

5.3 木造建築物の被害

5.3.1 調査の目的と概要

これまで、国総研・建研では、木造建築物の被害状況を把握するために4回の現地調査（第1次、第2次、第6次及び第10次）を実施している。調査の中心となっているのは、震度7を観測し、多数の木造建築物が倒壊・崩壊等の被害を受けた益城町、西原村及び報道等で大きな被害の報告された南阿蘇村である。調査の概要を表5.3-1に、調査地域を図5.3-1に示した。本節では国総研・建研による調査地域ごとの被害について報告する。各調査の詳細については国総研・建研のウェブサイト^{5.3.1-5.3.3)}を参照されたい。日本建築学会等で行われている調査もほぼ同様の地域が対象となっているが、上記以外の地域での被害の把握状況については、次の通りである。

①建築学会等により、熊本市内、阿蘇市等での文化財の被害の報告がある。

②国総研・建研による調査で熊本市内、嘉島町周辺で倒壊・大破の木造住宅を数棟確認したが、上記3地域よりは被害が少ない印象であり、築年数が概ね40年超と推定される木造住宅の被害が多かった。

また、木造住宅の被害原因の把握を目的として、特に新耐震以降の建築確認がなされたもので倒壊・崩壊した木造住宅について現地調査に基づき構造的特徴を把握すること、及び、各種構造計算による耐震性能を把握することによって被害要因の分析を行った。

表 5.3-1 木造建築物の被害調査概要

第1次：前震に対する初動調査	
目的	4月14日発生の地震（前震）による建築物被害について、被災原因等の検討に資する情報入手、追加調査の必要性の検討、4月16日発生の地震（本震）による建築物の被害調査
調査地域	4月15日（金）熊本県庁周辺、益城町役場周辺 4月16日（土）南阿蘇村宿泊施設周辺、山都町、西原村、益城町役場周辺
第2次：本震に対する初動調査	
目的	4月16日発生の地震（本震）による建築物被害について、被災原因等の検討に資する情報入手、追加調査の必要性の検討、南阿蘇村の学生アパートの詳細調査
調査地域	4月17日（日）益城町宮園・木山・安永・馬水・惣領地区 4月18日（月）西原村畑・風当・古閑・布田・大切畑地区、南阿蘇村河陽黒川地区
第6次：築年の浅い木造の調査	
目的	比較的築年が浅いと思われる被害の大きい木造住宅について、区域を限定して悉皆的に搜索し被害状況の把握と構造仕様の特定
調査地域	4月26日（火）益城町宮園・木山・安永・寺迫・辻の城・馬水・惣領地区 4月27日（水）南阿蘇村河陽黒川地区、益城町宮園・木山地区
第10次：被害要因分析のための追加調査	
目的	応急危険度判定、建築学会悉皆調査結果と建築確認台帳の紐付けにより、新耐震以降と判明した被害の大きい木造住宅と、建築確認の図面等の情報に基づき、被害状況の把握、構造仕様の分析、施工状況の確認
調査地域	5月20日（金）益城町宮園・木山・安永・寺迫・辻の城・馬水・惣領地区

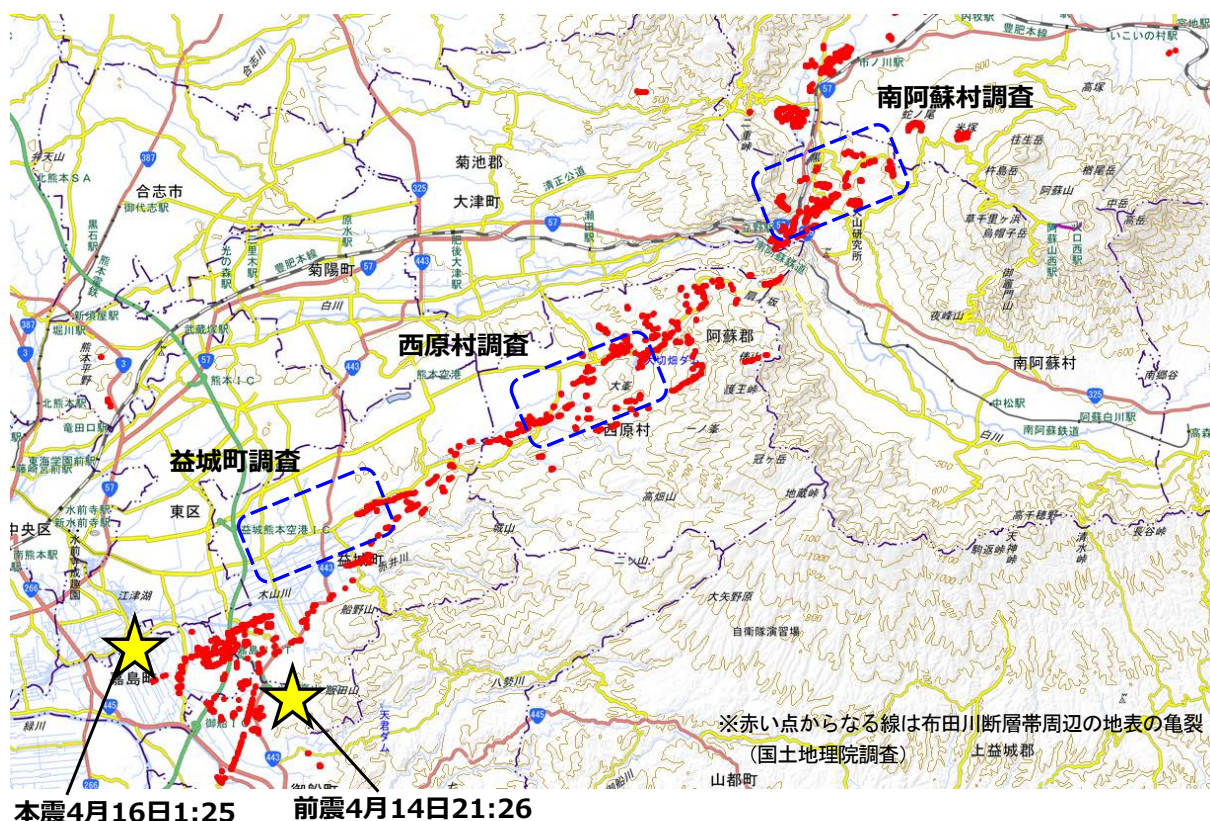


図 5.3-1 木造建築物の被害調査地域（国土地理院地図を編集）

5.3.2 調査結果

木造建築物については、主として倒壊・崩壊等したものについての調査・分析を行っている。以下、調査地域ごとに被害の特徴を示す。

(1) 益城町中心部の被害の概要

木造建築物の倒壊が集中していた益城町中心部において、被害の全体像を把握するための概要調査と、日本建築学会による悉皆調査（以下、悉皆調査）の結果、応急危険度判定の結果、建築確認台帳の建築確認年月の情報等を参考に、新耐震以降の建築確認がなされたもので倒壊した木造住宅の現地調査や図面等による構造的特徴の把握、被害要因の分析を行った。被害要因については 5.3.3 に分析結果を報告する。益城町中心部の被害の概要は下記の通りである。

- ① 益城町役場周辺、県道 28 号沿い、県道の南側の地域に木造住宅の被害が比較的多かった。
- ② 前震で被害が軽微であった木造住宅が本震で倒壊した例が多数確認された（写真 5.3-1）。
- ③ 新耐震以前の建築確認の木造住宅、店舗併用の 2 階建て木造住宅の倒壊が多数確認された（写真 5.3-2～5.3-7）。

（悉皆調査エリアでは新耐震以前の木造は 759 棟あり、そのうち 214 棟（28.2%）が倒壊^{*1}）

- ④ 新耐震以降の建築確認の木造の倒壊が 102 棟^{*1} 確認された。筋かい端部が釘打ち程度の軽微な接合方法であったものが多く確認された（写真 5.3-8～5.3-15）。

（悉皆調査エリアでは新耐震以降の木造は 1196 棟あり、そのうち 83 棟（6.9%）が倒壊^{*1}）

- ⑤ 2000 年の建築基準法改正以降の建築確認の木造の倒壊が 7 棟^{*1} 確認された。筋かい端部、柱脚・柱頭接合部に金物が施工されているものがあつた（写真 5.3.18～5.3-21）。

(悉皆調査エリアでは2000年改正以降の木造は319棟あり、そのうち7棟(2.2%)が倒壊^{*1})

⑥悉皆調査エリア内に住宅性能表示制度を活用した木造住宅は19棟あり、このうち、構造躯体の耐震等級(構造躯体の倒壊等防止)が等級3であった16棟は14棟が無被害、2棟が軽微又は小破の被害、等級2であった2棟は1棟が無被害、1棟が軽微の被害、等級1であった1棟は軽微の被害であった。

⑦木造住宅の被害が多いエリアで比較的最近の建築と推測される木造住宅が外観上無被害である例や、最近開発されたと推測される新興住宅地における外観上無被害の木造住宅が確認された(写真5-3.22~5.3-23)。

(※1) 2016年9月8日時点で把握している情報



写真 5.3-1 4/15 時点では壁が外れただけの木造住宅(左)が本震で倒壊(右)した例



写真 5.3-2 倒壊した木造住宅



写真 5.3-3 倒壊した木造住宅



写真 5.3-4 倒壊した木造住宅



写真 5.3-5 倒壊した木造住宅



写真 5.3-6 倒壊した店舗併用木造住宅



写真 5.3-7 大きく傾斜した店舗併用住宅



写真 5.3-8 倒壊した木造住宅



写真 5.3-9 倒壊した木造住宅



写真 5.3-10 倒壊した木造住宅



写真 5.3-11 倒壊した木造住宅



写真 5.3-12 倒壊した木造住宅



写真 5.3-13 倒壊した木造住宅



写真 5. 3-14 倒壊した木造住宅



写真 5. 3-15 写真 5. 3-13 の住宅の柱頭部
(柱脚柱頭金物確認できず)



写真 5. 3-16 倒壊した木造住宅

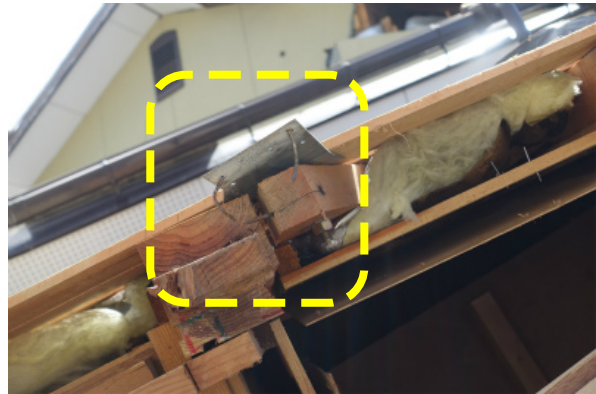


写真 5. 3-17 写真 5. 3-16 の住宅の柱脚部
(柱脚柱頭金物確認できず、筋かい金物あり)



写真 5. 3-18 倒壊した木造住宅



写真 5. 3-19 写真 5. 3-18 の建物の筋かい端部、
柱脚接合部（金物を確認）



写真5.3-20 倒壊した木造住宅



写真5.3-21 写真5.3.20の建物の写真筋かい端部、柱脚接合部（金物を確認）



写真5.3-22 外観上無被害の木造住宅



写真5.3-23 新興住宅地の木造住宅

(2) 西原村の被害の概要

西原村役場における調査時点（4月18日）でのヒアリングでは、消防団の調べで建物の全壊が344棟、半壊が1087棟との説明であった（棟数には倉庫等の非住家も含まれる）。倒壊の棟数が多かった畑、風当、大切畑、古閑、布田地区において調査を行った。また、西原村役場の庁舎で震度計の位置を確認した（写真5.3-24～5.3-25）。調査地域を図5.3-2に示した。西原村の調査地域における被害の概要は下記の通りである。

- ① 畑・風当地区は緩やかな傾斜地で盛土＋擁壁の敷地に建つ木造住宅が多く、築年数が概ね40年超と推測される木造住宅の倒壊、敷地の被害や擁壁の崩壊が多数確認された（写真5.3-26～5.3-31）。
- ② 大切畑・古閑地区は傾斜地で盛土＋擁壁の敷地に建つ木造住宅が多く急傾斜地崩壊危険区域に指定されているエリアがあり、地盤に亀裂が生じている箇所が見られた（写真5.3-32～5.3-35）。築年数が概ね40年超と推測される木造住宅の倒壊、擁壁の崩壊が多数確認された（写真5.3-36～5.3-41）。
- ③ 布田地区は布田川のすぐ南の平地に位置する集落で、西原村では住宅が多い地域で、溜池が隣接している（写真5.3-42）。ここでも、築年数が概ね40年超と推測される木造住宅の屋根の被害や、部分破壊・倒壊、倉庫の倒壊が確認された（写真5.3-43～5.3-45）。

