

## 2. 1 島根大学 中井毅尚・岡本滋史

### 1. 建築物の仕様一覧

事業名	CLTを用いた既存木造住宅の耐震補強	
実施者（担当者）	島根大学 中井毅尚・岡本滋史	
建築物の概要	用途	住宅
	建設地	島根県松江市
	構造・工法	構造：1階：鉄骨造+鉄筋コンクリート造、2・3階木造、工法：木造軸組工法+CLT壁（耐力壁）
	階数	3
	高さ（m）	9.9
	軒高（m）	7.6
	敷地面積（m <sup>2</sup> ）	74.19
	建築面積（m <sup>2</sup> ）	43.68
	延べ面積（m <sup>2</sup> ）	131.04
	階別面積	1階 43.68 2階 43.68 3階 43.68
CLTの仕様	CLT採用部位	壁パネル
	CLT使用量（m <sup>3</sup> ）	加工後建築物使用量1.0206 m <sup>3</sup>
	壁パネル	寸法 90mm厚
		ラミナ構成 3層3プライ
		強度区分 Mx90-3-3
		樹種 ヒノキ・スギ
	床パネル	寸法 ラミナ構成 強度区分 樹種
		寸法 ラミナ構成 強度区分 樹種
		寸法 ラミナ構成 強度区分 樹種
		寸法 ラミナ構成 強度区分 樹種
仕上	主な外部仕上	屋根
		外壁
		開口部
	主な内部仕上	界壁
		間仕切り壁
		床 フローリング t 15・無塗装（置床フローリング t 13.5・無塗装）+構造用合板 t 24+既存根太 天井 ビニルクロス貼り（AEP塗装）+PB t 9.5+板野縁t12
構造	構造計算ルート	精密診断法1、限界耐力計算法
	接合方法	せん断金物+BOX金物+LSB φ 25L500+アンカーボルト（SNR400B）
	最大スパン	
	問題点・課題とその解決策	高強度耐力壁の問題点は一般的に周辺の軸組が先行破壊することが挙げられる。本件では上部の梁が弱く補強や交換も難しいことから、上部のCLT耐力壁の左右を切り欠いて梁との接触を避ける一方、下部のH鋼が破壊しない程度の引張接合部を設計した（片持ちラーメン）。
防耐火	防火上の地域区分	準防火地域
	耐火建築物等の要件	有
	本建築物の防耐火仕様	1時間準耐火
	問題点・課題とその解決策	防火壁を免除するため準耐火建築物としている
施工	遮音性確保に関する課題と解決策	
	建て方における課題と解決策	
	劣化対策	
工程	設計期間	H28.8月～11月（3ヶ月）
	施工期間	H28.11月～H29.2月（3ヶ月）
	CLT躯体施工期間	H28.12.4（1日）
	竣工（予定）年月日	平成29年2月21日
体制	発注者	個人
	設計者（複数の場合はそれぞれ役割を記載）	実施設計/意匠設計：島根大学・原浩二建築設計事務所
	構造設計者	島根大学
	施工者	八光建設株式会社
	CLT供給者	銘建工業株式会社
	ラミナ供給者	株式会社出雲木材市場（島根県産材）

事業名： CLT を用いた既存木造住宅の耐震補強

実施者または担当者：島根大学 岡本 滋史（中井 肇尚）

### 1. 実証した建築物の概要

用途	住宅					
建設地	島根県松江市					
構造・工法	構造：1階：鉄骨造+鉄筋コンクリート造、2・3階木造 工法：木造軸組工法（CLTによる耐震補強）					
階数	3階					
高さ（m）	9.9	軒高（m）	7.6			
敷地面積（m <sup>2</sup> ）	74.19	建築面積（m <sup>2</sup> ）	43.68			
階別面積	1階	43.68	延べ面積（m <sup>2</sup> ）	131.04		
	2階	43.68				
	3階	43.68				
CLT採用部位	壁パネル					
CLT使用量（m <sup>3</sup> ）	1.0206					
CLTの仕様	(部位)	(寸法 / ラミナ構成 / 強度区分 / 樹種)				
	壁	t=90 mm・幅 1400 mm・高さ 2700 mm/3層 3プライ/Mx90-3-3/ ヒノキ・スギ				
	床	---				
	屋根	---				
設計期間	H28.8月～11月					
施工期間	H28.11月～H29.2月					
CLT躯体施工期間	H28.12月4日					
竣工（予定）年月日	H29.2月21日					

### 2. 当該建築物における実証内容

既存木造住宅に対して、孔を設けた CLT を用いて耐震補強を行うが、孔を設けた CLT の耐力壁としての実験データがないため、実験により面内せん断性能を確認した。えられたデータを用いて補強計画を立て、耐震補強を行った。耐震補強では、CLT の上下の横架材を既存のものから変更しないため、上下の横架材が破壊しないような耐力壁の形状とした。既存の横架材に CLT を設置する点や、孔を設けて意匠性に配慮した点に特徴があり、新規性がある。施工においては、積み上げて施工する新築とは異なり、既存の横架材に CLT を配置するため、施工記録を重点的に作成して補強工事における問題点を整理した。

### 3. 実施体制

（実施設計・意匠設計・構造設計）：原浩二建築設計事務所・島根大学、

#### 4. 実証方法と実施工工程および

##### 対象建築物

対象建築物は、1983年に建築された（経年34年）木（W）造軸組工法の2階建ての空き家とした（図.1）。登記上は木造2階建てであったが基礎の部分を1階として利用していたので、地震時に建物にかかる力を求める際は、基礎を壁に鉄筋コンクリート（RC）、柱と梁に鉄骨（S）を用いたS造+RC造の1階とみなし、建物は立面混構造の3階建てとみなした。過去に複数回リフォームが行われており、建築当時と構造的に差異があった。なお基礎部分は構造的に変化がなかった。RC製の壁およびS製の柱には耐力上有害な劣化は認められず、性能が現在でも保たれていると思われる。またW造部分においてはシロアリや腐朽等は認められなかつたが、一部の梁にたわみや割れが認められた。また、現場調査の結果、複数回のリフォームを経た現状では、以下の欠点、すなわち、①壁が偏心して配置されていること、②筋交いが切断されていること、③柱に欠けこみがあること、④筋交いが告示の仕様通りになっていないこと、⑤梁せいが不足している箇所があること、⑥柱頭・柱脚に必要な金物が付いていないこと、⑦基礎と土台が緊結されていないこと、の主に7点が挙げられた。



図.1. 建物外観。

##### 耐震性能評価

建築当時（1983年）の壁量計算結果と、現状の耐震性能の精密診断法1による計算結果を表1に示した。耐力壁は筋交い耐力壁を用いており、設計時には壁量は十分満たされていたことが分かった。一方、精密診断法1による計算の結果、現行の建築基準法で要求される耐震性能の16%であった。

表1. 建築当時の壁量計算結果と現状の精密診断法1による計算結果。

建築当時（壁量計算）			
	2階長手方向	2階短手方向	3階長手方向
必要壁量（m）	17.04		10.48
存在壁量（m）	19.11	25.61	10.92
充足率	1.12	1.50	1.04
現状（精密診断法1）			
	2階長手方向	2階短手方向	3階短手方向
必要耐力（kN）	38.77		21.30
保有耐力（kN）	23.23	6.35	23.40
充足率	0.60	0.16	1.10
			0.47

##### 補強に用いる耐力壁の提案

##### 面内せん断性能試験

今回のリフォームでは、開放性を求める意匠的な観点も取り入れることを考慮したため、令46条第4項および昭56建告第1100号に示される耐力壁では性能が不足し、より高強

度の耐力壁が必要となった。このため CLT 耐力壁を設計し、実験によって性能を確認した上で、使用する金物を変えて再設計した。

## 試験体

### (1) 共通仕様

試験体は 3 体作製し、軸組、耐力壁上部と梁、および耐力壁下中央部と土台との固定方法は共通とした（図.2）。CLT 耐力壁は既存の住宅に組み込むため、CLT パネルの高さを横架材間の内法寸法より 30mm 短くし、上部用 L 型せん断金物にビス止めすることで施工誤差を吸収するものとした。

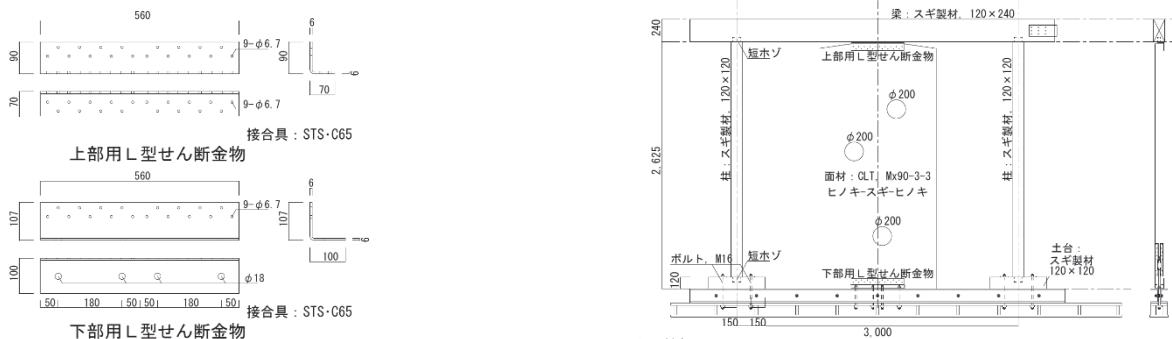


図.2. 共通仕様。

### (2) 試験体 1

試験体 1 では耐力壁下の左右（以下耐力壁脚部という）に BOX 金物を介して土台と固定した。BOX 金物と CLT パネルは LSB 金物 1 本を介して固定し、BOX 金物と土台はアンカーボルト 2 本を介して固定した。

