

伝統的木造建築技術により建てられた古民家への
アウターフレーム補強の有効性検証

最終報告書

2023年12月

兵庫県・神戸大学

目 次

1. 研究の主旨・実施体制	・・・	1
1.1 2021年度の検討課題		2
1.2 2022年度の検討課題		2
1.3 研究実施体制		3
2. 実験研究計画	・・・	8
2.1 実験研究の目的		8
2.2 当該実験研究の位置づけ		8
3. 試験体の設計	・・・	10
3.1 想定建物の検討		10
3.2 試験体建物の設計		18
3.3 試験体仕様		19
3.4 アウターフレームの仕様		27
4. 実験実施計画	・・・	35
4.1 試験体の設置と安全計画		35
4.2 計測計画		39
4.3 加振計画		41
5. 実験結果	・・・	46
5.1 最大層間変位応答		46
5.2 層間変位応答の補正方法		55
5.3 層せん断力応答		68
5.4 損傷観察		72
6. 解析による検討	・・・	111
6.1 解析モデル①による検討		111
6.2 解析モデル②による検討		125
7. まとめ	・・・	138
8. 研究成果の公表（2023年12月まで）	・・・	139

1. 研究の趣旨・実施体制

近年、戦前に建築された比較的古い木造住宅（以下、「古民家」）をリノベーションし、カフェやショップ、宿泊施設として再生・活用することで、地域経済への活性化に寄与する取組が、全国的にも関心を増している。兵庫県では、木造住宅の優良な既存ストックの有効活用、伝統的木造建築技術やまちなみ景観の維持・継承を図るため、平成19年度より古民家再生促進支援事業を実施している。県内には優良な古民家が数多く存在する一方、その価値が認識されないまま解体されていくケースが多くなっていることから、既存ストックの有効活用、伝統的木造建築技術やまちなみ景観の維持・継承を目的として、地域の木工・建築士等による古民家再生を支援するものである。今後も当該助成事業を持続的に運営し、積極的な利用を推奨していくためには、再生古民家の耐震性に対する要望に対して、安全安心な構法を提案していくことが重要な課題であると考えられる。

1995年兵庫県南部地震以降、木造建築物に対する耐震化研究は飛躍的に増加し、耐震補強のための様々な工法が提案され、補強部の要素実験により、それらの構造性能が検証されている。こうした要素実験結果に基づき、既存木造家屋の耐震化の際にも、様々な各種補強工法が利用されるに至っている。一方、これらの耐震補強工法の多くが、建物の主要構造を直接補強する手法であり、建築基準法の施行以前に建てられたような古民家を対象とした場合、そもそも主要構造の保有する構造性能が不確定であり、これらの補強工法により十分な耐震効果が発揮可能か、定量的に判断することが難しい。従って、古民家の安心・安全な利活用を促進するためには、補強効果が明確な耐震補強構法を準備することが重要な課題であると考えられる。

また、古民家の利活用の検討においては、大黒柱や剥き出しの太い梁（はり）等が生み出す開放的な空間など、古民家の情緒を活かしたリノベーションが前提となり、こうした要素の保存を前提としたうえで、建物全体の耐震性を確保するためには、内装の改修を最小限に抑えることが可能な耐震補強工法の検討を進めていくことが望まれるものと考えられる。そこで、本研究プロジェクトでは、建物自体の改修行程を少なくしつつ、耐震性向上を可能とするアウターフレーム補強工法の開発を目指し、実大震動台実験を実施した。E-ディフェンス実験では、実大試験体を用いた振動実験を通して、アウターフレーム補強工法が大地震時にその性能を適切に発揮でき、信頼性の高い耐震補強効果を実現できるような、設計条件を明らかにすることを目的とした。

当該研究プロジェクトは、2021年度より開始し、2021年度においては、検証対象とする古民家のモデル建物と試験体仕様とともに、アウターフレームと建物との連結要素（ダンパーなど）の仕様と必要性能についての予備検討を進めた。2022年度においては、モデル建物と実大試験体の仕様を確定し、試験体の設計・製作を行い、E-ディフェンスにおいて、当該工法による耐震補強効果を実証的に検証した。

1.1 2021 年度の検討課題

Eーディフェンス実験を 2022 年度に実施するために、2021 年度の研究課題は、当該構法を導入するための要素技術についての検討とともに、Eーディフェンス実験用の実大試験体仕様の検討を行うこととした。当該構法を構成する要素技術、ならびに実験に用いる試験体の条件に関する予備的な検討課題は、以下のとおりである。

- ① アウターフレームと建物との連結要素（ダンパーなど）の仕様と必要性能の検討。
- ② 建物に生じるせん断力応答のうち、必要負担分をアウターフレームに適切に伝達するための建物の水平構面の要求性能・補強仕様の検討。
- ③ アウターフレームを付加した場合のねじれ振動性状の検討。
- ④ アウターフレームとその土台・基礎の仕様と必要性能の検討。
- ⑤ 既存の建物土台部において滑動を生じないための仕様・条件・補強法等の検討。

1.2 2022 年度の検討課題

2022 年度の検討課題は、アウターフレーム補強工法を導入した実大木造古民家試験体の設計製作とともに、Eーディフェンスでの加振実験を実施することである。本実験計画では、2 階建て農家型の木造古民家(独立家屋)をモデル建物に想定した。振動台実験では、木造軸組みの実大試験体(1 棟)を用いて、古民家の耐震改修に適用される一般的な耐震補強工法の効果を検証するとともに、実機レベルのアウターフレーム補強工法を導入した際の大地震時挙動を検証した。さらに、建物試験体各部の損傷観測とともに、実験時の計測データ分析と数値シミュレーションモデルによる事後解析を通して、アウターフレームを介してダンパーにより建物に付与される制振効果や、複数回加振による建物本体の損傷の進行状況など、本構法の実用化のための留意点についても明らかにする。本実験における主要な検証課題は、以下のとおりである。

- ① 2 階床の無い、土間や座敷上部のような剛性が低い水平構面の存在が建物全体応答に及ぼす影響とともに、アウターフレームによる補強効果の検証。
- ② アウターフレームを設置した構面における応答低減効果と、それに伴う建物全体応答への影響の検証。

以上の検討課題に関する 2 年間の取組の結果として、以下、実験研究計画の概要とともに当該実験研究の位置づけを 2 章で述べた後、試験体の設計のための、想定建物の検討、試験体ならびにアウターフレームの仕様を第 3 章に、実験実施のための、試験体の設置と安全計画、計測計画、加振計画を第 4 章に、実験結果のまとめと、損傷観察結果を第 5 章に、実験結果検証のための事後解析結果を第 6 章にて報告し、第 7 章で本研究プロジェクト全体の総括を行う。

1.3 研究実施体制

本研究プロジェクトは、国立研究開発法人防災科学技術研究所と兵庫県との共同研究および兵庫県と神戸大学の協力型共同研究として実施したものである。実施にあたっては、兵庫県に「Eーディフェンスを活用した減災対策推進委員会」を設置し、指導・助言を受けた。研究・実験の実施にあたっては、「プロジェクト研究推進委員会」を設置し、神戸大学が主体的に担当した。2021年度から2022年度にわたるプロジェクト期間における研究実施体制を以下に示す（所属・役職等は、2022年12月当時を記載）。

Eーディフェンスを活用した減災対策推進委員会

委員長	岡田 恒男	東京大学名誉教授，（一財）日本建築防災協会顧問
副委員長	沖村 孝	神戸大学名誉教授，（一財）建設工学研究所代表理事
委員	内田 直樹	元神戸大学教授
委員	梶原 浩一	（国研）防災科学技術研究所地震減災実験研究部門研究統括
委員	鎌田 泰子	神戸大学大学院工学研究科准教授
委員	宮宅 勇二	（公社）兵庫県建築士会会長

アドバイザー 田代 靖彦 （株）日建設計エンジニアリング部門
構造設計グループダイレクター

アドバイザー 辻 聖晃 大阪電気通信大学工学部教授

アドバイザー 三輪 康一 神戸大学名誉教授，（公社）兵庫県建築士会副会長

事務局 城下 隆広 兵庫県危機管理部次長

事務局 奥見 啓五 兵庫県危機管理部防災支援課長

事務局 島浦 佳樹 兵庫県危機管理部防災支援課防災企画班長

事務局 岡田 真裕美 兵庫県危機管理部防災支援課防災企画班主査

事務局 野田 政裕 兵庫県企画県民部防災企画局防災企画課防災計画班長 *

事務局 鉢木 悠矢 兵庫県企画県民部防災企画局防災企画課防災計画班職員 *

事務局 竹谷 尚子 兵庫県まちづくり部住宅政策課住宅政策班職員

事務局 海原 英正 兵庫県まちづくり部建築指導課防災耐震班主査

*：2021年度末まで

プロジェクト研究推進委員会

藤谷 秀雄	神戸大学大学院工学研究科教授	プロジェクト総括責任者
向井 洋一	神戸大学大学院工学研究科教授	実施責任者

難波 尚	神戸大学大学院工学研究科准教授	事務局
藤永 隆	神戸大学都市安全研究センター准教授	
岸田 明子	(国研) 防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター	主幹研究員
福井 弘久	(国研) 防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター	特別研究員
瀧野 敦夫	大阪工業大学建築学科准教授	
水島 靖典	兵庫県立大学環境人間学部講師	
河南 誠	庵 (ANNe) 総合計画事務所	
才本 謙二	才本建築事務所	
酒井 吉一	さか井建築設計事務所	
北條 捻朗	北條建築構造研究所	
橋本 宗明	北條建築構造研究所	
宇野 綾真	北條建築構造研究所	
大西 好浩	播磨社寺工務店	

モデル検討 WG

難波 尚	神戸大学大学院工学研究科准教授	主査
向井 洋一	神戸大学大学院工学研究科教授	幹事
瀧野 敦夫	大阪工業大学建築学科准教授	
河南 誠	庵 (ANNe) 総合計画事務所	
才本 謙二	才本建築事務所	
酒井 吉一	さか井建築設計事務所	
橋本 宗明	北條建築構造研究所	
加藤 裕哉	神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 M1	

実験・解析検証 WG

向井 洋一	神戸大学大学院工学研究科教授	主査
藤永 隆	神戸大学都市安全研究センター准教授	
難波 尚	神戸大学大学院工学研究科准教授	
瀧野 敦夫	大阪工業大学建築学科准教授	
水島 靖典	兵庫県立大学環境人間学部講師	
暮石 穂乃香	神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 M2	
瀬尾 晃基	神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 M1	

損傷観測実施担当者：

瀧野 敦夫	大阪工業大学建築学科准教授
水島 靖典	兵庫県立大学環境人間学部講師
藤永 隆	神戸大学都市安全研究センター准教授
難波 尚	神戸大学大学院工学研究科准教授
金尾 優	神戸大学
河南 誠	庵 (ANNe) 総合計画事務所
才本 謙二	才本建築事務所
酒井 吉一	さか井建築設計事務所
橋本 宗明	北條建築構造研究所
宇野 綾真	北條建築構造研究所
大西 好浩	播磨社寺工務店
暮石 穂乃香	神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 M2
瀬尾 晃基	神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 M1
加藤 裕哉	神戸大学大学院工学研究科建築学専攻 M1
山下 美咲	神戸大学工学部建築学科 B4
中野 結衣	神戸大学工学部建築学科 B4
森田 麻友	奈良女子大学大学院人間文化総合科学研究科授環境学専攻 M2
竹之内 美桜	大阪工業大学建築学科 B4
森田 成美	兵庫県立大学環境人間学部 B4
御着 大樹	兵庫県立大学環境人間学部 B3

2021年度の事業推進のために実施した打合せ、会議等の実施状況は以下のとおりである。

2021年4月30日(金)

E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会・事前打合せ(対面：神戸大学会議室)

2021年6月9日(水)

E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会・事前打合せ(対面：神戸大学会議室)

2021年6月30日(水)

E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会・事前打合せ(対面：神戸大学会議室)

2021年7月8日(木)

E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会・事前打合せ(対面：神戸大学会議室)

2021年7月

第26回E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会(書面開催)

2021年8月25日(水)

E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会への回答案協議(対面：神戸大学会議室)

2021年9月1日(水)

E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会への回答案協議(対面:神戸大学会議室)

2021年9月1日(水) プロジェクト推進委員会発足のための予備検討会議(オンライン)

2021年10月11日(月) プロジェクト推進委員会発足のための予備検討会議(オンライン)

2021年10月18日(月) 第1回プロジェクト推進委員会(オンライン)

2021年11月15日(月) 第1回モデル検討WG(オンライン)

2021年12月27日(月) 第2回プロジェクト推進委員会(オンライン)

2021年12月27日(月) 第2回モデル検討WG(オンライン)

2021年12月28日(火) プロジェクト推進委員会・幹事会(オンライン)

2022年1月14日(金) 第3回モデル検討WG(オンライン)

2022年2月1日(火) 第3回プロジェクト推進委員会(オンライン)

2022年2月24日(木) 第41回E-ディフェンス利用委員会・事前ヒアリング(オンライン)

2022年2月28日(月) 第4回モデル検討WG(オンライン)

2022年3月18日(金) 第41回E-ディフェンス利用委員会(オンライン)

2022年3月24日(木) 第5回モデル検討WG(オンライン)

2022年3月29日(火) 第4回プロジェクト推進委員会(オンライン)

2022年度の事業推進のために実施した打合せ、会議等の実施状況は以下のとおりである。

2022年5月2日(月) 第5回プロジェクト推進委員会(オンライン)

2022年5月2日(月) 第6回モデル検討WG(オンライン)

2022年5月26日(木) 第6回プロジェクト推進委員会(オンライン)

2022年6月2日(木) 兵庫県・神戸大学:2者会議(神戸大学会議室)

2022年6月30日(木) 兵庫県・防災科研・神戸大学:3者会議(兵庫県会議室+オンライン)

2022年7月6日(水) 試験体工事・製作等調整会議(E-ディフェンス)

2022年7月11日(月) プロジェクト推進委員会・幹事会(神戸大学会議室+オンライン)

2022年7月14日(木) 試験体仕様検討会議(オンライン)

2022年7月15日(金) 防災科研・神戸大学:2者会議(オンライン)

2022年7月26日(火) 兵庫県・防災科研・神戸大学:3者会議(オンライン)

2022年8月17日(水) 兵庫県・防災科研・神戸大学:3者会議(オンライン)

2022年8月30日(火)

第27回E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会(兵庫県会議室+オンライン)

2022年9月12日(月) 兵庫県・神戸大学:2者会議(神戸大学会議室)

2022年9月26日(月) 試験体工事・製作等調整会議(オンライン)

2022年9月29日(木) 防災科研・神戸大学:2者会議(オンライン)

2022年10月12日(水) プロジェクト推進委員会・幹事会(オンライン)

2022年10月13日(木) 試験体工事・製作等調整会議(E-ディフェンス)

2022年10月17日(月) 試験体工事・製作等調整会議(オンライン)

2022年10月18日（火）・22日（土）・27日（木）・11月4日（金）

ダンパーと試験体の連結方法に関する仕様検討会議（オンライン）

2022年11月2日（水） 第7回プロジェクト推進委員会（オンライン）

2022年11月7日（月）

第28回E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会（オンライン）

2022年11月8日（火）・9日（水） 防災科研・神戸大学：2者会議（オンライン）

2022年11月10日（木） 試験体工事・製作等調整会議（E-ディフェンス）

2022年11月14日（月） 第1回現場製作会議（E-ディフェンス）

2022年11月15日（火）

第57回実大三次元震動破壊実験施設セイフティマネージメント検討委員会（E-ディフェンス）

2022年11月18日（金） 兵庫県・防災科研・神戸大学：3者会議（オンライン）

2022年11月29日（火） 第1回実験・解析検証WG（オンライン）

2022年12月5日（月） 兵庫県・防災科研・神戸大学：3者会議（オンライン）

2022年12月7日（水）

E-ディフェンス加振時安全管理計画書審議会（オンライン）

2022年12月14日（水） 第8回プロジェクト推進委員会（E-ディフェンス）

2022年12月20日（火）

第29回E-ディフェンスを活用した減災対策推進委員会（E-ディフェンス）

2023年7月11日（火） 第43回実大三次元震動破壊実験施設利用委員会（オンライン）

2. 実験研究計画

2.1 実験研究の目的

本研究プロジェクトでは、建物自体の改修工程を少なくしつつ、耐震性能の向上を可能とするアウトフレーム補強工法の開発を目指し、E-ディフェンスにおける振動台実験を実施し、今後実用化を目指すために必要な課題を明らかにすることを目的としている。そのために、実大試験体を用いた加振実験を通して、アウトフレーム補強工法が大地震時において、その性能を適切に発揮でき、信頼性の高い耐震補強効果が実現されるような、設計条件を明らかにするために必要なデータ収集を行い、それらの分析を進めていく。当該実験の実施により、今後、研究成果を以下のような施策に生かされることが期待される。

- ① アウトフレーム補強工法は、内装の改修を最小限に抑える工法であるため、物販、集会、宿泊施設等へ改修を検討する古民家の耐震化手法の一つとして、空間利用の自由度の拡大に寄与できると考えられる。
- ② アウトフレーム補強工法自体は、補助フレームの設置スペースが確保できれば、古民家以外の他の木造建築物へも幅広く活用することが可能と考えられる。
- ③ 古民家に適した耐震工法の開発研究を積極的に推進し、有効な補強工法を広く発信していくことで、古民家の利活用の機会を拡大し、当該事業を更に推進することに寄与できると考えられる。

2.2 当該実験研究の位置づけ

本研究で検討するアウトフレーム補強工法は、建物に密着させずに連結材を介して建物を補強する点が特徴である。本工法は、外付け補助フレームと建物とをダンパー等介して接合する連結制振法であり、外付けフレームを密着させる工法とは、本質的に異なるものである。連結制振法に基づくアウトフレーム補強工法では、工学的に耐震性能が明確にされた補助フレームを設置し、これと建物とを連結して、対象建物に生じる地震力を確実に補助フレームに伝達して、建物の地震荷重負担を低減することで、耐震性を高めるといふ、構造計画が可能になるものと期待される。

本実験計画では、一般的な耐震補強工法で改修された古民家を想定し、通常補強が困難な個所にアウトフレーム補強工法を適用することで、当該工法の有効性を検証するとともに、アウトフレームを用いない従来工法のみによる古民家の耐震補強における問題点を実証的に明らかにすることを研究の主眼とした。

