-3 部材断面リスト（有床区画および無床区画）

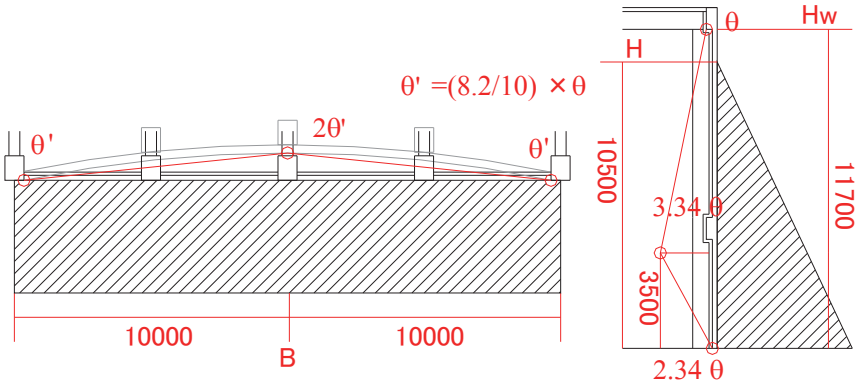


図 6.2.5-4 解析上で仮定した構造物耐力の計算方法（南側無床区画）

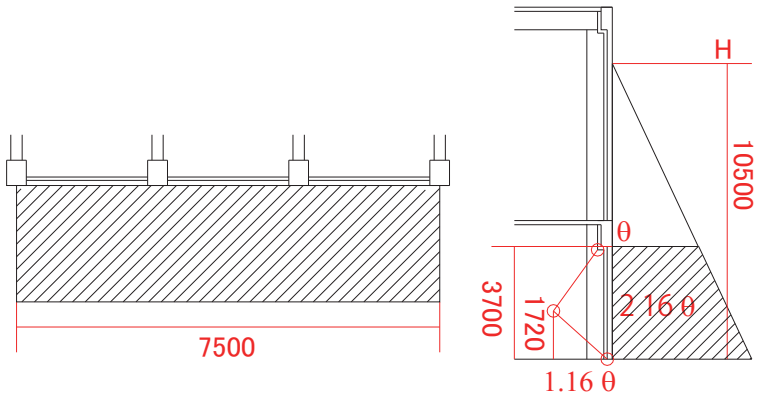


図 6.2.5-5 解析上で仮定した構造物耐力の計算方法（北側有床区画）

(3) 各部材の面外強度

柱(C9)は断面が 700mm×900mm、主筋は 10-D25 (SD345, 引張鉄筋は 4-D25)である。3 階床部分の単位面積重量を 13kN/m^2 と仮定すると、Y1 構面柱 1 本当りに作用する軸力は 228kN であり、柱 1 本当りの曲げ耐力 M_c は 655kNm である。

梁間方向(G1)梁部材は断面が 400mm×800mm、上端主筋は 5-D25 (SD345)である。梁 1 本当りの曲げ耐力 M_{b1} は 649kNm である。またスラブ筋(S1、SD295)については上端筋および下端筋 D10@250 で配筋されており、床見付面に対して 22 本×4 スパンであった。スラブ単体の面外方向の曲げ耐力算定時にはスラブ下端筋を考慮していない。スラブ厚は120mmであり、スラブ上端筋のかぶり厚は40mmとした。桁行方向(G９)梁部材は断面が 400mm×800mm、面外曲げを考慮したときの引張主筋は 2-D22 (SD345)である。梁 1 本当りの曲げ耐力 M_{b2} は 93kNm である。

壁縦筋(SD295)は構造図面より 1 スパン間の見付面に D10 が 22 本あるが、開口部分の縦筋(２穴開口では 7 本、1 穴開口では 3 本)は曲げ耐力に寄与しないため損傷した区画の 4 スパンのうち見付面には 68 本が寄与するとした。壁横筋(SD295)は構造図面より縦筋と同様に開口部分を無視すると、見付面に対して D10 40 本(1 階 12 本、28 本)が寄与するとした。また、壁は元々厚さ 180mm であるが、面外方向に 120mm 増打ちされており、面外方向には壁縦筋が 3 本入っている。かぶり厚さ詳細は不明であるがここでは 50mm と仮定している。

壁(スラブ)筋の面外曲げ強度について二種類の算定方法を用いた(図 6.2.5-6 参照)。

1) 壁(スラブ)筋が寄与する曲げ耐力を付帯する柱(梁)部材の曲げ中立軸から算定する

2) 壁(スラブ)単体の面外曲げ強度を曲げ耐力とする

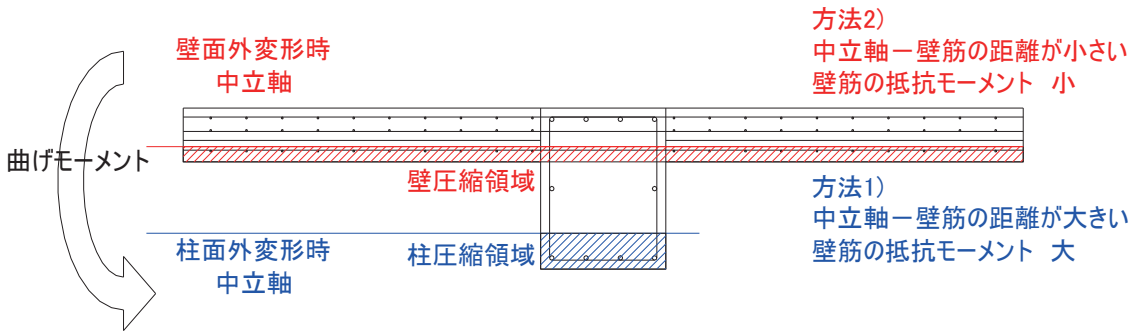


図 6.2.5-6 壁(スラブ)筋の面外曲げ強度 算定方法

1)では壁面外曲げ強度をほぼ最大で評価し、2)では付帯する柱(梁)の影響を無視した評価方法になっている。実際の壁(スラブ)筋は柱スパン中央と柱近傍では負担した曲げ耐力が異なっていたものと考えられる。なお、本検討では塑性理論により構造耐力を算定するが、1)の方法で評価した曲げ耐力は壁(スラブ)引張となるヒンジにのみ適用している。

1) の方法では

スラブ筋(88 本、上下端筋)の曲げ耐力	1319 (kNm)	M_{s1}
壁縦筋 (68×3 本)の曲げ耐力	3215 (kNm)	M_{v1}
壁横筋 (40×3 本)の曲げ耐力	683 (kNm)	M_{h1}

2) の方法では

スラブ筋(44 本、上端筋のみ)の曲げ耐力	73 (kNm)	M_{s2}
壁縦筋 (68×3 本)の曲げ耐力	595 (kNm)	M_{v2}
壁横筋 (40×3 本)の曲げ耐力	350(kNm)	M_{h2}

また、前頁に示した梁や柱による曲げ耐力を下記に示す。

柱 (3 本)の曲げ耐力	1965 (kN m)	$3M_c$
梁間梁 (3 本)の曲げ耐力	1947 (kN m)	$3M_{b1}$
桁行梁 (1 本)の面外曲げ耐力	93 (kN m)	M_{b2}

(4) 無床区画(Y1-X1～X5 構面)における検討

津波高さを 10.5m と仮定すると、波圧分布のモーメント中心位置と仮定する降伏ヒンジ位置は波圧高さの 1/3 (3.5m)の高さ位置となる。建物高さ方向の梁端回転角をθとすると、1 階柱脚の回転角は 2.34 θ (8.2/3.5)、中央 3.5m 位置の柱壁回転角は 3.34θとなる。また、建物幅方向の端部回転角は 0.82 θ、中央位置の梁壁回転角は 1.64θとなる。津波波力は静水圧を高さ方向および建物幅方向に積分して (6.2.5-1) 式で与えられる。

$$P=\int_0^{\eta}(\alpha\times\rho g\,(\eta-x)\times B)\,dx=0.5\alpha\rho g\eta^2 \qquad (6.2.5\text{-}1)$$

ここで、η:浸水深(m)、α:静水圧に対する低減係数、ρ:水密度(ton/m^3)、g:重力加速度(m/s^2)、B:壁幅(m)

本建物(η=10.5(m)、B=20(m))に作用した津波波力は 10810α(kN)となり、W=10810α(kN)×8.2(m)×θ(rad)が津波による仕事量である。一方、内力による仕事量 W0 は

1)の評価方法では

W0= (3×Mb1+Ms1) ×θ + (3×Mc+Mv1) ×2.34θ+ (3×Mc+Mv2) ×3.34θ
+(Mb2+Mh1) ×1.64θ + (Mb2+Mh2) ×1.64θ
= 25936 ×θ (kNm)

W≧W0(崩壊条件)とすると

α≧ 0.292

2)の評価方法では

W0= (3×Mb1+Ms2) ×θ + (3×Mc+Mv2) ×2.34θ+ (3×Mc+Mv2) ×3.34θ
+(Mb2+Mh2) ×1.64θ + (Mb2+Mh2) ×1.64θ
= 18013 ×θ (kNm)

W≧W0(崩壊条件)とすると

α≧ 0.203

したがって、

1)の評価方法では構造物は作用した津波荷重の 29.2%の耐力を有していることになる

2)の評価方法では構造物は作用した津波荷重の 20.3%の耐力を有していることになる

本検討結果において構造物の面外方向算定耐力は最も大きく評価した場合であっても津波作用荷重を大きく下回っており、実被害(外壁の面外変形)と整合する。また、最大浸水深の静水圧が作用するとする仮定は本件においては過大な評価（設計としては安全側の評価）となることがわかる。

(5) 有床区画(Y1-X6～X9 構面)における検討

有床区画は幅 7.5m、高さ 3.7m を有する 1 階 3 スパンの区画である。梁間方向梁は断面が 450mm×1100mm、上端筋が 7-D25 と非常に大きく、梁曲げ耐力が柱曲げ耐力を超過するため、本区画では 1 階柱脚・柱頭のヒンジ形成を仮定する。津波作用荷重のモーメント中心位置に相当する降伏ヒンジ高さは 1.72m となる(図 6.2.5 参照)。

柱は断面が 700mm×700mm、主筋は 10-D25 (SD345、引張鉄筋は 4-D25)である。2、3 階床部分の単位面積重量を 13kN/m^2 と仮定すると、Y1 構面柱 1 本当りに作用する軸力は 455kN であり、柱 1 本当りの曲げ耐力 M_c は 584kNm である。壁縦筋の曲げ耐力は前述した方法に基づいて算定し、見付面積に対して 54 本(M_{v1} 1878(kNm)、M_{v2} 472(kNm))となる。壁横筋については考慮しない。建物高さ方向の柱端回転角をθとすると、1 階柱脚の回転角は 1.16 θ(1.98/1.72)、中央 1.72m 位置の柱壁回転角は 2.16θとなる。本建物 1 階(h=0～3.7(m)、B=7.5(m))に作用した津波波力は 4660α(kN)となり、W=4660α(kN)×1.98(m)×θ (rad)が津波の作用した仕事量である。

一方、内力による仕事量 W0 は

1)の評価方法では

$W0 = 2\times M_c\times 4.32\theta + M_{v1}\times 2.16\theta + M_{v2}\times 2.16\theta$

$= 10121 \times \theta$ (kNm)

W≧W0(崩壊条件)とすると

$\alpha \geqq 1.097$

2)の評価方法では

$W0 = (2\times M_{c1} + M_{v2}) \times 4.32\theta$

$= 7085 \times \theta$ (kNm)

W≧W0(崩壊条件)とすると

$\alpha \geqq 0.768$

本検討結果において構造物の面外方向算定耐力は津波作用荷重の約 1.1 倍程度であり、被害が見られなかった調査結果と整合する。(実際は壁横筋等が作用することにより余裕があったと考えられる)

(6) 検討結果

- 本建物は 2 階部分の階高が大きく、無床区画(3 階 4 スパン)は有床区画(1 階 3 スパン)の約 4.2 倍の受圧面積を有しており、作用した津波荷重は本資料の方法では 2.3 倍程度であった。また、無床区画は中間階の床が抜けているため、支持端部から降伏ヒンジ形成位置までの距離(8.2m、3.5m)が大きく、曲げモーメントに耐えられず耐震壁が面外変形したと考えられる。
- 無床区画の構造物の耐力算定では壁縦筋やスラブ筋など最も部材耐力を大きく評価した場合であっても、津波作用荷重の約 30%程度にしか耐えられないことがわかった。すなわち、津波作用荷重を最大浸水深の時の静水圧分布より算定するのは本件では過大な評価になっているようである。

- 有床区画の構造物の耐力算定では壁横筋の影響や壁縦筋の曲げ耐力を大きく評価しなかった場合であっても、津波作用荷重の約 1.1 倍程度の耐力を有しており、被害が見られなかったこととも一致している。無床区画の検討より、津波作用荷重が最大浸水深の静水圧分布から求めた値の 0.3 倍程度と考えられることから、有床区画の耐力は津波作用荷重の 3 倍程度あることになる。これは、建物ひび割れ損傷の発生は大雑把に考えると耐力の 1/3 程度であることを考え合わせると、当該建物がほぼ無被害であったことと整合する。

6.2.6　建築物Ｅの被害

(1) 被災建築物の概要

建築物 E は 1970 年に建設された壁式プレキャスト RC 造（リブ付中型コンクリートパネル造）2 階建ての公営集合住宅である。本団地は 1 棟あたり 3～5 戸からなる住棟 6 棟から構成されており、海岸線に近い側の 4 戸 1 住棟 2 棟について検討を行う。1 階平面は図 6.2.6-1 に示す通り、長辺は 4 スパン（スパン長さ 3.81m）、短辺は 1 スパン（スパン長さ 5.16m）で共通である。本建築物では屋上に漂流物が確認されたことから、浸水深は建築物高さ（=5.85m）以上と推定され、近隣の RC 造 3 階建て集合住宅の前面における計測浸水深は 7.5m であった。本建築物の被害状況としては、周辺地盤の洗掘による傾斜（写真 6.2.6-1）や、漂流物の衝突によるとみられる 2 階妻壁の損傷（写真 6.2.6-2）が見られたものの、1 階には構造的な大きな損傷は確認されなかった。なお、海岸線から本建築物までの距離は約 800m であった。



写真 6.2.6-1　周辺地盤の洗掘による傾斜



写真 6.2.6-2　2 階妻壁の損傷

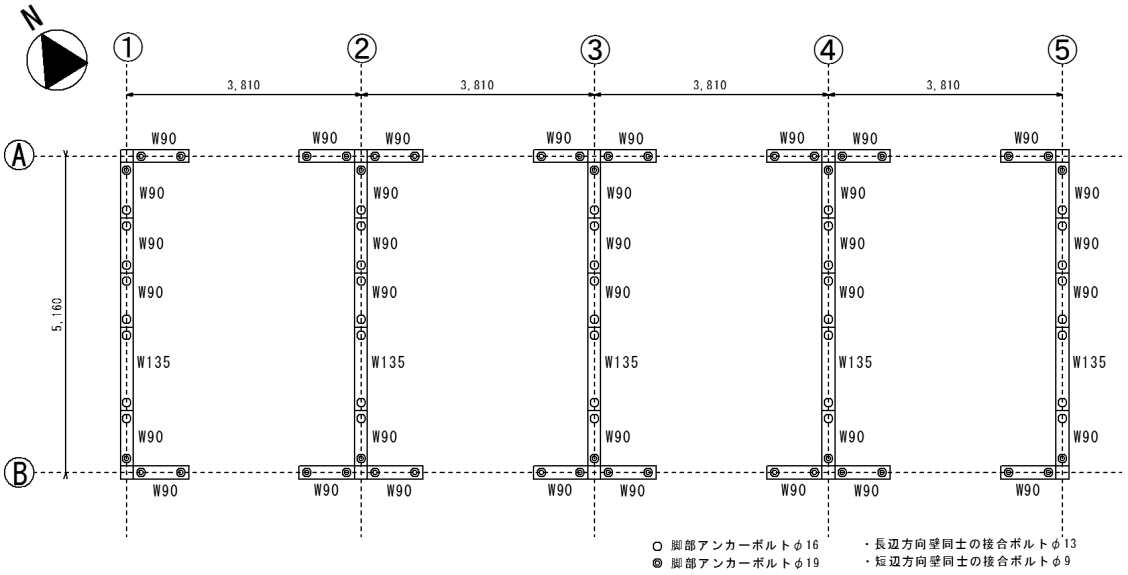


図 6.2.6-1　耐力壁割付図

(2) 建築物荷重及び耐力

本建築物の建築物荷重及び保有耐力を、プレハブ建築協会「工業化住宅の耐震診断法 III-2 リブ付中型コンクリートパネル造」[6.2-7]の「③保有水平耐力による確認」に基づいて算定した。

(a) 建築物荷重

本建築物は、屋根がリブ付きパネルで積雪区分は一般 50cm 以下（名取市 40cm）であることから、1 階の単位床面積当たりの地震時荷重 w (tf/m^2)は次式で表される。

$w=0.53+0.73A_2/A_1$

ここで、A_2：2 階床面積、A_1：1 階床面積である。

本建築物の床面積は $A_1=A_2=78.6$(m^2)であることから w=1.26(tf/m^2)となる。建築物荷重 W は単位床面積当たりの地震時荷重と床面積を用いて下記のとおり W=971(kN)と算定される。

W=1.26(tf/m^2)×3.81(m)×4×5.16(m)=99.08(tf)=971(kN)

(b) 1 階保有耐力

図 6.2.6-1 に耐力壁割付図を示す。1 階長辺方向は W90 独立壁（脚部アンカーφ19）8 枚と W90 L 型直交壁あり（脚部アンカーφ19、接合ボルトφ13）8 枚で構成される。それぞれの耐力壁 1 枚当たりの終局せん断耐力は次式で算定できる。

・W90 独立壁（脚部アンカーφ19）：

1.28+0.09N=1.50(tf)

・W90 L 型直交壁あり（脚部アンカーφ19、接合ボルトφ13）：

1.50+3.36=4.86(tf)

ここで、N：各耐力壁が負担する軸力である。

したがって、長辺方向の保有耐力は下記の通り 498kN と算定される。これは建築物荷重の 0.51 倍に相当する。

1.50(tf)×8+4.86(tf)×8=50.81(tf)=498(kN)

1 階短辺（Ⓐ→Ⓑ）方向は、W90 独立壁（脚部アンカーφ16）5 枚（片側床 2 枚、両側床 3 枚）、W90 L 型直交壁あり（脚部アンカーφ19、接合ボルトφ9）2 枚、W90 T 型直交壁あり（脚部アンカーφ19、接合ボルトφ9）3 枚、W90 連続壁あり（脚部アンカーφ16、接合ボルトφ9）10 枚（片側床 4 枚、両側床 6 枚）、W135 連続壁あり（脚部アンカーφ16、接合ボルトφ9）5 枚（片側床 2 枚、両側床 3 枚）から構成される。それぞれの耐力壁 1 枚当たりの終局せん断耐力は次式で算定できる。

・W90 独立壁（脚部アンカーφ16）：

0.91+0.09N=1.03(tf)（片側床）、1.16(tf)（両側床）

・W90 L 型直交壁あり（脚部アンカーφ19、接合ボルトφ9）：

1.28+0.09N+2.93=4.33(tf)

・W90 T 型直交壁あり（脚部アンカーφ19、接合ボルトφ9）：

1.28+0.09N+3.46=4.86(tf)

・W90 連続壁あり（脚部アンカーφ16、接合ボルトφ9）：

0.91+0.09N+1.81=2.84(tf)（片側床）、2.97(tf)（両側床）

・W135 連続壁あり（脚部アンカーφ16、接合ボルトφ9）：

1.46+0.21N+2.72=4.61(tf)（片側床）、5.05(tf)（両側床）

ここで、N：各耐力壁が負担する軸力である。
したがって、短辺（Ⓐ→Ⓑ）方向の保有耐力は下記の通り 807kN と算定される。これは建築物荷重の 0.83 倍に相当する。
1.03(tf)×2+1.16(tf)×3+4.33(tf)×2+4.86(tf)×3+2.84(tf)×4+2.97(tf)×6
+4.61(tf)×2+5.05(tf)×3=82.35(tf)=807(kN)

(3) 建築物に作用した津波波力

建築物に作用する津波波力 P(kN)は、計測浸水深 η の静水圧分布の津波が作用したものと考えて、建築物の高さ方向および幅方向に積分して次式で与えられる。

$$P=\int_0^H(\alpha\times\rho g(\eta-x)\times B)dx \qquad (6.2.6\text{-}1)$$

ここで、η：計測浸水深(m)、H：建築物高さ(m)、α：静水圧に対する低減係数、ρ：水密度(ton/m^3)、g：重力加速度(m/s^2)、B:壁幅(m)である。

本建築物への津波の襲来方向を考慮して、妻面に対して直角に津波が作用したと仮定し、長辺方向に関して検討を行う。計測浸水深 η=7.5(m)、壁幅 B=5.16(m)、建築物高さ H=5.85(m)とすると、本建築物の長辺方向に作用した津波波力 P は 1353α(kN)となる。よって、本建築物の保有耐力 498kN に相当する津波波力は、静水圧により作用する津波波力の約 37%（α≒0.37）となり、この検討結果は建築物が残存した実際の被害状況と整合しない。これは、1 階長辺方向に多数存在する大きな開口から海水が建築物内部に回り込んだことや、写真 6.2.6-2 に示すように妻壁が損傷したことにより、建築物に作用する波圧が軽減された可能性が考えられる。

6.2.7 液状化による杭の引き抜き耐力の低下

津波による被災地域では、杭基礎の建築物であっても、転倒・移動した事例がいくつか報告されている[例えば6.2-4)、6.2-8)]。これは、建築物への津波による波力と浮力によって、杭の抜け上がりが生じたためと推察されるが、その原因の一つとして、本震時に、地盤の液状化によって杭の周面摩擦抵抗が失われ、引き抜き耐力が低下したことで、津波時に、杭が抜け上がり易くなっていた可能性が考えられる。そこで、本項では、南三陸町および女川町において、地震前の地盤調査データが得られた3棟の杭基礎建築物を対象に、本震を想定した液状化判定を行い、その結果に基づいて、杭の引き抜き耐力が低下した可能性について検討する。なお、いずれの杭基礎建築物も、津波による転倒・移動の被害は生じていない。

(1) 検討対象の建築物と杭の概要

a) 建築物A（RC造4階建て：6.2.2参照）

・建築物の位置：南三陸町の沿岸部
・地盤調査および対象杭の位置：敷地内（不明）
・地盤情報：土質柱状図、標準貫入試験（以下、SPT）N値
・杭種（杭長）：PRC-I＋PHC-A（8m＋14m）　　杭径：350mm
　杭本数：119（うち試験杭6）　　杭施工法：打込み

b) 建築物F（RC造3階建て）

・建築物の位置：南三陸町の沿岸部
・地盤調査および対象杭の位置：図6.2.7-1に示すボーリングB-1～3地点および直近の杭。なお、同図の3棟のうち、東側の1棟は、杭基礎ではなく、直接（連続布）基礎＋柱状地盤改良（ソイルセメントコラム）となっている。
・地盤情報：土質柱状図、孔内水位、N値、物理試験（密度・含水比・粒度分布）
・杭種（杭長）：PHC-B＋PHC-A（8m＋8m）またはPHC-B（6～15m）　　杭径：400mm
　杭本数：53（うち試験杭5）　　杭施工法：プレボーリング打撃または中堀打撃

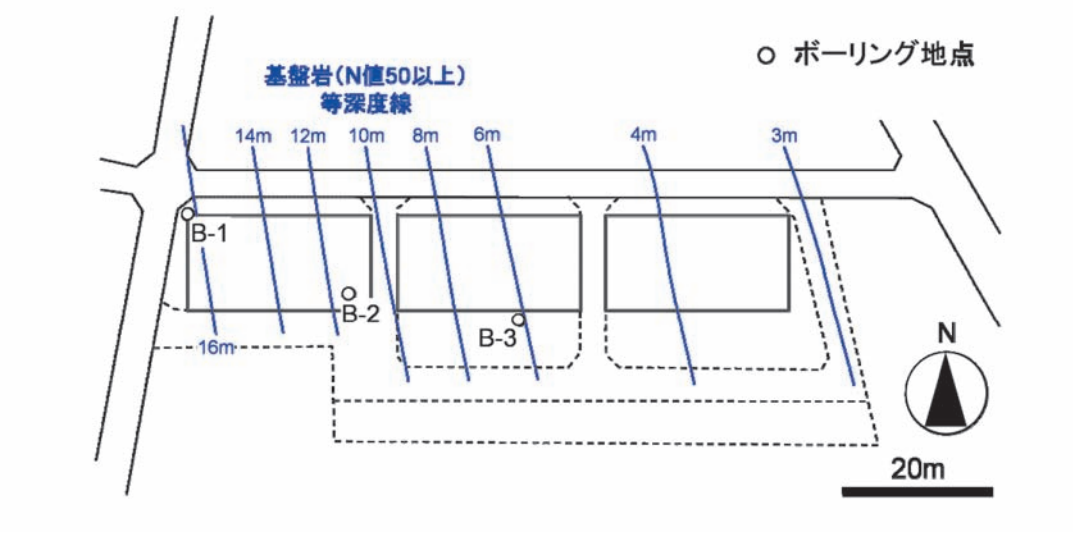


図6.2.7-1　建築物Fの地盤調査位置（ボーリングB-1～3）



写真 6.2.7-1　建築物 F の全景（図 6.2.7-1 の 3 棟のうち中央の 1 棟を北西側より臨む）



写真 6.2.7-2　洗掘により露頭したフーチング（写真 6.2.7-1 の棟の北東隅部）

c）建築物 C（RC 造 3 階建て：6.2.4 参照）

・建築物の位置：女川町の沿岸部

・地盤調査および対象杭の位置：図 6.2.7-2 に示すボーリング B-4～7 地点および直近の杭。

・地盤情報：土質柱状図、孔内水位、N 値

・杭種（杭長）：SC＋PHC-B（6m＋6～14m または 5m＋7～15m）　　杭径：500mm または 600mm
　杭本数：142　　杭施工法：ダブルオーガ併用油圧打撃

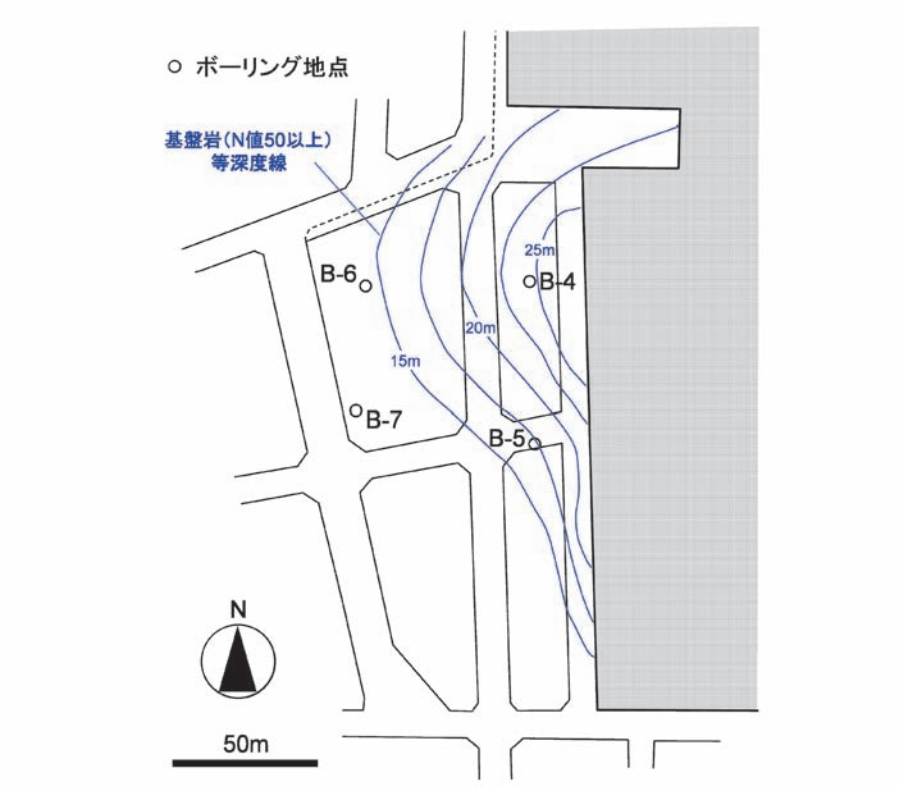


図 6.2.7-2　建築物 C の地盤調査位置（ボーリング B-4～7）

(2) 検討方法および検討条件

a) 液状化判定

現行の建築基礎構造設計指針の方法[6.2-9)]によった。液状化安全率 F_l および推定沈下量 S（＝地表変位 D_{cy}）の算定に必要な地盤および地震動のパラメータは、以下のように設定した。

・土質区分：土質柱状図とN値から判断した。
・土の単位体積重量：文献6.2-10を参考に、土質区分から仮定した。
・地下水位：ボーリング孔内水位（無水堀り）の記載があれば，その値を使用した。記載がなければ、近傍の地点の値から仮定した。
・N値：SPTの実測値を用いた。ただし、貫入不能ないしN値が50を超える場合，N値 = 50とした。
・細粒分含有率 F_C：粒度試験データがあれば、その値を使用した。データがなければ、文献6.2-8や6.2-10を参考に、F_C = 15%、35%の2ケースを仮定した。
・50%粒径 D_{50}（砂礫のみ）：粒度試験データがあれば、その値を使用した。データがなければ、近傍の地点の値から仮定した。情報が何もなければ、文献6.2-10の代表値を用いた。
・地表加速度：300、400、500galの3ケースを仮定した。これは、建築基礎構造設計指針では、中地震で150-200gal（東京湾岸部の観測値）程度、大地震で350gal（1995年兵庫県南部地震における神戸市の埋立地の観測値）程度が推奨されていることによる。
・地震マグニチュード：気象庁の発表値 M_W = 9.0を用いた。

b) 杭の引き抜き耐力

現行の建築基礎構造設計指針の方法[6.2-11)]によった。砂質土および粘性土における打込み杭の引き抜き耐力（最大・残留・降伏）の算定に必要な地盤および杭のパラメータは、以下のように設定した（ a)と重複する項目は除く）。なお、群杭効果や負の摩擦力の影響は考慮しない。

・砂質土で液状化が発生すると判定された部分では、杭の周面摩擦抵抗をゼロと仮定した。
・粘性土の一軸圧縮強度 q_u：文献6.2-12を参考に、$q_u = \max(25N,\ 60)$ (kN/m^2)（N: SPTによる実測N値）と仮定した。ただし、N = 0の場合，q_u = 0とした。
・杭径、杭長：(1) 検討対象の建築物と杭の概要の値を用いた。
・杭の自重:コンクリートおよび鋼材の単位体積重量を、それぞれ23kN/m^{3}および77kN/m^{3}と仮定して、地下水位以深の部分に作用する浮力の影響を考慮して算定した。

(3) 検討結果とまとめ

a) 液状化判定

1) 建築物 A

表 6.2.7-1 建築基礎構造設計指針による建築物 A の液状化判定

B-0　地下水位 (m)　0.40

深度 (m)	土質	単位体積重量 (t/m^3)	有効上載圧 (kgf/cm^2)	SPT-N値	細粒分含有率 F_C (%)	50%粒径 D_{50} (mm)	補正N値 N_a	液状化抵抗比 R_{15}	液状化安全率 F_L			（液状化による）震動中の最大水平変位分布 (cm)		
									300gal	400gal	500gal	300gal	400gal	500gal
1.3	シルト質細砂	1.80	0.132	12	15		40.0	7.180	19.490	14.620	11.700	7.0	7.1	7.1
2.3	砂質シルト	1.80	0.228	3								7.0	7.1	7.1
3.3	砂礫	2.10	0.323	28		2.0	38.8	5.865	13.280	9.963	7.971	7.0	7.1	7.1
4.3	シルト質細砂	1.80	0.418	6	15		16.3	0.178	0.403	0.302	0.242	7.0	7.1	7.1
5.3		1.80	0.498	6	15		15.5	0.171	0.382	0.286	0.229	5.3	5.3	5.3
6.3	砂礫	2.10	0.593	10		2.0	10.2	0.132	0.298	0.224	0.179	3.4	3.4	3.4
7.3	砂質シルト	1.80	0.688	7								0.0	0.0	0.0
8.3		1.80	0.768	4								0.0	0.0	0.0
9.3		1.80	0.848	6								0.0	0.0	0.0
10.3	シルト	1.75	0.926	7								0.0	0.0	0.0
11.3		1.75	1.001	8								0.0	0.0	0.0
12.3	玉石混じり砂礫	2.10	1.093	50		5.0	33.7	2.320	5.566	4.174	3.339	0.0	0.0	0.0
13.3	砂質シルト	1.80	1.188	7								0.0	0.0	0.0
14.3		1.80	1.268	4								0.0	0.0	0.0
15.3		1.80	1.348	4								0.0	0.0	0.0
16.3	有機物混じりシルト	1.75	1.426	5								0.0	0.0	0.0
17.3		1.75	1.501	6								0.0	0.0	0.0
18.3		1.75	1.576	9								0.0	0.0	0.0
19.3	シルト質砂礫	2.10	1.668	10								0.0	0.0	0.0
20.3		2.10	1.778	22								0.0	0.0	0.0
21.3	粘板岩	2.10	1.888	38								0.0	0.0	0.0
22.3		2.10	1.998	50								0.0	0.0	0.0
23.3		2.10	2.108	50								0.0	0.0	0.0
24.3		2.10	2.218	50								0.0	0.0	0.0
25.3		2.10	2.328	50								0.0	0.0	0.0

地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)	7.0	7.1	7.1
液状化の程度 (cm)	小	小	小

【F_C = 35%の場合】

地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)	6.2	6.2	6.2
液状化の程度 (cm)	小	小	小

・深度 4-6m 付近の埋土（シルト質細砂・砂礫）が液状化したと考えられる。ただし、その程度は小さかったと推察される（沈下量で 6-7cm 程度）。

・計算に用いた細粒分含有率 F_C と砂礫の 50%粒径 D_{50} は仮定値であり、判定結果には不確実性が残る。

2）建築物 F

表 6.2.7-2　建築基礎構造設計指針による建築物 F の液状化判定（ボーリング B-1～3）

B-1　地下水位 (m)　1 00

深度 (m)	土質	単位体積重量 (t/m^3)	有効上載圧 (kgf/cm^2)	SPT-N値	細粒分含有率 F_C (%)	50%粒径 D_{50} (mm)	補正N値 N_a	液状化抵抗比 R_{15}	液状化安全率 F_L			（液状化による）震動中の最大水平変位分布 (cm)		
									300gal	400gal	500gal	300gal	400gal	500gal
1.3	盛土（砂礫）	2.10	0.227	18		75 0	13.3	0.153	0.561	0.421	0 337	8.3	8.9	9.4
2.3	シルト質細砂	1 80	0.322	3	15		12.3	0.146	0.439	0.329	0 263	6.2	6.4	7 0
3.3		1 80	0.402	7	15		18.0	0 200	0.548	0.411	0 329	3.5	3.7	4 2
4.3		1 80	0.482	5	15		14.2	0.160	0.414	0.310	0 248	2.2	2.2	2.7
5.3		1 80	0.562	15	15		27.0	0 654	1.644	1.233	0 987	0.0	0.0	0.5
6.3	砂質シルト	1.80	0.642	3								0.0	0.0	0 0
7.3		1.80	0.722	7								0.0	0.0	0.0
8.3		1.80	0.802	8								0.0	0.0	0.0
9.3		1.80	0.882	7								0.0	0.0	0.0
10 3		1.80	0.962	7								0.0	0.0	0.0
11 3	粘土質礫	2.10	1.057	20								0.0	0.0	0 0
12.3		2.10	1.167	50								0.0	0.0	0 0
13.3		2.10	1.277	50								0.0	0.0	0 0
14.3	礫混じり粘土	1 50	1.357	8								0.0	0.0	0 0
15 3		1 50	1.407	7								0.0	0.0	0 0
16 3	粘板岩	2.10	1.487	50								0.0	0.0	0 0
17 3		2.10	1.597	50								0.0	0.0	0 0
18 3		2.10	1.707	50								0.0	0.0	0 0
									地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)			8.3	8.9	9.4
									液状化の程度 (cm)			小	小	小

B-2　地下水位 (m)　1.15

深度 (m)	土質	単位体積重量 (t/m^3)	有効上載圧 (kgf/cm^2)	SPT-N値	細粒分含有率 F_C (%)	50%粒径 D_{50} (mm)	補正N値 N_a	液状化抵抗比 R_{15}	液状化安全率 F_L			（液状化による）震動中の最大水平変位分布 (cm)		
									300gal	400gal	500gal	300gal	400gal	500gal
1.3	盛土（砂礫）	2.10	0.242	12		17 5	12.8	0.150	0.587	0.440	0 352	5.6	6.1	6 2
2.3	シルト質細砂	1 80	0.337	6	15		17.3	0.191	0.602	0.451	0 361	3.3	3.6	3 6
3.3		1 80	0.417	5	15		14.7	0.164	0.465	0.349	0 279	2.0	2.0	2 0
4.3	砂質シルト	1 80	0.497	3								0.0	0.0	0 0
5.3		1 80	0.577	4								0.0	0.0	0 0
6.3		1 80	0.657	3								0.0	0.0	0 0
7.3		1 80	0.737	4								0.0	0.0	0 0
8.3	礫混じり粘土	1.50	0.802	16								0.0	0.0	0 0
9.3	粘土	1.50	0.852	4								0.0	0.0	0 0
10 3		1.50	0.902	5								0.0	0.0	0.0
11 3	礫質シルト	2.10	0.982	50								0.0	0.0	0.0
12 3	玉石混じり砂礫	2.10	1.092	50								0.0	0.0	0 0
13.3	粘板岩	2.10	1.202	50								0.0	0.0	0 0
14.3		2.10	1.312	50								0.0	0.0	0 0
									地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)			5.6	6.1	6 2
									液状化の程度 (cm)			小	小	小

B-3　地下水位 (m)　1 00

深度 (m)	土質	単位体積重量 (t/m^3)	有効上載圧 (kgf/cm^2)	SPT-N値	細粒分含有率 F_C (%)	50%粒径 D_{50} (mm)	補正N値 N_a	液状化抵抗比 R_{15}	液状化安全率 F_L			（液状化による）震動中の最大水平変位分布 (cm)		
									300gal	400gal	500gal	300gal	400gal	500gal
1.3	盛土（砂礫）	2.10	0.227	12		45 0	10.4	0.133	0.489	0.367	0 293	7.0	7.3	7.4
2.3	シルト質細砂	1 80	0.322	6	15		17.6	0.194	0.584	0.438	0 351	3.8	4.0	4 0
3.3		1 80	0.402	4	15		13.3	0.153	0.418	0.313	0 251	2.4	2.5	2 5
4.3	砂質シルト	1 80	0.482	3								0.0	0.0	0 0
5.3		1 80	0.562	4								0.0	0.0	0 0
6.3	粘板岩	2.10	0.657	50								0.0	0.0	0 0
7.3		2.10	0.767	50								0.0	0.0	0 0
8.3		2.10	0.877	50								0.0	0.0	0 0
									地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)			7.0	7.3	7.4
									液状化の程度 (cm)			小	小	小

・深度 1m から 2-5m までの盛土およびシルト質細砂が液状化したと考えられる。ただし、その程度は小さかったと推察される（沈下量で 6-9cm 程度）。

・計算に用いた細粒分含有率 F_C と砂礫の 50%粒径 D_{50} は実測値であり、判定結果の不確実性は小さいと考えられる。

3）建築物 C

表 6.2.7-3　建築基礎構造設計指針による建築物 C の液状化判定（ボーリング B-4、5）

B-4　地下水位 (m)　0 00

深度 (m)	土質	単位体積重量 (t/m^3)	有効上載圧 (kgf/cm^2)	SPT-N値	細粒分含有率 F_C (%)	50%粒径 D_{50} (mm)	補正N値 N_a	液状化抵抗比 R_{15}	液状化安全率 F_L			（液状化による）震動中の最大水平変位分布 (cm)		
									300gal	400gal	500gal	300gal	400gal	500gal
1.3	貝殻混じり粘土	1 50	0.065	0								3.4	3.5	3 5
2.3		1 50	0.115	0								3.4	3.5	3 5
3.3		1 50	0.165	0								3.4	3.5	3 5
4.3	貝殻混じり砂質粘土	1 50	0.215	1								3.4	3.5	3 5
5.3		1 50	0.265	1								3.4	3.5	3 5
6.3	礫混じり砂質粘土	1 50	0.315	3								3.4	3.5	3 5
7.3		1 50	0.365	4								3.4	3.5	3 5
8.3	粘土混じり砂礫	2.10	0.445	28	15	30 0	26.4	0 584	0.951	0.714	0 571	3.4	3.5	3 5
9.3	粘土混じり砂礫	2.10	0.555	50								2.9	3.0	3 0
10 3		2.10	0.665	50								2.9	3.0	3 0
11 3	シルト	1.75	0.758	7								2.9	3.0	3 0
12 3	粘土混じり砂礫	2.10	0.850	50								2.9	3.0	3 0
13.3	礫混じり砂質シルト	1 80	0.945	8								2.9	3.0	3 0
14 3		1 80	1.025	6								2.9	3.0	3 0
15 3	粘土混じり砂礫	2.10	1.120	50								2.9	3.0	3 0
16.3		2.10	1.230	50								2.9	3.0	3 0
17 3	粘土混じり砂礫	2.10	1.340	31	15	27 5	19.6	0 229	0.552	0.414	0 331	2.9	3.0	3 0
18 3		2.10	1.450	23	15	27 5	16.0	0.176	0.437	0.328	0 262	1.8	1.8	1 8
19 3	軟岩	2.10	1.560	50								0.0	0.0	0 0
20 3		2.10	1.670	50								0.0	0.0	0 0
21 3		2.10	1.780	50								0.0	0.0	0 0

地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)	3.4	3.5	3 5
液状化の程度 (cm)	軽微	軽微	軽微

【F_C = 35%の場合】

地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)	2.1	2.2	2.7
液状化の程度 (cm)	軽微	軽微	軽微

B-5　地下水位 (m)　0 00

深度 (m)	土質	単位体積重量 (t/m^3)	有効上載圧 (kgf/cm^2)	SPT-N値	細粒分含有率 F_C (%)	50%粒径 D_{50} (mm)	補正N値 N_a	液状化抵抗比 R_{15}	液状化安全率 F_L			（液状化による）震動中の最大水平変位分布 (cm)		
									300gal	400gal	500gal	300gal	400gal	500gal
1.3	貝殻混じり粘土	1 50	0.065	0								6.0	6.0	6 0
2.3		1 50	0.115	0								6.0	6.0	6 0
3.3	貝殻混じり砂質粘土	1 50	0.165	0								6.0	6.0	6 0
4.3		1 50	0.215	0								6.0	6.0	6 0
5.3		1 50	0.265	2								6.0	6.0	6 0
6.3	粘土混じり砂礫	2.10	0.345	8	15	30.0	13.3	0.153	0.244	0.183	0.146	6.0	6.0	6 0
7.3		2.10	0.455	50								3.5	3.5	3 5
8.3		2.10	0.565	14	15	30.0	15.6	0.172	0.324	0.243	0.195	3.5	3.5	3.5
9.3		2.10	0.675	47	15	30.0	33.4	2.190	4.373	3.280	2 624	1.6	1.7	1.7
10 3		2.10	0.785	29	15	30.0	22.1	0 302	0.630	0.473	0.378	1 6	1.7	1.7
11 3		2.10	0.895	32	15	30.0	22.6	0 322	0.701	0.526	0.421	0.8	0.8	0 8
12.3	軟岩	2.10	1.005	50								0.0	0.0	0 0
13 3		2.10	1.115	50								0.0	0.0	0 0
14 3		2.10	1.225	50								0.0	0.0	0 0
15 3		2.10	1.335	50								0.0	0.0	0 0

地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)	6.0	6.0	6 0
液状化の程度 (cm)	小	小	小

【F_C = 35%の場合】

地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)	3.9	4.4	4.4
液状化の程度 (cm)	軽微	軽微	軽微

表 6.2.7-4　建築基礎構造設計指針による建築物 C の液状化判定（ボーリング B-6、7）

B-6　地下水位 (m)　1 90

深度 (m)	土質	単位体積重量 (t/m^3)	有効上載圧 (kgf/cm^2)	SPT-N値	細粒分含有率 F_C (%)	50%粒径 D_{50} (mm)	補正N値 N_a	液状化抵抗比 R_{15}	液状化安全率 F_L			（液状化による）震動中の最大水平変位分布 (cm)		
									300gal	400gal	500gal	300gal	400gal	500gal
1.3	埋土（粘性土を多く含む砂礫）	2.10	0.273	5								23 3	23 9	24.0
2.3		2.10	0.443	2	15	2.0	9.4	0.126	0.489	0.366	0 293	23 3	23 9	24.0
3.3		2.10	0.553	5	15	2 0	12.3	0.146	0.500	0.375	0 300	19 8	20 2	20.3
4.3		2.10	0.663	4	15	2 0	10.9	0.136	0.436	0.327	0 262	17 2	17 5	17.5
5.3		2.10	0.773	3	15	2 0	9.7	0.128	0.395	0.296	0 237	14.1	14 2	14.2
6.3		2.10	0.883	2	15	2 0	8.7	0.121	0.365	0.273	0.219	10.5	10 6	10.6
7.3		2.10	0.993	3	15	2 0	9.4	0.126	0.374	0.281	0.225	6 6	6.7	6.7
8.3		2.10	1.100	6	15	2 0	11.5	0.140	0.414	0.311	0 249	3.0	3.0	3 0
9.3	シルト	1.75	1.200	3								0.0	0.0	0 0
10 3		1.75	1.270	2								0.0	0.0	0 0
11 3		1.75	1.350	3								0.0	0.0	0 0
12 3		1.75	1.420	2								0.0	0.0	0 0
13 3		1.75	1.500	2								0.0	0.0	0 0
14 3		1.75	1.570	9								0.0	0.0	0 0
15 3	頁岩	2.10	1.660	46								0.0	0.0	0 0
16 3		2.10	1.770	50								0.0	0.0	0 0
17 3		2.10	1.880	50								0.0	0.0	0 0
18 3		2.10	1.990	50								0.0	0.0	0 0
19 3		2.10	2.100	50								0.0	0.0	0 0

地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)	23 3	23 9	24.0
液状化の程度 (cm)	大	大	大

【F_C = 35%の場合】

地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)	17 5	18.4	18.5
液状化の程度 (cm)	中	中	中

B-7　地下水位 (m)　0 20

深度 (m)	土質	単位体積重量 (t/m^3)	有効上載圧 (kgf/cm^2)	SPT-N値	細粒分含有率 F_C (%)	50%粒径 D_{50} (mm)	補正N値 N_a	液状化抵抗比 R_{15}	液状化安全率 F_L			（液状化による）震動中の最大水平変位分布 (cm)		
									300gal	400gal	500gal	300gal	400gal	500gal
1.3	埋土（粘性土を多く含む砂礫）	2.10	0.163	3	15	2.0	12.9	0.150	0.372	0.279	0 223	16.1	16 2	16.2
2.3		2.10	0.273	3	15	2 0	11.5	0.140	0.336	0.252	0 202	13 5	13 6	13.6
3.3		2.10	0.383	2	15	2 0	9 5	0.127	0.302	0.227	0.181	10 5	10 5	10.5
4.3		2.10	0.493	3	15	2 0	10.4	0.133	0.316	0.237	0.190	6.9	6.9	6.9
5.3		2.10	0.603	3	15	2 0	10.0	0.131	0.314	0.235	0.188	3 5	3.5	3.5
6.3	砂質シルト	1.80	0.698	7								0 0	0.0	0.0
7.3		1.80	0.778	43								0 0	0.0	0.0
8.3		1.80	0.858	4								0 0	0.0	0.0
9.3		1.80	0.938	4								0 0	0.0	0.0
10 3		1.80	1.018	7								0 0	0.0	0 0
11.3		1 80	1.098	7								0.0	0.0	0 0
12.3		1 80	1.178	6								0.0	0.0	0 0
13 3	礫混砂質シルト	1 80	1.258	15								0.0	0.0	0 0
14.3	頁岩	2.10	1.353	15								0.0	0.0	0 0
15 3		2.10	1.463	41								0.0	0.0	0 0
16 3		2.10	1.573	50								0.0	0.0	0 0
17 3	砂岩	2.10	1.683	36								0.0	0.0	0 0
18 3	頁岩	2.10	1.793	50								0.0	0.0	0 0
19 3		2.10	1.903	50								0.0	0.0	0 0
20 3		2.10	2.013	50								0.0	0.0	0 0
21 3		2.10	2.123	50								0.0	0.0	0 0

地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)	16.1	16 2	16.2
液状化の程度 (cm)	中	中	中

【F_C = 35%の場合】

地表変位 Dcy (沈下量 S) (cm)	12 3	12.4	12.4
液状化の程度 (cm)	中	中	中

・深度 5-8m 程度までの埋土層および、その下に厚さ 5m 程度で分布する粘土混じり砂礫層の一部が液状化したと考えられる。なお、ボーリング B-4、B-5 の埋土層は、土質柱状図の記述では粘性土とされているため、本項では非液状化層として扱っているが、B-6、B-7 の埋土層のように、実際は、粘性土を多く含む砂礫（液状化の可能性のある地層）の可能性も考えられる。

・埋土層の液状化の程度は、小～中程度だったと推察される（沈下量で 5-15cm 程度）。また、粘土混じり砂礫層では、液状化は発生しなかったか、発生しても、その程度は軽微～小さかったと推察される（沈下量への寄与は大きくない）。

・計算に用いた細粒分含有率 F_C は仮定値であり、判定結果には不確実性が残る。ただし，F_C を大きくすると、液状化抵抗は大きくなる（液状化しにくくなる）ことから、ここでの結果は、安全側の判定と考えられる。

b）杭の引き抜き耐力

液状化判定の結果、いずれの対象杭基礎建築物のボーリング地点 B-0～7 においても、本震時に表層地盤が液状化したと推察される。そこで、各ボーリング地点の直近の杭について、常時（非液状化時）および液状化時の最大引き抜き耐力を算定し、液状化による引き抜き耐力の低減率を推定した。この際、a)の検討から、地盤情報（とくに細粒分含有率 F_C）に不確実性のある地点では、安全側の評価となるよう、F_C = 15%の場合の液状化判定結果を用いた。なお、表 6.2.7-1～4 から、地表加速度 300-500gal の仮定の下では、液状化発生の有無の予測結果には、ほとんど差異が見られない。

表 6.2.7-5　建築基礎構造設計指針に基づく液状化による杭の引き抜き耐力の低減率

建築物	ボーリング	液状化層厚 (m)	杭種	杭径 (mm)	杭長 (m)	液状化層厚／杭長	単杭の最大引き抜き耐力（非液状化時）(kN)	単杭の最大引き抜き耐力（液状化時）(kN)	液状化による引き抜き耐力低減率（%）
A	B-0	3	PHC	350	22.0	0.14	985	952	3
F	B-1	5	PHC	400	16.0	0.29	804	735	9
	B-2	3			11.0	0.24	423	393	7
	B-3	3			6.0	0.43	178	149	16
C	B-4	3	SC + PHC	500 または 600	19.0	0.16	1181	1009	15
	B-5	4			12.0	0.33	515	341	34
	B-6	7			16.0	0.44	727	674	7
	B-7	5			18.0	0.26	1185	1158	2

建築物 C の杭の引き抜き耐力は杭径 500mm の場合の値
いずれの杭も杭頭深さは 1.0-1.2m

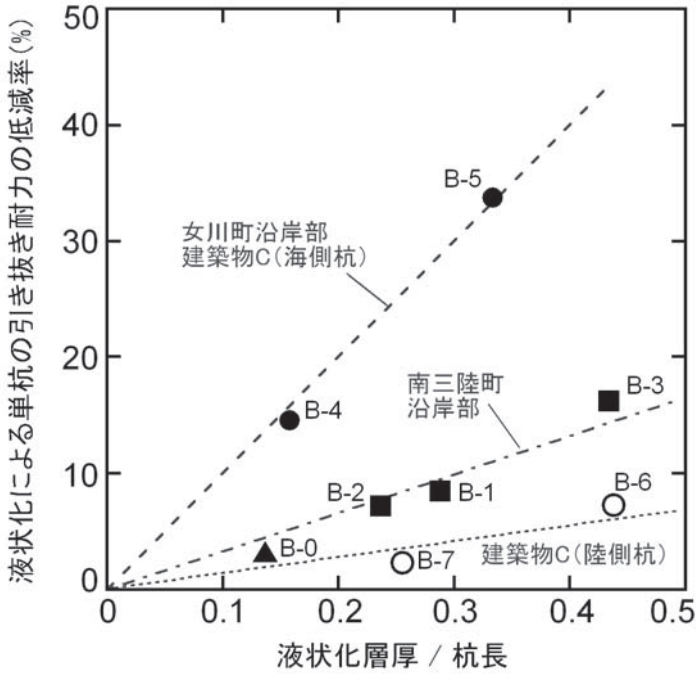


図 6.2.7-3　液状化層厚／杭長と液状化による杭の引き抜き耐力の低減率との関係

・液状化による杭の引き抜き耐力の低減率は、数%～30%程度と推察される。これらは、杭や地盤の条件によって値がばらつくと想像される。しかし、図 6.2.7-3 に示すように、地盤条件が概ね似ていると考えられる範囲では、液状化層厚／杭長の比の値が大きいほど、液状化による杭の引き抜き耐力の低減率は大きくなると考えられる。
・本項の計算では、杭が健全と仮定している。しかし、本震時の液状化に伴う地盤変形によって、例えば、液状化層の下端などで、杭に損傷が生じていた可能性も否定できない。また、本震から 29 分後の余震の影響も考慮されていない。これらの可能性や影響度合いの検討については、今後の課題としたい。