### (3) 試験体 2

試験体 2 では試験体 1 で用いた LSB 金物を 1 本から 2 本に変更した。

### (4) 試験体 3

試験体 3 では耐力壁脚部をホールダウン金物で固定した。ホールダウン金物と CLT パネルはビス止めし、ホールダウン金物と土台はアンカーボルトで固定した。

## 5. 得られた実証データ等の詳細

### 試験結果および耐力壁の設計

耐震性能を示す  $0.2Q_u/D_s$  は試験体 3 が最大であった（試験体 1 : 17.80kN、試験体 2 : 26.93kN、試験体 3 : 31.85kN。）が、施工性および収まりを考慮して試験体 2 の仕様を採用した。また、予定していたアンカーボルトとは異なるものが実験では使用されていた為、補強計画で用いる耐力壁の仕様、および性能は実験データからアンカーボルトを変更して計算によって求めた次の仕様のものとした（材質：強度区分 6.8→SNR400B (ABR400)、有効長さ L : 219mm→235mm）。

### 補強計画

補強後の耐震性能を立面混構造の 3 階建てとみなして精密診断法 1 で、1 階部分を基礎とし 2 階建てとみなして限界耐力計算法（本来立面混構造の建物に用いるべきでないため

参考値・混構造割増係数として地震力：1.2倍して計算）によって計算した結果を表2に示した。精密診断法1の結果、すべての方向について充足率の最低値が1.5以上となつた。一方、限界耐力計算では、CLT耐力壁を用いた2階長手方向のみ充足率が1.0を超えて、その他は1.0以下となつたものの建築基準法の求める性能に近づけることができた。

表2. 補強後の精密診断法1による計算結果と限界耐力計算法による計算結果。

精密診断法1			
	2階長手方向	2階短手方向	3階長手方向
必要耐力 (kN)	38.77		21.30
保有耐力 (kN)	61.52	88.13	37.86
充足率	1.59	2.27	1.78
限界耐力計算法			
	1階長手方向	1階短手方向	2階長手方向
地震力 (kN)	113.60	100.40	65.04
安全限界耐力 (kN)	98.37	133.16	63.34
充足率	0.87	1.33	0.97

## 6. 本事業の成果

既存の木造軸組住宅の耐震性能評価、耐力壁の設計および補強計画の提案を行った。その結果、基準耐力が20kN以上の高強度耐力壁の設計に成功し、耐震補強についても補強後の性能が補強前の8倍以上になり現行の建築基準法を満足することができた。

## 7. 建築物の平面図・立面図・写真等

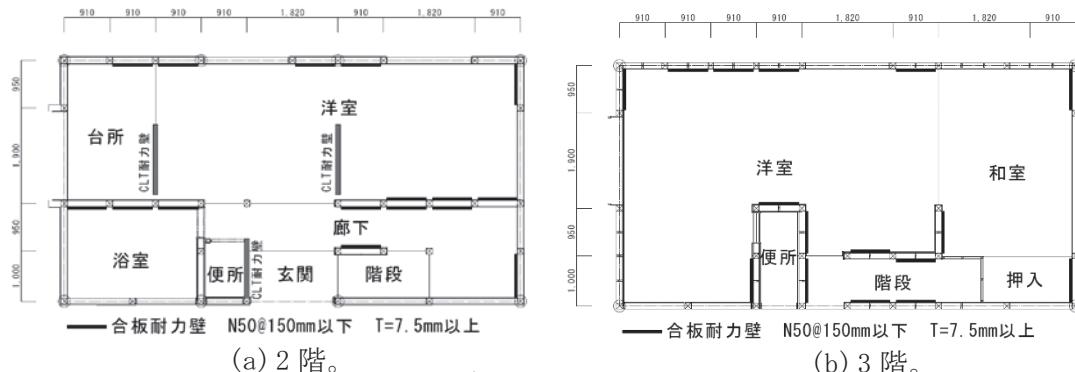


図3. 補強後の平面図。



(a) 2階。



(b) 3階。

図4. 完成写真。

# CLTを用いた既存木造住宅の耐震補強 報告書

(島根大学大学院 総合理工学研究科) 岡本 滋史、中井 肇尚

## 1. 緒言

日本の建築物の耐震性能にかかわる法律は過去に複数回改正され、このため建築時期によっては現在の最低限の耐震性能も有していない建物も多く存在している。また、たとえ設計時には十分な性能を有していた建物も、施工不良、劣化、リフォームなどの要因によって実際にはそれだけの性能を有していないことも考えられる。そのため、既存の建物の耐震性能を評価し、不十分であれば耐震補強を行う必要がある。

そこで既存の木造軸組住宅の耐震性能の検証と、新しい建築材料である CLT を耐力壁として用いた補強方法の提案を行った。CLT を用いた耐力壁の設計は、軸組の両面に厚さ 7.5mm 以上の合板を N50 以上の釘で 150mm 以下の間隔で釘打ちした合板張大壁使用耐力壁の基準耐力が 9.8kN/m であるので、最低でも 10kN/m 以上を目標とし、補強計画の提案は現行の建築基準で求められる性能を満足させることを目標とした。

## 2. 耐震性能評価

### 2.1 対象建築物

対象建築物は、島根県松江市に 1983 年に建築された（経年 34 年）木造軸組工法の 2 階建て住宅とした（図. 1）。この物件は現状空き家であり、主に施主の倉庫として使用されている。ここで、物件の建築当時と現状の耐力壁配置図を示した（図. 2）。

本物件のように間口が狭く細長い住宅は、現在の宅地事情から数多く存在し、一般的に地震被害を受けやすいことが指摘されている。1984 年当時には 1981 年に改正された建築基準法が施工されていたが、現在とは規制が大きく異なり、現行法においては既存不適格建築物とみなされる建物もこの頃大量に建築されていたため、本物件を調査することで当時の建築物の一般的な問題点を確認できると考えた。また本物件では、過去にリフォームが行われており、建築当時と構造的に差異があった。このように構造的な変化を伴う改修を行う際、十分な検証がないまま工事が行われることは少なくなく、住宅の耐震性能に大きな影響を与える可能性がある。外観上、外装・S 造+RC 造の基礎・1 階および 2 階の木造部分には劣悪な経年変化は認められず、一見すると耐震性能に問題はないように見受けられた。



図. 1. 物件外観。

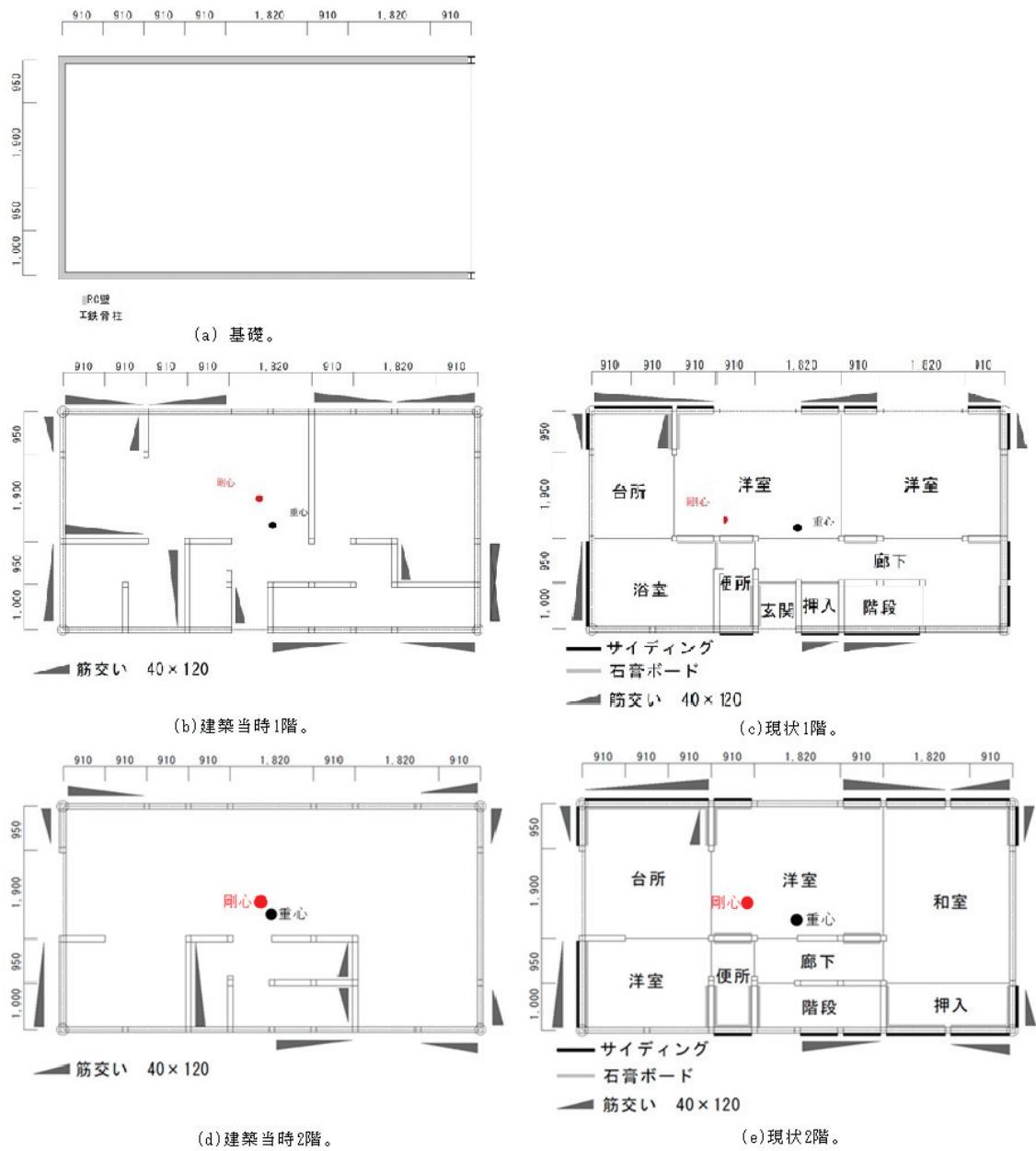


図.2. 物件の建築当時と現状の耐力壁の配置図。

## 2.2 調査

図面調査および解体調査を行い、建築当時の設計図と現状との相違点、構造耐力上欠点となる点を調べた。その結果、構造耐力上有害な欠点は、以下の主に 7 点であった。

1. 壁が偏心して配置されていること、
2. 筋交いが切断されていること、
3. 柱に欠けこみがあること、
4. 筋交いが告示の仕様通りになっていないこと、
5. 梁せいが不足している箇所があること、
6. 柱頭・柱脚に必要な金物が付いていないこと、
7. 基礎と土台が緊結されていないこと。

