

令和2年度 合板・製材・集成材国際競争力強化・輸出促進対策のうち
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

木造軸組工法におけるCLT部分利用の 構造設計マニュアル（案）の作成事業

報告書

令和4年2月

公益財団法人 日本住宅・木材技術センター
一般社団法人 日本CLT協会

令和2年度 合板・製材・集成材国際競争力強化・輸出促進対策のうち
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 報告書

目次

第Ⅰ部 はじめに

第1章 事業概要

1.1 事業の目的	第Ⅰ部-1
1.2 実施概要	第Ⅰ部-1
1.3 実施体制	第Ⅰ部-1

第Ⅱ部 木造軸組工法におけるCLT部分利用の構造設計

第1章 木造軸組工法におけるCLT部分利用の考え方と適用条件

1.1 本書の適用範囲と構法の概要	第Ⅱ部-1
1.1.1 本書の適用範囲	第Ⅱ部-1
1.1.2 本書で扱う構法の概要	第Ⅱ部-1
1.2 構造計算ルートと法的位置づけ	第Ⅱ部-3
1.3 構造計算モデル	第Ⅱ部-5
1.4 木造軸組工法におけるCLTを部分利用の事例	第Ⅱ部-6

第2章 CLT部分利用の詳細計算法

2.1 総則	第Ⅱ部-17
2.2 面材張り耐力要素の詳細計算法で用いる釘配列諸定数の計算	第Ⅱ部-17
2.3 CLT大壁の詳細計算法	第Ⅱ部-18
2.4 CLT真壁の詳細計算法	第Ⅱ部-22
2.5 CLT水平構面の詳細計算法	第Ⅱ部-27
2.6 周辺部材の設計法	第Ⅱ部-31

第3章 モデルプランの構造計算例

3.1 建物概要	第Ⅱ部-33
3.2 使用構造材料一覧	第Ⅱ部-35
3.3 略伏図と略軸組図	第Ⅱ部-36
3.4 荷重・外力計算条件	第Ⅱ部-40
3.5 鉛直荷重に対する応力計算と断面検定	第Ⅱ部-43
3.6 水平力に対する鉛直構面の応力計算と断面検定	第Ⅱ部-45
3.7 水平力に対する水平構面の応力計算と断面検定	第Ⅱ部-52
3.8 耐力壁周辺部材の検討	第Ⅱ部-60

参考資料1 耐力壁・水平構面の実験データ

1 CLT ビスせん断性能の実験データ	1
2 水平構面の実験データ	12

参考資料2 設計法の検証

1 CLT 真壁構面試験結果と設計式の比較検証	1
2 せん断キーを有する CLT 水平構面試験結果と設計式の比較検証	9

第1章 事業概要

1. 1 事業の目的

CLT は高い剛性を有する施工性に優れた木質材料であり、広く使われている木造軸組工法の建築物に耐震要素として CLT を有効かつ効果的に用いることで、木造軸組工法の建築物の設計に自由度を与えることができる。

一方、CLT は高耐力となるため、終局時において木造軸組工法の柱、土台、梁等の軸組材が曲げ破壊やせん断破壊しないように定められた設計法に基づき、接合金物を適切に用いて設計、施工を行う必要がある。

CLT 実証事業等の展開により、CLT の部分利用による様々な木造建築物が実現されるとともに、高耐力の耐震要素（壁倍率 15 倍相当）を用いた中大規模木造建築物の構造設計の手引きの検討も進められてきている。

本事業では、これらの技術的知見を活かして、木造軸組工法における CLT の部分利用を適切に進めるため、構造設計マニュアルの検討・整備を行うことで、CLT の利用拡大を図ることを目的とする。

1. 2 実施概要

「木造軸組工法 中大規模木造建築物の構造設計の手引き（許容応力度設計編）」（中大規模グレード）に準拠して、CLT を耐力壁や水平構面で用いる場合の詳細計算法や接合形式の検討を行い、構造設計マニュアル案の取りまとめを行っている。今年度は主に下記の①～③について検討、実施をした。

- ① 構造設計マニュアル案の作成
標準ディティールの整理やモデルプラン計算例をまとめた。
- ② CLT 真壁構面試験結果と設計式の比較検証
CLT パネルを用いた真壁耐力壁の耐力発現メカニズムについて、構面試験結果の解析的考察に基づき、既往設計式の適用性検証を行った。
- ③ CLT を用いた水平構面試験の実施
CLT 床間接合で、継ぎ目のせん断キー性能の異なる 3 種類の試験を実施し、水平構面の設計法の検証をした。

1. 3 実施体制

本事業は、木材・木構造に関する有識者及び実務者で構成する検討委員会を設置して実施した。次頁に委員会名簿を示す。

木造軸組工法における CLT 部分利用の構造設計マニュアル委員会 名簿
(令和3年度末現在、敬称略)

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	河合 直人	工学院大学 建築学部建築学科	教授
	青木 謙治	東京大学 大学院農学生命科学研究科	准教授
	小林 研治	静岡大学学術院農学領域 生物資源科学科住環境構造学研究室	准教授
	槌本 敬大	(国研)建築研究所材料研究グループ	上席研究員
	中島 昌一	(国研)建築研究所構造研究グループ	主任研究員
	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
	向井 昭義	(公財)日本住宅・木材技術センター	理事兼試験研究所長
	飯島 敏夫	(公財)日本住宅・木材技術センター	参与兼認証部長
	鈴木 圭	木構造振興(株)	主任研究員
協力委員	日向 潔美	林野庁林政部木材産業課木材製品技術室	木材専門官
	納富 昭光	国土交通省住宅局建築指導課	課長補佐
	長岡 達己	国土交通省住宅局住宅生産課木造住宅振興室	課長補佐
コンサルタント	篠原 昌寿	(株)構造計画研究所	
	野田 卓見	(株)構造計画研究所	
事務局		(公財)日本住宅・木材技術センター	
		(一社)日本CLT協会	

第 1 章

木造軸組工法における CLT 部分利用の考え方と適用条件

1.1 本書の適用範囲と構法の概要

1.1.1 本書の適用範囲

本書は建築物の上部構造が木造軸組工法だけで構成された建築物にCLTを部分的に利用するものについて、主として耐力壁及び水平構面の構造設計法を記載・解説するものである。よって本書に記載の無い木造軸組工法部分については「木造軸組工法による中大規模木造建築物の構造設計指針」（以下、中大規模グレー本）に準拠し構造計算を行うこととする。

またRC造やS造との併用構造については扱わない。また、同じ木造であっても、平13国交告第1540号及び第1541号で規定される枠組壁工法や木質プレハブ工法、平14国交告第411号で規定される丸太組工法及び平28国交告第611号で規定されるCLTパネル工法との併用構造についても扱わない。ただし、併用構造において木造軸組工法部分のみに対して本書の計算法を適用することは可能であり、工学的にも妥当であるが、外力分布や他構造との境界部分の応力伝達については注意が必要である。

本書で扱うことのできる建物の規模は中大規模グレー本に準拠し、3階建て以下かつ最高高さ16m以下とする。また本書で扱う構造設計法は主として、「令第3章仕様規定適合の確認+令第82条各号及び令第82条の4に定めるところによる構造計算」、いわゆるルート1の許容応力度計算および「令第82条の2、令第82条の6」の検討を加えた、いわゆるルート2の許容応力度計算とする。ただし本書の詳細計算法の中で大地震時の安全性を担保するために、耐力壁・水平構面の終局耐力や塑性率などを評価するため、ルート3の保有水平耐力計算、限界耐力計算及び時刻歴応答解析など大地震時の耐震性能評価が求められる際にも参考とすることができる。

1.1.2 本書で扱う構法の概要

CLTを部分的に利用した耐力壁及び水平構面の分類図を図1.1-1に示す。

耐力壁としての利用は、CLTパネルを軸組フレームの外側に貼り付けた大壁仕様、またCLTパネルに切り欠きを設け一部を軸組フレームの内側にはめ込んだ半大壁仕様、CLTパネルを完全に軸組フレームの内側にはめ込んだ真壁仕様がある。本書で扱う耐力壁は水平力のみを負担する（鉛直力を負担しない）ものとし、CLTパネルに鉛直荷重を負担させる壁式構造的な使い方はCLTパネル工法に分類されるため、本書では適用対象外とする。また、耐力壁の水平力に対する抵抗要素は面材と軸組フレーム間のせん断抵抗及びCLTパネルの横架材へのめり込みによる圧縮筋交い効果とし、柱頭柱脚接合部やその他の接合部を先行降伏させて靱性を確保する形式は適用対象外とする。

水平構面としての利用は、CLTパネルを梁の上から長ビス等により接合する仕様が基本となるが、CLTパネルは1方向版としてある程度のスパンを飛ばすことが可能なため、必ずしも弱軸方向の継ぎ目位置に梁材を設ける必要はなく、合板スプライン等のせん断キーによってCLTパネル相互を接合した仕様もある。

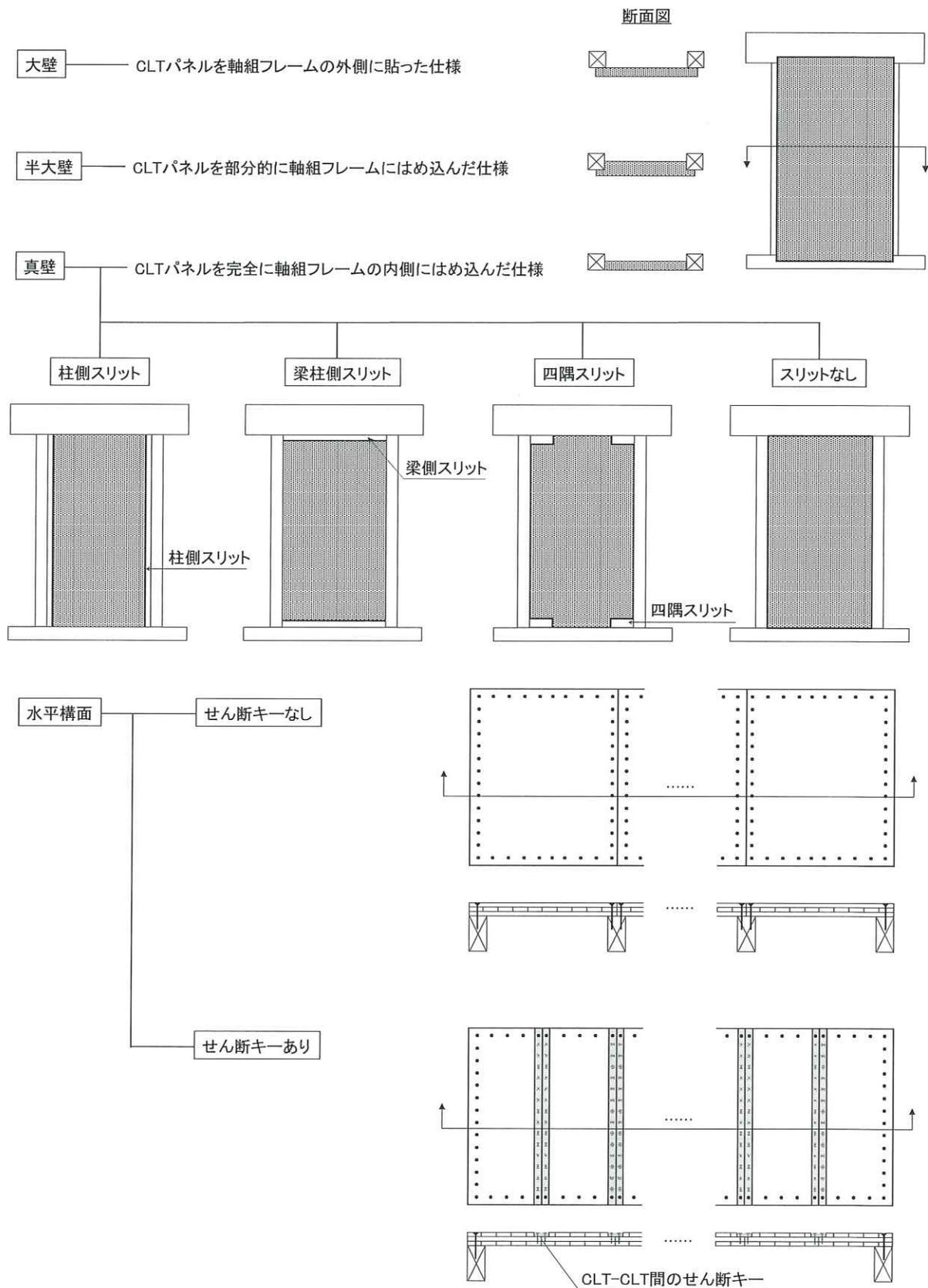


図1.1-1 CLT部分利用の分類

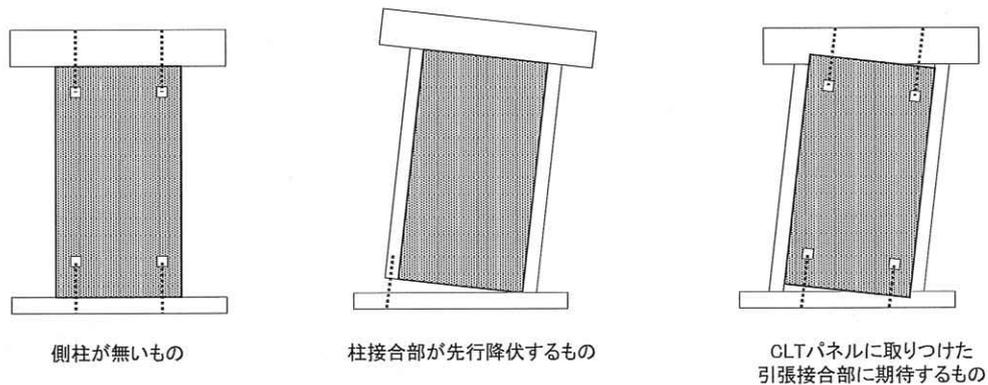


図1.1-2 適用対象外の耐力壁の例

1.2 構造計算ルートと法的位置づけ

建築基準法の構造関係規定において、木質構造は、およそ以下のように分類される。一つは建築基準法施行令（以下、「令」と略す。）第3章第3節に規定される「木造建築物」のうち、基本的に令第46条による壁量計算を含む仕様規定に従った、いわゆる「在来軸組工法」である。

二つ目として、令第46条2項第一号の規定により壁量計算を行わない、いわゆる令第46条第2項ルートによる「集成材等建築物」と呼ばれるものである。この規定では昭和62年建設省告示第1898号に規定された大臣の定める指定建築材料を用い、かつ、大臣が定める昭和62年建設省告示第1899号による構造計算を行った場合には壁量計算によらずに設計できるルートである。

一方、令第80条の2には、木造建築物で上述のもの以外のものについて、別途技術基準を定める旨の規定があり、これを受けて、「桝組壁工法等の技術基準告示（平13国交告第1540号）」、「丸太組構法の技術基準告示（平14国交告第411号）」及び「CLTパネル工法の技術基準告示（平28国交告第611号）」が定められている。

以上、建築基準法の規定により、木造建築物は「在来軸組工法」「集成材等建築物（大断面木造その他壁量計算によらない軸組工法等）」「桝組壁工法」「木質プレハブ工法」「丸太組構法」「CLTパネル工法」に分類がなされていることによる。

本書は、上記の分類のうち、主たる構造を「在来軸組工法」及び「集成材等建築物」としたものを対象とする。しかし、現状ではCLTを面材とした耐力壁は令第46条4項及び昭56建告第1100号で倍率が定められていないため、令第46条による壁量計算においては存在壁量に加算することは出来ない。ただし個別に大臣認定を取得した仕様については壁量計算に算入することが可能である。計算ルートの詳細は次頁を参照されたい。

なお、昭和62年建設省告示第1898号の使用可能材料にCLTが含まれていないので、床板に用いるCLTが横架材の役割を兼ねること、および壁に用いるCLTが柱の役割（鉛直力の支持）を兼ねることはできない。

表1.2-1 本書によるCLT部分利用の適用範囲

	在来軸組工法 (令第46条による壁量計算を含む仕様規定に準拠した構造)	集成材等建築物 (令第46条第2項ルートのうち、水平抵抗要素を主に耐力壁で構成する構造)	集成材等建築物 (令第46条第2項ルートのうち、水平抵抗要素を主に木造ラーメンで構成する構造)
CLT耐力壁の部分利用	△ ^{※1}	○	△ ^{※2}
CLT床の部分利用	○	○	○

※1) 大臣認定を受けた仕様に限る。

※2) 木造ラーメンフレームと併用できる耐力壁の性能は「木造ラーメンの評価方法・構造設計の手引き」に準拠が必要である。

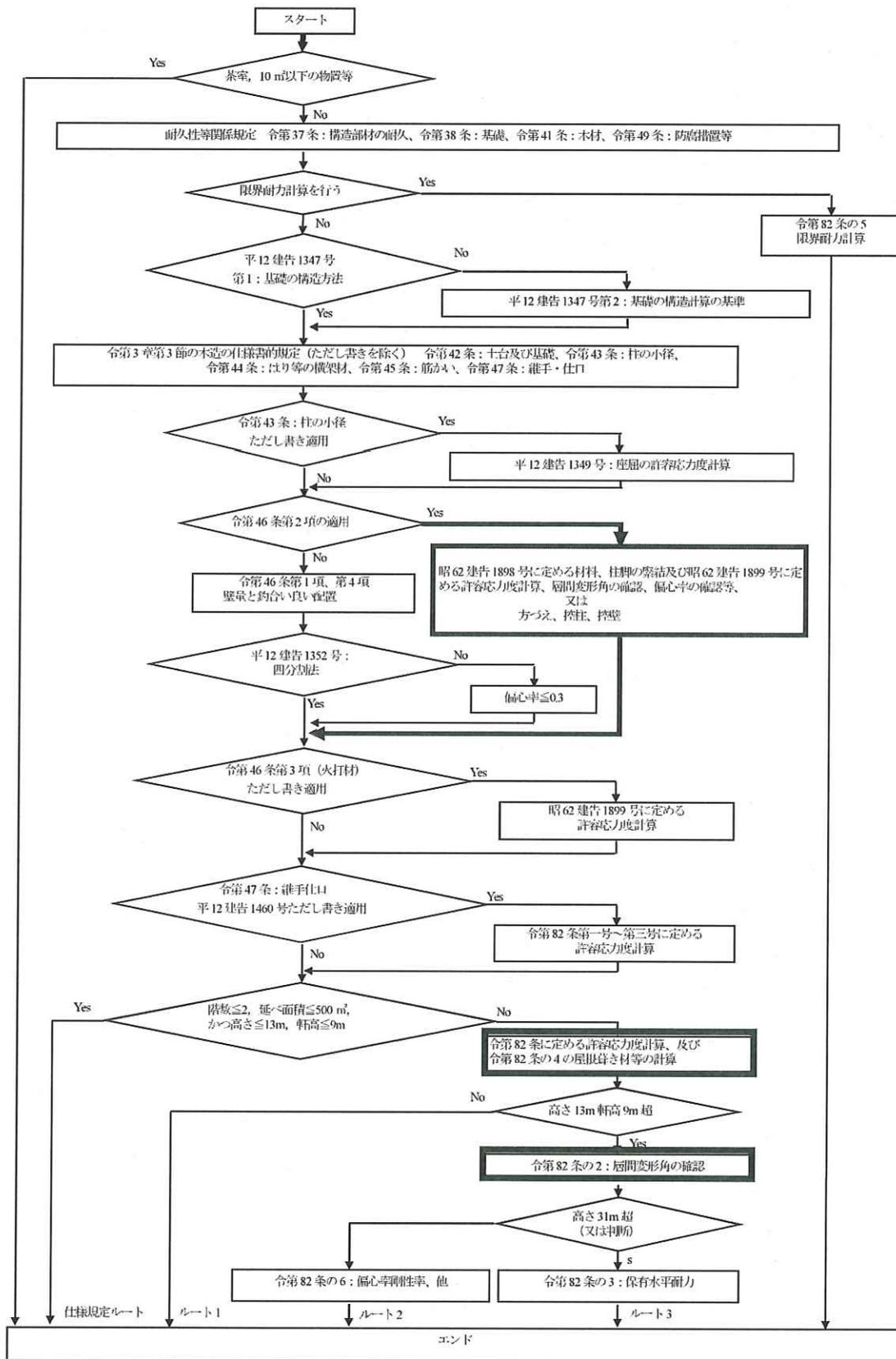


図1. 2-1 建築基準法における木造建築物の構造設計ルート

1.3 構造計算モデル

本書は中大規模グレー本に準拠し、耐力壁量加算則モデルを基本として部分的もしくは構面単位で任意フレーム応力解析モデルを用いる。

(1) 耐力壁量加算則モデル

耐力壁量加算則モデルは「木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2017年版）」と同様の考え方に基づいた構造計算手法である。

(2) 任意フレーム応力解析モデル

任意フレーム応力解析モデルは、部分的もしくは構面単位の解析モデルを用いた応力解析結果から構造計算を行う手法である。モデル化は、接合部の剛性を考慮したモデル化とする必要があり、本書ではCLT耐力壁及び水平構面の構造計算、柱頭柱脚接合部の引抜力算定に用いることが可能である。

1.4 木造軸組工法におけるCLT部分利用の事例

1.4.1 木造軸組工法におけるCLT部分利用の分類

木造軸組工法の建築物において CLT パネルを壁や床に面材として部分的に利用した事例の分類を示す。

耐力壁としての利用事例は、CLT パネルを大壁として軸組フレームの外側から長ビス等により接合した仕様や、CLT パネルの端部に切り欠きを設け一部軸組フレームの内側にはめ込んだ仕様、CLT パネルを真壁として軸組フレームの内側に納めた仕様などがある。

水平構面としての利用事例として、主に2種類に分類される。一つは軸組の梁材に対してCLTを面材として利用する仕様と、CLTを梁材と一体化してプラットフォームとして利用する仕様である。前者については、CLTパネルを梁材の上から長ビス等により接合する仕様が基本となるが、CLTパネルは1方向版としてある程度のスパンをとばすことが可能なため、必ずしも弱軸方向の継ぎ目位置に梁材を設ける必要はなく、合板スプライン等のせん断キーによってCLTパネル相互を接合した仕様もある。後者は頭つなぎ材、2階敷き土台材、CLT床パネルを一つの梁材として一体化させることが重要であり、現時点では知見は充足していないため十分な構造安全性を確保することが必要であり、本マニュアルの対象範囲外となる。

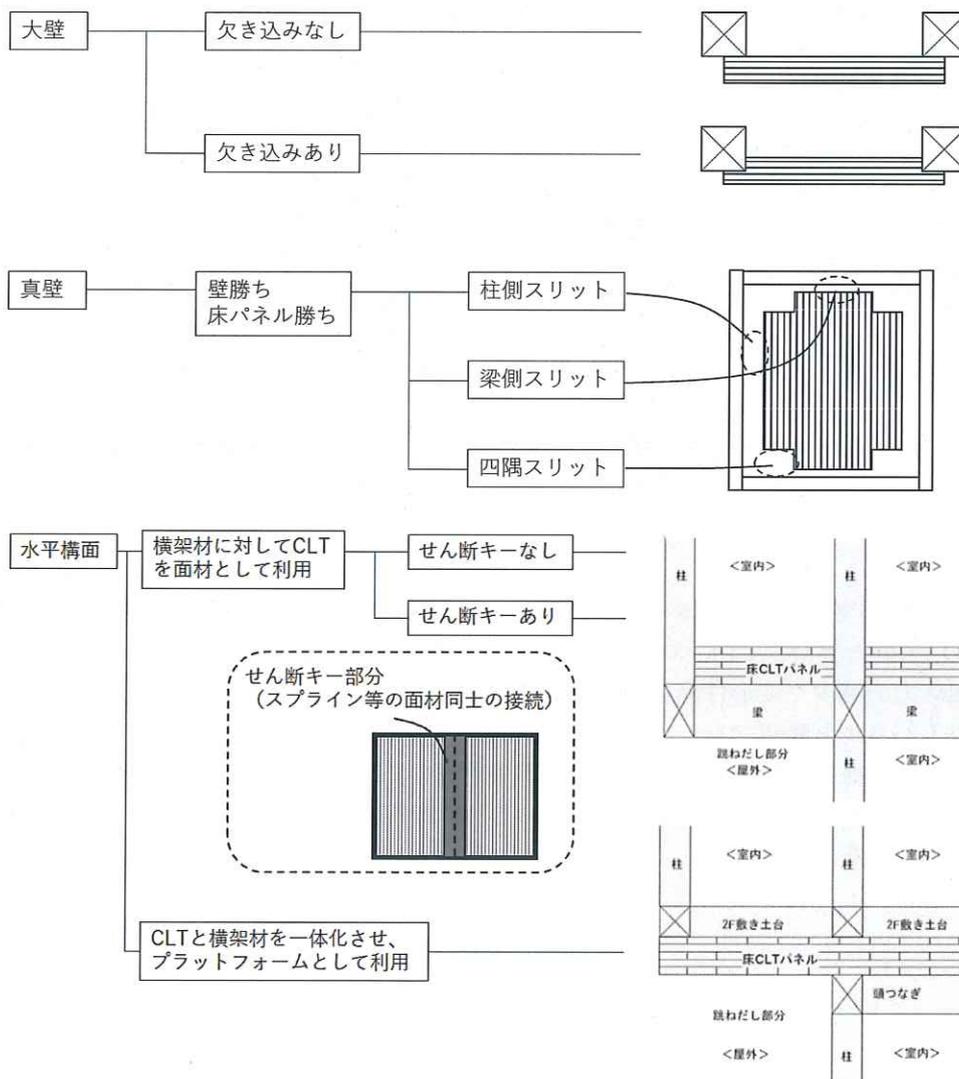


図 1.4.1 CLT 部分利用の分類

前項で分類した CLT 耐力壁（大壁仕様、真壁仕様）及び CLT 床の部分利用の事例として、過去に性能確認のために実施された試験体を一部紹介する。

大壁仕様は在来の面材張り大壁と同様の納まりとなるが、面材が CLT パネルで厚いため長ビスによって軸組フレームに接合される。一部欠き込みが設けられた大壁仕様は CLT パネルの一部を軸組フレームにはめ込み、壁の内側から L 型金物等で接合して現しで使用する場合もある。構造設計上は、令 46 条の壁量計算で用いる場合の事例として、厚さ 36mm や 60mm の比較的薄い CLT を利用して大臣認定を取得している事例もある。また、許容応力度計算による場合は、面材張りの詳細計算法に準拠した利用事例がある。柱頭柱脚接合部の納まりは在来軸組工法と同様に、終局時に耐力壁よりも柱頭柱脚接合部が先行破壊しないように設計を行うことが必要であり、ホールダウン金物としている事例が多い。以下は既往の文献より CLT 大壁仕様の一例を示す。

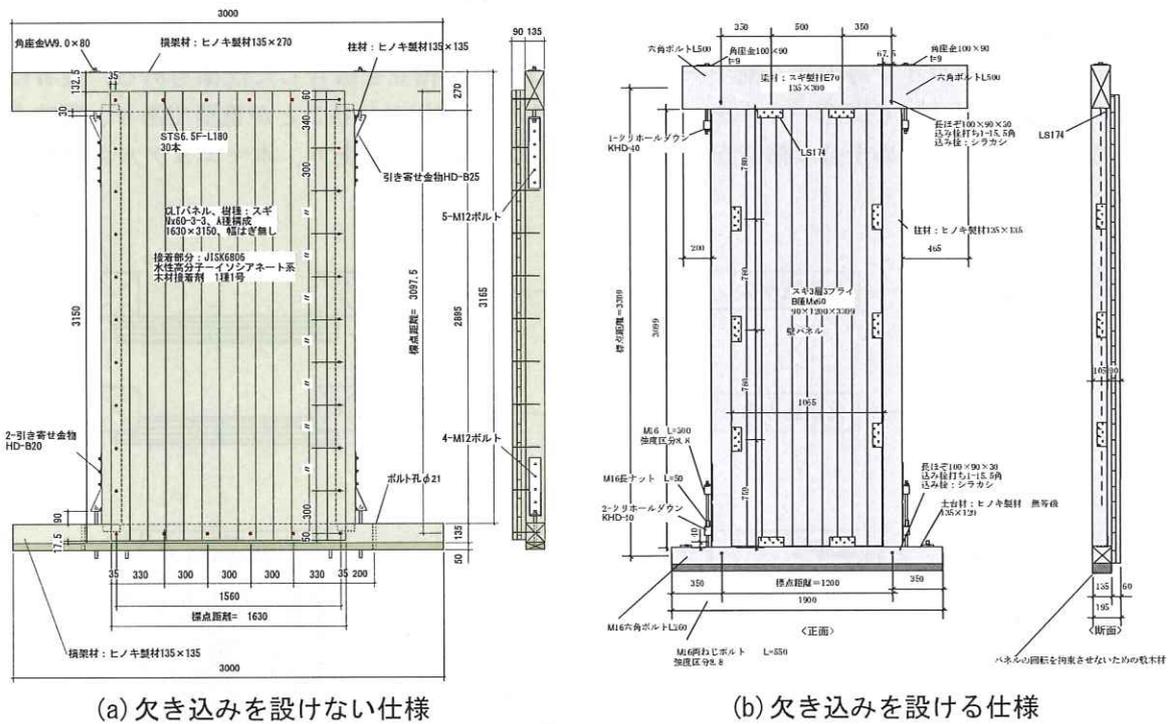
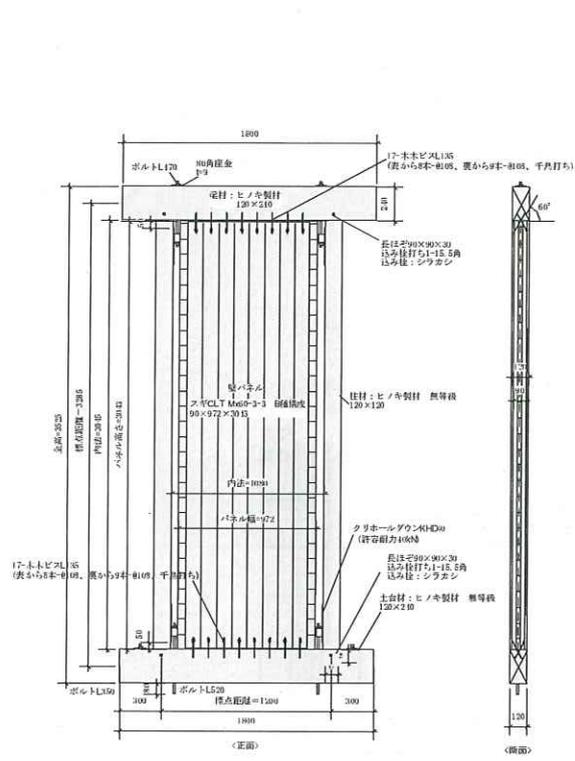
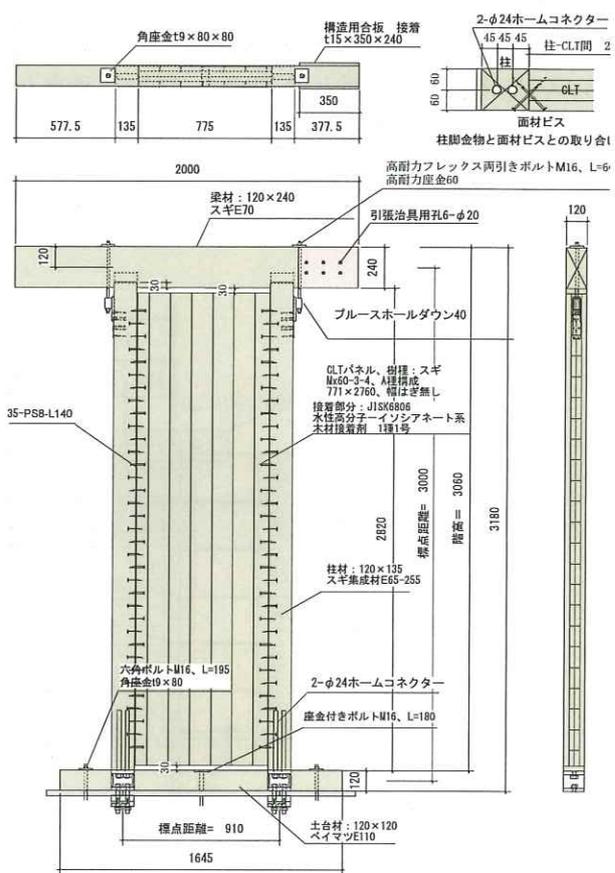


図 1.4.2 大壁耐力壁の類型

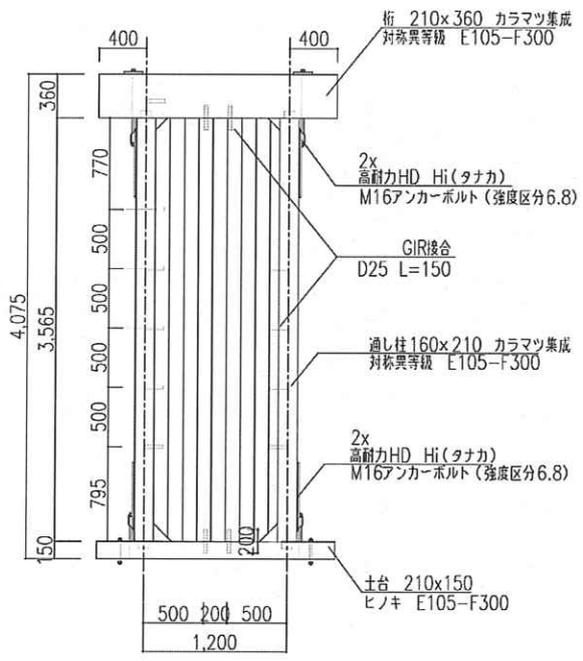
真壁仕様は CLT パネルを軸組フレームと外面合わせにし、外壁下地の削減などを狙った事例がみられる。真壁仕様は大壁と異なり CLT パネルのロッキング挙動により梁を突き上げることになるため、周辺部材への負担応力の減少や変形性能を向上させる目的で CLT パネルの周囲にスリットを設けている事例が多い。CLT パネルと軸組フレーム間の接合具はビスの斜め打ち、挿入合板で 2 面せん断としたビス接合、GIR 接合など様々な事例がある。柱頭柱脚接合部の納まりは基本的に柱の外側にホールダウン金物を配置するか、GIR 接合など柱躯体の中に納める形式を採用する事例が多い。以下は既往の文献より CLT 真壁仕様の一例を示す。



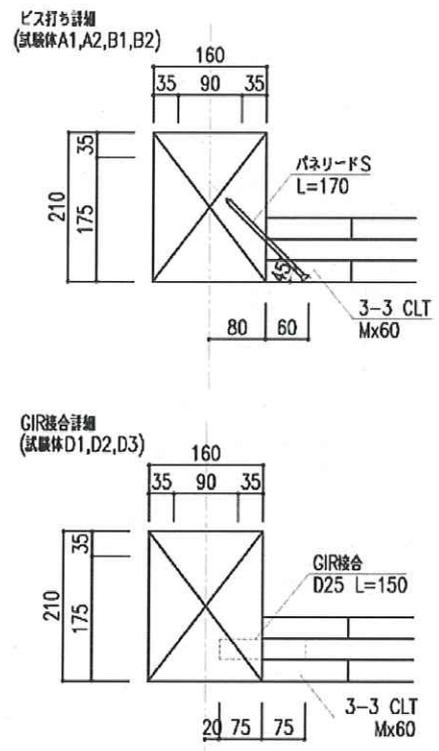
(a) 柱側スリット



(b) 梁側スリット



(c) 四隅切り落とし



(d) CLT一軸組間の接合

図 1.4.3 真壁耐力壁の類型

横架材に対して CLT を面材として水平構面に利用する事例は、大壁と同様に面材が CLT パネルで厚いため長ビスによって軸組フレームに接合される事例が多く、弱軸方向の継ぎ目位置に梁材を設けている仕様と、梁材を省略して合板スプライン等のせん断キーによって CLT パネル相互を接合した仕様がある。CLT 床パネルの厚みは 36mm~210mm 程度などスパンに応じて使い分けがされている。構造設計上は、許容応力度計算による場合は、面材張りの詳細計算法に準拠した利用がされており、ビス一本あたりの性能を算出する試験や、水平構面自体の試験により性能確認がされている。以下は既往の文献より CLT 水平構面仕様の一例を示す。

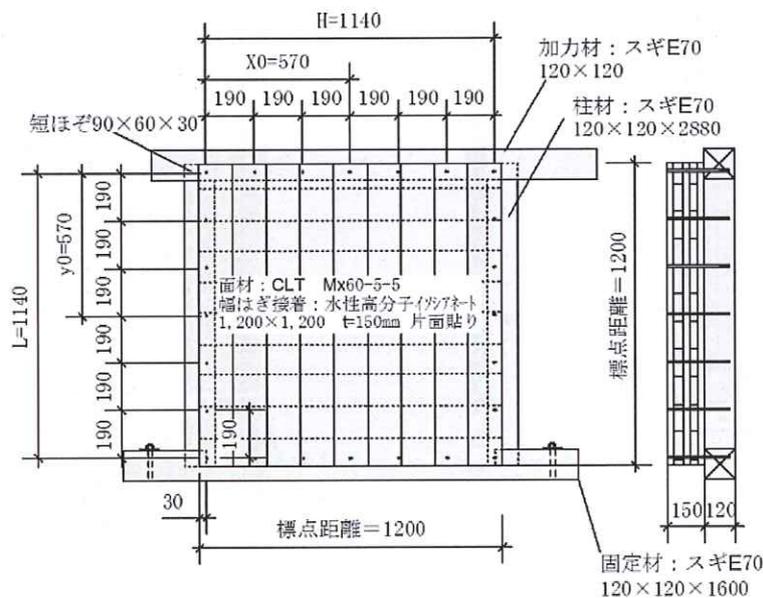
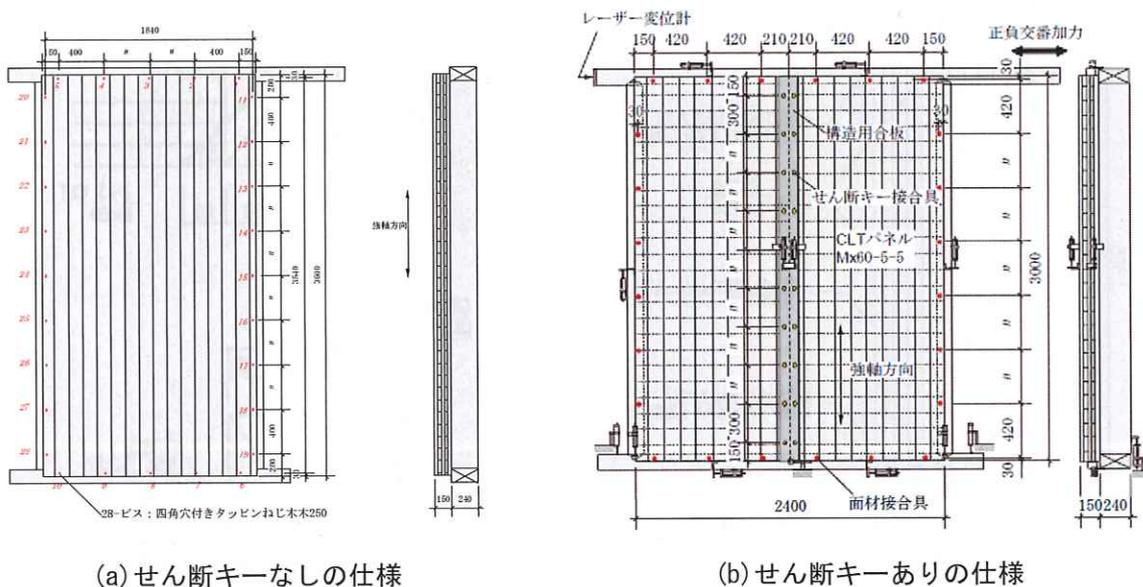


図 1.4.4 ビス一本あたりの一面せん断試験例



(a) せん断キーなしの仕様

(b) せん断キーありの仕様

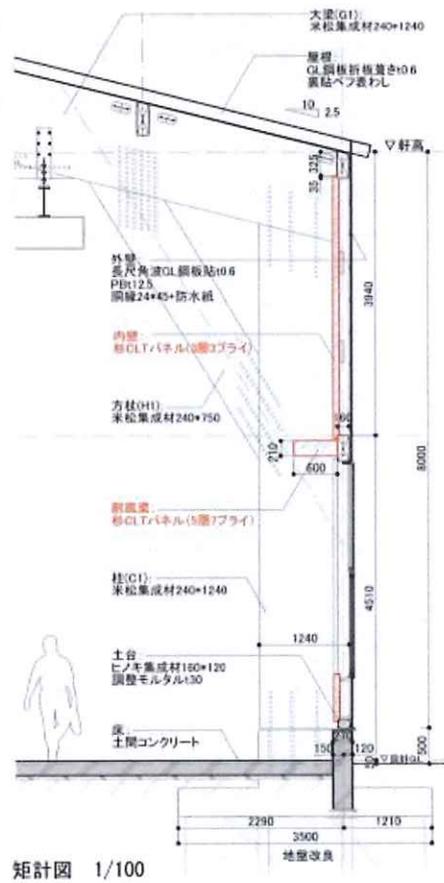
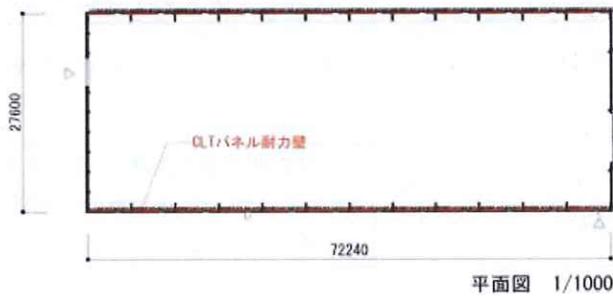
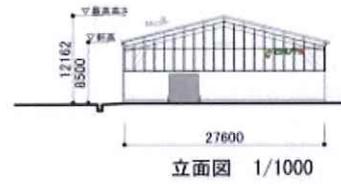
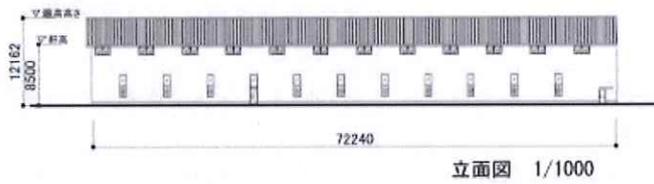
図 1.4.5 CLT 床利用の類型