参考文献

6.2-1) 内閣府：津波避難ビル等に係るガイドライン，2005 年 6 月
6.2-2) 日本建築学会：壁式構造関係設計規準集・同解説（壁式鉄筋コンクリート造編），2003 年 9 月
6.2-3) 東北地方太平洋沖地震津波合同調査グループ計測データ，(http://www.coastal.jp/ttjt)
6.2-4) 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 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震調査研究(速報),国土技術政策総合研究所資料No.636／建築研究資料No.132,2011 年 5 月
6.2-5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算用資料集，2001 年
6.2-6) 日本建築防災協会：2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説,2001 年 10 月
6.2-7) プレハブ建築協会：工業化住宅の耐震診断法「III-2 リブ付中型コンクリートパネル造」,2005 年 3 月
6.2-8) 時松孝次，田村修次，鈴木比呂子，勝間田幸太：2011 年東北地方太平洋沖地震における地盤災害，地震工学研究レポート，No.118，pp.21-47，東京工業大学都市地震工学センター，2011 年
6.2-9) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.61-72，2001 年
6.2-10) 時松孝次：地盤の液状化予測と対策，地震・津波ハザードの評価（シリーズ〈都市地震工学〉2），pp.1-39，朝倉書店，2010 年
6.2-11) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp.238-249，2001 年
6.2-12) 地盤工学会：地盤調査 －基本と手引き－，pp.111，2005 年

6.3　鉄骨造建築物の被害

6.3.1　被害の分類[6.3-1)]

津波波圧を受けた鉄骨造建築物は、早期に外装材が流され津波の大きな波圧を受けなかったために残存したと考えられるものが多く見られる一方で、崩壊、転倒、移動、流失したものも相当数確認されている。これらは、外装材が流される以前に大きな波圧を受けたものと推測される。

津波による鉄骨造建築物の被害の形態は、以下の８項目に分類される。(1)～(5)は人命を失う可能性が高い被害であるが、(6)～(8)は津波の浸水深よりも高さのある建築物の場合には上層階に避難することで人命保護の可能性がある例である。(1)と(2)は建築物の行方が不明となるほど大きな移動を伴う被害であり、(3)以降は基礎上またはその周辺に留まる被害である。

(1) 露出型柱脚の破壊による移動・流失

鉄骨造の露出型柱脚部においてアンカーボルト、ベースプレート、もしくは柱とベースプレートとの溶接部の破断により、建築物が移動・流失する被害が見られた（写真 6.3.1-1)。敷地には基礎と柱脚部の一部が残されているが、建築物自体は敷地外へ移動して行方が分からないような状態のものが多い（写真 6.3.1-2)。



写真 6.3.1-1　柱脚部の破断



写真 6.3.1-2　柱脚部アンカーボルトの破断により移動したと考えられる建築物

(2) 柱頭接合部の破壊による移動・流失

1階（または2 階）の柱頭接合部での破壊により建築物が移動・流失したものが比較的多く見られた（写真6.3.1-3）。根巻きや埋め込み柱脚などで柱脚部の耐力が大きい場合にこのタイプの破壊になると考えられる。敷地には基礎と1階（または2階まで）の複数の柱が残されており、建築物の行方を示すかのように同じ方向へとなびいている。下フランジが取り付くダイアフラムと1階柱との溶接部で破壊することで柱の断面が露わになっていたものが多いが、2階床レベルの梁であるH形鋼のフランジが引き裂かれていたものもあった（写真6.3.1-4)。



写真 6.3.1-3　1 階柱の残存



写真 6.3.1-4　引き裂かれた梁フランジ

(3) 転倒

鉄骨造建築物の転倒被害には、(a)基礎が一体のまま生じた建築物全体の転倒と、(b)1 階の部分的な崩壊を伴う転倒が見られた。

(a)は一例のみであったが、杭基礎が引き抜け転倒した事例が女川町で見られた（写真 6.3.1-5)。本建築物では、外装材の ALC パネルはほとんどが残存している。上階の床スラブと開口部の上端との距離は 80cm 程度であった。建築物全体が津波に飲み込まれて浸水した状態を想定し、床スラブの下の空間に空気が溜まっていたとすれば、平米当たりの重量が 0.8tf 程度の鉄骨造では浮力によって上部構造の重量がほぼキャンセルされることになるため、基礎の重量と杭の抵抗は残るものの、転倒しやすい状態になっていたものと想像される。

(b)としては、1 階柱脚部の引き抜けおよび 1 階柱の座屈によって大きく傾斜し転倒したと考えられる、写真 6.3.1-6 のような事例が見られた。



写真 6.3.1-5　3 階建て S 造の転倒



写真 6.3.1-6　3 階建て S 造の 1 階柱脚部の引き抜けおよび 1 階柱の座屈による転倒

(4) 崩壊

構造躯体が崩壊した被害例としては、(a)1 階の層崩壊、(b)部分的な崩壊、があった。

(a)としては 2 階建て鉄骨造の 1 階部分が層崩壊したと考えられるもの（写真 6.3.1-7）が、(b)としては沿岸にある倉庫で、部分的に崩壊しているもの（写真 6.3.1-8）が見られた。



写真 6.3.1-7　2 階建て S 造の 1 階の崩壊



写真 6.3.1-8　部分的な崩壊

(5) 大きな残留変形

構造躯体のみが残存する鉄骨造建築物では、写真 6.3.1-9 のように若干の傾斜が確認されるものも多い。特に山形ラーメン架構では大きな残留変形を生じながらも倒壊には至らなかった例が比較的多く見られた（写真 6.3.1-10）。



写真 6.3.1-9　傾斜した重層建築物



写真 6.3.1-10　傾斜した山形ラーメン架構

(6) 全面的な内外装材の破壊・流失

ALC パネル等の外装材がほぼ全面的に破壊され、流失しているが、構造躯体としての鉄骨造骨組は残存している例が多く見られた（写真 6.3.1-11）。津波来襲時に早期に外装材が流失することで、構造躯体に作用する外力が小さくなったことが残存の要因としてあげられる。残存している構造躯体には若干の傾斜や津波作用面での部材の変形、漂流物の衝突によると思われる局部的な損傷なども見られた。



写真 6.3.1-11　残存する S 造建築物

(7) 開口部回りの損傷・破壊

建築物の内部に津波が侵入し、作用面側と反対側の開口部や妻面が水流の流出口となったために大きく損傷・破壊したと考えられる被害例が見られた（写真 6.3.1-12）。



写真 6.3.1-12　倉庫（津波の流出口として妻壁および開口部が外側に変形）

(8) 波圧や漂流物の衝突による構造躯体および非構造部材の局所的な変形

津波の波圧や漂流物の衝突によると考えられる柱等の構造躯体（写真 6.3.1-13, 14）および非構造部材（写真 6.3.1-15）の大きな変形が見られた。



写真 6.3.1-13　柱の変形



写真 6.3.1-14　柱脚部の移動（コンクリート塊や道路の舗装アスファルト等の漂流物によると考えられる）



写真 6.3.1-15　間柱等の非構造部材の変形

6.3.2　残存した鉄骨造骨組の耐力と津波荷重の推定

速報[6.3-1)]では残存する鉄骨造骨組3棟の耐力を算定し、津波荷重の推定を行った。建築基準整備促進事業（(独)建築研究所との共同研究）の中間報告[6.3-2)]では、速報以降に追加調査を行った2棟を加えて、計5棟の鉄骨造残存骨組（写真6.3.2-1）から津波荷重の評価に用いる水深係数 a（測定された最大浸水深に対する耐力相当の浸水深の比）の傾向を示した。

ここでは、速報[6.3-1)]以降の調査に基づく2棟（ON-S3、TR-S6）を加えた耐力に関する計算結果、水深係数 a の評価結果[6.3-2)]を示す。



(a) KM-S1



(b) OF-S2



(c) RT-S3



(d) ON-S3



(e) TR-S6

写真6.3.2-1　耐力算定の対象とした残存鉄骨造骨組
（記号は、KMが釜石市、OFが大船渡市、RTが陸前高田市、ONが女川町、TRが宮古市田老を示す。-Sは鉄骨造を、最後の数値は階数を意味する。）

(1) 残存鉄骨造骨組の耐力

崩壊機構を仮定した単純な塑性解析を行うことで建築物の耐力を算定する。ここで取り上げる残存鉄骨造骨組にはさほど大きな残留変形等が見受けられないので、塑性解析による耐力は実際に作用した津波荷重の上限値になると考えられる。奥行きが大きいほど建築物の耐力の絶対値は増すため、水平２方向のうち小さい方の耐力と比較するよう、建築物の短辺方向（張間方向）を検討の対象とする。架構が規則的に配置された鉄骨造骨組を取り上げ、津波荷重及び耐力は１フレーム当たりの値として算定し、比較する。

その他、計算上の仮定は次のとおりである。

- 部材断面は現地調査時の計測結果から、ほぼ同等と思われる断面を仮定する。
- 降伏応力度 σｙは一律に 300N/mm^2 と仮定する。
- 露出柱脚、根巻き柱脚等の種類に応じた柱脚部の剛性・耐力を設定することはせず、ピン支持又は剛接合と仮定する。

＜RT-S3＞

速報[6.3-1)]で既に耐力を示した例であるが、その後の情報から浸水深がより大きかったことが判明したため、改めて耐力を評価した。

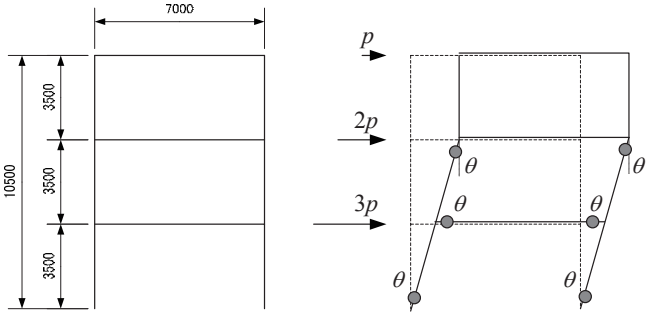
写真 6.3.2-1(c)に示すような整形な 3 階建て鉄骨造である。1 フレームが負担する幅を B=3.5(m)とする。浸水深は周囲の状況から 14(m)とする。

耐力算定のための崩壊機構を図 6.3.2-1 に示す。柱は角形鋼管で□-300x12（厚みは仮定）、梁はH-400x200x7x11（ウェブ、フランジ厚は仮定）とする。根巻き柱脚だが、立ち上がり高さは無視して基礎まで柱断面が続いていると仮定する。

柱の塑性断面係数は Z_{pc}=1440(cm^3)、梁の塑性断面係数は Z_{pb}=1110(cm^3)である。図 6.3.2-1(b)のように荷重分布と崩壊機構を仮定し、柱梁の全塑性モーメント $M_{pc}= Z_{pc}\sigma_y$ 及び $M_{pb}= Z_{pb}\sigma_y$ を用いて仮想仕事を考えると、

$$\{(p+2p)\times 700(\mathrm{cm})+3p\times 350(\mathrm{cm})\}\times\theta=(4\times M_{pc}+2\times M_{pb})\times\theta \quad\rightarrow\quad P\equiv 6p=460(\mathrm{kN})$$

各階重量を 8kN/m^2 とすればベースシア係数は、CB=P/{8(kN/m^2)*3(階)*B(m)*7(m)}=0.78 である。



(a)張間方向構造概要　　(b)荷重分布と崩壊機構

図 6.3.2-1　耐力算定のための崩壊機構（RT-S3）

＜ON-S3＞

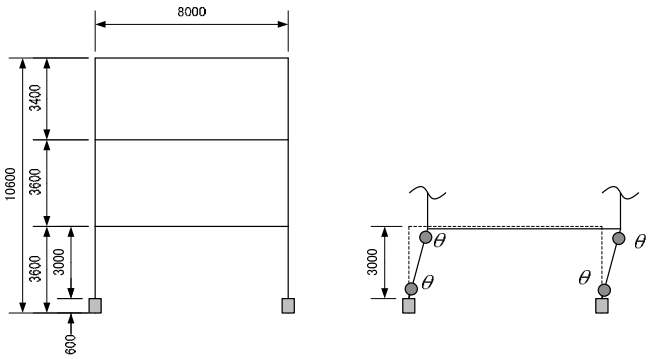
写真 6.3.2-1(d)に示すような 3 階建て鉄骨造である。1 フレームが負担する幅を B=4（m）とする。

浸水深は周囲の状況から 15(m)とする。

耐力算定のための崩壊機構を図 6.3.2-2 に示す。柱はH形鋼でH-300x300x10x15(ウェブ厚は推定)、根巻き柱脚の立ち上がり部分の高さは 0.6m とする。柱の塑性断面係数は Z_{pc}=1480(cm^3)である。図 6.3.2-2 (b)のように 1 階の層崩壊を仮定し、柱の全塑性モーメント $M_{pc}= Z_{pc}\,\sigma_y$ を用いて仮想仕事を考えると、

$$P\times 3(\mathrm{m})\times\theta = 4\times M_{pc}\times\theta \qquad \therefore P = 590(\mathrm{kN})$$

各階重量を 8kN/m^2 とすればベースシア係数は、C_B=P/{8(kN/m^2)×3(階)×B(m)×8(m)}=0.77 である。



(a)張間方向構造概要　　(b)崩壊機構

図 6.3.2-2　耐力算定のための崩壊機構（ON-S3）

＜TR-S6＞

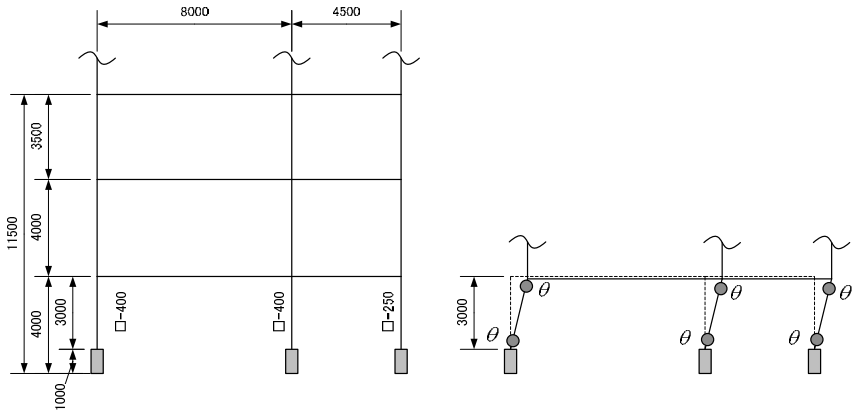
写真 6.3.1-1(e)に示すような 6 階建て鉄骨造である。1 フレームが負担する幅を B=4.7(m)とする。浸水深は、4 階ベランダに漂流物が載っていたことから、その高さとして 11.5(m)とする。

耐力算定のための崩壊機構を図 6.3.2-3 に示す。柱は角形鋼管で□-400x12 及び□-250x9（いずれも厚みは仮定）とする。根巻き柱脚の立ち上がり部分の高さは 1m である。

柱の塑性断面係数は□-400x12 が Z_{pc1}=2640(cm^3)、□-250x9 が Z_{pc2}=759(cm^3)である。図 6.3.2-3 (b)のように 1 階の層崩壊を仮定し、柱の全塑性モーメント $M_{pc1}= Z_{pc1}\,\sigma_y$ 及び $M_{pc2}= Z_{pc2}\,\sigma_y$ を用いて仮想仕事を考えると、

$$P\times 3(\mathrm{m})\times\theta = \left(4\times M_{pc1} + 2\times M_{pc2}\right)\times\theta \qquad \therefore P = 1200(\mathrm{kN})$$

各階重量を 8kN/m^2 とすればベースシア係数は、C_B=P/{8(kN/m^2)×6(階) ×B(m) ×12.5(m)}=0.43 である。



(a)張間方向構造概要　　(b)崩壊機構

図 6.3.2-3　耐力算定のための崩壊機構（TR-S6）

(2) 水深係数の評価 [6.3-2)]

図 6.3.2-4 のように、建築物が崩壊する場合の水平荷重と等しい静水圧荷重の浸水深 η' を「建物耐力相当時の浸水深」とし、現地調査において測定された最大浸水深 η_m を「計測最大浸水深」とする。η'/η_m を水深係数 a と定義し、各調査建築物の被害と水深係数の関係を検討する。なお、静水圧を算定する際には、水の質量を ρ、重力加速度を g として、ρg=10kN とする。

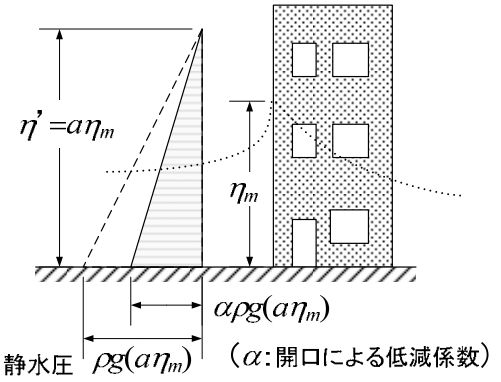


図 6.3.2-4　「建物耐力相当時」の津波荷重

各建築物における計測最大浸水深 η_m は現地調査時に測定された痕跡高さ（周辺地表面から当該または周辺建築物の津波作用面に残留する漂流物や壁面水痕の高さ）から推定している。

外装材等が流失しているため、被災後の現地調査のみでは開口の割合を正確に把握することはできない。ここでは単純化して、外装材が比較的残っている状態とほぼ骨組のみとなった状態を考えて、開口率を一律に 0.3 及び 0.8 の 2 種類に設定する。開口による低減係数 α（図 6.3.2-4 参照）は 0.7 及び 0.2 となる。この 2 種の α に対して水深係数 a を評価する。

図 6.3.2-5 に鉄骨造の残存骨組みに関する検討結果を示す。α=0.7 及び 0.2 として計算した値をそれぞれ◇印と□印で示し、両者を破線で結んでいる。また図中の＊印は横軸に H/η_m（ここで、H は軒高）を参考として示したもので、$H/\eta_m < 1$ のものは津波が建築物を越流したもの（津波に飲み込まれたもの）である。なお、＊印よりも右にあるプロットは、建築物を越流するとして台形の荷重分布で計算を行っている。

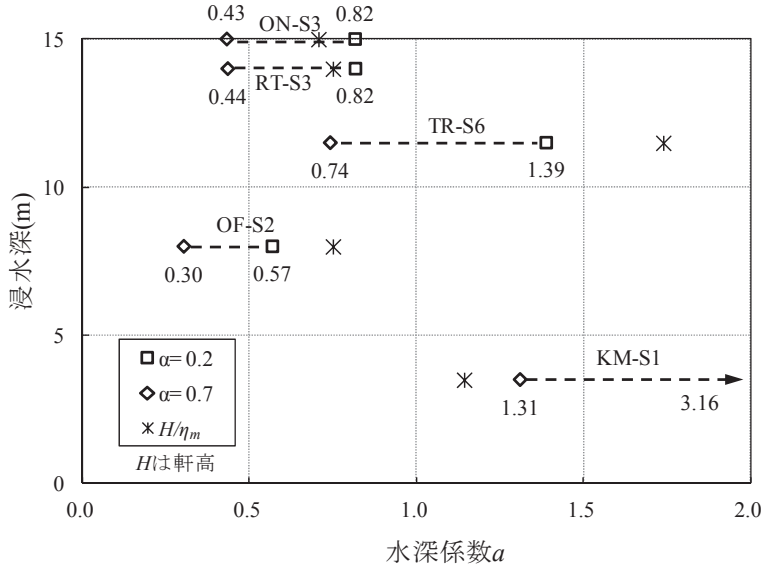


図 6.3.2-5 残存する鉄骨造骨組の耐力から推定した水深係数 a

計測最大浸水深 η_m が 14～15m の女川町の例（ON-S3）と陸前高田市の例（RT-S3）では破線で示した水深係数 a の範囲は 1 以下となっている。η_m が 11.5m の宮古市田老の例（TR-S6）では a の範囲は 1 前後である。一方、η_m が 3.5m で小さい釜石市の例（KM-S1）では a の範囲は 1 を大きく上回っている。a が小さいながら残存した大船渡市の例（OF-S2）では、海側や周辺に他の建築物が残存していたことから、津波による作用荷重は他の例に比べて小さかったことが考えられる。以上から、工作物や鉄筋コンクリート造の検討[6.3-2)]と同様に、η が 10m を超える地域では計測最大浸水深相当の静水圧荷重が片側から作用するような状態にはならなかったと推察される。

なお、3 階建ての陸前高田市の例（RT-S3）から 200m ほどの所にあり、津波の作用状況も同様であったと推察される露出柱脚の 3 階建て鉄骨造は流失したことが分かっている。鉄骨造の場合には階数だけでなく柱脚等の仕様によっても被害状況が左右された可能性があることに留意すべきである。

参考文献

6.3-1) 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23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震調査研究（速報）（東日本大震災），2011.5
http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/20110311/0311quickreport.html

6.3-2) 東京大学生産技術研究所：平成23 年度 建築基準整備促進事業「40. 津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討」中間報告書，2011.7
http://www.mlit.go.jp/common/000172791.pdf

6.4　木造建築物の被害

6.4.1　平野部の被害の分類

2011 年 4 月 6 日～8 日に仙台市若林区荒浜、同荒浜新、名取市閖上、岩沼市、亘理町、山元町の一部を調査した結果から、木造建築物の津波による被害は浸水深とある一定の範囲で関係があると考えられた。そこで、調査した範囲で確認された最大浸水深と木造建築物との被害形態の関係について以下にまとめる。

(1)1 階窓まぐさ程度以下（約 1.5m～2m 以下）

最大浸水深が 1 階窓まぐさ程度（約 1.5m～2m）以下の場合は、ほとんどの木造建築物が残存していた。写真 6.4.1-1 は、海岸から 2.3km 程内陸の荒浜地区の西に位置する荒井笹屋敷で、浸水深は 1.5m 程度であり、木造建築物は流失を免れていた。写真 6.4.1-2 は、浸水深 2m 程度で受けた被害が開口部の窓ガラスの破損にとどまった住宅の例である。



写真 6.4.1-1　最大浸水深が低いため、残存している事例（仙台市若林区荒井笹屋敷）



写真 6.4.1-2　開口部の窓ガラスの破損（浸水深約 2m）

(2)1 階高さ程度（3m～4m）

最大浸水深が 1 階高さ程度（3m～4m）では、多くの木造建築物は流失していたが、残存している事例も小数ながら確認された。残存している木造建築物には、以下の特徴があった。

1）大規模な建築物が残存した場合、その後方に建つ木造建築物では構造仕様に関係なく残存する事例が見られた（写真 6.4.1-3）。残存する建築物により、その後方に建つ木造建築物に作用する津波波力が軽減されたためと考えられる。

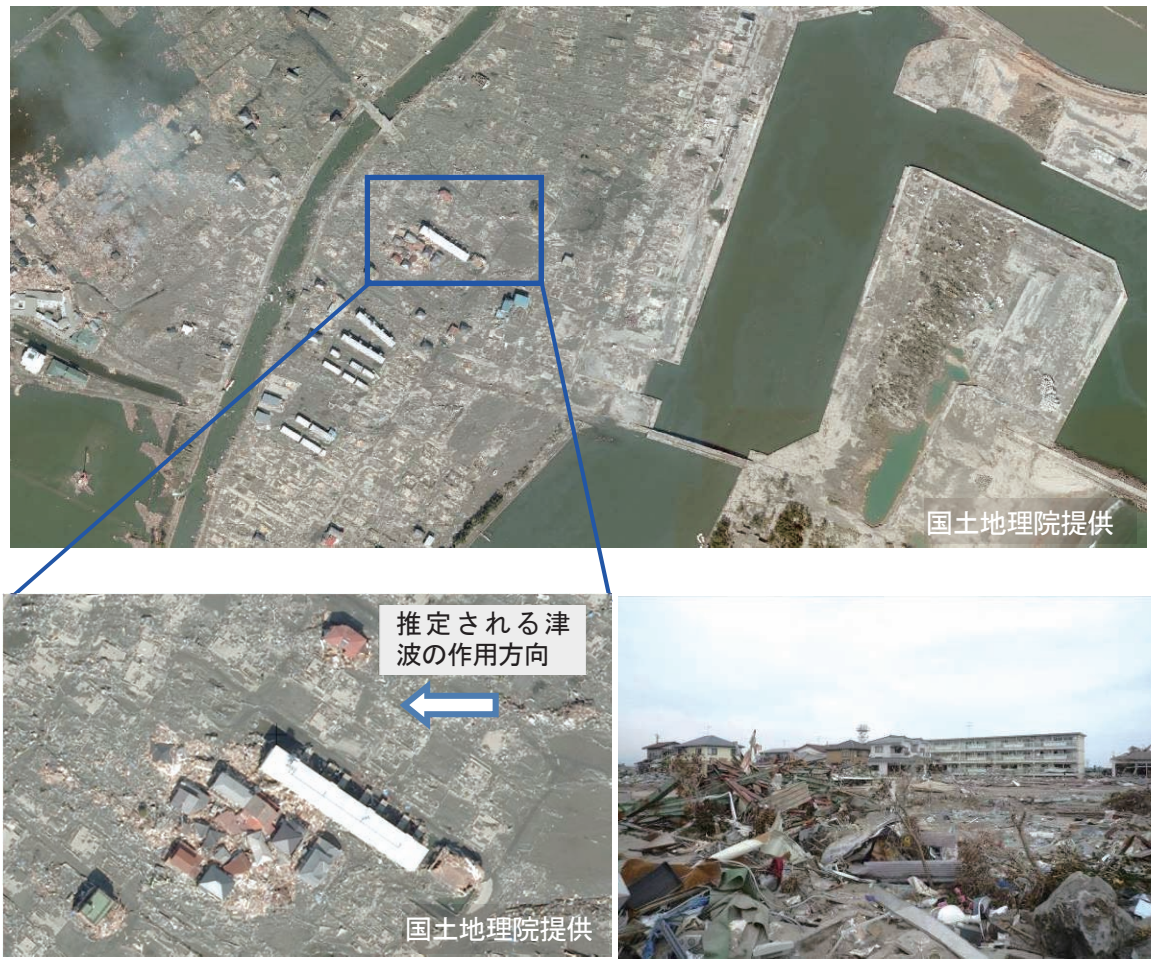


写真 6.4.1-3　津波の入射方向に建つ建築物により津波波力が軽減し、残存したと考えられる例（名取市閖上地区）

2）小規模な建築物が残存した場合、その後方に建つ木造建築物では構造仕様が優れたものが残存する事例（写真 6.4.1-4）や、（例えば非木造などの）低層建築物が残存して列状に残存する事例（写真 6.4.1-5）などが見られた。小規模な建築物でも残存した場合には、その後方に建つ木造建築物に作用する津波波力が軽減されたためと考えられる。



写真 6.4.1-4　入射方向に浸水深約 6m の低層 RC 建築物があって、残存した木造住宅



写真 6.4.1-5　入射方向先頭に鉄骨造住宅があって列状に残存した木造等住宅群（仙台市若林区）

3）津波波力を軽減する建築物がない場合でも、残存した木造建築物が複数確認された。残存した木造建築物の特徴を以下にまとめる。

a）津波の作用方向に対し平面全体を通して開口が多い場合、残存する事例が複数確認された（写真 6.4.1-6, 6.4.1-7）。



写真 6.4.1-6　津波の作用方向に開口が多く残存したと考えられる事例



写真 6.4.1-7　写真 6.4.1-6 の内部

b) 津波の作用方向に面する建築物の隅部の柱および外壁面を流失しつつも残存する事例が複数確認された（写真 6.4.1-8、写真 6.4.1-9）。



写真 6.4.1-8　建築物隅部を流失しつつも残存した事例(1)



写真 6.4.1-9　建築物隅部を流失しつつも残存した事例(2)

c) 1 階を鉄筋コンクリート造等とした立面混構造建築物では、残存している事例が複数みられた。1 階の鉄筋コンクリート造は、ラーメン構造によるピロティー形式（写真 6.4.1-10）や津波の作用方向に対し開口を有する壁式構造（写真 6.4.1-11）などが確認された。



写真 6.4.1-10　1 階 RC 構造（ピロティ形式）で残存する事例(1)



写真 6.4.1-11　1 階 RC 構造（壁式構造）で残存する事例(2)

d) 3 階建ての木造建築物の浸水深が高いにもかかわらず、残存している例（写真 6.4.1-12）が確認された。ただし、当該住宅は木質プレハブ工法であり、構造耐力が極めて優位である可能性も否定できない。



写真 6.4.1-12　残存する木質プレハブ工法による 3 階建て住宅

その他の例として、地盤改良のための鋼管杭上に施工されたべた基礎ごと建設地（インターネットで調査）から移動して残存した木造住宅（写真 6.4.1-13）や、浸水深との関係は不明であるが、転倒した木造建築物（写真 6.4.1-14）も確認された。





写真 6.4.1-13　べた基礎ごと建設地から移動し残存した例（右は当初位置に残る鋼管杭）



写真 6.4.1-14　転倒した木造建築物

(3)2 階窓高さ～軒高さ以上（4m 超）

最大浸水深が 1 階階高超え（4m 超）では、木造平屋、2 階建共にほとんどの木造建築物が流失する可能性が比較的高い。ただし、場所によっては、浸水深 4m 程度でほとんどの木造が残存する地区（写真 6.4.1-15：亘理町荒浜地区）もあった。



写真 6.4.1-15　浸水深 6m でほとんど流失、浸水深 4m でほとんど残存した亘理町荒浜地区の航空写真

被害形態としては基礎と土台のみを残し上部構造が流失した例（写真 6.4.1-16）、土台も流失し基礎のみ残る例（写真 6.4.1-17）などが多数確認された。さらに、基礎ごと流失した例（写真 6.4.1-18）も確認されたが、量的には少ない。一方、上部構造が流失したものの、１階の床板が残存した例（写真 6.4.1-19）や、コンクリートブロック造（CB 造）の浴室の立ち上がり部分を残して上部構造が流失した例（写真 6.4.1-20）、ホールダウン金物が破損した事例（写真 6.4.1-21）なども確認された。



写真 6.4.1-16　上部構造が流失し土台が残った例



写真 6.4.1-17　上部構造と土台も流失した例



写真 6.4.1-18　基礎が流失した例



写真 6.4.1-19　床板も残存した例



写真 6.4.1-20　CB 造の浴室立ち上がり部分を残して上部構造が流失した例



写真 6.4.1-21　ホールダウン金物が破損した例

6.4.2　傾斜地の被害の分類

傾斜地における木造建築物の被害形態も、平野部同様に最大浸水深と関係していると考えられるが、傾斜地が有する地形による影響があり、最大浸水深と被害形態との関係は平野部よりも複雑であると考えられる。以下、傾斜地における木造建築物の被害の特徴を記す。

(1)建物が建つ標高と流失状況

傾斜地では建物が建つ標高の違いによって、建物の流失の状況が異なる。一般に、標高が低い場所に建つ建物の方が、標高が高い場所に建つ建物よりも多く流失している。流失した建物と流失しなかった建物の間には比較的はっきりとした境界がある場合が多い（写真 6.4.2-1～6.4.2-3）。



写真 6.4.2-1　傾斜地に位置する住宅地



写真 6.4.2-2　写真 6.4.2-1 の住宅地の標高が低い場所における流失家屋の跡



写真 6.4.2-3　写真 6.4.2-1 の住宅地の標高が写真 6.4.2-2 よりも高い場所に建つ建物。
（赤破線よりも標高が低い場所に建つ建物はほぼ流失）

(2) 最大浸水深が 4m を超える場所に建ち流失を免れた建物

最大浸水深が２階窓高さ～軒高さを超える（4m を超える）場所に建つ建物で、流失を免れた建物がある（写真 6.4.2-4～6.4.2-5）。その割合は平野部よりも多い。傾斜地の津波の波力は平野部の波力より多少低減されている可能性がある。

また、流失を免れた建物の中には、津波の入射方向に対して建物の背部に裏山があるものがあり（写真 6.4.2-6～6.4.2-7）、このような立地が津波による外力に多少影響を及ぼした可能性がある。



写真 6.4.2-4　最大浸水深が 7m を超える場所に建ち、ほぼ無被害の木造住宅



写真 6.4.2-5　浸水深 6～7m の場所に建ち、流失を免れた木造住宅



写真 6.4.2-6　最大浸水深が 7m を超える場所に建ち、流失を免れた木造住宅



写真 6.4.2-7　浸水深 5m の場所に建ち、流失を免れた木造住宅

6.4.3 木造住宅の構造耐力と被害

本項では、6.5 節の津波避難ビルの構造設計法に準ずる方法で、木造住宅の津波抵抗性能の検討を行った。また、津波被害を受けた公営住宅の調査結果を元に、実際の建物での計算結果を示した。なお、本項で行った計算では、耐圧部材の設計、漂流物、転倒・滑動、浮力の検討は行っておらず、水平耐力の検討のみを行った。開口低減については考慮せず、全面で波力を受けるものと仮定した。

6.4.3.1 木造住宅の津波抵抗性能

(1) 構造骨組の設計（水平耐力の検討）

木造住宅に作用する津波荷重は津波避難ビルの設計と同様に、図 6.4.3-1 に示した通り、検討層の高さの 1/2 から上の波圧を合算して計算する。

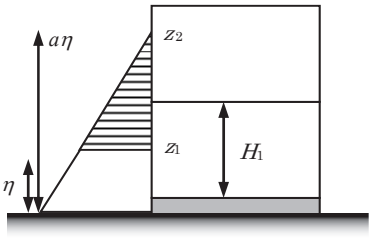


図 6.4.3-1 木造住宅に作用する津波荷重

水平耐力は、対象建物の存在壁量を元に下記の計算式によって計算を行った。

水平耐力 Q_{ui} = 各層の存在壁量×1.96×1.5（kN）

(2) 木造住宅の耐えうる浸水深の試算

下記の条件の木造住宅を想定し、津波外力と、水平耐力の試算を行った。ガイドライン式の静水圧の算定には、設計用浸水深 η に対して、3η、2η、1.5η、1η の静水圧について検討を行った。

表 6.4.3-1 試算に用いた木造住宅

建物幅、奥行き	6P×6P (5.46×5.46m)と 8P×8P (7.28×7.28m)の 2 種類
2 階床高さ	3.2m
基礎高さ	0.4m
建物高さ	6m と 9m（2、3 階建てを想定）

建物の 1F の水平耐力は、建築基準法施行令第 46 条の必要壁量に相当する壁量の建物と、住宅の品質確保の促進等に関する法律（以下、品確法）における等級 3 に相当する壁量の建物の 2 通りを想定した。

(a) 令 46 条の壁量計算に基づく方法

(平屋建て、軽い建物)

1F 床面積 S = 6P×6P (5.46×5.46m) 、8P×8P (7.28×7.28m)

1 階建ての 1F の必要壁量 = 0.11m/m^2

1 階建ての 1F の必要耐力 = 0.11m/m^2 ×1.96 kN = 0.22 (kN/m^2)

水平耐力 = 0.22S (kN) × 1.5 (終局に換算) =0.33 S

(2 階建ての 1F、軽い建物)

1F 床面積 S = 6P×6P (5.46×5.46m) 、8P×8P (7.28×7.28m)

2 階建ての 1F の必要壁量 = 0.29m/m^2

2 階建ての 1F の必要耐力 = 0.29m/m^2 ×1.96 kN = 0.57 (kN/m^2)

水平耐力 = 0.57 S (kN) × 1.5 (終局に換算) =1.14 S

(3 階建ての 1F、軽い建物)

1F 床面積 S = 6P×6P (5.46×5.46m) 、8P×8P (7.28×7.28m)

3 階建ての 1F の必要壁量 = 0.46m/m^2

3 階建ての 1F の必要耐力 = 0.46m/m^2 ×1.96 kN = 0.91 (kN/m^2)

水平耐力 = 0.91S (kN) × 1.5 (終局に換算) =1.37 S

(b) 品確法 等級 3 (2 階建ての 1F、軽い建物) に基づく方法

(平屋建て、軽い建物)

1F 床面積 S = 6P×6P (5.46×5.46m) 、8P×8P (7.28×7.28m)

1 階建ての 1F の必要壁量 = 0.22m/m^2

1 階建ての 1F の必要耐力 = 0.22m/m^2 ×1.96 kN = 0.44 (kN/m^2)

水平耐力 = 1.07 S (kN) × 1.5 (終局に換算) = 0.65 S

(2 階建ての 1F、軽い建物)

1F 床面積 S = 6P×6P (5.46×5.46m) 、8P×8P (7.28×7.28m)

2 階建ての 1F の必要壁量 = 0.54m/m^2

2 階建ての 1F の必要耐力 = 0.54m/m^2 ×1.96 kN = 1.07 (kN/m^2)

水平耐力 = 1.07 S (kN) × 1.5 (終局に換算) = 1.60 S

上記の仮定に基づき、津波外力と、建物の水平耐力を水深係数 a と、建物規模ごとにまとめると図 6.4.3-2 の通りとなる。

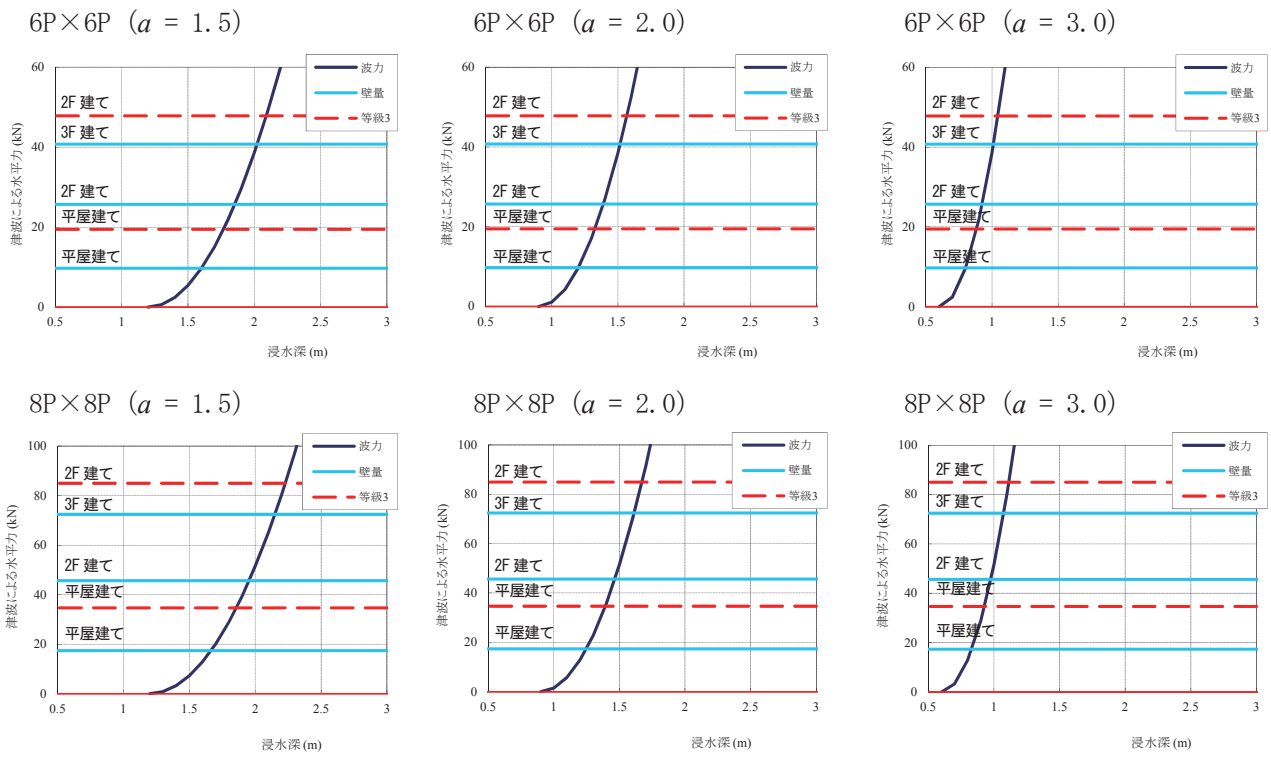


図 6.4.3-2　木造住宅に作用する津波荷重と水平耐力の関係

上記の検討から、津波外力が水平耐力を上回った場合に倒壊・流失に至ると仮定すると、木造住宅の推定水平耐力と波力が釣り合う浸水深は表 6.4.3-2～4 の通りにまとめられる。

表 6.4.3-2　木造平屋建てが耐えうる浸水深

建物仕様 / 津波荷重	開口低減無し			
	壁量計算		品確法等級３	
水深係数	6P×6P	8P×8P	6P×6P	8P×8P
a = 3.0	0.8m	0.8m	0.9m	0.9m
a = 2.0	1.2m	1.2m	1.3m	1.4m
a = 1.5	1.6m	1.7m	1.8m	1.9m

表 6.4.3-3　木造２階建てが耐えうる浸水深

建物仕様 / 津波荷重	開口低減無し			
	壁量計算		品確法等級３	
水深係数	6P×6P	8P×8P	6P×6P	8P×8P
a = 3.0	0.9m	1.0m	1.0m	1.1m
a = 2.0	1.4m	1.5m	1.6m	1.7m
a = 1.5	1.9m	2.0m	2.1m	2.2m

表 6.4.3-4　木造 3 階建てが耐えうる浸水深

建物仕様 / 津波荷重	開口低減無し			
	壁量計算		品確法等級 3	
水深係数	6P×6P	8P×8P	6P×6P	8P×8P
a = 3.0	1.0m	1.1m	―	―
a = 2.0	1.5m	1.6m	―	―
a = 1.5	2.0m	2.1m	―	―

6.4.3.2 津波被害を受けた公営住宅における試算

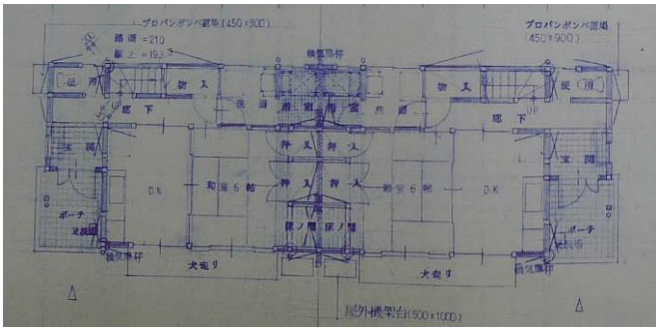
本項では、詳細調査を行った公営住宅 1 棟を対象として、水平耐力と津波荷重を計算し、実際の被害と比較を行い、計算式の妥当性の検証を行った。

(1) 検討対象の建物の概要

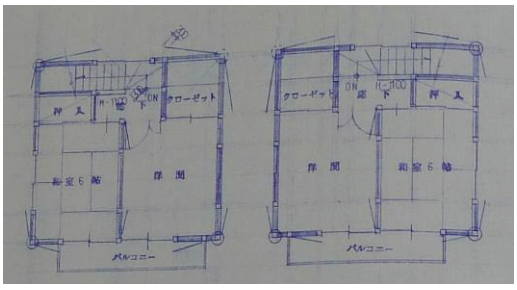
検討対象とした木造住宅は、東松島市の市営住宅（洲崎住宅）である。建物の概要を表 6.4.3-5 に、平面図を図 6.4.3-3 に、立面図を図 6.4.3-4 に示した。平面プランが左右対称となっている 2 戸が 1 棟となっており、構造的に 1 体とみなせるため、2 戸について検討を行う。

表 6.4.3-5 洲崎住宅の概要

床面積	1F：43.05×2＝86.1m^2 2F：32.29×2＝64.6m^2
建築年	平成 6 年度竣工
基礎形式	布基礎
屋根仕様	セメント瓦
壁仕様	内壁：せっこうボード 外壁：特殊石綿セメント板吹き付けタイル



(a) 1F 平面図



(b) 2F 平面図

図 6.4.3-3　洲崎住宅の平面図

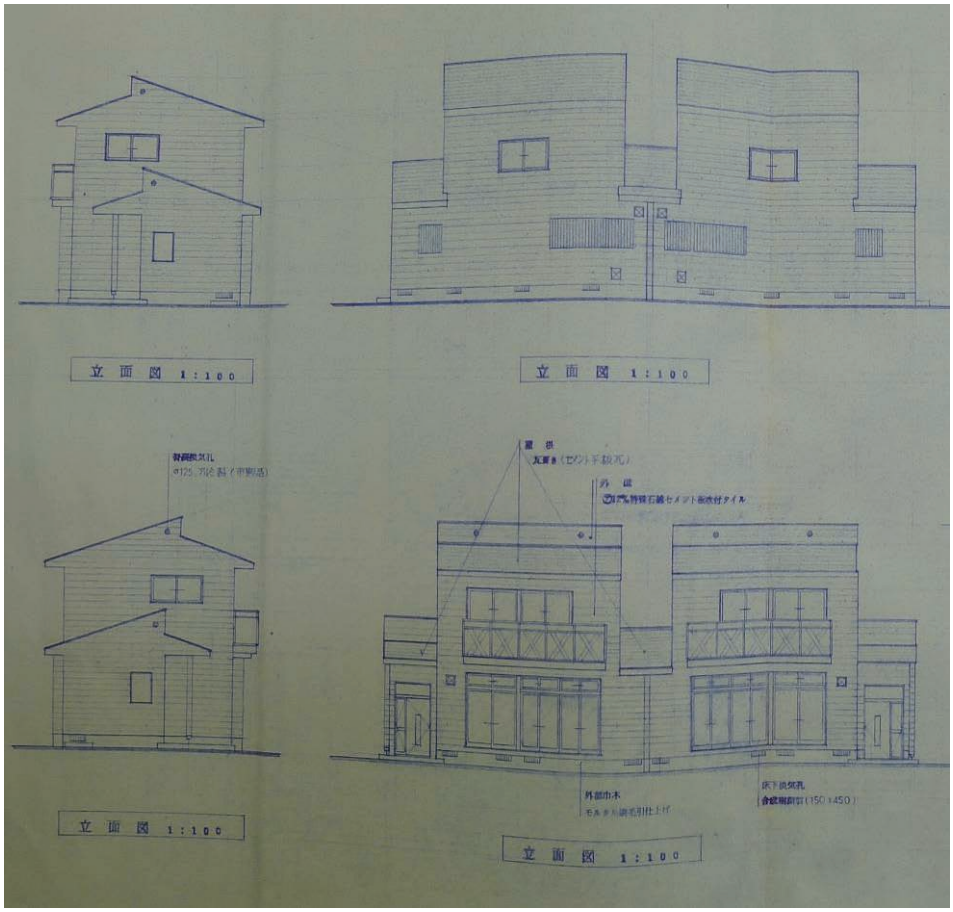


図 6.4.3-4　洲崎住宅の立面図

主な耐震要素である筋かい耐力壁の長さから建築基準法施行令第 46 条の地震力に対する壁量余裕率を計算すると、表 6.4.3-6 の通りとなる。

表 6.4.3-6 壁量余裕率

階	方向	存在壁量	必要壁量 (地震力)	壁量余裕率
1	桁行	29.12	24.97	1.17
	梁間	47.32		1.90
2	桁行	21.84	18.43	1.17
	梁間	25.48		1.36

(2) 水平耐力の計算

建物全体の荷重変形関係を計算し、最大耐力を建物の水平耐力として定義した。建物全体の荷重変形関係は耐震要素の各変形角における耐力の加算によって算出した。耐震要素としてカウントしたものは、せっこうボード（準耐力壁仕様としてカウント）と、筋かい耐力壁である。各耐震要素の荷重変形関係を図 6.4.3-5 に示した。耐震要素の荷重変形関係は文献[6.4.3-1)、6.4.3-2)]を参照した。建物の耐力の加算結果を図 6.4.3-6 に示した。水平耐力は表 6.4.3-7 の通りとなる。

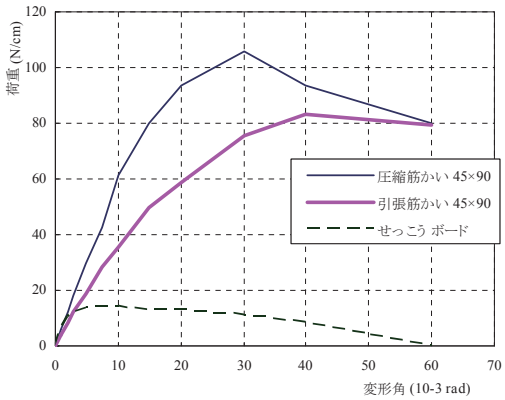
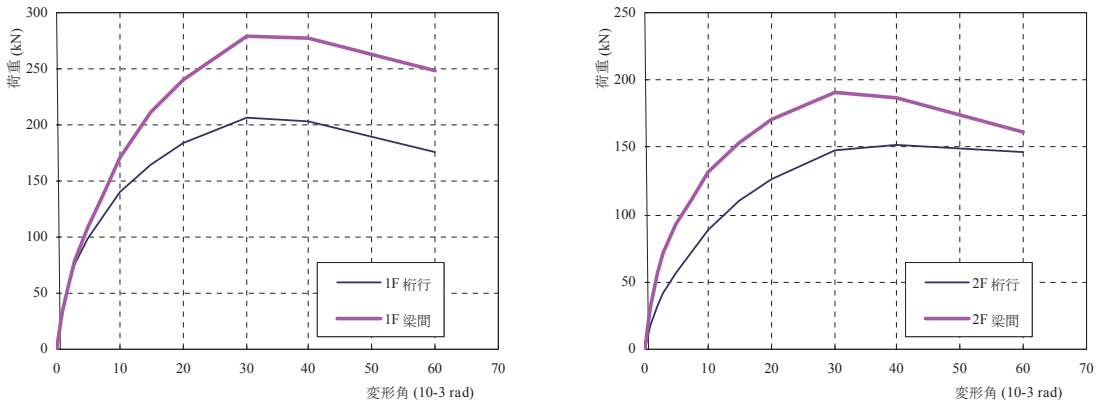


図 6.4.3-5 耐震要素の荷重変形関係



(a) 1F 荷重変形関係　　(b) 2F 荷重変形関係

図 6.4.3-6 建物の荷重変形関係

表 6.4.3-7 建物の水平耐力

階	方向	水平耐力
1	桁行	207.0kN
	梁間	279.5kN
2	桁行	151.9kN
	梁間	191.3kN

(3) 津波荷重の計算

津波荷重を水深係数 a = 1.0、1.5、2.0 の場合で計算した結果を図 6.4.3-7 に示した。建物の高さ方向に波圧を積分し、開口の低減は行っていない。小屋組は計算の簡便のため省略した。被害調査結果では、付録 6.4-2 に示した通り、浸水深は 4.5m 前後であった。図 6.4.3-7 では 4.5m 程度の浸水深で a = 1.0 で水平耐力を上回ることとなるが、調査結果では約半数が大破したものの流失は免れていた。本調査物件は、津波の入射方向に RC 造の建物がある影響も考えられ、今後精査が必要である。

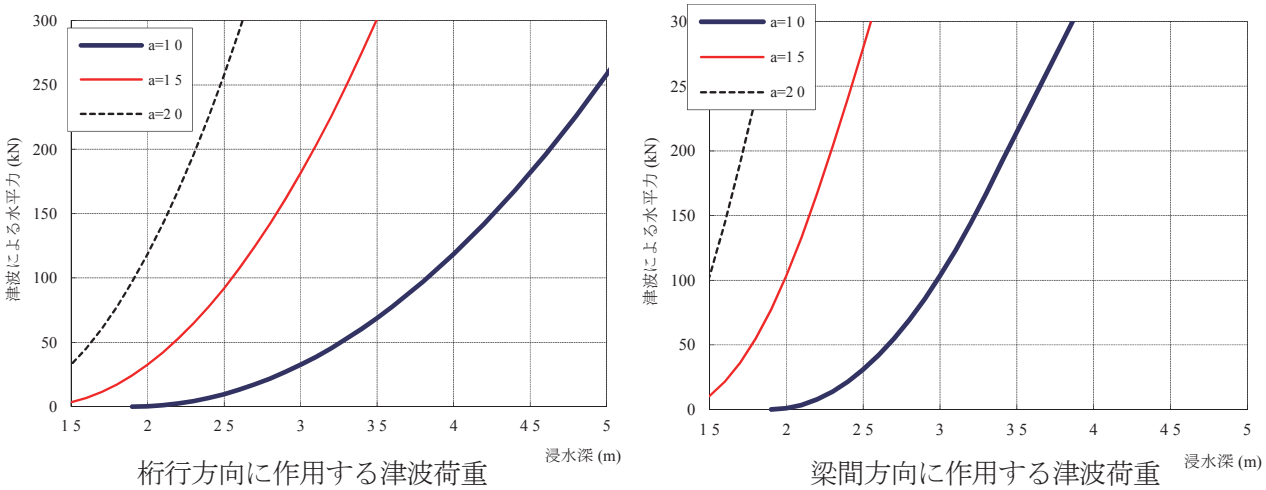


図 6.4.3-7 浸水深と津波荷重との関係

参考文献

6.4.3-1) 国土交通省住宅局建築指導課監修「木造住宅の耐震診断と補強方法」

6.4.3-2) 日本住宅・木材技術センター「木造軸組工法住宅の限界耐力計算による設計の手引」

6.4.4　木造住宅の耐津波設計方針

津波の浸水するおそれのある地域に木造住宅を建築する場合には、津波に対する抵抗性能に配慮して設計することも重要である。津波の外力に対して抵抗する木造住宅を建築する場合には、平成 23 年 11 月 17 日付け国住指第 2570 号により国土交通省住宅局長から通知された「津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計法等に係る追加的知見について」において示された東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針（及び津波地域づくり法施行規則第 31 条第 1 号及び第 2 号の規定に基づく「津波浸水想定を設定する際に想定した津波に対して安全な構造方法等を定める件」（平成23年国土交通省告示第1318号））に基づいて設計する必要がある。