特に、柱頭・柱脚金物がついていないこと、土台と基礎が緊結されていないことによって、耐力壁

の耐力が大幅に低減されていることも分かった。筋交いの切断はリフォーム時に行われたと考えられ、別の箇所に筋交いを追加するなどの補強が行われていたが、壁配置の偏心が生じていた。なお、基礎部分は構造上変更がなく、建築当時の仕様および性能を保持していると思われることから調査の対象とはしていない。

## 2.3 耐震診断

調査結果をもとに「2012年改訂版 木造住宅の耐震診断と補強方法（日本建築防災協会）」の手順に従って耐震診断を行った。現状の耐震診断は精密診断法1で行い、建築当時の性能は当時の計算書を参考にした。耐震診断では極めてまれに発生する大地震時に建築物が崩壊する可能性を検証しており、まれに発生する中地震時に建築物が損傷するか否かは検証していない。

### 2.3.1 建築当時

建築当時の計算書の壁量計算結果を表1に、建築当時の計算書をもとに算出した偏心率を表2に示した。当時の建築基準法では偏心に関する具体的な規定が無かったが、現行法における偏心率計算に適合する仕様であったことが分かった。

表1. 物件の建築当時の耐震性能。

	1階長手方向	1階短手方向	2階長手方向	2階短手方向
必要壁量 (m)		17.04		10.48
存在壁量 (m)	19.11	25.61	10.92	13.30
充足率	1.12	1.50	1.04	1.27

表2. 計算書をもとに算出した物件の偏心率。

	1階長手方向	1階短手方向	2階長手方向	2階短手方向
偏心率	0.08	0.03	0.02	0.04

### 2.3.2 現状

「2012年改訂版 木造住宅の耐震診断と補強方法（日本建築防災協会）」に従い、現状の耐震診断を精密診断法1で行った。なお、基礎部分が高く実質的な1階部分として利用されていたため、地震力を求める際には基礎部分を1階部分とみなして地震力を計算した（表3）。

#### (1) 必要耐力の算定

各階に働く地震力  $Q_{Ei}$  を求め、表3に示した。

$$Q_{Ei} = 0.2 \cdot C_i \cdot \Sigma W_i, \quad C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

$$A_i = 1 + \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1+3T}$$

$$\alpha_i = \Sigma W_i / \Sigma W_1, \quad T = (0.02 + 0.01 \cdot \alpha) \cdot h$$

$C_i$  : 層せん断力係数

$\Sigma W_i$  : i階が支えている部分の荷重の和

Z : 地震地域係数 (=0.9)

R<sub>t</sub> : 振動特性係数 (=1.0)

A<sub>i</sub> : 層せん断力分布係数

C<sub>0</sub> : 標準せん断力係数 (=1.0)

T : 建物の固有周期 (=0.24秒)

$\alpha$  : 木造部分の高さの、建物の高さに対する比 (=0.77)

h : 建物の最高高さと軒高さの平均 (=8.74m)

表3. 物件の各階に作用する地震力。

	Wi (kN)	$\Sigma Wi$ (kN)	$\alpha i$	$\sqrt{\alpha i}$	Ai	Ci	Qi (kN)
2階	77.53	77.53	0.23	0.48	1.53	1.37	21.30
1階	93.91	171.44	0.50	0.71	1.26	1.13	38.77
基礎	—	342.89	1.00	1.00	1.00	0.90	61.72

## (2)保有耐力の算定

建物各部の仕様を表4の通りとして求めた建築物の、現在の階と方向ごとの保有耐力  $edQ_u$  を表5に示した。

$$edQ_u = \Sigma Q_w \cdot F_e \cdot F_s$$

$\Sigma Q_w$  : 壁の接合部仕様と劣化による耐力低減を加味した耐力の総和

$F_e$  : 偏心率と床の仕様による低減係数

$F_s$  : 剛性率による低減係数

表4. 物件の建築当時の各部の仕様。

外壁材	窯業系サイディング横張 (大壁胴縁下地)、基準耐力 0.60kN/m
内装材	石膏ボード真壁仕様、基準耐力 1.30kN/m
筋交い	30×90 (釘打ち)、基準耐力 2.40kN/m
水平構面	火打ち金物 HB、床倍率 0.30
柱頭・柱脚接合部	全箇所耐力 3kN 未満

表5. 物件の建築当時の各階の保有耐力。

	1階長手方向	1階短手方向	2階長手方向	2階短手方向
$\Sigma Q_u$ (kN)	23.23	12.44	23.40	11.73
剛性率	0.98	0.68	1.50	0.75
$F_s$	1.00	1.00	1.00	1.00
偏心率	0.04	0.40	0.04	0.22
$F_e$	1.00	0.51	1.00	0.85
$edQ_u$ (kN)	23.23	6.35	23.40	10.00

## (3)性能評価

耐震性能は必要耐力を保有耐力で除した充足率の最小値が 0.70 以下であれば大地震時に倒壊する可能性が高い、0.70~1.00 なら倒壊する可能性がある、1.00~1.50 なら一応倒壊しない、1.50 以上なら倒壊しないと判定する。表6に示した通り、本物件は大地震時に倒壊する可能性が高いと判定した。

表6. 物件の建築当時の耐震性能。

	1階長手方向	1階短手方向	2階長手方向	2階短手方向
必要耐力 (kN)		38.77		21.30
保有耐力 (kN)	23.23	6.35	23.40	10.00
充足率	0.60	0.16	1.10	0.47

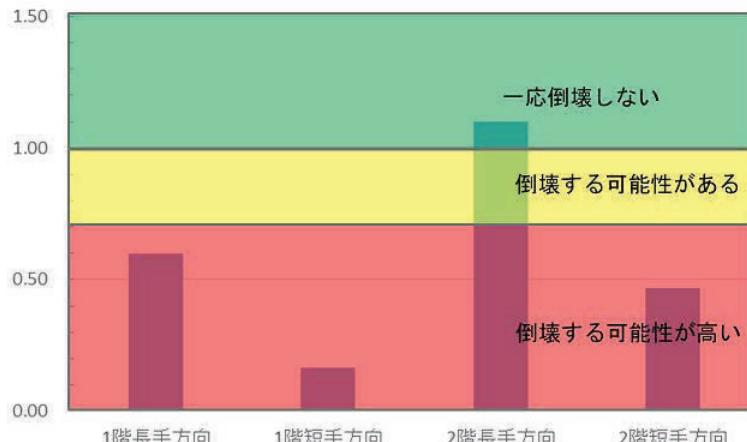


図. 3. 現状の耐震性能評価。

### 2.3.3 補強計画の試設計

耐震診断の結果をもとに補強計画の試設計を次のように行った。

1. 端部が釘打ちのみの筋交いが現行法では耐力要素として認められていないため、すべて取り扱う。
2. 軸組に直接厚さ 12mm の構造用合板を、N50 の釘によって 150mm 間隔で釘打ちした大壁仕様合板耐力壁とし、つり合い良く配置する。
3. 柱頭柱脚に必要な金物を設ける。
4. 基礎と土台を緊結する。
5. 梁せいが不足している箇所には柱を設ける。
6. 厚さ 24mm の構造用合板を、N75 の釘によって 150mm 間隔で釘打ちした水平構面を 1 階および 2 階の床に採用する。

充足率はすべての方向に対して 1.00 以上になった（表 9）が、最小値は 1 階短手方向の 1.34 であり倒壊しないという判定をえるために必要な 1.50 には届かなかった。より耐震性能を高め、最低値が 1.50 を上回る補強を行う場合は、今回用いた合板耐力壁より高強度な耐力壁が必要であることが分かった。

表 7. 試設計案における各部の仕様。

外壁材	耐力なし
内装材	耐力なし
合板耐力壁	構造用合板 9 mm 以上直張り 4 周釘打ち N50@150 mm、基準耐力 5.20kN/m
水平構面	構造用合板 24 mm 以上直張り 4 周釘打ち N75@150 mm、床倍率 3.00
柱頭・柱脚接合部	全箇所所定の金物

表 8. 試設計案における各階の保有耐力。

	1階長手方向	1階短手方向	2階長手方向	2階短手方向
$\Sigma Q_u$ (kN)	61.52	51.90	37.86	35.36
剛性率	0.98	0.68	1.50	0.75
$F_s$	1.00	1.00	1.00	1.00
偏心率	0.12	0.05	0.03	0.11
$F_e$	1.00	1.00	1.00	1.00
$edQ_u$ (kN)	61.52	51.90	37.86	35.36

表 9. 試設計案における耐震性能。

	1階長手方向	1階短手方向	2階長手方向	2階短手方向
必要耐力 (kN)	38.77		21.30	
保有耐力 (kN)	61.52	51.90	37.86	35.36
充足率	1.59	1.34	1.78	1.66

### 3. 耐力壁の提案

対象物件の耐震性能は現行の建築基準法で求められている性能の 16%ほどであり、一般的な耐力壁では開放性などの意匠性を保ったまま十分な耐震性能をもたせることできなかった。そのため本件では、CLT を用いた耐力壁を設計し、実験によって性能を確認した。