1.4.2 CLT部分利用の事例

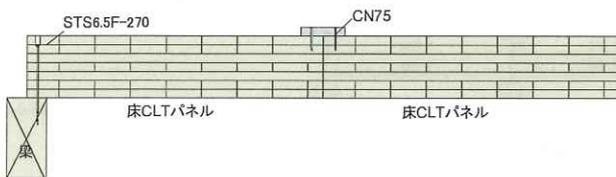
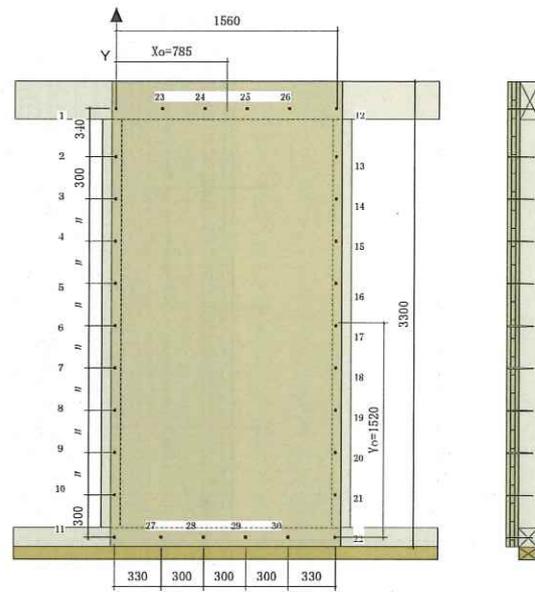
木造軸組工法の建築物において CLT パネルを壁や床に面材として部分的に利用した事例を一部紹介する。

表 1.4.1 参考事例一覧

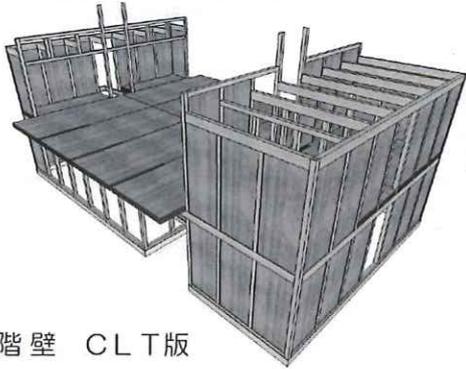
No.	事業名称	分類	設計	引用元
001	(株)中東 構造用集成材製造工場新築工事の建築実証	大壁・真壁	(株)中東/(株)SALHAUS	平成 28 年度補正 CLT 建築物等普及促進事業のうち協議会が取り組む実証的建築支援事業報告書 平成 30 年度補正 CLT 建築実証支援事業報告書
002	宿毛商銀信用組合新店舗新築工事	大壁	艸建築工房、山本構造設計事務所	2016CLT 建築推進協議会報告書第 2 章
003	田井高齢者福祉施設	大壁	鈴江章宏建築設計事務所	CLT 建築推進協議会 実証建築の紹介
004	窪津漁業協働組合事務所	真壁	建築舎 K I T	CLT 建築推進協議会 実証建築の紹介
005	(株)中東 CLT・集成材組立工場新築工事の建築実証	真壁	桜設計集団一級建築士事務所	令和 2 年 CLT 建築実証支援事業報告書
006	カバヤホーム倉敷事務所新築工事の建築実証	大壁・床	ライフデザイン・カバヤ株式会社	平成 27 年度補正林野庁補助事業 CLT を活用した建築物の実証事業報告書



【事例 No.001】(株)中東 構造用集成材製造工場新築工事の建築実証



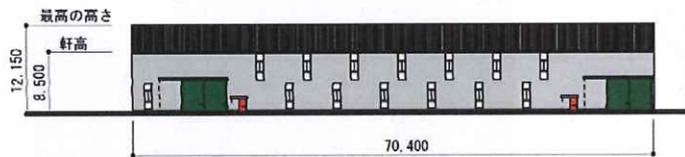
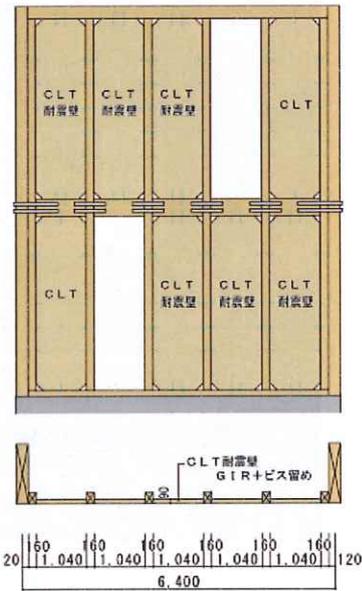
【事例 No.002】宿毛商銀信用組合新店舗新築工事



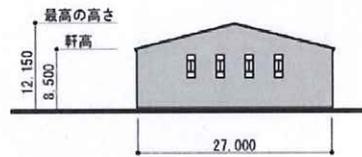
2階壁 CLT版



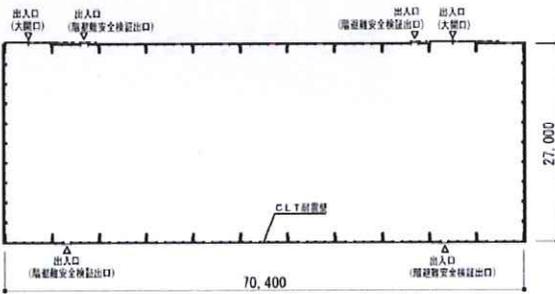
【事例 No.004】窪津漁業協働組合事務所



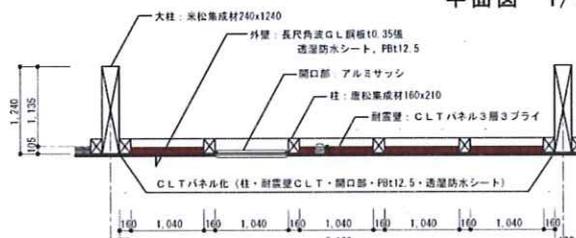
立面図 1 1/1000



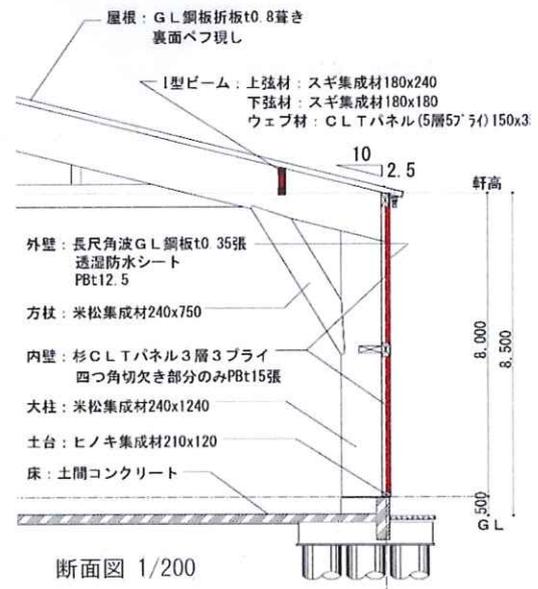
立面図 2 1/1000



平面図 1/1000



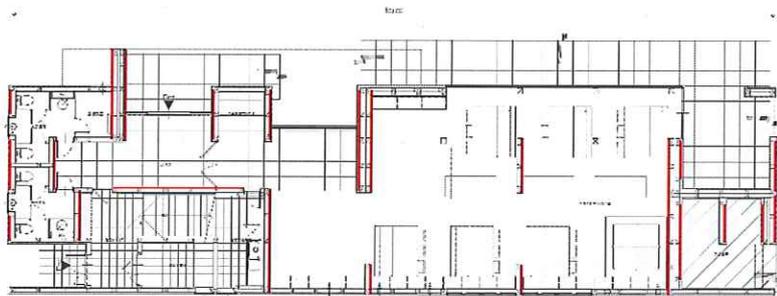
平面詳細図 1/100



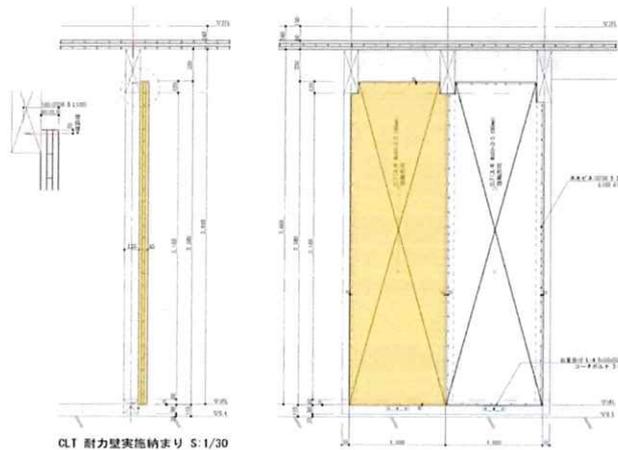
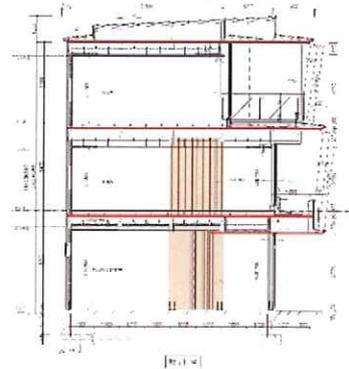
断面図 1/200



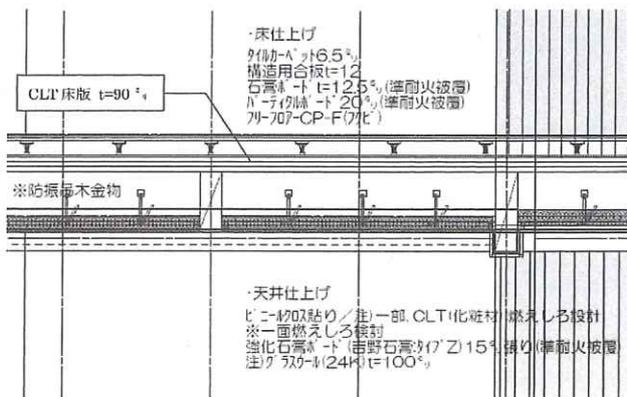
【事例 No.005】(株)中東 構造用集成材製造工場新築工事の建築実証



1階 平面詳細図



CLT 耐力壁実施納まり S:1/30



【事例 No.006】カバヤホーム倉敷事務所新築工事の建築実証

第2章

CLT 部分利用の詳細計算法

2.1 総則

本章では CLT を部分的に利用した耐力壁及び水平構面の構造設計法について述べる。本章の詳細計算法は中大規模グレー本の「面材張り大壁の詳細計算法」と「面材張り真壁の詳細計算法」、「面材張り床水平構面の詳細計算法」に相当し、その他の一連の構造計算は同文献に準拠して行う必要がある。

2.2 面材張り耐力要素の詳細計算法で用いる釘配列諸定数の計算

CLT 大壁や真壁、水平構面の詳細計算法において用いる釘配列諸定数 (I_{xy} , Z_{xy} , C_{xy}) は「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」に記載されている釘配列諸定数の計算方法と同じである。CLT 真壁で接合具を斜め打ちする場合は接合具とせん断面の交点位置を配列計算の座標と考えればよい。

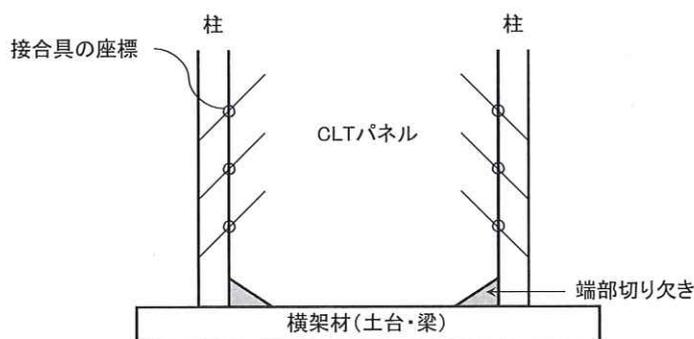


図 2.2-1 CLT 真壁の場合の接合具座標の取り方

2.3 CLT大壁の詳細計算法

(1) CLT大壁の詳細計算法の適用条件

詳細計算法を適用できるCLT大壁は、下記の条件を満たしている場合に限る。

- ① 許容せん断耐力の上限は 29.40kN/mとする。
- ② CLT とビスの組合せは、表 2.3-1 に示す仕様もしくは、「面材くぎ等 1 本あたりの一面せん断特性を算定するための試験方法と評価方法」に基づき実験を行い、ビス 1 本あたりの一面せん断特性を評価したものに限る。ただし、実験の終局時において、ビスの引き抜け、曲げ降伏、面材・軸材のめり込み等の靱性の高い破壊モード以外の脆性的な破壊モード（面材の割れ、端切れ、ビスの破断、ビス頭のパンチング等）が生じるものは不可とする。
- ③ CLT とビスを用いる場合で表 2.3-1 に示す数値を用いる場合は、下記の条件を満たすこと。
 - ・ CLT 厚は 36 mm 以上、強度等級は Mx60 以上とすること。
- ④ ビスの配置は以下の条件を満たすこと。
 - ・ ビスは四周打ちとし、ピッチは 100mm 以上かつ 1 列もしくは 2 列配置とし、2 列配置の場合は千鳥配置とすること。
 - ・ CLT パネルのビス列に対するへりあきは、30mm 以上かつ接合具径 d [mm] $\times 5$ 以上とし、軸材の釘列に対する縁端距離は、30mm 以上かつ接合具径 d [mm] $\times 5$ 以上とする。
 - ・ 2 列配置の場合、CLT 継ぎ目の柱幅は 180mm 以上必要となるため注意する。
- ⑤ 面材自体がせん断破壊やせん断座屈（面材に作用するせん断力によって面材が面外に孕むこと）が生じず、面材釘の引抜けで耐力が決まることを確認すること。

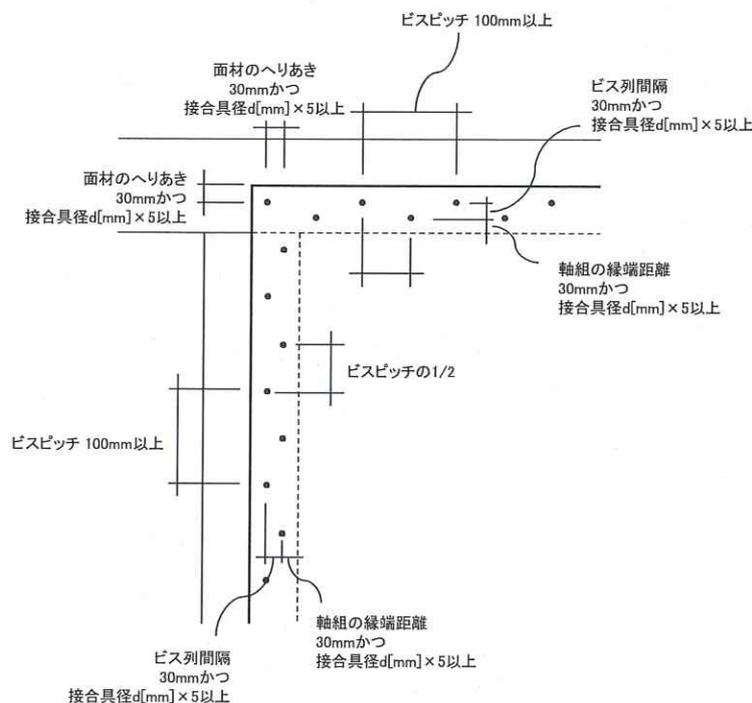


図2.3-1 接合具の配置

(2) 面材張り大壁の許容せん断耐力及び面内せん断剛性の計算法

面材張り大壁の詳細計算法による許容せん断耐力と面内せん断剛性は、下式によって計算できる。

$$\text{許容せん断耐力 } P_a \text{ [kN]} : P_a = \frac{1}{H} \times \min \left\{ \begin{array}{l} M_y \\ K_0/150 \\ 0.2 \sqrt{2\mu - 1} \times M_u \end{array} \right\} \times \alpha \quad \dots\dots\dots (2.3-1)$$

ここで、 H : 横架材天端間高さ [cm]

α : 設計者の工学的判断による係数で1以下の値とする

$$\text{面内せん断剛性 } K \text{ [kN/rad.]} : K = \frac{K_0}{H} \quad \dots\dots\dots (2.3-2)$$

$$\text{回転剛性 } K_0 \text{ [kN}\cdot\text{cm/rad.]} : \begin{array}{l} K_0 \\ = A_w \\ \cdot \Delta K_0 \end{array} \quad \dots\dots\dots (2.3-3)$$

ここで、 A_w : 面材の面積 [cm²]

$$\Delta K_0 = 1 / \left(\frac{1}{I_{xy} \cdot k} + \frac{1}{G_B \cdot t} \right) \quad \dots\dots\dots (2.3-4)$$

t : 面材の厚さ [cm]

$$\text{降伏モーメント } M_y \text{ [kN}\cdot\text{cm]} : M_y = A_w \cdot Z_{xy} \cdot \Delta P_v \quad \dots\dots\dots (2.3-5)$$

$$\text{終局モーメント } M_u \text{ [kN}\cdot\text{cm]} : M_u = C_{xy} \cdot M_y \quad \dots\dots\dots (2.3-6)$$

$$\text{釘で決まる面材壁の塑性率 } \mu : \mu = \frac{\delta_u \cdot G_B \cdot t + \delta_v \cdot I_{xy} \cdot k}{\delta_v (G_B \cdot t + I_{xy} \cdot k)} \quad \dots\dots\dots (2.3-7)$$

$$\text{耐力壁の周辺部材の検討で用いる耐力壁の終局耐力 } P_u \text{ [kN]} : P_u = \frac{M_u \cdot \gamma_u}{H} \quad \dots\dots (2.3-8)$$

上記の式において k 、 ΔP_v 、 δ_v 、 δ_u は、実験で得られた面材に打たれた釘1本あたりの一面せん断の荷重—変位グラフを、図2.3-2のように完全弾塑性モデルに置換した時の各値である。なお、実際には面材釘1本あたりの最大耐力は ΔP_{max} であるが、これを ΔP_v に置き換えて耐力壁の許容耐力を計算するため、耐力壁の許容せん断耐力の評価においては安全側の評価となる。ただし、耐力壁周辺部材のチェックにおいては、耐力壁の終局耐力を過小評価することは危険側の評価であるため、終局耐力の評価に γ_u を乗じることで耐力壁の終局耐力を適切に評価する。CLTと接合具の組合せによる面材釘の一面せん断データとCLTのせん断弾性係数 G_B を表2.3-1に示す。

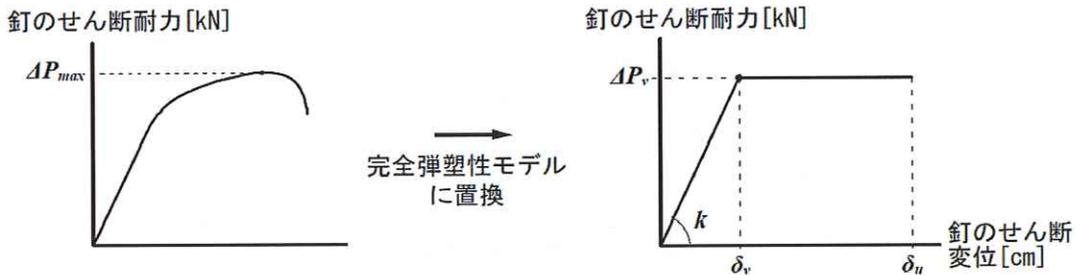


図2.3-2 完全弾塑性モデルで表した接合具1本あたりの一面せん断性能

表2.3-1 接合具1本あたりの一面せん断の数値

仕様	面材	加力に対する向き	接合具		k	δv	δu	$\angle Pv$	ru	備考
					kN/cm	cm	cm	kN		
CLT 大壁 ・ 水平 構面	CLT パネル t90mm	直角	半ねじ ビス	STS6.5F-180	8.20	0.69	3.49	5.57	-	引用元 ①
	CLT パネル t150mm	直角	半ねじ ビス	STS6.5-250	4.60	2.05	6.13	9.07	-	引用元 ①
		直角	半ねじ ビス	CDP250	4.20	1.34	4.89	4.83	-	引用元 ①
	CLT パネル t210mm	直角	半ねじ ビス	MP オールスクリュー (CLT-EW-1)	9.82	0.58	2.10	4.10	-	引用元 ②
		直角	半ねじ ビス	MP オールスクリュー (CLT-EW-2)	11.62	0.62	2.36	5.50	-	引用元 ②
	せん 断キ ー	CLT パネル t210mm	直角	合板 スプライン	STS6.5F-85	8.00	0.44	2.56	2.90	-
直角			合板 スプライン	CN75	9.00	0.25	2.68	1.80	-	引用元 ③
CLT 真壁	CLT パネル t90mm	直角(平面斜め) (強軸)平均	全ねじ ビス	HTS8-110	9.68	0.48	3.00	4.60	1.12	引用元 ④
		直角(平面斜め) (弱軸)平均	全ねじ ビス	HTS8-110	9.68	0.47	3.00	4.57	1.11	引用元 ④
		45°(強軸) _正負平均	全ねじ ビス	HTS9-320	50.81	0.22	0.55	11.30	1.09	引用元 ④
		45°(弱軸) _正負平均	全ねじ ビス	HTS9-320	54.36	0.23	0.41	12.49	1.11	引用元 ④
		70°(強軸) _正負平均	全ねじ ビス	HTS9-320	23.54	0.33	1.43	7.88	1.09	引用元 ④
		70°(弱軸) _正負平均	全ねじ ビス	HTS9-320	32.49	0.25	1.68	8.23	1.12	引用元 ④

CLTのせん断弾性係数 G_B : 50kN/cm²

(「CLT設計施工マニュアル」より引用)

引用元

①第1回 鉄骨床梁や木造軸組と併用したCLT パネル耐力壁等の開発委員会 参考資料1-4

②BXカネシンHP評価(木) -19-017

③CLT設計施工マニュアル

④「鉄骨床梁や木造軸組と併用したCLT パネル耐力壁等の開発委員会」のビス単体試験を基に正負平均性能を算出。詳細は昨年度事業報告書を参照。

(3) 面材自体が破壊しないことの確認

CLT大壁の詳細計算法の適用条件の⑤は、以下に示す方法で確認することができる。

面材のせん断破壊及びせん断座屈の検定: $\tau_N < \tau_{max}$ かつ $\tau_N < \tau_{cy}$ (2.3-9)

τ_N : 面材のせん断抵抗により面材に作用する終局せん断応力度 [kN/cm²]

$$\tau_N = \frac{C_{xy} \cdot Z_{xy} \cdot \Delta P_v}{t} \dots\dots\dots (2.3-10)$$

C_{xy} : 釘配列降伏終局比
 Z_{xy} : 単位面積あたりの釘配列係数 [cm/cm²]
 ΔP_v : 面材釘 1 本あたりの耐力 [kN]
 t : 面材の厚さ [cm]

τ_{max} : 面材のせん断強度 [kN/cm²] で、CLT 設計施工マニュアルによる

τ_{cy} : 臨界せん断座屈応力度 [kN/cm²]

・ 四周打ちの場合

$$\tau_{cy} = \xi \frac{t^2 \cdot C_a \cdot S}{3a^2} (E_1^3 \cdot E_2)^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (2.3-11a)$$

$$C_a = 10.846\beta^2 - 10.82\beta + 13.729 \dots\dots\dots (2.3-11b)$$

$$S = 0.79\alpha + 0.17\beta + 0.93 \dots\dots\dots (2.3-11c)$$

$$\alpha = \frac{G_B}{\sqrt{E_1 \cdot E_2}} \dots\dots\dots (2.3-11d)$$

$$\beta = \frac{a}{b} \left(\frac{E_2}{E_1} \right)^{\frac{1}{4}} \dots\dots\dots (2.3-11e)$$

ξ : 間柱なしの場合は1、間柱ありの場合はその本数によらず2

a : E_1 方向の面材長さ [cm]

b : E_2 方向の面材長さ [cm]

E_1 : 面材の繊維直交方向の曲げヤング係数 [kN/cm²] で、CLT設計施工マニュアルによる

E_2 : 面材の繊維平行方向の曲げヤング係数 [kN/cm²] で、CLT設計施工マニュアルによる

G : 面材のせん断弾性係数 [kN/cm²]

2.4 CLT 真壁の詳細計算法

(1) CLT 真壁の詳細計算法の適用条件

詳細計算法を適用できる CLT 真壁は、下記の条件を満たしている場合に限る。

- ① 許容せん断耐力の上限は 29.40kN/m とする。
- ② CLT 真壁の形式は CLT パネルを完全に軸組フレームの内側にはめ込み、CLT パネルの四周木口面において軸組材と接合するものに限る。
- ③ CLT とビスの組み合わせは、表 2.3-1 に示す仕様もしくは、「面材くぎ等 1 本あたりの一面せん断特性を算定するための試験方法と評価方法」に基づき実験を行い、ビス 1 本あたりの一面せん断特性を評価したものに限定。ただし、実験の終局時において、ビスの引き抜け、曲げ降伏、CLT・軸材のめり込み等の靱性の高い破壊モード以外の脆性的な破壊モード（面材の割れ、端切れ、ビスの破断、ビス頭のパンチング等）が生じるものは不可とする。
- ④ CLT とビスを用いる場合にあっては、以下の内容を満たすこと。
 - ・CLT 厚は 36 mm 以上、強度等級は Mx60 以上とすること。
- ⑤ ビスのピッチは 100mm 以上かつ 1 列もしくは 2 列配置とし、2 列配置の場合は千鳥配置とすること。
- ⑥ CLT パネル周囲の軸組材は 1/15rad 程度の変形時においても CLT パネルの突き上げにより破壊が生じないこと。図 2.4-1 のように CLT パネル隅角部に切り欠きを設けることを推奨する。
- ⑦ 面材周囲の軸材の断面は 120×120 mm 以上とする。

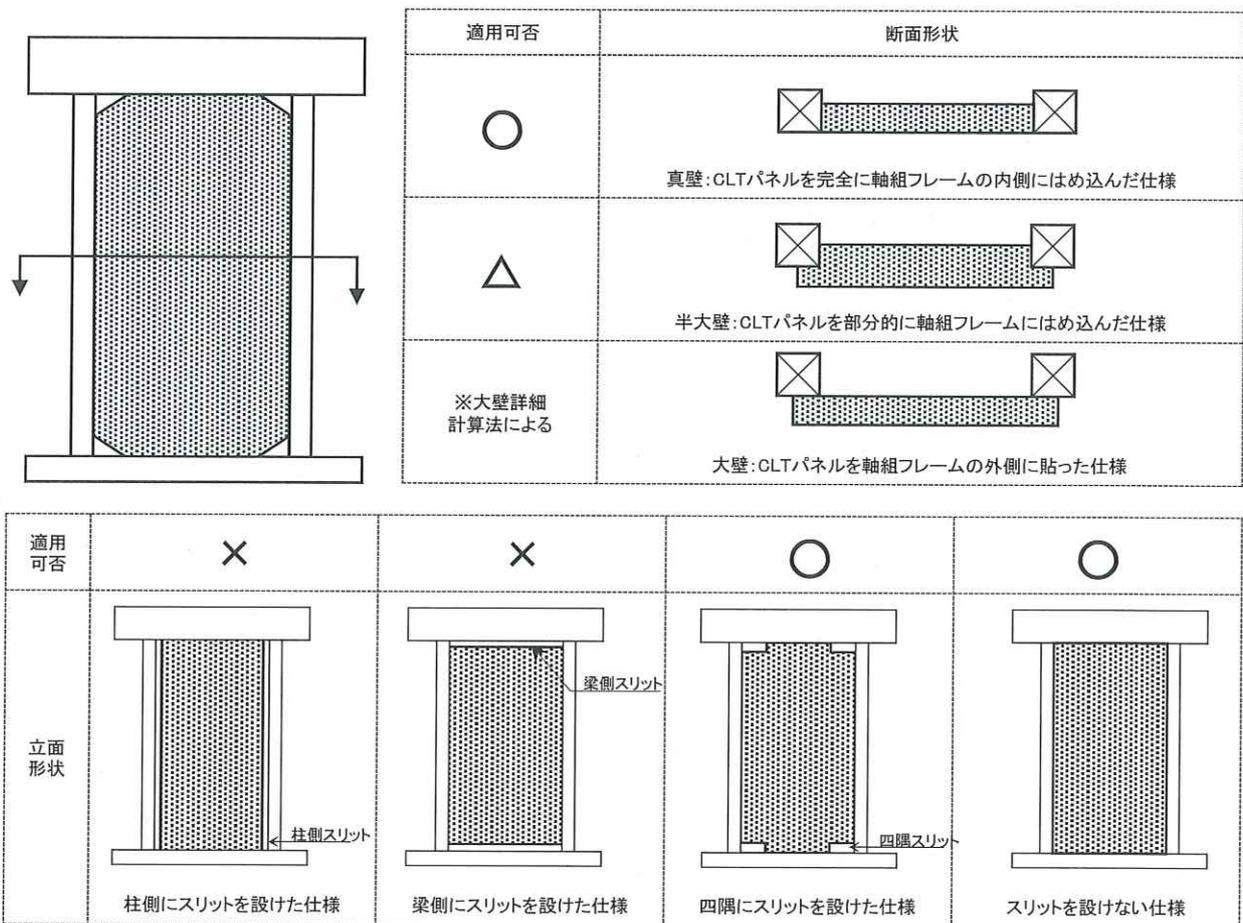


図 2.4-1 CLT 真壁の適用範囲

(2) CLT 真壁の許容せん断耐力及び面内せん断剛性の詳細計算法

CLT 真壁の詳細計算法による許容せん断耐力と面内せん断剛性は、下式によって計算できる。

① 壁全体に関する計算式

$$\text{許容せん断耐力 } P_a [\text{kN}] : P_a = \frac{1}{H} \times \min \left\{ \begin{array}{l} M_y \\ M_{150} \\ 0.2\sqrt{2\mu-1} \times M_u \end{array} \right\} \times \alpha \quad \dots\dots\dots (2.4-1)$$

ここで、 H : 横架材天端間高さ [cm]

α : 設計者の工学的判断による係数で1以下の値とする

降伏モーメント M_y [kN・cm] : 条件に応じ(2.4-2a)式、または(2.4-2b)式で計算する

$$R_{y\text{ビス}} > R_{y\text{匠}} \text{ の場合} : M_y = (K'_{\text{匠}} + K_{\text{ビス}}) \cdot R_{y\text{ビス}} \quad \dots\dots\dots (2.4-2a)$$

$$R_{y\text{ビス}} \leq R_{y\text{匠}} \text{ の場合} : M_y = (K_{\text{匠}} + K_{\text{ビス}}) \cdot R_{y\text{ビス}} \quad \dots\dots\dots (2.4-2b)$$

ここで、 $R_{y\text{ビス}}$: ビスが降伏するときの壁全体の降伏変形角 [rad.] で計算式は②による

$K_{\text{ビス}}$: ビスによるせん断剛性 [kN/rad.] で計算式は②による

$R_{y\text{匠}}$: 面材の圧縮隅角部分が降伏するときの壁体の降伏変形角 [rad.] で計算式は③による

$K_{\text{匠}}$: CLT の圧縮筋かい効果による第一勾配のせん断剛性 [kN/rad.] で計算式は③による

$K'_{\text{匠}}$: CLT の圧縮筋かい効果による第二勾配時のみかけのせん断剛性 [kN /rad.] で計算式は③による

$$\text{降伏変形角 } R_y [\text{rad.}] : R_y = R_y' + \frac{M_y}{A_w \cdot G_B \cdot t} \quad \dots\dots\dots (2.4-3)$$

ここで、 $R_y' = R_{y\text{ビス}}$

A_w : 面材の面積 [cm²]

G_B : 面材のせん断弾性係数 [kN/cm²]

t : 面材の厚さ

1/150rad. 時のモーメント M_{150} [kN・cm] : 条件に応じ(2.4-4a)式、又は(2.4-4b)式で計算する

$$\frac{1}{150} < R_y \text{ の場合} , M_y \text{ 時の剛性 } K_0 = \frac{M_y}{R_y} \text{ を用いて} , M_{150} = \frac{M_y}{R_y} \left(\frac{1}{150} \right) \quad (2.4-4a)$$

$$R_y \leq \frac{1}{150} \text{ の場合} , M_{150} \text{ では許容耐力は決まらないので便宜的に} , M_{150} = M_y \quad (2.4-4b)$$

R_y (降伏変形角) に達するまでの見かけの回転剛性 K_0 [kN・cm/rad.] :

$$K_0 = \frac{M_y}{R_y} \quad \dots\dots\dots (2.4-5)$$

$$\text{せん断剛性 } K [\text{kN/rad.}] : K = \frac{K_0}{H} \quad \dots\dots\dots (2.4-6)$$

$$\text{終局モーメント } M_u [\text{kN}\cdot\text{cm}] : M_u = M_{u\text{ビス}} + M_{u\text{匠}} \quad \dots\dots\dots (2.4-7)$$

ここで、 $M_{u\text{ビス}}$: ビスによる終局モーメント [kN・cm] で計算式は②による

$M_{u\text{匠}}$: 面材の圧縮筋かい効果による終局モーメント [kN・cm] で計算式は③による

$$\text{終局変形角 } R_u [\text{rad.}] : R_u = R_{u\text{ビス}} \quad \dots\dots\dots (2.4-8)$$

ここで、 $R_{u\text{ビス}}$: ビスによる壁体の終局変形角 [rad.] で計算式は②による

塑性率 μ : $\mu = \frac{R_u}{R_y}$ (2.4-9)

耐力壁の周辺部材の検討で用いる耐力壁の終局耐力 P_u [kN]: $P_u = \frac{M_u}{H}$ (2.4-10)

②面材釘と受材釘の直列バネによるビスが打たれた面材張り大壁に関する計算式

ビスせん断剛性 $K_{\text{ビス}}$ [kN/rad.]: $K_{\text{ビス}} = A_w \cdot I_{xy} \cdot k_{\text{ビス}}$ (2.4-11)

ここで、 A_w :面材の面積 [cm²]

ビスが降伏するときの壁体の降伏変形角 $R_{y\text{ビス}}$ [rad.]:

$R_{y\text{ビス}} = \frac{Z_{xy}}{I_{xy}} \cdot \delta_{v\text{ビス}}$ (2.4-12)

ビスによる終局モーメント $M_{u\text{ビス}}$ [kN・cm]:

$M_{u\text{ビス}} = C_{xy} \cdot Z_{xy} \cdot \Delta P_{v\text{ビス}} \cdot A_w$ (2.4-13)

ビスによる壁体に終局変形角 $R_{u\text{ビス}}$ [rad]:

$R_{u\text{ビス}} = R_{y\text{ビス}} \cdot \frac{\delta_{u\text{ビス}}}{\delta_{v\text{ビス}}}$ (2.4-14)

上記の式において、 $k_{\text{ビス}}$ 、 $\Delta P_{v\text{ビス}}$ 、 $\delta_{v\text{ビス}}$ 、 $\delta_{u\text{ビス}}$ は、CLT-軸組間に打たれたビス1本あたりの一面せん断の荷重-変位グラフを、図2.3-2のように完全弾塑性モデルに置換した時の各値である。また釘配列諸定数は $I_{xy} \rightarrow I_y$ 、 $Z_{xy} \rightarrow Z_y$ として計算してよい。

③面材の隅角部の木口と横架材の圧縮筋かい効果に関する計算式

面材の圧縮筋かい効果による第一勾配時のせん断剛性 $K_{\text{屈}}$ [kN/rad]:

$K_{\text{屈}} = \frac{2}{3} \cdot w \cdot C_e$ (2.4-15)

ここで、 w :面材の有効幅 [cm] で $w = W - 2\Delta_1$

C_e :面材の圧縮筋かい効果による弾性時圧縮合力による剛性

$C_e = \frac{x_p^2 \cdot y_p \cdot C_y \cdot E_{\perp}}{2Z_0}$ (2.4-16)

ただし、 x_p :めり込み接触面の長さ [cm] で $x_p = \frac{w}{2}$

y_p :めり込み接触面の幅 [cm] で $y_p = t$ (面材長さ)

C_y :下式による

$C_y = 1 + \frac{2Z_0}{3n \cdot y_p} \left(2 - \exp\left(\frac{-3n \cdot y_1}{2Z_0}\right) - \exp\left(\frac{-3n \cdot y_2}{2Z_0}\right) \right)$ (2.4-17)

E_{\perp} :横架材の全面横圧縮ヤング係数 [kN/cm²]

$E_{\perp} = \frac{1}{50} E_n$

(2.4-16)式~(2.4-17)式における y_1, y_2, Z_0 は、面材の横架材へのめり込みに関する寸法で、図2.4-2の通りにする。なお、壁の上側の横架材と下側の横架材の寸法が異なる場合には、梁せいが小さい側の寸法とる。また、(2.4-17)式の n は、繊維平行方向に対する繊維直交方向の置換係数でスギ・スプルースの場合は $n=5$ 、ヒノキ、ヒバの場合は $n=6$ 、ベイマツとアカマツの場合は $n=7$ とする。



図2.4-2 $\Delta_1, w, y_1, y_2, Z_0$ 寸法

面材の圧縮側の隅角部分が降伏するときの壁体の降伏変形角 $R_{y\text{圧}}$ [rad] :

$$R_{y\text{圧}} = \theta_y \quad \dots \dots \dots (2.4-18)$$

ここで、 θ_y :面材の横架材へのめり込み変形角 [rad] で下式による

$$\theta_y = \frac{Z_0 \cdot F_m}{x_p \cdot E_1 \cdot \sqrt{C_x \cdot C_y \cdot C_{xm} \cdot C_{ym}}} \quad \dots \dots \dots (2.4-19)$$

ただし、 F_m :縁距離を無限大にしたときのめり込み降伏応力度 [kN/cm]

$$F_m \cong 2.4 \times \text{長期許容めり込み応力度} = 2.4 \times \frac{1}{3} \times F_{cv}$$

F_{cv} :めり込みめり込み基準強度 [kN/cm²]

C_x, C_y, C_{xm} はめり込みの寸法によって決まる係数でそれぞれ

$$C_x = 1.0$$

$$C_{ym} = 1 + \frac{4Z_0}{3n \cdot y_p} \quad \dots \dots \dots (2.4-20)$$

$$C_{xm} = 1 + \frac{4Z_0}{3x_p} \quad \dots \dots \dots (2.4-21)$$

(2.4-19)式~(2.4-21)式における $x_p, y_p, Z_0, E_1, n, C_y$ はそれぞれ

(2.4-16)式~(2.4-17)式と同じ値

面材に圧縮筋かい効果による第二勾配時のせん断耐力 $K'_{\text{圧}}$ [kN/rad] :

$$K'_{\text{圧}} = \frac{M_{y\text{圧}}}{R_{y\text{ビス}}} \quad \dots \dots \dots (2.4-22)$$

ここで、 $M_{y\text{圧}}$: $R_{y\text{ビス}}$ 時の面材の圧縮筋かい効果による抵抗モーメント

$$M_{y\text{圧}} = C \cdot \frac{1}{3} \cdot w^2 \cdot t \quad \dots \dots \dots (2.4-23)$$

ただし、 w は(2.4-15)式と同じで t は面材の厚さ [cm]

C :面材の圧縮筋かい効果による $R_{y\text{ビス}}$ 変形時の圧縮合力 [kN/cm²]

軸材と面材間に働く圧縮力—変位関係が図2.4-3と想定して下式により計算する。

$$C = \frac{k}{\delta} \left\{ \frac{a}{2} \delta^2 + \frac{(a-1)}{2} \delta_v^2 + (1-a) \delta_v \cdot \delta \right\} \quad \dots \dots \dots (2.4-24)$$

$$\text{ここで、} \quad k = \frac{8}{w^2 \cdot t} \cdot C_e \quad \dots \dots \dots (2.4-25)$$

$$a = \frac{1}{8} \quad \dots \dots \dots (2.4-26)$$

$$\delta_v = \frac{w}{2} \cdot \vartheta_y \quad \dots\dots\dots (2.4-27)$$

$$\delta \equiv (R_{\text{ス}}) \cdot \frac{w}{2} \quad \dots\dots\dots (2.4-28)$$

面材の圧縮筋かい効果による終局モーメント $M_{u\text{E}}$ [kN・cm] :

$$M_{u\text{E}} = C_u \cdot \frac{7}{24} \cdot w^2 \cdot t \quad \dots\dots\dots (2.4-29)$$

ここで、 w は (2.4-15) 式と同じで t が面材の厚さ [cm]

C_u :面材の圧縮筋かい効果による終局変形時圧縮合力 [kN/cm²] で軸材と面材間に働く軸圧縮力-変位関係が図 2.4-3 と想定して、下式により計算する。

$$C_u = \frac{k}{\delta} \left\{ \frac{a}{2} \delta^2 + \frac{(a-1)}{2} \delta_v^2 + (1-a) \delta_v \cdot \delta_u \right\} \quad \dots\dots\dots (2.4-30)$$

ただし、 $\delta_u \equiv R_u \cdot \frac{w}{2}$ (2.4-31)

