

令和4年度

建築用木材供給・利用強化対策のうち

CLT・LVL等の建築物への利用環境整備事業

CLT・LVL等を活用した建築物の低コスト化・検証等

住宅用金物等を利用した2階建てCLT建物の
地震時挙動に関する実験【住宅金物CLT事業】
事業報告書

令和5年4月

株式会社ドット・コーポレーション

京都大学 生存圏研究所

林野庁補助事業 令和4年度 建築用木材供給・利用強化対策のうち
CLT・LVL等の建築物への利用環境整備事業
CLT・LVL等を活用した建築物の低コスト化・検証等
住宅用金物等を利用した2階建てCLT建物の地震時挙動に関する実験
【住宅金物CLT事業】

事業報告書 目次

第1章 事業内容

1.1 本事業の目的と枠組み.....	第1章-1
1.1.1 事業の目的.....	第1章-1
1.1.2 事業の枠組み.....	第1章-1
1.2 実施体制とスケジュール.....	第1章-4
1.2.1 実施体制.....	第1章-4
1.2.2 実施スケジュール.....	第1章-6

第2章 住宅用金物を用いた場合のCLTパネル工法のおさまり

2.1 検討の目的.....	第2章-1
2.2 用いる金物とおさまりの整理.....	第2章-1
2.3 まとめ.....	第2章-39

第3章 要素実験

3.1 実験概要.....	第3章-1
3.2 せん断要素実験.....	第3章-2
3.2.1 実験概要.....	第3章-2
3.2.2 実験結果.....	第3章-5
3.2.3 せん断要素実験まとめ.....	第3章-13
3.3 引張要素実験.....	第3章-14
3.3.1 実験概要.....	第3章-14
3.3.2 実験結果.....	第3章-19
3.3.3 引張要素実験まとめ.....	第3章-43
3.4 壁水平加力実験.....	第3章-44
3.4.1 実験概要.....	第3章-45
3.4.2 実験結果.....	第3章-50
3.4.3 せん断金物の引張抵抗力.....	第3章-63
3.4.4 壁水平加力実験まとめ.....	第3章-66
3.5 まとめ.....	第3章-67

第4章 実大静加力倒壊実験

4.1	実験の目的	第4章-1
4.2	試験体の設計	第4章-2
4.2.1	試験体	第4章-2
4.2.2	各試験体の事前解析	第4章-17
4.3	実験概要（試験体、計測、試験方法）	第4章-44
4.3.1	試験体重量、錘仕様	第4章-44
4.3.2	試験体配置	第4章-46
4.3.3	計測計画	第4章-47
4.3.4	加力計画	第4章-56
4.4	試験体に使用した材料の要素実験（圧縮要素試験）	第4章-57
4.4.1	目的	第4章-57
4.4.2	試験体	第4章-57
4.4.3	試験方法	第4章-58
4.4.4	結果	第4章-59
4.5	実験結果と考察	第4章-75
4.5.1	倒壊挙動	第4章-75
4.5.2	各部の損傷	第4章-82
4.5.3	荷重変形	第4章-96
4.5.4	各壁の荷重分担	第4章-99
4.5.5	試験体間の比較	第4章-108
4.5.6	事前解析との比較	第4章-110
4.6	実験値の推定	第4章-112
4.6.1	推定方法	第4章-112
4.6.2	推定結果	第4章-119
4.7	実験結果のまとめ	第4章-120

第5章 倒壊挙動に関する基本的考察

5.1	本章の目的	第5章-1
5.2	解析理論	第5章-1
5.3	単体壁モデル	第5章-4
5.3.1	解析概要	第5章-4
5.3.2	解析結果	第5章-12
5.3.3	考察	第5章-17
5.4	並列壁モデル	第5章-18
5.4.1	解析概要	第5章-18
5.4.2	解析結果	第5章-22
5.4.3	考察	第5章-46

第 6 章 実大倒壊実験の追跡

6.1 解析モデル	第 6 章-1
6.2 解析結果と考察.....	第 6 章-5
6.3 まとめ	第 6 章-16

第 7 章 モデルプランによるパラメータ・スタディ

7.1 目的	第 7 章-1
7.2 モデルプランの概要.....	第 7 章-2
7.3 耐震設計の概要.....	第 7 章-4
7.3.1 設計の流れ.....	第 7 章-4
7.3.2 モデル A1 の計算結果.....	第 7 章-6
7.3.3 モデル A2 の計算結果.....	第 7 章-12
7.3.4 モデル B の計算結果.....	第 7 章-18
7.3.5 モデル C の計算結果.....	第 7 章-25
7.3.6 モデル D の計算結果.....	第 7 章-32
7.4 まとめ	第 7 章-38

第 8 章 まとめ

第 9 章 添付資料

9.1 委員会議事録	第 9 章-1
9.2 打合せ議事録	第 9 章-8

別添 令和 4 年度 CLT 関連林野庁事業成果報告会用発表資料

第1章 事業内容

1.1 本事業の目的と枠組み

1.1.1 事業の目的

本事業は、CLT を用いた 2 階建て延べ面積 200m² 程度以下の建築物に、軸組構法住宅の柱と横架材の接合部に使われている金物を用いた場合の耐震性能を明らかにすることを目的とする。

1.1.2 事業の枠組み

現行の CLT 設計施工マニュアルは、作成当時、CLT パネル工法の典型的な仕様が想定できないこともあって、構法（パネルの幅や接合方法）をあまり限定せず、さらには階数なども制限なく、適用範囲を広めにとり、自由度の高い設計が可能となっている。ある程度仕様を限定すれば比較的容易なルート 1 での設計が可能であるが、その場合であっても、壁配置のいかに問わず安全側となるよう設計値が決められている。言い換えると、ルート 1 といえども適用範囲は広めであって、設計値、例えば壁の耐力などは、控えめな数値、安全側の設定となっている。また、ルート 3 ではどんな設計にも対応できるよう基本モデルを設定しているため、直接性能と関連しない仕様等を組み合わせて建物を構成する場合には設計上無視できる要素があったとしても、基本モデルに対応させる必要があり、非常に手間がかかるものとなっている。以上のような問題点は設計実務者等からよく指摘されるところである。

上記の課題の解決方法はいくつか考えられるが、本検討では、対象建物の規模を小さい側に限定し、ルート 1 で用いる金物よりも簡易で一般に広く流通している住宅用の金物を用いた CLT 建物の耐震性能を明らかにし、その性能が担保される仕様を制限することにより構造設計の手間を省き、構造計算自体も省略し、かつ住宅レベルとしては高い性能の確保を目指し、ルート 1 をより簡易化することを目指す。

具体には、現行法令で求めている中地震に対する構造躯体の損傷防止を住宅用金物で担保し、大地震時に対する倒壊防止を壁の大きさや配置などの仕様規定によって担保する。なお、これまで 2 階建ての引張金物がない振動台実験、さらにはルート 1 で用いる引張金物が破損した後の挙動を観察した振動台実験、いずれの場合であっても大地震に対して倒壊に至らないことが確認できている。ただ、引張金物がないと中地震に対する損傷防止の性能が確保されないこともわかっている。

なお、本事業は国土交通省基準整備促進事業「CLT パネル工法建築物の仕様規定ルート創設」、さらに、CLT 建築実証支援事業のうち CLT 等木質建築部材技術開発・普及事業「CLT パネル工法建築物の地震時限界性能把握による接合部簡易化・壁量低減等 耐震基準緩和に関する検討」と連携を図り、CLT を用いた住宅規模程度の建築物の設計環境の整備を加速度的に進め、もって CLT 建築物の普及を図る。

		現行CLTマニュアル		★仕様規定の創設
現状把握	設計値	設計モデル		<p>利点：これまでの2階建て程度の建物と同じ考え方でこれまでの担い手にとって馴染みやすい</p> <p>課題：ルート1の仕様既定化では、安全側過ぎて、壁倍率5倍程度の評価となり、CLTを活かせていない</p>
	<p>利点：マニュアルの対象構造ならどんなものも対象になりえる。適用範囲がある程度広い</p> <p>課題1：標準的な建物に対して安全側の評価すぎ、CLT構造の利点を活かしていない</p>	<p>利点：マニュアルの対象構造ならどんなものも対象になりえる。適用範囲がある程度広い</p> <p>課題2：複雑で作成に手間がかかる。専用のソフトがない。結果について高度な判断が必要</p>		
課題解決	<p>★倒壊限界の解明 倒壊限界を明らかにして安全側の評価を合理化→Ds、Rfの低減</p> <p>☆解析手法の提案</p> <p>☆金物の簡易化</p>	<p>★ソフト開発 利点をそのままに手間を省略</p>		<p>★住宅用金物 2階建てに限定して住宅用金物の可能性の技術的検討</p> <p>手法を流用 → ☆壁実験、要素実験ほかのデータ</p>
	<p>★材料の許容限界 許容できる部分的な降伏を明らかにして許容耐力を上げる。</p> <p>★実力通りの基準強度 実験値に近い、設計値を実現できるように管理手法や計算法を確立する。</p>	<p>★モデル簡易化 仕様を限定して簡易化。構造設計者にはなじみが良いように。</p>	<p>★金物開発 ルート1を対象とした金物の簡易化。金物の評価法の提案？</p>	<p>★仕様既定 住宅用金物を用いた仕様規定の提案</p>

★検討課題の例 ☆検討の結果得られる成果 太字下線が本事業

図 1.1.2-1 CLT パネル工法の仕様規定創設へ向けた現状把握と課題の一事例

表 1.1.2-1 他事業とのデマケ

	(1)基整促(仕様既定)	(2)京大+日テム	(4)京大+ドット
略称	仕様規定	倒壊限界	住宅金物
予算	国交省：継続	林野：継続	林野：新規
期間	2021、2022	2021、(2022~2023)	(2022~)
上限階数	2階建	3階建、4階建て以上	2階建
面積規模	300㎡		300㎡
計算ルート	仕様規定	ルート1、ルート2以上	仕様規定
金物	住宅用程度	ルート1、その他	住宅用程度
壁の力	10kN/m	15kN/m+垂腰壁、ルートによる	10kN/m
構造検討	KKE	日テム、京大	京大
とりまとめ	KKE	日テム	ドット
目的	CLT仕様規定案のための技術資料	低層倒壊限界を実験と解析で検討 Dsの変更	仕様規定の接合部設計法の提案と実験検証
検討内容	(必要壁量*1) 床組の構成壁の配置計画(水平、鉛直、釣り合い) 構造区画(耐力壁で囲まれる面積制限) 上下階の関係、せん断接合部の条件、様々なプラン、建物に対して住宅用金物を用いた場合の解析結果に基づく(林野事業と協同)仕様既定案の作成、対象は建物全体((2)から建物全体の解析モデルを提供、接合部は(3)から)	まずは、ルート1を対象とした建物の解析的検討により倒壊限界を明らかにする。2021年の検討では、倒壊限界に対しては引っ張り金物の寄与は小さいとの結論。今後、接合部の簡易化も含む必要な力学的条件を検討。構造の計画はルート1がベース。床組みは軸組でもOKか検討。将来的にはルート2以上も対象	住宅用金物程度の金物を使用したCLT壁や床組みを含む壁構面の耐力と安全性検証。1方向入力と2方向入力とも扱う=住宅用金物を用いた 1)簡易な引張接合金物、せん断金物を用いたCLT接合部の実験 2)1から選択して壁実験を実施 3)鉛直荷重を載荷した構面実験、箱型実験 (1)で構造計画されたモデル建物に対する解析、基礎解析

本事業で実施した内容は以下のとおりである。

- ① 住宅用金物を用いた場合の CLT パネル工法の納まりの検討→**第2章**
- ② 一般の住宅の耐震設計で壁倍率 5 倍～7 倍程度に必要とされる引き抜き金物を CLT 壁（幅 1m 高さ 3m の 3 層 3 プライ）に取り付けた場合の水平加力実験（京都大学にて実施）、およびせん断接合部、引張接合部試験による性能把握→**第3章**
- ③ ②にて金物の特性を把握し、適した接合を絞り込んだ上で、1 層試験体（6m×3m の平面で階高 3m）で、CLT 壁の配置、梁継手の有無、錘重量、加力方向を変数とした水平加力実験を実施（建築研究所）→**第4章**
- ④ 以上の試験体の要素実験と解析による追跡（追跡のためのモデルの作成と修正を含む）→**第4章、第5章、第6章**
- ⑤ 実際のプランを様々想定した、解析による安全性の確認と安全となる条件の整理→**第7章**

1.2 実施体制とスケジュール

1.2.1 実施体制

本事業においては、委員会を設置して、以下の有識者で構成した。

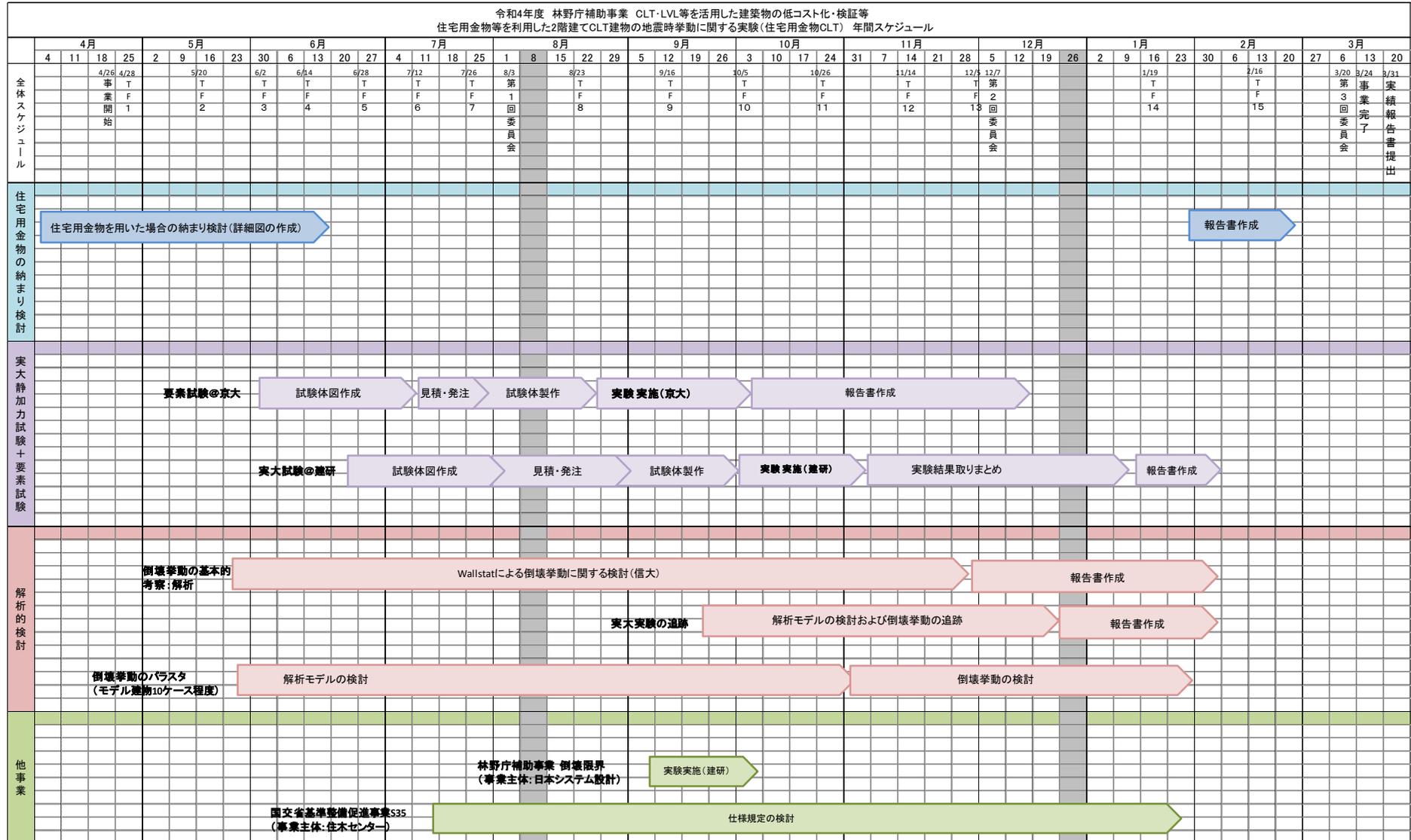
○住宅金物 CLT 事業委員会

委員長	五十田 博	京都大学 生存圏研究所 生活圏木質構造科学分野	教授
委員	中川 貴文	京都大学 生存圏研究所 生活圏木質構造科学分野	准教授
	辻 拓也	京都大学 生存圏研究所	非常勤研究員
	松田 昌洋	信州大学 工学部建築学科	助教
	荒木 康弘	国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部	基準認証システム研究室 主任研究官
	中島 昌一	国立研究開発法人建築研究所 構造研究グループ	主任研究員
行政	日向 潔美	林野庁 林政部 木材産業課 木材製品技術室	木材技術班 課長補佐
	今井 翔	林野庁 林政部 木材産業課 木材製品技術室	木材技術班 木材技術担当専門職
事務局	平野 陽子	(株) ドット・コーポレーション	
	山崎 渉	(株) ドット・コーポレーション	
	佐々木留美	(株) ドット・コーポレーション	

○住宅金物 CLT 事業 実施メンバー

メンバー	五十田 博	京都大学 生存圏研究所 生活圏木質構造科学分野	教授
	中川 貴文	京都大学 生存圏研究所 生活圏木質構造科学分野	准教授
	辻 拓也	京都大学 生存圏研究所	非常勤研究員
	松田 昌洋	信州大学 工学部建築学科	助教
	荒木 康弘	国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部	基準認証システム研究室 主任研究官
	中島 昌一	国立研究開発法人建築研究所 構造研究グループ	主任研究員
	篠原 昌寿	構造計画研究所 構造設計 2 部 木質創造設計室	
	野田 卓見	構造計画研究所	
	三宅 辰哉	日本システム設計	代表取締役
	櫻井 郁子	日本システム設計	常務取締役
	渡邊 拓史	日本システム設計	
	佐藤 基志	日本システム設計	
	谷口 翼	銘建工業株式会社	木質構造事業部
	車田 慎介	銘建工業株式会社	木質構造事業部直需課
	原田 竜輔	銘建工業株式会社	
	榎田 剛	BX カネシン株式会社	技術開発部
	金子 弘	公益財団法人日本住宅・木材技術センター	
	難波 宗功	京都大学 生存圏研究所 生活圏構造機能分野	
	百瀬 奏	京都大学 生存圏研究所 生活圏構造機能分野	
	辻 健斗	信州大学工学部建築学科	
	藤村 咲良	信州大学工学部建築学科	
	林 悠雅	信州大学工学部建築学科	
事務局	平野 陽子	(株) ドット・コーポレーション	
	山崎 渉	(株) ドット・コーポレーション	
	佐々木留美	(株) ドット・コーポレーション	

1.2.2 実施スケジュール



第2章 住宅用金物を用いた場合の

CLT パネル工法のおさまり

2.1 検討の目的

本検討は、住宅用金物を CLT に用いた場合の具体的な納まりを把握することが目的である。まずは、「木造軸組構法住宅の構造計画（（公財）日本住宅・木材技術センター発行）」のモデルプラン(図 2.1-1)をベースとし、CLT 壁を配置して各部の納まりの検討を進めた。

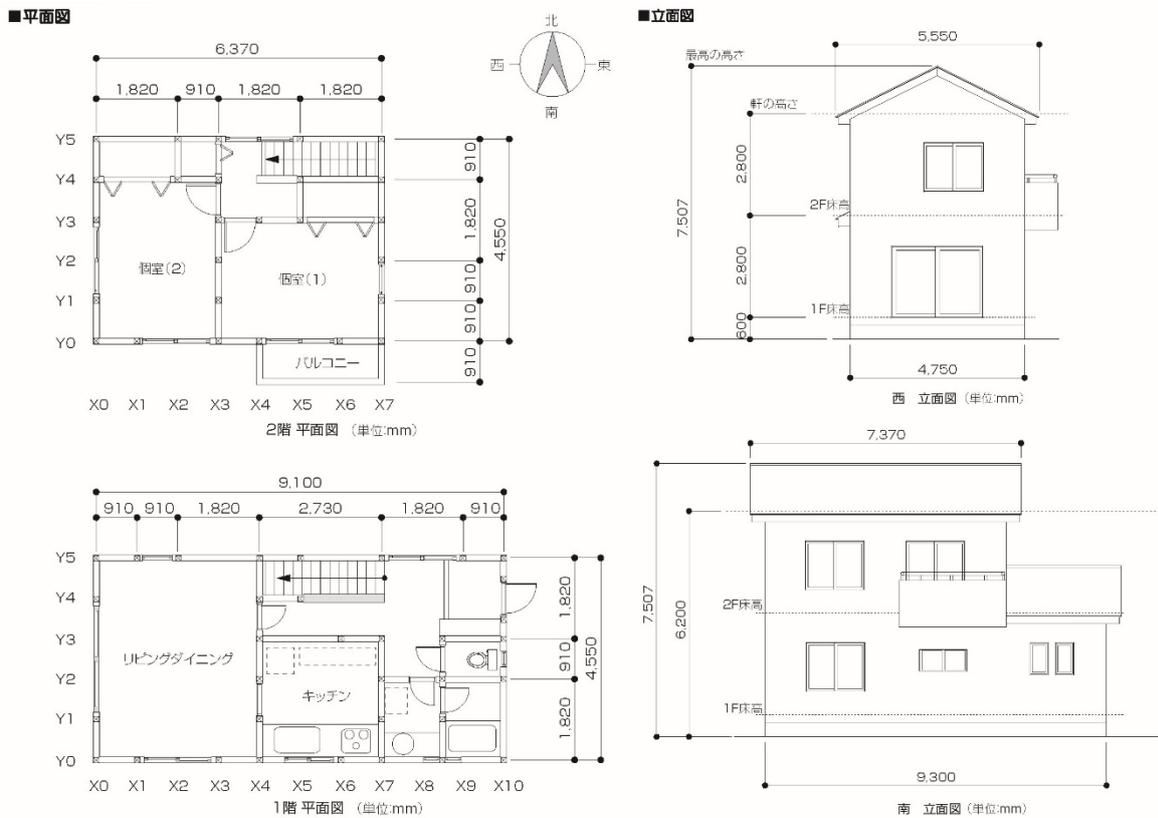


図 2.1-1 ベースとなるモデルプラン

2.2 用いる金物とおさまりの整理

図 2.1-1 に示すモデルプランに対して、以下の検討を行った。

- ① CLT 壁を配置し、軸組図を作成
- ② 用いる住宅用金物の種類等を整理
- ③ ①の CLT 壁に対して②で整理した金物を配置

なお本事業での検討にあたって CLT の厚さは 105mm (35mm 厚のラミナによる 3 層 3 プライ) とすることを前提とした。

軸組構法住宅においては、一般的に 105 幅の梁、105 角の柱が用いられ、流通量が多く、

安価に入手可能である。そのため、様々な住宅用部品や金物はこのサイズをベースに開発されているものが圧倒的に多い。ここで検討する CLT パネル工法はこれらの住宅用の金物を利用することが前提であること、本工法で使用する壁（CLT）以外の梁や柱などの部材は住宅用の製材や集成材を用いることを考えると、105mm という寸法に合わせることで、様々な面でメリットが生じる。また、本工法で CLT パネルを耐力壁として使用する際には、構造性能面では薄型で十分であることが想定される。

現状の CLT の厚さのラインナップとしては、日本における集成材のラミナ厚である 30mm をベースに、 $t=90,120,150 \dots$ となっている。90mm とした場合、105 幅の梁との取り合いで 15mm のずれを納まりで解決するのは施工手間が多い。120mm とした場合は、梁もデフォルトで 120 幅となり、コスト増につながる可能性がある。ただし ZEH 対応によりより高い性能の耐力壁などが必要となった場合は、120mm が最適となる可能性はある。150mm とした場合、既製品としては、住宅は対応していない。

①では、以下に示すルールに基づいて壁を配置し、モデル住宅の軸組図を作成した。

住宅金物 CLT 仕様ルール

基本仕様

- ・ CLT は厚さ 105 で 幅 910、1015 (910+105) と 1820、1925 (910+105) の 4 種類 (仕様規定のルールとしてはこれを含む最低長さ、またはプロポーションを明示することとなる)
- ・ 910mm のシングルグリッドで考える
- ・ 2 階床は在来床とし、構造用合板 24mm 仕様とする

以上のルールだと、在来壁、柱が混在しても、CLT 端部が柱位置と一致して施工が容易。

- ・ モデルプランでは施工性・材積を重視して CLT 壁は全て耐力壁で、雑壁は在来工法とし、外壁側は CLT 壁・在来壁すべてにすて合板 9mm を施工。
(各施工者で合板なし、雑壁も CLT などは選択可。ただし、接合部の納まりについてはこの仕様で検討。垂れ壁・腰壁は全て在来工法)

配置ルール

- ・ モデルプランでは
CLT 耐力壁は X 方向 Y 方向のいずれかを勝ちと決める。→今回は Y 通り方向が勝ち
梁は CLT 耐力壁と異なる方向を勝ちと決める。(CLT 壁で梁を受けるため。また、壁が勝ちとなる上部に直交方向から梁が勝ちとなって接合金物が設置されるため、負け側の壁の柱頭金物が省略可能となる)
→今回は X 通り方向が勝ち
(設計、梁のかかり方によって混在しても OK)

- ・ モデルプランでは桁、CLT 耐力壁線上の梁は同一梁せいとする。
(仕様規定とするかどうかは別途検討)
- ・ 梁の継ぎ手は在来ルール。梁を CLT 耐力壁で支えられない場合は柱を入れる。
(構造上不可欠な柱■、雑壁の柱は□)
- ・ 構造上不可欠な梁受け柱はグリッド上に配置
- ・ 2 階床は在来壁部分では CLT 壁、柱は構造用合板に対して勝ちとする。そのため、CLT 壁部分では合板受け (45×90) を梁にビス止め施工。柱部分は切り欠きで対応。

※コーナー部を空ける納まりではパネルのバリエーションが増える、外装の納まり工事の手間がかかるなど、施工性が良くないため、今回は不採用。

②では、本工法で用いる住宅用金物を整理・選別した。

住宅用金物は多くのメーカーから様々なタイプのもものが販売されている。今回は、それらのうち、誰でもオープンに入手できるもの(工法としてクローズドなものではないもの)、広く使われているもの、メーカーの本事業への協力が得られたものとして、BX カネシン(株)の製品を対象として検討を進めた。

BX カネシン(株)の在来工法(軸組構法)用金物のリストを表 2.2-1 に示す。

在来工法用金物のタイプには、ホールダウン、プレート、L 型(床勝ちと床負け)、ほぞパイプなどがある。今回は、ホールダウン、プレート、L 型(床負け)、ほぞパイプで、それぞれ短期基準耐力が約 10kN、20kN、30kN のものをピックアップし、それらを使用した場合の納まりを検討した。

表 2.2-1 のリスト中、ピックアップしたものには CAD 番号に黄色のマーカを付している。

また、表 2.2-1 で示した金物を 1P (910mm 幅) の耐力壁の両側に用いた際に可能となる壁倍率を条件別に表 2.2-2 に示した。この算出は、N 値計算を逆算する方法で行った。これを見ると、最低でも短期基準耐力が 10kN 以上の性能を持つ金物でないと、CLT 壁を有効な耐力壁として活用できないことがわかる。

表2.2-1 在来工法用金物

	L型 (床負)						L型 (床勝)						プレート				ホールダウン					
	CAD	製品名	板厚 (mm)	短期基準耐力 (kN)	ビス長さ [壁側] (mm)	ビス長さ [床側] (mm)	CAD	製品名	板厚 (mm)	短期基準耐力 (kN)	ビス長さ [壁側] (mm)	ビス長さ [床側] (mm)	CAD	製品名	板厚 (mm)	短期基準耐力 (kN)	ビス長さ [壁側] (mm)	CAD	製品名	短期基準耐力 (kN)	ビス長さ	引きボルト
5kN未満	1	スマートコーナー	1.6	4.2	45	45	1	スマートコーナー合板タイプ	1.6	3.7	45	75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5kN以上	2	ライトコーナー	1.6	5.8	45	45	2	ライトコーナー合板タイプ	1.6	5.9	45	75	1	DP-2エースプレート・S	0.6	5.9	45	-	-	-	-	-
	3	リブコーナー	2.3	6.5	55	55	3	リブコーナー合板タイプ	2.3	5.6	55	85	2	BXE-スプレート	0.6	6.5	45	-	-	-	-	
	4	コーナープレート・II	1.2	6.2	45	45	4	合板コーナー・II	1.2	5.1	45	75	3	DP-2背割りプレート	0.6	8.4	45	-	-	-	-	
	5	ミニコーナー・S	2.3	5.1	45	75	5	ミニコーナー・S	2.3	5.6	45	75	4	背割りプレートZMG	0.6	6.1	45	-	-	-	-	
	6	背割りコーナー	1	6.1	45	45	6	背割りコーナー合板タイプ	1	6.2	45	75	-	-	-	-	-	-	-	-		
10kN以上	7	スリムヘビー10	2.3	10.2	85	85	7	スリムヘビー10合板タイプ	2.3	10	85	115	5	DP-2マスタープレート	0.6	10.3	45	1	レコン金物羽子板セット	12.1	85	M12
	8	ハイバースリム・II	3.2	10.4	85	85	8	ハイバースリム・II合板タイプ	3.2	10	85	115	-	-	-	-	-	-	-	-		
	9	ハイパーコーナー	3.2	10	65	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
15kN以上	10	ミドルコーナー	3.2	16.2	85	85	9	ミドルコーナー合板タイプ	3.2	17.5	85	115	-	-	-	-	2	ビス止めホールダウンU15	15.6	65	M16	
20kN以上	11	ヘビーコーナー	3.2	20.4	85	85	10	ヘビーコーナー合板タイプ	3.2	20.2	85	115	-	-	-	-	3	ビス止めホールダウンU20	20.9	65	M16	
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4	枠材用フレックスホルダーウンス	20.4	85	M16
25kN以上	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5	ブレスホルダーウンス25	25.3	85	M16
	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6	ビス止めホールダウンU25	28.7	65	M16
30kN以上	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7	枠材用フレックスホルダーウンスL	34.7	85	M16
35kN以上	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8	ビス止めホールダウンU35	35.4	65	M16
40kN以上	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9	ブレスホルダーウンス40	40.3	85	M16

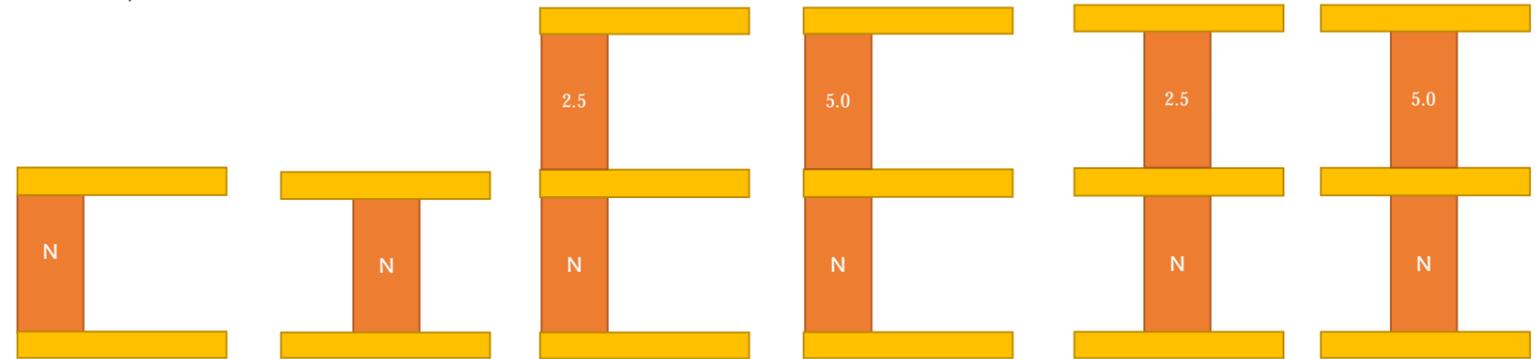
金物工法 (ほぞパイプ)						
	CAD	製品名	外径 (mm)	短期基準耐力 (kN)	せん断耐力 (kN)	接合形態
5kN未満	-	-	-	-	-	-
5kN以上	-	-	-	-	-	-
10kN以上	1	ロールパイプ	21.7	11.1	4.5	柱-横架材
	2	ロールパイプ(+)	21.7	10.3	-	柱-横架材
	3	ロールフレックスパイプ	21.7	11.2	-	柱-横架材
	4	フレックスパイプ	21.7	11.1	3.99	柱-柱
15kN以上	5	PZ-HDP-15	21.7	16.2	6.27	柱-横架材
20kN以上	6	PZ-HDP-20	21.7	16.9	5.36	柱-横架材
	7	PZ-HDP-20CN	21.7	24.5	4.67	柱-横架材
25kN以上	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-
30kN以上	8	PZ-HDP-30HJ	21.7	30.6	5.1	柱-柱
	9	PZ-HDP-30(105-150)	21.7	30.6	4.53	柱-柱
	10	PZ-HDP-30(180-210)	21.7	30.6	4.53	柱-柱
	11	PZ-HDP-30(240-300)	21.7	30.6	4.53	柱-柱
	12	PZ-HDP-30(330-390)	21.7	30.6	4.53	柱-柱
	13	PS-OP30	21.7	30.1	6.4	柱-基礎
35kN以上	-	-	-	-	-	-
40kN以上	-	-	-	-	-	-

表2.2-2

在来工法用金物を用いた壁倍率算定

算定条件

- 1 高さ=2.73m
- 2 曲げ戻し 出隅0.8、中部分0.5
- 3 **鉛直荷重抑え込み 無しとLの係数を1.2倍としたもの** L = 1.2
- 4 せん断ホソパイプ必要本数 (壁倍率×壁長さ/ホソパイプの短期基準耐力) ピッチは@100とする
- 5 単層壁倍率算定 N=短期基準耐力/1.96/階高/曲げ戻し係数
- 6 連層壁倍率算定
 上階引き抜き力T2=上階短期基準耐力
 下階壁倍率 N=(短期基準耐力-T2)/1.96/階高/曲げ戻し係数



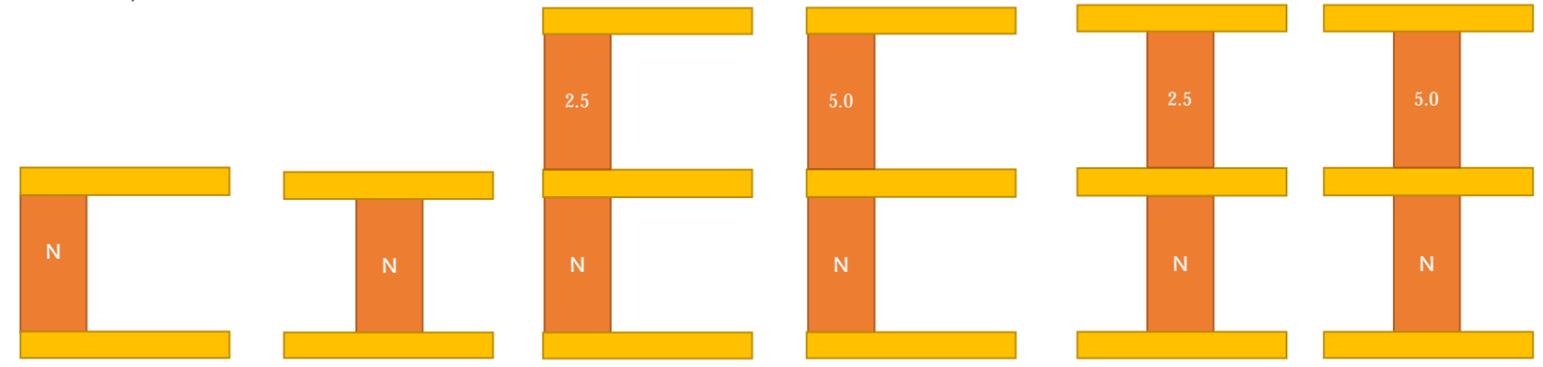
	L型(床負)					
	CAD	製品名	板厚 (mm)	短期 基準 耐力 (kN)	ビス長さ [壁側] (mm)	ビス長さ [床側] (mm)
5kN未満	1	スマートコーナー	1.6	4.2	45	45
5kN以上	2	ライトコーナー	1.6	5.8	45	45
	3	リブコーナー	2.3	6.5	55	55
	4	コーナープレート・	1.2	6.2	45	45
	5	ミニコーナー・S	2.3	5.1	45	75
	6	背割りコーナー	1	6.1	45	45
10kN以上	7	スリムヘビー10	2.3	10.2	85	85
	8	ハイパースリム・	3.2	10.4	85	85
	9	ハイパーコーナー	3.2	10	65	100
15kN以上	10	ミドルコーナー	3.2	16.2	85	85
20kN以上	11	ヘビーコーナー	3.2	20.4	85	85

L型(床負)											
1,2層の単層のみ 出隅の場合 左：鉛直なし/右：鉛直あり		1,2層の単層のみ 中部分の場合 左：鉛直なし/右：鉛直あり		連層の下部 上階2.5倍 出隅の場合 左：鉛直なし/右：鉛直あり		連層の下部 上階5.0倍 出隅の場合 左：鉛直なし/右：鉛直あり		連層の下部 上階2.5倍 中部分の場合 左：鉛直なし/右：鉛直あり		連層の下部 上階5.0倍 中部分の場合 左：鉛直なし/右：鉛直あり	
1.0	1.6	1.6	3.0	-	-	-	-	-	1.4	-	-
1.4	2.0	2.2	3.6	-	0.4	-	-	-	0.6	-	-
1.5	2.1	2.4	3.9	-	0.5	-	-	-	0.8	-	-
1.4	2.0	2.3	3.8	-	0.4	-	-	-	0.7	-	-
1.2	1.8	1.9	3.3	-	0.2	-	-	-	0.3	-	-
1.4	2.0	2.3	3.7	-	0.4	-	-	-	0.7	-	-
2.4	3.0	3.8	5.3	-	1.4	-	-	-	2.2	-	-
2.4	3.0	3.9	5.3	-	1.4	-	-	-	2.3	-	-
2.3	2.9	3.7	5.2	-	1.3	-	-	-	2.1	-	-
3.8	4.4	6.1	7.5	1.3	2.8	-	-	2.1	4.5	-	-
4.8	5.4	7.6	9.1	2.3	3.8	-	-	3.6	6.0	-	-

在来工法用金物を用いた壁倍率算定

算定条件

- 1 高さ=2.73m
- 2 曲げ戻し 出隅0.8、中部分0.5
- 3 **鉛直荷重抑え込み 無しとLの係数を1.2倍としたもの** L = 1.2
- 4 せん断ホソパイプ必要本数 (壁倍率×壁長さ/ホソパイプの短期基準耐力) ピッチは@100とする
- 5 単層壁倍率算定 N=短期基準耐力/1.96/階高/曲げ戻し係数
- 6 連層壁倍率算定
 上階引き抜き力T2=上階短期基準耐力
 下階壁倍率 N=(短期基準耐力-T2)/1.96/階高/曲げ戻し係数



	L型(床勝)					
	CAD	製品名	板厚 (mm)	短期 基準 耐力 (kN)	ビス長さ [壁側] (mm)	ビス長さ [床側] (mm)
5kN未満	1	スマートコーナー合板タイプ	1.6	3.7	45	75
5kN以上	2	ライトコーナー合板タイプ	1.6	5.9	45	75
	3	リブコーナー合板タイプ	2.3	5.6	55	85
	4	合板コーナー・	1.2	5.1	45	75
	5	ミニコーナー・S	2.3	5.6	45	75
	6	背割りコーナー合板タイプ	1	6.2	45	75
10kN以上	7	スリムヘビー10合板タイプ	2.3	10	85	115
	8	ハイパースリム・合板タイプ	3.2	10	85	115
15kN以上	9	ミドルコーナー合板タイプ	3.2	17.5	85	115
20kN以上	10	ヘビーコーナー合板タイプ	3.2	20.2	85	115

L型(床勝)											
1,2層の単層のみ 出隅の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり		1,2層の単層のみ 中部分の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり		連層の下部 上階2.5倍 出隅の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり		連層の下部 上階5.0倍 出隅の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり		連層の下部 上階2.5倍 中部分の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり		連層の下部 上階5.0倍 中部分の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり	
0.9	1.5	1.4	2.8	-	-	-	-	-	1.2	-	-
1.4	2.0	2.2	3.6	-	0.4	-	-	-	2.0	-	-
1.3	1.9	2.1	3.5	-	0.3	-	-	-	1.9	-	-
1.2	1.8	1.9	3.3	-	0.2	-	-	-	1.7	-	-
1.3	1.9	2.1	3.5	-	0.3	-	-	-	1.9	-	-
1.4	2.0	2.3	3.8	-	0.4	-	-	-	2.2	-	-
2.3	2.9	3.7	5.2	-	1.3	-	-	-	3.6	-	-
2.3	2.9	3.7	5.2	-	1.3	-	-	-	3.6	-	-
4.1	4.7	6.5	8.0	1.6	3.1	-	0.6	2.5	6.4	-	2.4
4.7	5.3	7.6	9.0	2.2	3.7	-	1.2	3.6	7.4	-	3.4

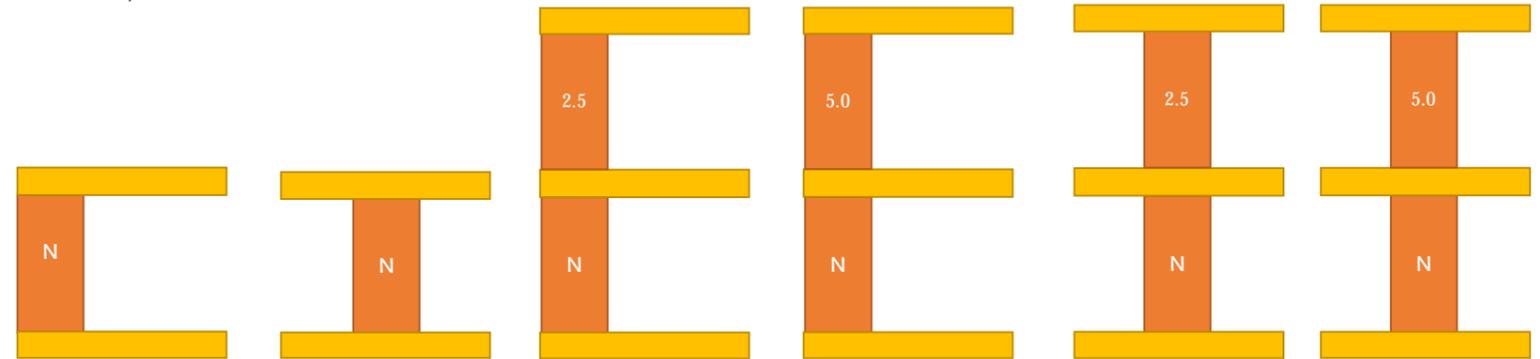
	プレート				
	CAD	製品名	板厚 (mm)	短期 基準 耐力 (kN)	ビス長さ [壁側] (mm)
5kN以上	1	DP-2I-スチールプレート・S	0.6	5.9	45
	2	BXI-スチールプレート	0.6	6.5	45
	3	DP-2背割りプレート	0.6	8.4	45
	4	背割りプレートZMG	0.6	6.1	45
10kN以上	5	DP-2スチールプレート	0.6	10.3	45

プレート											
1,2層の単層のみ 出隅の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり		1,2層の単層のみ 中部分の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり		連層の下部 上階2.5倍 出隅の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり		連層の下部 上階5.0倍 出隅の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり		連層の下部 上階2.5倍 中部分の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり		連層の下部 上階5.0倍 中部分の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり	
1.4	2.0	2.2	3.6	-	0.4	-	-	-	2.0	-	-
1.5	2.1	2.4	3.9	-	0.5	-	-	-	2.3	-	-
2.0	2.6	3.1	4.6	-	1.0	-	-	-	3.0	-	-
1.4	2.0	2.3	3.7	-	0.4	-	-	-	2.1	-	-
2.4	3.0	3.8	5.3	-	1.4	-	-	-	3.7	-	-

在来工法用金物を用いた壁倍率算定

算定条件

- 1 高さ=2.73m
- 2 曲げ戻し 出隅0.8、中部分0.5
- 3 **鉛直荷重抑え込み 無しとLの係数を1.2倍としたもの** L = 1.2
- 4 せん断ホソパイプ必要本数 (壁倍率×壁長さ/ホソパイプの短期基準耐力) ピッチは@100とする
- 5 単層壁倍率算定 N=短期基準耐力/1.96/階高/曲げ戻し係数
- 6 連層壁倍率算定
 上階引き抜き力T2=上階短期基準耐力
 下階壁倍率 N=(短期基準耐力-T2)/1.96/階高/曲げ戻し係数



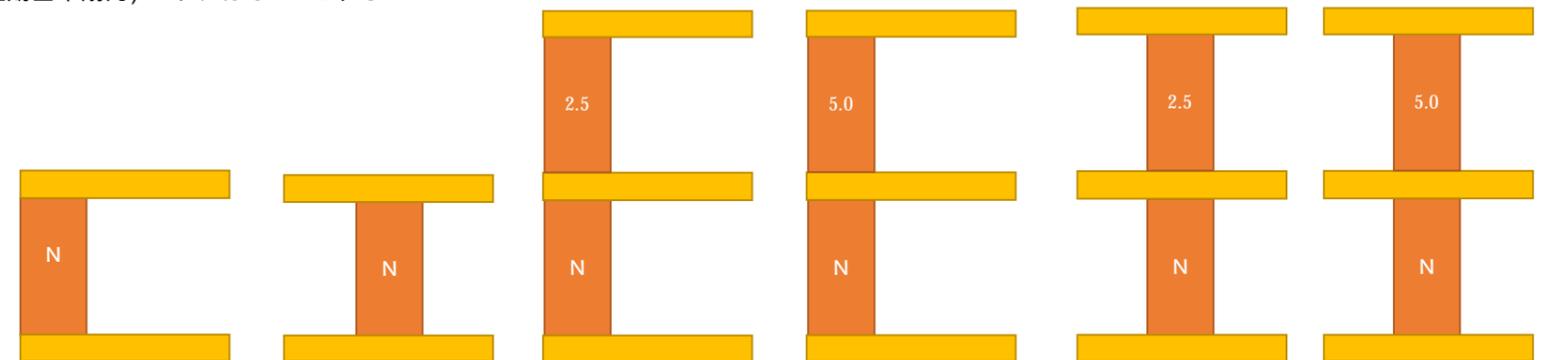
	ホールダウン				
	CAD	製品名	短期基準耐力 (kN)	ビス長さ	引きボルト
10kN以上	1	ワゴン金物羽子板セット	12.1	85	M12
15kN以上	2	ビス止めホールダウンU15	15.6	65	M16
20kN以上	3	ビス止めホールダウンU20	20.9	65	M16
	4	枠材用フレックスホールダウンS	20.4	85	M16
25kN以上	5	ブルースホールダウン25	25.3	85	M16
	6	ビス止めホールダウンU25	28.7	65	M16
30kN以上	7	枠材用フレックスホールダウンL	34.7	85	M16
35kN以上	8	ビス止めホールダウンU35	35.4	65	M16
40kN以上	9	ブルースホールダウン40	40.3	85	M16

ホールダウン											
1,2層の単層のみ 出隅の場合 左：鉛直なし/右：鉛直あり		1,2層の単層のみ 中部分の場合 左：鉛直なし/右：鉛直あり		連層の下部 上階2.5倍 出隅の場合 左：鉛直なし/右：鉛直あり		連層の下部 上階5.0倍 出隅の場合 左：鉛直なし/右：鉛直あり		連層の下部 上階2.5倍 中部分の場合 左：鉛直なし/右：鉛直あり		連層の下部 上階5.0倍 中部分の場合 左：鉛直なし/右：鉛直あり	
2.8	3.4	4.5	6.0	0.3	1.8	-	-	0.5	4.4	-	0.4
3.6	4.2	5.8	7.3	1.1	2.6	-	0.1	1.8	5.7	-	1.7
4.9	5.5	7.8	9.3	2.4	3.9	-	1.4	3.8	7.7	-	3.7
4.8	5.4	7.6	9.1	2.3	3.8	-	1.3	3.6	7.5	-	3.5
5.9	6.5	9.5	10.9	3.4	4.9	0.9	2.4	5.5	9.3	1.5	5.3
6.7	7.3	10.7	12.2	4.2	5.7	1.7	3.2	6.7	10.6	2.7	6.6
8.1	8.7	13.0	14.4	5.6	7.1	3.1	4.6	9.0	12.8	5.0	8.8
8.3	8.9	13.2	14.7	5.8	7.3	3.3	4.8	9.2	13.1	5.2	9.1
9.4	10.0	15.1	16.5	6.9	8.4	4.4	5.9	11.1	14.9	7.1	10.9

在来工法用金物を用いた壁倍率算定

算定条件

- 1 高さ=2.73m
- 2 曲げ戻し 出隅0.8、中部分0.5
- 3 **鉛直荷重抑え込み 無しとLの係数を1.2倍としたもの** L = 1.2
- 4 せん断ホソパイプ必要本数 (壁倍率×壁長さ/ホソパイプの短期基準耐力) ピッチは@100とする
- 5 単層壁倍率算定 N=短期基準耐力/1.96/階高/曲げ戻し係数
- 6 連層壁倍率算定
上階引き抜き力T2=上階短期基準耐力
下階壁倍率 N=(短期基準耐力-T2)/1.96/階高/曲げ戻し係数



金物工法(ほぞパイプ)						
	CAD	製品名	外径 (mm)	短期 基準 耐力 (kN)	せん断 耐力 (kN)	接合形態
10kN以上	1	ロールパイプ	21.7	11.1	4.5	柱-横架材
	2	ロールパイプ(+)	21.7	10.3	-	柱-横架材
	3	ロールレスパイプ	21.7	11.2	-	柱-横架材
	4	フレックスパイプ	21.7	11.1	3.99	柱-柱
15kN以上	5	PZ-HDP-15	21.7	16.2	6.27	柱-横架材
20kN以上	6	PZ-HDP-20	21.7	16.9	5.36	柱-横架材
	7	PZ-HDP-20CN	21.7	24.5	4.67	柱-横架材
30kN以上	8	PZ-HDP-30HJ	21.7	30.6	5.1	柱-柱
	9	PZ-HDP-30(105-150)	21.7	30.6	4.53	柱-柱
	10	PZ-HDP-30(180-210)	21.7	30.6	4.53	柱-柱
	11	PZ-HDP-30(240-300)	21.7	30.6	4.53	柱-柱
	12	PZ-HDP-30(330-390)	21.7	30.6	4.53	柱-柱
	13	PS-OP30	21.7	30.1	6.4	柱-基礎

金物工法(ほぞパイプ)											
1,2層の単層のみ 出隅の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり		1,2層の単層のみ 中部分の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり		連層の下部 上階2.5倍 出隅の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり		連層の下部 上階5.0倍 出隅の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり		連層の下部 上階2.5倍 中部分の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり		連層の下部 上階5.0倍 中部分の場合 左:鉛直なし/右:鉛直あり	
2.6	3.2	4.1	5.6	0.1	1.6	-	-	0.1	4.0	-	-
2.4	3.0	3.8	5.3	-	1.4	-	-	-	3.7	-	-
2.6	3.2	4.2	5.6	0.1	1.6	-	-	0.2	4.0	-	0.0
2.6	3.2	4.1	5.6	0.1	1.6	-	-	0.1	4.0	-	-
3.8	4.4	6.1	7.5	1.3	2.8	-	0.3	2.1	5.9	-	2.2
3.9	4.5	6.3	7.8	1.4	2.9	-	0.4	2.3	6.2	-	5.0
5.7	6.3	9.2	10.6	3.2	4.7	0.7	2.2	5.2	9.0	1.2	7.3
7.1	7.7	11.4	12.9	4.6	6.1	2.1	3.6	7.4	11.3	3.4	7.3
7.1	7.7	11.4	12.9	4.6	6.1	2.1	3.6	7.4	11.3	3.4	7.3
7.1	7.7	11.4	12.9	4.6	6.1	2.1	3.6	7.4	11.3	3.4	7.3
7.1	7.7	11.4	12.9	4.6	6.1	2.1	3.6	7.4	11.3	3.4	7.3
7.1	7.7	11.4	12.9	4.6	6.1	2.1	3.6	7.4	11.3	3.4	7.1
7.0	7.6	11.3	12.7	4.5	6.0	2.0	3.5	7.3	11.1	3.3	-4.2

ホソパイプと壁倍率せん断金物配置

- ・ホソパイプのせん断耐力を4.0kN/本とする。
- ・以下の表に基づき、壁長さに応じてホソパイプを増やす。

壁倍率	1P(910)当たりのせん断力[kN]	必要本数
1.00	1.78	1
1.50	2.68	1
2.00	3.57	1
2.50	4.46	2
3.00	5.35	2
3.50	6.24	2
4.00	7.13	2
4.50	8.03	3
5.00	8.92	3

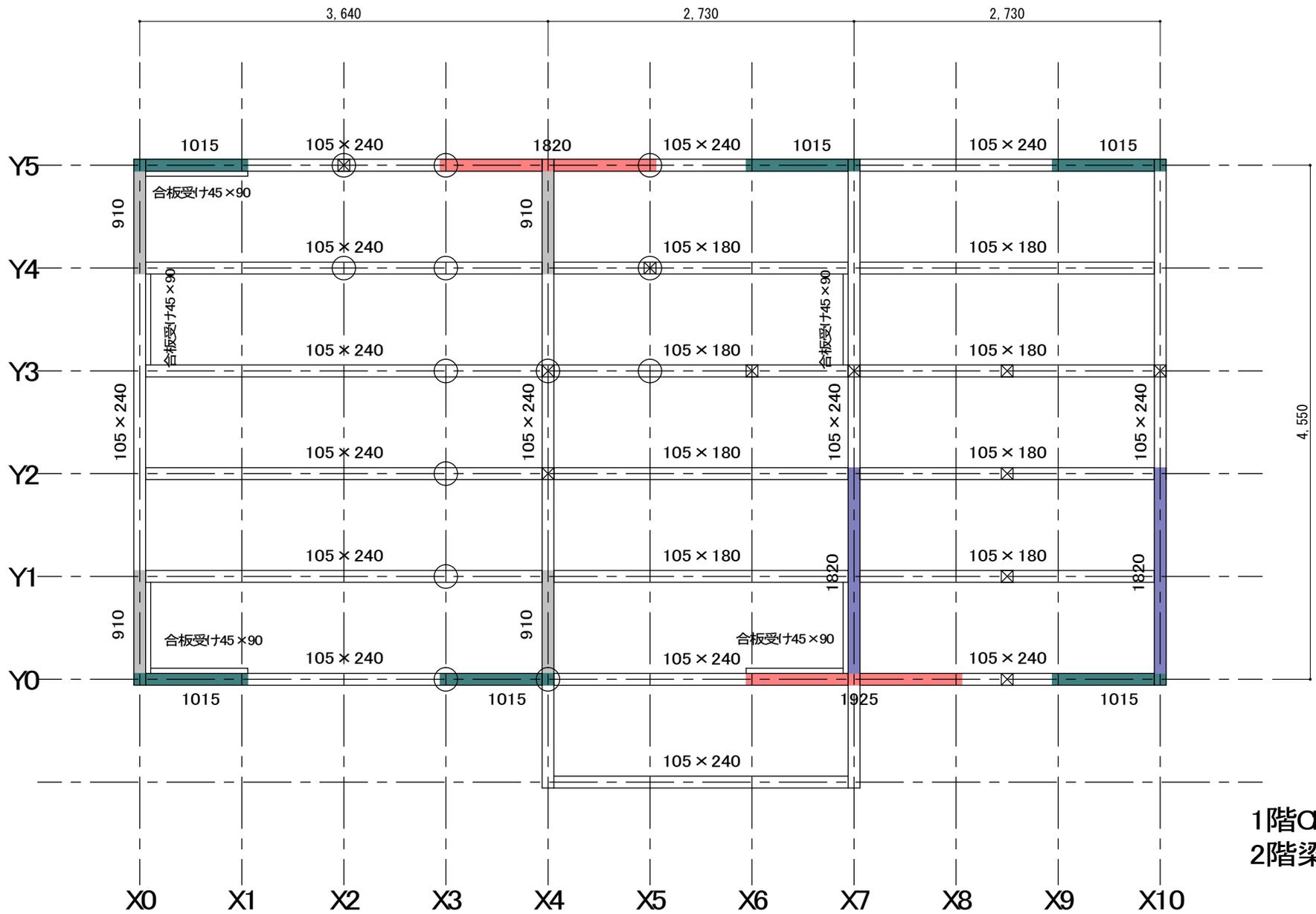
③では、①で作成した軸組図に対して、以下の部位別に②で選別した金物を使用した場合のバリエーションを検討し、詳細図を作成した。また、軸組図には部位番号を示し、位置の照合ができるようにしている。

部位番号	部位
NO.1	1階土台 コーナー部分
NO.2	1階土台 コーナー除く独立部分
NO.3	2階桁 上下同位置同タイプ
NO.4	2階桁 上下同位置異タイプ
NO.5	最上階横架材 コーナー、その他部分
NO.6	最上階横架材 独立 外周壁・内壁
NO.7	2階桁 独立 外周壁 上階柱のみ
NO.8	2階桁 独立 L字 内壁
NO.9	2階桁 千鳥配置
NO.10	2階桁 独立 外周壁 下階柱のみ

軸組工法では、隅柱の柱脚は X 方向、Y 方向両方の耐力壁の柱脚となり、接合部金物は両方を兼ねて 1 つでよいルールとなっている。しかし、本工法では、原則柱は無く、X 方向、Y 方向の CLT 壁はそれぞれ別の動きをすることになるため、それぞれに柱脚金物が必要となる。ただし、将来、X 方向、Y 方向の壁を接合できる金物が開発されれば、どちらか一方の金物でよいことになる。

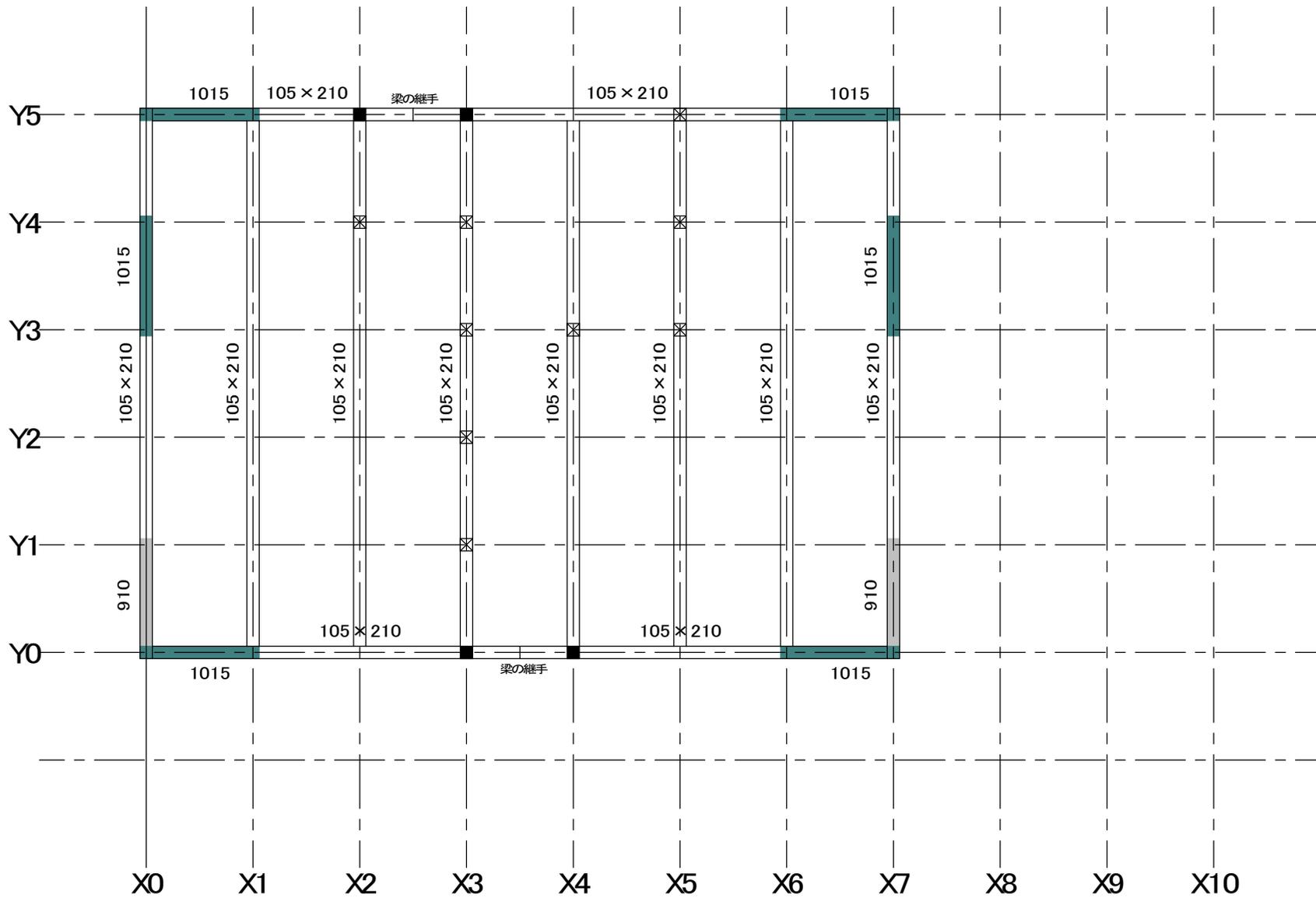
柱頭の金物においても同じである。ただし、柱頭では、本工法においても梁があり、X 方向、Y 方向の梁の勝ち負けと CLT 壁の勝ち負けが逆になっていれば、1 つの金物で両方の壁の柱頭を抑え込むことが可能である。今回は、このような配置のルールとしていることから、柱頭については、1 方向の金物を省略した納まりとなっている。

①で作成した軸組図および③で作成した接合部詳細図を次ページ以降に示す。

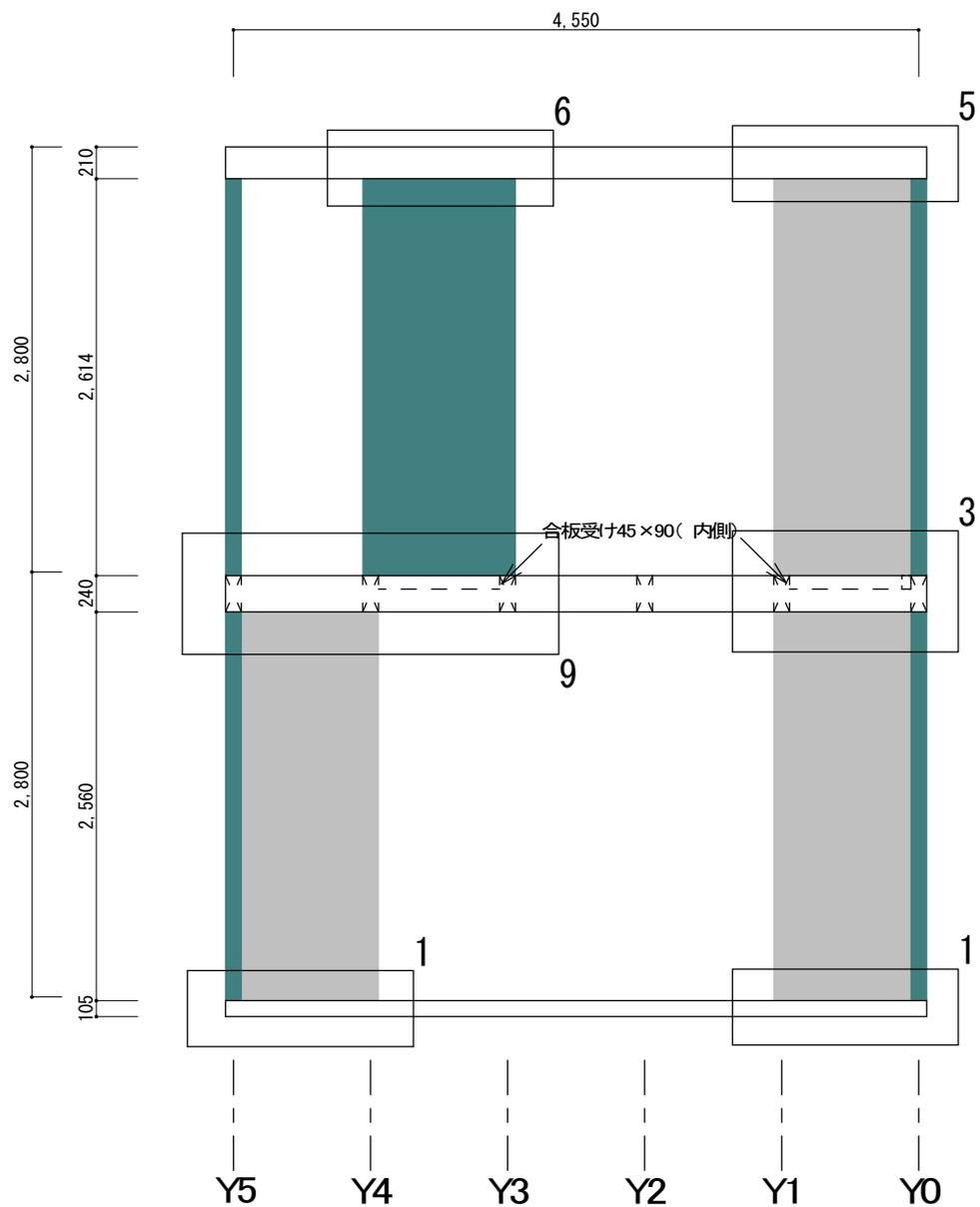


1階CLT壁・柱位置図
2階梁伏せ図

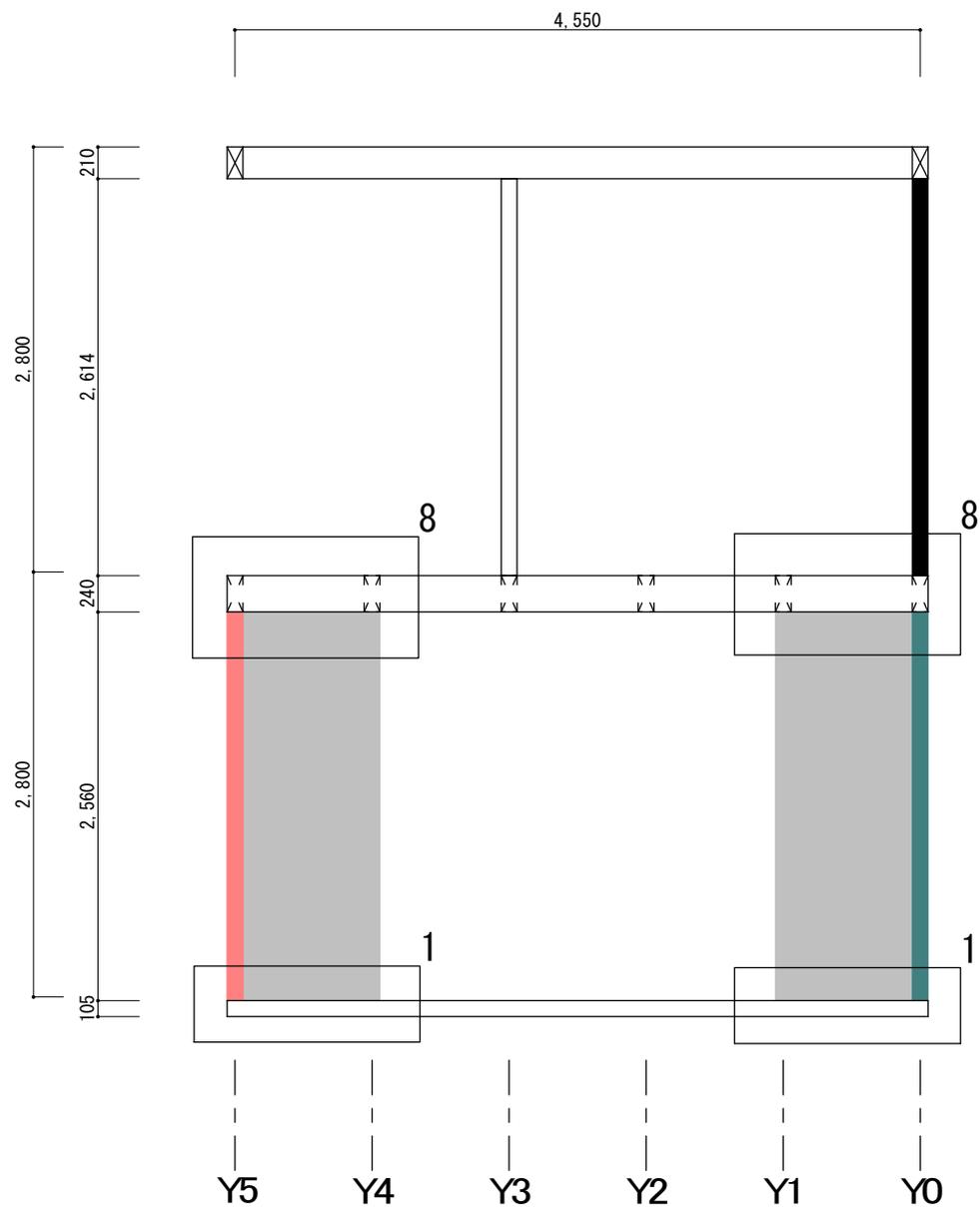
○は2階の柱位置



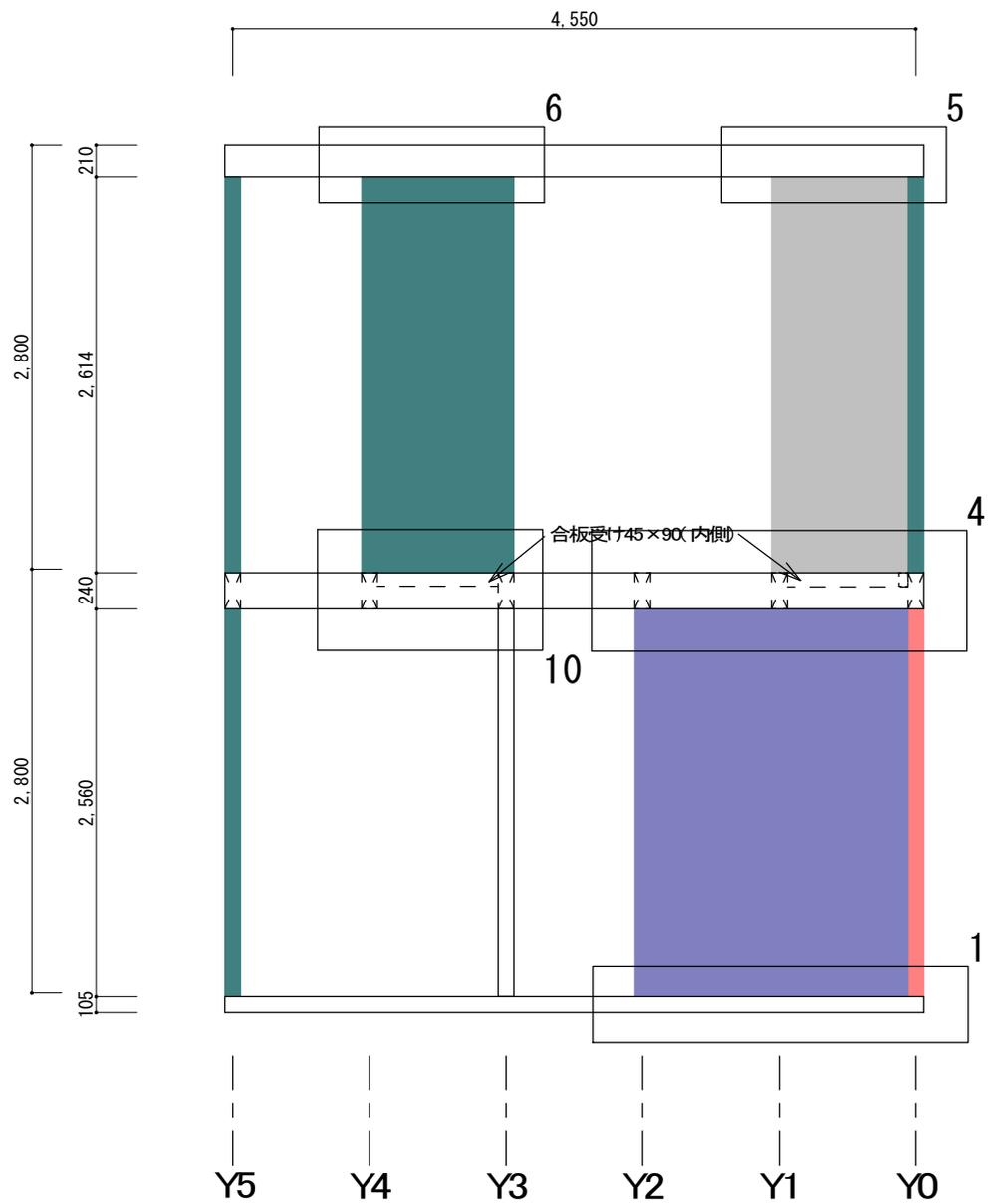
2階CLT壁・柱位置図
 小屋梁伏せ図



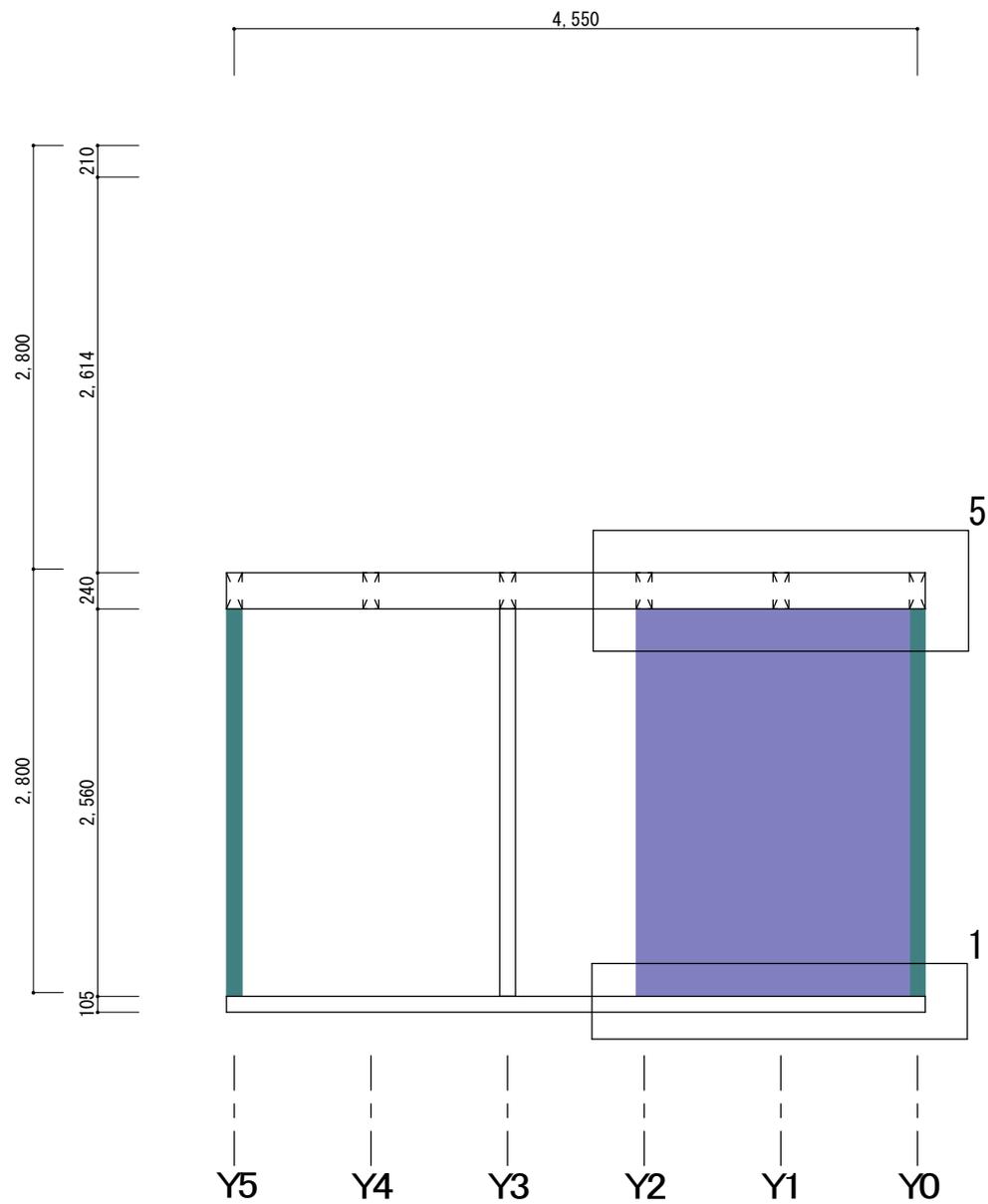
軸組図 X0通り



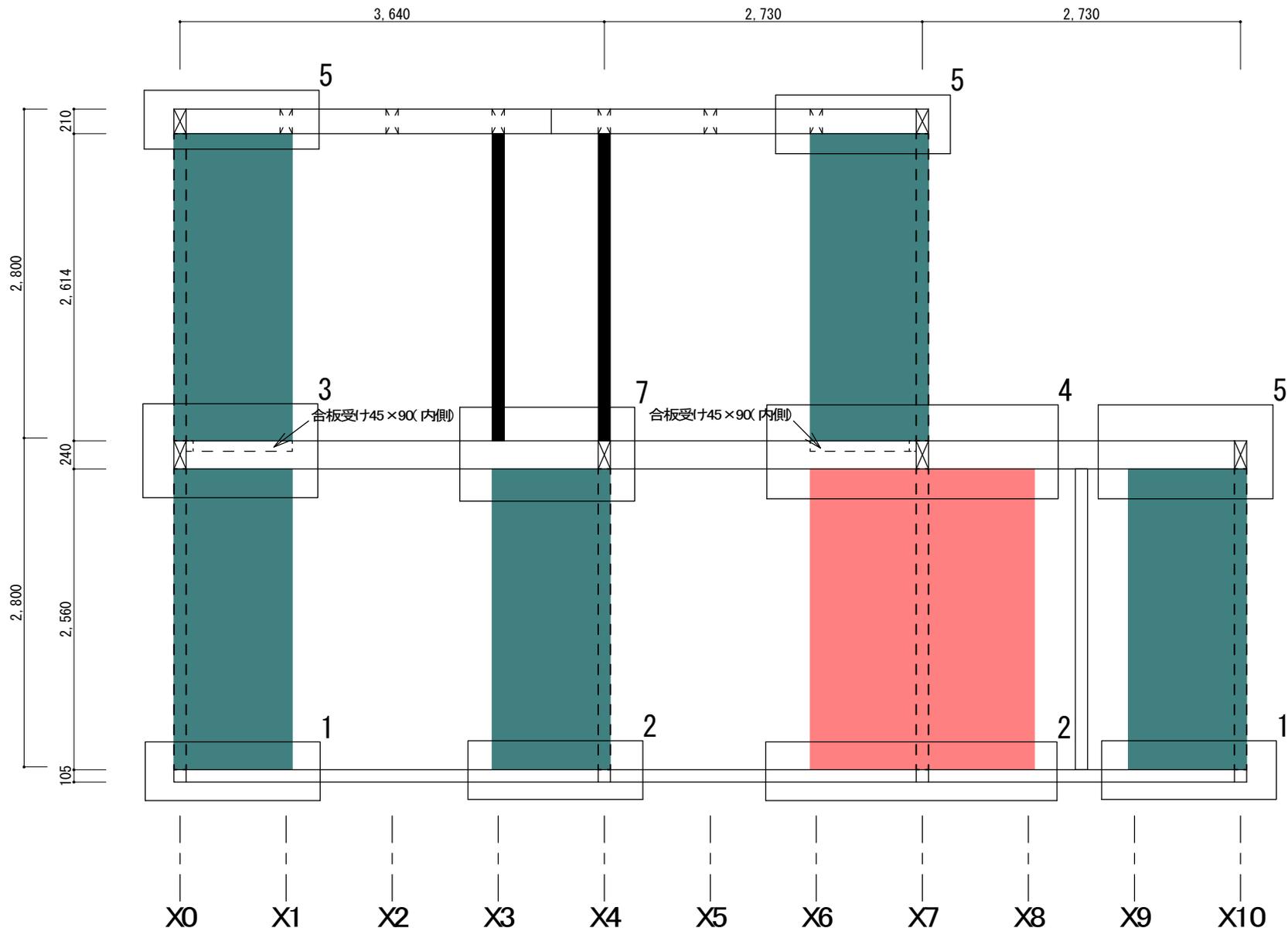
軸組図 X4通り



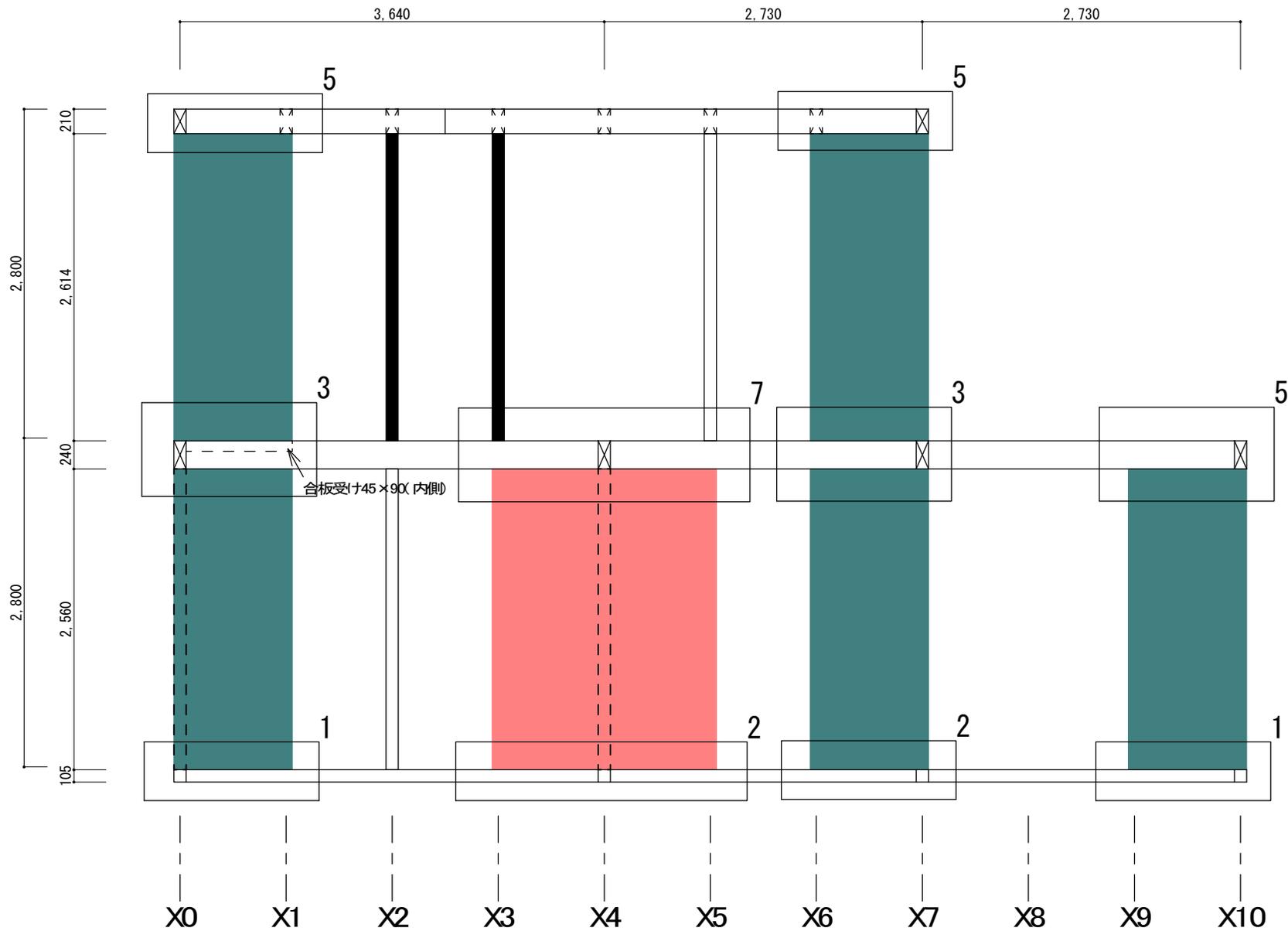
軸組図 X7通り



軸組図 X10通り



軸組図 YO通り

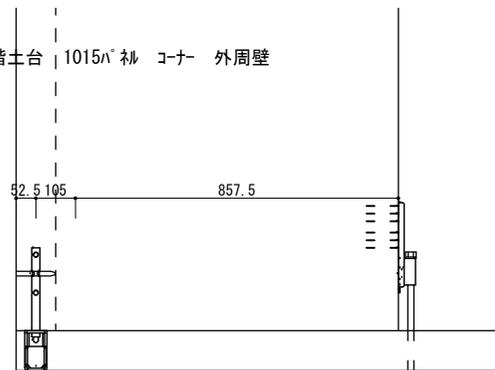


軸組図 Y5通り

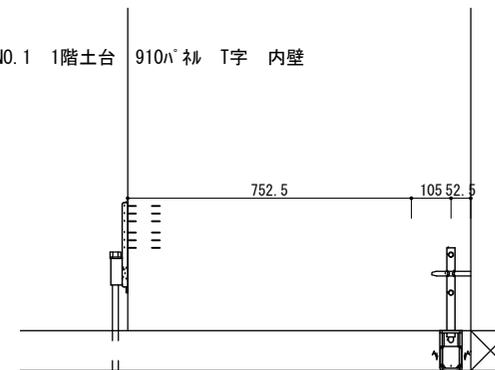
NO.1 1階土台 910 Δ 衽 コーナ 外周壁



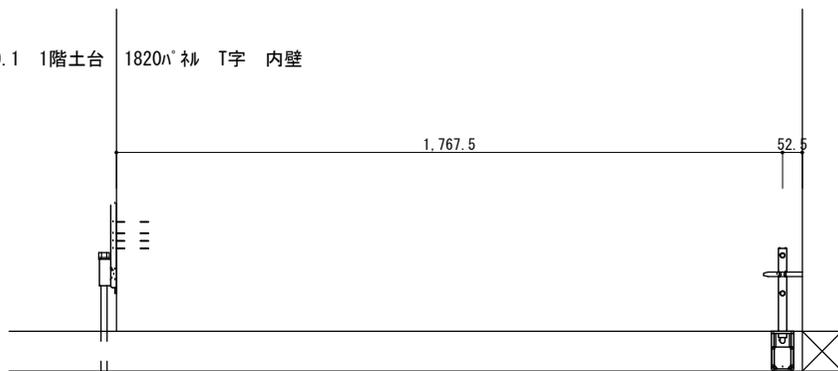
NO.1 1階土台 1015 Δ 衽 コーナ 外周壁



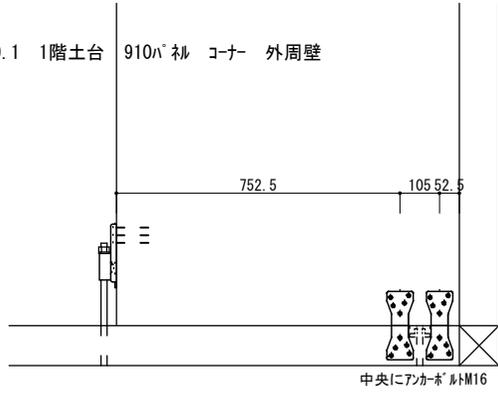
NO.1 1階土台 910 Δ 衽 T字 内壁



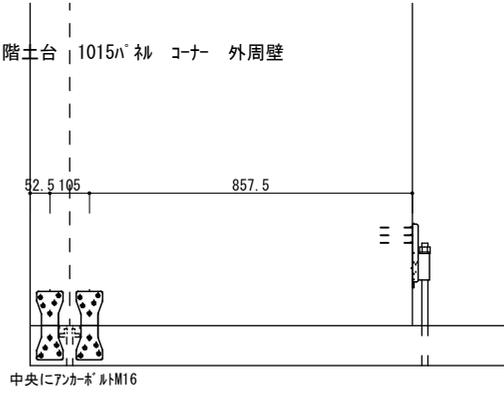
NO.1 1階土台 1820 Δ 衽 T字 内壁



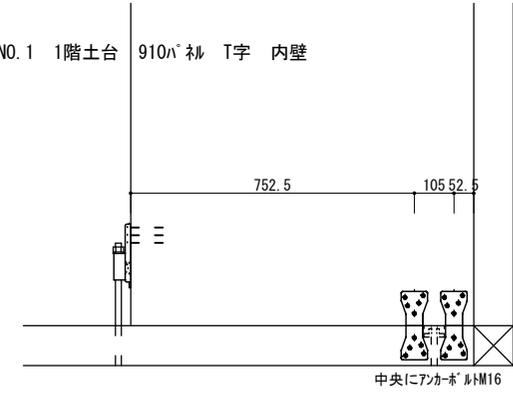
NO.1 1階土台 910 \times ϕ 910 \times ϕ コーナー 外周壁



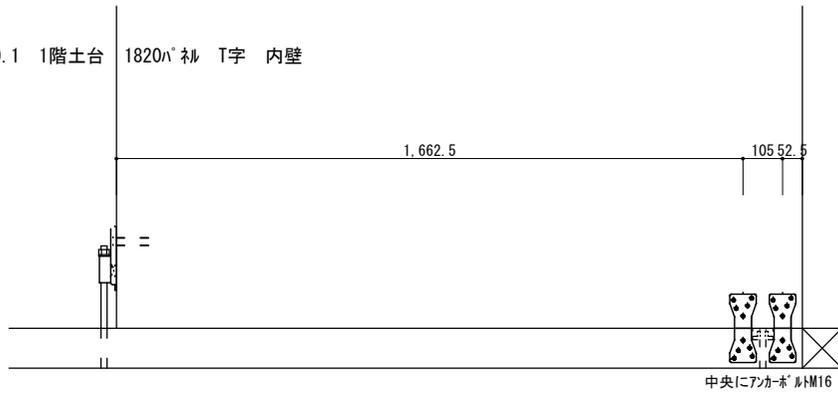
NO.1 1階土台 1015 \times ϕ 1015 \times ϕ コーナー 外周壁



NO.1 1階土台 910 \times ϕ 910 \times ϕ T字 内壁



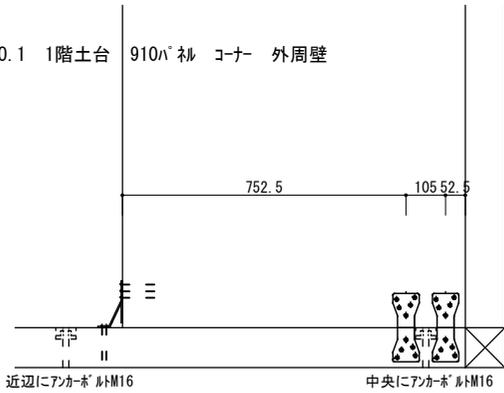
NO.1 1階土台 1820 \times ϕ 1820 \times ϕ T字 内壁



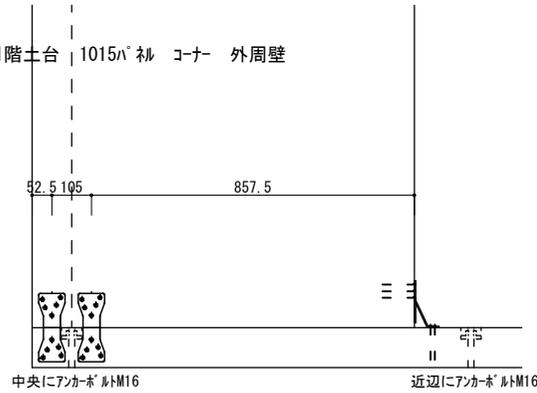
20kN L型 (床負け) 10 20.4kN、フプレート05 10.3kN×2個

NO.1 1階土台 コーナー部分

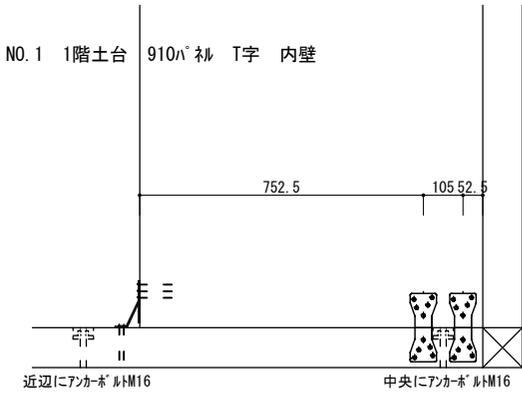
NO.1 1階土台 910A^レ 補 コーナー 外周壁



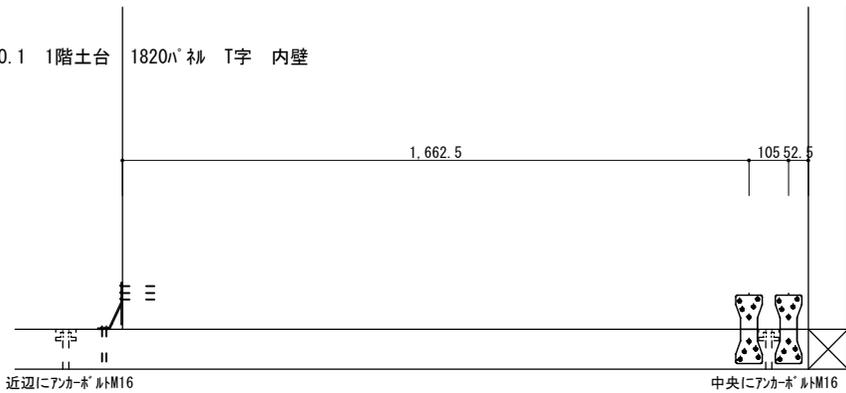
NO.1 1階土台 1015A^レ 補 コーナー 外周壁



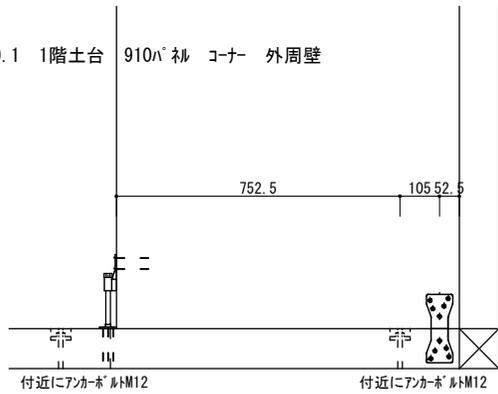
NO.1 1階土台 910A^レ 補 T字 内壁



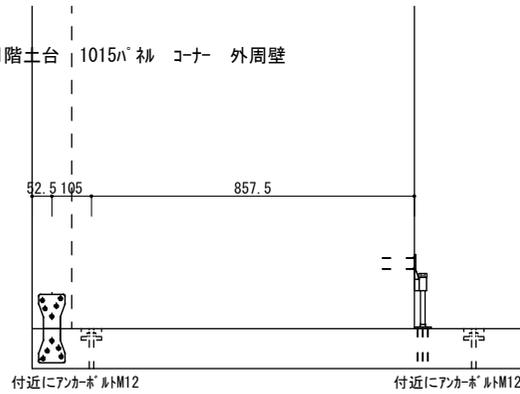
NO.1 1階土台 1820A^レ 補 T字 内壁



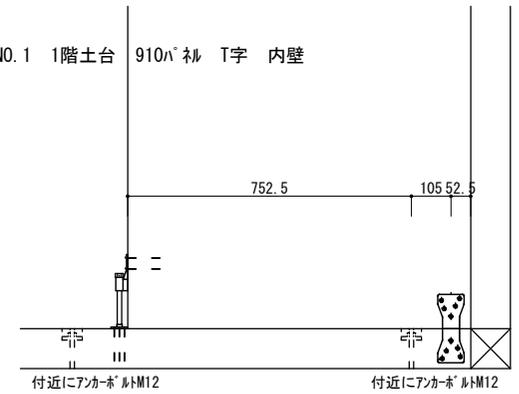
NO.1 1階土台 910A^レ 補 コーナー 外周壁



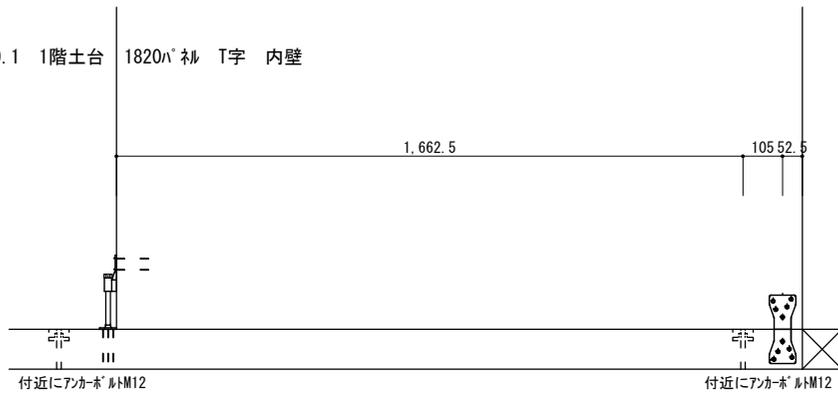
NO.1 1階土台 1015A^レ 補 コーナー 外周壁



NO.1 1階土台 910A^レ 補 T字 内壁



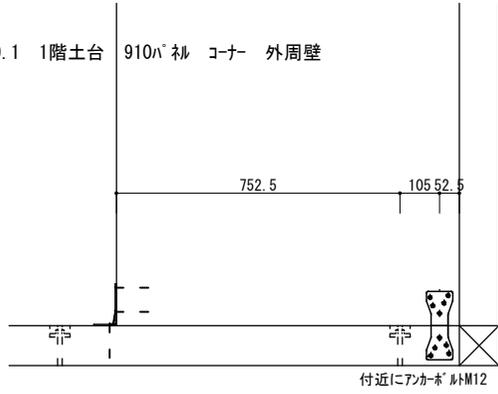
NO.1 1階土台 1820A^レ 補 T字 内壁



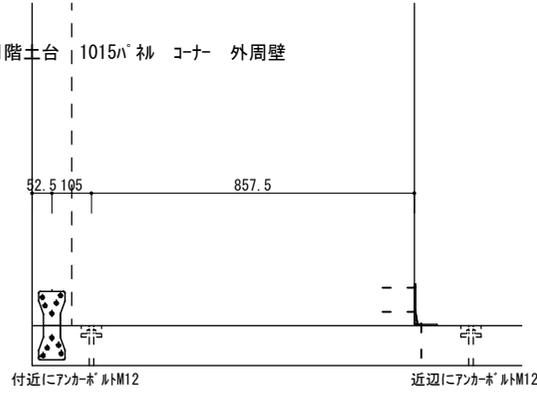
10kN L型 (床負け) 10 20.4kN、フプレート05 10.3kN

NO.1 1階土台 コーナ部分

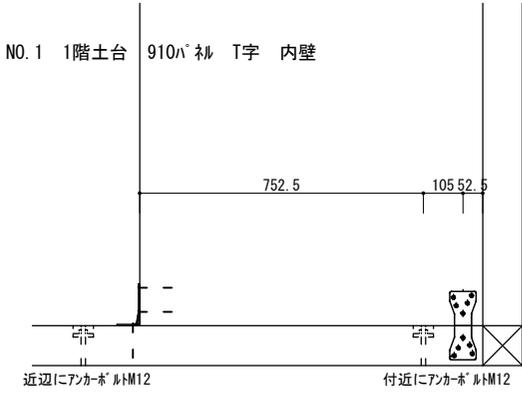
NO.1 1階土台 910A^レ 補 コーナ 外周壁



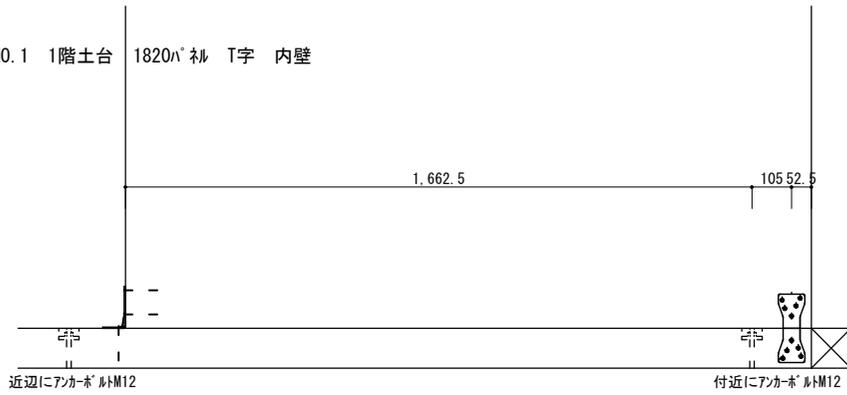
NO.1 1階土台 1015A^レ 補 コーナ 外周壁



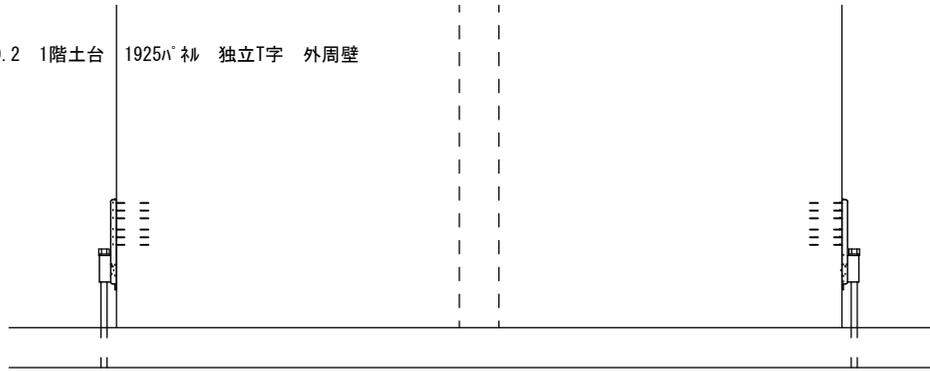
NO.1 1階土台 910A^レ 補 T字 内壁



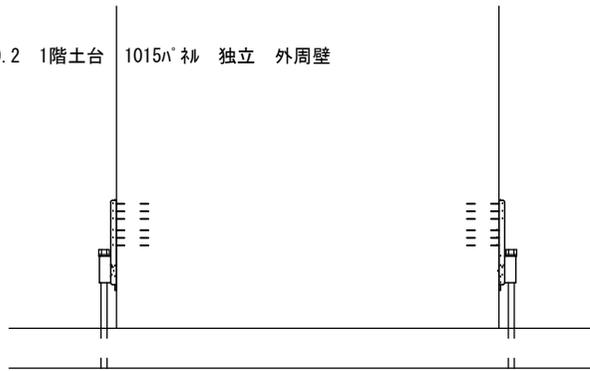
NO.1 1階土台 1820A^レ 補 T字 内壁



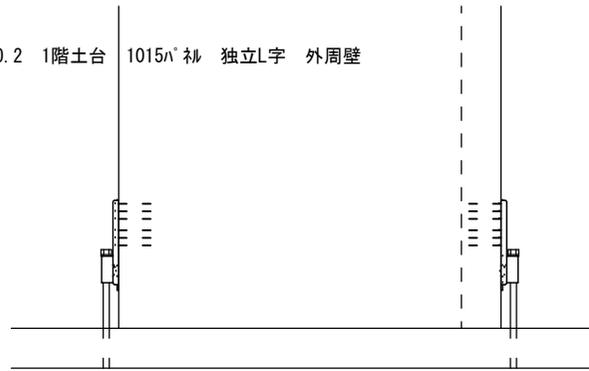
NO.2 1階土台 1925 Δ 衽 独立T字 外周壁



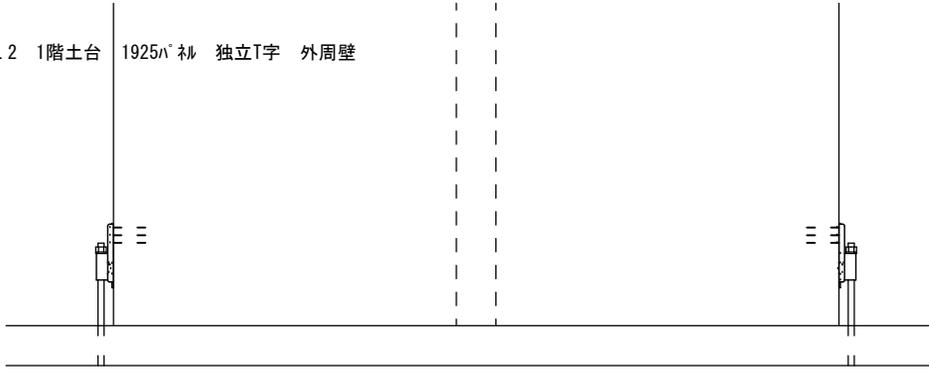
NO.2 1階土台 1015 Δ 衽 独立 外周壁



NO.2 1階土台 1015 Δ 衽 独立L字 外周壁



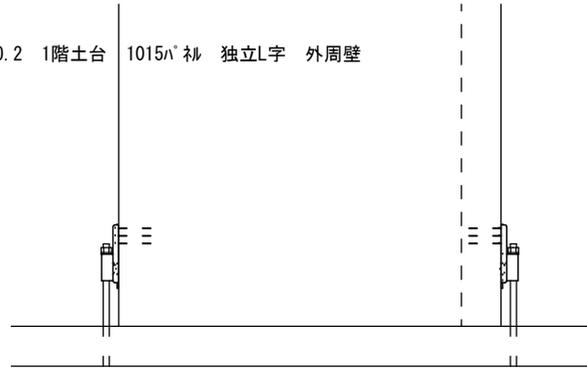
NO.2 1階土台 1925 Δ 衽 独立T字 外周壁



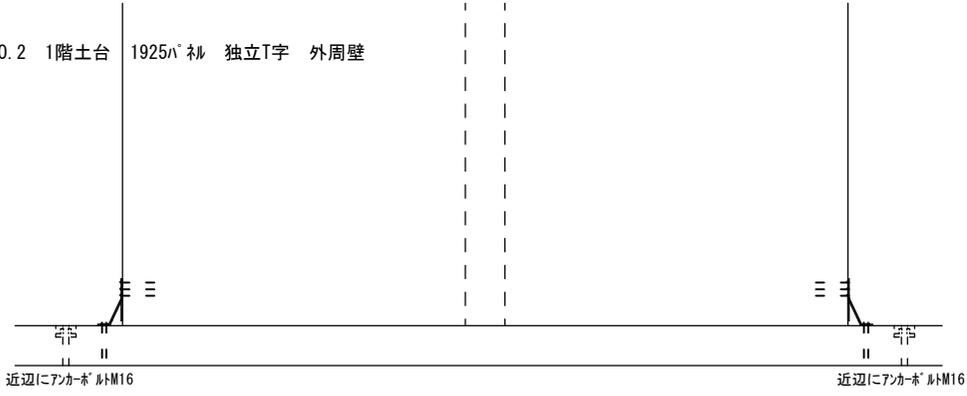
NO.2 1階土台 1015 Δ 衽 独立 外周壁



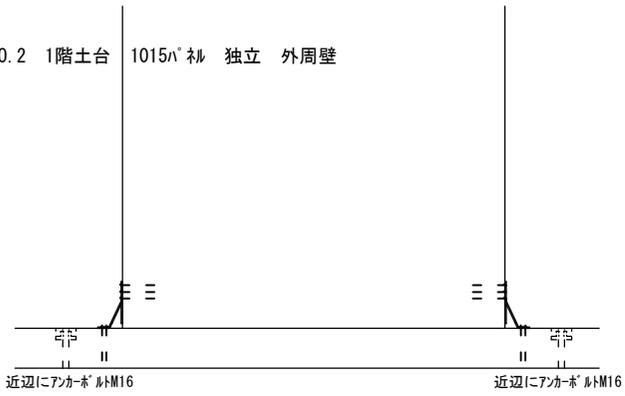
NO.2 1階土台 1015 Δ 衽 独立L字 外周壁



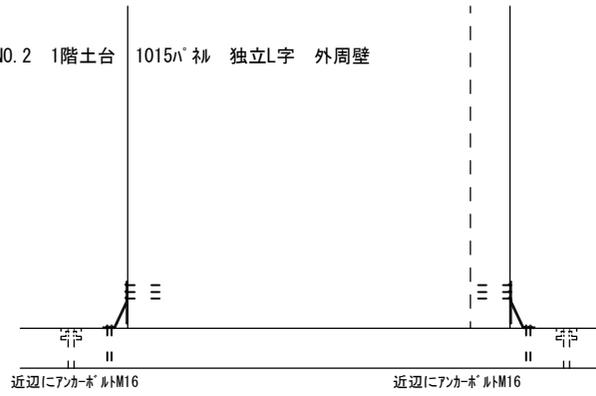
NO.2 1階土台 1925 \times 1925 \times 独立T字 外周壁



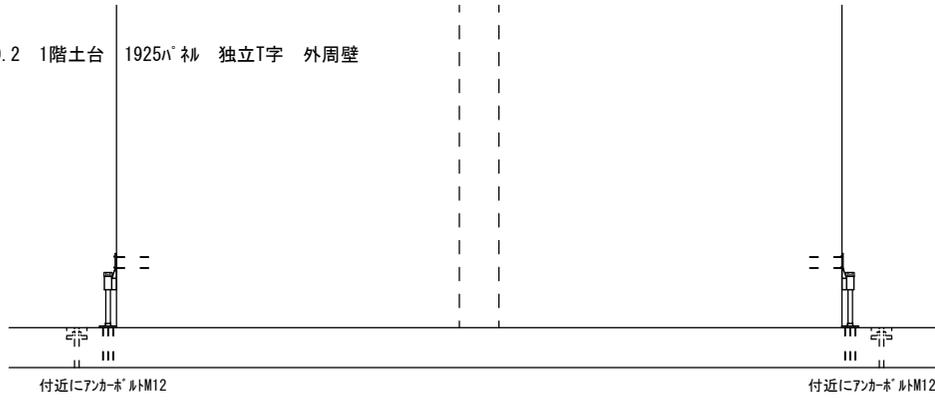
NO.2 1階土台 1015 \times 1015 \times 独立 外周壁



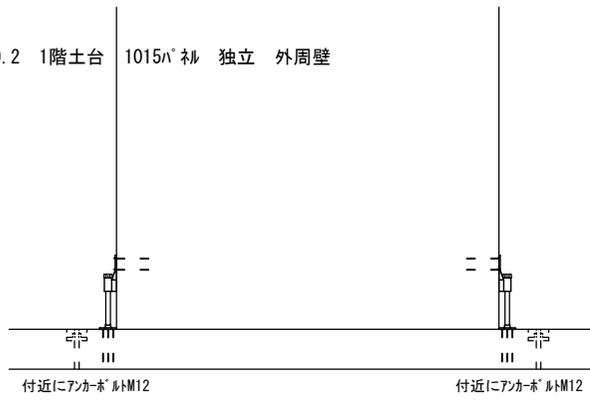
NO.2 1階土台 1015 \times 1015 \times 独立L字 外周壁



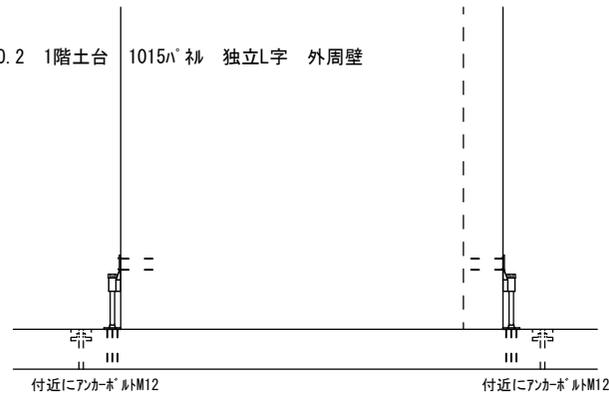
NO.2 1階土台 1925 \times 1925 \times 独立T字 外周壁



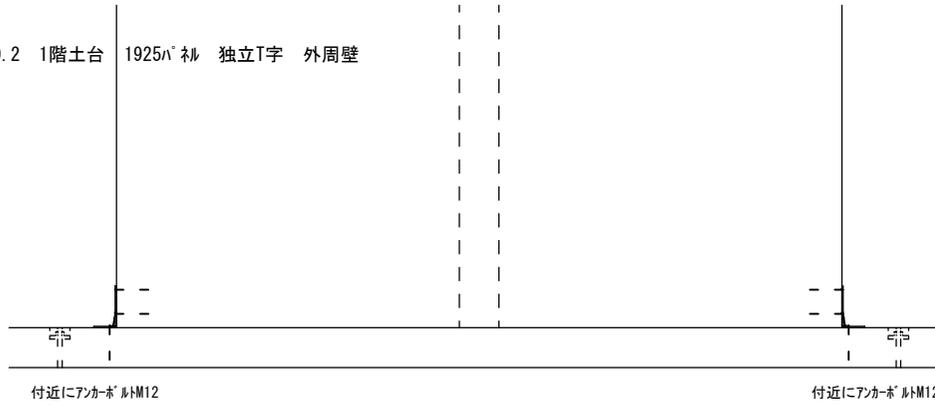
NO.2 1階土台 1015 \times 1015 \times 独立 外周壁



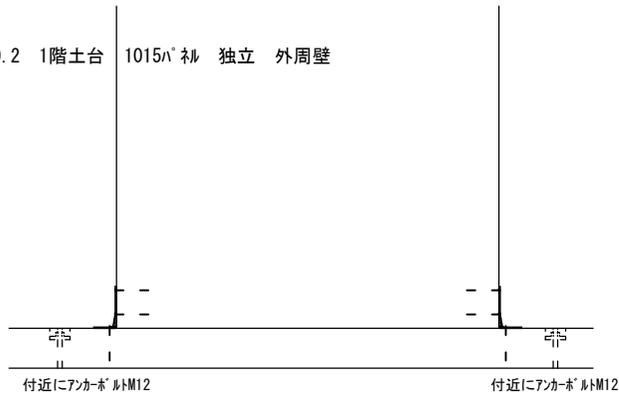
NO.2 1階土台 1015 \times 1015 \times 独立L字 外周壁



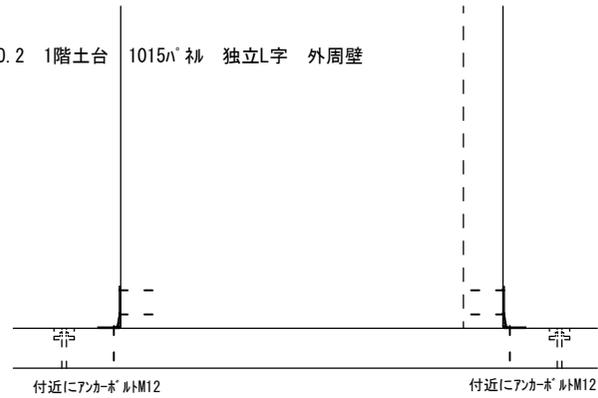
NO.2 1階土台 1925 \times 1925 独立T字 外周壁



NO.2 1階土台 1015 \times 1015 独立 外周壁



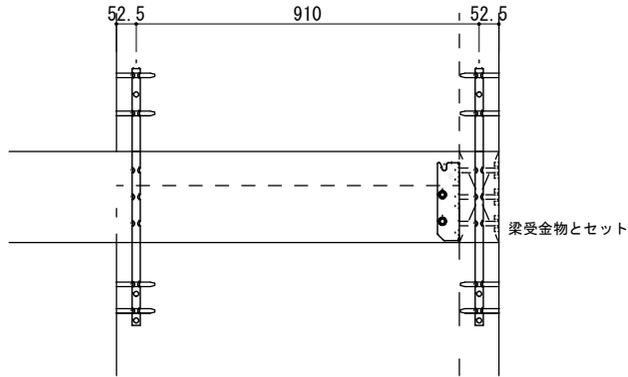
NO.2 1階土台 1015 \times 1015 独立L字 外周壁



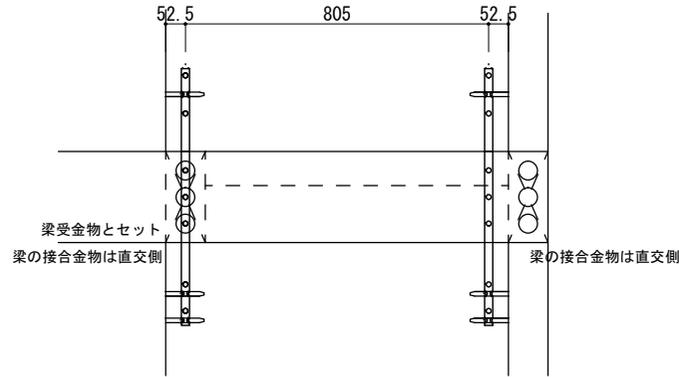
30kN ホソパ[△]イ[△]11 30.6kN

NO.3 2階桁 上下同位置同タイプ

NO.3 2階桁 1015[△]ホ[△]上下 コーナー 外周壁



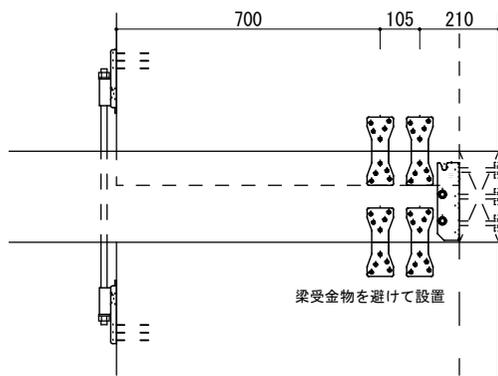
NO.3 2階桁 910[△]ホ[△]上下 コーナー 外周壁



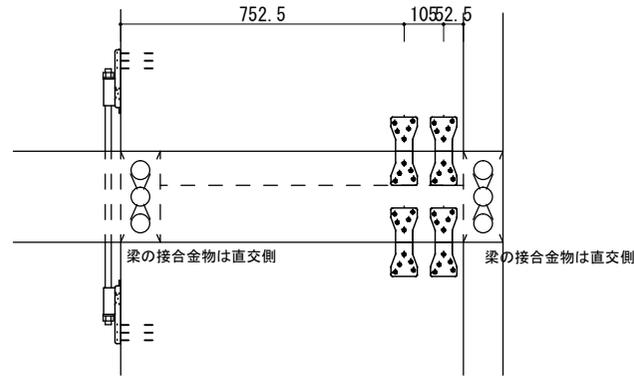
20kN ホールダ[△]ウン04 20.4kN、フ[△]レート05 10.3kN×2個

NO.3 2階桁 上下同位置同タイプ

NO.3 2階桁 1015[△]ホ[△]上下 コーナー 外周壁



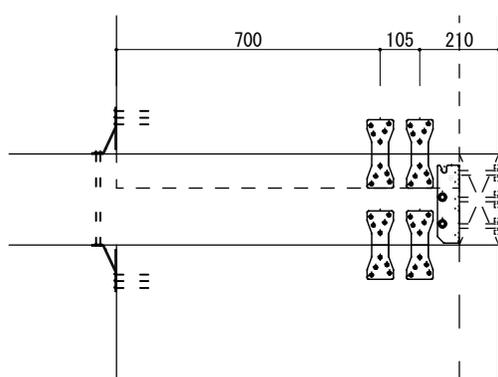
NO.3 2階桁 910[△]ホ[△]上下 コーナー 外周壁



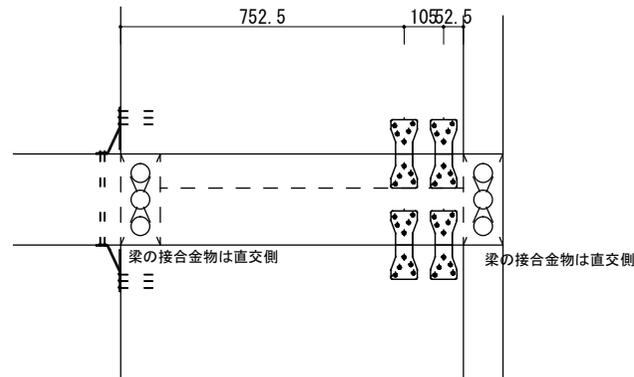
20kN L型 (床負) 11 20.4kN、フ[△]レート05 10.3kN×2個

NO.3 2階桁 上下同位置同タイプ

NO.3 2階桁 1015[△]ホ[△]上下 コーナー 外周壁



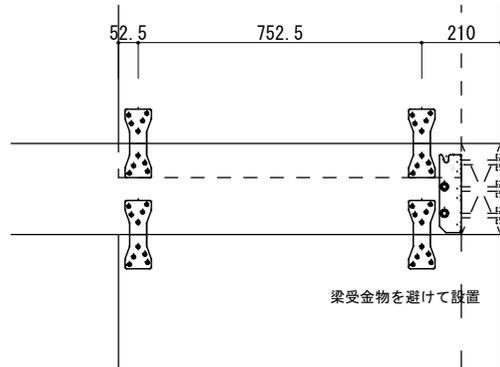
NO.3 2階桁 910[△]ホ[△]上下 コーナー 外周壁



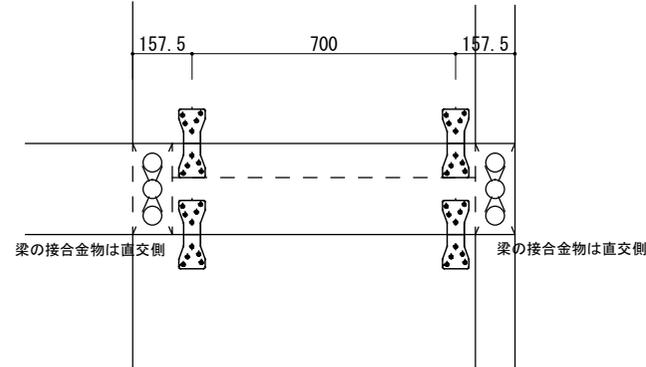
10kN フレート05 10.3kN

NO.3 2階桁 上下同位置同タイプ

NO.3 2階桁 1015 $^{\circ}$ 補上下 コーナ 外周壁



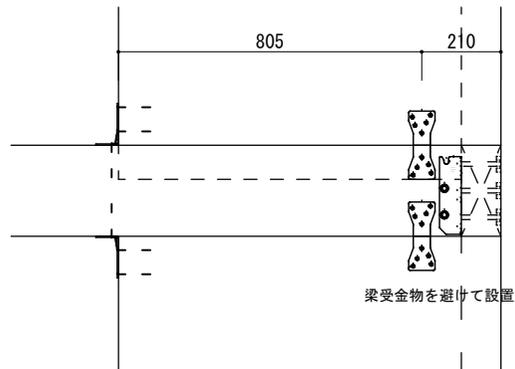
NO.3 2階桁 910 $^{\circ}$ 補上下 コーナ 外周壁



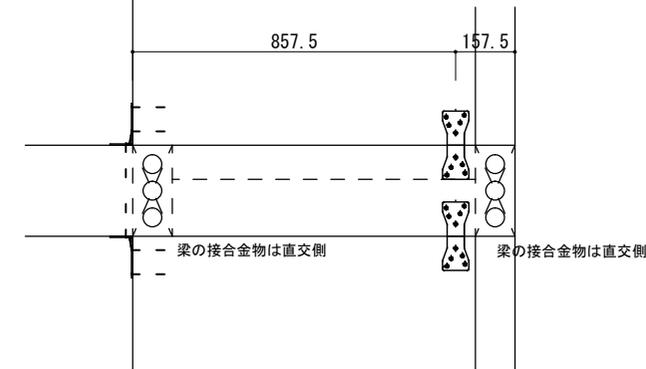
10kN L型 (床負け) 10 20.4kN、フレート05 10.3kN

NO.3 2階桁 上下同位置同タイプ

NO.3 2階桁 1015 $^{\circ}$ 補上下 コーナ 外周壁



NO.3 2階桁 910 $^{\circ}$ 補上下 コーナ 外周壁

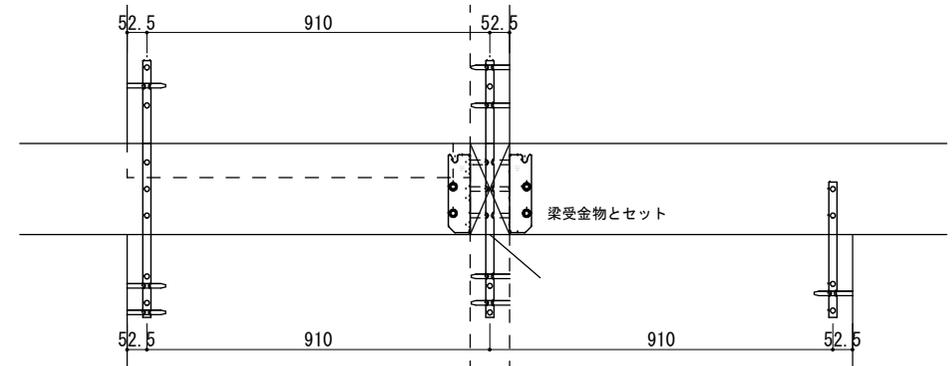
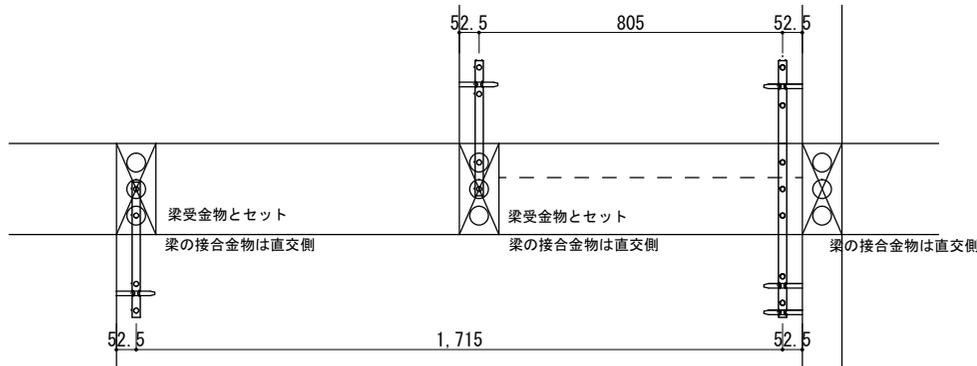


20kN ホヰハ°イ°11 30.6kN、ホヰハ°イ°7 24.5kN

NO.04 上下同位置異タイプ

NO.4 2階桁 1820^h 裓+910^h 裓 T字 内壁

NO.4 2階桁 1925^h 裓+1015^h 裓 独立T字 外周壁

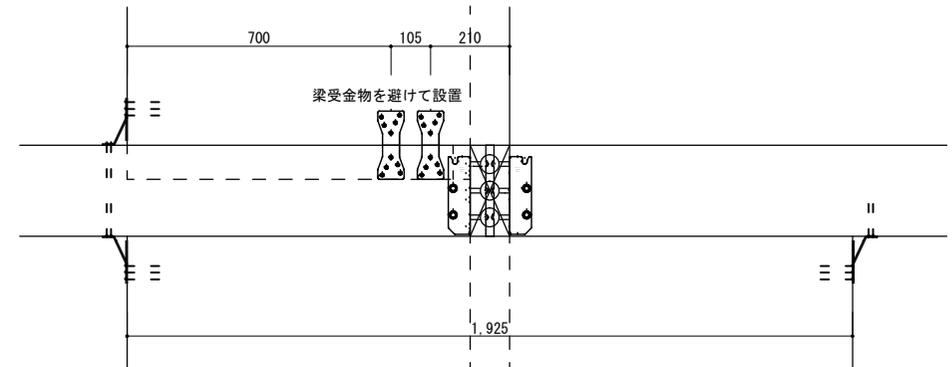
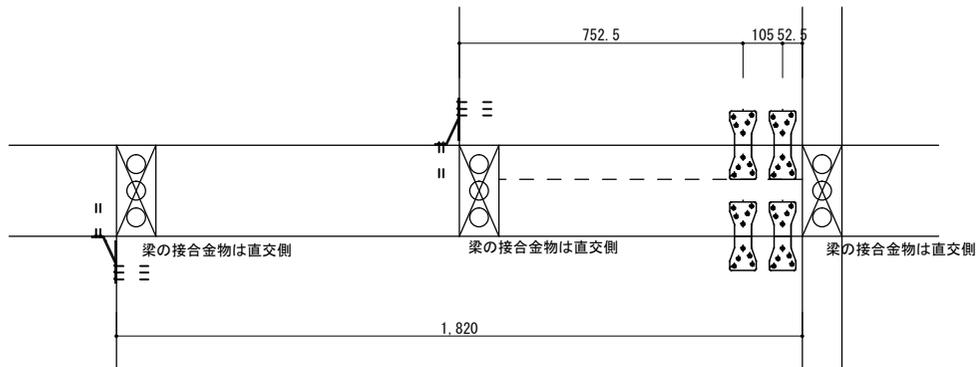


20kN L型 (床負け) 10 20.4kN、フ°レート05 10.3kN×2枚

NO.04 上下同位置異タイプ

NO.4 2階桁 1820^h 裓+910^h 裓 T字 内壁

NO.4 2階桁 1925^h 裓+1015^h 裓 独立T字 外周壁

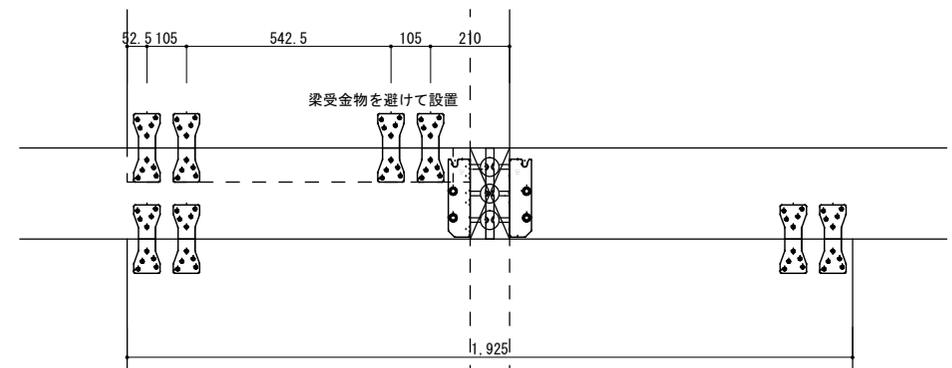
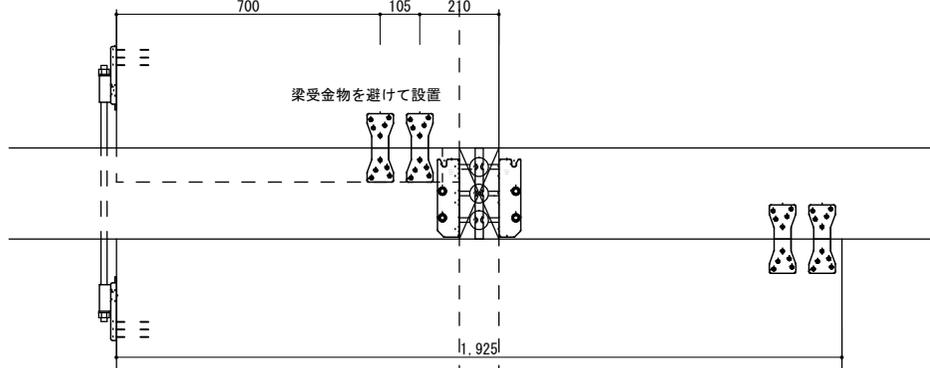


20kN ホルタ°ウン4 20.4kN、フ°レート05 10.3kN×2枚

NO.04 上下同位置異タイプ

NO.4 2階桁 1925^h 裓+1015^h 裓 独立T字 外周壁

NO.4 2階桁 1825^h 裓+1015^h 裓 独立T字 外周壁

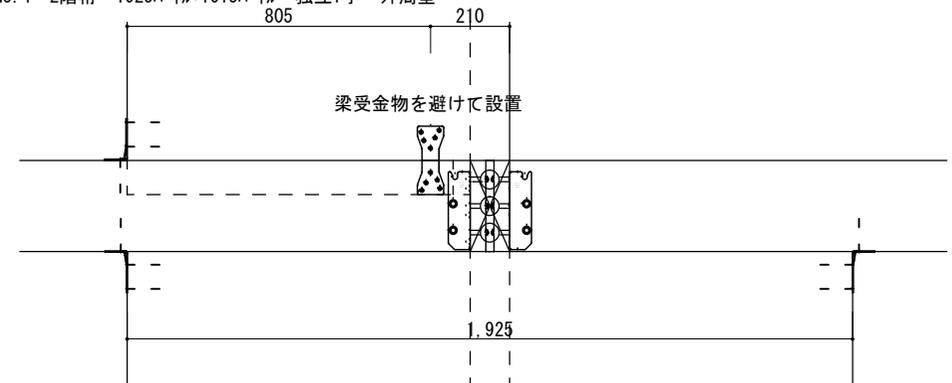
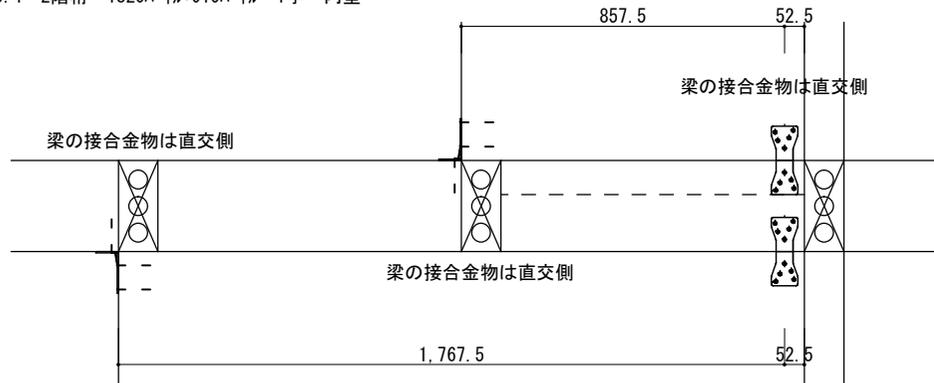


10kN L型 (床負け) 8 10.4kN、フ°レト05 10.3kN

N0.04 上下同位置異タイプ

NO.4 2階桁 1820 π 裨+910 π 裨 T字 内壁

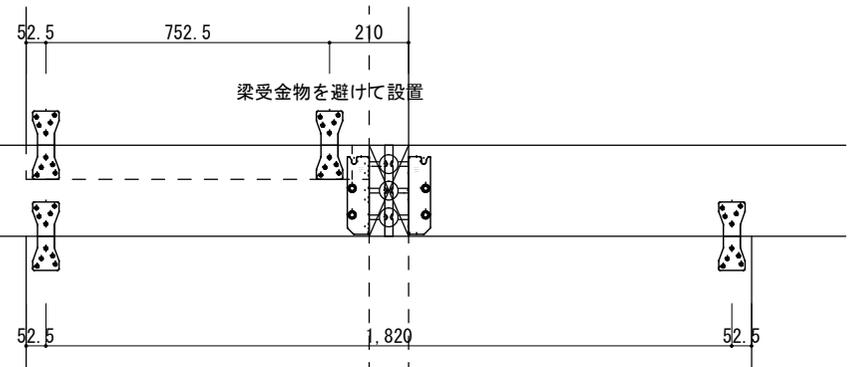
NO.4 2階桁 1925 π 裨+1015 π 裨 独立T字 外周壁



10kN L型 (床負け) 8 20.4kN、フ°レト05 10.3kN

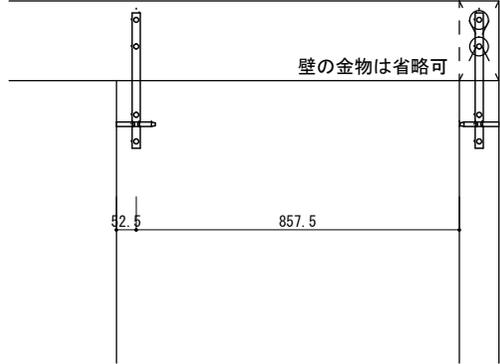
N0.04 上下同位置異タイプ

NO.4 2階桁 1925 π 裨+1015 π 裨 独立T字 外周壁

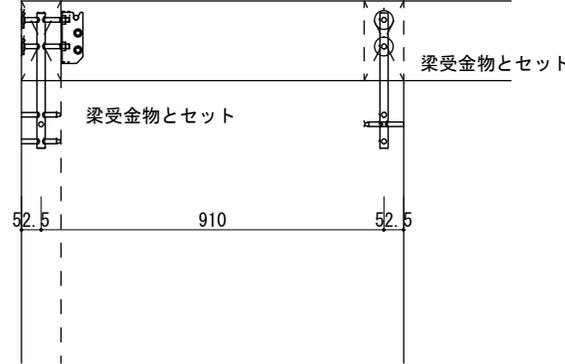


20kN ホゾパイプφ7 24.5kN

NO.5 最上階横架材 910^h 裓 コーナー 外周壁 梁の接合金物は直交側

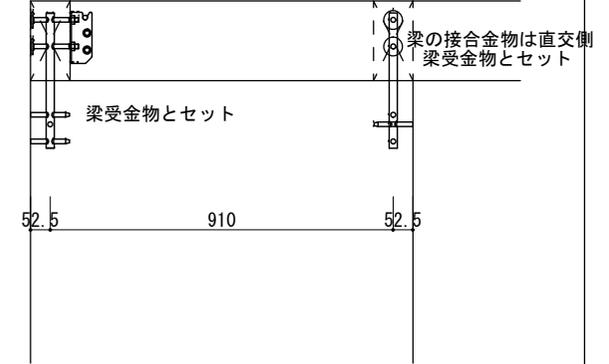


NO.5 最上階横架材 1015^h 裓 コーナー 外周壁 梁の接合金物は直交側



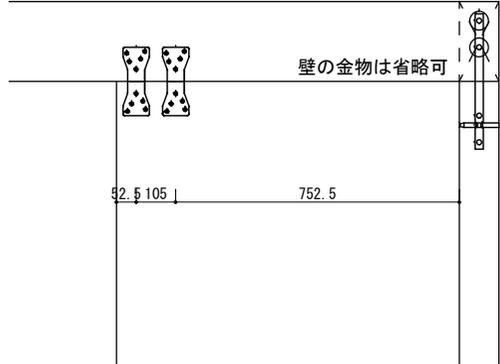
NO.5 最上階 コーナー、その他部分

NO.5 最上階横架材 1015^h 裓 コーナー 外周壁 直行方向無

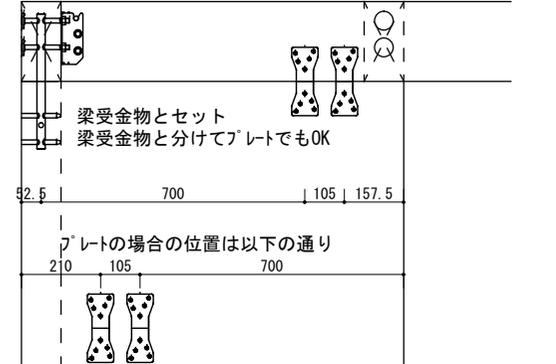


20kN ホゾパイプφ7 24.5kN、プレート5 10.3kN×2枚、

NO.5 最上階横架材 910^h 裓 コーナー 外周壁 梁の接合金物は直交側

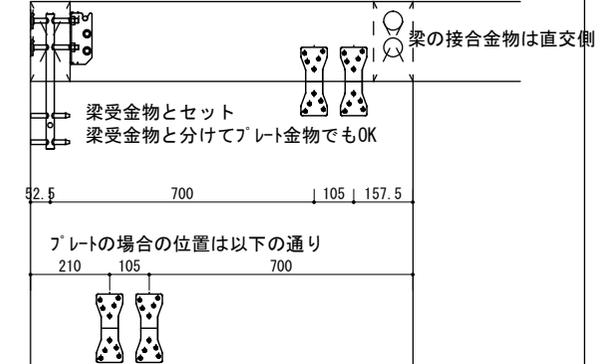


NO.5 最上階横架材 1015^h 裓 コーナー 外周壁 梁の接合金物は直交側



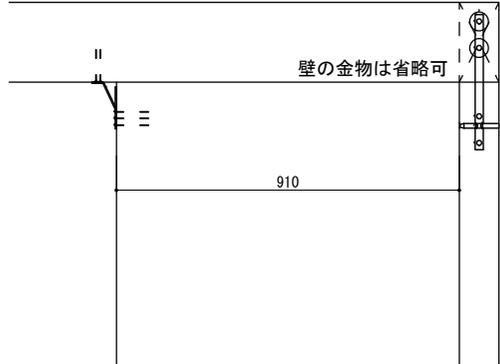
NO.5 最上階 コーナー、その他部分

NO.5 最上階横架材 1015^h 裓 コーナー 外周壁 直行方向無

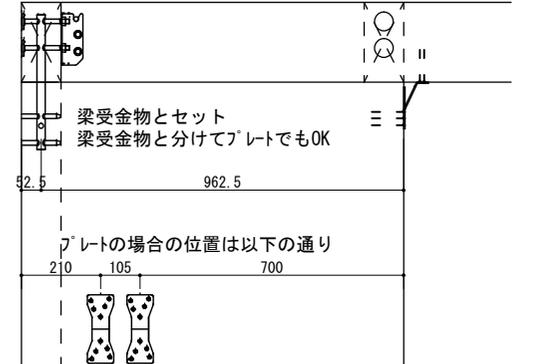


20kN ホゾパイプφ7 24.5kN、プレート5 10.3kN×2枚、L字(床負) 11 20.4kN

NO.5 最上階横架材 910^h 裓 コーナー 外周壁 梁の接合金物は直交側

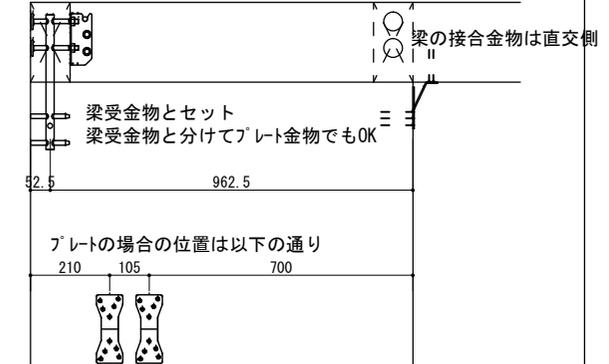


NO.5 最上階横架材 1015^h 裓 コーナー 外周壁 梁の接合金物は直交側



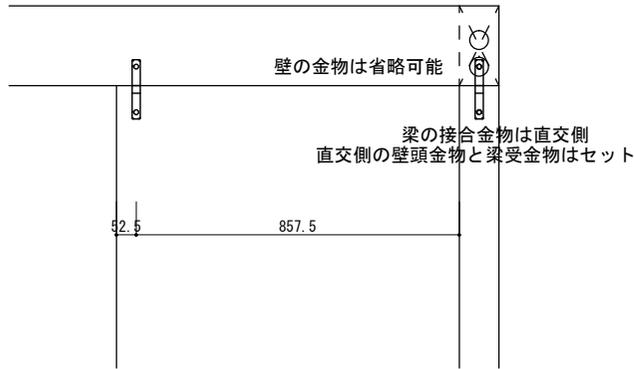
NO.5 最上階 コーナー、その他部分

NO.5 最上階横架材 1015^h 裓 コーナー 外周壁 直行方向無



10kN ホゾパイプ 11.1kN

NO.5 最上階横架材 910^h 裓 コーナー 外周壁



NO.5 最上階 コーナー、その他部分

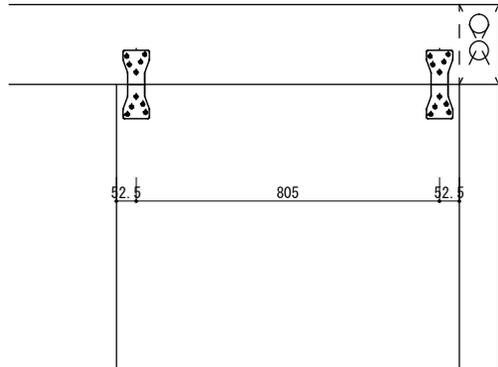
NO.5 最上階横架材 1015^h 裓 コーナー 外周壁 直行方向無



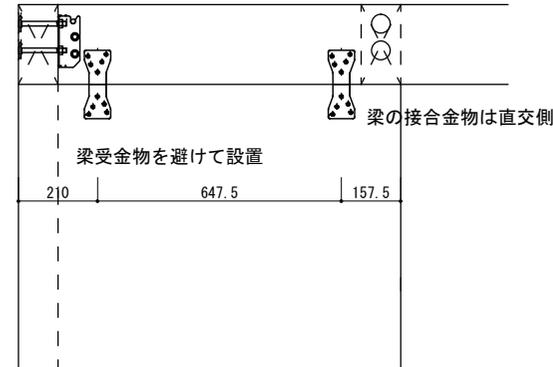
10kN フレート5 10.3kN

NO.5 最上階横架材 910^h 裓 コーナー 外周壁

梁の接合金物は直交側

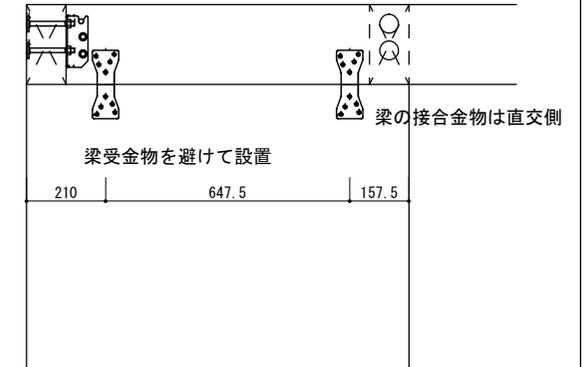


NO.5 最上階横架材 1015^h 裓 コーナー 外周壁



NO.5 最上階 コーナー、その他部分

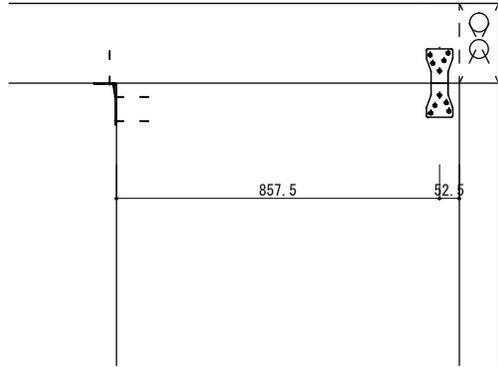
NO.5 最上階横架材 1015^h 裓 コーナー 外周壁 直行方向無



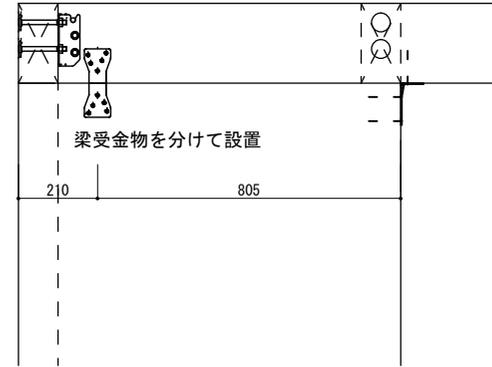
10kN フレート5 10.3kN、L字 (床負) 8 10.4kN

NO.5 最上階横架材 910^h 裓 コーナー 外周壁

梁の接合金物は直交側

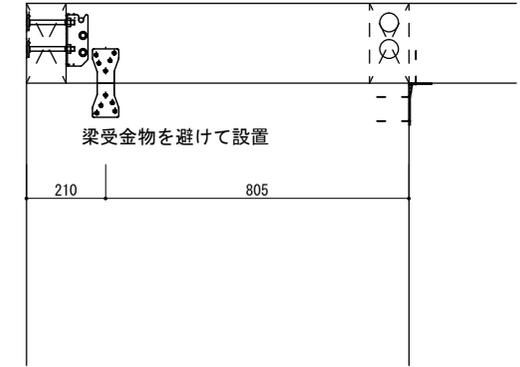


NO.5 最上階横架材 1015^h 裓 コーナー 外周壁



NO.5 最上階 コーナー、その他部分

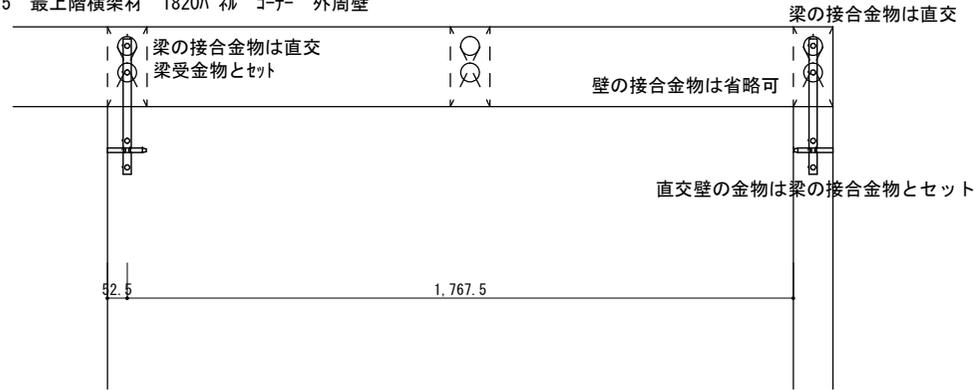
NO.5 最上階横架材 1015^h 裓 コーナー 外周壁 直行方向無



20kN ホゾパイプ 7 24.5kN

N0.5 最上階横架材 外周壁 コーナー

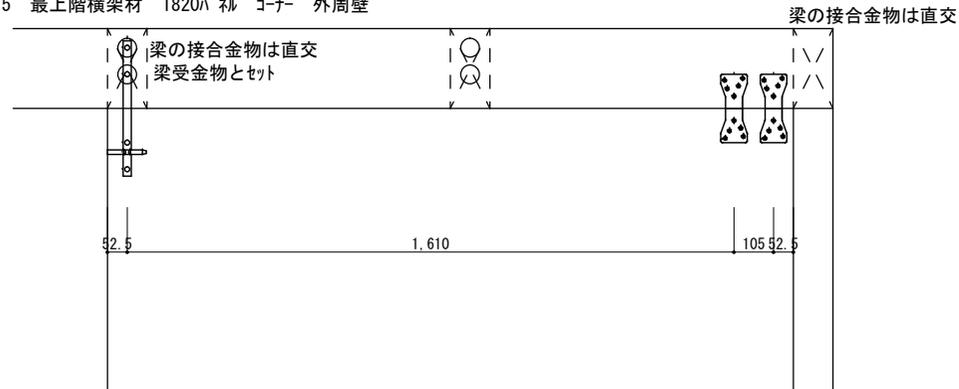
N0.5 最上階横架材 1820ﾊﾞﾙｺｰﾅｰ 外周壁



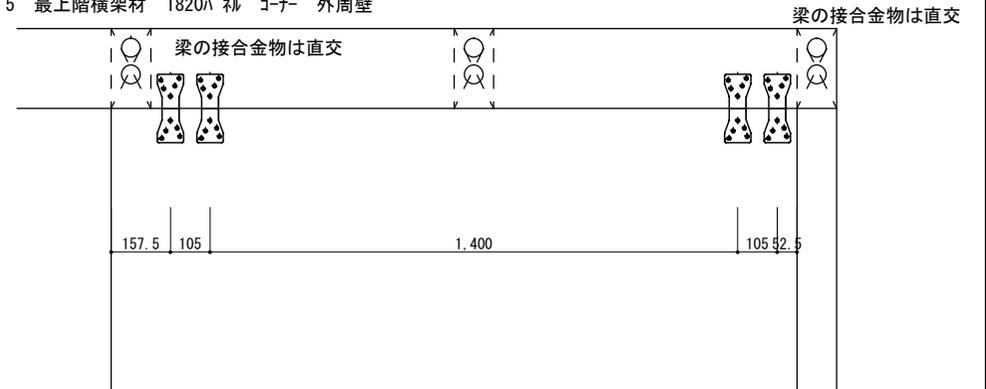
20kN ホゾパイプ 24.5kN、プレート5 10.3kN×2

N0.05 最上階横架材 外周壁 コーナー

N0.5 最上階横架材 1820ﾊﾞﾙｺｰﾅｰ 外周壁



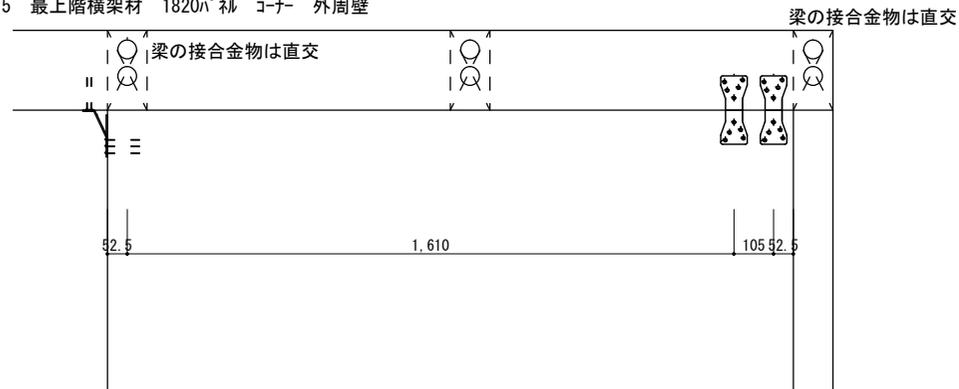
N0.5 最上階横架材 1820ﾊﾞﾙｺｰﾅｰ 外周壁



20kN プレート5 10.3kN×2、L字 (床負) 11 20.4kN

N0.05 最上階横架材 外周壁 コーナー

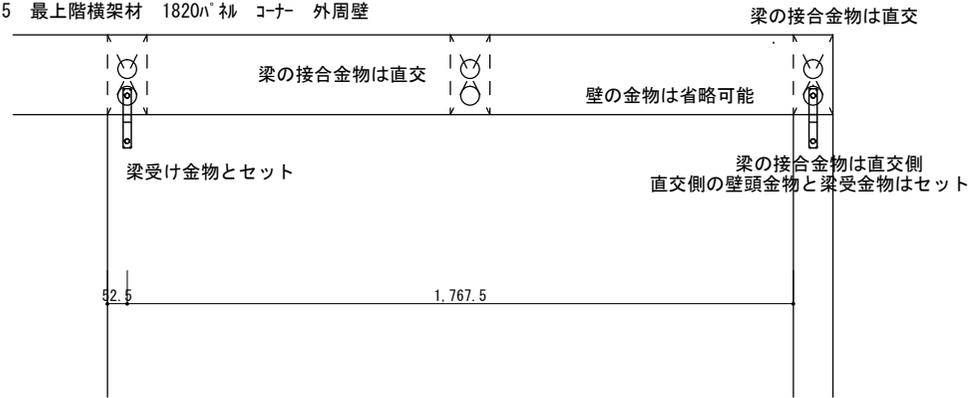
N0.5 最上階横架材 1820ﾊﾞﾙｺｰﾅｰ 外周壁



10kN ホゾパイプ 1 11.1kN

N0.5 最上階横架材 外周壁 コーナー

N0.5 最上階横架材 1820ﾊﾞﾙｺｰﾅｰ 外周壁



10kN フレート5 10.3kN

N0.05 最上階横架材 外周壁 コーナー

N0.5 最上階横架材 1820ﾊﾞﾙｺｰﾅｰ 外周壁



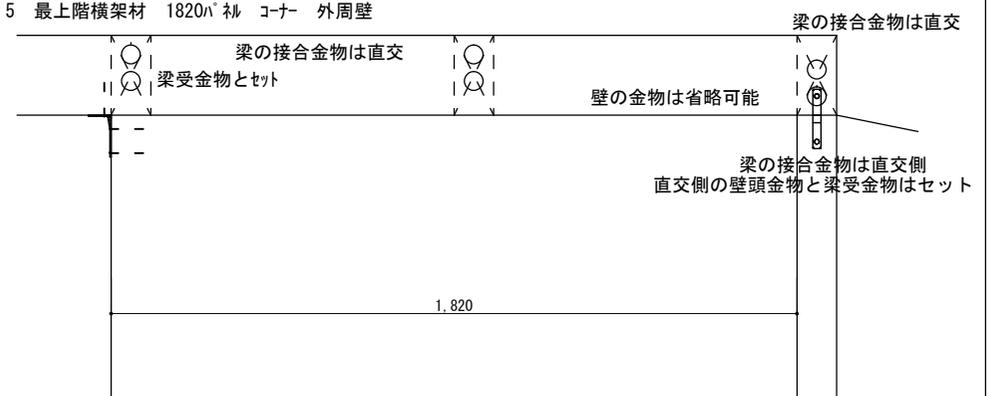
10kN L字(床負) 8 10.4kN、フレート5 10.3kN、ホゾパイプ 1 11.1kN

