

令和7年度 林野庁補助事業

建築用木材供給・利用強化対策のうちCLT・LVL等の建築物への利用環境整備事業のうちCLT・LVL等を活用した建築物の低コスト化・検証等事業

CLT と 枠組壁工法による中高層建築物の立面混構造に関する合理的設計法の実用化・普及事業

事業報告書

2026年3月

一般社団法人 日本ツーバイフォー建築協会
一般社団法人 日本CLT協会

目次

- 1 事業の目的
- 2 委員会構成
- 3 スケジュール
- 4 構造試験
 - 4.1 CLT 壁-集成材等梁間せん断接合部試験
 - 4.2 CLT 壁端引張接合部試験
 - 4.3 CLT-2×4 工法の3層立面併用架構の水平加力試験
 - 4.4 材料実験
 - 4.5 壁試験
 - 4.6 実大実験結果の解析的検討
- 5 反曲点高さ比に関する解析的検討
- 6 試設計による検討
 - 6.1 構面詳細モデルによる検証
 - 6.2 一貫計算ソフトによる検証
- 7 設計法
- 8 まとめと今後の課題
- 9 試設計例 4層事務所
 - 9.1 設計図書
 - 9.2 納まり詳細図
- 10 その他資料
 - 10.1 構造計算書抜粋
 - 10.2 委員会議事録

令和7年度森林・林業・木材産業グリーン成長総合対策補助金等

CLT・LVL等の建築物への利用環境整備事業のうちCLT・LVL等を活用した建築物の低コスト化・検証等事業

事業タイトル

CLTと枠組壁工法による中高層建築物の立面混構造に関する合理的設計法の実用化・普及事業

1. 事業の目的

現本事業では、「CLT パネル工法と枠組壁工法による中高層建築物立面混構造の合理的設計法の実用化による中高層分野の木造化推進事業」により確認された設計法を実用化するために、昨年度安全確認に使用した高次の構造計算によらず、混構造の構造計算を許容応力度等計算（以下ルート2という）化する。また、CLTを利用した混構造の構造計算法についてルート2化と同時に一般の2×4用の一貫構造計算ソフトで対応可能とすることができれば、木造構造設計者不足やルート3対応の難しさにより敬遠されてきた枠組壁工法の4階以上の計画と共にCLTを利用した混構造に対応する構造設計者の確保が容易となり、実用化、普及が可能となる。

2. 委員会の構成

枠組工法、CLT工法に関係する実務設計者や学識経験者等で構成した。

委員会委員名簿（順不同、敬称略）

委員長	五十田 博	京都大学生存圏研究所 生存圏開発創成研究系 教授
委員	荒木 康弘	国土交通省国土政策総合研究所 建築研究部評価システム研究室長
〃	辻 拓也	京都大学生存圏研究所 生存圏開発創成研究系 研究員
〃	難波 宗功	国立研究開発法人建築研究所材料研究グループ 研究員
〃	岡部 実	(一財) ベターリビング 性能試験研究部 担当部長
〃	太田 啓明	一般社団法人日本ツーバイフォー建築協会技術推進委員長

協力委員

- // 石崎 宣彦 林野庁木材産業課木材製品技術室 課長補佐
- // 上田 萌香 林野庁木材産業課木材製品技術室 企画調整係長
- // 高橋 風鈴 林野庁木材産業課木材製品技術室 建築用木材担当専門職

オブザーバー (一社) 日本ツーバイフォー建築協会-改正構造計算法検討分科会委員

片貝 尚史、片山 雄太、栗原 努、古瀬 明彦、権田 将也、高野 竜郎、外山 天、中村 孝、南部 佳央、練子 祐介、野口 郁生、古田 昌弘、村田 直隆

鈴木 敏朗 東京デンコー 代表取締役

コンサルタント 白戸 幸裕 株式会社 梓川設計 代表取締役社長

(一社) 日本ツーバイフォー建築協会-改正構造計算法検討分科会委員

試験・解析協力 岩崎 一優 (京都大学 五十田研究室)

事務局

- // 釜谷 智弘 一般社団法人日本ツーバイフォー建築協会専務理事
- // 坂口 晴一 一般社団法人日本ツーバイフォー建築協会技術部長
- // 近藤 浩一 一般社団法人日本ツーバイフォー建築協会開発部長
- // 宮崎 太郎 一般社団法人日本ツーバイフォー建築協会
- // 坂部 芳平 一般社団法人 日本CLT協会 専務理事
- // 中越 隆道 一般社団法人 日本CLT協会 CLT構造設計相談室
- // 谷口 翼 一般社団法人 日本CLT協会
- // 原 周平 一般社団法人 日本CLT協会

3. スケジュール

ロードマップ (実績と予定)		2026年3月10日											
2025年度開発工程		2025年						2026年					
実施内容		6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	3月		
実 中 用 高 C 化 層 L に 連 T よ る 物 ネ ル 中 立 ル 高 面 工 法 分 種 と 採 用 組 合 壁 工 法 推 進 に 伴 う 実 験 ・ そ の 他	検討委員会 4回予定	↔		↔		↔		↔					
	CLT壁-集材材等梁間 せん断接合部試験				↔								
	予備試験 2×4 工法耐力壁面内せん断実験					↔							
	本試験 2×4 工法耐力壁面内せん断実験					↔							
	CLT+2×4 立面併用壁造り4層試験							↔					
	ダイダワン設計法・規格検討							↔					
	試験設計 索引書作成							↔					
	成果報告の取り纏め										↔		

4.1 CLT 壁-集成材等梁間せん断接合部試験

4.1.1 目的

実大実験に使用した CLT-集成材梁間せん断接合部（図 4.1-1、カネシン PZ ホールダウンパイプ 12 本×2 か所）は、施工性の観点で改善の余地があった。そこで、鋼板挿入ドリフトピン接合タイプと鋼板添え板ビス接合タイプのせん断接合部について実験を行い、施工性および構造性能を確認する。

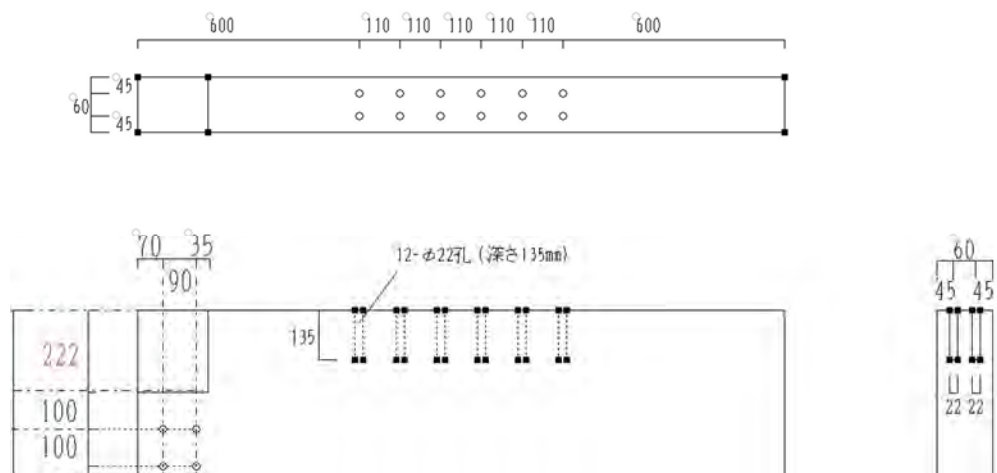


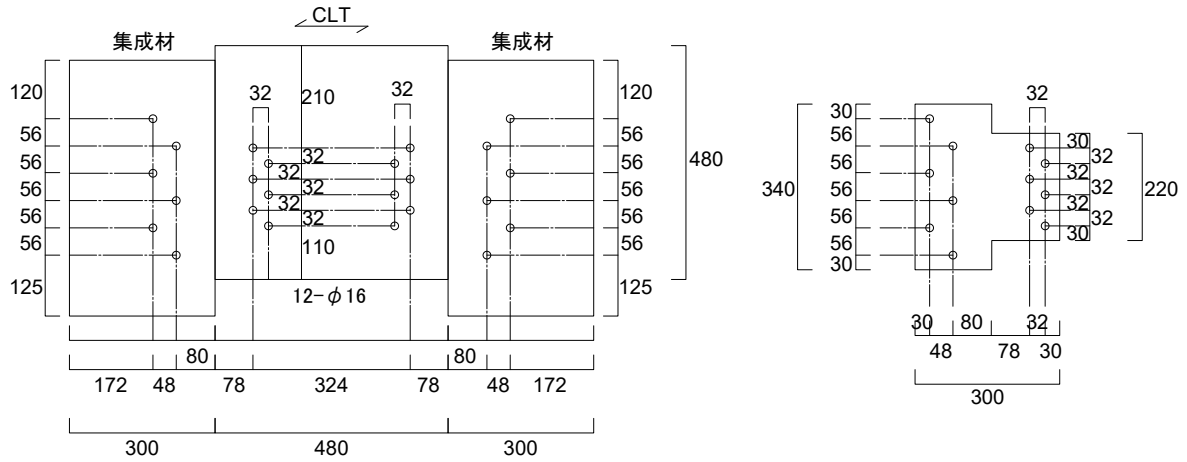
図 4.1-1 実大試験体 CLT 壁頭加工図

4.1.2 試験体概要

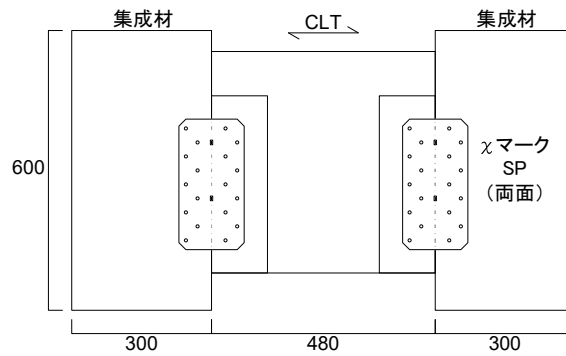
試験体は、図 4.1-2 および表 4.1-1 に示す鋼板挿入ドリフトピン接合タイプ（タイプ A）と鋼板添え板ビス接合タイプ（タイプ B）のせん断接合部である。試験体数は、タイプ A が 6 体、タイプ B が 2 体である。

タイプ A の試験体において、後述する鋼板のスリット側面へのめり込みが確認されたことから、No.2 以降は鋼板角部を切断する加工を行った。

タイプ B の試験体において、CLT と集成材の厚みに約 10mm の差があることから、構造用合板（ $t=12\text{mm}$ ）をスペーサーとして挿入した。



(1) 鋼板挿入ドリフトピン接合タイプ (タイプ A) :6 体



(2) 鋼板添え板接合タイプ (タイプ B) :2 体

図 4.1-2 接合部試験体図

表 4.1-1 試験体一覧

名称	接合種類	CLT	集成材	鋼板の 切断加工	フッ素樹脂 フィルム貼付
A-1	鋼板挿入ドリフト ピン接合 12-φ16 (SS400)	S90A-5-5 (t=150mm) ヒノキ	カラマツ対称異等 級構成集成材 (t=140mm) E105-F300	無	無
A-2				有	有
A-3				有	有
A-4				有	有
A-5				有	有
A-6				有	有
B-1	SP			—	有
B-2	裏表 4 枚			—	有

4.1.3 試験方法

試験体セットアップの例を図 4.1-3 に、セットアップ写真を写真 4.1-1 に示す。試験は京大生存圏研究所 1000kN 万能試験機を用いた。

加力スケジュールは単調荷重とし、荷重は試験機の荷重計で計測し、変位は CLT と集成材間の相対変位を 4 か所で計測した。加力に伴い集成材梁が開くと考えられるため、集成材上部と下端に変形拘束治具を設置した。

A シリーズの試験について、A-1 は、CLT—集成材間に大きな摩擦力が生じないように、上部の変形拘束ロッドは手締めによる締め付けとしたが、以降の試験体では集成材の割れの進展に伴う剛性低下等を懸念し、A-2、A-3 では上部をレンチによる締め付けとし、A-4 からは試験体上部に加え下部にも変形拘束ロッドを設けレンチにより締め付けた。その際発生する摩擦力は、CLT、集成材それぞれの摩擦面にフッ素樹脂フィルムを貼付することで軽減を図った。

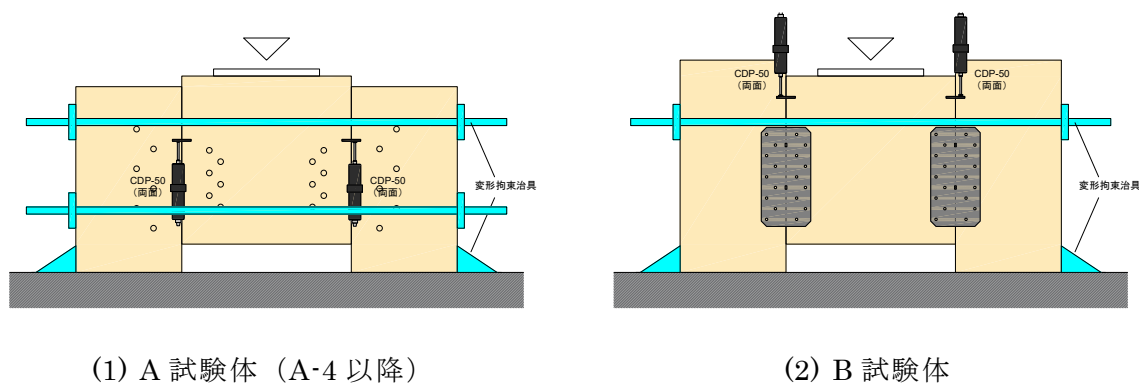


図 4.1-3 試験体セットアップ図

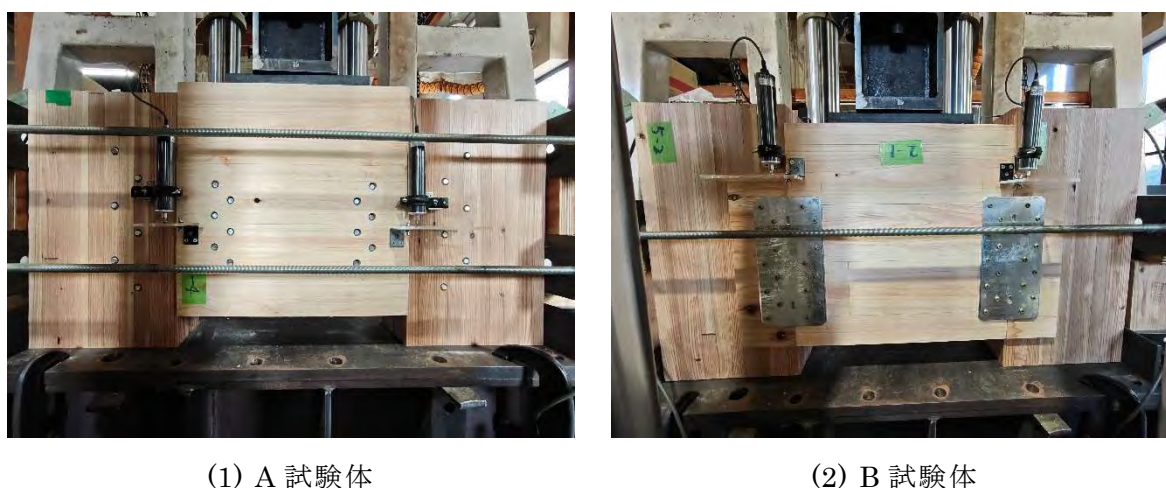


写真 4.1-1 試験体セットアップ写真

試験体の各特性値は、木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2025年版）に基づいて算出した。

(1) せん断剛性

せん断剛性 K は以下の式で計算した。A シリーズの試験体については、加力終了時まで荷重が増大を続けたため、加力終了時の変位 d ($\approx 50\text{mm}$) 時を最大荷重として計算した。

$$K = \frac{0.4P_{max} - 0.1P_{max}}{d_2 - d_1}$$

ここで、

P_{max} : 最大荷重 [kN]

d_1 : 荷重 $P = 0.1P_{max}$ 時の変位 [mm]

d_2 : 荷重 $P = 0.4P_{max}$ 時の変位 [mm]

(2) 短期基準耐力

短期基準耐力は、降伏耐力 P_y および $\frac{2}{3}P_{max}$ の平均値に、それぞれのばらつき係数を乗じて算出した値のうち小さい方とした。

なお、ばらつき係数を求める際の試験体数 n は便宜的に $n = 6$ とし、A 試験体については、 δ_u は最大変位とした。

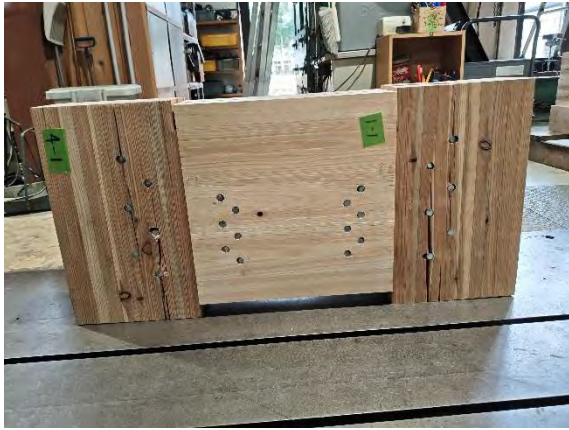
4.1.4 試験結果

(1) 破壊性状

写真 4.1-2 から写真 4.1-7 に A シリーズ試験体の破壊性状を、写真 4.1-8、写真 4.1-9 に B シリーズ試験体の破壊性状を示す。

A 試験体について、試験体間に共通して 200～250kN 付近で集成材の割れが発生した。A-1 試験体では鋼板角部の切断加工を行っていないため、角部がスリット縁にめり込む挙動が確認された。A-2 以降の試験体は鋼板角部の切断加工を行ったため、当該箇所でのめり込みは生じなかった。一方、A-3 は、集成材が面外方向に開いた影響で鋼板が面外方向に回転したため、図の赤丸で示す位置で鋼板角部が CLT スリット内側にめり込む挙動が確認された。A-4～A-6 は、ロッドにより試験体上部および下部を締め付けたため、その後の割れの進展は A-3 までと比較して小さく、鋼板のめり込みは確認されなかった。

B 試験体について、変形に伴い SP が回転した。B-1 は、その回転挙動によって SP が集成材にめり込んでいたが、B-2 では SP のめり込みは生じていなかった。また、両試験体共に集成材側のビスのせん断変形が CLT 側のビスより全体的に大きかった。



(1) 表面



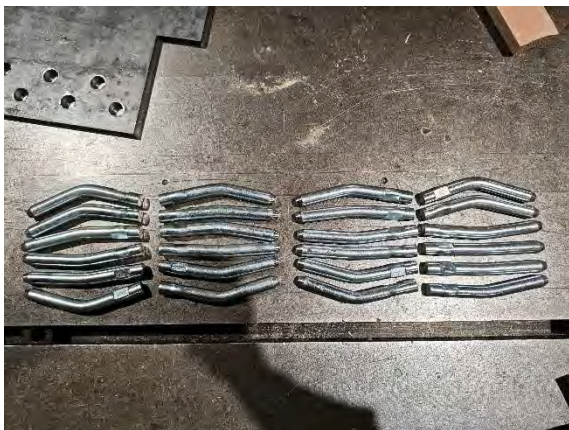
(2) 裏面



(3) CLT 側接合面 (外側)



(4) CLT 側接合面 (内側)



(5) ドリフトピン

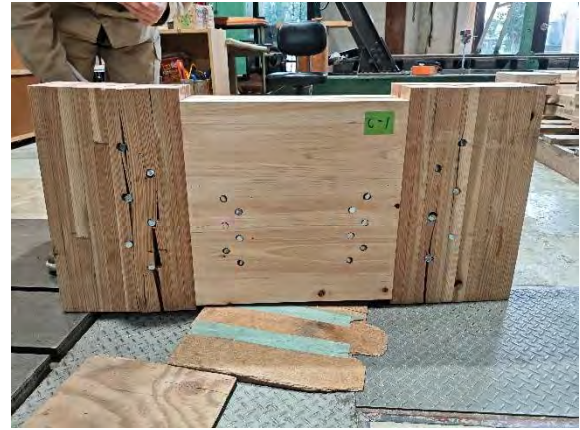


(6) めり込み箇所

写真 4.1-2 破壊性状 (A-1)



(1) 表面



(2) 裏面

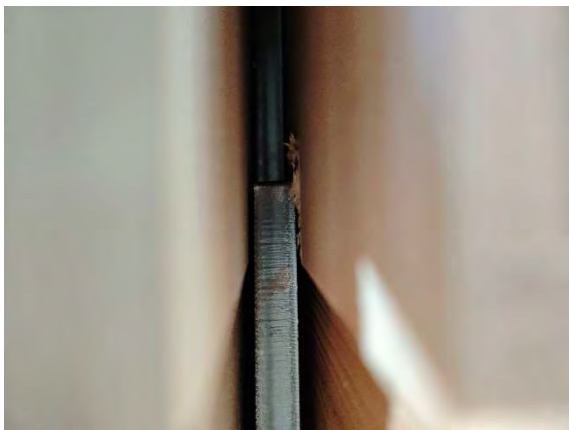
写真 4.1-3 破壊性状 (A-2)



(1) 表面



(2) 裏面



(3) 鋼板—CLT めり込み

写真 4.1-4 破壊性状 (A-3)



(1) 表面



(2) 裏面

写真 4.1-5 破壊性状 (A-4)



(1) 表面



(2) 裏面

写真 4.1-6 破壊性状 (A-5)



(1) 表面



(2) 裏面

写真 4.1-7 破壊性状 (A-6)



(1) 表面



(2) 裏面



(3) 金物 (SP)



(4) ビス (STS・C65)

写真 4.1-8 破壊性状 (B-1)



(1) 表面



(2) 裏面

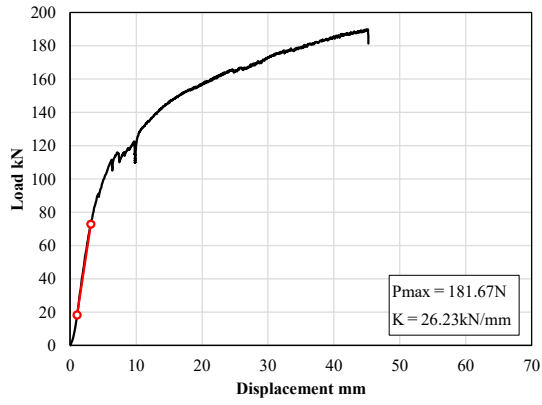
写真 4.1-9 破壊性状 (B-2)

(2) 荷重変形関係

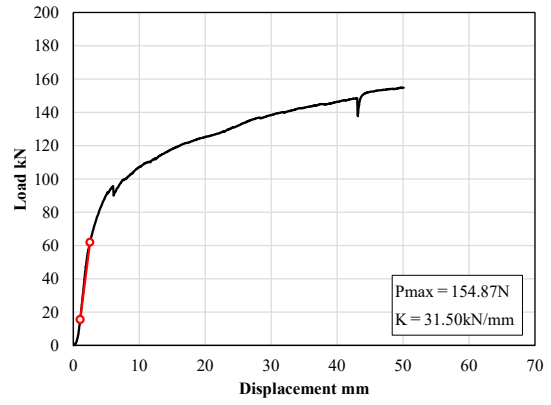
図 4.1-4 に各試験体の荷重変位関係を、表 4.1-2 から表 4.1-5 に各特性値を示す。ここで、各試験体の荷重は、計測値に 1/2 を乗じて接合面一面分の荷重としている。

全ての試験体で荷重 100～120kN の間で集成材下部に割れが発生したが、これはドリフトピンの曲げ降伏に伴い、集成材を押し広げる応力が発生したためと考えられる。A-1 でドリフトピン曲げ降伏後の剛性が他試験体より大きいのは、A-1 は鋼板角部の切断加工を行っておらず鋼板のめり込みが顕著に発生したこと、加力開始時に変形拘束ロッドを締め付けておらず、変位 10mm 付近でレンチによる締め付けを行った際、CLT と集成材間の摩擦を防止する措置を行っていなかったことで摩擦の影響が大きく表れたことの 2 点が原因として推察される。一方、A-2 については他試験体と比較して耐力が低い、これは試験体上部を締め付けたものの下部を締め付けなかったため、集成材下部の開きを抑制しきれなかったためと考えられる。A-3 は、変位 25mm 付近で剛性が上昇したが、これは写真 4.1-4 (3)に示すような鋼板の CLT へのめり込みによる影響と考えられる。A-4～A-6 は、試験体下部を締め付けたことで集成材割れによる耐力・剛性の低下が抑制され、降伏荷重を除き概ね同様の性状を示した。

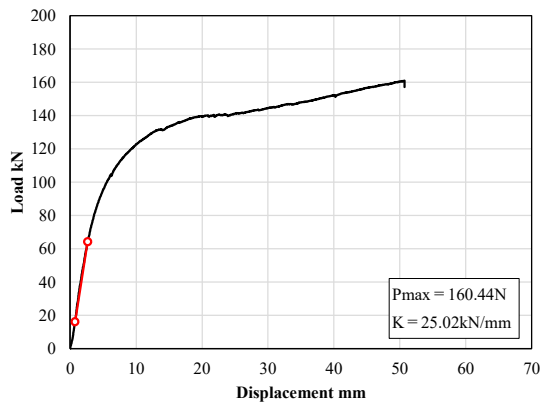
B 試験体について、最大荷重は B-1 の方が約 9%大きく、最大荷重到達後は緩やかに荷重が低下し、変位約 50mm 付近で最大荷重の 0.8 倍に到達した。B-2 は最大荷重到達後、変位約 27mm および 32mm 時の 2 度、乾いた打撃音が生じるとともに急激に荷重が低下し、変位約 40mm 付近で最大荷重の 0.8 倍に到達した。この急激な荷重低下の原因は集成材側のビスの破断によるものと推察される。



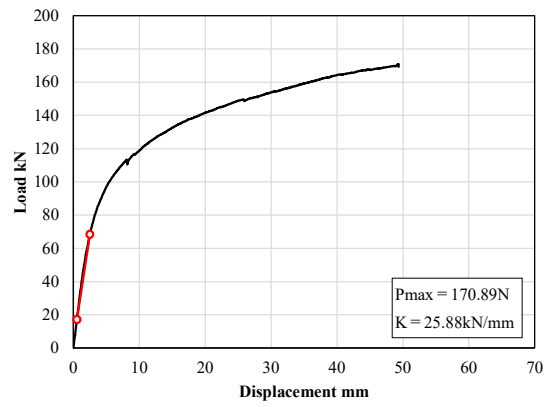
(1) A-1



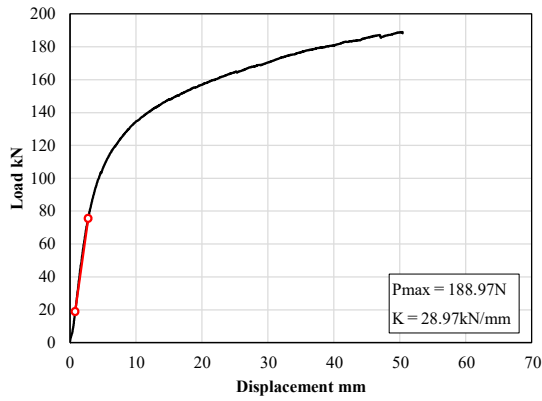
(2) A-2



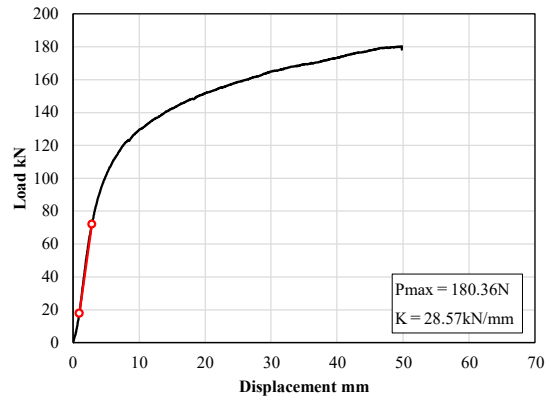
(3) A-3



(4) A-4

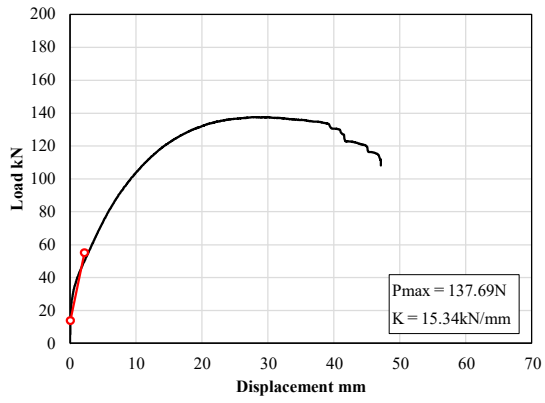


(5) A-5

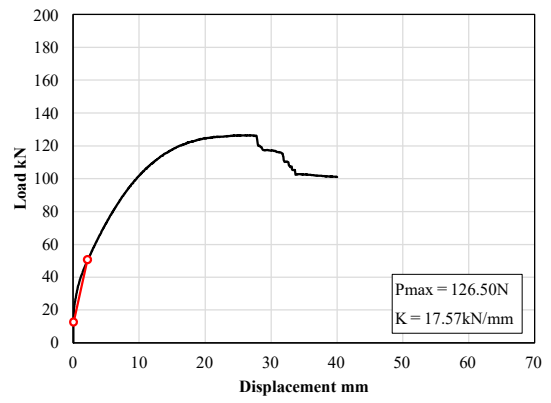


(6) A-6

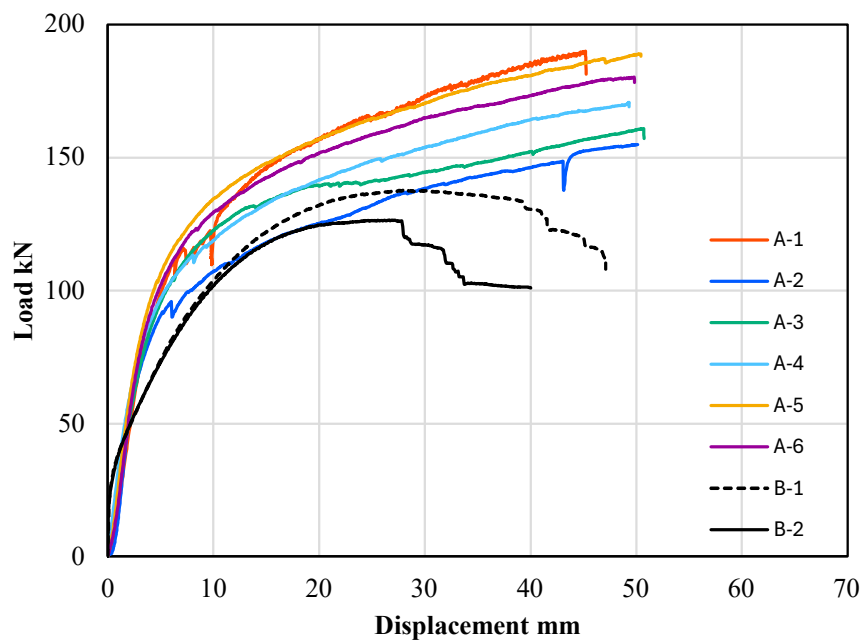
图 4.1-4 荷重变形关系①



(7) B-1



(8) B-2



(9) 全試験体

図 4.1-4 荷重変形関係②

表 4.1-2 せん断剛性 (A 試験体)

	単位	試験体						平均値
		A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6	
せん断剛性	kN/mm	26.23	31.50	25.02	25.88	28.97	28.57	27.70

表 4.1-3 せん断剛性 (B 試験体)

	単位	試験体		平均値
		B-1	B-2	
せん断剛性	kN/mm	15.34	17.57	16.46

表 4.1-4 各特性値 (A 試験体)

	単位	試験体						平均値	ばらつき係数*	5%下限値	P_0
		A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	A-6				
P_y	kN	108.84	94.09	106	99.88	113.87	108.61	105.22	0.842	88.62	88.62
$2/3 P_{max}$	kN	121.11	103.25	106.96	113.93	125.98	120.24	115.24	0.821	94.64	
P_{max}	kN	181.67	154.87	160.44	170.89	188.97	190.36	*K は n=6 の値 (2.336)			
P_u	kN	164.65	141.76	145.71	150.43	167.91	160.69				
K	kN/mm	18.25	18.52	16.39	18.43	19.24	18.69				
μ	—	5.02	7.86	5.68	6.05	5.78	5.80				
D_s	mm	0.33	0.26	0.31	0.30	0.31	0.31				
δ_y	mm	5.96	5.68	6.54	5.42	5.92	5.81				
δ_v	mm	9.02	8.56	8.93	8.16	8.73	8.60				
δ_u	mm	45.27	67.25	50.74	49.34	50.46	49.83				

表 4.1-5 各特性値 (B 試験体)

	単位	試験体		平均値	ばらつき係数*	5%下限値	P_0
		B-1	B-2				
P_y	kN	71.80	63.71	67.76	0.803	54.39	54.39
$2/3 P_{max}$	kN	91.79	84.33	88.06	0.860	75.74	
P_{max}	kN	137.69	126.50	*K は n=6 の値 (2.336)			
P_u	kN	128.16	113.74				
K	kN/mm	15.15	16.82				
μ	—	5.57	5.88				
D_s	mm	0.31	0.30				
δ_y	mm	4.74	3.79				
δ_v	mm	8.46	6.76				
δ_u	mm	47.11	39.77				

(3) ほぞパイプ仕様との比較

実大実験で使用した CLT-集成材梁間せん断接合部（以下、ほぞパイプ仕様）との比較を行う。比較にあたって、令和 6 年度事業で実施されたせん断接合部試験の結果を、ほぞパイプ 4 本分に換算した値を用いた。

各仕様の荷重変形関係を図 4.1-5 に、ほぞパイプ仕様の特性値を表 4.1-6 に示す。これらを比較した結果、A 試験体はほぞパイプ仕様の約 5 本分、B 試験体は約 3 本分に相当する短期基準耐力を有していた。一方でせん断剛性については、A、B 試験体ともにほぞパイプ約 2 本分の値であった。

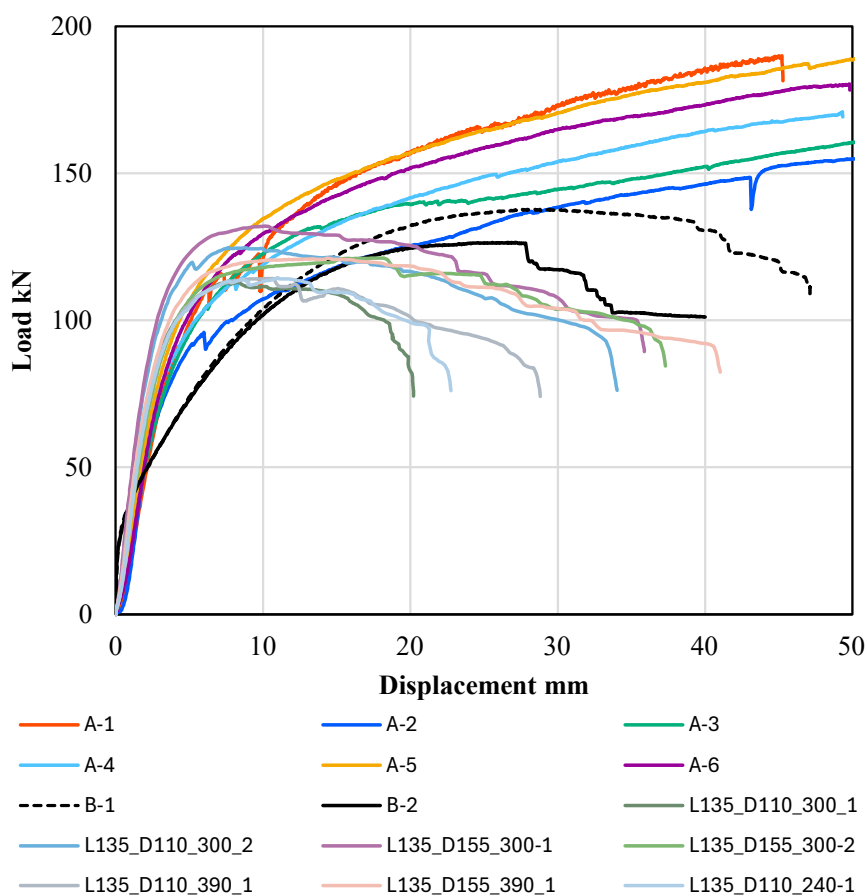


図 4.1-5 各仕様の荷重変形関係

表 4.1-6 ほぞパイプ仕様各特性値

	Pmax	Pu	$\mu = \delta u / \delta v$	$1/\sqrt{(2\mu-1)}$	Py	2/3Pmax	Pa	Pa平均	Pa標準偏差	PaC.V	Pa下限値	K
	kN	kN		-	kN	kN	kN/本	kN/本	/本	/本	kN/本	kN/mm
L135_D110_300_1	113.18	106.57	6.39	0.29	65.83	75.46	16.46	16.96	0.69	0.041	16.86	35.44
L135_D110_300_2	124.69	115.03	10.60	0.22	72.09	83.13	18.02					40.49
L135_D110_390_1	114.23	104.83	8.56	0.25	64.96	76.15	16.24					34.37
L135_D110_240_1	114.47	107.16	6.52	0.29	68.48	76.31	17.12					32.77
L135_D155_300_1	131.94	122.42	10.10	0.23	77.93	87.96	19.48	18.32	0.84	0.046	18.21	40.78
L135_D155_300_2	121.07	112.20	9.82	0.23	71.80	80.71	17.95					30.69
L135_D155_390_1	121.15	113.43	10.19	0.23	70.13	80.77	17.53					35.07

4.1.5 まとめ

CLT—集成材間接合部のせん断試験を実施し、試験結果より荷重変形関係を求め、各特性値を算出した。本実験で以下の知見が得られた。

A 試験体

- ・変位 50mm 到達時の荷重は 150～200kN であり、その後も荷重低下は生じなかった。
- ・ドリフトピンが荷重 100～120kN 付近で降伏し、それに伴い集成材に割れが発生した。
- ・角部の切断加工がない場合や、集成材の面外開きで鋼板が回転した場合、鋼板角部のスリットへのめり込みが発生し、それが剛性上昇の一因となったことが示唆された。
- ・ほぞパイプ仕様との比較では、短期基準耐力ほぞパイプ約 5 本分、初期剛性はほぞパイプ約 2 本分に相当する性能を有していた。

B 試験体

- ・最大荷重は B-1 で 138kN、B-2 で 127kN であった。
- ・B-2 では変位 27mm、32mm 付近で打撃音を伴う急激な荷重低下が発生したが、これは集成材側ビスの破断が要因と推察される。
- ・ほぞパイプ仕様との比較では、短期基準耐力ほぞパイプ約 3 本分、初期剛性はほぞパイプ約 2 本分に相当する性能を有していた。

試験報告書

国土交通省国土技術政策総合研究所 住宅研究部 荒木康弘
 国立研究開発法人 建築研究所 交流研究員 宮崎太郎

試験名称	木造建築用接合金物を使用した接合部の引張試験			
依頼者	名称：一般社団法人日本ツーバイフォー建築協会所在地： 東京都港区虎ノ門1丁目16番17号虎の門センタービル8階			
試験体	名称	接合部試験体 A	接合部試験体 B	
	接合金物	寸法	1095mm×400mm×12mm	1095mm×400mm×12mm
		材質	SS400	SS400
	接合具	種類	ドリフトピン	ドリフトピン
		寸法	φ20mm×145mm	φ20mm×145mm
		材質	SS400, 18本使用	SS400, 18本使用
	CLT パネル	樹種	ヒノキ, 強度等級; S90-5-5	ヒノキ, 強度等級; S90-5-5
寸法		1600mm×400mm×150mm	1600mm×400mm×150mm	
試験体数	1体 単調試験体	1体 一方向繰返し試験体		
	[備考]・図1～図3 (試験体)			
試験方法	CLTを用いた建築物の設計施工マニュアル(2016年版, 企画:公益財団法人日本住宅・木材技術センター及び一般財団法人日本CLT協会, 編集:CLT設計施工マニュアル編集委員会, 発行:公益財団法人日本住宅・木材技術センター)の第III部第10章「CLTパネル工法における接合部試験・評価方法」に準じて行った。試験実施状況を写真1及び写真2に示す。			
試験結果	試験体	最大荷重 (kN)	最大荷重時の変位 (mm)	
	接合部試験体 A 単調	979.8	1.02	
	接合部試験体 B 一方向繰返し	990.0	0.98	
	接合部試験体は、荷重が980kNを超えた時点で試験終了とし、最大荷重及び最大荷重時の変位は試験終了時までの値である。			
	[備考] ・表1 [試験結果 (接合部試験体 A, B)] ・図4 (荷重-変位包絡線の比較) ・図5 (試験体 A 荷重-変位曲線) ・図6 (試験体 B 荷重-変位曲線) ・写真2～写真7 (試験終了後の状況)			
試験期間	2026年3月3日			
担当者	国土交通省国土技術政策総合研究所 住宅研究部 荒木康弘 国立研究開発法人 建築研究所 交流研究員 宮崎太郎			
試験場所	建築研究所 構造複合実験棟			

接合部試験体 A, B

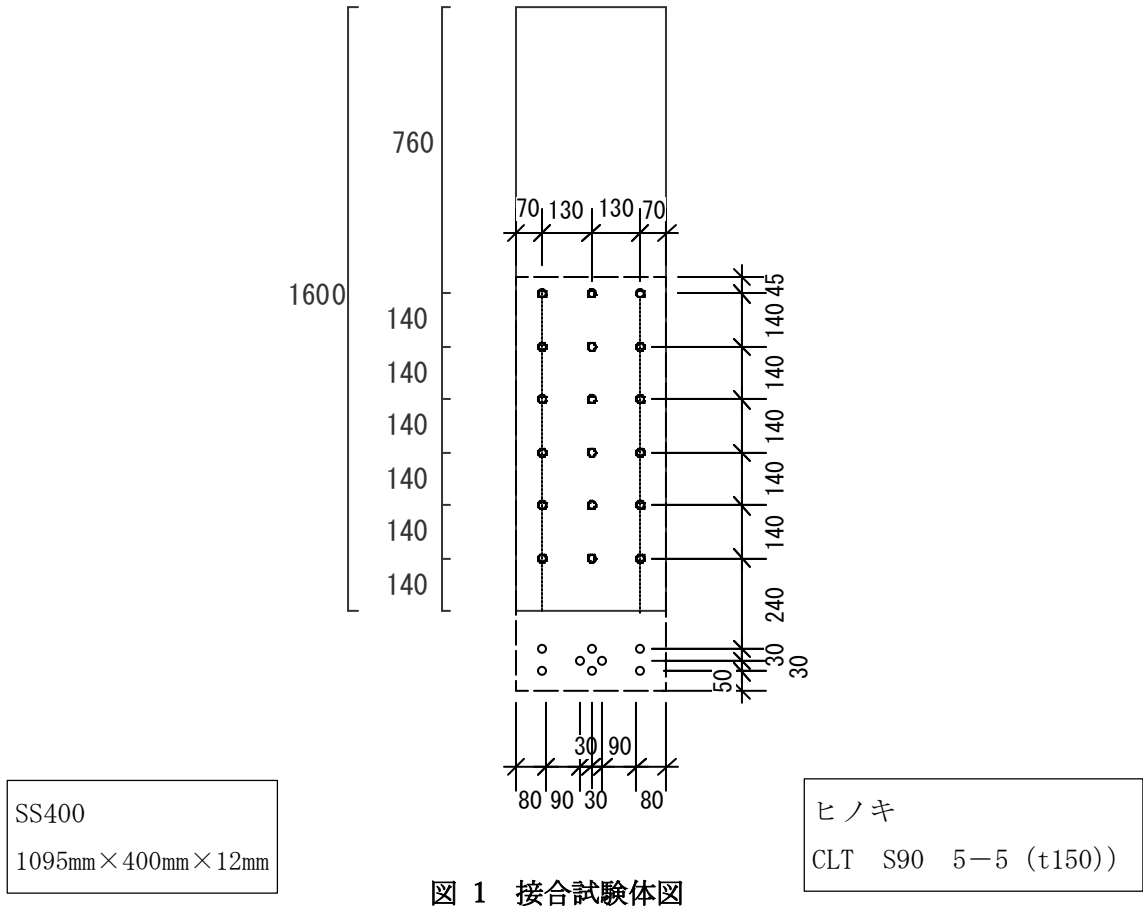


図 1 接合試験体図

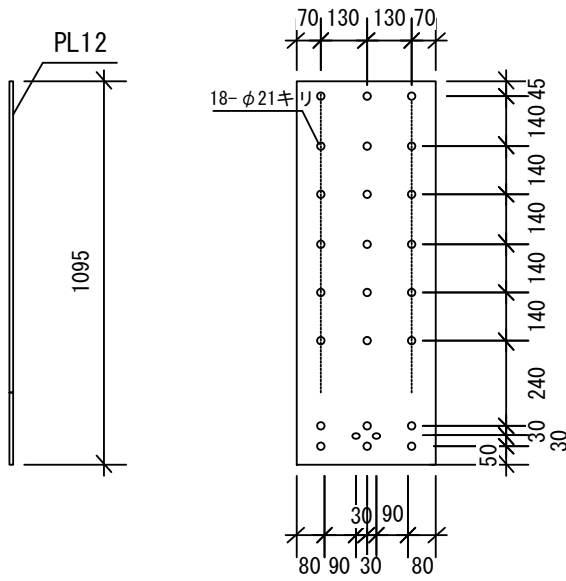


図 2 接合金物

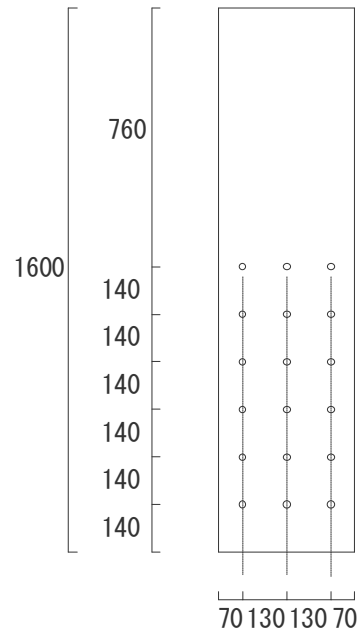
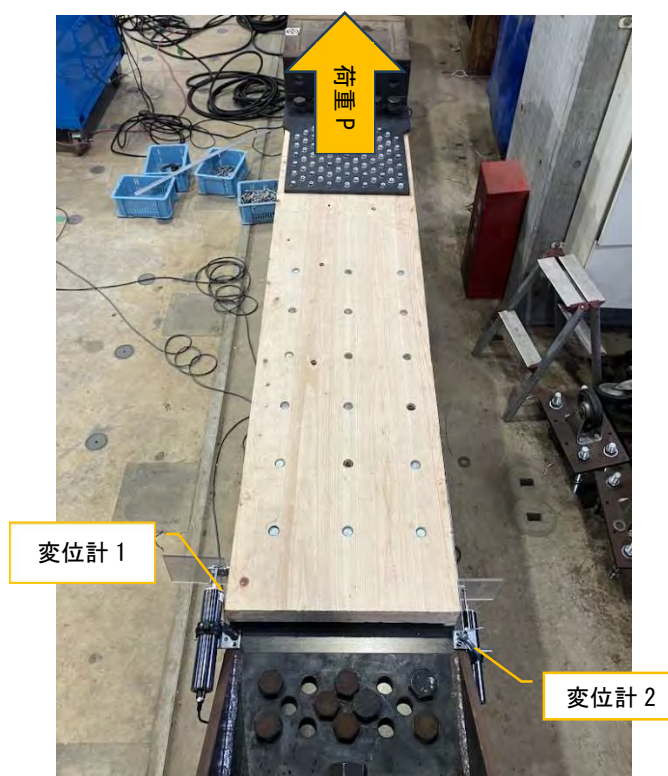
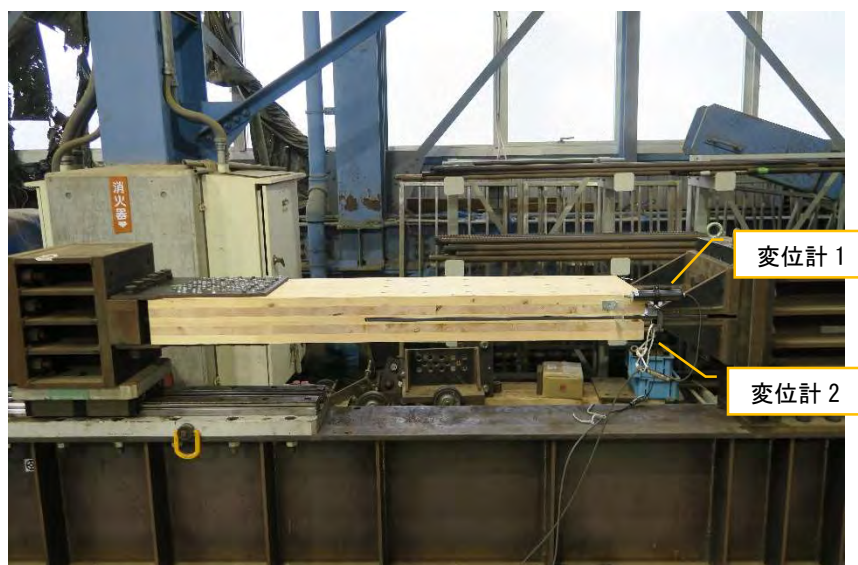


図 3 CLT

単位 mm



(注) 変位 δ は、下式による。

$$\delta = (\text{変位計 1} + \text{変位計 2}) / 2$$

変位計 1, 変位計 2 : 上下方向変位 (電気式変位計)

荷重及び変位の極性は、鉛直上向きを正 (+) とした。

写真 1 試験実施状況 (接合部試験体 A)

荷重変位関係

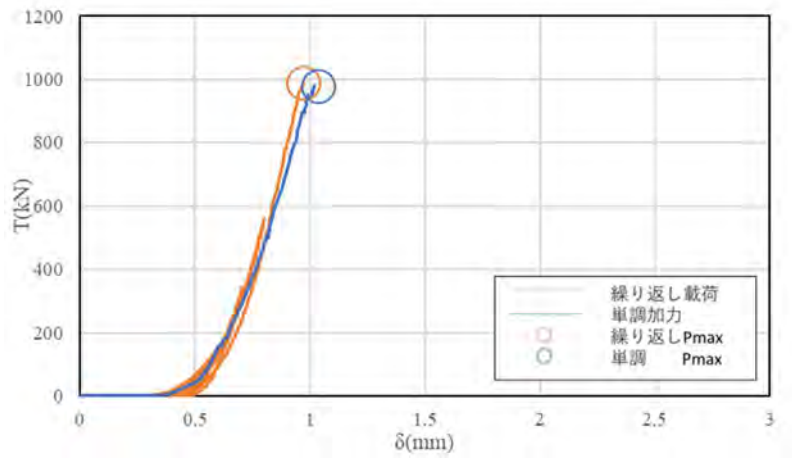


図 4 荷重—変位曲線 比較

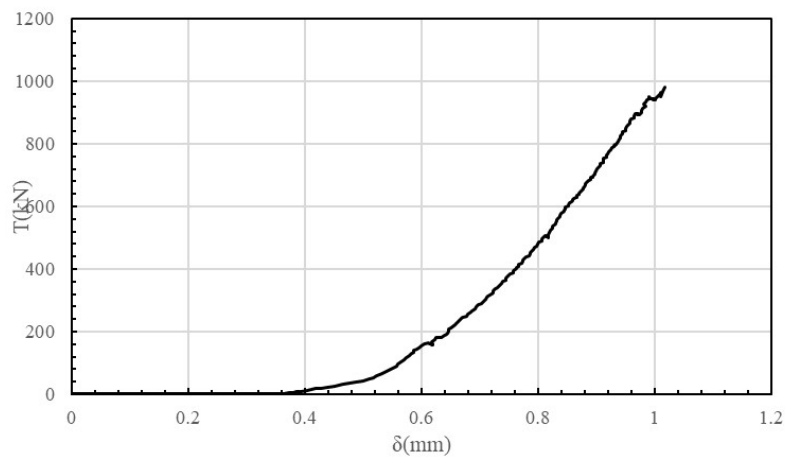


図 5 試験体 A 荷重—変位曲線

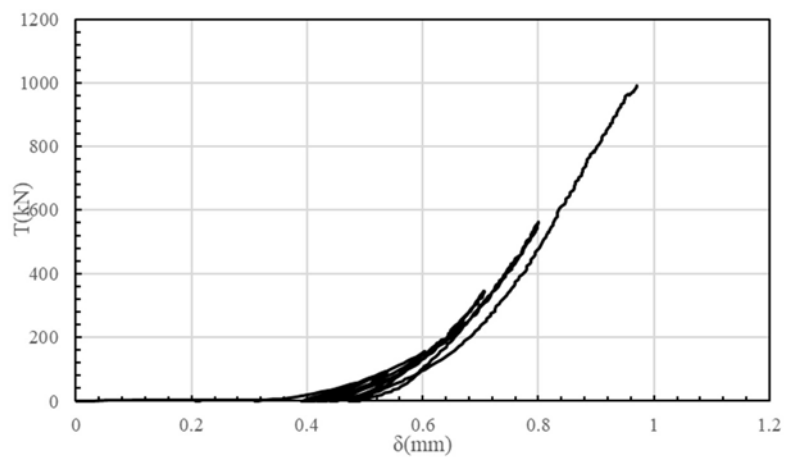








図 6 試験体 B 荷重変位曲線

表 1 試験結果

試験体	Pmax 時		試験終了後の状況
	荷重 (kN)	変位 (mm)	
単調	979.8	1.02	変形なし
一方向繰返し	990.0	0.98	変形なし

接合部試験体は、荷重が 980kN を超えた時点で試験終了とし、最大荷重及び最大荷重時の変位は試験終了時までの値である。一方向繰返し試験は単調試験の最大荷重をもとに試験を行った。

	
<p>写真 2 試験終了後の状況 (接合部試験体 A, 単調)</p>	<p>写真 3 試験終了後の状況 (接合部試験体 B, 一方向繰返し)</p>
	
<p>写真 4 試験終了後の状況 (接合部試験体 A, 単調)</p>	<p>写真 5 試験終了後の状況 (接合部試験体 B, 一方向繰返し)</p>
	
<p>写真 6 試験終了後の状況 (接合部試験体 A, 単調)</p>	<p>写真 7 試験終了後の状況 (接合部試験体 B, 一方向繰返し)</p>

品質性能試験報告書



一般財団法人 建材試験
西日本試験所長 西
山口県山陽小野田市



試験名称	木造建築用接合金物を使用した接合部の引張試験			
依頼者	名称：一般社団法人日本ツーバイフォー建築協会 所在地：東京都港区虎ノ門1丁目16番17号 虎の門センタービル8階			
試験体	名称		接合部試験体A	接合部試験体B
	接合金物	寸法	150mm×150mm×762mm	300mm×300mm×817mm
		材質	SM490A	SM490A
	接合具	種類	ドリフトピン	ドリフトピン
		寸法	φ20mm×145mm	φ20mm×145mm
		材質	SS400, 10本使用	SS400, 15本使用
	CLTパネル	樹種	ヒノキ, 強度等級; S90-5-5	ヒノキ, 強度等級; S90-5-5
		寸法	1310mm×320mm×150mm	1360mm×500mm×150mm
試験体数		2体 (うち1体単調試験体)	2体 (うち1体単調試験体)	
[備考] ・図1～図3 (試験体) ・記載事項は、依頼者の提出資料による。				
試験方法	CLTを用いた建築物の設計施工マニュアル (2016年版, 企画：公益財団法人日本住宅・木材技術センター及び一般財団法人日本CLT協会, 編集：CLT設計施工マニュアル編集委員会, 発行：公益財団法人日本住宅・木材技術センター) の第III部第10章「CLTパネル工法における接合部試験・評価方法」に準じて行った。試験実施状況を写真1及び写真2に示す。			
試験結果	試験体		最大荷重 (kN)	最大荷重時の変位 (mm)
	接合部試験体A	単調	618.3	18.4
		一方向繰返し	623.0	19.8
	接合部試験体B	単調	701.1 ¹⁾	4.2 ¹⁾
		一方向繰返し	705.8 ¹⁾	4.3 ¹⁾
[備考] ・表1 [耐力算定のための基礎資料 (接合部試験体A)] ・表2 [降伏耐力, 終局耐力, 初期剛性等 (接合部試験体A)] ・表3 [試験結果 (接合部試験体B)] ・図4 (荷重-変位包絡線の比較) ・図5 (荷重-変位曲線) ・図6 (荷重-変位曲線, 包絡線及び完全弾塑性モデル) ・写真3～写真10 (試験終了後の状況)				
注 ¹⁾ 接合部試験体Bは依頼者と協議の上, 荷重が700kNを超えた時点で試験終了とし, 最大荷重及び最大荷重時の変位は試験終了時までの値である。				

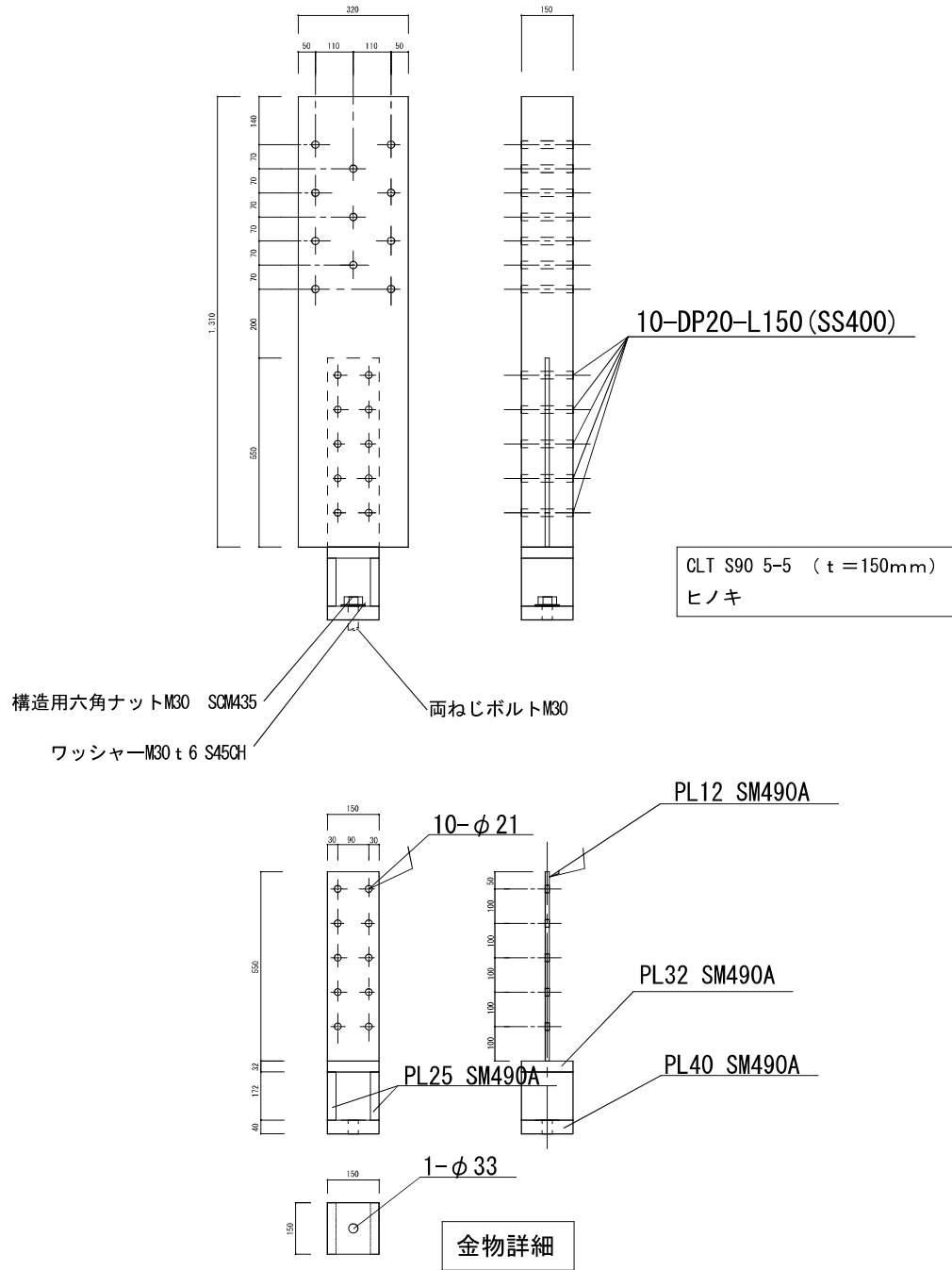
つづく

つづき

試験期間	2026年 2月12日及び13日
担当者	試験課長 矢埜和彦 小椋智高 (主担当) 早崎洋一 小森谷誠 品末竹彦
試験場所	西日本試験所 (山口県山陽小野田市大字山川)

接合部試験体1

単位mm



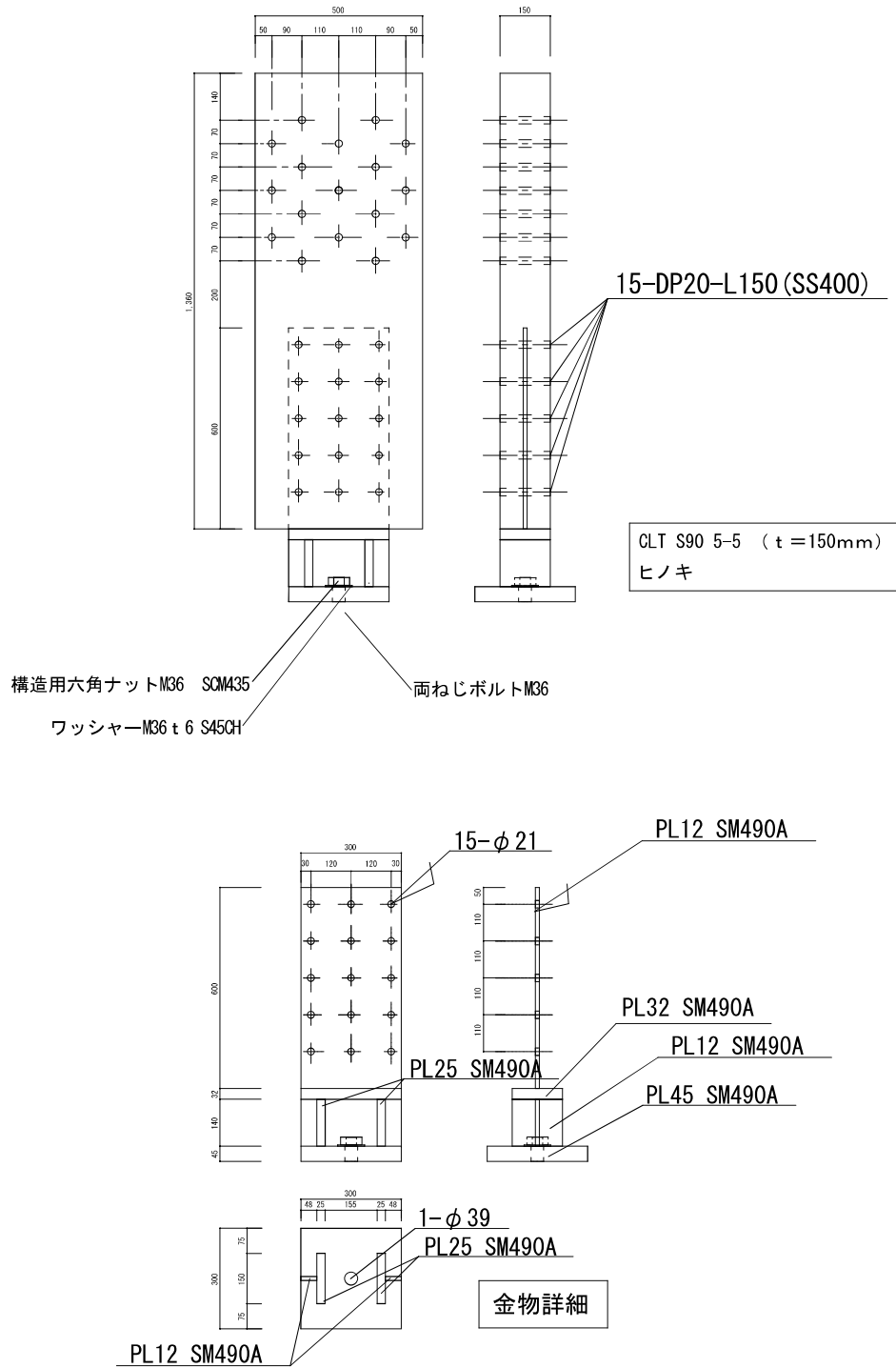
試験体		ヒノキCLT (S90-5-5)	
		含水率 (%)	密度 (g/cm ³)
接合部試験体A	単調	8.9	0.46
	一方向繰返し	8.6	0.45
[備考] 含水率は、試験終了後に木材水分計を用い、各試験体6箇所測定した平均値を示す。			

(依頼者提出資料)

図1 試験体

試験所長の文書による承認なしでは、完全な複製を除き、一部分のみを複製してはならない。

接合部試験体2



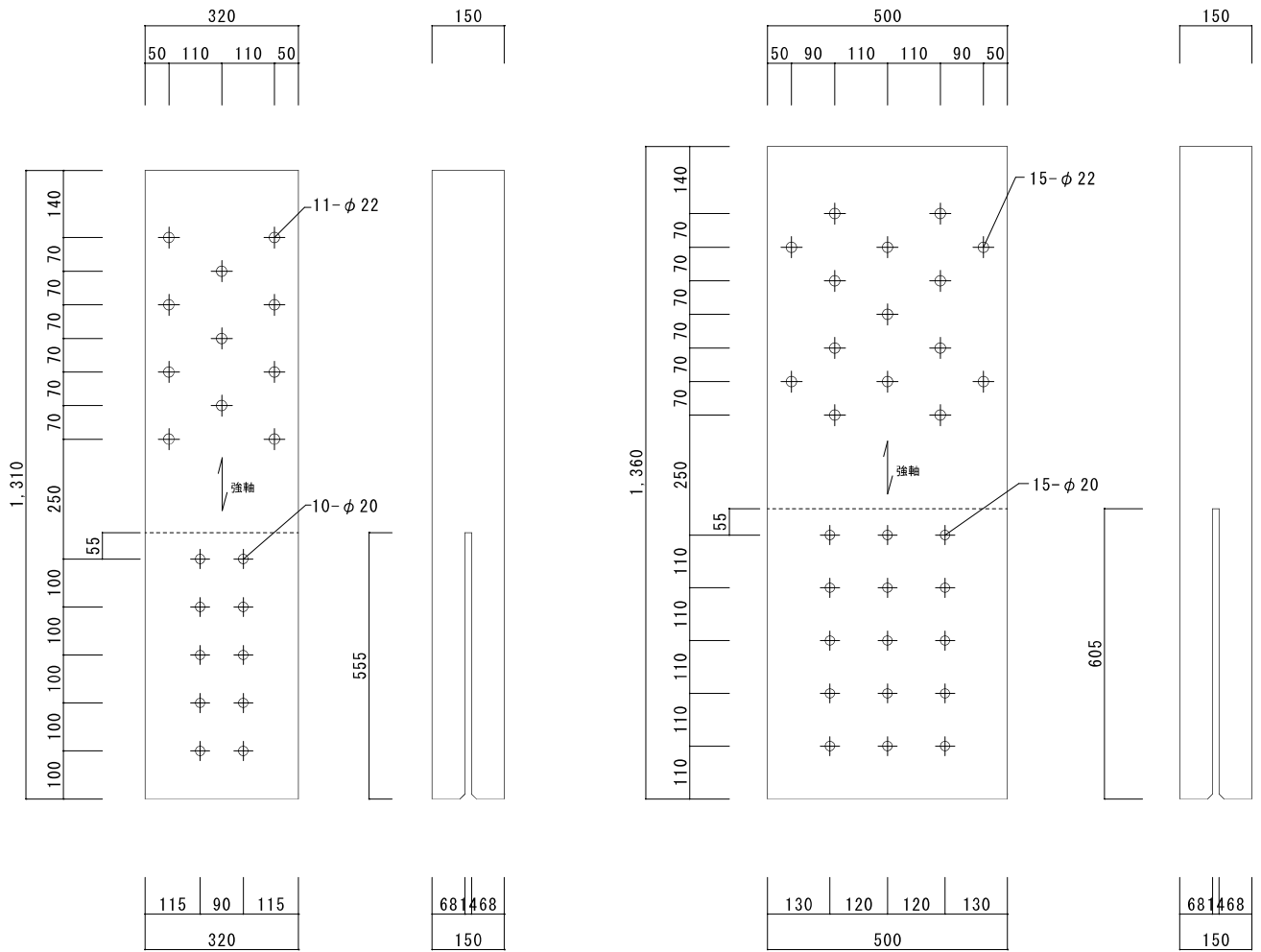
試験体		ヒノキCLT (S90-5-5)	
		含水率 (%)	密度 (g/cm ³)
接合部試験体B	単調	10.1	0.47
	一方向繰返し	9.3	0.48

[備考] 含水率は、試験終了後に木材水分計を用い、各試験体6箇所測定した平均値を示す。

(依頼者提出資料)

図2 試験体

単位mm



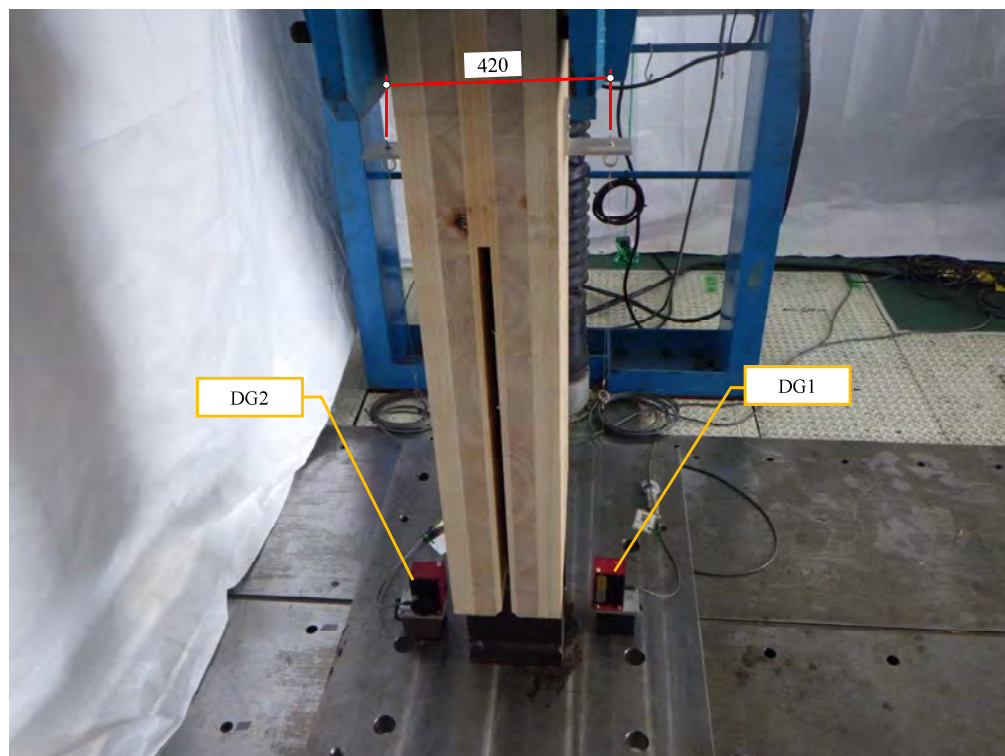
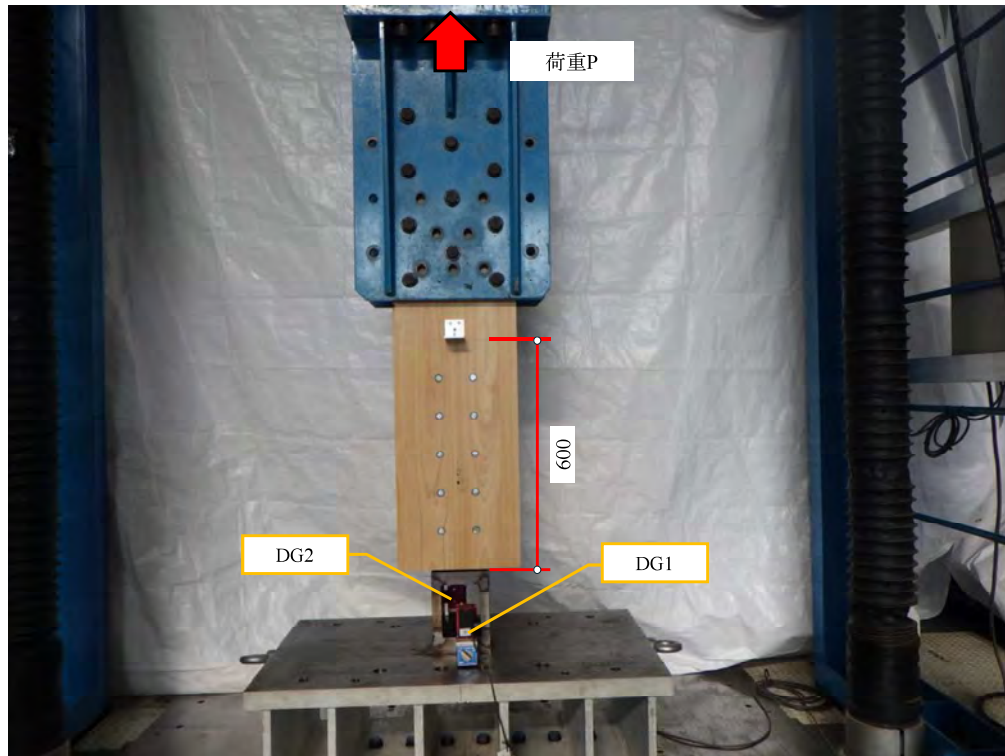
接合部試験体A

接合部試験体B

(依頼者提出資料)

図3 試験体

試験所長の文書による承認なしでは、完全な複製を除き、一部分のみを複製してはならない。



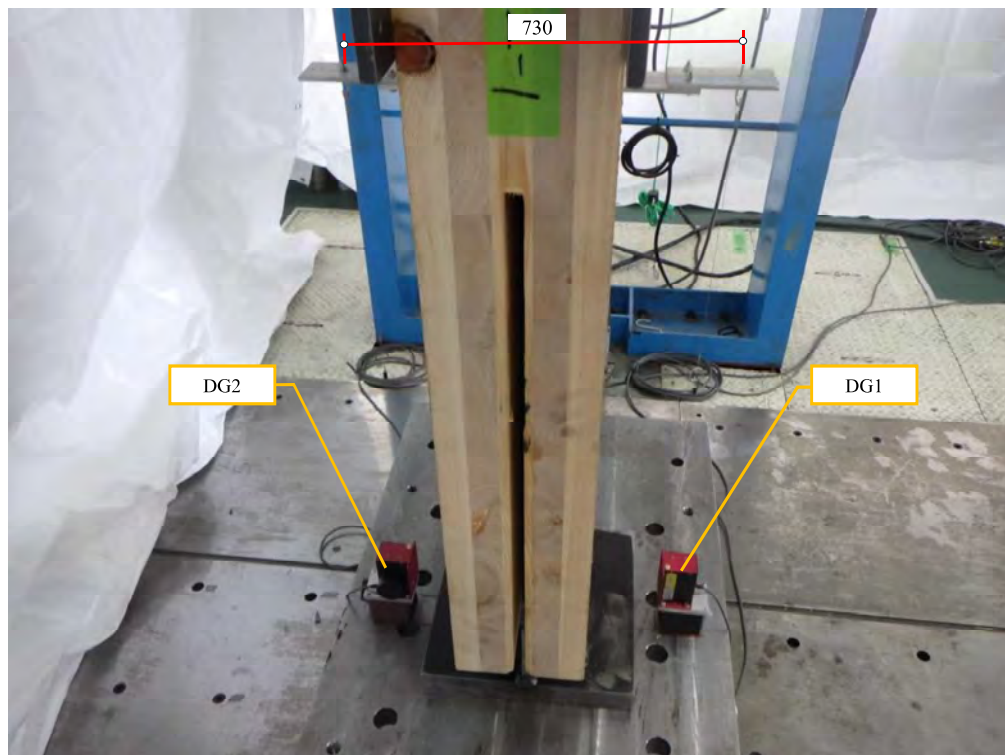
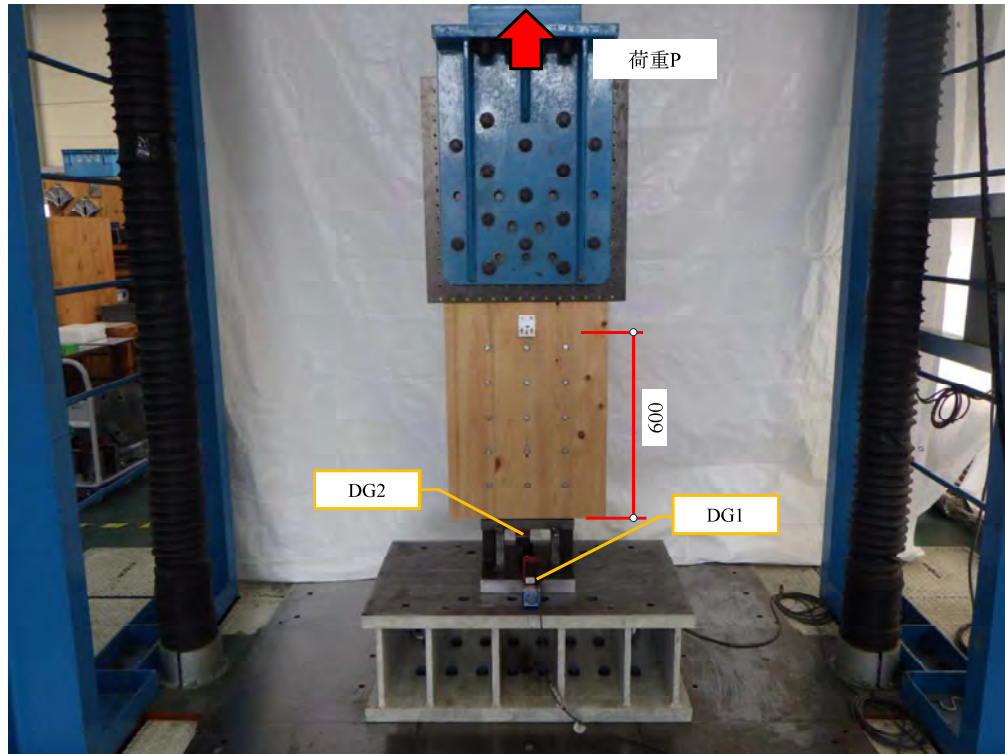
(注) 変位 δ は、下式による。

$$\delta = (DG1 + DG2) / 2$$

DG1, DG2 : 上下方向変位 (電気式変位計)

荷重及び変位の極性は、鉛直上向きを正 (+) とした。

写真1 試験実施状況 (接合部試験体A)



(注) 変位 δ は、下式による。

$$\delta = (DG1 + DG2) / 2$$

DG1, DG2 : 上下方向変位 (電気式変位計)

荷重及び変位の極性は、鉛直上向きを正 (+) とした。

写真2 試験実施状況 (接合部試験体B)

表1 耐力算定のための基礎資料（接合部試験体A）

試験体	降伏時		2/3P _{max} 時		P _{max} 時		試験終了後の状況
	荷重 P _y (kN)	変位 δ _y (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	
単調	415.0	3.8	412.2	3.7	618.3	18.4	金物の破断，ドリフトピンの変形
一方向繰返し	407.9	3.5	415.3	3.6	623.0	19.8	金物の破断，ドリフトピンの変形

表2 降伏耐力，終局耐力，初期剛性等（接合部試験体A）

試験体	降伏耐力 P _y (kN)	降伏変位 δ _y (mm)	終局耐力 P _u (kN)	降伏点変位 δ _v (mm)	終局変位 δ _u (mm)	初期剛性 K (kN/cm)	塑性率 μ
単調	415.0	3.8	562.3	5.1	22.1	1092.1	4.33
一方向繰返し	407.9	3.5	565.6	4.8	23.7	1165.4	4.94

表3 試験結果（接合部試験体B）

試験体	P _{max} 時		試験終了後の状況
	荷重 (kN)	変位 (mm)	
単調	701.1	4.2	ドリフトピンのわずかな変形
一方向繰返し	705.8	4.3	ドリフトピンのわずかな変形

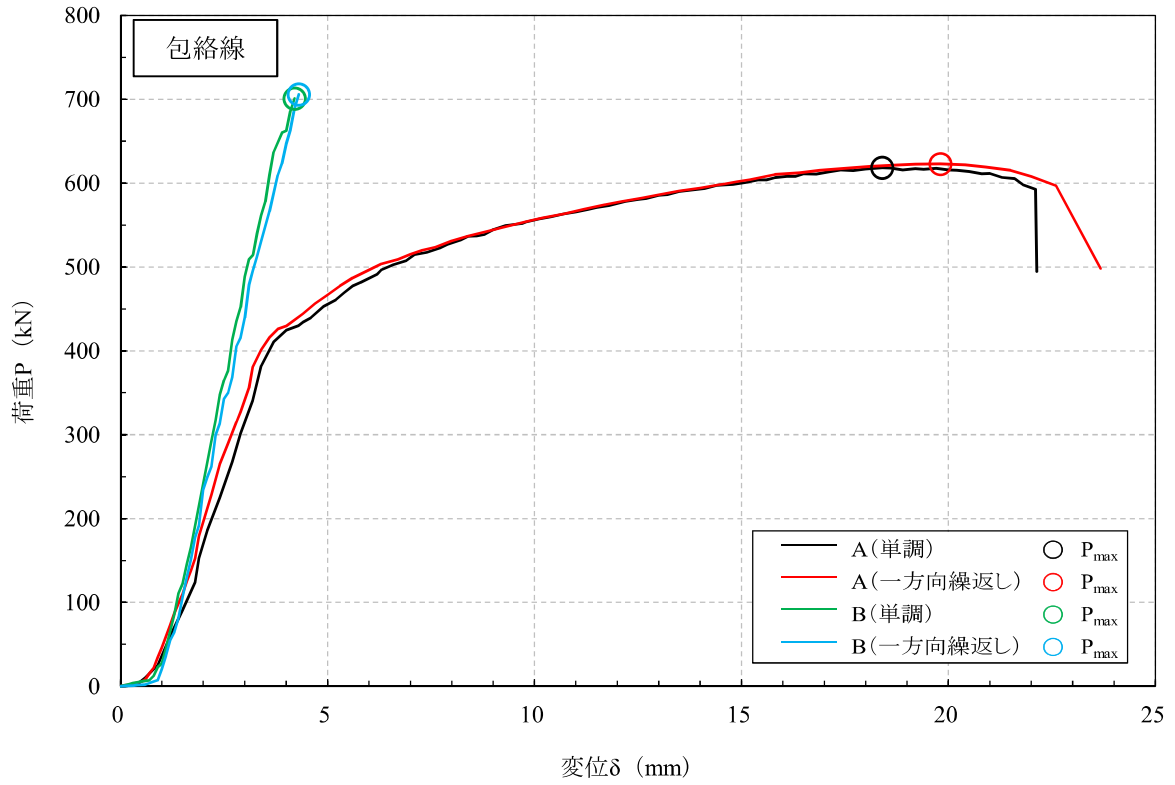


図4 荷重－変位包絡線の比較

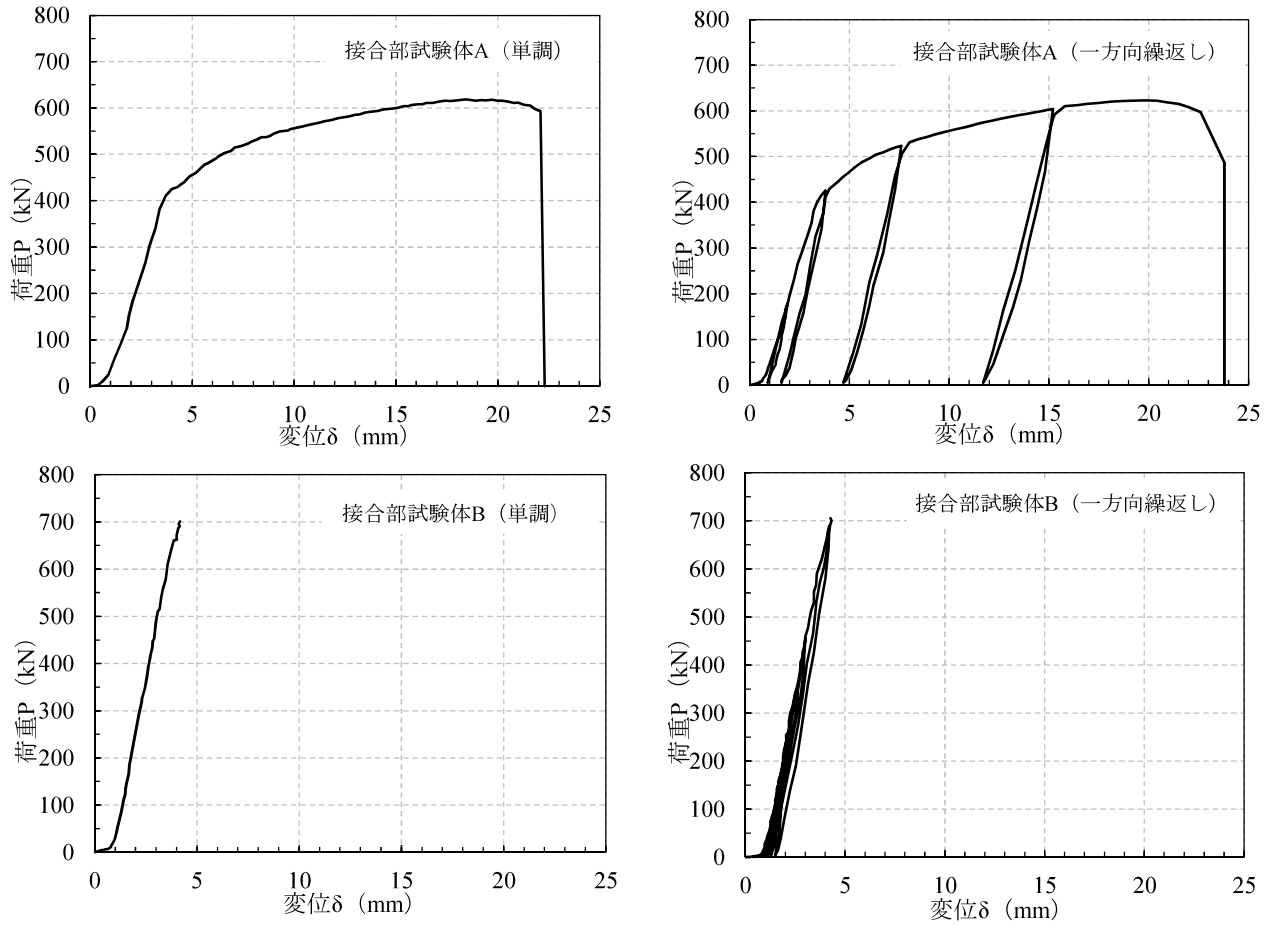


図5 荷重－変位曲線

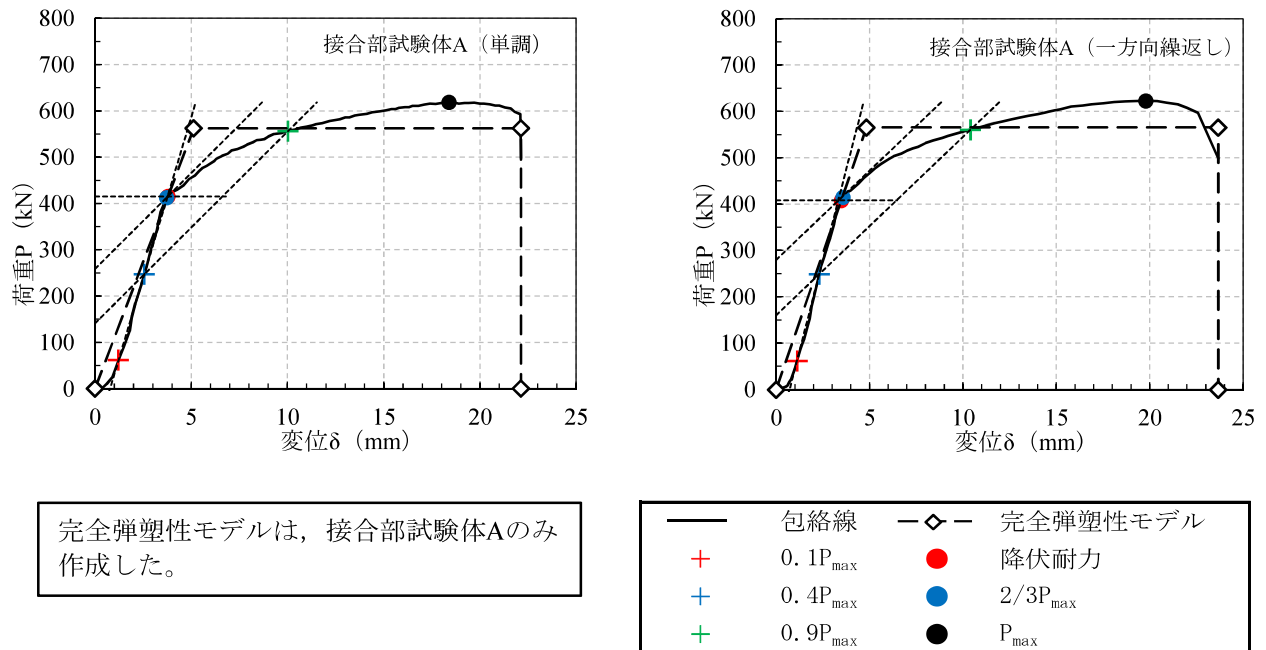


図6 荷重－変位曲線，包絡線及び完全弾塑性モデル



写真3 試験終了後の状況
(接合部試験体A, 単調)

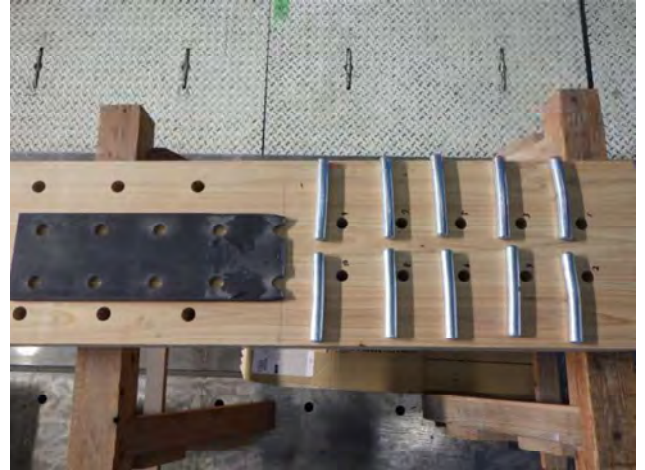


写真4 試験終了後の状況
(接合部試験体A, 単調)



写真5 試験終了後の状況
(接合部試験体A, 一方向繰返し)



写真6 試験終了後の状況
(接合部試験体A, 一方向繰返し)



写真7 試験終了後の状況
(接合部試験体B, 単調)



写真8 試験終了後の状況
(接合部試験体B, 単調)

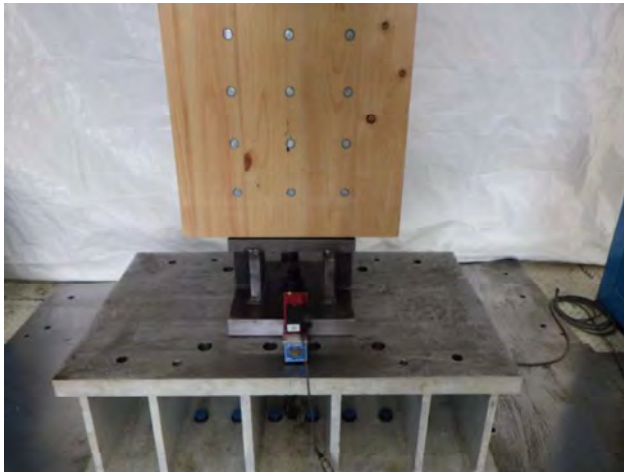


写真9 試験終了後の状況
(接合部試験体B, 一方向繰返し)



写真10 試験終了後の状況
(接合部試験体B, 一方向繰返し)

以上

4.3 3層構面静加力実験

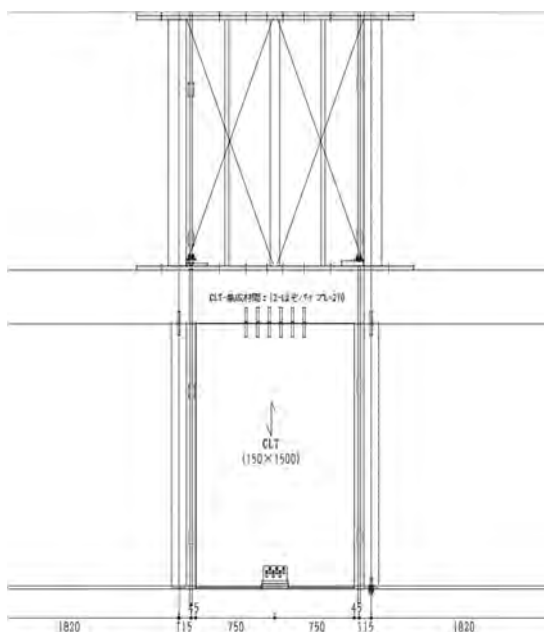
4.3.1 目的

タイダウンの定着方法について、令和6年度事業では、図4.3-1①に示すように CLT タイダウンを基礎に緊結するシステムとした。一方、図4.3-1②に示すように CLT 耐力壁上部にタイダウン金物を緊結する方法では、鉛直荷重支持柱と CLT 壁を隙間なく配置できるため納まりが明快で施工性に優れると考えられる。

また、令和6年度事業では上階 2×4 耐力壁の壁幅が 1820mm (=2P)、CLT 壁幅は 1500mm の架構形式について検討を行った。一方、令和6年度事業の事務所建築の試設計例では、壁幅が 4P となる部分もある。

そこで、令和7年度は、壁幅が 4P 相当、かつ CLT 壁頭にタイダウンを緊結する架構形式について検討を行う。

① タイダウンを基礎に緊結する形式



② タイダウンを CLT 壁頭に緊結する形式

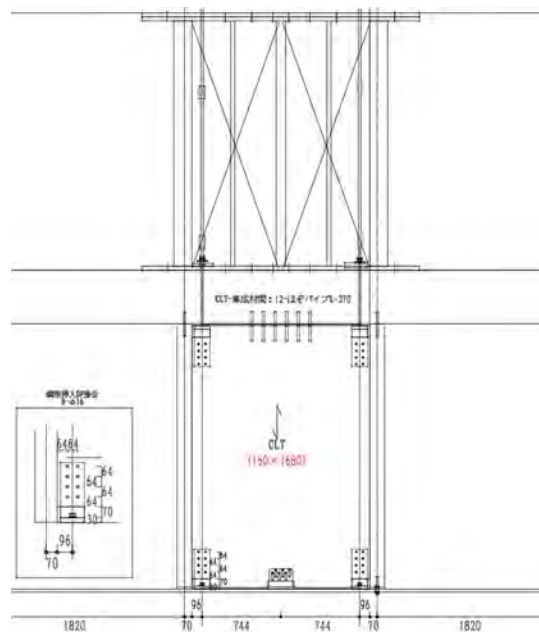


図 4.3-1 タイダウンの定着方法

表 4.3-1 タイダウン定着方法の比較

	① タイダウンを基礎に緊結する形式	② タイダウンを CLT 壁頭に緊結する形式
利点	<ul style="list-style-type: none"> ・ CLT 壁に引張金物分の加工が減る 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 3 層分の引抜力となるためタイダウンの必要性能が小さくなる ・ CLT 壁の壁幅を大きくとれる ・ 鉛直荷重支持柱と CLT 壁を隙間なく配置できるため納まりが明快で施工性が良い
欠点	<ul style="list-style-type: none"> ・ 4 層分の引抜力となるためタイダウンの必要性能が大きくなる ・ ロッド径が大きくなるため横架材の断面欠損が大きくなる ・ CLT 壁の壁幅が小さくなる 	<ul style="list-style-type: none"> ・ CLT 壁に引張金物分の加工が増える

4.3.2 試験体概要

試験体は、図 4.3-2 に示す CLT+2×4 立面併用構造の 3 層 1 スパン架構である。事務所建築の試設計例では階数 4、階高 3,500mm に対し、試験体は各階の階高を 3,500mm としたが、試験体の層数は、実験設備の都合から 3 層とした。

試験体の部材・接合部仕様を表 4.3-2 に示す。部材・接合部仕様は前述の令和 6 年度の実験結果および後述する事前解析の結果をもとに決定した。

1) CLT

CLT は強度等級 S90A-5-5 (厚 150mm)、樹種はヒノキとした。

2) 枠組材料 (2~4 層)

2 層および 3 層横架材にはカラマツ対称異等級構成集成材 (E105-F300) を使用し、端部たて枠、面材継手たて枠、胴つなぎはオウシュウアカマツ同一等級構成集成材 (E95-F315) とした。また、2 層の端部たて枠の補強には SPF 製材 (甲種 2 級相当) を用いた。

面材中通りたて枠は、2 層最外部ではオウシュウアカマツ同一等級構成集成材 (E95-F315) とし、それ以外の部分では SPF 製材 (甲種 2 級相当) とした。

高強度耐力壁の場合、上下枠材へのめり込みの影響が大きくなることから、上下枠材および頭つなぎにはベイマツ同一等級構成集成材 (E120-F375) を用いた。

3) CLT 接合部

CLT 壁頭と横架材間のせん断接合部は、昨年度と同様にはぞパイプを用いた接合部とした。CLT 壁脚と横架材間のせん断接合部は、鋼板挿入ドリフトピン接合とした。CLT 壁頭および壁脚の引張接合部には鋼板挿入ドリフトピン接合を用いた。鋼板挿入ドリフトピン接合の耐力は CLT マニュアルおよび文献¹⁾に基づき算出し、後述の事前解析によって、 $C_0=0.2$ 時および終局時に許容耐力、終局耐力以内に収まるように設計した。

1) 中島 昌一, 三木 徳人, 秋山 信彦, 荒木 康弘 : 鋼板挿入 CLT ドリフトピン接合部の最大耐力、降伏耐力および初期剛性の推定と実験による検証, 日本建築学会構造系論文集 第 86 巻 第 783 号, 793-803, 2021 年 5 月 J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 86, No. 783, 793-803, May, 2021 DOI <https://doi.org/10.3130/aijs.86.793>

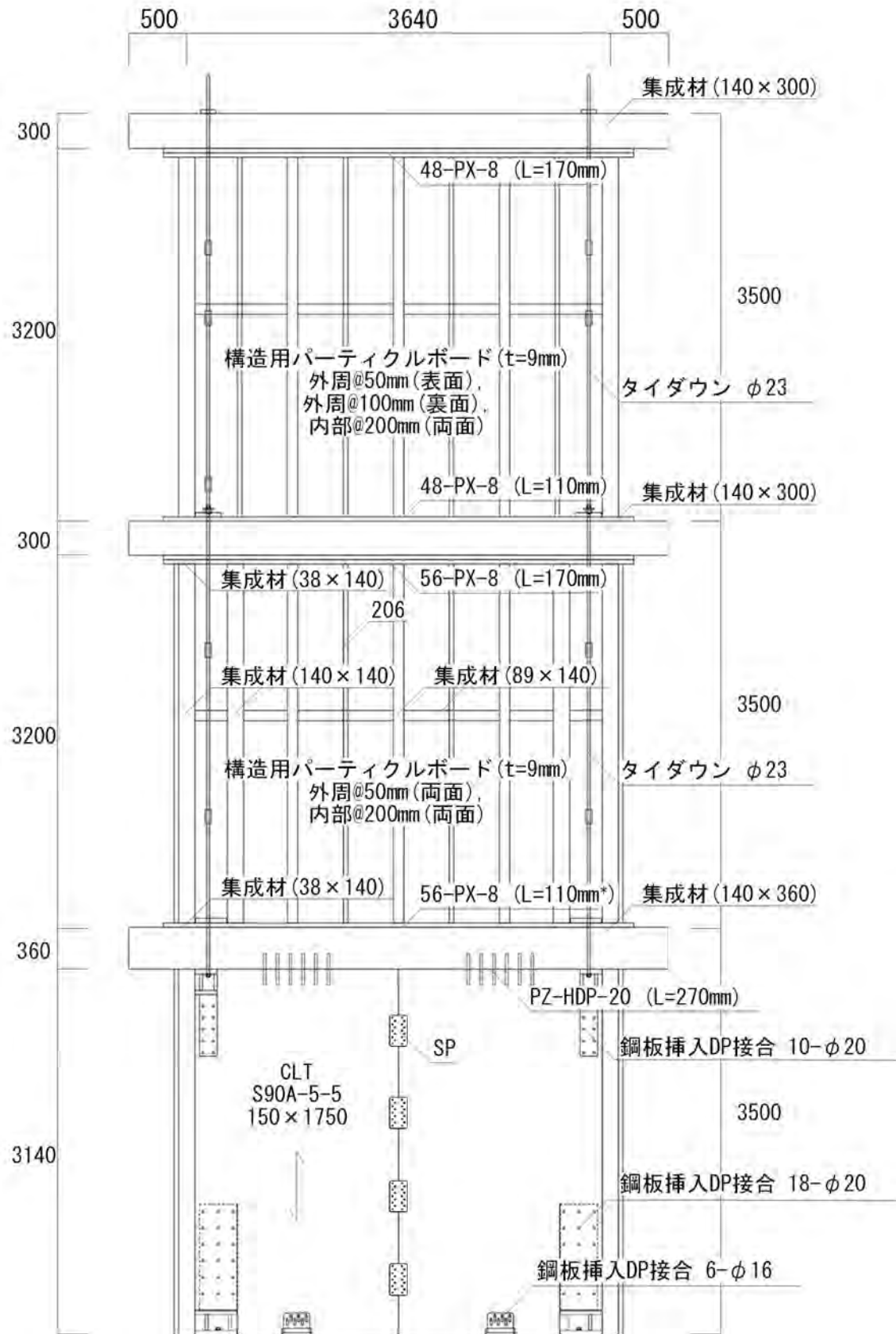


図 4.3-2 試験体図

表 4.3-2 試験体部材・接合部仕様

	1層	2層	3層
耐力壁	CLT S90A 5・5 (t=150mm) ヒノキ	JIS 構造用パーティクルボード (t=9mm) 両面	
くぎ・ピッチ	—	JIS CN65 外周@50mm(両面)、 内部@200mm(両面)	JIS CN65 外周@50mm(表面)、 外周@100mm(裏面)、 内部@200mm(両面)
CLT 添柱、端部たて枠	140mm×140mm オウシュウアカマツ同一等級集成材 E95-F315		
面材継手たて枠、胴つなぎ	—	89mm×140mm オウシュウアカマツ同一等級集成材 E95-F315	
面材中通りたて枠	—	38mm×140mm SPF 製材 甲種 2 級相当*1	38mm×140mm SPF 製材 甲種 2 級相当
上下枠・頭つなぎ	—	38mm×140mm ベイマツ同一等級集成 E120-F375	
補強たて枠	89mm×140mm SPF 対称異等級集成材 E105-F300	38mm×140mm SPF 製材 甲種 2 級 or NLGA No.2	—
横架材	140mm×360mm ベイマツ対称異等級集成材 E105-F300	140mm×300mm カラマツ対称異等級集成材 E105-F300	
CLT 壁頭—横架材、上 枠・頭つなぎ—横架材接合 部	12×PZ-HDP-20 (L=270mm)	56×PX-8 (L=170mm)	48×PX-8 (L=170mm)
CLT 壁脚—基礎、 下枠—土台接合部	鋼板挿入ドリフトピン接合 6-φ16 (SS400)	PX-8 (L=110mm*2) 56 本	PX-8 (L=110mm) 48 本
CLT 壁間接合部	SP 裏表 8 枚	—	—
耐力壁引張接合部	鋼板挿入ドリフトピン接合 壁脚: 18-φ20 (SS400)、 3×M27 (強度区分 10.9) 壁頭: 10-φ20 (SS400)、 M27 (強度区分 10.9)	タイダウン φ23 C 種 1 号	

*1 最外部は 140mm×140mm オウシュウアカマツ同一等級集成材 E95-F315 を使用

*2 中央部 4 本のみ L=170mm を使用

4.3.3 試験計画

(1) 試験工程

試験は2025年10月24日から11月13日に、国立研究開発法人建築研究所構造複合棟で実施した。工程表を表4.3-3に示す。

試験期間（準備を含む）：2025/10/24～2025/11/13

試験日：2025/11/10～2025/11/11

表 4.3-3 工程表

	2025年CLT+204構造実験スケジュール@建研構造複合実験棟																									
	10月										11月															
	月	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金	土	日	月	火	水	木	金							
	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	9	10	11	12	13
試験器具相立	この期間に2日程度																									
ジャッキ作動確認	←-----→																									
試験材料搬入					搬入							搬入														
試験体製作設置											(○)	(○)				○	○									
計測機器準備															○	○	○									
計測機器設置																○	○	○								
加力																										
計測機器取付																										
試験体解体・廃棄																										
試験装置解体・片付																										
予備日																										○

(2) 加力装置概要

試験体セットアップを図4.3-3に示す。加力は3層の各層横架材にサーボ型油圧ポンプで制御された油圧ジャッキを取り付け、変位制御で加力した。また横架材を面外拘束装置で固定し面外方向の変形を拘束した。

(3) 計測計画

図4.3-4に計測器の設置位置を、表4.3-4にチャンネルリストを示す。CLT壁頭脚部および枠組の変位測定には、変位計（東京測器研究所）を用いた。試験体脚部の浮上りを拘束しているタイロッドおよび引張金物の軸力測定には、荷重計およびひずみゲージを用いた。変位変換器およびひずみゲージ、荷重計での測定データは、スイッチボックス（東京測器研究所）、データロガー（東京測器研究所）を経由してコンピューターに転送した。

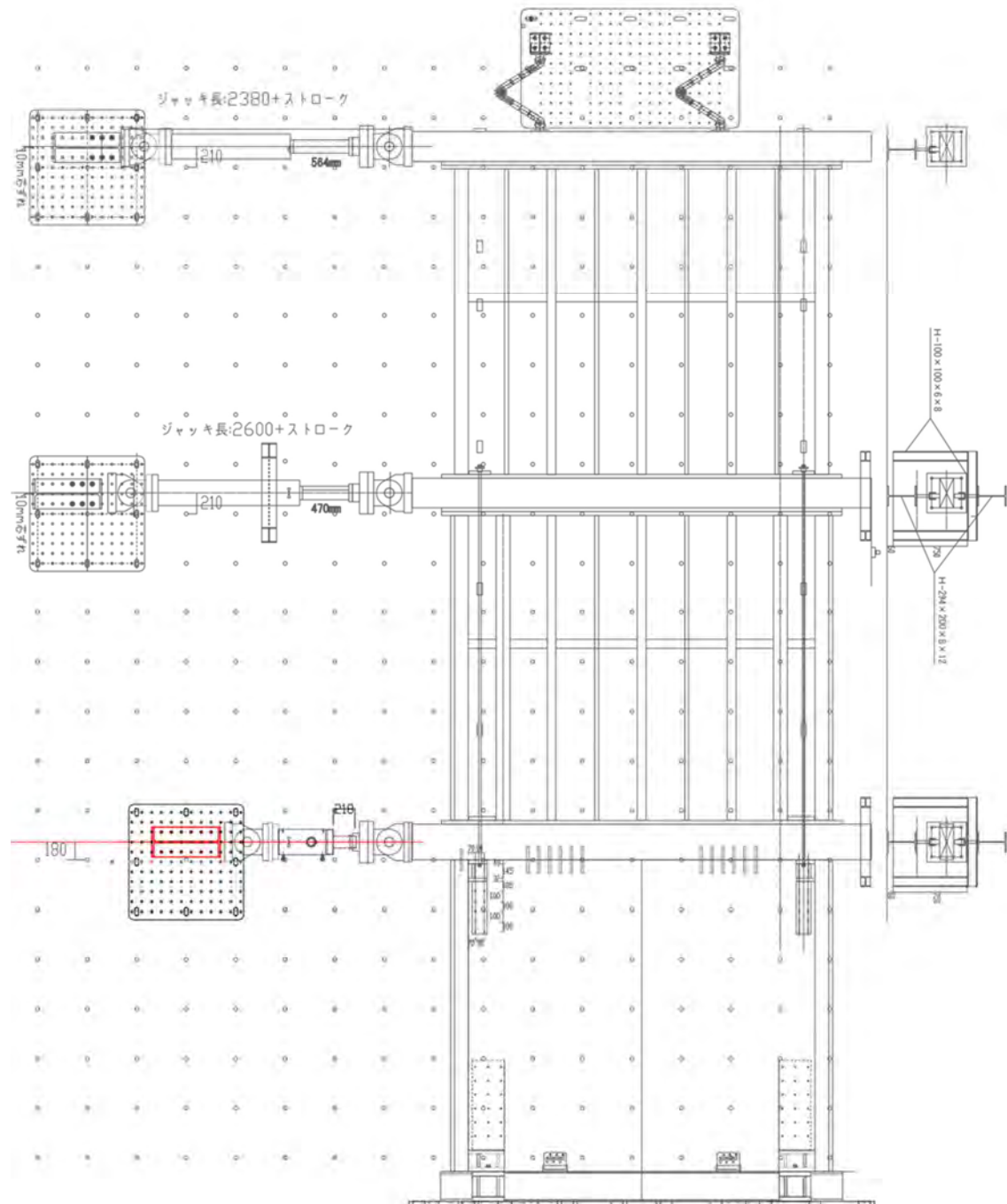


図 4.3-3 試験体セットアップ

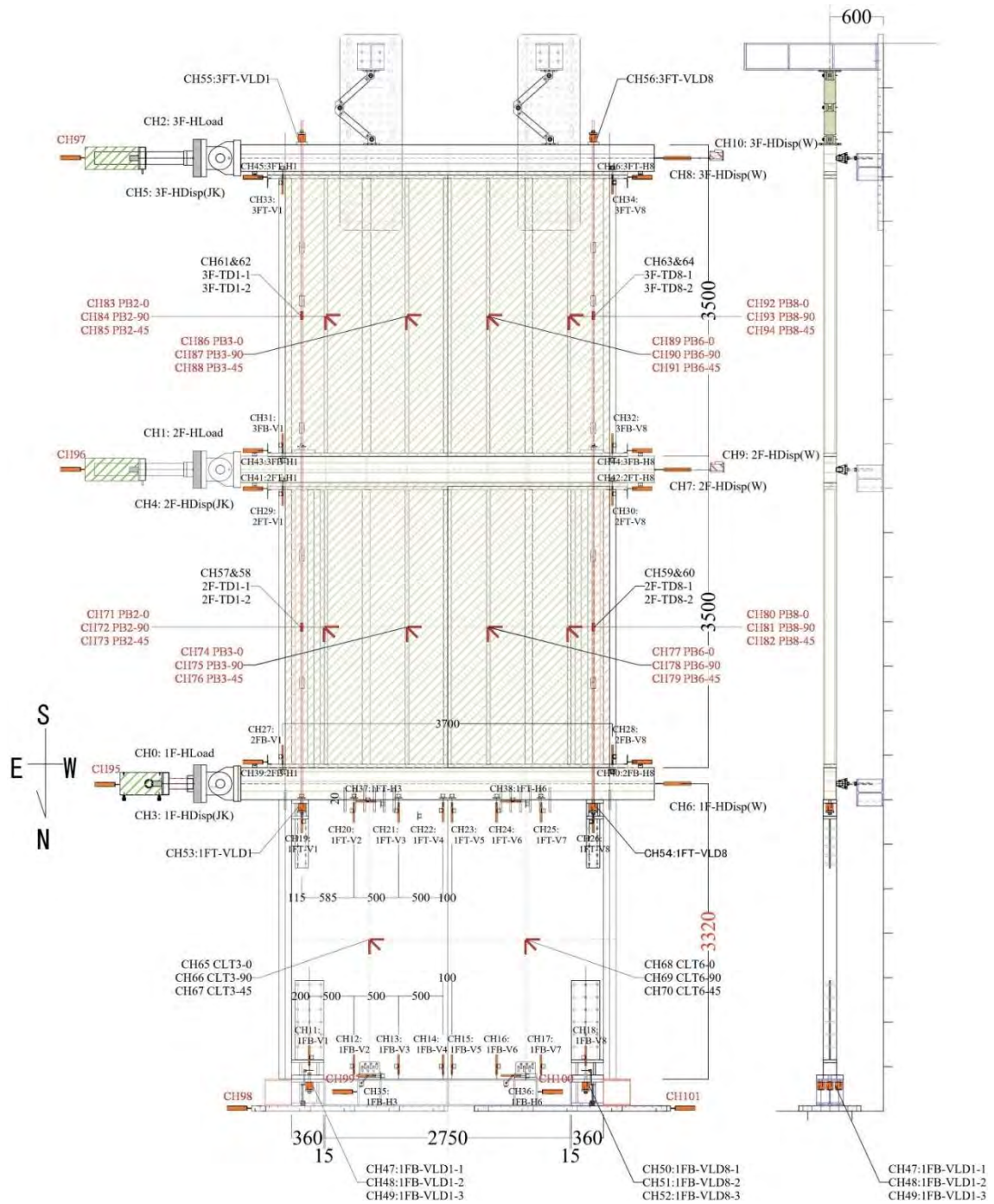


圖 4.3-4 計測位置圖

表 4.3-4 チャンネルリスト①

CH	計測箇所	単位	計測器種類	モード
CH0	1層ジャッキ荷重	kN		電圧 1/100
CH1	2層ジャッキ荷重	kN		電圧 1/100
CH2	3層ジャッキ荷重	kN		電圧 1/100
CH3	1層ジャッキ変位	mm		電圧 1/100
CH4	2層ジャッキ変位	mm		電圧 1/100
CH5	3層ジャッキ変位	mm		電圧 1/100
CH6	1層桁変位	mm	SDP100	4Gage
CH7	2層桁変位	mm	SDP200	4Gage
CH8	3層桁変位	mm	SDP200	4Gage
CH9	2層桁変位	mm	DP500	4Gage
CH10	3層桁変位	mm	DP1000	4Gage
CH11	1階壁脚鉛直 X1	mm	SDP100	4Gage
CH12	1階壁脚鉛直 X2	mm	SDP100	4Gage
CH13	1階壁脚鉛直 X3	mm	SDP100	4Gage
CH14	1階壁脚鉛直 X4	mm	SDP100	4Gage
CH15	1階壁脚鉛直 X5	mm	SDP100	4Gage
CH16	1階壁脚鉛直 X6	mm	SDP100	4Gage
CH17	1階壁脚鉛直 X7	mm	SDP100	4Gage
CH18	1階壁脚鉛直 X8	mm	SDP100	4Gage
CH19	1階壁頭鉛直 X1	mm	CDP50	4Gage
CH20	1階壁頭鉛直 X2	mm	SDP100	4Gage
CH21	1階壁頭鉛直 X3	mm	SDP100	4Gage
CH22	1階壁頭鉛直 X4	mm	SDP100	4Gage
CH23	1階壁頭鉛直 X5	mm	SDP100	4Gage
CH24	1階壁頭鉛直 X6	mm	SDP100	4Gage
CH25	1階壁頭鉛直 X7	mm	SDP100	4Gage
CH26	1階壁頭鉛直 X8	mm	CDP50	4Gage
CH27	2階壁脚鉛直 X1	mm	SDP100	4Gage
CH28	2階壁脚鉛直 X8	mm	SDP100	4Gage
CH29	2階壁頭鉛直 X1	mm	SDP100	4Gage
CH30	2階壁頭鉛直 X8	mm	SDP100	4Gage
CH31	3階壁脚鉛直 X1	mm	SDP100	4Gage
CH32	3階壁脚鉛直 X8	mm	SDP100	4Gage
CH33	3階壁頭鉛直 X1	mm	SDP100	4Gage
CH34	3階壁頭鉛直 X8	mm	SDP100	4Gage
CH35	1階壁脚水平 X3	mm	CDP50	4Gage
CH36	1階壁脚水平 X6	mm	CDP50	4Gage
CH37	1階壁頭水平 X3	mm	CDP50	4Gage
CH38	1階壁頭水平 X6	mm	CDP50	4Gage
CH39	2階壁脚水平 X3	mm	CDP50	4Gage
CH40	2階壁脚水平 X6	mm	CDP50	4Gage
CH41	2階壁頭水平 X3	mm	CDP50	4Gage
CH42	2階壁頭水平 X6	mm	CDP50	4Gage
CH43	3階壁脚水平 X3	mm	CDP50	4Gage
CH44	3階壁脚水平 X6	mm	CDP50	4Gage
CH45	3階壁頭水平 X3	mm	CDP50	4Gage
CH46	3階壁頭水平 X6	mm	CDP50	4Gage
CH47	1F壁脚 X2 荷重計 1	kN	KCM300kN	4Gage
CH48	1F壁脚 X2 荷重計 2	kN	KCM300kN	4Gage
CH49	1F壁脚 X2 荷重計 3	kN	KCM300kN	4Gage
CH50	1F壁脚 X7 荷重計 1	kN	KCM300kN	4Gage
CH51	1F壁脚 X7 荷重計 2	kN	KCM300kN	4Gage
CH52	1F壁脚 X7 荷重計 3	kN	KCM300kN	4Gage

表 4.3-4 チャンネルリスト②

CH	計測箇所	単位	計測器種類	モード
CH53	1F 壁頭 X2 荷重計	kN	KCM300kN	4Gage
CH54	1F 壁頭 X7 荷重計	kN	KCM300kN	4Gage
CH55	3F 壁頭 X2 荷重計	kN	KCM200kN	4Gage
CH56	3F 壁頭 X7 荷重計	kN	KCM200kN	4Gage
CH57	2FX2 タイダウン歪 1	μ	FLK5	1G120Ω
CH58	2FX2 タイダウン歪 2	μ	FLK5	1G120Ω
CH59	2FX7 タイダウン歪 1	μ	FLK5	1G120Ω
CH60	2FX7 タイダウン歪 2	μ	FLK5	1G120Ω
CH61	3FX2 タイダウン歪 1	μ	FLK5	1G120Ω
CH62	3FX2 タイダウン歪 2	μ	FLK5	1G120Ω
CH63	3FX7 タイダウン歪 1	μ	FLK5	1G120Ω
CH64	3FX7 タイダウン歪 2	μ	FLK5	1G120Ω
CH65	1FX3CLT せん断歪 1	μ	PFL30	1G120Ω
CH66	1FX3CLT せん断歪 2	μ	PFL30	1G120Ω
CH67	1FX3CLT せん断歪 3	μ	PFL30	1G120Ω
CH68	1FX6CLT せん断歪 1	μ	PFL30	1G120Ω
CH69	1FX6CLT せん断歪 2	μ	PFL30	1G120Ω
CH70	1FX6CLT せん断歪 3	μ	PFL30	1G120Ω
CH71	2FX2 面材せん断歪 1	μ	PFL30	1G120Ω
CH72	2FX2 面材せん断歪 2	μ	PFL30	1G120Ω
CH73	2FX2 面材せん断歪 3	μ	PFL30	1G120Ω
CH74	2FX3 面材せん断歪 1	μ	PFL30	1G120Ω
CH75	2FX3 面材せん断歪 2	μ	PFL30	1G120Ω
CH76	2FX3 面材せん断歪 3	μ	PFL30	1G120Ω
CH77	2FX6 面材せん断歪 1	μ	PFL30	1G120Ω
CH78	2FX6 面材せん断歪 2	μ	PFL30	1G120Ω
CH79	2FX6 面材せん断歪 3	μ	PFL30	1G120Ω
CH80	2FX8 面材せん断歪 1	μ	PFL30	1G120Ω
CH81	2FX8 面材せん断歪 2	μ	PFL30	1G120Ω
CH82	2FX8 面材せん断歪 3	μ	PFL30	1G120Ω
CH83	3FX2 面材せん断歪 1	μ	PFL30	1G120Ω
CH84	3FX2 面材せん断歪 2	μ	PFL30	1G120Ω
CH85	3FX2 面材せん断歪 3	μ	PFL30	1G120Ω
CH86	3FX3 面材せん断歪 1	μ	PFL30	1G120Ω
CH87	3FX3 面材せん断歪 2	μ	PFL30	1G120Ω
CH88	3FX3 面材せん断歪 3	μ	PFL30	1G120Ω
CH89	3FX6 面材せん断歪 1	μ	PFL30	1G120Ω
CH90	3FX6 面材せん断歪 2	μ	PFL30	1G120Ω
CH91	3FX6 面材せん断歪 3	μ	PFL30	1G120Ω
CH92	3FX8 面材せん断歪 1	μ	PFL30	1G120Ω
CH93	3FX8 面材せん断歪 2	μ	PFL30	1G120Ω
CH94	3FX8 面材せん断歪 3	μ	PFL30	1G120Ω
CH95	1層 ジャッキ偏心板変位	μ	SDP100	4Gage
CH96	2層 ジャッキ偏心板変位	μ	SDP100	4Gage
CH97	3層 ジャッキ偏心板変位	μ	SDP100	4Gage
CH98	1層 架台偏心板変位 1	μ	SDP100	4Gage
CH99	1層 東側架台変位	μ	SDP100	4Gage
CH100	1層 西側架台変位	μ	SDP100	4Gage
CH101	1層 架台偏心板変位 2	μ	SDP100	4Gage

(4) 加力計画

加力は全層変位制御とし、事前に実施した、3層の A_i 分布を用いた荷重増分解析に基づく強制変位を入力した。具体には、2層の特定変形角を基準に加力スケジュールを作成し、他の層の変位は解析に基づく変位比率を入力した。入力スケジュールを図 4.3-5 に、入力変位および2層特定変形角時の各層の層間変形角を表 4.3-5 に示す。

加力サイクルについて、2層特定変形角 1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50rad を正負交番 3 回繰り返し、1/30rad を正負交番 1 回加力した。ここでは、アクチュエータの引き側を正、押し側を負とした。1/30rad 加力終了後、終局時の挙動を確認するため 3 層、2 層、1 層の順に、他の層の変位を 0 に保ちながら各層を個別に追加加力した。なお、1 層は加力途中で脚部偏心板のずれが発生したため、その時点で加力を終了した。

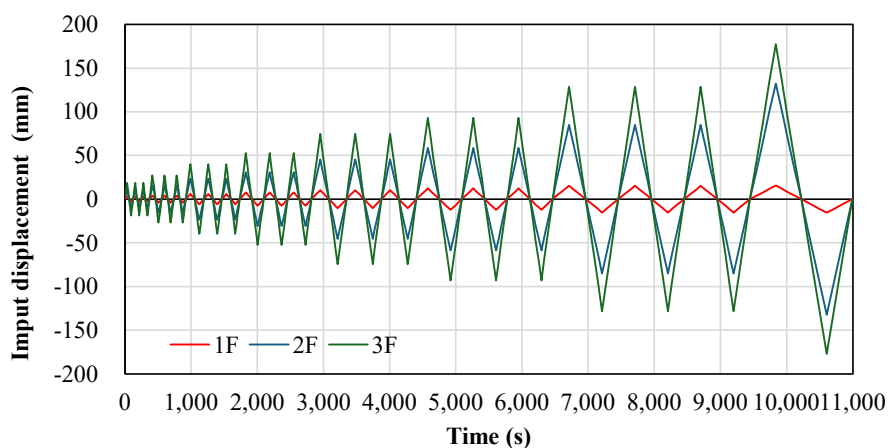


図 4.3-5 入力スケジュール

表 4.3-5 入力変位・2層特定変形角時の各層の層間変形角

1 層		2 層		3 層	
入力変位 mm	層間変形角 rad	入力変位 mm	層間変形角 rad	入力変位 mm	層間変形角 rad
2.80	1/1184	10.58	1/450	18.53	1/440
4.03	1/824	15.69	1/300	27.10	1/306
5.78	1/574	23.28	1/200	39.66	1/213
7.62	1/435	30.95	1/150	52.52	1/162
10.32	1/321	45.32	1/100	74.61	1/119
12.11	1/274	58.78	1/75	93.24	1/101
15.20	1/218	85.20	1/50	128.56	1/80
15.65	1/212	132.32	1/30	177.15	1/78

4.3.4 実験結果

(1) データ処理方法

① 層せん断力

1層から3層の層せん断力 Q_1 , Q_2 , Q_3 は、各層油圧ジャッキに取り付けた荷重計の出力を用い、下式により算出した。なお、以降は、各計測器の計測値を表4.3-4記載のチャンネル番号で表す。

$$Q_1 = CH0 + CH1 + CH2$$

$$Q_2 = CH1 + CH2$$

$$Q_3 = CH2$$

② 層間変形角

1層から3層の層間変形角 γ_1 , γ_2 , γ_3 , γ_4 は下式により算出した。

$$\gamma_1 = \frac{(CH3 - CH95 - \frac{CH99 + CH100}{2})}{H_1}$$

$$\gamma_2 = \frac{(CH4 - CH96) - (CH3 - CH95)}{H_2}$$

$$\gamma_3 = \frac{(CH5 - CH97) - (CH4 - CH96)}{H_3}$$

ここで、1層から3層の階高 H_1 , H_2 , H_3 は以下のように定義した。

H_1 : 基礎上端から1層横架材中心まで (=3,320mm)

H_2 : 1層横架材中心から2層横架材中心まで (=3,500mm)

H_3 : 2層横架材中心から3層横架材中心まで (=3,500mm)

③ タイロッドの軸力

2層、3層タイロッドの軸力は、タイロッドに貼付したひずみゲージの計測結果の平均値から算出した応力度より求めた。なお、軸力の算出には式 4.3-1、応力度の算出には式 4.3-2 を用いた。

$$N = \sigma \times A \times 10^{-3} \quad \text{式 4.3-1}$$

ここで、

N : タイロッドの軸力 [kN]

σ : タイロッドの応力度 [N/mm²]

A : タイロッドの断面積 (=404mm²)

$$\sigma = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \times 10^{-6} \times E \quad \text{式 4.3-2}$$

ここで、

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$: タイロッドに生じたひずみ [-]

E : タイロッドのヤング係数 (=205,000N/mm²)

図 4.3-6 にタイロッドの軸力の測定箇所を示す。

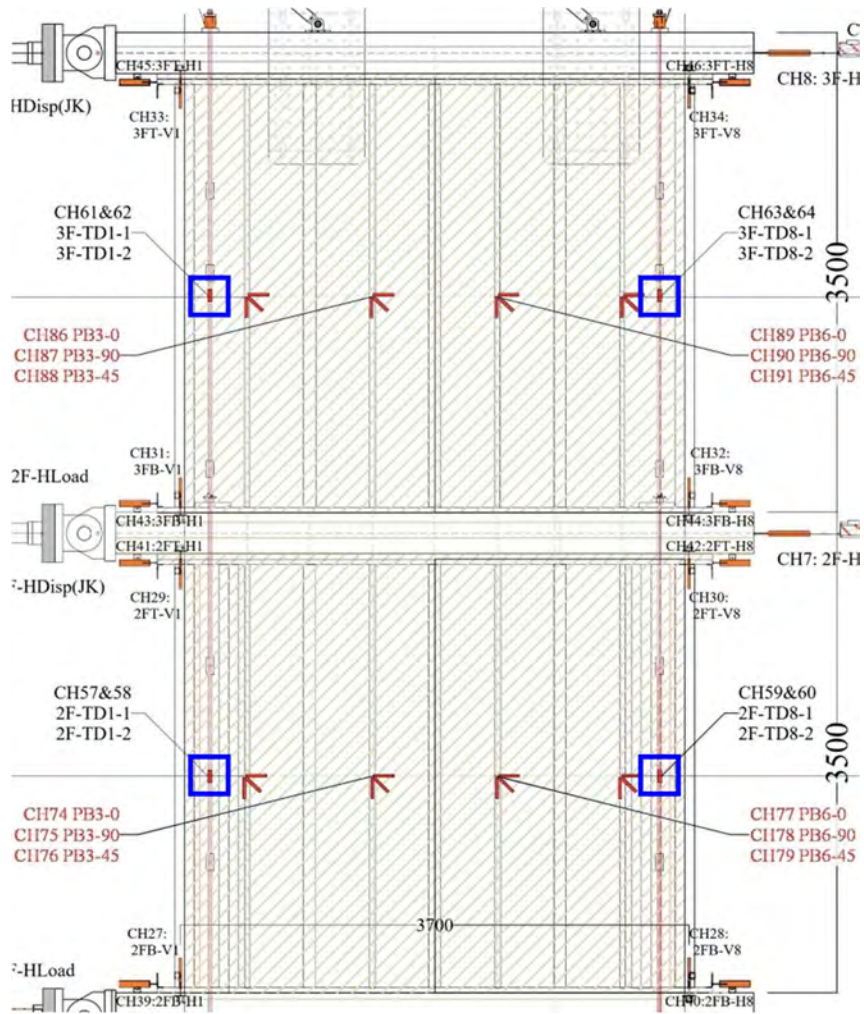


図 4.3-6 タイロッドの軸力の計測箇所

④ CLT および面材の最大主ひずみ、最大せん断ひずみ

CLT と面材の最大主ひずみの大きさ・方向、および最大せん断ひずみの大きさは 3 軸方向に貼付したひずみゲージの値を用いてロゼット解析により算出した。最大主ひずみの大きさの算出には式 4.3-3、最大主ひずみ方向の算出には式 4.3-4 を用いた。最大せん断ひずみの算出には式 4.3-5 を用いた。

$$\varepsilon_{max} = \frac{1}{2} \left[\varepsilon_0 + \varepsilon_{90} + \sqrt{2\{(\varepsilon_0 - \varepsilon_{45})^2 + (\varepsilon_{90} - \varepsilon_{45})^2\}} \right] \quad \text{式 4.3-3}$$

$$\varepsilon_{max} = \frac{1}{2} \left[\varepsilon_0 + \varepsilon_{90} + \sqrt{2\{(\varepsilon_0 - \varepsilon_{45})^2 + (\varepsilon_{90} - \varepsilon_{45})^2\}} \right] \quad \text{式 4.3-4}$$

$$\varepsilon_{max} = \frac{1}{2} \left[\varepsilon_0 + \varepsilon_{90} + \sqrt{2\{(\varepsilon_0 - \varepsilon_{45})^2 + (\varepsilon_{90} - \varepsilon_{45})^2\}} \right] \quad \text{式 4.3-5}$$

$$\theta_{max} = \begin{cases} \frac{1}{2} \tan^{-1} \left\{ \frac{2\varepsilon_{45} - (\varepsilon_0 + \varepsilon_{90})}{\varepsilon_0 - \varepsilon_{90}} \right\} & (\varepsilon_0 > \varepsilon_{90}) \\ \frac{1}{2} \tan^{-1} \left\{ \frac{2\varepsilon_{45} - (\varepsilon_0 + \varepsilon_{90})}{\varepsilon_0 - \varepsilon_{90}} \right\} + 90^\circ & (\varepsilon_0 < \varepsilon_{90}) \end{cases} \quad \text{式 4.3-6}$$

$$\gamma_{max} = \sqrt{2\{(\varepsilon_0 - \varepsilon_{45})^2 + (\varepsilon_{90} - \varepsilon_{45})^2\}} \quad \text{式 4.3-7}$$

ここで、

ε_0 : 水平方向のひずみ [-]

ε_{90} : 垂直方向のひずみ [-]

ε_{45} : 45° 方向のひずみ [-]

図 4.3-7 に CLT および面材のひずみ計測箇所を示す。

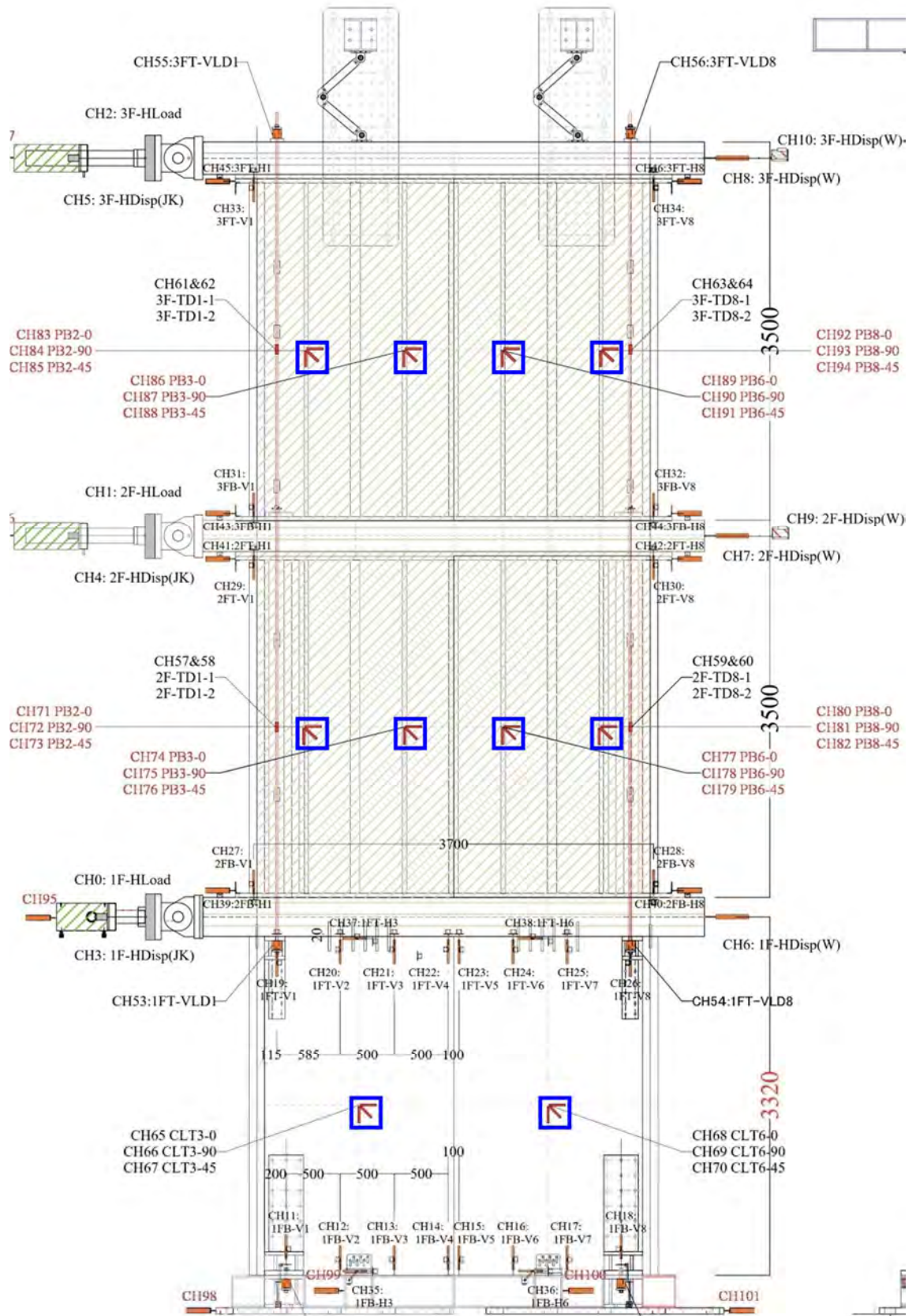


図 4.3-7 CLT・面材ひずみ計測箇所

⑤ CLT 壁頭引張接合部の鉛直変位

CLT 壁頭引張接合部の鉛直変位は、CLT 壁頭の鉛直変位計の計測値から線形補間により算出した。例として左側壁頭部引張接合部の鉛直変位 δ_{1FT-V1} の算出式を示す。

$$\delta_{1FT-V1} = CH20 \times \frac{1085}{500} - CH21 \times \frac{585}{500} \quad \text{式 4.3-8}$$

⑥ 2層、3層たて枠の鉛直変位

2層、3層たて枠の鉛直変位は、たて枠心位置から外側 20mm の位置に鉛直変位計を設置したため、芯位置における変位を算出するため線形補間を行った。例として2層左側たて枠脚部の鉛直変位 δ_{2FB-V1} の算出式を示す。

$$\delta_{2FB-V1} = CH27 \times \frac{3640}{3680} + CH28 \times \frac{40}{3680} \quad \text{式 4.3-9}$$