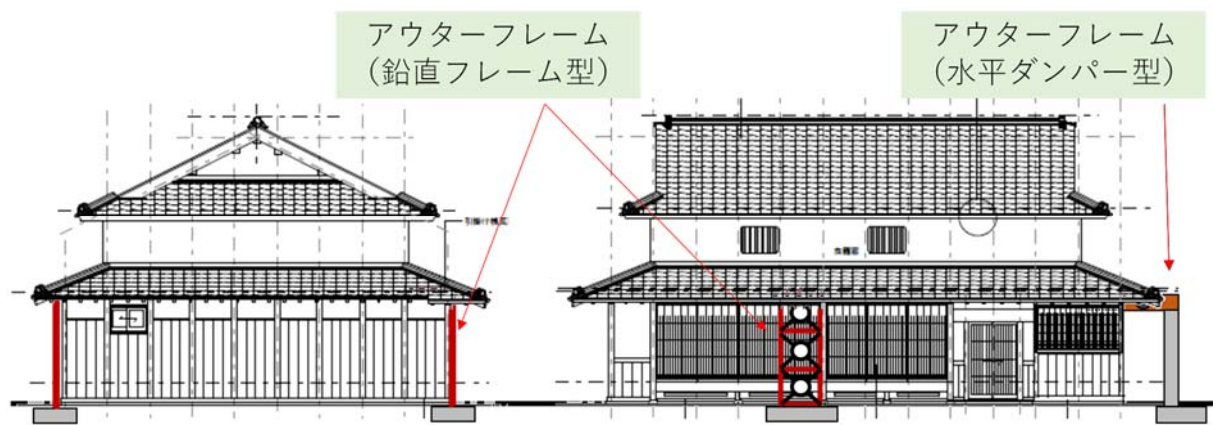


図 2-1 古民家へのアウターフレームの設置状況のイメージ図

3. 試験体の設計

3.1 想定建物の検討

伝統的な木造建築技術や歴史的な街並み景観の維持・継承を図る上で、大黒柱や剥き出しの太い梁等が生み出す開放的な空間など、古民家の情緒を活かしつつ耐震性を確保することが、古民家を保存・活用を促進していくための重要な課題であると考えられる。そのためには、建物の内外装の改修を最小限に抑えることが可能な耐震工法の開発検討が必要であると考えられる。

本プロジェクト研究で実験用試験体を設計・製作するにあたっては、まず、兵庫県の古民家再生促進支援事業（以下「支援事業」と称する）において、助成を受け、改修が完了した建物の仕様や構造性能を取りまとめたうえで、これらに共通する仕様や、平均的な規模・構造性能と、これらの値のばらつきについて検証し、検証対象として想定する古民家の標準仕様を定めた。この標準仕様に従う想定建物として、建物四周に下屋を有する、2階建て農家型の木造古民家(独立家屋)をまず設計した。この想定建物の仕様に基づき、実大実験用の木造軸組試験体の設計・製作に取りかかった。

3.1.1 想定建物の平立面仕様の検討

(1) 標準間取り

当該支援事業では、昭和25年以前に建てられた建物を「古民家」と定義しているが、これまでに支援の対象とされた建物の約7割が、兵庫県内に現存する、近世に建てられた築年数150年以内の建物である。そこで、本研究プロジェクトでは、近世において、近畿地方を中心とする地域に見られた標準的な民家の平面プランである田の字型（または四間取り型）^{3.1)}の平面形状を持つ建物を想定建物とした。町家型の建物については通り庭を持つ三間取り型からの田の字型への変遷、農家型の建物については広間型からの田の字型への変遷、というように都市部と農村部では建物の間取りの変遷の過程が異なる^{3.2)}が、近世に至っては、都市部と農村部の住宅に、共通する間取りの特徴になったものと考えられる。田の字型プランを持つ古民家の平面概形を図3-1に示す。

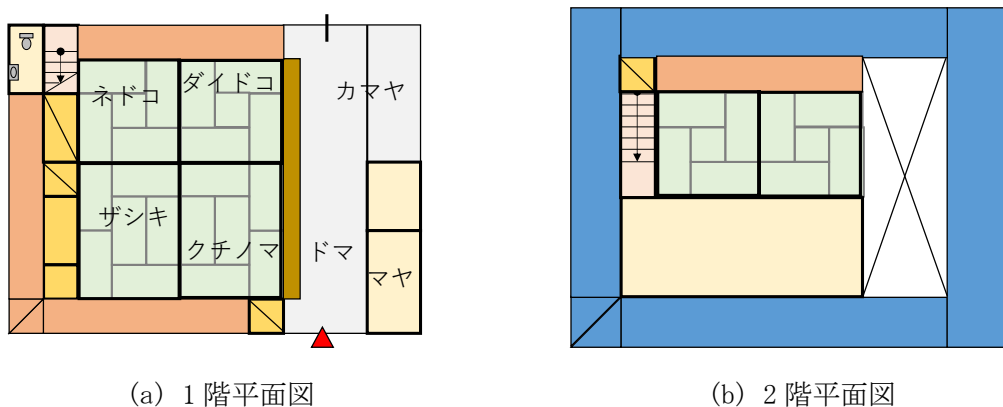


図3-1 標準的な古民家として想定した建物平面（田の字型プラン）の初期検討図

(2) 想定建物の階数と屋根形状の検討

農家型の古民家の多くは、もともと平屋が標準であったと考えられる。一方、都市部の町家については、江戸時代には、町人が武士を見下ろすことが禁忌であったことから、二階建てとすることが認められなかったことから^{3.3)}、多くの町家では、通りに面する一階の屋根裏に虫籠窓を開け、物置や使用人の住まいとして利用した、「つし2階」を持つ建物が主流であった。

屋根形状については、町家では、通りに面して間口を設ける平入が標準であり、奥行が深いため大屋根となる。農家型古民家では、「さす」の架構は梁間にかけてられるので、切妻または入母屋型の屋根を有する平屋建てとなり、入口に関しては、妻入りのものもある^{3.4)}。近世になって、2階建てで建てられるようになった際には、町家の、つし2階の架構形式を踏襲したものと考えられる。なお、近世に建てられ、現存する2階建ての古民家については、明治期に一旦、空き家になって、その後も保存されているとは考えにくく、つし2階のままか、2階部分をかさ上げして本2階建てに改築されたものであると可能性が考えられる^{3.5)}。

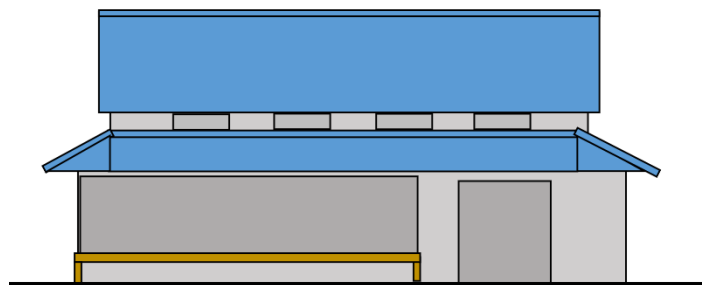


図 3-2 つし2階建てを想定した農家型古民家の立面の初期検討図

参考文献：

- (3.1) 林野 全孝：大阪府を中心とする四間取り民家の変遷と特質，日本建築学会論文報告集，163，pp.77-97，1969.
- (3.2) 持田 照夫，大河 直躬：日本の農家の四つ間取の研究－広間型の追求－，住宅建築研究所報，No.7708，pp.163-181，1978.
- (3.3) 丸山 敏明：町家の二階建てに関する規制と命令，日本建築学会計画系論文集，74(645)，pp.2501-2505，2009.
- (3.4) 角田 勇一 他：大阪泉南地方における伝統的民家の変遷に関する研究 その2，日本建築学会大会学術講演梗概集，F-2，pp.71-72，2003.
- (3.5) 林野 全孝，大場 修：龍野における町家の変遷について（続報）旧龍野城下町調査報告－6，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.2551-2552，1984.

3.1.2 想定建物の試設計

加振実験に用いる試験体は、築100年程度以上の兵庫県北部で見られる2階建の農家型古民家の特徴を有する建物を想定するものとし、試験体の設計に先立ち、3.1.1で行った初期検討結果を踏まえ、まず想定古民家の標準モデルの試設計を行った。想定建物は、4周に下屋を有し、吹き抜けの土間空間を持つ、2階建て建物とした。2階部分は、北側2間部分のみであり、東側土間上部と南側座敷と口の間の上部には、床組を設けない、吹抜ないし天井裏空間とした。平面図と立面図を以下に示す。

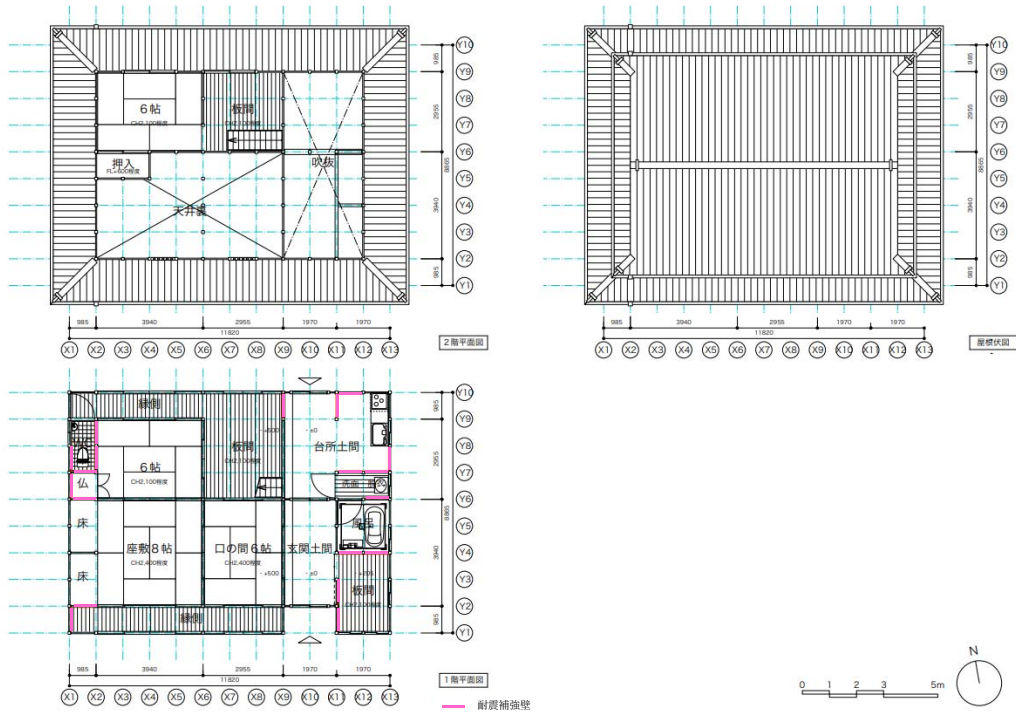


図 3-3 想定建物の試設計 (平面図)

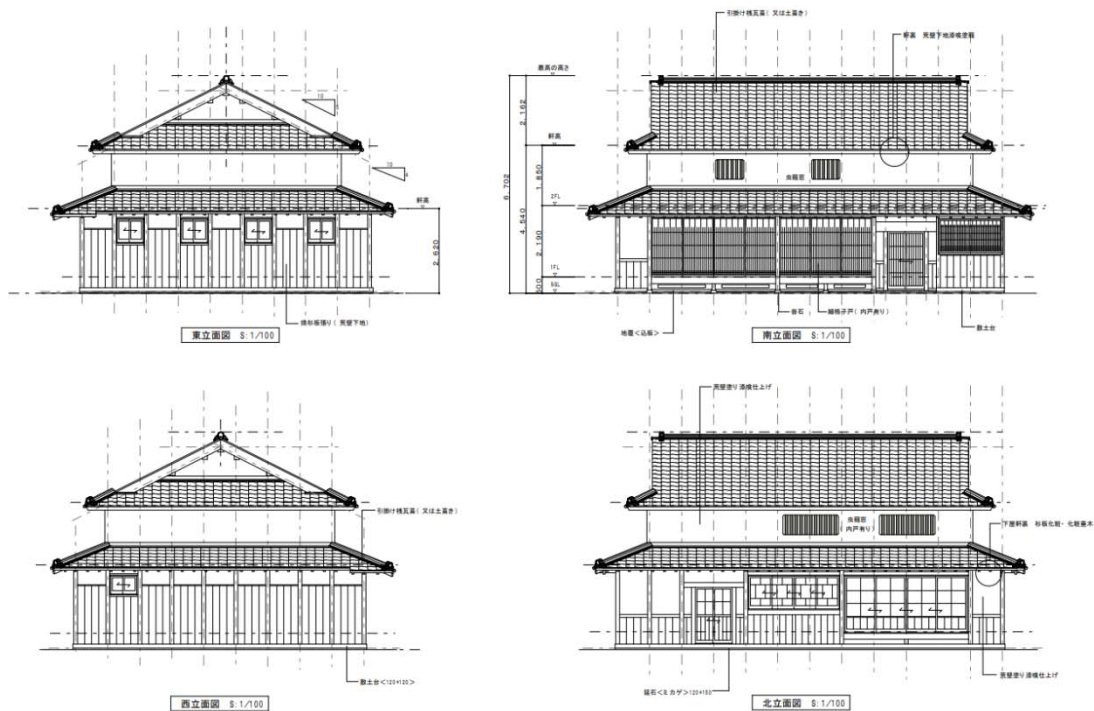


図 3-4 想定建物の試設計（立面図）

なお、この標準モデルについては、一般診断法と限界耐力計算法による耐震診断を実施している。診断にあたっては、当該モデル建物の現況を想定した状態：①補強なし、とともに、図 3-3 に示すように、耐震補強壁を設置して補強を行った現況を想定した状態：②補強あり、についてまず一般診断を行い、評点を求めた（財団法人 日本建築防災協会「木造住宅の耐震診断と補強方法」に基づく一般診断法による）。図 3-5 にこれらの診断結果を示す。また、②補強ありのケースについて、限界耐力計算法による耐震診断を行った。診断結果を図 3-6 に示す（診断には、JSCA 関西木造住宅レビュー委員会作成の「木造限界耐力計算Ⅱ Ver. 2」の計算シートを用いた）。

一般診断法による耐震評点は、①補強なしで 0.25、②補強ありで 0.7 と評価された。②補強ありのケースに対する限界耐力計算による応答値の算出結果は、表 3-1 のようになり、稀に発生する地震に対しては、X（桁行）方向の最大層間変形角は、1/121、Y（梁間）方向は、1/153 となった。また、極稀に発生する地震に対しては、X（桁行）方向の最大層間変形角は、1/16、Y（梁間）方向は、1/22 となった。

表 3-1 限界耐力計算による応答値（耐力係数と最大応答層間変形角）

	階	耐力係数 C_B		最大応答層間変形角	
		稀地震	極稀地震	稀地震	極稀地震
X 方向	2	—	—	1/292	1/292
	1	0.143	0.157	1/121	1/16
Y 方向	2	—	—	1/268	1/226
	1	0.169	0.224	1/153	1/22

木造住宅の耐震診断と補強方法〈財団法人 日本建築防災協会〉に基づく

「一般診断法」による診断

すまいる診太郎2012 (フリーモード)

基本項目

建物名	Eディフェンスモデル	構法	伝統的構法 (方法2)
建物所在地			
竣工年月	西暦 年 月	建物用途	専用住宅
診断法・対象	一般診断法	現況	設計者

立地条件

地域係数 Z	1.00	積雪深さ	無し (1m未満)
地盤種別	普通	軟弱地盤割増	無し (係数=1.0)

建物仕様

建物重量	非常に重い建物	形状割増係数	1階=1.00
混構造割増	1.00	基礎形式	基礎Ⅲ (個別入力)
柱頭柱脚接合部	Ⅲ Ⅳ	木製筋かい	筋カイヤ無し (不明)
床仕様	Ⅲ 火打ち無 (個別入力)	吹抜け	4m以上の吹抜け 有り

評価

劣化度低減係数	存在点数: 21 劣化点数: 0 (1.0 - 0/21 =) 劣化度低減係数 = 1.000						
床面積		基準法上の面積	診断上の面積	計算条件			
	建築面積	0.000 m ²		筋かいの方向	考慮しない		
				斜め壁の評価	45° 以下のみ		
	2階床面積	0.000 m ²	67.916 m ²	柱引抜計算	N値法		
	1階床面積	0.000 m ²	104.784 m ²	耐力無し時	偏心率=99.99		
延べ床面積	0.000 m ²		途中計算の丸め	行わない			
必要耐力	各階の床面積を考慮した必要耐力の算出法						
階	算定用床面積 A (m ²)	床面積あたりの必要耐力 (kN/m ²)	地域係数	割増係数			必要耐力 (kN)
				軟弱地盤	形状	混構造	
2階	67.916	0.827	1.000	1.000	1.000	1.000	56.133 kN
1階	104.784	1.018	1.000	1.000	1.000	1.000	106.696 kN

診断結果

階	方向	強さ P (kN)	配置などによる低減係数 eKfI	全体の劣化度 D	建物保有耐力 Pd (kN)	必要耐力 Qr (kN)	上部構造評点	
2階	X	32.600	1.000	1.000	32.600	56.133	0.580	倒壊する可能性が高い
	Y	36.626	1.000	1.000	36.626	56.133	0.652	倒壊する可能性が高い
1階	X	27.629	1.000	1.000	27.629	106.696	0.258	倒壊する可能性が高い
	Y	37.573	1.000	1.000	37.573	106.696	0.352	倒壊する可能性が高い

↓最小値

総合評点 (建築基準法の想定する大地震動での倒壊の可能性)	評点 =	0.25	倒壊する可能性が高い
--------------------------------------	------	------	------------

(a) ①補強なし: 現況建物の診断結果

木造住宅の耐震診断と補強方法（財団法人 日本建築防災協会）に基づく

「一般診断法」による診断

すまいる診太郎2012（フリーモード）

基本項目

建物名	Eディフェンスモデル	構法	伝統的構法（方法2）
建物所在地			
竣工年月	西暦 年 月	建物用途	専用住宅
診断法・対象	一般診断法	改修案 1	設計者

立地条件

地域係数 Z	1.00	積雪深さ	無し（1m未満）
地盤種別	普通	軟弱地盤割増	無し（係数=1.0）

建物仕様

建物重量	非常に重い建物	形状割増係数	1階=1.00
混構造割増	1.00	基礎形式	基礎Ⅲ（個別入力）
柱頭柱脚接合部	I Ⅲ IV	木製筋かい	筋カキ無し（不明）
床仕様	Ⅲ 火打ち無（個別入力）	吹抜け	4m以上の吹抜け 有り