#### 3.1 CLT 耐力壁の設計

本耐力壁は既存の軸組に設置するため、面材の高さは横架材間の内法寸法より 30mm 短くし、片面に金物を付けて固定することで CLT を横からスライドさせて施工ができるようにした。CLT と梁の間に 30mm のスリットがあることで、施工上生じる誤差を吸収している。一般的に高強度の耐力壁を用いる場合、耐力壁よりも周辺の軸組が先行破壊することが考えられる。本物件では耐力壁上部の梁が弱く補強も難しいが、下部の鉄骨基礎に直接設置するため下部を強固に接合しても鉄骨基礎が先行破壊する恐れは小さいものと考えた。そこで耐力壁は、柱脚のみモーメント抵抗する片持ちラーメン構造の柱と同様の形式で地震力を負担するものとして設計した。引張側は引張金物、圧縮側は CLT 端部の圧縮および金物の圧縮でモーメントに抵抗し(図. 3 (a) )、梁から基礎までせん断力を伝達するために、上下の中央部をせん断金物で固定した(図. 3 (b) )。また、上部は左右を切り欠いて大変形時に CLT と梁が接触しないようにすることで、梁が先行破壊しないよう配慮した。

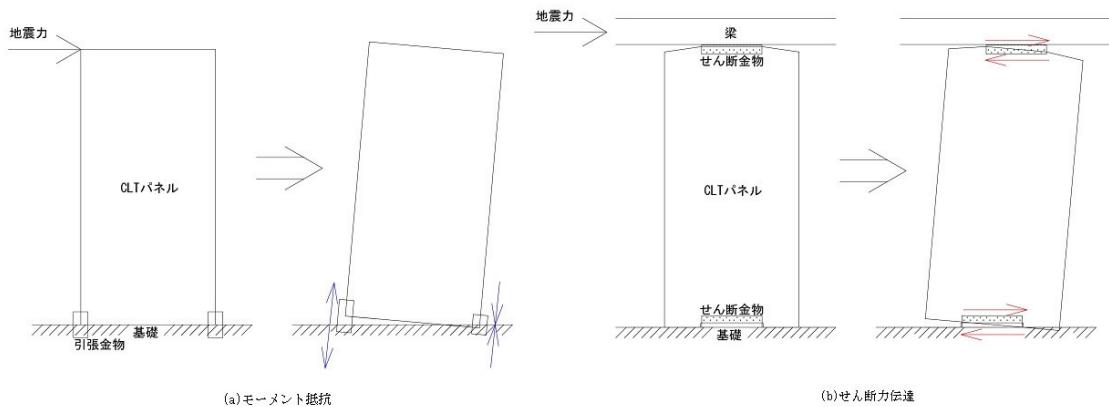


図. 4. CLT 耐力壁の水平力に対する抵抗機構。

#### 3.2 試験体

試験体は図. 4 を共通仕様とし、引張金物のみを変更した 3 種類各 1 体とした (図. 5)。

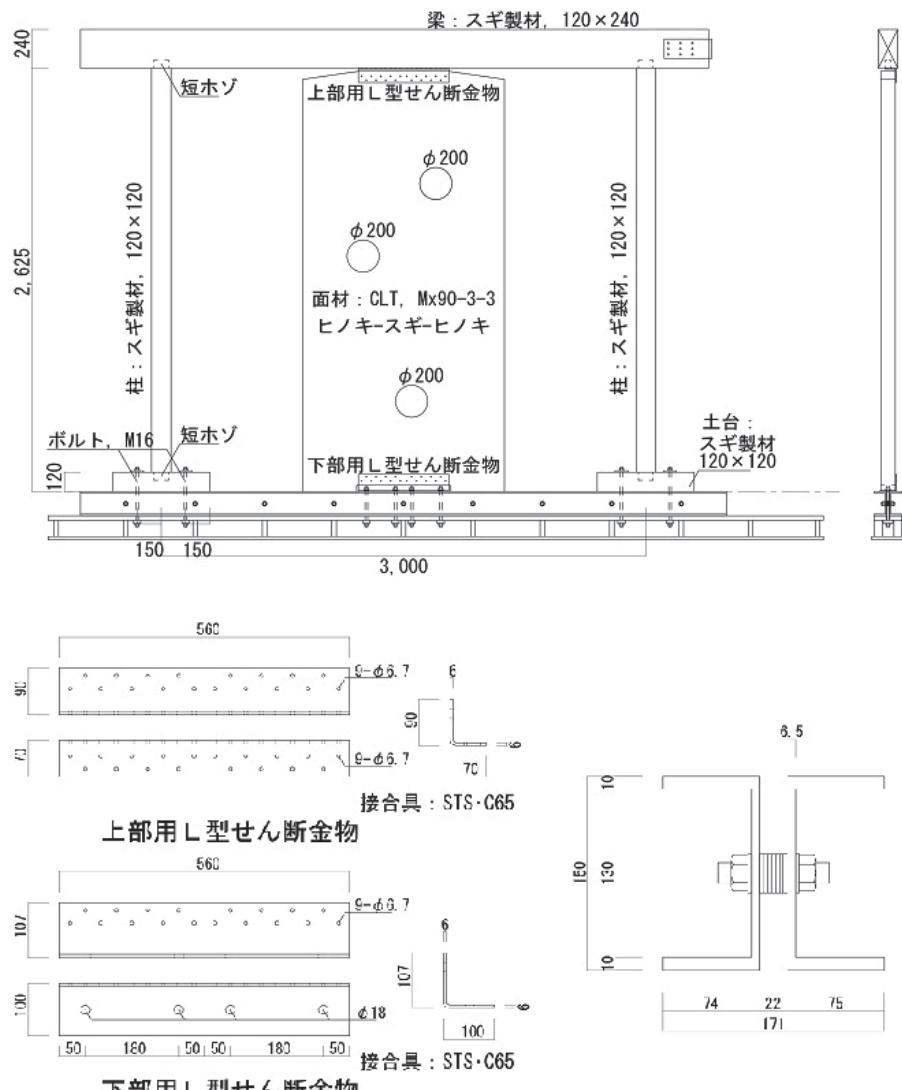


図.5. 試験体共通仕様。

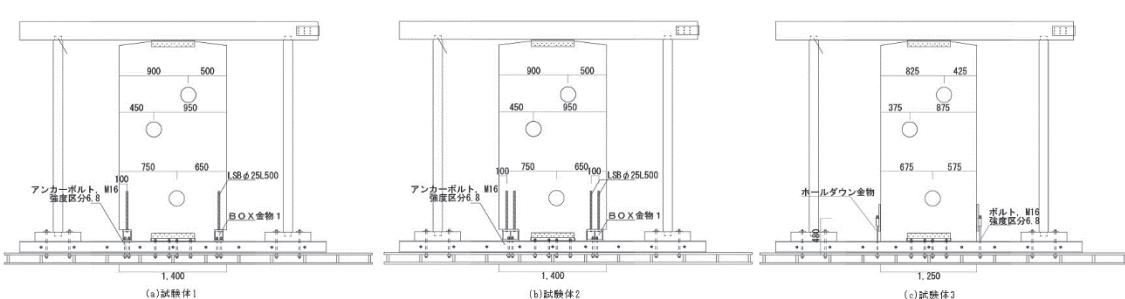


図.6. 3種類の試験体。

### 3.3 試験方法

加力方法は正負交番繰り返し加力とし、最大荷重に達した後、最大荷重の80%の荷重に低下するまで加力するか、または、荷重低下が生じない場合は構面のせん断変形角が $1/15\text{rad}$ を超えるまで加力した。繰り返し履歴は、構面のせん断変形角が $1/600, 1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100$ ,

1/75, 1/50, 1/30rad の正負変形角時とした。繰り返し回数は、履歴の同一変形段階で3回とした。荷重測定および変位測定は、図.6に示した位置に設置した荷重計および変位計を用いて計測した。

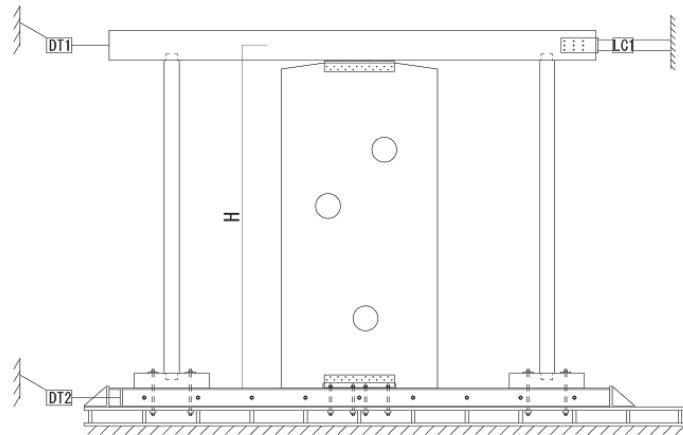


図.7. 加力装置と変位計 ( $H=2745\text{ mm}$ )。

### 3.4 評価方法

#### (1) 耐力壁に作用するせん断力 $Q$ の算出

$$Q=P_1$$

$P_1$  : 荷重計 LC1 の計測による荷重値

#### (2) せん断変形角 $\gamma$ の算出

$$\gamma = (\delta_1 - \delta_2)/H$$

$\delta_1$  : 変位計 DT1 の計測による変位量

$\delta_2$  : 変位計 DT2 の計測による変位量

ただし、変位計の計測による変位量は、変位計の標点距離間が大きく変形をする方向を正とした。

#### (3) 包絡線の作成

包絡線は最終破壊させた側の  $Q-\gamma$  関係より作成した。包絡線は最初の立ち上がりの計測点を繰り返し点まで結び、その後は各繰り返し加力のピークおよびその間の適切な点を順次結んで曲線を作成した。最大荷重が繰り返し履歴以降で記録される場合は、最後の繰り返し点と最大荷重点を結んだ。また、その間に適切に補助的な計測点を結びながら曲線を作成した。最大荷重以降は計測された点を結んで曲線とした。ただし、破壊により急激に低下したような計測点は、全体の状況を勘案した上で曲線を作成した。