⑦ 1層せん断応力

1層のせん断応力は、層せん断力を最小断面位置の断面積で除し、最大せん断応力として式 4.3-10 により算出した。

$$\tau_1 = \frac{Q_1}{A_{min}} \quad \text{式 4.3-10}$$

ここで、

A_{min} : 最小断面積 (=390,000mm²)

⑧ 各層変形成分

各層層間変位 δ_i のうち、図 4.3-8 に示す 4 要素による変形角を下式より算出した。

・ 1 層

$$\gamma_{1(B+SH)} = \gamma_1 - \gamma_{1(RW)} - \gamma_{1(SL)}$$

$$\gamma_{1(RW)} = \frac{1}{2} \times \{(CH14 - CH11) + (CH18 - CH15)\} \times \frac{1}{1500}$$

$$\gamma_{1(SL)} = \frac{1}{2} \times \left\{ \frac{CH35 + CH36}{2} - \frac{CH37 + CH38}{2} \right\} \times \frac{1}{H_1}$$

・ 2 層

$$\gamma_{2(B+SH)} = \gamma_2 - \gamma_{2(RW)} - \gamma_{2(SL)} - \gamma_{2(Rb)}$$

$$\gamma_{2(RW)} = (CH28 - CH27) \times \frac{1}{3680}$$

$$\gamma_{2(SL)} = \frac{1}{2} \times \left\{ \frac{CH39 - CH40}{2} - \frac{CH41 - CH42}{2} \right\} \times \frac{1}{H_2}$$

$$\gamma_{2(Rb)} = \gamma_{(Rb1)}$$

・ 3 層

$$\gamma_{3(B+SH)} = \gamma_3 - \gamma_{3(RW)} - \gamma_{3(SL)} - \gamma_{3(Rb)}$$

$$\gamma_{3(RW)} = (CH31 - CH32) \times \frac{1}{3680}$$

$$\gamma_{3(SL)} = \frac{1}{2} \times \left\{ \frac{CH43 - CH44}{2} - \frac{CH45 - CH46}{2} \right\} \times \frac{1}{H_3}$$

$$\gamma_{3(Rb)} = \gamma_{(Rb1)} + \gamma_{(Rb2)}$$

ここで、 $\gamma_{(Rb)}$ 、 $\gamma_{(Rb2)}$ は 1、2 層横架材の回転変位による水平変位で、下式より算出した。

$$\gamma_{(Rb)} = \frac{(CH18 - CH11)}{3500} + \frac{(CH25 - CH20)}{2100}$$

$$\gamma_{(Rb)} = \frac{(CH28 - CH27)}{3680} + \frac{(CH30 - CH28)}{3680}$$

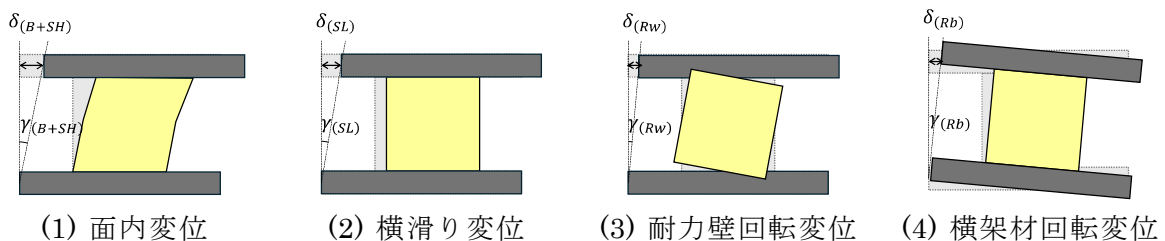


図 4.3-8 層間変位の要素

(2) 破壊性状

写真 4.3-1 に試験終了時の試験体全体写真を、写真 4.3-2 から写真 4.3-4 に各層の破壊性状を、写真 4.3-5 に追加加力終了時の 2 層および 3 層の破壊性状を、図 4.3-9 に実験時に記録した損傷観察のメモを示す。



写真 4.3-1 試験終了時 試験体全体写真



(1) 1/150rad 時 1層右側添柱割れ



(2) 1/50rad 時 右側 CLT 壁頭端部割れ



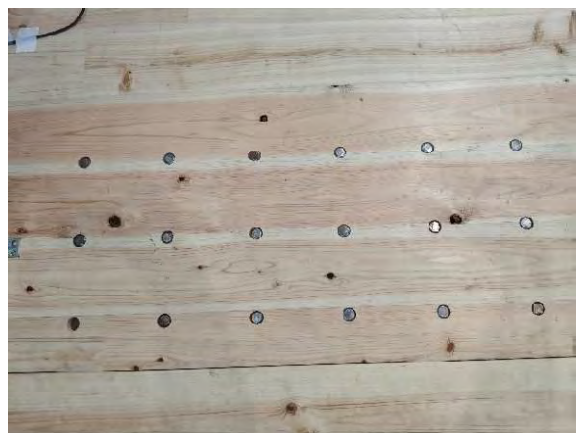
(3) 加力終了時 左側 CLT 壁頭端部



(4) 加力終了時 右側 CLT 壁頭部



(5) 加力終了時 左側 CLT 壁脚部



(6) 加力終了時 右側 CLT 壁脚部

写真 4.3-2 1層破壊性状①

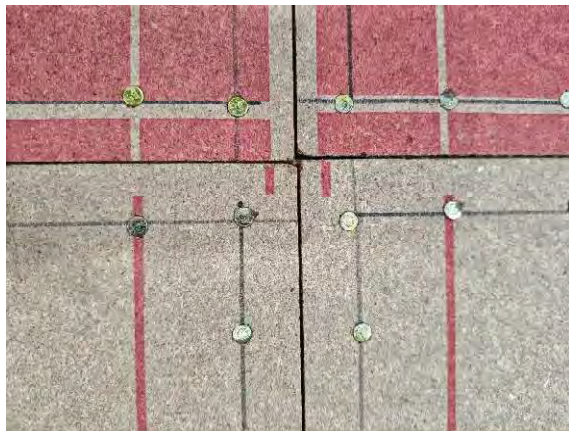


(7) 1/100rad 時 1層横架材表面剥離



(8) 1/75rad 時 CLT—横架材間浮き上がり

写真 4.3-2 1層破壊性状②



(1) 1/50rad 時 2層面材継手部欠け



(2) 加力終了時 2層右側壁脚部



(3) 加力終了時 2層左側壁脚部



(4) 加力終了時 2層左側壁頭部

写真 4.3-3 2層破壊性状①



(5) 加力終了時 2層壁脚部



(6) 加力終了時 2層中央面材継手部



(7) 加力終了時 2層壁脚継手部

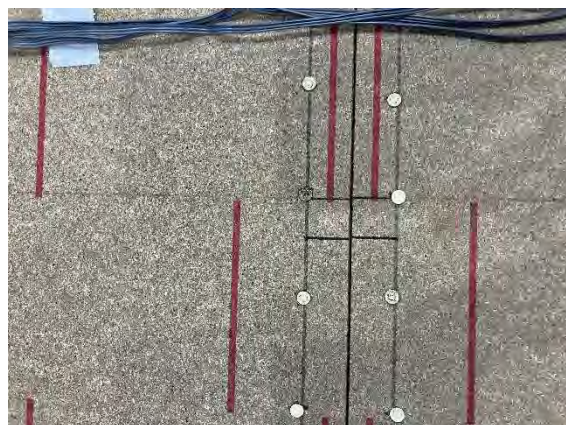
写真 4.3-3 2層破壊性状②



(1) 加力終了時 3層左側壁頭部



(2) 加力終了時 3層右側壁脚部



(3) 加力終了時 3層中央面材継手部



(4) 加力終了時 3層中央面材継手部

写真 4.3-4 3層破壊性状



(1) 2層



(2) 3層

写真 4.3-5 破壊性状 (追加加力)

変形角 rad		1回目	2回目	3回目	メモ
1/450	正	○	○	○	
	負	○	○	○	
1/300	正	○	○	○	
	負	○	○	○	
1/200	正	○	○	○	
	負	○	○	○	・ -1/200(2)時 CLT-基礎間水平ずれ
1/150	正	○	○	○	・ 1層左側頭部-横架材間めり込み
	負	○	○	○	・ 1層右側頭部-横架材間めり込み
1/100	正	○	○	○	・ CLT-横架材間摩擦音 ・ 1/200rad 到達時 1層右側添柱頭部割れ
	負	○	○	○	
1/75	正	!	○	○	・ 1/75rad(1)時 1/80rad 付近で 2層面材隅角部割れ
	負	○	○	○	
1/50	正	○	○	○	・ 2層面材ずれ(1-2mm)
	負	○	○	○	
1/30	正	○	—	—	
	負	○	—	—	・ 2層下枠-横架材間浮き上がり

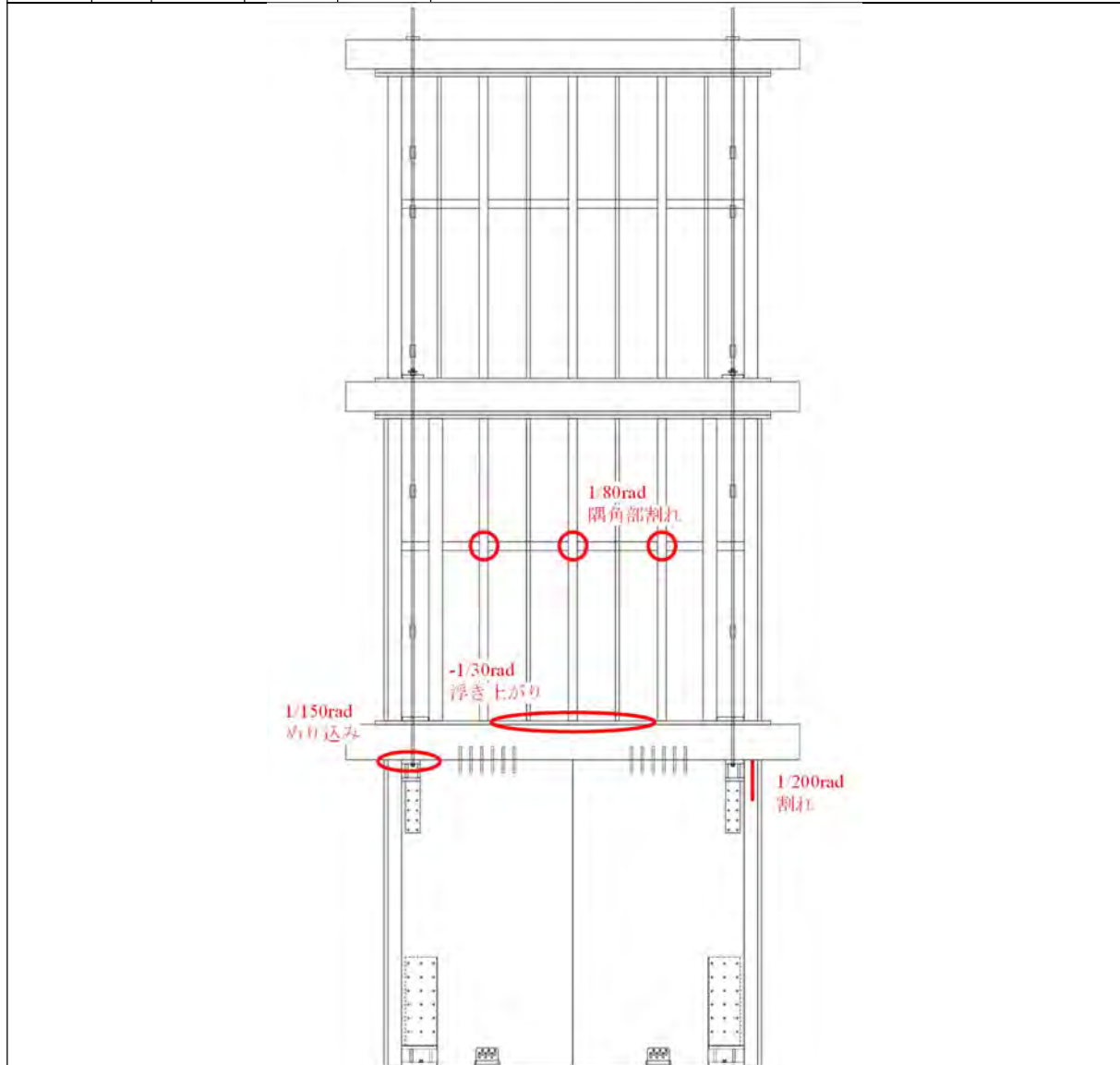


図 4.3-9 損傷観察メモ

(3) 荷重変形角関係

図 4.3-10 に特定変形角 $1/450\text{rad}$ から $1/30\text{rad}$ まで加力した際の各層の荷重変形角関係を、図 4.3-11 に各層を追加加力した際の荷重変形角関係を示す。1 層の CLT による架構は弾性的な挙動であった。

なお、同一サイクル時に 3 層の荷重が急激に増減している箇所があるのは、後述する横架材の回転変形の影響を受けたものと考えられる。

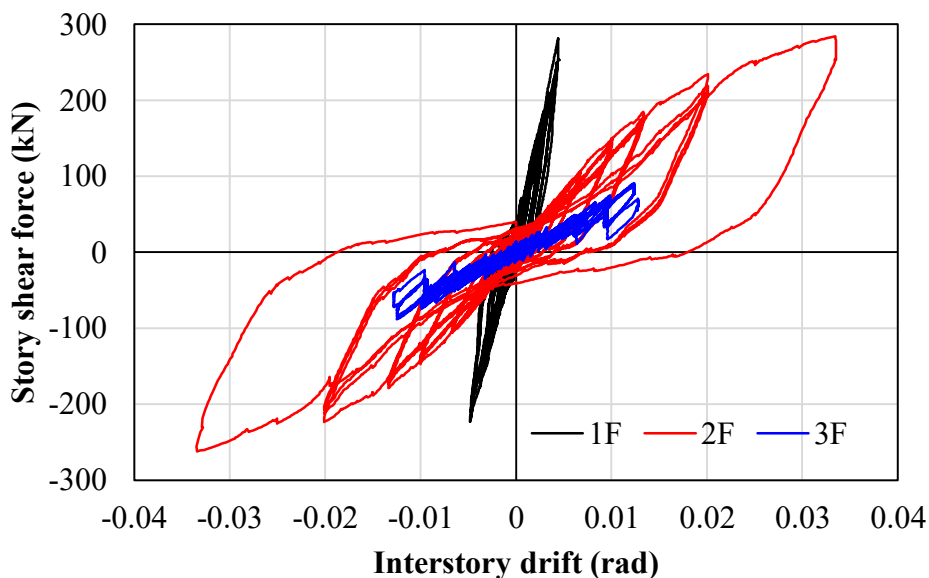


図 4.3-10 層せん断力—層間変形角関係

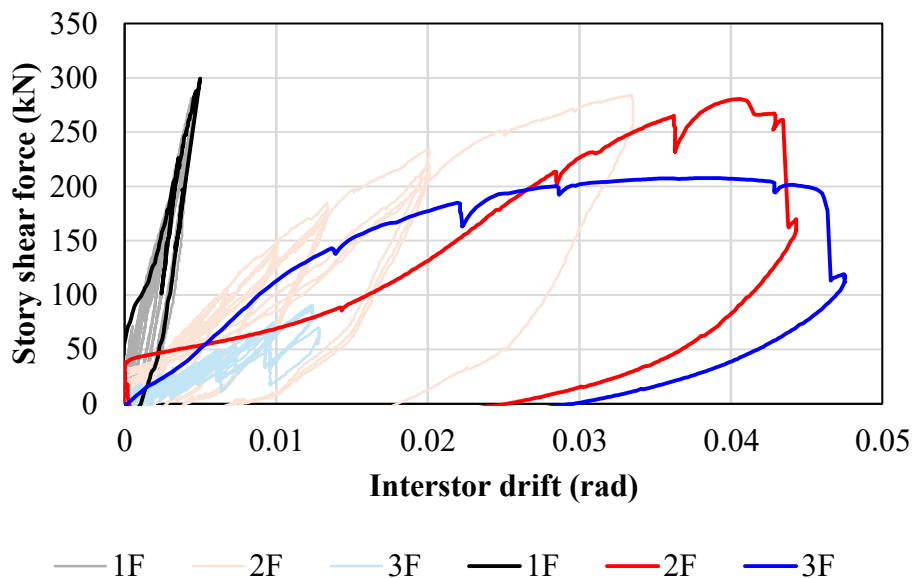
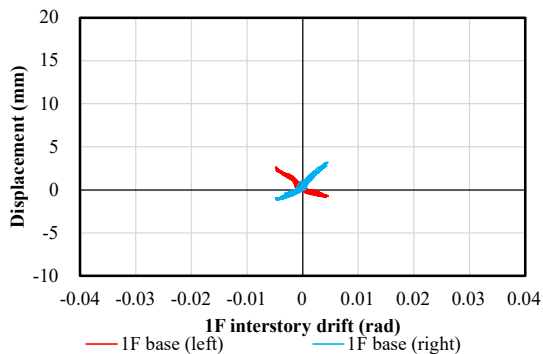


図 4.3-11 層せん断力—層間変形角関係（追加加力）

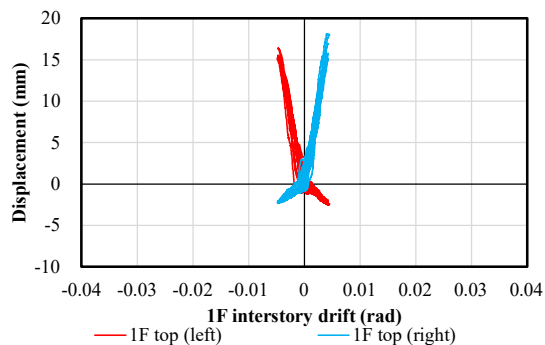
(4) 各部の応力・変形

① 壁頭壁脚・柱頭柱脚鉛直変位—層間変形角関係

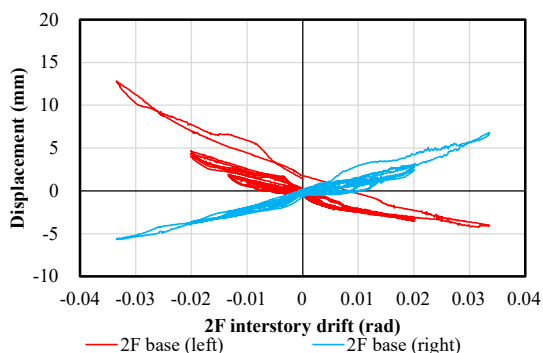
図 4.3-12 に、各層の層間変形角と壁頭壁脚変位または柱頭柱脚鉛直変位の関係を示す。



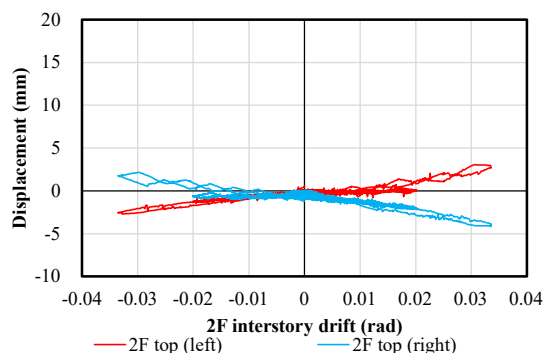
(1) 1層壁脚鉛直変位—層間変形角関係



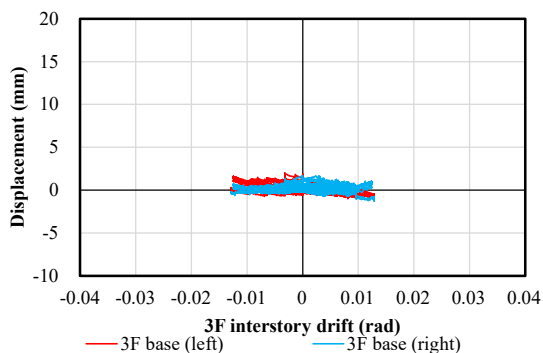
(2) 1層壁頭鉛直変位—層間変形角関係



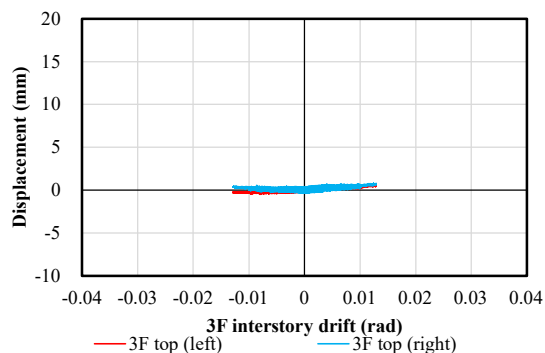
(3) 2層柱脚鉛直変位—層間変形角関係



(4) 2層柱頭鉛直変位—層間変形角関係



(5) 3層柱脚鉛直変位—層間変形角関係

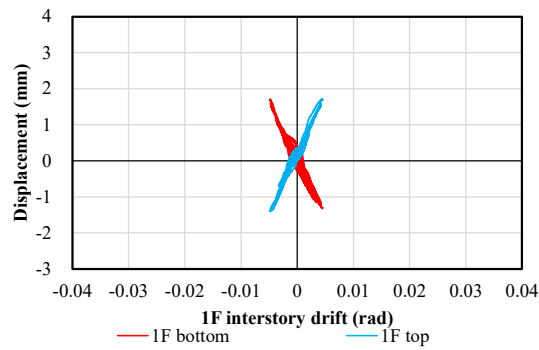


(6) 3層柱頭鉛直変位—層間変形角関係

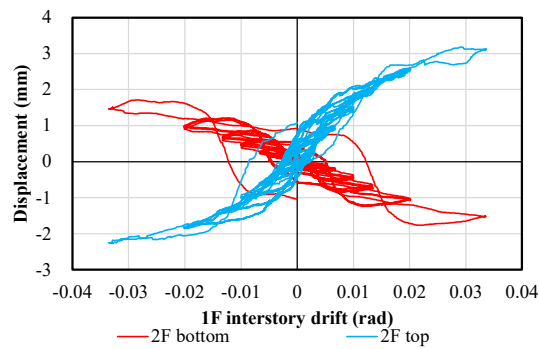
図 4.3-12 壁頭壁脚・柱頭柱脚鉛直変位—層間変形角関係

② 壁頭壁脚水平変位—層間変形角関係

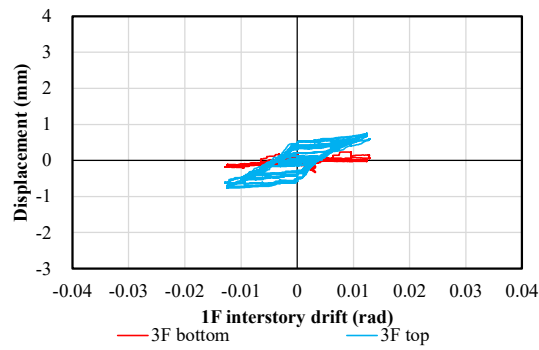
図 4.3-13 に、各階層間変形角と壁頭壁脚変位の関係を示す。



(1) 1層壁頭壁脚水平変位—層間変形角関係



(2) 2層壁頭壁脚水平変位—層間変形角関係



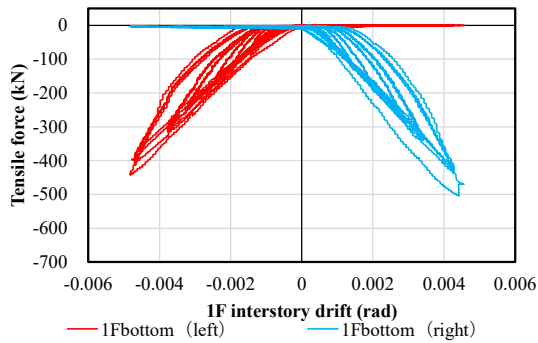
(3) 3層壁頭壁脚水平変位—層間変形角関係

図 4.3-13 壁頭壁脚水平変位—層間変形角関係

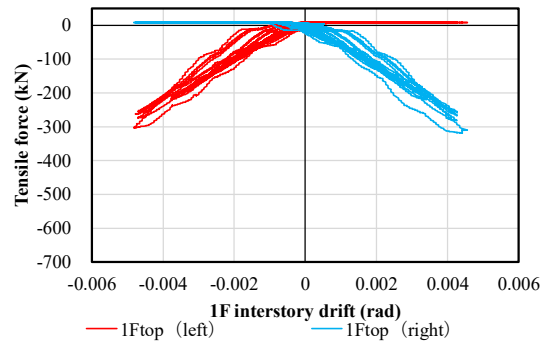
③ 引張接合部・タイロッド軸力—1層層間変形角関係

図 4.3-14 に、1層の層間変形角と、1層壁頭壁脚引張接合部および2-3層タイロッド軸力の関係を示す。1層壁脚引張接合部には最大で約504kN、1層壁頭引張接合部には最大で約312kNの軸力が生じていた。これは4.3.2節で示した引張接合部の終局耐力より小さい。

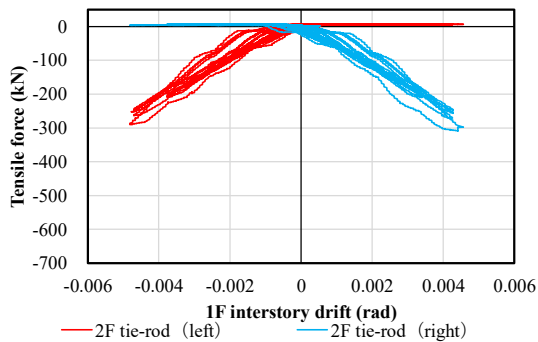
また、2層、3層タイロッド軸力について、ロードセルによる計測値とひずみゲージ計測値からの算出値は概ね一致した。



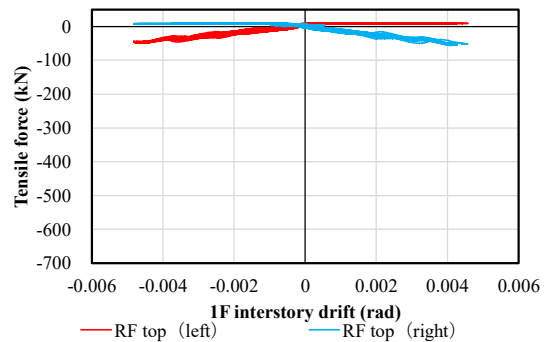
(1) 1層脚部引張接合部軸力—1層層間変形角関係



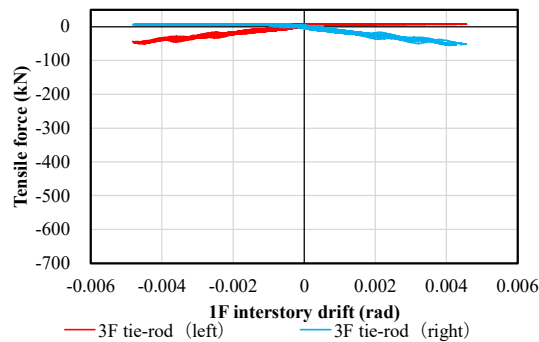
(2) 1層頭部引張接合部軸力—1層層間変形角関係



(3) 2層タイロッド軸力—1層層間変形角関係 (ひずみゲージ)



(4) 3層タイロッド軸力—1層層間変形角関係 (ロードセル)



(5) 3層タイロッド軸力—1層層間変形角関係 (ひずみゲージ)

図 4.3-14 引張接合部・タイロッド軸力—1層層間変形角関係

④ CLT・面材の最大主ひずみ・せん断ひずみ

図 4.3-15 に、CLT および面材の最大主ひずみの大きさと各層の層間変形角の関係を、図 4.3-16 に、最大せん断ひずみの大きさと各層の層間変形角の関係を、図 4.3-17 に、主ひずみの方向と各層の層間変形角の関係を示す。

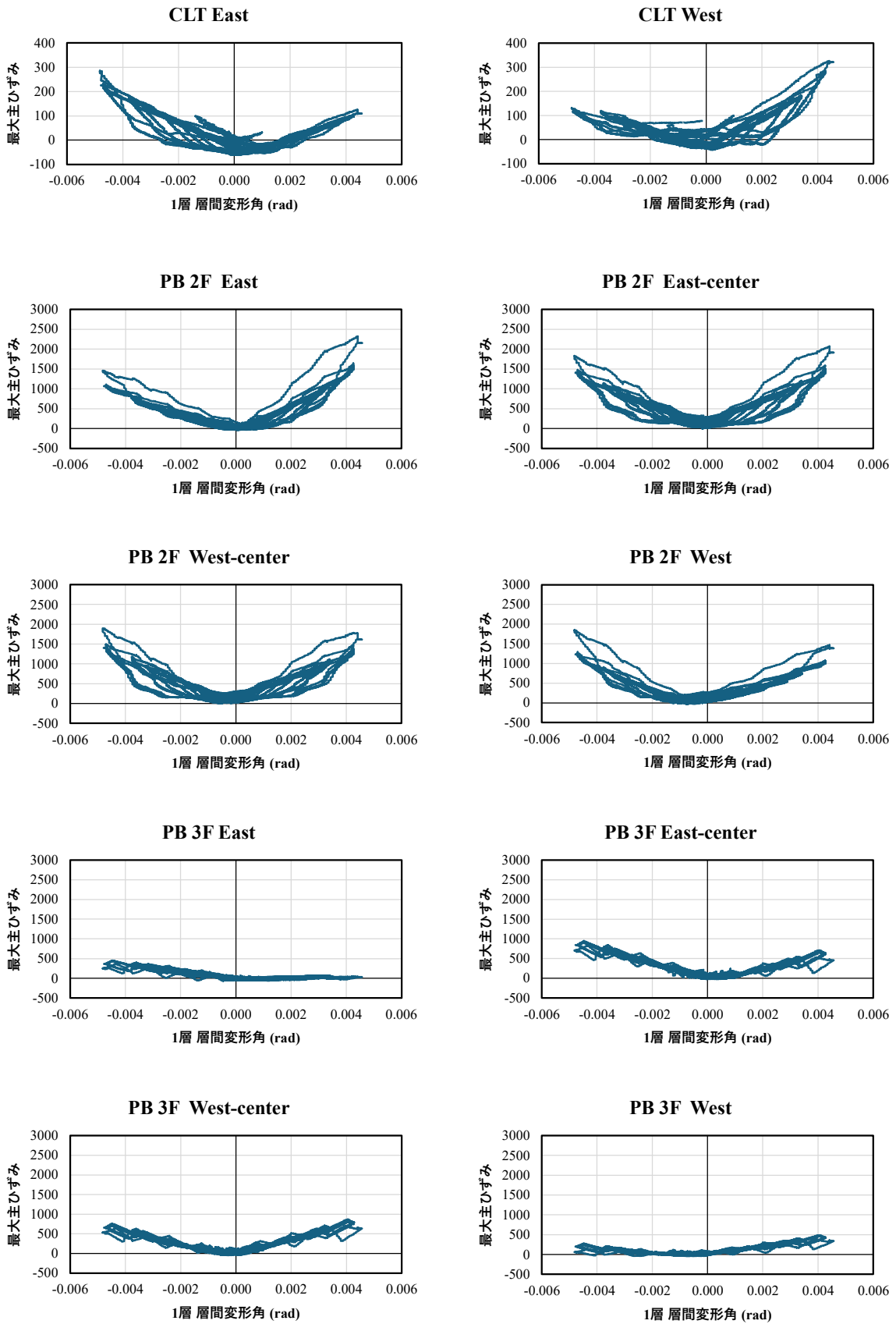


図 4.3-15 最大主ひずみ—各層層間変形角関係

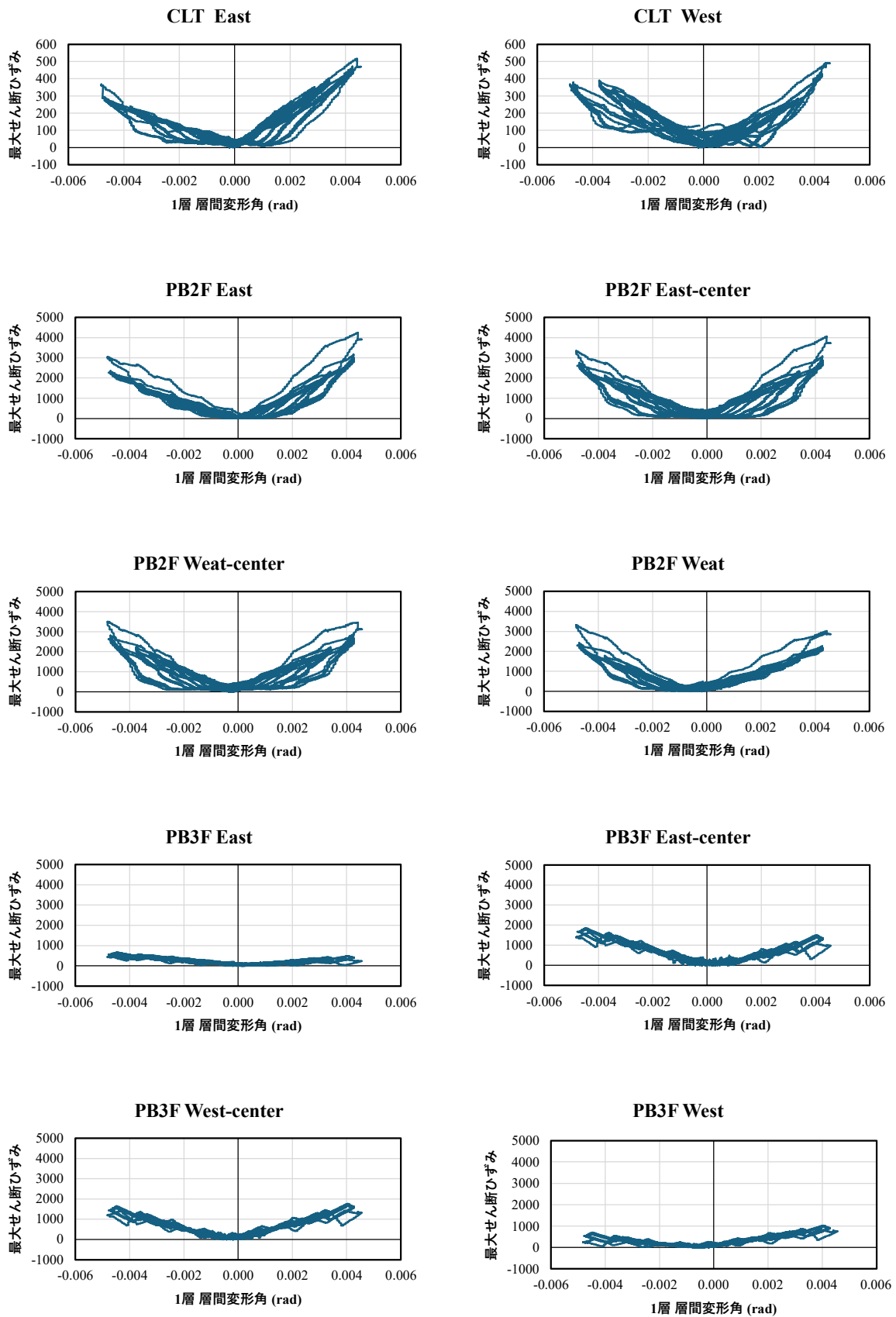


図 4.3-16 最大せん断ひずみ—各層層間変形角関係

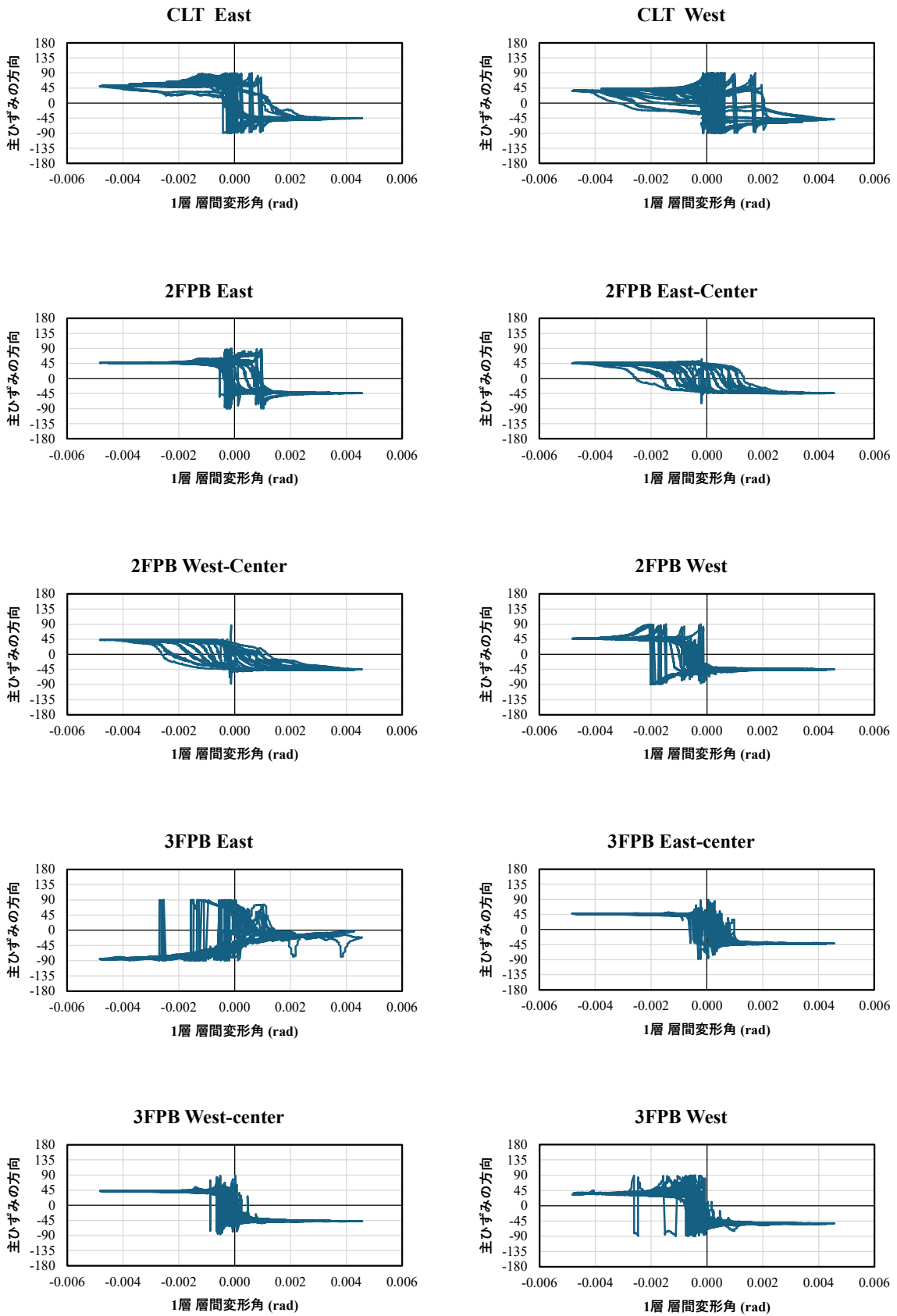


図 4.3-17 主ひずみ方向—1層層間変形角関係③

4.3.5 考察

(1) 各層層せん断力—層間変形角関係の骨格曲線

図 4.3-18 に、各層の骨格曲線および特定変形角時の荷重分布を、表 4.3-6 に特定荷重および変形角時の荷重・変形角・等価剛性を示す。ここで、 $C_0=0.25$ 時の設計用地震力は、令和 7 年度試設計の 4 層事務所モデルプランを参考に 3 層相当の重量を基に重量の負担率を 0.125 とし計算した値とし、 $Q_{1(C_0=0.25)} = 102.4\text{kN}$ 、 $Q_{2(C_0=0.25)} = 77.3\text{kN}$ 、 $Q_{3(C_0=0.25)} = 37.8\text{kN}$ とした。

1 層の等価剛性について、2 層 1/150rad 時 (1 層 1/488rad 時) から 2 層 1/30rad 時 (1 層 1/227rad 時) までに約 89%に微減している。2 層では、降伏の影響で約 54%に低下している。3 層でも同様に約 55%にまで低下しているが、これは、4.3.5(3)で示すような横架材の 2 層横架材の回転変位に伴う水平変位によって、3 層の見かけのせん断変形角が増大しているためと考えられる。

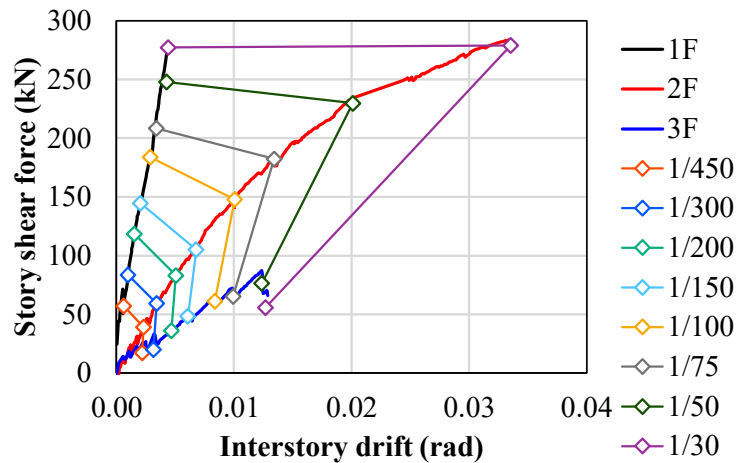


図 4.3-18 各層骨格曲線と特定変形角時の層せん断力分布

表 4.3-6 特定荷重および変形角時の荷重・変形角・等価剛性

	$C_0=0.25$ 時			2 層 1/150rad 時			2 層 1/30rad 時		
	$\gamma(\text{rad})$	$Q(\text{kN})$	$K(\text{kN/rad})$	$\gamma(\text{rad})$	$Q(\text{kN})$	$K(\text{kN/rad})$	$\gamma(\text{rad})$	$Q(\text{kN})$	$K(\text{kN/rad})$
3F	1/221	31.2	6898	1/165	48.4	7979	1/79	55.7	4390
2F	1/177	88.0	15614	1/147	105.1	15487	1/30	279.0	8315
1F	1/660	104.2	68802	1/488	144.5	70570	1/227	277.3	62797

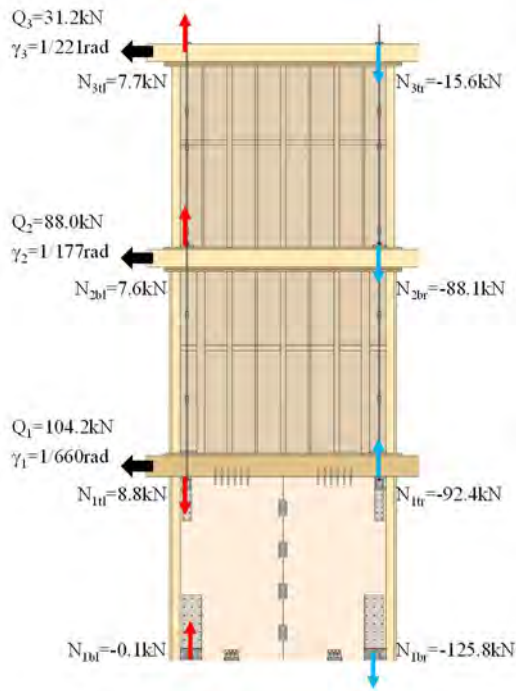
(2) 特定変形角時の各層引張接合部の軸力

図 4.3-19 に特定荷重および特定変形角時の各層引張接合部の軸力を示す。また、その際のせん断力から見かけの反曲点高さ比 $\beta_2 = 1/Q \cdot H/B$ を算出した。

1 層の β_2 については、総じて正載荷時より負載荷時の方が大きかったが、これは、負載荷時は油圧ジャッキによって 1 層の浮き上がりが拘束された、もしくは油圧ジャッキ側のパネルに負担せん断力が集中したためと推察される。また、変形が進むにつれて β_2 が増大したが、これは層せん断力分布が変化し上層の引張力の影響が増大したためと考えられる。

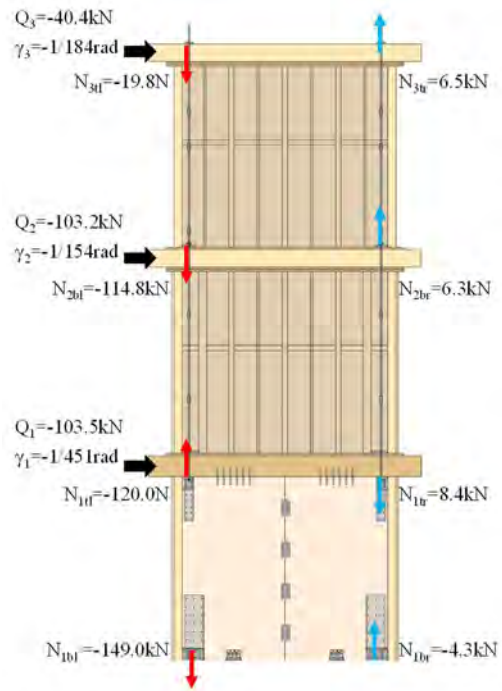
2 層は載荷方向によらず概ね 1.0-1.2 の範囲にあり、変形が進んでも大きく変化しなかった。

3 層は $C_0=0.25$ 時、2 層 1/150rad 時では 0.5 程度であったが 2 層 1/30rad 時では β_2 は 0.9 程度であった。これは変形の増大によって横架材の曲げ戻し効果が低くなったためと考えられるが、今後のより詳細な検討が必要である。



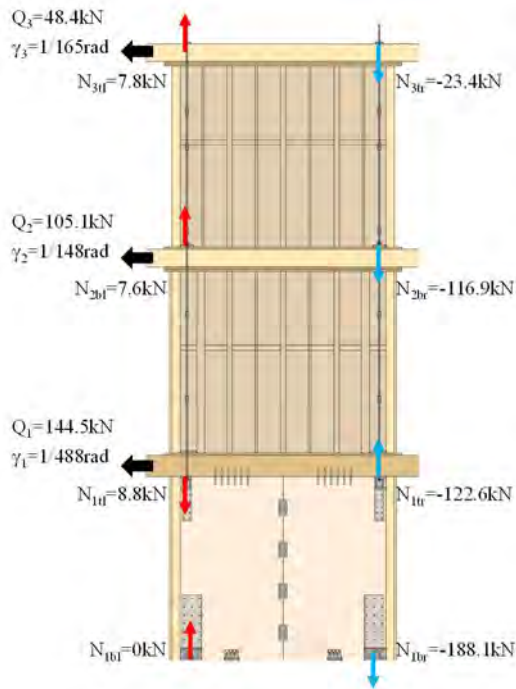
	T_d (kN)	Q (kN)	β_2 (-)
3F	-15.6	31.2	0.52
2F	-88.1	88.0	1.04
1F	-125.8	104.2	1.27

(1) $C_0=0.25$ 時 (正)



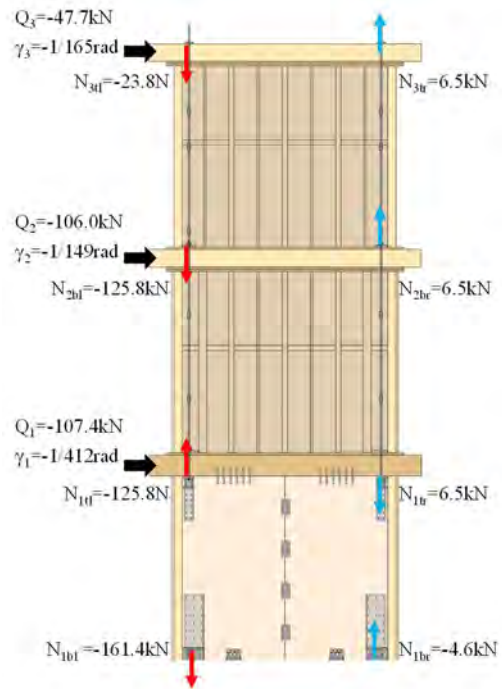
	T_d (kN)	Q (kN)	β_2 (-)
3F	-19.8	-40.4	0.51
2F	-114.8	-103.2	1.16
1F	-149.0	-103.5	1.52

(2) $C_0=0.25$ 時 (負)



	T_d (kN)	Q (kN)	β_2 (-)
3F	-23.4	48.4	0.50
2F	-116.9	105.1	1.16
1F	-188.1	144.5	1.37

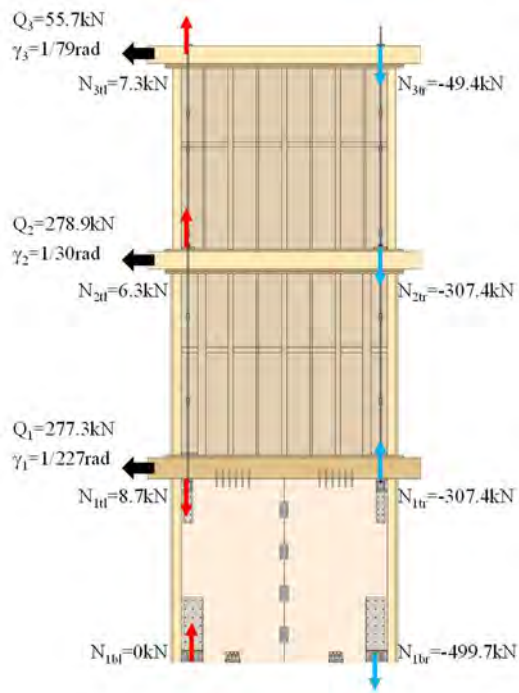
(3) 2層 1/150rad 時



	T_d (kN)	Q (kN)	β_2 (-)
3F	-23.9	-47.7	0.52
2F	-125.8	-106.0	1.23
1F	-161.4	-107.4	1.58

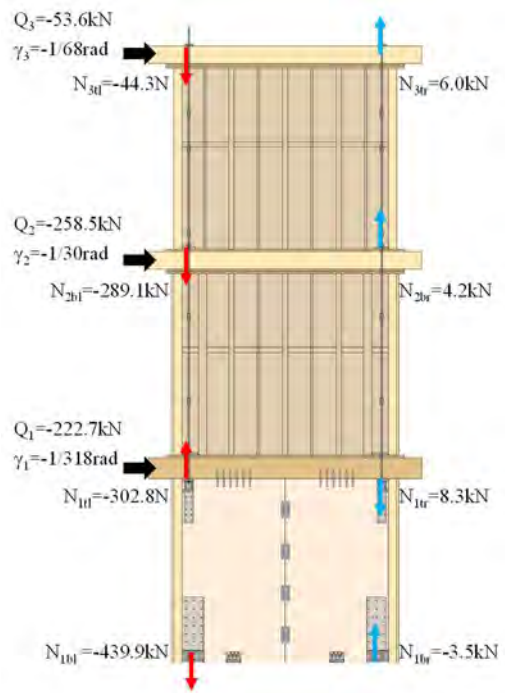
(4) 2層 -1/150rad 時

図 4.3-19 特定荷重および変形角時の各層各層引張接合部の軸力①



	T_d (kN)	Q (kN)	β_2 (-)
3F	-49.4	55.7	0.92
2F	-307.4	279.0	1.15
1F	-499.7	277.3	1.90

(5) 2層 1/30rad 時



	T_d (kN)	Q (kN)	β_2 (-)
3F	-44.3	-53.6	0.86
2F	-289.1	-258.5	1.16
1F	-439.9	-222.7	2.08

(6) 2層 -1/30rad 時

図 4.3-19 特定荷重および変形角時の各層各層引張接合部の軸力②

(3) 各層変形成分内訳

各層の層間変位を①耐力壁のロッキング変位 $\delta_{(RW)}$ 、②せん断接合部の横滑り変位 $\delta_{(SL)}$ 、③壁の面内変位 $\delta_{(B+SH)}$ （曲げ変位、せん断変位の合計）④横架材の回転変形に伴う水平変位 $\delta_{(Rb)}$ に分解できると仮定し、4.3.4節の算出方法に従って各要素の層せん断力—変形角関係を求めた。図 4.3-20 に、それぞれの層せん断力—変形角関係を示す。

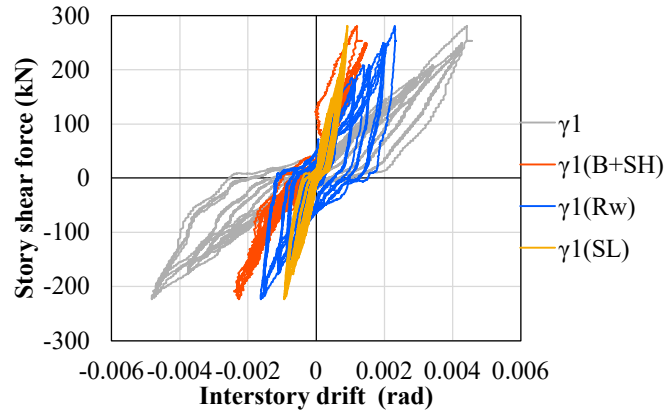
1層では、100kN から 200kN までの間に回転変位の割合が増加しているが、これは、連結部のせん断力がパネル間の最大静止摩擦力を上回り、CLT が一体的に抵抗していた状態から連結部の滑りを伴う挙動へと抵抗挙動が変化したためと考えられる。

また、正載荷時と比べ負載荷時における $\gamma_{1(RW)}$ の割合が低いですが、これは、負載荷時には油圧ジャッキによって1層の浮き上がりが拘束された、もしくは油圧ジャッキ側のパネルに負担せん断力が集中したためと推察される。

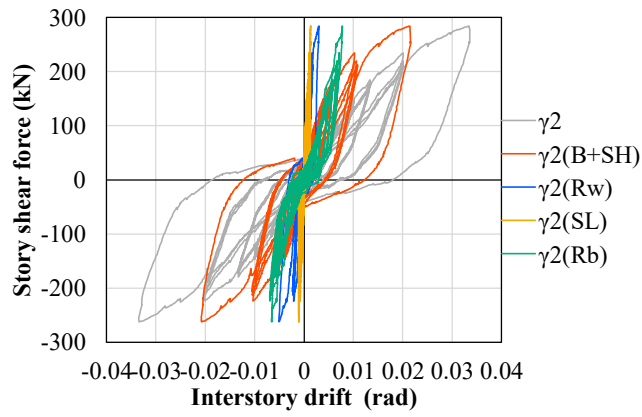
2層および3層では、梁の回転変位に伴う水平変位によって、層間変形角が増大しており、その割合は上層につれて大きくなっている。

2層は、荷重が大きくなるにつれてせん断・曲げ変位の占める割合が大きくなっており、面材釘の降伏や面材のパンチングアウト破壊に起因すると考えられる。

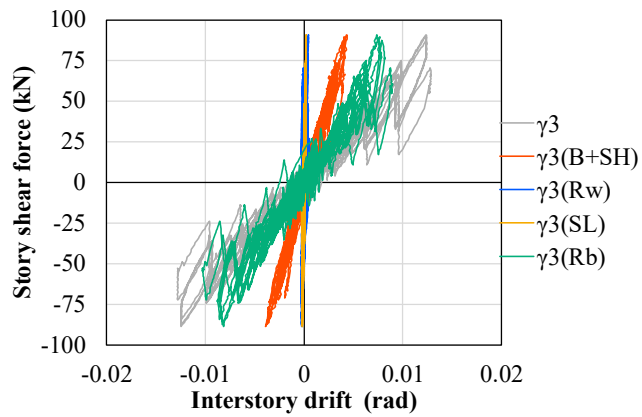
3層は、荷重が 40kN 以上の範囲では、変形成分の内訳に変化が見られなかったが、これは、2層と異なり3層が概ね弾性域にあったためと考えられる。



(1) 1 層

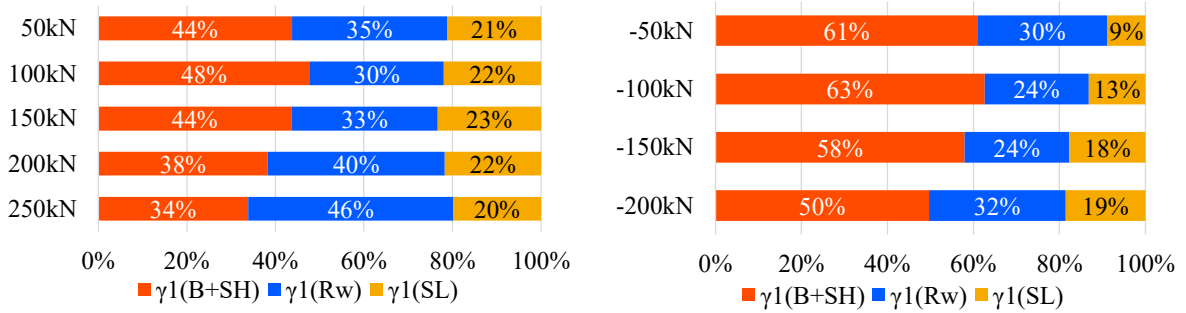


(2) 2 層

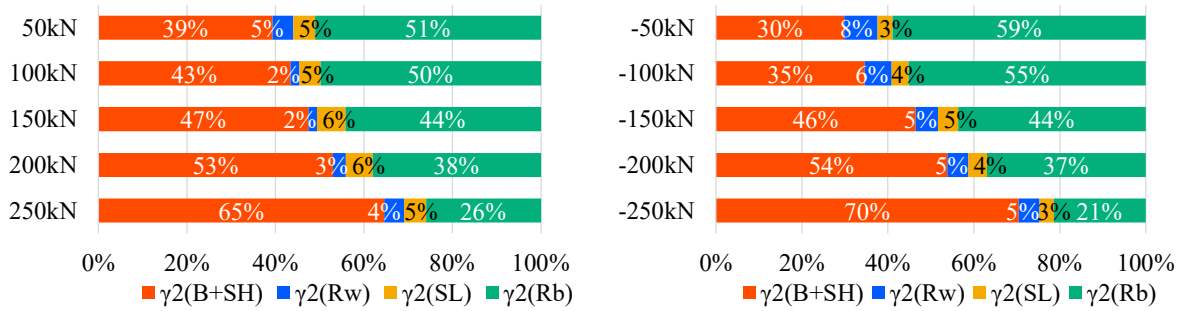


(3) 3 層

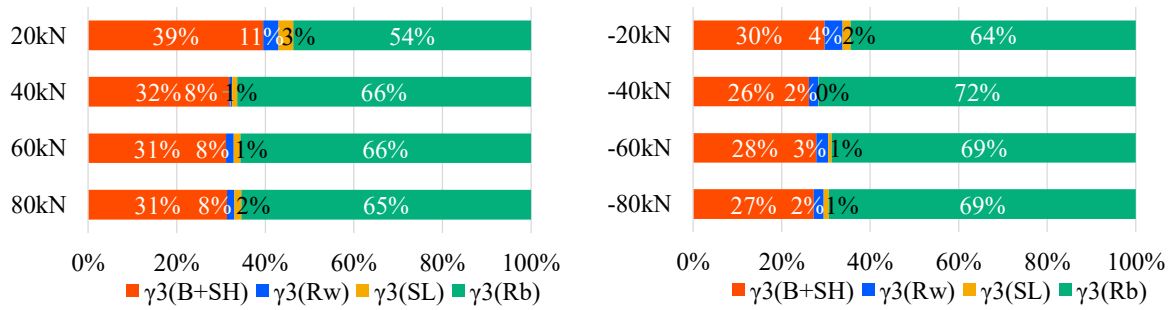
図 4.3-20 各要素の層せん断力—変形角関係



(1) 1 層



(2) 2 層



(3) 3 層

図 4.3-21 層間変形角内訳

(4) 1層せん断応力度・せん断変位

図 4.3-22 に 1 層せん断・曲げ変形—せん断応力関係と計算値の比較を示す。ここで、曲げ変形とせん断変形の計算値は、2 枚の CLT が一体的に抵抗すると仮定し、式 4.3-11 と式 4.3-12 により算出した。

CLT の最大せん断応力は 0.72N/mm^2 で、基準せん断強度 3.47N/mm^2 以内であった。

また、基準値から算出したせん断変形と曲げ変形は実験結果と概ね一致した。

$$\gamma_{1Sh(calc.)} = \frac{Q_1}{GA_{min}} \quad \text{式 4.3-11}$$

$$\gamma_{1B(calc.)} = \frac{Q_1 H_1^2}{3EI} \quad \text{式 4.3-12}$$

ここで、

G : CLT S90 5-5 の基準せん断弾性係数 ($=550\text{N/mm}^2$)

E : CLT S90 5-5 の基準ヤング係数 ($=5,400\text{N/mm}^2$)

I : CLT の断面二次モーメント ($=5.4 \times 10^{11}\text{mm}^4$)

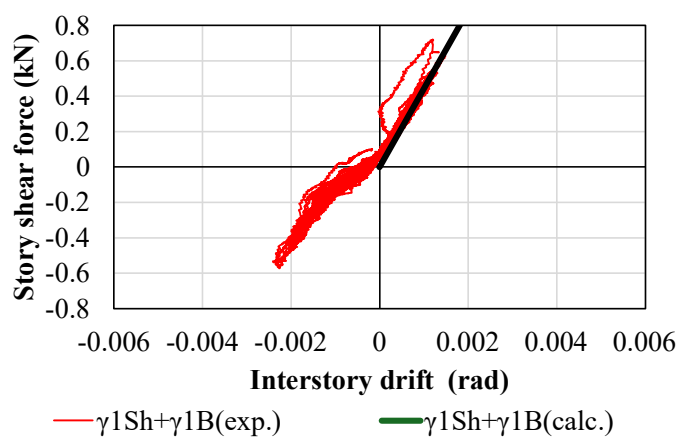


図 4.3-22 1層せん断・曲げ変形—せん断応力関係と計算値の比較

(5) 2層特定変形角時の1層壁頭壁脚・柱頭柱脚鉛直変位

図 4.3-23 に 2層特定変形角時の1層壁頭壁脚・柱頭柱脚鉛直変位を、図 4.3-24 に1層 CLT 間ずれ変位—層間変形角関係を示す。1/75rad 時付近で CLT 間連結部にずれ変位が発生していた。また、1層の層せん断力が 100kN 時に CLT 間のずれが生じていることが確認された。

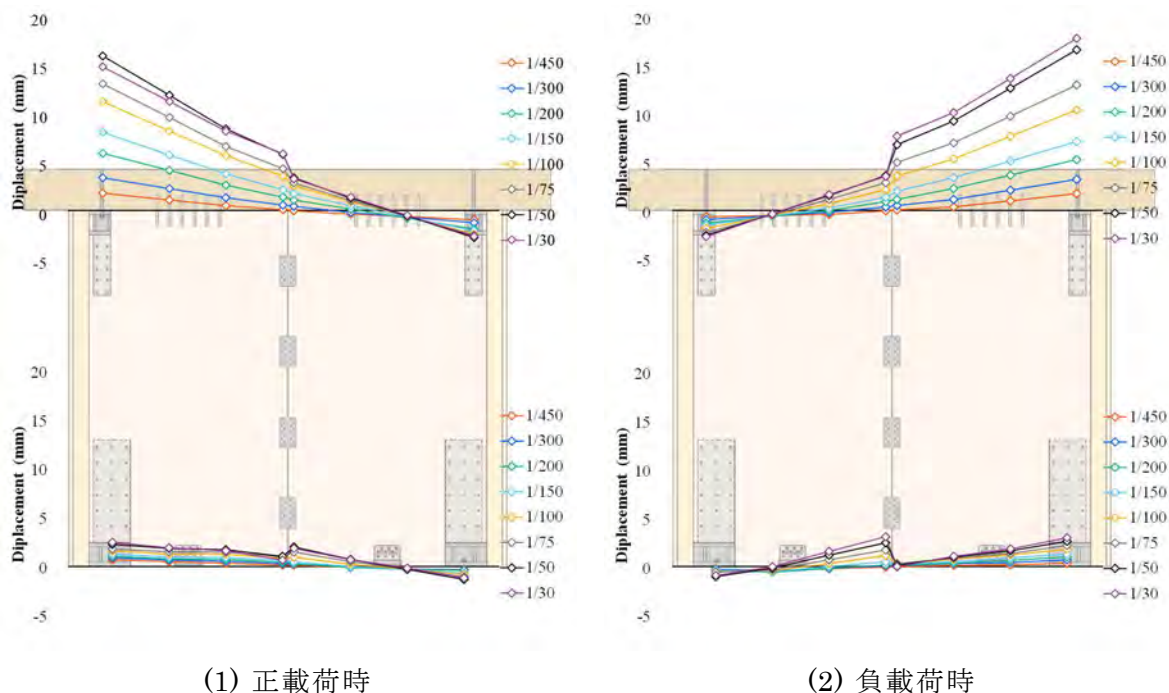


図 4.3-23 2層特定変形角時の1層壁頭壁脚・柱頭柱脚鉛直変位

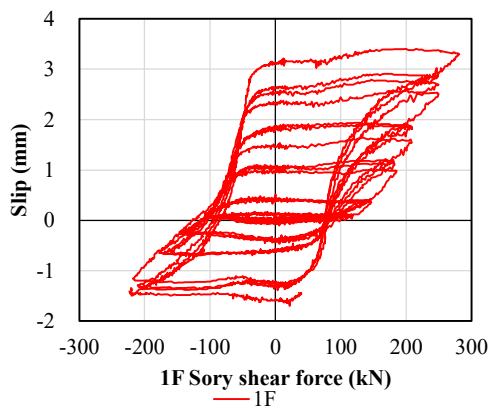
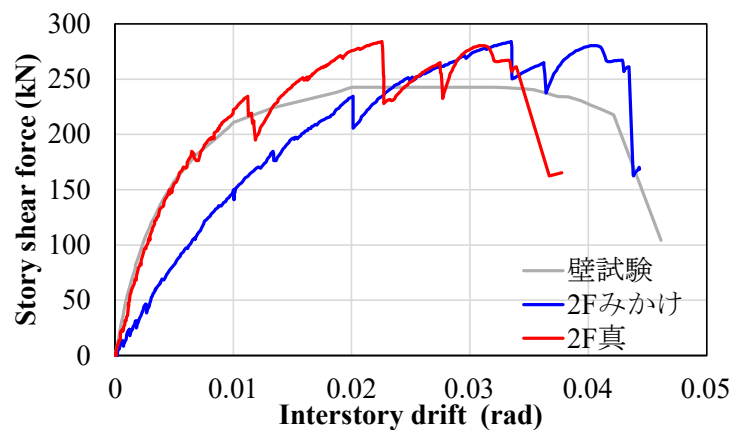


図 4.3-24 1層 CLT 間ずれ変位—層間変形角関係

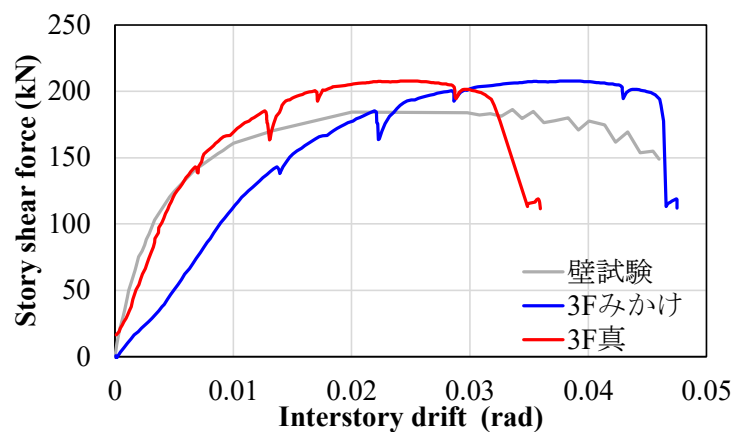
(6) 2層、3層耐力壁の壁単体の性能との比較

図 4.3-25 に、3層実験の2層、3層の耐力壁の層せん断力一見かけ/真の層間変形角関係と、令和6年度実施の壁単体の耐力壁試験結果の比較を包絡線により示す。ここで、みかけ/真の層間変形角は4.3.4節の γ_2 、 γ_3 および $\gamma_{2(B+SH)}$ 、 $\gamma_{3(B+SH)}$ を用いた。また、壁単体の耐力壁試験結果は壁幅3,640mm相当の値となるよう、せん断力を係数倍している。

両者ともに真の層間変形角による剛性は壁単体の耐力壁試験結果と概ね一致した。また、最大耐力について、2層は約1.2倍、3層は約1.1倍程度、3層実験の方が大きかった。



(1) 2層



(2) 3層

図 4.3-25 3層実験と壁試験との比較

4.3.6 まとめ

1層に CLT を用いた枠組壁工法立面併用構造について、タイダウンによる緊結範囲を枠組壁工法部分とし、1層に作用する引抜力については基礎に接続する引張金物で抵抗する構造形式を提案し、実大静加力実験により構造性能を確認した。得られた知見を以下に示す。

- ・ 2層変形角 1/30rad 到達時まで、1層と 3層に顕著な損傷が見られなかった。
- ・ 1層壁脚引張接合部には最大で約 504kN、1層壁頭引張接合部には最大で約 312kN の軸力が生じており、それぞれ引張金物およびタイダウンの終局耐力より小さかった。
- ・ 見かけの反曲点高さ比 $\beta_2 = 1/Q \cdot H/B$ について、1層は 1.3~2.1 程度であり、変形が進むにつれて増大した。これは層せん断力分布が変化し上層の引張力の影響が増大したためと考えられる。2層は載荷方向や変形角によらず概ね 1.0-1.2 の範囲にあった。3層は 2層 1/150rad 時で 0.5 程度、2層 1/30rad 時で 0.9 程度であった。これは変形の増大によって横架材の曲げ戻し効果が低くなったためと考えられるが、今後のより詳細な検討が必要である。

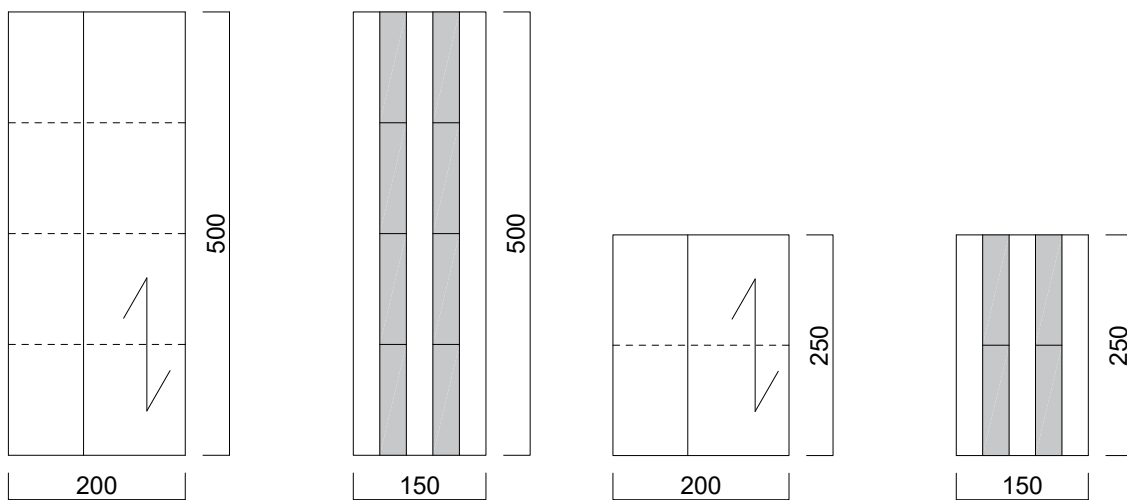
4.4 材料試験

4.4.1 目的

実大実験に使用した CLT のヤング係数および強度の実態値を把握するために材料試験を実施した。

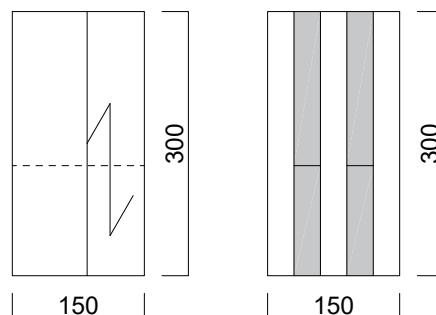
4.4.2 試験体概要

図 4.4-1 に試験体図を、表 4.4-1 に各試験の寸法および重量を示す。試験体は計 3 種類で、幅 200mm×高さ 250mm のもの、高さ 500mm のもの、幅 150mm×高さ 300mm のものである。各タイプにつき 6 体の計 18 体を試験に用いた。



(1) 200×500mm (6 体)

(2) 200×250mm (6 体)



(3) 200×300mm (6 体)

図 4.4-1 試験体図

表 4.4-1 試験体寸法および重量

名称	幅 b mm	高さ h mm	厚さ t mm	重量 W mm
250-1	199.0	249.8	149.5	3649.2
250-2	198.5	250.3	150.3	3870.1
250-3	198.8	250.5	150.3	3781.7
250-4	198.0	250.3	149.0	3492.2
250-5	199.0	249.5	150.0	3608.1
250-6	199.0	251.0	150.5	3634.7
500-1	198.0	500.0	150.0	7127
500-2	200.0	499.8	150.3	7299
500-3	198.5	500.0	150.3	7395
500-4	199.0	499.8	150.3	7540
500-5	199.8	499.8	150.5	7507
500-6	199.5	499.0	149.5	7262
300-1	150.0	300.0	150.0	3039.6
300-2	149.8	300.0	151.0	3317.8
300-3	150.5	300.0	151.0	3348
300-4	150.0	300.0	151.0	3112.5
300-5	150.5	300.8	150.8	3022.7
300-6	150.5	300.0	151.0	3028.3

4.4.3 試験方法

図 4.4-2 に試験体セットアップ例を示す。試験には 1000kN 万能試験機を用い、単調載荷による加力とする。荷重は試験機の荷重計の値を用い、変位は標点間距離 100mm の変形量および試験体全長の変形量をそれぞれ裏表 2 か所ずつ計測した。

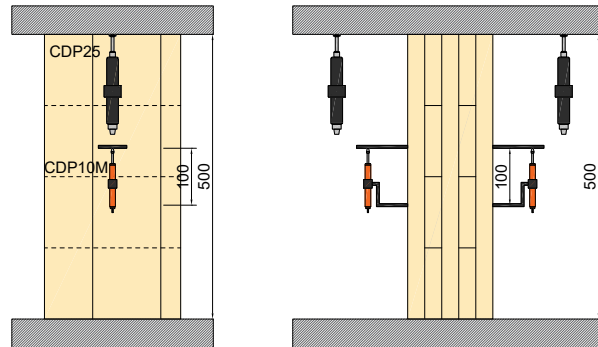


図 4.4-2 試験体セットアップ

圧縮強度 f_c 、単位面積あたりの圧縮剛性 K および縦圧縮弾性係数 E は以下の式で計算した。

$$f_c = \frac{P_{max}}{A}$$
$$K = \frac{0.4P_{max} - 0.1P_{max}}{d_2 - d_1}$$
$$E = K \cdot \frac{d}{A}$$

ここで、

P_{max} : 最大荷重 [kN]

A : 加圧面の面積 [mm^2]

d_1 : 荷重 $P = 0.1P_{max}$ 時の変位 [mm]

d_2 : 荷重 $P = 0.4P_{max}$ 時の変位 [mm]

d : 標点距離 [mm]

また、圧縮強度、支圧剛性および縦圧縮弾性係数の平均値に、以下に示すばらつき係数を乗じて 5% 下限値を算出した。

$$\text{ばらつき係数} = 1 - CV \cdot k$$

ここで、

CV : 変動係数 (=標準偏差/平均値)

k : 信頼水準 75% における 95% 下限許容限界値を求めるための係数 ($k = 2.464$ ($n=5$))、

$k = 2.336$ ($n=6$))

4.4.4 試験結果

(1) 破壊性状

写真 4.4-1 に試験体の破壊性状を示す。試験体間に共通して、ラミナ境界層付近での割れの進展が多くみられた。



(1) 250-1

(2) 250-2



(3) 250-3

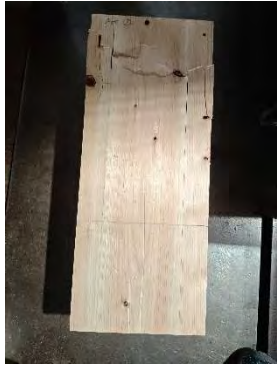
(4) 250-4



(5) 250-5

(6) 250-6

写真 4.4-1 試験体破壊性状①



(7) 500-1



(8) 500-2



(9) 500-3



(10) 500-4



(11)500-5



(12)500-6

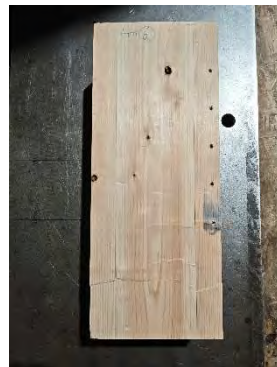


写真 4.4-1 試験体破壊性状②



(13)300-1



(14)300-2



(15)300-3



(16)300-4



(17)300-5



(18)300-6

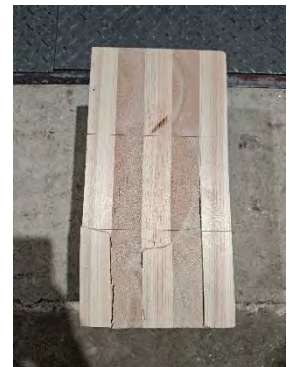
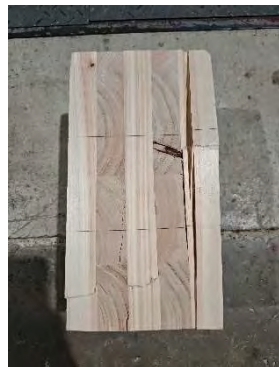
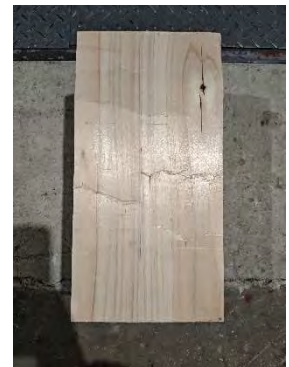


写真 4.4-1 試験体破壊性状③

(2) 荷重変形関係

図 4.4-3 に全面圧縮試験の荷重変形関係を、試験体の各特性値を表 4.4-2 および図 4.4-4 ~ 図 4.4-6 に示す。図 4.4-4 より、すべての試験体の圧縮強度は基準値 12.42N/mm^2 の 2 倍以上の結果となった。試験体間の比較では、高さ 500mm の試験体の圧縮強度が他より僅かに低い傾向にあるが、これは寸法効果による影響と推察される。

縦圧縮弾性について、図 4.4-6 より、標点間距離を 100mm とした場合、試験体の高さが小さい方が、縦圧縮弾性係数が大きく算出される傾向にあった。一方で、標点間距離を試験体高さとした場合は、試験体高さによらず縦圧縮弾性係数の平均値は $7000\text{--}8000\text{N/mm}^2$ と、基準値 (5400N/mm^2) の約 1.3-1.4 倍の範囲に収まっていた。

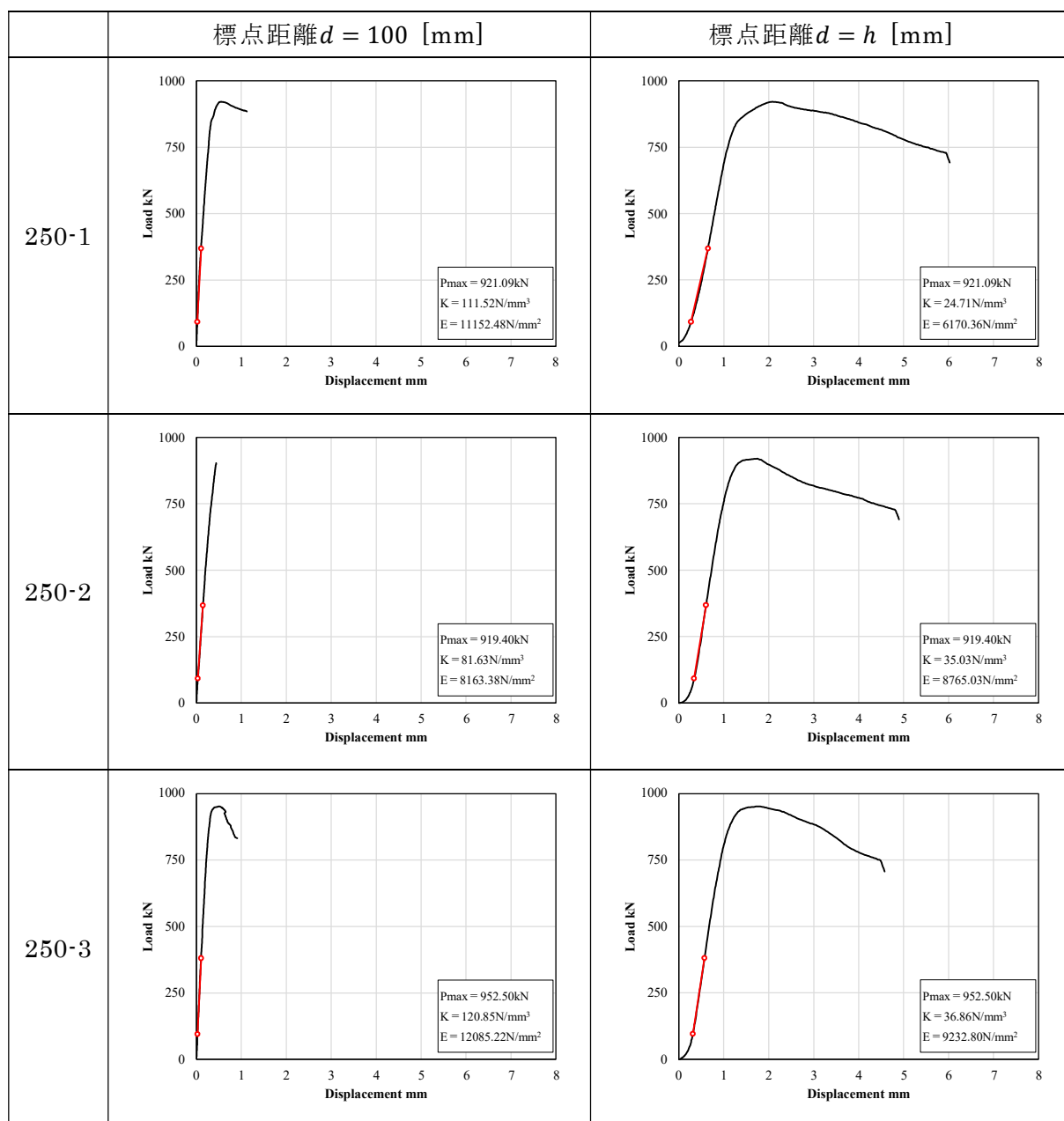


図 4.4-3 荷重変形関係①

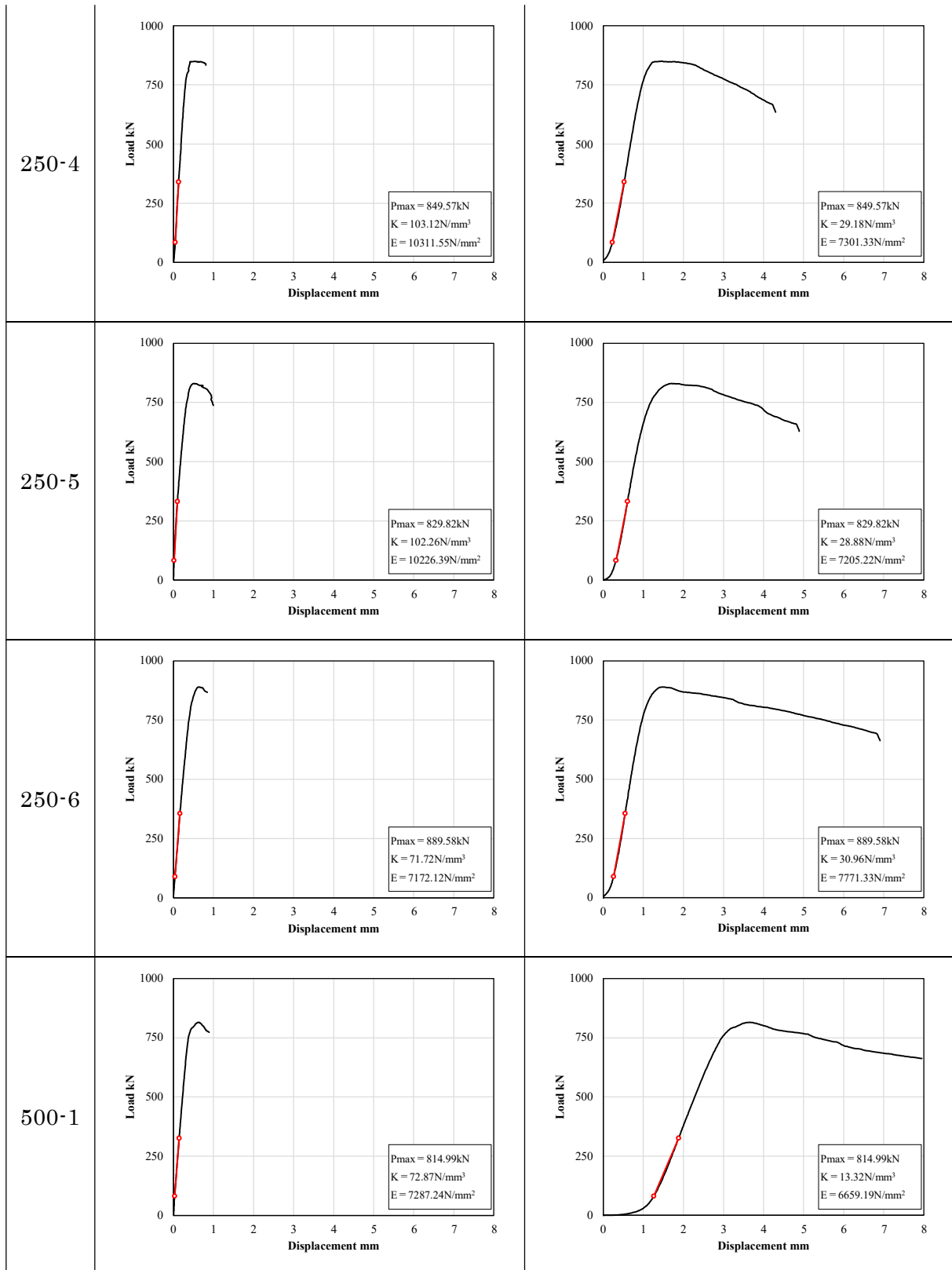


圖 4.4-3 荷重變形關係②

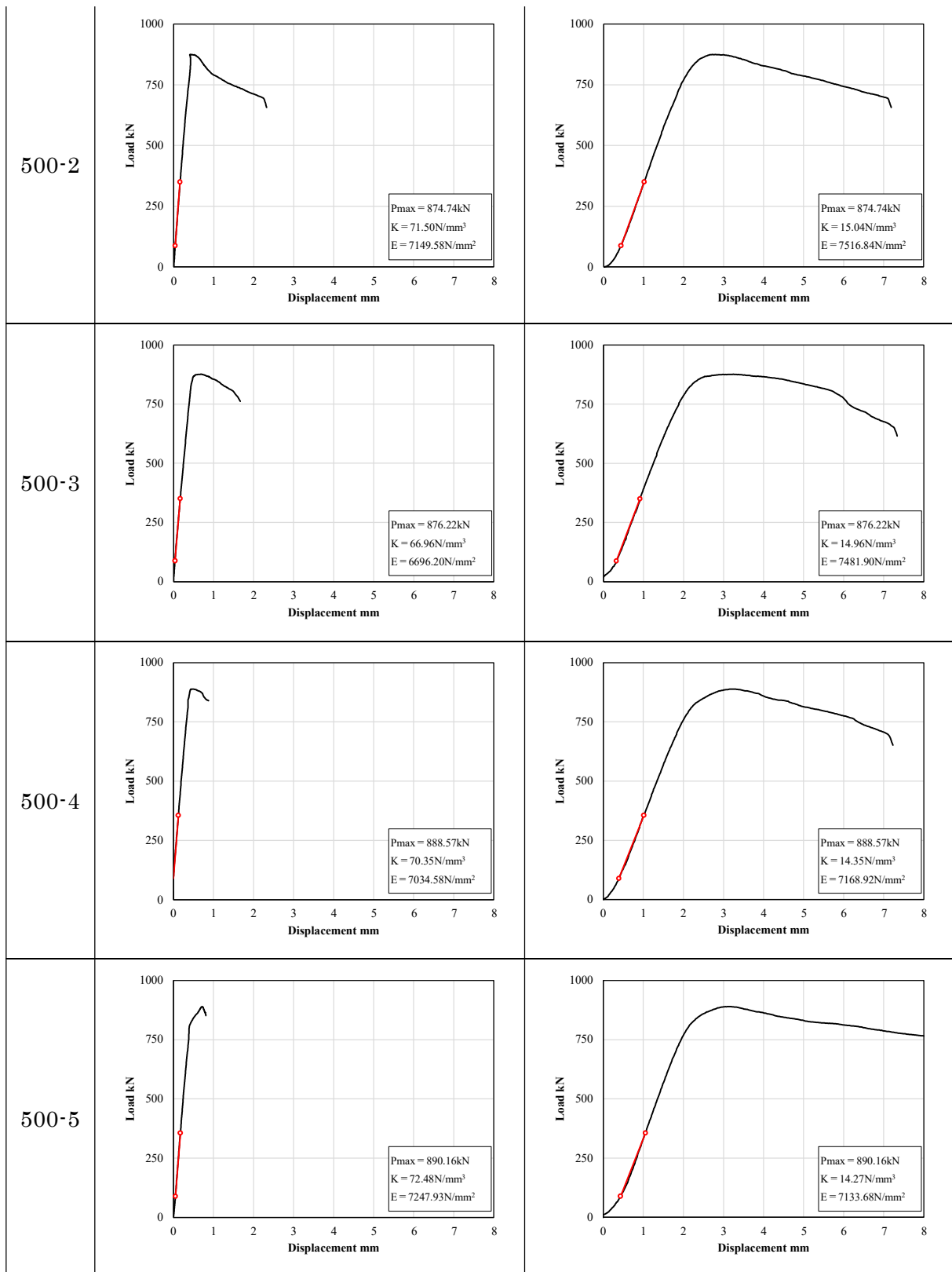


図 4.4-3 荷重変形関係③

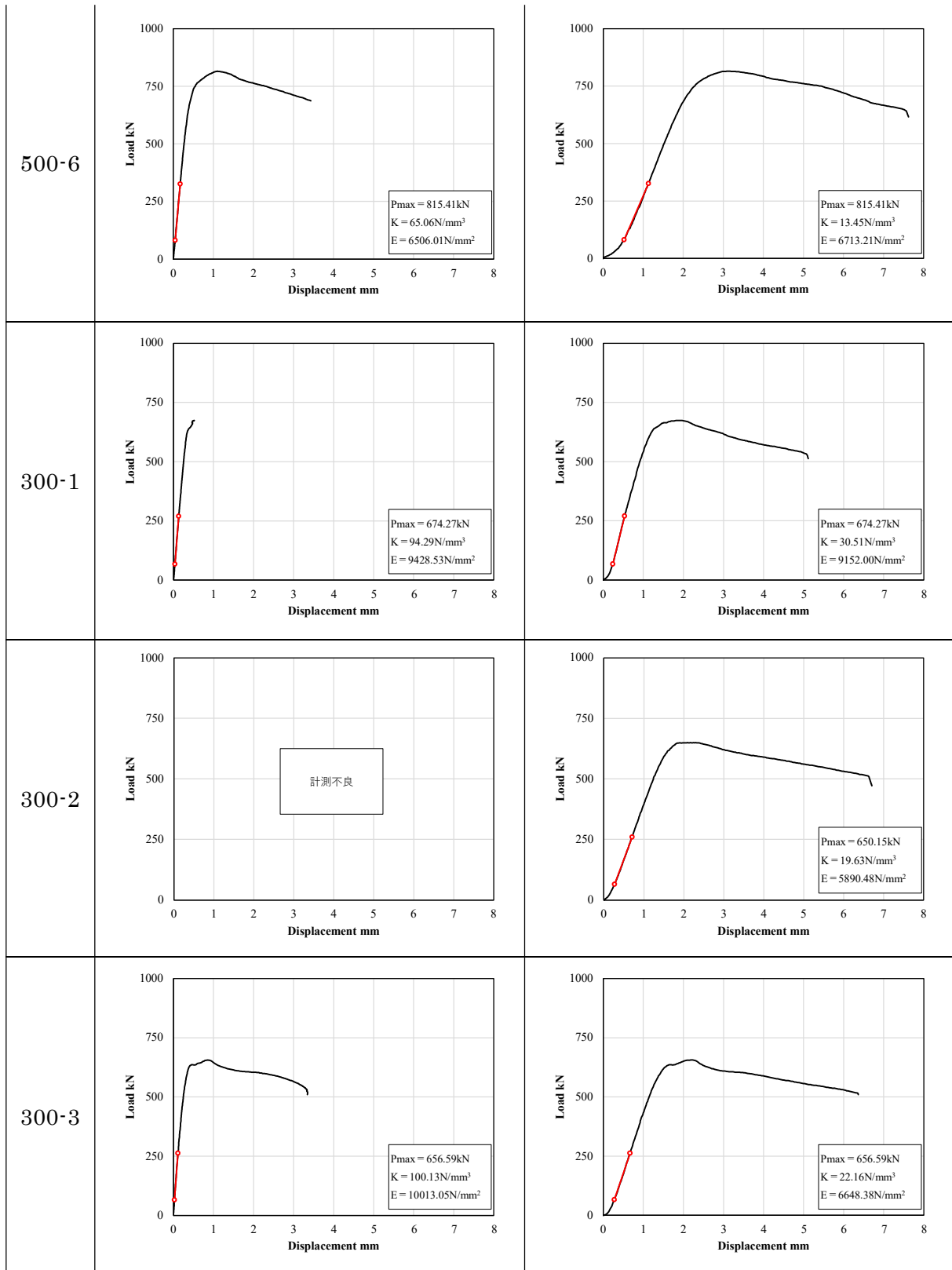


図 4.4-3 荷重変形関係④

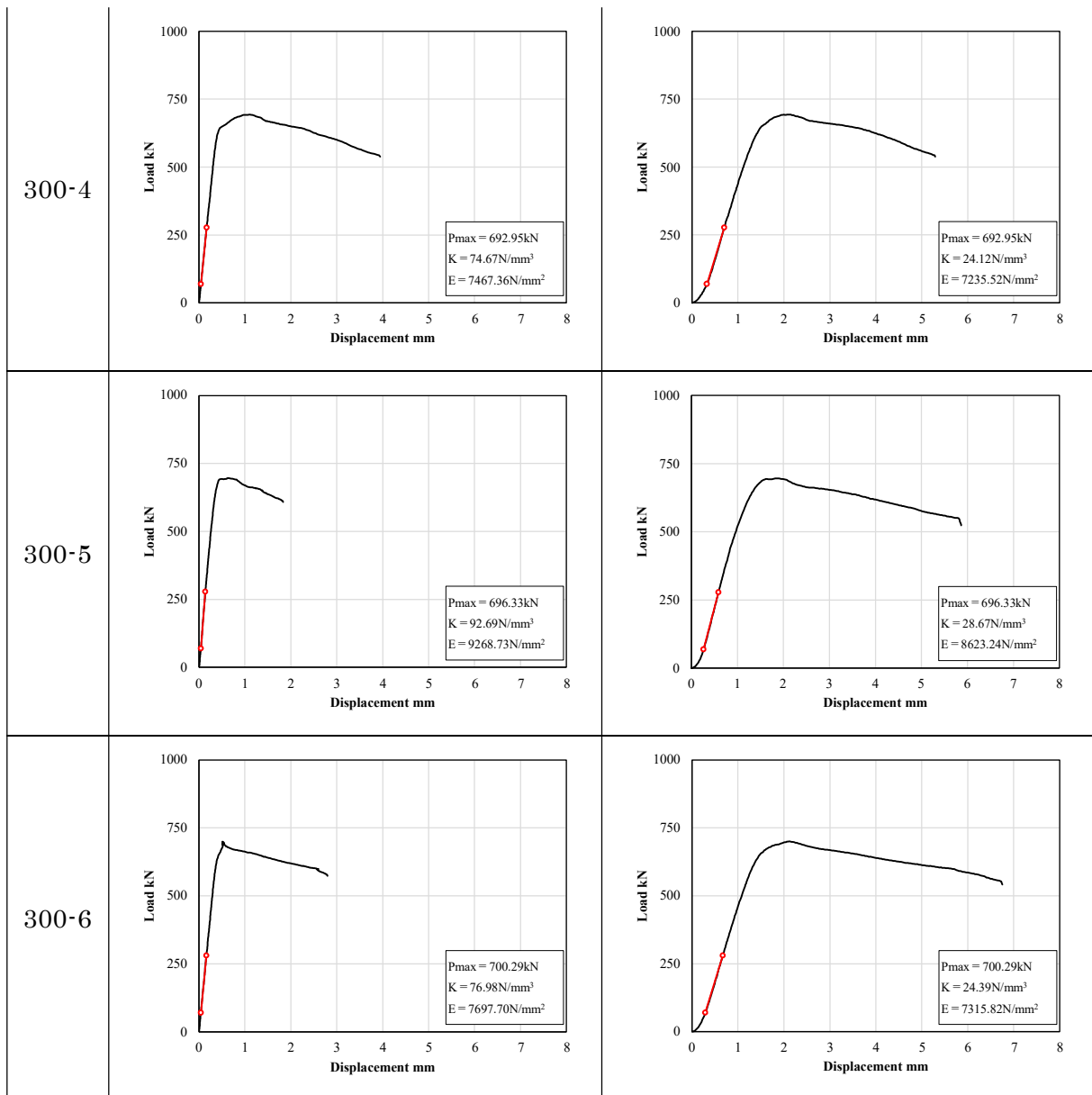


図 4.4-3 荷重変形関係⑤

表 4.4-2 全面圧縮試験体の特性値

(1) 250mm						
	P_{max} kN	f_c N/mm ²	標点間距離 $d = 100$ [mm]		標点間距離 $d = h$ [mm]	
			K kN/mm ³	E N/mm ²	K kN/mm ³	E N/mm ²
250-1	921.09	30.96	111.52	11152.48	24.71	6170.36
250-2	919.40	30.83	81.63	8163.38	35.03	8765.03
250-3	952.50	31.90	120.85	12085.22	36.86	9232.80
250-4	849.57	28.80	103.12	10311.55	29.18	7301.33
250-5	829.82	27.80	102.26	10226.39	28.88	7205.22
250-6	889.58	29.70	71.72	7172.12	30.96	7771.33
平均	893.66	30.00	98.52	9851.86	30.94	7741.01
5%下限値	784.52	26.44	55.36	5536.50	20.60	5135.08
変動係数	0.05	0.05	0.19	0.19	0.14	0.14
(2) 500mm						
500-1	814.99	27.44	72.87	7287.24	13.32	6659.19
500-2	874.74	29.11	71.50	7149.58	15.04	7516.84
500-3	876.22	29.38	66.96	6696.20	14.96	7481.90
500-4	888.57	29.72	70.35	7034.58	14.35	7168.92
500-5	890.16	29.61	72.48	7247.93	14.27	7133.68
500-6	815.41	27.34	65.06	6506.01	13.45	6713.21
平均	860.02	28.77	69.87	6986.92	14.23	7112.29
5%下限値	777.62	26.23	62.46	6246.12	12.53	6258.13
変動係数	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05	0.05
(3) 300mm						
300-1	674.27	29.97	94.29	9428.53	30.51	9152.00
300-2	650.15	28.75	—	—	19.63	5890.48
300-3	656.59	28.89	100.13	10013.05	22.16	6648.38
300-4	692.95	30.59	74.67	7467.36	24.12	7235.52
300-5	696.33	30.69	92.69	9268.73	28.67	8623.24
300-6	700.29	30.82	76.98	7697.70	24.39	7315.82
平均	678.43	29.95	87.75	8775.07	24.91	7477.57
5%下限値	628.29	27.79	60.00	5999.89	15.46	4634.28
変動係数	0.03	0.03	0.13	0.13	0.16	0.16

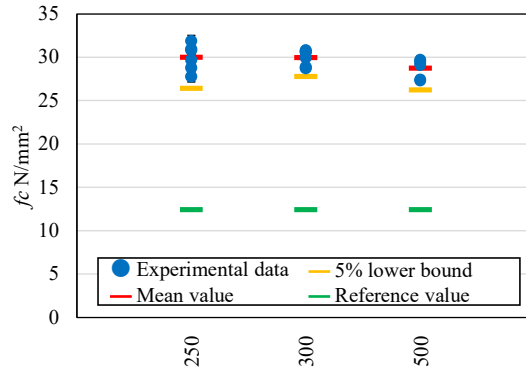
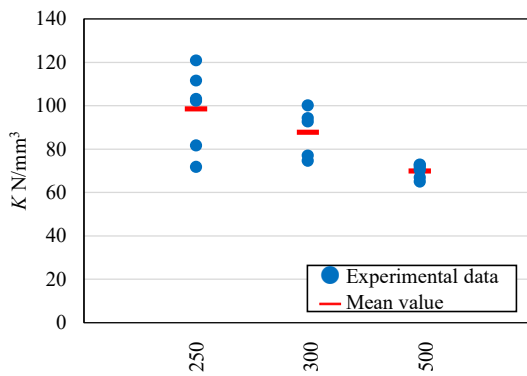
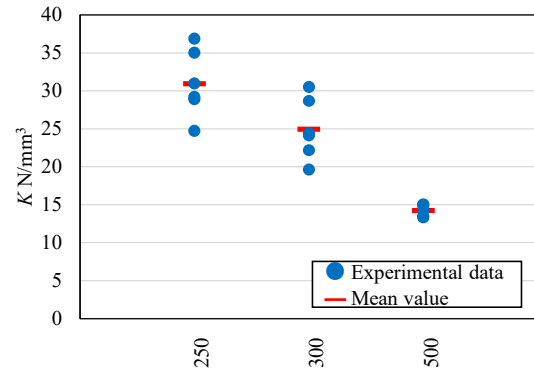


図 4.4-4 圧縮強度

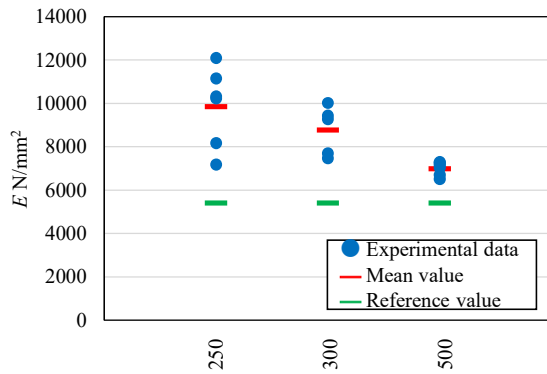


(1) 標点間距離 $d = 100$ [mm]

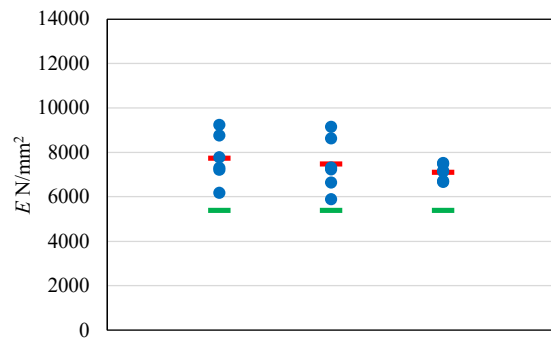


(2) 標点間距離 $d = h$ [mm]

図 4.4-5 単位面積当たりの支圧剛性



(1) 標点間距離 $d = 100$ [mm]



(2) 標点間距離 $d = h$ [mm]

図 4.4-6 縦圧縮弾性係数

4.4.5 まとめ

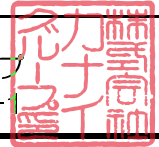
CLT の圧縮試験を実施し、試験結果より荷重変形関係を求め、各特性値を算出した。本実験で以下の知見が得られた。

- ・試験体の多くはラミナ境界層付近での割れによる破壊性状を示した。
- ・全ての試験体において、圧縮強度は基準値（ 12.42N/mm^2 ）の2倍以上であった。
- ・高さ 500mm の試験体は他と比較して強度が僅かに低い傾向にあり、これは寸法効果によるものと推察される。
- ・標点間距離を 100mm として算出した縦圧縮弾性係数は、試験体の高さが低いほど大きく算出される傾向があった一方、標点間距離を試験体全高として算出した場合、縦圧縮弾性係数の平均値は試験体高さによらず、基準値の 1.3 倍程度であった。

性能試験報告書

試験結果は以下の通りであることをご報告致します。
2026年2月25日

株式会社カナイグループ
埼玉県八潮市西袋717-1



試験名称	枠組壁工法 面材張耐力壁の面内せん断試験 (構造用パーティクルボード-両面張り-@50+@50仕様)
依頼者	一般社団法人 日本ツープайフォー建築協会 〒105-0001 東京都港区虎ノ門1-16-17 虎ノ門センタービル8階
試験内容	<p>[面材仕様] 製品名: 構造用パーティクルボード ※本試験では「ノボパン STP II」を使用</p> <p>[面材くぎ仕様] 製品名: めっき太め鉄丸くぎ CNZ65 ※本試験では「アマテイ社製 FC3365SP」を使用 用途: 軸組一面材の接合</p> <p>[接合具仕様] 製品名: 太め鉄丸くぎ CN90 ※本試験では「アマテイ社製 FC4190」を使用 用途: たて枠-上下枠、頭つなぎ-上枠の接合</p> <p>製品名: 木質構造用ねじ φ8×110 ※本試験では「シネジック社製 パネリードX PX8-110」を使用 用途: 下枠-土台の接合</p> <p>製品名: 木質構造用ねじ φ8×170 ※本試験では「シネジック社製 パネリードX PX8-170」を使用 用途: 上枠-頭つなぎ-加力用桁の接合</p> <p>[軸組仕様] 加力用桁: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 140×240mm</p> <p>頭つなぎ: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E120-F375, 樹種: ペイマツ, 寸法: 38×140mm</p> <p>上下枠: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E120-F375, 樹種: ペイマツ, 寸法: 38×140mm</p> <p>たて枠-1・5: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 140×140mm</p> <p>たて枠-2・4: 枠組壁工法構造用製材, 樹種: S-P-F, 寸法: 38×140mm</p> <p>たて枠-3: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 89×140mm</p> <p>土台: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 89×140mm</p> <p>横桟-1・4: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 89×140mm</p> <p>横桟-2・3: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: スプルース, 寸法: 89×140mm 詳細は図-5 参照</p> <p>[試験体数] 3体 試験体の形状・寸法は図-1~3 参照</p>
試験方法	木造軸組工法住宅の許容応力度設計 (2017年版) (監修: 国土交通省 国土技術製作総合研究所・国立研究開発法人建築研究所, 発行: 公益財団法人日本住宅・木材技術センター) の4章「試験方法と評価方法」の4.3「鉛直構面及び水平構面の剛性と許容せん断耐力を算定するための試験 (タイロッド式)」及び、枠組壁工法建築物 構造計算指針 (2018年版) (編者: 一般社団法人 日本ツープайフォー建築協会) の第3章 施行規則第8条の3に基づく大臣認定における指定性能評価機関の耐力壁の試験・評価方法に従って実施した。
試験結果	短期基準せん断耐力 P_0 66.06 kN
試験期間	2026年1月26日・27日
担当者	試験責任者 中村 正芳 試験実施者 濱野 裕仁、志田 竜聖、古舘 匠
試験場所	(株)カナイグループ 開発試験センター 埼玉県八潮市浮塚507-1

1 試験体

1-1-1. 試験体図

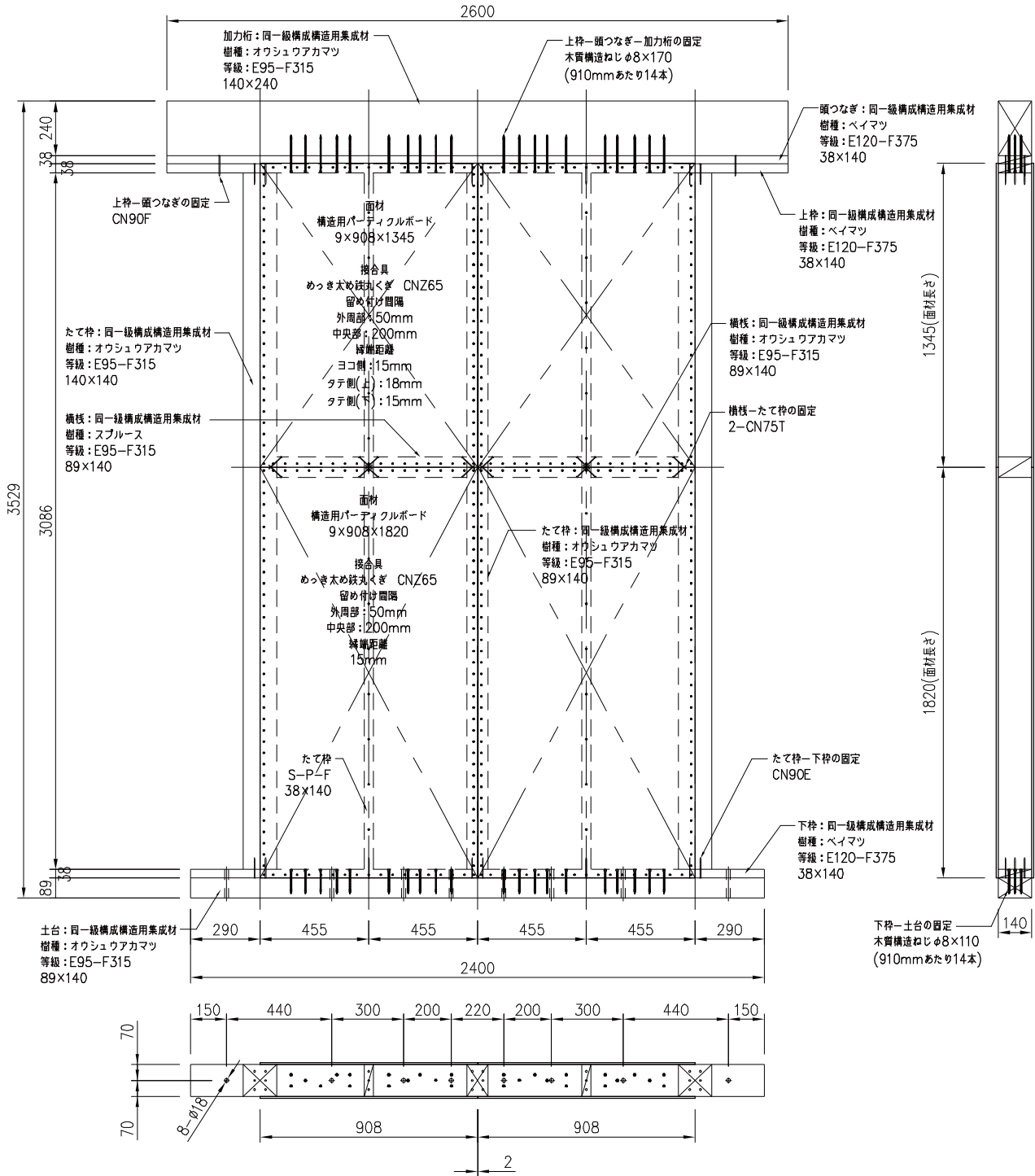


図-1 試験体図

1-1-2. 接合詳細図（頭つなぎ・上下桷・土台）

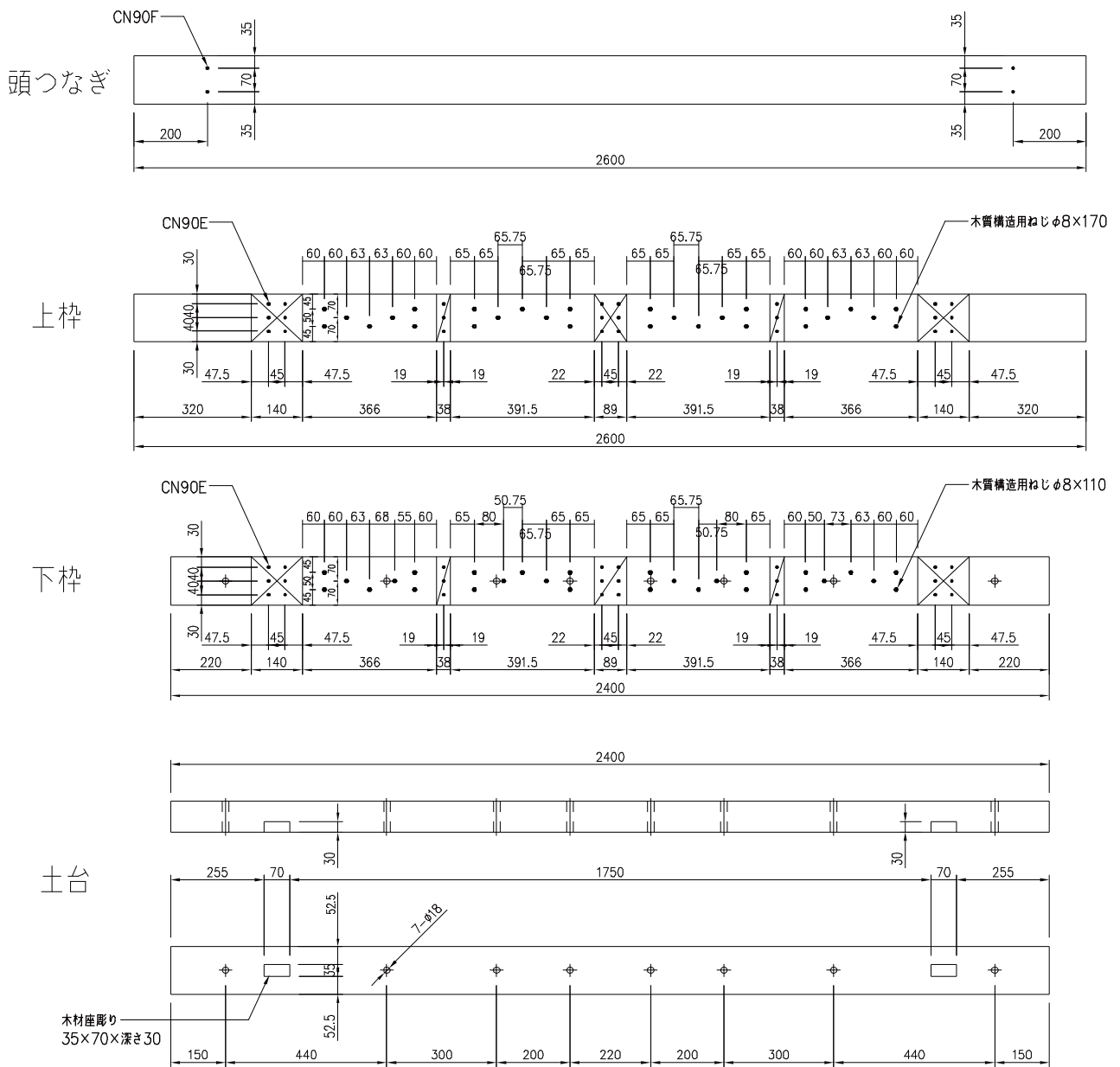


図-2 接合詳細図(頭つなぎ・上下桷・土台)

1-1-3. 面材くぎ配置図

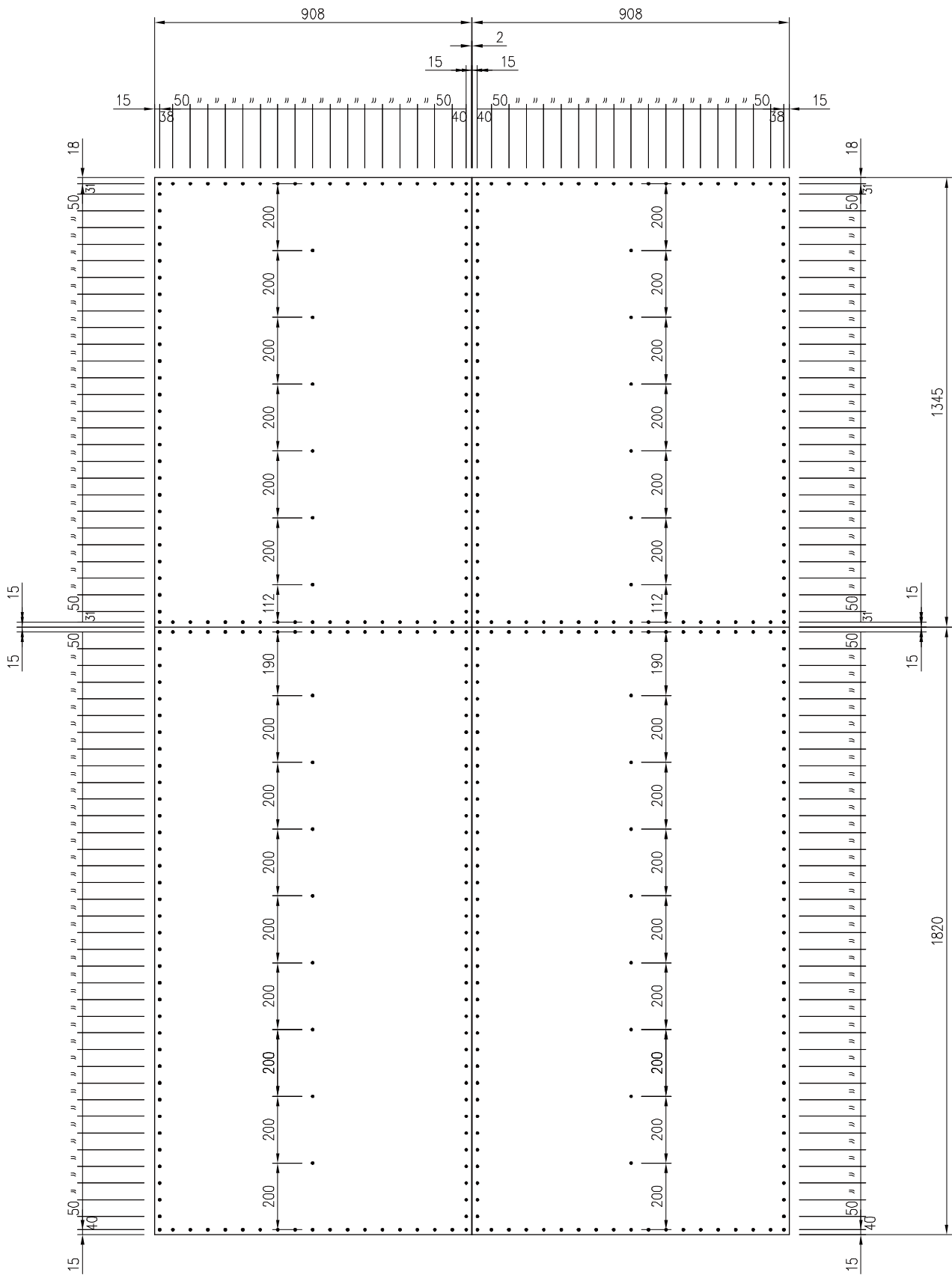


図-3 面材くぎ配置図

1-2. 製品図

名称:パネリードX PX8-110・170
材質:SWCH22A相当(JIS G 3507-2)
表面処理:クロメート



図-4 製品図

1-3. 物性値計測名称

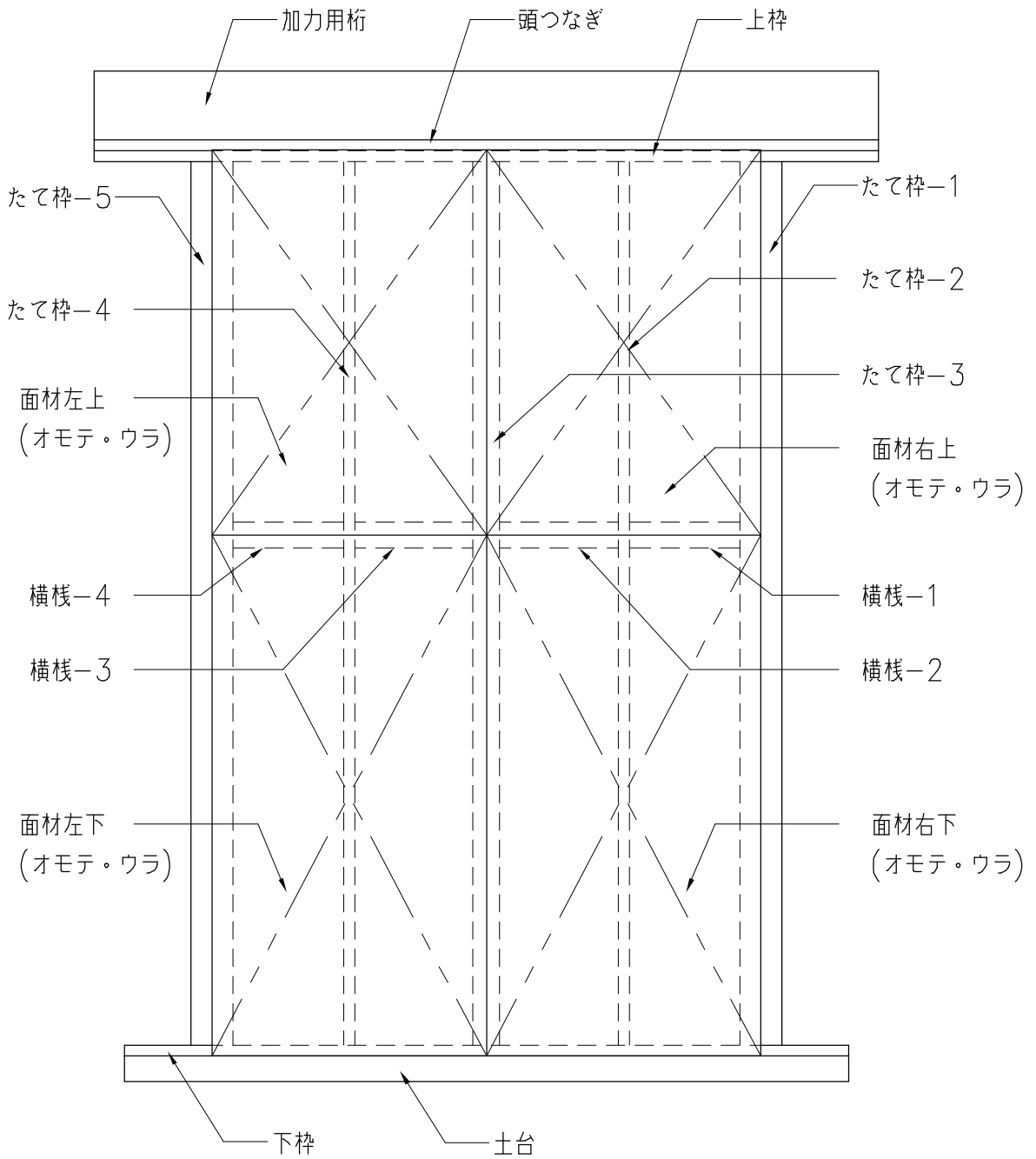


図-5 物性値計測名称

1-4. 密度および含水率

表-1 密度および含水率 一覧

部材名	項目	単位	No.1	No.2	No.3	平均
加力用桁	気乾密度	(g/cm ³)	0.56	0.52	0.55	0.54
	含水率	(%)	19.7	18.8	18.3	18.9
頭つなぎ	気乾密度	(g/cm ³)	0.54	0.53	0.54	0.54
	含水率	(%)	14.9	18.6	14.8	16.1
上 桝	気乾密度	(g/cm ³)	0.61	0.56	0.56	0.58
	含水率	(%)	19.1	16.7	16.6	17.5
たて桝 -1	気乾密度	(g/cm ³)	0.50	0.50	0.51	0.50
	含水率	(%)	15.6	14.2	15.1	15.0
たて桝 -2	気乾密度	(g/cm ³)	0.41	0.36	0.38	0.38
	含水率	(%)	13.7	10.8	11.7	12.1
たて桝 -3	気乾密度	(g/cm ³)	0.51	0.47	0.49	0.49
	含水率	(%)	14.5	13.1	13.1	13.6
たて桝 -4	気乾密度	(g/cm ³)	0.40	0.36	0.37	0.38
	含水率	(%)	9.7	9.7	10.9	10.1
たて桝 -5	気乾密度	(g/cm ³)	0.57	0.51	0.51	0.53
	含水率	(%)	18.1	18.4	15.7	17.4
横 棧 -1	気乾密度	(g/cm ³)	0.48	0.52	0.55	0.52
	含水率	(%)	15.2	16.2	17.9	16.4
横 棧 -2	気乾密度	(g/cm ³)	0.46	0.47	0.47	0.47
	含水率	(%)	15.9	16.1	15.8	15.9
横 棧 -3	気乾密度	(g/cm ³)	0.45	0.46	0.46	0.46
	含水率	(%)	14.6	15.9	14.8	15.1
横 棧 -4	気乾密度	(g/cm ³)	0.51	0.54	0.55	0.53
	含水率	(%)	16.9	15.6	17.4	16.6
下 桝	気乾密度	(g/cm ³)	0.60	0.55	0.57	0.57
	含水率	(%)	15.5	15.5	15.1	15.4
土 台	気乾密度	(g/cm ³)	0.52	0.51	0.52	0.52
	含水率	(%)	16.4	15.1	13.9	15.1
右上面材 (オモテ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.80	0.77	0.77	0.78
	含水率	(%)	—	—	—	—
左上面材 (オモテ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.77	0.77	0.78	0.78
	含水率	(%)	—	—	—	—
右下面材 (オモテ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.77	0.77	0.77	0.77
	含水率	(%)	—	—	—	—
左下面材 (オモテ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.76	0.77	0.77	0.77
	含水率	(%)	—	—	—	—
右上面材 (ウラ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.78	0.78	0.77	0.78
	含水率	(%)	—	—	—	—
左上面材 (ウラ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.77	0.77	0.77	0.77
	含水率	(%)	—	—	—	—
右下面材 (ウラ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.79	0.77	0.77	0.77
	含水率	(%)	—	—	—	—
左下面材 (ウラ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.77	0.76	0.77	0.77
	含水率	(%)	—	—	—	—

含水率は、木材水分計 HM-540(株式会社ケツト科学研究所)を用いて測定した。

2 試験方法の詳細

2-1. 加力方法

加力は200kN自動コントロール式加力試験機(ロードセル容量: ±200kN、ヒステリシス: ±0.1%R0)を使用し、ターンバックル式タイロッド方式により次の順序で行った。

- (1) 加力は正負交番漸増繰返し加力とし、繰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. の正負変形時に行った。
- (2) 繰返し加力は履歴の同一変形角において3回ずつ行った。最大耐力に達した後、最大荷重の80%に荷重が低下するか、試験体の真のせん断変形角が1/15rad. 以上に達するまで加力した。なお、真のせん断変形角が1/15rad. を越えても最大荷重の80%まで低下しない場合には、真のせん断変形角が1/15rad. を終局変形角とし、その時の荷重を最大荷重とした。

2-2. 試験体の変位測定

δ変位の測定は、変位の測定は、高感度変位計を使用した。

上枠材の水平方向変位(δ1)はDG1、下枠材の水平方向変位(δ2)はDG2、たて枠材の鉛直方向変位(δ3・δ4)はDG3・DG4で測定した。測定はそれぞれの材の軸芯で計測した。

2-3. せん断変形角の算定

真のせん断変形角(γ₀)は下記の式より求めた。

$$\text{見かけのせん断変形角}(\gamma) = (\delta 1 - \delta 2) / H \text{ (rad.)}$$

$$\text{脚部の回転による変形角}(\theta) = (\delta 3 - \delta 4) / V$$

$$\text{真のせん断変形角}(\gamma_0) = (\gamma - \theta)$$

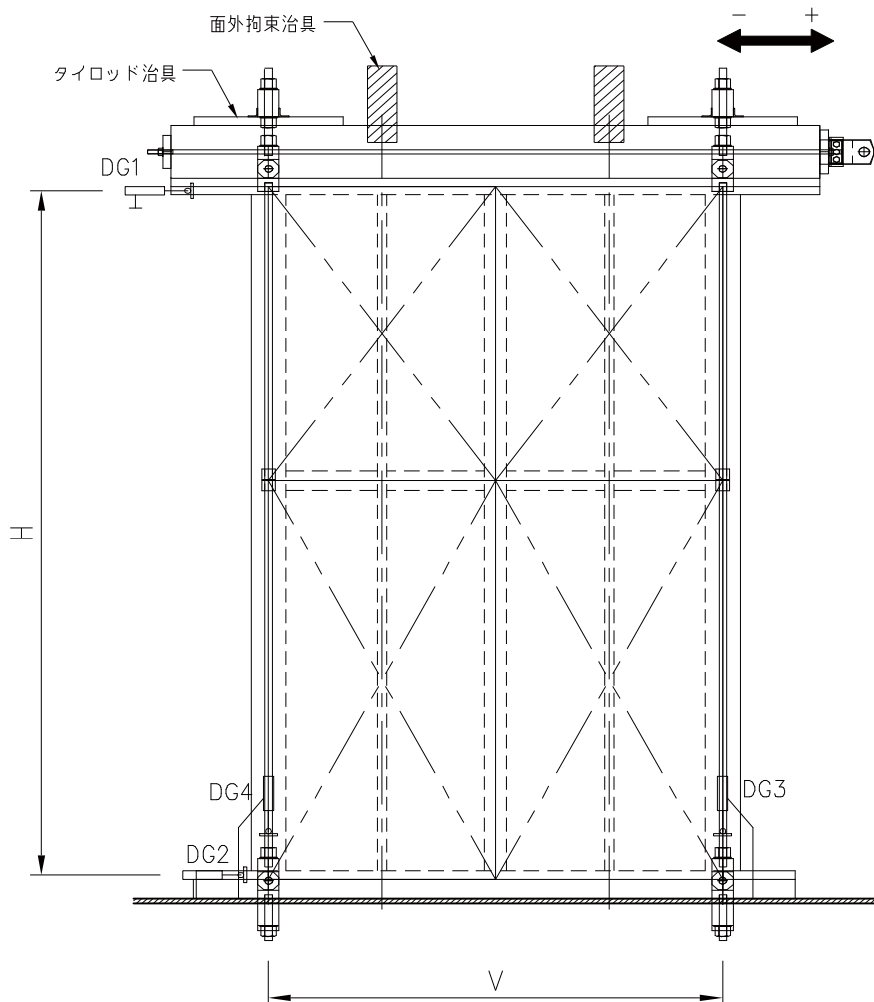


図-6 変位計の設置箇所及び計測計画

δ1: 上枠の水平方向変位(mm) DG1
 δ2: 下枠材の水平方向変位(mm) DG2
 H: 変位計DG1とDG2間の距離(mm) 3124mm

δ3: 加力側たて枠材脚部の鉛直方向変位(mm) DG3
 δ4: 反加力側たて枠材脚部の鉛直方向変位(mm) DG4
 V: 変位計DG3とDG4間の距離(mm) 1820mm

3 完全弾塑性モデルによる降伏耐力、終局耐力等の求め方

3-1. 包絡線の作成

- ① 包絡線上の0.1Pmaxと0.4Pmaxを結ぶ直線(第I直線)を引く。
- ② 包絡線上の0.4Pmaxと0.9Pmaxを結ぶ直線(第II直線)を引く。
- ③ 包絡線に接するまで第II直線を平行移動し、これを第III直線とする。
- ④ 第I直線と第III直線との交点の荷重を降伏耐力Pyとし、この点からX軸に平行に直線(第IV直線)を引く。
- ⑤ 第IV直線と包絡線との交点の変位を降伏変形角 γ_{0y} とする。
- ⑥ 原点と(γ_{0y} , Py)を結ぶ直線(第V直線)を初期剛性Kと定める。
- ⑦ 最大荷重後の0.8Pmax荷重低下域の包絡線上の変位又は1/15rad.のいずれか小さい変位を終局変形角 γ_{0u} と定める。
- ⑧ 包絡線とX軸及び γ_{0u} で囲まれる面積をSとする。
- ⑨ 第V直線と γ_{0u} と、X軸及びX軸に平行な直線で囲まれる台形の面積がSと等しくなるようにX軸に平行な直線(第VI直線)を引く。
- ⑩ 第V直線を第VI直線との交点の荷重を完全弾塑性モデルの終局耐力Puと定める。
その時の変位を完全弾塑性モデルの降伏変形角 γ_{0v} とする。
- ⑪ $\mu = (\gamma_{0u} / \gamma_{0v})$ を塑性率とする。
- ⑫ 構造特性係数Dsは塑性率 μ を用いて、 $D_s = 1 / \sqrt{2\mu - 1}$ とする。

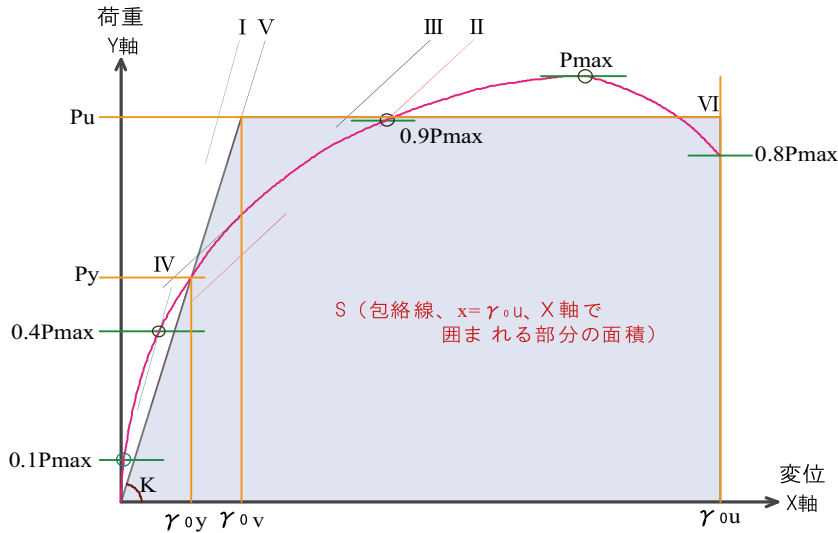


図-7 完全弾塑性モデルによる降伏耐力、終局耐力の求め方

3-2. 短期基準せん断耐力の算出

短期基準せん断耐力 P_0 は、(a)降伏耐力 P_y 、(b) $(0.2/D_s) \times P_u$ 、(c) $2/3P_{max}$ 、(d) 特定変形時耐力1/150rad. 時の値にばらつき係数を乗じて算出した値のうち、最も小さい値とした。なお、ばらつき係数は、母集団の分布形を正規分布とみなし、統計的処理に基づく信頼水準75%の50%下側許容限界値をもとに下式より求めた。

$$\text{ばらつき係数} = 1 - CV \cdot k$$

CV：変動係数(標準偏差/平均値)

k：信頼水準75%における50%下側許容限界値を求めるための係数

【k=0.471】

4 算定結果

4-1. 算出結果

算出結果を 表-2に示す。

表-2 短期基準耐力算定表

試験体 記号	加力方法	(a)	(b)	(c)	(d)
		Py kN	(0.2/Ds)Pu kN	2/3Pmax kN	1/150rad. kN
No. 1	正負交番 繰返し	75.66	75.45	85.51	92.26
No. 2		70.04	63.69	79.05	88.20
No. 3		71.11	67.51	81.09	88.15
平均		72.27	68.88	81.88	89.54
標準偏差		2.98	6.00	3.30	2.36
変動係数		0.041	0.087	0.040	0.026
ばらつき係数		0.981	0.959	0.981	0.988
短期基準耐力 P_0		70.90	66.06	80.32	88.47

4-2. 特性値一覧

試験により得られた特性値一覧をを表-3に示す。

表-3 特性値一覧

試験体 記号	Pmax	$\gamma_0 P_{max}$	2/3Pmax	$\gamma_0 2/3P_{max}$	終局耐力 Pu	終局 変形角 $\gamma_0 u$	初期剛性 K	塑性率 μ	構造特性 係数 Ds
	kN	$\times 10^{-3} \text{rad}$	kN	$\times 10^{-3} \text{rad}$	kN	$\times 10^{-3} \text{rad}$	kN/rad	-	-
No. 1	128.26	31.35	85.51	5.99	120.14	39.36	16555.80	5.43	0.32
No. 2	118.58	19.98	79.05	5.43	110.67	33.24	15461.37	4.64	0.35
No. 3	121.63	29.80	81.09	5.45	114.31	34.77	15979.78	4.86	0.34
平均	122.82	27.04	81.88	5.62	115.04	35.79	15998.98	4.98	0.34