N0.05 最上階横架材 外周壁 コーナー

N0.5 最上階横架材 1820ﾊﾞﾙｺｰﾅｰ 外周壁



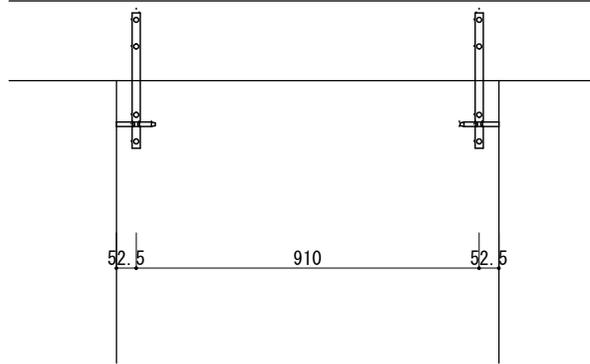
N0.5 最上階横架材 1820ﾊﾞﾙｺｰﾅｰ 外周壁



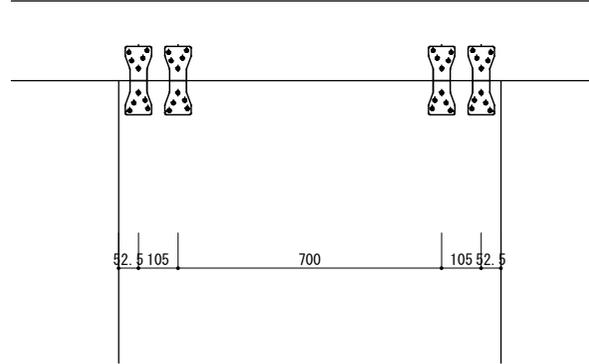
20kN holz height 7 24.5kN, plate 5 10.3kN x 2, L type (bed load) 11 20.4kN

N0.06 最上階横架材 独立 外周壁・内壁

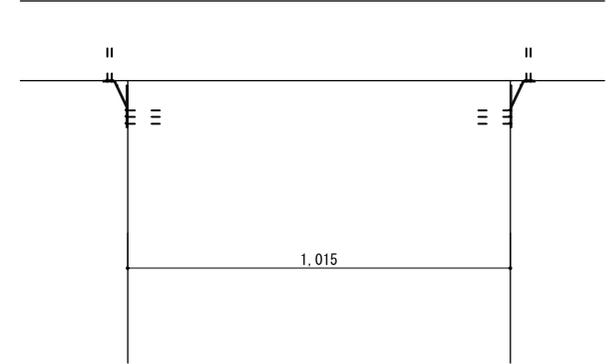
N0.6 最上階横架材 1015mm 独立 外周壁・内壁



N0.6 最上階横架材 1015mm 独立 外周壁・内壁



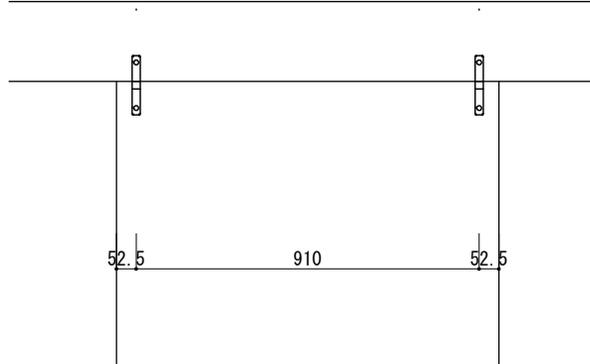
N0.6 最上階横架材 1015mm 独立 外周壁・内壁



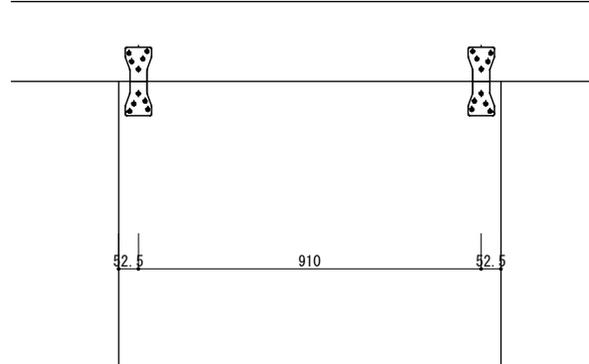
10kN holz height 1 11.1kN, plate 5 10.3kN, L type (bed load) 8 10.4kN

N0.06 最上階横架材 独立 外周壁・内壁

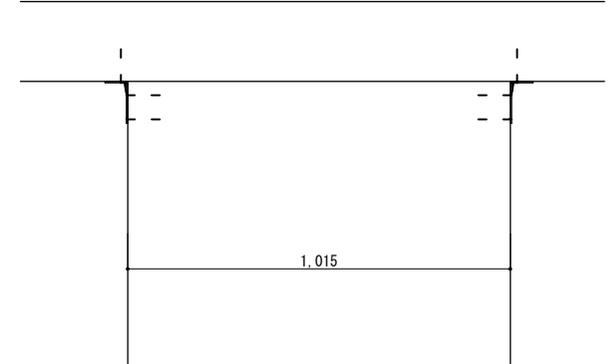
N0.6 最上階横架材 1015mm 独立 外周壁・内壁



N0.6 最上階横架材 1015mm 独立 外周壁・内壁



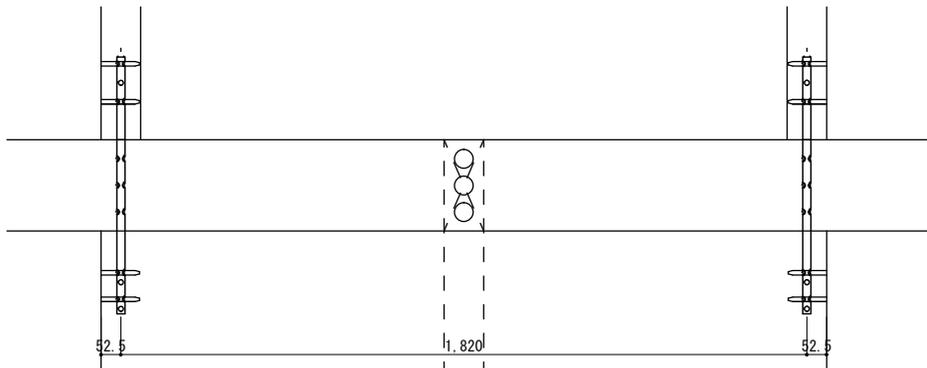
N0.6 最上階横架材 1015mm 独立 外周壁・内壁



30kN ホゾパイ°11 30.6kN

NO.07 2階桁 独立 外周壁 上階柱のみ

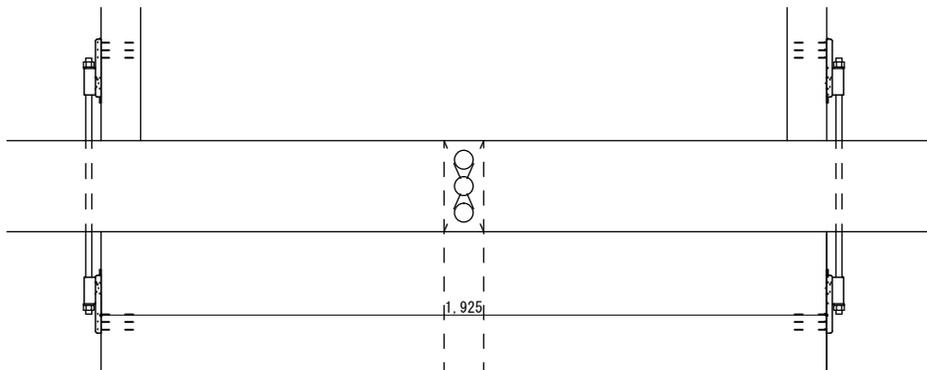
NO.7 2階桁 1925ハ°裃 独立 外周壁 上階柱のみ



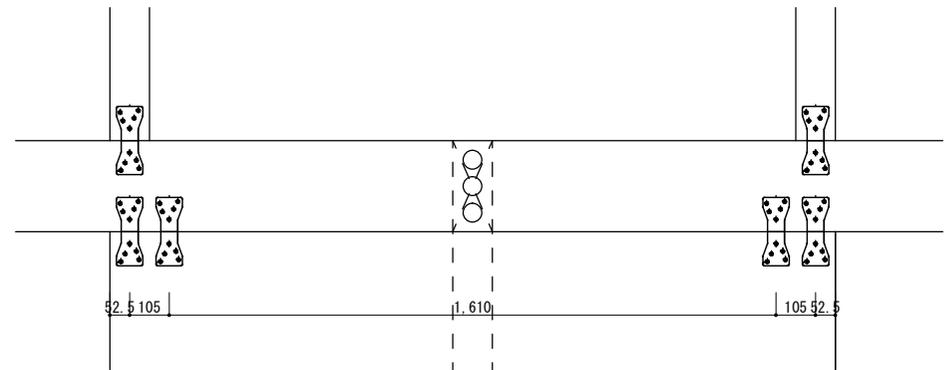
20kN ホルダ°ウン04 20.4kN、プレート5 10.3kN×2

NO.07 2階桁 独立 外周壁 上階柱のみ

NO.7 2階桁 1925ハ°裃 独立 外周壁 上階柱のみ



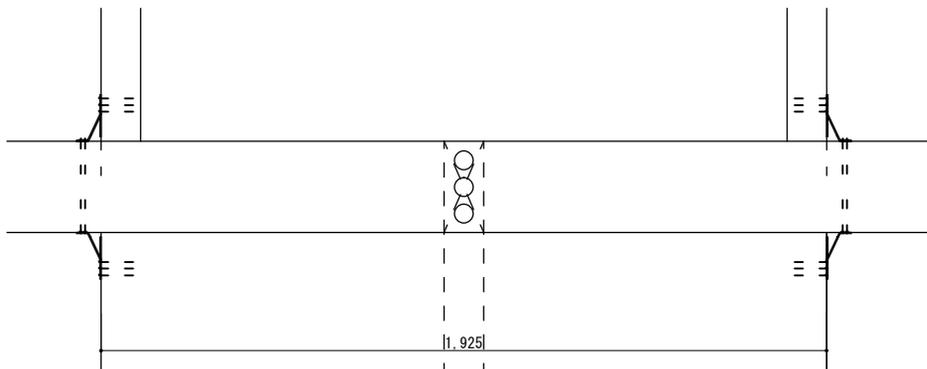
NO.7 2階桁 1925ハ°裃 独立 外周壁 上階柱のみ



20kN L型 (床負け) 10 20.4kN

NO.07 2階桁 独立 外周壁 上階柱のみ

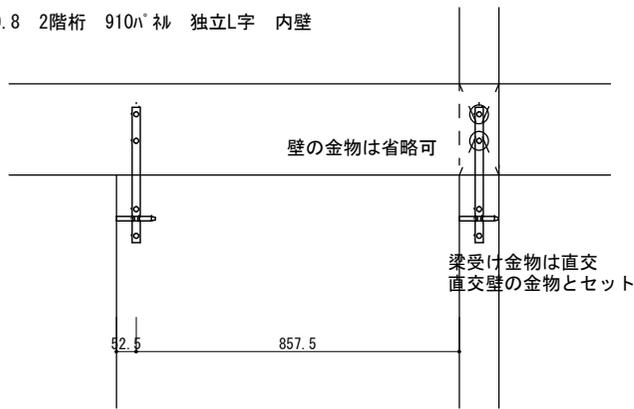
NO.7 2階桁 1925ハ°裃 独立 外周壁 上階柱のみ



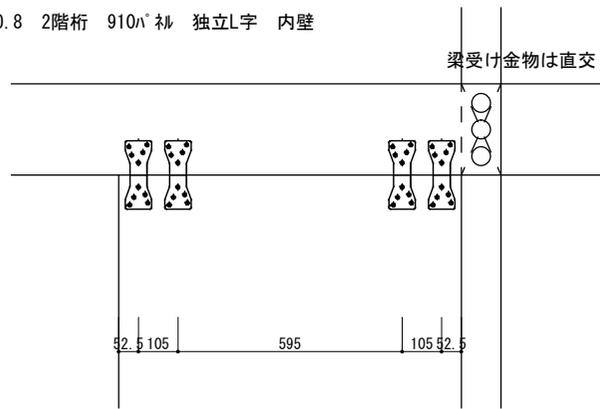
20kN holzハイ7 24.5kN、プレート5 10.3kN×2、L型(床負)11 20.4kN

NO.08 2階桁 独立L字 内壁

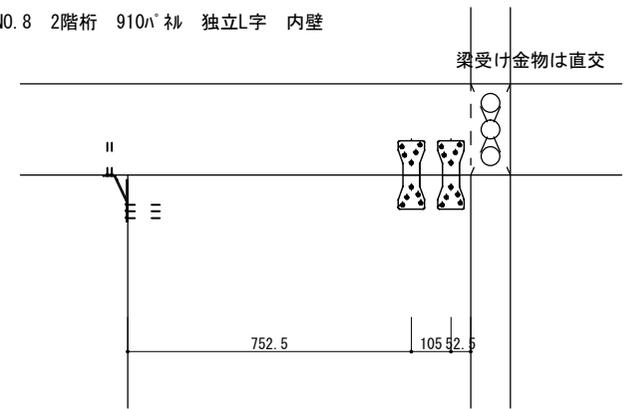
NO.8 2階桁 910^h 独立L字 内壁



NO.8 2階桁 910^h 独立L字 内壁



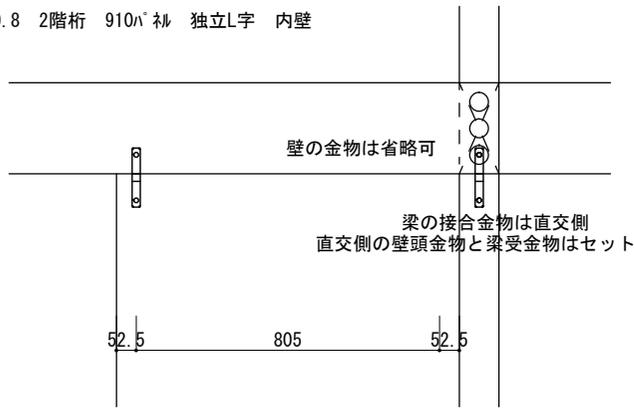
NO.8 2階桁 910^h 独立L字 内壁



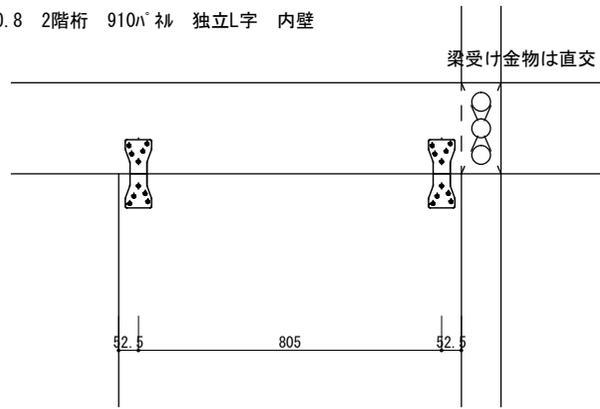
10kN holzハイ7 11.1kN、プレート5 10.3kN、L型(床負)8 10.4kN

NO.08 2階桁 独立L字 内壁

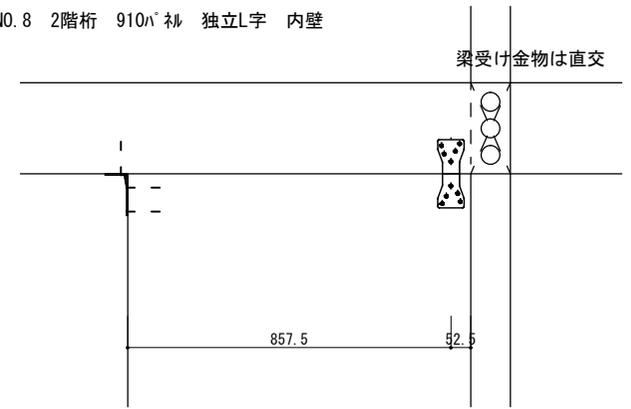
NO.8 2階桁 910^h 独立L字 内壁



NO.8 2階桁 910^h 独立L字 内壁



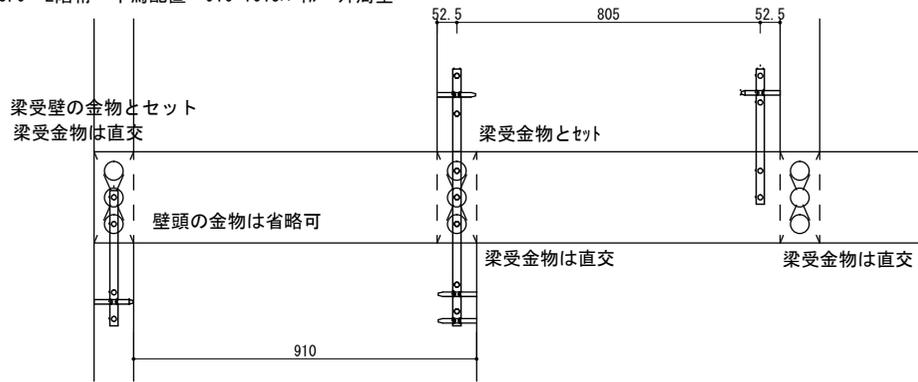
NO.8 2階桁 910^h 独立L字 内壁



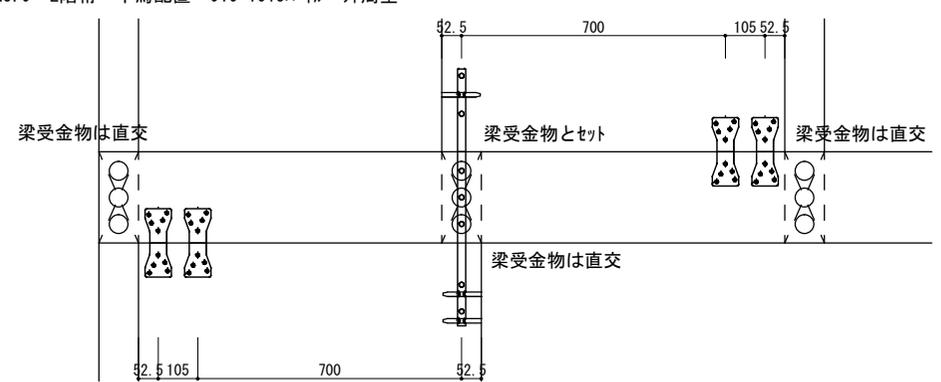
20kN ホゾパイφ11 30.6kN、ホゾパイφ7 24.5kN、プレート05 10.3kN×2個

NO.09 2階桁 千鳥配置

NO.9 2階桁 千鳥配置 910+1015^h 礼 外周壁



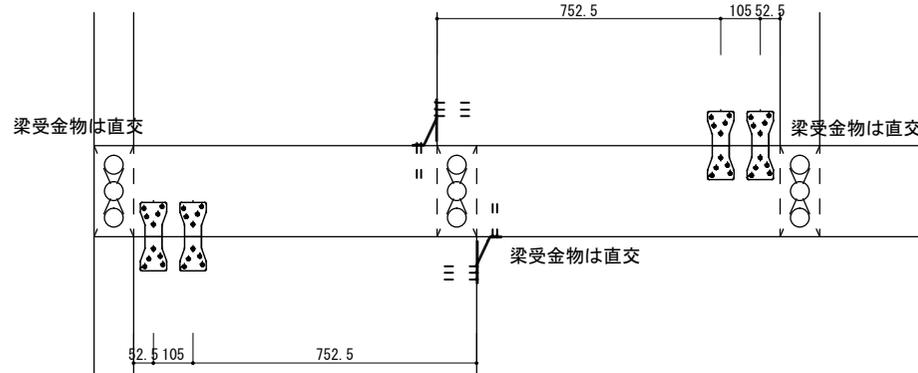
NO.9 2階桁 千鳥配置 910+1015^h 礼 外周壁



20kN プレート05 10.3kN×2個、L型（床負）11 20.4kN

NO.09 2階桁 千鳥配置

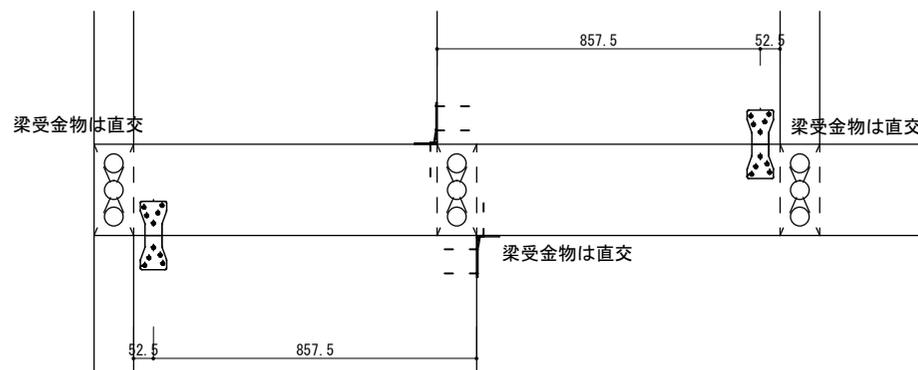
NO.9 2階桁 千鳥配置 910+1015^h 礼 外周壁



10kN プレート05 10.3kN、L型（床負）8 10.4kN

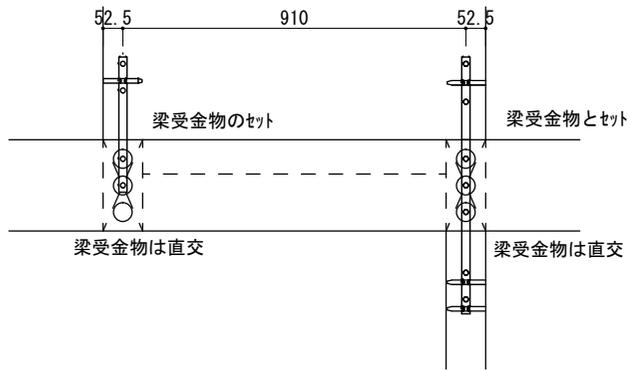
NO.09 2階桁 千鳥配置

NO.9 2階桁 千鳥配置 910+1015^h 礼 外周壁

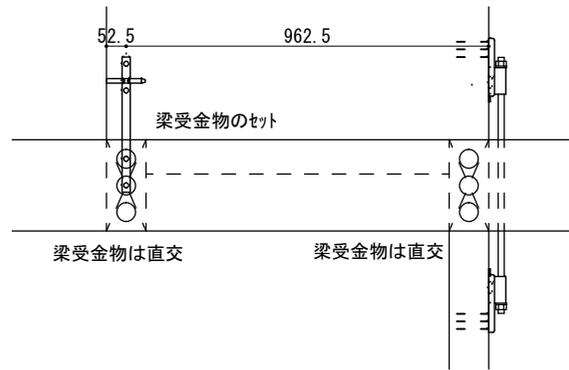


20kN ホゾハイツ¹¹ 30.6kN、ホゾハイツ⁷ 24.5kN、プレート5 10.3kN×2個、ホルダウン4 20.4kN NO.10 2階桁 独立 外周壁 下階柱のみ

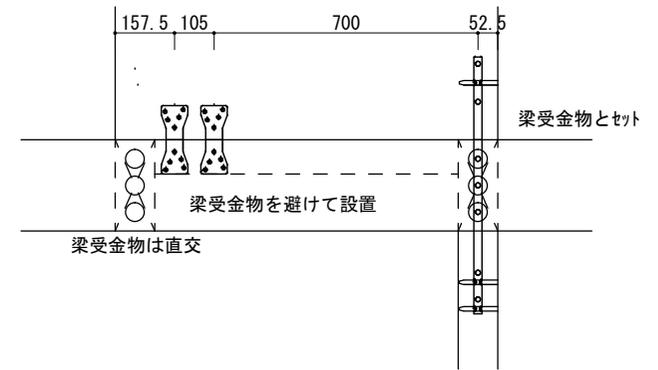
NO.10 2階桁 1015^ハ 独立 外周壁 下階柱のみ



NO.10 2階桁 1015^ハ 独立 外周壁 下階柱のみ

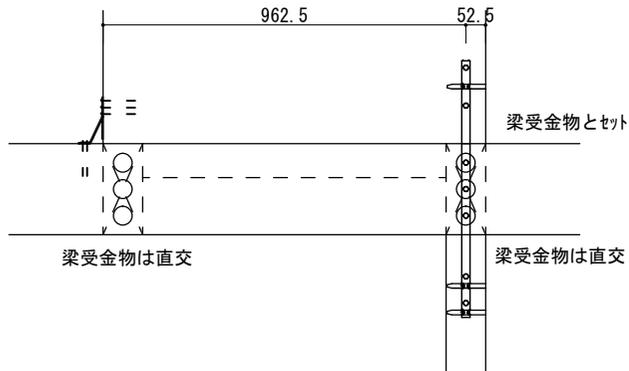


NO.10 2階桁 1015^ハ 独立 外周壁 下階柱のみ

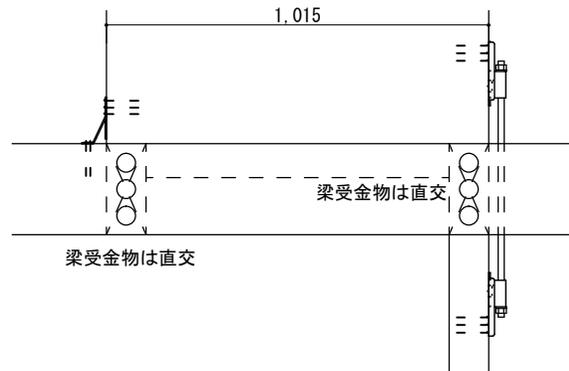


20kN ホゾハイツ¹¹ 30.6kN、ホゾハイツ⁷ 24.5kN、L型 (床負) 11 20.4kN、ホルダウン4 20.4kN

NO.10 2階桁 1015^ハ 独立 外周壁 下階柱のみ

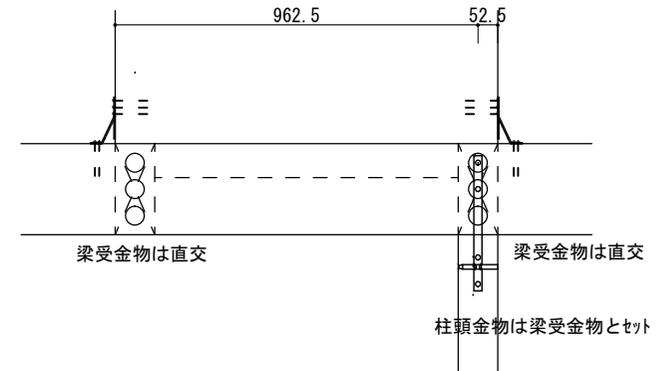


NO.10 2階桁 1015^ハ 独立 外周壁 下階柱のみ



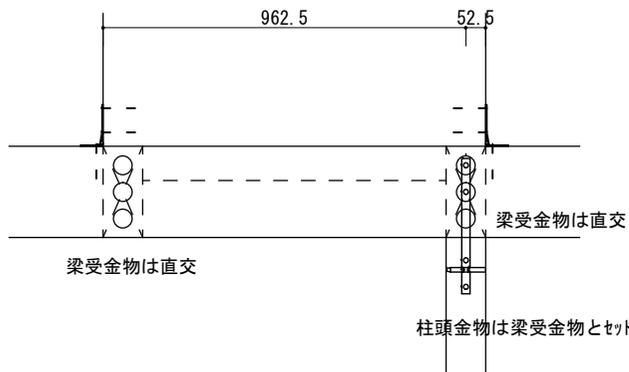
NO.10 2階桁 独立 外周壁 下階柱のみ

NO.10 2階桁 1015^ハ 独立 外周壁 下階柱のみ

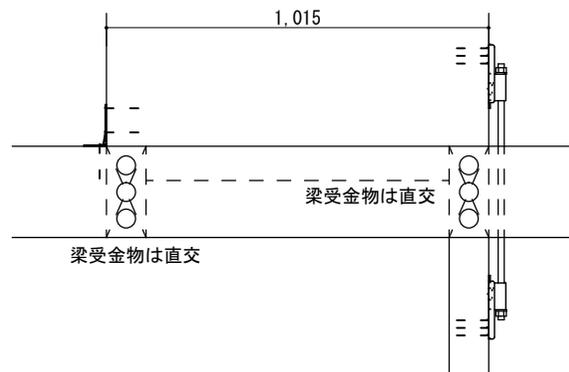


10kN ホゾハイツ⁷ 24.5kN、L型 (床負) 8 10.4kN、プレート5 10.3kN、ホルダウン4 20.4kN

NO.10 2階桁 1015^ハ 独立 外周壁 下階柱のみ

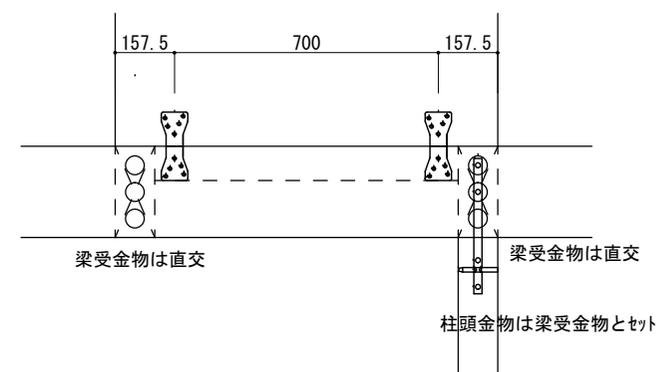


NO.10 2階桁 1015^ハ 独立 外周壁 下階柱のみ



NO.10 2階桁 独立 外周壁 下階柱のみ

NO.10 2階桁 1015^ハ 独立 外周壁 下階柱のみ



2.3 まとめ

本章では、住宅用金物を CLT パネル工法に活用する場合の設計・配置ルールを定め、市販されている住宅金物を例に、その納まりのバリエーションを整理した。また、当該住宅金物を用いた際の耐力壁の壁倍率を概算した。

ただし、ここで検討対象とした住宅金物は、集成材、製材を対象に開発されたものであり、CLT 壁に利用した場合とはビスが打たれる部分の木材面が異なる。前者では板目、柾目が対象となるが、後者では小口面が対象になる場合もある。したがって、住宅金物を活用するには、その際に注目し、金物の性能を要素試験などで確認する必要がある。

第3章 要素実験

3.1 実験概要

住宅用金物は図 3.1-1 のように製材や集成材で構成される柱-横架材間の接合部に使用され、木材の木口面に直交する面にビス等で金物を留め付けることが想定されている。一方、CLT 壁と横架材を住宅用金物で接合する場合、CLT の構造上、繊維直交層の木口面に金物が設置される可能性がある。このため一般的な製材の場合と比較して、金物による接合部性能に違いが生じると考えられる。以上より、CLT に住宅用金物を使用した場合の接合部性能を明らかにすることを目的とし、接合部実験を行った。

実験はせん断要素実験、引張要素実験、壁水平加力実験の 3 種類である。せん断要素実験、引張要素実験については、(公財)日本住宅・木材技術センター『木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2017年版)』(同、2017年)の接合部試験方法に準拠して実験を行った。なお、壁水平加力実験は、実際の CLT 壁脚接合部の応力状況を想定した接合部実験である。

今回の実験で使用した金物は BX カネシン株式会社の製品で詳細は各実験概要にて示す。CLT は 3 層 3 プライ、強度等級は S60A、樹種はスギである。

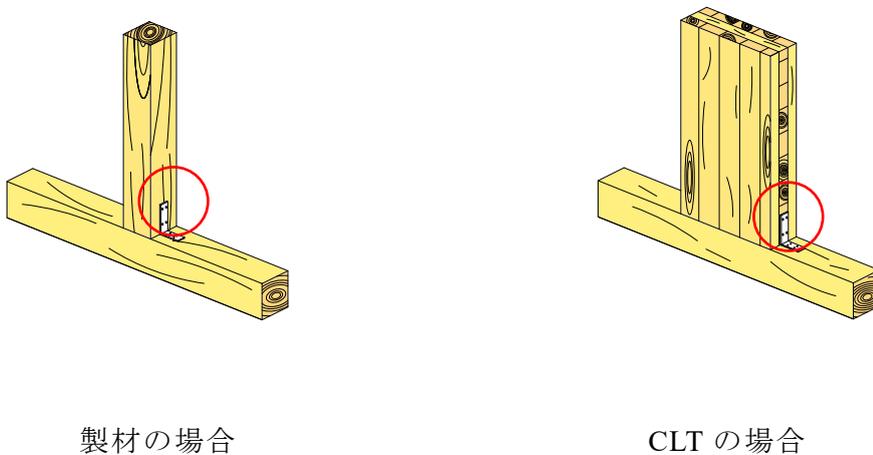


図 3.1-1 金物の設置位置

3.2 せん断要素実験

3.2.1 実験概要

(1) 試験体

試験体は金物の長さや金物の間隔をパラメータとした3種類であり、各3体の全9体とした。試験体一覧を表3.2.1-1に、試験体図を図3.2.1-1に示す。ここで、規格値は金物を製材に使用した時の接合部の短期基準耐力である。土台にはせい105mmのヒノキ製材を使用した。

表 3.2.1-1 試験体一覧

試験体名	使用金物 () は製品名	規格値 (kN)	金物長さ (mm)	CLT 幅 (mm)	金物間隔 (mm)
S-160	RP-10 (ロールパイプ)	4.5	156	600	160
L-160	PZ-HDP-20CN (PZ ホールダウン パイプ)	4.67	356	800	160
L-105					105

※PZ-HDP-20CN のドリフトピンは土台側のみ施工

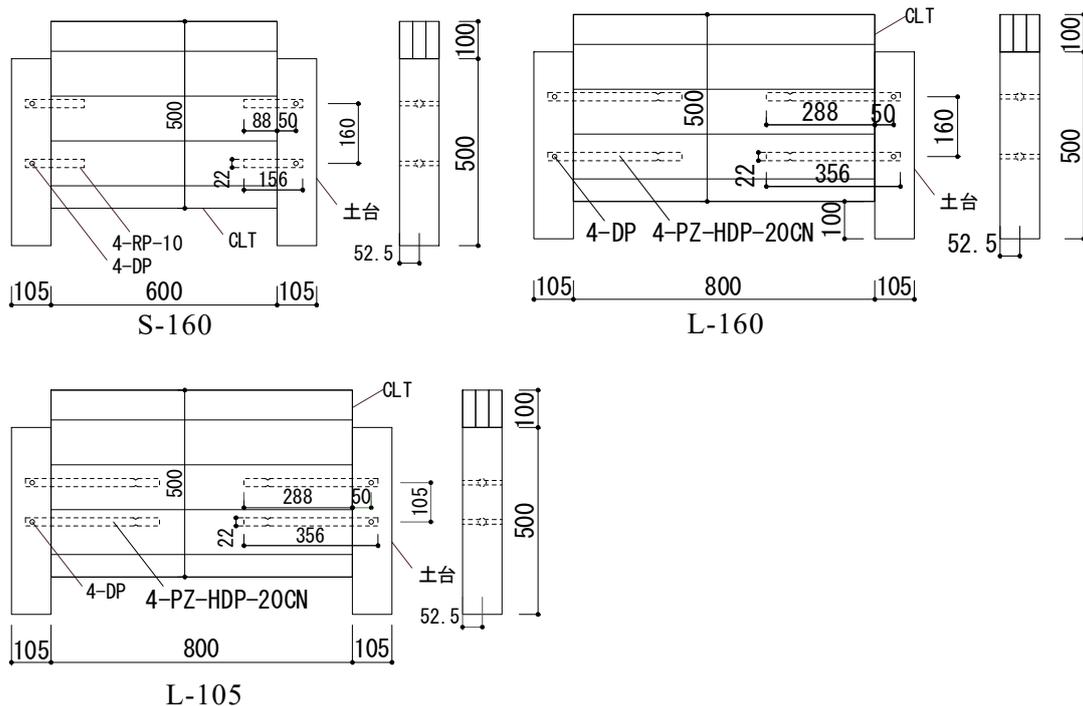


図 3.2.1-1 試験体図

(2) 加力計画

図 3.2.1-2 に試験体設置時を示す。試験は CLT 上部に面積 44100mm (105×420mm) の加圧板を設置し、万能試験機により加力速度 5mm/min で鉛直下方向に加力した。

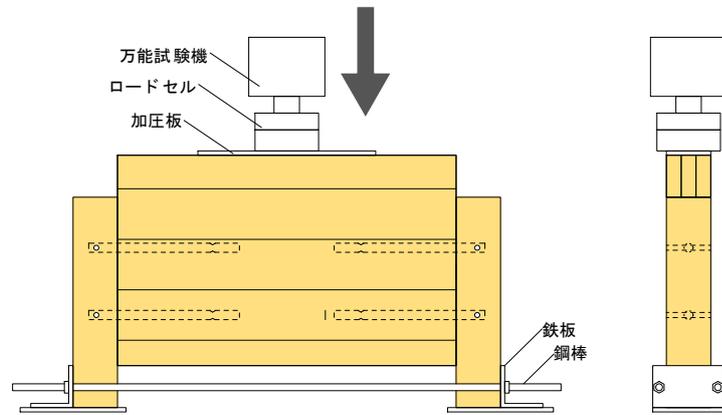


図 3.2.1-2 試験体設置図

(3) 計測計画

ロードセル、変位計を用いて計測を行った。各計測器のケーブルをデータロガー及びスイッチボックスに接続し、PCによってデータを記録した。チャンネルリストを表 3.2.1-2 に、計測器の設置位置を図 3.2.1-3 に示す。S-160 のみ 100kN ロードセルを使用し、他の試験体は 1000kN ロードセルを使用した。

表 3.2.1-2 チャンネルリスト

CH	計測項目	測定機器	測定方向	単位	
0	荷重	ロードセル	鉛直	kN	
1	変位	CDP-100		鉛直	mm
2					
3					
4					

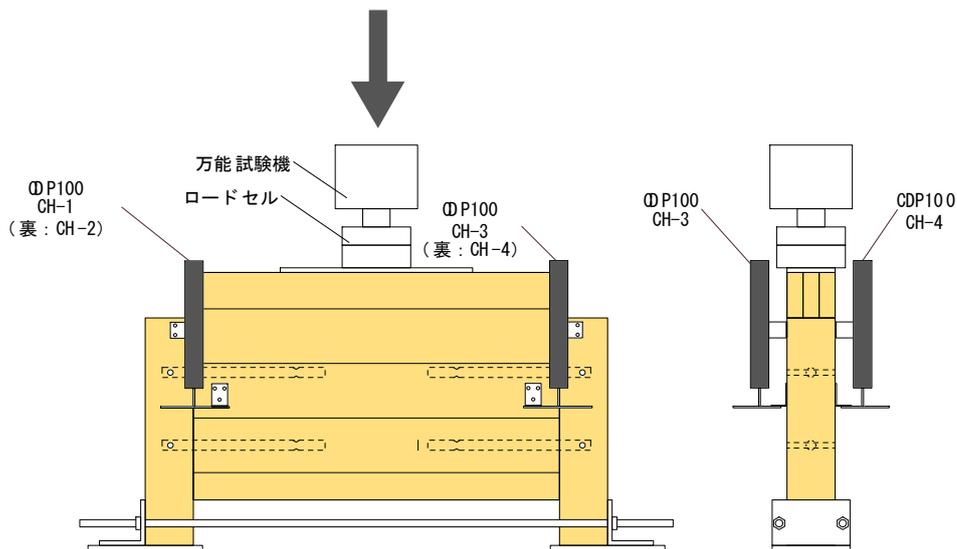


図 3.2.1-3 計測器設置図

3.2.2 実験結果

(1) データ整理方法

- ①荷重変位関係の荷重はロードセルの値を4（せん断金物の総数）で除すことで金物1つあたりに作用する荷重とした。
- ②荷重変位関係の変位はCH1からCH4までの4つの変位計の平均とした。
- ③荷重変位関係の包絡線より各試験体の構造特性値を求める。以下に包絡線からの完全弾塑性モデルの作り方を示す。加力途中に木材の破壊等で一時的に荷重低下し、その後回復して最大荷重を更新する場合があるが、破壊時までの最大荷重の80%以下に荷重低下した場合は、その時点までを評価の対象とする。また、今回の試験では最大変位を30mmと設定した。
 - 1) 包絡線上の $0.1P_{\max}$ と P_{\max} を結ぶ第I直線を引く。
 - 2) 包絡線上の $0.4P_{\max}$ と $0.9P_{\max}$ 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直線との交点の荷重を降伏耐力 P_y とし、この点からX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位を降伏変位 δ_y とする。
 - 6) 原点と (δ_y, P_y) を結ぶ直線を第V直線とし、その勾配を初期剛性 K と定める。
 - 7) 最大荷重後の $0.8P_{\max}$ 荷重低下域の包絡線上の変位、又は30mmのいずれか小さい変位を終局変位 δ_u と定める。
 - 8) 包絡線とX軸及び $x = \delta_u$ の直線で囲まれる面積を S とする。
 - 9) 第V直線と $x = \delta_u$ の直線と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 P_u と定め、そのときの変位を完全弾塑性モデルの降伏変位 δ_v とする。
 - 11) 塑性率を $\mu = \delta_y / \delta_v$ とする。
 - 12) 構造特性係数 D_s は、塑性率 μ を用い、 $D_s = 1/\sqrt{2\mu - 1}$ とする。
 - 13) 変位が30mmを超えても最大荷重に達しない場合には30mm時の荷重を最大荷重 P_{\max} とする。

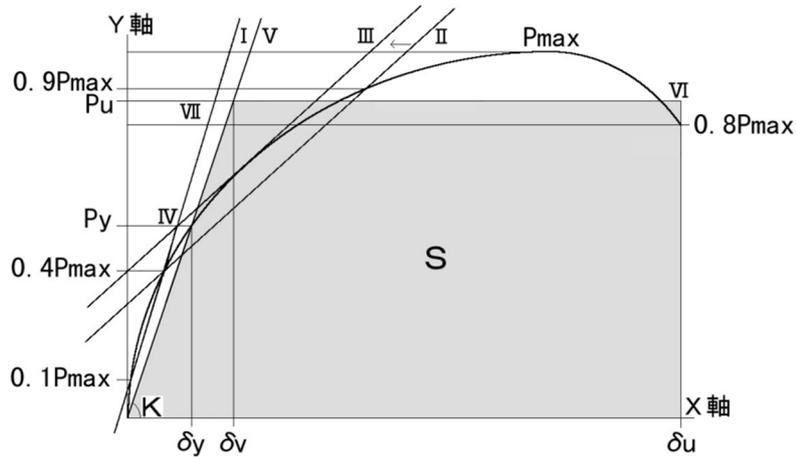


図 3.2.2-1 完全弾塑性モデルの導き方

④短期基準耐力は P_y 又は $2/3P_{max}$ の平均値に、それぞれのばらつき係数を乗じて算出した値の小さい方とする。ばらつき係数の算出式を式 3.2.2-1 に記す。式中の cv は変動係数、 k は信頼水準 75% の 95% 下側許容限界値を求めるための係数であり、表 3.2.2-1 による。

$$\text{ばらつき係数} = 1 - cv \cdot k \quad \text{式 3.2.2-1}$$

表 3.2.2-1 k の値

n (試験体数)	k
3	3.152
4	2.681
5	2.464
6	2.336

(2) 荷重変位関係と破壊性状

① S-160

荷重変位関係を図 3.2.2-2 に、破壊性状を写真 3.2.2-1 に示す。

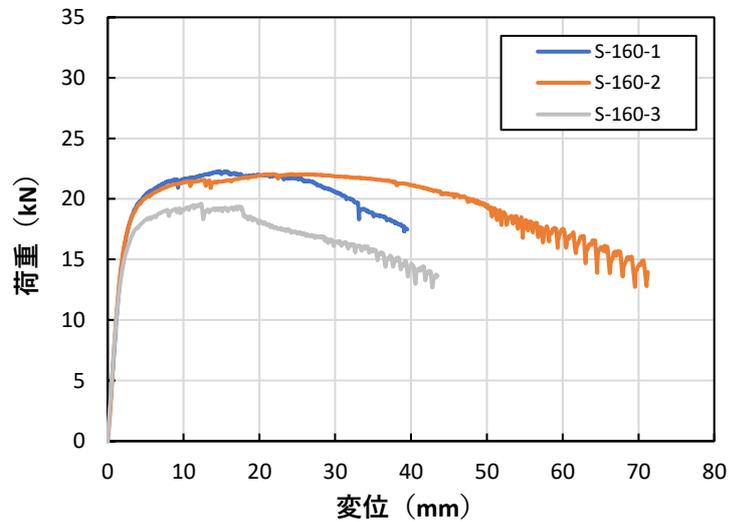


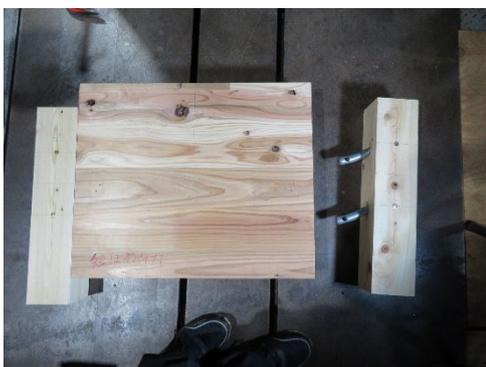
図 3.2.2-2 荷重変位関係



(a) S-160-3



(b) S-160-1



(c) S-160-1



(d) S-160-2

写真 3.2.2-1 破壊性状

全ての試験体で荷重の増加に伴い土台に割裂が生じた。 P_{max} 以降は、変位の増加に伴い徐々に割裂が広がり徐々に荷重が低下した。S-160-1はCLTにも割裂が生じた。加力

後に試験体を解体すると、全ての試験体で土台と CLT に金物によるめり込みが見られた。

特性値を表 3.2.2-2 に示す。この実験から得られた短期基準耐力は、規格値 4.5kN の 2.45 倍である。

表 3.2.2-2 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
S-160-1	22.27	14.74	7.87	14.85	14.54
S-160-2	22.04	21.81	8.18	14.69	14.04
S-160-3	19.59	12.37	8.05	13.06	12.53
平均値	21.30	16.31	8.03	14.20	13.70
cv	0.057	0.246	0.016	0.057	0.062
ばらつき係数	—	—	—	0.820	0.804
ばらつき係数×平均値	—	—	—	11.65	11.01
短期基準耐力 (kN)	—	—	—	11.01	

②L-160

荷重変位関係を図 3.2.2-3 に、破壊性状を写真 3.2.2-2 に示す。

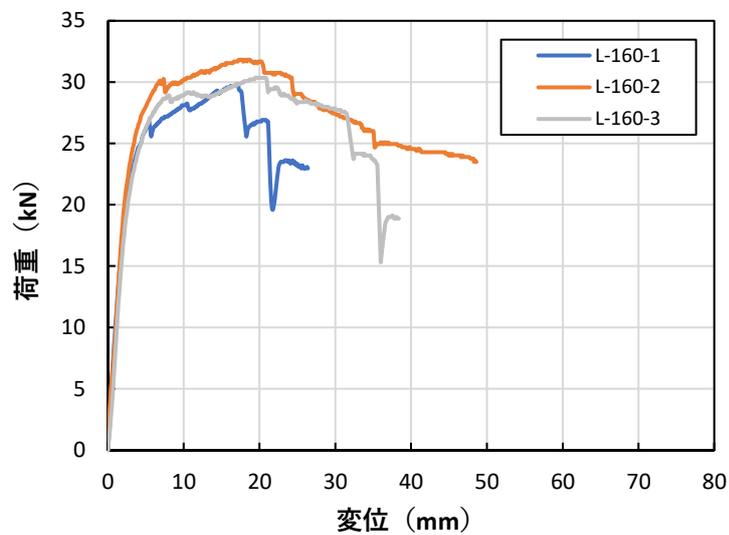


図 3.2.2-3 荷重変位関係



(a) L-160-1



(b) L-160-1



(c) L-160-2



(d) L-160-1

写真 3.2.2-2 破壊性状

全ての試験体で荷重の増加に伴い土台に割裂が生じた。割裂により荷重が低下するものの、その後も荷重が増加した。 P_{max} 以降はS-160より急な荷重低下が見られた。L-160-2、3はCLTにも割裂が見られた。加力後に試験体を解体すると、全ての試験体で

土台と CLT に金物によるめり込みが見られ、L-160-1、3 は金物が折れていた。

特性値を表 3.2.2-3 に示す。この実験から得られた短期基準耐力は、規格値 4.67kN の 3.51 倍である。

表 3.2.2-3 特性値

	P_{\max} (kN)	$\delta (P_{\max})$ (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
L-160-1	29.82	16.98	8.28	19.88	19.68
L-160-2	31.80	17.26	8.93	21.20	20.97
L-160-3	30.35	19.42	8.04	20.23	18.40
平均値	30.66	17.88	8.42	20.44	19.68
C_v	0.027	0.061	0.044	0.027	0.053
ばらつき係数	—	—	—	0.914	0.832
ばらつき係数×平均値	—	—	—	18.68	16.37
短期基準耐力 (kN)	—	—	—	16.37	

③L-105

荷重変位関係を図 3.2.2-4 に、破壊性状を写真 3.2.2-3 に示す。

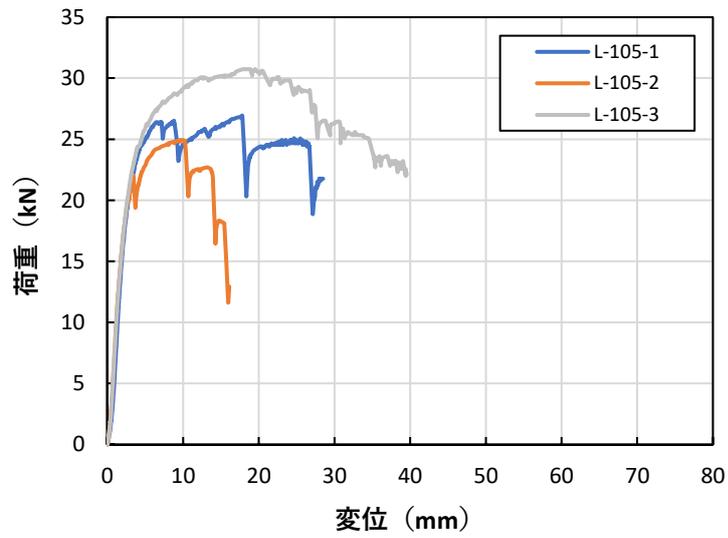


図 3.2.2-4 荷重変位関係



(a) L-105-2



(b) L-105-1



(c) L-105-1



(d) L-105-3

写真 3.2.2-3 破壊性状

荷重の増加に伴い土台の割裂が生じた。 P_{\max} 以降は S-160 より急な荷重低下が見られた。L-105-3 は CLT にも割裂が見られた。

特性値を表 3.2.2-4 に示す。この実験から得られた短期基準耐力は規格値 4.67kN の 2.85 倍である。

表 3.2.2-4 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
L-105-1	26.92	17.82	7.88	17.95	16.30
L-105-2	24.94	9.53	8.27	16.63	17.15
L-105-3	30.75	17.97	7.80	20.50	19.29
平均値	27.54	15.10	7.98	18.36	17.58
cv	0.088	0.261	0.026	0.088	0.071
ばらつき係数	—	—	—	0.724	0.775
ばらつき係数×平均値	—	—	—	13.29	13.62
短期基準耐力 (kN)	—	—	—	13.29	

3.2.3 せん断要素実験まとめ

実験で得られた CLT に対する短期基準耐力と規格値を表 3.2.3-1 に示す。また、実験値における短期基準耐力の決定要因 ($2/3P_{\max}$ 、 P_y) も示す。

全ての試験体で規格値の 2.4 倍以上の性能を発揮した。これは CLT の場合、製材よりも加力方向に対する材の幅があるため、CLT の破壊が生じにくかったことが原因と考えられる。金物間隔が同じ場合、RP-10 よりも金物長さの長い PZ-HDP-20CN の方が耐力は大きい。また、同じ金物同士を比較すると、L-105 よりも金物間隔が広い L-160 の方が耐力は大きくなった。

表 3.2.3-1 短期基準耐力一覧

試験体名	金物	実験値 (kN)	規格値 (kN)	実験値/規格値	決定要因
S-160	RP-10	11.01	4.5	2.45	P_y
L-160	PZ-HDP-20CN	16.37	4.67	3.51	P_y
L-105	PZ-HDP-20CN	13.29	4.67	2.85	$2/3P_{\max}$

3.3 引張要素実験

3.3.1 実験概要

(1) 試験体

試験体は 11 種類であり、各 6 体の全 66 体とした。試験体一覧を表 3.3.1-1 に、試験体図を図 3.3.1-1、図 3.3.1-2 に示す。規格値は基本的に製材に対する性能値であるが、CLT への使用が想定されている 2 又 HD は CLT に対する性能値となっている。

今回の試験では 8 種類の金物を使い、設置個数や設置位置をパラメータとしている。HDL、HDS、HDS ズレ、2HD といったホールダウン金物のボルトは手締めを基本とするが、HDL-1、2、3 と HDS-1、2 はレンチを使用して締め付けた。土台には成 105mm のヒノキ製材と成 180mm のオウシュウアカマツ集成材を使用した。

表 3.3.1-1 試験体一覧

試験体名	使用金物 (() は製品名)	規格値 (kN)	金物個数	土台樹種
HDL	FFH-L34 (枠材用フレックスホールダウン L)	34.7	1	ヒノキ
HDS	FFH-S20 (枠材用フレックスホールダウン S)	20.4		
HDS ズレ				
2HD	2 又 HD	36.1*		
RP	RP-10 (ロールパイプ)	11.1		
PS-OP	PS-OP30 (プレセッター柱脚金物)	30.1	2	オウシュウ アカマツ
HS1	PZ-HS10-II (PZ ハイパースリム II)	10.4		
HS2				
HVC	HVC20 (ヘビーコーナー20)	20.4	1	ヒノキ
MP1	DP2-MP (DP-2 マスタープレート)	10.3		
MP2			2	オウシュウ アカマツ

(*) CLT に対する性能値

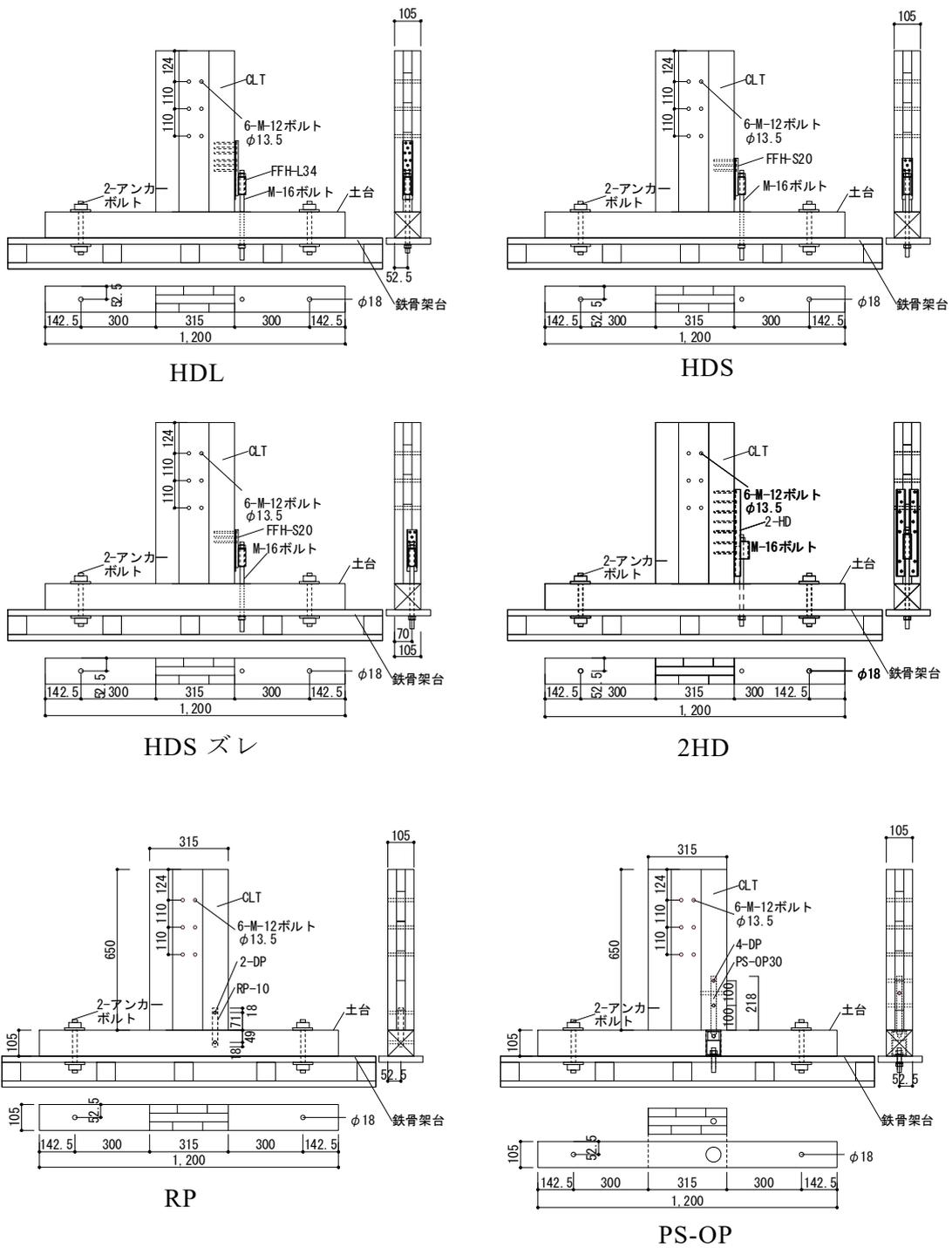


図 3.3.1-1 試験体図その 1

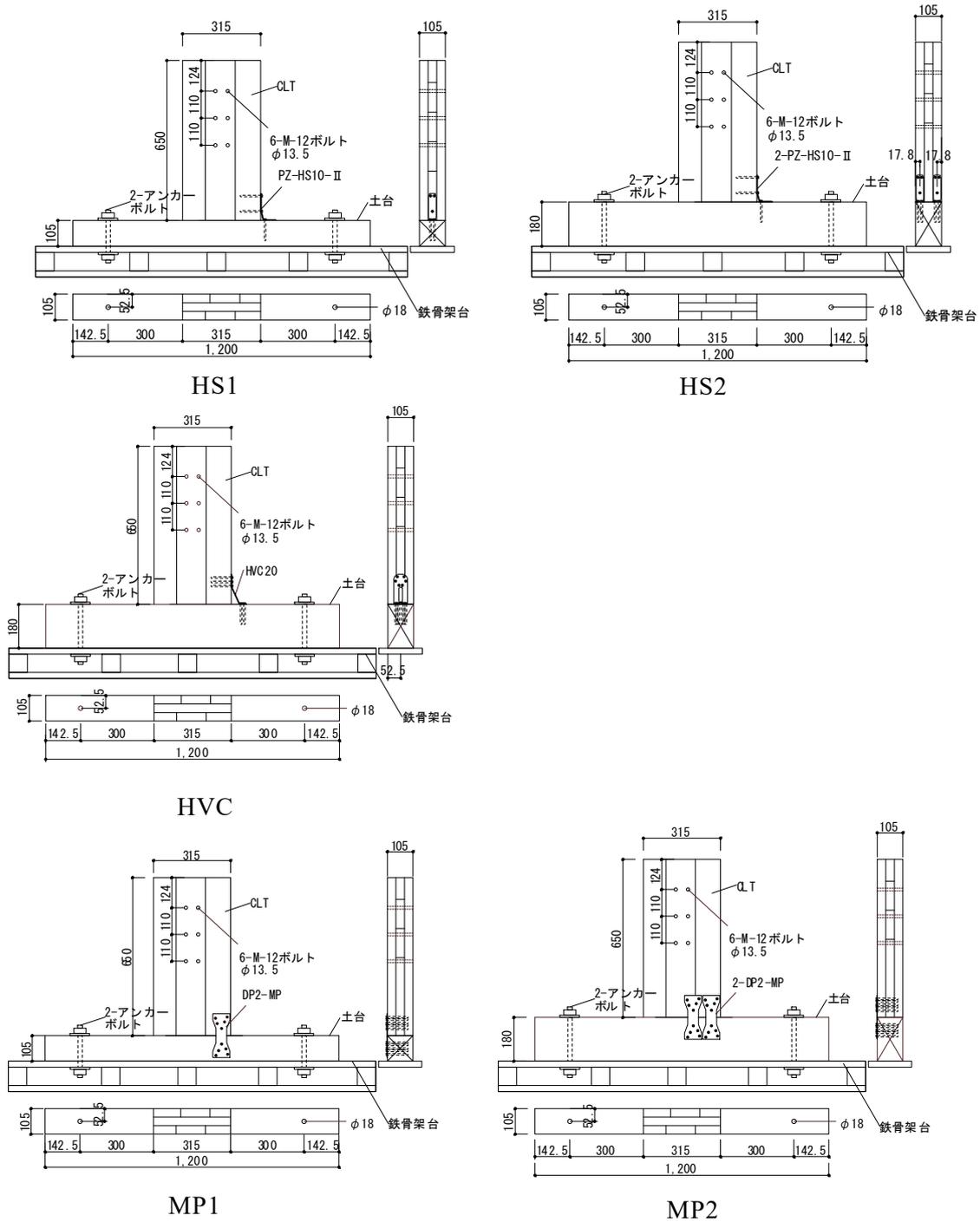


図 3.3.1-2 試験体図その 2

(2) 加力計画

図 3.3.1-3 に試験体設置図を示す。試験体の CLT と治具を M12 ボルト 6 本で緊結し、万能試験機を用いて加力速度 5mm/min で鉛直上方向に加力した。なお、金物の配置によって試験体が傾くことを防止する目的で、全ての試験体にローラー支承 (1)、HDS ブレ試験体にはローラー支承 (2)、MP1 試験体、MP2 試験体にはローラー支承 (3) を設置した。

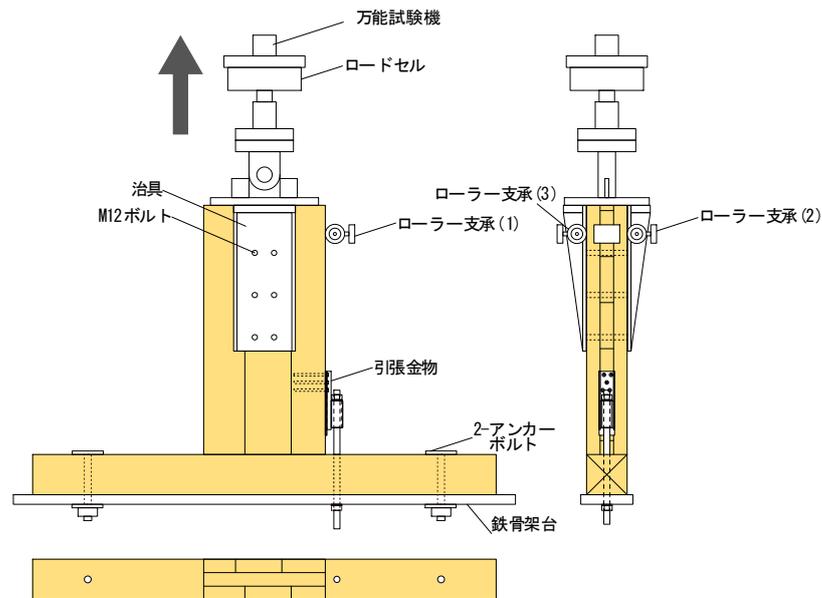


図 3.3.1-3 試験体設置図

(3) 計測計画

ロードセル、変位計を用いて計測を行った。各計測器のケーブルをデータロガー及びスイッチボックスに接続し、PCによってデータを記録した。チャンネルリストを表 3.3.1-2 に、計測器の設置位置を図 3.3.1-4 に示す。

表 3.3.1-2 チャンネルリスト

CH	測定項目	測定機器	測定方向	単位
0	荷重	100kN ロードセル	鉛直	kN
1	変位	CDP-100		mm
2				
3				
4				

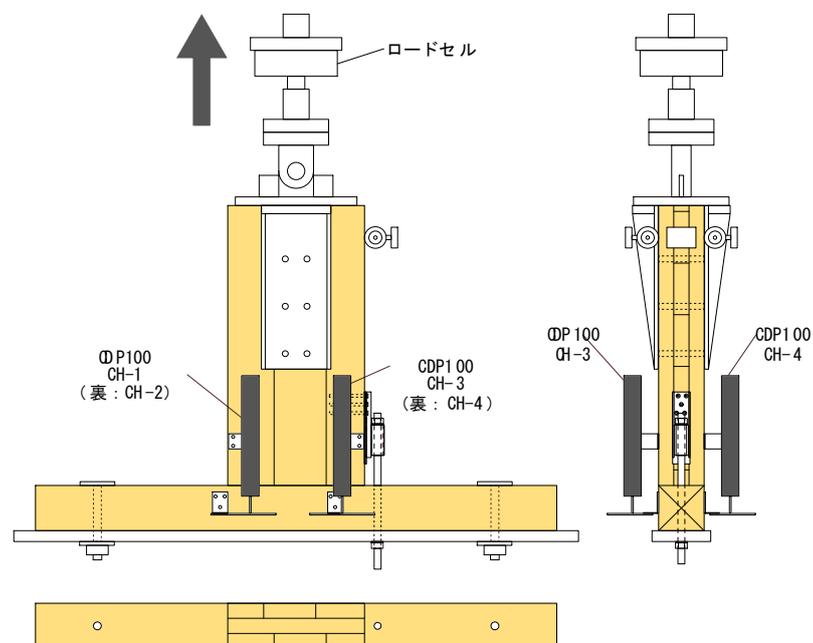


図 3.3.1-4 計測器設置図

3.3.2 実験結果

(1) データ整理方法

- ① 荷重変位関係の荷重は金物 1 つあたりの荷重とするため、ロードセルの値を金物の個数で除した値とする。
- ② 荷重変位関係の変位は、金物が片側にしか付いていないことから、ローラーを設置したものの図 3.3.2-1 のように傾いたため、CH1 から CH4 までの変位計の値を用いて、以下のように算出した。

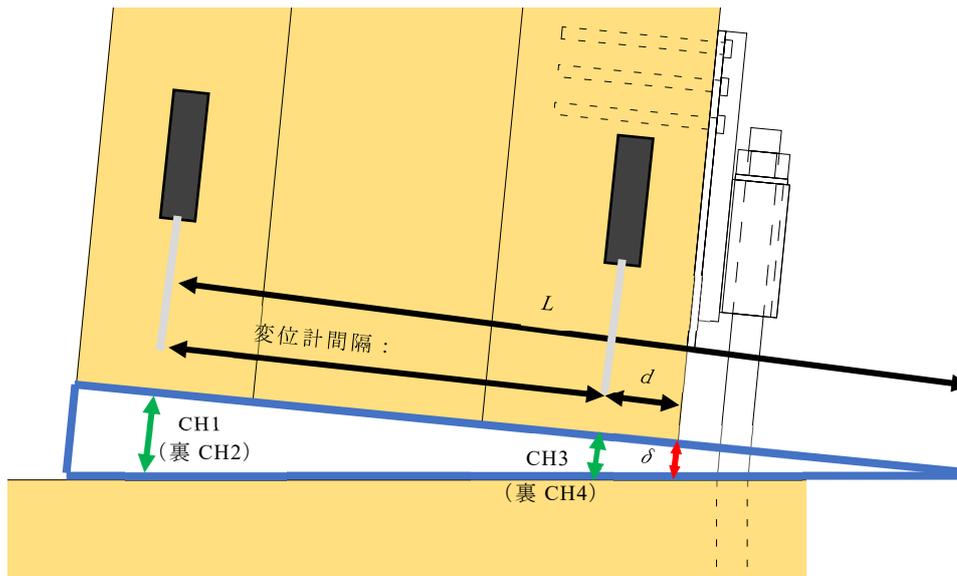


図 3.3.2-1 変位の算出方法

相似比より

$$(CH1 - CH3) : D = CH1 : L$$

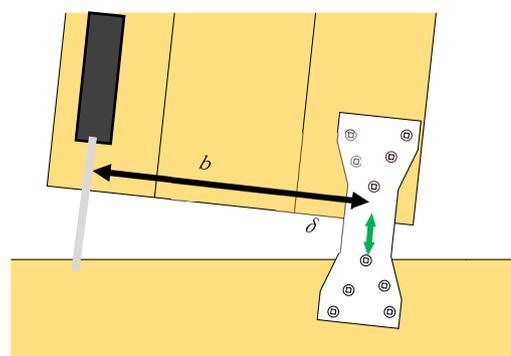
$$L = \frac{D \cdot CH1}{(CH1 - CH3)} \quad \text{式 3.3.2-1}$$

$$(CH1 - CH3) : D = \delta : (L - D - d)$$

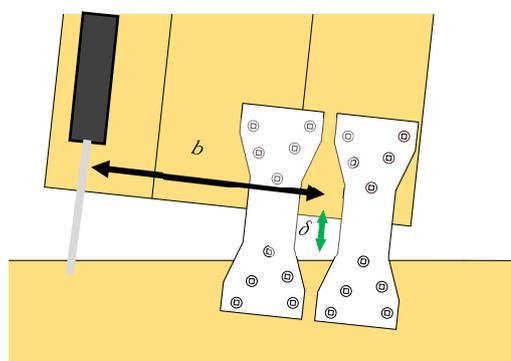
$$\delta = \frac{(CH1 - CH3) \cdot (L - D - d)}{D} \quad \text{式 3.3.2-2}$$

(CH1 - CH3) の値が 0 の時は傾きが生じていないため、CH3 の値を δ とする。
裏側の CH2、CH4 についても同様に求め、求められた δ の平均値を変位とする。

ただし、MP1 及び MP2 の試験体に関しては図 3.3.2-2 に示すように、金物の中心位置の浮き上がりを変位 δ とした。この場合、式 3.3.2-3 によって δ を求める。



MP-1



MP-2

図 3.3.2-2 変位の算出方法 (MP-1、MP-2)

$$\delta = \frac{(CH1 - CH3) \cdot (L - b)}{D} \quad \text{式 3.3.2-3}$$

③荷重変位関係の包絡線より各試験体の構造特性値を求める方法、および短期基準耐力の算定方法は 3.2.2 の③、④と同様とする。

(2) 荷重変位関係と破壊性状

①HDL

荷重変位関係を図 3.3.2-2 に、破壊性状を写真 3.3.2-1 に示す。

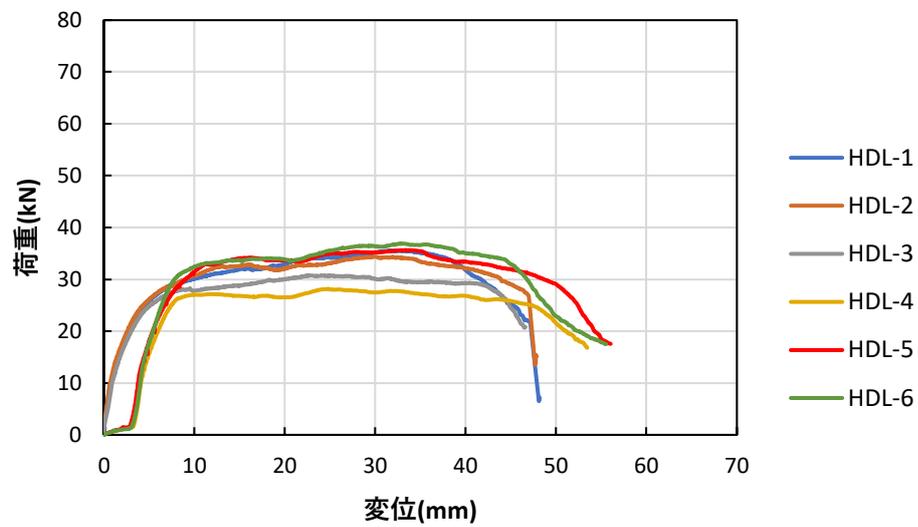


図 3.3.2-2 荷重変位関係

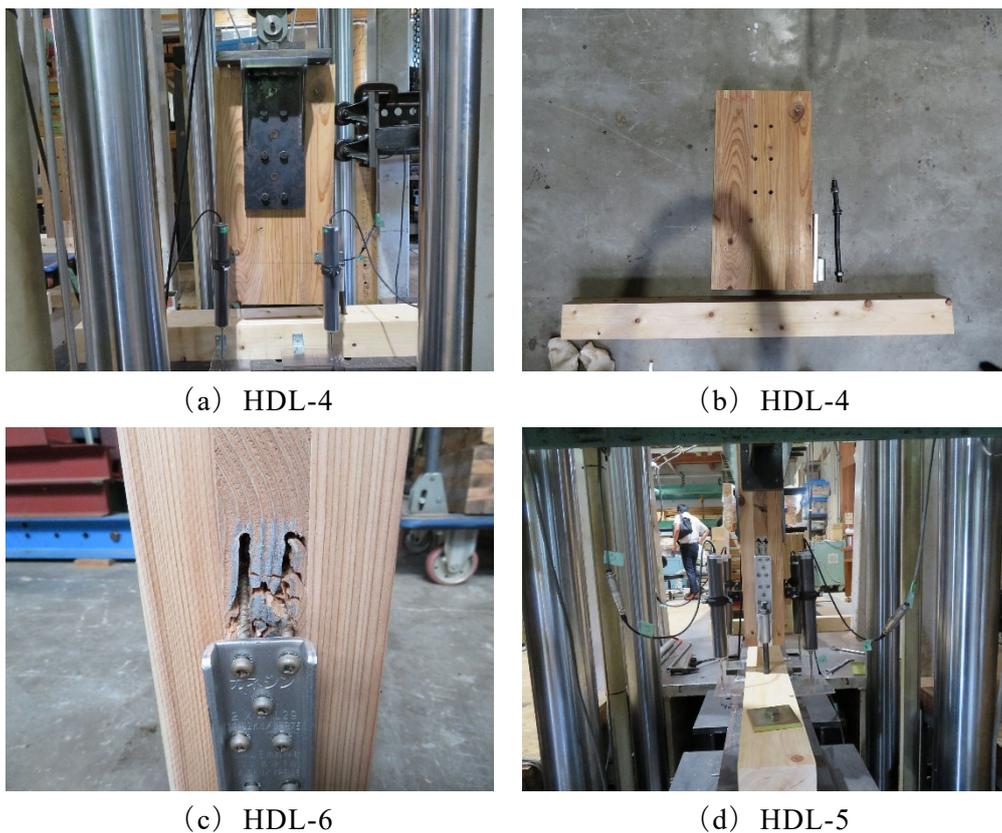


写真 3.3.2-1 破壊性状

ボルトのナットを手締めした試験体 (HDL-4~6) は、変位が 3mm 程度に達してから荷重が上昇し始めた。荷重の増加に伴いビスが抜け、変位が 10mm 程度に達すると荷重は横ばいとなった。変位 40mm 程度までは荷重低下が見られず、ビスの抜けが進ん

だ。

特性値を表 3.3.2-1 に示す。ナットの締め方による P_{\max} 、 P_y の差異は見られない。一方で初期剛性への影響が見られ、HDL-1～3 の平均値は 7.02kN/mm、HDL-4～6 の平均値は 3.67kN/mm と手締めの場合が小さい。この実験から得られた短期基準耐力は、規格値 34.7kN の 0.49 倍である。

表 3.3.2-1 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
HDL-1	35.17	30.00	6.38	23.44	22.48
HDL-2	34.39	29.57	7.56	22.93	20.52
HDL-3	30.75	22.76	7.15	20.50	18.32
HDL-4	28.13	24.83	3.40	18.75	22.00
HDL-5	35.32	27.91	3.70	23.54	19.47
HDL-6	36.48	29.29	3.83	24.32	22.51
平均値	33.37	27.39	5.34	22.25	20.89
cv	0.088	0.098	0.325	0.088	0.076
ばらつき係数	—	—	—	0.794	0.822
ばらつき係数×平均	—	—	—	17.66	17.17
短期基準耐力 (kN)	—	—	—	17.17	

②HDS

荷重変位関係を図 3.3.2-3 に、破壊性状を写真 3.3.2-2 に示す。ただし、HDS-1 は試験体運搬の際に CLT と土台を仮止していたビスを、実験時に抜き忘れたため除外する。

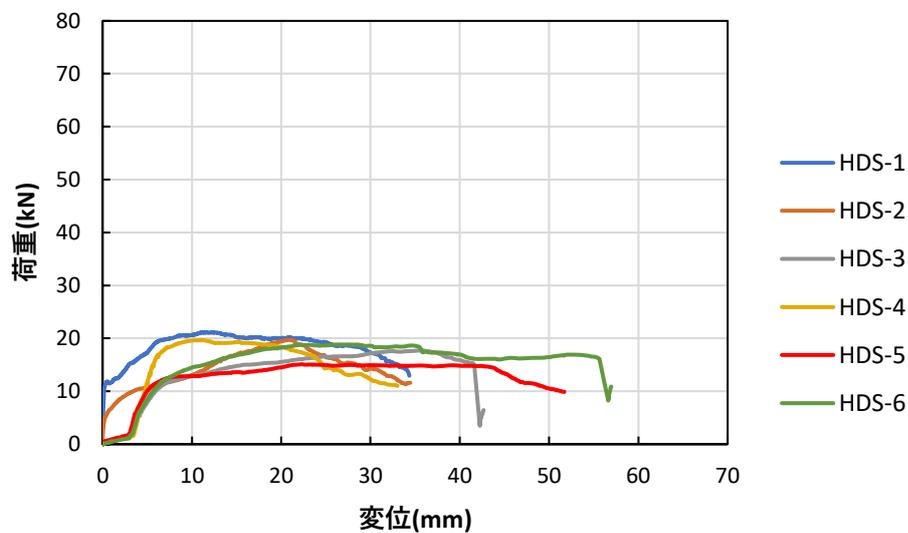


図 3.3.2-3 荷重変位関係

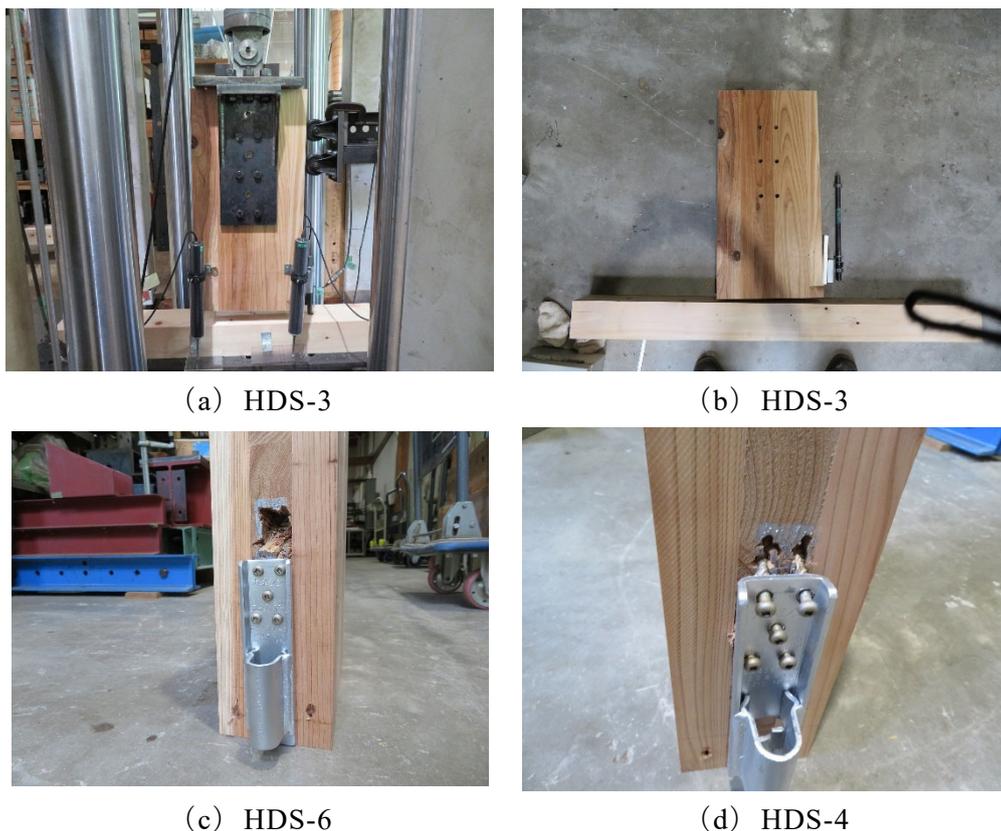


写真 3.3.2-2 破壊性状

ボルトのナットを手締めした試験体 (HDS-3~6) は、変位が 3mm 程度に達してから荷重が上昇し始めた。荷重の増加に伴いビスが抜け、変位が 10mm 程度に達すると荷重は横ばいとなった。変位 30~40mm 程度まで急激な荷重低下は見られず、ビスの抜けが進んだ。

特性値を表 3.3.2-2 に示す。ナットの締め方による P_{\max} 、 P_y の差異は見られない。一方で初期剛性への影響が見られ、HDS-2 は 3.90kN/mm、HDS-3~6 の平均値は 1.81kN/mm と手締めの場合が小さい。この実験から得られた短期基準耐力は、規格値 20.4kN の 0.45 倍である。

表 3.3.2-2 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
HDS-2	19.72	20.70	3.90	13.15	10.29
HDS-3	17.24	30.00	1.70	11.49	12.01
HDS-4	19.66	11.25	—	13.11	—
HDS-5	15.10	22.29	1.96	10.06	12.11
HDS-6	18.82	26.11	1.78	12.55	12.87
平均値	18.11	22.07	2.34	12.07	11.82
cv	0.097	0.285	0.388	0.097	0.080
ばらつき係数	—	—	—	0.762	0.786
ばらつき係数×平均	—	—	—	9.19	9.29
短期基準耐力 (kN)	—	—	—	9.19	

③HDS ズレ

荷重変位関係を図 3.3.2-4 に、破壊性状を写真 3.3.2-3 に示す。

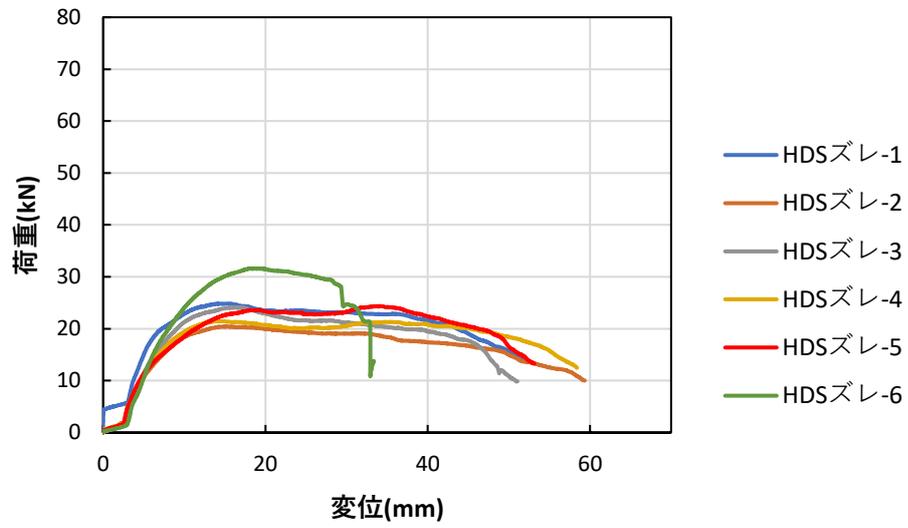


図 3.3.2-4 荷重変位関係



(a) HDS ズレ-1



(b) HDS ズレ-2



(c) HDS ズレ-5



(d) HDS ズレ-6

写真 3.3.2-3 破壊性状

荷重の増加に伴いビスが抜け、 P_{\max} 以降はビスが抜けながら緩やかに荷重が低下した。一方、HDS ズレ-6 は最後にビスが抜け飛び、急激に荷重低下した。

特性値を表 3.3.2-3 に示す。ただし HDS ズレ-6 については、HDS ズレ-6 を除いた P_{\max} の平均値に対して 38%、 K の平均値に対して 21% の差異が見られたため、表中の値の算出から除外した。この実験から得られた短期基準耐力は、規格値 20.4kN の 0.44 倍である。試験体 HDS と比較して、金物の取り付け位置を CLT 平行層にまたがるように取り付けの影響で P_{\max} の平均値は大きくなった。一方で P_y は同程度であり、短期基準耐力は試験体 HDS と同程度であった。

表 3.3.2-3 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
HDS ズレ-1	24.84	15.67	—	16.56	—
HDS ズレ-2	20.46	15.06	2.14	13.64	10.50
HDS ズレ-3	24.10	16.42	2.34	16.07	13.26
HDS ズレ-4	21.46	13.68	2.22	14.31	11.21
HDS ズレ-5	23.62	18.14	2.24	15.75	11.76
HDS ズレ-6	31.65	19.13	2.49	21.10	16.83
平均値	22.90	15.80	2.24	15.27	11.68
cv	0.072	0.094	0.032	0.072	0.087
ばらつき係数	—	—	—	0.821	0.767
ばらつき係数×平均	—	—	—	12.54	8.97
短期基準耐力 (kN)	—	—	—	8.97	

④2HD

荷重変位関係を図 3.3.2-5 に、破壊性状を写真 3.3.2-4 に示す。

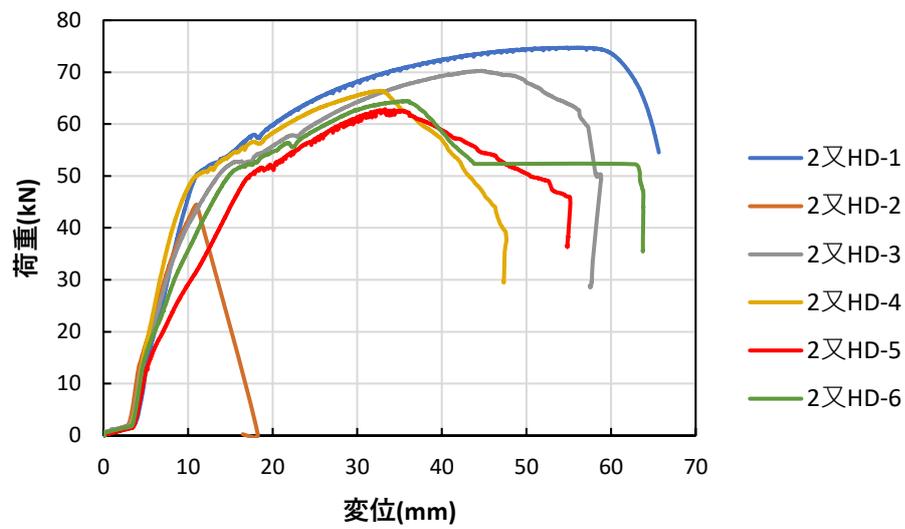
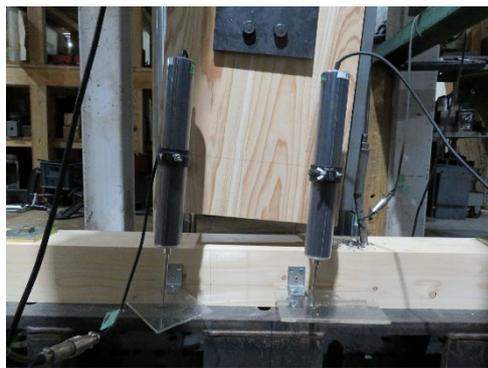


図 3.3.2-5 荷重変位関係



(a) 2HD-4



(b) 2HD-1



(c) 2HD-2



(d) 2HD-4

写真 3.3.2-4 破壊性状

2HD-2 を除き、荷重の増加に伴い CLT に対する金物の位置が下にずれ、 P_{\max} に達したあたりで CLT 平行層に割裂が生じ、荷重が低下した。2HD-1 は加力終了後にボルトが破断した。2HD-2 の荷重変形関係が他と異なるのは、ボルトのネジ山が削れてナットが外れたことにより、急激に荷重が低下したためである。この要因として試験体設置時にナットの締めが緩かった可能性があると考えられる。

特性値を表 3.3.2-4 に示す。ただし、2HD-2 は破壊性状が他と異なることから省いた。最大変位を 30mm と設定したことから、最大荷重時の変位が 30mm を超えた試験体は 30mm 時点での最大荷重を P_{\max} としている。この実験から得られた短期基準耐力は、規格値 36.1kN の 0.93 倍である。この金物の規格値は CLT に対する性能であるため、実験値との差は見られない。

表 3.3.2-4 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
2HD-1	68.23	30.00	4.61	45.49	47.84
2HD-3	64.22	30.00	4.06	42.82	40.35
2HD-4	65.51	30.00	4.88	43.67	44.13
2HD-5	61.35	30.00	2.90	40.90	38.03
2HD-6	62.74	29.79	3.55	41.83	40.41
平均値	64.41	29.96	4.00	42.94	42.15
cv	0.037	0.003	0.179	0.037	0.082
ばらつき係数	—	—	—	0.909	0.798
ばらつき係数×平均	—	—	—	39.05	33.65
短期基準耐力 (kN)	—	—	—	33.65	

⑤ RP

荷重変位関係を図 3.3.2-6 に、破壊性状を写真 3.3.2-5 に示す。

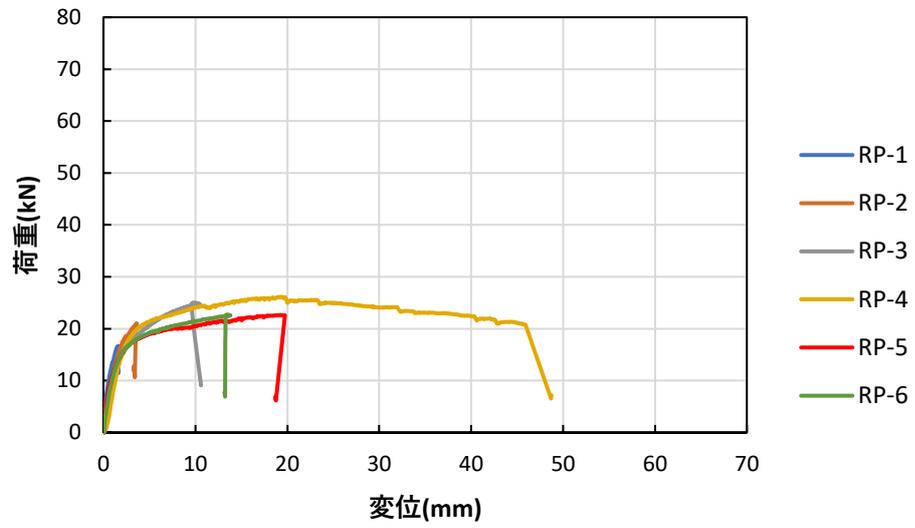


図 3.3.2-6 荷重変位関係



(a) RP-1



(b) RP-5



(c) RP-4



(d) RP-4

写真 3.3.2-5 破壊性状

RP-4 以外は P_{\max} 時に土台に割裂が生じ、荷重が急激に低下した。RP-4 は荷重の増加に伴い、金物が挿入されている CLT 直交層に割れが生じ、 P_{\max} 以降は緩やかに荷重が低下した。

特性値を表 3.3.2-5 に示す。この実験から得られた短期基準耐力は、規格値 11.1kN の 0.66 倍である。

表 3.3.2-5 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
RP-1	16.62	1.68	20.18	11.08	8.52
RP-2	21.00	3.54	10.62	14.00	12.27
RP-3	24.74	10.34	8.23	16.50	13.92
RP-4	26.13	19.39	6.80	17.42	17.14
RP-5	22.62	19.20	7.84	15.08	14.94
RP-6	22.56	13.81	8.45	15.04	14.29
平均値	22.28	11.33	10.35	14.85	13.51
cv	0.136	0.611	0.439	0.136	0.197
ばらつき係数	—	—	—	0.683	0.540
ばらつき係数×平均	—	—	—	10.15	7.30
短期基準耐力 (kN)	—	—	—	7.30	

⑥PS-OP

荷重変位関係を図 3.3.2-7 に、破壊性状を写真 3.3.2-6 に示す。

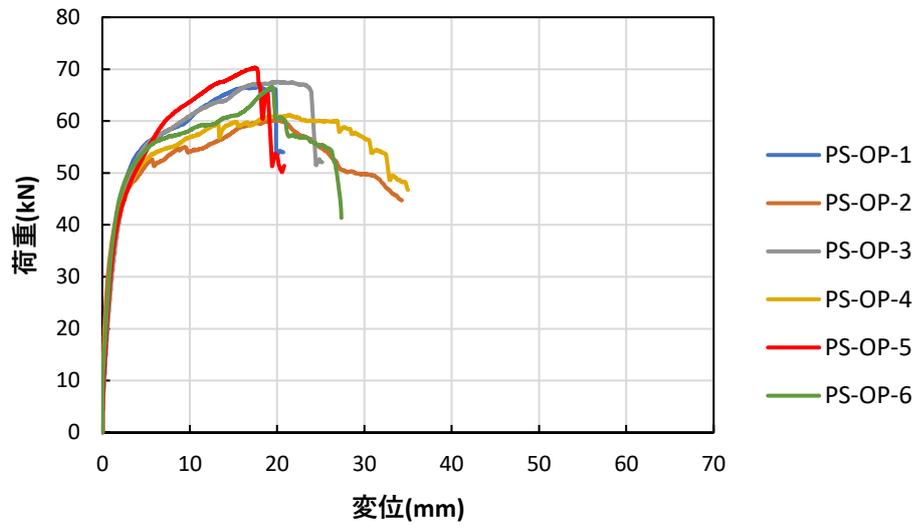


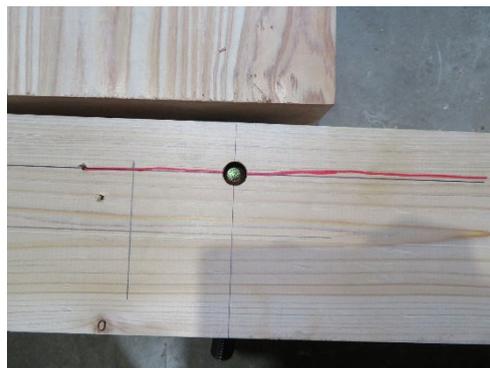
図 3.3.2-7 荷重変位関係



(a) PS-OP-1



(b) PS-OP-1



(c) PS-OP-5



(d) PS-OP-5

写真 3.3.2-6 破壊性状

PS-OP-5 以外は荷重の増加に伴い CLT 直交層が割れて拡大した。PS-OP-5 は P_{\max} 時に土台に割裂が生じ、荷重が急激に低下した。

特性値を表 3.3.2-6 に示す。この実験から得られた短期基準耐力は、規格値 30.1kN の 1.19 倍である。

表 3.3.2-6 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
PS-OP-1	66.57	17.97	22.31	44.38	44.39
PS-OP-2	60.30	19.87	31.01	40.20	38.52
PS-OP-3	67.59	20.08	19.57	45.06	43.58
PS-OP-4	61.14	21.37	23.91	40.76	39.55
PS-OP-5	70.33	17.44	23.17	46.89	40.35
PS-OP-6	66.63	19.40	22.49	44.42	45.55
平均値	65.43	19.35	23.74	43.62	41.99
cv	0.054	0.068	0.148	0.054	0.063
ばらつき係数	—	—	—	0.873	0.853
ばらつき係数×平均	—	—	—	38.07	35.83
短期基準耐力 (kN)	—	—	—	35.83	

⑦HS1

荷重変位関係を図 3.3.2-8 に、破壊性状を写真 3.3.2-7 に示す。

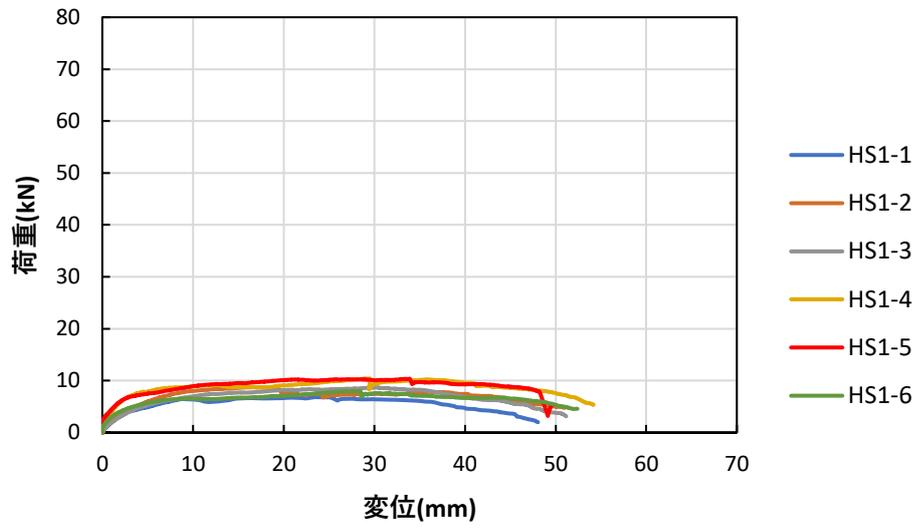


図 3.3.2-8 荷重変位関係

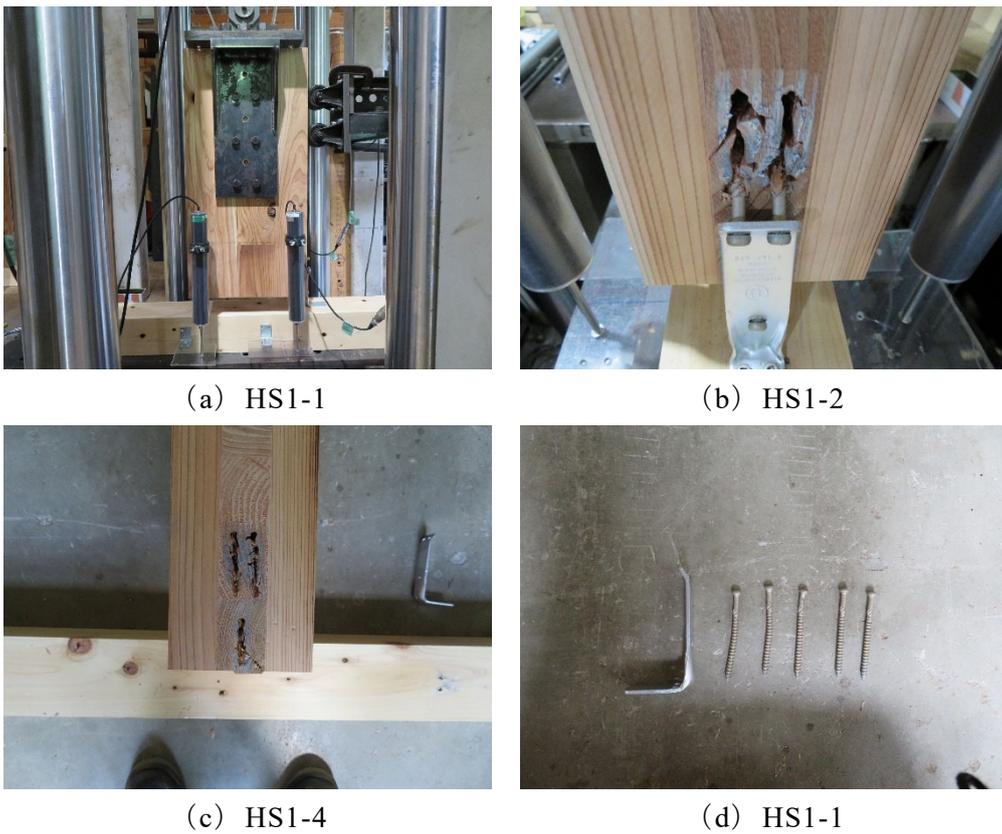


写真 3.3.2-7 破壊性状

荷重の増加に伴い CLT に打ち込んだビスが抜けていき、 P_{\max} 以降は緩やかに荷重が低下した。

表 3.3.2-7 に特性値を示す。この実験から得られた短期基準耐力は、規格値 10.4kN の 0.24 倍である。

表 3.3.2-7 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
HS1-1	6.83	23.51	1.73	4.55	3.41
HS1-2	8.77	16.67	1.42	5.85	4.74
HS1-3	8.70	30.00	1.09	5.80	5.24
HS1-4	10.41	29.18	2.06	6.94	7.42
HS1-5	10.29	25.77	2.92	6.86	6.13
HS1-6	7.97	28.38	1.31	5.31	5.32
平均値	8.83	25.59	1.75	5.88	5.38
cv	0.142	0.178	0.346	0.142	0.228
ばらつき係数	—	—	—	0.669	0.466
ばらつき係数×平均	—	—	—	3.93	2.51
短期基準耐力 (kN)	—	—	—	2.51	

⑧HS2

荷重変位関係を図 3.3.2-9 に、破壊性状を写真 3.3.2-8 に示す。

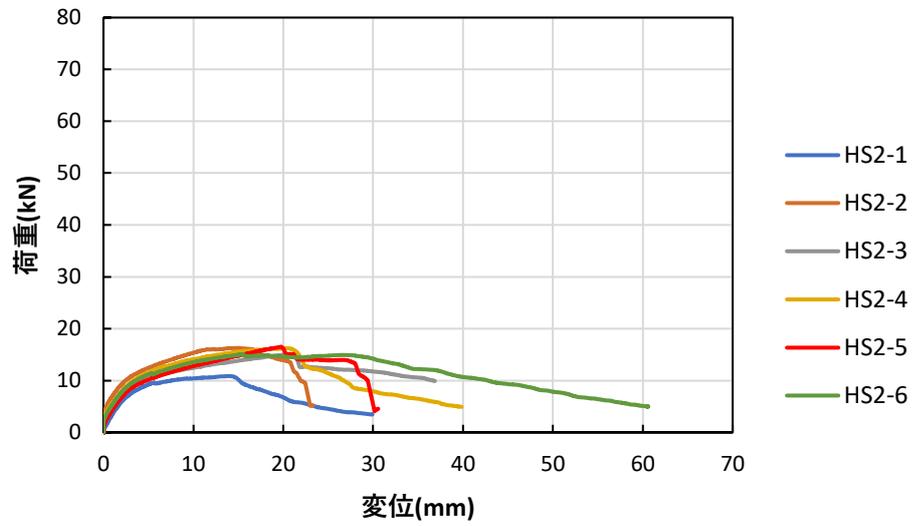


図 3.3.2-9 荷重変位関係



(a) HS2-2



(b) HS2-4



(c) HS2-2



(d) HS2-3

写真 3.3.2-8 破壊性状

荷重の増加に伴い CLT に打ち込んであるビスが抜けていき、CLT 表面に近いビスによって CLT 平行層に割裂が生じた。HS2-3、6 は P_{\max} 後に荷重が緩やかに低下した。HS2-1、4 は土台に打ち込んだビスが引き抜けることで荷重が低下した。HS2-2、5 は金物のビス孔で金物が破断し、荷重が急激に低下した。

特性値を表 3.3.2-8 に示す。この実験から得られた短期基準耐力は、規格値 10.4kN の 0.62 倍である。CLT 平行層に金物が設置されたものの、ビスと CLT 表面までの距離が小さいためラミナに割裂が発生したことが、実験値が規格値より小さくなった原因と考えられる。

表 3.3.2-8 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
HS2-1	10.85	13.99	2.77	7.23	6.59
HS2-2	16.30	14.82	4.97	10.86	8.85
HS2-3	15.15	21.34	2.88	10.10	8.95
HS2-4	16.23	20.54	3.39	10.82	9.23
HS2-5	16.50	19.79	2.65	11.00	8.76
HS2-6	15.07	15.55	3.40	10.04	8.67
平均値	15.01	17.67	3.35	10.01	8.51
cv	0.129	0.167	0.234	0.129	0.103
ばらつき係数	—	—	—	0.698	0.760
ばらつき係数×平均	—	—	—	6.98	6.47
短期基準耐力 (kN)	—	—	—	6.47	

⑨HVC

荷重変位関係を図 3.3.2-10 に、破壊性状を写真 3.3.2-9 に示す。

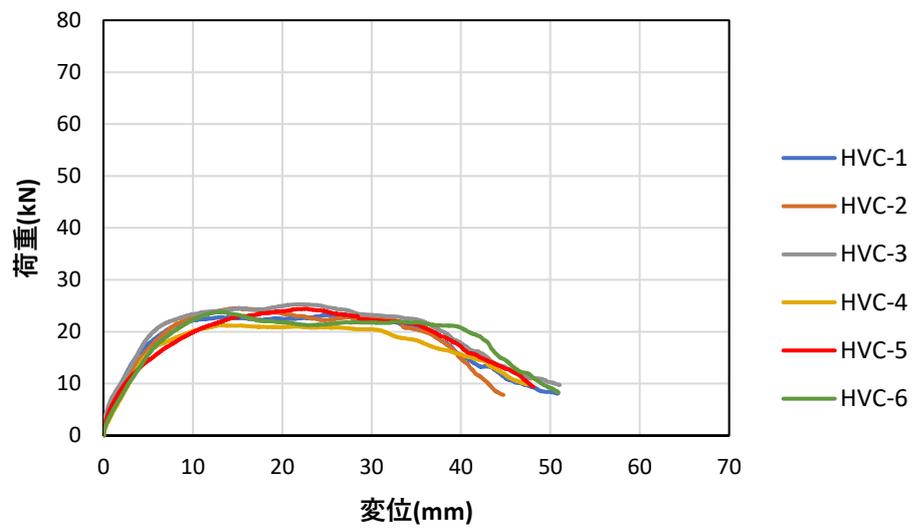


図 3.3.2-10 荷重変位関係



(a) HVC-3



(b) HVC-4



(c) HVC-5



(d) HVC-5

写真 3.3.2-9 破壊性状

荷重の増加に伴い CLT に打ち込んだビスが抜けていき、10～30mm の間は荷重の変化がほとんど見られなかった。

特性値を表 3.3.2-9 示す。この実験から得られた短期基準耐力は、規格値 20.4kN の 0.57 倍である。

表 3.3.2-9 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
HVC-1	23.30	27.07	4.50	15.54	13.21
HVC-2	24.54	15.10	3.77	16.36	13.86
HVC-3	25.31	21.88	4.10	16.87	16.19
HVC-4	21.26	13.00	3.31	14.17	14.79
HVC-5	24.42	22.51	3.27	16.28	12.73
HVC-6	23.80	12.74	3.19	15.87	14.24
平均値	23.77	18.72	3.69	15.85	14.17
cv	0.054	0.289	0.131	0.054	0.079
ばらつき係数	—	—	—	0.874	0.815
ばらつき係数×平均	—	—	—	13.85	11.55
短期基準耐力 (kN)	—	—	—	11.55	

⑩MP1

荷重変位関係を図 3.3.2-11 に、破壊性状を写真 3.3.2-10 に示す。

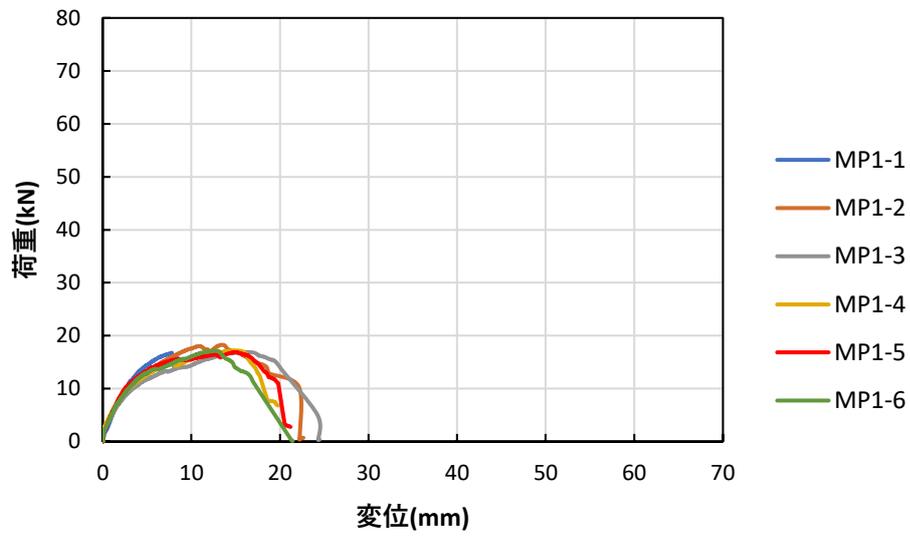


図 3.3.2-11 荷重変位関係

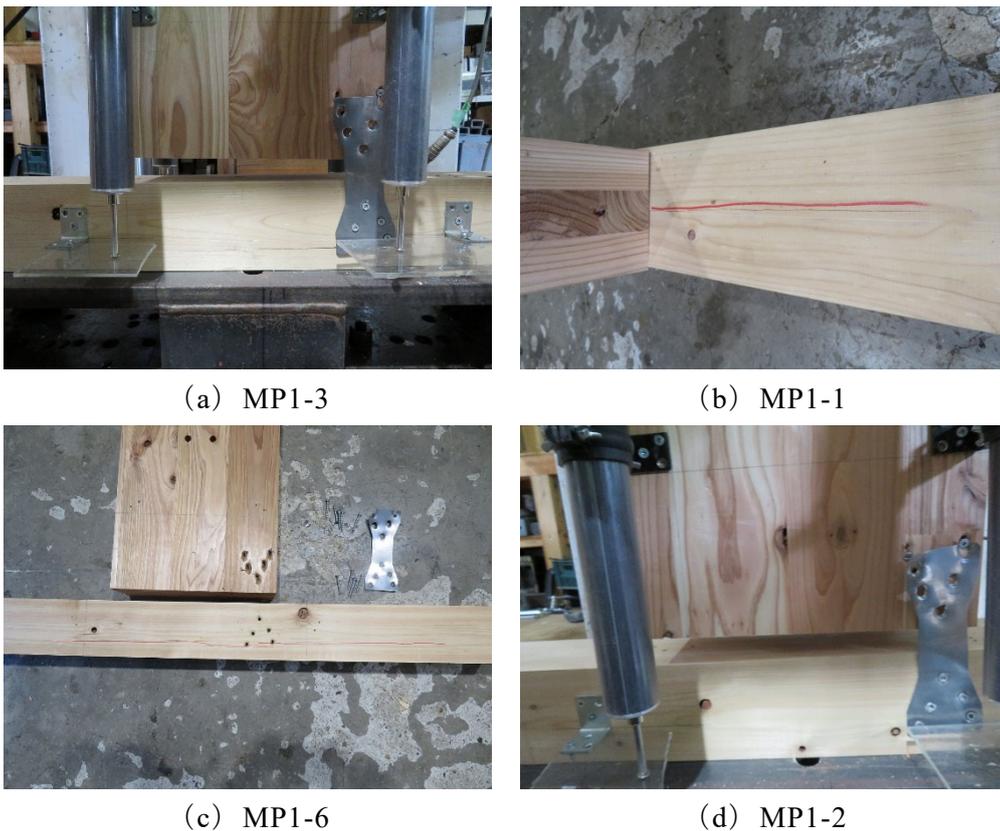


写真 3.3.2-10 破壊性状

MP1-1、3、6 は荷重の増加に伴い土台に割裂が発生した。また、金物が土台を上方向に引き上げることで土台上面にも亀裂が生じた。MP1-1 以外では金物が破断することで荷重が急激に低下した。

特性値を表 3.3.2-10 示す。この実験から得られた短期基準耐力は、規格値 10.3kN の 0.91 倍である。

表 3.3.2-10 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
MP1-1	16.76	7.78	4.02	11.17	9.81
MP1-2	18.32	13.49	3.80	12.21	9.62
MP1-3	16.92	16.07	3.09	11.28	9.57
MP1-4	17.20	14.76	3.47	11.46	9.82
MP1-5	16.90	14.94	4.02	11.26	9.94
MP1-6	17.14	12.64	3.42	11.42	10.05
平均値	17.20	13.28	3.64	11.47	9.80
cv	0.030	0.203	0.093	0.030	0.017
ばらつき係数	—	—	—	0.929	0.960
ばらつき係数×平均	—	—	—	10.66	9.41
短期基準耐力 (kN)	—	—	—	9.41	

⑪MP2

荷重変位関係を図 3.3.2-12 に、破壊性状を写真 3.3.2-11 に示す。

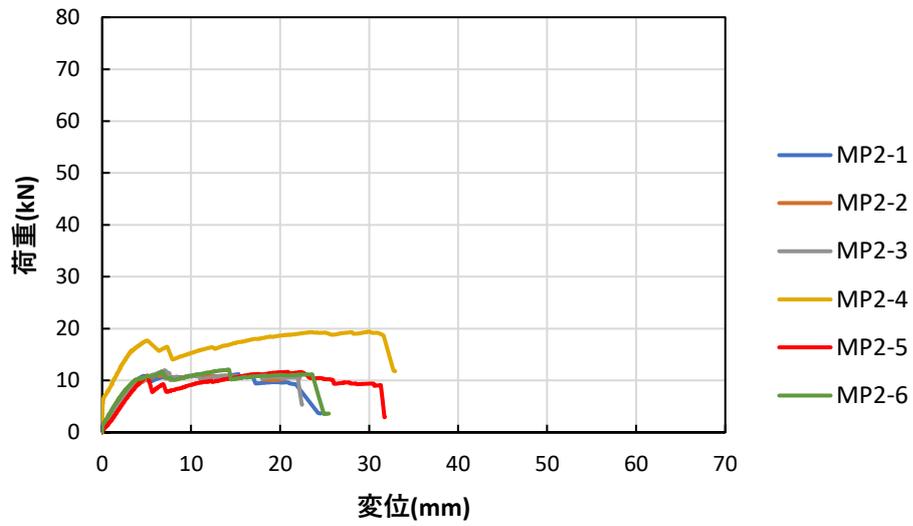


図 3.3.2-12 荷重変位関係

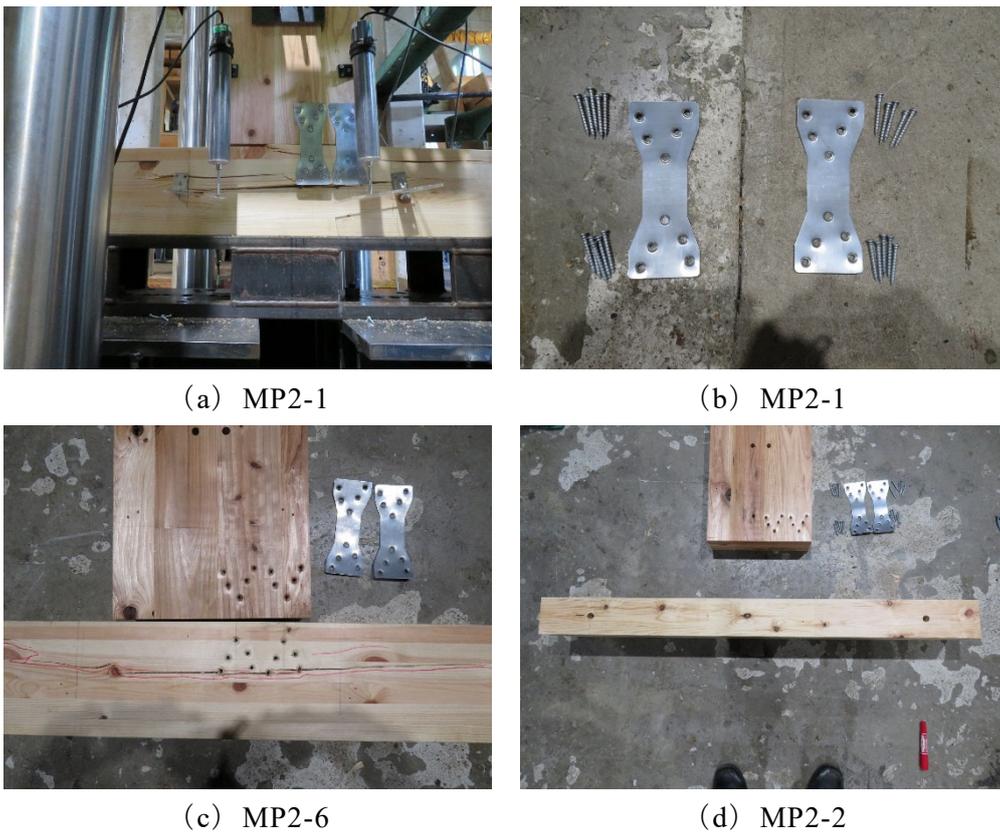


写真 3.3.2-11 破壊性状

いずれの試験体でも荷重の増加に伴い土台の割裂が生じた。また、土台の割裂で荷重が一度低下したが、再度荷重が上昇するものが見られた。

特性値を表 3.3.2-11 示す。ただし MP2-4 については、MP2-4 を除いた P_{\max} の平均値に対して 54%、 K の平均値に対して 339%の差異が見られたため、表中の値の算出から除外した。この実験から得られた短期基準耐力は、規格値 10.3kN の 0.57 倍である。試験体 MP1 より増えた金物の影響でいずれの試験体も土台の割裂により耐力が決定されることとなり、金物 1 つあたりで見ると規格値の半分程度の性能になったと考えられる。

表 3.3.2-11 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
MP2-1	11.22	15.31	3.05	7.48	6.90
MP2-2	11.23	7.43	2.71	7.49	6.96
MP2-3	11.93	7.08	2.60	7.95	7.62
MP2-4	17.69	5.05	12.52	11.79	7.88
MP2-5	10.94	5.12	—	7.29	—
MP2-6	12.08	14.28	3.06	8.05	8.41
平均値	11.48	9.84	2.85	7.65	7.47
cv	0.039	0.420	0.071	0.039	0.082
ばらつき係数	—	—	—	0.905	0.781
ばらつき係数×平均	—	—	—	6.92	5.84
短期基準耐力 (kN)	—	—	—	5.84	

3.3.3 引張要素実験まとめ

実験で得られた CLT に対する短期基準耐力と規格値を表 3.3.3-1 に示す。また、実験値における短期基準耐力の決定要因 ($2/3P_{max}$ 、 P_y) も示す。

HDL、HDS、HS1 はいずれも CLT 直交層の木口面にビスが打たれており、実験値は規格値の 50%以下となった。HDS ズレ、HVC は CLT 直交層とともに平行層にもビス留めしているがその影響は小さく、規格値に対する低下の割合は木口面にのみビス留めした試験体と同程度である。

CLT 用の金物である 2HD は平行層にビス留めしており、規格値と同等の性能を発揮した。一方で、同じく平行層にビス留めした HS2 の性能は規格値の 62%であり、ビスと CLT 表面までの距離が小さいためラミナに割裂が発生したことが性能低下につながったと考えられる。

RP、PS-OP は金物を CLT と土台に挿入するタイプである。土台に割裂が発生し、急激に荷重が低下した RP は規格値の 66%の性能である。一方で、土台よりも CLT の破壊が先行した PS-OP は規格値以上の性能となった。

CLT 及び土台側面に設置する MP1 は CLT 直交層の影響が小さいため、大きな性能低下は生じなかった。これに対し同じ金物を 2 つ設置した MP2 は、金物が土台の割裂の原因となり、MP1 よりも金物 1 つあたりの耐力が小さくなった。

表 3.3.3-1 短期基準耐力一覧

試験体名	金物	金物位置	実験値 (kN)	規格値 (kN)	実験値/規格値	決定要因
HDL	FFH-L34	直交層	17.17	34.7	0.49	P_y
HDS	FFH-S20	直交層	9.19	20.4	0.45	$2/3P_{max}$
HDS ズレ	FFH-S20	両層 ^{*1}	8.97	20.4	0.44	P_y
2HD	2 又 HD	平行層	33.65	36.1 ^{*2}	0.93	P_y
RP	RP-10	内部	7.30	11.1	0.66	P_y
PS-OP	PS-OP30	内部	35.83	30.1	1.19	P_y
HS1	PZ-HS10-II	直交層	2.51	10.4	0.24	P_y
HS2	PZ-HS10-II	平行層	6.47	10.4	0.62	P_y
HVC	HVC20	両層 ^{*1}	11.55	20.4	0.57	P_y
MP1	DP2-MP	平行層	9.41	10.3	0.91	P_y
MP2	DP2-MP	平行層	5.84	10.3	0.57	P_y

(*1) CLT 直交層と平行層の両層にまたがる位置

(*2) CLT に対する性能値

3.4 壁水平加力実験

地震による水平力によって実際の CLT 壁は図 3.4-1 のようにロッキング挙動を示す。この時、壁脚接合部に作用する応力は、引張要素実験における力の方向と異なる。よって、実際の CLT 壁の挙動を再現した壁水平加力実験によって壁脚接合部の挙動を把握し、引張要素実験の結果と比較することで、接合部に作用する応力の方向の影響を検討する。

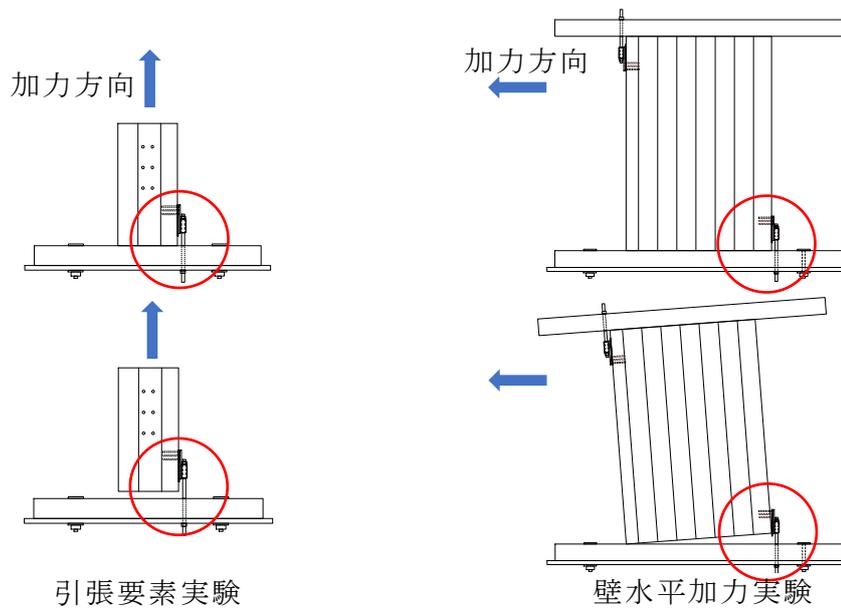


図 3.4-1 接合部挙動の違い

3.4.1 実験概要

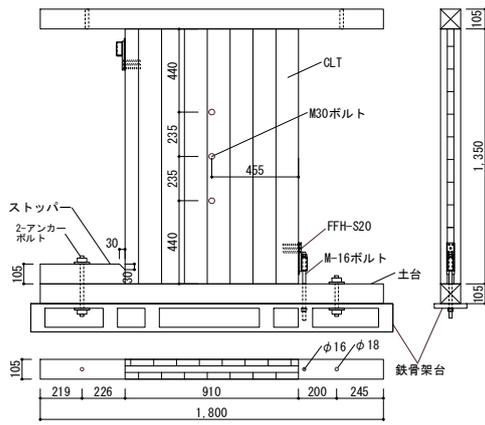
(1) 試験体

試験体は引張金物とせん断金物を組み合わせた6種類を各1体ずつ、全6体とした。試験体一覧を表3.4.1-1に、試験体図を図3.4.1-1、図3.4.1-2に示す。引張金物は「3.3 引張要素実験」で用いた金物から3種類を選択した。せん断金物は「3.2 せん断要素実験」で用いたPZ-HDP-20CNを使用し、その本数をパラメータとした。ただし、せん断金物がない試験体については水平方向の移動防止のため、加力方向側の壁脚部にストッパーを設けた。各金物の設置方法は要素実験と同様にしており、1820-PSOP以外はCLT直交層にビスで留め付けた。なお、土台はヒノキ製材とした。

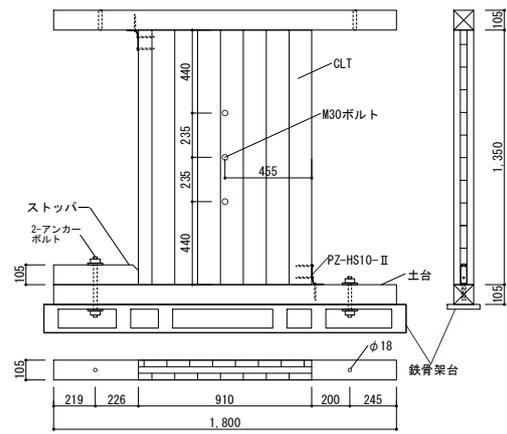
各試験体は図3.4.1-3のように180度回転して2回ずつ加力を行うため、土台が上下に付いている。

表 3.4.1-1 試験体一覧

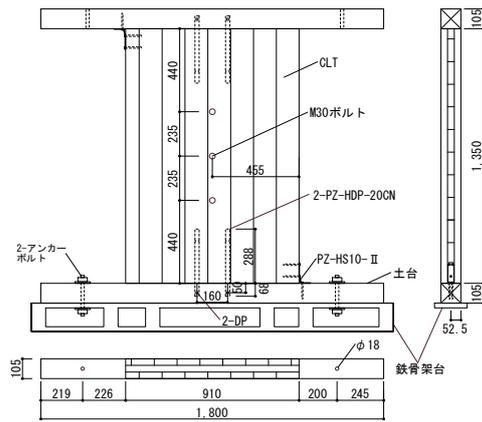
試験体名	加力点高さ (mm)	CLT 高さ (mm)	引張金物	せん断金物 (個)
910-HDS	910	1350	FFH-S20	—
910-HS			PZ-HS10- II	—
910-HS-○				2
1820-HDS-○	1820	2250	FFH-S20	4
1820-HS-○			PZ-HS10- II	2
1820-PSOP			PS-OP30	—



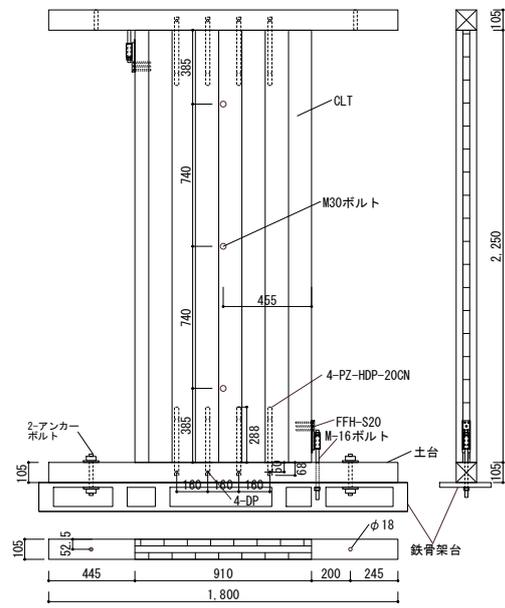
910-HDS



910-HS

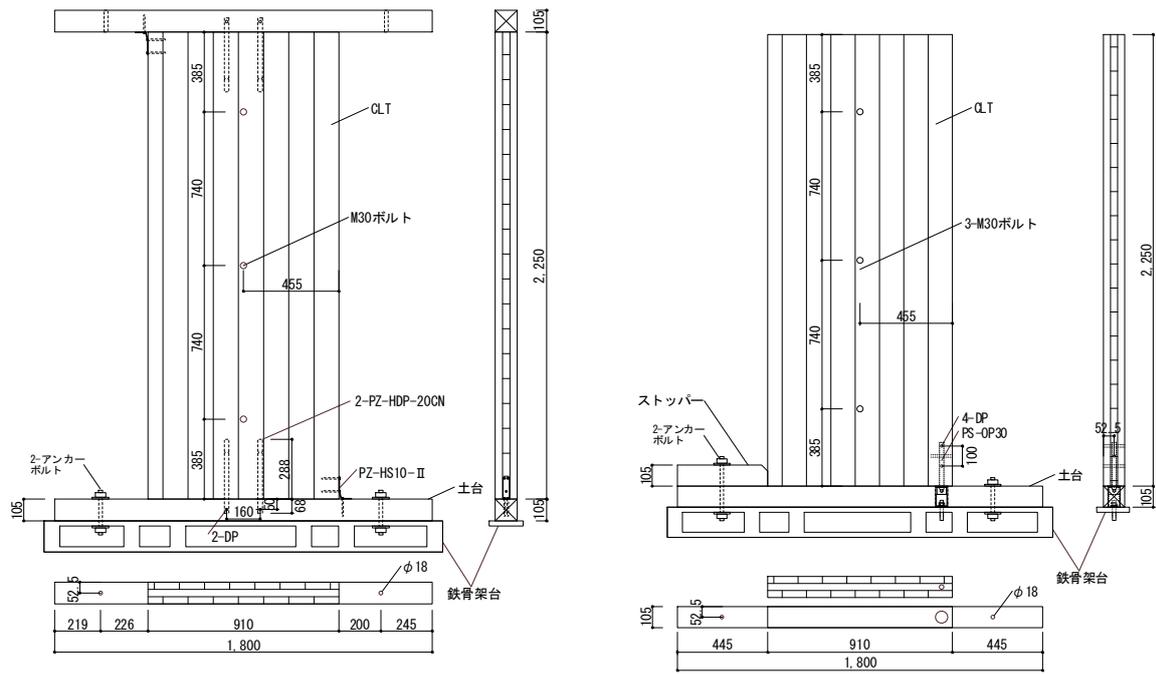


910-HS-O



1820-HDS-O

図 3.4.1-1 試験体図その 1



1820-HS-○

1820-PSOP

図 3.4.1-2 試験体図その 2

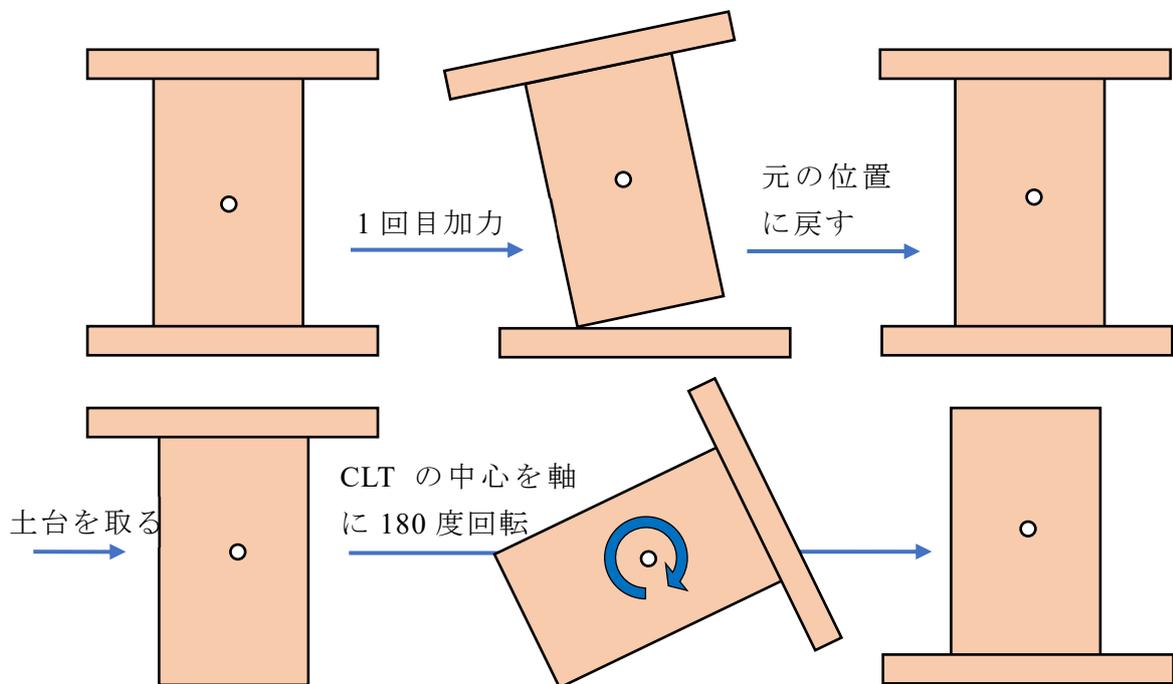


図 3.4.1-3 試験体設置方法

(2) 加力計画

試験体設置図を図 3.4.1-4 示す。油圧ジャッキに繋げた鉄骨治具を試験体の加力点高さに M-30 のボルトで接合し、加力速度 30mm/min で一方向の引き切りとした。また、面外への変形を防ぐため、CLT パネルを挟み込むようにローラー支承を設置した。

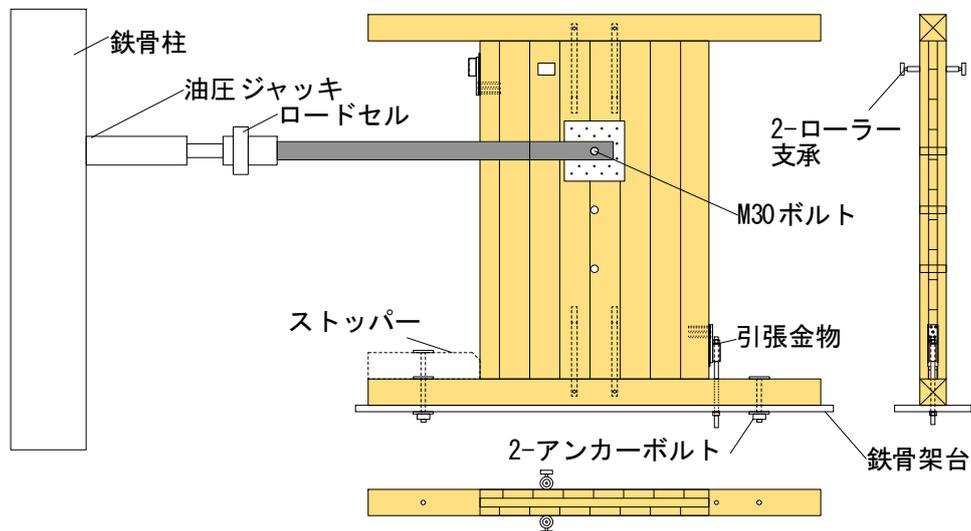


図 3.4.1-4 試験体設置図

(3) 計測計画

ロードセル、変位計を用いて計測を行った。各計測器のケーブルをデータロガー及びスイッチボックスに接続し、PCによってデータを記録した。チャンネルリストを表3.4.1-2に、計測器の設置位置を図3.4.1-5に示す。CH11のFLA-5は引張金物FFH-S20を使用する試験体にもみ使用し、ホルダウン金物のボルトに貼り付けた。

表 3.4.1-2 チャンネルリスト

CH	測定項目	測定機器	測定方向	単位		
0	荷重	200kN ロードセル	水平	kN		
1	変位	SDP-200		鉛直	mm	
2		CDP-50				
3		CDP-25				
4		CDP-100				
5		SDP-200	水平			
6		CDP-100				
7		FLA-5	鉛直	μ		
8						
9						
10						
11						

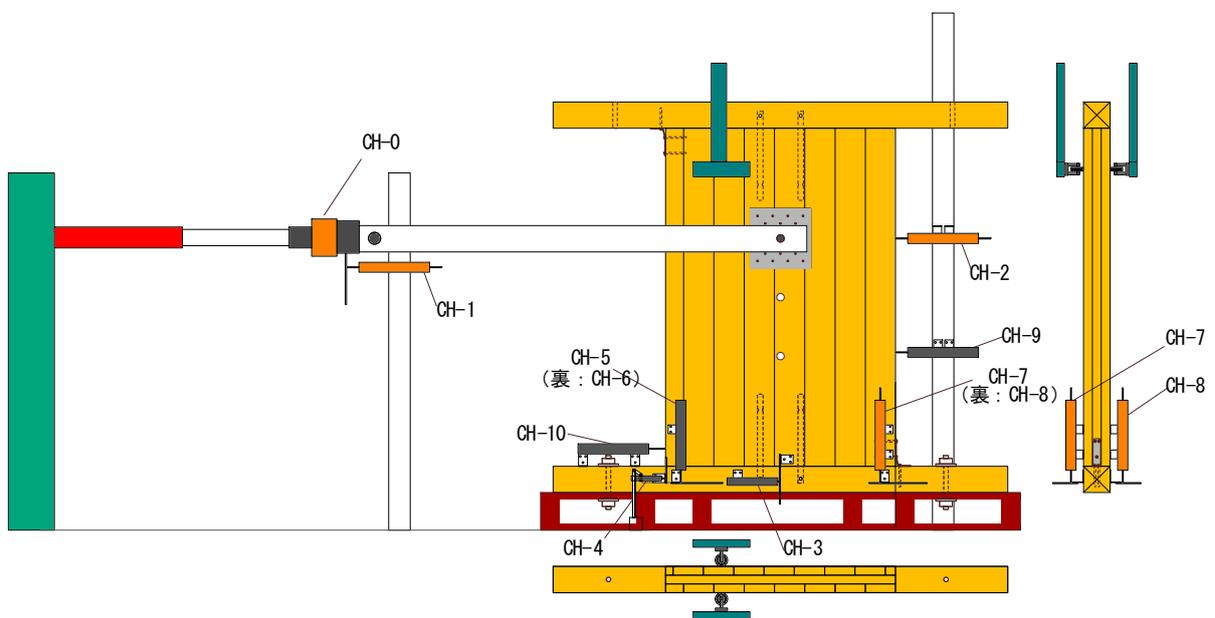


図 3.4.1-5 計測器設置図

3.4.2 実験結果

(1) データ整理方法

①荷重変位関係の荷重は図 3.4.2-1 に示す CLT 壁脚接合部の鉛直荷重 T とし、CH0 のロードセルで計測した水平荷重 P の値から式 3.4.2-1 により算出した。