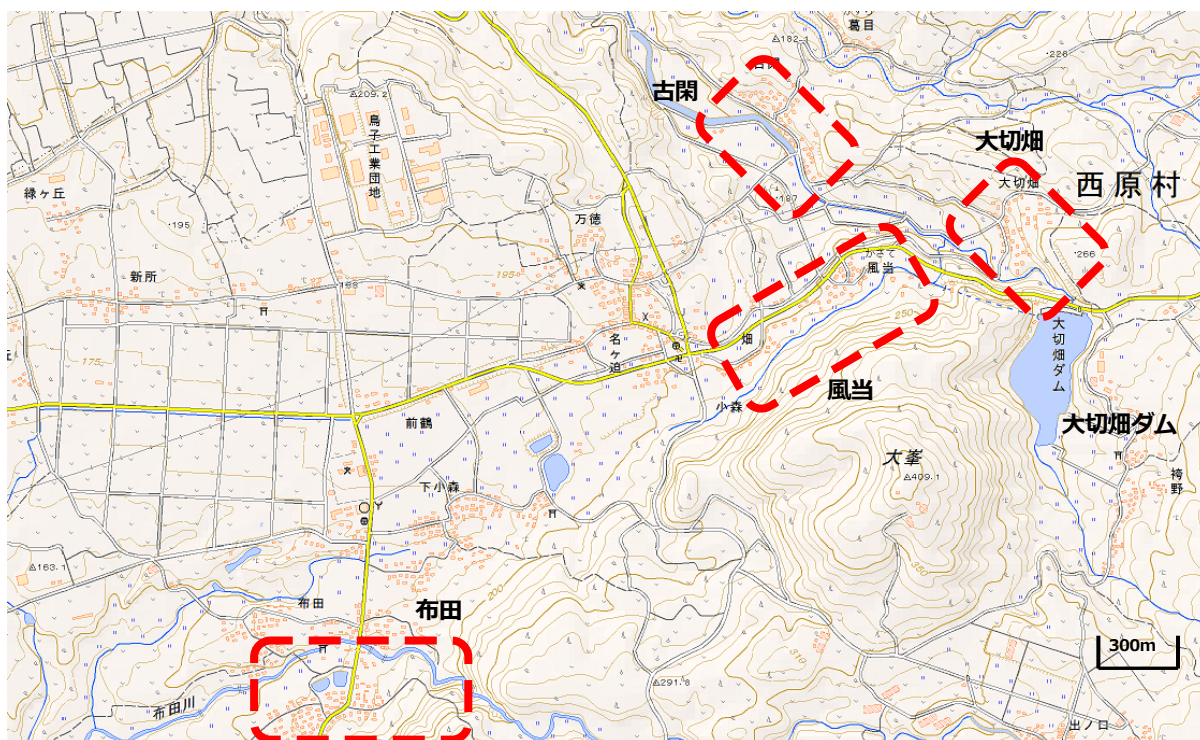


図 5. 3-2 西原村の調査地域 (国土地理院地図を編集)



写真 5. 3-24 震度計の位置



写真 5. 3-25 震度計の設置状況



写真 5. 3-26 倒壊した木造住宅



写真 5. 3-27 倒壊した木造住宅



写真 5. 3-28 分離した木造住宅



写真 5. 3-29 玄関部分が部分破壊した木造住宅



写真 5. 3-30 崩壊した擁壁



写真 5. 3-31 崩壊した擁壁



写真 5. 3-32 古閑地区の遠景



写真 5. 3-33 古閑地区の危険区域標識



写真 5. 3-34 大切畑地区の危険区域標識



写真 5. 3-35 地盤に生じた亀裂



写真 5.3-36 倒壊した木造住宅



写真 5.3-37 倒壊した木造住宅



写真 5.3-38 倒壊した木造住宅



写真 5.3-39 倒壊した木造住宅



写真 5.3-40 倒壊した木造住宅



写真 5.3-41 崩壊した擁壁



写真 5.3-42 布田地区の池



写真 5.3-43 大破した木造住宅



写真 5.3-44 倒壊した木造住宅



写真 5.3-45 倒壊した倉庫

(3) 南阿蘇村の被害の概要

南阿蘇村役場における調査時点（4月18日）でのヒアリングでは、東海大学阿蘇キャンパス周辺の河陽黒川地区（以下、黒川地区）に建物の被害が集中しているとの説明であった。情報に基づき図 5.3-3 の黒川地区の調査を行った。南阿蘇村黒川地区の調査地域における被害の概要は下記の通りである。

- ① 黒川地区には東海大学の学生用アパートが多数存在する。2階建て軸組構法による木造アパートが多く、そのうち7棟の倒壊を確認した。部分破壊や大破したアパートも多数確認された。これらの木造アパートのうち、柱脚・柱頭、筋かい端部が確認できたものの多くは接合方法が釘打ち程度の比較的軽微な接合方法であった（写真 5.3.46～5.3.63）。
- ② 木造アパートの他、築年数が概ね 20～40 年程度と推測される木造住宅の倒壊が数棟確認された（写真 5.3.64～5.3.67）。木造アパートと同様に柱脚・柱頭、筋かい端部の接合方法が比較的軽微な建物が多かったが、中には金物により緊結されている建物も確認された（写真 5.3.68～5.3.71）。

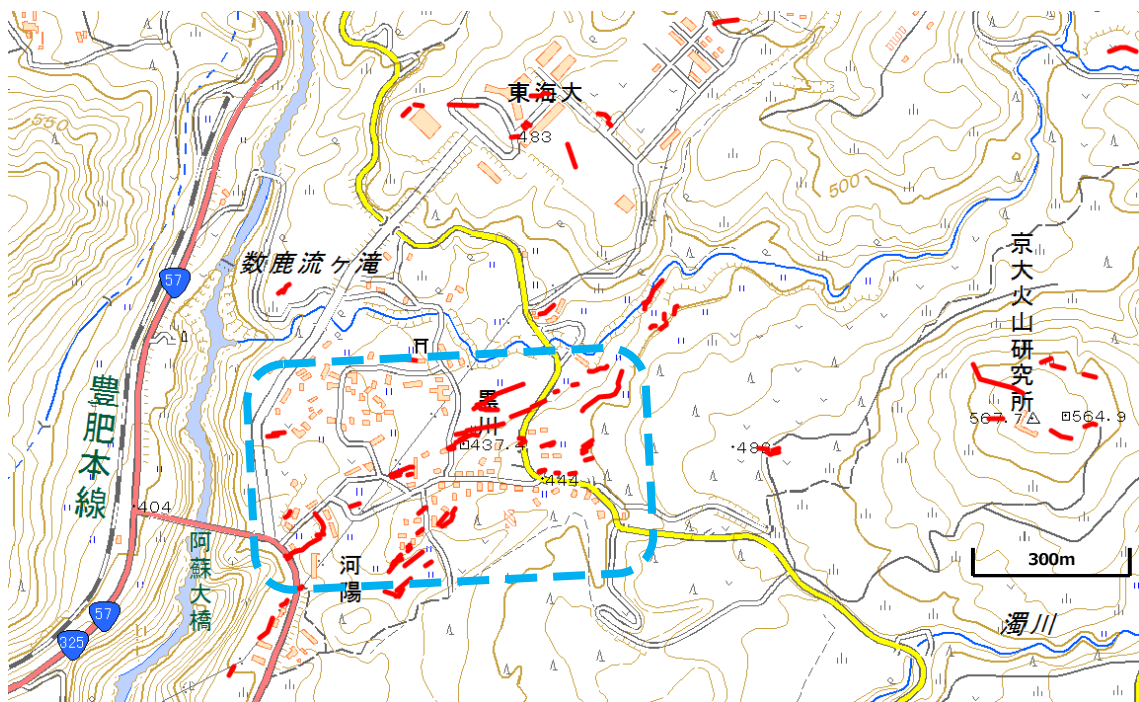


図 5.3-3 南阿蘇村の調査地域（国土地理院地図を編集）



写真 5.3-46 倒壊したアパート A



写真 5.3-47 アパート A の筋かい端部
(N70 釘 1～2 本打ちによる接合)



写真 5.3-48 アパート A の筋かい端部
(蟻害による著しい断面欠損)

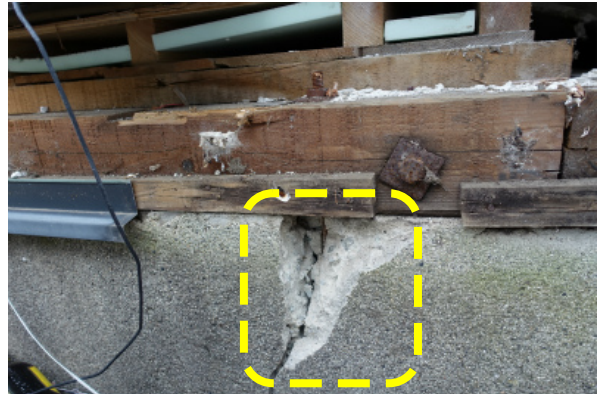


写真 5.3-49 アパート B の基礎亀裂部
(無筋コンクリート基礎+アンカーボルト)



写真 5.3-50 倒壊したアパート B



写真 5.3-51 柱頭部 (釘打ちによる接合)



写真 5.3-52 倒壊したアパート C



写真 5.3-53 アパート C の筋かい端部 (釘打ち)



写真 5.3-54 倒壊した木造アパート D



写真 5.3-55 アパート D の柱頭部
(柱脚、筋かい端部は釘打ちのみ)



写真 5.3-56 倒壊した木造アパート E



写真 5.3-57 アパート E の柱頭部
(柱脚、筋かい端部は釘打ちのみ)



写真 5.3-58 倒壊した木造アパート



写真 5.3-59 横ずれした木造アパート



写真 5.3-60 傾斜した木造アパート



写真 5.3-61 傾斜した木造アパート



写真 5.3-62 大破した木造アパート



写真 5.3-63 倒壊した木造アパート



写真 5.3-64 倒壊した木造住宅



写真 5.3-65 倒壊した木造住宅



写真 5.3-66 倒壊した木造住宅



写真 5.3-67 倒壊した木造住宅



写真 5.3-68 倒壊した木造住宅（金物あり）



写真 5.3-69 写真 5.3-68 の住宅の柱頭部
（柱脚柱頭は金物あり）



写真 5.3-70 倒壊した木造住宅（金物あり）

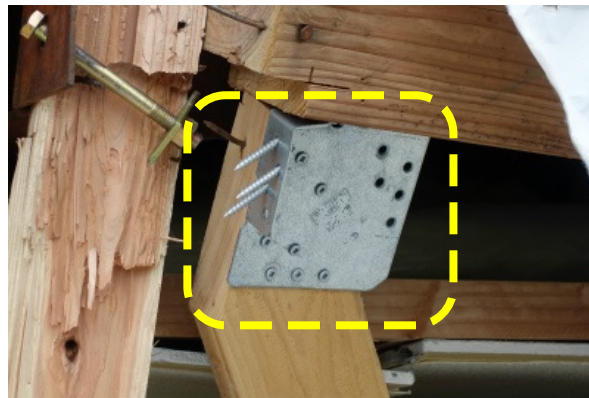


写真 5.3-71 写真 5.3-.16 の住宅の柱頭部
(壁倍率2倍用筋かい金物)

5.3.3 益城町中心部において倒壊した木造建築物の被害要因の分析

(1) 新耐震以降の建築確認で倒壊した木造建築物の構造的特徴と被害要因の集計

国総研・建研では、益城町中心部における現地調査（表 5.3-1 の第六次、第十次調査）を実施し、新耐震の木造住宅で倒壊・崩壊したものを中心に被害状況の把握、構造仕様の確認を行った。その結果、分析対象として102棟の木造住宅を選定し、構造的特徴の把握と被害要因の分析を行った。図 5.3-4 に調査対象の木造住宅の大凡の位置を示したが、分析対象には悉皆調査の調査エリアの木造住宅の他、悉皆調査エリア外の木造住宅 19 棟を含んでいる。

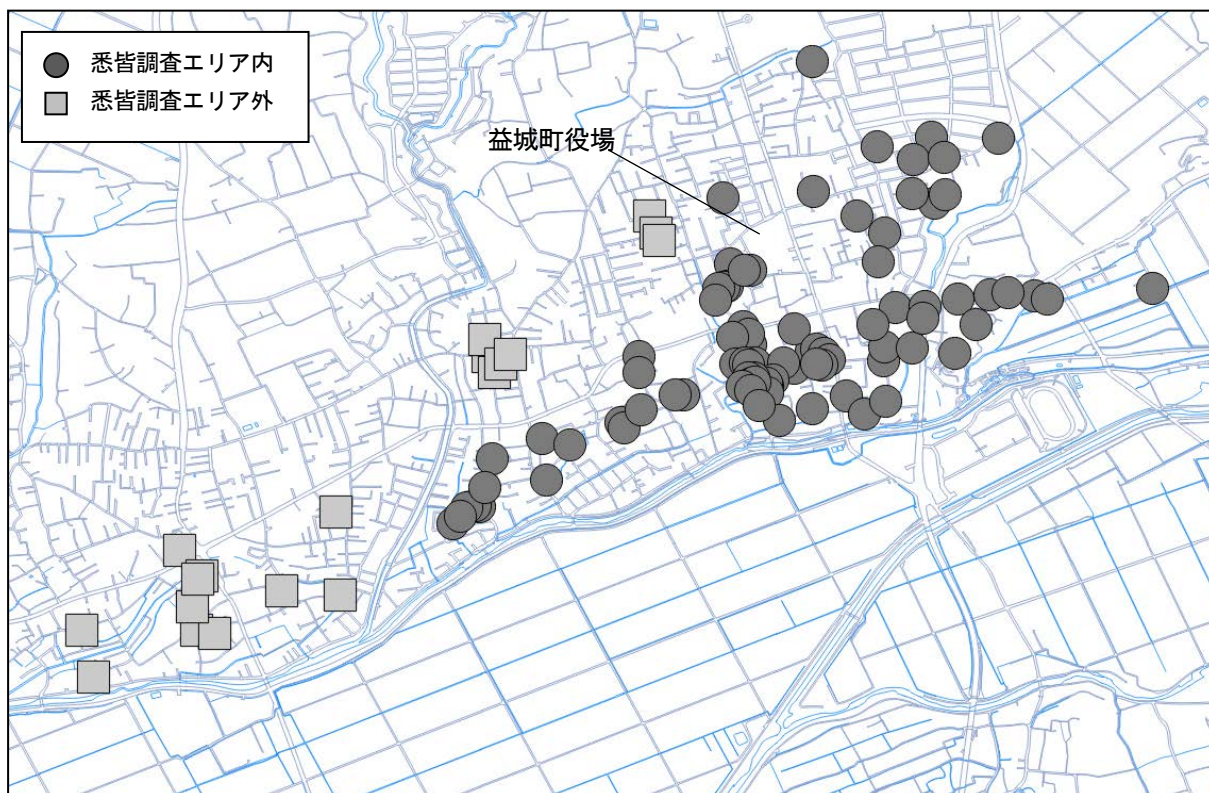


図 5.3-4 分析対象の木造建築物の位置(国土地理院地図を編集)