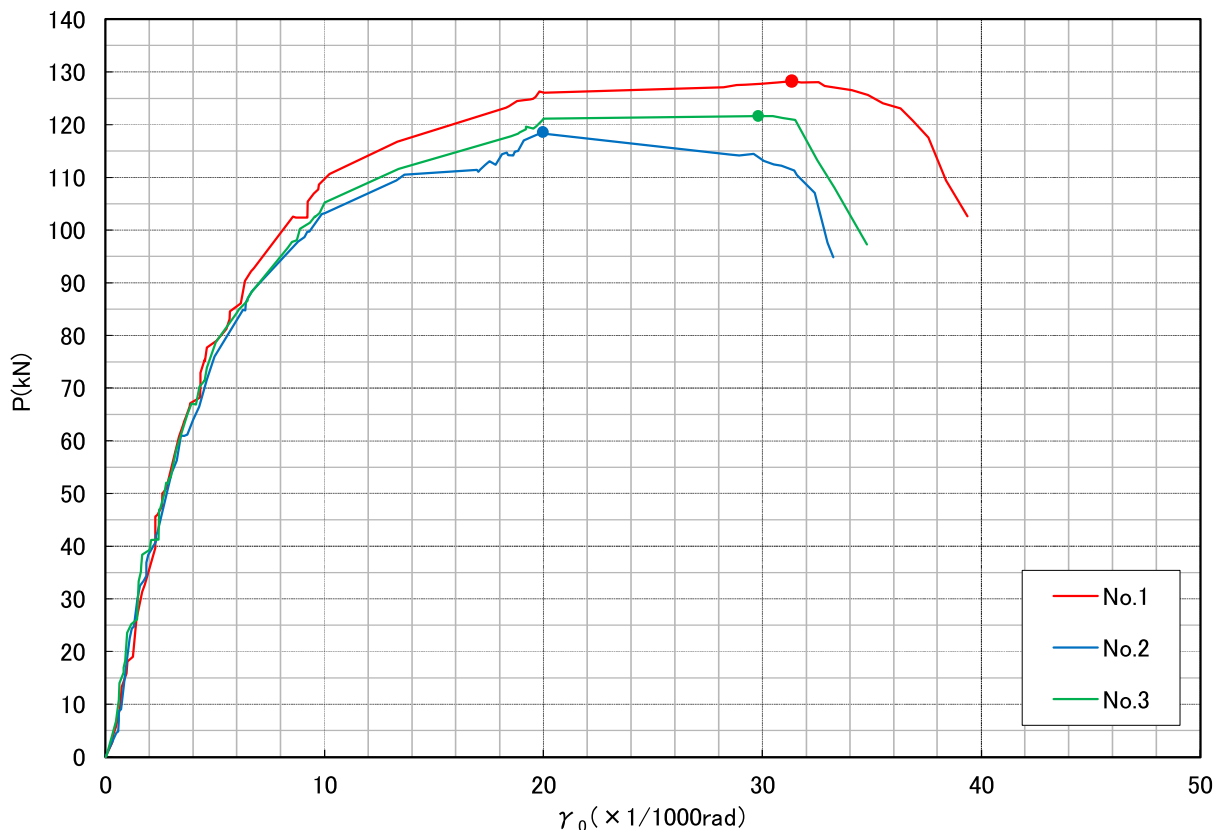


図-8 P- γ_0 曲線の包絡線 (試験体相互の比較)

5 荷重-変形角曲線

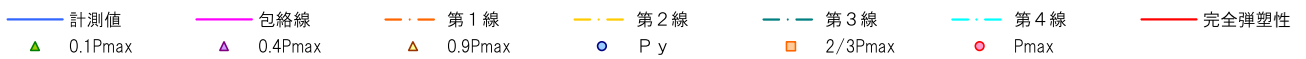
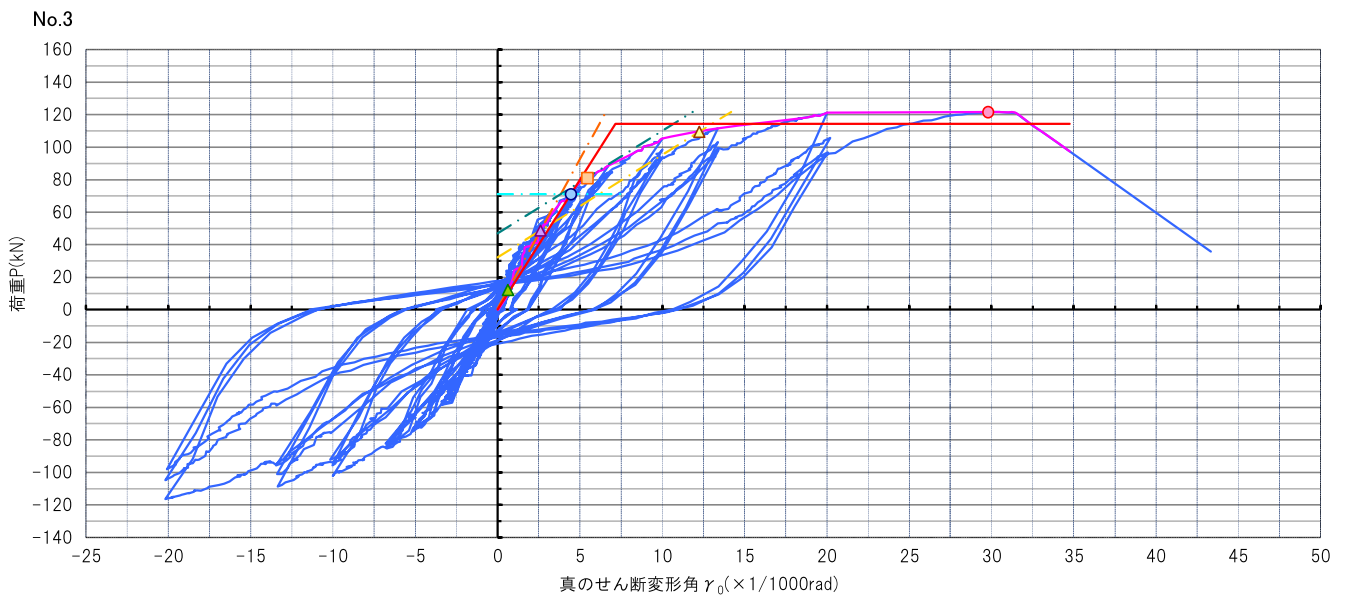
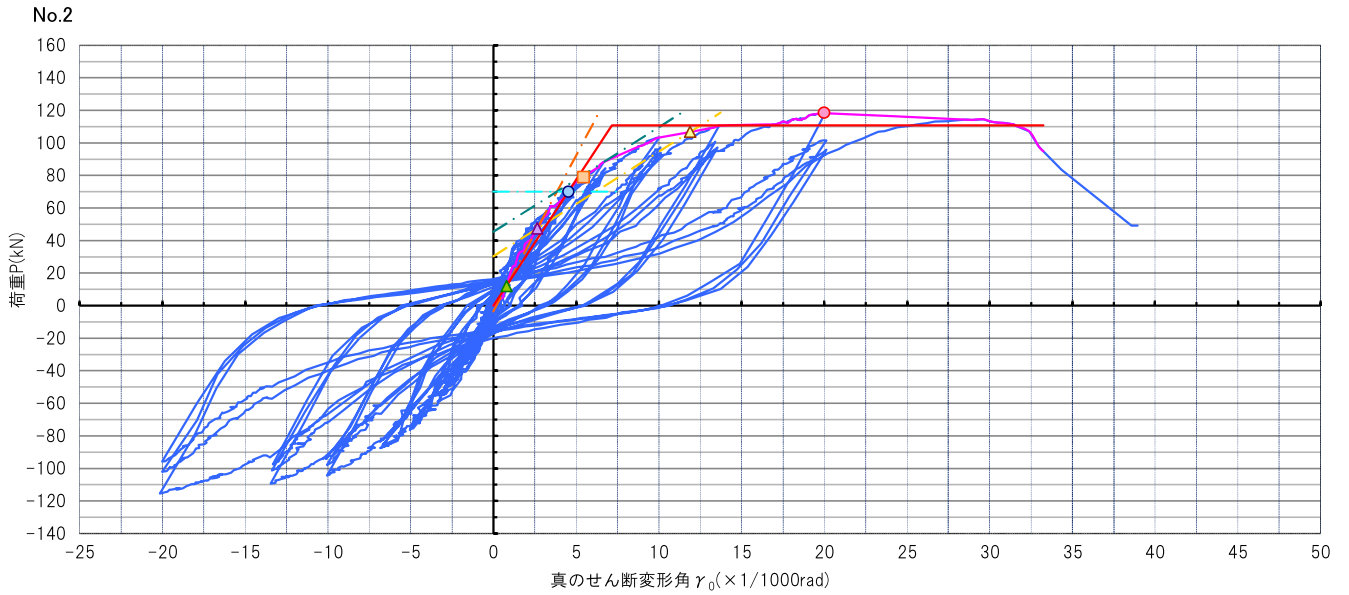
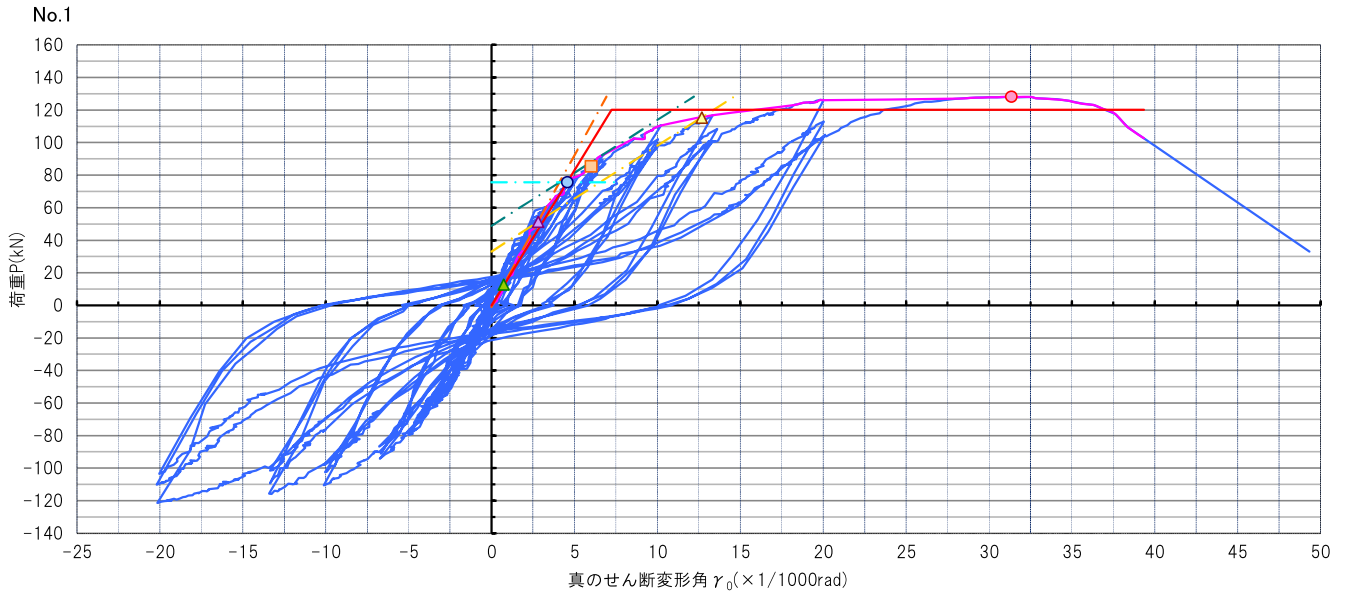


図-9 No. 1~No. 3 荷重-変形角曲線 一覧

6 破壊状況 写真

1-1



試験終了後全体

1-2



オモテ側面材継手下部 ぐり頭のパンチングアウト

1-3



オモテ側面材継手上部 角欠け

1-4



ウラ側面材継手下部 ぐり頭のパンチングアウト

1-5



左柱脚部 枠組固定くぎの引抜け

1-6



右柱脚部 下枠へのめり込み・割裂

写真-1 No.1破壊状況 一覧

2-1



試験終了後全体

2-2



オモテ側面材継手部 くぎ頭のパンチングアウト

2-3



オモテ側面材継手部 角欠け

2-4



ウラ側面材継手部 面材の縁切れ

2-5



ウラ側面材継手部 くぎ頭のパンチングアウト

2-6



右柱脚部 下枠へのめり込み

写真-2 No. 2破壊状況 一覧

3-1



試験終了後全体

3-2



オモテ側面材継手部 くぎ頭のパンチングアウト

3-3



オモテ側面材継手部 面材の角欠け

3-4



ウラ側面材継手部 面材くぎ頭のパンチングアウト

3-5



ウラ側面材脚部 面外への曲げ破壊

3-6



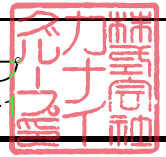
左柱脚部 枠組くぎの引抜け

写真-3 No. 3破壊状況 一覧

性能試験報告書

試験結果は以下の通りであることをご報告致します。
2026年2月25日

株式会社カナイグループ
埼玉県八潮市西袋717-1



試験名称	枠組壁工法 面材張耐力壁の面内せん断試験 (構造用パーティクルボード-両面張り-@50+@100仕様)
依頼者	一般社団法人 日本ツーバイフォー建築協会 〒105-0001 東京都港区虎ノ門1-16-17 虎ノ門センタービル8階
試験内容	<p>[面材仕様] 製品名: 構造用パーティクルボード ※本試験では「ノボパン STPⅡ」を使用</p> <p>[面材くぎ仕様] 製品名: めっき太め鉄丸くぎ CNZ65 ※本試験では「アマテイ社製 FC3365SP」を使用 用途: 軸組一面材の接合</p> <p>[接合具仕様] 製品名: 太め鉄丸くぎ CN90 ※本試験では「アマテイ社製 FC4190」を使用 用途: たて枠-上下枠、頭つなぎ-上枠の接合 製品名: 木質構造用ねじ φ8×110 ※本試験では「シネジック社製 パネリードX PX8-110」を使用 用途: 下枠-土台の接合 製品名: 木質構造用ねじ φ8×170 ※本試験では「シネジック社製 パネリードX PX8-170」を使用 用途: 上枠-頭つなぎ-加力用桁の接合</p> <p>[軸組仕様] 加力用桁: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 140×240mm 頭つなぎ: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E120-F375, 樹種: ペイマツ, 寸法: 38×140mm 上下枠: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E120-F375, 樹種: ペイマツ, 寸法: 38×140mm たて枠-1・5: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 140×140mm たて枠-2・4: 枠組壁工法構造用製材, 樹種: S-P-F, 寸法: 38×140mm たて枠-3: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 89×140mm 土台: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 89×140mm 横桟-1・4: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 89×140mm 横桟-2・3: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: スプルース, 寸法: 89×140mm 詳細は図-5 参照</p> <p>[試験体数] 3体 試験体の形状・寸法は図-1~3 参照</p>
試験方法	木造軸組工法住宅の許容応力度設計 (2017年版) (監修: 国土交通省 国土技術製作総合研究所・国立研究開発法人建築研究所, 発行: 公益財団法人日本住宅・木材技術センター) の4章「試験方法と評価方法」の4.3「鉛直構面及び水平構面の剛性と許容せん断耐力を算定するための試験 (タイロッド式)」及び、枠組壁工法建築物 構造計算指針 (2018年版) (編者: 一般社団法人 日本ツーバイフォー建築協会) の第3章 施行規則第8条の3に基づく大臣認定における指定性能評価機関の耐力壁の試験・評価方法に従って実施した。
試験結果	短期基準せん断耐力 P_0 54.89 kN
試験期間	2026年1月26日・27日
担当者	試験責任者 中村 正芳 試験実施者 濱野 裕仁、志田 竜聖、古舘 匠
試験場所	(株)カナイグループ 開発試験センター 埼玉県八潮市浮塚507-1

1 試験体

1-1-1. 試験体図

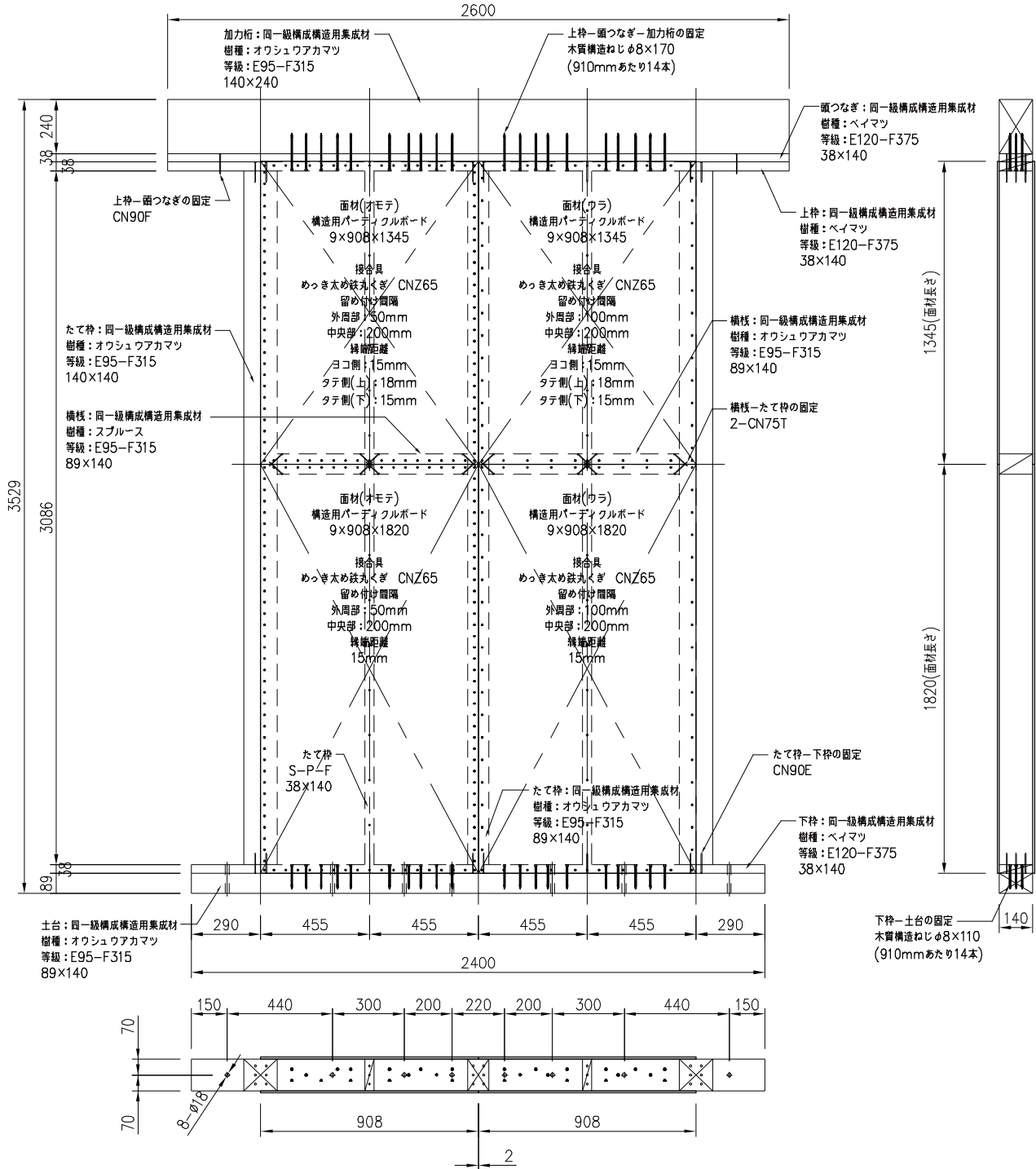


図-1 試験体図

1-1-2. 接合詳細図（頭つなぎ・上下枠・土台）

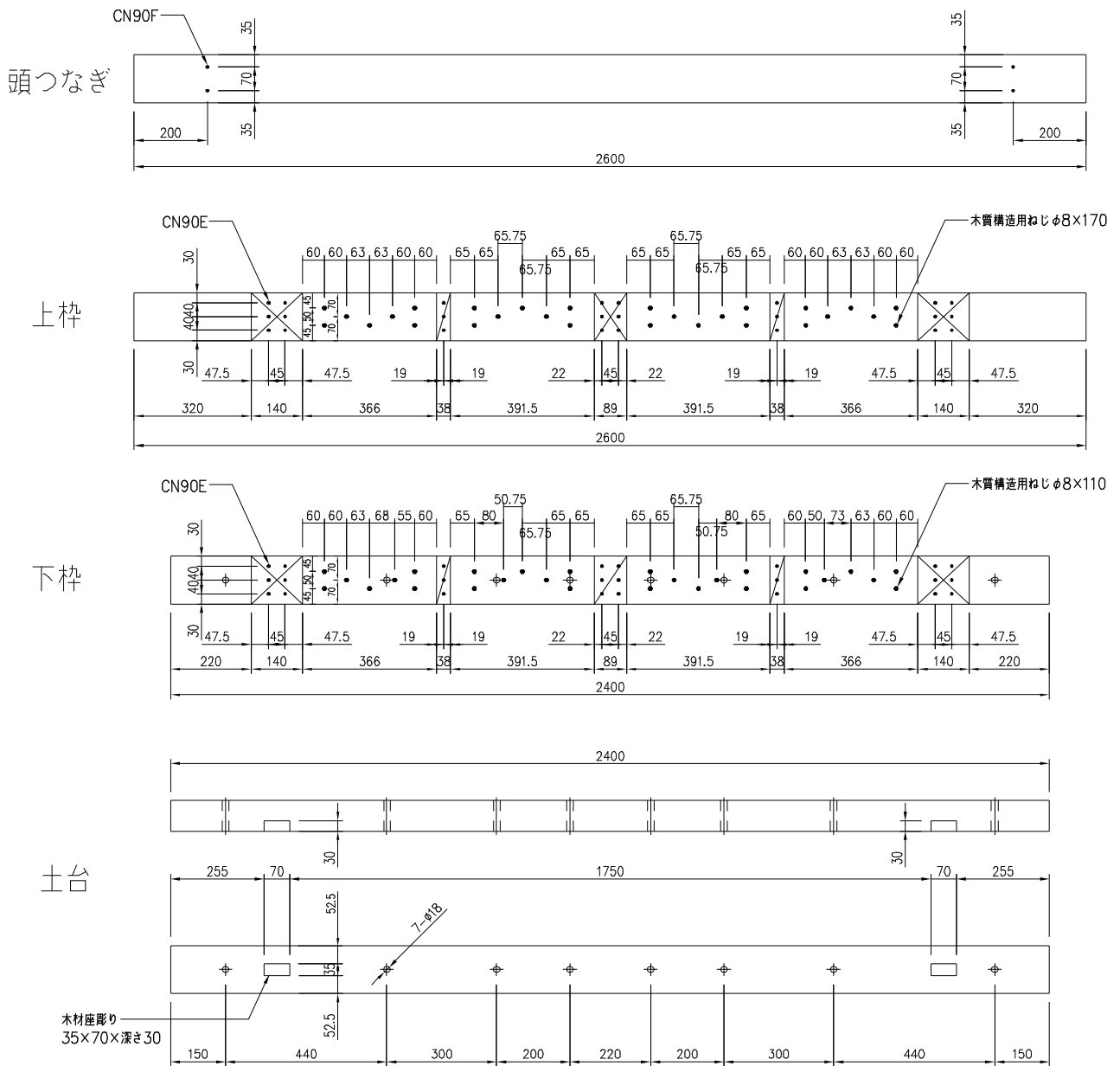


図-2 接合詳細図(頭つなぎ・上下枠・土台)

1-1-3. 面材くぎ配置図

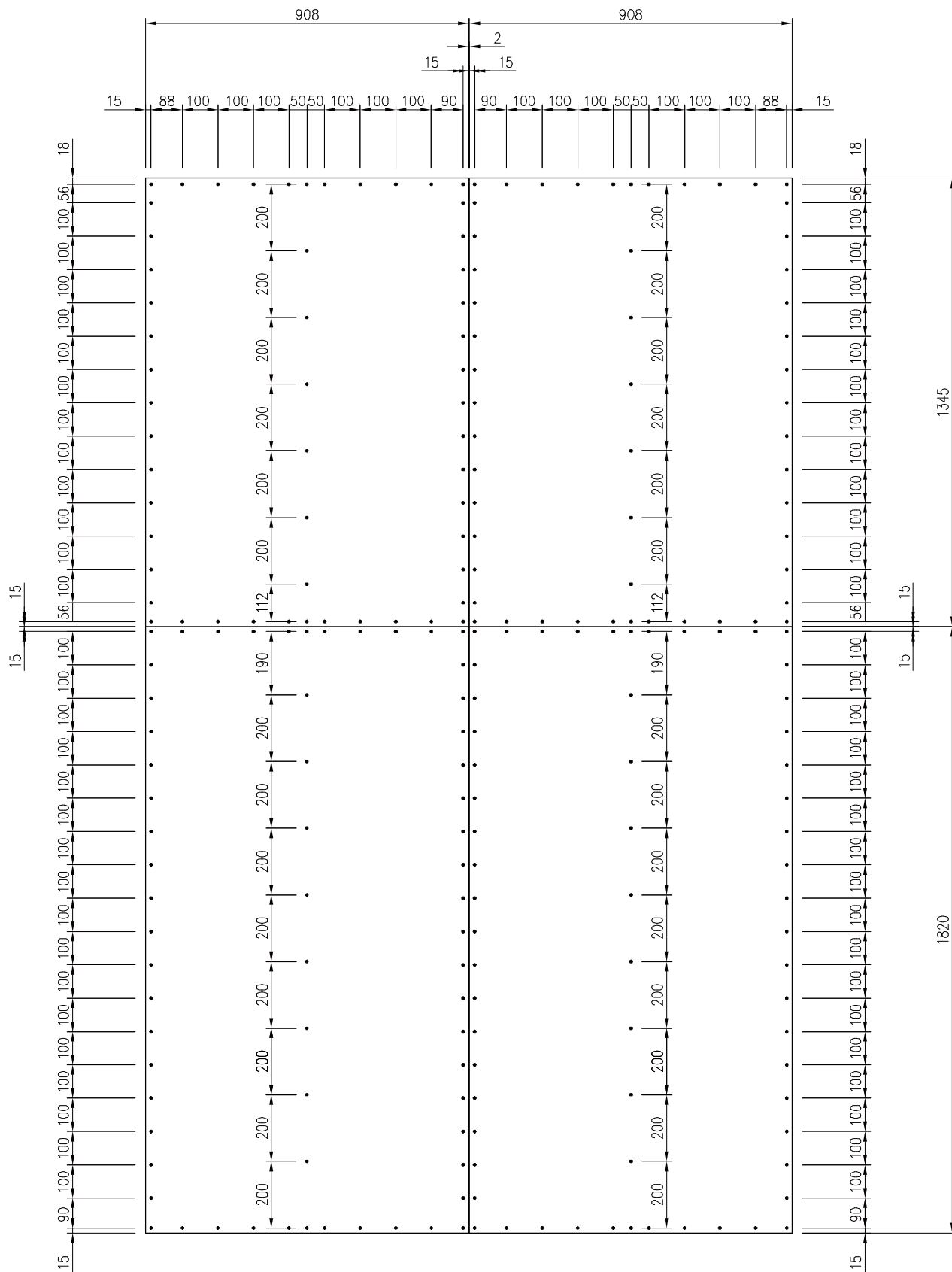


図-3 面材くぎ配置図

1-2. 製品図

名称:パネリードX PX8-110・170
材質:SWCH22A相当(JIS G 3507-2)
表面処理:クロメート



図-4 製品図

1-3. 物性値計測名称

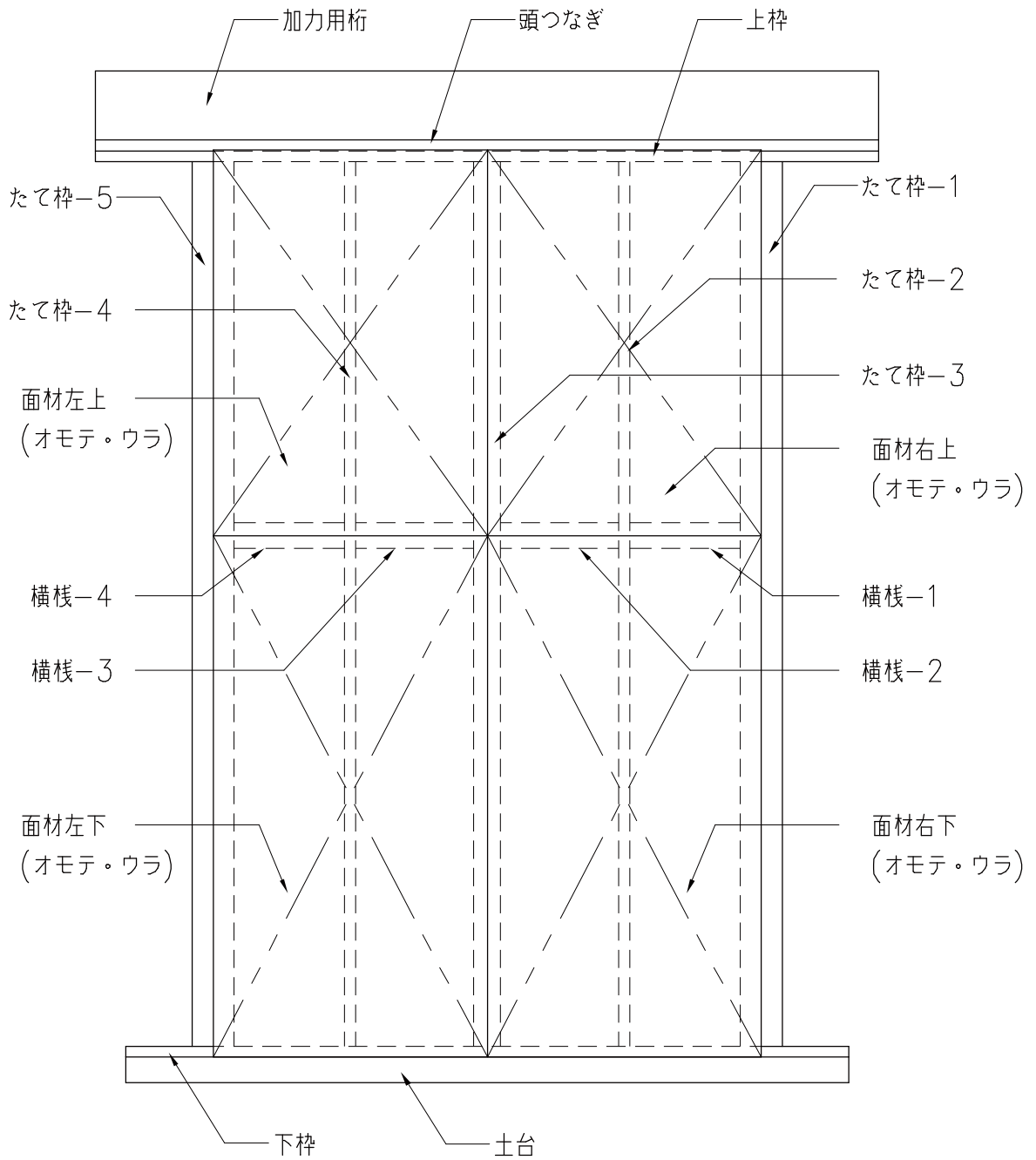


図-5 物性値計測名称

1-4. 密度および含水率

表-1 密度および含水率 一覧

部材名	項目	単位	No.1	No.2	No.3	平均
加力用桁	気乾密度	(g/cm ³)	0.56	0.54	0.53	0.54
	含水率	(%)	18.3	16.9	16.6	17.3
頭つなぎ	気乾密度	(g/cm ³)	0.54	0.54	0.53	0.54
	含水率	(%)	14.2	13.7	17.1	15.0
上 桝	気乾密度	(g/cm ³)	0.57	0.56	0.55	0.56
	含水率	(%)	15.9	16.1	15.2	15.7
たて桝 -1	気乾密度	(g/cm ³)	0.52	0.50	0.50	0.51
	含水率	(%)	16.6	14.1	14.1	14.9
たて桝 -2	気乾密度	(g/cm ³)	0.41	0.39	0.37	0.39
	含水率	(%)	13.7	11.4	9.9	11.7
たて桝 -3	気乾密度	(g/cm ³)	0.52	0.51	0.49	0.51
	含水率	(%)	15.1	14.3	14.2	14.5
たて桝 -4	気乾密度	(g/cm ³)	0.40	0.40	0.36	0.39
	含水率	(%)	12.5	13.1	8.2	11.3
たて桝 -5	気乾密度	(g/cm ³)	0.58	0.53	0.52	0.54
	含水率	(%)	17.2	15.1	17.1	16.5
横 棧 -1	気乾密度	(g/cm ³)	0.50	0.51	0.55	0.5
	含水率	(%)	15.3	17.6	18.1	17.0
横 棧 -2	気乾密度	(g/cm ³)	0.45	0.45	0.44	0.4
	含水率	(%)	14.4	14.0	13.7	14.0
横 棧 -3	気乾密度	(g/cm ³)	0.45	0.47	0.45	0.5
	含水率	(%)	15.0	14.9	15.5	15.1
横 棧 -4	気乾密度	(g/cm ³)	0.52	0.54	0.55	0.5
	含水率	(%)	15.5	19.0	17.6	17.4
下 桝	気乾密度	(g/cm ³)	0.58	0.56	0.55	0.56
	含水率	(%)	13.7	12.4	10.5	12.2
土 台	気乾密度	(g/cm ³)	0.52	0.51	0.51	0.51
	含水率	(%)	17.3	14.5	15.3	15.7
右上面材 (オモテ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.77	0.78	0.77	0.77
	含水率	(%)	—	—	—	—
左上面材 (オモテ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.78	0.77	0.78	0.78
	含水率	(%)	—	—	—	—
右下面材 (オモテ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.79	0.78	0.77	0.78
	含水率	(%)	—	—	—	—
左下面材 (オモテ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.78	0.77	0.77	0.77
	含水率	(%)	—	—	—	—
右上面材 (ウラ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.78	0.76	0.76	0.77
	含水率	(%)	—	—	—	—
左上面材 (ウラ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.77	0.77	0.77	0.77
	含水率	(%)	—	—	—	—
右下面材 (ウラ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.76	0.77	0.76	0.76
	含水率	(%)	—	—	—	—
左下面材 (ウラ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.77	0.77	0.77	0.77
	含水率	(%)	—	—	—	—

含水率は、木材水分計 HM-540(株式会社ケツト科学研究所)を用いて測定した。

2 試験方法の詳細

2-1. 加力方法

加力は200kN自動コントロール式加力試験機(ロードセル容量: ±200kN、ヒステリシス: ±0.1%R0)を使用し、ターンバックル式タイロッド方式により次の順序で行った。

- (1) 加力は正負交番漸増繰返し加力とし、繰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.の正負変形時に行った。
- (2) 繰返し加力は履歴の同一変形角において3回ずつ行った。最大耐力に達した後、最大荷重の80%に荷重が低下するか、試験体の真のせん断変形角が1/15rad.以上に達するまで加力した。なお、真のせん断変形角が1/15rad.を越えても最大荷重の80%まで低下しない場合には、真のせん断変形角が1/15rad.を終局変形角とし、その時の荷重を最大荷重とした。

2-2. 試験体の変位測定

δ変位の測定は、変位の測定は、高感度変位計を使用した。

上枠材の水平方向変位(δ1)はDG1、下枠材の水平方向変位(δ2)はDG2、たて枠材の鉛直方向変位(δ3・δ4)はDG3・DG4で測定した。測定はそれぞれの材の軸芯で計測した。

2-3. せん断変形角の算定

真のせん断変形角(γ₀)は下記の式より求めた。

$$\text{見かけのせん断変形角}(\gamma) = (\delta 1 - \delta 2) / H \text{ (rad.)}$$

$$\text{脚部の回転による変形角}(\theta) = (\delta 3 - \delta 4) / V$$

$$\text{真のせん断変形角}(\gamma_0) = (\gamma - \theta)$$

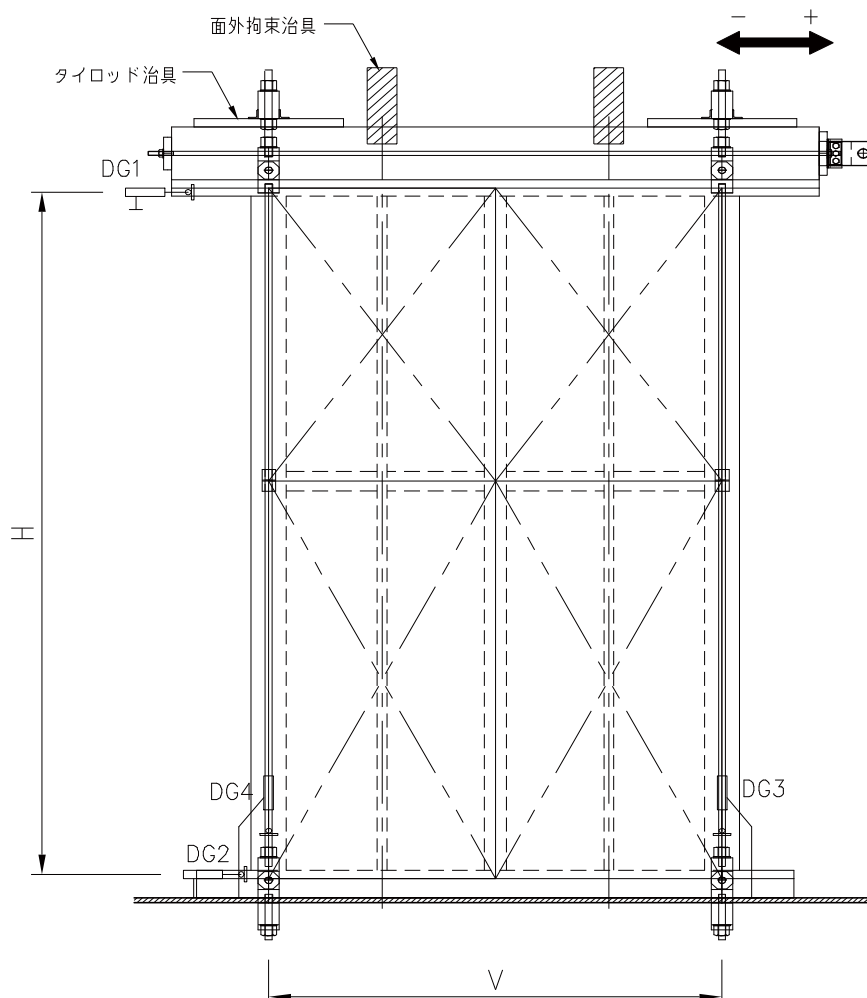


図-6 変位計の設置箇所及び計測計画

δ1: 上枠の水平方向変位(mm) DG1
 δ2: 下枠材の水平方向変位(mm) DG2
 H: 変位計DG1とDG2間の距離(mm) 3124mm

δ3: 加力側たて枠材脚部の鉛直方向変位(mm) DG3
 δ4: 反加力側たて枠材脚部の鉛直方向変位(mm) DG4
 V: 変位計DG3とDG4間の距離(mm) 1820mm

3 完全弾塑性モデルによる降伏耐力、終局耐力等の求め方

3-1. 包絡線の作成

- ① 包絡線上の0.1Pmaxと0.4Pmaxを結ぶ直線(第I直線)を引く。
- ② 包絡線上の0.4Pmaxと0.9Pmaxを結ぶ直線(第II直線)を引く。
- ③ 包絡線に接するまで第II直線を平行移動し、これを第III直線とする。
- ④ 第I直線と第III直線との交点の荷重を降伏耐力Pyとし、この点からX軸に平行に直線(第IV直線)を引く。
- ⑤ 第IV直線と包絡線との交点の変位を降伏変形角 γ_{0y} とする。
- ⑥ 原点と(γ_{0y} , Py)を結ぶ直線(第V直線)を初期剛性Kと定める。
- ⑦ 最大荷重後の0.8Pmax荷重低下域の包絡線上の変位又は1/15rad.のいずれか小さい変位を終局変形角 γ_{0u} と定める。
- ⑧ 包絡線とX軸及び γ_{0u} で囲まれる面積をSとする。
- ⑨ 第V直線と γ_{0u} と、X軸及びX軸に平行な直線で囲まれる台形の面積がSと等しくなるようにX軸に平行な直線(第VI直線)を引く。
- ⑩ 第V直線を第VI直線との交点の荷重を完全弾塑性モデルの終局耐力Puと定める。
その時の変位を完全弾塑性モデルの降伏変形角 γ_{0v} とする。
- ⑪ $\mu = (\gamma_{0u} / \gamma_{0v})$ を塑性率とする。
- ⑫ 構造特性係数Dsは塑性率 μ を用いて、 $D_s = 1 / \sqrt{2\mu - 1}$ とする。

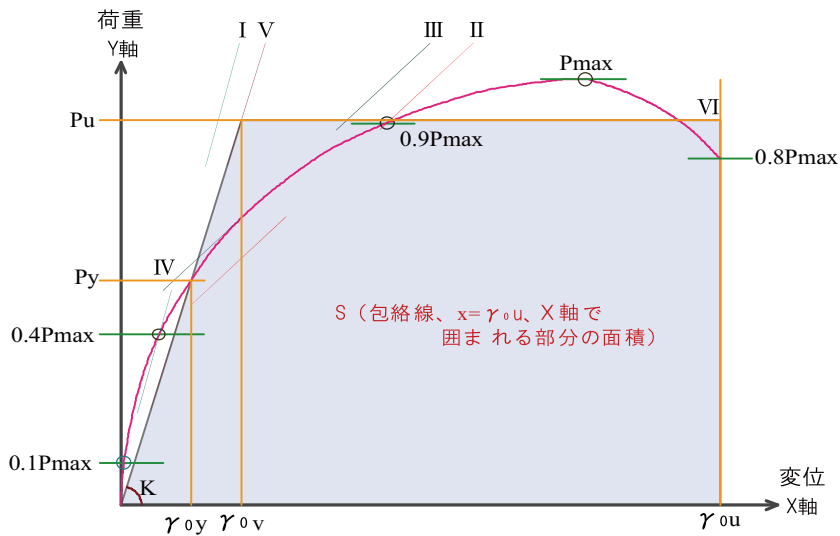


図-7 完全弾塑性モデルによる降伏耐力、終局耐力の求め方

3-2. 短期基準せん断耐力の算出

短期基準せん断耐力 P_0 は、(a)降伏耐力 P_y 、(b) $(0.2/D_s) \times P_u$ 、(c) $2/3P_{max}$ 、(d) 特定変形時耐力1/150rad. 時の値にばらつき係数を乗じて算出した値のうち、最も小さい値とした。なお、ばらつき係数は、母集団の分布形を正規分布とみなし、統計的処理に基づく信頼水準75%の50%下側許容限界値をもとに下式より求めた。

$$\text{ばらつき係数} = 1 - CV \cdot k$$

CV：変動係数(標準偏差/平均値)

k：信頼水準75%における50%下側許容限界値を求めるための係数

【k=0.471】

4 算定結果

4-1. 算出結果

算出結果を 表-2に示す。

表-2 短期基準耐力算定表

試験体記号	加力方法	(a)	(b)	(c)	(d)
		P_y kN	$(0.2/D_s)P_u$ kN	$2/3P_{max}$ kN	$1/150rad.$ kN
No. 1	正負交番 繰返し	60.69	58.93	68.35	74.08
No. 2		64.45	62.86	68.63	74.07
No. 3		50.02	60.06	58.83	66.54
平均		58.39	60.62	65.27	71.56
標準偏差		7.49	2.02	5.58	4.35
変動係数		0.128	0.033	0.085	0.061
ばらつき係数		0.940	0.984	0.960	0.971
短期基準耐力 P_0		54.89	59.65	62.66	69.48

4-2. 特性値一覧

試験により得られた特性値一覧をを表-3に示す。

表-3 特性値一覧

試験体記号	P_{max}	$\gamma_0 P_{max}$	$2/3P_{max}$	$\gamma_0 2/3P_{max}$	終局耐力 P_u	終局 変形角 $\gamma_0 u$	初期剛性 K	塑性率 μ	構造特性 係数 D_s
	kN	$\times 10^{-3}rad$	kN	$\times 10^{-3}rad$	kN	$\times 10^{-3}rad$	kN/rad	-	-
No. 1	102.53	31.13	68.35	5.81	95.70	38.25	13107.99	5.24	0.32
No. 2	102.95	33.92	68.63	5.68	96.00	43.01	13073.02	5.86	0.31
No. 3	88.24	31.33	58.83	4.97	82.90	43.46	13482.48	7.06	0.28
平均	97.91	32.13	65.27	5.49	91.53	41.57	13221.16	6.05	0.30

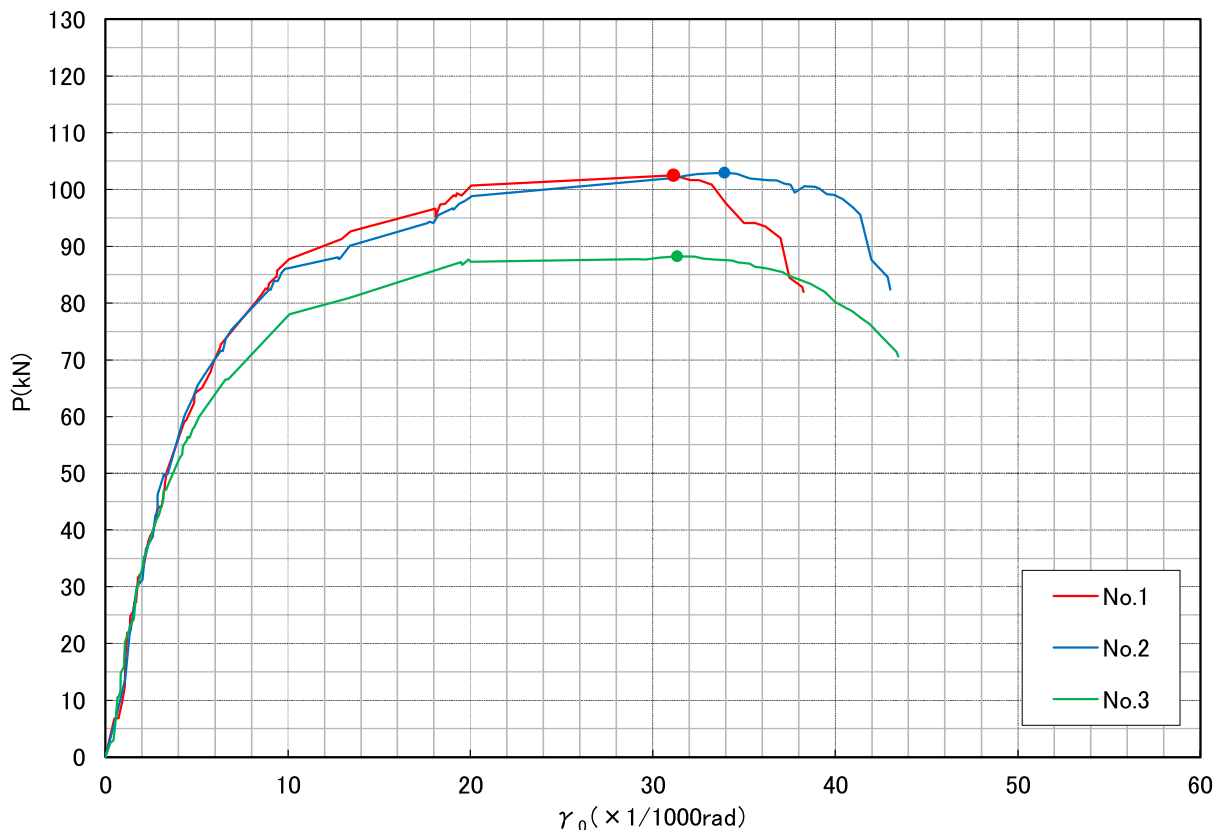
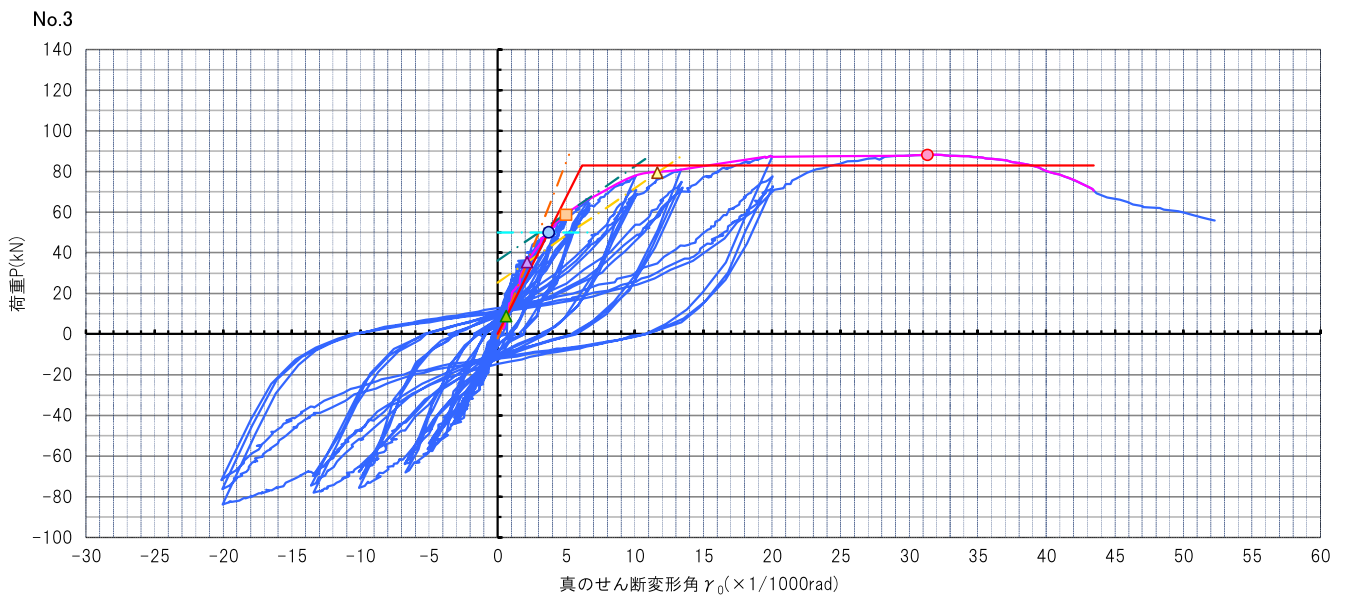
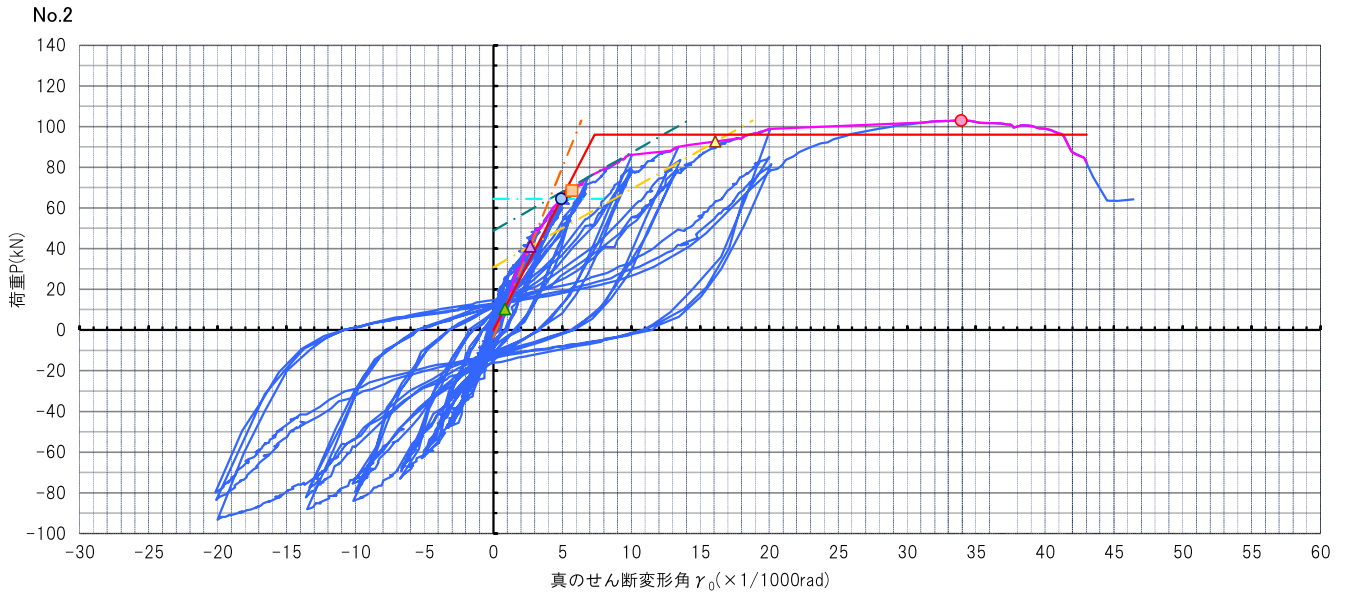
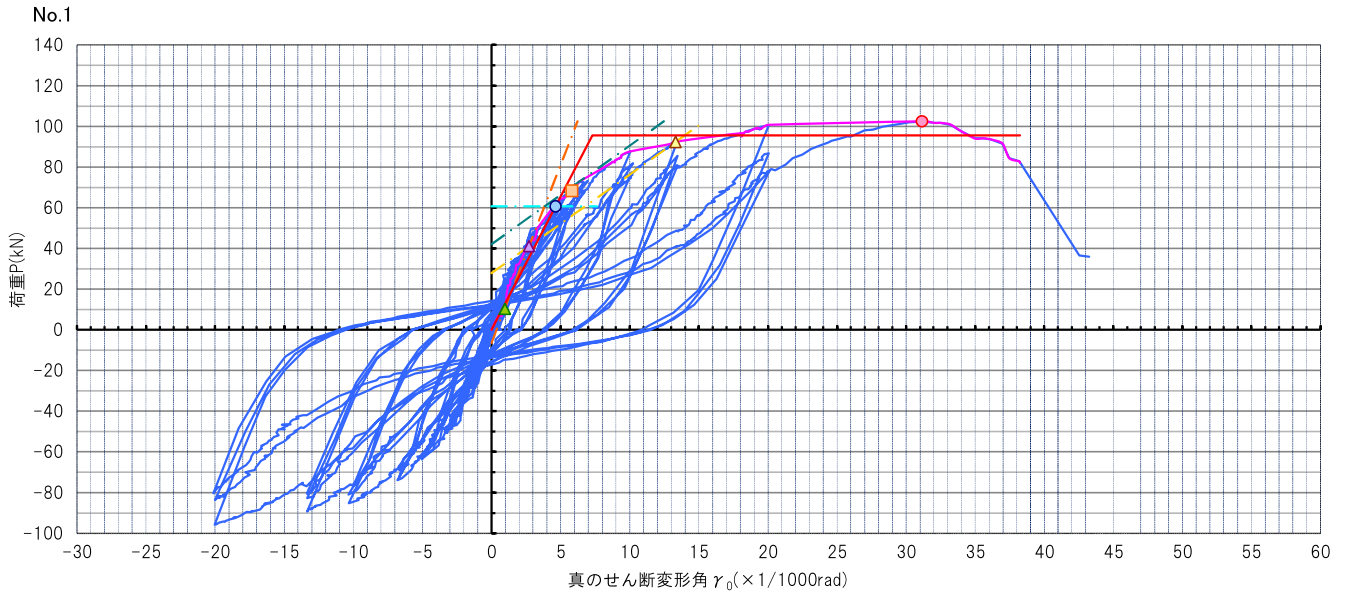


図-8 P- γ_0 曲線の包絡線 (試験体相互の比較)

5 荷重-変形角曲線



— 計測値 — 包絡線 - - - 第1線 - - - 第2線 - - - 第3線 - - - 第4線 — 完全弾塑性
▲ 0.1Pmax ▲ 0.4Pmax ▲ 0.9Pmax ● P_y ■ 2/3Pmax ● Pmax

図-9 No. 1~No. 3 荷重-変形角曲線 一覧

6 破壊状況 写真

1-1



試験終了後全体

1-2



オモテ側面材継手部 くぎ頭のパンチングアウト

1-3



オモテ側面材継手部 面材の縁切れ

1-4



右柱脚部 下枠の割裂

1-5



ウラ側面材継手部 くぎ頭のパンチングアウト

1-6



ウラ側面材継手部 くぎ頭のパンチングアウト

写真-1 No.1破壊状況 一覧

2-1



試験終了後全体

2-2



オモテ側面材継手部 くぎ頭のパンチングアウト

2-3



オモテ側面材継手部 面材の縁切れ

2-4



右柱脚部 下枠へのめり込み

2-5



ウラ側面材継手部 くぎ頭のパンチングアウト

2-6



ウラ側面材継手部 くぎ頭のパンチングアウト

写真-2 No.2破壊状況 一覧

3-1



試験終了後全体

3-2



オモテ側面材継手部 くぎ頭のパンチングアウト

3-3



オモテ側面材下部 面材の縁切れ

3-4



右柱脚部 下枠へのめり込み

3-5



ウラ側面材継手部 くぎ頭のパンチングアウト

3-6



ウラ側面材継手部 くぎ頭のパンチングアウト

写真-3 No. 3破壊状況 一覧

性能試験報告書

試験結果は以下の通りであることをご報告致します。
2026年3月19日

株式会社カナイグループ
埼玉県八潮市西袋717-1



試験名称	枠組壁工法 面材張耐力壁の面内せん断試験 (構造用MDF-両面張り-@50+@50仕様)
依頼者	一般社団法人 日本ツーバイフォー建築協会 〒105-0001 東京都港区虎ノ門1-16-17 虎ノ門センタービル8階
試験内容	<p>[面材仕様] 製品名: 構造用MDF ※本試験では「構造用ハイバストウッド」を使用</p> <p>[面材くぎ仕様] 製品名: めっき太め鉄丸くぎ CNZ65 ※本試験では「アマテイ社製 FC3365SP」を使用 用途: 軸組一面材の接合</p> <p>[接合具仕様] 製品名: 太め鉄丸くぎ CN90 ※本試験では「アマテイ社製 FC4190」を使用 用途: たて枠-上下枠、頭つなぎ-上枠の接合</p> <p>製品名: 木質構造用ねじ φ8×110 ※本試験では「シネジック社製 パネリードX PX8-110」を使用 用途: 下枠-土台の接合</p> <p>製品名: 木質構造用ねじ φ8×170 ※本試験では「シネジック社製 パネリードX PX8-170」を使用 用途: 上枠-頭つなぎ-加力用桁の接合</p> <p>[軸組仕様] 加力用桁: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 140×240mm 頭つなぎ: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E120-F375, 樹種: ペイマツ, 寸法: 38×140mm 上下枠: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E120-F375, 樹種: ペイマツ, 寸法: 38×140mm たて枠-1・5: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 140×140mm たて枠-2・4: 枠組壁工法構造用製材, 樹種: S-P-F, 寸法: 38×140mm たて枠-3: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 89×140mm 土台: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 89×140mm 横桟-1・4: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 89×140mm 横桟-2・3: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 89×140mm 詳細は図-5 参照</p> <p>[試験体数] 3体 試験体の形状・寸法は図-1~3 参照</p>
試験方法	木造軸組工法住宅の許容応力度設計 (2017年版) (監修: 国土交通省 国土技術製作総合研究所・国立研究開発法人建築研究所, 発行: 公益財団法人日本住宅・木材技術センター) の4章「試験方法と評価方法」の4.3「鉛直構面及び水平構面の剛性と許容せん断耐力を算定するための試験 (タイロッド式)」及び、枠組壁工法建築物 構造計算指針 (2018年版) (編者: 一般社団法人 日本ツーバイフォー建築協会) の第3章 施行規則第8条の3に基づく大臣認定における指定性能評価機関の耐力壁の試験・評価方法に従って実施した。
試験結果	短期基準せん断耐力 P_0 65.42 kN
試験期間	2026年1月26日・27日
担当者	試験責任者 中村 正芳 試験実施者 濱野 裕仁、志田 竜聖、古舘 匠
試験場所	(株)カナイグループ 開発試験センター 埼玉県八潮市浮塚507-1

1 試験体

1-1-1. 試験体図

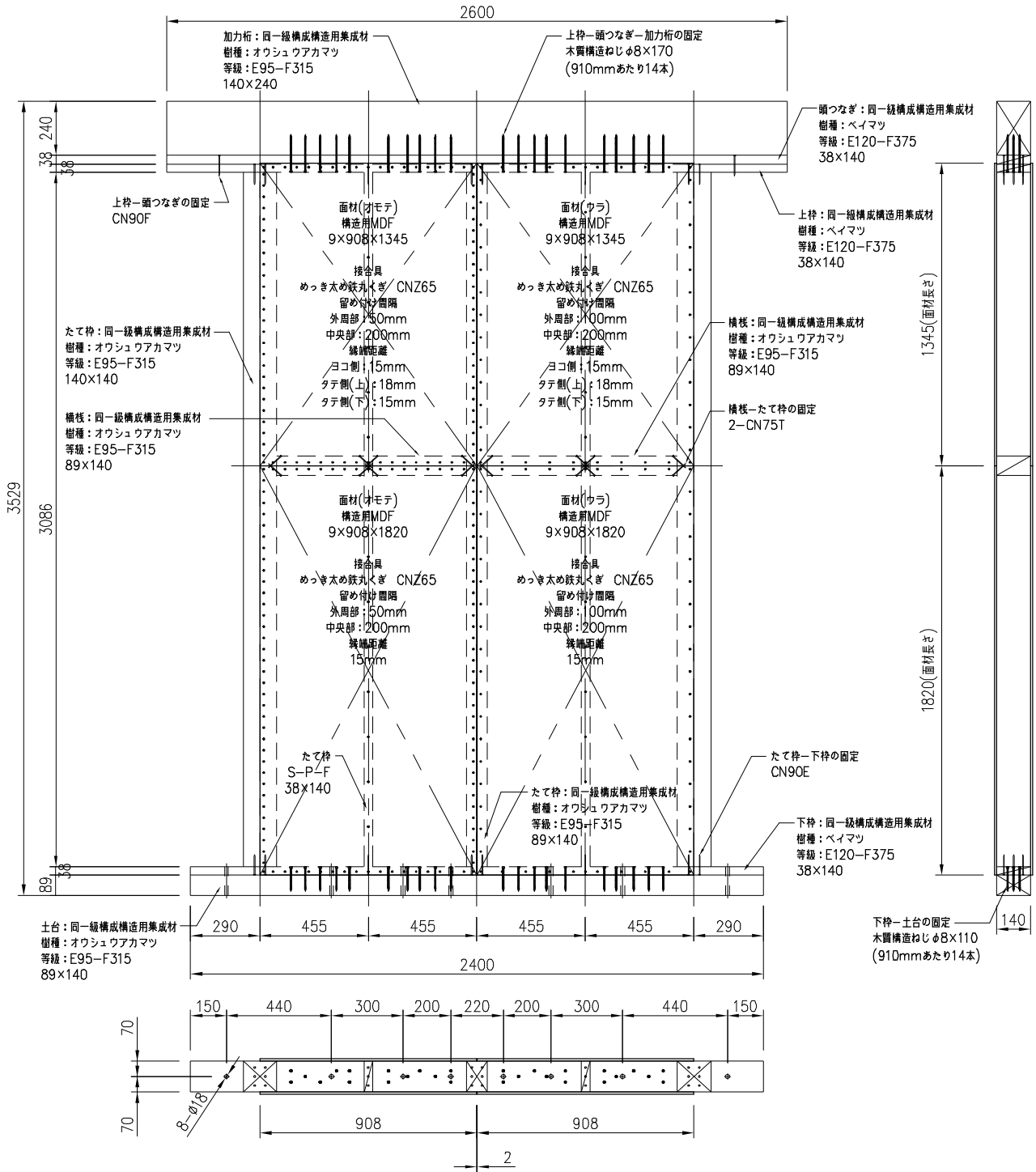


図-1 試験体図

1-1-2. 接合詳細図（頭つなぎ・上下桷・土台）

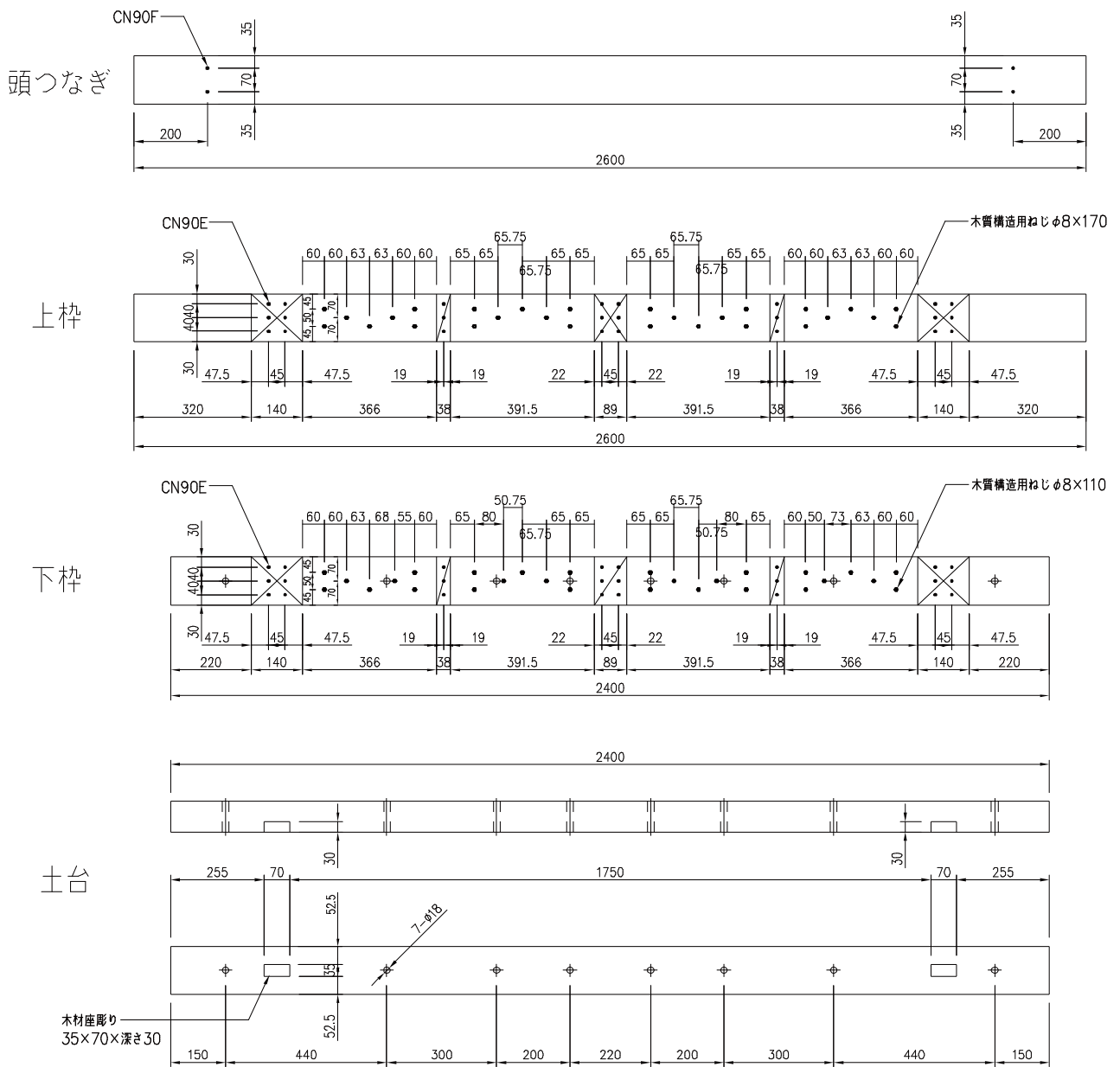


図-2 接合詳細図(頭つなぎ・上下桷・土台)

1-1-3. 面材くぎ配置図

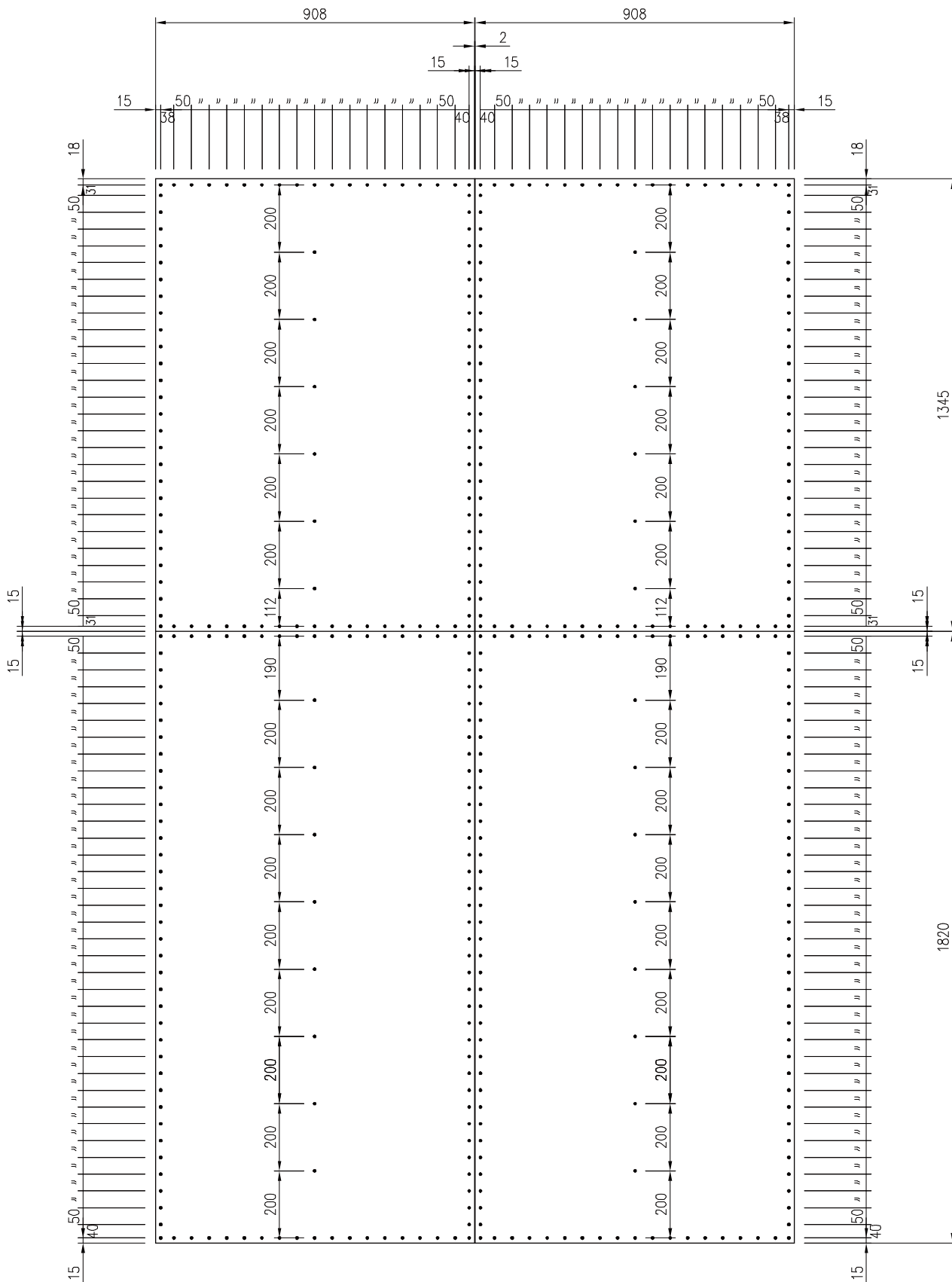


図-3 面材くぎ配置図

1-2. 製品図

名称:パネリードX PX8-110・170
材質:SWCH22A相当(JIS G 3507-2)
表面处理:クロメート



図-4 製品図

1-3. 物性値計測名称

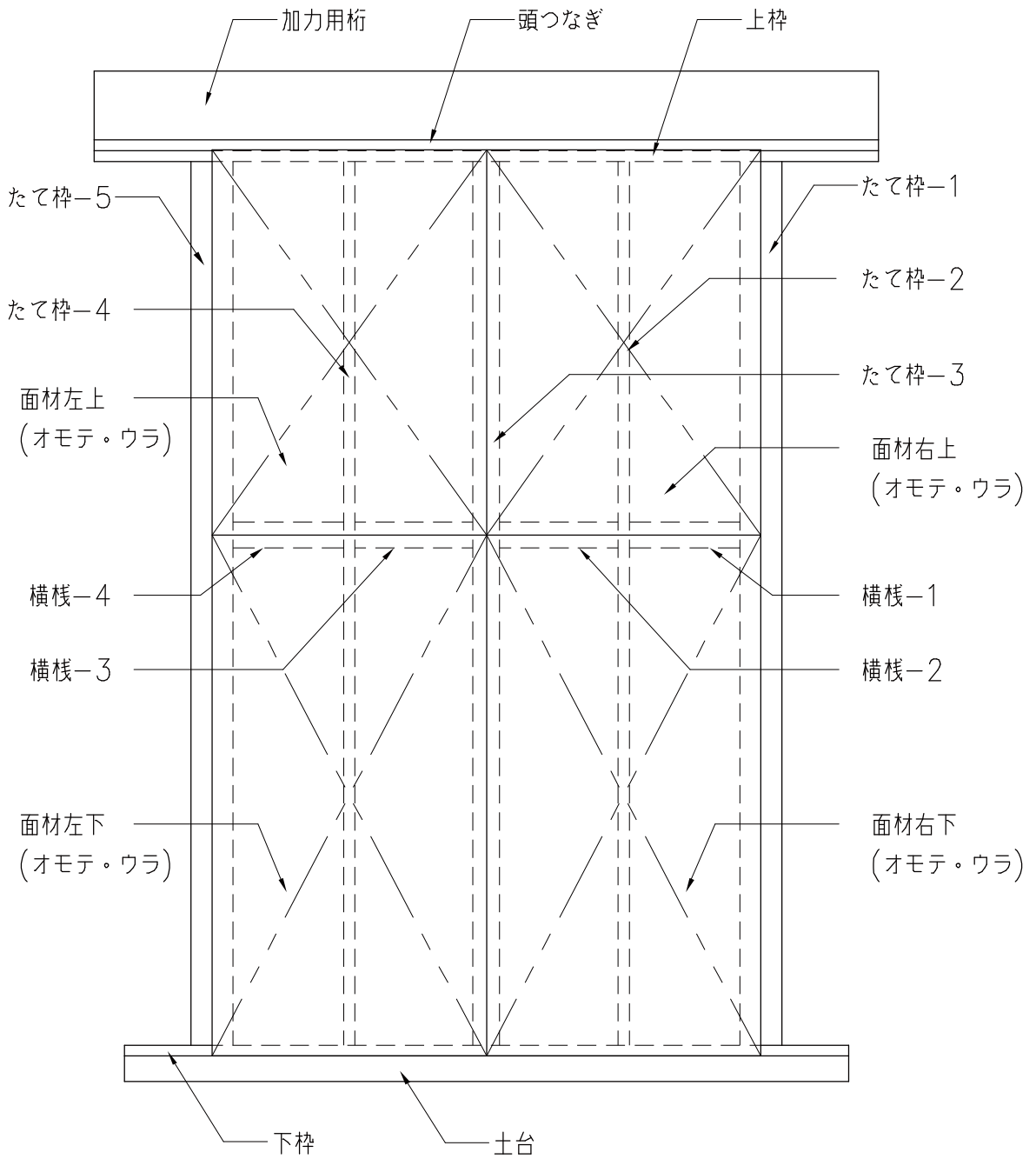


図-5 物性値計測名称

1-4. 密度および含水率

表-1 密度および含水率 一覧

部材名	項目	単位	No.1	No.2	No.3	平均
加力用桁	気乾密度	(g/cm ³)	0.51	0.52	0.52	0.52
	含水率	(%)	18.2	19.9	17.6	18.6
頭つなぎ	気乾密度	(g/cm ³)	0.49	0.50	0.51	0.50
	含水率	(%)	10.1	9.0	9.1	9.4
上 桝	気乾密度	(g/cm ³)	0.51	0.54	0.55	0.53
	含水率	(%)	12.0	10.9	16.1	13.0
たて桝 -1	気乾密度	(g/cm ³)	0.54	0.54	0.57	0.55
	含水率	(%)	19.1	19.6	19.8	19.5
たて桝 -2	気乾密度	(g/cm ³)	0.41	0.43	0.43	0.42
	含水率	(%)	17.9	23.1	13.9	18.3
たて桝 -3	気乾密度	(g/cm ³)	0.50	0.50	0.51	0.50
	含水率	(%)	16.8	16.4	16.1	16.4
たて桝 -4	気乾密度	(g/cm ³)	0.41	0.43	0.42	0.42
	含水率	(%)	21.1	19.7	14.5	18.4
たて桝 -5	気乾密度	(g/cm ³)	0.54	0.56	0.58	0.56
	含水率	(%)	17.8	19.6	20.4	19.3
横 棧 -1	気乾密度	(g/cm ³)	0.51	0.51	0.53	0.52
	含水率	(%)	15.5	15.3	16.5	15.8
横 棧 -2	気乾密度	(g/cm ³)	0.50	0.51	0.52	0.51
	含水率	(%)	14.2	16.3	16.5	15.7
横 棧 -3	気乾密度	(g/cm ³)	0.50	0.51	0.53	0.51
	含水率	(%)	15.9	14.8	16.8	15.8
横 棧 -4	気乾密度	(g/cm ³)	0.50	0.51	0.52	0.51
	含水率	(%)	16.3	15.6	16.5	16.1
下 桝	気乾密度	(g/cm ³)	0.53	0.56	0.57	0.55
	含水率	(%)	13.4	14.3	19.7	15.8
土 台	気乾密度	(g/cm ³)	0.49	0.50	0.51	0.50
	含水率	(%)	14.6	14.9	15.0	14.8
右上面材 (オモテ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.79	0.78	0.77	0.78
	含水率	(%)	—	—	—	—
左上面材 (オモテ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.78	0.79	0.81	0.79
	含水率	(%)	—	—	—	—
右下面材 (オモテ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.80	0.79	0.80	0.80
	含水率	(%)	—	—	—	—
左下面材 (オモテ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.79	0.79	0.80	0.79
	含水率	(%)	—	—	—	—
右上面材 (ウラ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.79	0.79	0.77	0.78
	含水率	(%)	—	—	—	—
左上面材 (ウラ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.79	0.79	0.77	0.78
	含水率	(%)	—	—	—	—
右下面材 (ウラ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.80	0.78	0.80	0.79
	含水率	(%)	—	—	—	—
左下面材 (ウラ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.79	0.80	0.80	0.80
	含水率	(%)	—	—	—	—

含水率は、木材水分計 HM-540(株式会社ケツト科学研究所)を用いて測定した。

2 試験方法の詳細

2-1. 加力方法

加力は200kN自動コントロール式加力試験機(ロードセル容量: ±200kN、ヒステリシス: ±0.1%R0)を使用し、ターンバックル式タイロッド方式により次の順序で行った。

- (1) 加力は正負交番漸増繰返し加力とし、繰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. の正負変形時に行った。
- (2) 繰返し加力は履歴の同一変形角において3回ずつ行った。最大耐力に達した後、最大荷重の80%に荷重が低下するか、試験体の真のせん断変形角が1/15rad. 以上に達するまで加力した。なお、真のせん断変形角が1/15rad. を越えても最大荷重の80%まで低下しない場合には、真のせん断変形角が1/15rad. を終局変形角とし、その時の荷重を最大荷重とした。

2-2. 試験体の変位測定

δ変位の測定は、変位の測定は、高感度変位計を使用した。

上枠材の水平方向変位(δ1)はDG1、下枠材の水平方向変位(δ2)はDG2、たて枠材の鉛直方向変位(δ3・δ4)はDG3・DG4で測定した。測定はそれぞれの材の軸芯で計測した。

2-3. せん断変形角の算定

真のせん断変形角(γ₀)は下記の式より求めた。

$$\text{見かけのせん断変形角}(\gamma) = (\delta 1 - \delta 2) / H \text{ (rad.)}$$

$$\text{脚部の回転による変形角}(\theta) = (\delta 3 - \delta 4) / V$$

$$\text{真のせん断変形角}(\gamma_0) = (\gamma - \theta)$$

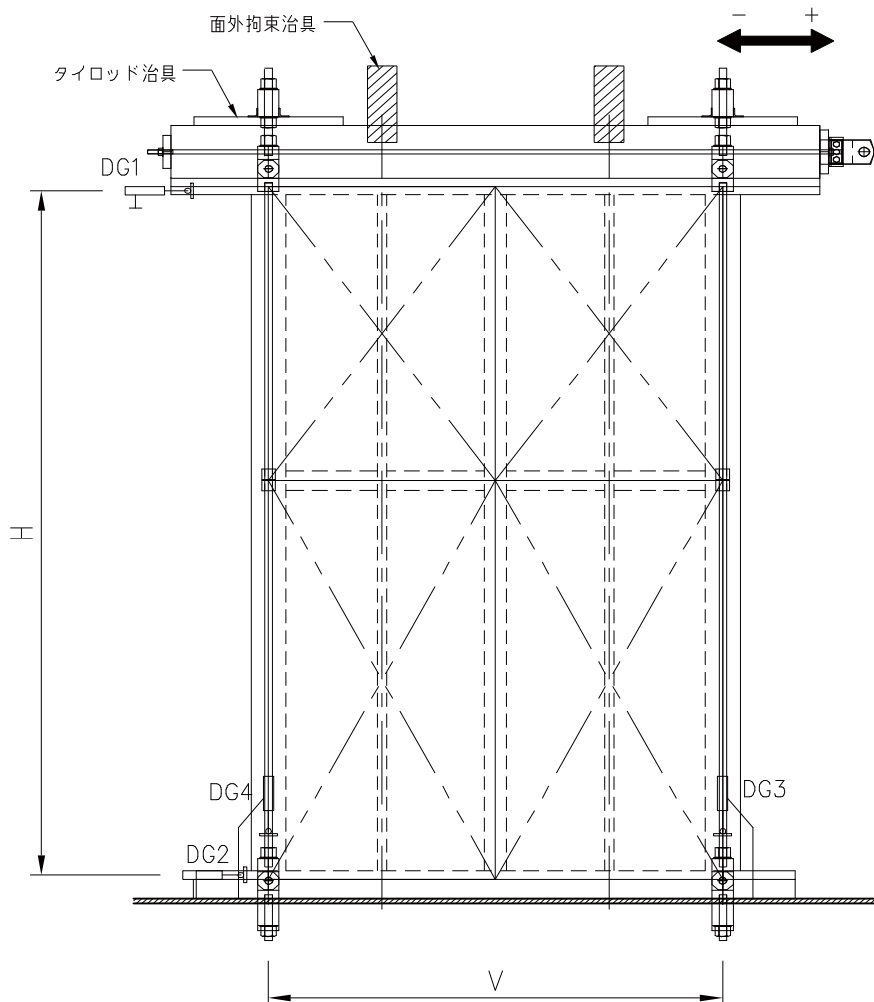


図-6 変位計の設置箇所及び計測計画

δ1: 上枠の水平方向変位(mm)DG1

δ2: 下枠材の水平方向変位(mm)DG2

H: 変位計DG1とDG2間の距離(mm) 3124mm

δ3: 加力側たて枠材脚部の鉛直方向変位(mm)DG3

δ4: 反加力側たて枠材脚部の鉛直方向変位(mm)DG4

V: 変位計DG3とDG4間の距離(mm) 1820mm

3 完全弾塑性モデルによる降伏耐力、終局耐力等の求め方

3-1. 包絡線の作成

- ① 包絡線上の0.1Pmaxと0.4Pmaxを結ぶ直線(第I直線)を引く。
- ② 包絡線上の0.4Pmaxと0.9Pmaxを結ぶ直線(第II直線)を引く。
- ③ 包絡線に接するまで第II直線を平行移動し、これを第III直線とする。
- ④ 第I直線と第III直線との交点の荷重を降伏耐力Pyとし、この点からX軸に平行に直線(第IV直線)を引く。
- ⑤ 第IV直線と包絡線との交点の変位を降伏変形角 γ_{0y} とする。
- ⑥ 原点と(γ_{0y} , Py)を結ぶ直線(第V直線)を初期剛性Kと定める。
- ⑦ 最大荷重後の0.8Pmax荷重低下域の包絡線上の変位又は1/15rad.のいずれか小さい変位を終局変形角 γ_{0u} と定める。
- ⑧ 包絡線とX軸及び γ_{0u} で囲まれる面積をSとする。
- ⑨ 第V直線と γ_{0u} と、X軸及びX軸に平行な直線で囲まれる台形の面積がSと等しくなるようにX軸に平行な直線(第VI直線)を引く。
- ⑩ 第V直線を第VI直線との交点の荷重を完全弾塑性モデルの終局耐力Puと定める。
その時の変位を完全弾塑性モデルの降伏変形角 γ_{0v} とする。
- ⑪ $\mu = (\gamma_{0u} / \gamma_{0v})$ を塑性率とする。
- ⑫ 構造特性係数Dsは塑性率 μ を用いて、 $D_s = 1 / \sqrt{2\mu - 1}$ とする。

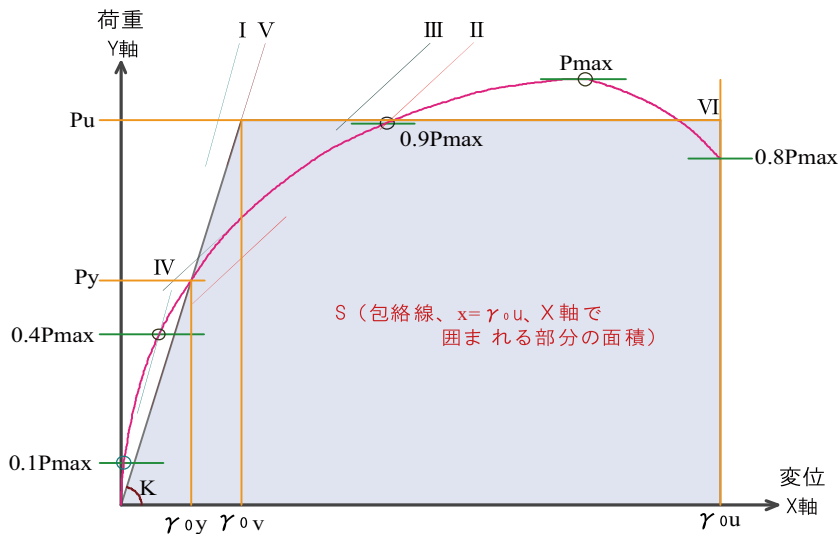


図-7 完全弾塑性モデルによる降伏耐力、終局耐力の求め方

3-2. 短期基準せん断耐力の算出

短期基準せん断耐力 P_0 は、(a)降伏耐力 P_y 、(b) $(0.2/D_s) \times P_u$ 、(c) $2/3P_{max}$ 、(d) 特定変形時耐力1/150rad. 時の値にばらつき係数を乗じて算出した値のうち、最も小さい値とした。なお、ばらつき係数は、母集団の分布形を正規分布とみなし、統計的処理に基づく信頼水準75%の50%下側許容限界値をもとに下式より求めた。

$$\text{ばらつき係数} = 1 - CV \cdot k$$

CV：変動係数(標準偏差/平均値)

k：信頼水準75%における50%下側許容限界値を求めるための係数

【k=0.471】

4 算定結果

4-1. 算出結果

算出結果を 表-2に示す。

表-2 短期基準耐力算定表

試験体記号	加力方法	(a)	(b)	(c)	(d)
		Py kN	(0.2/Ds)Pu kN	2/3Pmax kN	1/150rad. kN
No. 1	正負交番 繰返し	64.52	68.98	75.17	84.91
No. 2		65.52	70.50	75.87	85.62
No. 3		71.67	71.72	78.07	85.29
平均		67.24	70.40	76.37	85.27
標準偏差		3.87	1.37	1.51	0.36
変動係数		0.058	0.019	0.020	0.004
ばらつき係数		0.973	0.991	0.991	0.998
短期基準耐力 P_0		65.42	69.77	75.68	85.10

4-2. 特性値一覧

試験により得られた特性値一覧をを表-3に示す。

表-3 特性値一覧

試験体記号	Pmax	$\gamma_0 P_{max}$	2/3Pmax	$\gamma_0 2/3P_{max}$	終局耐力 Pu	終局 変形角 $\gamma_0 u$	初期剛性 K	塑性率 μ	構造特性 係数 Ds
	kN	$\times 10^{-3} \text{rad}$	kN	$\times 10^{-3} \text{rad}$	kN	$\times 10^{-3} \text{rad}$	kN/rad	-	-
No. 1	112.76	20.04	75.17	5.09	105.34	38.85	15891.63	5.86	0.31
No. 2	113.80	19.66	75.87	5.47	106.77	39.62	16019.56	5.95	0.30
No. 3	117.11	31.90	78.07	5.30	109.93	41.02	15580.43	5.82	0.31
平均	114.56	23.87	76.37	5.29	107.35	39.83	15830.54	5.88	0.31

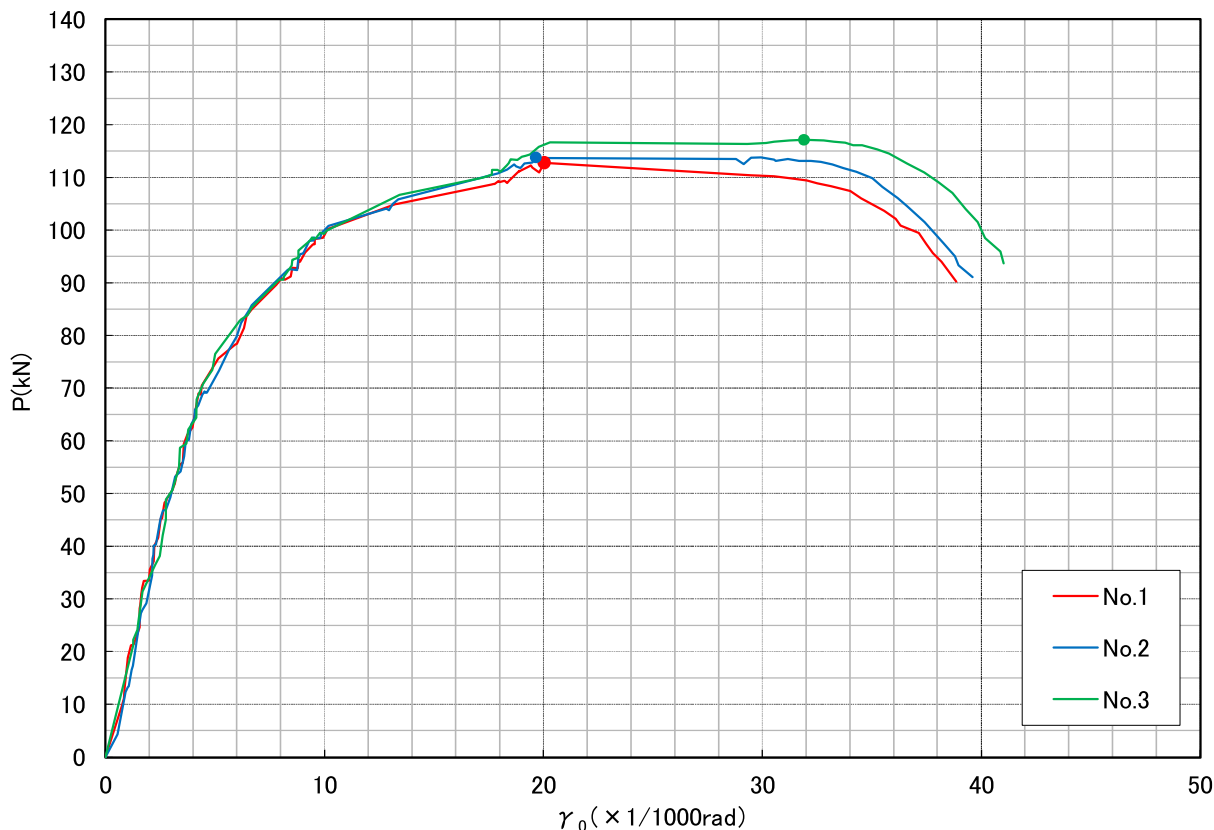


図-8 P- γ_0 曲線の包絡線 (試験体相互の比較)

5 荷重-変形角曲線

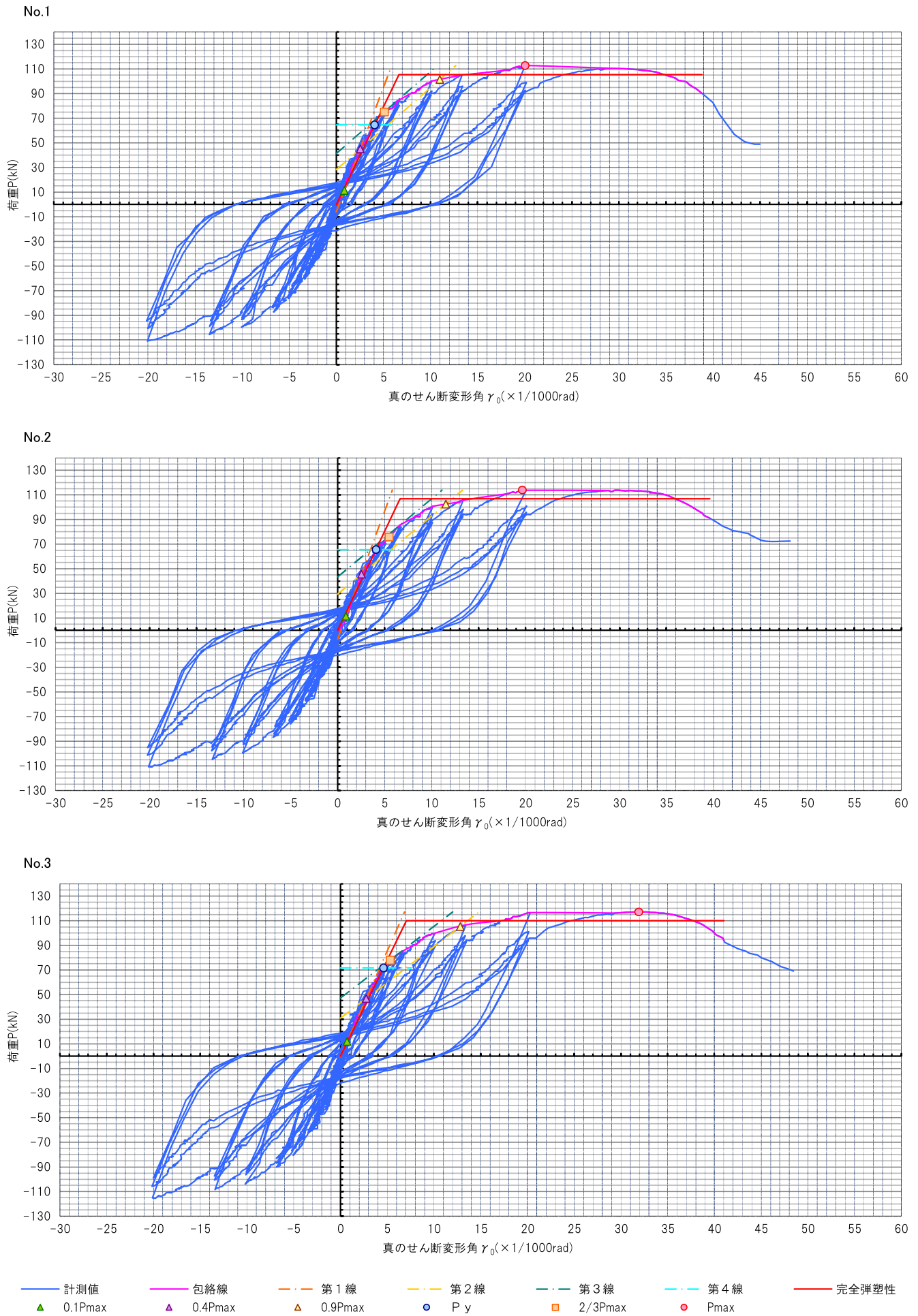
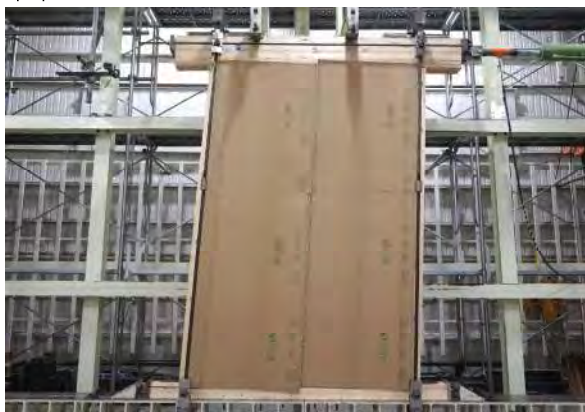


図-9 No. 1~No. 3 荷重-変形角曲線 一覧

6 破壊状況 写真

1-1



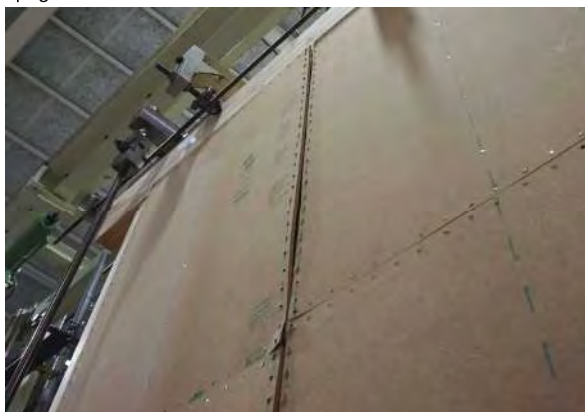
試験終了後全体

1-2



オモテ側面材継手部 面材くぎ頭のパンチングアウト

1-3



オモテ側面材継手部 面材くぎの引抜け

1-4



ウラ側面材継手部 面材くぎの引抜け

1-5



ウラ側面材継手部 面材くぎの引抜け

1-6



左面材ウラ側 上枠の割裂

写真-1 No.1破壊状況 一覧

2-1



試験終了後全体

2-2



オモテ側面材継手部 面材くぎの引抜け

2-3



オモテ側面材継手部 面材くぎ頭のパンチングアウト

2-4



右面材ウラ側 下枠の割裂

2-5



ウラ側面材継手部 面材くぎの引抜け

2-6



左面材ウラ側 頭つなぎと上枠の離間

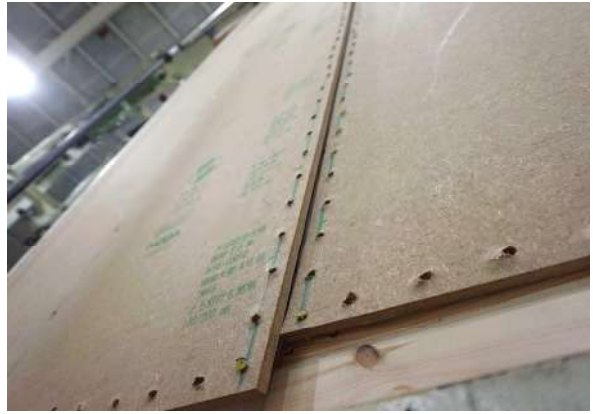
写真-2 No. 2破壊状況 一覧

3-1



試験終了後全体

3-2



オモテ側面材継手部 面材くぎの引抜け

3-3



右面材オモテ側 面材くぎの引抜け

3-4



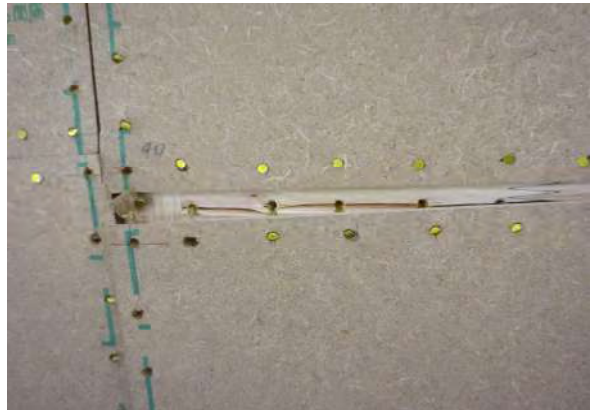
ウラ側面材継手部 面材くぎの引抜け

3-5



右面材ウラ側 面材くぎの引抜け

3-6



左面材ウラ側 横棧の割裂

写真-3 No. 3破壊状況 一覧

性能試験報告書

試験結果は以下の通りであることをご報告致します。
2026年3月19日

株式会社カナイグループ
埼玉県八潮市西袋717-1



試験名称	枠組壁工法 面材張耐力壁の面内せん断試験 (構造用MDF-両面張り-@50+@100仕様)
依頼者	一般社団法人 日本ツーバイフォー建築協会 〒105-0001 東京都港区虎ノ門1-16-17 虎ノ門センタービル8階
試験内容	<p>[面材仕様] 製品名: 構造用MDF ※本試験では「構造用ハイバストウッド」を使用</p> <p>[面材くぎ仕様] 製品名: めっき太め鉄丸くぎ CNZ65 ※本試験では「アマテイ社製 FC3365SP」を使用 用途: 軸組一面材の接合</p> <p>[接合具仕様] 製品名: 太め鉄丸くぎ CN90 ※本試験では「アマテイ社製 FC4190」を使用 用途: たて枠-上下枠、頭つなぎ-上枠の接合</p> <p>製品名: 木質構造用ねじ φ8×110 ※本試験では「シネジック社製 パネリードX PX8-110」を使用 用途: 下枠-土台の接合</p> <p>製品名: 木質構造用ねじ φ8×170 ※本試験では「シネジック社製 パネリードX PX8-170」を使用 用途: 上枠-頭つなぎ-加力用桁の接合</p> <p>[軸組仕様] 加力用桁: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 140×240mm 頭つなぎ: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E120-F375, 樹種: ペイマツ, 寸法: 38×140mm 上下枠: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E120-F375, 樹種: ペイマツ, 寸法: 38×140mm たて枠-1・5: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 140×140mm たて枠-2・4: 枠組壁工法構造用製材, 樹種: S-P-F, 寸法: 38×140mm たて枠-3: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 89×140mm 土台: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 89×140mm 横桟-1・4: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 89×140mm 横桟-2・3: 同一等級構成構造用集成材, 等級: E95-F315, 樹種: オウシュウアカマツ, 寸法: 89×140mm 詳細は図-5 参照</p> <p>[試験体数] 3体 試験体の形状・寸法は図-1~3 参照</p>
試験方法	木造軸組工法住宅の許容応力度設計 (2017年版) (監修: 国土交通省 国土技術製作総合研究所・国立研究開発法人建築研究所, 発行: 公益財団法人日本住宅・木材技術センター) の4章「試験方法と評価方法」の4.3「鉛直構面及び水平構面の剛性と許容せん断耐力を算定するための試験 (タイロッド式)」及び、枠組壁工法建築物 構造計算指針 (2018年版) (編者: 一般社団法人 日本ツーバイフォー建築協会) の第3章 施行規則第8条の3に基づく大臣認定における指定性能評価機関の耐力壁の試験・評価方法に従って実施した。
試験結果	短期基準せん断耐力 P_0 49.26 kN
試験期間	2026年1月26日・27日
担当者	試験責任者 中村 正芳 試験実施者 濱野 裕仁、志田 竜聖、古舘 匠
試験場所	(株)カナイグループ 開発試験センター 埼玉県八潮市浮塚507-1

1 試験体

1-1-1. 試験体図

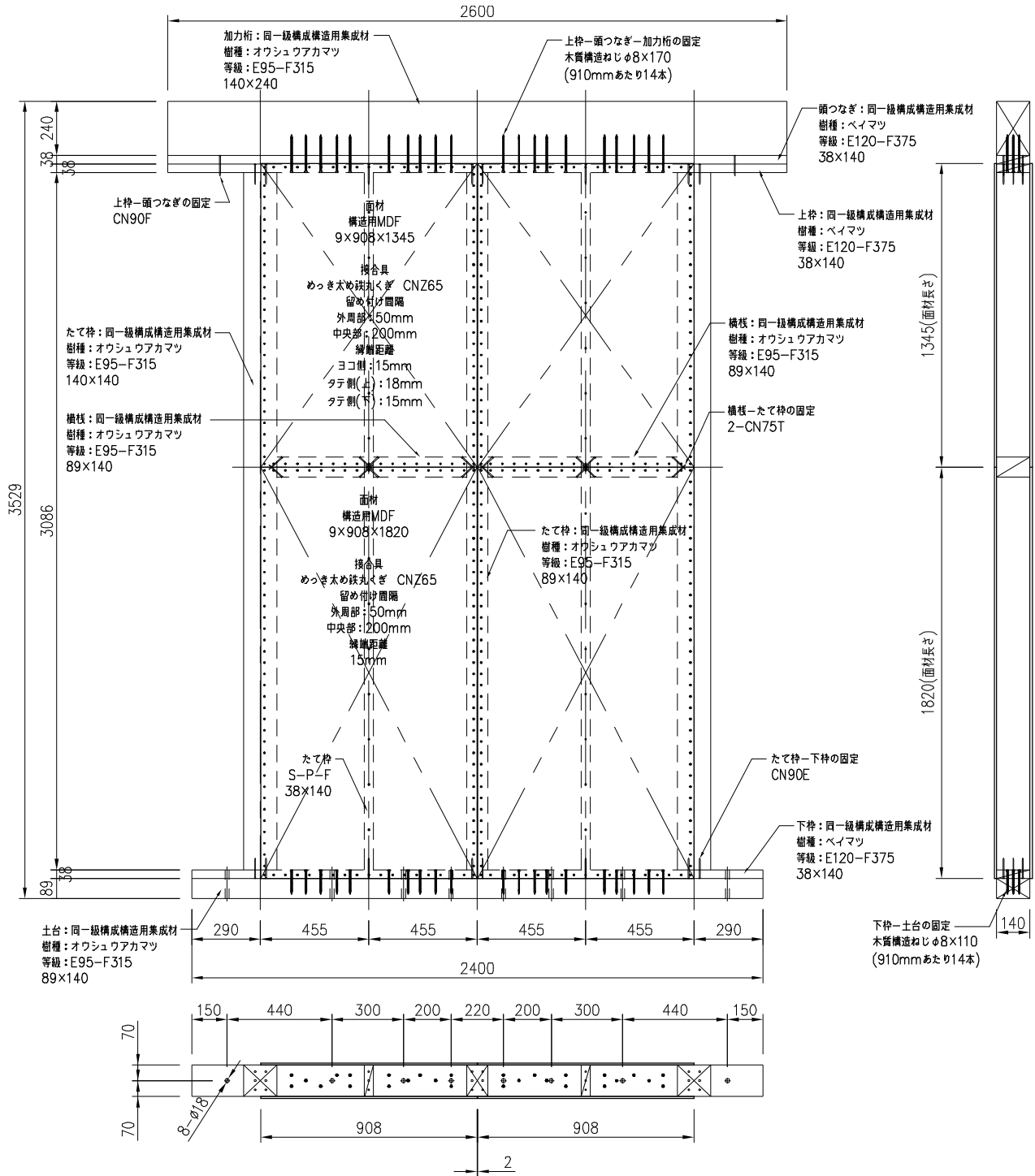


図-1 試験体図

1-1-2. 接合詳細図（頭つなぎ・上下桷・土台）

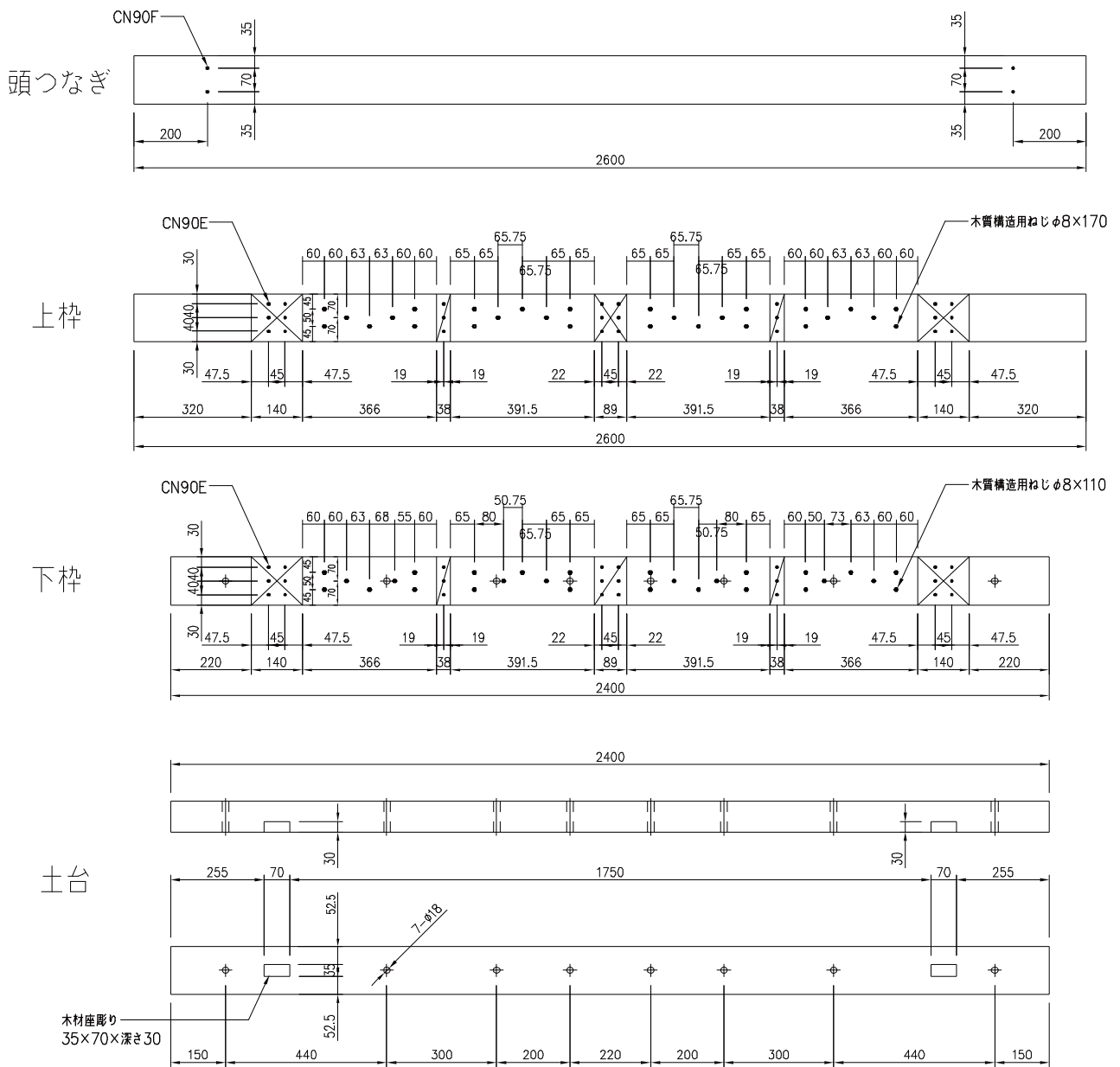


図-2 接合詳細図(頭つなぎ・上下桷・土台)

1-1-3. 面材くぎ配置図

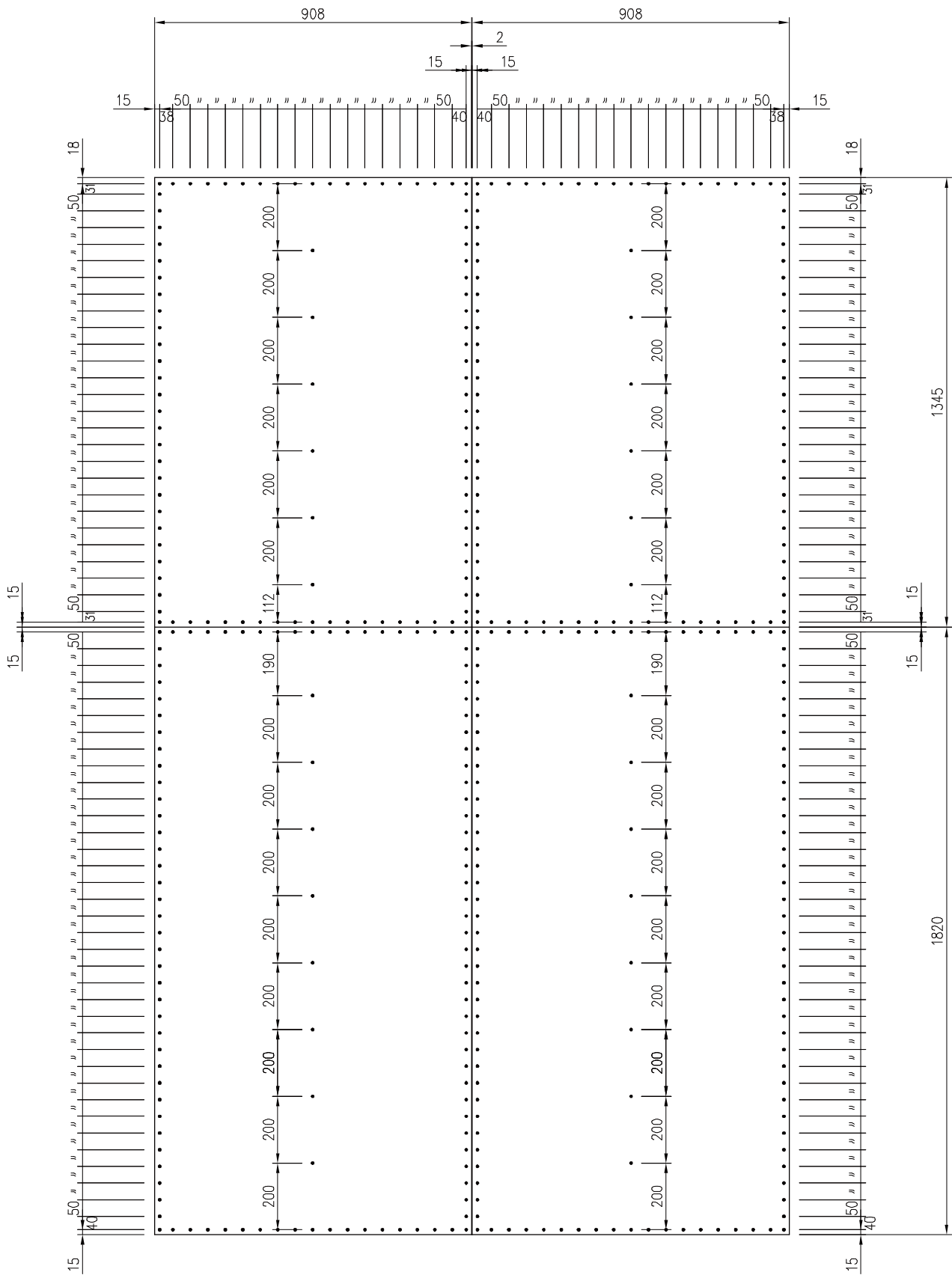


図-3 面材くぎ配置図

1-2. 製品図

名称:パネリードX PX8-110・170
材質:SWCH22A相当(JIS G 3507-2)
表面処理:クロメート



図-4 製品図

1-3. 物性値計測名称

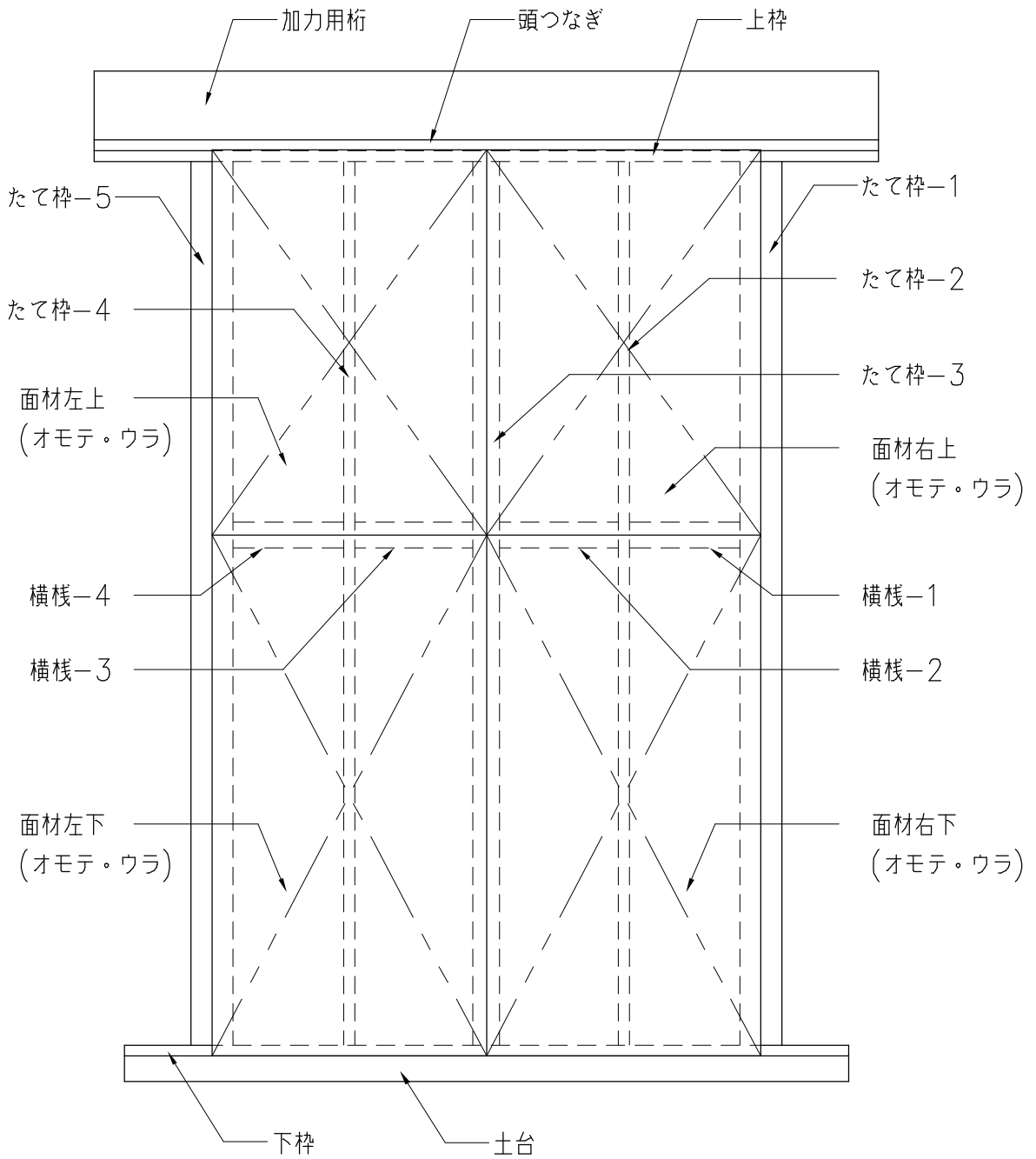


図-5 物性値計測名称

1-4. 密度および含水率

表-1 密度および含水率 一覧

部材名	項目	単位	No.1	No.2	No.3	平均
加力用桁	気乾密度	(g/cm ³)	0.50	0.51	0.51	0.51
	含水率	(%)	18.1	16.8	18.9	17.9
頭つなぎ	気乾密度	(g/cm ³)	0.49	0.48	0.50	0.49
	含水率	(%)	8.9	9.6	8.5	9.0
上 桝	気乾密度	(g/cm ³)	0.51	0.53	0.56	0.53
	含水率	(%)	11.0	10.9	17.9	13.3
たて桝 -1	気乾密度	(g/cm ³)	0.48	0.54	0.51	0.51
	含水率	(%)	15.7	18.8	16.6	17.0
たて桝 -2	気乾密度	(g/cm ³)	0.40	0.43	0.44	0.42
	含水率	(%)	20.9	21.8	15.2	19.3
たて桝 -3	気乾密度	(g/cm ³)	0.48	0.49	0.49	0.49
	含水率	(%)	14.2	15.5	14.2	14.6
たて桝 -4	気乾密度	(g/cm ³)	0.40	0.43	0.44	0.42
	含水率	(%)	20.0	15.5	17.3	17.6
たて桝 -5	気乾密度	(g/cm ³)	0.50	0.51	0.52	0.51
	含水率	(%)	17.2	16.2	18.0	17.1
横 棧 -1	気乾密度	(g/cm ³)	0.49	0.50	0.50	0.50
	含水率	(%)	15.1	16.6	16.6	16.1
横 棧 -2	気乾密度	(g/cm ³)	0.48	0.49	0.49	0.49
	含水率	(%)	14.7	15.4	15.0	15.0
横 棧 -3	気乾密度	(g/cm ³)	0.47	0.49	0.50	0.49
	含水率	(%)	15.2	15.0	15.4	15.2
横 棧 -4	気乾密度	(g/cm ³)	0.49	0.50	0.50	0.50
	含水率	(%)	15.9	15.9	15.9	15.9
下 桝	気乾密度	(g/cm ³)	0.53	0.56	0.55	0.55
	含水率	(%)	14.0	16.9	14.2	15.0
土 台	気乾密度	(g/cm ³)	0.47	0.49	0.49	0.48
	含水率	(%)	12.7	13.7	13.9	13.4
右上面材 (オモテ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.80	0.79	0.78	0.79
	含水率	(%)	—	—	—	—
左上面材 (オモテ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.78	0.79	0.77	0.78
	含水率	(%)	—	—	—	—
右下面材 (オモテ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.78	0.81	0.78	0.79
	含水率	(%)	—	—	—	—
左下面材 (オモテ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.80	0.80	0.79	0.80
	含水率	(%)	—	—	—	—
右上面材 (ウラ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.81	0.78	0.78	0.79
	含水率	(%)	—	—	—	—
左上面材 (ウラ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.79	0.78	0.78	0.78
	含水率	(%)	—	—	—	—
右下面材 (ウラ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.79	0.79	0.79	0.79
	含水率	(%)	—	—	—	—
左下面材 (ウラ)	気乾密度	(g/cm ³)	0.79	0.79	0.80	0.79
	含水率	(%)	—	—	—	—

含水率は、木材水分計 HM-540(株式会社ケツト科学研究所)を用いて測定した。

2 試験方法の詳細

2-1. 加力方法

加力は200kN自動コントロール式加力試験機(ロードセル容量: ±200kN、ヒステリシス: ±0.1%R0)を使用し、ターンバックル式タイロッド方式により次の順序で行った。

- (1) 加力は正負交番漸増繰返し加力とし、繰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.の正負変形時に行った。
- (2) 繰返し加力は履歴の同一変形角において3回ずつ行った。最大耐力に達した後、最大荷重の80%に荷重が低下するか、試験体の真のせん断変形角が1/15rad.以上に達するまで加力した。なお、真のせん断変形角が1/15rad.を越えても最大荷重の80%まで低下しない場合には、真のせん断変形角が1/15rad.を終局変形角とし、その時の荷重を最大荷重とした。

2-2. 試験体の変位測定

δ変位の測定は、変位の測定は、高感度変位計を使用した。

上枠材の水平方向変位(δ1)はDG1、下枠材の水平方向変位(δ2)はDG2、たて枠材の鉛直方向変位(δ3・δ4)はDG3・DG4で測定した。測定はそれぞれの材の軸芯で計測した。

2-3. せん断変形角の算定

真のせん断変形角(γ₀)は下記の式より求めた。

$$\text{見かけのせん断変形角}(\gamma) = (\delta 1 - \delta 2) / H \text{ (rad.)}$$

$$\text{脚部の回転による変形角}(\theta) = (\delta 3 - \delta 4) / V$$

$$\text{真のせん断変形角}(\gamma_0) = (\gamma - \theta)$$

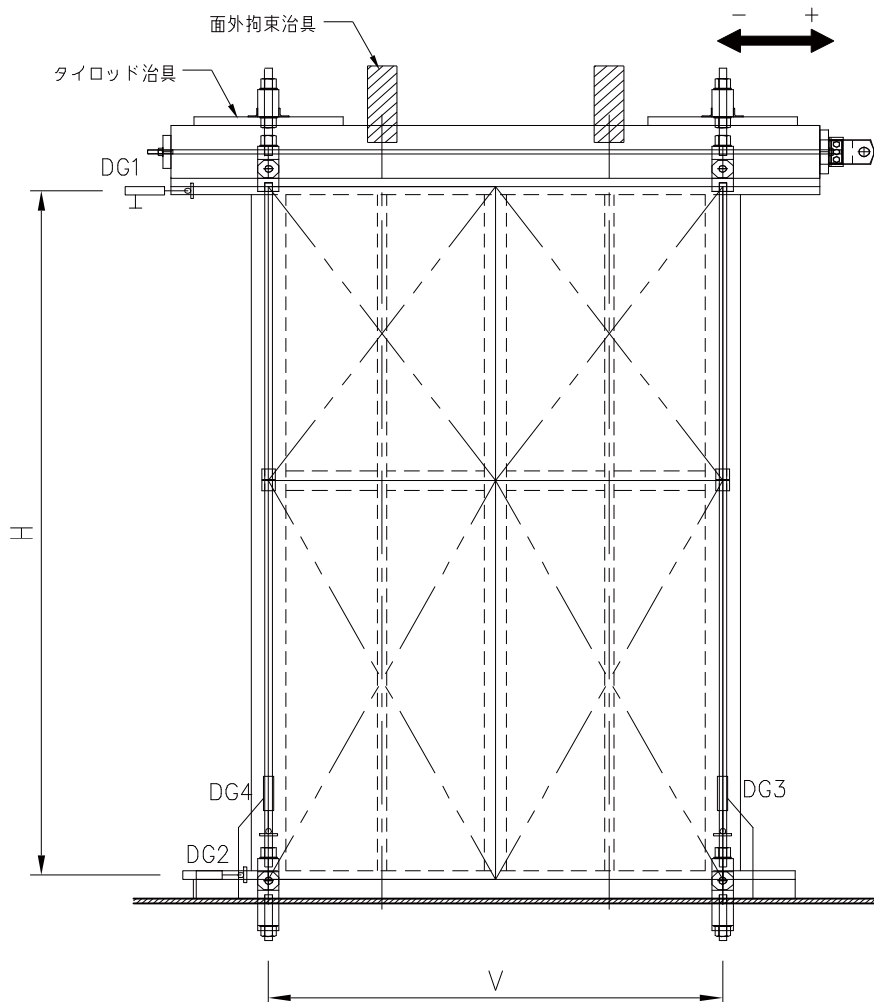


図-6 変位計の設置箇所及び計測計画

δ1: 上枠の水平方向変位(mm) DG1
 δ2: 下枠材の水平方向変位(mm) DG2
 H: 変位計DG1とDG2間の距離(mm) 3124mm

δ3: 加力側たて枠材脚部の鉛直方向変位(mm) DG3
 δ4: 反加力側たて枠材脚部の鉛直方向変位(mm) DG4
 V: 変位計DG3とDG4間の距離(mm) 1820mm

3 完全弾塑性モデルによる降伏耐力、終局耐力等の求め方

3-1. 包絡線の作成

- ① 包絡線上の0.1Pmaxと0.4Pmaxを結ぶ直線(第I直線)を引く。
- ② 包絡線上の0.4Pmaxと0.9Pmaxを結ぶ直線(第II直線)を引く。
- ③ 包絡線に接するまで第II直線を平行移動し、これを第III直線とする。
- ④ 第I直線と第III直線との交点の荷重を降伏耐力Pyとし、この点からX軸に平行に直線(第IV直線)を引く。
- ⑤ 第IV直線と包絡線との交点の変位を降伏変形角 γ_{0y} とする。
- ⑥ 原点と(γ_{0y} , Py)を結ぶ直線(第V直線)を初期剛性Kと定める。
- ⑦ 最大荷重後の0.8Pmax荷重低下域の包絡線上の変位又は1/15rad.のいずれか小さい変位を終局変形角 γ_{0u} と定める。
- ⑧ 包絡線とX軸及び γ_{0u} で囲まれる面積をSとする。
- ⑨ 第V直線と γ_{0u} と、X軸及びX軸に平行な直線で囲まれる台形の面積がSと等しくなるようにX軸に平行な直線(第VI直線)を引く。
- ⑩ 第V直線を第VI直線との交点の荷重を完全弾塑性モデルの終局耐力Puと定める。
その時の変位を完全弾塑性モデルの降伏変形角 γ_{0v} とする。
- ⑪ $\mu = (\gamma_{0u} / \gamma_{0v})$ を塑性率とする。
- ⑫ 構造特性係数Dsは塑性率 μ を用いて、 $D_s = 1 / \sqrt{2\mu - 1}$ とする。

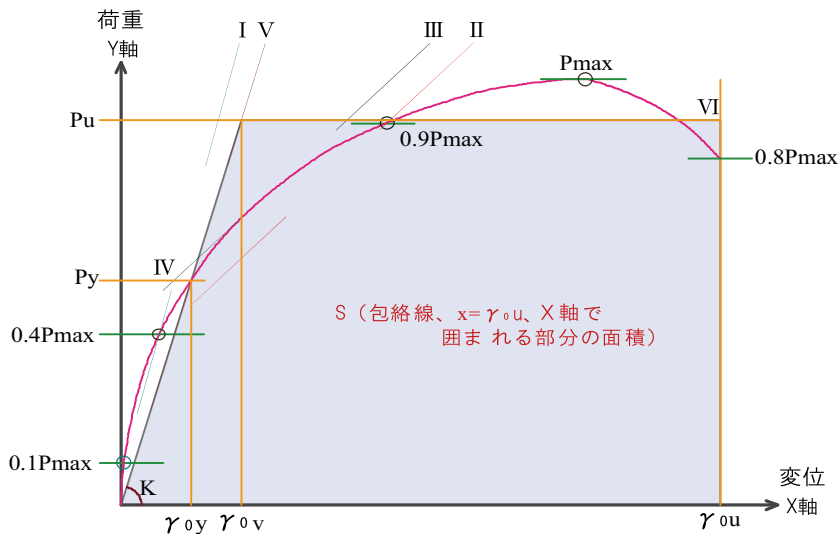


図-7 完全弾塑性モデルによる降伏耐力、終局耐力の求め方

3-2. 短期基準せん断耐力の算出

短期基準せん断耐力 P_0 は、(a)降伏耐力 P_y 、(b) $(0.2/D_s) \times P_u$ 、(c) $2/3P_{max}$ 、(d) 特定変形時耐力1/150rad. 時の値にばらつき係数を乗じて算出した値のうち、最も小さい値とした。なお、ばらつき係数は、母集団の分布形を正規分布とみなし、統計的処理に基づく信頼水準75%の50%下側許容限界値をもとに下式より求めた。

$$\text{ばらつき係数} = 1 - CV \cdot k$$

CV：変動係数(標準偏差/平均値)

k：信頼水準75%における50%下側許容限界値を求めるための係数

【k=0.471】

4 算定結果

4-1. 算出結果

算出結果を 表-2に示す。

表-2 短期基準耐力算定表

試験体 記号	加力方法	(a)	(b)	(c)	(d)
		Py kN	(0.2/Ds)Pu kN	2/3Pmax kN	1/150rad. kN
No. 1	正負交番 繰返し	48.40	58.45	51.92	62.32
No. 2		49.06	60.46	53.53	64.97
No. 3		57.43	58.14	61.06	68.06
平均		51.63	59.02	55.50	65.12
標準偏差		5.03	1.26	4.88	2.87
変動係数		0.097	0.021	0.088	0.044
ばらつき係数		0.954	0.990	0.959	0.979
短期基準耐力 P_0		49.26	58.43	53.22	63.75

4-2. 特性値一覧

試験により得られた特性値一覧をを表-3に示す。

表-3 特性値一覧

試験体 記号	Pmax	$\gamma_0 P_{max}$	2/3Pmax	$\gamma_0 2/3P_{max}$	終局耐力 Pu	終局 変形角 $\gamma_0 u$	初期剛性 K	塑性率 μ	構造特性 係数 Ds
	kN	$\times 10^{-3} \text{rad}$	kN	$\times 10^{-3} \text{rad}$	kN	$\times 10^{-3} \text{rad}$	kN/rad	-	-
No. 1	77.88	31.90	51.92	4.40	73.06	48.26	12838.20	8.50	0.25
No. 2	80.29	19.85	53.53	4.05	74.47	45.08	14429.41	8.74	0.25
No. 3	91.59	33.64	61.06	5.40	85.94	42.25	12649.78	6.22	0.30
平均	83.25	28.46	55.50	4.62	77.82	45.20	13305.80	7.82	0.27