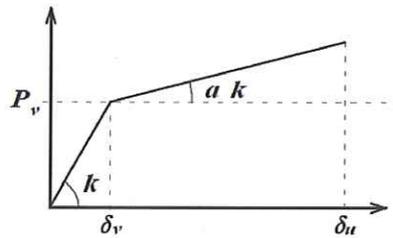


図 2.4-3 軸材 - 面材間の圧縮力 - 変位関係

2.5 CLT 水平構面の詳細計算法

2.5.1 せん断キーのない CLT 水平構面の詳細計算法

せん断キーのない CLT 水平構面の詳細計算法は 2.3 CLT 大壁の詳細計算法と基本的に同じである。単位面材について釘配列係数を計算し、そこから単位長さあたりの許容耐力を計算する。

2.5.2 せん断キーのある CLT 水平構面の詳細計算法

(1) CLT 水平構面の詳細計算法の適用条件

詳細計算法を適用できる CLT 水平構面は、下記の条件を満たしている場合に限る。

- ① 許容せん断耐力の上限は 29.40kN/m とする。
- ② CLT とビスの組み合わせは、表 2.3-1 に示す仕様もしくは、「面材くぎ等 1 本あたりの一面せん断特性を算定するための試験方法と評価方法」に基づき実験を行い、ビス 1 本あたりの一面せん断特性を評価したものに限定する。ただし、実験の終局時において、ビスの引き抜け、曲げ降伏、CLT・軸材のめり込み等の靱性の高い破壊モード以外の脆性的な破壊モード（面材の割れ、端切れ、ビスの破断、ビス頭のパンチング等）が生じるものは不可とする。
- ③ CLT とビスを用いる場合にあっては、以下の内容を満たすこと。
 - ・ CLT 厚は 36 mm 以上、強度等級は Mx60 以上とすること。
- ④ ビスの配置は以下の条件を満たすこと。
 - ・ ビスは四周打ちとし、ピッチは 100mm 以上かつ 1 列もしくは 2 列配置とし、2 列配置の場合は千鳥配置とすること。
 - ・ CLT パネルのビス列に対するへりあきは、30mm 以上かつ接合具径 d [mm] $\times 5$ 以上とし、軸材の釘列に対する縁端距離は、30mm 以上かつ接合具径 d [mm] $\times 5$ 以上とする。
 - ・ 2 列配置の場合、CLT 継ぎ目の梁幅は 180mm 以上必要となるため注意する。
- ⑤ CLT パネルの配置は以下の条件を満たすこと。
 - ・ 同一寸法のパネルを連続配置し、せん断キーの仕様も同一とする。

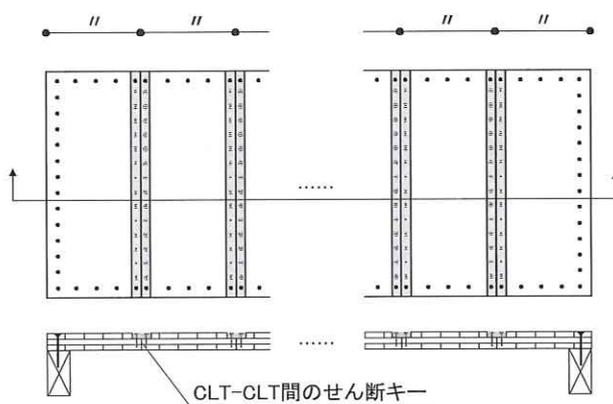


図2.5-1 せん断キーのある CLT 水平構面の適用範囲

(2) CLT 水平構面の許容せん断耐力及び面内せん断剛性の詳細計算法

せん断キーを有する CLT 水平構面の詳細計算法による許容せん断耐力と面内せん断剛性は、下式によって計算できる。

1) 単体パネルの等価接合具性能に関する計算式

単体パネルの等価接合具性能はパネルに打たれた接合具の本数に応じた重み付け平均により、下式によって算出する。

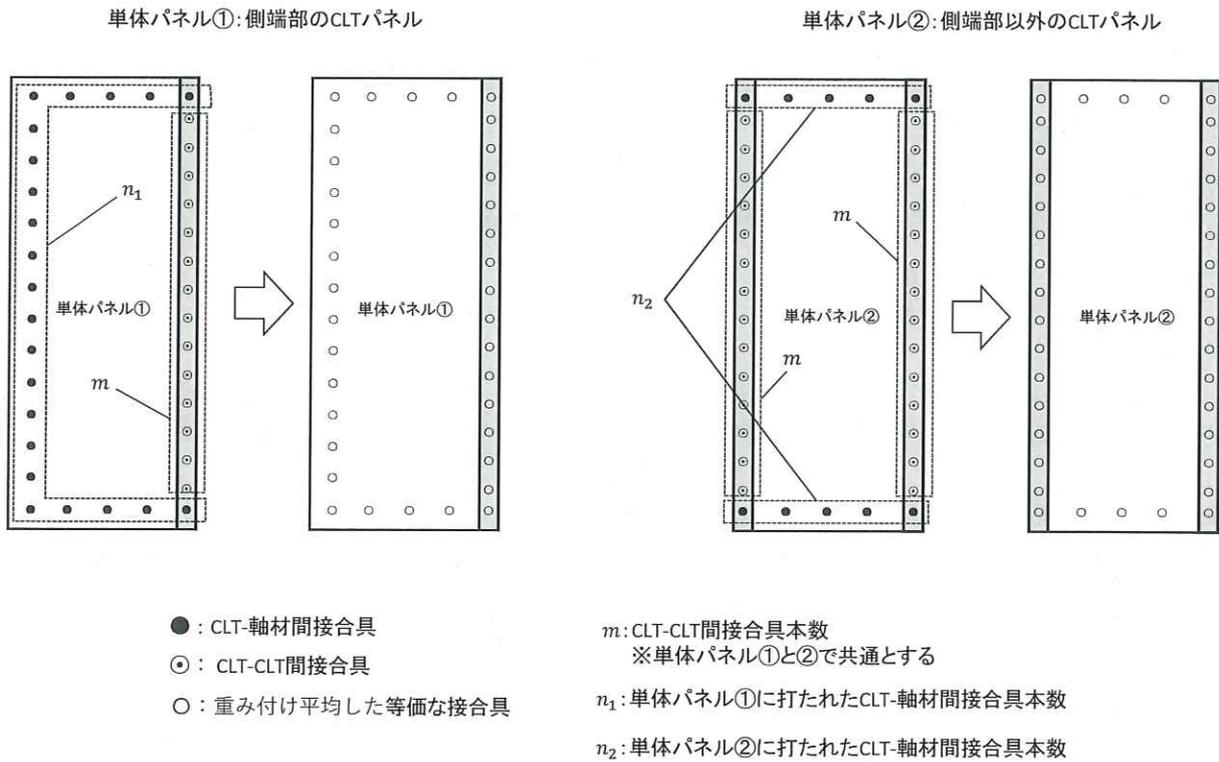


図 2.5-2 等価接合具性能に関するパラメータ

単体パネル①に打たれた接合具の等価な剛性 ${}_e k_1$ [kN/cm]

$${}_e k_1 = \frac{n_1 \cdot k_n + m \cdot k_s}{m + n_1} \dots \dots \dots (2.5.1)$$

単体パネル①に打たれた接合具の等価な降伏耐力 ${}_e \Delta P_{v1}$ [kN]

$${}_e \Delta P_{v1} = \frac{n_1 \cdot n \Delta P_v + m \cdot s \Delta P_v}{m + n_1} \dots \dots \dots (2.5.2)$$

単体パネル①に打たれた接合具の等価なせん断降伏変位 ${}_e \delta_{v1}$ [cm]

$${}_e \delta_{v1} = \frac{{}_e \Delta P_{v1}}{{}_e k_1} \dots \dots \dots (2.5.3)$$

単体パネル①に打たれた接合具の等価な終局変位 ${}_e \delta_{u1}$ [cm]

$${}_e \delta_{u1} = \frac{n_1 \cdot n \delta_u + m \cdot s \delta_u}{m + n_1} \dots \dots \dots (2.5.4)$$

単体パネル②に打たれた接合具の等価な剛性 $e k_2$ [kN/cm]

$$e k_2 = \frac{n_2 \cdot k_n + 2m \cdot k_s}{2m + n_2} \dots\dots\dots (2.5.5)$$

単体パネル②に打たれた接合具の等価な降伏耐力 $e \Delta P_{v2}$ [kN]

$$e \Delta P_{v2} = \frac{n_2 \cdot n \Delta P_v + 2m \cdot s \Delta P_v}{2m + n_2} \dots\dots\dots (2.5.6)$$

単体パネル②に打たれた接合具の等価なせん断降伏変位 $e \delta_{v2}$ [cm]

$$e \delta_{v2} = \frac{e \Delta P_{v2}}{e k_2} \dots\dots\dots (2.5.7)$$

単体パネル②に打たれた接合具の等価な終局変位 $e \delta_{u2}$ [cm]

$$e \delta_{u2} = \frac{n_2 \cdot n \delta_u + 2m \cdot s \delta_u}{2m + n_2} \dots\dots\dots (2.5.8)$$

上記の式において、 k_n 、 $n \Delta P_v$ 、 $n \delta_u$ は CLT-軸組間の、 k_s 、 $s \Delta P_v$ 、 $s \delta_u$ は、CLT-CLT 間の接合具 1 本あたりの一面せん断の荷重-変位グラフを、図 2.3-2 のように完全弾塑性モデルに置換した時の各値である。

2) 個別回転モードの場合の平均せん断性能に関する計算式

個別回転モードの平均せん断性能は 1) で算出した等価接合具性能を基に単体パネル①、単体パネル②について大壁の詳細計算法で算出したせん断性能をパネル枚数により重み付け平均して下式により算出する。

個別モードの平均せん断剛性 $\text{個} K$:
$$\text{個} K = \frac{2 \cdot K_{\text{①}} + (n_p - 2) \cdot K_{\text{②}}}{n_p} \dots\dots\dots (2.5.9)$$

個別モードの平均許容せん断耐力 $\text{個} P_a$:
$$\text{個} P_a = \frac{2 \cdot P_{a\text{①}} + (n_p - 2) \cdot P_{a\text{②}}}{n_p} \dots\dots\dots (2.5.10)$$

個別モードの平均降伏せん断耐力 $\text{個} P_y$:
$$\text{個} P_y = \frac{2 \cdot P_{y\text{①}} + (n_p - 2) \cdot P_{y\text{②}}}{n_p} \dots\dots\dots (2.5.11)$$

個別モードの平均終局せん断耐力 $\text{個} P_u$:
$$\text{個} P_u = \frac{2 \cdot P_{u\text{①}} + (n_p - 2) \cdot P_{u\text{②}}}{n_p} \dots\dots\dots (2.5.12)$$

3) 全体回転モードの場合のせん断性能に関する計算式

全体回転モードのせん断性能は一連のパネルが一体となった全体パネルの四周が軸組フレームに接合されているものとして、CLT-軸材間の接合具性能を基に大壁の詳細計算法で算出する。

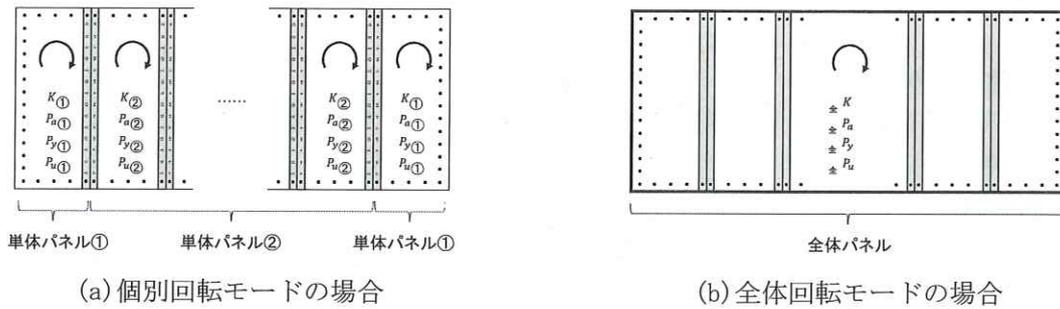


図 2.5-3 モード別のせん断性能に関するパラメータ

4) 構面全体のせん断性能に関する計算式

構面全体の単位長さ当たりのせん断剛性は 2) で算出した個別回転モードの平均せん断剛性と 3) で算出した全体回転モードのせん断剛性を「せん断キー/釘」剛性比 C に基づく指標を用いて、下式により算出する。またせん断耐力については、最小値を採用する。

「せん断キー/釘」剛性比 C :

$$C = \frac{m \cdot k_s}{n_1 \cdot k_n} \quad (2.5.13)$$

個別回転モードの寄与率 α :

$$\alpha = \frac{1}{1 + C} \quad (2.5.14)$$

せん断剛性 K :

$$K = \alpha \cdot K_{個} + (1 - \alpha) \cdot K_{全} \quad (2.5.15)$$

許容せん断耐力 P_a :

$$P_a = \min \left(P_{a, 個}, P_{a, 全} \right) \quad (2.5.16)$$

降伏せん断耐力 P_y :

$$P_y = \min \left(P_{y, 個}, P_{y, 全} \right) \quad (2.5.17)$$

終局せん断耐力 P_u :

$$P_u = \min \left(P_{u, 個}, P_{u, 全} \right) \quad (2.5.18)$$

2.6 周辺部材の設計法

(1) 終局性能担保の考え方

CLT パネルを面材として利用した耐力壁は高耐力が得られる一方で終局時の周辺軸組部材への負担は大きい。周辺軸組部材および柱頭柱脚接合部の先行破壊をさせないためには、余裕度を持った部材断面及び高耐力の接合部が必要となる。

耐力壁の終局性能担保の考え方は中大規模グレー本と同様であり、部材の終局性能に応じて短期許容応力度（耐力）を低減することで短期応力に対する検定のみで終局性能を担保する。詳細は中大規模グレー本を参照されたい。

(2) CLT 大壁の終局性能担保

CLT 大壁耐力壁の場合、通常の構造用合板に比べて面材の厚みが大きく、長ビス等の接合具はロープ効果により降伏耐力が大きく出る傾向がある。図 2.6-1 は面材釘 1 本あたりの一面せん断性能を比較したものであり、CLT を接合した長ビスは初期剛性が同程度であるのに対して降伏耐力が大きいことが分かる。

詳細計算法での短期許容耐力は接合具 1 本あたりの性能を基に降伏モーメント、特定変形角時、 $0.2P_u/D_s$ の 3 指標のうちの最小値によって決められている。よって短期許容耐力の大きさと終局耐力の大きさは比例せず、特に CLT 大壁の場合は上述の理由により終局耐力が大きくなる傾向があるため、短期許容耐力と終局耐力の比率（終局強度比）に注意して設計する必要がある。

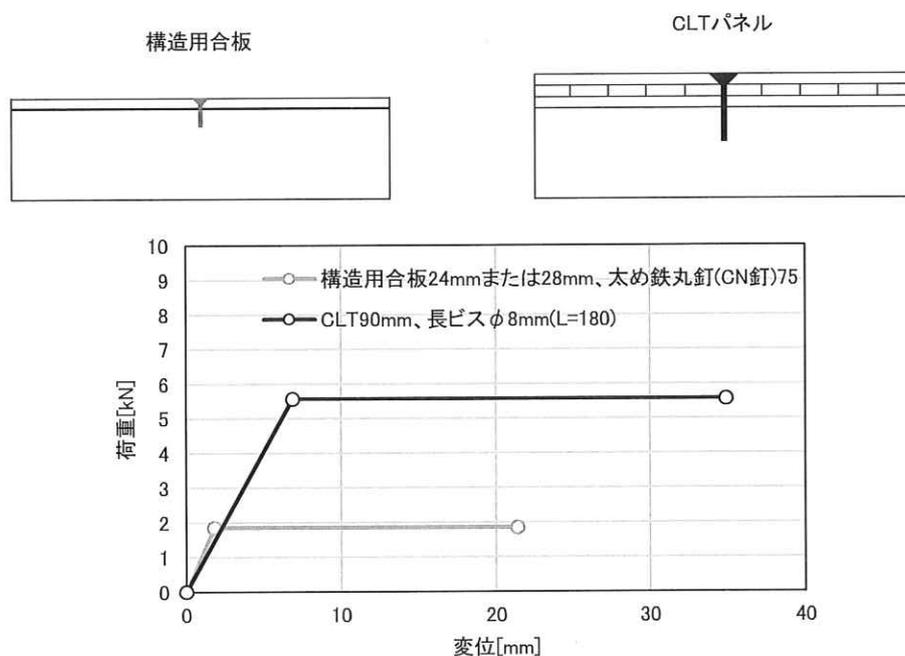


図2.6-1 一面せん断性能の比較

(3) CLT 真壁の終局性能担保

CLT 真壁の場合、面材がある程度の厚みを持った CLT パネルとなるため、終局時に面材が座屈し難くなることで高い終局耐力が得られる一方、CLT パネルの突き上げによる横架材への負担は大きくなることに注意が必要である。

「面材張り真壁の詳細計算法」では壁全体の終局変形角の評価において、 $1/30\text{rad}$ 付近で面材が圧縮力により面外座屈して耐力が低下することを考慮し、終局変形角 R_u の値を等価釘の終局変形時もしくは $1/30\text{rad}$ の小さい方を取ることとしているが、本設計式では終局変形角の評価において、 $1/30\text{rad}$ の上限

を無くし、CLT-軸組間に打たれたビスの終局変形時としている。よってCLT 真壁耐力壁としての終局性能を担保し周辺軸組部材を先行破壊させないためには、ビスの終局変形時にCLTパネルの突き上げによるめり込みによって、横架材及び周辺接合部が終局耐力以内であることを確認する必要がある。

具体的な検討方法は図 2.6-2 に示すように、横架材を柱芯間距離がスパンとなる単純梁として考え、CLTパネル端部の三角形部分がめり込むことによる圧縮合力 ΣN が集中荷重として与えられた状態の部材応力に対して、横架材が終局強度以内であり、接合部を介して応力伝達される場合は当該接合部が終局強度以内であることを確認する。

横架材検討用曲げモーメント M_d

$$M_d = \frac{\Sigma N \cdot (\Delta 1 + \frac{B_c}{2}) (w + \Delta 1 + \frac{B_c}{2})}{L} \dots\dots\dots (2.6.1)$$

ここで、 B_c : 柱幅

$$\Sigma N = R_u \cdot \sum_{i=1}^2 \frac{x_{pi}^2 \cdot y_p \cdot C_y \cdot E_{\perp}}{2Z_0} \dots\dots\dots (2.6.2)$$

※式中のその他の変数は詳細計算法と同じ。

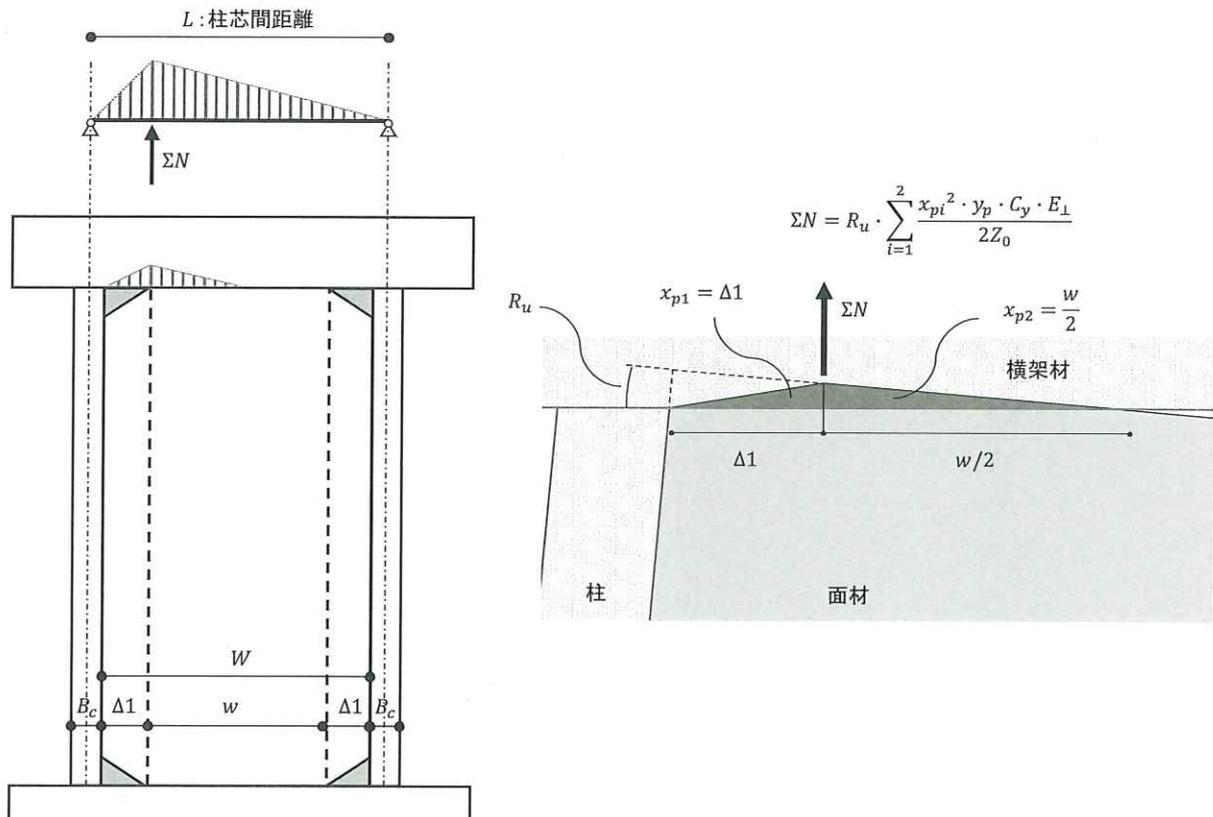


図2.6-2 CLTパネル突き上げ時の横架材の応力状態

第3章

構造モデルプランの計算例

3.1 建物概要

物件名 事務所ビルモデルプラン
 建設場所 ○○県○○市
 用途 事務所
 規模 木造3階建て
 構造

階	構造	軸組階高 (mm)	床厚 (mm)	階高 (mm)	床面積 (㎡)
3階	木造	4000	148	3852	278.24
2階	木造	3600	148	3600	278.24
1階	木造	3600	36	3712	278.24
				合計	834.72

土台せい 120mm
 基礎高さ 420mm (基礎パッキン厚 20mm 含む)
 軒高さ 11740mm
 最高高さ 12340mm

建設地 一般地域 垂直積雪量 (h) 30cm 地震地域係数 (Z) 1.0
 基準風速 (V0) 40m/s 地表面粗度区分 III

地盤種別 第2種
 許容地耐力 50kN/m²
 基礎底部の深さ 600mm

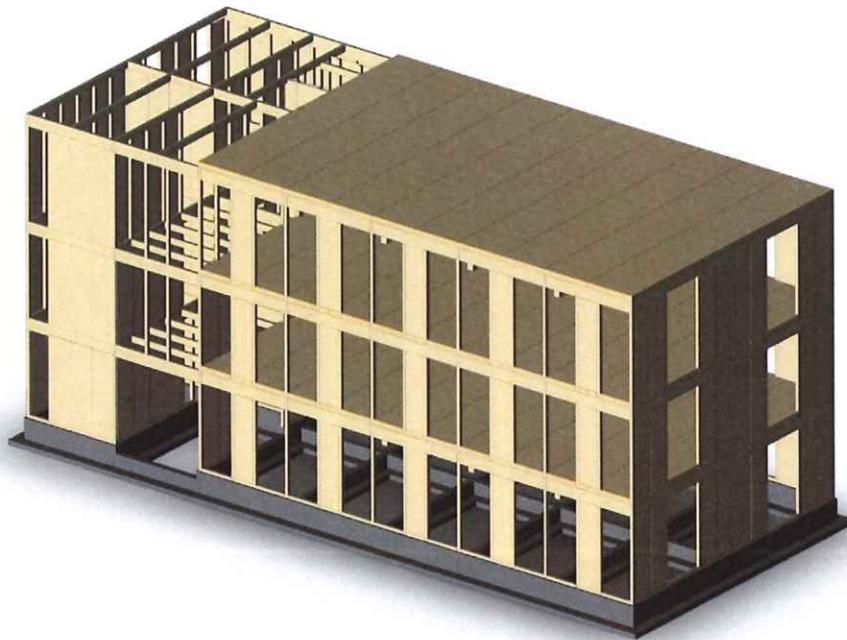


図 3.1.1 構造パース

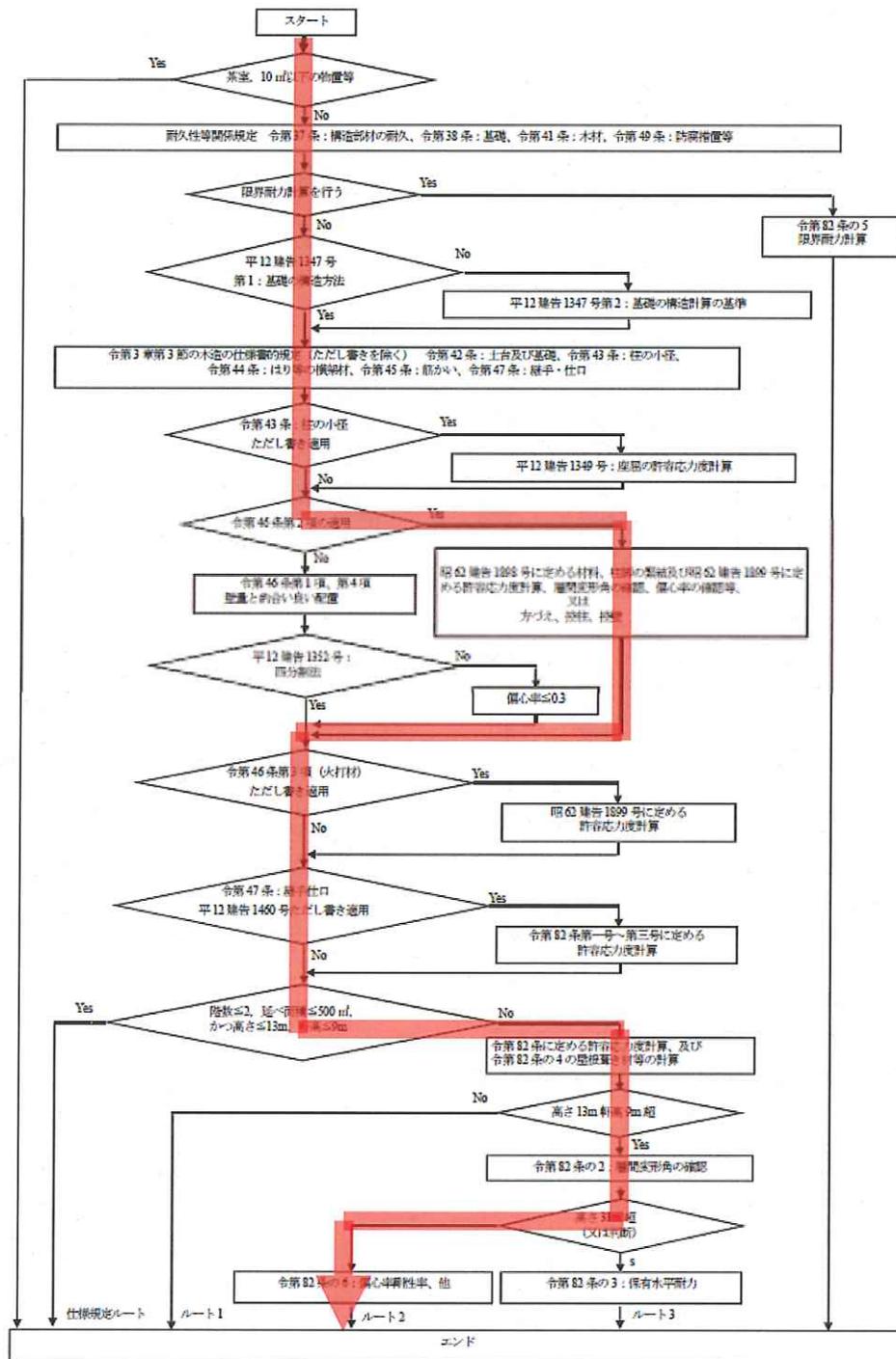


図 3.1.2 構造設計ルート

3.2 使用構造材料一覧

表 3.2.1 使用材料一覧

部材名	樹種	寸法 (mm)	材料	等級
土台	ひのき	120×120	目視等級区分製材	乙種2級
管柱1階	ひのき	120×120	機械等級区分製材	E110
	ひのき	120×180	機械等級区分製材	E110
	ひのき	120×210	機械等級区分製材	E110
	ひのき	120×240	機械等級区分製材	E110
	からまつ	240×240	同一等級構成 (積層4枚以上) 集成材	E95-F315
管柱2階	ひのき	120×120	機械等級区分製材	E110
	ひのき	120×150	機械等級区分製材	E110
	ひのき	120×180	機械等級区分製材	E110
	ひのき	120×240	機械等級区分製材	E110
	からまつ	240×240	同一等級構成 (積層4枚以上) 集成材	E95-F315
管柱3階	ひのき	120×120	機械等級区分製材	E90
	ひのき	120×180	機械等級区分製材	E110
	ひのき	120×240	機械等級区分製材	E110
	からまつ	240×240	同一等級構成 (積層4枚以上) 集成材	E95-F315
梁2階	からまつ	120×240	対称異等級構成集成材	E95-F270
	からまつ	120×360	対称異等級構成集成材	E95-F270
	からまつ	120×450	対称異等級構成集成材	E95-F270
梁3階	からまつ	120×240	対称異等級構成集成材	E95-F270
	からまつ	120×360	対称異等級構成集成材	E95-F270
	からまつ	120×450	対称異等級構成集成材	E95-F270
小屋梁	からまつ	120×240	対称異等級構成集成材	E95-F270
	からまつ	120×360	対称異等級構成集成材	E95-F270
	からまつ	120×450	対称異等級構成集成材	E95-F270
床・屋根	すぎ	t210	CLT	Mx60-5-7
壁	すぎ	t120	CLT	Mx60-3-4

【CLT 真壁 15 倍仕様】

CLT : すぎ Mx60-3-4 t=120mm

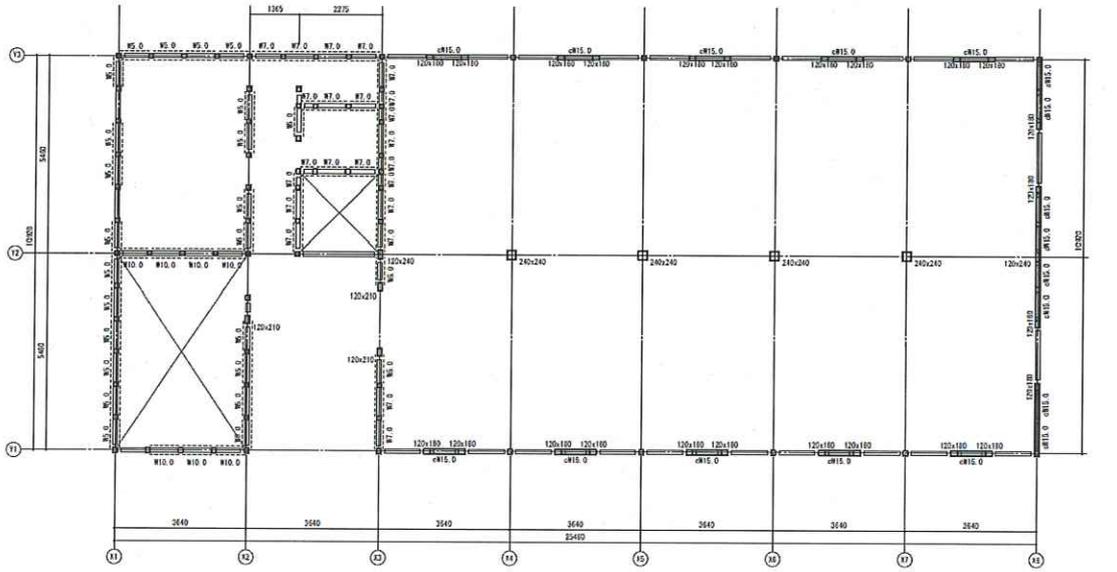
ビス : FS8-110@120mm (2.3 節に示す平均性能を用いる)

壁倍率評価 : 16.03 倍 → 15 倍として計算

ビスの終局強度比 ru : 1.12

耐力壁の終局強度比 Cw : 1.97

3.3 略伏図と略軸組図



1階床伏図 1 : 100

共通事項

- 1. 柱 120 × 120
- 2. スラブ厚さ c#1 (構造用合板 t=24 mm)

耐力壁仕様

符号	種類	壁高率
c#15.0	CLT壁	15倍
c#12.0	CLT壁	12倍
c#7.0	CLT壁	7倍
c#5.0	CLT壁	5倍
#10.0	鉄筋大壁	10倍
#7.0	鉄筋大壁	7倍
#5.0	鉄筋大壁	5倍
#2.5	鉄筋大壁	2.5倍

1階伏図 (見下げ)



2階床伏図 1 : 100

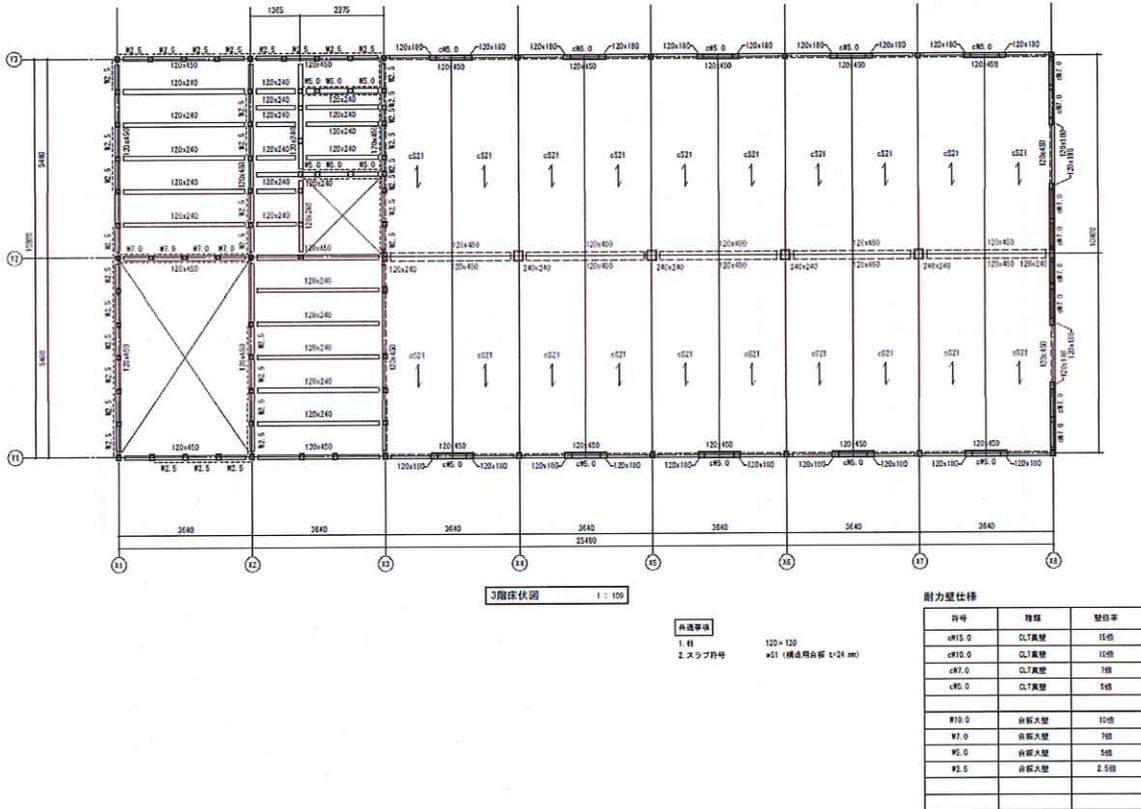
共通事項

- 1. 柱 120 × 120
- 2. スラブ厚さ c#1 (構造用合板 t=24 mm)

耐力壁仕様

符号	種類	壁高率
c#15.0	CLT壁	15倍
c#12.0	CLT壁	12倍
c#7.0	CLT壁	7倍
c#5.0	CLT壁	5倍
#10.0	鉄筋大壁	10倍
#7.0	鉄筋大壁	7倍
#5.0	鉄筋大壁	5倍
#2.5	鉄筋大壁	2.5倍

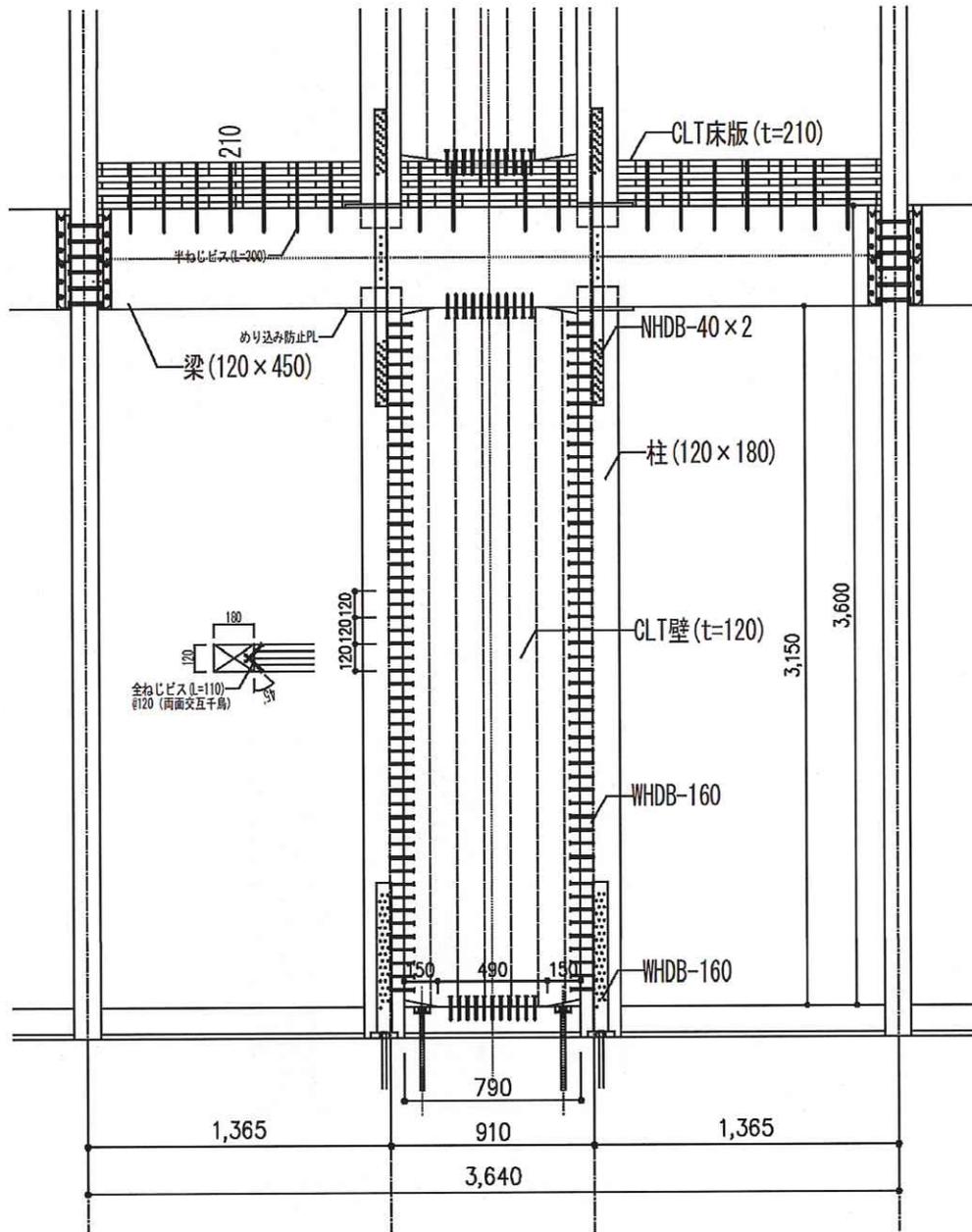
2階伏図 (見下げ)



3階伏図 (見下げ)



R階伏図 (見下げ)



部分詳細図

3.4 荷重・外力計算条件

(1) 固定荷重

表 3.4.1 床荷重表

(単位: N/m²)

階	室名	固定荷重		床・小梁用	架構用	地震用		
		内訳	W				ΣW	
RFL	WS1 RF (合板)	屋根(金属板t=0.6、アスファルトルーフィング、構造用合板t=12)	160	870				
		ポリスチレンフォームt=75	30					
		垂木 60×105@455	70					
		構造用合板t=24	150					
		トラス	240					
		小梁 105×105@910	70					
		グラスウール t=100	30					
		野縁 40×40@303	60	1	D.L	870	870	870
		スギ板 t=12	60	870	L.L	490	300	200
					T.L	1360	1170	1070
RFL	cS21 RF (CLT)	屋根(金属板t=0.6、アスファルトルーフィング、構造用合板t=12)	160	1030				
		ポリスチレンフォームt=75	30					
		CLTパネル t=210	1030					
		グラスウール t=100	30	1370				
		野縁 40×40@303	60	1	D.L	1370	1370	1370
		スギ板 t=12	60	1370	L.L	490	300	200
					T.L	1860	1670	1570
2FL~ 3FL	wS1 2・3F床 (合板)	フローリング t=15	80	1430				
		乾式二重床 t=50(パーティクルボードt=20、支持材)	200					
		構造用合板 t=9	60					
		ALC t=50	300					
		構造用合板 t=24	150					
		小梁 120×570@910	380					
		甲乙梁 105×105@910	70					
		野縁 40×40@303	60					
		石膏ボード t=9.5	70	1430	D.L	1430	1430	1430
		スギ板 t=12	60	1430	L.L	2900	1800	800
					T.L	4330	3230	2230
2FL~ 3FL	cS21 2・3F床 (CLT)	フローリング t=15	80	1860				
		乾式二重床 t=50(パーティクルボードt=20、支持材)	200					
		構造用合板 t=9	60					
		ALC t=50	300					
		CLTパネル t=210	1030					
		野縁 40×40@303	60					
		石膏ボード t=9.5	70	1860	D.L	1860	1860	1860
		スギ板 t=12	60	1860	L.L	2900	1800	800
					T.L	4760	3660	2660