被害の概要・構造的特徴等を表 5.3-2 に示した。図中の被害要因には柱脚・柱頭接合部の金物の有無のほか、平面不整形、隣の建物の衝突など、被害が大きくなった要因について集計を行った。集計の結果、下記のことが明らかとなった。

- ・分析対象の 102 棟のうち、筋かい端部の接合部仕様を確認したものが 68 棟（2000 年以降 7 棟）で、その中で接合部仕様が不十分であったものが 50 棟（73.5%、2000 年以降 2 棟）であった。
- ・分析対象の 102 棟のうち、柱脚柱頭の接合部仕様を確認したものが 96 棟（2000 年以降 7 棟）で、その中で接合金物が施工されていることを確認したものが 29 棟（30.2%）、現行基準通りの接合部仕様と推定されるものが 4 棟（4.2%、2000 年以降 4 棟）であった。残りの 92 棟（95.8%）は現行基準の接合部仕様を満たしていない可能性が考えられる。図 5.3-5 に接合部仕様の施工状況についてグラフで示した。
- ・分析対象の 102 棟のうち、接合部仕様以外の被害を大きくした要因（隣棟の衝突、立面・平面不整形等）に該当するものは 31 棟であった。
- ・2000 年改正以降で倒壊した 7 棟については、入手した図面等から被害要因の分析を行った。次項に詳細を報告する。
- ・文献における分析結果^{5.3-4)}に基づき、前震と本震の間の 4 月 15 日に斜め方向から撮影された益城町中心部の航空写真（国土地理院電子国土 WEB）により、前震で倒壊した木造住宅の確認を行った。悉皆調査エリア内で前震により倒壊した木造住宅を 35 棟確認した。そのうち旧耐震が 30 棟であった。残りの新耐震 5 棟は新耐震の木造建築物であった。5 棟全てにおいて接合部仕様が不十分、隣接した新耐震以前の建物の衝突等が主な倒壊要因の一つであることが推定された。

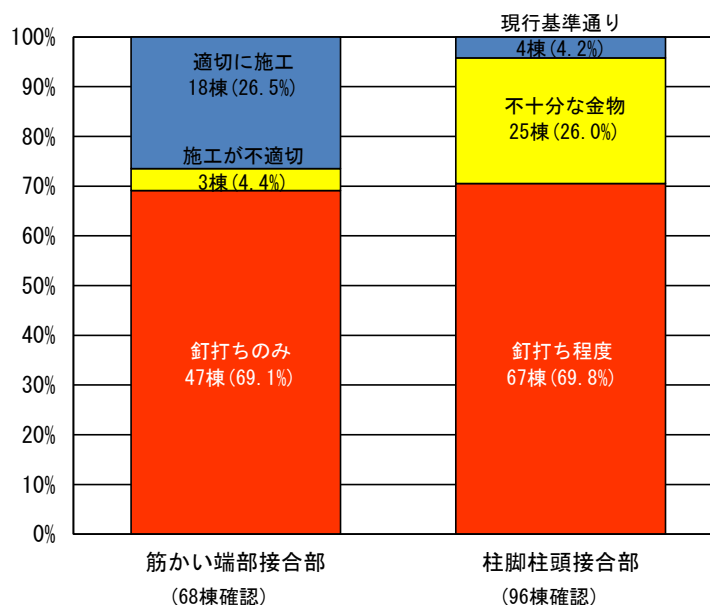


図 5.3-5 筋かい端部接合部と柱脚柱頭接合部の仕様

表 5.3-2 分析対象の木造建築物の構造的特徴と被害要因

番号	建築年	前震で倒壊	被害概要	階数	構法	被害要因 (仕様規定不適合、既存不適格の可能性)					被害要因 (他の要因)							柱脚柱頭金物	筋かい金物
						筋かい端部の金物が釘打ち程度	筋かい端部の金物の施工が不適切	柱脚・柱頭の接合方法が釘打ち・かすがい程度	柱脚・柱頭の仕様未確	柱脚・柱頭金物が不十分な可能性(現行基準の金物を未確認)	柱脚柱頭金物が施工が不適切	壁量不足	2階の床面積が極めて小さい	隣の建物の衝突	増築・改修の影響	鉄骨梁等により重量が重い	生物劣化		
1	2000年以降		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組													○	○
2	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組			○											○
3	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組													かすがい	
4	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
5	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組					○								○	○
6	新耐震		倒壊(敷地の崩壊)	2	在来軸組	○		○										○	釘打ち
7	2000年以降		倒壊(1層の層崩壊)	1	在来軸組													○	○
8	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組												○		
9	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組					○								○	○
10	新耐震		倒壊(全体崩壊)	2	2X4材使用													○	
11	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
12	2000年以降		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組					○									○
13	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	1	在来軸組			○											
14	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○													釘打ち
15	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○													釘打ち
16	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組			○											
17	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組			○		○							○	かすがい	
18	2000年以降		倒壊(1層の層崩壊)	1	在来軸組	○											○		釘打ち
19	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組			○											
20	新耐震		倒壊(全体崩壊)	1	在来軸組														
21	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	1	在来軸組					○									
22	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○					○						釘打ち
23	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組			○										○	○
24	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
25	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組					○									○
26	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組					○							○	○	
27	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
28	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
29	新耐震		倒壊	2	在来軸組			○											
30	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組					○								○	○
31	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組					○									○
32	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組					○								○	○
33	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○				○									釘打ち
34	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組													○	○
35	新耐震		倒壊(2層の層崩壊)	2	在来軸組					○									
36	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	1	在来軸組			○					○						
37	2000年以降		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組													○	○
38	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組					○	○								○
39	新耐震		倒壊	2	在来軸組								○					○	○
40	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組					○	○								○
41	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	1	在来軸組					○									○
42	2000年以降		倒壊(1層の層崩壊)	1	在来軸組	○		○								○		かすがい	釘打ち
43	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組					○									○
44	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	2X4材使用													○	○
45	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	2X4材使用													○	○
46	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組						○								○
47	新耐震		倒壊	1	在来軸組			○										○	○
48	新耐震	前震	倒壊	1	在来軸組	○		○									○		釘打ち
49	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組					○								○	○
50	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組					○									○
51	新耐震		倒壊	2	在来軸組			○											
52	新耐震		倒壊(2層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
53	2000年以降		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組													○	○
54	新耐震		倒壊	2	在来軸組	○		○											○
55	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○									○		釘打ち
56	新耐震		倒壊	2	在来軸組	○		○											釘打ち
57	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組			○				○							○
58	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○								○			釘打ち
59	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
60	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
61	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
62	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
63	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組					○									○
64	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	2X4材使用					○									○
65	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組					○									○
66	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組					○									○
67	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
68	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	1	在来軸組	○		○										○	釘打ち
69	新耐震		倒壊(全体崩壊)	1	在来軸組												○		
70	新耐震	前震	倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
71	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組			○									○		
72	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
73	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○								○			釘打ち
74	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
75	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
76	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○								○			釘打ち
77	新耐震	前震	倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
78	新耐震	前震	倒壊(1層の層崩壊)	2	2X4材使用									○	○			○	
79	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
80	新耐震		倒壊	2	在来軸組	○		○											釘打ち
81	新耐震		倒壊	2	在来軸組	○		○											釘打ち
82	新耐震	前震	倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
83	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組			○								○			
84	新耐震		倒壊	2	在来軸組					○									かすがい
85	新耐震		倒壊	2	在来軸組	○		○										○	釘打ち
86	新耐震		倒壊	2	在来軸組	○				○									○
87	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組			○		○									○
88	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
89	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組	○		○											釘打ち
90	新耐震		倒壊(1層の層崩壊)	2	在来軸組							○						○	釘打ち
91	新耐震																		

(2) 2000 年 6 月以降の建築確認で倒壊した木造建築物の構造的特徴と被害要因の分析

益城町中心部で、2000 年 6 月の接合部等の基準の明確化を図った現行基準導入以降の木造住宅 322 棟のうち 7 棟（約 2.2%）の倒壊が確認された。倒壊の原因究明を目的として入手した図面等による分析を行った。倒壊した 7 棟のうち 4 棟については現地調査により、不十分な接合部の仕様、地盤変状の影響等の被害要因が見られた。残りの 3 棟と参考までに接合部仕様が不十分であった 1 棟を分析対象として、建築基準法施行令 46 条の壁量計算、品確法性能評価基準における壁量計算^{5.3-5)}、許容応力度計算、保有水平耐力計算、及び限界耐力計算により耐震性能の確認を行った。また、3 棟について、近隣で観測された地震波を用いて、限界耐力計算、時刻歴応答解析を行った。以下、分析対象の 4 棟を A-1～A-4（接合部仕様が不十分であった 1 棟が A-4）と呼称する。4 棟の概要を表 5.3-3 に示した。

表 5.3-3 2000 年 6 月以降の建築確認で倒壊した木造建築物の構造的特徴

名称	A-1	A-2	A-3	A-4
構造的被害	1 層の層崩壊	1 層の層崩壊	1 層の層崩壊	1 層の層崩壊
敷地・基礎の被害	基礎被害：無し 地盤変状：無し	基礎被害：確認できず 地盤変状：無し	基礎被害：確認できず 地盤変状：無し	基礎被害：軽微な亀裂 地盤変状：無し
構法	軸組構法 2 階建て	軸組構法 2 階建て	軸組構法 2 階建て	軸組構法 2 階建て
外壁	サイディング	サイディング	ALC サイディング	サイディング モルタル
内壁	せっこうボード	せっこうボード	せっこうボード	せっこうボード
屋根	スレート瓦	棧瓦葺	棧瓦葺	棧瓦葺
耐震要素	2 つ割り筋かい	2 つ割り筋かい	2 つ割り筋かい	2 つ割り筋かい
接合部	ホールダウン金物 筋かい金物	ホールダウン金物 筋かい金物	ホールダウン金物 筋かい金物	筋かい金物
1F 床面積	90.18m ²	86.00m ²	76.96m ²	53.89m ²
2F 床面積	84.47m ²	50.00m ²	69.99m ²	45.16m ²
その他	・細径鋼管による地盤補強を行っているとのこと（鋼管 100 本程度） ・杭は住宅の真下のみ ・前震では被害軽微、本震で倒壊			・RC 造の杭を確認 ・敷地に大きな亀裂 ・接合部仕様が不十分

①壁量計算による検討

分析対象の 4 棟の他、益城町中心部において被害が軽微な建築物についても図面の入手を行った。入手した図面から建築基準法施行令 46 条における必要壁量と、品確法性能評価基準の等級 2 に相当する必要壁量を 1.25 で除した値を分母として、存在壁量の余裕率の検討を行った。表 5.3-4 に計算結果を示した。A-1～A-4 以外の B-1～B-17 は無被害か被害軽微であった木造住宅、C-1～C-6 は分析対象 4 棟の近隣のエリアで無被害か被害軽微であった木造住宅である。なお、品確法の存在壁量には準耐力壁は加算してない。図 5.3-6 に令 46 条の壁量計算と、評価方法基準の壁量余裕率を比較して示した。赤色プロットは分析対象 4 棟（倒壊した方向の壁量余裕率）、緑色プロットは無被害か被害軽微であった木

造住宅、黄色プロットは分析対象4棟の近隣のエリアで無被害か被害軽微であった木造住宅の1階のX方向、Y方向の壁量余裕率である。倒壊したA-1～A-4は他の無被害か被害軽微であった木造住宅と同程度の壁量を有していたことが分かる。

表 5.3-4 分析対象の木造建築物の壁量余裕率（地震力）

ID	令46条 壁量余裕率(地震力)				評価方法基準 壁量余裕率(地震力)			
	1F X方向	1F Y方向	2F X方向	2F Y方向	1F X方向	1F Y方向	2F X方向	2F Y方向
A-1	1.41	1.36	2.01	1.94	1.31	1.26	1.69	1.63
A-2	1.04	1.06	1.33	2.62	1.10	1.11	1.09	2.15
A-3	1.50	1.42	2.05	2.07	1.25	1.18	1.73	1.75
A-4	1.42	1.85	1.64	2.05	1.24	1.62	1.37	1.72
被害軽微、無被害								
B-1	1.37	1.83	3.10	2.91	1.27	1.69	2.61	2.45
B-2	1.07	1.02	2.29	1.14	1.01	0.97	1.92	0.96
B-3	1.19	1.65	1.74	2.13	1.11	1.54	1.46	1.78
B-4	1.23	1.48	2.02	1.77	1.14	1.36	1.70	1.48
B-5	1.83	2.19	2.00	2.35	1.48	1.77	1.70	2.00
B-6	1.17	1.44	3.24	2.60	1.24	1.53	1.97	1.57
B-7	1.95	1.72	2.89	2.67	1.99	1.76	2.40	2.22
B-8	1.27	1.27	1.55	1.75	1.14	1.14	1.30	1.46
B-9	1.67	1.50	2.44	1.22	1.83	1.63	2.01	1.00
B-10	1.17	1.43	1.60	2.16	1.14	1.40	1.33	1.79
B-11	1.42	1.42	1.53	1.84	1.18	1.18	1.29	1.55
B-12	1.25	1.10	1.17	1.10	1.17	1.02	0.98	0.92
B-13	1.58	1.83	1.39	2.21	1.42	1.64	1.16	1.85
B-14	1.56	1.90	1.60	1.81	1.25	1.52	1.35	1.54
B-15	1.37	1.62	1.73	1.90	1.34	1.59	1.43	1.58
B-16	1.29	1.01	1.74	1.19	1.28	0.99	1.45	0.99
B-17	1.34	1.29	2.12	2.00	1.37	1.32	1.76	1.67
分析中4棟の近隣								
C-1	1.39	1.37	1.45	1.43	1.11	1.10	1.23	1.21
C-2	1.77	2.74	3.16	4.66	1.54	2.37	2.67	3.94
C-3	1.97	2.78	4.47	4.47	2.04	2.87	3.72	3.72
C-4	1.28	1.11	1.50	1.72	1.14	0.98	1.26	1.44
C-5	1.06	1.04	1.65	1.03	0.92	0.90	1.39	0.86
C-6	1.31	1.57	2.62	2.14	1.19	1.42	2.19	1.79