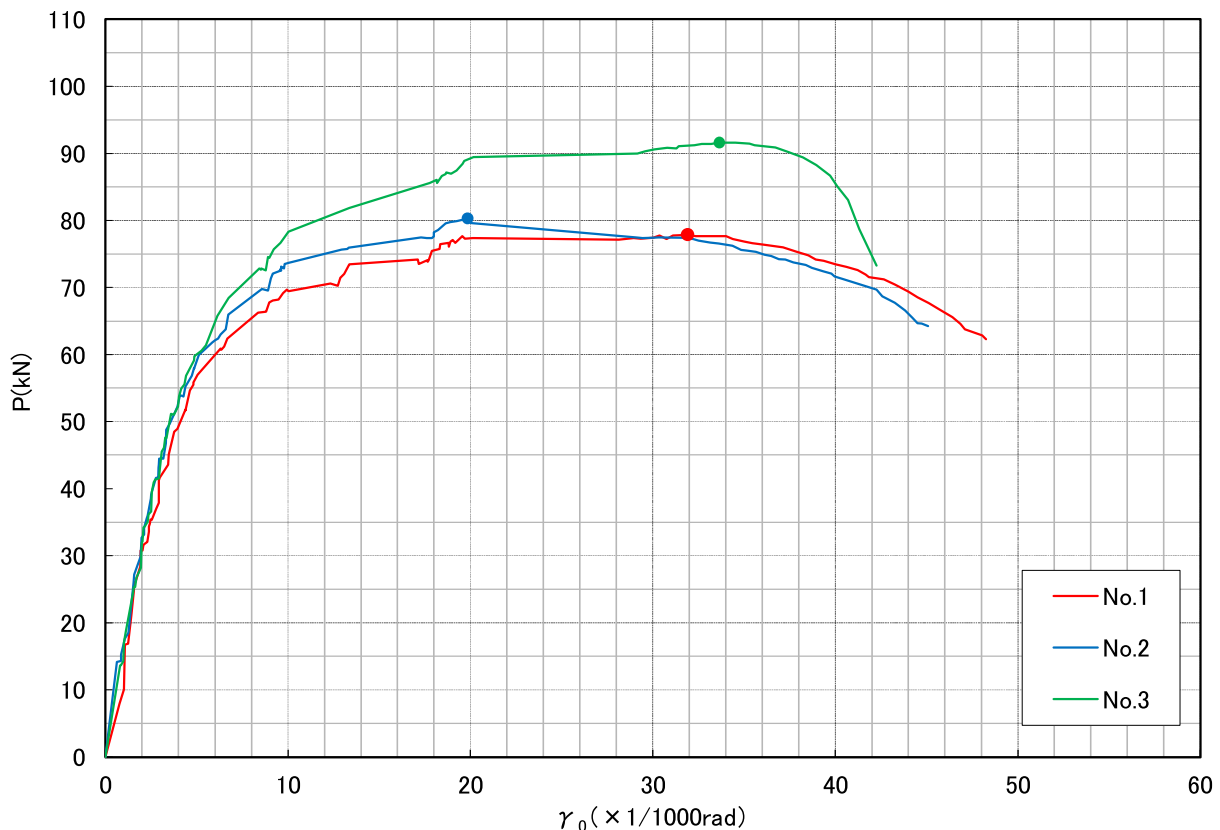
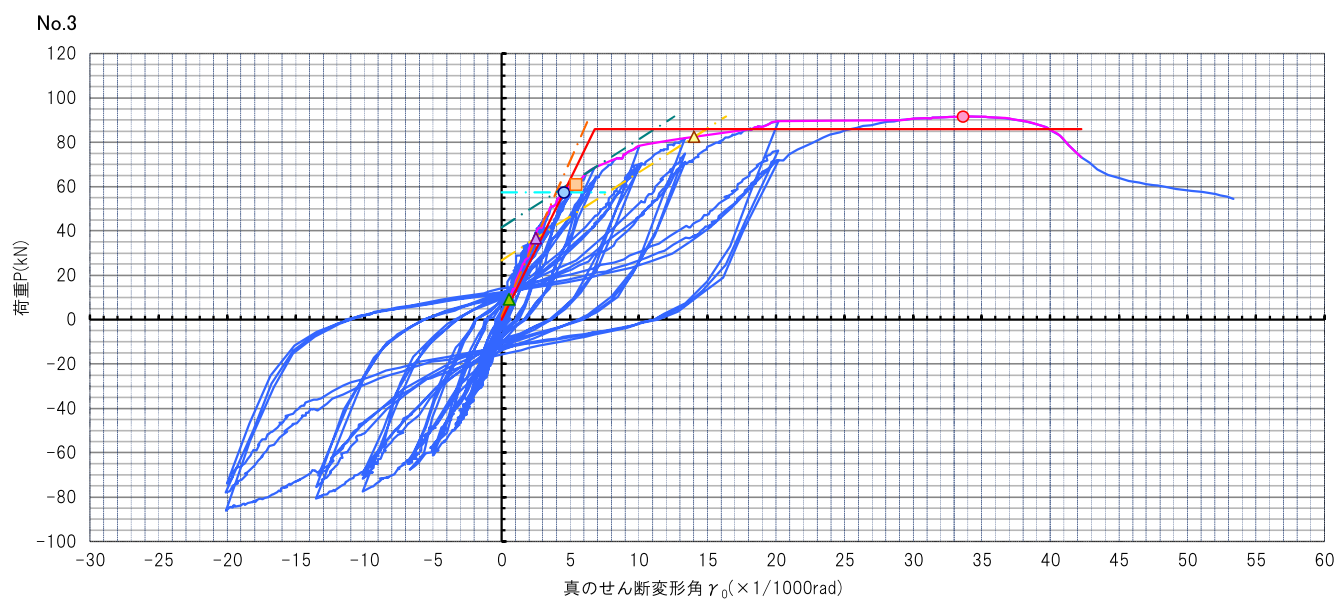
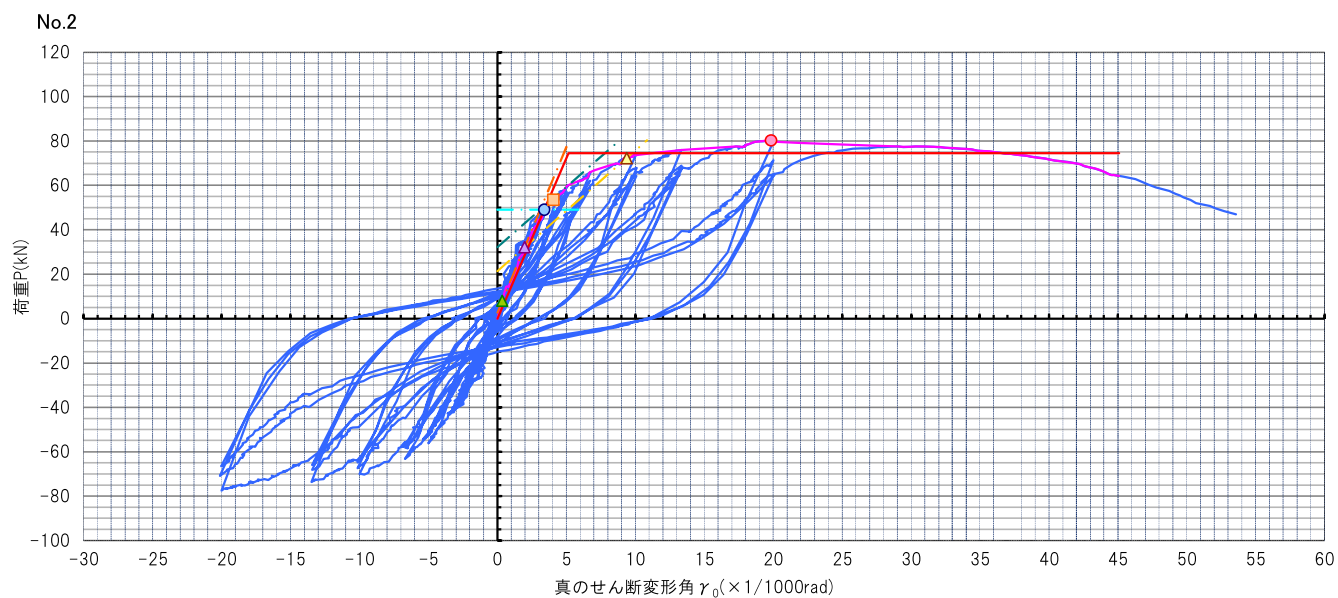
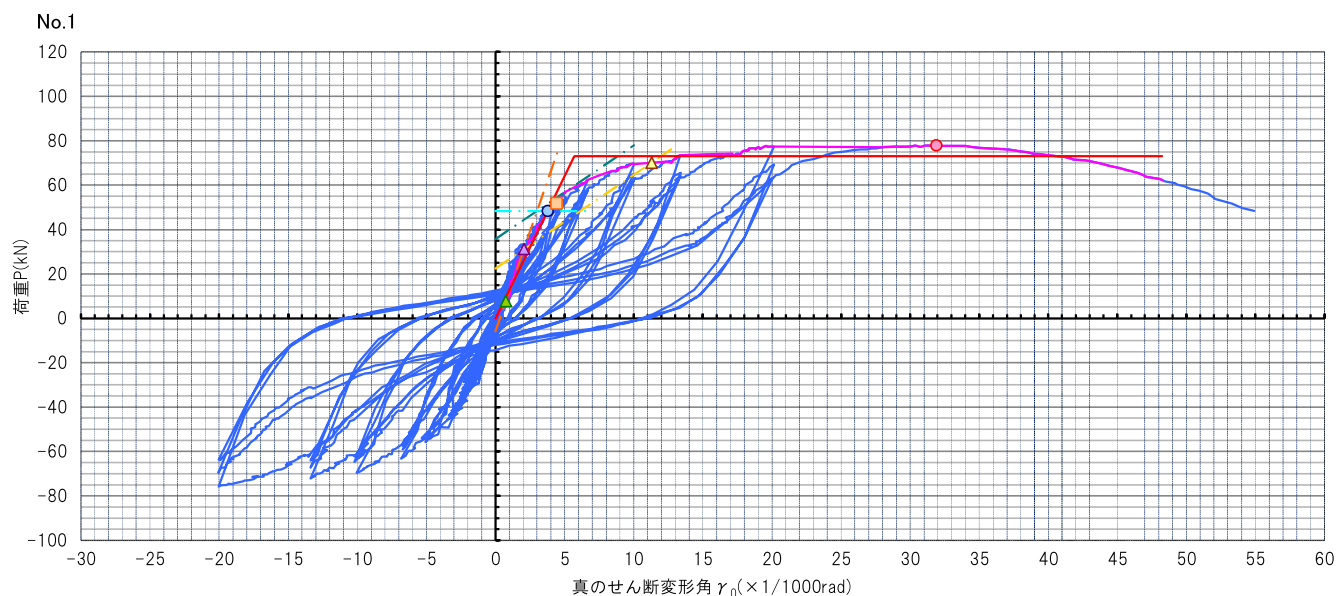


図-8 P- γ_0 曲線の包絡線 (試験体相互の比較)

5 荷重-変形角曲線



— 計測値 — 包絡線 — 第1線 — 第2線 — 第3線 — 第4線 — 完全弾塑性
▲ 0.1Pmax ▲ 0.4Pmax ▲ 0.9Pmax ● P_y ■ 2/3Pmax ○ Pmax

図-9 No. 1~No. 3 荷重-変形角曲線 一覧

6 破壊状況 写真

1-1



試験終了後全体

1-2



右面材オモテ側 面材くぎの引抜け

1-3



オモテ側面材継手部 面材くぎの引抜け

1-4



ウラ側面材継手部 面材くぎの引抜け

1-5



ウラ側面材継手部 面材くぎの引抜け

1-6



ウラ側面材継手部 面材くぎの引抜け

写真-1 No.1破壊状況 一覧

2-1



試験終了後全体

2-2



オモテ側面材継手部 面材くぎの引抜け

2-3



オモテ側面材継手部 面材くぎの引抜け

2-4



ウラ側面材継手部 面材くぎの引抜け

2-5



ウラ側面材継手部 面材くぎの引抜け

2-6



ウラ側面材継手部 面材くぎの引抜け

写真-2 No. 2破壊状況 一覧

3-1



試験終了後全体

3-2



右面材オモテ側 面材くぎ頭のパンチングアウト

3-3



オモテ側面材継手部 面材くぎ頭のパンチングアウト

3-4



ウラ側面材継手部 面材くぎの引抜け

3-5



ウラ側面材継手部 面材くぎの引抜け

3-6



ウラ側面材継手部 面材くぎの引抜け

写真-3 No. 3破壊状況 一覧

4.6 実大実験結果の解析的検討

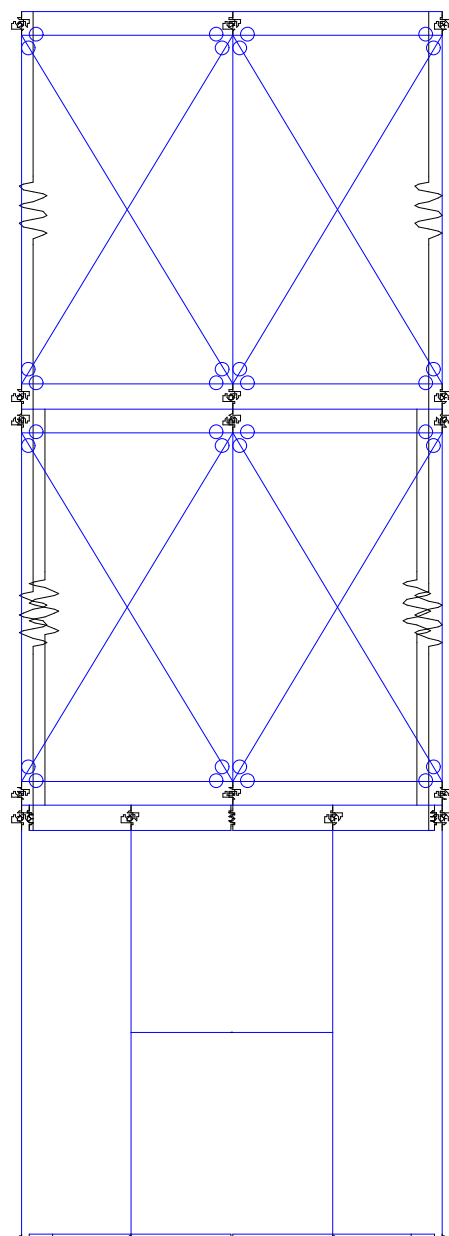
4.6.1 事前解析

(1) 目的

実大実験を実施する3層構面の性能を予測するために事前解析を実施し、治具や試験体の接合部仕様、入力変位分布等を検討した。

(2) 解析モデル

図4.6-1に解析モデル図を示す。解析にはSNAP Ver.8（株式会社構造システム）を使用し、静的荷重増分解析を行った。本解析では、鉛直荷重は考慮していない。以下に各部材のモデル化詳細を示す。



4.6-1

図 4.6-1 解析モデル図

① CLT パネル

CLT パネルは、CLT マニュアル記載のいわゆる壁エレメントモデル（壁パネル幅に相当する長さを有する上下の剛要素と、それらを繋ぐ、壁パネル高さに相当する長さを有する梁要素により構成されるモデル）によってモデル化し、梁要素の軸剛性 EA 、曲げ剛性 EI 、せん断剛性 GA は CLT S90A 5-5 1750×3140 (t=150mm) 相当の値を入力した。

② CLT 壁脚圧縮接合部

CLT 脚部の両端および中央に基礎との圧縮接合部として圧縮ばねを設けた。圧縮ばねの剛性は文献¹⁾を参考に、断面積にヤング係数を乗じて 290 で除した値、降伏荷重は端部断面積に圧縮基準強度を乗じた値、降伏後剛性は初期剛性の 1/1000 とした。

両端ばねは壁断面積の 1/4、中央は 1/2 に相当する面積とした。

③ CLT 壁頭圧縮接合部

CLT 頭部の両端および中央に横架材との圧縮接合部として圧縮ばねを設けた。壁頭側圧縮ばねの剛性は、端部断面積に 2 階横架材の繊維直交方向のヤング係数を乗じ、横架材せいで除した値、降伏荷重は端部断面積に 2 階床梁のめり込み剛性を乗じた値、降伏後剛性は初期剛性の 1/8 とした。表 4.6-1 に CLT 壁頭壁脚圧縮ばねの設定値を、図 4.6-2 にそれらの骨格曲線を示す。

表 4.6-1 CLT 壁頭壁脚圧縮ばね設定値

箇所	弾性係数 E N/mm ²	CLT 厚 t mm	負担幅 d mm	負担面積 A mm ²	横架材せい L mm	圧縮剛性 K kN/mm	圧縮強度 F_c N/mm ²	終局耐力 P_u kN	剛性低下率 α
② CLT 壁脚端部	5400	150	438	65625	—	1222	12.42	815	0.001
② CLT 壁脚中央	5400		875	131250	—	2444	12.42	1630	0.001
③ CLT 壁頭端部	350		438	65625	360	64	7.8	512	0.125
③ CLT 壁頭中央	350		875	131250	360	128	7.8	1024	0.125

¹⁾ 福本 晃治, 五十田 博 : CLT を鉄骨造の耐震要素として用いたハイブリッド構造の接合部における支圧力の伝達に関する検討, 日本建築学会構造系論文集 第 86 巻 第 788 号, 1440-1451, 2021 年 10 月 J. Struct. Constr. Eng., AIJ, Vol. 86, No. 788, 1440-1451, October, 2021 DOI <https://doi.org/10.3130/aijs.86.1440>

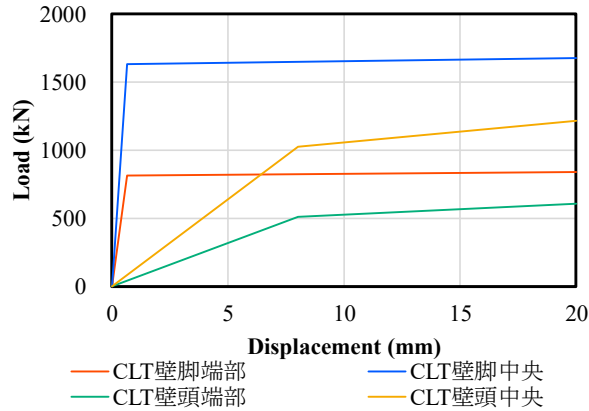


図 4.6-2 CLT 壁頭壁脚圧縮ばね骨格曲線

④ CLT 壁脚引張接合部

CLT 壁脚引張接合部は、接合部の必要性能把握のため弾性に設定し、ドリフトピン 1 本あたりの初期剛性を文献²⁾にある以下の式で算出した。

$$k_{js} = 1 / \left(\frac{L_1}{2} + H \right)$$

$$L_1 = \frac{\lambda_1}{S_1} \cdot \frac{\cosh(\lambda_1 \alpha) + \cos(\lambda_1 \alpha)}{\sinh(\lambda_1 \alpha) + \sin(\lambda_1 \alpha)}$$

$$\lambda_1 = \left(\frac{S_1}{4E_s I} \right)^{1/4}$$

$$H = \frac{\lambda_1}{S_1} \cdot \frac{1}{\sinh(\lambda_1 \alpha) + \sin(\lambda_1 \alpha)}$$

$$S_1 = kd$$

$$k_0 = E_0 / (31.6 + 10.9d)$$

$$k_{90} = k_0 / 3.4$$

ここで、

E_s : ドリフトピンのヤング係数(=205000N/mm²)

I : ドリフトピンの断面二次モーメント

α : スリット厚を除いた主材厚

S_1 : 単位長さあたりのドリフトピンの主材に対するめり込み剛性

k : 主材のめり込み剛性 (k_0 : 繊維平行方向、 k_{90} : 繊維直交方向)

²⁾ 木質構造設計規準・同解説(2006)、一般社団法人日本建築学会、2006年12月

さらに、文献³⁾にある次式でクリアランス分を低減したドリフトピン 1 本あたりの剛性を求めた。

$$k_{js}' = \frac{p_y}{\frac{d_0}{2} + \frac{p_y}{k_{js}}}$$
$$p_y = \min \left\{ 1, \sqrt{2 + \frac{8}{3}\gamma \left(\frac{d}{\alpha}\right)^2} - 1, \frac{d}{\alpha} \sqrt{\frac{8}{3}\gamma} \right\}$$

ここで、

d_0 : 鋼板のクリアランス

p_y : ドリフトピン 1 本あたりの降伏耐力=33.92

γ : 接合具の基準材料強度と主材の基準材料強度の比 (=235/19.4)

上式より $k_{js}=95.65(\text{N/mm})$, $k_{js}'=41.98(\text{N/mm})$ が求まり、本数倍($\times 18$)をしてドリフトピン接合部の圧縮・引張剛性を 755.7kN/mm とした。

⑤ CLT 壁頭引張接合部

CLT 壁頭引張接合部は鋼板挿入ドリフトピン接合であり、簡単のため接合部における変形は考慮しない。

⑥ CLT 壁脚せん断接合部

CLT 壁脚せん断接合部は、令和 6 年度事業と同様の鋼板挿入ドリフトピン接合を想定し、CLT の摩擦等を考慮し剛と仮定して弾性ばねとして設定し、せん断剛性を 200kN/mm とした。

⑦ CLT 壁頭せん断接合部

CLT 壁頭せん断ばねは、令和 6 年度事業と同様のほぞパイプによる接合部を想定し、剛性は 107.28kN/mm 、降伏耐力は 202.32kN とした。なお、当該箇所の降伏は生じないと仮定し、モデルは弾性とした。

³⁾ 木質構造設計規準・同解説(2006)、一般社団法人日本建築学会、2006 年 12 月

⑧ CLT 間連結金物

CLT パネル間の連結金物による抵抗を再現するため、梁要素の midpoint から連結部位置に向けて剛要素をそれぞれ設け、それらを結ぶせん断ばね要素を配置した。連結金物は χ マーク金物 (SP) 8 枚を想定し、CLT マニュアルから、剛性を 80kN/mm、耐力を 440kN/mm とした。図 4.6-3 に CLT 壁頭壁脚せん断ばね・CLT 間せん断ばねの骨格曲線を示す。

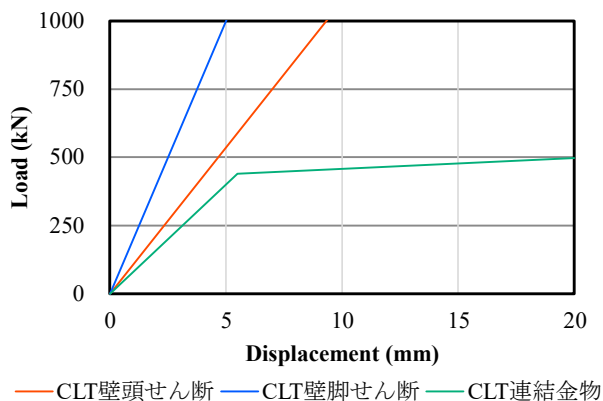


図 4.6-3 CLT 壁頭壁脚せん断ばね・CLT 間せん断ばね骨格曲線

⑨ 2、3 層耐力壁

2、3 層耐力壁は、令和 6 年度事業における 20 倍想定、15 倍想定 of 耐力壁の試験結果の骨格曲線をトレースするモデルとした。

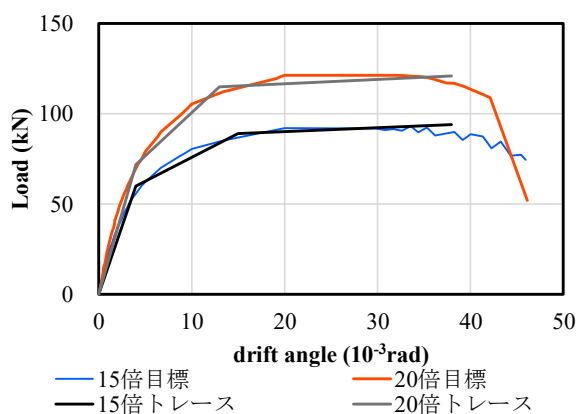


図 4.6-4 2、3 層耐力壁骨格曲線

⑩ 2、3 層タイダウン金物

タイダウン金物 ($\phi 23$ 、C 種 1 号、 $A=404\text{mm}^2$ 、 $T_y=449\text{kN}$) は、引張力のみ負担する弾性ばねモデルに置換した。剛性は鋼材のヤング係数に断面積を乗じ、ロッド長さで除した値 (2 層: 21.00kN/mm、3 層: 24.34kN/mm) とした。

⑪ 柱頭柱脚接合部

柱の柱頭柱脚は、引抜き抵抗がないものとして、圧縮力のみを伝達し、ずれ止めため剛のせん断ばねを配置した。

表 4.6-2 柱頭柱脚圧縮ばね設定値

箇所	弾性係数 E N/mm ²	柱幅 t mm	柱せい d mm	柱面積 A mm ²	横架材せい L mm	圧縮剛性 K kN/mm	圧縮強度 F_c N/mm ²	終局耐力 P_u kN	剛性低下率 α
⑪ 2層端部たて枠-上下枠めり込み	400	170	140	23800	38	250.5	9	214.2	0.125
⑪ 2層補強たて枠-上下枠めり込み	400	89	140	12460	38	114.8	9	112.1	0.125
⑪ 3層端部たて枠-上下枠めり込み	400	140	140	19500	38	206.3	9	176.4	0.125
⑪ CLT添柱頭部-2層横架材めり込み	350	140	140	19500	360	19.1	7.8	152.9	0.125

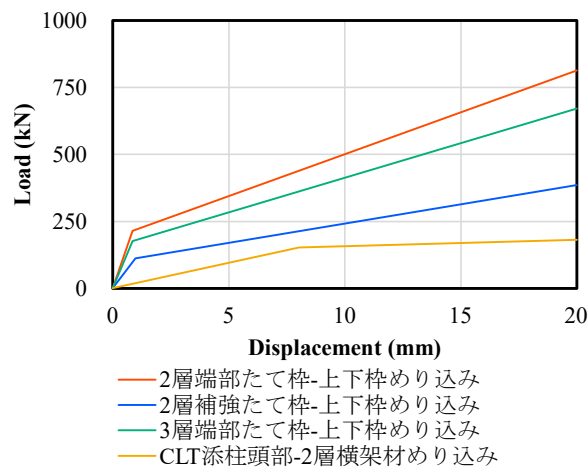


図 4.6-5 柱頭柱脚圧縮ばね骨格曲線

⑫ 横架材

横架材は弾性梁要素としてモデル化し、横架材の弾性係数および断面に応じた値を入力した。

(3) 解析結果

図 4.6-6 に解析結果および実験結果の荷重変形角関係を、2 層 1/30rad 時のモーメント図、軸力図を図 4.6-7、図 4.6-8 に示す。荷重変形角関係は 1 層において概ね一致しているが、2 層および 3 層では解析結果の方がやや剛性が過大な結果となった。

図 4.6-7、図 4.6-8 から、各部材に生じている応力に対して終局耐力が上回るように仕様を決定した。

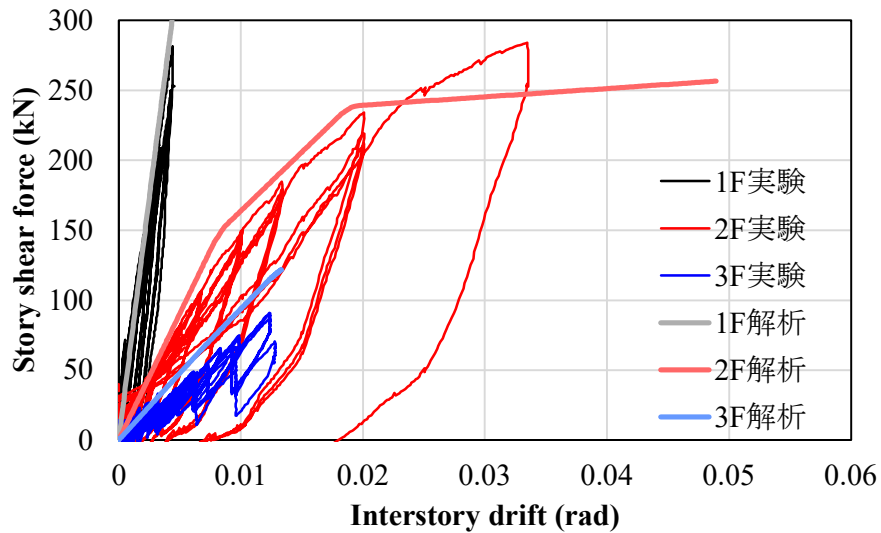


図 4.6-6 事前解析と実験結果の層せん断力—みかけの層間変形角関係

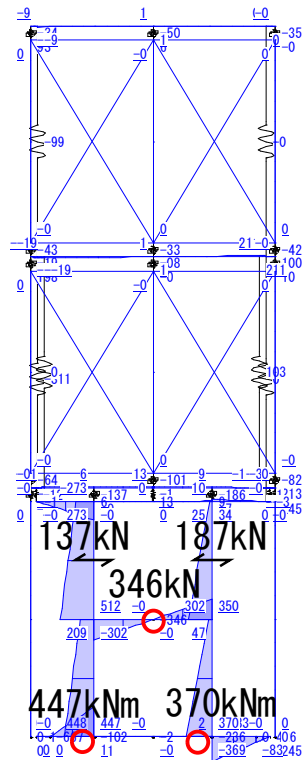


図 4.6-7 事前解析 2層 1/30rad 時 モーメント図

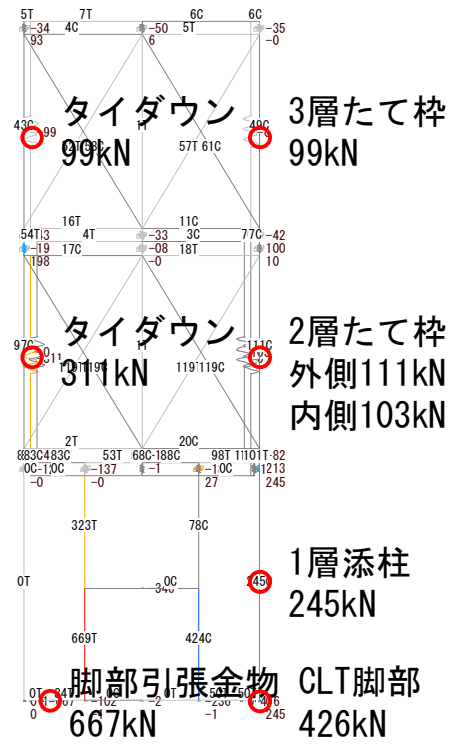


図 4.6-8 事前解析 2層 1/30rad 時 軸力図

4.6.2 材料試験結果を考慮した事後解析

(1) 解析概要

試験後に実施した材料試験結果を用いて事後解析を行った。CLTの弾性係数および圧縮強度は、4.4節における高さ500mmの試験体の圧縮試験結果の平均値とした。

CLT脚部引張金物は、試験結果をトレースする弾性モデルとした。CLT頭部引張金物の剛性は、試験結果における $0.4P_{max}$ 時と $0.1P_{max}$ 時の2点の傾きから算出した初期剛性の平均値147.7kN/mmとした。これをタイダウン金物との直列ばねと考え、2層引張ばねの剛性を低減した。変更したパラメータは表4.6-3、表4.6-4、図4.6-9に示す通りである。

表 4.6-3 CLT 壁頭壁脚圧縮ばね設定値（変更箇所赤字）

箇所	弾性係数 E N/mm ²	CLT 厚 t mm	負担幅 d mm	負担面積 A mm ²	横架材せい L mm	圧縮剛性 K kN/mm	圧縮強度 F_c N/mm ²	終局耐力 P_u kN	剛性低下率 α
② CLT 壁脚端部	7112	150	438	65625	—	1609	28.77	563.9	0.001
② CLT 壁脚中央	7112	150	875	131250	—	3219	28.77	563.9	0.001

表 4.6-4 CLT 壁脚、2層タイダウン引張ばね設定値（変更箇所赤字）

箇所	初期滑り d mm	引張剛性 K kN/mm
① CLT 壁脚引張金物	0.5	1800
① CLT 壁頭引張金物	0	18.40

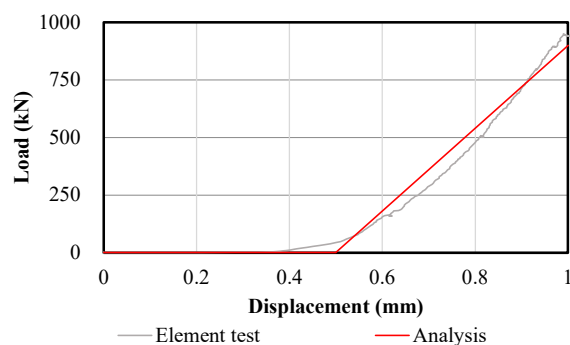


図 4.6-9 CLT 壁頭壁脚引張ばね骨格曲線

(2) 解析結果

に、事後解析の解析結果および実験結果の荷重変形角関係を示す。2層の剛性が事前解析時より低下し、実験結果に近づいた。3層は依然解析の剛性が高いが、これは4.3節で述べた通り、3層の見かけの剛性は下層の曲げ変形に大きな影響を受けるためであり、各層の荷重分布による影響を考慮する必要がある。

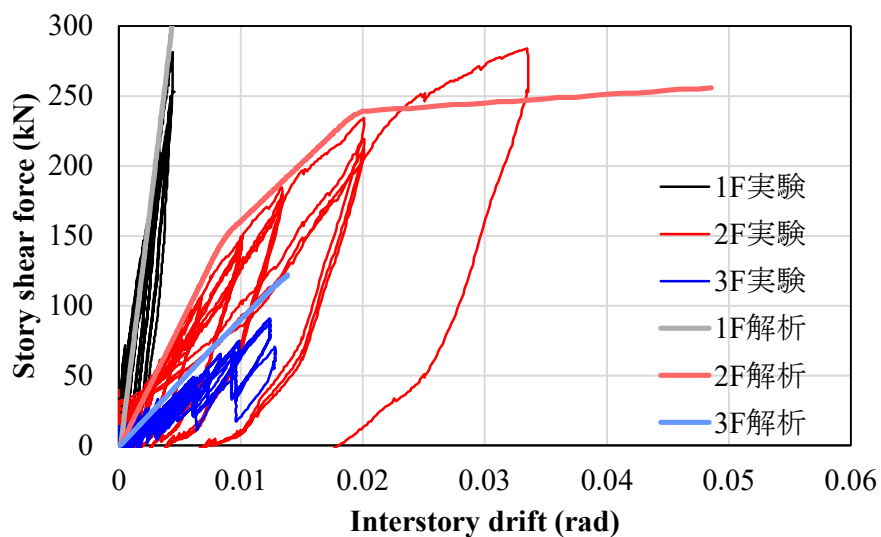


図 4.6-10 事後解析と実験結果の層せん断力—みかけの層間変形角関係

4.6.3 まとめ

実大実験を実施する3層構面の性能を予測するために事前解析を実施し、その後、材料試験結果を用いて実験結果を追跡するための事後解析を実施した。得られた知見を以下に示す。

- ・事前解析では、実験結果と比較して1層の見かけの剛性を精度よく評価できたが、2層および3層の見かけの剛性は、解析結果が実験値をやや過大評価する結果となった。

- ・事後解析では、1層の壁頭・壁脚引張金物の試験結果を反映することで、事前解析よりも2層の見かけの剛性の評価精度が向上した。さらなる追跡精度の向上には、各層の荷重分布を考慮する必要がある。

5 反曲点高さ比に関する解析的検討

5.1 目的

CLT+2x4 の立面混構造の試設計において、一貫計算プログラムによる設計を行う上で、引張金物に生じる引抜力を算定する際に必要な反曲点高さ比を解析的に求める。

5.2 解析条件

5.2.1 解析モデル概要

図 5.2-1 に示す解析モデルを基本モデルとする。基本モデルの概要を以下に示す。

- ・ 層高さ：1F：3500mm、2～4F：3300mm
- ・ スパン：2P（1820mm）を基本とする。
- ・ 2x4 の耐力壁：ブレース置換によるモデル化とし、図 5.2-2 および表 5.2.1-1 に示す、令和 6 年度耐力壁試験をトレースするトリリニア型の復元力特性を設定した。
- ・ CLT の耐力壁：上下端および中央部に圧縮ばねを考慮したエ型モデルとした。
(S90-5-5、t=150mm)
- ・ 引張接合部：全層において耐力壁自体に引張接合部は設けず、タイダウン金物による接合とし、 $\phi 23$ の PC 鋼棒相当の引張剛性を考慮 ($K=25.8\text{kN/mm}$)。
- ・ 柱頭柱脚：めり込みばねを考慮し、横架材せいに応じた値とする。
(140 角柱-上下桷材取り合い： $K=206\text{kN/mm}$ 、横架材取り合い： $K=140\sim 200\text{kN/mm}$ 程度)
- ・ 横架材：曲げ・せん断剛性を考慮する (2F： $E=10500\text{N/mm}^2$ 、 $G=700\text{N/mm}^2$ 、3-4F： $E=12000\text{N/mm}^2$ 、 $G=800\text{N/mm}^2$)。
- ・ 鉛直荷重：考慮しない。
- ・ 応力条件： $C_0=0.2$ 時、 Q_u 時（ここでは、いずれかの層の全耐力壁が P_u に到達したときと定義した）
- ・ 柱材：圧縮力のみ考慮する。
- ・ P- Δ 効果：考慮しない。

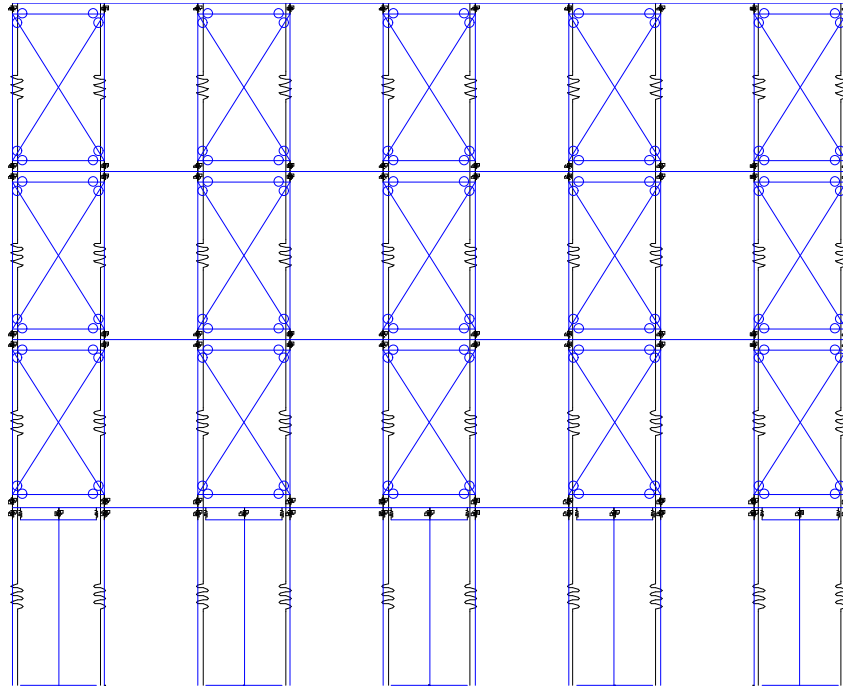


図 5.2-1 基本モデル図

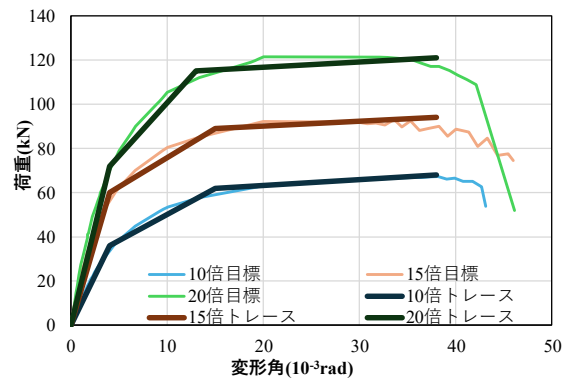


図 5.2-2 2x4 耐力壁の復元力特性

表 5.2.1-1 2x4 耐力壁の剛性・耐力

	k_1 kN/mm	P_y kN	k_2 kN/mm	P_u kN	k_3 kN/mm
10 倍	3.67	36	$0.27k_1$	62	$0.029k_1$
15 倍	6.12	60	$0.18k_1$	89	$0.014k_1$
20 倍	7.34	72	$0.27k_1$	115	$0.013k_1$

5.2.2 解析ケース

ここでは、横架材せいおよびスパンが反曲点高さ比に与える影響を検討した。パラメータは、表 5.2.2-1 のように設定した。

表 5.2.2-1 解析ケース一覧

項目	パラメータ
横架材せい (1F-2F-3F)	4F=76mm (斜め屋根想定) : 390-390-390 / 450-420-420 / 510-480-480 / 570-540-540 (mm) の 4 種類 4F=240mm (陸屋根想定) : 390-390-390 / 450-420-420 / 510-4480-480 / 570-540-540 (mm) の 4 種類
スパン	各位置 910 / 1820 / 3640 (mm) の 3 種類、計 12 種類

5.2.3 反曲点高さ比の計算方法

各層の反曲点高さ比は「枠組壁工法建築物設計の手引」で用いられる反曲点高さ比 β_1 と、見かけの反曲点高さ比 β_2 (ここで、 $\beta_2 = (T_d L)/(Qh)$) の 2 つの方法で算定する。図 5.2-3 に β_1 の算定方法を示す。

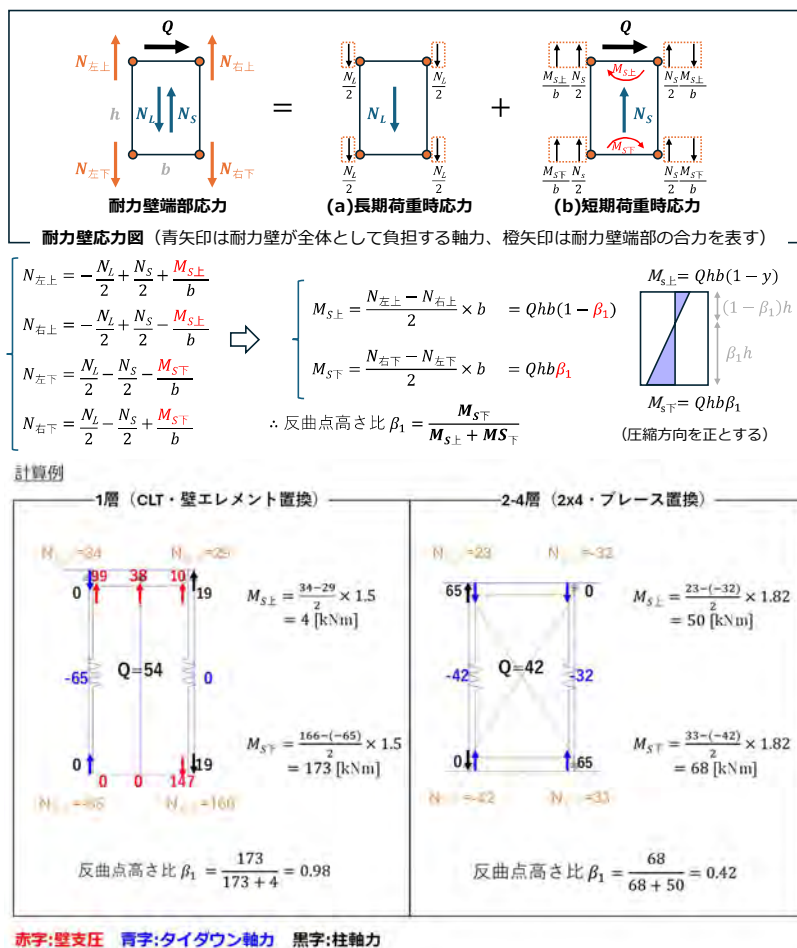


図 5.2-3 反曲点高さ比 β_1 の算定方法 「枠組壁工法建築物設計の手引」を基に作成

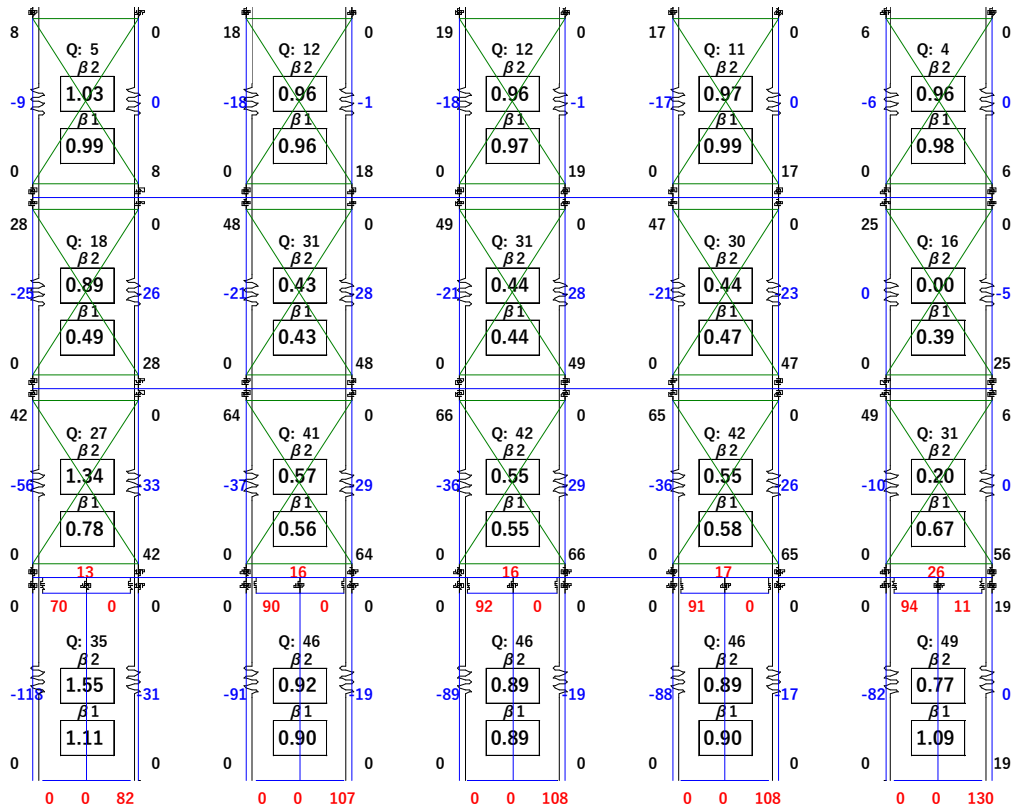
5.3 解析結果

5.3.1 横架材せいの影響

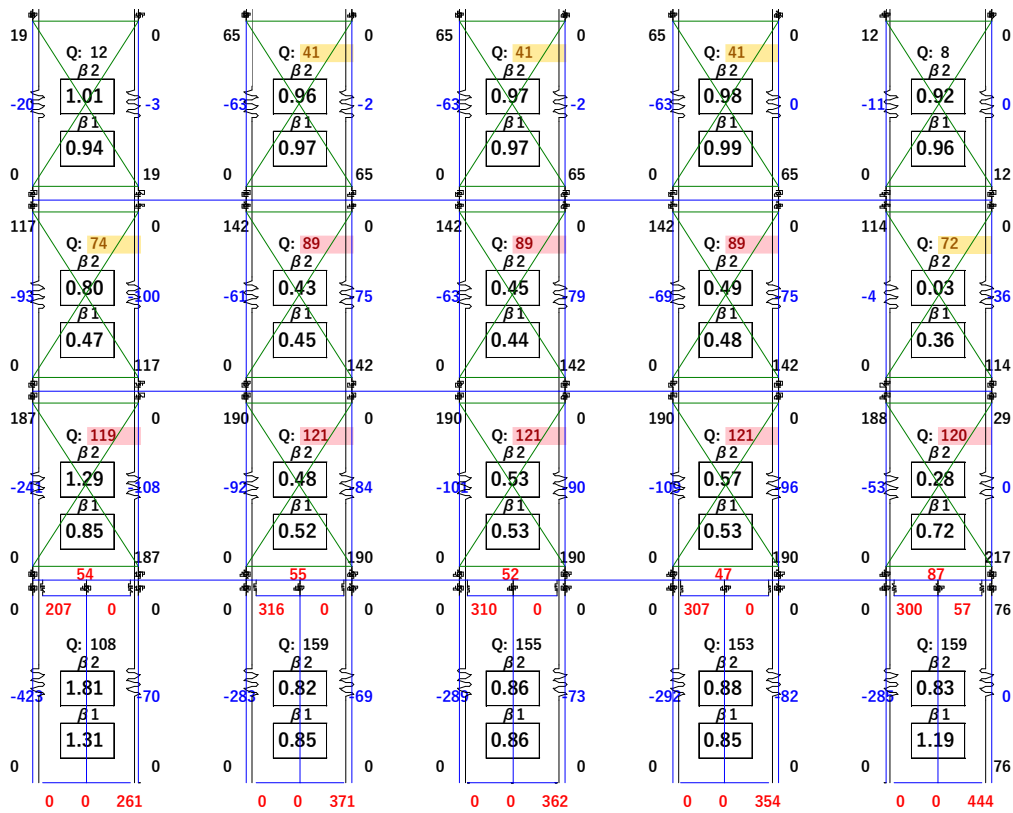
図 5.3-1 から図 5.3-8 に、スパンは基本モデルと同様とし、横架材せいを変更したモデルの応力図を示す。斜め屋根想定、陸屋根想定ともに横架材せい増大による曲げ戻し効果の増大によって、1 層および 2 層の引抜力が減少し、それに伴い 1 層、2 層の β_1 、 β_2 が減少していることが確認された。一方で、4 層については、横架材せいを 76mm または 240mm に固定しているため、下層横架材せいを増大させると、3 層横架材に対する剛比が低下することで β_1 、 β_2 が増大する傾向にあり、それは剛比の変化量が大きい陸屋根想定（4 層横架材せい 76mm）においてより顕著であった。

$C_0=0.2$ 時と Q_u 時を比較すると、架構内側においては、1 層と 2 層反曲点高さ比は減少する傾向にあり、3 層と 4 層では一定あるいはわずかに増加していた。架構端部は内側の耐力壁よりせん断力負担率が低く、特に陸屋根想定モデルの 4 層端部耐力壁では、 β_1 が負の値になるなど極端に小さくなった。 Q_u 時は内側の耐力壁が終局状態に達した影響で、 $C_0=0.2$ 時よりも 2 層と 3 層の端部耐力壁のせん断力負担率が高くなっており、その影響で 1 層の β_2 が増大したと考えられる。

横架材せいの変化による β_1 への影響は限定的であり、横架材せい 390-390-390 の場合を基準とした横架材せい 570-540-540 の場合の β_1 の比はそれぞれ 1 層 0.8~0.9、2 層 0.9、3 層 1.0、4 層 1.0（陸屋根想定）、1 層 0.8~0.9、2 層 0.9、3 層 1.1~1.2、4 層 1.5~1.7（斜め屋根想定）であった。横架材せいの変化による β_1 への影響が限定的であった原因として、柱—横架材間のめり込み剛性の低下が考えられる。すなわち、横架材せいの増大に伴う柱—横架材間のめり込み剛性の低下によって横架材の曲げ変形自体が抑制されたことで、期待されたほどの曲げ戻し効果が発揮されなかったことが推察される。

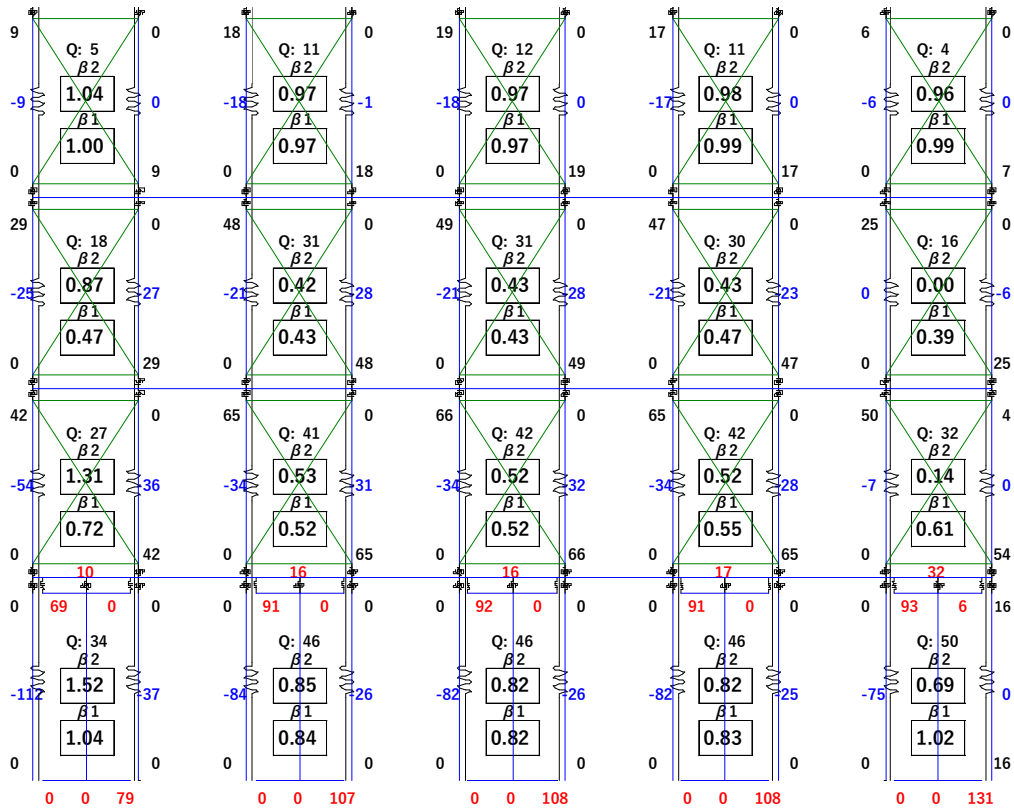


(1) $C_0=0.2$ 時

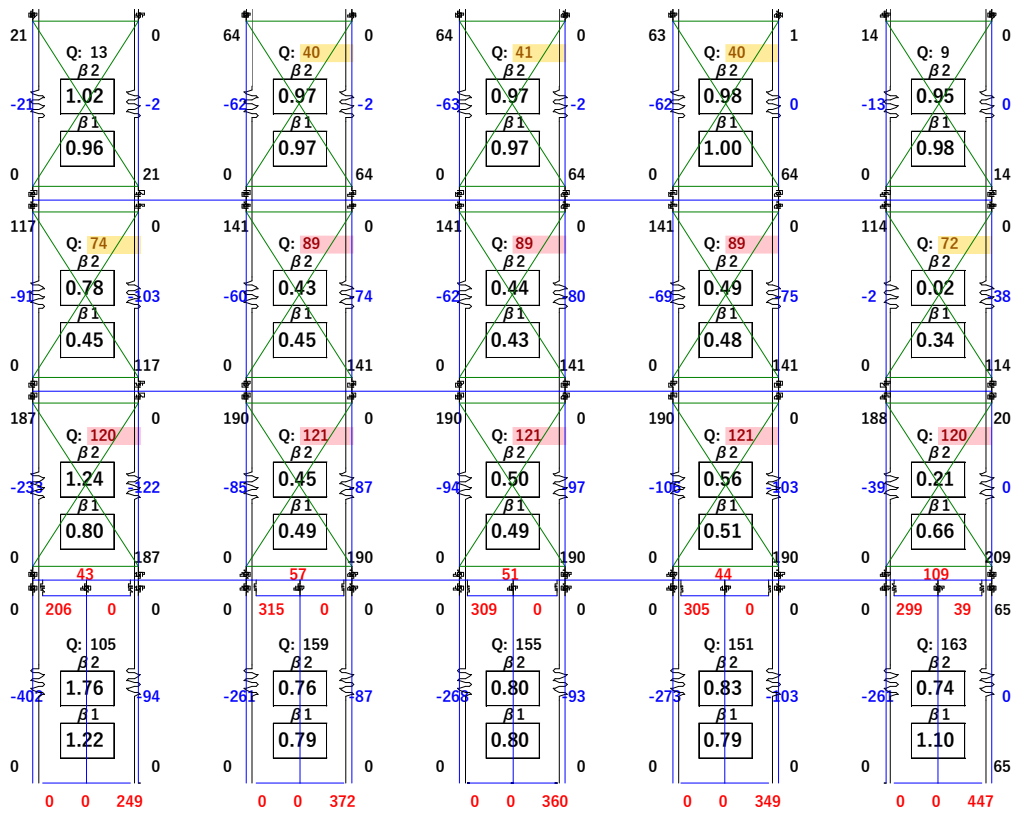


(2) Q_u 時

図 5.3-1 横架材せい変更モデル応力図 (390-390-390-76)

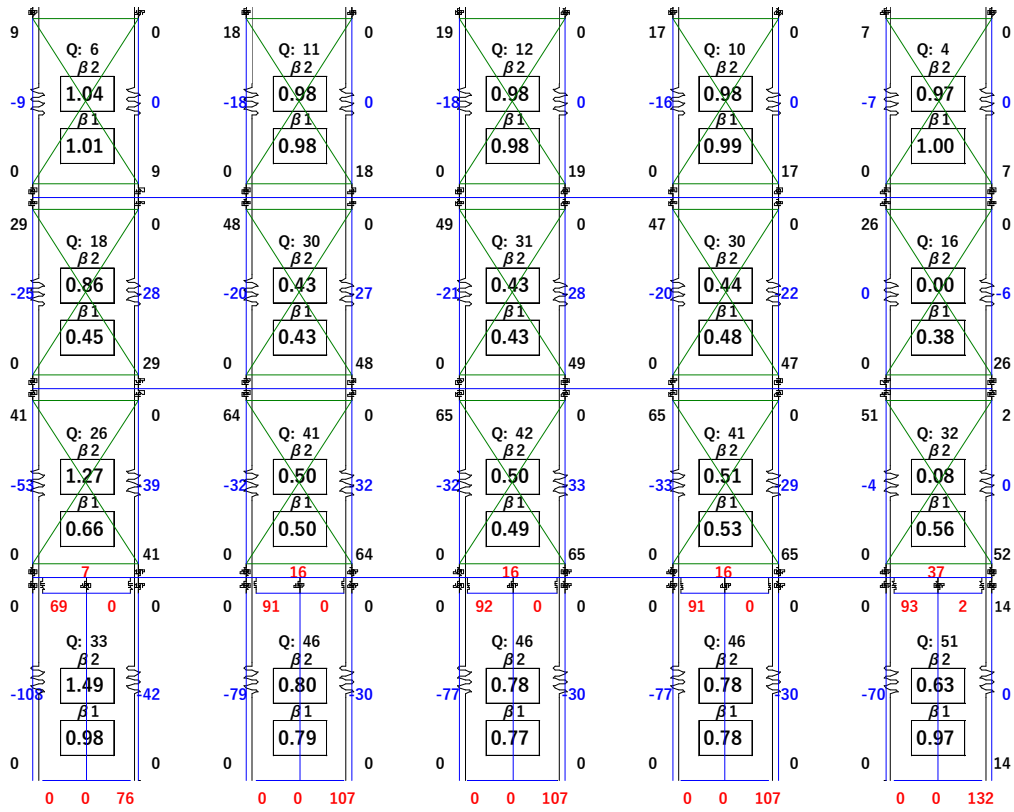


(1) $C_0=0.2$ 時

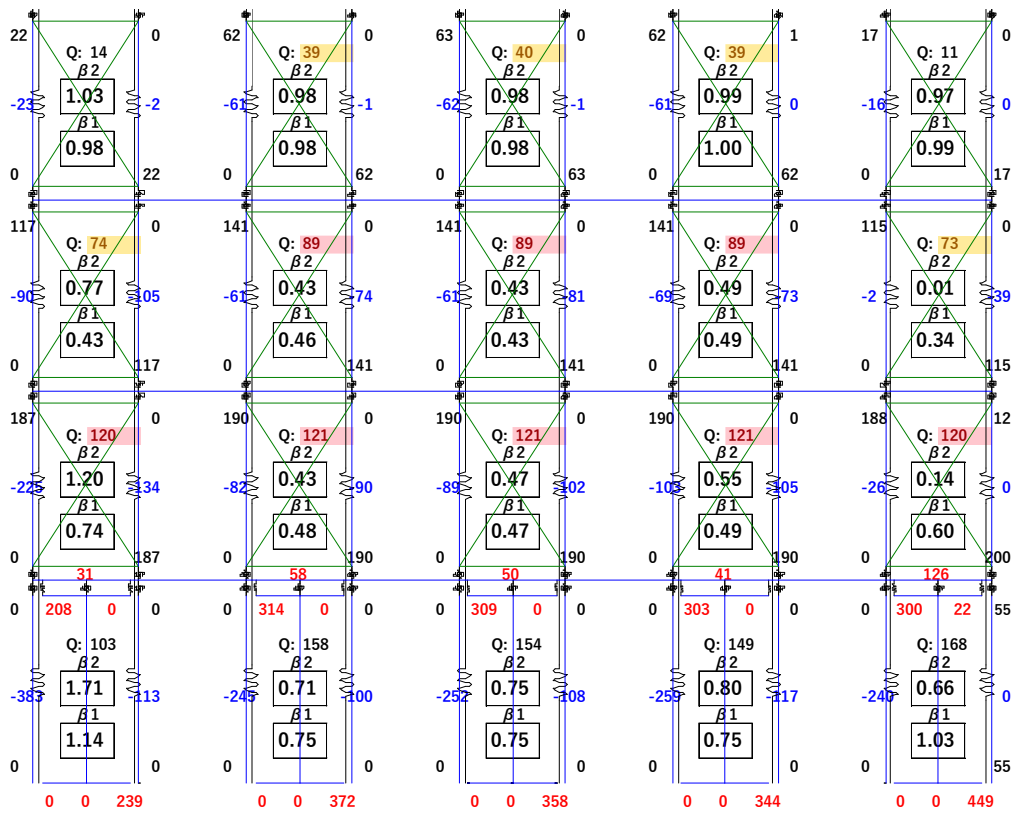


(2) Q_u 時

図 5.3-2 横架材せい変更モデル応力図 (450-420-420-76)

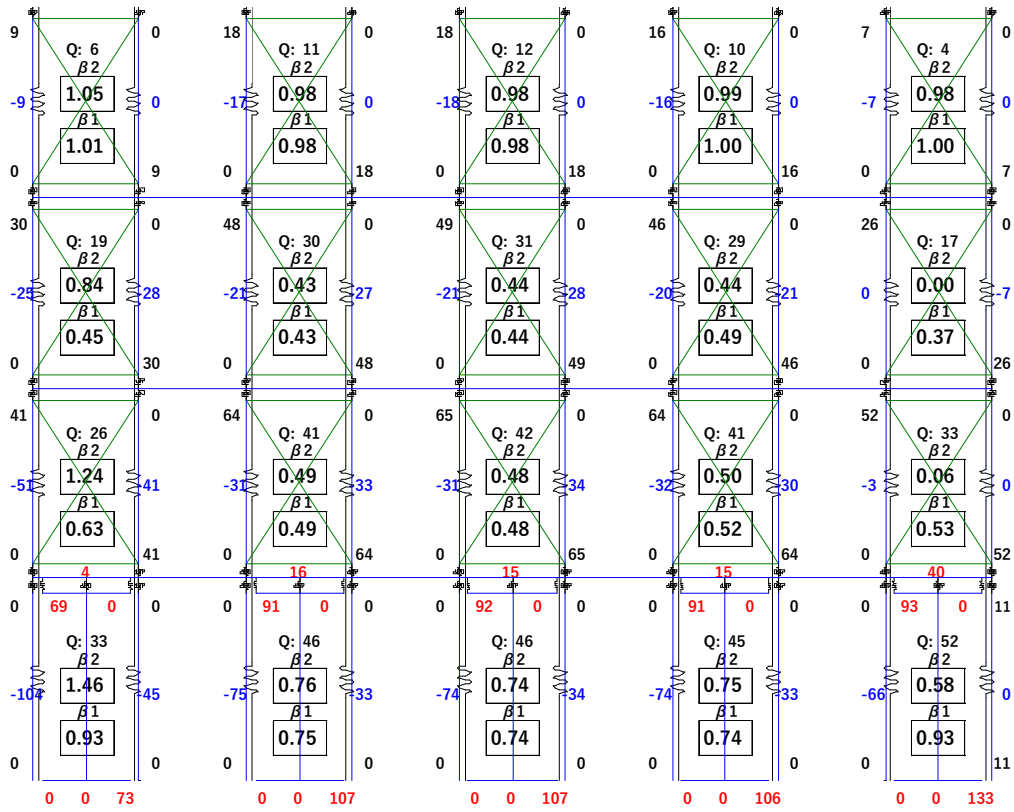


(1) $C_0=0.2$ 時

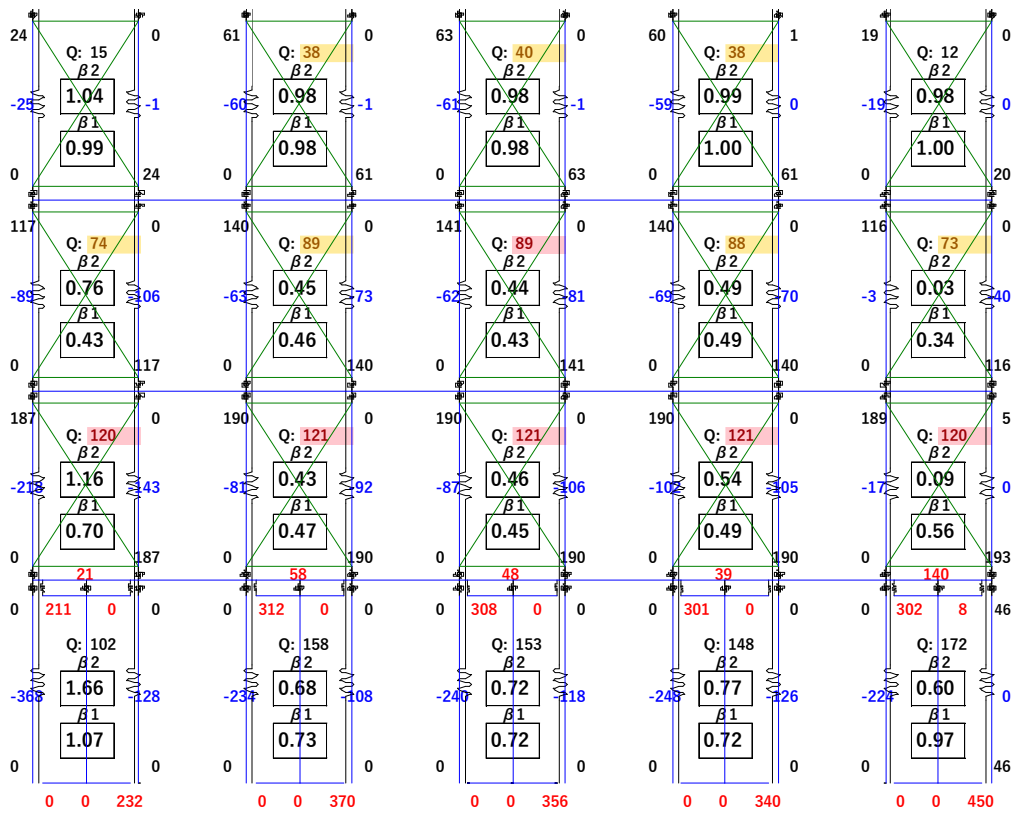


(2) Q_u 時

図 5.3-3 横架材せい変更モデル応力図 (510-480-480-76)

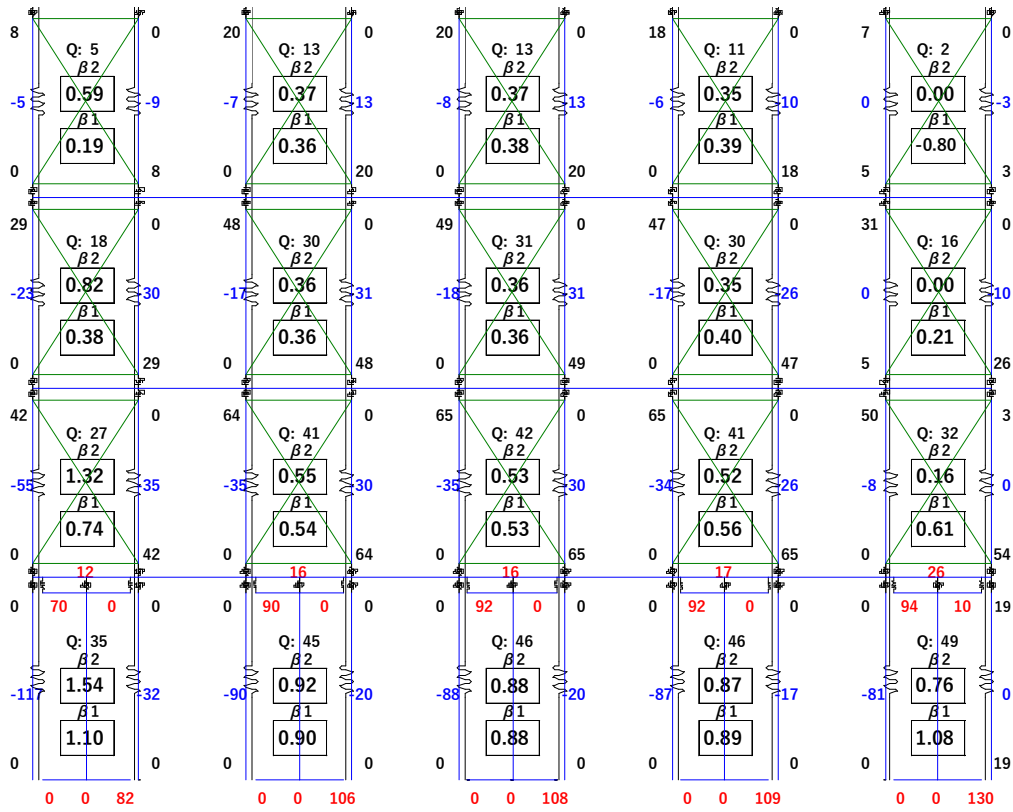


(1) $C_0=0.2$ 時

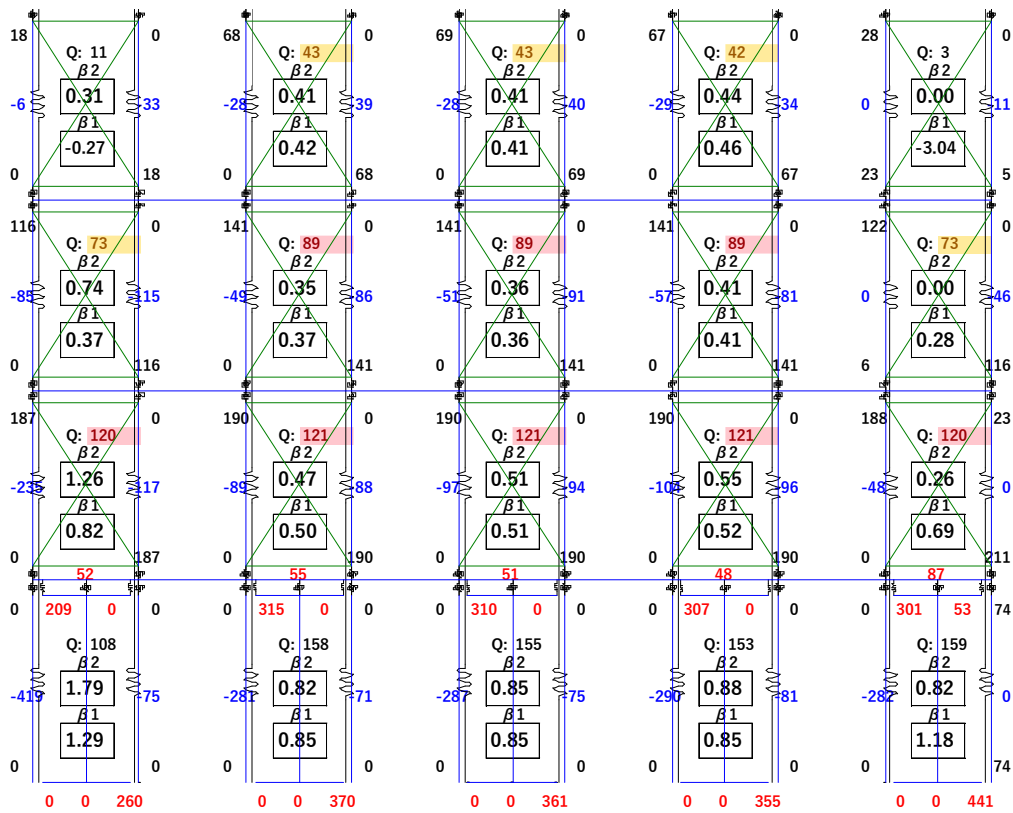


(2) Q_u 時

図 5.3-4 横架材せい変更モデル応力図 (570-540-540-76)

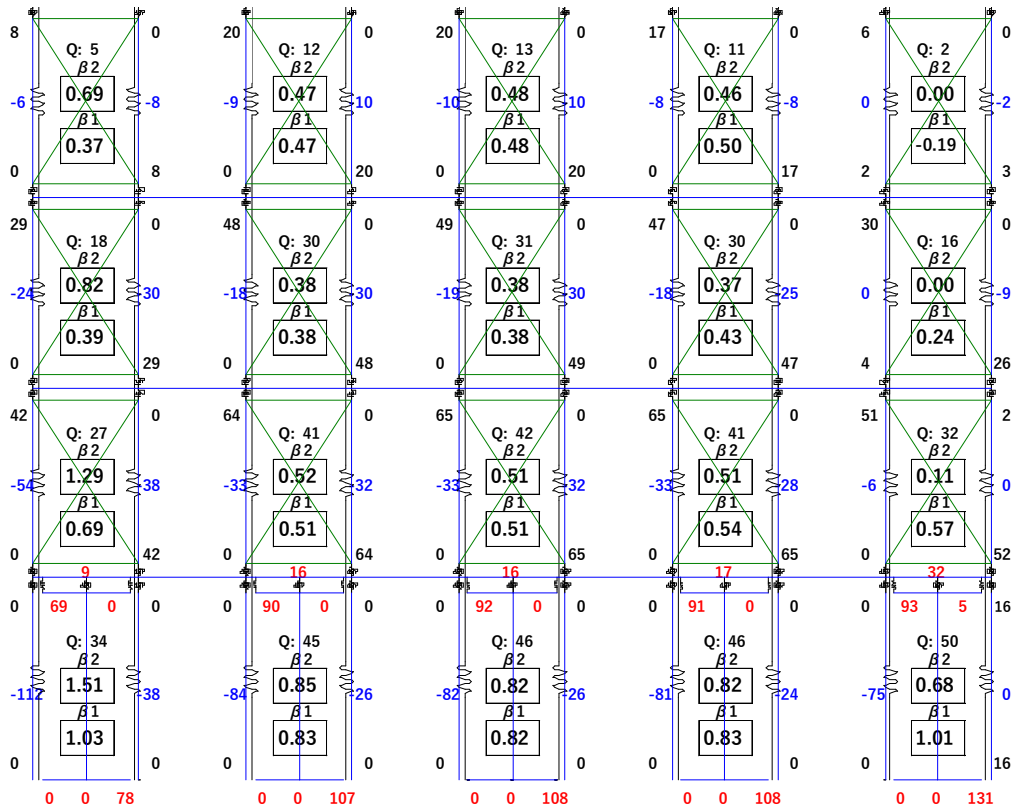


(1) $C_0=0.2$ 時

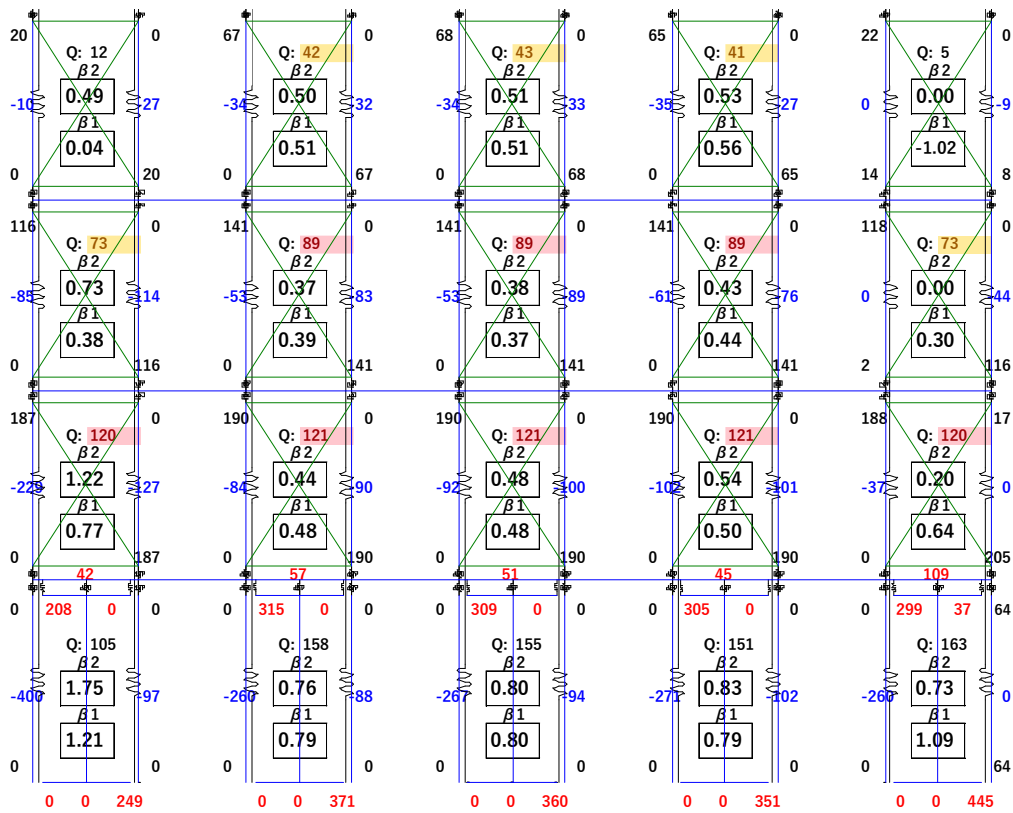


(2) Q_u 時

図 5.3-5 横架材せい変更モデル応力図 (390-390-390-240)

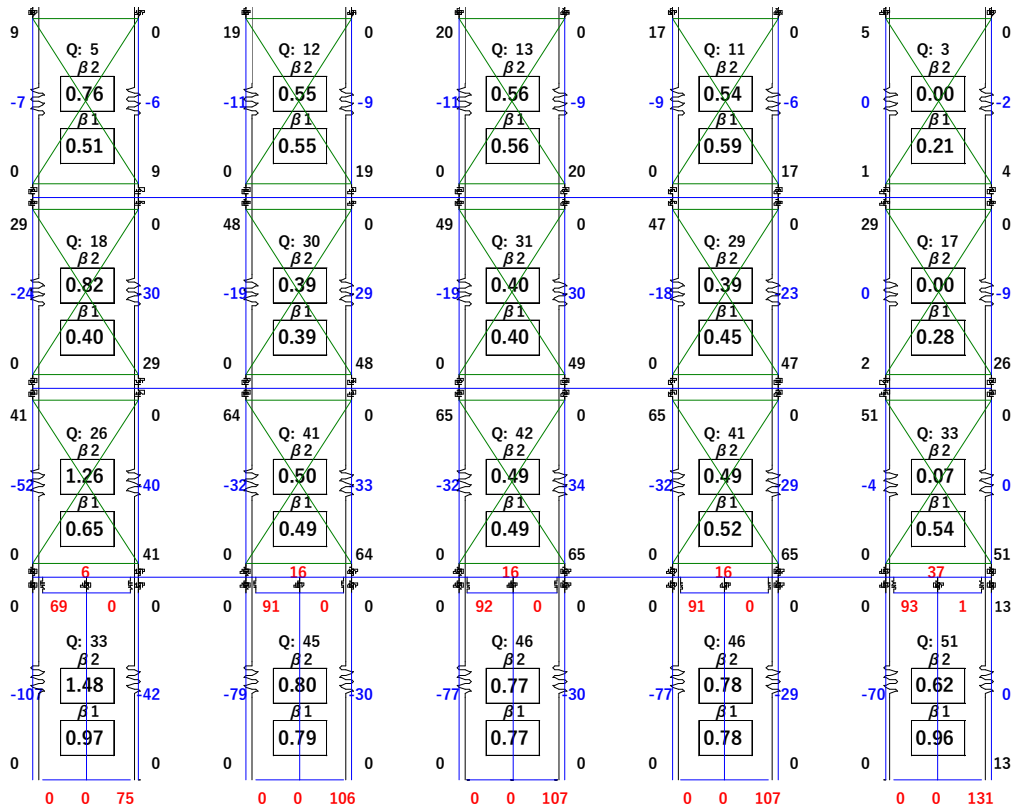


(1) $C_0=0.2$ 時

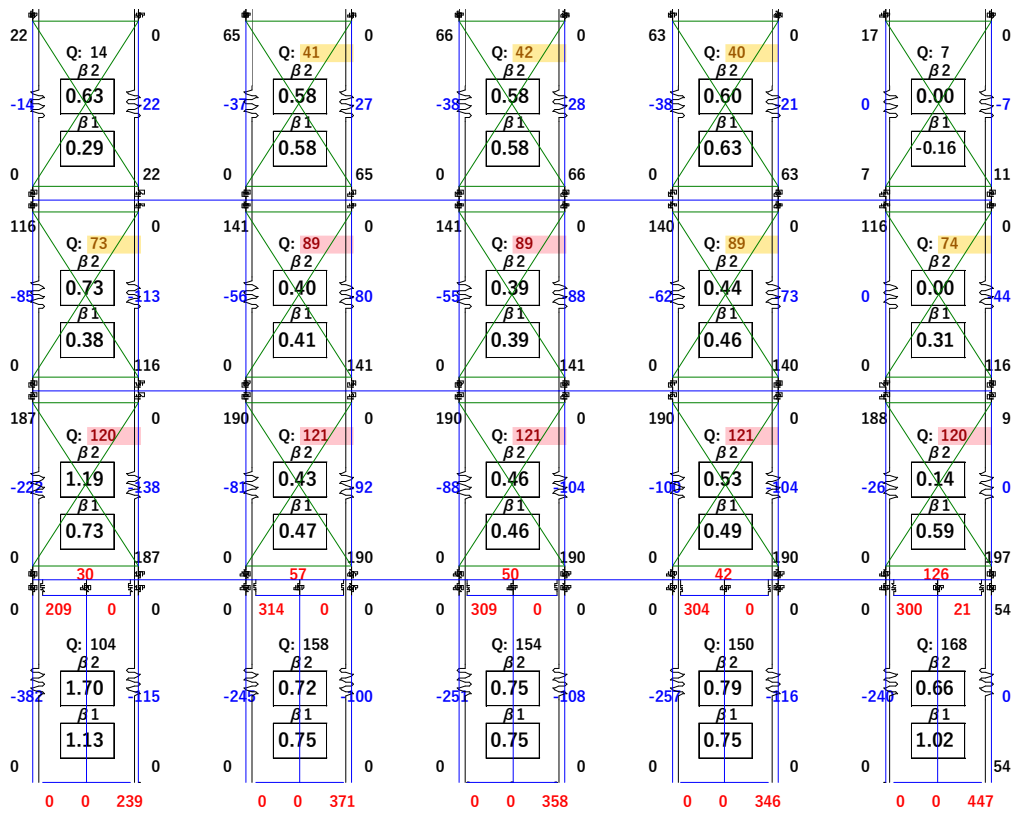


(2) Q_u 時

図 5.3-6 横架材せい変更モデル応力図 (450-420-420-240)

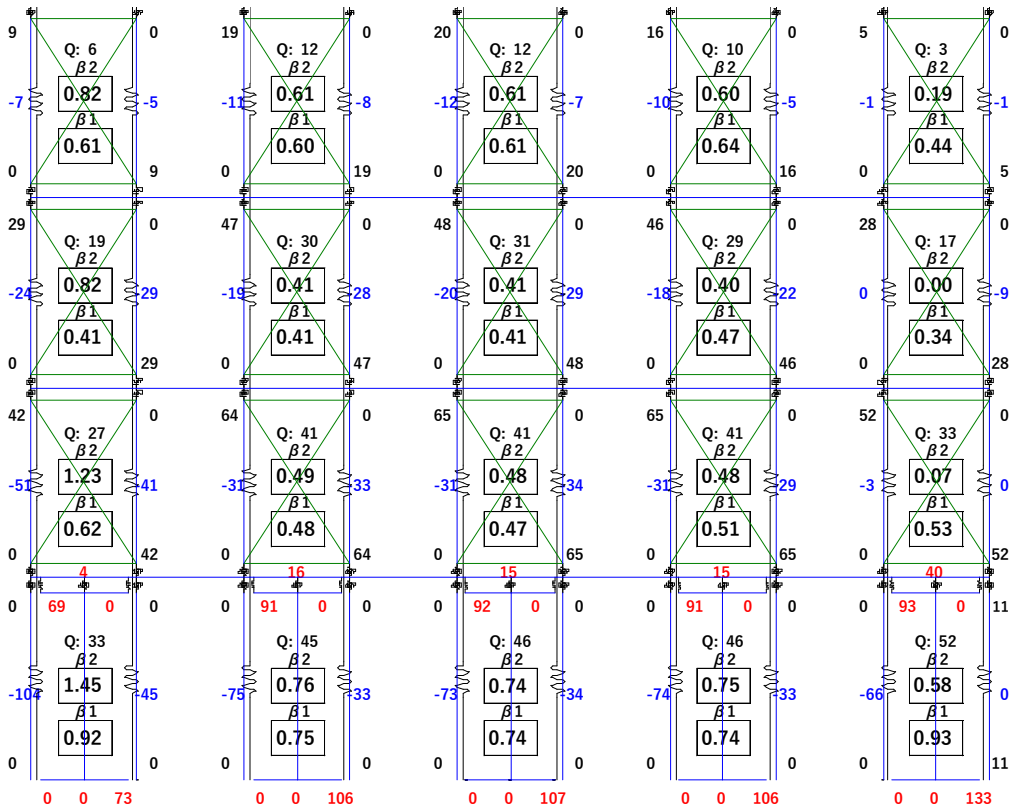


(1) $C_0=0.2$ 時

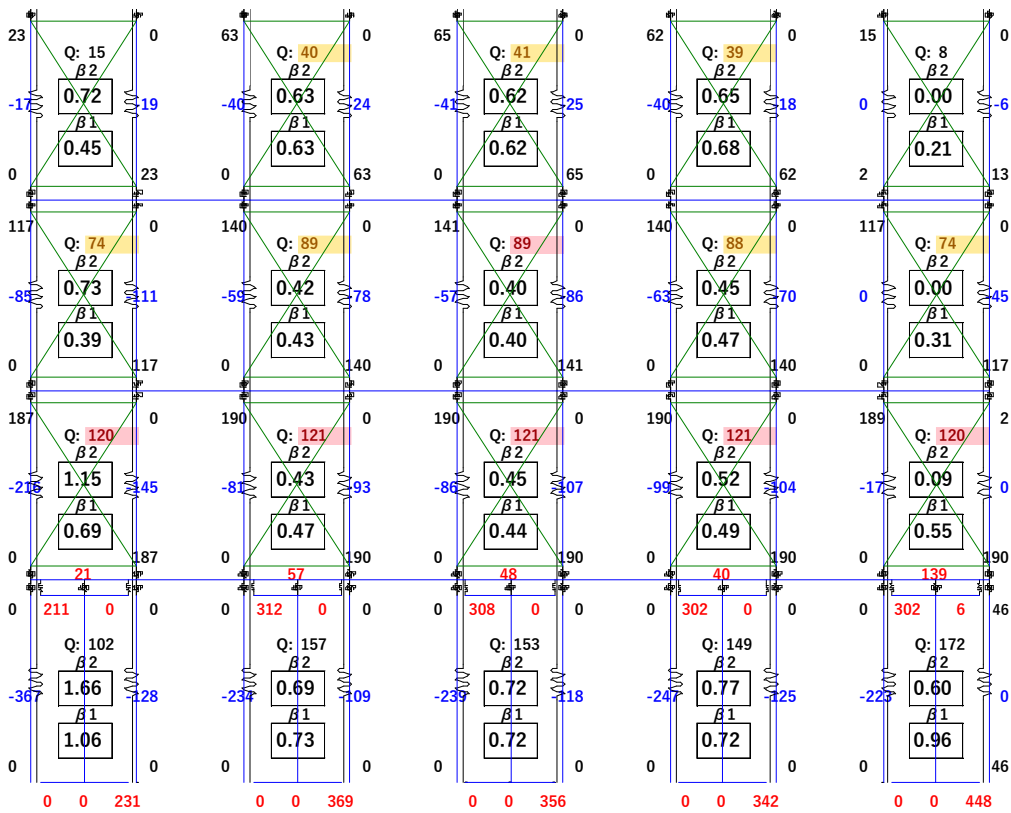


(2) Q_u 時

図 5.3-7 横架材せい変更モデル応力図 (510-480-480-240)



(1) $C_0=0.2$ 時



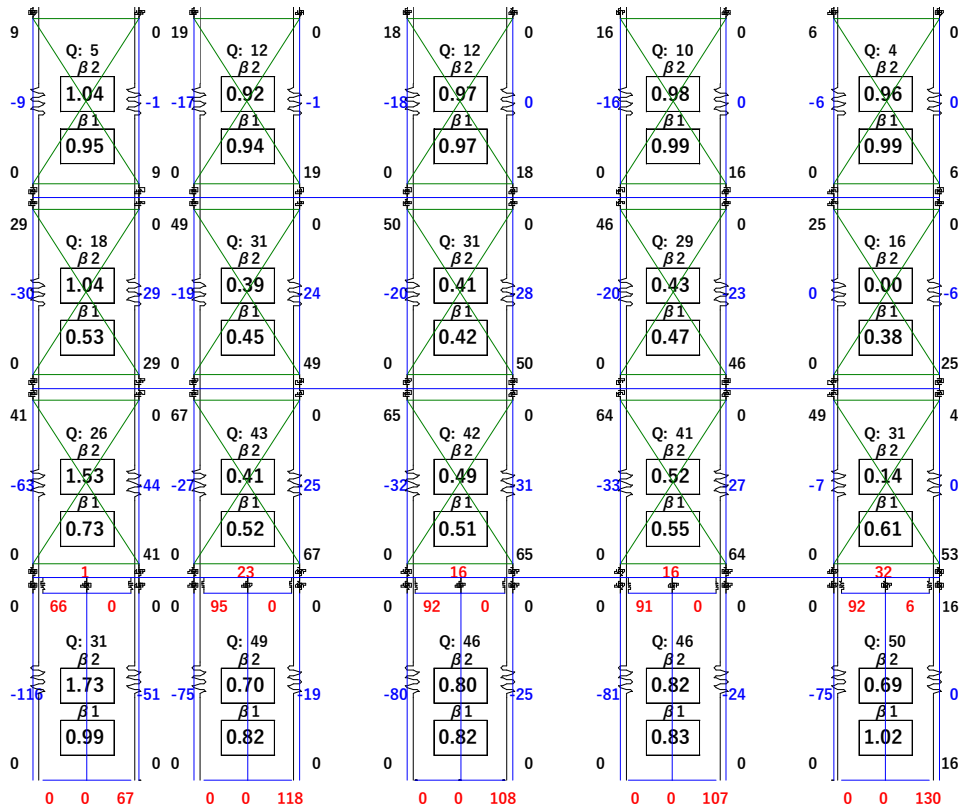
(2) Q_u 時

図 5.3-8 横架材せい変更モデル応力図 (570-540-540-240)

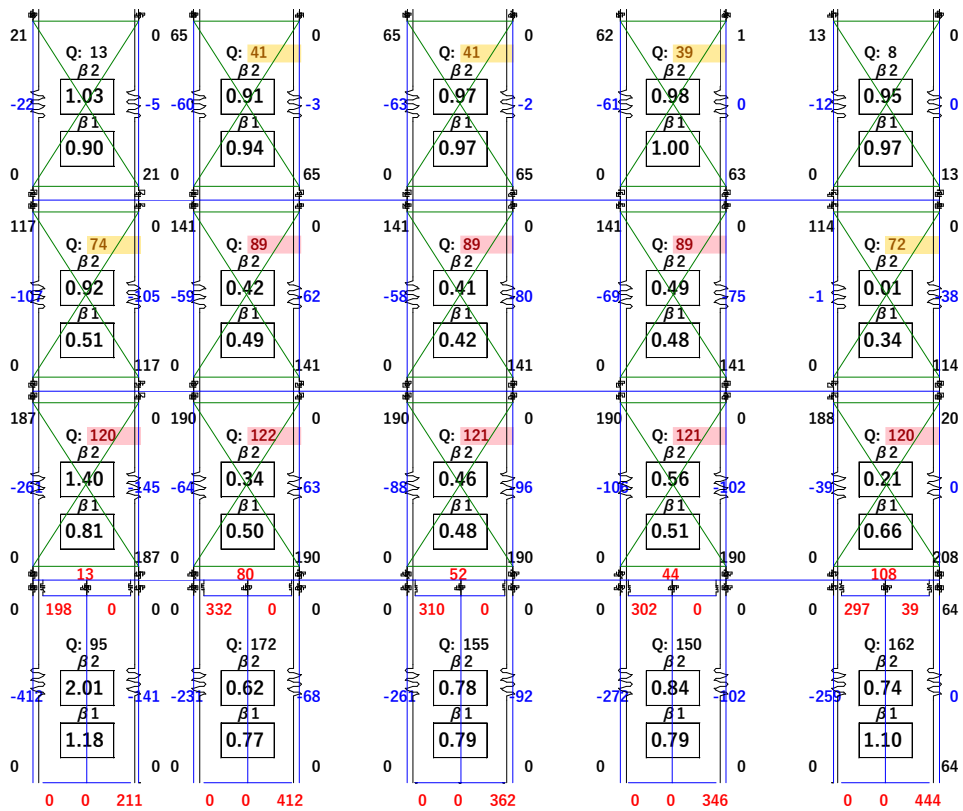
5.3.2 スパンの影響

図 5.3-9 から図 5.3-14 に、横架材せいを 450-420-420 に固定し、左端のスパンを変更したモデルの応力図を示す。スパンの増加によって、当該箇所横架材のせん断力が減少していた。その影響で横架材左側の耐力壁の変動軸力は減少した一方、横架材右側の耐力壁の変動軸力は増加したことで、左側の耐力壁の引抜き力および β_2 は減少、右側の耐力壁の耐力壁の引抜き力および β_2 は増加した。スパン 910mm の場合に対するスパン 3640mm の場合の β_2 の比はそれぞれ 1 層：左側 0.8、右側 1.5、2 層：左側 0.7、右側 1.8、3 層：左側 0.7、右側 1.4、4 層：左側 1.0、右側 1.0（斜め屋根想定）、1 層：左側 0.8、右側 1.4、2 層：左側 0.7、右側 1.5、3 層：左側 0.7、右側 1.1、4 層：左側 0.9、右側 1.1（陸屋根想定）であった。また、これは横架材せいやスパン変更箇所の位置によらず概ね一定であった。

なお、 $C_0=0.2$ 時と Q_u 時の比較においては、5.3.1 節と同様の傾向を示した。

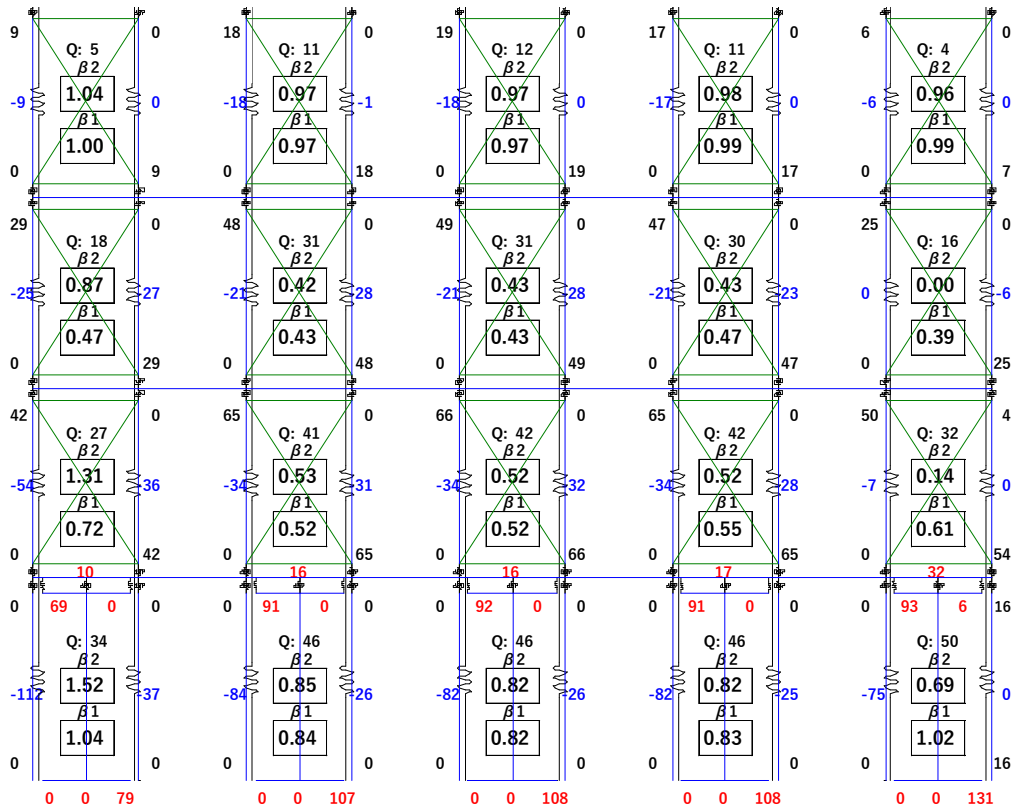


(1) $C_0=0.2$ 時

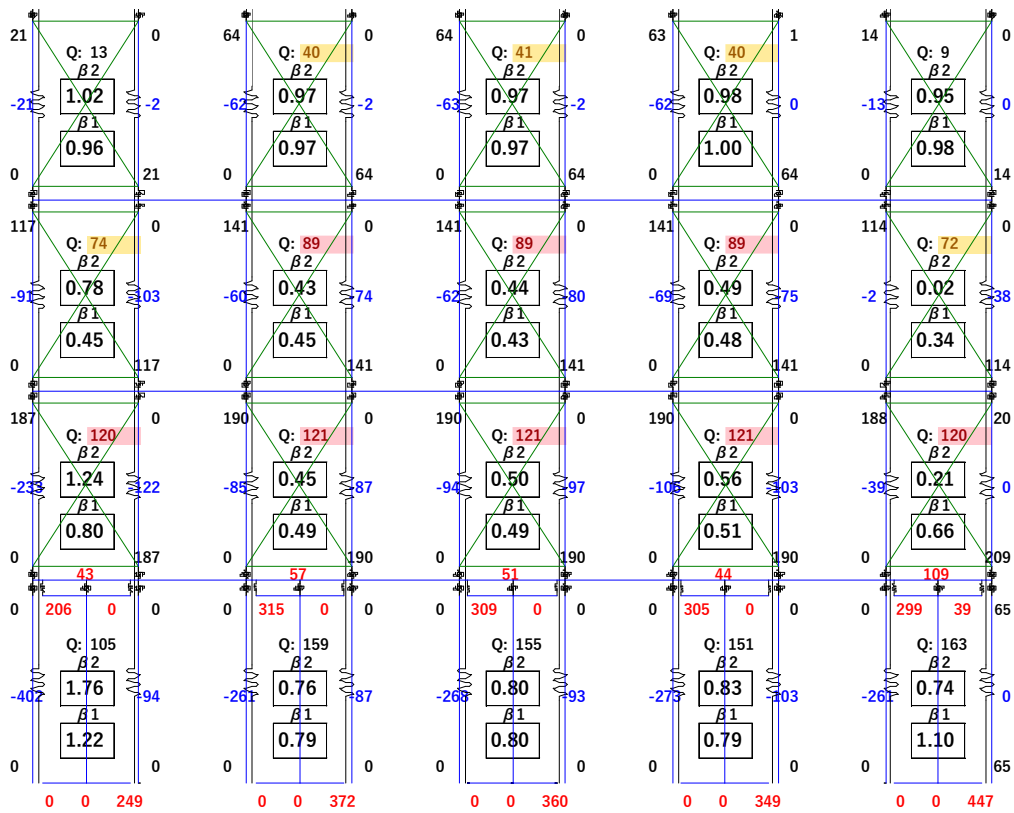


(2) Q_u 時

図 5.3-9 スパン変更モデル応力図 (910mm・4F:76mm)

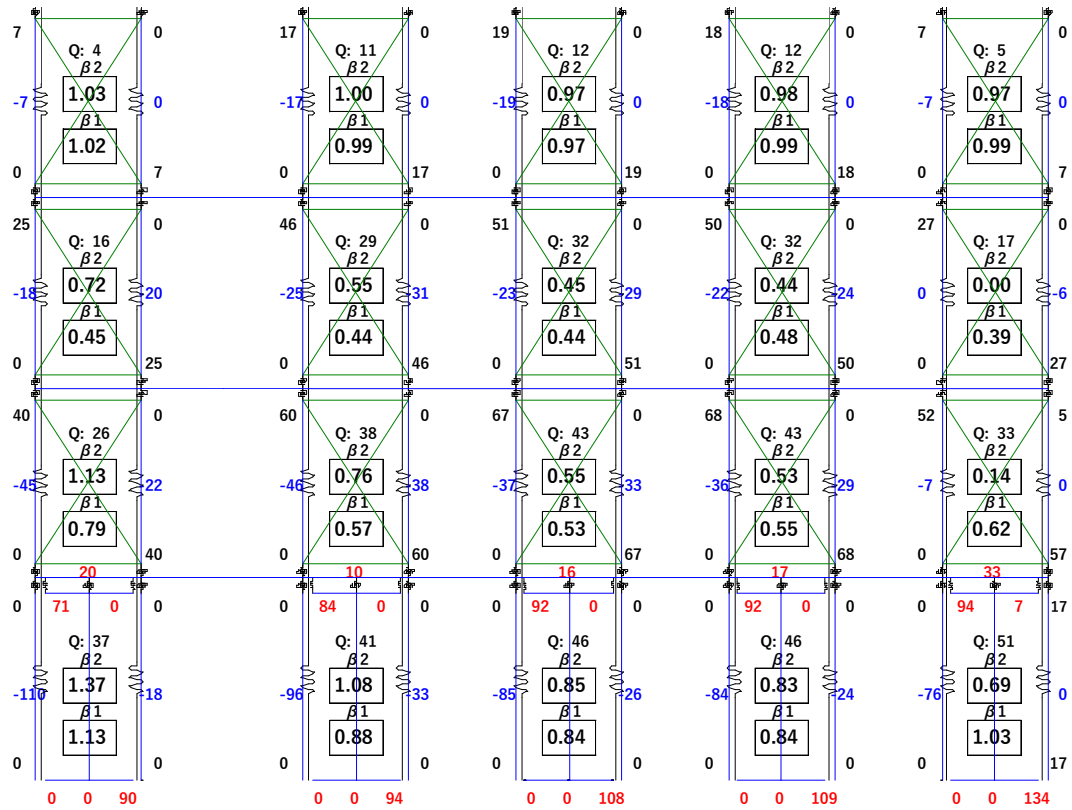


(1) $C_0=0.2$ 時

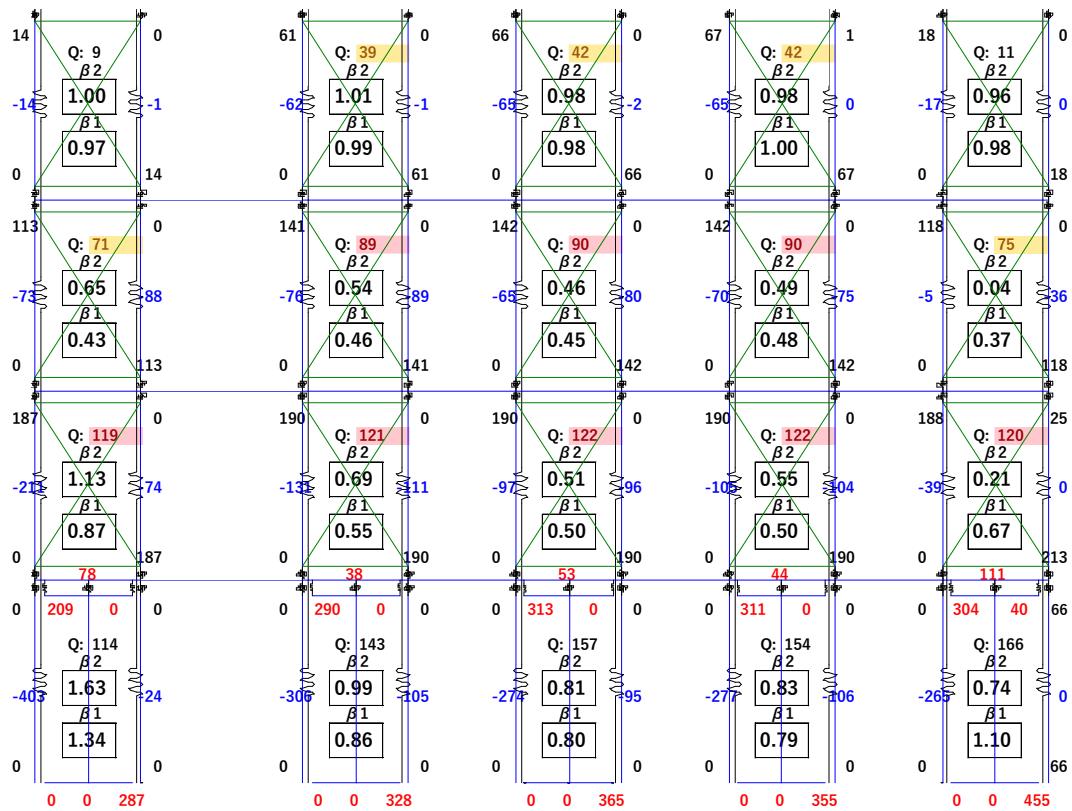


(2) Q_u 時

図 5.3-10 スパン変更モデル応力図 (1820mm・4F:76mm)

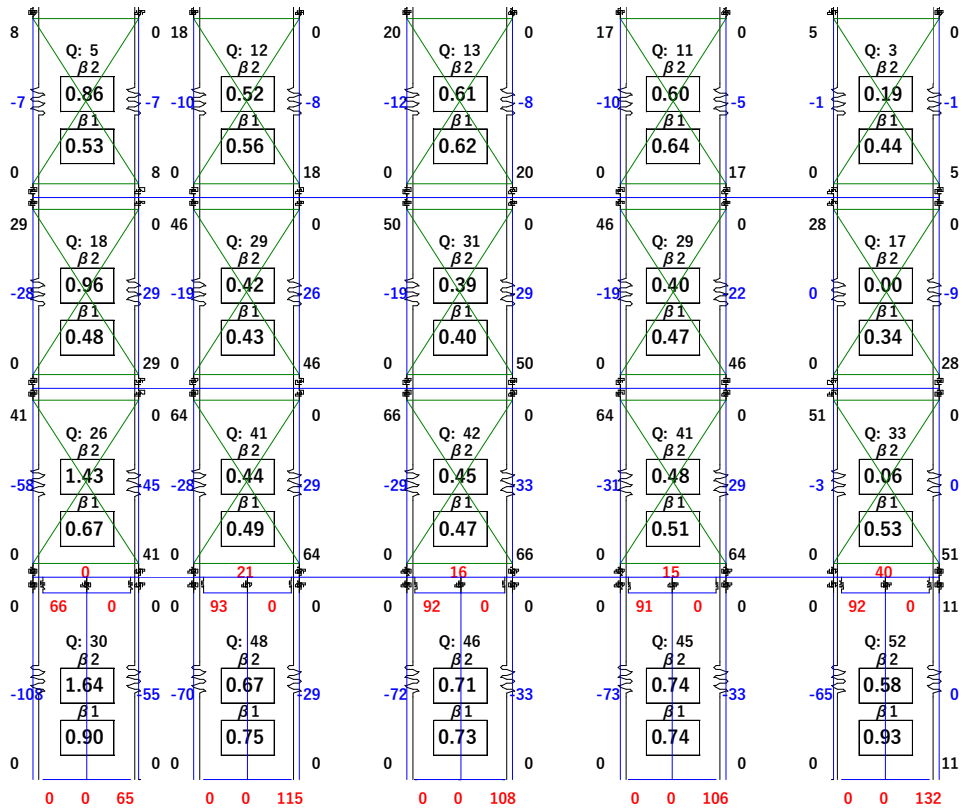


(1) $C_0=0.2$ 時

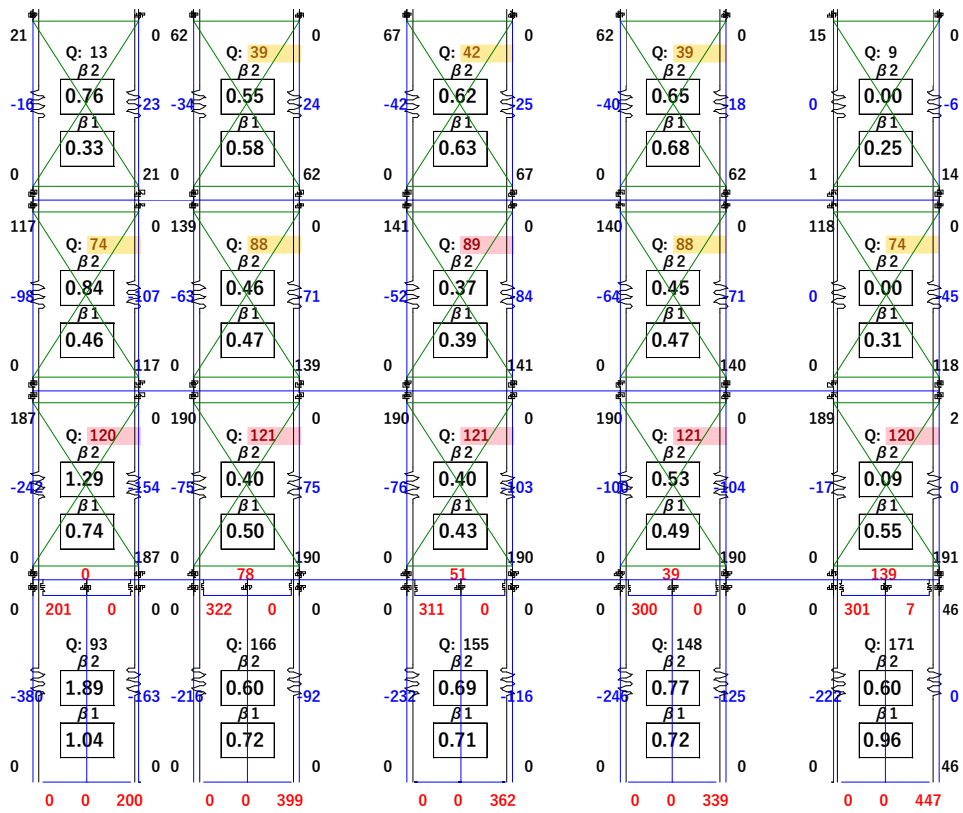


(2) Q_u 時

図 5.3-11 スパン変更モデル応力図 (3640mm・4F:76mm)

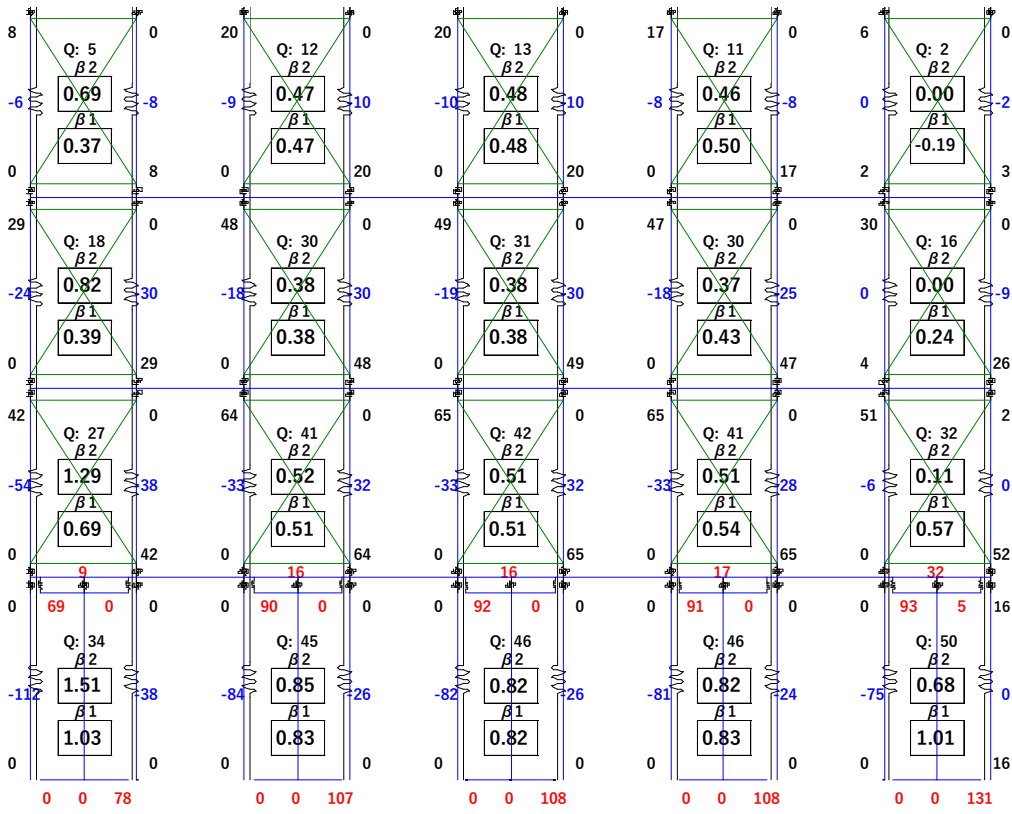


(1) $C_0=0.2$ 時

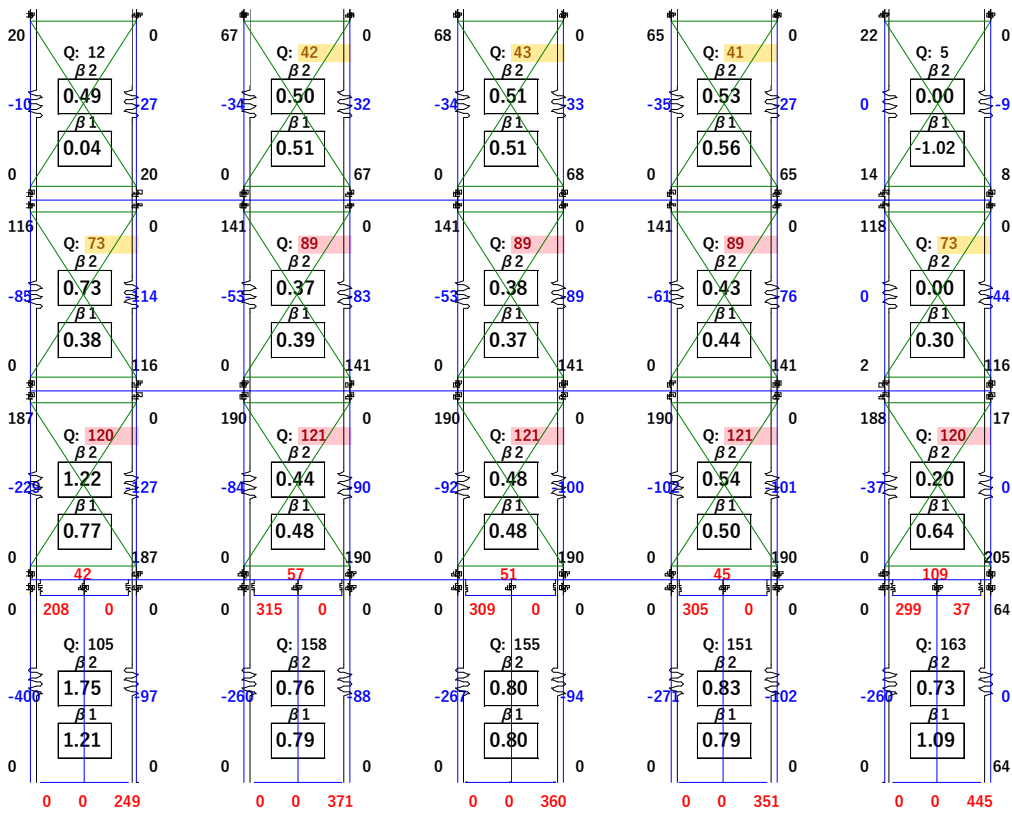


(2) Q_u 時

図 5.3-12 スパン変更モデル応力図 (910mm・4F:240mm)

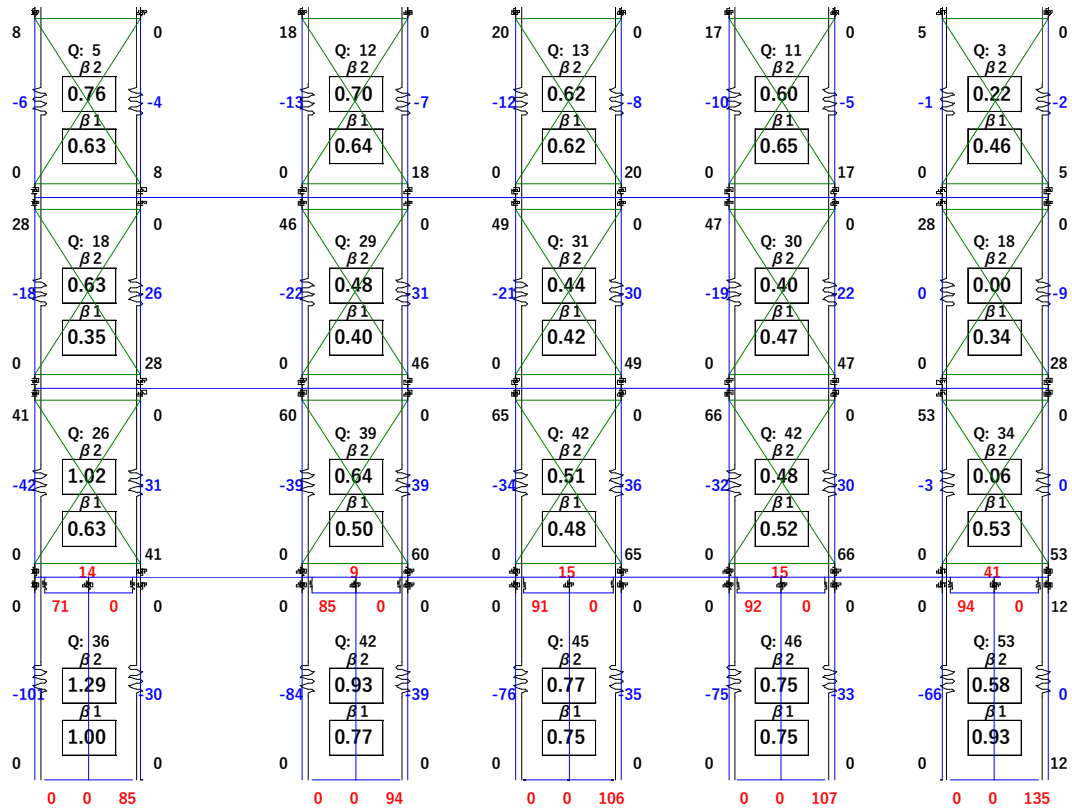


(1) $C_0=0.2$ 時

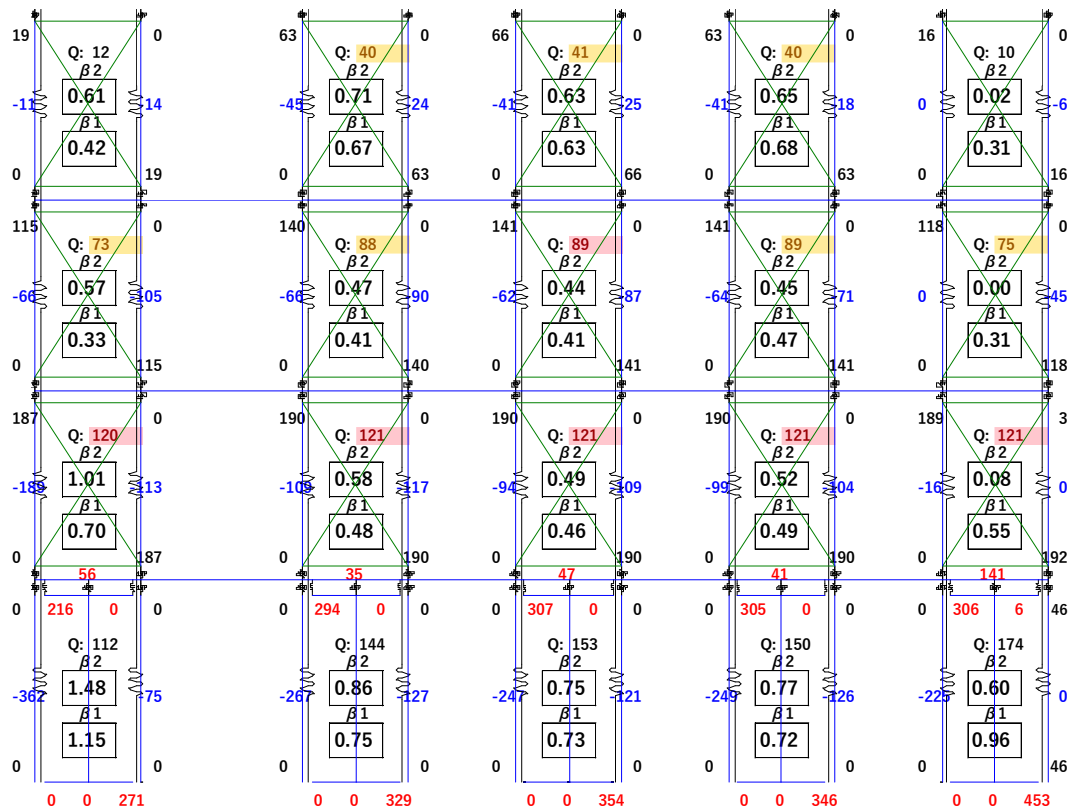


(2) Q_u 時

図 5.3-13 スパン変更モデル応力図 (1820mm・4F:240mm)



(1) $C_0=0.2$ 時



(2) Q_u 時

図 5.3-14 スパン変更モデル応力図 (3640mm・4F:240mm)

5.4 まとめと今後の課題

5.4.1 まとめ

横架材せい、スパンが耐力壁の引抜きおよび反曲点高さ比に与える影響を把握するため、パラメトリックスタディを実施した。得られた知見を以下に示す。

(1) 横架材せいの影響

- ・横架材せいの増大に伴い、1層および2層の引抜き力と反曲点高さ比は減少した。対照に4層では増大し、特に4層の梁せいが小さい陸屋根想定の場合でその傾向が顕著であった。3層では横架材せいの変化による反曲点高さ比の変化は小さかった。また、これらの反曲点高さ比の変化率は4層を除き0.8~1.2程度と限定的であったが、これは柱—横架材間のめり込みの影響によって期待されたほどの曲げ戻し効果が発揮されなかったためと考えられる。
- ・ Q_u 時は、内側の耐力壁が終局耐力に到達したことで端部耐力壁のせん断力負担率が高まり、結果的に1層端部耐力壁の反曲点高さ比が $C_0=0.25$ 時から増大した。

(2) スパンの影響

- ・スパンの増大により、当該横架材のせん断力が減少することで、横架材左側の耐力壁では引抜きおよび反曲点高さ比が減少し、右側ではこれらが増加した。
- ・スパンを910mmから3640mmに変化させた場合の反曲点高さ比の変化率は、横架材左側の耐力壁で0.7~0.8、右側で1.1~1.8倍程度であった。

5.4.2 今後の課題

(1) 連結壁の影響

第6章で後述する試設計の検討において、1層に2PのCLTを金物で連結して4Pとした壁が含まれる場合、剛性差の影響で2P部分のせん断力負担率が極端に小さくなる例が確認された。タイダウンシステムでは上層からの引抜力が下層へ直接伝達されるため、結果として、せん断力負担率が小さい部分で β_1 が1を大きくなる上回る場合があった。こうした連結壁による応力分布への影響は、試設計においてスパンの広い2P壁で特に顕著にみられた。したがって、今後は連結壁の配置およびスパンをパラメータとした追加解析を行い、これらの影響を把握する必要がある。

(2) 立面プランの影響

本事業では主に図5.4-1(a)に示すような、全層連層壁かつ上層ほど壁倍率を低減させた立面プランについて検討されてきた。しかし実際の設計では、図5.4-1(b)のように2x4耐力壁の壁倍率を2層から4層で共通とし、上層ほど壁長を短くすることで開放的なプランとするような設計も想定される。その場合、連層壁部分にはより大きな引抜力が作用するため、今後はこのような事例についても詳細な検討が必要である。特に連層部が4Pとなる場合は、1層脚部に非常に大きな引抜力が作用すると予測されるため、設計上の留意が求められる。

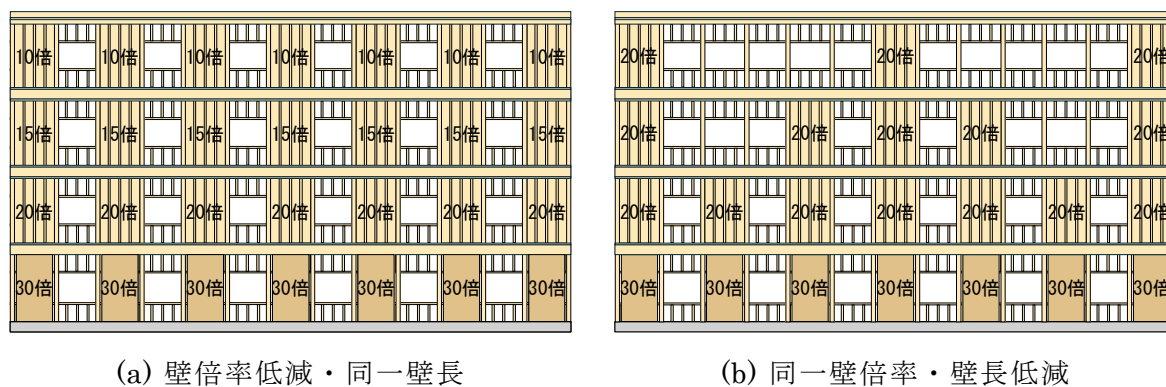


図 5.4-1 立面プランのイメージ図

6 試設計に関する検討

6.1 構面詳細モデルによる検証

6.1.1 目的

CLT+2x4 の立面混構造の試設計において、一貫計算プログラムによる設計を行う上で、その設計の妥当性を検証するために、ここでは代表的な構面に対する詳細モデルを用いて、各部の挙動や応力状態を確認することを目的とする。特に引張接合部の設計や横架材の設計のための応力および反曲点位置などの確認を主な目的とする。対象とするフレームは、

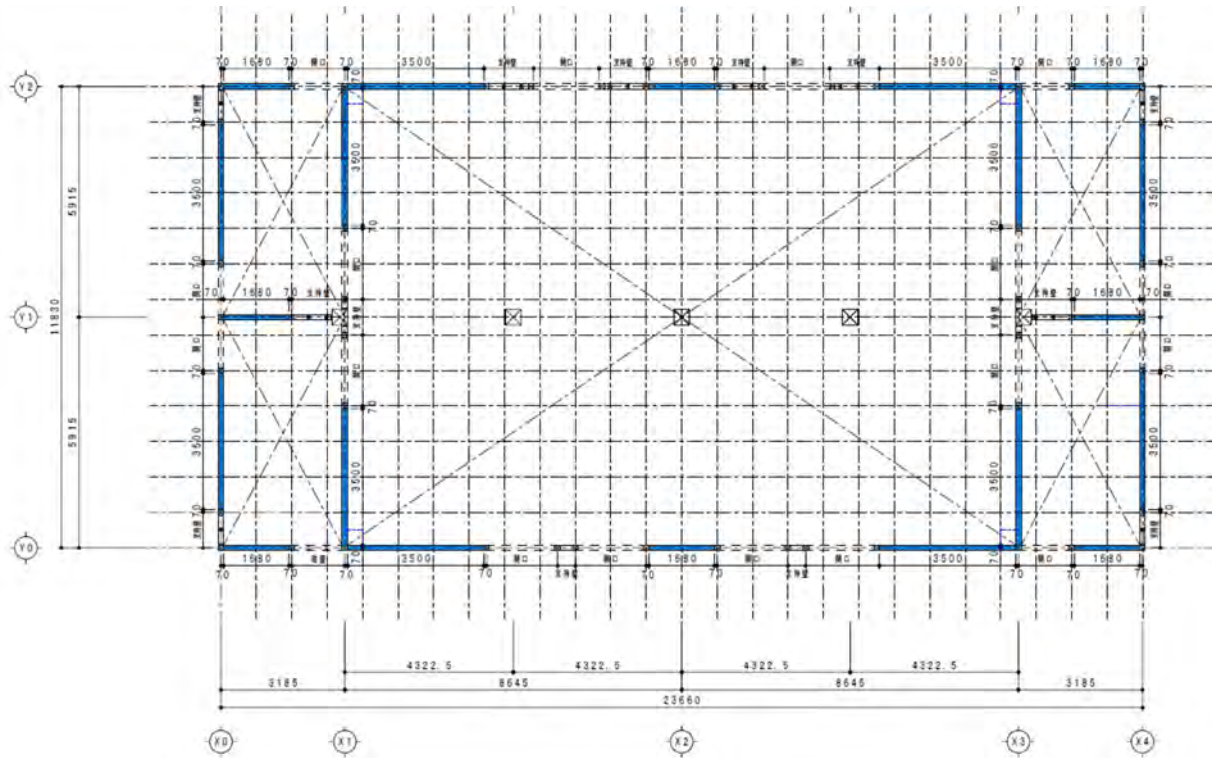


図 6.1-1 に示す試設計構面のうち、各方向代表的なものとして長手方向の Y2 通りフレーム、短手方向の X0 フレーム、X1 フレームとする。

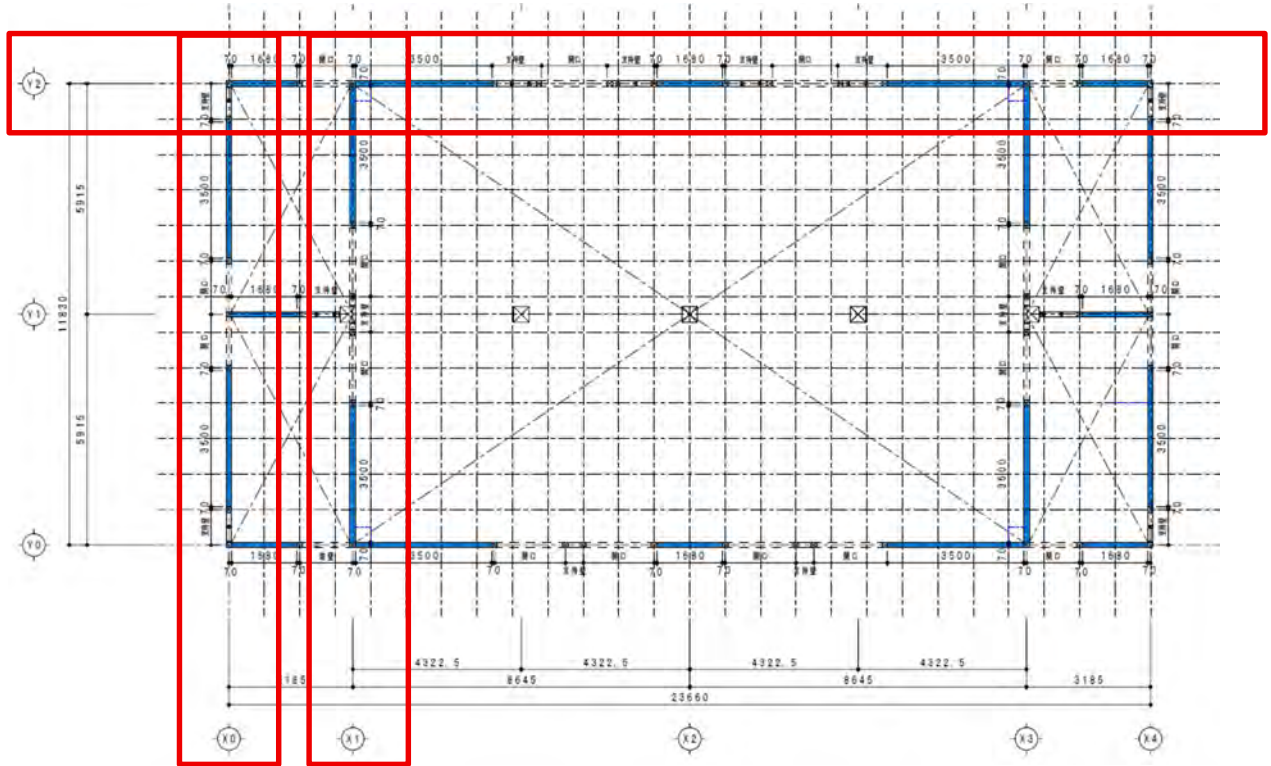


図 6.1-1 試設計の壁配置図および検討対象構面

6.1.2 設計方針

試設計の設計方針としては、以下の通りとする。

- ・ 設計ルートは用途係数($I=1.25$)を考慮したルート 3 とする。
- ・ 1 次設計 (鉛直荷重含む)
 - Co=0.2(変形制限の確認 層間変形角 : 1/150 以下)
 - Co=0.25(各部応力確認、終局時との応力比較による応力割増しの確認)
 - 剛性率 $R_s=0.6$ 以上であることを確認
- ・ 保有水平耐力計算 (鉛直荷重含む)
 - 外力分布は Q_{un} 分布
 - CLT 層 $D_s=0.55$
 - 2x4 層 $D_s=0.3$
 - 用途係数 $I=1.25$
 - 各部応力確認 (Q_{un} 時)
- ・ 各応力確認は、1 次設計時は短期許容耐力以下、保有水平耐力時は終局耐力以下を確認する。

本構造の設計のポイントは以下の通りと考える。

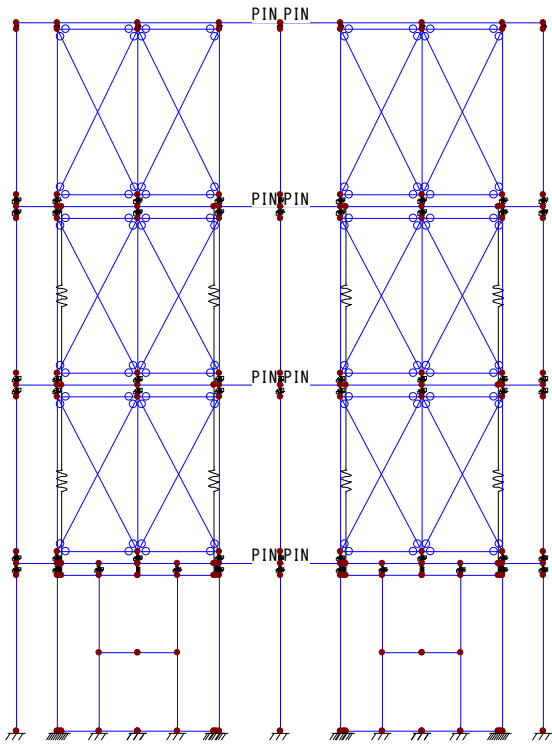
- 1) タイダウン形式の引張接合部を採用することを想定するため、1 階脚部での引抜力がタイダウンシステムの耐力におさまるように横架材の曲げ戻しに期待すること。
(令和 6 年度の構面実験による検証)
- 2) 耐力壁の壁長さが長い場合には、相対的に横架材による曲げ戻し効果が小さくなることが想定されるため、CLT 層の階でタイダウンシステムから CLT 耐力壁に接続するディテールに切り替えることで、1 層部分に CLT を用いる利点をうまく活用すること。(令和 7 年度の構面実験による検証)
- 3) 本構造システムでは連層の壁配置となることが想定されるため、壁のせん断変形に加えて、曲げ変形の影響も大きくなることが考えられるため、横架材の曲げ戻し効果により曲げ変形を抑えて変形制限を満足する構造とすること。
- 4) 境界梁となる横架材の応力集中については、過大な応力が生じないように注意すること。

以上に示す部分が本構造の計画におけるポイントとなる。本解析では、ここに示したポイントを中心に分析する。

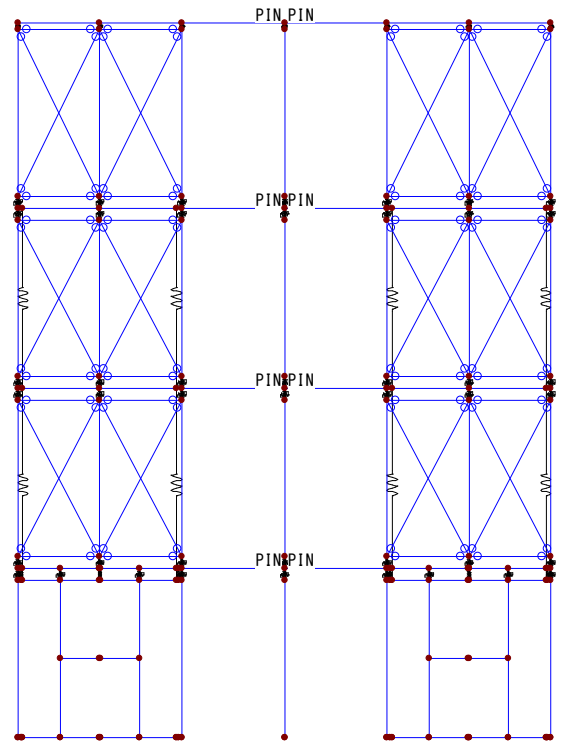
6.1.3 解析モデル概要

図 6.1-2 に解析モデルを示す。解析モデルは以下を考慮する。

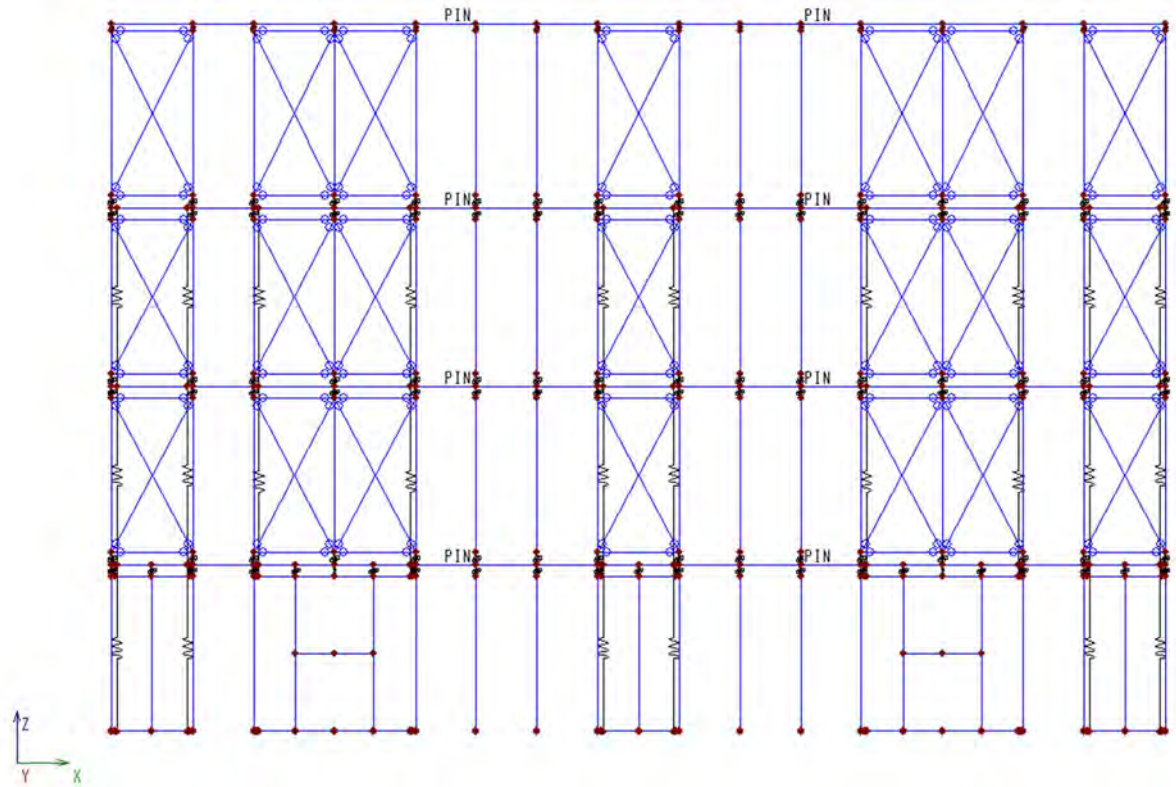
- ・ 層高さ：1F-3,746mm、2F-7,746(4000)、3F-11,746(4000)、4F-15,859.5(4,113.5)
- ・ 2x4 の耐震壁：ブレース置換による壁倍率評価($P_a=1.96 \times \text{壁倍率} \times \text{壁長さ}$ 、 $P_u=1.5P_a$)
 P_u を折れ点とするバイリニアモデル。 P_a 時の層間変形角を 1/250 とする。
- ・ 壁倍率は、Y2 通りおよび X0 通りでは 2F：20 倍($T_a=77\text{kN}$)、3F：15 倍($T_a=61\text{kN}$)、
4F：7 倍($T_a=28\text{kN}$)、X1 通りでは 2F：20 倍($T_a=77\text{kN}$)、3F：20 倍、4F：10 倍($T_a=41\text{kN}$)
とする。
- ・ CLT の耐力壁：上下端および中央部に圧縮ばねを考慮したエ型モデル
($t=150\text{mm}$ 、5 層 5 プライの S90)
- ・ CLT の壁連結部：SPF 金物を両面で 4 か所～8 か所程度を想定 ($K=80\sim 160\text{kN/mm}$)
- ・ CLT の壁脚部 DP 接合部：DP 接合 18- $\phi 20$ ($P_y=635.4\text{kN}$ $K=383\text{kN/mm}$)
- ・ 柱頭柱脚：めり込みばね考慮 (140 角 枠材取り合い $K=180\text{kN/mm}$ 、梁取り合い
 $K=14\text{kN/mm}$ 程度 (梁せいによる))
- ・ タイダウン：引張剛性を考慮 ($\phi 23$ の PC 鋼棒)
- ・ 木梁：曲げ・せん断剛性考慮 ($E=12000\text{N/mm}^2$ 、 $G=700\text{N/mm}^2$)
- ・ 床面：剛床
- ・ 荷重：負担幅の床屋根荷重を等分布荷重で考慮 (床： 4.55kN/m^2 、屋根： 2.59kN/m^2)
- ・ 負担構面のせん断力は全体の壁量に対する対象構面の壁量の割合で検討する。
- ・ 横架材の部材長が長い場合は適宜ピン接合により継手を考慮する。
- ・ 柱材は圧縮のみを考慮する。
- ・ P- \triangle は考慮しない。