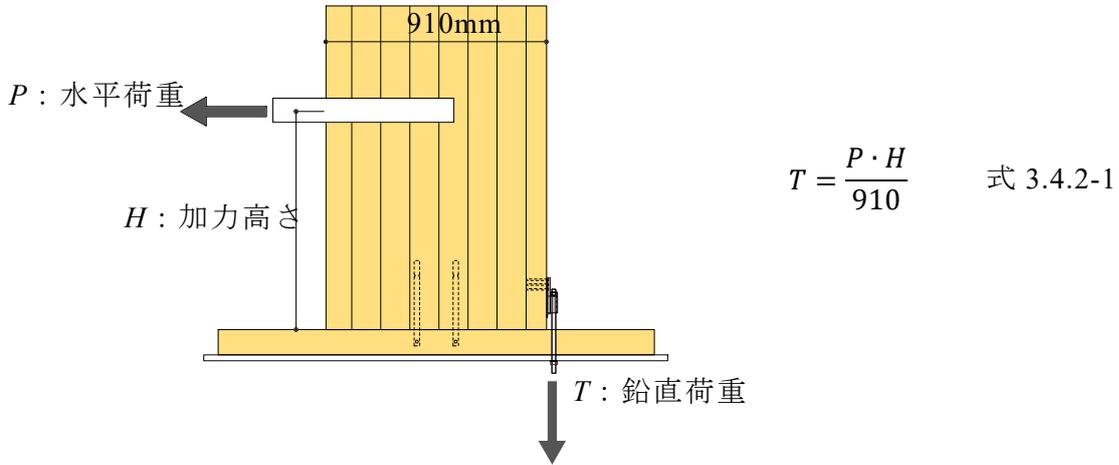


図 3.4.2-1 荷重の算出方法

②荷重変位関係の変位は図 3.4.2-2 に示す CLT 壁脚接合部の浮き上がり変位 δ とし、式 3.4.2-2 により算出した。

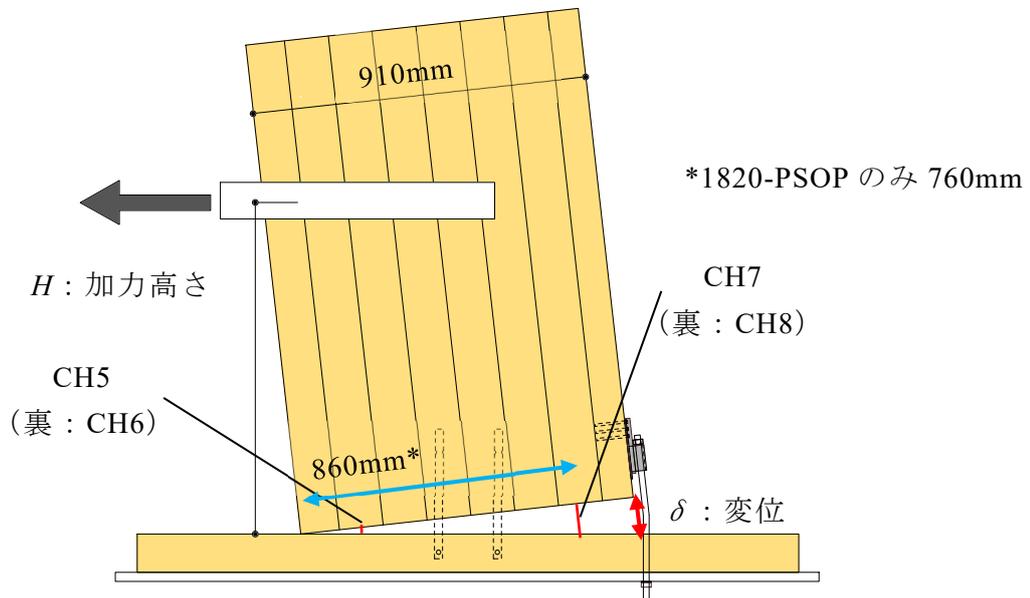


図 3.4.2-2 変位の算出方法

$$\delta = \frac{910}{860} \cdot \frac{(CH7 + CH8)}{2}$$

式 3.4.2-2

(2) 荷重変位関係と破壊性状

①910-HDS

荷重変位関係を図 3.4.2-3 に、破壊性状を写真 3.4.2-1 に示す。比較のために引張要素実験で同じ金物を用いた試験体 HDS において、ボルトのナットを手締めした HDS3～6 の荷重を平均化した荷重変位関係も示す。

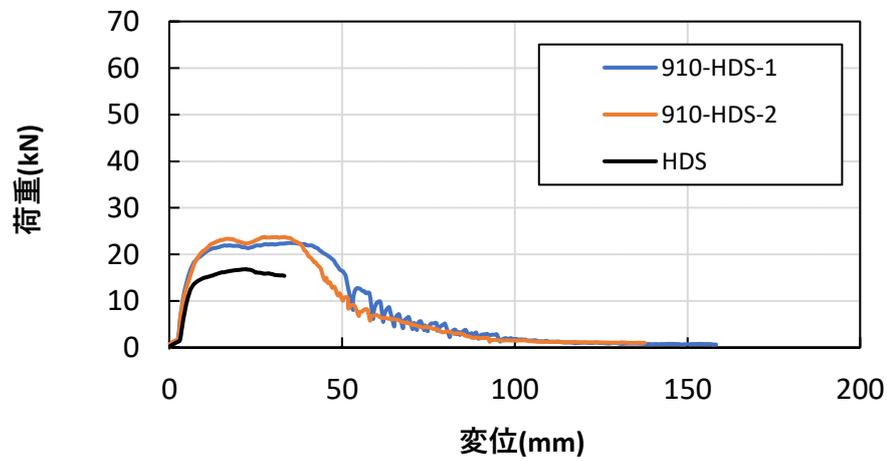


図 3.4.2-3 荷重変位関係

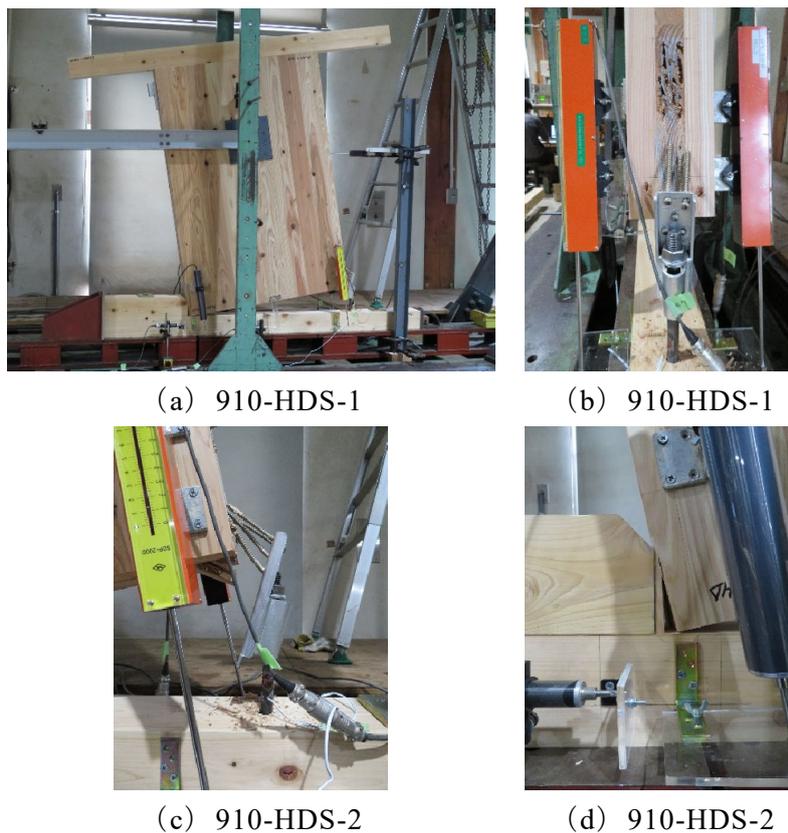


写真 3.4.2-1 破壊性状

荷重の増加に伴いビスが抜け、変位 90mm 付近では金物が CLT から完全に外れていた。接合部の負担荷重は、引張要素実験の結果を全体的に上回っている。

特性値を表 3.4.2-1 に示す。 P_{\max} の平均値は、引張要素実験 HDS-3~6 の P_{\max} の平均値の 1.30 倍である。

表 3.4.2-1 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
910-HDS-1	22.43	34.26	2.81	14.96	13.58
910-HDS-2	23.71	27.45	2.61	15.81	13.32
平均値	23.07	30.86	2.71	15.38	13.45

②910-HS

荷重変位関係を図 3.4.2-4 に、破壊性状を写真 3.4.2-2 に示す。比較のために引張要素実験で同じ金物を用いた試験体 HS1 の荷重を平均化した荷重変位関係も示す。

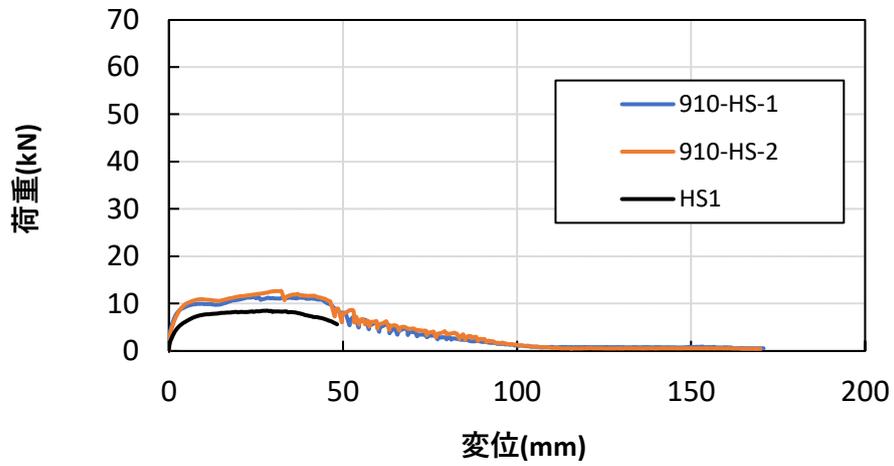


図 3.4.2-4 荷重変位関係

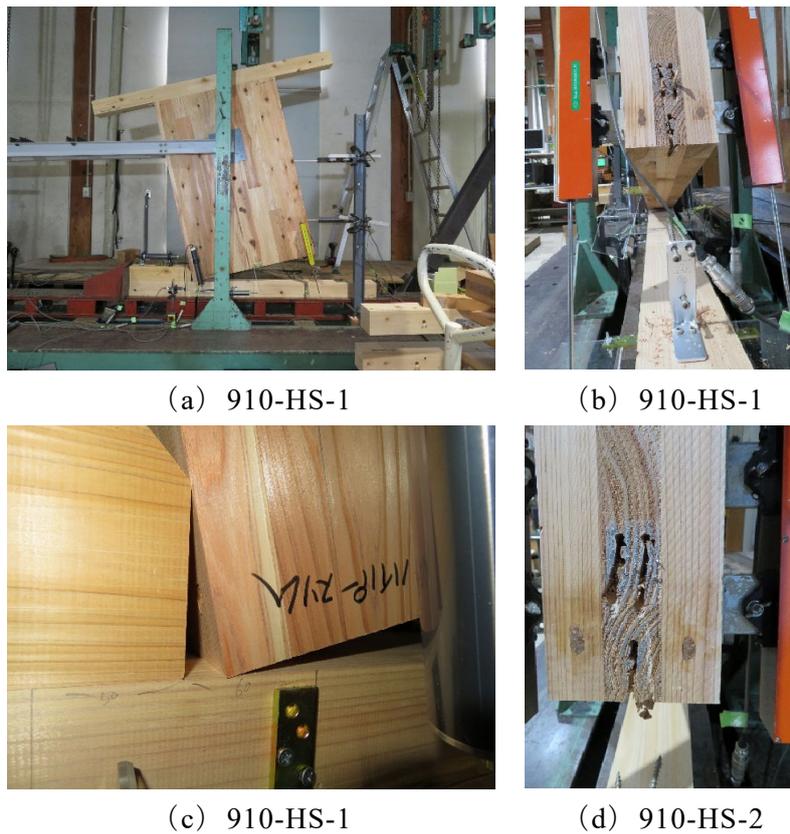


写真 3.4.2-2 破壊性状

荷重の増加に伴いビスが抜け、変位 90mm 付近では金物が CLT から完全に外れていた。接合部の負担荷重は、引張要素実験の結果を全体的に上回っている。

特性値を表 3.4.2-2 に示す。 P_{\max} の平均値は、引張要素実験 HS1 の P_{\max} の平均値の 1.36 倍である。

表 3.4.2-2 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
910-HS-1	11.32	24.38	3.37	7.54	7.94
910-HS-2	12.64	30.64	2.55	8.42	8.95
平均値	11.98	27.51	2.96	7.98	8.45

③910-HS-○

荷重変位関係を図 3.4.2-5 に、破壊性状を写真 3.4.2-3 に示す。

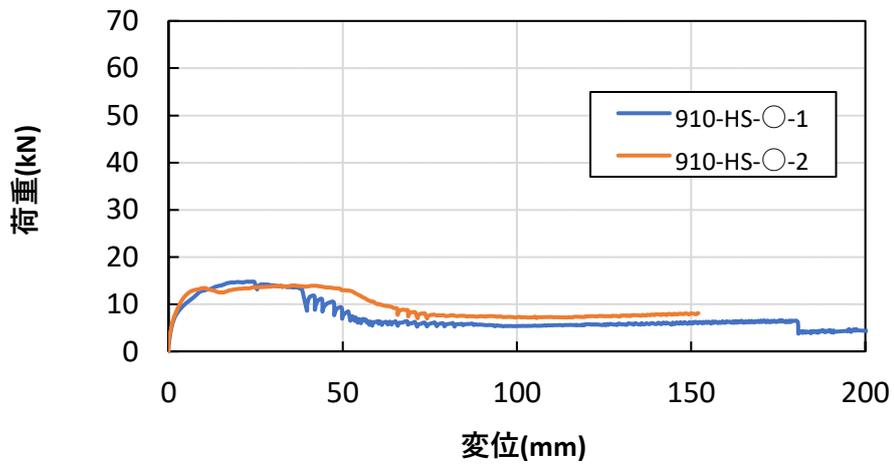


図 3.4.2-5 荷重変位関係



(a) 910-HS-○-1



(b) 910-HS-○-1



(c) 910-HS-○-1



(d) 910-HS-○-2

写真 3.4.2-3 破壊性状

荷重の増加に伴いビスが抜け、変位 90mm 付近では金物が CLT から完全に外れたが、荷重は 0kN とならなかった。910-HS-○-1 は変位 180mm 付近でせん断金物が 1 本折れ、計測を終了した後にもう 1 本が折れた。

特性値を表 3.4.2-3 に示す。 P_{\max} の平均値は、せん断金物がない試験体 910-HS の P_{\max} の平均値の 1.20 倍である。

表 3.4.2-3 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
910-HS-○-1	14.76	22.45	3.29	9.84	7.99
910-HS-○-2	14.00	32.31	4.38	9.33	7.45
平均値	14.38	27.38	3.84	9.58	7.72

④1820-HDS-○

荷重変位関係を図 3.4.2-6 に、破壊性状を写真 3.4.2-4 に示す。

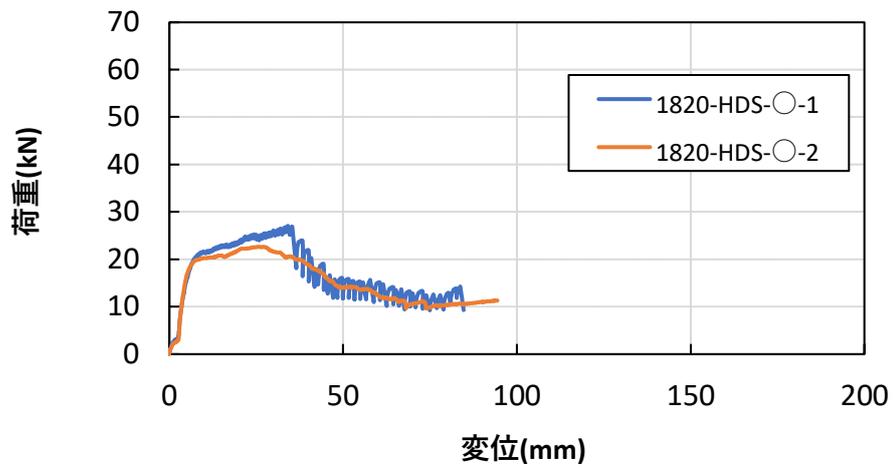


図 3.4.2-6 荷重変位関係



(a) 1820-HDS-○-

1



(b) 1820-HDS-○-1



(c) 1820-HDS-○-

1



(d) 1820-HDS-○-2

写真 3.4.2-4 破壊性状

荷重の増加に伴いビスが抜け、変位 80mm 付近では金物が CLT から完全に外れたが、荷重は 0kN とならなかった。加力後に試験体を解体すると、せん断金物が加力方向に曲がっていることが観察できた。

特性値を表 3.4.2.2-4 示す。 P_{\max} の平均値は、せん断金物がない試験体 910-HDS の P_{\max} の平均値の 1.08 倍である。

表 3.4.2-4 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
1820-HDS-○-1	27.03	34.15	2.86	18.02	19.43
1820-HDS-○-2	22.63	25.30	2.95	15.09	18.86
平均値	24.83	29.72	2.90	16.56	19.14

⑤ 1820-HS-○

荷重変位関係を図 3.4.2-7 に、破壊性状を写真 3.4.2-5 に示す。

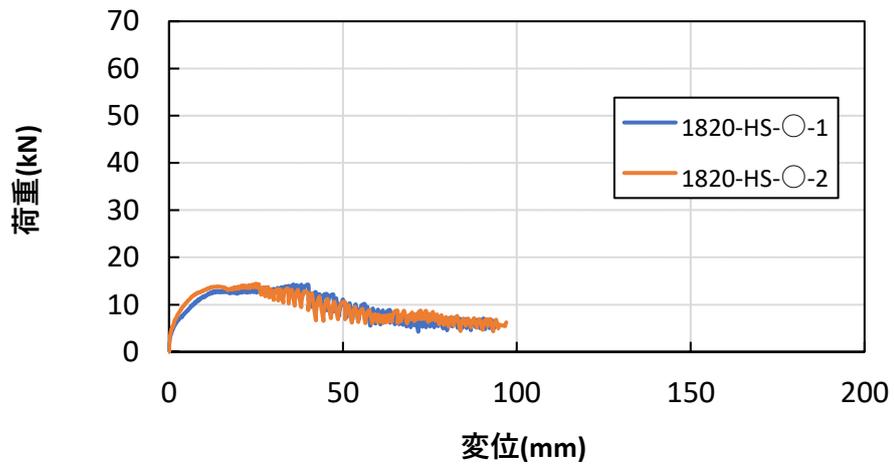
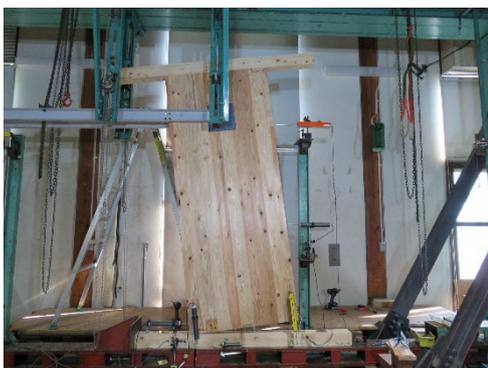


図 3.4.2-7 荷重変位関係



(a) 1820-HS-○-1



(b) 1820-HS-○-2



(c) 1820-HS-○-2



(d) 1820-HS-○-2

写真 3.4.2-5 破壊性状

荷重の増加に伴いビスが抜け、変位 80mm 付近では金物が CLT から完全に外れたが、荷重は 0kN とならなかった。加力後に試験体を解体すると、せん断金物が加力方向に曲がっていることが観察できた。

特性値を表 3.4.2-5 に示す。 P_{\max} の平均値は、せん断金物がない試験体 910-HS の P_{\max} の平均値の 1.20 倍である。

表 3.4.2.2-5 特性値

	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
1820-HS-○-1	14.24	35.78	2.26	9.49	7.18
1820-HS-○-2	14.40	25.07	3.18	9.60	7.84
平均値	14.32	30.42	2.72	9.54	7.51

⑥1820-PSOP

荷重変位関係を図 3.4.2-8 に、破壊性状を写真 3.4.2-6 に示す。比較のために引張要素実験で同じ金物を用いた試験体 PS-OP の荷重を平均した荷重変位関係も示す。

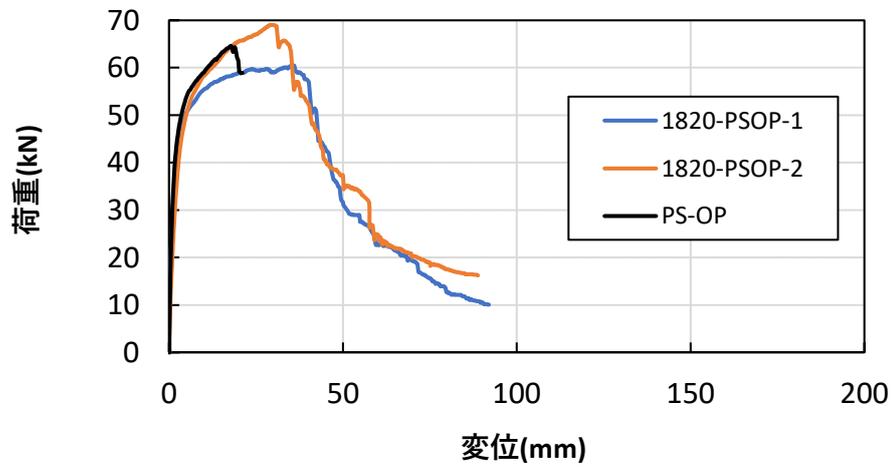


図 3.4.2-8 荷重変位関係

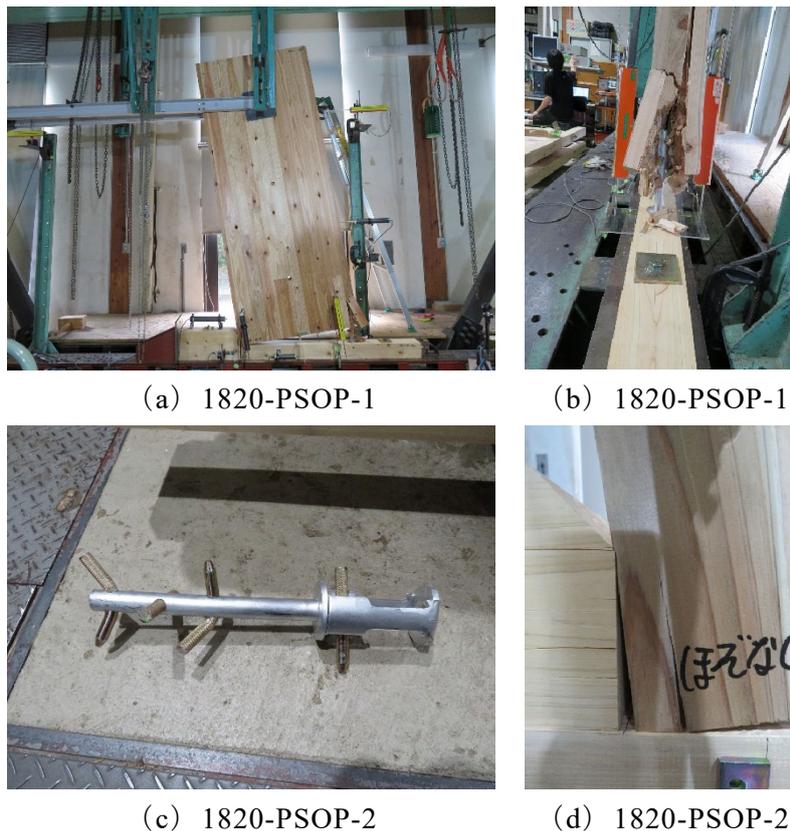


写真 3.4.2-6 破壊性状

荷重の増加に伴い CLT 直交層生じた亀裂が拡大した。加力後に試験体を解体すると、金物自体と CLT 直交層に打ち込んだドリフトピンに変形は見られず、3 層のラミナを貫くドリフトピンがくの字に変形していた。接合部の負担荷重は、引張要素実験の結果と同程度である。

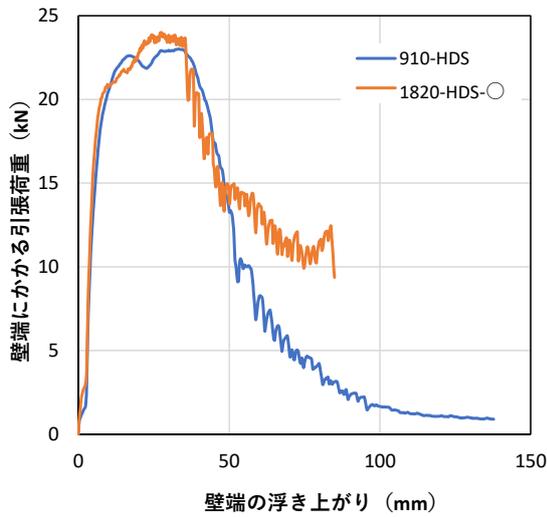
特性値を表 3.4.2-6 に示す。 P_{\max} の平均値は、引張要素実験 PS-OP の P_{\max} の平均値の 0.99 倍である。

表 3.4.2-6 特性値

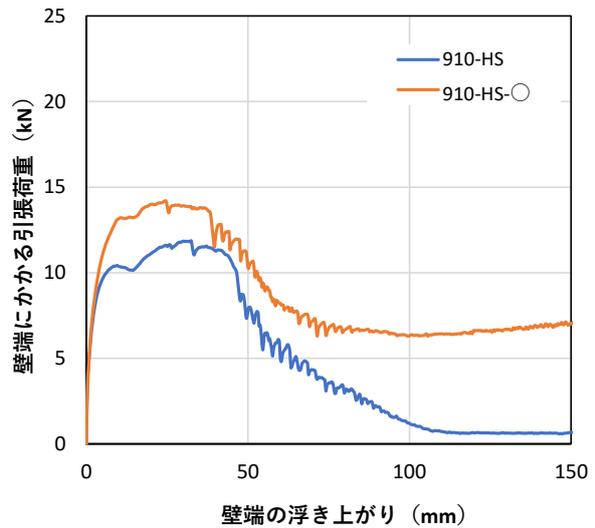
	P_{\max} (kN)	δ (P_{\max}) (mm)	K (kN/mm)	$2/3P_{\max}$ (kN)	P_y (kN)
1820-PSOP-1	60.46	35.27	21.93	40.31	37.71
1820-PSOP-2	69.02	28.99	13.45	46.02	43.89
平均値	64.74	32.13	17.69	43.16	40.80

3.4.3 せん断金物の引張抵抗力

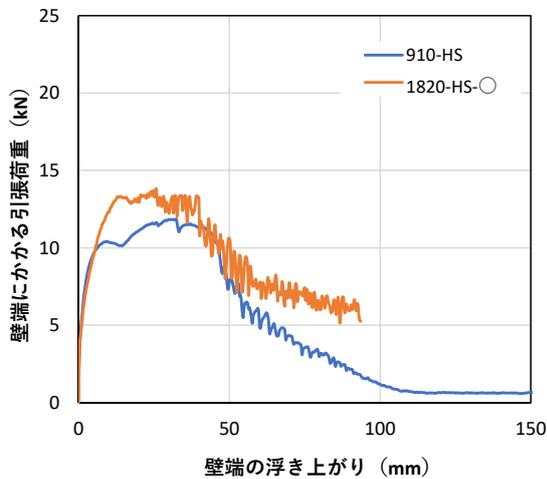
図 3.4.3-1 に各試験体の荷重を平均し、せん断金物の有無で比較した荷重変形関係を示す。これより、せん断金物を使用している試験体は壁脚部の引張金物が外れた状況でも荷重が 0kN とならないことが分かる。よって、せん断金物として用いた PZ-HDP-20CN が CLT との摩擦によって鉛直方向の引張抵抗力を負担し、壁のロッキング変形に対して抵抗していると考えられる。



FFH-S20 を用いた試験体



PZ-HS10-II を用いた試験体



PZ-HS10-II を用いた試験体

図 3.4.3-1 せん断金物の有無を比較した荷重変位関係

図 3.4.3-1 の荷重変形関係から、せん断金物の負担引張力を算出する。試験体に作用する荷重を図 3.4.3-2 に示す。ここで、せん断金物が負担する引張力 T_h は、壁の中央にすべて作用すると仮定する。

以上の条件から、式 3.4.3-1 を用いて求める。 P には実験値を代入し、 T にはせん断金物を使用していない試験体（910-HDS、910-HS）において式 3.4.3-1 の $T_h=0$ として計算した値を代入する。

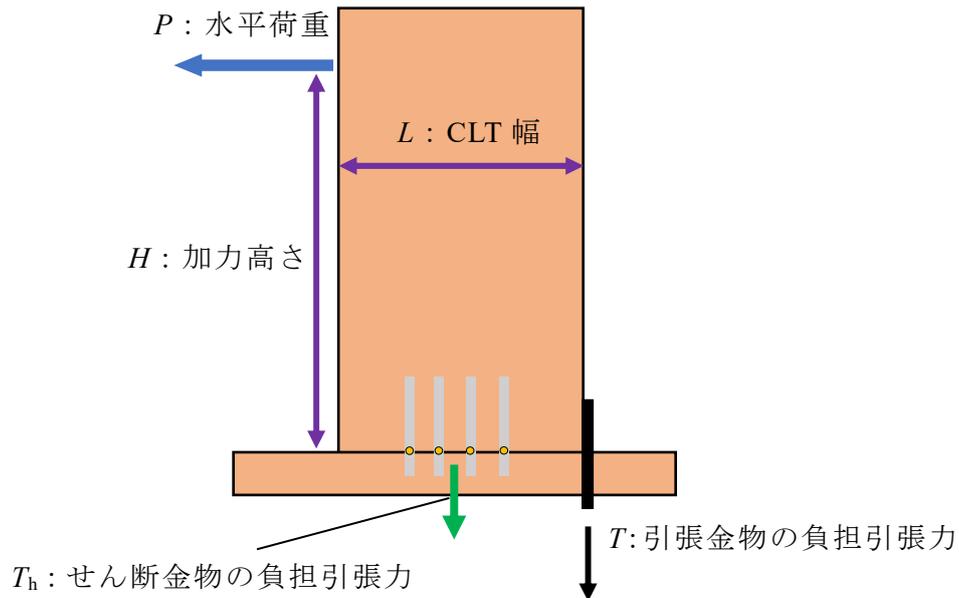


図 3.4.3-2 試験体に作用する荷重

$$P \cdot H = T \cdot L + T_h \cdot \frac{1}{2} \cdot L \quad \text{より}$$

$$T_h = 2 \left(\frac{PH}{L} - T \right) \quad \text{式 3.4.3-1}$$

求めた T_h をせん断金物の本数で除し、せん断金物 1 本あたりの負担引張力を算出した。この負担引張力を縦軸、壁中央部の浮き上がり変位を横軸とした荷重変位関係を図 3.4.3-3 に示す。20mm 程度まではばらつきが見られるが、20mm 以降は 3 つ曲線がおおむね一致している。

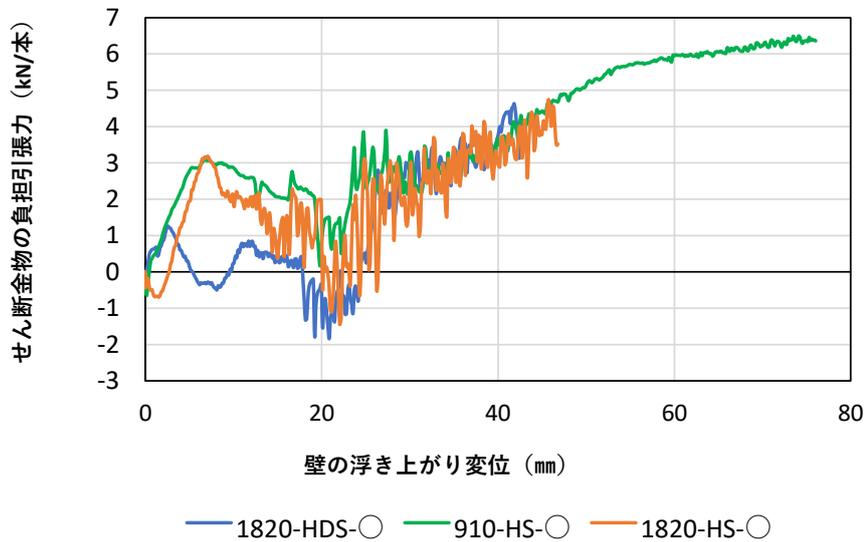


図 3.4.3-3 せん断金物の荷重変位関係

3.4.4 壁水平加力実験まとめ

壁水平加力実験と引張要素実験で引張金物を用いた試験体同士を比較すると、910-HDS 及び 910-HS の接合部負担荷重は、引張要素実験の荷重を全体的に上回り、 P_{\max} は引張要素実験のそれぞれ 1.30 倍、1.36 倍であった。1820-PSOP は壁水平加力実験と引張要素実験で同様な荷重変形関係を描き、 P_{\max} も引張要素実験の 0.99 倍と同程度であった。以上より、壁脚接合部の挙動、作用する応力の方向の影響によって引張接合部の性能が低下することはなく、引張要素実験の結果を用いて検討することが可能であることが示唆された。

せん断金物がある場合、引張金物が破壊した後も壁脚部における鉛直方向の引張抵抗力が存在していた。この原因としてせん断金物として用いた PZ-HDP-20CN と CLT の間に生じる摩擦抵抗が考えられ、実験結果にもとづいてせん断金物 1 本あたりの負担引張力を算出した。

3.5 まとめ

本章では、CLT に使用された住宅用金物の接合部性能を明らかにすることを目的とし、接合部実験を行った。実験はせん断要素実験、引張要素実験、壁水平加力実験の3種類である。本実験で得られた知見を以下に示す。

- ・ 木材内部に挿入するタイプのせん断金物の短期基準耐力は、CLT に使用することで規格値の2.4倍以上となった。CLT の場合、製材よりも加力方向に対する材の幅があるため、CLT の破壊が生じにくかったことが原因と考えられる。
- ・ CLT 直交層の木口面にビスを打つタイプの引張金物の短期基準耐力は、規格値の50%以下となった。また、CLT 直交層と平行層にまたがってビス留めした場合も、規格値に対する低下の割合は木口面にのみビス留めしたものと同程度である。
- ・ CLT 平行層にビス留めされた引張金物は、規格値と同等の性能となるものがある一方で、ビスを打つ位置によっては外層のラミナに割裂破壊が生じてしまい規格値の60%程度まで短期基準耐力が低下する場合がある。
- ・ 金物を挿入するタイプや CLT 及び土台の側面にビス打ちするタイプの引張金物は、土台に割裂が生じない場合に規格値と同等の短期基準耐力となった。
- ・ 実際の CLT 壁に引張金物を用いた場合でも、壁脚接合部の挙動や作用する応力の方向の影響によって引張接合部の性能が低下することはなく、引張要素実験と同等以上の性能である。
- ・ CLT 壁がロッキング変形する場合、木材内部に挿入するタイプのせん断金物は CLT との間に生じる摩擦によって鉛直方向の引張抵抗力を負担している。

第4章 実大静加力倒壊実験

4.1 実験の目的

CLT パネル工法は CLT 自体が壁や床となるため、現場施工が容易、工期短縮等の長所を持つ工法である。低層建築物に CLT パネルを耐力壁として用いた場合、鉛直荷重によるパネル自体の破壊は起こらず、ロッキング挙動が生じる。床等の脱落が生じないのであれば、倒壊限界変形は壁幅程度となり、大地震による倒壊は起こりにくい。事実、CLT パネルを用いた実大振動台実験が行われているが、倒壊に至るほど大変形させた事例はない。設計上の大地震に対して靱性を確保することは重要であるが、傾斜復元力を地震抵抗要素として考慮できれば大地震時の倒壊防止に金物の靱性は不要と考えられる。大地震時に金物が不要とみなせれば金物は中地震に対する非損傷を担保すればよい。また、耐震設計における安全限界を倒壊限界から余裕を持たせて決定するのは当然であるが、正確な安全限界を把握することは、地震による木造住宅の倒壊を防ぎ、安全な木造住宅を建設していく上でも非常に重要である。そこで、本研究では従来の木造住宅に使用される安価な住宅用金物を用いた平屋の CLT パネル工法建築物の静的倒壊実験を実施し、水平力に対する抵抗機構と倒壊限界の把握を目指した。

4.2 試験体の設計

4.2.1 試験体

5体のCLTパネル工法の実大試験体を用意した。各試験体の名前と仕様を表4.2.1-1、図4.2.1-1、試験目的を表4.2.1-2に示す。

表 4.2.1-1 実大試験体の名前と仕様

試験体	耐力壁 構面数	金物耐力		錘重量	Y2 通り梁継手	加力方向
		W1 (1P 壁)	W2 (2P 壁)			
A1	1	10kN	10kN	45.6kN	なし	正側
A2	1	10kN	10kN	0kN	なし	正側
B1	1	10kN	10kN	45.6kN	腰掛け蟻継ぎ	正側
B2	1	10kN	10kN	45.6kN	腰掛け蟻継ぎ	負側
C	2	10kN×2 ↓ 20kN	10kN	45.6kN	—	正側

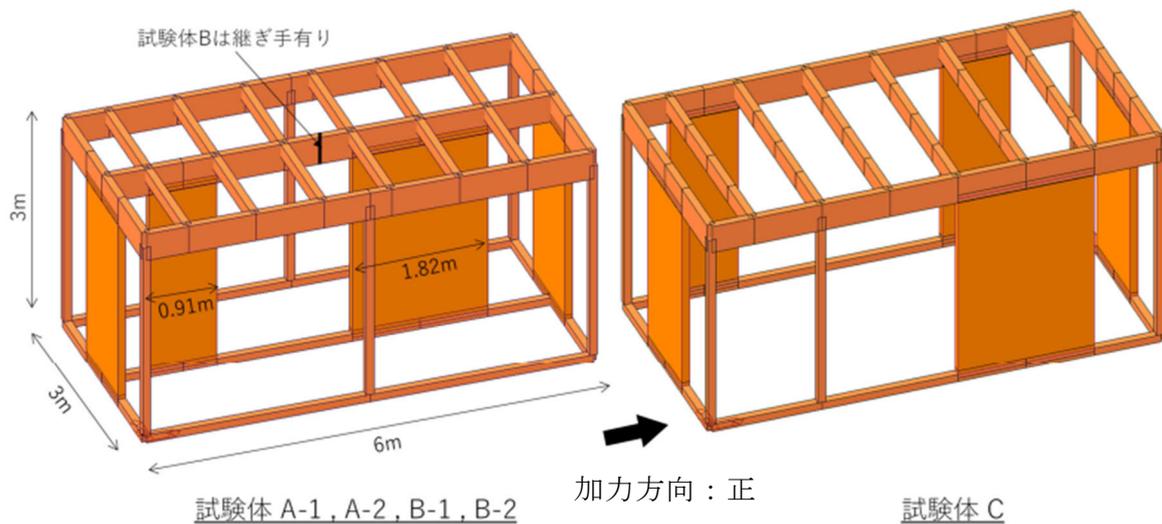


図 4.2.1-1 実大試験体の仕様

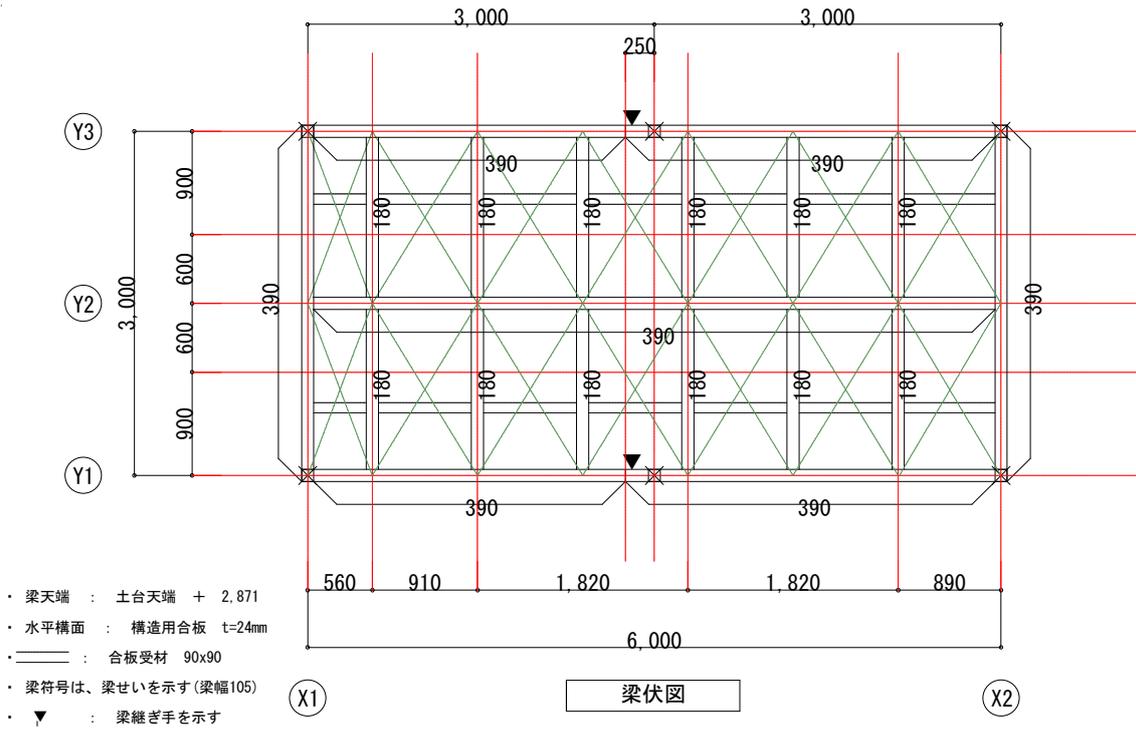
表 4.2.1-2 各試験体の試験目的

試験体	試験目的・比較目的
A1	<ul style="list-style-type: none"> ・ 同一構面内に長さが異なる壁を有する場合のせん断負担割合の確認 ・ 同一試験体で重量を変えることで、傾斜復元力の違いを確認
A2	<ul style="list-style-type: none"> ・ 錘の有無で梁に折損が生じるかの確認 ・ 梁が折損する場合においては、折損後の挙動を確認
B1	<ul style="list-style-type: none"> ・ B1、A1 の比較より、継手の有無による影響の確認 ・ 同一構面内に長さが異なる壁を有する場合の正側と負側の加力の違いを確認
B2	<ul style="list-style-type: none"> ・ 継手仕様が持ち上げられる側か押し込まれる側かの違いを確認
C	<ul style="list-style-type: none"> ・ 構面毎に壁量が同じでも壁 1 枚の長さが異なる場合の挙動の確認 ・ 引張金物が壁剛性に及ぼす影響の確認

試験体概要を表 4.2.1-3、試験体の伏図、軸組図を図 4.2.1-2～図 4.2.1-9、接合部詳細図を図 4.2.1-10～図 4.2.1-14 に示す。試験体は平屋で、長辺方向は 6.0m、短辺方向は 3.0m、高さは 3.0m である。主要耐震要素は長辺方向にある幅が 910mm (W1) と 1820mm (W2) の計 2 枚の CLT 耐震壁であり、強度等級は S60A で樹種はスギである。短辺方向の直交壁 (W3) には、厚さ 90mm、幅 1200mm、強度等級 S60A のスギの CLT を使用した。柱、梁にはそれぞれ強度等級 E95-F315、E105-F300 のオウシュウアカマツの集成材を使用した。土台には無等級のヒノキ製材、合板受材には無等級のスギ製材を使用し、屋根には 24mm 構造用合板を張った。CLT 壁頭脚部と直交壁頭脚部のせん断接合部には、ほぞパイプ (PZ-HDP-20CN) を 160mm 間隔で挿入した。柱脚せん断接合部と柱頭せん断接合部にはそれぞれ、ほぞパイプ PZ-HDP-20CN、RP-10 または RP-10 (+) を使用した。CLT 壁のせん断接合部のほぞパイプは、CLT 壁のロッキング時にほとんど抵抗しないように土台側、梁側にのみドリフトピンを打ち込んだ (図 4.2.1-15 (a,b))。直交壁のせん断接合部のほぞパイプは、同様に土台側・梁側のみ、柱脚柱頭接合部のほぞパイプは、脚部は土台側のみ、頭部は柱側・梁側両方にドリフトピンを打ち込み、大変形時には直交壁、柱が浮き上がる設計としている (図 4.2.1-15 (c) ~ (f))。CLT 壁-土台、CLT 壁-梁の引張接合部には HD 金物 (フレックス HD-S、フレックス HD-L) を使用した。

表 4.2.1-3 試験体概要

試験体	A1、A2、B1、B2	C
階数	1	
階高	3000mm	
平面寸法	6000mm×3000mm	
CLT 耐震壁	幅 910mm 1 枚 (W1) 幅 1820mm 1 枚 (W2) (S60-3-3、105mm 厚)	幅 910mm 2 枚 (W1) 幅 1820mm 1 枚 (W2) (S60-3-3、105mm 厚)
引張接合部 (HD)	CLT 壁頭脚部：フレックス HD-S	CLT 壁頭脚部： フレックス HD-S、フレックス HD-L
せん断接合部 (ほぞパイプ)	CLT 壁頭脚部、柱脚：PZ-HDP-20CN 柱頭：RP-10 or RP-10 (+)	
継手接合部	高耐力フレックスホールダウン	—
柱-梁接合部	PS-18SU、PS-33SU	PS-24SU、PS-33SU
屋根	構造用合板 24mm 厚	



加力方向(試験体A-1, 2)

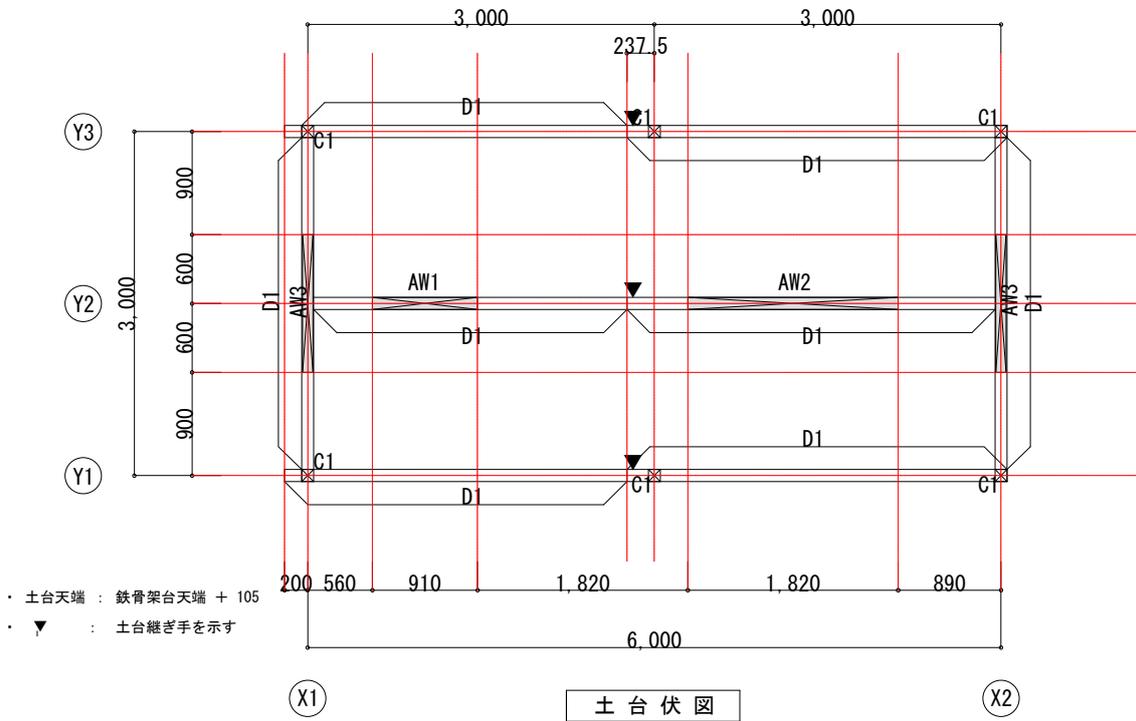


図 4.2.1-2 伏図 (A1、A2)

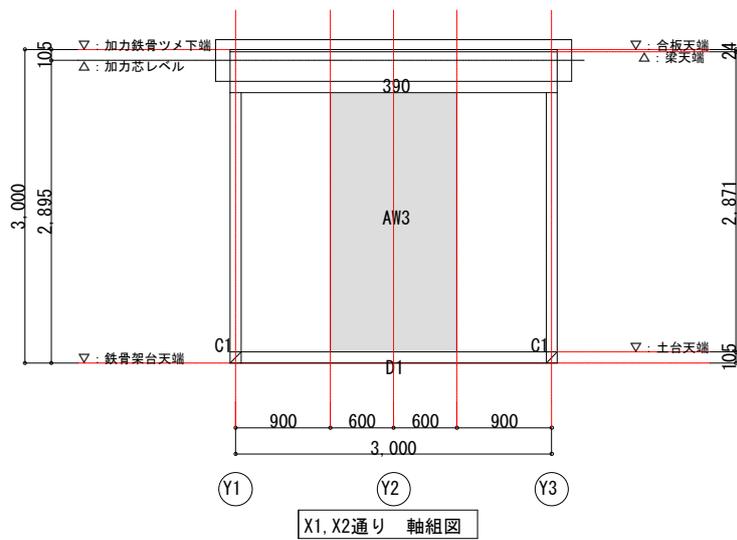
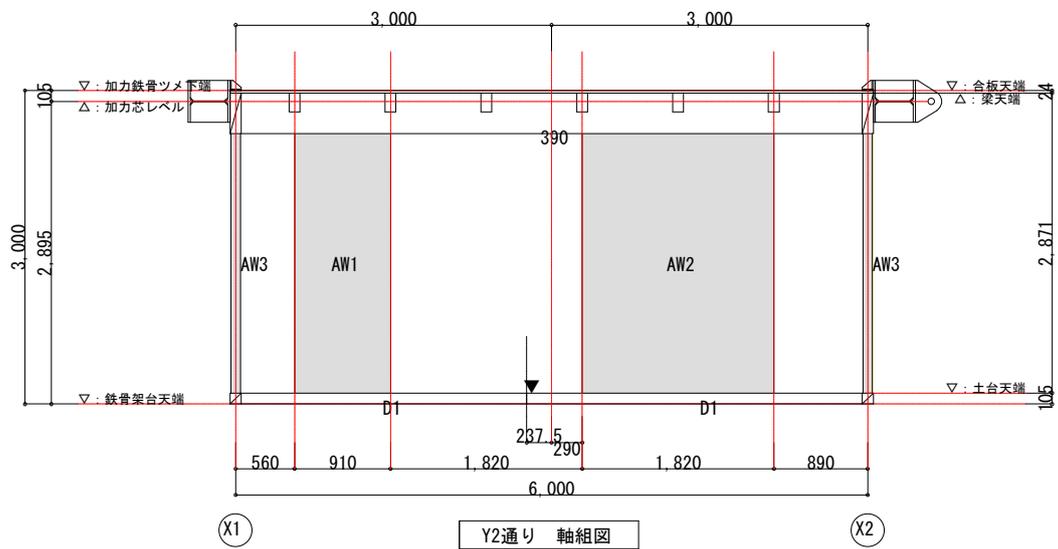
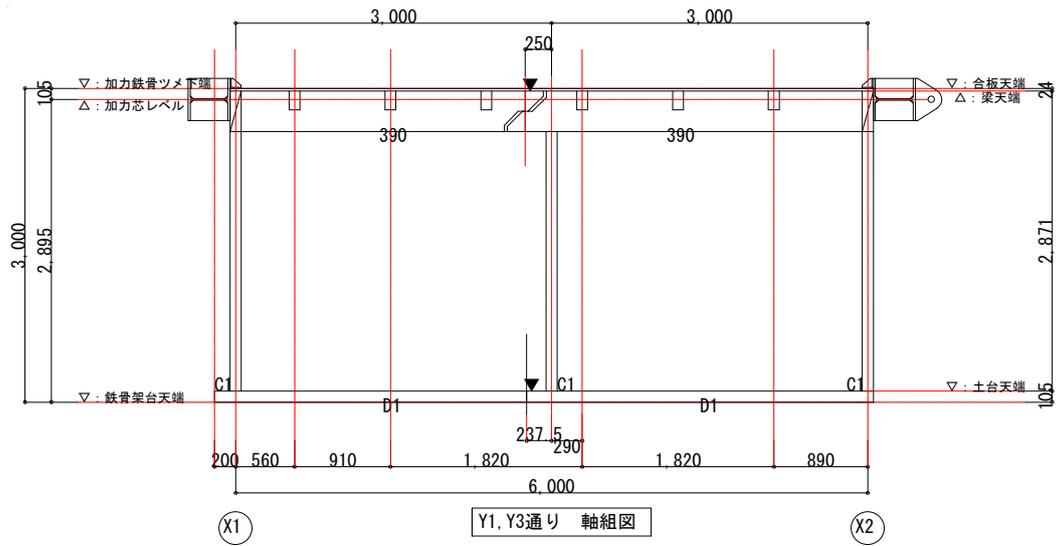
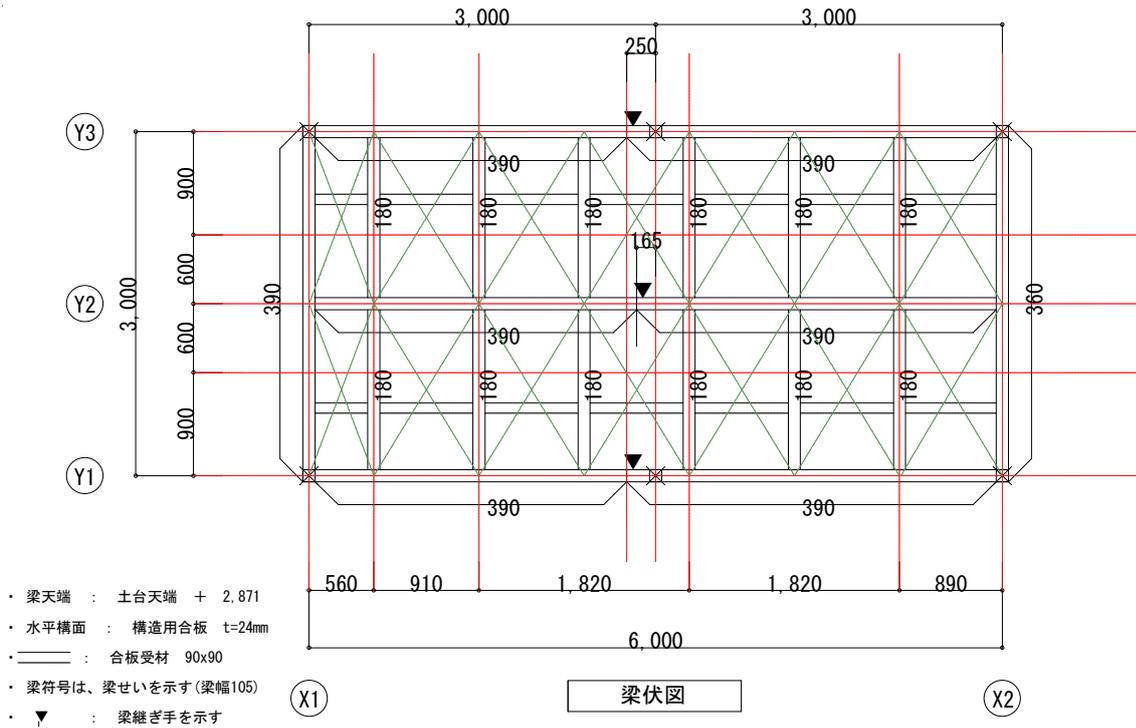


図 4.2.1-3 軸組図 (A1、A2)



加力方向 (試験体B-1)

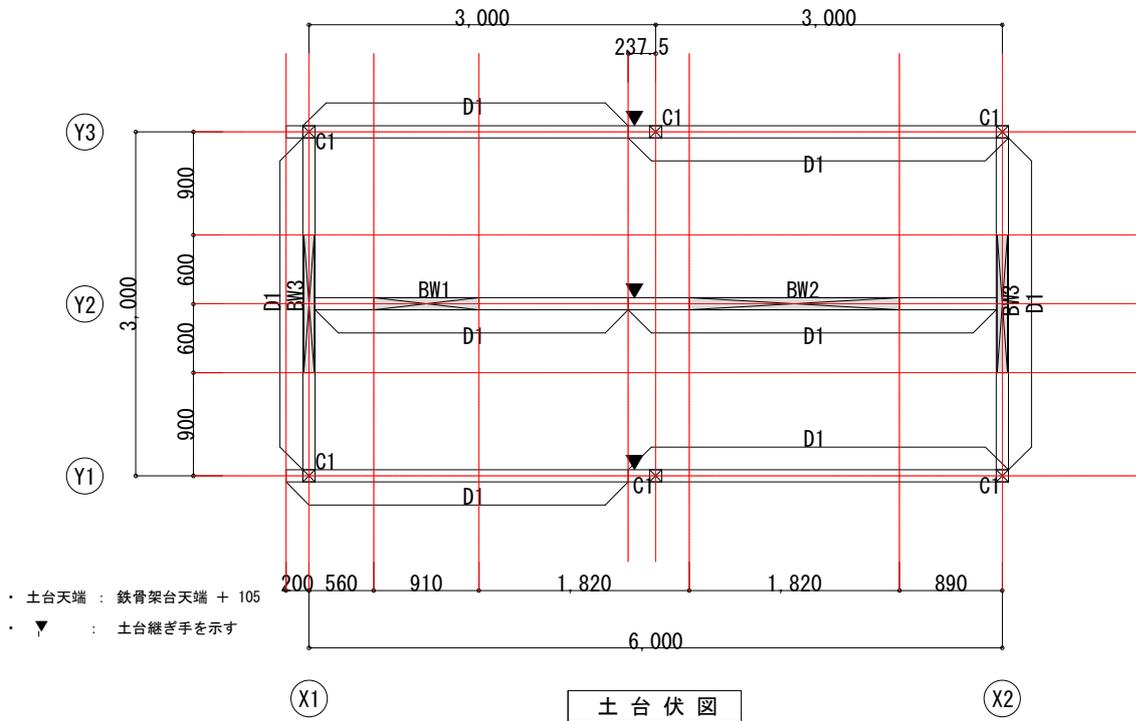


図 4.2.1-4 伏図 (B1)

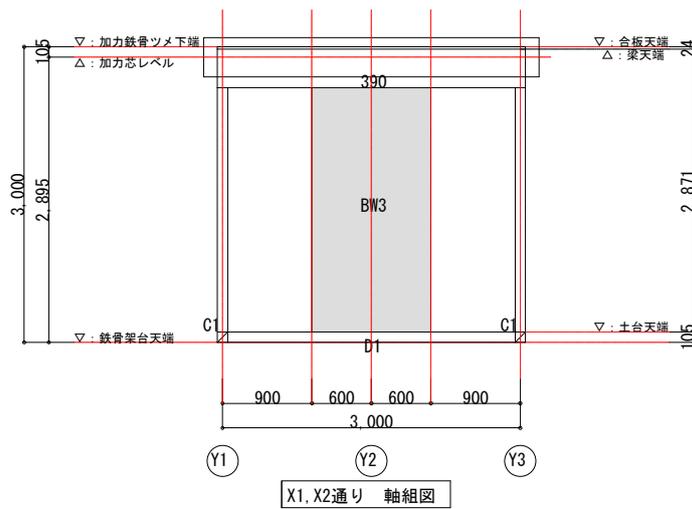
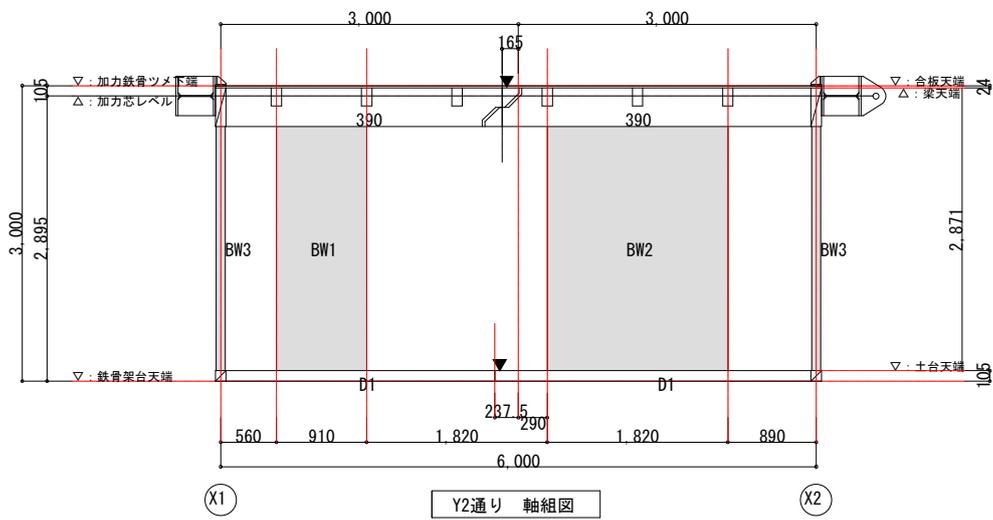
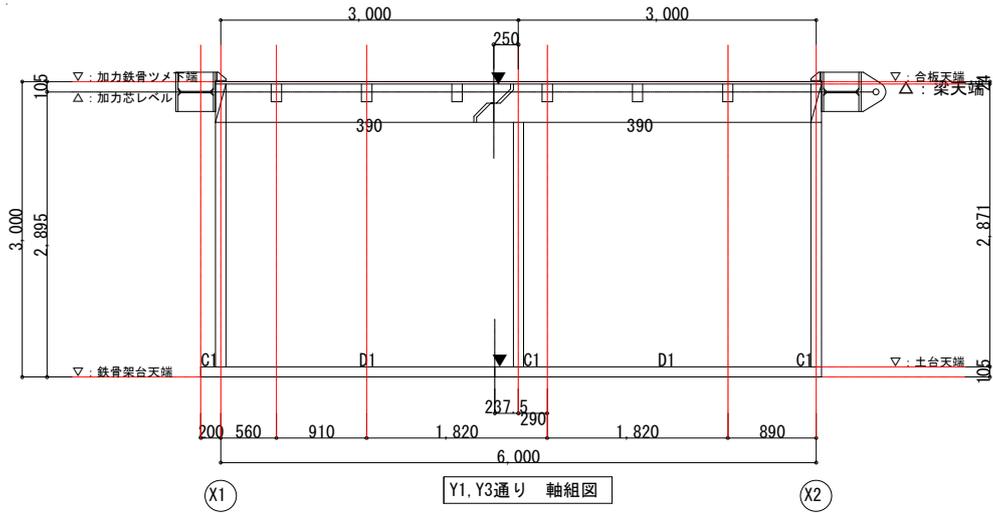
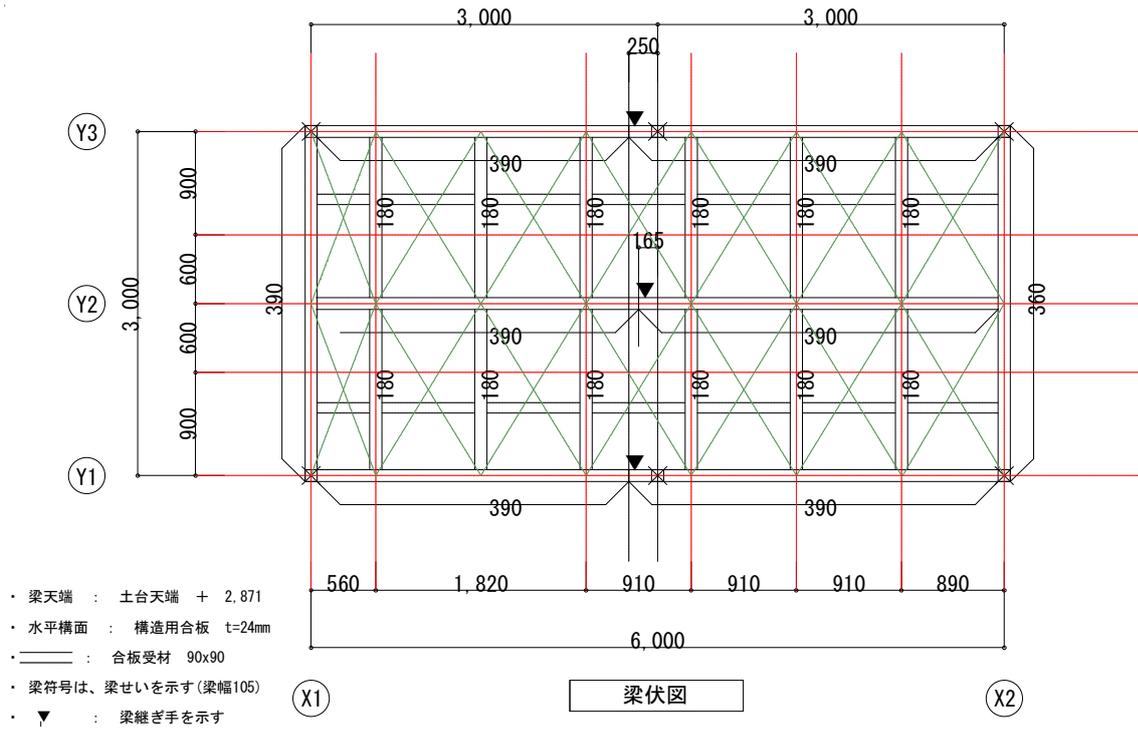


図 4.2.1-5 軸組図 (B1)



加力方向(試験体B-2)

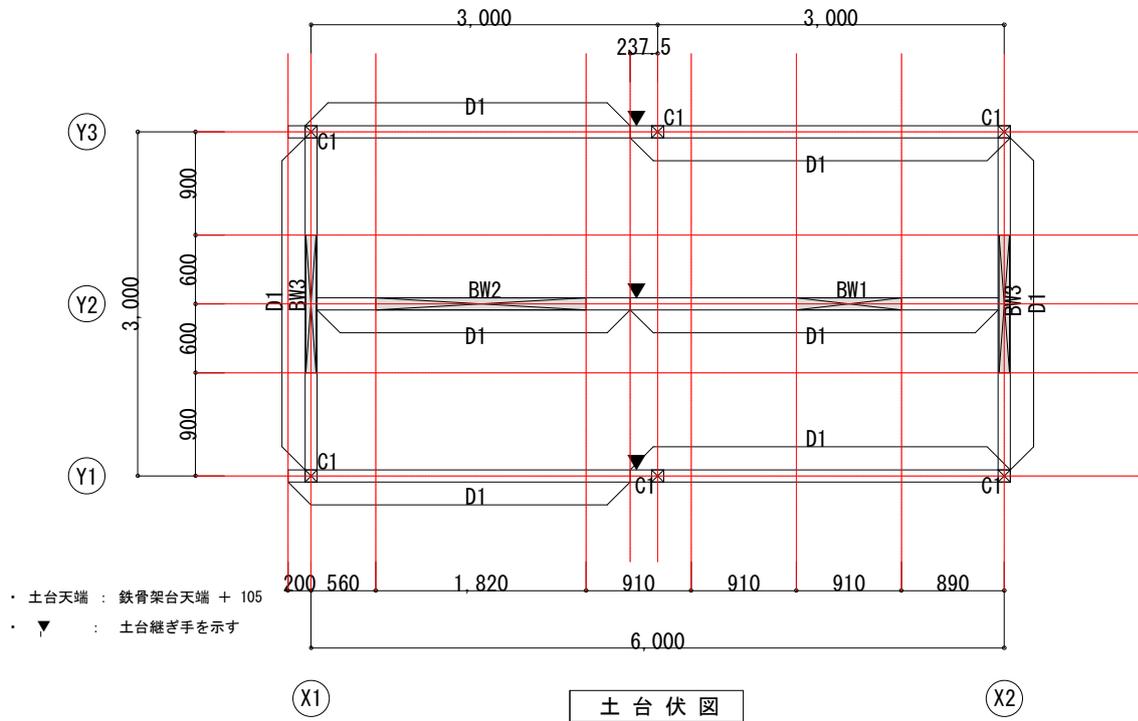
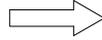


図 4.2.1-6 伏図 (B2)

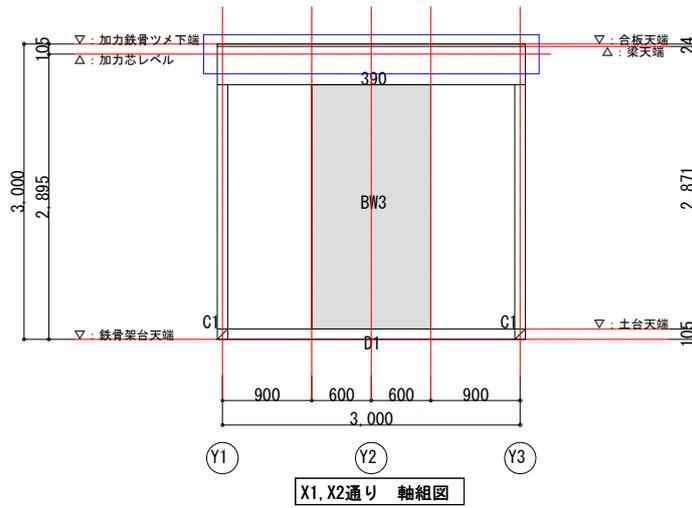
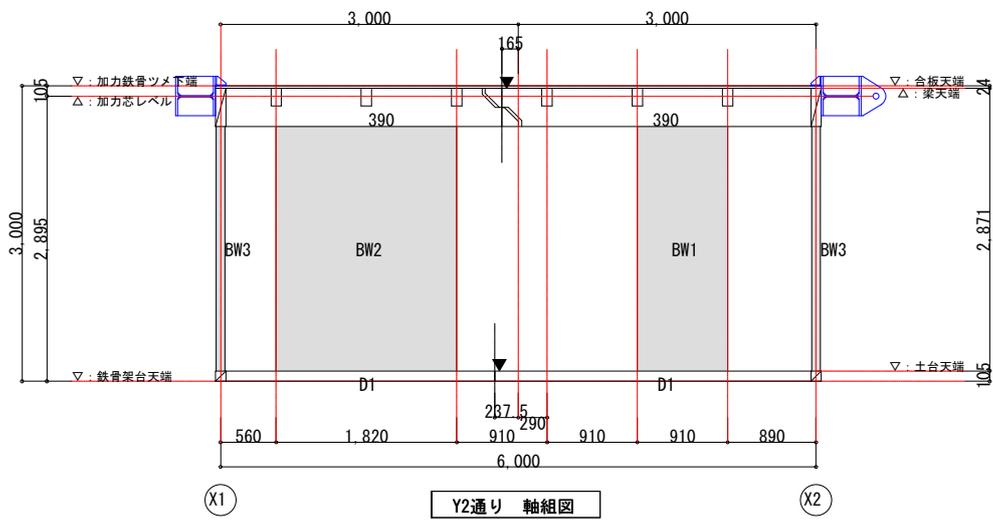
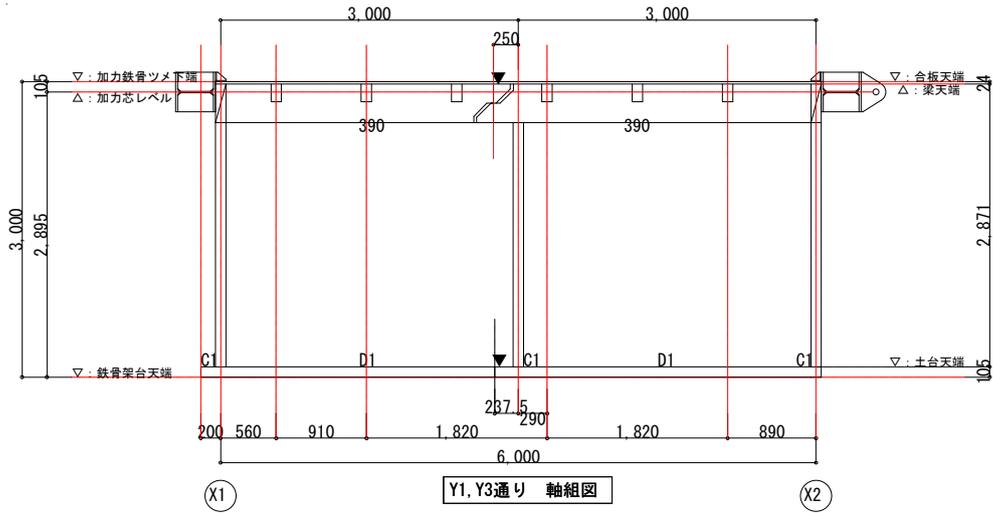
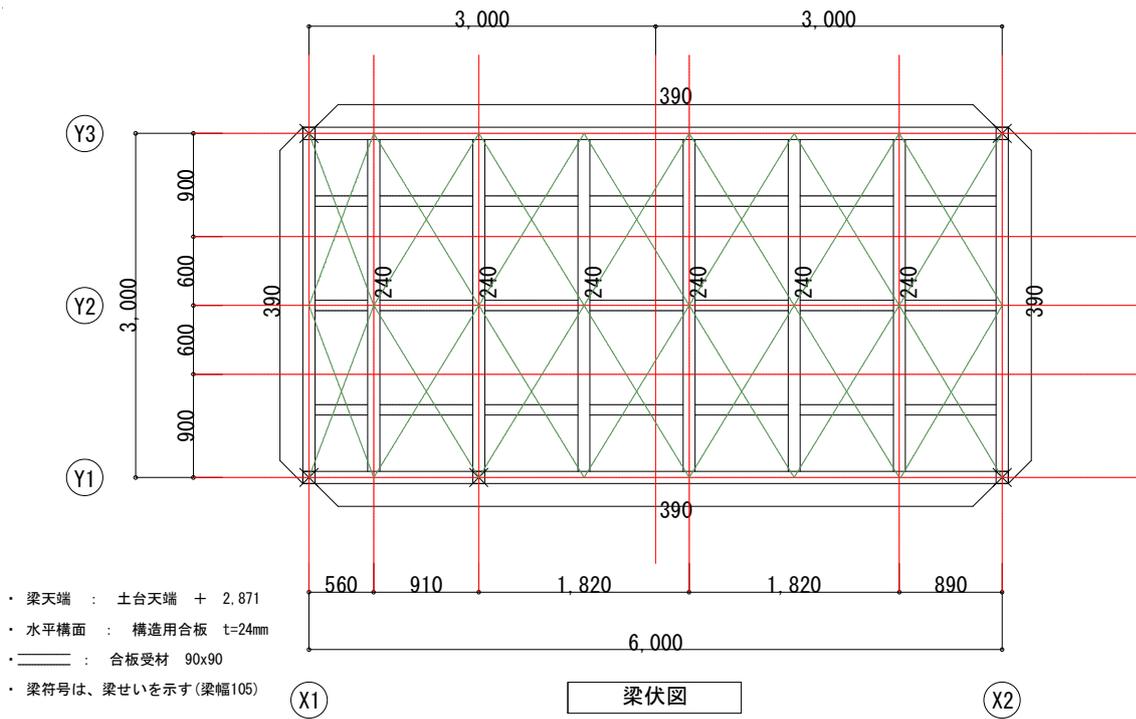


図 4.2.1-7 軸組図 (B2)



加力方向(試験体C)

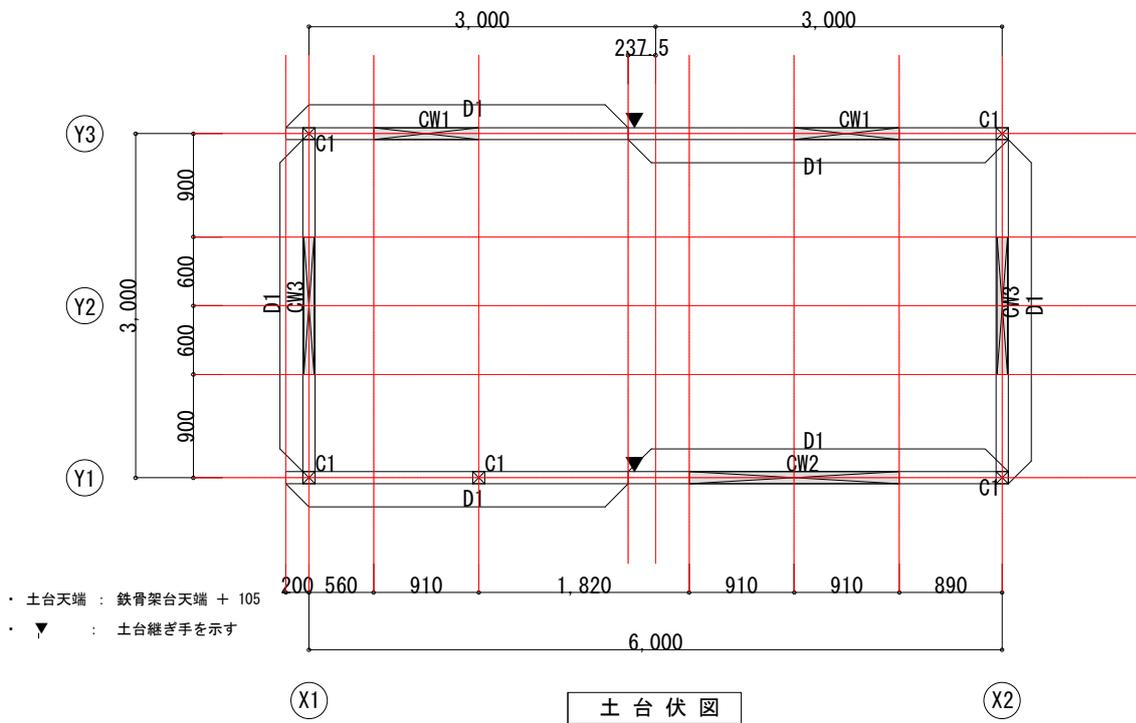
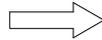


図 4.2.1-8 伏図 (C)

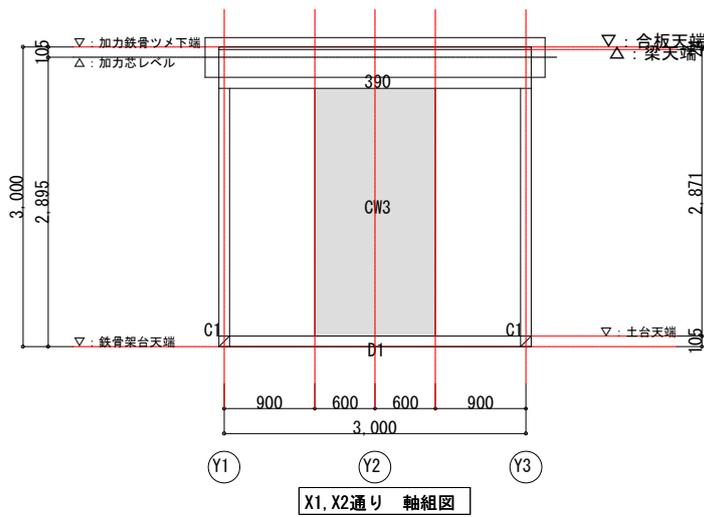
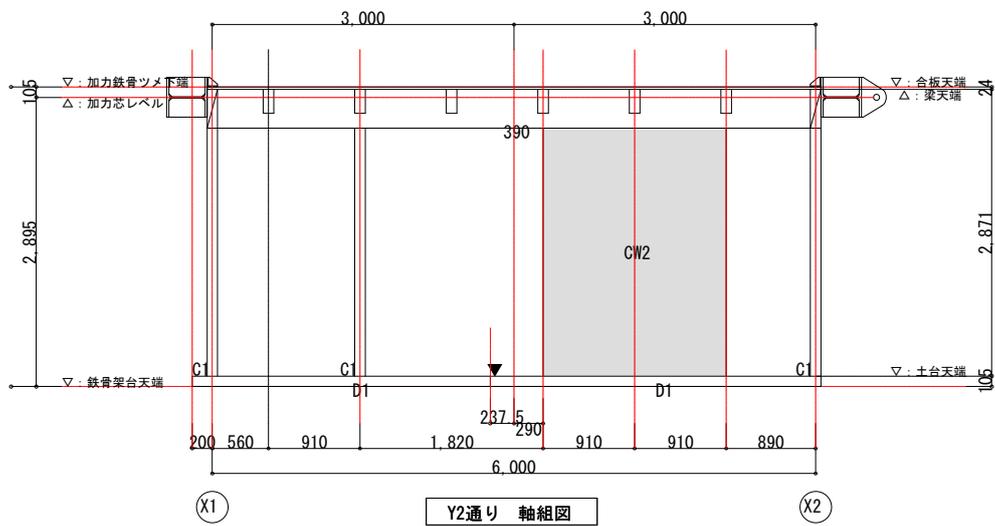
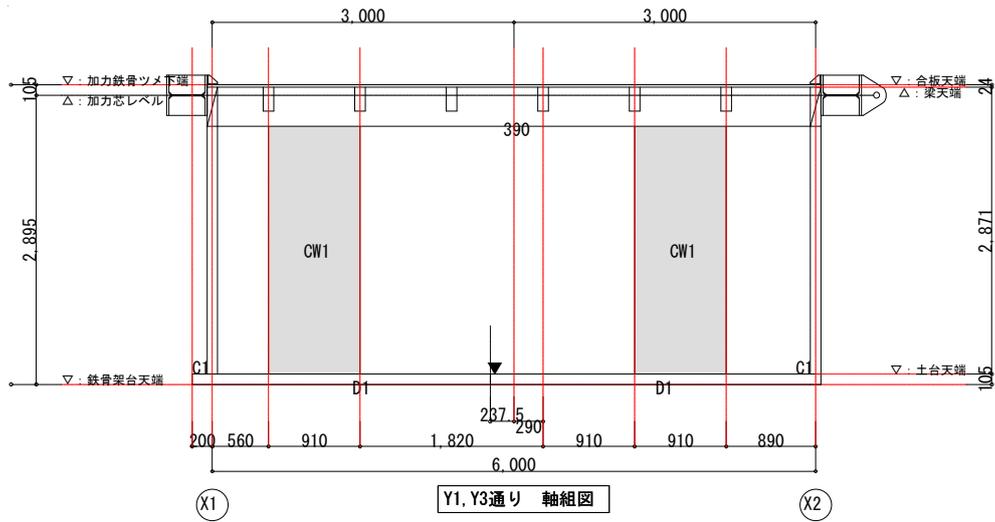


図 4.2.1-9 軸組図 (C)

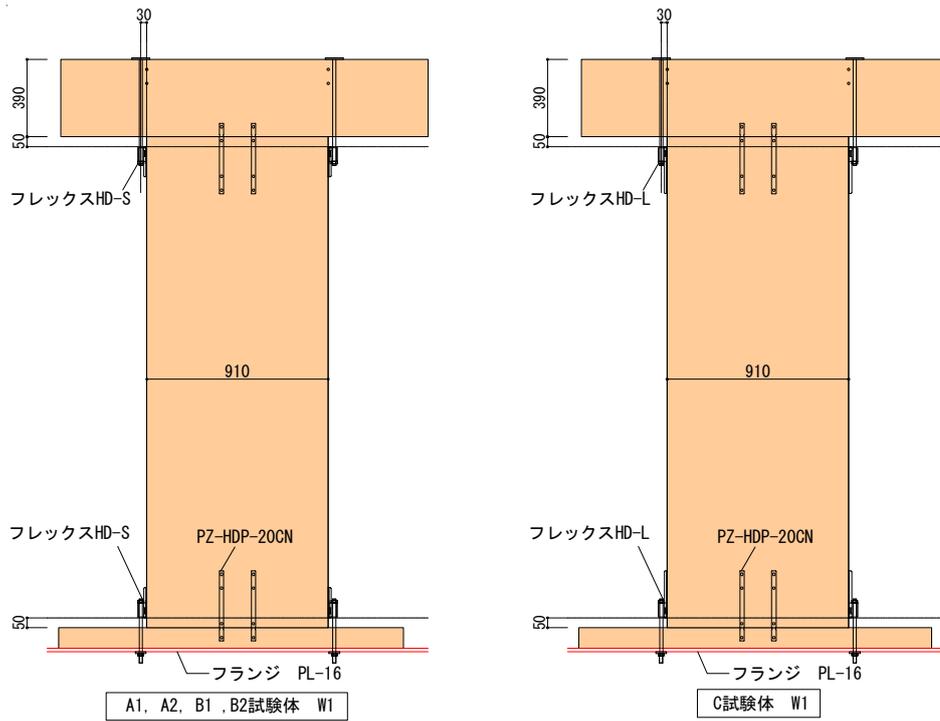


図 4.2.1-10 W1 (1P 壁) の接合部仕様

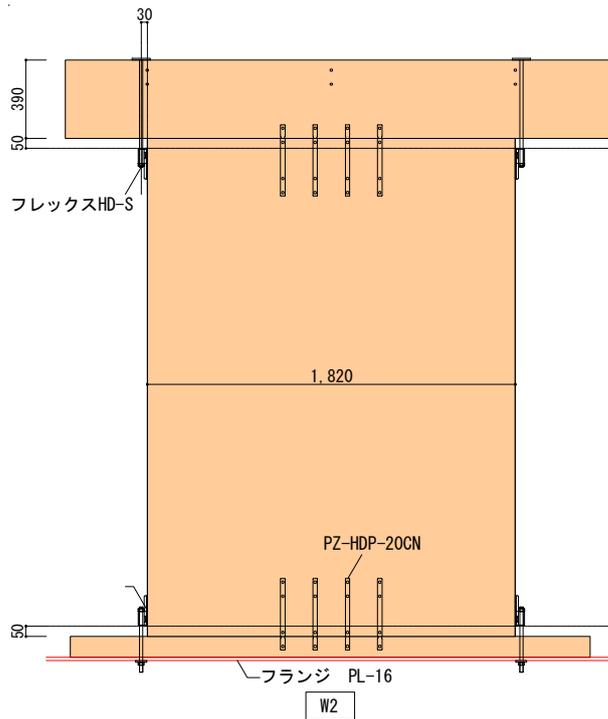


図 4.2.1-11 W2 (2P 壁) の接合部仕様

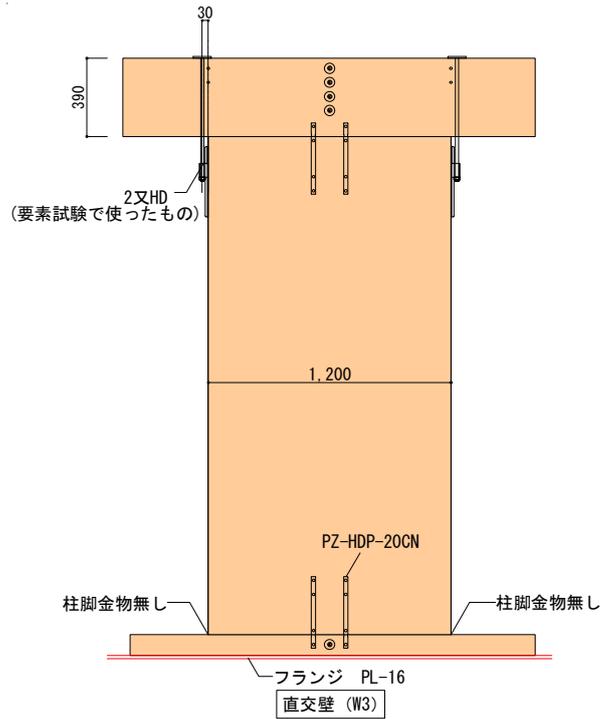


図 4.2.1-12 W3 (直交壁) の接合部仕様

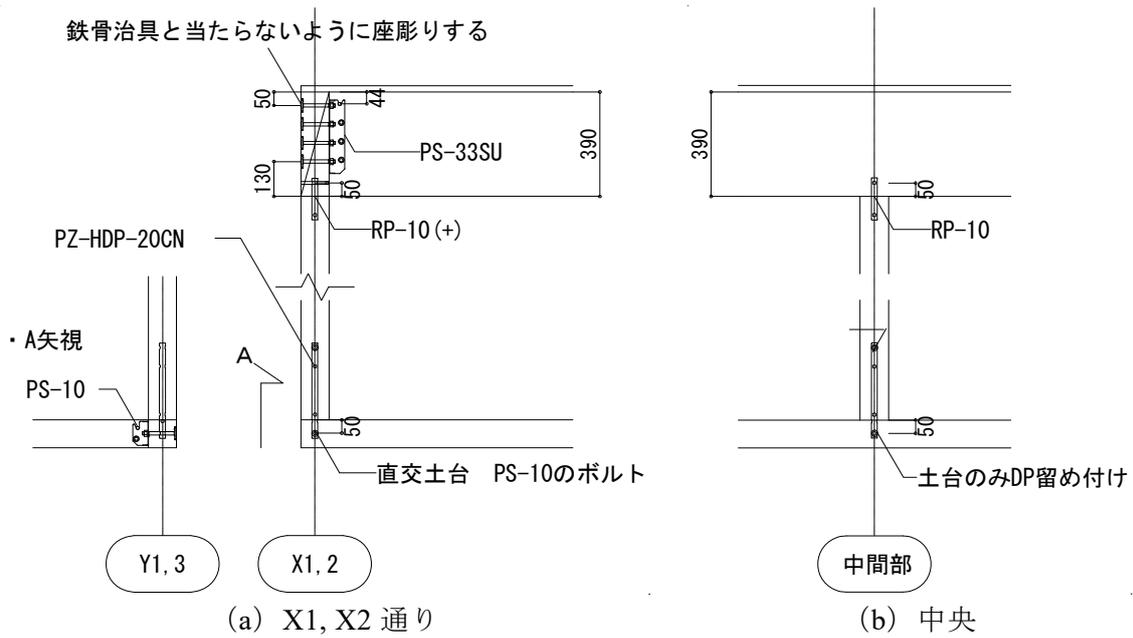


図 4.2.1-13 柱脚、柱頭接合部

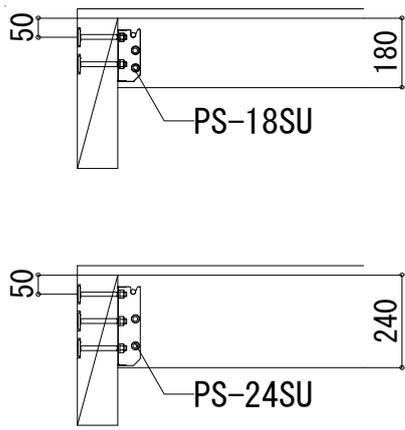


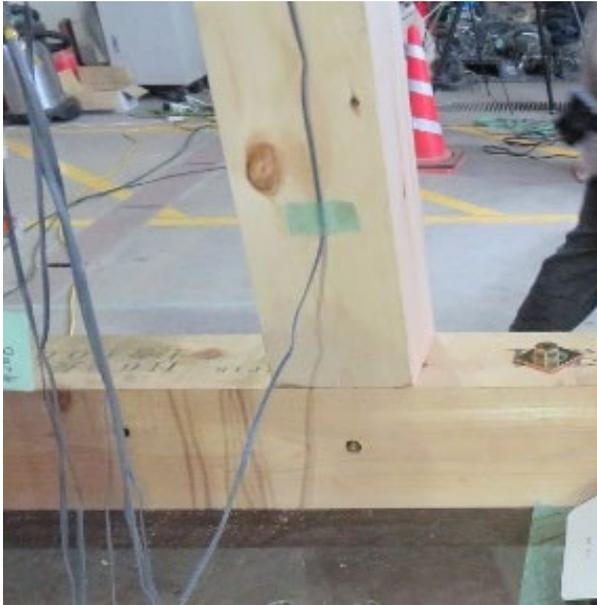
图 4.2.1-14 大梁—小梁接合部、継手接合部



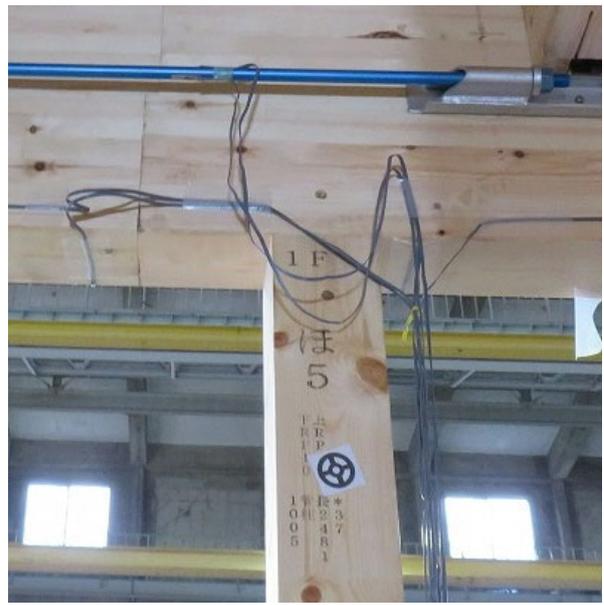
(a) CLT 耐震壁脚部



(b) CLT 耐震壁頭部



(c) 集成材柱脚部



(d) 集成材柱頭部



(e) 直交壁脚部



(f) 直交壁頭部

図 4.2.1-15 ドリフトピン挿入の状況

4.2.2 各試験体の事前解析

事前解析に用いる解析モデルの概要を示す。解析は midasiGen を用いて、静的荷重増分解析を行った。傾斜復元力を考慮するため P- Δ 効果を考慮した解析とした。ここでは幾何非線形性は考慮していない。本解析では、引張バネ要素のみが非線形要素とした。引張バネは、事前の要素試験結果を模擬した性能をモデル化し金物破断後の耐力低下を考慮できる骨格曲線とした。柱や直交壁の柱脚は、引抜き抵抗がないものとして、圧縮力のみを伝達し、ずれ止めのせん断バネを配置した。CLT 耐力壁は、支圧バネおよび引張バネ、せん断バネを配置した。せん断バネは、簡単のため剛とした。なお、C 試験体の 910mm 側の壁の引張金物は 1820mm 側の壁の 1.5 倍の性能とした。

大梁は、梁要素としてモデル化し、弾性部材として扱った。梁の応力を確認し、終局曲げモーメントを超えているかで梁の折損の有無を確認した。(A-1、A-2 の試験体) 大梁の終局曲げモーメントは $M_u = F_b \times Z = 79.85 \text{ kNm}$ (105x390[E105-F300]) 桁梁の継手は腰掛蟻継ぎ手のためピン接合として扱った。

小梁は、梁要素としてモデル化し、通常ではピン接合で材端をモデル化することが一般的と考えるが金物工法を採用し上面に合板を取り付けているため、実態の荷重伝達に近い形となるように、ピン接合ではなく、仮に半剛接合で伝達率を 50% とした。

重量は、部材自重に加えて、積載荷重として錘の重量 (錘ありの試験体) を面荷重として、加力桁の重量を部材荷重として入力した。

水平構面は剛床仮定とし、桁レベルに水平力を加えて変位増分解析を行った。

以下に、モデル図等を示す。

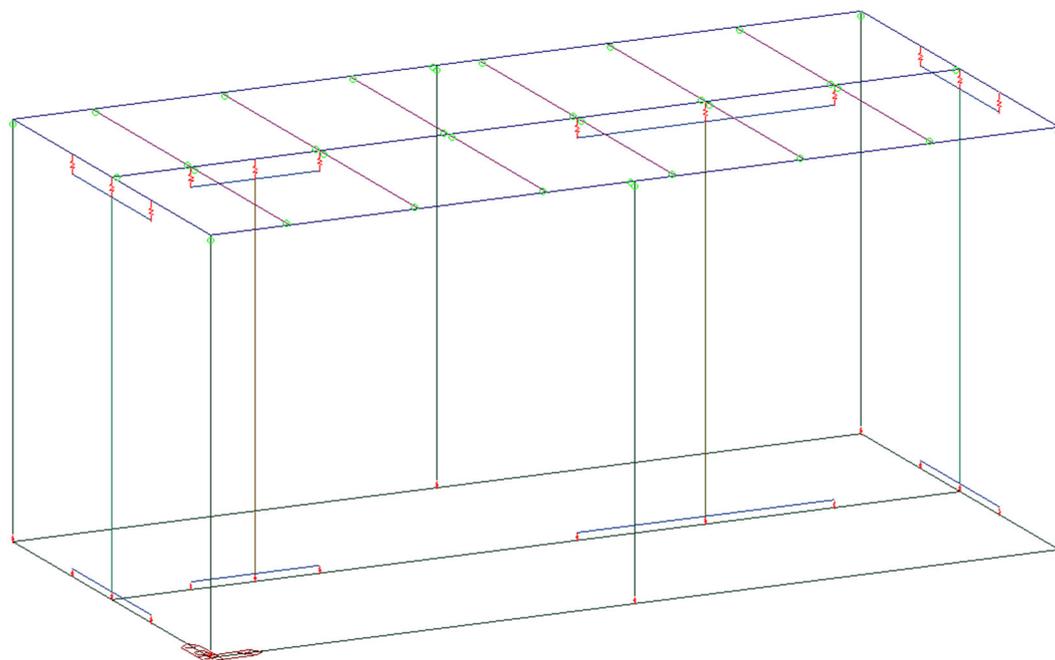


図 4.2.2-1 解析モデル図 (A1 試験体)

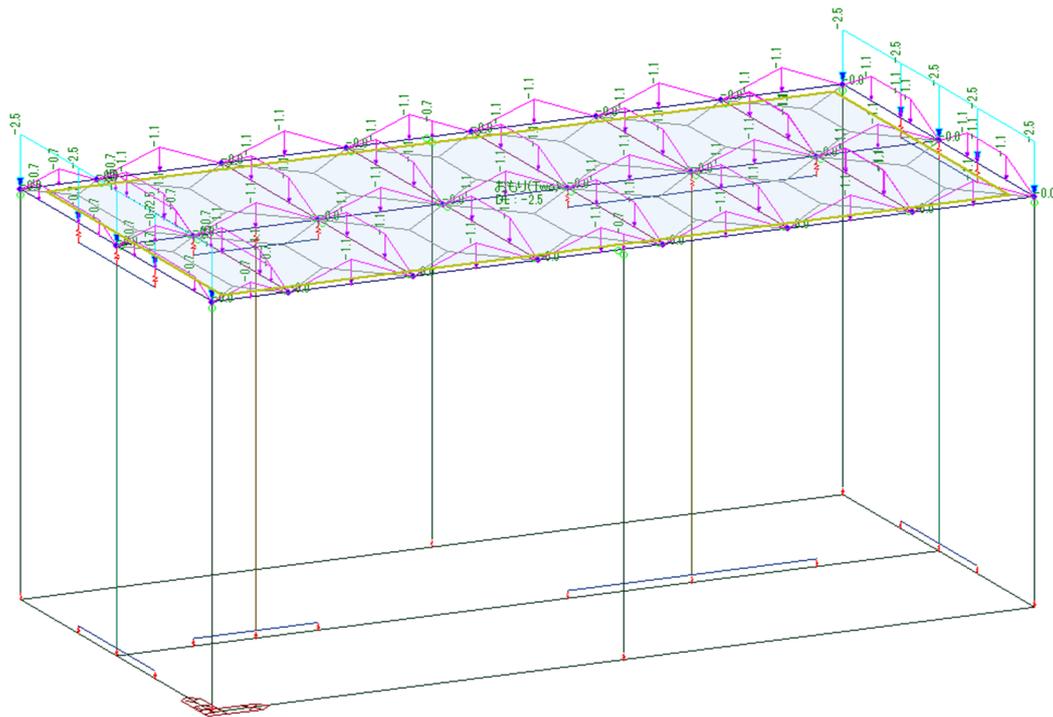


図 4.2.2-2 荷重図 (A1 試験体)

錘の重量は 2.5kN/m^2 として 3×6 の平面であるため、 45kN である。加力桁の重量は 2.5kN/m として 3m 分が2本あるためトータルで 15kN である。試験体自重はおおよそ、 15kN 程度である。総重量としては約 75kN となる。A-2 試験体については、錘重量がないため約 30kN となる。

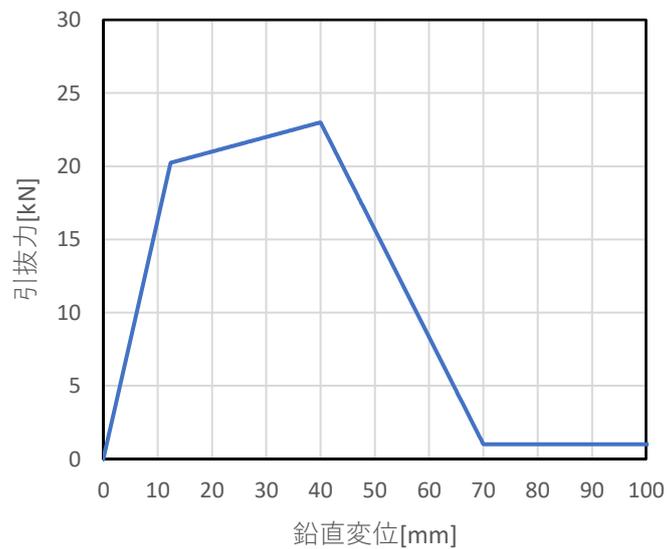


図 4.2.2-3 引張バネ要素

(1) A-1 試験体

下図に全体の荷重変形および個々の壁の負担せん断力および中央梁の曲げモーメントを示す。個々の壁の負担せん断力は、1820mm の壁が 90%程度となっており、壁長さの比率の負担にはなっていない。50mm 程度で引張金物が破断して荷重低下が生じている。階高が 2900mm 程度のため、層間変形角としては 1/60 程度であり、1 次設計時のクライテリアの 1/200 よりも大きな変形領域で金物が壊れることが確認できる。梁の曲げモーメントについては、終局曲げ耐力を上回る曲げモーメントが発生しているため、A-1 の試験体では、実験時に梁の折損が生じる可能性がある。

続いて、最大荷重時、全体変形が 400mm の時点の曲げモーメント図、軸力図、せん断力図、変形図を示す。400mm の時点での軸力を見ると 1:9 程度の割合で 1820mm の壁の軸力負担が大きい。壁の鉛直負担割合は、初期状態と壁変形時の突き上げ時には大きく変化することが確認できる。梁が折れない前提の解析であるため、壁の剛体回転により床が持ち上がる変形となり、1820mm と 910mm の壁が混在していることで、床が斜めになっている。

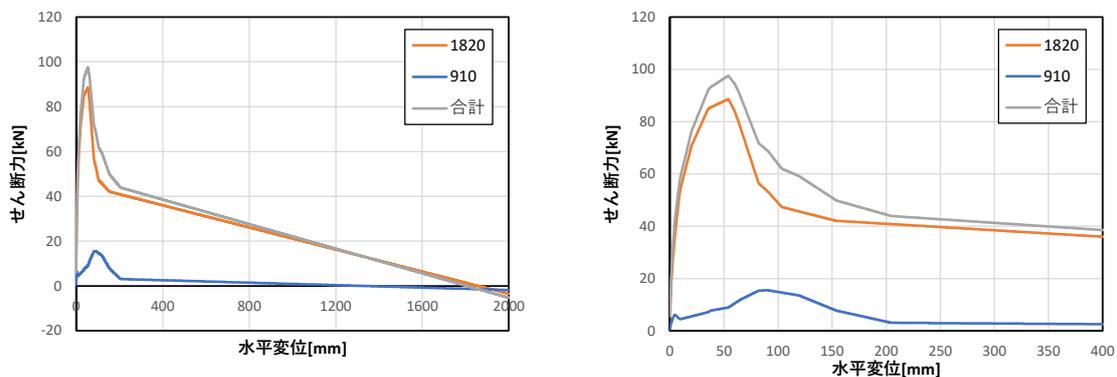


図 4.2.2-4 荷重変形 (左：全域、右：400mm まで)

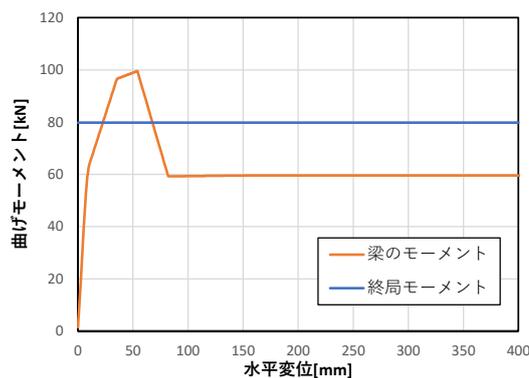
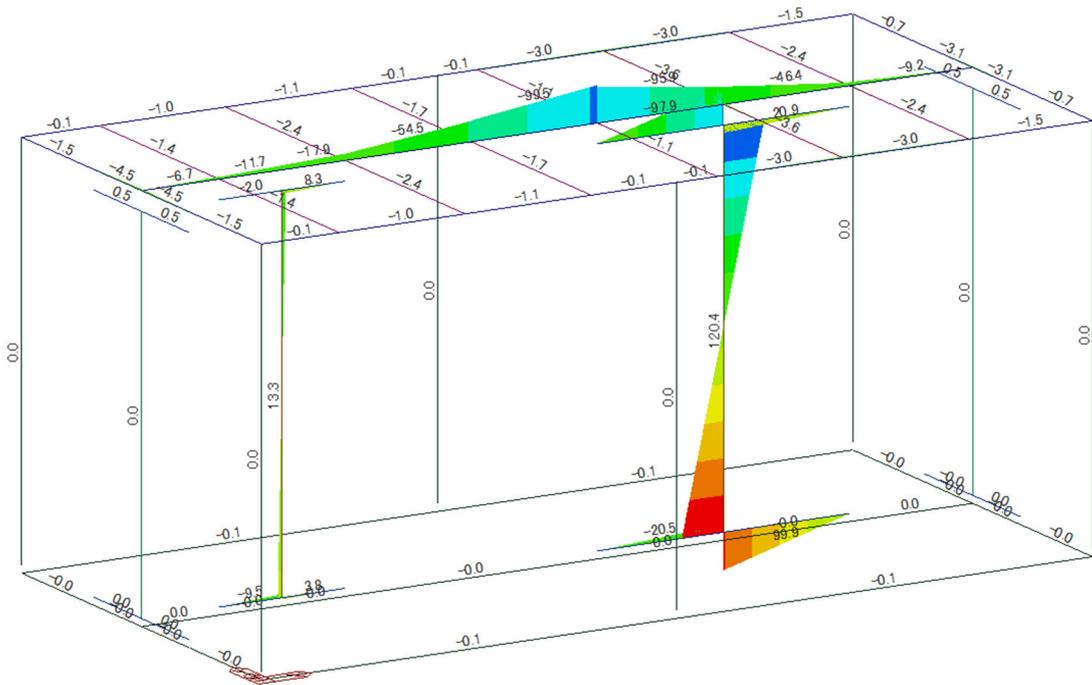
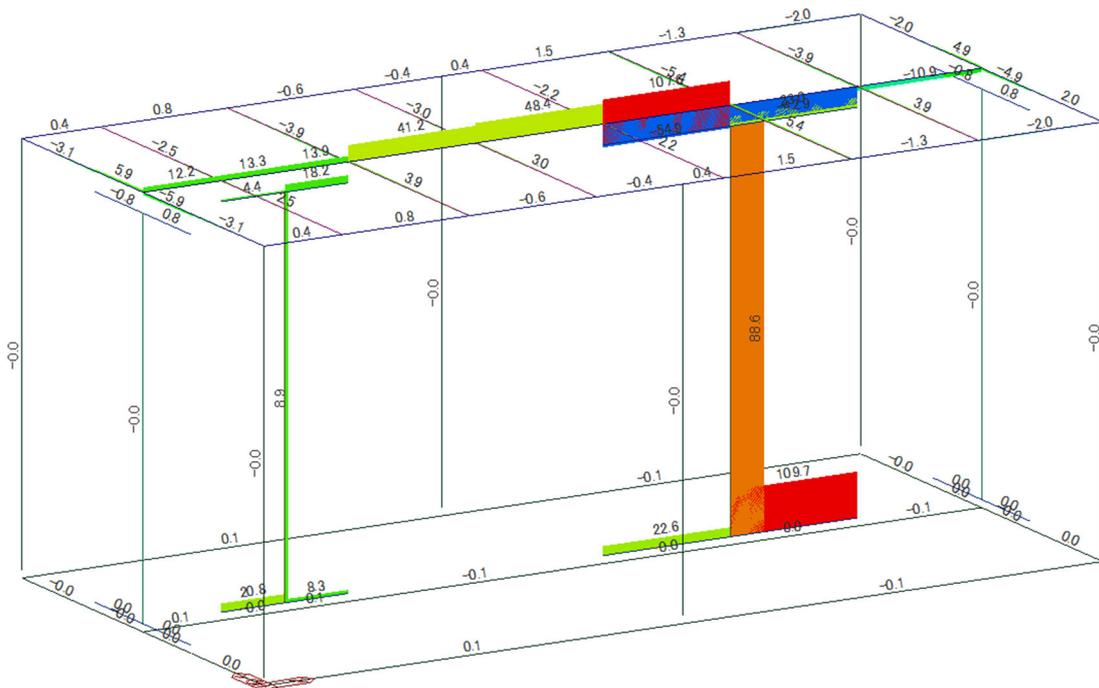


図 4.2.2-5 中央梁の曲げモーメント

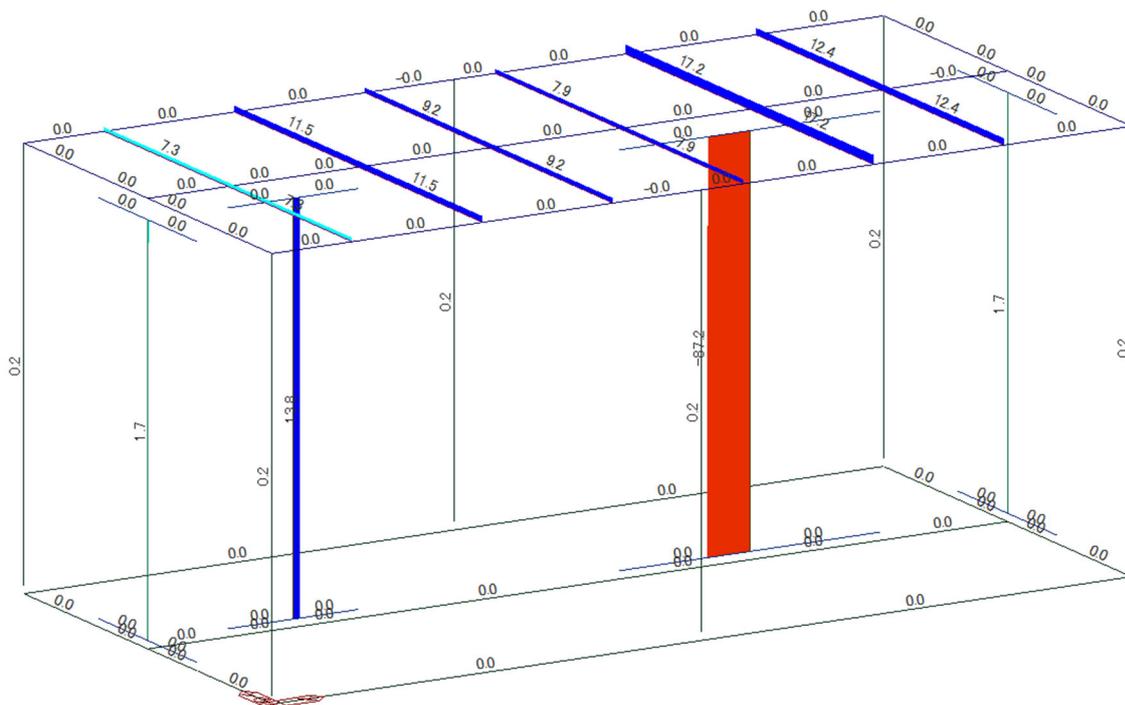


最大荷重時 モーメント図[kNm]

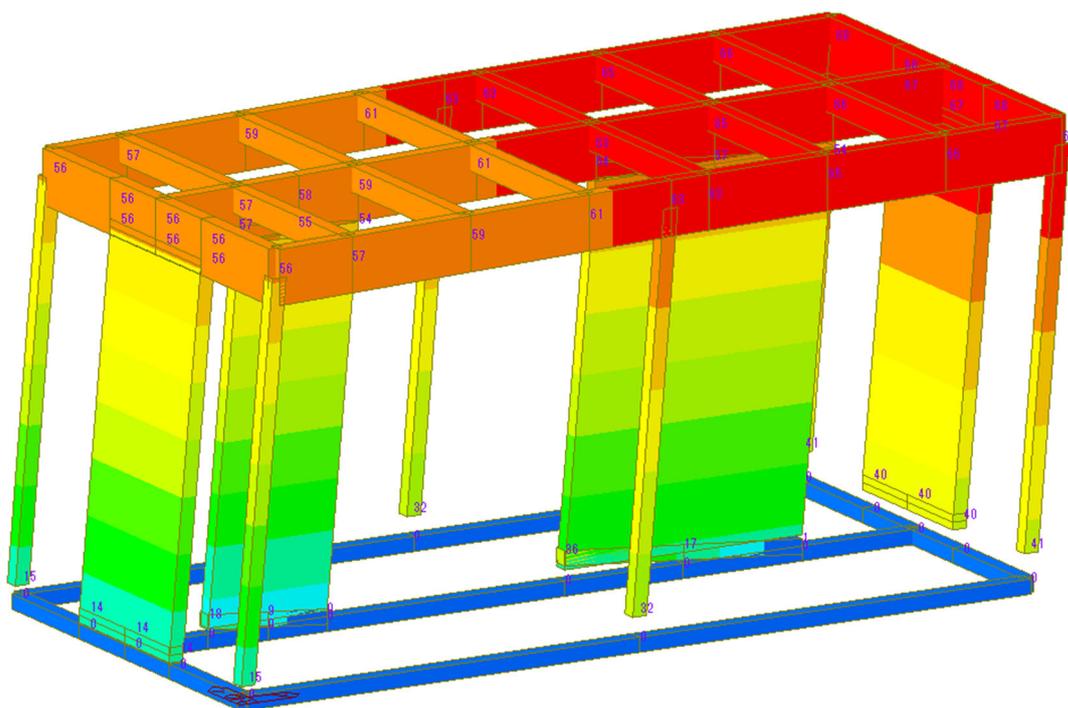


最大荷重時 せん断力図[kN]

図 4.2.2-6 A-1 試験体 最大荷重時 応力図・変形図 (1)

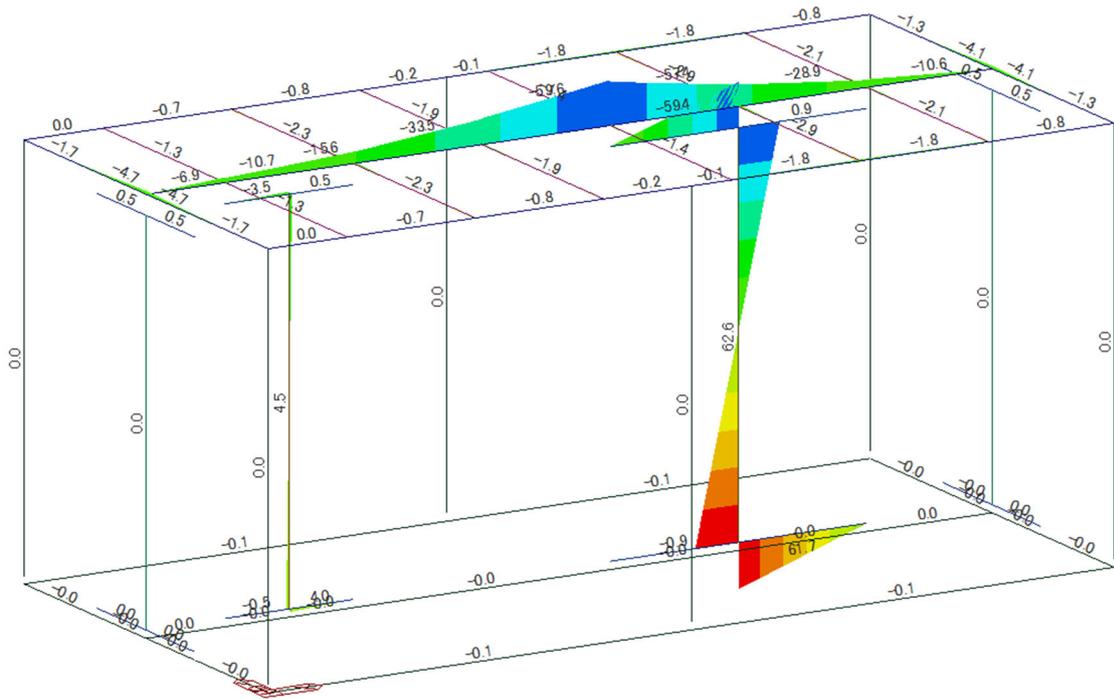


最大荷重時 軸力图[kN]

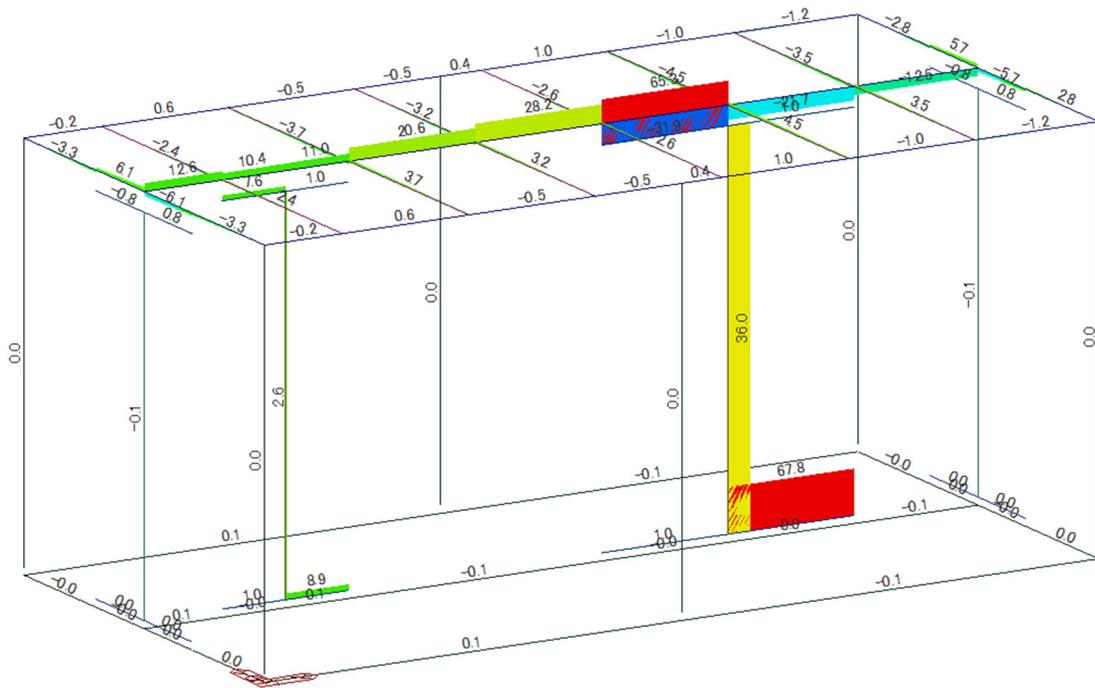


最大荷重時 変形図[mm]

図 4.2.2-7 A-1 試験体 最大荷重時 応力图・変形図 (2)

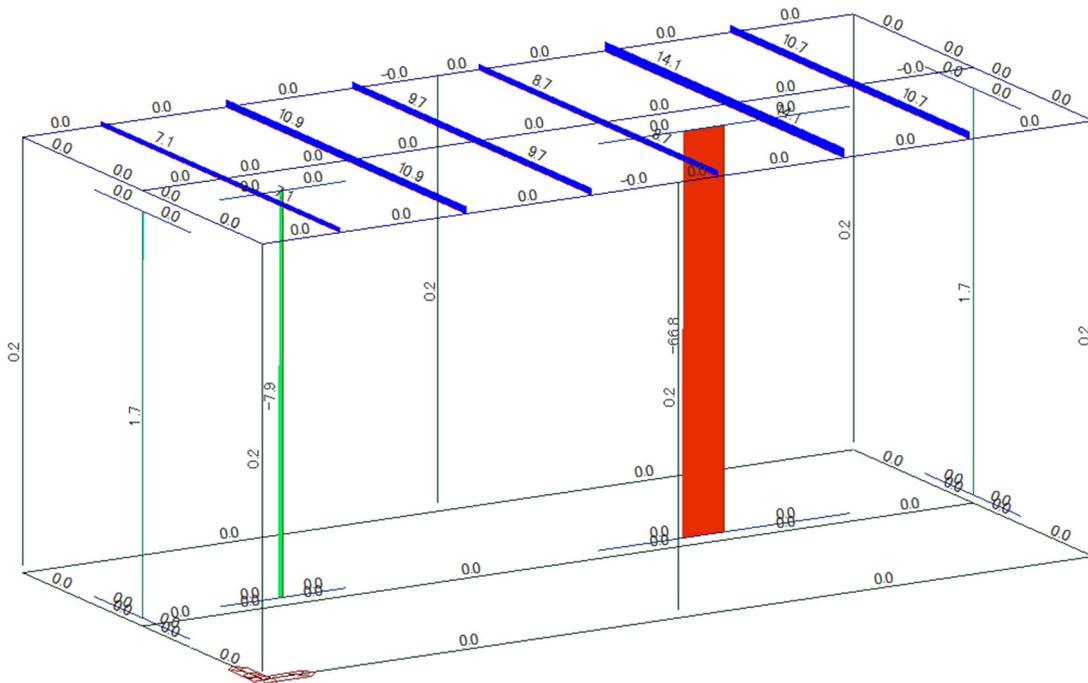


400mm 変形時 モーメント図[kNm]

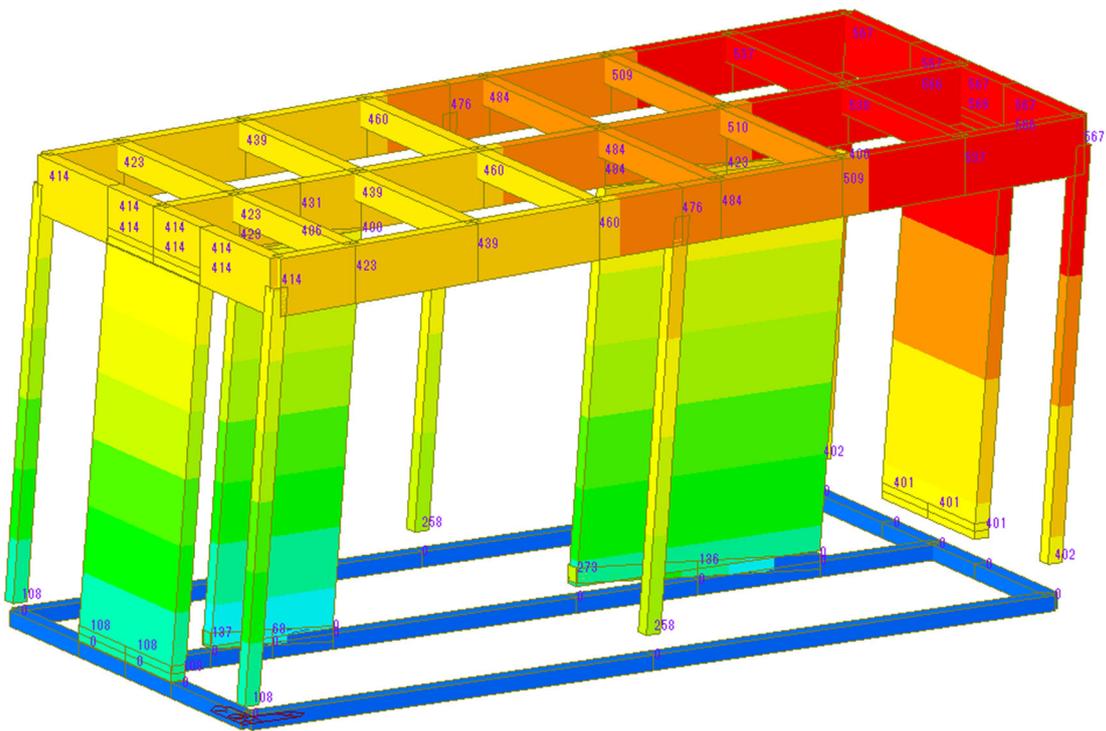


400mm 変形時 せん断力図[kN]

図 4.2.2-8 A-1 試験体 400mm 変形時 応力図・変形図 (1)



400mm 変形時 軸力图[kN]



400mm 変形時 変形図[mm]

図 4.2.2-9 A-1 試験体 400mm 変形時 応力图・変形図 (2)

(2) A-2 試験体

下図に全体の荷重変形および個々の壁の負担せん断力および中央梁の曲げモーメントを示す。基本的な傾向は A-1 試験体と同様である。鉛直荷重が減った分、全体の抵抗値としては下がる。梁の曲げモーメントについては、A-1 の試験体では終局曲げ耐力を上回る曲げモーメントが発生していたが、鉛直荷重が減ったことにより鉛直荷重に対するモーメントが小さくなり、梁の曲げモーメントは終局耐力以下になっている。A-1,A-2 の梁の曲げモーメントの上昇を見ると金物によるモーメント上昇が 40kNm 程度であることがわかる。

続いて、最大荷重時、全体変形が 400mm の時点の曲げモーメント図、軸力図、せん断力図、変形図を示す。応力図・変形の傾向は A-1 と同様である。

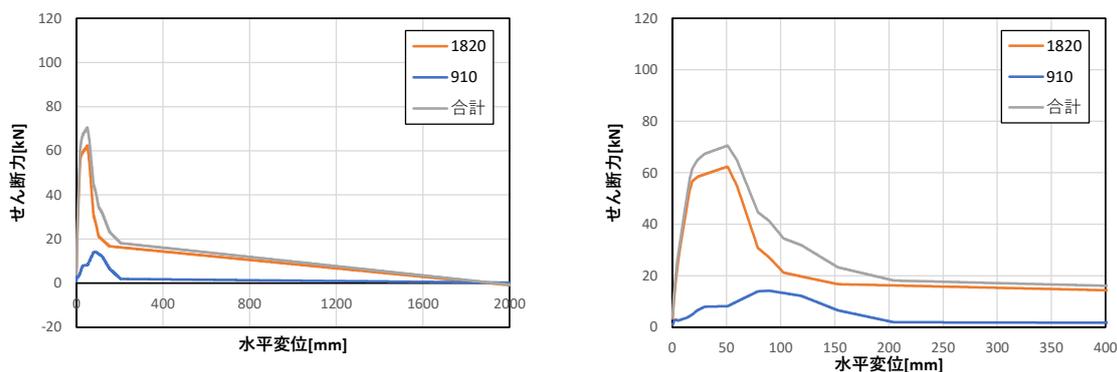


図 4.2.2-10 荷重変形 (左：全域、右：400mm まで)

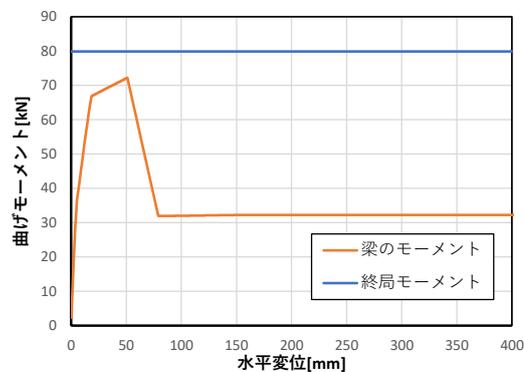
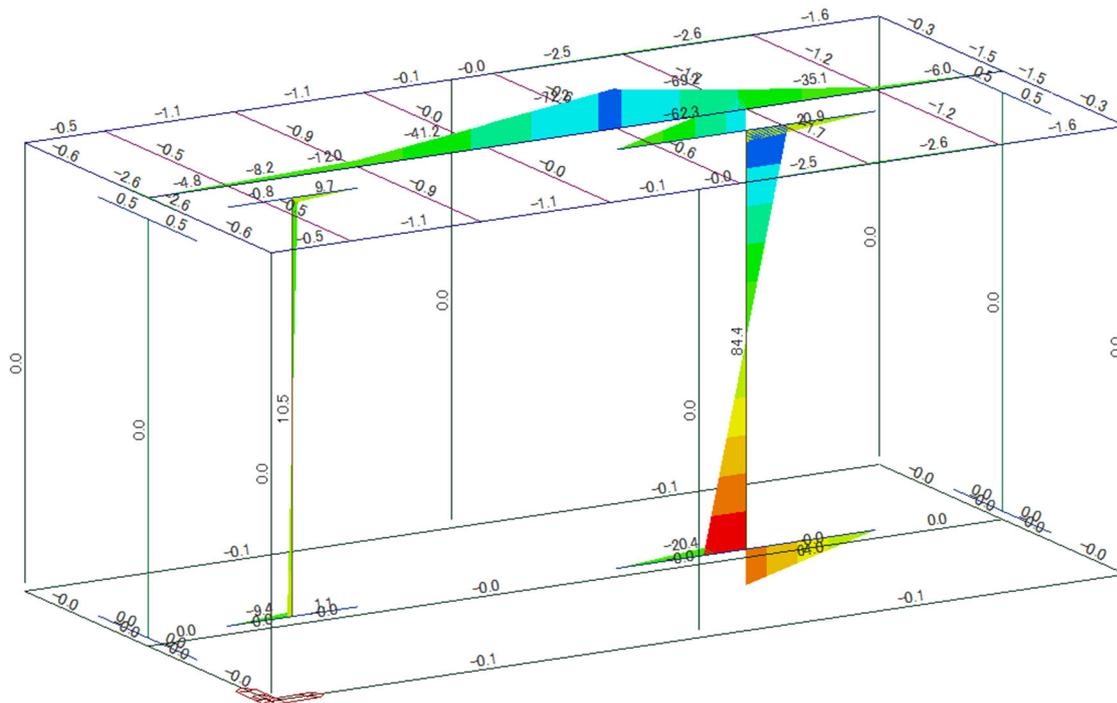
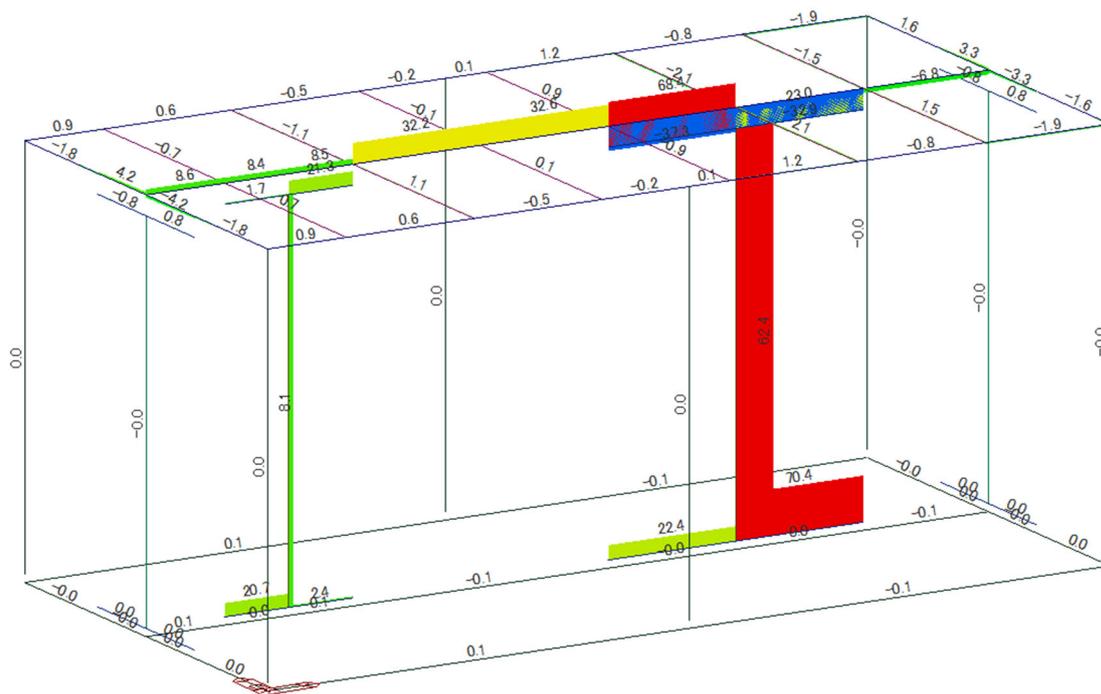


図 4.2.2-11 中央梁の曲げモーメント

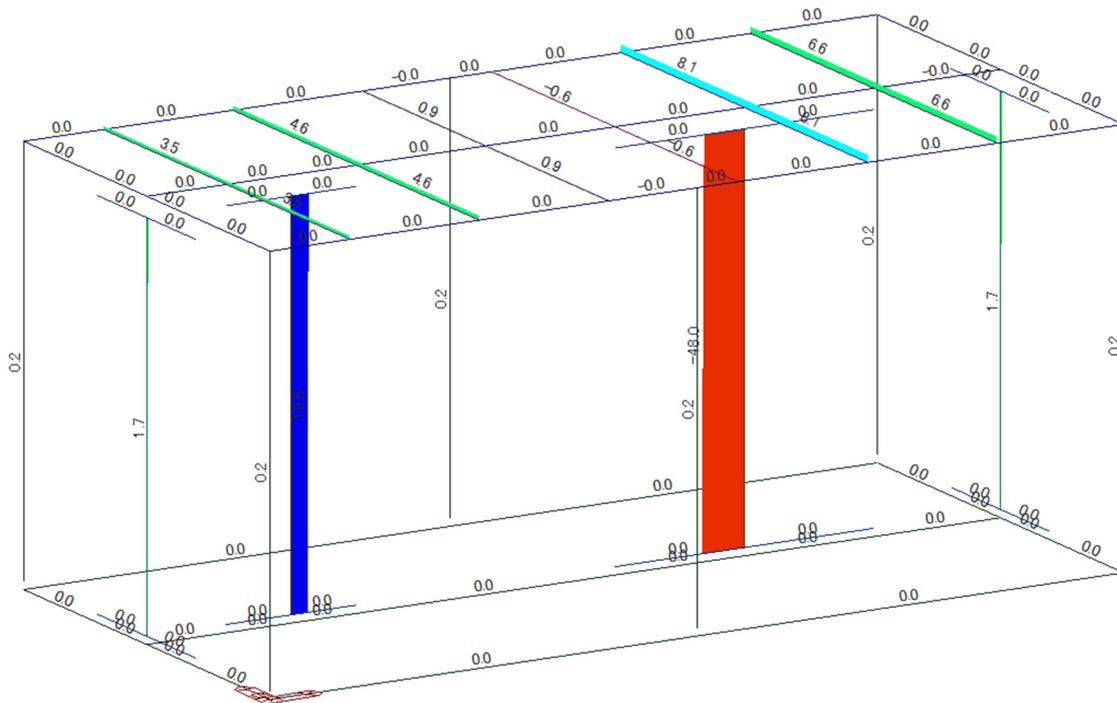


最大荷重時 モーメント図[kNm]

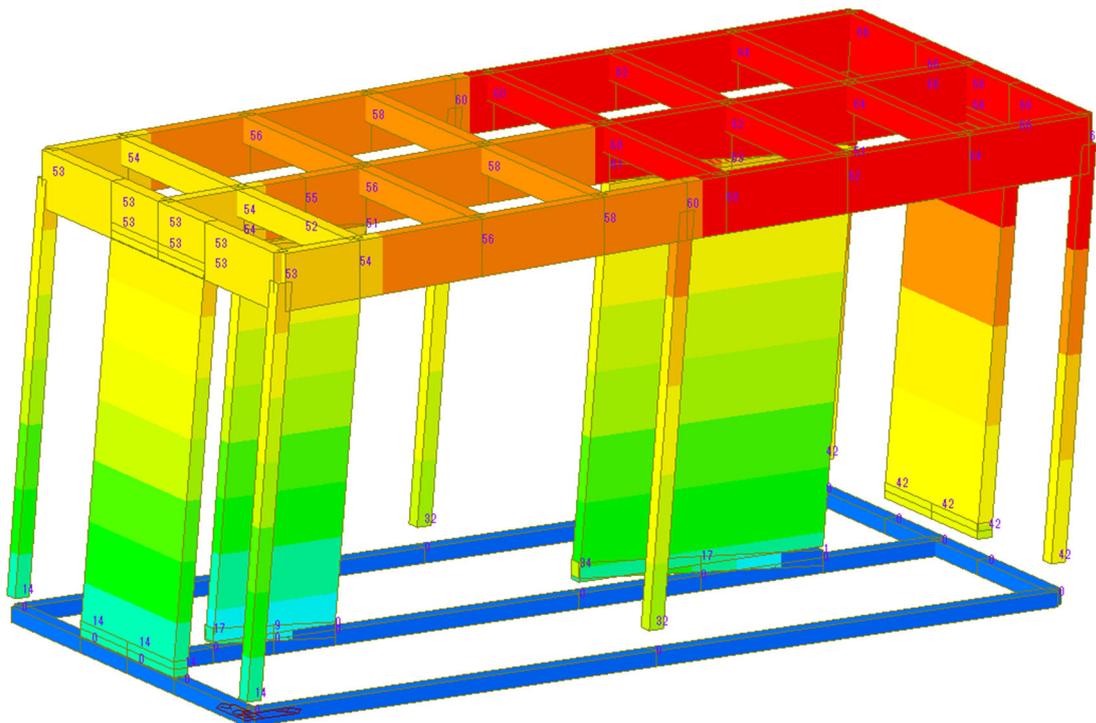


最大荷重時 せん断力図[kN]

図 4.2.2-12 A-2 試験体 最大荷重時 応力図・変形図 (1)

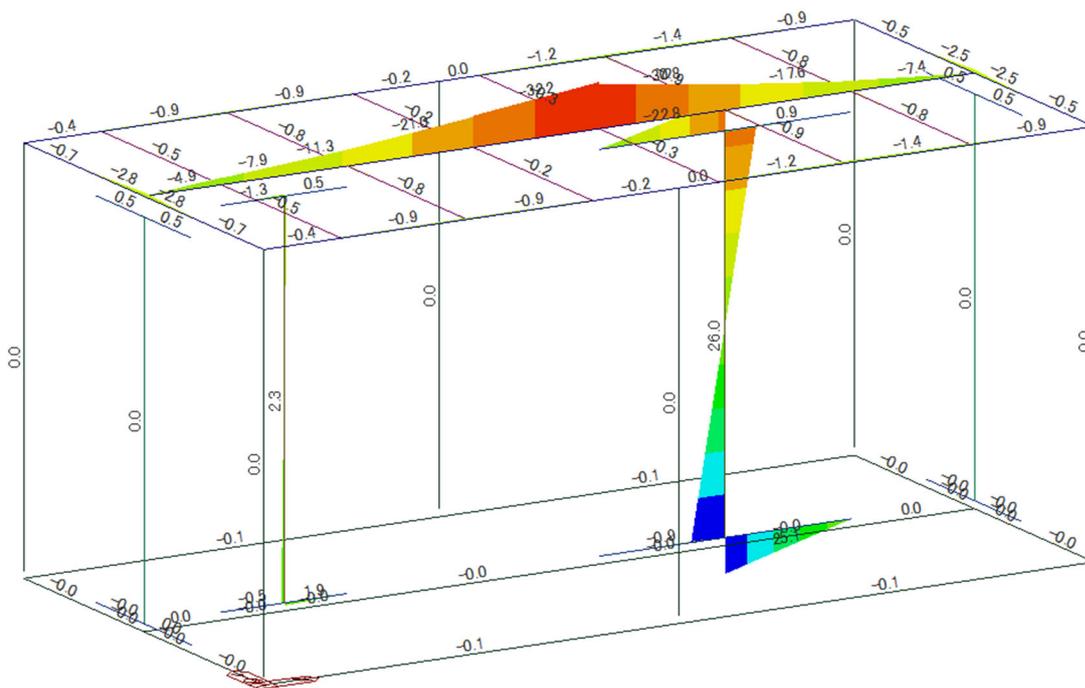


最大荷重時 軸力图[kN]

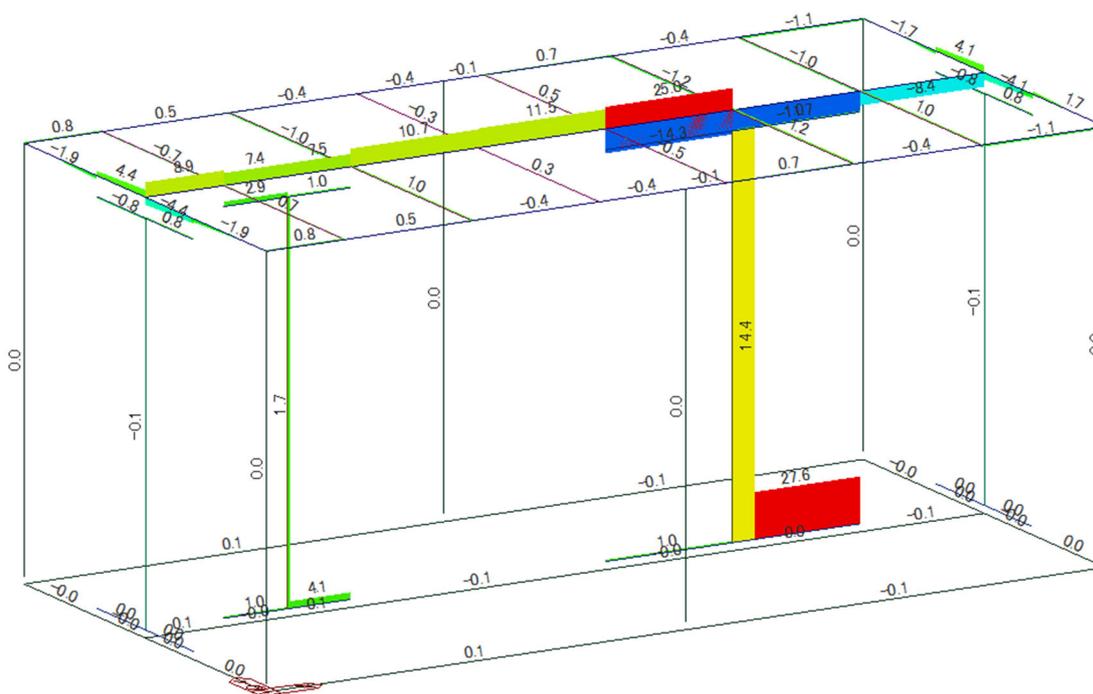


最大荷重時 変形図[mm]

図 4.2.2-13 A-2 試験体 最大荷重時 応力图・変形図 (2)

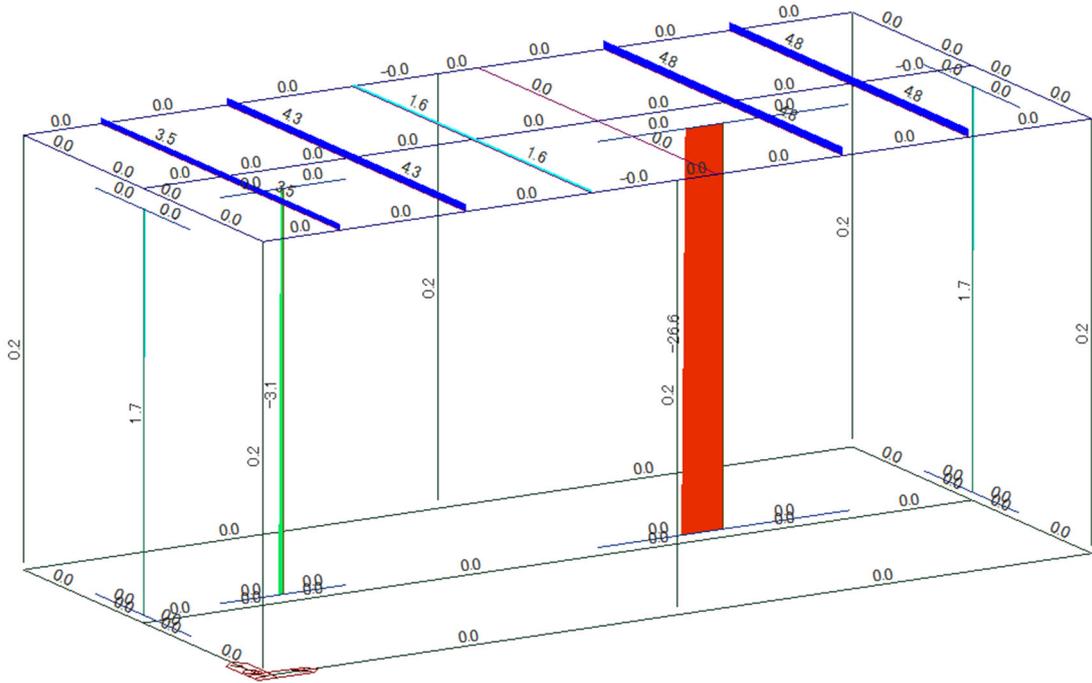


400mm 変形時 モーメント図[kNm]