評価

現況調査における劣化度低減係数 = 1.000

劣化度低減係数	存在点数：21 劣化点数：0（1.0 - 0/21 =）			劣化度低減係数 = 1.000	
床面積		基準法上の面積	診断上の面積	計算条件	
	建築面積	0.000 m ²		筋かいの方向 考慮しない	
	2階床面積	0.000 m ²	67.916 m ²	斜め壁の評価 45°以下のみ	
	1階床面積	0.000 m ²	104.784 m ²	柱引抜計算 N値法	
	延べ床面積	0.000 m ²		耐力無し時 偏心率=99.99	
必要耐力	各階の床面積を考慮した必要耐力の算出法				
階	算定用床面積 A (m ²)	床面積あたりの必要耐力 (kN/m ²)	地域係数	割増係数 軟弱地盤 形状 混構造	必要耐力 (kN)
2階	67.916	0.827	1.000	1.000 1.000 1.000	56.133 kN
1階	104.784	1.018	1.000	1.000 1.000 1.000	106.696 kN

診断結果

階	方向	強さ P (kN)	配置などによる低減係数 eKfl	全体の劣化度 D	建物保有耐力 Pd (kN)	必要耐力 Qr (kN)	上部構造評点
2階	X	40.487	1.000	1.000	40.487	56.133	0.721 倒壊する可能性がある
	Y	39.770	1.000	1.000	39.770	56.133	0.708 倒壊する可能性がある
1階	X	74.736	1.000	1.000	74.736	106.696	0.700 倒壊する可能性がある
	Y	79.022	1.000	1.000	79.022	106.696	0.740 倒壊する可能性がある

↓最小値

総合評点 （建築基準法の想定する大地震動での倒壊の可能性）	評点 =	0.70	倒壊する可能性がある
--------------------------------------	------	------	------------

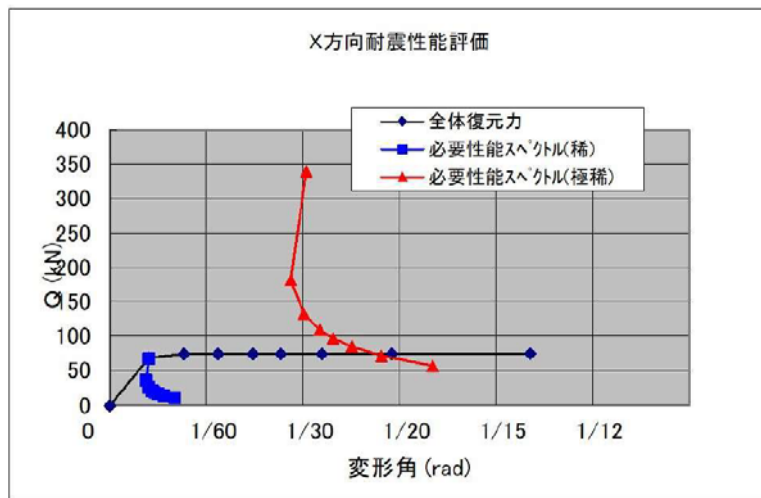
(b) ②補強あり：耐震補強壁を設置した場合の診断結果

図 3-5 想定建物に対する一般診断結果

木造限界耐力計算Ⅱ Ver.2										JSCA-08
X 方向										計算システムシート作成者 JSCA関西木造住宅レギュレーション委員会
地域係数 Z	I			限界耐力計算結果						
	2階	1階	合計	p,q考慮?		種地震		種地震		階数
質量 (ton)	24.53	23.73	48.27	(y or n)		応答値	2.44	15.99	(cm)	1階
重量 (kN)	240.4	232.6	473	y		1自由度系	1/147	1/22	1.2F最大	
階高 (cm)	192	249.5	441.5			2階	1/292	1/292	1/282	OK
地盤種別	I					1階	1/121	1/16		OK
準備計算 復元力特性の作成 本システムの適用の適否チェック: 適用可能です。										
ステップ番号 n	1	2	3	4	4'	5	6	6'	7	8
層間変形角 R (rad)	1/120	1/60	1/40	1/30	1/30+	1/25	1/20	1/20+	1/15	1/10
その時の Q ₂ (kN)	95.26	98.46	98.46	98.46	98.46	98.46	98.46	98.46	98.46	98.46
その時の Q ₁ (kN)	68.32	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25
2階剛性 K ₂ (kN/m)	5.954	3.077	2.051	1.538	1.538	1.282	1.026	1.026	769	513
1階剛性 K ₁ (kN/m)	3.286	1.786	1.190	893	893	744	595	595	446	298
1自由度系への縮約										
U ₂ /U ₁	1.318	1.164	1.107	1.079	1.079	1.065	1.052	1.052	1.039	1.026
δ ₂₂ (m)	0.027	0.048	0.069	0.090	0.090	0.106	0.131	0.131	0.173	0.256
δ ₂₁ (m)	0.021	0.042	0.062	0.083	0.083	0.100	0.125	0.125	0.166	0.250
δ ₂₂ -δ ₂₁ (cm)	0.662	0.681	0.665	0.658	0.658	0.654	0.650	0.650	0.646	0.642
有効質量 M _U (ton)	47.37	47.99	48.14	48.19	48.19	48.21	48.23	48.23	48.24	48.25
代表変位 Δ (m)	0.025	0.045	0.066	0.087	0.087	0.103	0.128	0.128	0.170	0.253
有効質量比 M _U /Σ m _i	0.98	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q _A (kN)	68.32	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25	74.25
K _n (kN/m)	2.776	1.639	1.126	857	857	719	579	579	438	294
T _e (sec)	0.82	1.08	1.30	1.49	1.49	1.63	1.81	1.81	2.09	2.55
ΔW=4π(hc _{q1} W ₁ +hc _{q2} W ₂)	0.00	1.41	2.95	4.50	4.50	5.73	7.59	7.59	10.67	16.85
W _A = W ₁ +W ₂	0.84	1.68	2.45	3.22	3.22	3.83	4.76	4.76	6.30	9.39
粘性減衰定数 h	0.050	0.117	0.148	0.161	0.161	0.169	0.177	0.177	0.185	0.193
減衰による加速度減衰率 F _d	1.00	0.69	0.61	0.57	0.57	0.56	0.54	0.54	0.53	0.51
等価高さ H (m)	3.60	3.54	3.52	3.51	3.51	3.50	3.50	3.50	3.49	3.48
p	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
pq	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85

損傷限界レベルの必要性能										
S ₀₂ (m/sec ²)	1.25	0.95	0.79	0.68	0.69	0.63	0.56	0.56	0.49	0.40
G ₂	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350
S _{Ad} (m/sec ²)	1.43	0.76	0.55	0.45	0.45	0.40	0.35	0.35	0.30	0.24
S _{Dd} (cm)	2.44	2.21	2.36	2.55	2.55	2.70	2.92	2.92	3.27	3.88
Q _{nd} (kN)	67.82	36.30	26.55	21.82	21.82	19.42	16.94	16.94	14.31	11.40
R (rad)	1/147	1/160	1/149	1/138	1/138	1/130	1/120	1/120	1/107	1/90
R ₂ (rad)	1/292	1/577	1/807	1/994	1/994	1/1123	1/1295	1/1295	1/1543	1/1948
R ₁ (rad)	1/121	1/123	1/112	1/102	1/102	1/98	1/88	1/88	1/78	1/65

安全限界レベルの必要性能										
S ₀₃ (m/sec ²)	6.24	4.76	3.94	3.44	3.44	3.15	2.82	2.82	2.45	2.01
G ₃	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350
S _{As} (m/sec ²)	7.16	3.78	2.78	2.26	2.26	2.01	1.76	1.76	1.48	1.18
S _{Ds} (cm)	12.21	11.07	11.79	12.73	12.73	13.50	14.61	14.61	16.35	19.41
Q _{ms} (kN)	339.11	181.52	132.74	109.10	109.10	97.09	84.69	84.69	71.55	57.02
R (rad)	1/29	1/32	1/30	1/28	1/28	1/26	1/24	1/24	1/21	1/18
R ₂ (rad)	1/58	1/115	1/161	1/199	1/199	1/225	1/259	1/259	1/309	1/390
R ₁ (rad)	1/24	1/25	1/22	1/20	1/20	1/19	1/18	1/18	1/16	1/13



(a) X(梁間)方向の耐震性能評価

木造限界耐力計算 II Ver. 2 JSCA-08

Y 方向		計算システムシート作成者: JSCA関西木造住宅レビュー委員会									
地域係数 Z	1			限界耐力計算結果							崩壊層
	2階	1階	合計	p,q考慮? (y or n)	応答値	稀地震	種稀地震	(cm)	1階		
質量 (ton)	24.53	23.73	48.27	y	1/177	1/29	1/210	↓2F最大			
重量 (kN)	240.4	232.6	473		2階	1/268	1/226	OK			
階高 (cm)	192	249.5	441.5		1階	1/153	1/22	OK			
地震種別	1				C _B	0.169	0.224				

準備計算 復元力特性の作成 本システムの適用の適否チェック: **適用可能です。**

ステップ番号 n	1	2	3	4	5	6	7	8
層間変形角 R (rad)	1/120	1/60	1/40	1/30	1/30+	1/25	1/20	1/20+
その時のQ ₂ (kN)	106.27	106.27	106.27	106.27	106.27	106.27	106.27	106.27
その時のQ ₁ (kN)	101.72	106.14	106.14	106.14	106.14	106.14	106.14	106.14
2階剛性 K ₂ (kN/m)	6.642	3.321	2.214	1.661	1.661	1.384	1.107	830
1階剛性 K ₁ (kN/m)	4.892	2.552	1.702	1.276	1.276	1.063	851	425

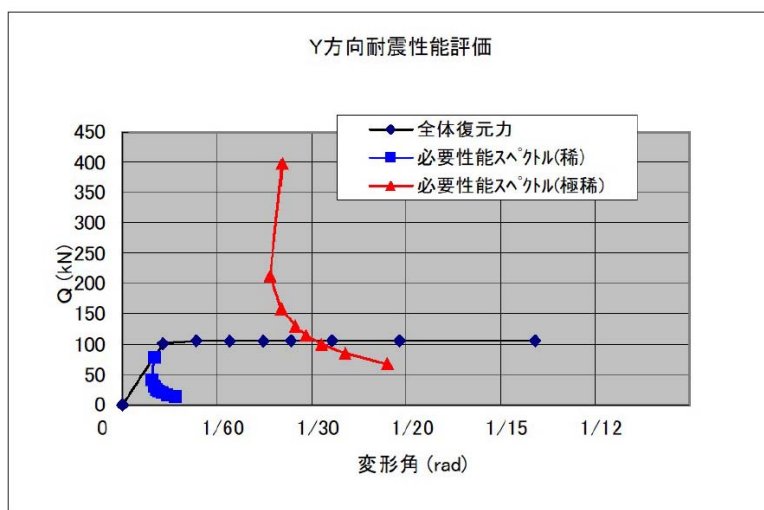
U ₂ /U ₁	1.441	1.214	1.138	1.102	1.102	1.085	1.067	1.067	1.050	1.033
δ ₂₂ (m)	0.030	0.050	0.071	0.092	0.092	0.108	0.133	0.133	0.175	0.258
δ ₂₁ (m)	0.021	0.042	0.062	0.083	0.083	0.100	0.125	0.125	0.166	0.250
δ ₂₂ -δ ₂₁ (cm)	0.916	0.889	0.864	0.851	0.851	0.845	0.838	0.838	0.832	0.825
有効質量 M _U (ton)	46.75	47.82	48.06	48.15	48.15	48.18	48.21	48.21	48.23	48.25
代表変位 Δ (m)	0.026	0.047	0.067	0.088	0.088	0.104	0.129	0.129	0.171	0.254
有効質量比 M _U /Σm	0.97	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Q _A (kN)	101.72	106.14	106.14	106.14	106.14	106.14	106.14	106.14	106.14	106.14
K _s (kN/m)	3,871	2,281	1,583	1,210	1,210	1,018	822	822	622	418
T _s (sec)	0.69	0.91	1.09	1.25	1.25	1.37	1.52	1.52	1.75	2.13
ΔW=4π(h _{e1} ·W ₁ +h _{e2} ·W ₂)	0.00	2.11	4.32	6.52	6.52	8.29	10.94	10.94	15.35	24.18
W _Δ = W ₁ +W ₂	1.34	2.47	3.56	4.65	4.65	5.53	6.85	6.85	9.06	13.47
粘性減衰定数 h	0.050	0.118	0.147	0.162	0.162	0.169	0.177	0.177	0.185	0.193
減衰による加速度低減率 F _h	1.00	0.69	0.61	0.57	0.57	0.56	0.54	0.54	0.53	0.51
等価高さ H (m)	3.64	3.56	3.53	3.52	3.52	3.51	3.50	3.50	3.49	3.49
p	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85
q	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
pq	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85

損傷限界レベルの必要性能

S _{0d} (m/sec ²)	1.48	1.13	0.94	0.82	0.82	0.75	0.67	0.67	0.59	0.48
G _s	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350
S _{A0} (m/sec ²)	1.70	0.89	0.65	0.54	0.54	0.48	0.42	0.42	0.35	0.28
S _{D0} (cm)	2.05	1.86	1.98	2.14	2.14	2.27	2.45	2.45	2.74	3.25
Q _{0d} (kN)	79.56	42.49	31.38	25.89	25.89	23.08	20.16	20.16	17.05	13.61
R (rad)	1/177	1/191	1/178	1/164	1/164	1/155	1/143	1/143	1/127	1/107
R ₂ (rad)	1/268	1/539	1/752	1/925	1/925	1/1046	1/1206	1/1206	1/1437	1/1815
R ₁ (rad)	1/153	1/150	1/135	1/123	1/123	1/115	1/105	1/105	1/93	1/78

安全限界レベルの必要性能

S _{0s} (m/sec ²)	7.42	5.63	4.68	4.09	4.09	3.75	3.36	3.36	2.93	2.40
G _s	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350	1.350
S _{A0s} (m/sec ²)	8.51	4.44	3.26	2.69	2.69	2.39	2.09	2.09	1.77	1.41
S _{D0s} (cm)	10.27	9.31	9.91	10.70	10.70	11.33	12.26	12.26	13.71	16.27
Q _{0s} (kN)	397.79	212.45	156.90	129.44	129.44	115.38	100.79	100.79	85.27	68.03
R _{0s} (rad)	1/35	1/38	1/36	1/33	1/33	1/31	1/29	1/29	1/25	1/21
R _{2s} (rad)	1/54	1/108	1/150	1/185	1/185	1/209	1/241	1/241	1/287	1/363
R _{1s} (rad)	1/31	1/30	1/27	1/25	1/25	1/23	1/21	1/21	1/19	1/16



(b) Y(桁行)方向の耐震性能評価

図 3-6 想定建物(②補強あり)に対する限界耐力計算による診断結果

3.2 試験体建物の設計

試設計を行った想定建物を標準モデルとし、その主要構造特性を保持するよう、加振実験に用いる実際の試験体の設計を行った。想定建物からの主な変更点の例を図 3-7 に示す。

(1) 2 階部分および屋根の仕様：

- ① 2 階屋根： 軒高までを製作する。梁材には、曲がり材は使用しない。小屋組みは製作せず、軒高をそろえて、構造合板張り（剛床）陸屋根仕様とする。小屋組みと瓦葺き重量相当の鉄骨錘を陸屋根の上に設置する。
- ② 2 階壁面（外壁）： 補強前の古民家の既存壁を想定した箇所の外壁は乾式土壁（荒壁パネル）仕様とする。
- ③ 2 階内壁： 乾式土壁（荒壁パネル）仕様とする。改修による補強を想定する箇所には、合板張（真壁仕様）の壁を配置する。
- ④ 2 階床（居室・板間）： 構造合板張り（剛床）仕様とする。
- ⑤ 土間の吹き抜け部分および、座敷の天井裏： 天井は製作せず、吹き抜け部分には、ターンバックル仕様の着脱可能の鋼製水平ブレースを設置する。
- ⑥ 建具： 窓、襖などは設置しない。押し入れ部分は製作しない。
- ⑦ 階段： 開口のみを設ける。実験時の昇降用に、仮設階段を設置する。
- ⑧ 2 階床重量： 固定荷重＋積載荷重相当の鉄骨錘を設置する。
- ⑨ 下屋： 座敷奥側の床の間、押し入れ等の上部にかかる部分のみ製作し、建物正面と裏面側、並びに通り庭側の下屋は製作しない。座敷奥側の下屋の屋根は合板張りの陸屋根仕様とし、下屋部分の小屋組みと瓦葺き重量相当の鉄骨錘を陸屋根の上に設置する。