なお、津波避難ビルの構造設計法については 6.5 節でその概要が示されている。

(1) 津波波圧、波力の設定

想定される浸水深に基づいて、津波波圧を算定し、津波波力を算出するが、水深係数 a については木造用の数値が現段階では設定されていないので、他構造と同様に遮蔽物や海岸からの距離に基づいて 1.5 または 2.0 を採用する。津波荷重時の水平耐力算定用の津波波力は、各階の床位置に集中して働くものとする。このときの各階床に働く波力は、上下階の階高の半分の波力とする。また、開口係数は全受圧面積に対する開口面積の比を 1 から減じたものとすると危険側の評価になるため、津波波力算定時に各開口の高さ、幅を考慮して津波波圧を積分すべきである。なお、基礎の検討に用いる波力を計算するとき以外は、波圧を積分する範囲から基礎高さを除いてよい。

(2) 浮力の算定

１）建物重量

建物の浸水深より下部では、開口部が破損して建物内に水が流入して水中重量となるため、建物重量が小さくなるため、固定荷重は水の比重を減じたものとする。また、浸水する階の積載荷重は算入せず、浸水深より上部の階の積載荷重は地震力算定用重量を用いる。建物重量は以上の考慮に基づく固定荷重と積載荷重の和とする。

２）空気溜まり

浸水する階より下の階では床下に空気溜りができて、これが浮力として作用する。空気溜りの高さは、開口部が破損することを前提として、下階の天井高と浸水深のうちどちらか低い方の高さから、垂れ壁の下端高さを減じたものとなる。これに浸水する階の面積を乗じて容積を算出し、水の比重を乗じたものが浮力となる。

３）浮力に対する検定

浮力を考慮し、基礎を含めた建築物の重量が負の値とならないことを確認することは言うまでもない。基礎を除いた上部構造のみの重量が負の値となる場合には、これを上向きの外力とし、脚部・頂部の接合部の引き抜き耐力の総和がこれを上回ること、及びアンカーボルトの引き抜き耐力の総和がこれを上回ることを確認する必要がある。

(3) 耐圧部材

１）波力に対する検討

外部に面している構造部材は、津波による波力を直接受ける。そこで、外部に配置されている構造耐力上主要な耐力壁と柱について、津波波力を受けたときの検討を行う。

面材耐力壁の場合は、当該耐力壁の全面に作用する波力を算定し、面材の面外曲げの検討を行う。当該面材は柱、横架材で支持されているものとして検討を行うが、当該柱及び横架材が十分な耐力を有している場合に限る。十分な耐力を有する柱、間柱、横架材、並びに受け材の設置位置を超えて面材が連続する場合には、当該支持箇所を固定端とできる。また、柱、間柱や受け材などが面材と一緒に曲げ応力を負担する場合は、ストレスト・スキン効果を見込むことも可能である。

一方、筋かい耐力壁の場合は、筋かいの断面積が受圧面積として津波波力を算定し、これに対する曲げの検定を行う。このときの分布荷重を等価な点荷重に置き換えることも可能であるが、その作用する位置は偏分布を考慮して適切に設定することが重要である。さらに、筋かいの端部の接合部についても面外のせん断応力に対する検定が必要である。なお、通気胴縁を介して取り付く外壁材については、破損するものとするのが無難であると考えられる。

柱についても、筋かいと同様に当該部材の断面積が受圧面積として津波波力を算定し、これに対する曲げ応力の検定を行うが、耐力壁と一体となっている場合には、耐力壁として検定を行う。なお、階段室等が外周部に面している場合には、横架材の面外曲げ応力に対する検定が必須である。

２） 漂流物に対する検討

漂流物の衝突により耐力壁や柱が損傷する恐れがある。従って、外部に面している柱が同時に数本破壊しても建物全体が崩壊しないこと、すなわち、それらの柱が鉛直支持能力を喪失しても大梁等によって隣接する柱へ軸力を伝達できることを確認する。

(4)津波荷重時水平耐力の検討

１） 建築物の水平耐力

水平耐力は、壁量計算、許容応力度計算における短期許容せん断耐力に基づき終局耐力を算出するが、終局耐力は許容耐力の 1.5 倍（(6.4.4-1)式）としてよい。ただし、許容応力度計算において短期許容せん断耐力を理論的に算出する場合は、許容耐力を終局耐力とする。

・壁量計算に基づく場合：Q_{ui} = 各層の存在壁量×1.96×1.5
・許容応力度計算に基づく場合：Q_{ui} = 各層の短期許容せん断耐力×1.5
} ・・・(6.4.4-1)

２） 津波荷重作用時の頂部・脚部の接合部

津波荷重時に柱頭柱脚接合部に生じる引抜力に対して、１次設計により算定された柱頭柱脚接合部耐力が上回るかの検討を行う。検討条件の一例として以下が考えられる。

① 引抜力の算定はN値計算法に準拠した方法を用いる。また、引抜力算定用の単位当たりのせん断耐力は短期許容せん断耐力の 1.5 倍とする。ただし、実験等により接合部の最大耐力が許容耐力の 1.5 倍以上あることが確認されている接合方法に限る。

② 検討用の鉛直荷重による柱圧縮力は柱負担分の浮力を考慮した値とする。

③ 接合金物の終局引抜耐力は短期許容引抜耐力の 1.5 倍とする。ただし、実験等により接合部の最大耐力が許容耐力の 1.5 倍以上あることが確認されている接合方法に限る。

ここで、柱頭柱脚接合部の引抜力：T = Qa×H×B－Nw・・・(6.4.4-2)

Qa：当該柱両側における耐力壁等の単位長さあたりの耐力壁せん断耐力の差（kN/m）

※片側のみ耐力壁が取付く場合は耐力壁等の単位長さあたりのせん断耐力とする。

B ：当該柱の周辺部材による曲げ戻し効果を表す係数 0.5（出隅柱においては 0.8）
H ：当該階の階高（m）
Nw：鉛直荷重により当該柱に加わる圧縮力（kN）　として検討

3）水平構面の検定

地震力が作用する場合と同様に、津波荷重による水平力が作用する場合も水平構面の安全性を検討しなければならない、せん断力を負担する水平構面を連続梁モデルに置換して、負担する応力を算定し必要な水平構面の耐力を算出する。水平構面の検定には、品確法における床倍率を使用することができる。また、算定された応力より水平構面外周部横架材接合部に生じる引抜力を算出し、引抜力に対して必要な継手を設計することも重要である。

(5)基礎の設計

1）直接基礎の場合の転倒及び滑動に対する検討

他構造では杭基礎を前提としているが、小規模な木造住宅の場合には、布基礎、べた基礎が一般的であるため、下記の算定式とアンカーボルトのせん断の算定式により検討を行うことができる。

・転倒の検討：Mo ≦ Mr・・・(6.4.4-3)

ここで、Mo：津波波力による転倒モーメント
Mr：建築物の抵抗モーメント
W：建物重量（基礎を含む。浮力の影響を考慮する）

・滑動の検討：$\Sigma Q_k \leqq \mu W$ ・・・(6.4.4-4)

ここで、ΣQ_k：基礎に生じる津波の水平荷重
Qz：浮力
W：建物重量（基礎を含む。浮力の影響を考慮する）
μ：基礎と地盤の摩擦係数

・基礎アンカーボルト接合部のせん断破壊の検討：$\Sigma Qa \leqq \Sigma (Pa \times n)$・・・(6.4.4-5)

ここで、ΣQa：基礎上端に生じる津波の水平荷重
Pa：アンカーボルト接合部の終局せん断耐力（基礎コンクリートの破壊についても考慮すること）
n：アンカーボルトの本数

2）杭基礎の場合の転倒に対する検討

杭基礎の終局強度設計を行い、津波荷重による転倒に対して安全であることを確認する。津波荷重による転倒モーメントに対して、浮力を考慮した建物自重及び杭の抵抗力による転倒限界耐力が上回ることを確認する。このときに杭に生じる反力が極限支持力を下回ることを確認する。なお、杭頭の接合方式において埋込み方式を採用した場合、接合部に作用する応力に対して抵抗できるかを検討する。検討条件の一例として以下が考えられる。

① 建物基礎形式はべた基礎下に杭を配置していることから、基礎の剛性は十分に高いと判断し、剛体と仮定する。

② 杭反力は次の計算式により算定する。

$$R = \frac{W}{n} \pm \frac{M}{Zc} = \frac{W}{n} \pm \frac{MC}{\Sigma C^2} \text{・・・(6.4.4-6)}$$

ΣC^2 = Ic-c：杭群の断面２次モーメント

$\frac{\Sigma C^2}{C}$ = Zc ：杭群の断面係数

M：転倒モーメント[kNm]

W：建物重量[kN]

n：杭本数[本]

R：杭反力[kN/本]

C：基礎図芯より各杭までの距離[m]

３）杭基礎の場合の滑動に対する検討

杭基礎の終局強度設計を行い、津波荷重による滑動に対して安全性を確保する。建物全体に作用する津波荷重に対して、杭の水平耐力が上回ることを確認する。なお、検討条件の一例として以下が考えられる。

① 建物基礎の剛性は十分に高いものと仮定しているので、津波荷重時のせん断力は各杭が均等に負担する。

② 線形地盤反力法を用いて、水平力が作用した時に杭頭固定とモデル化した場合に生じる杭体の応力を算定する。

③ 杭に生じる応力が、杭の終局水平耐力以上であることを確認する。

④ 杭材の断面性能においては、腐食しろ 1mm を考慮して耐力の確認を行う。

４）基礎梁に関する検討

杭基礎の場合の基礎梁については、浮力を考慮した建物重量に対して負担幅分を考慮した杭間の基礎梁の応力に加えて、杭からの応力も考慮した終局時応力として断面の検討を行う。

直接基礎の場合には、布基礎の面外曲げ、並びに布基礎部分が側圧を受けた場合のモーメントに対する検討が必要である。

(6)混構造住宅の津波浸水のおそれのある地域における設計上の留意事項

１）津波荷重に対しては、図 6.4.4-1 のように各階が負担する外力に応じて、それぞれ各構造部分の設計を行う。なお、各構造部分の設計については木造及び鉄筋コンクリート造の設計指針を参照する。

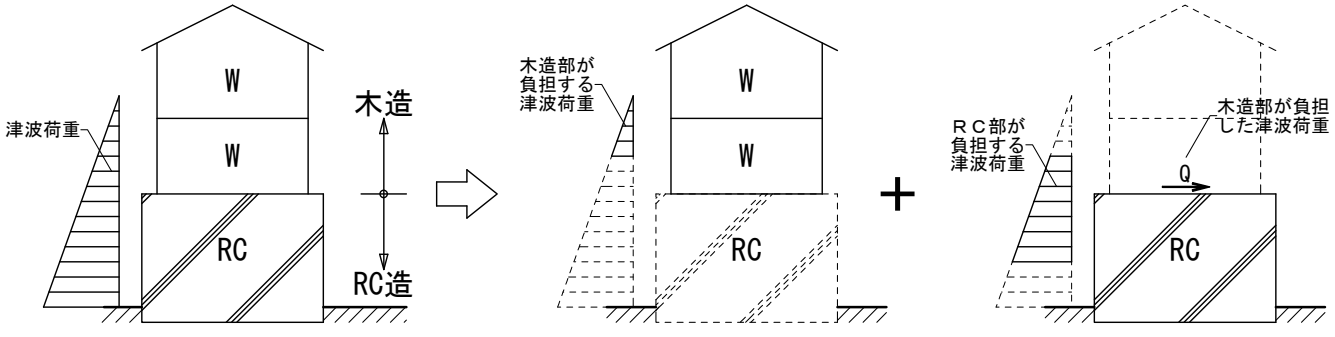


図 6.4.4-1 混構造住宅の設計の考え方

2）混構造の設計は、上層の構造部分に生じた応力を下層の異種構造部分に円滑に伝達することが重要となる。従って、図 6.4.4-2 のように異種構造間を接合しているアンカーボルトや金物などの接合部耐力が津波荷重に対して安全であることを確認することが必要である。

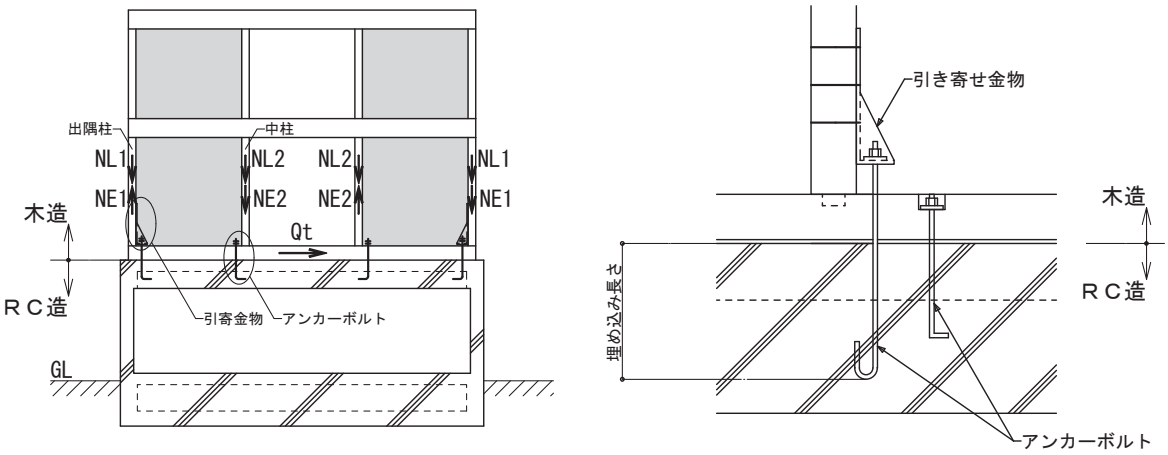


図 6.4.4-2 異種構造間を接合しているアンカーボルトや金物などの設計

3）全階を木造として設計した場合の建物重量と、１階及び１～２階を鉄筋コンクリート造とした混構造の建物重量とを比較した場合、明らかに混構造の建物重量が大きいので、津波荷重時に生じる転倒及び滑動については一般的には有利になると考えられる。

ただし、浸水深下の床下の空気溜りの設定や、直接基礎形式としてピットを有するベタ基礎とした場合などはピット空間が空気溜りとなるので、空気溜り分の浮力が生じることになり、鉄筋コンクリート分の重量を打ち消すことが考えられる。このことは転倒及び滑動に対して大きく影響を与える場合がある。なお、浮力に対する対応の一例が図 6.4.4-3 のように考えられる。

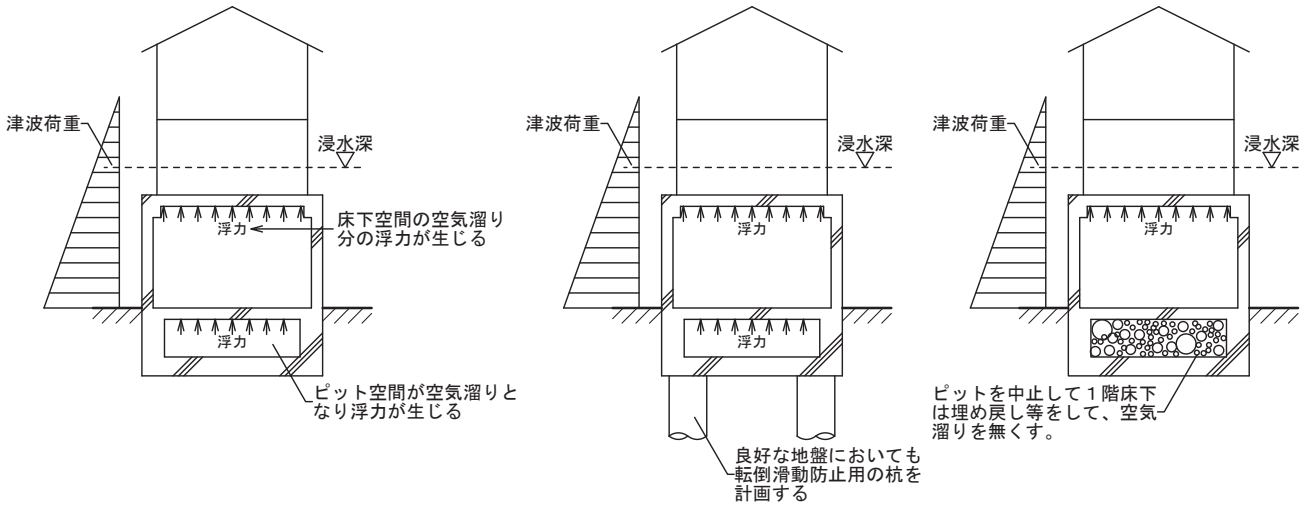


図 6.4.4-3 混構造の場合の浮力に対する対応の例

6.4 付録Ｃ　岩手県、宮城県の傾斜地における木造建築物の津波被害調査結果

１．調査目的

平成 23 年東北地方太平洋沖地震による木造建築物の津波による被害について、地盤の傾斜が比較的緩い平地について調べた結果、浸水深と木造建築物の被害程度の関係が整理された。これに対して、津波被害調査班、および建築基準調査委員会の被害調査結果によれば、地盤の傾斜が比較的大きい三陸地方でも多くの木造建築物が残存しているとされている。そこで、浸水深と木造建築物の被害程度の関係が、傾斜地においても同様に整理できるか、傾斜地で津波浸水を受けたにもかかわらず残存する木造建築物の構造方法、仕様はどのようなものであるかを明らかにすることを目的として、調査を実施する。

２．調査者

国土交通省国土技術政策総合研究所　槌本敬大

独立行政法人建築研究所　中島史郎、山口修由、中川貴文、荒木康弘、大石　哲也

一般社団法人建築性能基準推進協会　　津田千尋（同行者）

３．調査行程

5 月 25 日－北班

8:30	宿泊施設（岩手県北上市）出発
10:40	大槌町中心市街地到着、浸水深・被害調査
12:00	大槌町中心市街地調査終了
13:00	大槌町赤浜着、浸水深・被害調査
13:40	大槌町赤浜調査終了、釜石市へ向かう
14:20	釜石市中心市街地着
14:40	釜石市魚河岸、東前町、浸水深・被害調査
16:35	釜石市松原町、浸水深・被害調査
17:00	調査終了、宿泊地へ向かう
20:00	宿泊施設（岩手県北上市）着

5 月 25 日－南班

8:30	宿泊施設（宮城県仙台市）出発
11:00	気仙沼市本吉町到着、平貝地区浸水深・被害調査
12:30	本吉町二十一浜地区浸水深・被害調査
13:15	本吉町津谷新明戸地区浸水深・被害調査
13:45	本吉町中島地区浸水深・被害調査
14:15	本吉町幸土地区浸水深・被害調査
14:45	本吉町赤牛地区浸水深・被害調査
15:15	本吉町山中・日門地区浸水深・被害調査
15:45	本吉町九多丸・滝根・三島地区浸水深・被害調査
16:15	本吉町野々下地区浸水深・被害調査
16:45	波路上　原、後原、牧地区浸水深・被害調査
17:30	波路上　内田地区浸水深・被害調査
18:30	調査終了、宿泊地へ向かう
20:30	宿泊施設（宮城県仙台市）着

5 月 26 日－北班

8:30	宿泊施設（岩手県北上市）出発
10:10	大船渡市新田到着、浸水深・被害調査
11:30	大船渡市笹崎、浸水深・被害調査
13:00	大船渡市赤崎町、浸水深・被害調査

14:20　大船渡市調査終了、陸前高田市へ向かう
14:50　陸前高田市米崎町脇の沢到着、被害状況確認
15:20　陸前高田市気仙町今泉、被害状況確認
15:50　陸前高田市気仙町二日市、浸水深・被害調査
16:40　調査終了、宿泊地へ向かう
20:20　宿泊施設（仙台市）着

5月26日－南班

8:15　宿泊施設（宮城県仙台市）出発
11:00　南三陸町歌津到着、歌津泊浜・大沼地区浸水深・被害調査
12:00　歌津小沼・長柴地区浸水深・被害調査
13:30　歌津伊里前地区　浸水深・被害調査
14:00　南三陸町志津川北の又・袖浜地区　浸水深・被害調査
14:45　南三陸町志津川旭ヶ浦地区　浸水深・被害調査
15:15　南三陸町志津川上ノ山・城場地区　浸水深・被害調査
15:45　南三陸町志津川廻舘地区　浸水深・被害調査
16:15　南三陸町調査終了、女川町に向かう
17:30　女川町宮ヶ崎川尻・宮ヶ崎地区　浸水深・被害調査
18:00　女川町桜ケ丘・鷲神浜鷲神地区　浸水深・被害調査
18:30　調査終了、宿泊地へ向かう
20:00　宿泊施設（宮城県仙台市）着

5月27日－北班

8:30　宿泊施設（宮城県仙台市）出発
10:10　気仙沼市中心部到着、東側沿岸部浸水深・被害調査
14:00　西側沿岸部浸水深・被害調査
18:30　仙台駅着、解散

5月27日－南班

8:20　宿泊施設（宮城県仙台市）出発
9:45　東松島市宮戸島室浜地区到着、被害状況確認
10:10　東松島市宮戸島大浜地区、浸水深・被害調査
11:00　調査終了、仙台市へ向かう
12:30　仙台駅着、解散

４．調査結果概要

(1) 北上市から大槌町への行程における被害状況

北上市から国道 107 号線で遠野市を経由し、県道 35 号線にて大槌町へ向かう途中に、木造建築物の顕著な被害はほとんど見あたらなかった。屋根瓦の被害を想像させるブルーシートすら、ほとんど見受けられなかった（写真 C-1.1）。遠野市市街地東側において、モルタル外壁のひび割れ等軽微な被害が１件、棟瓦が一部崩れる被害（写真 C-1.2）が２件あったのみである。なお、北上市～遠野市周辺は積雪地であり、住宅の屋根葺き材は８割方金属板葺きで、瓦葺きは極めて少ない。



写真 C-1.1　遠野市付近の概況



写真 C-1.2　棟瓦の被害

(2) 大槌町の被害状況

航空写真や国土地理院の浸水範囲図を参考に、2 m 超の浸水がありそうな傾斜地を選定した。図 C-2.1 に調査地とその標高、および確認された浸水深を示す。



図 C-2.1　大槌町における調査地

大槌町の津波の高さは約 13m 程度とされており、かつ、火災も発生したため、同町中心部（写真 C-2.1、C-2.2）や標高が低い地区（写真 C-2.3）では木造住宅等の小規模木造建築物はほぼ残存していなかった。

これに対して第 14 地割北西側では、標高約 12m で床上浸水程度（写真 C-2.4）であるが、大槌中学校で浸水深 1.38 m、第 14 地割南東部で浸水深 3.0 m であった。第 14 地割南東部では、小規模な火災も発生し、おそらく津波で残存したと思われる木造住宅も焼失していた（写真 C-2.5）。ここでの入射

方向の先頭には木造平屋建ての家屋が一部を大きく損傷しながらも残存（写真 C-2.6）していた。この入射方向と反対方向にはほとんど残存している建築物はなく、堤防と同じ高さのポンプ小屋（写真 C-2.7）が残り、その入射方向と反対方向には、数棟の木造建築物が残存（写真 C-2.8）していた。この地区の残存建築物、流失建築物、焼失建築物の位置関係を図 C-2.2 に示す。



写真 C-2.1　小規模建築物が残存しない大槌町中心部



写真 C-2.2　火災が発生した大槌町中心部



写真 C-2.3　残存建築物がほとんどない低地



写真 C-2.4　第 14 地割北西部の概況



写真 C-2.5　第 14 地割南東部に残る火災の痕



写真 C-2.6　第 14 地割南東部の入射方向先頭の木造家屋（①）



図 C-2.2　大槌町第 14 地割南東部の残存・流失・焼失建築物の分布
（○，丸数字：残存建築物、×：流失建築物、火；焼失建築物）



写真 C-2.7　第 14 地割南東部に残るポンプ小屋（②）



写真 C-2.8　ポンプ小屋の入射方向と反対方向に残る木造家屋（③：左、④：右）

第 24 地割は、傾斜地に建つ住宅街（写真 C-2.9）であるが、その最下に建つ複数の木造家屋が流失していた（写真 C-2.10）が、２列目程度の高さにある住宅は浸水深 2.7ｍに対して、西南西側開口部などを大きく損傷するも、残存していた（写真 C-2.11）。さらに、高い位置に立つ住宅はほとんど浸水もなく、外見上無被害であった（写真 C-2.12）。この地区の残存建築物、流失建築物の位置関係を図 C-2.3 に示す。



写真 C-2.9　第 24 地割の遠景



写真 C-2.10　第 24 地割最下の流失家屋の痕



写真 C-2.11　第２列目くらいの高さの残存木造住宅（右：①、左：②）



写真 C-2.12　写真 C-2.11 より高い位置で外見上無被害の木造住宅（右から③、④）

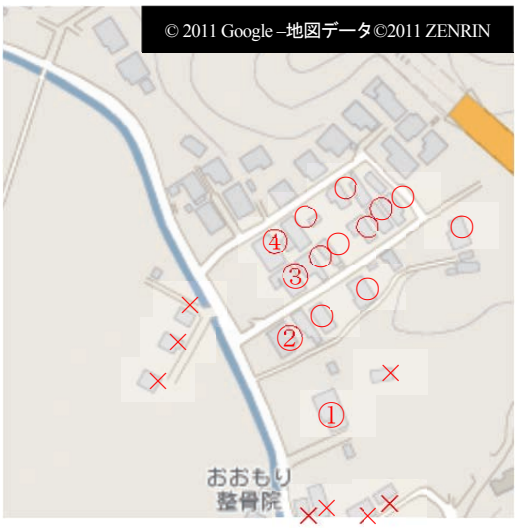


図 C-2.3　大槌町第 24 地割南東部の残存・流失建築物の分布
（○，丸数字：残存建築物、×：流失建築物、無印は未調査）

(3) 大槌町赤浜の被害状況

大槌湾の中程北岸に大槌魚港がある。大槌魚港に面した漁業協同組合の 3 階建ての鉄筋コンクリート造ビルでは、3 階付近まで浸水（浸水深 10m 程度）していた。大槌港から北側に数百メートル離れた、南側に開けた斜面の中腹に赤浜小学校があり、校舎は、古い木造と鉄筋コンクリート造からなり、2 階付近まで浸水し、いずれも残存しているが、木造部分は損傷のために立ち入り禁止となっていた（写真 C-3.1）。学校周辺は住宅地になっており、学校付近の浸水深は 4.6m 程度であった。小学校よ

りも標高の低い場所ではほとんどの家屋が流失し、傾斜地の奥川には残存した家屋もあった（写真 C-3.2）。ただし、例外的に残留した住家も数棟（木造を含む、写真 C-3.3）みられたが、入射方向を大きく損傷していた。また、赤浜地区の入り口付近には、２階建ての軒高さ（約 6 m）を超える浸水痕がありながら、流失を免れた家屋（写真 C-3.4）があった。この建物の入射方向は崖下であり、遠方には３階建て RC 建築物があるものの、ほぼ直接津波外力が入力されたと考えられる。その他、赤浜地区は港が近く、住宅地の中に港から漂流した船舶（漁船、観光船）が数隻取り残されていた。



写真 C-3.1　赤浜小学校（右側が損傷した木造）



写真 C-3.2　傾斜地手前の流失家屋と奥の非流失家屋



写真 C-3.3　流失境界より下側の住家の流失（例外的に残留した数棟の住家）



写真 C-3.4　流失境界付近の木造住宅の被害

(4) 釜石市浜町、東前町の被害状況

津波による被害のあった釜石市中心部の中で、低層の住宅が密集した傾斜地である浜町、東前町において、概要調査を行った。図 C-4.1 に浜町、東前町の位置を示した。釜石港の北側に位置し、住民の話によると津波は港から傾斜地を登る方向に遡上したとのことである。図 C-4.2 に浜町、東前町の等高線の状況、図 C-4.3 に航空写真と調査建物の位置を示した。海抜が 10m を超えると低層住宅が多く残存していた。

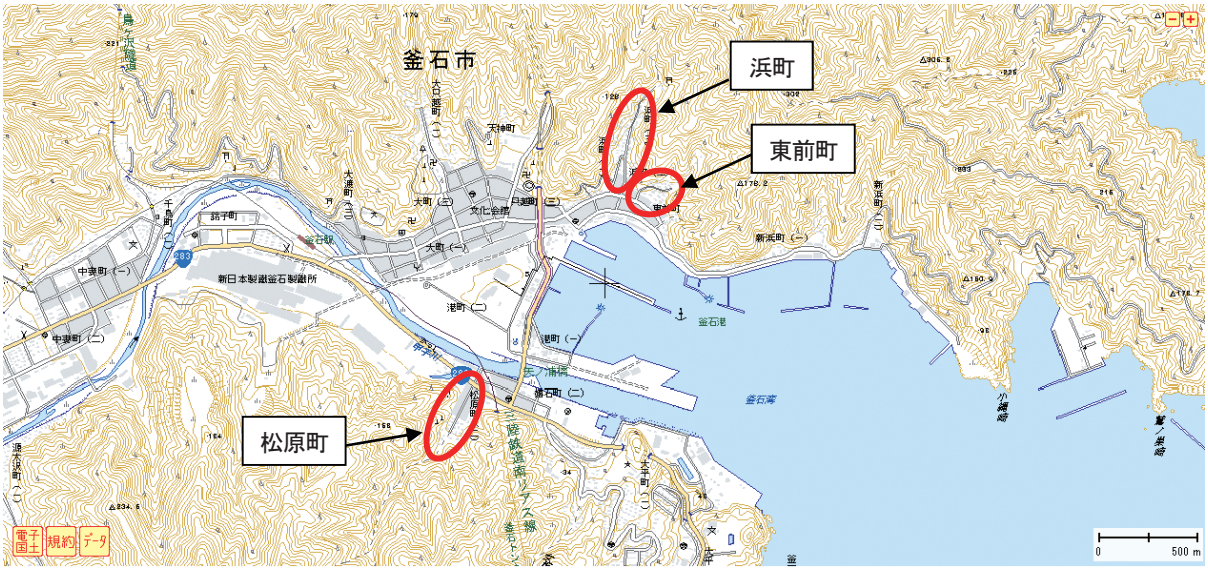


図 C-4.1 釜石市の調査地

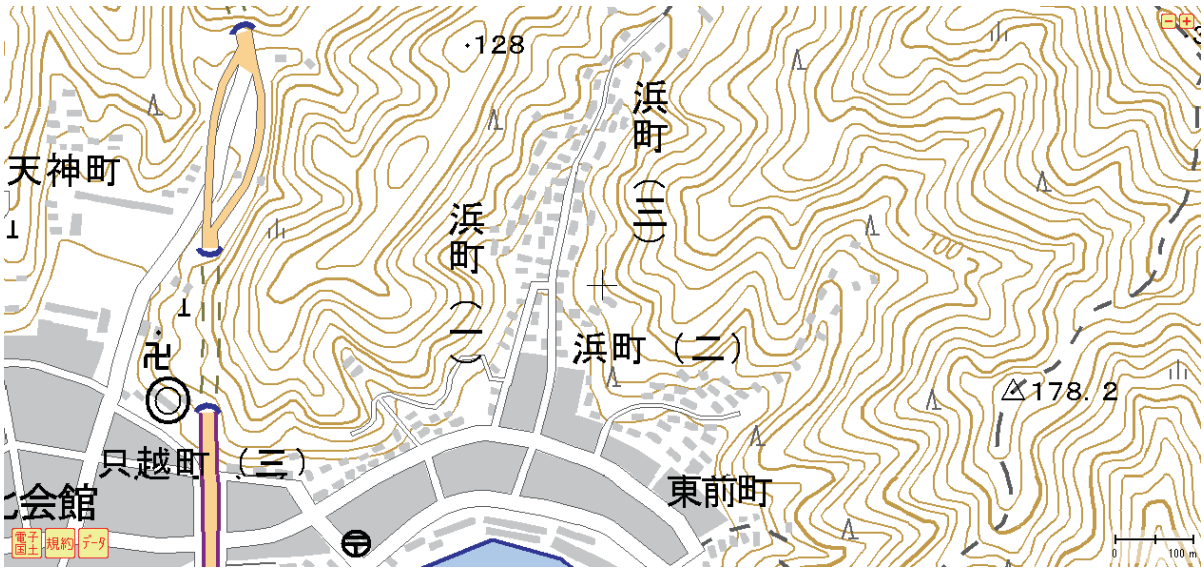


図 C-4.2 浜町、東前町の標高線（等高線 1 本が 10m）

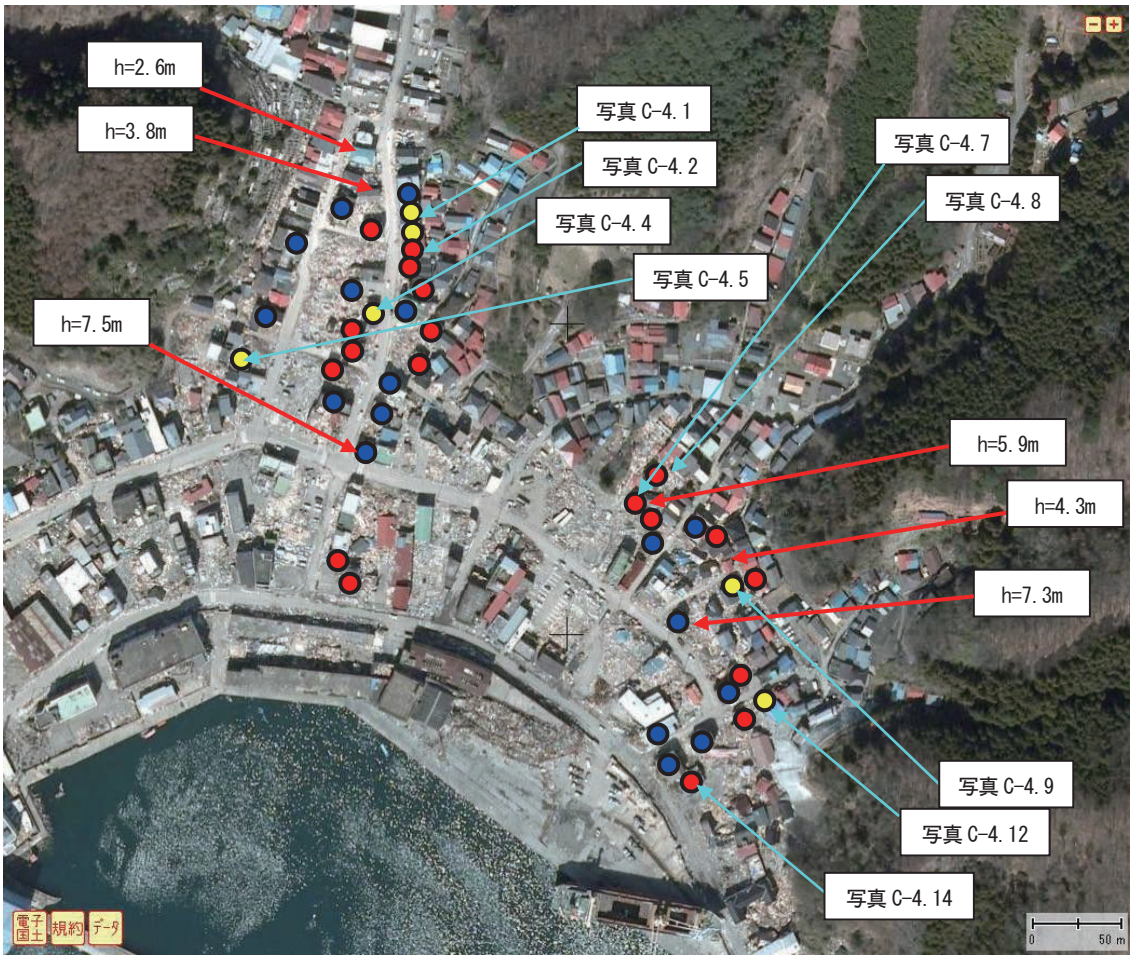


図 C-4.3 調査建物の位置（図中の h は浸水の痕から推定した浸水深）
赤：残存する木造、黄：残存するが全壊状態の木造、青：非木造

写真 C-4.1 は、流失は免れたが津波により 1 階が崩壊した木造住宅 2 棟である。写真 C-4.2 は流失・倒壊を免れたが、基礎と土台が大きくずれた木造住宅である。土台のアンカーボルトは確認できなかった。写真 C-4.4 は流失は免れたが 1 階が全壊状態で、大きく傾斜した木造住宅である。写真 C-4.5 は 1 階の脚部が崩壊し、大きく移動した木造住宅である。写真 C-4.7 は最前列で津波を受け、2 階軒下まで浸水したが損傷は比較的軽微な木造住宅。浸水深は 5.9m であった。写真 C-4.8 は被害が軽微な木造住宅で、柱が 1 本破損していたが、ホゾパイプによる金物工法であった。写真 C-4.10 は流失を免れたが、基礎上端で大きく移動した木造住宅である。移動距離は坂の下方向に 38cm、坂下から見て右方向に 38cm であった。写真 C-4.12 は坂の下側が高基礎となっている木造住宅で、基礎上端部で大きく移動していた。築年は古いと推測され、アンカーボルトは確認できなかった。写真 C-4.14 は先頭で津波を受け、完全に水没したと考えられるが損傷が少ない木造住宅。築年は新しいと考えられ、損傷は柱 1 本の折損のみであった。折損した柱の接合部では、ドリフトピンを挿入するタイプの梁受け金物が確認された。



写真 C-4.1 倒壊した木造住宅



写真 C-4.2 土台と基礎がずれた木造住宅



写真 C-4.3 前写真の建物のずれ



写真 C-4.4 大きく傾斜した木造住宅



写真 C-4.5 1F 柱脚部が崩壊した木造住宅



写真 C-4.6 前写真の 1F 柱脚部の状況



写真 C-4.7 残存した木造住宅



写真 C-4.8 残存した木造住宅



写真 C-4.9 前写真の柱脚部



写真 C-4.10 基礎上端で移動した木造住宅



写真 C-4.11 前写真の基礎上端のずれ



写真 C-4.12 基礎上端で大きく移動した木造住宅



写真 C-4.13 前写真の建物の基礎上端部



写真 C-4.14 残存した木造住宅



写真 C-4.15 折損した柱の接合部

(5) 釜石市松原町の被害

釜石湾奥の釜石港の南側に位置する松原町は、北側に開けた傾斜のある住宅地である。住民によると、津波は湾のある北側から、住宅地の奥に進入したとのことである。住宅地の中程に、木造住宅等の住家の流失と非流失を分ける境界があった（写真 C-5.1、写真 C-5.2）。境界の下側では多くの木造住宅等の住家が流失していた。境界の上（高台）側では流失していない。流失境界付近では、１階が層崩壊した木造住宅が見られた（写真 C-5.3）。流失境界付近では、震災前に建っていた位置が不明で、漂着した木造住宅も見られた（写真 C-5.4）。



写真 C-5.1　流失境界付近の市街状況



写真 C-5.2　流失境界付近の被害状況



写真 C-5.3　層崩壊した木造住宅



写真 C-5.4　漂着した木造住宅

(6) 仙台市から気仙沼市本吉町への行程および被害状況

仙台市から東北自動車道を利用し、築館 IC で降り、栗原市、大崎市、登米市を横断して国道 346 号線で気仙沼市本吉町へ入った。津波被害地域に至るまで、振動的被害は確認されなかった。

(7) 気仙沼市本吉町の被害

津波被害後の航空写真および浸水図を参考に木造建築物が残存する地区と流失する地区の境界付近の被害状況について調査を行った。調査地域を写真 C-7.1 に示す。

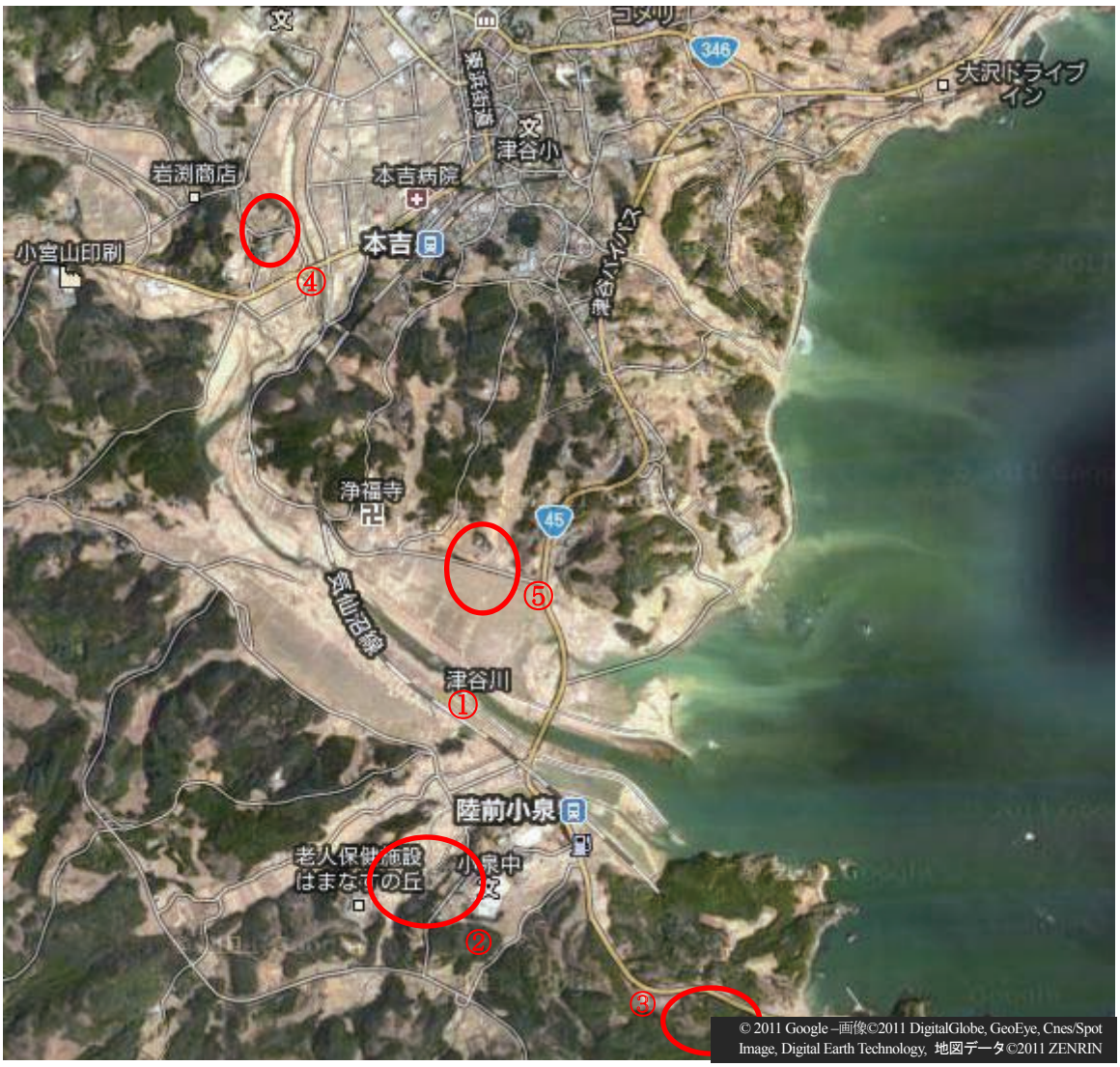


写真 C-7.1　本吉町の被害調査地域(1)



写真 C-7.2　本吉町の被害調査地域(2)



写真 C-7.3　本吉町の被害調査地域(3)

１）本吉町下宿、泉地区の被害状況（①）

海抜 10m 以下である本吉町下宿、泉地区は壊滅的な被害であり、残存する建築物は確認されなかった。傾斜地等に残る浸水痕から地上から 10m 以上(海抜)の津波高さであったと考えられる(写真 C-7.4, C-7.5)。

２）本吉町平貝地区の被害状況（②）

流失した建物が多く見られた地域において残存した木造住宅が存在した。0 邸は１階天井まで浸水し、サッシガラスの割れなどの損傷があるものの残存。浸水高さは施主へのヒヤリングにより確認。0 邸とほぼ同じ高さに建つ T 邸も残存（写真 C-7.6)。外観上の損傷はほぼない。０邸よりも低い場所に建つ２棟の木造住宅のうち１棟は流失し、１棟は残存。残存じた木造住宅は築３年、流失した木造住宅が古い（築年数は未確認）建物であったことをヒヤリングにより確認（写真 C-7.7)。

流失した建物が多く見られた地域に建つ市営住宅１０棟のうち、５棟が流失、５棟が残存した。流失した５棟は海に近い側に建っており（写真 C-7.8)、残存した５棟よりも低い敷地に建設されていた（写真 C-7.9)。

３）本吉町二十一浜地区の被害状況（③）

海抜 30m 程度の高台に建つ木造住宅は、1 階が腰壁程度まで浸水した痕跡があるが、残存していた。隣接する、海抜 20～25m に建つ木造住宅は、流失していた。さらに背面に傾斜地を有する木造住宅（海抜 10m 程度）はすべて流失していた（写真 C-7.10, C-7.11)。

４）本吉町津谷新明戸地区の被害状況（④）

津谷川に沿って遡上してきた津波により、河川の近くに建つ木造住宅（海抜 10m 程度）は流失していた。残存する木造住宅の一部では、平野部の津波被害でみられたような外壁面を流失する被害がみられた(写真 C-7.12)。地上面からの浸水高さは 2.7m であった（写真 C-7.13)。

５）本吉町中島地区の被害状況（⑤）

流失した建物が多く見られた地域よりもやや高い敷地に建つ木造住宅に残存したものがあった。M 邸は１階サッシ窓ガスが割れるなどの被害があったが残存（写真 C-7.14)。M 邸と同じ敷地内に建つ建物は流失（写真 C-7.14 手前の基礎・床組部分)。M 邸よりも高度が約 15m 高く、山側に建つ木造住宅には外観上の被害は確認できなかった（写真 C-7.15)。

６）本吉町幸土地区の被害状況（⑥）

国道 45 号線沿岸部の本吉町幸土と本吉町大沢境界を流れる河川の河口部より津波が遡上したとみられ、沿岸に建つ住宅が流失し、写真 C-7.16 に示す土台だけが残存していた。国道 45 号線を挟んで内陸側の沿道に建つ住宅も流失したとみられるが、平面距離で 20m 程度離れた写真 C-7.17 に示す住宅は残存し、大きな損壊も見られなかった。宅地付近の地盤は北側に傾斜しており、その高さと河川との位置関係により残存と流失が分かれたと推測できる。また、その位置より 100m 程度 45 号線を北上すると津波の遡上及び浸水した痕跡は見当たらず、河川周辺の比較的狭い範囲での津波被害であると推測できる。

７）本吉町赤牛地区の被害状況（⑦）

赤牛漁港につながる小川（写真 C-7.18）に沿って津波が遡上したと考えられ、小川に沿って建つ木造住宅（いずれも海抜 10m 程度）は流失していた（写真 C-7.19）。国道 45 号に面して建つ愛宕神社（海抜 17m 程度）は残存していた。

８）本吉町山谷・日門地区の被害状況（⑧）

日門漁港に面する海抜 10m 程度の木造住宅はすべて流失していた（写真 C-7.20）が、海抜 20m 程度の高台に建つ神社や木造住宅は残存していた（写真 C-7.21）。また、海抜 15m 程度に位置する土蔵も残存していた（写真 C-7.22, C-7.23）。海に面する高台に住む住民の話によると、津波は海抜 20m 程度にまで達したとのこと（写真 C-7.24）。

９）本吉町九多丸・滝根・三島地区の被害状況（⑨）

川の流域で、多くの木造住宅が流失した地域に建つ宮城県漁業協同組合大谷本吉支店（鉄筋コンクリート造）と JA 南三陸大谷支店（鉄骨造）は津波により大破（写真 C-7.25 と写真 C-7.26）。宮城県漁業協同組合大谷本吉支店は２階建ての建物の屋根まで浸水。宮城県漁業協同組合大谷本吉支店よりも高台に建つ木造住宅（写真 C-7.27）。外観上の損傷はほとんどない。川の上流に建つ木造住宅も多くは流失。標高約 25m に建つ木造住宅は津波により大破したが、流失していないものあり（写真 C-7.28）。

１０）本吉町大谷・野々下地区の被害状況（⑩）

気仙沼線に沿って南北に走る国道 45 号沿いに建つ木造住宅群（海抜 16m程度）はほぼ全てが残存していた。建物に残る浸水痕から浸水高さは地上面から 50cm 程度であったと考えられる。一部の建物には損傷がみられたが、漂流物による被害と考えられる（写真 C-7.29、C-7.30）。

１１）波路上　原、後原、牧地区の被害状況（⑪）

国道 45 号線の岩井崎入口交差点より太平洋側に伸びる道路は海岸に向かい路面が下りに傾斜し、その沿道両側の住宅地では住宅の浸水深が 30cm 程度から次第に深くなっていたことを確認した。沿道南側の住宅の南面の被害が著しい住宅が幾つか確認できた（写真 C-7.31）。そして、波路上牧付近に達すると道路は急に下り、住宅の流失跡や壊滅した住宅が一面に数多く確認できた（写真 C-7.32）。

波路上原での住民からの聞き取りによると、写真 C-7.3 に示す南側の水田より海水が浸入し、南側の住宅は浸水深 1.3m 程度に達し、道路を挟んだ北側の宅地と付近の道路の方へ海水が流れたとのことであった。道路側の北側に宅地地盤面が上っているため、前述した道路両側の住宅の浸水深 30cm との差が生じ、住宅の被害も異なったと推測できた。

１２）波路上　内田地区の被害状況（⑫）

気仙沼市波路上の北部に位置する波路上内田の住宅は、近隣にもかかわらず被害の程度が異なる新旧の住宅が数軒残存していた（写真 C-7.33, C-7.34）。なお、南西の地区では一面見渡す限り殆どの建物が流失及び壊滅していた。



写真 C-7.4　元吉町下宿、泉地区の被害(1)



写真 C-7.5 元吉町下宿、泉地区の被害(2)



写真 C-7.6　０邸（手前）とＴ邸（奥）



写真 C-7.7　０邸よりも低い場所に建つ木造住宅



写真 C-7.8　市営住宅
（注）手前（海に近い側）が流失し、奥（海から遠い側）が残存。



写真 C-7.9　奥（海から遠く）にある建物ほど高い場所に建つ。

（注）赤い矢印は海の方向を示す。以下同様



写真 C-7.10 残存する木造住宅（本吉町二十一浜）



写真 C-7.11 流失した木造住宅(本吉町二十一浜)



写真 C-7.12 残存する木造住宅
（本吉町津谷新明戸）



写真 C-7.13 残存する木造住宅
（本吉町津谷新明戸）



写真 C-7.14 M邸（奥）と流失した建物の基礎と床組部分（手前）



写真 C-7.15 M 邸よりも高台に建つ木造住宅。外観上の被害はない。



写真 C-7.16　流失した河口付近の木造住宅
（本吉町幸土地区）



写真 C-7.17 残存する木造住宅（本吉町幸土地区）



写真 C-7.18　津波が遡上した河口付近
（本吉町赤牛地区）



写真 C-7.19　流失した木造住宅(本吉町赤牛地区)



写真 C-7.20　流失した木造住宅
（本吉町山谷・日門地区）



写真 C-7.21　残存する高台に建つ木造住宅
（本吉町山谷・日門地区）



写真 C-7.22　残存するやや高台に建つ土蔵
（本吉町山谷・日門地区）



写真 C-7.23　写真 C-7.22 の内部



写真 C-7.24　高台に建つ木造住宅



写真 C-7.25　津波による大きな被害を受けた RC 造の事務所建築物



写真 C-7.26　写真 C-7.25 の奥に位置し、津波により大きな被害を受けた S 造の事務所建築物



写真 C-7.27　写真 C-7.25 の事務所建築物よりも高台に建つ木造住宅



写真 C-7.28　写真 C-7.25 よりも山側に建つ木造住宅（左側の建物は津波により大破し、右の建物はサッシガラスの損傷）



写真 C-7.29　残存する木造住宅群（本吉町野々下地区）



写真 C-7.30　漂流物により損傷したと考えられる木造住宅（本吉町野々下地区）



写真 C-7.31　道路南側の被害が甚大な住宅



写真 C-7.32　波路上原牧付近の被害



写真 C-7.33　被害の比較的大きい住宅（波路上内田地区）



写真 C-7.34　写真 C-7.33 に隣接する被害軽微な木造住宅

(8) 大船渡市新田の被害状況

大船渡市の被害状況と浸水深の関係について調査した。比較的海岸に近く、傾斜がある被害地として予め選定した調査候補地は図 C-8.1 に示す通りであるが、このうち実線の〇で囲んだ場所を実際に調査した。

図 C-8.2 に大船渡市新田の地形と津波の入射方向を示した。東西方向に傾斜のある地形で、被害建物の状況から津波は南側から進入したと予測される。海抜が 10m を超えると、多くの低層建物が残存していた。

図 C-8.3 に調査地区の航空写真と、調査建物の位置を示した。写真 C-8.1 は海抜 1～2m 程度の位置に立つ鉄筋コンクリート造のビルで、浸水深は 15.4m であった。写真 C-8.2 は庇がせん断変形した鉄筋コンクリート造建物で、変形の方向から津波の南側からと予測される。写真 C-8.3 は 2.2m 浸水して残存した木造建物である。写真 C-8.4 は 1F の天井部分まで浸水したと推測されるが残存した平屋の木造住宅で、津波を受けた方向に大きな開口があった。写真 C-8.6 は 1.4m の浸水深で残存した平屋の木造住宅である。