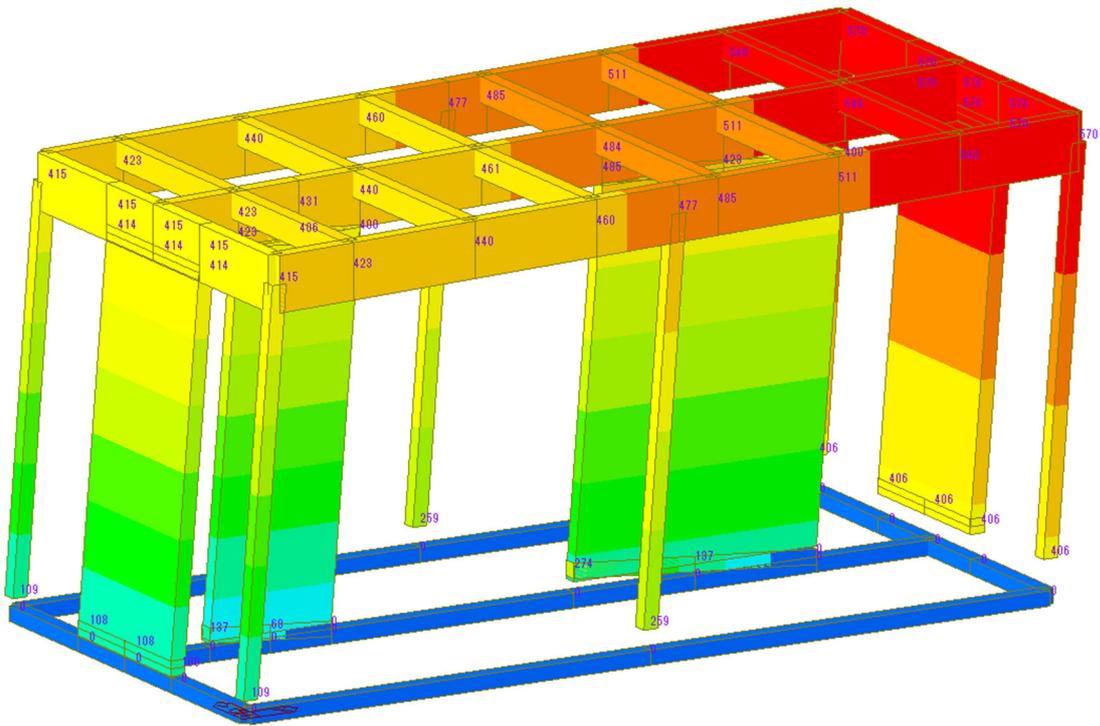


400mm 変形時 せん断力図[kN]

図 4.2.2-14 A-2 試験体 400mm 変形時 応力図・変形図 (1)



400mm 変形時 軸力图[kN]



400mm 変形時 変形図[mm]

図 4.2.2-15 A-2 試験体 400mm 変形時 応力图・変形図 (2)

(3) B-1 試験体

下図に全体の荷重変形および個々の壁の負担せん断力を示す。最大荷重時では 1820mm の壁の負担割合が 70%程度となっており、壁長さの比率に近い負担割合となっている。50mm 程度で引張金物が破断して荷重低下が生じている。階高が 2900mm 程度のため、層間変形角としては 1/60 程度であり、1 次設計時のクライテリアの 1/200 よりも大きな変形領域で金物が壊れることが確認できる。

続いて、最大荷重時、全体変形が 400mm の時点の曲げモーメント図、軸力図、せん断力図、変形図を示す。中央部分に梁継ぎ手を設けており、ピン接合でモデル化しているため、床全体が中央で折れ曲がる形で変形している。1820mm 側の傾斜復元力の限界変位（荷重がゼロとなる変位）が壁幅より大きくなっているのは、床全体が折れ曲がったことで、直交壁が浮き上がらずに着地している状態となるため、1820mm 側は全体のスタンスが大きくなっていることが考えられる。

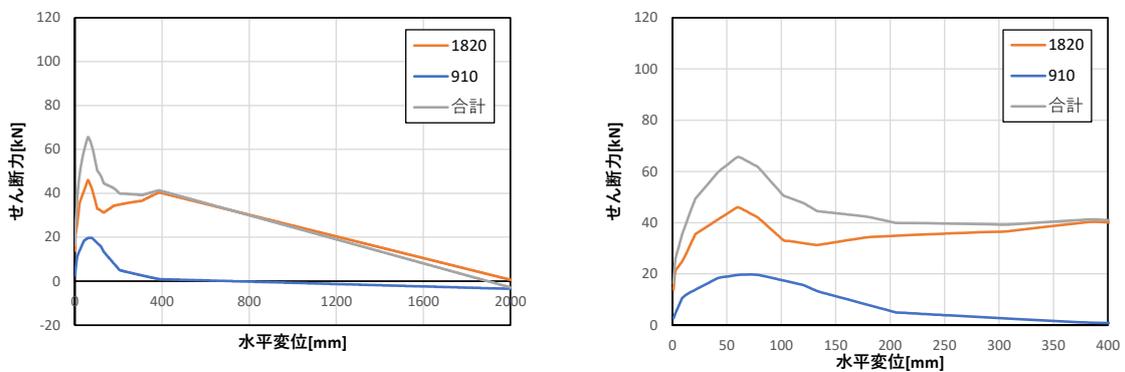
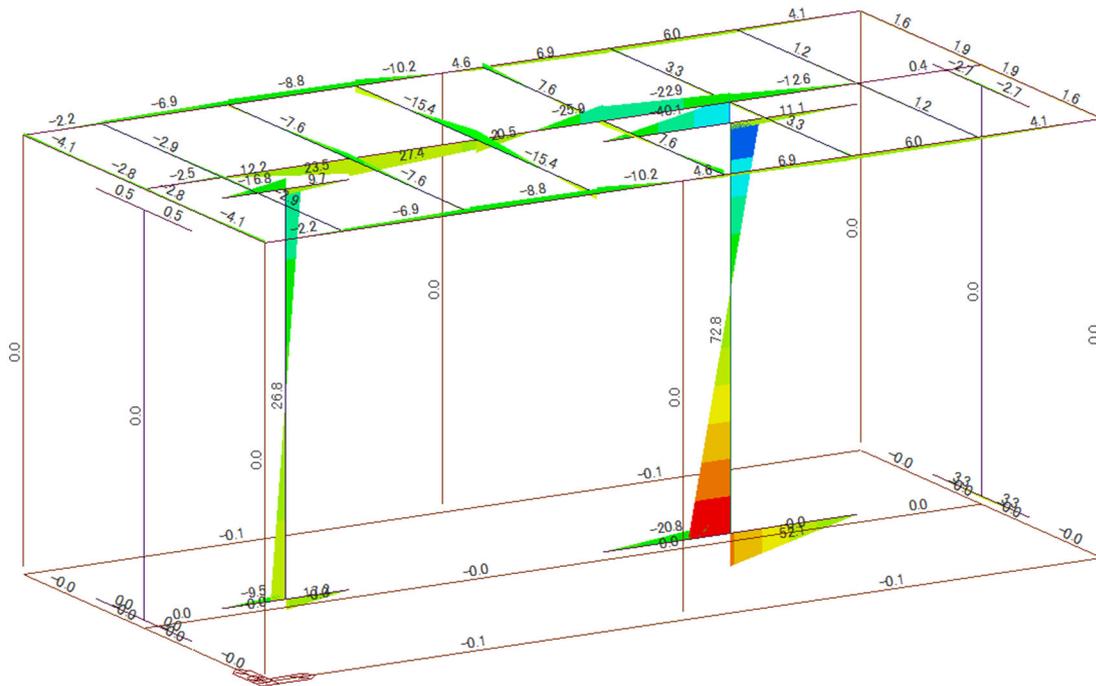
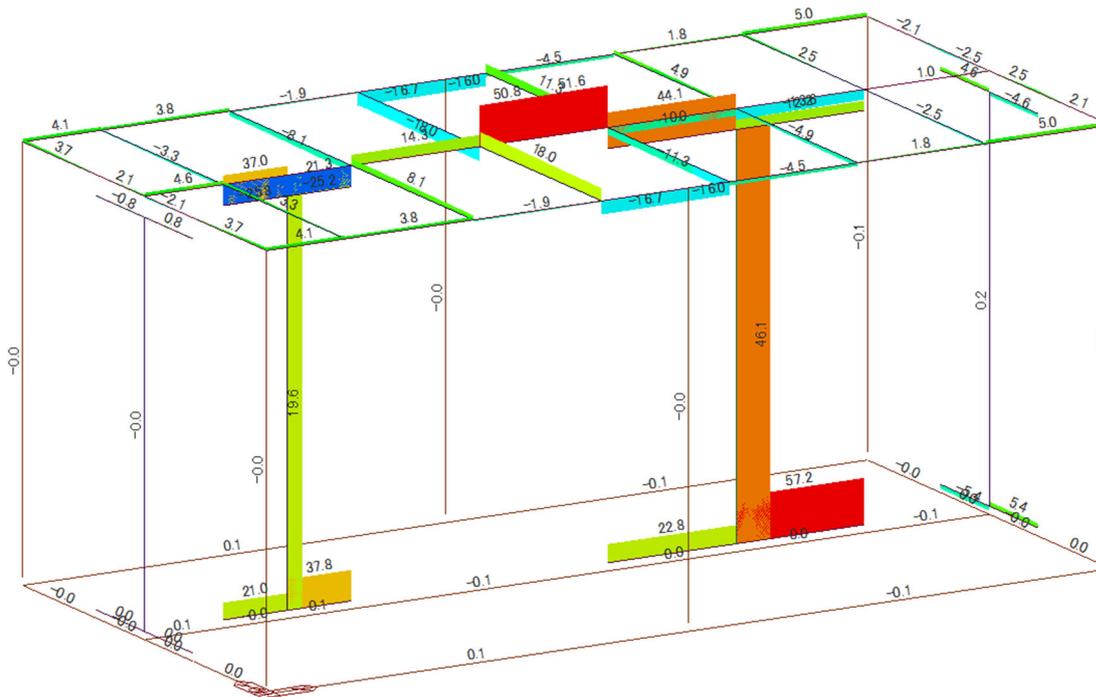


図 4.2.2-16 荷重変形（左：全域、右：400mm まで）

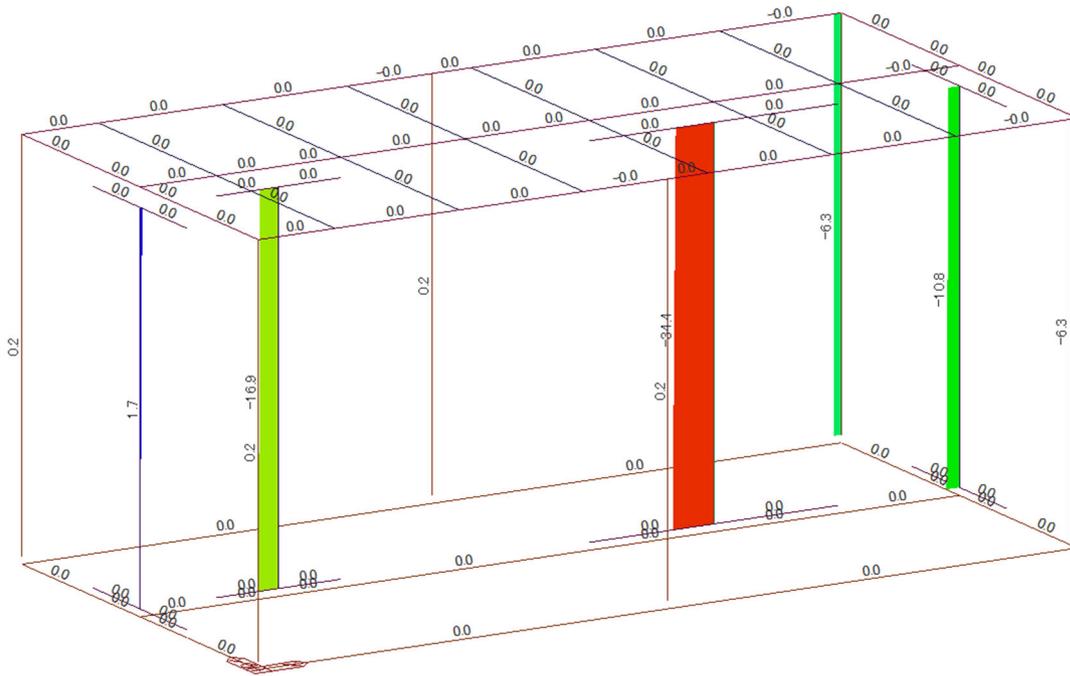


最大荷重時 モーメント図[kNm]

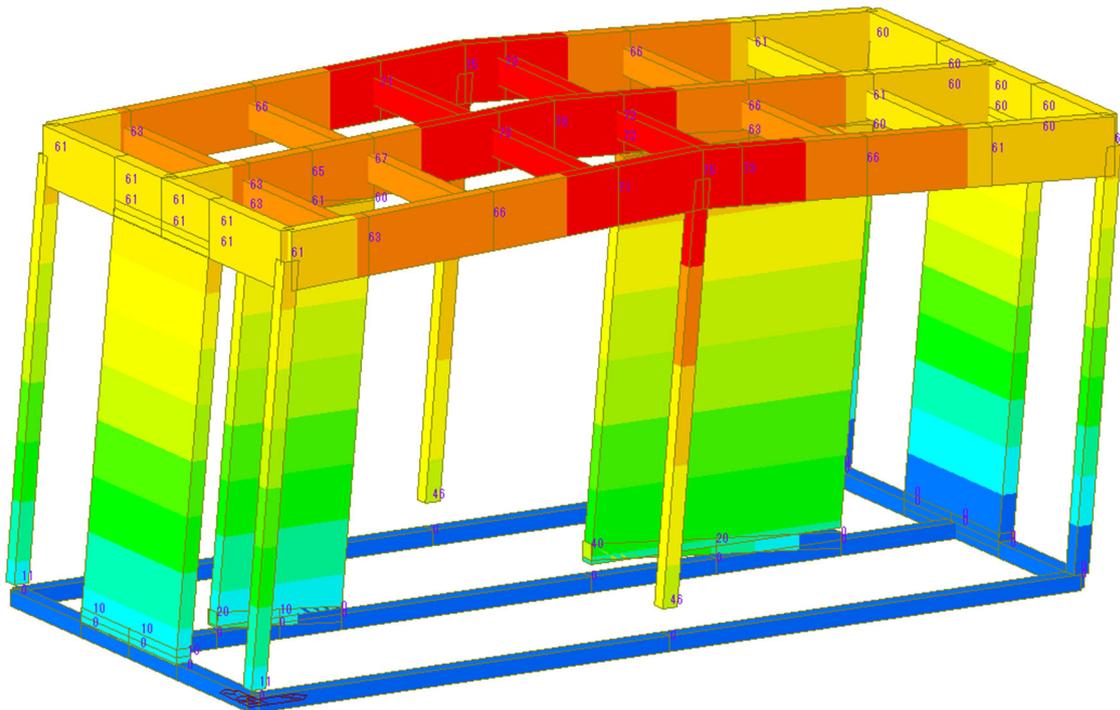


最大荷重時 せん断力図[kN]

図 4.2.2-17 B-1 試験体 最大荷重時 応力図・変形図 (1)

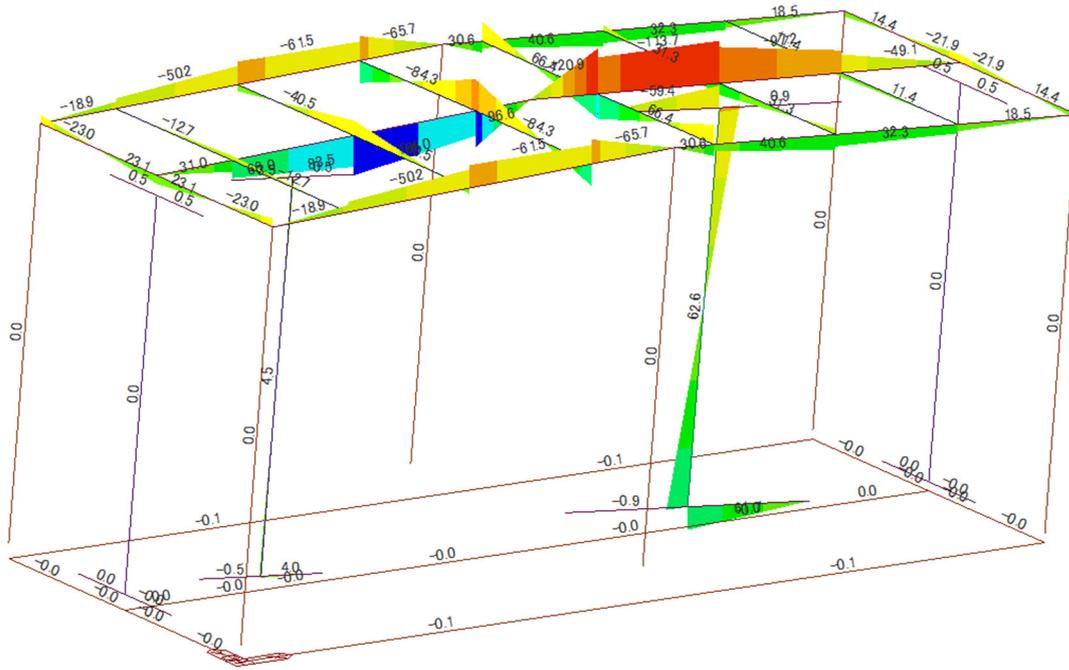


最大荷重時 軸力图[kN]

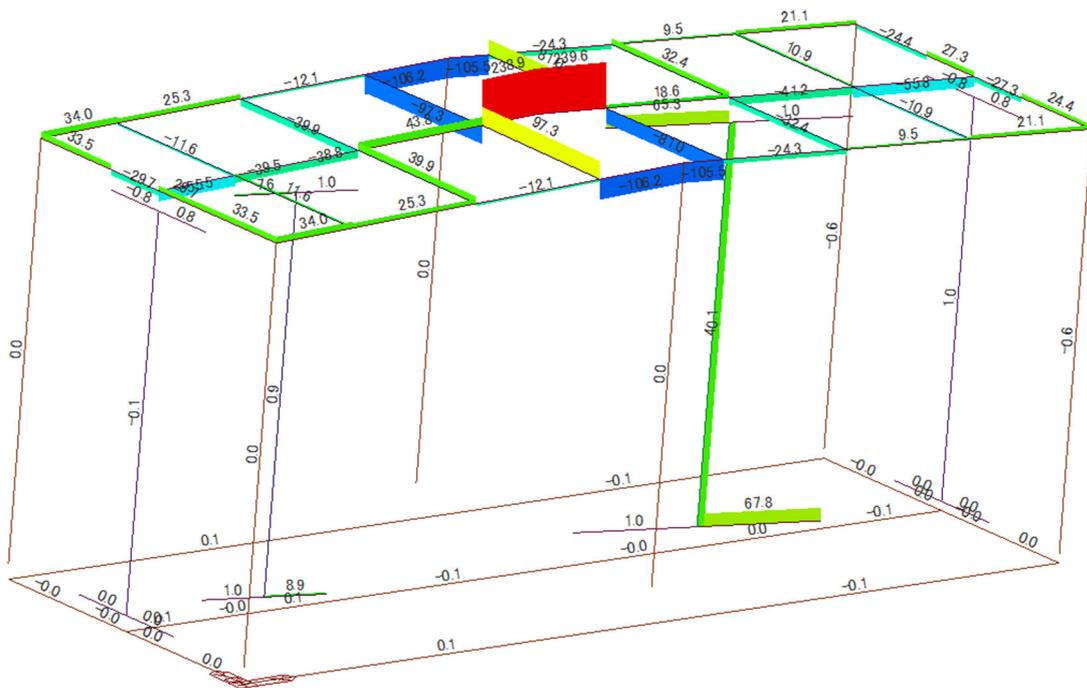


最大荷重時 変形图[mm]

図 4.2.2-18 B-1 試験体 最大荷重時 応力图・変形图 (2)

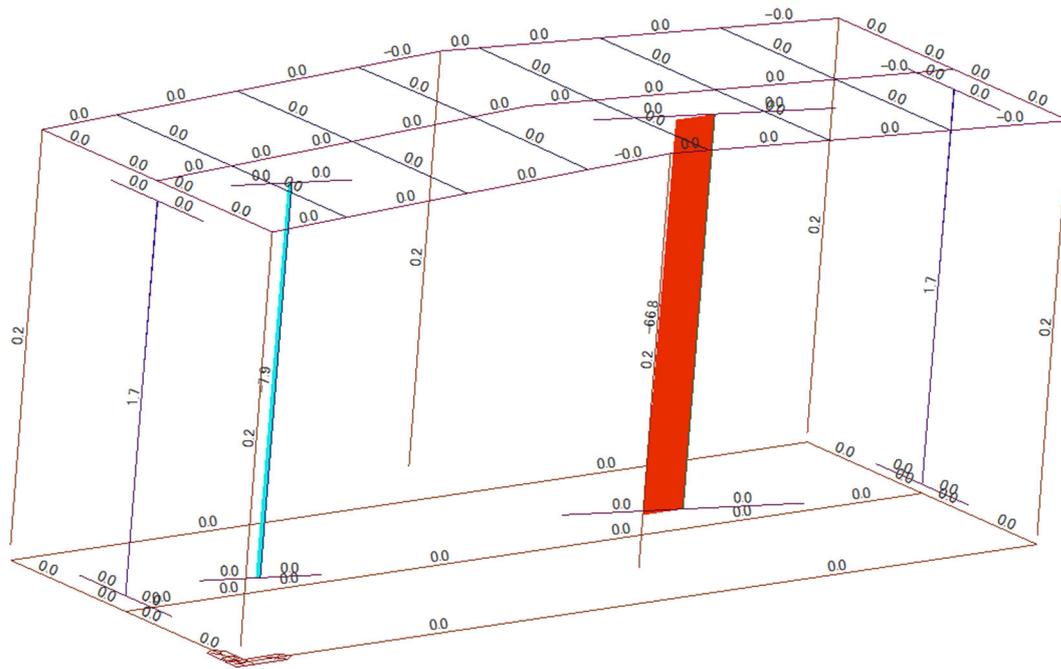


400mm 変形時 モーメント図[kNm]

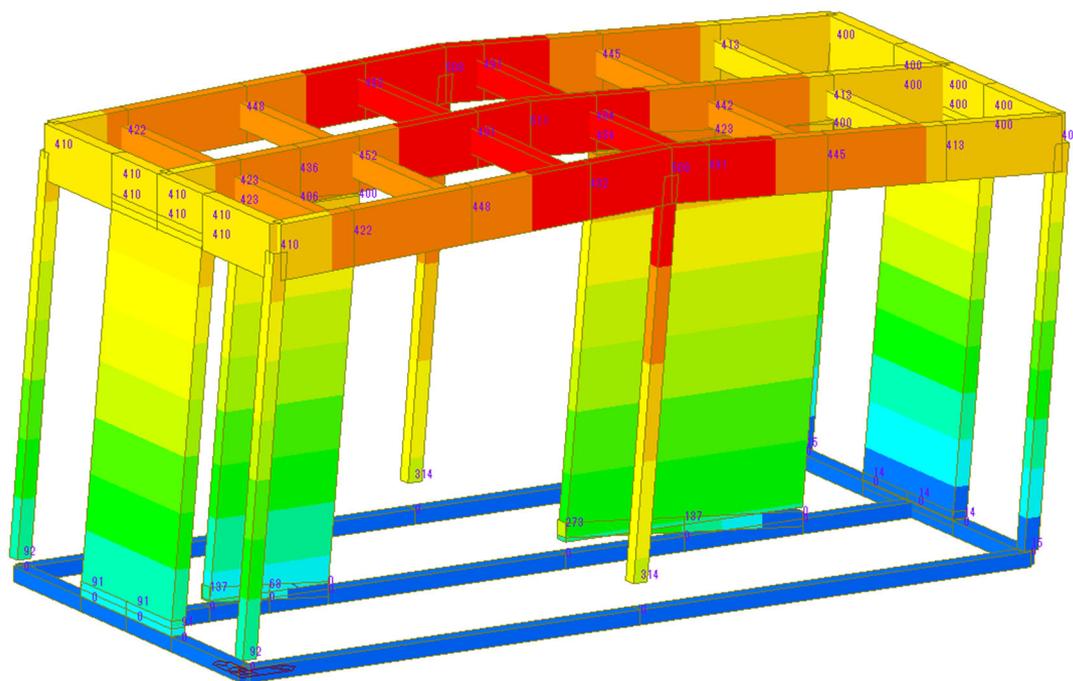


400mm 変形時 せん断力図[kN]

図 4.2.2-19 B-1 試験体 400mm 変形時 応力図・変形図 (1)



400mm 変形時 軸力图[kN]



400mm 変形時 変形図[mm]

図 4.2.2-20 B-1 試験体 400mm 変形時 応力图・変形図 (2)

(4) B-2 試験体

下図に全体の荷重変形および個々の壁の負担せん断力を示す。これまでは、1820mm の壁の方がせん断力の負担割合が大きかったが、B-2 試験体では、同程度のせん断力の負担割合となっている。金物破断後の傾斜復元力による抵抗が同程度であり、壁長さが1:2の関係を踏まえると、鉛直荷重は910mmが1820mmの倍の荷重を負担していることが推測できる。50mm程度で引張金物が破断して荷重低下が生じている。階高が2900mm程度のため、層間変形角としては1/60程度であり、1次設計時のクライテリアの1/200よりも大きな変形領域で金物が壊れることが確認できる。B-1 試験体では床全体が折れ曲がるような性状であったのに対して、B-2 試験体では変形方向とは逆側の桁が持ち上がり、床が全体的に斜めになっている。荷重がゼロとなる変位については、これまでのA-1,A-2,B-1と傾向が異なり1350mm程度となり500mm程度小さくなっている。これは、910の壁の荷重負担が増えたことで、傾斜復元力の勾配が大きくなっていることが影響している。A-1、A-2、B-1については、910mmの壁側の鉛直荷重負担割合が小さくほとんど傾斜復元力を発揮できていないため、1820mmの壁単体に近い挙動を示している。

続いて、最大荷重時、全体変形が400mmの時点の曲げモーメント図、軸力図、せん断力図、変形図を示す。400mmの時点での負担軸力を見ると、910mmと1820mmの値がおおよそ2:1程度になっている。従来の在来軸組構造であれば、壁のせん断変形が卓越する構造として、加力方向が正側と負側で性状が異なることはほとんどないと考えられるが、CLT壁の回転変形が卓越し傾斜復元力の影響が大きい構造であるため、加力方向によって構造性能が異なることが確認できる。

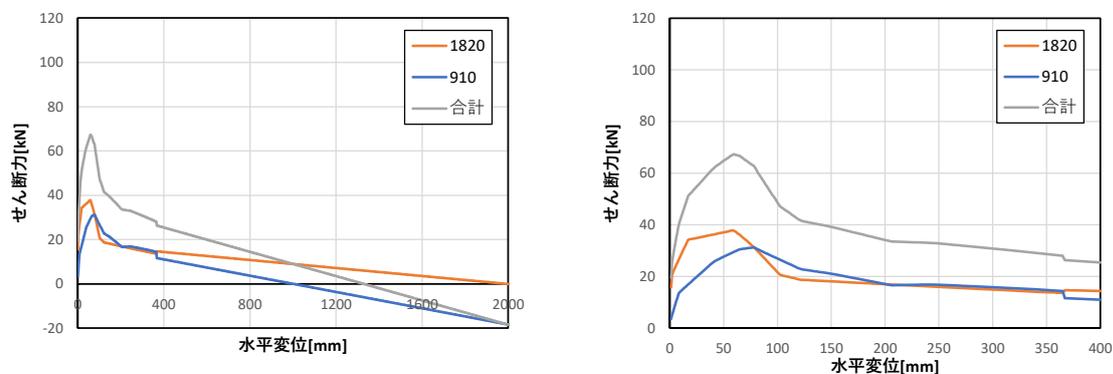
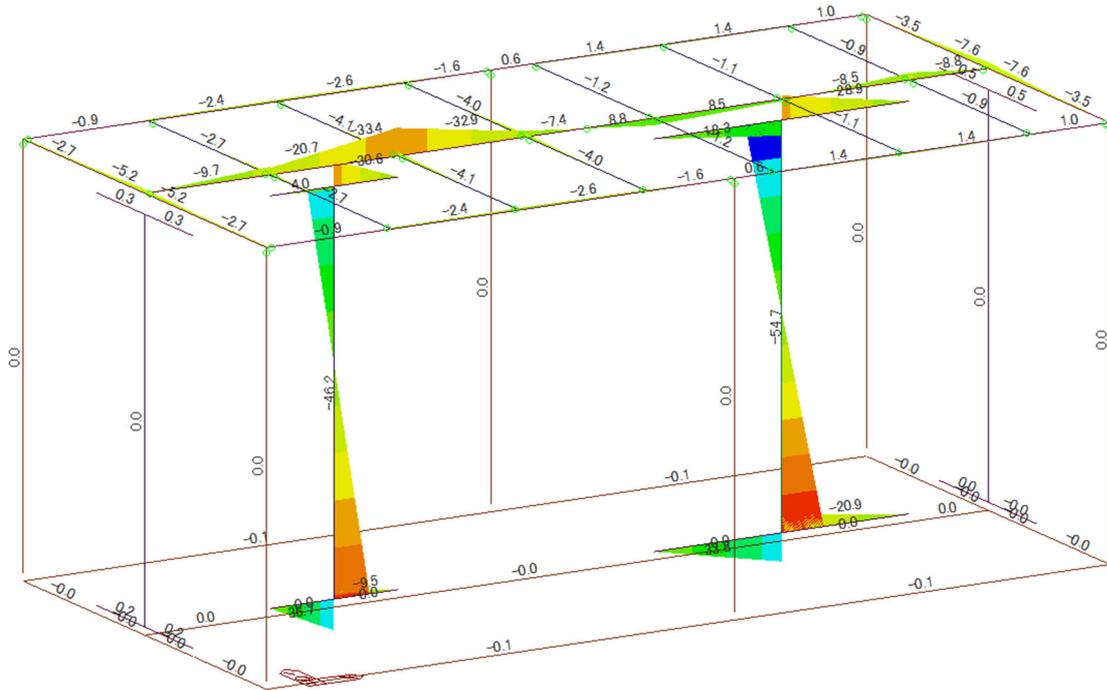
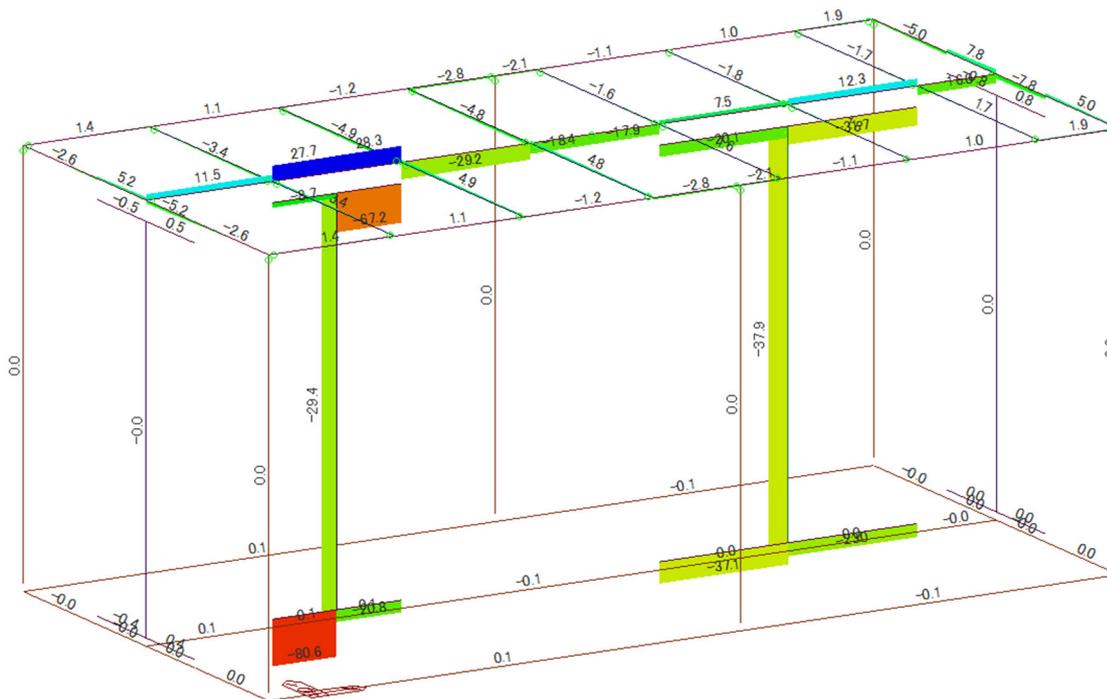


図 4.2.2-21 荷重変形（左：全域、右：400mm まで）

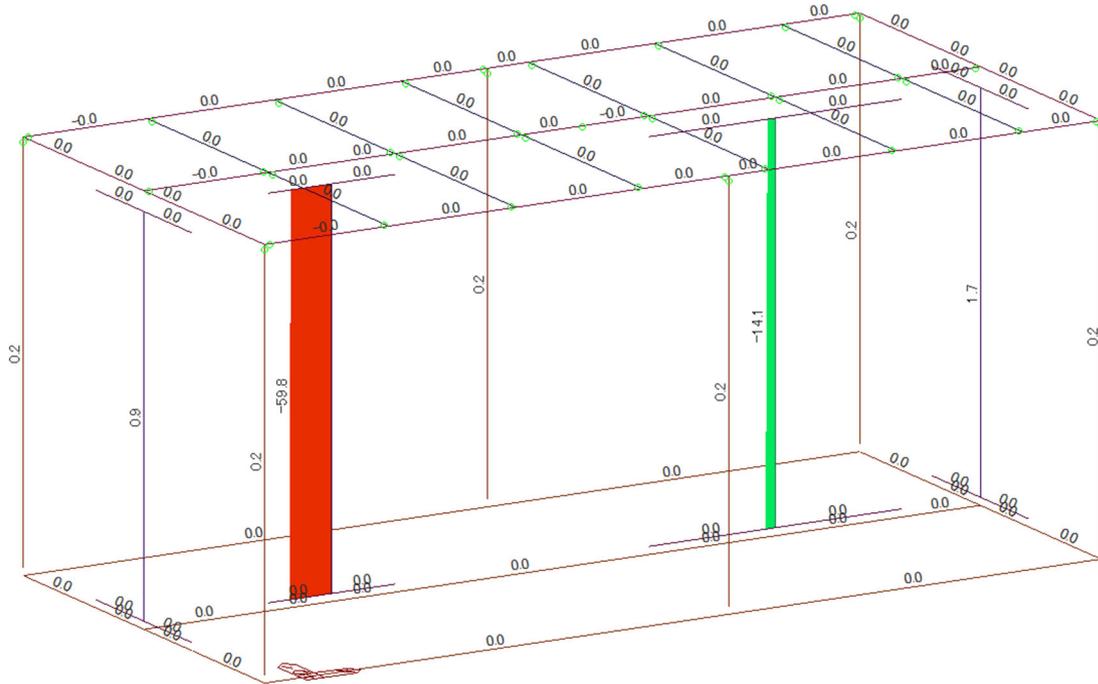


最大荷重時 モーメント図[kNm]

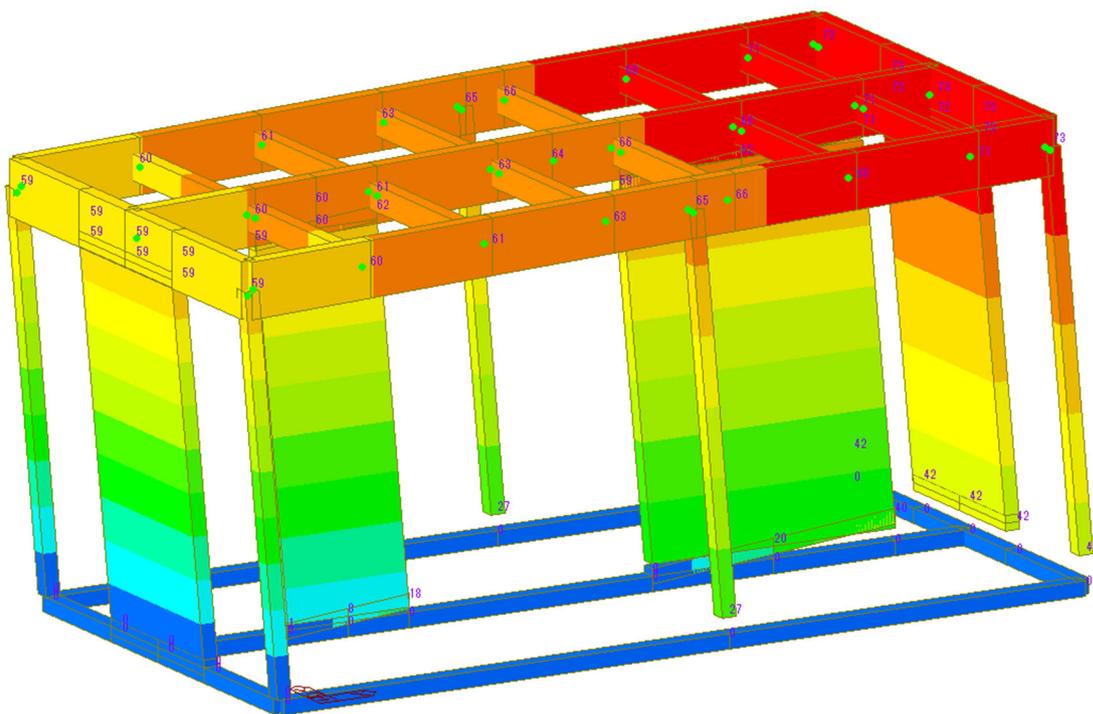


最大荷重時 せん断力図[kN]

図 4.2.2-22 B-2 試験体 最大荷重時 応力図・変形図 (1)

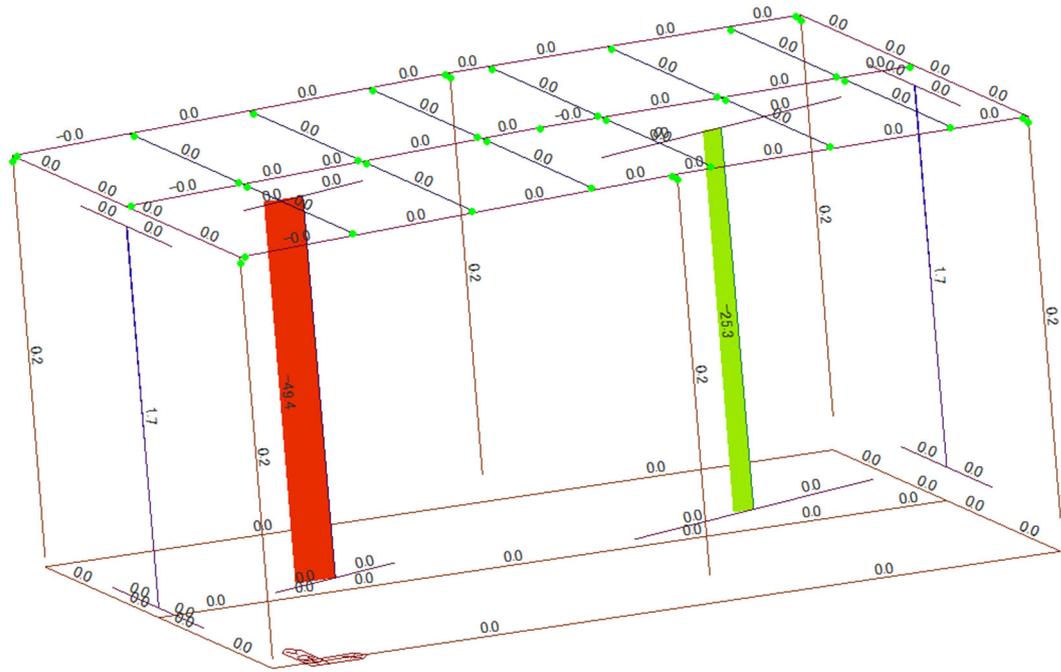


最大荷重時 軸力图[kN]

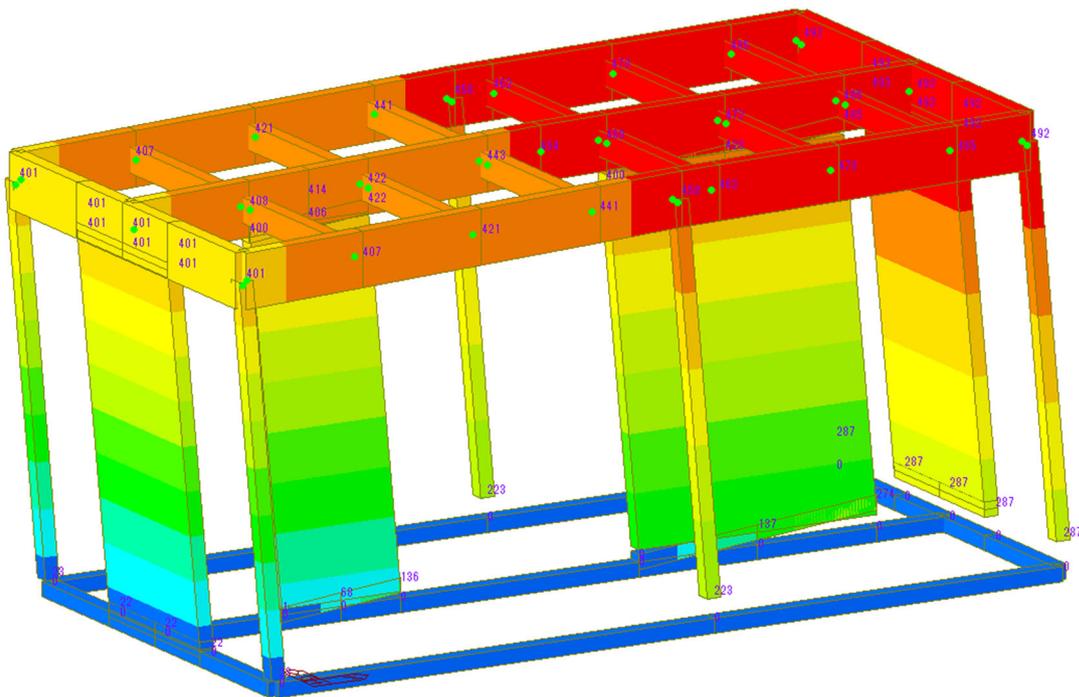


最大荷重時 変形図[mm]

図 4.2.2-23 B-2 試験体 最大荷重時 応力图・変形図 (2)



400mm 変形時 軸力图[kN]



400mm 変形時 変形図[mm]

図 4.2.2-25 B-2 試験体 400mm 変形時 応力图・変形図 (2)

(5) C 試験体

下図に全体の荷重変形および個々の壁の負担せん断力および中央梁の曲げモーメントを示す。個々の壁の負担せん断力は、1:2:3 の割合で 910-1,910-2,1820 の壁となっている。910-2 は、変形方向側の壁となり、1820mm の壁の突き上げによって床による抑え込み荷重が増える壁である。金物剛性を 910mm 側の方を 1.5 倍としていることもあり、各構面の荷重負担が概ね同程度となっている。50mm 程度で引張金物が破断して荷重低下が生じている。階高が 2900mm 程度のため、層間変形角としては 1/60 程度であり、1 次設計時のクライテリアの 1/200 よりも大きな変形領域で金物が壊れることが確認できる。梁の曲げモーメントは、終局曲げ耐力を下回る曲げモーメントのため問題ないと考える。荷重がゼロとなる変形が 1200mm あたりとなり、これまでの限界変位の傾向と異なる。これは、変位増分で一様に変形させているため、このような現状が生じている可能性がある。このような解析状態は、金物の破断後の荷重低下を見るためと実験の状態を模擬した動きを想定しているためである。

続いて、最大荷重時、全体変形が 400mm の時点の曲げモーメント図、軸力図、せん断力図、変形図を示す。変形図は DX,DY,DZ の合算値を示しているが、壁長さが異なることで浮き上がり変位量にも大きな差があることが確認できる。

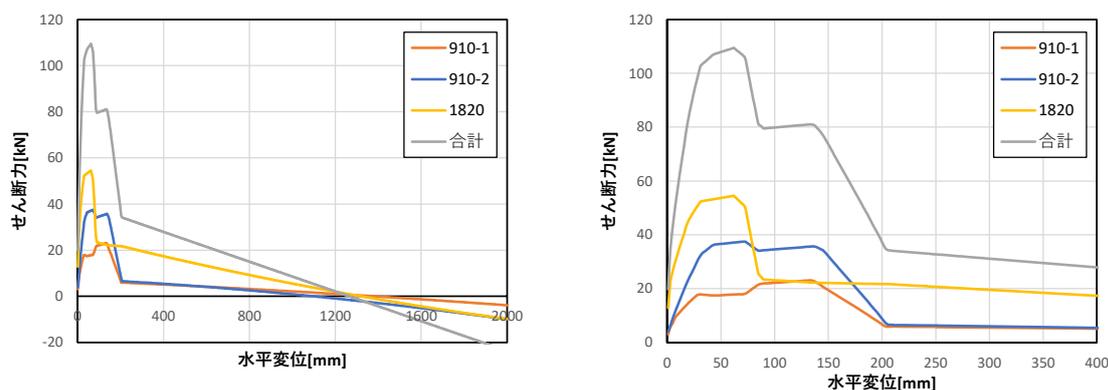


図 4.2.2-26 荷重変形（左：全域、右：400mm まで）

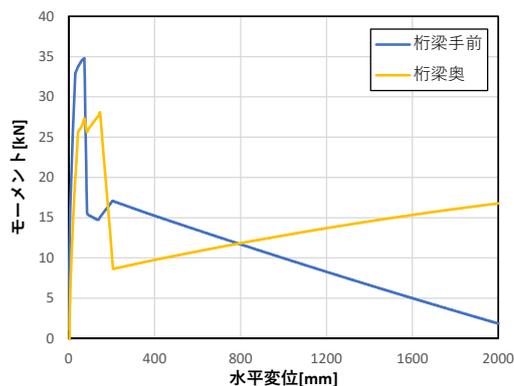
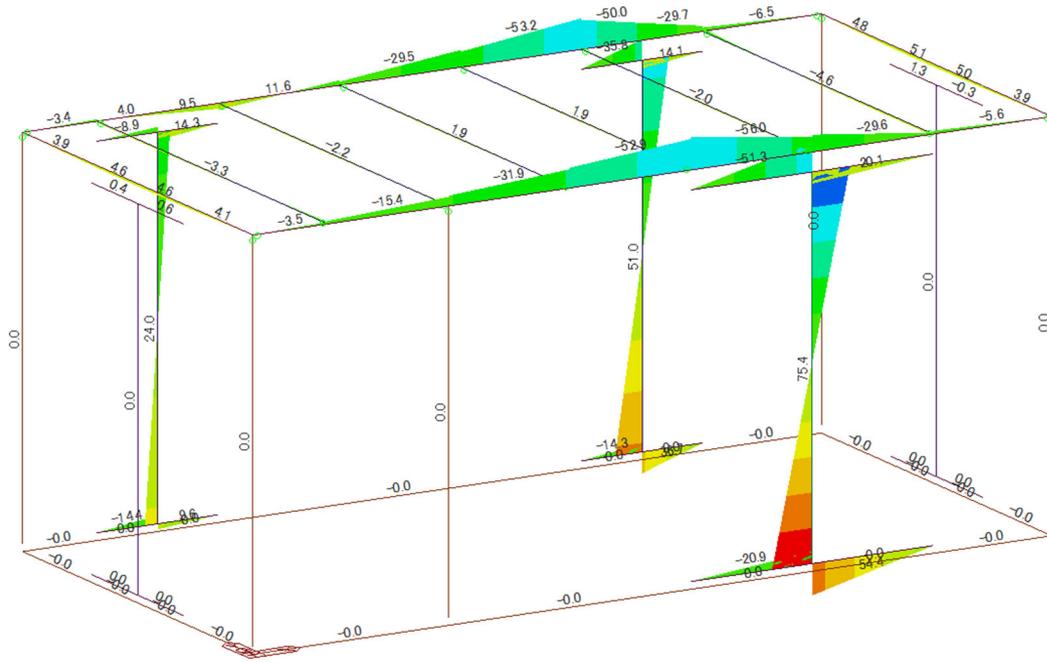
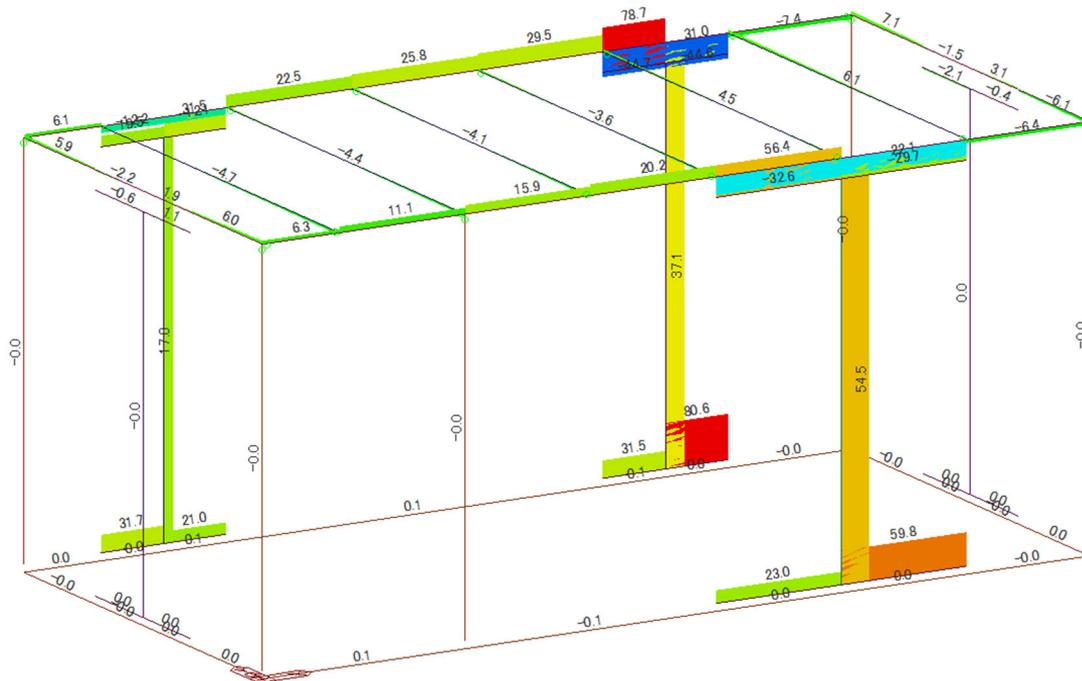


図 4.2.2-27 桁梁のモーメント図

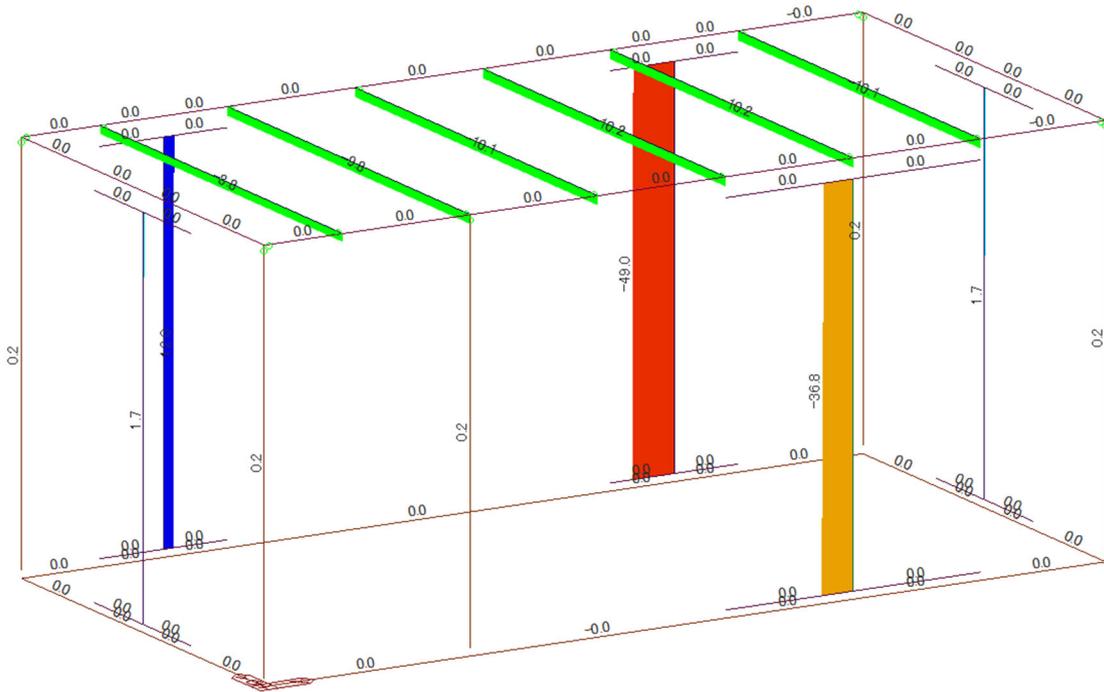


最大荷重時 モーメント図[kNm]

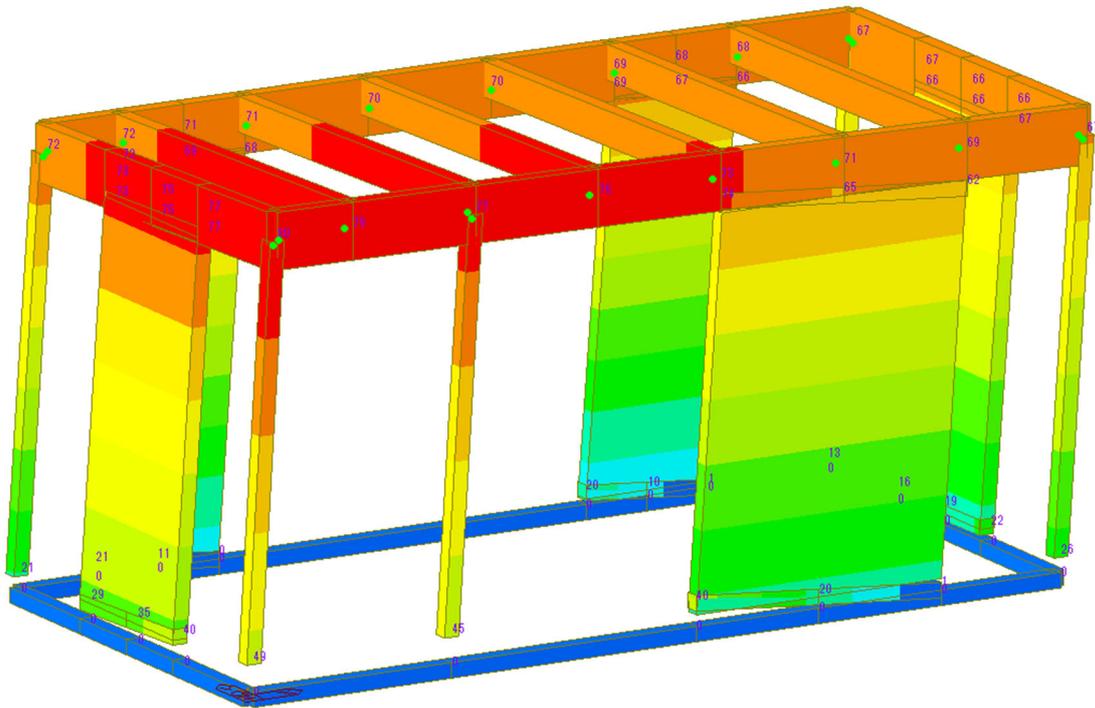


最大荷重時 せん断力図[kN]

図 4.2.2-28 C 試験体 最大荷重時 応力図・変形図 (1)

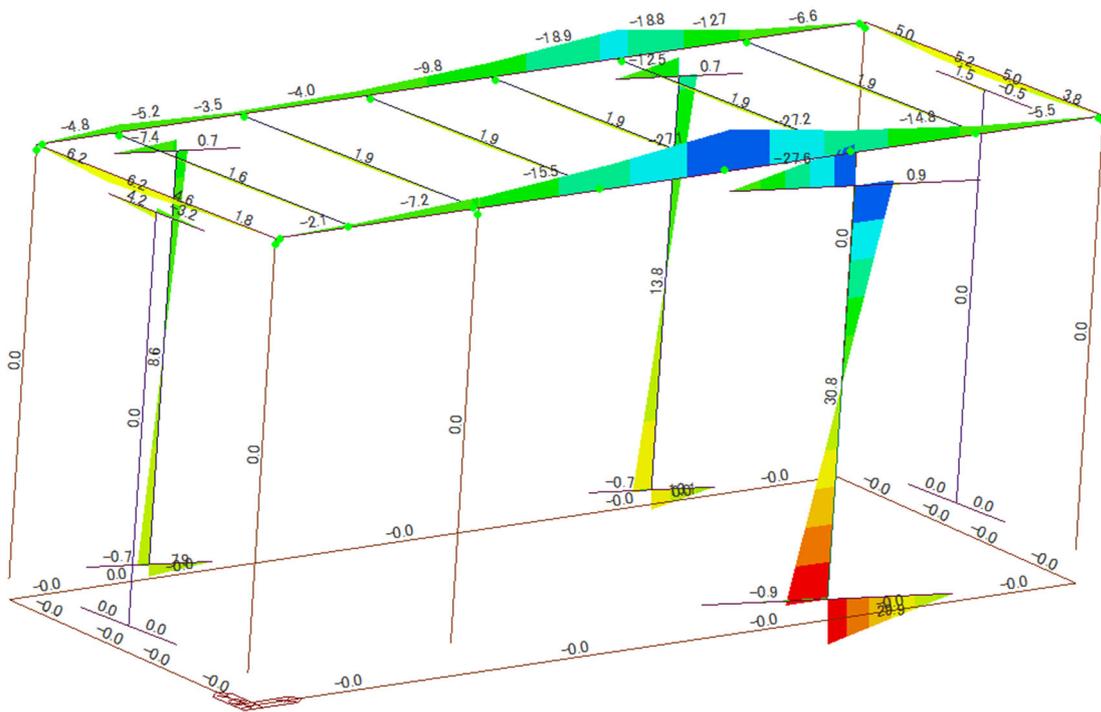


最大荷重時 軸力図[kN]

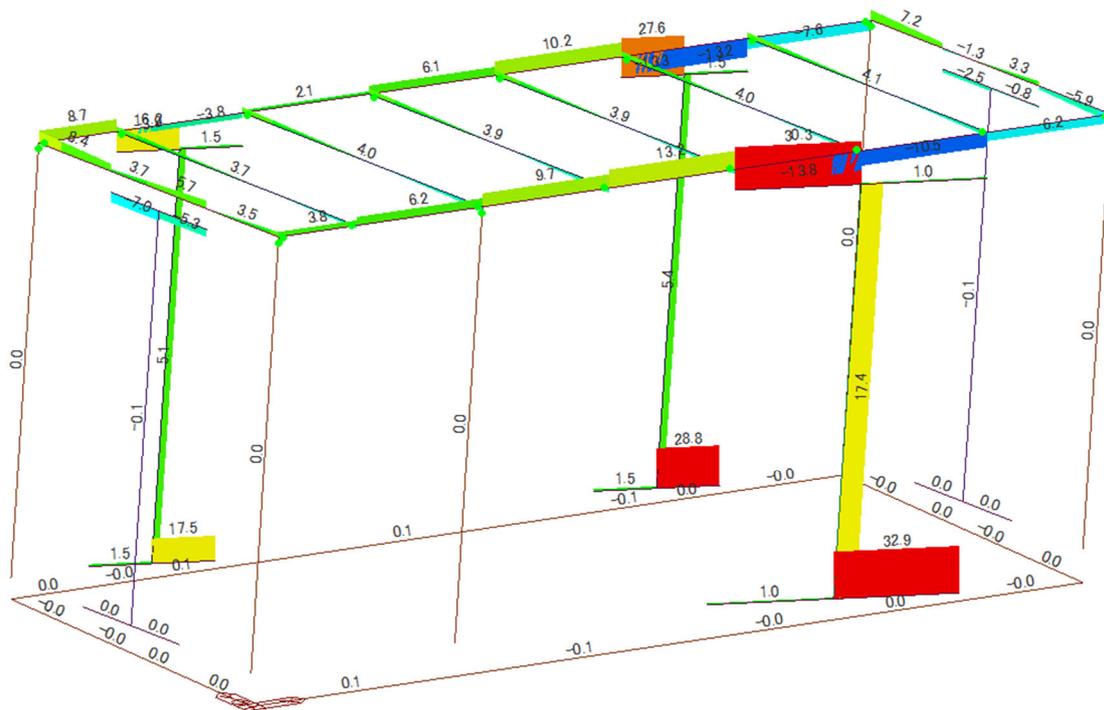


最大荷重時 変形図[mm]

図 4.2.2-29 C 試験体 最大荷重時 応力図・変形図 (2)

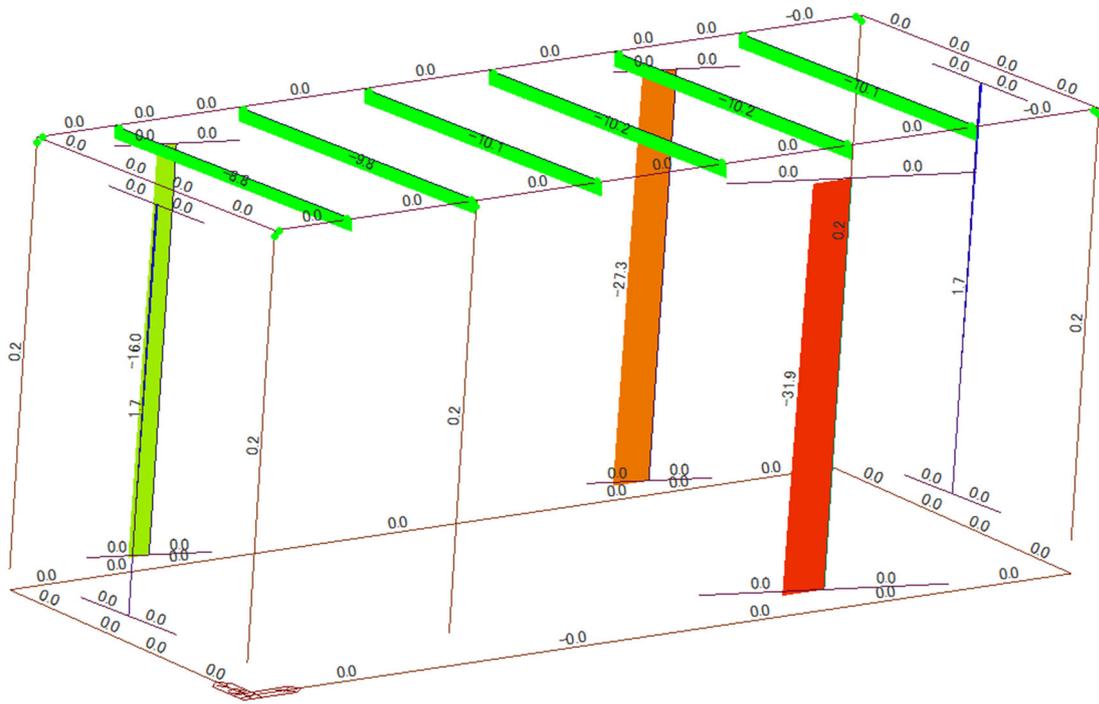


400mm 変形時 モーメント図[kNm]

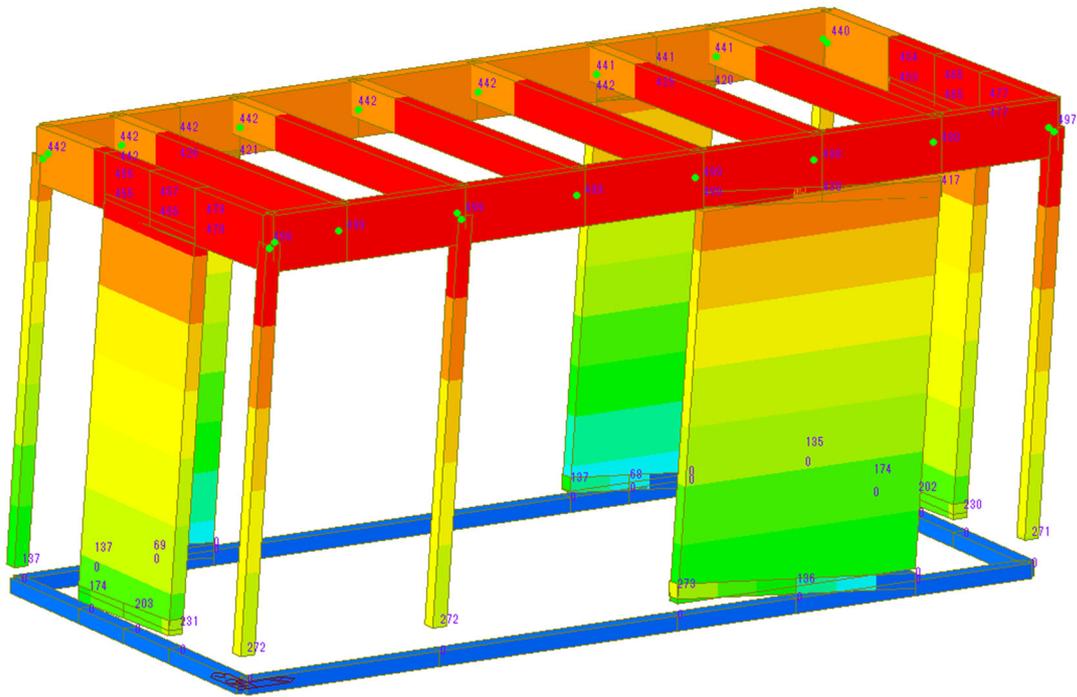


400mm 変形時 せん断力図[kN]

図 4.2.2-30 C 試験体 400mm 変形時 応力図・変形図 (1)



400mm 変形時 軸力图[kN]



400mm 変形時 変形図[mm]

図 4.2.2-31 C 試験体 400mm 変形時 応力图・変形図 (2)

4.3 実験概要（試験体、計測、試験方法）

4.3.1 試験体重量、錘仕様

試験体総重量は、試験体、鋼棒、加力桁、加力プレート（図 4.3.1-1）、錘の重量の合計とした。加力プレートは設計図より体積が 0.0145m^3 なので、鉄の密度 7.85g/cm^3 より、加力プレートの重量は $0.01454 \times 7850 \times 9.806 \div 1000 = 1.11938 \approx 1.12 \text{ kN}$ と導出した。錘の総重量は 47.9kN である。錘は図 4.3.1-2 に示すように配置し、図 4.3.1-1 (d) のように錘の周囲に角材を留め付け、加力中に落下しないようにした。試験体、鋼棒、加力桁の重量はロードセルを用いて測定した（図 4.3.1-3）。試験体、鋼棒、加力桁、加力プレート、錘の重量を表 4.3.1-1 に示す。



(a) 鋼棒



(b) 加力桁



(c) 加力プレート



(d) 錘

図 4.3.1-1 鋼棒、加力桁、加力プレート、錘の写真

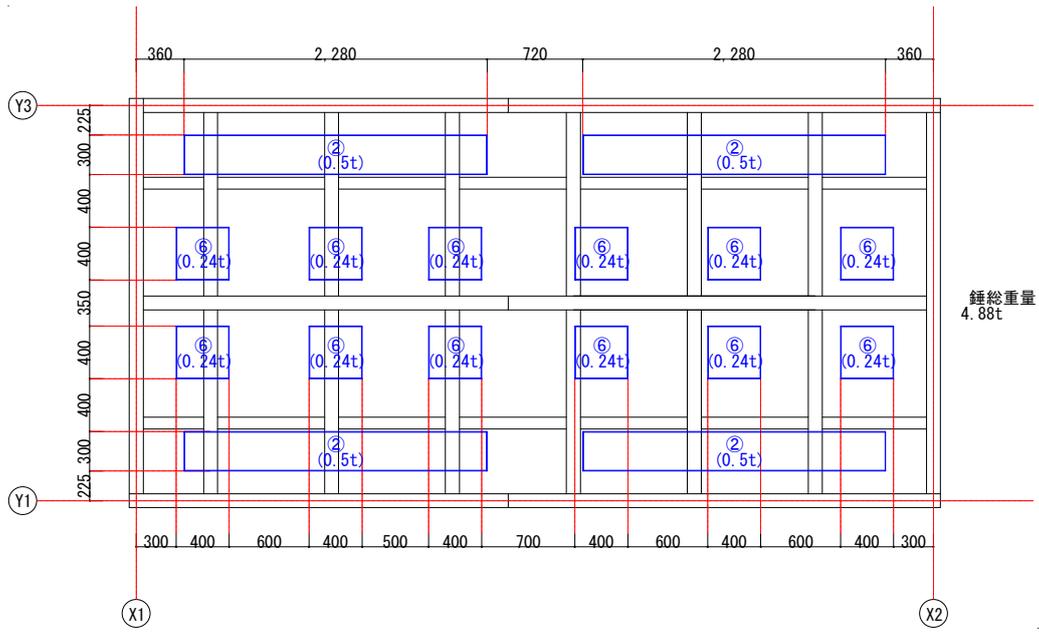


図 4.3.1-2 錘の配置



(a)

(b)

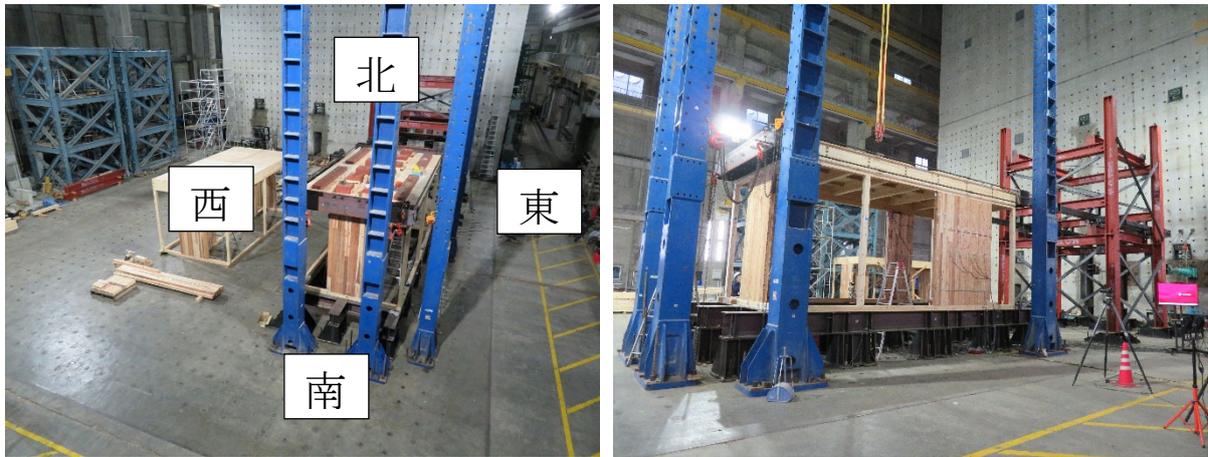
図 4.3.1-3 試験体、鋼棒、加力桁重量測定の様子

表 4.3.1-1 試験体、鋼棒、加力桁の重量 (単位 : kN)

	A1	A2	B1	B2	C
試験体	16.6	16.2	16.8	16.3	16.3
錘	47.9	0	47.9	47.9	47.9
鋼棒	1.30				
加力桁	15.22				
加力プレート	1.12				
総重量	82.1	33.8	82.3	81.8	81.8

4.3.2 試験体配置

試験体周辺には図 4.3.2-1 のように、加力方向と反対の試験体南側と東側に支柱を 2 本ずつ設置し、試験体の加力桁と支柱の間に倒壊防止用のチェーンブロックを取り付けた。



(a)

(b)



(c)



(d)

図 4.3.2-1 支柱、チェーンブロックの設置状況

4.3.3 計測計画

以下に示すロードセル、変位計を設置した。各計測器のケーブルをデータロガー及びスイッチボックスに接続し、PCによるデータの記録を行った。データ整理に使用したロードセル、変位計のみを表 4.3.3-1～表 4.3.3-4 に示す。計測器設置位置を図 4.3.3-1 に示す。

また、データ整理に使用したひずみゲージのみを表 4.3.3-5、表 4.3.3-6 に、ゲージ貼付位置を図 4.3.3-2 に示す。

表 4.3.3-1 A1、A2 変位計、ロードセルリスト

CH	測定項目	測定機器	単位
4	アーム荷重	TCLP300kNB	kN
5	アーム荷重	TCLP300kNB	kN
6	屋根変位	DP-2000E	mm
8	屋根変位	DP-2000E	mm
12	W1 壁脚変位	DP-1000E	mm
14	W1 壁脚変位	DP-2000E	mm
24	W2 壁脚変位	DP-1000E	mm
26	W2 壁脚変位	DP-2000E	mm
222	W1 壁頭 HD 軸力	KLG-200kNA	kN
223	W1 壁脚 HD 軸力	KLG-200kNA	kN
226	W2 壁頭 HD 軸力	KLG-200kNA	kN
227	W2 壁脚 HD 軸力	KLG-200kNA	kN

表 4.3.3-2 B1 変位計、ロードセルリスト

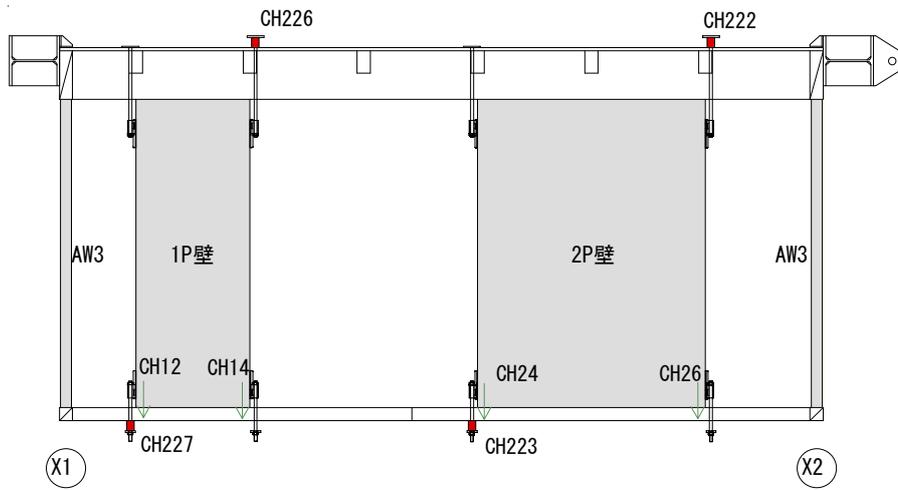
CH	測定項目	測定機器	単位
4	アーム荷重	TCLP300kNB	kN
5	アーム荷重	TCLP300kNB	kN
6	屋根変位	DP-2000E	mm
8	屋根変位	DP-2000E	mm
12	W1 壁脚変位	DP-1000E	mm
14	W1 壁脚変位	DP-1000E	mm
24	W2 壁脚変位	DP-1000E	mm
26	W2 壁脚変位	DP-1000E	mm
222	W1 壁頭 HD 軸力	KLG-200kNA	kN
223	W1 壁脚 HD 軸力	KLG-200kNA	kN
226	W2 壁頭 HD 軸力	KLG-200kNA	kN
227	W2 壁脚 HD 軸力	KLG-200kNA	kN

表 4.3.3-3 B2 変位計、ロードセルリスト

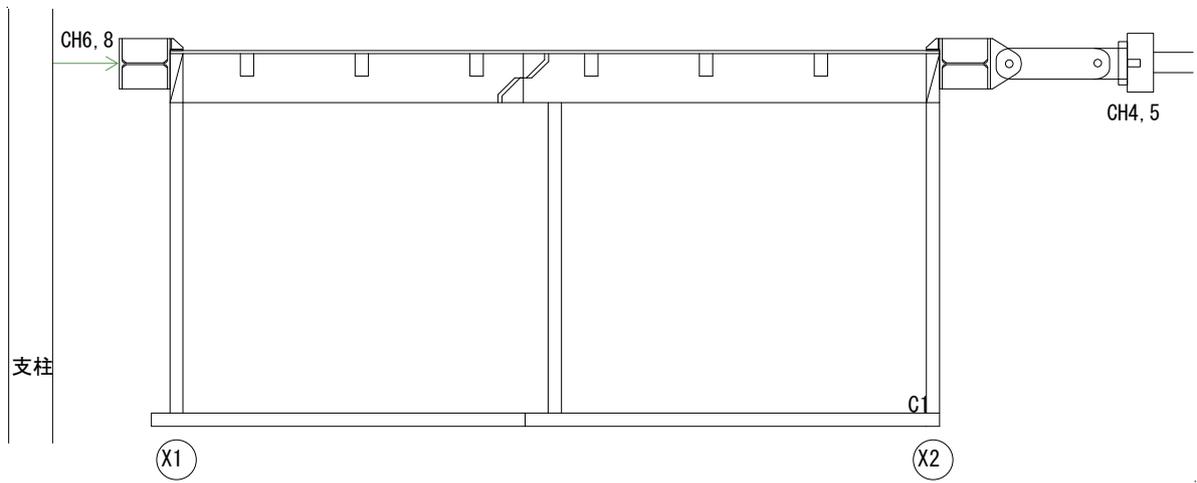
CH	測定項目	測定機器	単位
4	アーム荷重	TCLP300kNB	kN
5	アーム荷重	TCLP300kNB	kN
6	屋根変位	DP-2000E	mm
8	屋根変位	DP-2000E	mm
12	W2 壁脚変位	DP-1000E	mm
14	W2 壁脚変位	DP-1000E	mm
24	W1 壁脚変位	DP-1000E	mm
26	W1 壁脚変位	DP-1000E	mm
222	W2 壁頭 HD 軸力	KLG-200kNA	kN
223	W2 壁脚 HD 軸力	KLG-200kNA	kN
226	W1 壁頭 HD 軸力	KLG-200kNA	kN
227	W1 壁脚 HD 軸力	KLG-200kNA	kN

表 4.3.3-4 C 変位計、ロードセルリスト

CH	測定項目	測定機器	単位
4	アーム荷重	TCLP300kNB	kN
5	アーム荷重	TCLP300kNB	kN
6	屋根変位	DP-2000E	mm
8	屋根変位	DP-2000E	mm
12	W1 壁脚変位	DP-1000E	mm
14	W1 壁脚変位	DP-1000E	mm
18	W1 壁脚変位	DP-1000E	mm
20	W1 壁脚変位	DP-1000E	mm
24	W2 壁脚変位	DP-1000E	mm
26	W2 壁脚変位	DP-1000E	mm
222	SW1 壁頭 HD 軸力	KLG-200kNA	kN
223	SW1 壁脚 HD 軸力	KLG-200kNA	kN
224	NW1 壁頭 HD 軸力	KLG-200kNA	kN
225	NW1 壁脚 HD 軸力	KLG-200kNA	kN
226	W2 壁頭 HD 軸力	KLG-200kNA	kN
227	W2 壁脚 HD 軸力	KLG-200kNA	kN



(a) Y2 通り



(b) Y1, 3 通り

図 4.3.3-1 計測器設置位置

表 4.3.3-5 A1、A2、B1、B2 ひずみゲージリスト

CH	測定項目	測定箇所	測定機器	単位
30	鉛直方向ひずみ	1P 壁 1 軸東面 (上)	PFL-30	μ
31	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
32	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
33	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
34	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
35	鉛直方向ひずみ	1P 壁 1 軸西面 (上)	PFL-30	μ
36	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
37	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
38	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
39	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
40	鉛直方向ひずみ	1P 壁 1 軸東面 (下)	PFL-30	μ
41	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
42	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
43	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
44	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
45	鉛直方向ひずみ	1P 壁 1 軸西面 (下)	PFL-30	μ
46	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
47	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
48	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
49	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
118	鉛直方向ひずみ	2P 壁 1 軸東面 (上)	PFL-30	μ
119	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
120	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
121	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
122	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
123	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
124	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
125	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
126	鉛直方向ひずみ	PFL-30	μ	
127	鉛直方向ひずみ	2P 壁 1 軸西面 (上)	PFL-30	μ
128	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
129	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
130	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
131	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ

CH	測定項目	測定箇所	測定機器	単位
132	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
133	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
134	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
135	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
136	鉛直方向ひずみ	2P 壁 1 軸東面 (下)	PFL-30	μ
137	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
138	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
139	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
140	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
141	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
142	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
143	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
144	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
145	鉛直方向ひずみ	2P 壁 1 軸西面 (下)	PFL-30	μ
146	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
147	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
148	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
149	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
150	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
151	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
152	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
153	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ

表 4.3.3-6 C ひずみゲージリスト

CH	測定項目	測定箇所	測定機器	単位
30	鉛直方向ひずみ	1P 南壁 1 軸東面 (上)	PFL-30	μ
31	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
32	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
33	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
34	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
35	鉛直方向ひずみ	1P 南壁 1 軸西面 (上)	PFL-30	μ
36	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
37	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
38	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
39	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
40	鉛直方向ひずみ	1P 南壁 1 軸東面 (下)	PFL-30	μ
41	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
42	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
43	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
44	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
45	鉛直方向ひずみ	1P 南壁 1 軸西面 (下)	PFL-30	μ
46	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
47	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
48	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
49	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
74	鉛直方向ひずみ	1P 北壁 1 軸東面 (上)	PFL-30	μ
75	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
76	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
77	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
78	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
79	鉛直方向ひずみ	1P 北壁 1 軸西面 (上)	PFL-30	μ
80	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
81	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
82	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
83	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
84	鉛直方向ひずみ	1P 北壁 1 軸東面 (下)	PFL-30	μ
85	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
86	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
87	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ

CH	測定項目	測定箇所	測定機器	単位
88	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
89	鉛直方向ひずみ	1P 北壁 1 軸西面 (下)	PFL-30	μ
90	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
91	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
92	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
93	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
118	鉛直方向ひずみ		2P 壁 1 軸東面 (上)	PFL-30
119	鉛直方向ひずみ	PFL-30		μ
120	鉛直方向ひずみ	PFL-30		μ
121	鉛直方向ひずみ	PFL-30		μ
122	鉛直方向ひずみ	PFL-30		μ
123	鉛直方向ひずみ	PFL-30		μ
124	鉛直方向ひずみ	PFL-30		μ
125	鉛直方向ひずみ	PFL-30		μ
126	鉛直方向ひずみ	PFL-30		μ
127	鉛直方向ひずみ	2P 壁 1 軸西面 (上)	PFL-30	μ
128	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
129	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
130	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
131	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
132	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
133	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
134	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
135	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
136	鉛直方向ひずみ	2P 壁 1 軸東面 (下)	PFL-30	μ
137	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
138	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
139	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
140	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
141	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
142	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
143	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
144	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
145	鉛直方向ひずみ	2P 壁 1 軸西面 (下)	PFL-30	μ
146	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ

CH	測定項目	測定箇所	測定機器	単位
147	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
148	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
149	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
150	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
151	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
152	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ
153	鉛直方向ひずみ		PFL-30	μ

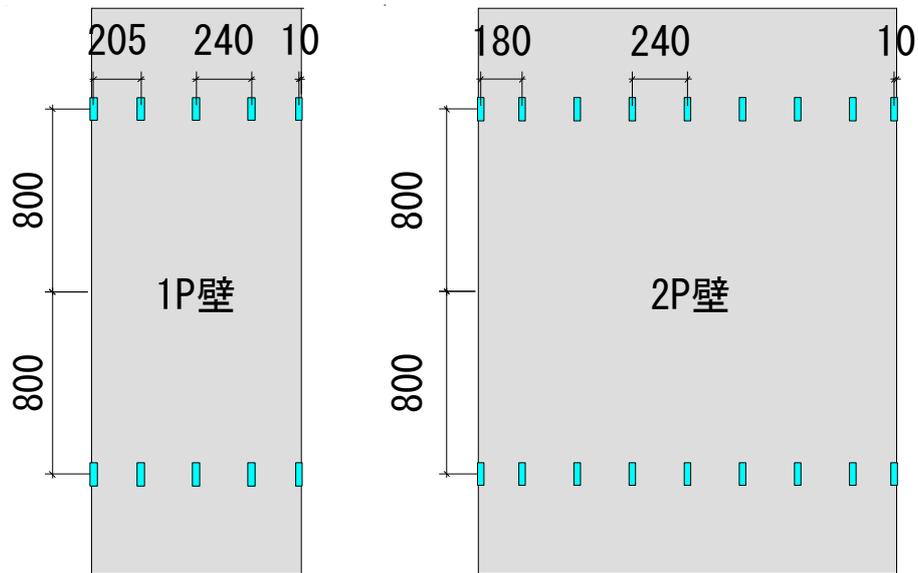


図 4.3.3-2 ひずみゲージの貼付位置

画像計測による変位測定も実施した。試験体、試験体の架台、防護柵に図 4.3.3-3 に示すような紙マーカー（テクスチャーマーカー）を貼付した。このマーカーをカメラで撮影し、その変位量を計測した。

4.5 節の荷重変位曲線に用いた試験体の層間変位は Y3 梁の北側にある 1 番のマーカーの水平成分の変位とした（図 4.3.3-4）。

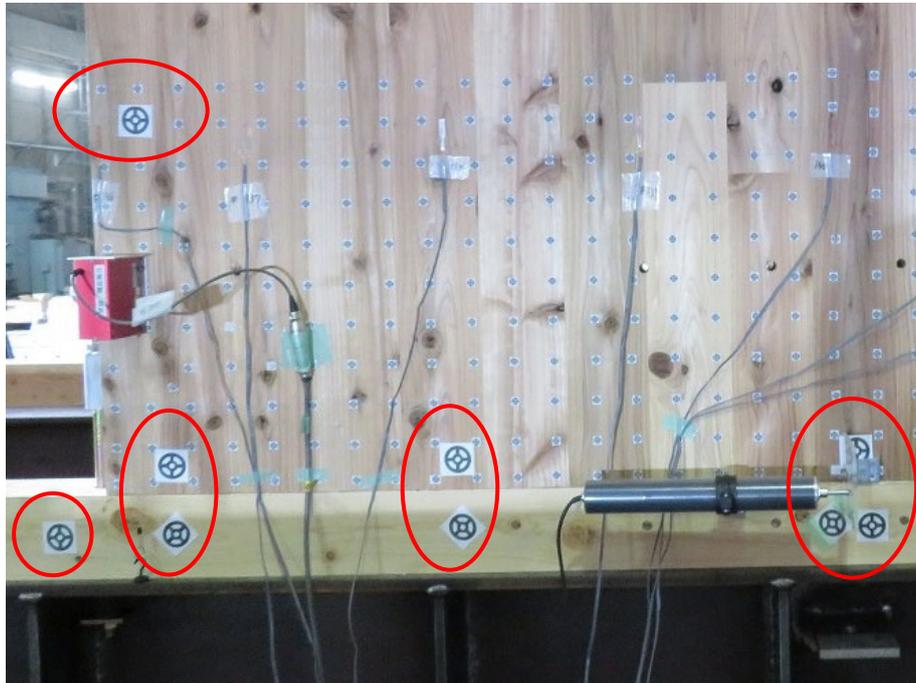


図 4.3.3-3 テクスチャーマーカー

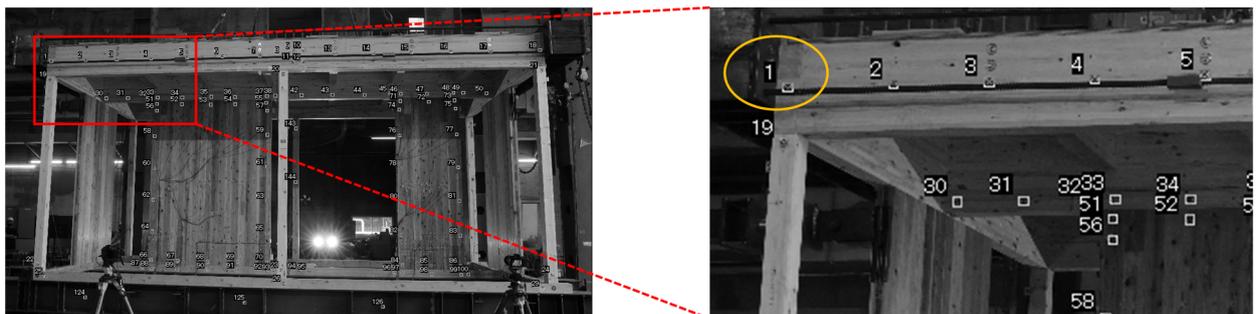
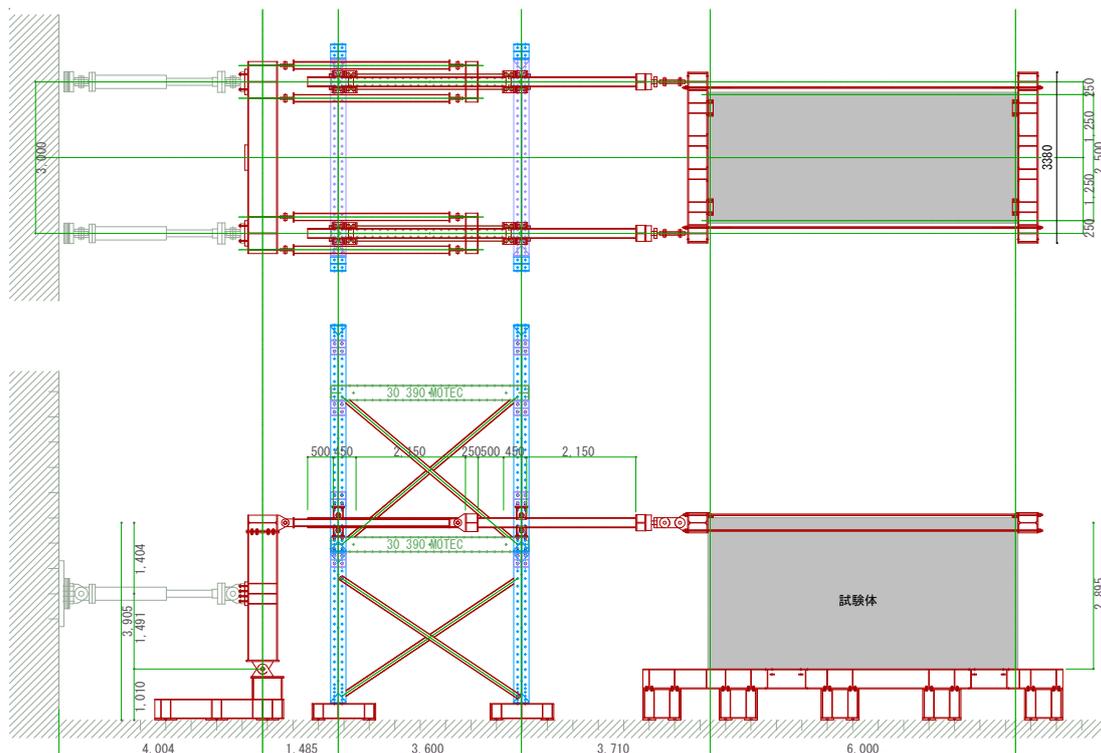


図 4.3.3-4 1 番のマーカーの位置

4.3.4 加力計画

加力装置と試験体の位置に関する図面とそれに対応する写真を図 4.3.4-1(a, b)に示す。反力壁に取り付けた 2 本の油圧ジャッキを用いて、コの字型の治具、2 本の加力アーム、角度調整用加力プレートを通じて、試験体を反力壁側に静的に加力した。変位制御は屋根の水平変位から土台と架台の水平変位を差し引いて求めた層間変位で行った。ここで、屋根の水平変位は屋根と同じ高さに設置した巻取変位計 DP2000E、土台と鉄骨架台の変位は CDP-50 で計測した。加力スケジュールは 15, 30, 60, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 500mm, 以降加力終了まで原則 100mm 間隔とした。



(a)



(b)

図 4.3.4-1 加力装置と試験体位置

4.4 試験体に使用した材料の要素実験（圧縮要素試験）

4.4.1 目的

4.3 節で述べた実大平屋 CLT パネル工法建築物の水平静加力実験の試験体の CLT 耐震壁として用いた CLT パネルから採取した試験片の全面圧縮試験を行い、ひずみゲージの分析に必要な各 CLT 耐震壁のヤング率を確認する。

4.4.2 試験体

試験体図を図 4.4.2-1 に示す。5 つの実大試験体に使用した 11 枚全ての CLT 耐震壁から幅 280mm×高さ 500mm×厚さ 105mm の全面圧縮試験体を 3 体ずつ、計 33 体切り出した。樹種はスギ、層構成はいずれも 3 層 3 プライ、強度等級は S60 である。試験体名称は、実大試験体の名称、1P 壁 (W1) または 2P 壁 (W2) - 試験体番号とした。C 試験体の 1P 壁は 2 枚あるので、北側 (N) か南側 (S) かを示す文字を追加した。たとえば、C 試験体の北側の 1P 壁であれば、CNW1 を名称の頭に冠する。

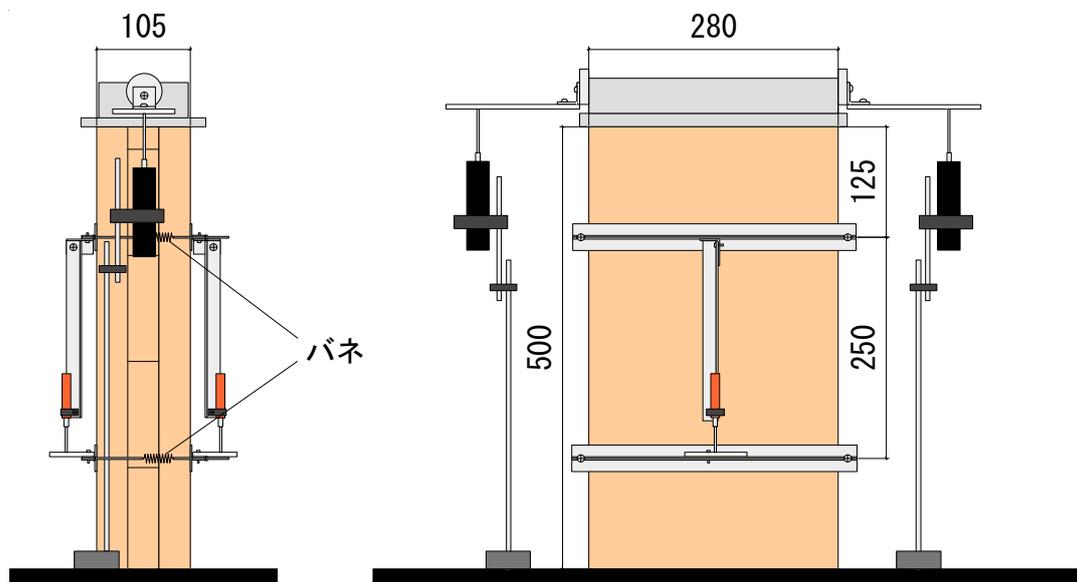


図 4.4.2-1 試験体図

4.4.3 試験方法

油圧サーボ式堅型万能試験機 (Instron 社) に荷重容量 1000kN のロードセル (Instron 社) を取り付け、2mm/min で全面圧縮した。絶対変位測定用に CDP-50 (株式会社東京測器研究所) を試験体左右に 1 つずつ、相対変位測定用に CDP-10M (株式会社東京測器研究所) を試験体前後に 1 つずつ使用した (図 4.4.3-1)。バネの引張力で試験体上下端から 125mm ずつ内側の位置で治具を固定し、250mm の標点間距離で相対変位を測定した。試験機に設置した試験体の写真を図 4.4.3-2 に示す。

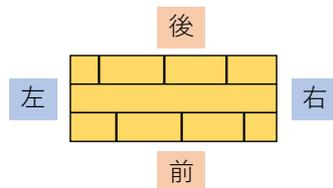


図 4.4.3-1 変位計の位置



(a)

(b)

図 4.4.3-2 試験体設置の様子

4.4.4 結果

各試験体の試験前と試験後の写真の一部を図 4.4.4-1～図 4.4.4-11 に示す。破壊性状としては、水平方向に亀裂が入り、その亀裂から局部的に座屈して破壊した、あるいは上部からの圧縮力によって試験体が面外方向に膨らみ、接着面に沿って木破した試験体がほとんどであった。



(a) 試験前



(b) 試験後
A1W1-1



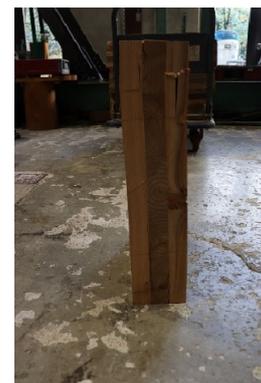
(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
A1W1-2



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
A1W1-3



(c) 試験後

図 4.4.4-1 A1W1 シリーズの試験体写真



(a) 試験前



(b) 試験後
A1W2-1



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
A1W2-2



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
A1W2-3



(c) 試験後

図 4.4.4-2 A1W2 シリーズの試験体写真



(a) 試験前



(b) 試験後
A2W1-1



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
A2W1-2



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
A2W1-3



(c) 試験後

図 4.4.4-3 A2W1 シリーズの試験体写真



(a) 試験前



(b) 試験後
A2W2-1



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
A2W2-2



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
A2W2-3



(c) 試験後

図 4.4.4-4 A2W2 シリーズの試験体写真



(a) 試験前



(b) 試験後
BIW1-1



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
BIW1-2



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
BIW1-3



(c) 試験後

図 4.4.4-5 BIW1 シリーズの試験体写真



(a) 試験前



(b) 試験後
B1W2-1



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
B1W2-2



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
B1W2-3



(c) 試験後

図 4.4.4-6 B1W2 シリーズの試験体写真



(a) 試験前



(b) 試験後
B2W1-1



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
B2W1-2



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
B2W1-3



(c) 試験後

図 4.4.4-7 B2W1 シリーズの試験体写真



(a) 試験前



(b) 試験後
B2W2-1



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
B2W2-2



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
B2W2-3



(c) 試験後

図 4.4.4-8 B2W2 シリーズの試験体写真



(a) 試験前



(b) 試験後
CNW1-1



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
CNW1-2



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
CNW1-3



(c) 試験後

図 4.4.4-9 CNW1 シリーズの試験体写真



(a) 試験前



(b) 試験後
CSW1-1



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
CSW1-2



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
CSW1-3



(c) 試験後

図 4.4.4-10 CSW1 シリーズの試験体写真



(a) 試験前



(b) 試験後
CW2-1



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
CW2-2



(c) 試験後



(a) 試験前



(b) 試験後
CW2-3



(c) 試験後

図 4.4.4-11 CW2 シリーズの試験体写真

33 体の荷重変位曲線を図 4.4.4-12~14 に示す。どの試験体も最大荷重は 700~850kN 程度となり、その後緩やかに荷重低下する傾向にあった。

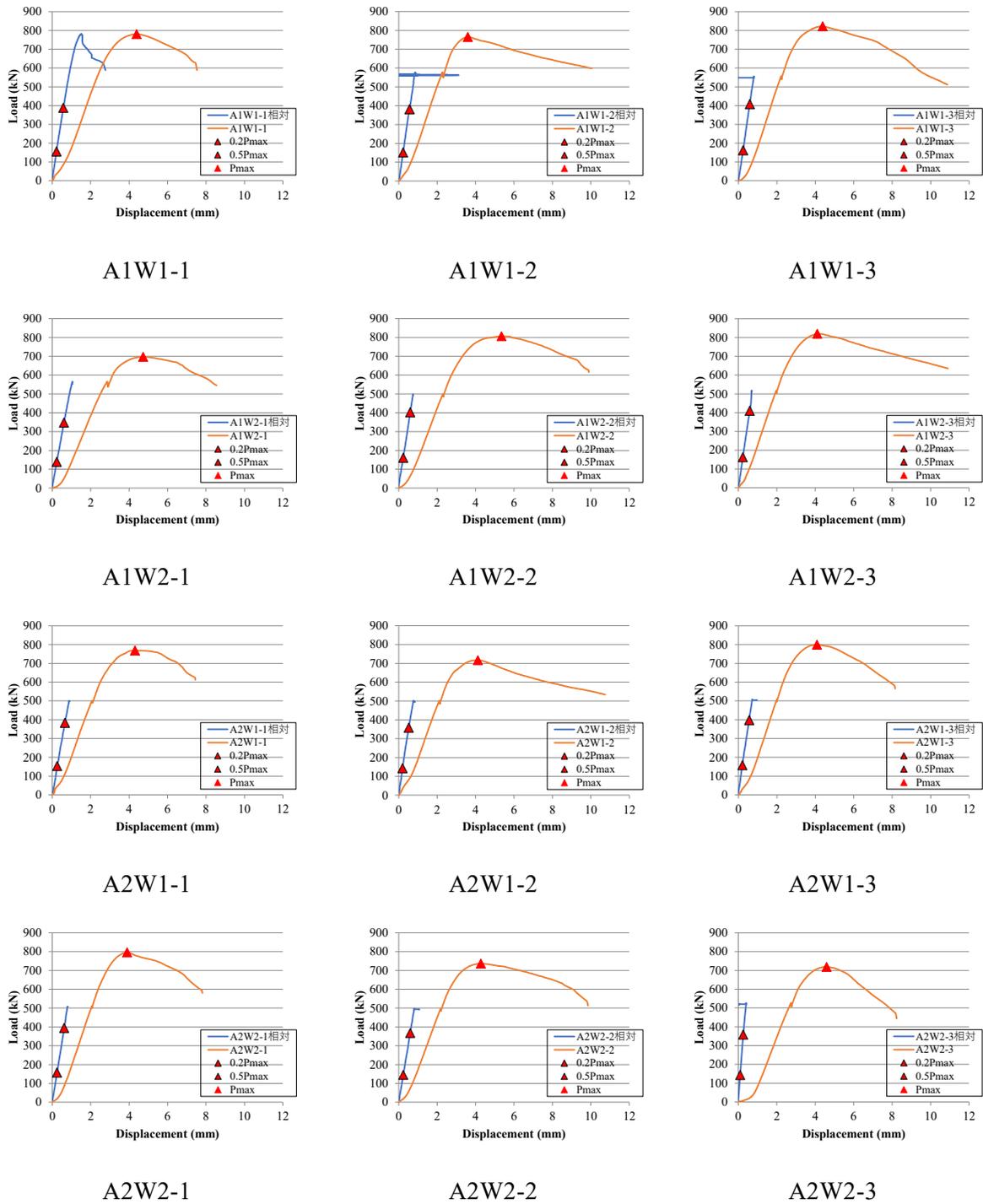
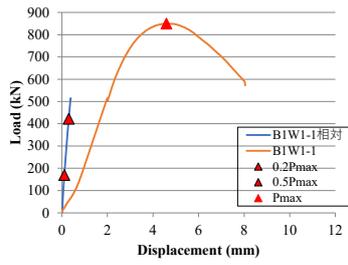
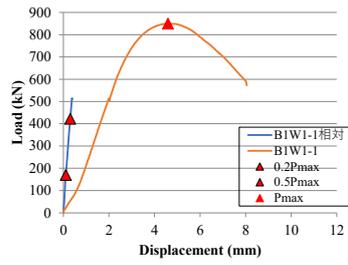


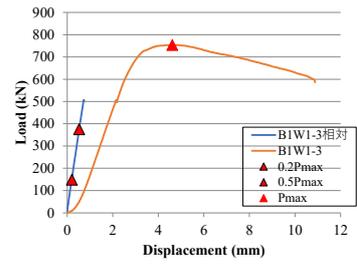
図 4.4.4-12 試験体の荷重変位曲線 (1)



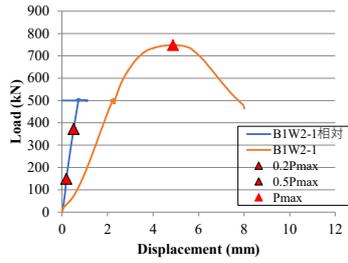
B1W1-1



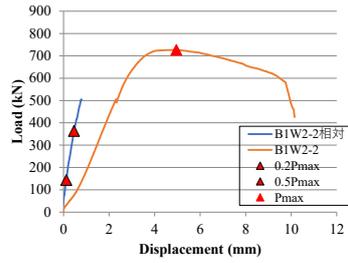
B1W1-2



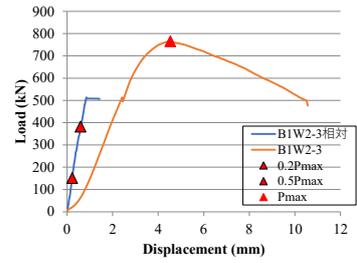
B1W1-3



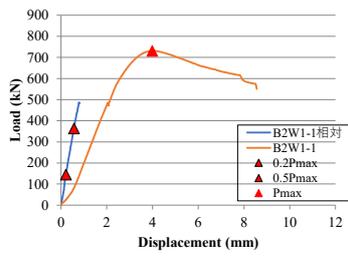
B1W2-1



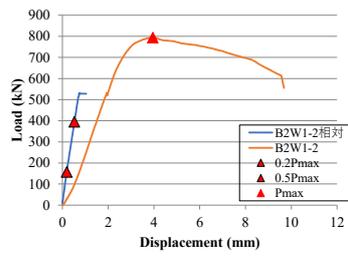
B1W2-2



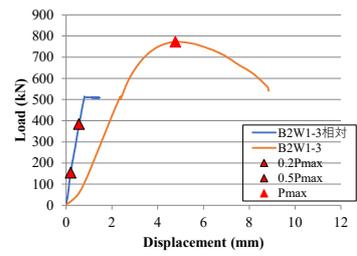
B1W2-3



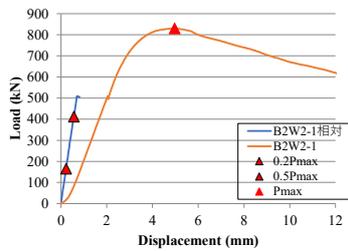
B2W1-1



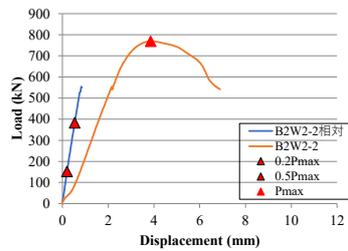
B2W1-2



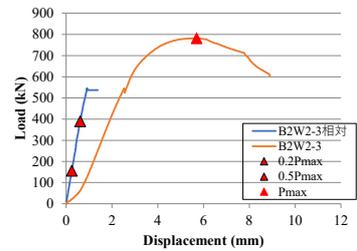
B2W1-3



B2W2-1



B2W2-2



B2W2-3

図 4.4-13 試験体の荷重変位曲線 (2)

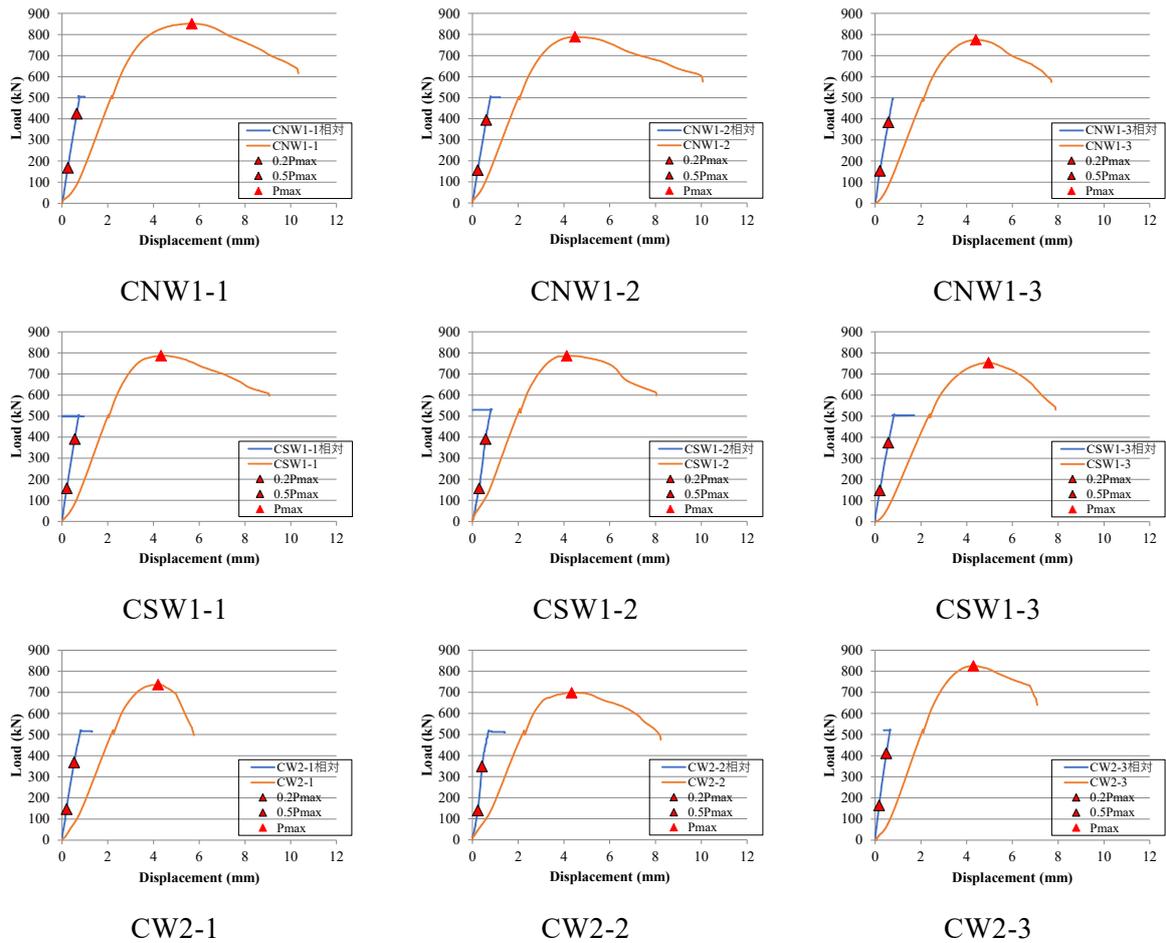


図 4.4.4-14 試験体の荷重変位曲線 (3)

各試験体の最大荷重 P_{\max} 、圧縮強度 F_c 、相対変位より算出したヤング率 E を表 4.4.4-1 に示す。圧縮強度 F_c は最大荷重を加圧面積で除した値、ヤング率 E は荷重変位曲線における $0.1P_{\max}$ と $0.4P_{\max}$ の 2 点を結ぶ線分の傾きに「試験体高さ/加圧面積」を乗じた値とした。このとき、加圧面積は $280\text{mm}\times 105\text{mm}$ とした。圧縮強度は基準強度の 2.35～2.54 倍、ヤング率は等価断面法により計算されるヤング率（設計値）¹⁾ の 1.33～1.85 倍となった。ここで得た各 CLT 耐震壁のヤング率は 4.5.4 節の各壁の荷重負担にて用いる。

- 1) 日本住宅・木材技術センター：2016 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル，2021 年構造・材料増補版，令和 3 年 11 月

表 4.4.4-1 各試験体の圧縮特性値

試験体	Pmax(kN)	Fc (N/mm2)	Fc平均	基準強度	E (kN/mm2)	E平均	ヤング率(設計値)
A1W1-1	780	26.5	26.8	10.8	5.54	5.78	4.00
A1W1-2	765	26.0			5.76		
A1W1-3	822	28.0			6.05		
A1W2-1	697	23.7	26.3		4.72	5.39	
A1W2-2	806	27.4			5.63		
A1W2-3	820	27.9			5.82		
A2W1-1	768	26.1	25.9		4.87	5.44	
A2W1-2	717	24.4			5.72		
A2W1-3	799	27.2			5.75		
A2W2-1	796	27.1	25.5		5.37	5.32	
A2W2-2	736	25.0			5.27		
A2W2-3	719	24.4			11.37		
B1W1-1	850	28.9	26.4		11.04	5.31	
B1W1-2	726	24.7			4.68		
B1W1-3	754	25.6			5.94		
B1W2-1	748	25.5	25.4		5.99	5.62	
B1W2-2	727	24.7			5.55		
B1W2-3	766	26.1			5.31		
B2W1-1	731	24.9	26.0		5.31	5.57	
B2W1-2	794	27.0			6.03		
B2W1-3	773	26.3			5.36		
B2W2-1	830	28.2	27.0		6.21	5.82	
B2W2-2	769	26.2			5.87		
B2W2-3	782	26.6			5.39		
CNW1-1	851	29.0	27.4		5.61	5.44	
CNW1-2	789	26.8			5.46		
CNW1-3	775	26.4			5.25		
CSW1-1	787	26.8	26.4		5.72	6.05	
CSW1-2	786	26.8			7.23		
CSW1-3	754	25.6			5.19		
CW2-1	737	25.1	25.6	5.65	7.42		
CW2-2	698	23.8		9.88			
CW2-3	826	28.1		6.72			

■ : CDP-10M の先端の部品が外れたまま計測したため、正確な値を計測できなかった試験体を示す。ゆえに外れ値として扱い、E 平均の算出には用いていない。

4.5 実験結果と考察

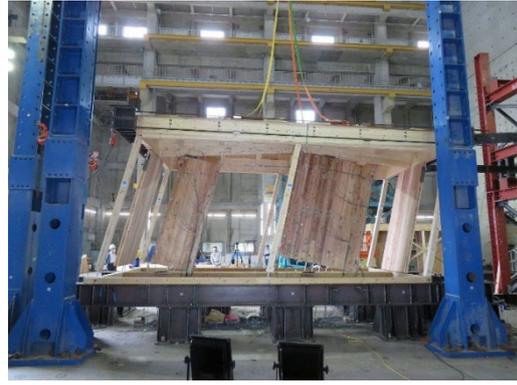
4.5.1 倒壊挙動

A1、A2、B1、B2、C 試験体の変形状態、加力状態を層間変位とともに図 4.5.1-1～図 4.5.1-6 に示す。層間変位は Y3 梁の X2 通り上にある画像計測マーカの変位の水平成分（加力方向）とした。また、画像計測による梁の任意の点と 1P 壁四隅、2P 壁四隅の軌跡を示す。

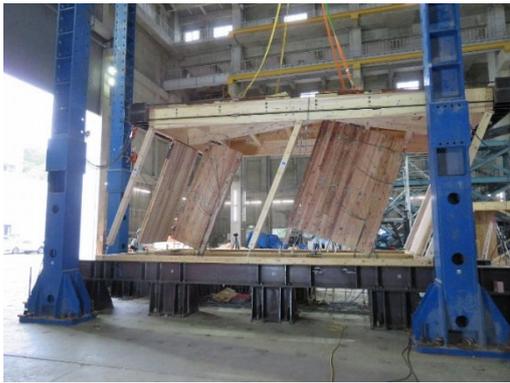
- ・ 全ての試験体に関して、CLT 耐震壁はある 1 つの支点を中心に回転、ロックしていることが確認された。
- ・ A1、A2、B1 試験体は Y2 通りの梁が 2P 壁の突き上げによって折れ曲がった。一方で、B2 試験体は 1P 壁と 2P 壁の位置が入れ替わったため、Y2 梁は比較的折れ曲がらずに、持ち上げられた。
- ・ A2 試験体のみ X2 通りの柱・直交壁がほぞパイプから抜けた。これは、錘がないために、X2 通りの部材に流れる鉛直荷重が少なく、浮き上がりやすかったためと考えられる。その後、A2 試験体は 1P 壁が回転して倒壊した。詳細は「各部の損傷」にて後述する。
- ・ B1 試験体は 2P 壁に持ち上げられた梁継手が外れた、あるいは合板床を突き破った後に、倒壊した。
- ・ C 試験体に関しては、他の試験体と同様の仕様で加力し始めたものの、1P 壁の構面と 2P 壁の構面での変形量の違いにより試験体が写真手前方向に傾いた（X 軸周りの回転）。加力プレートのピンは Y 軸周りの回転に対してのみ自由であったため、図 4.5.1-5 (b) 時点で加力を中止し、元の位置まで戻して、加力プレートを加力チェーンに変更した（図 4.5.1-6 (e)）。この際、ほぞパイプから抜けた X1 通り直交壁については、脚部のほぞパイプを取り除いた。再び加力を開始し、500mm まで加力した（図 4.5.1-6 (g)）。その後、ほぞパイプから抜けた柱（X1Y1, Y1 通り中央）、X1 通り直交壁については、ほぞパイプを取り除き、元の位置まで戻した（図 4.5.1-6 (h)）。さらに、CLT 耐震壁頭脚部のほぞパイプにおいて、ドリフトピンを土台・梁側ではなく、壁側のみ打ち込み直し、ほぞパイプによる抵抗が発生しないようにしてなるべく水平抵抗機構が傾斜復元力のみとなる状態にした。再び加力を開始し、750mm まで加力した（図 4.5.1-6 (i)）。その結果、図 4.5.1-6 (j) のように、2P 壁の浮き上がりが 1P 壁よりも大きく、1P 壁側に試験体がかなり傾いた。



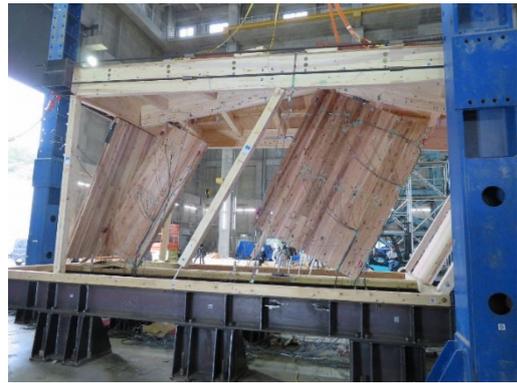
(a) 加力前



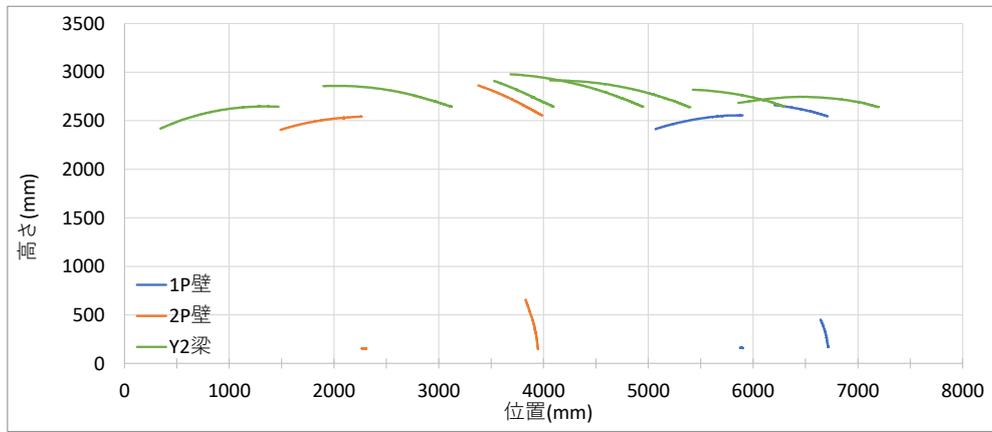
(b) 583mm



(c) 975mm



(d) 1262mm (試験終了時)



(e) Y2 通り梁、1P 壁、2P 壁の軌跡

図 4.5.1-1 A1 試験体の変形状態



(a) 加力前



(b) 480mm



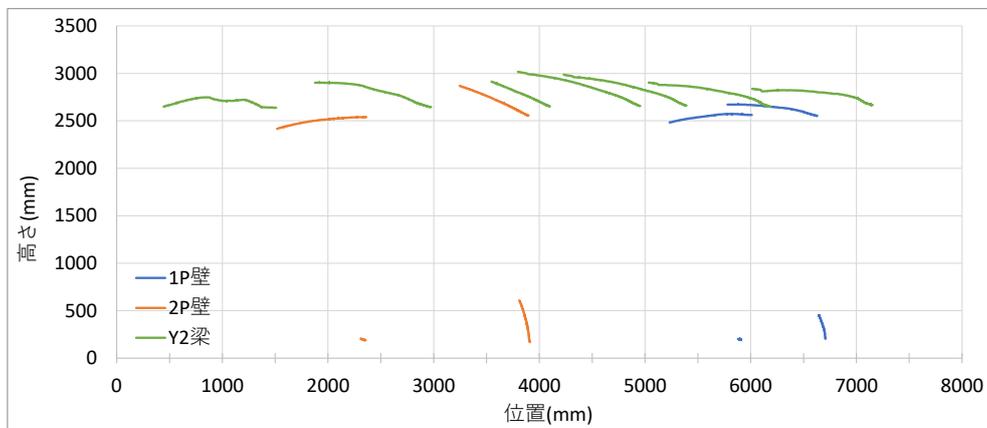
(c) 1248mm



(d) 1680mm



(e) 約 1700mm (倒壊)



(f) Y2 通り梁、1P 壁、2P 壁の軌跡

図 4.5.1-2 A2 試験体の変形状態



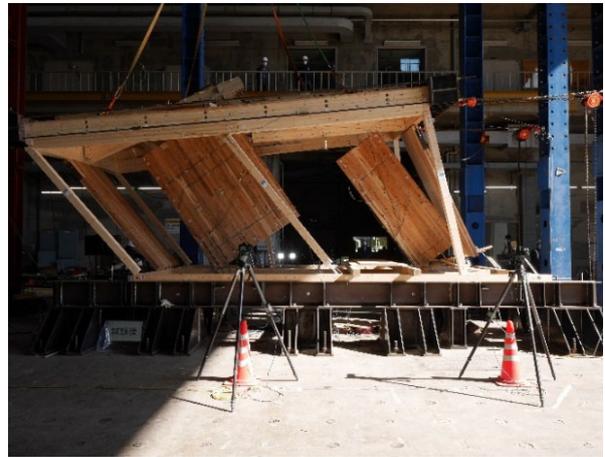
(a) 加力前



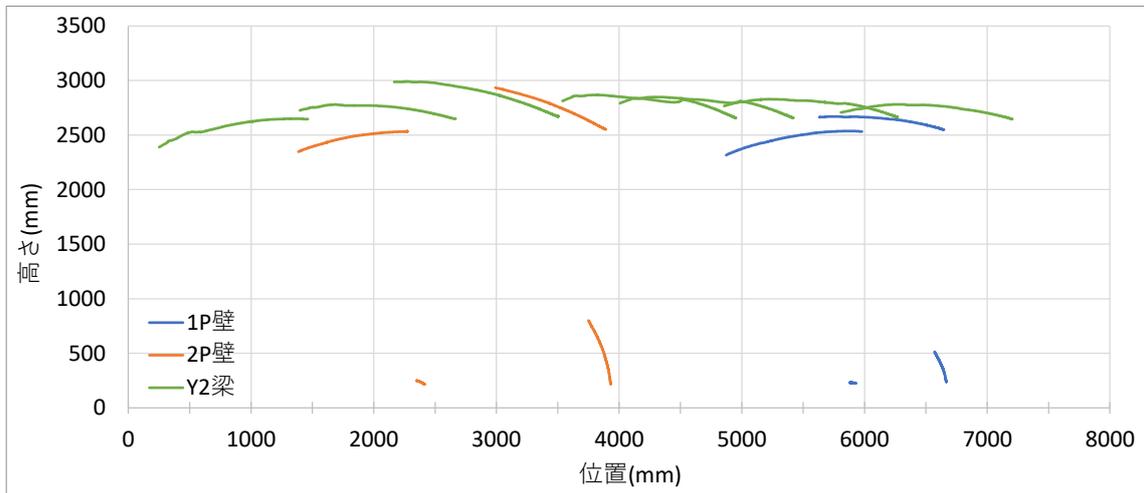
(b) 379mm



(c) 952mm



(d) 約 1360mm (倒壊)



(e) Y2 通り梁、1P 壁、2P 壁の軌跡

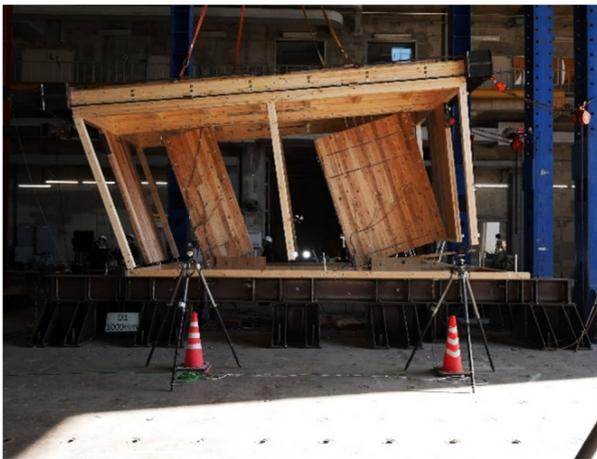
図 4.5.1-3 B1 試験体の変形状態



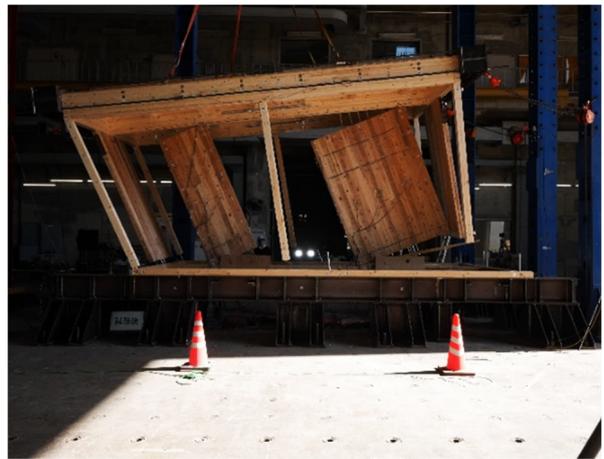
(a) 加力前



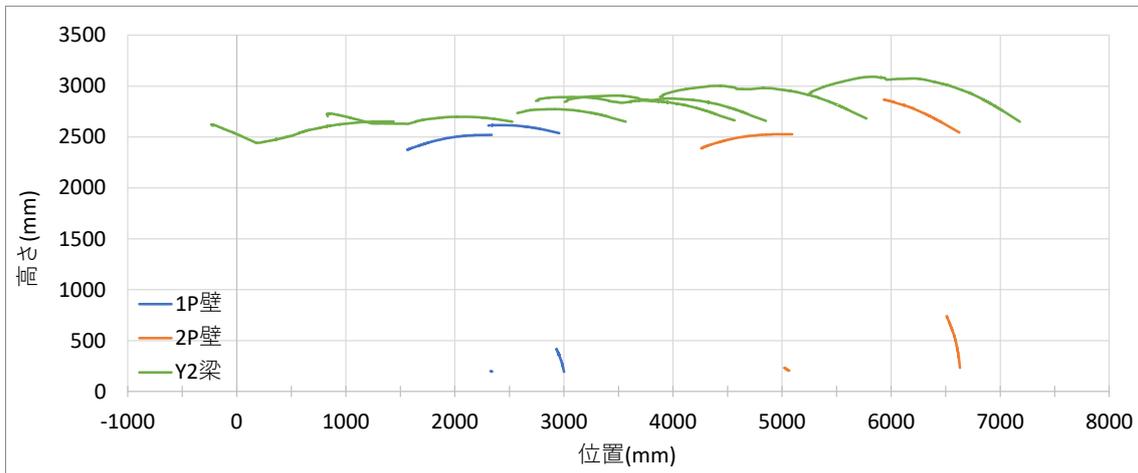
(b) 352mm



(c) 915mm



(d) 1131mm (試験終了時)



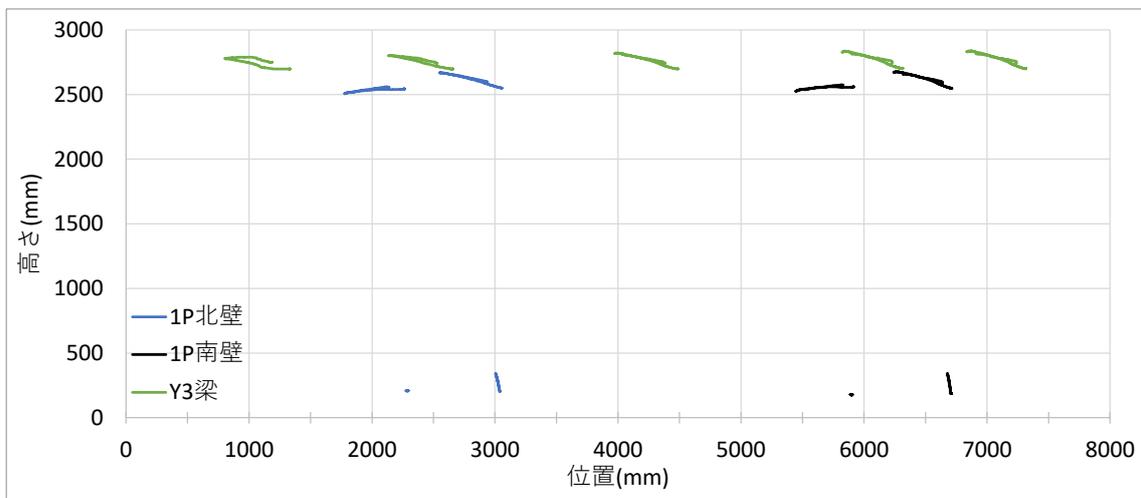
(e) Y2 通り梁、1P 壁、2P 壁の軌跡

図 4.5.1-4 B2 試験体の変形状態

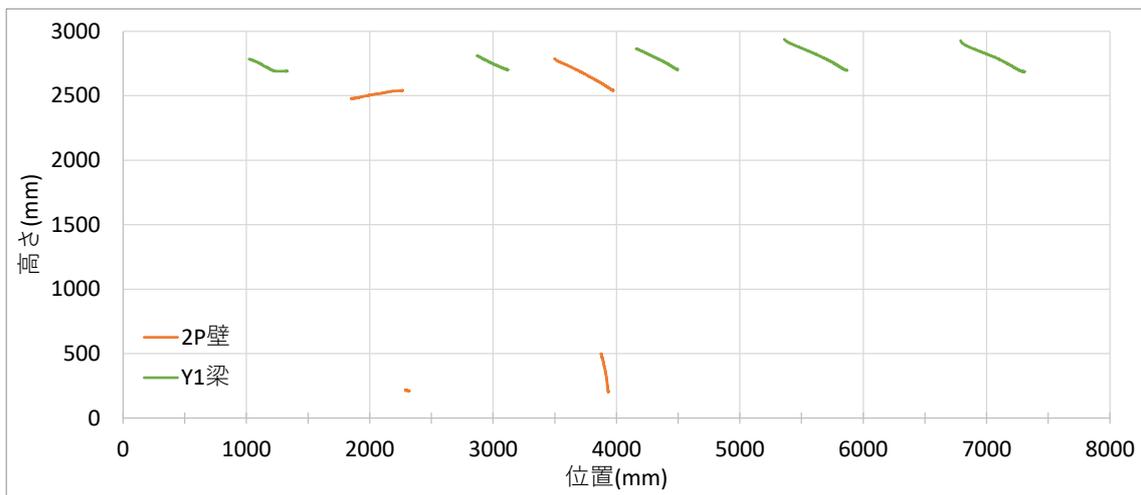


(a) 加力前

(b)



(c) Y3 通り梁、1P 北壁、1P 南壁の軌跡



(d) Y1 通り梁、2P 壁の軌跡

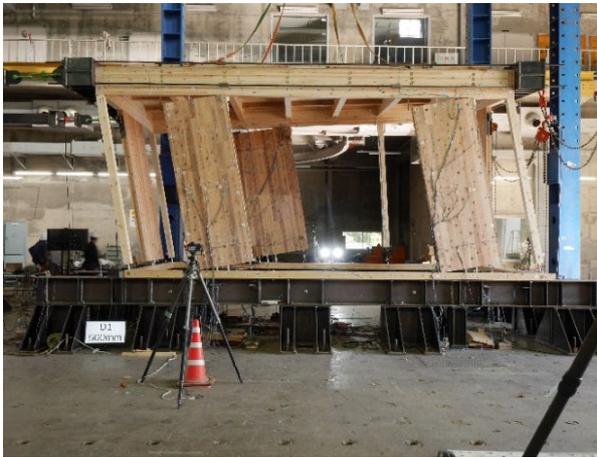
図 4.5.1-5 C 試験体の変形状態 (1)



(e) 加力チェーン



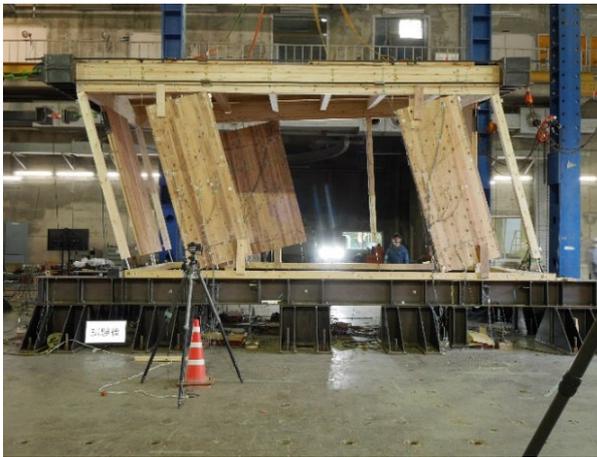
(f) 加力前



(g)



(h) 加力前



(i)



(j)

図 4.5.1-6 C 試験体の変形状態 (2)

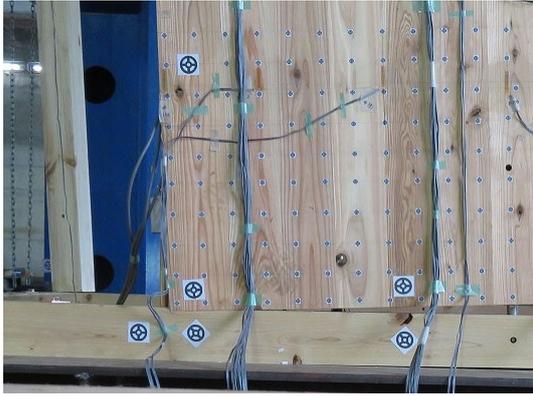
4.5.2 各部の損傷

試験体の損傷状況について報告をする。目視確認と写真撮影の観察記録に基づいて A1、A2、B1、B2、C 試験体の損傷状況を表 4.5.2-1～表 4.5.2-5 に示す。表に対応する損傷記録写真を図 4.5.2-1～図 4.5.2-5 に示す。変位は試験時の変位制御に使用した巻取変位計から算出した値と画像計測による値の 2 種類を記載している。

表 4.5.2-1 A1 試験体の損傷状況

変位計 (mm)	画像計測 (mm)	破壊性状	写真 (図 4.5.2-1)
15	14	1P壁・2P壁ロックング	
30	28	2P壁脚HDのビス抜け始める	
100	95	2P壁脚HDビス抜けかけ	
150	144	2P壁脚部の土台へのめりこみ	(a)
188	180	梁の引帳曲げ破壊、2P壁頭部のめりこみ	(b)
		2P壁脚部のHDのビス引き抜け	(c)
400	387	1P壁下の土台の割裂	(d)
600	582	柱－梁接合部の破壊	(e)
800	770	1P壁脚部、X1通り直交壁ほぞパイプの割れ	(f) , (g)
900	875	屋根合板－梁間に隙間	(h)
1000	971	補修*1	(i)
1100	1070	直交壁がほぞパイプから抜けて、補修の板が折れる	(j)
1200	1162	X1通りの柱がほぞパイプから抜ける	(k)
1300 試験終了	1263 試験終了	<ul style="list-style-type: none"> ・屋根がCLT壁により著しく突き上げられる ・Y2梁が持ち上がることで、Y1、Y3梁が小梁を介して内側に引き込まれる ・2P壁脚部の浮き上がり 	(l) ~ (n)

*1：X1通り直交壁がほぞパイプから抜けた後に1P壁に衝突しないように板で土台と直交壁を接合した



(a) 150mm



(b) 180mm



(c) 180mm



(d) 400mm



(e) 600mm



(f) 800mm



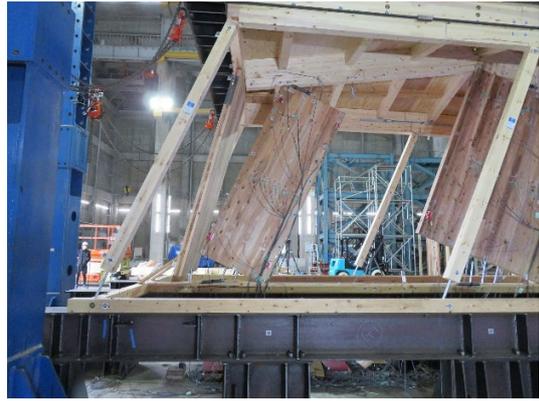
(g) 800mm



(h) 900mm



(i) 1000mm



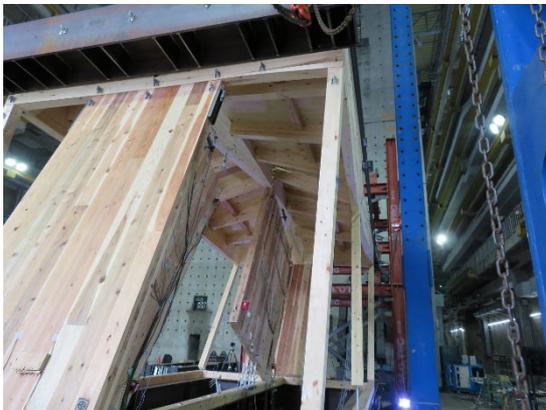
(j) 1100mm



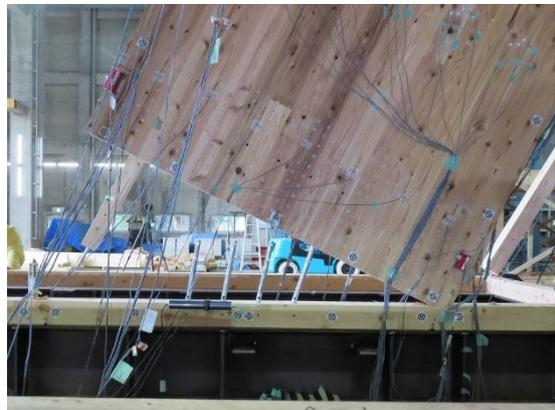
(k) 1200mm



(l) 試験終了時



(m) 試験終了時



(n) 試験終了時

図 4.5.2-1 A1 試験体の損傷状況

表 4.5.2-2 A2 試験体の損傷状況

変位計 (mm)	画像計測 (mm)	破壊性状	写真 (図4.5.2-2)
15	15	1P壁・2P壁ロックング、壁脚HDビスのめりこみ	
60	58	2P壁脚部の土台へのめりこみ、土台にひび入る	(a)
100	96	1P壁頭部と大梁の離間	(b)
200	189	1P壁脚部全体が浮く、HDのビス引き抜ける	(c)
250	236	2P壁頭HD壁ビス引き抜ける	
350	335	梁の曲げ引張破壊による割れ	(d)
500	480	梁の曲げ引張破壊による割れの進展 中央柱の割裂、南側柱-梁接合部の割れ	(e) ~ (g)
800	770	直交壁ほぞパイプ割れ	
900	867	2P壁脚ほぞパイプ	
1000	959	X1通り柱・直交壁、Y1中央柱がほぞパイプから 抜ける	(h)
1100	1050	1P壁脚部のほぞパイプが折れる	—
1300	1244	Y2梁が持ち上がることで、Y1、Y3梁が小梁を 介して内側に引き込まれる	(i)
1400	1351	X2通りの柱・直交壁がほぞパイプから抜ける	(j)
1700	1665	倒壊前全景	(k)
倒壊	倒壊	2P壁のみで立つ 1P壁が回転して土台から外れる 試験体全体が土台・架台から外れる	(l) , (m) , (n)



(a) 60mm



(b) 100mm



(c) 200mm



(d) 350mm



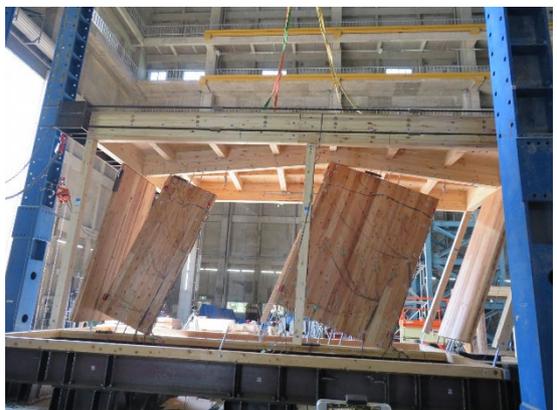
(e) 500mm



(f) 500mm



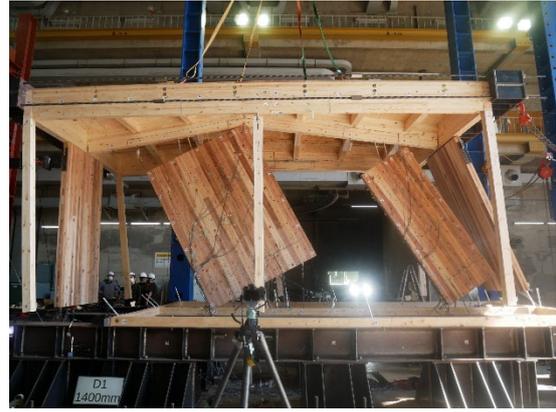
(g) 500mm



(h) 1000mm



(i) 1300mm



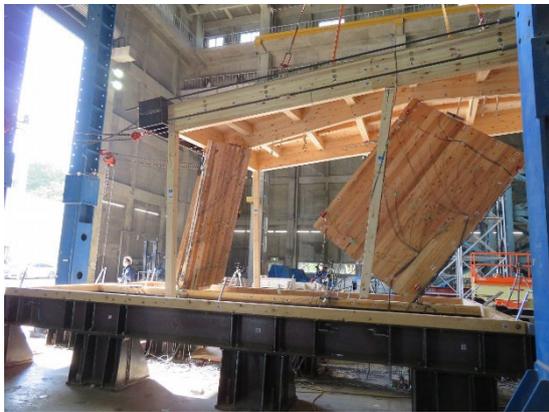
(j) 1400mm



(k) 1700mm



(l) 倒壊時



(m) 倒壊時



(n) 倒壊時

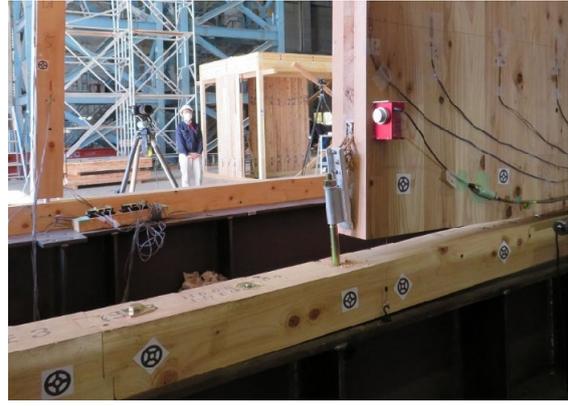
図 4.5.2-2 A2 試験体の損傷状況

表 4.5.2-3 B1 試験体の損傷状況

変位計 (mm)	画像計測 (mm)	破壊性状	写真 (図4.5.2-3)
15	14	1P壁・2P壁ロッキング, X1通り柱脚浮く	
30	28	2P壁脚HDのビス抜け始める	
60	56	Y2梁継手ずれ、割裂	(a)
100	93	2P壁脚HDビス抜ける	(b)
150	141	Y2梁割裂進展	(c)
200	190	Y2梁－合板間に隙間できる	
300	285	1P壁脚HDビス抜ける、Y2梁上部合板破る	(d) , (e)
400	379	Y1柱－梁接合部の破壊	
500	475	Y2梁下半分曲げ圧縮破壊	(f)
600	568	X1直交壁ほぞパイプ割れ	
700	665		
800	761		
900	856	X1直交壁ほぞパイプから外れて、1P壁に接触	(g)
1000	949	X1Y1柱抜ける	
1100	1052	1P壁脚土台割裂 柱－梁接合部破壊からX1梁割裂に進展 Y3梁－小梁で都合部での割裂	(h) ~ (j)
1200	1161	Y2継手の破壊状況	(k)
1300	1262	X1Y3柱抜ける	(l)
倒壊	倒壊	Y2梁合板突き破る、錘持ち上がる	(m) , (n)



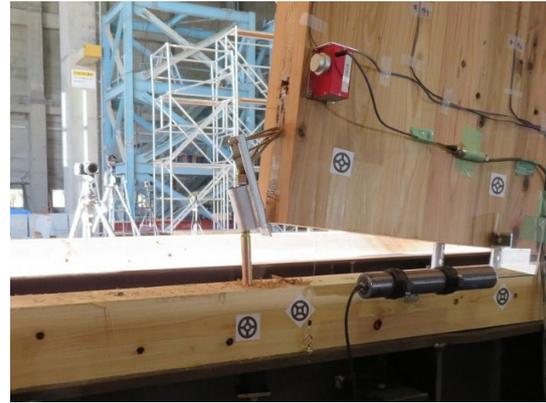
(a) 60mm



(b) 100mm



(c) 150mm



(d) 300mm



(e) 300mm



(f) 500mm



(g) 900mm



(h) 1100mm



(i) 1100mm



(j) 1100mm



(k) 1200mm



(l) 1300mm



(m) 倒壊時



(n) 倒壊時

図 4.5.2-3 B1 試験体の損傷状況

表 4.5.2-4 B2 試験体の損傷状況

変位計 (mm)	画像計測 (mm)	破壊性状	写真 (図4.5.2-4)
15	12	1P壁・2P壁ロッキング, X1通り柱・直交壁浮く	
30	27	X1通り柱・直交壁浮く	
60	54	Y1, Y2, Y3梁継手ずれ、2P土台浮く	(a)
100	91	2P壁脚HDビス抜ける	
150	138	1P壁頭HDの梁に対するめり込み	
200	181	2P壁頭HDビス抜ける	(b)
300	266	1P壁脚HDビス抜ける	(c)
400	351	1P壁頭HDビス抜ける、1P壁脚圧縮めり込み割れる	
460	405	X1通り柱・直交壁抜ける	
500	438	2P壁脚土台割裂、X2通り柱・直交壁浮く	(d) , (e)
600	532		
700	626		
800	723	Y1中央柱抜ける	(f)
900	817	X1直交壁ほぞパイプ割れる	
1000	913	Y3中央柱抜ける、X2Y3柱-梁接合部割れ	
1100	1017	1P壁頭脚部の梁・土台へのめり込み	(g) , (h)
1200 試験終了	1126 試験終了		(i) , (j)