表 3.4.2 壁荷重表

外壁(CLT壁 t=120)	[mm]	[N/m ²]
サイディング t=16		300
胴縁 18×45@455		10
透防水シート		10
グラスウール t=100		30
CLTパネル t=120		600
スギ板 t=12		60
		1010 → 1010

(2) 積載荷重

表 3.4.3 積載荷重 (N/m²)

用途	床、小梁用	大梁、柱、壁用	地震用
屋根	490	300	200
3階床	2900	1800	800
2階床	2900	1800	800
1階床	2900	1800	800
その他	0	0	0

(3) 風荷重

建物に作用する骨組設計用風圧力は建築基準法施行令第 87 条に基づき以下により算出する。

H=	12.340	(m)
地表面粗度区分		III
Zb=	5.0	(m)
ZG=	450	(m)
α =	0.20	

平均風速の高さ係数	Er=	0.828	
ガスト影響係数	Gf=	2.47	
各地の風速	Vo=	40	(m/s)
地表粗度区分に応じた係数	E=	1.69	
速度圧	q=	1625	(N/m ²)

建物の見附幅		[m]
X方向	Ly=	10.9
Y方向	Lx=	25.5

FL	Story	階高 h(m)	高さ Z(m)	外圧係数			内圧係数 Cpi	風力係数 Cf	風圧力 Cf・q	風荷重時水平力		風荷重時層せん断力	
				風上 kz	風下 Cpe					X方向 Qwx(kN)	Y方向 Qwy(kN)	X方向 Qwx(kN)	Y方向 Qwy(kN)
			12.340	1.000	0.800	-0.500	0.000	1.300	2112.71	6.92	16.15		
屋根	-	0.600	11.740	0.980	0.784	-0.400	0.000	1.184	1924.53	40.48	94.45	6.92	16.15
3	3.5	3.852	7.888	0.836	0.669	-0.400	0.000	1.069	1737.11	70.68	164.92	47.40	110.59
2	2.5	3.600	4.288	0.697	0.557	-0.400	0.000	0.957	1555.90	62.12	144.94	118.08	275.51
1	1.5	3.712	0.576	0.697	0.557	-0.400	0.000	0.957	1555.90	31.53	73.58	180.19	420.45

- E : 高さおよび地表面粗度による係数 $= E_r^2 \times G_f$
- V_0 : 基準風速 (m/s)
- E_r : 平均風速の鉛直分布係数 $= 1.7 \times (H'/ZG)^{\alpha}$
- G_f : 構造骨組用ガスト影響係数
- H' : H 又は Z_b のうち大きい方の値 (m)
- ZG : 地表面粗度区分により表 3.4.4 から定まる値 (m)
- α : 地表面粗度区分により表 3.4.4 から定まる値
- H : 建築物の高さと軒の高さの平均値 (m)
- Z_b : 地表面粗度区分により表 3.4.4 から定まる値 (m)

表 3.4.4 風圧力計算に用いる Z_b 、 ZG 、 α

地表面粗度区分	I	II	III	IV
Z_b (m)	5	5	5	10
ZG (m)	250	350	450	550
α	0.10	0.15	0.20	0.27

(4) 地震力算定用重量及び地震荷重

地震荷重は建築基準法施行令第 88 条に基づき以下により算出する。なお、地震力算定重量は解析モデルにより算定した。

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

Z : 地震地域係数 (=1.0)

地盤種別 : 第 2 種

一次固有周期 T : $T = 0.03H$ (H は建物高さ)

R_t : 振動特性係数

A_i : 層せん断力係数の分布係数

C₀ : 標準せん断力係数 (=0.2)

表 3.4.5 地震力算定用重量

階	層重量	総重量	層/総重量	分布係数	層せん断力係数	せん断力	水平力
	W(kN)	ΣW(kN)	α	A _i	C _i	Q(kN)	F(kN)
3	621.39	621.39	0.243	1.619	0.324	201.19	201.19
2	970.03	1591.43	0.623	1.223	0.245	389.42	188.23
1	964.34	2555.77	1	1	0.2	511.15	121.74

表 3.4.6 風圧力と地震力の比較

FL	Story	風荷重時層せん断力 ①稀に発生する暴風 ×1.0		地震層せん断力		比率 (風/地震)	
		X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
		Q _{wx} (kN)	Q _{wy} (kN)	Q(kN)	Q(kN)	(%)	(%)
4	-	6.92	16.15	-	-	-	-
3	3.5	47.40	110.59	201.19	201.19	23.56	54.97
2	2.5	118.08	275.51	389.42	389.42	30.32	70.75
1	1.5	180.19	420.45	511.15	511.15	35.25	82.26

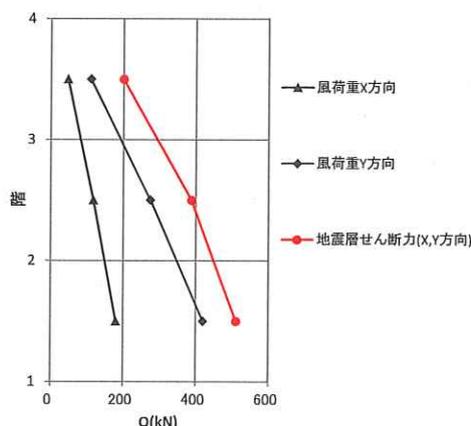


図 3.4.1 地震層せん断力と風荷重の比較

上図は、建物に発生する水平力として、前項で算出した風圧力（稀に発生する暴風時）と、地震力（稀に発生する地震時）を比較した図である。地震力に対する風圧力の比は最大でも 1 階 Y 方向で約 83% であり、地震力に比較し小さいため、水平荷重計算は地震力によって行う。

3.5 鉛直荷重に対する応力計算と断面算定

ここでは床パネルを単純梁モデルに置換し、長期荷重による面外曲げ、面外せん断及びたわみに対する断面検定を行う。スパンが最大となる箇所に対して、2階床パネルとバルコニー一部の検討を行う。単純梁により得られた応力をもとに、曲げ応力度 σ_b 、面内せん断応力度 τ_0 を下式により算出する。

$$\text{曲げ応力度} \quad : \sigma_b = \frac{M}{Z_0}$$

$$\text{面内せん断応力度} \quad : \tau_0 = \beta \cdot \frac{Q}{A_0}$$

ここで、 A_0 はCLTパネルの断面積、 Z_0 は面外方向の断面係数である。

上式により各応力度を算出し、下式を用いて鉛直構面のCLTパネルの検定を行う。ここで、 f_b は曲げ応力度、 f_s は面外せん断応力度である。

$$\frac{|\sigma_c|}{f_b} \leq 1.0$$

$$\frac{|\tau_0|}{f_s} \leq 1.0$$

また、長期荷重時の面外たわみについては、平12建告第1459号第2に準拠し、変形増大係数を2倍して、スパンの1/250以下であることを検定する。床パネル中央部及びバルコニー端部のたわみ δ については、せん断変形を考慮して下式により算出する。

床パネル中央部

$$\delta = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot \text{面外}^E \text{強軸} \cdot I_0} + \frac{\beta \cdot w \cdot L^2}{8 \cdot \text{面外}^G \text{強軸} \cdot A_0}$$

バルコニー端部

$$\delta = \frac{w \cdot L^4}{8 \cdot \text{面外}^E \text{強軸} \cdot I_0} + \frac{\beta \cdot w \cdot L^2}{2 \cdot \text{面外}^G \text{強軸} \cdot A_0}$$

以下、床パネルの鉛直荷重に対する検討を行う。検討対象は代表的な部分として下記とする。



図 3.5.1 CLT 床パネル検討箇所

断面：1820×210×5460

$$Z=13377\text{cm}^3$$

$$I=140000\text{cm}^4$$

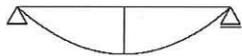
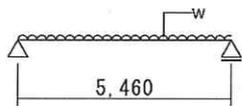
許容応力度：直交集成板 異等級構成 MX60-5-7

$$F_b=12.14\text{N}/\text{mm}^2, \quad Lf_b=4.45\text{N}/\text{mm}^2$$

ヤング係数： $E_{ox-x}=5.536\text{ kN}/\text{mm}^2=553.6\text{ kN}/\text{cm}^2$

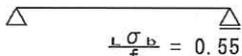
せん断弾性係数： $G_{ox-x}=0.0297\text{ kN}/\text{mm}^2=2.97\text{ kN}/\text{cm}^2$

断面積： $A=382200\text{mm}^2=3822\text{cm}^2$



$$L_{\text{Max}} = 3230.8\text{kN} \cdot \text{cm}$$

応力図



断面検定比図

曲げに対する検定

$$\text{荷重：曲}w=4.76\text{ kN}/\text{m}^2 \times 1.82\text{m} = 8.67\text{ kN}/\text{m} \rightarrow 0.0867\text{ kN}/\text{cm}$$

$$\text{最大曲げモーメント：} 0.0867\text{ kN}/\text{cm} \times (546\text{cm})^2 / 8 = 3230.8\text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$\text{曲げ応力度：} \sigma_b = M/Z = 3230.8 / 13377 = 0.242\text{ kN}/\text{cm}^2 \rightarrow 2.42\text{N}/\text{mm}^2$$

$$\text{検定比：} \sigma_b / Lf_b = 2.42 / 4.45 = 0.55 \leq 1.0 \text{ OK}$$

せん断に対する検定

$$LQ = 86.7 \times 546 / 2 = 23.7\text{ kN}$$

使用上の支障に関する検討

$$\text{たわみ量算定用荷重} = \text{たわみ}w \times 2.66\text{ kN}/\text{m}^2 \times 1.82\text{m} = 4.85\text{ kN}/\text{m} \rightarrow 0.0485\text{ kN}/\text{cm}$$

たわみ量 (変形増大係数=2)

$$\delta = 5 \times \text{たわみ}w \times 546^4 / (384 \times E \times I) + \kappa \times \text{たわみ}w \times 546^2 / (8 \times G \times A)$$

$$= 5 \times 0.0485 \times 546^4 / (384 \times 553.6 \times 140000)$$

$$+ 1.2 \times 0.0485 \times 546^2 / (8 \times 2.97 \times 3822) = 0.915\text{cm}$$

$$\text{スパンに対する比率：} 0.915 / 546 = 1 / 597 \leq 1 / 300 \text{ OK}$$

3.6 水平力に対する鉛直構面の応力計算と断面算定

(1) 鉛直構面の許容せん断耐力

図 3.6.1 に示す CLT 真壁について、詳細計算法により許容せん断耐力を求める。

幅 91[cm]、内法幅 $W = 79$ [cm]
 横架材天端間高さ $H = 360$ [cm]
 面材：CLT スギ Mx60-3-4 $t = 120$ mm
 ビス：FS8-110@120mm
 土台：120×120
 柱：120×180
 横架材：120×450

・適用範囲の確認

- ①耐力の上限：計算後に確認
- ②真壁の形式：四周木口面で軸組と接合 OK
- ③ビスのデータ：表 2.3-1 の値を使用 OK
- ④CLT の種類 Mx60-3-4 $t = 120$ mm OK
- ⑤ビスのピッチ 100mm 以上：120mm OK
- ⑥周辺軸組の保証設計：後述の 3.8 節で確認
- ⑦面材周囲の軸材の断面：柱 120×180 横架材：120×450 OK

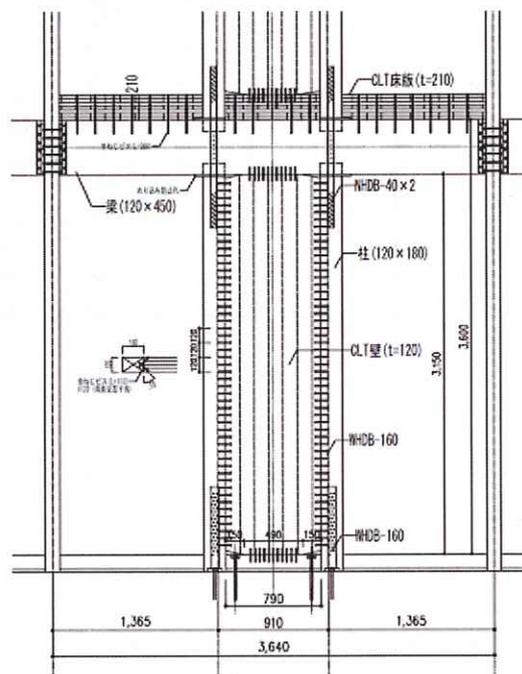


図 3.6.1 CLT 真壁耐力壁の計算例

1) ビスのせん断データを用意する

ここでは、表 2.3-1 に示す性能を用いる。

CLT スぎ Mx60-3-4 $t = 12$ mm + FS8-110@120mm

$$k_{\text{ビス}} = 10[\text{kN/cm}], \delta_{\text{vビス}} = 0.49[\text{cm}], \delta_{\text{uビス}} = 2.989[\text{cm}], \Delta P_{\text{vビス}} = 4.900[\text{kN}]$$

2) 面材のせん断弾性係数や寸法等を用意する

面材のせん断弾性係数 $G_B = 50[\text{kN/cm}^2]$ 、面材の厚さ $t = 12$ [cm]

CLT パネル隅角部のクリアランス

横方向（柱材に対するクリアランス） $\Delta_1 = 15$ [cm]

縦方向（横架材に対するクリアランス） $\Delta_2 = 3$ [cm]

単位面材の面積 $A_W = 79 \times 315 = 24885[\text{cm}^2]$

3) ビスの配列による I_{xy} 、 Z_{xy} 、 C_{xy} を用意する

ここでは、2.2 面材張り耐力要素の詳細計算法で用いる釘配列の計算より、 I_{xy} 、 Z_{xy} 、 C_{xy} を下記のように計算した。

面材サイズ 790×3150

ビス@120： $I_{xy} = 6.395$ 、 $Z_{xy} = 0.162$ 、 $C_{xy} = 1.000$

4) 面材の圧縮筋かい効果による弾性時の圧縮合力による剛性 C_e を求める

(2.4-16)式により、面材の圧縮筋かい効果による弾性時の圧縮合力による剛性を求める。

$$C_e = \frac{x_p^2 \cdot y_p \cdot C_y \cdot E_{\perp}}{2Z_0} = \frac{24.5^2 \times 12 \times 1.0 \times 14.0}{2 \times 12} = 4201.75 \quad [\text{kN/rad}]$$

$$x_p : \text{めり込み接触面の長さ。} x_p = \frac{w}{2} = \frac{49}{2} = 24.5 \quad [\text{cm}]$$

(w : 面材の幅)

$$y_p : \text{めり込み接触面の幅。} y_p = t = 12 \quad [\text{cm}]$$

(t : 面材の厚さ。2) で用意したもの)

$$E_{\perp} : \text{全面横圧縮ヤング係数 } (E_{\perp} = \frac{1}{50} E_n, \text{ すぎの } E_n = 700 \quad [\text{kN/cm}^2])$$

$$E_{\perp} = \frac{1}{50} E_n = \frac{700}{50} = 14.0 \quad [\text{kN/cm}^2]$$

$$Z_0 : \text{めり込みが生じる部材の厚さ。ここでは、横架材のせい。} Z_0 = 12 \quad [\text{cm}]$$

C_y : (2.4-17)式により求める。

$$C_y = 1 + \frac{2Z_0}{3n \cdot y_p} \left(2 - \exp\left(\frac{-3n \cdot y_1}{2Z_0}\right) - \exp\left(\frac{-3n \cdot y_2}{2Z_0}\right) \right)$$

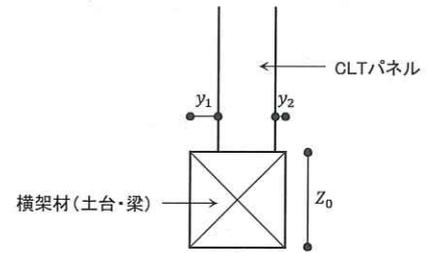
$$= 1 + \frac{2 \times 12}{3 \times 7 \times 12} \left(2 - \exp\left(\frac{-3 \times 5 \times 0}{2 \times 12}\right) - \exp\left(\frac{-3 \times 5 \times 0}{2 \times 12}\right) \right) = 1.00$$

n : 繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数

すぎの場合 $n = 5$

y_1, y_2 : めり込み接触面の幅方向の余長

$$y_1 = 0 \quad [\text{cm}], y_2 = 0 \quad [\text{cm}]$$



5) 面材の圧縮筋かい効果における降伏変形角 $R_{y\text{屈}}$ 、めり込み降伏変位 δ_v を求める

(2.4-18)式により、面材の圧縮側隅角部分が降伏するときの壁体の降伏変形角を求める

$$R_{y\text{屈}} = \theta_y = 0.0189 \quad [\text{rad}]$$

θ_y : 面材の横架材へのめり込み降伏変形角。(2.4-19)式により求める。

$$\theta_y = \frac{Z_0 \cdot F_m}{x_p \cdot E_{\perp} \cdot \sqrt{C_x \cdot C_y \cdot C_{xm} \cdot C_{ym}}} = \frac{12 \times 0.48}{24.5 \times 14.0 \times \sqrt{1.0 \times 1.0 \times 1.65 \times 1.19}} = 0.01161 \quad [\text{rad}]$$

Z_0 : めり込みが生じる部材の厚さ。 $Z_0 = 12$ [cm]。4) で用いたものと同じ値

F_m : 縁端距離を無限大にしたときのめり込み降伏応力度

$$F_m \cong 2.4 \times \text{長期許容めり込み応力度} = 2.4 \times \frac{1}{3} \times F_{cv}$$

$$= 0.8 \times 0.6 = 0.48 \quad [\text{kN/cm}^2] \quad (\text{すぎのめり込み基準強度 } F_{cv} = 0.6)$$

x_p : めり込み接触面の長さ。 $x_p = 24.5$ [cm]。4) で用いたものと同じ値

E_{\perp} : 全面横圧縮ヤング係数。 $E_{\perp} = 14.0$ [kN/cm²]。4) で用いたものと同じ値

$C_x : C_x = 1.0$

C_y : 4) で求めたもの

$$C_{ym} : (2.4-20) \text{式より求める。} C_{ym} = 1 + \frac{4Z_0}{3n \cdot y_p} = 1 + \frac{4 \times 12}{3 \times 5 \times 12} = 1.27$$

$$C_{xm} : (2.4-21) \text{式より求める。} C_{xm} = 1 + \frac{4Z_0}{3x_p} = 1 + \frac{4 \times 12}{3 \times 24.5} = 1.65$$

(2.4-27)式により、めり込み降伏変位 δ_v を求める。

$$\delta_v = \frac{w}{2} \cdot \theta_y = \frac{49}{2} \times 0.01161 = 0.2843 \quad [\text{cm}]$$

- 6) ビスによる降伏変形角 $R_{y\text{ビス}}$ 、及び、ビスによる終局変形角 $R_{u\text{ビス}}$ を求める
(2.4-12)式により、ビスが降伏するときの壁体の降伏変形角 $R_{y\text{ビス}}$ を求める。

$$R_{y\text{ビス}} = \frac{Z_{xy}}{I_{xy}} \cdot \delta_{v\text{ビス}} = \frac{0.162}{6.395} \times 0.490 = 0.0124 \quad [\text{rad}]$$

Z_{xy} : 釘配列係数。3) で用意したもの

I_{xy} : 釘配列の二次モーメント。3) で用意したもの

$\delta_{v\text{ビス}}$: ビスの降伏変位。1) で用意したもの

- (2.4-14)式により、ビスによる、壁体の終局変形角 $R_{u\text{ビス}}$ を求める。

$$R_{u\text{ビス}} \cong R_{y\text{ビス}} \cdot \frac{\delta_{u\text{ビス}}}{\delta_{v\text{ビス}}} = 0.0124 \times \frac{2.989}{0.490} = 0.0757 \quad [\text{rad}]$$

$\delta_{u\text{ビス}}$: ビスのせん断限界変位。1) で用意したもの

$\delta_{v\text{ビス}}$: ビスの降伏変位。1) で用意したもの

- 7) 面材の圧縮側隅角部が終局状態となるときの壁体の終局変形角 R_u 、終局変位を求める
(2.4-8)式により、面材の圧縮側隅角部が終局状態となるときの壁体の終局変形角 R_u を求める。

$$R_u = R_{u\text{ビス}} = 0.0757$$

$R_{u\text{ビス}}$: ビスによる終局変形角。6) で求めたもの

- (2.4-31)式により、面材の圧縮側隅角部が終局状態となるときの壁体の終局変位 δ_u を求める。

$$\delta_u \cong R_u \cdot \frac{w}{2} = 0.0757 \times \frac{49}{2} = 1.85 \quad [\text{cm}]$$

w : 面材の幅 =49 [cm]

- 8) 面材の圧縮筋かい効果による終局変形時圧縮合力 C_u を求める
(2.4-30)式により、面材の圧縮筋かい効果による終局変形時圧縮合力 C_u を求める。

$$C_u = \frac{k}{\delta_u} \left\{ \frac{a}{2} \delta_u^2 + \frac{(a-1)}{2} \delta_v^2 + (1-a) \delta_v \cdot \delta_u \right\}$$

$$= \frac{1.17}{1.85} \left\{ \frac{1}{16} \times 1.85^2 - \frac{7}{16} \times 0.2843^2 + \frac{7}{8} \times 0.2843 \times 1.85 \right\} = 0.40 \quad [\text{kN/cm}^2]$$

k : (3.4-25)式により求める。

$$k = \frac{8}{w^2 \cdot t} \cdot C_e = \frac{8}{49^2 \times 12} \times 4201.75 = 1.17 \quad [\text{kN/cm}]$$

w : 面材の幅。 $w = 49$ [cm]

t : 面材の厚さ。 $t = 12$ [cm]

C_e : 土台・横架材側へのめり込みで決まる面材の圧縮筋かい効果による弾性時圧縮合力による剛性。4) で求めたもの

a : (3.4-26)式より $a = \frac{1}{8}$

δ_u : 面材の圧縮側隅角部が終局状態となるときの壁体の終局変位。7) で求めたもの

δ_v : めり込み降伏変位。5) で求めたもの

- 9) ビスによるせん断剛性 $K_{\text{ビス}}$ 、面材の圧縮筋かい効果によるせん断剛性 $K_{\text{圧}}$ を求める
(2.4-11)式により、ビスによるせん断剛性 $K_{\text{ビス}}$ を求める

$$K_{\text{ビス}} = A_w \cdot I_{xy} \cdot k_{\text{ビス}} = 24885 \times 6.395 \times 10 = 1591455 \quad [\text{kN} \cdot \text{cm/rad}]$$

A_w : 面材の面積。2) で求めたもの
 I_{xy} : 釘配列の二次モーメント 3) で用意したもの
 $k_{ビス}$: ビスのせん断剛性。1) で用意したもの

(2.4-15)式により、面材の圧縮筋かい効果によるせん断剛性 $K_{\text{圧}}$ を求める。

$$K_{\text{圧}} = \frac{2}{3} \cdot w \cdot C_e = \frac{2}{3} \times 49 \times 4201.75 = 137257 \quad [\text{kN} \cdot \text{cm}/\text{rad}]$$

w : 面材の幅。 $w = 49$ [cm]

C_e : 面材の圧縮筋かい効果による弾性時圧縮合力による剛性。4) で求めたもの

10) 降伏モーメント M_y を求める

$$R_{y\text{ビス}} = 0.0124 \quad [\text{rad}], \quad R_{y\text{圧}} = 0.0116 \quad [\text{rad}]$$

$R_{y\text{ビス}} > R_{y\text{圧}}$ より、(2.4-2b)式により求める。

$$M_y = (K'_{\text{圧}} + K_{\text{ビス}}) \cdot R_{y\text{ビス}} = (136758 + 1591455) \times 0.0124 = 21438.59 \quad [\text{kN} \cdot \text{cm}]$$

$K'_{\text{圧}}$: CLTの圧縮筋かい効果による第二勾配時のみかけのせん断剛性。

$$K'_{\text{圧}} = \frac{M_{y\text{圧}}}{R_{y\text{ビス}}}$$

$K_{\text{ビス}}$: ビスによるせん断剛性。9) で求めたもの

$R_{y\text{ビス}}$: ビスが降伏するときの、壁体の降伏変形角。6) で求めたもの

11) 降伏変形角 R_y 、及び、降伏変形角までの見かけの回転剛性 K_0 を求める

(2.4-3)式により、降伏変形角 R_y を求める

$$R_y = R_y' + \frac{M_y}{A_w \cdot G_B \cdot t} = 0.0124 + \frac{21438.59}{24885 \times 50 \times 12} = 0.0138 \quad [\text{rad}]$$

$$R_y' : R_y' = R_{y\text{ビス}}$$

M_y : 降伏モーメント。10) で求めたもの

A_w : 面材の面積。2) で求めたもの

G_B : 面材のせん断弾性係数。2) で用意したもの

t : 面材の厚さ。2) で用意したもの

(2.4-5)式により、降伏変形角までの見かけの回転剛性 K_0 を求める。

$$K_0 = \frac{M_y}{R_y} = \frac{21438.59}{0.0138} = 1548929.49 \quad [\text{kN} \cdot \text{cm}/\text{rad}]$$

M_y : 降伏モーメント。10) で求めたもの

R_y : 降伏変形角

12) 1/150rad 時のモーメント M_{150} を(2.4-4)式より求める。

$$R_y = 0.0138 \quad [\text{rad}]$$

$R_y > 1/150$ より、(3.4-4a)式より

$$\begin{aligned}
 M_{150} &= \frac{M_y}{R_y} \left(\frac{1}{150} \right) \\
 &= \frac{21438.59}{0.0138} \left(\frac{1}{150} \right) = 10326.20 \quad [\text{kN} \cdot \text{cm}]
 \end{aligned}$$

13) 終局モーメント M_u を求める

(2.4-7)式より、終局モーメント M_u を求める。

$$M_u = M_{u\text{ビス}} + M_{u\text{圧}} = 19742.10 + 3388.10 = 23130.20 \quad [\text{kN}\cdot\text{cm}]$$

$M_{u\text{ビス}}$: ビスによる面材の終局モーメント。(2.4-13)式による

$$M_{u\text{ビス}} = C_{xy} \cdot Z_{xy} \cdot \Delta P_{v\text{ビス}} \cdot A_w \\ = 1.000 \times 0.162 \times 49 \times 24885 = 19742.10 \quad [\text{kN}\cdot\text{cm}]$$

C_{xy} : 3) で用意したもの

Z_{xy} : 釘配列係数。3) で用意したもの

$\Delta P_{v\text{ビス}}$: ビスの降伏耐力。1) で用意したもの

A_w : 面材の面積。2) で求めたもの

$M_{u\text{圧}}$: 面材の圧縮筋かい効果による終局モーメント。(2.4-29)式により求める。

$$M_{u\text{圧}} = C_u \cdot \frac{7}{24} \cdot w^2 \cdot t = 0.40 \times \frac{7}{24} \times 49^2 \times 12 = 3388.10 \quad [\text{kN}\cdot\text{cm}]$$

C_u : 面材の圧縮筋かい効果による終局変形時圧縮合力。8) で求めたもの

w : 面材の幅。 $w = 49$ [cm]

t : 面材の厚さ。 $t = 12$ [cm]

- 14) 塑性率 μ 、壁全体の $0.2\sqrt{2\mu-1} \times M_u$ を求める

(2.4-9)式により、塑性率 μ を求める

$$\mu = \frac{R_u}{R_y} = \frac{0.0757}{0.0138} = 5.47$$

R_u : 終局変形角。7) で求めたもの

R_y : 降伏変形角。11) で求めたもの

$$\therefore 0.2\sqrt{2\mu-1} \times M_u = 0.2\sqrt{2 \times 5.47 - 1} \times 23130.20 = 14580.75 \quad [\text{kN}\cdot\text{cm}]$$

- 15) 耐力壁全体としてのせん断剛性 K を求める

(3.4-6)式により、耐力壁全体としてのせん断剛性 K を求める。

$$K = \frac{K_0}{H} = \frac{1548929.49}{360} = 4302.58 [\text{kN}/\text{rad}]$$

K_0 : 降伏変形角までの見せかけの回転剛性。11) で求めたもの

H : 横架材天端間高さ。 $H = 360$ [cm]

- 16) CLT 真壁の許容せん断耐力 P_a を求める

(3.4-1)式により、許容せん断耐力 P_a を求める。

$$P_a = \frac{1}{H} \times \min \left\{ \begin{array}{l} M_y \\ M_{150} \\ 0.2\sqrt{2\mu-1} \times M_u \end{array} \right\} = \frac{1}{360} \times \min \left\{ \begin{array}{l} 21438.59 \\ 10326.20 \\ 14580.75 \end{array} \right\} = 28.68 \quad [\text{kN}]$$

$$\Delta P_a = \frac{P_a}{B} = \frac{28.68}{0.91} = 31.52 \quad [\text{kN}/\text{m}]$$

H : 横架材天端間高さ。 $H = 360$ [cm]

B : 耐力壁の幅。 $B = 91$ [cm]

M_y : 降伏モーメント。10) で求めたもの

M_{150} : 1/150 時のモーメント。12) で求めたもの

$0.2\sqrt{2\mu-1} \times M_u$: 14) で求めたもの

$$\text{壁倍率} : \frac{\Delta P_a}{1.96} = 16.08 \quad [\text{倍}]$$

(2) 鉛直構面の地震力に対する検定

地震力に対する各構面の応力計算と断面算定結果を以下に示す。耐力壁の面内せん断剛性は中大規模グレー本に準拠しロッキング変形を考慮した値とした。

1F X方向 eQi 511.15

通り	許容耐力 ΣPa (kN)	剛性 D_i (kN/m)	割増係数 C_e	水平力 Q_e (kN)	$Q_e / \Sigma pa$	判定 <1.0
Y3	219.38	8238.60	1.00	207.46	0.946	OK
Y2+4095	31.21	1219.71	1.00	30.71	0.984	OK
Y2+2275	31.21	1219.71	1.00	30.71	0.984	OK
Y2	71.34	2715.57	1.00	68.38	0.959	OK
Y1	187.28	6904.59	1.00	173.87	0.928	OK
合計	540.43	20298.17		511.15	0.946	OK

2F X方向 eQi 389.42

通り	許容耐力 ΣPa (kN)	剛性 D_i (kN/m)	割増係数 C_e	水平力 Q_e (kN)	$Q_e / \Sigma pa$	判定 <1.0
Y3	189.06	7648.41	1.00	176.76	0.935	OK
Y2+4095	22.30	853.23	1.00	19.72	0.884	OK
Y2+2275	22.30	853.23	1.00	19.72	0.884	OK
Y2	71.34	2524.53	1.00	58.34	0.818	OK
Y1	115.93	4970.54	1.00	114.87	0.991	OK
合計	420.93	16849.93		389.42	0.925	OK

3F X方向 eQi 201.19

通り	許容耐力 ΣPa (kN)	剛性 D_i (kN/m)	割増係数 C_e	水平力 Q_e (kN)	$Q_e / \Sigma pa$	判定 <1.0
Y3	80.26	2737.44	1.00	67.64	0.843	OK
Y2+4095	22.30	853.23	1.00	21.08	0.946	OK
Y2+2275	22.30	853.23	1.00	21.08	0.946	OK
Y2	49.94	1850.88	1.00	45.73	0.916	OK
Y1	57.97	1847.96	1.00	45.66	0.788	OK
合計	232.76	8142.74		201.19	0.864	OK

1F Y方向 eQi 511.15

通り	許容耐力 ΣPa (kN)	剛性 Di (kN/m)	割増係数 Ce	水平力 $Qe(kN)$	$Qe / \Sigma pa$	判定 <1.0
X1	89.18	3547.89	1.00	89.06	0.999	OK
X2	71.34	2838.31	1.00	71.25	0.999	OK
X2+1365	40.13	1574.50	1.00	39.52	0.985	OK
X3	117.72	4612.65	1.00	115.79	0.984	OK
X8	214.03	7788.65	1.00	195.52	0.914	OK
合計	532.40	20361.99		511.15	0.960	OK

2F Y方向 eQi 389.42

通り	許容耐力 ΣPa (kN)	剛性 Di (kN/m)	割増係数 Ce	水平力 $Qe(kN)$	$Qe / \Sigma pa$	判定 <1.0
X1	53.51	2105.76	1.00	45.55	0.851	OK
X2	53.51	2076.75	1.00	44.92	0.840	OK
X2+1365	31.21	1194.52	1.00	25.84	0.828	OK
X3	178.36	6311.31	1.00	136.52	0.765	OK
X8	142.69	6314.66	1.00	136.59	0.957	OK
合計	459.28	18003.00		389.42	0.848	OK

3Y Y方向 eQi 201.19

通り	許容耐力 ΣPa (kN)	剛性 Di (kN/m)	割増係数 Ce	水平力 $Qe(kN)$	$Qe / \Sigma pa$	判定 <1.0
X1	44.59	1778.97	1.00	33.82	0.758	OK
X2	35.67	1423.17	1.00	27.05	0.758	OK
X2+1365	-	-	-	-	-	-
X3	26.75	1067.38	1.00	20.29	0.758	OK
X8	142.69	6314.66	1.00	120.03	0.841	OK
合計	249.70	10584.18		201.19	0.806	OK

3.7 水平力に対する水平構面の応力計算と断面検定

水平構面の検討例として、最も条件が厳しい最上階の CLT 床版部分について、文献1)に示された方法として、水平構面を単純梁モデルとした外力状態に対して確認する。なお、計算対象スパンは 18.2m と比較的スパンが長いことから、文献2)を参考に鉛直構面の設計用外力に対して割り増し係数 1.5 倍を考慮し、最上階の A_i を床荷重に乗じた設計用せん断力とする。このようにして算出された必要床せん断力は 17.1kN/m と算出された。

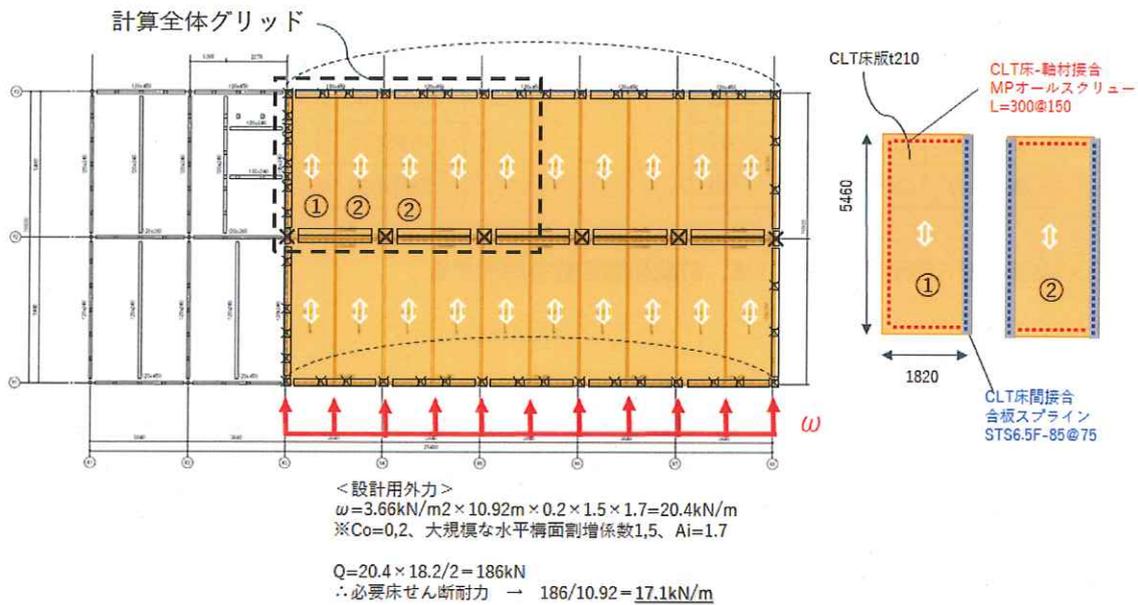


図 3.7.1 水平構面の対象範囲と設計用せん断力

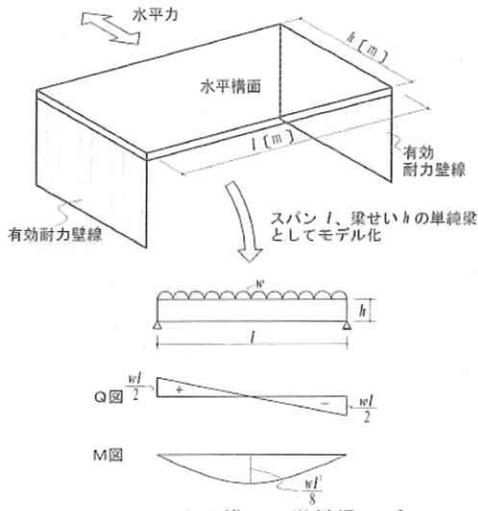


図 3.7.2 水平構面の単純梁モデル¹⁾

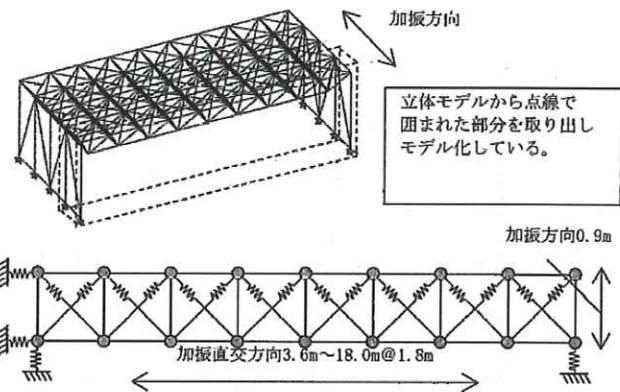


図 3.7.3 比較的大規模な水平構面の安全性確認モデル一例²⁾

【参考文献】

- 1) 木造軸組工法住宅の許容応力度設計 (2017 年版), 公益財団法人日本住宅・木材技術センター, 2017
- 2) 建築物の構造関係技術基準解説書 2020 年版, 国土交通省国土技術政策総合研究所, 2020

次に点線で囲った部分の CLT 床版部分の短期許容せん断耐力を 3.4 で説明した (2) “面材張り詳細計算法”

に基づく簡易算定式(案)を用いて算出する。CLT床-軸材接合はCTL($t=210$)に対して適用可能な構造用長ビス $L=300@150$ とし、CLT床間接合は合板スプライン接合(STS6.5F-85) $@75$ とする。下表にそれぞれの設計用性能及び本数の重みづけ平均から算定した等価釘性能を示す。

1) CLT-軸材間、及びCLT-CLT間の接合具性能データを用意する

接合具性能は以下の値を用いる。

表 3.7.1 CLT-軸組間接合具性能

MPオールスクリュー($L=300$)

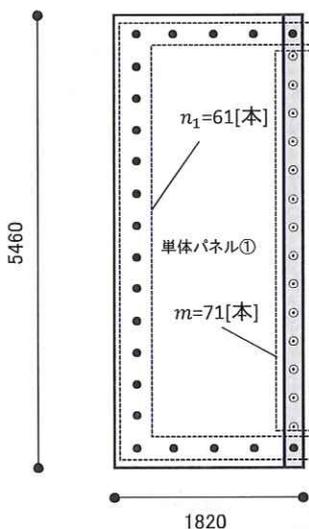
項目	記号	単位	値
せん断剛性	k_n	kN/mm	1.162
降伏変位	$n\delta v$	mm	4.733
終局変位	$n\delta u$	mm	23.600
降伏耐力	$n\Delta Pv$	kN	5.500

表 3.7.2 CLT-CLT間接合具性能(シアキー)

合板スプライン STS6.5F-85 $@75$

項目	記号	単位	値
せん断剛性	k_s	kN/mm	0.800
降伏変位	$s\delta v$	mm	3.625
終局変位	$s\delta u$	mm	25.600
降伏耐力	$s\Delta Pv$	kN	2.900

2) CLT パネルのせん断弾性係数や寸法、釘配列諸定数を用意する



単体パネル①

厚さ: $t=21$ [cm]

面材の面積: $A_w=182 \times 546=99372$ [cm²]

せん断弾性係数: $G_B=50$ [kN/cm²]

● : CLT床-軸材接合

MPオールスクリュー($L=300$) $@150$

単体パネル①に打たれたCLT-軸材間接合具本数 $n_1=61$ [本]

⊙ : CLT床間接合

合板スプライン STS6.5F-85 $@75$

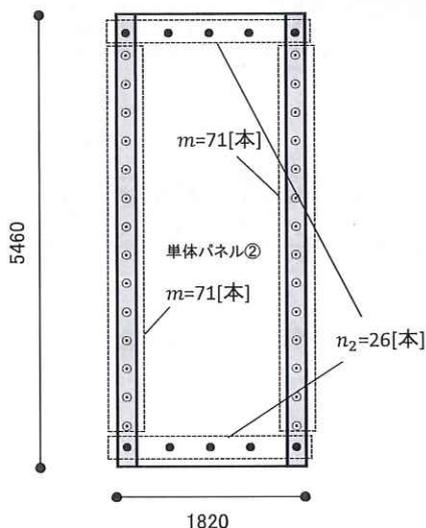
CLT-CLT間接合具本数 $m=71$ [本]

単体パネル①の釘配列諸定数

$I_{xy}=6.972$ [cm²/cm²]

$Z_{xy}=0.067$ [cm/cm²]

$C_{xy}=1.290$



単体パネル②

厚さ: $t=21$ [cm]

面材の面積: $A_w=182 \times 546=99372$ [cm²]