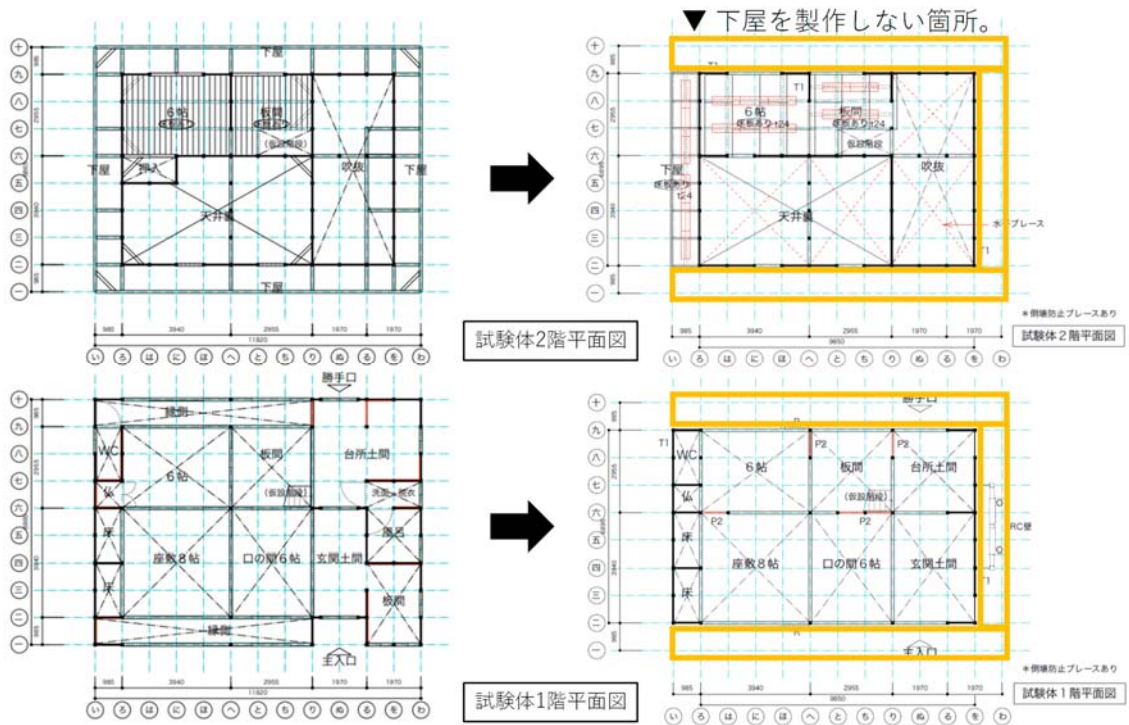
(2) 1 階部分の仕様：

- ① 1 階床（居室）： 床板は貼らない。
- ② 1 階壁面（外壁）： 補強前の古民家の既存壁を想定した箇所の外壁は乾式土壁（荒壁パネル）仕様とする。
- ③ 1 階内壁： 乾式土壁（荒壁パネル）仕様とする。改修による補強を想定する箇所には、合板張（真壁仕様）の壁を配置する。
- ④ 土間まわり： 洗面、風呂、板の間等は設けない。下屋を製作しないので、土間部分の壁はすべて、通り庭の外端面に再配置する。
- ⑤ 正面側の縁側、裏面側の廊下： 下屋を製作しないので、これらの部分は製作しない。
- ⑥ 座敷奥側の下屋部分の 1 階床： 床板は貼らない。
- ⑦ 建具等： 窓、襖などは設置しない。押し入れ部分は製作しない。

(3) 柱脚部・アウターフレームの仕様：

- ① 柱脚部分： 足固め仕様とするが、すべりの発生を拘束するため、石場建て・礎石立ち部分の柱脚部は短ほぞ仕様に変更し、木製土台を配置、柱の浮き上がりも、ホールダウン金物で拘束する。
- ② アウターフレーム（オイルダンパー）設置用 RC 壁の設置箇所： を通りの外側 1 か所。

③ アウターフレーム（リングダンパー）設置箇所： 二通り、九通りの2か所。



(a) 想定建物の平面図

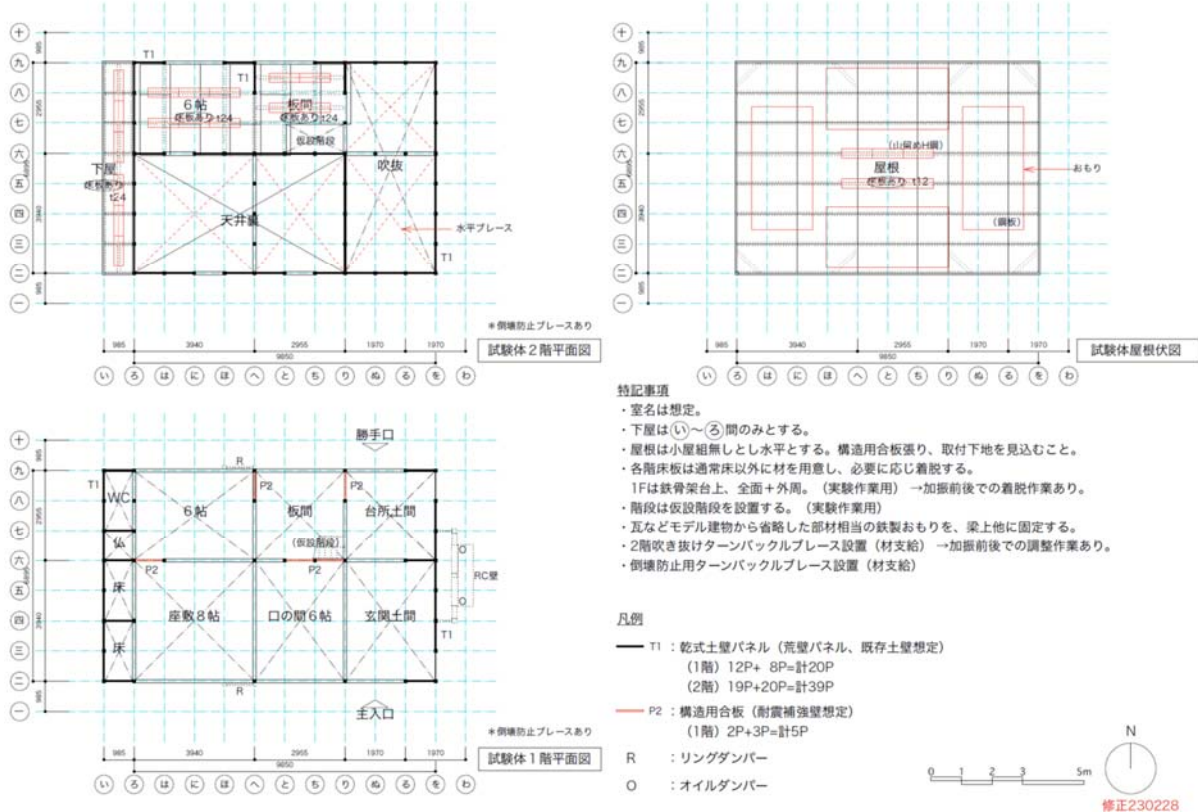
(b) 試験体建物の平面図

図 3-7 試験体建物設計における想定建物平面からの主な変更点

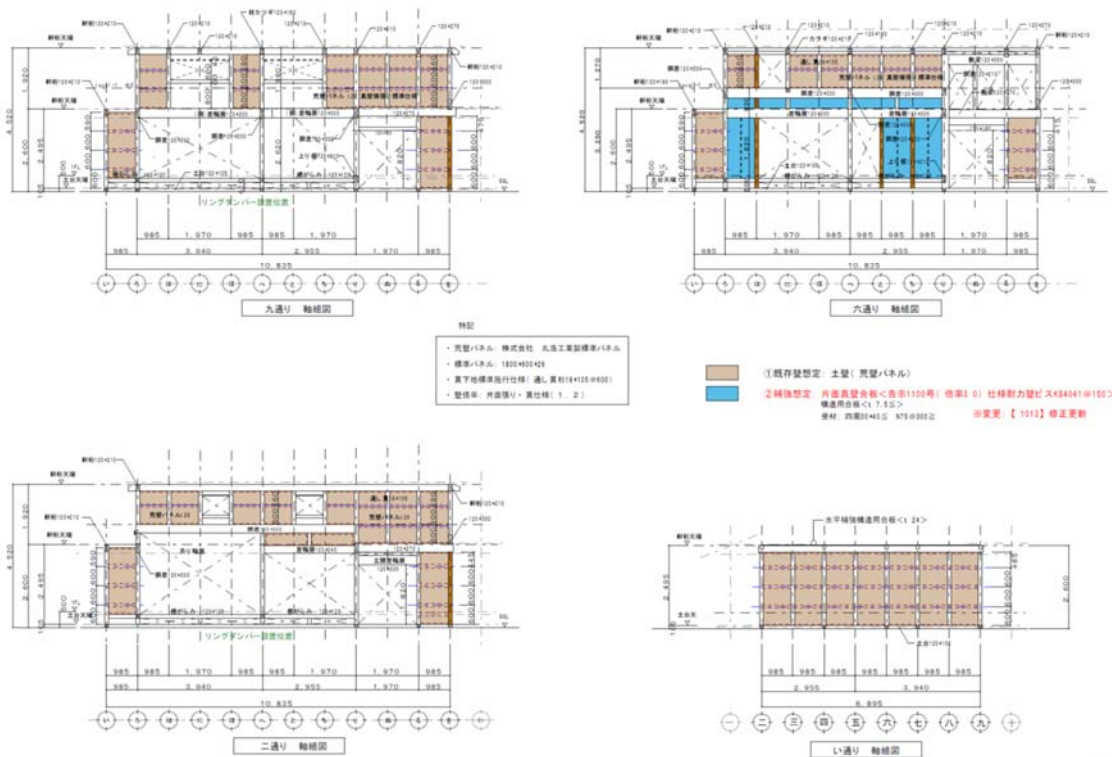
3.3 試験体建物の仕様

3.3.1 試験体図面

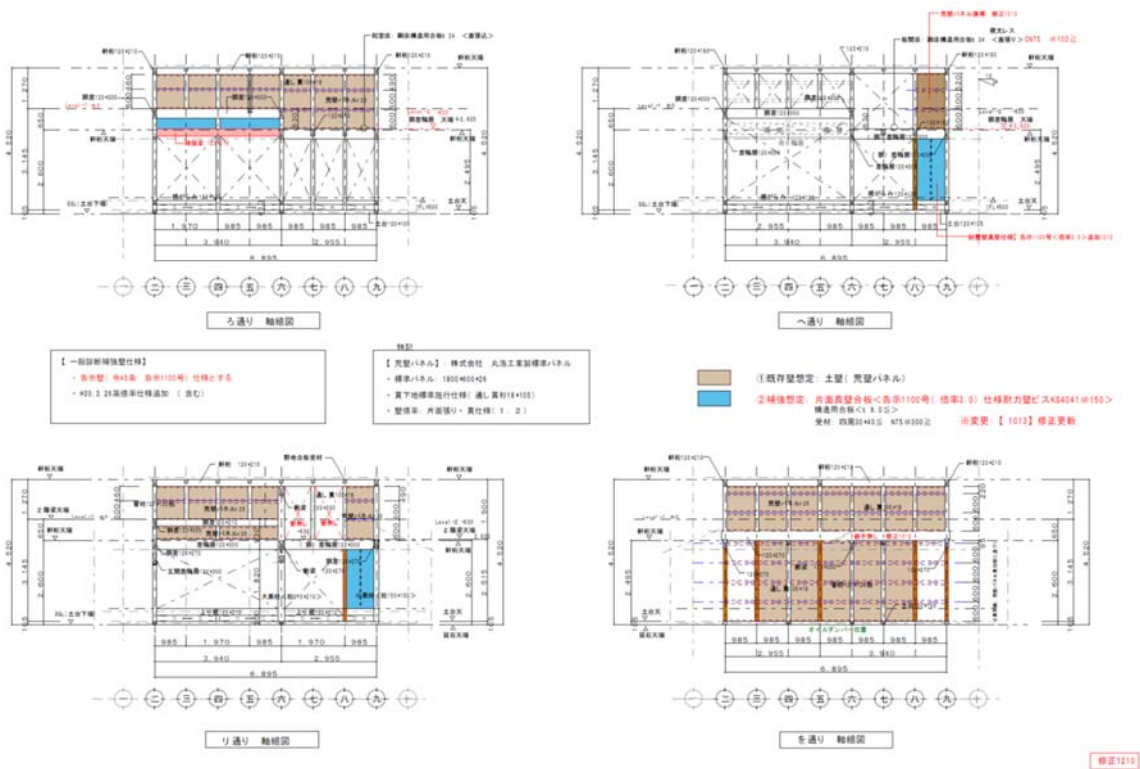
3.2 節に示した設計方針に従い、実大実験用試験体の設計を行った。最終仕様の試験体平面図（図 3-8）と、試験体のパース図（図 3-9）を以下に示す。実験に用いる試験体では小屋組と屋根部分の製作は省略している。試験体の軸は、X 軸を建物の長手方向に、Y 軸を建物の短手方向に設定している。試験体の軒高は、4,520mm、1 階平面の間口×奥行長さは、10,835mm×6,895mm である。なお、試験体重量は、183.1kN となる。



(a) 試験体各階平面図



(b) 試験体主要軸組図(1)



(c) 試験体主要軸組図(2)
 図 3-8 試験体図面 (最終版)

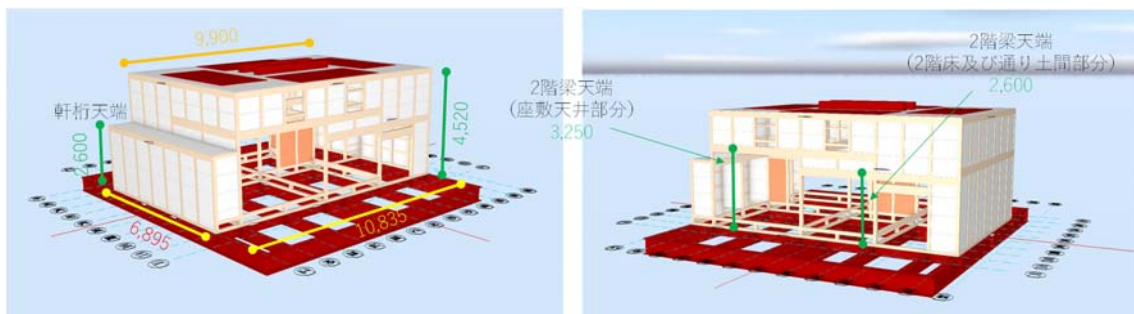


図 3-9 試験体パース図

3.3.2 試験体重量

実験用試験体は、想定建物として試設計を行った古民家の仕様を反映したものであるが、屋根部分を陸屋根に単純化して製作するとともに、仕上げや造作の製作を省略しているため、試験体重量を想定する古民家の実況に整合させる必要がある。そこで、陸屋根、下屋にかかる陸屋根、ならびに2階の居室床の上には、重量を調整するための鉄骨錘を設置した。重量調整用の錘には、PL-25x2100x4100 (17.3 kN) もしくは、山留H形鋼 H-300x300x 10x15 L1000 (1.21 kN) を用いることとした。

表 3-2 錘用鋼板 (PL25) の重量

板厚 (mm)	板幅 (m)	板長 (m)	体積 (m ³)	比重 (ton/m ³)	重量 (kN)
25	2.1	4.3	0.23	7.8	17.3

表 3-3 錘用山留 H 形鋼の重量

部位	断面 (cm ²)	材長 (cm)	体積 (m ³)	比重 (ton/m ³)	重量 (kN)
H300×300	118.5	95.0	0.011	7.8	0.86
2-PL25×300×300	150.0	30.0	0.005	7.8	0.34
合計					1.21

(1) R 階屋根の重量

表 3-4 に試験体を設計する際に参照した古民家想定建物の屋根および庇の水平投影面積あたりの単位重量の一覧を示す。表 3-5 に試験体の屋根面積を乗じて求めた想定建物の屋根重量を示す。なお、屋根の積載荷重は 0 として扱う。

表 3-4 想定建物屋根部分の単位面積あたりの固定荷重 (N/m²)

名称	材料	自重 (N/m ²)		
屋根	引掛け浅瓦葺	480	}	590 ×1.12 =661
	アスファルトルーフィング	10		
	野地板 t=15 (γ=4)	60		
	垂木 60×60@360	40		
	小屋組	300		
	天井	150		
				計
庇	引掛け浅瓦葺	480	}	1010 ×1.12 =1131
	アスファルトルーフィング	10		
	野地板 t=15 (γ=4)	60		
	垂木 60×60@360	40		
	葺き土, 漆喰 t=30 (γ=4)	420		
				計

表 3-5 想定建物の屋根重量

名称	単位重量(N/m ³)	桁行長 Lx(m)	梁間長 Ly(m)	数量	重量(kN)
屋根	1150	9.85	6.895	1	78.1
庇(長辺)	1150	11.25	0.7	2	18.1
庇(短辺)	1150	0.7	6.895	2	11.1
計					107.3

表 3-6 陸屋根の重量と調整錘用鋼板の使用枚数

名称	重量(kN)	
想定建物屋根	107	
試験体屋根	18	
必要調整錘	89.5	
各調整用錘の数量	鋼板：4枚	69.2
	山留H型钢：12個	14.5
調整錘合計重量(kN)	83.7	

表 3-6 に想定建物と実験用試験体の屋根重量を示す。想定建物と試験体の屋根重量差が 89.5kN であり、調整用錘には、鋼板 PL25 を 4 枚(69.2kN)と、山留 H 形鋼を 12 個(14.5kN)により、合計 83.7kN を設置する。錘の配置図を図 3-10 に示す。

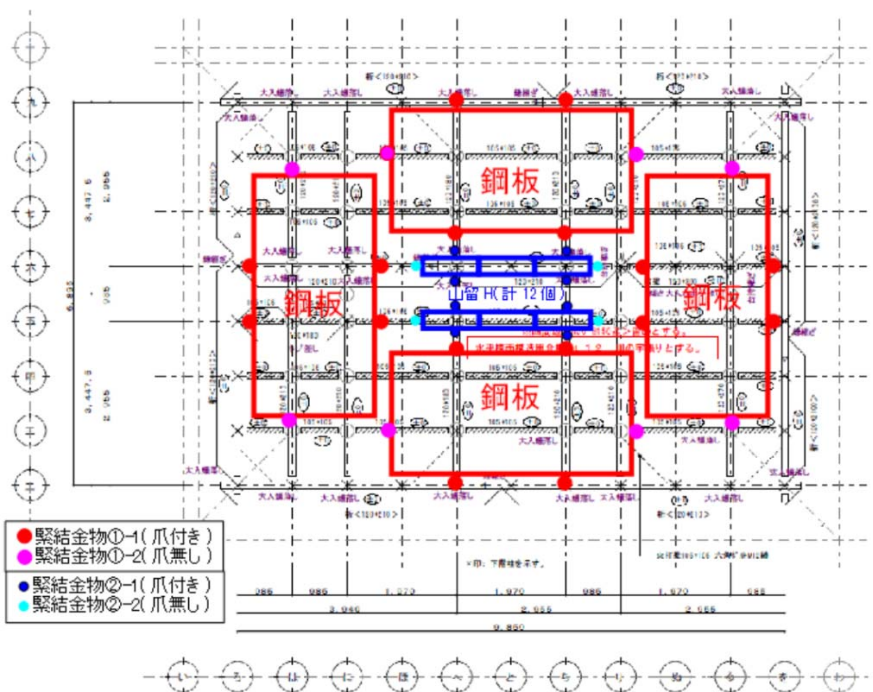


図 3-10 陸屋根に設置された錘の配置図

尚、錘の設置は、錘固定用金具により、1G の水平荷重時の滑りに抵抗するように設計した。錘固定用金具(図 3-11、3-12 参照)は、φ12 で首下長さが 110mm のラグスクリーボルトで緊結す