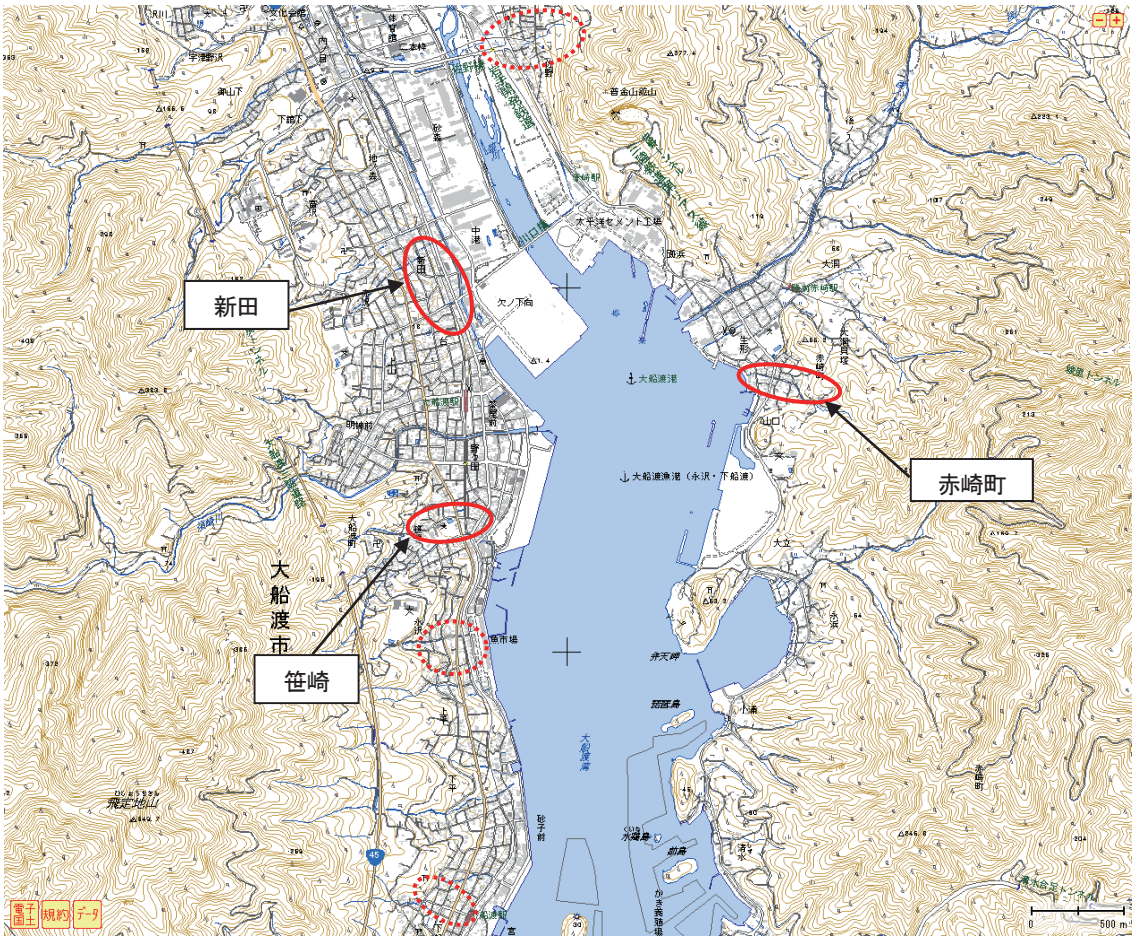


図 C-8.1 大船渡町の調査地（候補を含む）

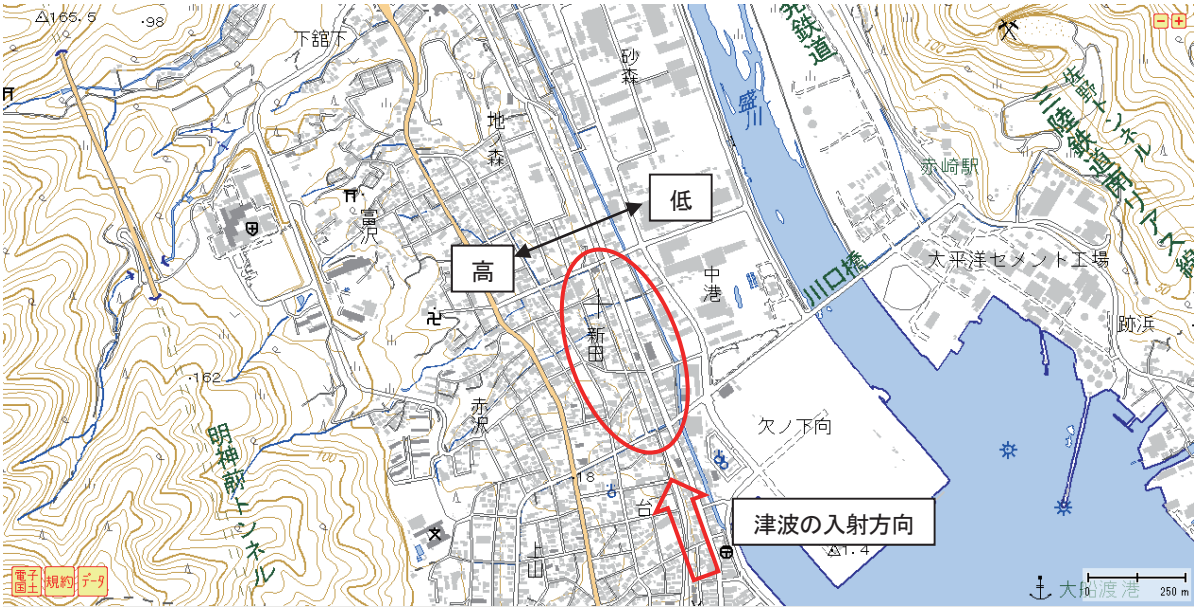


図 C-8.2 大船渡市新田の地形と津波の入射方向（等高線 1 本が 10m）

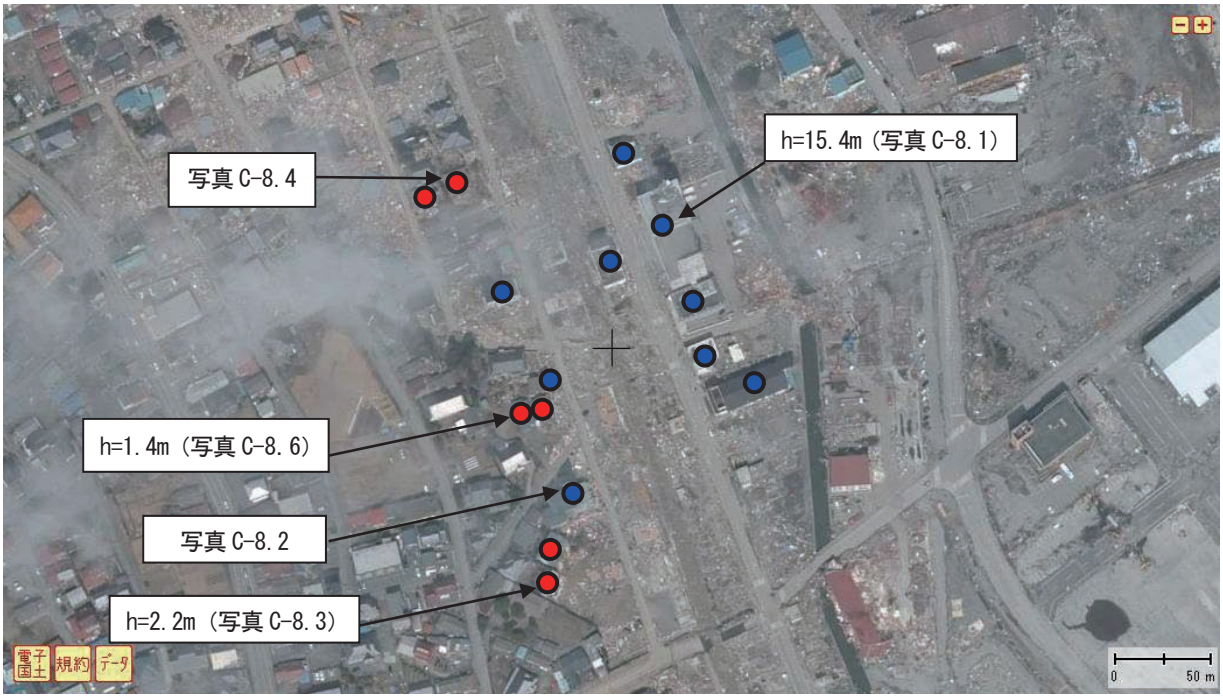


図 C-8.3 調査建物の位置（図中の h は浸水の痕から推定した浸水深）
赤：残存する木造、青：非木造



写真 C-8.1 15.4m の浸水深で残存した RC 造



写真 C-8.2 庇がせん断変形した RC 造



写真 C-8.3 残存した木造



写真 C-8.4 残存した木造



写真 C-8.5 写真 C-8.4 の建物の開口



写真 C-8.6 残存した木造住宅

(9) 大船渡市笹崎の被害状況

大船渡湾の西側に位置し、東側に開けた傾斜地（写真 C-9.1）で、東側を国道 45 号線（旧道）に接している。南側は、学校建築が建つ数メートル高い敷地に隣接している。学校建築の 1 階の窓ガラスには、浸水跡が残っていた。この地区に残る木造住宅の中で、最も低い敷地に建つ建物（写真 C-9.2）の浸水深は 4.35m であった。この住宅の敷地の標高は、約 10 m (GPS)であった。なお、この住宅は南東方向に 40 cm ほどねじれを伴う移動をしていた（写真 C-9.3）。この地区よりも標高の低い、国道 45 号線の東側では、1 階部分が層崩壊した比較的規模の大きな木造建築物（写真 C-9.4）があった。



写真 C-9.1 笹崎地区の全景（左側に学校建築）



写真 C-9.2 浸水深測定建物



写真 C-9.3 浸水深測定建物の移動状況



写真 C-9.4 45 号線の東側の木造に被害

(10) 大船渡市赤崎町の被害状況

大船渡市赤崎町は、大船渡湾の東側に位置する集落で、海岸から県道９号線を越えて、緩やかな傾斜地である。居住者によれば、津波の高さは２階建ての家屋(敷地を高くしていない場合、写真 C-10.1)の頂部まで完全に水没したようである。当該家屋は一部を流失していたが、大部分は流失を免れていた。隣接する作業小屋（写真 C-10.2）は、土間コンクリートから土台が外れ、移動していた。これに対して通りを挟んで海側の２階建ての木造住宅（写真 C-10.3）はほぼ無被害であった。また、この建物の北側には漂着した布基礎（写真 C-10.4）があり、南側の木造家屋（写真 C-10.5）も残存していた。これらの背後には裏山があり、これが津波による外力の大小に影響を及ぼした可能性もある。

一方、海岸沿いの道路から 1.5 m 程度高い地盤に建てた伝統的構法による木造家屋（写真 C-10.6、C-10.7）に対しては、２階窓の直下まで瓦がずれているため、浸水深は約 6～7ｍ程度（地盤から１階梁の高さまで約４ m と測定）あったのではないかと推定されたが、壁などが流失したものの、躯体の位置がずれたり、目視では残留変形などはなかった。なお、この建物の背後の北半分は、１階の階高程度の崖が切り立っている。海岸沿いの道路から２ｍ程度高い敷地に建つ木造家屋（写真 C-10.8）も流失を免れていたが、下屋の屋根に大きな損傷があるため、浸水深は６ m 程度と推測される。この東側に隣接する家屋(写真 C-10.9)も残存していたが、北東に残存する比較的新しい家屋(写真 C-10.10)は流失していた。この建物には、かなり多くのホールダウン金物が設置され（写真 C-10.11)、敷地北側の角には大きな洗掘孔（写真 C-10.12）が確認された。なお、これら２棟の残存建築物と１棟の流失家屋は約 8.4ｍ程度の丘を取り巻くように存在し、その頂上付近の木造家屋の浸水深は 2.2 ｍであった。よって、この地区には 10ｍを超える津波がきた可能性が高く、裏山の有無で流失を免れる可能性もあることが示唆された。

これらの建物から傾斜地を昇った県道沿いには、浸水深が約 5m と確認された軽量鉄骨造住宅（写真 C-10.13)が残存していた。この隣には、比較的構造仕様が軽微である平屋の木造住宅(写真 C-10.14)が残存していた。この住宅には筋かいの存在は確認され（写真 C-10.15)、その接合部は釘打ち程度であったが、アンカーボルト（写真 C-10.16）は確認された。さらに、この建物の東側では浸水深が 3.8ｍもあるにもかかわらず、老朽化した土壁による倉庫（写真 C-10.17）が残存しており、その敷地内の東側では古民家が時計回りに約 30° 回転移動していた（写真 C-10.18)。これらの木造建築物の被害は、平野部での浸水深と被害程度の関係と比較して、浸水深のわりに軽微であると考えられる。



写真 C-10.1　赤碕町海岸付近で流失を免れた木造家屋（浸水深７ m 以上）



写真 C-10.2　写真 C-10.1 に隣接し、土台ごと移動した作業小屋



写真 C-10.3　赤碕町海岸付近で無被害の木造（浸水深 7 m 以上）



写真 C-10.4　漂着した布基礎



写真 C-10.5　赤碕町海岸付近で流失を免れた木造家屋（浸水深 7 m 以上）



写真 C-10.6　流失を免れた伝統的構法住宅



写真 C-10.7　写真 C-10.6 の内部（浸水深 6～7 m）



写真 C-10.8　赤碕町海岸付近で流失を免れた木造家屋（浸水深 6 m 以上）



写真 C-10.9　赤碕町海岸付近で流失を免れた木造家屋（浸水深 6 m 以上）



写真 C-10.10　流失した比較的新しい家屋の基礎、土台、床板（浸水深 6 m 以上）



写真 C-10.11　写真 C-10.10 のホールダウン金物



写真 C-10.12　写真 C-10.10 の北隅の洗掘孔



写真 C-10.13　浸水深 5m に対して残存した軽量鉄骨造住宅（浸水深 5 m）



写真 C-10.14　比較的軽微な構造仕様で残留した木造住宅（浸水深 5 m）



写真 C-10.15　写真 C-10.14 の筋かい



写真 C-10.16　写真 C-10.14 のアンカーボルト



写真 C-10.17　残存する土壁による倉庫



写真 C-10.18　回転移動した古民家

(11) 陸前高田市米崎町脇の沢、同気仙町今泉の被害状況

陸前高田市の被害状況と浸水深の関係について調査した。海岸が近く、傾斜がある被害地として予め選定した調査候補地は図 C-11.1 に示す通りであるが、実線の〇で囲んだ場所を実際に調査した。

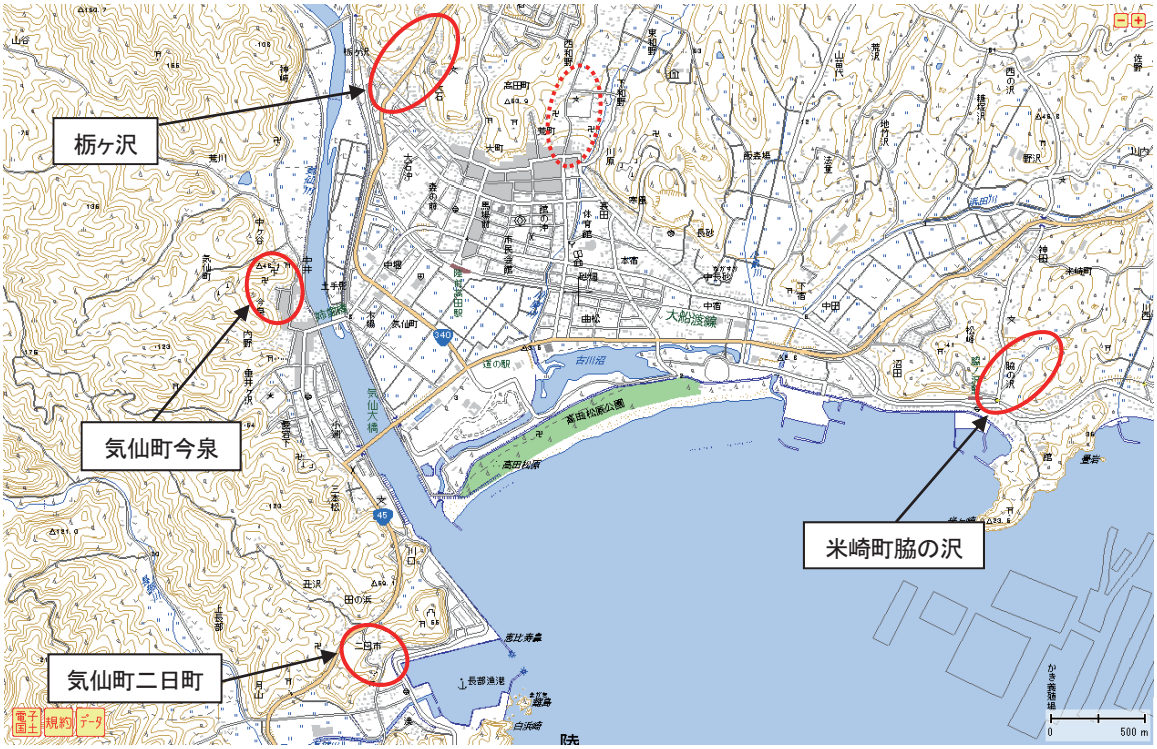


図 C-11.1 陸前高田市の調査地（候補を含む）

陸前高田市米崎町脇の沢地区は南下がりの傾斜地であるが、その傾斜は緩く低い部分には小規模建築物は残っておらず、比較的高くて浸水深が浅いであろうと推測される部分には木造家屋が複数残存していた(写真 C-11.1)。２階の屋根に漂流物が載り、完全に水没しても流失を免れた住宅(写真 C-11.2)が確認された。

陸前高田市気仙町今泉地区は東が低い傾斜地で、同地区の奥まった箇所には鉄筋コンクリート造の小学校（写真 C-11.3）があり、３階の開口部の建具が損傷していたことから浸水深約 7m 程度と推定した。同小学校と同一標高レベルの木造家屋等は、既に片付けられていた。これより、上部の浸水深が浅いであろうと推測されるエリアには木造家屋が複数残存していた（写真 C-11.4)。



写真 C-11.1　米崎町脇の沢地区の概観



写真 C-11.2　完全に水没しながらも、流失を免れた木造住宅



写真 C-11.3　気仙町今泉地区の学校の概観（浸水深約 10m と推定）



写真 C-11.4　今泉地区の奥に残存する住宅群

(12) 陸前高田市気仙町二日市の被害状況

陸前高田市気仙町二日市は長部漁港の西側に切り立つ崖地（写真 C-12.1）であり、標高約 15 m あたりまで浸水しているように見受けられた。浸水範囲の最上部付近で浸水した倉庫（写真 C-12.2）の浸水深は 1.7 m であった。その手前の平屋建て（写真 C-12.3）や２階建て住宅（写真 C-12.4、浸水深 3.4 m）は、１階軒まで浸水したとのことであるが、移動や壁の損傷などの被害は確認されなかった。一方、これらより多少低い位置の家屋は流失したり、転倒したりするなどの被害（写真 C-12.5）があった。転倒した２階建て家屋は単純な転倒ではなく、斜面下からの波に対して浮き上がるなどの挙動をした後、斜面下側に転倒したか、斜面下側に転倒した後、敷地奥部に流されたと見られ（写真 C-12.6）、柱脚部には釘や金物は一切無かった（写真 C-12.7）。この２階建て家屋と同一高さの敷地に隣接して建つ、比較的古い構法の平屋建て住宅（写真 C-12.8）は、斜面下側に向かって、数 m 水平移動していた（写真 C-12.9）。また、それらの２棟とほぼ同じ高さに建つ平屋建ての住宅も、大きく斜面下側に向かって水平移動し（写真 C-12.10）、隣接する２階建て住宅に衝突していた（写真 C-12.11）。

衝突された家屋は、反対側で古い家屋と接続しており、接続していた部分は移動して倒壊していた（写真 C-12.12）。倒壊した部分が当初部分で古く、残存していた部分が増築部分と推測されるが、当初部分は石場立て方式（写真 C-12.13）で、束と束石には緊結されていた痕は見受けられない一方で、増築部分には土台が存在する（写真 C-12.14）ことが分かった。



写真 C-12.1　気仙町二日市地区の概観



写真 C-12.2　浸水深 1.7m の倉庫



写真 C-12.3　軒まで浸水した平屋建て木造家屋



写真 C-12.4　浸水深 3.4 m の木造住宅



写真 C-12.5　流失、転倒などの被害



写真 C-12.6　転倒した家屋



写真 C-12.7　転倒した家屋の脚部



写真 C-12.8　転倒した２階建ての隣の家屋



写真 C-12.9　数メートル移動した写真 C-12.8 の家屋



写真 C-12.10　数メートル移動した平屋の家屋



写真 C-12.11　移動して２階建て住宅に衝突



写真 C-12.12　倒壊した既存部分と増築部分との接続部分



写真 C-12.13　既存部分の礎石



写真 C-12.14　増築部分の土台

(13) 南三陸町及び女川町の被害

津波被害後の航空写真および浸水図を参考に木造建築物が残存する地区と流失する地区の境界付近の被害状況について調査を行った。調査地域を写真 C-13.1～写真 C-13.4 に示す。



写真 C-13.1　女川町の被害調査地域（泊丘・小沼・大沼等）



写真 C-13.2　南三陸町の被害調査地域（歌津・伊里浜）

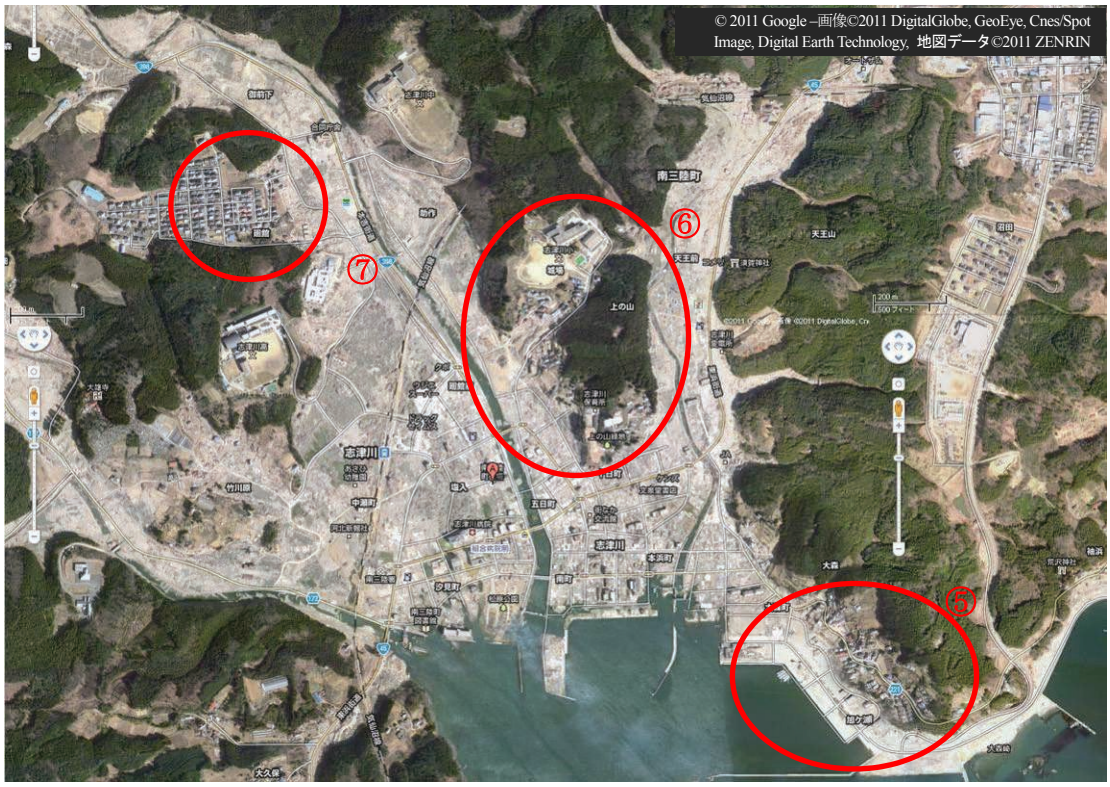


写真 C-13.3　南三陸町の被害調査地域（志津川駅周辺）

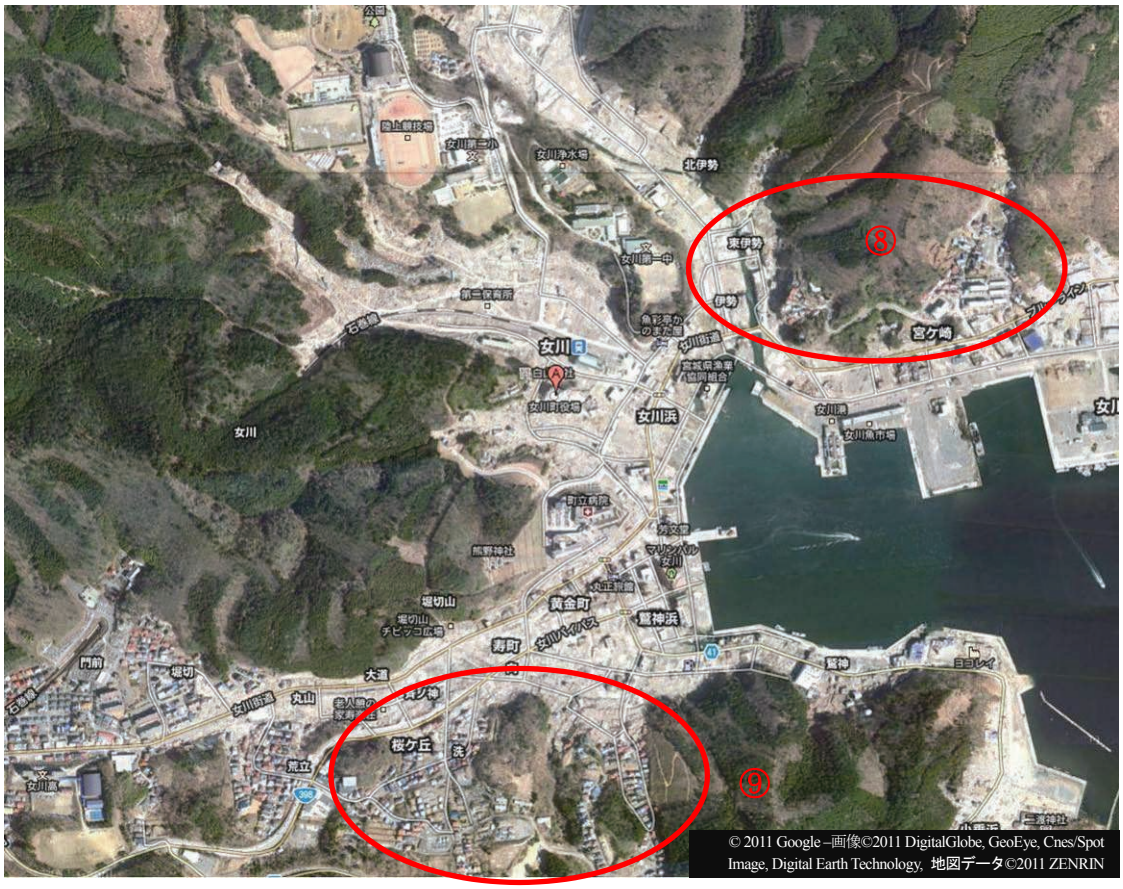


写真 C-13.4　女川町の被害調査地域（女川駅周辺）

１）南三陸町歌津泊浜・歌津馬場・館浜地区の被害状況（①、②，③）

漁港に面する泊浜地区（①：海抜 5m 程度）では津波が侵入してきたために多くの建築物が流失していたが、3 階建木造住宅や 3m 程度の擁壁の上の木造住宅は残存していた（写真 C-13.5)。残存する海岸に面する 2 階建鉄骨造建築物に残った浸水痕から、浸水高さは地上面から約 8m と考えられる。
海岸から 1km ほど内陸に入った歌津馬場地区（②：海抜 14m 程度）では、地上面から 10 程度の高台に建つ木造住宅は残存していた（写真 C-13.6)。残存する木造住宅の浸水痕から、地上面から 6m 程度の浸水深であったと考えられる。

港に面する館浜地区（③：海岸沿い海抜 7m 程度）では、地上面から 10 数ｍ程度の高台に建つ木造住宅は残存していたが、１階には浸水した形跡がった。この地区は海抜 20m 程度の浸水であったと考えられる。

２）南三陸町歌津伊里前地区の被害状況（④）

清水浜駅付近の海岸に面する歌津伊里前地区（海抜 5m 程度）は壊滅的な被害であったが、背後に学校と隣接する集成材フレーム構造の公民館は屋根面の上まで浸水していたものの、残存していた(写真 C-13.8, C-13.9)。フレームのスパンは 10m、桁行方向に 3.5m 間隔に配置され、柱断面は 360mm×360 mm、梁断面は 300mm×900mm 程度。１階階高 4m、2 階階高 3.2m、建物高さは 10m 程度であった。高台に残存する木造住宅群も１階天井面近くまで浸水していた。この地区の浸水高は、浸水痕から海抜 15m 程度と考えられる。

３）南三陸町志津川旭ヶ浦地区の被害状況（⑤）

旭ヶ浦地区は志津川漁港の海岸線に近い傾斜地で、木造住宅が建ち並び、残存したものと流失したものがあった（写真 C-13.10)。写真 C-13.10 の木造住宅のうち最も海に近い場所に建つ木造住宅（写真 C-13.11）は建物の軒下まで浸水していた。同建物の敷地の標高は約 15m（Google Earth より）であるが、この建物より標高が低い地域（海に近い地域）に建つ木造住宅で残存していたものはなかった。

４）南三陸町志津川上ノ山・城場地区の被害状況（⑥）

上ノ山地区は八幡川に近い傾斜地で、木造住宅が建ち並び、残存したものと流失したものがあった（写真 C-13.12)。写真 C-13.12 の建物のうち最も川に近いところの建つ木造住宅（写真 C-13.13）は２階の開口部上部まで浸水していた。同建物の敷地の標高は約 15m（Google Earth より）であるが、この建物より標高が低い地域（川に近い地域）に建つ木造住宅で残存していたものはなかった。

城場地区の八幡川に近い傾斜地にも木造住宅が残存していた。標高約 15m（Google Earth より）の敷地に建つ木造住宅（写真 C-13.14）は２階中央の高さまで浸水し、付近の傾斜地に建つ木造住宅（写真 C-13.15）は１階天井まで浸水していたが、いずれも流失は免れていた。

５）南三陸町志津川廻舘地区の被害状況（⑦）

廻舘地区は八幡川に近い傾斜地で、木造住宅が建ち並び、残存したものと流失したものがあった(写真 C-13.16)。写真 C-13.16 の中の木造住宅の一つ（写真 C-13.17）は、１階の天井まで浸水していたが、この敷地の標高は約 20m（Google Earth より）であった。この建物より標高が低い地域に建つ木造住宅で残存していたものはなかった。

写真 C-13.18 の木造住宅は写真 C-13.17 の南に建つ建物（標高は約 20m：Google Earth より）で、

１階中央の高さまで浸水していた。写真 C-13.19 の木造住宅は写真 C-13.17 の建物よりもやや標高の高い場所に建つ木造住宅（標高は約 25m：Google Earth より）で、１階下部まで浸水していた。これらの建物よりも標高が低いところに建つ建物で、残存した木造住宅はなかった。同地区の居住者によれば、流失した建物には新しいものも多く含まれたとのことである。

６）女川町宮ヶ崎川尻・宮ヶ崎地区の被害状況（⑧）

宮ヶ崎川尻地区及び宮ヶ崎宮ヶ崎地区は女川港北部の小高い場所に位置し、木造住宅や鉄筋コンクリート造の集合住宅が建っていた。また、女川港からの津波がその地区に達していたことが確認できた。川尻及び宮ヶ崎共に、立地高さの地形が影響して、被害の確認ができた住宅と被害の無い住宅が隣接しているなど、近接した建物でも被害の状況が大きく異なっていたこ。写真 C-13.20 に示すように崖地に立地する川尻地区の住宅地に津波は達し、当初位置から移動していた住宅（写真 C-13.21）も確認された。宮ヶ崎地区は写真 C-13.22 のように女川港側から傾斜した路面を登った場所に住宅地が位置し、この路面を津波が遡上したと推測された。宮ヶ崎地区の住宅では 1m 程度の浸水被害を確認し、写真 C-13.23 に示す壁仕上げの剥落や写真 C-13.24 に示すガラスの破損を確認した。

７）女川町桜ケ丘・鷲神浜鷲神地区の被害状況（⑨）

女川町の南部に位置する桜ヶ丘地区と鷲神浜鷲神地区の一部は女川港海岸より伸びる女川バイパスの南側の急な傾斜地に位置し、住宅が密集している。津波は女川街道とバイパスの方向に遡上したと考えられ、桜ヶ丘と鷲神浜鷲神の急傾斜の住宅地にまで達していた。写真 C-13.25 から写真 C-13.27 に示すように傾斜地の麓の住宅の多くは流失し、土台や基礎を残す状態であったが、隣接する住宅は地盤面が高いために、住宅の被害は写真 C-13.28 のような１階が浸水する程度であるなど、被害が大きく異なっていた。また、この地区の東部には小高い山があり、海岸からの津波の直接の浸入が遮蔽されたことなど、地理的な要因も被害の大小に影響したことが推測される。



写真 C-13.5　歌津泊浜地区の概観



写真 C-13.6　歌津馬場地区の残存木造住宅



写真 C-13.7　歌津館浜地区の概観



写真 C-13.8 清水浜駅周辺の流失木造住宅



写真 C-13.9　残存する集成材フレーム構造



写真 C-13.10　旭ヶ浦地区の概観



写真 C-13.11　写真 C-13.10 の左手前で、軒下まで浸水した木造住宅



写真 C-13.12　上ノ山地区の概観



写真 C-13.13　中央の木造住宅は２階開口部上部まで浸水



写真 C-13.14　城場地区の傾斜地に建つ木造住宅（２階中央の高さまで浸水）



写真 C-13.15　城場地区の傾斜地に建つ木造住宅（１階天井まで浸水）



写真 C-13.16　廻舘地区の概観



写真 C-13.17　廻舘地区の傾斜地に建つ木造住宅（１階天井まで浸水）



写真 C-13.18　廻舘地区の傾斜地に建つ木造住宅（写真 C-13.17 よりもやや高い場所に建ち、１階の開口部上部まで浸水）



写真 C-13.19　廻舘地区の傾斜地に建つ木造住宅のうちの１棟（１階下部まで浸水）



写真 C-13.20　宮ヶ崎川尻の住宅被害



写真 C-13.21　宮ヶ崎川尻の移動した住宅



写真 C-13.22　宮ヶ崎宮ヶ崎の傾斜路面



写真 C-13.23　宮ヶ崎宮ヶ崎の津波による被害



写真 C-13.24　宮ヶ崎宮ヶ崎の浸水被害



写真 C-13.25　桜ヶ丘の流失跡と残存住宅



写真 C-13.26　鷲神浜鷲神の流失跡と残存住宅



写真 C-13.27　鷲神浜鷲神の流失跡と残存住宅



写真 C-13.28　桜ヶ丘の浸水した住宅

(14) 気仙沼市本浜町、錦町、浪坂の被害状況

気仙沼市中心部の海岸に近い傾斜地で、低層住宅の数が多い地域において概要調査を行った。調査を行った地域を図 C-14.1 に示した。

気仙沼市本浜町、錦町、浪坂の等高線図を図 C-14.2 に、航空写真と調査建物の位置を図 C-14.3 に示した。気仙沼市本浜町、錦町は海岸から続く平地に位置する。地盤沈下の影響と思われるが、調査時（5 月 27 日の満潮時）でも海水が滞留している場所があった。住民の話では本浜町の海岸に近い位置に立つ工場群（写真 C-14.1）で津波が 2 手に分かれて遡上したとのこと。工場群より内陸側に位置し、津波の直撃を避けたために残存したと予測される低層住宅が散見された。写真 C-14.2 は海岸に近い位置に残存する鉄骨造の店舗。浸水深は 5.1m であった。写真 C-14.3 は残存する木造住宅。浸水深は 5.3m であった。

気仙沼市浪坂は川を挟んで錦町の対岸に位置し、東西方向に高低差のある傾斜地となっている（写真 C-14.4)。坂の手前の平地ではほとんどの低層建物が流失していたが、傾斜地の擁壁の上に立つ木造住宅はほとんどが残存していた。写真 C-14.5 は残存する木造住宅で、1.3m の擁壁の上に位置し、浸水深は 1.7m であった。住民の話では、流失した住宅の衝突によって部分的に破壊したとのことであった。写真 C-14.6 は坂の途中に位置し、残存する木造住宅である。被害は軽微で、浸水深は 3m であった。



図 C-14.1 気仙沼市の調査地



図 C-14.2 気仙沼市本浜町、錦町、浪坂の地形と津波の入射方向

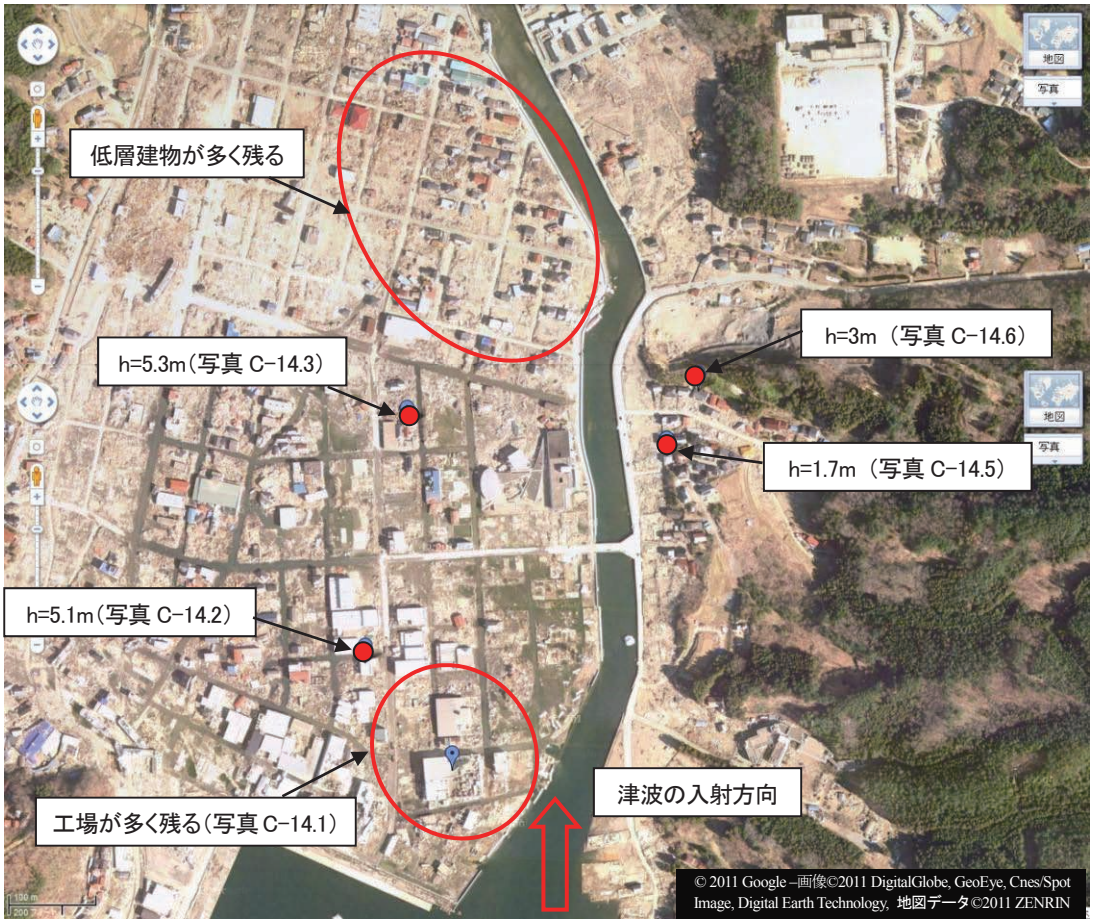


図 C-14.3 気仙沼市本浜町、錦町、浪坂の調査建物（図中の h は痕跡から推定した浸水深）



写真 C-14.1 本浜町の海岸側に建つ工場群



写真 C-14.2 残存する鉄骨造店舗



写真 C-14.3 残存する木造住宅



写真 C-14.4 浪坂の住宅群



写真 C-14.5 残存する木造住宅



写真 C-14.6 残存する木造住宅

(15) 気仙沼市小々汐の被害状況

気仙沼湾南東部に位置する気仙沼市小々汐（こごしお）の入り江に沿った宮城県道 218 号線の内陸側には図 C-15.1 に示すように商店や公共施設と住宅などが建つ。小々汐では図 C-15.2、図 C-15.3 及び写真 C-15. 1 に示すように入り江より内陸に細長く入る谷の奥地にまで津波は遡上し、浸水及び損壊した住宅を確認した。図 C-15.1、図 C-15.2、写真 C-15.2 及び写真 C-15.3 に示す最奥部に位置する A 住宅の浸水深は 3.2m、隣接する B 住宅で 5m 程度に達し、A 住宅の上部構造は写真 C-15.4 に示すように 1m 程度移動し、建物内部が壊滅していた。A 住宅よりも築年数の浅い B 住宅は残存したが写真 C-15.5 のように天井が持ち上げられ、その他に一部の壁の破壊を確認したが、軸組の著しい損壊は見当たらなかった。また、写真 C-15.6 は B 住宅と隣接した民家で一部解体した状態の外観である。

近隣住人のヒヤリングでは津波は湾の方より勢い良く遡上し、建築物などを壊滅及び流失させながら、A 住宅より 30m ほど奥地にまで達したとのことであった。また、過去に、周辺に被害をもたらしたチリ地震では B 住宅までは遡上しなかったとのことであった。

周辺には図 C-15.1 に示す浦島小学校が位置するが、標高が高いため津波は遡上しておらず、接する傾斜路の途中で遡上が終了していた。また、図 C-15.1 の小々汐大家尾形家（こごしおおおいおがたけ）は県の指定文化財で築 200 年 の茅葺屋根であったが流失し、屋根だけが形状を残したとのことが聞き取りと事後調査で分かった。なお、現地調査した時までに、津波で流失した躯体の部材を拾い集めたとのことであった。



図 C-15.1　気仙沼市小々汐周辺



図 C-15.2　気仙沼市小々汐周辺の津波被害状況



写真 C-15.1　小々汐の入り江内陸部の津波被害



写真 C-15.2　住宅 A の外観



写真 C-15.3　住宅 B の外観



写真 C-15.4　住宅 A の上部構造の移動



写真 C-15.5　住宅 B の内部の様子



写真 C-15.6　住宅 B と隣接した民家



写真 C-15.7　集積された小々汐大家尾形家の部材

(16) 気仙沼市松崎片浜の被害状況

気仙沼市松崎片浜の等高線図を図 C-16.1 に、航空写真と調査建物の位置を図 C-16.2 に示した。調査した地域は気仙沼線松岩駅の北部に位置し、津波は南西方向から侵入したと推測される。写真 C-16.1 に示したとおり急な傾斜地となっており、海抜が 10m 以下の平野部では多くの低層建物が流失していたが、海抜の高い場所では多くの木造住宅が残存していた（写真 C-16.2）。写真 C-16.3 は布基礎の上端で、大きく移動した木造住宅。浸水深は 2.9m であった。基礎にはアンカーボルトが確認された。



図 C-16.1 気仙沼市松崎片浜の地形と津波の入射方向



図 C-16.2 気仙沼市松崎片浜の調査建物（図中の h は痕跡から推定した浸水深）



写真 C-16.1 松崎片浜の住宅群



写真 C-16.2 擁壁の上の木造住宅



写真 C-16.3 移動した木造住宅



写真 C-16.4 移動した脚部

(17) 気仙沼市岩月千岩田の被害状況

気仙沼市岩月千岩田（いわつきせんがんだ）の等高線図を図 C-17.1 に、航空写真と調査建物の位置を図 C-17.2 に示した。調査した地域は国総研・建研の速報に報告されている遊戯施設が存在し、浸水が 6 m 程度であった。高台の上に建てられた木造住宅は多くが残存しており（写真 C-17.1)、擁壁の高さが約 2 m で、浸水深は約 3 m であった（写真 C-17.2)。

高台の南側の地域は、海岸から緩やかな傾斜となっており、同年代に分譲されたと推測される木造軸組構法住宅が多く存在する宅地であった。金物の種類や外壁の仕様から築年は 1995 前後と推定される。津波で線路から脱線した気仙沼線の車両の残骸が撤去作業中であったが（写真 C-17.3)、建物の被害や、車両の移動した位置から、津波は東方向から進入したと考えられる。浸水深は約 4.6 m 前後で、流失した建物も数軒あったが、多くは 1F の外壁が損傷したものの、躯体は残存していた。写真 C-17.4 は最も先頭で津波を受けたと推測される木造住宅である。写真 C-17.5 は浸水深が 4.6 m 程度であったが残存した木造住宅である。写真 C-17.6 は 1.5ｍほどの擁壁の上に建つ木造住宅で、被害は軽微であった。



図 C-17.1 気仙沼市岩月千岩田の地形と津波の入射方向

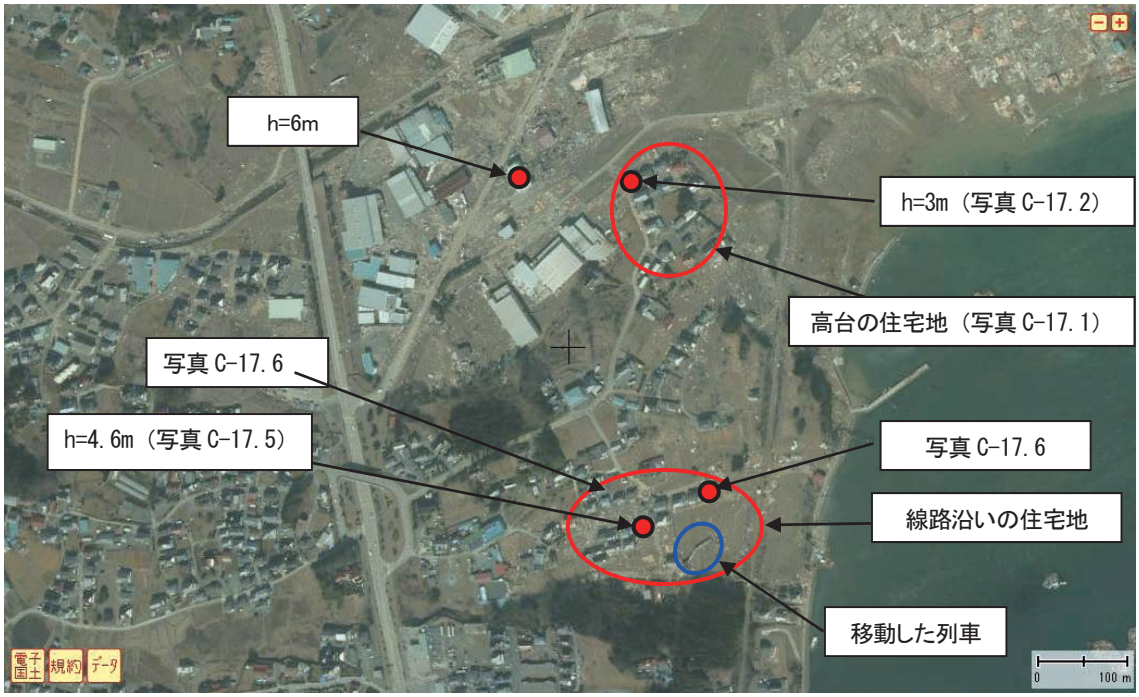


図 C-17.2 気仙沼市岩月千岩田の調査建物（図中の h は痕跡から推定した浸水深）



写真 C-17.1 高台の住宅地



写真 C-17.2 擁壁と浸水深



写真 C-17.3 移動した列車



写真 C-17.4 残存する木造住宅



写真 C-17.5 残存する木造住宅



写真 C-17.6 残存する木造住宅

(18) 気仙沼市岩月台ノ沢の被害状況

気仙沼市岩月台ノ沢の等高線図を図 C-18.1 に、航空写真と調査建物の位置を図 C-18.2 に示した。被害の状況から津波は東から防波堤を超えて進入したと推測される。東西方向、南北に方向に傾斜のある地形。海抜が 5m 以下の場所では多くの低層住宅が流失していたが、5m 以上になると、坂の途中に残存する低層住宅はほとんどが残存していた（写真 C-18.1）。写真 C-18.2、写真 C-18.3、は最も海岸に近い位置に建つ木造住宅 2 棟。浸水新は 5.3m 程度であったが残存していた。どちらも南東側の 1F の津波を受けた方向の壁に開口が多い構造であった。

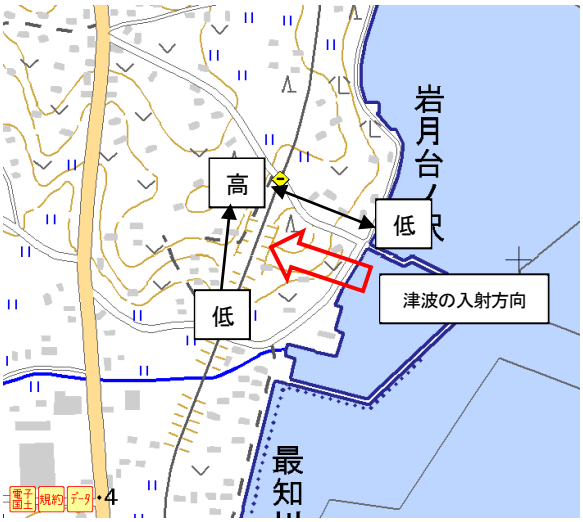


図 C-18.1 岩月台ノ沢の地形と津波の入射方向

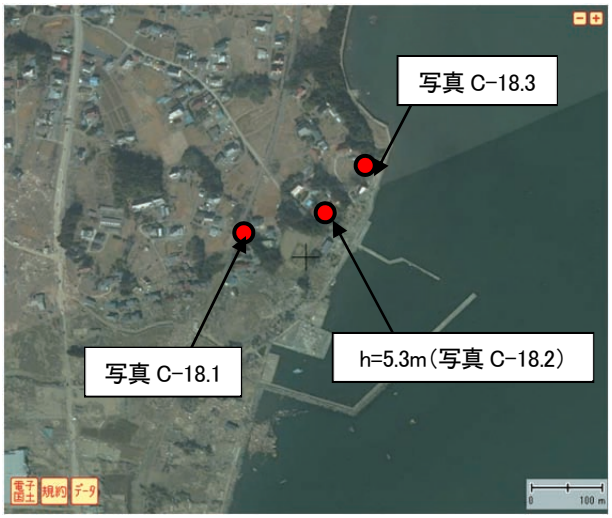


図 C-18.2 岩月台ノ沢の調査建物



写真 C-18.1 坂の途中で残存する木造住宅



写真 C-18.2 残存する木造住宅



写真 C-18.3 残存する木造住宅

(19) 東松島市宮戸島室浜

宮戸島は松島湾と石巻湾の間にあって東松島市の南西部に位置する小島（図 C-19.1）で、本土とは砂州でつながっており、JR 野蒜駅付近から陸路でアクセスできる。東方には牡鹿半島があり、入射方向が真東方向であれば牡鹿半島越しに津波が来襲した可能性が考えられる。なお、宮戸島へ向かう途中の野蒜駅周辺や東名地区も津波による浸水被害を受けていた（写真 C-19.1）。

同島室浜地区は宮戸島の東岸に位置する最大の集落である。予め調査候補地を選定する段階では傾斜地と推測していたが、ほぼ平坦であり（写真 C-19.2）、木造家屋を中心とした建築物はほぼ壊滅的な被害（写真 C-19.3）を受けていたが、残存する木造家屋も複数存在した。



図 C-19.1　東松島市宮戸島における調査地等



写真 C-19.1　本土側、東名地区の被害



写真 C-19.2　平坦な東松島市宮戸島室浜地区



写真 C-19.3　壊滅的な被害を受ける室戸地区

(20) 東松島市宮戸島大浜

宮戸島の大浜地区は、宮戸島南部に位置し、南側に開けた小さな湾に面した集落である。同地区の航空写真を図 C-20.1 に示すが、住家は海岸の防潮堤付近から立地していたことが残存する基礎や住宅地図などから分かるが、海岸付近にはほとんど残存する建築物がない（写真 C-20.1）。海岸から約 50 m ほど離れた山際に木造住宅が残存していた（写真 C-20.2）。残存した住宅のうち、海岸に最も近いものは水産加工機械と見られるものにもたれかかっていた（写真 C-20.3：①）。この奥に入射方向と反対方向に隣接する住宅は、流失を免れていた（写真 C-20.4：②）。この近辺の浸水深は、浸水痕が不明確であったために測定はできなかったが、後述の測定値に基づくと、少なくとも 3m 以上を超えており、おそらく写真 C-20.4 の屋根瓦の損壊状況などから約 4m と推定した。一方、これの南東に隣接する家屋は北東に流され、東に隣接する家屋（写真 C-20.5：③）の裏へ漂流したもの（写真 C-20.5：④）と推測された。なお、残存した家屋も大きく損傷（写真 C-20.6：③）しており、１階下屋の損傷状況から、3m を超える浸水深があったものと推定された。さらにこの家屋の東に隣接して残存する家屋（写真 C-20.7：⑤）がある一方で、流されて漂着した建物（写真 C-20.8）もあった。また、これより東の建物は、一部を損壊しているものの、残留傾斜もなく残存している家屋（写真 C-20.9：⑥、20.10：⑦）が複数あった。このうち、残存した写真 D-2.10（⑦）の住宅の浸水深は 3.0 m で、標高は 4 m 程度であった。この家屋の一部は１階を野蒜石と推測される石材による組積造とする建物（写真 C-20.11）で、室内の天井などを損傷しており、3.0 m の浸水深を裏付けている。この向かいの住宅（写真 C-20.12：⑧）は入射方向の部分を大きく損傷しているものの残存しており、東に隣接する石倉（写真 C-20.13：⑨）も残存していた。この向かいの比較的新しい構法と見られる家屋（写真 C-20.14：⑩）はほとんど無被害であったが、浸水深は１階床の少々上、もしくは床下程度と推定された。この建物の東側の