せん断弾性係数: $G_B=50$ [kN/cm²]

● : CLT床-軸材接合

MPオールスクリュー($L=300$) $@150$

単体パネル②に打たれたCLT-軸材間接合具本数 $n_2=26$ [本]

⊙ : CLT床間接合

合板スプライン STS6.5F-85 $@75$

CLT-CLT間接合具本数 $m=71$ [本]

単体パネル②の釘配列諸定数

$I_{xy}=9.682$ [cm²/cm²]

$Z_{xy}=0.111$ [cm/cm²]

$C_{xy}=1.004$

3) 単体パネルの等価接合具性能を求める

単体パネル①、単体パネル②の等価接合具性能を下式により求める。

単体パネル①

単体パネル①に打たれた接合具の等価な剛性 $e k_1$

$$e k_1 = \frac{n_1 \cdot k_n + m \cdot k_s}{m + n_1} = \frac{61 \cdot 1.162 + 71 \cdot 0.8}{71 + 61} = 0.97 \text{ [kN/mm]}$$

単体パネル①に打たれた接合具の等価な降伏耐力 $e \Delta P_{v1}$

$$e \Delta P_{v1} = \frac{n_1 \cdot n \Delta P_v + m \cdot s \Delta P_v}{m + n_1} = \frac{61 \cdot 5.5 + 71 \cdot 2.9}{71 + 61} = 4.10 \text{ [kN]}$$

単体パネル①に打たれた接合具の等価なせん断降伏変位 $e \delta_{v1}$

$$e \delta_{v1} = \frac{e \Delta P_{v1}}{e k_1} = \frac{4.1}{0.97} = 4.24 \text{ [mm]}$$

単体パネル①に打たれた接合具の等価な終局変位 $e \delta_{u1}$

$$e \delta_{u1} = \frac{n_1 \cdot n \delta_u + m \cdot s \delta_u}{m + n_1} = \frac{61 \cdot 23.6 + 71 \cdot 25.6}{71 + 61} = 24.68 \text{ [mm]}$$

単体パネル②

単体パネル②に打たれた接合具の等価な剛性 $e k_2$

$$e k_2 = \frac{n_2 \cdot k_n + 2m \cdot k_s}{2m + n_2} = \frac{26 \cdot 1.162 + 142 \cdot 0.8}{142 + 26} = 0.86 \text{ [kN/mm]}$$

単体パネル②に打たれた接合具の等価な降伏耐力 $e \Delta P_{v2}$

$$e \Delta P_{v2} = \frac{n_2 \cdot n \Delta P_v + 2m \cdot s \Delta P_v}{2m + n_2} = \frac{26 \cdot 5.5 + 142 \cdot 2.9}{142 + 26} = 3.30 \text{ [kN]}$$

単体パネル②に打たれた接合具の等価なせん断降伏変位 $e \delta_{v2}$

$$e \delta_{v2} = \frac{e \Delta P_{v2}}{e k_2} = \frac{3.30}{0.86} = 3.86 \text{ [mm]}$$

単体パネル②に打たれた接合具の等価な終局変位 $e \delta_{u2}$

$$e \delta_{u2} = \frac{n_2 \cdot n \delta_u + 2m \cdot s \delta_u}{2m + n_2} = \frac{26 \cdot 23.6 + 142 \cdot 25.6}{142 + 26} = 25.29 \text{ [mm]}$$

4) 面材張り大壁の詳細計算法により単体パネルのせん断性能を求める

単体パネル①、単体パネル②、全体パネルの単位長さ当たりのせん断性能を大壁の詳細計算法により求める。得られた性能値を以下に示す。詳細な導出過程は表 3.7.3～表 3.7.5 に示す。

単体パネル①の単位長さ当たりせん断性能

$$\text{せん断剛性： } K_{\text{①}} = 6337 \text{ [kNm/rad]}$$

$$\text{許容せん断耐力： } P_{a\text{①}} = 22.60 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{降伏せん断耐力： } P_{y\text{①}} = 27.63 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{終局せん断耐力： } P_{u\text{①}} = 35.63 \text{ [kN/m]}$$

単体パネル②の単位長さ当たりせん断性能

$$\text{せん断剛性： } K_{\text{②}} = 7681 \text{ [kNm/rad]}$$

$$\text{許容せん断耐力： } P_{a\text{②}} = 24.74 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{降伏せん断耐力： } P_{y\text{②}} = 36.64 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{終局せん断耐力： } P_{u\text{②}} = 36.80 \text{ [kN/m]}$$

全体パネルの単位長さ当たりせん断性能

$$\text{せん断剛性： } \text{全}K = 15071 \text{ [kNm/rad]}$$

$$\text{許容せん断耐力： } \text{全}P_a = 21.75 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{降伏せん断耐力： } \text{全}P_y = 35.62 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{終局せん断耐力： } \text{全}P_u = 38.87 \text{ [kN/m]}$$

表 3.7.3 単体パネル①の面材張り詳細計算

< 面材 諸条件 >

項目	記号	単位	値
階高	H	cm	546
耐力壁 長さ	B	cm	182
面材 短辺長さ	b	cm	182
面材 長辺長さ	h	cm	546
面材厚	t	cm	21
面材せん断弾性係数	G_B	N/cm^2	50000

< 面材釘 1面せん断データ >

項目	記号	単位	値
面材釘のせん断剛性	k	N/cm	9673
面材釘の降伏変位	δv	cm	0.424
面材釘の終局変位	δu	cm	2.468
面材釘の降伏耐力	ΔPv	N	4102

< 釘配列諸定数 >

項目	記号	単位	値
釘配列2次モーメント	I_{xy}	cm^2/cm^2	6.972
釘配列係数	Z_{xy}	cm/cm^2	0.067
塑性釘配列係数の比	C_{xy}		1.290

< 許容せん断耐力の計算 >

項目	記号	単位	値
面材の面積	A_w	cm^2	99372
単位面積の回転剛性	ΔK_0	$N/cm/rad$	63369
回転剛性	K_0	$N \cdot cm/rad$	6297061545
1/150rad時のモーメント	$K_0/150$	$N \cdot cm$	41980410
単位面積の降伏モーメント	ΔMy	$N \cdot cm/cm^2$	276
降伏モーメント	My	$N \cdot cm$	27453030
単位面積の終局モーメント	ΔMu	$N \cdot cm/cm^2$	356
終局モーメント	Mu	$N \cdot cm$	35409158
面材壁の靱性率	μ		5.53
構造特性係数	D_s		0.32
↓			
1/150rad時の耐力	$P_{1/150}$	kN	76.89
降伏耐力	P_y	kN	50.28
終局耐力と靱性で決まる耐力	$0.2P_u/D_s$	kN	41.13
終局耐力	P_u	kN	64.85
↓ $P_a = \min\{P_{1/150}, P_y, 0.2P_u/D_s\}$			
許容せん断耐力	P_a	kN	41.13
単位長さ当たりの許容せん断耐力	P_a	kN/m	22.60
相当壁倍率			11.53

表 3.7.4 単体パネル②の面材張り詳細計算

< 面材 諸条件 >

項目	記号	単位	値
階高	H	cm	546
耐力壁 長さ	B	cm	182
面材 短辺長さ	b	cm	182
面材 長辺長さ	h	cm	546
面材厚	t	cm	21
面材せん断弾性係数	G_B	N/cm ²	50000

< 面材釘 1面せん断データ >

項目	記号	単位	値
面材釘のせん断剛性	k	N/cm	8560
面材釘の降伏変位	δv	cm	0.386
面材釘の終局変位	δu	cm	2.529
面材釘の降伏耐力	$\triangle Pv$	N	3302

< 釘配列諸定数 >

項目	記号	単位	値
釘配列2次モーメント	I_{xy}	cm ² /cm ²	9.682
釘配列係数	Z_{xy}	cm/cm ²	0.111
塑性釘配列係数の比	C_{xy}		1.004

< 許容せん断耐力の計算 >

項目	記号	単位	値
面材の面積	A_w	cm ²	99372
単位面積の回転剛性	ΔK_0	N/cm/rad	76815
回転剛性	K_0	N・cm/rad	7633217198
1/150rad時のモーメント	$K_0/150$	N・cm	50888115
単位面積の降伏モーメント	ΔMy	N・cm/cm ²	366
降伏モーメント	My	N・cm	36411557
単位面積の終局モーメント	ΔMu	N・cm/cm ²	368
終局モーメント	Mu	N・cm	36567080
面材壁の靱性率	μ		6.15
構造特性係数	D_s		0.30
↓			
1/150rad時の耐力	$P_{1/150}$	kN	93.20
降伏耐力	P_y	kN	66.69
終局耐力と靱性で決まる耐力	$0.2P_u/D_s$	kN	45.02
終局耐力	P_u	kN	66.97
↓ $P_a = \min\{P_{1/150}, P_y, 0.2P_u/D_s\}$			
許容せん断耐力	P_a	kN	45.02
単位長さ当たりの許容せん断耐力	P_a	kN/m	24.74
相当壁倍率			12.62

表 3.7.5 全体パネルの面材張り詳細計算

< 面材 諸条件 >

項目	記号	単位	値
階高	H	cm	546
耐力壁 長さ	B	cm	910
面材 短辺長さ	b	cm	910
面材 長辺長さ	h	cm	546
面材厚	t	cm	21
面材せん断弾性係数	G_B	N/cm^2	50000

< 面材釘 1面せん断データ >

項目	記号	単位	値
面材釘のせん断剛性	k	N/cm	11620
面材釘の降伏変位	δv	cm	0.473
面材釘の終局変位	δu	cm	2.360
面材釘の降伏耐力	ΔPv	N	5500

< 釘配列諸定数 >

項目	記号	単位	値
釘配列2次モーメント	I_{xy}	cm^2/cm^2	15.144
釘配列係数	Z_{xy}	cm/cm^2	0.065
塑性釘配列係数の比	C_{xy}		1.091

< 許容せん断耐力の計算 >

項目	記号	単位	値
面材の面積	A_w	cm^2	496860
単位面積の回転剛性	ΔK_0	$N/cm/rad$	150712
回転剛性	K_0	$N \cdot cm/rad$	74882853953
1/150rad時のモーメント	$K_0/150$	$N \cdot cm$	499219026
単位面積の降伏モーメント	ΔMy	$N \cdot cm/cm^2$	356
降伏モーメント	My	$N \cdot cm$	176999684
単位面積の終局モーメント	ΔMu	$N \cdot cm/cm^2$	389
終局モーメント	Mu	$N \cdot cm$	193125643
面材壁の靱性率	μ		4.41
構造特性係数	D_s		0.36
↓			
1/150rad時の耐力	$P_{1/150}$	kN	914.32
降伏耐力	P_y	kN	324.18
終局耐力と靱性で決まる耐力	$0.2P_u/D_s$	kN	197.92
終局耐力	P_u	kN	353.71
↓ $P_a = \min\{P_{1/150}, P_y, 0.2P_u/D_s\}$			
許容せん断耐力	P_a	kN	197.92
単位長さ当たりの許容せん断耐力	P_a	kN/m	21.75
相当壁倍率			11.10

5) 個別回転モードの場合の平均せん断性能を求める

個別モードの平均せん断剛性 \bar{K} :

$$\bar{K} = \frac{2 \cdot K_{\text{①}} + (n_p - 2) \cdot K_{\text{②}}}{n_p} = \frac{2 \cdot 6337 + (5 - 2) \cdot 7681}{5} = 7144 \text{ [kNm/rad]}$$

個別モードの平均許容せん断耐力 \bar{P}_a :

$$\bar{P}_a = \frac{2 \cdot P_{a\text{①}} + (n_p - 2) \cdot P_{a\text{②}}}{n_p} = \frac{2 \cdot 22.60 + (5 - 2) \cdot 24.74}{5} = 23.88 \text{ [kN/m]}$$

個別モードの平均降伏せん断耐力 \bar{P}_y :

$$\bar{P}_y = \frac{2 \cdot P_{y\text{①}} + (n_p - 2) \cdot P_{y\text{②}}}{n_p} = \frac{2 \cdot 27.63 + (5 - 2) \cdot 36.64}{5} = 33.04 \text{ [kN/m]}$$

個別モードの平均終局せん断耐力 \bar{P}_u :

$$\bar{P}_u = \frac{2 \cdot P_{u\text{①}} + (n_p - 2) \cdot P_{u\text{②}}}{n_p} = \frac{2 \cdot 35.63 + (5 - 2) \cdot 36.80}{5} = 36.33 \text{ [kN/m]}$$

6) 構面全体のせん断性能を求める

「せん断キー/釘」剛性比 C :
$$C = \frac{m \cdot k_s}{n_1 \cdot k_n} = \frac{71 \cdot 0.8}{61 \cdot 1.162} = 0.80$$

個別回転モードの寄与率 α :
$$\alpha = \frac{1}{1 + C} = \frac{1}{1 + 0.8} = 0.56$$

せん断剛性 K :
$$K = \alpha \bar{K} + (1 - \alpha) \bar{K}_{\text{全}}$$

$$= 0.56 \cdot 7144 + (1 - 0.56) \cdot 15071 = 10670 \text{ [kNm/rad]}$$

許容せん断耐力 P_a :
$$P_a = \min(\bar{P}_a, \bar{P}_a^{\text{全}}) = \min(23.88, 21.75) = 21.75 \text{ [kN/m]}$$

降伏せん断耐力 P_y :
$$P_y = \min(\bar{P}_y, \bar{P}_y^{\text{全}}) = \min(33.04, 35.62) = 33.04 \text{ [kN/m]}$$

終局せん断耐力 P_u :
$$P_u = \min(\bar{P}_u, \bar{P}_u^{\text{全}}) = \min(36.33, 38.87) = 36.33 \text{ [kN/m]}$$

以上より計算対象範囲の水平構面の短期許容せん断耐力 $Q_a = 21.75 \text{ kN/m}$ (僅かに全体パネルで決定) と算出できた。これは必要せん断力 17.1 kN/m 以上であることが確認できた。

本事例では、CLT 床版を対象とした水平構面のせん断耐力の検定例に留めるが、図 3.7.2 で示した曲げモーメント M を奥行 h で除した軸力に対して、外周梁の圧縮力、引張力の検定を行う必要がある。また、水平構面の変形の確認が必要である場合は、3.4 で記載したような手法で水平構面の剛性を算出し検討する必要がある。

3.8 耐力壁周辺部材の検討

耐力壁周辺部材の検討を行う。柱頭柱脚接合部の引抜力は中大規模グレー本の詳細計算法による。以下に計算結果を示す。

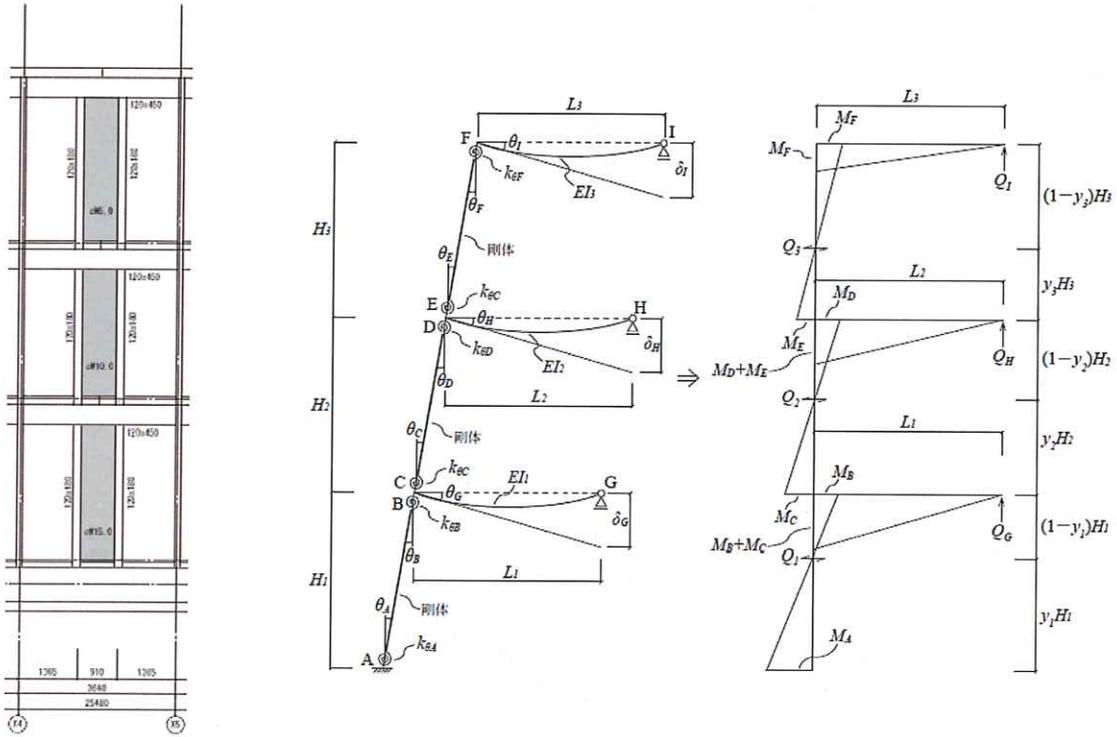


図 3.8.1 詳細計算法の記号の定義

耐力壁の幅	L_c :	0.91 m
開口長さ	L_w :	136.5 m
曲げ戻し梁長	$L = L_c/2 + L_w$	
1階	L_3 :	1.82 m
2階	L_2 :	1.82 m
3階	L_1 :	1.82 m
ヤング係数	E :	1050 kN/cm ²
境界梁寸法	※両側とりつきのため、便宜的に梁幅を2倍とする	
1階梁	B :	24 cm
	D :	45 cm
2階梁	B :	24 cm
	D :	45 cm
3階梁	B :	24 cm
	D :	45 cm
断面二次モーメント		
1階梁	I_3 :	182250 cm ⁴
2階梁	I_2 :	182250 cm ⁴
3階梁	I_1 :	182250 cm ⁴
1階耐力壁		15 倍

1 階階高	H_1 :	3.6 m
2 階階高	H_2 :	3.6 m
3 階階高	H_3 :	4.0 m

柱頭柱脚接合部条件

1 階柱脚引張	k_{tA} :	60 kN/mm
1 階柱脚圧縮	k_{cA} :	100 kN/mm
1 階柱頭引張	k_{tB} :	12 kN/mm
1 階柱頭圧縮	k_{cB} :	60 kN/mm
2 階柱脚引張	k_{tC} :	12 kN/mm
2 階柱脚圧縮	k_{cC} :	60 kN/mm
2 階柱頭引張	k_{tD} :	12 kN/mm
2 階柱頭圧縮	k_{cD} :	60 kN/mm
3 階柱脚引張	k_{tE} :	12 kN/mm
3 階柱脚圧縮	k_{cE} :	60 kN/mm
3 階柱頭引張	k_{tF} :	12 kN/mm
3 階柱頭圧縮	k_{cF} :	60 kN/mm

1 階柱脚回転剛性	$k_{\theta A}$	$= \frac{0.91^2}{1/60 + 1/100} \times 10^3 =$	31054 kN·m/rad
1 階柱頭回転剛性	$k_{\theta A}$	$= \frac{0.91^2}{1/12 + 1/60} \times 10^3 =$	8281 kN·m/rad
2 階柱脚回転剛性	$k_{\theta B}$	$= \frac{0.91^2}{1/12 + 1/60} \times 10^3 =$	8281 kN·m/rad
2 階柱頭回転剛性	$k_{\theta B}$	$= \frac{0.91^2}{1/12 + 1/60} \times 10^3 =$	8281 kN·m/rad
3 階柱脚回転剛性	$k_{\theta C}$	$= \frac{0.91^2}{1/12 + 1/60} \times 10^3 =$	8281 kN·m/rad
3 階柱頭回転剛性	$k_{\theta C}$	$= \frac{0.91^2}{1/12 + 1/60} \times 10^3 =$	8281 kN·m/rad

	$EI_1 =$	$1050 \times 182250 =$	191362500 kN·cm ²
	$EI_2 =$	$1050 \times 182250 =$	191362500 kN·cm ²
	$EI_3 =$	$1050 \times 182250 =$	191362500 kN·cm ²
梁の曲げ剛性	$3EI_1/L_1 =$	$3 \times 191362500/182 =$	3154327 kN·cm
	$3EI_2/L_2 =$	$3 \times 191362500/182 =$	3154327 kN·cm
	$3EI_3/L_3 =$	$3 \times 191362500/182 =$	3154327 kN·cm

検討外力 ※各階壁負担せん断力は 1F が許容耐力時の応力を A_i 分布で立ち上げた

1 階	$Q_1 =$	$15 \times 1.96 \times 0.91 =$	26.75 kN
2 階	$Q_2 =$	$26.75 \times 389.42/511.15 =$	20.39 kN·cm ²
3 階	$Q_3 =$	$26.75 \times 201.19/511.15 =$	10.53 kN·cm ²

γ_2	$= Q_2 H_2 / Q_1 H_1 =$	$20.39 \times 3.6 / 26.75 \times 3.6 =$	0.76
γ_3	$= Q_3 H_3 / Q_2 H_2 =$	$10.53 \times 4.0 / 20.39 \times 3.6 =$	0.44

$$\alpha_1 = \frac{L_1}{3EI_1} + \frac{1}{k_{\theta A}} + \frac{1}{k_{\theta B}} = \frac{1}{31543.27} + \frac{1}{31054} + \frac{1}{8281} = 1.847E-04$$

$$\alpha_2 = \frac{L_2}{3EI_2} + \frac{L_3}{3EI_3} + \frac{1}{k_{\theta E}} + \frac{1}{k_{\theta F}} = \frac{1}{31543.27} + \frac{1}{31543.27} + \frac{1}{8281} + \frac{1}{8281} = 3.049E-04$$

$$\alpha_3 = \frac{L_1}{3EI_1} + \frac{1}{k_{\theta B}} = \frac{1}{31543.27} + \frac{1}{8281} = 1.525E-04$$

$$\alpha_4 = \frac{L_3 \cdot \gamma_3}{3EI_3} - \frac{L_2 \cdot \gamma_2}{3EI_2} + \frac{\gamma_3}{k_{\theta F}} = \frac{1}{72125.89} - \frac{1}{41403.48} + \frac{1}{18935.09} = 4.252E-05$$

$$\alpha_5 = \frac{L_1}{3EI_1} + \frac{L_2}{3EI_2} + \frac{1}{k_{\theta C}} + \frac{1}{\gamma_2 \cdot k_{\theta D}} = \frac{1}{31543.27} + \frac{1}{31543.27} + \frac{1}{8281} + \frac{1}{6308.89} = 3.427E-04$$

反曲点高比の算定

$$y_1 = \left(\frac{L_1 \cdot \gamma_2 \cdot y_2}{3EI_1} + \alpha_3 \right) / \alpha_1$$

$$= \left(\frac{0.76 \times 0.12}{31543.27} + 1.525E-04 \right) / 1.847E-04 = 0.84$$

$$y_2 = \left(\frac{L_2 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_4}{3EI_2} + \frac{L_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3}{3EI_1} \right) / \left[\gamma_2 \cdot \left\{ \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_5 - \left(\frac{L_2}{3EI_2} \right)^2 \alpha_1 - \left(\frac{L_1}{3EI_1} \right)^2 \alpha_2 \right\} \right]$$

$$= \left(\frac{1.847E-04 \times 4.252E-05}{31543.27} + \frac{3.049E-04 \times 1.525E-04}{31543.27} \right)$$

$$/ [0.44 \{ 1.847E-04 \cdot 3.049E-04 \cdot 3.427E-04$$

$$- \left(\frac{1}{31543.27} \right)^2 \cdot 1.847E-04 - \left(\frac{1}{31543.27} \right)^2 \cdot 3.049E-04 \}] = 0.12$$

$$y_3 = \left(\frac{L_2 \cdot \gamma_2 \cdot y_2}{3EI_2} + \alpha_4 \right) / \alpha_2$$

$$= \left(\frac{0.76 \times 0.12}{31543.27} + 4.252E-05 \right) / 3.049E-04 = 0.15$$

壁に生じる曲げモーメント

1階壁脚モーメント	$M_A = Q_1 \cdot H_1 \cdot y_1$	$= 26.75 \times 3.6 \times 0.84 =$	81.03 kN·m
1階壁頭モーメント	$M_B = Q_1 \cdot H_1 \cdot 1 - y_1 $	$= 26.75 \times 3.6 \times 0.16 =$	15.28 kN·m
2階壁脚モーメント	$M_C = Q_2 \cdot H_2 \cdot y_2$	$= 20.38 \times 3.6 \times 0.12 =$	8.82 kN·m
2階壁頭モーメント	$M_D = Q_2 \cdot H_2 \cdot 1 - y_2 $	$= 20.38 \times 3.6 \times 0.88 =$	64.55 kN·m
3階壁脚モーメント	$M_E = Q_3 \cdot H_3 \cdot y_3$	$= 10.53 \times 4.0 \times 0.15 =$	6.28 kN·m
3階壁頭モーメント	$M_F = Q_3 \cdot H_3 \cdot 1 - y_3 $	$= 10.53 \times 4.0 \times 0.85 =$	35.85 kN·m

境界梁曲げモーメント ※境界梁両側分

1階	$M_F :$	35.85 kN·m
2階	$M_D + M_E :$	70.83 kN·m
3階	$M_B + M_C :$	24.11 kN·m

境界梁支点反力 ※境界梁支点反力は、境界梁が片側のみとした場合

1 階	$Q_G = \frac{M_C + M_B}{L_3}$	$= \frac{8.82 + 15.28}{1.82} =$	19.70 kN・m
2 階	$Q_H = \frac{M_E + M_D}{L_2}$	$= \frac{6.28 + 64.55}{1.82} =$	38.92 kN・m
3 階	$Q_I = \frac{M_F}{L_3}$	$= \frac{35.85}{1.82} =$	13.24 kN・m

1 階柱脚引張力	$T_A = M_A/L_c$	$= 81.03/0.91 =$	89.05 kN
1 階柱頭引張力	$T_B = M_B/L_c$	$= 15.28/0.91 =$	16.79 kN
2 階柱脚引張力	$T_C = M_C/L_c$	$= 8.82/0.91 =$	9.70 kN
2 階柱頭引張力	$T_D = M_D/L_c$	$= 64.55/0.91 =$	70.94 kN
3 階柱脚引張力	$T_E = M_E/L_c$	$= 6.28/0.91 =$	6.90 kN
3 階柱頭引張力	$T_F = M_F/L_c$	$= 35.85/0.91 =$	39.39 kN

耐力壁終局強度比 $C_w : 1.95$

柱の長期負担鉛直荷重

1 階柱	$N_1 :$	32 kN
2 階	$N_2 :$	21 kN
3 階	$N_3 :$	9 kN

設計用引張力（中柱の場合）

1 階柱脚引張力	$T_{1A} = \max\left(\frac{M_A}{L_c} - \frac{N_1}{C_w}, 0\right)$	$= \max\left(\frac{81.03}{0.91} - \frac{32}{1.98}, 0\right) =$	72.89 kN
1 階柱頭引張力	$T_{1B} = \max\left(\frac{M_B}{L_c} - \frac{N_1}{C_w}, 0\right)$	$= \max\left(\frac{15.28}{0.91} - \frac{32}{1.98}, 0\right) =$	0.63 kN
2 階柱脚引張力	$T_{2C} = \max\left(\frac{M_C}{L_c} - \frac{N_2}{C_w}, 0\right)$	$= \max\left(\frac{8.82}{0.91} - \frac{21}{1.98}, 0\right) =$	0.00 kN
2 階柱頭引張力	$T_{2D} = \max\left(\frac{M_D}{L_c} - \frac{N_2}{C_w}, 0\right)$	$= \max\left(\frac{64.55}{0.91} - \frac{21}{1.98}, 0\right) =$	60.33 kN
3 階柱脚引張力	$T_{3E} = \max\left(\frac{M_E}{L_c} - \frac{N_3}{C_w}, 0\right)$	$= \max\left(\frac{6.28}{0.91} - \frac{9}{1.98}, 0\right) =$	2.35 kN
3 階柱頭引張力	$T_{3F} = \max\left(\frac{M_F}{L_c} - \frac{N_3}{C_w}, 0\right)$	$= \max\left(\frac{35.85}{0.91} - \frac{9}{1.98}, 0\right) =$	34.85 kN

設計用圧縮力（中柱の場合）

1階柱脚圧縮力	$N_{1A} = \max\left(\frac{M_A}{L_c} + \frac{N_1}{C_w}, 0\right)$	$= \max\left(\frac{81.03}{0.91} + \frac{32}{1.98}, 0\right) =$	105.21 kN
1階柱頭圧縮力	$N_{1B} = \max\left(\frac{M_B}{L_c} + \frac{N_1}{C_w}, 0\right)$	$= \max\left(\frac{15.28}{0.91} + \frac{32}{1.98}, 0\right) =$	32.95 kN
2階柱脚圧縮力	$N_{2C} = \max\left(\frac{M_C}{L_c} + \frac{N_2}{C_w}, 0\right)$	$= \max\left(\frac{8.82}{0.91} + \frac{21}{1.98}, 0\right) =$	20.30 kN
2階柱頭圧縮力	$N_{2D} = \max\left(\frac{M_D}{L_c} + \frac{N_2}{C_w}, 0\right)$	$= \max\left(\frac{64.55}{0.91} + \frac{21}{1.98}, 0\right) =$	81.54 kN
3階柱脚圧縮力	$N_{3E} = \max\left(\frac{M_E}{L_c} + \frac{N_3}{C_w}, 0\right)$	$= \max\left(\frac{6.28}{0.91} + \frac{9}{1.98}, 0\right) =$	11.44 kN
3階柱頭圧縮力	$N_{3F} = \max\left(\frac{M_F}{L_c} + \frac{N_3}{C_w}, 0\right)$	$= \max\left(\frac{35.85}{0.91} + \frac{9}{1.98}, 0\right) =$	43.94 kN

終局状態を考慮するための短期許容応力度の低減係数

【耐力壁】

耐力壁の短期許容せん断耐力	sPa-W	27.19kN
ビスの終局強度比	ru	1.12
耐力壁の終局耐力	Pu-W	47.96kN
耐力壁の終局強度比	Cw	1.98

【柱脚金物】

柱脚金物の短期許容耐力(WHDB-160)	sPa-A	160.9kN
柱脚金物の終局耐力(WHDB-160)	Pu-A	270.96kN
柱脚金物の終局強度比	Ca	1.68
柱脚金物の低減係数	Cu=Ca/Cw	0.84

【柱頭金物】

柱頭金物の短期許容耐力(NHDP-40 1個分)	sPa-A	40.5kN
柱頭金物の終局耐力(NHDP-40 1個分)	Pu-A	64.53kN
柱頭金物の終局強度比	Ca	1.59
柱頭金物の低減係数	Cu=Ca/Cw	0.80

【柱梁】

軸組部材の終局強度比	Ca	1.50
軸組部材の低減係数	Cu=Ca/Cw	0.75

【柱脚金物の検定】 1F 脚部

設計用引抜力：72.89 kN

許容耐力(WHDB-160)：160.9 kN×Cu=135.1 kN

短期検定比：72.89 / 135.1 = 0.54 OK

【柱頭金物の検定】 2F 柱頭

設計用引抜力：60.33 kN

許容耐力(NHDP-40 2 個分)：40.5 kN×2×Cu=64.8 kN

短期検定比：60.33 / 64.8 = 0.93 OK

【柱の検定】 1F 柱

樹種/強度等級：ひのき E110

部材断面 b×D：120×180

断面積 A：21600 mm²

座屈長さ Lk：3150 mm

基準強度

圧縮 Fc：31.2 N/mm²

圧縮(座屈考慮)Fk：12.2 N/mm²

短期許容応力度

圧縮(座屈考慮)sk：8.13 N/mm²

設計用圧縮力：105.21 kN

存在応力度 σc：4.85 N/mm²

短期検定比：4.85 / (8.13×0.75) = 0.80 OK

【梁の検定】 2F 梁

樹種/強度等級：からまつ E95-F270

部材断面 b×D：120×450

断面係数 Z：4050000 mm³

基準強度

曲げ Fb：25.8 N/mm²

短期許容応力度

曲げ fb：17.2 N/mm²

設計用曲げモーメント(片側分)：70.83 / 2 = 35.42 kNm

存在応力度 σb：8.75 N/mm²

短期検定比：8.75 / (17.2×0.75) = 0.68 OK

【CLT パネルの横架材へのめり込みに対する検討】

$$\Sigma N = R_u \cdot \sum_{i=1}^2 \frac{x_{pi}^2 \cdot y_p \cdot C_y \cdot E_{\perp}}{2Z_0} = 0.0757 \cdot \frac{\left\{15^2 + \left(\frac{49}{2}\right)^2\right\} \cdot 12 \cdot 1 \cdot 14}{2 \cdot 12} = 438 \text{ kN}$$

横架材検討用曲げモーメント M_d

$$M_d = \frac{\Sigma N \cdot \left(\Delta 1 + \frac{B_c}{2}\right) \left(w + \Delta 1 + \frac{B_c}{2}\right)}{L} = \frac{438 \cdot \left(15 + \frac{18}{2}\right) \left(49 + 15 + \frac{18}{2}\right)}{91} = 8416 \text{ kNcm}$$

$$\text{存在応力度 } \sigma_b = M_d / Z = \frac{84160000}{4050000} = 20.8 \text{ N/mm}^2$$

検定比 : $20.8 / 25.8 = 0.81$ OK

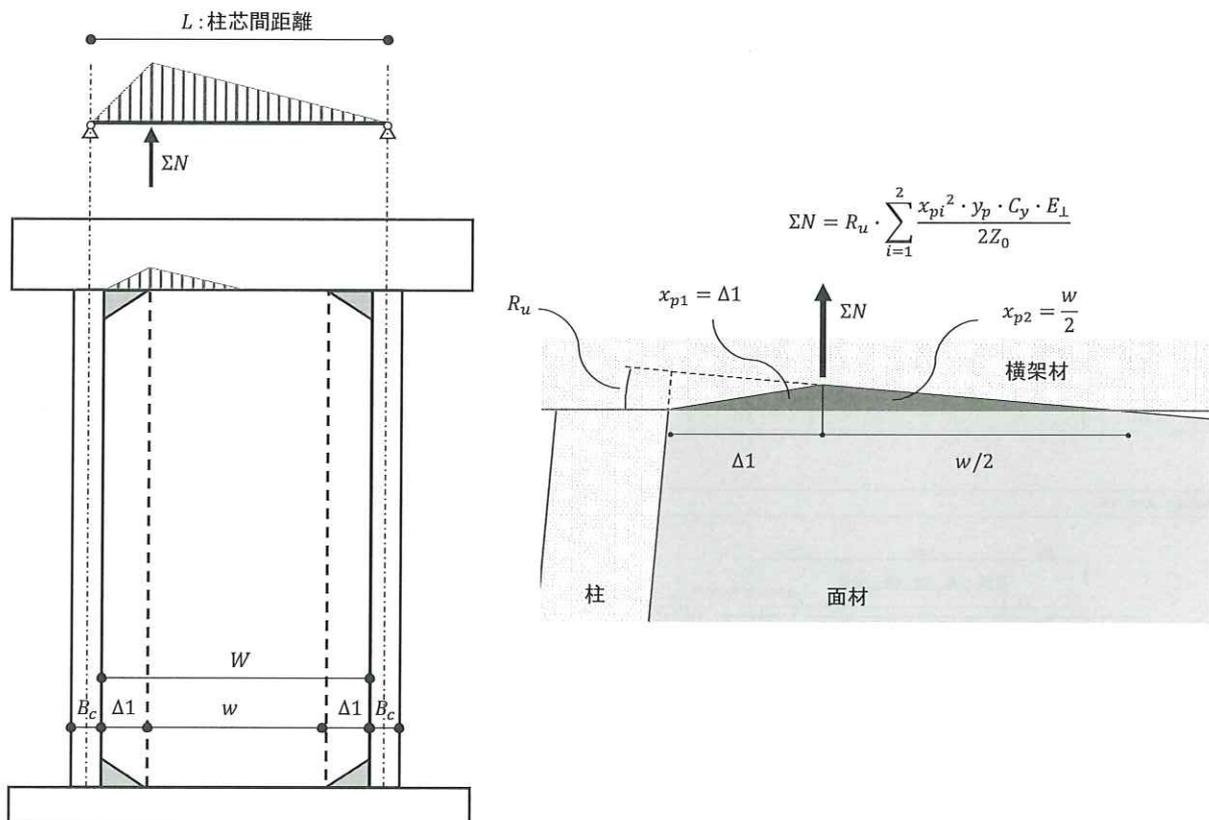


図 3.8.2 横架材へのめり込み検討

1 CLT ビスせん断性能の実験データ

1.1 試験の目的

詳細計算法に必要な接合具 1 本あたりの一面せん断耐力要素を算定するため、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計 (2017 年版)」に準拠した試験を実施しデータを取得した。ここでは一例として CLT 床水平構面を想定した試験結果を示す。

1.2 CLT 床水平構面の詳細計算法に関連する試験

(1) 試験体の概要

試験体の概要を示す。本試験により性能取得を目指した CLT と軸材を接合するビスは、「四角穴付きタッピンねじ (STS6.5)」であり、CLT 床の面外方向から直角に接合した仕様である。想定する CLT 床の厚みを 90mm、150mm、210mm の 3 種類とし、それぞれ長さの異なるビスを選定した。それぞれ試験体数は 3 体であり、軸組フレームの耐力を差し引くため、軸組フレームのみの試験も 1 体実施した。CLT 及び軸材ともに樹種はスギを選定した。それぞれの密度及び含水率も示す。

表 1.2.1 試験体概要

No	試験体記号	ビスの種類				CLTの種類			軸材の種類				試験体数	
		名称	軸径 d(mm)	全長 l(mm)	ねじ長 l(mm)	樹種	厚み t(mm)	強度区分	加力方向	樹種	B×D(mm)	強度区分		加力方向
1	A90	STS6.5-L180	5.5	180	40	スギ	90	S60-3-3	-	スギ	105×240	無等級	-	3
2	A150	STS6.5-L250	5.5	250	40	スギ	150	S60-5-5	-	スギ	105×240	無等級	-	3
3	A210	STS6.5-L280	5.5	280	40	スギ	210	Mx60-5-7	-	スギ	105×240	無等級	-	3
4	A0	-	-	-	-	-	-	-	-	スギ	105×240	無等級	-	1

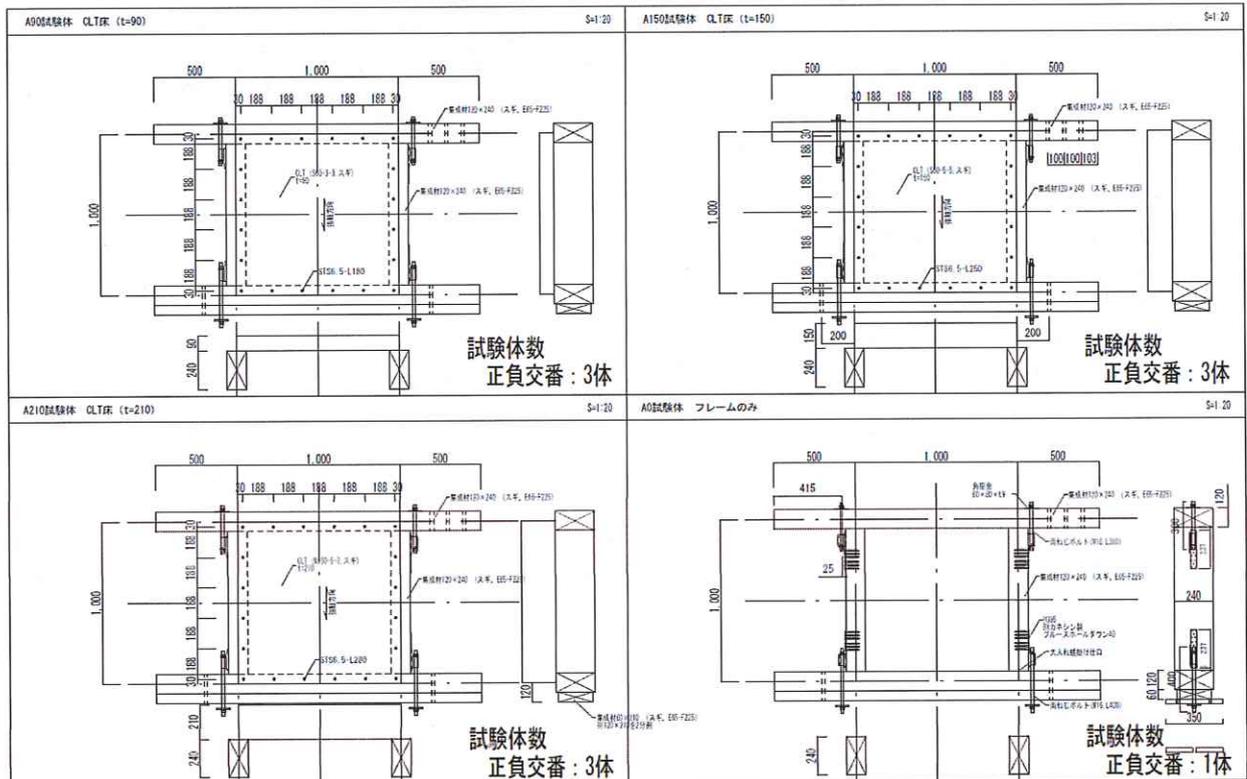


図 1.2.1 試験体概要

(2) 試験方法

試験方法は柱脚固定式に準拠した。加力方法は正負交番加力とし、繰り返し履歴は真のせん断変形角が1/600、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50radの正負変形時で3回の繰り返し加力を行った。最大荷重に達した後、最大荷重の80%の荷重に低下するまで加力を行った。