#### (4) 完全弾塑性モデルによる降伏耐力、終局耐力等の求め方

降伏耐力  $Q_y$ 、降伏変形角  $\gamma_y$ 、終局耐力  $Q_u$ 、終局変形角  $\gamma_u$ 、剛性  $K$  及び構造特性係数  $D_s$  の算定は、せん断力  $Q$ —せん断変形角  $\gamma$  曲線の包絡線より、下記の手順で求めた。

- 1) 包絡線上の  $0.1Q_{max}$  と  $0.4Q_{max}$  を結ぶ第I直線を引く。
- 2) 包絡線上の  $0.4Q_{max}$  と  $0.9Q_{max}$  を結ぶ第II直線を引く。
- 3) 包絡線に接するまで第II直線を平行移動し、これを第III直線とする。
- 4) 第I直線と第III直線との交点の耐力を降伏耐力  $Q_y$  とし、この点から X 軸に平行に第IV直線を引く。
- 5) 第IV直線と包絡線との交点の変形角を降伏変形角  $\gamma_y$  とする。

- 6) 原点と( $\gamma_y$ ,  $Q_y$ )を結ぶ直線を第V直線とし、それを初期剛性Kと定める。
- 7) 最大耐力後の0.80 $P_{max}$ 耐力低下域の包絡線上の変形角又は1/15radのいずれか小さい変形角を終局変形角  $\gamma_u$ と定める。
- 8) 包絡線とX軸及び $\gamma_u$ で囲まれる面積をSとする。
- 9) 第V直線と $\gamma_u$ とX軸及びX軸に平行な直線で囲まれる台形の面積がSと等しくなるようにX軸に平行な第VI直線を引く。
- 10) 第V直線と第VI直線との交点の荷重を完全弾塑性モデルの終局耐力  $Q_u$ と定め、その時の変形角を完全弾塑性モデルの降伏点変形角  $\gamma_v$ とする。
- 11) 塑性率  $\mu = (\gamma_u / \gamma_v)$ とする。
- 12) 構造特性係数  $D_s$ は、塑性率  $\mu$ を用い、 $D_s = 1/\sqrt{2\mu - 1}$ とする。
- 13) 試験体の変形角が1/15radを超えて最大耐力に達しない場合には、1/15radまでの最大耐力を  $Q_{max}$ とする。

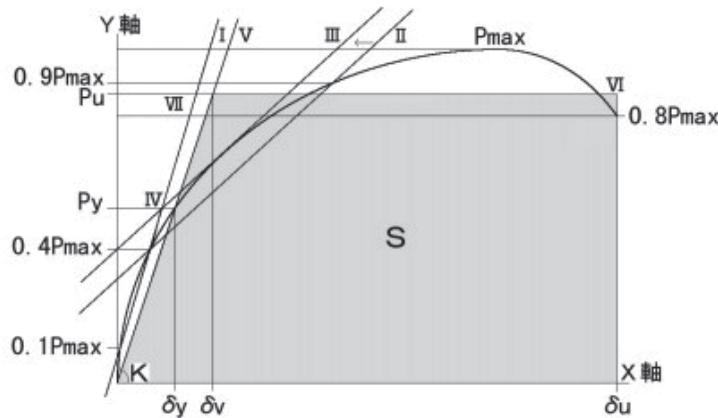


図. 8. 完全弾塑性モデルの求め方。

### 3.5 試験結果

#### (1) せん断力Q—せん断変形角 $\gamma$ 関係

せん断力Q—せん断変形角 $\gamma$ 関係より包絡線を図. 8に例示した。

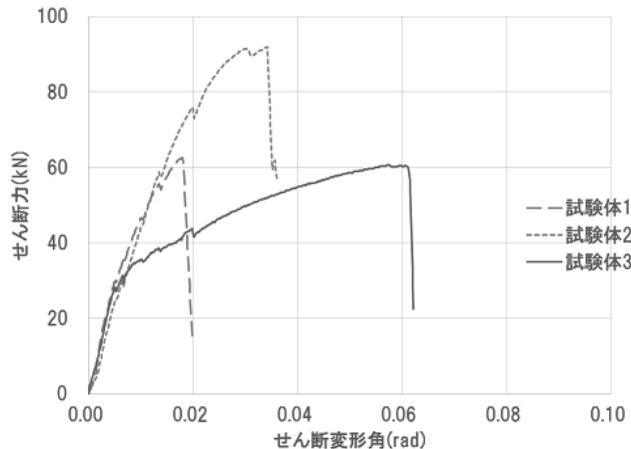


図. 9. 包絡線。

## (2) 完全弾塑性モデルによる評価結果

各特性値を表 10 に示した。

表 10. 各特性値。

	試験体 1	試験体 2	試験体 3
K (kN/rad)	5560	4384	4424
Qy (kN)	31.43	56.45	32.06
Qu (kN)	54.04	83.96	51.51
Qmax (kN)	62.59	91.85	60.64
Q <sub>1/600</sub> (kN)	8.47	5.31	9.24
Q <sub>1/450</sub> (kN)	14.07	8.90	12.43
Q <sub>1/300</sub> (kN)	20.58	16.00	19.62
Q <sub>1/200</sub> (kN)	29.81	24.28	28.28
Q <sub>1/150</sub> (kN)	35.52	29.04	29.90
Q <sub>1/120</sub> (kN)	41.23	36.60	34.11
Q <sub>1/100</sub> (kN)	46.58	44.14	35.60
Q <sub>1/75</sub> (kN)	55.38	58.10	38.42
Q <sub>1/50</sub> (kN)	0.00	75.41	42.23
Q <sub>1/30</sub> (kN)	0.00	91.37	51.52
$\gamma_y$ (kN)	0.0057	0.0129	0.0072
$\gamma_v$ (kN)	0.0097	0.0192	0.0116
$\gamma_u$ (kN)	0.0185	0.0347	0.0617
$\gamma Q_{max}$ (kN)	0.0178	0.0342	0.0574
$\mu$	1.90	1.81	5.30
D <sub>s</sub>	0.60	0.62	0.32
Qy (kN)	31.43	56.45	32.06
Q <sub>max</sub> × 2/3 (kN)	41.73	61.24	40.43
Q <sub>max</sub> × 2/3 (kN)	18.11	27.20	61.91
Q <sub>1/120</sub> (kN)	41.23	36.60	34.11

説明 : K : 剛性、Qy : 降伏耐力、Qu : 終局耐力、Qmax : 最大耐力、Q<sub>1/x</sub> : 1/x rad 時の耐力、 $\gamma_y$  : 降伏変形角、 $\gamma_v$  : 降伏点変形角、 $\gamma_u$  : 終局変形角、 $\gamma Q_{max}$  : 最大耐力時の変形角、 $\mu$  : 塑性率、D<sub>s</sub> : 構造特性係数。

## (3) 破壊状況

割愛。

## 4. 補強計画

### 4.1 補強に用いる耐力壁の仕様

試験の結果、No. 3 の仕様で最も高い性能がえられた。しかし、アンカーボルトが耐力壁側面に飛び出すため、意匠性、納まりおよび施工性を考慮し、試験体 2 の仕様を採用した。実物件では H 鋼のウェブ部分にアンカーボルトを配置できないので、耐力壁のせん断性能に影響を及ぼさないように BOX 金物と座金を変更した。