(a) 60mm



(b) 200mm



(c) 300mm



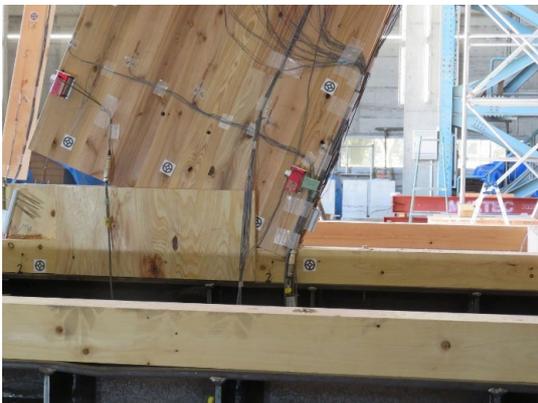
(d) 500mm



(e) 500mm



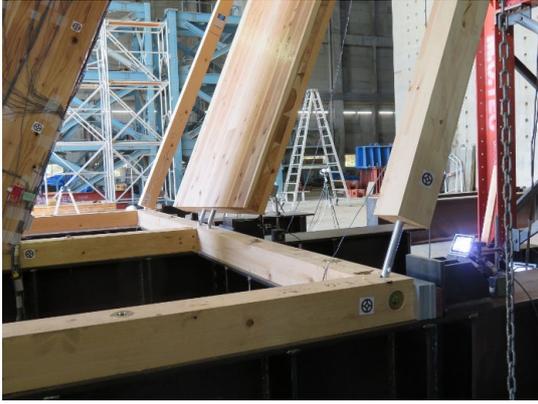
(f) 800mm



(g) 1100mm



(h) 1100mm



(i) 試験終了時



(j) 試験終了時

図 4.5.2-4 B2 試験体の損傷状況

表 4.5.2-5 C 試験体の損傷状況

変位計 (mm)	画像計測 (mm)	破壊性状	写真 (図4.5.2-5)
加力1回目			
15	15	2P壁ロックング	
30	30	2枚の1P壁ロックング	
60	58		
100	94		
150	138	2P壁脚HDビス抜ける	(a)
200	184		
300	277	1P壁脚HDビス抜ける	(b)
350	322	柱-梁接合部のドリフトピンを起点に亀裂	(c)
400	366		
500	459	X1Y1柱、Y1中央柱抜ける	(d) , (e)
540	491	X1通り直交壁が抜ける、試験体が1P壁側に傾く	(f) , (g)
加力2回目		加力プレートから加力チェーンに変更	図 4.5.1.5 (e) 参照
0	0	損傷は見られなかった	
500	493		
加力3回目		ほぞパイプがなるべく引張抵抗しないようにドリフトピンの打ち込み位置を変更	4.5.1節 参照
0	0	損傷は見られなかった	
750	734		
試験終了	試験終了	A1, A2, B1試験体のような屋根の突き上げはなかった	(h)



(a) 150mm



(b) 300mm



(c) 300mm



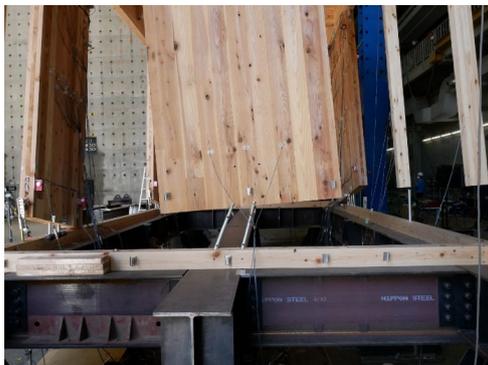
(d) 500mm



(e) 500mm



(f) 540mm



(g) 540mm



(h) 1000mm

図 4.5.2-5 C 試験体の損傷状況

4.5.3 荷重変形

これ以降の層間変位はすべて画像計測によって計測されたものである。A1、A2、B1、B2、C試験体の荷重変位曲線を図4.5.3-1に、最大荷重 P_{max} と最大荷重時変位 D_{max} を表4.5.3-1に示す。凡例におけるHD最大引張とは、HDが負担する引張力が最大になった点を示すものである。HDが負担する引張力は最大引張に達した後、HD金物をCLTに留め付けるビスが抜けていくに従って低下した。

[A1]

最大荷重付近において、HD 金物のビスの抜けによって引張抵抗力が失われ荷重が頭打ちとなった。そして、梁が曲げ引張破壊したと同時に荷重が約 70kN まで低下した。これは梁の曲げ抵抗が喪失したこと、ほぞパイプの引張抵抗による梁の曲げ戻し効果が喪失したことなどが要因と考えられる。その後、加力終了まで一定の傾きで荷重が低下した。

[A2]

最大荷重において、ロードセルを取り付けた HD 金物のうち幅 1820mm の CLT 壁上部以外のものがビスの抜けにより引張抵抗力を消失し、試験体の荷重低下が生じた。その後、幅 1820mm の CLT 壁上部の HD 金物でもビスが抜け、荷重が 67kN まで低下した。それから、梁の曲げ引張破壊まで荷重が横ばいで推移したが、これはほぞパイプの引張抵抗による梁の曲げ戻しが発揮されていたためだと推測される。また、図 4.5.1-2 (d) のように、層間変位 1300mm において X2 通りの直交壁と柱が脚部に挿入されていたほぞパイプからが抜けた後、荷重低下した。試験体の水平耐力には CLT 耐震壁の金物の抵抗と傾斜復元力のみならず、直交壁や柱などの外周フレームにおけるほぞパイプの引張抵抗や外周フレーム自体の曲げ抵抗などが含まれていることが推測された。

[B1]

A1と同様に、最大荷重付近において、HD金物のビスの抜けによって引張抵抗力が失われ荷重が低下し始めた。その後、徐々に荷重低下し、梁の曲げ引張破壊と同時に荷重が急激に低下し、若干丸みを帯びるように荷重変位曲線が推移した。これは変位が大きくなるにつれて徐々にほぞパイプがCLT耐震壁から抜けて、抜けた分だけ抵抗が消失していくためだと推測される。そして、変位1360mmにて、梁が合板床を突き破り倒壊した。水平抵抗が0になる前に倒壊を迎えた理由として、

[B2]

A1と同様に、最大荷重付近において、HD金物のビスの抜けによって引張抵抗力が失われ荷重が低下した。その後、徐々に荷重低下し、土台の曲げ引張破壊と同時に荷重が低下し、加力終了まで一定の傾きで荷重が低下した。

[C]

最大荷重が 135.6kN となり、他の 4 体の試験体よりも 30~40kN ほど大きくなった。これは C 試験体の壁量が他試験体に比べて多いため、CLT 耐震壁が負担する鉛直荷重の割合が大きくなったことや CLT 耐震壁を固定する HD 金物やほぞパイプが増え、金物による抵抗が大きくなったことが原因として考えられる。

1 回目の加力において、A1 と同様に、最大荷重付近において、HD 金物のビスの抜けによって引張抵抗力が失われ荷重が低下した。その後、直交壁のほぞパイプからの抜けと同時に荷重が低下した。3 回目の加力において、A1 と同様に、最大荷重付近において、層間変位 500mm 以降で一定の傾きで荷重が低下した。

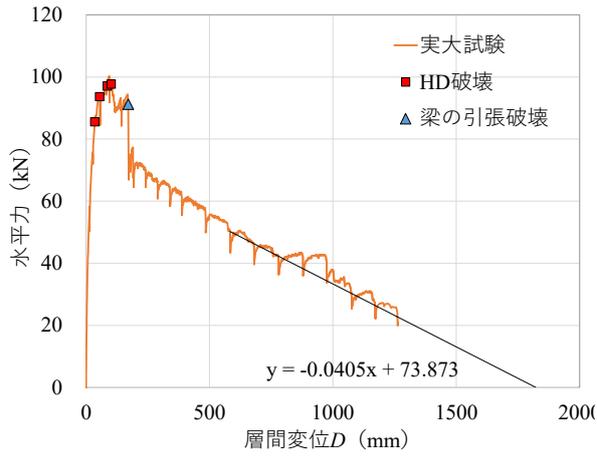
倒壊限界変位を実大試験の荷重変位曲線の延長線とx軸が交わる点と仮定すると、A1について、近似曲線の式より $x = 73.873/0.0405 \approx 1824\text{mm}$ であった。A2、B1、B2も同様にして求めた倒壊限界変位を表4.5.3-2に示す。A1、A2、B2試験体は2P壁の壁幅1820mmとほぼ一致した。B1試験体のみ倒壊限界変位が1820mmよりも小さい結果となった。C試験体は1959mmと2P壁幅よりもかなり大きな値となった。壁幅が異なるCLTを用いた建築物の倒壊限界変位は最も大きい壁幅(1820mm)と一致する傾向にあるが、今後詳細な検討を要する。

表 4.5.3-1 各試験体の最大荷重と最大荷重時変位

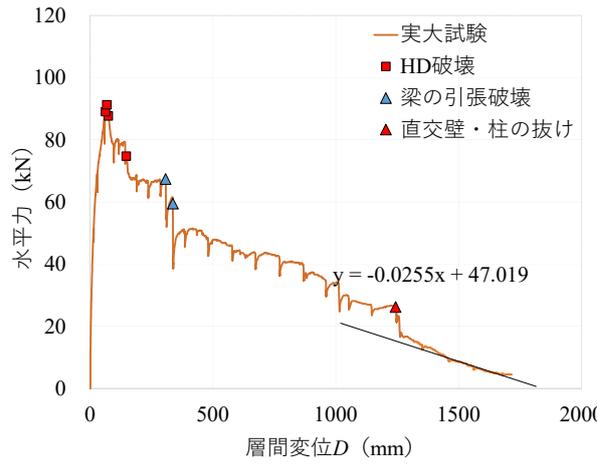
試験体	A1	A2	B1	B2	C
P_{\max} (kN)	100.3	91.9	100.8	94.3	135.6
D_{\max} (mm)	94.1	71.0	62.6	69.5	104.8

表 4.5.3-2 各試験体の倒壊限界変位

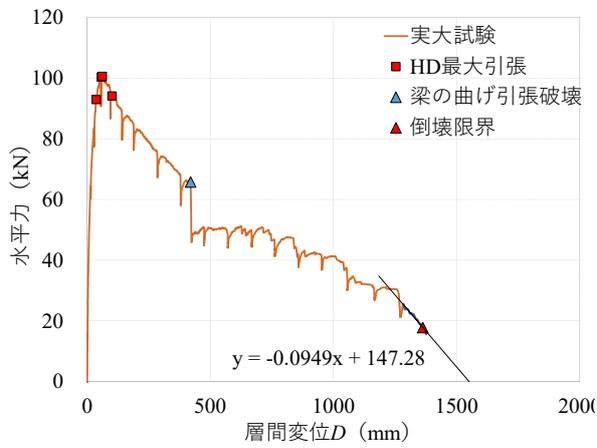
試験体	A1	A2	B1	B2	C
倒壊限界変位 (mm)	1824	1844	1551	1812	1959



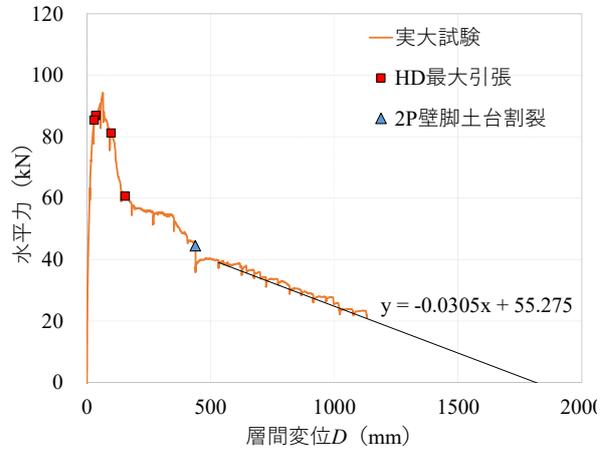
A1



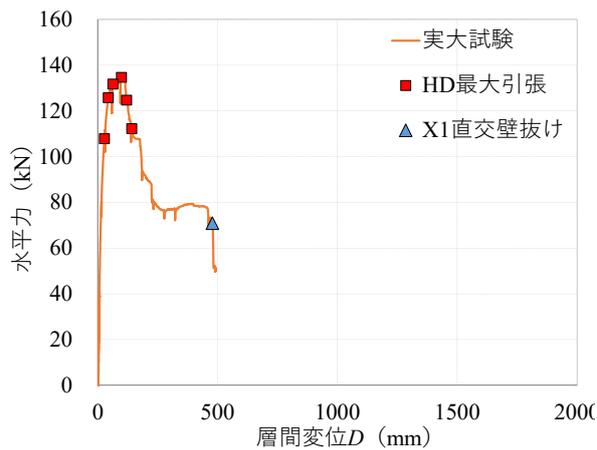
A2



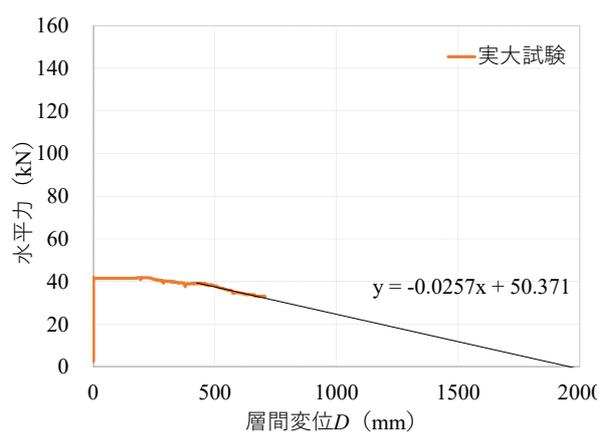
B1



B2



C (加力1回目)



C (加力3回目)

図 4.5.3-1 実大静加力実験の荷重変位曲線

4.5.4 各壁の荷重分担

ひずみゲージの貼付位置を図4.5.4-1に示す。壁の中心から上下に800mmずつ離れた位置に、1P壁には表裏上下5枚ずつ、計20枚ひずみゲージを貼付した。2P壁には表裏上下9枚ずつ、計36枚貼付した。ひずみゲージの間隔は基本的に中央の1枚を基準にして左右に240mmとしたが、最も端のゲージのみ壁端から10mmの位置とした。結果の分析には表裏で同じ位置にあるひずみゲージの値の平均値を用いた。A1試験体について、ひずみと層間変位の関係を図4.5.4-1に示す。凡例はCH番号（表4.3.3-5、表4.3.3-6）と対応しており、図4.5.4-2のように、青が壁の左側（南側）、赤が壁の右側（北側）を示している。また、+が引張、-が圧縮を示す。

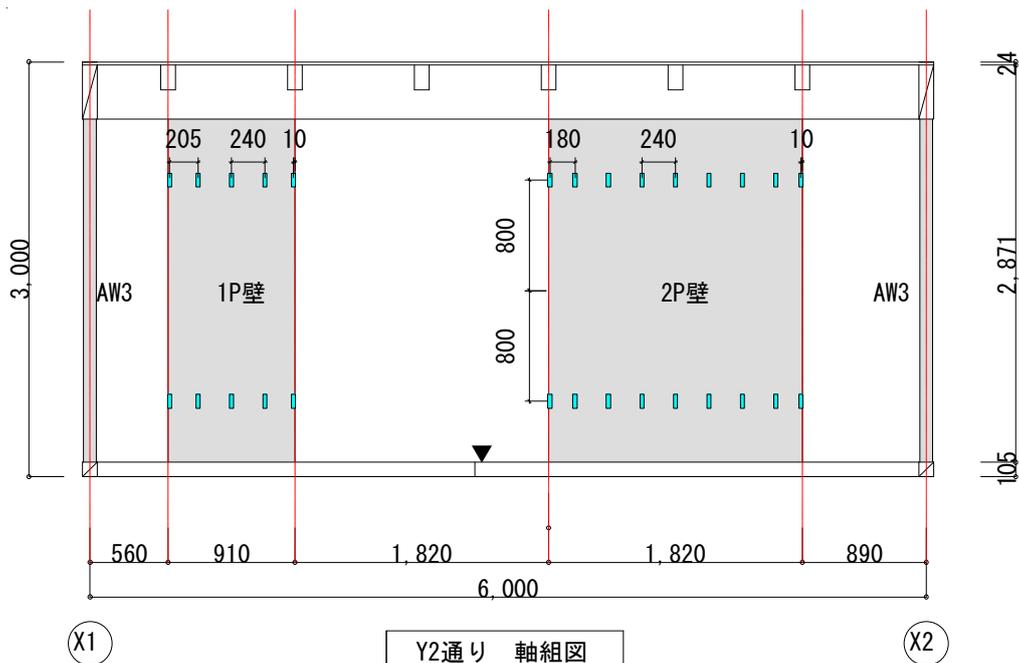


図 4.5.4-1 ひずみゲージの貼付位置

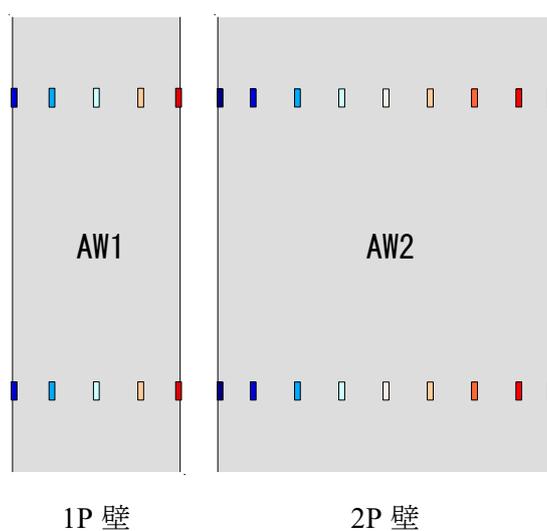
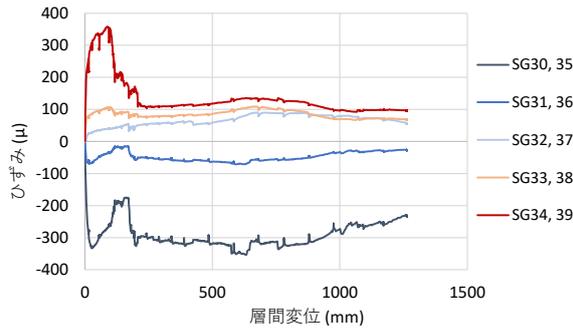
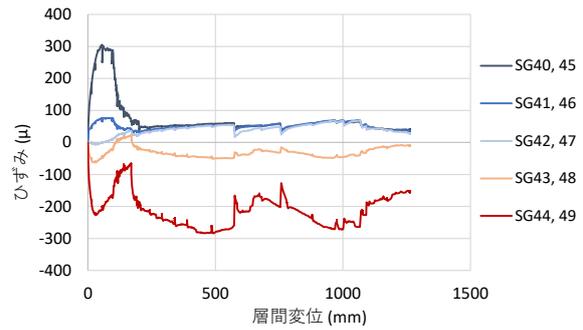


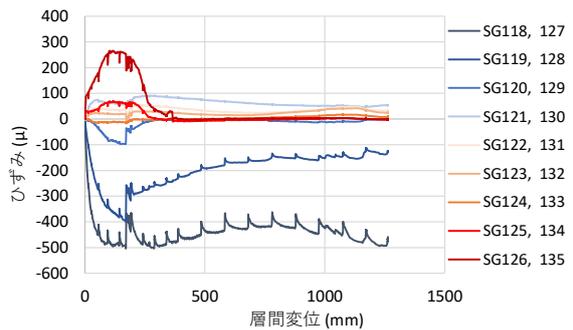
図4.5.4-2 凡例の色とひずみゲージ貼付位置の関係



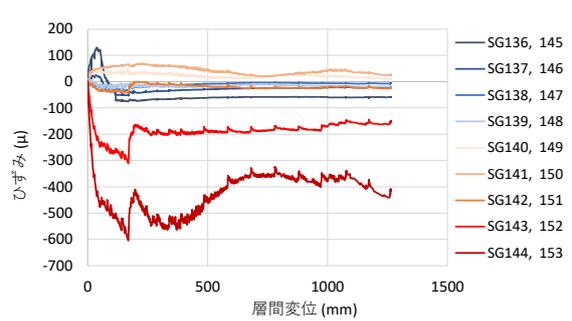
(a) A1W1 の上部 5 箇所



(b) A1W1 の下部 5 箇所



(c) A1W2 の上部 9 箇所



(d) A1W2 の下部 9 箇所

図 4.5.4-3 A1W1、A1W2 におけるひずみと層間変位の関係

図 4.5.4-3 (a) において、

- ・ 左側が圧縮、右側が引張ひずみを示した。また、最も左で圧縮、最も右で引張が最も大きくなった。CLT 耐震壁は図 4.5.4-4 のように力が伝わり、ひずむはずなので、妥当な結果となった。
- ・ 変位 100mm 付近での HD のビスの抜けと同時に圧縮ひずみ、引張ひずみがピークアウトしていることから、これらのピークは HD 金物の引張抵抗によるものと考えられる。
- ・ HD 金物の引張抵抗による圧縮ピーク後に圧縮ひずみが増大しているが、これは梁の引張破壊によって、1P 壁と 2P 壁が負担する荷重の範囲が変化したためと推測される (図 4.5.4-5)。
- ・ 右側の 3 箇所について、大変形領域でも引張を示した。これは、初期軸力による圧縮分がなくなったため、見かけ上、引張ひずみを示していると考えられる。

図 4.5.4-3 (b) より、A1W1 の下部 5 箇所でも上部 5 箇所と同様の傾向を示した。

図 4.5.4-3 (c) において、

- ・ 左側が圧縮、右側が引張ひずみを示した。また、最も左で圧縮、最も右で引張が最も大きくなり、妥当な結果となった。
- ・ 変位 100mm 付近での HD のビスの抜けと同時に圧縮ひずみ、引張ひずみがピークアウトしていることから、これらのピークは HD 金物の引張抵抗によるものと考えられる。

る。

- ・ 右側の7箇所について、大変形領域でも引張寄りのひずみを示した。これは、初期軸力による圧縮分がなくなったため、見かけ上、引張ひずみを示していると考えられる。
- ・ 1P壁において、HD金物の引張抵抗による圧縮ピーク後の圧縮ひずみの増大が、梁の引張破壊によって1P壁と2P壁の負担荷重の範囲が変化したためと推測されたとしたが、この推測によると2P壁では圧縮ひずみが減少するはずである。しかし、2P壁でもHD金物の引張抵抗によるピーク後に圧縮ひずみが増大しているため、この推測は成立しないことがわかった。

図 4.5.4-3 (d) より、A1W2 の下部9箇所でも上部9箇所と同様の傾向を示した。

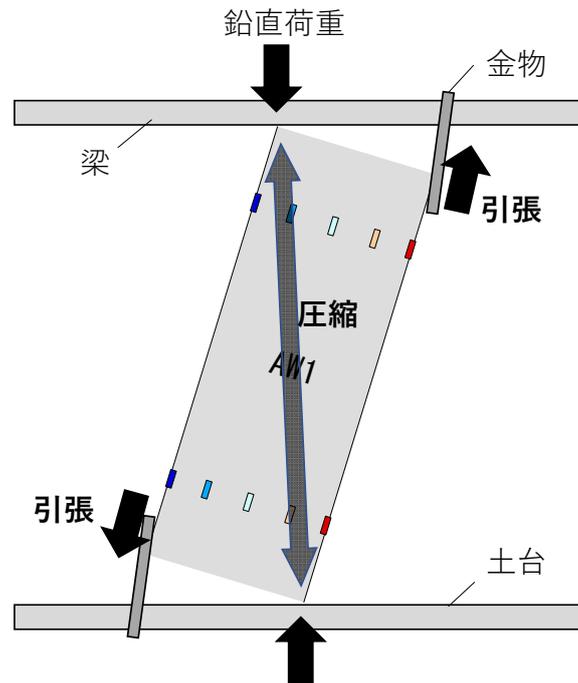
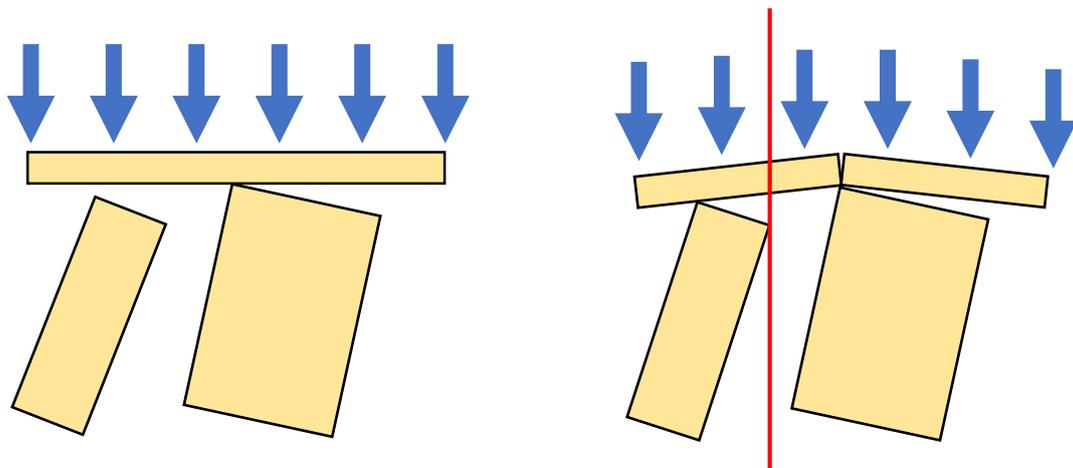


図 4.5.4-4CLT 耐震壁に加わる力のイメージ図



(a) 梁の引張破壊前 (1P:2P=0:6)

(b) 梁の引張破壊後 (1P:2P=2:4)

図 4.5.4-5 梁の引張破壊前後での各壁の鉛直荷重負担のイメージ図

試験体に貼付したひずみゲージから各壁にかかる鉛直荷重を算出した。算出のために、まず図4.5.4-6のようにひずみゲージの値が代表する幅を決めて断面積 A を求めた。最も端のひずみゲージの値は代表する幅の中央にないので、1つ隣のひずみゲージの値から線形補間し、代表する幅の中央でのひずみ ε を求めた。これらと4.4節で求めた各耐震壁のヤング率 E を用いて、ひずみゲージ方向の荷重を求めた。さらに、CLT耐震壁脚部に設置した変位計から式4.5.4-1より求めた各壁の変形角（図4.5.4-7）を用いて、式4.5.4-3より荷重の鉛直成分を取り出した。

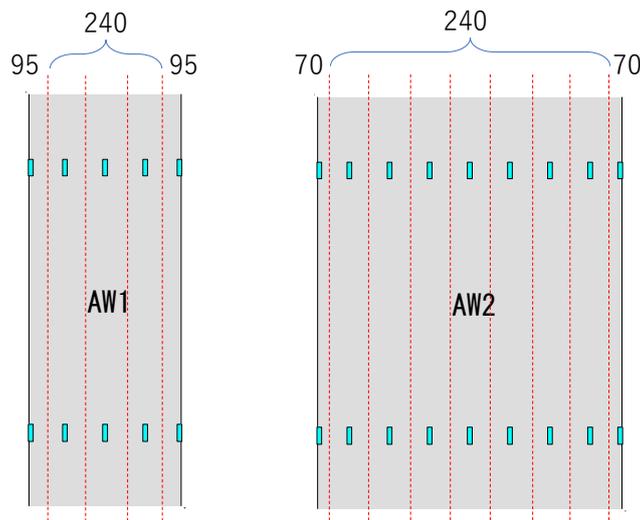


図 4.5.4-6 各ひずみゲージが代表する幅（単位：mm）

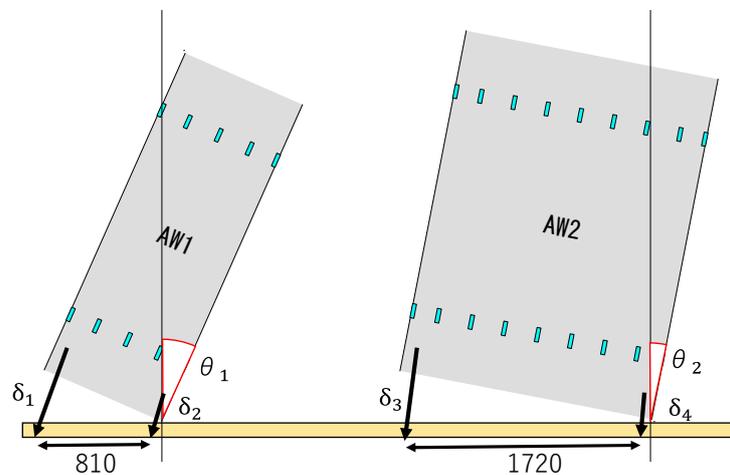
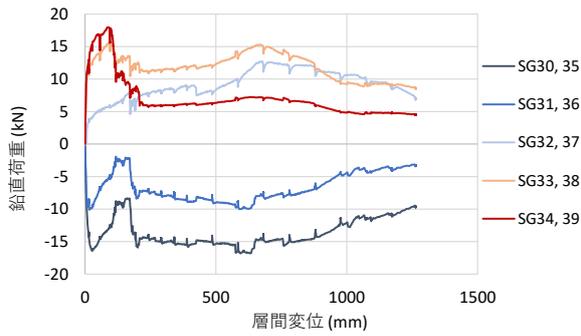


図 4.5.4-7 各壁の変形角と変位計の関係（単位：mm）

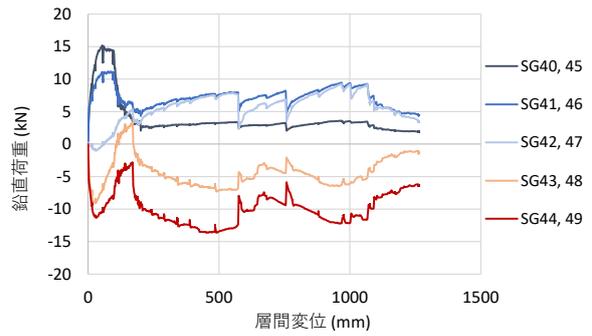
$$\frac{\delta_1 - \delta_2}{810} = \cos \theta_1 \quad \text{式4.5.4-1}$$

$$\frac{\delta_3 - \delta_4}{1720} = \cos \theta_2 \quad \text{式4.5.4-2}$$

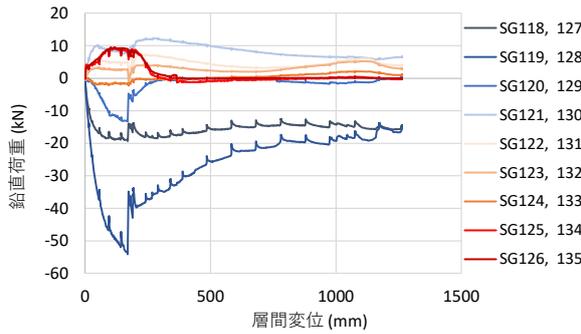
$$E\varepsilon A \cos \theta_1 \text{ or } \cos \theta_2 \quad \text{式4.5.4-3}$$



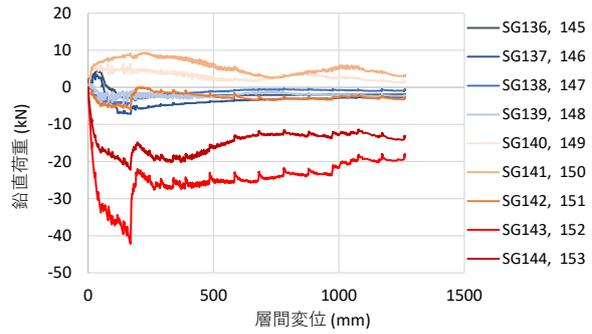
(a) A1W1 の上部 5 箇所



(b) A1W1 の下部 5 箇所

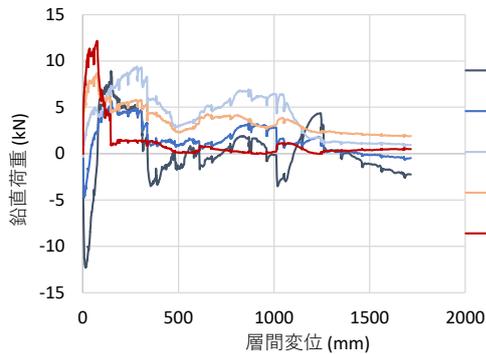


(c) A1W2 の上部 9 箇所

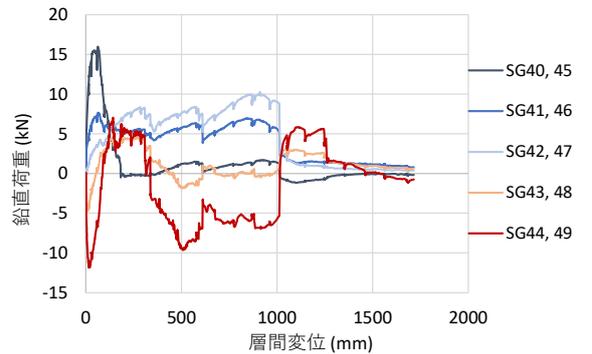


(d) A1W2 の下部 9 箇所

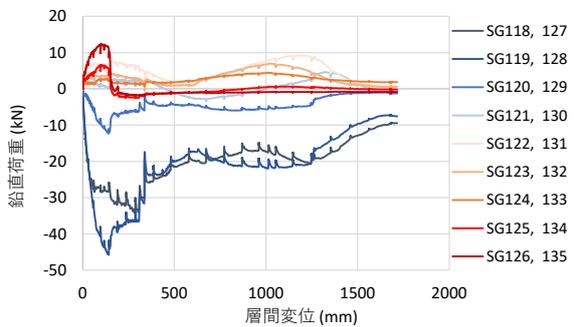
図 4.5.4-8 A1W1、A1W2 における鉛直荷重と層間変位の関係



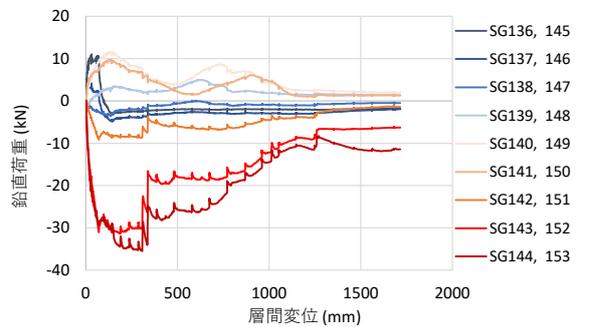
(a) A2W1 の上部 5 箇所



(b) A2W1 の下部 5 箇所

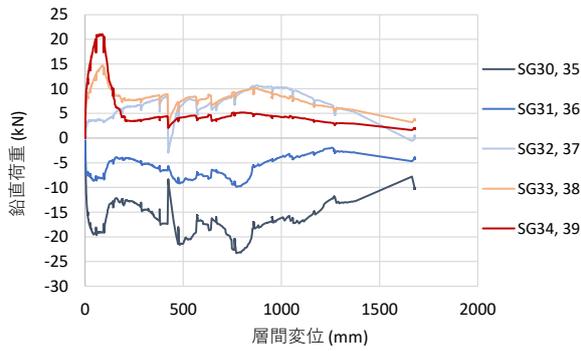


(c) A2W2 の上部 9 箇所

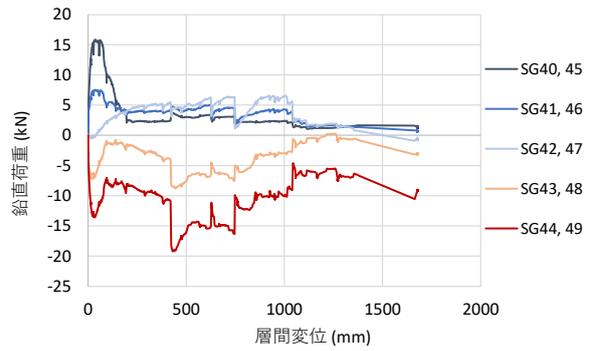


(d) A2W2 の下部 9 箇所

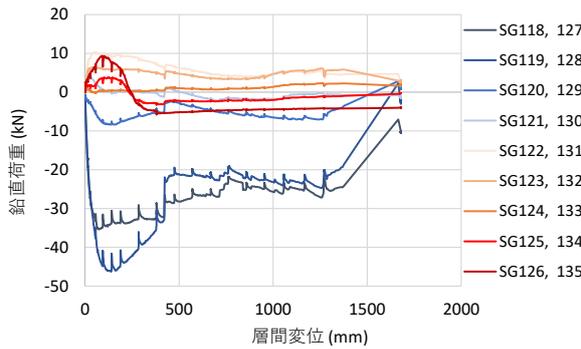
図 4.5.4-9 A2W1、A2W2 における鉛直荷重と層間変位の関係



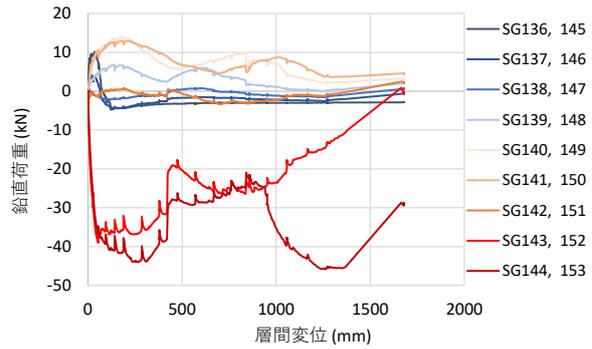
(a) B1W1 の上部 5 箇所



(b) B1W1 の下部 5 箇所

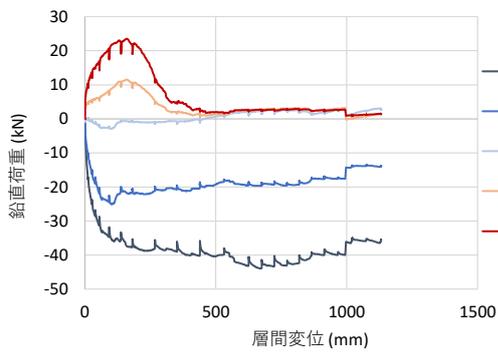


(c) B1W2 の上部 9 箇所

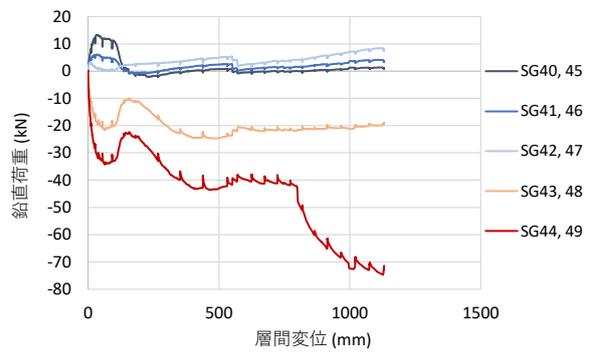


(d) B1W2 の下部 9 箇所

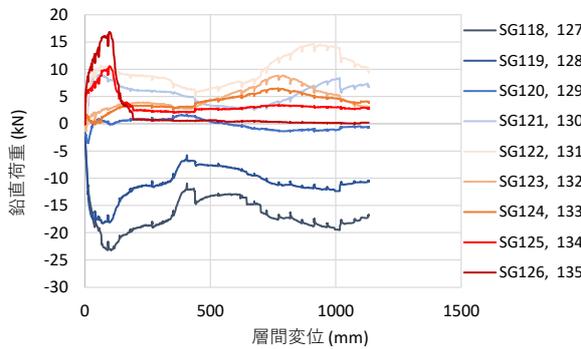
図 4.5.4-10 B1W1、B1W2 における鉛直荷重と層間変位の関係



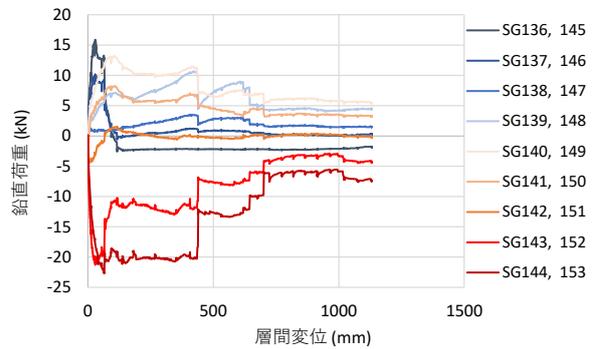
(a) B2W1 の上部 5 箇所



(b) B2W1 の下部 5 箇所



(c) B2W2 の上部 9 箇所

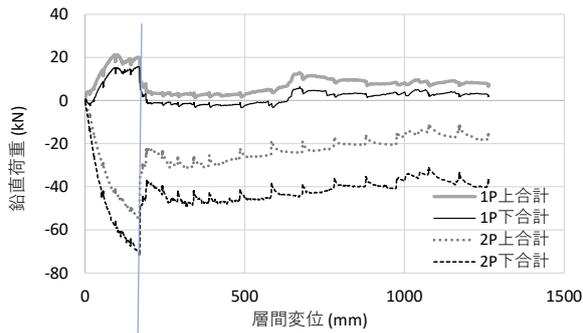


(d) B2W2 の下部 9 箇所

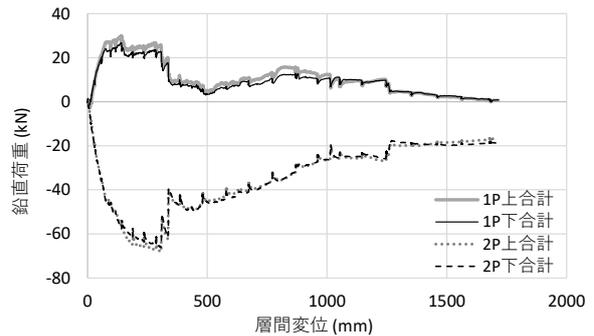
図 4.5.4-11 B2W1、B2W2 における鉛直荷重と層間変位の関係

1P 壁では上下 5 箇所、2P 壁では上下 9 箇所それぞれで積分して求めた各壁の上下で負担した鉛直荷重を図 4.5.4-12 に示す。A2 試験体では、同じ壁における上下での差は見られなかった。B2 試験体でも差があまり見られなかったが、2P 壁において層間変位 800mm 以降で下部での鉛直荷重負担が極端に増大した。この原因は検討中である。

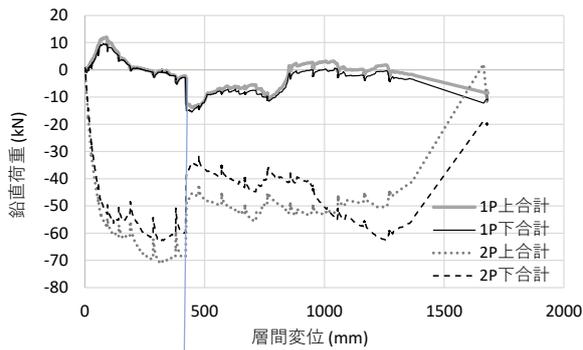
A1、B2 試験体では 1P 壁の上下での差はあまり見られなかったが、2P 壁においては、青線で示した梁の引張破壊まで徐々に上下での差が大きくなったが、その後は差が一定のまま推移した。さらに、B2 については層間変位 1000mm 付近で上下部の関係が逆転した。



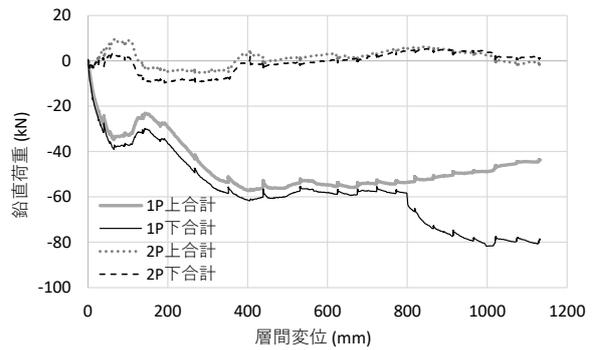
(a) A1



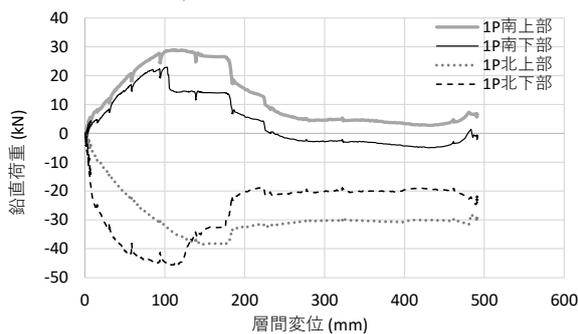
(b) A2



(c) B1



(d) B2



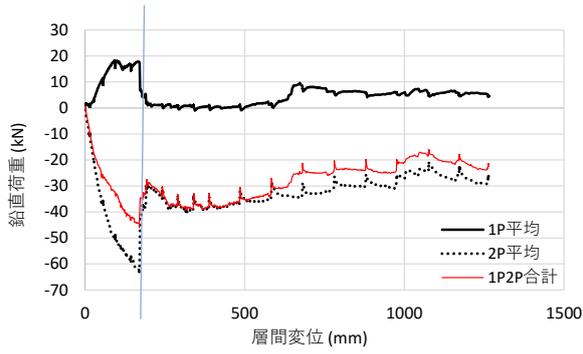
(e) C (加力1回目)

図 4.5.4-12 ひずみゲージから算出した各壁の上下部での鉛直荷重

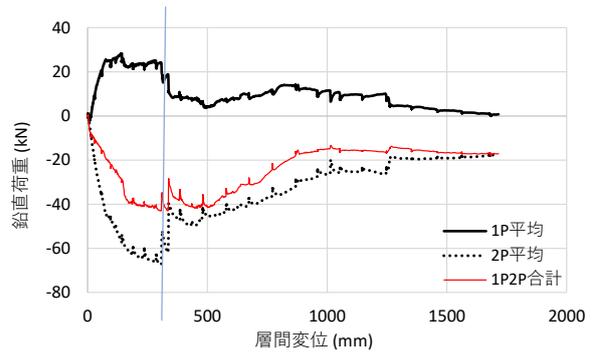
各壁が上下で負担する鉛直荷重を平均し、各壁全体で負担する鉛直荷重を求めた。また、各壁の負担鉛直荷重を合計し、CLT耐震壁の総負担鉛直荷重を求めた。各試験体での各壁の負担鉛直荷重、CLT耐震壁の総負担鉛直荷重と層間変位の関係を図4.5.4-13に示す。試験開始時を負担荷重0としているので、ここで求めた負担荷重は柱や直交壁などの外周フレームが最初負担していた荷重のうちCLT耐震壁に移動してきた鉛直荷重(以下、変動軸力)であり、初期軸力は含まれない。

A1、A2、B1試験体において、青線で示した梁の引張破壊時の1Pの圧縮力増加分と2Pの減少分が同等でなかった。これは、2Pには、1P壁への荷重の受け渡し分(1Pには-、2Pには+影響)に加え、梁の曲げ抵抗の喪失で梁からの反力(2Pには+影響)が減少したためと推察される。また、大変形領域において、1P壁が負担する鉛直荷重がほぼ0であり、1P壁は梁の引張破壊後は初期軸力程度の鉛直荷重しか負担しない可能性が示された。一方で、2P壁は初期軸力に加え、変動軸力として、A1では30kN、A2では20kN、B1では50kN負担していた。B2試験体においては、2P壁に鉛直荷重はあまり加わず、常に初期軸力程度の荷重負担をしていた。逆に、1P壁は変動軸力として変位1000mm付近では60kN負担する結果となった。

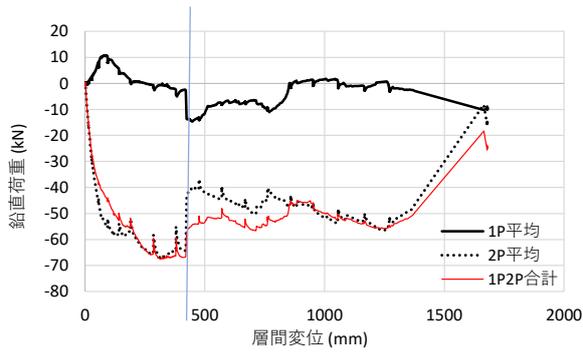
1P壁の初期軸力は10kNであると推測されることから、2P壁の初期軸力も仮に10kNとすると、2枚の壁で負担していた鉛直荷重はA1では50kN、A2では40kN、B1では70kN、B2では80kNとなり、試験体総重量がそれぞれ82.1, 33.8, 82.3, 81.8kNであることを考えると、ひずみゲージで実情の荷重をある程度計測できたと考えられる。



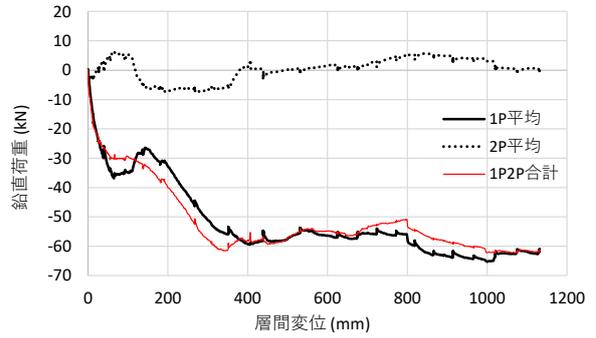
(a) A1



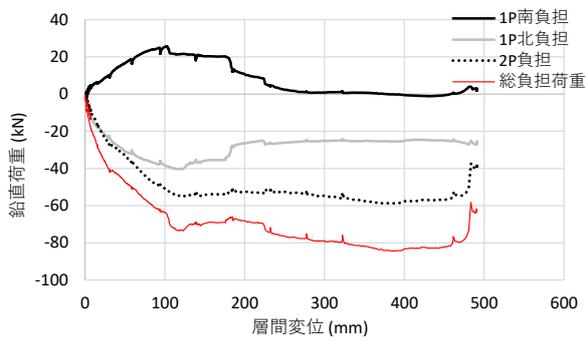
(b) A2



(c) B1



(d) B2



(e) C (加力1回目)

図 4.5.4-13 ひずみゲージから算出した各壁が負担する鉛直荷重とその合計

4.5.5 試験体間の比較

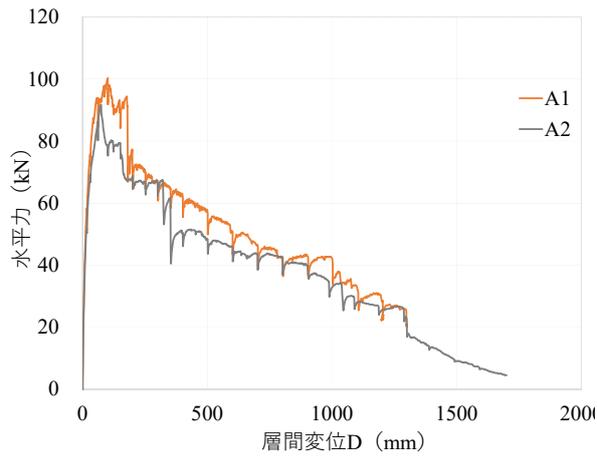
図 4.5.5-1 (a) において、A1 試験体と A2 試験体を比較した。A2 試験体に比べて、A1 試験体は錘重量の 47.9kN 多く鉛直荷重を加えられている。ゆえに、傾斜復元力が大きくなり、最大荷重が大きくなることが予想されたが、最大荷重に違いはあまり見られなかった。その原因として、鉛直荷重全体のうち 2P 壁が負担する鉛直荷重の割合が A2 試験体の方では大きかったことが推測される。

図 4.5.5-1 (b) において、A1 試験体と B1 試験体を比較した。B1 試験体は Y2 梁に継手があるため、梁は曲げ抵抗や曲げ戻し効果を発揮せず水平抵抗力は小さくなると予想していた。しかし最大荷重は A1 試験体と同等となり、梁は曲げ引張破壊した。これは、加力桁で梁を含む水平構面全体を締め挟んでしまったために、継手における回転の自由度が失われてしまったためと考えられる。

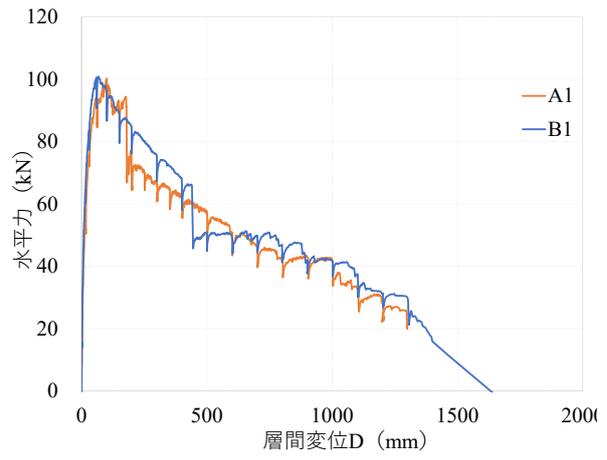
図 4.5.5-1 (c) において、B1 試験体と B2 試験体を比較した。B1、B2 試験体は 1P 壁と 2P 壁の配置が逆である。B1 試験体は 2P 壁の突き上げにより Y2 通りの梁継手が持ち上げられる側であるのに対し、B2 試験体では押し込まれる側である。ゆえに、B2 試験体では梁は折れなかったが、最大荷重は同等であった。さらに、B1 と B2 では試験体の挙動が大きく異なったが、荷重変位関係の形は似ていた。

図 4.5.5-1 (d) において、A2 試験体と B1 試験体を比較した。A2 試験体と B1 試験体は錘の有無、Y2 通りの梁継手の有無、加力方向といった違いがあるにも関わらず、最大荷重、最大荷重後の推移は同様であった。

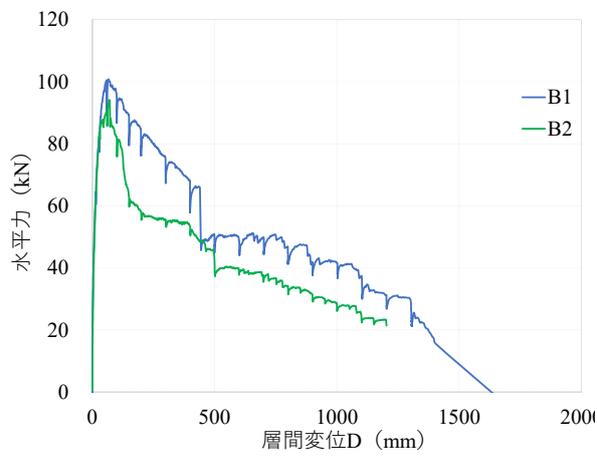
以上より、加力桁の取付方法など加力方法の検証は今後必要であるものの、水平力に対して、傾斜復元力と HD 金物とほぞパイプによる引張抵抗で安定して水平力に抵抗できることが示された。



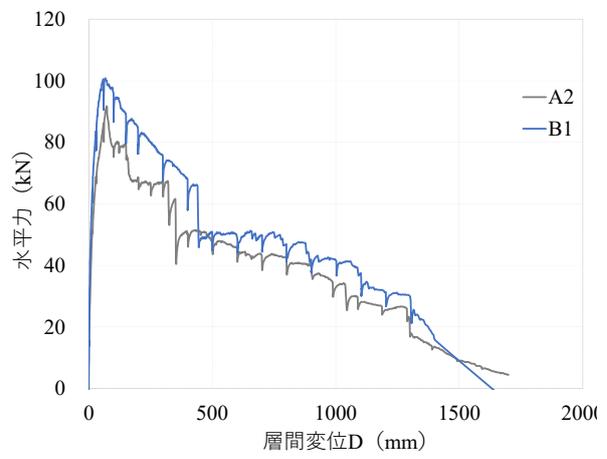
(a)



(b)



(c)



(d)

図 4.5.5-1 試験体間の比較

4.5.6 事前解析との比較

4.2.2 節「各試験体の事前解析」で示した荷重変位曲線と実験結果の比較を図 4.5.6-1 に示す。

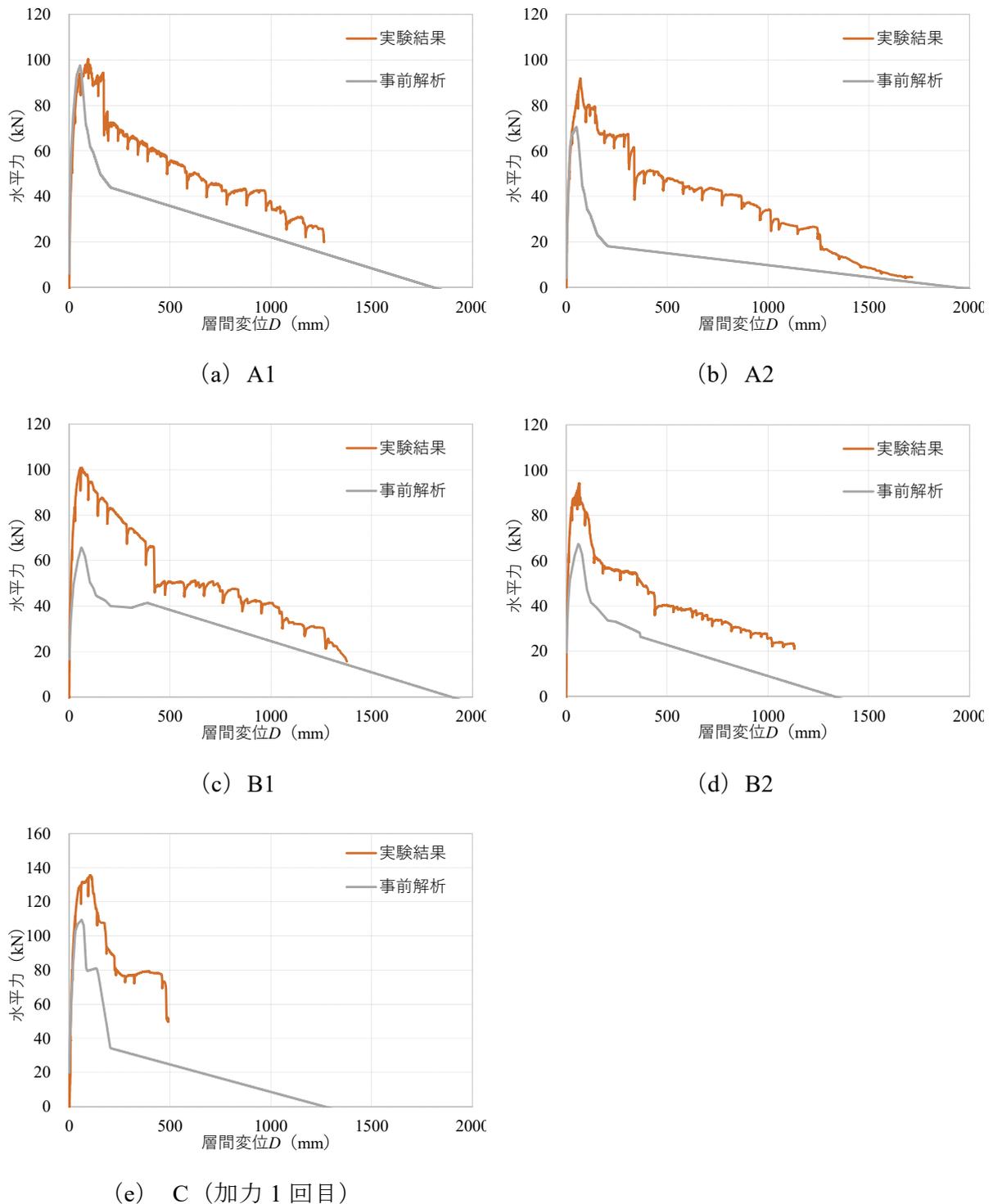


図 4.5.6-1 実験結果と事前解析結果の比較

事前解析と実験結果から、いずれも金物による耐力上昇とその後の傾斜復元力による抵抗という主たる抵抗機構は同様の傾向を示した。しかし、事前解析による解析精度は実験

を追従できるほどの精度にはない。これは実験結果の様子を踏まえて以下のようなことが確認できた。

- ・ 解析上ピン接合と仮定している継ぎ手部分が、実験では、完全なピン接合としては挙動をしていない。継ぎ手に付けている引きボルトと木部の圧縮側で曲げ抵抗を有する接合となっている。
- ・ せん断用で配置していたほぞパイプが壁の回転時に摩擦抵抗等で引張抵抗を有する接合であり、解析上はその抵抗要素を考慮していない。
- ・ 床合板による小梁の拘束効果も便宜上母材の 50%と定義しているが、実態がどの程度か不明である。
- ・ 錘が載っていることで、梁自体の曲げ剛性等が上昇している可能性がある。
- ・ 解析上は、加力方向側の節点を引く形の解析としているが、実態は、PC 鋼棒を介して、加力方向の反対側から押されている荷重となっている。

以上のようなことが、解析と実験で異なることなどが考えられる。特に接合部の回転剛性については、傾斜復元力を発揮する上での鉛直荷重移行に大きな影響を及ぼすと考えられる。また B 試験体では、梁継ぎ手の挙動が解析と実験で大きく異なっていることが考えられる。よって、鉛直荷重移行や継手の挙動が比較的精度よく追えていると考える。A1 試験体については、実験結果と事前解析結果は最大耐力があっていると考えられる。引張金物破壊後の挙動については、せん断用のほぞパイプなどの影響もあり、実験値の方が荷重は大きい結果となっている。

今後事後解析などの詳細な分析を行う際には、上記で示したような内容に注意を払いながらパラメータの決定などを行うことも必要と考える。

4.6 実験値の推定

第3章 要素実験の結果から CLT 耐震壁 W1 と W2 の水平抵抗力を求め、足し合わせることで実大実験の荷重変位関係の推定を行った。ただし、今回の推定方法では CLT 耐震壁のみの水平抵抗力を考慮したため、その他の柱、直交壁による水平抵抗力は考慮されていない。

4.6.1 推定方法

試験体は図 4.6.1-1 に示すように、梁の中心高さが δ 水平移動すると W1、W2 は紙面上の壁頭左端部がそれぞれ δ 水平移動しながらロッキングすると仮定する。この時 W1、W2 に作用する積載荷重により生じる傾斜復元力と、壁頭・壁脚部の引張金物、せん断金物に作用する力から生じる水平抵抗力を足し合わせて、CLT 耐震壁の水平抵抗力とした。

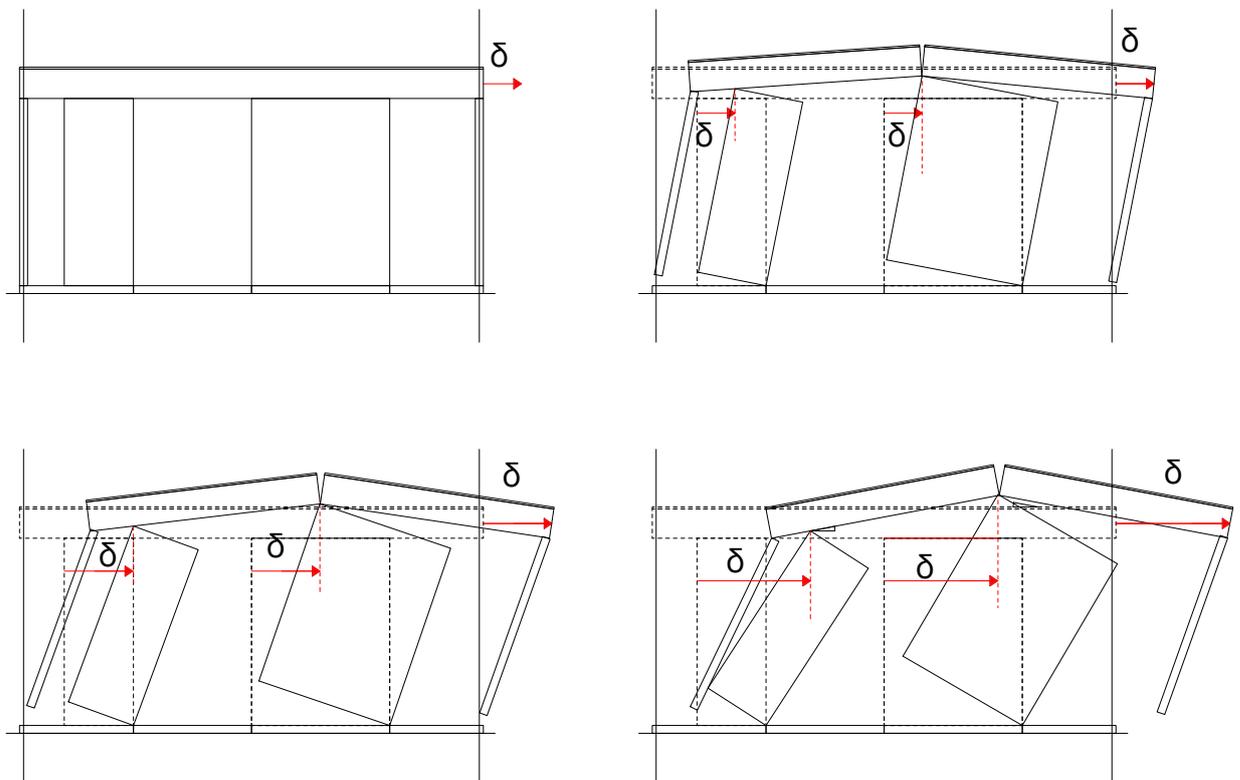


図 4.6.1-1 変位の仮定

(1) CLT 耐震壁に作用する積載荷重

図 4.6.1-2 のように試験体重量と試験体に載る加力桁及び錘の重量を積載荷重とし、W1 と W2 が全て負担すると仮定した。W1 と W2 の積載荷重 W_1 、 W_2 の負担割合は壁幅に応じて $W_1 : W_2 = 1 : 2$ とした。ただし、A2 試験体は実験時の水平変位 100mm 程で W1 が土台と接地していなかったため W1 の負担重量を 0 とした。試験体重量は加力前に写真 4.6.1-1 のようにロードセルで測定した測定値を用いた。それぞれの試験体の試験体重量を表 4.6.1-1 に示す。

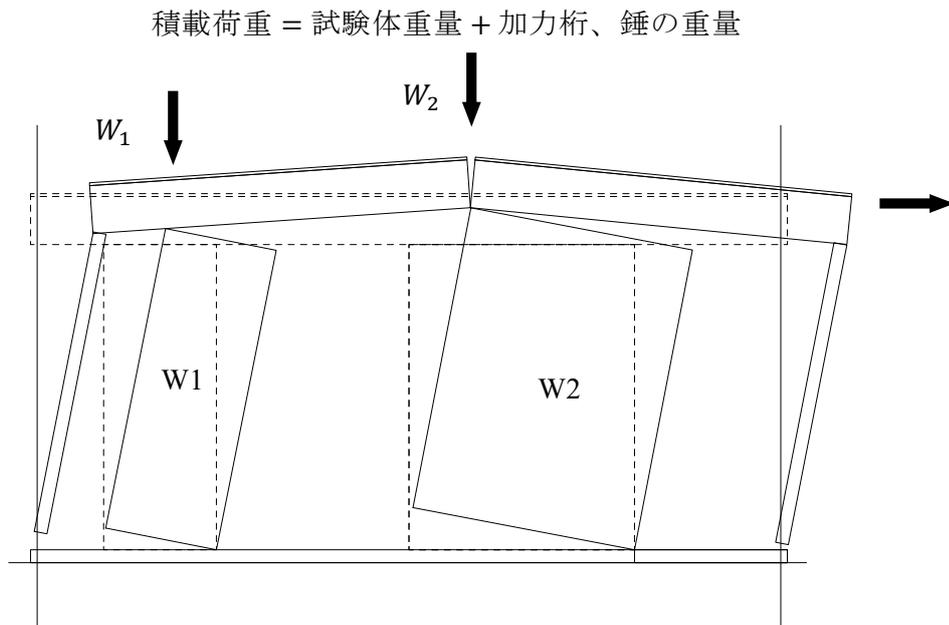


図 4.6.1-2 CLT 耐震壁の負担荷重



写真 4.6.1-1 試験体重量の測定

表 4.6.1-1 試験重量

試験体	試験体重量 (kN)
A1	17.2
A2	17.2
B1	16.8
B2	16.3
C	16.3

(2) CLT 耐震壁の壁頭・壁脚接合部に作用する荷重

例として梁端が δ 水平に移動した際の試験体 A1、A2 の Y2 構面を図 4.6.1-3 に、一部分の拡大図を図 4.6.1-4、図 4.6.1-5 に示す。これより $\delta_{1下}$ 、 $\delta_{1上}$ 、 $\delta_{2下}$ 、 $\delta_{2上}$ を算出する。

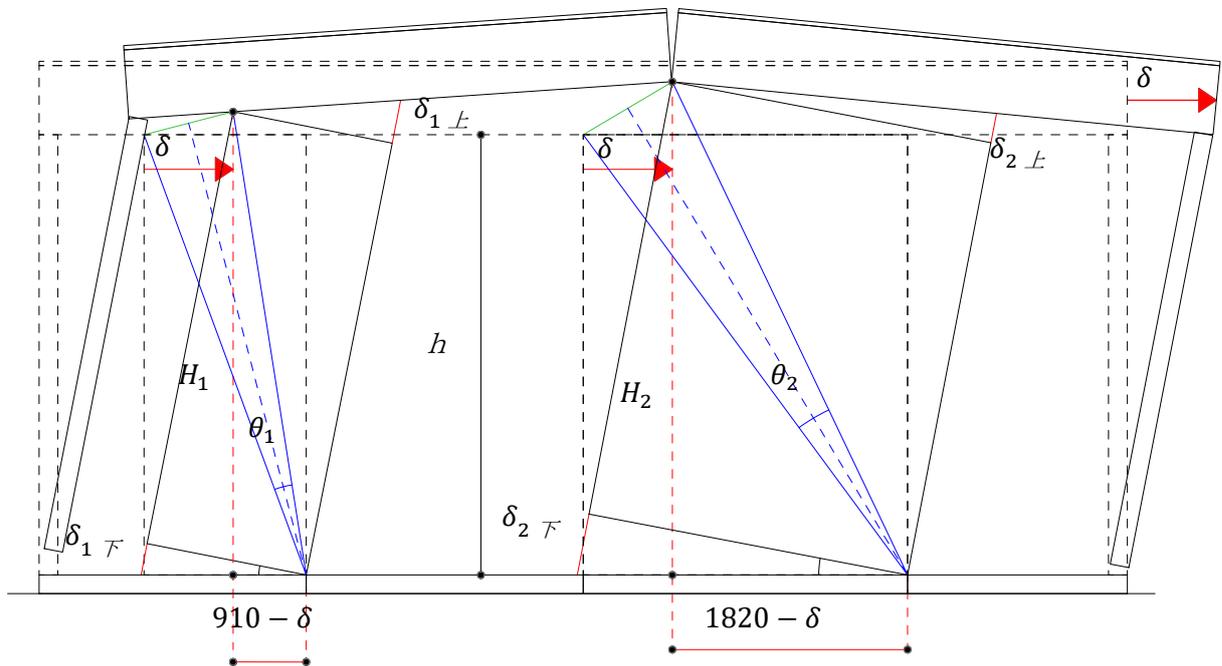


図 4.6.1-3 水平変位 δ 時の各部分の変位

$$L_1 = W1 \text{ の対角線の長さ} = \sqrt{910^2 + 2481^2}$$

$$L_2 = W2 \text{ の対角線の長さ} = \sqrt{1820^2 + 2481^2}$$

$$H_1 = \sqrt{L_1^2 - (910 - \delta)^2}$$

$$H_2 = \sqrt{L_2^2 - (1820 - \delta)^2}$$

$$m_1 = \sqrt{\delta^2 + (H_1 - h)^2}$$

$$m_2 = \sqrt{\delta^2 + (H_2 - h)^2}$$

$$\sin \frac{\theta_1}{2} = \frac{m_1}{L_1}$$

$$\sin \frac{\theta_2}{2} = \frac{m_2}{L_2}$$

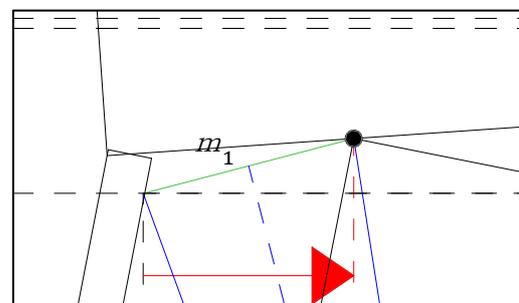


図 4.6.1-4 W1 拡大図

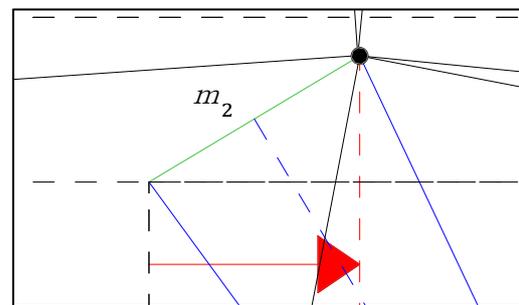


図 4.6.1-5 W2 拡大図

$$\delta_{1下} = 910 \times \tan \theta_1$$

$$\delta_{2下} = 1820 \times \tan \theta_2$$

一方で、 $\delta_{1上}$ 、 $\delta_{2上}$ は梁の曲げを考慮する必要がある。そこで図 4.6.1-6 のように梁、柱を線材としたモデルを考えて算出する。梁は加力方向に位置する壁の壁頭端部（紙面上左端部）で折れると仮定する。

$$\sin \theta_{2梁} = \frac{H_2 - h}{2710}$$

$$\theta_{2上} = \theta_2 - \theta_{2梁}$$

$$\sin \theta_{1梁} = \frac{H_2 - H_1}{2730}$$

$$\theta_{1上} = \theta_1 + \theta_{1梁}$$

$$\delta_{2上} = 1820 \times \tan \theta_{2上}$$

$$\delta_{1上} = 910 \times \tan \theta_{1上}$$

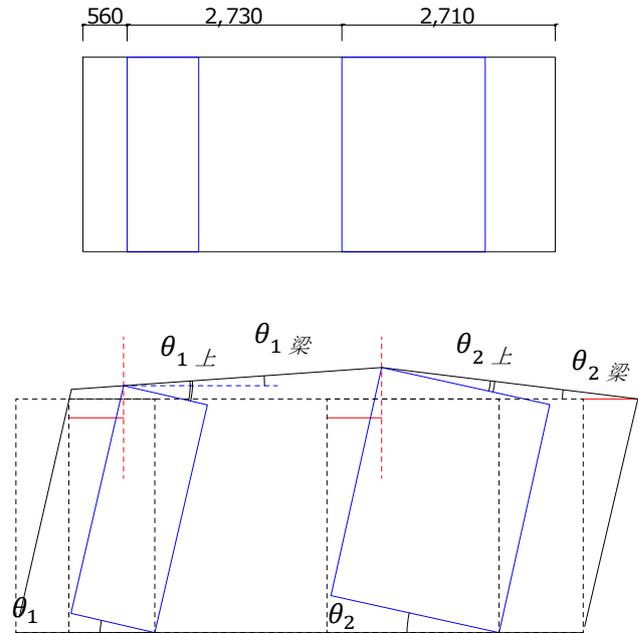


図 4.6.1-6 水平変位 δ 時の梁の曲げ (A1、A2)

梁に継手がある B1 試験体については継手位置で折れると仮定するため図 4.6.1-7 のようになる。

$$\sin \theta_{2 \text{ 梁}} = \frac{H_2 - h}{2710}$$

$$\theta_{2 \text{ 上}} = \theta_{2 \text{ 下}} - \theta_{2 \text{ 梁}}$$

$$\sin \theta_{1 \text{ 梁}} = \frac{(3165 \times \sin \theta_{2 \text{ 梁}}) + h - H_1}{2275}$$

$$\theta_{1 \text{ 上}} = \theta_{1 \text{ 下}} + \theta_{1 \text{ 梁}}$$

$$\delta_{1 \text{ 上}} = 910 \times \tan \theta_{1 \text{ 上}}$$

$$\delta_{2 \text{ 上}} = 1820 \times \tan \theta_{2 \text{ 上}}$$

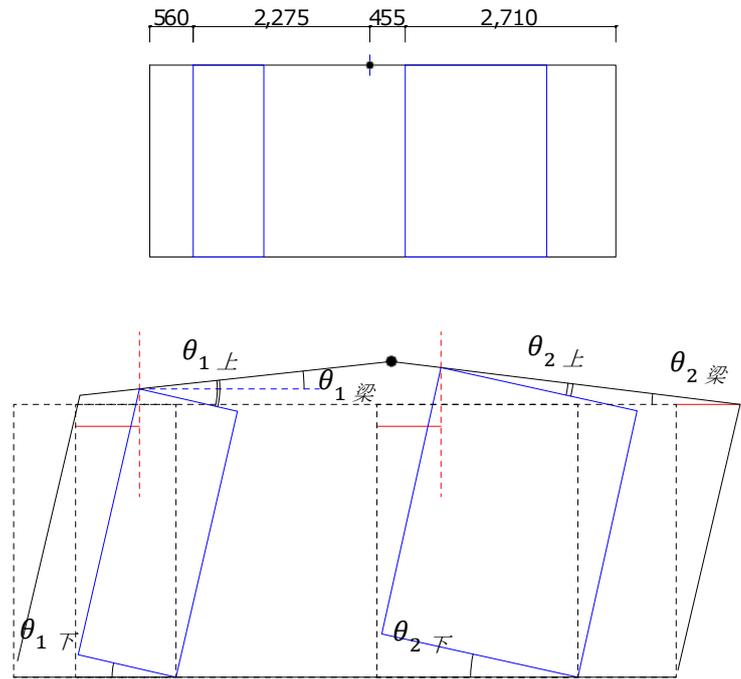


図 4.6.1-7 水平変位 δ 時の梁の曲げ

B2 試験体についても同様に図 4.6.1-8 のように継手位置で折れると仮定し、以下のように算出する。

$$\sin \theta_{1 \text{ 梁}} = \frac{H_1 - h}{1800}$$

$$\theta_{1 \text{ 上}} = \theta_{1 \text{ 下}} - \theta_{1 \text{ 梁}}$$

$$\sin \theta_{2 \text{ 梁}} = \frac{H_2 - (3165 \times \sin \theta_{1 \text{ 梁}}) - h}{2275}$$

$$\theta_{2 \text{ 上}} = \theta_{2 \text{ 下}} - \theta_{2 \text{ 梁}}$$

$$\delta_{1 \text{ 上}} = 910 \times \tan \theta_{1 \text{ 上}}$$

$$\delta_{2 \text{ 上}} = 1820 \times \tan \theta_{2 \text{ 上}}$$

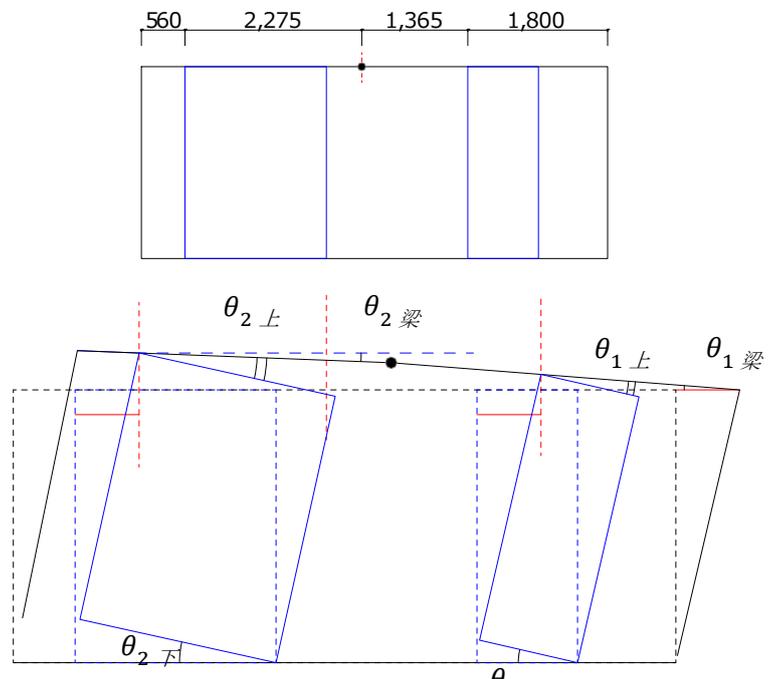


図 4.6.1-8 水平変位 δ 時の梁の曲げ (B2)

W1 と W2 の壁頭・壁脚接合部に用いた引張金物 FFH-S20 の復元力特性は「3.4 壁水平加力実験」の試験体 910-HDS の実験結果より、荷重を平均した荷重変位関係とした。一方、「3.4 壁水平加力実験」では FFH-L34 を使用した実験は行っていないため「3.3 引張要素実験」で得た試験体 HDS と HDL の短期基準耐力を用い FFH-S20 の復元力特性に (HDL の短期基準耐力) / (HDS の短期基準耐力) = (17.17/9.19) を乗じた値とした。今回の推定で使用した FFH-S20 と FFH-L34 の復元力特性を図 4.6.1-9 に示す。

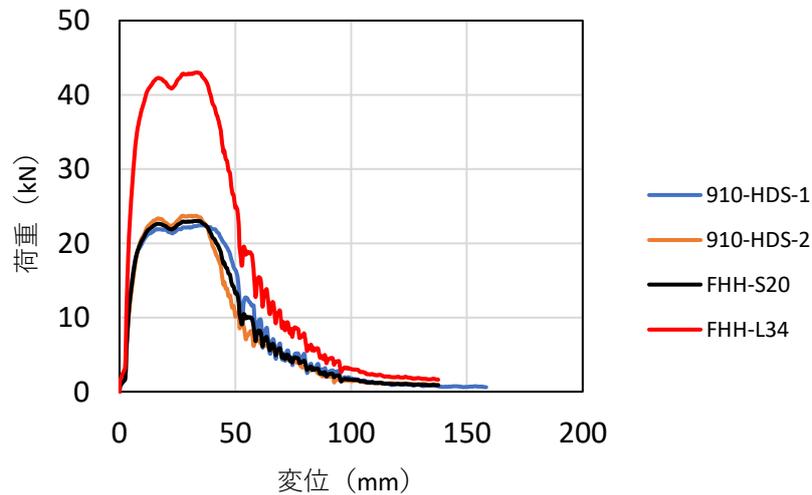


図 4.6.1-9 引張金物の復元力特性

W1 と W2 の壁頭・壁脚接合部に用いたせん断金物 PZ-HDP-20CN の復元力特性を、「3.4 壁水平加力実験」で求めたせん断金物の引張抵抗力から図 4.6.1-10 のようにモデル化した。なお、浮き上がり変位がせん断金物における CLT 挿入部分の長さを超えると、そのせん断金物の負担引張力は 0kN になるものとする。

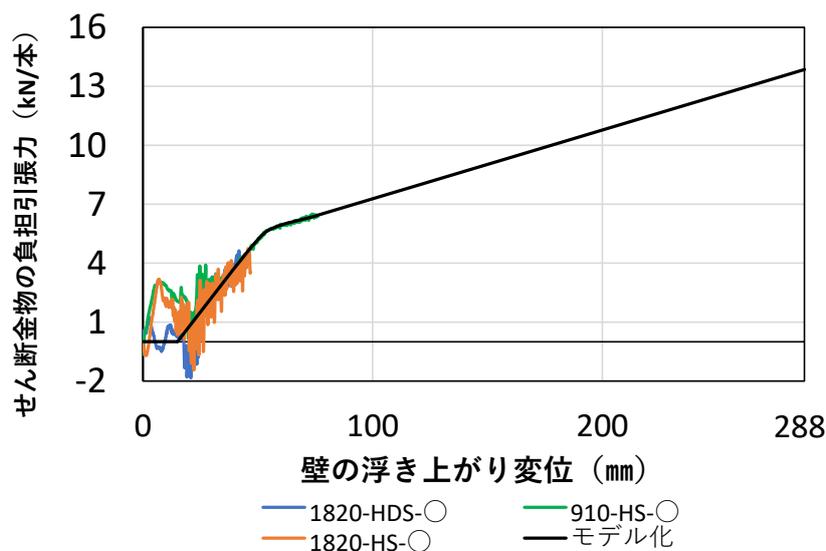
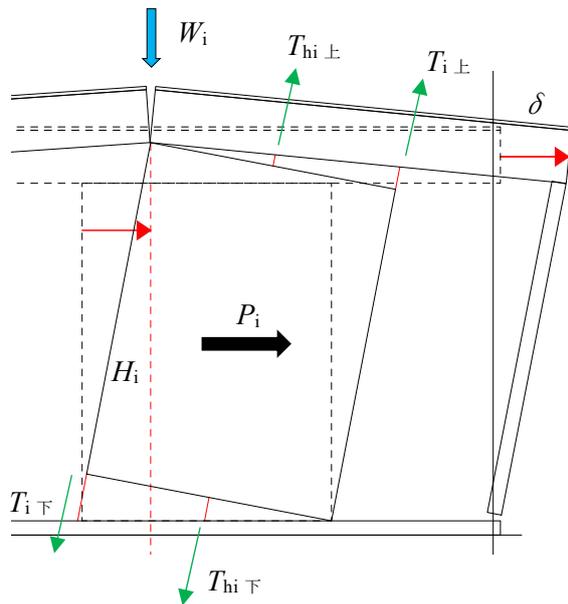


図 4.6.1-10 せん断金物 PZ-HDP-20CN の復元力特性

これらの傾斜復元力、復元力特性を用いて図 4.6.1-11 より W1、W2 それぞれの CLT 耐震壁の水平抵抗力を算出した。



$$P_i = \underbrace{\frac{W_i \cdot b}{H_i}}_{\text{傾斜復元力}} + \underbrace{\frac{(T_{i上} + T_{i下}) \cdot B}{H_i}}_{\text{引張金物}} + \underbrace{\frac{(T_{hi上} + T_{hi下}) \cdot B}{2H_i}}_{\text{せん断金物}}$$

図 4.6.1-11 CLT 耐震壁の水平抵抗力の算出法

4.6.2 推定結果

実大実験の 5 つの試験体に関して荷重変位関係の推定結果を図 4.6.2-1 に示す。これより、要素実験の結果から実大実験の荷重変位関係の傾向を概ね捉えることが出来た。

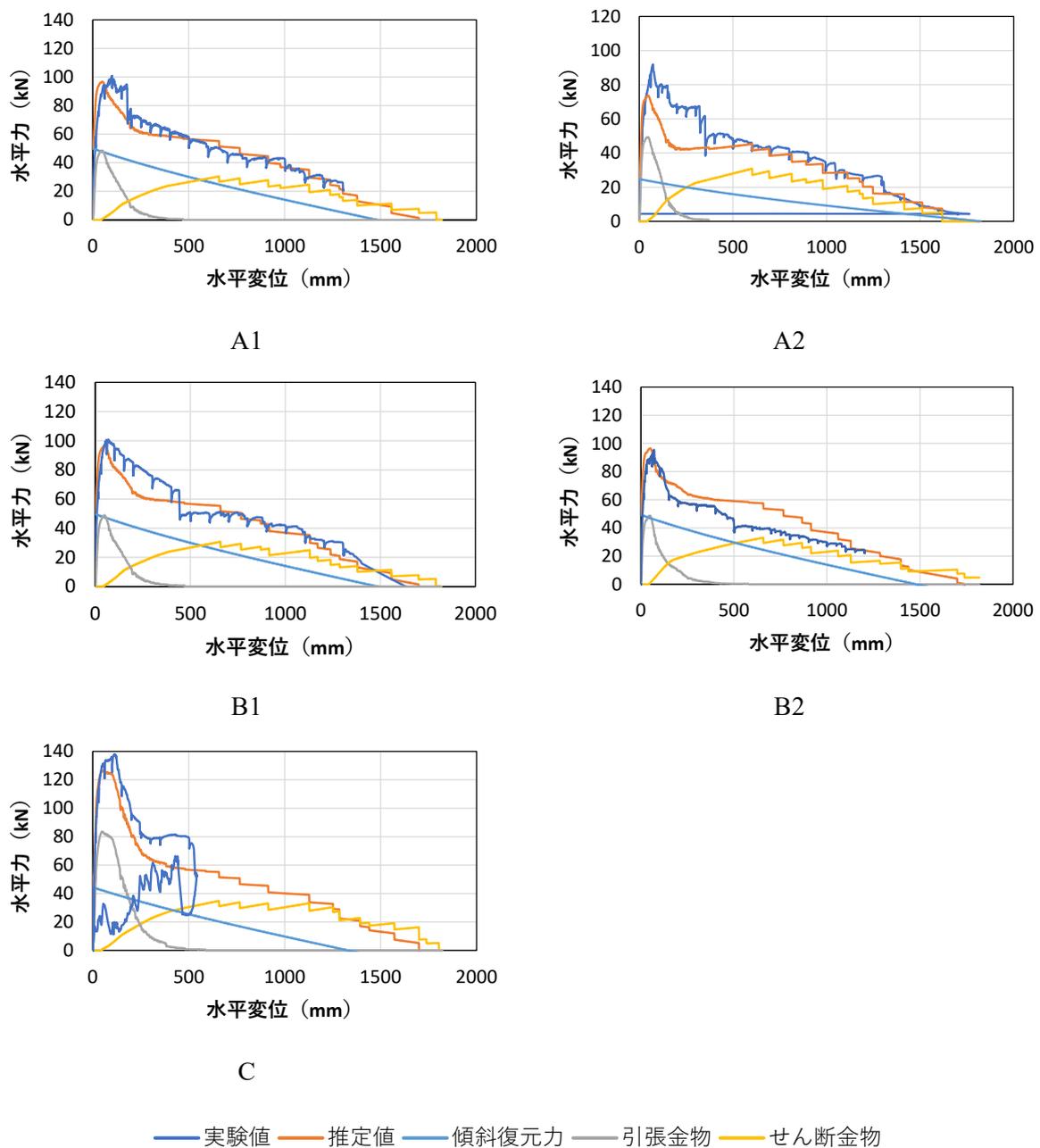


図 4.6.2-1 推定結果

4.7 実験結果のまとめ

- ・ 加力桁の取り付けなど加力方法の検証は今後改善の余地はあるものの、住宅用金物を取り付けた CLT パネル工法住宅が安定して水平抵抗力を発揮できることが確認された。
- ・ 接合部の回転引張試験の結果と壁幅に応じた鉛直荷重負担割合から予測した荷重変位曲線は実大静加力実験の荷重変位曲線を完全に再現することはできなかったが、HD 金物とほぞパイプによる水平耐力と傾斜復元力の足し合わせによって、概ねその傾向を追跡することが可能であることが確認された。ゆえに、住宅用金物を用いた低層 CLT パネル工法住宅の主要な抵抗機構が傾斜復元力と金物による抵抗であることが明らかにされた。
- ・ 傾斜復元力と金物による抵抗以外にも、ほぞパイプの引張によるはりの曲げ戻し効果やほぞパイプ自体の曲げ抵抗、柱や直交壁といった立体を形成する上で必要な周辺部材による曲げ抵抗などが存在し、せん断力を負担することがわかった。
- ・ 壁幅が異なる CLT を用いた CLT パネル工法建築物の倒壊限界変位はすべての試験体で 1P 壁の壁幅 910mm よりも大きく、B1 試験体のような 2P 壁の突き上げによる水平構面の破壊がなければ、1500mm（変形角 1/2）以上となると推測された。
- ・ 壁幅が大きい 2P 壁の挙動が倒壊挙動に関して支配的であることが確認された。
- ・ ひずみゲージによる計測から得られた荷重を傾斜復元力の算出に用いることができるかは今後も検証する必要があるが、破壊性状とひずみの値の挙動の一致や HD の引張抵抗、総試験体重量との釣り合いを確認できたことからある程度信頼性のあるデータであることが確認された。
- ・ 錘の有無によって傾斜復元力が変化し、水平抵抗力に差が出ると思われたが、錘がない A2 試験体では 2P 壁の突き上げにより、試験体全体が持ち上がり他の鉛直部材が鉛直荷重を負担できなくなった。そのため、傾斜復元力が大きくなり、錘のある A1、B1、B2 試験体と同等の最大荷重を発揮した。ゆえに、鉛直荷重の大きさだけで CLT パネル工法の性能を正確に予測するのは困難であることがわかった。また、予想よりも大きな水平抵抗力が発揮されたという点から、安全側に耐震性能がばらつく可能性が示された。
- ・ B1 と B2 試験体の挙動は全く異なるものであり、実際の地震動のような正負繰り返しの加振において、どのような挙動を示すのかを検証する必要性が明らかとなった。
- ・ C 試験体のように、2 つの構面が異なる壁幅の壁を有していると、浮き上がり量の差から試験体が傾くことが確認された。
- ・ 3 章要素実験の結果から 1P 壁と 2P 壁の水平抵抗力を求め、足し合わせることで実大実験の荷重変位関係の推定を行った結果、実大実験の荷重変位関係の傾向を概ね捉えることができた。

第5章 倒壊挙動に関する基本的考察

5.1 本章の目的

本章では、CLT 耐力壁と木造軸組架構の傾斜復元力、その倒壊限界変形を検証するため、壁単体の場合、壁が並列した場合の基礎的な解析を行い、知見を得ることが目的である。また6章の立体モデルでの解析を行うために、本解析でも拡張個別要素法を基本理論とした解析プログラム wallstat を用いる。この解析プログラムの解析理論については5.2節で記述する。そして5.3節でCLT壁が単体だけの場合、5.4節でCLT壁が2つ並んだ構面の場合について傾斜復元力と倒壊限界変形に関する基本的な考察をする。

5.2 解析理論

本解析では、拡張個別要素法を解析理論⁽¹⁾⁽²⁾とした解析プログラム wallstat を用いる。個別要素法（以下、DEM）は、図5.2-1に示すような土壌や岩盤の崩壊を計算するために開発された非連続体の解析手法であり、大変形・倒壊解析を自然に行うことができる。DEMでは、図5.2-2に示すように要素間の力の伝達は、要素が互いに接触している場合にだけ存在する要素バネによって行われ⁽³⁾、物体と物体が接触した際にその反発力と摩擦力を計算するのみであった。

ただ要素同士が接触していない場合には力を伝達できないため、EDEMは要素同士が接触せずとも力を伝達する間隙バネを新たに加えた手法である⁽³⁾。これによって非連続体だけでなく連続体の大変形や倒壊解析を行うことができる⁽³⁾。wallstatでは、要素バネで部材を、部材同士の接合部を間隙バネでモデル化し、元々のDEMで行われている接触判定は本解析手法では行わず、部材のめり込み等の接触に伴う現象は全て連結されたバネによって表現することとしている。よってDEMでは、形状が複雑な場合や、物体の数が多い場合は計算時間の大半は接触判定と、接触後の挙動の計算に費やされるが、EDEMでは接触判定を行わないため、計算時間は大幅に短縮されることとなる。

また、これまで wallstat を用いて木造軸組構法住宅の大変形時の静的挙動⁽⁴⁾や、2層木造軸組構法住宅の振動台実験の再現⁽⁵⁾、伝統木造の時刻歴応答解析⁽⁶⁾においてその精度が検証されている。

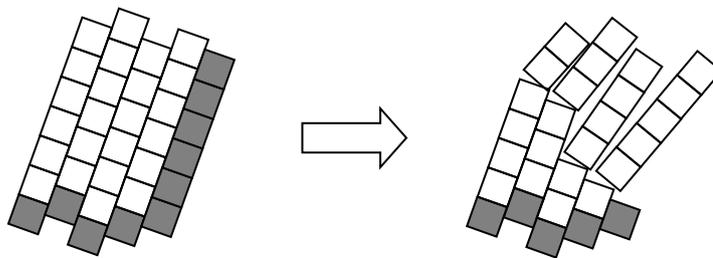


図 5.2-1 崩壊シミュレーション

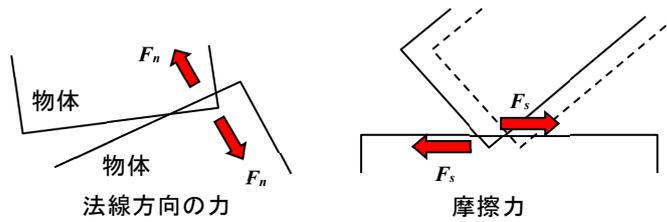


図 5.2-2 DEM で計算する力

• wallstat のモデル化手法

以下に wallstat で用いるバネのモデル化手法について説明する。

図 5.2-3 に示すように、軸組バネは折損を再現するために塑性回転バネ（塑性ヒンジ）と弾性梁要素でモデル化する。履歴特性は図 5.2-4 に示した通りとした。また図 5.2-5 に骨格曲線を示す。骨格曲線の曲げモーメントがゼロの回転角に達すると、部材が折損したとみなし、部材間の回転バネをピン接合に変更する。このように設定することで、通し柱の折損や、垂れ壁がついた柱の横架材接合部での折損現象を解析で表現することが可能である。

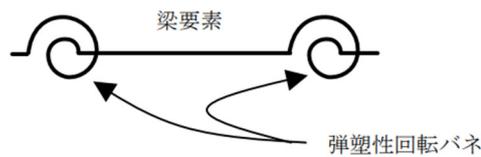


図 5.2-3 軸組バネの概念

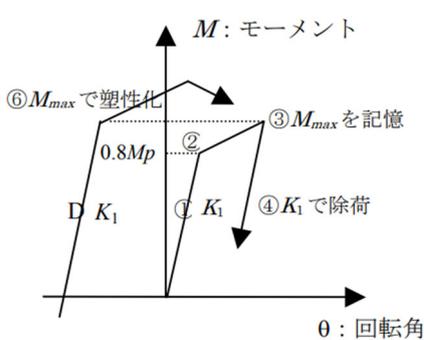


図 5.2-4 復元力特性

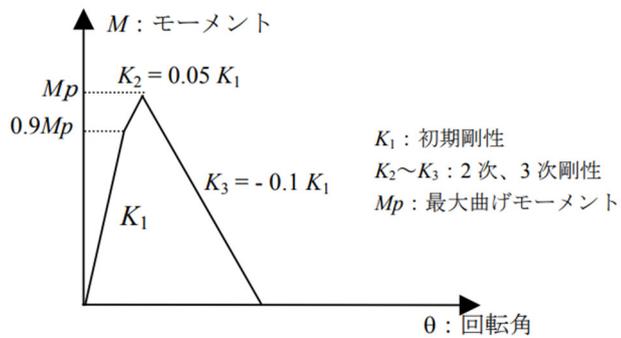
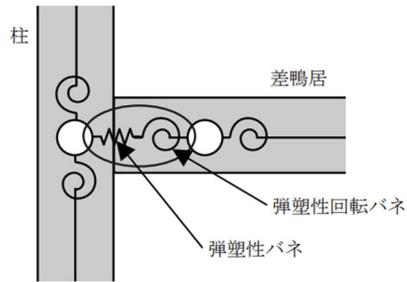
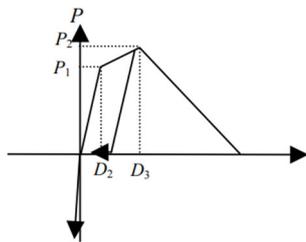


図 5.2-5 骨格曲線

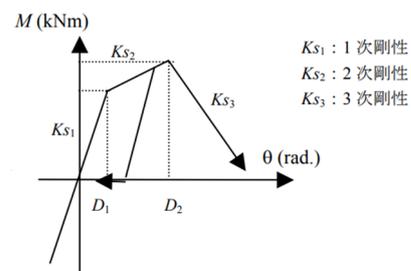
軸組間の接合部は図 5.2-6 (a) に示したような回転バネと弾塑性バネ（せん断に対しては剛）を用いてモデル化を行った。圧縮引張の弾塑性バネの履歴特性は図 5.2-6 (b) に示したような片側弾性、片側スリップ型で設定した。回転バネの履歴特性は図 5.2-6 (c) に示したようなスリップ型を用いた。また回転バネは強軸、弱軸の各方向に独立に作用するように設定した。



(a) 接合部の概念



(b) 弾塑性バネの復元力特性



(c) 回転バネの復元力特性

図 5.2-6 バネのモデル化

5.3 単体壁モデル

5.3.1 解析概要

(1) 解析モデル

単体壁のイメージを図 5.3.1-1 に示す。また解析に用いた CLT の規格を表 5.3.1-1 に示す。壁高さは 2730mm とし、壁幅が 910mm のものを 1P 壁、1820mm のものを 2P 壁とする。壁高さは 1P 壁のアスペクト比（壁高さ/壁幅）が 3 となるように決定した。また、いずれの壁も壁厚さは木造軸組構法住宅で用いる 105 角の土台と、面が合うように 105mm とする。壁脚部の両端には、3 章の要素実験で接合部試験を行った引張金物を設置する。

以上の壁の解析モデルを図 5.3.1-2 に示す。CLT 壁を弾性の梁要素とし、剛な梁要素で CLT 梁要素の両端と直角をなすようにモデル化を行う。壁脚部の引張金物は、その特性値を持った引張バネで表す。CLT 壁が水平力を受けてロックする際の沈み込みを拘束するために、剛性の高い圧縮バネを設ける。またそれと同様の圧縮バネを壁脚部に斜めにブレース配置することで、CLT 壁の壁幅方向のずれを拘束する。

表 5.3.1-1 単体壁規格

解析モデル	強度等級 ラミナ構成	壁幅 (mm)	壁高さ (mm)	壁厚さ (mm)
1P 壁	S60	910	2730	105 (ラミナ厚 : 35)
2P 壁	3 層 3 プライ	1820		

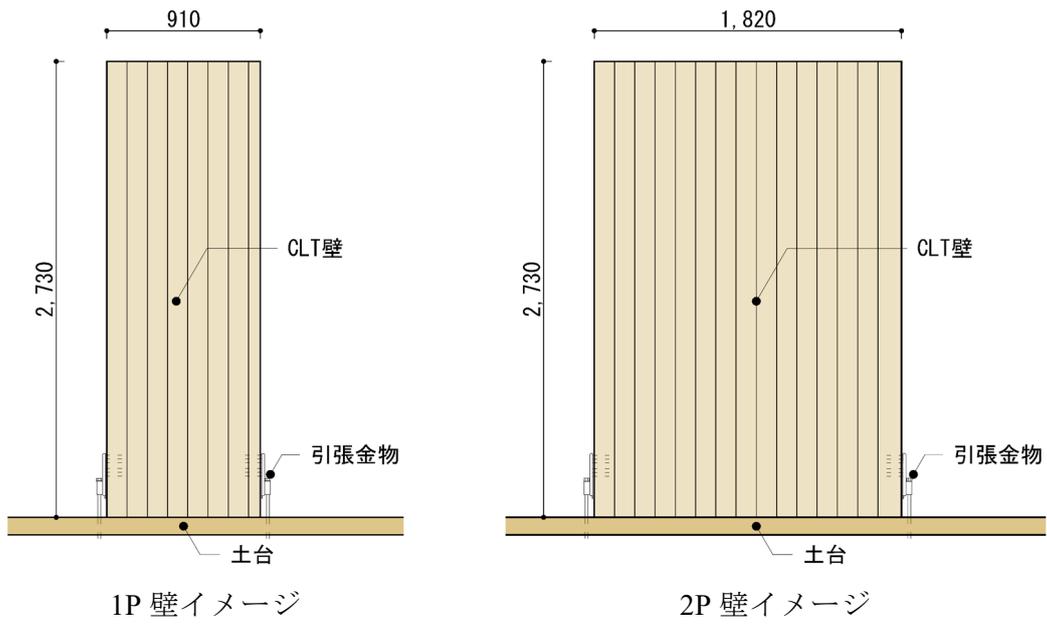


図 5.3.1-1 モデルイメージ

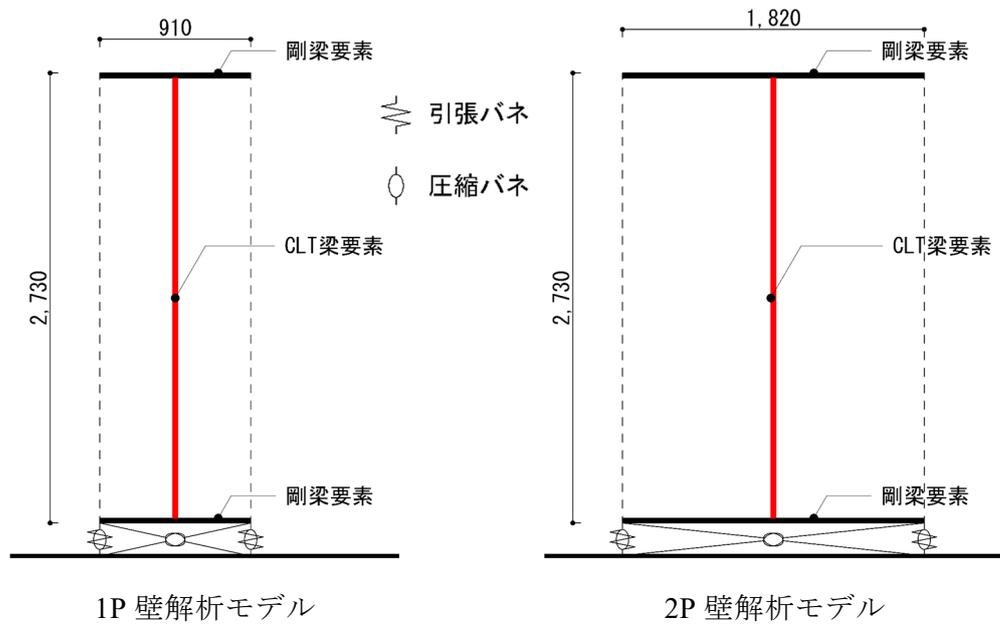


図 5.3.1-2 解析モデル

(2) 解析パラメータ

解析に用いた CLT 梁要素の特性値を表 5.3.1-2 に示す。ただし CLT パネルの弾性係数や曲げ応力度は、文献 (7) の値を用いた。

壁脚部の引張バネに用いた骨格曲線を図 5.3.1-3 に示す。各引張バネの骨格曲線は、3 章要素実験の実験結果にもとづき設定した。(図 5.3.1-5~5.3.1-8)

積載荷重の分布について図 5.3.1-4 に示す。分布荷重は、積載荷重 W (kN) を 3 等分になるように 3 節点に設定した。そして集中荷重は、水平力を加える節点のみに設定した。

解析パラメータを表 5.3.1-3 に示す。積載荷重の大きさによる違い、荷重分布による違い、引張バネによる違いを検討する。

表 5.3.1-2 特性値

梁要素	弾性係数 (kN/m ²)	断面二次モーメント (m ⁴)		最大曲げモーメント (kN・m)		断面積 (m ²)	曲げ応力度 (kN/m ²)
		強軸	弱軸	強軸	弱軸		
1P	4.00×10 ⁶	6.59×10 ⁻³	8.78×10 ⁻⁵	1.57×10 ²	1.81×10	9.56×10 ⁻²	1.08×10 ⁴
2P		5.27×10 ⁻²	1.76×10 ⁻⁴	6.26×10 ²	3.61×10	1.91×10 ⁻¹	

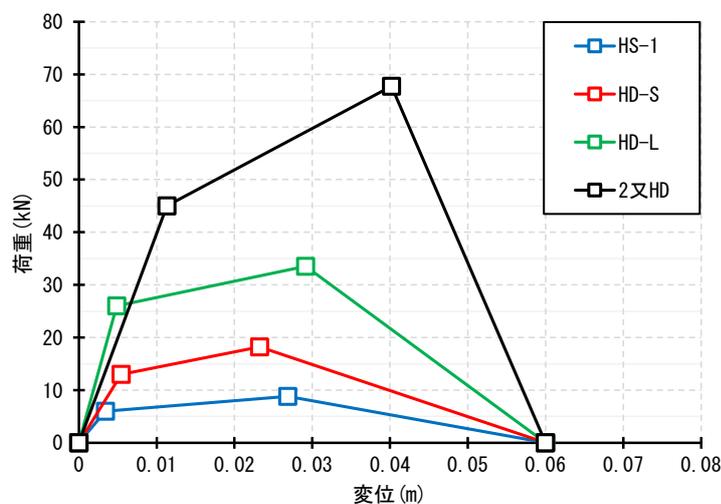


図 5.3.1-3 引張バネ骨格曲線

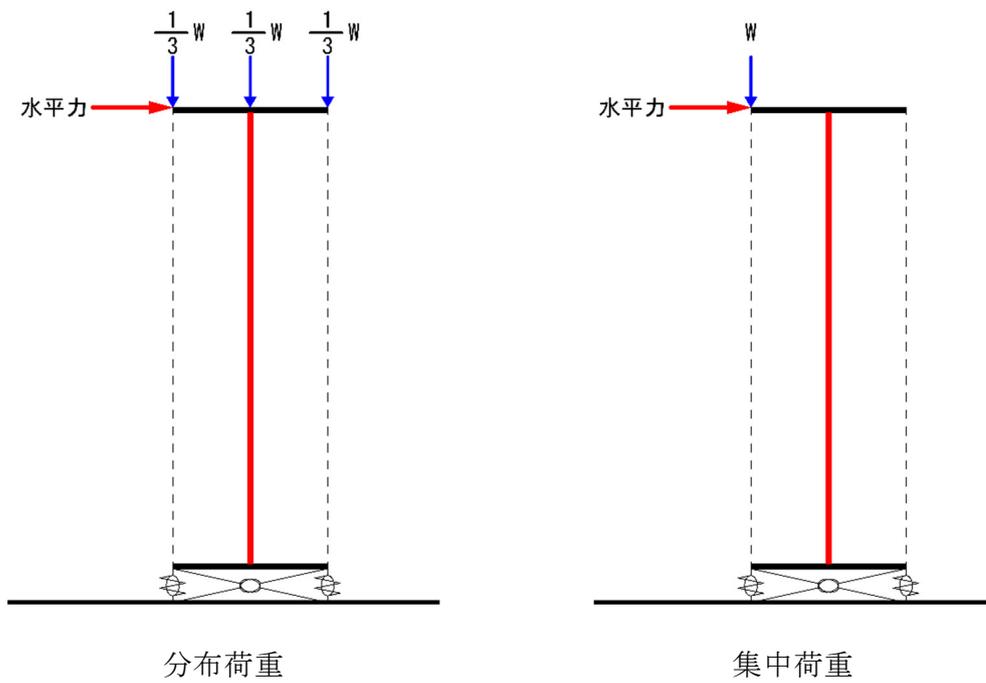


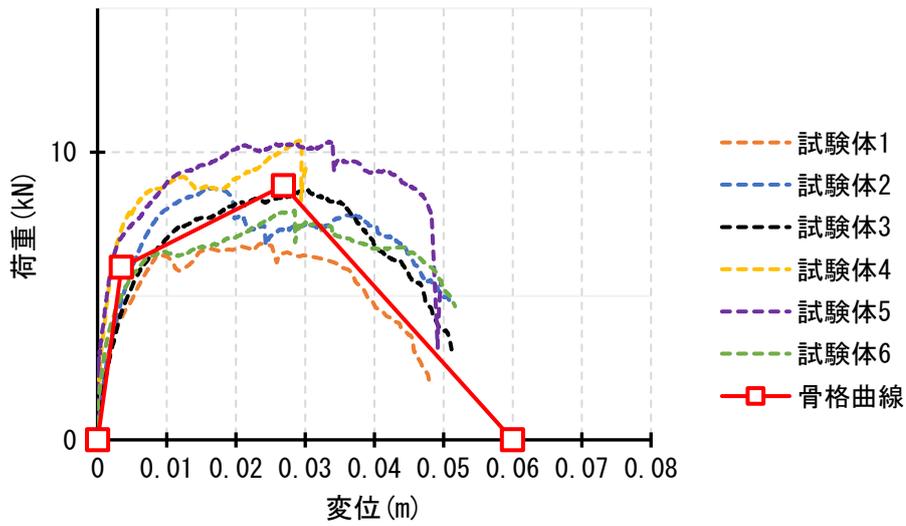
図 5.3.1-4 荷重分布

表 5.3.1-3 解析パラメータ

引張金物	積載荷重 (kN)	
	分布荷重	集中荷重
なし	15	
	30	
	45	
	60	
HS-1	15	
HD-S		
HD-L		
2 又 HD		

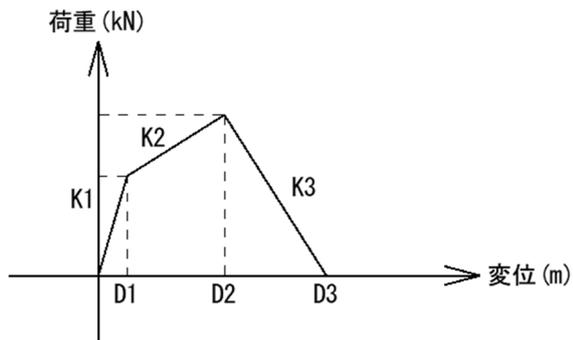
以下に解析で用いた、引張バネの骨格曲線と特性値を示す。

・ HS-1



HS-1

図 5.3.1-5 HS-1 荷重-変位関係



HS-1 特性値

K1 (kN/m)	K2 (kN/m)	K3 (kN/m)	D1 (m)	D2 (m)	D3 (m)
1.75×10^3	1.21×10^2	-2.67×10^2	3.43×10^{-3}	2.69×10^{-2}	6.00×10^{-2}

・ HD-S

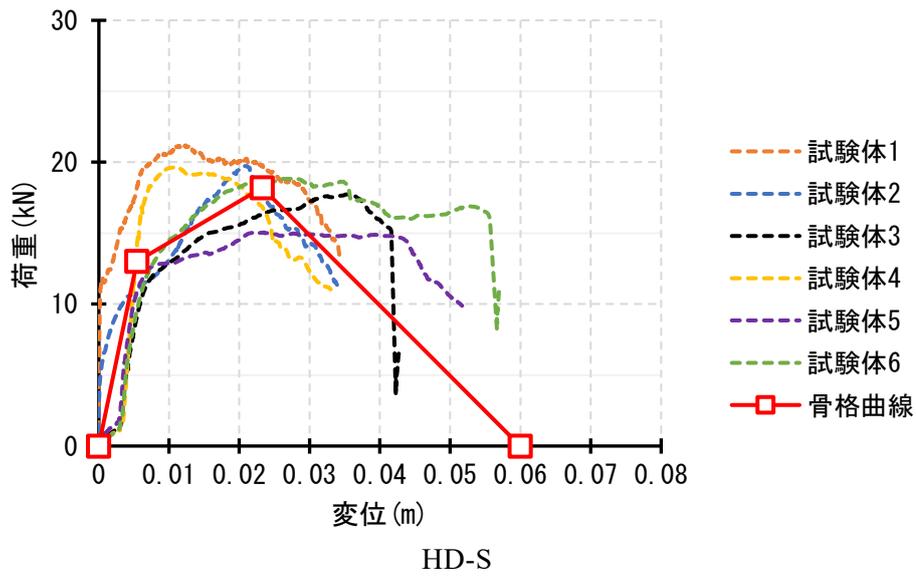
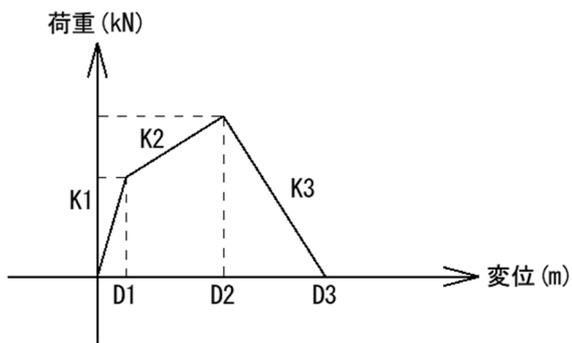


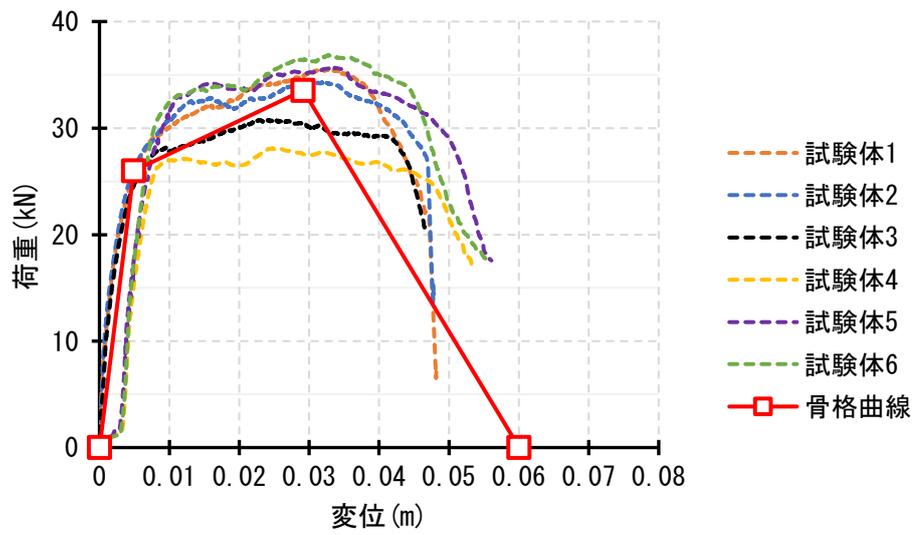
図 5.3.1-6 HD-S 荷重-変位関係



HD-S 特性値

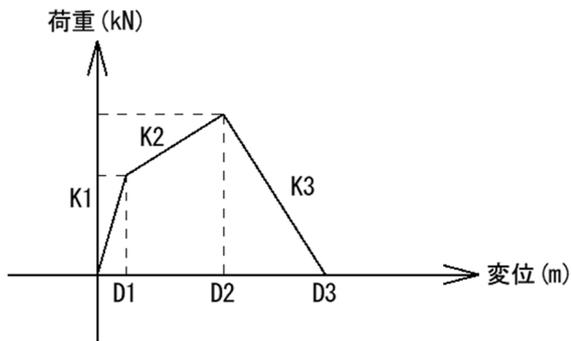
K1 (kN/m)	K2 (kN/m)	K3 (kN/m)	D1 (m)	D2 (m)	D3 (m)
2.39×10^3	2.92×10^2	-4.96×10^2	5.44×10^{-3}	2.33×10^{-2}	6.00×10^{-2}

• HD-L



HD-L

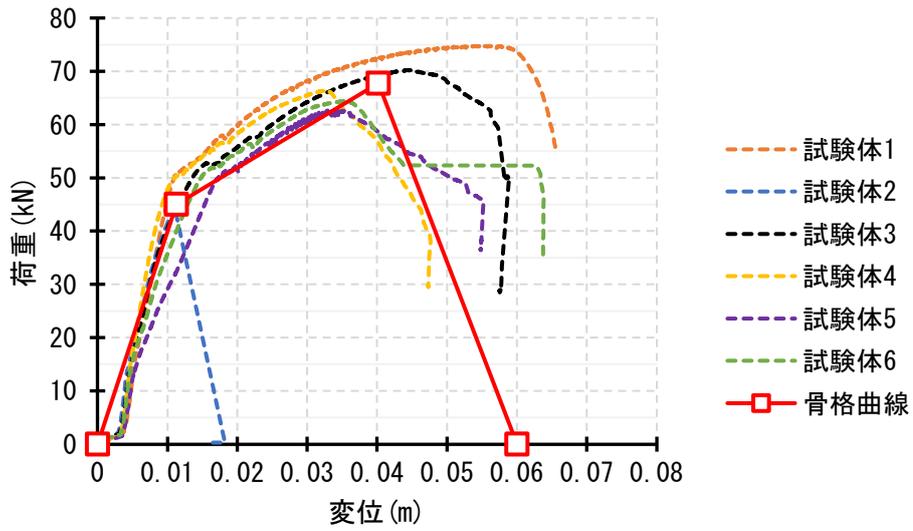
図 5.3.1-7 HD-L 荷重-変位関係



HD-L 特性値

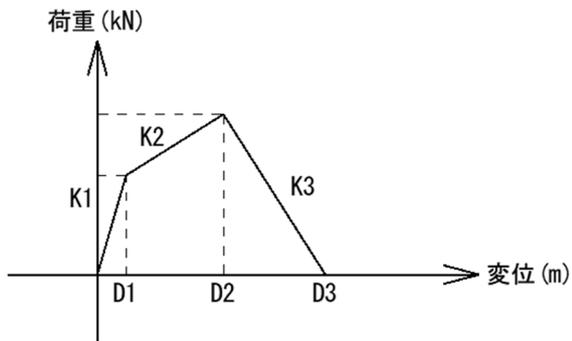
K1 (kN/m)	K2 (kN/m)	K3 (kN/m)	D1 (m)	D2 (m)	D3 (m)
5.34×10^3	3.11×10^2	-1.09×10^3	4.87×10^{-3}	2.92×10^{-2}	6.00×10^{-2}

・ 2 又 HD



2 又 HD

図 5.3.1-8 2 又 HD 荷重-変位関係



2 又 HD 特性値

K1 (kN/m)	K2 (kN/m)	K3 (kN/m)	D1 (m)	D2 (m)	D3 (m)
3.98×10^3	7.87×10^2	-3.42×10^3	1.13×10^{-2}	4.02×10^{-2}	6.00×10^{-2}

5.3.2 解析結果

積載荷重による傾斜復元力の違いを図 5.3.2-1 に示す。グラフは、縦軸を壁のせん断力（水平抵抗力）、横軸を壁頂部の水平変位で表した。ただし壁脚部の引張金物は設定していない。

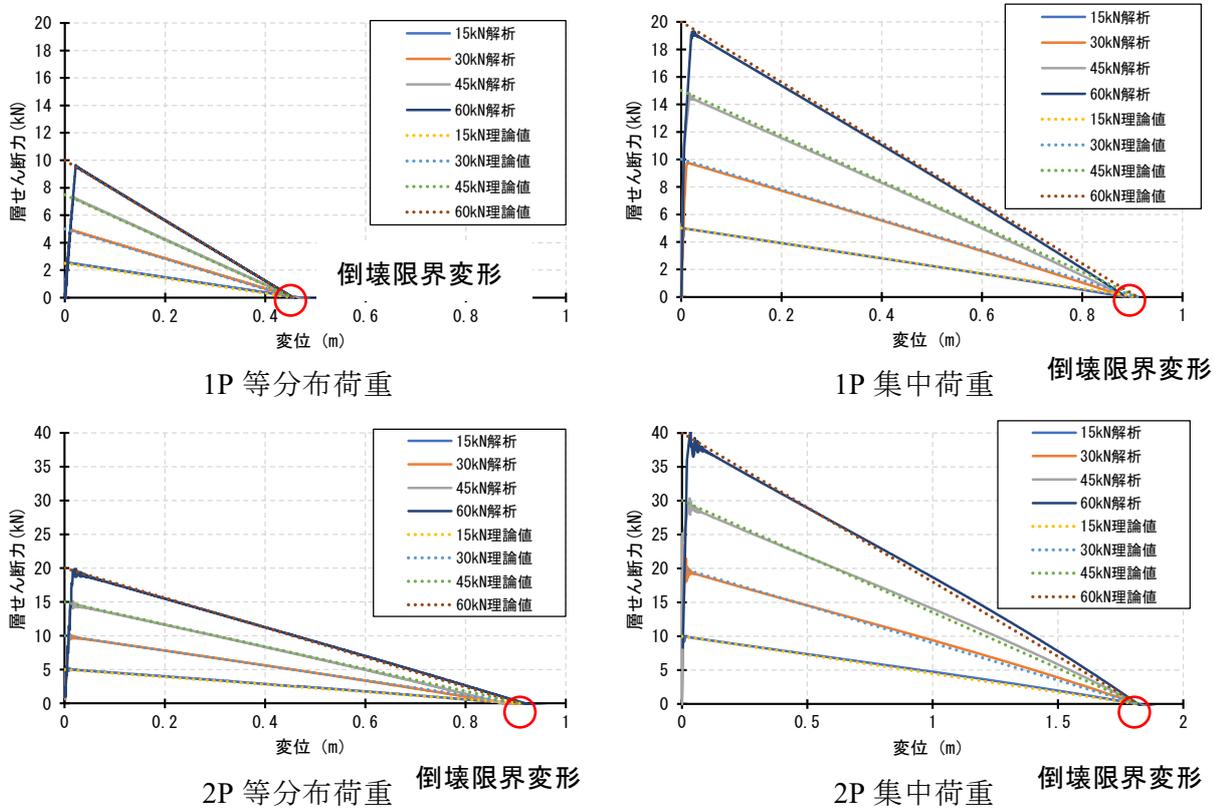


図 5.3.2-1 積載荷重による違い

理論値と解析結果を比較すると、理論値と概ね一致しており、解析モデルが傾斜復元力を適切に表現していると言える。

- ・ 積載荷重の大きさによる傾斜復元力の違い

1P 壁、2P 壁ともに、積載荷重の分布によらず、積載荷重の大きさに層せん断力の最大値が比例する。

- ・ 倒壊限界変形の違い

(等分布荷重の場合)

1P 壁、2P 壁の倒壊限界変形は、それぞれ壁幅の半分の約 0.455m、0.91m となり、2P 壁は 1P 壁よりも 2 倍の変形性能を持つ。

(集中荷重の場合)

1P 壁、2P 壁の倒壊限界変形は、それぞれ壁幅である約 0.91m、1.82m となり、2P 壁は 1P 壁よりも 2 倍の変形性能を持つ。

以上から、2P 壁が 1P 壁に比べて 2 倍の倒壊限界変形になるのはどちらの荷重分布の場合も、壁幅に比例することとなる。

- ・理論値の算出方法

以下に図 5.3.2-1 で示した理論値の算出方法について説明する。

分布荷重の場合

ロッキングによる変位を δ とする。A 点のモーメントのつり合いより、

$$Q \cdot H + \frac{P}{3} \cdot \delta = \frac{P}{3} \cdot \left(\frac{B}{2} - \delta \right) + (B - \delta)$$

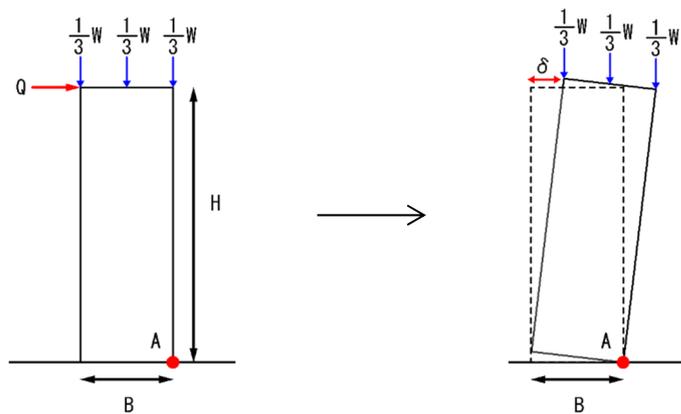
$$\therefore Q \cdot H = -P \cdot \delta + \frac{1}{2} P \cdot B$$

- ・最大耐力について

$$\delta = 0 \text{ のとき、 } Q = \frac{P \cdot B}{2 \cdot H}$$

- ・倒壊限界変形について

$$\delta = \frac{B}{2} \text{ のとき、 } Q = 0 \text{ となる。}$$



集中荷重の場合

ロッキングによる変位を δ とする。A 点のモーメントのつり合いより、

$$Q \cdot H = P \cdot (B - \delta)$$

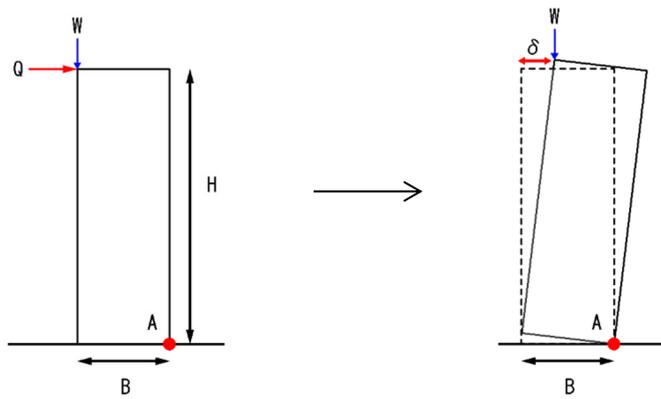
$$\therefore Q = \frac{P \cdot (B - \delta)}{H}$$

・最大耐力について

$$\delta = 0 \text{ のとき、} Q = \frac{P \cdot B}{H}$$

・倒壊限界変形について

$\delta = B$ のとき、 $Q=0$ となる。



引張金物による傾斜復元力の違いを図 5.3.2-2 に示す。グラフは、縦軸を壁のせん断力（水平抵抗力）、横軸を水平変位で表した。ただし、積載荷重は 15kN の条件とした。

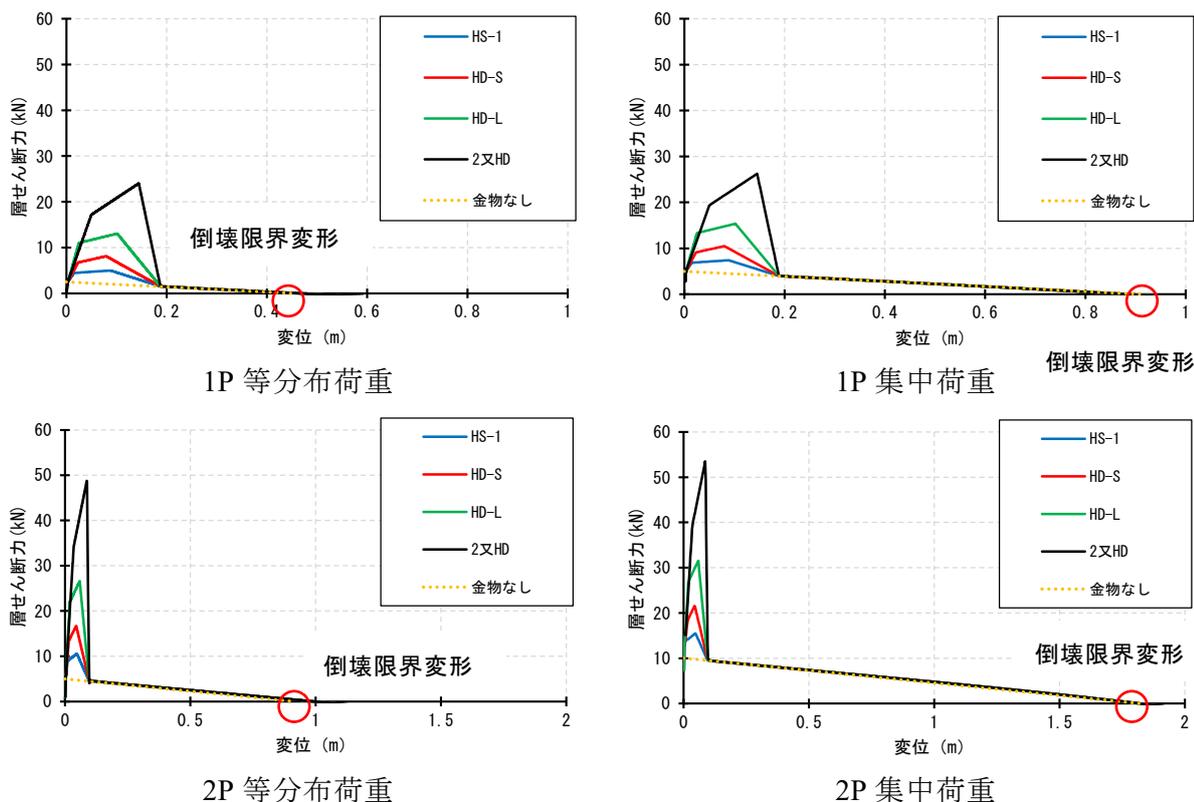


図 5.3.2-2 引張金物による違い

・ 金物による最大層せん断力の違い

1P 壁、2P 壁ともに、積載荷重の分布によらず、引張金物の性能に最大層せん断力が比例する。また 2P 壁は 1P 壁の約 2 倍の最大層せん断力を示した。

・ 倒壊限界変形の違い

(等分布荷重の場合)

1P 壁、2P 壁の倒壊限界変形は、それぞれ約 0.455m、0.91m となり、2P 壁は 1P 壁よりも 2 倍の変形性能を持つ。金物による倒壊限界変形の差は生じることはない。

(等分布荷重の場合)

1P 壁、2P 壁の倒壊限界変形は、それぞれ約 0.91m、1.82m となり、2P 壁は 1P 壁よりも 2 倍の変形性能を持つ。金物による倒壊限界変形の差は生じることはない。

図 5.3.2-3 にて引張金物による引張抵抗力 T が回転中心と反対側に働くとすると、等分布荷重の場合、A 点周りのモーメントのつり合いから、

$$Q \cdot H = \frac{W}{3} \cdot \frac{B}{2} + \frac{W}{3} \cdot B + T \cdot B$$

$$\therefore Q = \frac{1}{2}W \cdot \frac{B}{H} + \frac{T \cdot B}{H}$$

集中荷重の場合、a 点周りのモーメントのつり合いから

$$Q \cdot H = W \cdot B + T \cdot B$$

$$\therefore Q = W \cdot \frac{B}{H} + \frac{T \cdot B}{H} \dots (1)$$

となる。例として図 5.3.2-2 の 1P 等分布荷重のグラフで、2 又 HD に着目した場合、金物による最大層せん断力の上昇分（金物なしと比べ）は約 22kN である。それに対し、2 又 HD の引張力の最大値は約 67kN であるため、金物の性能の約 1/3 倍が水平抵抗力として寄与している。これは式 (1) より、金物の引張抵抗力 T にアスペクト比の逆数 ($B/H=1/3$) を乗じた値が水平抵抗力に寄与するためである。

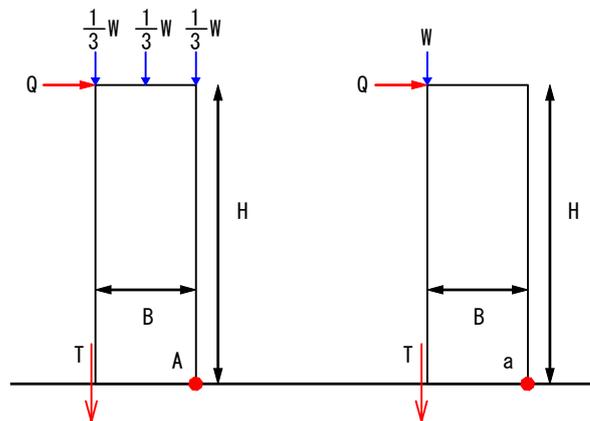


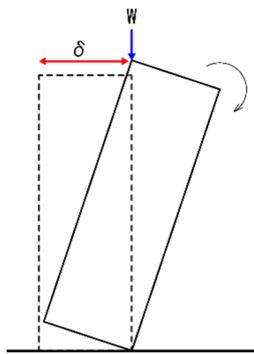
図 5.3.2-3 モーメントのつり合い

5.3.3 考察

- 荷重分布による倒壊限界変形の違い

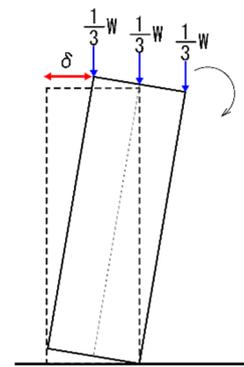
解析結果から、壁脚部に引張バネがある場合も、ない場合にも、1P壁、2P壁ともに、集中荷重の場合の倒壊限界変形が、分布荷重に比べて約2倍の変形となった。これは壁に積載される荷重の重心が、壁の回転中心位置を超えるときの、層間変位が倒壊限界変形となるからである。

よって集中荷重の場合は、壁幅の長さが倒壊限界変形となり、分布荷重の場合は壁幅の半分の長さが倒壊限界変形となる。



集中荷重の場合

積載荷重の重心が、壁幅の長さ変位したときに傾斜復元力は消失する。



分布荷重の場合

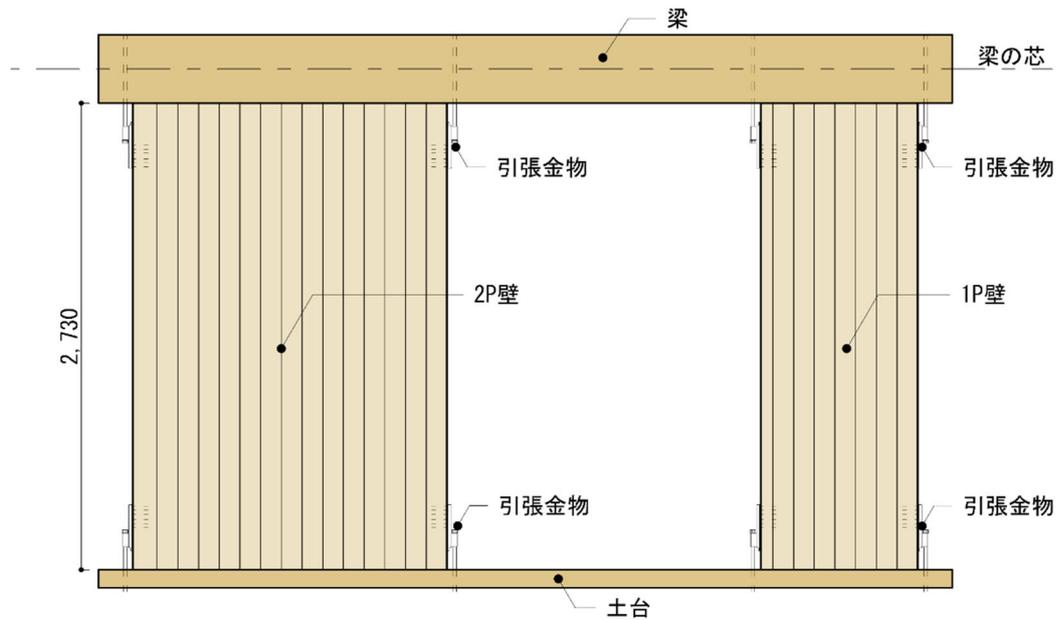
積載荷重の重心が、壁幅の半分の長さ変位したときに傾斜復元力は消失する。

5.4 並列壁モデル

5.4.1 解析概要

(1) 解析モデル

並列壁のイメージを図 5.4.1-1 に示す。また解析に用いた CLT の規格は表 5.3.1-1 の通りである。解析モデルを図 5.4.1-2 に示す。CLT 壁と梁は壁脚部と同様の引張金物で接合する。引張金物は 5.3.1 項で示した通りである。CLT 壁と梁は、壁脚部と同様に圧縮バネを斜めにブレース配置することで、CLT 壁の壁幅方向のずれを拘束する。



1P 壁イメージ

図 5.4.1-1 モデルイメージ

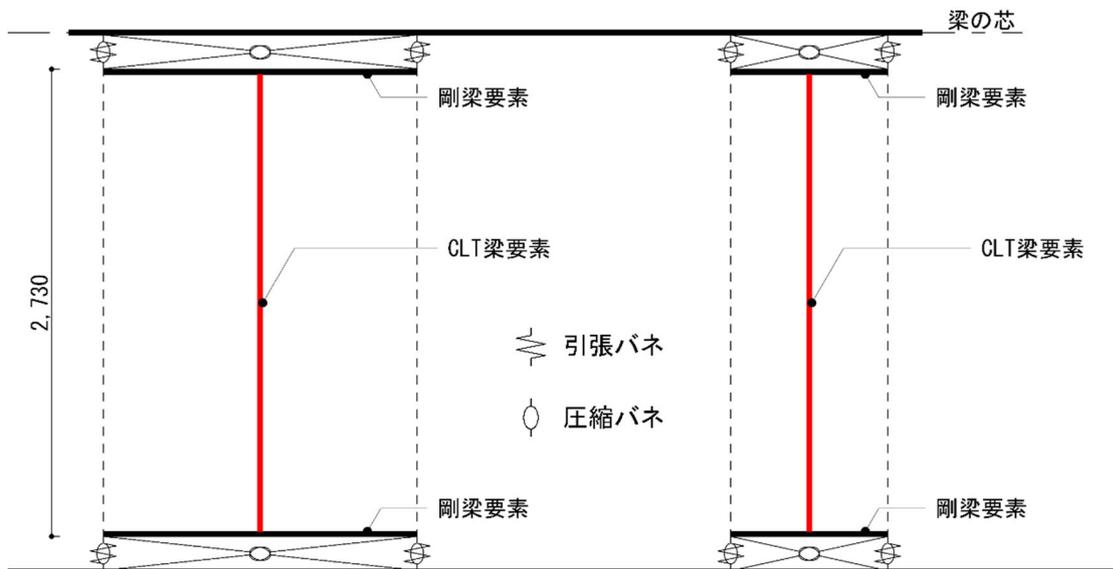


図 5.4.1-2 解析モデル

(2) 解析パラメータ

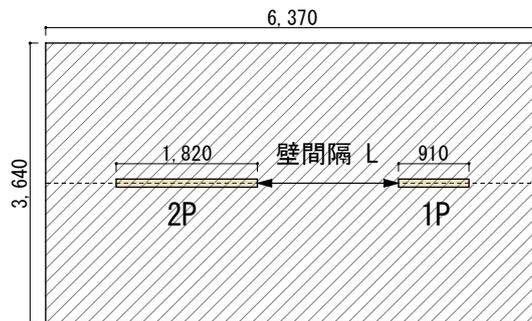
解析パラメータを表 5.4.1-1 に示す。ただし解析に用いた CLT 梁要素の特性値、壁頭脚部の引張バネに用いた骨格曲線は前節 5.3.1 の解析パラメータで示した値と同じである。

表 5.4.1-1 解析パラメータ

加力方向	1P 側			
	2P 側			
梁	梁成 (m)	梁幅 (m)	弾性係数 (kN/m ²)	曲げ応力度 (kN/m ²)
	2.40×10^{-1}	1.05×10^{-1}	1.05×10^7	3.0×10^4
	3.00×10^{-1}			
	3.60×10^{-1}			
積載荷重 (kN/m ²)	1.5 (総重量 : 34.8kN) 3 (総重量 : 69.6kN) 4.5 (総重量 : 104.3kN)			
引張金物	金物なし			
	HS-1			
	HD-S			
	HD-L			
	2 又 HD			
壁間隔 (m)	4.55×10^{-1}			
	9.10×10^{-1}			
	1.82			
	2.73			

- ・積載荷重について

2つの CLT 壁が負担する面積を 3.64m×6.37m とする。



単位面積当たりの重量 W は、表 5.4.1-2 の必要壁量⁽⁸⁾ から地震力を算出し、重量を導出した。

- ・平屋建て、軽い屋根の場合

$$W = 1.372 \text{ kN/m}^2 \approx 1.5 \text{ kN/m}^2$$

- ・2階建て、軽い屋根、1階部分の場合

$$W = 3.528 \text{ kN/m}^2 \approx 3.0 \text{ kN/m}^2$$

- ・2階建て、軽い屋根、2階部分の場合

$$W = 4.508 \text{ kN/m}^2 \approx 4.5 \text{ kN/m}^2$$

表 5.4.1-2 性能表示の地震に関する必要壁量の求め方（耐震等級 1）⁽⁸⁾

	平屋建て	2階建て	
		1階部分	2階部分
軽い屋根	14×Z	36×K1×Z	14×K2×Z
重い屋根	20×Z	46×K1×Z	20×K2×Z

積載荷重は図 5.4.1-3 に示すように、単位面積当たりの重量 $W \times$ 負担面積を、壁上部の梁要素上に等分布で荷重させる。

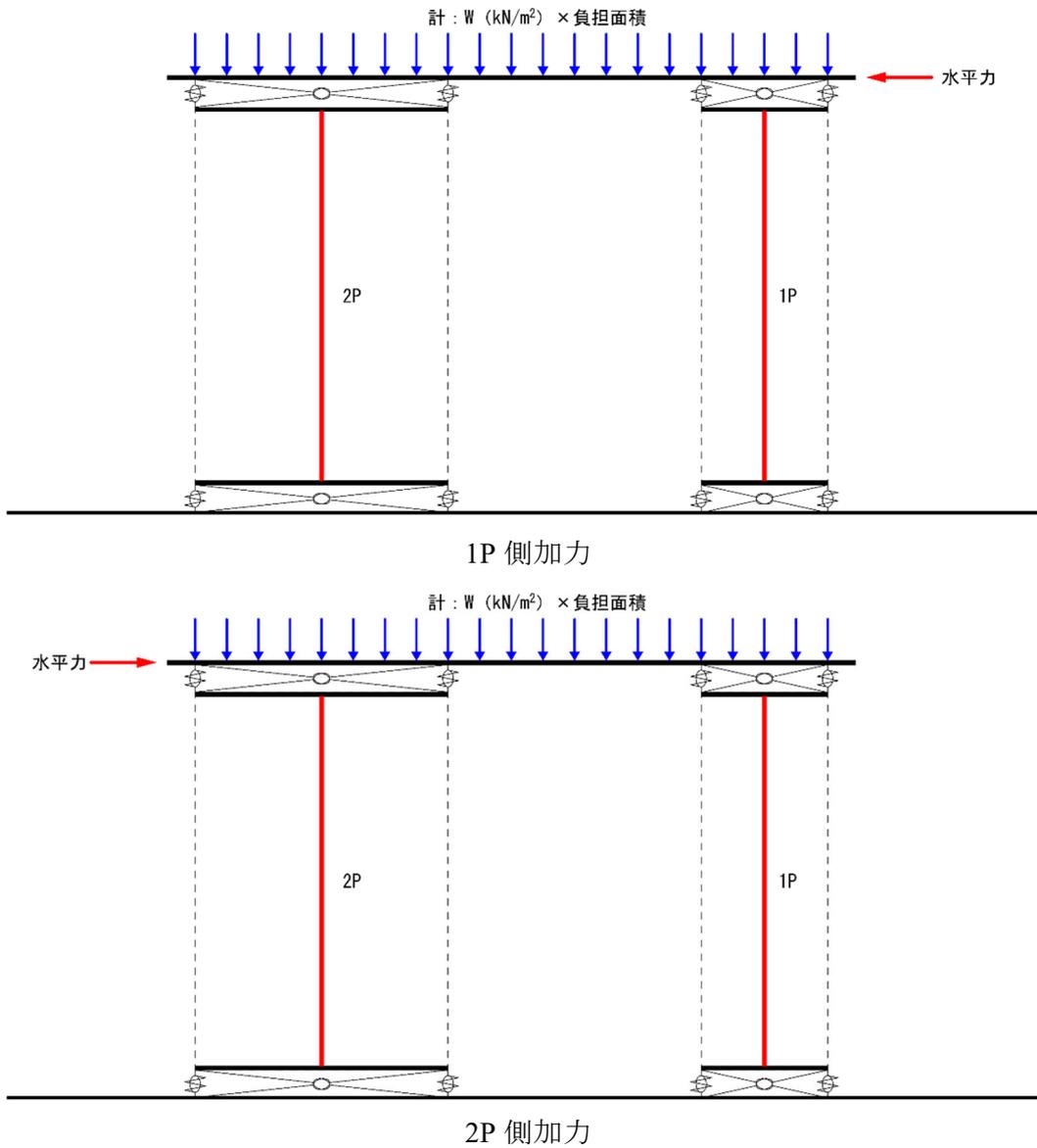


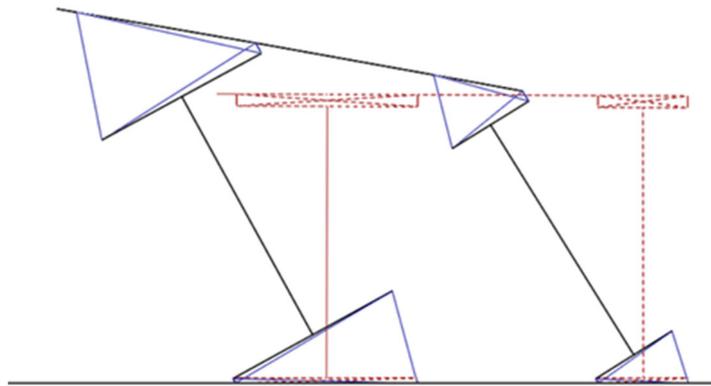
図 5.4.1-3 積載荷重、加力方向

5.4.2 解析結果

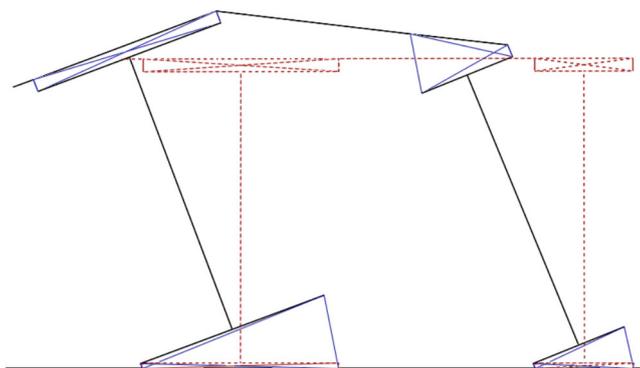
(1) 変形図

本解析では以下に示すように、6つの倒壊モードが得られた。加力方向による違いはあるが梁の折損の仕方、変形の様子が同じであったモードには'を付けて判別した。

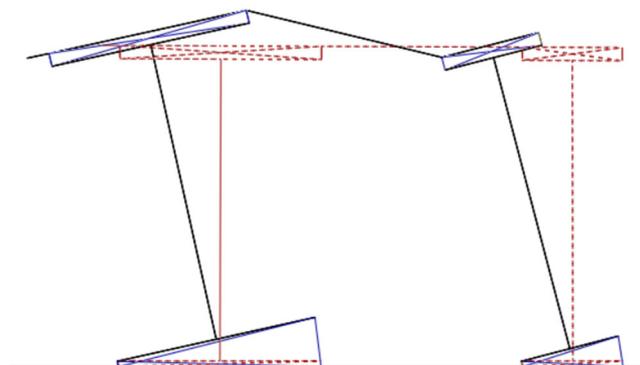
・1P側から加力



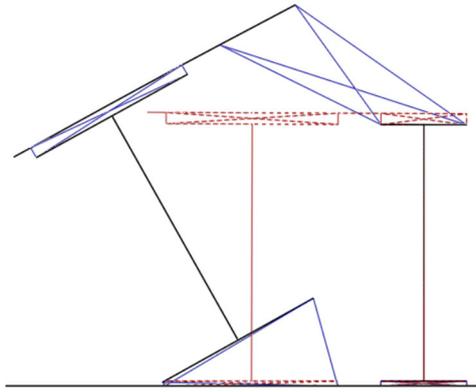
梁の折損がなく、壁上の梁と CLT 壁が離間して変形していく挙動
倒壊モード 1 変形図 (荷重 0 時)