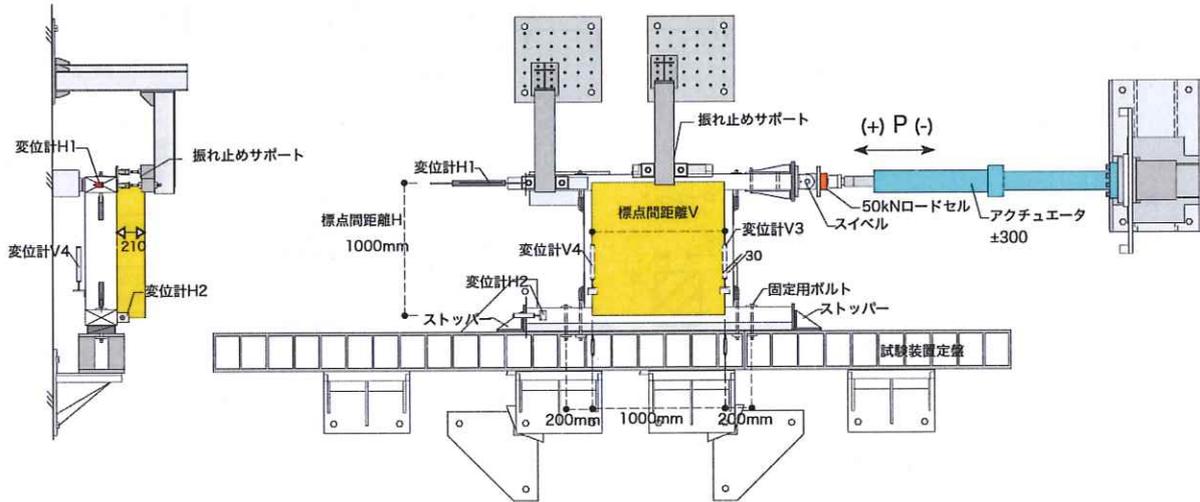


図 1.2.3 加力方法

(3) 試験結果

試験結果を以下に示す。それぞれの試験体の荷重変形角関係と、軸組フレームの性能を取り除いた包絡線と完全弾塑性置換した特性値を示す。ただし、軸組フレームの試験が約1/9radまでの加力であったため、1/9radまでの荷重変形角関係で評価を行っている。

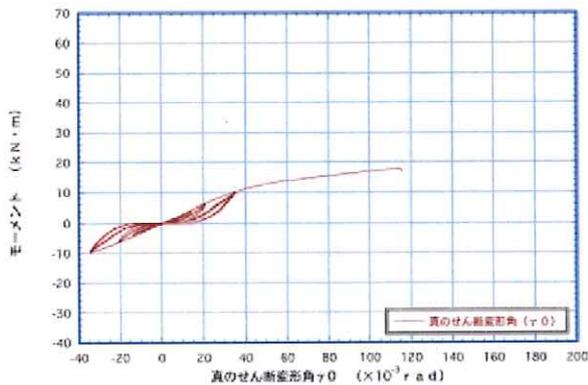


図1.10: AC モーメント-せん断変形角曲線

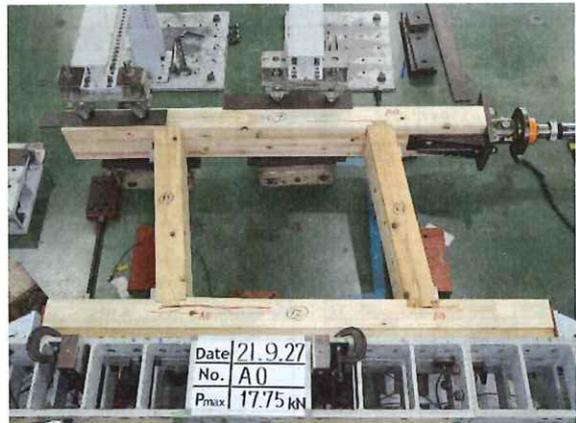


図 1.2.4 荷重変形角関係 (A0 試験体)

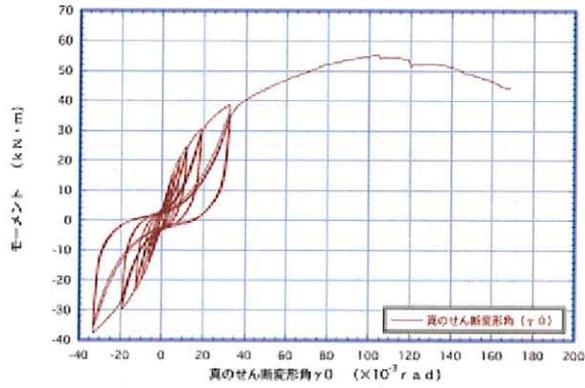


図1.1 : A90-1 モーメント-せん断変形角曲線

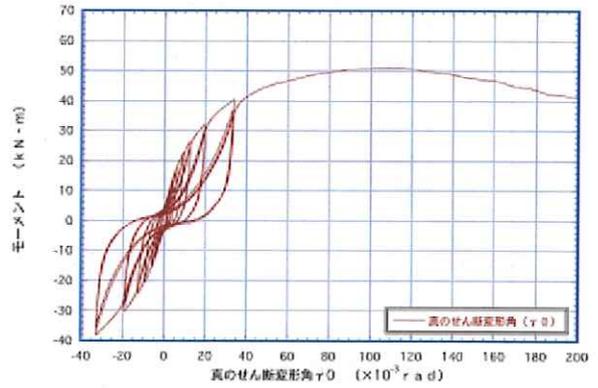


図1.2 : A90-2 モーメント-せん断変形角曲線

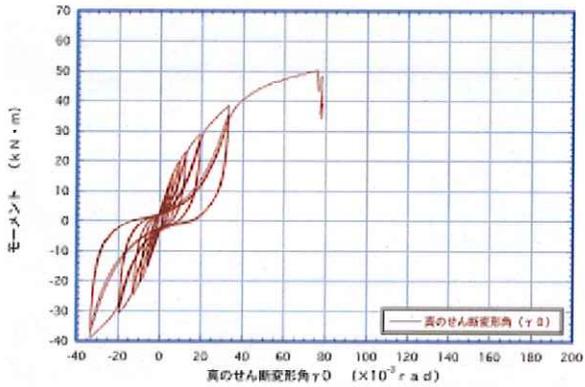


図1.3 : A90-3 モーメント-せん断変形角曲線



図 1.2.5 荷重変形角関係 (A90 試験体)

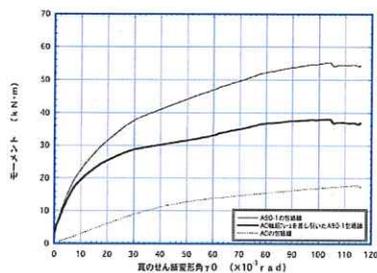


図2.1 : 軸組フレームA0を差し引いたA90-1のモーメント-変形角包絡線

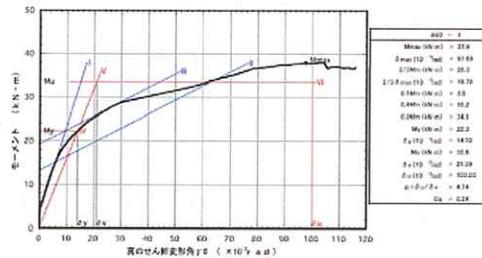


図3.1 : A90-1 軸組フレームの影響を差し引いた包絡線

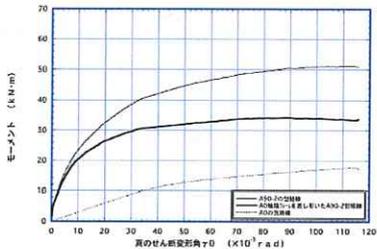


図2.2 : 軸組フレームA0を差し引いたA90-2のモーメント-変形角包絡線

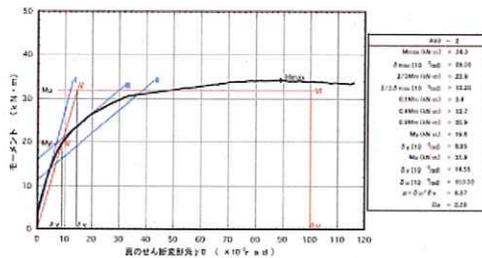


図3.2 : A90-2 軸組フレームの影響を差し引いた包絡線

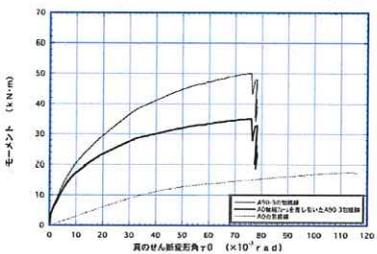


図2.3 : 軸組フレームA0を差し引いたA90-3のモーメント-変形角包絡線

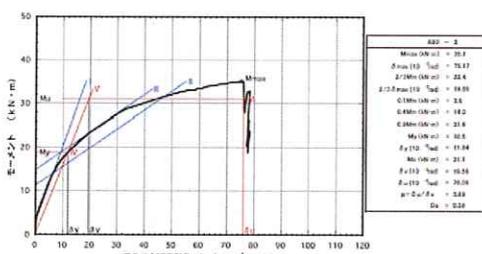


図3.3 : A90-3 軸組フレームの影響を差し引いた包絡線

図 1.2.6 軸組フレームを取り除いた荷重変形角関係と完全弾塑性置換による特性値 (A90 試験体)

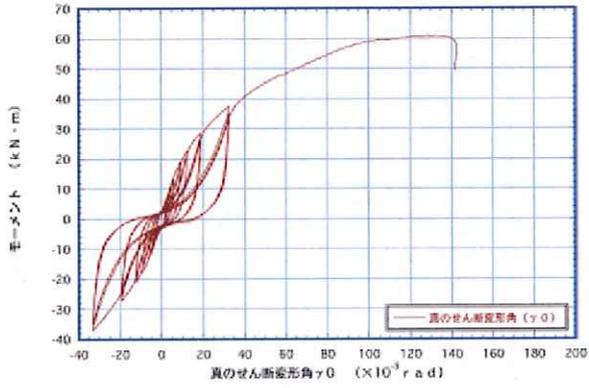


図1.4 : A150-1 モーメント-せん断変形角曲線

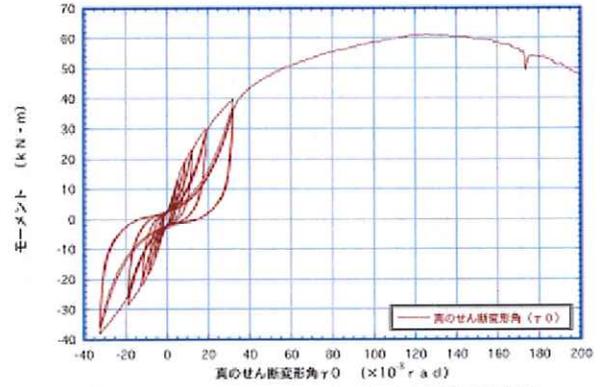


図1.5 : A150-2 モーメント-せん断変形角曲線

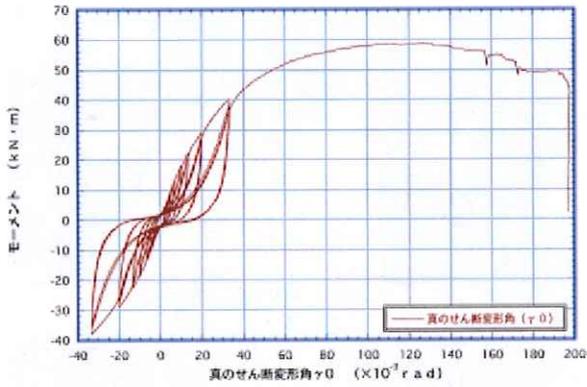


図1.6 : A150-3 モーメント-せん断変形角曲線



図 1.2.7 荷重変形角関係 (A150 試験体)

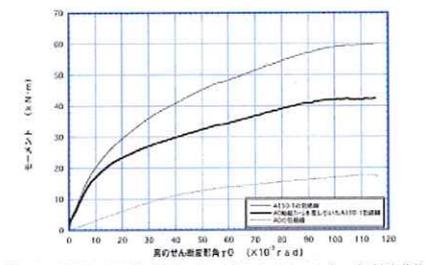


図2.4 : 軸組フレームA0を差し引いたA150-1のモーメント-変形角包絡線

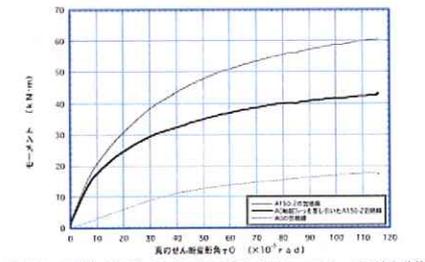


図2.5 : 軸組フレームA0を差し引いたA150-2のモーメント-変形角包絡線

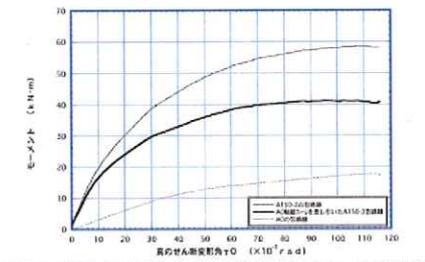


図2.6 : 軸組フレームA0を差し引いたA150-3のモーメント-変形角包絡線

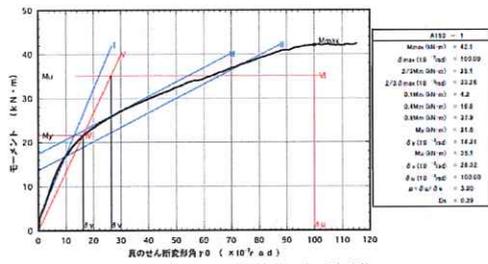


図3.4 : A150-1 軸組フレームの影響を差し引いた包絡線

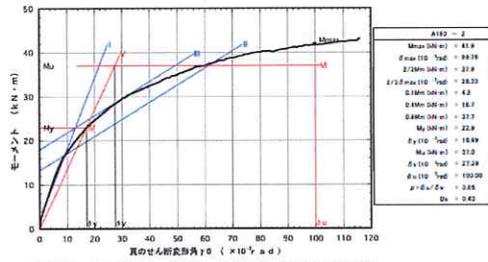


図3.5 : A150-2 軸組フレームの影響を差し引いた包絡線

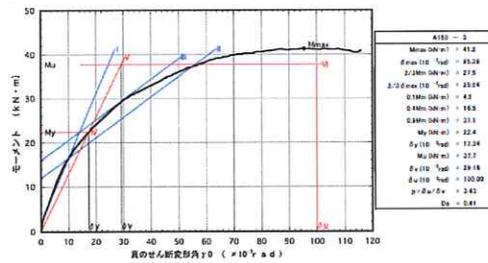


図3.6 : A150-3 軸組フレームの影響を差し引いた包絡線

図 1.2.8 軸組フレームを取り除いた荷重変形角関係と完全弾塑性置換による特性値 (A150 試験体)

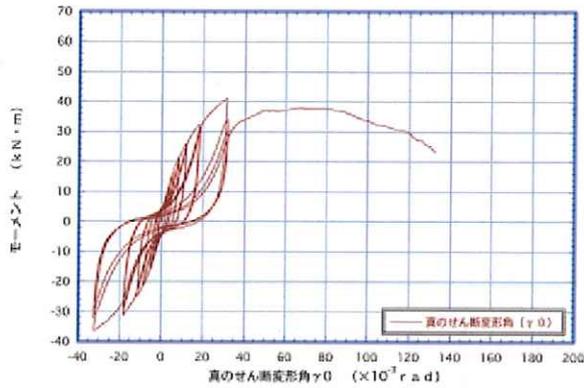


図1.7: A210-1 モーメント-せん断変形角曲線

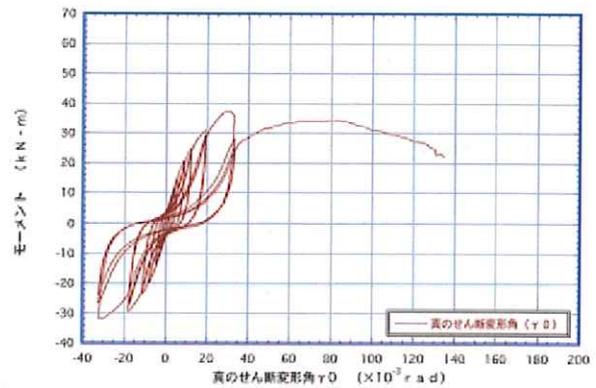


図1.8: A210-2 モーメント-せん断変形角曲線

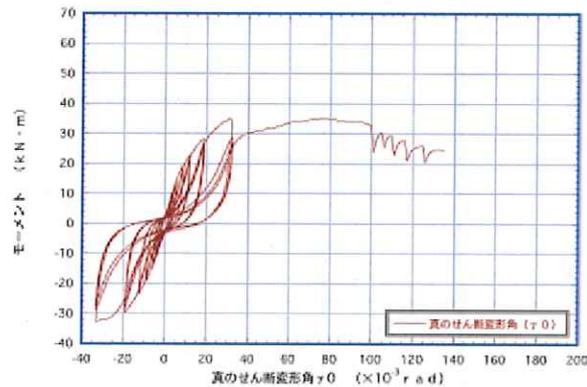


図1.9: A210-3 モーメント-せん断変形角曲線



図 1.2.9 荷重変形角関係 (A210 試験体)

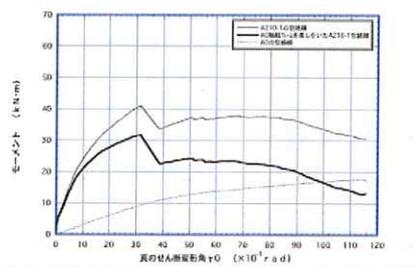


図2.7: 軸組フレームA0を差し引いたA210-1のモーメント-変形角包絡線

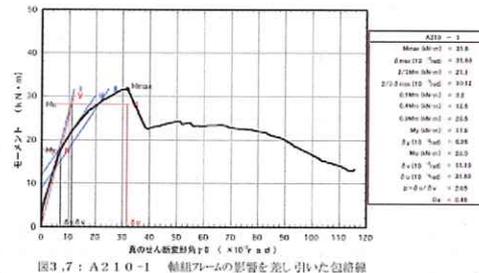


図3.7: A210-1 軸組フレームの影響を差し引いた包絡線

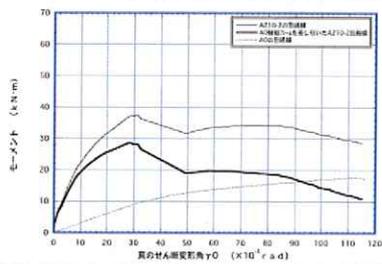


図2.8: 軸組フレームA0を差し引いたA210-2のモーメント-変形角包絡線

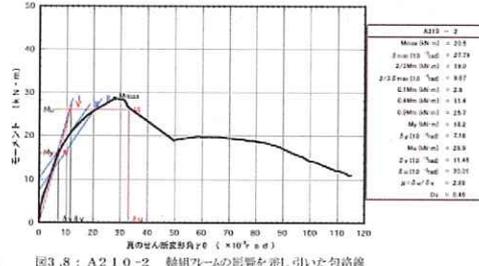


図3.8: A210-2 軸組フレームの影響を差し引いた包絡線

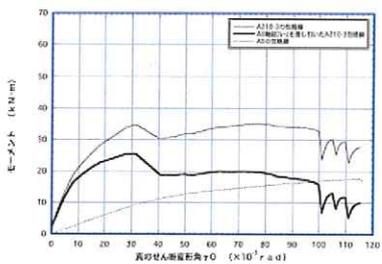


図2.9: 軸組フレームA0を差し引いたA210-3のモーメント-変形角包絡線

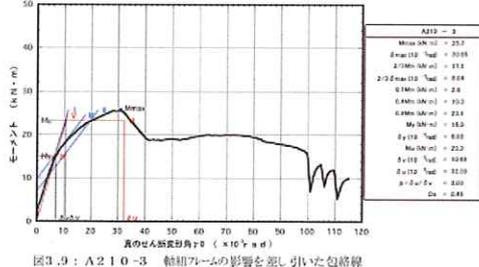


図3.9: A210-3 軸組フレームの影響を差し引いた包絡線

図 1.2.10 軸組フレームを取り除いた荷重変形角関係と完全弾塑性置換による特性値 (A210 試験体)

(4) 接合具1本あたりの一面せん断耐力要素の算定

モーメント $M=P \times H$ (土台芯から横架材芯までの距離) と、真のせん断変形角 γ_0 の $M-\gamma_0$ 曲線から、終局モーメント M_u 、完全弾塑性降伏点変形角 γ_{0v} 、終局変形角 γ_{0u} を算出する。この場合、試験方法に係わらず真のせん断変形角を用いて算出する。その際、軸組フレームのせん断応力負担の影響を取り除くために、軸組フレームだけの負担力を差し引いて包絡線より、CLT ビスの $M-\gamma_0$ 曲線を算定する。

表 1.2.3 軸組フレームの影響を差し引いて算定した特性値 (A90 試験体)

高さ×幅	1.0×1.0m						
	試験体記号	A90-1	A90-2	A90-3	平均値	標準偏差	変動係数
最大モーメント Mmax (kN・m)		37.9	34.3	35.1	35.8	1.89	
最大モーメント時変形角 δ_{max} (10^{-3} rad)		97.69	89.08	75.17	87.31	11.36	
降伏モーメント My (kN・m)		22.3	19.6	18.8	20.2	1.83	0.091
降伏変形角 γ_{0y} (10^{-3} rad)		14.02	8.95	11.84	11.60	2.54	
終局モーメント Mu (kN・m)		33.6	31.9	31.1	32.2	1.28	
終局変形角 γ_{0u} (10^{-3} rad)		100.00	100.00	76.06	92.02	13.82	
降伏点変形角 γ_{0v} (10^{-3} rad)		21.09	14.55	19.56	18.40	3.42	
剛性 K (MN/rad)		1.59	2.19	1.59	1.79	0.35	
塑性率 μ		4.74	6.87	3.89	5.17	1.54	
構造特性係数 Ds		0.34	0.28	0.38	0.33	0.05	
$M_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN・m)		19.6	22.8	16.2	19.5	3.30	0.169
$2/3M_{max}$ (kN・m)		25.3	22.9	23.4	23.9	1.27	0.053
一定変形時モーメント(kN・m)							
真 1/300rad		10.7	11.3	9.1	10.4	1.14	0.110
真 1/200rad		13.7	14.4	11.9	13.3	1.29	
真 1/150rad		16.2	16.9	14.2	15.8	1.40	0.089

項目	試験荷重(平均値) (kN)	ばらつき係数	50%下限値 (kN)
My	20.2	0.957	19.3
$M_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$	19.5	0.920	17.9
$2/3M_{max}$	23.9	0.975	23.3
真P150	15.8	0.958	15.1

表 1.2.4 軸組フレームの影響を差し引いて算定した特性値 (A150 試験体)

高さ×幅	1.0×1.0m					
試験体記号	A150-1	A150-2	A150-3	平均値	標準偏差	変動係数
最大モーメント Mmax (kN・m)	42.1	41.9	41.2	41.7	0.47	
最大モーメント時変形角 δ_{max} (10^{-3} rad)	100.00	99.76	95.38	98.38	2.60	
降伏モーメント My (kN・m)	21.6	22.9	22.4	22.3	0.66	0.030
降伏変形角 γ_{0y} (10^{-3} rad)	16.21	16.99	17.34	16.85	0.58	
終局モーメント Mu (kN・m)	35.1	37.0	37.7	36.6	1.35	
終局変形角 γ_{0u} (10^{-3} rad)	100.00	100.00	100.00	100.00	0.00	
降伏点変形角 γ_{0v} (10^{-3} rad)	26.32	27.39	29.16	27.62	1.43	
剛性 K (MN/rad)	1.33	1.35	1.29	1.32	0.03	
塑性率 μ	3.80	3.65	3.43	3.63	0.19	
構造特性係数 Ds	0.39	0.40	0.41	0.40	0.01	
$Mu \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN・m)	18.0	18.6	18.3	18.3	0.30	0.016
2/3Mmax (kN・m)	28.1	27.9	27.5	27.8	0.31	0.011
一定変形時モーメント(kN・m)						
真 1/300rad	7.6	7.9	7.1	7.5	0.40	0.053
真 1/200rad	10.8	11.0	10.1	10.6	0.47	
真 1/150rad	13.4	13.8	12.6	13.3	0.61	0.046

項目	試験荷重(平均値) (kN)	ばらつき係数	50%下限値 (kN)
My	22.3	0.986	22.0
$Mu \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$	18.3	0.992	18.2
2/3Mmax	27.8	0.995	27.7
真P150	13.3	0.978	13.0

表 1.2.5 軸組フレームの影響を差し引いて算定した特性値 (A210 試験体)

高さ×幅	1.0×1.0m					
	試験体記号	A210-1	A210-2	A210-3	平均値	標準偏差
最大モーメント Mmax (kN・m)	31.6	28.5	25.7	28.6	2.95	
最大モーメント時変形角 δ_{max} (10^{-3} rad)	31.60	27.79	30.85	30.08	2.02	
降伏モーメント My (kN・m)	17.6	16.2	15.0	16.3	1.30	0.080
降伏変形角 γ_{0y} (10^{-3} rad)	6.96	7.16	6.88	7.00	0.14	
終局モーメント Mu (kN・m)	28.0	25.9	23.3	25.7	2.35	
終局変形角 γ_{0u} (10^{-3} rad)	31.60	33.01	32.00	32.20	0.73	
降伏点変形角 γ_{0v} (10^{-3} rad)	11.10	11.46	10.65	11.07	0.41	
剛性 K (MN/rad)	2.53	2.26	2.18	2.32	0.18	
塑性率 μ	2.85	2.88	3.00	2.91	0.08	
構造特性係数 Ds	0.46	0.46	0.45	0.46	0.01	
$Mu \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN・m)	12.1	11.3	10.4	11.3	0.85	0.075
2/3Mmax (kN・m)	21.1	19.0	17.1	19.1	2.00	0.105
一定変形時モーメント(kN・m)						
真 1/300rad	10.5	9.4	9.0	9.6	0.78	0.081
真 1/200rad	14.1	12.8	12.2	13.0	0.97	
真 1/150rad	17.1	15.5	14.8	15.8	1.18	0.075

項目	試験荷重(平均値) (kN)	ばらつき係数	50%下限値 (kN)
My	16.3	0.962	15.7
$Mu \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$	11.3	0.965	10.9
2/3Mmax	19.1	0.951	18.2
真P150	15.8	0.965	15.2

これらを用いて、CLT ビス 1 本あたりの 1 面せん断データを次式より求める。なお、算定した各試験体の ΔP_{v0} 、 δ_v 、の各平均値について信頼水準 75% の 50% 下限値をそれぞれ求める。

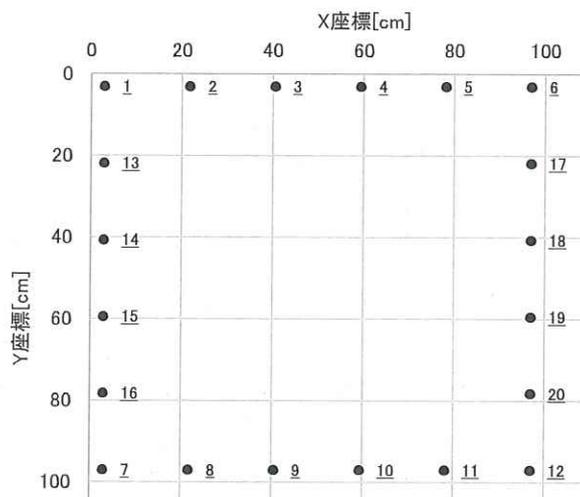
$$\Delta P_{v0} = M_u / (Z_{pxy} \times I \times h)$$

$$\delta_v = \gamma_{0v} \times I_{xy} / Z_{pxy}$$

I : 面材の幅

h : 面材の高さ

釘配列



釘数量	Σn		20
Y方向座標合計	Σy	cm	1000
X方向座標合計	Σx	cm	1000
Y方向の弾性中立軸位置	y_0	cm	50.00
X方向の弾性中立軸位置	x_0	cm	50.00
Y方向弾性中立軸に対する釘配列2次モーメント	I_x	cm ²	30042.40
X方向弾性中立軸に対する釘配列2次モーメント	I_y	cm ²	30042.40
単位面積あたりの釘配列2次モーメント	I_{xy}	cm ² /cm ²	1.502
Y方向弾性中立軸から端部の釘までのY方向距離の最大値	$(x-x_0)_{max}$	cm	47.00
X方向弾性中立軸から端部の釘までのX方向距離の最大値	$(y-y_0)_{max}$	cm	47.00
Y方向弾性中立軸に対する釘配列係数	Z_x	cm	639.20
X方向弾性中立軸に対する釘配列係数	Z_y	cm	639.20
単位面積あたりの釘配列係数	Z_{xy}	cm/cm ²	0.0452
Y方向の塑性中立軸位置	y_{p0}	cm	50.00
X方向の塑性中立軸位置	x_{p0}	cm	50.00
$I_y \geq I_x \theta_{px} / \theta_{py}$			1.2850
$\theta_{py} / \theta_{px}$			0.78
Y方向弾性中立軸に対する釘配列係数	Z_{px}	cm	582.71
X方向弾性中立軸に対する釘配列係数	Z_{py}	cm	499.94
	Xerr		0.1529
	Yerr		1.0296
塑性釘配列係数	Z_{psy}	cm/cm ²	0.0495
釘配列降伏終局比	C_{xy}		1.095
			1.1

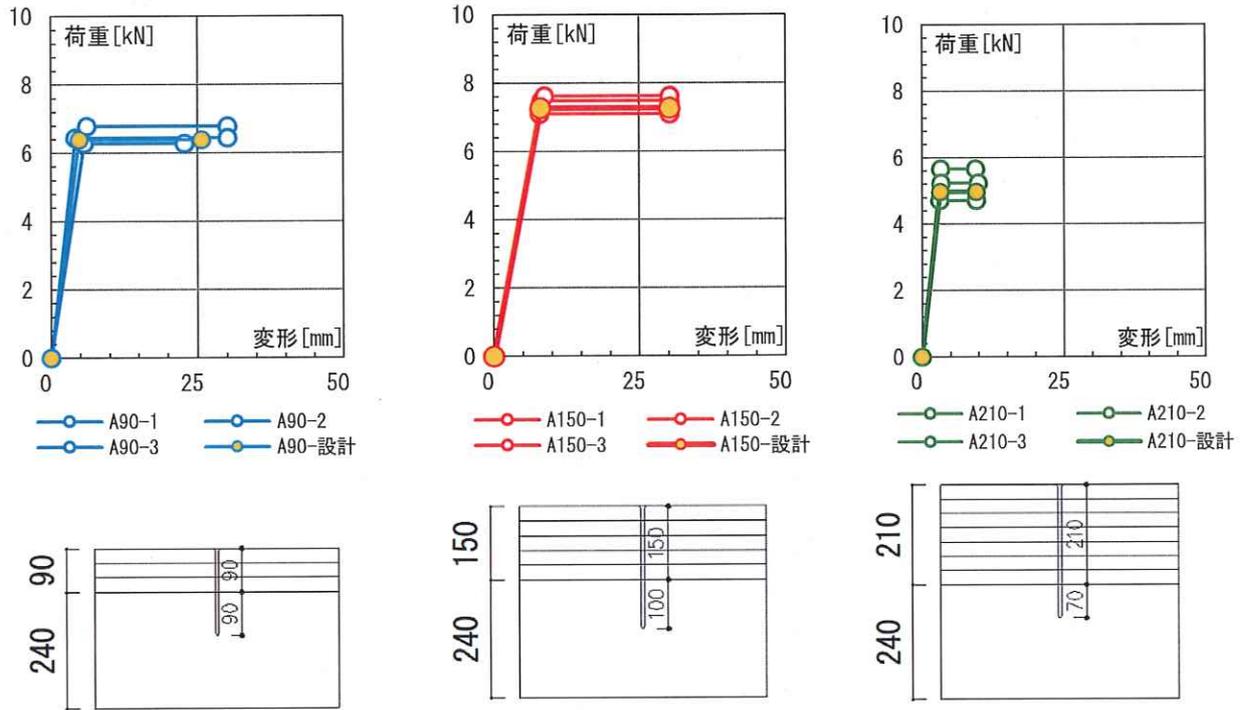


図 1.2.11 GLT 軸材間ビス一本あたりの 1 面せん断特性値

表 1.2.6 GLT 軸材間ビス一本あたりの 1 面せん断特性値 (A90)

		A90-1	A90-2	A90-3	A90-設計
k	N/cm	10995	15343	10973	13083
δv	cm	0.618	0.420	0.573	0.488
δu	cm	3.013	3.015	2.288	2.575
ΔPv	N	6791	6448	6286	6387

表 1.2.7 GLT 軸材間ビス一本あたりの 1 面せん断特性値 (A150)

		A150-1	A150-2	A150-3	A150-設計
k	N/cm	9039	9158	8758	9046
δv	cm	0.785	0.817	0.870	0.804
δu	cm	3.022	3.021	3.021	3.021
ΔPv	N	7095	7479	7620	7270

表 1.2.8 GLT 軸材間ビス一本あたりの 1 面せん断特性値 (A210)

		A210-1	A210-2	A210-3	A210-設計
k	N/cm	17206	15377	14875	15407
δv	cm	0.329	0.340	0.317	0.323
δu	cm	0.951	0.995	0.965	0.960
ΔPv	N	5659	5235	4709	4977

2 水平構面の実験データ

2.1 試験の目的

梁材の上に CLT を床板として用いることを想定した水平構面の試験を実施した。CLT 床版同士の継ぎ目にせん断キーを設けた場合を対象として、その性能の違いをパラメータとした実験である。また基本的に木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2017年度版)に掲載されている詳細設計法に準じて計算することができ、これを応用した計算法の精度検証も行う。

2.2 CLT 床水平構面の試験

(1) 試験体の概要

試験体の概要を示す。試験体は構面の大きさを一定とし、CLT 相互間の合板スプライン接合の性能をパラメータとした 3 試験体と、軸組のみの 1 試験体と合わせて 4 試験体である。床板に用いた CLT はスギの S60-5-5 (1,000×3,000×t150)、軸材はスギ対称異等級構成集成材 E65-F225 (120×300) とした。軸組仕口は大入れあり掛けとし、先行破壊しないように加力アクチュエータ側を HD60kN、固定側を HD108kN で補強した。床板 CLT は各試験体 3 枚用いており、軸組と CLT 間は「四角穴付きタップねじ (STS6.5-L250@300)」で接合し、CLT 相互間は合板スプライン接合 (幅 148×厚み 28mm) としてビス STS6.5-L85 を 200 ピッチ、100 ピッチ、100 ピッチダブル千鳥とビス本数をパラメータとした 3 試験体である。これは事前検討により、せん断キー部分がせん断降伏し個別回転となる場合と、せん断キー部分がほぼ剛として全体転倒となる場合、その中間場合を狙い設定している。密度及び含水率も示す。

表 2.2.1 試験体概要

No	試験体記号	CLT-軸材間ビス					CLT-CLT間 合板スプライン接合					CLTの種類			軸材の種類			試験体数
		名称	軸径 d(mm)	全長 l(mm)	ねじ長 l(mm)	ピッチ p(mm)	名称	軸径 d(mm)	全長 l(mm)	ねじ長 l(mm)	ピッチ p(mm)	樹種	厚み t(mm)	強度区分	樹種	B×D (mm)	強度 区分	
1	B150-L	STS6.5 -L250	5.5	250	40	300	STS6.5-L85	5.5	85	40	200	スギ	150	S60-5-5	スギ	120 ×300	E65 -F225	1
2	B150-M						STS6.5-L85	5.5	85	40	100							1
3	B150-H						STS6.5-L85	5.5	85	40	100千鳥2列							1
4	B150-F	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

※「B150-F」：軸材のみの性能を確認するため「B150-H」試験後にCLT床を撤去し、柱頭柱脚金物のボルトを締め直し後実施

表 2.2.2 木質材料の密度と含水率

軸組材

加力梁	密度(g/cm ³)	含水率(%)
B150-L	0.39	12.0
B150-M	0.42	13.0
B150-HF	0.40	11.5
平均値	0.40	12.2
標準偏差	0.02	0.8

固定梁(土台)	密度(g/cm ³)	含水率(%)
B150-L	0.43	11.0
B150-M	0.42	13.5
B150-HF	0.41	12.0
平均値	0.42	12.2
標準偏差	0.01	1.3

左右の梁(柱)	密度(g/cm ³)	含水率(%)
B150-L-右	0.39	11.0
-左	0.42	11.5
B150-M-右	0.42	13.0
-左	0.43	11.0
B150-HF-右	0.41	12.0
-左	0.42	12.0
平均値	0.42	11.8
標準偏差	0.01	0.8

L:厚150mmCLT

面材	密度(g/cm ³)	含水率(%)
B150-L-右	0.41	11.0
中	0.38	11.5
左	0.40	12.5
平均値	0.40	11.7
標準偏差	0.02	0.8

M:厚150mmCLT

面材	密度(g/cm ³)	含水率(%)
B150-M-右	0.41	12.0
中	0.39	11.0
左	0.41	11.5
平均値	0.40	11.5
標準偏差	0.01	0.5

H:厚150mmCLT

面材	密度(g/cm ³)	含水率(%)
B150-H-右	0.41	10.0
中	0.41	12.5
左	0.42	13.5
平均値	0.41	12.0
標準偏差	0.01	1.8

L:厚28mm合板

スプライン	密度(g/cm ³)
B150-L-右上	0.41
右下	0.44
B150-L-左上	0.42
左下	0.43
平均値	0.43
標準偏差	0.01

M:厚28mm合板

スプライン	密度(g/cm ³)
B150-M-右上	0.41
右下	0.44
B150-M-左上	0.42
左下	0.43
平均値	0.43
標準偏差	0.01

H:厚28mm合板

スプライン	密度(g/cm ³)
B150-H-右上	0.42
右下	0.44
B150-H-左上	0.42
左下	0.43
平均値	0.43
標準偏差	0.01