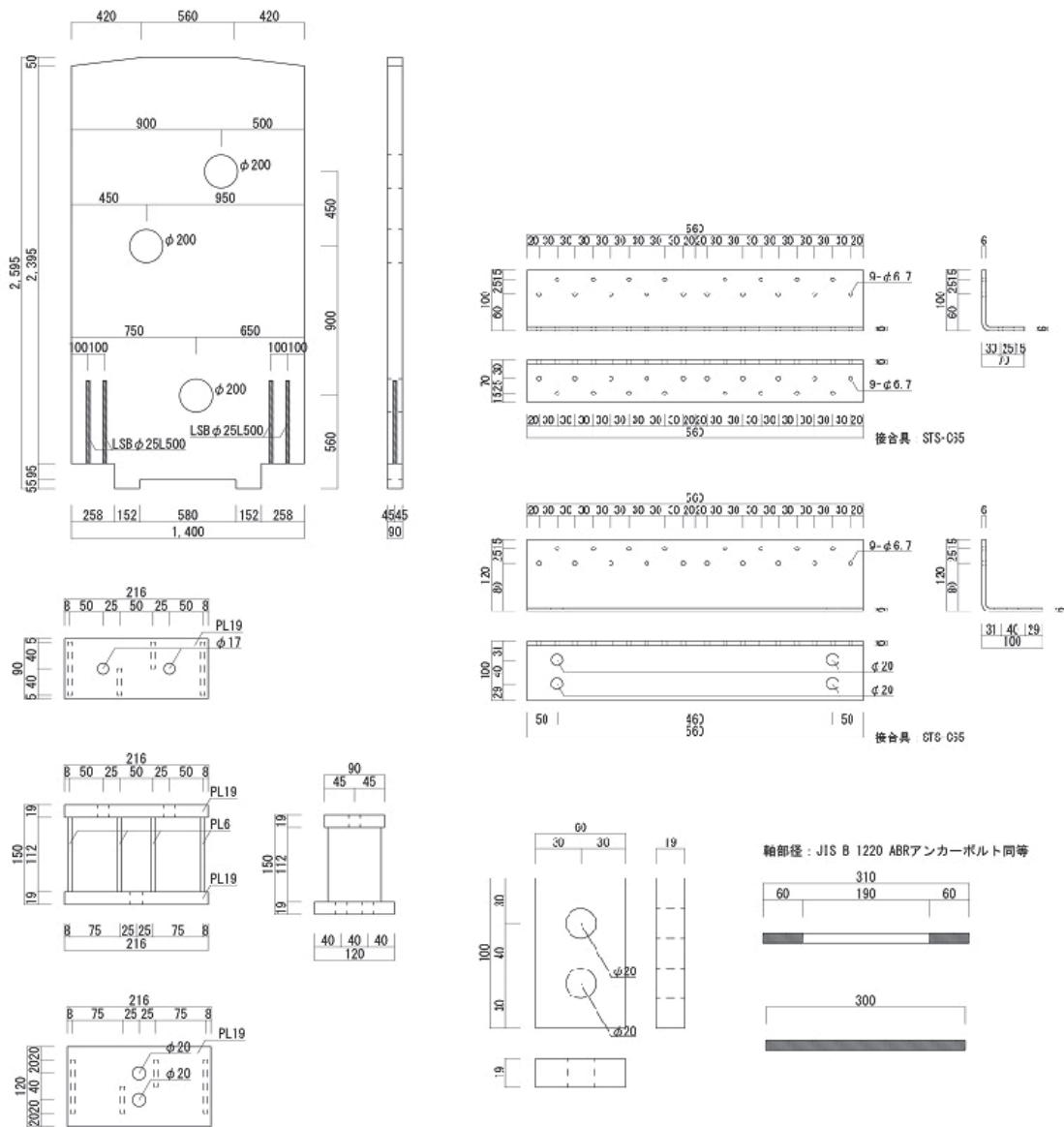


図.10. CLT 耐力壁・BOX 金物・L型せん断金物・座金・アンカーボルト。

#### 4.2 実験との変更点

もともと予定していたアンカーボルトとは異なるものが実験では使用されていたため、変形性能が低く、予想よりも耐力壁としての性能が低かった。補強計画で用いる耐力壁の仕様および性能は、実験データからアンカーボルトを変更して計算によって求めた次の仕様のものとした。

##### (1) 変更点

- ・アンカーボルトの材質 強度区分 6.8 → SNR400B
- ・アンカーボルトの有効長さ 219mm → 235mm

##### (2) 計算方法

- ・脚部の圧縮側縁から回転中心までの距離 $x_p$

$$x_p = \frac{V}{2} - X_p$$

$$X_p = |d_3/\theta_b| - \frac{V_{3-4}}{2}$$

$$\theta_b = \frac{|d_3 - d_4|}{V_{3-4}}$$

$V$  : 耐力壁の幅 (1400 mm)

$X_p$  : 面材中心から回転中心までの距離

$\theta_b$  : 耐力壁脚部の回転変形角

$d_3$  : 変位計 DT3 の計測による変位量

$d_4$  : 変位計 DT4 の計測による変位量

$V_{3-4}$  : 変位計 3 と変位計 4 の水平距離

ここで実験のあるせん断変形角における  $x_p$  のグラフを作成すると図. 12 となつたため  $x_p=360\text{mm}$  とした。

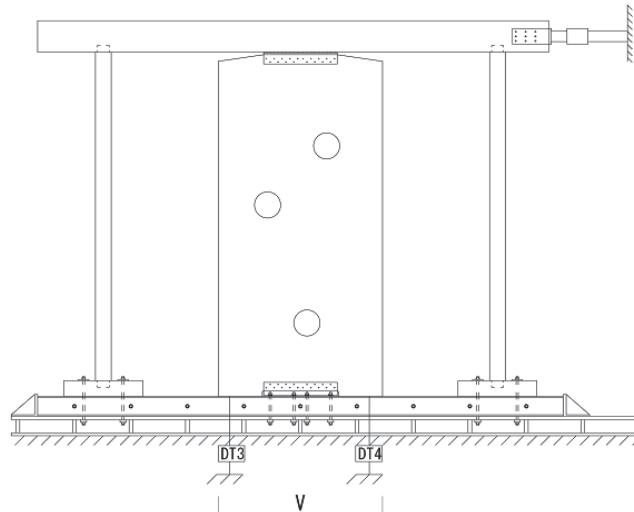


図. 11. 加力装置と変位計 ( $H=2745\text{ mm}$ )。

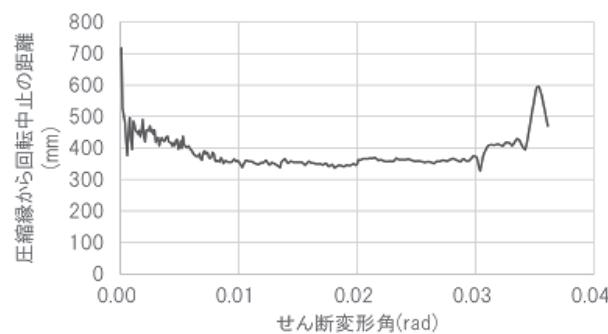


図. 12.  $x_p$ —せん断変形角の関係。

- 応力中心間距離  $j$

$$j = d - x_p/3$$

$$d = V - d_p$$

$d$  : 圧縮側縁から引張力作用位置の距離

$d_p$  : 引張側縁からアンカーボルト中心  
までの距離(=150mm)

- ・アンカーボルト降伏時の耐力壁に作用するせん断力 $Q_y$ 、終局時の耐力壁に作用するせん断力 $Q_u$

$$Q_y = F \cdot A_e \cdot j/H$$

$$Q_u = 1.1 \cdot F \cdot A_t \cdot j/H$$

$F$  : アンカーボルトの  $F$  値(=235N/mm<sup>2</sup>)

$A_e$  : アンカーボルトのねじ部有効断面積(=157mm<sup>2</sup>)

$A_t$  : アンカーボルトの軸部有効断面積(=165mm<sup>2</sup>)

$H$ : 基礎の上端から梁中心までの鉛直距離(=2740mm)

- ・降伏変形角 $\theta_v$

包絡線上で終局せん断力に達する時の変形角を降伏変形角 $\theta_v$ とした。

- ・終局変形角 $\theta_u$

$$\theta_u = \theta_v + \Delta\theta_p$$

$$\Delta\theta_p = (\Delta L_u - \Delta L_v)/(d - x_p)$$

$$\Delta L_u = L \cdot \varepsilon_u$$

$\Delta\theta_p$  : アンカーボルトの降伏から破断までの変形角(0.043rad)

$\Delta L_v$  : アンカーボルト降伏時の伸び(=9.15mm)

$\Delta L_u$  : アンカーボルト破断時の伸び(=47.00mm)

$\varepsilon_u$  : アンカーボルト破断時の伸び率(=0.20)

求めたせん断力—せん断変形角関係に設計用安全係数0.9を乗じて設計用せん断力—せん断変形角関係を求めた。

- ・構造特性係数 $D_s$

$$D_s = 1/\sqrt{2\mu - 1}$$

$$\mu = \theta_u / \theta_v$$

$\mu$  : 塑性率

表 11. CLT 耐力壁の特性値。

	計算値
初期剛性 (kN/rad)	4390
降伏耐力 $Q_y$ (kN)	29.03
降伏変形角 $Q_y$ (rad)	0.0081
終局耐力 $Q_u$ (kN)	31.93
終局変形角 $Q_u$ (rad)	0.0582
塑性率 $\mu$ (rad)	6.25
構造特性係数 $D_s$	0.29
$0.2 \cdot Q_u / D_s$ (kN)	23.35

表12. 各部の仕様。

変形角 (rad)	0.000	0.001	0.002	0.003	0.005	0.008
せん断力 (kN)	0.0	2.9	6.5	12.5	21.8	31.7
単位長さ当たりのせん断力 (kN/m)	0.0	2.1	4.7	8.9	15.6	22.6
変形角 (rad)	0.010	0.015	0.020	0.030	0.040	0.058
せん断力 (kN)	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9
単位長さ当たりのせん断力 (kN/m)	22.8	22.8	22.8	22.8	22.8	22.8

#### 4.3 補強計画の提案

補強計画では前述の試設計と同様に以下の通りとした。

- 端部が釘打ちのみの筋交いが現行法では耐力要素として認められていないためすべて取り扱う。
- 軸組に直接厚さ12mmの構造用合板を、N50の釘によって150mm間隔で釘打ちした大壁仕様合板耐力壁とし、つり合いよく配置する。
- 柱頭柱脚に必要な金物を設ける。
- 基礎と土台を緊結する。
- 梁せいが不足している箇所には柱を設ける。
- 厚さ24mmの構造用合板を、N75の釘によって150mm間隔で釘打ちした水平構面を1階及び2階の床に採用する。
- 1階短手方向の内部の壁3箇所をCLT耐力壁とする。

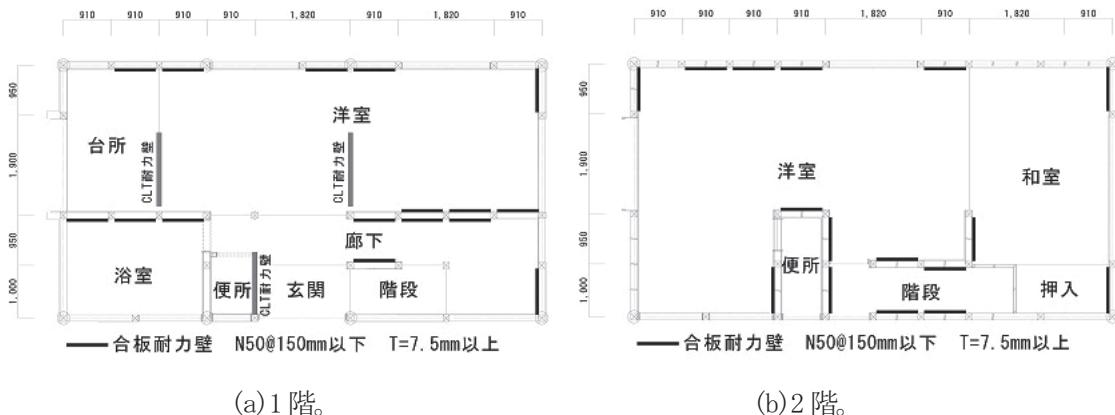


図.13. 補強後の平面図。

#### 4.4 補強案の耐震性能

##### 4.4.1 精密診断法1による評価

現状の耐震性能と同様の手順で補強案の耐震性能を評価した。その結果、充足率の最低値は1階長手方向の1.59であり倒壊しないと判定した。

表13. 地震力の算出。

	Wi (kN)	$\Sigma Wi$ (kN)	$\alpha_i$	$\sqrt{\alpha_i}$	Ai	Ci	Qi (kN)
2階	77.53	77.53	0.23	0.48	1.53	1.37	21.30
1階	93.91	171.44	0.50	0.71	1.26	1.13	38.77
基礎	—	342.89	1.00	1.00	1.00	0.90	61.72