(1) X0 通り



(2) X1 通り



(3) Y2 通り

図 6.1-2 解析モデル図

各部耐力算定は以下の内容とする。

① 横架材耐力

短期曲げ $2/3F_b \times Z \times$ 寸法調整係数

短期せん断 $2/3F_s \times A/1.5$ (形状係数で除する)

終局曲げ $F_b \times Z \times$ 寸法調整係数

終局せん断 $F_s \times A/1.5$ (形状係数で除する)

※タイダウンによる欠損は非考慮、タイダウン付近の局部せん断は支圧による伝達として、せん断断面算定外とする。

② 柱耐力

短期圧縮 $2/3F_{ck} \times A$

終局圧縮 $F_{ck} \times A$

(めり込みは座金等の面積で調整し許容めり込み応力度以下とする想定)

③ タイダウン耐力

PC 鋼棒の耐力より木造を想定して以下の表 6.1-1 に示すように設定する。めり込み耐力は 3 層、4 層分では PC 鋼棒の耐力を上回る想定とする。φ 23 を用いる。

表 6.1-1 PC 鋼棒の耐力表

呼び径	17	19	21	23	26	29
基準強度 F (N/mm ²)	1080	1080	1080	1080	1080	1080
公称断面積 A (mm ²)	227.0	283.5	346.4	415.5	530.9	660.5
ネジ部有効断面積 Ae (mm ²)	227.7	284.3	336.6	441.2	518.8	647.0
軸部基準耐力 A×F (kN)	245.2	306.2	374.1	448.7	573.4	713.3
ネジ部基準耐力 Ae×F (kN)	245.9	307.0	363.5	476.5	560.3	698.7
短期許容引張耐力: 終局引張耐力×2/3 (kN)	163.4	204.1	242.3	299.2	373.5	465.8
終局引張耐力: Min(A×F, Ae×F) (kN)	245.2	306.2	363.5	448.7	560.3	698.7

告示上は 0.9F でよいが、木造に使用することを考慮して 2/3F_y とする

④ CLT 耐力壁耐力

タイダウンと取り合う場合には、圧縮のみの検討とし、DP 接合の場合は曲げと圧縮の検討を行う。圧縮については、組み合わせ応力については、細長比が 104 以下であるため、座屈低減を考慮しない。

⑤ ドリフトピン接合部耐力

降伏を想定しないため、短期および終局時 P_y=635.4kN (18-φ 20)

6.1.4 Y2 通りの検討

ここでは、Y2 通りの検討を示す。

(1) 地震力

Y2 通りの地震力は、壁量の割合が全体の 44%であるため、全体の 44%の地震力に対して検討する。Co=0.2、0.25、Ds*I の地震力を表 6.1-2 に示す。

表 6.1-2 Y2 通りの地震力

全体 Wi	壁割合	wi	Σwi	αi	Ai	1次設計(Co=0.2)			1次設計(Co=0.25)			2次(Ds*I)			
						Ci	Qi	Pi	Ci	Qi	Pi	Ds	Ci	Qun	Piu
724	0.44	318.4	318.4	0.159	1.934	0.387	123.2	123.2	0.484	153.9	153.9	0.30	0.725	230.9	230.9
1276	0.44	561.4	879.8	0.439	1.425	0.285	250.7	127.6	0.356	313.4	159.5	0.30	0.534	470.2	239.2
1276	0.44	561.4	1441.3	0.720	1.182	0.236	340.7	90.0	0.296	425.9	112.5	0.30	0.443	638.8	168.7
1276	0.44	561.4	2002.7	1.000	1.000	0.200	400.5	59.8	0.250	500.7	74.8	0.55	0.688	1376.9	738.0

(2) 負担荷重

Y2 通りの負担荷重は図 6.1-3 の通りとする。両端のコア側は小梁の向きが反対となるが、ここでは、簡単のため、すべて同じ方向で負担するものとした。屋根が 7.7kN/m で床が 13.5kN/m である。

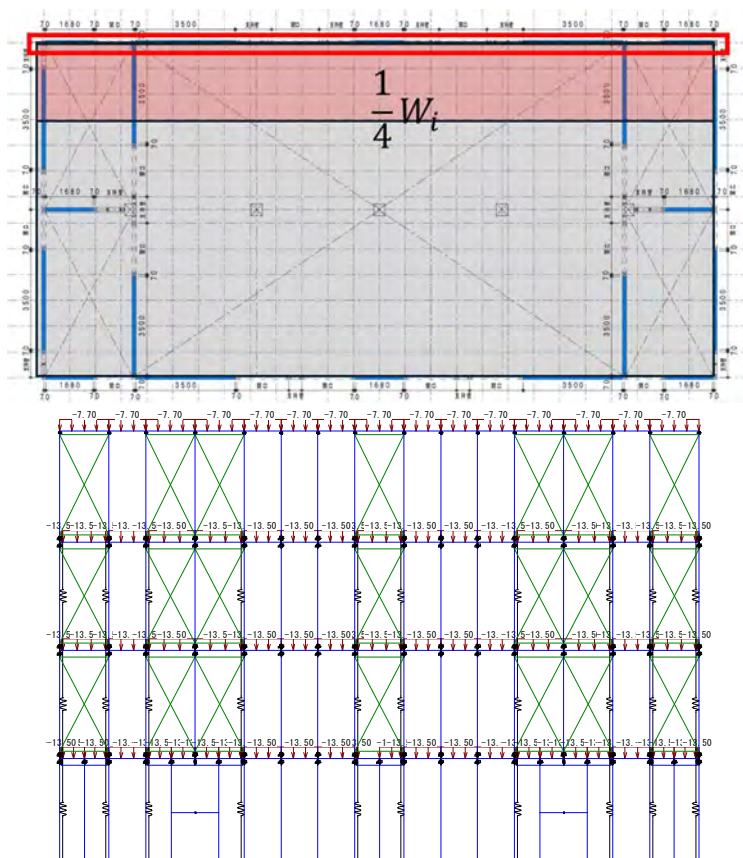


図 6.1-3 Y2 通りの鉛直負担荷重

(3) 部材耐力

各部位の部材耐力を表 6.1-3 に示す。

表 6.1-3 Y2 通りの部材耐力

部位			短期			終局		
			曲げ	軸力	せん断	曲げ	軸力	せん断
横架材			75.0	-	87.4	112.4	-	131.0
140x390	ベイマツ	E120-F330						
柱 (細長比89.2)			-	138.5	-	-	207.8	-
140x140	RW	E95-F315						
タイダウン			-	299.2	-	-	448.7	-
φ23	C種1号	SBPR1080/1230						
CLT耐力壁 (単独壁)			584.2	2086.6	396.5	876.4	3129.8	594.7
150x1680	5層5プライ	S 90						
CLT耐力壁 (連続壁)			633.9	2173.5	413.0	950.9	3260.3	619.5
150x1750	5層5プライ	S 90						
CLT接合部			-	635.4	-	-	635.4	-
DP	18 - φ20	S 90						

単位(kN,kNm)

(4) 各ケースの荷重変形、変形図

各ケースの荷重変形図を図 6.1-4 および図 6.1-5 に示す。ケースはそれぞれ $C_0=0.25$ および Q_{un} 時を示す。

層せん断力-層間変形[A10.25]

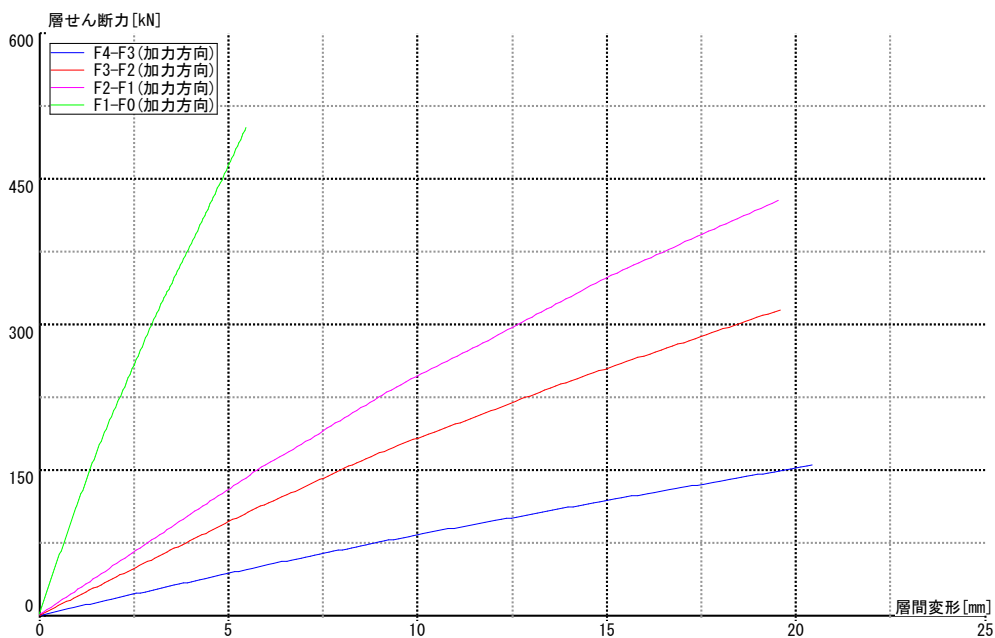


図 6.1-4 $C_0=0.25$ 時の荷重変形

層せん断力-層間変形[QUN]

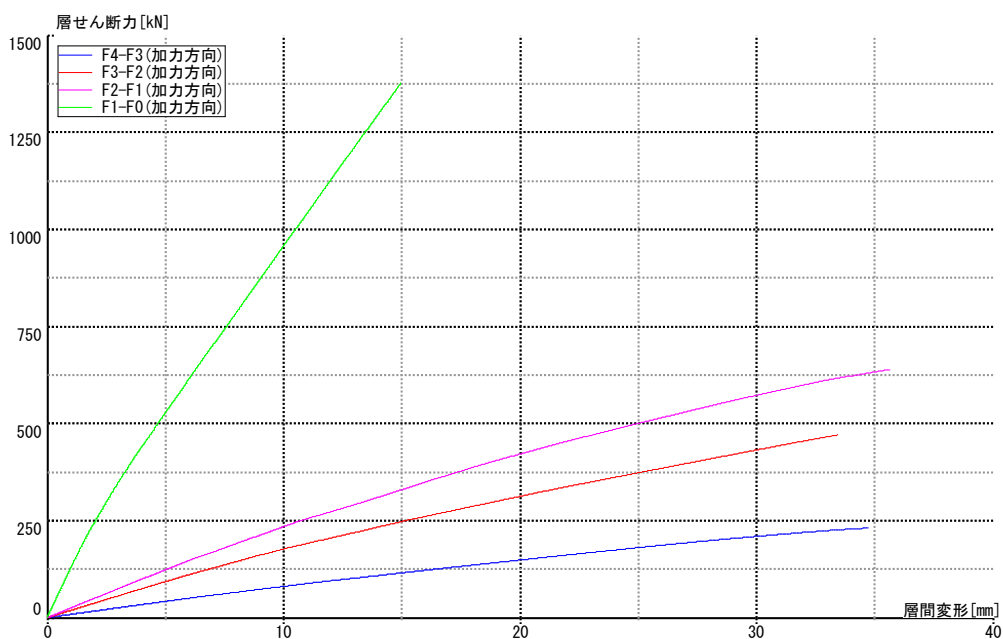


図 6.1-5 Q_{un} 時の荷重変形

図 6.1-6 に $Co=0.2$ 時の変形図、表 6.1-4 にその際の層間変形角および剛性率を示す。これらより $Co=0.2$ 時の層間変形角の確認を行う。層間変形角はすべての層で $1/150$ 以下、剛性率は $2x4$ の部分は 0.6 以上となっていることを確認した。

表 6.1-4 層間変形角および剛性率

階	H	絶対変形	層間変形	層間変形角	平均	剛性率
4	4114	49.1	15.6	1/263	425	0.62
3	4000	33.5	14.7	1/272		0.64
2	4000	18.8	14.6	1/273		0.64
1	3746	4.2	4.2	1/891		2.10

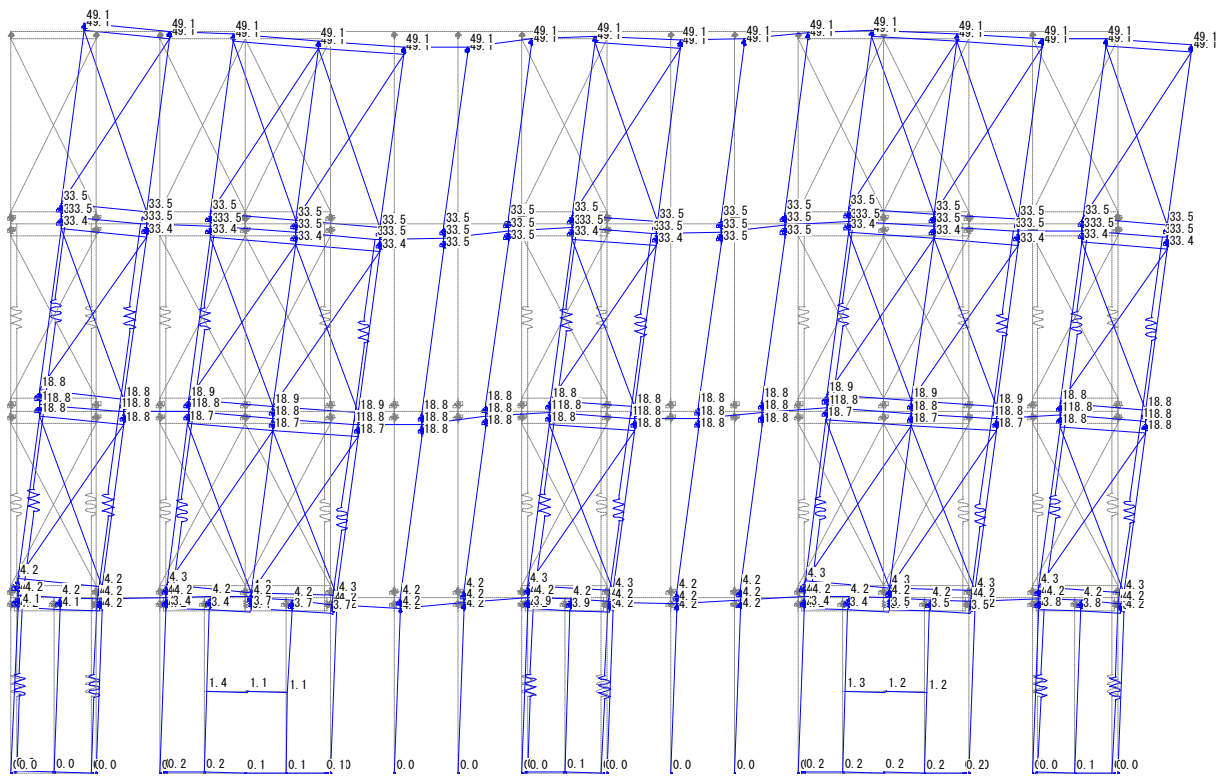


図 6.1-6 $Co=0.2$ 時の変形図

(5) $C_o=0.25$ 時の応力図

図 6.1-7 から図 6.1-9 に、 $C_o=0.25$ 時における各部材の応力図を示す。これらから、横架材は曲げ・せん断ともに許容耐力以下に収まっており、タイダウン、CLT 耐力壁、DP 接合部についても同様に許容耐力を下回っていることを確認した。柱については、連続壁部分でわずかに許容耐力を超えるものがあるため、壁内で端部枠材を増やす必要がある。また、 2×4 耐力壁については、各層の大きい部分では一部許容耐力を超えているものもある。これは、曲げ変形の影響等で、壁の負担割合が一律でないためである。

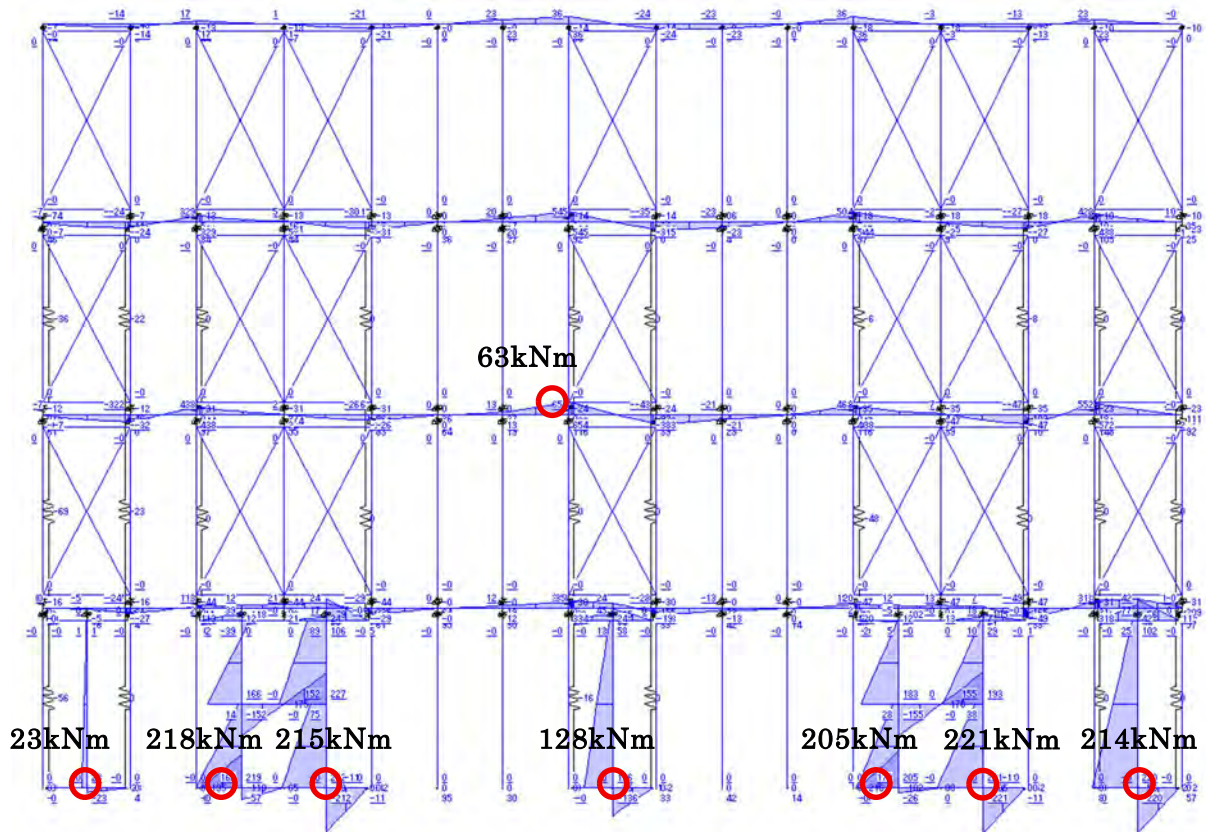


図 6.1-7 $C_o=0.25$ 時の曲げモーメント図

全棟図
 階層: 100/100
 種別: 101

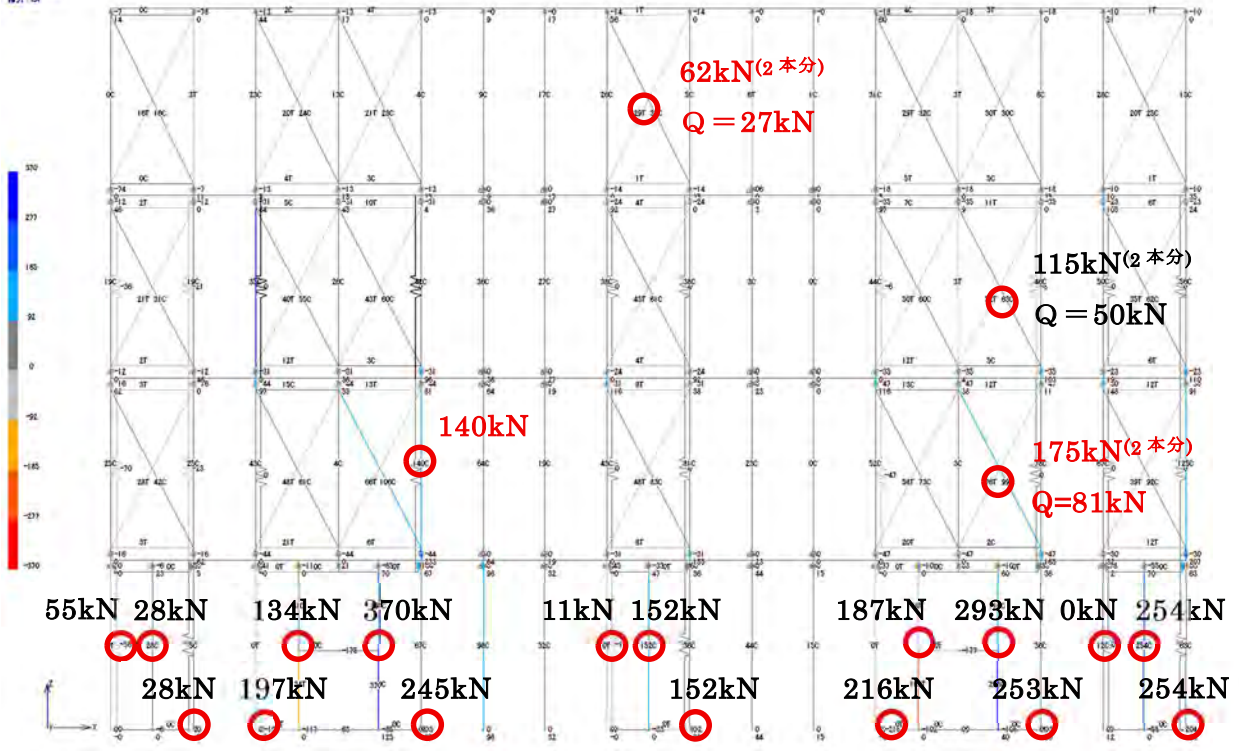


図 6.1-8 Co=0.25 時の軸力図

全棟図
 階層: 100/100
 せん断力: 101
 せん断力: 101

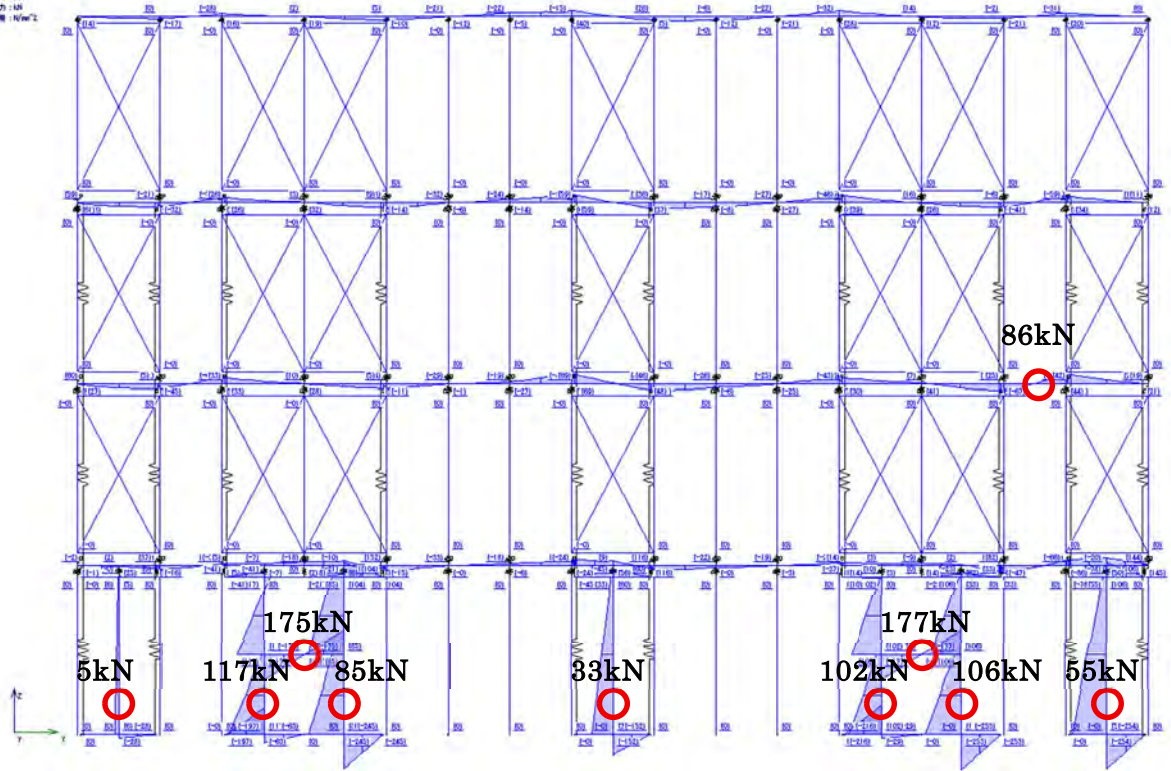


図 6.1-9 Co=0.25 時のせん断力図

(6) Qun 時の応力図

図 6.1-10 から図 6.1-12 に、Qun 時における各部材の応力図を示す。これらから、横架材は曲げ・せん断ともに終局耐力以下に収まっており、柱、タイダウン、CLT 耐力壁、DP 接合部についても同様に終局耐力を下回っていることを確認した。また、DP 接合部の検定比は $633/635.4=0.996$ であった。一方で、2x4 耐力壁については、全体の約半分が終局耐力 P_u に達していることが確認された。

Qun 時と 1 次設計時の応力比を比較した結果、横架材の曲げ応力は 1.6 倍、せん断応力は 1.2 倍程度に増大していた。2x4 部における応力変化は約 1.5 倍で、2x4 部における応力変化は約 1.5 倍であるため、2x4 耐力壁の塑性化によって応力比も変化している。柱材については、最大応力部位において 1.25 倍程度の応力比であった。また、CLT 脚部のドリフトピン接合部および CLT 母材の応力比は 3 倍程度で、これは、Qun 時の外力分布の変化による影響を受けたものと推察される。

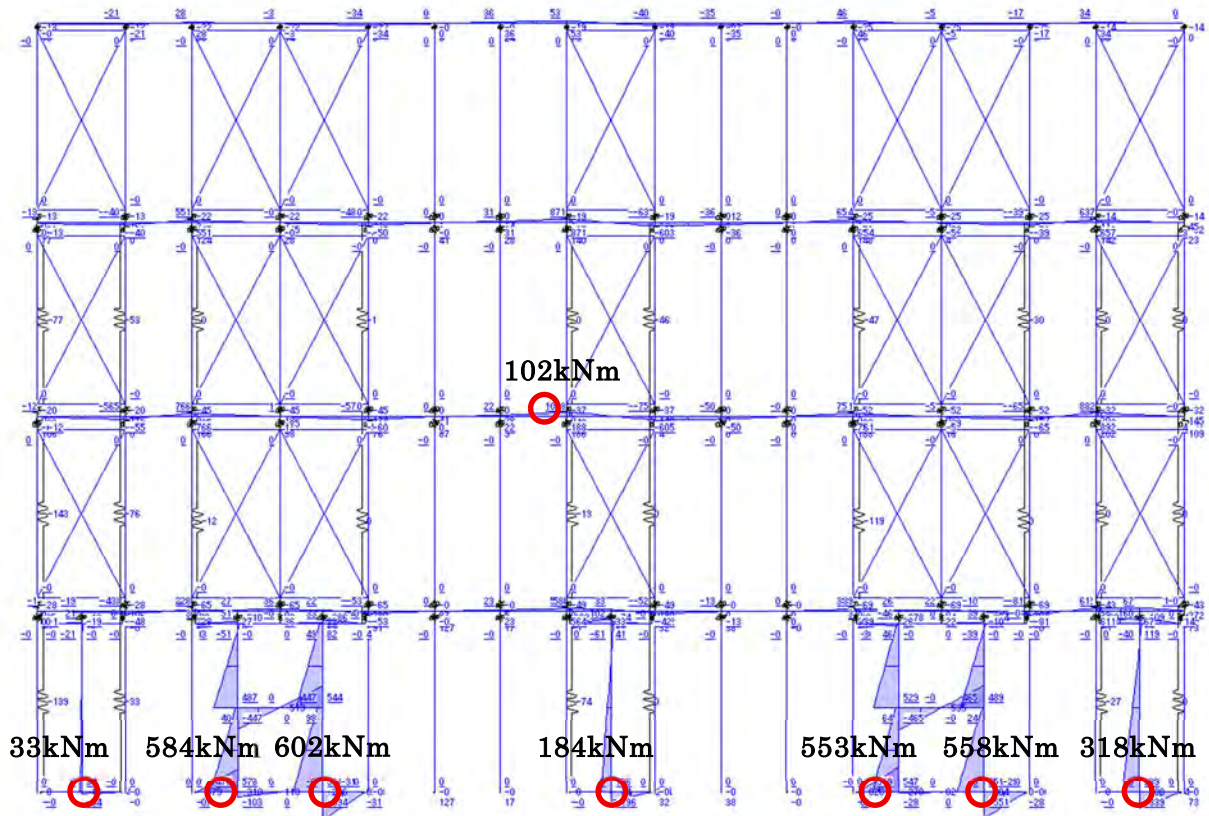


図 6.1-10 Qun 時の曲げモーメント図

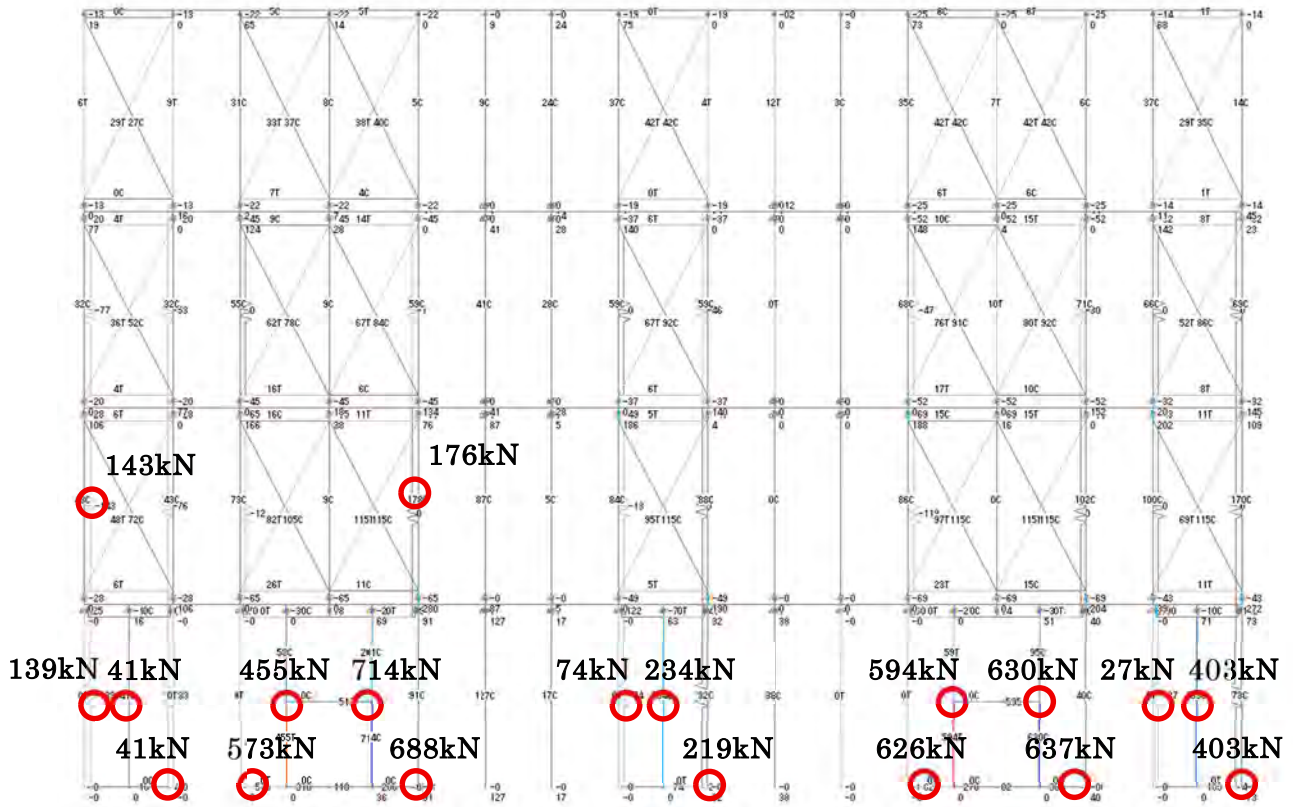


図 6.1-11 Qun 時の軸力図

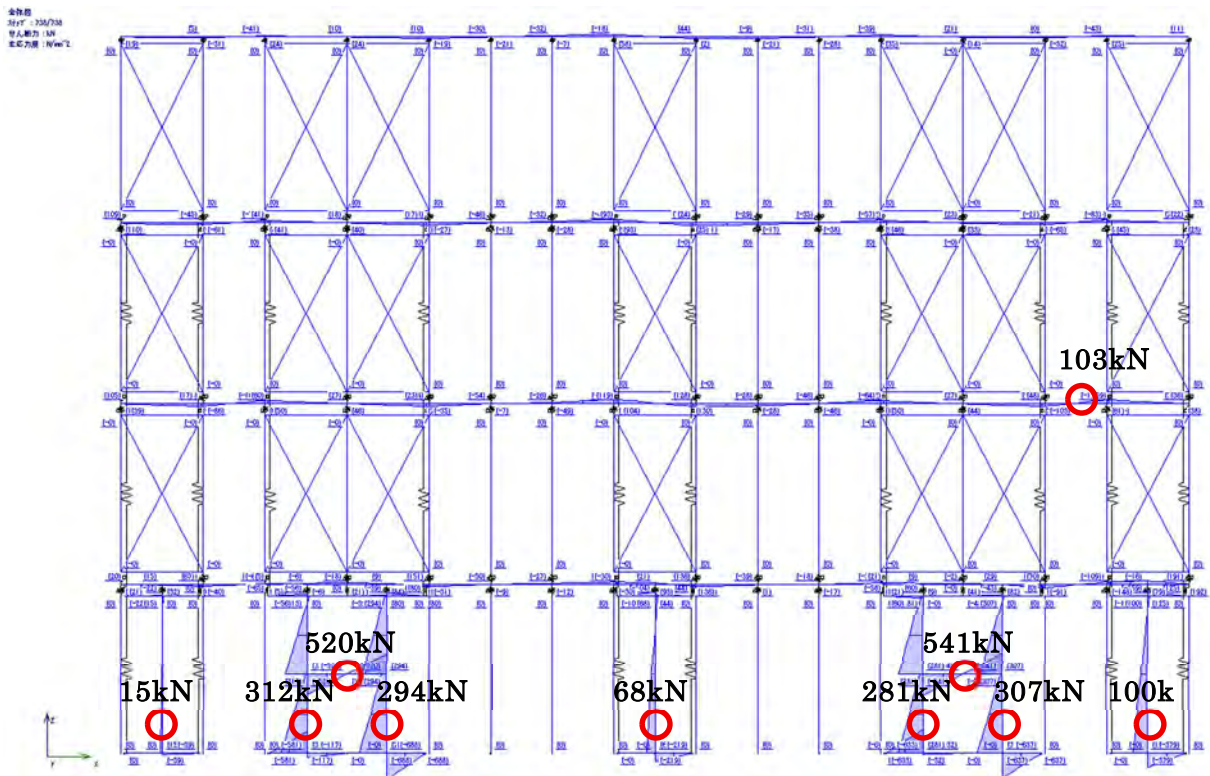


図 6.1-12 Qun 時のせん断力図

(7) 反曲点の分析

各ケースの耐力壁の反曲点位置の分析を行う。ここでは鉛直荷重の影響を考慮しない場合で検討する。反曲点は「枠組壁工法建築物設計の手引」で用いられる反曲点 β_1 と見かけの反曲点 β_2 (ここで、 $\beta_2 = (T_d L) / (Qh)$) の2つの方法で算定する。「枠組壁工法建築物設計の手引」の反曲点は図 6.1-13 の方法によって算定する。

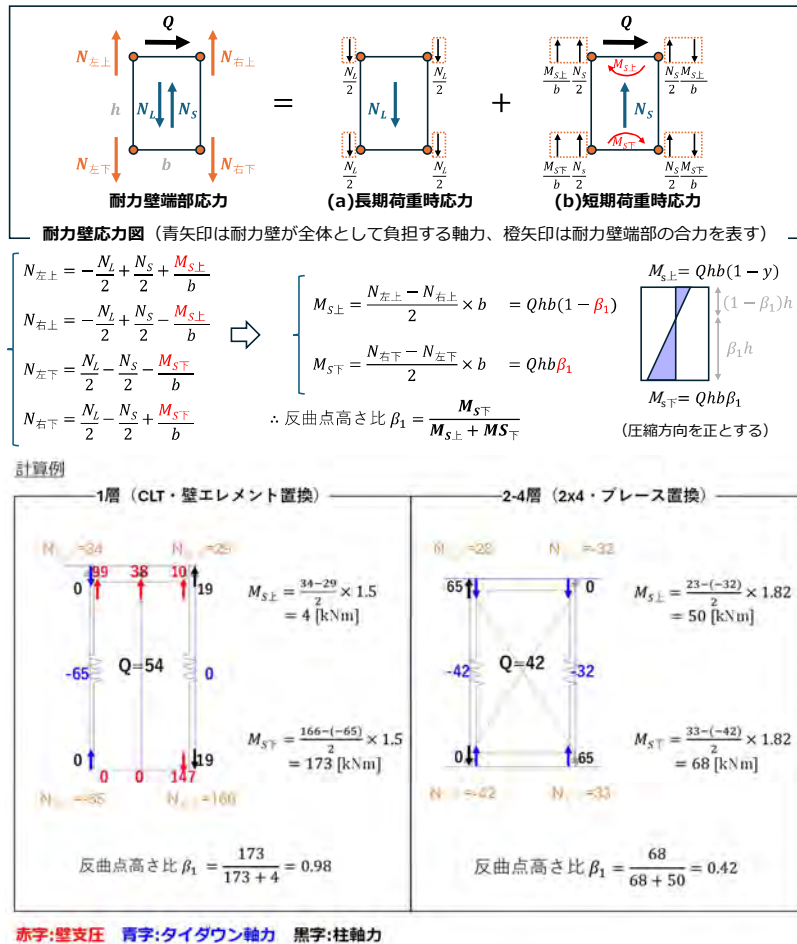


図 6.1-13 反曲点の算定方法 β_1 「枠組壁工法建築物設計の手引」

① $C_0=0.25$ 時反曲点位置

図 6.1-14 に鉛直荷重なしの $C_0=0.25$ 時の軸力を示す。ここから、 β_1 と β_2 の反曲点位置を算定する。算定結果を図 6.1-15 および図 6.1-16 に示す。左隅部の赤字部分は全体が浮き上がり、せん断力の負担がないため、反曲点位置が算定不可となっている。 β_1 の中央の壁の反曲点位置で 1 階部が 2.2 程度となっている理由としては、上階からの引抜力に対して、1 層部分の CLT の負担せん断力が連続壁の CLT の方へ流れていることが影響している。 β_2 の反曲点位置は、右上部の方が、境界梁による抑え込み効果で加力方向に対する引張側（左側）の引張力が出ないため反曲点位置が 0 となっている。

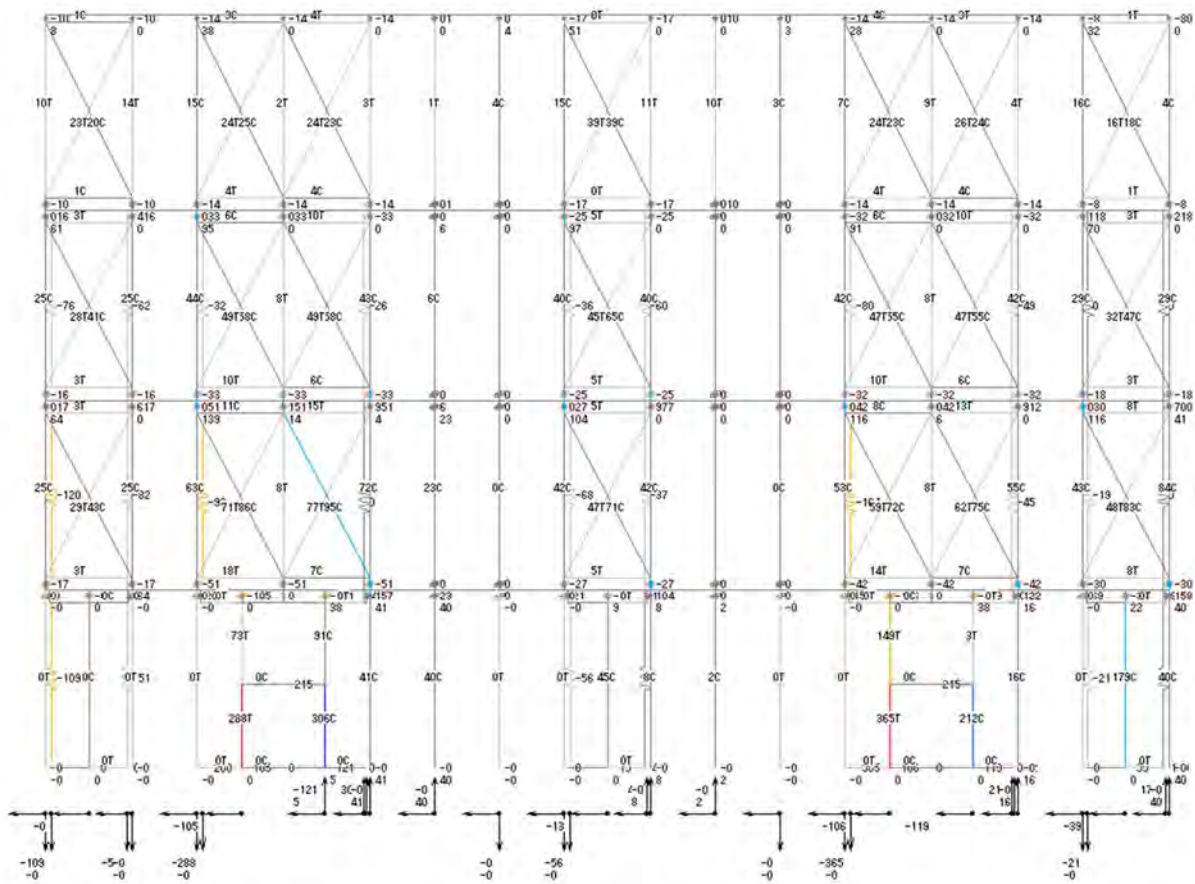


図 6.1-14 $C_0=0.25$ 時(鉛直なし)軸力図

8.5	39	-34	38	114	-25	51	51	89	-47	28	99	-26	32	38	-10
8.5	0	0.45	0	0.28	0	-25	51	0.31	0	-47	28	0.37	0	0.32	0
-30.1	31	4.4	-6.5	45	18	18	-19.8	40	24.12	-14.3	59	18.04	1.24	18	20.69
		1.82	3.64					1.82			3.64			1.82	
61.36	57	-16	95	164	0	98	98	111	0	91	107	0	70	63	0
-14.8	-76.1	0.55	-62	0.53	-26.2	-26	61	0.38	-60.4	-60	11	0.68	-48	0.50	0
0	69	61.36	0	181	94.56	68	-36.3	67	97.68	0	223	90.67	0	63	69.56
		1.82	3.64					1.82			3.64			1.82	
63.71	23	0	139	82	2	105	105	67	0	116	-7	0	116	52	41
-56.3	-120	0.80	-82	0.87	0	36	-68.9	0.65	-37.3	-37	-47	1.01	-43.6	0.76	41
0	93	63.71	-51.1	544	155.6	156	-68.9	125	105.3	-205	517	122	0	159	155.8
		1.82	3.64					1.82			3.64			1.82	
0	-0.09	-50	0	20	-196	91	41	-38	9	12	0	-42	38	-42	76
-110	-110	※算定不可	-50.8	1.22	0	132	-25	1.75	0	21	14	1.04	0	1.27	120
0	0	50	0	-288	1101	300.6	41.14	90	42.25	8.77	0	1037	212.2	201	178.7
		1.68	3.5					1.68			3.5			1.68	

Co=0.25時

図 6.1-15 β_1 の反曲点位置

Q	-19	Q	-43	Q	-35	Q	-43	Q	-15
H 4	0.72	H 4	0.14	H 4	0.26	H 4	0.30	H 4	0.00
Td	-30	Td	-7	Td	-20	Td	-14	Td	0
		1.82	3.64		1.82		3.64		1.82
Q	-32	Q	-99	Q	-51	Q	-95	Q	-36
H 4	1.08	H 4	0.29	H 4	0.32	H 4	0.77	H 4	0.00
Td	-76	Td	-31	Td	-36	Td	-80	Td	0
		1.82	3.64		1.82		3.64		1.82
Q	-33	Q	-153	Q	-55	Q	-125	Q	-60
H 4	1.63	H 4	0.55	H 4	0.57	H 4	1.19	H 4	0.14
Td	-120	Td	-92	Td	-69	Td	-164	Td	-18
		1.82	3.64		1.82		3.64		1.82
Q	#VALUE!	Q	-230	Q	-12	Q	-225	Q	-36
H 3.5	※算定不可	H 3.5	1.25	H 3.5	2.22	H 3.5	1.62	H 3.5	0.23
Td		Td	-287	Td	-54	Td	-364	Td	-17
		1.68	3.5		1.68		3.5		1.68

Co=0.25時

図 6.1-16 β_2 の反曲点位置

② Qun 時反曲点位置

図 6.1-17 に鉛直荷重なしの Qun 時の軸力を示す。ここから、 β_1 と β_2 の反曲点位置を算定する。算定結果を図 6.1-18 および図 6.1-19 に示す。基本的な傾向は $C_0=0.25$ 時と同様の傾向となっている。Qun 分布の外力分布のため、1 層部分が $C_0=0.25$ 時と比べると小さくなる傾向にある。

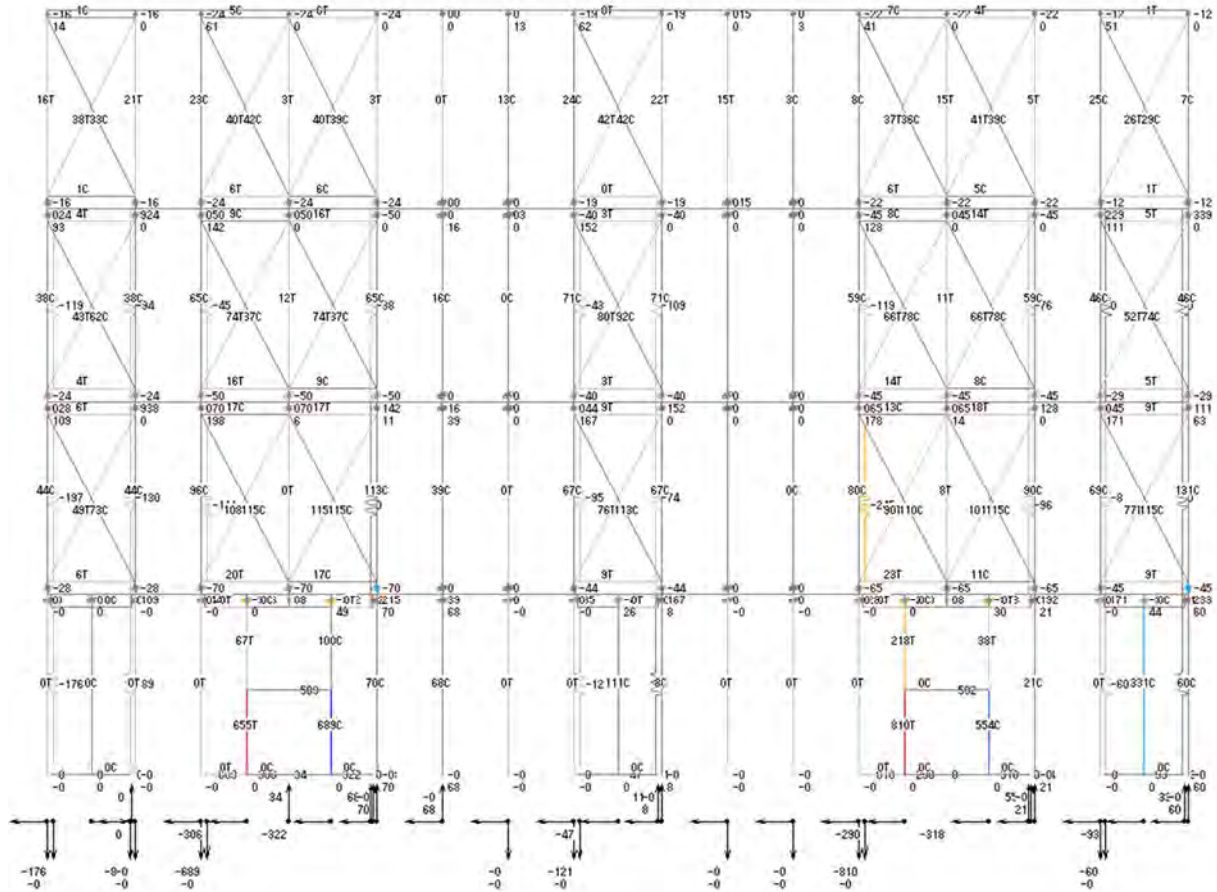


図 6.1-17 Qun 時(鉛直なし)軸力图

13.72	27	-16	61	182	-39	62	62	112	-60	41	150	-42	51	61	-16
0	0.67	0	0	0.31	0	62	0	0.20	0	0	0.39	0	0	0.32	0
-50.2	54	8.77	-12.4	81	31.8	-14.1	-14.1	27	15.77	-24.3	98	29.32	2.06	28	33.01
	1.82			3.64				1.82			3.64			1.82	
92.82	62	0	142	247	0	153	153	1	0	128	154	0	111	101	0
-26.4	0.63	-94	-94	0.52	-38.2	110	-43.1	1.00	109	9	0.67	-75.3	111	0.50	0
-119	0	107	92.82	0	272	142.5	0	278	153.1	-118	0	311	127.6	101	110.8
0	1.82			3.64				1.82			3.64			1.82	
108.4	39	0	198	141	11	169	169	133	0	177	49	0	170	90	62
-88.7	0.80	-131	88	0.85	0	72	-97.2	0.62	-73.6	-67	0.93	-93.6	161	0.71	62
-197	0	159	108.4	0	773	314.9	-44.4	216	169.3	-244	0	622	190.9	220	232.7
0	1.82			3.64				1.82			3.64			1.82	
0	0	-148	0	-220	70	100	111	-15	8	0	-89	57	0	-63	101
-176	※算定	0	44	1.10	0	-10	-121	1.08	0	27	1.04	0	141	1.22	66
-176	不可	-88.4	0	0	0	170	-121	0	8	-810	0	575	-50.4	0	166
0	148	0	34	2475	688.4	70.3	0	201	110.7	8	2424	20.74	0	358	309.7
0	1.68			3.5				1.68			3.5			1.68	65.81

Qun時

図 6.1-18 β_1 の反曲点位置

Q	-31	Q	-71	Q	-38	Q	-67	Q	-24
H 4	0.73	H 4	0.16	H 4	0.17	H 4	0.33	H 4	0.00
Td	-50	Td	-12	Td	-14	Td	-24	Td	0
	1.82		3.64		1.82		3.64		1.82
Q	-49	Q	-149	Q	-80	Q	-134	Q	-58
H 4	1.11	H 4	0.28	H 4	0.24	H 4	0.80	H 4	0.00
Td	-119	Td	-45	Td	-43	Td	-118	Td	0
	1.82		3.64		1.82		3.64		1.82
Q	-57	Q	-211	Q	-89	Q	-193	Q	-89
H 4	1.58	H 4	0.47	H 4	0.50	H 4	1.15	H 4	0.05
Td	-197	Td	-110	Td	-97	Td	-244	Td	-9
	1.82		3.64		1.82		3.64		1.82
Q	※算定	Q	-635	Q	-43	Q	-614	Q	-85
H 3.5	不可	H 3.5	1.10	H 3.5	1.30	H 3.5	1.33	H 3.5	0.29
Td		Td	-697	Td	-115	Td	-816	Td	-50
	1.68		3.5		1.68		3.5		1.68

Qun時

図 6.1-19 β_2 の反曲点位置

6.1.5 X0 通りの検討

X0 通りの検討を示す。X0 通りは、外端の柱は安全側に引張力を負担しない条件とする。

(1) 地震力

X0 通りの地震力は、壁量の割合が全体の 25% であるため、全体の 25% の地震力に対して検討する。Co=0.2、0.25、Ds*I の地震力を表 6.1-5 に示す。

表 6.1-5 X0 通りの地震力

全体 Wi	壁割合	wi	Σwi	αi	Ai	1次設計(Co=0.2)			1次設計(Co=0.25)			2次(Ds*I)			
						Ci	Qi	Pi	Ci	Qi	Pi	Ds	Ci	Qun	Piu
724	0.25	180.9	180.9	0.090	1.934	0.387	70.0	70.0	0.484	87.5	87.5	0.30	0.725	131.2	131.2
1276	0.25	319.0	499.9	0.250	1.425	0.285	142.5	72.5	0.356	178.1	90.6	0.30	0.534	267.1	135.9
1276	0.25	319.0	818.9	0.409	1.182	0.236	193.6	51.1	0.296	242.0	63.9	0.30	0.443	363.0	95.8
1276	0.25	319.0	1137.9	0.568	1.000	0.200	227.6	34.0	0.250	284.5	42.5	0.55	0.688	782.3	419.3

(2) 負担荷重

X0 通りの負担荷重は図 6.1-20 の通りとする。屋根が 4.1kN/m で床が 7.2kN/m である。

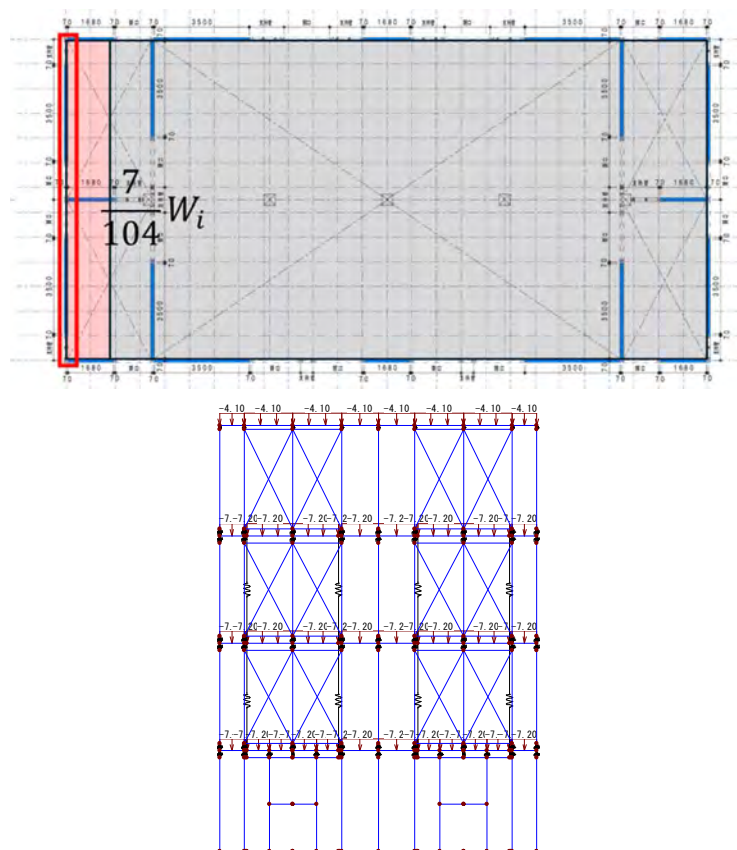


図 6.1-20 X0 通りの鉛直負担荷重

(3) 部材耐力

各部位の部材耐力を表 6.1-6 に示す。後述する剛性率を満足させるため、横架材せいを Y2 通りの全層 390mm から全層 600mm に変更している。

表 6.1-6 X0 通りの部材耐力

部位			短期			終局		
			曲げ	軸力	せん断	曲げ	軸力	せん断
横架材			177.4	-	134.4	266.1	-	201.6
140x600	ベイマツ	E120-F330						
柱 (細長比89.2)			-	138.5	-	-	207.8	-
140x140	RW	E95-F315						
タイダウン			-	299.2	-	-	448.7	-
φ23	C種1号	SBPR1080/1230						
CLT耐力壁 (単独壁)			584.2	2086.6	396.5	876.4	3129.8	594.7
150x1680	5層5プライ	S 90						
CLT耐力壁 (連続壁)			633.9	2173.5	413.0	950.9	3260.3	619.5
150x1750	5層5プライ	S 90						
CLT接合部			-	635.4	-	-	635.4	-
DP	1 8 - φ20	S 90						

単位(kN,kNm)

(4) 各ケースの荷重変形、変形図

各ケースの荷重変形図を図 6.1-21 および図 6.1-22 に示す。ケースは、 $C_0=0.25$ および Q_{un} 時を示す。

層せん断力-層間変形[A10.25]

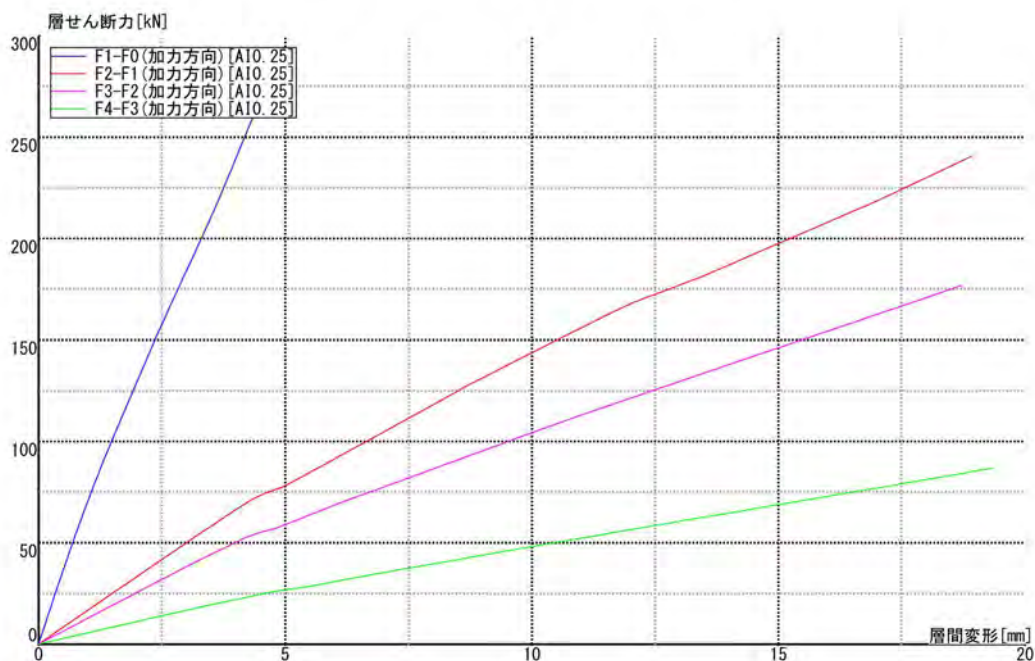


図 6.1-21 $C_0=0.25$ 時の荷重変形

層せん断力-層間変形[QUN]

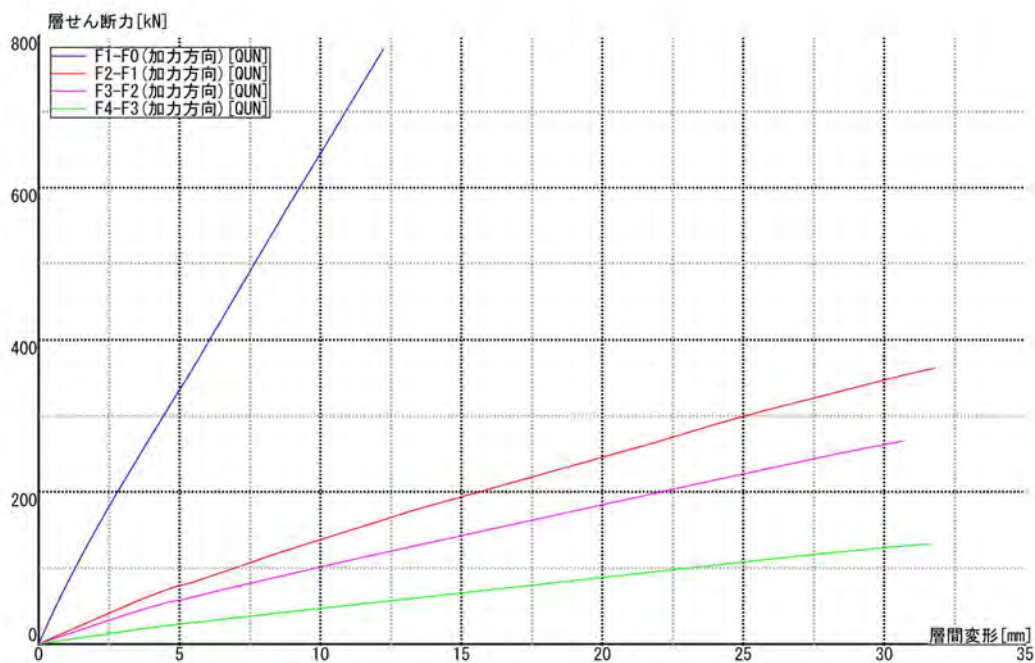


図 6.1-22 Q_{un} 時の荷重変形

図 6.1-23 に $C_0=0.2$ 時の変形図、表 6.1-7 にその際の層間変形角および剛性率を示す・
 これらより $C_0=0.2$ 時の層間変形角の確認を行う。層間変形角はすべての層で $1/150$ 以下、
 剛性率は 2×4 の部分は 0.6 以上となっていることを確認した。

表 6.1-7 層間変形角および剛性率

階	H	絶対変形	層間変形	層間変形角	平均	剛性率
4	4114	47.3	15	$1/274$	455	0.60
3	4000	32.3	14.2	$1/281$		0.62
2	4000	18.1	14.3	$1/279$		0.61
1	3746	3.8	3.8	$1/985$		2.16

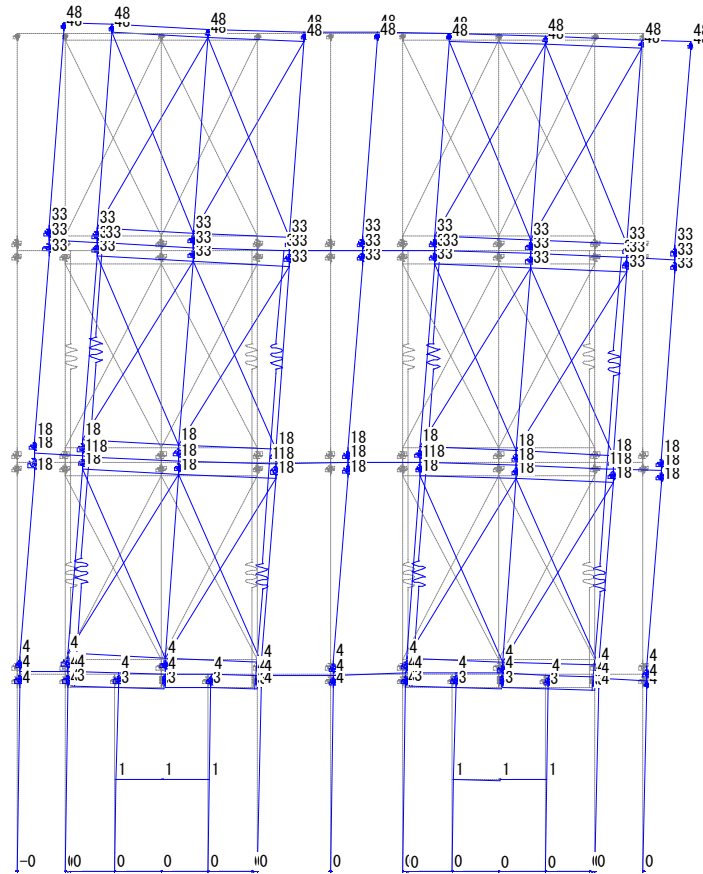


図 6.1-23 $C_0=0.2$ 時の変形図

(5) $C_o=0.25$ 時の応力図

図 6.1-24 から図 6.1-26 に $C_o=0.25$ 時における各部材の応力図を示す。これらから、横架材は曲げ・せん断ともに許容耐力以下に収まっており、柱、タイダウン、CLT 耐力壁、DP 接合部、2x4 耐力壁についても同様に許容耐力を下回っていることを確認した。

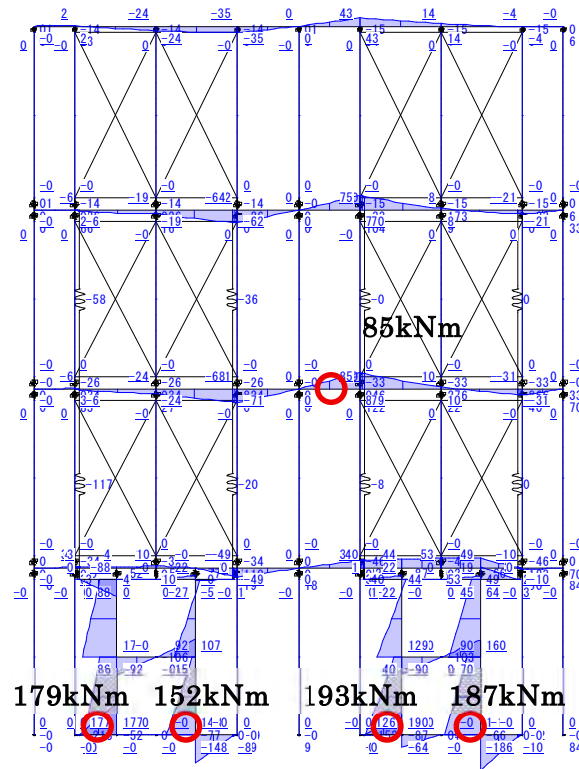


図 6.1-24 $C_o=0.25$ 時の曲げモーメント図

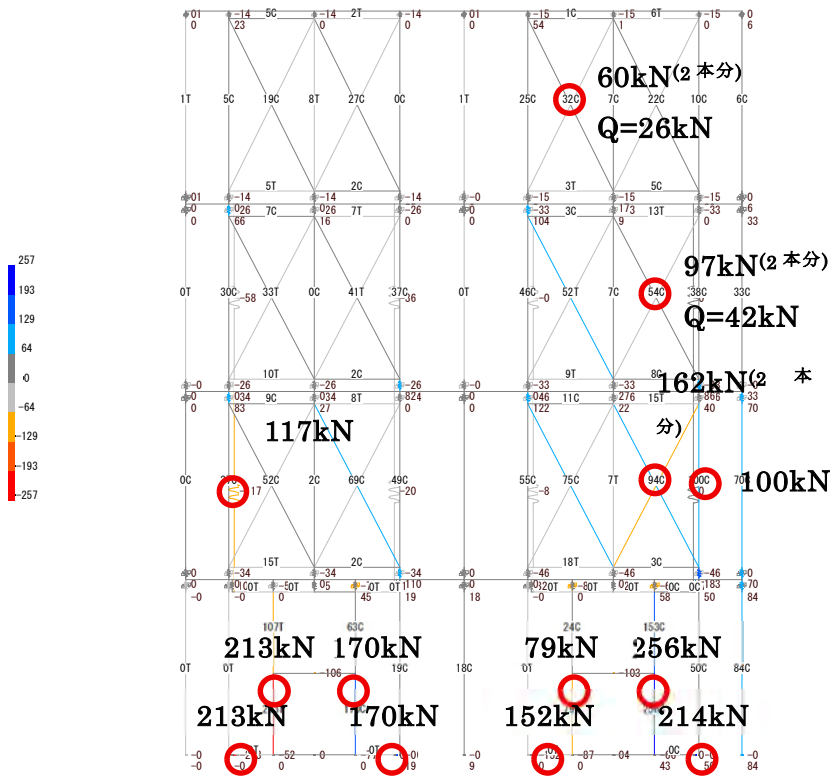


図 6.1-25 $C_0=0.25$ 時の軸力図

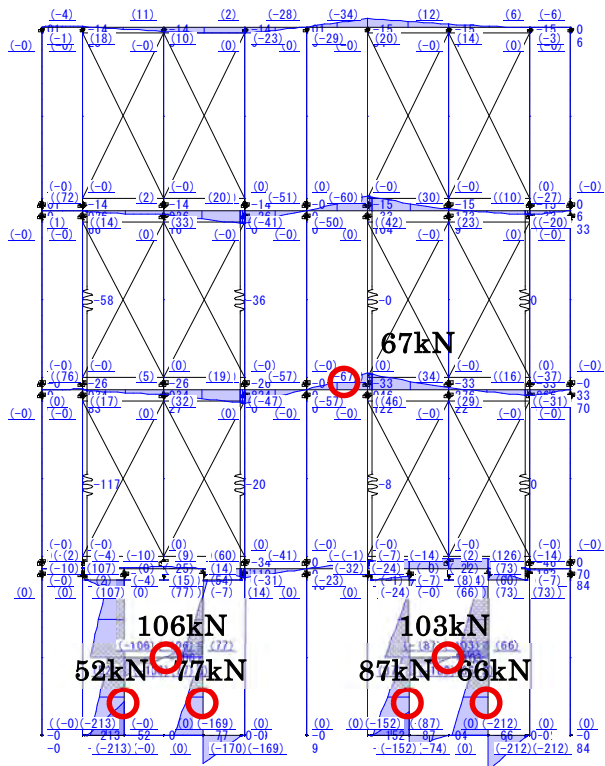


図 6.1-26 $C_0=0.25$ 時のせん断力図

(6) Qun 時の応力図

図 6.1-27 から図 6.1-29 に、Qun 時における各部材の応力図を示す。これらから、横架材は曲げ・せん断ともに終局耐力以下に収まっており、柱、タイダウン、CLT 耐力壁、DP 接合部、2x4 耐力壁についても同様に終局耐力を下回っていることを確認した。また、DP 接合部の検定比は $524/635.4=0.825$ であった。

Qun 時と 1 次設計時の応力比を比較した結果、横架材の曲げ応力は 1.6 倍、せん断応力は 1.6 倍程度に増大していた。2x4 部における応力変化は約 1.5 倍であるため、2x4 耐力壁の塑性化によって応力比も変化している。柱材については、最大応力部位において 1.7 倍程度の応力比であった。また、CLT 脚部のドリフトピン接合部および CLT 母材の応力比は 2.5 倍程度で、これは、Qun 時の外力分布の変化による影響を受けたものと推察される。

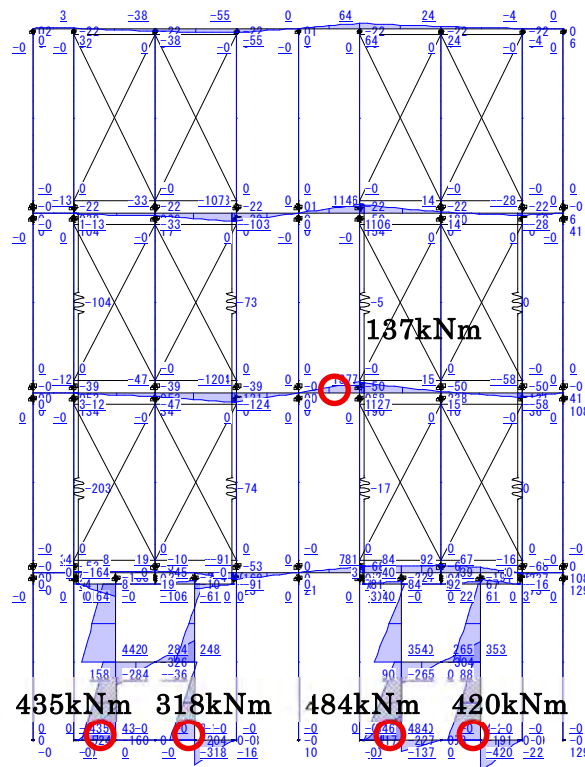


図 6.1-27 Qun 時の曲げモーメント図

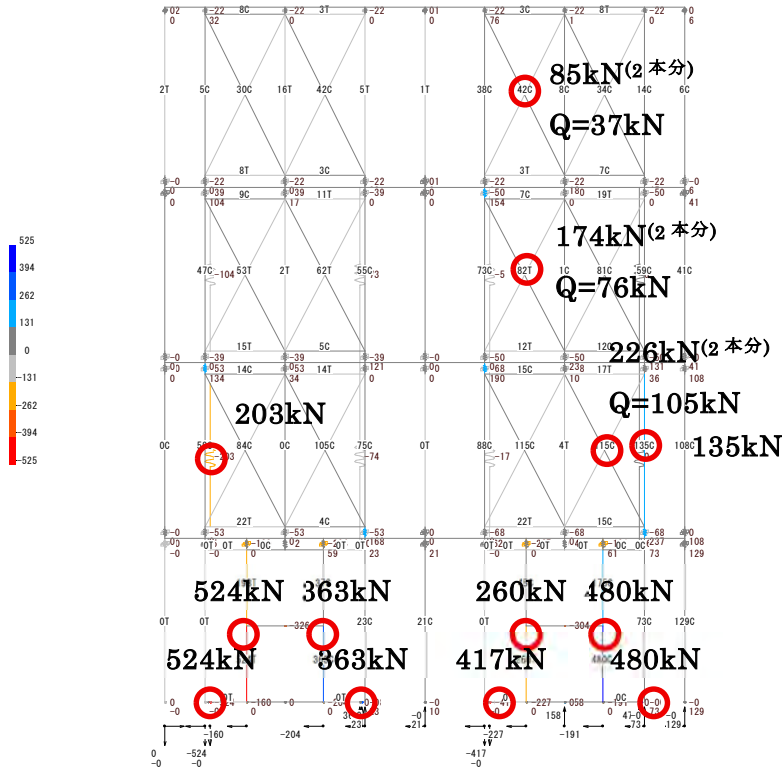


図 6.1-28 Qun 時の軸力図

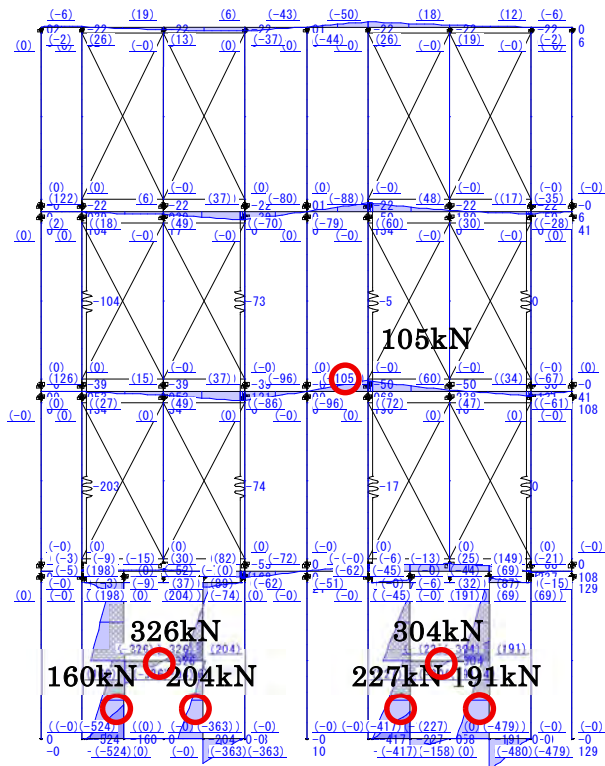


図 6.1-29 Qun 時のせん断力図

(7) 反曲点の分析

X0 通りについても、Y2 通りの検討と同様の条件および算定方法を用いて反曲点位置の分析を行う。

① $C_0=0.25$ 時反曲点位置

図 6.1-30 に鉛直荷重なしの $C_0=0.25$ 時の軸力を示す。ここから、 β_1 と β_2 の反曲点位置を算定する。算定結果を図 6.1-31 および図 6.1-32 に示す。変動軸力の影響により、上層は左側において β_1 、 β_2 の反曲点位置が右側より大きくなっている。

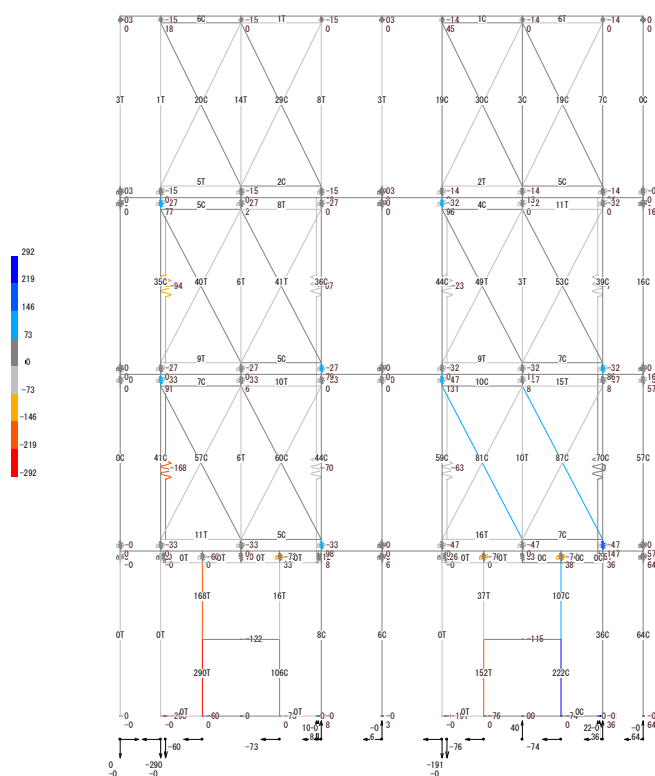


図 6.1-30 $C_0=0.25$ 時(鉛直なし)軸力図

17	106	-42	45	108	-14
0	0.37	0	0	0.34	0
-29.7	63	4.78	-5.9	56	24.62
	3.64			3.64	
73	88	0	96	141	0
0	0.69	-69.4	-25	0.57	-6.65
-93.6	196	83.54	0	189	85.69
	3.64			3.64	
91	-15	0	131	108	8
0	1.04	-69.3	-63.6	0.78	0
-169	360	98.23	0	382	146.2
	3.64			3.64	
0	-208	-58	0	-230	57
0	1.42	0	0	1.41	0
-169	709	107.2	-192	788	222.4
-291		7.64	0		36.02
	3.5			3.5	

Co=0.25時

図 6.1-31 β_1 の反曲点位置

Q	-45		Q	-42	
H	0.61		H	0.13	
Td	-30		Td	-6	
	3.64			3.64	
Q	-82		Q	-95	
H	1.04		H	0.24	
Td	-94		Td	-25	
	3.64			3.64	
Q	-99		Q	-141	
H	1.55		H	0.41	
Td	-169		Td	-64	
	3.64			3.64	
Q	-133		Q	-149	
H	2.18		H	1.29	
Td	-291		Td	-192	
	3.5			3.5	

Co=0.25時

図 6.1-32 β_2 の反曲点位置

② Qun 時反曲点位置

図 6.1-33 に鉛直荷重なしの Qun 時の軸力を示す。ここから、 B_1 と B_2 の反曲点位置を算定する。算定結果を図 6.1-34 および図 6.1-35 に示す。基本的な傾向は $C_0=0.25$ 時と同様の傾向となっている。Qun 分布の外力分布のため、1 層部分が $C_0=0.25$ 時と比べると小さくなる傾向にある。

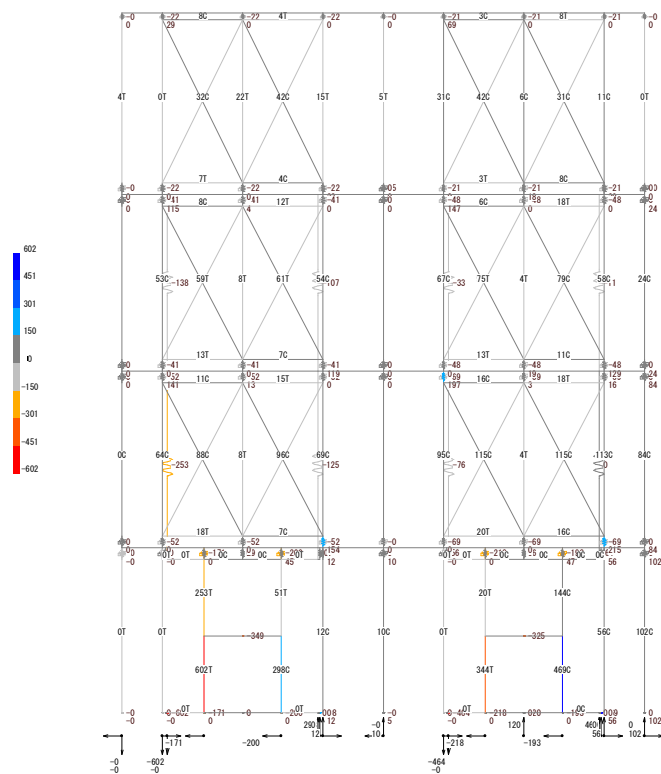


図 6.1-33 Qun 時(鉛直なし)軸力図

25	163	-64	69	153	-15
<u>0.36</u>				<u>0.35</u>	
25	0	-64	69	0	-15
-45.2	94	6.2	-7.41	81	37.22
	3.64			3.64	
108	143	0	147	224	0
<u>0.66</u>				<u>0.55</u>	
-31	-139	-110	112	-34.9	-10.9
-139	0	124.5	-34.9	0	119
0	280	124.5	0	279	129.4
	3.64			3.64	
141	20	0	197	192	16
<u>0.96</u>				<u>0.74</u>	
-113	-254	-123	121	-76.3	0
-254	0	154.5	-76.3	0	16
0	518	154.5	0	531	215.6
	3.64			3.64	
0	-254	-123	12	0	-20
<u>1.19</u>				<u>1.16</u>	
-254	0	-112	-21	0	61
-568	0	311	-465	0	56
34	-602	299.1	11.72	0	-465
	1538	299.1	11.72	0	-465
	1731	468.9	55.76		
	3.5			3.5	

Qun時

図 6.1-34 β_1 の反曲点位置

Q	-68		Q	-63	
<u>0.61</u>			<u>0.11</u>		
H 4	-45		H 4	-7	
Td			Td		
	3.64			3.64	
Q	-122		Q	-145	
<u>1.04</u>			<u>0.22</u>		
H 4	-139		H 4	-35	
Td			Td		
	3.64			3.64	
Q	-155		Q	-208	
<u>1.49</u>			<u>0.33</u>		
H 4	-254		H 4	-76	
Td			Td		
	3.64			3.64	
Q	-370		Q	-411	
<u>1.63</u>			<u>1.13</u>		
H 3.5	-602		H 3.5	-465	
Td			Td		
	3.5			3.5	

Qun時

図 6.1-35 β_2 の反曲点位置

6.1.6 X1 通りの検討

X1 通りの検討を示す。X1 通りは上層壁倍率を 2F:20 倍、3F:20 倍、4F:10 倍に変更している。

(1) 地震力

X1 通りの地震力は、壁量の割合が全体の 25%であるため、全体の 25%の地震力に対して検討する。Co=0.2、0.25、Ds*I の地震力を表 6.1-8 に示す。

表 6.1-8 X1 通りの地震力

全体 Wi	壁割合	wi	Σwi	αi	Ai	1次設計(Co=0.2)			1次設計(Co=0.25)			2次(Ds*I)			
						Ci	Qi	Pi	Ci	Qi	Pi	Ds	Ci	Qun	Piu
724	0.25	180.9	180.9	0.090	1.934	0.387	70.0	70.0	0.484	87.5	87.5	0.30	0.725	131.2	131.2
1276	0.25	319.0	499.9	0.250	1.425	0.285	142.5	72.5	0.356	178.1	90.6	0.30	0.534	267.1	135.9
1276	0.25	319.0	818.9	0.409	1.182	0.236	193.6	51.1	0.296	242.0	63.9	0.30	0.443	363.0	95.8
1276	0.25	319.0	1137.9	0.568	1.000	0.200	227.6	34.0	0.250	284.5	42.5	0.55	0.688	782.3	419.3

(2) 負担荷重

X1 通りの負担荷重は図 6.1-36 の通りとする。屋根が 8.2kN/m で床が 14.4kN/m である。

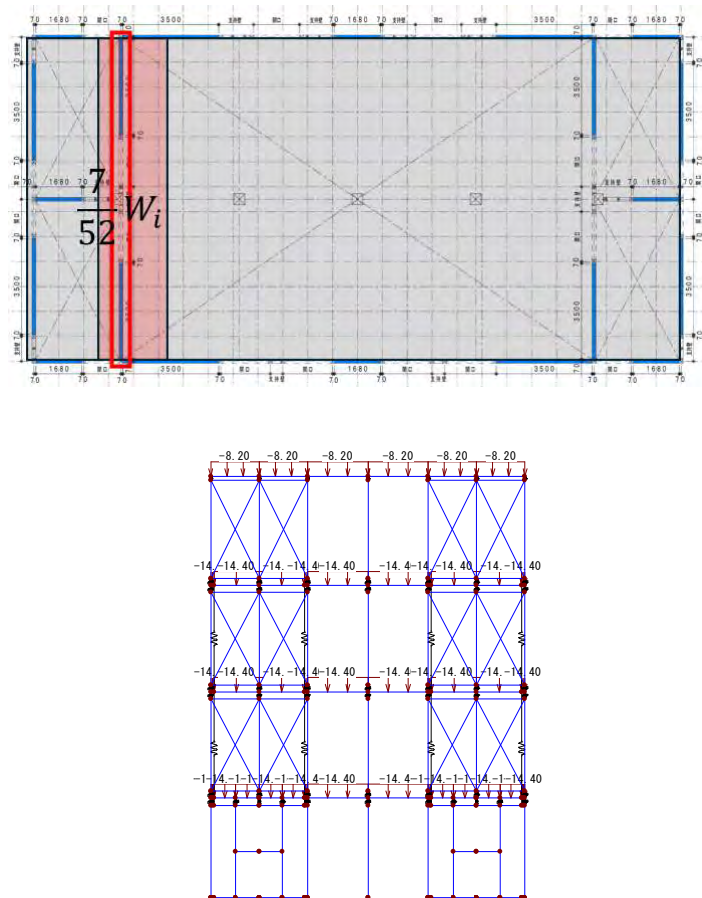


図 6.1-36 X1 通りの鉛直負担荷重

(3) 部材耐力

各部位の部材耐力を表 6.1-6 に示す。後述する剛性率を満足させるため、横架材せいを Y2 通りの全層 390mm から全層 600mm に変更している。

表 6.1-9 X0 通りの部材耐力

部位			短期			終局		
			曲げ	軸力	せん断	曲げ	軸力	せん断
横架材			177.4	-	134.4	266.1	-	201.6
140x600	ベイマツ	E120-F330						
柱 (細長比89.2)			-	138.5	-	-	207.8	-
140x140	RW	E95-F315						
タイダウン			-	299.2	-	-	448.7	-
φ23	C種1号	SBPR1080/1230						
CLT耐力壁 (単独壁)			584.2	2086.6	396.5	876.4	3129.8	594.7
150x1680	5層5プライ	S 90						
CLT耐力壁 (連続壁)			633.9	2173.5	413.0	950.9	3260.3	619.5
150x1750	5層5プライ	S 90						
CLT接合部			-	635.4	-	-	635.4	-
DP	1 8 - φ20	S 90						

単位(kN,kNm)

(4) 各ケースの荷重変形、変形図

図 6.1-37 および図 6.1-38 に各ケースの荷重変形図を以下に示す。ケースは、 $C_0=0.25$ および Q_{un} 時を示す。

層せん断力-層間変形 [A10.25]

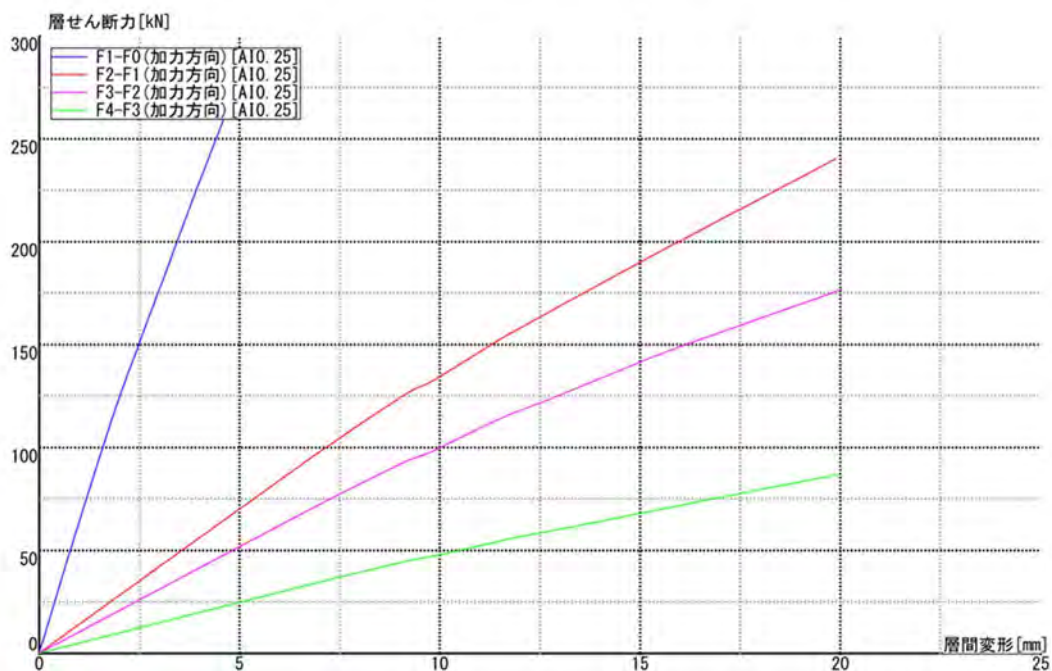


図 6.1-37 $C_0=0.25$ 時の荷重変形

層せん断力-層間変形 [QUN]

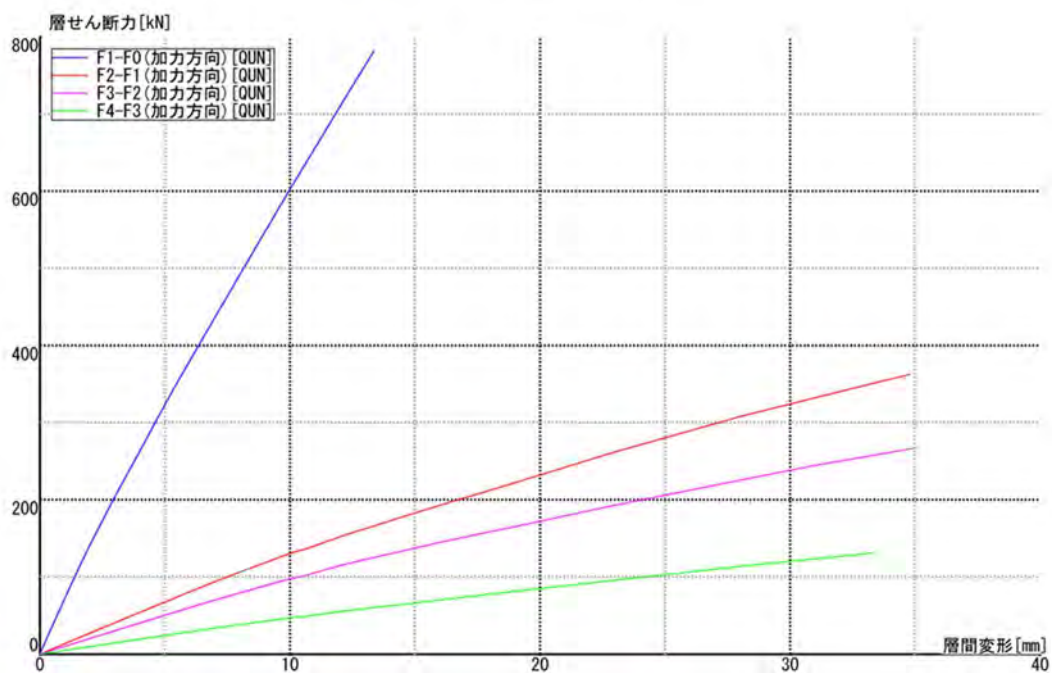


図 6.1-38 Q_{un} 時の荷重変形

図 6.1-39 に $C_0=0.25$ 時の変形図を、表 6.1-10 にその際の層間変形角および剛性率を示す。これらより $C_0=0.2$ 時の層間変形角の確認を行う。層間変形角はすべての層で $1/150$ 以下、剛性率は 2×4 の部分は 0.6 以上となっている。

表 6.1-10 層間変形角および剛性率

階	H	絶対変形	層間変形	層間変形角	平均	剛性率
4	4114	49.6	15.4	1/267	437	0.61
3	4000	34.2	15.0	1/266		0.61
2	4000	19.2	15.2	1/262		0.60
1	3746	3.9	3.9	1/950		2.18

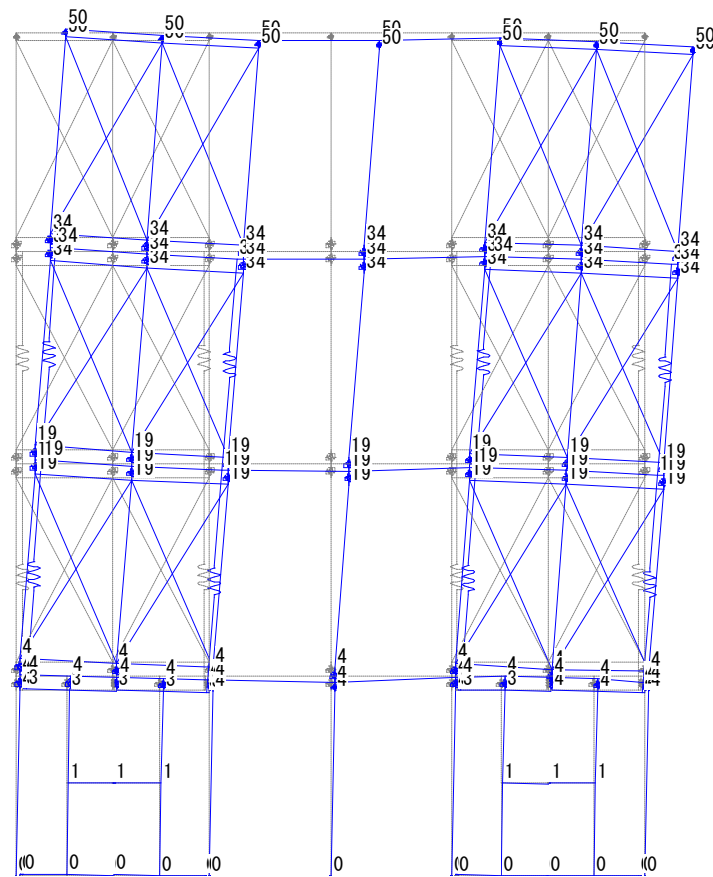


図 6.1-39 $C_0=0.2$ 時の変形図

(5) $C_o=0.25$ 時の応力図

図 6.1-40 から図 6.1-42 に、 $C_o=0.25$ 時における各部材の応力図を示す。これらから、横架材は曲げ・せん断ともに許容耐力以下に収まっており、柱、タイダウン、CLT 耐力壁、DP 接合部、2x4 耐力壁についても同様に許容耐力を下回っていることを確認した。

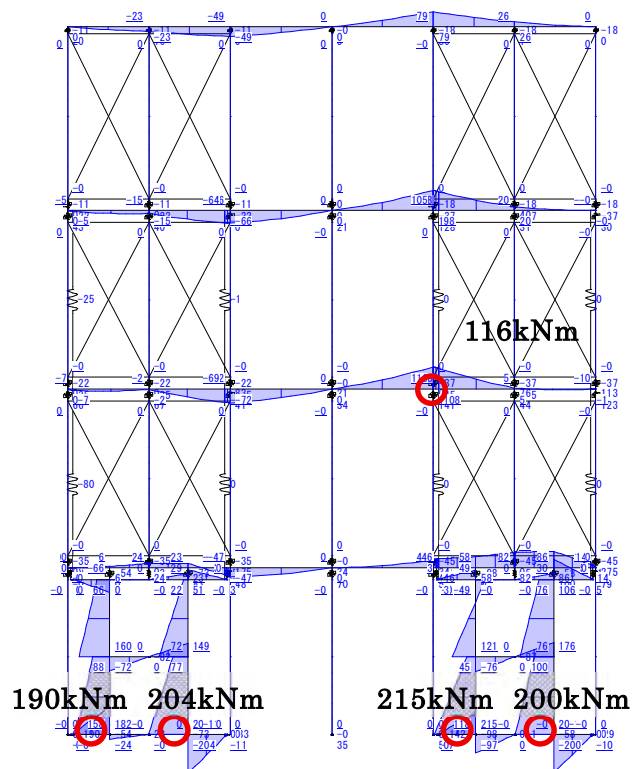


図 6.1-40 $C_o=0.25$ 時の曲げモーメント図

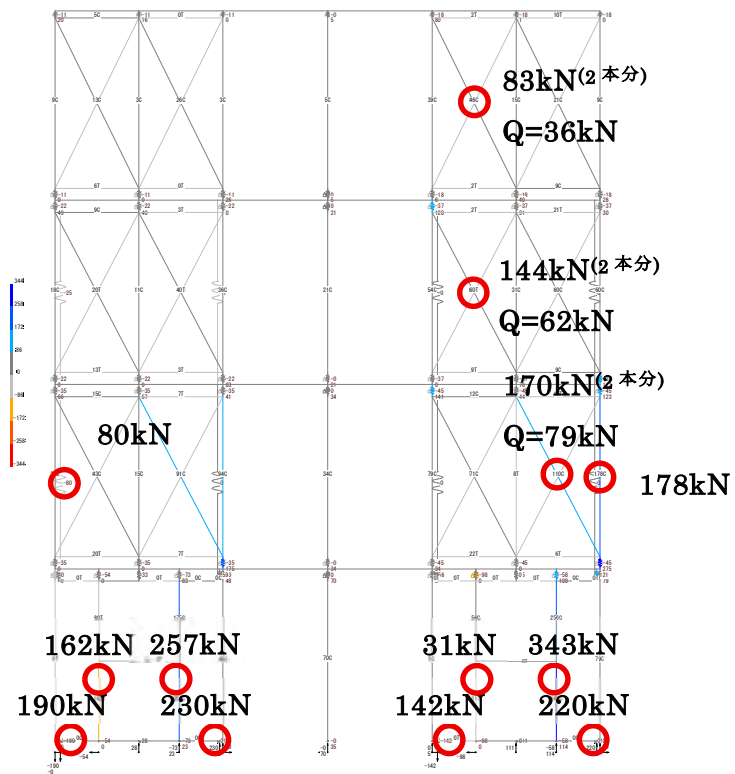


図 6.1-41 Co=0.25 時の軸力図

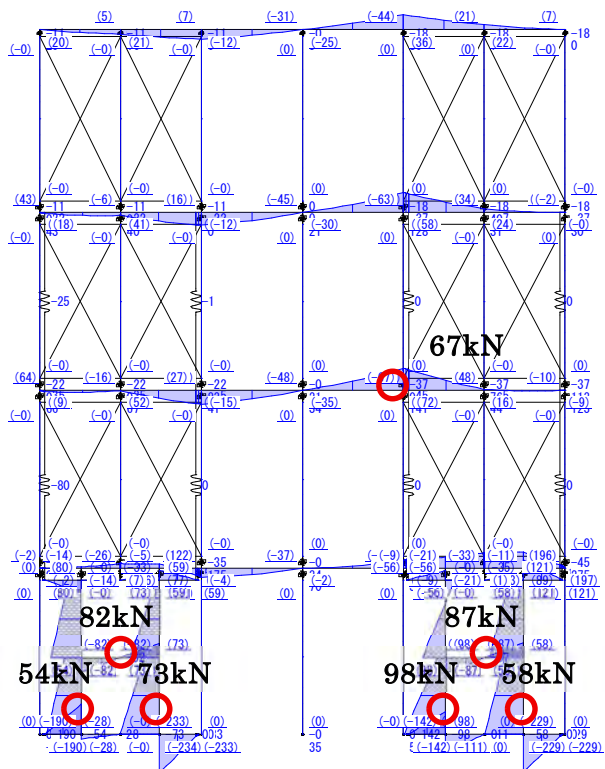


図 6.1-42 Co=0.25 時のせん断力図

(6) Qun 時の応力図

図 6.1-43 から図 6.1-45 に、Qun 時における各部材の応力図を示す。これらから、横架材は曲げ・せん断ともに終局耐力以下に収まっており、柱、タイダウン、CLT 耐力壁、DP 接合部、2x4 耐力壁についても同様に終局耐力を下回っていることを確認した。また、DP 接合部の検定比は $514/635.4=0.809$ であった。

Qun 時と 1 次設計時の応力比を比較した結果、横架材の曲げ応力は 1.6 倍、せん断応力は 1.5 倍程度に増大していた。2x4 部における応力変化は約 1.5 倍であるため、2x4 耐力壁の塑性化によって応力比も変化している。柱材については、最大応力部位において 1.7 倍程度の応力比であった。また、CLT 脚部のドリフトピン接合部および CLT 母材の応力比は 2.8 倍程度で、これは、Qun 時の外力分布の変化による影響を受けたものと推察される。

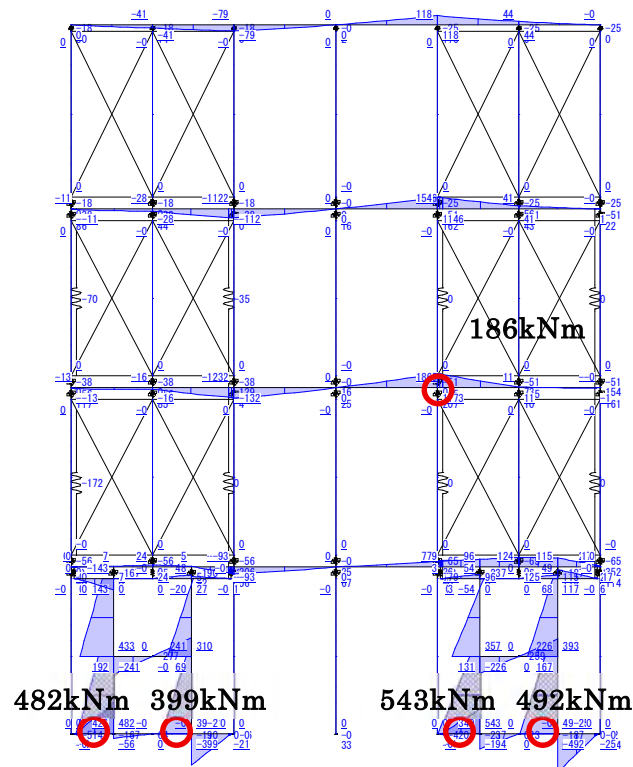


図 6.1-43 Qun 時の曲げモーメント図

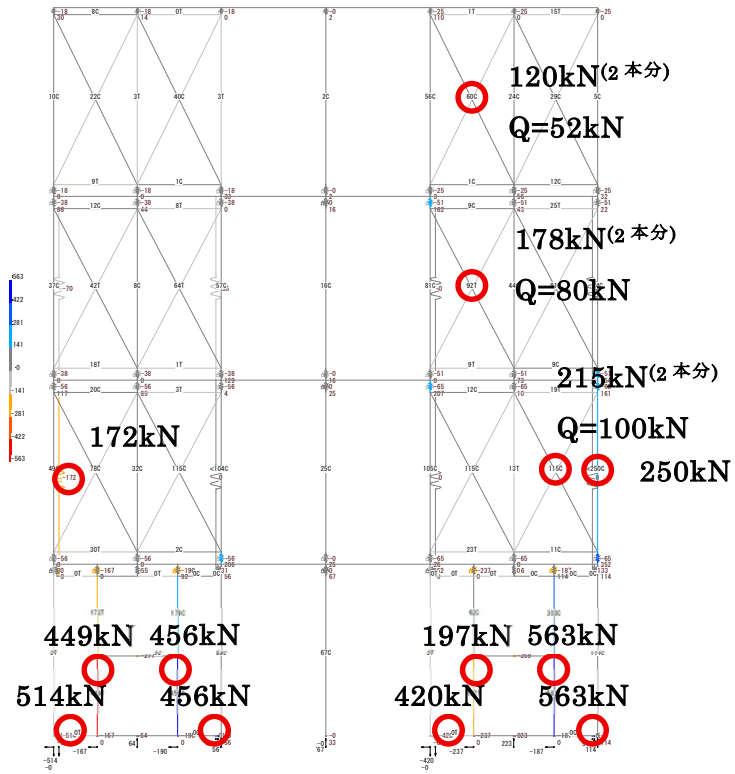


図 6.1-44 Qun 時の軸力図

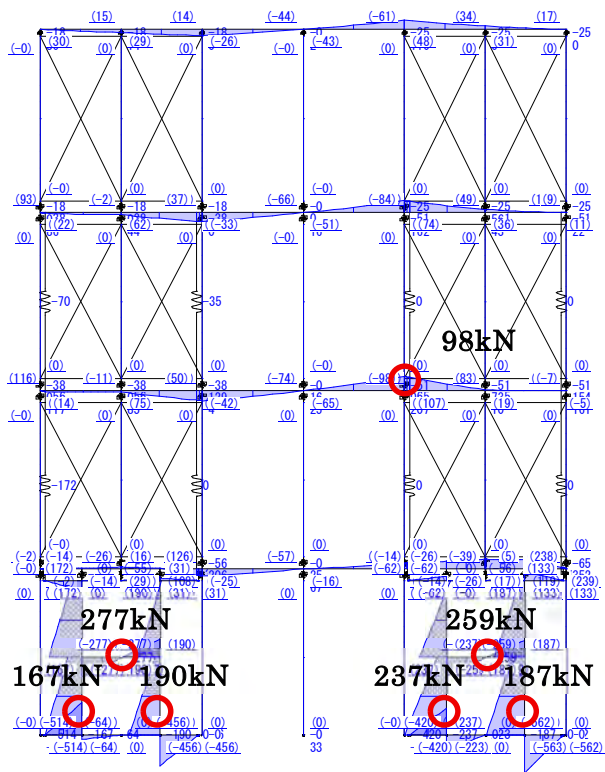


図 6.1-45 Qun 時のせん断力図

(7) 反曲点の分析

X1 通りについても、Y2 通りの検討と同様の条件および算定方法を用いて反曲点位置の分析を行う。

① $C_0=0.25$ 時反曲点位置

図 6.1-46 に鉛直荷重なしの $C_0=0.25$ 時の軸力を示す。ここから、 β_1 と β_2 の反曲点位置を算定する。算定結果を図 6.1-31 および図 6.1-32 に示す。変動軸力の影響により、上層は左側において β_1 、 β_2 の反曲点位置が右側より大きくなっている。

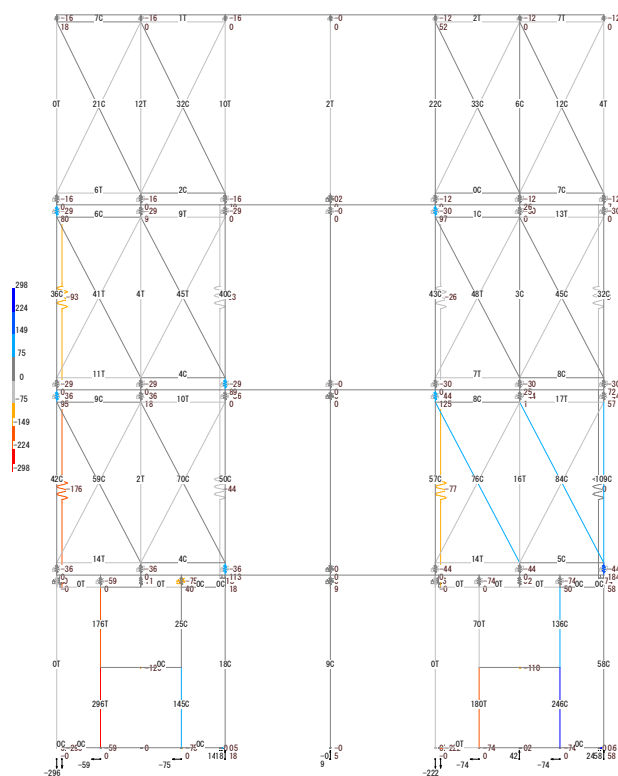


図 6.1-46 $C_0=0.25$ 時(鉛直なし)軸力図

18	110	-42	51	117	-14
0	0.40	0	0	0.36	0
-20.7	73	19.19	-3.49	66	32.58
	3.64			3.64	
80	90	0	97	135	0
0	0.71	-62.8	-26	0.56	-3.48
-93.3	217	88.67	0	172	72.01
	3.64			3.64	
95	-67	0	125	-17	57
0	1.18	-43.8	-76.8	1.04	0
-176	445	112.7	0	474	183.6
	3.64			3.64	
0	-176	-294	0	-353	74
0	1.58	0	0	1.62	0
-296	805	145.3	-222	919	245.7
	3.5			3.5	

Co=0.25時

図 6.1-47 β_1 の反曲点位置

Q	-49		Q	-37
H 4	0.38		H 4	0.08
Td	-21		Td	-3
	3.64			3.64
Q	-88		Q	-89
H 4	0.96		H 4	0.27
Td	-93		Td	-26
	3.64			3.64
Q	-109		Q	-132
H 4	1.47		H 4	0.53
Td	-176		Td	-77
	3.64			3.64
Q	-134		Q	-148
H 3.5	2.20		H 3.5	1.50
Td	-296		Td	-222
	3.5			3.5

Co=0.25時

図 6.1-48 β_2 の反曲点位置

② Qun 時反曲点位置

図 6.1-49 に鉛直荷重なしの Qun 時の軸力を示す。ここから、 B_1 と B_2 の反曲点位置を算定する。算定結果を図 6.1-50 および図 6.1-51 に示す。基本的な傾向は $C_0=0.25$ 時と同様の傾向となっている。Qun 分布の外力分布のため、1 層部分が $C_0=0.25$ 時と比べると小さくなる傾向にある。

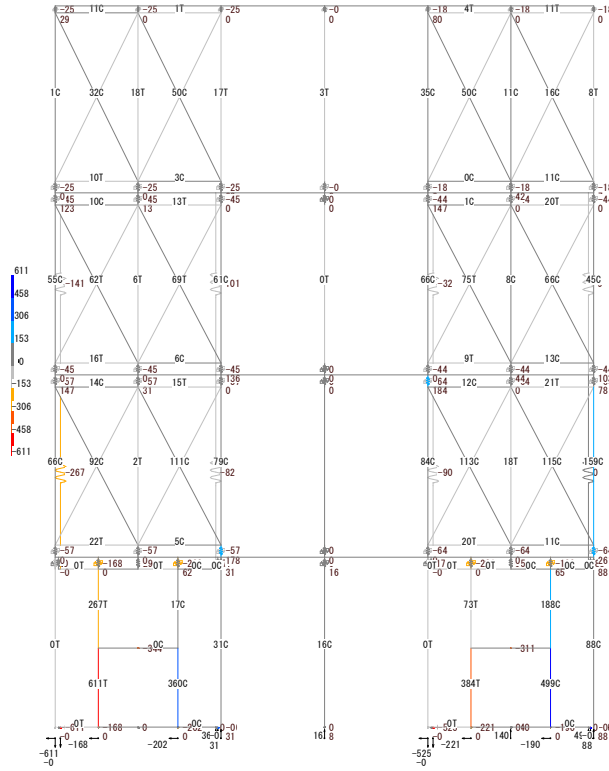


図 6.1-49 Qun 時(鉛直なし)軸力図

	29	174	-66	80	186	-22	
	-29	<u>0.38</u>	0	-66	80	<u>0.34</u>	-22
	-30.4	106	27.93	-3.27	95	48.76	-49
		3.64			3.64		
	123	152	0	147	228	0	
	-18	<u>0.68</u>	-101	-101	116	<u>0.50</u>	-9
	-141	319	135.8	0	228	103.3	94
	0	3.64			3.64		
	147	-70	0	184	31	78	
	-120	<u>1.12</u>	-81.6	-82	95	<u>0.95</u>	78
	-267	661	177.5	0	639	262.2	262
	0	3.64			3.64		
	0	-267	-397	-74	34	0	-72
	-267	<u>1.30</u>	0	-40	-72	0	<u>1.17</u>
	-577	1699	360.3	33.72	-0.13	-525	1947
	34.03	-611					499.3
		3.5					88.43
							3.5

Qun時

図 6.1-50 β_1 の反曲点位置

	Q	-87		Q	-55		
	H 4	<u>0.32</u>		H 4	<u>0.05</u>		
	Td	-30		Td	-3		
		3.64			3.64		
	Q	-135		Q	-131		
	H 4	<u>0.95</u>		H 4	<u>0.22</u>		
	Td	-141		Td	-32		
		3.64			3.64		
	Q	-170		Q	-193		
	H 4	<u>1.43</u>		H 4	<u>0.43</u>		
	Td	-267		Td	-90		
		3.64			3.64		
	Q	-370		Q	-412		
	H 3.5	<u>1.65</u>		H 3.5	<u>1.27</u>		
	Td	-611		Td	-525		
		3.5			3.5		

Qun時

図 6.1-51 β_2 の反曲点位置

6.1.7 反曲点高さ比を用いた横架材曲げモーメントの推定に関する検討

横架材の設計において、水平荷重作用時に横架材に生じる曲げモーメントを簡易化ラーメンモデルを用いた応力計算によって推定する。以降の検討では、特に断りがない限り鉛直荷重による影響は考慮しないものとする。

(1) 横架材曲げモーメントの算出方法

図 6.1-52 に、横架材曲げモーメントの算出方法を示す。なお、ここでは、反曲点高さ比 β の値には「枠組壁工法建築物設計の手引」で用いられる反曲点高さ比（前節における β_1 に相当）を用いた。

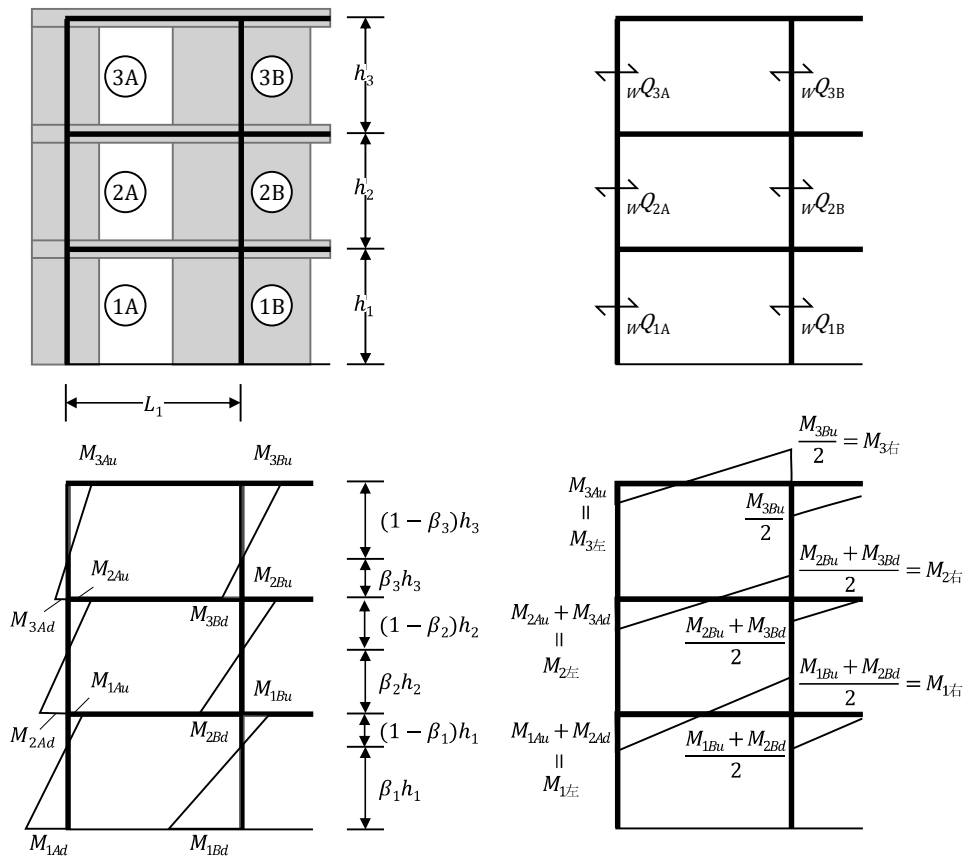
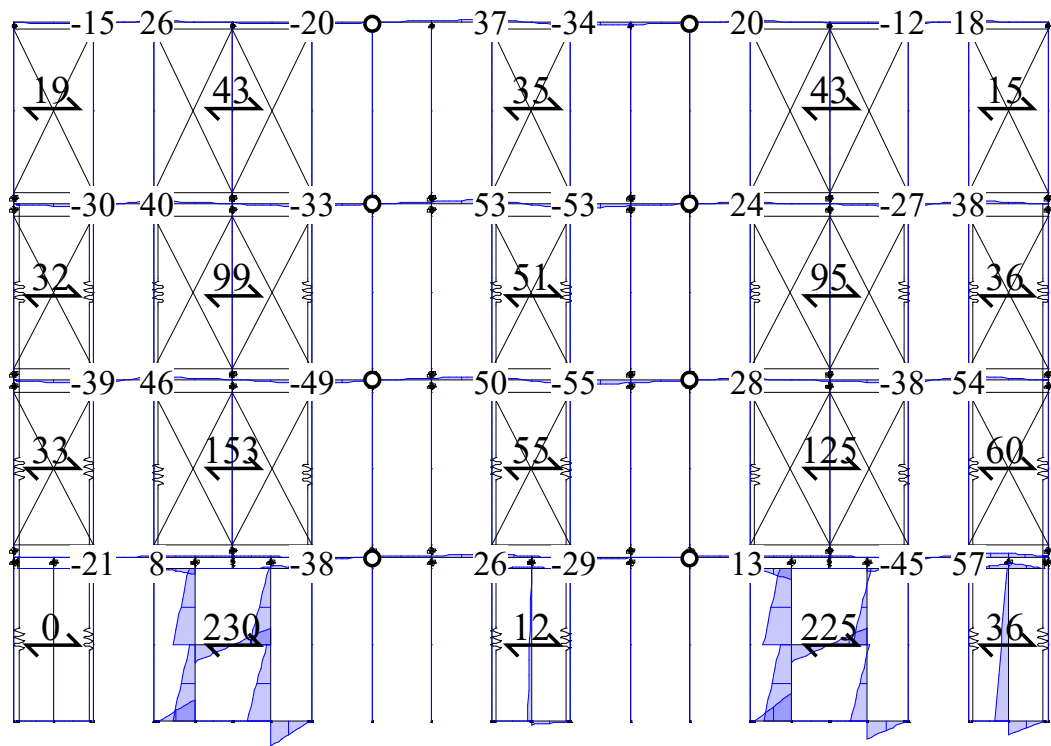


図 6.1-52 横架材曲げモーメントの算出方法

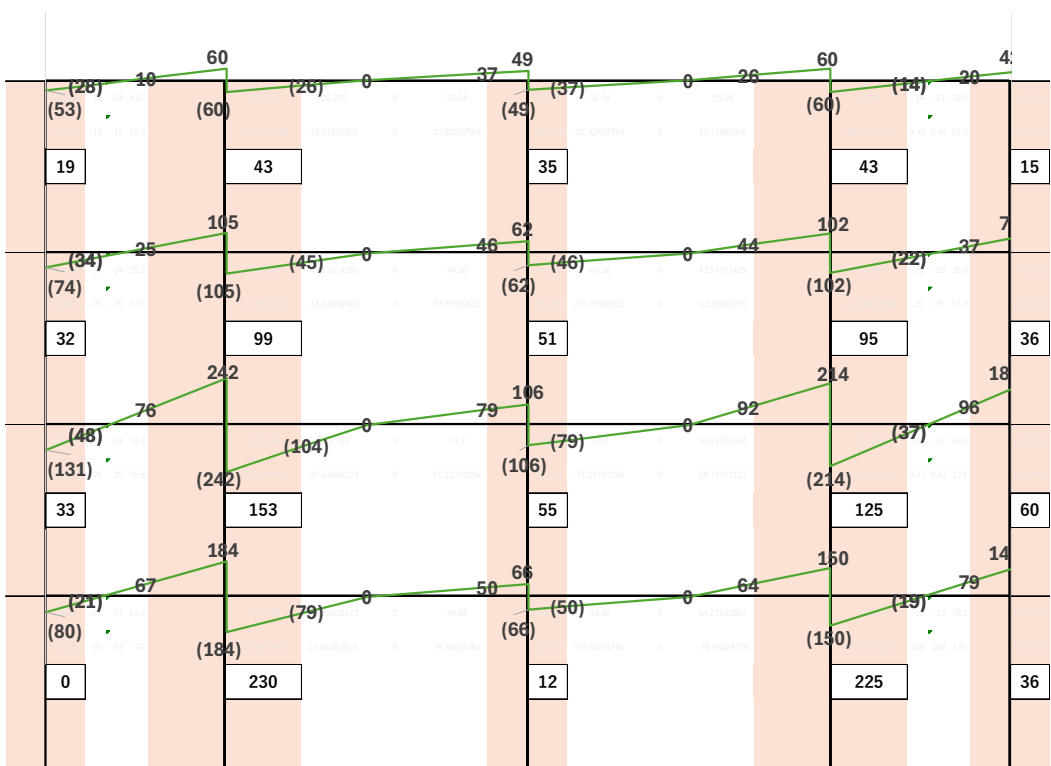
(2) 横架材曲げモーメントの算出結果

図 6.1-53 から図 6.1-58 に、前述の手法により算出した横架材曲げモーメントと、構面詳細モデルの解析から得られた曲げモーメントを示す。応力計算のモーメント算出時は、反曲点高さ比 β の値として、第 5 章のパラメトリックスタディで確認された平均的な値（1層 1.0、2層 0.6、3層 0.3、4層 0.3）を、各耐力壁の負担せん断力として、詳細モデルの解析で得られた負担せん断力の値を用いた。また、曲げモーメント図は、詳細モデルのピン位置においてモーメントが 0 となるように作成した。

壁フェース位置のモーメントを比較すると、応力計算による曲げモーメントは、全体的に詳細モデルより過大となる傾向にあり、最大で 5 倍程度の差が生じていた。この傾向は、特に 1 層および 2 層において顕著であった。

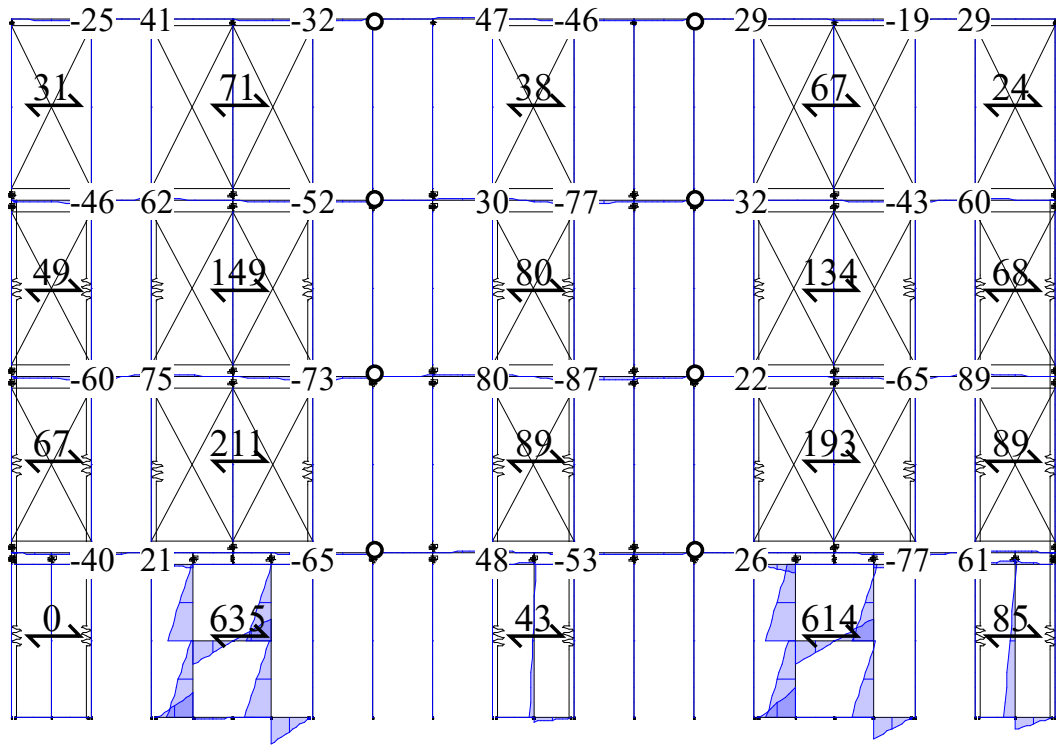


(1) 構面詳細モデル

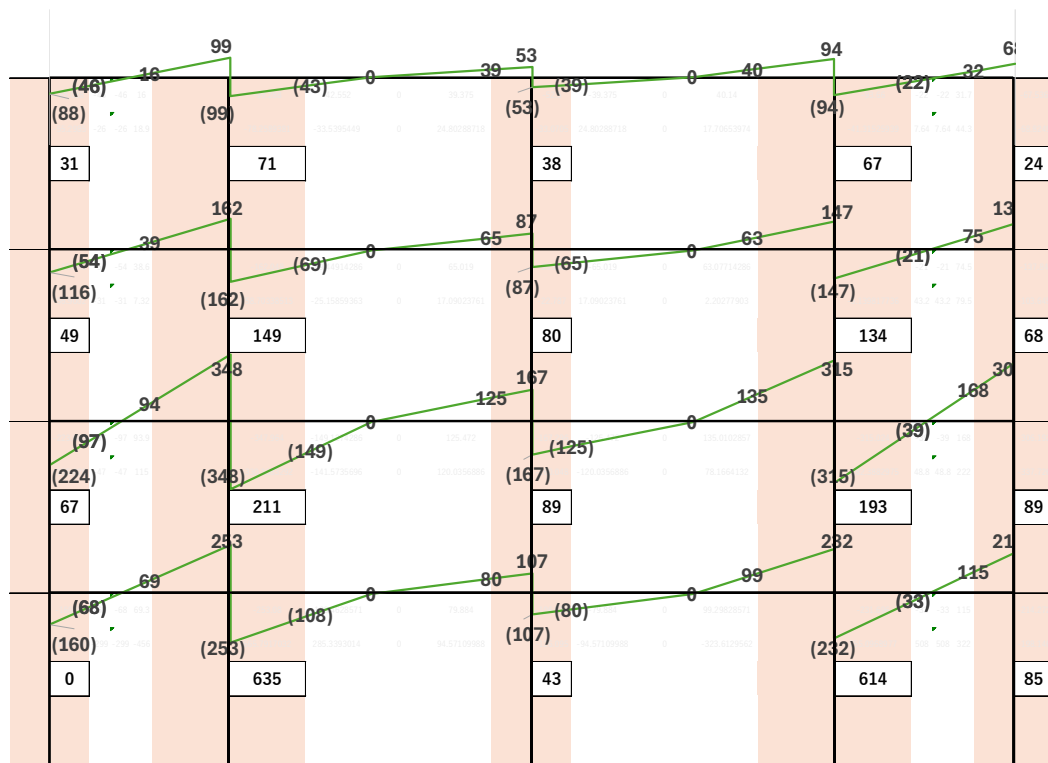


(2) 応力計算

図 6.1-53 Y2 通り 横架材曲げモーメント図 (Co=0.25 時)

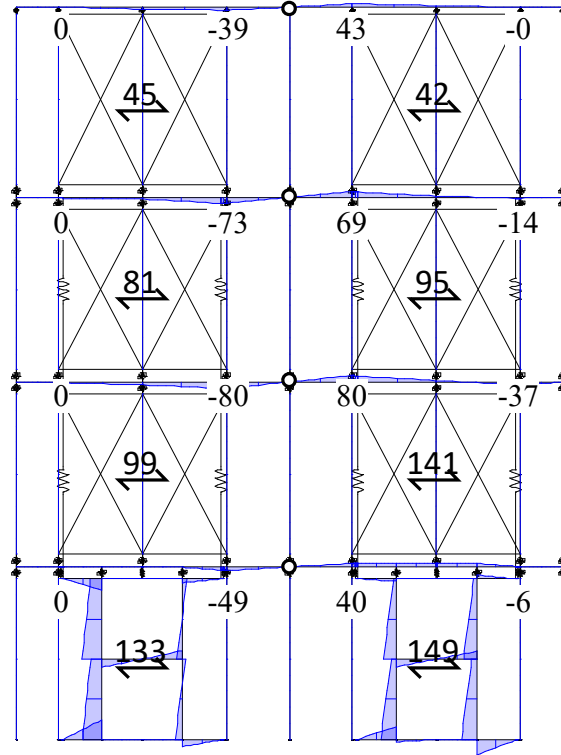


(1) 構面詳細モデル

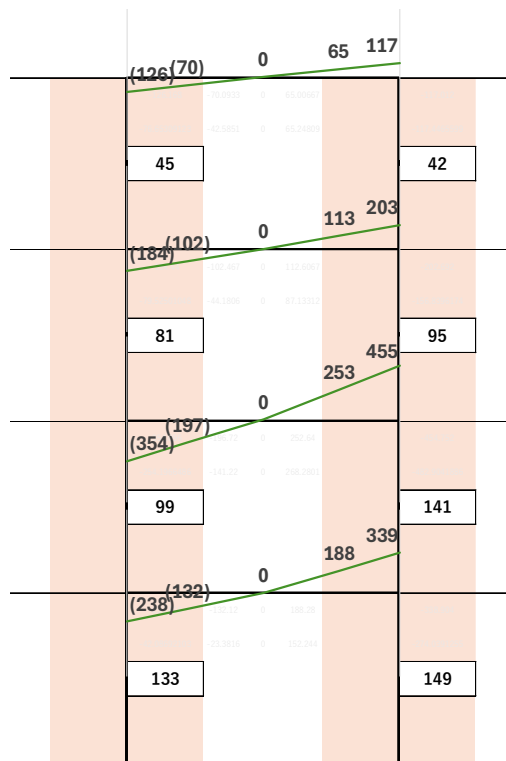


(2) 応力計算

図 6.1-54 Y2 通り 横架材曲げモーメント図 (Qun 時)

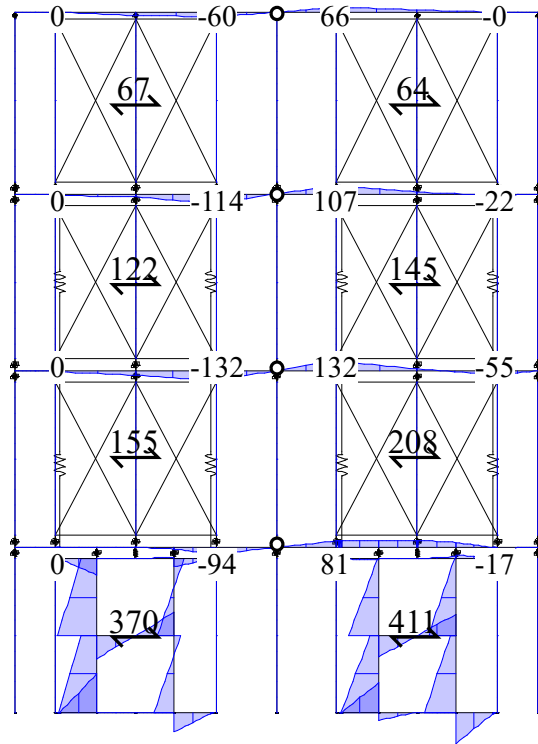


(1) 構面詳細モデル

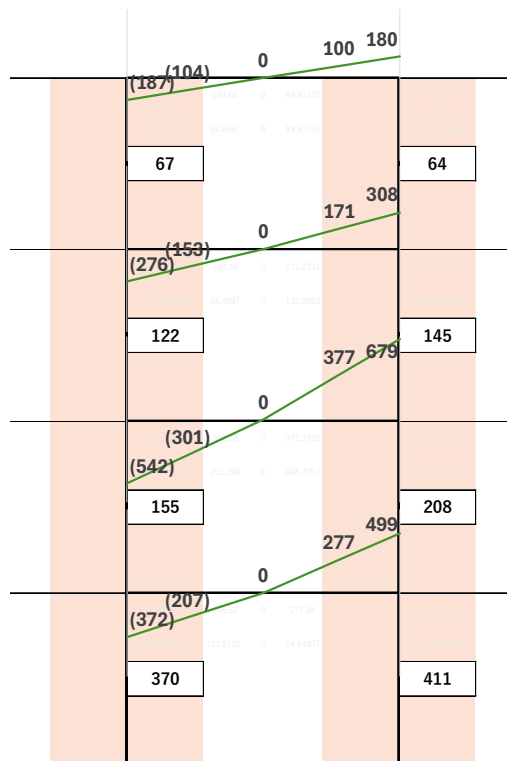


(2) 応力計算

図 6.1-55 X0 通り 横架材曲げモーメント図 (Co=0.25 時)

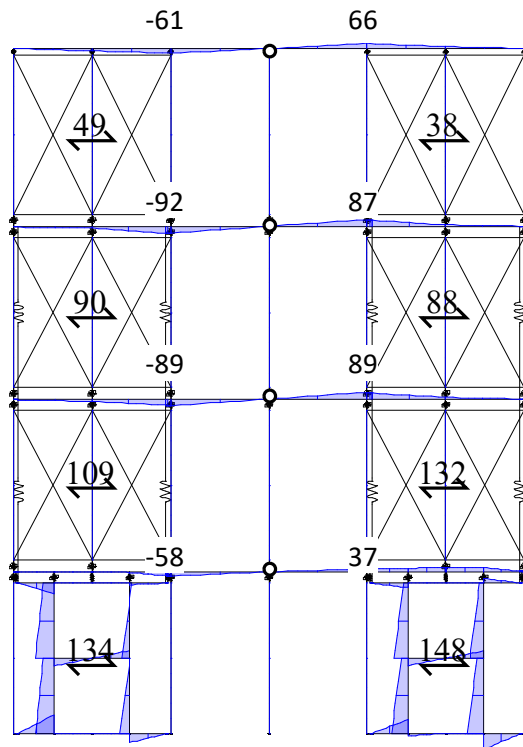


(1) 構面詳細モデル

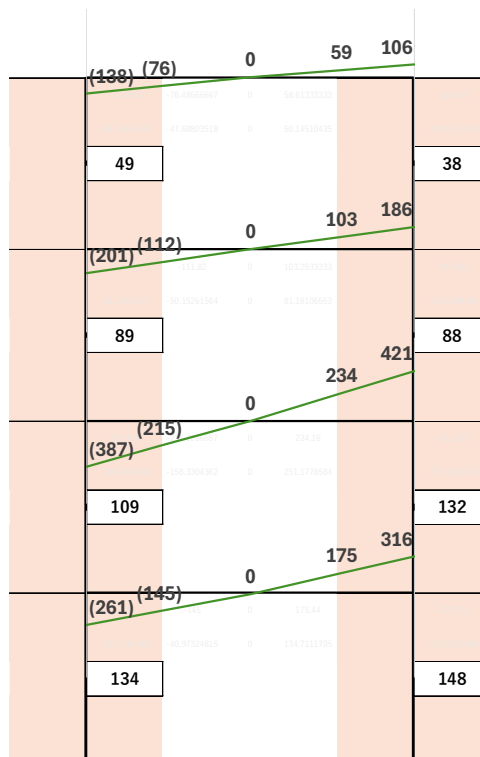


(2) 応力計算

図 6.1-56 X0 通り 横架材曲げモーメント図 (Qun 時)