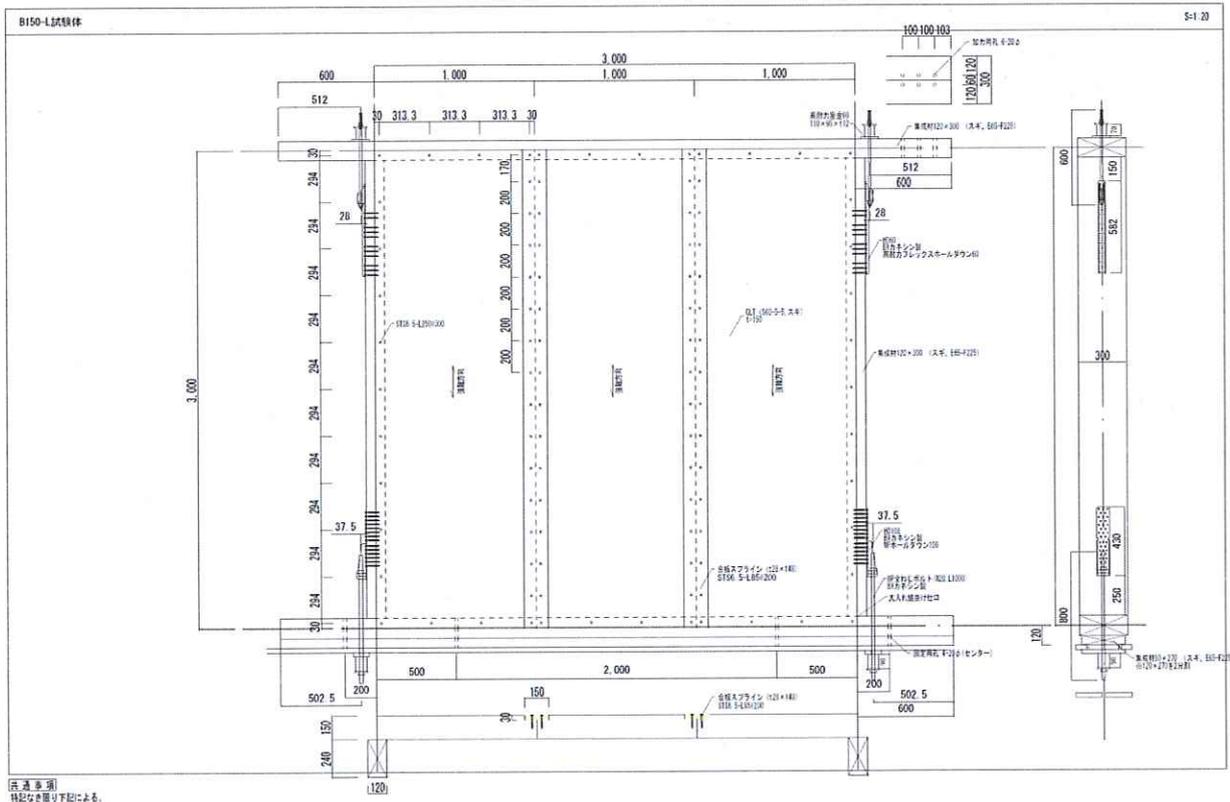


図 2.2.1 B150-L 試験体

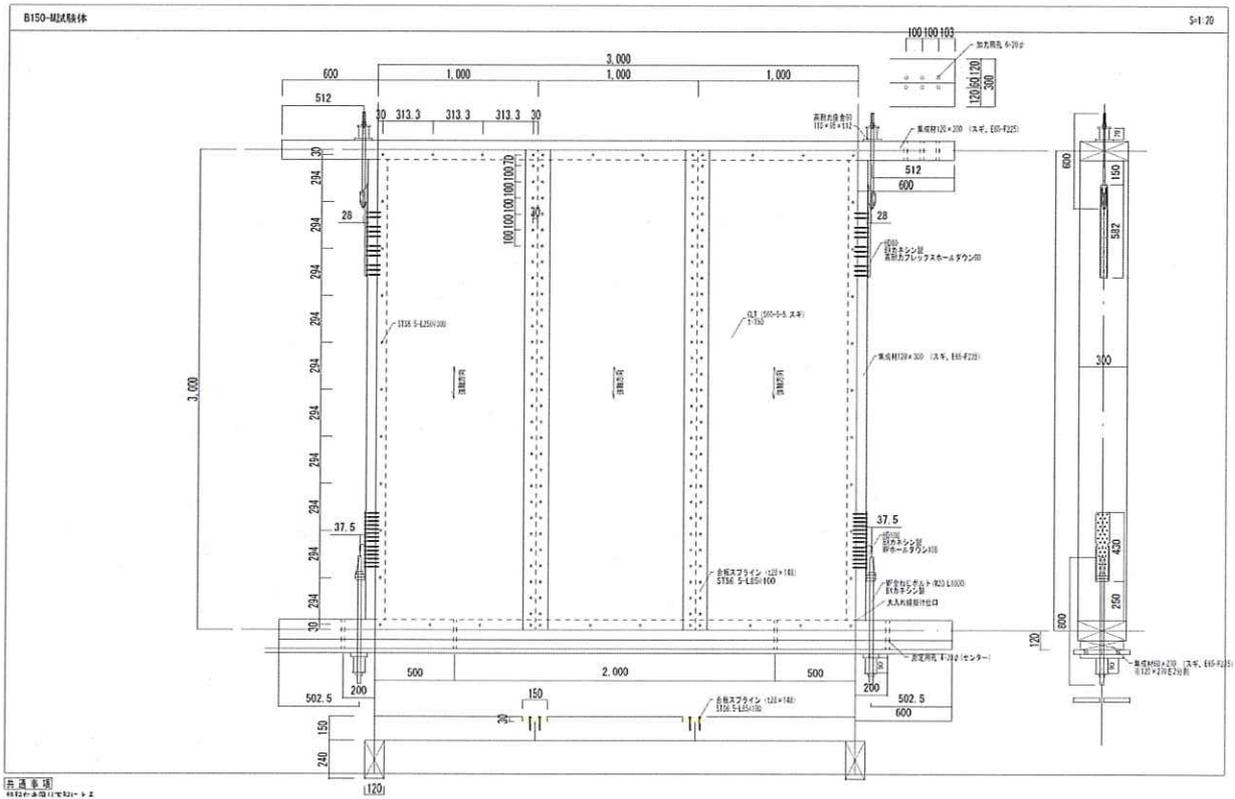


図 2.2.2 B150-M 試験体

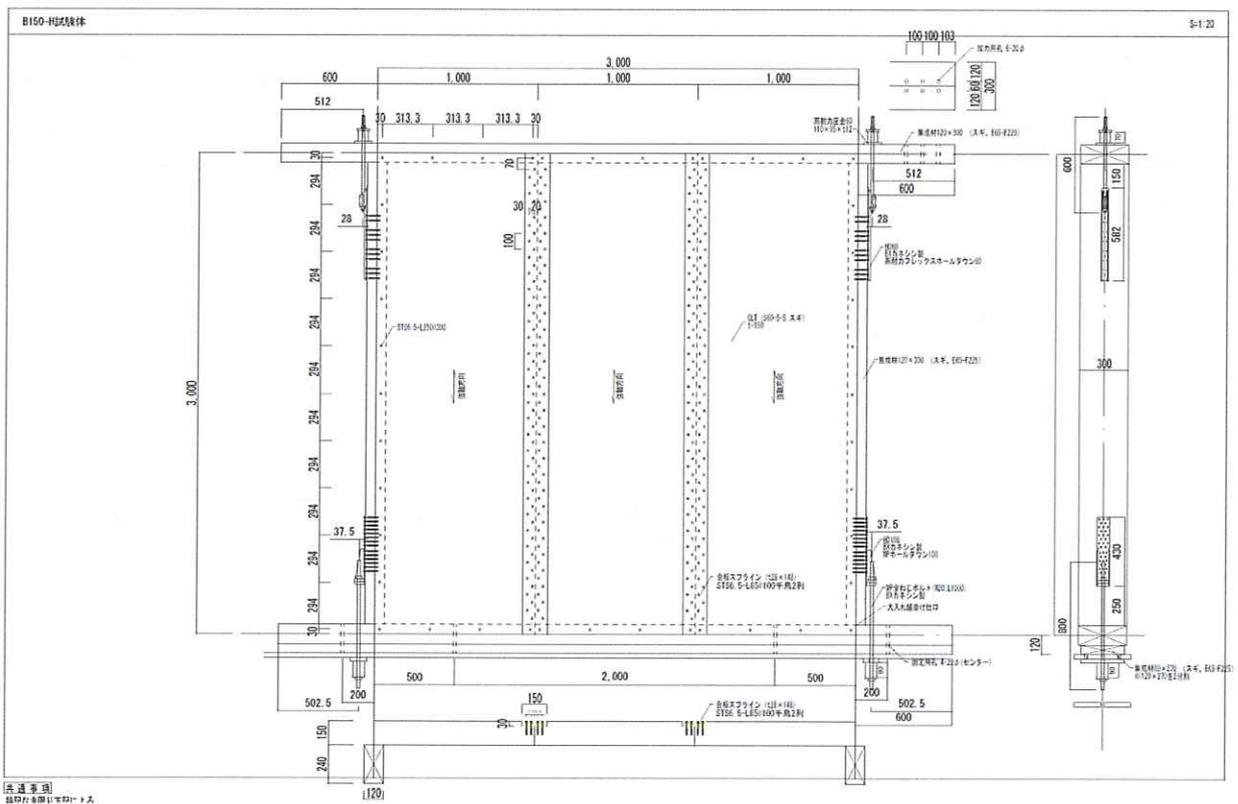


図 2.2.3 B150-H 試験体

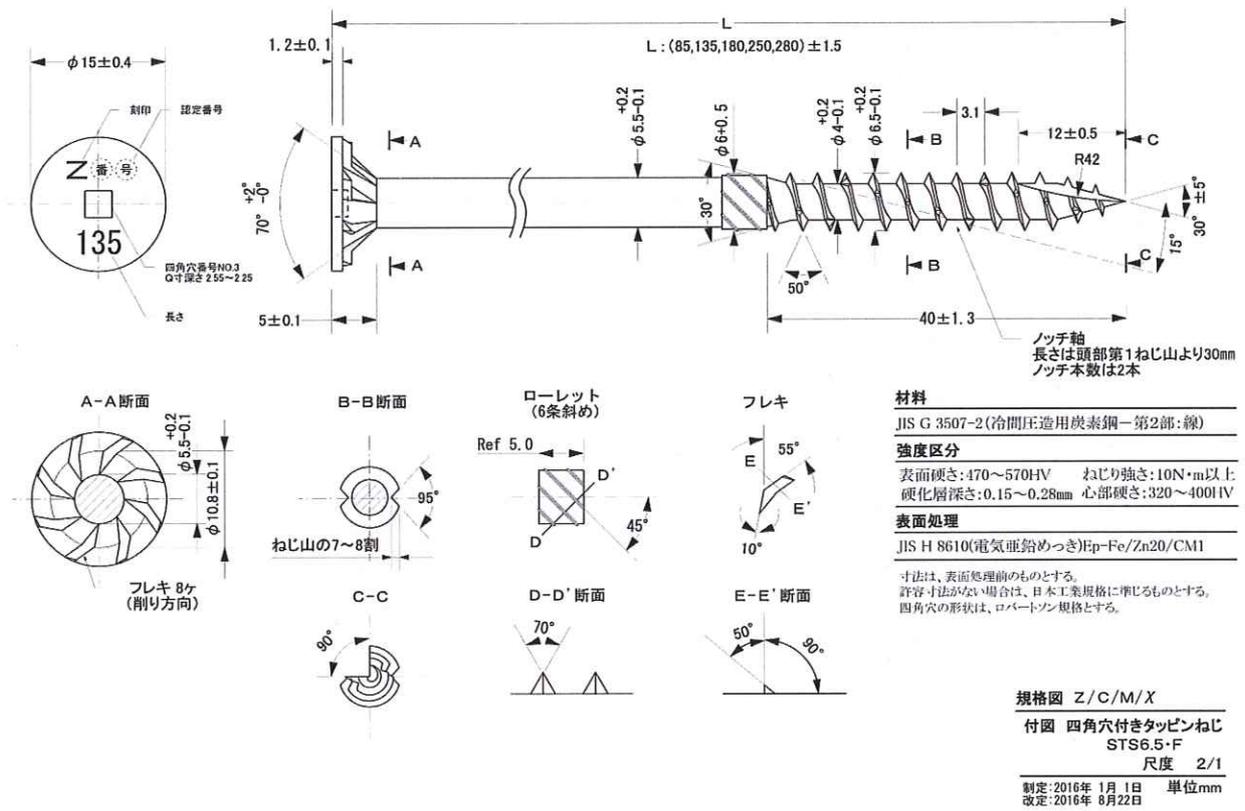


図 2.2.4 CLT 軸材間および合板スプライン接合部のせん断接合ビス

(2) 試験方法

試験方法は柱脚固定式で実施した。加力方法は正負交番加力とし、繰り返し履歴は真のせん断変形角が 1/600、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50rad の正負変形時で 3 回の繰り返し加力を行った。最大荷重に達した後、最大荷重の 80% の荷重に低下するまで加力を行った。計測位置を以下に示すように各部の荷重及び変位を計測した。

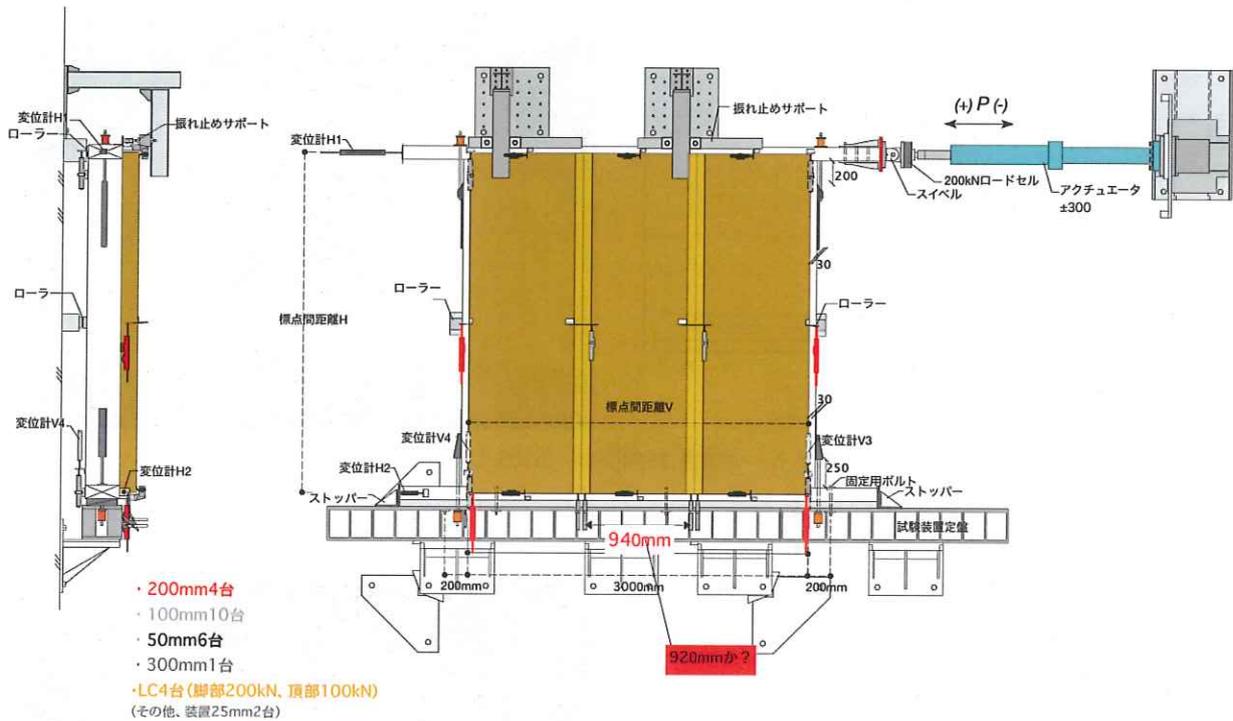


図 2.2.5 加力方法

表 2.2.3 計測機器一覧

名称	容量	測定内容	計測機器
H1	300mm(±150mm)	軸材(横架材)X方向変位	変位計
H2	50mm(±25mm)		
V1	100mm(±50mm)	軸材(柱)Y方向変位	
V2	100mm(±50mm)		
V3	100mm(±50mm)		
V4	100mm(±50mm)		
PV1	200mm(±100mm)	パネル端部Y方向変位	
PV2	100mm(±50mm)		
PV3	100mm(±50mm)		
PV4	100mm(±50mm)		
PV5	100mm(±50mm)		
PV6	200mm(±100mm)		
S1	100mm(±50mm)	パネル-パネル間せん断変形	ロードセル
S2	100mm(±50mm)		
S3	50mm(±25mm)	軸材-パネル間せん断変形	
S4	50mm(±25mm)		
S5	50mm(±25mm)		
S6	50mm(±25mm)		
S7	50mm(±25mm)		
S8	50mm(±25mm)		
S9	200mm(±100mm)		
S10	200mm(±100mm)		
N1	200kN	軸材端部軸力	
N2	200kN		
N3	100kN		
N4	100kN		

変位計容量	数量
50mm(±25mm)	6
100mm(±50mm)	8
200mm(±100mm)	4

※H1,H2,V1,V2を除く

ロードセル容量	数量
100kN	2
200kN	2

(3) 試験結果

試験結果を以下に示す。それぞれの試験体の荷重変形角関係と、軸組フレームの性能を取り除いた包絡線と完全弾塑性置換した特性値を示す。ただし、軸組フレームの試験が約 1/9rad までの加力であったため、1/9rad までの荷重変形角関係で評価を行っている。

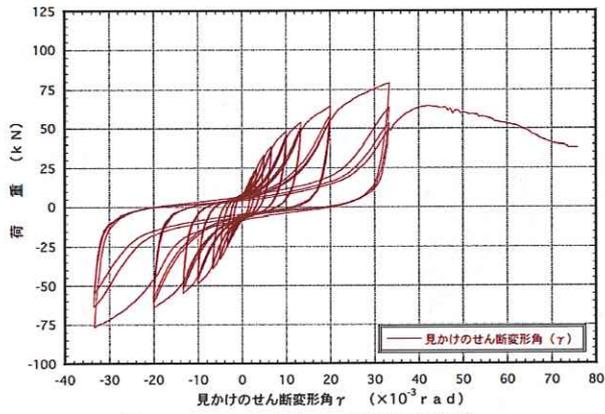


図1.1:B150-L 荷重-せん断変形角曲線



図 2. 2. 6 荷重変形角関係 (B150-L 試験体)

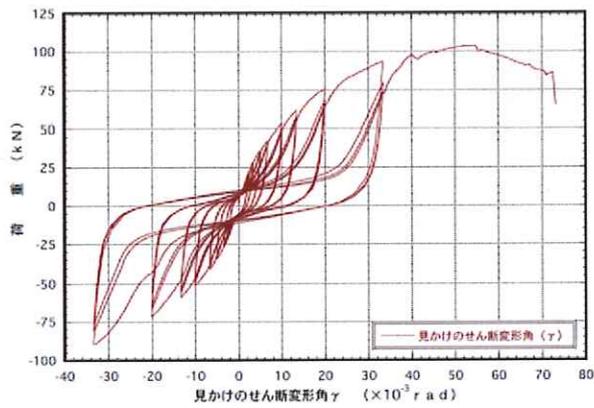


図1.2:B150-M 荷重-せん断変形角曲線



図 2. 2. 7 荷重変形角関係 (B150-M 試験体)

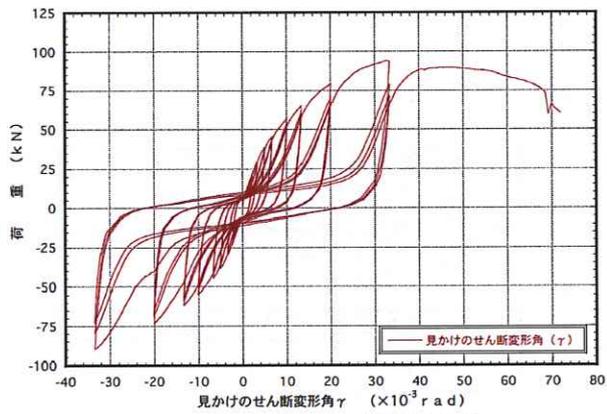


図1.3:B150-H 荷重-せん断変形角曲線



図 2. 2. 8 荷重変形角関係 (B150-H 試験体)

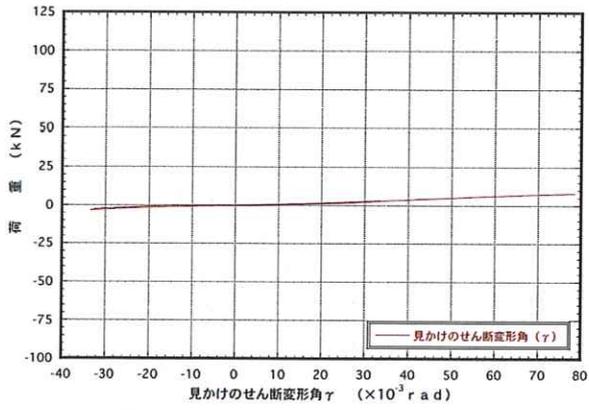


図1.4: B150-F 荷重-せん断変形角曲線

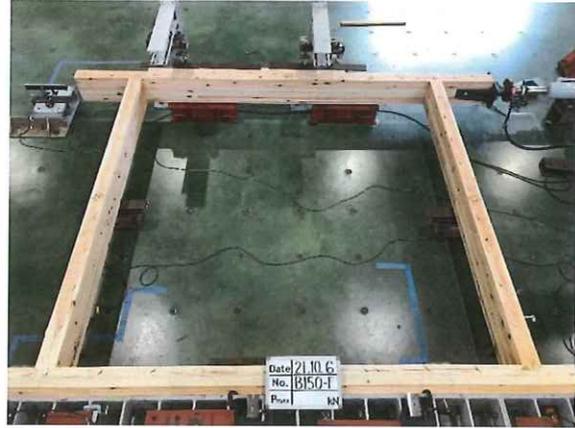


図 2. 2. 9 荷重変形角関係 (B150-F 試験体)

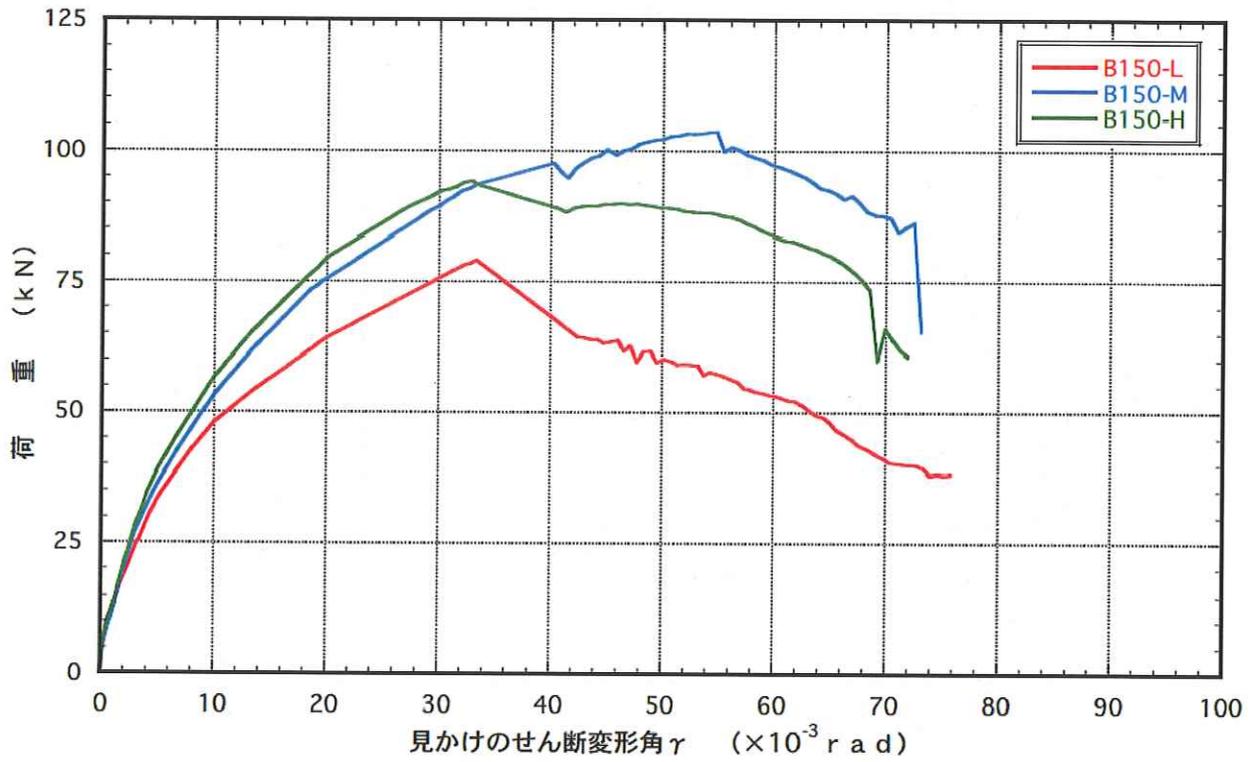


図2.4: B150-L、M、H 荷重-変形角包絡線

図 2. 2. 10 荷重変形角包絡線 (各試験体の比較)

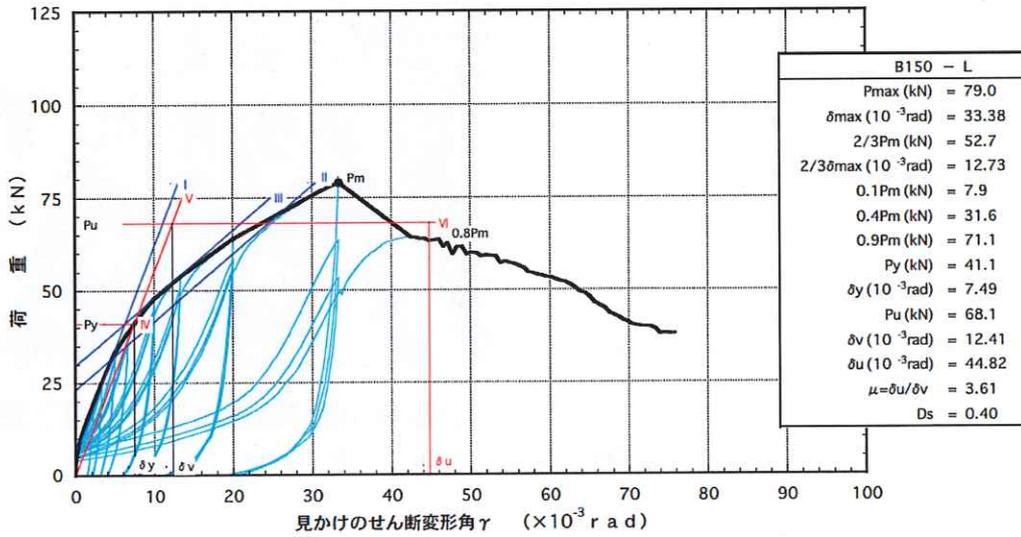


図2.1: B150-L 包絡線及び完全弾塑性モデル

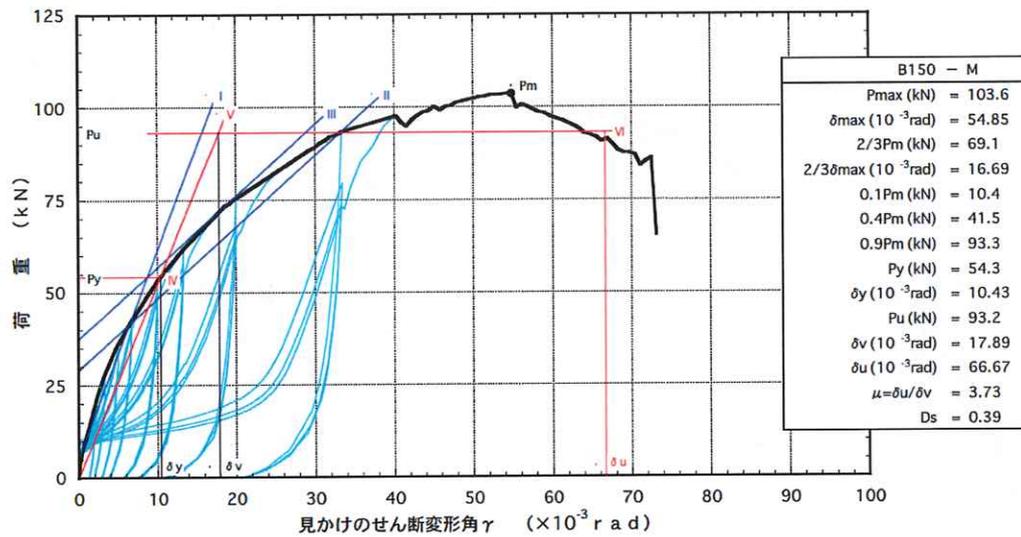


図2.2: B150-M 包絡線及び完全弾塑性モデル

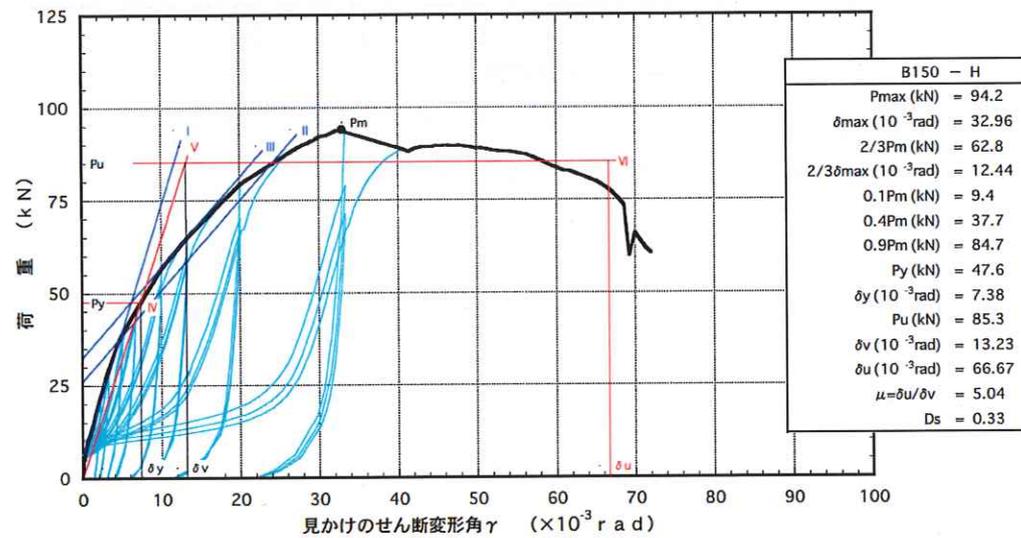


図2.3: B150-H 包絡線及び完全弾塑性モデル

図 2. 2. 11 完全弾塑性置換 (各試験体)

表 2.2.4 特性値一覧 (各試験体)

変形角	見かけのせん断変形角		
壁長	3.0m		
試験体記号	B150-L	B150-M	B150-H
最大耐力 Pmax (kN)	79.0	103.6	94.2
最大耐力時変形角 δ_{max} (10^{-3} rad)	33.38	54.85	32.96
降伏耐力 Py (kN)	41.1	54.3	<u>47.6</u>
降伏変形角 δ_y (10^{-3} rad)	7.49	10.43	7.38
終局耐力 Pu (kN)	68.1	93.2	85.3
終局変形角 δ_u (10^{-3} rad)	44.82	66.67	66.67
降伏点変形角 δ_v (10^{-3} rad)	12.41	17.89	13.23
剛性 K (MN/rad)	5.49	5.21	6.45
塑性率 μ	3.61	3.73	5.04
構造特性係数 Ds	0.40	0.39	0.33
$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2\mu - 1}$ (kN)	<u>34.0</u>	<u>47.4</u>	51.4
$2/3P_{max}$ (kN)	52.7	69.1	62.8
一定変形時耐力(kN)			
見かけ 1/300rad	25.3	28.3	29.6
見かけ 1/200rad	33.3	36.1	38.9
見かけ 1/120rad	43.5	47.8	50.9

1 CLT 真壁構面試験結果と設計式の比較検証

1.1 CLT 真壁の解析的考察

「鉄骨床梁や木造軸組と併用した CLT パネル耐力壁等の開発委員会」にて実施された CLT 真壁の構面試験について、FEM を用いた増分解析を行い、CLT パネルを用いた真壁耐力壁の耐力発現メカニズムについて解析的考察を行う。

(1) 解析モデル概要

図 1 に解析モデルの概要を示す。軸組フレームは線材で、CLT パネルは板要素でモデル化し、両者の接触面位置に適宜、めり込みの特性値を入れた圧縮ばね、及びビスのせん断性能を入れたせん断ばねを配置する。試験体は CLT パネルの突き上げによる横架材のせん断破壊対策として、CLT パネル四隅に三角形のスリットを設けている。この部分に設ける圧縮ばねには適宜初期ギャップを設け、パネルがある程度ロッキングして接触した時点からばねが効き始めるようなモデル化とする。解析と実験の比較では真のせん断変形角を対象とするため、解析モデルでは剛相当の軸ばねにより柱の鉛直方向変位を拘束する。プログラムは Midas iGen(Ver.900)を用いた。

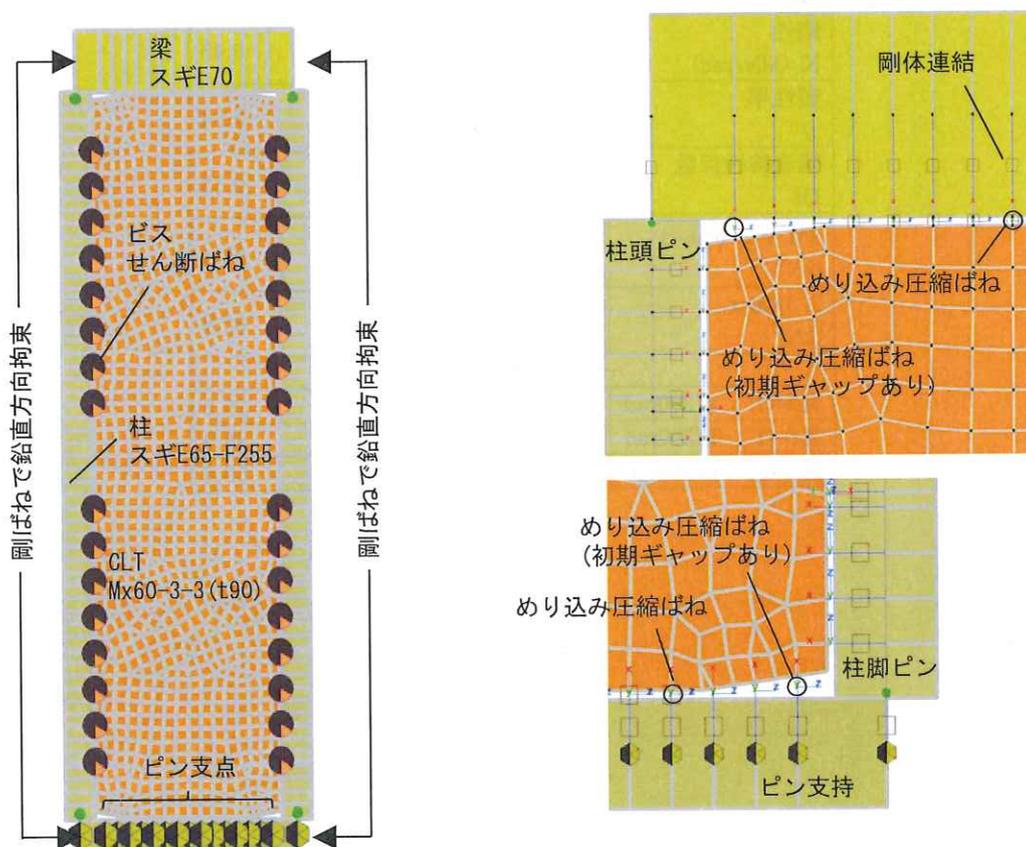
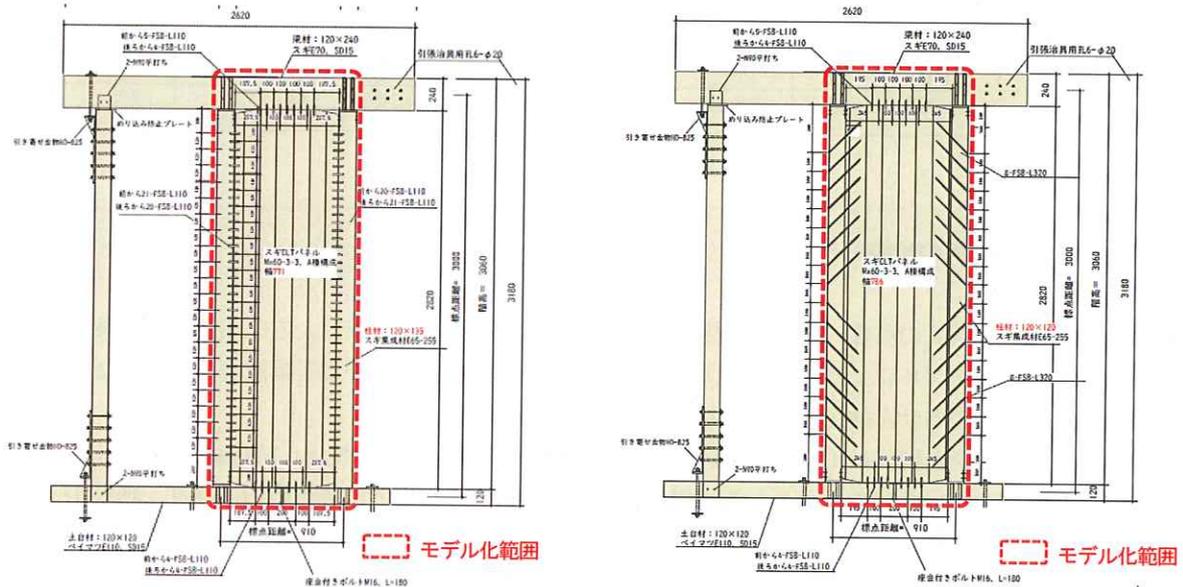


図 1.1.1 解析モデル概要

(2) 解析パラメータ

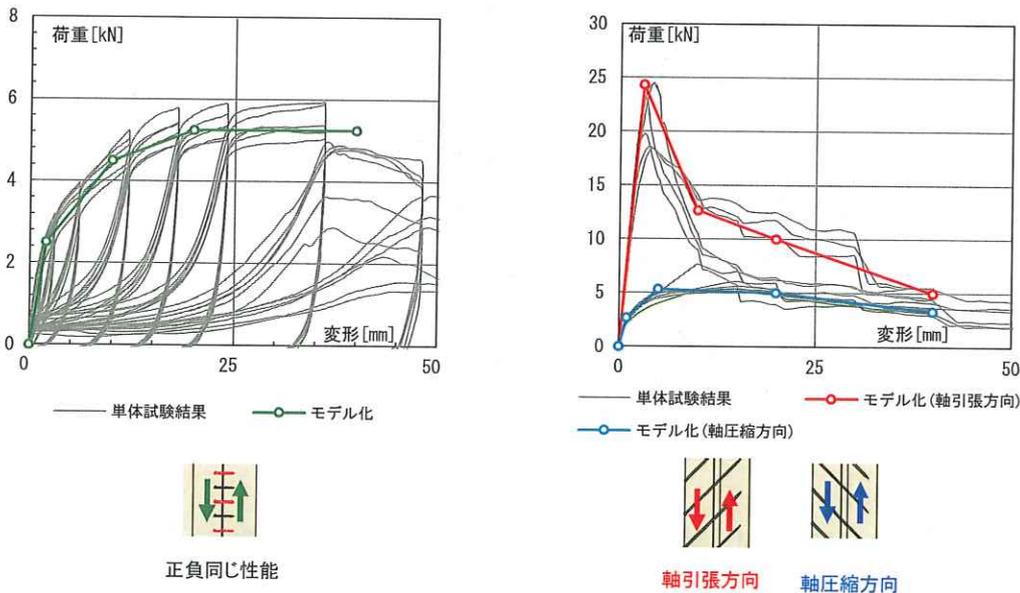
対象とする試験体は図 1.1.2 に示す FS90-110 試験体と FS45-320 試験体の 2 種類とする。ビス単体のせん断性能は要素試験結果の包絡線をマルチリニアでモデル化する。FS45-320 試験体に使用する斜め打ちビスの性能は、加力方向によって異なるため、方向別に性能をモデル化した。軸組フレーム及び CLT パネルの材料特性、各種圧縮ばねの性能算出は文献¹及び文献²の設計値を採用した。増分解析に用いた圧縮ばねの一覧を表 1.1.1 に示す。



(a) FS90-110 試験体

(b) FS45-320 試験体

図 1.1.2 解析対象の試験体図



正負同じ性能

FSCF8-110

軸引張方向

軸圧縮方向

FS45-320

図 1.1.3 ビス単体性能のモデル化

¹ 日本建築学会：「木質構造設計基準・同解説 -許容応力度・許容耐力設計法-

² (公財) 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

表 1.1.1 増分解析に用いた圧縮ばね一覧

FS90-110					
めり込みばね		部位	CLT→柱	CLT→梁	CLT→土台
CLT	樹種		スギ	スギ	スギ
	強度等級		Mx60-3-3	Mx60-3-3	Mx60-3-3
軸組	樹種		スギ	スギ	ペイマツ
	強度等級		E65-F255	E70	E110
幅	width	[mm]	50	50	50
厚さ	t	[mm]	90	90	90
有効面積	Ae	[mm ²]	4500	4500	4500
繊維 基準強度	Fcv	[N/mm ²]	2.10	2.20	2.80
直交 ヤング係数	E90	[N/mm ²]	217	230	360
軸組部材の厚さ	Zo	[mm]	135	240	120
初期剛性	K	[kN/mm]	7.2	4.3	13.5
降伏耐力	Py	[kN]	9.5	9.9	12.6
2次剛性低下率	α	-	0.125	0.125	0.125

FS45-320					
めり込みばね		部位	CLT→柱	CLT→梁	CLT→土台
CLT	樹種		スギ	スギ	スギ
	強度等級		Mx60-3-3	Mx60-3-3	Mx60-3-3
軸組	樹種		スギ	スギ	ペイマツ
	強度等級		E65-F255	E70	E110
幅	width	[mm]	50	50	50
厚さ	t	[mm]	90	90	90
有効面積	Ae	[mm ²]	4500	4500	4500
繊維 基準強度	Fcv	[N/mm ²]	2.10	2.20	2.80
直交 ヤング係数	E90	[N/mm ²]	217	230	360
軸組部材の厚さ	Zo	[mm]	120	240	120
初期剛性	K	[kN/mm]	8.1	4.3	13.5
降伏耐力	Py	[kN]	9.5	9.9	12.6
2次剛性低下率	α	-	0.125	0.125	0.125

(3) 荷重 - 変形角関係の比較

A) FS90-110 試験体

図 1.1.4 に実験と解析の荷重-変形角関係の比較を示す。CLT のめり込みによる圧縮筋交い効果の検証を目的として、前述したモデルによる解析結果①と合わせて、めり込みばねによる圧縮抵抗を考慮しないで解析した結果②と、ビスによるせん断抵抗を考慮しないで解析した結果③を示す。

結果①の荷重-変形角関係は 1/30rad 程度まで実験を概ね良く再現できており、1/30rad 以降に応力上昇している部分は再現できていないことが分かる。CLT が横架材にめり込むことによる応力上昇は、結果①と結果②の差分に現れていると考えられ、ビスが降伏し始める 1/150rad 程度以降に寄与度が大きくなることが分かる。また結果③からもパネル端部がめり込むことによる応力上昇が再現されており、結果①と結果②の差分と概ね良い対応を示している。

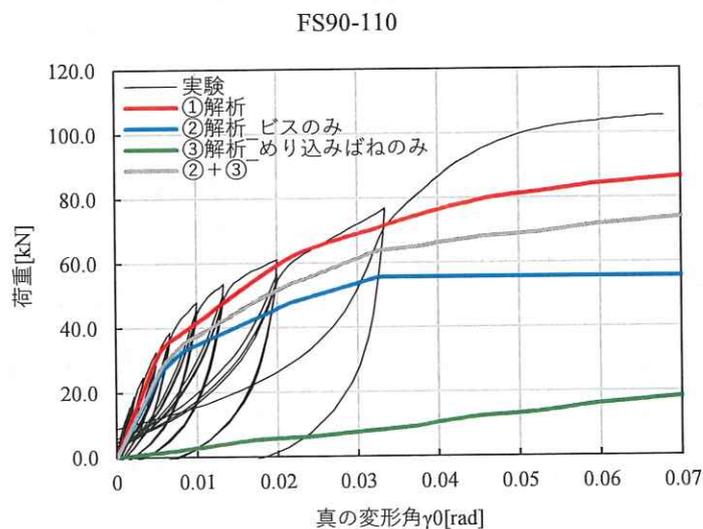


図 1.1.4 実験結果と解析結果の比較 (FS90-110 試験体)

B) FS45-320 試験体

図 1.1.5 に実験と解析の荷重-変形角関係の比較を示す。最大荷重に至る 1/100rad 程度までは概ね良い対応を示している。解析では最大荷重を超えた後、引抜方向のビスが荷重低下を始めるのに伴い、壁の負担せん断力が減少していく傾向は再現できているが、負担せん断力は実験よりも過小評価する結果となった。FS45-320 試験体に使用した 45° 斜め打ちのビスは、ばらつきが大きく、その範囲内であると考えられる。