る。木材と鋼板の1面せん断時のせん断強度は6.0kN/本であり、引抜強度は6.3kNである。ラグスクリューを4本もしくは6本用いた場合のせん断強度は、それぞれ24kNと36kNとなる。

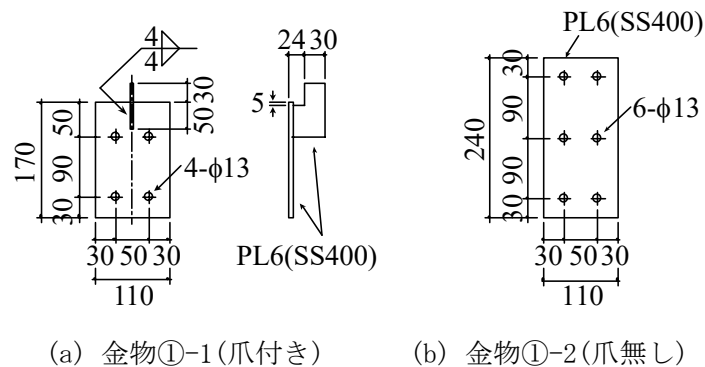


図 3-11 錘用鋼板 PL25 の緊結金物図

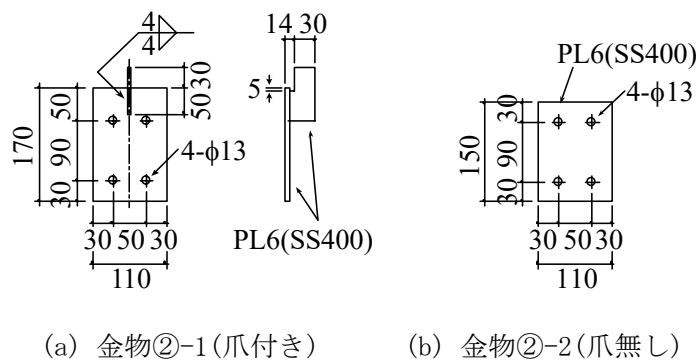


図 3-12 錘用山形鋼の緊結金物

(2) 2階床および下屋屋根

表 3-7 に2階床および下屋屋根の調整錘の数量算出の根拠を示す。2階床については積載荷重相当のみを、下屋については、試験体において製作を省略した瓦、庇等に相当する重量を鉄骨錘で調整する。2階床および下屋屋根に対して必要となる調整用重量は、それぞれ12.2kN、9.33kNであり、これらに対して山留H形鋼錘をそれぞれ10個、8個設置した。調整後の重量は、2階床および下屋屋根でそれぞれ12.1kN、9.7kNとなった。図 3-13 に2階床および下屋屋根の錘配置を示す。

表 3-7 2階床および下屋屋根の重量調節用錘の数量算出

位置	名称	単位重量 (N/m ²)	桁行長 Lx (m)	梁間長 Ly (m)	必要重量 (kN)	錘数量 (個)	錘重量 (kN)
2階床	積載荷重	600	6.895	2.955	12.2	10	12.1
下屋	屋根	1000	6.895	0.985	6.8	8	9.7
	庇	650	6.895	0.7	3.1		
合計							21.8

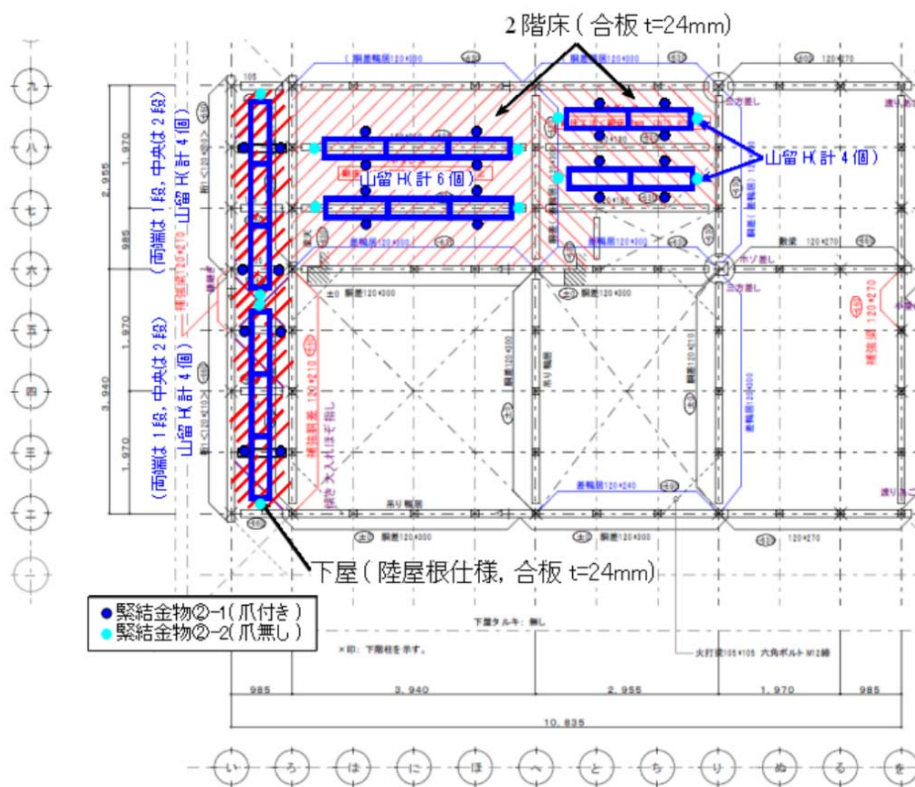
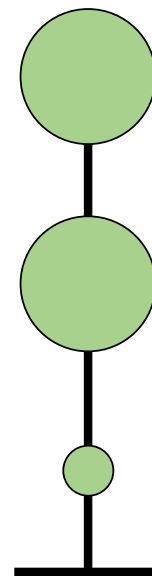


図 3-13 2 階床および下屋屋根部分への錘配置状況

(3) 試験体重量構成

試験体各階の重量構成と、解析用モデルにおける各層の重量分布を図 3-14 に示す。試験体全体では、鉄骨架台 (189kN) を除き、77kN (錘なし)、183.1kN (錘設置) となり、試験体を振動台に設置する際の揚重検討用の重量は、372.1kN (錘設置) となった。

試験体重量			
階	名称	重量(kN)	
R	陸屋根	17.5	
	調整錘	83.7	
	壁	9.74	
	計	110.9	
	計(錘撤去後)	27.2	
2	床	18.3	
	調整錘	21.8	
	壁	17.6	
	計	57.7	
	計(錘撤去後)	35.9	
1	床	5.9	
	壁	8.6	
	鉄骨架台	189	
	計	203.5	
		揚重機検討用	
合計(錘有)		372.1	→400kN
合計(錘無し)		266.6	→300kN
○屋根錘鋼板PL25x4枚x1770kg/枚 + 山留H型钢×12個×124kg/個			
○2Fおよび下屋錘山留Hx18ヶx124kg/個			
(2階床:10個, 下屋:8個)			

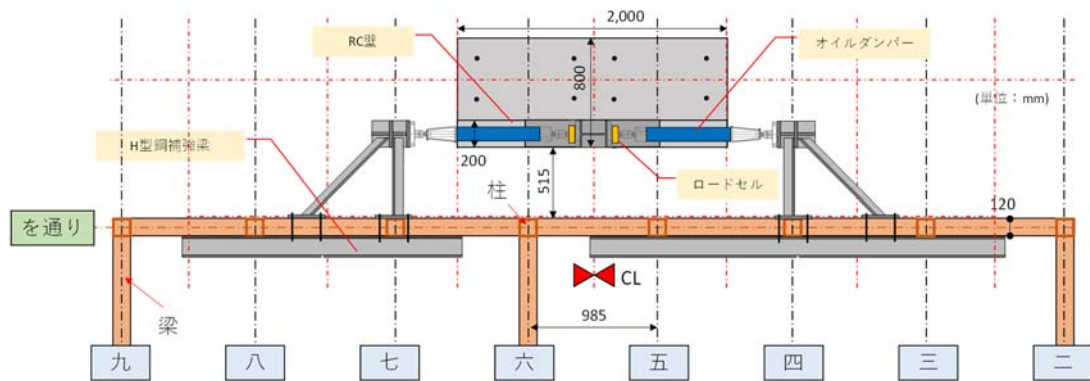


解析モデル用
重量分布

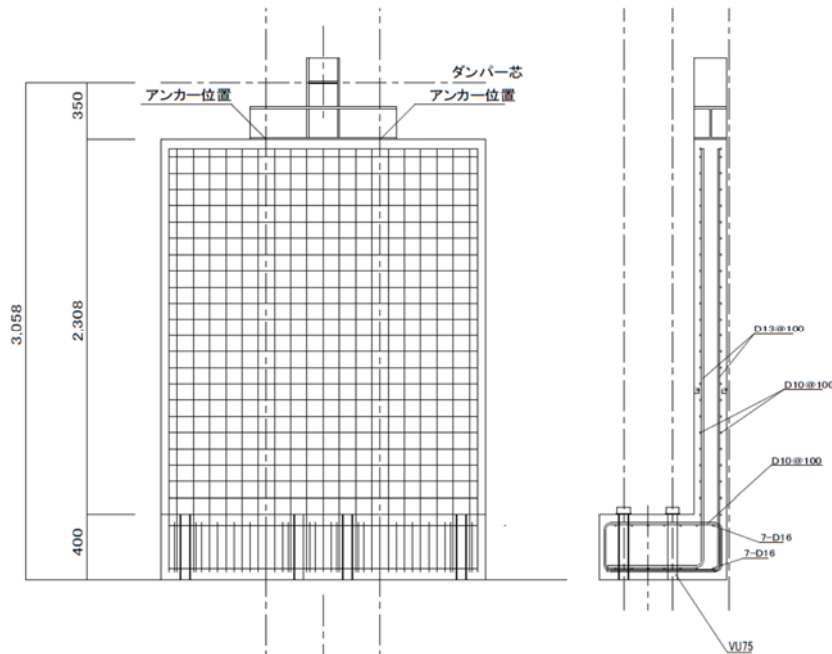
図 3-14 試験体各階の重量構成

3.4 アウターフレームの仕様

今回の実験では、吹き抜け空間（図 3-8 の 2 階平面を参照）を補強するために、水平ダンパー型アウターフレームを吹き抜け空間横の短手方向の壁面に取り付ける。また、長手方向外端面には、2 面の鉛直フレーム型アウターフレームを取り付ける。水平ダンパー型アウターフレームは、図 3-15 のように、オイルダンパーにより、試験体と外部に設置した鉄筋コンクリート壁との間を連結する。また、鉛直フレーム型アウターフレームには、図 3-16 のように、鋼材リングが塑性変形する時のエネルギー吸収を生かしたダンパー（リングダンパー）を設置した壁型フレームを用いる。地震が起きた時には、これらのダンパーが地震エネルギーを吸収することにより、建物の被害を小さくすることが期待される。

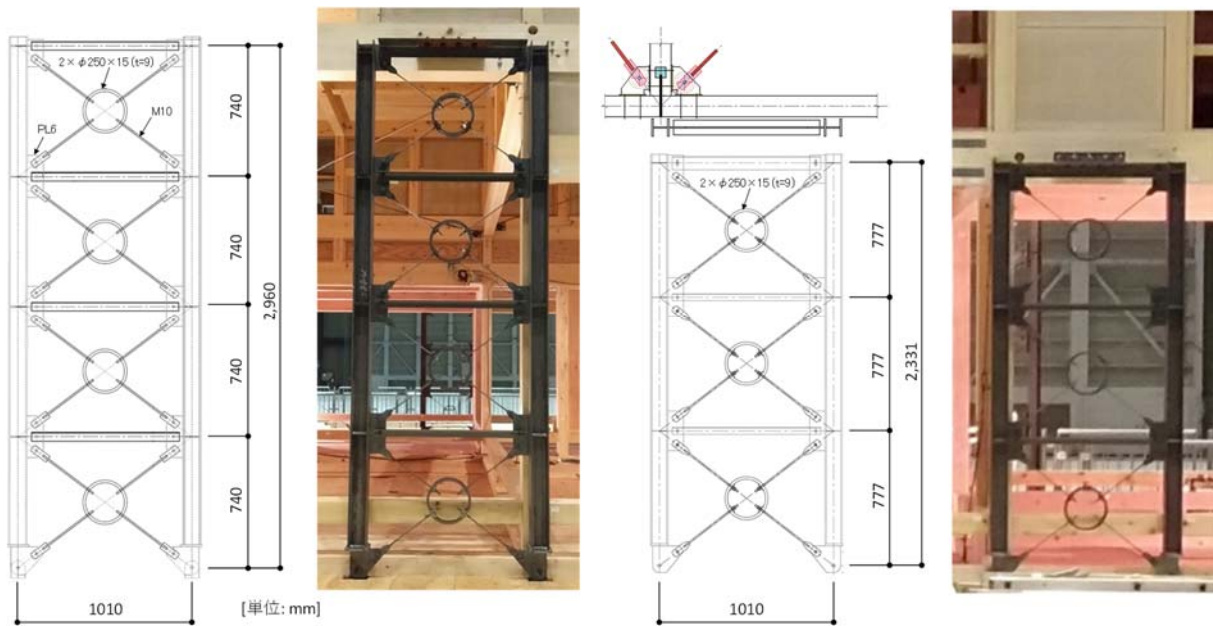


(a) オイルダンパーと建物/RC 壁との連結



(b) RC 壁の仕様

図 3-15 アウターフレーム（水平ダンパー型）の概要



(a) 4段タイプ（二通りに設置）

(b) 3段タイプ（九通りに設置）

図 3-16 アウターフレーム（鉛直フレーム型）の概要

3.4.1 オイルダンパーの仕様

オイルダンパーの設計仕様を表 3-8 に示す。また、速度と減衰力関係を図 3-17 に、ダンパーの形状を図 3-18 に示す。

表 3-8 オイルダンパーの設計仕様

型式	SSD30kN-320
ストローク	320 mm (±160 mm)
減衰係数	21.4 kN・s/m
最大速度	0.7 m/s
最大減衰力(kN)	15 kN

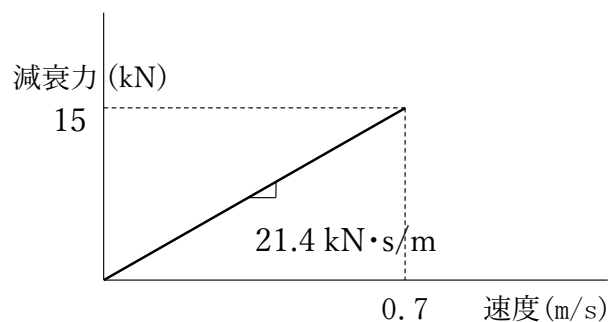


図 3-17 速度－減衰力関係図



図 3-18 オイルダンパーの形状

3.4.2 オイルダンパー性能試験

オイルダンパーの性能を確認するために、神戸大学の振動台を用い、性能試験を行った（図 3-19）。性能試験では、加振周期と振幅を変えた正弦波加振により、ダンパーの変位・速度と減衰力との関係を調べた。実験変数は以下のとおりである。

- ① 周期： 0.5 秒、1.0 秒、2.0 秒
- ② 振幅： 20mm、40mm

$F-v$ (力-速度)と $F-\Delta$ (力-変位)の関係を図 3-20 に示す。

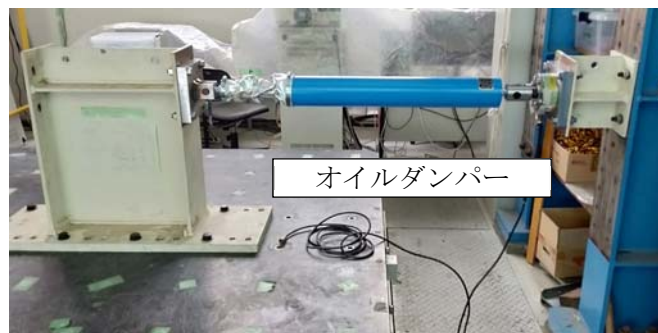


図 3-19 オイルダンパーの性能試験状況

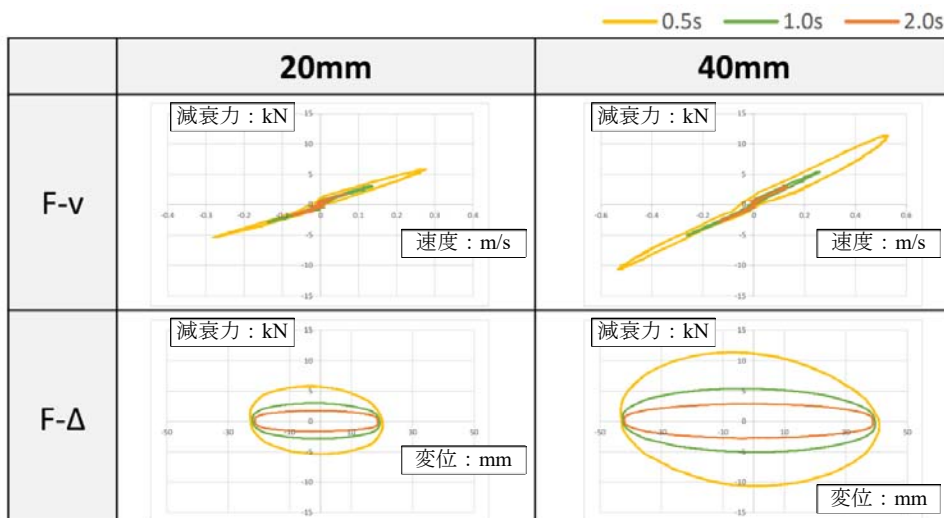


図 3-20 オイルダンパーの性能試験結果

また、図 3-20 に示した結果より、それぞれ以下の方法により、減衰係数を評価した。

- ・ F - v 関係： 近似直線の勾配
- ・ F - Δ 関係： 履歴ループに応じた等価粘性減衰係数 c (以下の式による)

$$c = \frac{\Delta W \cdot T}{2\pi^2 a^2} \quad (\because \Delta W = \pi \omega c a^2, \omega = \frac{2\pi}{T})$$

以下に減衰係数の評価結果を示す。

表 3-9 減衰定数の評価

(左： F - v グラフから求めた減衰係数、右： F - Δ グラフから求めた減衰係数)