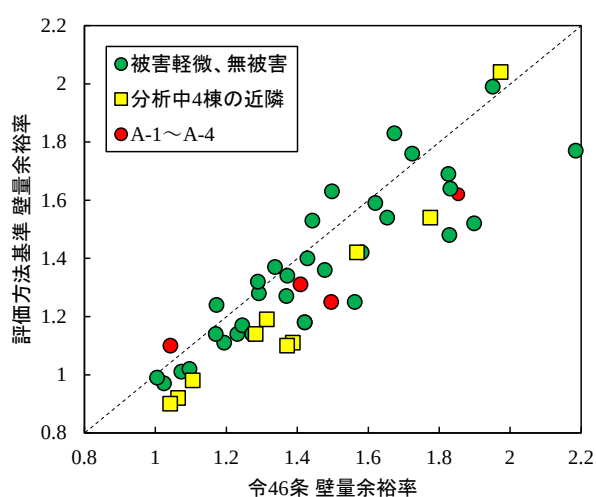


図 5.3-6 壁量余裕率の比較

②許容応力度計算による検討

分析対象の4棟について、許容応力度計算による地震力の検討を行った。図面から重量を拾うことにより地震力 Q_E を算出し、短期許容せん断耐力 Q_a は令 46 条の存在壁量に 1.96 を乗じた値とした。なお、本項における検討は鉛直構面の許容せん断耐力のみとし、接合部や横架材等の検討は行っていない。検討結果を表 5.3-5 に示した。A-3 のみ検定比が 1 を超える結果となった。A-3 は外壁、屋根の固定荷重が重く、壁量計算の想定する重量よりも構造計算の重量が重かったため、検定比が 1 を超えたと考えられる。

表 5.3-5 許容応力度計算による検定比

ID	層	方向	層の荷重 W_i (kN)	層の支持荷重 ΣW_i (kN)	α_i	高さ h (m)	固有周期 T (s)	A_i	Z	R_t	C_i	地震力 Q_E (kN)	許容せん断耐力 Q_a (kN)	検定比 Q_E/Q_a
A-1	1	X	175.4	287.0	1.00	7.3	0.22	1.00	0.9	1.0	0.18	51.7	72.2	0.72
		Y	175.4	287.0	1.00	7.3	0.22	1.00	0.9	1.0	0.18	51.7	69.6	0.74
	2	X	111.6	111.6	0.39	7.3	0.22	1.32	0.9	1.0	0.24	26.5	49.9	0.53
		Y	111.6	111.6	0.39	7.3	0.22	1.32	0.9	1.0	0.24	26.5	48.2	0.55
A-2	1	X	191.2	274.6	1.00	6.0	0.18	1.00	0.9	1.0	0.18	49.4	58.0	0.85
		Y	191.2	274.6	1.00	6.0	0.18	1.00	0.9	1.0	0.18	49.4	58.8	0.84
	2	X	83.4	83.4	0.30	6.0	0.18	1.35	0.9	1.0	0.24	20.3	27.4	0.74
		Y	83.4	83.4	0.30	6.0	0.18	1.35	0.9	1.0	0.24	20.3	53.9	0.38
A-3	1	X	267.1	459.4	1.00	6.2	0.19	1.00	0.9	1.0	0.18	82.7	74.5	1.11
		Y	267.1	459.4	1.00	6.2	0.19	1.00	0.9	1.0	0.18	82.7	70.7	1.17
	2	X	192.3	192.3	0.42	6.2	0.19	1.27	0.9	1.0	0.23	43.9	59.2	0.74
		Y	192.3	192.3	0.42	6.2	0.19	1.27	0.9	1.0	0.23	43.9	59.7	0.74
A-2	1	X	159.3	253.2	1.00	5.6	0.17	1.00	0.9	1.0	0.18	45.6	49.4	0.92
		Y	159.3	253.2	1.00	5.6	0.17	1.00	0.9	1.0	0.18	45.6	64.6	0.71
	2	X	93.9	93.9	0.37	5.6	0.17	1.28	0.9	1.0	0.23	21.7	30.4	0.71
		Y	93.9	93.9	0.37	5.6	0.17	1.28	0.9	1.0	0.23	21.7	38.0	0.57

③保有水平耐力計算による検討

分析対象の4棟のうち被害要因が特定できていない3棟 (A-1～A-3) と、A-2、A-3 の近隣で無被害だった C-6 について、立体骨組モデルを用いた保有水平耐力計算を行った。解析モデルを図 5.3-7 に示した。

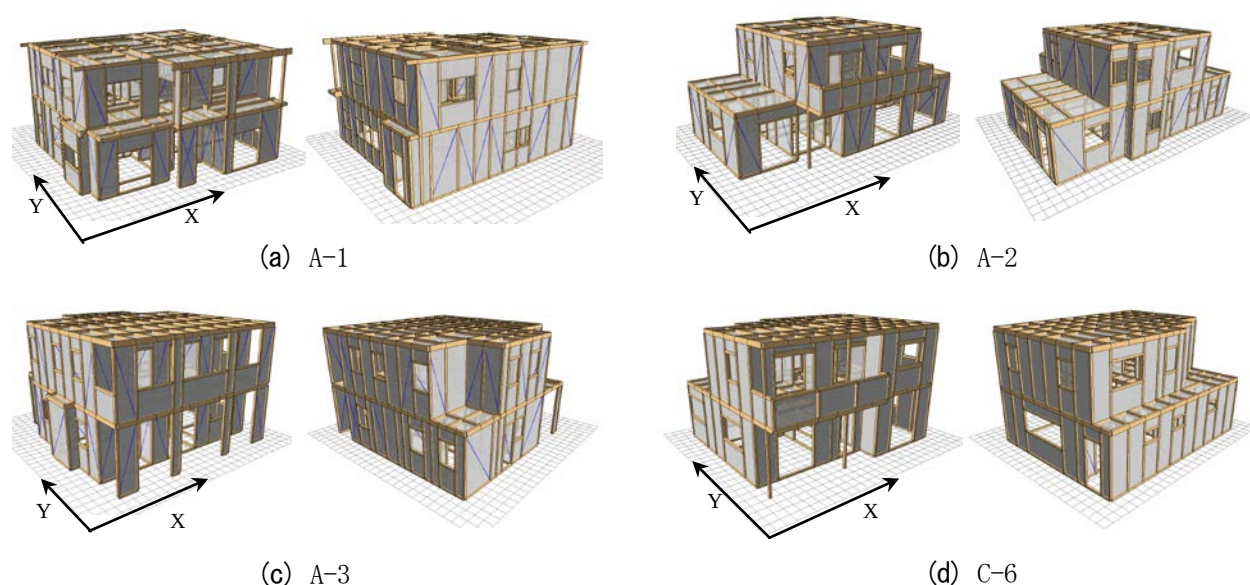


図 5.3-7 解析モデルの概要

立体骨組のモデル化とプッシュオーバー解析、及び、以降で説明する時刻歴応答解析は国土技術政策総合研究所のホームページにおいて無償公開している木造住宅用の数値解析プログラム「wallstat（ウォールスタット）」^{5.3-6)}を用いた。解析モデルの耐震要素として筋かい、サイディング、せっこうボードの鉛直構面壁を考慮し、筋かいは両側に面材が張られている場合の座屈拘束効果を考慮してモデル化を行った^{5.3-7～5.3-8)}。垂壁・腰壁における内外壁も耐震要素として考慮した。壁倍率の大臣認定を取得している耐力壁については、性能評価実験の荷重変形関係からモデル化を行った。プッシュオーバーはAi分布に応じて、解析対象の建築物が倒壊した方向に、該当する解析モデルの各階の床・小屋組レベルを荷重増分させることで各層の層せん断力を算出した。必要保有水平耐力算出の際のDsは解析モデルの荷重変形関係を完全弾塑性で置換（1層の1/200radを降伏変位、1/15radまたは0.8Pmax時の変位を終局変位と仮定）し、塑性率 μ から $Ds=1/(2\mu-1)^{0.5}$ として算出した。図5.3-8に1層の荷重変形関係、保有水平耐力計算による検討結果を表5.3-6に示した。表中の終局せん断耐力1は令46条の存在壁量を1.5倍し、1.96kN/mを乗じた値で、終局せん断耐力2は解析モデルの荷重変形関係から、完全弾塑性に置換した際のQuを示した。令46条の耐力壁のみ考慮した終局せん断耐力1の検定比ではA-1以外は全て1を超える結果となったが、余力を考慮した終局せん断耐力2（保有水平耐力）では、検定比は全て1を下回る結果となった。

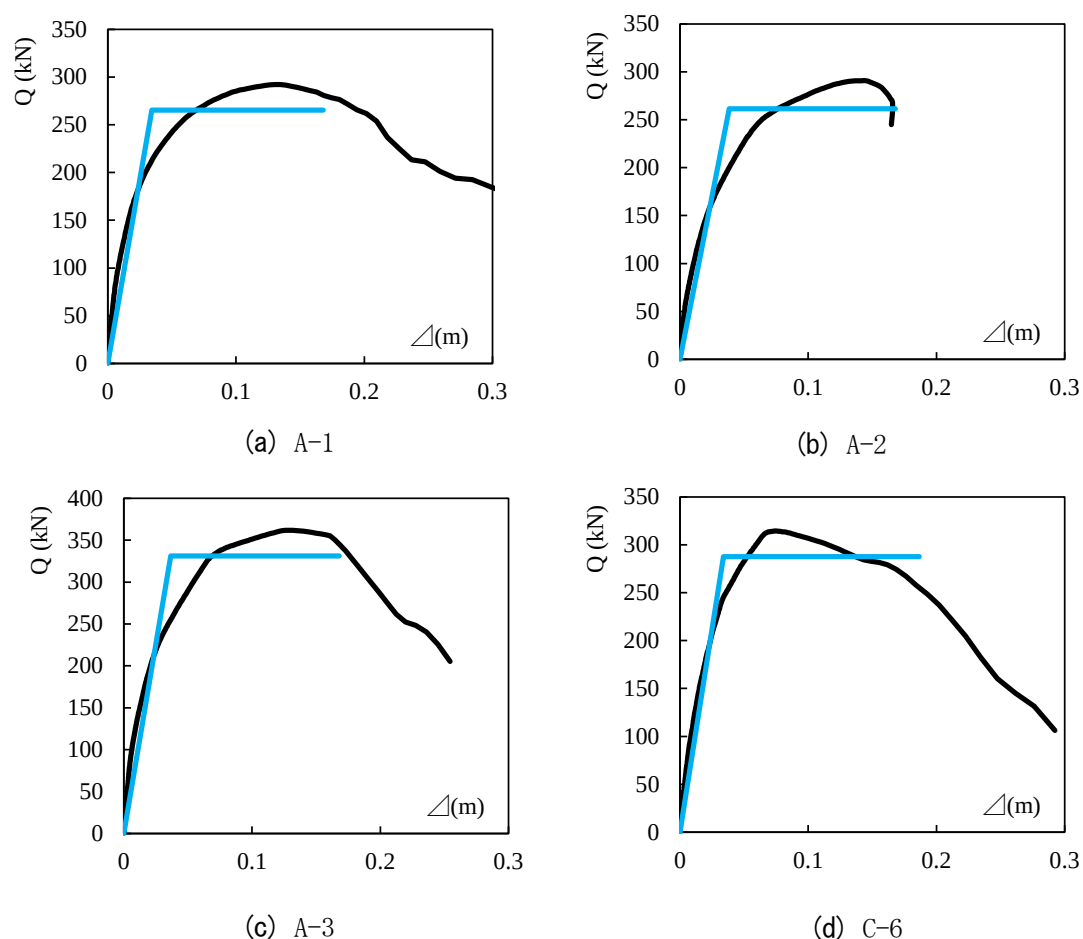


図 5.3-8 解析モデルの1層の荷重変形関係

表 5.3-6 保有水平耐力計算による検定比

ID	層	方向	層の荷重 Wi (kN)	層の支持荷重 ΣW_i (kN)	α_i	高さ h (m)	固有周期 T (s)	Ai	Z	Rt	Ci	Fes	Ds	必要保有水平耐力 Qun (kN)	終局せん断耐力1 Qu1 (kN)	終局せん断耐力2 Qu2 (kN)	検定比 Qu1/Qun	検定比 Qu2/Qun
A-1	1	X	175.4	287.0	1.00	7.3	0.22	1.00	0.9	1.0	0.90	1.00	0.34	87.0	108.4	265.5	0.80	0.33
		Y	175.4	287.0														
	2	X	111.6	111.6														
		Y	111.6	111.6														
A-2	1	X	191.2	274.6	1.00	6.0	0.18	1.00	0.9	1.0	0.90	1.00	0.36	88.8	87.0	261.6	1.02	0.34
		Y	191.2	274.6														
	2	X	83.4	83.4														
		Y	83.4	83.4														
A-3	1	X	267.1	459.4	1.00	6.2	0.19	1.00	0.9	1.0	0.90	1.00	0.35	144.3	111.7	331.3	1.29	0.44
		Y	267.1	459.4														
	2	X	192.3	192.3														
		Y	192.3	192.3														
C-6	1	X	159.3	253.2	1.00	5.6	0.17	1.00	0.9	1.0	0.90	1.00	0.33	75.6	74.1	282.5	1.02	0.27
		Y	159.3	253.2														
	2	X	93.9	93.9														
		Y	93.9	93.9														