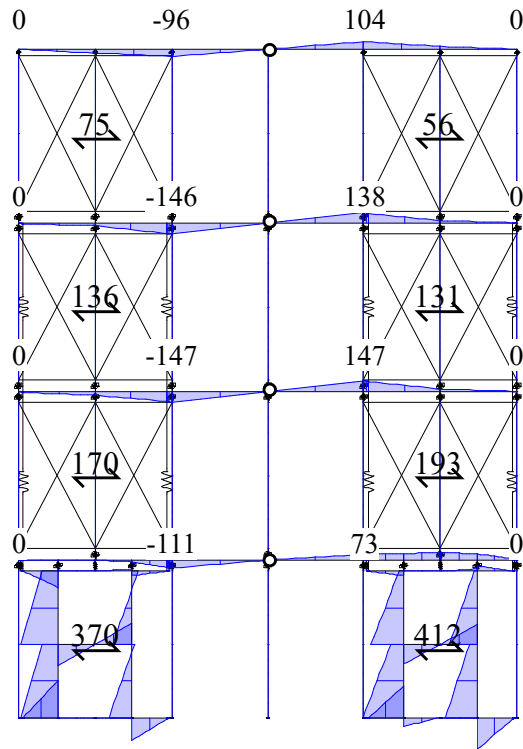


(1) 構面詳細モデル

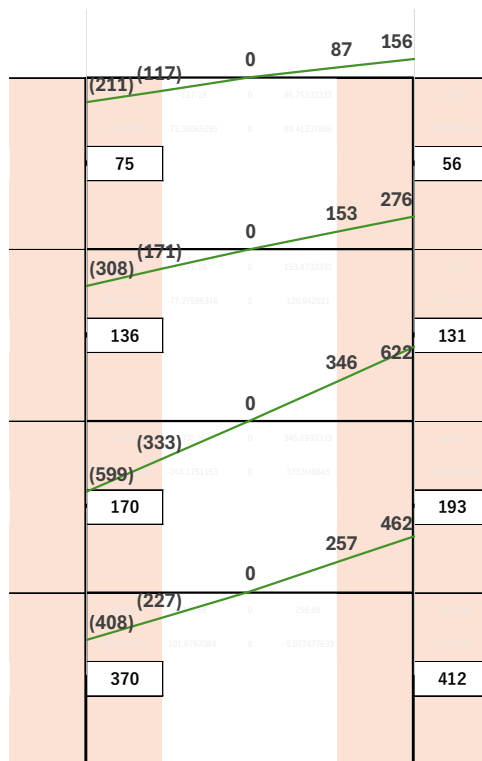


(2) 応力計算

図 6.1-57 X1 通り 横架材曲げモーメント図 (Co=0.25 時)



(1) 構面詳細モデル



(2) 応力計算

図 6.1-58 X1 通り 横架材曲げモーメント図 (Qun 時)

(3) 算出精度の向上に向けた算出手法の再検討

(1)の算出方法では、耐力壁の負担せん断力 wQ と反曲点高さ比 β を用いて算出される節点モーメントが、すべて横架材に分配されるものとして扱っている。しかし実際には、このモーメントは、横架材の曲げ戻しに加えて引張金物による抑え込みによっても負担されていると考えられる。したがって、横架材の曲げモーメントを算出するためには、節点モーメントから引張金物の負担分を差し引く必要があると考えられる。

以上の考察に基づき、引張金物の負担分を考慮した横架材曲げモーメントの修正算出方法を図 6.1-59 に示す。

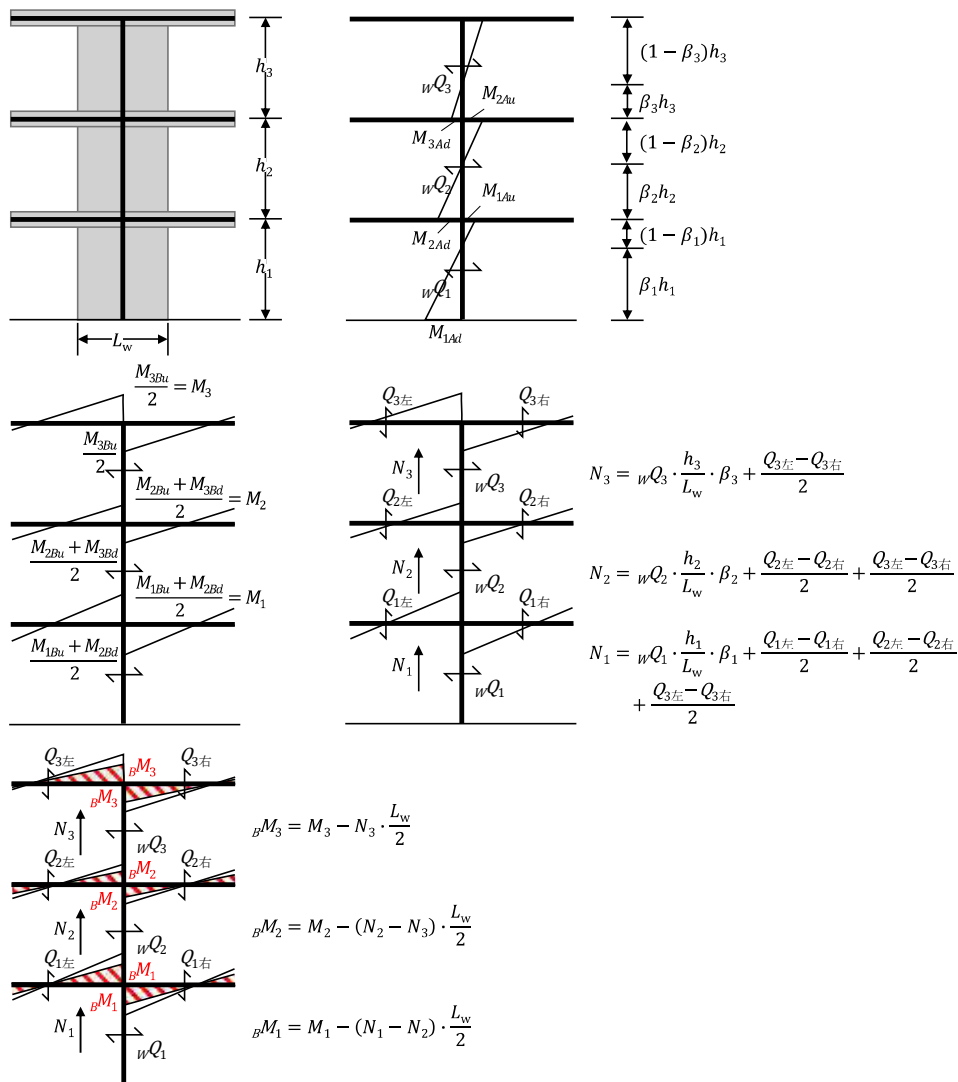


図 6.1-59 引張金物の負担分を考慮した横架材曲げモーメントの算出方法

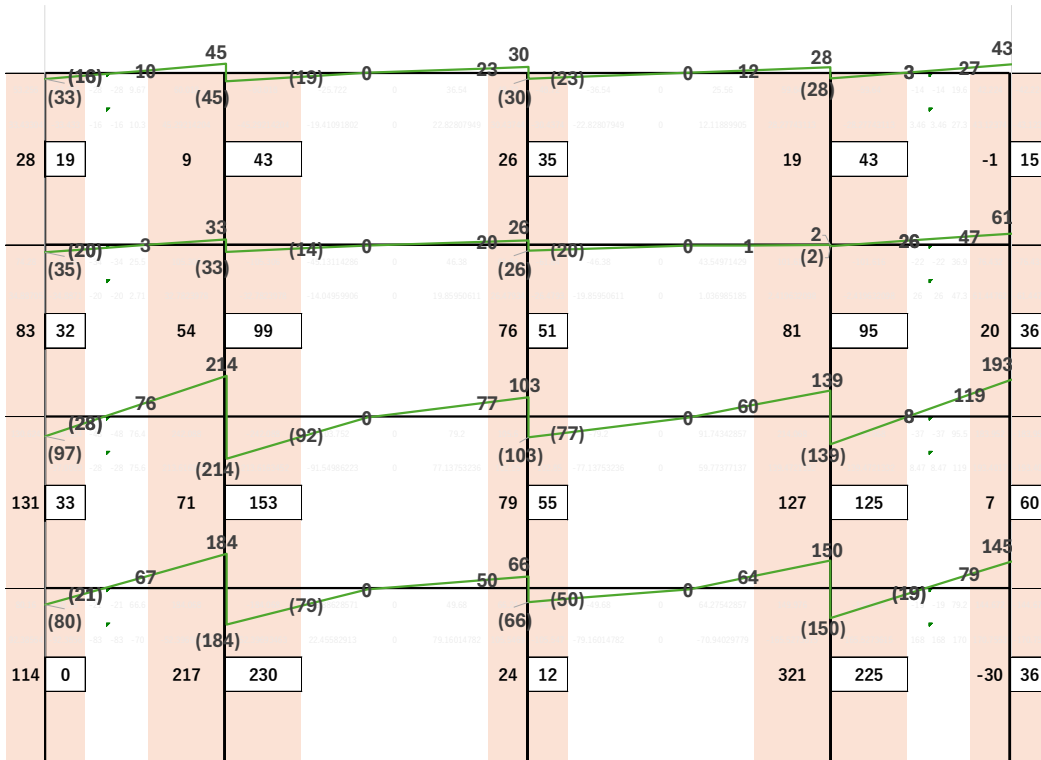
(4) 修正手法による横架材曲げモーメント算出結果

図 6.1-60 から図 6.1-62 に、修正手法により算出した横架材曲げモーメント図を示す。反曲点高さ比および各耐力壁の負担せん断力は前項と同じ値を用いた。また、今回対象とした構面は、1 層の壁幅が 4P の CLT 耐力壁は、壁頭にタイダウンが接続する接合形式であり、修正手法の適用が不適切であると判断したため、1 層モーメントは前項の算出方法により求めた。

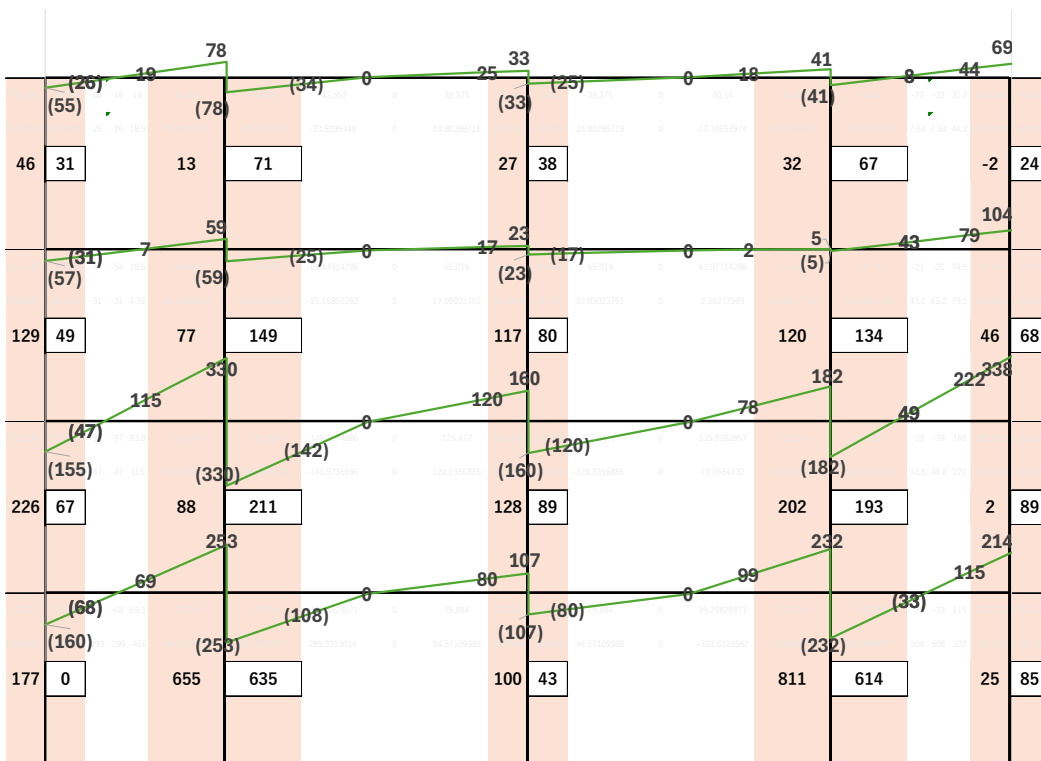
X0 通りおよび X1 通りについては、左側耐力壁のモーメントが前項算出方法と比較して 2 層 0.7 倍、3 層 0.4 倍、4 層 0.6 倍程度に低減された。一方、右側耐力壁では、全体転倒による圧縮力の影響でタイダウン引抜力が小さいため低減効果が小さく、2 層 1.1 倍、3 層 0.8 倍、4 層 1.0 倍程度となった。

Y2 通りについては、3 層の低減効果が最も大きく、構面内側耐力壁で約 0.3~0.4 倍となった。4 層は約 0.6~0.8 倍、2 層は約 0.7~1.0 倍と低減効果は小さかった。また、右端部耐力壁は全体転倒の影響で低減効果が見られなかった。

詳細モデルの解析結果との比較では、3 層、4 層の低減効果が大きく表れた影響で、一部モーメントを過小評価している箇所が確認された。一方、前項算出方法で差の大きかった 2 層については、低減効果が低かったため、依然として解析結果との差が大きい結果となった。

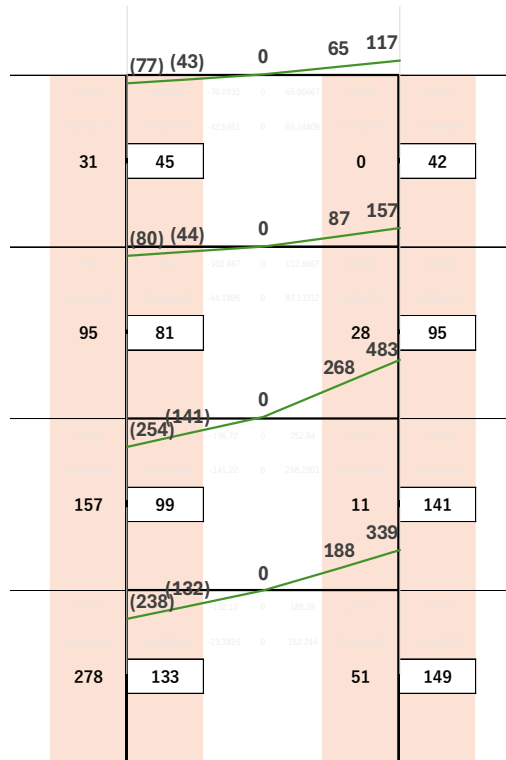


(1) $C_0=0.25$ 時

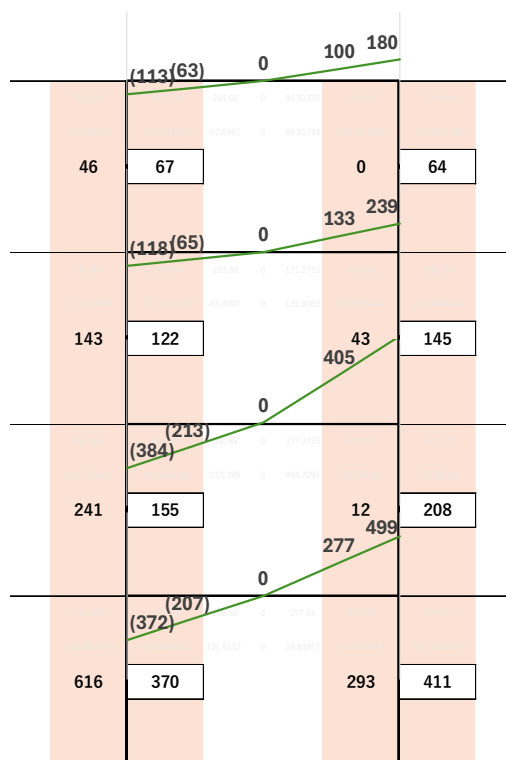


(2) Q_{un} 時

図 6.1-60 修正手法 横架材曲げモーメント図 (Y2 通り)

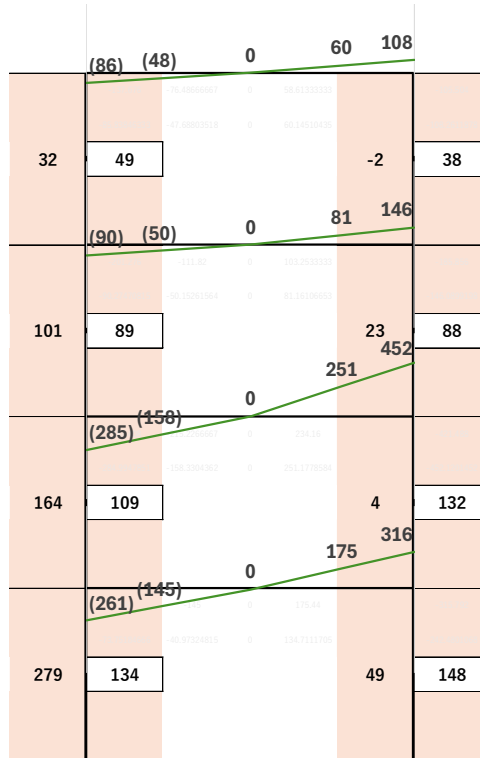


(1) $C_0=0.25$ 時

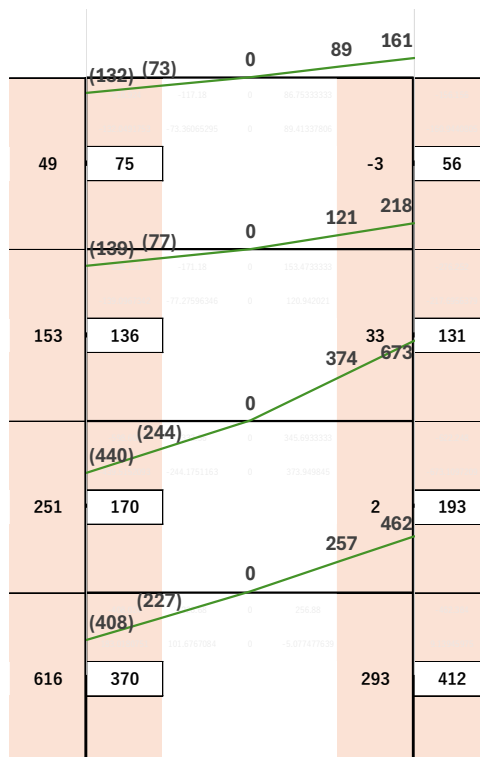


(2) Qun 時

図 6.1-61 修正手法 横架材曲げモーメント図 (X0 通り)



(1) $C_0=0.25$ 時



(2) Qun 時

図 6.1-62 修正手法 横架材曲げモーメント図 (X1 通り)

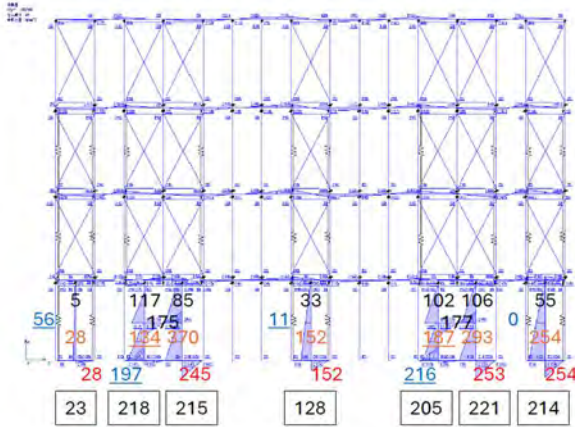
6.1.8 CLT 周辺部の 1 次設計時と Qun 時の 1 層部分の応力比較

ここでは、改めて CLT 周辺部の 1 次設計時と Qun 時の応力比較を示す。

Y2 通り

黒：壁・連結部のせん断力、赤：CLT 支圧、青：金物引張力、橙：CLT 軸力（下線は引張軸力）、四角枠：CLT 壁脚部モーメント

Co=0.25



Qun

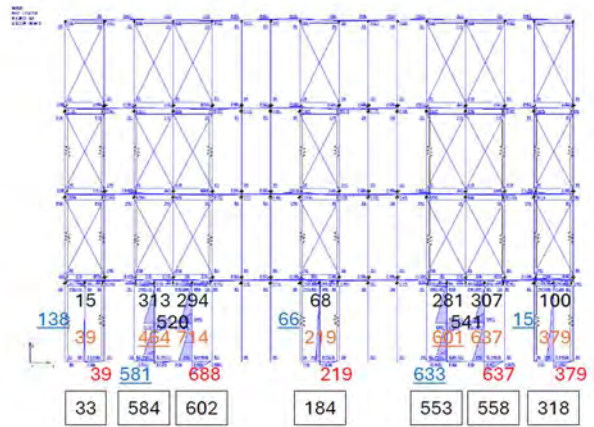
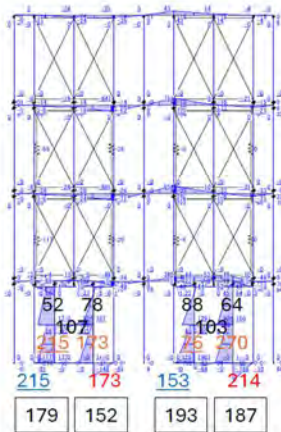


図 6.1-63 Y2 通り

X0 通り

黒：壁・連結部のせん断力、赤：CLT 支圧、青：金物引張力、橙：CLT 軸力（下線は引張軸力）、四角枠：CLT 壁脚部モーメント

Co=0.25



Qun

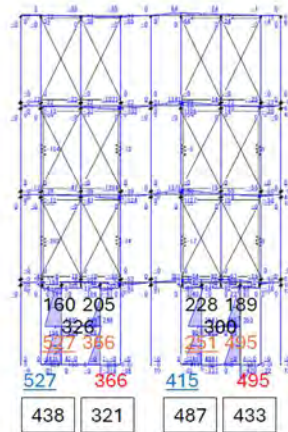


図 6.1-64 X0 通り

X1通り

黒：壁・連結部のせん断力、赤：CLT支圧、青：金物引張力、橙：CLT軸力（下線は引張軸力）、四角枠：CLT壁脚部モーメント

Co=0.25

Qun



図 6.1-65 X1 通り

各部の応力については、Qun 分布では $D_s=0.55$ としているため、2.75 倍の外力となるため、応力比も 2~3 倍程度のオーダーとなっていることが確認できる。

6.1.9 まとめと今後の課題

本章では、CLT+2x4による立面混構造の試設計について、一貫計算プログラムによる設計が可能となるように詳細モデルを用いて、各部の挙動、応力状態、反曲点位置を検証した。

- ・ 設計条件は、用途係数 $I=1.25$ を考慮したルート3とし、1次設計では $Co=0.2$ に対して層間変形角 $1/150$ 以下、 $Co=0.25$ に対して各部応力確認を行い、保有水平耐力計算では Qun 分布により各部の終局耐力確認を行った。
- ・ $Co=0.2$ 時の変形確認の結果、Y2通り、X0通り、X1通りのいずれにおいても、層間変形角は全層で $1/150$ 以下、剛性率は2x4部分で0.6以上となり、変形制限上は成立することを確認した。1層部分が4PのCLT耐力壁のみとなる場合には、剛性率のバランスを確保するために、境界梁の断面が決定するケースや壁の耐力壁の壁倍率を A_i 分布に基づくせん断力分布より大きくするケースが見られた。
- ・ Qun 時の終局耐力確認では、3構面とも横架材、柱、タイダウン、CLT耐力壁、DP接合部は概ね終局耐力以下に収まり、構造システムとして成立する見通しが得られた。
- ・ 1次設計時と Qun 時の応力比較では、横架材の曲げ応力は各構面で概ね1.6倍、せん断応力は1.2~1.6倍程度、2x4部の応力は約1.5倍、柱材は1.25~1.7倍程度に増大した。特にCLT脚部DP接合部およびCLT母材の応力比は2.5~3倍程度となり、 Qun 時の外力分布の影響が大きいことを示した。
- ・ 反曲点位置の分析では、Y2通り、X0通り、X1通りのいずれについても、 $Co=0.25$ 時と Qun 時で概ね同様の傾向を示した。一方で、壁の負担せん断力の偏り、境界梁による抑え込み、変動軸力、全体転倒の影響により、反曲点高さ比は単純な一定値では整理しにくいことが確認された。
- ・ Y2通りでは、上階からの引抜力や境界梁の抑え込み効果の影響により、1層CLT壁へのせん断力の流れや反曲点位置に特徴的な偏りが見られた。X0通り、X1通りでは、変動軸力の影響により、左右の壁で反曲点位置に差が生じる傾向が確認された。
- ・ 反曲点高さ比を用いた簡易ラーメンモデルによる横架材曲げモーメントの推定では、詳細モデルの解析結果に比べて全体的に過大評価となり、最大で約5倍の差が生じた。特に1層および2層で差が大きく、節点モーメントをそのまま横架材が負担するとみなす方法には限界があることが示された。

- ・ 引張金物の負担分を差し引く修正手法を導入した結果、X0 通り、X1 通り、Y2 通りの一部ではモーメント評価が低減し、一定の改善が見られた。しかし、3 層・4 層では一部過小評価、2 層では依然として差が大きく、簡易算定法としてはさらなる精度向上が必要である。

6.2 一貫計算ソフトによる検証

6.2.1 目的

CLT+2x4 の立面混構造の試設計において、一貫計算プログラムによる設計を行い、詳細モデル検証との比較を行いその妥当性を検証する。

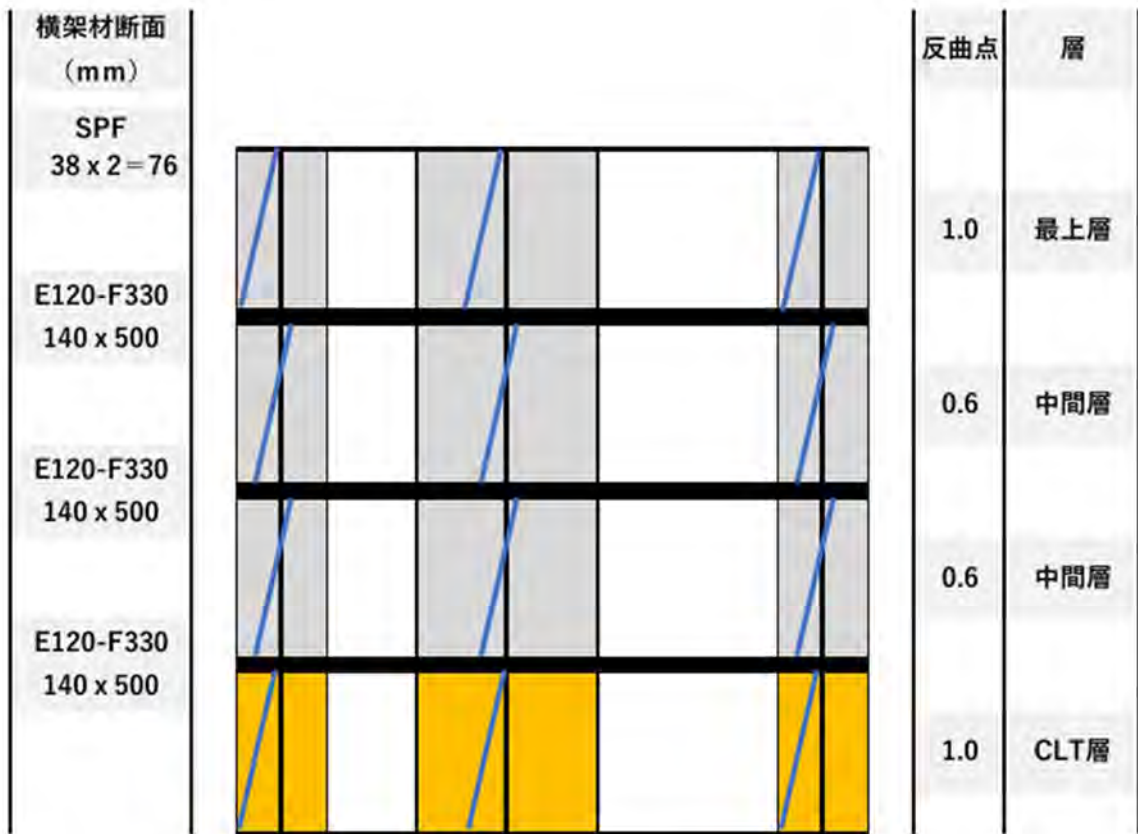
6.2.2 設計方針

試設計の設計方針としては、以下の通りとする。

- 1) 設計ルートは用途係数($I=1.25$)を考慮した応力割増し係数による新ルート 2 とする。
- 2) せん断力係数
 - ① 外力分布は A_i 分布
 - ② CLT 層 $C_0=0.25 \times 1.5 (D_s) \times 1.5 (安全率) = 0.5625$
 - ③ 2x4 層 $C_0=0.25$

6.2.3 耐力壁の設計

- 1) **軸力の算定方法**：2x4 層は、床根太が耐力壁に直行する場合と平行する場合の 2 通りある。床根太が直交する耐力壁は、床根太の負担面積分床根太を支持し、床根太が平行する耐力壁の軸力については、壁相互の直行壁効果（1m 程度）を考慮し、軸力を算出している。
- 2) **層高さ**：1F-4,000mm、2F-4,000mm、3F-4,000mm、4F-4,000mm
- 3) **2x4 の耐力壁**：実験結果より壁倍率に換算し、4F:7 倍、3F:14 倍、2 階:20 倍としている。
- 4) **CLT の耐力壁**：実験結果より壁倍率に換算し、壁長=1.82m (30 倍)、3.64m (65 倍) としている。
- 5) **浮き上がりの検討**：水平荷重に対する架構の応力解析は、この浮き上がりが生じる曲げモーメントと簡易ラーメン架構から軸力を算出する。浮き上がり力は上部からの固定荷重による軸力により低減されるため、長期軸力との組み合わせとの応力から算出している。算定式は、「2018 年 枠組壁工法 構造計算指針」から提案されている計算方法により算出している。
- 6) **反曲点高さ比について**：実験結果により下記の値を採用している。
最上層：1.0（上部に曲戻し効果が期待できる集成材等を横架材を用いないため。）
中間層：0.6（曲戻し効果が期待できる集成材等を横架材を用いているため。）
CLT 層：1.0



反曲点モデル応力図

6.2.4 算定結果

・地震力の算定

建物高さ : $H = 16.45$ (m)
 地震地域係数 : $Z = 1.00$
 せん断力係数 : $C_o = 2 \times 4 \text{層} = 0.25$ 、CLT層 = 0.5625 (用途係数 1.25)
 振動特性係数 : $R_t = 1.00$
 固有周期 : $T = 0.03H = 0.03 \times 16.45 = 0.49$ 秒

階	Wi	ΣWi	α_i	Ai	Co	Ci	Qe(KN)
PH	69.99	69.99	0.000	1.000	0.250	1.000	69.99
4	652.61	722.80	0.150	1.967	0.250	0.491	354.89
3	1312.21	2035.01	0.423	1.443	0.250	0.358	728.53
2	1315.03	3350.05	0.696	1.200	0.250	0.299	1001.66
1	1460.10	4810.15	1.000	1.000	0.563	0.563	2708.11

・必要壁量の検討(2x4層)

階	方向	耐力壁仕様	壁倍率	せん断耐力	地震力	判定	
				Qa(KN)	Qe(KN)	Qe/Qa	
PH	X	実験の仕様	7	99.88	69.99	1.43	O.K
	Y	実験の仕様	7	99.88	69.99	1.43	O.K
4	X	実験の仕様	7	399.53	354.90	1.13	O.K
	Y	実験の仕様	7	449.47	354.90	1.27	O.K
3	X	実験の仕様	14	799.05	728.54	1.10	O.K
	Y	実験の仕様	14	799.05	728.54	1.10	O.K
2	X	実験の仕様	20	1141.50	1001.66	1.14	O.K
	Y	実験の仕様	20	1141.50	1001.66	1.14	O.K

・せん断応力度の検討(CLT層)

階	地震力 Qe (KN)	τ_o (N/mm ²)	X方向		Y方向	
			Aw ($\times 10^3$ mm ²)	τ (N/mm ²)	Aw ($\times 10^3$ mm ²)	τ (N/mm ²)
1	2708.11	2.0	4116.0	0.66	4200.0	0.64

・層間変形角

方向	階	せん断力	せん断剛性	層間変位	層間変形角	判定
		Q!(KN)	K(KN/cm)	δ (cm)	1/rs	
X	4	354.9	149.8	2.369	1/168	O.K
	3	728.5	299.6	2.431	1/164	O.K
	2	1001.7	428.1	2.340	1/170	O.K
	1	2708.1	1016.1	2.644	1/151	O.K
Y	4	354.9	168.6	2.106	1/189	O.K
	3	728.5	299.6	2.431	1/164	O.K
	2	1001.7	428.1	2.340	1/170	O.K
	1	2708.1	1391.2	1.947	1/205	O.K

・剛性率

方向	階	層間変形角	rsi	rs	Fs \geq 0.6	判定
		1/rs)				
X	4	1/168	168	163	1.03	O.K
	3	1/164	164		1.01	O.K
	2	1/170	170		1.04	O.K
	1	1/151	151		0.93	O.K
Y	4	1/189	189	182	1.04	O.K
	3	1/164	164		0.90	O.K
	2	1/170	170		0.93	O.K
	1	1/205	205		1.13	O.K

・偏心率

方向	階	重心 g(m)	剛心 l(m)	偏心距離 e(cm)	せん断剛性	ねじれ断剛性	弾性半径 re(cm)	偏心率 Fe<0.15
					K(KN/cm)	Kr		
X	4	9.92	10.52	-59.5	149.8	2.299	1239.0	0.048
	3	11.16	11.83	-66.6	299.6	4.134	1174.5	0.018
	2	11.43	11.83	-40.3	428.1	5.905	1174.5	0.011
	1	11.55	11.83	-28.2	1016.1	1.821	1338.3	0.007
Y	4	6.51	5.91	59.7	168.6	2.299	1168.1	0.051
	3	6.12	5.91	20.8	299.6	4.133	1174.5	0.057
	2	6.04	5.91	12.6	428.1	5.905	1174.5	0.034
	1	6.00	5.91	9.0	1391.2	1.821	1144.1	0.025

6.2.5 一貫計算ソフトの応力図を用いた検討

横架材の設計において、水平荷重作用時に横架材に生じる曲げモーメントを一貫計算ソフトによる応力計算によって推定する。以降の検討では、特に断りがない限り鉛直荷重による影響は考慮しないものとする。

(1) 横架材曲げモーメントの算出方法

図 6.2-1 および図 6.2-2 に、横架材曲げモーメントの算出方法を示す。なお、ここでは、反曲点高さ比 β の値には「枠組壁工法建築物設計の手引」で用いられる反曲点高さ比（前節における β_1 に相当）を用いた。図 6.2-1 は、一貫計算ソフトによる計算過程を示したものであり、耐力壁の節点モーメントがすべて横架材に分配されるものとして扱っている。図 6.2-2 は、引張金物の負担分を考慮し、横架材曲げモーメントの低減を図ったものである。

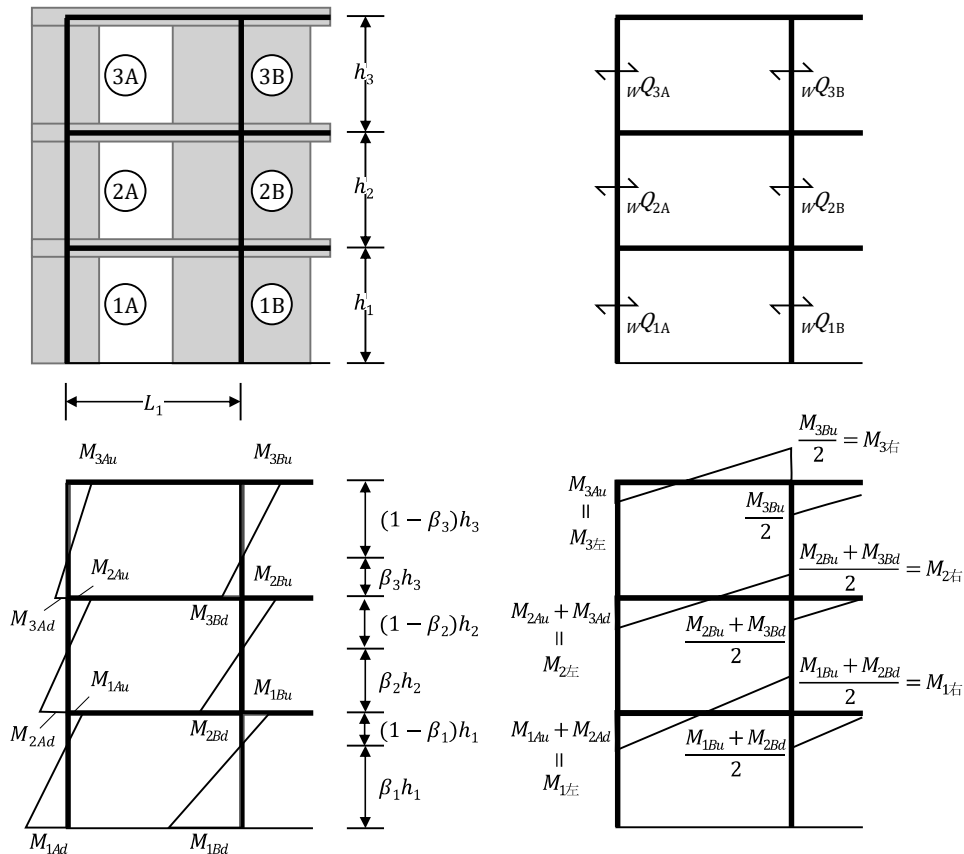


図 6.2-1 横架材曲げモーメントの算出方法（モーメントは左右の横架材の剛比で分配）

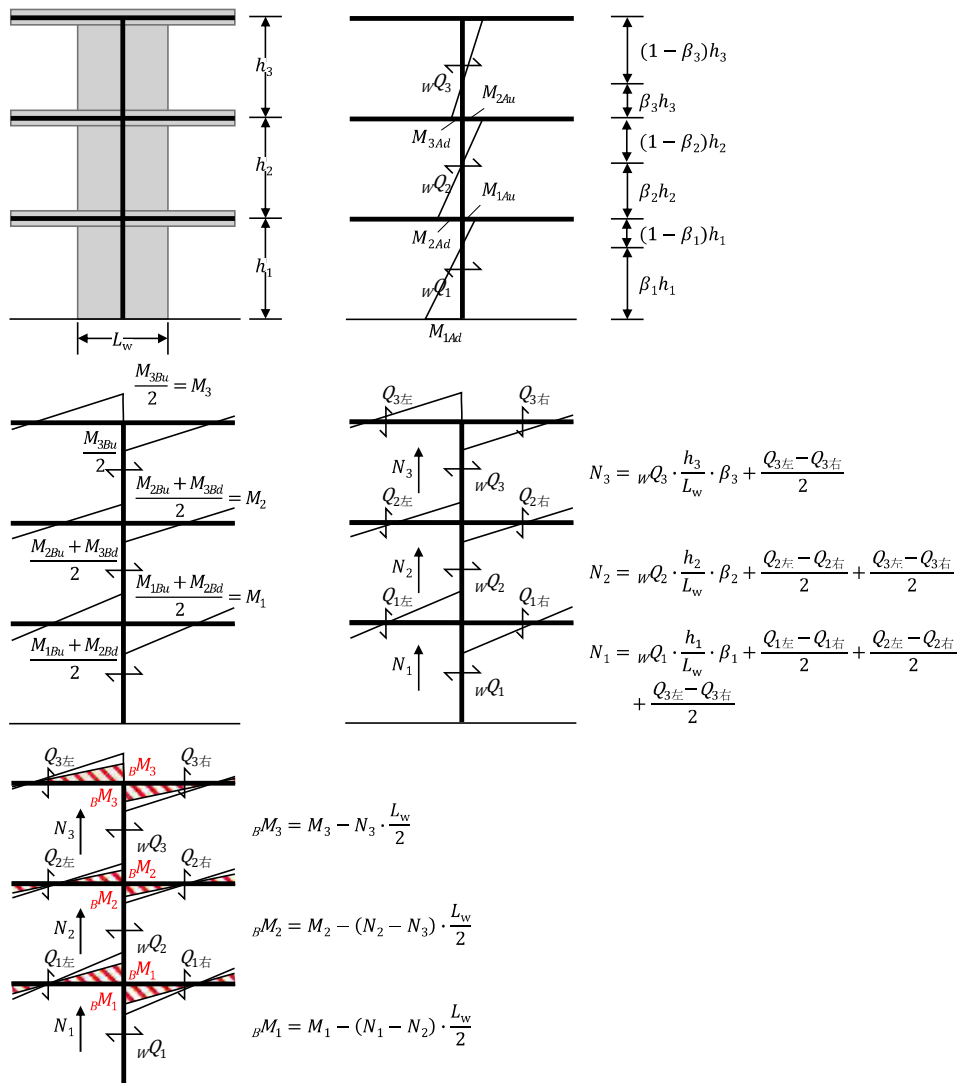
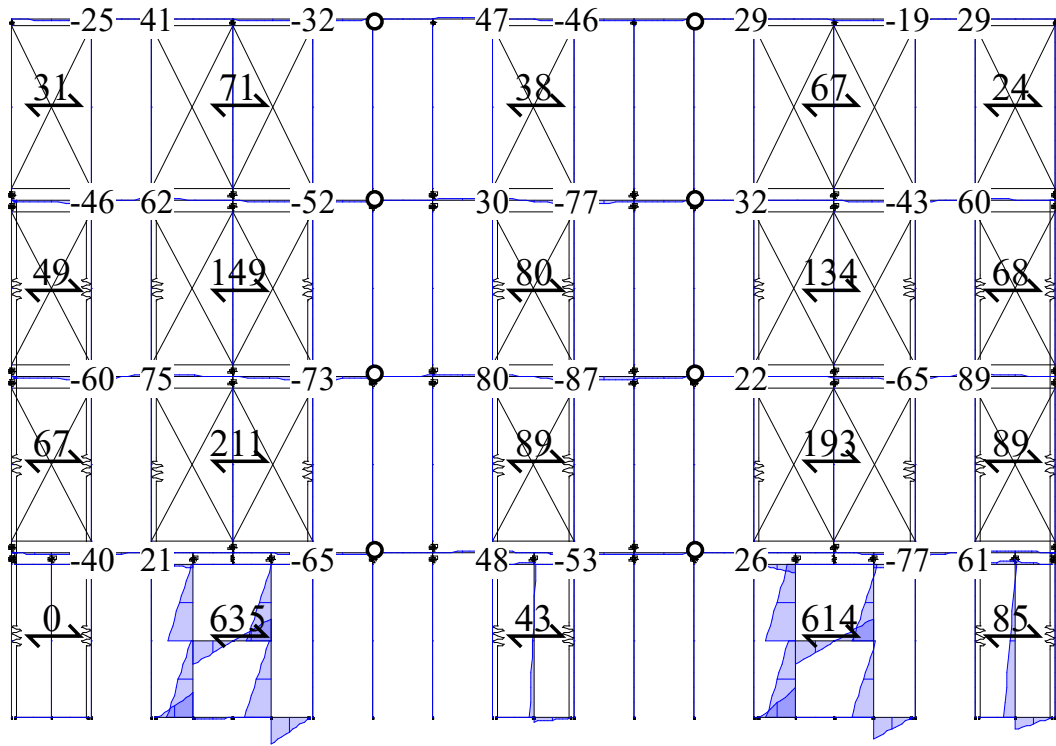


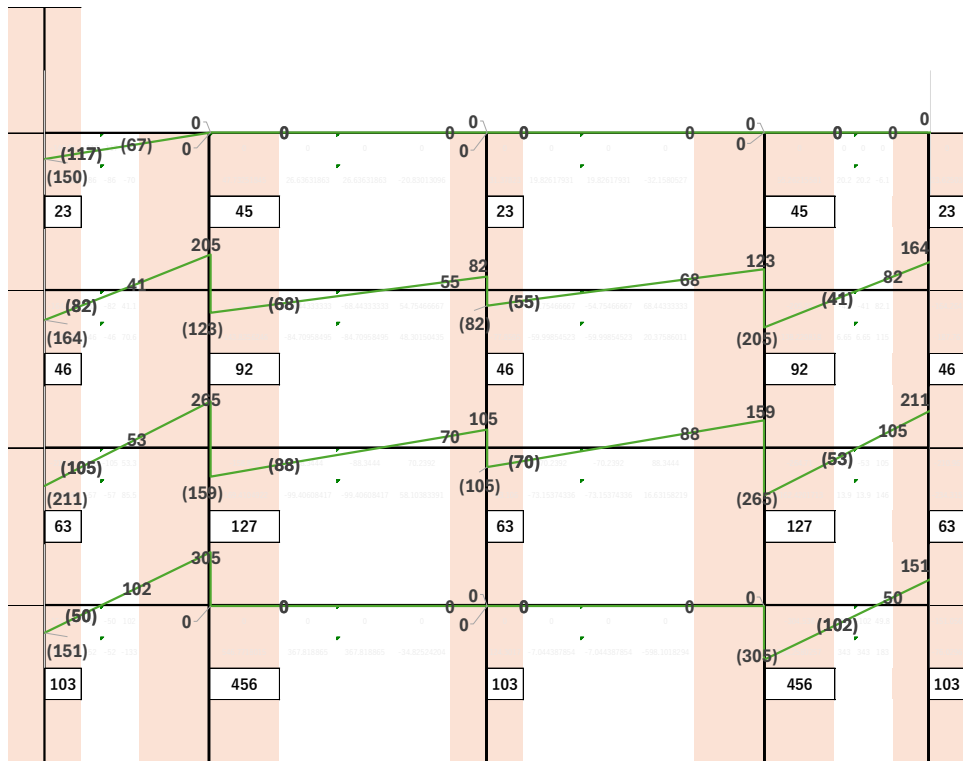
図 6.2-2 引張金物の負担分を考慮した横架材曲げモーメントの算出方法

(2) 横架材曲げモーメントの算出結果

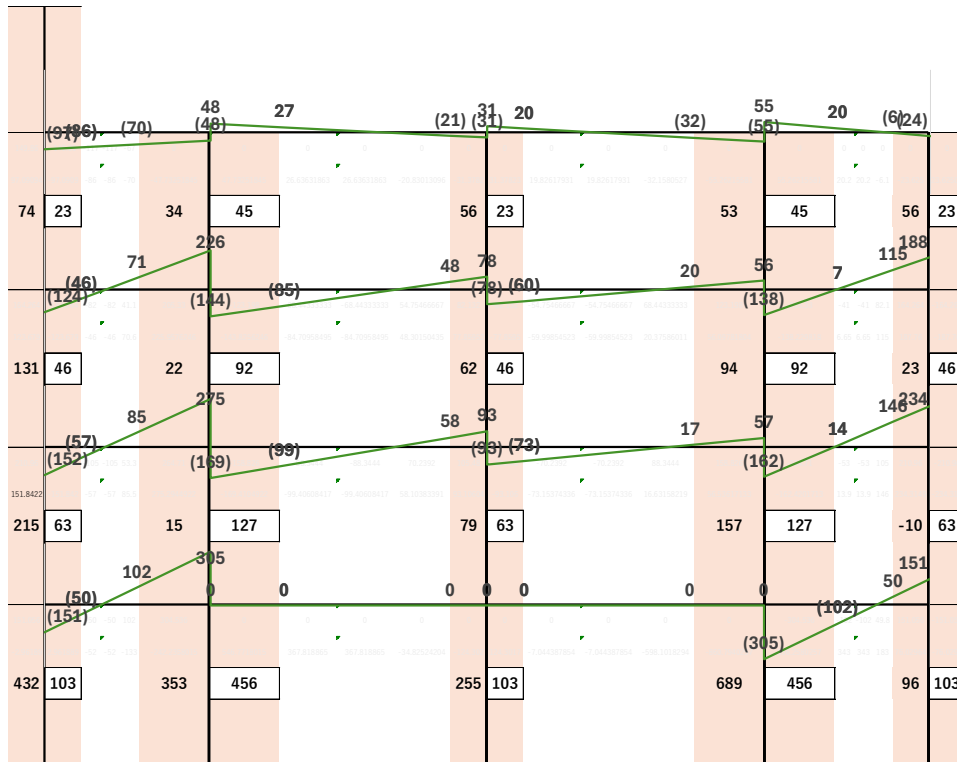
図 6.2-3 から図 0-5 に、前述の手法により算出した横架材曲げモーメントと、構面詳細モデルの解析から得られた曲げモーメントを示す。応力計算のモーメント算出時は、反曲点高さ比 β の値として、1層 1.0、2層 0.6、3層 0.3、4層 1.0 を用いた。一貫計算ソフトでは、各耐力壁の負担せん断力は層せん断力を壁幅に応じて分配した。なお、今回対象とした構面は、1層の壁幅が 4P の CLT 耐力壁が壁頭にタイダウンが接続する接合形式であり、低減手法の適用が不適切であると判断したため、1層モーメントは低減していない。



(1) 構面詳細モデル

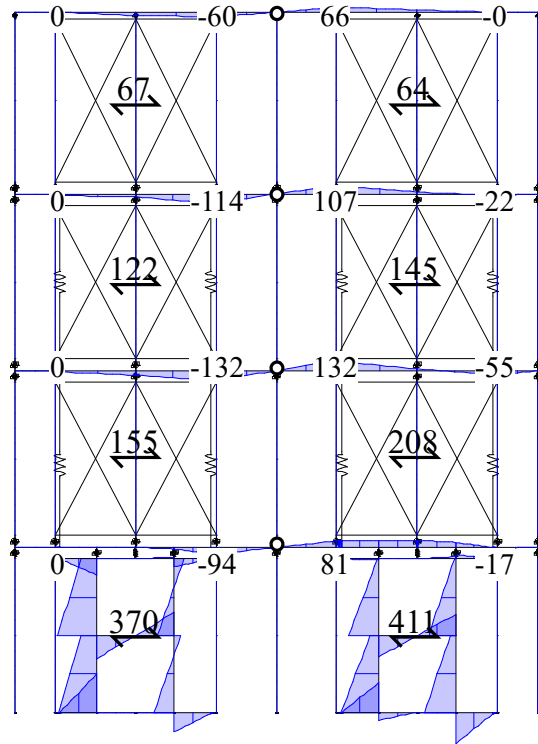


(2) 一貫計算ソフト

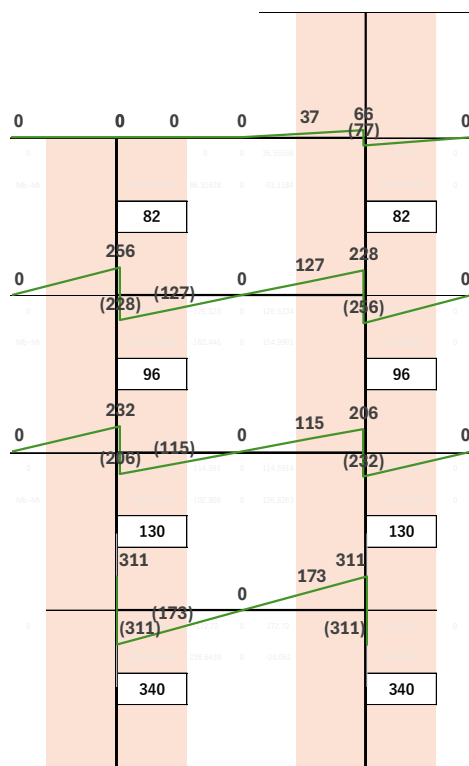


(3) 一貫計算ソフト(低減後)

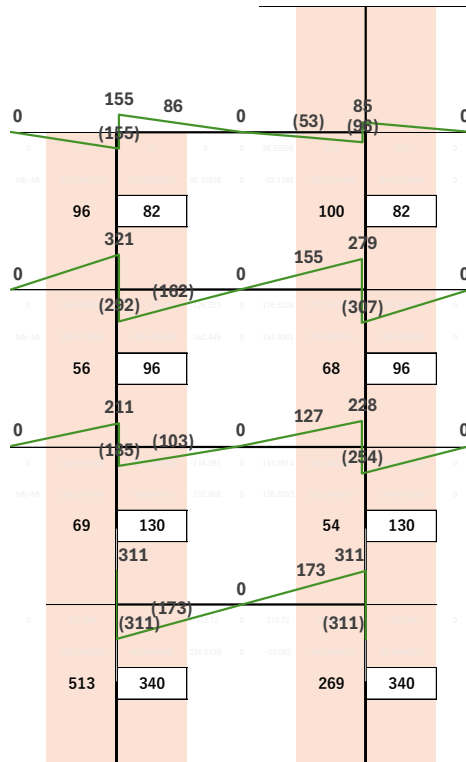
図 6.2-3 Y2 通り 横架材曲げモーメント図 (Qun 時)



(1) 構面詳細モデル

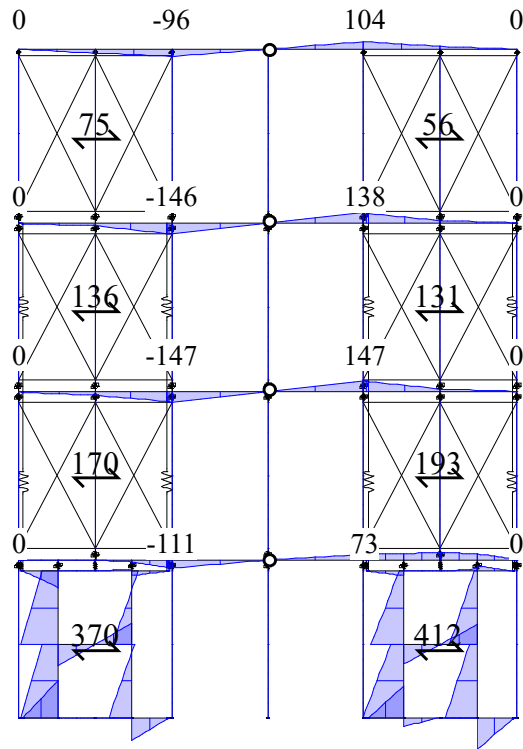


(2) 一貫計算ソフト

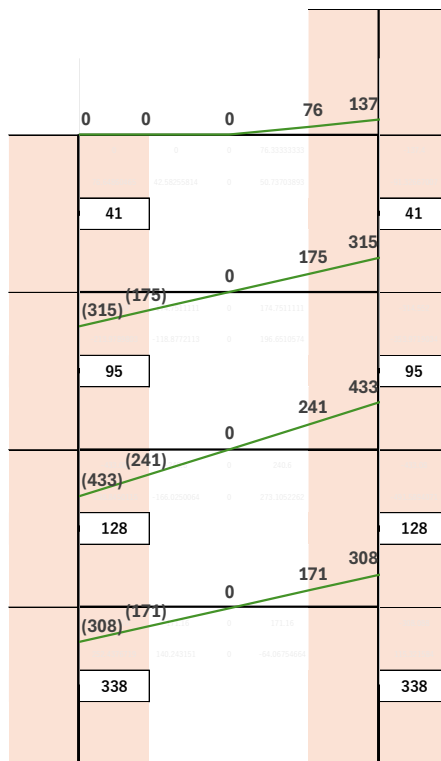


(3) 一貫計算ソフト(低減後)

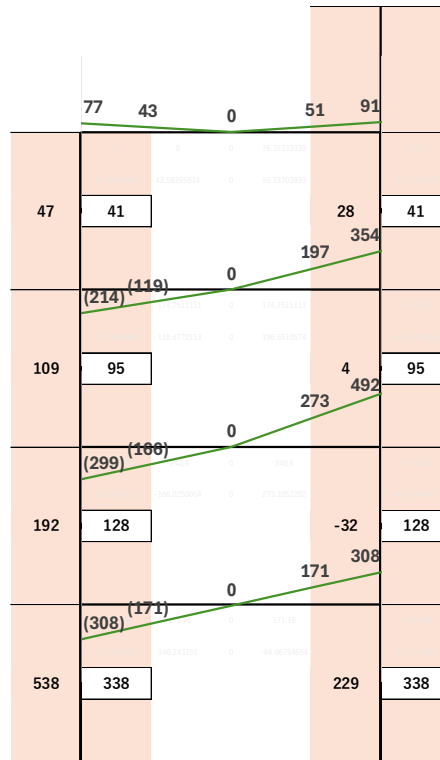
図 0-4 X0 通り 横架材曲げモーメント図 (Qun 時)



(1) 構面詳細モデル



(2) 一貫計算ソフト



(3) 一貫計算ソフト(低減後)

図 0-5 X1 通り 横架材曲げモーメント図 (Qun 時)

6.2.6 まとめと今後の課題

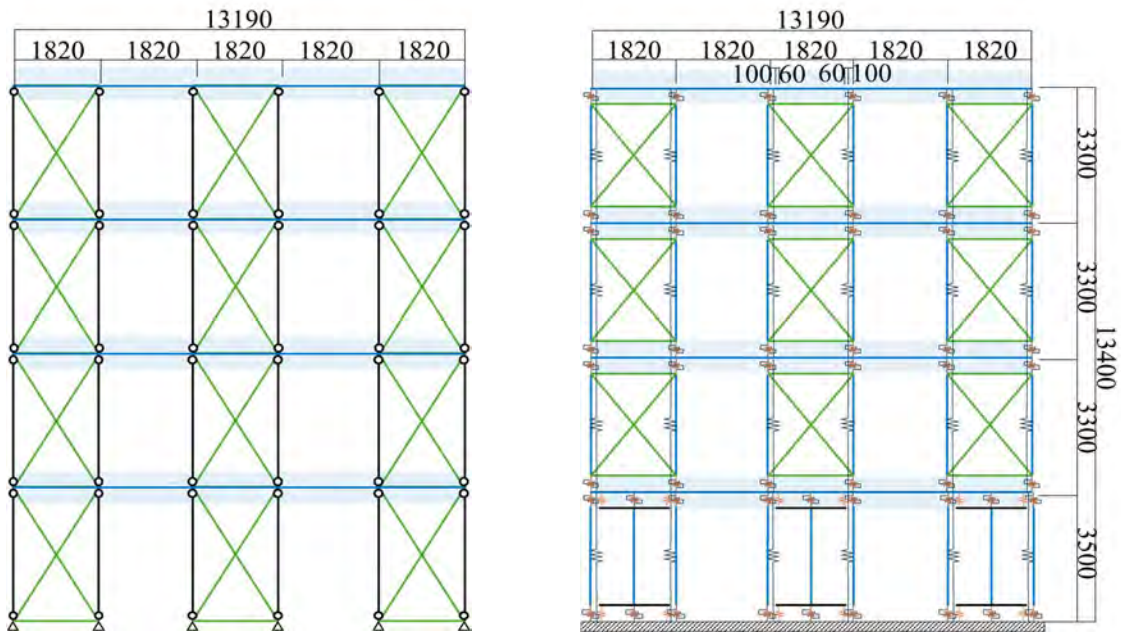
- 1) 一貫計算プログラムを用い、CLT+2x4 による立面混構造の試設計による設計が可能となるように、必要壁倍率、反曲点位置による軸力、引き抜き力、壁端部のめり込みを検証した。
- 2) 現時点において、実用的な架構の応力解析として、反曲点高さ比に簡易ラーメンモデル(一律に反曲点高さは 0.5)が一般的に採用されているが、詳細モデルの解析結果や、実験結果により集成材等を使用した横架材の断面(梁上耐力壁)により反曲点比が変化する。
- 3) 今後は、横架材の断面を適切に考慮した簡易算定法の提案が必要と考える。

7章 設計法案

低層階に CLT 耐力壁を配置し、上層階に 2×4 架構を配置する架構の設計法案を表 7.1 に示す。引張接合部は全層タイダウン、または CLT 耐力壁の階を鋼板挿入ドリフトピン 接合、2×4 耐力壁の階はタイダウンを想定する。

上層階ツーバイフォー架構が終局状態に至るまで下階 CLT 耐力壁は弾性、耐力壁周辺 木質部材は構造耐力上支障のある急激な耐力の低下を生じないこと（CLT 架構部分の引 張・せん断接合部は降伏を許容）をルート 2, ルート 3 計算時に確認する。

構造計算時は図 7.1(1)に示す解析モデルを用いるが、図 7.1(2)のような、適切に耐力壁 や周辺部材をモデル化した解析モデルを用いることも可能である。



(1) CLT&2×4 耐力壁ブレース置換 (2) CLT 壁エレメント置換+2×4 耐力壁ブレース置換

図 7.1 構造計算時の解析モデルの例

表 7.1 CLT+2×4 立面併用構造の設計方法案

	CLT 梁勝ち+2×4 工法		(参考)RC+2×4 工法	
	ルート 3	ルート 2	ルート 3	ルート 2
計算方法	CLT 壁、2×4 壁をブレース置換し、一貫計算ソフトで解析		RC と 2×4 を別々に解析。 2×4：緑本のモデル RC 部分:上階 2×4 の重量、変動軸力を考慮した汎用構造計算ソフトで対応	
各層の反曲点高さ比	CLT 階：1.0 2×4 階：最上階は 1.0、それ以外は 0.6		2×4 階：全層 1.0、または設計者判断	
CLT 階のモデル化	2P:壁倍率 30 倍相当の剛性 4P:壁倍率 65 倍相当の剛性		-	
外力の考え方・CLT 耐力壁及び周辺部材の設計方法	2×4 階： 緑本の $D_s(0.3\sim 0.35)$ CLT 階： (案) $D_s=0.55$ +耐力壁 & 周辺部材が破壊しないことを確認	2×4 階： 新ルート 2 CLT 階： $D_s=0.2 \times 1.5$ (=2×4 耐力壁の終局/短期) $\times 1.5$ (=安全率)=0.45 で CLT 耐力壁と周辺部材が短期許容応力度以下	2×4 階：緑本の $D_s(0.3\sim 0.35)$ RC 階：架構の D_s	2×4 階：新ルート 2 RC 階：ルート 1

8章 まとめと今後の課題

本事業は、R6 年度事業「CLT パネル工法と枠組壁工法による中高層建築物立面混構造の合理的設計法の実用化による中高層分野の木造化推進事業」で開発した設計法を実用化するため、混構造の構造計算を高次の構造計算によらず、許容応力度等計算（以下「ルート 2」と記載）で行う方法を整理するとともに、CLT を利用した混構造の構造計算を一般の 2×4 工法用の一貫構造計算ソフトで対応可能とするための条件を整理し、開発した設計法の普及を図ることを目的とした。本検討で得られた成果および課題を以下に記載する。

- ・ 4.2 章で、実大実験に使用した CLT 壁頭壁脚の鋼板挿入ドリフトピン接合部の引張試験を実施し、構造性能を確認した。柱頭引張接合部は最大耐力が約 600kN、ドリフトピンのクリアランスを考慮した弾性剛性は 120kN/mm（変形 2.5mm で約 300kN。金物と治具間の固定ボルトの変形を考慮（≒0.5mm））、柱脚引張接合部は最大耐力が約 1000kN 以上、ドリフトピンのクリアランスを考慮した弾性剛性は 1000kN/mm（変形 1mm で約 1000kN）であった。柱頭引張接合部は挿入鋼板の破断により最大耐力が決定したため、挿入鋼板の変形も剛性に影響していると考えられる。
- ・ 4.3 章で、1 層に CLT 耐力壁を用いた枠組壁工法立面併用構造について、タイダウンによる緊結範囲を枠組壁工法部分とし、1 層に作用する引抜力については基礎に接続する引張金物で抵抗する構造形式を提案し、実大静加力実験により構造性能を確認した。2 層層間変形角 1/30rad 到達時まで、1 層と 3 層に顕著な損傷が見られなかった。1 層壁脚引張接合部には最大で約 504kN、1 層壁頭引張接合部には最大で約 312kN の軸力が生じており、それぞれ引張金物およびタイダウンの終局耐力より小さかった。見かけの反曲点高さ比について、1 層は 1.3～2.1 程度であり、変形が進むにつれて増大した。これは層せん断力分布が変化し上層の引張力の影響が増大したためと考えられる。2 層は載荷方向や変形角によらず概ね 1.0-1.2 の範囲にあった。3 層は 2 層層間変形角 1/150rad 時で 0.5 程度、2 層層間変形角 1/30rad 時で 0.9 程度であった。変形の増大によって横架材の曲げ戻し効果が低くなったためと考えられるが、今後のより詳細な検討が必要である。
- ・ 4.4 章の、実大実験結果の事前解析及び材料試験・接合部実験結果を用いた事後解析について、事前解析では、実験結果と比較して 1 層の見かけの剛性を精度よく評価できたが、2 層および 3 層の見かけの剛性は、解析結果が実験値をやや過大評価する結果となった。一方、事後解析では、1 層の壁頭・壁脚引張金物の試験結果を反映することで、事前解析よりも 2 層の見かけの剛性の評価精度が向上した。さらなる追跡精度の向上には、各層の荷重分布を考慮する必要がある。
- ・ 4.5 章の、実大実験の 2 層、3 層と同一仕様（釘ピッチ、壁高）の 2P 耐力壁の静加力実験結果について、両面 CN65 外周 50mm 間隔の構造用パーティクルボード耐力壁の短期基準耐力は 66kN（壁倍率換算で 18.5 倍）、1 面 CN65 外周 50mm 間隔及び外周 100mm 間隔の構造用パー

ティクルボード耐力壁の短期基準耐力は約 55kN（壁倍率換算で 15 倍）であった。また、同一の釘仕様、釘ピッチ、壁幅、壁長で面材を構造用 MDF とした静加力実験も実施し、両面外周 50mm 間隔の試験体の短期基準耐力は約 65kN（壁倍率換算で 18 倍）、外周 50mm 間隔及び外周 100mm 間隔の試験体の短期基準耐力は約 49kN（壁倍率換算で 13.7 倍）であった。

- ・ 4.1 章で、CLT-集成材間接合部の施工簡略化を目的としたせん断試験を実施した。鋼板挿入ドリフトピン接合タイプ（6- ϕ 16）について、荷重 100~120kN 付近でドリフトピンが降伏し、それに伴い集成材に割れが発生した。変位 50mm 到達時の荷重は 150~200kN であり、その後も荷重低下は生じなかった。ほぞパイプ仕様との比較では、短期基準耐力はほぞパイプ約 5 本分、初期剛性はほぞパイプ約 2 本分に相当する性能を有していた。
- ・ 鋼板添え板ビス接合タイプ（ χ マーク SP 金物）について、最大荷重は 127~138kN、変形性能は約 30mm であった。ほぞパイプ仕様との比較では、短期基準耐力はほぞパイプ約 3 本分、初期剛性はほぞパイプ約 2 本分に相当する性能を有していた。
- ・ 5 章の横架材せい、スパンが耐力壁の引抜力および反曲点高さ比に与える影響を把握するためのパラメトリックスタディについて、横架材せいの増大に伴い、1 層および 2 層の引抜力と反曲点高さ比は減少したが、4 層では増大し、特に 4 層の梁せいが小さい陸屋根想定の場合でその傾向が顕著であった。3 層では横架材せいの変化による反曲点高さ比の変化は小さかった。また、これらの反曲点高さ比の変化率は 4 層を除き 0.8~1.2 程度と限定的であったが、これは柱-横架材間のめり込みの影響によって期待されたほどの曲げ戻し効果が発揮されなかったためと考えられる。 Q_u 時は、内側の耐力壁が終局耐力に到達したことで端部耐力壁のせん断力負担率が高まり、結果的に 1 層端部耐力壁の反曲点高さ比が $C_0=0.25$ 時から増大した。

スパンの影響について、スパンの増大により当該横架材のせん断力が減少することで、横架材左側の耐力壁では引抜力および反曲点高さ比が減少し、右側では増加した。スパンを 910mm から 3640mm に変化させた場合の反曲点高さ比の変化率は、横架材左側の耐力壁で 0.7~0.8、右側で 1.1~1.8 倍程度であった。

第 6 章で後述する試設計の検討において、1 層に 2P の CLT 耐力壁を幅方向に金物で連結して 4P とした壁が含まれる場合、剛性差の影響で 2P 部分のせん断力負担率が極端に小さくなる例が確認された。タイダウンシステムでは上層からの引抜力が下層へ直接伝達されるため、結果として、せん断力負担率が小さい部分で反曲点高さ比が 1 を大きくなる上回る場合があった。こうした連結壁による応力分布への影響は、試設計においてスパンの広い 2P 壁で特に顕著にみられた。連結壁の配置およびスパンをパラメータとした追加解析を行い、これらの影響を把握する必要がある。

また、本事業では主に全層連層壁かつ上層ほど壁倍率を低減させた立面プランについて検討したが、実際の設計では、2x4 耐力壁の壁倍率を 2 層から 4 層で共通とし、上層ほど壁長を短くすることで開放的なプランとするような設計も想定される。その場合、連層壁部分にはより大きな引抜力が作用するため、今後はこのような事例についても詳細な検討が必要である。特に連層部が 4P となる場合は、1 層脚部に非常に大きな引抜力が作用すると予測されるため、設計上の留意が求められる。

- ・ 6 章の CLT+2x4 による立面併用構造の試設計について、詳細モデルを用いて、各部の挙動、応力状態、反曲点位置を検証した。設計条件は、用途係数 $I=1.25$ を考慮したルート 3 とし、1 次設計では $C_0=0.2$ に対して層間変形角 $1/150$ 以下、 $C_0=0.25$ に対して各部応力確認を行い、保有水平耐力計算では Q_{un} 分布により各部の終局耐力確認を行った。

$C_0=0.2$ 時の変形確認の結果、Y2 通り、X0 通り、X1 通りのいずれにおいても、層間変形角は全層で $1/150$ 以下、剛性率は 2x4 部分で 0.6 以上となり、変形制限上は成立することを確認した。1 層部分が 4P の CLT 耐力壁のみとなる場合には、剛性率のバランスを確保するために、境界梁の断面が決定するケースや壁の耐力壁の壁倍率を A_i 分布に基づくせん断力分布より大きくするケースが見られた。

Q_{un} 時の終局耐力確認では、3 構面とも横架材、柱、タイダウン、CLT 耐力壁、DP 接合部は概ね終局耐力以下に収まり、構造システムとして成立する見通しが得られた。

1 次設計時と Q_{un} 時の応力比較では、横架材の曲げ応力は各構面で概ね 1.6 倍、せん断応力は 1.2~1.6 倍程度、2x4 部の応力は約 1.5 倍、柱材は 1.25~1.7 倍程度に増大した。特に CLT 脚部 DP 接合部および CLT 母材の応力比は 2.5~3 倍程度となり、 Q_{un} 時の外力分布の影響が大きいことを示した。

反曲点位置の分析では、Y2 通り、X0 通り、X1 通りのいずれについても、 $C_0=0.25$ 時と Q_{un} 時で概ね同様の傾向を示した。一方で、壁の負担せん断力の偏り、境界梁による抑え込み、変動軸力、全体転倒の影響により、反曲点高さ比は単純な一定値では整理しにくいことが確認された。Y2 通りでは、上階からの引抜力や境界梁の抑え込み効果の影響により、1 層 CLT 壁へのせん断力の流れや反曲点位置に特徴的な偏りが見られた。X0 通り、X1 通りでは、変動軸力の影響により、左右の壁で反曲点位置に差が生じる傾向が確認された。反曲点高さ比を用いた簡易ラーメンモデルによる横架材曲げモーメントの推定では、詳細モデルの解析結果に比べて全体的に過大評価となり、最大で約 5 倍の差が生じた。特に 1 層および 2 層で差が大きく、節点モーメントをそのまま横架材が負担するとみなす方法には限界があることが示された。

引張金物の負担分を差し引く修正手法を導入した結果、X0 通り、X1 通り、Y2 通りの一部ではモーメント評価が低減し、一定の改善が見られた。しかし、3 層・4 層では一部過小評価、2 層では依然として差が大きく、簡易算定法としてはさらなる精度向上が必要である。

一貫計算プログラムによる検討では、外力分布を A_i 分布とし、CLT 層の層せん断力係数を $C_0=0.25 \times 1.5 (D_s) \times 1.5$ (安全率) = 0.5625、2 x 4 層を $C_0=0.25$ 、反曲点高さ比を最上階は 1.0、中間階を 0.6 とした検討を行った。

- ・ 上記検討を考慮した設計法案を 7 章にまとめた。

意匠		構造	
図番	図面内容	図番	図面内容
A-01	図面リスト	S-01	基礎伏図
A-02	1階~4階平面図	S-02	基礎断面図
A-03	R階平面図・屋根伏図	S-03	大引伏図
A-04	立面図	S-04	2階床伏図
A-05	断面図	S-05	3階床伏図
A-06	矩計図	S-06	4階床伏図
A-07	1階平面詳細図	S-07	4階天井・小屋伏図
A-08	2階平面詳細図	S-08	1階CLT割付図
A-09	3階平面詳細図	S-09	2階縦枠割付図
A-10	4階平面詳細図	S-10	3階縦枠割付図
A-11	R階平面詳細図	S-11	4階縦枠割付図
		S-12	R階縦枠割付図
		S-13	軸組図-1
		S-14	軸組図-2
		C-1	CLT詳細図-1
		C-2	CLT詳細図-2

工事名

0000 一級建築士事務所

備考

一級建築士事務所 000知事登録 0000000号
一級建築士 大臣登録第 0000000号 00 00

図面名

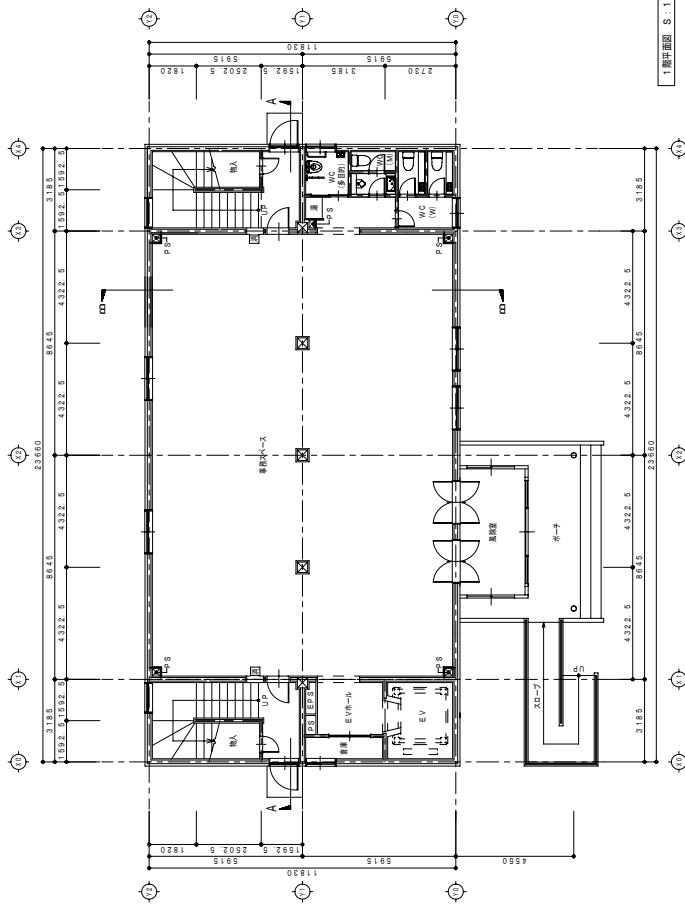
出力年月日 2026/02/28

図面リスト

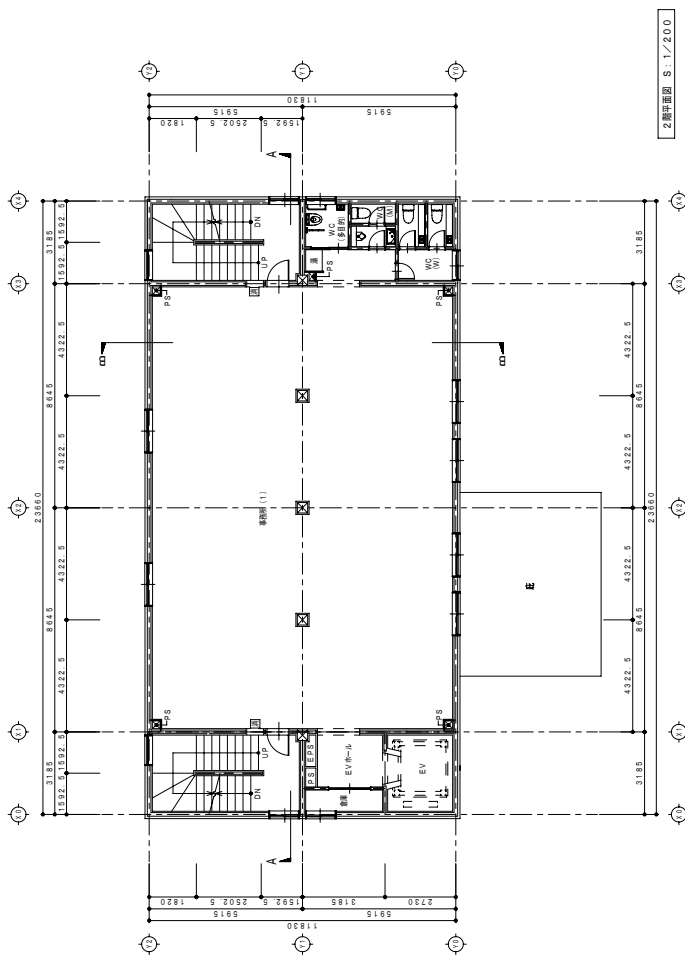
縮尺 1/-

図面NO.

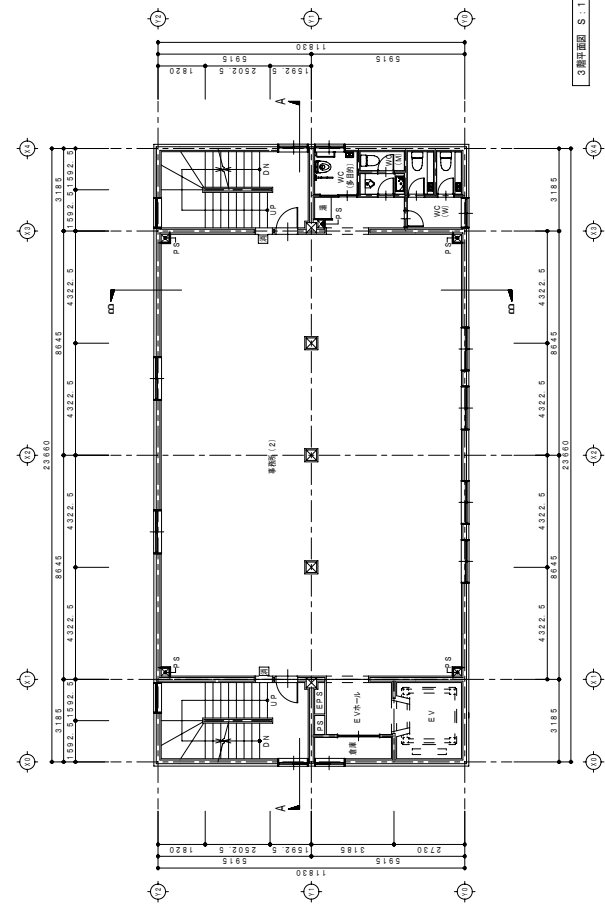
A-01



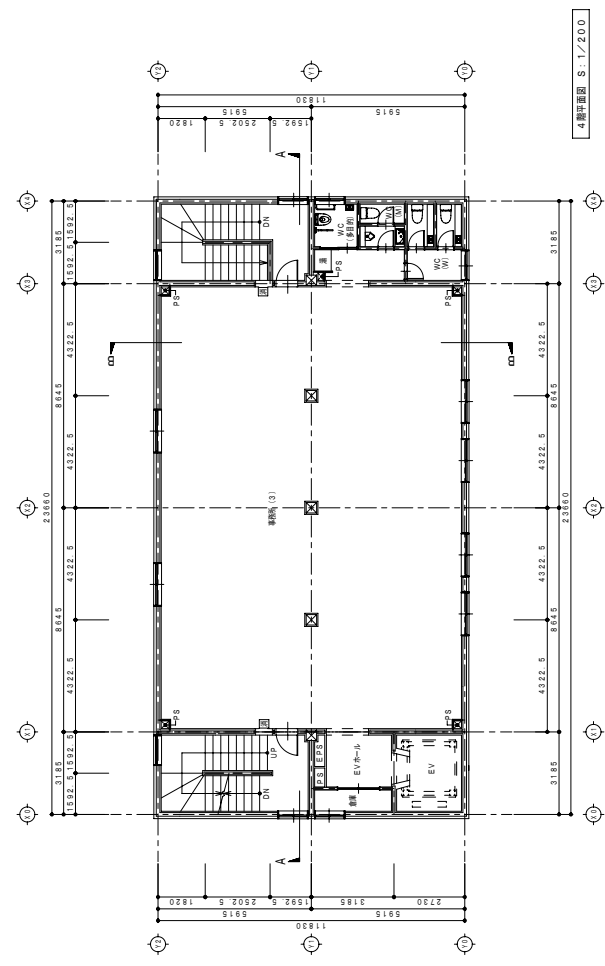
1階平面図 S: 1/200



2階平面図 S: 1/200



3階平面図 S: 1/200

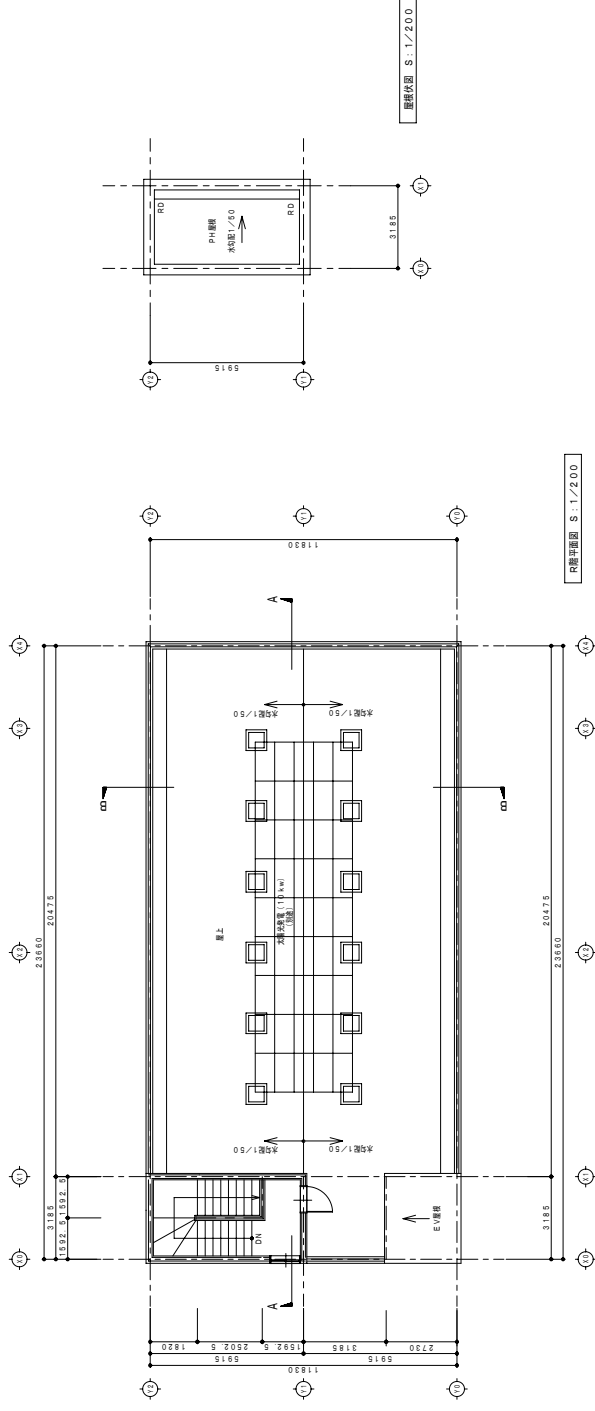


4階平面図 S: 1/200

工事名
備考

0000 一級建築士事務所 000知事登録 000000号
一級建築士事務所 大臣登録第 000000号 00 00

図面名
1 ~ 4階平面図
図面NO.
A-02
出力年月日
2026/02/28
縮尺
1/200



工事名

備考

0000 一級建築士事務所
 一級建築士事務所 000知事登録 0000000号
 一級建築士 大臣登録 0000000号 00 00

図面名

R階平面図・壁面伏図

縮尺

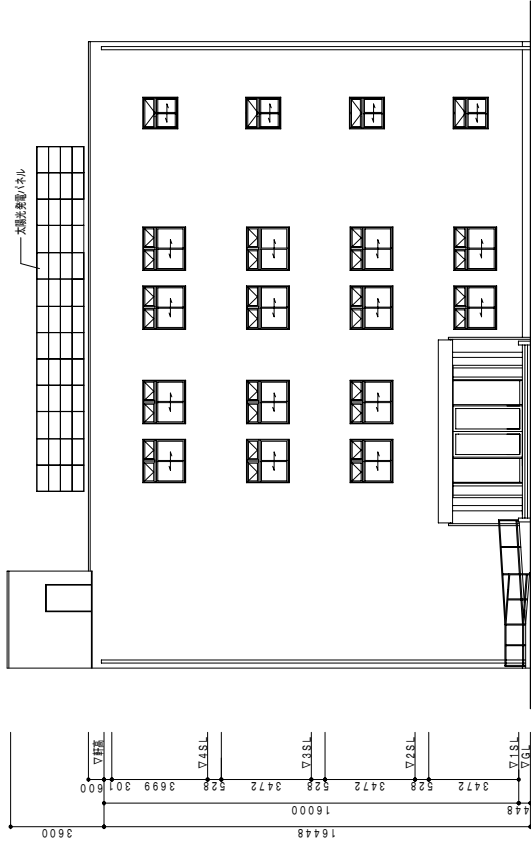
2026/02/28

出力年月日

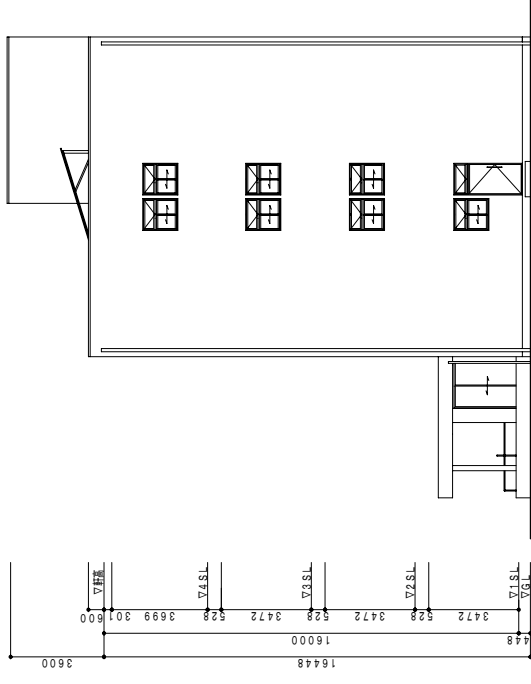
図面NO.

A-03

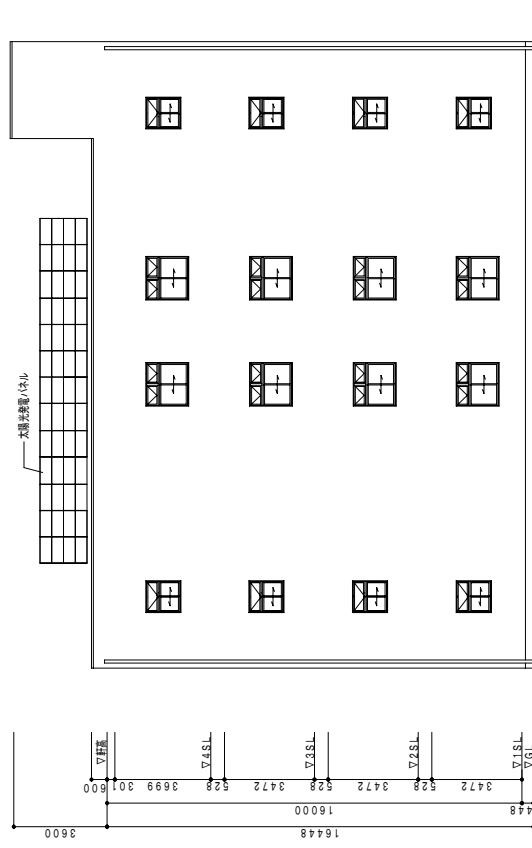
9.1-3



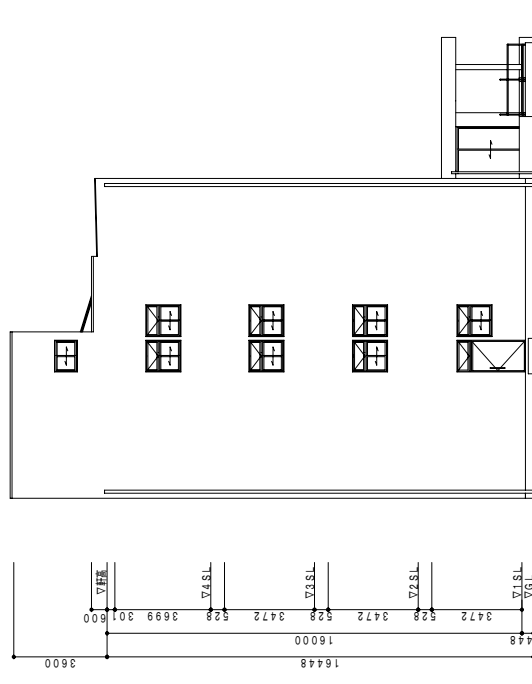
南立面図



東立面図



北立面図



西立面図

工事名

備考

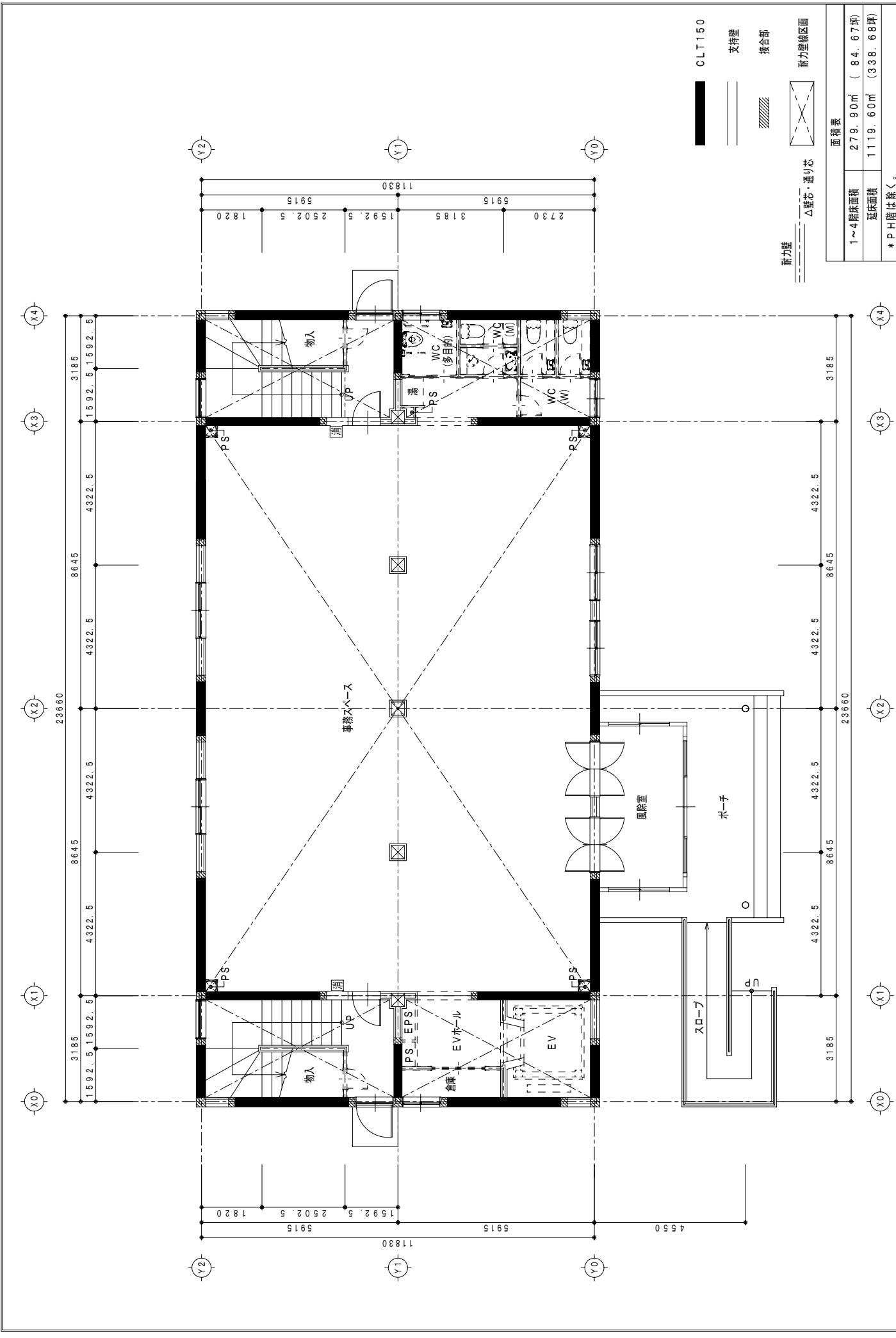
0000 一級建築士事務所 0000 一級建築士事務所 0000 一級建築士事務所
 0000 一級建築士事務所 0000 一級建築士事務所 0000 一級建築士事務所

図面名 立面図

出力年月日 2026/02/28 縮尺 1/200

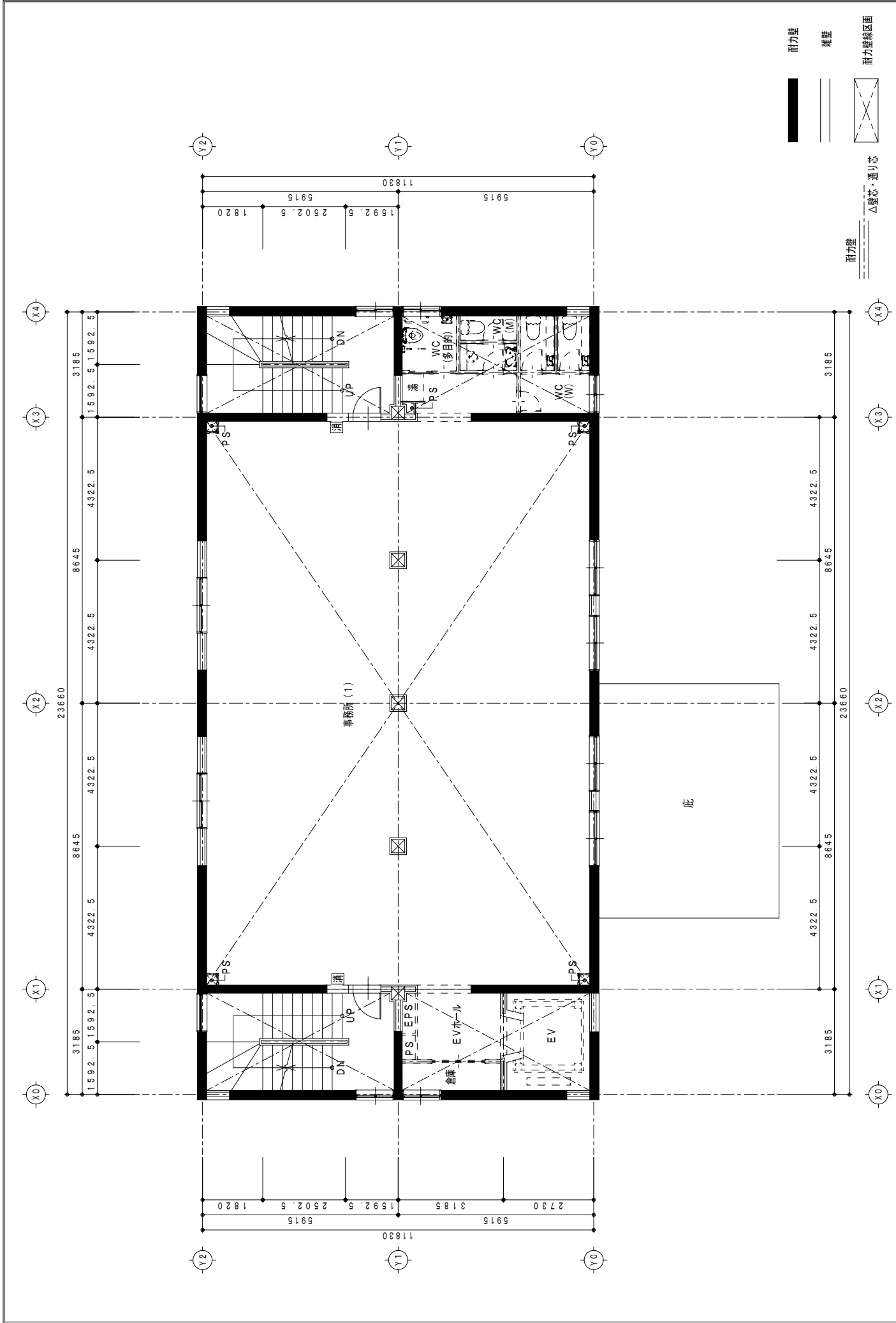
図面NO. A-04

9.1-4



- CLT150
- 耐力壁
- 支持壁
- 接合部
- 耐力壁縁線図面
- △壁芯・通り芯

面積表	
1~4階床面積	279.90㎡ (84.67坪)
延床面積	1119.60㎡ (338.68坪)
*PH階は除く。	



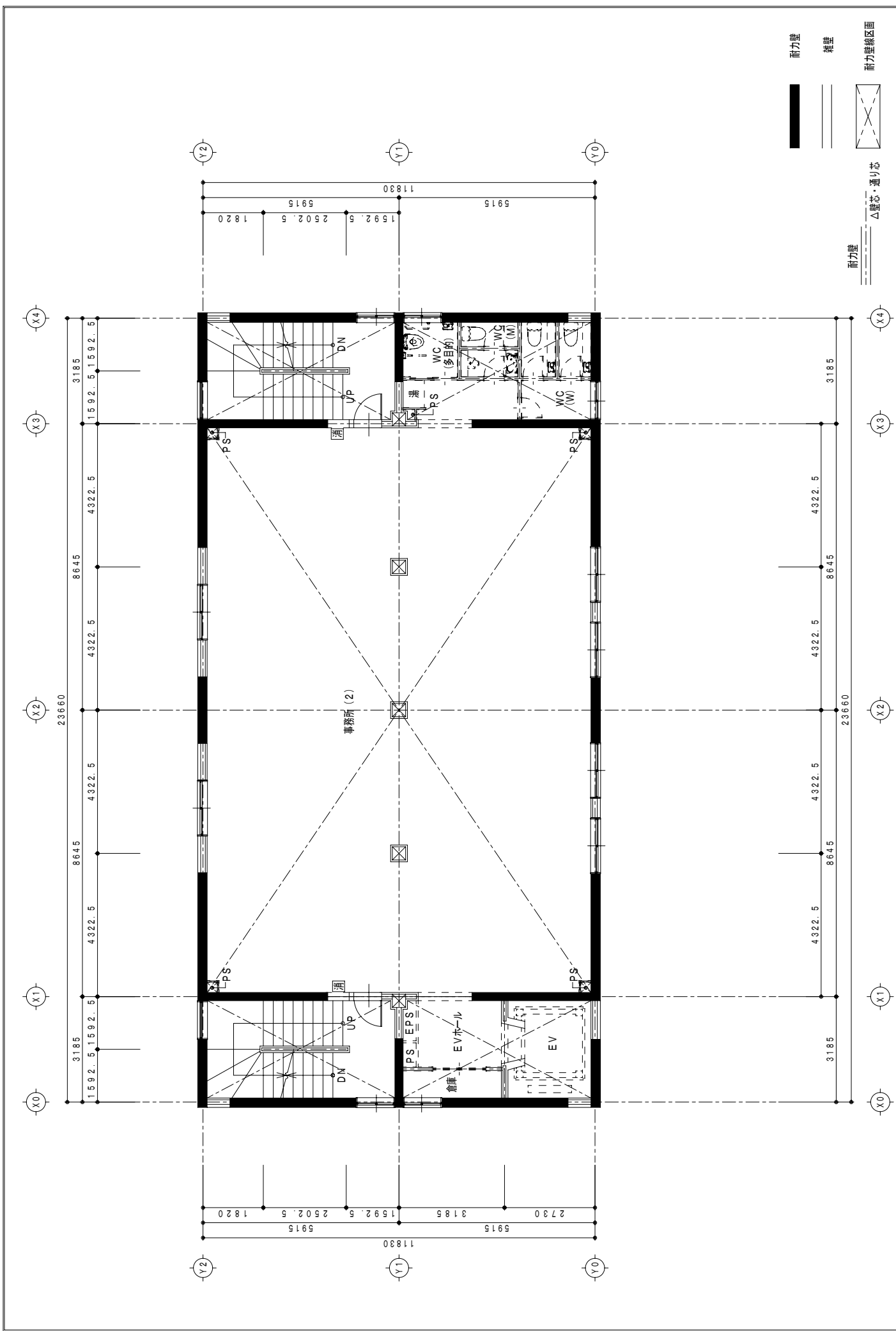
- 耐力壁
- 縦壁
- 耐力壁線区画
- 耐力壁・通リ芯

工事名
備考

0000 一級建築士事務所 0000知事登録 0000000号
 一級建築士事務所 大臣登録第 0000000号 00 00

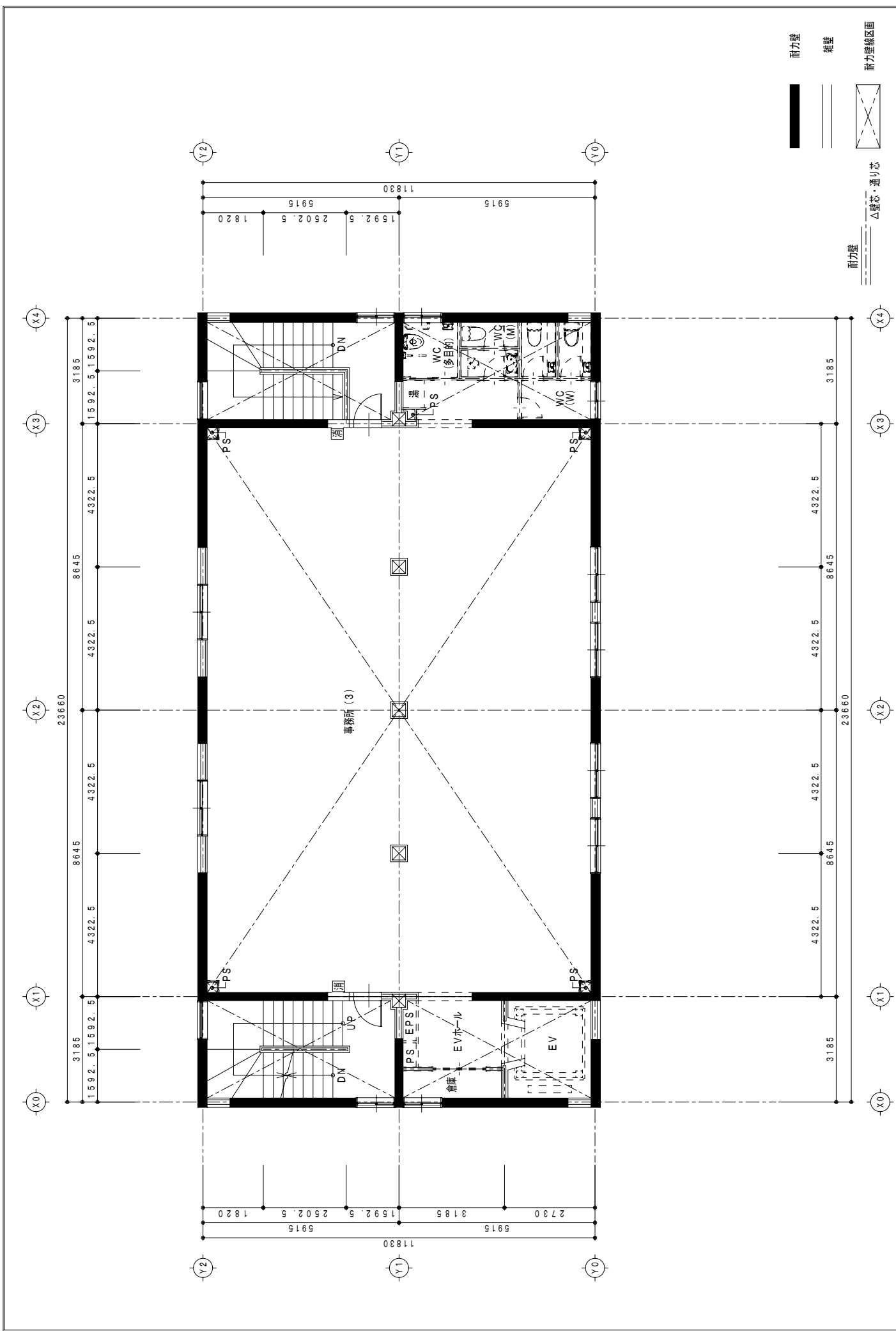
図面名
2階平面図
出力年月日 2026/02/28 縮尺 1/100

図面NO.
A-08



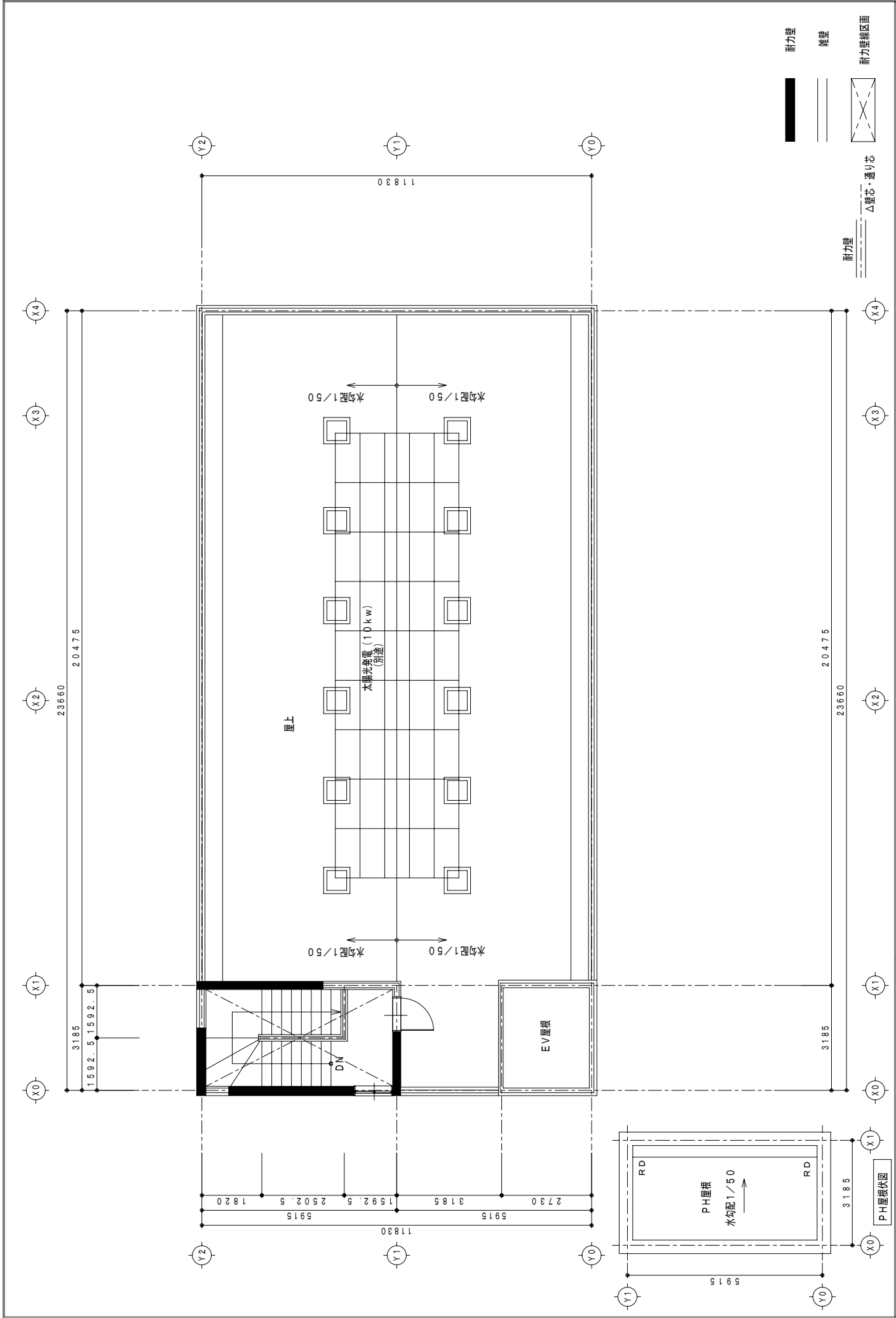
耐力壁
 柱壁
 耐力壁区画
 耐力壁・通り芯

工事名 0000 一級建築士事務所	図面名 3階平面図	図面NO. A-09	縮尺 1/100
0000 一級建築士事務所 000知事登録 0000000号 一級建築士事務所 大臣登録 0000000号 00 00		出力年月日 2026/02/28	

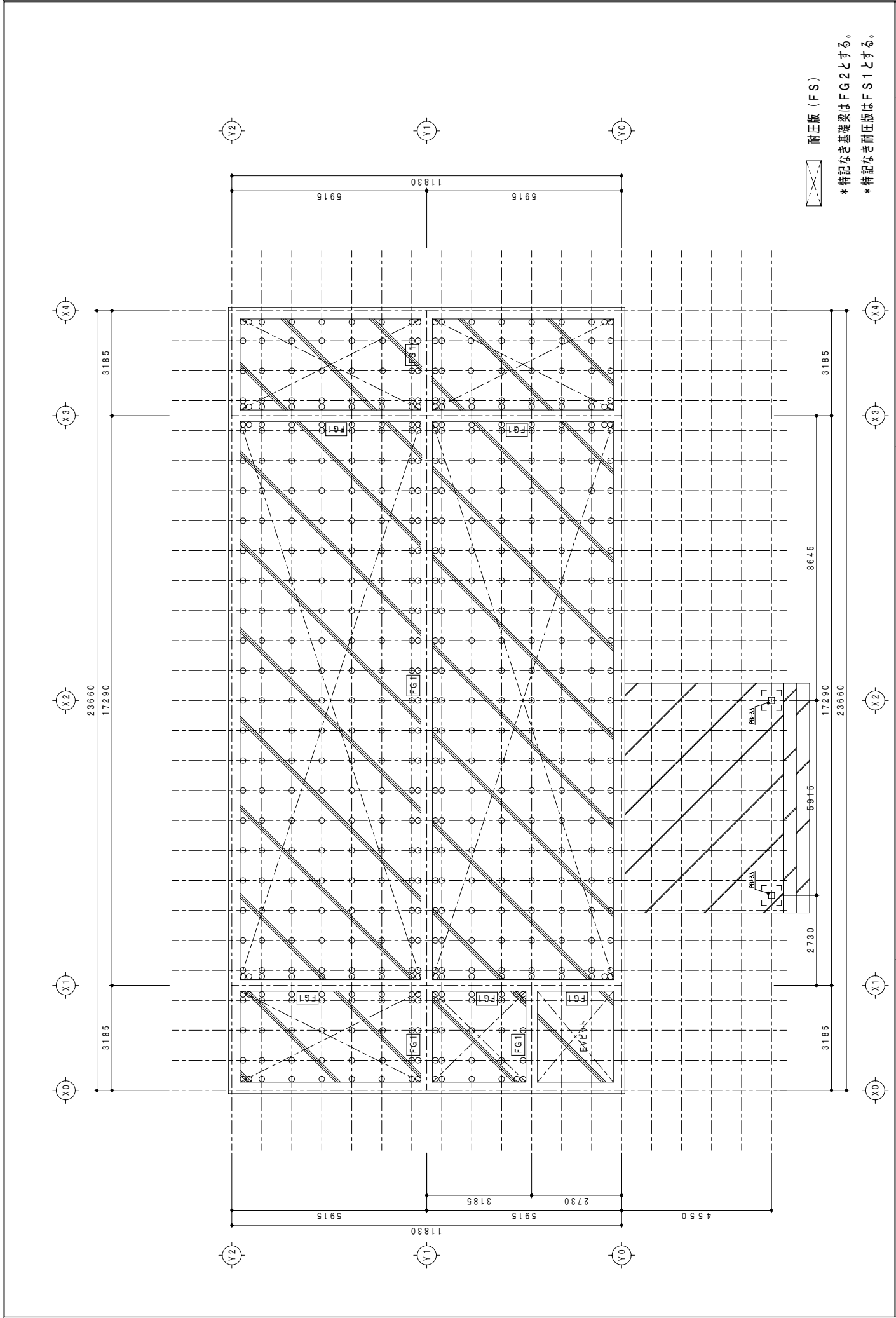


耐力壁 (Load-bearing wall)
 襖壁 (Partition wall)
 耐力壁線区画 (Load-bearing wall boundary)
 耐力壁 (Load-bearing wall)
 △壁芯・通り芯 (Wall core / Through core)

工事名 備考	0000 一級建築士事務所 0000知事登録 0000000号 一級建築士事務所 大臣登録 000000号 00 00	
	図面名 4階平面図	出力年月日 2026/02/28 縮尺 1/100
図面NO.	A-10	9.1-10



工事名	0000 一級建築士事務所	図面名	PH階平面図	縮尺	1/100
備考	0000知事登録 0000000号 一級建築士事務所 大臣登録 000000号 00 00	出力年月日	2026/2/28	図面NO.	A-11
					9.1-11

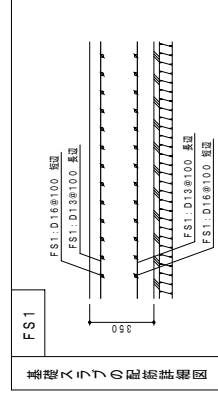
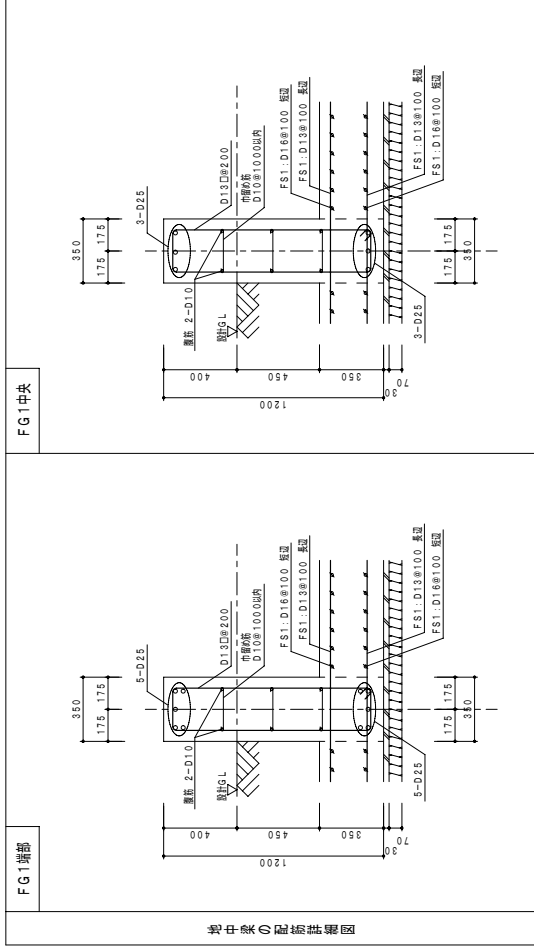


耐久版 (FS)

*特記なき基礎梁はFG2とする。

*特記なき耐久版はFS1とする。

工事名 備考	0000 一級建築士事務所 000知事登録 0000000号 一級建築士事務所 大臣登録 0000000号 00 00	
	図面名 基礎伏図	図面NO. S-01
出年月日 2026/02/28	縮尺 1/100	9.1-12



工事名

0000 一級建築士事務所
 一級建築士事務所 000知事登録 0000000号
 一級建築士 大臣登録第 000000号 00 00

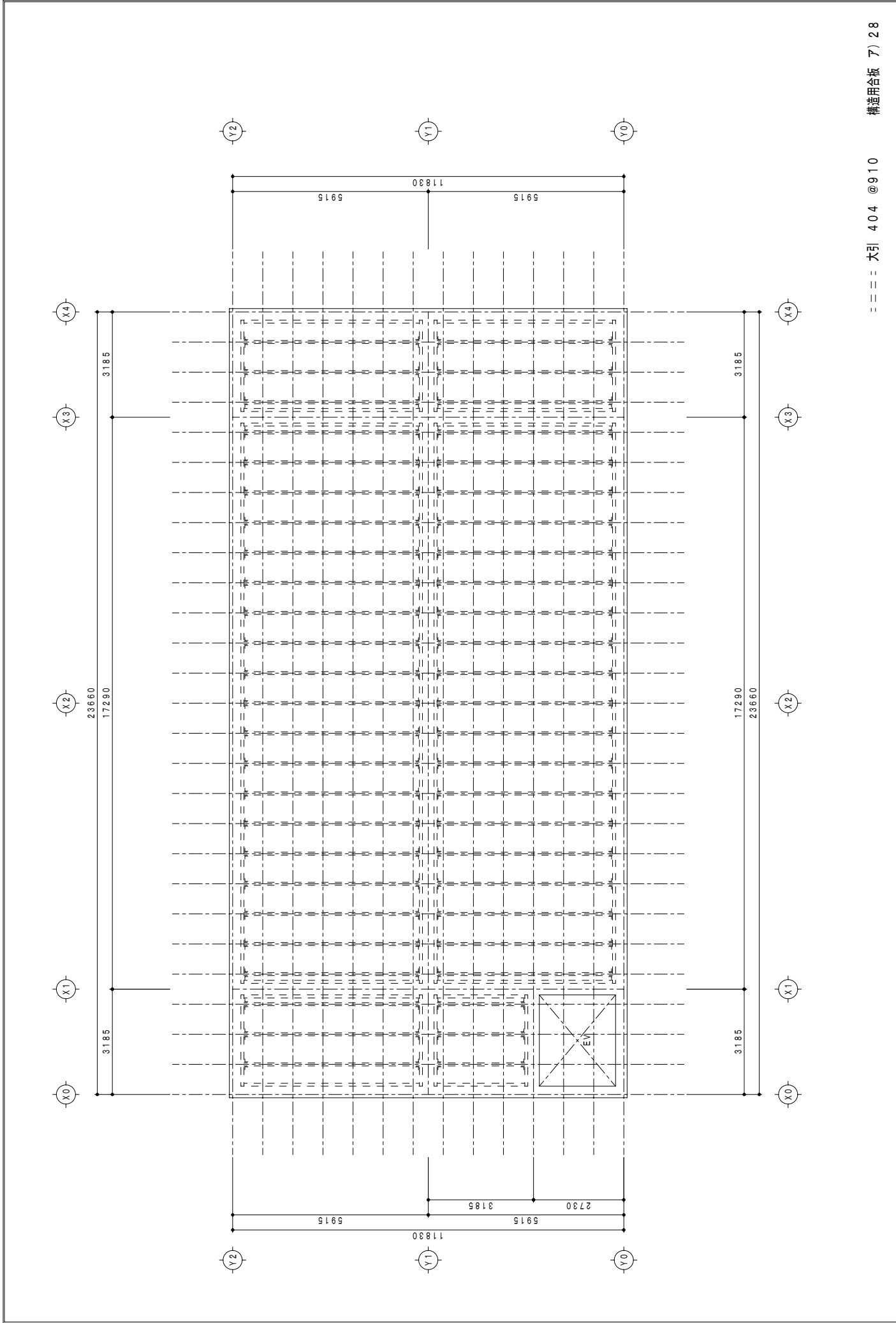
図面名 基礎断面図

図面NO.