図 1.1.6 に各ステップのビス負担せん断力を示す。すべり方向が軸引張方向となるビス（左上と右下のビス）の初期剛性が高いため負担せん断力が大きく、軸圧縮方向のビス（左下と右上のビス）は負担せん断力が小さいことが分かる。負担の大きいビスから順次降伏していき、全体の荷重低下と対応している様子が分かる。

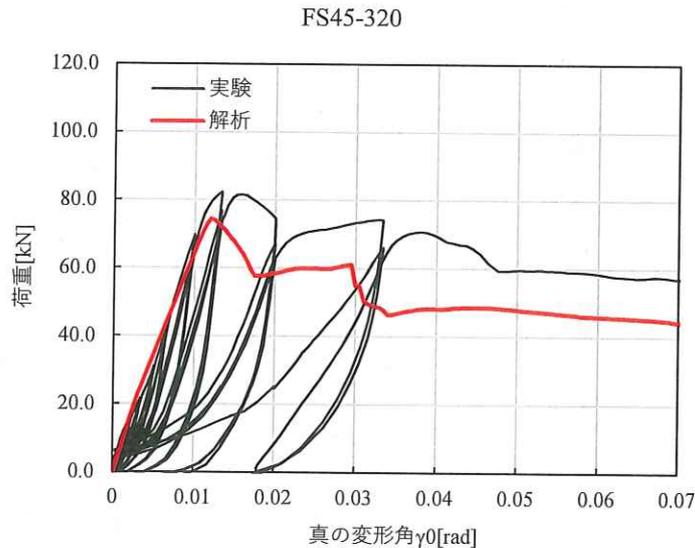


図 1.1.5 実験結果と解析結果の比較 (FS45-320 試験体)

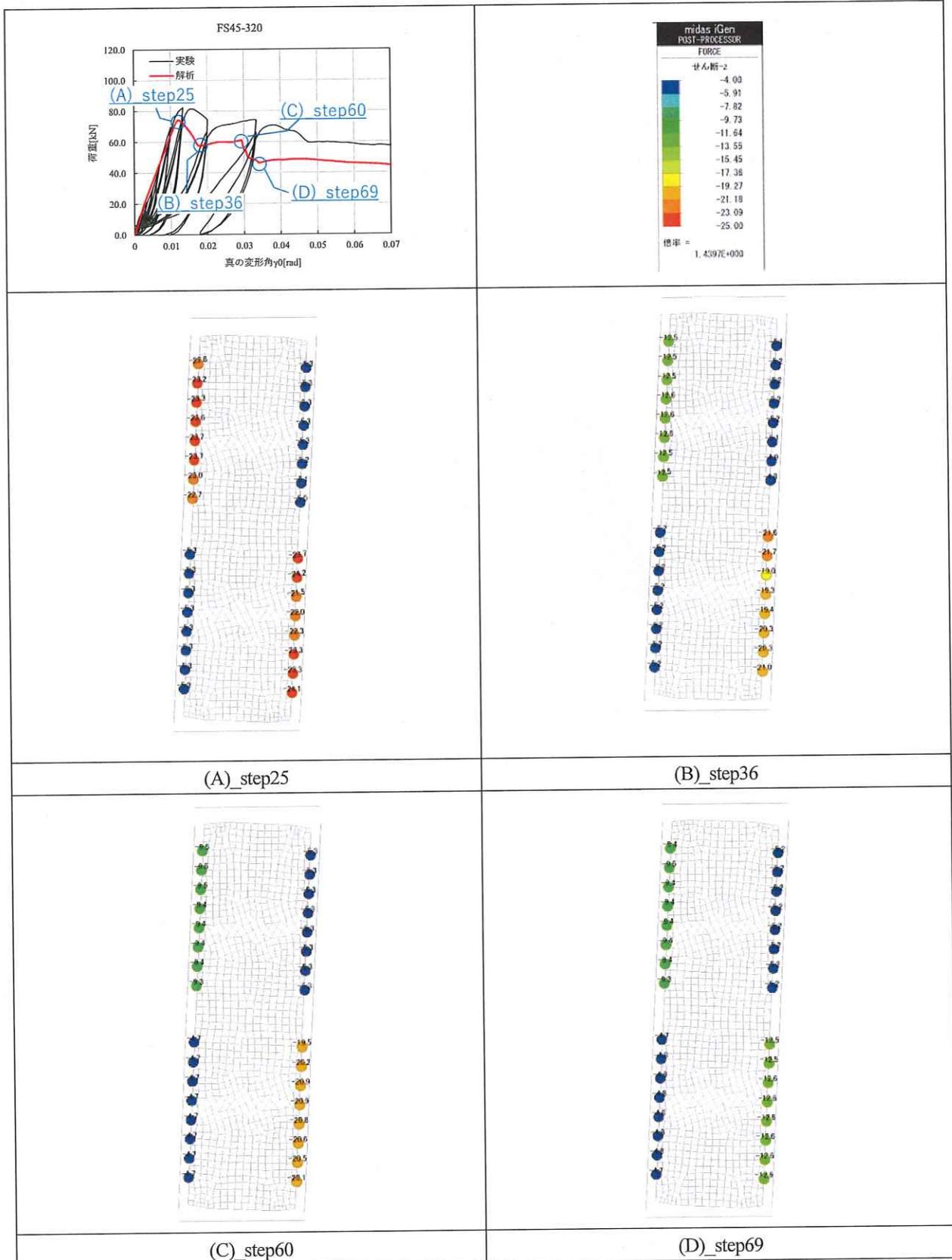


図 1.1.6 解析モデルにおけるビス負担せん断力の推移 (FS45-320 試験体)

1.2 真壁詳細計算法の適用性検証

CLT 真壁耐力壁の水平力に対する抵抗メカニズムは CLT パネルと軸組フレーム間接合部のせん断抵抗に加え、CLT パネルのめり込み抵抗による圧縮筋交い効果が生じる。基本的な強度性能は在来軸組工法の真壁と同様であり、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2017年版）」に掲載されている面材張り真壁の詳細計算法が参考になる。以降に本設計提案式で想定している各部の付加的な検討条件について説明する。

(1) 終局変形角に関する計算式について

CLT 真壁の場合、面材がある程度の厚みを持った CLT パネルとなるため、終局時に面材が座屈し難くなることで高い終局耐力が得られる一方、周辺軸組部材への負担は大きくなることに注意が必要である。「面材張り真壁の詳細計算法」では壁全体の終局変形角の評価において、 $1/30\text{rad}$ 付近で面材が圧縮力により面外座屈して耐力が低下することを考慮し、終局変形角 R_u の値を等価釘の終局変形時もしくは $1/30\text{rad}$ の小さい方を取ることとしている。本設計式では終局変形角の評価において、 $1/30\text{rad}$ の上限を無くし、CLT-軸組間に打たれたビスの終局変形時とすることとした。

面材張り真壁の詳細計算法	本設計式
終局変形角 R_u [rad.] : $R_u = \min(R_{u\text{等価釘}}, 1/30\text{rad})$	終局変形角 R_u [rad.] : $R_u = R_{u\text{ビス}}$

(2) 圧縮筋交い効果に関する計算式について

CLT 真壁では(1)の理由により終局耐力が上昇し周辺軸組部材の設計が厳しくなる場合を想定し、CLT パネルの隅角部に切り欠きを設け、終局耐力の上昇を抑える設計も可能とする。

力学モデルは図 1.2.1 に示すように圧縮筋交い効果は隅角部の切り欠きを考慮し、CLT パネルと横架材が接触する幅で生じるものとする。具体的には圧縮筋交い効果の計算項において、隅角部の切り欠きによるクリアランスを考慮して、面材の幅 w を端部クリアランスを除いた幅（CLT パネルと横架材の接触長さ）として評価する式とした。

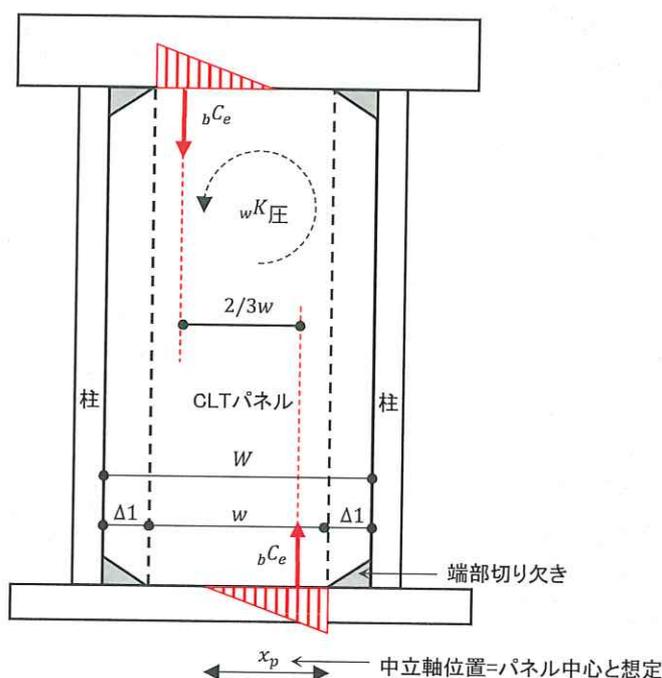


図 1.2.1 圧縮筋交い効果の力学モデル

面材張り真壁の詳細計算法	本設計式
$K_{\text{E}} = \frac{2}{3} \cdot w \cdot C_e \cdot \frac{1}{1 + \beta}$	$K_{\text{E}} = \frac{2}{3} \cdot w \cdot C_e \cdot \frac{1}{1 + \beta}$
$M_{y\text{E}} = C \cdot \frac{1}{3} \cdot w^2 \cdot t$	$M_{y\text{E}} = C \cdot \frac{1}{3} \cdot w^2 \cdot t$
$M_{u\text{E}} = C_u \cdot \frac{7}{24} \cdot w^2 \cdot t$	$M_{u\text{E}} = C_u \cdot \frac{7}{24} \cdot w^2 \cdot t$
ここで、 w : 面材の有効幅 [cm] で $w = W - \Delta_1$	ここで、 w : 面材の有効幅 [cm] で $w = W - 2\Delta_1$

(3) 釘配列諸定数に関する計算式について

面材張り真壁の詳細計算法では受材を介して面材と軸組フレームを接合し、両者の間に初期クリアランスを設けた状態を想定している。一方、本設計式で想定する CLT 真壁は CLT パネルが軸組フレームの内側にはめ込まれた形式で、端部切り欠き区間を除いて CLT パネルの四周は軸組フレームに接触している状態を初期状態と想定している。よって本設計式では初期状態から CLT パネルと軸組フレーム間に圧縮力が作用するため、クリアランスによる初期あそび R_0 に関する計算項は考慮しないこととした。

また CLT 真壁の場合、CLT パネルの隅角部に設けた切り欠きにより、横架材へのめり込みによる回転角 θ_y が支配的となり、パネルの長辺と柱のなす角度 θ_x は無視できる程度に小さくなると考えられる。よって CLT パネルは水平方向の移動が柱によって拘束された状態となり、X 方向中立軸に対する釘の配列 2 次モーメント I_x が ∞ となった状態と捉えることができる。以上から本設計式で用いる釘配列諸定数は $I_{xy} \rightarrow I_y$ 、 $Z_{xy} \rightarrow Z_y$ 、 $\beta = \theta_x / \theta_y = 0$ とみなして計算してよいこととする。ただし、パネルの柱へのめり込みが無視できないようなアスペクト比の場合は注意が必要である。

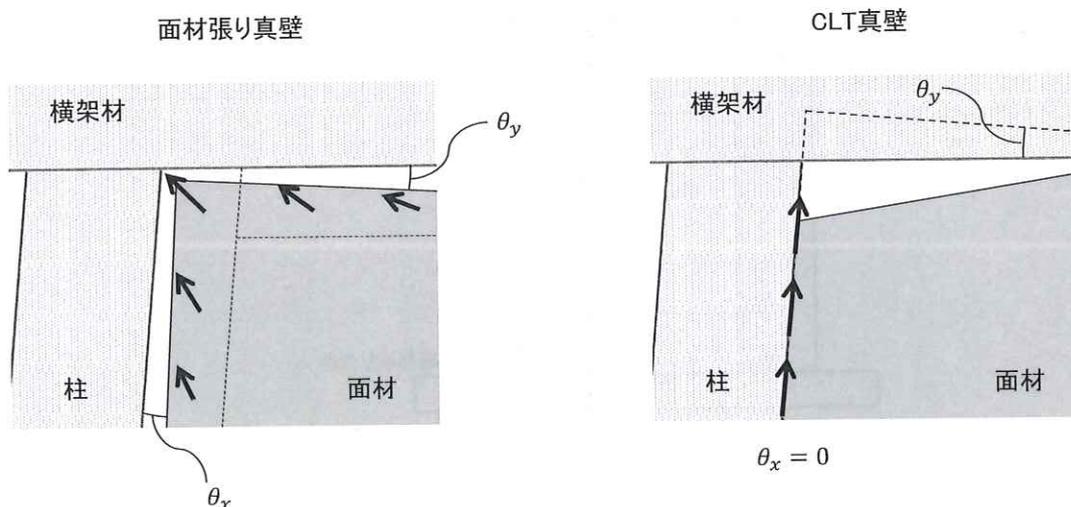


図 1.2.2 せん断力作用時の接合具の動き

FS90-110 試験体の結果を用いて CLT 真壁に対する既往設計式の適用性検証を行う。既往設計式は文献³の「面材張り大壁の詳細計算法」「面材張り真壁の詳細計算法」をベースとして下記の修正を試みた 4 ケースとする。

- ① 面材張り大壁の詳細計算法
- ② 面材張り真壁の詳細計算法の等価釘性能を CLT パネルと軸組間に打たれたビス性能として評価した値。
- ③ ②に加えて、圧縮筋交い効果の計算項において、隅角部の切り欠きによるクリアランスを考慮して、面材の幅 w を端部クリアランスを除いた幅 (CLT パネルと横架材の接触長さ) として評価。また、終局変形角の算定において、CLT パネルが座屈しないことを考慮し $1/30\text{rad}$ で頭打ちとせず、ビスの終局変形時として評価。
- ④ ③に加えて、CLT パネルと柱間の接触による水平方向の移動拘束を考慮し、釘配列諸定数の計算における I_x の値を ∞ として評価した値。

以下に実験結果と設計式の比較を示す。①の面材張り大壁の詳細計算法では耐力・剛性共に過小評価しており、②の面材張り真壁の詳細計算法ではやや耐力を過大評価していることが分かる。本設計式④では実験結果に対して概ね安全側の評価ができていていることが分かる。

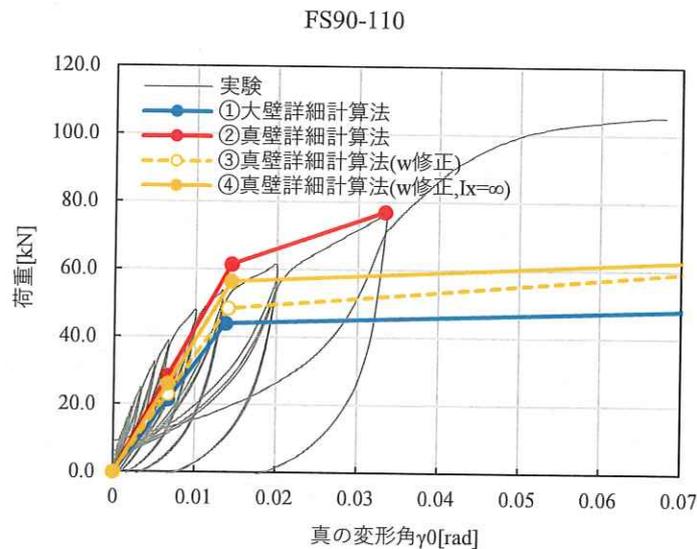


図 1.2.1 実験結果と設計式の比較 (FS90-110 試験体)

³ (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」、2017.3

2 せん断キーを有する CLT 水平構面試験結果と設計式の比較検証

2.1 せん断キーを有する CLT 水平構面の実験と解析

「参考資料 1」にて実施されたせん断キーの性能をパラメータとした CLT 水平構面試験について、FEM を用いた増分解析による解析的検討及び本報告書で述べた詳細計算法による評価値の妥当性の確認を行う。

(1) 解析モデル概要

図 1 に解析モデルの概要を示す。本解析モデルは文献¹⁾を参考にしており、軸組フレームは線材で、CLT パネルはせん断剛性等価なブレース要素でモデル化し、CLT パネル相互は接触面位置に適宜、めり込みの特性値を入れた圧縮ばね、及びビスのせん断性能を入れたせん断ばねを配置する。また、CLT と軸材間のせん断接合部はいずれのせん断方向に対しても等価な性能を有する非線形 MSS モデルとする。支持点をピン支持として加力点位置への荷重増分解析を行う。

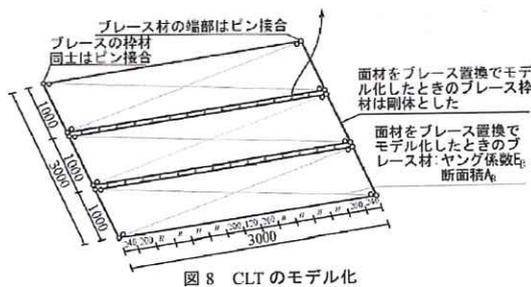


図 8 CLT のモデル化

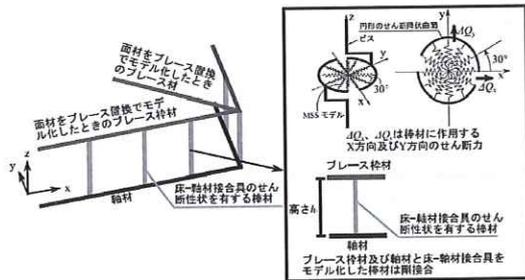


図 9 CLT-軸材接合のモデル化

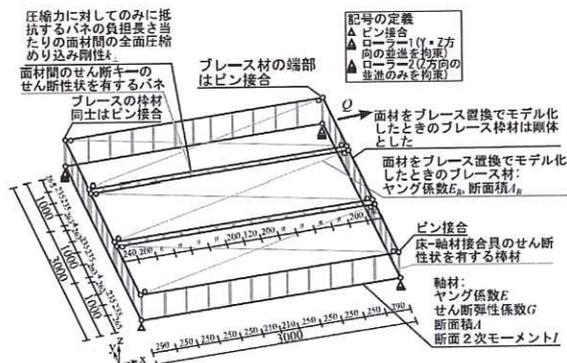


図 10 水平構面のモデル化

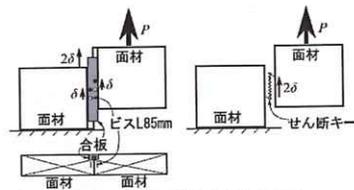


図 11 CLT 間接合のモデル

図 1.1.1 解析モデル概要¹⁾

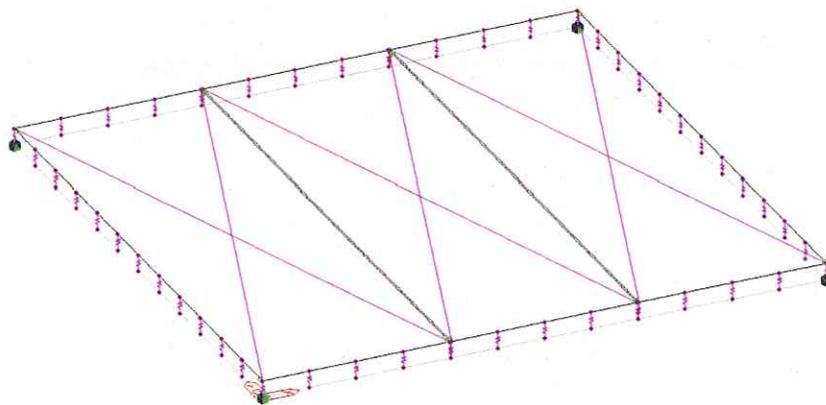


図 2.1.1 本解析モデル

【参考文献】

- 1) 岡本滋史, 安曇良治, 車田慎介, 河村進, 村上雅英: CLT の継ぎ目をせん断キーで補強した水平構面の面内せん断性能に関する研究, 日本建築学会技術報告集, 第 24 巻, 第 57 号, pp.631-636, 2018.6

(2) 解析パラメータ

対象とする試験体は参考資料 1 の B150-L、B150-M、B150-H 試験体の 3 種類とする。CLT と軸材間のビス単体のせん断性能は既往の文献 1) で示された下図に示すビス一本あたりの性能を算定する実験結果の特性値を採用する。合板スプライン接合部も同様に既往の文献で示された性能を用いた。

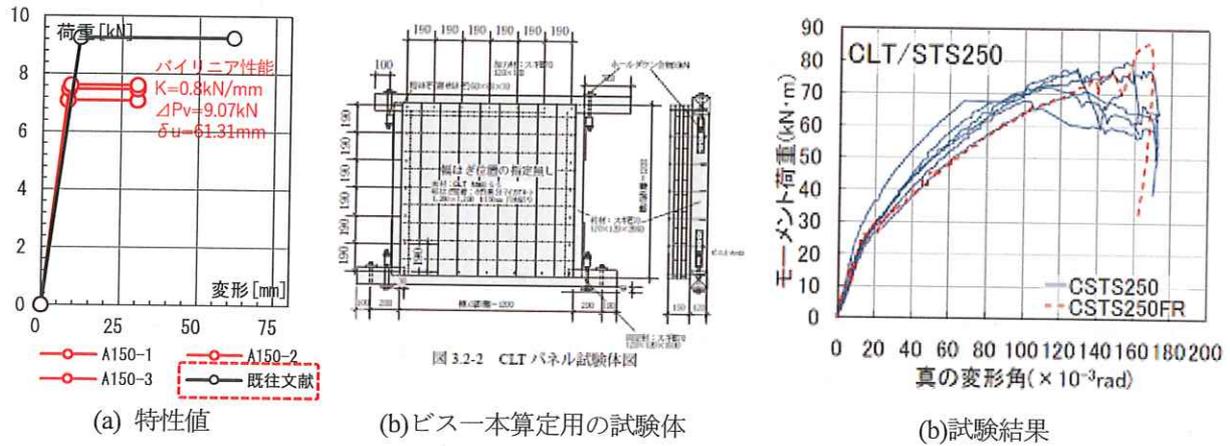


図 2.1.2 CLT-軸材間のビス一本あたりの性能

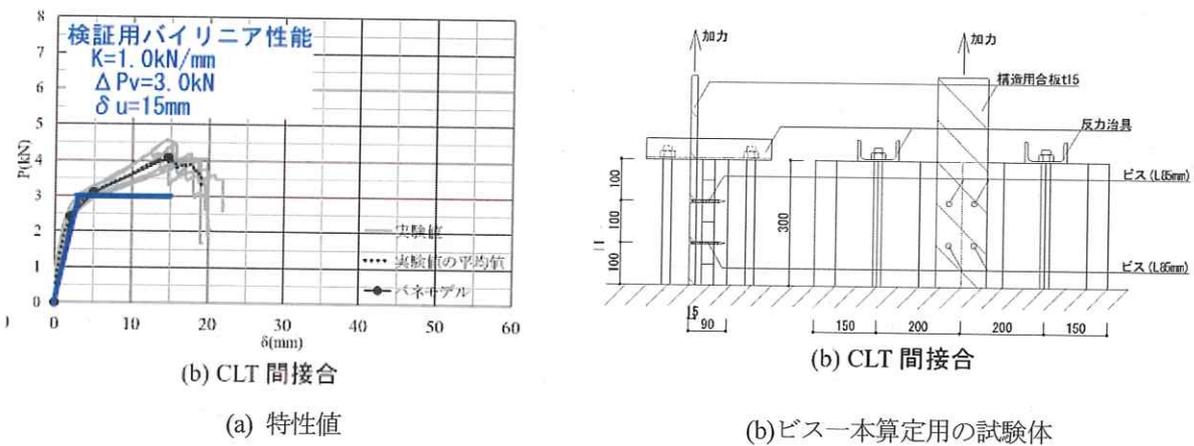


図 2.1.3 CLT-CLT 間の合板スプラインビス一本あたりの性能

(3) 荷重 - 変形角関係の比較

下図に実験と解析の荷重-変形角関係の比較を示す。荷重変形関係では実験値と解析値は概ね対応していることが確認できる。また事前の狙い通り、変形モードは個別転倒から全体転倒までせん断キーの性能を変化に伴い変化していることが確認でき、実験値とも対応することが確認できた。

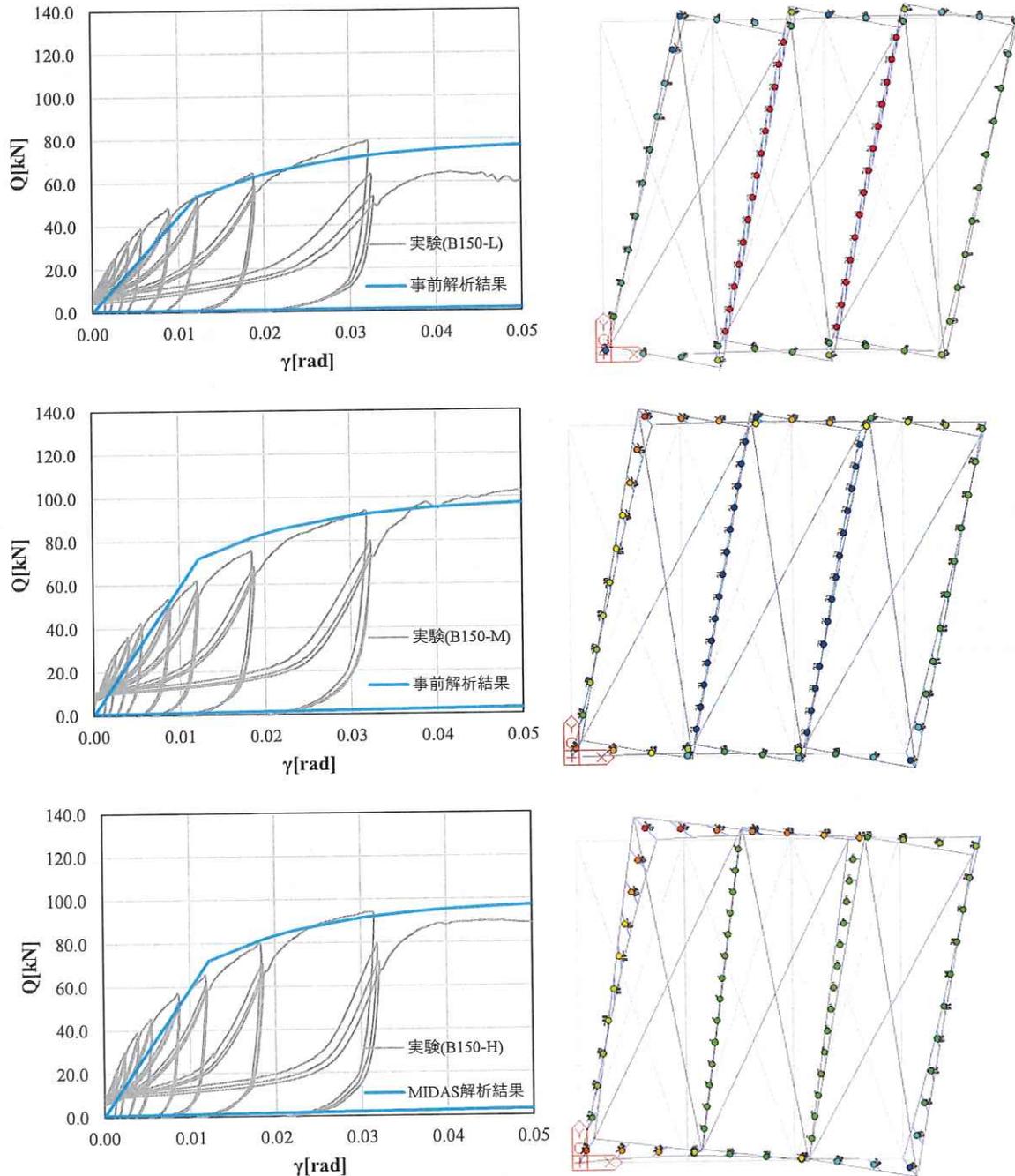


図 2. 1. 4 実験値と解析値の比較

2.2 CLT 水平構面の詳細計算法の適用性検証

本節ではせん断キーのある水平構面の詳細計算法について、「参考資料 1」にて実施された実験結果との比較に基づき適用性の検証を行う。以下に詳細計算法による性能の算出過程を示す。

(1) 詳細計算法による性能算出

1) CLT-軸材間、及び CLT-CLT 間の接合具性能データを用意する

接合具性能は以下の値を用いる。

CLT-軸組間接合具性能

STS6.5F-250

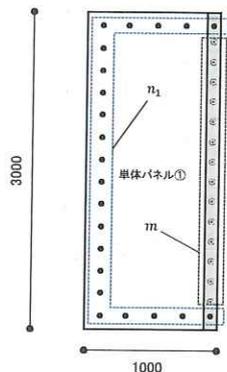
項目	記号	単位	値
せん断剛性	k_n	kN/mm	0.800
降伏変位	${}_n\delta_v$	mm	11.338
終局変位	${}_n\delta_u$	mm	61.31
降伏耐力	${}_n\Delta P_v$	kN	9.070

CLT-CLT 間接合具性能(シアキー)

合板スプライン STS6.5F-85

項目	記号	単位	値
せん断剛性	k_s	kN/mm	1.000
降伏変位	$s\delta_v$	mm	3.500
終局変位	$s\delta_u$	mm	15.000
降伏耐力	$s\Delta P_v$	kN	3.500

2) CLT パネルのせん断弾性係数や寸法、釘配列諸定数を用意する



単体パネル①

厚さ: $t=21$ [cm]

面材の面積: $A_w=100 \times 300=30000$ [cm²]

せん断弾性係数: $G_B=50$ [kN/cm²]

●: CLT床-軸材接合

STS6.5F-250@300

単体パネル①に打たれたCLT-軸材間接合具本数 $n_1=17$ [本]

◎: CLT床間接合

B150-L試験体

合板スプラインSTS6.5F-85@200

CLT-CLT間接合具本数 $m=14$ [本]

単体パネル①の釘配列諸定数

B150-L試験体

$I_{xy}=1.650$ [cm²/cm²]

$Z_{xy}=0.032$ [cm/cm²]

$C_{xy}=1.167$

B150-M試験体

$I_{xy}=2.110$ [cm²/cm²]

$Z_{xy}=0.034$ [cm/cm²]

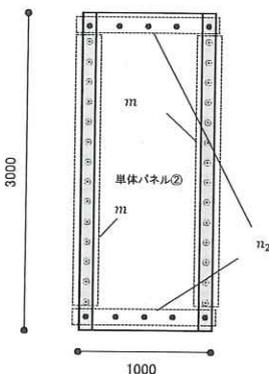
$C_{xy}=1.415$

B150-H試験体

$I_{xy}=2.479$ [cm²/cm²]

$Z_{xy}=0.036$ [cm/cm²]

$C_{xy}=1.308$



単体パネル②

厚さ: $t=21$ [cm]

面材の面積: $A_w=100 \times 300=30000$ [cm²]

せん断弾性係数: $G_B=50$ [kN/cm²]

●: CLT床-軸材接合

STS6.5F-250@300

単体パネル①に打たれたCLT-軸材間接合具本数 $n_2=8$ [本]

◎: CLT床間接合

B150-L試験体

合板スプラインSTS6.5F-85@200

CLT-CLT間接合具本数 $m=14$ [本]

単体パネル②の釘配列諸定数

B150-L試験体

$I_{xy}=1.981$ [cm²/cm²]

$Z_{xy}=0.043$ [cm/cm²]

$C_{xy}=1.007$

B150-M試験体

$I_{xy}=3.693$ [cm²/cm²]

$Z_{xy}=0.078$ [cm/cm²]

$C_{xy}=1.000$

B150-H試験体

$I_{xy}=6.626$ [cm²/cm²]

$Z_{xy}=0.141$ [cm/cm²]

$C_{xy}=1.000$

B150-H試験体

合板スプラインSTS6.5F-85@100×2列千鳥

CLT-CLT間接合具本数 $m=58$ [本]

3) 単体パネルの等価接合具性能を求める

B150-L 試験体

単体パネル①		CLT-軸材間	CLT床間	等価接合
本数	n[本]	17	14	31
初期剛性	K[kN/mm]	0.800	1.000	0.89
終局荷重	ΔP_v [kN]	9.070	3.500	6.55
降伏変位	δv [mm]	11.338	3.500	7.36
終局変形	δu [mm]	61.310	15.000	40.40

単体パネル②		CLT-軸材間	CLT床間	等価接合
本数	n[本]	8	28	36
初期剛性	K[kN/mm]	0.800	1.000	0.96
終局荷重	ΔP_v [kN]	9.070	3.500	4.74
降伏変位	δv [mm]	11.338	3.500	4.96
終局変形	δu [mm]	61.310	15.000	25.29

B150-M 試験体

単体パネル①		CLT-軸材間	CLT床間	等価接合
本数	n[本]	17	29	46
初期剛性	K[kN/mm]	0.800	1.000	0.93
終局荷重	ΔP_v [kN]	9.070	3.500	5.56
降伏変位	δv [mm]	11.338	3.500	6.00
終局変形	δu [mm]	61.310	15.000	32.11

単体パネル②		CLT-軸材間	CLT床間	等価接合
本数	n[本]	8	58	66
初期剛性	K[kN/mm]	0.800	1.000	0.98
終局荷重	ΔP_v [kN]	9.070	3.500	4.18
降伏変位	δv [mm]	11.338	3.500	4.28
終局変形	δu [mm]	61.310	15.000	20.61

B150-H 試験体

単体パネル①		CLT-軸材間	CLT床間	等価接合
本数	n[本]	17	58	75
初期剛性	K[kN/mm]	0.800	1.000	0.95
終局荷重	ΔP_v [kN]	9.070	3.500	4.76
降伏変位	δv [mm]	11.338	3.500	4.99
終局変形	δu [mm]	61.310	15.000	25.50

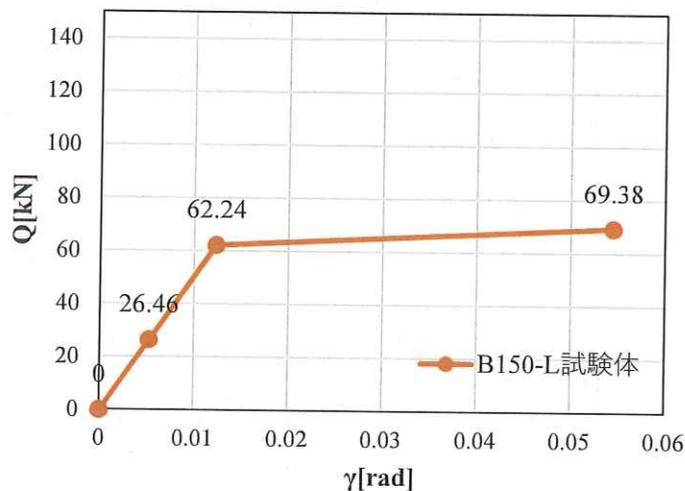
単体パネル②		CLT-軸材間	CLT床間	等価接合
本数	n[本]	8	116	124
初期剛性	K[kN/mm]	0.800	1.000	0.99
終局荷重	ΔP_v [kN]	9.070	3.500	3.86
降伏変位	δv [mm]	11.338	3.500	3.91
終局変形	δu [mm]	61.310	15.000	17.99

B150-L 試験体

以下に詳細計算法によるせん断性能算出結果を示す。耐力は個別回転モードの耐力で決定した。

「せん断キー/釘」剛性比	C	1.03
個別回転の寄与率	α	0.49
全体回転の寄与率	$1-\alpha$	0.51
全体床長さ	Lw	3 m

	初期剛性 K (kNm)/rad	許容耐力 Pa (kN/m)	降伏耐力 Py (kN/m)	終局耐力 Pu (kN/m)	塑性率 μ
単体パネル①の計算結果	1229	8.19	21.00	24.50	4.75
単体パネル②の計算結果	1511	10.08	20.24	20.37	4.27
個別回転モードの平均性能	1370	8.82	20.75	23.13	4.59
全体回転モードの性能	1985	13.23	29.44	32.71	4.24
	$\rightarrow \alpha K_{\text{単}} + (1-\alpha)K_{\text{全}}$	$\rightarrow \min(\text{単体ave, 全体})$	$\rightarrow \min(\text{単体ave, 全体})$	$\rightarrow \min(\text{単体ave, 全体})$	$\rightarrow \text{ave}(\text{単体ave, 全体})$
簡易評価(/m当たり)	1682	8.82	20.75	23.13	4.42
簡易評価(全体長さ)	5046	26.46	62.24	69.38	13.25

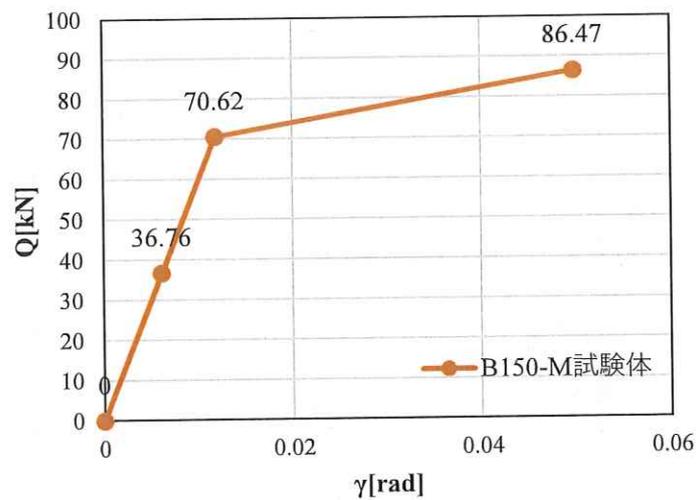


B150-L 試験体

以下に詳細計算法によるせん断性能算出結果を示す。耐力は個別回転モードの耐力で決定した。

「せん断キ-釘」剛性比	C	2.13
個別回転の寄与率	α	0.32
全体回転の寄与率	$1-\alpha$	0.68
全体床長さ	Lw	3 m

	初期剛性	許容耐力	降伏耐力	終局耐力	塑性率
	K	Pa	Py	Pu	μ
	(kNm)/rad	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	
単体パネル①の計算結果	1550	10.34	19.10	27.03	4.45
単体パネル②の計算結果	2434	16.09	32.42	32.42	3.58
個別回転モードの平均性能	1992	12.25	23.54	28.82	4.16
全体回転モードの性能	1985	13.23	29.44	32.71	4.24
	$\rightarrow \alpha K_{\text{単}} + (1-\alpha)K_{\text{全}}$	$\rightarrow \min(\text{単体 ave, 全体})$	$\rightarrow \min(\text{単体 ave, 全体})$	$\rightarrow \min(\text{単体 ave, 全体})$	$\rightarrow \text{ave}(\text{単体 ave, 全体})$
簡易評価(m当たり)	1987	12.25	23.54	28.82	4.20
簡易評価(全体長さ)	5962	36.76	70.62	86.47	12.60

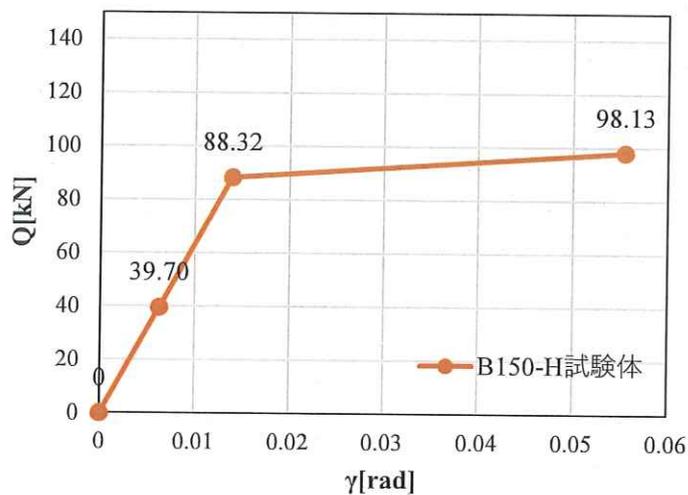


B150-H 試験体

以下に詳細計算法によるせん断性能算出結果を示す。耐力は全体回転モードの耐力で決定した。

「せん断キー/釘」剛性比	C	4.26
個別回転の寄与率	α	0.19
全体回転の寄与率	$1-\alpha$	0.81
全体床長さ	Lw	3 m

	初期剛性 K (kNm/rad)	許容耐力 Pa (kN/m)	降伏耐力 Py (kN/m)	終局耐力 Pu (kN/m)	塑性率 μ
単体パネル①の計算結果	1799	11.94	16.96	22.18	4.12
単体パネル②の計算結果	3494	23.29	54.46	54.46	2.92
個別回転モードの平均性能	2646	15.73	29.46	32.94	3.72
全体回転モードの性能	1985	13.23	29.44	32.71	4.24
	$\rightarrow \alpha K_{\text{単}} + (1-\alpha)K_{\text{全}}$	$\rightarrow \min(\text{単体ave, 全体})$	$\rightarrow \min(\text{単体ave, 全体})$	$\rightarrow \min(\text{単体ave, 全体})$	$\rightarrow \text{ave}(\text{単体ave, 全体})$
簡易評価(/m当たり)	2111	13.23	29.44	32.71	3.98
簡易評価(全体長さ)	6332	39.70	88.32	98.13	11.95



(2) 実験結果との比較

以下に各試験体の実験結果及び詳細計算法の計算結果、事前解析結果の比較を示す。何れの試験体でも剛性・耐力ともに概ね良い対応を示しており、詳細計算法の妥当性が確認された。