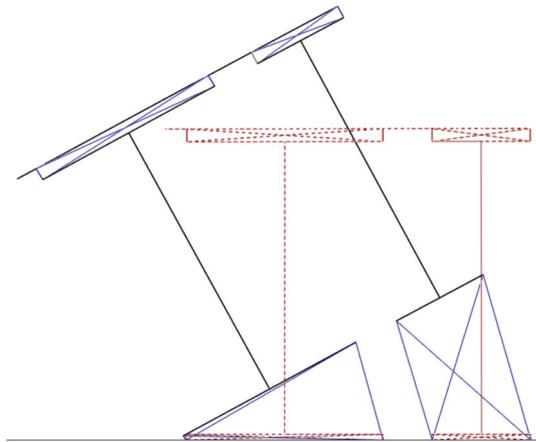
2P 側の壁上の梁に折損が生じて、変形する挙動
倒壊モード 2 変形図 (荷重 0 時)



2P 側と 1P 側の壁上の梁に折損が生じて、変形する挙動
倒壊モード 3 変形図 (荷重 0 時)

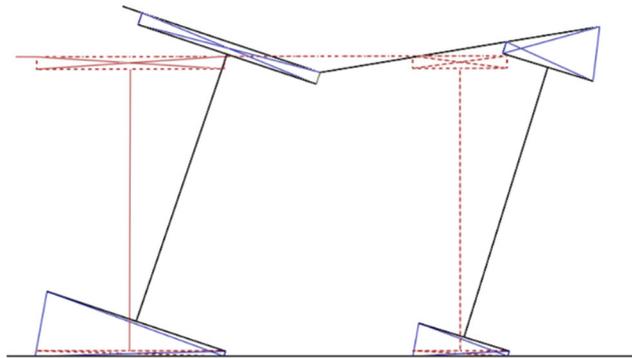


壁上の梁に折損が生じず、1P壁が2P壁に追従せずに変形する挙動
倒壊モード4変形図（荷重0時）

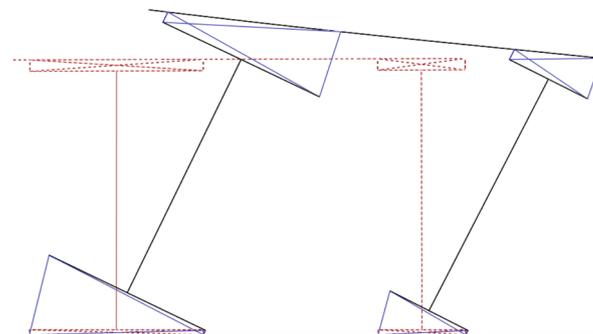


壁上の梁に折損が生じず、全体ロッキングする挙動
倒壊モード5変形図（荷重0時）

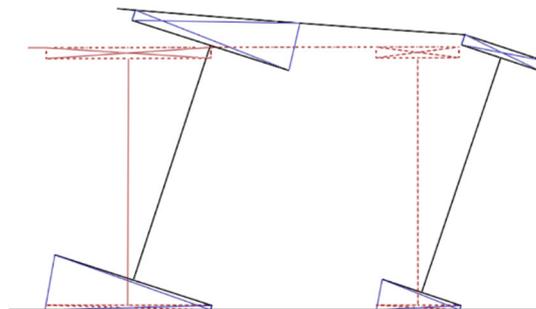
・ 2P 側から加力



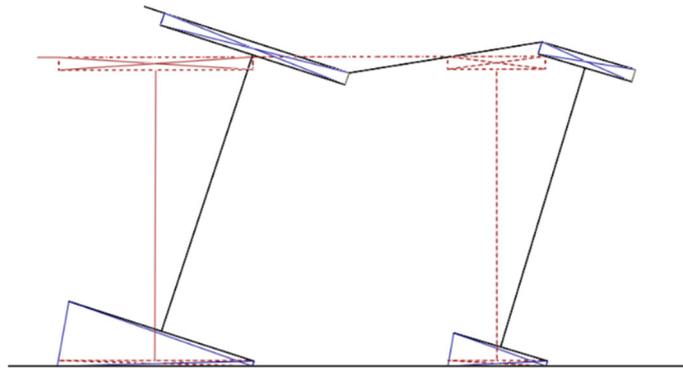
2P 側の壁上の梁に折損が生じて、変形する挙動
倒壊モード 6 変形図 (荷重 0 時)



梁の折損がなく、壁上の梁と CLT 壁が離間して変形していく挙動
倒壊モード 1' 変形図 (荷重 0 時)



1P 側の壁上の梁に折損が生じて、変形する挙動
倒壊モード 2' 変形図 (荷重 0 時)



2P 側と 1P 側の壁上の梁に折損が生じて、変形する挙動
倒壊モード 3' 変形図 (荷重 0 時)

(2) 層せん断力-層間変位関係

本解析で得られた 6 つの倒壊モードについて、代表的な層せん断力-層間変位関係を図 5.4.2-1~5.4.2-5 に示す。上段に全体の関係図、下段には層せん断力が 0 となる付近を拡大した関係図を示す。また倒壊限界変形は、1P 壁と 2P 壁の個々のせん断力を足し合わせた際の、全体の層せん断力が 0 を示す層間変位とした。

いずれの倒壊モードにおいても、引張バネによる荷重上昇が見られ、引張バネの破壊後には、一定の勾配で荷重低下を見せる。

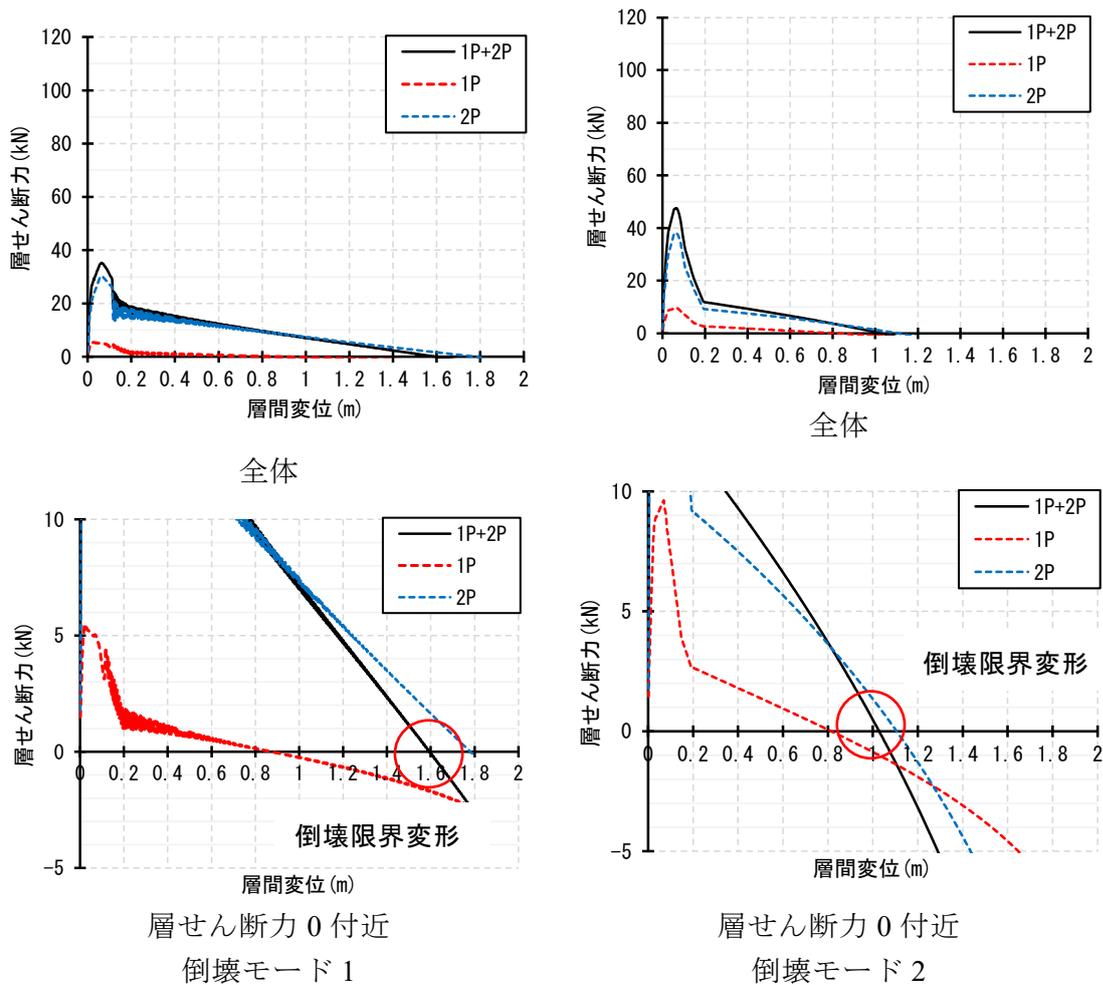
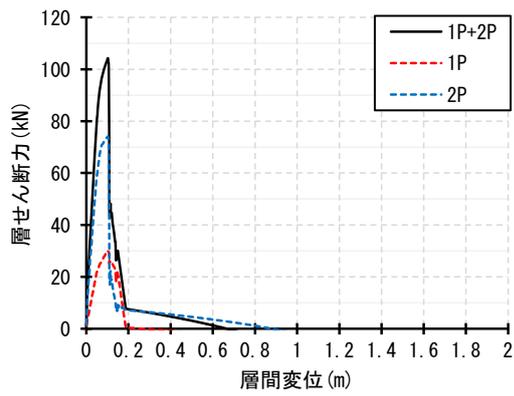
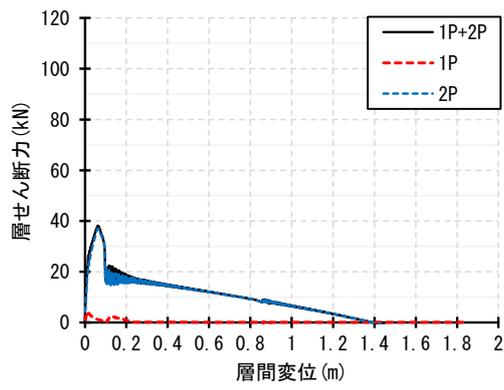


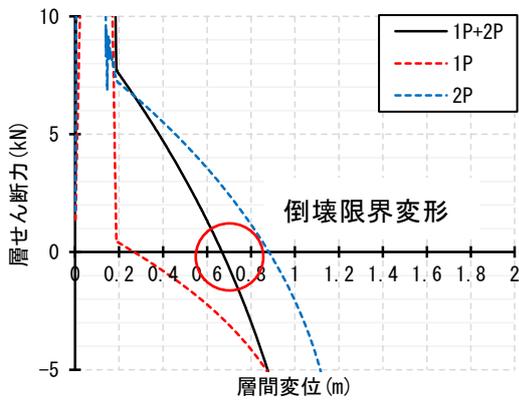
図 5.4.2-1 層せん断力-層間変位



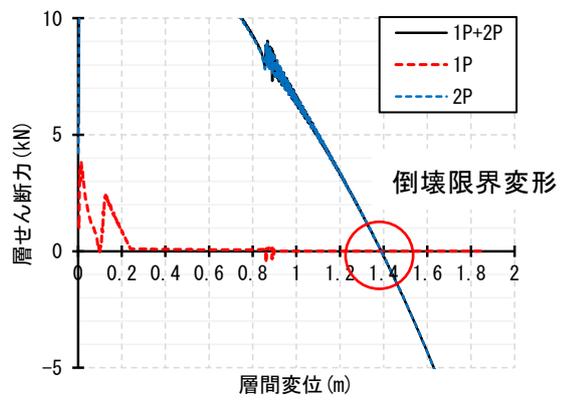
全体



全体

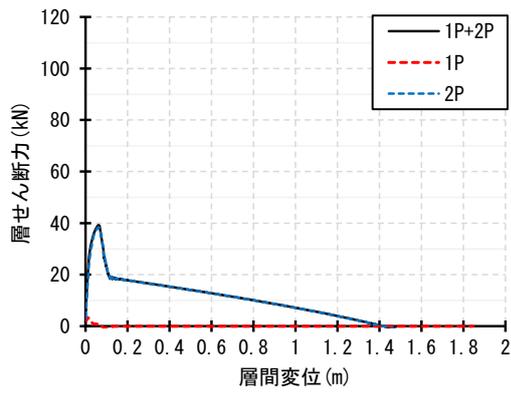


層せん断力 0 付近
倒壊モード 3

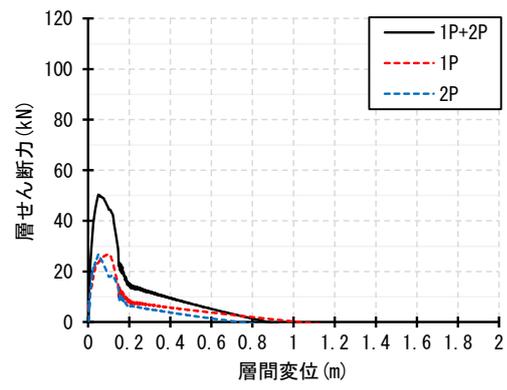


層せん断力 0 付近
倒壊モード 4

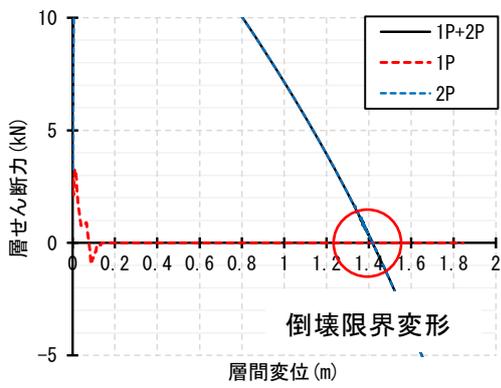
図 5.4.2-2 層せん断力-層間変位



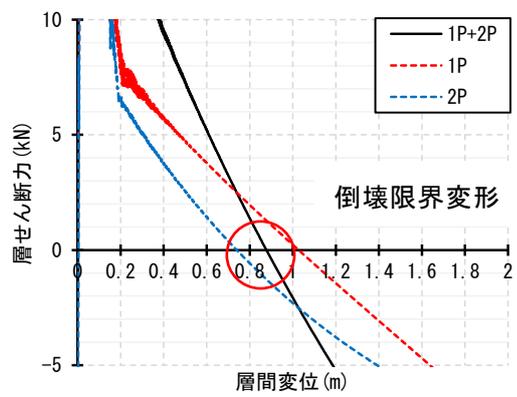
全体



全体

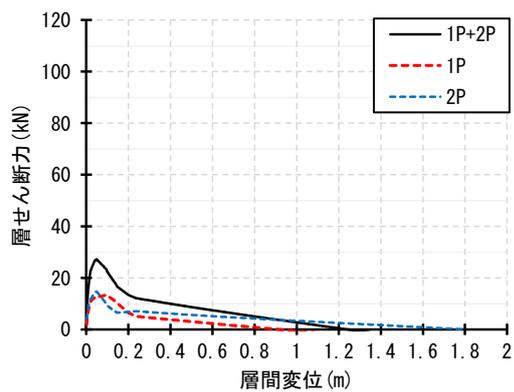


層せん断力 0 付近
倒壊モード 5

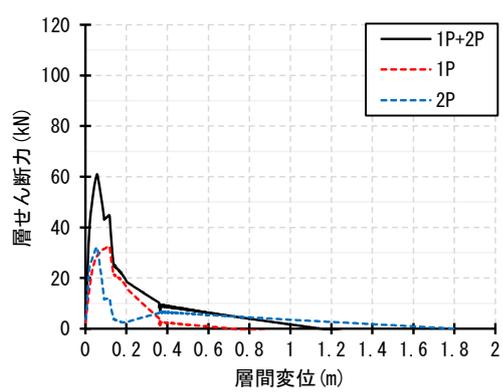


層せん断力 0 付近
倒壊モード 6

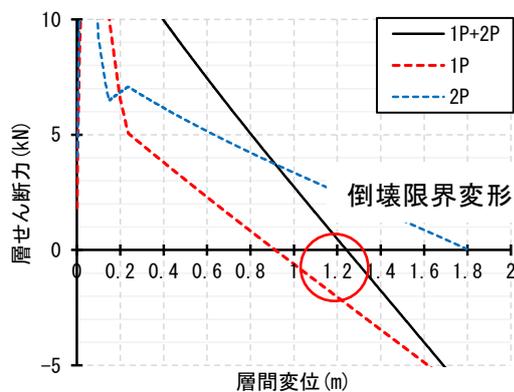
図 5.4.2-3 層せん断力-層間変位



全体

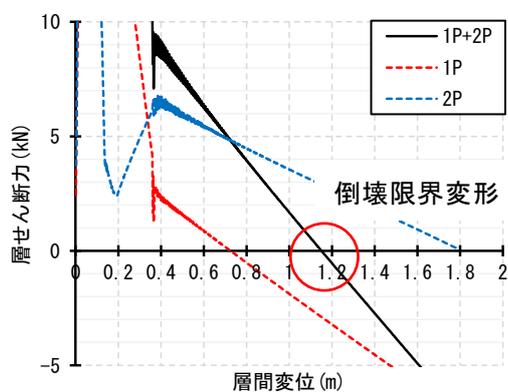


全体



層せん断力 0 付近

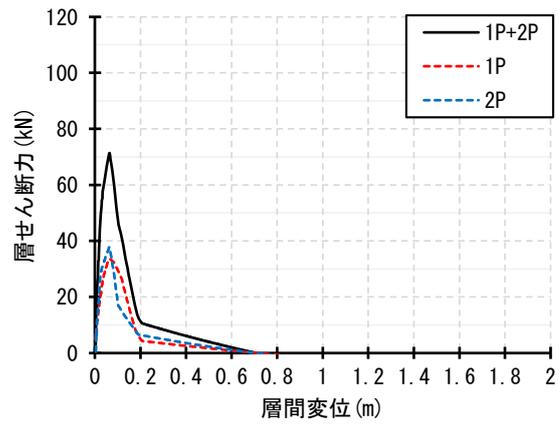
倒壊モード 1'



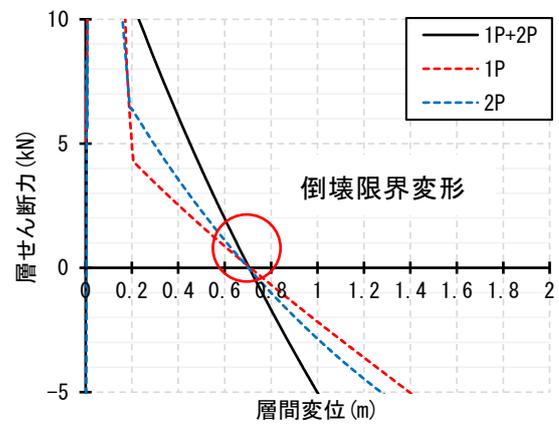
層せん断力 0 付近

倒壊モード 2'

図 5.4.2-4 層せん断力-層間変位



全体



層せん断力 0 付近

倒壊モード 3'

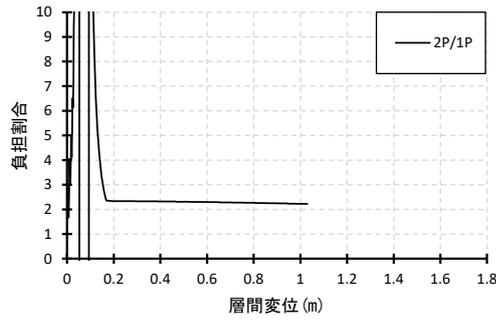
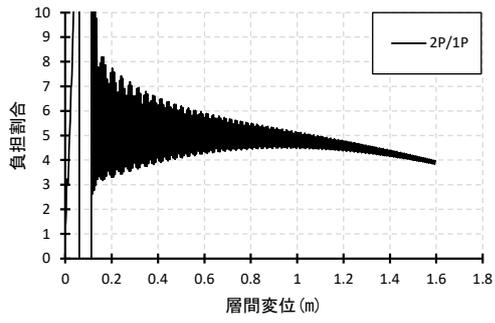
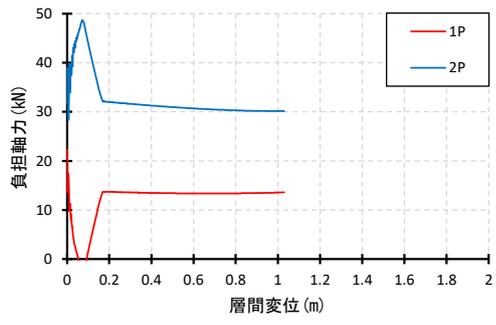
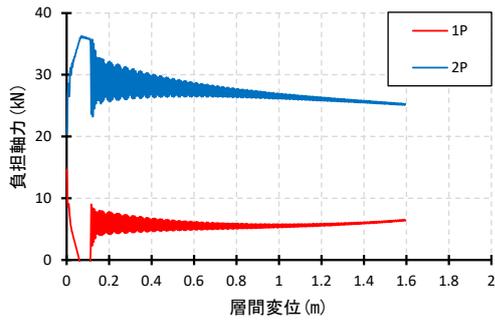
図 5.4.2-5 層せん断力-層間変位

(3) 軸力-層間変位関係

本解析で得られた6つの倒壊モードについて、代表的な軸力-層間変位関係、軸力負担割合-層間変位関係を図5.4.2-6に示す。

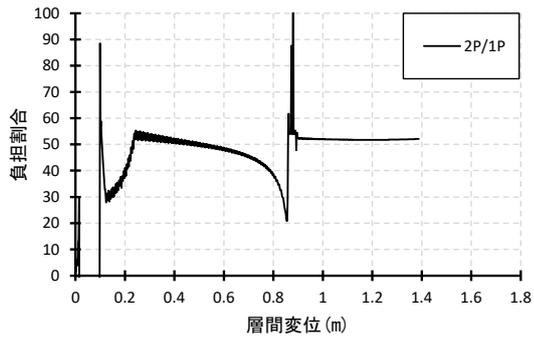
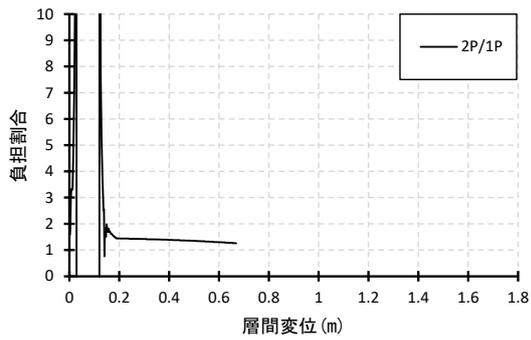
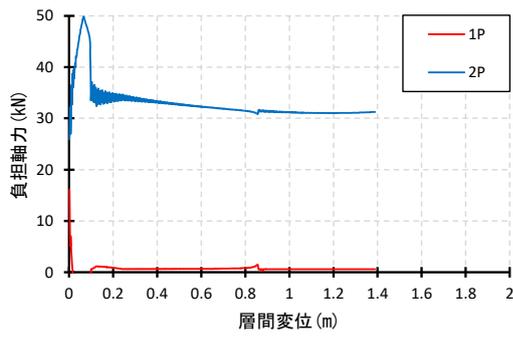
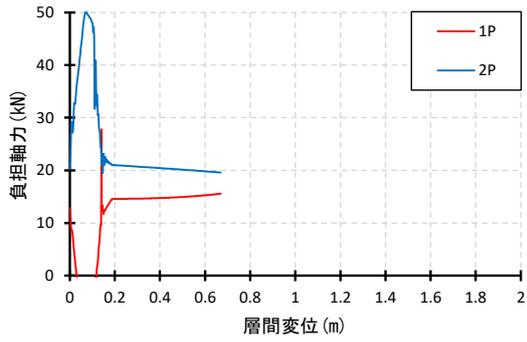
上段にはグラフの縦軸に各壁が負担する軸力を、横軸に層間変位で表した軸力-層間変位関係を示した。

下段にはグラフの縦軸に2Pが負担する軸力を1Pが負担するそれで除した負担割合を、横軸に層間変位で表した軸力負担割合-層間変位関係を示した。



倒壊モード 1

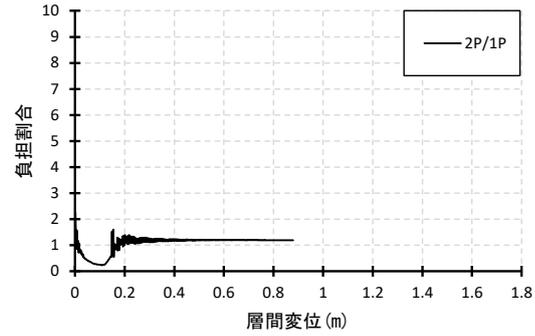
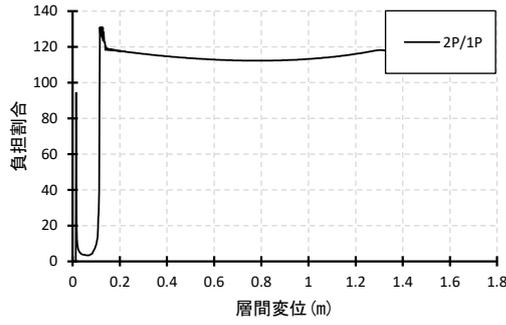
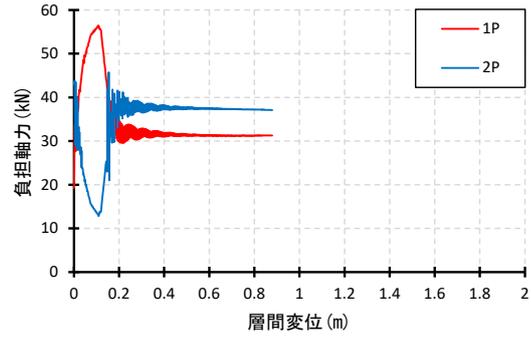
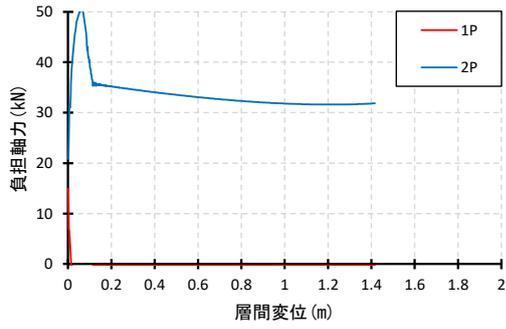
倒壊モード 2



倒壊モード 3

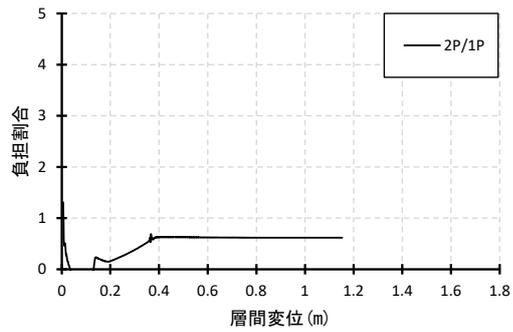
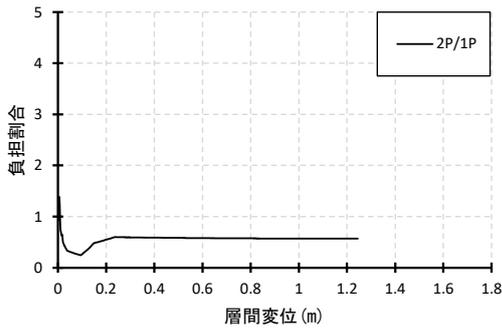
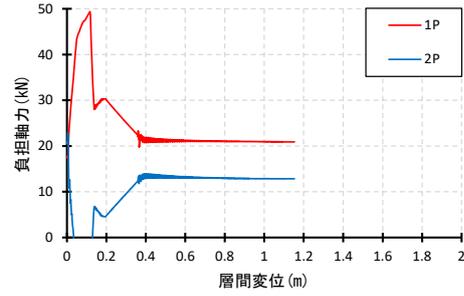
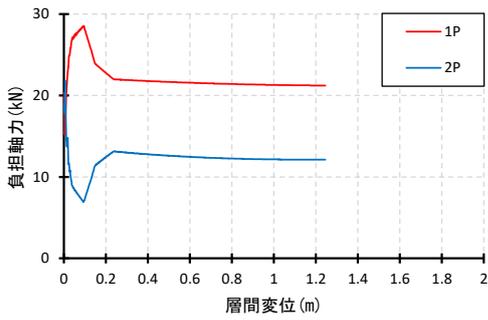
倒壊モード 4

図 5.4.2-6 軸力-層間変位関係、軸力負担割合-層間変位関係 (1)



倒壊モード 5

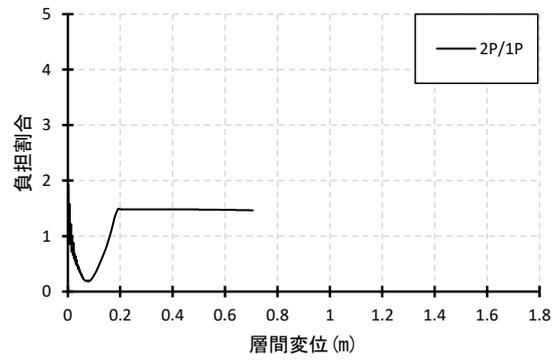
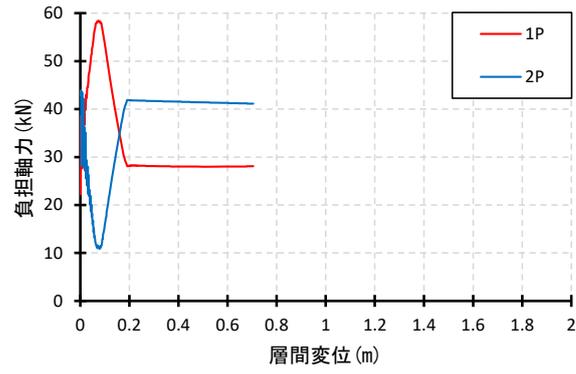
倒壊モード 6



倒壊モード 1'

倒壊モード 2'

図 5.4.2-6 軸力-層間変位関係、軸力負担割合-層間変位関係 (2)



倒壊モード 3'

図 5.4.2-6 軸力-層間変位関係、軸力負担割合-層間変位関係 (3)

(4) 倒壊モードの集計表

表 5.4.2-1、5.4.2-2 に本解析で得られた倒壊モードの分布を示す。

表 5.4.2-1 1P 側加力

壁間隔 (mm)	引張金物	梁成 240mm			梁成 300mm			梁成 360mm		
		W (kN/m ²)			W (kN/m ²)			W (kN/m ²)		
		1.5	3	4.5	1.5	3	4.5	1.5	3	4.5
455	金物なし	4	4	2	4	4	4	4	4	4
	HS-1	4	2	2	4	4	5	5	5	5
	HD-S	2	2	2	5	5	2	5	5	5
	HD-L	2	2	2	2	2	2	5	5	2
	2 又 HD	2	2	2	2	2	2	5	5	2
910	金物なし	4	2	2	4	4	2	4	4	4
	HS-1	2	2	2	1	2	2	1	1	1
	HD-S	2	2	2	2	2	2	1	1	2
	HD-L	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	2 又 HD	2	3	3	2	2	2	2	2	2
1365	金物なし	1	2	2	1	1	2	1	1	1
	HS-1	2	2	2	1	1	2	1	1	1
	HD-S	2	2	2	1	2	2	1	1	2
	HD-L	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	2 又 HD	3	3	3	2	2	3	2	2	2
1820	金物なし	1	1	2	1	1	1	1	1	1
	HS-1	1	2	2	1	1	2	1	1	1
	HD-S	2	2	2	1	2	2	1	1	2
	HD-L	2	2	3	2	2	2	2	2	2
	2 又 HD	3	3	3	2	3	3	2	2	2

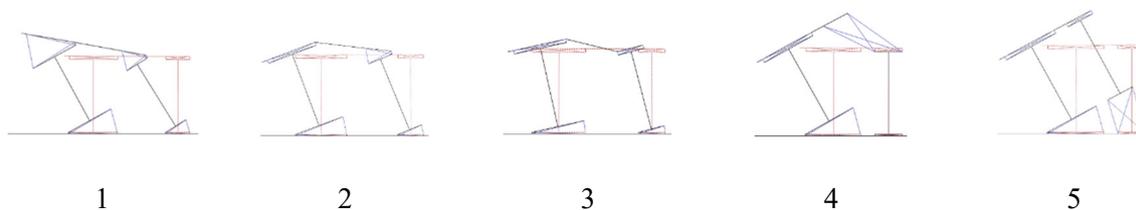
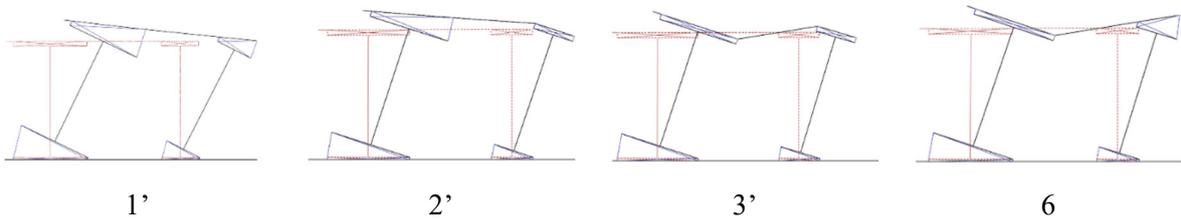


表 5.4.2-2 2P 側加力

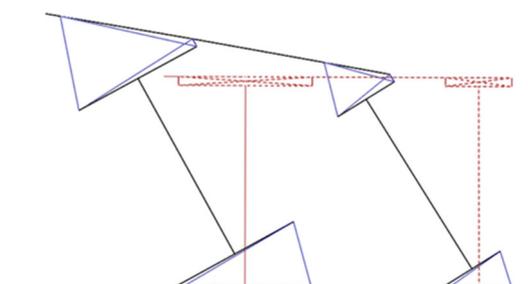
壁間隔 (mm)	引張金物	梁成 240mm			梁成 300mm			梁成 360mm		
		W (kN/m ²)			W (kN/m ²)			W (kN/m ²)		
		1.5	3	4.5	1.5	3	4.5	1.5	3	4.5
455	金物なし	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'
	HS-1	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'
	HD-S	1'	1'	2'	1'	1'	1'	1'	1'	1'
	HD-L	2'	2'	2'	1'	1'	1'	1'	1'	1'
	2 又 HD	2'	2'	2'	2'	2'	2'	1'	2'	2'
910	金物なし	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'
	HS-1	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'
	HD-S	1'	1'	2'	1'	1'	1'	1'	1'	1'
	HD-L	2'	2'	3'	1'	1'	1'	1'	1'	1'
	2 又 HD	3'	3'	3'	2'	2'	2'	1'	2'	2'
1365	金物なし	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'
	HS-1	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'
	HD-S	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'	1'
	HD-L	2'	3'	3'	1'	1'	1'	1'	1'	1'
	2 又 HD	3'	3'	3'	2'	3'	3'	1	2'	2'
1820	金物なし	1'	1'	6	1'	1'	1'	1'	1'	1'
	HS-1	1'	1'	6	1'	1'	1'	1'	1'	1'
	HD-S	1'	6	6	1'	1'	1'	1'	1'	1'
	HD-L	3'	3'	3'	1'	1'	6	1'	1'	1'
	2 又 HD	3'	3'	3'	3'	3'	3'	1'	2'	3'



(5) まとめ

以下に本解析で得られたモードの、せん断力の負担、軸力の負担、倒壊限界変形の3点について整理する。

・倒壊モード1



倒壊モード1 変形図 (荷重0時)

A:せん断力の負担について

図 5.4.2-1 に示したように、引張バネが破壊するまでは 1P 壁もせん断力を負担しているが、引張バネの破壊後にはほとんどのせん断力を 2P 壁が負担していることが分かった。

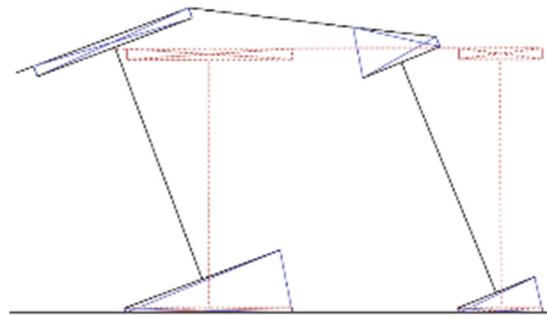
B:軸力の負担について

図 5.4.2-6 に示したように、2P 壁が負担する軸力の割合は 1P 壁に比べて 2 倍以上であった。

C:倒壊限界変形について

倒壊限界変形は 1.59~1.70m 程度となっており、2P 壁の壁幅よりは短い長さ変形すると倒壊に至ることが分かった。これは 1P 壁の負担するせん断力が、負の方向に作用するためと考えられる。

・倒壊モード 2



倒壊モード 2 変形図 (荷重 0 時)

A:せん断力の負担について

図 5.4.2-1 に示したように、引張バネが破壊するまでは 1P 壁もせん断力を負担しているが、引張バネの破壊後にはほとんどのせん断力を 2P 壁が負担していることが分かった。

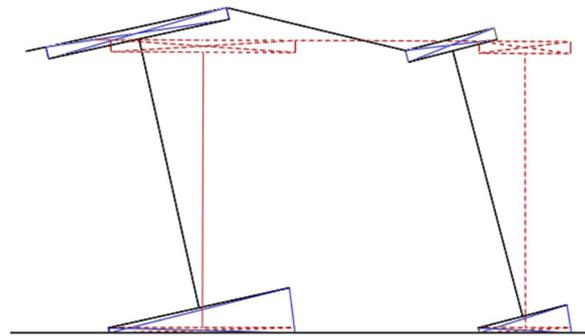
B:軸力の負担について

図 5.4.2-6 に示したように、2P 壁が負担する軸力の割合は、1P 壁に比べて大変形時には 2.5 倍程度であった。つまり壁幅の長さに比例した軸力を各壁が負担していることが分かった。

C:倒壊限界変形について

倒壊限界変形は 0.95~1.03m 程度となっており、1P 壁の壁幅より大きい長さ変形すると倒壊に至ることが分かった。変形図から、2P 壁の重心位置が、ロッキング回転中心を超えるあたりであることがわかる。

・ 倒壊モード 3



倒壊モード 3 変形図 (荷重 0 時)

A:せん断力の負担について

図 5.4.2-2 に示したように、引張バネが破壊するまでは 1P 壁もせん断力を負担しているが、引張バネの破壊後にはほとんどのせん断力を 2P 壁が負担していることが分かった。

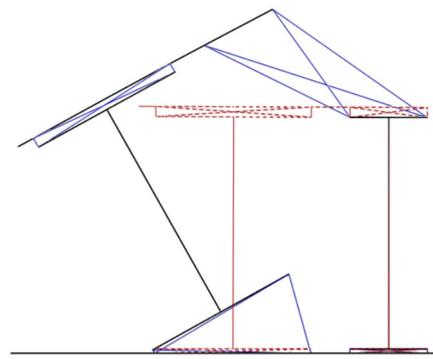
B:軸力の負担について

図 5.4.2-6 に示したように、2P 壁が負担する軸力の割合は 1P 壁に比べて 1~2 倍程度であった。つまり、梁の折損が各壁の上部で生じることで、梁から伝達する積載荷重が等分で、各壁に伝わるということが分かる。

C:倒壊限界変形について

倒壊限界変形は 0.61~0.68m 程度となっていた。また変形図から、1P 壁の重心位置が、ロッキング回転中心を超えるあたりであることがわかる。

・倒壊モード4



倒壊モード4 変形図 (荷重0時)

A:せん断力の負担について

図5.4.2-2に示したように、ほとんどのせん断力を2P壁が負担していることが分かった。これは1P壁上部の引張バネ（引張側）が早期に破断し、梁との接合がなくなり、2P壁だけ変形し、1P壁が独立した挙動となるからである。

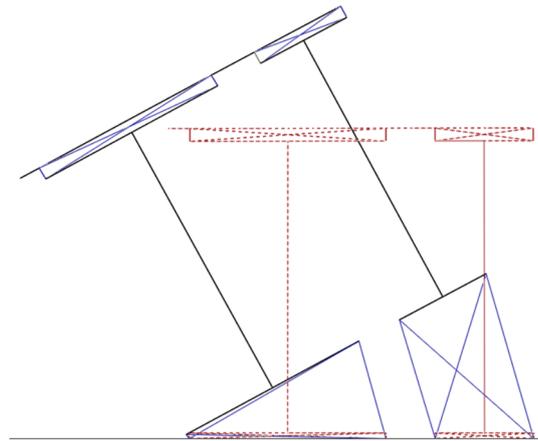
B:軸力の負担について

図5.4.2-6に示したように、2P壁がほとんどの軸力を負担していた。

C:倒壊限界変形について

倒壊限界変形は1.39~1.40m程度となっており、2P壁の壁幅より大きい長さ変形すると倒壊に至ることが分かった。また変形図を見ると、2P壁が重心位置を超えていることが分かった。

・倒壊モード5



倒壊モード5変形図（荷重0時）

A:せん断力の負担について

図5.4.2-3に示したように、ほとんどのせん断力を2P壁が負担していることが分かった。これは1P壁の脚部の引張バネが破断し、壁上部の梁と引張バネで連結され宙に浮くためである。

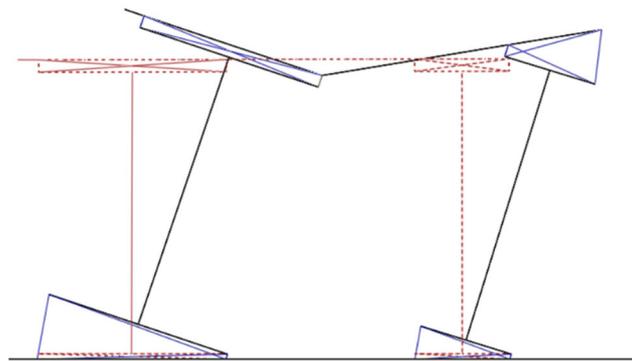
B:軸力の負担について

図5.4.2-6に示したように、2P壁が全ての軸力を負担した。

C:倒壊限界変形について

倒壊限界変形は1.41m程度となっており、1P壁と2P壁を1枚の壁と考えた場合の、壁幅の半分より大きい長さ変形すると倒壊に至ることが分かった。これは1P壁の負担するせん断力が、負の方向に作用するためと考えられる。

・倒壊モード6



倒壊モード6変形図（荷重0時）

A:せん断力の負担について

図 5.4.2-3 に示したように、引張バネが破壊するまでは各壁が同程度のもせん断力を負担しており、引張バネの破壊後には 1P 壁の負担するせん断力が 2P 壁よりも大きいことが分かった。

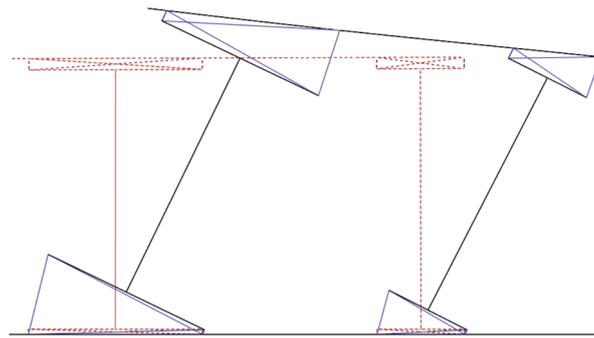
B:軸力の負担について

図 5.4.2-6 に示したように、引張バネが破断するまで（層間変位で 0.2m 付近）1P 壁が 2P 壁よりも負担する軸力が大きく、破断後には概ね各壁が同程度の軸力を負担することが分かった。

C:倒壊限界変形について

倒壊限界変形は 1.14~1.15m 程度となっていた。また変形図から、1P 壁が壁幅の長さ程度変形したあたりであることがわかる。

・倒壊モード1'



倒壊モード1'変形図（荷重0時）

A:せん断力の負担について

図 5.4.2-4 に示したように、引張バネが破壊するまでは各壁が同程度のもせん断力を負担しており、引張バネの破壊後には 2P 壁の負担するせん断力が 1P 壁よりも大きいことが分かった。

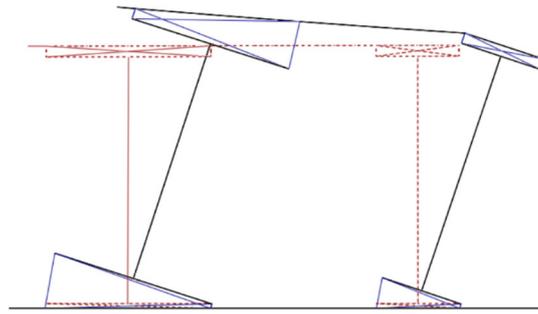
B:軸力の負担について

図 5.4.2-6 に示したように、1P 壁が負担する軸力の割合は 2P 壁に比べて 2 倍程度であった。

C:倒壊限界変形について

倒壊限界変形は 1.19~1.24m 程度となっていた。また変形図から、1P 壁は重心位置を超えており、2P 壁の重心位置が、ロッキング回転中心を超えるあたりであることがわかる。

・倒壊モード2'



倒壊モード2'変形図（荷重0時）

A:せん断力の負担について

図 5.4.2-4 に示したように、引張バネが破壊するまでは各壁が同程度のもせん断力を負担しており、引張バネの破壊後には 2P 壁の負担するせん断力が 1P 壁よりも大きいことが分かった。

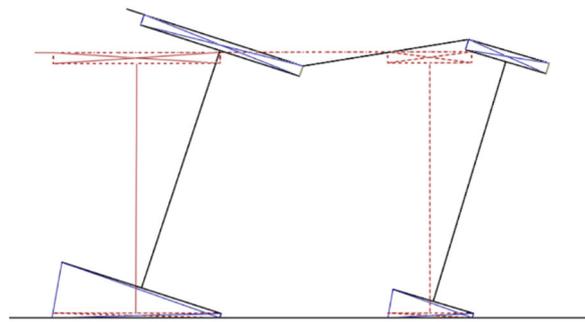
B:軸力の負担について

図 5.4.2-6 に示したように、1P 壁が負担する軸力の割合は 2P 壁に比べて 2 倍程度であった。

C:倒壊限界変形について

倒壊限界変形は 1.10~1.15m 程度となっていた。また変形図から、1P 壁が壁幅の長さ程度変形したあたりであることがわかる。

・倒壊モード3'



倒壊モード3'変形図（荷重0時）

A:せん断力の負担について

図 5.4.2-5 に示したように、引張バネが破壊するまでは 1P 壁もせん断力を負担しているが、引張バネの破壊後にはほとんどのせん断力を 2P 壁が負担していることが分かった。

B:軸力の負担について

図 5.4.2-6 に示したように、2P 壁が負担する軸力の割合は 1P 壁に比べて 2 倍以上であった。

C:倒壊限界変形について

倒壊限界変形は 0.71~0.78m 程度となっていた。また変形図から、1P 壁は重心位置を超えており、2P 壁は越えていないことが分かる。

5.4.3 考察

(1) 倒壊モードの分布について

解析による倒壊限界変形は、モード 1、1'、4、5 > モード 2、2'、6 > モード 3、3' となる大小関係の傾向が見られた。

まず引張金物のモードへの影響に着目すると、引張金物の耐力が上がるほど梁の折損が生じやすくなり、モードが倒壊限界変形の小さいモードへ変わる傾向が見られた。

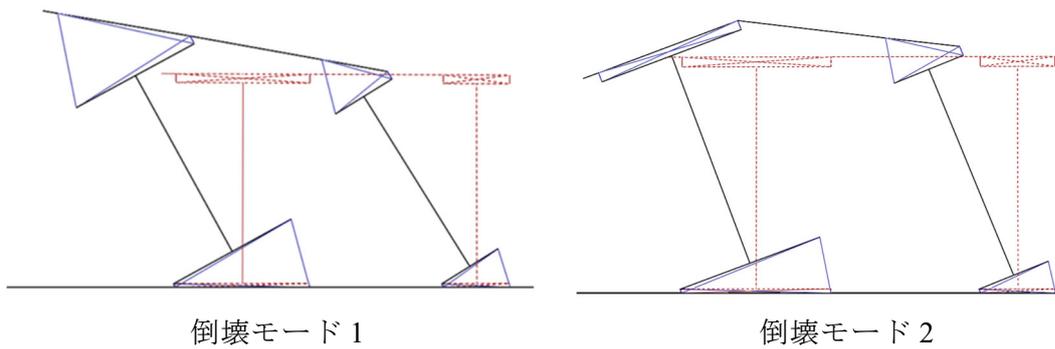
次に積載重量の大きさによるモードへの影響に着目すると、積載重量が重くなるほど梁の折損が生じやすくなり、モードが倒壊限界変形の小さいモードへ変わる傾向が見られた。

また壁間隔によるモードへの影響に着目すると、壁間隔が短くなると、モード 1 はモード 2 へ、モード 3 はモード 2 へ変わる傾向が見られる。この変化については 2) で考察をする。また倒壊モード 4 と 5 は加力方向が 1P 側加力で壁間隔が 910mm 以下のみ確認された。

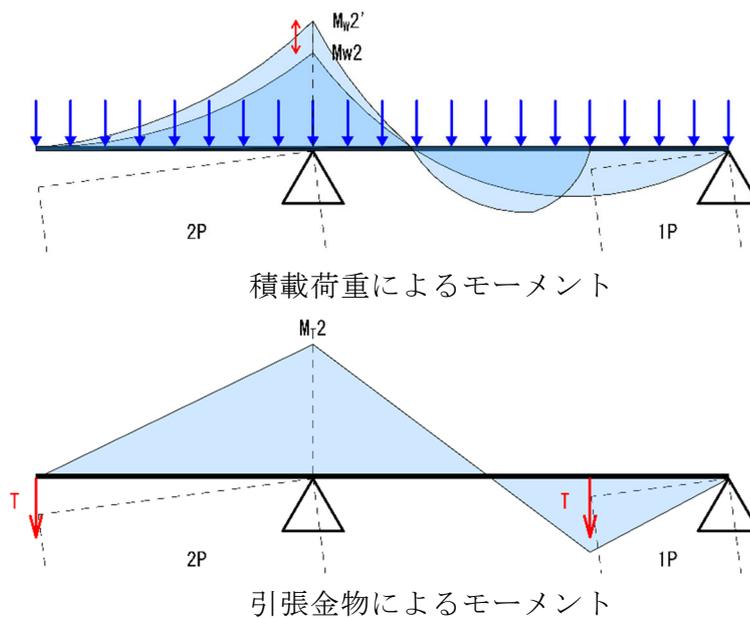
加力方向のモードへの影響に着目すると、1P 側加力ではモード 2 が支配的であるのに対して、2P 側加力ではモード 1 が支配的であり、モード 4 や 5 は見られなかった。

最後に、梁成によるモードへの影響に着目すると、梁成が大きくなるほど、モードが倒壊限界変形の大きいモードへ変わる傾向が見られた。これは梁の曲げ耐力が大きくなり梁の折損が生じにくくなるためである。

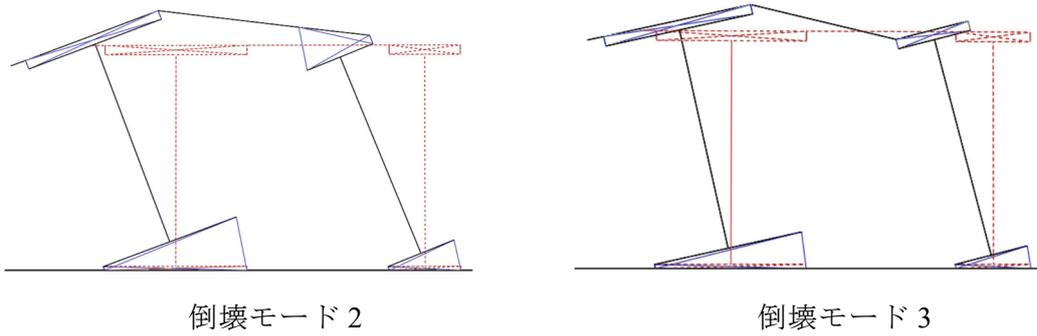
(2) 壁間隔による倒壊モードの違い (1 と 2 の比較)



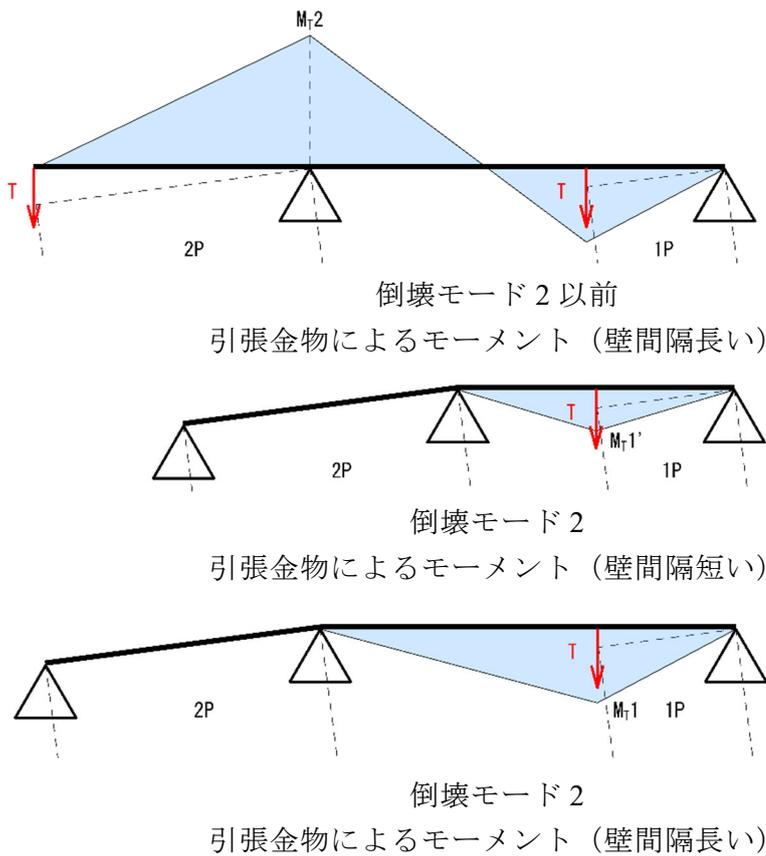
壁間隔によって倒壊モードが 1 から 2 へ変化する理由について、梁に発生するモーメントを積載荷重によるモーメント M_w 、引張金物によるモーメント M_T に分けて考える。同じ積載荷重のとき、壁間隔が減少するにつれ、梁全体の長さは短くなる。よって、壁間隔が減少することで、1m あたりの荷重が増加する。以下のように 2P 壁の突き上げ位置のモーメント M_{w2} の増大によって、梁の折損が生じ倒壊モードが 2 となる。



(3) 壁間隔による倒壊モードの違い (2 と 3 の比較)



壁間隔によって倒壊モードが2から3へ変化する理由について、梁に発生する引張金物によるモーメント M_T に着目して考える。倒壊モード3は、倒壊モード2が起きてから、さらに梁の折損が生じることで起きる。倒壊モード2では引張金物による引張力 T が1P側にしか生じなくなる。このとき壁間隔が増加することで、以下のように M_{T1} のモーメントが増大し、梁の折損が生じ倒壊モードが3となる。



(4) 倒壊限界変形について

倒壊限界変形について 5.3.3 節で述べたように、単体壁では等分布荷重の場合、壁幅の半分の長さが、集中荷重の場合は壁幅の長さが倒壊限界変形となる。並列壁を、単体壁の足し合わせと仮定して 1P 壁と 2P 壁の倒壊限界変形の平均が並列壁の倒壊限界変形であると考え、各モードの倒壊限界変形は表 5.4.3-1 の通りとなる。なお 1P 壁、2P 壁の壁幅をそれぞれ B_1 、 B_2 とした。また倒壊モード 4 と 5 は 1P と 2P を全体で 1 枚の壁と仮定した。表 5.4.3-1 の方法で算出した値を計算値とし、解析で得られた倒壊限界変形（図 5.4.2-1～5.4.2-5 で代表的に示した値）を表 5.4.3-2 に示す。

結果は、計算値と解析値で概ね一致しており、並列壁の倒壊限界変形は単体壁の足し合わせの平均値とすることで推定できる。

表 5.4.3-1 倒壊限界変形足し合わせ式

	倒壊モード					
	1、1'	2、6	2'	3、3'	4	5
1P	B_1	B_1	$B_1/2$	$B_1/2$	-	-
2P	B_2	$B_2/2$	B_2	$B_2/2$	-	-
全体	$(B_1+B_2)/2$	$B_1/2+B_2/4$	$B_1/4+B_2/2$	$(B_1+B_2)/4$	$(B_1+B_2)/2$	$(B_1+B_2)/2$

表 5.4.3-2 倒壊限界変形の比較（※値は m）

	倒壊モード								
	1	2	3	4	5	6	1'	2'	3'
足し合わせ 平均値	1.37	0.91	0.68	1.37	1.37	0.91	1.37	1.14	0.68
解析値	1.59	1.03	0.67	1.39	1.41	0.88	1.24	1.15	0.71

【参考文献】

- 1) Nakagawa, T.; Ohta, M.: Collapsing process simulations of timber structures under dynamic loading I : simulations of two-story frame models. J. Wood Sci. 2003, vol.49 no. 5, p.382-397.
- 2) Nakagawa, T.; Ohta, M.: Collapsing process simulations of timber structures under dynamic loading II : simplification and qualification of the calculating method. J. Wood Sci. 2003, vol.49 no. 6, p.499-504.
- 3) 伯野元彦：破壊のシミュレーション-拡張個別要素法で破壊を追う-, 森北出版, 1997.10
- 4) 荒木康弘、腰原幹雄、五十田博、河合直人、坂本功：木造住宅の接合部破壊を考慮した大変形時の静的挙動に関する解析的研究、日本建築学会構造系論文集，第 637 号，pp.527~535，2009.3
- 5) 中川貴文、腰原幹雄、三宅辰哉、五十田博、槌本敬大、河合直人：モルタル外壁の変形拘束効果を考慮した解析モデルによる木造住宅の実大振動台実験の再現、日本建築学会構造系論文集，第 724 号，pp.971~980，2016.6
- 6) 石垣創、田守伸一郎、五十田博、中川貴文、河合直人：個別要素法を用いた木質構造物の時刻歴応答解析、日本建築学会技術報告集，第 20 卷，第 44 号，pp.105~110，2014.2
- 7) 公益財団法人日本住宅・木材技術センター，2016 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル，2016.10
- 8) 大橋好光、齋藤年男：ひとりで学べる木造の壁量設計演習帳，日本建築センター，2014.1

第6章 実大倒壊実験の追跡

6.1 解析モデル

本章では、4章の実大水平加力実験で実施した試験体5種類について、EDEMによる静的増分解析を行う。

図6.1-1～6.1-4にA1、A2、B1、B2、Cの解析モデルを示す。CLT壁のモデル化は5章で述べた通りである。3章で、せん断金物による引張抵抗力について説明したが、その引張抵抗力を再現するために、図6.1-5に示すように実験と同じ箇所に全モデルで引張バネを設けた。また梁と小梁を接合する梁受け金物のモーメント抵抗を考慮して、回転バネ1を小梁の材端部に全モデルで設けた。

B1、B2の梁には継手が設けられており、腰かけ蟻継ぎは曲げモーメント抵抗をしないと考え、ピン接合でモデル化することも考えられるが、実験において継手付近でモーメント抵抗による曲げ破壊が確認できたため、継手部分に回転剛性を持つ回転バネ2を設けた。

CLT壁と壁上部の梁間、CLT壁と土台間のせん断接合部では、部材間のずれが生じないものと仮定し、剛な圧縮バネをブレース配置した。なお柱脚の引張バネは、実験でも引張抵抗力がない設計としたため、設けなかった。

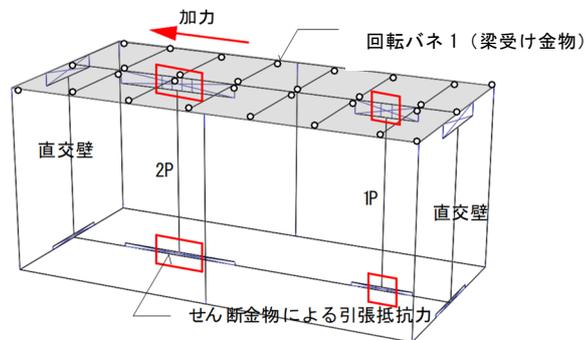


図 6.1-1 A1、A2 解析モデル

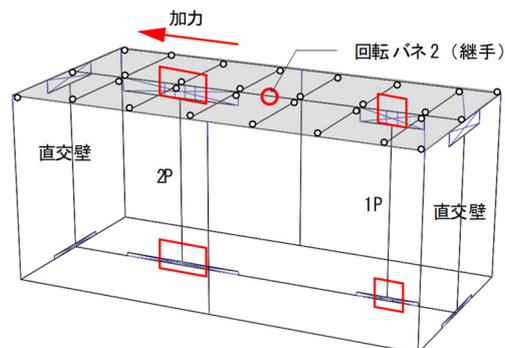


図 6.1-2 B1 解析モデル

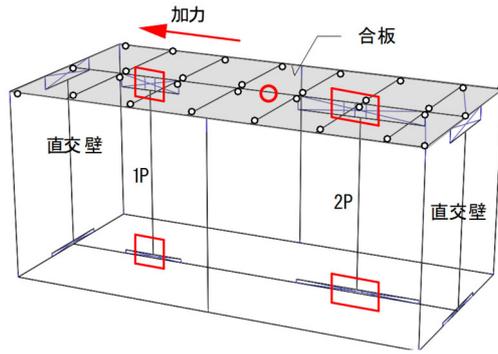


図 6.1-3 B2 解析モデル

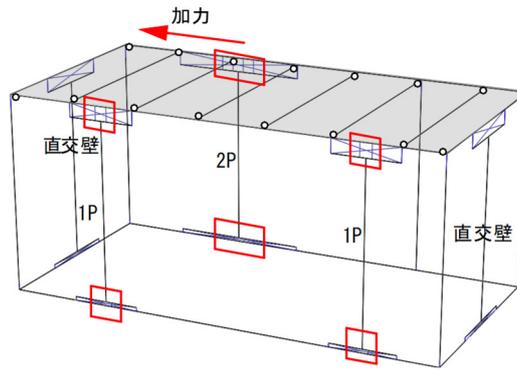
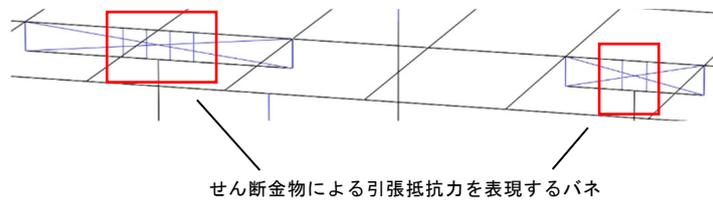
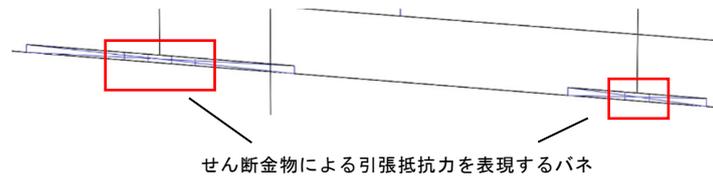


図 6.1-4 C 解析モデル



壁頭部の仕様



壁脚部の仕様

図 6.1-5 せん断金物による引張抵抗力を模したバネ

CLT 壁と壁上部の梁間、CLT 壁と土台間の引張接合部は 5 章の通りに引張バネを設けたが、引張バネの特性値には、3 章の引張要素実験ではなく、3.4 節の壁水平加力実験にもとづくに示す骨格曲線（図 6.1-6）を用いた。ただし HD-L については壁水平加力実験を実施していないため、引張要素実験における HD-L と HD-S の値の比を壁水平加力実験の HD-S の骨格曲線に乗じて算出し仮定した。

また全モデルで CLT 壁と壁上部の梁間、CLT 壁と土台間のせん断金物による引張抵抗力を考慮して、3.4.3 項を基に図 6.1-7、6.1-8 に示すように骨格曲線を作成した。ここで要素実験は変位 0.08m までの値しかないが、同じ勾配で荷重が上昇していき（図 6.1-7）、せん断金物の長さ 0.288m に達し、せん断金物が引き抜けると荷重が 0 に向かうようにした（図 6.1-8）。なお柱脚のせん断バネには図 6.1-9 の骨格曲線を用いた。

図 6.1-11 に梁受け金物によるモーメント抵抗を考慮した回転バネ 1 の骨格曲線を示す。ただし回転バネの骨格曲線は文献¹⁾の値を基に作成した。

また継手部分のモーメント抵抗を考慮した回転バネ 2 の骨格曲線を図 6.1-12 に示す。これは継手の種類は異なるが文献²⁾の値を基にして、桁梁の最大曲げモーメント 79.85kN・m の半分の回転剛性を持つ仮定とした。

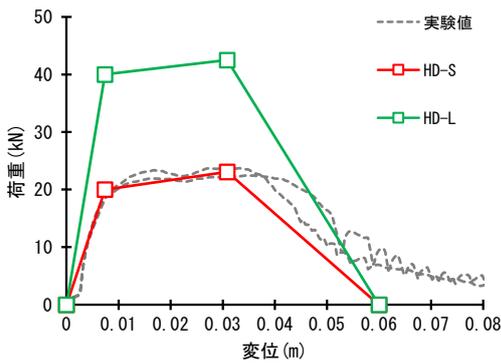


図 6.1-6 引張バネ骨格曲線

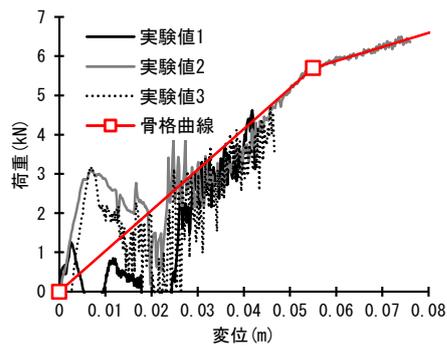


図 6.1-7 引張抵抗力バネ骨格曲線

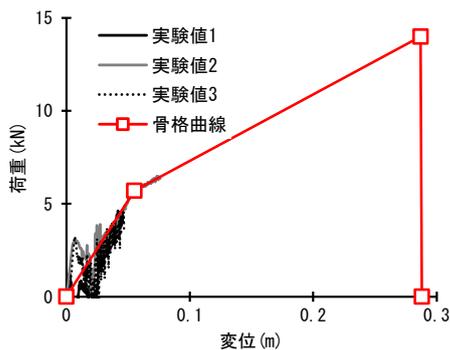


図 6.1-8 引張抵抗力バネ骨格曲線

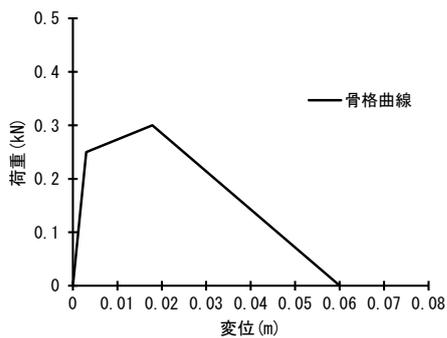


図 6.1-9 せん断接合部骨格曲線

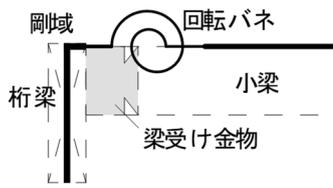


図 6.1-10 梁受け金物モデル化

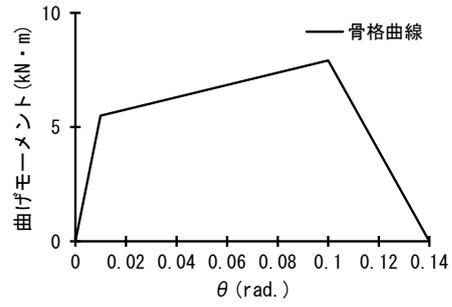


図 6.1-11 回転バネ 1 骨格曲線

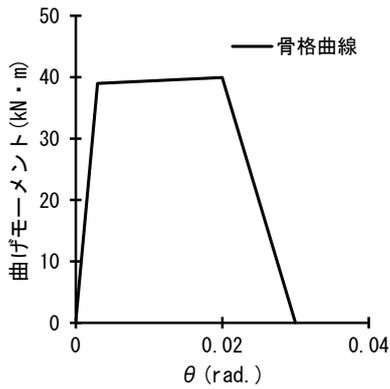


図 6.1-12 回転バネ 2 骨格曲線

図 6.1-13 に積載荷重の設定について示す。実験で屋根に積載した錘 45.6kN を、屋根構面に等分布に積載した。また実験で試験体を加力するために取り付けられた加力桁の重量 16kN を、試験体の両端 8 節点に 2kN ずつ集中荷重として設定した。

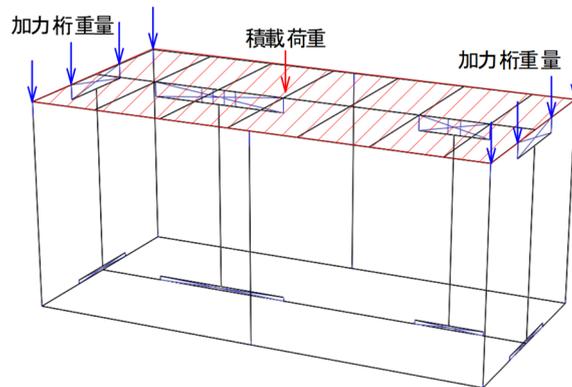


図 6.1-13 積載荷重の設定

6.2 解析結果と考察

(1) A1

図 6.2-1 に A1 の層せん断力-層間変位関係を、図 6.2-2 に軸力-層間変位関係を示す。また図 6.2-3 に倒壊時（層せん断力が 0）の変形図を、図 6.2-4 に試験体の各部の軌跡と解析結果の比較を示す。

A1 では最大耐力が実験値に概ね一致し、解析で得られた倒壊限界変形は 1.72m であった。最大耐力を迎えて層間変位 0.1m 付近で 60kN まで荷重低下し、壁上部の梁の折損が層間変位 0.24m 付近で生じるまで梁の曲げ戻し効果によって荷重上昇した。それから徐々に荷重低下し、せん断金物による引張抵抗力（引張バネ）の消失を経て倒壊に至った。各壁の負担せん断力に着目すると、最大耐力時には 2P 壁が 1P 壁の 4.5 倍程度せん断力を大きく負担していた。また倒壊時の全体の層せん断力は 0 であるが、2P 壁の負担せん断力は、まだ残っている。これは 1P 壁の負担せん断力が 2P 壁を押し倒す負の方向に作用したからである。

図 6.2-2 より、各壁の負担軸力は 2P 壁が 1P 壁を上回る傾向をとらえているものの、大変形時に実験結果との差異が生じている。また、図 6.2.4 より、加力側の梁の変位が実験結果と異なり、今後の検討課題である。

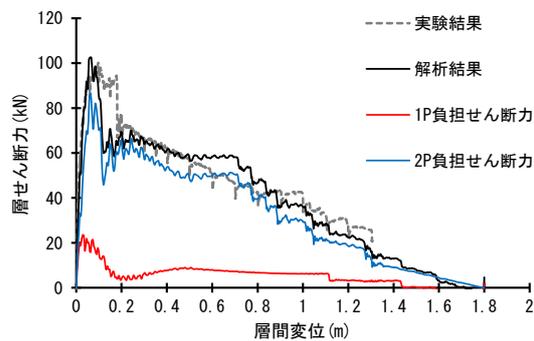


図 6.2-1 A1 層せん断力-層間変位関係

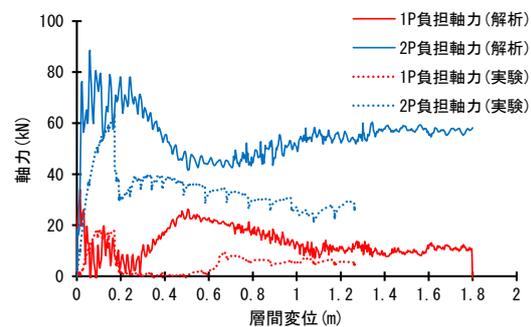


図 6.2-2 A1 軸力-層間変位関係

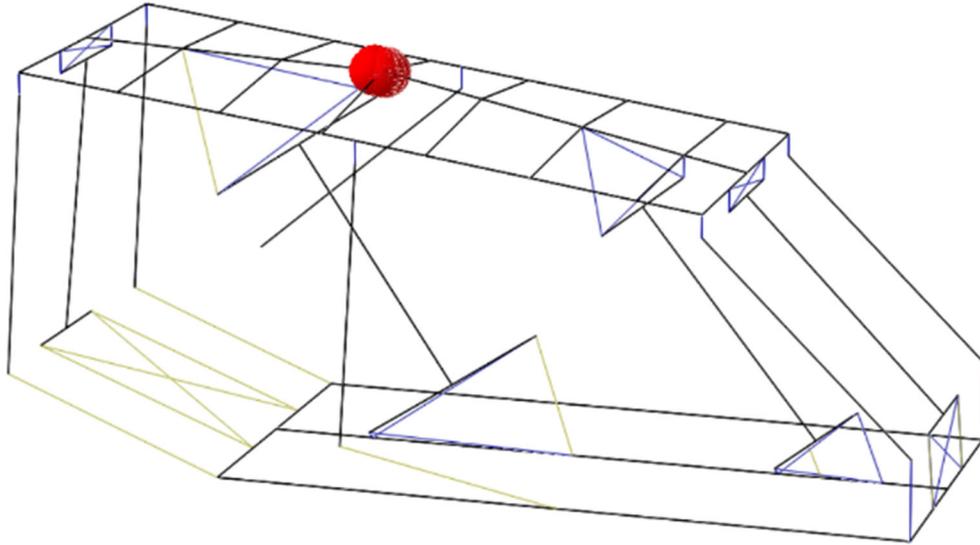


図 6.2-3 倒壊時の変形図

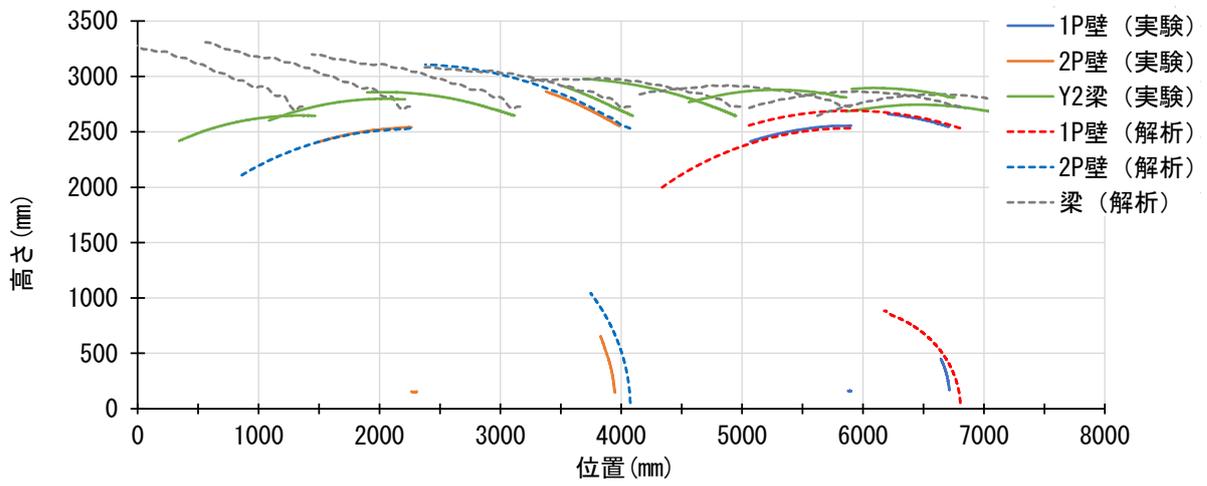


図 6.2-4 A1 壁の軌跡の比較

(2) A2

図 6.2-5 に A2 の層せん断力-層間変位関係を、図 6.2-6 に軸力-層間変位関係を示す。また図 6.2-7 に倒壊時の変形図を、図 6.2-8 に試験体の各部の軌跡と解析結果の比較を示す。

A2 では解析値の最大耐力が実験値に比べ 12.6%ほど小さかった。層間変位 0.1m~0.55m までの範囲で荷重が上昇しているのは、梁の曲げ戻し効果によるもので、以降の荷重低下はせん断金物による引張抵抗力（引張バネ）が消失し始めたからである。なお A1 とは異なり、解析上で壁上部の梁の折損は生じなかった。各壁の負担せん断力に着目すると、最大耐力時には 2P 壁が 1P 壁の 4.0 倍程度せん断力を大きく負担していた。

図 6.2-6 より、各壁の負担軸力は 2P 壁がほとんど負担しており、大変形時の実験の状況と同様の傾向である。一方で図 6.2-8 より、加力側の梁の変位は実験結果と異なっている。

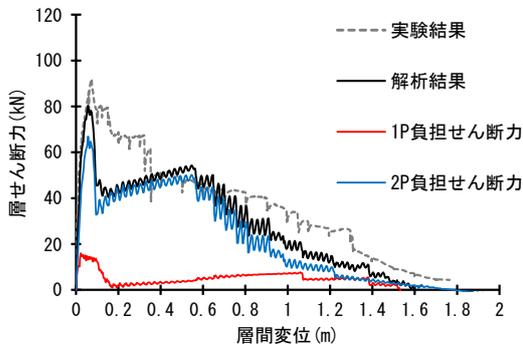


図 6.2-5 A2 層せん断力-層間変位関係

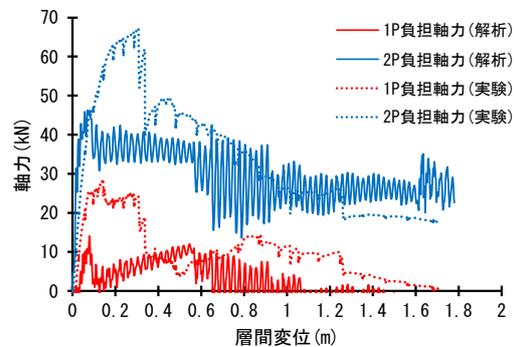


図 6.2-6 A2 軸力-層間変位関係

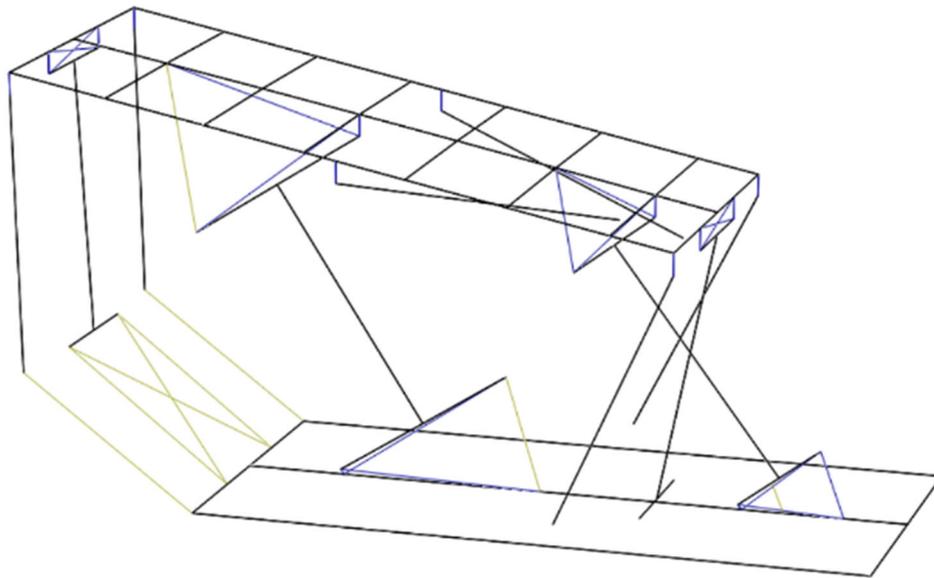


図 6.2-7 倒壊時の変形図

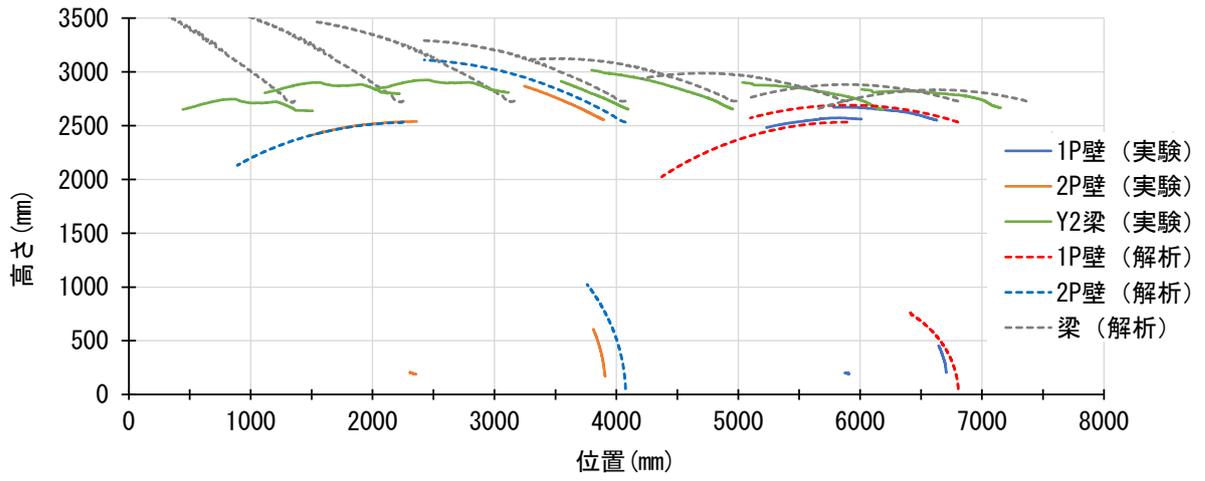


図 6.2-8 A2 壁の軌跡の比較

(3) B1

図 6.2-9 に B1 の層せん断力-層間変位関係を、図 6.2.10 に軸力-層間変位関係を示す。また図 6.2-11 に倒壊時の変形図を、図 6.2-12 に試験体の各部の軌跡と解析結果の比較を示す。

B1 では解析値の最大耐力が実験値と概ね一致した。層間変位 0.2m 付近で継手の回転バネが破壊したが、層間変位 0.7m 付近まで荷重が緩やかに上昇するのは、せん断金物による引張抵抗力が影響したと考えられる。その後、せん断金物による引張抵抗力が消失し始めて、荷重が低下していき倒壊限界変形は 1.47m となった。各壁の負担せん断力に着目すると、最大耐力時には 2P 壁が 1P 壁の 4.0 倍程度せん断力を大きく負担していた。

図 6.2-10 より、各壁の負担軸力は 2P 壁については実験結果と同程度であるが、1P 壁は大変形時に差が見られる。また、図 6.2-12 より、加力側の梁の変位は実験結果と異なっている。

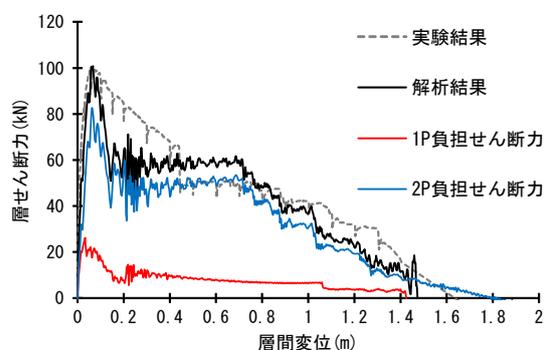


図 6.2-9 B1 層せん断力-層間変位関係

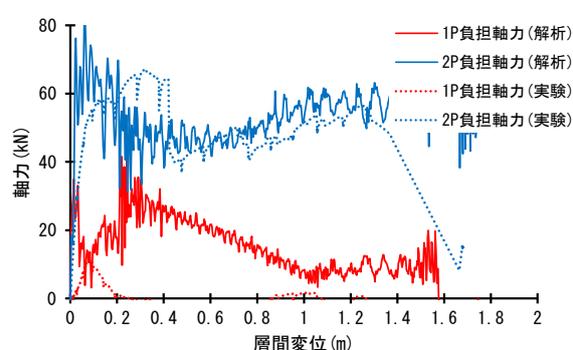


図 6.2-10 B1 軸力-層間変位関係

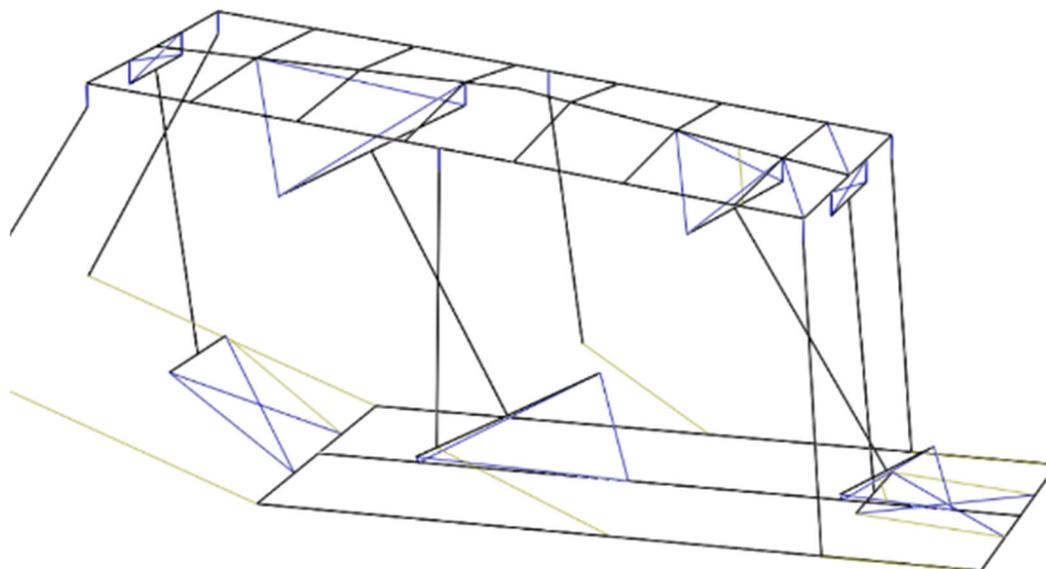


図 6.2-11 倒壊時の変形図

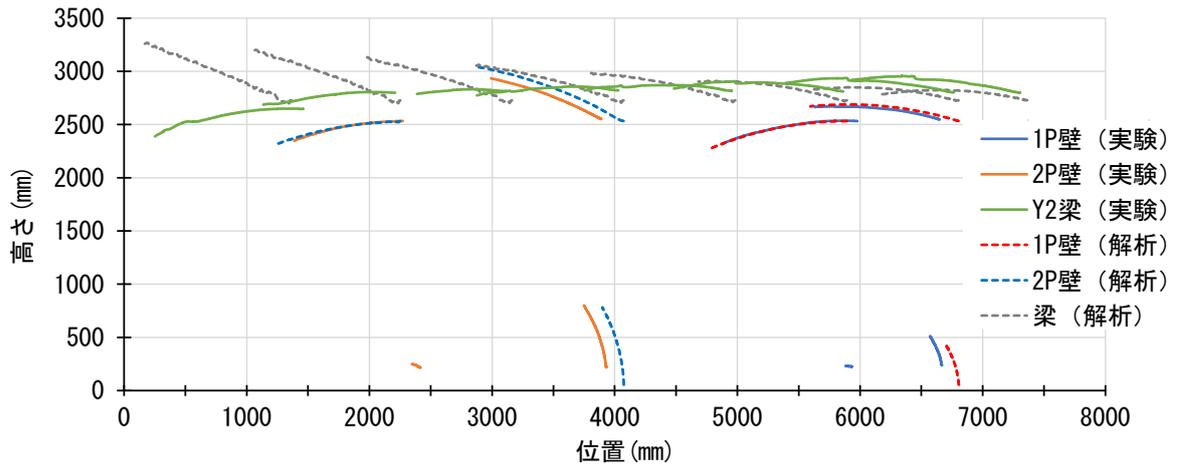


図 6.2-12 B1 壁の軌跡の比較

(4) B2

図 6.2-13 に B2 の層せん断力-層間変位関係を、図 6.2-14 に軸力-層間変位関係を示す。また図 6.2-15 に倒壊時の変形図を、図 6.2-16 に試験体の各部の軌跡と解析結果の比較を示す。

B2 では解析値の最大耐力が実験値に比べ 6.3%ほど小さかった。全体の層せん断力の挙動は B1 と同じであったが、各壁の最大負担せん断力は 2P 壁が 1P 壁の 1.5 倍程度となり、A1、A2、B1 に比べて 1P 壁の負担せん断力の割合が大きくなった。

図 6.2-14 より、各壁の負担軸力は 0.1m 程度までは実験と同様に 1P 壁が大きい。しかし、以降は 1P の負担軸力が減少していき、実験と反対の状況となっている。このため、梁の継手部分の剛性の変化や直交壁のせん断金物による引張抵抗力の影響などを考慮した解析を試みたが、実験結果の傾向をとらえることはできていない。この点については、今後の検討課題である。

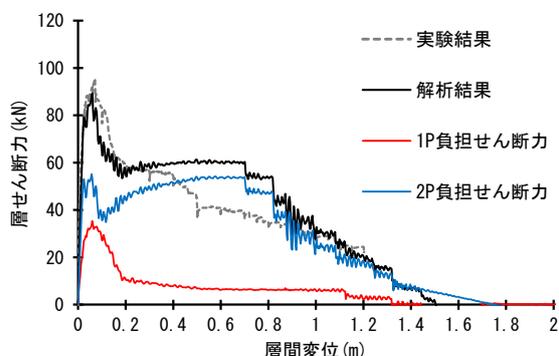


図 6.2-13 B2 層せん断力-層間変位関係

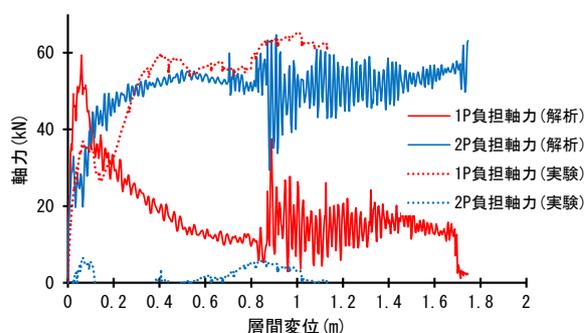


図 6.2-14 B2 軸力-層間変位関係

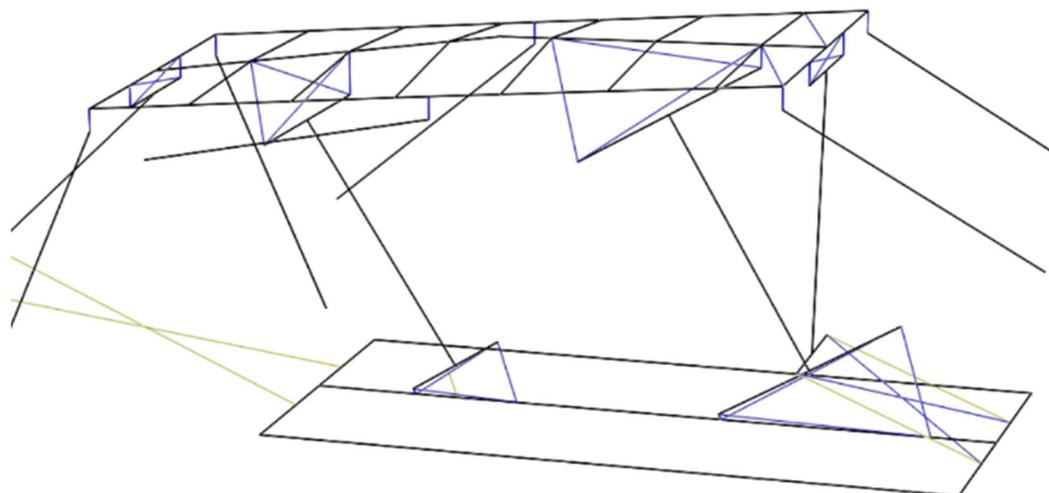


図 6.2-15 倒壊時の変形図

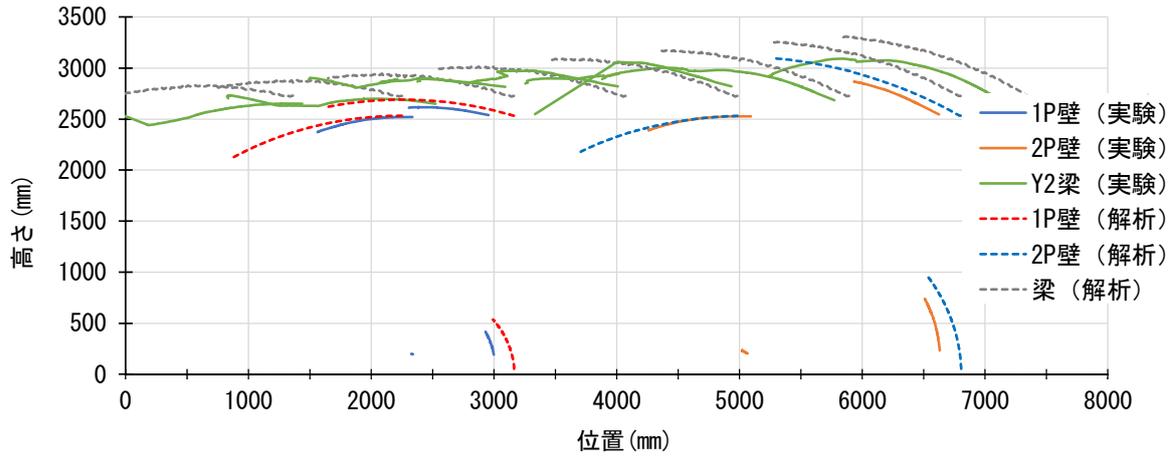


図 6.2-16 B2 壁の軌跡の比較

(5) C

図 6.2-17 に B2 の層せん断力-層間変位関係を、図 6.2-18 に軸力-層間変位関係を示す。また図 6.2-19 に倒壊時の変形図を、図 6.2-20 に試験体の各部の軌跡と解析結果の比較を示す。

C では解析値の最大耐力が実験値に比べ 6.3%ほど大きかった。これは 1P 壁の引張接合に用いた HD-L の引張バネの特性値に仮定した値を用いたために、実際の性能との差があった可能性が考えられる。各壁の負担せん断力は、2P 壁が 1P 壁の 1.5~2.2 倍程度大きく負担し、壁長さに概ね比例していた。また解析上では、倒壊限界変形は 1.41m であった。

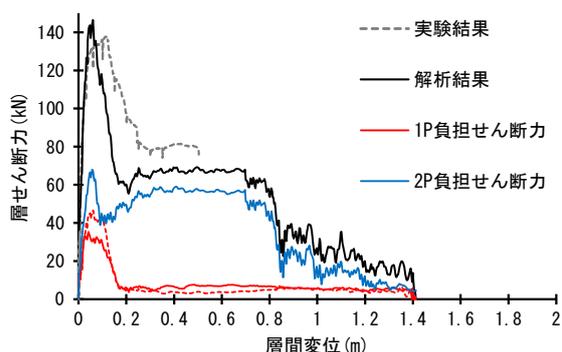


図 6.2-17 C 層せん断力-層間変位関係

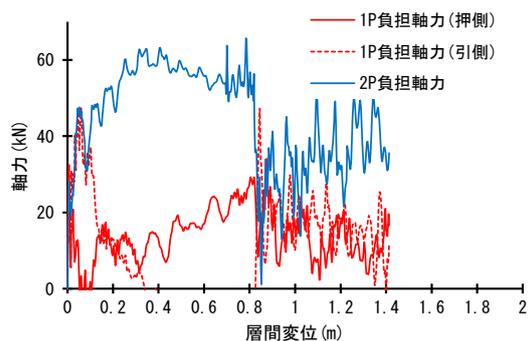


図 6.2-18 C 軸力-層間変位関係

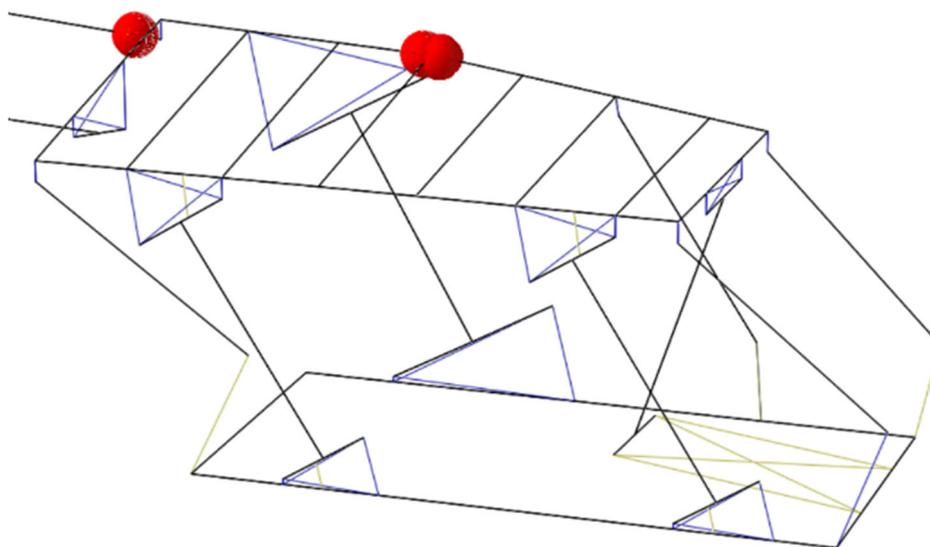
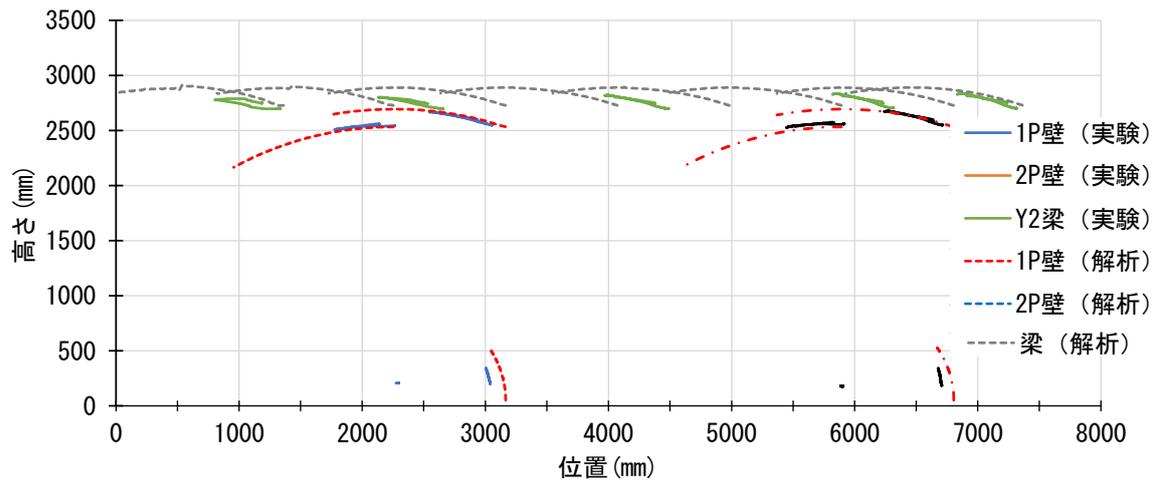
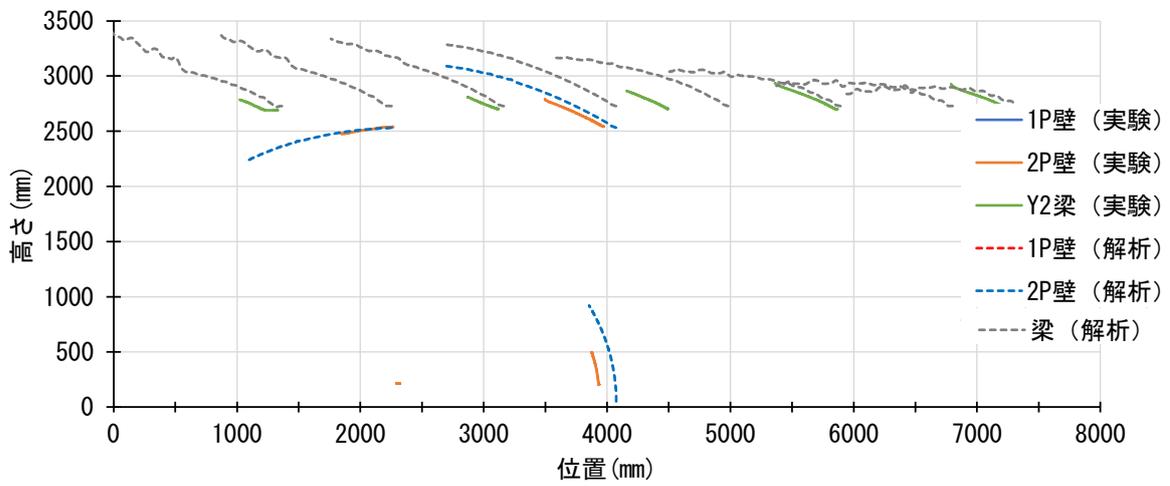


図 6.2-19 倒壊時の変形図



1P 構面



2P 構面

図 6.2-20 C 壁の軌跡の比較

(6) 倒壊限界変形の推測

本解析で得られた倒壊挙動は、5.4.2 で示した倒壊モードで表すと、A1 では梁の折損が生じたためモード2が、A2 では梁の折損が生じなかったためモード1に近い。B1 は継手を模した回転バネが破壊したためモード2、B2 は継手を模した回転バネの破壊と加力方向によりモード2' に近いと考えられる（Cは2構面のため除外）。

ただし、これまでの解析結果で示した倒壊時の変形図からわかるように、本解析の A1、B1、B2 では梁の折損が生じてても CLT 壁と梁間が離間しているため、積載荷重は集中荷重で壁に伝達されている（図 6.2-21）。これを踏まえると積載荷重の伝達の観点からは、A1、B1、B2 はモード1に近いと考えられる。

ここで表 5.4.3-2 に示した計算値と、本解析で得られた解析値を表 6.2-1 に示す。実大試験体解析値はいずれも単体壁の足し合わせの平均から算出した計算値を上回る結果となり、倒壊限界の観点からは計算値は安全側の数値として考えることができる。

表 6.2-1 倒壊限界変形の比較

	モデル			
	A1	A2	B1	B2
計算値	1.37m	1.37m	1.37m	1.37m
実大試験体解析値	1.72m	1.60m	1.47m	1.50m

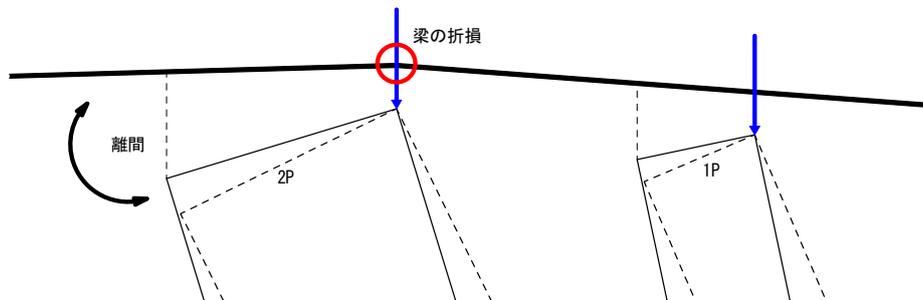


図 6.2-21 荷重の伝達

6.3 まとめ

表 6.3-1 に解析と実験から得られた最大耐力を示す。A2 で 12.6%の差が見られるが、概ね実験値と近い値となっており、全体の傾向をとらえている。ただし、最大耐力以降の荷重低下の挙動や加力側における梁の変位軌跡、各壁の負担軸力など解析が実験結果と異なる部分があるため、各パラメータの詳細な検討による解析モデルの精度向上が課題である。

解析上の倒壊限界変形は表 6.3-1 に示すような値となった。これについても 4 章で実験の荷重変位曲線から推定された倒壊限界変形との整合性も含め、今後の検討を要する。

表 6.3-1 解析結果と実験結果の比較

		A1	A2	B1	B2	C
最大耐力 (kN)	解析値	102.5	80.3	100.7	89.3	146.4
	実験値	100.3	91.9	100.9	95.3	137.7
倒壊限界変形 (m)	解析値	1.72	1.60	1.47	1.50	1.41

【参考文献】

- 1) 景山誠、村上雅英、小松幸平：曲げモーメントとせん断力の複合応力を受ける木質ラーメン接合部の構造性能評価法に関する研究、日本建築学会構造系論文集，第 647 号，pp.165~173，2010.1
- 2) 小林良洋、蒲池健、稲山正弘：追掛継の曲げ性能 一方向鉛直荷重による弾性域の回転剛性評価式の提案、日本建築学会構造系論文集，第 669 号，pp.1943~1950，2011.11

第7章 モデルプランによるパラメータ・スタディ

7.1 目的

本章では木造住宅の現実的なプランの解析モデルに対して、荷重増分解析や時刻歴応答解析数値解析によるパラメータ・スタディを行うことにより、実際のプランにおける倒壊挙動を把握し、本事業で検討した住宅用金物を用いたCLTパネル工法の耐震設計法の実現可能性等を検討することを目的とする。

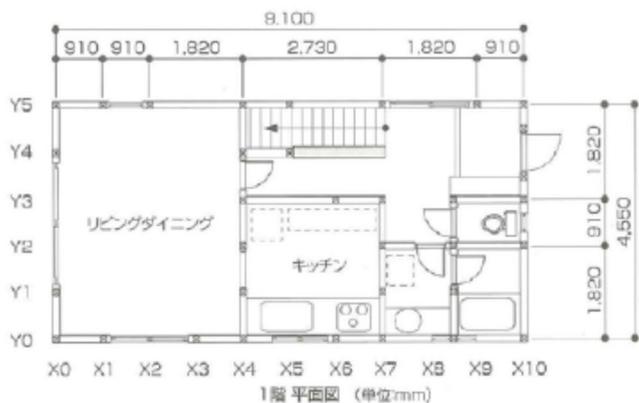
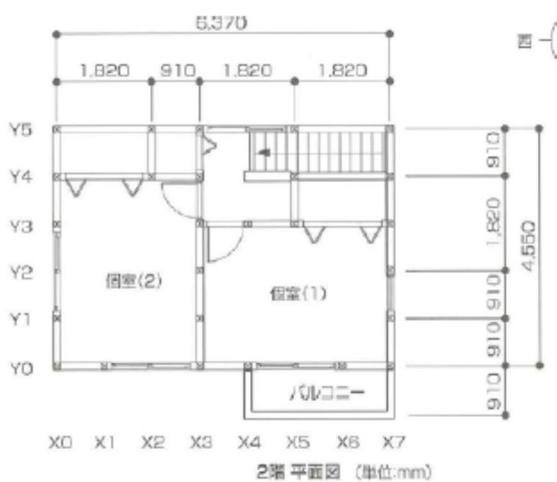
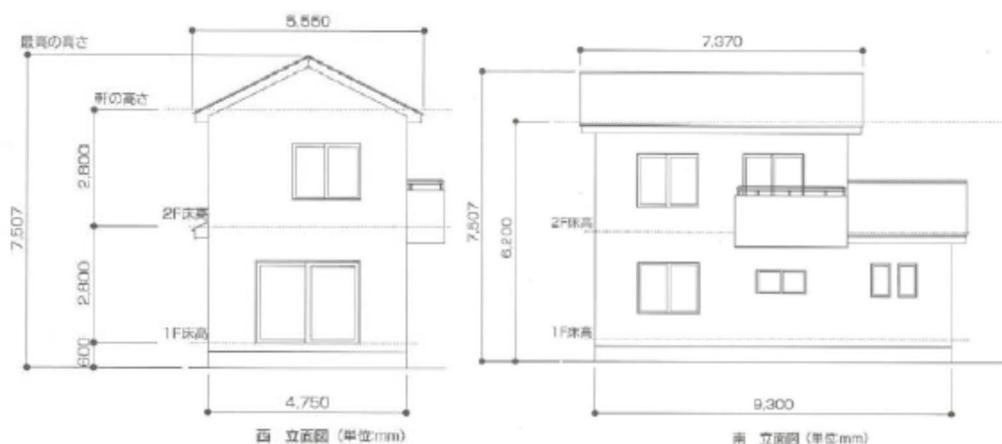
具体的には2階建て程度の一般的な在来軸組構法のプランを5ケース選定し、耐力壁をCLT壁パネルに置き換えて検討を行うこととした。現在、木造住宅の仕様規定で用いられている必要壁量と同じ長さになるように、角層各方向の耐力壁の壁倍率を設定し、その倍率に応じたN値計算に対応する金物を設定した。その解析モデルについて、各方向の荷重増分解析と、規模の大きい地震動3波を入力地振動とした時刻歴応答解析を実施し、短期地震時の検定比、終局挙動、倒壊可能性の確認を行った。また2層の金物の耐力を増大させたケースについても検討を行った。

7.2 モデルプランの概要

検討に用いたモデルプランの概要を表 7.2-1 に示す。プラン A1、A2 は建築士向けのテキスト¹⁾にあったサンプルのプランである。テキストに記載のあったプランの概要を図 7.2-1 に示した。

表 7.2-1 モデルプランの概要

モデル	層	方向	床面積 (m ²)	必要壁量 (cm)	存在壁長 (cm)	要求壁倍率 (倍)	重量 地震力	重量 長期
A1	1	X	42.39	2247	910	2.47	139.12	188.8
		Y			728	3.09		
	2	X	28.99	899	364	2.47	92.87	92.87
		Y			364	2.47		
A2	1	X	42.39	2247	910	2.47	139.12	188.8
		Y			728	3.09		
	2	X	28.99	899	364	2.47	92.87	92.87
		Y			364	2.47		
B	1	X	52.17	2765	1001	2.76	150.48	213.09
		Y			819	3.38		
	2	X	52.17	1617	1001	1.62	128.89	128.89
		Y			819	1.97		
C	1	X	55.81	2958	819	3.61	188.14	255.11
		Y			773.5	3.82		
	2	X	48.86	1515	546	2.77	134.96	134.96
		Y			682.5	2.22		
D	1	X	39.75	2107	546	3.86	129.54	177.24
		Y			546	3.86		
	2	X	34.78	1078	455	2.37	100.96	100.96
		Y			364	2.96		



■計画

建築構造	木造軸組構法2階建て
基本モジュール	910mm

■建築規模

床面積	1階	41.41	m ²
	2階	28.99	m ²
延面積		70.40	m ²

■建物仕上げ

屋根	瓦葺き
----	-----

■令46条関係

屋根区分	重い屋根
風圧力に関する指定	無し
地震に関する指定	無し



図 7.2-1 プラン A の参考図書にある図面

7.3 耐震設計の概要

7.3.1 設計の流れ

モデルプランの在来軸組構法の耐力壁を CLT 壁パネルに置き換えるにあたり、以下の方針に沿って耐震設計（壁量計算・N 値計算の仕様規定案）を行った。

- ①モデルプランの床面積から ZEH 水準等の建築物相当の必要壁量（表 7.3.1-1）を算出
- ②必要壁量をモデルプランの各層各方向の存在壁量で除して、必要壁倍率を算出
- ③必要壁倍率から N 値計算により接合部の必要耐力を計算
- ④必要耐力に応力中心間距離の補正係数（=1.26）を乗じる
- ⑤計算した必要耐力 P_y から接合部の引張金物の骨格曲線を図 7.3.1-1 の通り設定。

ただし、 $K = 0.327 P_y$ (kN/mm) とする。

- ⑥梁せいは表 7.3.1-2 により設定

※モデル A2 は上記から引き抜き力、壁量を見直した仕様規定案（R4 基整促ルート 2）を採用

※荷重増分解析の際の解析モデル重量は長期荷重時（ A_i 分布算定は地震力算定用重量）、時刻歴応答解析の際は地震力算定時の重量とする。

表 7.3.1-1 ZEH 水準等の建築物における必要な壁量に関する基準（案）²⁾

	階の床面積に乗ずる数値 (単位 一平方メートルにつきセンチメートル)					
	階数が一の建築物	階数が二の建築物の一階	階数が二の建築物の二階	階数が三の建築物の一階	階数が三の建築物の二階	階数が三の建築物の三階
第四十三条第一項の表の(一)又は(三)に掲げる建築物	15	33	21	50	39	24
第四十三条第一項の表の(二)に掲げる建築物	11	29	15	46	34	18
ZEH 水準等の建築物(案)	25	53	31	81	62	36

この表における階数の算定については、地階の部分の階数は、算入しないものとする。

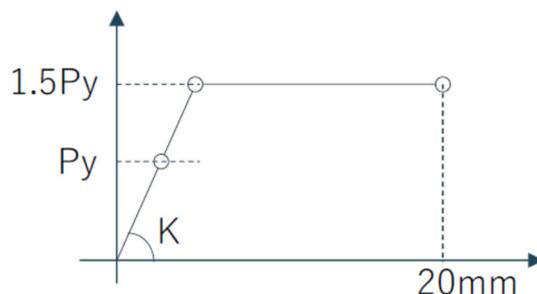


図 7.3.1-1 解析モデルに用いた接合部の骨格曲線

表 7.3.1-2 保証設計により終局時に必要とされる梁せい

終局時の必要梁せい一覧※2

壁幅	0.91m		1.365m		1.82m	
部位	2FL 梁	RFL 梁	2FL 梁	RFL 梁	2FL 梁	RFL 梁
壁倍率	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1 倍	180	150	150※1	150	150※1	150
2 倍	330	180	240※1	240	240※1	240
3 倍	420	240	270※1	270	300※1	300
4 倍	510	270	330※1	330	360※1	360
5 倍	570	300	360※1	360	420※1	420
6 倍	630	330	390※1	390	450※1	450
7 倍	690	360	420※1	420	480※1	480

※2 梁の強度等級はE95-F270、梁幅90mmを想定

7.3.2 モデル A1 の計算結果

①モデルの概要

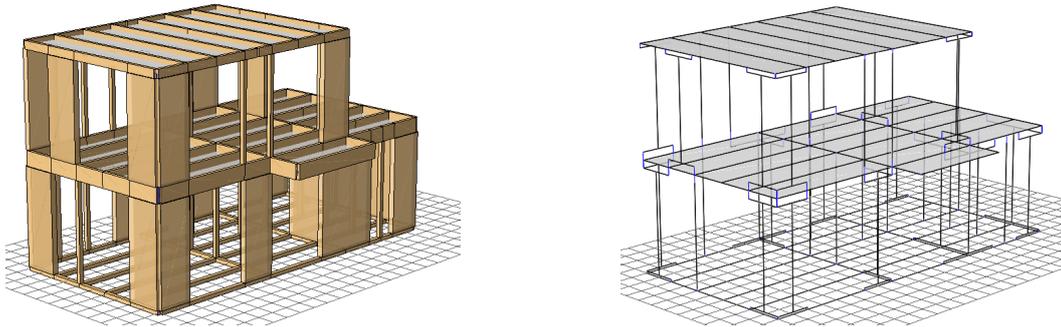
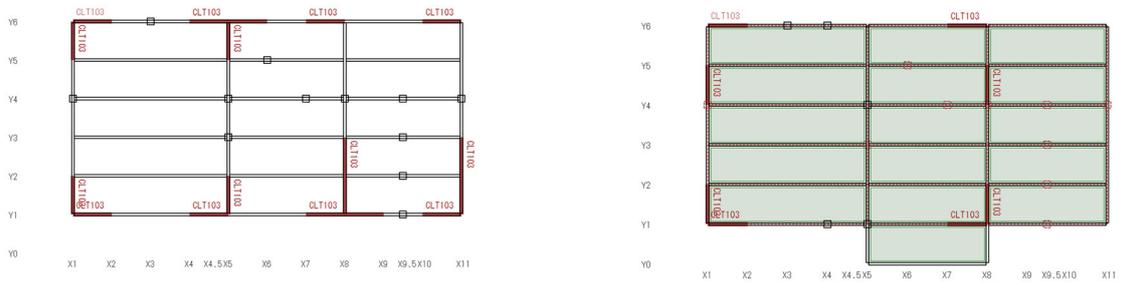


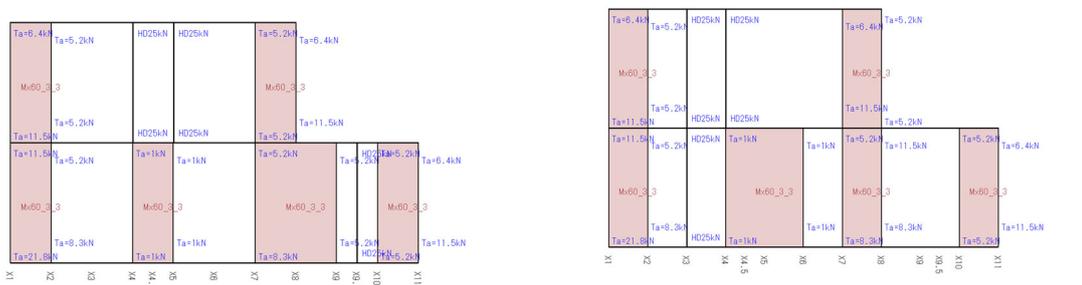
図 7.3.2-1 外観パース



(a) 1F 土台・壁配置

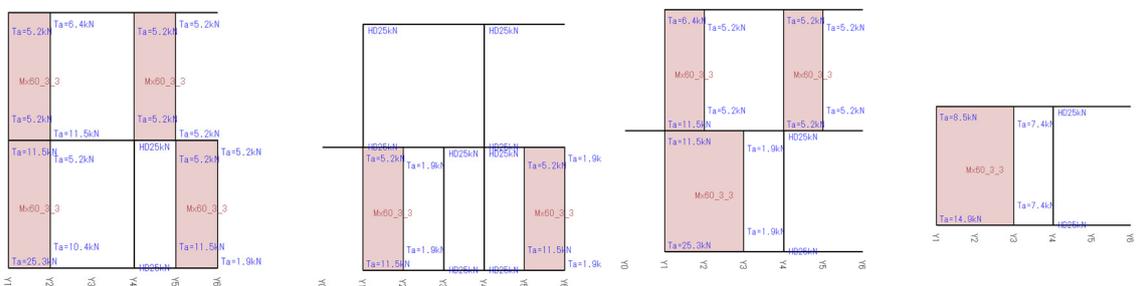
(b) 2F 横架材・壁配置

図 7.3.2-2 平面図



(a) Y1 通り

(b) Y6 通り



(c) X1 通り

(d) X5 通り

(e) X8 通り

(f) X11 通り

図 7.3.2-3 各通りの壁配置・接合部仕様

②解析結果（短期荷重時）

モデル A1 では X 方向、Y 方向ともに短期荷重時の接合部引張力は短期許容耐力以下となった。

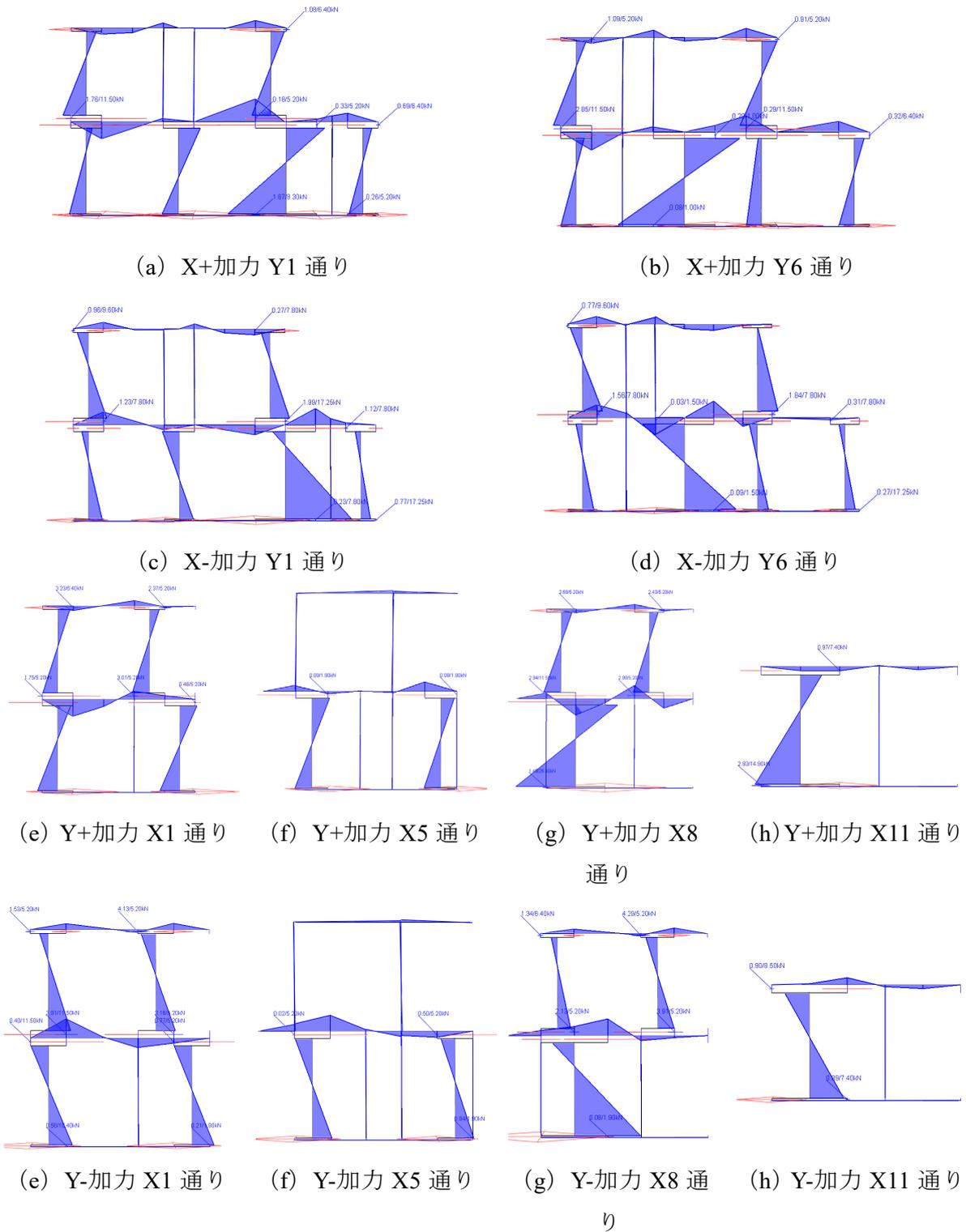


図 7.3.2-4 短期荷重時 接合部引き抜き力（分母は短期許容耐力）

③保有水平耐力計算結果

各層各方向の荷重変形関係を図 7.3.2-5 に示した。X 方向、Y 方向ともに 2 層の引張ばねが破壊し、2 層が崩壊する結果となった。X 方向、Y 方向ともに 2 層は負勾配に移行しても 600mm 程度まで復元力を有する。Ds=0.3 と仮定して保有水平耐力計算において検定比 1.0 未満となった。

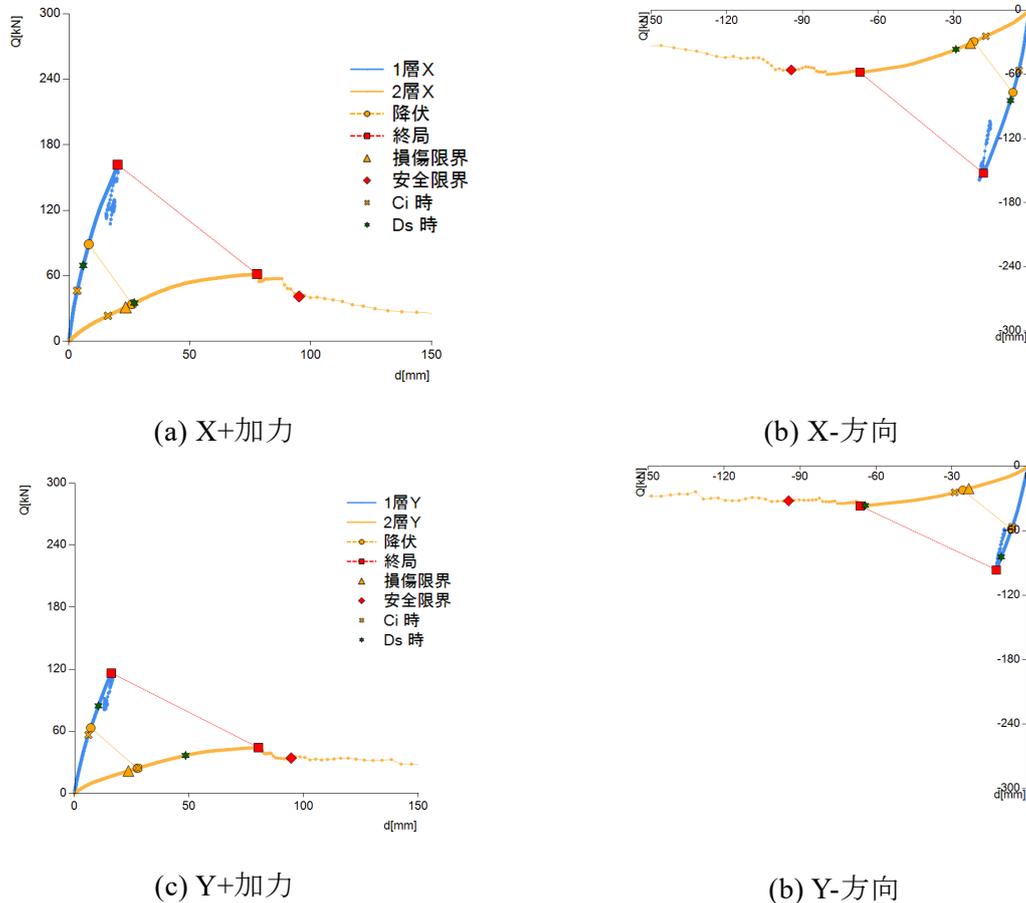
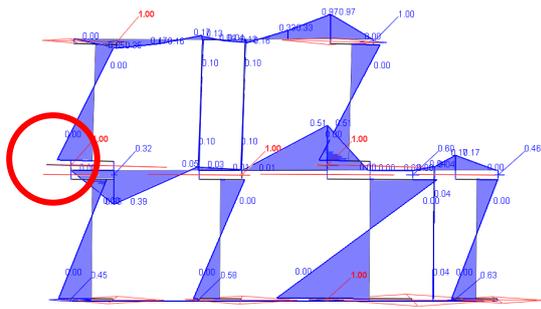


図 7.3.2-5 荷重変形関係

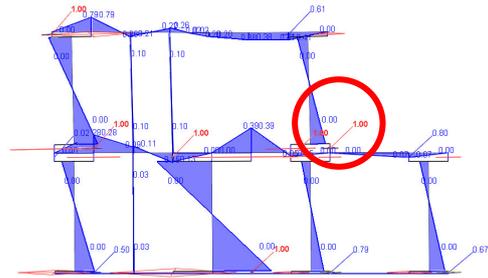
※グラフ中の損傷限界は 1/120rad、安全限界は 1/30rad の点、Ds=0.3 と仮定

表 7.3.2-1 保有水平耐力結果

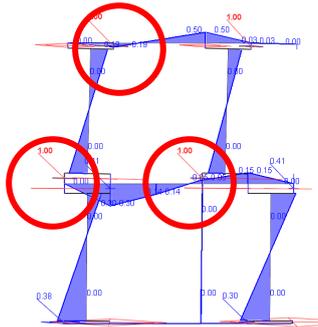
方向	層	Wi (kN)	ΣWi (kN)	Ai	Ds	Qun (kN)	Qu (kN)	検定比
X+方向	1	139.1	232.0	1.00	0.3	69.6	162.3	0.43
	2	92.9	92.9	1.26	0.3	35.2	61.7	0.57
X-方向	1	139.1	232.0	1.00	0.3	69.6	158.9	0.44
	2	92.9	92.9	1.26	0.3	35.2	60.2	0.58
Y+方向	1	139.1	232.0	1.00	0.3	69.6	116.5	0.60
	2	92.9	92.9	1.26	0.3	35.2	44.4	0.79
Y-方向	1	139.1	232.0	1.00	0.3	69.6	98.0	0.71
	2	92.9	92.9	1.26	0.3	35.2	37.0	0.95



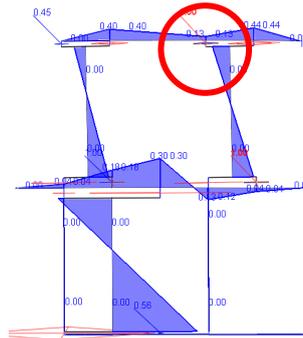
(a) X+加力 Y1 通り



(b) X-加力 Y6 通り

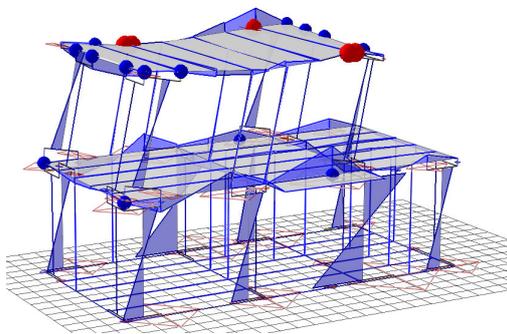


(c) Y+加力 X1 通り

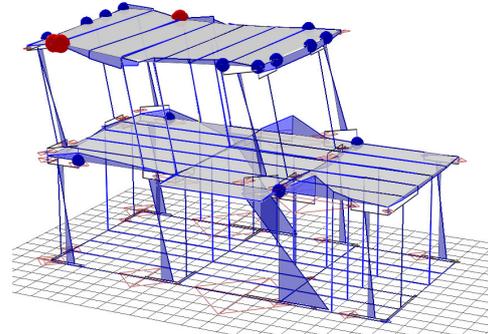


(d) Y-加力 X8 通り

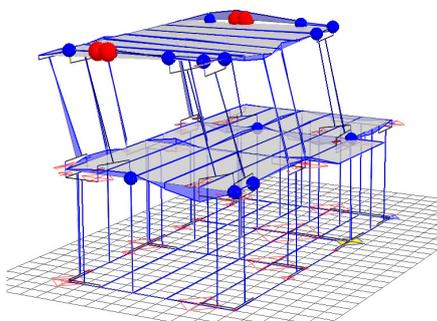
図 7.3.2-6 終局時接合部・梁検定比



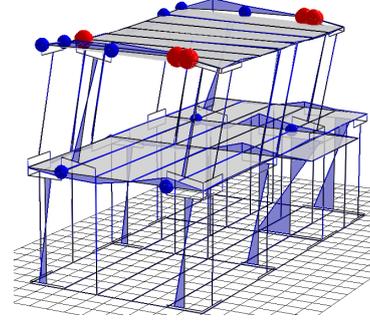
(a) X+加力



(a) X-加力



(c) Y+加力



(d) Y-加力

図 7.3.2-7 最大変形時の変形状態 (表示倍率 1.0)

※グラフ中の赤丸は破壊した梁、青丸は破断した接合部

④限界耐力計算結果

稀地震・極稀地震を要求スペクトル（第二種地盤 簡易Gs）をとした限界耐力計算では、Y-方向が安全限界を超える結果となったが、その他は稀地震、極稀地震ともに限界変形角以下の応答となった。

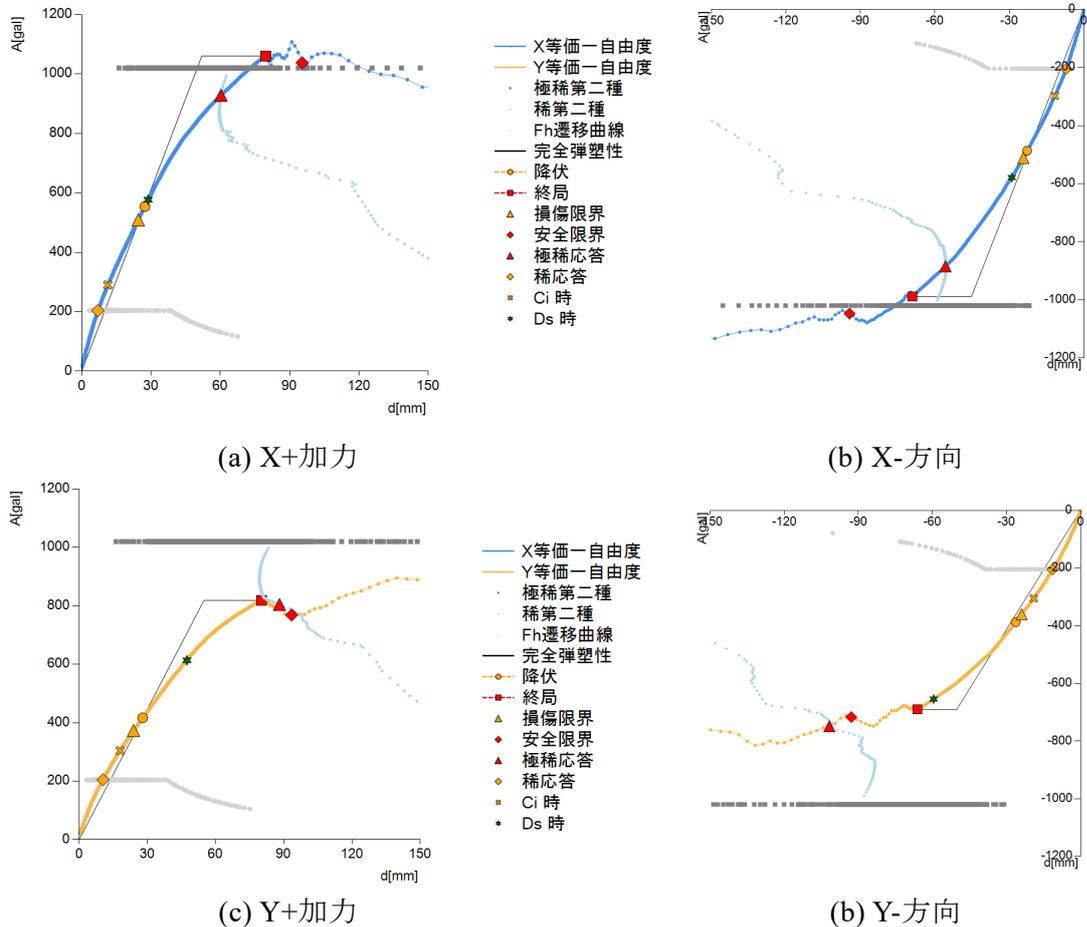


図 7.3.2-8 等価一自由度縮約の A- δ 関係と要求スペクトルの交点

※グラフ中の損傷限界は 1/120rad、安全限界は 1/30rad の点、Ds=0.3 と仮定

表 7.3.2-2 限界耐力計算による応答

方向	層	稀地震		極稀地震	
		変形 mm	変形角	変形 mm	変形角
X+方向	1	2	1/1384.8	18	1/157.6
	2	7	1/418.0	58	1/48.7
X-方向	1	-2	1/-1338.4	-16	1/-176.2
	2	-7	1/-409.1	-54	1/-52.3
Y+方向	1	3	1/973.6	16	1/176.8
	2	10	1/276.5	89	1/31.6
Y-方向	1	3	1/-901.4	-12	1/-230.8
	2	11	1/-256.6	-104	1/-27.0

⑤時刻歴応答解析結果

極稀地震（第二種地盤）相当の地震動で X、Y 方向とも 2 層で 1/10rad を超える応答となった。JMA 神戸、JR 鷹取元波では 2 層から倒壊した。

表 7.3.2-3 時刻歴応答解析結果

地震動	層	層間変形 (mm)		変形角 (rad)	
		X方向	Y方向	X方向	Y方向
極稀2種地盤	1	11	12	1/254	1/233
	2	291	307	1/9	1/9
JMA神戸 3成分入力	1	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊
	2	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊
JR鷹取 3成分入力	1	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊
	2	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊

7.3.3 モデル A2 の計算結果

①モデルの概要

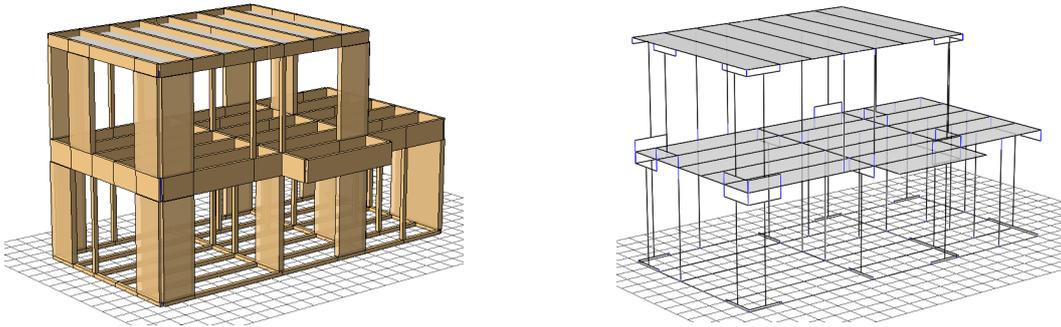
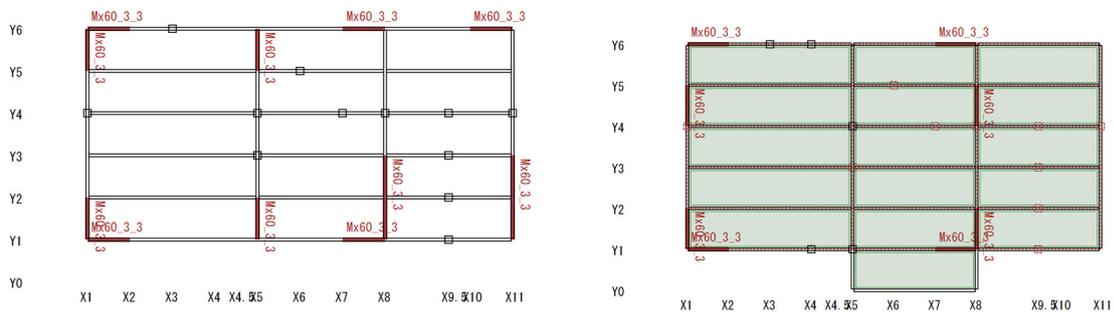


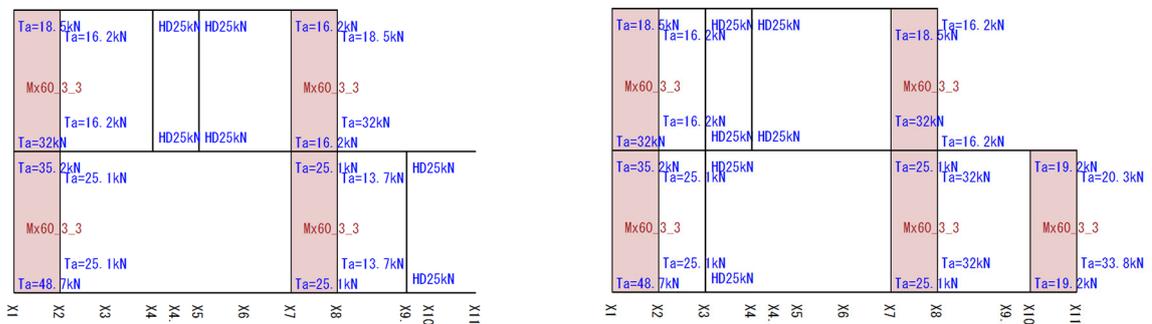
図 7.3.3-1 外観パース



(a) 1F 土台・壁配置

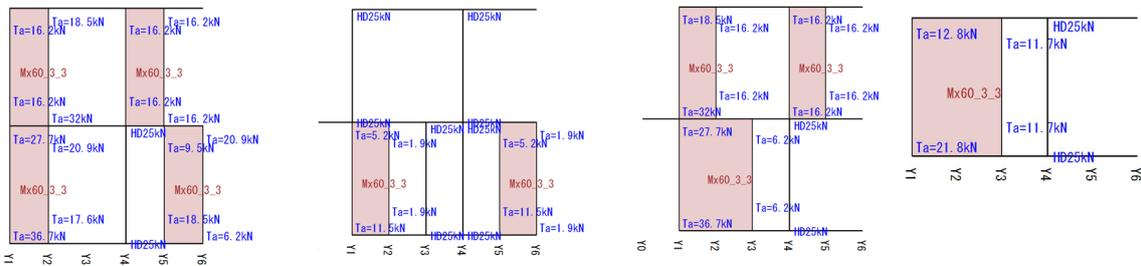
(b) 2F 横架材・壁配置

図 7.3.3-2 平面図



(a) Y1 通り

(b) Y6 通り



(c) X1 通り

(d) X5 通り

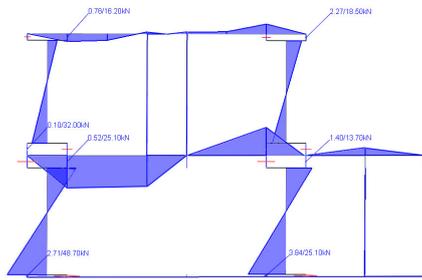
(e) X8 通り

(f) X11 通り

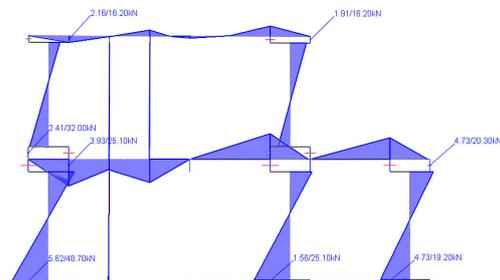
図 7.3.3-3 各通りの壁配置・接合部仕様

②解析結果（短期荷重時）

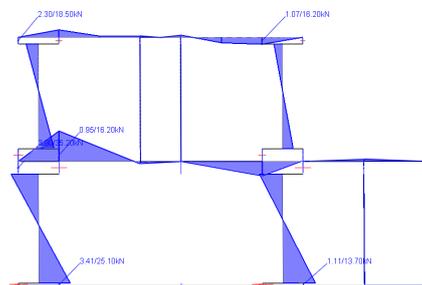
モデル A2 では X 方向、Y 方向ともに短期荷重時の接合部引張力は短期許容耐力以下となった。