表 14. 各部の仕様。

外壁材	耐力なし
内装材	耐力なし
合板耐力壁	構造用合板 9 mm以上直張り 4 周釘打ち N50@150 mm、基準耐力 5.20kN/m
CLT 耐力壁	基準耐力 16.67kN/m
水平構面	構造用合板 24 mm以上直張り 4 周釘打ち N75@150 mm、床倍率 3.00
柱頭・柱脚接合部	全箇所所定の金物

表 15. 補強後の保有耐力。

	1階長手方向	1階短手方向	2階長手方向	2階短手方向
$\Sigma Q_u$ (kN)	56.78	88.13	37.86	35.36
剛性率	0.98	0.68	1.50	0.75
$F_s$	1.00	1.00	1.00	1.00
偏心率	0.12	0.07	0.03	0.11
$F_e$	1.00	1.00	1.00	1.00
$edQ_u$ (kN)	56.78	88.13	37.86	35.35

表 16. 補強後の耐震性能。

	1階長手方向	1階短手方向	2階長手方向	2階短手方向
必要耐力 (kN)	38.77	—	21.30	—
保有耐力 (kN)	61.52	88.13	37.86	35.36
充足率	1.59	2.27	1.78	1.66

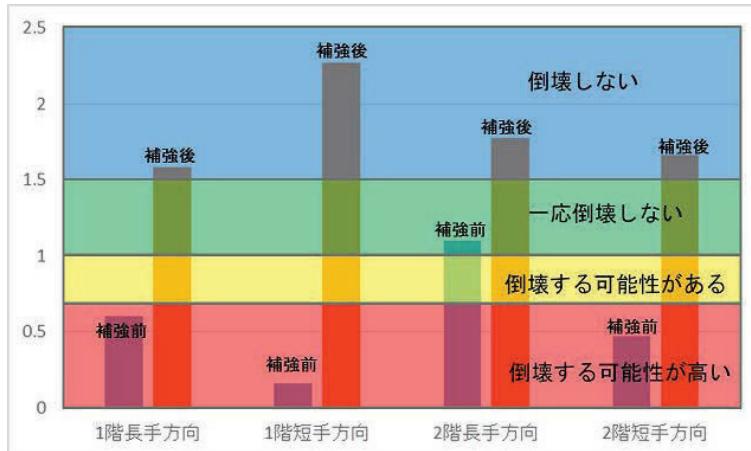


図. 14. 補強後の耐震性能評価。

#### 4.4.2 限界耐力計算による評価

補強後の耐震性能は精密診断法 1 に加えて、限界耐力計算によって評価した。限界耐力計算では建築物を等価な 1 質点系に置換し、地震動を加えた際の応答値をもとに建物の安全性を検証する手法である。本建物は 2 階建てであるが基礎が高いため、混構造による割増を考慮して 2 階建てとして建物に作用する地震力を算出した。本計算法では建物が倒壊しない安全限界を評価している。なお、本来は立面混構造の建物に用いることは適切ではないため本計算法による評価は参考値とみなした。

##### (1) 建物に作用する地震力の算出

- ・建物の各階、方向に作用する力

$$P_{si} = (m_i / 9.8 \cdot B_{si} \cdot F_u \cdot Z \cdot G_s) \cdot 8$$

$m_i$  : 各階の荷重

$B_{si}$  : 加速度分布係数

$F_h$  : 加速度低減率

$Z$  : 地震地域係数で混構造の割増を乗じた値とした ( $=0.9 \times 1.2 = 1.08$ )

$G_s$  : 地盤による增幅率

ある階より上の階に作用する  $P_{si}$  の総和をその階に作用する地震力とした。各階、方向ごとの値を表に示した。

表 17. 地震力の算出。

	1階長手方向	1階短手方向	2階長手方向	2階短手方向
$m_i$ (kN)	100.16		77.54	
$B_{si}$	0.63	0.49	1.09	0.85
$F_h$	0.66	0.66	0.66	0.66
$G_s$	2.03	1.69	2.03	1.69
$P_{si}$	48.56	42.85	65.04	57.55
地震力 (kN)	113.60	100.40	65.04	57.55

## (2) 安全限界耐力と変形角の算出

各階の方向ごとの荷重一変形角曲線を作成し、その中の最大荷重を安全限界荷重とした。建物各部の仕様は表 14 と同様であるため省略した。

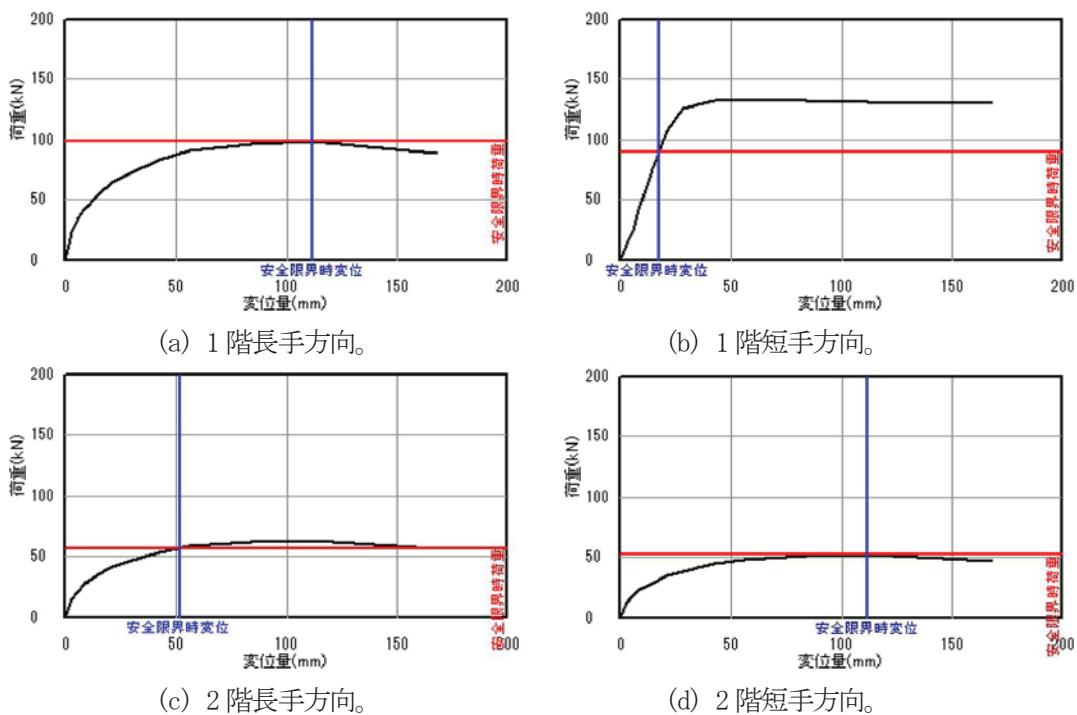


図. 15. 安全限界時荷重および変位。

表 18. 安全限界耐力。

	1階長手方向	1階短手方向	2階長手方向	2階短手方向
安全限界耐力 (kN)	98.37	133.16	63.34	52.26

### (3) 耐震性能評価

表 19 より、大地震時に倒壊する可能性があると判定した。ただ、充足率は最低で 0.87 であり、現行法で求められる耐震性能に比較的近づけることができた。

表 19. 安全限界耐力。

	1階長手方向	1階短手方向	2階長手方向	2階短手方向
地震力 (kN)	113.60	100.40	65.04	57.55
安全限界耐力 (kN)	98.37	133.16	63.34	52.26
充足率	0.87	1.33	0.97	0.91

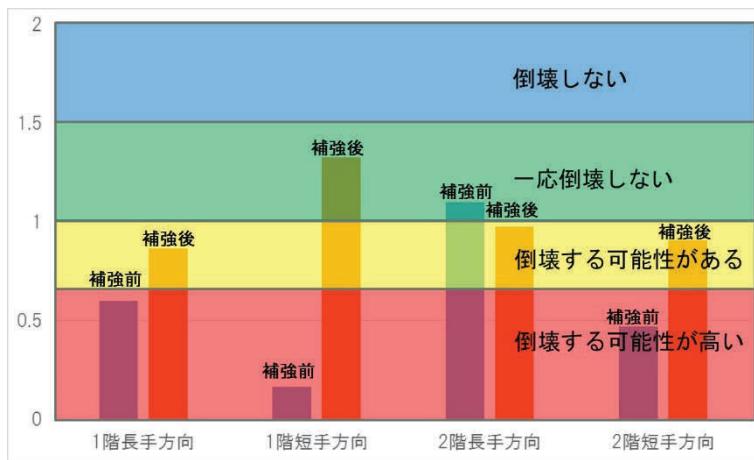


図 16. 補強後の耐震性能。

## 4.5 施工

### 4.5.1 CLT 耐力壁

CLT 耐力壁は施工前に鉄骨に穴をあけておき、CLT を搬入した後に金物で固定した。柱が傾いているなどの理由で基礎と梁は水平距離にして 7mm 程度ずれていた為、梁に金物を留めつける際にはその点を考慮する必要があった。ただ今回は予め、CLT と梁との間にスリットを設けていたため、施工誤差が問題にならず迅速に設置が完了し、所要時間は大工 4 人で 3 時間ほどであった。

#### (1) 鉄骨基礎への穴あけ

本耐力壁は鉄骨基礎に直接固定するため、あらかじめ木製の土台を撤去し基礎を露出させたのち穴あけを行った。本件では基礎の下側からボルトを挿入できるため穴あけのみ事前に行った。