[kN・s/m]				[kN・s/m]			
振幅／周期	0.5 s	1.0 s	2.0 s	振幅／周期	0.5 s	1.0 s	2.0 s
20 mm	24.45	25.11	28.85	20 mm	20.73	23.05	28.12
40 mm	22.41	21.75	23.45	40 mm	20.35	20.63	22.85

3.4.3 水平ダンパー型アウトフレームの RC 壁の設計

RC 壁にかかる外力としては、壁頂部のオイルダンパーから受ける想定最大荷重 15 kN×2 と壁体自身の慣性力を想定しており、それに十分耐えうるよう設計している。RC 壁は、せい 400 mm、幅 800 mm のスタブ部分から立ち上がる形状で、スタブ天端からオイルダンパー芯までの距離は 2658 mm である。壁部の配筋は、縦筋を 2D13@100 で、横筋を 2D10@100 で配している。

面内方向の耐力は、短期許容曲げ耐力が $M_a = 572$ kNm で、壁頂部で水平力は $Q_a = 215$ kN である。曲げひび割れ時耐力は $M_c = 342$ kNm で、壁頂部での水平力は $Q_c = 129$ kN である。終局せん断耐力は $Q_{sU} = 284$ kN である。想定外力は 52 kN 程度であり、十分な耐力があると言える。

面外方向の耐力は、短期許容曲げ耐力が $M_a = 98$ kNm (有効せいは $d = 150$ mm とした) で、壁頂部で水平力は $Q_a = 37$ kN である。曲げひび割れ時耐力は $M_c = 34$ kNm で、壁頂部での水平力は $Q_c = 13$ kN である。面外方向で想定した外力は壁体の慣性力のみで 22 kN 程度であり、曲げひび割れの発生を許容するが、短期許容耐力に対しては十分な耐力があると言える。ここで、外力想定時に壁体の慣性力は全て頂部にかかるものとしているが、実際はもっと低い位置にかかるため、曲げ耐力の余裕度は上記よりも大きいものと推察される。

RC 壁の耐力発現については、転倒に対する回転抵抗は自重と基礎部より上方の土重量による抵抗に、水平抵抗は側面の受動土圧に期待することになる。建物の周辺地盤の N 値を大きく見積りすぎないように注意する必要がある。また、被補強側の木造骨組および連結されるダンパーの変位にも影響されるため、RC 壁の剛性も重要なファクタとなり、実際に設計する際には被補強骨組やダンパーと比較して十分な剛性があることを確認する必要がある。

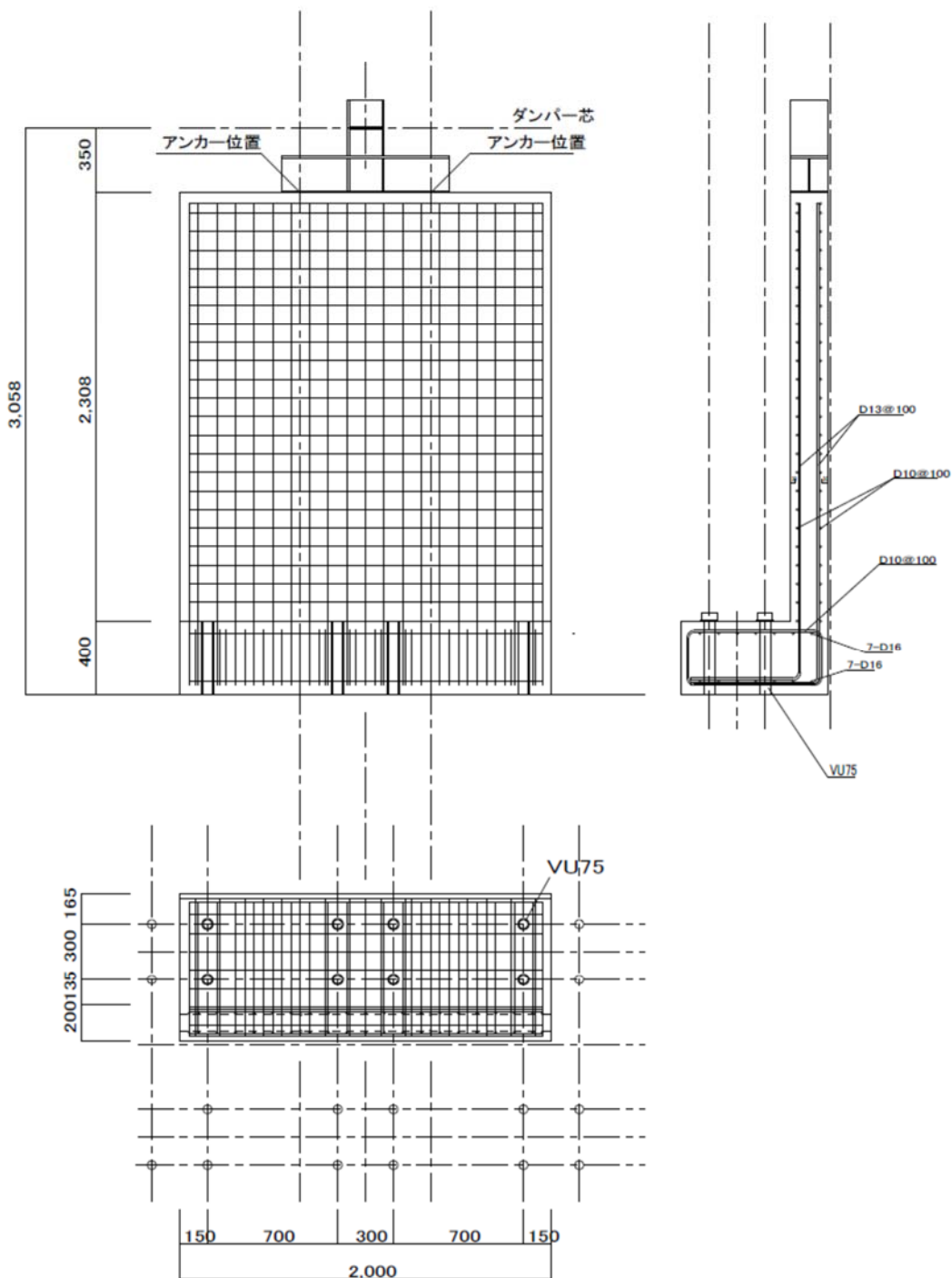


図 3-21 RC 壁の形状寸法 (単位 : mm)

3.4.4 鉛直フレーム型アウターフレームのリングダンパーの仕様

リングダンパーの設計にあたっては、リング系 250mm 仕様のものを用いることとし、事前に、リング厚 6mm、9mm および 12mm の性能を検討した。これらのリングダンパーの剛性および耐力の公称値表 3-10 に示す。但し、表 3-10 の値は、リングダンパー単体の剛性および耐力であるため、耐力壁としての性能評価においては、リングダンパーへの作用力と耐力壁の水平力の釣合条件により、0.71 を乗じる必要がある。また、剛性に関しては、ブレース材およびリングダンパー架構

の軸組の弾性変形の影響を考慮する必要がある。リングダンパーの概要を示した図を図 3-22 (図は、リング厚 12mm のもの) に示す。なお、実験においては、リング厚 9mm の仕様のものを用いた。

表 3-10 リングダンパーの公称剛性および公称耐力の一覧

リング厚	剛性 (kN/mm)	耐力 (kN)
PL-6	2.87	8.71
PL-9	4.30	13.1
PL-12	5.73	17.4

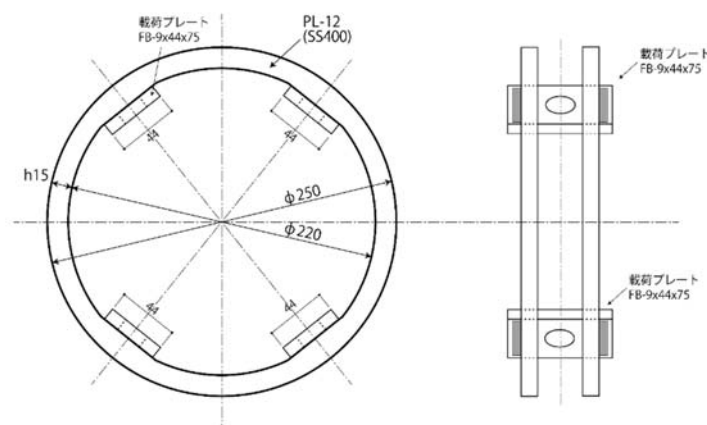


図 3-22 リングダンパーの仕様

3.4.5 ダンパーを用いたアウターフレームの設置計画

本実験における、アウターフレームの設置位置を図 3-23 に示す。水平ダンパー型アウターフレームは、短手方向の「を通り」の壁面に平行に、建物からセットバックして設置した RC 壁の壁面方向にオイルダンパーの軸が初期状態で一致するように設置する。オイルダンパーは「りーを通り」間に位置する通り庭の吹き抜け空間に接する外壁に取り付けるものであり、実験では、当該個所の短手方向の応答改善効果を検証する。また、鉛直フレーム型アウターフレームは、長手方向外端面（二通りと九通り）の 2 面に取り付ける。実験では、鉛直フレーム型アウターフレームを構成するリングダンパーのエネルギー吸収効果による建物長手方向の応答改善効果を検証する。図 3-24 に、水平ダンパー型アウターフレームと鉛直フレーム型アウターフレームの設置状況を示す。図 3-25 に、アウターフレームを設置した試験体全体の状況を示す。

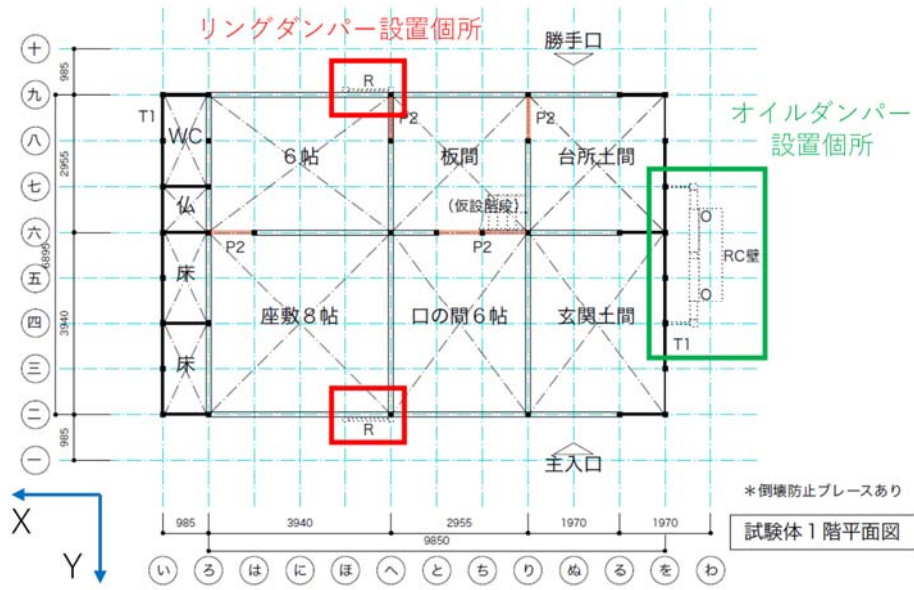
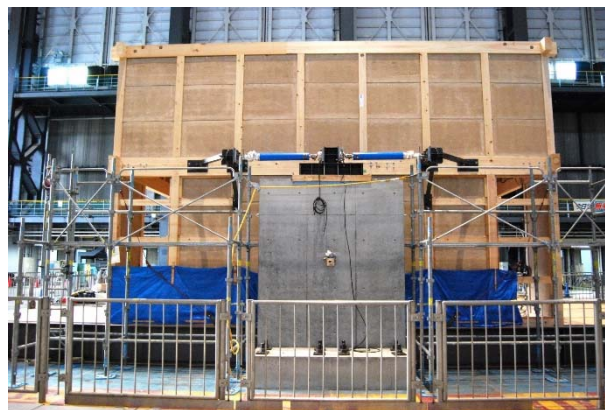
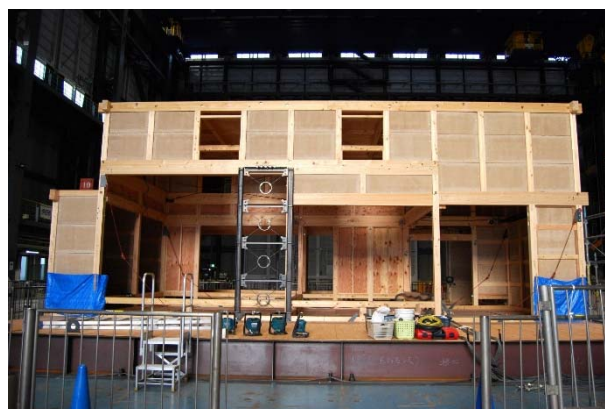


図 3-23 アウターフレーム（ダンパー）の設置位置



(a) 水平フレーム型アウターフレーム（オイルダンパー）の設置状況：を通り



(b) 鉛直フレーム型アウターフレーム（リングダンパー）の設置状況：二通り



(c) 鉛直フレーム型アウターフレーム（リングダンパー）の設置状況：九通り

図 3-24 アウターフレーム（ダンパー）の設置状況

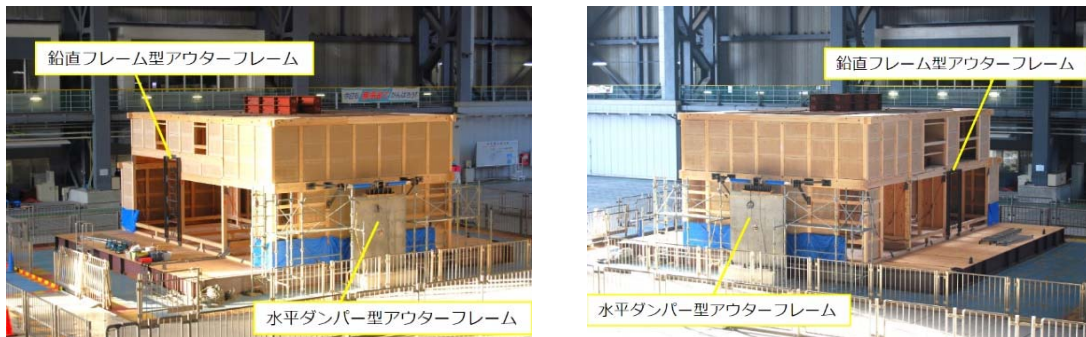


図 3-25 アウターフレームを設置した試験体全体の状況

(左：南西から見た外観「を通り・二通り側」，右：南東から見た外観「を通り・九通り側」)

3.4.6 ダンパーの外観への配慮

本研究プロジェクトでは、耐震補強により、古民家の外観に及ぼす影響についても事前検討を行っている。今回の提案するアウターフレーム補強工法について、外観に配慮したデザインの検討例を図 3-26 に示す。

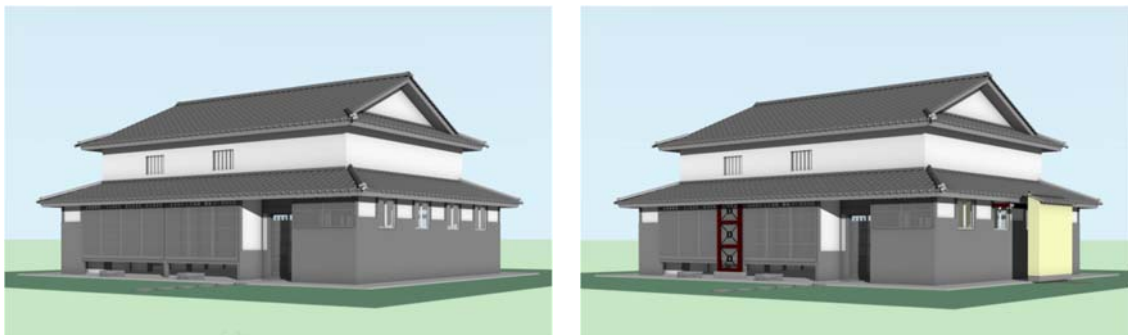


図 3-26 アウターフレームを設置した改修古民家の外観イメージ

(左：アウターフレーム無、右：アウターフレームを設置)

4. 実験実施計画

4.1 試験体の設置と安全計画

試験体の製作は、2022年10月16日より、E-ディフェンス実験棟南西エリアでの施工を開始した。実験用試験体の製作に先立ち、鉄骨架台を製作し、鉄骨架台上に木造試験体の製作を行う工程とした。図4-1に鉄骨架台の製作状況の概要を示す。

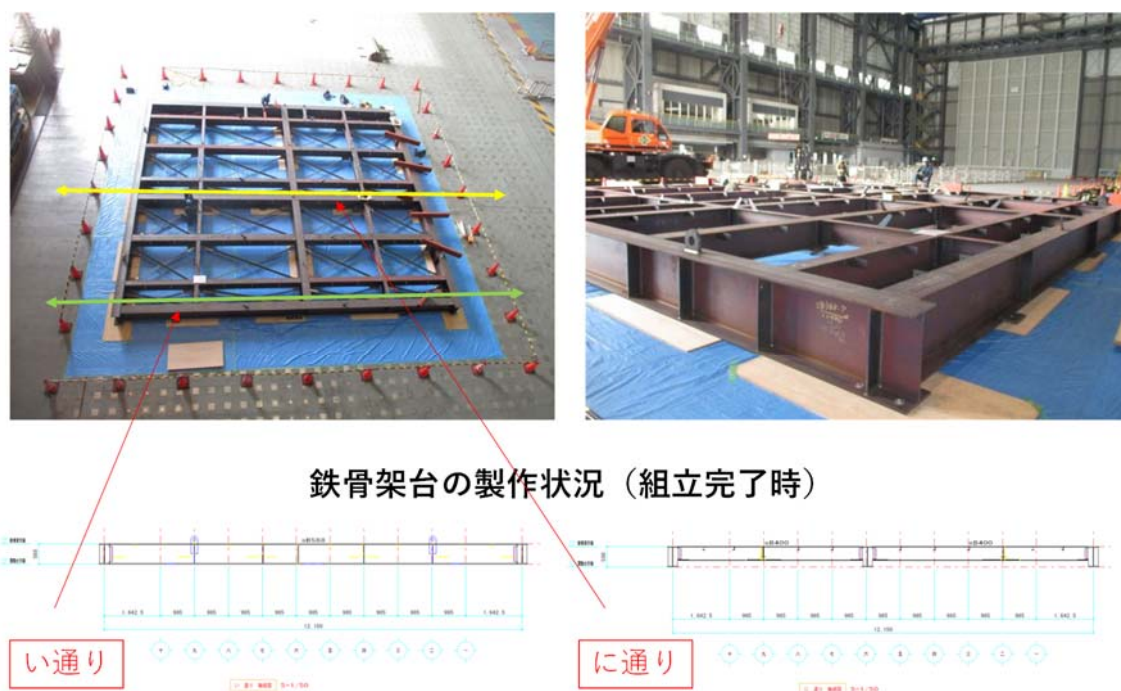


図4-1 鉄骨架台の製作状況

鉄骨架台の完成後、引き続き実験用試験体本体の製作を実験体製作ヤードにて進めた。水平ダンパーを設置するアウターフレーム（RC壁）は、屋外西エリアの製作ヤードにて製作した。実験用試験体の震動台への固定は、天井クレーン1基(50t)で振動台へ移動し、締結ボルトによる振動台据え付けを行った。揚程作業時までに、木造試験体への重量調整用錘の設置は完了しており、鉄骨架台の4か所に設置した揚程用吊りピースにより震動台への配置作業を行った。図4-2に震動台への試験体の移動方法、並びにアウターフレームの移動方法にかかる工程の概要図を示す。