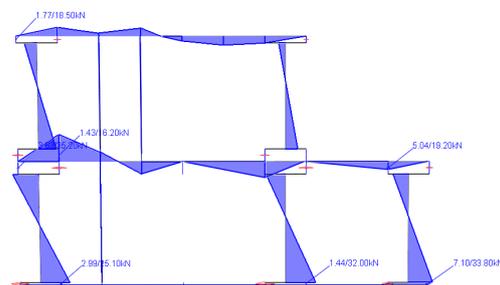
(a) X+加力 Y1 通り



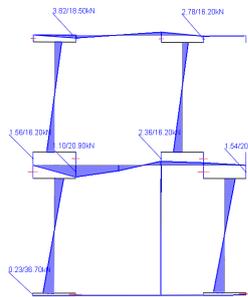
(b) X+加力 Y6 通り



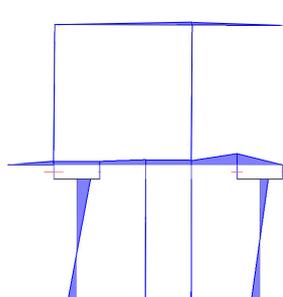
(c) X-加力 Y1 通り



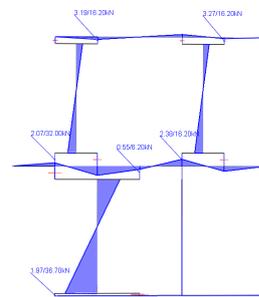
(d) X-加力 Y6 通り



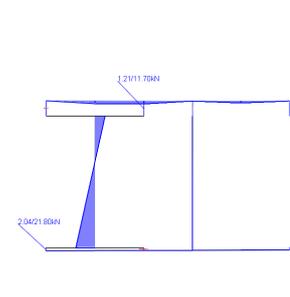
(e) Y+加力 X1 通り



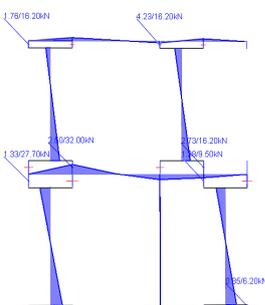
(f) Y+加力 X5 通り



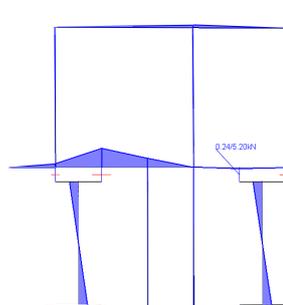
(g) Y+加力 X8 通り



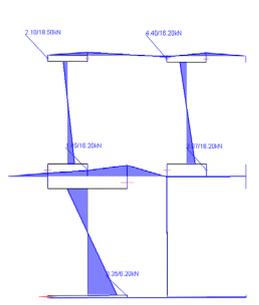
(h) Y+加力 X11 通り



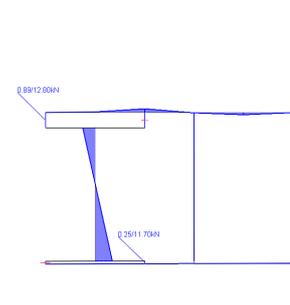
(e) Y-加力 X1 通り



(f) Y-加力 X5 通り



(g) Y-加力 X8 通り



(h) Y-加力 X11 通り

図 7.3.3-4 短期荷重時 接合部引抜力（分母は短期許容耐力）

③保有水平耐力計算結果

各層各方向の荷重変形関係を図 7.3.3-5 に示した。X 方向は 1 層の引張ばねが破壊し、Y 方向は 2 層が崩壊する結果となった。X 方向、Y 方向ともに 2 層は負勾配に移行しても 600mm 程度まで復元力を有する。Ds=0.55 と仮定して、保有水平耐力計算において検定比 1.0 未満となった。

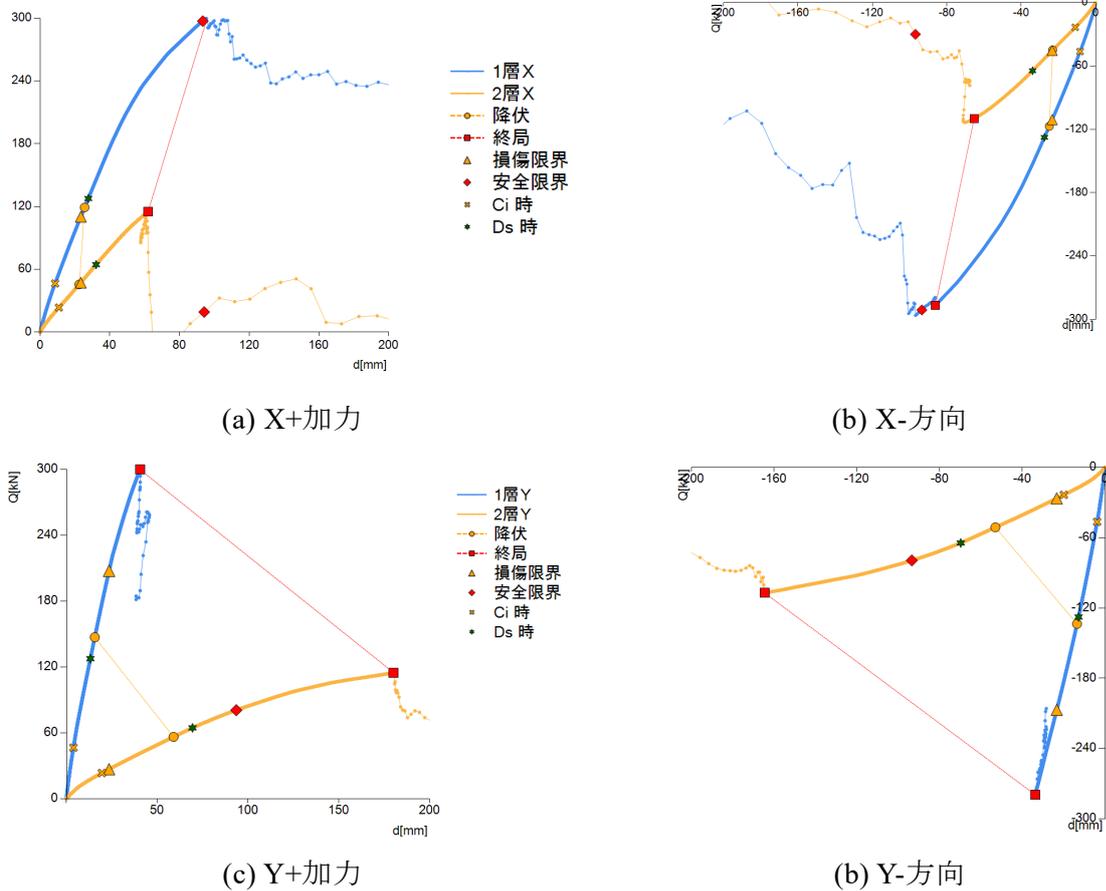
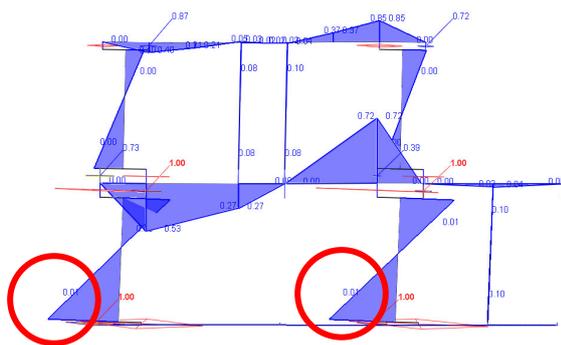


図 7.3.3-5 荷重変形関係

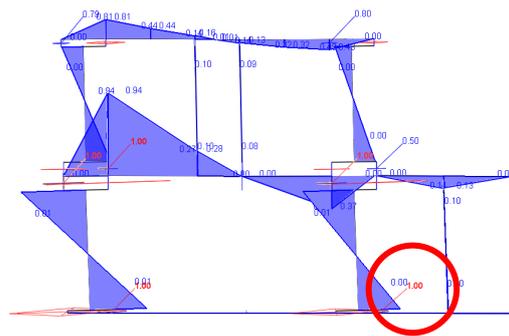
※グラフ中の損傷限界は $1/120\text{rad}$ 、安全限界は $1/30\text{rad}$ の点、Ds=0.55 と仮定

表 7.3.3-1 保有水平耐力結果

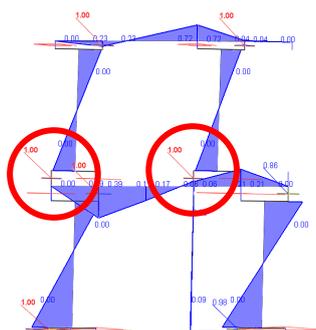
方向	層	Wi (kN)	ΣWi (kN)	Ai	Ds	Qun (kN)	Qu (kN)	検定比
X+方向	1	139.1	232.0	1.00	0.55	92.8	300.8	0.31
	2	92.9	92.9	1.26	0.55	46.9	115.5	0.41
X-方向	1	139.1	232.0	1.00	0.55	127.6	296.3	0.43
	2	92.9	92.9	1.26	0.55	64.5	113.7	0.57
Y+方向	1	139.1	232.0	1.00	0.55	127.6	299.9	0.43
	2	92.9	92.9	1.26	0.55	64.5	114.8	0.56
Y-方向	1	139.1	232.0	1.00	0.55	127.6	279.8	0.46
	2	92.9	92.9	1.26	0.55	64.5	107.3	0.60



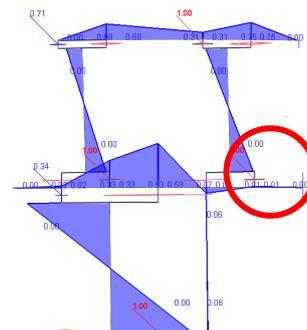
(a) X+加力 Y1 通り



(b) X+加力 Y6 通り

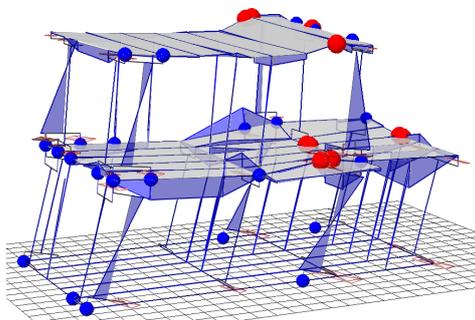


(c) Y+加力 Y1 通り

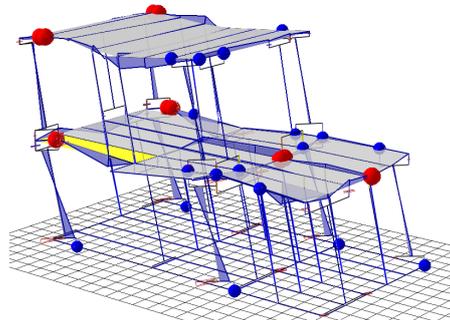


(d) Y+加力 X8 通り

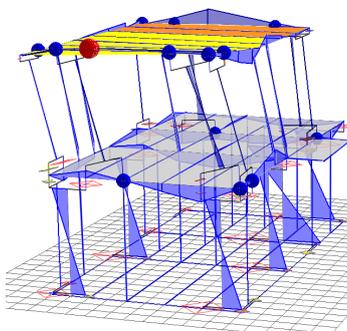
図 7.3.3-6 終局時接合部・梁検定比



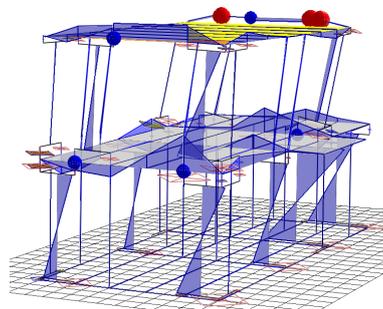
(a) X+加力



(a) X-加力



(c) Y+加力



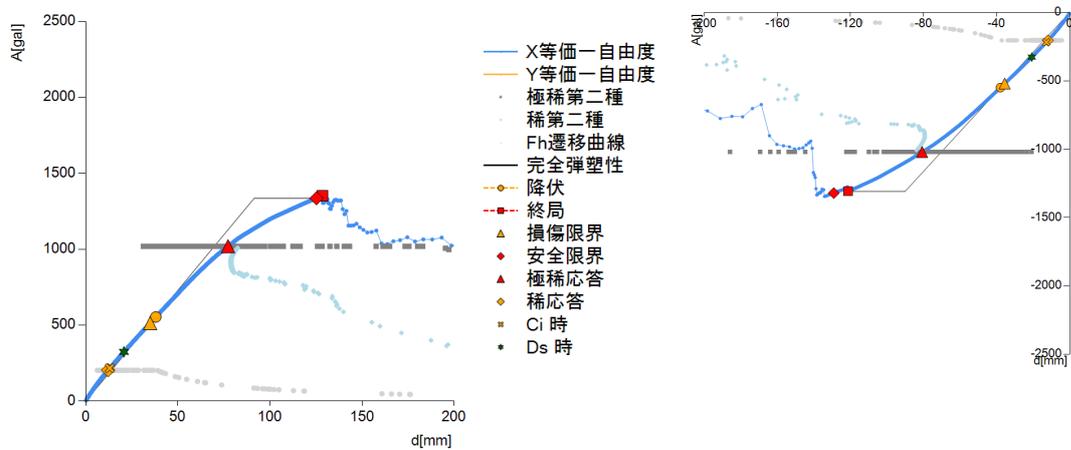
(d) Y-加力

図 7.3.3-7 最大変形時の変形状態 (表示倍率 1.0)

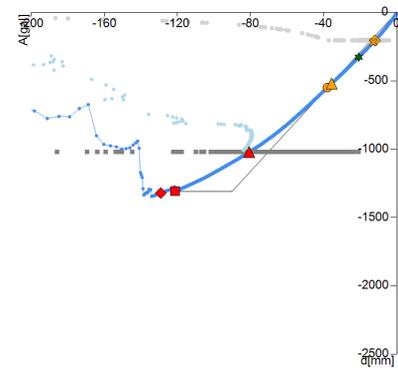
※グラフ中の赤丸は破壊した梁、青丸は破断した接合部

④限界耐力計算結果

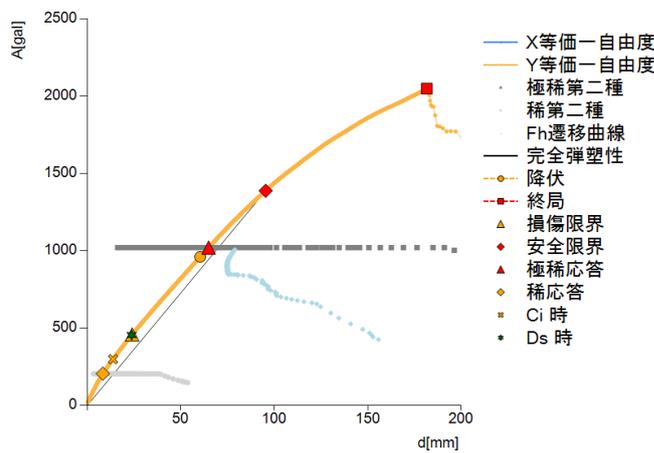
稀地震・極稀地震を要求スペクトル（第二種地盤 簡易Gs）をとした限界耐力計算では、どの方向も、稀地震、極稀地震ともに限界変形角以下の応答となった。



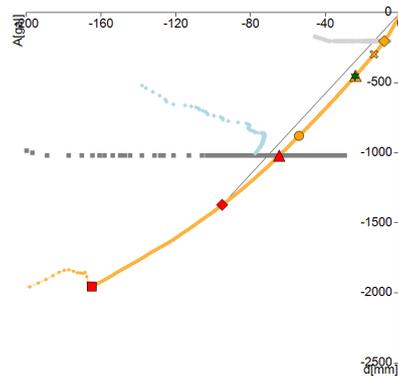
(a) X+加力



(b) X-方向



(c) Y+加力



(b) Y-方向

図 7.3.3-8 等価一自由度縮約の A- δ 関係と要求スペクトルの交点

※グラフ中の損傷限界は 1/120rad、安全限界は 1/30rad の点、Ds=0.3 と仮定

表 7.3.3-2 限界耐力計算による応答

方向	層	稀地震		極稀地震	
		変形 mm	変形角	変形 mm	変形角
X+方向	1	8	1/351.6	54	1/52.0
	2	7	1/379.8	43	1/65.1
X-方向	1	-8	1/-360.9	-55	1/-50.5
	2	-7	1/-383.5	-46	1/-60.7
Y+方向	1	2	1/1173.0	17	1/168.2
	2	8	1/352.0	63	1/44.3
Y-方向	1	3	1/-1106.7	-16	1/-171.8
	2	8	1/-340.8	-63	1/-44.2

⑤時刻歴応答解析結果

極稀地震（第二種地盤）相当の地震動で X 方向が 1/20rad を超えているが、重心位置が 4 炭に比べて応答が大きくなっている傾向があった。JMA 神戸、JR 鷹取の入力では、X 方向の 2 層目で 1/20rad を超える応答があったが、倒壊には至らなかった。

表 7.3.3-3 時刻歴応答解析結果

地震動	層	層間変形		変形角	
		X方向	Y方向	X方向	Y方向
極稀 第二種地盤	1	35	17	1/80	1/164
	2	149	24	1/18	1/116
JMA神戸 3成分入力	1	55.0	14.0	1/50	1/200
	2	191.0	83.0	1/14	1/33
JR鷹取 3成分入力	1	50.0	4.0	1/56	1/700
	2	167.0	9.0	1/16	1/311

7.3.4 モデル B の計算結果

①モデルの概要

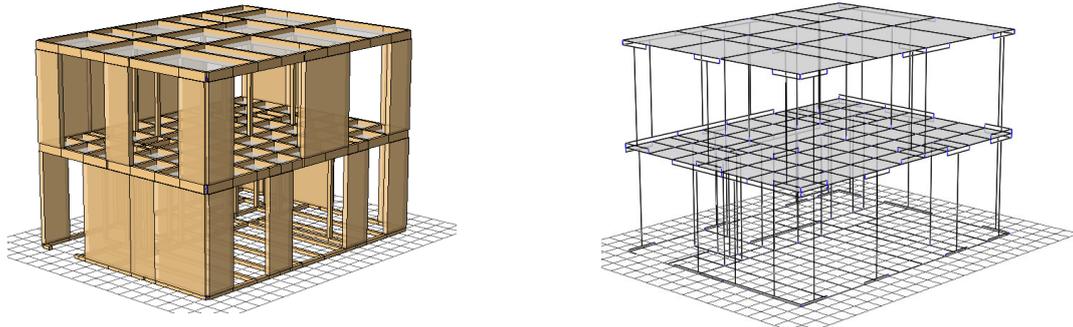
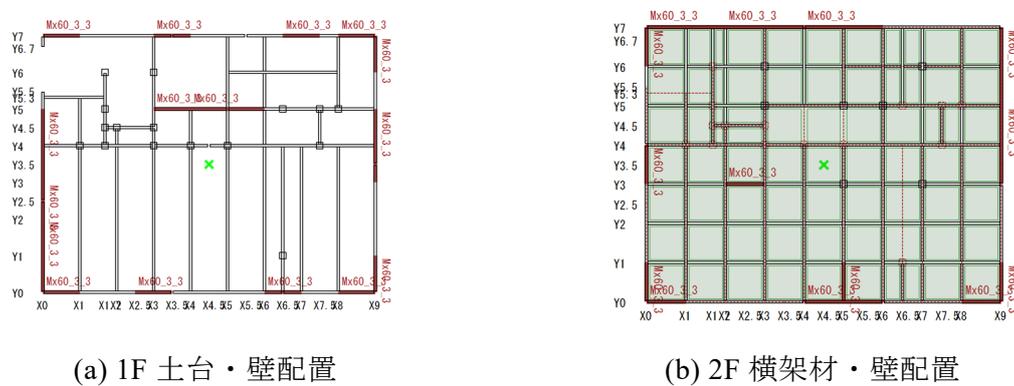


図 7.3.4-1 外観パース



(a) 1F 土台・壁配置

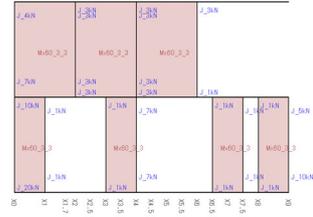
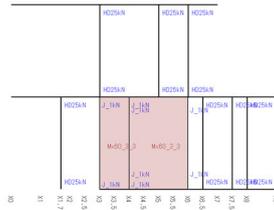
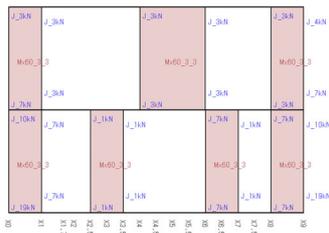
(b) 2F 横架材・壁配置

図 7.3.4-2 平面図

②壁量計算・N 値計算

表 7.3.4-1 壁量検討結果

モデル	層	方向	床面積 (m ²)	必要壁量 (cm)	存在壁長 (cm)	要求壁倍率 (倍)	重量 地震力	重量 長期
B	1	X	52.17	2765	1638	1.69	150.48	213.09
		Y			1274	2.17		
	2	X	52.17	1617	1501.5	1.08	128.89	128.89
		Y			1228.5	1.32		



標番号	接合部番号	A1	B1	A2	B2	L	Dj	必要寸法	必要耐力 [kN]
1	A	1.62	0.80			0.40	1.26	1.23	6.8
	B	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
	C	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
	D	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
2	A	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
	B	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
	C	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
	D	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
3	A	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
	B	1.62	0.80			0.40	1.26	1.23	6.8
	C	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
	D	1.62	0.50			0.40	1.26	0.62	3.4
4	A	2.76	0.80	1.62	0.80	1.00	1.26	3.42	18.7
	B	2.76	0.50	1.62	0.50	1.60	1.26	1.16	6.4
	C	2.76	0.50	1.62	0.50	1.00	1.26	1.76	9.7
	D	2.76	0.50	1.62	0.50	1.60	1.26	1.16	6.4
5	A	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	B	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	C	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	D	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
6	A	2.76	0.50	1.62	0.50	1.60	1.26	1.16	6.4
	B	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	C	2.76	0.50	1.62	0.50	1.60	1.26	1.16	6.4
	D	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
7	A	2.76	0.50	1.62	0.50	1.60	1.26	1.16	6.4
	B	2.76	0.80	1.62	0.80	1.00	1.26	3.42	18.7
	C	2.76	0.50	1.62	0.50	1.60	1.26	1.16	6.4
	D	2.76	0.50	1.62	0.50	1.00	1.26	1.76	9.7

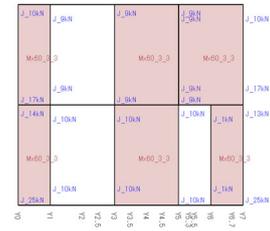
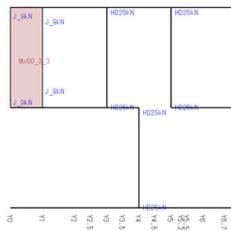
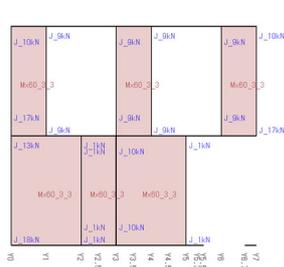
(a) Y0 通り

標番号	接合部番号	A1	B1	A2	B2	L	Dj	必要寸法	必要耐力 [kN]
1	A	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	B	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	C	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	D	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
2	A	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	B	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	C	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	D	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8

(b) Y5 通り

標番号	接合部番号	A1	B1	A2	B2	L	Dj	必要寸法	必要耐力 [kN]
1	A	1.62	0.80			0.40	1.26	1.23	6.8
	B	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
	C	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
	D	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
2	A	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
	B	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
	C	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
	D	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
3	A	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
	B	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
	C	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
	D	1.62	0.50			0.60	1.26	0.42	2.3
4	A	2.76	0.80	1.62	0.80	1.00	1.26	3.42	18.7
	B	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	C	2.76	0.50	1.62	0.50	1.00	1.26	1.76	9.7
	D	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
5	A	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	B	2.76	0.50	1.62	0.50	1.60	1.26	1.16	6.4
	C	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	D	2.76	0.50	1.62	0.50	1.60	1.26	1.16	6.4
6	A	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	B	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	C	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	D	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
7	A	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	B	2.76	0.80			1.00	1.26	1.76	9.8
	C	2.76	0.50			1.60	1.26	0.14	0.8
	D	2.76	0.50			1.00	1.26	0.74	4.1

(c) Y7 通り



標番号	接合部番号	A1	B1	A2	B2	L	Dj	必要寸法	必要耐力 [kN]
1	A	3.38	0.80			0.40	1.26	3.01	16.5
	B	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
	C	3.38	0.50			0.40	1.26	1.73	9.5
	D	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
2	A	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
	B	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
	C	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
	D	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
3	A	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
	B	3.38	0.80			0.40	1.26	3.01	16.5
	C	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
	D	3.38	0.50			0.40	1.26	1.73	9.5
4	A	1.97	0.80	3.38	0.80	1.00	1.26	3.12	17.1
	B	1.97	0.50			1.60	1.26	-0.36	0.0
	C	1.97	0.50	3.38	0.50	1.00	1.26	-2.37	13.0
	D	1.97	0.50			1.60	1.26	-0.36	0.0
5	A	1.97	0.50			1.60	1.26	-0.36	0.0
	B	1.97	0.50	3.38	0.50	1.60	1.26	1.77	9.7
	C	1.97	0.50			1.60	1.26	-0.36	0.0
	D	1.97	0.50	3.38	0.50	1.60	1.26	1.77	9.7
6	A	1.97	0.50	3.38	0.50	1.60	1.26	1.77	9.7
	B	1.97	0.50			1.60	1.26	-0.36	0.0
	C	1.97	0.50	3.38	0.50	1.60	1.26	1.77	9.7
	D	1.97	0.50			1.60	1.26	-0.36	0.0

(d) X0 通り

標番号	接合部番号	A1	B1	A2	B2	L	Dj	必要寸法	必要耐力 [kN]
1	A	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
	B	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
	C	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
	D	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4

(e) X5 通り

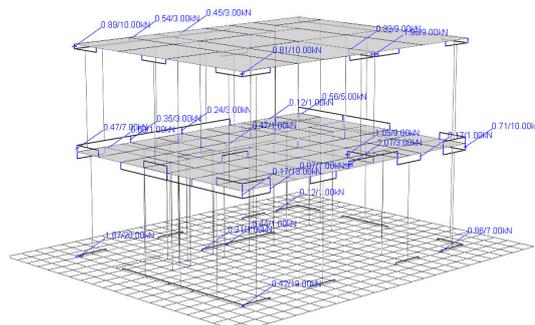
標番号	接合部番号	A1	B1	A2	B2	L	Dj	必要寸法	必要耐力 [kN]
1	A	3.38	0.80			0.40	1.26	3.01	16.5
	B	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
	C	3.38	0.50			0.40	1.26	1.73	9.5
	D	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
2	A	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
	B	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
	C	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
	D	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
3	A	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
	B	3.38	0.80			0.40	1.26	3.01	16.5
	C	3.38	0.50			0.60	1.26	1.53	8.4
	D	3.38	0.50			0.40	1.26	1.73	9.5
4	A	1.97	0.80	3.38	0.80	1.00	1.26	4.39	24.1
	B	1.97	0.50	3.38	0.50	1.60	1.26	1.77	9.7
	C	1.97	0.50	3.38	0.50	1.00	1.26	2.37	13.0
	D	1.97	0.50	3.38	0.50	1.60	1.26	1.77	9.7
5	A	1.97	0.50	3.38	0.50	1.60	1.26	1.77	9.7
	B	1.97	0.50	3.38	0.50	1.60	1.26	1.77	9.7
	C	1.97	0.50	3.38	0.50	1.60	1.26	1.77	9.7
	D	1.97	0.50	3.38	0.50	1.60	1.26	1.77	9.7
6	A	1.97	0.50			1.60	1.26	-0.36	0.0
	B	1.97	0.80	3.38	0.80	1.00	1.26	4.39	24.1
	C	1.97	0.50			1.60	1.26	-0.36	0.0
	D	1.97	0.50	3.38	0.50	1.60	1.26	2.37	13.0

(f) X9 通り

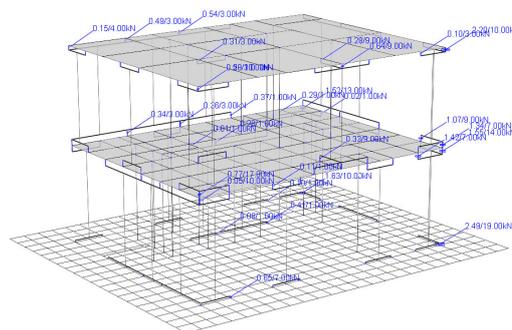
図 7.3.4-3 各通りの N 値検討結果・接合部仕様

③解析結果（短期荷重時）

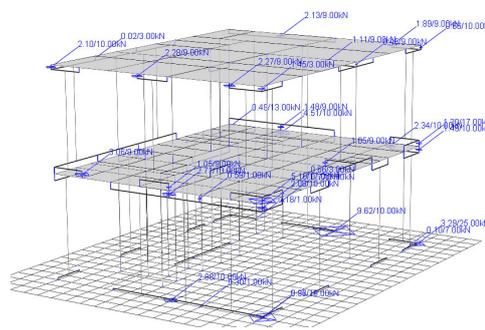
モデル B では短期荷重時の検定比は 1 以上のバネはなかった。



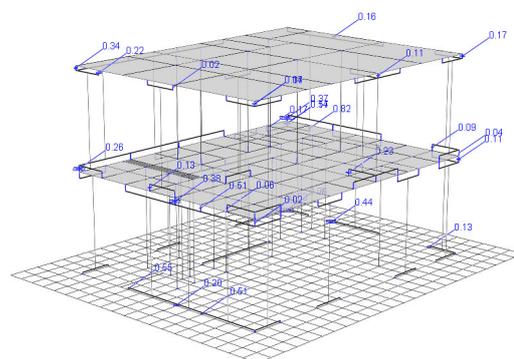
(a) X+加力時の引抜き力作用箇所（検定比最大：0.69）



(b) X-加力時の引き抜き力作用箇所（検定比最大：0.28）



(c) Y+加力時の引抜き力作用箇所（検定比最大：0.59）



(d) Y-加力時の引抜き力作用箇所（検定比最大：0.55）

図 7.3.4-4 短期荷重時 接合部引抜き力（分母は短期許容耐力）

④保有水平耐力計算結果

各層各方向の荷重変形関係を図 7.3.4.5 に示した。いずれの方向も 1 層の接合部が引張破壊し、1 層が崩壊する結果となった。Ds=0.3 と仮定して、保有水平耐力計算においてすべての方向で検定比 1.0 未満（最大 0.9）となった。

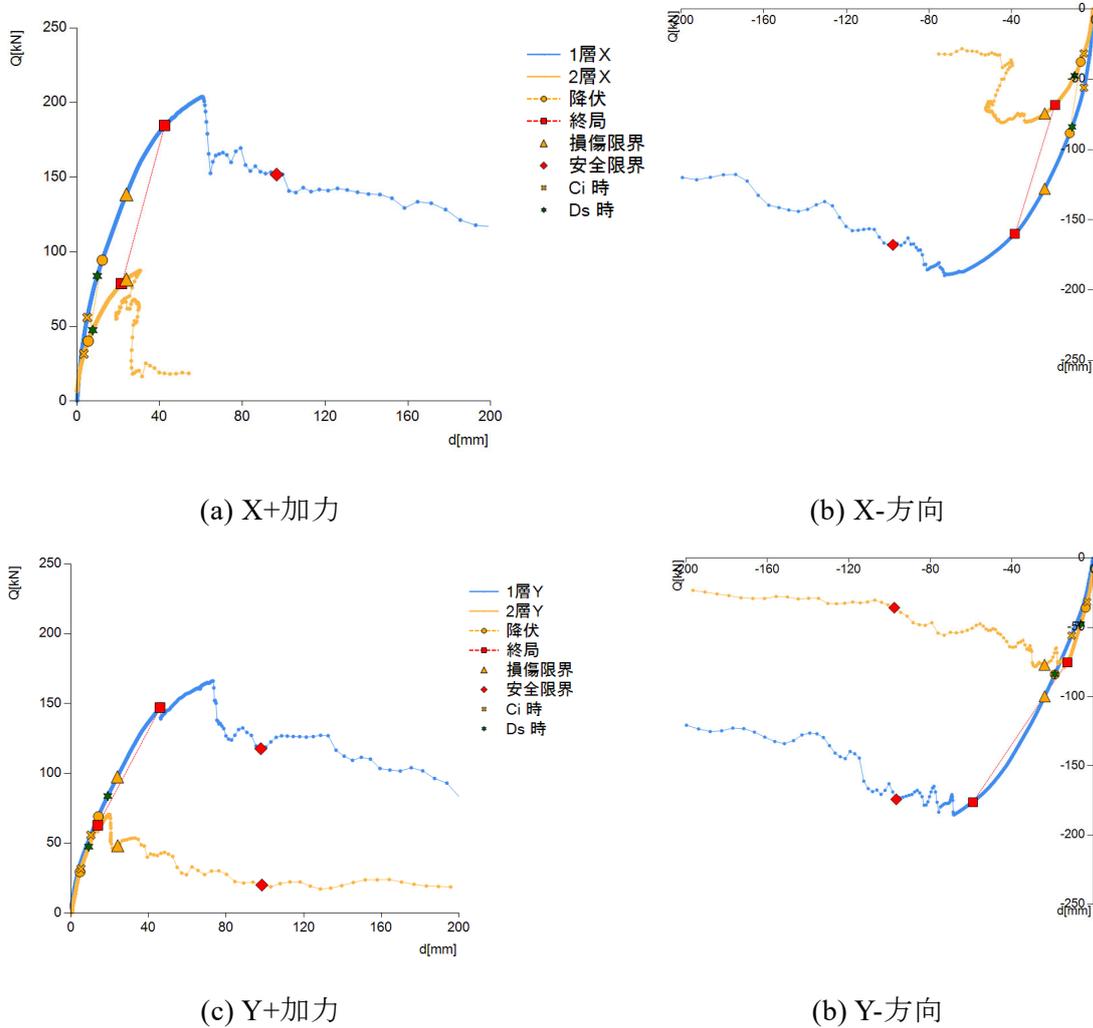
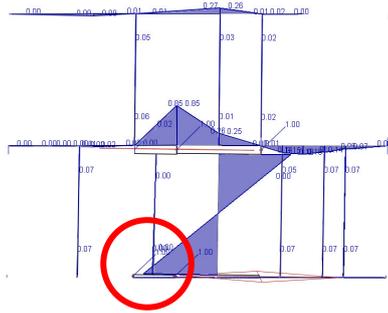


図 7.3.4-5 荷重変形関係

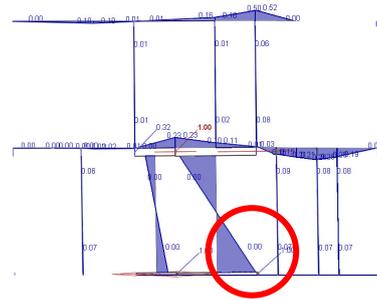
※グラフ中の損傷限界は 1/120rad、安全限界は 1/30rad の点、Ds=0.3 と仮定

表 7.3.4-2 保有水平耐力結果

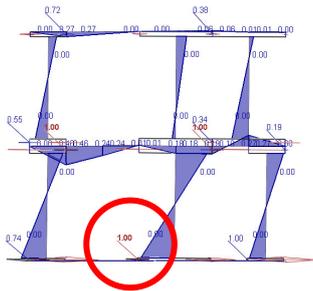
方向	層	Wi (kN)	Σ Wi (kN)	Ai	Ds	Qun (kN)	Qu (kN)	検定比
X+方向	1	150.5	232.0	1.00	0.3	111.7	204.0	0.55
	2	128.9	92.9	1.23	0.3	63.4	87.5	0.72
X-方向	1	150.5	232.0	1.00	0.3	111.7	189.6	0.59
	2	128.9	92.9	1.23	0.3	63.4	80.9	0.78
Y+方向	1	150.5	232.0	1.00	0.3	111.7	166.2	0.67
	2	128.9	92.9	1.23	0.3	63.4	70.6	0.90
Y-方向	1	150.5	232.0	1.00	0.3	111.7	185.4	0.60
	2	128.9	92.9	1.23	0.3	63.4	78.9	0.80



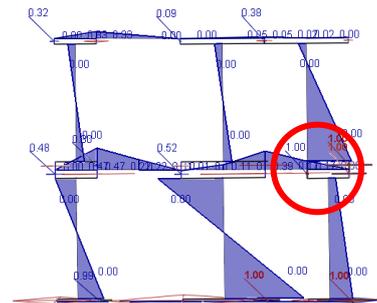
(a) X+加力 Y5 通り



(b) X-加力 Y5 通り

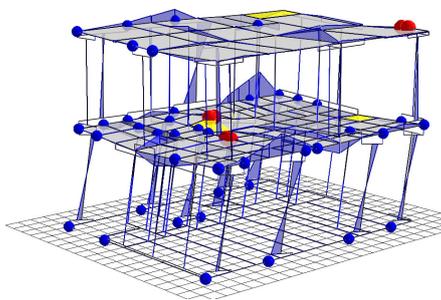


(c) Y+加力 Y9 通り

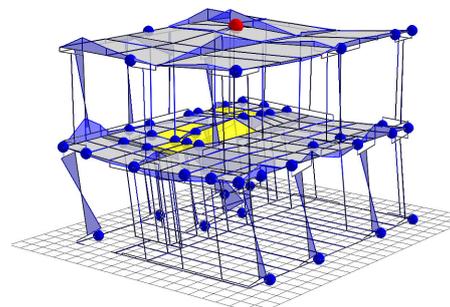


(d) Y-加力 X9 通り

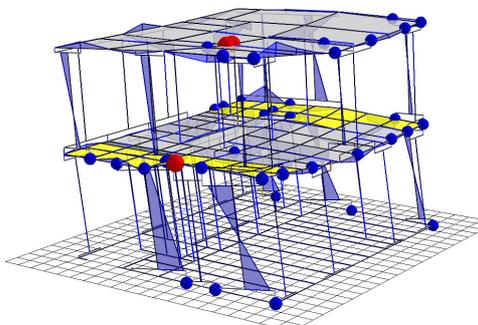
図 7.3.4-6 終局時接合部・梁検定比



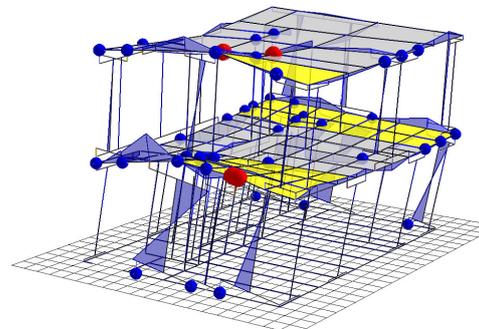
(a) X+加力



(a) X-加力



(c) Y+加力



(d) Y-加力

図 7.3.4-7 最大変形時の変形状態 (表示倍率 1.0)

※グラフ中の赤丸は破壊した梁、青丸は破断した接合部

⑤限界耐力計算結果

稀地震・極稀地震を要求スペクトル（第二種地盤 簡易 Gs）をとした限界耐力計算では、Y方向で1/20rad程度となった他は、限界変形角以下となった。

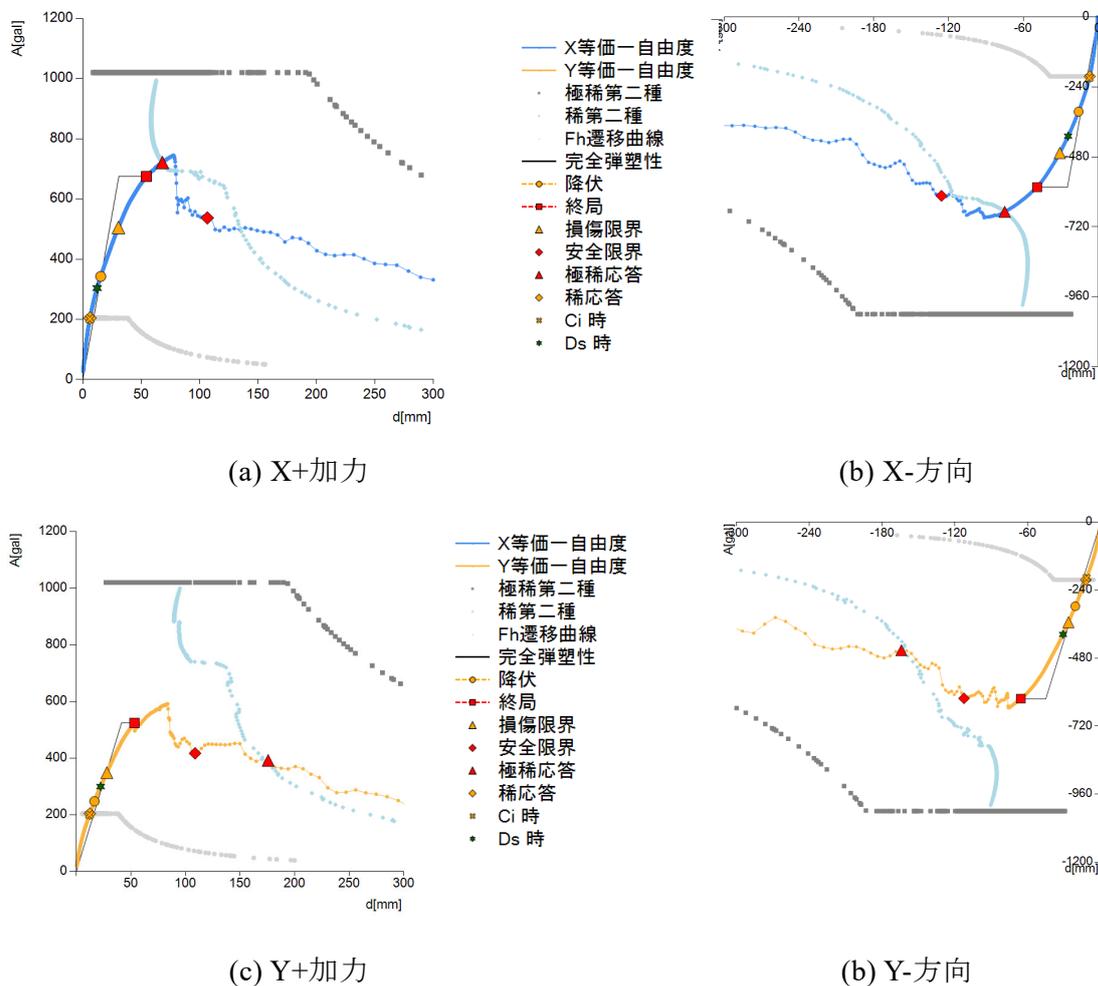


図 7.3.4-8 等価一自由度縮約の A- δ 関係と要求スペクトルの交点

※グラフ中の損傷限界は 1/120rad、安全限界は 1/30rad の点、Ds=0.3 と仮定

表 7.3.4-3 限界耐力計算による応答

方向	層	稀地震		極稀地震	
		変形 mm	変形角	変形 mm	変形角
X+方向	1	5	1/558.9	53	1/53.9
	2	2	1/1438.2	27	1/108.4
X-方向	1	-5	1/-607.4	-59	1/-48.6
	2	-3	1/-916.7	-28	1/-101.4
Y+方向	1	11	1/271.5	154	1/18.6
	2	4	1/780.1	41	1/69.9
Y-方向	1	11	1/-253.5	-139	1/-20.6
	2	2	1/-1468.0	-47	1/-61.2

⑥時刻歴応答解析結果

極稀地震では、Y方向で1/20radを超える応答となった。JMA神戸、JR鷹取では倒壊した。

表 7.3.4-4 時刻歴応答解析結果

地震動	層	層間変形 (mm)		変形角 (rad)	
		X方向	Y方向	X方向	Y方向
極稀 第二種地盤	1	33.5	154.7	1/83	1/18
	2	48.7	57.5	1/57	1/48
JMA神戸 3成分入力	1	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊
	2	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊
JR鷹取 3成分入力	1	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊
	2	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊

7.3.5 モデル C の計算結果

①モデルの概要

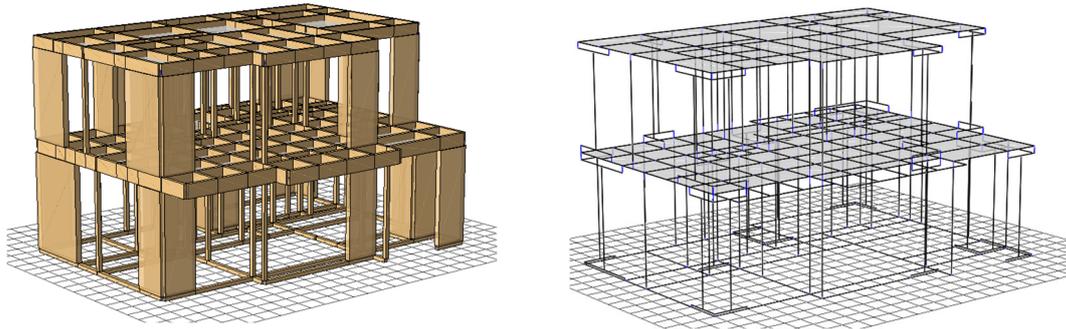
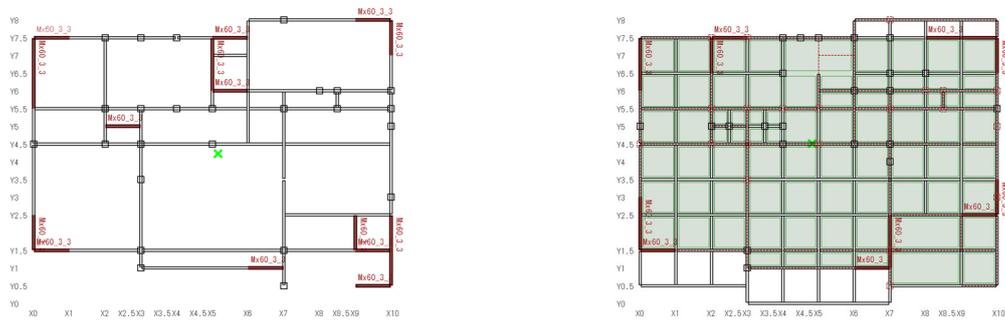


図 7.3.5-1 外観パース



(a) 1F 土台・壁配置

(b) 2F 横架材・壁配置

図 7.3.5-2 平面図

表 7.3.5-1 壁量検討結果

モデル	層	方向	床面積 (m ²)	必要壁量 (cm)	存在壁長 (cm)	要求壁倍率 (倍)	重量 地震力	重量 長期
C	1	X	55.81	2958	819	3.61	188.14	255.11
		Y			773.5	3.82		
	2	X	48.86	1515	546	2.77	134.96	134.96
		Y			682.5	2.22		

②壁量計算・N値計算

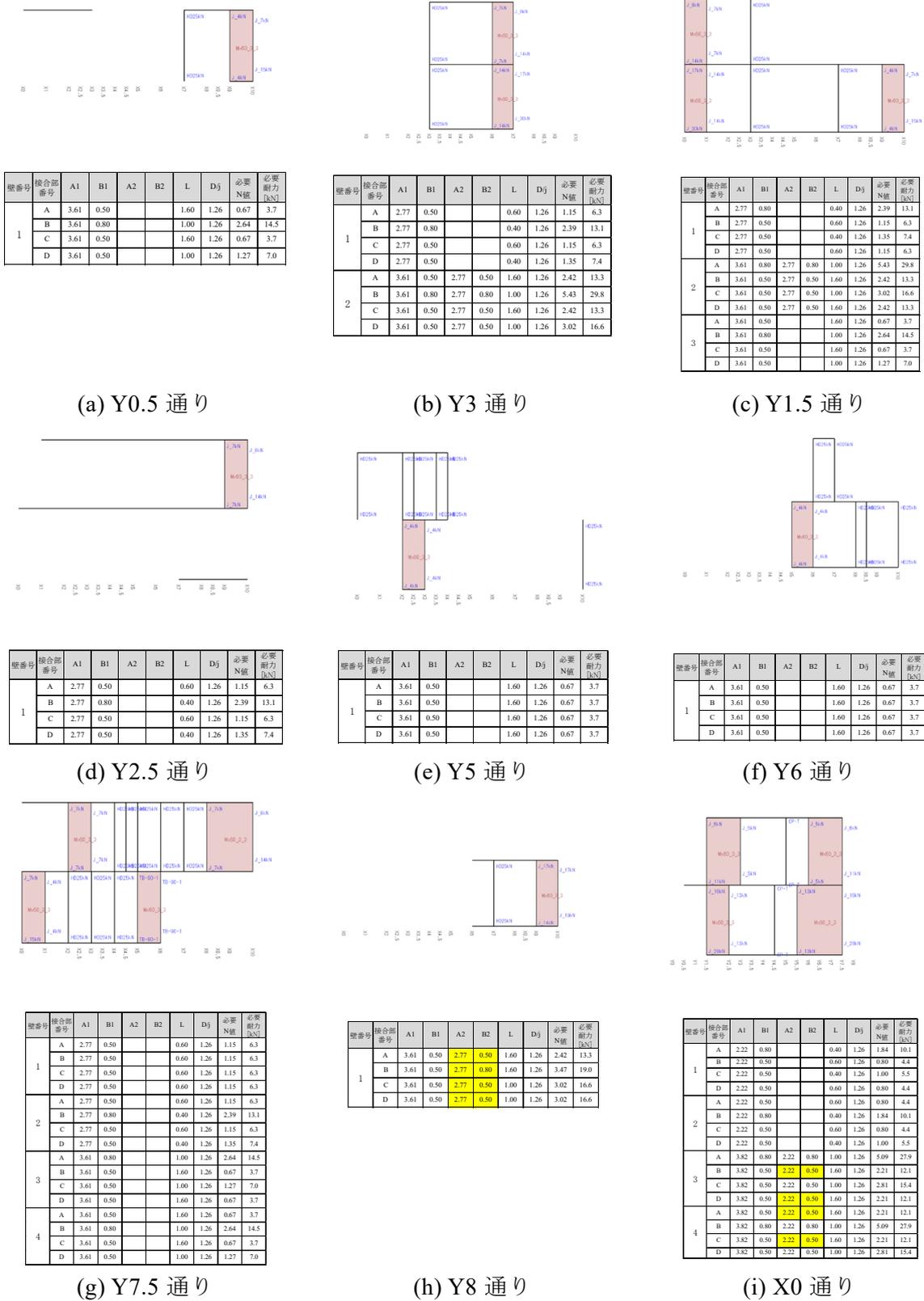
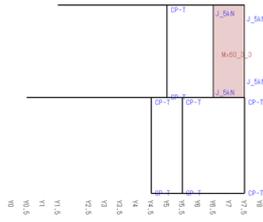
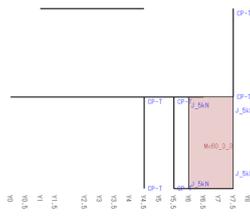


図 7.3.5-3 各通りの N 値検討結果・接合部仕様①



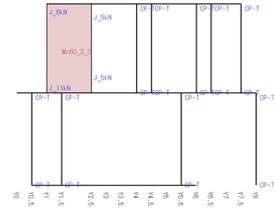
壁番号	接合部番号	A1	B1	A2	B2	L	Dj	必要N値	必要耐力 [kN]
1	A	2.22	0.50			0.60	1.26	0.80	4.4
	B	2.22	0.50			0.60	1.26	0.80	4.4
	C	2.22	0.50			0.60	1.26	0.80	4.4
	D	2.22	0.50			0.60	1.26	0.80	4.4

(a) X2 通り



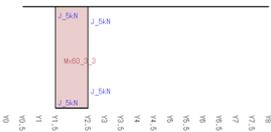
壁番号	接合部番号	A1	B1	A2	B2	L	Dj	必要N値	必要耐力 [kN]
1	A	3.82	0.50			1.60	1.26	0.81	4.4
	B	3.82	0.50			1.60	1.26	0.81	4.4
	C	3.82	0.50			1.60	1.26	0.81	4.4
	D	3.82	0.50			1.60	1.26	0.81	4.4

(b) X5 通り



壁番号	接合部番号	A1	B1	A2	B2	L	Dj	必要N値	必要耐力 [kN]
1	A	2.22	0.80			0.40	1.26	1.84	10.1
	B	2.22	0.50			0.60	1.26	0.80	4.4
	C	2.22	0.50			0.40	1.26	1.00	5.5
	D	2.22	0.50			0.60	1.26	0.80	4.4

(c) X7 通り



壁番号	接合部番号	A1	B1	A2	B2	L	Dj	必要N値	必要耐力 [kN]
1	A	3.82	0.50			1.60	1.26	0.81	4.4
	B	3.82	0.50			1.60	1.26	0.81	4.4
	C	3.82	0.50			1.60	1.26	0.81	4.4
	D	3.82	0.50			1.60	1.26	0.81	4.4

(d) X9 通り



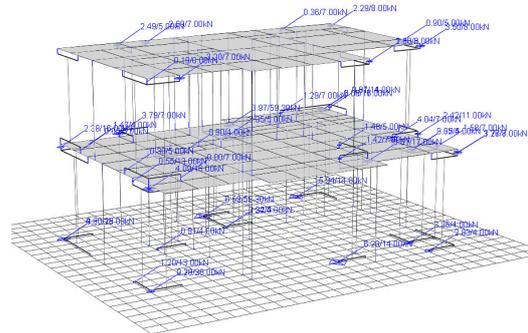
壁番号	接合部番号	A1	B1	A2	B2	L	Dj	必要N値	必要耐力 [kN]
1	A	2.22	0.80			0.40	1.26	1.84	10.1
	B	2.22	0.50			0.60	1.26	0.80	4.4
	C	2.22	0.50			0.40	1.26	1.00	5.5
	D	2.22	0.50			0.60	1.26	0.80	4.4
2	A	2.22	0.50			0.60	1.26	0.80	4.4
	B	2.22	0.80			0.40	1.26	1.84	10.1
	C	2.22	0.50			0.60	1.26	0.80	4.4
	D	2.22	0.50			0.40	1.26	1.00	5.5
3	A	3.82	0.80			1.00	1.26	2.85	15.6
	B	3.82	0.50	2.22	0.50	1.60	1.26	2.21	12.1
	C	3.82	0.50			1.00	1.26	1.41	7.7
	D	3.82	0.50	2.22	0.50	1.60	1.26	2.21	12.1
4	A	3.82	0.50	2.22	0.50	1.60	1.26	2.21	12.1
	B	3.82	0.80	2.22	0.80	1.00	1.26	5.09	27.9
	C	3.82	0.50	2.22	0.50	1.60	1.26	2.21	12.1
	D	3.82	0.50	2.22	0.50	1.00	1.26	2.81	15.4

(e) X10 通り

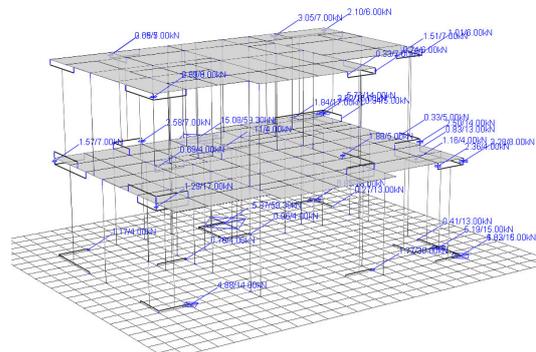
図 7.3.5-4 各通りの N 値検討結果・接合部仕様②

③解析結果（短期荷重時）

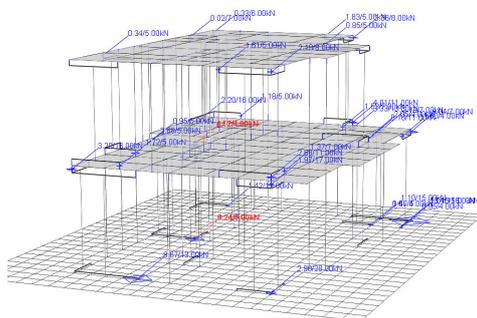
モデル C では Y+方向で検定比 1 以上の接合部ばねが 2 箇所（検定比 1.25）あった。



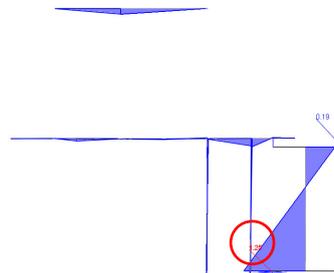
(a) X+加力時の引抜き力作用箇所（検定比最大：0.84）



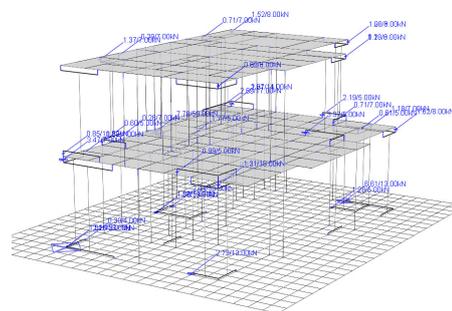
(b) X-加力時の引き抜き力作用箇所（検定比最大：0.59）



(c) Y+加力時の引抜き力作用箇所



(d) X5 通りの検定比 NG 箇所



(e) Y-加力時の引抜き力作用箇所（検定比最大：0.67）

図 7.3.5-5 短期荷重時 接合部引抜き力（分母は短期許容耐力）

④保有水平耐力計算結果

各層各方向の荷重変形関係を図 7.3.4.5 に示した。Ds=0.3 と仮定して、保有水平耐力計算においてすべての方向で検定比 1.0 未満（最大 0.89）となった。

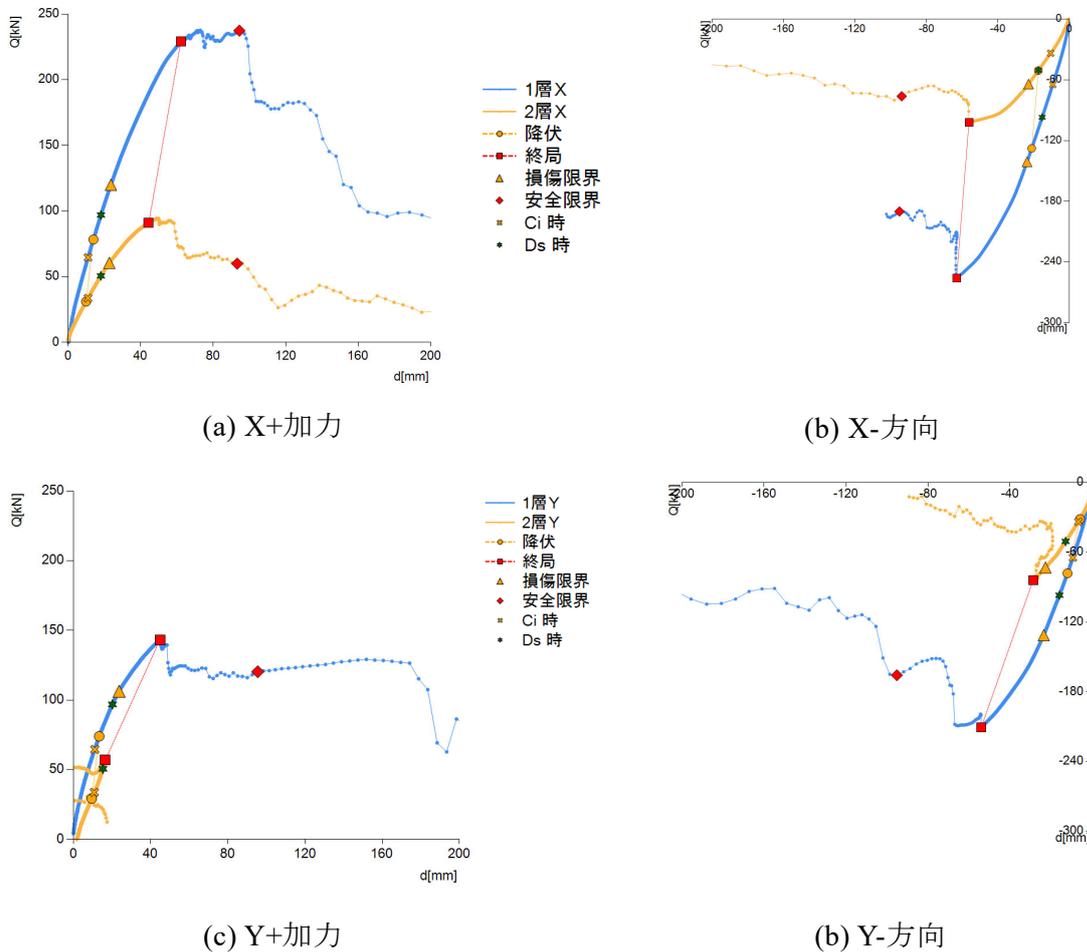


図 7.3.5-6 荷重変形関係

※グラフ中の損傷限界は 1/120rad、安全限界は 1/30rad の点、Ds=0.3 と仮定

表 7.3.5-2 保有水平耐力結果

方向	層	Wi (kN)	Σ Wi (kN)	Ai	Ds	Qun (kN)	Qu (kN)	検定比
X+方向	1	188.1	232.0	1.00	0.3	96.9	237.8	0.41
	2	135.0	92.9	1.25	0.3	50.7	94.4	0.54
X-方向	1	188.1	232.0	1.00	0.3	96.9	256.5	0.38
	2	135.0	92.9	1.25	0.3	50.7	101.9	0.50
Y+方向	1	188.1	232.0	1.00	0.3	96.9	143.3	0.68
	2	135.0	92.9	1.25	0.3	50.7	57.0	0.89
Y-方向	1	188.1	232.0	1.00	0.3	96.9	210.6	0.46
	2	135.0	92.9	1.25	0.3	50.7	83.9	0.60

⑤限界耐力計算結果

稀地震・極稀地震を要求スペクトル（第二種地盤 簡易Gs）をとした限界耐力計算では、Y方向で1/20radを超える応答となった。他の方向の応答は限界変形角以下となった。

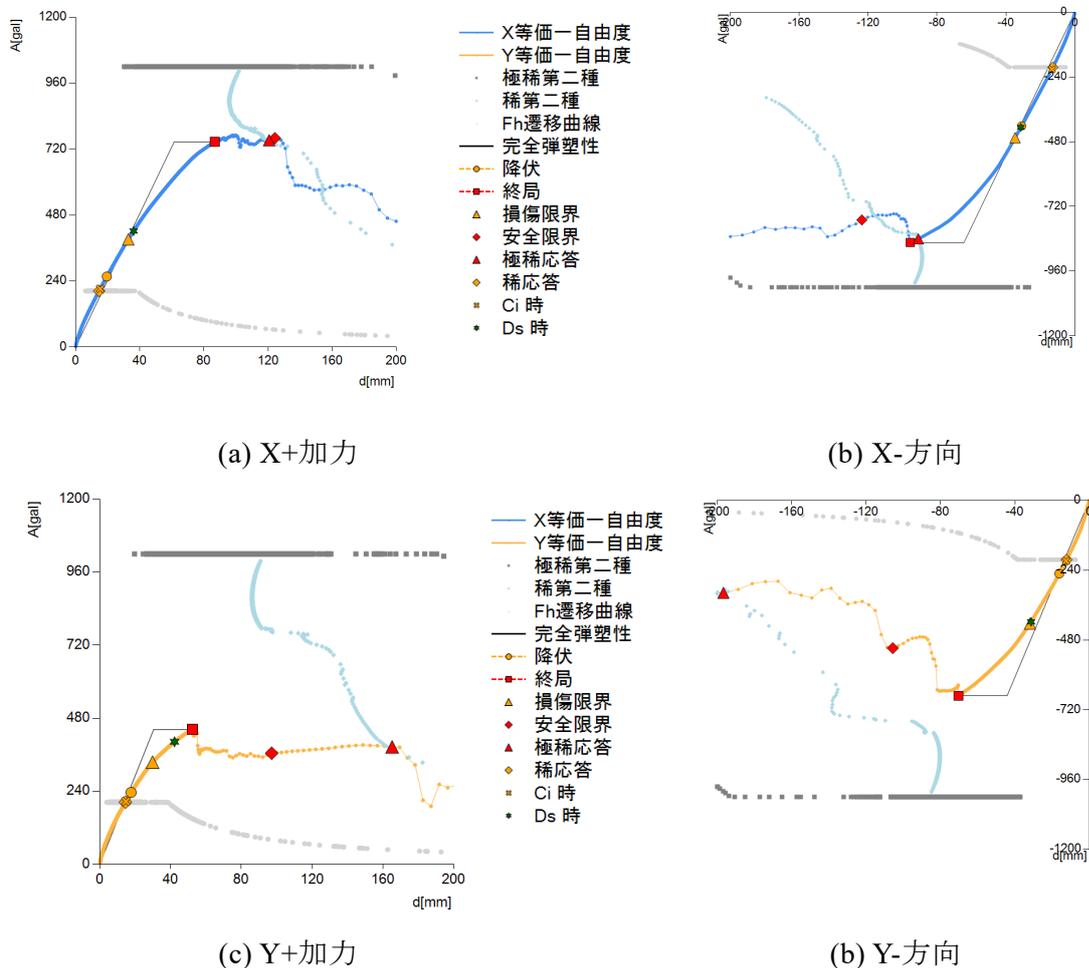


図 7.3.5-7 等価一自由度縮約の A-δ 関係と要求スペクトルの交点
 ※グラフ中の損傷限界は 1/120rad、安全限界は 1/30rad の点、Ds=0.3 と仮定

表 7.3.5-3 限界耐力計算による応答

方向	層	稀地震		極稀地震	
		変形 mm	変形角	変形 mm	変形角
X+方向	1	11	1/268.6	92	1/30.9
	2	8	1/363.5	54	1/50.3
X-方向	1	-9	1/-320.9	-61	1/-46.7
	2	-7	1/-391.6	-53	1/-51.8
Y+方向	1	11	1/260.8	170	1/16.7
	2	8	1/333.0	-10	1/-278.0
Y-方向	1	9	1/-307.8	-181	1/-15.7
	2	4	1/-695.6	-33	1/-83.8

⑥時刻歴応答解析結果

極稀地震では 1/30rad を超える応答となった。JMA 神戸、JR 鷹取では倒壊した。

表 7.3.5-4 時刻歴応答解析結果

地震動	層	層間変形 (mm)		変形角 (rad)	
		X方向	Y方向	X方向	Y方向
極稀 第二種地盤	1	56.8	70.3	1/49	1/39
	2	276.7	152.6	1/10	1/18
JMA神戸 3成分入力	1	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊
	2	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊
JR鷹取 3成分入力	1	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊
	2	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊

7.3.6 モデル D の計算結果

①モデルの概要

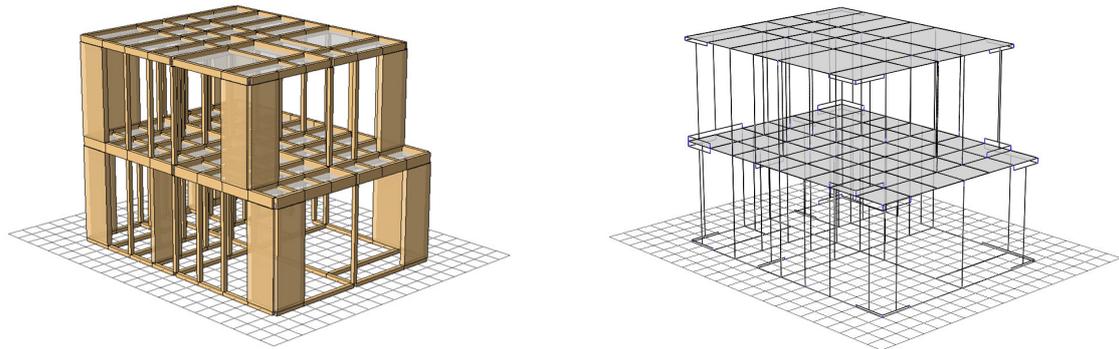
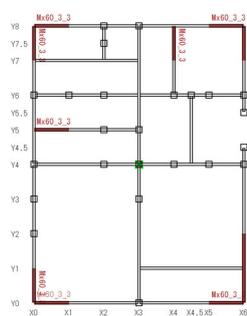
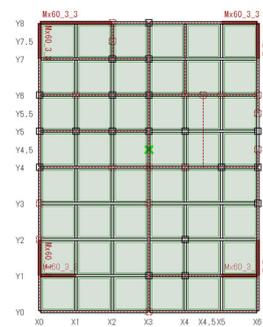


図 7.3.6-1 外観パース



(a) 1F 土台・壁配置



(b) 2F 横架材・壁配置

図 7.3.6-2 平面図

表 7.3.6-1 壁量検討結果

モデル	層	方向	床面積 (m ²)	必要壁量 (cm)	存在壁長 (cm)	要求壁倍率 (倍)	重量 地震力	重量 長期
D	1	X	39.75	2107	546	3.86	129.54	177.24
		Y			546	3.86		
	2	X	34.78	1078	455	2.37	100.96	100.96
		Y			364	2.96		

②壁量計算・N値計算

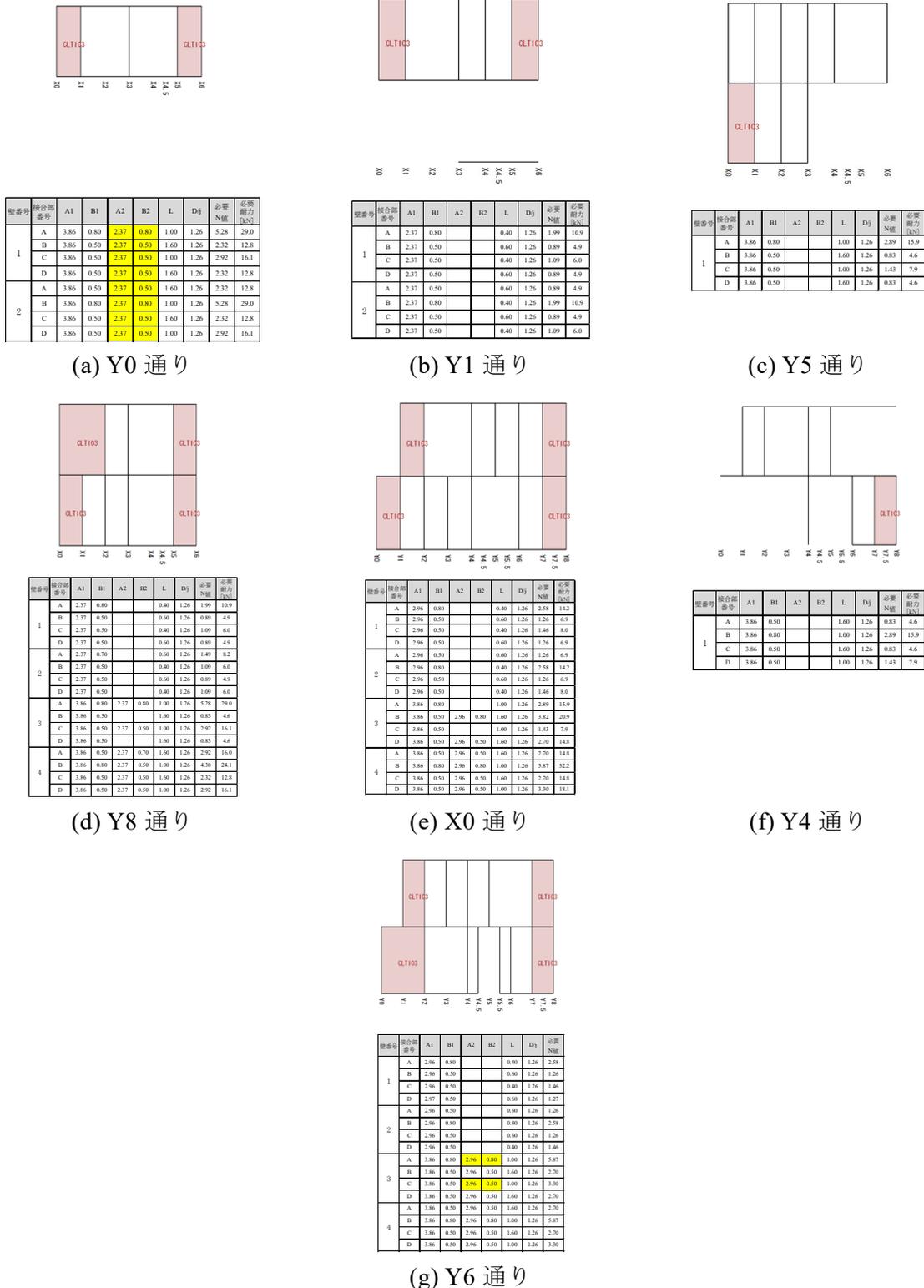
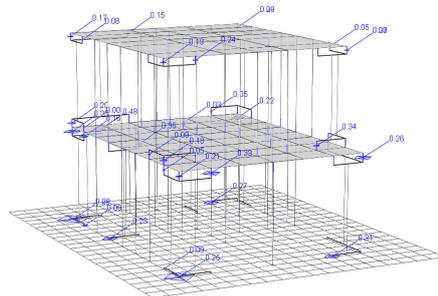


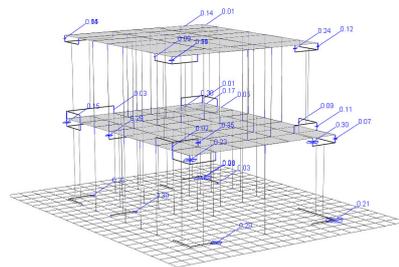
図 7.3.6-3 各通りの N 値検討結果・接合部仕様①

③解析結果（短期荷重時）

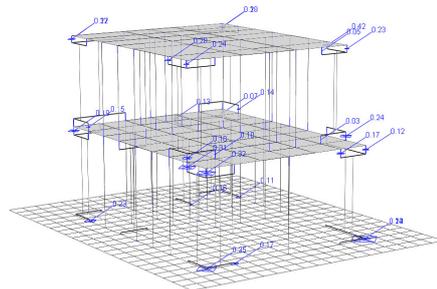
モデル D ではすべての方向で検定比 1 以下だった。



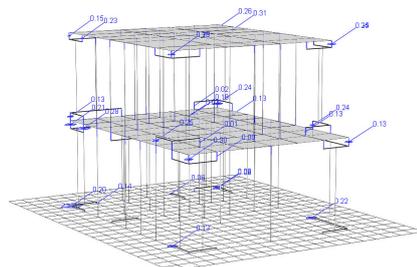
(a) X+加力時の引抜き力作用箇所（検定比最大：0.48）



(b) X-加力時の引き抜き力作用箇所（検定比最大：0.33）



(c) Y+加力時の引抜き力作用箇所（検定比最大：0.42）



(e) Y-加力時の引抜き力作用箇所（検定比最大：0.31）

図 7.3.6-4 短期荷重時 接合部引抜き力（分母は短期許容耐力）

④保有水平耐力計算結果

各層各方向の荷重変形関係を図 7.3.6-5 に示した。Ds=0.4 と仮定して、保有水平耐力計算においてすべての方向で検定比 1.0 未満（最大 0.55）となった。

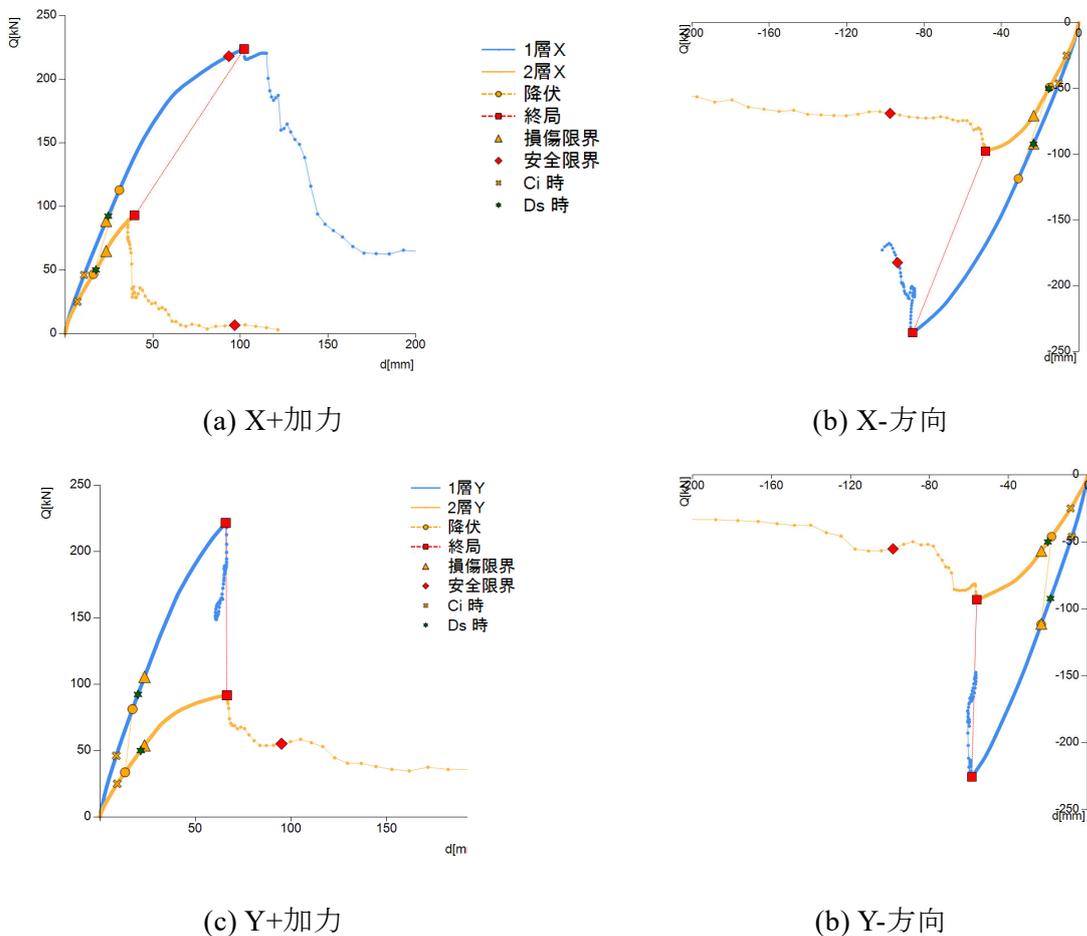


図 7.3.6-5 荷重変形関係

※グラフ中の損傷限界は 1/120rad、安全限界は 1/30rad の点、Ds=0.4 と仮定

表 7.3.6-2 保有水平耐力結果

Wi (kN)	ΣWi (kN)	Ai	Ds	Qun (kN)	Qu (kN)	検定比
129.5	232.0	1.00	0.4	92.2	223.4	0.41
101.0	92.9	1.24	0.4	50.1	92.7	0.54
129.5	232.0	1.00	0.4	92.2	236.2	0.39
101.0	92.9	1.24	0.4	50.1	97.6	0.51
129.5	232.0	1.00	0.4	92.2	221.6	0.42
101.0	92.9	1.24	0.4	50.1	91.6	0.55
129.5	232.0	1.00	0.4	92.2	225.7	0.41
101.0	92.9	1.24	0.4	50.1	93.3	0.54

⑤限界耐力計算結果

稀地震・極稀地震を要求スペクトル（第二種地盤 簡易Gs）をとした限界耐力計算では、すべての方向の応答は限界変形角以下となった。

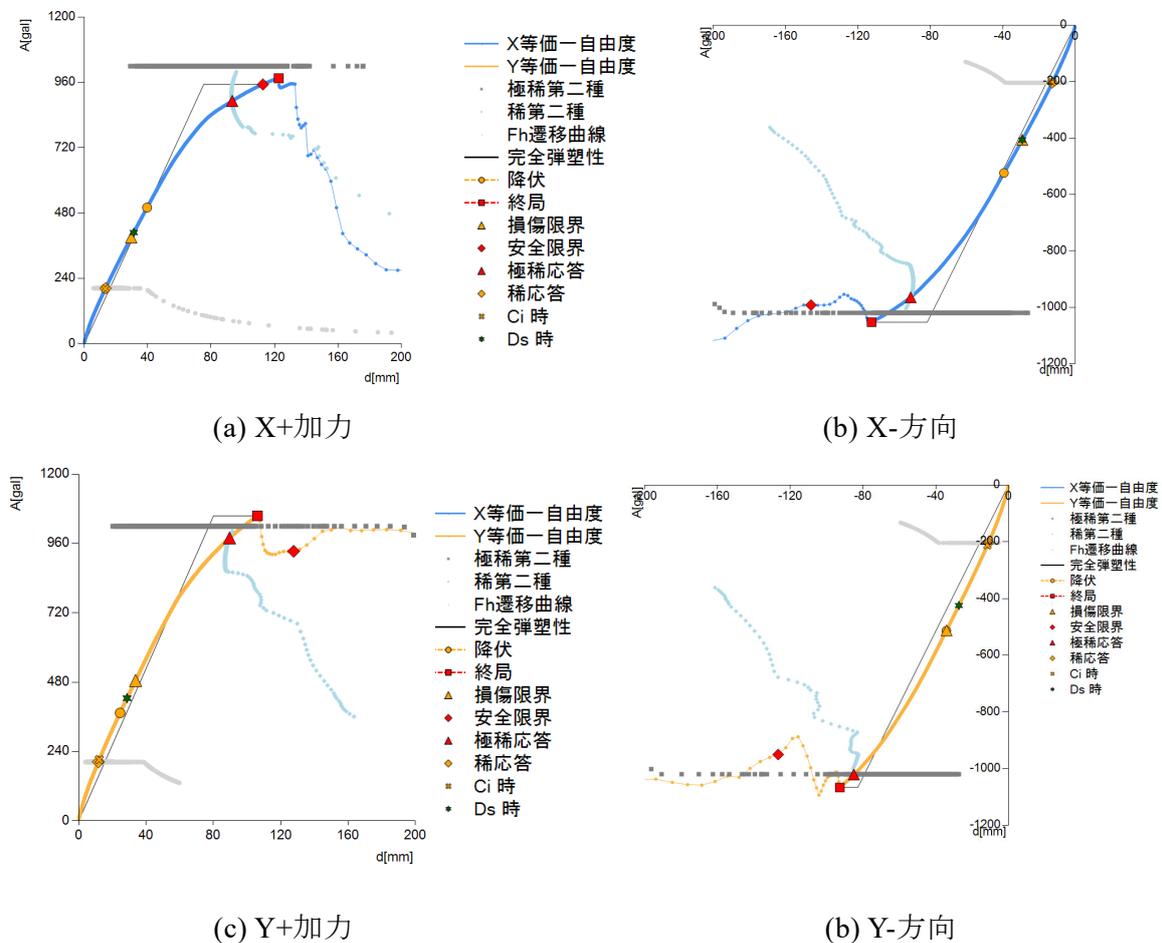


図 7.3.6-6 等価一自由度縮約の A-δ 関係と要求スペクトルの交点

※グラフ中の損傷限界は 1/120rad、安全限界は 1/30rad の点、Ds=0.4 と仮定

表 7.3.6-3 限界耐力計算による応答

方向	層	稀地震		極稀地震	
		変形 mm	変形角	変形 mm	変形角
X+方向	1	11	1/256.6	76	1/36.9
	2	5	1/586.3	33	1/85.0
X-方向	1	-10	1/-268.6	-72	1/-39.1
	2	-4	1/-643.4	-36	1/-78.4
Y+方向	1	8	1/341.1	59	1/47.7
	2	6	1/447.3	52	1/53.7

⑥時刻歴応答解析結果

極稀地震では 1/20rad を超える応答となった。JMA 神戸、JR 鷹取では倒壊した。

表 7.3.6-4 時刻歴応答解析結果

地震動	層	層間変形 (mm)		変形角 (rad)	
		X方向	Y方向	X方向	Y方向
極稀 第二種地盤	1	29.6	25.4	1/94	1/110
	2	74	141.4	1/37	1/19
JMA神戸 3成分入力	1	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊
	2	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊
JR鷹取 3成分入力	1	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊
	2	倒壊	倒壊	倒壊	倒壊

7.4 まとめ

在来軸組構法の木造住宅のモデルプラン 5 ケースについて、耐力壁を ZEH 水準の木造住宅の必要壁量をギリギリ満たす性能の接合部を持つ CLT パネルに置き換えて、短期荷重の検定や保有水平耐力計算、限界耐力計算、時刻歴応答解析を行った。短期荷重の検定はどのプランも概ね満足した。保有水平耐力計算では $D_s=0.3\sim 0.4$ の場合にどのプランも検定比が 1 未満となった。限界耐力計算や時刻歴応答解析では極稀地震では $1/30\text{rad}$ を超える応答が生じ、JMA 神戸や JR 鷹取の入力では倒壊するプランもあった。いずれも 2 層の倒壊で、2 階の接合部性能を 2 倍に上昇させたプランでは、どの地震動でも倒壊しない結果となった。

本章の解析モデルでは、横架材が曲げ破壊後の挙動やせん断バネと引張ばねのインタラクション等について、強非線形領域での挙動について、今後の実験や解析等による検討の余地がある点が残されている。現段階で安全側と判断したモデル化手法を用いている。今後の検討によって精緻化する必要がある

【参考文献】

- 1) 木造軸組構法住宅の構造計画－耐震性向上のための壁量計算等の基礎的な解説・演習から告示の最新情報まで、公益財団法人日本住宅・木材技術センター 平成 30 年
- 2) 国土交通省 HP <https://www.mlit.go.jp/jutakukentiku/build/content/001519525.pdf> 2023 年 2 月参照

第8章 まとめ

本事業の目的は、CLTを用いた2階建て延べ面積300m²程度以下の建築物に、軸組構法住宅の柱と横架材の接合部に使われている金物を用いた場合の耐震性能を明らかにすることである。また、本事業は単独で実施しているわけではなく、国土交通省基準整備促進事業「CLTパネル工法建築物の仕様規定ルート創設」、さらに、CLT建築実証支援事業のうちCLT等木質建築部材技術開発・普及事業「CLTパネル工法建築物の地震時限界性能把握による接合部簡易化・壁量低減等 耐震基準緩和に関する検討」と連携を図り実施している。

具体的実施内容は、以下のとおりである。(第1章再掲)

- ① 住宅用金物を用いた場合のCLTパネル工法の納まりの検討
- ② 一般の住宅の耐震設計で壁倍率5倍～7倍程度に必要とされる引き抜き金物をCLT壁(幅1m高さ3mの3層3プライ)に取り付けた場合の水平加力実験、およびせん断接合部、引張接合部試験による性能把握
- ③ ②にて金物の特性を把握し、適した接合を絞り込んだ上で、1層試験体(6m×3mの平面で階高3m)で、CLT壁の配置、梁継手の有無、錘重量、加力方向を変数とした水平加力実験を実施
- ④ 以上の試験体の要素実験と解析による追跡(追跡のためのモデルの作成と修正を含む)
- ⑤ 実際のプランを様々想定した、解析による安全性の確認と安全となる条件の整理

軸組構法では、柱は軸力を支える方向が繊維平行方向である一方で、CLT壁を鉛直荷重支持部材とする場合にCLTの内層は繊維直交方向であるため、同じ金物であっても強度が異なる。さらに、直交壁がある場合や掃き出し開口の場合には、壁の面内側面に取り付く金物では納まりが悪い。それがゆえに、納まりの検討、さらには構造実験によって性能確認をした。

また、大地震時の挙動は傾斜復元力によることを想定しており、これまでの一般の住宅のような壁面内で壊れるものではない。つまり、傾斜復元力では壁が浮き上がることとなるため、その挙動を把握する必要性が生じ、実験、解析を実施した。なお、中地震に対しては極めて高い性能を有する、つまり変形がかなり小さい範囲に収まることは容易に予想される。

本検討によって当初の想定通り、基準法の中地震と大地震に対する性能があること、そのような建物のうち、極めて単純な構造形式のものについては、耐震設計が可能であることが明らかになった。今後の課題としては、安全性が担保できる建物の適用範囲、例えば、壁幅の組み合わせ、壁の配置、耐力壁線で囲まれる面積などを具体化することである。

第9章 添付資料

9.1 全体委員会議事録

本事業で実施した全体委員会は以下の通りである。

	日 時	場 所
第1回委員会	令和4年8月3日(水) 13:00~14:30	Zoomによるオンラインミーティング
第2回委員会	令和4年12月7日(水) 15:00~16:30	Zoomによるオンラインミーティング
第3回委員会	令和5年3月20日(月) 13:00~14:30	Zoomによるオンラインミーティング

次ページから、委員会議事録を掲載する。

令和4年度 林野庁補助事業 建築用木材供給・利用強化対策(CLT・LVL等の建築物への利用環境整備事業)CLT・LVL等を活用した建築物の低コスト化・検証等

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 第1回全体委員会議事録

日時	2022年8月3日 水曜日 13:00~14:30				
場所	ZOOM				
参加者 (敬称略)	委員長	五十田博			
	委員	中川貴文	辻拓也	荒木康弘	中島昌一 松田昌洋
	オブザーバー	篠原昌寿	野田卓見	難波宗功	
	行政	日向潔美	今井翔		
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美	

配付資料

- 資料 01:関係者名簿
- 資料 02:本事業の提案(交付申請書抜粋)
- 資料 03:仕様規定検討の進め方とデマケ
- 資料 04-1:N値計算のL値の設定の考え方
- 資料 04-2:CLT工法仕様規定の必要性能の試算
- 資料 05:接合部納まり図(軸組図含む)
- 資料 06:モデルプラン検討
- 資料 07:倒壊限界に関する解析的検討
- 資料 08:住宅金物試験計画
- 資料 09:実大実験平面図
- 参考資料:既存仕様規定対応仕様規定の検討方針

1. 林野庁挨拶

2. 事業の進捗状況の報告(資料01~09)

- ・事務局より、本事業の提案(交付申請書)の概要(資料02)について説明した。
- ・資料03で本事業の全体像と他事業との関係性について、資料04以降で本事業での検討の進捗状況を報告した。資料03以降の資料概要は以下の通り。

資料 03	CLTパネル工法の仕様規定の検討を進め方、実施内容を整理した。また、連携する他事業(国交省基整促事業、林野補助事業倒壊限界事業)との関係性を示し、各事業での役割分担について整理した。
資料 04-1	仕様規定の検討の考え方として、壁倍率は、使用する引張金物の耐力からN値計算法の逆算によって算出し決定することとしている。この資料ではN値計算法で用いるLに相当する値をモデルプランを用いて検討した結果を整理した。
資料 04-2	CLT工法の仕様規定での、「必要壁量」に相当する数値の検討した結果を示した。

資料 05	モデルプランをベースに CLT の壁を配置し、各壁に現段階で想定している住宅用引張金物(L 型金物、ほぞパイプ、ホールダウン金物、プレート(平金物))の納まり図を示した。
資料 06	モデルプランの壁を全て在来壁とした解析モデル、全て CLT 壁としたモデルによる増分解析および時刻歴応答解析の結果を示した。金物なしでも倒壊しないことが確認できている。
資料 07	複数の壁がある1構面について、壁枚数(1 枚、2 枚、3 枚)、壁幅(1P、2P)、壁間隔(1P、2P、3P)、壁勝ち負け(壁勝ち、梁勝ち)のバリエーションを設定し、時刻歴応答解析によって倒壊の有無を検証した。現在は解析モデルの構築、および一部のバリエーションの解析が済んだところ。
資料 08、09	要素試験(せん断、引っ張り、壁)の試験計画、実大試験(平屋)の試験計画およびスケジュールを示した。 要素試験(せん断、引張、壁) 8 月下旬～9 月下旬@京大 実大試験(平屋) 10 月上旬～11 月上旬@建研
参考資料	基準整備促進事業で検討中の CLT パネル工法仕様規定の告示案の紹介。

- ・ 今回検討対象としている CLT の厚さは 105mm。部分的に使用する柱の寸法(105 角)と同じとするのが納まり上よいだろうという考え方で設定した。ラミナ厚が現状製造しているものとは異なるが、製造可能であることは確認済み。
- ・ 資料 05 について、隅部の引張金物の配置の考え方について教えてほしい。
→既存の住宅の金物配置のルールと同様としている。壁頭部は勝ちの壁(梁は負け)に引張金物を設け、負けの壁(梁は勝ち)には不要としている(つまり隅部の引張金物は 2 枚の壁に対し 1 つ配置することになる。梁の勝ち負けが壁と逆になるため、梁で負けの壁を抑え込むことが可能)。壁脚部は壁の勝ち負けに関わらず、それぞれの壁に引張金物を設ける。壁脚部の引張金物を省略してよいかどうかは今後の課題となる。
- ・ 資料 06 について、時刻歴応答解析で、JR 鷹取の地震波の場合に 2 階床が壊れて大変形するという結果となっている。2 階の床の仕様は何か。
→在来床組としている。梁に継ぎ手がないことが最終的な条件として必要となるだろう。

3. その他

- ・ 第 2 回委員会は実大実験が終わってから実施することとし、詳細な日程については別途調整する。実大実験は 10 月中旬頃に実施。

令和4年度 林野庁補助事業 建築用木材供給・利用強化対策(CLT・LVL等の建築物への利用環境整備事業)CLT・LVL等を活用した建築物の低コスト化・検証等

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 第2回全体委員会議事録

日時	2022年12月7日 水曜日 15:00~16:30					
場所	ZOOM					
参加者 (敬称略)	委員長	五十田博				
	委員	中川貴文	辻拓也	荒本康弘	中島昌一	松田昌洋
	オブザーバー	篠原昌寿	野田卓見	難波宗功		
	行政	日向潔美	今井翔			
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美		

配付資料

資料01: 前回の委員会の議事録(8/3)

資料02: 報告書目次案

資料03: 基本的考え方と他事業との分担

資料04: 実大実験結果

資料05: 要素実験結果

資料06: 倒壊挙動に関する基本的考察

資料07: 全体スケジュール

1. 前回議事録の確認(資料01)

2. 事業の進捗状況の報告(資料02~07)

- 事務局より、報告書目次案(資料02)について説明した。本委員会では、目次案のうち★のついた検討結果(資料03~06に示す)について報告を行った。
- 資料03以降の資料概要は以下の通り。

資料03	CLTパネル工法の仕様規定の検討を進め方、実施内容について進捗状況を更新したものを示した。
資料04	10月~建研にて実施した実大実験の結果速報、およびとりまとめ方針を示した。
資料05	実大実験に用いる金物選定のために実施した接合部試験(引張、せん断、壁)の結果を整理した。
資料06	1P、2Pの壁のある1構面の倒壊挙動について、増分解析の結果を示した。今後実施する解析の壁のバリエーション等については、検討する。
資料07	実験実施状況を更新した本事業のスケジュールを示した。

(資料02: 報告書目次案)

- ・ これまでの打合せ議事録等を束ねておく「議事録等」(第9章)を追加しておく。
- ・ モデルプラン(建物モデル)を用いた解析を、第7章7.1に追加しておく。
- ・ 報告会(3/9予定)での発表資料も報告書に追加。

(資料05:要素試験)

- ・ 引張試験の結果、CLT小口面に取りつく金物((直交層にビス留めするHD金物等)は、金物の規格値と比較すると4~6割程度の耐力となった。
- ・ 壁倍率5倍を確保しようとする必要耐力は20kN程度となるが、引張試験の結果を見ると、最も耐力の高い金物でも15kN程度であり、性能が少し足りない。
→耐力が足りない場合に2つ金物を付ける等の対応は可能であるが、接合金物を取りつくCLTラミナの繊維方向によっては、この実験で得られた耐力とは異なる可能性がある。
→せん断用のほぞパイプが引張にも効いていることが実大試験で確認できた。それをどう見込むかにもよる。

3. その他

- ・ 報告書の執筆分担、締切は別途TFにて検討。
- ・ 次回以降のスケジュールは以下の通り。
(第3回委員会(林野庁への報告))
3月20日(月)13:00~(Zoom)
(打合せ)
1月19日(木)9:00~10:30(Zoom)
(林野庁CLT関連事業成果報告会)
3月9日(木)午後(発表者:中川委員)

令和4年度 林野庁補助事業 建築用木材供給・利用強化対策(CLT・LVL等の建築物への利用環境整備事業)CLT・LVL等を活用した建築物の低コスト化・検証等

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 第3回全体委員会議事録

日時	2023年3月20日 月曜日 13:00~14:30					
場所	ZOOM					
参加者 (敬称略)	委員長	五十田博				
	委員	中川貴文	辻拓也	荒本康弘	中島昌一	松田昌洋
	オブザーバー	篠原昌寿	野田卓見	難波宗功	百瀬奏	
	行政	日向潔美	今井翔			
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美		

配付資料

資料 01: 前回の委員会の議事録(12/7)

資料 02: 事業説明パワポ

資料 03: 報告書案

資料 04: 来年度の事業応募の提案資料

参考資料 01: 住宅用金物平屋建て振動台実験 2022 年度

参考資料 02: 230320_既存仕様規定対応仕様規定検討 WG の概要

参考資料 03: 住宅金物 CLT 振動台実験 委員会資料(追加分)

1. 前回議事録の確認(資料 01)

2. 事業の全体の報告および各検討の補足(資料 02、03)

- ・ 本事業の全体像(実施した検討および結果)について、資料 02 により中川委員から説明。各検討(報告書各章)は以下の通りで、一部の章については各担当者より補足説明があった。

第 2 章: 住宅用金物を用いた CLT パネル工法の納まり

第 3 章: 接合部要素実験

第 4 章: 実大静加力倒壊実験

第 5 章: 倒壊挙動に関する基本的考察

第 6 章: 実大倒壊実験の追跡

第 7 章: モデルプランによるパラメータ・スタディ

(第 6 章)

- ・ この解析的検討では、倒壊実験の挙動を概ね追うことができる結果を得られた。ただし細かい挙動については実験と異なる点があったため、それらの点は今後の課題となる。

(第 7 章)

- ・ 第7章で実施したパラスタの詳細について補足説明があった。モデルプランは5種類で、それぞれ ZEH 水準の必要壁量に応じた壁を配置した。短期荷重時の接合部引張耐力の確認、保有水平耐力計算、限界耐力計算、時刻歴応答解析(地震動は、極稀2種地盤、JMA 神戸、JR 鷹取)を実施した結果を整理した。結論としては、保有水平耐力計算では、 $D_s=0.3\sim 0.4$ としておけば5プランとも成立することが分かった。限界耐力計算や時刻歴応答解析では極稀地震で一部 $1/30\text{rad}$ を超える応答が生じ、時刻歴応答解析の JMA 神戸や JR 鷹取では倒壊するプランもあった。いずれのプランも2階の接合部性能を2倍に上昇させた場合は、どの地震動でも倒壊しない結果が得られた。
- ・ 解析モデルは今後実施予定の振動台実験等を踏まえた修正は考えているか。
→梁が折損した後の対応、せん断金物が終局まで効いている前提等、他事業でも課題になっている点は詰め切れていない。これらは今後も検討が必要と考えている。
→その点は報告書に追記しておく。

3. その他

- ・ 振動台実験の速報(参考資料 01、03)および基整促事業(参考資料 02)の概要、本事業との関係性について五十田委員長より説明。
- ・ 本事業は3月24日(金)まで。以下は事業締切までに追記等を実施。
 - ・ 第7章追記(担当: 中川委員)
 - ・ 第8章まとめ作成(担当: 五十田委員長)

9.2 打合せ議事録

本事業で実施した打合せは以下の通りである。

	日 時	場 所
第1回打合せ	令和4年4月28日(金) 16:00~17:30	Zoomによるオンラインミーティング
第2回打合せ	令和4年5月20日(金) 8:00~10:00	Zoomによるオンラインミーティング
第3回打合せ	令和4年6月2日(木) 15:00~17:00	Zoomによるオンラインミーティング
第4回打合せ	令和4年6月14日(木) 17:00~18:30	Zoomによるオンラインミーティング
第5回打合せ	令和4年6月28日(火) 13:00~15:00	Zoomによるオンラインミーティング
第6回打合せ	令和4年7月12日(火) 17:00~19:00	Zoomによるオンラインミーティング
第7回打合せ	令和4年7月26日(火) 16:00~17:30	Zoomによるオンラインミーティング
第8回打合せ	令和4年8月23日(火) 15:00~16:30	Zoomによるオンラインミーティング
第9回打合せ (解析)	令和4年9月16日(金) 16:00~17:30	Zoomによるオンラインミーティング
第10回打合せ	令和4年10月5日(水) 17:00~18:30	Zoomによるオンラインミーティング
第11回打合せ	令和4年10月26日(水) 17:00~17:30	Zoomによるオンラインミーティング
第12回打合せ	令和4年11月14日(月) 15:00~17:00	Zoomによるオンラインミーティング
第13回打合せ	令和4年12月5日(月) 17:00~19:00	Zoomによるオンラインミーティング
第14回打合せ	令和5年1月19日(木) 9:00~10:30	Zoomによるオンラインミーティング
第15回打合せ	令和5年2月16日(木) 12:30~14:00	Zoomによるオンラインミーティング

次ページから、打合せ議事録を掲載する。

令和4年度 林野庁事業(住宅用金物 CLT)

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 打合せ議事録

日時	2022年4月28日 金曜日 16:00~17:30					
場所	ZOOM					
参加者 (敬称略)	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	難波宗功	百瀬奏
	信州大学	松田昌洋	辻健斗			
	国総研	荒木康弘				
	建築研究所	中島昌一				
	構造計画研究所	篠原昌寿	野田卓見			
	日本システム設計	渡邊拓史	佐藤基志			
	事務局	平野陽子	中村亜弥子	山崎渉	佐々木留美	

配付資料

資料 01: 2022 仕様既定林野庁実験進め方

資料 02: 20220428 試験体検討資料

資料 03: 20220418 壁剛性について

資料 04: 20220420 住宅用金物納まり検討

資料 05: 0426_解析概要・結果

参考資料 01: 【ご参考】水平加力実験計画

参考資料 02: STG 成果普及 WG テキスト(最新版)

1. 本事業での実施内容(資料 01)

- 本事業の目的は、CLT を用いた 2 階建て延べ面積 200m² 程度以下の建築物に、軸組構法住宅の柱と横架材の接合部に使われている金物を用いた場合の耐震性能を明らかにすることである。CLT パネル工法の仕様規定化へ向けた取り組みの中の一つであり、以下の事業と情報共有をしながら進める。

①国交省基準整備促進事業 CLT 建築物の仕様規定ルートの創設(S35)(事業主体:住木センター、仕様規定の検討:構造計画研究所(KKE))

②林野庁補助事業 CLT パネル工法建築物の地震時限界性能把握による接合部簡易化・壁量低減等 耐震基準緩和に関する検討(事業主体:日本システム設計)

- 本事業の進め方は以下の通り。

		担当	日程	備考
1	モデルプランを対象に応答解析で挙動追跡	中川、難波(京大)	5月～	
1'	地震動に対する検討	↑	5月～	

2	モデルプランの解析モデルを定義するための要素実験	辻、百瀬(京大)	8~9月(@京大) 構面実験は9月 (@建研(構造複合))	②の事業での仕様と合わせて検討
3	モデルプランの解析結果の妥当性を確認するための実大実験	辻、百瀬(京大) 中島(建研) 松田、辻(信大)	11月頃(@建研 (小スト))	静加力試験 試験体は6P× 4Pで2層
4	モデルプランのパラスタ	中川、難波(京大)		
5	パラスタの結果より1次設計、2次設計を満足する仕様を定義する	篠原、野田 (KKE)	~12月(?)	①の事業で検討。成果を共有。
6	定義された仕様規定で20棟程度解析	中川、難波(京大)		
7	仕様規定から外れる仕様での実大実験	辻、百瀬(京大)	?	

- ・ 年度後半から、角田(奈良女子大)が実験・解析に加わる予定。

2. モデルプランの検討(参考資料01)(表1)

- ・ ①の基整促事業での検討で参照しているモデルプランは、参考資料01のテキストに示されたものがベースとなっている。
→本事業でもこのモデルプランをベースとし、CLT壁を配置し各部の納まりの検討を進める。床はCLT、軸組の両方を検討対象とする。なお、①の事業で設定している壁量・壁配置にとらわれることなく、様々な納まりのパターンが考えられるような壁配置による検討を進める。
→作成したモデルプラン・各部納まりについては、実務を踏まえた視点で、日本システム設計、銘建工業に意見をいただきたい。(銘建工業へは事務局より参加依頼済。)
- ・ 各部の納まりを6月上旬までに決定する。

3. 要素試験(構面実験)の検討(資料02~04)(表2)

- ・ 構面実験の試験体仕様(1.項の表の2)について、壁幅、壁高さ、CLTの強度・層構成、接合金物(頭部、脚部の引張・せん断)、1P2Pでどのようなバリエーションがあり得るのかを資料02に示した。
- ・ これら資料に示された以外の納まりを考えておく必要がある。具体的には、建て方での位置決めに必要なさね、もしくはほぞのような形状がCLTおよび梁・土台に必要なと思われる。建て方を含めたより現実的な仕様に落とし込むため、試験体の検討ではモデルプランの検討で得られた意見を反映する。

- ・ 構面実験の試験体仕様の決定にあたっては、モデルプランを決定し具体的な仕様に落とし込むことを先に進める必要がある。
- ・ 資料 02 の検討では、接合金物として、一般住宅金物(4種)、 χ マーク金物、構造ビス、引きボルト、金物工法(ほぞパイプ)を挙げているが、本事業では対象を一般住宅金物(4種)に絞り検討を進める。
- ・ 例えば、一般住宅金物の性能確認は、構面実験ではなく単純な接合部引張試験でもよい。CLT の壁の側面に金物を取り付ける場合に、繊維直交方向のラミナにビス留めすることが想定されるため、性能確認が必要となる。
→2. で示すモデルプランの検討を進めつつ、構面実験だけでなく単純な試験で性能確認が可能なものの整理も進める。
- ・ 想定している CLT は 3 層 3 プライ。要素試験の材料は新規で製作が必要。

4. 構面試験体の解析的検討(資料 05)(表1, 表2)

- ・ 資料 05 では、資料 02 で示した構面実験のバリエーションのうち、壁幅 1.0m、壁高さ 3.0m、壁脚部に L 型金物を取り付けた場合の増分解析、および時刻歴応答解析を行った結果を示している。
- ・ 増分解析結果について、金物なし・ありの 2 条件で、それぞれ手計算(水平力、鉛直荷重、CLT のアスペクト比から力のつり合いで転倒モーメントを計算したもの)による結果との比較を示している。金物なし・ありに関わらず増分解析と手計算の結果が微妙に合っていない。なぜか。
→原因はよく分からない。手計算において、層間変形を壁幅を用いて算出しているが、壁が浮き上がり回転することから、厳密に言えば壁幅による層間変形の算出は実際とは異なるため、その影響があるかもしれない。
- ・ また、増分解析の結果で、金物なし・ありを比較すると、傾斜復元力のみによる耐力発現の部分(グラフ中の変位がおおよそ 20cm 以降)が微妙に合っていない。なぜか。
→こちらも原因はよく分からない。
→解析モデルの壁脚部に設定されているトラスの影響ではないか。トラスをなくしたモデルで検討してみてもどうか。
- ・ 解析結果をみると、壁が倒れることがなさそう。
→図 1 に示すように床が長くなった場合に、壁が倒れるかもしれない。もしくは図 2 に示すように壁の両端をピンでつないだ梁で、その梁には壁の浮き上がりの抑え込み効果がない場合も倒れる可能性があると考えられる。
→倒れる条件についての解析的検討は、構面実験の前に進めておく。
→最終的には、仕様規定における壁の鉛直荷重の負担面積の条件設定につながる可能性がある。

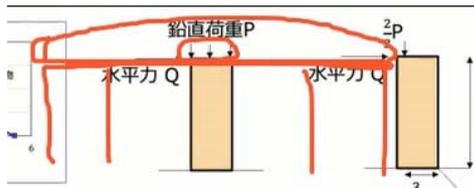


図1 壁幅に対して負担する床が長い場合

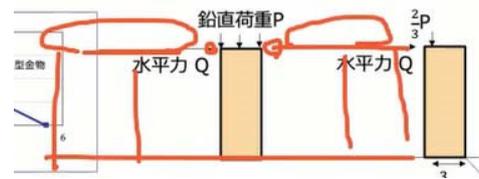


図2 壁にピンでつながった梁も鉛直荷重を負担している場合

5. 実大実験の実施について(表3)

- ・ 実大実験を11月に建研(小スト)で実施する予定としたため、それに向けた工程表を作成する(五十田?)。
- ・ 11月の実験であれば、9月頭までに試験体発注しておく必要がある。
- ・ 建研(小スト)は9月~11月まで押さえており、9月は②の事業の実験、10月はモデル簡易化実験(①、②とは別事業)を実施する予定。
- ・ 京大防災研にて、振動台実験を実施することも想定していたが、現在振動台が故障しており復旧の見込みがたっていない。

6. その他

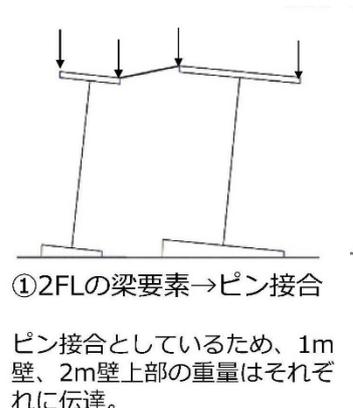
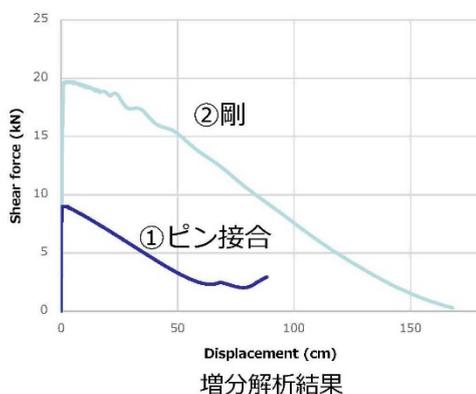
- ・ 次回打合せでは、以下の確認を行う。
 - ・モデルプランおよび構面試験体の納まりの検討について進捗
 - ・要素試験(構面試験以外)の検討状況
 - ・解析モデルによる構面試験体の検討状況
- ・ 次回以降、試験体の検討で、下記の方にご参加いただく(事務局より依頼済)
 - 車田様、谷口様(銘建工業)
 - 槇田様(BX カネシン)
- ・ 次回、次々回の打合せ
 - 5月20日(金)8:00~ (Zoom)
 - 6月2日(木)15:00~ (Zoom)

令和 4 年度 林野庁事業(住宅用金物 CLT)

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 打合せ議事録

日時	2022 年 5 月 20 日 金曜日 8:00~10:00					
場所	ZOOM					
参加者 (敬称略)	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	難波宗功	百瀬奏
	信州大学	松田昌洋	辻健斗			
	国総研	荒木康弘				
	建築研究所	中島昌一				
	構造計画研究所	篠原昌寿	野田卓見			
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子	渡邊拓史	佐藤基志	
	銘建工業	車田慎介	谷口翼	原田竜輔		
	BX カネシン	槇田剛				
	事務局	平野陽子	中村亜弥子	山崎涉	佐々木留美	
配付資料	<p>資料 01:20220428 議事録</p> <p>資料 02:20220520 納まり検討資料</p> <p>資料 03:20220521wallstat 解析進捗報告</p> <p>参考資料 01:現わし仕上げを前提とした CLT 構法接合部の開発</p> <p>参考資料 02:帯金物 SS【ショートストラップ】 山菱工業株式会社</p> <p>参考資料 03:帯金物(山菱工業株式会社) 部資材ホットリンク【一般社団法人 日本ツーバイフォー建築協会】</p> <p>1. 前回議事録の確認(資料 01)</p> <p>(修正)</p> <ul style="list-style-type: none"> モデルプランの詳細検討にあたっては、日本システム設計だけでなく銘建工業にもアドバイスをいただきたい。議事録を修正しておく。 <p>(補足)</p> <ul style="list-style-type: none"> 連携(情報共有)する他事業は、以下の 1 事業が追加となる(③とする。) ③林野庁補助事業(R3 補正) CLT パネル工法用接合金物の開発、合理化検討事業(事業主体:住木センター、日本 CLT 協会) ③の事業では、新規金物開発に取り組むことになっている。本事業での検討により住宅用金物を少し改良した金物の提案が必要になる可能性があるが、その開発は③の事業で進める。また、本事業で必要な接合部実験については、別途③の事業で実施する可能性がある。 京大防災研の振動台施設については、そろそろ復旧できそうな状況になったと聞いている。本事業でどのようなスケジュールで実施するかは今後検討。 <p>2. wallstat による解析的検討(資料 03)</p>					

- 資料 03 では、前回指摘事項を踏まえた解析モデルの検討、および 2 層の場合、二つの壁を並べた場合、柱が両側に設置されている場合の 3 ケースについて増分解析を行った結果を示す。
- 前回打合せで、手計算の結果と増分解析の結果のずれを指摘され、解析モデルの修正を進めていたが原因が分からない。結果として大きな差が出ているわけではないため、ひとまずこのままの解析モデルで検討を進める。
 - wallstat による増分解析は、ゆっくり押した動的解析のような解析手法となっていると思われる。そのため、粘性減衰の影響が出ているのではないか。
 - 粘性は 2%で設定している。その値を変更した検討はしていないので、値を変えてみてその影響を確認してみる。
- 「柱が両側に設置されている場合」のモデルは、柱頭・柱脚がピンになっており、梁が折れないような条件となっているものと思われる。実際には柱頭・柱脚が引張破壊したり、梁が折れたりすることがあり得る。
- この解析モデルでどのようなパラスタを進めるかは別途検討するとして、最終的には壁 1 枚でアスペクト比を変えながら地震応答解析を進め、壁が転倒するような変形が生じる地震波があるか確認していくことが目的となる。
 - 壁の負担重量分だけの抑え込みだけでなく、「柱が両側に設置されている場合」での想定のように柱側に付加重量がある場合の検討をしておく必要がある。その検討で、壁のプロポーションによって鉛直荷重の負担面積が変わってくるものと思われる。
- 「二つの壁を並べた場合」の解析では、2 つの壁が梁によってピン接合された場合(図中①)のケースでは耐力が持ち直している。これは幅の短い方の壁の転倒により、梁に引張力が入り、幅の広い方の壁の転倒を押さえ込んでいるものと考えられる。現在は解析が途中で止まっているが、最終的にどうなるのか確認してはどうか。
 - 最終的な解析は安定しておらず何が起きているかが分からない。
 - まずは 1m の単体壁、2m の単体壁の結果をグラフに追加する。
 - 先ほどの粘性減衰の検討も含めて、解析モデルの修正の検討を進め、押さえ込みが耐力上昇に寄与しているメカニズムを確認する。



3. モデルプランと納まりの検討(資料 02)

- ・ 前回打合せでのモデルプランをベースに、1 階で 8P 分、2 階で 4P 分の壁を配置するルールとして、以下の 3 パターンの壁配置で、在来床組・CLT 床組のそれぞれを検討した結果を資料 02 に示す。またディテールの検討、要素試験の検討についても併せて示している。

(壁配置パターン 1) 910 幅の壁を連層配置

(壁配置パターン 2) 一部上下階の壁を千鳥に配置

(壁配置パターン 3) 下階壁抜けがある配置

(各部の納まり)

- ・ 例えば掃き出し開口など建具が来た場合に、どのように納める想定か。
→CLT 壁に建具が取り付けられる場合は金物を隠すような納まりはできないので、間柱等を用いて、金物を隠せるだけの寸法を逃げて、建具を取り付ける納まりとすることがいいかと考えている。CLT を切り欠いて金物を隠すような納まりも考えられるが、CLT の加工を考えると現実的ではない。
- ・ 壁の浮き上がり・横滑りについて、連携事業②(前回議事録参照:林野補助事業、事業主体日本システム設計)での対応案の紹介があった。本事業においても壁の浮き上がり、横滑りへの対応を検討したほうがよいと考えられる。以下の案が挙がった。
【壁の浮き上がりに対して】
 - ・土台ごと浮き上がるような変形となるように CLT 壁と土台との留め付け(具体的な仕様は提案なし)
【壁の横滑りに対して】
 - ・土台に対して壁勝ちとし土台で止める方法(ただし、施工は大変そう)
 - ・考え方としては上記と同じであるが、壁の両脇に枠組壁工法の下枠のように厚さ 45 程度の材を土台に留付けて止める方法
【壁の浮き上がり・横滑り対策を兼ねるせん断金物】
 - ・ほぞパイプ(もしくは丸鋼)
 - ・枠組壁工法用の帯金物(参考資料 02、03)のようなもの(ただし 2 階の壁に限定される)
- ・ 運用上、CLT 壁を表しで使用したい、という場合は、外壁ではなく室内の一部でも表しにできれば問題ないか。
→問題ないと思われる。CLT 協会ですべての標準プランでも部分的な表しとしている。
- ・ 金物が表しになってもよいのでは。
→設計による。露出したとしてもうまくデザインできれば気にならないのでは。
→例えば引張接合部に使用する金物として、表しとしてもよい金物、見せたくない金物といったような分類があると思われる。実際の設計の段階でどちらでも選択できるよう、同じ引張接合部の金物でも使い方の分類別に実験で性能確認しておく必要はありそう。

(金物のイメージ)

- ・ 1か所の接合部に対して金物を複数個使用する前提でもよいか。例えば紹介された帯金物のようなものを CLT の側面に想定している耐力に合うように複数枚留付けるといったような運用も考えられるのでは。既存の住宅用金物が圧倒的に安いので極力そこから選択できるようにするのがよいのではないだろうか。
 - 留付ける位置や個数によって耐力を低減する、留め付ける材の最小寸法(材の割裂等への対応)の設定等のルールを設ければそのような運用も可能。
 - 例えば 10kN 程度とれる L 型金物で幅が 30mm 程度に収まりそうなものがある。これであれば 3 層 3 プライの CLT にもラミナの平行層の部分に 2 個つけて 20kN 程度見込める。こうした取り方もよいと思われる。
- ・ 金物を新しく作るという選択肢はないか。
 - あり得る。そのために事業③と連携することになっている。ただし開発するとしても、住宅用金物程度のものであまり鋼材量が多くなく、単価を安くできるようなものとする。

(要素試験関連)

- ・ CLT の側面(ラミナの小口が出ている面)にホールダウン金物を取り付けた場合に、耐力が出るかどうか心配している点は理解できる。小口面に受け材のようなもの(例えばラミナ:厚さ 30 幅 90 程度)をくぎかビスで留付けるような納まりとすればよいのでは。
 - コストアップと手間が課題となる。
 - CLT の側面にホールダウン金物を取り付けた仕様については、過去の実験データがある(建研中島氏より共有済)ので参考とする。
- ・ 資料 02 の要素試験の記載で、ヒノキ S60 とあるが、ヒノキは S90 になってしまう。
 - 基本的にはスギで実験を行う。

(設計の考え方)

- ・ 2. で検討している解析から接合部性能を決めて、それに見合う金物を決めるという進め方か。
 - 解析は倒壊限界の検証で、金物が外れた後を想定している。金物は短期の性能保証のためにつけることをイメージしている。壁倍率 3 倍や 5 倍等、設計上必要な壁倍率に対してそれに沿うような金物選択を示しておくようなイメージ。
- ・ 最終的に終局状態は傾斜復元力で取ると考えると、金物の性能の終局時の評価としては $0.2P_u/D_s$ を考慮しなくてもよいということか。
 - そのように考えている。 $2/3P_{max}$ 、 P_y から決まる金物の許容耐力から壁の許容耐力が求められることになる。仕様規定であるため、壁倍率は 5 倍までとする。2 階建て建物の 1 階の接合部では 5 倍が必要となると思われるが、2 階の壁では 5 倍も必要ないので、金物を性能を下げて 2 倍、あるいは 3 倍程度とする、といったことが考えられる。

(まぐさ・垂れ壁の扱い)

- CLT の壁とまぐさ(垂れ壁)はせん断接合として資料 02 の詳細図では何かプレートのようなもので留めるイメージとなっている。まぐさ(垂れ壁)は水平耐力に寄与するものとして扱うのかどうか方針は決まっているのか。
 - 垂れ壁の水平耐力への寄与について、本検討の中でどう対応するかは決めていない。もし水平耐力を加味するとしても、CLT パネル工法に準じる場合は、垂れ壁と袖壁の間にせん断接合部が必要となるが、本検討ではそれに準じる必要はないと考えている。
- まぐさと床パネルの水平方向のせん断接合部は、LST 金物は価格が高いのでくぎ、もしくはビスの斜め打ちになるものと考えている。
 - CLT パネル工法に準じたせん断接合部とすると、終局時での曲げ戻しの効果が見込める。しかし金物を使用しない、つまり曲げ戻しを想定しなくても倒壊しないという前提の場合は、くぎ、またはビスで問題ないと思われる。
- 水平耐力に寄与しないとするのであれば、垂れ壁腰壁は、すべて軸材とした方が施工上はすっきりできると思う。

(検討の進め方)

- 資料 02 の詳細図に示された仕様にたどり着いた検討過程がよく分からない。いくつかのバリエーションがある中で、今回はこの仕様に限定した、と説明する資料が必要になる。例えば、まぐさもしくは梁のどちらが必要なのか、そのときの床は CLT なのか軸組なのか、いくつかパターンがあって、それを示しておく必要がある。
 - まずは文章ベースでどういう仕様があり得るか並べてみて整理する。現在の資料 02 で占められている仕様に至った過程が分かる表を作成するのがよい。
 - この整理については、次回打合せの後半で実施。たたき台として、資料 02 の検討にあたって想定した条件について洗い出しておく(担当:辻(京大))。また接合部仕様だけでなく、設計条件も併せて整理する。

(整理にあたって本打合せで挙げたポイント)

- CLT の垂れ壁(まぐさ)、または梁が必要な場合の条件
- CLT 床の場合の接合方法(床-床の接合:スプライン、もしくは帯金物?)
 - 現在は CLT パネル工法に準拠する想定であった。2. の解析での検討であった、壁-壁をつなぐ引張材としての役割が重要になるということであれば、何らかの具体的な仕様を示す必要があると思われる。
- CLT パネルの寸法
 - 床の割付について 2.73m の幅のものがある。住宅規模で狭小地で 4 トントラックでの輸送を考慮すると、CLT パネルの幅は 2.2m 程度に抑えておくのが現実的。
- 梁の役割として、曲げ戻しを考慮する場合と、考慮しなくてもいい場合。
- 梁せいに応じて必要な CLT 壁高さを変えることはあるか。
 - 梁せいに応じて CLT 壁高さを変えるケースもあるが、在来の床組に CLT 壁をいれる場合は梁せいを 270 に統一するケースというのが多い。

→極端なケースではあるが、1枚のCLT壁の途中で梁せいが変わる場合にCLTを切り欠くといった場合の壁はここでは扱わない、といったような条件を示してもよい。

4. その他

- ・ 次回打合せは、以下とする。モデルプランの納まり検討については、打合せ後半の時間を長めにとり、整理作業を一部関係者で進める(18時頃まで延長の予定)。
 - ・解析モデルによる構面試験体の検討状況
 - ・モデルプランの各部仕様・納まり、設計条件等の整理についてのワーキング(後半)
- ・ 次回、次々回の打合せ
 - 6月2日(木)15:00~18:00 (Zoom)
 - 6月14日(火)17:00~ (Zoom)

令和 4 年度 林野庁事業(住宅用金物 CLT)

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 打合せ議事録

日時	2022 年 6 月 2 日 木曜日 15:00~17:00					
場所	ZOOM					
参加者 (敬称略)	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	難波宗功	百瀬奏
	信州大学	松田昌洋	辻健斗	藤村咲良	林悠雅	
	国総研	荒木康弘				
	建築研究所	中島昌一				
	構造計画研究所	篠原昌寿	野田卓見			
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子	渡邊拓史	佐藤基志	
	銘建工業	車田慎介	谷口翼	原田竜輔		
	BX カネシン	槇田剛				
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美		

配付資料

資料 01:20220602 解析進捗報告

資料 02:20220602 打ち合わせ資料

1. wallstat による解析的検討(資料 01)

- 資料 01 では、前回の指摘事項について、以下の 3 点の進捗を示している。
 - ①手計算の結果と増分解析の結果のずれの要因として、粘性減衰の影響が指摘されていたが、wallstat では粘性減衰の値を変動させることができないため検証できていない。
 - ②1P と 2P の 2 つの壁を並べた場合の検証について、1P 壁の転倒に伴い、2 つの壁をつなぐ梁に引張力が生じて、2P 壁の転倒を抑えている可能性が指摘された。その確認のため、解析モデルによる検証を進めたが引張力が生じているかどうか現時点では明確な結果を示すことができていない。
 - ③柱が両側に設置されている場合について、2 階床にかかる荷重を 60kN に固定し、壁、柱の負担重量を変化させた検証を行った。
- ②について、解析モデルの変形の様子を見る限りは引張力が生じているものと思われる。応力がどうなっているか改めて確認する。
- ③について、壁単体の鉛直荷重を例えば 30kN とした場合と、壁の両側に柱が設けられているタイプの架構で壁の鉛直荷重を 30kN とし(資料 01 p.5)、柱にも負担荷重がかかっている場合の解析結果が同じであることを確認すればよい。
→それは確認できているので、後者の架構で時刻歴応答解析を進める。

2. モデルプランと納まりの検討(資料 02)

- 資料 02 では、以下の 2 点の検討を整理した。
 - (1)CLT 壁に住宅用金物を用いた既往の実験結果について(前回打合せ以降で共有された資料)

(2)モデルプランとその納まりについて、以下の点に分けて検討状況を示している。

イ: 必要金物スペック

ロ: 壁幅の選択肢

ハ: 工法のイメージ

ニ: 水平構面と鉛直構面のつながり

ホ: 運搬などの施工上の制約・部材モジュール

(金物開発および必要性能のイメージ)

- ・ 本検討で使用する接合金物の考え方としては、既存の住宅用金物をそのまま使用するのではなく、将来的には 10kN、20kN、35kN のようなバリエーションで、金物メーカー各社に、CLT 用に金物を作っていただくイメージとなる。現状では既存の住宅用金物を使用するが、見えがかり等について CLT 用に特化したものではないため。もちろん金物単価を上げるような開発ではなく、薄い鋼板を折り曲げたものや現在のホールダウン金物を応用したもの程度のイメージ。
- ・ イ: 必要金物スペック(資料 02 p7)で、1/120rad 時の変形に対して金物が耐力保持しているかどうか検討しているがその必要はない。金物の許容耐力時の変形角が層間変形角になる。金物の靱性は見込まず、倒壊安全に対する保証は傾斜復元力に対応するというイメージ。
- ・ せん断接合部の設計は、壁倍率相当の負担せん断力だけを担保すればよい。つまり大地震時にはもう切れてしまっていると考えてよい。ただし、横滑りを止めたいので、ほぞパイプを採用することとする。
→木のほぞ、という案も出たが、CLT の加工が手間になる、また歩留まりも悪くなるので、ここでは検討対象としない。

(工法のイメージ)

- ・ ハ: 工法のイメージ(資料 02 p10)で示されたもののうち、本事業では②在来床組+CLT 壁を対象とする。①CLT 床組+CLT 壁は CLT パネル工法の接合部簡略化をイメージするものであって、ここでは対象としない。
- ・ この場合梁勝ち架構となる。他事業でのパラスタの経験からすると梁の断面が在来工法と比べて大きくなってしまいが、それは引張接合部は大地震にまで壊さない、梁も大地震時に折れないことを前提としており、今回の検討とは異なる。
→本検討では、梁が折れてもよしとし、梁・床の脱落防止措置をとることを規定しておく。

(CLT の仕様)

- ・ 住宅用の規格寸法に合わせて、CLT はラミナ厚 35mm とした 105mm 厚とし、検討を進める。壁幅は、910mm、もしくは 1820mm で壁の勝ち負けの組み合わせ程度のバリエーションとする。(壁の勝ち負け: 交差する壁において、柱 105mm 分の幅を含む壁を勝ち、含まない壁を負け)
- ・ 現在は 30mm 厚のラミナを使用しているが、35mm ラミナとなった場合 CLT の製造コストは材積比以上に高くなってしまいか。

→現段階ではラミナを別途調達するなどの対応が必要となり試算してみないと分からない。ただ、今後仕様規定の検討の中において位置づけられていくものだとすると、将来的には材積比で算出可能な単価に抑える必要があると考えている。

- ・ 壁幅については、寸法ラインナップが少なければ少ないほど歩留まりが向上し、コストを抑えることができる。また、幅は 2m 程度で抑えたほうがよい。住宅程度の規模であれば、4t 車、場合によっては 2t 車を使用することになるがそれに対応可能となる。
- ・ 105 厚、910mm 幅、高さ 3m の CLT は、150kg の重量となる。人が持って作業をするレベルではなくクレーンでの作業となる。それ以上の壁幅でも、壁幅 910mm と変わらずクレーンでの作業となる。
- ・ 今後、ZEH 対応の住宅が一般的となると 1 階の柱は 120 角が主流となりそう。
→今回はまずは 105mm で検討を進めて、ZEH 対応は今後検討という方針とする。なお柱・梁幅 120mm が主流になったとしても、CLT は 3 層 4 プライ(ラミナ厚 30mm)の厚さ 120mm で対応可能。

(壁配置)

- ・ 壁の交差部(L 字部、T 字部、十字部)はどのような仕様とするのがよいか。交差部はホールダウン金物を留付ける場所として、開けておいてもよいと考えている。
→交差部を開けておくと、設計はダブルグリッドになる。そうすると仕上げや他の材との取り合いがうまくいなくなるものと思われる。
→壁幅の種類が増えることになるが、実際の設計を考えるとシングルグリッドで対応するのがよい。
- ・ 既存の CLT パネル工法において、壁の配置について、勝ち負けのルールはあるか。
→特にない。ちなみに現状の CLT パネル工法の建築物において、モジュールが決まっているプランだとしても壁幅の種類はものすごく多い。

(検討の進め方)

- ・ 上記議論を踏まえて、事務局にてモデルプランから各部仕様の検討を進めることとし、図面の作成を進める。図面を作成するプロセスにおいて、どう決めてよいか分からない点については、質問等を示しておく。

4. その他

- ・ 次回打合せは、以下とする。
 - ・ 解析的検討の進捗状況
 - ・ モデルプランの各部仕様・納まり、設計条件等の整理についてのまとめの共有および意見交換
- ・ 次回、次々回の打合せ
6 月 14 日(火)17:00~19:00 (Zoom)

6月28日(火)13:00~15:00 (Zoom)

令和4年度 林野庁事業(住宅用金物 CLT)

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 打合せ議事録

日時	2022年6月14日 木曜日 17:00~18:30					
場所	ZOOM					
参加者 (敬称略)	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	難波宗功	百瀬奏
	信州大学	松田昌洋	辻健斗	藤村咲良	林悠雅	
	国総研	荒木康弘				
	建築研究所	中島昌一				
	構造計画研究所	篠原昌寿	野田卓見			
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子	渡邊拓史	佐藤基志	
	銘建工業	車田慎介	谷口翼	原田竜輔		
	BX カネシン	槇田剛				
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美		

配付資料

資料 01: wallstat 解析_信州大学 辻

資料 02: 202206014_wallstat 解析進捗報告

資料 03: モデルプランやり取りデータ一式

1. wallstat による解析的検討(資料 01)

- 資料 01 では、前回までの京大(難波)の解析に関して信大での後追いの検討、および CLT 壁の両側に柱がつくフレームでの時刻歴応答解析を行った。以下に解析条件を示す。

後追い検討: 壁単体(増分解析)

	解析モデルの設定		荷重条件
1	金物なし	壁脚部がトラス	積載荷重 15kN
2	金物なし	壁脚部に剛せん断ばね (中央に1つ配置)	積載荷重 15kN
2'	金物なし	壁脚部に剛せん断ばね (中央に1つ配置)	積載荷重 60kN
3	金物あり(壁脚部に引張ばね)	壁脚部がトラス	積載荷重 15kN

壁の両側に柱がつく場合(時刻歴応答解析)

	解析モデルの設定		荷重条件
	柱脚・柱頭部	壁脚部	
4	剛接合	壁両側にせん断ばね	積載荷重 60kN
5	剛接合	壁中央にせん断ばね	積載荷重 60kN
6	ピン接合	壁両側にせん断ばね	積載荷重 60kN
7	ピン接合	壁中央にせん断ばね	積載荷重 60kN
8	引張・圧縮・せん断ばね	壁両側にせん断ばね	積載荷重 60kN
9	引張・圧縮・せん断ばね	壁中央にせん断ばね	積載荷重 60kN

- ・ 壁脚部のせん断ばねについて、時刻歴応答解析の結果を見ると、壁両側に1つずつ設けるよりも、壁中央に1つ設けるほうが増分解析と比較して合っている。今後は壁脚部のせん断ばねは壁中央に1つ設けるモデルで検討を進める。
- ・ 4、5の解析結果を比較すると、4の方が変形が大きくなるにつれて荷重が高くなり、せん断ばねが効いている結果になっている。なぜ荷重が高くなっているのか。どういう拘束条件になっているのだろうか。
 - 4は壁脚部の両側にせん断ばねを設けており、壁の変形(回転)が大きくなってくると、その変形により壁脚部のせん断ばねにせん断抵抗が生じてしまうため、5の中央にせん断ばねがある場合と比較して荷重が高くなるものと思われる。
 - せん断ばねがついている節点は上下方向は拘束されておらず、5のようにせん断ばねを中央1本にすると、その節点を中心に回転する変形が可能となり、その影響によるせん断抵抗は生じないと考えている。
- ・ 5の結果が、2'の増分解析結果と合うとしている。比較対象とした2'のモデルの条件はどのようなものか。
 - 2'では、積載荷重の設定は、壁一枚に対し60kNをかけている。
- ・ 5の積載荷重の設定は、5つの節点に等分した荷重(60/5=12ずつ)加えている。5つの節点は等間隔ではないため、厳密には梁に対して等分布荷重になっていない。
- ・ 5は両側に柱があって、さらにその柱頭・柱脚は剛接合としているため、柱にせん断力が生じている。4、5、8、9の仕様での柱に生じるせん断力の結果を確認しておく。
- ・ 上記を踏まえて、どの条件での時刻歴応答解析結果と、増分解析結果が合うと言えるのかを改めて整理しておく。
- ・ 5、7の結果を見ると、柱をピンとした方(7)が荷重が高くなっている。なぜか。
 - 詳細は分からない。
 - 解析のアニメーションで変形の様子を見ると、梁が曲げ破壊している。また梁端(柱頭接合部)で、モーメントが発生しており、想定している変形とは異なる。柱頭接合部のばね・モデルの設定を見直し、解析をやり直す。
- ・ 以下の点を追加して検討を進める。
 - ・各解析結果にモーメント図を追加
 - ・両側柱ありのモデルでの積載荷重のかけ方をどの点にいくつ荷重をかけているかを明記
 - ・時刻歴応答解析を行ったモデルについては全て増分解析も行う

2. モデルプランの解析的検討(資料 02)

- 資料 02 では、モデルプランを用いた検証として、モデルプランに壁倍率 5 倍の耐力壁を 1 階に 6P、2 階に 4P 配置、耐力壁を在来耐力壁もしくは CLT 壁(金物:なし、CPT、HD15kN の 3 種類)とした場合の荷重増分解析結果を示している。
- CLT 壁で金物ありの場合の 2 階の変形図を見ると、荷重が一度 0 になってからまた上がっていく。なぜか。
 - 載荷速度が速かったため、勢いついて戻ってくるような反動が出ているものと思われる。
- この解析で追えるような建物仕様の条件が必要になるか。
 - 床が切れないこと、鉛直方向の部材が軸力を負担できる状態であること、壁の水平方向にせん断ストッパー(横滑り防止)が効いていることが挙げられる。
- 荷重変形関係のグラフでは 0.5~1.0m の領域まで示しているが、0.3m で 1/10 ぐらいの層間変形角となる。0.5~1.0m は実際に起こり得る領域なのだろうか。
 - 長周期成分が卓越している地震動でないとそこまでいかないだろう。
 - 実現性としてはほぼなく設計上は見なくてよい、ということでしょうか。つまり床が切れない等の条件の確認は、0.5~1.0m では確認する必要はないか。
 - 実地震動の変位応答スペクトルは、記録のあるものの中では 85cm が最大でそれを超える波は発生していない。逆にいうと 80cm 超までは現に地震が起こっている。
 - その値は等価周期に対しての変形であるため、周期が変化する系に対してはそこまで変形が生じるかは分からない。また周期が変化する系の場合、初期剛性によって最大変形量が変わる。ここでの検討としては、初期剛性がある一定程度以上であれば、最大変形量は 0.5m まででよいといったような指標を最終的に示すことになると思われる。
 - この点について非線形スペクトル法を調べておく。(日本語だと土木系しかでてこないため、海外の論文を参照するのがよい。)
- 資料 2p6 で示された 500mm 変形時の 2 階梁がかなり曲がっているが、曲げ破壊しているのか。
 - 梁が曲がっている点は、継手でピンとしている。継手の位置によって大変形時の形は変わることになる。
- CLT 壁モデルの解析結果のうち、金物なしの結果と金物あり(CPT)の結果を比較すると、金物あり(CPT)の方が最大荷重時の変形量が小さくなっているが、なぜか。金物あり(CPT)の最大荷重時の変形量は 0.7m 程度でその時点ではすでに金物は切れているため、金物なしの結果と同じになるはずでは。
 - 直交壁が破壊していない影響があるのではないかと考えているが、よく分かっていない。解析結果の分析を進める。

2. モデルプランの仕様(資料 03)

- 各壁の金物の設定および今後の検討の進め方は以下の通り。
 - (1) 現在の住宅用金物の整理(カネシン 植田様提供)
 - 住宅用金物について、短期基準耐力(5kN/10kN/・・・等)別に金物を整理

(2)現在のモデルプランの壁別に、設置可能な住宅用金物を抽出、図面を作成。(事務局)

- ・ 金物の設置検討時(図面作成時)に、納まり上留付けることができない等の場合や、こうした金物があればいいといった提案など、気づいた点を記載しておく。前提として、今ある金物を使うのが絶対条件ではなく、新規に金物を開発することになってもよい。ただし、鋼材量を増やさず、現在ある金物を多少変更する程度とする。
- ・ 帯金物は、桁を挟むような場合の納まりではよいが、土台に使用する場合は割裂が生じてしまいそう。
→そうした点も「このままでは性能が出ない恐れ・・・等」とし、注意事項として示しておく。
- ・ 屋内側(床がある部分)に帯金物を使用する場合、金物勝ちとする。
- ・ L型金物は床と干渉するため使用しない方向でよいか。
→床勝ちとすれば床と干渉することはないので使用は可能。在来でも床勝ちで長いビスを使って留めている例がある。
- ・ 長ビスは、壁の位置関係に関わらず設置可能で、本数で壁倍率を調整できるため、他の金物の使用する検討を優先して進める。

- ・ 現在のモデルプランでの必要壁量は、26m。それに対してX方向が9735mm、Y方向が9100mmの壁が配置されている。26/9.1でおおよそ3倍の壁でよい。
- ・ この検討の目的は、建物の納まり図を書いておくことと、今後実験での試験体仕様の参考としたい。このまとめた図に意味があるのではなく、なぜこの金物を選択したかを記録しておくことが重要。
→このモデルプランの建物については、この建物全体の実験は実施しないが、建物全体としては解析的に検討を行う。また、部分的な納まりについては今後実施する実験で参照することになる。
- ・ 現在の4号建物に比べて開放的な建物(つまり、材料よりも壁量を減らせる)といったような方向性での検討は必要か。
→在来より壁量を減らすような検討はできない。あくまで仕様規定なので壁倍率が5倍が上限と考える。建物規模としては、300m²以内で2階建て以下に限定になると思われる。

- ・ 金物の留付け位置のとりまとめにあたっては、「片側」「側面」「片面」等、用語の定義を整理しておく。

4. その他

- ・ 次回、次々回の打合せ
6月28日(火)13:00~15:00 (Zoom)
7月12日(火)17:00~19:00 (Zoom)

令和4年度 林野庁事業(住宅用金物 CLT)

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 打合せ議事録

日時	2022年6月28日 火曜日 13:00~15:00					
場所	ZOOM					
参加者 (敬称略)	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	難波宗功	百瀬奏
	信州大学	松田昌洋	辻健斗	藤村咲良	林悠雅	
	国総研	荒木康弘				
	建築研究所	中島昌一				
	構造計画研究所	篠原昌寿	野田卓見			
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子	渡邊拓史	佐藤基志	
	銘建工業	車田慎介	谷口翼	原田竜輔		
	BX カネシン	槇田剛				
	住宅木材技術センター	金子弘	飯島敏夫			
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美		
<p>配付資料</p> <p>資料 01: 20220628_wallstat 解析進捗報告難波</p> <p>資料 02: 20220628_wallstat 解析進捗報告中川</p> <p>資料 03: 20220628wallstat 報告(信州大学_辻)</p> <p>資料 04-1: 住宅金物 CLT 仕様ルール</p> <p>資料 04-2: モデル住宅軸組図</p> <p>資料 04-3: 詳細図 01~10</p> <p>資料 04-4: BX カネシン接合金物耐力・納まり分類表(220614) 追記</p> <p>資料 04-5: カネシン金物図(L型(床負)、プレート、ホールダウン、ほぞパイプ)</p> <p>資料 05: 20220628 選定金物耐力表(抑え込み+せん断本数修正版)</p> <p>資料 06: 住宅金物の試験体仕様</p> <p>参考資料 01: 構造物の損傷過程を考慮した非線形応答スペクトル法の適用</p> <p>参考資料 02: SEISMIC APPLICATIONS OF NONLINEAR RESPONSE SPECTRA BASED ON THE THEORY OF MODAL ANALYSIS</p> <p>1. wallstat による解析的検討(資料 01~3)</p> <p>(資料 01 京大(難波))</p> <ul style="list-style-type: none"> 資料 01 では、前回までと同じ単体壁のモデルで、時刻歴応答解析を行った結果をまとめている。壁高さを 3m、壁幅を 0.4m~2.0m で、7つの地震波に対して最大応答変位 or 倒壊の結果を整理した。また、手計算の結果と増分解析結果が微妙にずれるという点について、前々回の指摘のように減衰の影響について検討を行ったが、解析結果への影響はなかった。原因はよく分からないので、引き続き検討を進める。 						

- 資料 01 では倒壊限界として「壁幅 0.8m必要」としているが、これは壁高さ 3.0m に限定した場合である。壁幅、壁高さではなく、壁のアスペクト比をパラメータとして検討するのがよい。資料 01 の p5 の表について、横軸をアスペクト比として修正しておく。
- 時刻歴応答解析の結果、壁 1 枚あたりの耐力はどの程度であったか。
→最大耐力は 15kN 程度。C₀ 換算で、0.3 程度となった。

(資料 02 京大(中川))

- 資料 02 では、モデルプランの解析的検討について、前回提案のあった非線形応答スペクトル法による検証結果を示している。非線形応答スペクトル法に関する参考文献は、参考資料 01、02 に示す。
- 復元力特性をバイリニア、降伏変位を 1/120rad、終局変形を無限大とし、初期剛性を変動させた非線形応答スペクトルの最大応答における等価周期での応答と、線形スペクトルによる応答との比較を行った。結果としては、復元力特性をバイリニアとしている影響から、概ね非線形の応答の方が小さかった。
- 等価一自由度系で 1m 程度までの変形に納まっているので、建物としては倒壊しないことが分かる。

(資料 03 信大(辻))

- 京大(難波)の解析の後追いをしている。壁の両側に柱があるフレームの解析について、前回の指摘事項について以下の通り修正した。修正した解析モデルでの増分解析結果と時刻歴応答解析結果は概ね合っていると考えている。
 - ①両側柱と梁が剛接合の場合、柱に曲げモーメントが発生していなかった
→柱が剛となっていたため柱のヤング係数を 10.5GPa に修正。
 - ②両側柱と梁がピン接合の場合、柱に曲げモーメントが発生していた
→ピン接合に回転剛性が入っていたため、軸力のみ伝達するトラスバネに変更。
 - ③剛接合の方が、ピン接合に比べて耐力が下がっていた。
→梁の最大曲げモーメントのパラメータ設定で強軸と弱軸で逆に設定されていたため修正。
 - ④梁が破壊してしまい、想定している倒壊挙動が再現できていなかった。
→壁上の梁の剛性を高くした。
- 新たな解析として、壁を 2 枚とし、壁両側に柱がついた 1 層 2P モデルでの検討を行った。
- 増分解析の結果と時刻歴応答解析の結果が合うようになったということだが、モーメント図を見るとどちらも解析モデルの設定がおかしい部分がありそう。
→解析モデルを中川委員に送って確認する。

2. モデルプランの接合部仕様(資料 04 シリーズ、資料 05)

(モデルプラン 詳細図の接合部仕様(資料 04 シリーズ))

- 資料 04 シリーズでは、前回までに作成しているモデルプランの軸組図・伏せ図と、在来工法用金物リストから、留付け可能な接合金物を配置した詳細図を作成した。

- せん断金物の候補としてほぞパイプが挙げられる。CLT に対しての加工は最小限とする方針で検討を進めているが、ほぞパイプを使用する場合の加工は穴あけ程度であり、製造上特段問題ないとして考えてよいか。
 - ほぞパイプは、既製品の長さであれば、キリの径・長さが対応可能な加工機械が多く、特に問題ないと思われる。しかし、CLT パネル幅が 1250mm 程度以上の大版になると加工できる場所が限られるため注意が必要。
 - 今回の想定では壁幅の最大は 1925mm となる。
 - その場合でも、全国で 10 か所以上は対応可能であるだろう。
- せん断金物としてほぞパイプを複数本設置する可能性がある。その場合、ほぞパイプ間の距離はどの程度とっておけばよいか
 - イメージ的には 100mm 程度あればよいと考えている。過去にほぞパイプを並べて配置した実験をしたことがあるのでその情報を共有する。(榎田→辻)
- 仕様ルールで、CLT 耐力壁は Y 通り勝ち、梁は X 通り勝ちとし、CLT 壁で梁を受けることができるようにしている。このルールであれば、隅部の引張金物として使用しているほぞパイプは X、Y 方向で兼用できる(下図 1、図 2 参照)。
- 図 2 の L 型の金物は何か？
 - 隅部の金物を両方の壁に兼用してしまう場合に、隅部の壁をつなぐ役割を想定している。

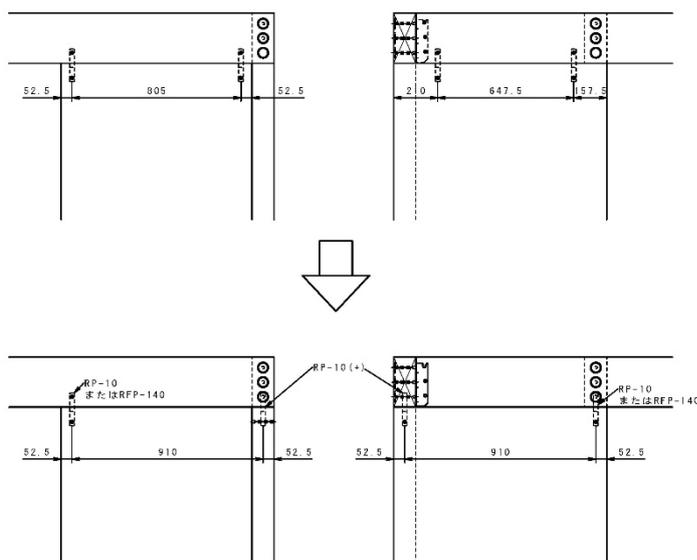


図 1 ほぞパイプの納まり(打合せ後作成:榎田)