図 C-20.1　東松島市宮戸島大浜地区の航空写真
（☒：流失した建築物、○：残存する建築物）

作業小屋の下屋が崩落（写真 C-20.15：⑪）していたが、浸水深が浅いことから、これは津波によるものではなく、地震動被害と考えられる。

その他、1 階が大きく損傷した 2 階建ての木造の民宿が流されていた（写真 C-20.16：⑫）が、その民宿の看板の向きと住宅地図上の建物形状から、約 90° 回転しているものと推定された。付近では 2 階建ての軽量鉄骨住宅も 1 階が層崩壊するか流失（写真 C-20.17）しており、辺りの残存する基礎（写真 C-20.18：⑬）から 40 m 程度引き波で流されたものと推定された。



写真 C-20.1　宮戸島大浜地区



写真 C-20.2　防潮堤の通路から見た大浜地区



写真 C-20.3　機械にもたれて残存する木造(①)



写真 C-20.4　写真 C-20.3 に隣接して残存する家屋（②）



写真 C-20.5　流失した木造家屋（④）と残存する木造家屋（③）



写真 C-20.6　残存するも大きく損傷した家屋(③)



写真 C-20.7　傾きながらも残存する木造（⑤）



写真 C-20.8　流れて漂着したと見られる家屋



写真 C-20.9　一部損壊しながらも残存する木造家屋（⑥）



写真 C-20.10　残存家屋(⑦)と浸水痕の調査



写真 C-20.11　1階部分を野蒜石と推測される石材による組積造として3.0m の浸水深に耐えた家屋



写真 C-20.12　入射方向の一部を損傷して残存する木造家屋



写真 C-20.13　残存する石倉（⑨）



写真 C-20.14　石倉の向かいで無被害の家屋(⑩)



写真 C-20.15　下屋が崩壊した作業小屋（⑪）



写真 C-20.16　90°回転したと思われる民宿(⑫)



写真 C-20.17　流された軽量鉄骨造（⑬）



写真 C-20.18　写真 C-20.17 のものと思われる基礎

6.4 付録Ｄ　木造公営住宅の津波被害調査結果

１．調査目的

平成 23 年東北地方太平洋沖地震による木造建築物の津波による被害について､浸水深と木造建築物の被害程度の関係が大凡整理され、傾斜地の津波外力は平野部より津波外力が低減されている可能性が示唆された。津波波力と木造建築物の津波抵抗性能の関係を詳細に解明するためには、木造建築物の構造仕様が詳細に分かっている建物の津波の被害程度について詳細に調べる必要がある。そこで、木造公営住宅の構造仕様等詳細図面の入手が可能な岩手県田野畑村、宮城県東松島市、同岩沼市、福島県いわき市の公営住宅のうち、宮城県の公営住宅 130 棟（宮城県管理分と東松島市管理分の合計棟数）の浸水深と被害状況を調査するものである。

２．調査者

国土交通省国土技術政策総合研究所　　槌本敬大
独立行政法人建築研究所　　中川貴文、松本英樹

３．調査行程

9/22　9:00　東松島市役所に台風 15 号の影響等対応確認～つくば発
13:30　仙台駅集合～出発
15:10　東松山市役所鳴瀬庁舎着～図面調査（写真撮影）
16:30　調査終了
19:10　仙台市宿泊施設着
9/23　8:00　仙台市宿泊施設発
9:15　東松島市州崎住宅着～浸水深、被害状況調査
11:00　州崎住宅調査終了～東松島市内の公営住宅調査
12:00　昼食
13:45　岩沼市林住宅調査
14:15　調査終了
15:10　仙台駅着～解散

４．調査結果（概要）

(1) 東松島市役所における図面調査

調査対象候補のうち、津波被害がないもの、図面の所在が不明であるもの、CB 造であるものを除いて、３つの公営住宅の図面を写真撮影した。写真 D-1.1、D-1.2 に一例を示す。

・五味倉住宅・・・津波被害なし
・川前住宅・・・・図面撮影
・亀岡住宅・・・・図面の所在が不明
・小野新道住宅・・CB 造のため調査対象外
・洲崎住宅・・・・図面撮影
・小野駅前第一住宅・・・図面撮影



写真 D-1.1　図面の表紙

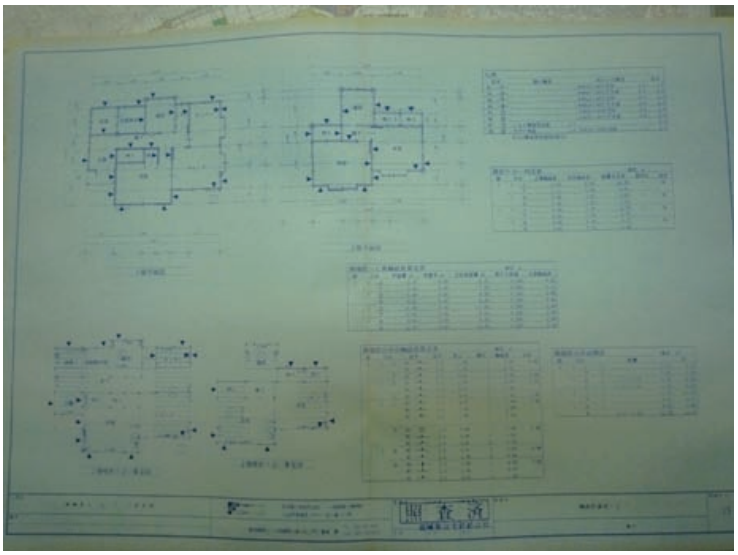


写真 D-1.2　筋かい配置図、壁量計算表の例

(2) 東松島市州崎住宅

東松島市州崎住宅の配置を図 D-2.1 に示す。海岸からはおよそ 400 m 強であり、標高は数 m と推定した。



図 D-2.1　東松島市州崎住宅の位置と各戸の配置

海岸方向に鉄筋コンクリート造と見られる４階建ての宿泊施設（写真 D-2.1）があり、多少波力、もしくは流速が低減された可能性がある。これに隣接する鉄骨造の屋内運動施設（写真 D-2.2）の内壁の浸水痕（写真 D-2.3）から、浸水深は約 5.2 m 程度と推察された。周囲の住宅は大きく移動した木造家屋（写真 D-2.4）や流失した家屋やほぼ原形のまま残存するものなどがあった。図 D-2.1 に残存（○）、移動（△）、流失（×）で示す。

公営住宅は軸組構法２階建ての１棟に２戸を有する長屋（写真 D-2.5）であり、玄関部分と界壁付近を除いて、ほぼ総２階建てであった。このエリアに６棟 12 戸あったうち、津波により３棟が流失（写真 D-2.6）し、２棟が残存（写真 D-2.7）していた。残る１棟は、このエリアの南西端に位置し、南側の住戸が流失し、北側の住戸が残存（写真 D-2.8）した。残存している住戸の残留変形、並びに２階内壁に残る浸水痕から、浸水深を測定した。測定結果を表 D-2.1 に示す。残留変形の大きい方向、並びに鋼製の屋外施設（街灯等）の傾く方向から、４棟が並ぶ部分については北東方向から、南西端の住戸は南東からの波が主たる津波の作用方向であったと推測された。



写真 D-2.1　かんぽの宿松島



写真 D-2.2　かんぽの宿松島に隣接する屋内運動施設



写真 D-2.3　屋内運動施設内側の浸水痕



写真 D-2.4　大きく移動した木造家屋



写真 D-2.5　東松島市州崎住宅

表 D-2.1　残存住戸の浸水深と残留変形

住戸 No.	浸水深（m）	残留変形（rad）	
		東西方向	南北方向
No.2 北	4.56	西へ 7.5/1000	南へ 3/1000
No.5 西	4.51～4.58	西へ 4.5/1000	南へ 19/1000
No.5 東	4.71～3.76	西へ 5/1000	南へ 27/1000
No.6 西	4.47～4.49	西へ 3/1000	南へ 7/1000
No.6 東	4.3（2F 天井まで到達した箇所有り）	西へ 1/1000	南へ 17/1000



写真 D-2.6　流失した住戸の基礎と土台



写真 D-2.7　大きく損傷し、残存した住戸



写真 D-2.8　一方の住戸が流失し、１つの住戸が残存した建物



写真 D-2.9　２階内壁に残る浸水痕

(3) その他の東松山市内の公営住宅

いずれも浸水深が浅く、被害軽微であった。以下に写真及び浸水深（推定できた場合のみ）を示す。

鳴瀬中央第二住宅（東松島市所管）・・・浸水深不明



写真 D-3.1　鳴瀬中央第二住宅

鳴瀬中央住宅（宮城県所管）・・・浸水深不明



写真 D-3.2　鳴瀬中央住宅

鳴瀬小野住宅（宮城県所管）・・・浸水深不明



写真 D-3.3　鳴瀬小野住宅

小野駅前第一住宅（東松島市所管）・・・浸水深約 42 cm



写真 D-3.4　小野駅前第一住宅

鳴瀬赤井住宅（宮城県所管）・・・浸水深＜基礎高さ



写真 D-3.5　鳴瀬赤井住宅

川前住宅駅前第一住宅（東松島市所管）・・・浸水深＜基礎高さ



写真 D-3.6　川前住宅駅前第一住宅

(4) 岩沼市営林住宅

海岸から約 1.5 km の場所に位置し、調査時点で一部は冠水していたが、海水ではなく、台風 15 号によるものと推測された。付近は草地、もしくは水田で水捌けが悪い土地であると考えられた。この住宅は全て平屋建てで、比較的古い 2～3 戸で 1 棟を構成するメゾネット形式のものが 15 棟あり、1 戸建てが 6 棟あった（図 D-4.1）。

流失した住棟はひとつもなく、全て残存していたが、多くの建物 1 階の建具は破損していた（写真 D-4.1）。窓ガラス、もしくは外壁（写真 D-4.2）に浸水痕が残っており、各住棟の浸水深を測定できた。測定結果は図 D-4.2 に示す通りである。南側の敷地の方が低くなっており、南側の 6 棟の敷地は冠水しており、最大の浸水深は 2 m 超であった。一方、東側の 1 戸建ては敷地が少し高くなっており、総じて浸水深は浅かった。なお、海岸は東側にあるため、入射方向は東側であると考えた（写真 D-4.3）。



写真 D-4.1　岩沼市林住宅の外観（メゾネット）



写真 D-4.2　外壁に残る浸水痕



写真 D-4.3　1 戸建て住宅の外観



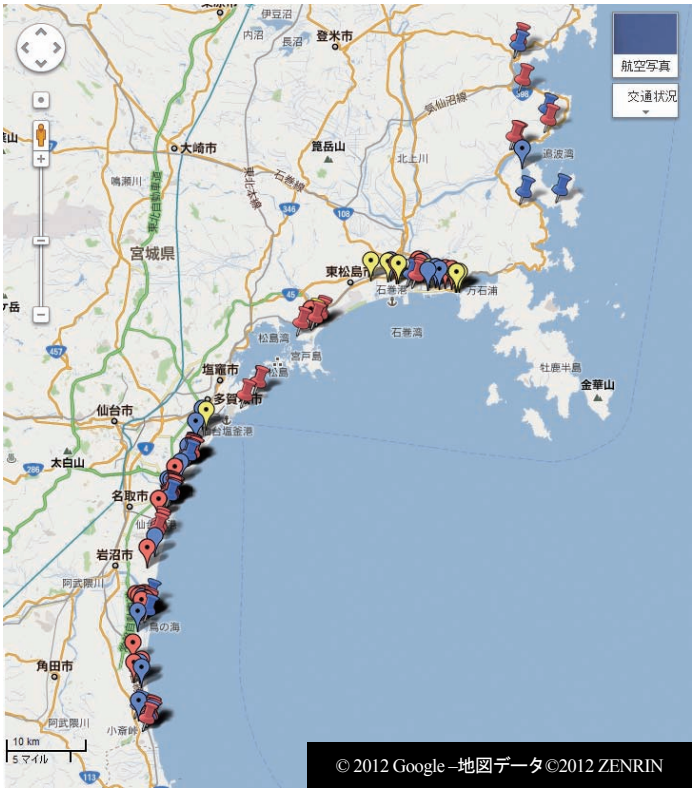
図 D-4.1　岩沼市林住宅の住戸の配置（図中の数字(m)は測定された浸水深）

6.4 付録Ｅ　木造民間住宅の詳細調査結果

木造住宅に作用する津波波力を明らかにするため、津波による浸水被害のあった木造の民間住宅の浸水深と被害状況の現地調査をおこなった。本項ではその概要について報告する。

(1) 調査物件の概要

調査対象とした物件の凡その位置を図 E-1.1 に示した。民間企業から情報提供のあった 320 物件のうち、下記のうち流失・全損の物件と、床上浸水で浸水深が 3m 以上の物件を対象として調査をおこなった。



凡例: 浸水深 3m 以上、 流失

図 E-1.1 調査対象物件の位置

(2) 調査結果

調査結果を表 E-2.1 にまとめた。図表中の被害状況については下記の指標に従って、分類を行った。

「小破」…構造躯体に損傷が無いもの。サッシの割れ程度損傷。
「大破」…構造躯体に損傷が有るもの。柱が数本折れている等。
「流失無し」…調査時点では解体済みで損傷状態は分からないが、
入手した情報から流失していないと判断した物件
「流失」…流失し、浸水深が推定できたもの

表 E-2.1 調査結果まとめ

物件ID	調査班	住所	調査日	時間	浸水深	被害	コメント
MR01-E	A	宮城郡七ヶ浜町花渕浜字表浜	10月14日	13:55		流失	周辺の建物も流失している。耐震補強用外付けアンカーあり、一部損傷しているもの、及び喪失しているものあり
MR02-O	B	東松島市野蒜字	10月15日	9:15		流失	BP金物、山形金物、L字金物が施工。近隣の建物はほとんど流出。
MR04-E	A	名取市閖上	10月15日	10:00			撤去済み
MR05-S	A	名取市下増田	10月15日	11:07			撤去済み
MR08-A	A	名取市閖上	10月15日	9:30			撤去済み
MR12-E	A	若林区荒浜新	10月14日	14:18		流失	周辺に残存建物なし。
MR13-O	A	名取市閖上	10月15日	10:48	3.6		撤去済み
MR14-S	A	名取市閖上	10月15日	9:44	3.69		撤去済み
MR15-S	A	名取市閖上	10月15日	10:00		流失	撤去済み
MR17-W	A	名取市閖上	10月15日	9:34	3.69		撤去済み
MR19-K	A	名取市閖上	10月15日	10:00		流失	撤去済み
MR21-H	A	仙台市若林区荒浜新	10月14日			流失	周辺に残存建物なし。
MR22-O	C	石巻市北上町	10月16日	12:05		流失	近隣の集成材構造+RC造（北上総合支所）で7.5m以上
MR23-S	A	名取市下増田	10月15日	11:05			撤去済み
MR26-H	A	名取市閖上	10月15日	10:00		流失	撤去済み
MR27-S	A	名取市閖上	10月15日	10:18			撤去済み
MR28-S	B	石巻市門脇町	10月15日	14:08		流失	近隣の建物の多くは流出。
MR29-K	A	亘理町荒浜	10月15日	14:47			
MR32-K	B	石巻市門脇町	10月15日	14:37		流失	近隣の建物の多くは流出。
MR33-W	A	七ヶ浜町菖蒲田浜字宅地	10月14日	16:23		流失	HD金物あり周辺の建物も流失している。
MR34-N	B	石巻市南浜町	10月15日	14:25		大破	近隣の建物の多くは流出。
MR35-O	A	名取市閖上	10月15日	10:18			撤去済み
MR36-S	C	石巻市北上町	10月16日	12:26	10	小破	
MR38-K	C	南三陸町戸倉	10月16日	12:55		流失	
MR39-S	A	岩沼市下野郷	10月15日	11:36	4.8	流失	通りを隔てて北西の相の釜公会堂の浸水深から、当該物件のGL高さを差し引いて推定
MR40-K	A	名取市閖上	10月15日	10:15		流失	撤去済み
MR41-S	A	若林区南丁	10月14日	13:55		流失	基礎の損傷が比較的多い。周辺に残存建物なし。
MR42-S	C	石巻市北上町	10月16日	11:37		大破	住民のヒアリングでは、2方向から津波が押し寄せ、北側からの波で1Fが大破した。
MR44-C	B	亘理郡山元町	10月14日	15:43	8.5	流失	基礎と土台以外は、ほとんど残っていない。ホールドダウン金物（Sタイプ）が使用されているが、金物の板部が破断していた。浸水深は近くに建つ中浜小学校の浸水深より推定。
MR47-K	A	亘理町荒浜	10月15日	14:41	3.25	流失	隣がT10-M
MY14-A	A	岩沼市早股	10月15日				物件特定できず
MY21-S	B	石巻市鹿妻南	10月15日	10:37	3.2	小破	近隣は残っている建物あり。
MY22-Y	B	石巻市松並	10月15日	11:25	2.9	小破	
MY30-A	B	石巻市渡浜字	10月15日	10:12	2.7	小破	近隣は残っている建物あり。
MY33-S	B	石巻市築山	10月15日	12:06	4.4	大破	近隣の多くの建物は流出。
MY35-A	B	石巻市門脇町	10月15日	13:55	4.3	小破	近隣は残っている建物と流出した建物が混在。残っているものの方が多い。
MY36-T	B	石巻市門脇町	10月15日	13:43	4.3	小破	近隣は残っている建物と流出した建物が混在。残っているものの方が多い。
MY59-D	A	名取市下増田	10月15日	10:56	2.625	大破	耐震補強用の外付HD金物あり。入射方向である東側約100mの地点に大規模な工場建築物がある。
MY61-D	A	名取市下増田	10月15日	11:04			撤去済み
MY63-K	B	亘理郡山元町	10月14日	15:17	2.8	小破	窓ガラスが割れている。居住はしていない。後付の補強用のホールドダウン金物が、建物の四隅に設置されている。筋交い端部のボックス状の金物は錆始めていた。
MY65-H	B	亘理郡山元町	10月14日	14:58	3.1	小破	窓ガラスが割れている。居住はしていない。北側が幹線道路に接している。南側は広く開けており、庭や塀は残っていない。
MY67-S	B	亘理郡山元町	10月14日	14:12	1.8	小破	周辺の建物も残留している。居住可能な状態と思われる。（車が止まっていた。）周辺では、居住していない住宅も多い。道路を挟んだ南東側の木造住宅（一部2階建て）は、基礎ごと西側へ10m程度移動していた。
MY69-K	A	亘理町逢隈高屋	10月15日	14:10	2.64		撤去済み
MY73-E	A	亘理町荒浜	10月15日	14:34	2.76		耐震補強用の外付HD金物あり。
MY74-M	A	亘理町荒浜	10月15日	15:25	2.22	無傷	MY75-Kとは通りを挟んで隣接し、敷地高さもほぼ同等と測定されたため、浸水深を推定した。
MY75-K	A	亘理町荒浜	10月15日	14:57	2.22	無傷	
MY77-E	A	亘理町荒浜	10月15日	14:21	2.57	無傷	溝川の南側。近隣にも住宅は残存。
MY78-T	A	亘理町荒浜	10月15日	14:15	1.65	無傷	近隣にも住宅、納屋が多く残存。耐震補強用の外付HD金物あり。
MY79-T	A	亘理町荒浜	10月15日	13:37	4		周囲の住宅の浸水痕から、浸水深4.0 m
MY80-M	A	亘理町荒浜	10月15日	13:36	4		周囲の住宅の浸水痕から、浸水深4.0 m
MY81-K	A	亘理町荒浜	10月15日	14:27	2.79		撤去済み
MY84-A	A	仙台市若林区種次	10月15日	9:20	3	大破	

表 E-2.1 調査結果まとめ（前ページの続き）

物件ID	調査班	住所	調査日	時間	浸水深	被害	コメント
SR01-S	A	仙台市若林区荒浜新	10月14日	15:04	3.85	流失	耐震補強用外付けアンカーの痕跡あり
SR02-A	A	名取市閖上	10月15日	10:18		流失	撤去済み
SR03-K	C	石巻市北上町	10月16日	12:43		流失	撤去済
SR04-Y	C	石巻市雄勝町	10月16日	9:40	10	流失	耐震補強用外付けアンカー有り。近隣の低層住宅はほとんどが流失。
SR05-S	A	若林区荒浜新	10月14日	13:58		流失	周辺に残存建物なし。
SR06-K	A	若林区荒浜新	10月14日	14:12	3.4	流失	南に隣接するRC造住宅が残存しており、その浸水痕から浸水深を推定。
SR07-S	A	若林区荒浜字新堀端	10月14日	13:37	4	流失	水がたまっていた。周辺に残存建物なし。
SR08-Y	B	亘理郡山元町	10月14日	16:14	8.5	流失	基礎と土台以外は、何も残っていない。後付の補強用のホールドダウン金物が、建物の四隅に設置されている。浸水深は近くに建つ中浜小学校の浸水深より推定。
SR09-A	A	亘理町荒浜	10月15日	13:36		流失	耐震補強用の外付HD金物あり。
SR10-A	A	岩沼市寺島	10月15日	13:25		流失	撤去済み
SR13-S	A	名取市閖上	10月15日	10:20		流失	撤去済み
SR14-I	C	南三陸町志津川	10月16日			流失	撤去済
SR17-A	B	石巻市南浜町	10月15日	15:00	7	流失	浸水深は近くに建つ建物の浸水深から推定。
SR19-K	A	七ヶ浜町花渕浜字小塚	10月14日	16:32		流失	HD金物あり周辺の建物も流失している。
SR21-T	A	名取市閖上	10月15日	9:56	4.47	流失	撤去済み
SR22-A	C	石巻市雄勝町	10月16日	10:15		流失	近隣の低層住宅はほとんどが流失。
SY03-S	A	仙台市宮城野区蒲生字東屋敷添	10月14日	15:35	2.97	無傷	耐震補強用外付けアンカーあり入射方向と見られる方向は2,3 m高くなった道路側と見られる。
SY04-O	A	仙台市宮城野区岡田字浜通	10月14日	15:28	2.4	無傷	周囲に残存した建物が多くある。
SY05-S	A	仙台市若林区井土	10月15日	9:08	3.3	大破	耐震補強用の外付HD金物あり。
SY16-I	B	亘理郡山元町	10月14日	14:39	3.4	小破	窓ガラスが割れた跡がある。海岸側に隣接建物がある。住宅内は、居住していない様子。周辺建物も、居住していない。
SY17-O	A	亘理町吉田	10月15日	9:28	3.3	大破	リフォーム工事中のためアクセスできず
SY18-H	A	仙台市若林区荒浜新	10月14日	14:30	3.7		解体済み
SY19-I	A	名取市閖上	10月15日	9:34	3.3		撤去済み
SY25-K	A	亘理町荒浜	10月15日	14:53	2.5		撤去済み。荒浜中学校体育館の西側に位置し、その影響があったものと考えられる。→分析対象外
SY29-S	A	亘理町荒浜	10月15日	14:04	3.5		
SY31-E	B	石巻市緑町	10月15日	11:05	3.7	小破	耐震補強用の後付HDあり。近隣の建物は残っている。海側の1棟は流出。
SY36-H	A	名取市閖上	10月15日	9:23	3		撤去済み
SY47-E	B	亘理郡山元町	10月14日	15:33	3.6	小破	ボランティアが片付け中。建物は残存しているが、窓ガラスが割れている。居住はしていない。
SY49-M	B	亘理郡山元町	10月14日	8:56	2.9	小破	窓ガラスが割れている。1階の天井が壊れている。1階の床（鋼製束）が壊れている。基礎に洗掘が見られる。
SY50-S	B	石巻市明神町	10月15日	15:20	4.2	小破	近隣の建物はほとんど残存。浸水深は隣家にて計測。
SY53-Y	C	石巻市長面	10月16日	11:10	2.9	大破	外壁の浸水痕は2.9mだったが、実測はもう少し上。
SY63-N	B	石巻市松並	10月15日	11:30	3.8		解体済み
SY66-A	B	石巻市新館	10月15日	15:28	2.6	無傷	近隣の建物はほとんど残存。
SY74-S	A	岩沼市下野郷	10月15日		3.6		撤去済み
SY75-T	B	石巻市湊町	10月15日	13:28	3.5	大破	トラックが衝突し損傷。近隣は残っている建物と流出した建物が混在。
T01-M	A	名取市閖上	10月15日	9:25			撤去済み
T02-S	B	石巻市大門町	10月15日	11:50	3.1	小破	枠組壁工法。近隣は残っている建物と流出した建物が混在。
T03-N	B	石巻市門脇字	10月15日	15:40	2.6	小破	枠組壁工法。近隣の建物はほとんど残存。浸水深は隣家にて計測。
T04-U	B	石巻市幸町	10月15日	9:40		小破	枠組壁工法。近隣は残っている建物と流出した建物が混在。
T05-M	B	石巻市大街道南	10月15日	15:07	4.3	小破	枠組壁工法。近隣の建物はほとんど残存。
T06-C	B	石巻市松原町	10月15日	10:12	5	無傷	1階部分は改修済み。波は建物の東から。近隣の建物は残っている。
T07-I	B	石巻市長浜町	10月15日	9:57	4.4	小破	枠組壁工法。近隣は残っている建物と流出した建物が混在。
T08-S	A	仙台市宮城野区蒲生	10月14日	16:07	3.8	無傷	枠組壁工法入射方向は写真の右側と考えられるが、その方向には残存建物はない。
T09-C	B	松島市大曲字	10月15日	16:05	1.9	無傷	枠組壁工法。近隣の建物はほとんど残存。
T10-M		亘理郡亘理町荒浜			3.25	小破	
T11-I		亘理郡			1.5		
T12-T		石巻市					
T13-S		石巻市					
T14-N		気仙沼市					
T15-I		亘理郡			1.5		
T16-A		多賀城市			1.5		
T17-A		名取市					
T18-K		石巻市					
T19-S		仙台市宮城野区			1		
K1		東松島市野蒜	9月23日		4.53	流失	
K2		東松島市野蒜	9月23日		4.56	大破	
K3		東松島市野蒜	9月23日		4.53	流失	
K4		東松島市野蒜	9月23日		4.53	流失	
K5		東松島市野蒜	9月23日		4.635	大破	
K6		東松島市野蒜	9月23日		4.395	大破	

図 E-2.1 に調査物件の浸水深と被害状況の関係をまとめた。海岸からの距離は、Google Earth 上で調査物件の位置と最も近い海岸線を直線で結ぶことによって算出した。

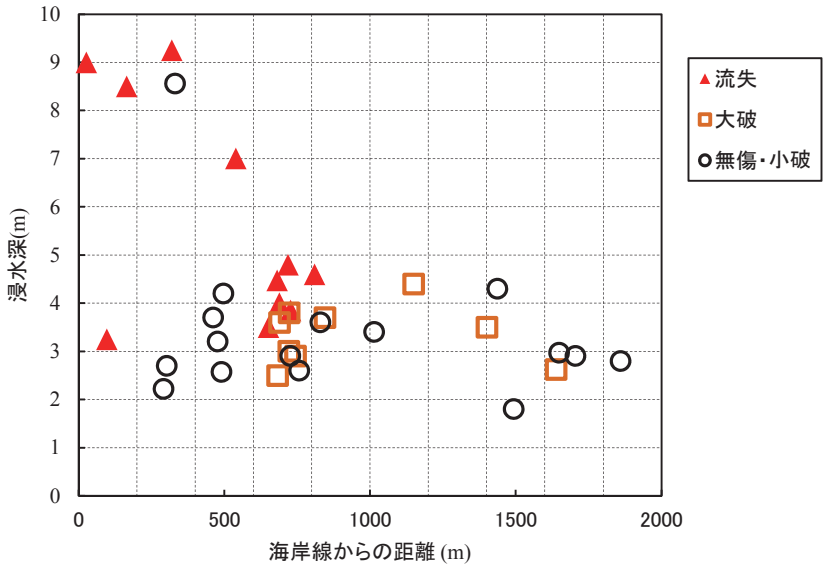


図 E-2.1 調査物件の浸水深と建物被害の関係

6.5　津波避難ビルの構造設計法に関する検討

6.2、6.3、および、速報[6.5-1)]に示した東日本大震災の津波被害を踏まえ、津波避難ビルの構造設計法に関する検討を行った。そこでは、現地調査に基づき建築物や工作物の強度を算定し、それより作用した波圧の推定を行うとともに、遮蔽物や海岸からの距離が波圧に及ぼす影響を考慮した。その上で、波圧算定に及ぼす開口の影響、建築物の層の耐力や杭の耐力等に影響を及ぼす浮力の算定法、漂流物の扱い、洗掘の扱い等についてとりまとめた[6.5-2)]。以下に、その概要を示す。

6.5.1　背景

中央防災会議より、2003年5月に東海地震対策大綱、12月に東南海・南海地震対策大綱が出され、津波防災に資する津波避難ビルの必要性が認識されてきた。この状況を踏まえ、（財）日本建築センターでは、2004年度の自主研究として津波避難ビルの構造設計法に関する検討が行われた[6.5-3)，6.5-4)]。その検討の最中の2004年12月に、スマトラ島沖地震によるインド洋大津波の被害が発生した。このような状況の中、内閣府から2005年6月に「津波避難ビル等に係るガイドライン」[6.5-5)]（以下、「ガイドライン」という）が示され、その巻末資料②「構造的要件の基本的考え方」に、（財）日本建築センターにおける検討結果が引用された。（財）日本建築センターでは、さらに2005年度にも自主研究を継続し、2004年度の成果の一部見直しや試設計の実施等を行っている[6.5-6)]。

2011年度建築基準整備促進事業40番「津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討」における東京大学生産技術研究所と建築研究所の共同研究では、6.2、6.3、および、速報[6.5-1)]に示した東日本大震災の津波被害を踏まえ、津波被害を受けた建築物等の計測浸水深と建築物の諸元および被害状況等に基づき、「ガイドライン」に示された津波避難ビルの構造設計法等について、その妥当性の検証および見直しの必要な項目の抽出やその内容に関する検討を行った[6.5-2)]。その結果、まとめられた津波避難ビルの構造設計法の概要と考え方を、以下に示す。

なお、この成果は、技術的助言（国住指第2570号、2011年11月17日）の別添「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」[6.5-7)]（以下、「暫定指針」という）や、告示（H23国交告第1318号、2011年12月27日）「津波浸水想定を設定する際に想定した津波に対して安全な構造方法を定める件」等に反映されている。上記技術的助言の別添に示された「暫定指針」を、6.5付録Fに示す。

6.5.2　設計方針

「ガイドライン」の巻末資料②には、（財）日本建築センターの2004年度の自主研究の成果に基づき「構造的要件の基本的考え方」が示されている。その目次は、1.1 適用範囲、1.2 用語、1.3 構造計画、1.4 津波荷重算定式、1.5 荷重の組合せ、1.6 受圧面の設計、1.7 構造骨組の設計、1.8 転倒及び滑動の検討、であり、建築物が想定する津波荷重に対して倒壊、転倒および滑動しないことを検証する内容となっている。また、受圧面（津波波圧を直接受ける建築物の面）における耐圧部材が、水平力に対する抵抗能力や鉛直支持能力を失わないよう、波圧により破壊しないことを確認することが求められている。

今回の見直しでは、津波避難ビルの構造設計の方針として上記の考え方は変更せず踏襲する。すなわち、津波避難ビルの設計においては表6.5-1の３項目に関する検証を行う。また、受圧面の部材の扱いは、従来通り耐圧部材（津波波圧を直接受け、破壊しないように設計する部材）と非耐圧部材（津波波圧を直接受け、破壊することを許容する部材）に分類し、耐圧部材では津波波圧に対して破壊し

ないことを確認する。

表6.5-1　津波避難ビルの構造設計方針

1）倒壊しないこと：	建築物の各層について津波荷重が水平耐力を上回らないことを確認する。
2）転倒しないこと：	津波荷重による転倒モーメントが、浮力を考慮した抵抗モーメントを上回らないことを確認する。
3）滑動しないこと：	水平力が基礎の摩擦力または杭の水平耐力を上回らないことを確認する。なお、別途建築物の水平移動に対する抵抗が期待できる場合にはそれを考慮してよい。

6.5.3　津波避難ビルの構造設計の概要

図 6.5-1 に設計の流れを模式図で示す。津波避難ビルの構造設計は下記の流れで行う。なお、以下の①については「6.5.4 津波波圧の算定」で、②については「6.5.5 津波波力の算定」で、④については「6.5.6 浮力の算定」で、⑥については「6.5.7 漂流物への対処方法」で詳しく述べる。

① 津波波圧の算定

津波波圧を、設計用浸水深に水深係数 a を掛けた高さの静水圧として算定する。

② 津波波力の算定

津波波力を、開口による波圧低減効果を考慮しつつ、津波波圧を高さ方向に積分して算定する。なお、建築物各階に作用する津波波力は各階の床位置に集中して働くものとし、下の階の中央高さから当該階の中央高さまでの波圧より算定する。

③ 各層せん断力の算定

津波波力による各層のせん断力は、その階よりも上部に作用する全ての津波波力を足し合わせることにより算定する。

④ 浮力の算定

以下の２種類の浮力を算定する。

a) 上部構造の設計に用いる浮力

倒壊の検討における上部構造の設計に用いる浮力は、一般に各階の開口から浸水深に応じて建築物内部に水が十分に流入した状態のものとし、構造体に働く浸水深以下の躯体体積分の浮力と、床下の空気溜まりによる浮力の和として求める。

b) 基礎の設計に用いる浮力

転倒や滑動の検討における基礎の設計に用いる浮力は、一般に建築物容積分の浮力が基礎底に作用するものとして求める。

⑤ 耐圧部材の設計

耐圧部材である柱と耐力壁が、作用する波力によって破壊しないことを、波力による曲げモーメントおよびせん断力がそれぞれ当該部材の曲げ耐力、せん断耐力を超えないことにより確認する。

⑥ 漂流物に対する検討

漂流物の衝突により建築物が局部崩壊しないことを、外部に面する柱が漂流物により破壊した場合を想定し、その柱軸力が大梁等を介して伝達できることにより確認する。

⑦ 洗掘に対する検討

洗掘に対して、上部構造が傾斜しないよう杭基礎とするか、周辺の地盤をコンクリートで固める等の洗掘防止策を検討する。

⑧ 倒壊の検討

各階の津波荷重時の水平耐力を、②の津波波力を外力分布とし④a)の浮力を考慮した荷重増分解析により算定し、③で求めた各層せん断力を上回ることを確認する。

⑨ 転倒の検討

基礎下の各支点反力（＝杭の軸力）を、②の津波波力を外力分布とする荷重増分解析（浮力を考慮しない）の支点反力と、④b)の浮力を支配面積で按分した各支点に働く浮力の和として求め、これが引張杭については杭の極限引抜抵抗力(杭体の引張耐力と杭周面の摩擦力の小さい方とする)以下に、圧縮杭については杭の極限支持力以下になることを確認する。

⑩ 滑動の検討

⑨の杭の軸力と N-M 相関関係等による杭の水平耐力が、③の杭に作用する津波荷重以上となることを確認する。

⑪ 基礎梁の設計

上部構造による応力に加え、杭による応力を累加した応力に対して、基礎梁を設計する。

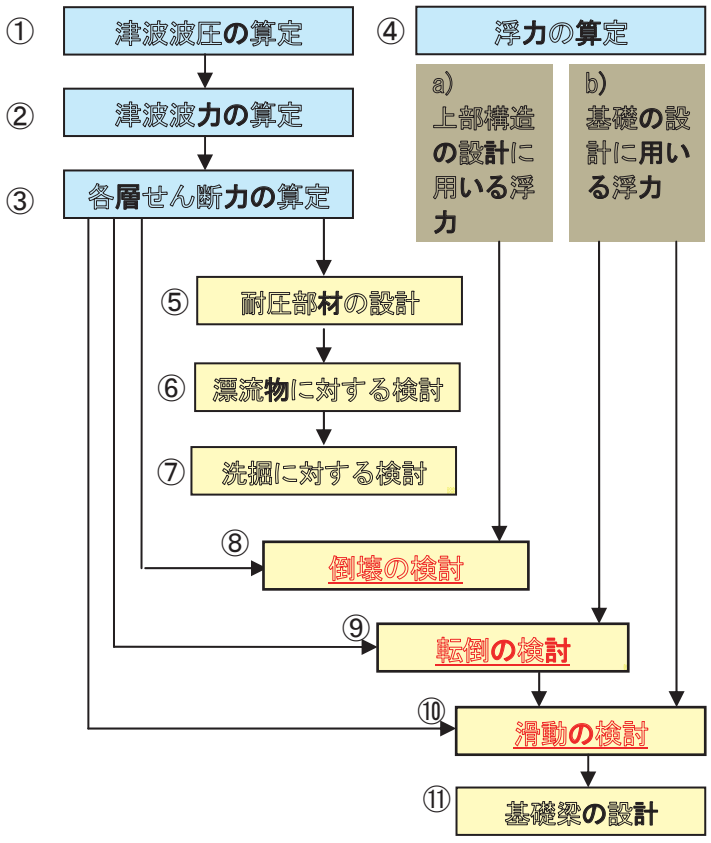


図 6.5-1　津波避難ビルの構造設計の流れ（模式図）

6.5.4　津波波圧の算定

(1)津波波圧に関する既往の考え方

「ガイドライン」では、図6.5-2に示す水深係数 a を3とし、津波の波圧を設計用浸水深の3倍の静水圧が建築物の片側から掛かるものとして与えている。

これは、直立護岸を越流し陸上に遡上した津波により建築物に作用する津波波圧に関する朝倉ら[6.5-8)]の提案であり、波高、周期等の波特性、水路の斜面勾配、構造物の位置などを変化させた模型実験の結果、波圧分布は三角形分布であり、その高さは最大で浸水深のほぼ３倍であったことを踏まえたものである。すなわち、この静水圧による津波波圧算定式には、陰に流速の影響が含まれている。これ以外にも、いくつかの実験や提案式があるが、それらも上記の考え方によってほぼ安全側に包絡できるものと考えられている。また、この考え方は、中埜[6.5-9)]により2004年のスマトラ島沖地震による津波被害を受けた構造物のデータを用いて検証され、概ね妥当であることが示されている。

(2)現地調査による検討方法

今回の検討においては、現地調査の結果から「ガイドライン」の波圧算定法における「3」が津波の勢いなどによって変化するものと考え、この「3」を「 a（水深係数)」とおき、被害の実態に基づき aを検証することとした。検証においては、被害を受けた構造物（比較的単純な工作物と建築物）の破壊形式等に応じてその耐力を推定し、静水圧分布を仮定した場合に構造物の耐力と等しくなる水深係数 a を、その場所の計測浸水深を用いて逆算した。

なお、津波の専門家等へのヒアリングの結果、東日本大震災における津波の波圧は必ずしも考えられる最大のものではなく、この被害のみから津波波圧の最大値を修正することは適切ではないとの考えが示された。そこで、従来からの知見である「設計用浸水深の3倍の静水圧」を最大の波圧が作用する場合とし、そこから水深係数 a を低減できる条件を調べることとした。

(3)津波波圧算定式

その結果得られた津波波圧算定式を(6.5-1）式に示し、水深係数 a の模式図を図6.5-3に示す。また、以下の1)、2)に、水深係数に関する検討の詳細を示す。

$$qz = \rho g\,(ah - z) \quad \text{----------} \quad (6.5\text{-}1)$$

ここに、

qz：構造設計用の進行方向の津波波圧（kN/m^2）

ρ：水の単位体積質量（t/m^3）

g：重力加速度（m/s^2）

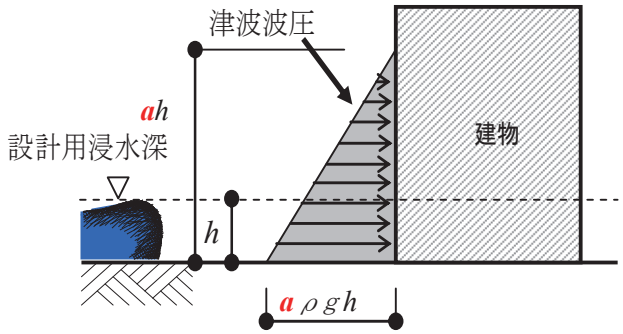
h：設計用浸水深（m）

z：当該部分の地盤面からの高さ（0≦z≦a h）（m）

a：水深係数で表6.5-2による。

1) 水深係数の検討１（遮蔽物の影響）

水深係数 a を低減できる条件として、建築物よりも津波の来襲方向に津波の波力を低減できる遮蔽物がある場合を取り上げた。検討では、波力低減を期待しうる遮蔽物として、他の建築物のほか、湾口防波堤や津波高さに対し十分な高さ（津波高さの概ね1/2以上と仮定）を有する防波堤・防潮堤な



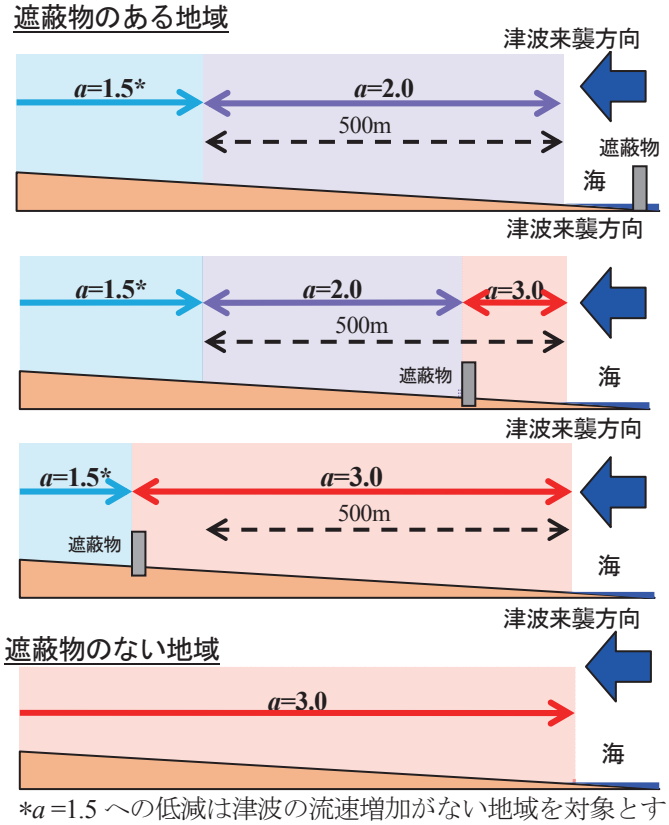
a：水深係数、h：設計用浸水深(m)、ρ：水の単位体積質量(t/m^3)、g：重力加速度(m/s^2)

内閣府「津波避難ビル等に係るガイドライン」[6.5-5)] では、上図の水深係数 a を 3 とし、設計用浸水深の 3 倍の静水圧を与えているが、今回の検討では被害の実態に基づき a を検証した。

図6.5-2　津波波圧の算定法

表6.5-2　水深係数 a の設定

	遮蔽物あり		遮蔽物なし
海岸や河川等からの距離	500m 以遠	500m 未満	距離によらず
水深係数 a の設定	1.5	2	3



*a =1.5 への低減は津波の流速増加がない地域を対象とする

図 6.5-3　遮蔽物の有無、海岸等からの距離と水深係数 a の関係

どを考慮した。検討の結果、津波の波力低減を期待しうる遮蔽物がある場合の水深係数 a は無い場合に比べて、概ね1/1.5に低減されることが分かった。よって、津波波力低減を期待できる遮蔽物がある場合には、水深係数 a を3/1.5すなわち「2」にできることとした。

2) 水深係数の検討２（海岸および河川からの距離の影響）

次に、水深係数 a を低減できる条件として、海岸や河川からの距離を取り上げた。検討の結果、海岸や河川からの距離に応じて津波の勢い（フルード数 Fr）が低減され、海岸や河川から500m以上離れた場合には a =1.0 程度と見なせることが分かった。なお、今回の検討では、現地調査で得られたデータが限られること、耐力算定が略算の結果であること、津波シミュレーションに基づく浸水深と計測浸水深にはばらつきが認められること等を勘案し、現地調査の結果に1.5倍程度の余裕度を見込むこととした。そのため、遮蔽物があり、かつ、海岸や河川から500m以上離れた場合の水深係数 a は1.5とすることにした。

なお、当該建築物周辺の地形等に留意し、流れが集中するような建物配置や下り勾配等によって、流速が増加するような要素がないことを確かめる必要がある。

6.5.5 津波波力の算定

ここでは、6.5.4で算定した津波波圧から津波波力を算定する方法と、その際の開口部の取り扱いについて述べる。これらによって算定された津波波力から、建築物各層のせん断力、建築物の支点反力、および、建築物の基礎位置に作用する水平力を算定し、表6.5-1に示す方法により、それぞれ倒壊、転倒、滑動しないことを確認する。

また、受圧面の耐圧部材が破壊されないことを確認する際にも、以下の方法により耐圧部材に掛かる波力を算定する。

(1)津波波力算定式

津波波力は、(6.5-1) 式の津波波圧が同時に生じると仮定し、(6.5-2) 式により算定する。

$$Qz = \rho g \int_{z_1}^{z_2} (ah - z) B \, dz \quad \text{----------} \quad (6.5\text{-}2)$$

ここに、

Qz：構造設計用の進行方向の津波波力（kN）
B ：当該部分の受圧面の幅（m）
z_1：受圧面の最小高さ（$0 \leqq z_1 \leqq z_2$）（m）
z_2：受圧面の最高高さ（$z_1 \leqq z_2 \leqq a$h）（m）

(6.5-1) 式で示した津波波圧は単位面積あたりの津波波力を表しており、津波波圧を受圧面積について積分することで津波波力を算定することができる。(6.5-2) 式は、受圧面の最小高さがz_1、最高高さがz_2である場合の津波波力の算定式を表す。なお、受圧面の幅 B は高さに応じて一定でない場合があるが、この場合、各高さに応じた受圧面の幅を用いて積分を行うことに注意が必要である。

(2) 開口部の扱い

建築物に津波が作用した場合、受圧面にある窓ガラス等は破壊するため、受圧面が全て耐圧部材である場合に比べて、構造骨組に作用する波力は低減する。すなわち、津波波力は、外壁にある窓、ドア、シャッター等の開口（受圧面にあり破壊することが確認できる非耐圧部材）によって低減することができる。

なお、今回の現地調査では、鉄骨造においてALCパネルによる外壁が残存し大きな津波波力を受けて転倒した事例（写真 6.3.1-5）が見られたことから、このような鉄骨造の外装材部分は津波波圧を受けるものとして扱うことを原則とする。なお、これらを早期に破壊するとして開口とみなすことは可能であるが、その場合には外装材が確実に破壊もしくは脱落することを慎重に確認する必要がある。

開口による津波波力低減の方法として、１）各高さの受圧面の幅から開口部の幅を除外して津波波力を算定する方法と、２）受圧面の面積から開口部の面積を除外した面積を受圧面の面積で除して得た割合（1―受圧面の開口率）を津波波力に乗じる方法の何れかを採用することができる。これら両者の方法を、開口の面積比が高さ方向に変化する場合について比較したところ、その差は最大でもほぼ1割程度に収まることが確認されており、両者はほぼ同等の低減を与えると考えられる[6.5-2)]。

また、開口による波力の低減について、数値シミュレーションにより検討された例によると、開口の割合が大きくなるにつれて波力は低減するが、概ね３割以上になると内壁等が存在するため波力の低減には頭打ちが存在するとされている。この結果を踏まえ、波力は、開口が無い場合の7割程度を下限とすることが望ましいと考えられる[6.5-2)]。なお、できるだけ水流の通り道や出口を設けるように留意することが肝要である。

6.5.6 浮力の算定

(1)浮力の考え方

6.2.1 および 6.3.1 で述べたように、開口が小さな建築物には大きな浮力が作用し、実際に浮き上がったと思われる事例も確認されている。一般的な鉄骨造およびRC造建築物の単位重量は、それぞれ 0.8 tf/m^2 および 1.3 tf/m^2 程度であることから、各階にそれぞれ80cm、130cm以上の空気の層が存在すると、自重がキャンセルされる。冷凍倉庫のように開口が極端に小さな建築物では、開口部から建築物内部へ水が流入しづらいため、浸水深の増加が早い場合には容易に浮き上がることとなる。なお、転倒が確認されたほとんどの建築物で、外壁の開口率が 0.2 を下回っていた、

一方、ある程度の開口を有する建築物でも、写真6.2.1-6に示したように、床スラブ下に垂れ壁長さ分の空気溜まりの存在が確認されている。さらに、建築物内部が浸水することにより、骨組等の密度は水の密度（≒1.0）分小さくなる。よって、内部に水が流入した場合でも、この程度の浮力は考慮する必要がある。また、建築物内部に空気の抜け道がない部分（コア等）がある場合には、その容積分の浮力も考慮することが望ましい。

建築物に浮力が働くと、転倒に対して重量による抵抗が小さくなる。また、滑動に対して基礎底の摩擦も小さくなる。さらにRC造の杭や柱では、軸力が減ることから曲げおよびせん断強度が低下する。このように、浮力の影響は極めて大きい。

(2)浮力の算定方法

このような浮力の算定にあたっては開口から水が流入する様子を正確に考慮することが望ましいが、その性状は未だ明らかにされてはいないことから、安全側の仮定として浮力は下記の方法で考慮

することとする。

1）倒壊の検討における上部構造の設計において、各層の水平耐力を算定する場合の浮力は、原則として各階の開口から浸水深に応じて建築物内部に水が十分に流入した状態のものとし、構造体に働く浸水深以下の躯体体積分の浮力と、床下の空気溜まりによる浮力の和として求める。

2）転倒や滑動の検討における基礎の設計において、杭に作用する軸力や基礎の摩擦力を算定する場合の浮力は、一般に建築物容積分の浮力が基礎底に作用するものとして求める。

1）に関して、今般の津波で約 15m の最大浸水深を計測した女川町では、最も水位が上昇している時間帯では、6 分間で浸水深が 12m（約 30 秒で 1m）上昇しているが、この程度であれば、ある程度の開口を有する建築物（例えば、開口率 30%程度）では、浸水深に応じて建築物内部に容易に水が流入すると考えられる [6.5-2)]。柱の軸力は、水が内部に十分に流入した状態が最も小さくなるため、RC 造の柱では曲げ強度が小さく算定され、層の水平耐力も小さめに算定されることから、安全側の検討となる。なお、各層の水平耐力を安全側に算定する状態が把握できる場合には、その状態の浮力を用いることができる。

2）について、今般の津波では仙台平野において、最大浸水深に近い深さの津波が一気に押し寄せた事例が確認されている。この場合、建築物の周囲に水が回り込んだ時でも建築物内部への水の流入は少なく、浮力が掛かりやすい状態であったと考えられる。また、開口があまり大きくない建築物では、建築物内部への水の流入が遅れるため、浸水深に応じて内部に水が十分に流入するとは限らない。よって、このような不確定要素を考慮した構造計算上の安全側の配慮として、現時点では建築物容積分の浮力を考えることを原則とする。

6.5.7　漂流物への対処方法

津波の際の漂流物としては、流木、自動車、コンテナ、船舶、倒壊した建築物の一部など、さまざまなものが考えられる。これらが建築物に衝突した場合の衝突力を計算する方法はいくつか提案されているが、それらによる計算値は大きくばらついており、また何れも対象とする漂流物が限定されていることから、さまざまな場合に対応できるような統一的な評価方法は未だ確立されていない。また、これまでの提案式で試算してみると、流木やコンテナが衝突した場合には、RC 造の柱でも破壊を免れない場合があると考えられる [6.5-2)]。

そこで本設計法では、漂流物が衝突して建築物の構造耐力上主要な部分が一部損傷したとしても、損傷した部材が支持していた軸力を別の部材が代わって支持する等の方法により、層としての軸力支持能力が喪失されないことを確認することとした。耐震診断における第２種構造要素の検討と同様な検討である。一般には、衝突によって複数の柱が同時に破壊される状況は考慮しなくて良いが、船舶のような大型の漂流物が考えられる場合には、建築物の外周の柱が破壊しても建築物が倒壊しないことを運動量に基づき確認する方法 [6.5-2)] や、漂流物が建築物に衝突しないよう防護設備や施設を設けるといった計画面からの対策も考えられる。

6.5.8　津波避難ビルに要求される条件

東日本大震災で計測されたような大きな浸水深に対し、今回見直された津波避難ビルの構造設計法による設計では、建築物にどの程度の強度や大きさが要求されるかについて検討を行った。ここでは、耐震計算ルート 3 として設計された RC 造集合住宅を対象とし、梁間方向は連層耐力壁構造で長さを 12m、桁行方向はフレーム構造で構造特性係数 Ds を 0.3 と仮定した。そして、水深係数 α を 1.5, 2.0,

3.0 の 3 種類、浸水深を 5，10，15m の 3 種類とし、それらの組合せに対して、本設計法を満足するための梁間方向のベースシヤー係数（C_B）と、桁行方向の長さを計算した。なお、建築物は各層の高さを 3.5m、開口率を 0.3 とし、建築物の階数は（浸水深＋4m）／3.5＋1 と仮定した。

結果を図 6.5-4 に示す。これより、浸水深が 5m の場合は a=3.0 でも梁間方向の C_B が 0.97 と、ルート 1 の計算で満足できる程度であった。次に、浸水深が 10m の場合、a=1.5 の梁間方向もルート 1 の計算等で対応できるが、a=2.0 だと梁間方向の C_B=1.44、桁行方向の長さ 60m が必要となり、両方向とも、通常の耐震設計よりもかなり強度を上げる必要がある。さらに、a =3.0 の梁間方向では、C_B=2.83 の強度が必要とされ、上部構造と共に杭や基礎の強度を高めるために特別な工夫を要すると思われる。浸水深が 15m になると、a =1.5 でも通常よりかなり大きな強度が要求され、a =2.0 の場合は上部構造、杭、基礎等の強度を高めるための特別な工夫を要することが分かる。a=3.0 の梁間方向は、C_B=4.56 と極めて大きな強度が要求される。