試験体移動方法

- ✓ 製作ヤード（実験棟南西エリア） (①)
- ✓ 天井クレーン2基(50t)で振動台へ移動 (②)
- ✓ 締結ボルトによる振動台据え付け (③)

アウターフレーム移動方法

- ✓ 製作ヤード（屋外西エリア） (A)
- ✓ 5tフォークで実験棟内へ移動 (B)
- ✓ 天井クレーン1基(50t)で振動台へ移動 (C)
- ✓ 締結ボルトによる振動台据え付け (D)

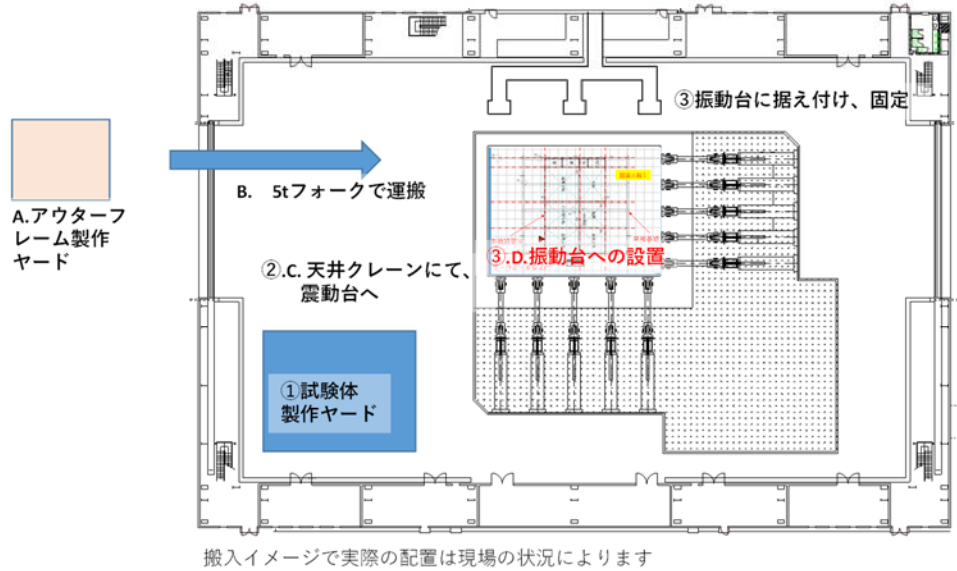


図 4-2 試験体及びアウターフレームの移動方法

実験用試験体（鉄骨架台）の震動台への固定作業に際して、吊りピース強度は 704kN/カ所にて設計を行っており、鉄骨架台重量：189kN 含む試験体重量 373kN に対して、十分な揚程安全性を確保している。震動台への移動後は、鉄骨架台の全水平構面を水平アングルブレースで補強し、面内剛床条件を確保して、面内変形の発生を防止するとともに、すべり耐力までの面内荷重の伝達を保証する。鉄骨架台は、PC 鋼棒 26 本による締結（締結力：424.7kN/本）により、合計締結力：11,042 kN を確保している。図 4-3 に鉄骨架台上への木造試験体の固定状況、図 4-4 に鉄骨架台と実験用試験体との配置関係、図 4-5 に震動台への固定のための PC 鋼棒締結位置を示す。

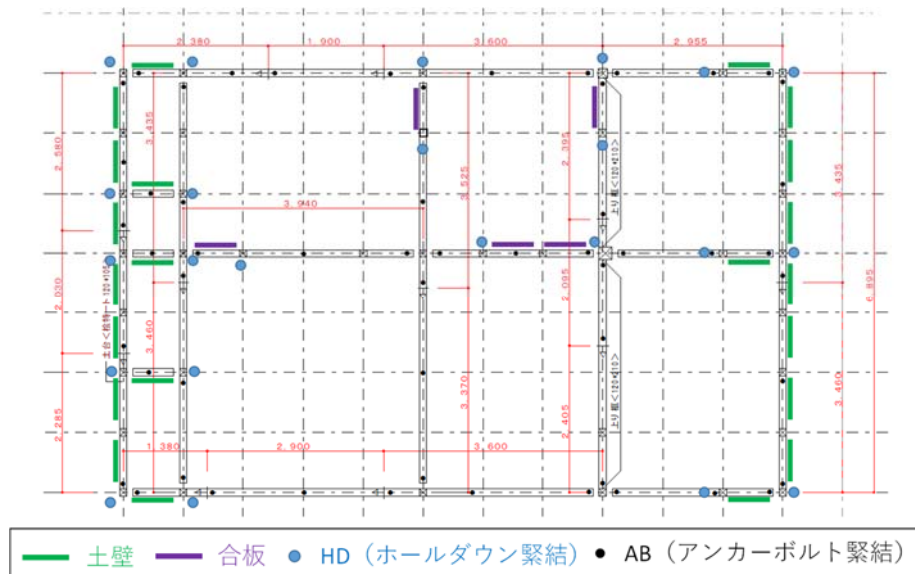


図 4-3 鉄骨架台上への木造試験体の固定状況

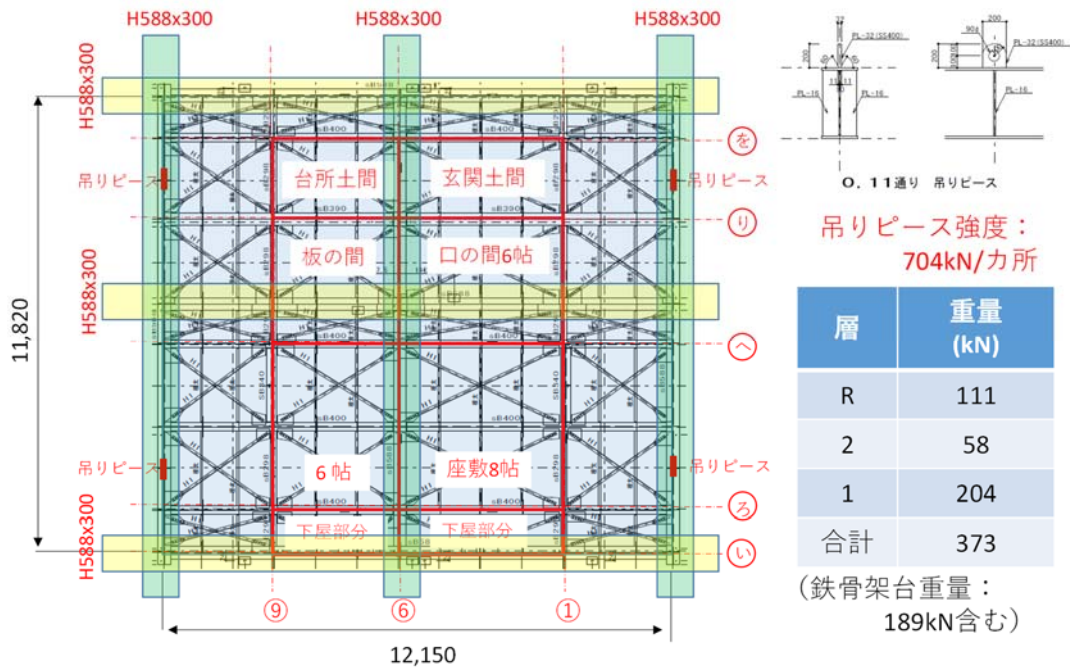


図 4-4 鉄骨架台と実験用試験体との配置関係

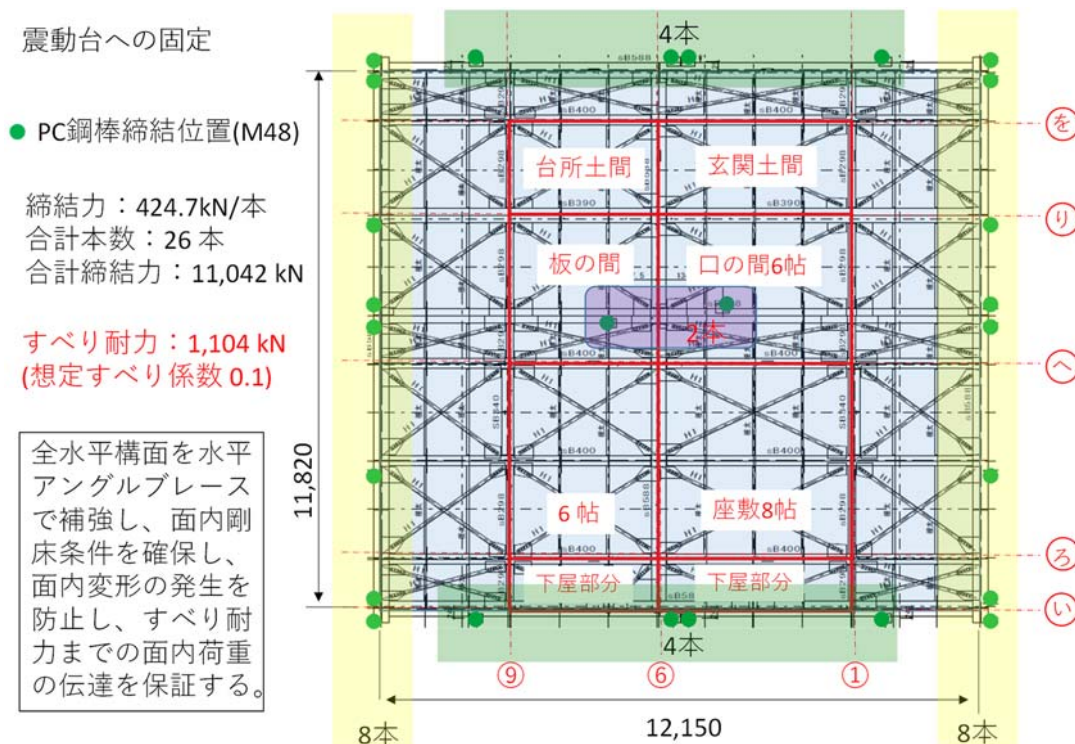
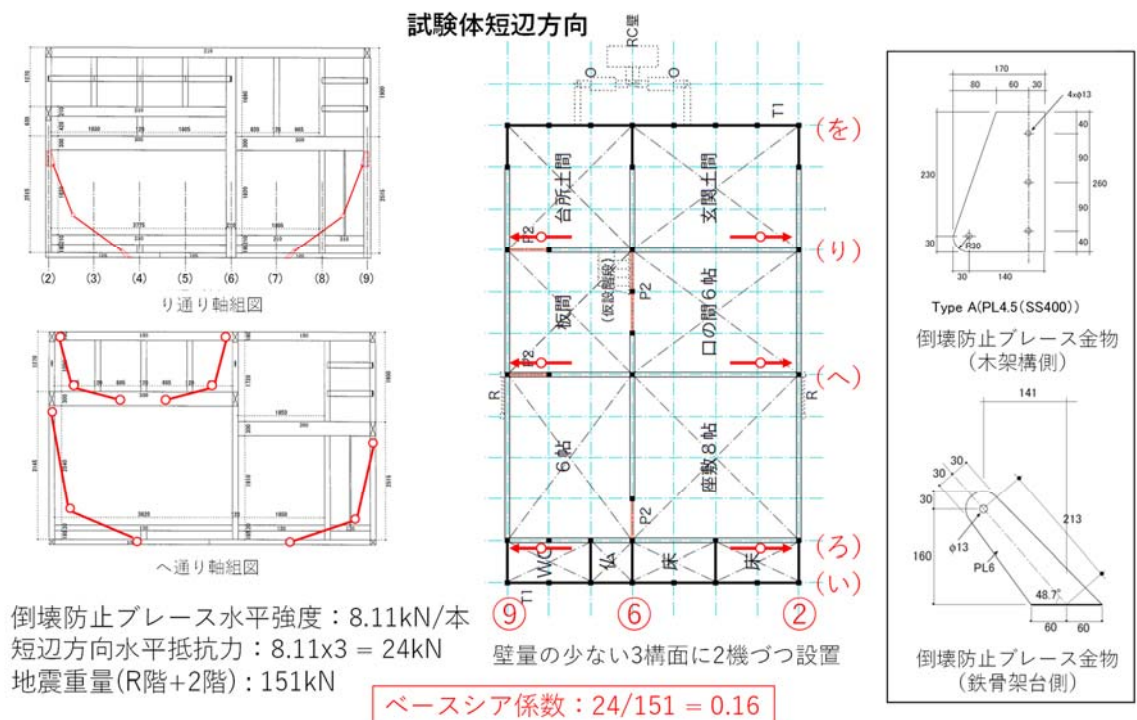


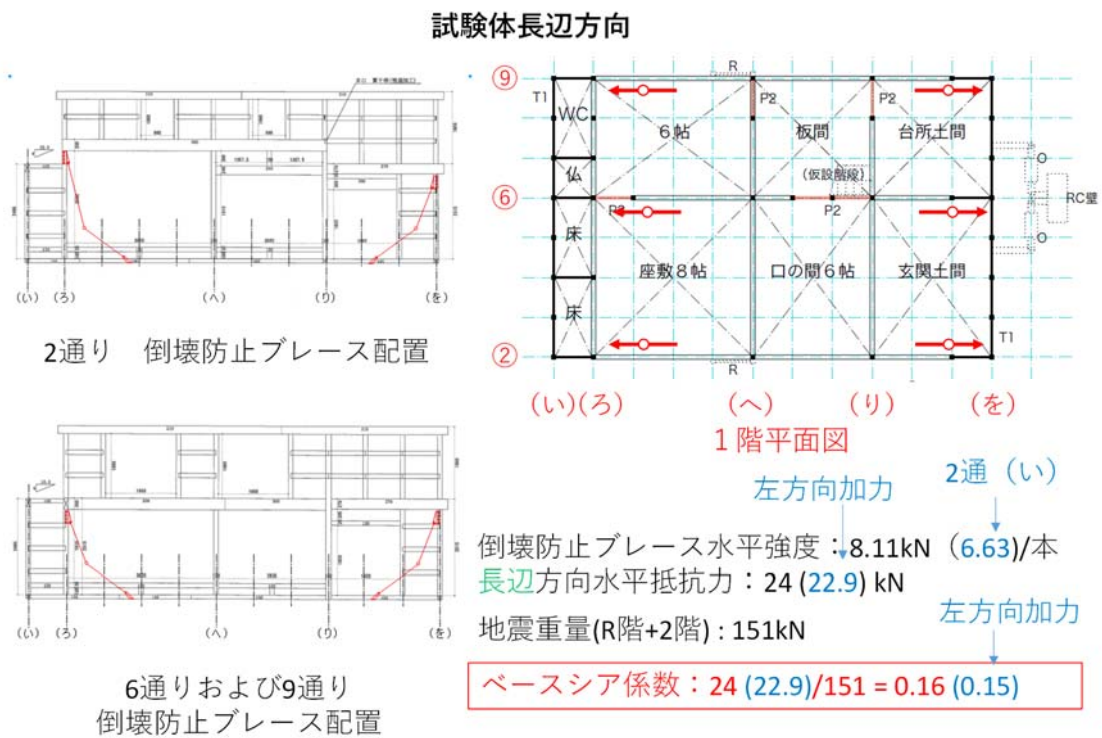
図 4-5 震動台への固定のためのPC 鋼棒締結位置

なお、木造試験体の土間、1階床レベルには、床を貼っていないことから、鉄骨架台天端レベルは、すべての箇所を合板張りで覆うとともに、試験体周り作業時の落下防止措置を講じた。また、振動台ピットには、防災シート全面貼で飛散物落下防止措置を講じた。試験体の転倒防止対策として、3 ヒンジ構造のブレースを設置し、1/20 変形時に引張筋交として作動する機構の安全装置

を長辺方向、短編方向の1層目に設置した。ブレース端部は保有耐力接合（ブレースの降伏破壊）として設計している。なお、短辺方向の「へ通り」の2層目についても、転倒防止対策のブレースを設置した。試験体の転倒防止対策の状況を図4-6に示す。