④限界耐力計算による検討

前項のプッシュオーバー解析により得られた荷重変形関係から限界耐力計算マニュアル^{5.3-9)}に従い、等価線形化法による応答計算を行った。必要耐力曲線に乗じる係数は $p=0.85$ (2 階建て)、 $q=1.0$ 、 $Z=0.9$ とし、第二種地盤の稀地震、極稀地震の応答スペクトルを元に計算した。各解析モデルの縮約一自由度の A- Δ 曲線と必要耐力曲線の関係について、稀地震を図 5.3-9 に、極稀地震を図 5.3-10 に示した。各層の荷重変形関係と、稀地震、極稀地震の応答を図 5.3-11 に示した。表 5.3-7 に各地震波の応答をまとめて示したが、全ての解析モデルで、損傷限界 (1/120rad)、安全限界 (1/30rad) を満たす結果となった。

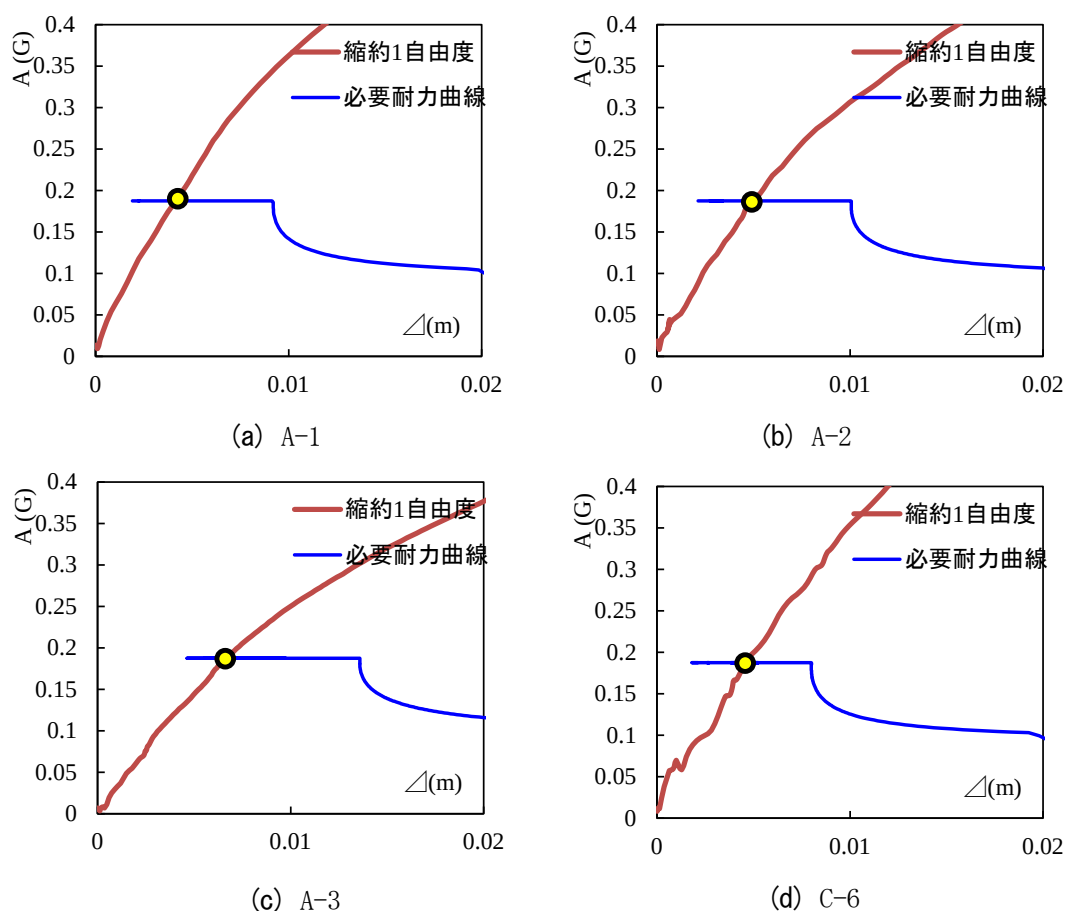


図 5.3-9 稀地震の必要耐力曲線と解析モデルの A- Δ 関係

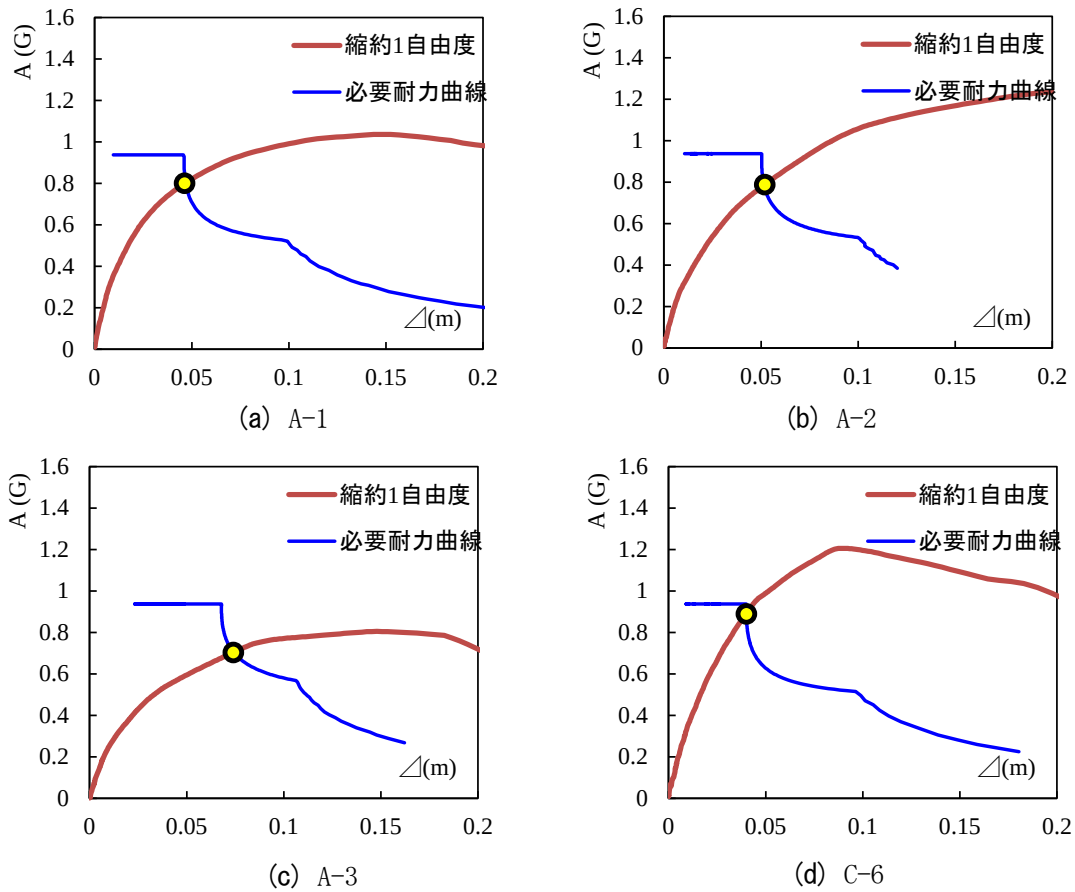


図 5.3-10 極稀地震の必要耐力曲線と解析モデルの A- Δ 関係

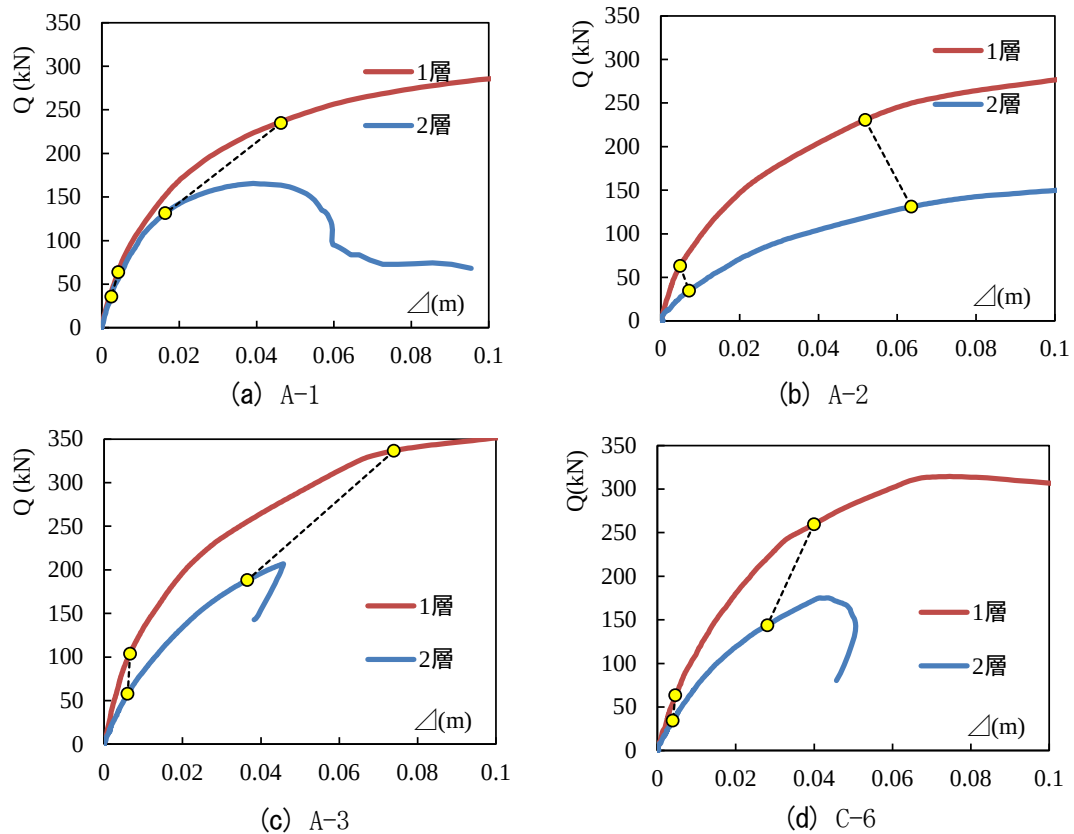


図 5.3-11 各層の荷重変形関係と応答点

表 5.3-7 各層の層間変形角

ID	層	方向	稀地震層間変形角	極稀地震層間変形角
A-1	1	X	1/850	1/71
	2	X	1/1469	1/189
A-2	1	X	1/1008	1/88
	2	X	1/683	1/70
A-3	1	X	1/667	1/48
	2	X	1/683	1/92
C-6	1	X	1/882	1/96
	2	X	1/1023	1/128

⑤実態重量を反映した解析モデルを用いた限界耐力計算、時刻歴応答解析による検討

前項までの各種構造計算では設計用の固定荷重、積載荷重（地震力）を用いて重量の算定を行ったが、木造住宅の実態重量は構造計算用の重量より低いことが知られている^{5.3-10)}。本項では実際の建築物の被害状況を再現することを目的として、分析対象の木造住宅の実態に近い重量を推定した解析モデルを用いて、限界耐力計算、時刻歴応答解析による被害再現を試みた。具体的には解析モデルの重量について下記の調整を行っている。

- 1) 積載荷重は実態を反映して、 $600 \text{ N/m}^2 \rightarrow 200 \text{ N/m}^2$ に減少させる。
- 2) 外壁の開口率 40%、内壁の開口率 50%を考慮して、固定荷重から減少させる。

時刻歴応答解析の入力波として用いた波形は平成 28 年 4 月 14 日 21:26 及び 4 月 16 日 1:25 に国立研究開発法人 防災科学技術研究所の強震観測点^{5.3-11)} (KiK-net 益城：コード KMMH16) で観測された波形と、大阪大学 大学院工学研究科 秦吉弥氏が記録・公開した本震の記録^{5.3-12)}である。以降、KiK-net 益城における前震の際の記録を「KiK-net 益城 0414 (前震)」、本震の際の記録を順に「KiK-net 益城 0416 (本震)」と呼ぶ。大阪大学の波形は「TMP1」、「TMP2」、「TMP3」の 3 種類が公開されているが、