以上は主に倒壊に関する検討であるが、津波避難ビルの構造設計法では基礎や杭にも終局時に対応するいわゆる 2 次設計を要求していることから、転倒や滑動を考えると、杭には従来の許容応力度計算による設計に比べて、相当大きな水平耐力と引き抜き抵抗力が要求されることになる。

これらを総括したのが図 6.5-4 の◎、○、△であり、◎はほぼ従来の耐震設計で対応できるレベルを、○は通常よりもかなり強度を増すなどの工夫を要するレベルを、△は上部構造、杭、基礎等の強度を大きく高めるための特別な工夫を要するレベルを表している。

	浸水深と建築物の階数		
	5m（4F）	10m（5F）	15m（7F）
a=3.0 梁間（長さ 12m） 桁行（C_B=0.3）	◎ C_B-0.97 長さ 40m	△ C_B-2.83 長さ 36m（C_B=1.0）	△ C_B-4.56 長さ 54m（C_B=1.0）
a=2.0 梁間（長さ 12m） 桁行（C_B=0.3）	◎ C_B-0.38 長さ 15m	○ C_B-1.44 長さ 60m	△ C_B-2.42 長さ 54m（C_B=0.55）
a=1.5 梁間（長さ 12m） 桁行（C_B=0.3）	◎ C_B-0.3 長さ 9m	○ C_B-0.78 長さ 33m	○ C_B-1.36 長さ 54m

（赤字の◎は、上部構造について、従来の耐震設計による断面や配筋等で対応可能なレベルを、○は強度を高める工夫を要するがほぼ対応可能なレベルを、△は上部構造・杭・基礎等の強度を大きく高めるための特別な工夫を要するレベルを表す）

図 6.5-4　浸水深ごとに建築物に要求される梁間方向の強度（ベースシヤー係数 C_B）と桁行方向の長さ（RC 造共同住宅の場合）

参考文献

6.5-1) 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23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震調査研究（速報）（東日本大震災），2011.5,
（http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/20110311/0311quickreport.html）

6.5-2) 東京大学生産技術研究所：平成23 年度 建築基準整備促進事業「40. 津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討」，
中間報告書（その1）2011.7, （http://www.mlit.go.jp/common/000172791.pdf），
中間報告書（その2）2011.10, （http://www.mlit.go.jp/common/000172792.pdf）

6.5-3) 岡田恒男，菅野忠，石川忠志，扇丈朗，高井茂光，浜辺千佐子：津波に対する建築物の構造設計法について，－その1：予備検討－，2004.10，－その2：設計法(案)－，2004.11，ビルディングレター

6.5-4) (財) 日本建築センター：平成16年度津波避難ビルに関する調査検討　報告書，2005.3

6.5-5) 内閣府：津波避難ビル等に係るガイドライン，2005.6,
（http://www.bousai.go.jp/oshirase/h17/050610/tsunami_siryo2.pdf）

6.5-6) (財) 日本建築センター：平成17年度津波避難ビルの技術的検討調査　報告書，2006.3

6.5-7) 国土交通省：津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計法等に係る追加的知見について，
http://www.mlit.go.jp/report/press/house05_hh_000274.html，2011.11.17

6.5-8) 朝倉良介，岩瀬浩二，池谷毅，高尾誠，金戸俊道，藤井直樹，大森政則：護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究，海岸工学論文集 第47 巻，pp.911-915，2000

6.5-9) 中埜良昭：スマトラ島沖地震津波の被害調査結果に基づく津波避難施設の設計外力評価，日本建築学会技術報告集，第13 巻 第25 号，2007.6

6.5 付録Ｆ　「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」（技術的助言）

以下に、2011 年 11 月 17 日の「津波に対し構造耐力上安全な建築物の設計法等に係る技術的助言」（国住指第 2570 号）の別添に示された「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」を掲載する。

東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の
構造上の要件に係る暫定指針

ガイドライン巻末資料②「構造的要件の基本的な考え方」をもとに、東日本大震災における津波による建築物被害の調査を踏まえ、津波避難ビル等の構造上の要件について、以下の通り暫定指針をとりまとめた。（下線部がガイドラインからの変更箇所）

なお、本指針は、建築基準整備促進事業による東京大学生産技術研究所及び独立行政法人建築研究所による調査研究を踏まえ、国土交通省住宅局及び国土技術政策総合研究所においてとりまとめたものである。

1.1 適用範囲

(1)適用の確認

本設計法は、津波避難ビル等の構造設計に適用する。適用においては、地方公共団体によるハザードマップ等に示された想定浸水深により津波の設計用浸水深を設定する。

なお、今後、津波防災地域づくりにおいて、津波浸水想定（津波があった場合に想定される浸水の区域及び水深）が設定された場合には、これを基本に設計用浸水深を設定する。

(2)新築への適用

新築に本設計法を適用する場合、本設計法に示されていない項目は、建築基準法（昭和 25 年法律第 201 号。以下「法」という。）その他の関係法令による。

(3)既存建築物への適用

既存建築物への適用は、法上適法であるもののほか、法第 3 条の適用を受けている既存不適格建築物にあっては、建築物の耐震改修の促進に関する法律（平成 7 年法律第 123 号）第 8 条第 3 項第 1 号に基づく基準（平成 18 年国土交通省告示 185 号）又は昭和 56 年 6 月 1 日時点の法第 20 条の規定に適合するものを対象とする。

1.2 用語

本設計法で用いる用語は、以下のように定義する。

設計用浸水深：敷地に想定される津波の浸水深で建築物が接する地表面までの津波の深さ（m）

津波荷重：津波によって建築物に作用する圧力及び力であり、津波波圧、津波波力及び浮力の総称

津波波圧：津波により建築物の受圧面に作用する水平方向の圧力(kN/m^2)

津波波力：津波により建築物に作用する水平方向の力(kN)

浮　　力：津波により建築物に作用する鉛直方向上向きの力(kN)

受 圧 面：津波波圧を直接受ける面

耐圧部材：津波波圧を直接受け、破壊しないように設計する部材
非耐圧部材：津波波圧を直接受け、破壊することを容認する部材
構造骨組：受圧面で受けた力を建築物全体から基礎に伝達する架構

1.3 構造計画

津波荷重に対する建築物の構造計画では、耐圧部材と非耐圧部材を明確に区分し配置する。

1.4 津波荷重算定式

(1) 津波波圧算定式

構造設計用の進行方向の津波波圧は下式により算定する。

$$qz = \rho g(ah - z) \quad \text{(4.1)}$$

ここに、

qz：構造設計用の進行方向の津波波圧（kN/m^2）
ρ：水の単位体積質量（t/m^3）
g：重力加速度（m/s^2）
h：設計用浸水深（m）
z：当該部分の地盤面からの高さ（0≦z≦a h）（m）
a：水深係数。3 とする。ただし、次の表に掲げる要件に該当する場合は、それぞれ a の値の欄の数値とすることができる。（注：この係数は、建築物等の前面でのせき上げによる津波の水位の上昇の程度を表したものでない。）

	要　件	a の値
(一)	津波避難ビル等から津波が生じる方向に施設又は他の建築物がある場合（津波を軽減する効果が見込まれる場合に限る）	2
(二)	(一)の場合で、津波避難ビル等の位置が海岸及び河川から 500m 以上離れている場合	1.5

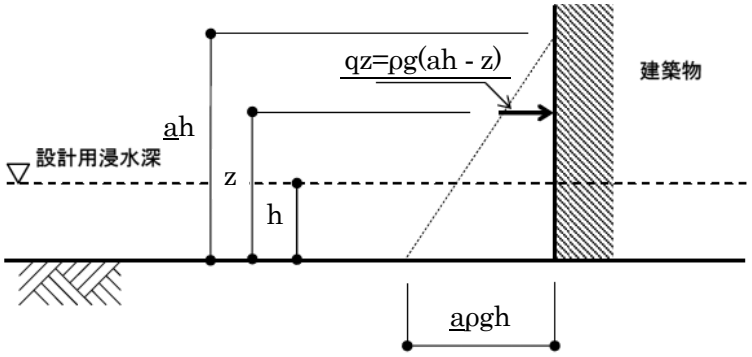


図 4-1　4.1 式による津波波圧

(2) 津波波力算定式

構造設計用の進行方向の津波波力は、4.1 式の津波波圧が同時に生じると仮定し、下式により算定する。

$Qz = \rho g \int_{z1}^{z2} (ah - z) B dz$ ―――――――― (4.2)

ここに、

Qz：構造設計用の進行方向の津波波力（kN）

B ：当該部分の受圧面の幅（m）

z_1：受圧面の最小高さ（$0 \leqq z_1 \leqq z_2$）（m）

z_2：受圧面の最高高さ（$z_1 \leqq z_2 \leqq ah$）（m）

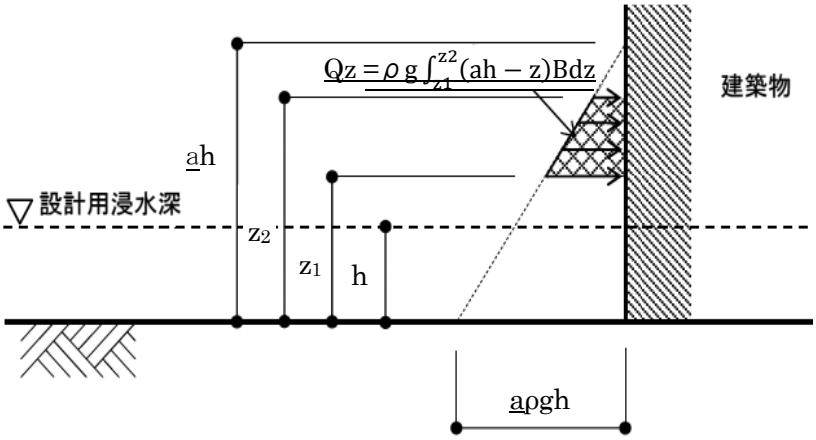


図 4-2 4.2 式による津波波力

(3) 開口による低減

開口部（津波波圧により破壊するよう設計した非耐圧部材によるものに限る。以下同じ。）における津波波力は、各高さ毎の受圧面の幅から各高さ毎の開口部の幅を除外して津波波力を算定すること、又は受圧面の面積から開口部の面積を除外した面積を受圧面の面積で除して得た割合を津波波力に乗じることにより低減することができる。ただし、原則として、除外する前の津波波力の７割を下回らないこととする。

(4) ピロティの取り扱い

ピロティを有する部分の津波波力は、ピロティ部分（柱・梁等の耐圧部材を除く。）に津波波圧が作用しないこととして、算定することができる。

(5) 水平荷重の方向

津波の水平荷重は、すべての方向から生じることを想定する。

ただし、津波の進行方向が、シミュレーション等による浸水深の予測分布や海岸線の形状から想定できる場合は、この限りでない。また、実状に応じて引き波を考慮する。

(6) 浮力算定式

津波によって生じる浮力は、下式により算定する。

$Qz = \rho gV$ ―――――――――― (4.3)

ここに

Qz：浮力（kN）

V ：津波に浸かった建築物の体積（m^3）

ただし、開口率を勘案して水位上昇に応じた開口部からの水の流入を考慮して算定することができる。

(7) 特別な調査又は研究に基づく算出

当該津波避難ビル等の所在地における津波荷重を特別な調査又は研究に基づき算出する場合は、当該数値による。

1.5 荷重の組み合わせ

津波荷重に対する建築物の構造設計では、以下に示す荷重の組み合わせを考慮する。

G＋P＋0.35S＋T　（多雪地域）

G＋P＋T　　（多雪地域以外の地域）　――――― (5.1)

ここに、

G:固定荷重によって生じる力

P:積載荷重によって生じる力

S:積雪荷重によって生じる力

T:津波荷重によって生じる力

多雪区域は、特別な検討等による場合を除いて、建築基準法施行令（昭和 25 年政令第 338 号）の規定に基づき特定行政庁が指定する区域とする。

1.6 受圧面の設計

(1) 耐圧部材の設計

耐圧部材は、終局強度以内とし、確実に構造骨組に力を伝達できるようにする。また、必要に応じて止水に配慮する。

(2) 非耐圧部材の設計

非耐圧部材は、構造骨組みに損傷を与えることなく壊れることを容認する。

1.7 構造骨組の設計

各方向、各階において、構造骨組みの水平耐力が、津波の水平荷重以上であることを下式により確認する。

$Q_{ui} \geqq Q_i$　――――――――――――― (7.1)

Q_{ui}：i 層の津波の水平荷重に対する水平耐力（材料強度によって計算する各階の水平力に対する耐力等）

Q_i ：i 層に生じる津波の水平荷重

また、耐圧部材は、設計した荷重の組み合わせに対して終局強度以内とする。

1.8　転倒及び滑動の検討

建築物が、浮力及び自重を考慮して、津波荷重によって転倒又は滑動しないこと（杭基礎にあっては、杭の引き抜き耐力を超えないこと等）を確かめる。

1.9　その他の構造設計上の配慮

(1) 洗掘

洗掘に配慮し、杭基礎とするか又は直接基礎の場合は洗掘により傾斜しないようにする。

(2) 漂流物の衝突

漂流物の衝突による損傷を考慮し、衝突により構造耐力上主要な部分が破壊を生じないこと又は柱若しくは耐力壁の一部が損傷しても、建築物全体が崩壊しないことを確かめる。

6.6 まとめ

本章では津波による構造別の建築物被害の調査結果だけでなく、建築物の耐力と被害形態から津波荷重の推定、津波避難ビルの構造設計法についても検討した結果等も掲載した。以下に各節のまとめを示す。

1) 津波浸水域では、多くの鉄筋コンクリート造建築物の構造躯体等には著しい損傷は見られなかったが、ほとんどの開口部等の非構造部材は流失していた。浸水深の大きい津波浸水域では、鉄筋コンクリート造建築物の倒壊、1 階の層崩壊、転倒・移動、地盤の洗掘、壁の面外破壊、漂流物の衝突等の被害が見られた。また、建築物の耐力を推定し、浸水深と被害状況との関係から建築物に作用した津波荷重を推定した事例も示した。さらに、地盤の津波被災地域における地盤の液状化判定を行い、杭の引き抜き耐力が低下した可能性について検討した。
2) 浸水深の大きい津波浸水域では、鉄骨造建築物の柱脚もしくは柱頭の破壊による移動・流失、転倒、1 階の層崩壊、構造骨組の大きな残留変形、内外装材の破壊と流失、開口部まわりの損傷・破壊、漂流物の衝突等の特徴が見られた。また、建築物に作用した津波荷重を推定した事例も示した。
3) 浸水深や地形によって木造建築物の被害状況が異なることを示した。木造建築物の耐力を推定し被害との関係について検討を行った。これらの調査結果や平成 23 年国土交通省告示第 1318 号を踏まえて、木造住宅の耐津波設計法を提案した。
4) 1)と 2)および速報の調査結果に基づいて、津波避難ビルの構造設計法について検討し、津波波力や浮力の算定方法、漂流物への対処方法等を提案した。

国土技術政策総合研究所および独立行政法人建築研究所は、平成 23 年度国土交通省建築基準整備促進事業「40. 津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討」が同年 5 月に開始してから、2 度の中間報告をまとめるまで、所内外での数多くのそれも長時間の検討会議を開催し、津波避難ビルの構造設計法等をまとめた。この成果は平成 23 年国土交通省告示第 1318 号に反映され、東日本大震災の津波被災地だけでなく全国の津波危険地域での津波避難ビルの指定や建設に役立てられることを期待している。ただし、建築構造分野での津波の研究はまだまだ日が浅くようやく緒についたところである。参考となる情報が基礎的な研究から応用的な研究に至るまで非常に限られていたため、検討会議では十分な検討ができなかった点も否めない。今後、この調査報告が起点となって我が国の建築構造分野での津波研究が進展することも期待したい。

謝辞

本調査を実施するにあたり、調査の趣旨をご理解いただきご協力いただいた被災地の方々、貴重な映像、情報、図面等をご提供いただいた国土交通省東北地方整備局、宮城県警、宮城県仙台市、宮城県名取市、宮城県女川町、宮城県南三陸町、(株)大宇根建築設計事務所、(株)桂設計、(株)北星設計、㈱伊藤建築設計事務所ほか関係各位に深く謝意を表する。

第７章　火災による建築物の被害

東北地方太平洋沖地震では、地震及び津波に関連する多数の火災が発生した。総務省消防庁による被害報（以下、「消防庁被害報」という。）によれば 2012 年 2 月 27 日の時点で 286 件[7-1)]の火災が報告されている。今回の大震災では甚大な津波被害が発生しているが、火災に関しても津波被害地域において大規模延焼火災が多数確認されており、今回の大震災における火災被害の大きな特徴となっている。その一方で、津波被害のない地域においても多数の火災が報告されている。これらの火災について、ひとつひとつ被害の発生状況を検証し、今後の対策につなげていくことが重要である。

本章では、火災に関する公表資料や、地元消防本部の協力を得て収集した個別の出火状況に関する情報及び様々な機関により実施された現地調査結果の分析を通して、今回の大震災における火災による建築物等の被害状況の特徴と今後の被害軽減に向けた課題の整理を行う。

7.1 火災被害の概要

7.1.1　火災の発生状況

消防庁被害報では、本震翌日（3 月 12 日）の第 16 報から震災関連の市町村別の火災件数が表形式で掲載されている。当初は 160 件であった件数は、新たに発生した火災や新たに判明した火災によって、4 月前半までは掲載件数が増加傾向であったが、4 月 7 日～9 日の 357 件をピークとして漸減し、7 月 14 日に 288 件とされて以降、現時点（2012 年 2 月 27 日）で最新報となる第 144 報（2012 年 2 月 14 日付）の 286 件まで大きな変動はない。市町村ごとに見れば、岩手県や茨城県などの多数の市町村で 2011 年 11 月に掲載された火災件数の増減があり、今後変更がある可能性はなお残っているが、概ねの傾向をつかむことができる。

ここではまず、消防庁被害報に基づいて火災被害の全体的な発生状況について示す。

地理的には、青森県から茨城県にかけての太平洋に面した県及び首都圏 1 都 3 県を中心とした極めて広範囲に分布している。都道府県別の火災件数を表 7.1-1 に示す。また、市町村別に火災の分布を震度[7-2)]及び津波浸水範囲[7-3)]と重ねて図 7.1-1 に示す。

火災が多く分布している地域は、

・津波浸水被害のあった地域
・東京都区部及びその周辺、千葉市、横浜市などの都市部の地域
・上記以外では、概ね震度 5 強以上の地域

となっている。

表 7.1-1　都道府県別の火災件数

都道府県	火災件数
青森県	5
岩手県	34
宮城県	135
秋田県	1
福島県	11
茨城県	31
群馬県	2
埼玉県	12
千葉県	16
東京都	33
神奈川県	6
計	286

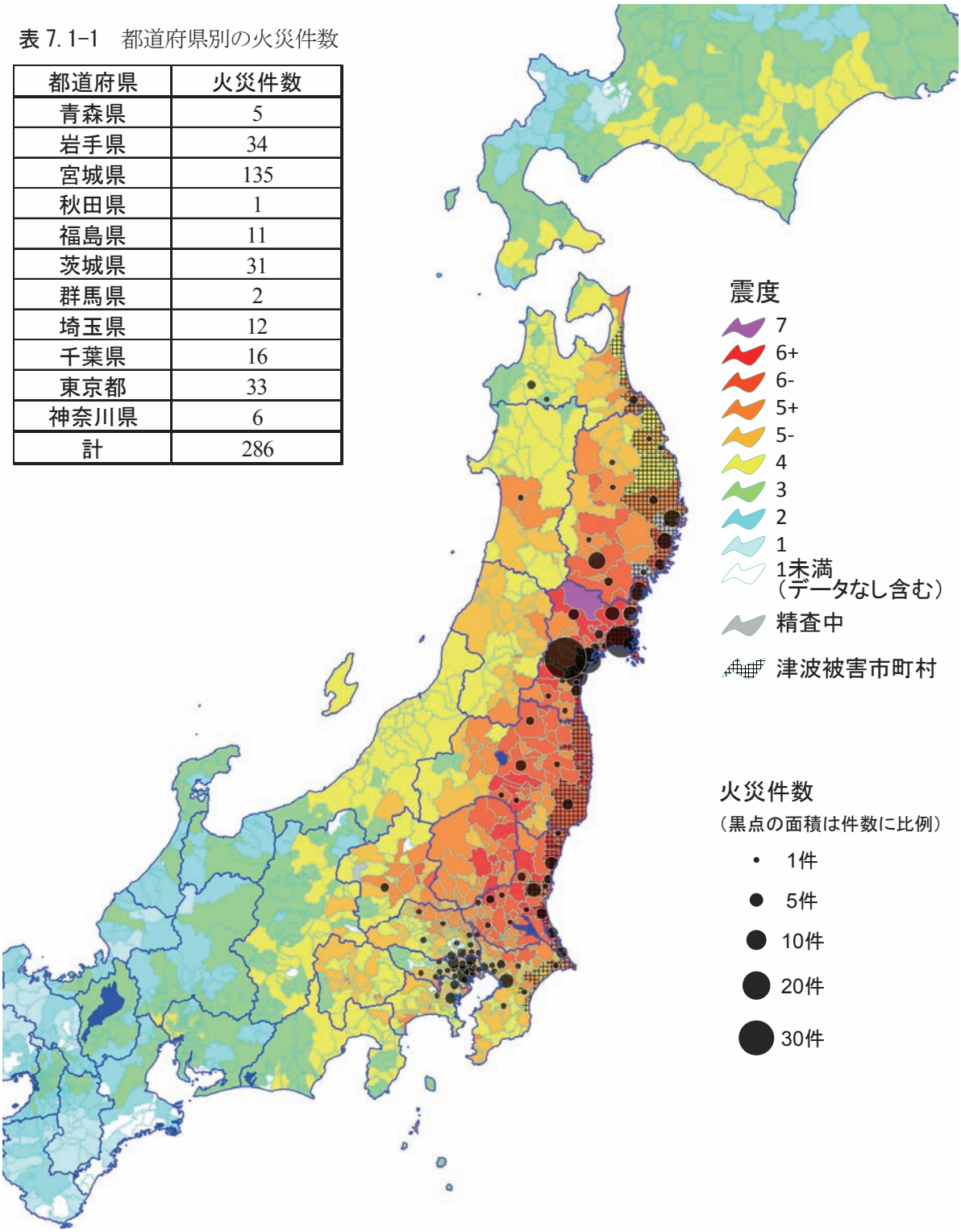


図 7.1-1　火災、震度、津波被害の分布

7.1.2　出火率

市町村ごとの 1 万世帯あたり [7-4]の火災件数（出火率）をみると、特に岩手県、宮城県、福島県、茨城県に出火率が高い市町村が多い（図 7.1-2）。

表 7.1-2 及び図 7.1-3 は、平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震及び平成 16 年（2004 年）新潟県中越地震（以下、「中越地震」という。）における震度と出火率[注 7-1]の関係を示したものである。いずれの地震においても震度 7 を記録した地域が限られた範囲であることから、震度 6 強地域と震度 7 地域を合算して示している。なお、今回震度 7 を記録した栗原市において火災は報告されていない。

震度が大きい程出火率が高い傾向があること、震度 6 弱以上と 5 強以下では出火率に大きな差があることが特徴である。これらの特徴は中越地震と同様であり、出火率の値に関しても全火災を対象とした場合には中越地震と同程度である。

しかしながら津波に起因する火災とそれ以外の火災では発生機構が大きく異なることから、津波の影響を除去した比較 [7-6]も行っておく。消防庁被害報では火災発生場所の詳細な情報は得られておらず、報告されている 286 件の火災について、津波の影響の有無の区別はできない。これを区別するため、全火災 286 件のうち津波被害のあった市町村を除く 114 件（39.9 %）について出火率を算定すると、震度 6 強以上の地域での出火率は約 0.25 件/1 万世帯となっており、中越地震（1.0 件/1 万世帯）の 1/4 程度である。

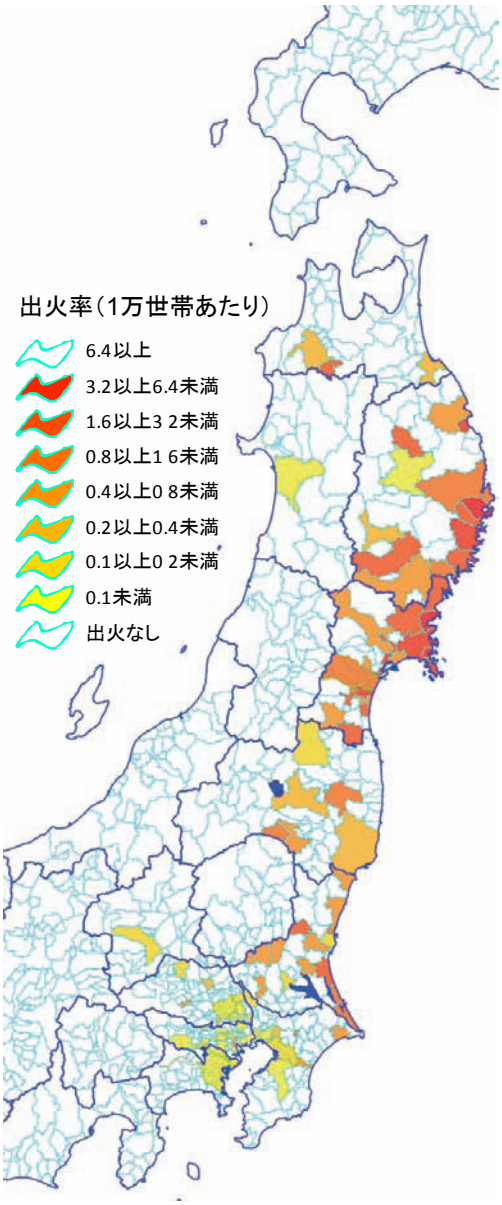


図 7.1-2　市町村別出火率

なお、平成 7 年（1995 年）兵庫県南部地震に関しては市町村ごとの震度は明らかになっていないが、震度 7 が観測された地域が気象庁により確認されている。震度 7 が確認された市町村について出火率を算出すると約 3.0 件/1 万世帯であり、今回はその 1/12 程度となっている。

出火率は、地震が発生した時刻や季節、地域により影響を受けると考えられているが、過去の地震と比較して出火率が小さな値を示していることについては、今後詳細な分析が必要となろう。

一方、津波被害のあった市町村では、全火災 286 件のうち 172 件（60.1 %）が報告されている。津波の浸水範囲は面積 561.5km^2、211,345 世帯 [7-7] [注 7-2]であり，実際には津波浸水範囲外の火災も含むため正確ではないが、これらの火災が全て津波浸水範囲で発生したと見なすと、その場合の出火率は 8.14 件/1 万世帯と極めて高い。また、津波浸水範囲における火災件数密度は 0.31 件/km^2 となる。

なお、津波浸水範囲内の火災については、例えば一つの出火点で発生した火災が津波により流されたガレキと共に離れた場所へ運ばれて新たな出火点として延焼した場合など、火災件数の数え方が難しい場合があることに留意する必要がある。

表 7.1-2　震度と火災件数及び出火率

震度	2011東北地方太平洋沖地震						2004新潟県中越地震		
	全火災			津波被害市町村を除く					
	火災件数	世帯数	出火率[件/1万世帯]	火災件数	世帯数	出火率[件/1万世帯]	火災件数	世帯数	出火率[件/1万世帯]
3	1	9,713,967	0.001	1	9,713,967	0.001	0		
4	2	5,868,975	0.003	2	5,831,834	0.003	0		
5-	35	8,068,207	0.043	32	8,001,678	0.040	0		
5+	72	8,798,726	0.082	42	8,515,448	0.049	0		
6-	66	1,643,827	0.402	23	1,143,741	0.201	6	106,190	0.565
6+, 7	103	1,289,502	0.799	14	570,465	0.245	3	30,210	0.993
精査中	7	46,527	1.505	0	29,085	0.000			
総計	286	35,429,731	0.081	114	33,806,218	0.034			

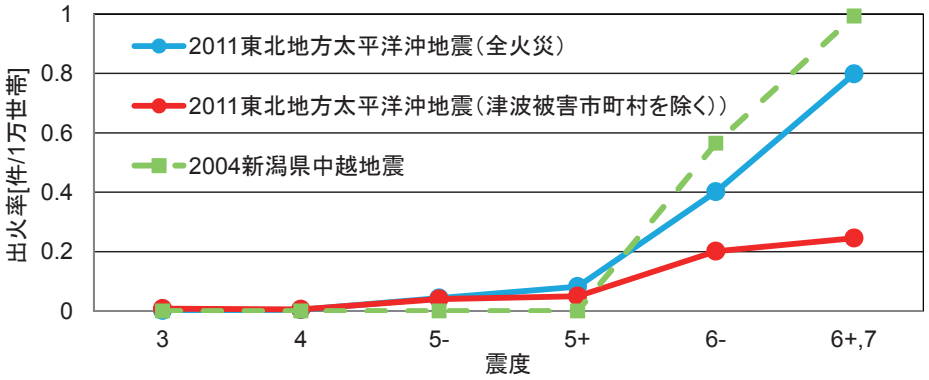


図 7.1-3　震度と出火率

また、図 7.1-3 では、精査が終了していない等の理由により、震度が得られていない市町村は集計から除外した。火災が 1 件以上報告された市町村のうち、震度が得られず集計から除外した市町村は、岩手県陸前高田市（火災 1 件）岩手県大槌町（火災 1 件）宮城県女川町（火災 5 件）であり、津波による甚大な被害を受けた市町村である。

7.1.3　火災被害調査等

消防庁被害報では、市町村別の火災件数が公表されているのみで、火災発生場所、発生状況、被害状況などに関する詳しい情報は公表されていない。特に本震後数週間は、報告される火災件数が頻繁に増減し、地元消防機関においても火災に関する情報の整理が十分できていないことが予想された。火災被害に関する詳細な情報を得るため、国土技術政策総合研究所・建築研究所の他、大学、研究機関等により様々な調査が実施されている。ここでは、火災に関連する調査の実施状況を示す。

国土技術政策総合研究所及び建築研究所では数次にわたり現地調査を実施し、火災情報の整理に努めた。初期の調査においては、火災に関心のある研究機関や大学などと協力しながら火災情報を入手し、火災発生場所を確認していく方法とした（調査①）。本震後 1 ヶ月以上を経過してからは、震災の被害が比較的軽微であったり、比較的火災情報の整理が進んでいると思われる地域を対象に、当該地域を管轄する消防本部に火災情報の提供を依頼し、得られた情報に基づいて火災発生場所の確認及び火災状況に関するヒアリングを行った（調査③）。

上記調査と並行して、東京都内の火災について、インターネット上に一般住民等から発信された情

報より、住所が特定できる火災情報を検索し、記述された住所の周辺住民へのヒアリングにより火災場所の特定及び火災状況の把握を試みた（調査②）。

表 7.1-3 に現地調査の実施日と対象市町村を示す。

また、5 月末から 6 月にかけて、茨城県北部地域について、消防本部へのヒアリング（対面及び電話）を行い、火災に関する情報収集を行った（調査④）。

表 7.1-3 現地調査の実施日と対象市町村

	①	②	③		
調査日	4/8（金） ～10（日）	4/14（木） ～20（水）	4/20（水） ～22（金）	4/24（日） ～26（火）	4/26（火） ～27（水）
対象市町村	宮城県 仙台市 南三陸町 登米市 亘理町 岩沼市	東京都	岩手県 奥州市 宮城県 登米市 大崎市 石巻市	宮城県 仙台市	青森県 八戸市 岩手県 久慈市 野田村

大学、研究機関においても地震後に発生した火災に関する多くの調査が実施されている。様々な機関によって実施された調査結果は、日本火災学会東日本大震災調査委員会により調査報告書 [7-8] に収集・掲載されている。また、消防庁消防大学校消防研究センターでは、詳細な調査結果が報告書 [7-9] としてとりまとめられている。

表 7.1-4 は、これらの報告書に記載されている調査結果及び国土技術政策総合研究所及び建築研究所が実施した調査結果をあわせて、火災発生場所や発生原因、被害状況など、個別の火災に関する何らかの情報が得られている火災の件数を市町村別に見たものである。

何らかの情報が得られた火災は 116 件であり、津波浸水範囲以外で発生した火災（以下、「地震火災（非津波）」という。）が 59 件、津波浸水範囲内で発生した火災（以下、「津波火災」という。）が 57 件となっている。

ただし、津波火災に関しては、現時点では、出火点ごとあるいは延焼範囲ごとの整理は困難であるため、表 7.1-4 では、地域的な塊としてまとめた火災区域を 1 件として数えている。また、津波到達前に発生した火災のように、津波に起因しない火災も含まれる可能性があるが、延焼範囲が津波浸水範囲にかかる火災は津波火災として扱っている。

これらの火災については、得られた情報に基づいて次節以降で地震火災（非津波）と津波火災に分けて、火災の特徴を示す。

なお、宮城県多賀城市や千葉県市原市において、石油コンビナート施設において大規模な火災が発生したことも今回の地震後火災の特徴の一つである。危険物施設における火災については、本報告書では触れないが、消防研究センター[7-9]により詳しい調査結果が報告されている。

表 7.1-4　火災被害調査等により確認された火災件数

		総務省消防庁144報	調査等により確認された火災件数				消防本部ヒアリング	備考
				地震火災（非津波）	津波火災（建物）	津波火災（車両）		
青森県	弘前市	2	2	2	0	0	○	調査③
	八戸市	2	9	2	2	5	○	調査③
	大鰐町	1	1	1	0	0	○	調査③
	三戸町	0	1	1	0	0	○	調査③
	田子町	0	1	1	0	0	○	調査③
岩手県	盛岡市	1	1	1	0	0	○	調査③
	宮古市	2	1		1			日本火災学会[7-8)]
	大船渡市	3	3		3			日本火災学会[7-8)]
	久慈市	0	1	0	0	1	○	調査③
	陸前高田市	1	1		1			日本火災学会[7-8)]
	奥州市	7	8	8	0	0	○	調査③
	岩手町	1	1	1	0	0	○	調査③
	大槌町	1	3		3			日本火災学会[7-8)]
	山田町	7	5		5			日本火災学会[7-8)]
	野田村	1	1	0	1	0	○	調査③
宮城県	仙台市	39	25	11	5	9	○	調査①、調査③
	石巻市	23	3		3			調査③、日本火災学会[7-8)]
	気仙沼市	8	4		4			日本火災学会[7-8)]
	名取市	12	1		1			日本火災学会[7-8)]、消防研究センター[7-9)]
	多賀城市	15	1		1			コンビナート施設[7-11)]
	岩沼市	1	1			1		調査①、日本火災学会[7-8)]
	登米市	2	5	5	0	0	○	調査①、調査③
	大崎市	6	1	1	0	0	○	調査③
	亘理町	3	2		2			調査①、日本火災学会[7-8)]
	南三陸町	5	1		1			調査①、日本火災学会[7-8)]
福島県	いわき市	3	1		1			日本火災学会[7-8)]
	相馬市	0	1		1			日本火災学会[7-8)]
茨城県	水戸市	5	5	5	0	0	○	調査④
	日立市	4	4	1	0	3	○	調査④
	結城市	1	1	1	0	0	○	調査④
	北茨城市	3	3	2	0	1	○	調査④
	笠間市	1	3	3	0	0	○	調査④
	ひたちなか市	1	1	1			○	調査④
	鹿嶋市	3	1	1				神栖市との市境の火災[7-12)]
	筑西市	2	2	2	0	0	○	調査④
	桜川市	1	1	1	0	0	○	調査④
	神栖市	3	1	1				鹿嶋市との市境の火災[7-12)]
	城里町	1	2	2	0	0	○	調査④
	東海村	2	2	0	0	2	○	調査④
千葉県	市原市	1	1	1				コンビナート施設[7-13)]
東京都	墨田区	2	1	1				調査②
	江東区	1	1	1				報道等
	練馬区	3	1	1				調査②
	足立区	3	1	1				調査②
計		183	116	59	35	22		

7.2　地震火災（非津波）の発生状況

7.2.1　地震火災（非津波）の特徴

ここでは、地震火災（非津波）（津波浸水範囲以外で発生した火災）について、7.1.3 に示す調査③及び調査④によりこれまでに現地消防本部より情報が得られた火災の発生状況の特徴を示す。

情報が得られた消防本部が管轄する市町村は、表 7.1-4 において「消防本部ヒアリング」欄に「○」を記した市町村であり、地震火災（非津波）の件数は 52 件である。

表 7.2-1 は，地震火災（非津波）の個別の発生状況を示している。

本報告では、ヒアリングを行った消防本部より情報が得られた火災を原則としてすべて取り上げている。これは、現地の消防本部が把握している火災件数には、地震に起因する火災か通常の火災か現時点では判別が付かないものも含まれているためである。そのため実際には地震に起因しないと見られる火災や、復電後の火災、地震後の住民の行動に起因する火災（後述するロウソクやボイラー煙突に関連する火災）なども全て含んでいる。

なお、消防庁被害報の市町村別火災件数と現地消防本部により情報が得られた火災件数は必ずしも一致せず、地震に関連する火災としての算入基準や情報の時点の相違などが考えられる。

（１）発生時刻

火災発生時刻を見ると，本震直後（地震発生から当日 18 時までの間）に 18 件（34.6％）（うち，15 時までが 9 件）の火災が発生している。本震直後以外では，当日から 4 月 15 日までの間で 18 時から 24 時の間に出火が集中しており、11 日 8 件，12 日 8 件，13 日 3 件、14 日 1 件、16 日以降 4 件の計 24 件（46.2％）が発生している。時刻別累積出火件数を見ると、時間帯によって出火件数の大小に違いが見られることを示している（図 7.2-1）。

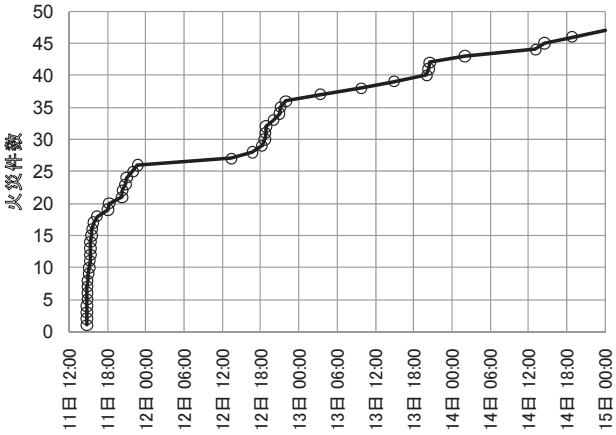


図 7.2-1　出火時刻と累積出火件数

（２）地震直後に発生した火災の出火要因

過去の地震火災では、地震の大きな揺れの直後に、使用していた調理器具や暖房器具を原因とする火災が多数発生している。今回の地震直後に発生した火災の出火要因としては、地震発生時に使用していた電気ストーブや廃油ストーブからの出火がそれぞれ 1 件ずつ確認されている。

また、ガスコンロからの出火が 1 件確認されているものの、これは地震時には使用されておらず、使用中の調理器具からの出火は確認されていない。

その他、地震直後の出火としては、天井器具に関連する出火 3 件（うち 1 件は余震直後）、変電設備の出火 2 件、電気配線に関係する出火 2 件が確認されている。

表 7.2-1　地震火災（非津波）の発生状況

県	月日	出火時刻	出火建物	出火状況※※
青森県	3/11	18～24時	住宅	ロウソク
		18～24時	木造住宅	ロウソク
		18～24時	住宅	ロウソク
	3/12	12～18時	木造住宅	
		18～24時		電気ストーブ（復電後）
		18～24時	木造住宅	ロウソク
	3/14	12～18時	木造建物	電気配線
岩手県	3/11	15時以前	事業所	天井裏電気配線
		15時以前	鉄骨造工場	天井器具落下
		18～24時	牛舎	薪ストーブ転倒
		18～24時	併用住宅	ボイラー煙突接続不良
	3/12	18～24時	住宅	ロウソク
	3/13	0～6時	併用住宅	ロウソク
	3/14	12～18時	鉄骨造作業場	煙突修理溶接火花
		不明	鉄骨造工場	工事用ヒーター（復電後）
	4/7	18～24時	RC造事業所	排気塔のダンパー遮断による排気不良
	4/8	0～6時	鉄骨造事業所	天井器具落下
宮城県	3/11	15時以前	木造住宅	落下物によりガスコンロのスイッチが入る
		15時以前		電気ストーブに可燃物が落下
		15～18時※	共同住宅	
		15～18時※	工場	
		15～18時※	共同住宅	
		15～18時※	RC造事業所	薬品
		15～18時※	事業所	
		15～18時※	工場	
		18～24時※	事業所	
	3/12	18～24時	木造住宅	ロウソク
		18～24時※	RC造共同住宅	（復電後）
	3/13	12～18時※	RC造事業所	電気ストーブ（復電後）
		18～24時※	木造住宅	（復電後）
		18～24時※		
	3/16	18～24時		ロウソク
	4/8	18～24時		ボイラー煙突接続不良
	4/15	18～24時		ボイラー煙突接続不良
茨城県	3/11	15時以前	鉄骨造倉庫	焚き火に燃料漏洩
		15時以前	変電設備	変電設備
		15時以前	木造共同住宅	都市ガス漏洩に引火
		15時以前	鉄骨造作業場	廃油ストーブ転倒
		15時以前	RC造共同住宅	
		15～18時	木造住宅	電気配線
		15～18時	変電設備	変電設備
		15～18時	耐火造	屋上ボイラー設備
		18～24時	木造共同住宅	プロパンガス漏洩に引火
		18～24時	小屋	炭焼き小屋崩壊
	3/12	12～18時	木造事務所	電力積算計（復電後）
		18～24時	住宅	
		18～24時	木造住宅	ロウソク
		18～24時	RC造共同住宅	電気ストーブ（復電後）
	3/13	6～12時	工場	
		18～24時	住宅	灯油
	3/14	0～6時	アパート	
		18～24時	住宅	（復電後）

不明又は未確認のものは空欄としている。
※ 出火時刻情報が得られておらず、覚知時刻で代用した。
※※ 火災建物関係者等へのヒアリング・現場確認に基づく推定を含む。

（３）出火元建物と延焼被害の状況

出火元の建築構造や延焼被害状況については、52 件すべてについて情報が得られた訳ではないが、1 棟のみの火災や多くても数棟の延焼にとどまっている。

図 7.2-2 は、出火建物の用途の割合を図示したものである。住宅からの出火が 24 件と最も多くなっている。出火建物の構造は不明（消防本部から有効な情報が得られていないもの）が多いが、木造が 12 件、RC 造が 7 件、S 造が 6 件となっている（図 7.2-3）。

延焼被害の状況について見てみると、全焼棟数が最も多い火災は 3 棟であり（図 7.2-4）、半焼・部分焼・ぼやを含めても最大 7 棟、大部分は 1 棟のみの焼損となっている（図 7.2-5）。

特に、鉄筋コンクリート造や鉄骨造などの不燃系の建築物の場合は全て 1 棟で収まっている。出火元が木造建築物の場合、周囲に延焼するような距離にある建物が限られていた例もあるが、市街地内で発生した火災で周囲に延焼するような建物が近接していた場合でも小規模の延焼で収まっている。これは地震直後の出火件数が比較的少なかったため、消防活動が有効に機能したことがヒアリング調査によって確認されている。

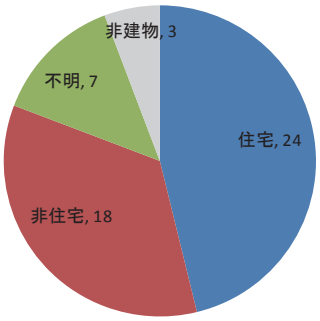


図 7.2-2　出火建物用途

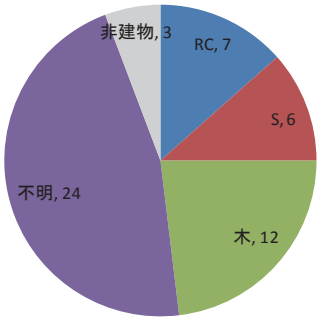


図 7.2-3　出火建物構造

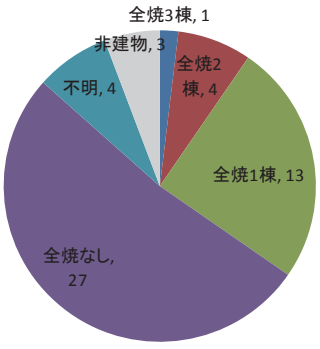


図 7.2-4　全焼棟数

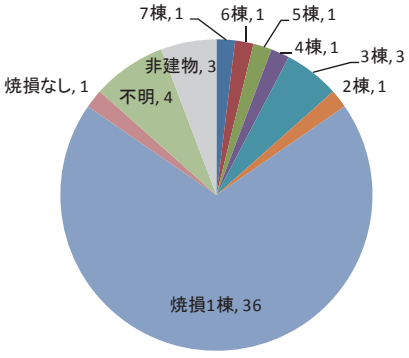


図 7.2-5　焼損棟数

7.2.2　出火原因別の特徴

出火状況としては，ロウソク（9 件)、復電後（8 件)、天井器具（3 件)、ボイラー煙突（3 件）に関係する火災が多く発生している。出火状況別の火災件数が多い上記 4 種の火災について、火災の発生状況を以下に示す。

（１）ロウソクに関係する火災

出火例：停電の最中に灯りをとるために使用したロウソクが何らかの要因で転倒

ロウソクは灯りをとるために使用していて出火したものである。特徴としては、18 時から 24 時の間に住宅で発生しているものが多いことである。地震の後には，停電による暗さ、地震による可燃物の散乱などにより平常時より火災の危険性が高い状況になっていると推測でき、地震後の裸火の使用について注意喚起を徹底することが重要である。

（２）復電後に発生した火災

出火例：電気ストーブのコードが復電後に短絡

復電後に発生した火災は、3 月 12 日の午後以降に発生している。なお、復電後に発生した火災には，「復電後 5 分ほど経過してから出火」など、出火源まで特定されていない火災を含んでいる。復電後の火災は仙台市や水戸市など規模の大きな都市での発生（8 件中 5 件）が目立つ。

（３）天井器具に関係する火災

出火例：事業所において、シンナーがこぼれたところに天井の蛍光灯が落下して引火

天井器具に関係する火災の特徴は、本震の直後又は大きな（震度 6 強）余震の直後に発生していることである。天井器具に関連する火災は、天井材やそれに付属する電気機器が落下や破損することにより発生したものであり、天井材やそれに付属する電気器具の落下防止等の対策が望まれる。

（４）ボイラー煙突に関係する火災

出火例：風呂用のボイラーの煙突の接合部が地震で外れ（又はズレ）たことに気づかずに使用し、周囲に着火

ボイラー煙突に関係する火災は、ロウソク関連の火災と同様に、18 時から 24 時の間に発生している。この時間帯に入浴を行う場合が一般に多いこととの関連が考えられる。煙突の接合部については、地震時の脱落・変形防止対策や地震後の使用開始前に異常がないことの確認等を徹底することが必要である。

7.2.3　代表的な地震火災（非津波）事例

以下では、津波浸水範囲以外で発生した火災に関する現地調査の結果について、個別の火災事例毎に示す。

（１）岩手県奥州市江刺区岩谷堂の事業所火災状況（その１）

3 月 11 日 14:50 出火し、鉄骨 3 階建金属加工工場が 1 棟半焼した。2 階部分が最も激しく焼損している。

出火原因は、シンナーがこぼれたところに、天井の蛍光灯が落下して引火したと見られている。



写真 7.2-1　奥州市江刺区岩谷堂の事業所１の火災

（２）岩手県奥州市江刺区岩谷堂の事業所火災状況（その２）

3 月 14 日に増築工事中の鉄骨平屋建木材加工工場の増築現場から出火し当該建物 1 棟が部分焼したものであるが、出火時刻は不明である。

工事中に液体を入れたバケツにヒーターを入れて加熱していたところ、地震により停電したためそのまま工事を中断した。その後、停電復旧後にヒーターが過熱し出火したものである。



写真 7.2-2　奥州市江刺区岩谷堂の事業所２の火災

（３）岩手県奥州市江刺区岩谷堂の事業所火災状況（その３）

４月７日 23:45 出火し、清掃工場の焼却棟１棟が部分焼した。

４月７日 23:32 に発生した余震の影響で、排気塔のダンパーが遮断したために、稼働中の燃焼炉からの高温の排気ガスが排出されずに屋内に滞留し、天井材に着火したものである。



写真 7.2-3 奥州市江刺区岩谷堂の事業所３の火災

（４）岩手県奥州市胆沢区若柳の住宅火災状況

３月 11 日 22:00 出火し、納屋併用住宅１棟が全焼した。

出火原因は未確定ながら、薪・灯油兼用の風呂用ボイラーのＬ字型の煙突の接続不良により、隙間から火の粉や高温の排気が漏れ、周囲の可燃物に着火したと見られている。

東側（写真手前）の納屋の部分の焼損が激しく、西側ほど残存部分が多くなっている。



写真 7.2-4 奥州市胆沢区若柳の火災

（５）岩手県奥州市水沢区小石田の住宅火災状況

３月 12 日 20:00 出火し、住宅１棟及び非住宅１棟が全焼、３棟部分焼した。

停電のため、灯りを取るためのロウソクの火が何らかの可燃物に接触し、出火したものと見られている。



写真 7.2-5 奥州市水沢区小石田の火災

（６）岩手県奥州市水沢区羽田町の事業所火災状況

3 月 14 日 14:30 出火し、鉄骨平屋建の鋳物（南部鉄器）の着色業作業場 1 棟が部分焼した。

地震により煙突が破損し、その修理のための溶接火花が、煙突内にたまっていたうるしや第２石油類のスラッジ（沈殿物）に着火したものである。



写真 7.2-6 奥州市水沢区羽田町の火災

（７）宮城県仙台市太白区の住宅火災状況

3 月 13 日夜、復電後に裸木造 2 階建て住宅から出火した。出火した住宅の 2 階部分の焼損が激しく、屋根、外壁は燃え抜けている。約 2m 離れた位置にある隣棟の外壁（窯業系サイディング）の表面塗装は焼け、雨樋などは融解して地面に落下している。また、出火した住宅の裏山にある樹木などに延焼した。周辺の住宅が近接していることから、消防活動が行われなければ市街地火災に発展した可能性がある。



写真 7.2-7 仙台市太白区の住宅火災



写真 7.2-8 出火した住宅



写真 7.2-9 裏山



写真 7.2-10 出火した住宅



写真 7.2-11 隣棟外壁

（８）宮城県仙台市青葉区の集合住宅火災状況

3 月 12 日夜、復電後に 17 階建て集合住宅（中廊下型）の 7 階の住戸から出火した。出火時、居住者は不在であったが、上層階の居住者が煙に気付き消防に通報、消防による消火が行われた。出火原因は不明である。開口上部に煤の付着があるが、上階、隣室等への延焼はない。また、住戸出入口、廊下側には煤の付着はみられない。



写真 7.2-12 外観



写真 7.2-13 煤の付着



写真 7.2-14 煤の付着



写真 7.2-15 廊下、出入口

（９）宮城県仙台市青葉区の事業所火災状況（その１）

3 月 11 日の本震直後、8 階建て建築物の 7 階薬品庫から出火した。室内には天井仕上げはなく、排気用の塩ビ管、CV ケーブル・電源ケーブルラック、空調設備等がむき出しの状態であったが、塩ビ管が軟化した状況で残っていることから、盛期火災に至らず燻焼状態が継続したと推定できる。在館者は廊下から小窓を通じて出火を確認したが、余震が継続していたため初期消火を行わず、即時避難した。直近にある外部避難階段へと通じる防火戸は地震後に開放できず、もう一方の階段から地上へ避難した。火災発生初期から消防に通報をしていたが、混乱状況であったため、2 時間近く経過して消防が到着した。室内は大量の煤の発生ですべて真っ黒ではあったが他室への延焼はなく、本格的な消火活動が必要な状況ではなかったと思われる。



写真 7.2-16 外観



写真 7.2-17 火災室



写真 7.2-18 煤の付着



写真 7.2-19 天井配管

（１０）宮城県登米市南方町の住宅火災状況

火災発生は 4 月 15 日 18:25、全焼 3 棟、部分焼 3 棟であった。出火原因は、4 月 7 日の余震により風呂用灯油･薪併用ボイラーの煙突がずれ、接続不良状態で使用したことによって、隙間から出た火の粉や高温の排気が漏れ、周囲の可燃物に着火したと見られている。



写真 7.2-20 登米市南方町の火災

（１１）宮城県大崎市古川福沼の住宅火災状況

火災発生は 3 月 11 日の本震直後で、住宅 1 棟全焼した。出火原因は、茶ダンスがガスコンロ上に倒れて点火スイッチが入ったことによると見られている。

1 階居間（写真 7.2-21 左側）が最も焼損が激しいが、南面開口部はペアガラスの内側の 1 枚のみ割れている。東側は一部開口部の脱落が見られる。周囲の建物への影響は確認できなかった。



写真 7.2-21　大崎市古川福沼の火災

（１２）東京都足立区東伊興の住宅火災状況

震源から離れた東京都内においても 33 件の火災が報告されている。インターネット上に一般住民等から発信された情報を検索し、東京都内の住所が特定できた火災情報に基づいて現場周辺住民へのヒアリング調査を実施した。

3 月 11 日の地震直後に木造モルタル 2 階建て住宅の 2 階部分から出火し、火元建物を含めて 2 棟全焼、隣接する 2 棟と道路（幅員約 4m）を挟んだ 1 棟が焼損した。出火原因は不明である。