#### (2) CLT の搬入

既存の建物に施工するため、大型のクレーンを用いようとした場合、屋根の一部を解体するなどの必要があったため、施工は基本的に人力で行った。CLT は 1 枚当たり 150 kg 以上の重量があったが、成人男性 4 人で持ち上げることができた。現場では安全性を考慮し 6 人で搬入した。玄関や窓から搬入することは不可能だったので、1 階および 2 階の根太を一時的に取り外し、床下から小型クレーンを用いて搬入した。

### (3) 金物の設置

金物はCLT挿入後に次の手順で設置した。

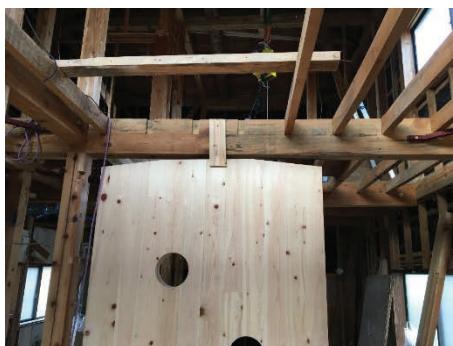
1. BOX金物とLSB金物、鉄骨基礎と下部用L型せん断金物とをボルトで緊結した。
2. BOX金物と鉄骨基礎とをアンカーボルトでゆるく固定した。
3. CLTを傾け、梁に上部用L型せん断金物をビス止めした。
4. CLTを垂直に戻し、上下のL型せん断金物をCLTにビス止めした。
5. BOX金物と鉄骨基礎とを緊結した。



(a) 鉄骨の下孔。



(b) CLT の運搬。



(c) 2階根太の撤去と小型クレーン。



(d) CLT の吊り上げ。

図. 17. CLT の現場への設置。

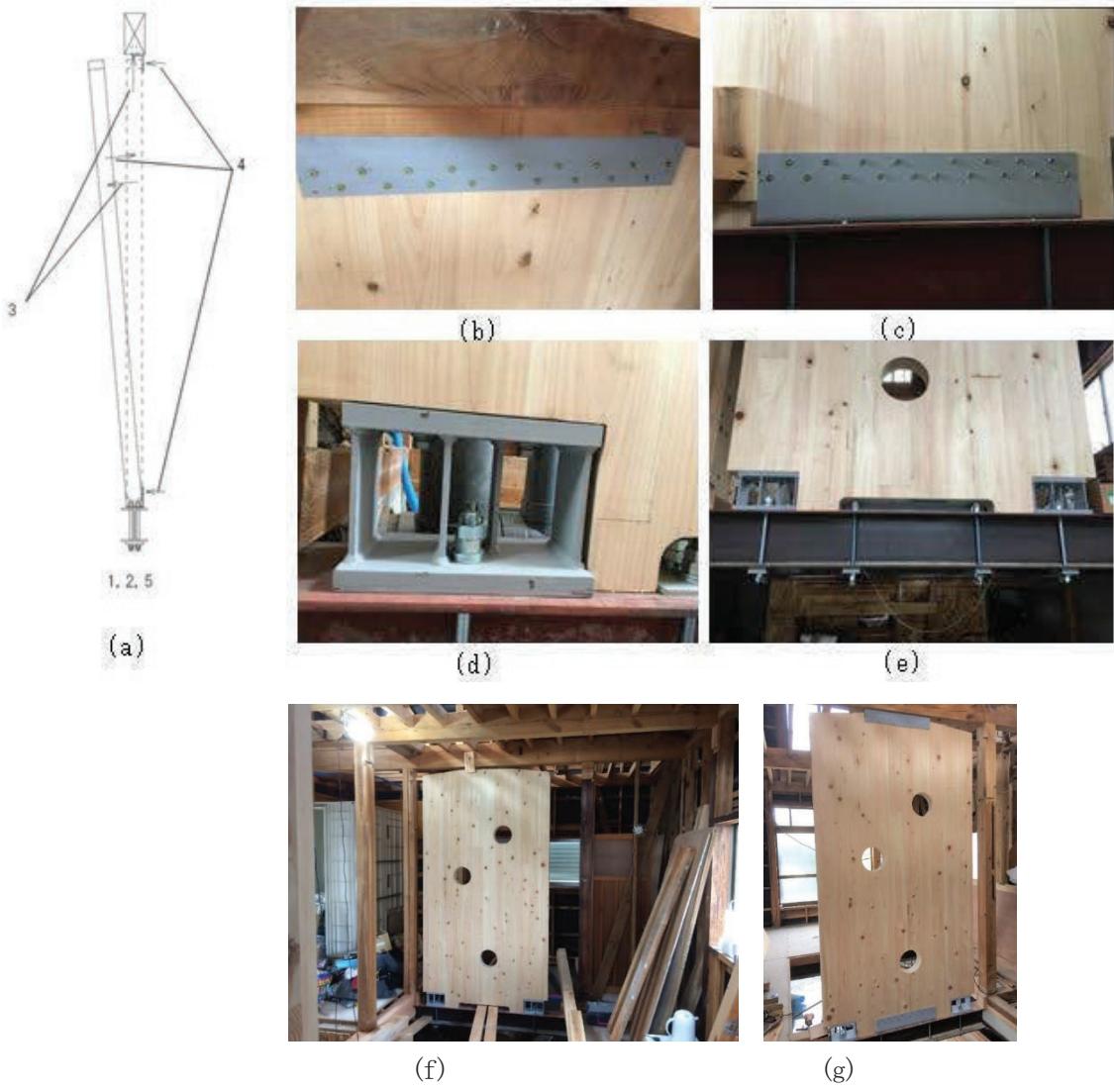


図. 18. CLT 耐力壁全体。

#### 4.5.2 合板耐力壁及び柱頭柱脚金物の施工 (図. 19)

合板耐力壁を大壁仕様で用いる際には、入隅では壁の両方を耐力壁にすることはできないため、設計段階で壁の片方のみを耐力壁にしていた。その際、耐力壁にする箇所は先に施工しなければならないが、現場作業員への説明が不十分であったりすると正しい手順で施工されていないことがあった。また釘を打つ際に深く打ち込みすぎると、美観を損ねるだけでなく構造上問題になるので注意する必要があった。柱頭柱脚金物は基礎に緊結されていない土台に設置されたり、金物の上下が逆の状態で取り付けられたりしていることがあり、この点も施工時には注意深く観察する必要があった。

#### 4.5.3 その他の施工 (図. 20)

欠点として挙げていた梁せいが不足している箇所に柱を立てた際は、通常新築時に用いるほど差しでは施工できないため、図. 20(a)のように柱と梁を切り欠き、横から挿入する形式の加工を行った。H鋼の上にある土台は中央にアンカーボルトを通して柱に固定するが、柱頭柱脚金物は基礎に緊結されていない土台に設置されたり、金物の上下が逆の状態で取り付けられたりしていることがあり、この点も施工時には注意深く観察する必要があった。

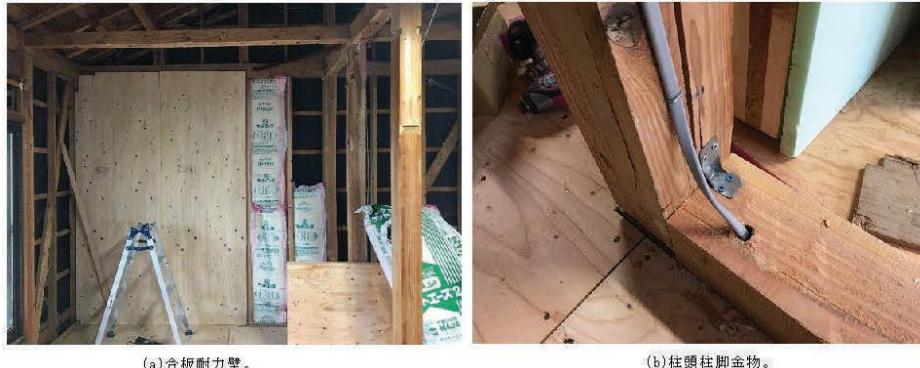


図. 19. 合板耐力壁と柱頭柱脚金物。



図. 20. その他の施工。

## 5. 結言

本件では既存の木造軸組住宅の耐震性能評価を行い、耐震補強計画に用いるための耐力壁の設計、試験および補強方法の提案を行なった。耐震性能評価の結果、対象物件の耐震性能は現行の建築基準法で要求される性能の 16%程度しか有していないことが分かった。

耐力壁の設計および試験では、試験体 1、試験体 2 に用いたアンカーボルトが当初想定していたものよりも高強度のものであったため、予想とは異なる破壊性状を示した。ともにアンカーボルトが降伏しなかつたため塑性変形能力が小さく、最大耐力などは大きいものの耐力壁としての性能は伸びなかつた。一方試験体 3 ではアンカーボルトが降伏し、十分な塑性変形を示したため、耐力壁としての性能は一番高くなつた。

本耐力壁は鉄骨や RC 等の木材ではない部材の直上に設置することが前提となっている。これは耐力壁の強度が高いために木造の軸組に設置した場合、梁や土台が先行破壊するからである。同様の理由で CLT 上部の左右を切り欠き、大変形時に梁に曲げを伝えないようにした。面材と梁との間に 30mm のスリットを設け、L 型の金物をビス止めするようにしたことで、施工時に最大で 20mm 程度の誤差まで許容でき、施工が比較的容易であった。

耐震補強計画は、元々の耐震性能に比べて 8 倍以上向上し、現行法の求める耐震性能を満足することができた。なお、今回の物件においては高強度耐力壁を用いることが有効であったが、高強度耐力壁を安易に用いると耐力壁線間距離が長くなり、水平構面の破壊を招く危険性があるので注意が必要である。住宅レベルの構造設計では水平構面の検定は省略されることが多いが、高強度耐力壁を用いる場合には水平構面の検定を併せて行い、建築物が剛床仮定を満たしていることを確認する必要がある。