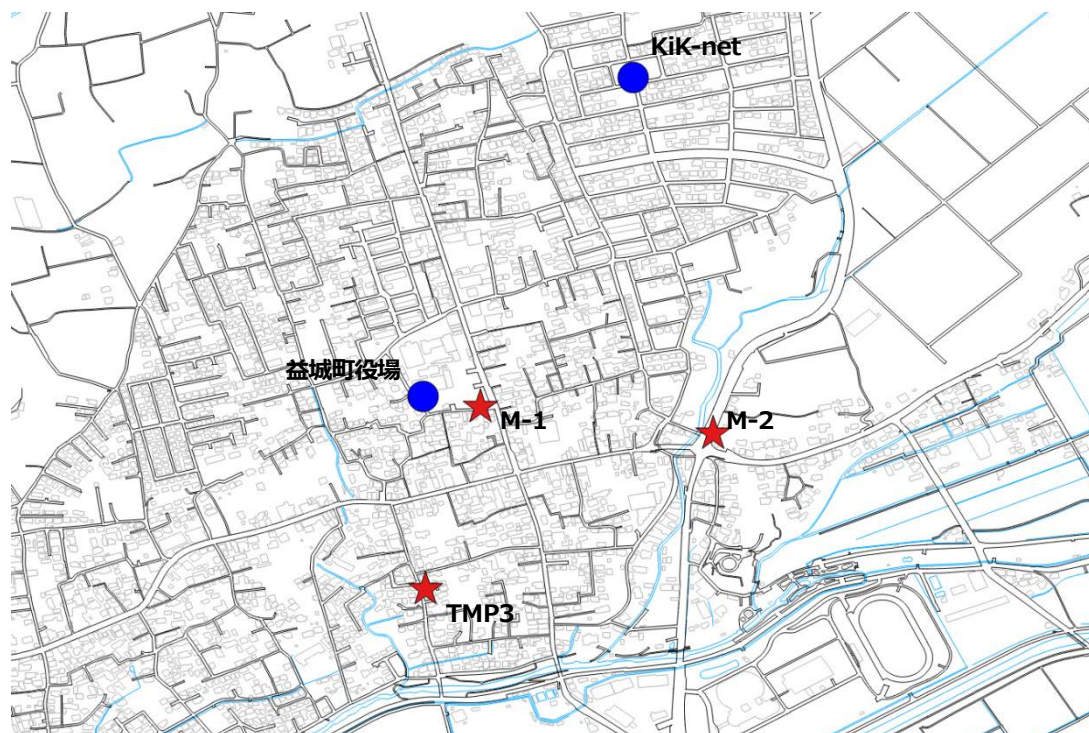


図 5.3-12 観測点の位置

本項では分析対象の A-2、A-3 の近隣に位置する「TMP3」を用いた。KiK-net 益城は A-1 から約 350m 離れた位置にあり、A-1 の検討に用いた。S-3 は、A-2、A-3、C-6 から 120m～160m 離れた位置にあり、A-2、A-3、C-6 の検討に用いた。強震観測点の位置を図 5.3-12 に示した。各波形の減衰定数 5% の擬似速度応答スペクトルを図 5.3-13 に示した。2 波形とも主要な地震動は 30 秒程度継続する波形である。時刻歴応答解析には、加速度波形を文献^{5.3-13, 5.3-14}による方法により変位波形に変換して、波形の主要な領域 30 秒間を抽出し、入力地震波として用いた。

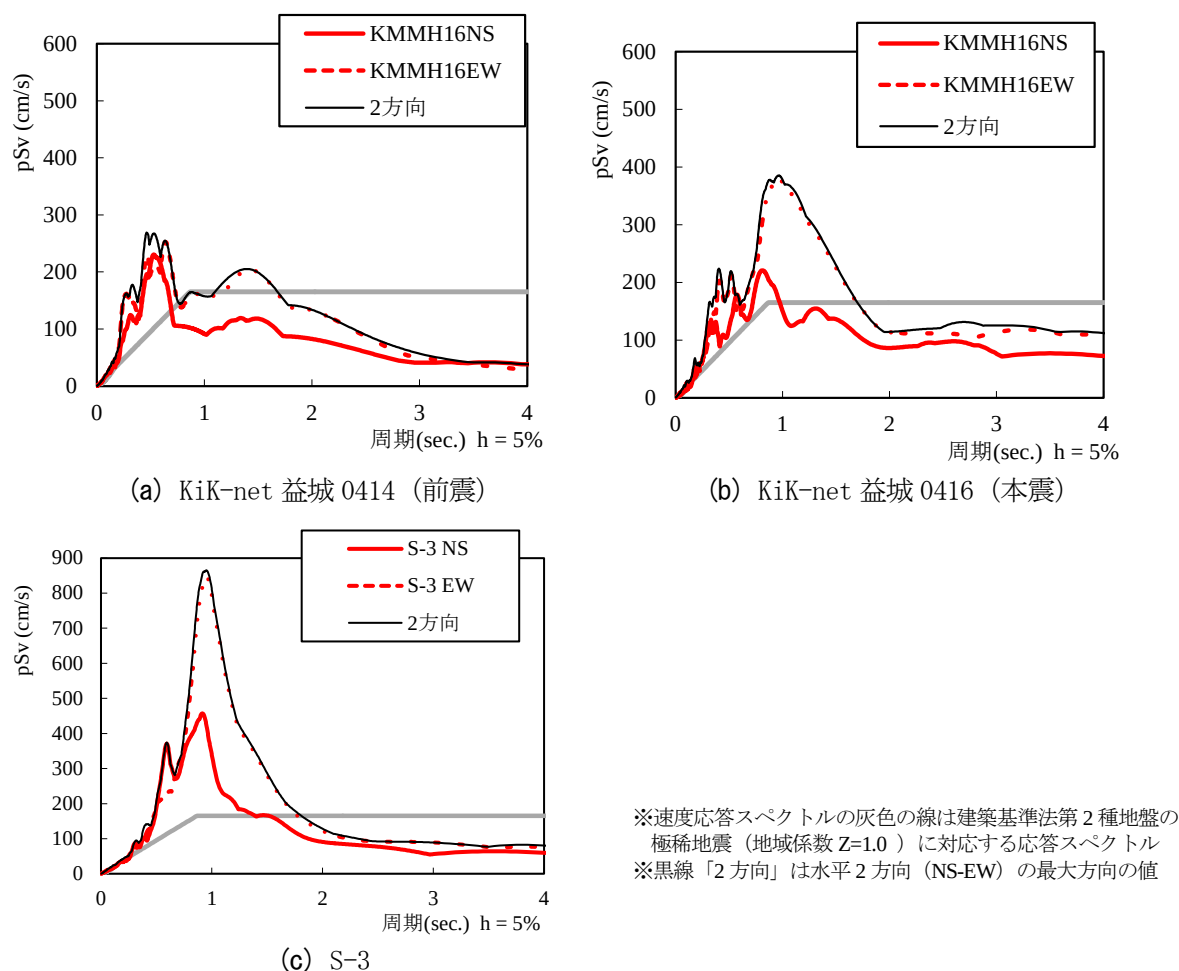


図 5.3-13 検討に用いた地震波の擬似速度応答スペクトル

(a) 地震波を必要耐力曲線とした限界耐力計算による検討

入力地震波の 5% の応答スペクトルを元にして、解析モデルの 1 自由度縮約の荷重変形関係から減衰による低減係数、等価周期を計算し、必要耐力曲線を算定することで応答値の計算を行った。必要耐力曲線等に乗じる係数である p, q, Z, G_s 等は全て 1.0 とした。A-1 については、倒壊した方向の KiK-net 益城の EW 方向の波形を用い、A-2、A-3、C-6 は、A-2、A-3 が倒壊した方向の TMP3 の EW 方向の波形を用いた。図 5.3-14、図 5.3-15 に解析モデルの必要耐力曲線と等価 1 自由度の A- $\angle$ の関係を示し、図 5.3-16、図 5.3-17 に各層の荷重変形関係と応答点を示した。表 5.3-8 に応答点の層間変形角をまとめて示した。A-1 は 1 層 $1/28 \sim 1/30 \text{ rad}$ 程度の応答で倒壊しない結果となった。A-2 は 2 層が $1/25 \text{ rad}$ の層間変形となったが、図 5.3-15(a) に示した通り、応答点が A- $\angle$ の最大荷重手前の変形でかろうじて得られる結果となった。A-3 は応答点が得られず倒壊する可能性が高い結果となった。C-6 は $1/67 \text{ rad}$ 程度の変形となった。C-6 は耐力壁以外の垂れ壁・腰壁等の耐震要素の影響が大きく、他の解析モデ