写真 7.2-22　火元建物外観（西側）



写真 7.2-23　火元建物外観（東側）
手前更地は類焼（全焼）した建物を撤去した跡地



写真 7.2-24 火元建物の南側の類焼した２棟
（奥：２階ガラス破損（ベニヤ板で補修)、左手前：雨樋の溶融）

7.3　津波火災による被害状況

7.3.1　津波火災の特徴

（１）津波火災の被害概要

津波火災（津波浸水範囲内で発生した火災）に関しては、様々な調査主体による調査が実施されている。調査により何らかの情報が得られている津波火災の一覧を表 7.3-1 に示す。

津波浸水範囲では、複数の連続しない火災跡が距離をおかずに残る地域が多数確認されている。これは、全く異なる出火原因による別火災の可能性もあるが、元々1 つの火元からの火災がガレキに燃え移り、炎上しながら津波により流されて、火元から離れた場所で延焼する場合や、ガレキを媒介として一体となって延焼拡大した後に中間のガレキが流れ去ったり撤去された結果である場合などが推測される。逆に、地理的に連続した１つの火災であっても、複数の火災が延焼した結果として火災領域が合流した場合もあり得る。

津波浸水範囲内の火災は、住民による目撃証言も得られにくく、出火件数、出火原因、延焼範囲等を正確に得ることは困難であるが、これらを明らかにするため、情報の精査を継続的に進めていく必要がある。

現時点では、出火点ごとあるいは延焼範囲ごとの整理は困難であるため、表 7.3-1 では、地域的な塊として火災区域ごとにまとめている。また、津波到達前に発生した火災のように津波に起因しない火災も含まれる可能性があるが、延焼範囲が津波浸水範囲にかかる火災は津波火災として扱っている。

情報が得られていないため、一覧に掲載されていない津波火災も存在する可能性はあるが、ある程度の規模に延焼拡大した火災は捉えていると考えられる。

明らかとなった延焼面積は、全体で 72ha に上り、大火とされる延焼面積が 3.3ha（10,000 坪）を超える火災区域は、宮古市（田老）、山田町（中心部）、大槌町（中心部）、気仙沼市（鹿折地区）、気仙沼市（南西岸部）、石巻市（門脇地区）、名取市（閖上地区）の 7 区域となっている。平成 7 年の阪神・淡路大震災では、約 63ha、延焼面積が 3.3ha を超える火災区域は、今回と同じく 7 区域[7-10]であった。

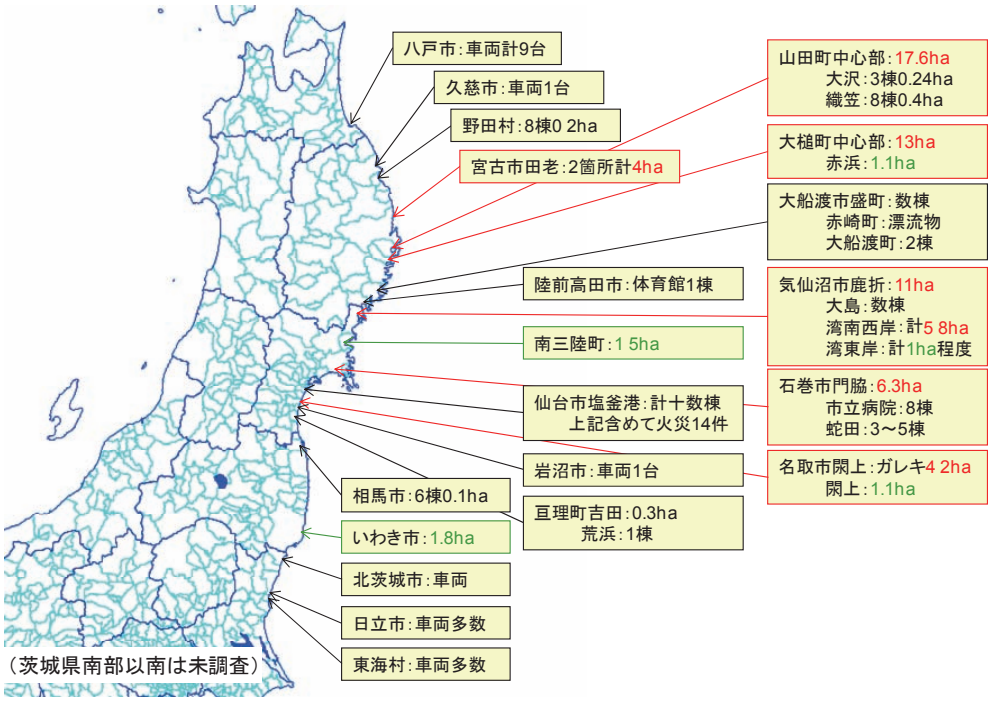


図 7.3-1　津波火災の分布

表 7.3-1　調査により情報が得られている津波火災

県	火災区域名	被害棟数等	延焼面積	出火点数等
青森県	八戸市	車両9台(7カ所所計)	0ha	出火点数7(独立)
岩手県	久慈市	車両1台	0ha	出火点数1
	野田村	8棟	0.2ha	出火点数1
	宮古市(田老)		2カ所計4ha。うち1件は山林へ延焼	出火点数2(独立)
	山田町(大沢地区)	3棟	0.24ha	
	山田町(中心部)		17.6ha	出火点数2(合流)
	山田町(織笠地区)		0.01ha	
	山田町(織笠地区)	住宅8棟	0.4ha	
	山田町(船越田の浜地区)		3カ所計1.6ha。うち1件は山林へ延焼	出火点数3(独立)
	大槌町(中心部)		3カ所計13ha。うち1件は10.8haかつ山林へ延焼	出火点数3(独立)(出火点数12との情報もあり)
	大槌町(赤浜地区)		1.1ha	
	大槌町(安渡地区)			
	大船渡市(盛町中道下)	数棟		
	大船渡市(赤崎町)	漂流物		
	大船渡市(大船渡町砂子前)	2棟		
	陸前高田市(気仙小)	体育館1棟		
宮城県	気仙沼市(鹿折地区)		11ha	
	気仙沼市(大島地区)	数棟＋山林火災		南西岸部から延焼
	気仙沼市(南西岸部)		計5.8ha	出火点数11
	気仙沼市(東岸部)		1ha程度※+山林火災	南西岸部から延焼
	南三陸町志津川新井田		1.5ha	
	石巻市(門脇地区)	200棟程度	6.3ha	4カ所の独立した火炎が確認されているが、全て合流
	石巻市(市立病院周辺)	8棟		
	石巻市(蛇田地区)	3～5棟	0.1ha※	
	多賀城市			製油所1件
	仙台市(塩釜港周辺)	十数棟+車両(9カ所計)		出火点数9(独立)
	仙台市			上記塩釜港周辺を含めて計14件
	名取市(閖上地区)		4.2ha	ガレキが炎上しながら流れ着く
	名取市(閖上地区)		1.1ha	
	岩沼市(空港南地区)	車両1台	0ha	
	亘理町(吉田須賀畑)	3棟	0.3ha※	
	亘理町(荒浜)	1棟		
福島県	相馬市	6棟	0.1ha※	
	いわき市		1.8ha	
茨城県	日立市	車両多数		出火点数3(独立)
	北茨城市	車両		出火点数1
	東海村	車両多数		出火点数2(独立)

情報が得られていない欄は空欄とした。
延焼面積は調査主体により異なる場合には最も大きな値を掲載。
※を付した延焼面積は、調査主体により延焼面積が記載されていない場合に、筆者の地図判読による概数を掲載。

（2）現地消防本部より得られた情報に基づく津波火災の特徴

次に，7.1.3 に示す調査②及び調査④によって現地消防本部より得られた情報に基づいて津波火災の特徴を示す。

津波火災の情報が得られた市町村は、青森県八戸市、岩手県久慈市・野田村、宮城県仙台市、茨城

県日立市・北茨城市・東海村であり、建物火災 8 件及び車両火災 21 件である。

津波火災の出火件数及び出火率は表 7.3-2 の通りとなっている。津波浸水範囲の出火件数密度は、0.36 件/km^2 であり、7.1.2 において目安とした火災件数密度（津波被害のあった市町村の火災がすべて津波浸水範囲で発生したと見なす場合の火災件数密度）0.31 件/km^2 に概ね近い値となる。世帯数[7-3]あたりの出火率では、1 万世帯あたり 12.04 件の火災が確認されている。火災が報告された市町村のみを対象とした集計であることに注意が必要であるが、津波による浸水被害がなく震度 6 強以上を記録した市町村の出火率 0.25 件/1 万世帯と比べると津波による浸水範囲における出火率は極めて高い値になっている。

確認された津波火災 29 件のうち 21 件は車両火災であり，その多くは，津波浸水によって車両の電装部の絶縁不良となり自然に出火したと見られるものである。その他の津波火災の出火要因としては、

・津波により浸水した車を運転しようとしてエンジンをかけた時に車両から出火
・津波により浸水した港湾部に置いていた建設機械から出火
・工場で保管されていた生石灰が津波により海水に浸かったことに伴う反応熱による出火
・津波により海水に浸かった電力積算計が通電時に出火

等が明らかになっている。

表 7.3-2　調査対象市町村における津波火災の出火率[注 7-2)]

	津波火災件数	浸水範囲概況にかかる面積、人口及び世帯			津波火災率		
		面積 [km^2]	人口	世帯数	1km^2 あたり [件/km^2]	10万人 あたり [件/10万人]	1万世帯 あたり [件/1万世帯]
八戸市	7	9	5,229	1,760	0.78	133.87	39.77
久慈市	1	4	7,171	2,553	0.25	13.95	3.92
野田村	1	2	3,177	1,069	0.50	31.48	9.35
仙台市	14	52	29,962	10,385	0.27	46.73	13.48
日立市	3	4	7,211	2,791	0.75	41.60	10.75
北茨城市	1	3	7,212	2,725	0.33	13.87	3.67
ひたちなか市	0	3	5,616	2,049	0.00	0.00	0.00
東海村	2	3	2,172	748	0.67	92.08	26.74
計	29	80	67,750	24,080	0.36	42.80	12.04

7.3.2　津波火災の延焼メカニズム

津波浸水範囲で大規模に延焼拡大した火災の多くは、津波到達範囲の一番奥、すなわち浸水範囲と非浸水範囲の境界付近で確認されている。石巻市以北の大規模延焼火災のほとんどがこれに該当する。その要因としては、急峻な山地が海岸近くまでせまり、僅かな平地に市街地が存在するというリアス式海岸特有の地形が大きく影響している。大規模延焼火災へ進展する過程は概ね次の通りと考えられる。

・津波により倒壊建物や車両がガレキとなって内陸部へ押し込まれる。
・標高が大きく変わる山際部分まで浸水し、先端部分でガレキが堆積する。
・何らかの要因で出火し、堆積したガレキが切れ目無く燃焼拡大する。
・状況により山林火災へ発展する。

仙台市以南の例えば名取市閖上地区などでは、平地が内陸奥部まで続くため、山際でガレキが堆積する状況ではなかったが、内陸へ進むにつれ津波の勢いが衰えたところでガレキが堆積し、上記と同様に延焼拡大したケースが見られている[7-9]。

もう一つの典型的な延焼火災としては、海岸近くの工場・倉庫群の集団火災が確認されている。これらの建築物は比較的堅牢であり、津波被災後も自立していたが、そこへ何らかの要因で出火したガレキあるいは車両が漂着、滞留して付近の建築物群に延焼したという証言が得られている。

気仙沼湾では、海上を可燃物が燃焼しながら漂流し、対岸の火災の原因となったという証言も得られており[7-8),7-9)]、これら漂流物が延焼を助長する要因となり得ることを示唆している。

また、津波浸水範囲では、車両火災が多く発生していることは先に触れたが、日立市や東海村では、輸出のために港のヤードに整列されていた多数の乗用車に集団火災が生じている。

7.3.3　代表的な津波火災事例

（１）岩手県野田村の火災状況

岩手県九戸郡野田村で3月11日15時56分ごろに発生し,約0.2haが焼損した津波火災について、現地消防本部より得られた情報・資料及び現地調査に基づいて火災の状況を紹介する。

写真7.3-1，7.3-2及び図7.3-1に火災現場周辺の状況を示す。

現場は２階建て集合住宅１棟と住宅、食堂、倉庫等からなる８棟の建築物群である。本震後、南東方向からの津波により内陸側（南東から北西方向）に自動車や建築物が流されたと言われており、一部は図7.3-1の断面図に示す三陸鉄道北リアス線の軌道敷にも落下した。

津波到達後しばらくして、三陸鉄道北リアス線の軌道敷に落下せずにその手前に堆積した瓦礫や車両等が炎上し、翌日まで燃焼が継続した。

ただし、出火点や延焼経路，出火原因は特定されていない。



写真 7.3-1　岩手県野田村周辺の震災後の空中写真



図 7.3-2　岩手県野田村の津波火災現場周辺図
（写真 7.3-1 の白枠内）



写真 7.3-2　火災現場全景
（火災現場東側の駐車場より撮影（4 月 26 日））

この火災に関しては、岩手県久慈広域連合消防本部野田分署を通じて野田村職員が撮影した写真及びビデオ映像の提供を受けた。撮影位置は，写真 7.3-1 の〇で囲った公園の高台であり、ほぼ定点から撮影されている。デジタルカメラで記録された撮影日時に基づくと、時間的な経過は次のようになる。

15:32（写真 7.3-3）　津波第一波到達。写真 7.3-3 の右下には建築物が写っている。建築物の高さを遙かに超える津波が到達したことがわかる。

15:46（写真 7.3-4）　煙等は確認できない。このとき、北側（写真右側）の 2 棟程度は自立していることが確認でき、地震動及び津波では，完全に破壊されるまでは至っていないと見られる。

15:56（写真 7.3-5）　炎上が確認できる。南側部分（写真左側）が最初に炎上している。煙は北から南へ流れていることから北寄りの風であるが、風速はそれほど大きくないと見られる。

16:42（写真 7.3-6）　激しく炎上。北側へ徐々に延焼が進んでいる。煙の流れる方向は写真 7.3-5 とほぼ同じである。

その後 17:12 までに一番北側建物まで延焼した。翌 10:34 には煙が確認できるが火炎は確認できない状態であり自然鎮火に近い状態と見られる。



写真 7.3-3　津波第一波（3/11 15:32*）
（野田村役場撮影）



写真 7.3-4　出火直前（3/11 15:46*）
（野田村役場撮影）



写真 7.3-5　出火直後（3/11 15:56*）
（野田村役場撮影）



写真 7.3-6　火災盛期（3/11 16:42*）
（野田村役場撮影）
（*時刻は，デジタルカメラの画像データによる）

（２）宮城県石巻市門脇地区の火災状況

宮城県石巻市門脇町４丁目及び５丁目において発生した火災について、市街地火災による被害状況の確認及び延焼範囲の特定、門脇小学校の被害状況及び延焼経路の確認等を行った。

東西 780m、南北 100m の扁平な領域約 6.3ha に燃焼の痕が見られた。延焼範囲の北側は高台になっており、延焼及び津波被害を免れている。写真 7.3-7、写真 7.3-8 に見られるように延焼範囲の南側の市街地は住宅地であったが、津波による流失のため低層住宅はほとんど残っておらず、延焼範囲西側の延焼を免れた地域に見られるように、一部が瓦礫となって高台の周辺に堆積したと見られる。この堆積物が何らかの要因で出火し、広範囲に延焼拡大した。

延焼範囲の東端には、門脇小学校（写真 7.3-8 の円内）（写真 7.3-9）があり、周囲の火災により延焼した。校舎正面の校庭に流されてきた自動車やがれき等が校舎前に集積し、それらが炎上した結果、校舎の開口部を通じて校舎内に延焼して最上階の 3 階まで焼損したことが現地調査で確認された。

校舎西側は、1 階及び 2 階の外壁、1 階西側出入り口付近の内部に煤の付着、カーテンの溶融がみられ、火熱を受けたことを示しているが、校舎内部の焼損は 3 階のみである。校舎東側は、1 階は東側の数室が焼損しているが燃え止まっている。校舎中央にある階段室の 1 階及び 2 階には焼損が認められず、階段を経由した延焼は無かったと見られる。3 階は東側、西側、中央部が全体的に焼損している。



写真 7.3-7　石巻市門脇地区火災範囲

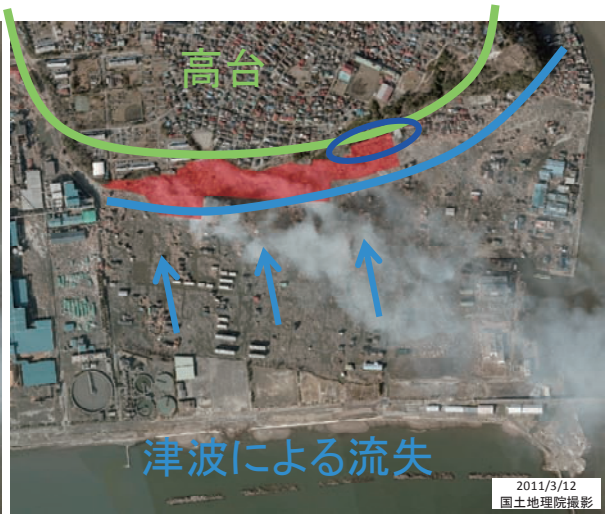


写真 7.3-8　石巻市門脇地区火災範囲の地形と津波被害



写真 7.3-9　門脇小学校（左から、校舎西側、校舎中央、校舎東側）

日本火災学会の調査によると、石巻市門脇地区では、地震後に門脇小学校に周辺住民が避難していたが、その後の津波により自動車や家屋のガレキ等が炎上しながら校舎に押し寄せたため、校舎の背後にある高台にさらに避難している。

（３）宮城県亘理町吉田浜の火災状況（東京理科大 GCOE と共同で調査実施）

吉田浜の火災現場は海に近く、津波により多くの住宅が流出している地域である。

地震当日に出火し、住宅３戸が延焼した。流されてきた自動車からの出火が疑われている。

火災現場は古くからの集落にあり、周囲にも多くの住宅が建っていたと思われるが、写真 7.3.-11 に見られるようにほとんどが壊れたり、流出したりしている。塗りつぶした範囲が火災の延焼範囲であるが、流れてきたガレキがかろうじて建っていた住宅の周辺に集積していたと考えられる。同じく流されてきた自動車から出火した火がガレキなどに燃え移り延焼したが、周囲の水がそれ以上の延焼を防いだと考えられる。



写真 7.3-10　亘理町吉田浜の火災



写真 7.3-11　亘理町吉田浜の延焼範囲

（４）宮城県仙台市塩釜港北側の倉庫地区の火災状況（東京理科大 GCOE と共同で調査実施）

駐車場にとめられていた数百台の自動車が、津波により建物側に流されて集積したところから出火したものと考えられる。自動車の出火原因は不明であるが、海水による電気系統の問題や、車同士が津波の衝撃で激しく衝突したことでガソリンタンクが損傷したことなどが疑われる。
建物の屋内には延焼がなく、外壁のみが焼損している。



写真 7.3-12　仙台塩釜港北側の駐車場１の火災

7.4　地震動による防火対策・設備の被害

7.4.1　防火区画・防火設備の被害

建築物の構造体には大きな被害が見られない場合でも、防火区画を構成する壁が破損したり、防火戸が枠から外れた例などが報告されている。ここでは日本火災学会の報告書[7-8)]からいくつかの被害事例について紹介する。

防火区画をケーブルが貫通する部分では、壁に開いた穴とケーブルとの隙間に耐火性能を有する充填材で埋める防火措置がされていたが、地震のために充填材が外れて、隙間が生じている。

また、日本建築学会が行った新宿駅西口地区の超高層建築物を対象にした被害調査[7-14)]では、8 棟の建築物のうち 2 棟に防火戸の開閉障害の被害があったと報告されている。常時閉鎖型の防火戸の中には、写真 7.4-2 に示すようにヒンジから脱落したものが報告されている。

防火シャッターについても、地震のためにシャッターが降下したり、ガイドレールが変形して閉鎖障害が発生したり、構成部材が落下する等の被害が報告されている。



写真 7.4-1　防火区画貫通部の損傷[7-8)]



写真 7.4-2　枠から外れた防火戸[7-8)]



写真 7.4-3　落下した防火シャッター[7-8)]

7.4.2 消防用設備の被害

（財）日本消火装置工業会は会員各社に対して消火設備に関する被害状況の調査[7-15)]を行い、その結果を公表している。被害は北海道から静岡県まで広範囲に渡っている。特に被害の多いのは宮城県であるが、福島県、茨城県、そして東京都もほぼ同じ数の設備に被害が発生している。

被害のあった設備としては、スプリンクラー設備が過半を占めている。被害の部位は、スプリンクラーのヘッドと配管に集中している。スプリンクラーヘッドの破損は、地震によるヘッドの先端部と天井ボードとの接触が原因と推定される。地震対策として、巻き出しにフレキ管の使用は効果があると考えられている。しかし、フレキ管を使用する全体量が増えてきたため、被害報告の件数は少なくない。

表 7.4-1 被害報告のあった物件数と設備数[7-15)]

都道府県	物件数	スプリンクラー設備	泡消火設備	屋内消火栓設備	連結送水管	その他	合計
北海道	1					1	1
岩手県	5	3	2			2	7
宮城県	74	50	14	4	1	18	87
山形県	1		1				1
福島県	10	10	9			6	25
茨城県	26	20	4			2	26
栃木県	2		2				2
群馬県	2		2				2
埼玉県	8	4	1	1		2	8
千葉県	14	10	4			3	17
東京都	25	20	3			2	25
神奈川県	9	4	5				9
静岡県	1	1	1				2
合計	187	122	48	5	1	36	212

表 7.4-2 スプリンクラー設備の被害内容[7-15)]

被害部位	被害内容		設置年					計
			-1980	1981-1990	1991-2000	2001-2011	不明	
SPヘッド	フレキ巻き出し	ヘッド破損			6	17	11	34
		ヘッド移動		1		2		3
		その他		1	3	5		9
	鋼管巻き出し	ヘッド破損	1	1	4	3	12	21
		ヘッド移動	1				1	2
		その他					1	1
	巻き出し方法不明	ヘッド破損				1	26	27
		ヘッド移動					3	3
		その他					2	2

7.5 まとめ

東北地方太平洋沖地震により発生した火災の出火率を求め、過去の震度 7 を記録した地震時と比較した。震度が大きい地域ほど出火率が高くなり、特に震度 6 弱以上の地域で出火率が急に大きくなる傾向が見られた。津波被害のあった市町村を除くと中越地震時の 1/4 程度、阪神淡路大震災時の 1/12 程度であった。

津波浸水範囲では大規模に延焼する火災が発生し、3.3ha 以上の延焼面積となった火災区域は 7 区域であり、最も大きな火災区域では 17.6ha に達した。大規模延焼が発生した火災区域では、津波により流された倒壊家屋や車両等が延焼を媒介している。

今回発生した火災の実態をより詳しく把握するため、消防本部へのヒアリング調査を実施した。発生したすべての火災の実態を把握するにはさらに調査を進める必要があるが、これまでに得られた情報によれば、以下のようになる。

地震火災（非津波）の特徴としては、

・本震直後（3 月 11 日 14:46 から同日 18 時）に火災が多数発生した
・本震直後を除けば、本震当日および翌日の 18 時から 24 時の時間帯に火災の発生が集中した
・消防活動は概ね有効に機能し、全ての火災は火元の 1 棟から数棟程度の延焼で収まった
・地震による直接の影響よりも、復電や地震後の住民の行動が出火原因となった火災が多い

等が明らかとなった。

津波火災の特徴としては、

・津波火災の出火率は 12.04 件/1 万世帯であり、地震火災（非津波）の出火率より極めて高い
・津波で浸水した車両等の出火が多い

等が明らかとなった。

今後の被害軽減に向けた課題としては、次の点が挙げられる。

・今回の地震における出火率は、過去の地震と比べて小さい値となった。出火率は、地震が発生した時刻や季節、地域により影響を受けると考えられているが、復電時の出火防止対策など、具体的にどのような防火対策が有効に機能したのかを分析し、今後、一層普及させることが必要である。
・また、地震に直接起因しないが、地震後の住民の行動において、多くの火災被害が発生していることから、地震後の防火対策の検討、出火危険のある部位や設備等のチェックマニュアルなどの整備が望まれる。
・建築物の構造体には大きな被害が見られない場合でも、防火区画・防火設備や消防用設備に大きな被害が発生している場合があった。被害の実態を把握するとともに、地震後にも有効に機能することが期待される場合には、適切な耐震対策が必要である。
・津波浸水範囲では高い頻度で火災が発生しており、津波火災の発生機構については更に詳細な検討が必要であるとともに、被害を軽減する対策の検討が必要である。

　例えば、津波から避難した先の建築物において漂流物の衝突等により火災が発生し、再避難の必要が生じた事例があった。津波浸水範囲に含まれることが予想される津波避難ビル等の避難安全上重要な施設は、周囲で火災が発生する可能性があることを考慮する必要がある。津波避難ビルの選定においては、こうしたことにも配慮が必要であると考えられる。

注 7-1）震度ごとの出火率は，気象庁[7-2)]による震度の記録がある全ての市町村を対象として震度別合計火災件数を震度別総世帯数[7-4)]で除して求めた。中越地震の出火率に関しては、文献 7-5)を元に算定。

注 7-2）津波浸水範囲概況にかかる人口及び世帯[7-7)]は，「浸水範囲に該当する国勢調査の基本単位区（一部浸水範囲にかかるものも含む）の人口・世帯数を合計した数値」とされており，浸水範囲より広い範囲を合計していることから，世帯数が過大（出火率は過小）となっている可能性がある。

参考文献

7-1）総務省消防庁災害対策本部：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）について（第 144 報），2012.2.14.

7-2）気象庁：「平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震」により各地で観測された震度等について（第３報），2011.6.23.

7-3）国土地理院：津波による浸水範囲の面積（概略値）について（第５報），2011.4.18.

7-4）総務省統計局：平成 22 年国勢調査，2011.10.26

7-5）岩見達也，萩原一郎，成瀬友宏，伊藤彩子：2004 年新潟県中越地震時の出火状況，日本火災学会研究発表会概要集，pp340-343，2005.5

7-6）関澤愛：東日本大震災における地震火災の全体像と注目すべき特徴，東日本大震災の津波と火災現地調査報告会，東京理科大学グローバル COE プログラム，2011.5.12

7-7）総務省統計局：浸水範囲概況にかかる人口・世帯数（平成 22 年国勢調査人口速報集計による），2011.4.25

7-8）日本火災学会東日本大震災調査委員会：東日本大震災火災等調査報告書（速報版）2011.11

7-9）消防庁消防大学校消防研究センター：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震の被害及び消防活動に関する調査報告書（第 1 報），2011.12

7-10）建設省建築研究所：平成７年兵庫県南部地震被害調査中間報告書，1995.8

7-11）JX 日鉱日石エネルギー：【重要】東北地方太平洋沖地震による仙台製油所での火災について（第４報），2011.3.15，http://www.noe.jx-group.co.jp/newsrelease/2010/20110315_02_0944355.html

7-12）住友金属工業株式会社：東日本大震災による被害額の概算に関するお知らせ，2011.4.14，http://www.sumitomometals.co.jp/press/2011/pdf/110414-01_j.pdf

7-13）コスモ石油：千葉製油所火災爆発事故の概要・事故原因及び再発防止策等について，2011.8.2，http://www.cosmo-oil.co.jp/press/p_110802/index.html

7-14）日本建築学会：2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，2011.7

7-15）日本消火設備装置工業会：東日本大震災（2011 年 3 月）における消火設備の被害状況調査結果速報，2011.6

第 8 章 住宅再建・地域復興への動向

東日本大震災では、津波による広範囲の市街地被害が発生し、また多くの住宅が全半壊した。本章では、被災者の避難から仮住居、本格再建に至る過程を住宅再建プロセスとして捉え、各段階における状況と対応策について概括した。また、被災市街地における建築制限、計画策定、復興事業実施の過程を地域復興プロセスとして捉え、同様に概括した。調査方法としては、官公庁等の資料を中心に整理分析し、一部については官公庁等へのヒアリングによって補った。なお、調査の取りまとめ時点（特記しない限り平成 24 年(2012 年)1 月末）では、住宅の本格再建及び市街地復興事業に着手されたケースはまだ少数であることから、その前段階までの分析を中心としている。

8.1 避難者数とライフラインの復旧状況

(1) 避難者数

岩手県、宮城県、福島県における県全体、及び内陸・沿岸市町村別の避難者数を図 8.1-1～3 に示す。いずれの県においても、避難者の多くは沿岸市町村に存在している。

岩手県での最大避難者数は約 54,400 人（3 月 13 日、県人口の約 4.1%）であり、10 月 7 日には避難が解消した。沿岸・内陸別では、沿岸市町村の最大避難者数は約 48,600 人(当該市町村人口の約 17.7%）である一方、内陸市町村では約 10,800 人（同約 1.0%）である。

宮城県での最大避難者数は約 320,900 人（3 月 14 日、県人口の約 13.7%）である。このうち約 10 万人は仙台市での避難者であるが、その後仙台市での避難者数は急激に減少し、3 月下旬以降は仙台市以外の避難者が大勢となっている。宮城県全体としては、平成 24 年 1 月 4 日には避難が解消した。沿岸市町村（仙台市を含む）の最大避難者数は約 296,700 人（当該市町村人口の約 17.4%）、内陸市町村では約 30,900 人（同約 4.8%）である。

福島県での最大避難者数は約 132,500 人（3 月 13 日、県人口の約 6.5%）であるが、原発事故に伴う避難への影響で平成24年1月に入っても県内の避難者数は 3 万人を超えており、さらに県外避難を含めると依然として 9 万人以上の避難者が存在している。沿岸市町村の最大避難者数は約96,900 人(当該市町村人口の約 18.4%)、

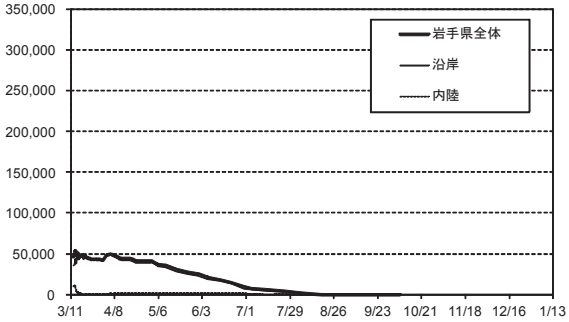


図 8.1-1 避難者数の推移（岩手県）

注:岩手県公表資料「避難場所等一覧」より作成

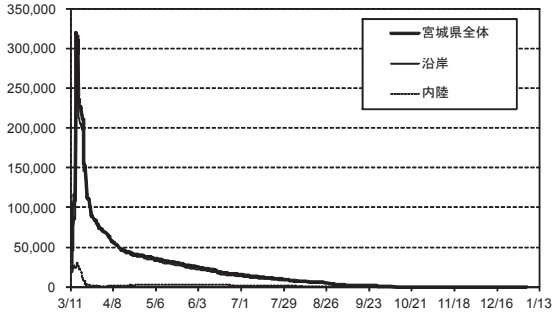


図 8.1-2 避難者数の推移（宮城県）

注:宮城県公表資料「東日本大震災における被害等状況」より作成

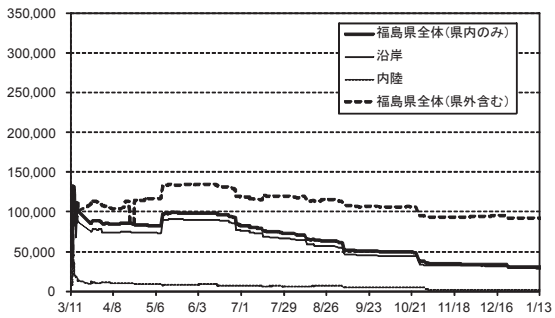


図 8.1-3 避難者数の推移（福島県）

注:福島県公表資料「平成23年東北地方太平洋沖地震による被害状況即報」より作成

内陸市町村では約 39,900 人（同約 2.7%）である。

(2) 電力の回復状況

岩手県、宮城県、福島県における県全体の停電戸数を図 8.1-4 に示す。最大停電戸数は、岩手県で約 80 万戸、宮城県で約 140 万戸、福島県で約 30 万戸である。

岩手県では地震発生から 2 日以内で 60%強、3 日以内で 80%強の停電が解消し、最終的に停電が解消したのは 6 月上旬である。

宮城県では地震発生後 2 日以内に解消したのは 15%程度、3 日以内で 40%強程度である。一週間以内での解消は 80%以上となり、最終的に停電が解消したのは 6 月中旬である。

福島県では地震発生後 1 日以内に 40%強、2 日以内までに 65%強が解消している。3 日以内には約 85%が解消し、その後ペースは落ちるものの、4 月下旬までには解消している。

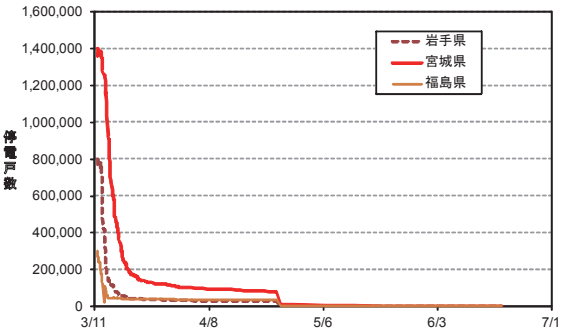


図 8.1-4　停電戸数の推移

注:東北電力公表資料「地震発生による停電等の影響について」より作成

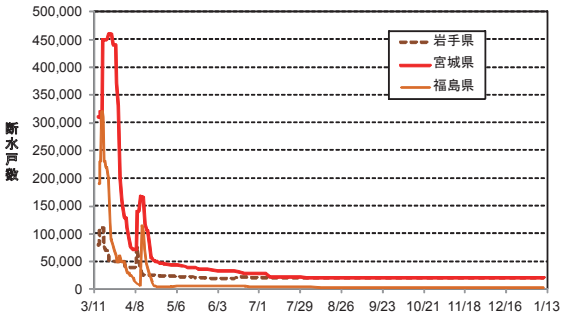


図 8.1-5　断水戸数の推移

注:厚生労働省公表資料「平成23年(2011)年東北地方太平洋沖地震の被害状況及び対応について」より作成

(3) 上水道の回復状況

岩手県、宮城県、福島県における県全体の断水戸数を図 8.1-5 に示す。最大断水戸数は岩手県で約 11 万戸、宮城県で約 46 万戸、福島県で約 32 万戸である。復旧工事が進み徐々に断水戸数が減少するものの、4 月 7 日に発生した地震で断水戸数が一時的に増加している。

図からは平成 24 年 1 月に入っても断水が解消していないように見受けられるが、これは津波による家屋等流出地域を含むためである。家屋等流出地域を除外した場合、岩手県では 7 月中旬までに、宮城県及び福島県では 9 月上旬までに断水が解消している。

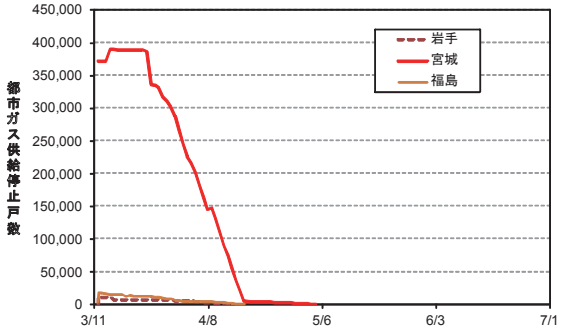


図 8.1-6　都市ガス供給停止戸数の推移

注:社団法人日本ガス協会公表資料「東北地方太平洋沖地震による都市ガス供給の停止状況について」より作成

(4) 都市ガスの回復状況

ガス供給のうち、管路等の被害により供給が停止した都市ガスについて。岩手県、宮城県、福島県における県全体の供給停止戸数を図 8.1-6 に示す。最大供給停止戸数は岩手県で約 1 万戸、宮城県で約 39 万戸、福島県で約 1 万 8 千戸であり、県によって若干異なるものの、地震発生から 2～3 日後が最大の供給停止戸数となっている。これは一部各都市ガス事業者からの報告が初期段階では無かったため、現実には地震直後に最大の供給停止戸数が発生している可能性がある。また、都市ガスの契約

者は需要家メーター取付数が岩手県で約 7 万 1 千個、宮城県で 39 万 8 千個、福島県で 14 万 6 千個である[8-1]ことから、宮城県では一時的にほぼ全域的にガス供給が停止したことが分かる。

岩手県及び福島県では徐々に回復して 4 月中旬までに回復している。一方の宮城県は供給停止戸数が多いためか初期段階では復旧が進まない。3 月下旬から復旧のペースが上がって 4 月中旬までに多くが復旧したものの、最終的に復旧したのは 5 月上旬までであり、概ね 2 ヶ月を要している。

(5) ライフラインの復旧と避難者数の関係

平成 16 年（2004 年）の新潟県中越地震においては、全体としてライフラインの復旧と並行して避難者が減少していく傾向が見られた[8-2]。

しかしながら、今回の地震の場合、岩手県及び福島県においてはライフラインの復旧と避難生活の解消の間に明確な関係を読み取ることが出来なかった。宮城県においてもほぼ同様であり、宮城県の推定避難世帯数とライフライン復旧状況を示した図 8.1-7 を見ると、3 月中下旬には停電の解消が進むのと並行して避難世帯数が減少しているものの、3 月下旬以降、上水道及び都市ガスが順次復旧されているのに対し、避難世帯数はほとんど減少していないことが分かる。

この要因として、今回の地震では多数の住宅が被害を受けており、ライフラインが復旧しても自宅に戻ることが出来ない状況にあったこと等が考えられる。そこで、避難所生活解消の受け皿となる応急仮設住宅等の供給が、避難世帯数の減少にどのように影響したのかを明らかにすることとした。

(6) 応急仮設住宅等の建設・入居戸数

岩手県、宮城県、福島県における応急仮設住宅の建設戸数及び借上げ仮設住宅等への入居戸数の推移を図 8.1-8～10 に示す。最初の応急仮設住宅は地震後 3 週間で完成し、その

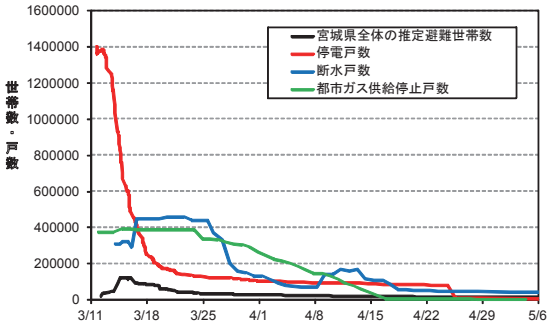


図 8.1-7　推定避難世帯数とライフライン復旧状況の関係(宮城県)

注:推定避難世帯数は、避難者数を平成22年国勢調査時の各県における平均世帯人数で除したもの

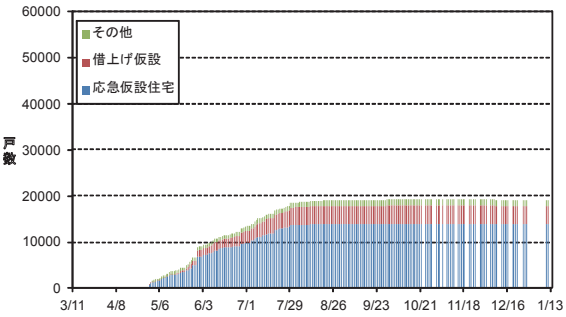


図 8.1-8　応急仮設住宅等の供給戸数の推移(岩手県)

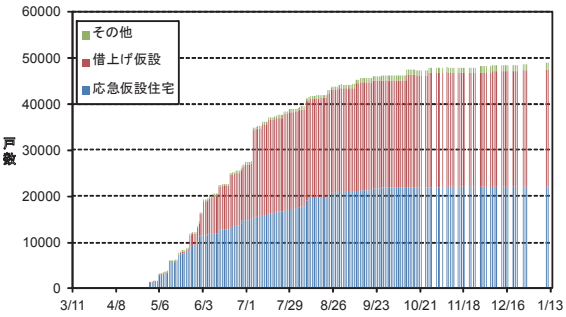


図 8.1-9　応急仮設住宅等の供給戸数の推移(宮城県)

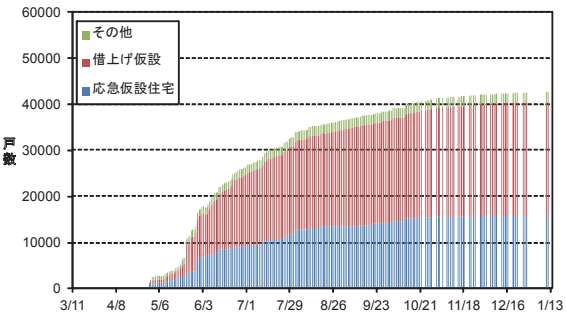


図 8.1-10　応急仮設住宅等の供給戸数の推移(福島県)

注1:図8.1.1-8～10は国土交通省及び厚生労働省資料より作成

注2:応急仮設住宅は建設戸数、借上げ仮設住宅は入居戸数。その他は、公営住宅、国家公務員宿舎、地方公務員宿舎、雇用促進住宅への入居戸数の合計である。

後 4 月下旬から急速に完成戸数が増加している。県別に見ると、岩手県で必要戸数の半数が完成したのが 6 月上旬、8 割が完成したのが 7 月中旬である。福島県で必要戸数の半数が完成したのが 6 月中旬、8 割が完成したのが 8 月中旬である。宮城県では必要戸数の半数が完成したのが 5 月下旬、8 割が完成したのが 8 月上旬となっている。

また、今回の地震では公営住宅等への入居も進められるとともに、民間賃貸住宅の借上げによる仮設住宅が積極的に活用された。岩手県では借上げ仮設住宅等の割合が応急仮設住宅建設戸数に対して少ないのに対して、宮城県及び福島県では全体の半数近くが借上げ仮設住宅等による供給である。

これら全体の供給戸数は平成 24 年 1 月上旬で、岩手県では約 1 万 8 千戸、宮城県では約 4 万 8 千戸、福島県では約 4 万戸に及ぶ。

(7) 応急仮設住宅等と推定避難世帯数の関係

次に、応急仮設住宅等（応急仮設住宅、借上げ仮設住宅、公営住宅等）への入居戸数の推移と、推定した避難世帯数との関係を、県別に見たものが図 8.1-11～13 である。

岩手県では応急仮設住宅等への入居ペースと避難世帯数の減少ペースが概ね一致している。すなわち、応急仮設住宅等への入居が開始される直前（4 月下旬）の避難世帯数 1 万 5 千世帯は、ほぼ 9 月以降の応急仮設住宅等の最終的な入居戸数に近い。これは、避難世帯が順次、応急仮設住宅等に入居したものと伺える。

宮城県及び福島県においても応急仮設住宅等への入居増に伴って避難世帯数が減少するが、宮城県では応急仮設住宅等への入居開始直前(4 月下旬）の避難世帯数 1 万 5 千世帯に対し、7 月以降の応急仮設住宅等の入居戸数がこれを大幅に上回り、最終的にその約 3 倍に達する。

福島県では 6 月下旬までは応急仮設住宅等への入居が進んでも避難世帯数がほとんど減少せず、平成 24 年 1 月上旬に、入居開始後で最大の避難世帯数 3 万 5 千世帯（5 月中旬～6 月上旬）と同程度の入居世帯数となるが、なお 1 万程度の避難世帯数が存在する。これは、原発事故に伴う避難が影響していると考えられる。

以上にように、応急仮設住宅等のへ入居と避難世帯数の減少には、明瞭な関係が見られる。ただし、入居開始時点の避難世帯数をその後の入居戸数が上回るなど、完全に説明しきれない点もあることに注意を要する。

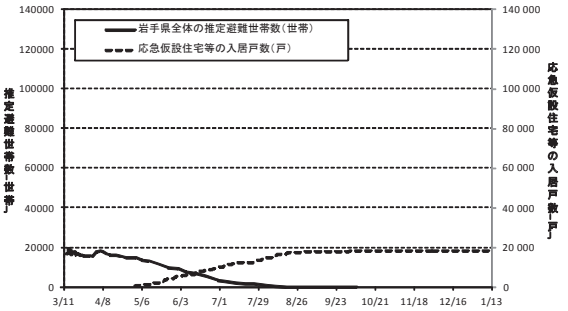


図 8.1-11　応急仮設住宅等への入居状況と推定避難世帯数の関係（岩手県）

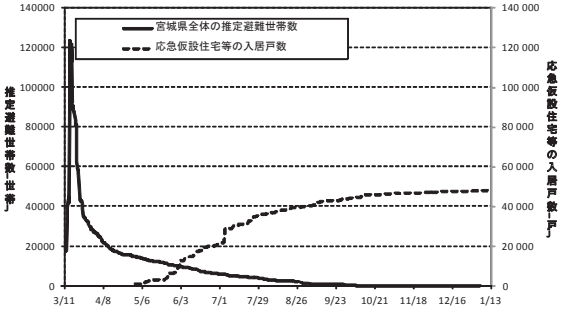


図 8.1-12　応急仮設住宅等への入居状況と推定避難世帯数の関係（宮城県）

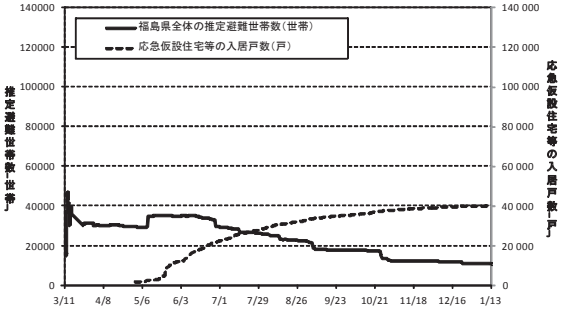


図 8.1-13　応急仮設住宅等への入居状況と推定避難世帯数の関係（福島県）

注:図8.1.1-11～13における推定避難世帯数は、避難者数を平成22年国勢調査時の各県における平均世帯人数で除したもの

8.2　応急仮設住宅等の供給

（１）供給の概要と特徴

東日本大震災では、被災者のための応急的な住宅の確保として、被災地での応急仮設住宅の建設、全国の公営住宅等の提供のほか、被災地及び全国での民間賃貸住宅の借り上げなど、様々な形の供給が行われていることが特徴である。供給の全体像を概略的に整理したものを図 8.2-1 に示す。

新規に建設される応急仮設住宅は、従来の震災では(社)プレハブ建築協会の規格建築部会の会員各社（主にプレハブメーカー）による供給が中心であったが、今回は必要となる戸数が膨大であったため、国土交通省の協力要請を受ける形で、これに加えて(社)プレハブ建築協会の住宅部会の会員各社（主にハウスメーカー）及び(社)住宅生産団体連合会傘下の関連協会（(社)日本ツーバイフォー建築協会、(社)日本木造住宅産業協会等）の会員各社による供給が行われている。また、岩手・宮城・福島の被災３県では、より迅速な供給の推進と、地域の資源を活用し雇用を創出する意味から、各県が応急仮設住宅の建設事業者を公募、提出された提案を評価するなどして事業者を選定し、建設工事を発注する対応を行っており、その結果として、地元産材等を活用した木造の提案が多く実現している。このほか、沿岸部で建設用地の確保が難しいことや原発事故による避難に伴い、元の市町村の外に応急仮設住宅を建設して移転する対応もなされている。

公営住宅等の提供では、公営住宅、住宅供給公社住宅、ＵＲ賃貸住宅のほか、国家公務員宿舎や雇用促進住宅等の空室の情報が、被災県内及び全国で集められた。これらの入居可能な住宅の情報は、各都道府県による公開・募集のほか、国土交通省が設置した「被災者向け公営住宅等情報センター」[注1)]を通じた一元的提供もなされ、希望する被災者の申込を受けて入居が決定する手順となっている。

既存の民間賃貸住宅を借り上げて応急仮設住宅として取り扱う対応（借り上げ仮設住宅、またはみなし仮設住宅と称される）もなされている。被災県が協定を結ぶ不動産業界団体から提供された空室情報を被災者に提供して、希望する物件への入居申込を受けて借り上げを行うという従来からのやり方に加えて、被災者自らが探して入居を決めたあるいは契約を結んだ物件について、県が新規に借り上げる、あるいは県が借り上げる契約へと置き換える対応が、今回初めて実施されている。また、被災した県内だけでなく、広域的に避難した他都道府県においても民間賃貸住宅を借り上げて応急仮設住宅として扱う対応が広く行われているのも、今回の大きな特徴である。

このように様々な主体の協力・連携によって、これまでになかったやり方も含めた多様な形の応急的な住まいが、被災県のみならず全国的に供給されており、その総数は約 13 万 7 千戸にもなる。

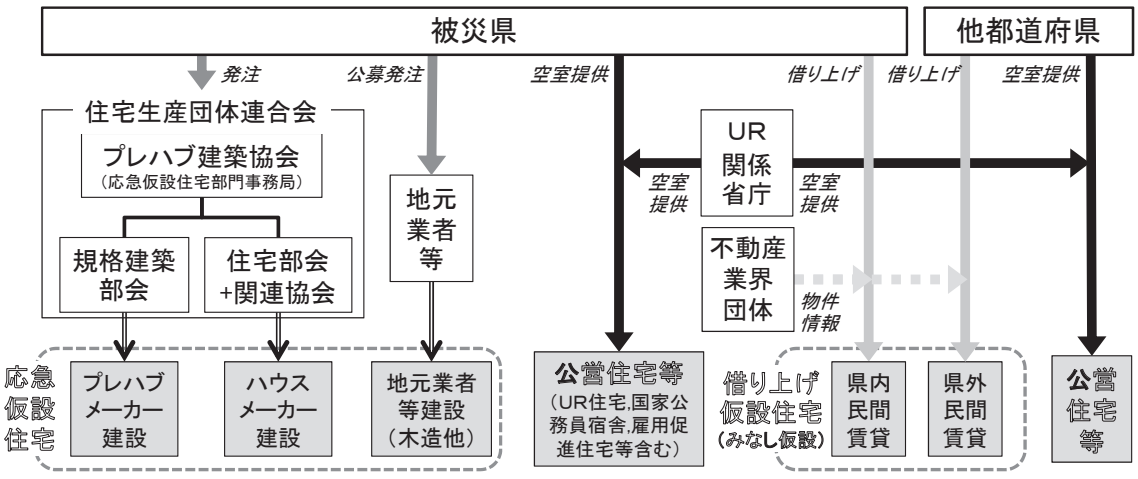


図 8.2-1　応急仮設住宅等の供給のフレーム

（２）地元業者等が建設する応急仮設住宅

供給の促進と地域資源の活用を目的とした、各県による地元業者等の公募・選定で応急仮設住宅が建設されたことは、今回の供給での大きな特徴である。公募及び建設の概要は表 8.2-1 の通りである。

公募に関して、岩手県と福島県では、応募事業者の資格要件を確認した後、施工能力や提案された設計等の内容、地域資源の活用などを総合的に審査して、評価の高い者から順に募集供給戸数を確保出来る分の事業者を選んでいる。この結果、岩手県では 21 事業者（供給可能戸数計 2,494 戸分）、福島県では１次２次合わせて延べ 27 事業者（依頼予定戸数計 6,000 戸分）が選定された。審査基準として「地域貢献等」（岩手）「県産材の活用状況」（福島）等の規定があることから、岩手は 17 事業者、福島１次募集は 11 事業者が木造の提案で、工法は在来軸組を中心に枠組壁や丸太組なども含まれる。

宮城県では、「提案に係る事前整理受付」として、応募 156 件のうち要件に適合する事業者及び提案 77 件をリストに登載し、リストを県が応急仮設住宅の供与事務を委任した市町村に提供する方法をとっている。この手順で３町（山元町、南三陸町、女川町）がリストを活用した発注を行っている。

実際の建設では、岩手県は、選定 21 事業者に 81 の団地（用地）を配分して、計 2,352 戸の建設を行っており、このうち 68 団地で 2,137 戸（地元業者等の建設戸数の 90.9%）の木造仮設住宅が建設されている。木造は 5～8 月にかけて建設され、基本の工期は 45 日間とされている。設計では、ロフト空間や畳敷きの和室の設置、ペアガラスの使用等による断熱性への配慮など、様々な工夫がみられる。全体に地元産材の利用が図られ、部材をユニット化するなど解体やその後の再利用に配慮したものも多い。このほか岩手県住田町では、災害救助法に基づく仕組みを用いず、町の独自事業として地元の第三セクターに発注して木造の仮設住宅を建設している。

宮城県では、5 事業者が 5 地区で計 523 戸の建設を実施しており、うち 2 事業者が手がけた２地区 140 戸が在来工法での木造である。南三陸町の 1 地区（15 戸＋集会所 1 棟）では、6 月に町からの発注がなされ、地元業者と県・地域の森林組合が参加したＪＶの事業者が、南三陸町並びに隣接する登米市の山林の木材を活用して、6 月 25 日～8 月 3 日の期間で工事を実施している。

福島県では、２次にわたる公募のうち、第１次公募においては 12 事業者が 4000 戸を建設しており、このうち延べ 57 地区の計 3,496 戸が木造である。4 月下旬以降順次着工し、木造の場合はプレハブよりも若干長い工期を経て、多くは 7 月末日までに完成している（平成 24 年１月現在、地元事業者による応急仮設住宅の建設が継続中）。岩手県と同様に解体の容易さや部材の再利用が考慮され、移築や増築、復興住宅としての転用も想定した設計がみられる。また、コミュニティを考慮した北入りと南入りの住戸が向かい合うプラン、プライバシー確保のための十分な隣棟間隔や住棟をずらした配置、建設用地である公園の既存の歩道や元々あった木々の活用など、団地全体の設計で工夫が見られる。