備考

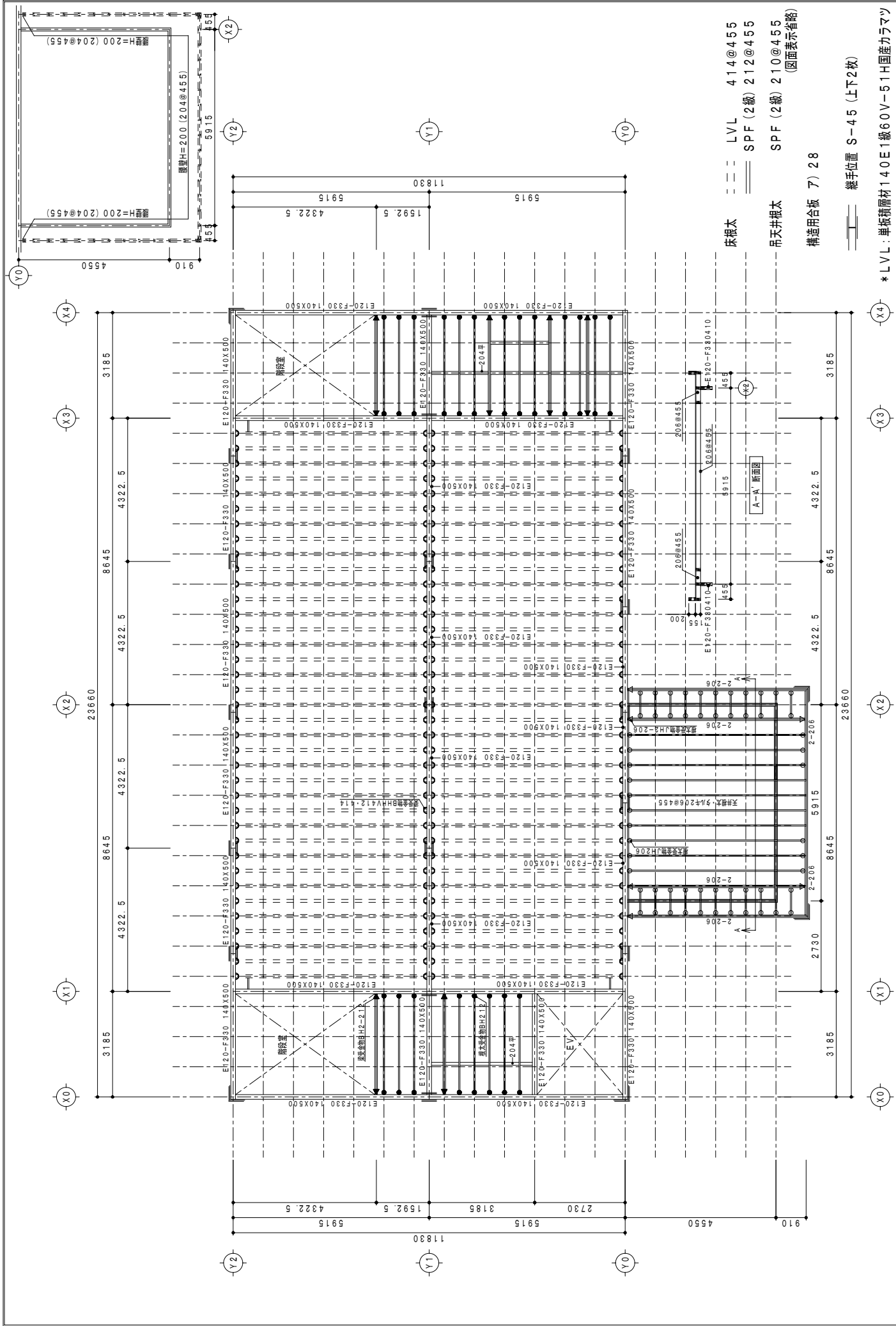
出力年月日 2026/02/28 縮尺 1/20

S-02



=== 大引 404 @910 構造用合板 7) 28

工事名 備考	0000 一級建築士事務所 000知事登録 000000号 一級建築士事務所 大臣登録 000000号 00 00		図面NO.	S-03
	図面名	大引伏図	縮尺	1/100
			出力年月日	2026/02/28
			縮尺	9.1-14

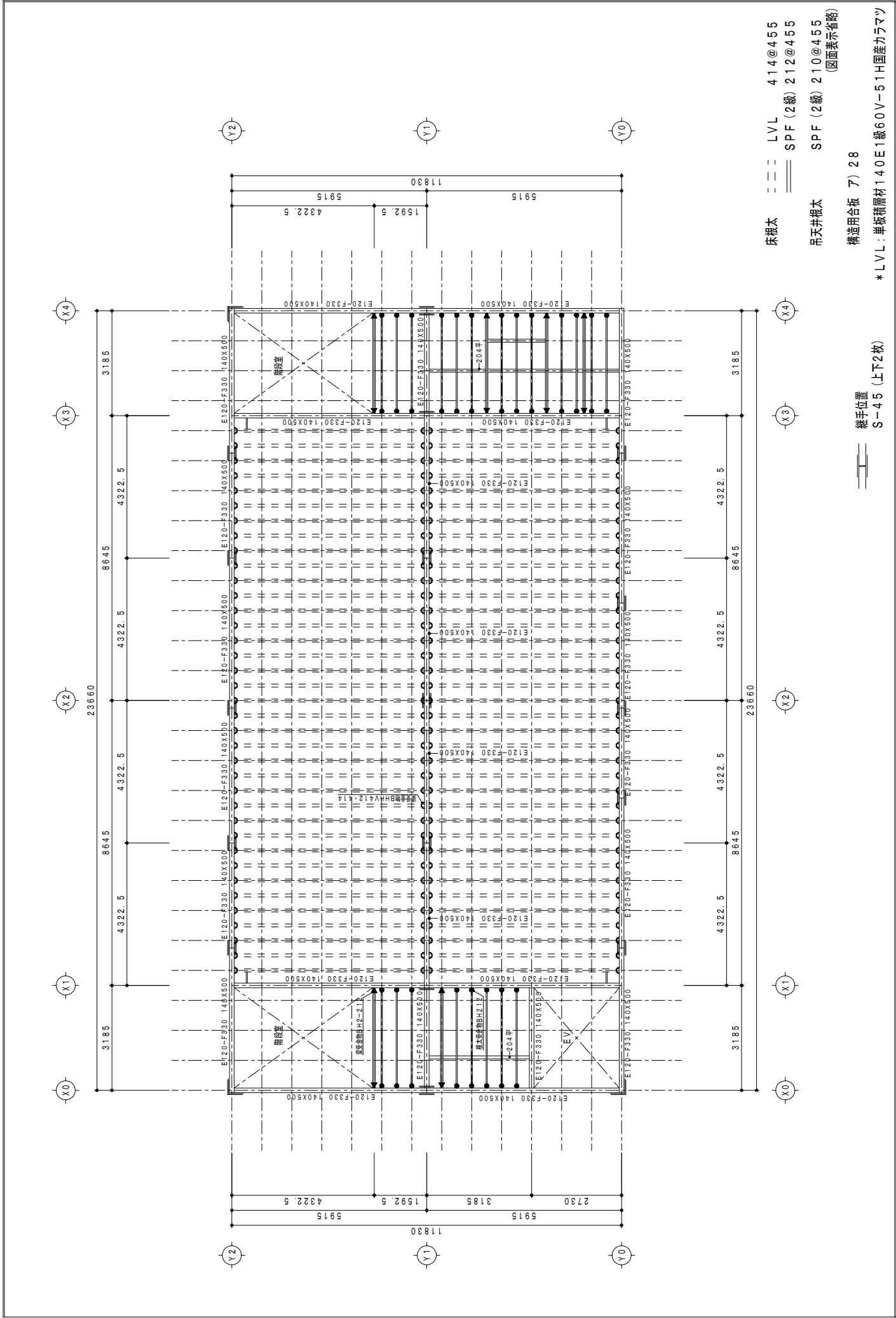


床根太 二二 LVL 414@455
 昇天井根太 二二 SPF (2線) 212@455
 構造用合板 7) 28

継手位置 S-45 (上下2枚)

* LVL: 単板積層材140E1級60V-51H国産カラムツ

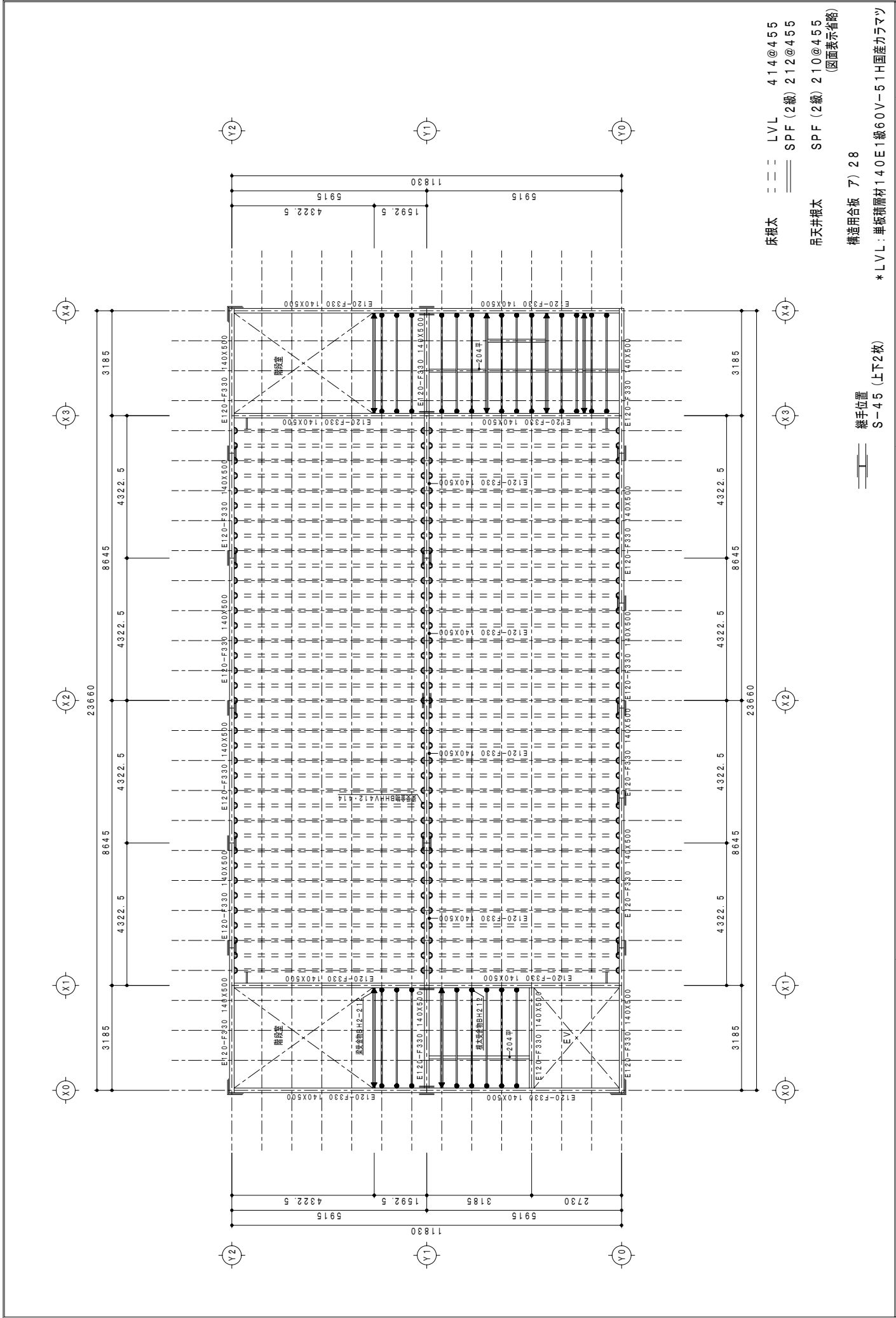
工事名	0000 一級建築士事務所	0000知事登録	0000000号
備考	一級建築士事務所	大臣登録	0000000号 00 00
図面名	2階床立面		
図面NO.	S-04		
縮尺	1/100		
出力年月日	20268/02/28		
9.1-15			



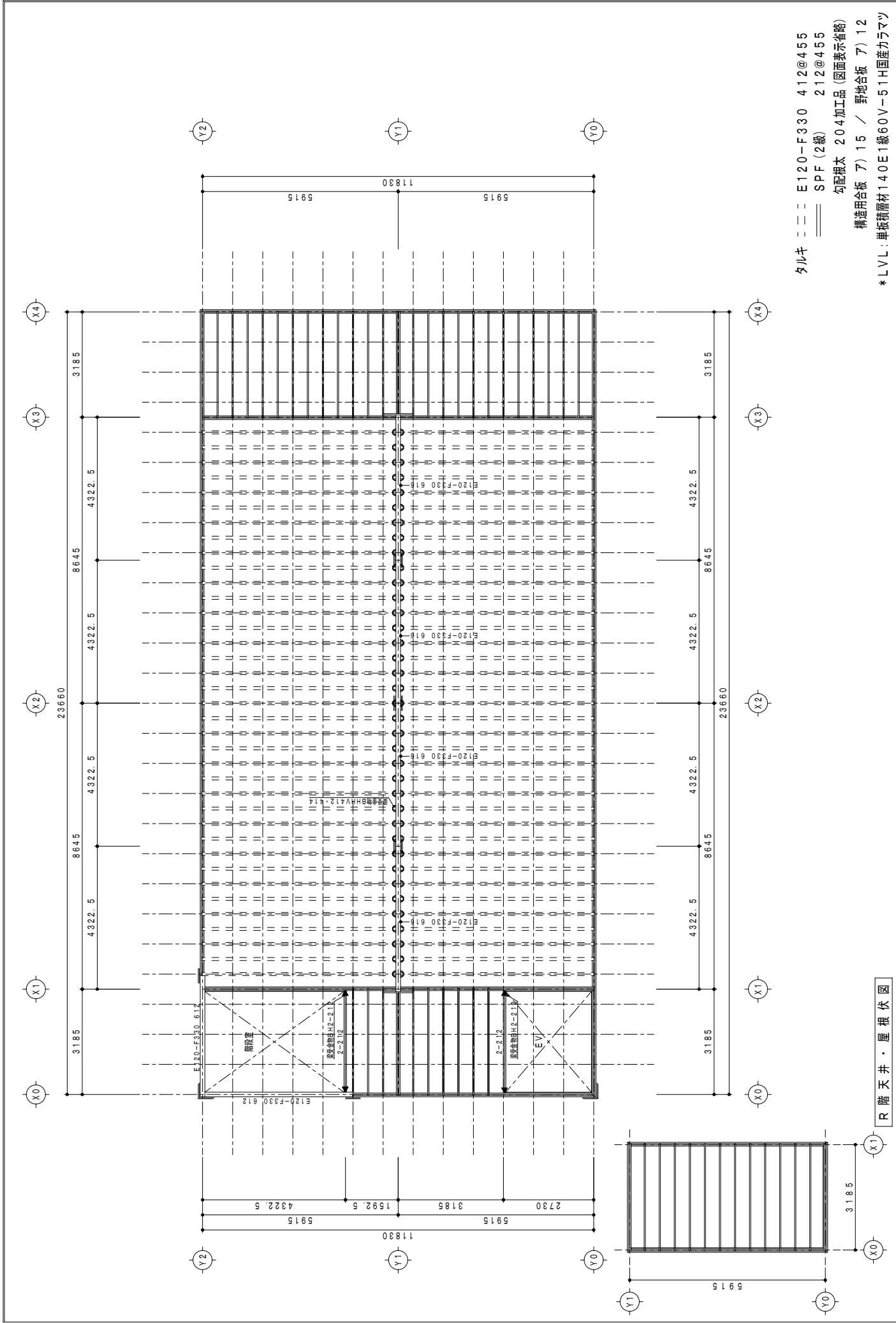
床根太 〰〰 LVL 414@455
 吊天井根太 〰〰 SPF (2線) 212@455
 構造用合板 7) 28

総平位置
 S-45 (上下2枚)
 * LVL: 単板積層材140E1級60V-51H国産カメラマツ

工事名	0000 一級建築士事務所		
備考	一級建築士事務所	000知事登録	000000号
	一級建築士事務所	000000号	00 00
図面名	3階床立面		
図面NO.	S-05		
出年月日	2026/02/28	縮尺	1/100
9.1-18			

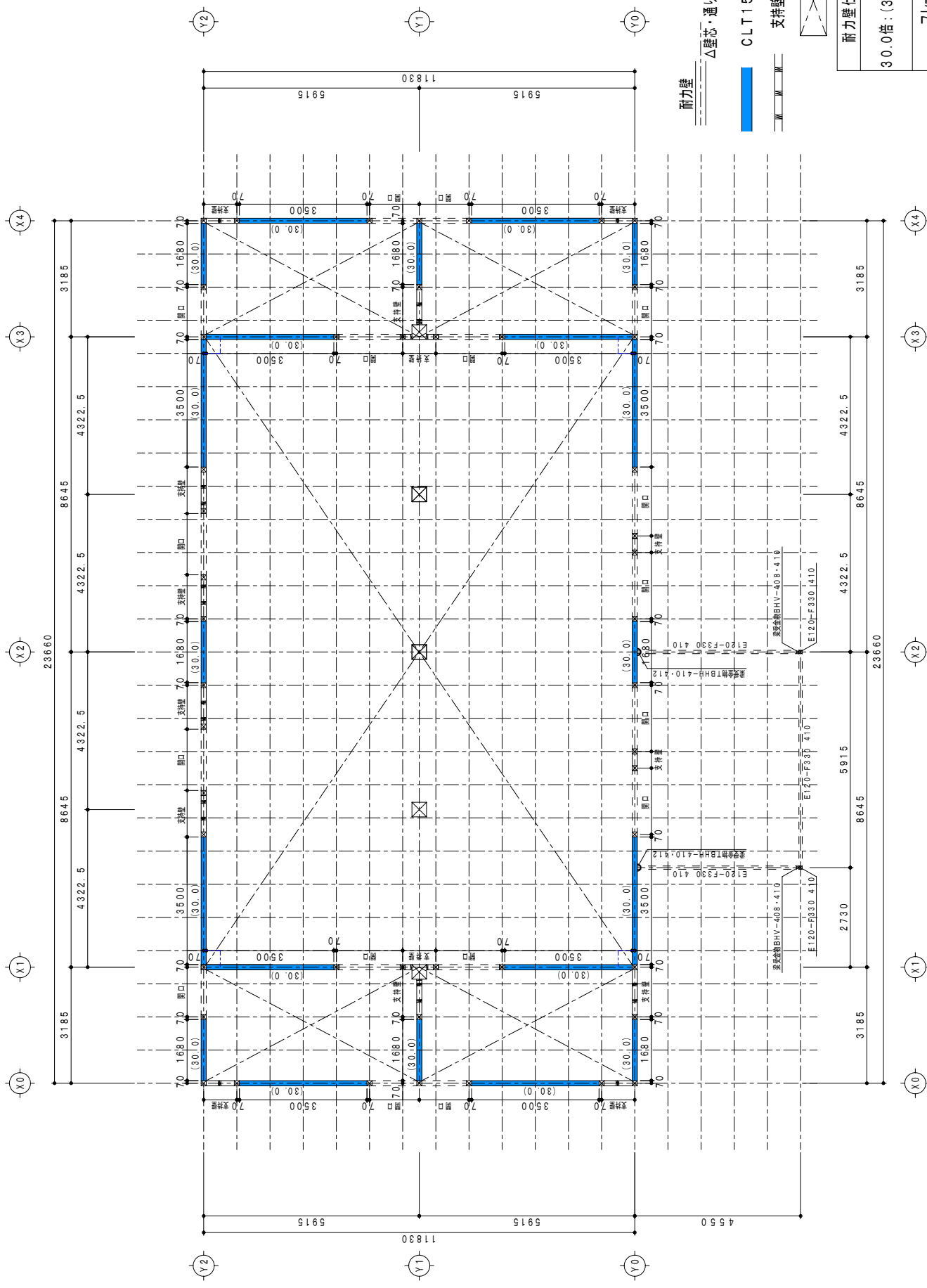


工事名	0000 一級建築士事務所	
備考	一級建築士事務所 000知事登録 000000号 一級建築士 大臣登録 000000号 00 00	
図面名	4階床伏図	図面NO. S-06
出年月日	2026/02/28	縮尺 1/100
		9.1-17



R階天井・屋根伏図

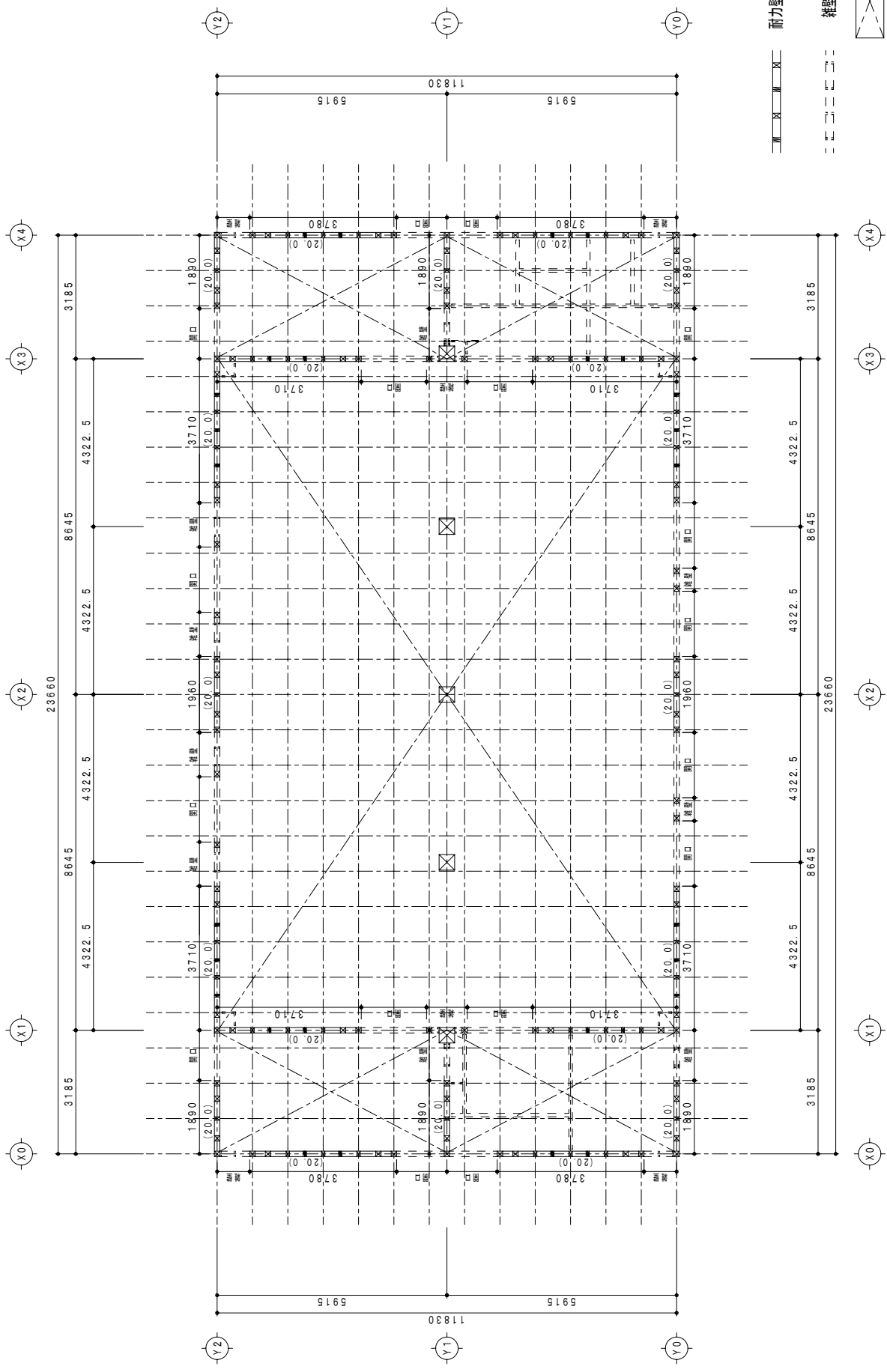
工事名	0000 一級建築士事務所 〇〇〇知事登録 〇〇〇〇〇〇号	
	一級建築士事務所 〇〇〇知事登録 〇〇〇〇〇〇号 〇〇 〇〇	
備考		
図面名	4階天井・屋根伏図	
縮尺	1/100	
出力年月日	20206/02/28	
図面NO.	S-07	
製図者	9.1-18	



耐力壁
 △壁芯・通り芯
 CLT150
 支持壁

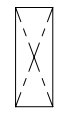


耐力壁仕様 (壁倍率換算)
30.0倍 (30.0) 実験仕様による
7レームH=3472



耐力壁 2-206@910
406@910

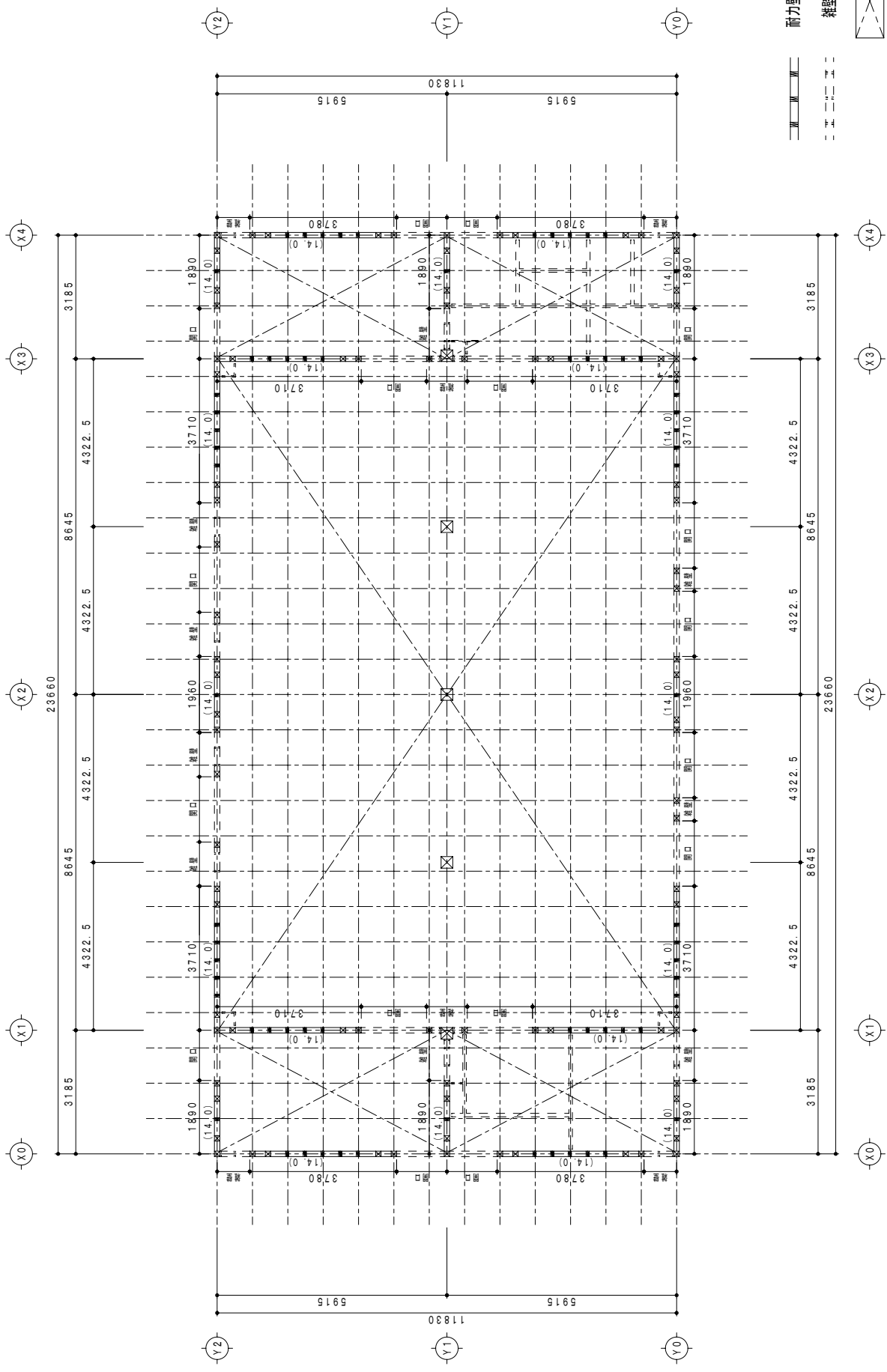
縦壁



耐力壁仕様 (壁倍率換算)
20.0倍 (20.0) 実験仕様による
フレームH=3472

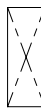
金物：耐力壁端部 検討中 *上枠 D・F・I・r べいまつ集成材等

工事名	0000 一級建築士事務所	図面名	2階鉄骨部付図
備考	一級建築士事務所 000知事登録 0000000号 一級建築士 大臣登録 0000000号 00 00	図面NO.	S-09
		出力年月日	2026/02/28
		縮尺	1/100
			9.1-20



耐力壁 2-206@455

縦壁



耐力壁線区画

耐力壁仕様 (壁倍率換算)

14.0倍 (14.0) 実験仕様による

金物：耐力壁端部 検計中 *上枠 D・F・I・r べいまつ集成材等

フレームH=3472

工事名

備考

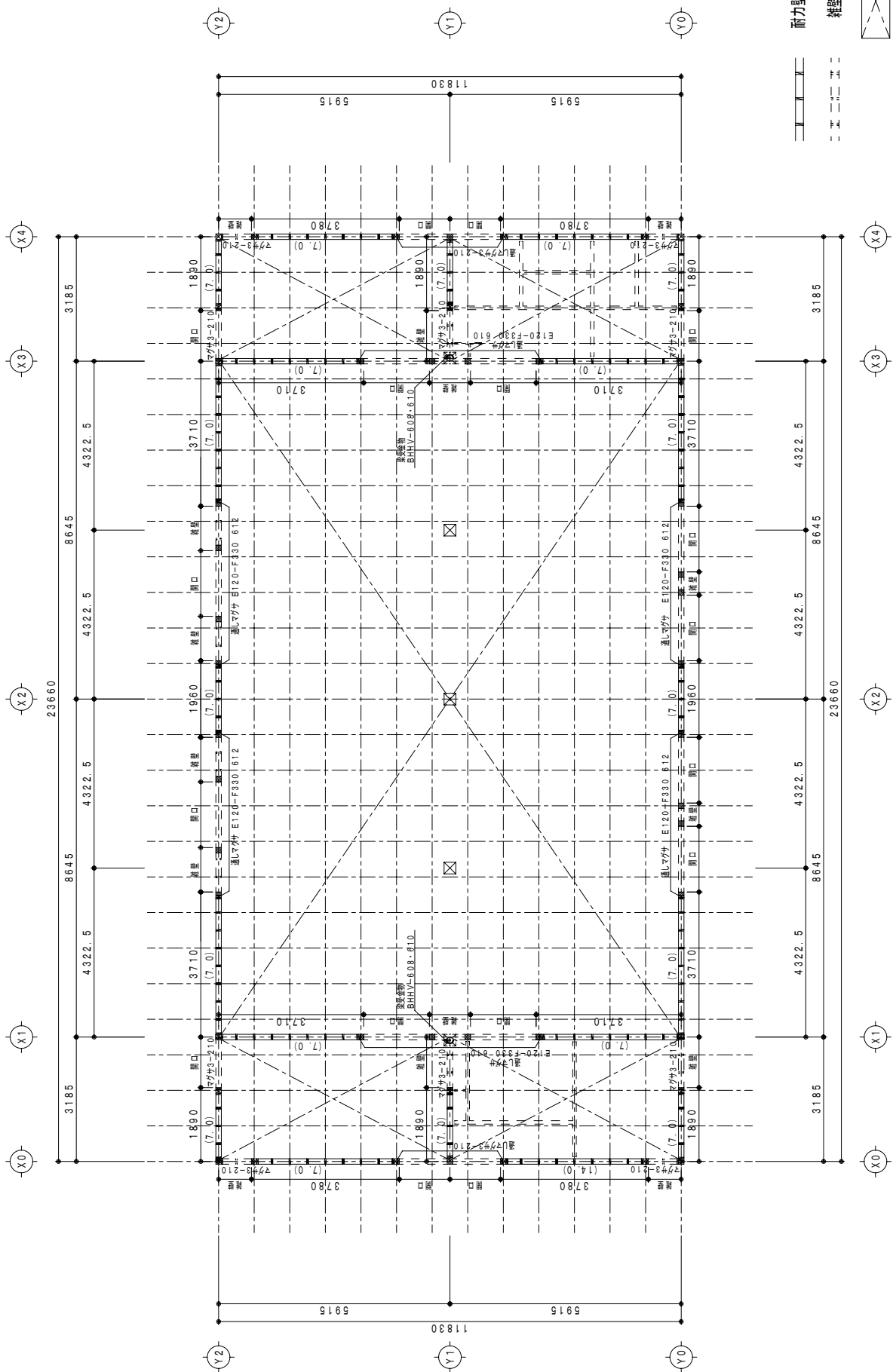
0000 一級建築士事務所 0000 知事登録 0000000号
 一級建築士事務所 大臣登録 0000000号 00 00
 一級建築士 大臣登録 0000000号 00 00

図面名
 3階鉄骨部付図

縮尺 1/100

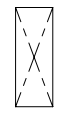
図面NO.
 S-10

9.1-21



耐力壁 206@455

縦壁



耐力壁線区画

耐力壁仕様 (壁倍率換算)
14.0倍 : (14.0)
7.0倍 : (7.0)
実験仕様による
フレームH=3699

金物 : 耐力壁端部 検計中 * 上枠 D・F・I r べいまつ集成材等

図面名 4階鉄骨部付図

縮尺 1/100

出年月日 2026/02/28

図面NO. S-11

9.1-22

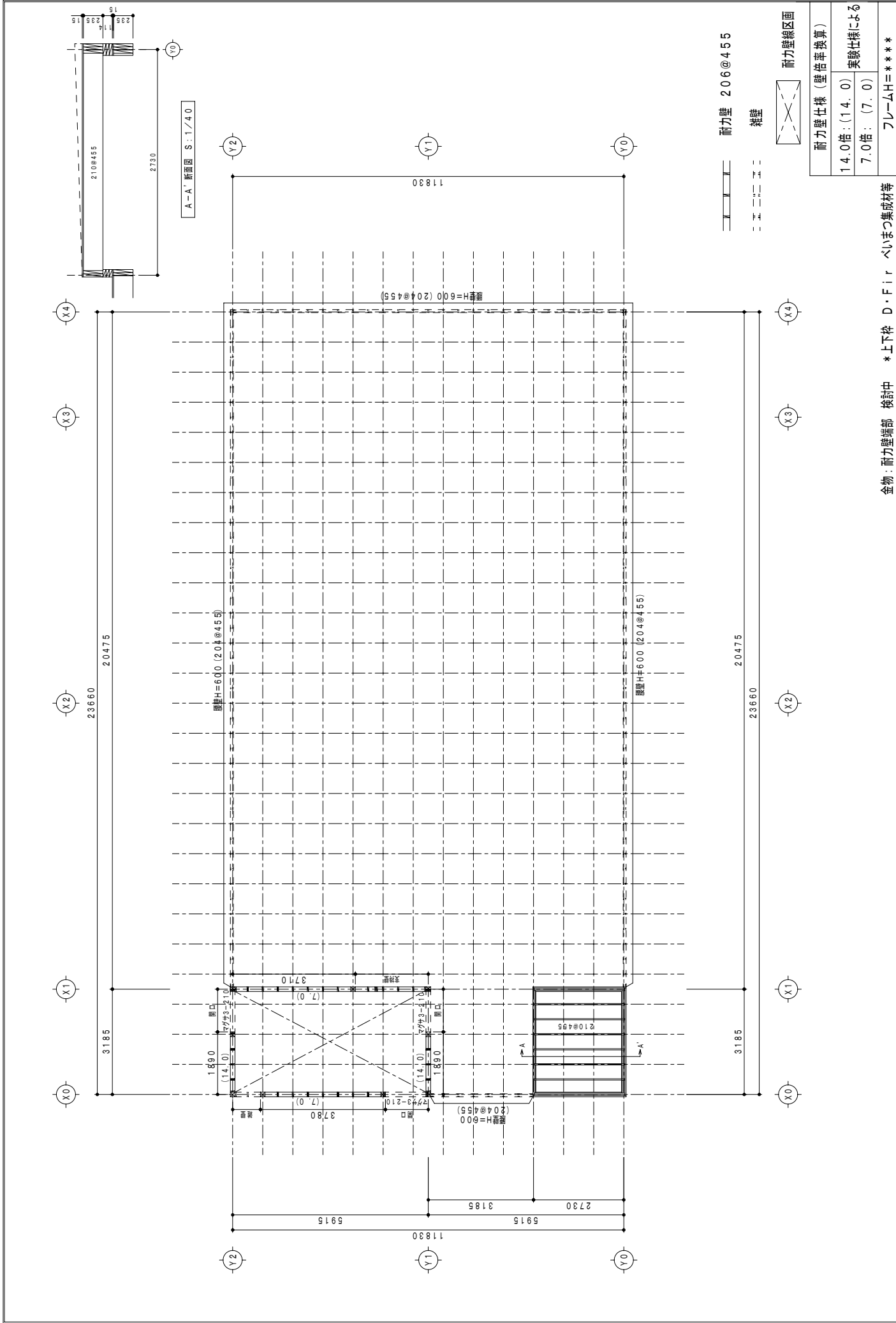
0000 一級建築士事務所

0000 知事登録 0000000号

一級建築士 大臣登録 0000000号 00 00

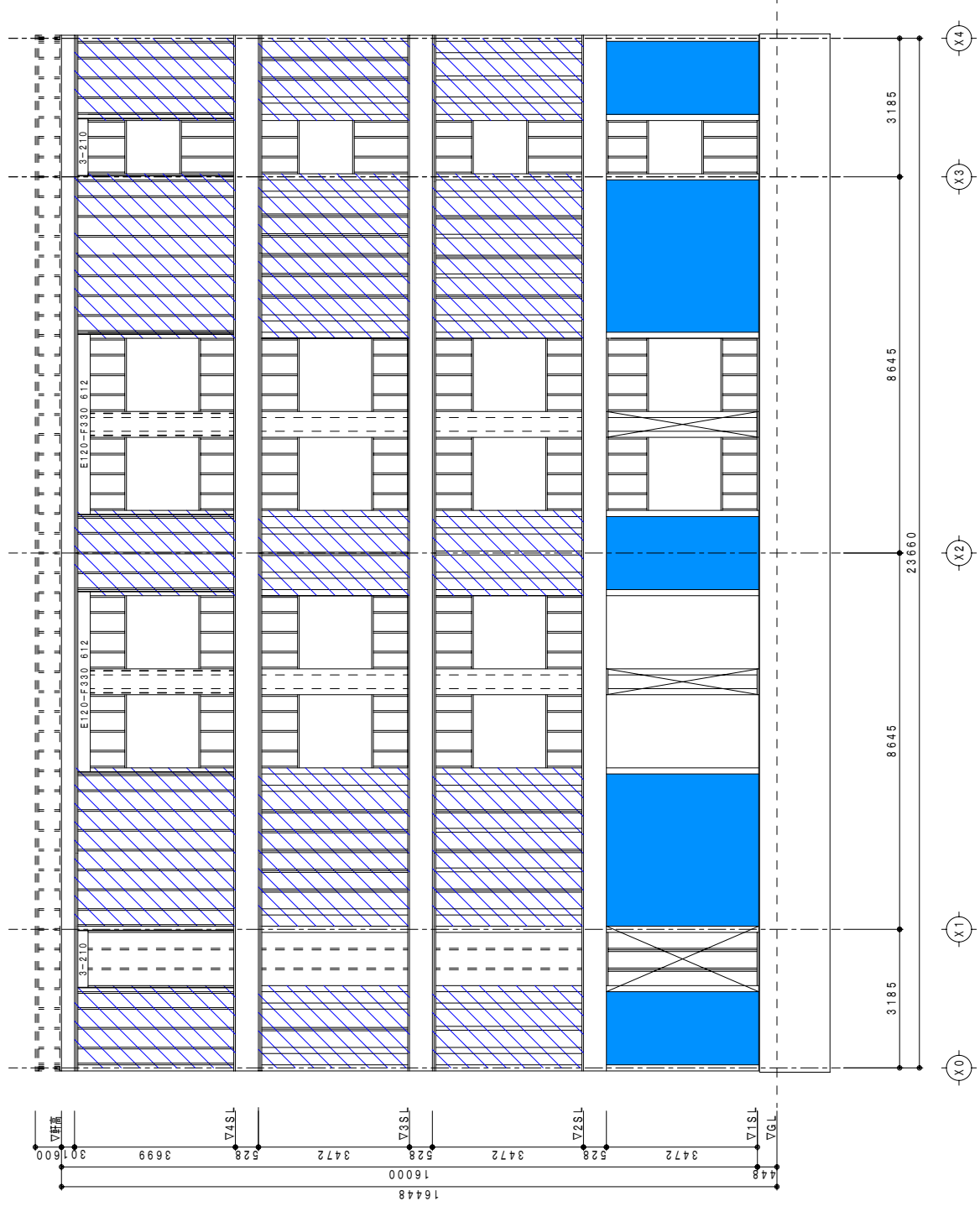
工事名

備考



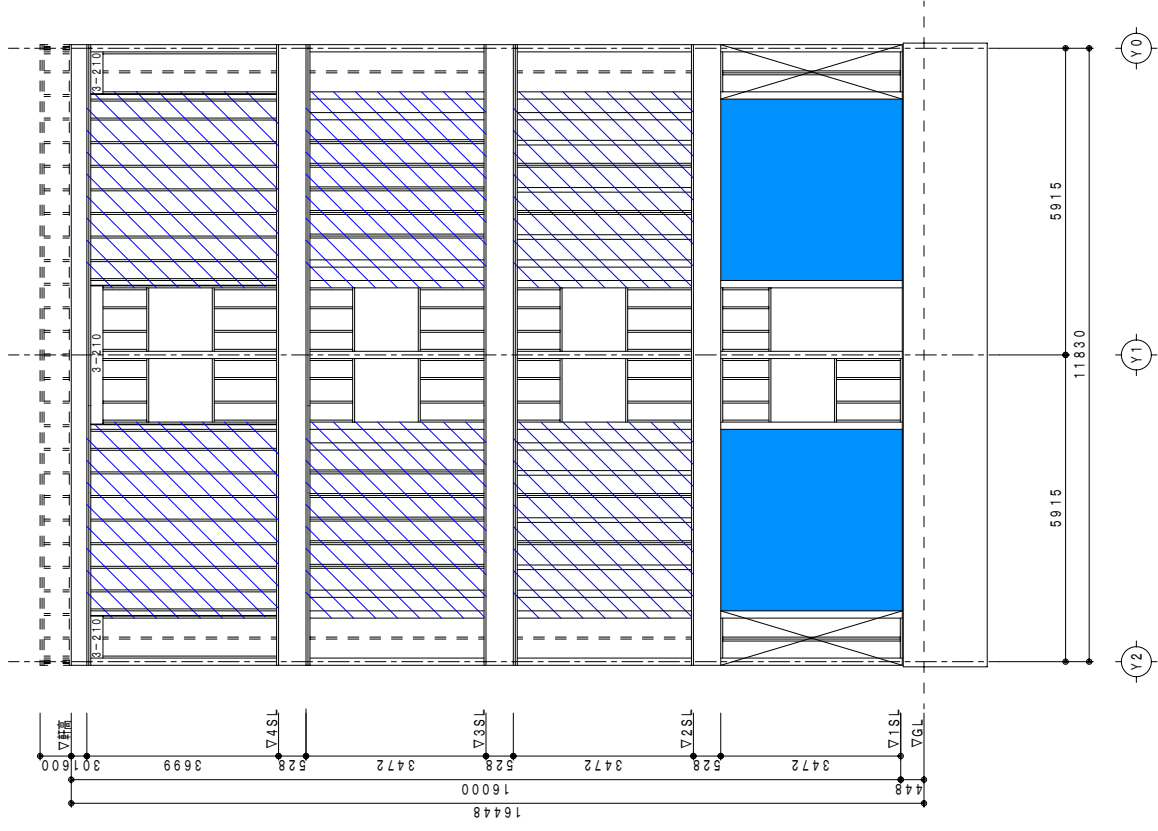
耐力壁仕様 (壁倍率換算)	14.0倍 : (14.0)
実験仕様による	7.0倍 : (7.0)
フレームH=****	

金物 : 耐力壁端部 検討中 * 上下枠 D・F・I・r べいまつ集成材等



Legend for wall types:

- CLT
- 2x4 (206) 耐力壁
- 支持壁
- 雑壁



CLT

2X4 (206) 耐力壁

支持壁

複壁

工事名

備考

0000 一級建築士事務所
 一級建築士事務所 00000000号
 一級建築士事務所 00000000号 00 00

図面名

棟図-2

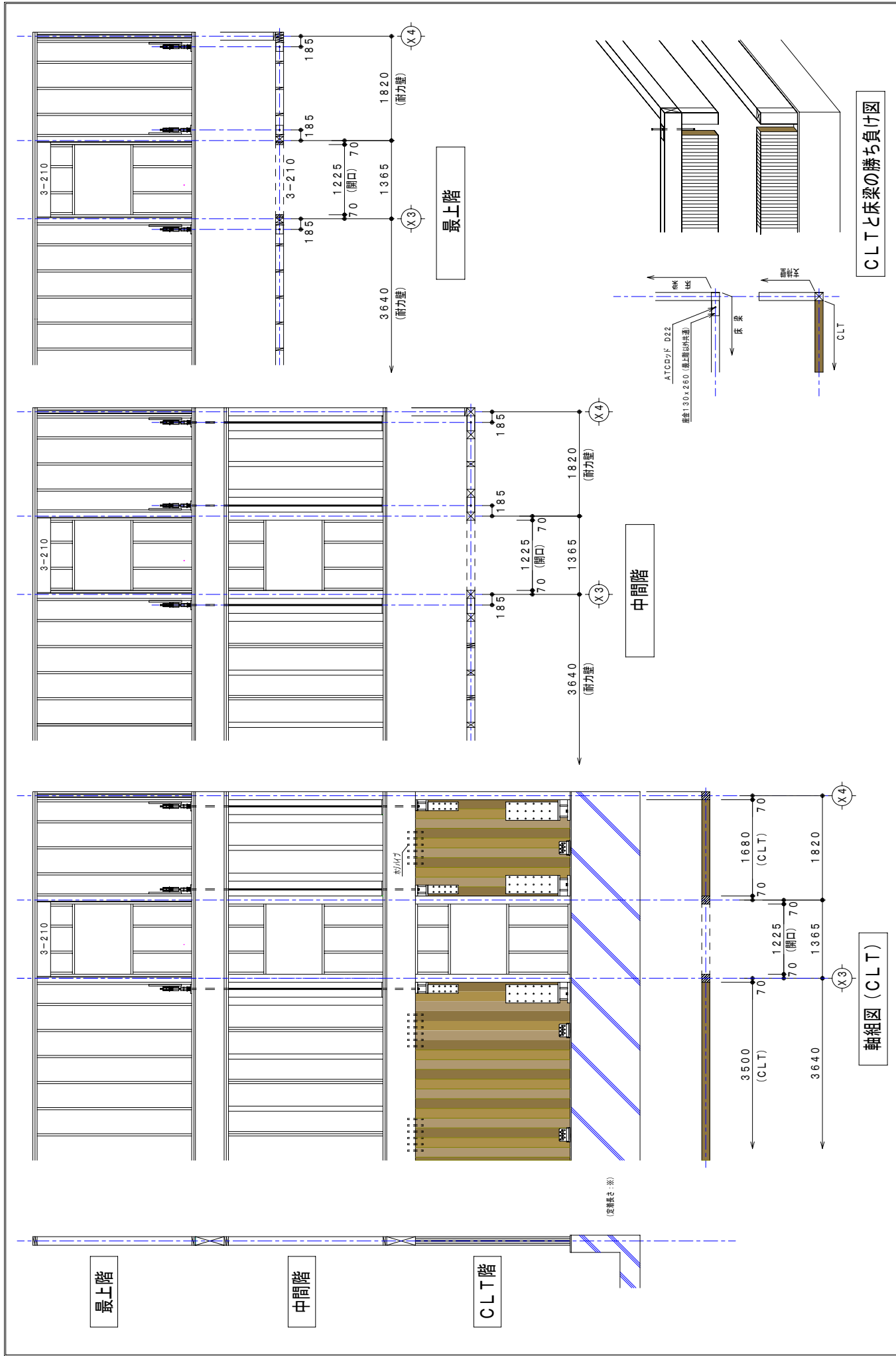
出力年月日 2026/02/28

縮尺 1/100

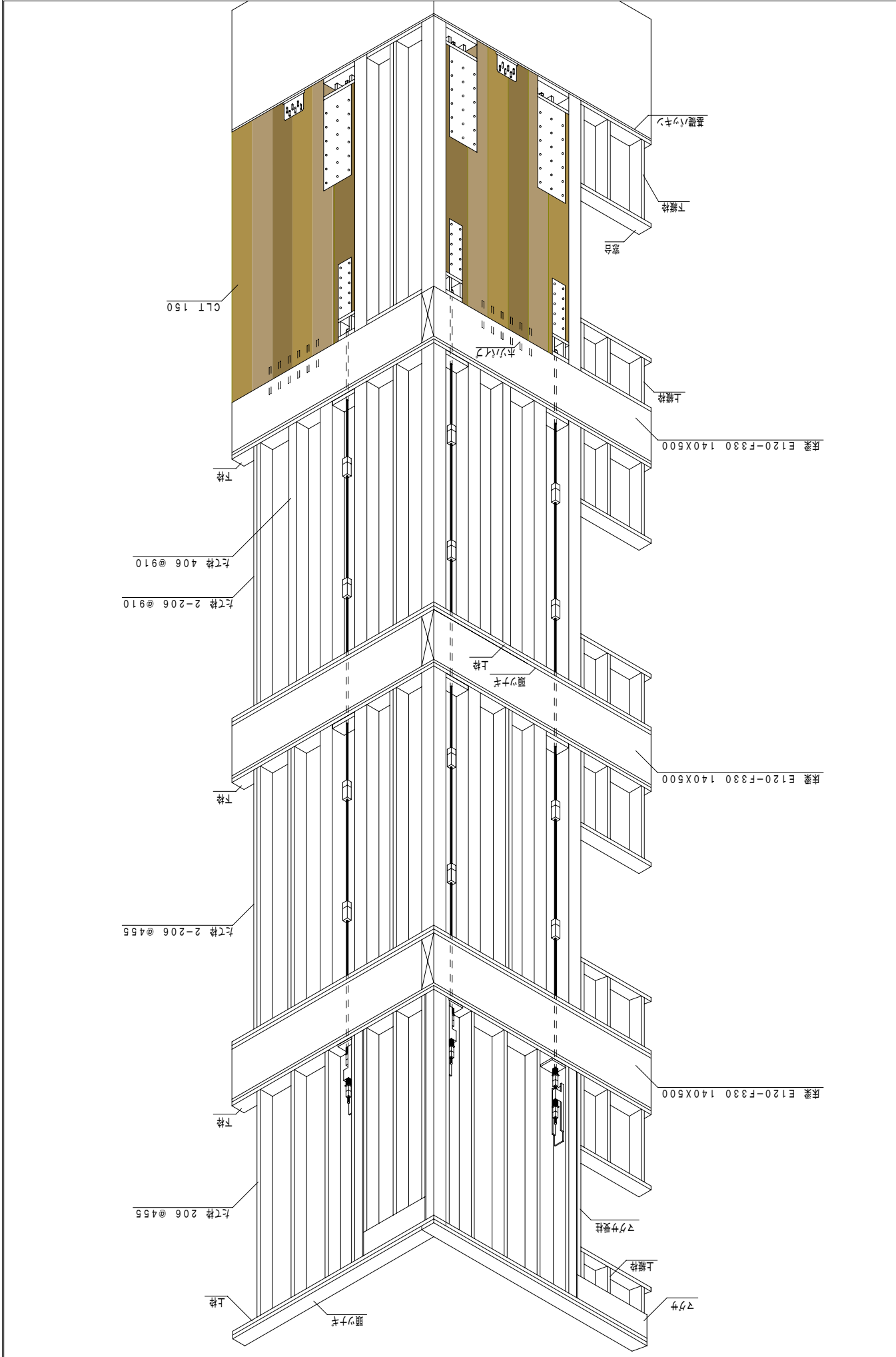
図面NO.

S-14

9.1-25



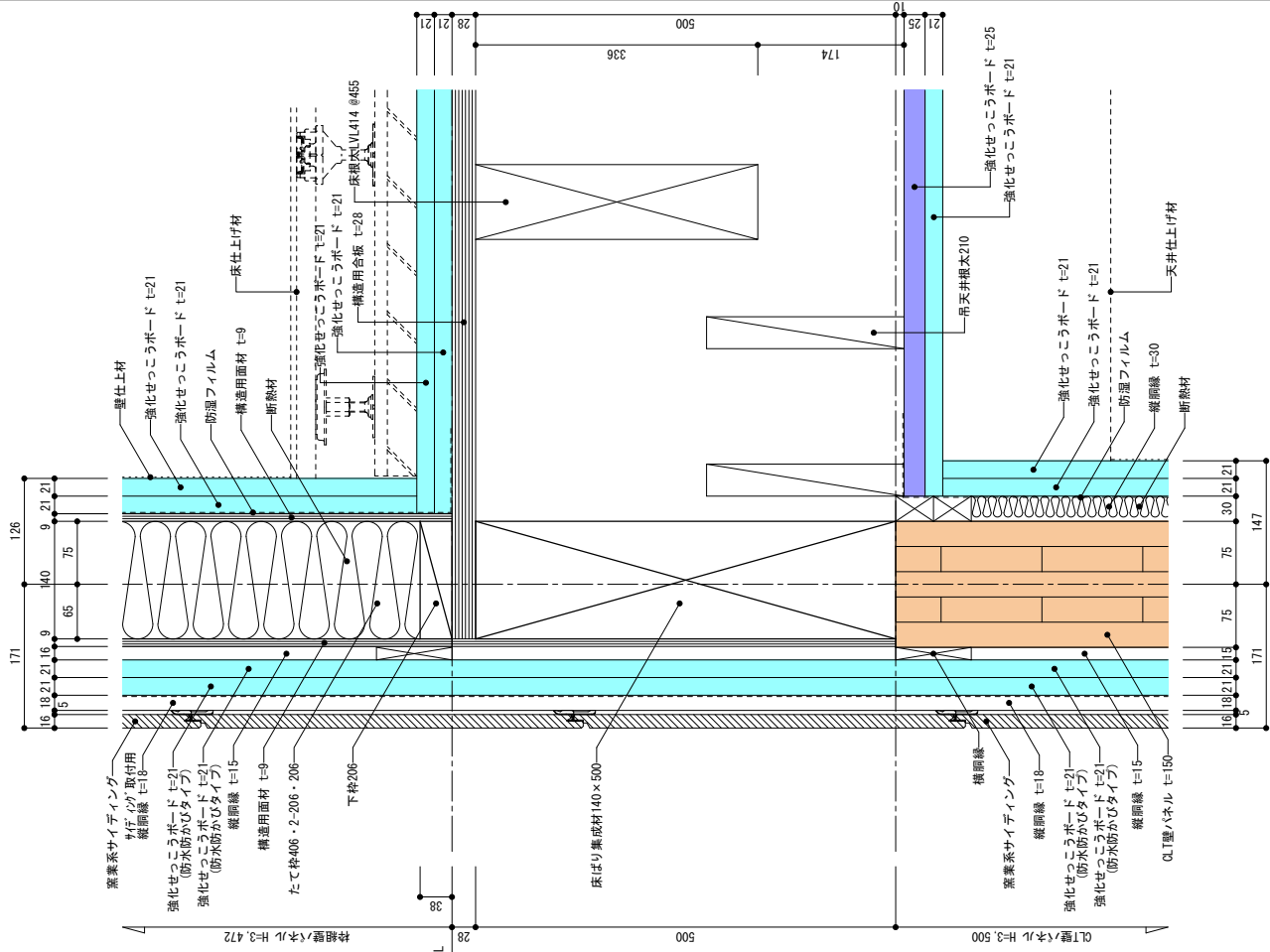
図面NO.	CLT詳細図-1		縮尺	1/60
出力年月日	2026/02/28		縮尺	1/60
工事名	0000 一級建築士事務所			
備考	一級建築士事務所 000知事登録 000・00号 一級建築士 大臣登録第 000000号 0・00			



0000 一級建築士事務所 一級建築士事務所 000知事登録 000・00号 一級建築士 大臣登録 000000号 0・00	図面名 CLT詳細図-2	図面NO. C-02
	出力年月日 2026/02/28	縮尺 1/40
工事名	備考	

床組標準部分意匠納まり [CLT~2x4]

床組標準部分意匠納まり [2x4~2x4]



CLT+2x4

4階建て事務所モデルプラン

TYPE

DRAWING

意匠納まり検討 床組部分

SCALE 1/6 (A3)

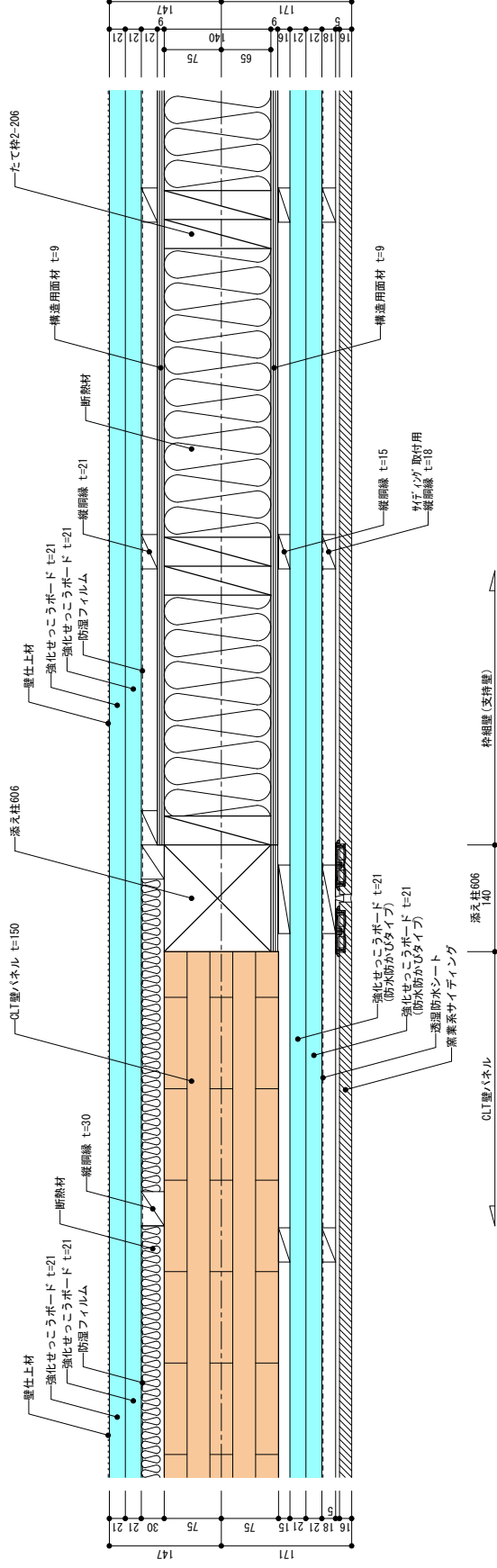
DATE

2026.03.12

NO

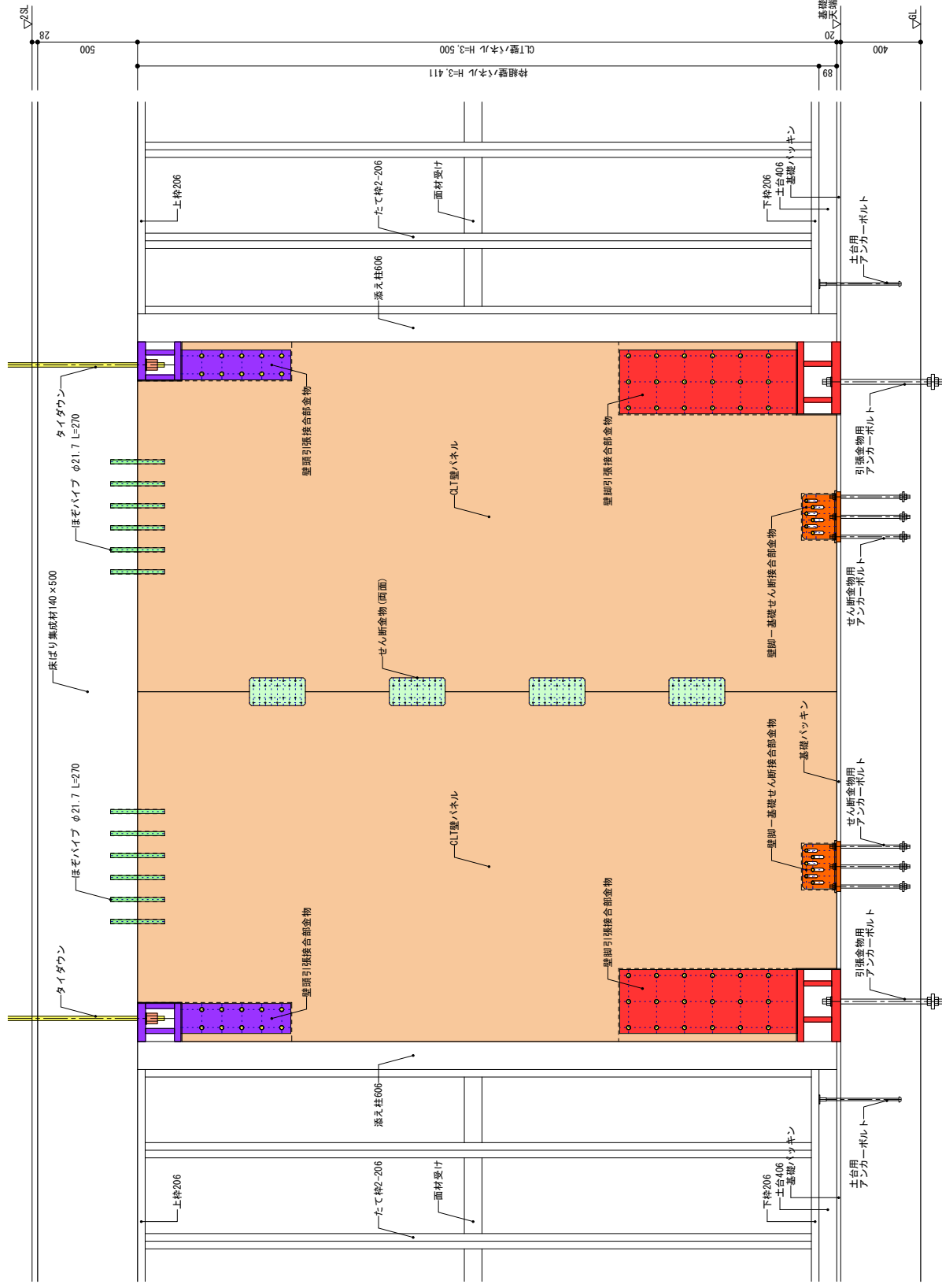
CLT+2x4 意匠-02

CLT壁パネル～柱組壁取合い部分意匠納まり



TYPE	DRAWING	SCALE	DATE	NO
CLT+2x4	4階建て事務所モデルプラン	1/6 (A3)	2026. 03. 12	CLT+2x4 意匠-03

CLT壁パネルへの金物取付



CLT+2x4

4階建て事務所モデルプラン

TYPE

DRAWING

CLT壁パネルへの金物取付

SCALE

1/20 (A3)

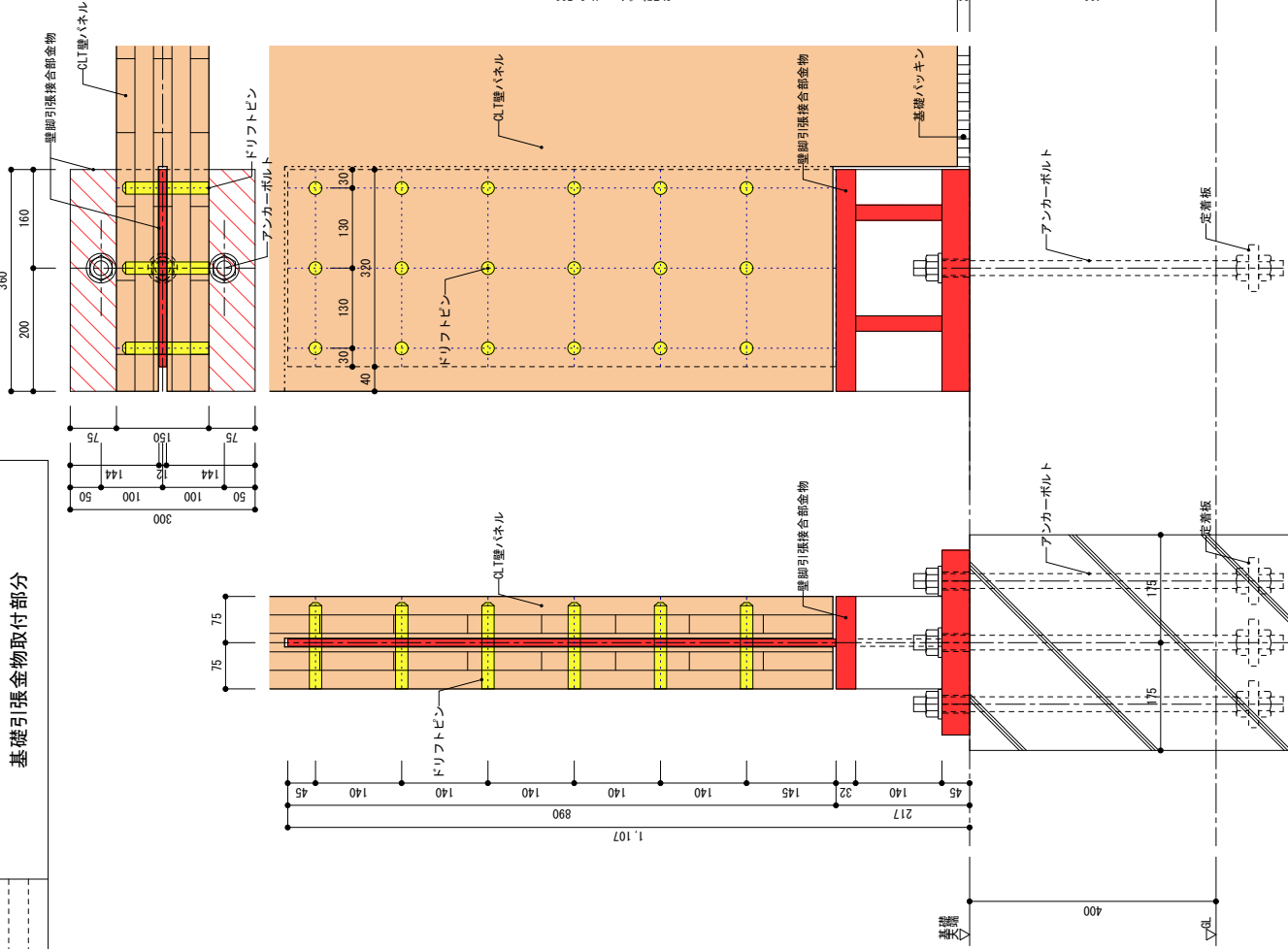
DATE

2026. 03. 12

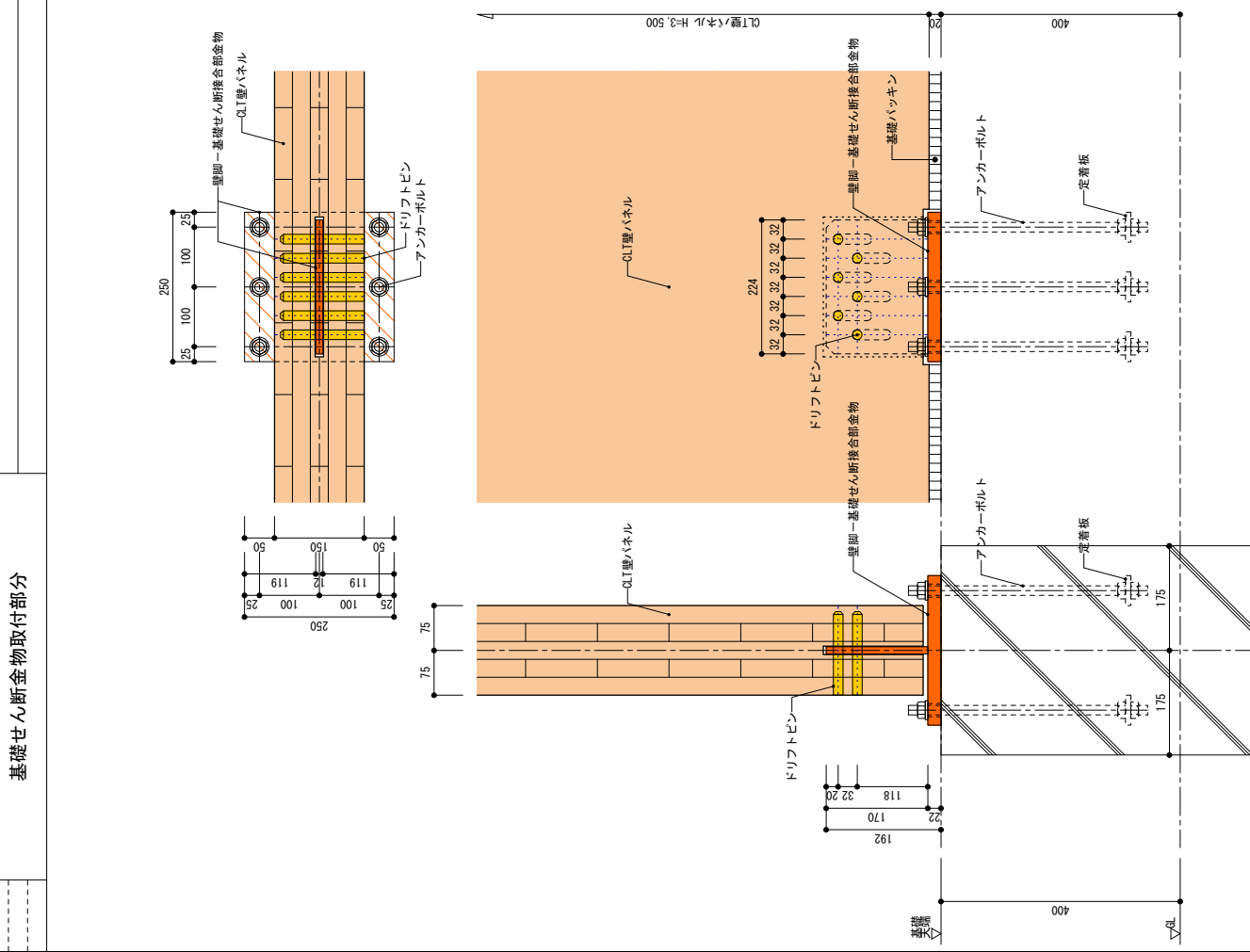
NO

CLT+2x4 構造-01

基礎引張金物取付部分



基礎せん断金物取付部分



CLT+2x4

4階建て事務所モデルプラン

TYPE

基礎接合部分納まり (1)

DRAWING

SCALE 1/8 (A3)

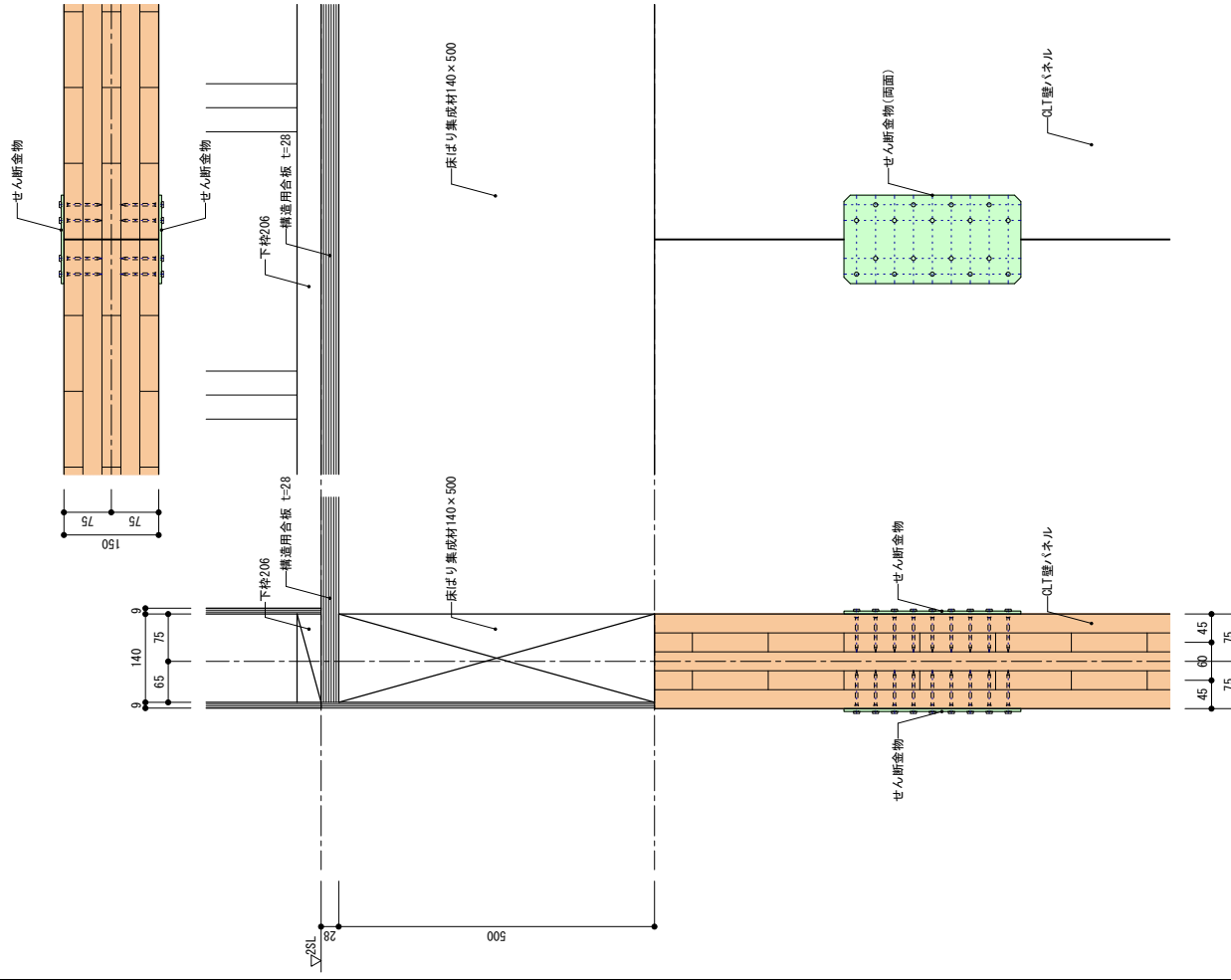
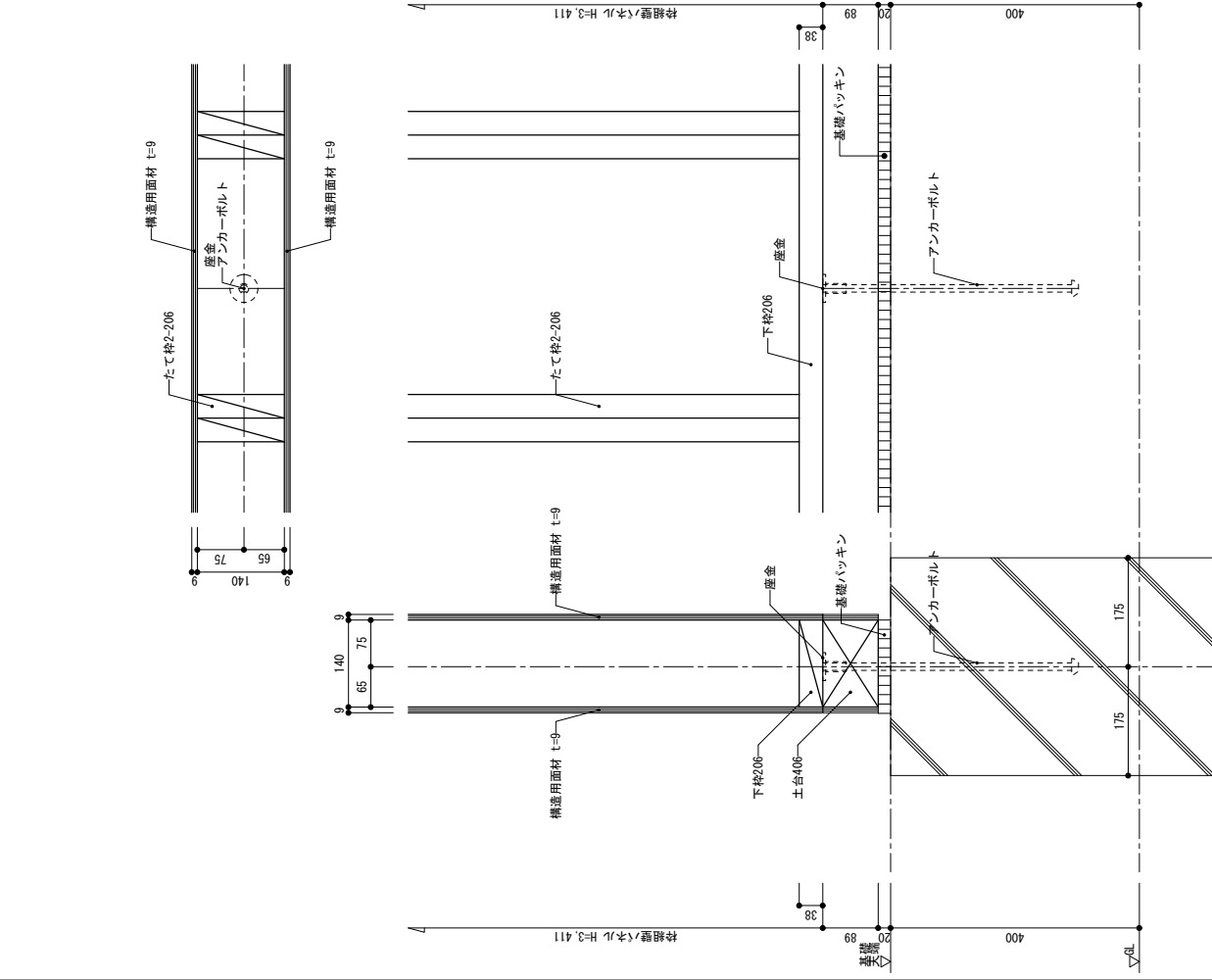
DATE 2026. 03. 12

NO

CLT+2x4 構造-02

枠組壁基礎部分

CLT壁パネル相互の緊結部分



CLT+2x4

4階建て事務所モデルプラン

TYPE

基礎接合部分納まり(2)・CLT壁パネル相互の緊結部分

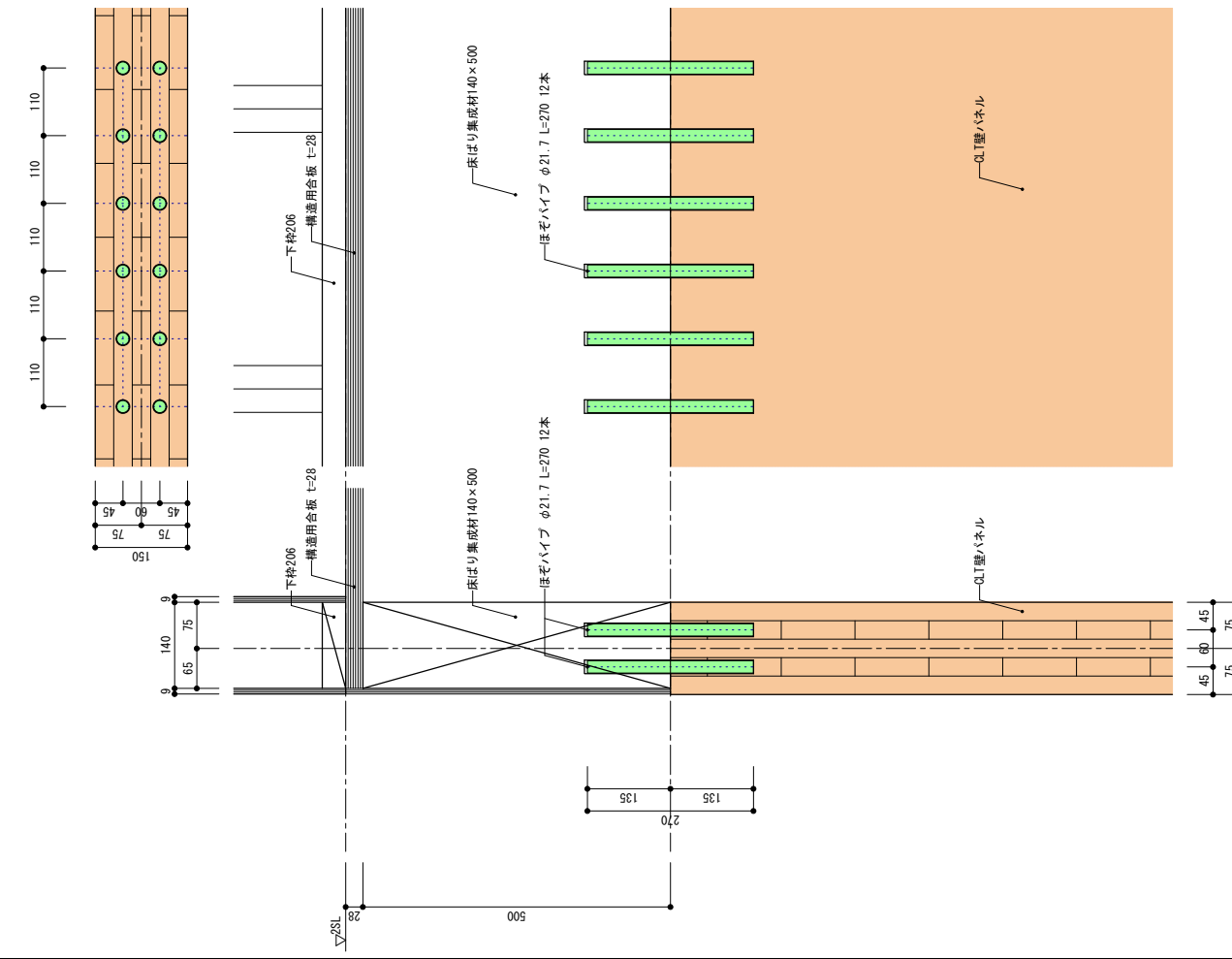
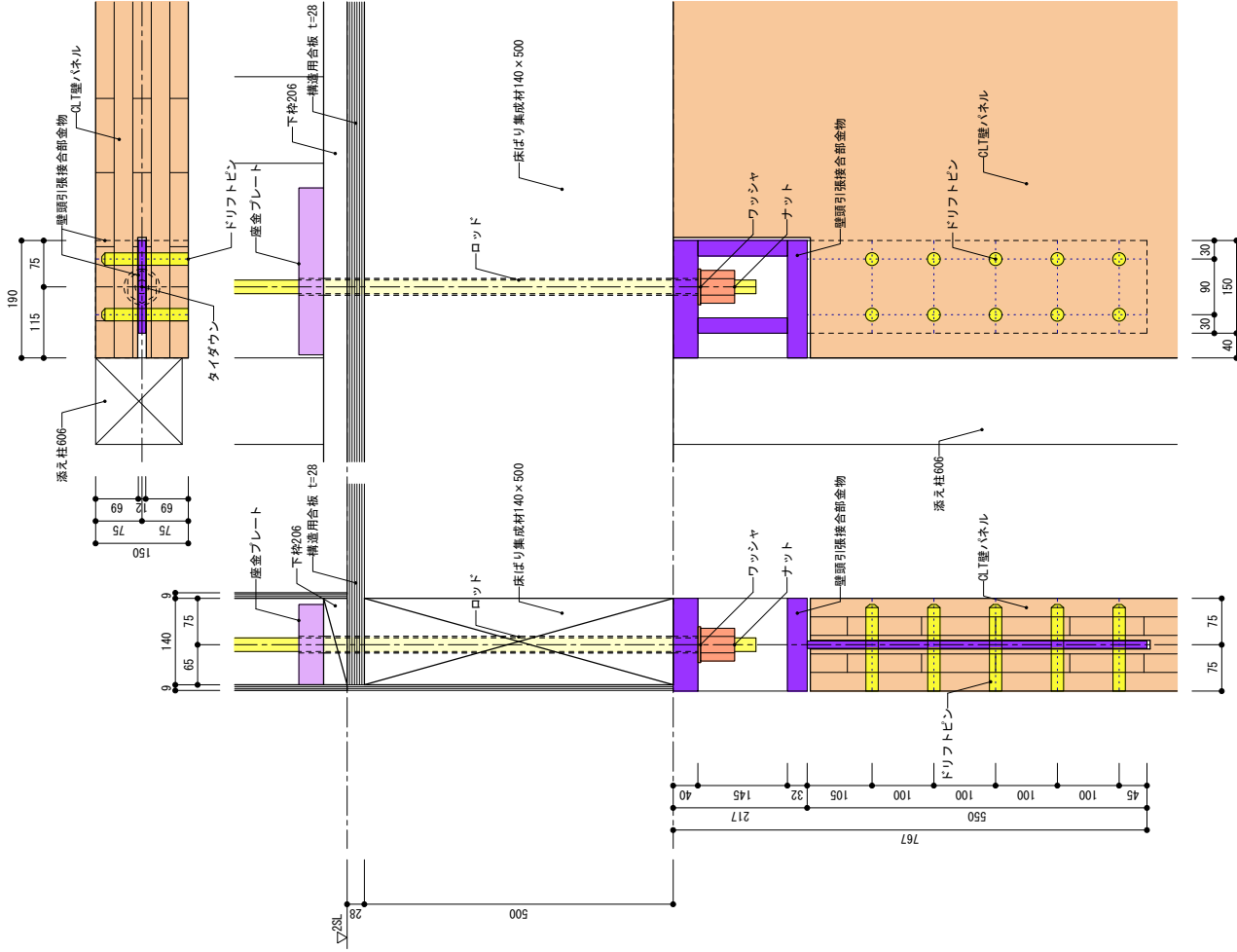
SCALE 1/8 (A3)

DATE 2026. 03. 12

NO 0LT+2x4 構造-03

壁頭引張金物取付部分

壁頭せん断金物取付部分



CLT+2x4

4階建て事務所モデルプラン

DRAWING

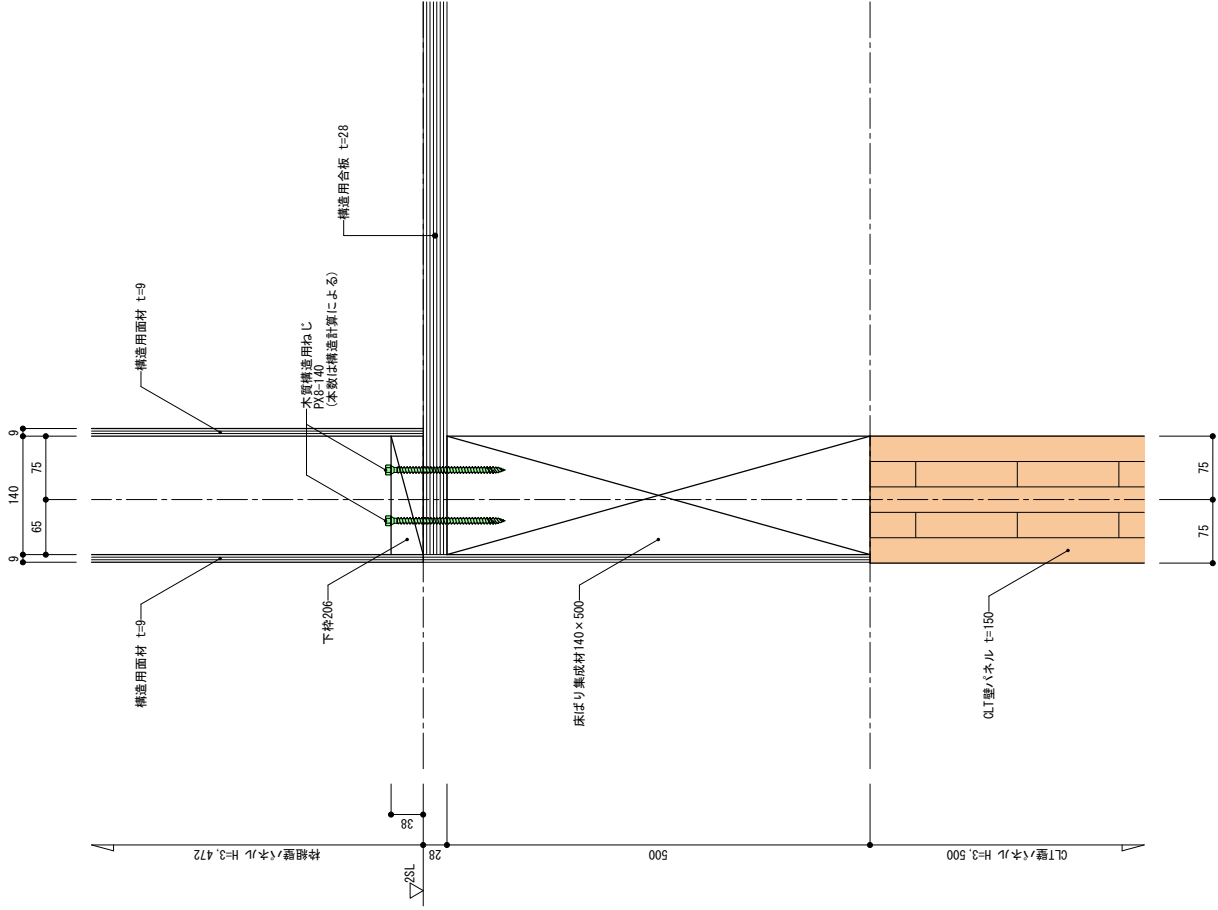
壁頭接合部分納まり

SCALE 1/8 (A3)

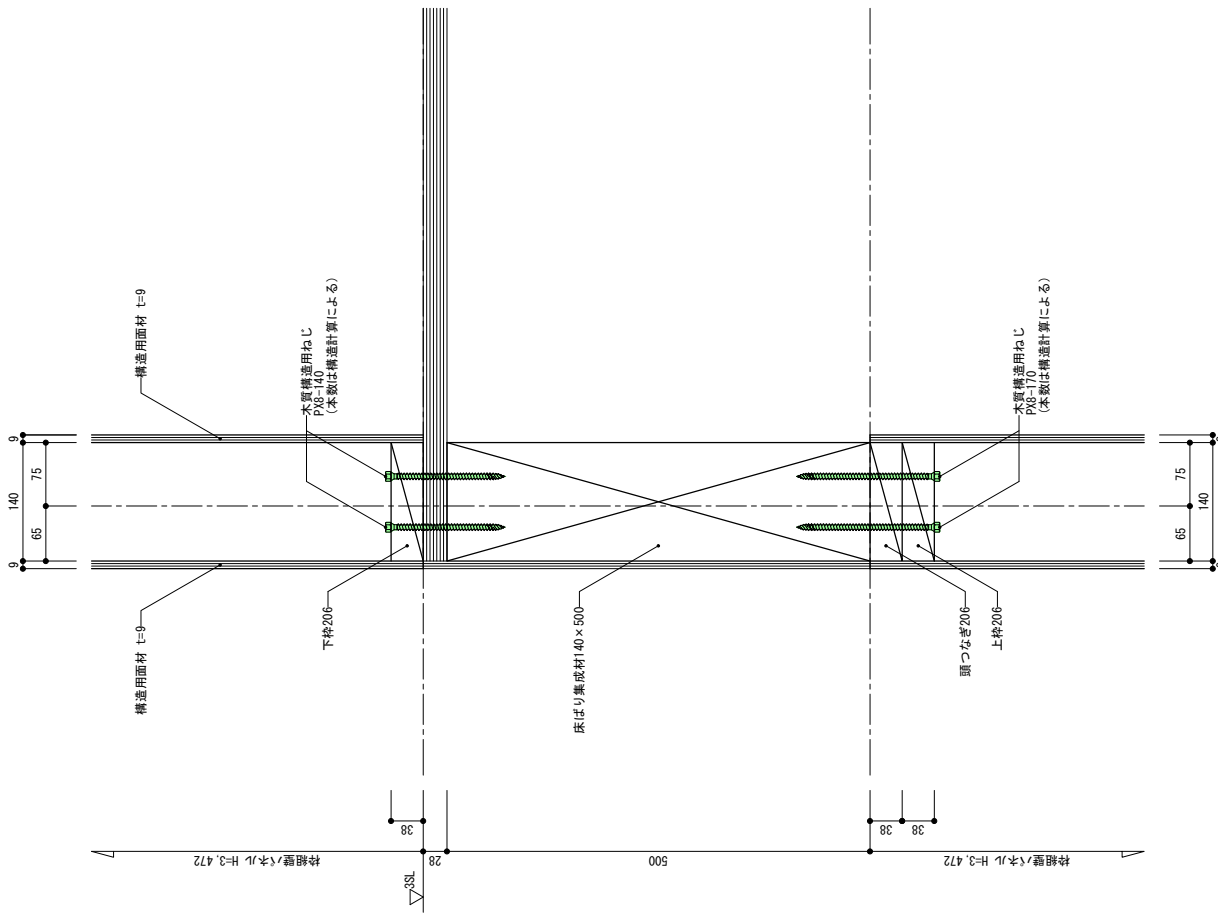
DATE 2026.03.12

NO 0LT+2x4 構造-04

2階床組部分



3階床組部分



CLT+2x4

4階建て事務所モデルプラン

TYPE

DRAWING

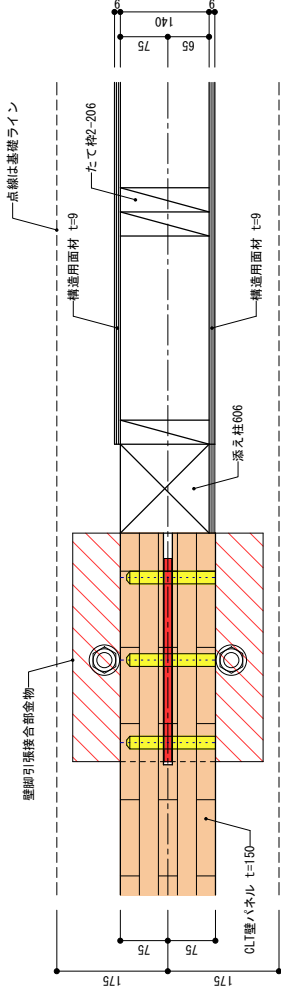
床組接合部分納まり

SCALE 1/6 (A3)

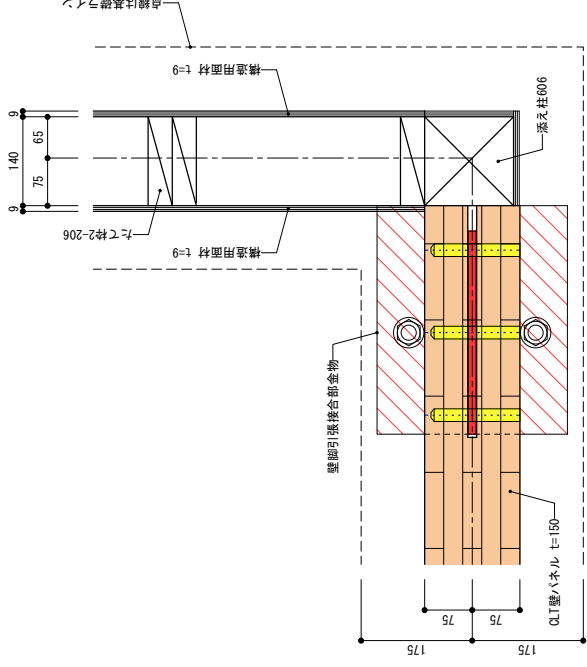
DATE 2026.03.12

NO GLT+2x4 構造-05

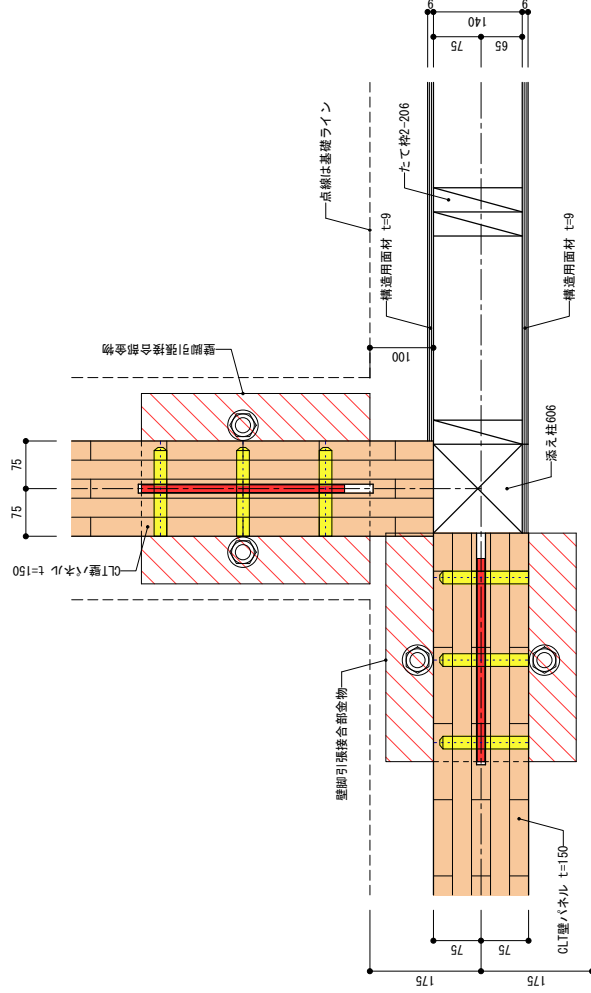
連続部分



出隅部分



T字部分



3階床部分



CLT+2x4

4階建て事務所モデルプラン

TYPE

DRAWING

CLT壁パネル～枠組壁取合い部分納まり

SCALE

1/8 (A3)

DATE

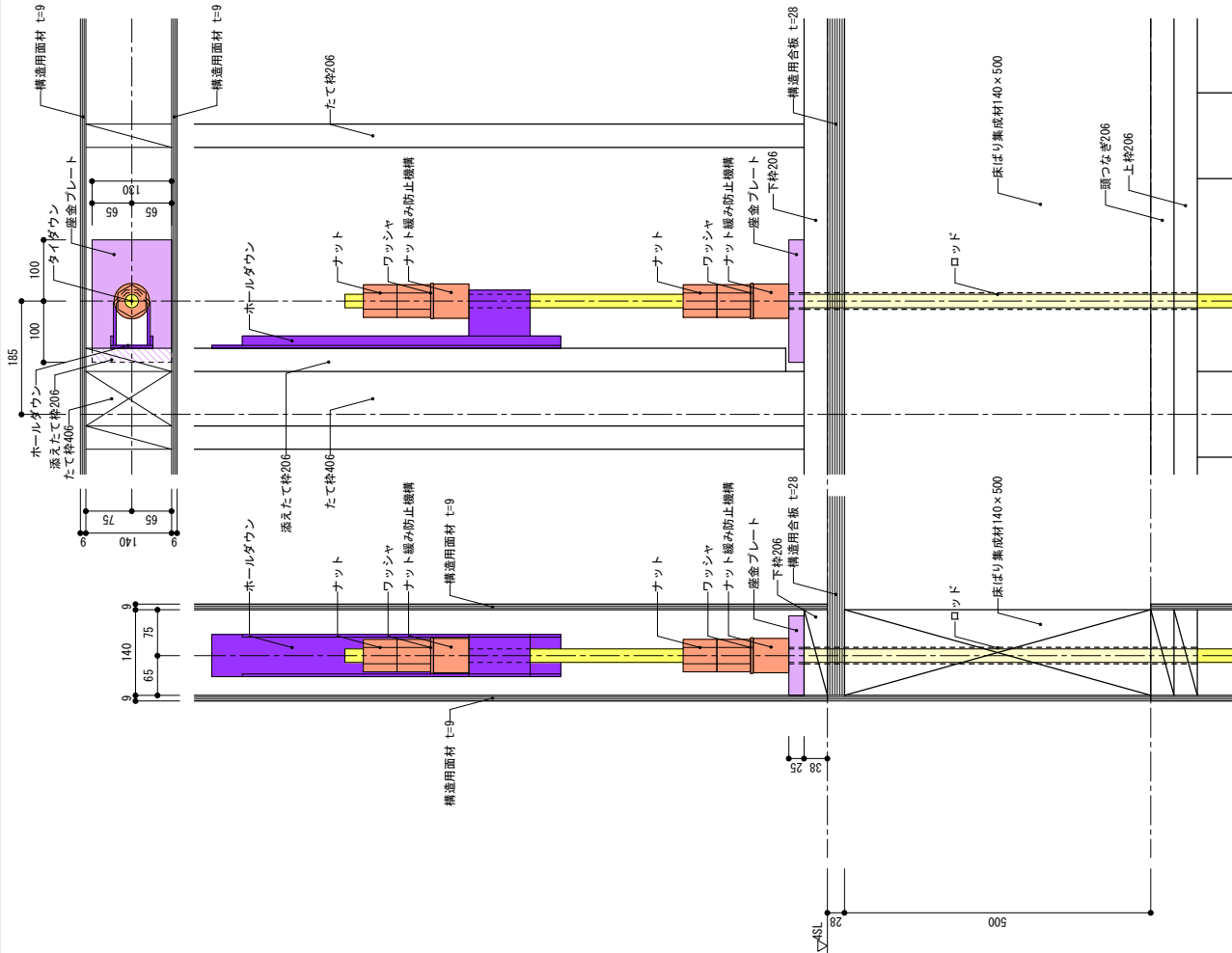
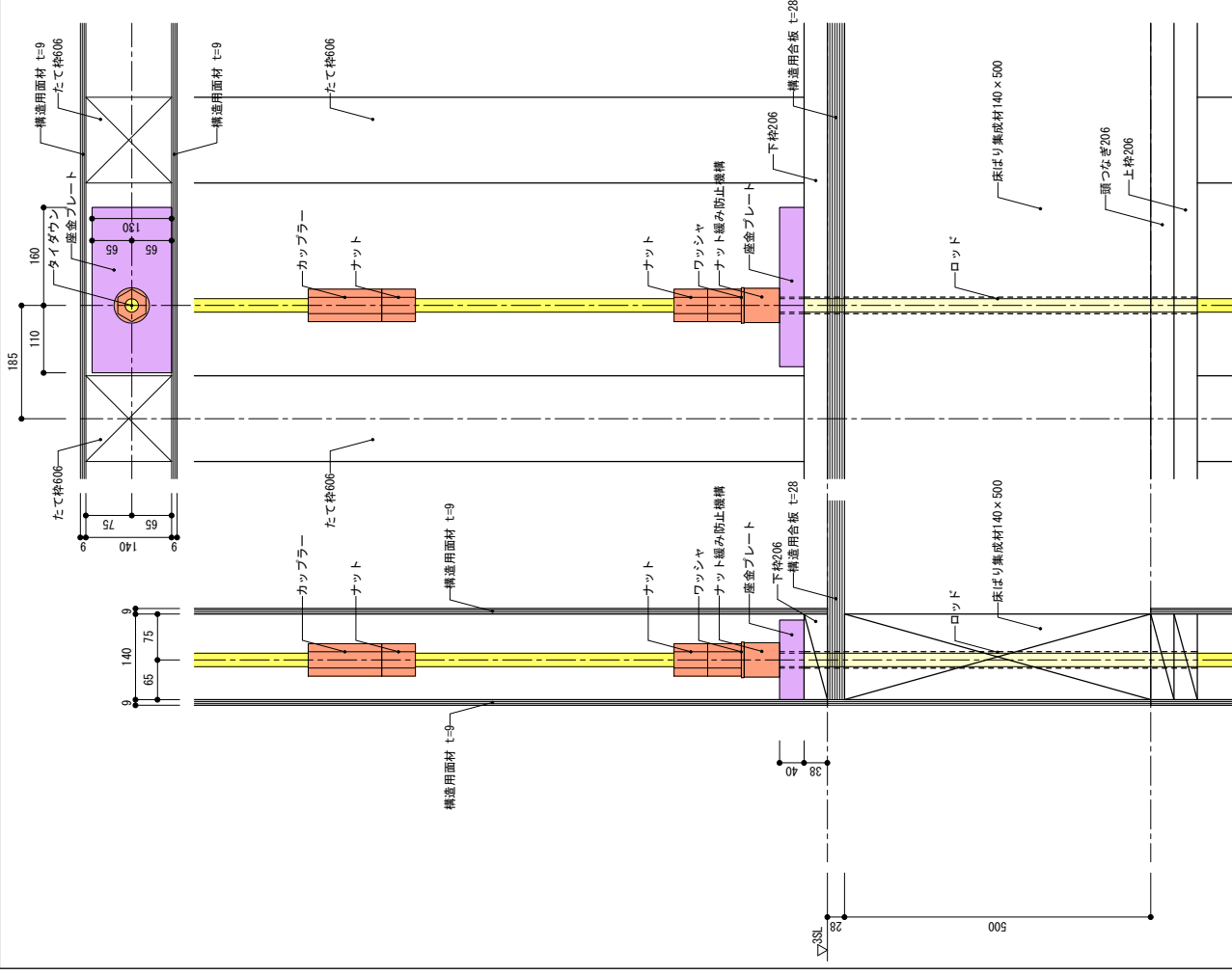
2026. 03. 12

NO

CLT+2x4 構造-06

3 階脚部

4 階脚部



CLT+2x4

4 階建て事務所モデルプラン

TYPE

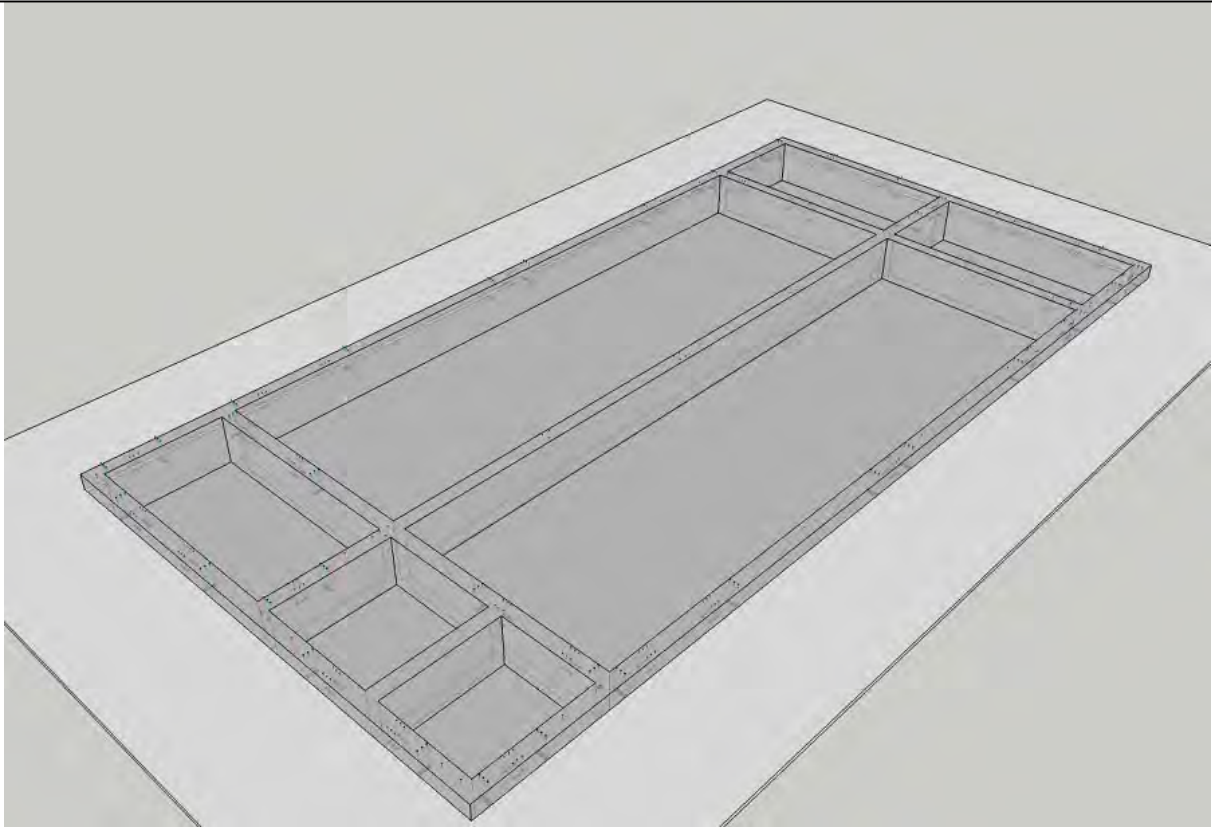
DRAWING

タイダウン納まり

SCALE 1/8 (A3)

DATE 2026. 03. 12

NO 6LT+2x4 構造-07



基礎

CLT+2x4

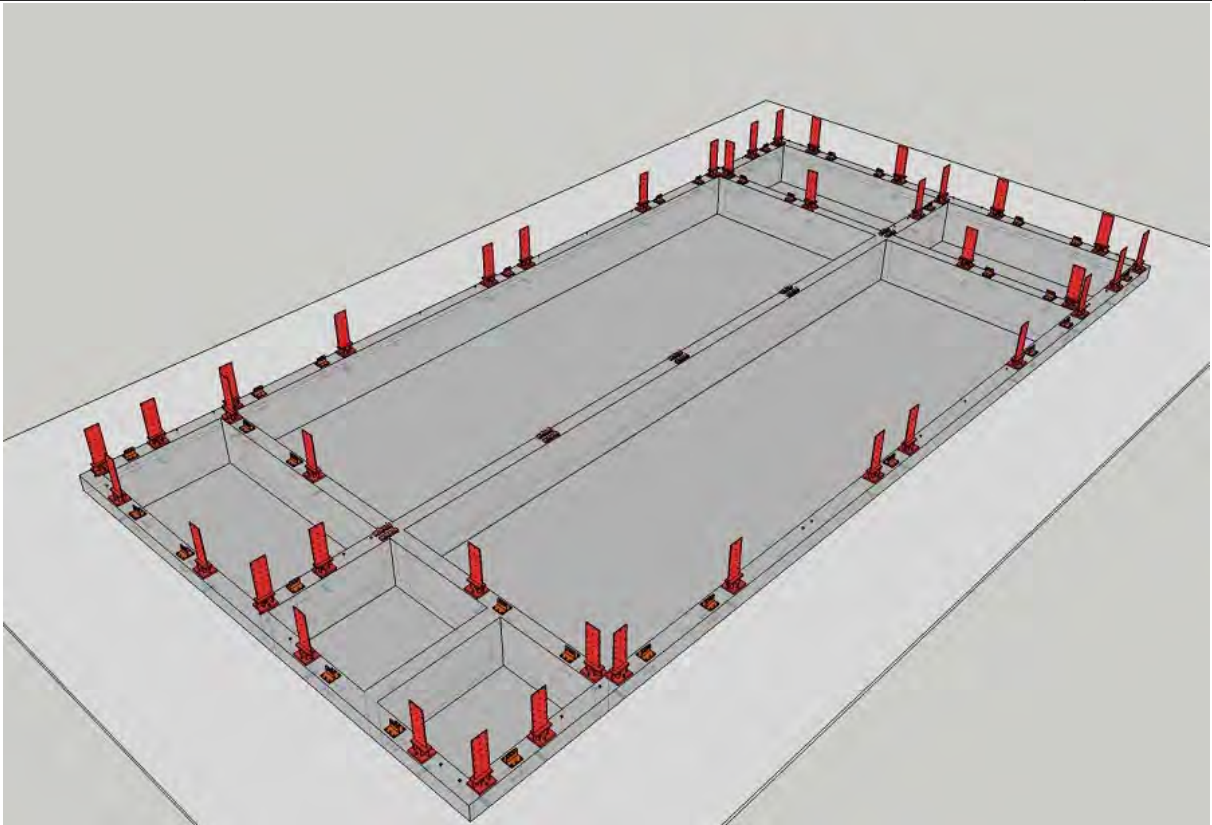
4階建て事務所
モデルプラン

[全体] 施工手順 (1)

—

A

01



壁脚引張接合部金物・壁脚-基礎せん断接合部金物を施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

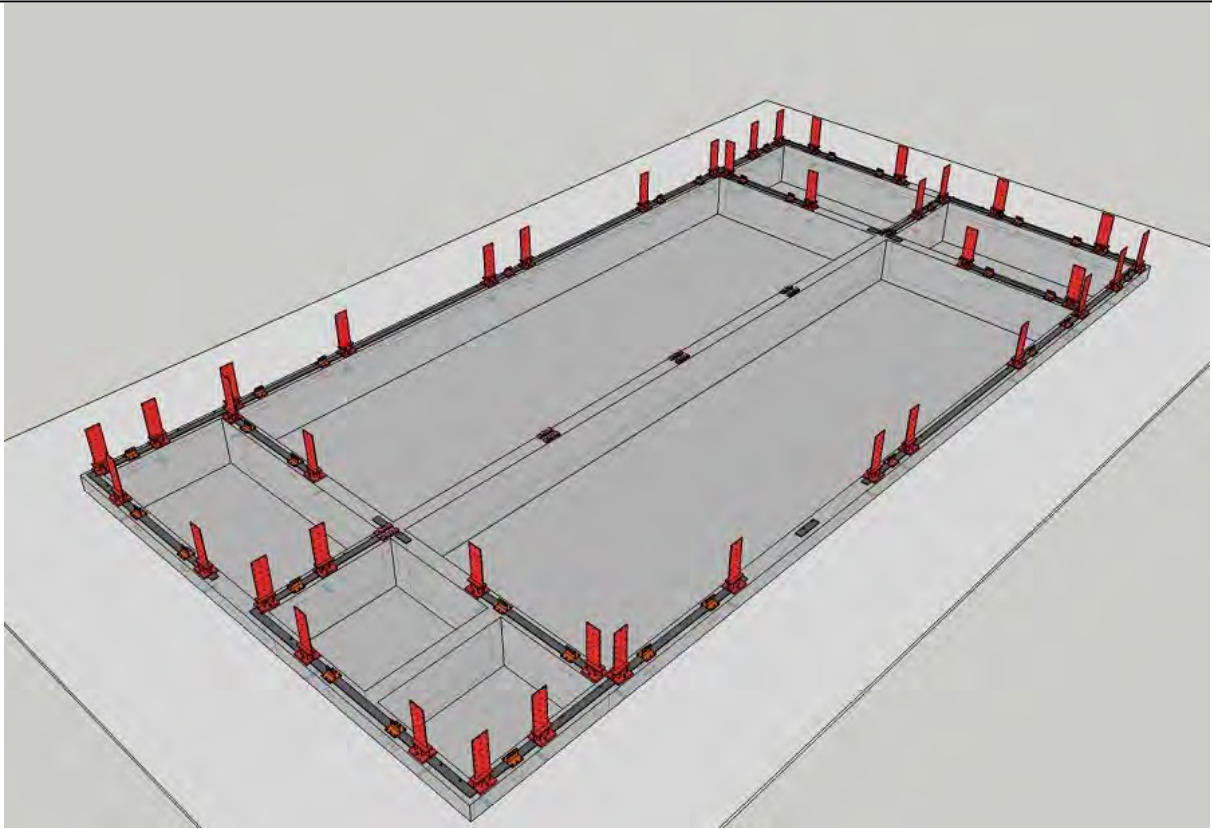
[全体] 施工手順 (2)

—

A

02

[2026年 3月 9日]



基礎パッキンを施工

CLT+2x4

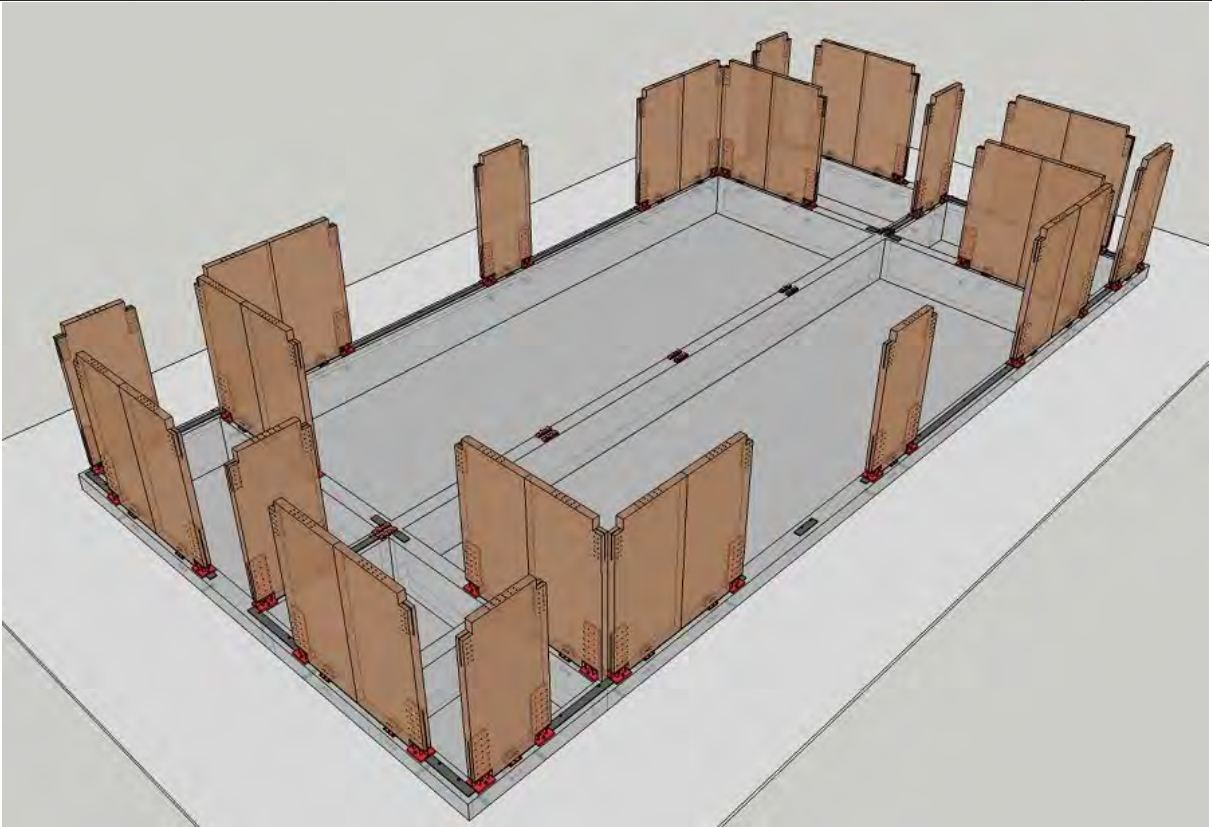
4階建て事務所
モデルプラン

[全体] 施工手順 (3)

—

A

03



CLT壁パネルを施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

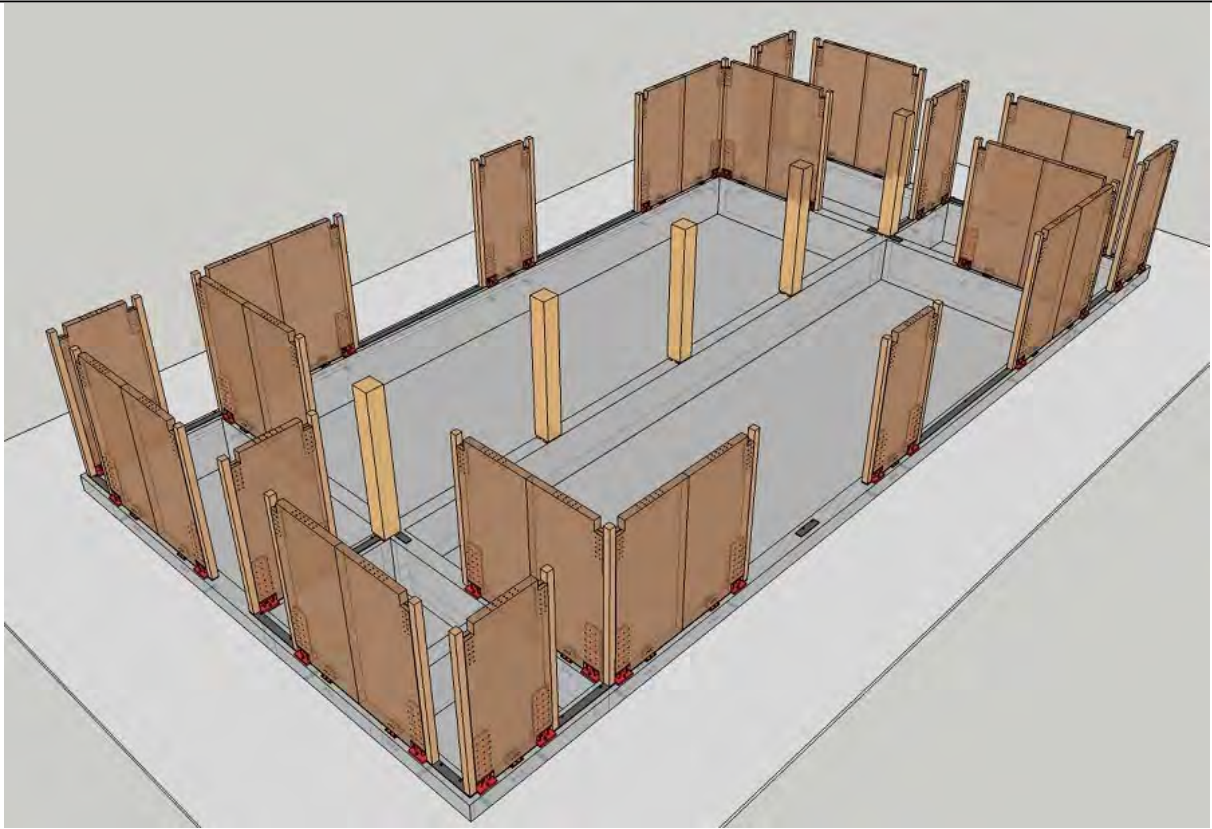
[全体] 施工手順 (4)

—

A

04

[2026年 3月 9日]



柱・添え柱を施工

CLT+2x4

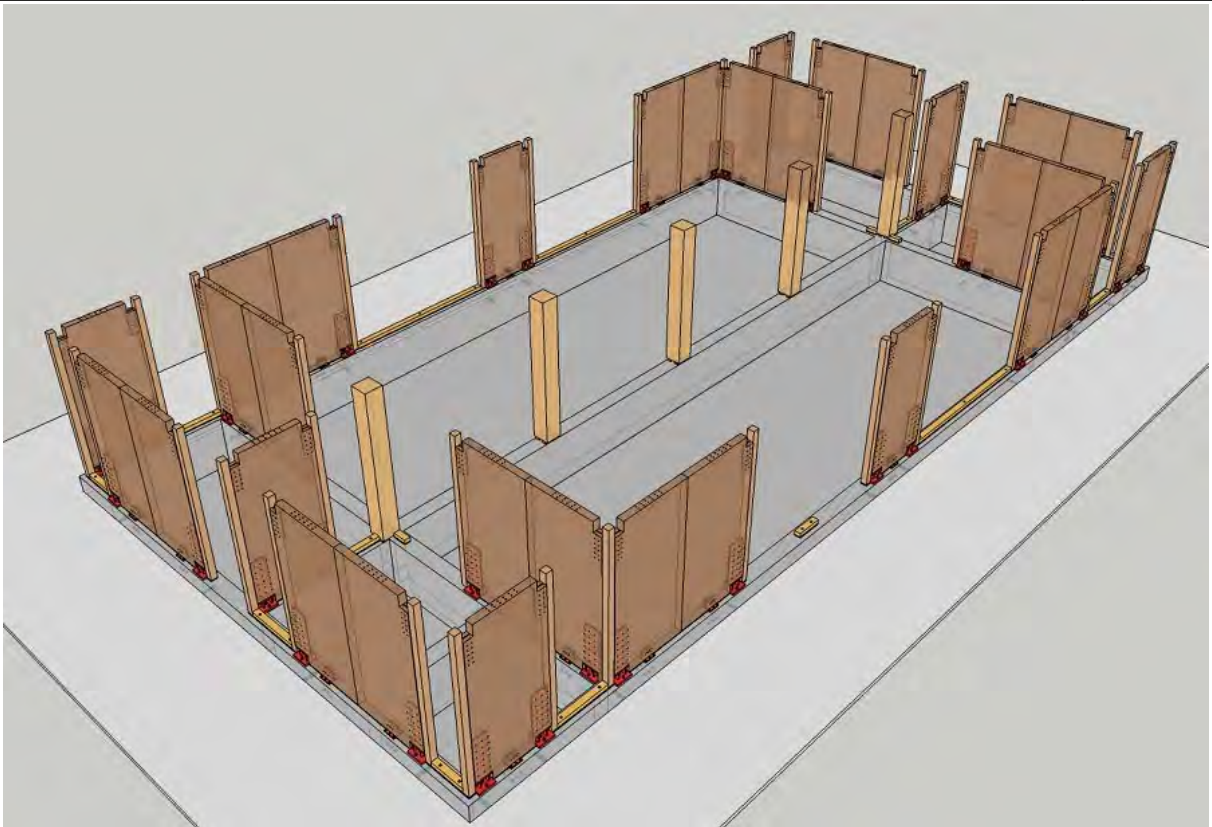
4階建て事務所
モデルプラン

[全体] 施工手順 (5)

—

A

05



土台を施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

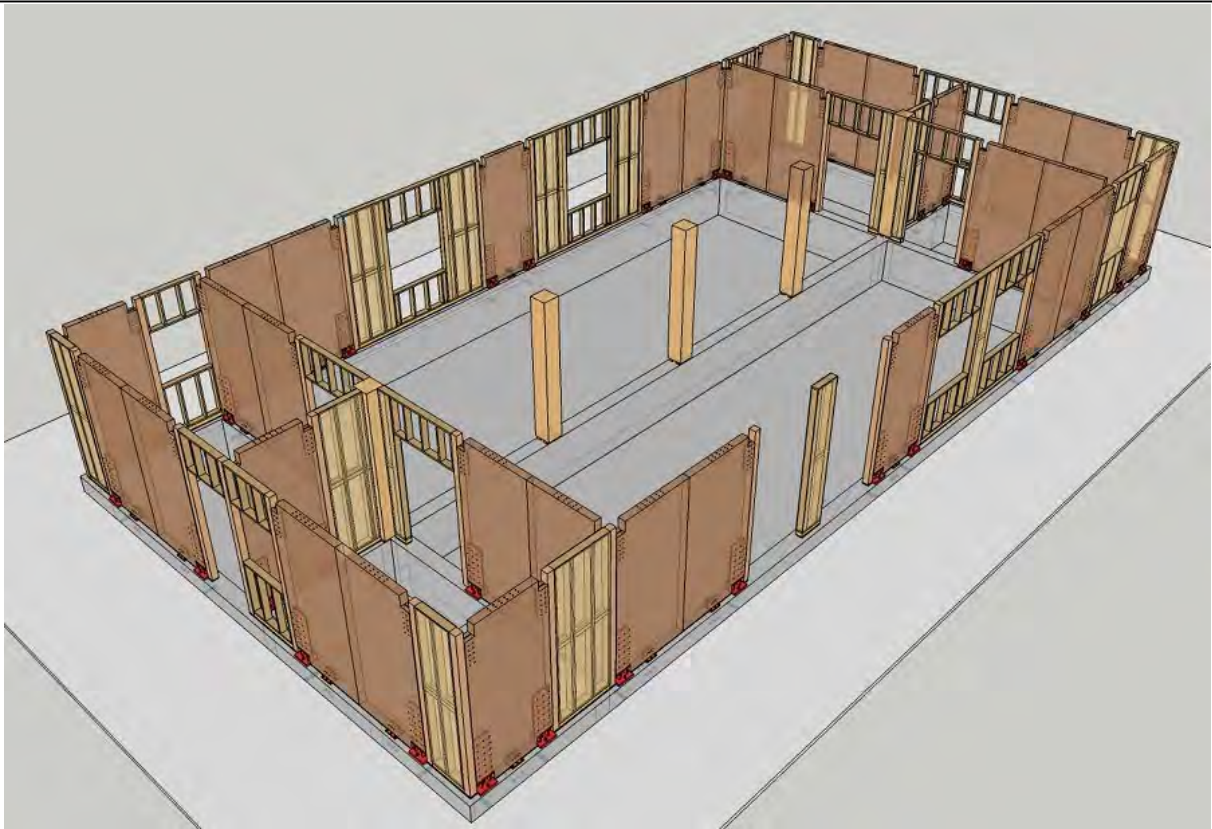
[全体] 施工手順 (6)

—

A

06

[2026年 3月 9日]



1階枠組壁を施工

CLT+2x4

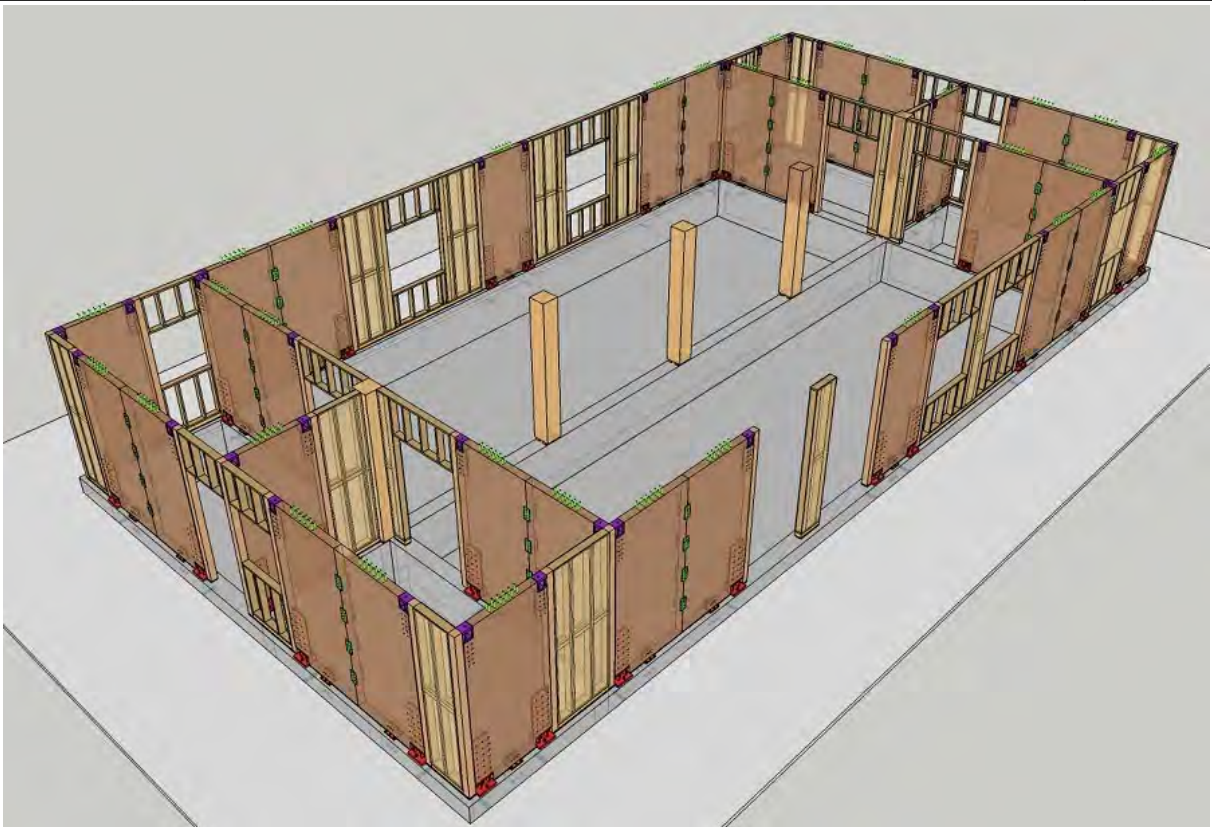
4階建て事務所
モデルプラン

[全体] 施工手順 (7)

—

A

07



壁頭引張接合部金物・壁頭-床梁せん断接合部金物を施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

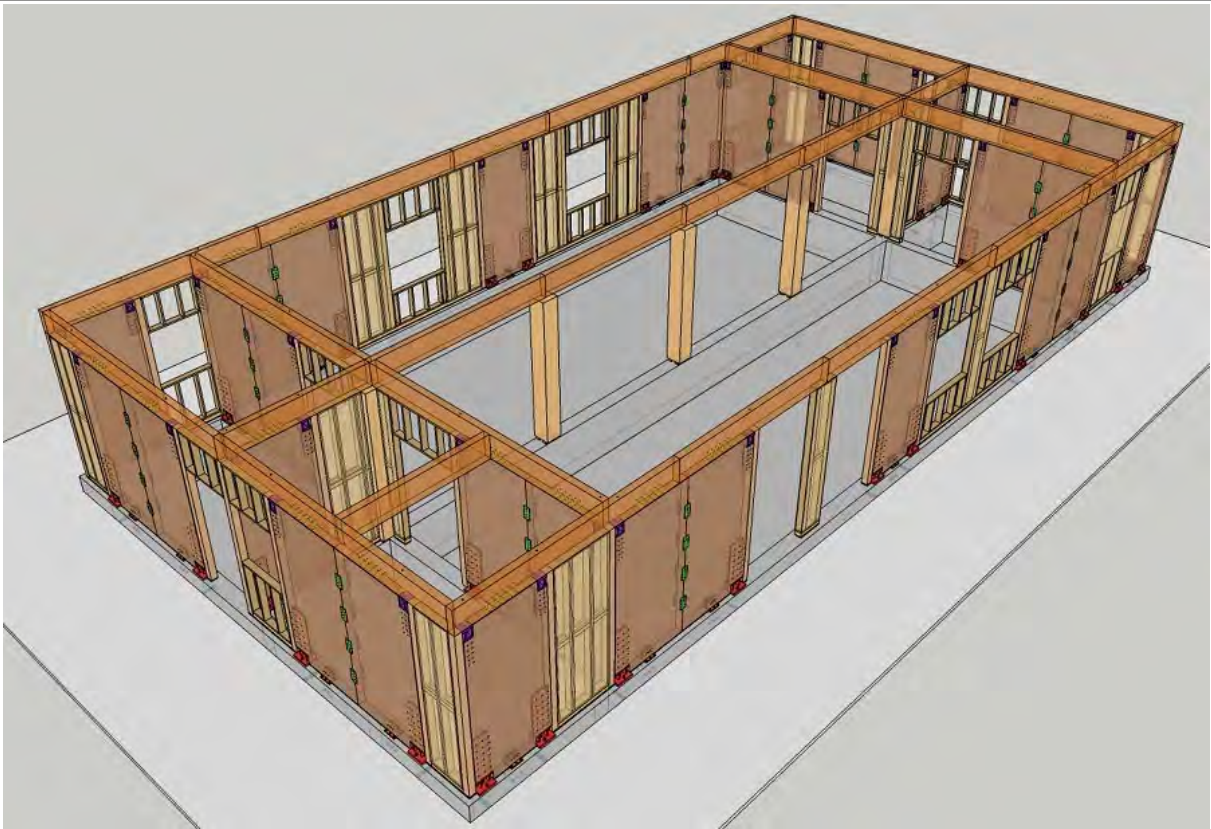
[全体] 施工手順 (8)

—

A

08

[2026年 3月 9日]



2階床梁を施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

[全体] 施工手順 (9)

—

A

09



2階床根太を施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

[全体] 施工手順 (10)

—

A

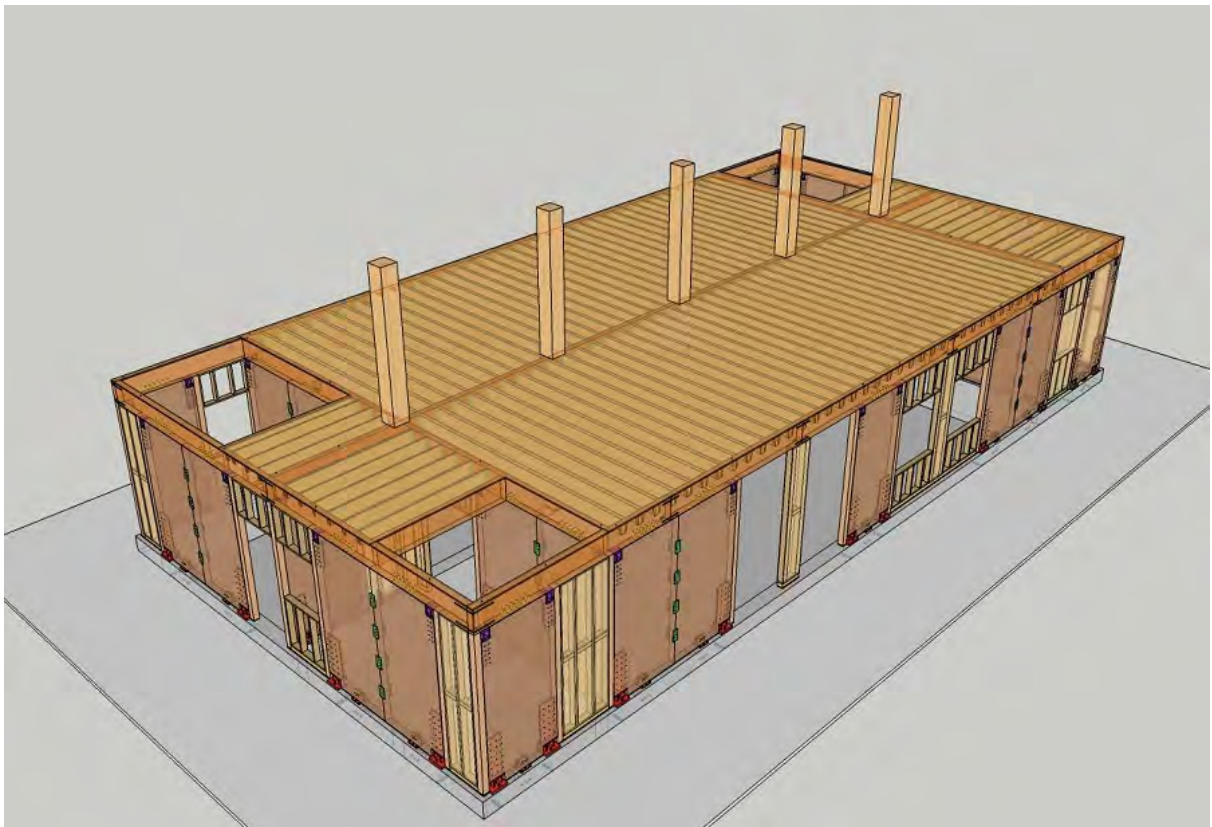
10

[2026年 3月 9日]



2階床合板張り

CLT+2x4	4階建て事務所 モデルプラン	[全体] 施工手順 (11)	-	A	11
---------	-------------------	----------------	---	---	----



2階柱を施工

CLT+2x4	4階建て事務所 モデルプラン	[全体] 施工手順 (12)	-	A	12
---------	-------------------	----------------	---	---	----

[2026年 3月 9日]



2階枠組壁を施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

[全体] 施工手順 (13)

—

A

13



3階床組を施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

[全体] 施工手順 (14)

—

A

14

[2026年 3月 9日]



3階柱・枠組壁を施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

[全体] 施工手順 (15)

—

A

15



4階床組を施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

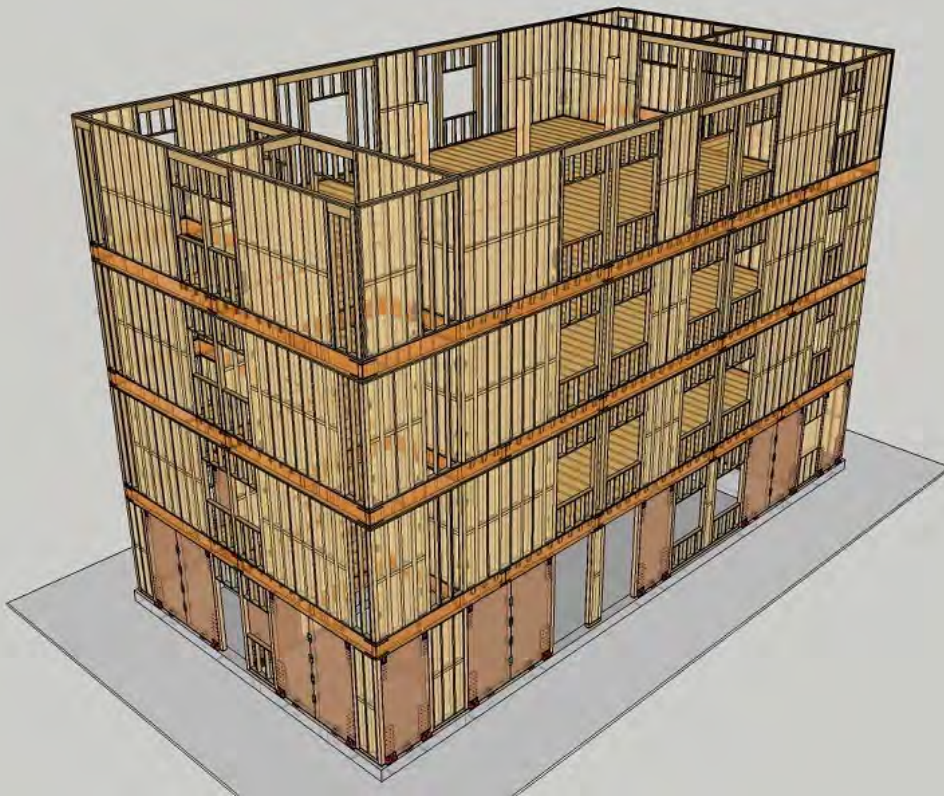
[全体] 施工手順 (16)

—

A

16

[2026年 3月 9日]



4階柱・枠組壁を施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

[全体] 施工手順 (17)

—

A

17



R階床組を施工
完成

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

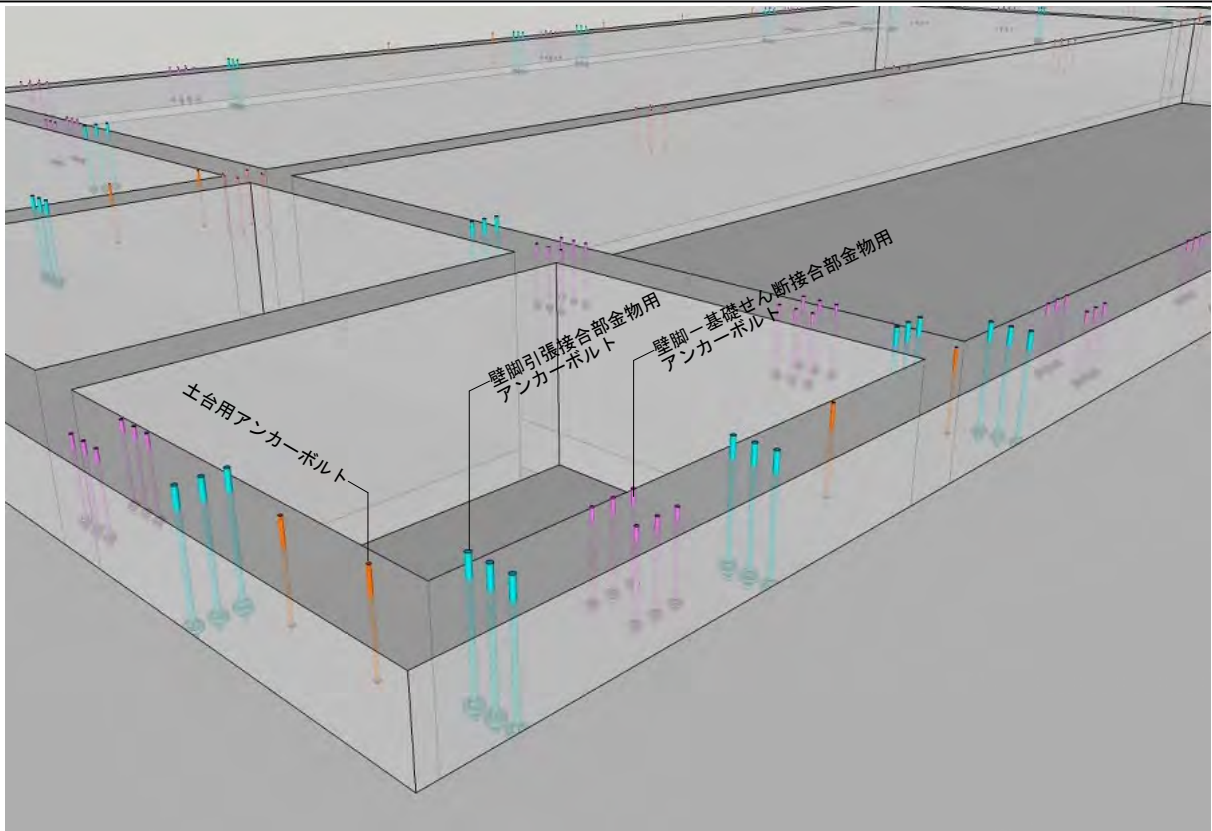
[全体] 施工手順 (18)

—

A

18

[2026年 3月 9日]



基礎

CLT+2x4

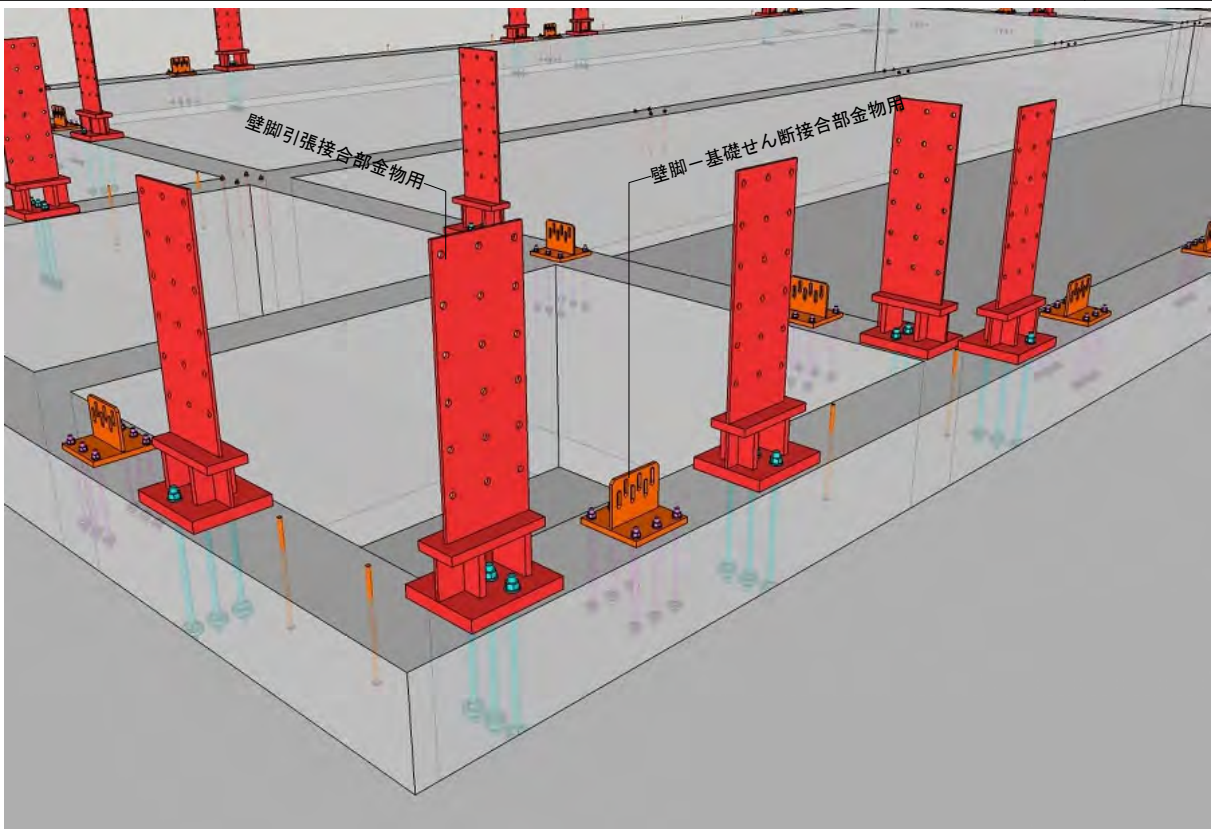
4階建て事務所
モデルプラン

[部分] 施工手順 (1)

-

B

01



壁脚引張接合部金物・壁脚-基礎せん断接合部金物を施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

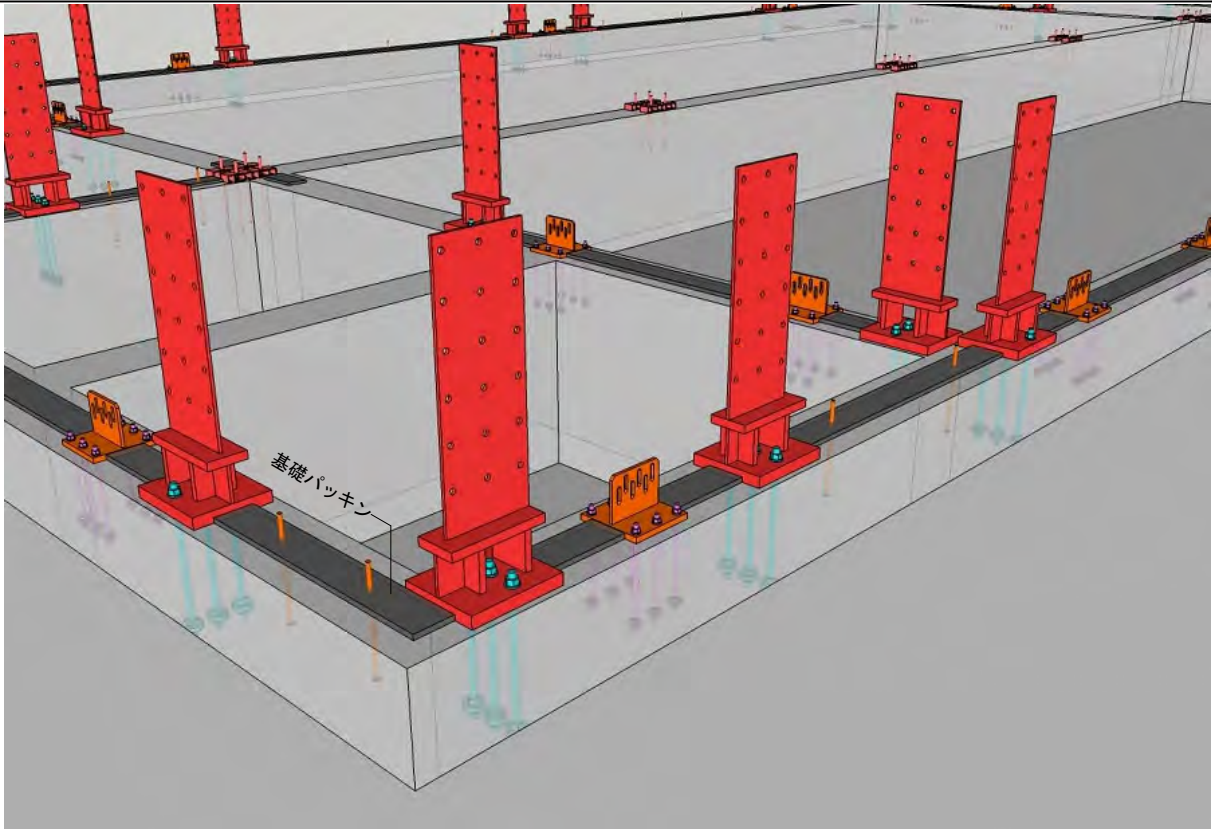
[部分] 施工手順 (2)