ルに比べて剛性・耐力が大きく、TMP3のEW方向の必要耐力曲線に対して応答点が得られる結果となっている。

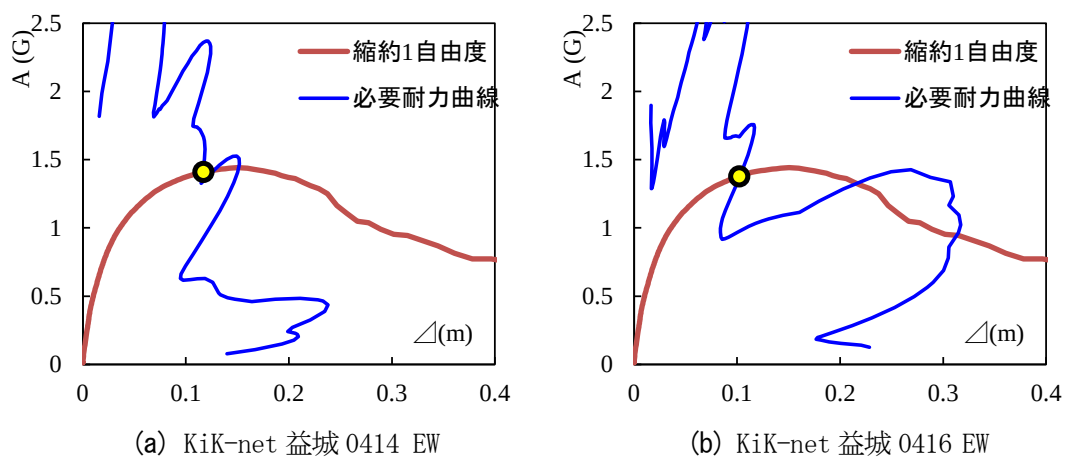


図 5.3-14 KiK-net 益城の必要耐力曲線と解析モデルの A-1 の A- Δ 関係

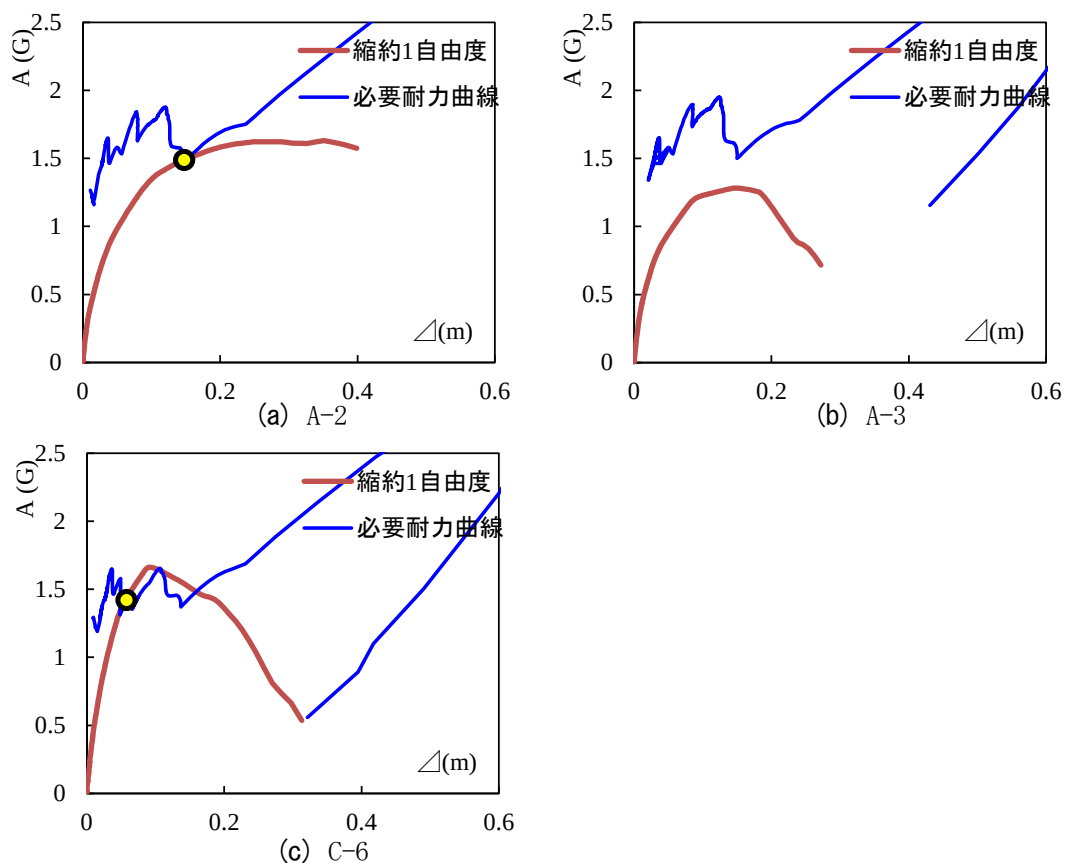


図 5.3-15 S-3 EW 方向の必要耐力曲線と解析モデルの A- Δ 関係

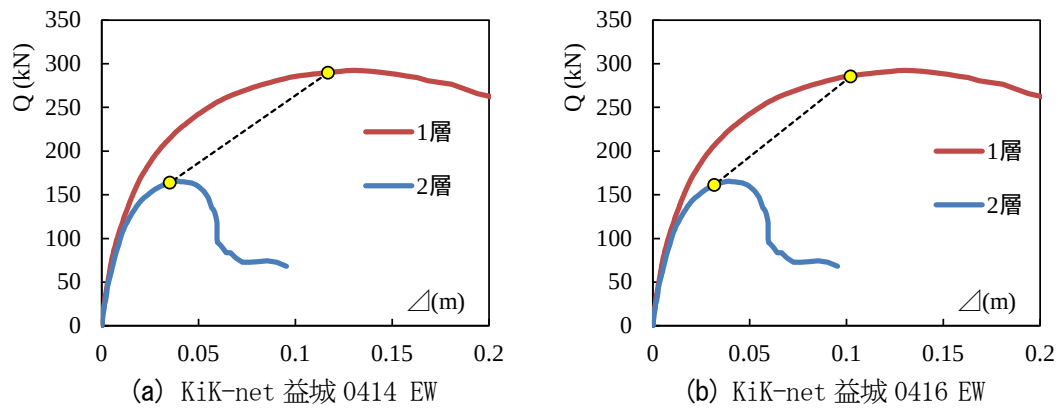


図 5.3-16 解析モデル A-1 の荷重変形関係と KiK-net 益城の応答点

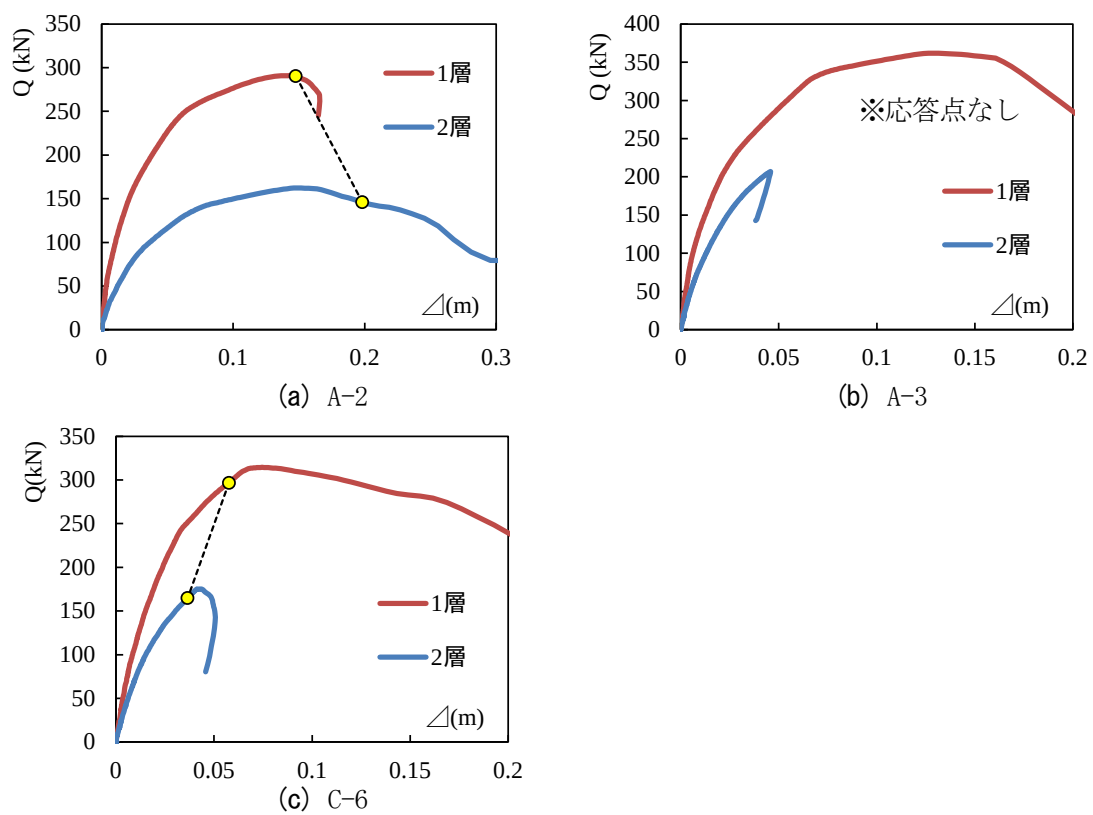


図 5.3-17 解析モデルの荷重変形関係と S-3 EW 方向の応答点

表 5.3-8 解析モデルの層間変形まとめ

ID	地震波	層	方向	層間変形角
A-1	KiK-net益城 0414 EW	1	X	1/28
		2	X	1/88
A-1	KiK-net益城 0416 EW	1	X	1/32
		2	X	1/98
A-2	TMP3 EW	1	X	1/32
		2	X	1/25
A-3		1	X	応答点なし
		2	X	応答点なし
C-6		1	X	1/67
		2	X	1/96

(b) 時刻歴応答解析による検討

限界耐力計算に用いた立体骨組による解析モデルを用いて、観測地震波を入力地震動とした時刻歴応答解析を行った。A-1 は KiK-net 益城の前震、本震を 3 方向に連続入力し、A-2、A-3、C-6 は大阪大学の観測波 TMP3 を 3 方向に入力した。各解析モデルの荷重変形関係を図 5.3-18、図 5.3-19 に、層間変形の時刻歴を図 5.3-20、図 5.3-21 に示した。表 5.3-9 に各解析モデルの各階・各方向の層間変形の最大値を示した。モデル A-1 は限界耐力計算の応答とほぼ同じ最大層間変形となった。モデル A-2 は倒壊する結果となり、限界耐力計算では応答点がぎりぎりあったものが、時刻歴応答解析と 1, 2 階の変形状況等が異なったことが原因と推測される。モデル A-3 は限界耐力計算と同様に倒壊する結果となった。モデル C-6 は限界耐力計算よりも変形が大きい結果となったが、時刻歴応答解析では動的なねじれ変形が大きく生じたためと考えられる。

A-1 については限界耐力計算、時刻歴応答解析で倒壊しない結果となり、実際の被害状況と異なる結果となり、A-1 の近隣の KiK-net 益城よりも大きな地震動が作用した可能性が示唆された。表 5.3-10 に A-1 に TMP3 の振幅の倍率を 90%、95%、100% として 3 方向に入力した結果を示した。また、比較検討のために A-1 の接合部の引張バネを全てホールダウン金物とした解析モデル (A-1 接合部補強) を示した。TMP3 の 95%、100% では倒壊し、90% では倒壊しない結果となった。また A-1 接合部補強では TMP3 の 100% で倒壊しない結果となった。A-1 には TMP3 の 95~100% に相当する地震動が作用した可能性、及び接合部補強により、A-1 の耐震性能が向上する可能性があることが示唆された。

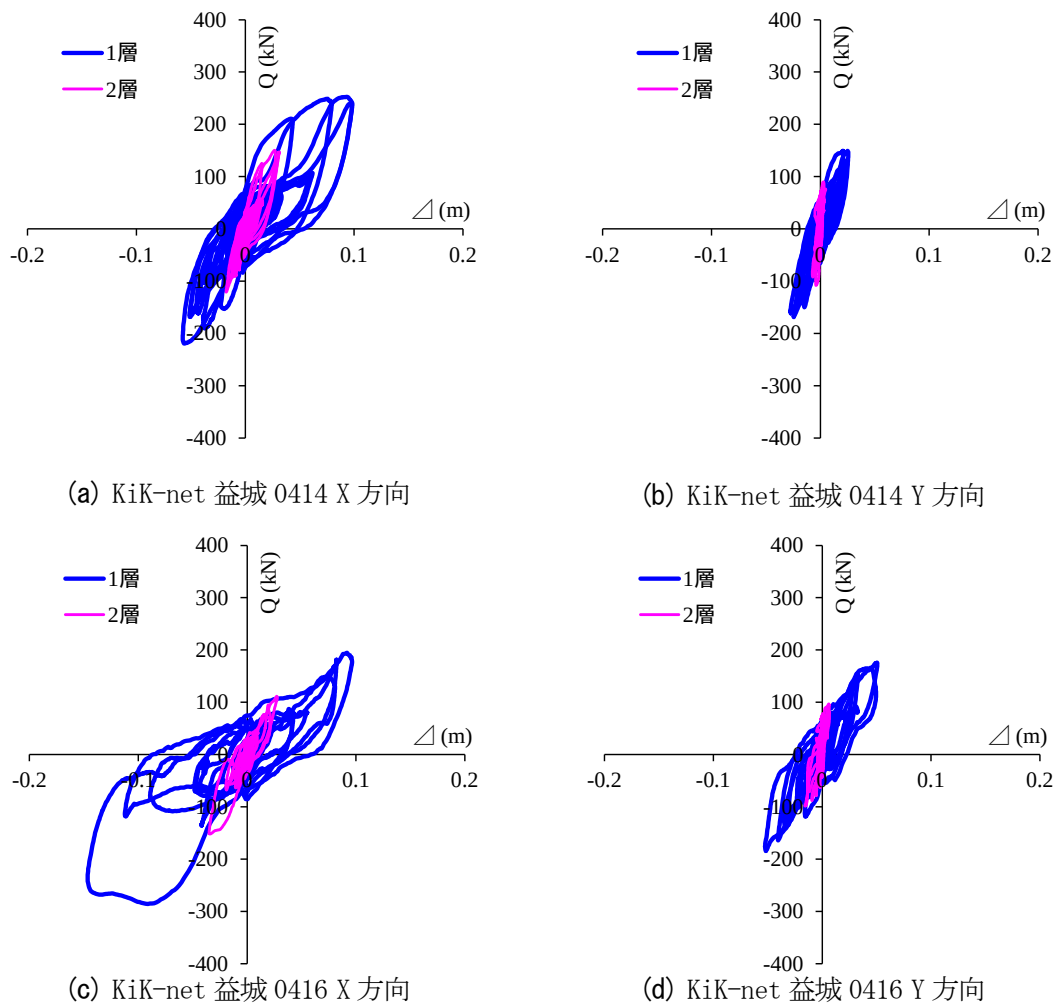
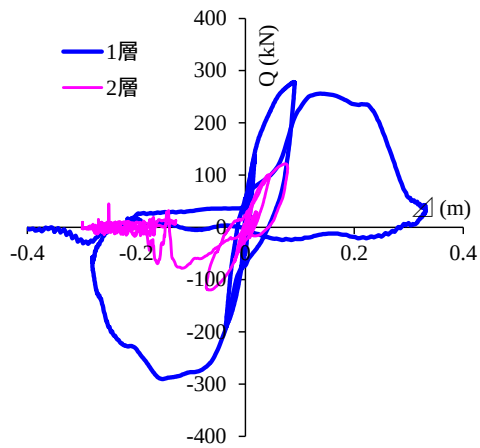
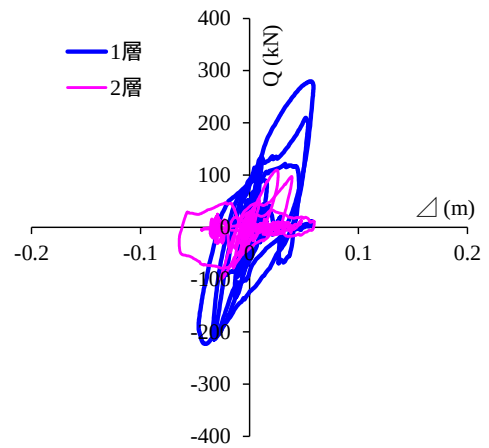