表 8.2-1　地元業者等による応急仮設住宅の公募・建設の状況

	公募			応募状況		事業者選定			建設								（参考）		
	募集期間	対象事業者	募集戸数	事業者数	供給可能戸数総数	結果公表	選定事業者数	うち木造	実施事業者数	うち木造	団地（地区）数	うち木造	建設戸数	うち木造	木造の工期 着工時期	木造の工期 完成時期	応急仮設住宅総戸数	地元業者等の建設数の割合	地元建設木造の割合
岩手県	4/18 −5/2	県内に本店又は営業所を有する者	2000 以上	89	11406	5/6	21	17	21	17	81	68	2352	2137	5/14 −6/3	6/21 −8/10	13984	16.8%	15.3%
宮城県	4/19 −4/28		未公表	156	不明	5/10	77*	不明	5	2	5	2	523	140	6/25#	8/3#	22095	2.4%	0.6%
福島県 1次	4/11 −4/18	県内に本店を有する者	4000	28	16226	4/22	12	11	12	11	未公表	57	4000	3496	4/29 −7月初旬	5/31 −8/10	15788	25.3%	22.1%
福島県 2次	7/12 −7/19		1000（当初）	36	13620	7/26	15	不明	未公表									−	−

*要件に適合する事業者の数　　#特定1団地の場合　（1月中旬の完成戸数）

（３）借り上げ仮設住宅の供給

民間賃貸住宅を借り上げて応急仮設住宅とする対応は、過去の震災でも行われているが、今回は①従来とは異なる形の運用を行ったこと、②被災県以外でも提供されたこと、が特徴である。

借り上げ仮設住宅の従来の手続を図 8.2-2 に示す。県が宅建協会等の業界団体から得た入居可能な物件の情報を市町村経由で被災者に提供し、希望を受けて県と家主・被災者との間で賃貸契約が結ばれ入居する手順である。この対応は今回も当初から行われ、各県は被災直後に物件情報を得ていたが、情報提供等が適切に進まず、借り上げは進まなかったとみられる。

これに対して厚生労働省は 4 月 30 日付の通知で、被災者が自ら探した物件に関しても、県名義の契約に切り換えて借り上げ仮設住宅として扱うとの運用を行っている（一般に「特例措置」と呼ばれる）。この手順を示したのが図 8.2-3 であり、被災者が不動産業者等を通じて探し家主と賃貸契約を結んで入居している物件の契約を切り替える方法（切替）と、被災者が自ら探して入居を希望する物件を申請し借り上げ契約後に入居する方法（新規）がある。

この運用で、入居する地域及び物件を被災者が選択でき、また県の借り上げ手続を待たずに入居が出来ることとなり、8.1(6)「応急仮設住宅等の建設・入居戸数」でみたように、特例措置の情報が周知されて申請がなされた 6 月頃から、利用が増加したと考えられる。福島県の公表データをみると、一般（従来）手続分 1,709 戸に対し特例措置分 22,941 戸で、特例型が大半（93.1%）を占める。このような運用で借り上げ仮設住宅の戸数が増えたことで、結果的に応急仮設住宅の必要戸数は下方修正されている。

借り上げ仮設住宅は、被災県以外に全国 34 の都道府県でも提供されている。岩手・宮城・福島 3 県の被災者及び福島県からの自主避難者が対象で、手続では都道府県が示す物件リストから希望を申し込む従来型と、自ら物件を探して入居したものを都道府県名義の契約とする特例型（切替及び新規）がみられ、このほか都道府県が指定する不動産店等を通じて申し込む協力店型もある。募集の時期としては、東北各県の対応が早くその後各地へ展開しており、8 月末から平成 24 年 1 月末にかけて順次募集が終了される一方、現在も継続するところもある。入居の期間は、原則は入居日から 1 年あるいは平成 23 年度末とした上で、最大 2 年まで延長するところが多い。

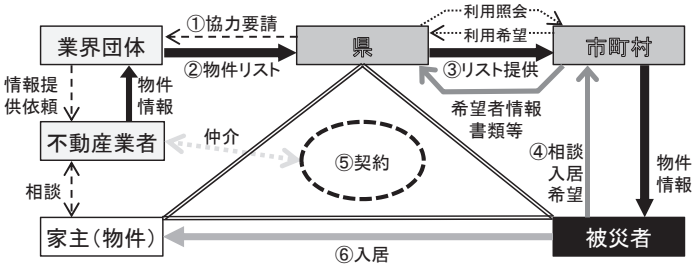


図 8.2-2　借り上げ仮設住宅に関する従来型の供給手順

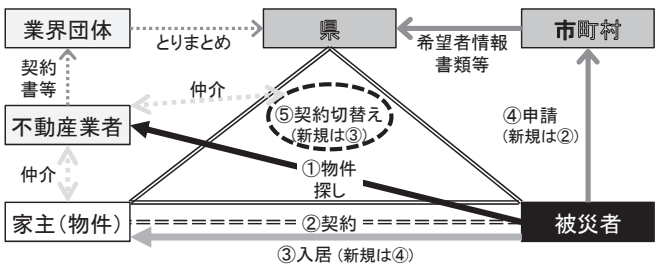


図 8.2-3　借り上げ仮設住宅に関する特例型の供給手順

8.3　被災後の住宅・居住状況

（1）住宅戸数に着目した住宅確保の状況

被災後において住宅の確保がどのように行われたのかを、被災した住宅及び供給された住宅の戸数に関する1月中旬時点での公表データに基づいてみると、図 8.3-1 のように整理される。

被災3県の全壊戸数計約 12 万戸に対して[8-7]、計約 11 万戸の応急的住まいが 3 県内で供給された[8-8]。県別にみると、岩手県では全壊戸数とほぼ同数（全壊 20,184 戸／応急仮設住宅等 19,156 戸）、宮城県では全壊戸数の約 6 割(同 84,062 戸／49,164 戸)である。福島県は全壊戸数の倍以上(同 19,790 戸／42,779 戸）だが、地震・津波で被災した「自罹災住民向け」14,788 戸のほか、原発事故の警戒区域の「避難住民向け」23,288 戸、「計画的避難地域」向け 2,777 戸が供給されるからである。3 県以外では、全壊約 4 千戸を超える約 2 万 7 千戸の応急仮設住宅等があり、差の 2 万戸強が被災 3 県からの避難者に提供されているとみられる。

種類別に見ると、応急仮設住宅は全国 7 県で計 53,013 戸が必要とされ、うち 52,182 戸が完成している。供給量は宮城県・福島県・岩手県の順で多く、市町村別では宮城県石巻市（7,297 戸）宮城県気仙沼市（3,504 戸）岩手県釜石市（3,164 戸）福島県いわき市（2,870 戸）が多い。

公営住宅等は全国で計 19,017 戸が提供され、そのうち被災 3 県以外が 72.8%を占める。被災県以外では、東京都 1,915 戸、茨城県 1,228 戸、埼玉県 917 戸、北海道 915 戸の順で多いほか、大阪府 485 戸、愛知県 443 戸など被災地から遠い地域でもみられ、広域の避難者の受け入れに活用されている。

借り上げ仮設住宅は全国で計 66,567 戸が活用され[8-9]、応急仮設住宅の建設戸数を上回る。なお、過去の震災での借り上げ戸数は、阪神大震災 139 戸、新潟県中越地震 177 戸と、建設戸数（阪神大震災 48,300 戸、新潟県中越地震 3,460 戸）に比べて非常に小さく、これだけの膨大な戸数が借り上げで提供されたのが今回の大きな特徴である。県別では、宮城・福島では応急仮設住宅等の中で借り上げ仮設が最も数が多く、県内の総供給数の半分以上（宮城は 51.7%、福島は 58.1%）を占める。

これらの応急仮設住宅等の後に供給される復興住宅としては、「岩手県住宅復興の基本方針」（平成 23 年 10 月）では災害公営住宅 4,000～5,000 戸と民間持家 9,000～9,500 戸、民間賃貸住宅 3,000～3,500 戸との方針が示され、「宮城県復興住宅計画」（平成 23 年 12 月）では全体で 72,000 戸の整備が必要とした上で、そのうち約 12,000 戸を災害公営住宅とするとの計画を示している。

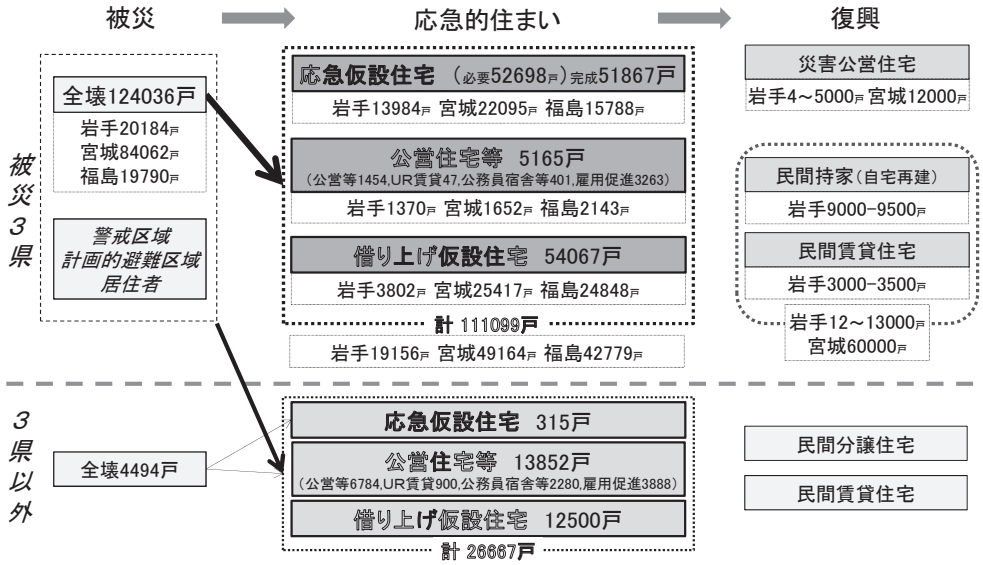


図 8.3-1　戸数ベースで整理した住宅確保の状況

（２）避難・入居人数に着目した応急的住まいの確保状況

被災者の居住の状況について、人数をベースにすると図 8.3-2 のように整理される。

8.1(1)で示した避難者数データに基づくと、震災直後の一時的な避難は解消したであろう約 1 ヶ月後の 4 月 12 日時点の避難者は、被災 3 県内で計約 18 万人、この他福島県からの県外避難者として約 2 万人が集計されており、避難者は合計で約 20 万人となる。なお、原発事故に伴う警戒区域・計画的避難区域の居住者は約 88,000 人とされるが、上記データで警戒区域等に該当する市町村の避難者数は計 71,252 人であるから、警戒区域等から避難する居住者もほぼ避難者数に含まれているとみられる。

以降の推移を内閣府の避難者に関するデータでみれば、数値が初めて集計された 6 月 2 日時点で、被災 3 県内では避難所、旅館・ホテルに計約 6 万人、その他（親族・知人宅等）には岩手県のみの集計で約 1.5 万人が避難していたとされる。これに対して住宅等（公営・仮設・民間・病院含む）への入居者は、3 県の合計戸数（29,265 戸）のみの公表であるため、平成 24 年 1 月時点の戸当たり人数 2.38 人/戸[注2)]で推計すれば約 7 万人となり、避難者の数を下回る。加えて宮城・福島の親族・知人宅が集計されていないことを考えれば、被災 3 県内でこの時点では住宅等に入居出来ていない者が多い状況が想定される。一方被災 3 県から県外へ避難した者は約 4.6 万人であり、このうち半数弱は住宅等に入居しているとみられる。

震災約 10 ヶ月後の平成 24 年 1 月 18 日時点の同データ[8-10)]では、被災 3 県内の避難所、旅館・ホテル、親族・知人宅はおおよそ解消し、ほとんどが住宅等に入居している。県別にみると、岩手県は 4 月時点の避難者数と 1 月時点の合計人数がほぼ同数（約 4.4 万人）だが、宮城県では 4 月の避難者数（約 5 万人）の約 2.5 倍の人数が 1 月にみられ（約 12 万人）、4 月の時点で自宅に戻っていた者や親族・知人宅にいた者（6 月時点で未集計）などが、その後応急仮設住宅等に入居していると考えられる。福島県については、県内の住宅等の約 9.6 万人と県外避難者約 6 万人で合計 157,329 人となるが、4 月時点の県内・県外あわせた避難者は計 104,241 人であり、両者の差の約 5 万人の中に原発事故に伴う自主避難者が相当数含まれるものと考えられる。

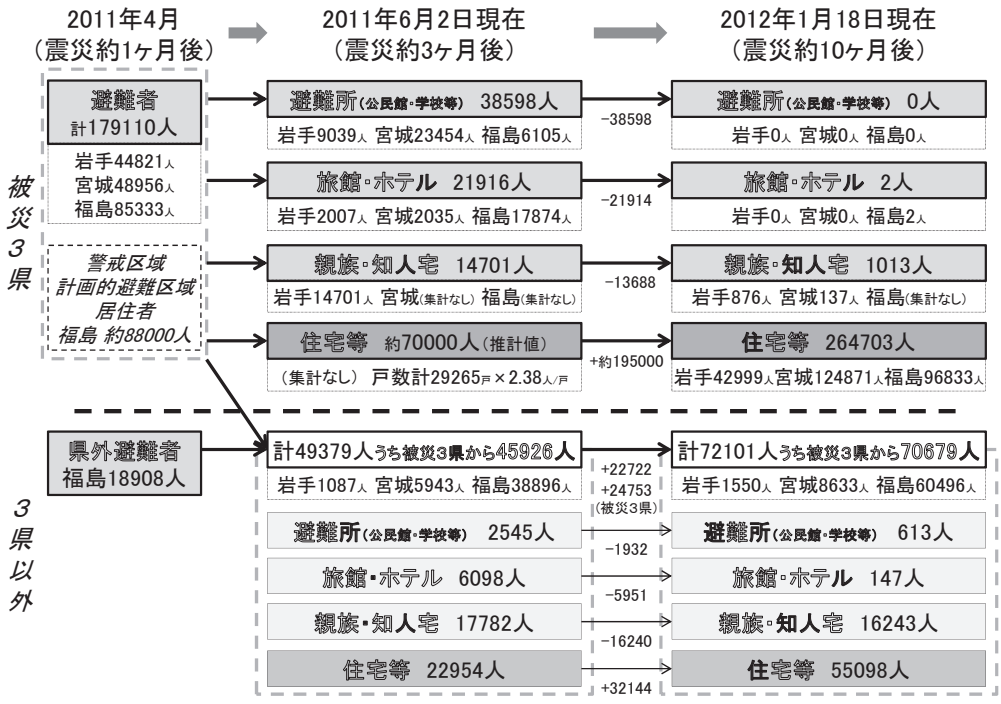


図 8.3-2　人数ベースで整理した住宅確保の状況

（３）応急仮設住宅等の確保の実態と復興上の課題

以上の戸数・人数ベースの状況をまとめると図 8.3-3 のように整理され、これと「8.1 避難者数とライフラインの復旧状況」を踏まえると、各県での応急仮設住宅等の実態は次のように考察される。

- 岩手県では、全壊の戸数と応急仮設住宅等の合計数、及び 4 月時点の避難者数と翌年 1 月時点の住宅等の入居者数がおおよそ同数となっており、全壊で家を失った者が避難所等で一定期間を過ごした後に応急仮設住宅等（主として新規に建設された応急仮設住宅）に移るという、従来の震災後になされたのと同様の居住状況の変遷がみられる。
- 宮城県の場合、応急仮設住宅等の総数は全壊戸数の約 6 割に過ぎず、かつその半数は借り上げ仮設住宅である。一方で 4 月時点の避難者数の約 2.5 倍が最終的に住宅等に入居している。これは、震災 1 ヶ月後時点で避難所等に避難する者が少なく他所で避難生活を送る者が多かった、及び被害を受けながらも引き続き自宅に居住し、応急仮設住宅等の提供を求めなかった者が多かった、と解釈できる。
- 福島県では、全壊戸数の約 2 倍の応急的住まいが県内で供給されたほか、県外でも公営住宅等や借り上げ仮設住宅で 6 万人近い分が提供されている。原発事故の警戒区域等からの避難者及び自主避難者がいるからであり、住宅の被害程度に関わらず元の居住地からの移動が多数生じていることを表している。

このようにみれば、今回の被害は甚大だったことから、これまでの震災での従来型の方策や経験では十分に対応しきれず、応急的住まいの確保において様々な困難や問題が生じ、それに対応する形で多様な応急仮設住宅等を対象として、広域も含む移動を伴った住宅の確保が行われたといえる。

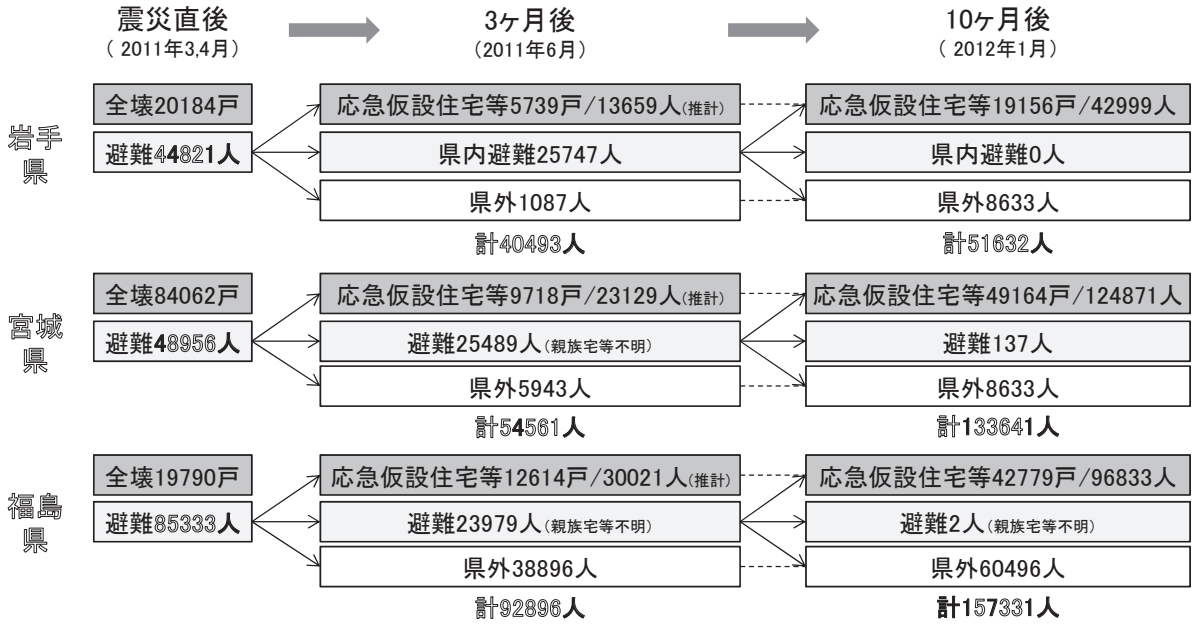


図 8.3-3　各県の住宅確保の状況

8.4　地域性を考慮した住宅再建への取り組み

被災地の地方公共団体では「復興計画」の策定が進められており、岩手・宮城両県ではすでに住宅復興に関する基本的な方針・計画が示されている。広範な被災エリアと多様な市街地や集落の特性に照らして、地域性を考慮した住宅再建に向けた様々な取り組みが始まっている。本節では、被災地における住宅再建の必要条件と課題を整理した上で、地方公共団体による災害公営住宅整備や民間による復興住宅への整備に向けた取り組みを紹介する。

(1) 住宅再建に向けた地域の現状

岩手・宮城両県では、それぞれ「岩手県住宅復興の基本方針（平成 23 年 10 月 6 日）」「宮城県復興住宅計画（平成 23 年 12 月 22 日）」が策定されているが、いずれも第一に安全性を挙げた上で、コミュニティの維持再生、地域性の考慮、環境への配慮、多様な住まい、高齢者等の配慮と福祉との連携、民間業者等との連携を共通して挙げている。地縁血縁のつながりが深く、人口減少・高齢化が進む被災地において、これらの方針に基づいた良質な住宅再建を推進していくことが求められる。

量的な面では、被災 3 県における震災前の住宅ストック数は、表 8.4-1 に示すように合計 237 万戸余りであり、うち木造住宅の占める比率は 75.4%であった。これに対して、住宅着工統計によれば平成 22 年度の新設住宅着工戸数（住宅フロー）は、2.7 万戸/年程度であるが、これは 15 年前の平成 8 年時に比べると 4 割程度であり、全国的な傾向と同じく近年の住宅建設量は低迷していた。

前述の方針・計画では、住宅確保のために供給・整備すべき戸数を、岩手県が 16,000～18,000 戸、宮城県が 72,000 戸としている。この計画戸数は平成 22 年度の新築住宅着工戸数と比べて、岩手県は約 3.4 倍、宮城県約 5.7 倍に相当する。これらの膨大な建設需要に応える生産体制を早期に整えることが必要となる。なお、岩手県では、公営住宅及び民間住宅の建設・供給だけでなく、応急仮設住宅を恒久的な住宅の供給等に利活用する方策の検討を進めており、県が一定程度の幅を持たせる柔軟な計画戸数を算出している。また、宮城県は、全壊家屋及び修理不能と判定された半壊家屋の戸数を基に、みなし仮設住宅としている民間賃貸住宅に継続的居住が可能と考えられる世帯や県内の人口減少などを考慮した計画戸数を算出している。

表 8.4-1　被災３県における住宅ストックとフローの状況

	人口・世帯※1		住宅ストック※2					住宅フロー※3		東日本大震災関連		
	人口	世帯数	住宅数		棟数			着工戸数		全壊・半壊家屋※4		住宅再建※5
			全体	木造率	全体	木造率	戸建率	平成8年度	平成22年度	住家	被災比率※6	計画戸数
	(人)	(世帯)	(戸)	(%)	(棟)	(%)	(%)	(戸)	(戸)	(棟)	(%)	(戸)
岩手県	1330147	483934	549500	86.1	419800	97.2	94.4	17875	5228	24736	5.9	18000
宮城県	2348165	901862	1013900	67.1	602900	93.5	92.3	25280	12622	211966	35.2	72000
福島県	2029064	720794	808200	78.6	593500	94.2	93.8	23348	8912	81637	13.8	－
被災三県	5707376	2106590	2371600	75.4	1616200	94.7	93.4	66503	26762	318339	19.7	－

※1 平成22年国勢調査結果の数値を引用
※2 平成20年住宅・土地統計調査結果の数値を引用
※3 建築統計年報の数値を引用
※4 各県による全壊・半壊家屋数(平成23年12月末
※5 各県の復興計画で公表された数字を引用
※6 全壊・半壊家屋棟数/住宅ストック棟数×100

(2) 地域の住宅生産体制の状況

岩手県、宮城県、福島県等の地震及び津波による被害の大きかった地域では、発災直後より停電が生じ、ガスや水道も停止し、電話も一時的に不通状態が続いた。また、沿岸部に立地する建設資材の工場が津波等により被災する等、結果的に一部の資材（合板、断熱材、瓦材等）が不足する事態になった。このような状況の中で、地域における住宅再建の担い手である地元の中小工務店等は、復旧・復興に向けた建築活動を再開していった。

ここでは、国土技術政策総合研究所が行ったヒアリング調査（調査時期：平成 23 年 6 月、9 月、及び 11 月、調査対象：岩手県及び宮城県内の中小工務店 15 社）の結果から、中小工務店が震災直後から実施してきた復旧・復興活動に係る一般的な動向についてまとめる。

岩手県、宮城県、福島県等の多くの地域では、前述したようにライフラインの復旧が進まない状態が続く中、地域の中小工務店は本震直後から自社で建設した建築物・住宅の臨時的な点検を行い、必要に応じて応急的補修を施して活動を開始した。本格的な復旧活動は、電話回線が復旧した後であり、その後も震災に伴うガソリン不足や断熱材等の資材不足によって移動及び活動が制限された。地域の中小工務店の復旧に向けた活動は、各自が対処可能な範囲から着手し、時間の経過とともにガソリン及び資材の不足が解消されるにつれ、本格的な補修・改修工事へ移行した。

地域の中小工務店による比較的規模の大きな改修工事は、本震発生から 1 ヶ月が経過し、各県において義援金の分配方法が決定された 4 月中旬頃から開始された。また、岩手県宮古市を例に挙げると、市が震災以前より実施していた「宮古市住宅リフォーム促進事業補助金」を申請して、補修・改修工事の費用に充てる動きも見られた。以降現在に至るまで、地域の中小工務店では補修・改修工事を中心とした相当数の受注が続いている。

その他の動向として、各県で公募された応急仮設住宅の建設事業者として、地域の中小工務店が選定されたケースもあった。それらは木造による構造形式が主流であり、県内の職人が携わって、県内で伐採・製材された県産材等の活用も図りつつ、応急仮設住宅の建設がなされた。

今後本格化するであろう住宅再建においては、震災により停滞する地域経済の活性化につながる効果的な生産システムを組み上げるため、地域の中小工務店を主体とし、地域リソースを最大限利用することが期待される。

職人等の人的な側面については、近年の住宅建設量の減少により地域の建設業者・職人の数が減少してきた中で、被災した住宅の補修・改修工事に追われている。そのため、急増する工事需要に対応できる十分な生産体制を組むことが困難な状況にあり、必要に応じて周辺地域から建設業者・職人の支援を受ける広域的な体制の構築が必要となっている。また、資材等の物的な側面については、岩手県の年間木材生産量は国内第 3 位であり、被災地域の沿岸部では国内有数の合板工場が製造を再開しており、宮城県雄勝には天然スレート等の特徴的な建材の産地もある。住宅生産に関連する地域産業との連携を図りつつ、地域の特性を活かした住宅再建を推進することも期待される。

例えば、一般社団法人工務店サポートセンター及び全国建設労働組合総連合により、本震災において建設・供給された在来木造軸組構法による応急仮設住宅は、中小工務店による住宅再建のモデルとなり得る。このケースでは、構造性能及び断熱性能に配慮しながら、その大部分を大工が施工できるように設計したため、工程の短絡化とともに一定程度の技能を持つ大工の参入を促すことができた。その結果、坪当たりの人工が約 2 人/坪程度となり、工期遵守にもつながった[8-11)]。今後、地域の中小工務店による木造による住宅再建では、その中心的な工事職種となる大工の工事範囲を一定程度確保することにより、工期の短縮、地元大工の育成及び地域材等の活用を図ることが考えられる。

(3) 災害公営住宅への取り組み

住宅確保の大きな柱となる災害公営住宅については、東日本大震災復興特別区域法により入居者資格や譲渡処分の特例措置が設けられるなど制度拡充がなされており、岩手県で 4,000～5,000 戸、宮城県で約 12,000 戸を計画している（福島県は未算出）。岩手県は、県が主導して、災害公営住宅単独での整備は 3 年間の基盤復興期間でできる限り完成させ、復興まちづくり事業とあわせた整備は後

半の本格復興期間の早期に完成させるとしている。一方、宮城県は、市町による整備・管理を基本とした上で、平成 24 年度 300 戸、25 年度 3,100 戸、26 年度 4,500 戸、27 年度 4,100 戸の完成を予定し、うち 5,000 戸を県が支援するとしている。両県の計画においては、整備手法として、直接整備のほか民間事業者等を活用した購入・借上が挙げられ、また、入居後に関しては、災害公営住宅としての必要性がなくなった場合の一定期間経過後の払い下げや福祉施設などへの用途転用も検討課題として挙げられている。

災害公営住宅整備の検討に当たっては、UR 都市機構が先行して条件の整った一部の地方公共団体と基本協定を結び作業を進めているほか、平成 23 年度第三次補正予算による国土交通省住宅局の直轄調査として、災害公営住宅整備に係る基本計画案の策定等を行う「災害公営住宅の計画・供給手法に係る検討業務」が平成 23 年 12 月より実施されている。調査は、地域別検討とテーマ別検討からなり、地域別検討では国土技術政策総合研究所・建築研究所が技術指導として参画し、激甚災害法告示対象市町村のうち希望のあった計 33 市町村（岩手県 9、宮城県 16、福島県 8）において、市町村の事情や要望に個別に応える形で、全体の供給計画や実際の候補地での基本計画案の検討等を行っており、木造戸建住宅や RC 中高層集合住宅など地域に即した災害公営住宅整備の具体化を進めている。テーマ別検討では「防災・危機管理」「地域活性化」「環境」「コミュニティ・高齢者」に関して、災害公営住宅の整備で考慮すべき事項や具体的な方策・アイデア等を取りまとめることとしている。

現時点(平成 24 年 2 月末)では、県・市町村との間で検討内容の確認・調整が終わり、基本計画の作成作業の取りまとめ段階であり、今後災害公営住宅整備の早期推進に資することが期待される。

(4) 地域型復興住宅の取り組み

地震発生から一年近くが経ち、被災地においては民間による自力住宅再建に向けた多くの試みがなされている。それらの主体は、各学協会や大学、設計士や建設業等の業界団体、そしてＮＰＯ等様々であり、例えば、宮古市では、大学、製材所やボード工場等が連携して、津波によって発生した大量の木片を加工した「復興ボード」を用いた住宅を低価格で供給するという提案がなされている。ここでは、官民連携の取り組みである「地域型復興住宅連絡会議」について紹介する。

「地域型復興住宅連絡会議」は、被災 3 県の建築士事務所協会が中心となり、行政・設計・施工・資材・木材の各分野の委員で構成され、国土技術政策総合研究所及び建築研究所が学識経験者として参画している。地域の住宅生産者が協力し、地域材を用いた良質低廉な木造住宅の生産体制を構築することにより、今後予想される大量の住宅需要に的確に対応しつつ、被災者の自力住宅再建と地方公共団体の災害公営住宅建設を支援し、地域における雇用機会の創出と産業振興に寄与することを目的として、平成 23 年 9 月から活動を始めた。これまでの検討成果は、「地域型復興住宅　設計と生産システムガイドライン」として、平成 23 年 12 月にまとめられており、「長期利用」「将来成長」「環境対応」「廉価」「地域適合」「需要対応」の 6 つをコンセプトとして、各県のモデル設計例とともに共通仕様例が提案されている[8-12)]。ガイドラインに基づいて、実際に地域型復興住宅の生産供給を担う、大工・工務店、設計事務所、林業者・製材業者等でつくるグループの形成を促進し、より実践的・即地的な展開を図るため、平成 24 年 2 月に同連絡会議は「地域型復興住宅推進協議会」に再編された。今後は、地域型住宅ブランド化事業など各種施策と連携しながら実務につなげていくことになる。

現在、復興特区や復興交付金等をはじめ、住宅を取りまく制度の新設や改正が進んでおり、これらの制度に呼応しながら、地域にとって望ましい住宅再建がなされることが期待される。

8.5　建築制限、都市計画の指定状況と復興計画の策定状況

東日本大震災では津波による大規模な浸水被害が多くの市街地で生じ、復興を検討するにあたって元の市街地のどの範囲で再び浸水の恐れがあるとして住宅等の再建を禁止すべきなのか、高台等への移転の範囲と移転先をどうすべきか、これらの前提となる海岸の堤防等の整備水準をどうすべきか、等の課題を検討する必要が生じた。過去の関東大震災、阪神・淡路大震災等における震災復興では、被災地が復興場所であって復興場所等に関する議論は不要であったことに比し、これまでにない復興計画策定上の課題となった。地域ごとに被災の状況、自治体の体制、復興に求められる視点等が異なることから、復興計画の検討体制・検討方法も含めて地域ごとに多様な方法がとられている。

平成 24 年 1 月末時点において被災 3 県の市町村の復興計画はほぼ策定済みとなっているものの、昨年 12 月施行の東日本大震災復興特別区域法に基づく復興整備計画や津波防災地域づくり法に基づく推進計画の策定、あるいは警戒避難体制を整備する津波災害警戒区域の指定には至っていない。

本節では、被災 3 県において被災市街地の健全な復旧を図るため実施されている建築制限の実施状況を時系列的に整理するとともに、復興計画の策定の過程と関連づけた具体的な事例を紹介する。

(1)　被災地域における建築制限の実施経過

被災地域を対象とした建築制限として以下が活用されている。

① 建築基準法第 84 条による建築制限・建築制限特例法による建築制限

都市計画又は土地区画整理法による土地区画整理事業のため必要があると認めるときに、区域を指定し、建築物の建築を制限又は禁止するものであり、法律で指定期間の上限が設定されている。

② 被災市街地復興特別措置法第 7 条にもとづく被災市街地復興推進地域における建築制限

大規模な災害により相当数の建築物が滅失し，土地利用の動向等からみて不良な街区が形成されるおそれがある地域で土地区画整理事業等を実施する必要のある区域を都市計画に定め、土地区画整理事業等の都市計画が定められるまでの間，一定の建築行為等について知事の許可が必要となるもので、都市計画には制限期間の満了の日を定める必要がある。

③ 建築基準法第 39 条による災害危険区域指定による建築制限

津波、高潮、出水等による危険の著しい区域を災害危険区域として指定し、 住居の用に供する建築物の建築の禁止その他建築物の建築に関する制限で災害防止上必要なものを条例で定めるもので、制限期間に関する定めはない。

ここでは被災 3 県における建築制限の実施経過を示す。

1)　岩手県

強制力を伴う建築制限は実施しておらず、一部浸水区域（宮古市、釜石市）で、地方公共団体が建築行為の自粛を要請している

2)　宮城県

① 震災から 2 ヵ月(4/8～5/11) ：4 市 2 町で建築基準法 84 条に基づく建築制限区域の指定

② 震災から 6 ヵ月(5/12～9/11)：4 市 3 町で建築制限特例法に基づく建築制限区域の指定

③ 被災から 8 ヵ月(9/12～11/10)：4 市 3 町で同法に基づく指定の延長

④ 被災から 8 ヵ月以降(11/11～2013/3/10)：4 市 2 町で被災市街地復興推進地域の指定、1 市 1 町で災害危険区域条例制定及び区域指定

3)　福島県

相馬市、南相馬市及び新地町において災害危険区域条例制定、うち相馬市及び新地町において区域指定済み

表 8.5-1　建築制限の実施経過（宮城県）

<table>
<tr><th></th><th colspan="6">宮城県</th><th colspan="2">石巻市</th><th>仙台市</th></tr>
<tr><th></th><th>気仙沼市</th><th>名取市</th><th>南三陸町</th><th>女川町</th><th>東松島市</th><th>山元町</th><th>石巻市釜地区等</th><th>石巻市鮎川地区・雄勝地区</th><th></th></tr>
<tr><td>震災から2ヵ月</td><td colspan="5">建築基準法84条第1項による建築制限区域の指定：4/8～4/11（1384.1ha）</td><td>－</td><td>建築制限区域の指定：4/8～4/11</td><td>－</td><td>－</td></tr>
<tr><td></td><td colspan="5">同法84条第2項による建築制限区域の指定：4/12～5/11（1384.1ha）</td><td>－</td><td>建築制限区域の指定：4/12～5/11</td><td>－</td><td>－</td></tr>
<tr><td>震災から6ヵ月</td><td colspan="5">東日本大震災により甚大な被害を受けた市街地における建築制限の特例に関する法律第1条第1項に基づく建築制限区域の指定：5/12～9/11</td><td>建築制限区域の指定：7/1～9/11</td><td>建築制限区域の指定：11/5/12～9/11（渡波地区は5/28～）</td><td>建築制限区域の指定：5/28～9/11</td><td>－</td></tr>
<tr><td>震災から8ヵ月</td><td colspan="3">同法第1条第3項に基づく建築制限の延長：9/12～11/10
（一部縮小）</td><td>（一部縮小）</td><td>建築制限の延長：9/12～10/31
被災市街地復興推進地域の指定：11/1～</td><td>建築制限の延長：9/12～11/10</td><td>被災市街地復興推進地域の指定：9/12～13/3/10</td><td>建築制限の延長：9/12～11/10
半島部94ha</td><td>－</td></tr>
<tr><td>上記以降</td><td>被災市街地復興推進地域の指定：11/11～13/3/10
鹿折・魚町他 84.9ha
南気仙沼 137.3ha
松岩・面瀬 44.5ha
計 266.7ha</td><td>被災市街地復興推進地域の指定：11/11～13/3/10
閖上 102.7ha</td><td>被災市街地復興推進地域の指定：11/11～13/3/10（一部縮小）
志津川 154.4ha</td><td>被災市街地復興推進地域の指定：11/11～13/3/10
計 182.6ha</td><td>野蒜
大曲浜
計 162.7ha</td><td>建築基準法39条による災害危険区域の指定：11/11～
約1,900ha</td><td>西部 207.9ha
中部 226.2ha
東部 15.3ha
計 449.4ha</td><td>－</td><td>建築基準法39条による災害危険区域の指定：12/16～
計 1213.8ha</td></tr>
<tr><td>復興計画</td><td>気仙沼市震災復興計画（平成23年11月）</td><td>名取市震災復興計画（平成23年10月）</td><td>南三陸町震災復興計画（平成23年12月）</td><td>女川町復興計画（平成23年9月）</td><td>東松島市復興まちづくり計画（平成23年12月）</td><td>山元町震災復興計画（平成23年12月）</td><td colspan="2">石巻市震災復興基本計画（平成23年12月）</td><td>仙台市震災復興計画（平成23年11月）</td></tr>
</table>

(2)　建築制限の実施と復興計画の関連

12 月 31 日時点で 6 県の 34 市町村が復興計画を策定しており、被災 3 県においては 32 市町村のうち 30 市町村が策定済である。復興計画の策定に当たっては、平成 23 年度第一次補正予算による国土交通省都市局の直轄調査により、地方公共団体に対する支援が行われた。ここでは、気仙沼市と石巻市を事例として、建築制限の実施経緯と復興計画の関連について述べるにとどめ、その効果や課題については今後の検証を待ちたい。

1)　気仙沼市

気仙沼市においては津波により約 18.65 ㎢が浸水したが、特定行政庁である宮城県により、669.8ha について建築基準法第 84 条に基づく建築制限区域の指定(4/8～5/11)、次に 465.1ha について建築制限特例法に基づく建築制限区域の指定(5/12～9/11)、そして 266.7ha について同法に基づく建築制限区域の指定(9/12～11/10)と順次建築制限区域の絞り込みが行われた。

次いで気仙沼市は 11 月 11 日付けで、期限の到来した建築制限区域について被災市街地復興推進地域(３区域合計 266.7ha)の都市計画決定を行った（制限の期間満了の日は 2013 年 3 月 10 日）。

これらの復興推進地域の従前の土地利用であるが、鹿折地区は気仙沼湾に面し水産加工場が集積した北側に住・商・工が混在する地区、気仙沼地区（内湾周辺）は商店街が形成されている市の中心市街地で観光の中心地、気仙沼地区（南気仙沼駅周辺）は魚市場中心に漁船漁業に関連した事業所や水産加工場が集積する地区、松岩・面瀬地区は沿岸が養殖業を中心とした集落で後背地に水産加工場が集積、さらに農地が広がる地区であった。このうち、鹿折地区、気仙沼地区（南気仙沼駅周辺）及び松岩・面瀬地区は津波によりほぼ全壊した区域であり、残る気仙沼地区（内湾周辺）は全壊には至らないものの、港沿いの多くの木造家屋は浸水による被害を受けた区域である。

区域指定後は、土地区画整理事業や防災集団移転事業の実施などをテーマにした住民説明会が開催されている。

復興計画の策定に関しては、学識経験者等からなる「気仙沼市震災復興会議」が 6 回(6/19～9/30)、気仙沼市出身・在住者からなる「気仙沼市震災復興市民委員会」が 13 回(6/21～10/26)開催されて

復興について検討が進められ、並行して市民の意見を求めながら、10 月 7 日に「気仙沼市震災復興計画」が策定された。

復興計画においては、建築制限区域を含む地区の地区構想として、復興まちづくりの基本的考え方、土地利用の方針、道路・交通体系の方針が記載されている。

建築制限の経過を見ると、当初（4 月 8 日）の建築制限区域の指定から段階的に制限区域が縮小され、後日指定された復興推進地域と同じ範囲になったのは 9 月 12 日以降である。

2)　石巻市

石巻市は津波により約 73 ㎢が浸水し、特定行政庁である石巻市は、合併前の旧石巻市域の 434.1ha について建築基準法第 84 条に基づく建築制限区域の指定(4/8～5/11)を行った。

次いで旧石巻市域の渡波地区、旧牡鹿町鮎川地区及び旧雄勝町雄勝地区の計 109.3ha について建築制限区域の追加指定(5/28～9/11)を行い、9 月 12 日からは旧石巻市域の建築制限区域全域を被災市街地復興推進地域に移行(449.4ha)させるとともに、残る鮎川、雄勝地区について建築制限特例法に基づく建築制限の指定の延長を行った(11/11 まで）。

復興推進地域として都市計画決定された区域の土地利用であるが、石巻西部地区は石巻港の後背の住宅地、石巻中部地区は北側に中心市街地活性化基本計画に位置づけられた中心市街地を含む旧北上川両岸の住宅地であり、石巻東部地区は水産加工場も立地する集落の津波によりほぼ全壊した地区で、沿岸の工業専用エリアは含まれていない。

これらのうち石巻西部地区及び中部地区においては、土地区画整理事業等により、地区内に高盛り土の道路を整備し、海側を工業用地や公園に、内陸側を住宅地等に再整備する構想とされている。

復興計画の策定に関しては、有識者より提言を求める「震災復興ビジョン有識者懇談会」を 5 月に 2 回開催、「石巻市震災復興基本計画市民権等委員会」を 8 回(6/14～11/8)、あるいは復興基本計画（素案）に関する意見交換会を開催するなどしながら復興に関する検討を進め、12 月 22 日に「石巻市震災復興基本計画」が策定された。

復興基本計画の地区別整備方針においては、復興推進地域が含まれる「西部市街地復興整備方針」、「東部市街地復興整備方針」に将来構想が記載されている。

建築制限の経過を見ると、旧石巻市域の復興推進地域 449.4ha は、当初指定（4 月 8 日及び 5 月 28 日）の建築制限区域がそのまま 9 月に復興推進地域に移行しており、早い段階から面整備を実施すべき区域を絞り込んでいたことがわかる。

出典：国土地理院「浸水範囲概況図」及び復興推進地域「計画図」より作成

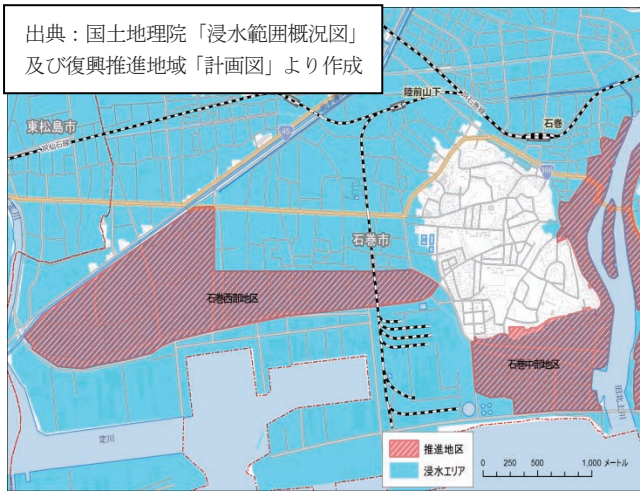


図 8.5-1　石巻市復興推進地域（西部地区）

出典：石巻市震災復興基本計画



図 8.5-2　西部市街地復興整備方針将来構想

被災地における建築制限制度の活用について関係地方公共団体の対応に大きな差異が生じているのは、建築制限区域の指定期間に制限がある中で、土地区画整理事業等の面的整備の必要性や事業化に向けた地元調整の時期などを考慮して判断されたものと考えられるが、復興事業に係る即地的な調整は今まさに進められているところであり、今後の復興整備計画や津波防災に係る推進計画の策定、津波災害特別警戒区域の指定などの動き、あるいは様々な復興事業の実施状況など、復興の過程を丹念に辿りながら、総合的に評価されるべきである。

関係地方公共団体における、新たな法的枠組みも活かした今後の復興に向けての取り組みに期待するものである。

第８章　注

注 1）被災者向け公営住宅等情報センター　http://www.sumaimachi-center-rengoukai.or.jp/saigai/

注 2）図 8. 3-2 の「住宅等」の人数 264, 703 人を図 8. 3-1 の応急的住まい総数 111, 099 戸で除した値。

参考文献

8-1）　総務省統計局：日本の統計 2011，p154，2011 年 3 月
http://www.stat.go.jp/data/nihon/pdf/nikkatu.pdf

8-2）　国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人建築研究所：平成 16 年新潟県中越地震建築物被害調査報告，pp. 526-530，2006 年 10 月
http://www kenken.go.jp/japanese/contents/activities/other/disaster/jishin/2004niigata/houkokusho/saishu/index html

8-3）　国土交通省住宅局住宅生産課：東日本大震災における応急仮設住宅の建設に係る対応について，平成 23 年 10 月 18 日（応急仮設住宅の建設に関する報告会・資料）

8-4）　福島県災害対策本部：応急仮設住宅・借上げ住宅・公営住宅の進捗状況（東日本大震災），平成 24 年 1 月 4 日

8-5）　岩手県県土整備部建築住宅課：東日本大震災津波対応の活動記録（更新版）
～岩手県における被災者の住宅確保等のための 5 か月間の取組み，平成 23 年 11 月 30 日

8-6）　国土交通省住宅局住宅生産課木造住宅振興室：東日本大震災における地域工務店等による木造応急仮設住宅，平成 23 年 8 月 31 日（第 9 回”木の家づくり”から林業再生を考える委員会・参考資料）

8-7）　警察庁緊急災害警備本部：平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震の被害状況と警察措置，平成 24 年 1 月 13 日

8-8）　国土交通省住宅局：応急仮設住宅着工状況，平成 24 年 1 月 16 日

8-9）　東日本大震災復興対策本部：民間賃貸住宅の借上げによる応急仮設住宅への入居戸数の推移，平成 24 年 1 月 18 日

8-10）　東日本大震災復興対策本部：全国の施設別の避難者等の数，平成 24 年 1 月 18 日

8-11）一般社団法人全国木造建設事業協会：地域の大工と工務店が取り組んだ応急仮設木造建設の記録，一般社団法人工務店サポートセンター・全国建設労働組合総連合，2011 年

8-12）　地域型復興住宅三県(岩手・宮城・福島)官民連携連絡会議：地域型復興住宅　設計と生産ガイドライン，2011 年 12 月

第９章　まとめ

本報告書では、国土技術政策総合研究所と建築研究所が連携して実施した東北地方太平洋沖地震に関わる諸々の調査の内、強震観測及びその結果の検討、建築物等の地震動被害調査とその分析、建築物等の津波被害調査とその分析及び津波避難ビル等の構造上の要件に係るる暫定指針、地震および津波に伴い発生した火災調査とその分析、そして、住宅再建や地域復興の動向についての調査結果をまとめており、昨年５月及び９月に公表した速報、英文報告とあわせて両研究所の最終報告と位置づけてまとめたものである。

各章ごとのまとめについては、それぞれの章末などに詳しく記載したとおりである。最後に、地震防災対策推進の観点から、今後の研究等において取り組むべき課題をまとめた。

１．地震動、建築物の応答評価のための強震観測の充実とデータの蓄積
２．建築物の機能維持の観点からの更なる促進
３．長周期地震動対策に関する更なる検討
４．宅地の液状化対策のあり方についての検討
５．津波避難ビル等の暫定指針の合理化のための検討
６．被災者の住宅再建プロセスに関する検討
７．津波からの減災に資する市街地整備に関する検討
８．国内外の関係機関との連携、情報交換の強化

１．地震動、建築物の地震応答の評価のための強震観測の充実とデータの蓄積

建築研究所の強震観測網では、79 か所中 59 か所の強震計が作動し、多くの観測記録が得られ、過去の地震で得られた地震動との比較やそれぞれの観測記録とその周辺での建築物の被害との関係を明らかにする検討により、多くの知見が得られた。特に、超高層建築物、免震・制振建築物の揺れの性状については、希少な情報が蓄積された。

建築物内での強震観測は、建築物の耐震設計にとって重要な情報であり、将来の大地震に備えるためにも、引き続き、各種構造種別、構造規模の建築物に対する観測体制の充実を図っていく必要がある。

２．建築物の機能維持の観点からの更なる検討

建築物の倒壊に大きな影響を及ぼす周期帯のパワーがそれほど大きくはなかったとは言え、現行耐震基準に基づき設計された建築物、耐震改修された建築物では、構造安全性という観点から十分な性能を発揮した。しかし、鉄筋コンクリート造における非構造壁の破損、鉄骨造体育館の水平ブレースの破断、天井落下など非構造部材の被害などにより、その後、建築物を利用できない事例が多く見られた。今後は、建築物の機能維持の観点からこのような非構造部材などの損傷防止のための更なる検討が必要である。

３．長周期地震動対策に関する更なる検討

今回の地震では、長周期地震動はそれ程大きくなかったが、近い将来に発生が懸念される南海トラフの（連動型）海溝地震では、より大きな長周期地震動が想定されている。既に、平成 22 年 12 月、国土交通本省と協力して超高層建築物等の長周期地震動への対策試案を公表しているが、今回の地震で得られた多くの品質の高い強震記録により、対策試案で提示した観測データに基づく手法の検証・精度向上を更に進め、早急に実務に提供していく必要がある。また、建築物の構造要素側が、多数回繰り返し塑性振幅を受ける場合の構造性能評価法の検討も並行して進める必要がある。

なお、巨大地震の震源モデルは、中央防災会議や地震調査研究推進本部から提案されたものを採用する。

４．宅地の液状化対策のあり方についての検討

構造計算や地盤調査などが義務付けられていない戸建て住宅において、液状化判定・対策を行う上での最大の制約は、コストの問題である。今後は、低コストで簡易な地盤調査と液状化判定法の確立、低コストで実施可能な液状化対策工法の開発について、今後さらに研究を進める必要がある。

５．津波避難ビル等の暫定指針の合理化のための検討

提案した津波荷重算定式は、今回の津波による建築物の被害状況から求めた結果であり、すべての点において十分な技術的知見があったわけではない。そのため、今後、十分に定量的な評価が行われてわれていない項目の実験的・解析的研究が不可欠であり、研究の継続が必要である。研究項目としては、水深係数に及ぼす浸水深の影響の明確化、波力算定に及ぼす開口の影響の反映方法の合理化、および、建築物内への水の流入を反映した浮力の算定方法の合理化などが挙げられる。

６．被災者の住宅再建プロセスに関する検討

被災地における避難者への仮住まいの提供から住宅再建に向けての過程を概括したが、住宅再建プロセスは途上であり、今後本格的に恒久住宅の建設が動き出すことになる。今回の震災では、厳しい制約条件の下で､応急仮設住宅等の様々な供給方法や地域特性を踏まえた住宅再建への取り組みなど、従来とは異なる新しい対応がなされているところであり、今後、これらがどのように住宅再建につながっていくのかに注目して引き続き研究することによって、その知見を被災地の復興支援及び今後の災害時対応の両面に活かしていくことが重要と考えている。

７．津波からの減災に資する市街地整備に関する検討

これまで行った津波による建築物の被害の浸水深等との関連の分析や建築制限に係る制度の活用状況の整理は、復興を目指した即地的な土地利用計画の検討に有用であり、さらに知見を深めていく必要がある。

今後は、被災地における土地利用等に関する検討や関連事業の実施状況、あるいは東日本大震災震災復興特別区域法、津波防災地域づくり法に基づく取り組みを研究対象に加え、被災市街地における復興や南海トラフの巨大地震を想定した防災都市づくりが進められる過程において、地方公共団体が市街地や各種都市機能、都市基盤施設の配置等に係る即地的な代替案を検討する際に、津波からの減災の観点から留意すべき事項を整理し、提供していくことが重要と考えている。

８．国内外の関係機関との連携、情報交換の強化

東日本大震災のような大規模な災害では、単独の研究機関だけで短期間に被害の全容を把握することは不可能に近い。関連機関との間で、それぞれの機関の目的に応じた調査結果の相互補完が肝要であろう。

国外との連携について言えば、ＥＵも含めて海外から震災関連で技術情報の提供が求められる場合、共同研究が求められる場合には、積極的な対応が必要と考えている。また、途上国への技術支援の観点から、調査を通して得られた知見を積極的に発信して行くことが必要と考えている。

謝辞

本調査報告の作成にあたっては、以下のとおり、多くの建築物所有者、管理者の方々や関係機関各位から、調査への協力や情報提供などのご協力を頂きました。ここに記して、深甚なる感謝の意を表します。なお、位置表示や図の作成などにおいては、Google Map、Google Earth、GMT や電子国土 Web システムの各プログラムを利用させて頂きました。

建築研究所の強震観測事業では、各対象建築物の所有者、管理者のご協力により長期間継続観測を実施しており、今回の大震災において多数の貴重な記録を得ることができました。また、一部の建築物については、臨時の余震観測のため加速度計の設置等にご協力を頂きました。

建築物等の地震動被害や津波被害の調査においては、建築物の所有者、管理者の方々に調査の趣旨をご理解頂き、被災建築物の調査にご協力を頂きました。また、地方公共団体等の公的機関の皆様には、建築物の情報とともに詳細調査の機会を頂きました。

住宅再建に関するヒアリング調査には、被災地域の多数の工務店からのご協力を頂きました。

火災情報については、各消防本部及び消防団の皆様にご提供頂きました。

政府機関、地方公共団体、関係団体等による各種公表資料及び調査データの他、独立行政法人防災科学技術研究所が運用している K-NET、KiK-net 及び気象庁による強震観測データ、気象庁により公表された自治体の震度計データ、並びに自治体よりご提供頂いた震度計データを活用させて頂きました。

国土技術政策総合研究所資料
TECHNICAL NOTE of ＮＩＬＩＭ
Ｎｏ．６７４　March 2012
建築研究資料
Building Research Data
Ｎｏ．１３６　March 2012

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所
©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)