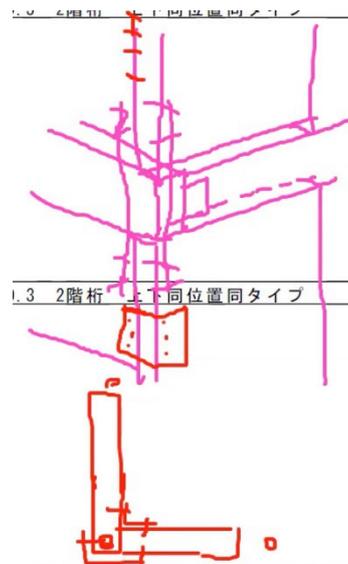


図 2 隅部の金物例

- 壁が交差する部分に取り付けるほぞパイプについて、壁側面から打つドリフトピンがきちんと打たれているかどうか確認ができないかも、という話があった。性能としては、打ってなくても大丈夫だと思われる。将来的に金物を新規で開発するのであれば、全て壁の表側から打てるものとしてもよいのではないだろうか。
- ほぞパイプの価格はどうか。
 - プレート型と比べると少し高いぐらいで、ホールダウン金物と比べると安い。

- 現状は、梁は必ず柱に接合しているルールで、継ぎ手は発生していない。この場合、CLT 壁の変形で梁が折れる場合が想定される。これを避けるためにはあえて折れる危険性のある梁に継手を設けて渡り顎+羽子板ボルトなどすれば、接合部の破壊のみとなる(図 3)。

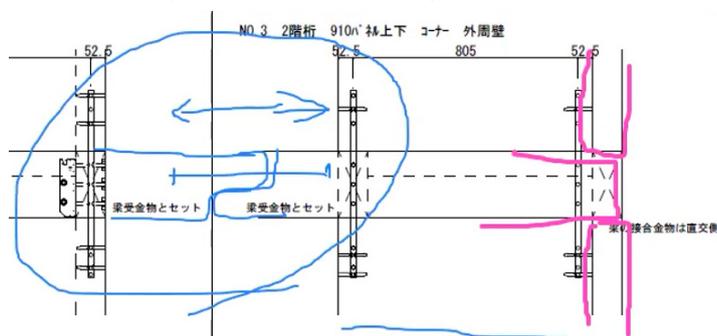


図 3 梁の継手の仕様

- 資料 04-3 の詳細図では、仕様の一つとしてプレート金物を 2 枚並べたものがある。このような配置の場合、金物の性能はパネル側部からの距離(端距離)によって低減する必要がある。
- せん断金物の種類・本数が決まったら詳細図を修正する。

(在来工法用金物を用いた壁倍率算定(資料 05))

- 資料 05 は、高さ、曲げ戻し等の算定条件を設定し、N 値から逆算した壁の短期基準耐力により壁倍率を算定した結果を、柱脚柱頭金物の性能別に整理したものである。
- 現在鉛直荷重の抑え込みをなしとして試算しているが、これを考慮した結果も示してほしい。在来床+壁 CLT の場合、在来床+在来壁に対してどの程度平均重量が増えるか。これまでの別事業での検討で何らかの目安が示されていないか。
 - 別事業の検討では、床も壁も CLT とした場合に、最大で 1.5 倍程度になることが分かっている。その時の CLT は厚さ 210mm で想定している。
 - まずは 1.2 倍程度を想定し、鉛直荷重の抑え込みを設定してみる。資料 05 の表には鉛直荷重抑え込みなしの値(今回示した値)も併せて示しておく。
 - 別途、在来床+CLT の重量も目安を提示できるように検討する(KKE)。
 - 打合せ後、荒木委員より ZEH の壁倍率検討の際に 1.6 倍としていることが共有された。これを踏まえまずは 1.6 倍として、値を示すこととなった。

(今後の課題)

- 現段階では検討の対象としないが、議論の中で挙げられた仕様を以下に示す。
 - ・1, 2 階を通し壁として、壁勝ち梁負けとした納まり(梁が折れる場合を想定して脱落防止が必要)
 - ・2P 壁を 1P×2 とする仕様
 - ・3 層 3 プライ厚さ 105mm で、ラミナの厚さを 30-45-30mm とした不等厚の CLT
 - ラミナの調達や歩留まりを考慮すると、将来的には現実的な仕様となるか。

3. 実験計画(資料 06)

- ・ 資料 06 では、①建築研究所での実大実験(平屋)(10月～)、②CLT 壁脚金物の要素実験(8月末)、③1P 壁試験(9月中旬)の計画を示している。
- ・ ①では最大加力はどの程度可能か。
→建築研究所で本事業の前(9月)に実施する倒壊限界の検討実験では、2階床レベルのジャッキは 1500kN としている。①で検討中の試験体形状はねじれが出る可能性があることから、2階床レベルのジャッキを 1000kN×2 本にしてねじれないようにするのがよいのではないだろうか。その場合、1000kN×2 本×0.3 で最大 600kN 程度は加力が可能であると思われる。
→ジャッキ 2 本で加力する場合は、ジャッキを留める治具に穴あけ等の加工が必要となるため、早めに対応が必要。

4. その他

- ・ 住木センターから林野補助事業接合金物開発事業の情報共有。当該事業での金物開発方針の概要について説明があった。
→接合金物を開発する場合の使用材料について建築指定材料であること、との説明があったが、本事業で新たに接合金物等の開発を検討する際には、法律的な枠組みは考慮しない。あくまで技術的な検討を進めることとする。
- ・ 次回、次々回の打合せ
7月12日(火)17:00～19:00 (Zoom)
7月26日(火)16:00～18:00 (Zoom)

令和4年度 林野庁事業(住宅用金物 CLT)

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 打合せ議事録

日時	2022年7月12日 火曜日 17:00~19:00					
場所	ZOOM					
参加者 (敬称略)	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	難波宗功	百瀬奏
	信州大学	松田昌洋	辻健斗	藤村咲良	林悠雅	
	国総研	荒木康弘				
	建築研究所	中島昌一				
	構造計画研究所	篠原昌寿	野田卓見			
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子	渡邊拓史	佐藤基志	
	銘建工業	車田慎介	谷口翼	原田竜輔		
	BX カネシン	槇田剛				
	住宅木材技術センター	金子弘	飯島敏夫	鈴木圭		
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美		

配付資料

資料 01: 20220712wallstat 報告(信州大学_辻)

資料 02: 20220712_wallstat 解析進捗報告中川

資料 03: 住宅金物試験計画 3

1. 前回議事録の確認

- ・ 前回打合せの納まり検討での、柱頭のほぞパイプの配置に関する指摘事項(X・Y方向兼用可)を反映し、修正した納まり図を共有フォルダに保存した。

2. wallstat 解析的検討(信大 辻)(資料 01)

- ・ 資料 01 は、以下の場合の変形が 600mm あたりを超えてから耐力が上昇するかどうかの検討結果を示している。
 - ① 1P+2P
 - ② 1P+1P
 - ③ 1P+2P+1P、1P+2P+2P
- ・ ①の検討では、パラメータを壁の間隔(1m、2m、3m)および加力方向とした。結果として 1P 側から押す加力方向の場合、壁の間隔に関わらず耐力の上昇が見られた。ただし壁の間隔が 3m になると耐力の上昇幅が小さくなる。加力方向が逆の場合は、壁の間隔に関わらず、耐力の上昇は見られなかった。
- ・ ②の検討では、パラメータを壁の間隔(1m、2m、3m)とした。結果としては、壁の間隔に関わらず耐力の上昇は見られなかった。
- ・ ③の検討では、壁の間隔を 2m とし、1P+2P+1P、1P+2P+2P での耐力上昇について確認した。いずれの場合も 600mm あたりを超えると耐力の上昇が見られた。

(①～③の検討で共通する指摘事項)

- 資料 01 の p3 に示している壁の配置のバリエーション(壁の枚数、壁間隔、壁幅、柱有無等)別の解析的検討では、積載荷重は、全体で 0kN で固定、壁 1 枚あたり 0kN 、壁 1m あたり 0kN のうち、どの考え方がよいか。
→どのような解析結果を得たいかによって、設定が異なるため一律には決まらないのではないか。例えば壁幅の違いの影響を見たいのであれば、壁 1m あたりで重量を与えるのがよい。
- 資料 01 の p5 で、解析結果として、荷重－変形関係、軸力時刻歴、軸力－層間変形関係のグラフを示しているが、軸力時刻歴のグラフは必要ない。
- ①～③の検討結果を見ると、1P の壁は変形が 600mm あたりで転倒する結果となっている。これで合っているか。壁幅 1m とすると、壁幅の半分の 500mm で転倒するのでは。
→1P の単体壁で、積載荷重 15kN をかけた増分解析の結果(金物なし)が 650mm、手計算だと 750mm となっている。
→今回の検討では、単体壁の検討時の荷重条件とは異なり、積載荷重のかけ方が等分布になっていない。現状の解析モデルで問題がないかどうか改めて確認しておいてほしい。

(各検討結果について)

- ①の検討結果として、壁の間隔が 1m、2m、3m の時の荷重－変形関係を重ねたグラフを、資料 01p9 で示している。このグラフを見ると、壁の間隔が 3m のみ初期の立ち上がりの荷重が低い。何が影響しているのか。
→壁の間隔以外の条件は同じであるため、壁の間隔が影響しているものと思われる。念のため、解析モデルの壁脚部のせん断ばねの反力の確認等を行う。また、単体壁の 1P、2P の足し合わせの結果との比較も行う。
- ③の検討結果で、資料 01p17 に示す、壁が 3 枚あるもの(1P+2P+1P)の解析結果のうち、右側の開口直上の梁の軸力を見ると、最初から引張力が発生している。少なくとも加力の最初の時点では圧縮となるのではないか。
→p17 の図中の矢印で示した加力の位置と、解析上加力している位置が異なり、鉛直荷重をかけている点に水平力をかけているような解析モデルになるため、最初から引張力が生じていると思われる。

3. wallstat 解析的検討(京大 中川)(資料 02)

- 資料 02 では、前回までの検討に引き続き、モデルプランのパラスタとして、接合金物を A:なし、B:CP・T(かど金物)、C:HD15kN としたものの時刻歴応答解析をした結果を示している。比較的大きめの地震動で、1m 程度の変形となっても、2 階床は崩壊するものの、完全に床が分離しない限りは倒壊には至らない結果が得られた。
- A: 金物なしの結果をみると、増分解析のときの荷重変形とは異なる包絡線を描きそう。
→金物なしの場合、建物はふらふらな状態で、回転成分も入るため、荷重変形関係がかなり乱れるような結果となっている。

- ・ 信大の検討でも似たような解析ができるよう、地震波を共有する。

4. 実験計画(資料 06)

- ・ 本事業で実施予定の実験は以下の通り。(要素試験を含む)

①実大試験(各 1 体、計 6 体)

- ・ 全て平屋、床は在来床とする。
- ・ 試験体平面寸法は 3000mm×6000mm、試験体高さは 2895mm。
- ・ 今回検討対象とする CLT 耐力壁は長手方向に配置。
- ・ 短手方向の壁は、CLT3 層 3 プライ 90mm、もしくは合板耐力壁とする。

	引張金物	梁継手	壁長さ(図は壁配置のイメージ)	加力方向
A-1	弱	壁頭端以外		左
A-2				右
B-1	強	壁頭端		左
B-2				右
C-1	未定	未定		左
C-2				右

②引張要素試験(各 6 体(13 仕様)+予備 6 体、計 84 体)

金物種類	金物耐力	仕様
L 型金物	10.4kN	内層ラミナに留付け
	10.4kN	外層ラミナに留付け
	10.4kN	外層ラミナに 2 枚留付け
	20.4kN	内層ラミナに留付け
HD 金物	20.4kN	内層ラミナに留付け
	20.4kN	内層ラミナからずれて留付け (施工のばらつきを想定)
	34.7kN	内層ラミナに留付け
	42.8kN	二又(外層ラミナに留付け) (金物耐力は HD-S14 の場合)
平金物	10.3kN	片面 1 枚
	10.3kN	片面 2 枚
	10.3kN	両面各 1 枚
ほぞパイプ	11.1kN	
	30.1kN	

③せん断要素試験(各 3 体(5 仕様)、計 15 体)

金物種類	金物耐力	ピッチ	金物個数/体
ほぞパイプ(短)	4.5kN	105mm(内法 100mm)	4 本
		150mm(7d)	4 本
ほぞパイプ(長)	4.67kN	150mm(7d)	4 本
パネリード		150mm	4 本
平金物		150mm	片面 4 枚

④壁試験(1P6 体、2P3 体、計 9 体、上下反転させて 1 体あたり 2 回試験実施可能で計 18 回) 各仕様 2 回実施

	せん断抵抗要素	引張金物
1P 910×2900mm	角材ストッパー	10kN L 型
		20kN HD
		30kN ほぞパイプ
	ほぞパイプ	10kN L 型
		20kN HD
		30kN ほぞパイプ
2P 1820×2900mm	ほぞパイプ	10kN L 型
		20kN HD
		30kN ほぞパイプ

(CLT・金物等の発注)

- 以下のスケジュールで CLT の手配が間に合うかどうか調整(原田、百瀬)
 - ①実大試験(@建研) 10 月～
 - ②引張要素試験(@京大) 8/25～
 - ③せん断要素試験(@京大) 9/12～
 - ④壁試験(@京大) 9/12～
- ①～④で CLT(3 層 3 プライ 厚 105mm(35×3mm))のマザーボードは 2.3m×9m のものが 5 枚必要。
→先行して発注しているマザーボードは、2.3m×8m が 1 枚であるが、現在はラミナを調達している段階である。当初の長さ 8m のものを製造する想定でラミナを集めているが、9m 程度(引張試験体がとれる程度の長さ)のマザーボードを製造できると思われる。
- ①実大試験の直交壁 CLT3 層 3 プライ 厚さ 90mm を合わせて発注しておく。
- CLT のマザーボードからの各試験体の切り出し方は、資料 03 の p1 に示す通りにしなければならないか。目地の位置等を指定することはあり得るか。
→特に意図はないので、製造しやすいように変えても問題ない。目地の位置については特に指定はない。

- ・ CLT の層構成の違うもの(3層3プライ 40-25-40mm、3層4プライ 26.25mm×4)の実験を計画している。これらは①実大試験後に実施することで問題ない(GLTの発注はまだ)。
 - 3層3プライの層構成について、ラミナの歩留まりを考慮すると30-45-30mmがよいのでは、という提案をしていた。しかし、銘建工業では製造ライン上、仕上がり45mm厚のラミナの取り扱いが難しく、40-25-40mmであれば対応可能という要望があった。
- ・ マザーボードを5枚用意するなら、現案のように1枚のマザーボードから試験体を取るのではなく、5枚から少しずつとるのがよいのではないか。
 - 今回は評価試験ではないため、その必要はないと考えている。ただし、②引張、③せん断の試験体では、それぞれの試験体を違うラミナから採取したものとなるように切り出し方に配慮する。
- ・ 在来床の材料、金物の手配は未実施。まずは金物の発注リストを作成する。

(①実大試験についての質疑)

- ・ 脚部架台の鉄骨、加力治具は9月～建研で実施している倒壊限界の実験(事業主体:日本システム設計)と共用することとなっている。
- ・ 脚部架台の鉄骨のスチフナーと、アンカーボルト・ホールダウン金物は干渉しないような設計となっているか。
 - 現段階の鉄骨架台の図面を共有。この図面にて発注済みであるが、穴追加についてはメーカーに事前に予告しており、調整は可能。
 - 京大でホールダウン用の穴、アンカー用の穴位置を検討し、現在の穴位置から修正が必要となる場合は、日テム(佐藤)へ連絡。
- ・ 現在、梁せいを270mmとしているが、加力治具であるH鋼に取り付ける際に問題はないか。日テムの方は梁せい210mm+合板厚さとなる。
 - H鋼の寸法は400mmなので問題ないが、それ以上の梁せいになると難しいかもしれない。
- ・ 加力のため床をつかむ治具のH鋼は特に穴は必要ないか。
 - 加力部分の穴は不要。
- ・ 横滑り防止のストッパーは実大試験でも必要か。それとも横滑りしないようアンカーの本数を増やすのがよいか。
 - 架台の加工をあまり増やすことのないよう、ストッパーでよいのでは。
- ・ 試験体の最大幅は、現在日テムの架台に合わせて3000mmとしているが、2700mmも選択肢として検討中である。上記で共有した架台の図面から、2700mmでも問題ないかどうか検討する。
- ・ 試験体検討にあたって、2枚の壁の間隔を1820mmとしているがこれは守ったほうがよいか。
 - モジュールに合った寸法とするのが望ましいが、解析で追うので寸法は変更してもよい。

- ・ 重りの設定について、許容水平耐力/0.2ということから重量の設定をしているが、動的实验ではないので、そこにこだわらなくてよいのでは。単位面積当たりの鉛直荷重として実建物近いところを狙う方がよい。
→実建物に合うような荷重に変更する。

(要素試験(②~④)についての質疑)

- ・ ②引張試験について、ほぞパイプだけ実際に異なる位置(CLTの真ん中)に配置されているが、実際に取り付ける位置としたほうがよい。
- ・ ②引張試験は、CLTの試験片の片側のみに金物がつく。加力はCLTの中心を引っ張るため、回転が生じないように、ローラー支持を設置する。
→実験方法としては接合部の芯で引っ張るか、金物を2つ(両側)につけるのがよいのではないか。
→接合部の芯で引っ張る場合、金物を2つつける場合のいずれの場合もCLTが引張破壊してしまうのではないかと考えている。ただ、通常の引張試験では今回のように偏心させるケースはほとんどないため、どうするのがよいか悩ましい。
→予備6体あるため、何か問題が生じた場合は、調整が可能。ひとまず現在の図面で進める。
- ・ ②引張試験で加力治具とCLTを留付けるボルトは4本でよいか。
→図は4本になっているが、6本に変更しようとしている。留付け位置等の寸法も図面に記載しておく。
- ・ ③せん断試験について、ほぞパイプではなく、単なるパイプ(丸鋼)でいいのでは。
→φ25程度の丸鋼と比較するとほぞパイプの方が安い。もっと細ければ丸鋼の方が安くなる。
- ・ ③せん断試験の仕様で、今回想定している壁の浮き上がり量を考えると、短ほぞ仕様はなしとし、長ほぞ仕様のみとする。また、ほぞパイプのピンは土台側のみに打っておく。
- ・ ④壁実験について、角材ストッパーを使用する方法②とする。

4. その他

- ・ 次回、次々回の打合せ
7月26日(火)16:00~18:00 (Zoom)
8月3日(水)15:30~17:30 (Zoom)
- ・ 第1回委員会
8月3日(水)13:00~15:00 (Zoom)

令和 4 年度 林野庁事業(住宅用金物 CLT)

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 打合せ議事録

日時	2022 年 7 月 26 日 火曜日 16:00~17:30					
場所	ZOOM					
参加者 (敬称略)	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	難波宗功	百瀬奏
	信州大学	松田昌洋	辻健斗	藤村咲良	林悠雅	
	国総研	荒木康弘				
	建築研究所	中島昌一				
	構造計画研究所	篠原昌寿	野田卓見			
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子	渡邊拓史	佐藤基志	
	銘建工業	車田慎介	谷口翼	原田竜輔		
	BX カネシン	槇田剛				
	住宅木材技術センター	金子弘	飯島敏夫	鈴木圭		
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美		

配付資料

資料 01:20220726wallstat 報告(信州大学_辻)

資料 02:住宅金物試験計画 4

1. wallstat 解析的検討(信大 辻)(資料 01)

- ・ 倒壊限界変位が手計算と解析結果が微妙に合わないことが指摘されていた点について、手計算の再確認および 1P、2P の増分解析結果およびその際の解析モデルの修正検討を、資料 01 に示している。
- ・ 手計算による倒壊限界変位は、以前は 1P 壁で 600mm 程度となっていたが、計算しなおしたところ、壁幅の半分である 455mm となった。解析モデルについて、壁脚部のバネの設定や、壁への鉛直荷重のかけ方を変えて検討してみたが、いずれも倒壊限界変位は 600mm 程度となり手計算の結果とは合わない。
→手計算による結果、および理論が間違えていることはなさそう。なぜ手計算と合わないのか解析モデルの見直しを行う。

2. 実験計画(要素実験、壁実験)(資料 02)

- ・ 要素試験、壁実験の CLT は 7/22(金)に発注済。試験体は 8/24(水)着(@京大)で、8/25(木)からせん断試験を開始する予定。9/22(金)までに完了する予定。
- ・ 実大実験は、10 月第 1 週の後半~での納品予定(@建研)で発注を進める。詳細日程は日テム・試験体施工者(木村建造)と調整して決定。CLT のマザーボードは発注済で、加工指示の期限は 9/9(金)。日程は銘建工業原田氏と調整済。
→建研で予定されている次の試験は 11 月第 2~3 週開始予定。本事業では実大実験は 6 体

を予定していることもあり、余裕がなくなる可能性が考えられる。試験期間中の詳細スケジュールの作成を進める。

本事業で実施予定の実験は以下の通り。(要素試験を含む、前回議事録から変更あり)

①実大試験(各1体、計6体)

- ・全て平屋、床は在来床とする。
- ・試験体平面寸法は 3000mm×6000mm、試験体高さは 2895mm。
- ・今回検討対象とする CLT 耐力壁(3層3プライ105mm)は長手方向に配置。
- ・短手方向の壁は、CLT3層3プライ90mm、もしくは合板耐力壁とする。

	引張金物	梁継手	壁長さ(図は壁配置のイメージ)	加力方向
A-1	弱	壁頭端以外		左
A-2				右
B-1	強	壁頭端		左
B-2				右
C-1	未定	未定		左
C-2				右

②引張要素試験(各6体(11仕様)+予備6体、計72体)

金物種類	金物耐力	仕様
L型金物	10.4kN	内層ラミナに留付け
	10.4kN	外層ラミナに2枚留付け
	20.4kN	内層ラミナに留付け
平金物	10.3kN	片面1枚
	10.3kN	片面2枚
HD金物	20.4kN	内層ラミナに留付け
	20.4kN	内層ラミナからずれて留付け (施工のばらつきを想定)
	34.7kN	内層ラミナに留付け
	42.8kN	二又(外層ラミナに留付け) (金物耐力はHD-S14の場合)
ほぞパイプ	11.1kN	
	30.1kN	

③せん断要素試験(各3体(5仕様)、計15体)

金物種類	金物耐力	ピッチ	金物個数/体
ほぞパイプ(短)	4.5kN	105mm(内法100mm)	4本

ほぞパイプ(長)	4.67kN	105mm(内法 100mm)	4 本
		160mm(7d)	4 本
パネリード (PX8-140)		未定	8 本
平金物(DP-2)		150mm	片面 4 枚

④壁試験(2P5 体、1P3 体、計 8 体、上下反転させて 1 体あたり 2 回試験実施可能で計 16 回) 各仕様 2 回実施

	せん断抵抗要素	引張金物
高さ 2P 910×2250mm (加力点高さ 1820mm)	角材ストッパー	10kN L 型
		20kN HD
		30kN ほぞパイプ
	ほぞパイプ	10kN L 型
高さ 1P 910×1350mm (加力点高さ 910mm)	ほぞパイプ	10kN L 型
		20kN HD
	角材ストッパー	10kN L 型
		20kN HD

・ 実大実験で載せる重りは、実際の建物を想定した積載荷重の算出結果(別事業で KKE にて検討)を引用し、算出した。結果としては、前回示した程度(およそ 134kN)は必要。
→今回引用した積載荷重について、壁・床ともに CLT の厚さは 210mm が前提となっている。今回は厚さ 105mm のためこの値はやや重め。134kN の 2/3 程度、約 100kN 程度で検討を進めるのがよいか。
→今後、解析結果を参照しながら、最終的に載せる重りを決定する。100kN 程度、もしくは 134kN 程度のどちらが不利側になるのかが判断つかない。なお、最大で 134kN 程度の重りを試験体に載せることは可能(前回資料にて検証済)。

3. 委員会資料について

・ 8/3(水)に予定している委員会へ向けて用意する資料は以下の通り。締め切りは 8/2(火)午前とする。

	資料	担当
1	本事業の実施方針および他事業との関係性	五十田
2	N 値計算の L 値の設定の考え方	篠原、荒木
3	接合部納まり図	平野
4	モデルプランの解析的検討	中川
5	倒壊限界に関する解析的検討	辻(信大)
6	要素実験、壁実験の検討	百瀬
7	実大実験の概要(構面配置等)	百瀬

4. その他

- ・ 次回の打合せ
8月23日(火)15:00～17:00 (Zoom)
~~8月3日(水)15:30～(Zoom)→中止~~
- ・ 第1回委員会
8月3日(水)13:00～15:00 (Zoom)

令和4年度 林野庁事業(住宅用金物 CLT)

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 打合せ議事録

日時	2022年8月23日 火曜日 15:00~16:30					
場所	ZOOM					
参加者 (敬称略)	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	難波宗功	百瀬奏
	信州大学	松田昌洋	辻健斗	藤村咲良	林悠雅	
	国総研	荒木康弘				
	建築研究所	中島昌一				
	構造計画研究所	篠原昌寿	野田卓見			
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子	渡邊拓史	佐藤基志	
	銘建工業	車田慎介	谷口翼	原田竜輔		
	BX カネシン	槇田剛				
	住宅木材技術センター	金子弘	飯島敏夫	鈴木圭		
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美		

配付資料

資料 01: 20220823 試験体検討資料

資料 02: 20220823 住宅金物試験計画 5

1. 実大試験の解析的検討、各試験の進捗状況(資料 01、02)

- 資料 01 では、10 月に実施予定の実大試験について、現時点で想定している 6 体の試験体の仕様での事前解析の結果を示している。
- 資料 02 では、実大試験(@建研)のスケジュール、要素試験(@京大)の試験体図・スケジュールを示している。

(実大試験@建研について)

- 実大試験は以下の 6 体を実施する予定。

	積載重量	梁継手	引張金物	壁長さ(図は壁配置のイメージ)	加力方向
A-1	軽い	なし	5kN 程度		右
A-2	重い		10kN 程度		右
B-1	軽い	あり	5kN 程度		左
B-2					右
C-1	重い	なし	10kN		右
C-2			20kN		

- 現在は6体実施予定となっており、このスケジュールだと、週末も休みなく作業を進める必要がある。Cの2体を1体に減らして進めることとする。ちなみに、Cはもともと振動台実験を実施する想定だったときに計画したもので、2構面ある場合にどうねじれていくか確認したいと考えていた。

→他の案としては、Cは2体ともやめて、AもしくはBで、荷重の重い仕様に合わせて梁の断面寸法を変更する、という試験体があってもよいかもしれない。
- Bの梁継ぎ手部の接合金物は、引きボルト、帯金物、ホールダウン金物(横づけ)、土台用継ぎ金物があり得る。今回の実験では、ホールダウン金物(横づけ)で進める。
- 各試験体のせん断金物(ほぞパイプ)の本数は、あくまで金物の負担せん断力で決めればよい。なお、せん断力は摩擦を引いて求めることになる。

→ほぞパイプの本数の考え方は、最終的に仕様規定に織り込むことになるか。

→織り込む予定。ツーバイフォーの仕様規定のように、下枠材とのせん断接合は1m当たり●個の金物で留めるといったような規定になると考えられる。
- 摩擦を考慮するという点では、どの段階で壁が滑るのか確認できる実験があってもよい。
- 計測計画はどのように考えているか。特にCの場合は、各壁の力の分担を確認したいが、計測が難しいと考えられる。

→詳細な検討はまだできていない。

→Cは、2つの構面で同じ変形となったときに、それぞれの壁の荷重分担がどうなっているかを確認できればよい。試験方法は加力機2本で引張るが、2つの構面で同じ変形となるように加力すること(2つの加力機が異なる荷重で引っ張る)はねじれ等が生じ難しい可能性がある。同じ変形となることにこだわらず加力機2本とも同じ荷重で引張る、という方法にしておくほうが結果を整理しやすいかもしれない。
- 計測器については、日テムの実験で建研の計測器を使用しているので、そのまま引き継ぐことが可能。リストは別途送付。(中島→百瀬)
- 画像計測については新津先生に依頼済み。
- 実大試験時の小スト(建研)の配置図(試験体、組立場、資材置き場、解体場)について、試験体の設置位置とは別に試験体の組立場を設けている。これは試験体を架台の外で作成し、吊り上げを前提としていると思われる。試験体を吊って移動させることができるよう梁に4か所程度穴を設けておき、アイボルト等を付けることができるようにしておく。(試験体は錘を除いて2t程度であるためスリングで吊ることが可能)。
- 資材置き場は何を置く想定か。

→搬入された試験体材料を置いておくことを想定している。
- 試験後、解体して出てきた木材から、試験体切り出しが必要かどうかは、要検討。解体材の取り扱いに影響がでるため、試験体切り出し方針が決まり次第、木村建造へ連絡する。

- ・ 架台は前の実験(日テム)から 500mm 移動させる想定としている。その場合、架台の一部のボルトを留めることができなくなるが、想定される外力を考えるとボルトがなくても良さそう。
- ・ 試験体架台周囲の鉄骨柱(日テムの試験時に設置しているもの)は、日テムの試験時には、ワイヤー等をかけて倒壊防止、および変位計測のために設けている。計測計画によるが、本実験ではこの鉄骨柱がなくてもよい。
- ・ 錘の滑り止めは、90 角程度の木材を合板面にビス留めすればよい。試験時に床が多少斜めになっても滑り落ちることがないようにする。
- ・ 最終的な発注まで時間がないため、最終的な試験体は京大(五十田、中川、辻、難波、百瀬)に一任とする。
- ・ 試験体図を作成し、9 月上旬には木村建造と打合せを行う(9/1(木)に実施済み)
- ・ 実大試験体の材料発注は、CLT、集成材の量については銘建工業に連絡済みで、9/9(金)頃までに詳細加工についての連絡が必要。

(要素試験@京大について)

- ・ 要素試験は 8/25~9/21 で京大にて実施。試験体搬入日程は以下の通り。
 - 第 1 便 8/23 引張試験体、せん断試験体
 - 第 2 便 9/6 せん断試験体、壁試験体
- ・ 変位計の配置について、資料 02 では絶対変位を計測するようにしているが、相対変位を計測する配置とする(グレー本に示された接合部実験に倣った形で変位計を設置する。)
- ・ 前回打合せでも説明した通り、資料 02 の図に示されていないが、CLT の面内の回転を抑えるため、ローラー支承を CLT 側面に設けることとしている。
 - 偏心しない金物は問題ないが、平金物の試験体の場合、CLT の壁の面外方向への偏心も生じるため、面外方向にもローラー支承が必要になる。
- ・ 各試験体での変位計の設置位置について、各試験体の比較を考えると、金物が異なる試験体であっても全て同じ位置で計測しておいた方がよいと思われる。
- ・ 現在は CLT 壁の右側(金物がある側)のみの計測としているが、左側にも変位計をつけておく。CLT 壁の面内の回転が生じた場合の状況を後から確認できる。

4. その他

- ・ 次回以降の打合せ
 - 9 月 16 日(火)16:00~17:30 (Zoom) →解析の進捗確認状況(出席は解析関係者のみ)
 - 10 月 5 日(水)17:00~19:00 (Zoom)

令和4年度 林野庁事業(住宅用金物 CLT)

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 解析打合せ議事録

日時	2022年9月16日 金曜日 16:00~17:30					
場所	ZOOM					
参加者 (敬称略)	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	難波宗功	百瀬奏
	信州大学	松田昌洋	辻健斗	藤村咲良	林悠雅	
	国総研	荒木康弘				
	建築研究所	中島昌一				
	構造計画研究所	篠原昌寿	野田卓見			
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子	渡邊拓史	佐藤基志	
	銘建工業	車田慎介	谷口翼	原田竜輔		
	BX カネシン	槇田剛				
	住宅木材技術センター	金子弘	飯島敏夫	鈴木圭		
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美		

配付資料

資料 01 : wallstat との比較検討

資料 02 : 20220916_辻(信州大)

1. 実大試験の進捗状況

- 10月に実施予定の実大試験は5体とした。

	積載重量	梁継手	引張金物	壁長さ(図は壁配置のイメージ)	加力方向
A-1	軽い	なし	5kN 程度		正側
A-2	重い		10kN 程度		正側
B-1	軽い	あり	5kN 程度		正側
B-2					負側
C	重い	なし	10kN		正側

- 最大変形時においても床・梁が崩落しないように、試験体の加力治具と反対側に設置する鉄骨柱と床・梁をチェーンブロックでつないでおく。
- 変形量が大きくなった場合でも加力治具(加力機と試験体をつなぐ部分)の水平を保つことができるよう、チェーンブロックで吊っておく。
- 次項に示すように、今回の解析結果では、以前より指摘があった1Pの転倒によって2Pの壁の耐力が増加する傾向(1Pの転倒により、1Pと2Pの壁をつなぐ梁が引張材となって、2Pの壁の転倒を抑え込む性状)が見られなかった。実大試験でその傾向が見られるかどうか確認

するのがよい。

→解析では 1P と 2P の壁をつなぐ梁の両端はピンで想定しているが、現在の実大実験の試験体は梁の継手(ピン)は 1 か所のみである。実験でも継手を 2 か所としたほうがよいかもしれない。試験体 B-1、B-2 は加力方向を変えるのではなく、継手 1 か所、もしくは 2 か所のバリエーションとする、等の対応が考えられる。銘建工業と調整し、最終的な試験体仕様を再検討する。

(要素試験の進捗)

- 要素試験の進捗は以下の通り。試験体数が多く、一部未実施である。

せん断試験体	ほぞパイプ 3 種類が済。 平金物、パネリード仕様の試験体は、実大試験で使用する接合具ではないため、現在は未実施(実大試験後に実施予定)。
引張試験体	当初計画していた試験体全て済(66 体)。
壁試験体	6 体が済。 試験体材料は 2 体分残っている。残りは実大試験結果を受け、仕様を改良した上で実施予定。

- ホールダウン金物を用いた引張試験では、ホールダウン金物を手締め、工具できつく締める 2 パターンを行った。結果としては工具で締めると剛性が高くなるが耐力はどちらも変わらない。→実大試験時には、トルク管理をして一様に締めることとする。
- ほぞパイプを用いたせん断試験では、ほぞパイプが短、長(ピッチ 105mm)、長(ピッチ 160mm)の 3 種類を行った。ほぞパイプの短期基準耐力 5kN に対し、1 本あたり 20kN 程度となった。破壊性状は、土台側に留付けているドリフトピンを中心として回転して、CLT にめり込んでいる(CLT 側はドリフトピンなし)。長いほぞパイプは短いものより耐力は高いが靱性が低い。ドリフトピンによる土台の割裂により靱性が低くなっていると考えられる。なお、ピッチによる差は見られなかった。

2. 解析的検討の進捗状況(資料 01、02)

- 資料 01 では 10 月に実施予定の実大試験の試験体をモデルとして、Midas、wallstat を用いた荷重増分解析の結果の比較を行った。初期の立ち上がりは概ね合った。変形が大きくなるところで、Midas はせん断力が 0 になる(グラフで見ると X 軸と交わる)が、wallstat では変形が大きくなってもせん断力が 0 にはならず、若干上昇している(グラフで見ると X 軸と交わらない)。→wallstat で荷重増分解析をする場合、大変形時に耐力が落ちない傾向があるため、変位増分解析を実施し、その差を確認してみる。
- 資料 02 では、wallstat での解析モデルを修正し、単体壁、柱付き構面、1P+2P の壁の解析結果を示している。1P+2P の壁の場合、以前より指摘があった 1P の転倒によって 2P の壁の耐力が増加する傾向(1P の転倒により、1P と 2P の壁をつなぐ梁が引張材となって、2P の壁の転倒を抑え込む性状)がこの解析では見られなかった。

→現段階の解析モデルでこの傾向が見られない理由がよく分からない。上記は増分解析の結果であるため、時刻歴応答解析をしてみてはどうか。

3. その他

- ・ 次回以降の打合せ

10月5日(水)17:00~19:00 (Zoom)

10月26日(水)17:00~19:00 (Zoom)

令和 4 年度 林野庁事業(住宅用金物 CLT)

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 打合せ議事録

日時	2022 年 10 月 5 日 水曜日 17:00~18:30					
場所	ZOOM					
参加者 (敬称略)	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	難波宗功	百瀬奏
	信州大学	松田昌洋	辻健斗	藤村咲良	林悠雅	
	国総研	荒木康弘				
	建築研究所	中島昌一				
	構造計画研究所	篠原昌寿	野田卓見			
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子	渡邊拓史	佐藤基志	
	銘建工業	車田慎介	谷口翼	原田竜輔		
	BX カネシン	槇田剛				
	住宅木材技術センター	金子弘	飯島敏夫	鈴木圭		
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美		

配付資料

資料 01:221005 計測計画

資料 02:20221005 要素試験報告_林

資料 03:20221005_辻(信州大)

資料 04:実験中継用 URL_20221005

1. 実大試験の計測計画(資料 01)

- ・ 資料 01 では 10 月実施予定の実大試験の計測計画を示した。
- ・ 以下の計測を追加・変更する。
 - ・小ストの床と鉄骨架台の水平変位の計測を追加
 - ・CLT 壁に貼る初期軸力計測用のひずみゲージを 3 枚から 5 枚に変更し、壁両面に貼ることとする。また、壁頭、壁脚の 2 か所に貼ることとし、貼り付け高さは壁頭、壁脚から壁中心側に 500mm ずらした位置とする(壁片面 5 枚×2、両面で×2 で、壁一枚あたりひずみゲージ 20 枚)。また初期軸力の計測のみとせず、加力時の圧縮分布を見る目的も追加するため、加力終了まで計測する。
 - ・CLT 壁中心部の 3 軸ひずみゲージ 5 枚は、×のように壁の対角方向に並べて配置しているが、これを水平方向に 5 枚並べるように変更する。こちらも壁両面に貼る。
 - ・ch 数に限りがあるため、CLT に生じるモーメント・せん断力を計測する目的で設けている壁頭・壁脚のひずみゲージ(3 軸を含む)は全てやめる。
 - ・梁の上端・下端に貼るひずみゲージはそれぞれ 2 枚としていたが、それぞれ 1 枚に変更。

- ・ 梁の継手部のひずみゲージはどのように貼るのか。
→梁継手部に設ける引きボルトに貼る。これにより引張を計測する。梁継手部の回転は、画像計測で対応する予定。
- ・ CLT 壁の初期軸力は、錘なし、錘設置後の 2 回の計測を行い算出するとしている。錘設置後の計測は、錘だけでなく、加力桁(H 鋼)を設置した状態で行う。
- ・ ひずみゲージのリード線の延長は、ワンタッチで取り付けることができるコネクターがあるので、信州大より送付。

2. 要素試験の報告(資料 02)

- ・ 資料 02 では、せん断金物、引張金物の要素試験、壁引張(水平方向)試験の結果を示した。
- ・ 各実験において、概ね予想通りの結果を得られた。また、引張金物の要素試験と壁引張の試験の結果を比べると、概ね後者の方が最大耐力、降伏耐力が大きい値が得られた。
- ・ 壁引張試験での金物の引張耐力はどのように算出しているか。
→加力ジャッキに取り付けたロードセルより得られた値から、加力高さ、試験体幅を用い、金物にかかる荷重を算出している。
- ・ 引張金物の要素試験では、試験体の回転を抑えるためのローラー支点を、現在の 1 か所から壁脚側にもう 1 か所設けることで、試験体が斜めにならずに引っ張ることができ、もう少し高い耐力が得られると考えられる。

3. 解析的検討の進捗(資料 03)

- ・ 資料 03 では、1P、2P の壁のある構面において、壁間隔を 455mm、910mm、1820mm とした場合の増分解析、および時刻歴応答解析(JMA 神戸 NS、JR 鷹取 NS、KiK-net 益城町本震 EW)の結果を示した。増分解析では、壁間隔が小さくなると倒壊限界変位が小さくなる結果が得られた。時刻歴応答解析では、JMA 神戸 NS、KiK-net 益城町本震 EW ではいずれの壁間隔でも倒壊は生じず、JR 鷹取 NS では、壁間隔が 910mm、1820mm では倒壊が生じた。このとき、1P 壁の倒れ込みによって 2P 壁も倒れてしまっている(2P 壁の変形は壁幅の半分を超えていない)。
- ・ 増分解析では、壁間隔が小さくなるほど倒壊限界変位が小さくなり、時刻歴応答解析では壁間隔が小さくなると倒壊しないという結果となっている。なぜ逆の結果となっているか。
→「増分解析では、壁間隔が小さくなると倒壊限界変位が小さくなる結果が得られた」という説明をしたが、増分解析の結果の詳細を見ると、倒壊限界変位は、壁間隔が 1820mm では約 0.7m、455mm では約 0.68m とほとんど差がないことが分かる。また壁間隔 455mm では、1P 壁が倒れた後は、2P 壁をそれ以上押すことができないような状態となっている。時刻歴応答解析の結果を見ると、いずれの壁間隔においても最大変位は増分解析での倒壊限界変位と同等であるものの、壁間隔 910mm、1820mm では倒壊、壁間隔 455mm では倒壊しない、という結果が得られた。このことから、増分解析、時刻歴応答解析でのそれぞれの結果は同じような

傾向を示しており、壁間隔が 455mm の場合には 1P 壁の転倒に伴い 2P 壁が転倒することはなく構面としては倒壊しない、という結果が得られたと考えている。

- ・ 実大試験とこの解析的検討はどのように関係しているのか。

→ここでは 1P、2P の壁を梁でつないだ構面の解析モデルの構築、1P、2P 壁をつなぐ梁の両端をピンとした場合の倒壊限界等の検討を進めてきた。今後は、実大試験のモデルの作成、解析を進める予定。実大試験では、まずは梁が折れない場合（梁の両端がピンとならない場合）の構面の性能を確認し、載荷が重い仕様、または梁に継手がある仕様で梁が折れてもよい場合の性能を確認することとしている。なお、梁が折れない場合の方が、倒壊限界変位は大きくなると思われる。

4. その他

- ・ 次回以降の打合せ

10月26日(水)17:00～19:00 (Zoom)

11月14日(月)15:00～17:00 (Zoom)

令和4年度 林野庁事業(住宅用金物 CLT)

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 打合せ議事録

日時	2022年10月26日 水曜日 17:00~17:30					
場所	ZOOM					
参加者 (敬称略)	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	難波宗功	百瀬奏
	信州大学	松田昌洋	辻健斗	藤村咲良	林悠雅	
	国総研	荒木康弘				
	建築研究所	中島昌一				
	構造計画研究所	篠原昌寿	野田卓見			
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子	渡邊拓史	佐藤基志	
	銘建工業	車田慎介	谷口翼	原田竜輔		
	BX カネシン	槇田剛				
	住宅木材技術センター	金子弘	飯島敏夫	鈴木圭		
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美		
配付資料	<p>1. 次回以降の打合せ 等</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 実大実験の進捗により、実験および解析に関する打合せは延期。次回以降の打合せでは事前に打合せ内容について、事務局より関係者へ打診。 ・ 次回以降のスケジュールは以下の通り。 (打合せ) 11月14日(月)15:00~17:00 (Zoom) 12月5日(月)17:00~19:00 (Zoom) (第2回委員会(林野庁への報告)) 12月7日(水)15:00~18:00 の間で開始(1時間程度を予定、開始時間が確定次第、改めて連絡。) ・ 京大の振動台施設が利用可能になり、2023/3/6~17 の日程を確保。1P、2P の壁で構成される箱型試験体1体を実施する予定で、今後試験計画等を進める。 					

令和4年度 林野庁事業(住宅用金物 CLT)

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 打合せ議事録

日時	2022年 11月 14日 月曜日 15:00~17:00					
場所	ZOOM					
参加者 (敬称略)	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	難波宗功	百瀬奏
	信州大学	松田昌洋	辻健斗	藤村咲良	林悠雅	
	国総研	荒木康弘				
	建築研究所	中島昌一				
	構造計画研究所	篠原昌寿	野田卓見			
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子	渡邊拓史	佐藤基志	
	銘建工業	車田慎介	谷口翼	原田竜輔		
	BX カネシン	槇田剛				
	住宅木材技術センター	金子弘	飯島敏夫	鈴木圭		
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美		

配付資料

資料 01: 実大試験結果速報

資料 02: 20221114 解析報告(信州大学)

1. 実験結果報告(資料 01)

・ 実大実験が終了し、5体実施したうち、4体分(A1、A2、B1、B2)のみの結果の概要等を整理した。資料 01 では以下の①、②を示す。

① 実験結果、手計算(壁試験結果+傾斜復元力の算出結果の組合せ)、解析(midas)結果の比較

② 試験体間の比較

(試験体仕様)

	錘	梁継手	引張金物	壁長さ(図は壁配置のイメージ)	加力方向
A1	なし	なし	5kN 程度		正側
A2	あり		10kN 程度		正側
B1	あり	あり	5kN 程度		正側
B2					負側
C	あり	なし	10kN		正側

- ①の結果比較のうち、資料 01 の文章中には、midas では外周フレームの影響が考慮されていないとあるが、midas の解析モデルを見ると、外周フレームがある。ということか。
→midas での解析結果は、外周フレームの曲げ抵抗分が考慮されていないという意味となる。具体的には、構面(1P 壁、2P 壁のある構面)と外周フレームとの接合部はピンでつなげているため応力等の伝達はしない。
→だとすると、midas の結果においては梁の曲げ戻しを過剰に見ていることになるのでは。
→柱脚は剛性ゼロの引張ばねが入っており、外周フレームが構面を抑え込むような力はない。
- ①の試験体 A2 の比較において、実験結果、手計算、解析結果、それぞれの最大荷重に達した後の荷重の低下度合が異なる。何の違いがあるか。(低下が大きい順に、解析結果>手計算>実験結果、となっている。)
→いずれの結果も最大荷重に達して、HD 金物が切れることで低下することになる。実験結果は、HD 金物が切れた後も梁の曲げ戻し、ほぞパイプの引張抵抗があるため、他の結果に比べてそれほど低下しなかった。手計算は、最大荷重時の部分は壁試験(要素試験)の結果を用いている。そのため梁の曲げ戻しがない。解析結果は、ほぞパイプの引張抵抗を見込んでいないことと、各壁の荷重負担割合が仮決めした値であるため、その影響で傾斜復元力が小さく見込まれている可能性があり、荷重低下が最も大きくなってしまったものと思われる。
- ②試験体間の比較のうち、A1、A2 の比較(違いは錘の有無)で傾斜復元力の違いがあまり現れない、とあるがなぜか。
→長期軸力は、A1 は 85kN 程度、A2 は 35kN 程度となる。変形が大きい状況になると(例えば 600mm 以上)、A2 では 2P 壁のみで軸力を負担(35kN 程度)しているが、A1 では加力側の直交壁、1P 壁も軸力を負担しており、2P 壁が負担する軸力は 35kN 程度となっているものと思われる。そのため、A1 と A2 で傾斜復元力に違いがあまり出てこないと考えている。
- スケジュール・予算と今後の実大実験結果の分析結果によるが、要素試験の追加で梁の曲げ試験を実施したいと考えている。なお、今回使用した梁は、特にロット管理等をしたものではなく一般的に手に入るもの。

2. 解析的検討の進捗状況(資料 02)

- wallstat により、1P 壁と 2P 壁のある構面について、以下の表に示すパラメータにより解析的検討を進めている。

積載荷重(kN)	4 種類	15/30/45/60
荷重分布	1 種類	等分布
引張金物	9 種類	CP-L/CP-T/HD10kN/HD15kN/HD20kN/ HD25kN/HD30kN/HD-S(実験)/なし
壁間の梁の接合	3 種類	ピン/剛/継手あり
壁上梁	3 種類	梁成 240mm/梁成 390mm/折れない(剛)
壁間隔	8 種類	300/455/700/910/1365/1820/2275/2730
加力方向	2 種類	正(1P 側)/負(2P 側)

- ・ また、実大実験の A1 試験体とそれと同様の条件の構面での解析について比較した。その較結果、倒壊限界変位はほぼ同等だったものの、最大荷重、および最大荷重後の荷重低下の度合、傾斜復元力の勾配が異なった。

(指摘事項)

- ・ 各解析結果において、1P 壁、2P 壁それぞれの軸力、および各壁の軸力の負担割合の変動を示すようにする。

(実大実験との結果比較について)

- ・ 実大実験の結果と合わない点について、実験で見られたほぞパイプの引張抵抗をどうモデル化できるかがポイントとなると思われる。例えばほぞパイプの長さは分かっているので、壁の浮き上がり量が一定の値に達した段階で、引張ばねの抵抗をなくすようなモデルであれば、モデル化できそう。
- ・ 資料 02 を見ると、解析モデルでは、1P 壁、2P 壁をつなぐ梁端部の条件(実験では鉛直構面が設けられている)の設定がないため、結果が合わない可能性も考えられる。
→実大実験との比較のため、wallstat でも鉛直構面を含む試験体全体をモデル化したもので検討が今後は必要と思われる。

3. その他

- ・ 実大実験での材料要素試験の実施は 11/16～の予定。
- ・ 次回以降のスケジュールは以下の通り。

(打合せ)

12 月 5 日(月)17:00～19:00 (Zoom)

1 月 19 日(木)9:00～10:30 (Zoom)

(第 2 回委員会(林野庁への報告))

12 月 7 日(水)15:00～ (Zoom)

令和4年度 林野庁事業(住宅用金物 CLT)

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 打合せ議事録

日時	2022年12月5日 月曜日 17:00~19:00					
場所	ZOOM					
参加者 (敬称略)	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	難波宗功	百瀬奏
	信州大学	松田昌洋	辻健斗	藤村咲良	林悠雅	
	国総研	荒木康弘				
	建築研究所	中島昌一				
	構造計画研究所	篠原昌寿	野田卓見			
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子	渡邊拓史	佐藤基志	
	銘建工業	車田慎介	谷口翼	原田竜輔		
	BX カネシン	槇田剛				
	住宅木材技術センター	金子弘	飯島敏夫	鈴木圭		
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美		

配付資料

資料 01: 20221205 要素実験報告書

資料 02: ロードセルの比較、今後の展開について

資料 03: 基本解析

1. 要素実験報告(資料 01)

- CLT 壁脚・壁頭に使用する住宅用接合金物のせん断試験、引張試験、および壁試験を実施し、資料 01 ではその結果をとりまとめた。なお、この試験結果を踏まえて建研での実大実験の金物を選択した。
- 資料のとりまとめを進めるにあたって、以下の点を追記する。
 - 各接合金物の規格値と今回の実験値の比較を示す。(HD 金物で概ね規格値の 6~7 割程度という結果が得られているものと思われる。)
 - 短期基準耐力が、 $2/3P_{max}$ か P_y のどちらで決定したかを示す。
 - 各接合金物の規格値の根拠となる実験データを入手し、実験値の包絡線との比較も併せて示す。
 →BX カネシン槇田氏からデータ提供が可能。

2. 実大実験のデータとりまとめの考え方(資料 02)

- 前回打合せにて、変形増大時に、ロードセルを取り付けた加力桁側(試験体側)のアームと加力桁が角度を持ってしまう(水平方向に一直線上にない)ため、ロードセルから得られた荷重を試験体にかかった荷重として用いてよいのかという指摘があった。そこで、アームと加力桁の角度による荷重の補正を行うため、アームと加力桁をつなぐ鋼板にとりつけたひずみゲージの値を用いようとしたところ、ロードセルによる荷重とひずみゲージから推定される荷重が幾何学

的に合わないことが分かった。

→上記を踏まえ、アーム側ロードセルで正しい荷重が計測できているかどうか、マスターロードセル(反力壁にとりつけたもの)との比較検討をしたものを資料 02 に示している。

- ・ 資料 02 に示す通り、今回の実験の分析においては、アーム側ロードセルの値を用いることとした。
- ・ 実大実験から得られた知見および課題は、資料 2 に示すような箇条書きではよく分からない。前回打合せ資料の実大実験結果速報のグラフ・写真と合わせて示す。

3. 解析的検討の進捗(資料 03)

- ・ 実大実験の試験体モデルによる解析を行うための基本的な考察として、単体壁モデル、2 つ壁モデル(1P-2P、1P-1P、2P-2P)の傾斜復元力および倒壊限界変形の解析を行う予定。資料 03 では、2 つ壁モデル(1P-2P)の結果を整理した。
- ・ 資料 03 に示す解析ではパラメータを、積載荷重、引張金物の種類、壁間の梁の接合、梁の折れの有無(折れる場合:梁せい 240mm)、壁間隔、加力方向としている。さらに 4 種類の破壊モードを定義し、それぞれのパラメータでどの破壊モードになっているかが整理されているが、それにより何をえられるかよく分からない。
→例えば、金物の種類と梁せいをパラメータとして、それぞれのパラメータで梁の折れの有無を確認し、破壊モードを示す、といったような考え方でまとめるのであれば、分かりやすい。
- ・ 単体壁で行っていた手計算との比較について、2 つ壁モデルでも実施し整理しておくようにする。

4. その他

- ・ 委員会(12/7)に向けて、報告書目次案に沿ってこれまでの検討を整理しておく。各資料は事務局が用意するフォルダに 12/6 の 17 時までに保存しておく(フォルダは別途連絡)。
- ・ 次回以降のスケジュールは以下の通り。
(第 2 回委員会(林野庁への報告))
12 月 7 日(水)15:00～ (Zoom)
(打合せ)
1 月 19 日(木)9:00～10:30 (Zoom)

令和4年度 林野庁事業(住宅用金物 CLT)

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 打合せ議事録

日時	2023年1月19日 木曜日 9:00~10:30					
場所	ZOOM					
参加者 (敬称略)	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	難波宗功	百瀬奏
	信州大学	松田昌洋	辻健斗	藤村咲良	林悠雅	
	国総研	荒木康弘				
	建築研究所	中島昌一				
	構造計画研究所	篠原昌寿	野田卓見			
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子	渡邊拓史	佐藤基志	
	銘建工業	車田慎介	谷口翼	原田竜輔		
	BX カネシン	槇田剛				
	住宅木材技術センター	金子弘	飯島敏夫	鈴木圭		
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美		

配付資料

資料 01:CLT 住宅用金物報告書 第4章進捗 230119

資料 02:卒業論文_林悠雅

資料 03:20230119 林悠雅

資料 04:5章6章(信大辻)

資料 05:2022年度住宅用金物 CLT 報告書目次案

1. 実大実験とりまとめ(報告書第4章)(資料01)

- ・ 実大実験のとりまとめについて進捗状況を報告した。
- ・ 報告書のとりまとめ方法について、ひずみゲージで得られた値(約200点)等は報告書内で分析などに使用しているもののみ抽出して示す。ただし、使用しなかったものを含む全てのデータは、別途共有できるように整理しておくこととし、報告書としては別添(もしくは資料編)としてCD-R等で提出。
- ・ 3軸ひずみゲージのデータ処理方法のうち、主ひずみの方向の算出結果をグラフにするとデータがうまく取れていないものがある(グラフは資料には示していない)。どのようなデータ処理をすればよいか。
→まずは通常の処理データで整理しグラフを作成してからどういう処理をすべきか判断する。
- ・ 「4.2 試験体の設計」に事前解析の結果を加える。第6章(辻(信大)担当)での事後解析(wallstat)の分析においては事前解析(Midas)との比較を行う。担当者間でデータを共有しておく。

2. 要素実験とりまとめ(報告書第3章)(資料02、03)

- ・ 要素実験のとりまとめについて進捗状況(資料02)を報告。要素試験から得られた結果からほぼパイプが負担する引張力の算出、および実大実験の荷重変形関係の推定を行った(資料03)。
 - この結果については第4章のとりまとめに示す。
- ・ 実大実験の荷重変形関係は、壁脚壁頭の引張金物やほぞパイプによる水平耐力、傾斜復元力による水平耐力を足し合わせて推定した。推定値と実験値が概ね合う(試験体5体とも)結果が得られた。
 - この結果については第4章のとりまとめに示す。
- ・ 引張金物による水平耐力について、反曲点比は実験値の壁頭部、壁脚部の変位の比により求めた。
 - この場合、壁幅の異なる組合せになり反曲点比が変わる場合に推定できなくなる。反曲点を計算で算出できるようにしたい。そのために、まずは試験体について、壁幅・金物等の条件設定により反曲点比を算出して、実験値と合うかどうか確認する。その上で、壁幅が異なる組合せになる場合についても算出する。
- ・ 資料03に示す実大実験の各試験体の実験値、推定値を比較した荷重変位関係のグラフで、ほぞパイプによる水平耐力が、水平変位が500mmを超えたぐらいから階段状に落ちる形となっている。これはなぜか。
 - ほぞパイプ位置での壁の浮き上がり量が288mmになった時点で、ほぞパイプが負担する引張力が0となる設定で計算している影響が出ている(試験体ではほぞパイプはCLT壁に288mm挿入されているため。)
- ・ 傾斜復元力による水平耐力について、1P、2P壁の鉛直荷重の分担比は、試験体A2以外は壁長の比率と仮定した(試験体A2は実大実験より1P:2P=0:1)。
 - 資料03に示す実大実験の各試験体の荷重変位関係のグラフで、水平変位が1000mm程度のあたりで傾斜復元力のグラフの勾配が変わっている。これは910mm壁の傾斜復元力が0になるまでを反映したグラフであると思われるが、それ以降(傾斜復元力がマイナスになった状況)も考慮する必要がある。構面の傾斜復元力は1Pと2Pの単純な足し合わせなので、そこを考慮すれば勾配は変化しない。
- ・ 卒論発表資料(パワポ)の作成完了後共有しておく。

3. 解析的検討の進捗(資料04)

- ・ 解析的検討の進捗状況を報告した(報告書第5章倒壊挙動に関する基本的考察、第6章実大倒壊実験の追跡をまとめる予定)。今後実大実験の結果を精度よく追えるように修正していく予定。
- ・ 実大実験の解析結果について、実験結果と解析結果に最大耐力の差があるなど、水平変位が400mm程度までの荷重変形関係に違いが見られる。原因は何か。資料03での解析では実験結果とあまり違いがない。接合部の変形量、各壁の積載荷重の負担割合について資料03の解析と比較してはどうか。

→実験では柱は軸力をほとんど負担していないが、資料 04 の解析では初期に柱が軸力を負担している可能性が高い。その原因はつなぎ梁の接合部を解析モデルではピンにしていることで、鉛直荷重が壁の構面だけでなく柱のみの構面にも分担されているのでは。つなぎ梁をピンではなく固定にすれば壁の荷重負担割合が増えるようになるため、まずはその修正をしてはどうか。

- ・ 資料 03 で壁間隔による倒壊モードの違いについての考察の中で、壁間隔が変わる場合でも「同じ積載荷重(負担荷重)」で比較をしている。壁間隔が変われば支える床面積＝負担荷重が変わるはずで、それを変える前提での比較としたほうがよいのではないだろうか。
- ・ 第 7 章モデルプランの解析をどのように進めるのがよいか。
→本事業の当初に林野庁に提出した資料には実施する記載がある。別途打合せを含めて進め方を検討する。(打合せ後に決定→担当:中川委員)

4. その他

- ・ 本事業のとりまとめとして、以下のスケジュールで発表資料を準備する(別途報告書作成は並行して進める)。この時点では結論のとりまとめが完了していないものは、検討中であることおよび検討項目等を明記しておく。**発表資料は、次回打合せ 2 月 16 日(木)までに各章の担当者にて準備。**

2 月 17 日(金):各担当者の報告会配布用資料×切(ドットへ提出)

2 月 24 日(金):報告会配布用資料×切(ドット→発表会事務局へ提出)

3 月 3 日(金):報告会投影用資料×切(ドット→発表会事務局へ提出)

- ・ 次回以降のスケジュールは以下の通り。

(打合せ)

2 月 16 日(木)12:30~14:00 (Zoom)

(第 3 回委員会(林野庁への報告))

3 月 20 日(月)13:00~ (Zoom)

(林野庁 CLT 事業成果報告会)

3 月 9 日(木)14:00~17:00(発表者:中川委員、本事業の発表時間は 15:40~15:55)

令和4年度 林野庁事業(住宅用金物 CLT)

林野庁事業(住宅用金物 CLT) 打合せ議事録

日時	2023年2月16日 木曜日 12:30~14:00					
場所	ZOOM					
参加者 (敬称略)	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	難波宗功	百瀬奏
	信州大学	松田昌洋	辻健斗	藤村咲良	林悠雅	
	国総研	荒木康弘				
	建築研究所	中島昌一				
	構造計画研究所	篠原昌寿	野田卓見			
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子	渡邊拓史	佐藤基志	
	銘建工業	車田慎介	谷口翼	原田竜輔		
	BX カネシン	槇田剛				
	住宅木材技術センター	金子弘	飯島敏夫	鈴木圭		
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美		

配付資料

資料 01: 卒論発表スライド_林

資料 02: 第2章_要素実験報告書_20230216 林

資料 03: 修論発表スライド 3_百瀬

資料 04: 第4章実大試験報告書 220215

資料 05: 5、6章スライド

資料 06: 5、6章

資料 07: モデルプラン_中川

資料 08: Sa-Sd 検討(防災研地震動)追加修正

1. 要素実験とりまとめ(報告書第3章)(資料 01、02)

- ・ 要素実験の発表資料について報告した。
- ・ 引張接合部試験の結果の表で、一部のデータを除いたと説明があったがそれはなぜか。全て入れておいたほうがよい。
→全て入れた表に差し替える。発表資料は卒論発表をベースとして作成しており、説明しやすさを優先してほぞパイプを使用した試験体は除いた。なお引張接合部試験でのほぞパイプは土台側に加え CLT 側にもドリフトピンあり(壁水平加力実験(要素実験)、実大実験では CLT 側のドリフトピンなし)。

2. 実大実験とりまとめ(報告書第4章)(資料 03、04)

- ・ 実大実験の発表資料および報告書の進捗状況について報告した。
- ・ 報告書では、ひずみゲージから 1P 壁、2P 壁の鉛直荷重の負担割合を求める検討を追加した。

- ・ ひずみゲージの分析については、写真や軸力分布図等から分かりやすい図を作成してほしい。
- ・ 事前解析と実験結果の比較を4章に追加する。

3. 解析的検討のとりまとめ(資料 05、06)

- ・ 解析的検討の発表資料および報告書の進捗状況について報告した。
- ・ 各壁の軸力の負担割合について、実大試験体の解析結果(資料 06)と、実大実験のひずみゲージの分析の結果(資料 04)が異なる。例えば、B2 試験体(梁継手あり、1P 側へ引張)では、解析では、最大耐力までは 1P 壁の負担が大きくそれ以降は 2P 壁の負担が大きいが、実験では 1P 壁がほぼ負担していた。解析、実験のそれぞれで引き続き整理を進め、最終的なまとめにおいて全体で矛盾がないよう結論をすり合わせておく。
- ・ 変形が進んで壁が大きく傾いたときの軸力は、解析では壁の材軸方向の力そのもの、実験では傾きを考慮してベクトルで鉛直荷重に変換しているものとしている。
- ・ 解析では梁の曲げ破壊が生じているが、実験では生じていない。その影響で各壁に流れる軸力が実験と解析では異なる可能性がある。
→梁の継手の剛性を強くして解析をやり直してみる。
- ・ 加力方向と直交方向に配置された構面の破壊性状が解析と実験で異なっている。
→解析では脚部のほぞパイプが外れて壁が倒れてしまっているが、実験ではほぞパイプが外れておらず、多少は軸力抵抗が生じているものと思われる。解析と実験での破壊性状を比較し、解析モデルに修正が必要か確認する。

4. モデルプランの解析(資料 07)

- ・ モデルプランの解析的検討の進捗状況について報告した。現状は 1 プランの解析を行ったところであるが今後複数のプランでの解析を実施予定。今回の結果では、短期のときの壁脚接合部の軸力は、N 値計算による値に比べると安全側になっている。また、終局時は梁の折損はなく問題がなかった。

5. 振動台実験の事前検討(資料 08)

- ・ 3 月実施の振動台実験(本事業の予算外)に向けた事前解析について報告した。Midas による増分解析結果(910mm 壁側加力、1820mm 壁側加力)と、振動台で入力する可能性のある波形(Sa-Sd)を比較した。加えて、SNAP による時刻歴応答解析を行った(引張金物なし、ありの 2 仕様で、地震波は告示神戸 80%、JMA 神戸 130%、JR 鷹取 75%の 3 種)。
- ・ 時刻歴応答解析において、地震波に厚真 100%を追加する。また、それぞれの入力波の加速度の方向を 180° 変えたもの(正負)の 2 種類の結果を示しておく。
- ・ 加振日は以下の通り。
住宅金物 CLT:3/6(月)、3/10(金)
他事業(日テム):3/16(木)

6. その他

- ・ 解析・実験関係の結果すり合わせは、松田先生を中心として担当者ベースで共有しとりまとめておく。
- ・ 次回委員会では、今回の発表資料(パワポ)をベースに事業概要を報告。追加する部分は以下の通り。
 - ・ 検討が進んだ分の追加(担当:各章執筆者)
 - ・ 事業概要・委員構成等の説明の追加(担当:事務局)
- ・ **各担当者は報告書および発表資料を 3/16(木)午前までに所定のフォルダに保存しておく。**
- ・ 次回以降のスケジュールは以下の通り。

(第3回委員会(林野庁への報告))

3月20日(月)13:00～ (Zoom)

(林野庁 CLT 事業成果報告会)

3月9日(木)14:00～17:00(発表者:中川委員、本事業の発表時間は 15:40～15:55)

住宅用金物等を利用した2階建て CLT建物の地震時挙動に関する実験

(株)ドットコーポレーション



京都大学  生存圏研究所

京都大学生存圏研究所 中川貴文

1. 事業内容

(1) 研究の全体像

●本事業の目的

CLTを用いた2階建て延べ面積200㎡程度以下の建築物に、軸組構法住宅の柱と横架材の接合部に使われている金物を用いた場合の耐震性能を明らかにすること

以下の事業と連携し、CLTを用いた住宅規模程度の建築物の設計環境の整備を加速的に進める。

- 国土交通省基準整備促進事業「CLTパネル工法建築物の仕様規定ルート創設」
- CLT建築実証支援事業のうちCLT等木質建築部材技術開発・普及事業「CLTパネル工法建築物の地震時限界性能把握による接合部簡易化・壁量低減等 耐震基準緩和に関する検討」

1. 事業内容

(1) 研究の全体像

●実施内容

- ① 住宅用金物を用いた場合のCLTパネル工法の納まりの検討
- ② 一般の住宅の耐震設計で壁倍率5倍～7倍程度に必要とされる引き抜き金物をCLT壁(幅1m高さ3mの3層3プライ)に取り付けた場合の水平加力実験(京都大学にて実施)による性能把握
- ③ ②にて金物の特性を把握し、適した接合を絞り込んだ上で、1層試験体(6m×3mの平面で階高3m)で、CLT壁の配置、梁継手の有無、錘重量、加力方向を変数とした水平加力実験を実施(建築研究所)
- ④ 以上の試験体の要素実験と解析による追跡(追跡のためのモデルの作成と修正を含む)
- ⑤ 実際のプランを様々想定した、解析による安全性の確認と安全となる条件の整理

⇒別予算にて、箱型試験体の振動台実験を京都大学にて実施予定(3月)

1. 事業内容

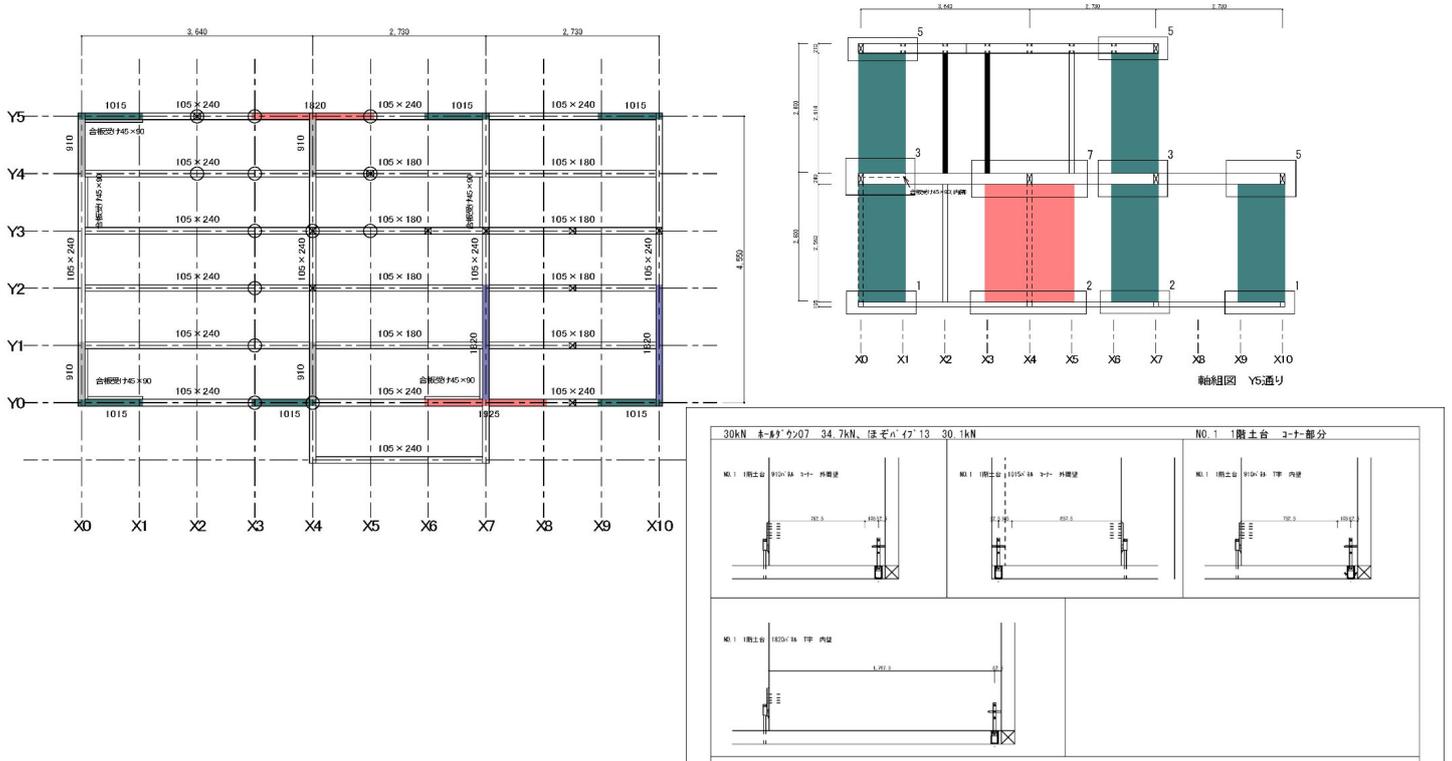
(1) 研究の全体像

●検討体制

組織	役割分担
京大大学生存圏研究所(五十田研究室)	事業主体 全体計画の立案 実大実験の計画・実施 要素実験の計画・実施 解析的検討(モデルプランパラスタ)
信州大学(松田研究室)	要素実験の計画・実施 実大実験の計画・実施 解析モデルの作成検討 実大実験の解析的検討
建築研究所	実大実験の計画・実施
ドット・コーポレーション	事業主体 全体の運営管理

2. 住宅用金物を用いたCLTパネル工法の納まりの検討 5

木造軸組構法住宅のモデルプラン*を用い、CLTパネルの壁を配置し、壁脚部・壁頭部にL型(床負、床勝)、プレート、ホールダウン、ほぞパイプを用いることとした。金物を実際に留付けた場合の、部位別、金物の耐力別の納まり図を作成した。



*: 木造軸組構法住宅の構造計画((公財)日本住宅・木材技術センター発行)に示されているモデルプランを用いた

3. 接合部要素実験 6

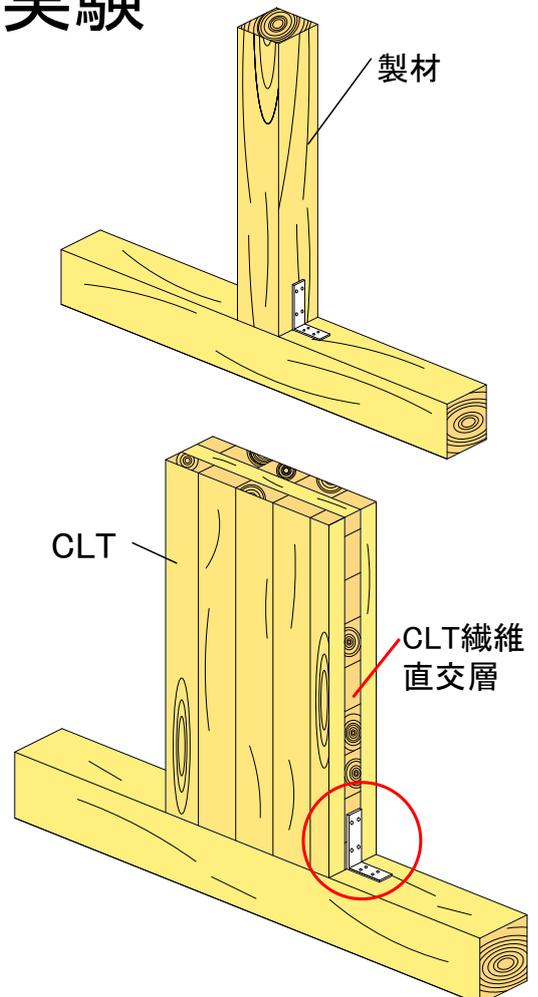
住宅用金物を用いたCLTの接合部の課題

- 住宅用金物の規格値は、製材への使用が想定し木材の小口面と直交する面に取り付けた際の性能値が示されている。
- 一方、CLTに住宅用金物を使用する場合は繊維直交層(木材の小口面)に金物を取り付く可能性があることから、CLTに対する性能値は規格値と異なる可能性がある。

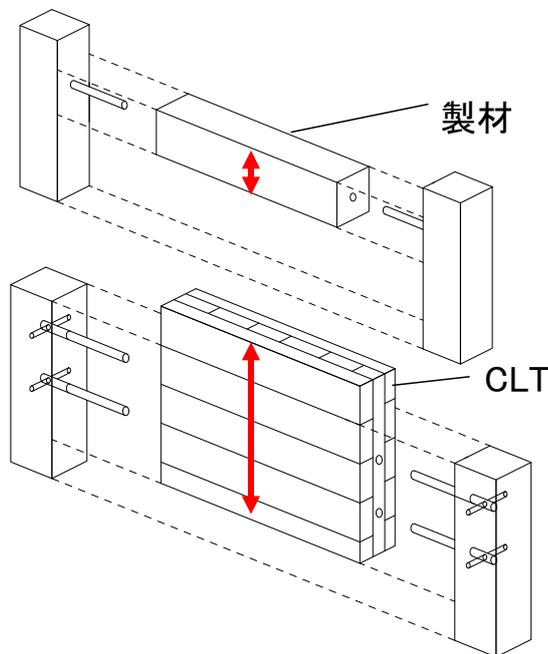
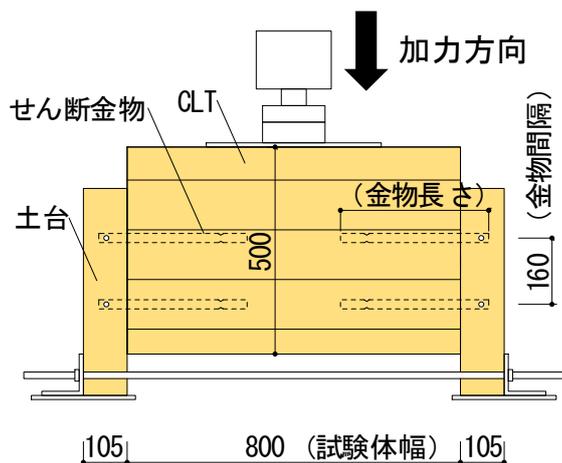


CLTに住宅用金物を用いた場合の性能を明らかにする。

- ・せん断接合部試験
- ・引張接合部試験
- ・壁水平加力試験



せん断接合部試験

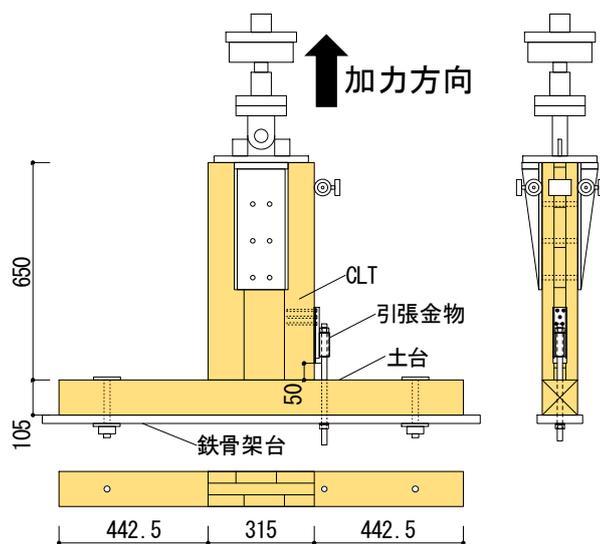


短期基準耐力の比較

試験体名	実験値(CLT) (kN)	規格値(製材) (kN)	実験値/規格値 (%)
S-160	11.01	4.5	244.7
L-160	16.37	4.67	350.5
L-105	13.29	4.67	284.6

いずれの試験体も規格値の**200%以上**の性能を発揮

引張接合部試験

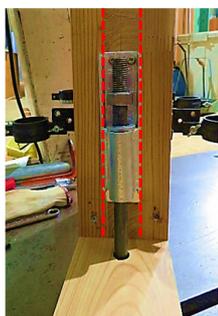


短期基準耐力の比較

試験体名	取り付け位置	使用金物	実験値 (CLT) (kN)	規格値 (製材) (kN)	実験値/規格値 (%)
HDL	直交層	FFH-L34	17.17	34.7	49.5
HDS	直交層	FFH-S20	9.19	20.4	45.0
HDSズレ	両層*		8.97	20.4	44.0
2HD	平行層	2又HD	33.65	36.1	93.2
RP	内部	RP-10	7.30	11.1	65.8
PS-OP	内部	PS-OP30	35.83	30.1	119.0
HS1	直交層	PZ-HS10-II	2.51	10.4	24.1
HS2	平行層		6.47	10.4	62.2
HVC	両層*	HVC20	11.55	20.4	56.6
MP1	平行層	DP2-MP	9.41	10.3	91.4
MP2	平行層		5.84	10.3	61.5

* 両層はCLT直交層と平行層にまたがるように付けた金物

CLT繊維直交層に金物を取り付けた試験体は規格値の**60%以下**の性能



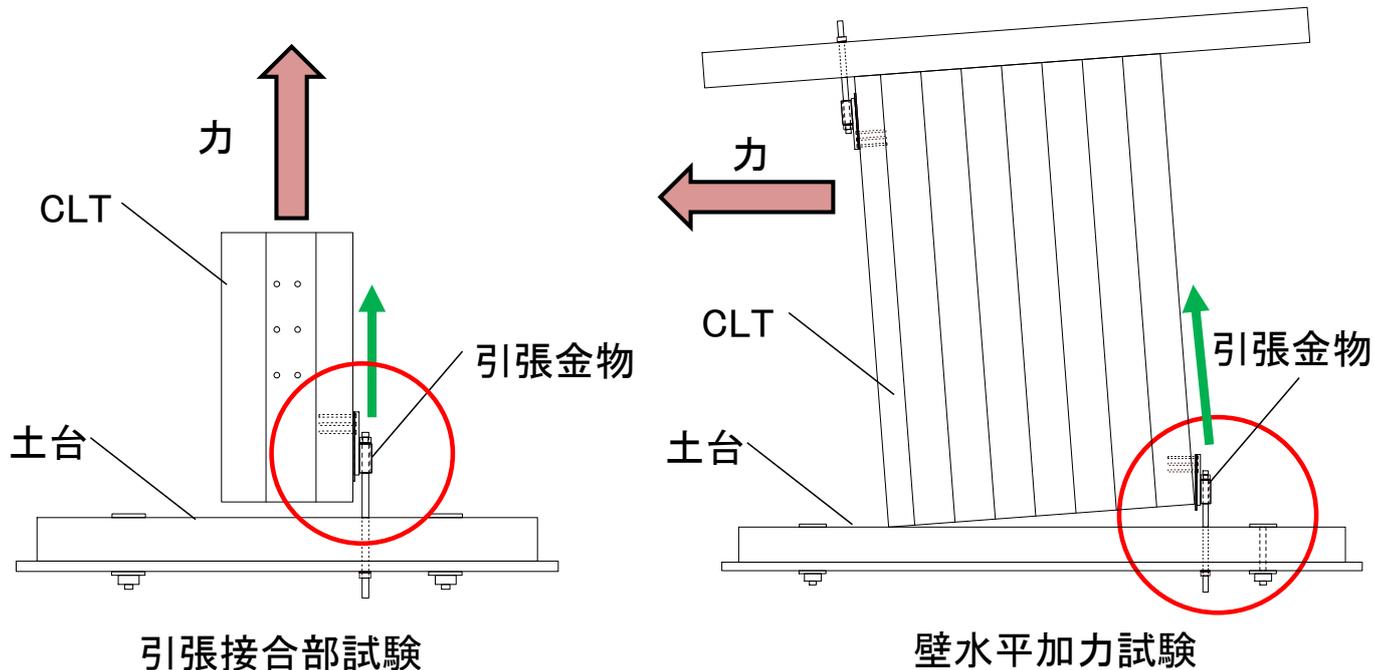
FFH-S20



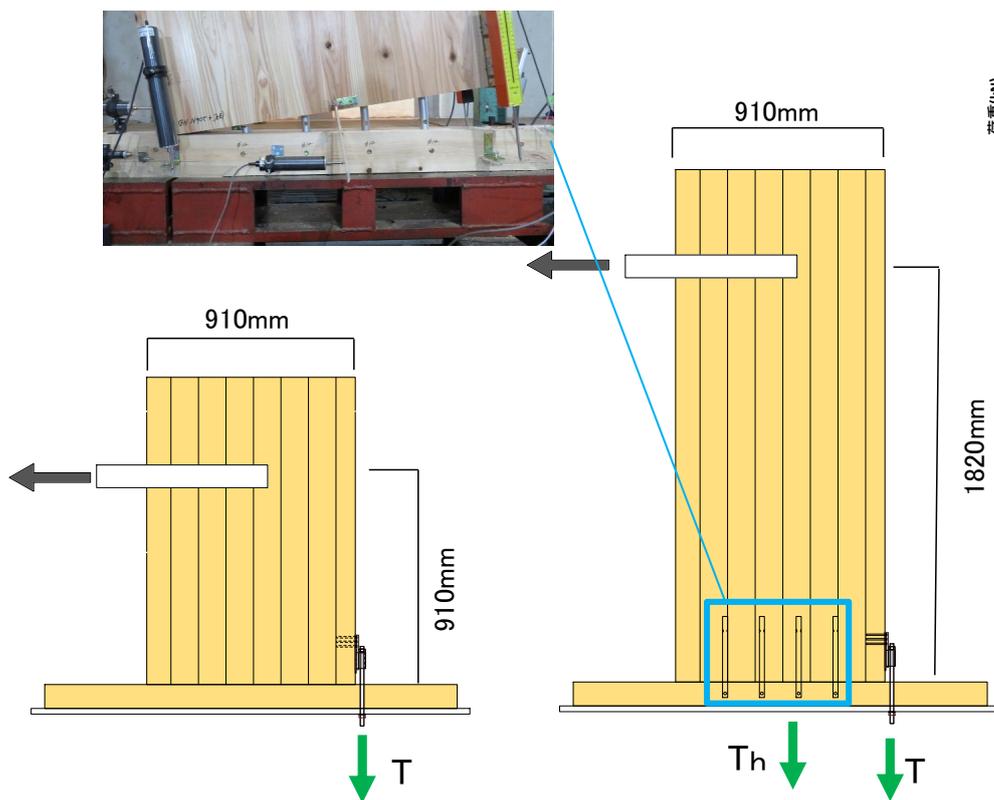
PZ-HS10-II

壁水平加力試験

CLT壁が地震力(水平力)を負担する際はロッキング変形する。
 これにより金物の挙動は接合部試験と異なるので影響を調べた。

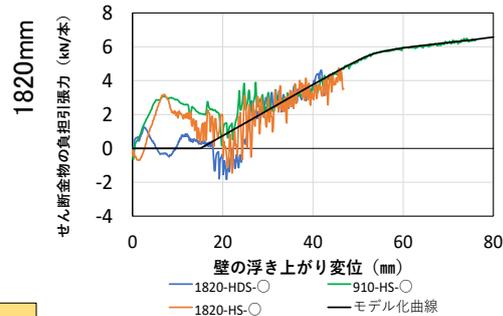
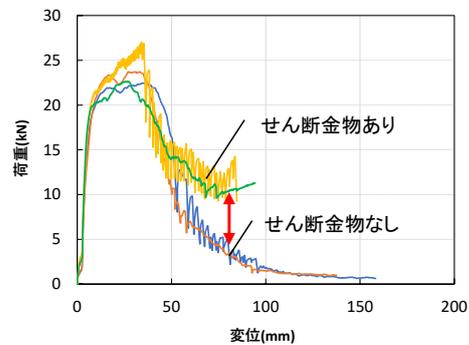


壁水平加力試験



FFH-S20(引張金物)を使用した試験体

引張接合部試験と同等以上の性能を発揮



荷重変位関係

3. 接合部要素実験

まとめ

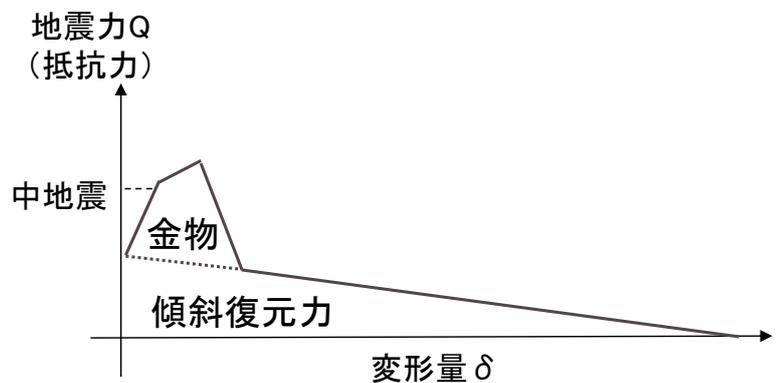
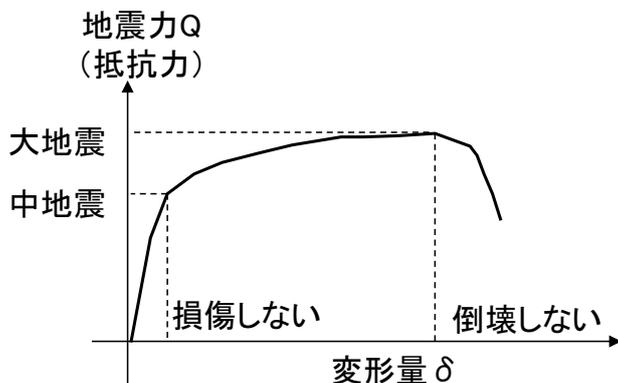
- 対象としたせん断金物はCLTに用いることで規格値の240%~350%ほどの性能を発揮した。
- CLT繊維直交層にビス打ちした引張金物は、規格値の25%~60%ほどの性能しか発揮できなかった。
- 壁にロッキング変形が生じた場合でも、壁脚部の接合金物は引張接合部試験と同等以上の耐力が確保されることが分かった。
- せん断金物で使用したPZ-HDP-20CNは、壁がロッキング変形することにより引張力を負担する。

4. 実大実験

設計思想

現在のCLTパネル工法の耐震設計
 金物で中・大地震に耐える
 金物に粘り強さが必要
 →コスト大

本事業での設計思想
 傾斜復元力で大地震に耐える
 金物に粘り強さが不要
 →住宅用金物を使用可能



CLTパネル工法専用金物



住宅用金物

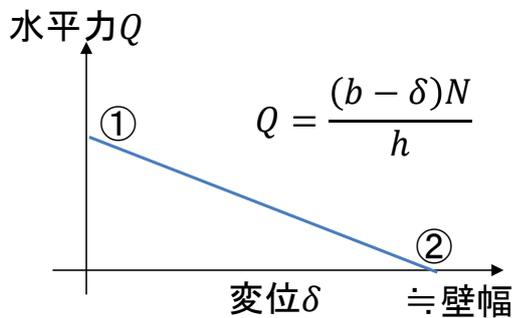
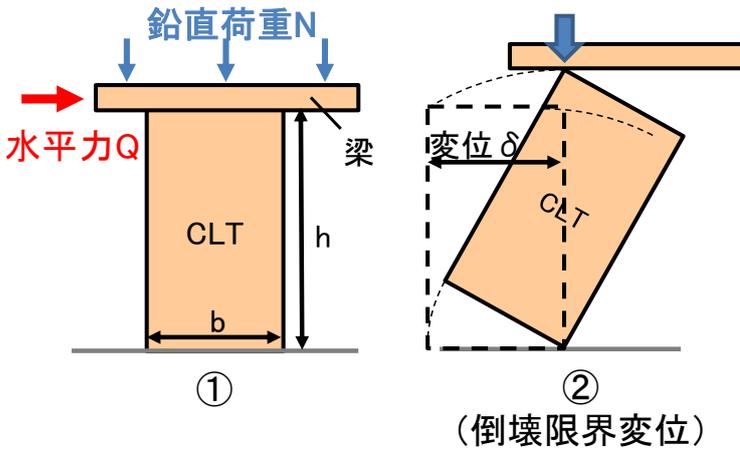


傾斜復元力

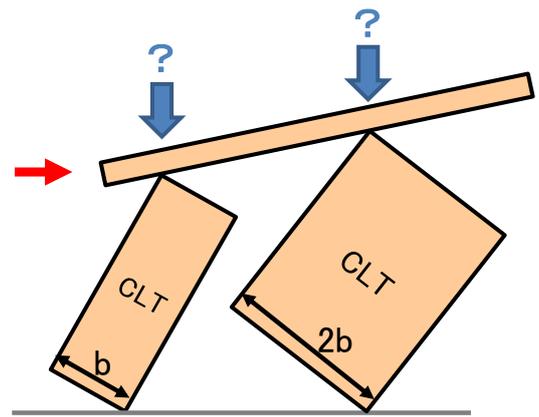
4. 実大実験

傾斜復元力と倒壊限界変位

壁が1枚の時



壁が複数の時



- ・各壁の鉛直荷重の負担割合によって水平力 Q が変化する？
- ・倒壊限界変位は b or $2b$ ？

水平力(水平力抵抗機構)
倒壊限界変位が不明

4. 実大実験

実験の目的

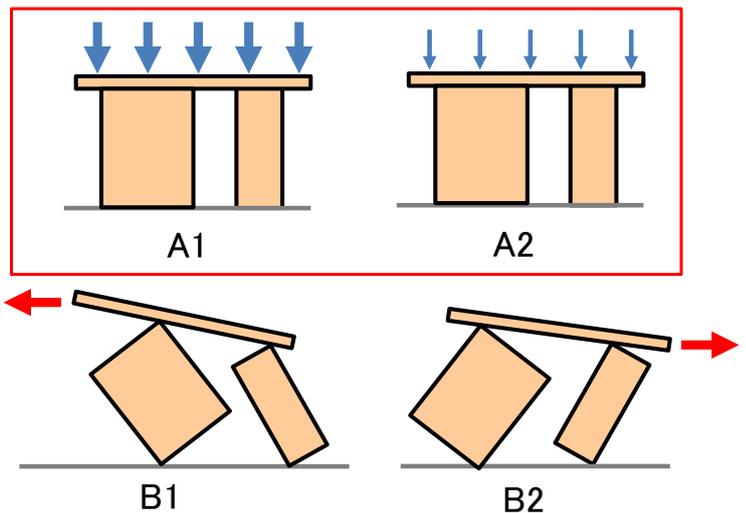
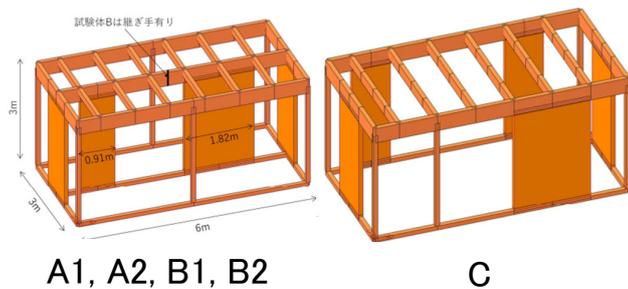
住宅用金物を用いた低層CLTパネル工法の水平力抵抗機構・倒壊限界の確認

[試験体条件]

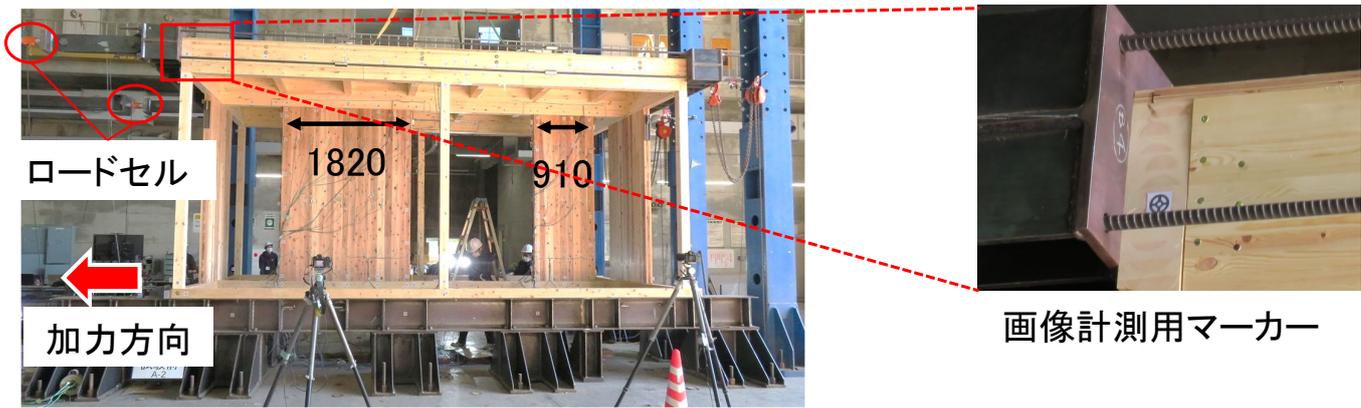
- ・壁が存在する構面数(A,B or C)
- ・鉛直荷重の大小(A1 vs A2)
- ・加力方向(B1 vs B2)

[全試験体共通]

- ・異なる壁幅
- ・立体的にするための壁以外の部材



試験体概要



試験体寸法: 3000(高さ) × 3000(奥行) × 6000(長手) mm

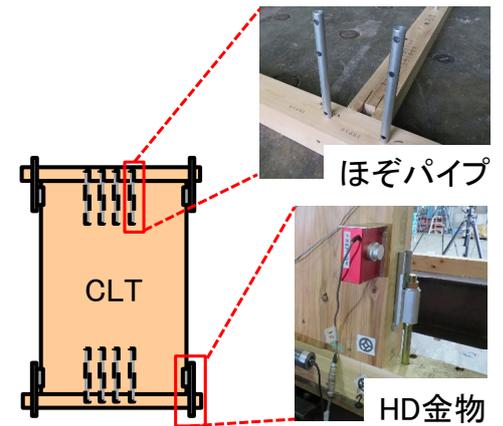
CLT壁幅: 1820, 910mm

金物: HD金物、ほぞパイプ

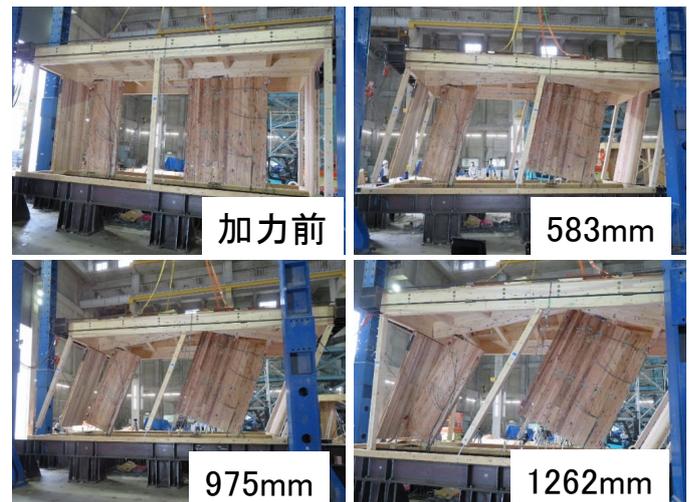
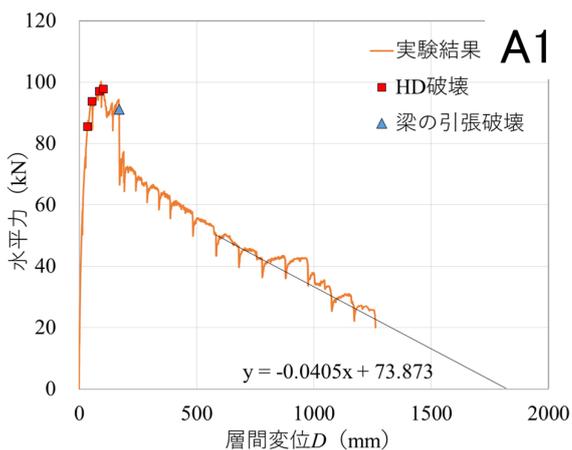
水平変位: 試験体側面に貼付したマーカーの水平成分

水平力: 加力装置に取り付いたロードセルで測定

鉛直荷重: 82.1kN(A1), 33.8kN(A2)

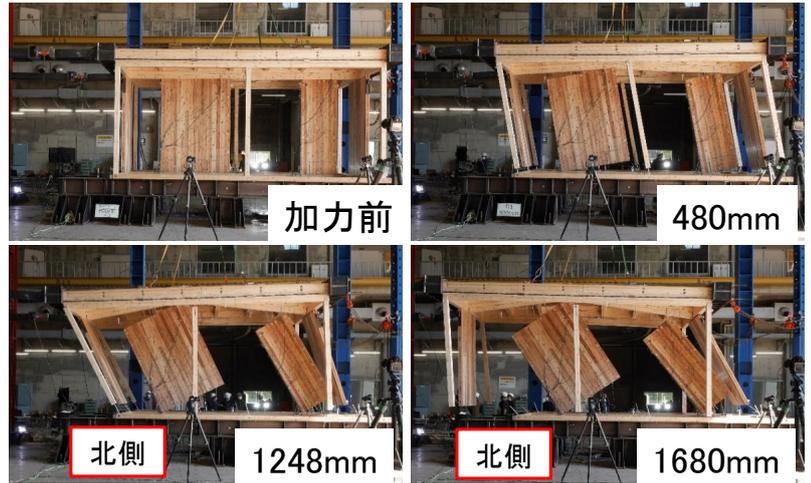
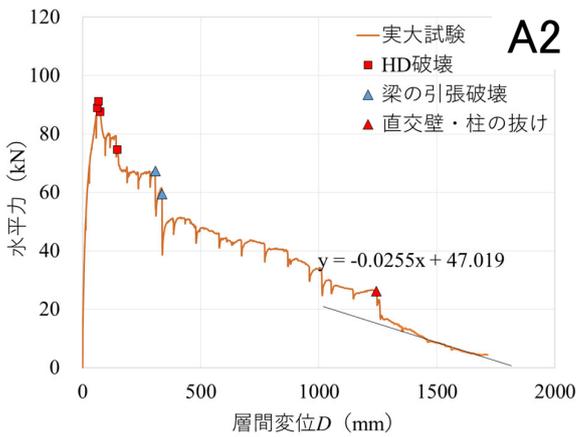


破壊性状と荷重変位曲線(A1)

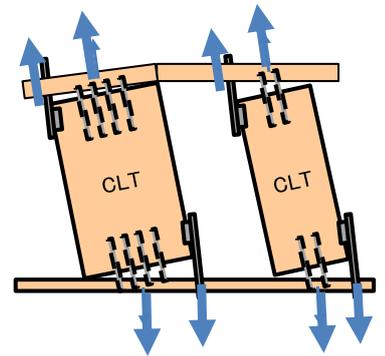


- ・右下がりの傾向→傾斜復元力
- ・80mmでHDのビス抜けによる荷重低下
- ・180mmで梁の曲げ引張破壊で荷重低下
- ・倒壊限界変位は1824mmで大きい方の壁幅とほぼ一致した

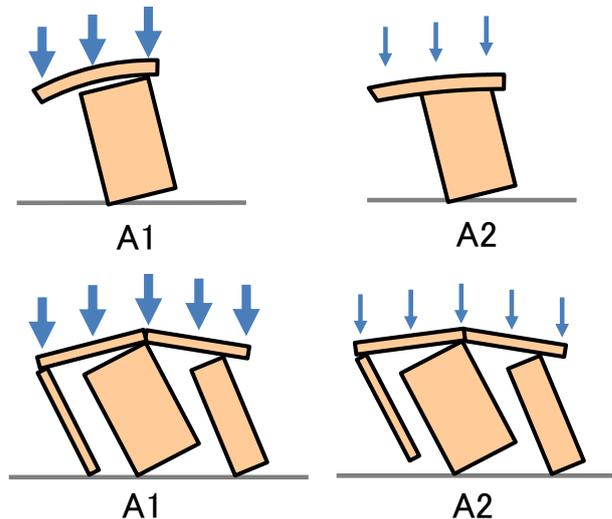
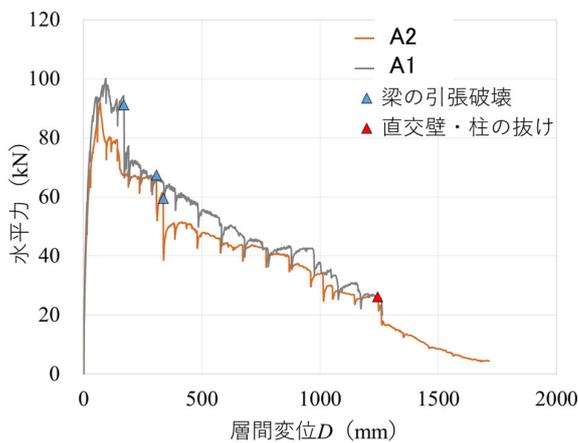
破壊性状と荷重変位曲線(A2)



- ・右下がりの傾向→傾斜復元力
- ・80mmでHDのビス抜け→HD金物による抵抗の喪失
- ・350mmで梁の曲げ引張破壊→ほぞパイプによる抵抗の喪失
- ・1250mmで北側の柱・壁が抜けた
→外周フレーム自体の曲げ抵抗の喪失
- ・倒壊限界変位は1844mmで大きい方の壁幅とほぼ一致した



荷重変位曲線の比較(A1 vs A2)



[A1・A2の違い]

- ・A1の方が小さい変位で梁が曲げ破壊した
→鉛直荷重が大きく、モーメント負担が大きかったため
- ・A1の北側の柱・直交壁が抜けなかった
→鉛直荷重が大きく、梁や屋根が持ち上げることができなかったため
- ・A1とA2で最大荷重に違いがあまり見られなかった
→A1は直交壁・柱が鉛直荷重の一部を負担していたため

⇒B1、B2、C試験体の破壊性状等に加え、壁が存在する構面数の違い(A,B or C)、加力方向の違い(B1 vs B2)による比較は今後整理

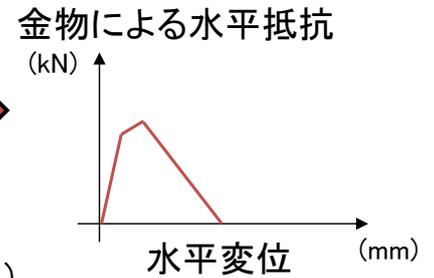
金物による水平抵抗と傾斜復元力からの推定と実験結果の比較①¹⁹

水平抵抗機構の検証

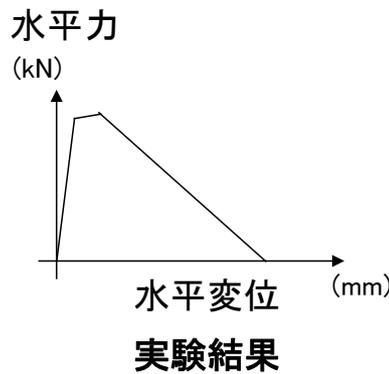
目的: 傾斜復元力と金物による抵抗が主要な水平力抵抗機構であるかの検証



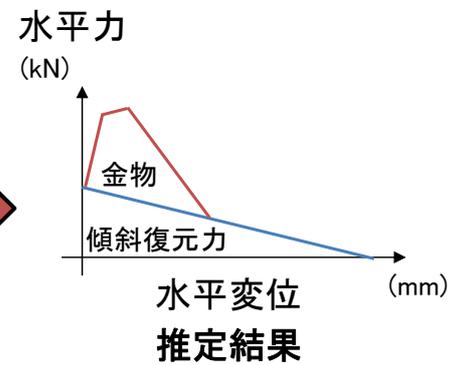
HD金物とほぞパイプの回転引張試験(要素試験結果の参照)



実大試験

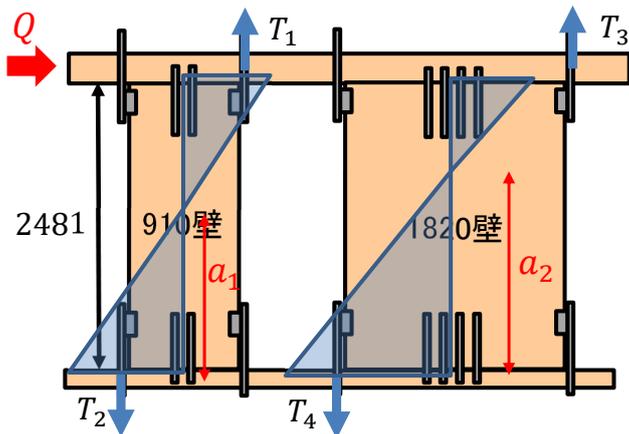


比較



金物による水平抵抗と傾斜復元力からの推定と実験結果の比較①²⁰

金物による水平抵抗の推定

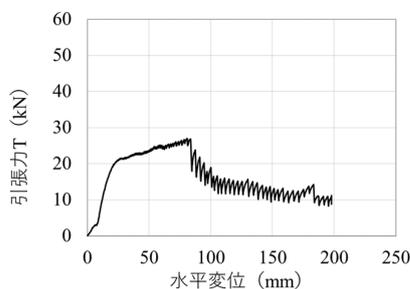


[仮定①]
910壁もHD1本+ほぞ4本の性能

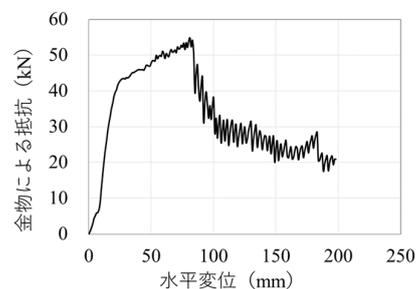
[仮定②]
 $T_1 \sim T_4$ はHD金物の引張力(実大試験のPmax時)

$$a_1 = \frac{\max(T_1, T_2)}{T_1 + T_2} \quad a_2 = \frac{\max(T_3, T_4)}{T_3 + T_4}$$

$$Q = \frac{910}{2481a_1} T + \frac{1820}{2481a_2} T \quad \dots \text{式(1)}$$



式(1)



金物による水平抵抗と傾斜復元力からの推定と実験結果の比較①²¹

金物による水平抵抗の推定

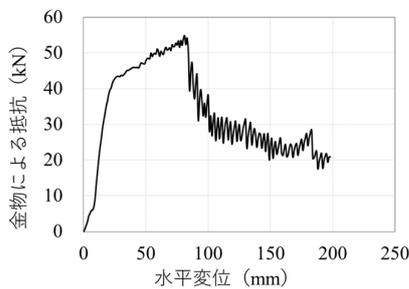


変位1300mm (A1)

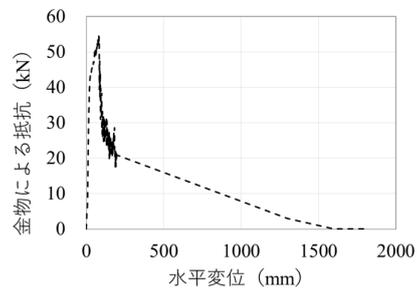


変位1600mm (A1)

[仮定③]
A1, A2ともに
910壁: 1300mmで金物抵抗0
1820壁: 1600mmで金物抵抗0



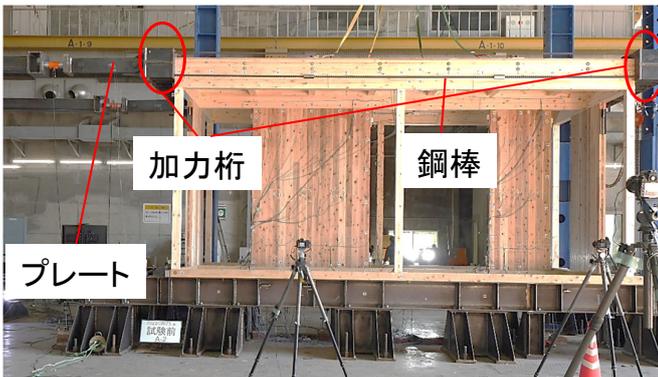
線形で延長



推定された金物による抵抗

金物による水平抵抗と傾斜復元力からの推定と実験結果の比較①²²

傾斜復元力の推定

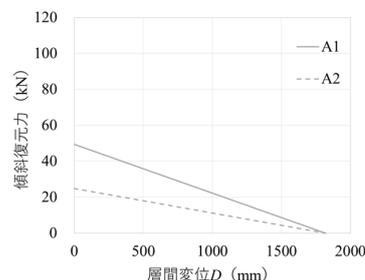


[仮定④]
鉛直荷重
= 錘 + 試験体自重 + 鋼棒 + 加力桁 + プレート

[仮定⑤]
[A1]
鉛直荷重を壁幅に応じて
910壁: 1820壁 = 1:2 で負担する
[A2]
910壁と梁が100mmで離間した
→ 鉛直荷重を1820壁が全て負担する

$$Q = N \times \left(\frac{910 - D}{2481} \times \frac{1}{3} + \frac{1820 - D}{2481} \times \frac{2}{3} \right) \dots (A1)$$

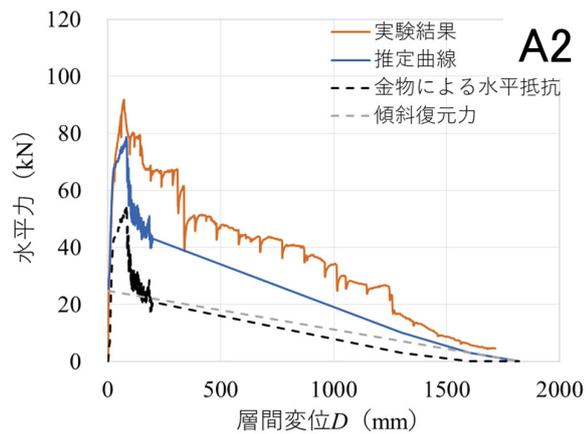
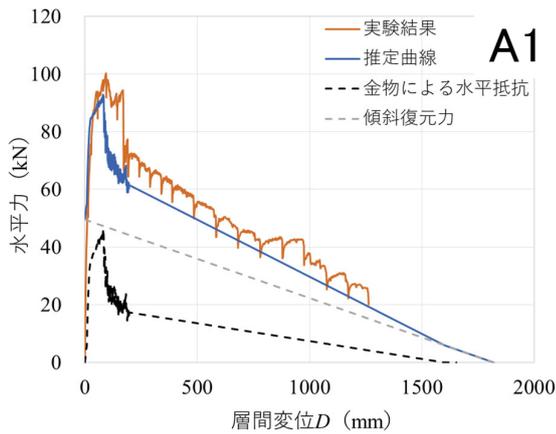
$$Q = N \times \frac{1820 - D}{2481} \dots (A2)$$



推定された傾斜復元力

金物による水平抵抗と傾斜復元力からの推定と実験結果の比較① ²³

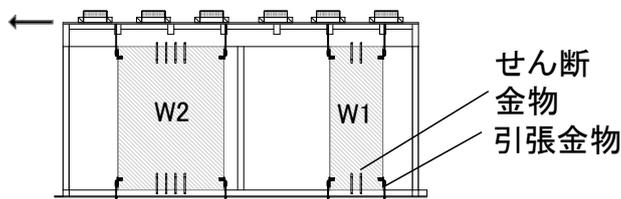
推定結果と実験結果の比較(A1 vs A2)



- ・推定結果は実験結果と概ね一致した
→ 主要な水平力抵抗機構は傾斜復元力と金物による抵抗と確認された
- ・推定結果 < 実験結果となった
→ 推定時に考慮していない外周フレームの曲げ抵抗、合板屋根の押え込みが実際には存在するためと考えられる

金物による水平抵抗と傾斜復元力からの推定と実験結果の比較② ²⁴

①と同様の比較で、引張、せん断の要素実験結果とCLT壁の傾斜復元力を足し合わせた値と実験結果を比較した。②の比較では傾斜復元力は各壁の幅・高さから算出した値を足し合わせたものを用いた。(①の比較では、実験結果から鉛直荷重の負担割合を求め、それに応じた傾斜復元力を算出した。)

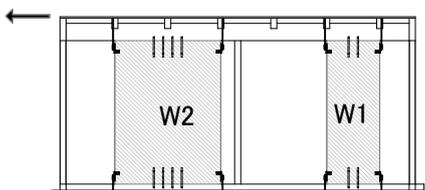


A1

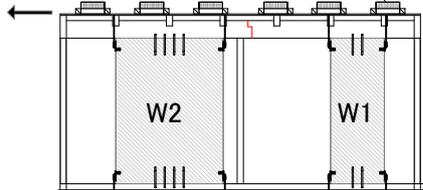
↑ 錘の有無 ↓

継手の有無

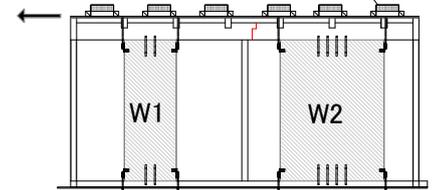
壁の配置



A2



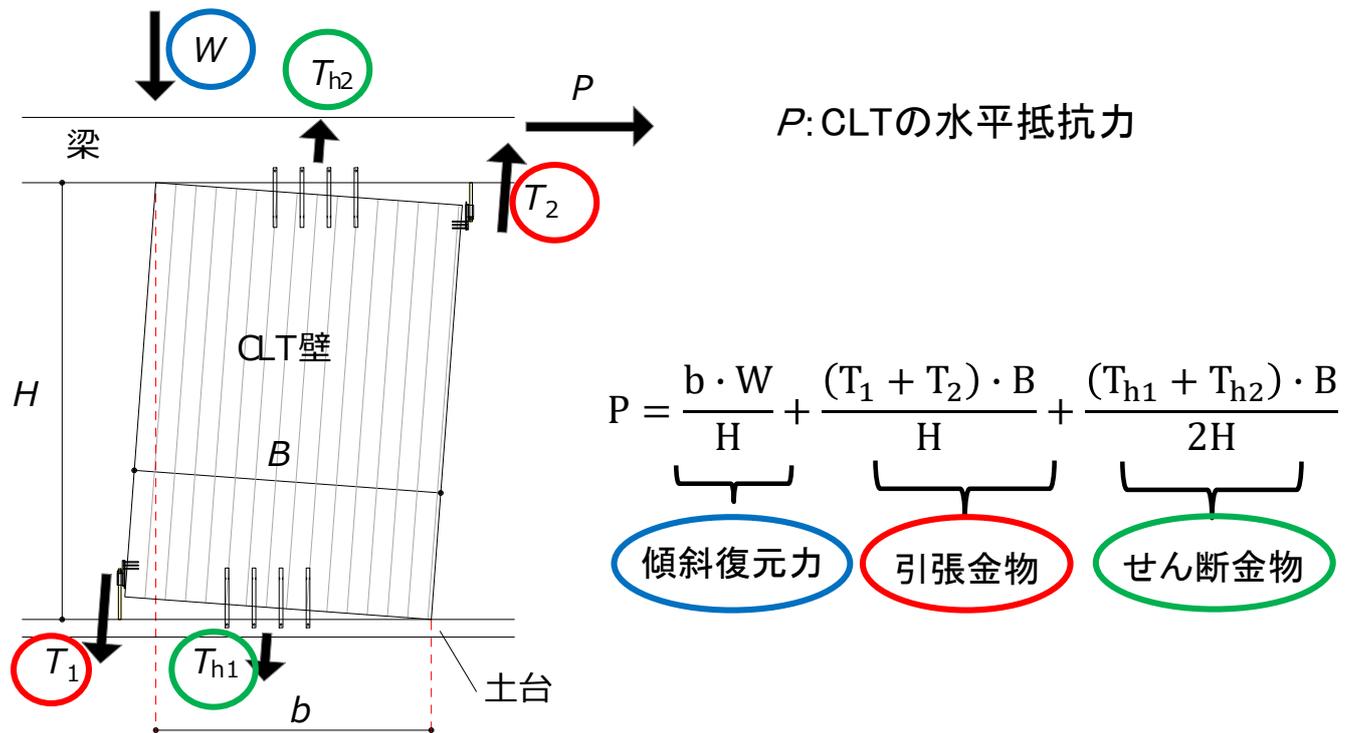
B1



B2

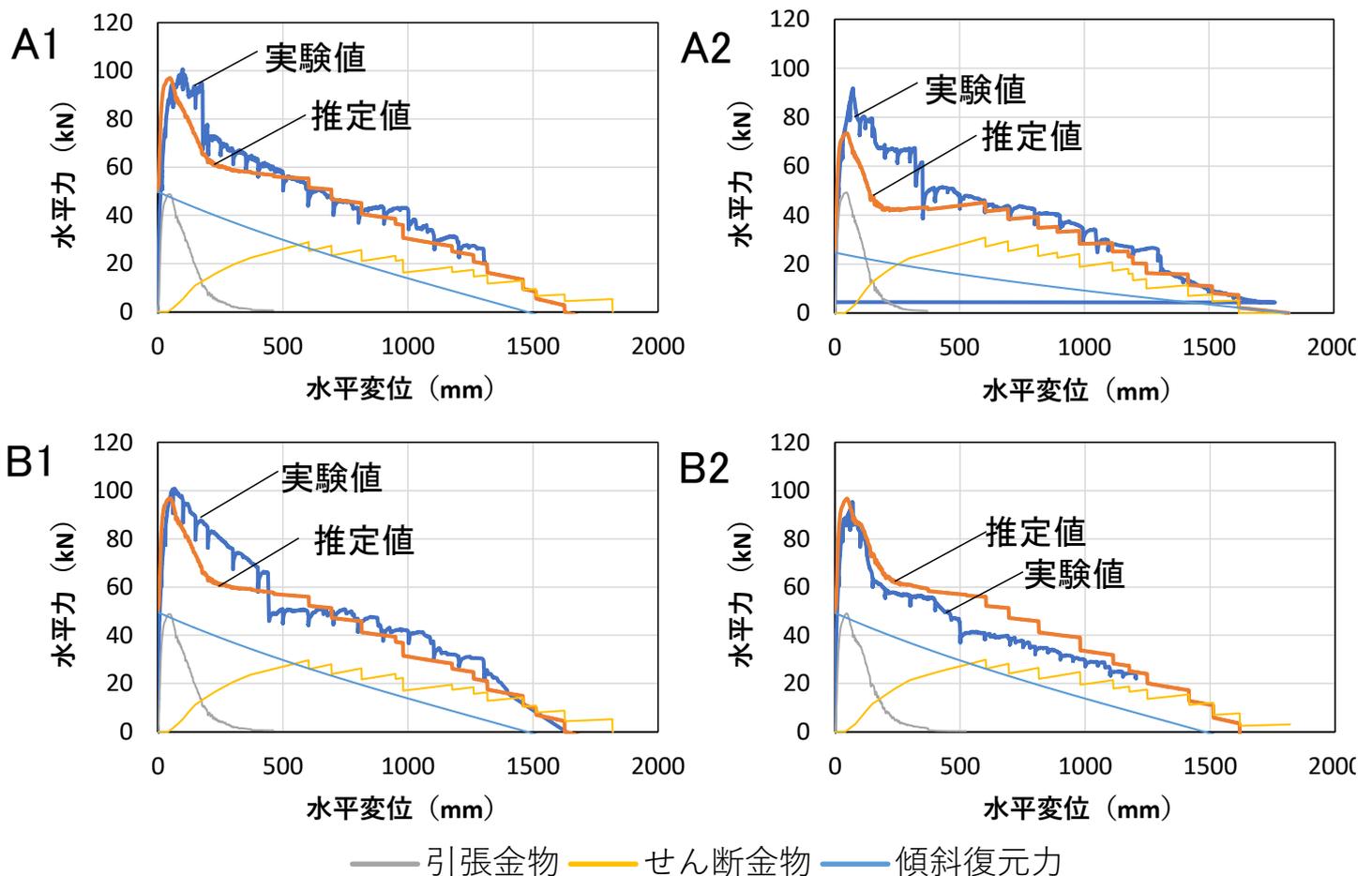
金物による水平抵抗と傾斜復元力からの推定と実験結果の比較② ²⁵

W1とW2のCLT壁に対して接合部試験の結果から以下に示すように推定を行った。



金物による水平抵抗と傾斜復元力からの推定と実験結果の比較② ²⁶

実大試験結果と接合部要素実験結果の検証



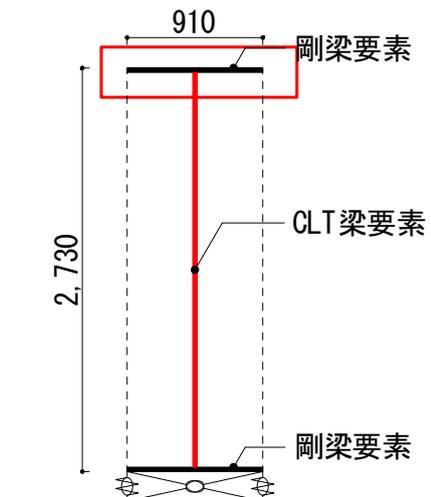
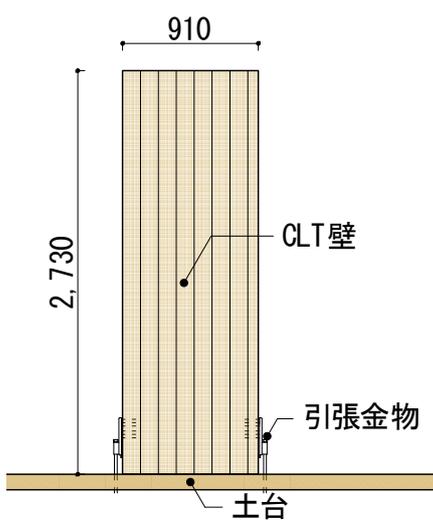
4. 実大実験

まとめ

- 実験値や実験挙動をもとに実験結果を推定した結果、傾斜復元力、金物による抵抗が主要な抵抗要素であることが確認された
- 倒壊限界変位は大きい方の壁幅と考えてよい可能性が示された
- 鉛直荷重の増加は、壁の負担重量の直接的な増加にはつながらない

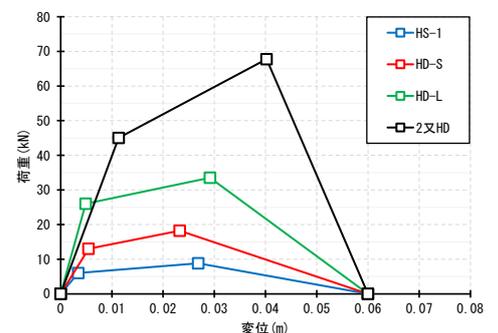
5. 基礎的解析

1. 単体壁モデル: CLT耐力壁が単体の場合



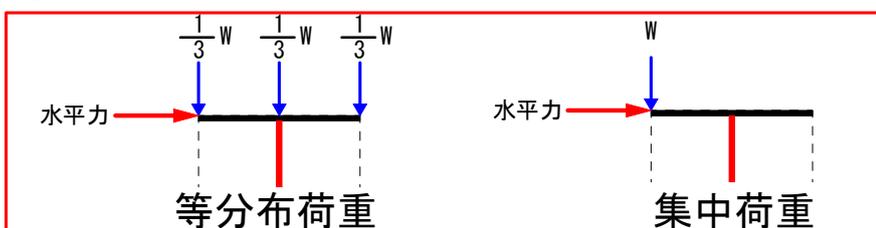
解析パラメータ

引張金物	積載荷重 (kN)	
	分布荷重	集中荷重
なし		15
		30
		45
		60
HS-1	15	
HD-S		
HD-L		
2又HD		

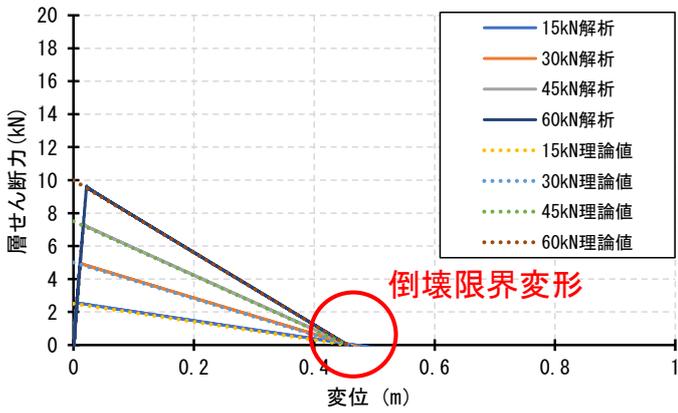


引張金物 骨格曲線

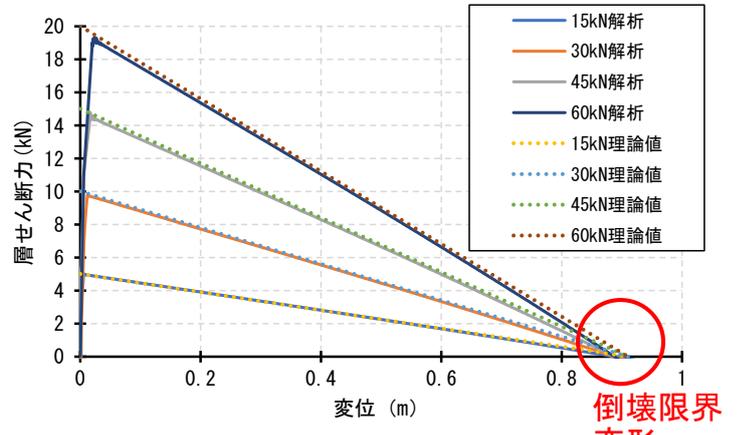
解析モデルイメージ



1.単体壁モデル:解析結果

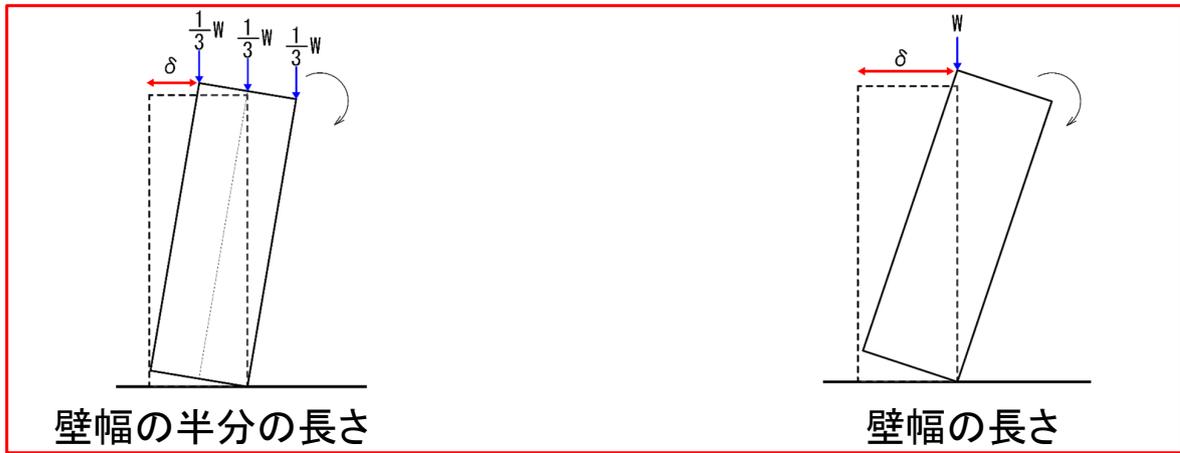


等分布荷重



集中荷重

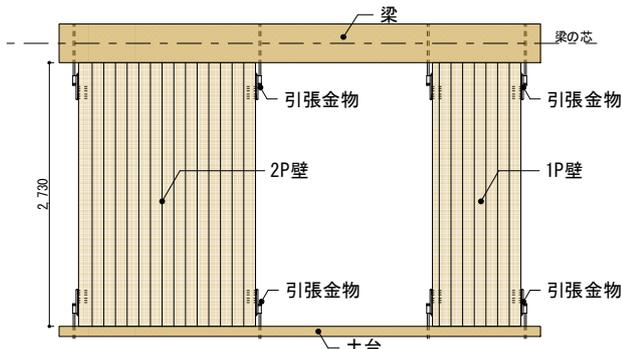
倒壊限界変形



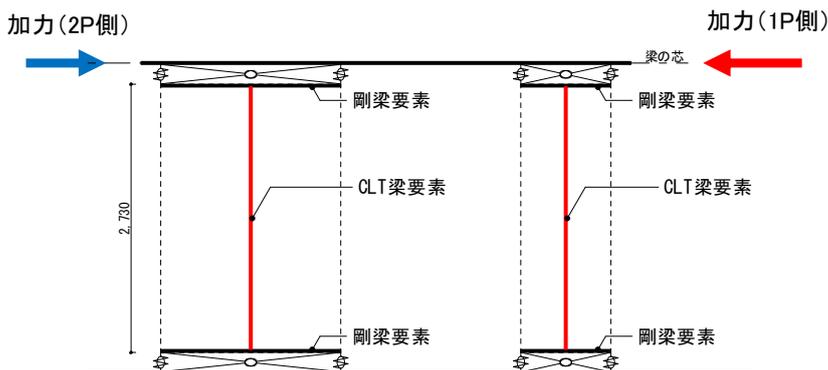
壁幅の半分の長さ

壁幅の長さ

2.並列壁モデル:CLT耐力壁が並列した場合



解析モデルイメージ



解析モデル

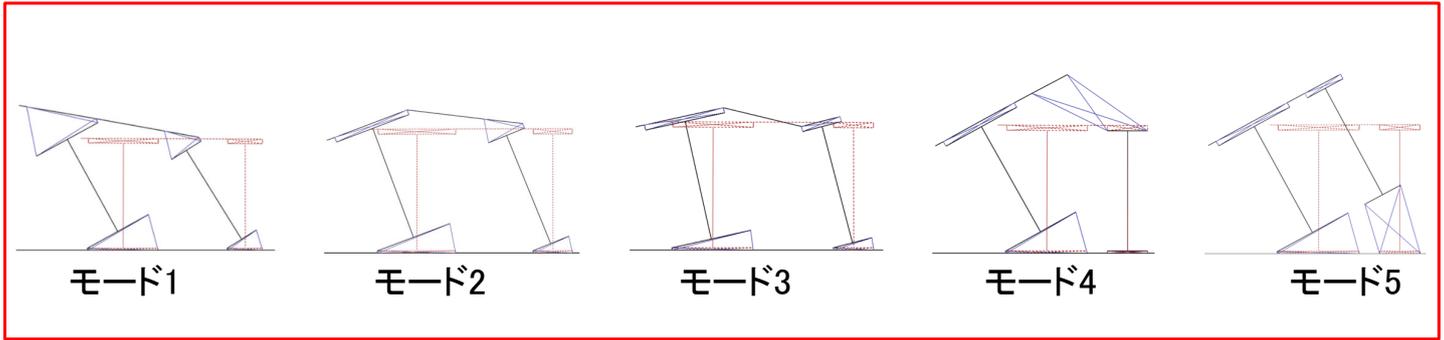
解析パラメータ

加力方向	1P側			
	2P側			
	梁成 (m)	梁幅 (m)	弾性係数 (kN/m ²)	曲げ応力度 (kN/m ²)
梁	2.40 × 10 ⁻¹	1.05 × 10 ⁻¹	1.05 × 10 ⁷	3.0 × 10 ⁴
	3.00 × 10 ⁻¹			
	3.60 × 10 ⁻¹			
積載荷重 (kN/m ²)	1.5 (総重量: 34.8kN)			
	3 (総重量: 69.6kN)			
	4.5 (総重量: 104.3kN)			
引張金物	金物なし			
	HS-1			
	HD-S			
	HD-L			
	2又HD			
壁間隔 (m)	4.55 × 10 ⁻¹			
	9.10 × 10 ⁻¹			
	1.82			
	2.73			

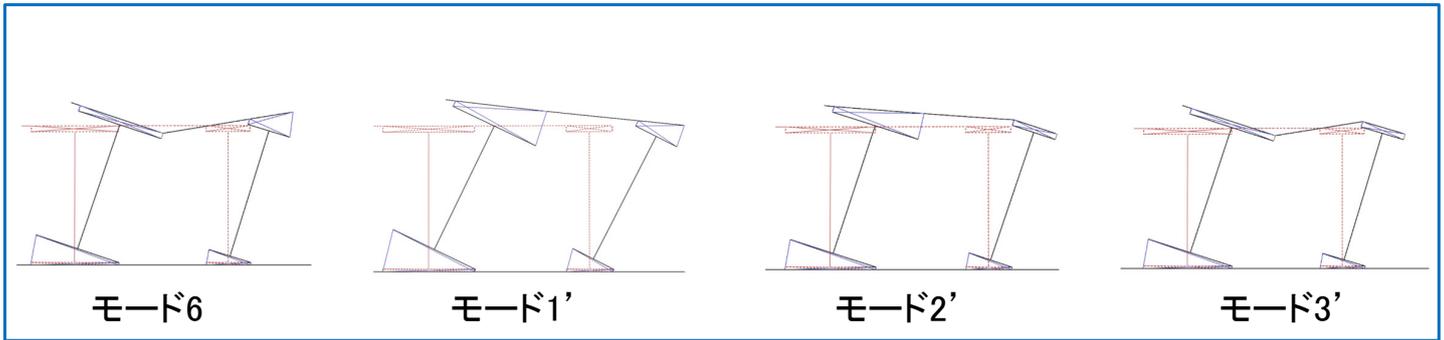
2. 並列壁モデル: 解析結果

倒壊挙動として、6つのモードが得られた

加力方向1P側

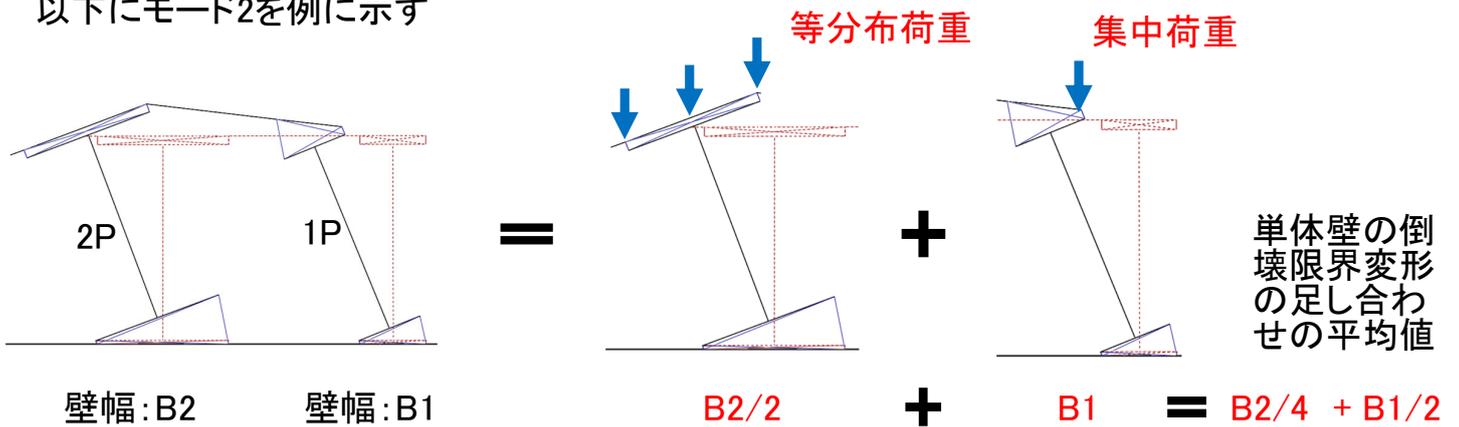


加力方向2P側



3. 解析結果: 並列壁と単体壁の足し合わせの比較

以下にモード2を例に示す



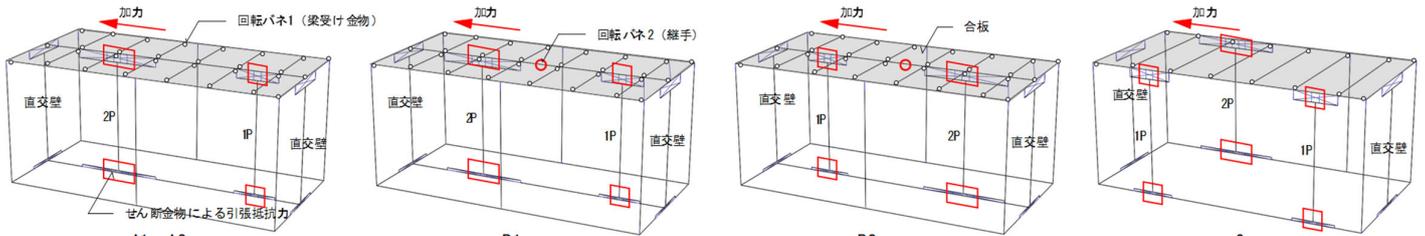
倒壊限界変形の比較(単位:m)

	倒壊モード								
	1	2	3	4	5	6	1'	2'	3'
足し合わせ平均値	1.37	0.91	0.68	1.37	1.37	0.91	1.37	1.14	0.68
解析値	1.59	1.03	0.67	1.39	1.41	0.88	1.24	1.15	0.71

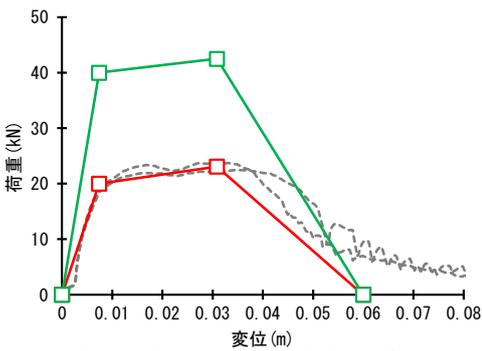
⇒ 単体壁の足し合わせの平均値は解析値と86~99%一致した
 並列壁の倒壊限界変形は、単体壁の足し合わせの平均で仮定できる可能性が示唆された

6. 実大試験体の解析

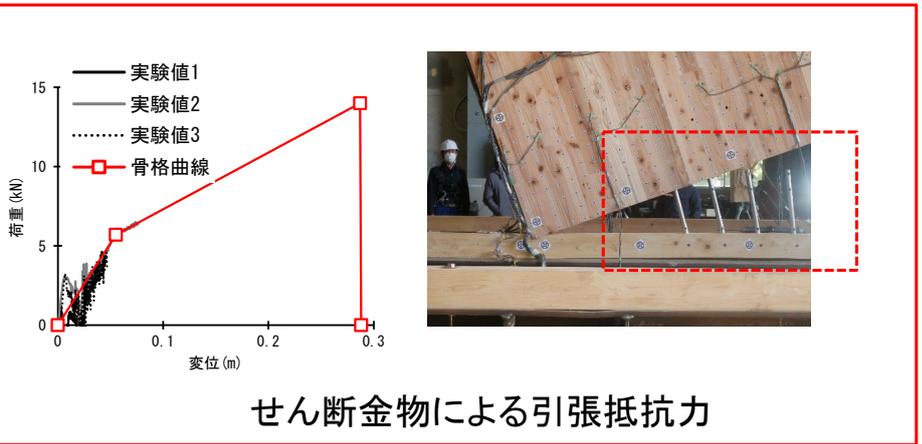
実大試験体の静的増分解析を行った



解析モデル

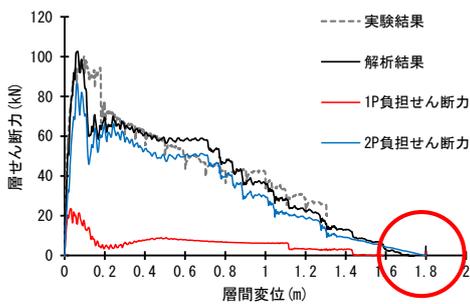


壁頭壁脚部 引張バネ

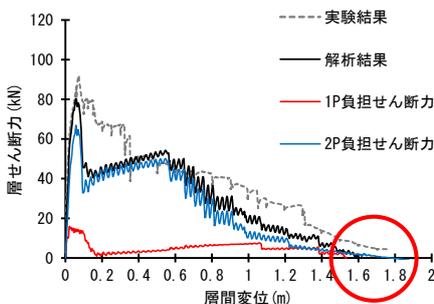


せん断金物による引張抵抗力

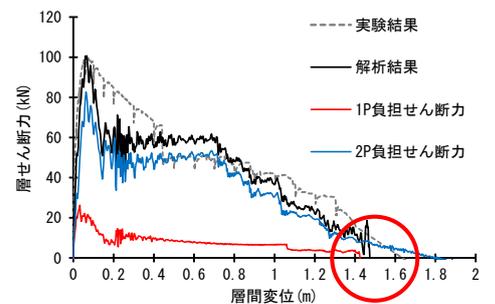
実大試験体の解析結果



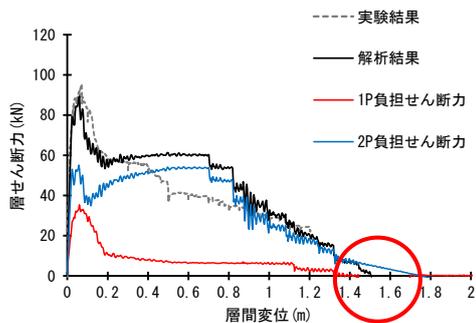
A1



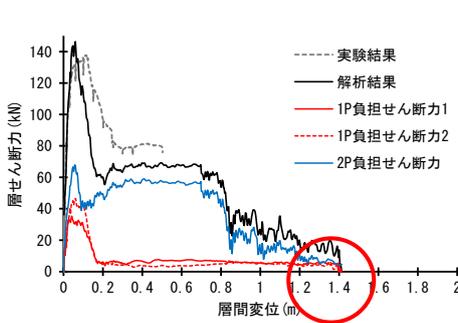
A2



B1



B2

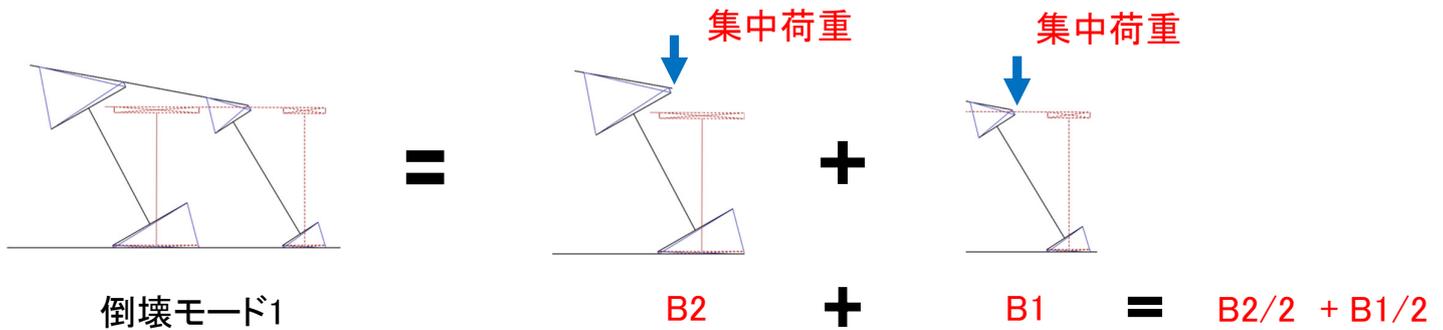


C

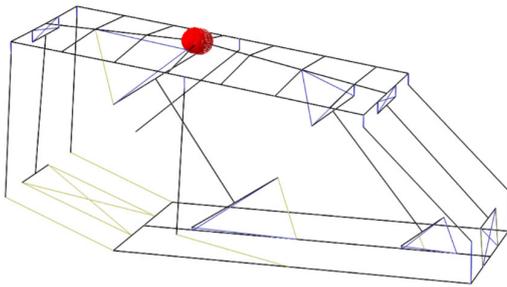
		A1	A2	B1	B2	C
最大耐力 (kN)	解析値	102.5	80.3	100.7	89.3	146.4
	実験値	100.3	91.9	100.9	95.3	137.7
倒壊限界変形 (m)	解析値	1.72	1.60	1.47	1.50	1.41

最大耐力の解析値は
実験値と比べて
87~100%一致した

倒壊限界変形の推測



倒壊限界変形の比較(Cは二構面のため除外)



A1の倒壊時の変形状態

	モデル			
	A1	A2	B1	B2
足し合わせ平均値	1.37m	1.37m	1.37m	1.37m
実大試験体解析値	1.72m	1.60m	1.47m	1.50m

⇒単体壁の倒壊限界変形の足し合わせの平均を倒壊限界変形とすると、安全側で推測ができる可能性が示唆された
解析値と、足し合わせ平均値の差は、せん断金物による引張抵抗力を考慮しているかどうかの差であると考えられる

6. 実大試験体の解析

5.基礎的解析、6.実大試験体の解析:まとめ

・単体壁モデル

倒壊限界変形は分布荷重の場合、**壁幅の半分**となり、集中荷重の場合は**壁幅の長さ**となる

・並列壁モデル

倒壊挙動として6つの倒壊モードが得られた。並列壁モデルの倒壊限界変形を、単体壁の倒壊限界変形の足し合わせの平均値と仮定したところ86~99%一致した。よって並列壁の倒壊限界変形は、**単体壁の足し合わせと仮定できる可能性**が示唆された

・実大試験体の解析

解析結果の倒壊限界変形は、単体壁の足し合わせの平均値による倒壊限界変形を**大きく上回った**

よって木造軸組構法建築物の倒壊限界変形を、単体壁の足し合わせの平均値で推測することで**安全側の結果を得られる可能性**が示唆された