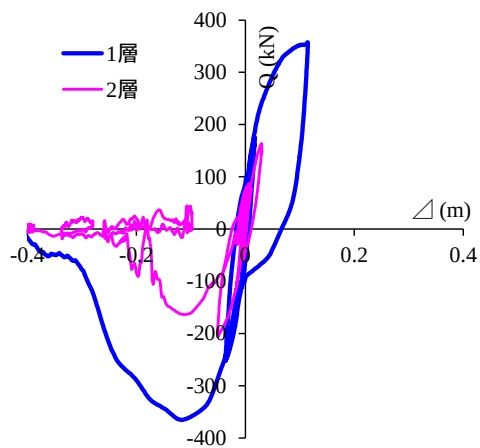
図 5.3-18 解析モデル A-1 の荷重変形関係



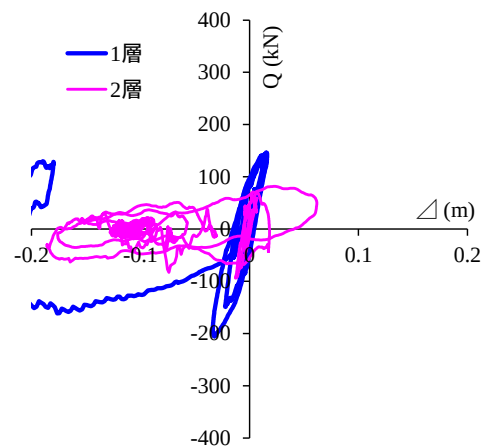
(a) A-2 X 方向



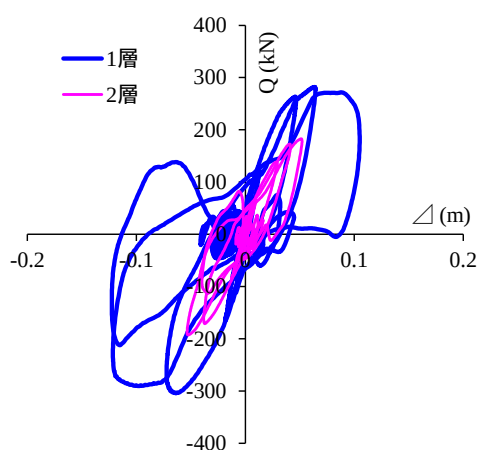
(b) A-2 Y 方向



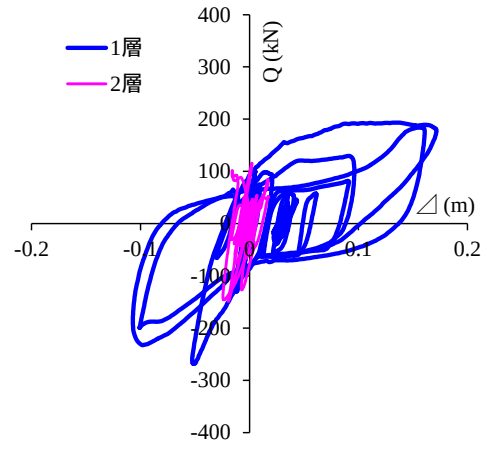
(c) A-3 X 方向



(d) A-3 Y 方向



(e) C-6 X 方向



(f) C-6 Y 方向

図 5.3-19 S-3 入力時の解析モデル A-1、A-2、C-6 の荷重変形関係

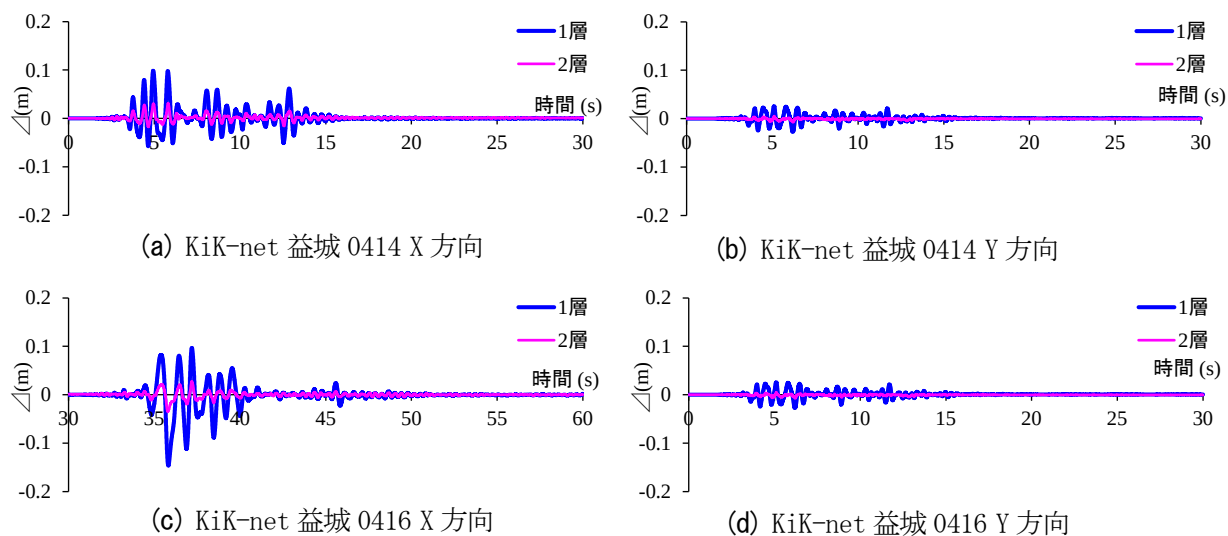


図 5.3-20 解析モデル A-1 の層間変形角の時刻歴

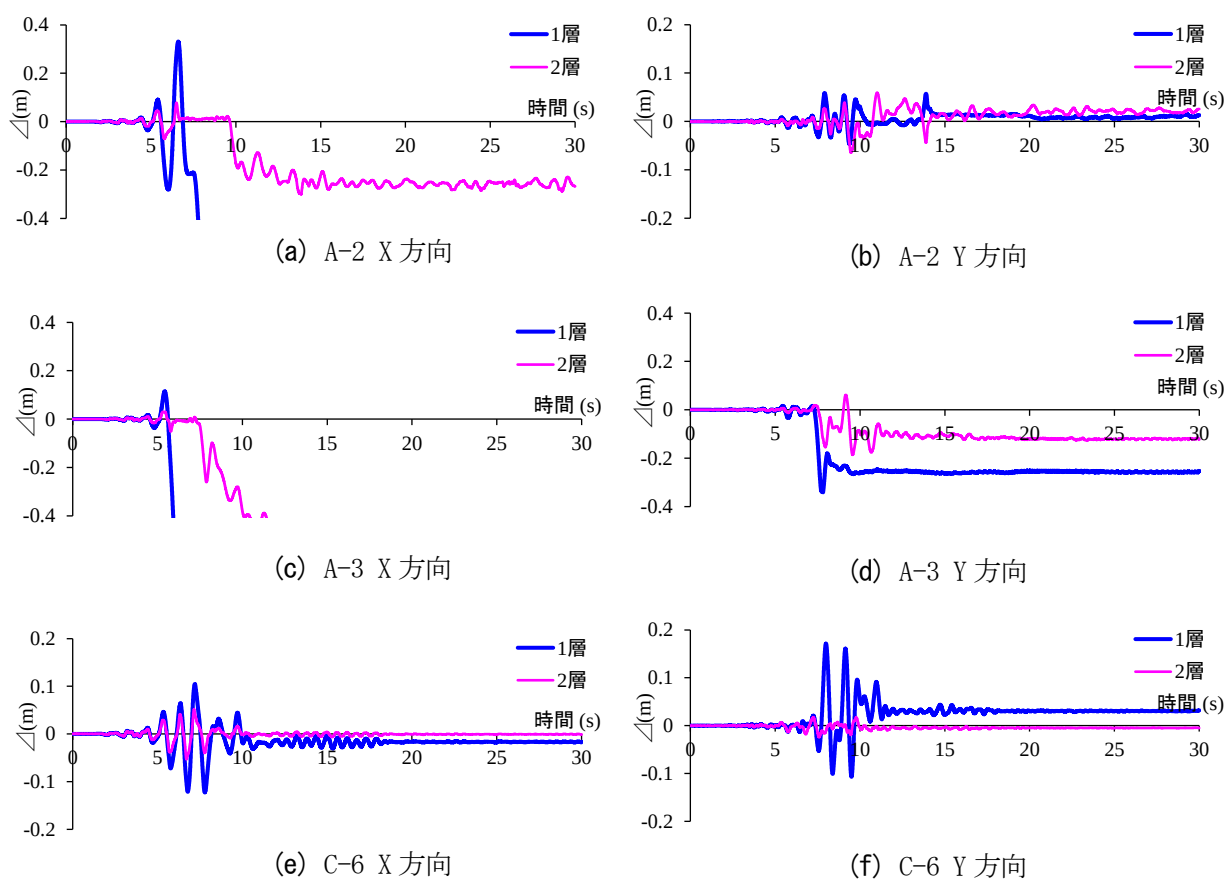


図 5.3-21 TMP3 入力時の解析モデル A-1、A-2、C-6 の層間変形の時刻歴

表 5.3-9 解析モデルの層間変形まとめ

ID	地震波	層	方向	層間変形 (mm)	層間変形角
A-1	KiK-net益城 0414 3方向入力	1	X	98	1/29
			Y	27	1/106
		2	X	31	1/92
			Y	7	1/410
A-1	KiK-net益城 0416 3方向入力	1	X	147	1/19
			Y	53	1/54
		2	X	35	1/82
			Y	16	1/179
A-2	TMP3 3方向入力	1	X	2845	1/1 (倒壊)
			Y	59	1/50
		2	X	300	1/9
			Y	65	1/46
A-3		1	X	2896	1/1 (倒壊)
			Y	341	1/9
		2	X	785	1/3
			Y	186	1/16
C-6		1	X	123	1/22
			Y	172	1/16
		2	X	53	1/52
			Y	24	1/114

表 5.3-10 解析モデル A-1 の層間変形まとめ

ID	地震波	層	方向	層間変形 (mm)	層間変形角
A-1	TMP3 100% 3方向入力	1	X	3049	1/1 (倒壊)
			Y	309	1/9
		2	X	163	1/17
			Y	288	1/9
	TMP3 95% 3方向入力	1	X	3010	1/1 (倒壊)
			Y	336	1/8
		2	X	142	1/20
			Y	226	1/12
	TMP3 90% 3方向入力	1	X	310	1/9
			Y	257	1/11
		2	X	63	1/47
			Y	63	1/47
A-1 接合部補強	TMP3 100% 3方向入力	1	X	127	1/24
			Y	56	1/55
		2	X	39	1/78
			Y	7	1/423

5.3.4 まとめ

木造建築物の被害状況を把握するために現地調査や、悉皆調査による集計を行った。概要を以下にまとめる。

- 益城町中心部における悉皆調査によれば、昭和 56 年の新耐震基準導入以降の木造住宅に比べて、それ以前（旧耐震基準）の木造住宅の被害率が顕著に大きい（新耐震基準導入以降の倒壊率約 6.9%に対し、旧耐震基準の倒壊率は約 27.9%）。また、新耐震基準導入以降については、平成 12 年の接合部等の基準の明確化以降の木造住宅の被害率に比べ、それ以前の被害率が大きい（平成 12 年基準の倒壊率：約 2.2%、昭和 56 年基準の倒壊率：約 8.7%）。

- 西原村では、築年数が概ね 40 年超えの旧耐震基準と推測される木造住宅の倒壊が多く確認された。また、傾斜地において、敷地の被害や擁壁の崩壊が多数確認された。
- 南阿蘇村では、河陽黒川地区に、2 階建ての木造アパートが多く存在し、そのうち 7 棟の倒壊を確認した。これらの木造アパートのうち、柱脚・柱頭、筋かい端部が確認できたものの多くは接合方法が釘打ち程度の比較的軽微な接合方法であった。

また、木造住宅の被害原因の把握を目的として、特に新耐震以降の建築確認で倒壊・崩壊した木造住宅について現地調査に基づき構造的特徴を把握すること、及び、各種構造計算による耐震性能を把握することによる被害要因の分析を行った。分析結果を下記にまとめる。

- 益城町中心部における国総研及び建研の調査（悉皆調査エリア外を含む）によれば、新耐震基準導入以降の木造住宅で倒壊・崩壊が確認された 102 棟のうち、接合部の状況等が確認できた木造住宅の全てについて接合部の仕様が不十分と考えられる等の何らかの被害要因が見られた。
- 前震で倒壊・崩壊したと考えられる木造住宅は、悉皆調査エリア内で 35 棟確認された。その中には平成 12 年基準の木造住宅は存在せず、昭和 56 年基準の木造住宅が 5 棟あった。この 5 棟については、不十分な接合部の仕様、隣接建築物の倒壊等が倒壊・崩壊の主な要因の一つであったと推定される。
- 悉皆調査エリアでは、平成 12 年基準の木造住宅 319 棟のうち 7 棟（約 2.2%）の倒壊が確認され、入手した図面等による原因分析を行った。比較のため無被害の木造住宅についても図面を入手し分析を行った。
 - ・7 棟のうち 4 棟については、不十分な接合部の仕様、地盤変状の影響等の被害要因が見られた。
 - ・残りの 3 棟と接合部仕様が不十分だった 1 棟を分析対象として、構造計算や応答解析により分析を行った。
 - ・建築基準法施行令 46 条、品確法評価方法基準による壁量計算では、分析対象の 4 棟と、無被害の木造住宅で明確な差は見られなかった。
 - ・許容応力度計算では 4 棟のうち 1 棟で、検定比が 1 を超えるものがあり、建物重量が大きかったことが構造計算で基準を満たさない結果となった原因と考えられる。
 - ・無被害建物を含めた保有水平耐力計算、限界耐力計算では、耐力壁以外の耐震要素を考慮すると、全ての木造住宅で保有水平耐力、損傷・安全限界変形角は基準を満たす結果となった。
 - ・実態重量を考慮した解析モデルによる限界耐力計算、時刻歴応答解析では、KiK-net 益城の近隣の A-1 は倒壊しない結果となった。また大阪大学の観測点 TMP3 の 95%以上の振幅の入力で倒壊する結果となった。A-1 の周辺では倒壊率は他と比較して低いエリアのため、震源や地盤の特性に起因して局所時に TMP3 に相当するような地震動が作用した可能性が考えられる。
 - ・A-1 の TMP3 入力で、接合部を補強した解析モデルの応答に差が生じたことから、A-1 の耐震性能に接合部の特性が影響をあたえることが示唆された。
 - ・大阪大学の観測点 TMP3 の近隣の A-1、A-2 は限界耐力計算、時刻歴応答解析によると倒壊する可能性が高い結果となった。被害が軽微だった C-6 は倒壊しない結果となった。これら 3 棟に入力された地震動が同等であったとすると、C-6 は耐力壁以外の垂れ壁・腰壁等の耐震要素の影響が大きく、他の解析モデルに比べて剛性・耐力が大きいことが被害に差が生じた原因である可能性が考えられる。

参考文献

- 5.3-1) 平成 28 年(2016 年)熊本地震による建築物等被害第一次調査報告(その 1 4 月 15 日(本震前)調査結果速報)
http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/2016/01kumamoto_1.pdf
- 5.3-2) 平成 28 年(2016 年)熊本地震による建築物等被害第一次調査報告(その 2 4 月 16 日(本震後)調査結果速報)
<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/2016/02kumamoto.pdf>
- 5.3-3) 平成 28 年(2016 年)熊本地震による建築物等被害第二次調査報告(速報)(木造住宅及び鉄筋コンクリート造等建築物を中心とした調査)
<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/2016/02-kumamoto-1.pdf>
- 5.3-4) 山田真澄、大邑潤三、後藤浩之:「2016 年熊本地震における前震と本震の益城町の建物被害」日本地球惑星科学連合 2016 年大会
- 5.3-5) 評価方法基準(平成 13 年国土交通省告示第 1347 号)
- 5.3-6) 木造住宅 倒壊解析ソフトウェア wallstat
<http://www.nilim.go.jp/lab/idg/nakagawa/wallstat.html>
- 5.3-7) 中川貴文「大地震動時における木造軸組構法住宅の倒壊解析手法の開発」建築研究資料, 第 128 号(2010) <http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/data/128/>
- 5.3-8) T. Nakagawa, et al., "Collapsing analysis of shake table tests of three story post-and-beam wood houses", 14th World Conference on Timber Engineering, New Zealand (2012)
- 5.3-9) 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き」2005 年 3 月
- 5.3-10) 岡崎友也, 五十田博, 小塚直人, 若島嘉朗: 家具類の地震時挙動と有効質量に関する実験, 日本建築学会構造系論文集, 74(646), pp. 2199-2208, 2009.12
- 5.3-11) 国立研究開発法人 防災科学技術研究所ホームページ(強震観測網 K-NET、KiK-net)
<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 5.3-12) Yoshiya HATA, Hiroyuki GOTO, and Masayuki YOSHIMI (2016): Preliminary Analysis of Strong Ground Motions in the Heavily Damaged Zone in Mashiki Town, Kumamoto, Japan, during the Main Shock of the 2016 Kumamoto Earthquake (Mw7.0) Observed by a Dense Seismic Array, Seismological Research Letters, in printing.
- 5.3-13) Boore, D. M., C. D. Stephens and W. B. Joyner: Comments on baseline correction of digital strong-motion data: examples from the 1999 Hector Mine, California, Earthquake, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 92, pp.1543-1560, 2002.5
- 5.3-14) 平井敬、福和伸夫「強震記録に基づく東北地方太平洋沖地震による地殻変動分布の算定」日本建築学会構造系論文集 第 77 巻 第 673 号, pp. 341-350 (2012 年 3 月)