(a) 短辺方向

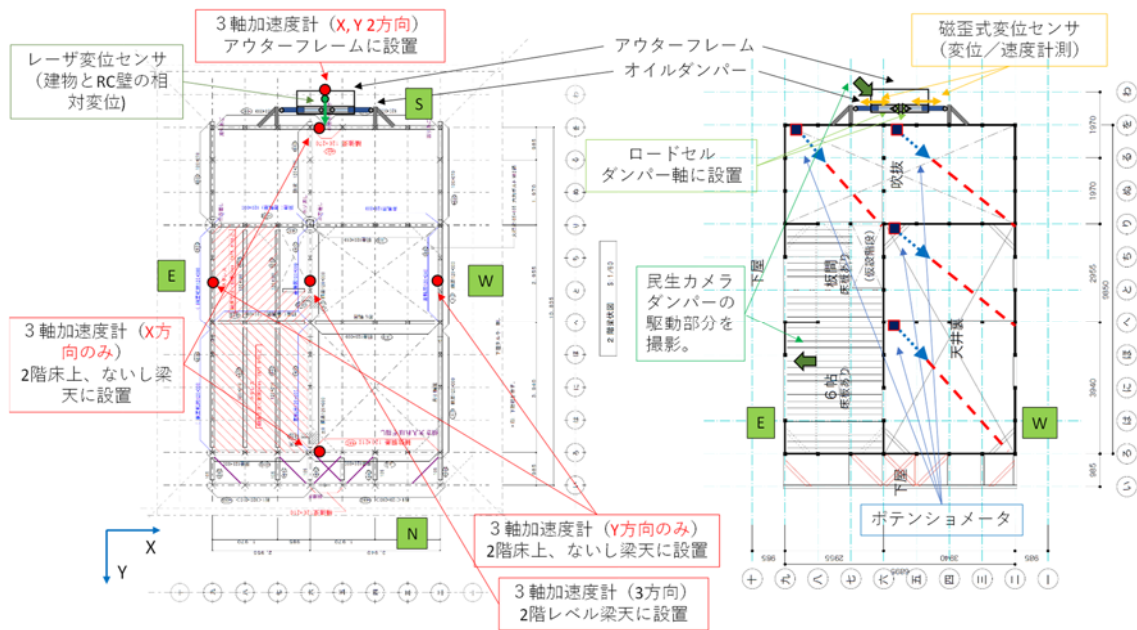


(b) 長辺方向

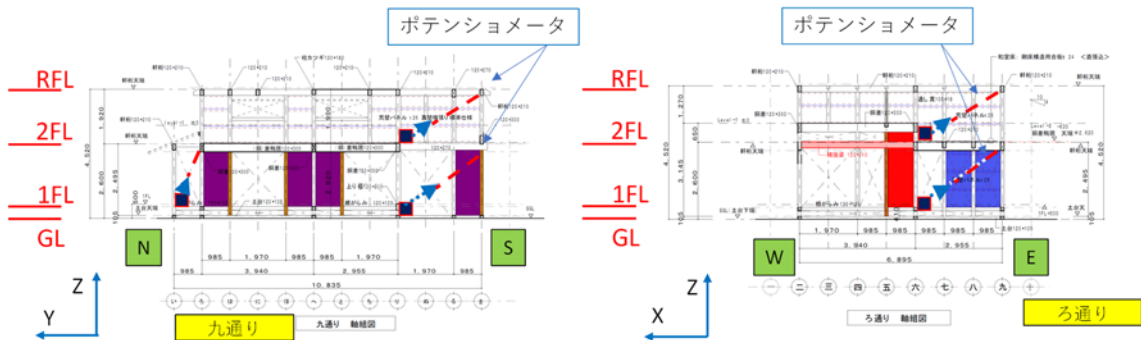
図4-6 転倒防止対策

4.2 計測計画

計測は、試験体の床応答加速度、主要通り軸組の層間変位、2階床水平構面変位を中心に計測し、水平ダンパー（オイルダンパー）の変位・速度・ダンパー力も計測した。主な計測計画について図4-7に示す。併せてアウターフレーム（リングダンパー及びオイルダンパー）の動きと2階吹き抜け部の変形状態の動画を収録し、事後解析時の検証に用いる。計測センサの台数は計41台であり、収録チャンネル総数は、52chとなる。計測チャンネル一覧を表4-1に示す。



(a) 加速度計測と水平床構面変形計測の例（2階床レベル）



(b) 鉛直構面（軸組）における層間変位計測の例

図4-7 計測計画図

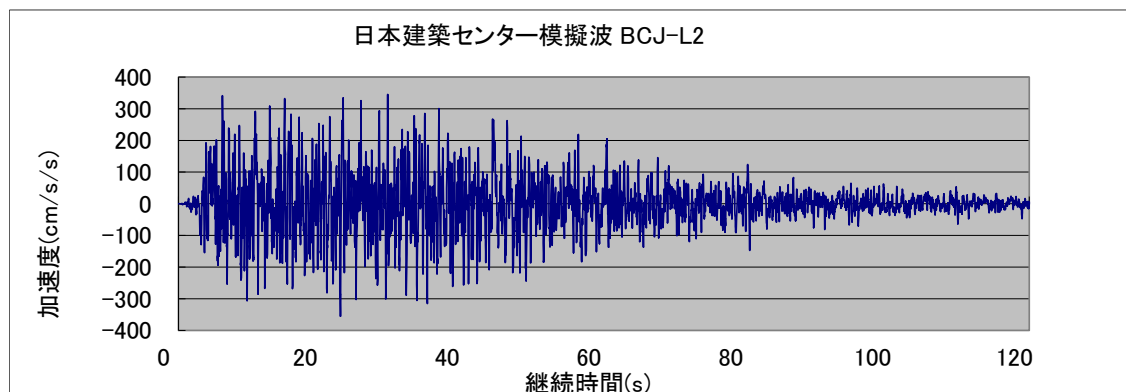
表 4-1 計測チャンネル一覧

GL	6ch(2 台)	サーボ型加速度センサ: TA-25E-10-1	3ch×2 台=6ch
RFL	7ch(5 台)	サーボ型加速度センサ: TA-25E-10-1	3ch×1 台=3ch
			1ch×4 台=4ch
2FL	20ch(17 台)	サーボ型加速度センサ:T A-25E-10-1	3ch×1 台=3ch
			2ch×1 台=2ch
			1ch×4 台=4ch
		ポテンショメータ: DP-500D	1ch×4 台=4ch
			1ch×2 台=2ch
		磁歪方変位センサ: GYKM-LS-500-CD-U2-FX88(微分速度)	2ch×2 台=4ch
		変位レーザセンサ: IL-2000	1ch×1 台=1ch
		ロードセル: LUK-A-50KN(神戸大)	1ch×2 台=2ch
		8ch(8 台)	ポテンショメータ: DP-500D
9ch(9 台)	ポテンショメータ: DP-500D	1ch×9 台=9ch	
アウター フレーム	2ch(2 台)	ポテンショメータ: DP-500D	1ch×2 台=2ch
計	52ch(41 台) + 民生カメラ 4 台		

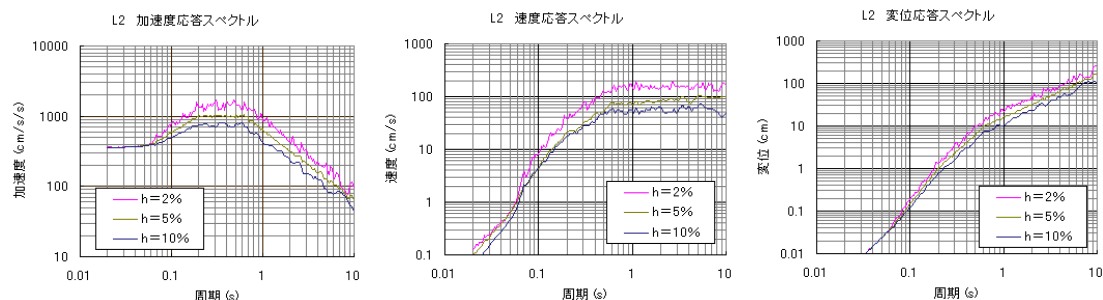
4.3 加振計画

4.3.1 入力波形

本実験における地震時応答の検証には、建築研究所と日本建築センターの共同研究により、作成された模擬地震動のレベル2相当（BCJ-L2）を入力波形として用いる（図 4-8）。当該波（BCJ-L2 波）は、1 軸加振では、計測震度 5.6（震度階級 6 弱）、2 軸同時加振では、計測震度 5.9（震度階級 6 弱）に相当する。



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 応答スペクトル

図 4-8 入力波形（BCJ-L2 波）

4.3.2 加振スケジュール

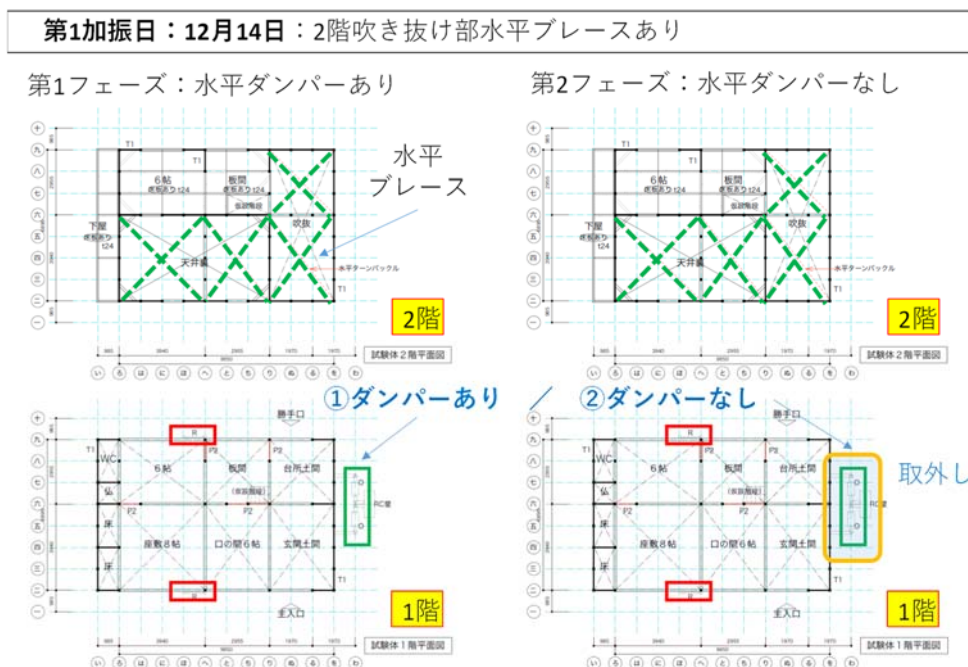
本実験では、加振実施日を 2 日間とした。各加振日において、アウターフレームの設置状態を変えた 2 種類のフェーズでの実験を実施するので、建物状態に関する実験変数は、1 体の試験体にて、4 通りとなる。入力地震動には、4.3.1 に示した、極めて稀な地震動に相当する設計用入力地震動である BCJ-L2 波を検証用波形として用いる。また、各フェーズの最初と最後には、ランダム波（周波数帯：0.1Hz～30Hz、最大加速度 30Gal）を入力する。これは、それぞれのフェーズ中の加振履歴による、試験体の固有周期（固有振動数）の変化や、損傷等による試験体の特性変化の把握のために行うものである。地震波の入力方向は、Y 方向（建物の短手方向）のみ、X 方向（建物の長手方向）のみ、及び Y 方向+X 方向の 2 軸同時の加振であり、本実験では、上下方向入力を行わないものとした。

(1) 当初計画

実験用試験体の震動台への積載期間は、12月5日～12月23日としている。本実験計画における加振日は、12月14日（水）並びに、12月20日（火）の2日間とした。今回は1体の試験体を繰り返しの使用し、各加振日において、アウターフレームの設置状態を変えた第1、第2フェーズでの実験を実施する。当初計画における、建物状態に関する実験変数は、図4-9(a)、(b)に示す4通りとなる。なお、各加振フェーズにおける入力波の加振レベル設定と加振履歴の考え方は、図4-10による。建物状態の変更は、以下による。

- ① 第1加振日と第2加振日との間において、2階床レベルの4箇所の吹抜け水平構面に水平ブレースを設置した（第1日）状態から、取り外した（第2日）の状態への変更を行う。
- ② 第1加振日の第1、第2フェーズでは、アウターフレーム（水平ダンパー型）あり／なし、の2つの条件での加振を行う。
- ③ 第2加振日の第1、第2フェーズでは、アウターフレーム（水平ダンパー型）あり／なし、の2つの条件での加振を行う。なお、第2加振日の第2フェーズでは、アウターフレーム（鉛直ダンパー型）も取り外したアウターフレーム補強なしの状態での加振を計画する。

なお、12月14日の第1日目の加振結果の検証により、12月20日の第2日目の第1フェーズの建物状態として、二通りのリングダンパーは取り外した状態から実験を開始することに変更した。（図4-9(c)参照）

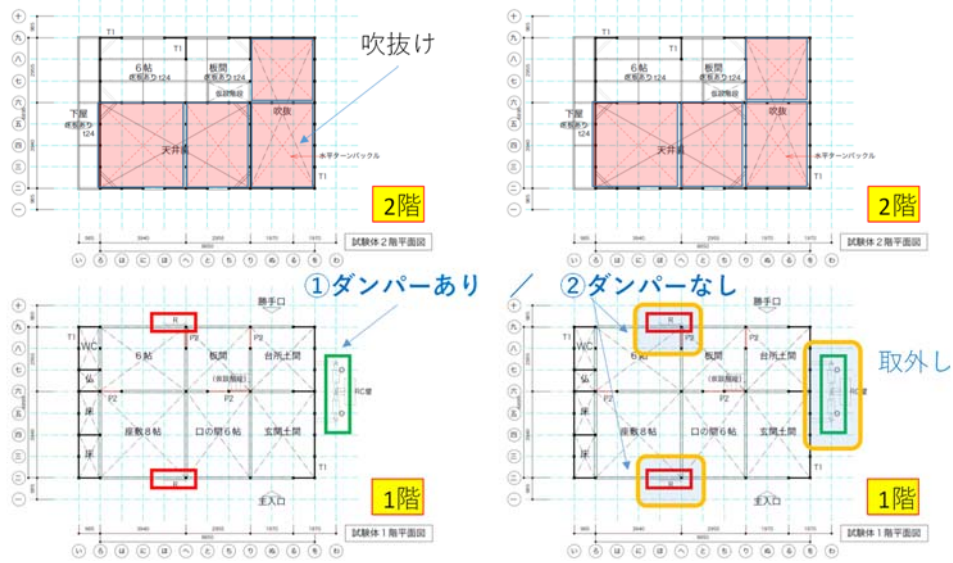


(a) 第1日目加振実験の実験フェーズ

第2加振日：12月20日：2階吹き抜け部水平ブレースなし

第1フェーズ：水平ダンパーあり

第2フェーズ：水平ダンパーなし

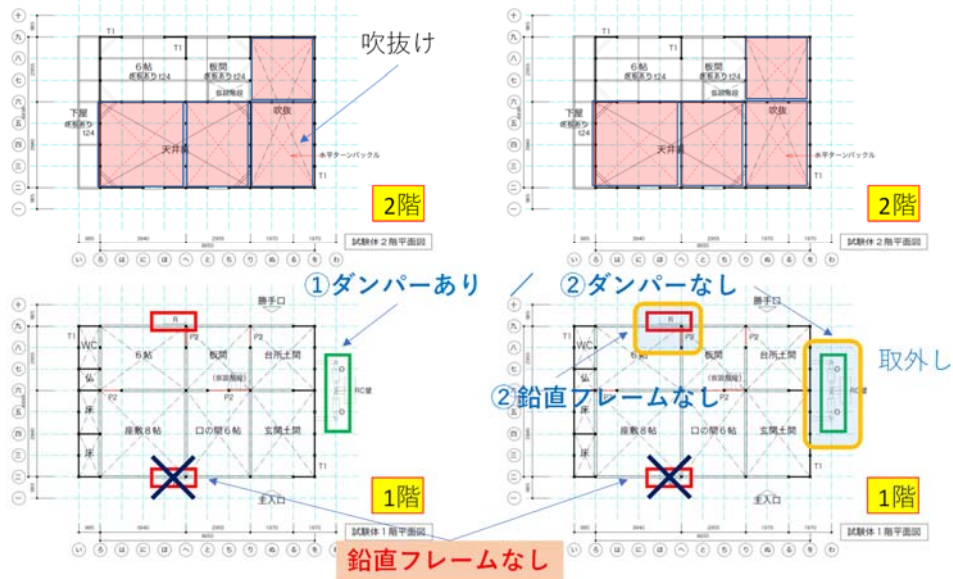


(b) 第2日目加振実験の実験フェーズ

第2加振日：12月20日：2階吹き抜け部水平ブレースなし (予定変更)

第1フェーズ：水平ダンパーあり

第2フェーズ：水平ダンパーなし



(c) 第2日目加振実験の実験フェーズ (変更)

図 4-9 加振実験フェーズ毎の試験体状態図

※ 実験結果と解析結果を比較・検討して、入力レベルを調整する。

12月14日（水）	本加振1日目（第1・第2フェーズとも）
	BCJ-L2波 30% X方向、Y方向（最大変位 1/120程度）
	BCJ-L2波 60% X方向、Y方向（最大変位 1/60程度）
	BCJ-L2波 100% X方向、Y方向、XY方向（最大変位 1/30程度）
12月15日（木）～12月19日（月）	試験体状態変更・現状復旧など
12月20日（火）	本加振2日目（第1・第2フェーズとも）
	BCJ-L2波 30% X方向、Y方向（最大変位 1/120程度）
	BCJ-L2波 60% X方向、Y方向（最大変位 1/60程度）
	BCJ-L2波 100% X方向、Y方向、XY方向（最大変位 1/30程度）
12月21日（水）～12月23日（金）	センサー・ダンパー撤去・試験体撤去

図 4-10 実験日程と加振レベルの考え方

(1) 加振履歴

図 4-10 に示す加振計画の考え方に基づき、実際の実験時の応答と、事前解析による予測値との比較検証を行い、加振レベルを調整しながら 4 つの実験変数に関する加振実験を完了した。最終的に実施したすべての加振履歴を表 4-2 に示す。

表 4-2 加振履歴

実験日	フェーズ	水平ブレース	水平ダンパー	鉛直フレーム	入力地震動	加振方向
12月14日 (1日目)	第1	有	有	有	ランダム波 30gal	XY
					BCJ-L2 波 30%	Y
					BCJ-L2 波 30%	X
					BCJ-L2 波 60%	Y
					BCJ-L2 波 60%	X
					BCJ-L2 波 100%	Y
					BCJ-L2 波 100%	X
	第2		BCJ-L2 波 100%		XY	
			ランダム波 30gal		XY	
			ランダム波 30gal		XY	
			BCJ-L2 波 30%		Y	
			BCJ-L2 波 60%		Y	
			BCJ-L2 波 60%		X	
			BCJ-L2 波 60%		Y	
12月20日 (2日目)	第1	無	有	東側：有 西側：無	ランダム波 30gal	XY
					BCJ-L2 波 30%	Y
					BCJ-L2 波 30%	X
					BCJ-L2 波 60%	Y
					BCJ-L2 波 60%	X
					BCJ-L2 波 80%	Y
					BCJ-L2 波 80%	X
	第2		ランダム波 30gal		XY	
			ランダム波 30gal		XY	
			BCJ-L2 波 30%		Y	
			BCJ-L2 波 30%		X	
			BCJ-L2 波 60%		Y	
			BCJ-L2 波 60%		X	
			BCJ-L2 波 80%		Y	
第2	BCJ-L2 波 80%	X				
	BCJ-L2 波 60%	XY				
	ランダム波 30gal	XY				
	ランダム波 30gal	XY				