-

B

02

[2026年 3月 9日]



基礎パッキンを施工

CLT+2x4

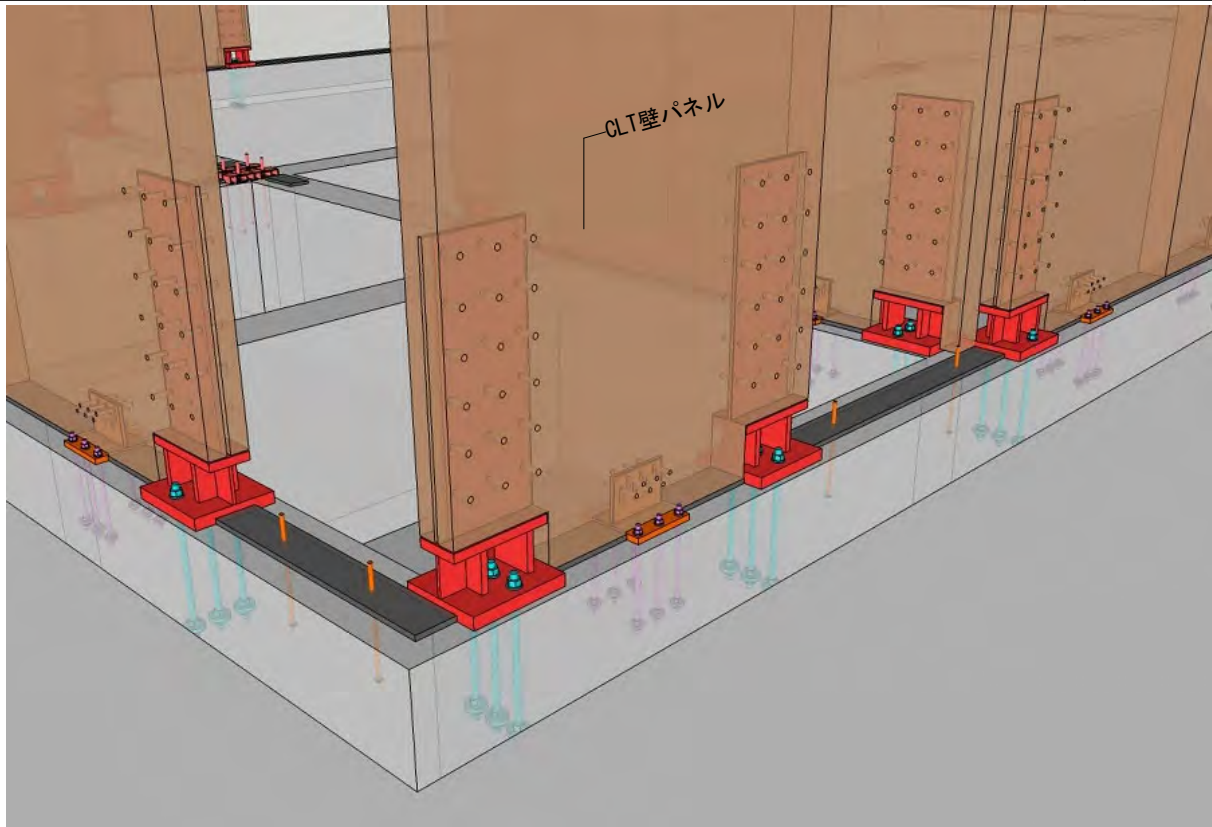
4階建て事務所
モデルプラン

[部分] 施工手順 (3)

—

B

03



CLT壁パネルを施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

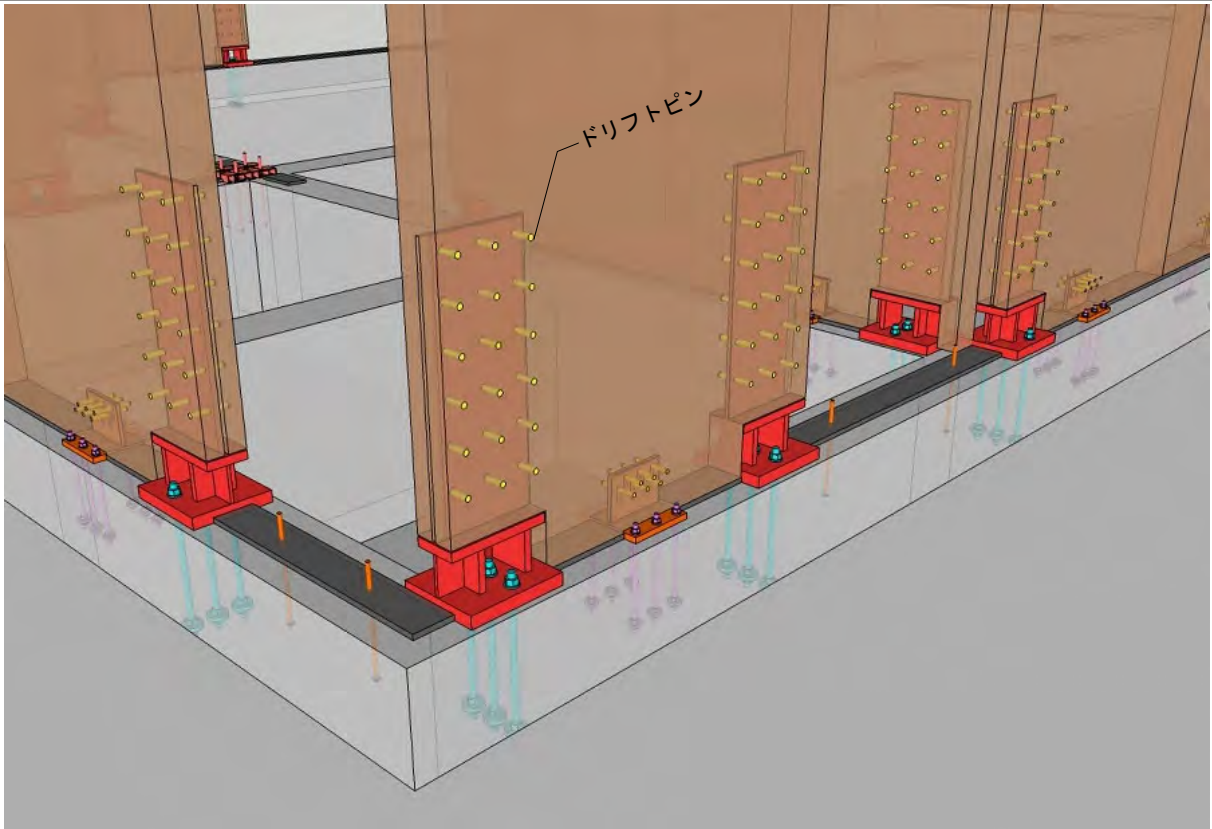
[部分] 施工手順 (4)

—

B

04

[2026年 3月 9日]



壁脚引張接合部金物にドリフトピンを取付

CLT+2x4

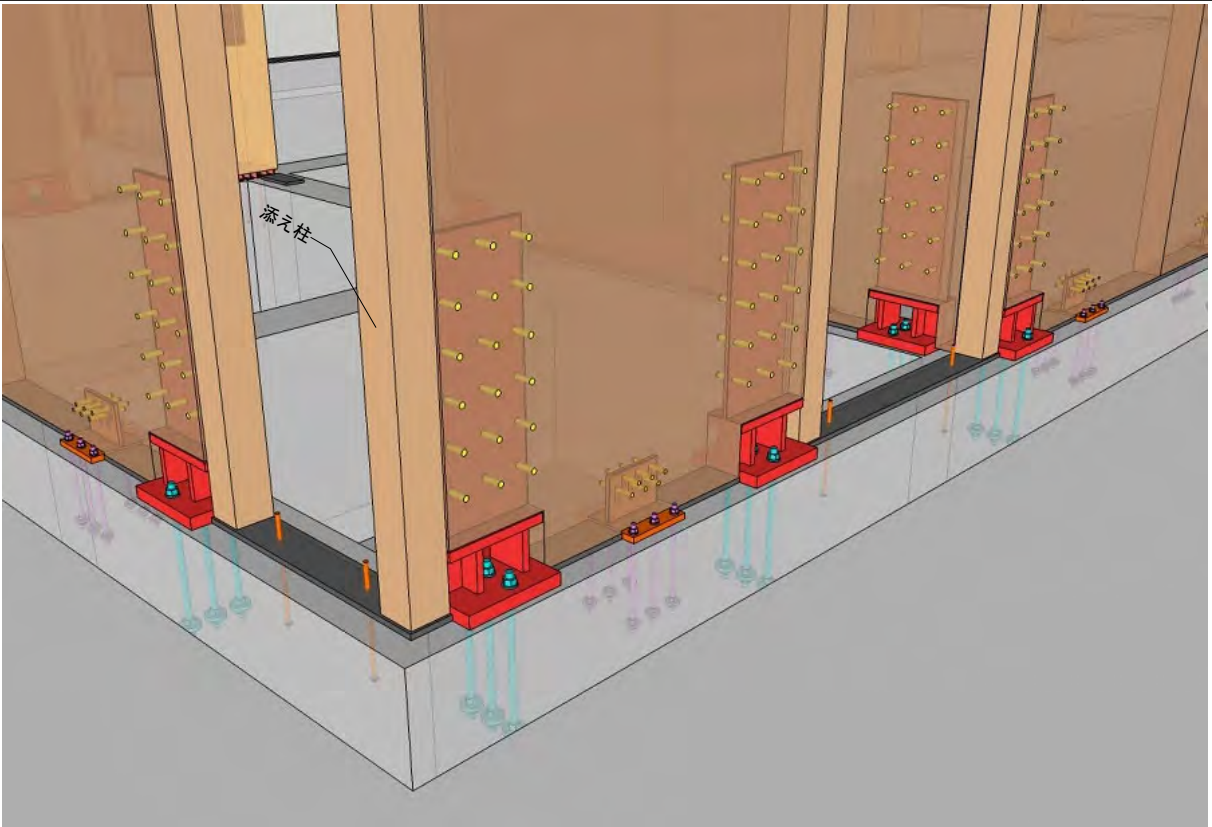
4階建て事務所
モデルプラン

[部分] 施工手順 (5)

—

B

05



柱・添え柱を施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

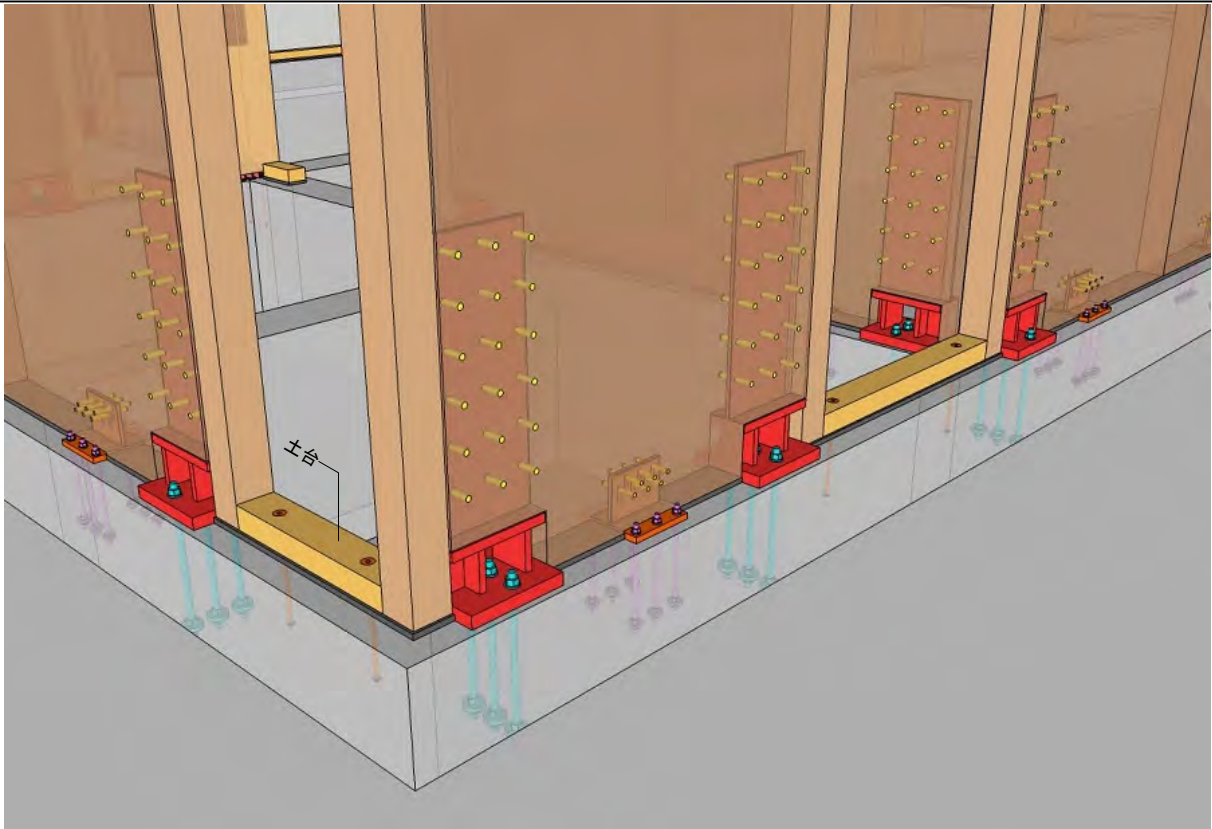
[部分] 施工手順 (6)

—

B

06

[2026年 3月 9日]



土台を施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

[部分] 施工手順 (7)

—

B

07



1階枠組壁を施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

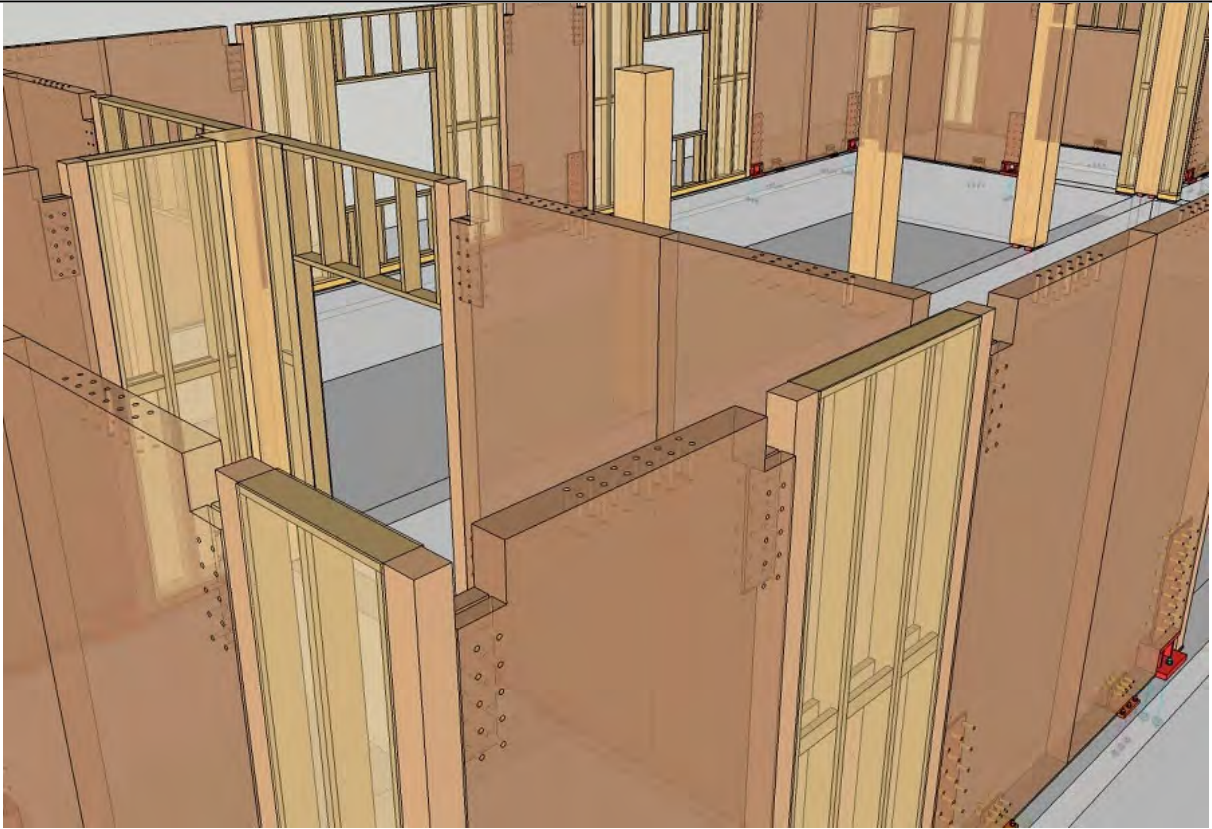
[部分] 施工手順 (8)

—

B

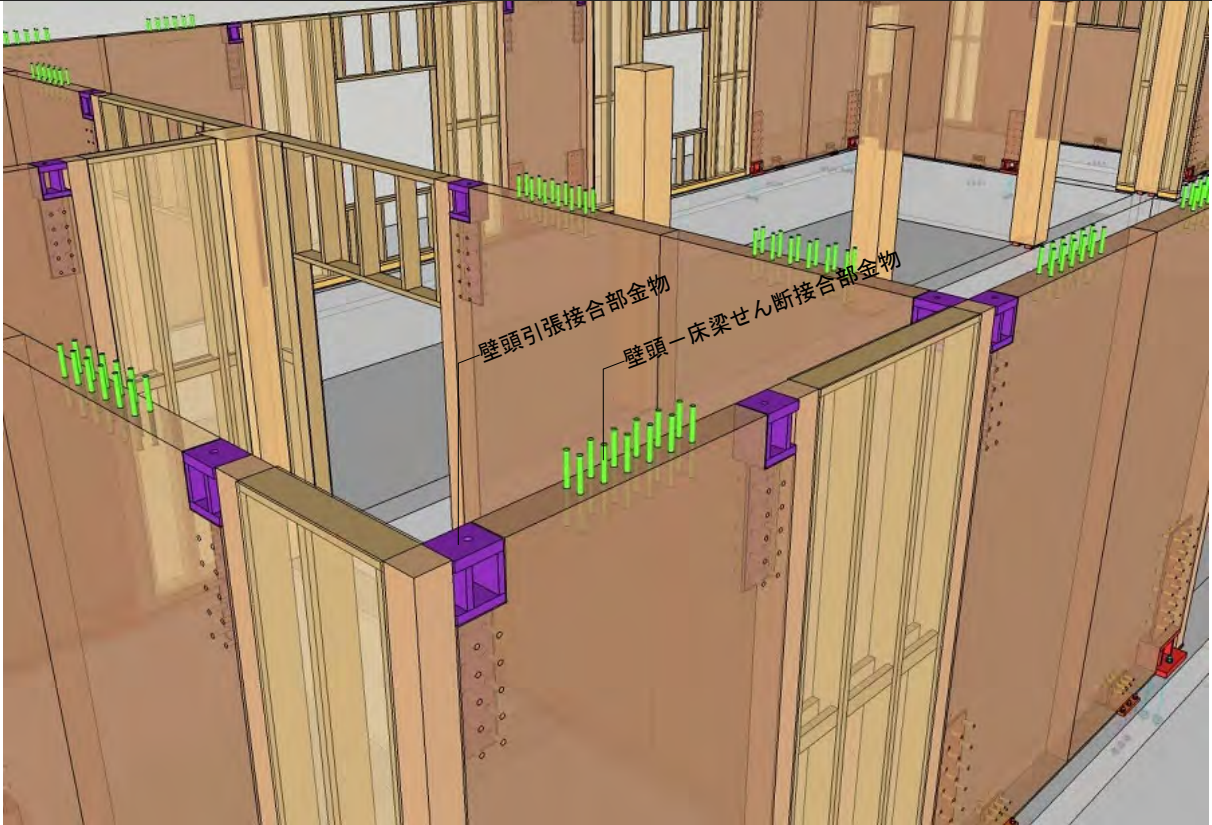
08

[2026年 3月 9日]



CLT壁パネル頂部

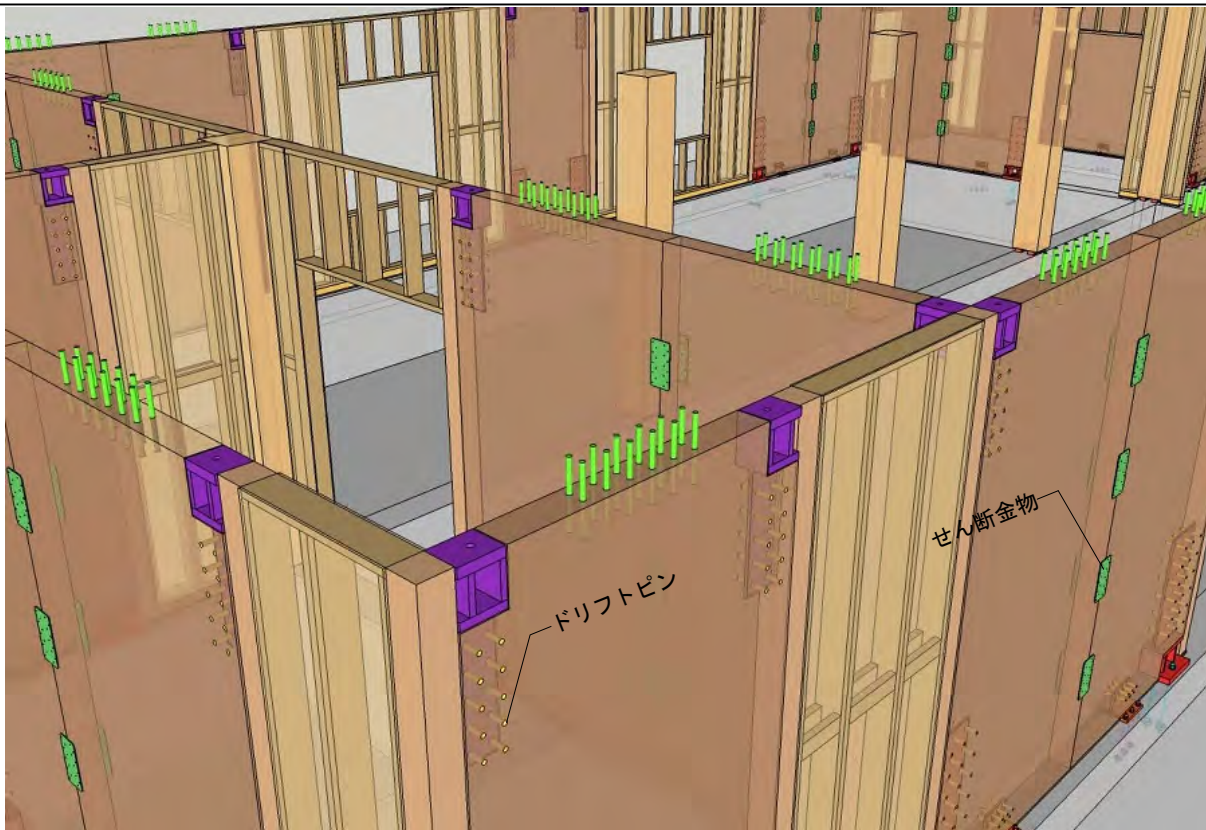
CLT+2x4	4階建て事務所 モデルプラン	[部分] 施工手順 (9)	-	B	09
---------	-------------------	---------------	---	---	----



壁頭引張接合部金物・壁頭-床梁せん断接合部金物を施工

CLT+2x4	4階建て事務所 モデルプラン	[部分] 施工手順 (10)	-	B	10
---------	-------------------	----------------	---	---	----

[2026年 3月 9日]



壁頭引張接合部金物にドリフトピンを取付

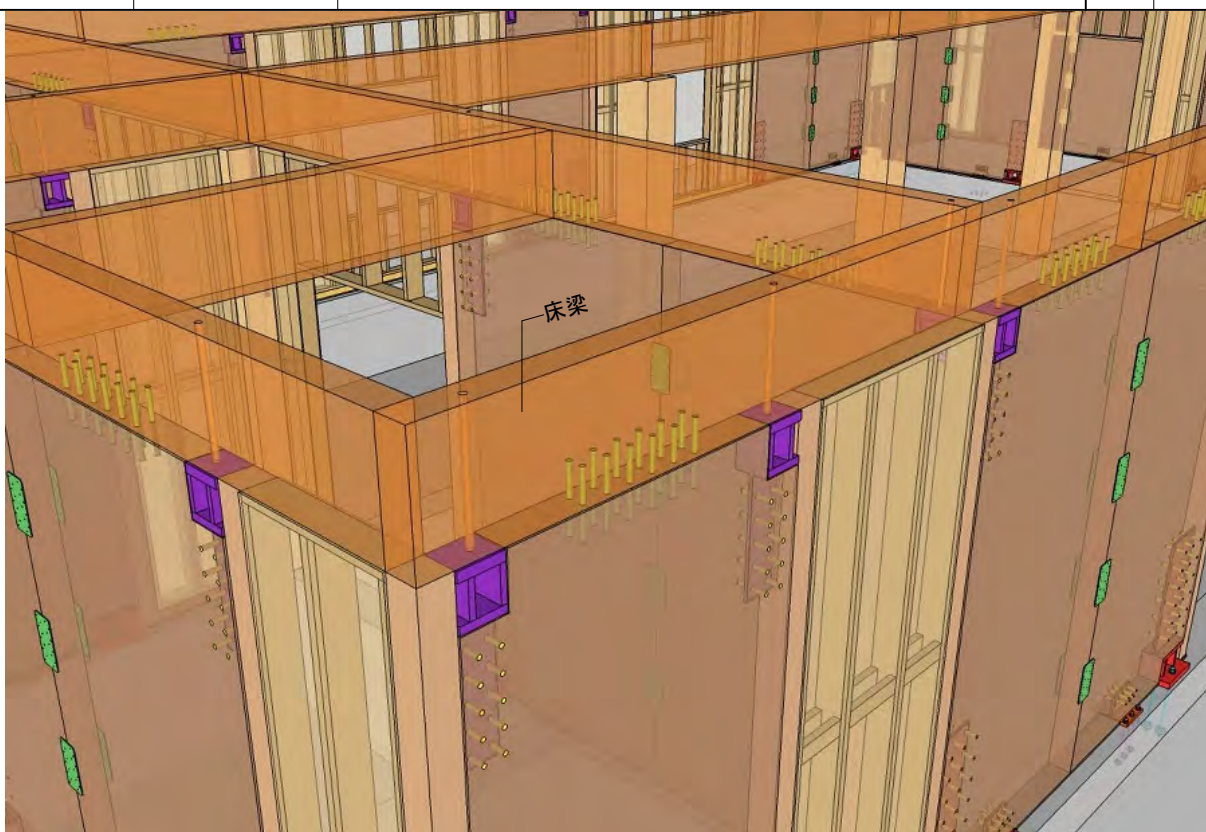
CLT壁パネルにせん断金物を施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

[部分] 施工手順(11)

— B 11



2階床梁を施工

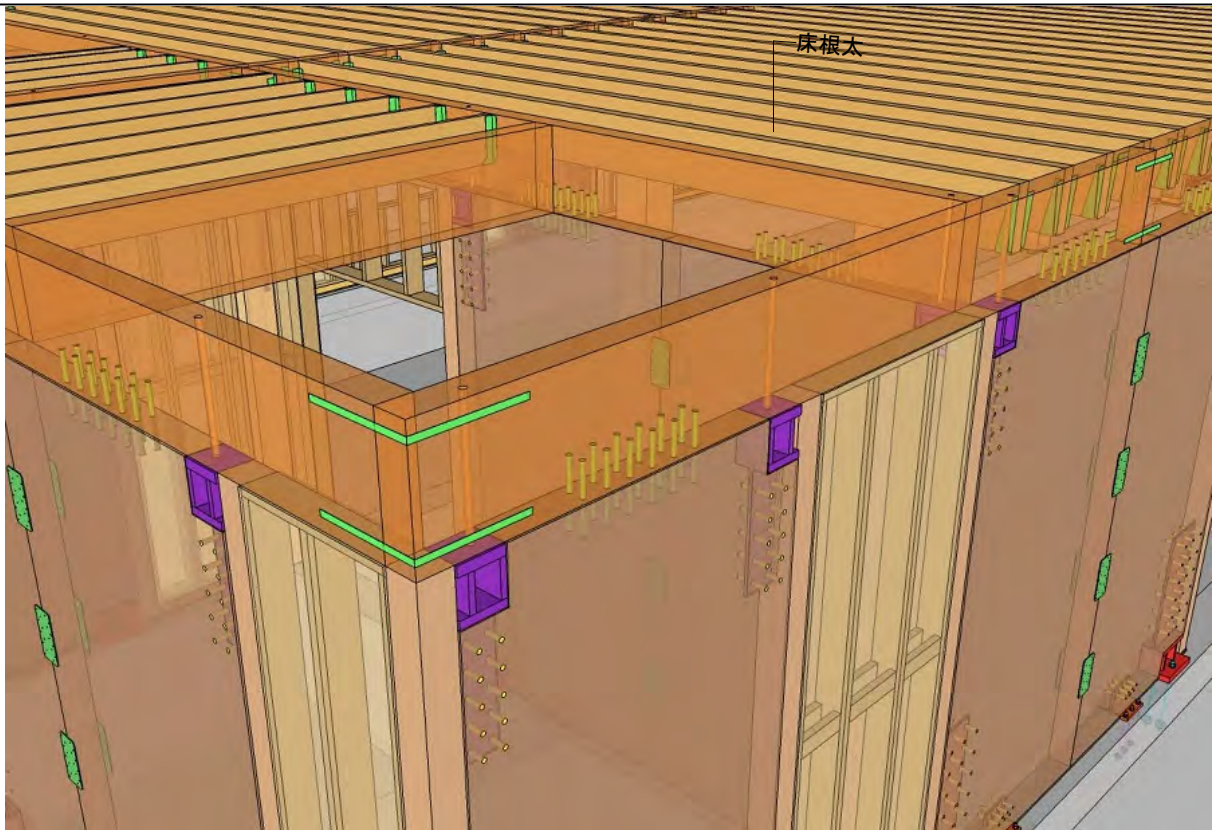
CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

[部分] 施工手順(12)

— B 12

[2026年 3月 9日]



2階床根太を施工

CLT+2x4

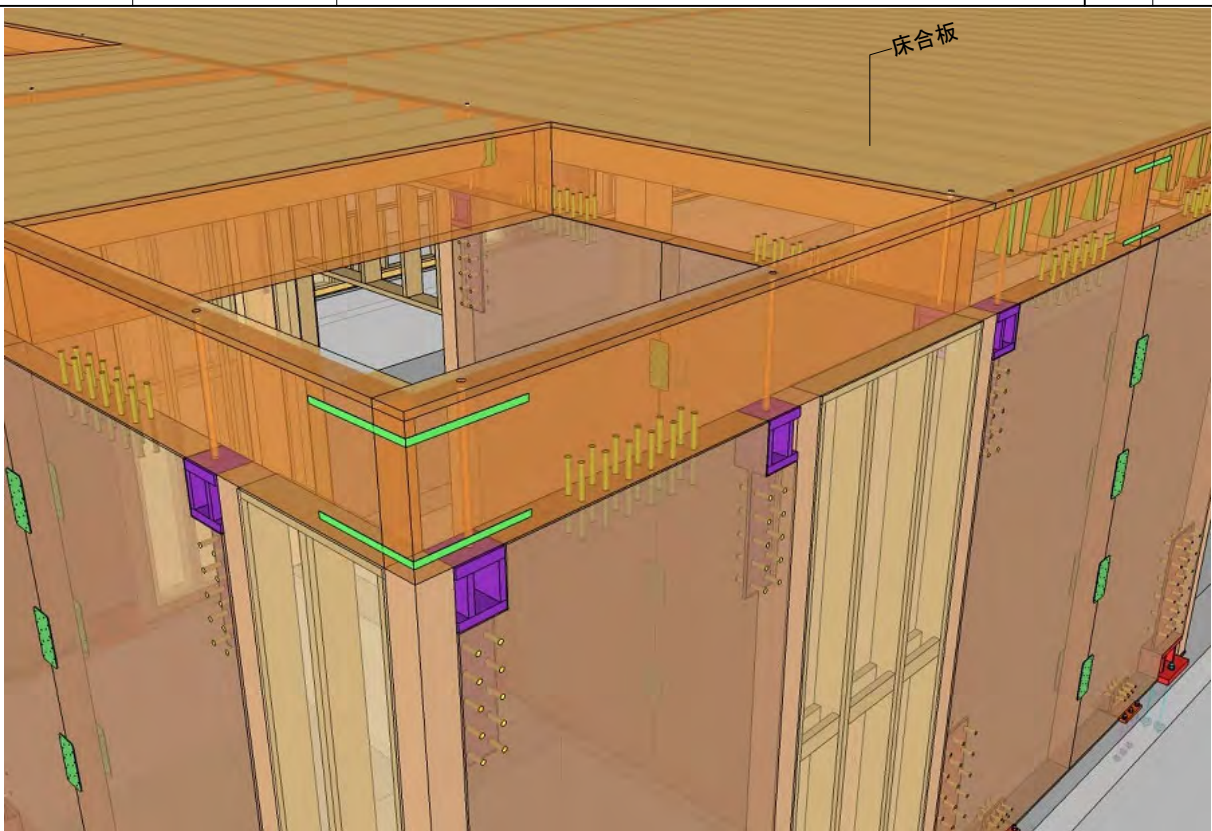
4階建て事務所
モデルプラン

[部分] 施工手順 (13)

—

B

13



2階床合板を施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

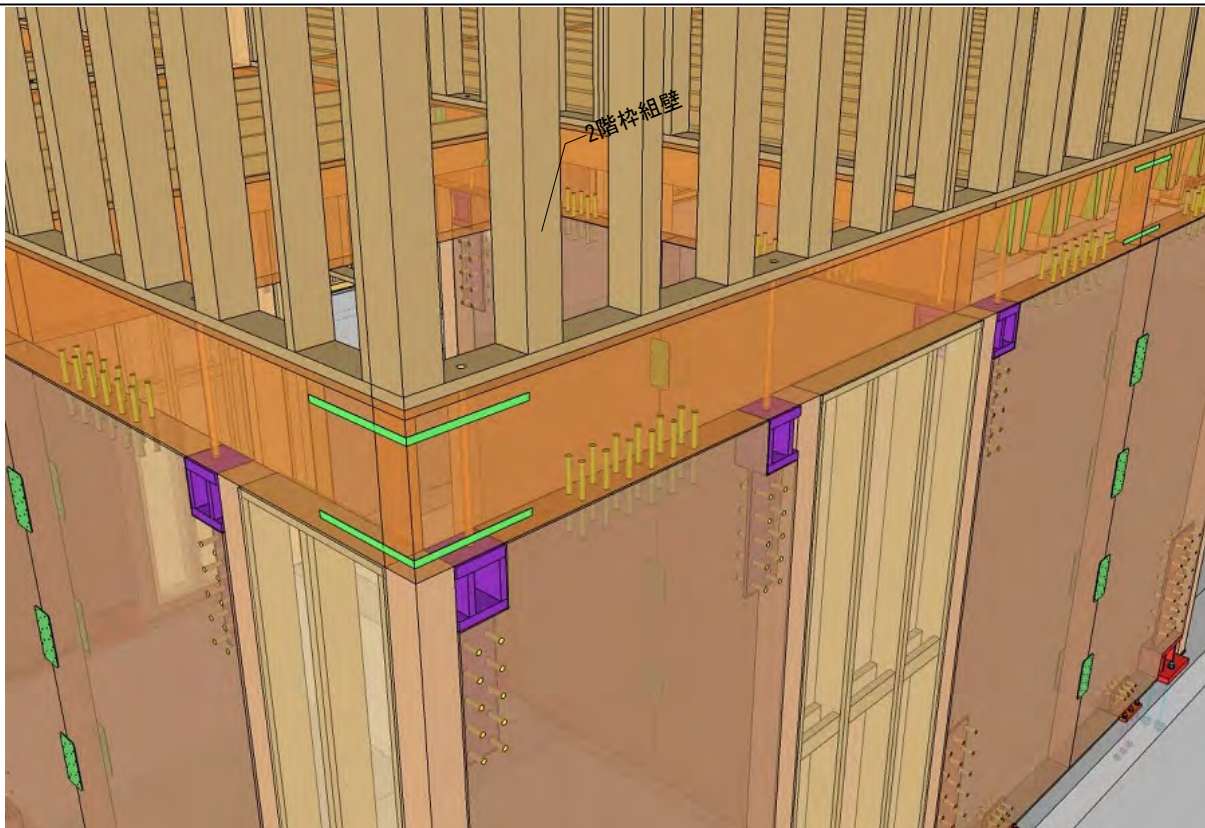
[部分] 施工手順 (14)

—

B

14

[2026年 3月 9日]



2階柱・枠組壁を施工

CLT+2x4

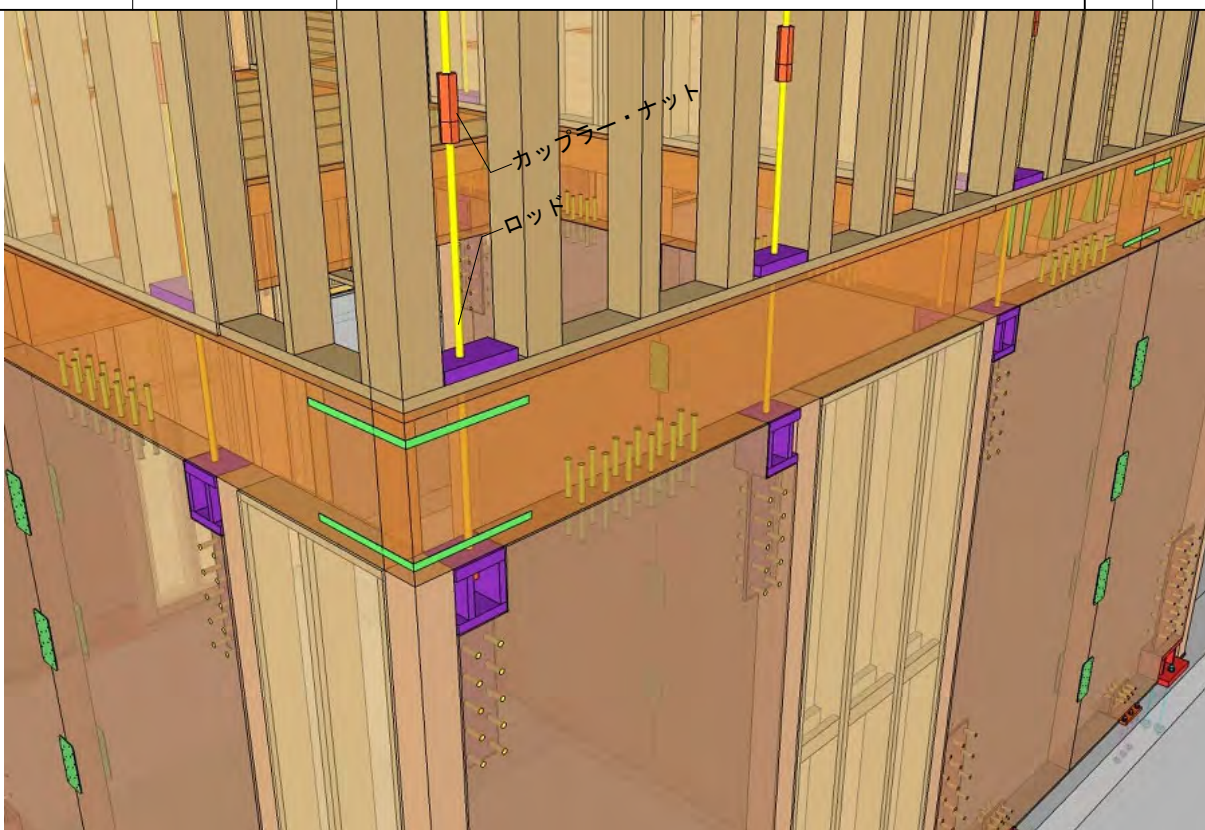
4階建て事務所
モデルプラン

[部分] 施工手順 (15)

—

B

15



タイダウンを施工

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

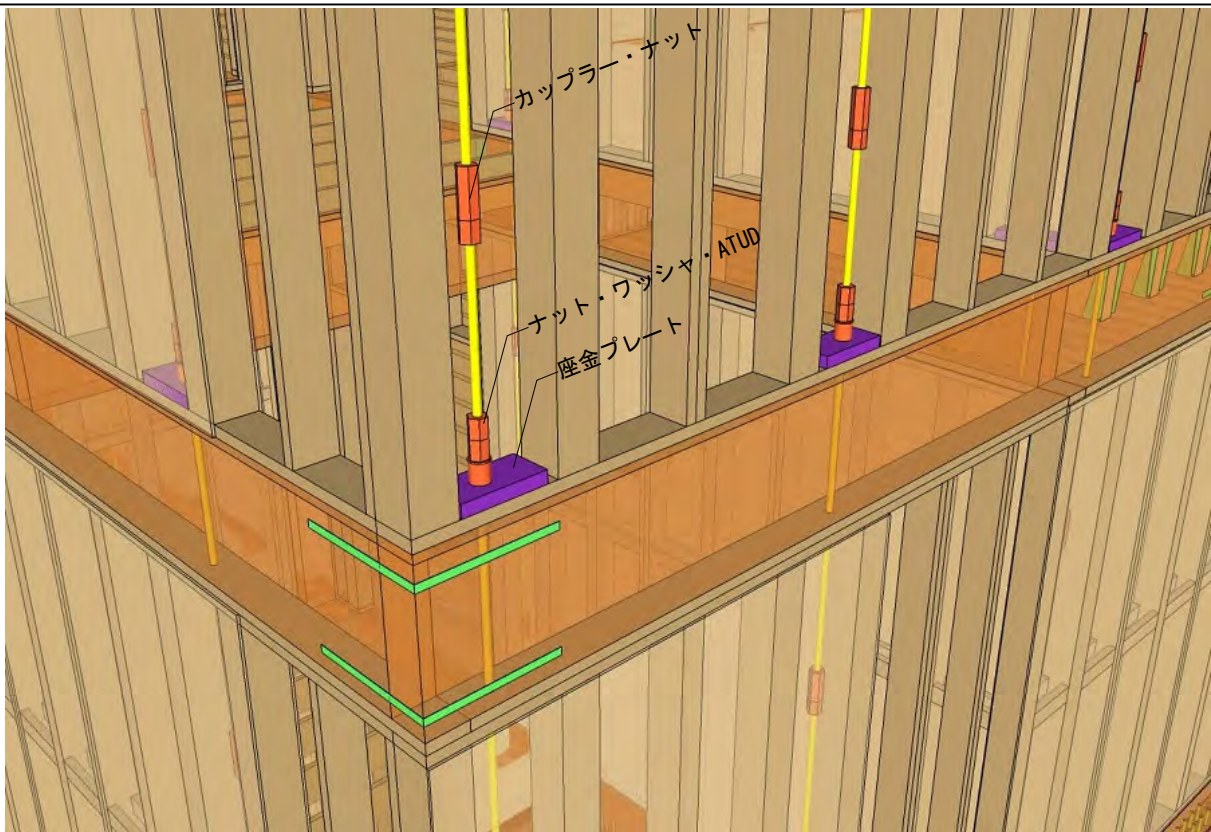
[部分] 施工手順 (16)

—

B

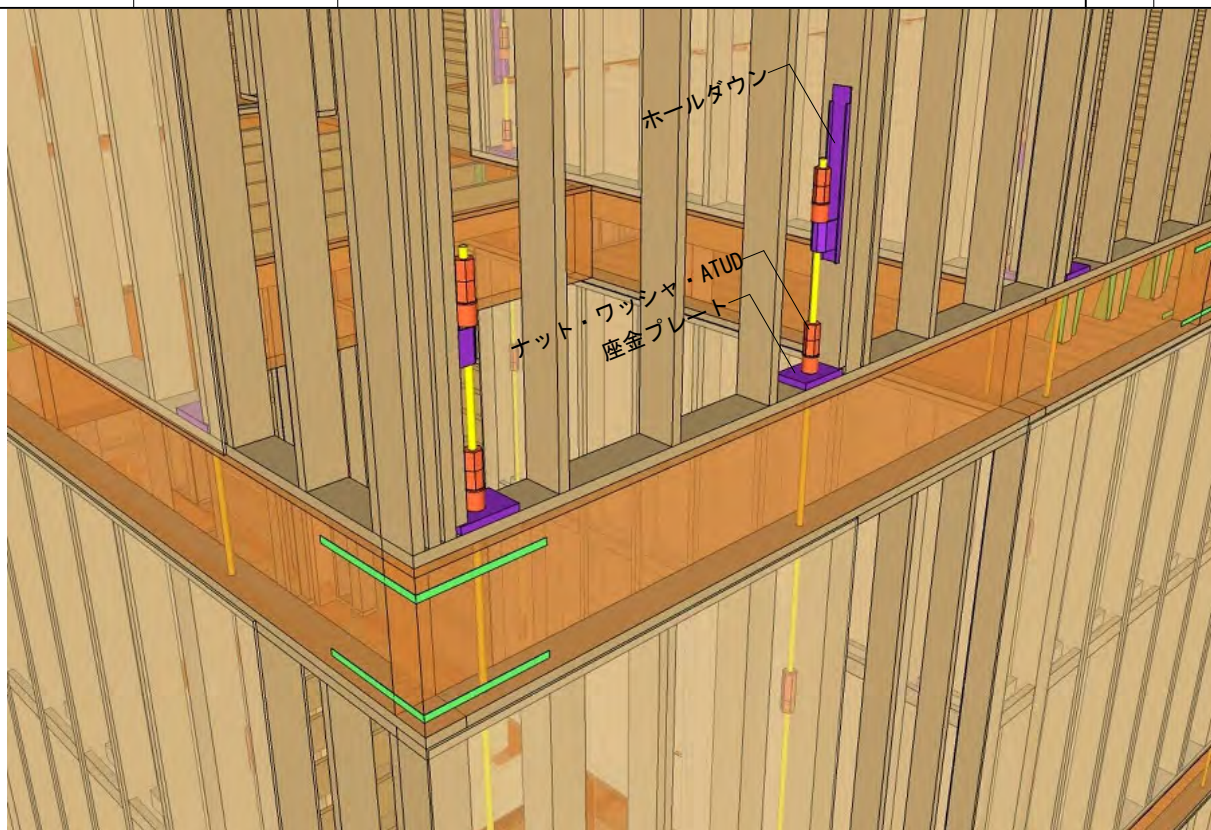
16

[2026年 3月 9日]



タイダウン3階脚納まり

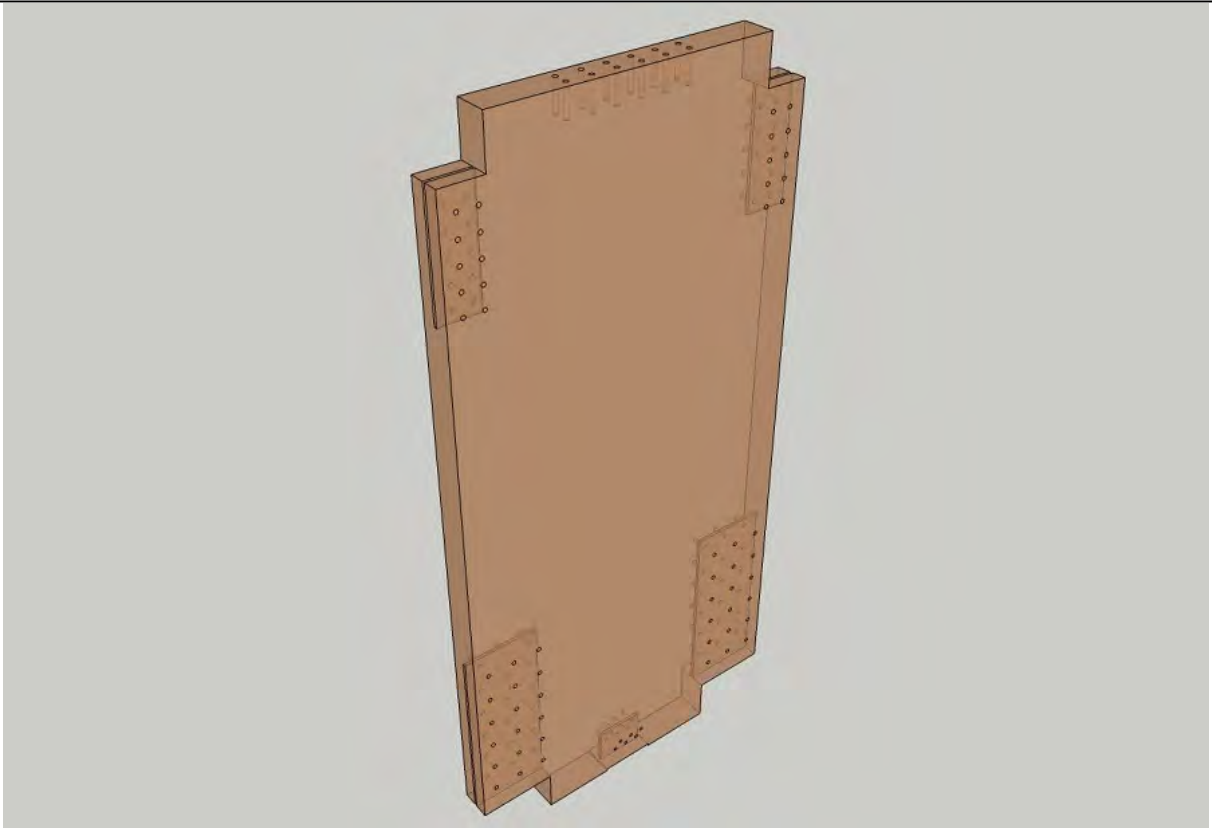
CLT+2x4	4階建て事務所 モデルプラン	[部分] 施工手順 (17)	—	B	17
---------	-------------------	----------------	---	---	----



タイダウン4階脚部納まり

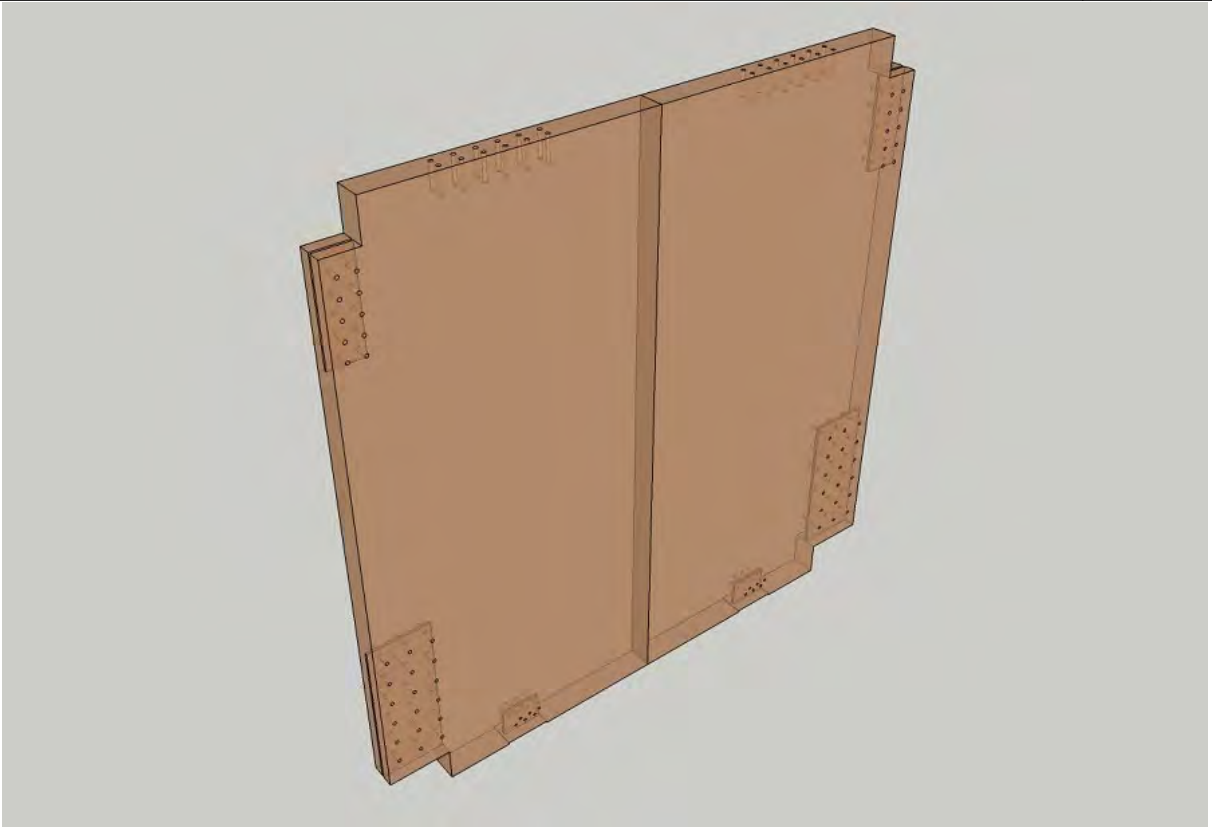
CLT+2x4	4階建て事務所 モデルプラン	[部分] 施工手順 (18)	—	B	18
---------	-------------------	----------------	---	---	----

[2026年 3月 9日]



CLT壁パネルの加工例

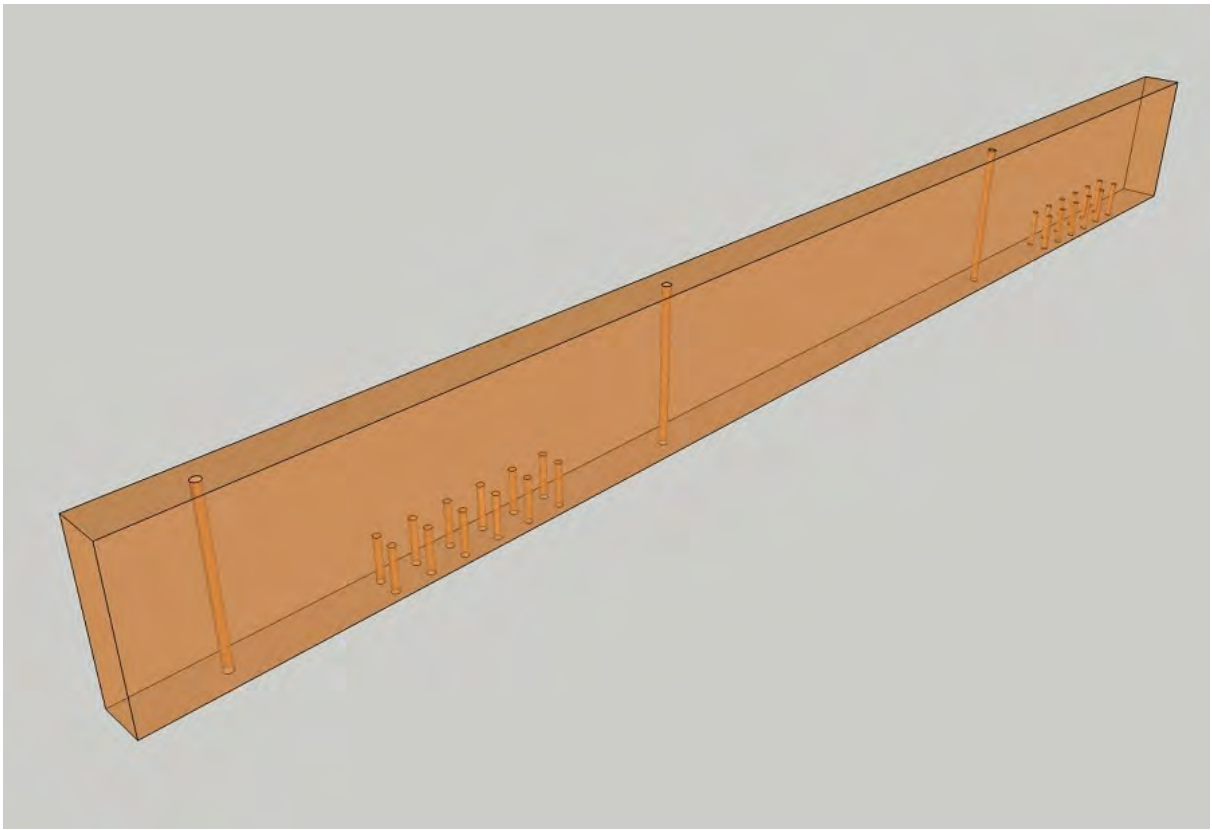
CLT+2x4	4階建て事務所 モデルプラン	CLT壁パネルの加工例 (1)	-	C	01
---------	-------------------	-----------------	---	---	----



CLT壁パネルの加工例

CLT+2x4	4階建て事務所 モデルプラン	CLT壁パネルの加工例 (2)	-	C	02
---------	-------------------	-----------------	---	---	----

[2026年 3月 9日]



床梁の加工例

床梁の加工例					
--------	--	--	--	--	--

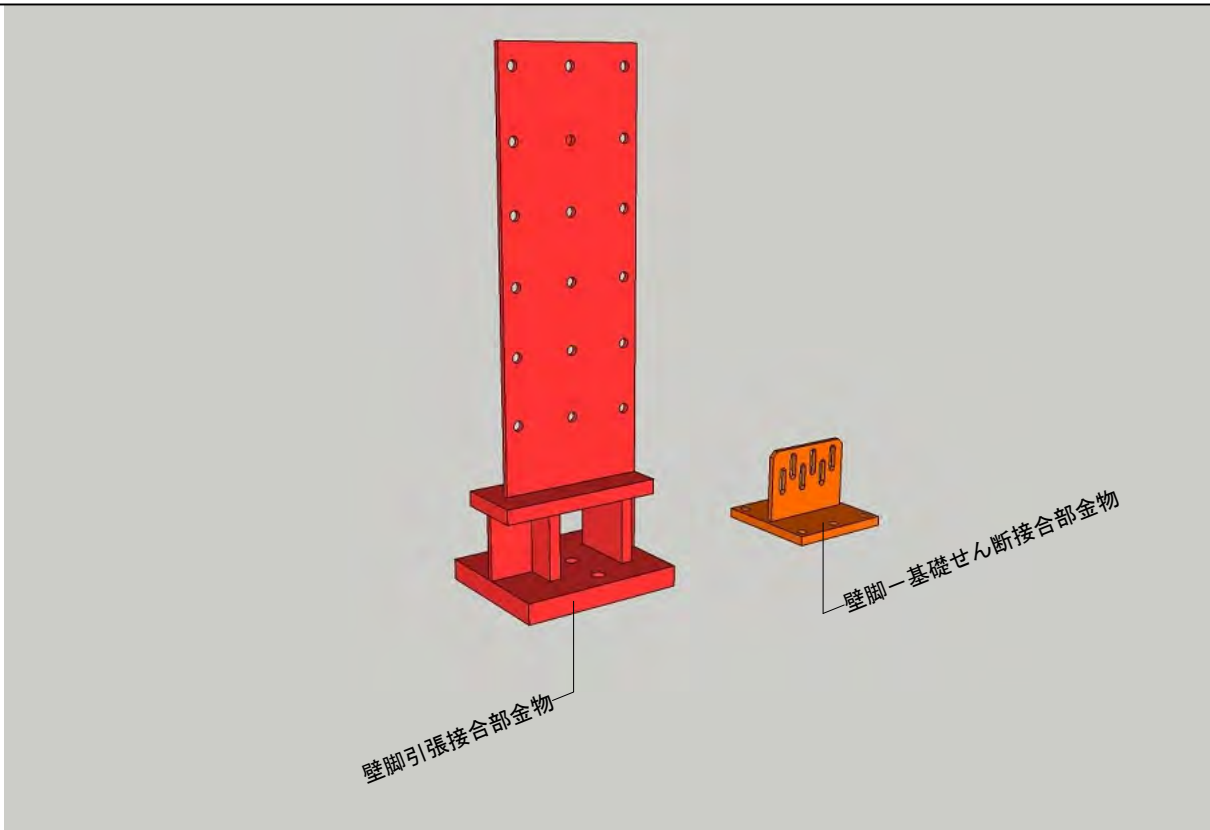
CLT+2x4	4階建て事務所 モデルプラン	床梁の加工例	-	C	03
---------	-------------------	--------	---	---	----

--	--	--	--	--	--

--	--	--	--	--	--

--	--	--	--	--	--

[2026年 3月 9日]



壁脚引張接合金物

壁脚-基礎せん断接合金物

CLT+2x4

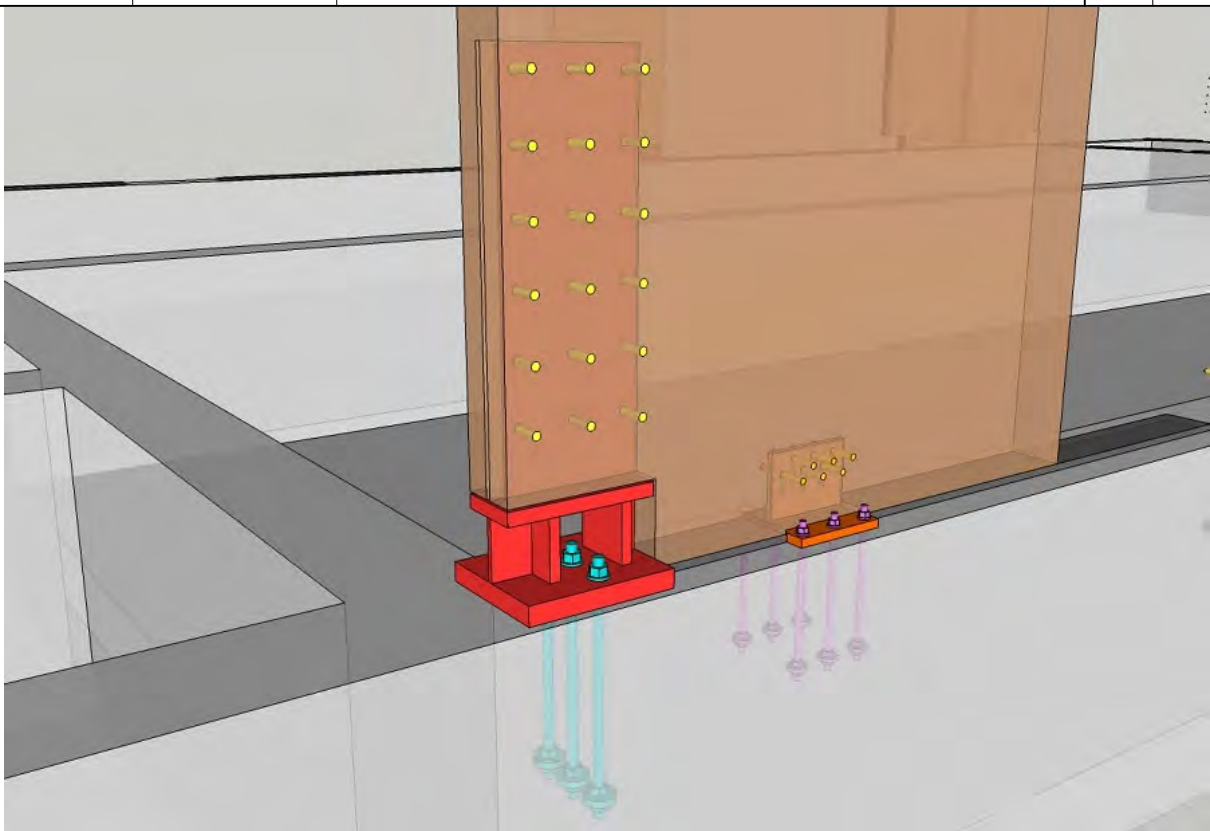
4階建て事務所
モデルプラン

脚部接合金物

-

D

01



ドリフトピンにて接合

CLT+2x4

4階建て事務所
モデルプラン

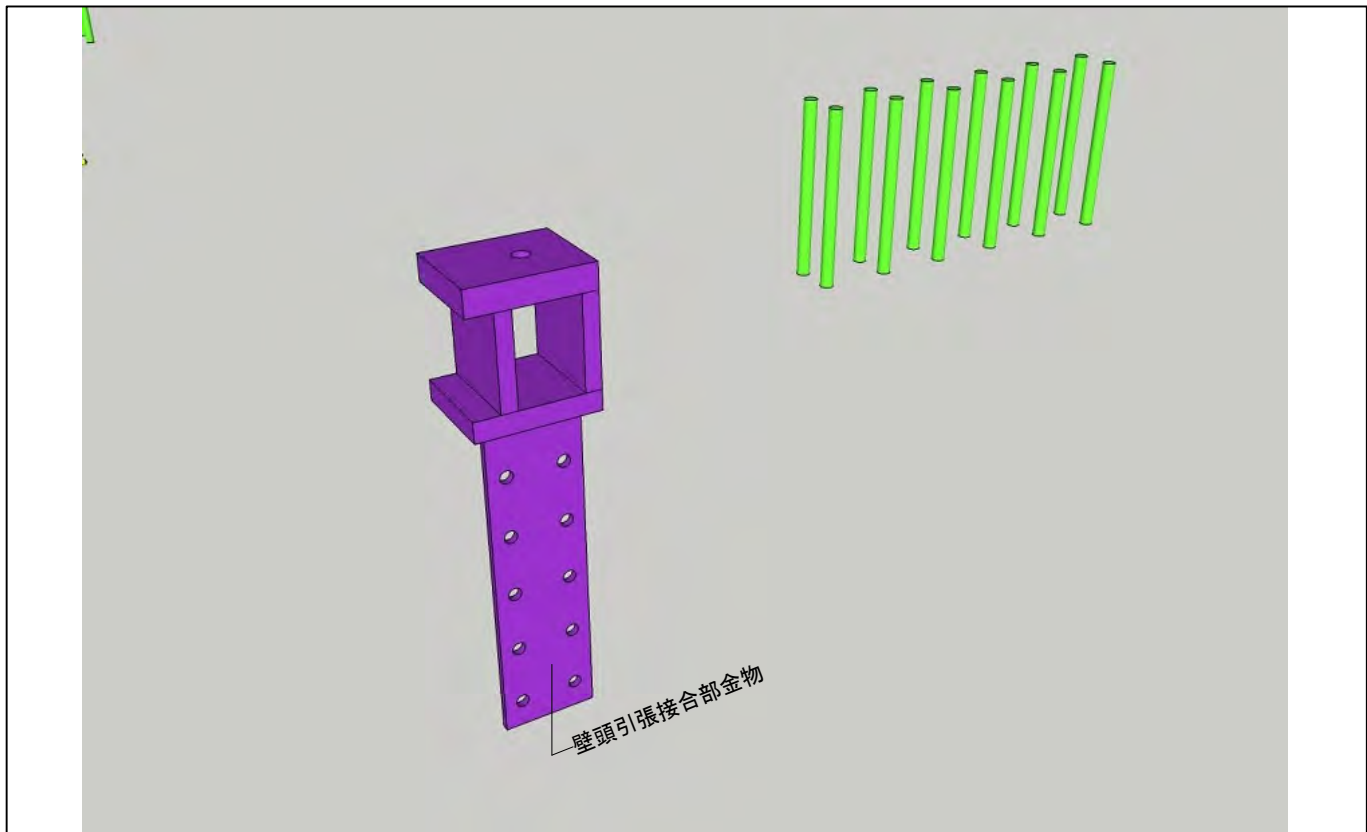
脚部接合金物

-

D

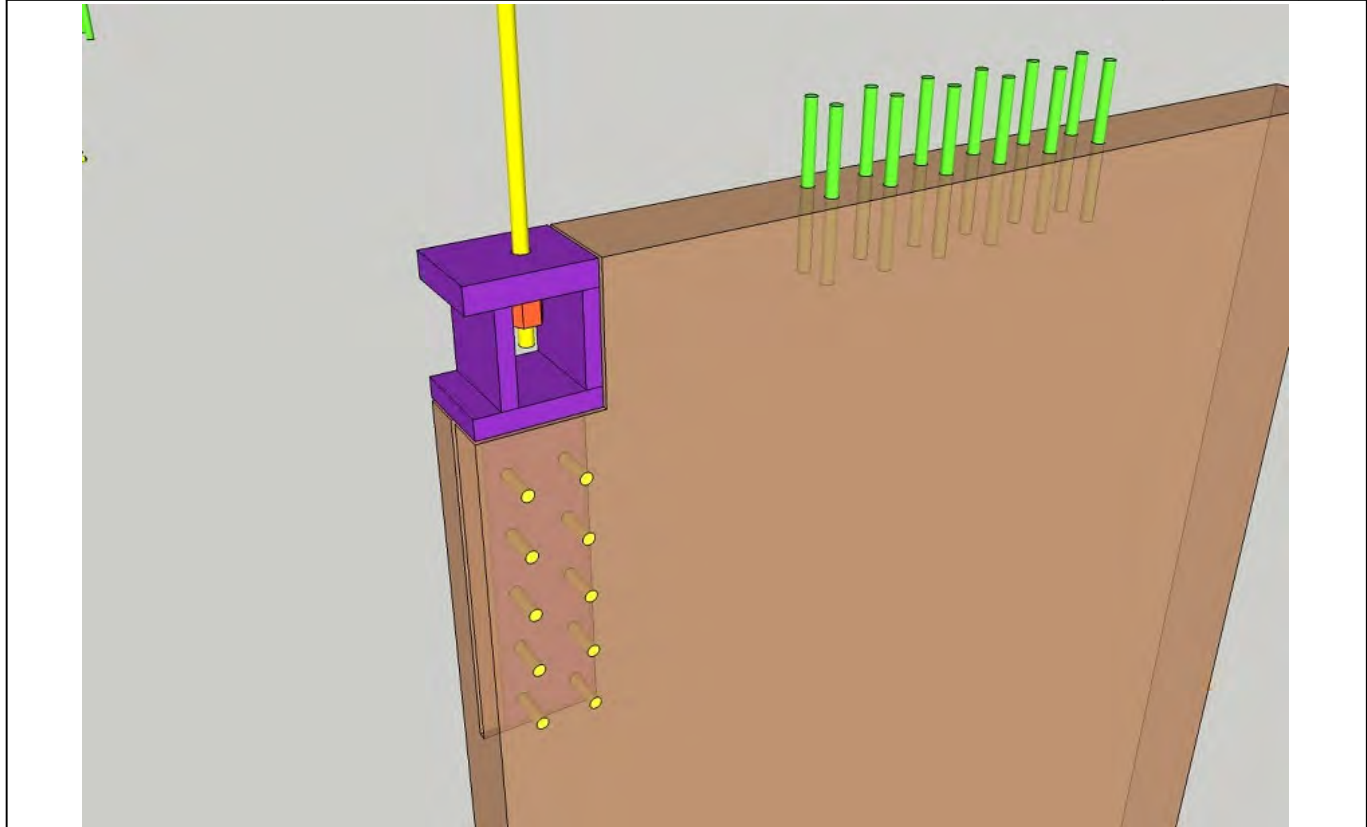
02

[2026年 3月 9日]



壁頭引張接合金物					
----------	--	--	--	--	--

CLT+2x4	4階建て事務所 モデルプラン	頂部接合金物	-	D	03
---------	-------------------	--------	---	---	----



ドリフトピンにて接合					
------------	--	--	--	--	--

CLT+2x4	4階建て事務所 モデルプラン	頂部接合金物	-	D	04
---------	-------------------	--------	---	---	----

[2026年 3月 9日]

2×4壁式3

Version 1.34
[枠組壁工法一貫計算プログラム]

新ルート2

建築物名称 CLT+2x4・事務所 (2026)
構造設計者名 日本ツルハハイパー建築協会

***** 目 次 *****

1. 建築物の構造設計概要	
(1) 建築概要	P. 1
(2) 設計方針	P. 2
(3) 使用材料の強度	P. 4
(4) 伏図	
(5) 軸組図	
(6) 荷重表	P. 15
2. 荷重・外力計算	
(1) 梁のC, M _o , Q _o	P. 17
(2) 片持梁のM _o , Q _o	
(3) 壁軸力表	P. 32
(4) 壁軸力伏図	P. 41
(5) 地震力荷重 - 通り別	P. 47
(6) 地震層せん断力	P. 47
(7) 風圧力	P. 47
(8) 層せん断力グラフ	P. 48
3. 必要壁量の検討	
(1) 壁長伏図, R C階の剛性算定含む	P. 49
(2) 1階から 5階までの耐力の剛性	
(3) 壁量の検討	P. 54
(4) 層間変形角および剛性率の検討	
(5) 偏心率の検討	
(6) ねじれ補正係数を考慮した各通り耐力壁分担水平	
(7) R C梁、R C壁断面検定	
4. たて枠・引張力の検討	
(1) 応力	P. 57
(2) 頭つなぎ検討	P. 77
(3) たて枠の検討	P. 78
(4) まぐさ・梁の検討	P. 82
(5) 床下張りの検討	
(6) 耐力壁端部引張力の算定	P. 117
5. 保有水平耐力の検討	
(1) 枠組壁工法部分	
(2) 壁式鉄筋コンクリート	
(3) 保有耐力時の耐力壁端部引張力算定	
6. データエコー	P. 161

添付資料

- 1、見付面積
- 2、許容スパンの設計
- 3、基礎の設計

工事名称	CLT+2x4・事務所 (2026)			
建築場所 1				
建築場所 2				
計算担当	日本ツバキイノベーション建築協会			
略称				
階数	地上 4 階	地下 0 階	PH 1 階	
スパン数	X方向 36 スパン	Y方向 14 スパン		
JOB番号・計算終了日時	12347・26/03/09 13:03			
構造計算プログラム実行機種				

プログラム名称・所有者	2x4壁式3 / (株) 木構ソフトウェア		
国土交通大臣認定年月日・番号			
(財)日本建築センター性能評価年月日・番号			
利用者登録名・番号	/		

建築設計事務所名 (確認申請上の設計者)			
担当者名			
連絡先・電話番号	TEL		

構造設計事務所名			
構造設計担当者名			
連絡先・電話番号	TEL		

構造計算協力事務所名			
構造設計担当者名			
連絡先・電話番号	TEL		

● 1-(2) 設計方針

* 設計に準拠した指針・基準等

- ・建築基準法・同施行令・告示等
- ・2020年版 建築物の構造関係技術基準解説書
- ・2018年 枠組壁工法 建築物構造計算指針
- ・2018年 枠組壁工法 建築物設計の手引き
- ・枠組壁工法住宅
- ・住宅性能表示制度における構造の安定に関する基準解説書
- ・2004年 枠組壁工法による木質複合建築物設計の手引き
- ・鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説
- ・壁式鉄筋コンクリート造設計施工指針
- ・壁式構造関係設計規程集・同解説
- ・建築基礎構造設計規程・同解説

- (財) 日本建築センター
- (社) 日本バイオフィア
- (社) 日本バイオフィア
- (社) 日本バイオフィア
- (社) 日本バイオフィア
- (社) 日本バイオフィア
- (財) 日本建築学会
- (財) 日本建築学会
- (財) 日本建築学会
- (社) 日本建築学会

* 荷重計算方法

- ・風荷重を考慮した
- ・積雪荷重を短期で考慮した

* 剛性計算

- ・壁量計算
- ・偏心率の確認
- ・剛性率の確認
- ・層間変形角の確認

* 応力・断面等

- ・許容応力度計算

● 必要な構造計算

許容応力度計算
剛性率の確認
偏心率の確認
地震力による層間変形角の確認
風圧力による層間変形角の確認

● 1-(3) 枠組材基準強度

No.	名称	樹種群名	樹種群	等級	材種	形状	基準強度 (N/mm ²)				ヤング係数 (kN/mm ²)	めり込み基準強度 (N/mm ²)	
							圧縮	引張	正曲げ	せん断			
3	S-P-F_2	S-P-F	S-P-F	甲種2級	単材	対称	17.4	11.4	21.6	0.0	1.8	9.600	6.000
20	WCedar3	W Cedar	WD Cedar	甲種3級	単材	対称	6.0	6.0	9.6	0.0	1.8	6.200	6.000
27	Dfir-L2	Dfir-L	D Fir-L	甲種2級	単材	対称	19.2	15.0	21.6	0.0	2.4	10.700	9.000
52	E120F330	集成材E120 F330		特級	集成材	対称	25.9	22.4	33.0	24.0	3.0	12.000	6.000
66	LVL140E1	LVL140E 特級 65V-55H		1級	L V L	対称	36.0	27.0	45.0	0.0	4.2	14.000	6.000
67	LVL140E1	LVL140E 1級 65V-55H			L V L	対称	34.8	23.4	39.0	0.0	4.2	14.000	6.000
78	E95-F315	集成材E95 F270			集成材	非対称	26.0	22.7	31.5	31.5	3.6	9.500	7.800

● C L T パネル基準強度

No.	名称	ラミナ		層数	プライ枚	パネル厚 (mm)	プライ		基準強度 (N/mm ²)											
		厚 (mm)	幅 (mm)				層方向	レイアウト	面内					面外						
		各層の幅方向最小数		層方向	レイアウト	軸	Fc	Ft	Fb	Fs	E	G	Fb	Fs	β	E	G			
20	S90-5-5	30	120	3	5	150	1. M60A 1. M60A 1. M60A 1. M60A	1 平行 2 平行 3 平行 4 直交 5 平行	強軸 弱軸	12.96 3.24	9.60 2.40	12.96 3.24	2.31	4800 1200	500	11.79 1.36	0.90	4.888 4.615	5376 624	0.0 0.0

● 1-(3) 寸法調整係数

No.	名称	圧縮	引張り	曲げ	せん断
1	206	0.96	0.84	0.84	1.00
2	208	0.93	0.75	0.75	1.00
3	210	0.91	0.68	0.68	1.00
4	212	0.89	0.63	0.63	1.00
5	106	0.96	0.84	0.84	1.00
6	406	0.96	0.84	0.84	1.00
7	408	0.93	0.75	0.75	1.00
8	410	0.91	0.68	0.68	1.00
9	206t	0.96	0.84	0.84	1.00
10	208t	0.93	0.75	0.75	1.00
11	210t	0.91	0.68	0.68	1.00
12	212t	0.89	0.63	0.63	1.00
13	406t	0.96	0.84	0.84	1.00
14	408t	0.93	0.75	0.75	1.00
15	410t	0.91	0.68	0.68	1.00
17	412	0.89	0.63	0.63	1.00
18	414	0.89	0.63	0.63	1.00
19	416	0.89	0.63	0.63	1.00
20	606	1.00	1.00	1.00	1.00
21	610	0.91	0.68	0.68	1.00
22	612	0.89	0.63	0.63	1.00
23	614	0.89	0.63	0.63	1.00

● 1-(6) 床荷重表

※積雪荷重は別途計算する為、Totalには含まれません

単位：N/m²

No	床名称	床荷重名称	厚さ (mm)	荷重	勾配 1/cos θ	荷重 ×1/cos θ	RC 単位荷重	床用		架構用	地震用
								床	小梁用		
1	YUKA-X	仕上げ単位重量 Dead Load Live Load Total Load		2320 2320		2320 2320		2320 2900 5220	2320 1800 4120	2320 1800 4120	2320 800 3120
2	YUKA-Y	仕上げ単位重量 Dead Load Live Load Total Load		2320 2320		2320 2320		2320 2900 5220	2320 1800 4120	2320 1800 4120	2320 800 3120
3	YANE-X	積雪荷重 仕上げ単位重量 Dead Load Live Load Total Load		600 1230 1230		600 1230 1230					1230 400 0 1230
4	YANE-Y	積雪荷重 仕上げ単位重量 Dead Load Live Load Total Load		600 1230 1230		600 1230 1230					1230 400 0 1230
5	1YUKA-X	仕上げ単位重量 Dead Load Live Load Total Load		500 500		500 500		500 2900 3400	500 1800 2300	500 1800 2300	500 800 1300
6	1YUKA-Y	仕上げ単位重量 Dead Load Live Load Total Load		500 500		500 500		500 2900 3400	500 1800 2300	500 1800 2300	500 800 1300

● 1-(6) 梁荷重表

No	名称	梁属性	梁幅 (mm)	梁背 (mm)	床厚 (mm)	単位重量 (kN/m ³)	梁固定荷重 (N/m)		本数 (本)	材寸法	枠部材強度
							自重	仕上			
1	140x500	2x4梁	0	0	0	0.00	0	0	1	0×0	S II 集成材E120 F330 甲種特級 集成材
2	FG2	基礎梁	355	1500	0	24.00	12780	0	0		
3	FG1	基礎梁	350	1500	0	24.00	12600	0	0		

● 1-(6) 壁荷重表

単位：N/m³

No	名称	荷重名称	厚さ (mm)	荷重	壁RC用		仕上	合計
					RC単位重量	RC単位重量		
1	CL18BE		0	0	0.00	0.00	2010	2010
2	CL36BE		0	0	0.00	0.00	2010	2010
3	CL18BP		0	0	0.00	0.00	1700	1700
4	CL36BP		0	0	0.00	0.00	1700	1700

● 1-(6) 壁荷重表

単位：N/m³

No	名称	荷重名称	厚さ (mm)	荷重	壁RC用		仕上	合計
					RC単位重量			
5	SI-E1		0	0	0.00		2010	2010
6	SI-P1		0	0	0.00		1700	1700
7	POST		0	0	0.00		2010	2010
8	BE-2		0	0	0.00		1300	1300
9	BE-3		0	0	0.00		1300	1300
10	BE-4		0	0	0.00		1300	1300
11	BP-2		0	0	0.00		950	950
12	BP-3		0	0	0.00		950	950
13	BP-4		0	0	0.00		950	950
15	SI-P2		0	0	0.00		950	950
16	SI-P3		0	0	0.00		950	950
18	SI-E4		0	0	0.00		1300	1300
20	BE-42		0	0	0.00		1300	1300

通り名称---> [Y1]

R階									
	H								
3階									
	H								
2階									
	H								
1階									

GCL : 梁 固定モーメント (kN・m)
 GCR : 梁 固定モーメント (kN・m)
 GML : 梁 せん断力 (kN)
 GQR : 梁 せん断力 (kN)
 H : 階高 (mm)
 L : スパン長 (mm)

● 2-(3) 壁軸力表

No. : 壁軸力図用
 ST-T : 当該階の合計
 単位 : kN

最下層軸力合計 = 8258.83 (X : 5351.01 Y : 2907.82)

方向	通り	階	No.	名称	床	小梁	大梁	大梁特殊	壁	壁追加	雑壁	積雪	屋根	ST-T	合計
X	Y2	PHR	440	Y15-02A6	0.81	0.00	1.42	0.00	2.37	0.00	0.06	0.30	0.00	4.66	4.66
			441	X01-10A6	3.07	0.00	0.71	0.00	2.37	0.00	0.03	1.13	0.00	6.18	6.18
			442	X01-11A6	3.07	0.00	0.71	0.00	2.37	0.00	0.03	1.13	0.00	6.18	6.18
			443	X01-12A6	3.07	0.00	0.71	0.00	2.37	0.00	0.03	1.13	0.00	6.18	6.18
Y	X0	PHR	444	X01-13A6	3.07	0.00	0.71	0.00	2.37	0.00	0.03	1.13	0.00	6.18	6.18
			445	X05-11A6	3.40	0.00	1.52	0.00	2.37	0.00	0.02	1.25	0.00	7.30	7.30
			446	X05-12A6	3.40	0.00	1.52	0.00	2.37	0.00	0.02	1.25	0.00	7.30	7.30
			447	X05-13A6	3.40	0.00	1.52	0.00	2.37	0.00	0.02	1.25	0.00	7.30	7.30
	X1	PHR	448	X05-14A6	2.85	0.00	1.52	0.00	2.37	0.00	0.02	1.05	0.00	6.76	6.76
			階合計		30.71	0.00	18.10	0.03	28.39	0.00	0.33	11.30	0.00	77.55	77.55
			PH1F		503.14	0.00	91.42	0.12	174.56	0.00	6.95	156.64	0.00	776.19	853.74
			4F		1153.18	0.00	90.90	0.00	291.06	0.00	56.98	0.00	0.00	1592.11	2445.85
	3F	PHR			1153.18	0.00	90.90	0.00	289.78	0.00	61.07	0.00	1594.93	4040.79	
			2F		1153.18	0.00	103.77	0.01	423.66	0.00	59.39	0.00	0.00	1740.00	5780.79
	1F	PHR			643.77	0.00	581.39	0.00	1205.00	0.00	47.88	0.00	0.00	2478.04	8258.83

● 2-(6) 地震層せん断力

Wi [kN] : 当該階の建物重量
 Wi [kN] : 上階より伝達される建物重量
 Wi/Si [kN/m2] : 当該階の建物平均重量
 ΣWi [kN] : 当該階までの累加建物重量

ΣWii [kN] : 上階より伝達される建物重量の累加
 αi : ΣWi/(1階のΣWi)
 Ai : 地震層せん断力の高さ方向の分布係数
 Ci : 層せん断力係数

Ki [kN] : 地下階のせん断力係数
 Kw [kN] : (地下階の層合計)*Ki
 Qi [kN] : 地震力
 Pi [kN] : (当該階の地震力)-(直上階の地震力)

《 設計条件 》

建物高さ Z = 16.45 1次固有周期(X) T = 0.493 標準せん断係数(X) Co = 0.00
 地震種別係数 Zc = 1.00 1次固有周期(Y) T = 0.493 標準せん断係数(Y) Co = 0.00
 地盤種別係数 Tc = 0.60 振動特性係数(X) Rt = 1.00 用途係数 I = 1.00 ペントハウス震度 PH = 1.00
 振動特性係数(Y) Rt = 1.00

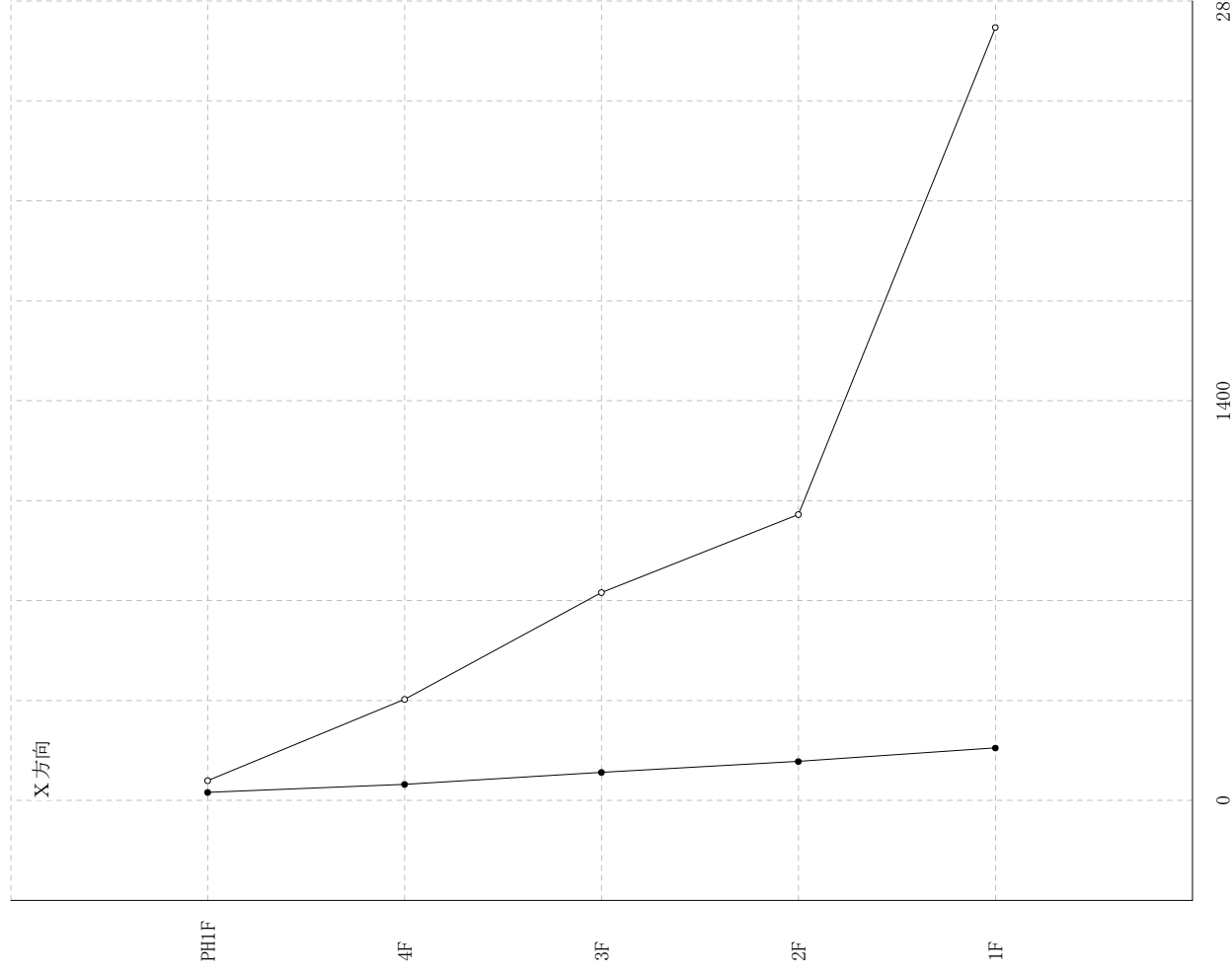
方向	階	Wi	Wii	Wi/Si	ΣWi	ΣWii	αi	Ai	Ci	Ki	Kw	Qi	Pi
X	PH1F	69.99	--	3.715	69.99	--	0.000	1.000	1.000	--	--	69.992	69.992
	4F	652.81	--	2.332	722.80	--	0.150	1.967	0.491	--	--	354.895	284.904
	3F	1312.21	--	4.688	2035.01	--	0.423	1.443	0.358	--	--	728.535	373.640
	2F	1315.03	--	4.698	3350.05	--	0.696	1.200	0.299	--	--	1001.665	273.129
	1F	1460.10	--	5.217	4810.15	--	1.000	1.000	0.563	--	--	2708.114	1706.449
	F	2198.14	--	7.853	7008.29	--	0.000	0.000	0.000	--	--	0.000	0.000
	PH1F	69.99	--	3.715	69.99	--	0.000	1.000	1.000	1.000	--	69.992	69.992
	4F	652.81	--	2.332	722.80	--	0.150	1.967	0.491	0.491	--	354.895	284.904
	3F	1312.21	--	4.688	2035.01	--	0.423	1.443	0.358	0.358	--	728.535	373.640
	2F	1315.03	--	4.698	3350.05	--	0.696	1.200	0.299	0.299	--	1001.665	273.129
	1F	1460.10	--	5.217	4810.15	--	1.000	1.000	0.563	0.563	--	2708.114	1706.449
	F	2198.14	--	7.853	7008.29	--	0.000	0.000	0.000	0.000	--	0.000	0.000

● 2-(7) 風圧力

E : 1.27 地表面粗度区分 : 4
 Er : 0.66 Vo (m/s) : 32.0

方向	階	壁高さ (m)	速度圧 (N・m2)	kz	風力係数	Zb	α	H (m)	風荷重 (N/m2)	面積 (m2)	Qw (kN)	iQw (kN)	ΣQw (kN)	
X	PH1F	屋根	16.45	1.000	1.200	10	0.27	16.45	938	18.75	17.58	28.53	28.53	
		壁根	18.45	781	1.064	1.251	10	0.27	16.45	978	11.20	10.95	--	
	4F	壁下	18.45	781	1.064	1.251	10	0.27	16.45	978	7.55	7.38	29.10	
		壁下	14.45	781	0.932	1.146	10	0.27	16.45	895	24.26	21.72	57.63	
	3F	壁下	14.45	781	0.932	1.146	10	0.27	16.45	895	24.26	21.72	41.17	
		壁下	10.45	781	0.783	1.026	10	0.27	16.45	802	24.26	19.45	98.80	
	2F	壁下	10.45	781	0.783	1.026	10	0.27	16.45	802	24.26	19.45	38.62	
		壁下	6.45	781	0.764	1.011	10	0.27	16.45	790	24.26	19.17	137.42	
	1F	壁下	6.45	781	0.764	1.011	10	0.27	16.45	790	24.26	19.17	47.36	
		壁下	2.45	781	0.764	1.011	10	0.27	16.45	790	35.66	28.18	184.78	
	Y	PH1F	屋根	16.45	1.000	1.200	10	0.27	16.45	938	45.17	42.35	48.49	48.49
			壁根	18.45	781	1.064	1.251	10	0.27	16.45	978	6.28	6.14	--
4F		壁下	18.45	781	1.064	1.251	10	0.27	16.45	978	38.89	38.02	80.92	
		壁下	14.45	781	0.932	1.146	10	0.27	16.45	895	47.92	42.90	129.41	
3F		壁下	14.45	781	0.932	1.146	10	0.27	16.45	895	47.92	42.90	81.32	
		壁下	10.45	781	0.783	1.026	10	0.27	16.45	802	47.92	38.42	210.74	
2F	壁下	10.45	781	0.783	1.026	10	0.27	16.45	802	47.92	38.42	76.29		
	壁下	6.45	781	0.764	1.011	10	0.27	16.45	790	47.92	37.87	287.03		
1F	壁下	6.45	781	0.764	1.011	10	0.27	16.45	790	47.92	37.87	75.74		
	壁下	2.45	781	0.764	1.011	10	0.27	16.45	790	47.92	37.87	362.77		

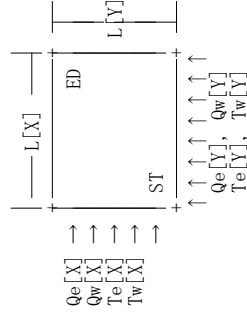
● 2-(8) 層せん断カグラフ



● 3-(3) 必要壁量の検討 (集計)

階	X 方 向		Y 方 向	
	せん断耐力 (kN)	風圧力 (kN)	せん断耐力 (kN)	風圧力 (kN)
PH1F	99.88	28.53	99.88	48.49
4F	399.53	57.63	449.47	129.41
3F	799.05	98.80	799.05	210.74
2F	1141.50	137.42	1141.50	287.03
1F	2711.07	184.78	3709.89	362.77
		判定		判定
		OK		OK
		OK		OK
		OK		OK
		OK		OK
		OK		OK

● 4-(2) 頭つなぎ・上枠



L : 床 サイズ (m)
 Q_e : 地震力 (kN)
 M_e : 地震時モーメント (kN.m)
 T_e : M_e / L (kN)
 F_{size}: 寸法調整係数 (kN)
 T_{cap}: 引張強度 (kN)
 C_{cap}: 圧縮強度 (kN)

Q_w : 風荷重 (kN)
 M_w : 風荷重時モーメント (kN.m)
 T_w : M_w / L (kN)

階	方向	開始位置 X, Y	終了位置 X, Y	L (m)	Q _e (kN)	Q _w (kN)	M _e (kN.m)	M _w (kN.m)	T _e (kN)	T _w (kN)	F _{size} (引張)	F _{size} (圧縮)	F _t (N/mm)	F _c (N/mm)	T _{cap} (kN)	C _{cap} (kN)	判定 E:地震 W:風
PHR	X	X0	X1	3.18	69.99	28.53	51.75	21.09	16.25	6.62	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
PHR	Y	X0	X1	5.91	69.99	48.49	27.87	19.31	4.71	3.26	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
PHIF	X	X0	X1	3.18	354.90	29.10	105.33	10.76	33.07	3.38	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
PHIF	Y	X0	X1	5.91	354.90	80.92	15.27	4.34	2.58	0.73	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
PHIF	X	X1	X3	17.29	354.90	29.10	421.30	43.03	24.37	2.49	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
PHIF	Y	X1	X3	11.83	354.90	80.92	449.97	127.80	38.04	10.80	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
PHIF	X	X3	X4	3.18	354.90	29.10	105.33	10.76	33.07	3.38	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
PHIF	Y	X3	X4	5.91	354.90	80.92	15.27	4.34	2.58	0.73	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
PHIF	X	X0	X1	3.18	354.90	29.10	105.33	10.76	33.07	3.38	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
PHIF	Y	X0	X1	5.91	354.90	80.92	15.27	4.34	2.58	0.73	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
PHIF	X	X3	X4	3.18	354.90	29.10	105.33	10.76	33.07	3.38	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
PHIF	Y	X3	X4	5.91	354.90	80.92	15.27	4.34	2.58	0.73	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
4F	X	X0	X1	3.18	728.54	41.17	138.13	15.22	43.37	4.78	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
4F	Y	X0	X1	5.91	728.54	81.32	20.02	4.36	3.39	0.74	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
4F	X	x1a	X3	16.83	728.54	41.17	552.52	60.88	32.82	3.62	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
4F	Y	x1a	X3	11.83	728.54	81.32	559.47	121.77	47.29	10.29	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
4F	X	X3	X4	3.18	728.54	41.17	138.13	15.22	43.37	4.78	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
4F	Y	X3	X4	5.91	728.54	81.32	20.02	4.36	3.39	0.74	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
4F	X	X0	X1	3.18	728.54	41.17	138.13	15.22	43.37	4.78	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
4F	Y	X0	X1	5.91	728.54	81.32	20.02	4.36	3.39	0.74	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
4F	X	X3	X4	3.18	728.54	41.17	138.13	15.22	43.37	4.78	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
4F	Y	X3	X4	5.91	728.54	81.32	20.02	4.36	3.39	0.74	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
3F	X	X0	X1	3.18	1001.66	38.62	100.97	14.28	31.70	4.48	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
3F	Y	X0	X1	5.91	1001.66	76.29	14.64	4.09	2.47	0.69	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
3F	X	X1	X3	17.29	1001.66	38.62	403.89	57.11	23.36	3.30	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
3F	Y	X1	X3	11.83	1001.66	76.29	431.37	120.49	36.46	10.19	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
3F	X	X3	X4	3.18	1001.66	38.62	100.97	14.28	31.70	4.48	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
3F	Y	X3	X4	5.91	1001.66	76.29	14.64	4.09	2.47	0.69	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
3F	X	X0	X1	3.18	1001.66	38.62	100.97	14.28	31.70	4.48	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
3F	Y	X0	X1	5.91	1001.66	76.29	14.64	4.09	2.47	0.69	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
3F	X	X3	X4	3.18	1001.66	38.62	100.97	14.28	31.70	4.48	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK
3F	Y	X3	X4	5.91	1001.66	76.29	14.64	4.09	2.47	0.69	0.84	0.96	15.00	19.20	44.69	65.37	E:OK W:OK

● 4-(3) たて枠の設計 応力割増し係数によるルート2で設計

名称	階	通り	位置	壁軸力	壁長 l x	A I	Z λ	i η	F size f k	F c N a	F m N m	箇所数 L/a+1	ピッチ の本数	軸力	たて枠判定 (検定比)	下枠判定 (検定比)
X33-11A4	3F	X3	y1c - Y2	70.098	3.640 3.358	106.40 1738	248.27 83.09	4.04 0.47	0.96 2.87	17.40 15.29	9.00 17.56	11.00	455	6.373 2.124	OK(0.21) OK(0.14)	OK(0.18) OK(0.12)
X33-01A5	4F	X3	Y0 - y0d	21.554	3.640 3.358	106.40 1738	248.27 83.09	4.04 0.47	0.96 2.87	17.40 15.29	9.00 17.56	11.00	455	1.959 0.653	OK(0.06) OK(0.04)	OK(0.06) OK(0.04)
X33-11A5	4F	X3	y1c - Y2	21.551	3.640 3.358	106.40 1738	248.27 83.09	4.04 0.47	0.96 2.87	17.40 15.29	9.00 17.56	11.00	455	1.959 0.653	OK(0.06) OK(0.04)	OK(0.06) OK(0.04)
X37-02A3	2F	X4	y0a - y0e	134.605	3.640 3.358	106.40 1738	248.27 83.09	4.04 0.47	0.96 2.87	17.40 15.29	9.00 17.56	11.50	455	11.705 3.902	OK(0.38) OK(0.26)	OK(0.33) OK(0.22)
X37-10A3	2F	X4	Y1b - y1f	134.604	3.640 3.358	106.40 1738	248.27 83.09	4.04 0.47	0.96 2.87	17.40 15.29	9.00 17.56	11.50	455	11.705 3.902	OK(0.38) OK(0.26)	OK(0.33) OK(0.22)
X37-02A4	3F	X4	y0a - y0e	79.589	3.640 3.358	106.40 1738	248.27 83.09	4.04 0.47	0.96 2.87	17.40 15.29	9.00 17.56	11.50	455	6.921 2.307	OK(0.23) OK(0.15)	OK(0.20) OK(0.13)
X37-10A4	3F	X4	Y1b - y1f	79.588	3.640 3.358	106.40 1738	248.27 83.09	4.04 0.47	0.96 2.87	17.40 15.29	9.00 17.56	11.50	455	6.921 2.307	OK(0.23) OK(0.15)	OK(0.20) OK(0.13)
X37-02A5	4F	X4	y0a - y0e	24.572	3.640 3.358	53.20 869	124.13 83.09	4.04 0.47	0.96 2.87	17.40 15.29	9.00 17.56	11.50	455	2.137 0.726	OK(0.14) OK(0.10)	OK(0.12) OK(0.09)
X37-10A5	4F	X4	Y1b - y1f	24.572	3.640 3.358	53.20 869	124.13 83.09	4.04 0.47	0.96 2.87	17.40 15.29	9.00 17.56	11.50	455	2.137 0.726	OK(0.14) OK(0.10)	OK(0.12) OK(0.09)

● 4-(3) 壁パネルの設計 (C L T)

名称	階	通り	位置	壁長 柱径	軸力	壁高 柱径	A	Z	i	l x	I	λ	η	F c	f k	N a	圧縮判定 (検定比)
Y01-01A2	1F	Y0	X0 - x0b	1.750	63.875	70x640	2625.00	6562.50	4.33	3.47	49218.75	80.18	0.50	12.96	2.37	621.42	OK(0.10)
Y01-05A2	1F	Y0	X1 - x1d1	2.366	321.545	70x640	448.00	4778.67	18.48	3.47	152917.33	18.79	1.00	26.00	9.53	427.09	OK(0.04)
Y01-17A2	1F	Y0	x1j - x2a	55.085	303.609	70x640	2625.00	6562.50	4.33	3.47	49218.75	80.18	0.50	12.96	2.37	621.42	OK(0.16)
Y01-28A2	1F	Y0	x2f1 - X3	106.263	321.505	70x640	448.00	4778.67	18.48	3.47	152917.33	18.79	1.00	26.00	9.53	427.09	OK(0.49)
Y01-35A2	1F	Y0	x3b - X4	68.198	63.877	70x640	2625.00	6562.50	4.33	3.47	49218.75	80.18	0.50	12.96	2.37	621.42	OK(0.25)
Y08-01A2	1F	Y1	X0 - x0b	132.184	108.725	70x640	448.00	4778.67	18.48	3.47	152917.33	18.79	1.00	26.00	9.53	427.09	OK(0.16)
Y08-35A2	1F	Y1	x3b - X4	4.896	132.184	70x640	2625.00	6562.50	4.33	3.47	49218.75	80.18	0.50	12.96	2.37	621.42	OK(0.04)
Y15-01A2	1F	Y2	X0 - x0b	81.782	4.027	70x640	448.00	4778.67	18.48	3.47	152917.33	18.79	1.00	26.00	9.53	427.09	OK(0.01)
Y15-05A2	1F	Y2	X1 - x1d1	3.029	316.811	70x640	448.00	4778.67	18.48	3.47	152917.33	18.79	1.00	26.00	9.53	427.09	OK(0.13)
Y15-17A2	1F	Y2	x1j - x2a	287.896	54.274	70x640	2625.00	6562.50	4.33	3.47	49218.75	80.18	0.50	12.96	2.37	621.42	OK(0.06)
Y15-28A2	1F	Y2	x2f1 - X3	316.174	287.896	70x640	448.00	4778.67	18.48	3.47	152917.33	18.79	1.00	26.00	9.53	427.09	OK(0.25)
Y15-35A2	1F	Y2	x3b - X4	63.899	316.174	70x640	2625.00	6562.50	4.33	3.47	49218.75	80.18	0.50	12.96	2.37	621.42	OK(0.13)
X01-02A2	1F	X0	y0a - y0e	188.837	63.899	70x640	448.00	4778.67	18.48	3.47	152917.33	18.79	1.00	26.00	9.53	427.09	OK(0.46)
X01-10A2	1F	X0	Y1b - y1f	243.240	188.837	70x640	2625.00	6562.50	4.33	3.47	49218.75	80.18	0.50	12.96	2.37	621.42	OK(0.02)
X05-01A2	1F	X1	Y0 - y0d	174.039	3.563	70x640	448.00	4778.67	18.48	3.47	152917.33	18.79	1.00	26.00	9.53	427.09	OK(0.15)
X05-11A2	1F	X1	y1c - Y2	229.729	41.671	70x640	2625.00	6562.50	4.33	3.47	49218.75	80.18	0.50	12.96	2.37	621.42	OK(0.10)
X33-01A2	1F	X3	Y0 - y0d	174.039	174.039	70x640	448.00	4778.67	18.48	3.47	152917.33	18.79	1.00	26.00	9.53	427.09	OK(0.14)

まぐさ・梁の断面検定凡例

位置 : 階名称/通り名称/位置
 材質 : 使用部材の材質
 サイズ : 本数-サイズ
 積雪 : 雪考慮の有無

I' : 壁芯間距離 [m]
 B : まぐさ・梁内法スパン [m]
 D : まぐさ・梁の一部材幅 [cm]
 D : まぐさ・梁の一部材のせい [cm]

E : ヤング係数 [N/mm2]
 I : 断面二次モーメント [cm4]
 Zx : 鉛直方向断面係数 [cm3]
 Zy : 水平方向断面係数 [cm3]

Lfb : 長期許容曲げ応力度 [N/mm2]
 Lfs : 長期許容せん断応力度 [N/mm2]
 sfb : 短期許容曲げ応力度 [N/mm2]
 sfs : 短期許容せん断応力度 [N/mm2]

積雪考慮 : 長期積雪考慮は Lfb 1.43Lfb/1.1(中長期) 1.6Lfb/1.1(中短期)
 積雪考慮 : 短期積雪考慮は Lfb 1.6Lfb/1.1(中短期)

応力 : 応力は雪を含まない長期・地震・風を出力
 : 風面外は外壁指定部分を計算

曲げ M : 雪を含まない曲げ応力 [kN・m]
 積雪時 : 積雪を含む曲げ応力 [kN・m]

せん断 Q : 雪を含まないせん断力 [kN]
 積雪時 : 積雪を含むせん断力 [kN]

応力度 σ : 雪を含まない曲げ応力度 [N/mm2]
 積雪時 : 積雪を含む曲げ応力度 [N/mm2]
 検定比 : σ / f_b
 応力度の数値後の記号は耐力不足を示す

* : 記号
 # : 積雪を含む応力は雪にそれぞれの雪係数が掛る

せん断 τ : 雪を含まないせん断応力度 [N]
 積雪時 : 積雪を含むせん断応力度 [N]
 検定比 : τ / f_s

たわみ δ : 雪を含まないたわみ [cm]
 積雪時 : 積雪を含むたわみ [cm]

L/300 : L/300時のたわみ [cm]
 L/150 : L/150時のたわみ [cm]

L/**** : ****には指定たわみ制限が表記 = たわみ [cm]

風圧 w : 面外風圧力 [kN/m2]
 : 風力係数 * Kz * 速度圧 kN/m2 * 階高/2

以下はたわみ制限越えを示す
 <* > : 指定たわみの後の*は長期
 <\$ > : 指定たわみの後の\$は積雪
 <# > : #は風面外でL/150 水平方向

● 4-(4) まぐさ・梁の断面検定 応力割増し係数によるルート2で設計

名称	まぐさ Y01-27A2	短期雪考慮	まぐさ Y01-34A2	短期雪考慮	まぐさ Y01-04A3	短期雪考慮	まぐさ Y01-16A3	短期雪考慮
位置 材質 1 / l' (m) B / D (cm) E / I (N/mm ² cm ⁴) Zx / Zy (cm ³) Lfb/Lfs (N/mm ²) sfb/sfs (N/mm ²)	1F Y0 E120F330 3.64 14.00 12000.00 5833.33 11.43 20.79	通り x2c1 - x2f1 1-140x500 1.82 50.00 145833.33 1633.33 1.04 1.89	1F Y0 通り X3 - x3b E120F330 1-140x500 4.09 14.00 12000.00 5833.33 11.43 20.79	短期雪考慮 X3 1-140x500 1.37 50.00 145833.33 1633.33 1.04 1.89	Y0 通り x0b - X1 E120F330 1-140x500 4.09 14.00 12000.00 5833.33 11.43 20.79	短期雪考慮 x0b - X1 1-140x500 1.37 50.00 145833.33 1633.33 1.04 1.89	Y0 通り E120F330 1-140x500 6.83 14.00 12000.00 5833.33 11.43 20.79	短期雪考慮 x1d1 - x1j 1-140x500 4.09 50.00 145833.33 1633.33 1.04 1.89
荷重	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外
曲げ 係数掛けない値 積雪時	-7.18 0.00 0.00 0.53	-1.42 0.00 0.00 0.30	-1.42 0.00 0.00 0.30	-1.12 0.00 0.00 0.30	-1.12 0.00 0.00 0.30	-33.67 0.00 0.00 2.66	-33.67 0.00 0.00 2.66	
せん断 係数掛けない値 積雪時	15.78 0.00 0.00 1.15	4.15 0.00 0.00 0.87	4.15 0.00 0.00 0.87	-3.28 0.00 0.00 0.87	-3.28 0.00 0.00 0.87	32.89 0.00 0.00 2.60	32.89 0.00 0.00 2.60	
応力度 σ (N/mm ²) 積雪時 検定比	1.23 1.23 1.23 0.32 (0.11) (0.06) (0.06) (0.02)	0.24 0.24 0.24 0.18 (0.02) (0.01) (0.01) (0.01)	0.24 0.24 0.24 0.18 (0.02) (0.01) (0.01) (0.01)	0.19 0.19 0.19 0.18 (0.02) (0.01) (0.01) (0.01)	0.19 0.19 0.19 0.18 (0.02) (0.01) (0.01) (0.01)	5.77 5.77 5.77 1.63 (0.50) (0.28) (0.28) (0.08)	5.77 5.77 5.77 1.63 (0.50) (0.28) (0.28) (0.08)	
せん断 τ (N/mm ²) 積雪時 検定比	0.34 0.34 0.34 0.02 (0.33) (0.18) (0.18) (0.01)	0.09 0.09 0.09 0.02 (0.09) (0.05) (0.05) (0.01)	0.09 0.09 0.09 0.02 (0.09) (0.05) (0.05) (0.01)	0.07 0.07 0.07 0.02 (0.07) (0.04) (0.04) (0.01)	0.07 0.07 0.07 0.02 (0.07) (0.04) (0.04) (0.01)	0.70 0.70 0.70 0.06 (0.68) (0.37) (0.37) (0.03)	0.70 0.70 0.70 0.06 (0.68) (0.37) (0.37) (0.03)	
たわみ δ (cm) 積雪時 L/300 L/150 (cm)	0.03 0.03 0.03 0.01 0.61 1.21 L/250= 0.73	0.00 0.00 0.00 0.00 0.46 0.91 L/250= 0.55	0.00 0.00 0.00 0.00 0.46 0.91 L/250= 0.55	0.00 0.00 0.00 0.00 0.46 0.91 L/250= 0.55	0.00 0.00 0.00 0.00 0.46 0.91 L/250= 0.55	0.67 0.67 0.67 0.34 1.37 2.73 L/250= 1.64	0.67 0.67 0.67 0.34 1.37 2.73 L/250= 1.64	
変形増大係数 Ccp	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
風圧 w	(0.8*0.76+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.268	(0.8*0.76+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.268	(0.8*0.76+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.268	(0.8*0.76+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.268	(0.8*0.76+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.268	(0.8*0.76+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.268	(0.8*0.76+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.268	

● 4-(4) まぐさ・梁の断面検定 応力割増し係数によるルート2で設計

名称	まぐさ Y01-27A3	短期雪考慮	まぐさ Y01-34A3	短期雪考慮	まぐさ Y01-04A4	短期雪考慮	まぐさ Y01-16A4	短期雪考慮
位置 材質 1 / l' (m) B / D (cm) E / I (N/mm ² cm ⁴) Zx / Zy (cm ³) Lfb/Lfs (N/mm ²) sfb/sfs (N/mm ²)	2F Y0 通り E120F330 1-140x500 6.83 14.00 12000.00 5833.33 11.43 16.63 20.79	x2a - x2f1 4.09 50.00 145833.33 1633.33 1.04 1.51 1.89	2F Y0 通り E120F330 1-140x500 4.09 14.00 12000.00 5833.33 11.43 16.63 20.79	X3 - x3b 1.37 50.00 145833.33 1633.33 1.04 1.51 1.89	Y0 通り E120F330 1-140x500 4.09 14.00 12000.00 5833.33 11.43 16.63 20.79	x0b - X1 1.37 50.00 145833.33 1633.33 1.04 1.51 1.89	Y0 通り E120F330 1-140x500 6.83 14.00 12000.00 5833.33 11.43 16.63 20.79	x1d1 - x1j 4.09 50.00 145833.33 1633.33 1.04 1.51 1.89
荷重	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外
曲げ 係数掛けない値 積雪時	M (kNm) -33.67 0.00 0.00 2.66 -33.67 0.00 0.00 2.66	M (kNm) -1.12 0.00 0.00 0.30 -1.12 0.00 0.00 0.30	M (kNm) -1.12 0.00 0.00 0.30 -1.12 0.00 0.00 0.30	M (kNm) -1.12 0.00 0.00 0.30 -1.12 0.00 0.00 0.30	M (kNm) -1.12 0.00 0.00 0.30 -1.12 0.00 0.00 0.30	M (kNm) -1.12 0.00 0.00 0.30 -1.12 0.00 0.00 0.30	M (kNm) -33.67 0.00 0.00 2.71 -33.67 0.00 0.00 2.71	M (kNm) -33.67 0.00 0.00 2.71 -33.67 0.00 0.00 2.71
せん断 係数掛けない値 積雪時	Q (kN) 32.89 0.00 0.00 2.60 32.89 0.00 0.00 2.60	Q (kN) 3.28 0.00 0.00 0.87 3.28 0.00 0.00 0.87	Q (kN) 3.28 0.00 0.00 0.87 3.28 0.00 0.00 0.87	Q (kN) 3.28 0.00 0.00 0.87 3.28 0.00 0.00 0.87	Q (kN) 3.28 0.00 0.00 0.87 3.28 0.00 0.00 0.87	Q (kN) 3.28 0.00 0.00 0.87 3.28 0.00 0.00 0.87	Q (kN) 32.89 0.00 0.00 2.64 32.89 0.00 0.00 2.64	Q (kN) 32.89 0.00 0.00 2.64 32.89 0.00 0.00 2.64
応力度 積雪時 検定比	σ (N/mm ²) 5.77 5.77 5.77 1.63 5.77 (0.50) (0.28) (0.08)	σ (N/mm ²) 0.19 0.19 0.19 0.18 0.19 (0.02) (0.01) (0.01)	σ (N/mm ²) 0.19 0.19 0.19 0.18 0.19 (0.02) (0.01) (0.01)	σ (N/mm ²) 0.19 0.19 0.19 0.18 0.19 (0.02) (0.01) (0.01)	σ (N/mm ²) 0.19 0.19 0.19 0.18 0.19 (0.02) (0.01) (0.01)	σ (N/mm ²) 0.19 0.19 0.19 0.18 0.19 (0.02) (0.01) (0.01)	σ (N/mm ²) 5.77 5.77 5.77 1.66 5.77 (0.50) (0.28) (0.08)	σ (N/mm ²) 5.77 5.77 5.77 1.66 5.77 (0.50) (0.28) (0.08)
せん断 積雪時 検定比	τ (N/mm ²) 0.70 0.70 0.70 0.06 0.70 (0.68) (0.37) (0.03)	τ (N/mm ²) 0.07 0.07 0.07 0.02 0.07 (0.07) (0.04) (0.01)	τ (N/mm ²) 0.07 0.07 0.07 0.02 0.07 (0.07) (0.04) (0.01)	τ (N/mm ²) 0.07 0.07 0.07 0.02 0.07 (0.07) (0.04) (0.01)	τ (N/mm ²) 0.07 0.07 0.07 0.02 0.07 (0.07) (0.04) (0.01)	τ (N/mm ²) 0.07 0.07 0.07 0.02 0.07 (0.07) (0.04) (0.01)	τ (N/mm ²) 0.70 0.70 0.70 0.06 0.70 (0.68) (0.37) (0.03)	τ (N/mm ²) 0.70 0.70 0.70 0.06 0.70 (0.68) (0.37) (0.03)
たわみ 積雪時 L/300 L/150 (cm)	δ (cm) 0.67 0.67 0.67 0.34 1.37 2.73 L/250= 1.64	δ (cm) 0.00 0.00 0.00 0.00 0.46 0.91 L/250= 0.55	δ (cm) 0.00 0.00 0.00 0.00 0.46 0.91 L/250= 0.55	δ (cm) 0.00 0.00 0.00 0.00 0.46 0.91 L/250= 0.55	δ (cm) 0.00 0.00 0.00 0.00 0.46 0.91 L/250= 0.55	δ (cm) 0.00 0.00 0.00 0.00 0.46 0.91 L/250= 0.55	δ (cm) 0.67 0.67 0.67 0.34 1.37 2.73 L/250= 1.64	δ (cm) 0.67 0.67 0.67 0.34 1.37 2.73 L/250= 1.64
変形増大係数 Ccp	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
風圧 w	(0.8*0.76+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.268	(0.8*0.76+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.268	(0.8*0.76+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.268	(0.8*0.76+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.268	(0.8*0.76+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.268	(0.8*0.76+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.268	(0.8*0.78+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.291	(0.8*0.78+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.291

● 4-(4) まぐさ・梁の断面検定 応力割増し係数によるルート2で設計

名称	まぐさ Y01-27A4	短期雪考慮	まぐさ Y01-34A4	短期雪考慮	まぐさ Y01-04A5	短期雪考慮	まぐさ Y01-16A5	短期雪考慮
位置 材質 1 / l' (m) E / D (cm) E / I (N/mm ² cm ⁴) Zx / Zy (cm ³) Lfb/Lfs (N/mm ²) sfb/sfs (N/mm ²)	3F Y0 通り E120F330 1-140x500 4.09 6.83 14.00 12000.00 5833.33 11.43 16.63 20.79	x2a - x2f1 4.09 50.00 145833.33 1633.33 1.04 1.51 1.89	3F Y0 通り E120F330 1-140x500 4.09 14.00 12000.00 5833.33 11.43 16.63 20.79	X3 - x3b 1.37 50.00 145833.33 1633.33 1.04 1.51 1.89	4F S-P-F-2 通り 3-210 4.09 3.80 9600.00 1049.27 6.19 9.01 11.26	x0b - X1 1.37 23.50 12328.98 169.67 0.76 1.10 1.38	4F Y0 通り E120F330 1-612 6.83 14.00 12000.00 1908.57 12.10 17.60 22.00	x1d1 - x1j 4.09 28.60 27292.60 934.27 1.10 1.60 2.00
荷重	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外	長期 地震 風 風面 外
曲げ 係数掛けない値 積雪時	-33.67 0.00 0.00 2.71	0.00 0.00 0.00 0.30	-1.12 0.00 0.00 0.30	0.00 0.00 0.00 0.30	-0.64 0.00 0.00 0.34	0.00 0.00 0.00 0.34	-15.09 0.00 0.00 3.10	0.00 0.00 0.00 3.10
せん断 係数掛けない値 積雪時	32.89 0.00 0.00 2.64	0.00 0.00 0.00 0.88	3.28 0.00 0.00 0.88	0.00 0.00 0.00 0.88	-1.87 0.00 0.00 1.01	0.00 0.00 0.00 1.01	-14.74 0.00 0.00 3.03	0.00 0.00 0.00 3.03
応力度 σ (N/mm ²) 積雪時 検定比	5.77 5.77 5.77 1.66	0.19 0.19 0.19 0.18	0.19 0.19 0.19 0.18	0.19 0.19 0.19 0.18	0.61 0.61 0.61 2.03	0.61 0.61 0.61 2.03	7.91 7.91 7.91 3.32	9.86 7.91 7.91 3.32
せん断 τ (N/mm ²) 積雪時 検定比	0.70 0.70 0.70 0.06	0.07 0.07 0.07 0.02	0.07 0.07 0.07 0.02	0.07 0.07 0.07 0.02	0.10 0.10 0.10 0.06	0.10 0.10 0.10 0.06	0.55 0.55 0.55 0.11	0.69 0.55 0.55 0.11
たわみ δ (cm) 積雪時 L/300 L/150 (cm)	0.67 0.67 0.67 0.34	0.00 0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00 0.00	0.02 0.02 0.02 0.22	0.02 0.02 0.02 0.22	1.61 1.61 1.61 0.69	1.37 2.73 2.73 0.69
変形増大係数 Ccp	2.00	L/250= 1.64	0.91 L/250= 0.55	0.91 L/250= 0.55	0.91 L/250= 0.55	0.91 L/250= 0.55	2.73 L/250= 1.64	2.73 L/250= 1.64
風圧 w	(0.8*0.78+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.291	(0.8*0.78+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.291	(0.8*0.78+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.291	(0.8*0.78+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.291	(0.8*0.93+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.478	(0.8*0.93+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.478	(0.8*0.93+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.478	(0.8*0.93+0.2)*0.78 * 4.00 / 2 = 1.478

通り名称---> [Y1]

R階		Wt (WNR)		GM (GQ)	Wt (WNR)	GM (GQ)	Wt (WNR)
	H		Wt (WNR)		GM (GQ)		Wt (WNR)
3階		Wt (WNR)		GM (GQ)	Wt (WNR)		Wt (WNR)
	H		Wt (WNR)		GM (GQ)		Wt (WNR)
2階		Wt (WNR)		GM (GQ)	Wt (WNR)		Wt (WNR)
	H		Wt (WNR)		GM (GQ)		Wt (WNR)
1階		Wt (WNR)		GM (GQ)	Wt (WNR)		Wt (WNR)

WRC階の場合

Wt (WQt)	GM (GQ1)	GMc	Wt (WQt)	GM (GQ1)	GMc	Wt (WQt)
	Wb (WQb)		GMr (GQR)	Wb (WQb)		GMr (GQR)
	GM (GQ1)	GMc	GM (GQ1)	GMc		GM (GQ1)
			Wb (WQb)			Wb (WQb)

GM : 梁の曲げモーメント検定値
 GQ : 梁のせん断力検定値 (一般)
 WNR : たて枠の検定値 (開口脇)
 Wt : たて枠のめり込み検定値 (一般)
 (WNR) : たて枠のめり込み検定値 (開口脇)

* : NG
 H : 階高
 (mm)

GMI : 梁左端の曲げモーメント検定値
 GMc : 梁中央の曲げモーメント検定値
 GMr : 梁右端の曲げモーメント検定値
 (GQ1) : 梁左端のせん断力検定値
 (GQR) : 梁右端のせん断力検定値
 Wt : 壁頭の曲げモーメント検定値
 Wb : 壁脚の曲げモーメント検定値
 (WQt) : 壁頭のせん断力検定値
 (WQb) : 壁脚のせん断力検定値
 * : NG

[X0]

[X1]

PHR				0.18 (0.26)	0.16 (0.11)	0.08 (0.17)
4000						
PH1F	0.08 (0.17)	0.07 (0.09)	0.17 (0.25)	0.32 (0.46)	0.45 (0.32)	0.18 (0.38)
4000						
4F	0.02 (0.11)	0.23 (0.15)	0.06 (0.08)	0.04 (0.14)	0.38 (0.25)	0.02 (0.11)
4000						
3F	0.02 (0.11)	0.38 (0.18)	0.20 (0.13)	0.04 (0.14)	0.54 (0.25)	0.02 (0.11)
4000						
2F	0.15 (0.06)	0.33 (0.22)	0.04 (0.16)	0.04 (0.16)	0.19 (0.10)	0.47 (0.31)
4000						
1F	0.00 (0.00)	0.00 (0.01)	0.00 (0.01)	0.03 (0.03)	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)
	0.03 (0.03)	0.01 (0.01)	0.00 (0.01)	0.01 (0.01)		

PHR				1.12* (0.70)	0.19 (0.19)	
4000						
PH1F	0.06 (0.04)	0.31 (0.33)	0.59 (0.62)	0.23 (0.15)	0.14 (0.14)	
4000						
4F	0.21 (0.14)	0.06 (0.04)	0.06 (0.18)	0.37 (0.25)	0.20 (0.13)	
4000						
3F	0.35 (0.15)	0.18 (0.12)	0.06 (0.18)	0.52 (0.22)	0.32 (0.22)	
4000						
2F	0.14 (0.09)	0.31 (0.18)	0.07 (0.21)	0.18 (0.11)	0.45 (0.27)	
4000						
1F	0.00 (0.00)	0.00 (0.00)	0.00 (0.02)	0.05 (0.03)	0.00 (0.00)	
	0.05 (0.03)	0.02 (0.01)	0.00 (0.02)	0.02 (0.01)		

910 910 910 910 910 910 910 910 910 910
Y0 y0a y0b y0c y0d y0e y0FY1y1a Y1b y1c y1d y1e y1f Y2

910 910 910 910 910 910 910 910 910 910
Y0 y0a y0b y0c y0d y0e y0FY1y1a Y1b y1c y1d y1e y1f Y2

[X0]

[X1]

PHR			0.10 (0.14)	0.04 (0.09)
4000				
PH1F	0.04 (0.09)	(1.19)*	0.18 (0.25)	0.10 (0.21)
4000				
4F	0.01 (0.06)	(0.96)	0.02 (0.08)	0.01 (0.06)
4000				
3F	0.01 (0.06)	(0.45)	0.02 (0.08)	0.01 (0.06)
4000				
2F		(0.74)	0.02 (0.09)	0.62 (0.74)
4000				
1F	0.00 (0.00)	2.50* (0.33)	1.25* (0.34)	2.54* (0.35)

PHR			0.02 (0.38)	0.72 (0.72)
4000				
PH1F	0.39 (0.39)		0.17 (0.18)	0.32 (0.34)
4000				
4F	0.69 (0.69)		0.03 (0.10)	0.03 (0.84)
4000				
3F	0.96 (0.96)		0.03 (0.10)	0.03 (0.96)
4000				
2F		(1.07)*	0.04 (0.12)	0.04 (0.98)
4000				
1F	0.00 (0.00)	2.89* (0.28)	1.48* (0.26)	2.95* (0.30)

Y0	910	910	910	910	910	910	910	910	910			
	y0a	y0b	y0c	y0d	y0e	y0FY1y1a	Y1b	Y1c	y1d	y1e	y1f	Y2

Y0	910	910	910	910	910	910	910	910	910			
	y0a	y0b	y0c	y0d	y0e	y0FY1y1a	Y1b	Y1c	y1d	y1e	y1f	Y2

壁軸力の算定表
応力割増し係数によるルート2で設計
(kN)

● [地震時]

名称 階 通り	Y08-01A6 PH1F Y1			Y15-01A6 PH1F Y2			X01-10A6 PH1F X0			X05-11A6 PH1F X1			Y01-01A5 4F			Y0					
	X0	R	L	X0	R	L	Y1b	L	R	y1c	L	R	Y2	L	R	X0	L	R	x0b	L	R
M s / b	-100.08	100.08	107.23	-115.28	115.28	123.51	-58.75	58.75	58.75	-56.62	56.62	52.84	52.84	-52.84	-52.84	-66.68	66.68	66.68	71.44	-71.44	-71.44
N S / 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
N L t / 2	-100.08	100.08	107.23	-115.28	115.28	123.51	-58.75	58.75	58.75	-56.62	56.62	52.84	52.84	-52.84	-52.84	-66.68	66.68	66.68	71.44	-71.44	-71.44
直交壁効果	6.98	6.98	6.98	4.44	4.44	4.44	10.85	10.85	10.85	12.73	12.73	12.73	12.73	12.73	12.73	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37	4.37
Σ N t	-93.10	0.00	-100.25	-110.84	0.00	-119.07	-47.91	0.00	-47.91	-43.89	0.00	-40.11	-40.11	-40.11	-40.11	-62.31	0.00	0.00	0.00	0.00	-67.08
(係数無し値)	(-64.51)	7.45	(-64.51)	(-77.90)	4.64	(-77.90)	(-28.32)	12.36	(-28.32)	(-25.01)	14.33	(-25.01)	(-25.01)	(-25.01)	(-25.01)	(-43.26)	4.56	(-43.26)	4.56	4.56	(-43.26)
N L c / 2	107.53	114.68	114.68	119.92	128.15	128.15	71.11	71.11	71.11	70.95	70.95	67.18	67.18	67.18	67.18	71.24	76.01	76.01	76.01	76.01	76.01
Σ N c	(78.93)	(78.93)	(78.93)	(86.98)	(86.98)	(86.98)	(51.53)	(51.53)	(51.53)	(52.08)	(52.08)	(52.08)	(52.08)	(52.08)	(52.08)	(52.19)	(52.19)	(52.19)	(52.19)	(52.19)	(52.19)
(係数無し値)																					
端部金物 配置 耐力 判定	1-ATS-4 129.00 OK	1-ATS-4 129.00 OK	1-ATS-4 129.00 OK	1-ATS-4 129.00 OK	1-ATS-4 129.00 OK	1-ATS-4 129.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	
通し ボルト	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
径 判定	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
くぎ名称 くぎ必要本数	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
CLT壁 端部柱 金物 配置 耐力 判定																					

壁軸力の算定表

応力割増し係数によるルート2で設計 (kN)

[地震時]

名称 階 通り	Y01-05A5 4F		Y01-17A5 4F		Y01-28A5 4F		Y01-35A5 4F		Y08-01A5 4F		Y1		
	X1	X1d1	x1j	x2a	x2f1	X3	x3b	X4	X0	R	L	R	L
耐力壁脚部位置													
加力方向	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R
M s / b	-71.44	71.44	-71.44	71.44	-71.44	71.44	-71.44	71.44	-68.25	68.25	73.12	-73.12	
N S / 2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-40.03	40.03	-42.89	42.89	
N L t / 2	-71.44	71.44	-71.44	71.44	-71.44	71.44	-71.44	71.44	-108.28	108.28	30.23	-30.23	
直交壁効果	18.01	18.01	18.00	18.00	18.01	18.01	18.01	18.01	16.49	16.49	16.49	16.49	
Σ N t	1.84	1.84	0.00	0.00	1.84	1.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
(係数無し値)	-51.60	-51.60	-53.45	-53.45	-51.60	-51.60	-67.08	-62.31	-91.80	-60.86	17.88	-13.75	
N L c / 2	(-27.78)	(-27.78)	(-29.63)	(-29.63)	(-27.78)	(-27.78)	(-43.26)	(-43.26)	(-60.86)	(-60.86)	(-38.04)	(-3.67)	
Σ N c	21.27	21.27	21.50	21.50	21.27	21.27	4.56	4.56	17.88	17.88	17.88	17.88	
(係数無し値)	92.72	92.72	92.94	92.94	92.71	92.71	76.01	71.24	126.16	126.16	48.11	48.11	
Σ N c	(68.90)	(68.90)	(69.13)	(69.13)	(68.90)	(68.90)	(52.19)	(52.19)	(95.23)	(95.23)	(38.04)	(38.04)	
端部金物 配置 耐力 判定	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 129.00 OK	1-ATS-4 129.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	1-ATS-4 80.00 OK	
通し ボルト	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
径 判定	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
くぎ名称 くぎ必要本数	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
CLT壁 端部柱 金物 配置 耐力 判定													

● 壁軸力の算定表 応力割増し係数によるルート2で設計 (kN)

[地震時]

名称 階 通り	Y01-05A4 3F			Y01-17A4 3F			Y01-28A4 3F			Y01-35A4 3F			Y08-01A4 3F			Y1				
	XI	R	L	R	L	R	R	L	R	x2f1	R	L	R	x3b	R		L	R	X0	x0b
耐力壁脚部位置				x1d1			x1j			x2a				x3				X4		
加力方向																				
M s / b	-89.26	89.26	-89.26	89.26	-89.26	89.26	-89.26	89.26	-89.26	89.26	-89.26	89.26	-89.26	89.26	-89.26	89.26	-89.26	89.26	-89.26	89.26
N S / 2	43.65	-43.65	43.65	-43.65	43.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Σ N S	-45.61	45.61	132.91	-132.91	132.91	89.26	89.26	89.26	89.26	89.26	89.26	89.26	89.26	89.26	89.26	89.26	89.26	89.26	89.26	89.26
N L t / 2	58.20	58.20	58.20	58.20	58.20	57.96	57.96	57.96	57.96	57.96	57.96	57.96	57.96	57.96	57.96	57.96	57.96	57.96	57.96	57.96
直交壁効果	5.90	5.90	5.90	5.90	5.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Σ N t	18.49	18.49	18.49	18.49	18.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
(係数無し値)	(33.69)	(33.69)	(33.69)	(33.69)	(33.69)	(-24.51)	(-24.51)	(-24.51)	(-24.51)	(-24.51)	(-24.51)	(-24.51)	(-24.51)	(-24.51)	(-24.51)	(-24.51)	(-24.51)	(-24.51)	(-24.51)	(-24.51)
N L c / 2	69.62	69.62	69.62	69.62	69.62	70.21	70.21	70.21	70.21	70.21	70.21	70.21	70.21	70.21	70.21	70.21	70.21	70.21	70.21	70.21
Σ N c	115.23	115.23	202.53	202.53	202.53	159.47	159.47	159.47	159.47	159.47	159.47	159.47	159.47	159.47	159.47	159.47	159.47	159.47	159.47	159.47
(係数無し値)	(100.02)	(100.02)	(100.02)	(100.02)	(100.02)	(129.71)	(129.71)	(129.71)	(129.71)	(129.71)	(129.71)	(129.71)	(129.71)	(129.71)	(129.71)	(129.71)	(129.71)	(129.71)	(129.71)	(129.71)
端部金物 配置 耐力 判定	—	—	—	1-ATS-3 200.00 OK	—	—	1-ATS-3 200.00 OK	—	—	—	—	—	—	1-ATS-3 200.00 OK	—	—	—	—	—	—
通し ボルト	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
径 判定	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
くぎ名称 くぎ必要本数	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
CLT壁 端部柱 金物 配置 耐力 判定	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

壁軸力の算定表

応力割増し係数によるルート2で設計 (kN)

[地震時]

名称 階 通り	Y01-05A3 2F		Y0		Y01-17A3 2F		Y0		Y01-28A3 2F		Y0		Y01-35A3 2F		Y0		Y08-01A3 2F		Y1		
	XI	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	
耐力壁脚部位置				x1d1		x1j		x2a		x2f1		x3		x3b		x4		X0		x0b	
加力方向																					
M s / b	-123.16	123.16	123.16	123.16	123.16	123.16	123.16	123.16	123.16	-123.16	123.16	123.16	123.16	-123.16	123.16	114.95	114.95	115.58	115.58	123.83	-123.83
N S / 2	100.77	-100.77	100.77	-100.77	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-100.77	100.77	-100.77	100.77	151.16	-151.16	141.08	-141.08	-154.19	154.19	-165.21	165.21
N L t / 2	-22.39	22.39	223.94	-223.94	123.16	123.16	123.16	123.16	123.16	-223.94	223.94	22.39	-22.39	28.00	-28.00	256.03	-256.03	-269.77	269.77	-41.38	41.38
直交壁効果	98.39	9.97	9.97	98.39	97.92	97.92	97.92	97.92	98.38	98.38	98.38	98.38	98.38	21.87	0.00	21.87	0.00	39.01	0.00	39.01	0.00
Σ N t	85.97	9.97	9.97	-115.58	0.00	0.00	0.00	0.00	9.97	9.97	9.97	9.97	9.97	49.87	0.00	49.87	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
(係数無し値)	(93.43)	117.96	117.96	(-40.94)	(15.81)	(15.81)	(15.81)	(15.81)	(93.42)	(-40.94)	117.96	117.96	117.96	(40.54)	23.04	23.04	23.04	43.05	43.05	43.05	43.05
N L c / 2	140.35	341.90	341.90	242.07	242.07	242.07	242.07	242.07	341.88	341.88	341.88	140.34	140.34	-4.96	-4.96	279.07	279.07	312.82	312.82	1.67	1.67
Σ N c	(132.89)	(267.25)	(267.25)	(201.02)	(201.02)	(201.02)	(201.02)	(201.02)	(267.24)	(267.24)	(267.24)	(132.87)	(132.87)	(4.37)	(4.37)	(205.92)	(205.92)	(235.74)	(235.74)	(15.47)	(15.47)
(係数無し値)																					
端部金物 配置				1-ATS-2		1-ATS-2		1-ATS-2		1-ATS-2		1-ATS-2				1-ATS-2		1-ATS-2			
耐力判定				OK		OK		OK		OK		OK				OK		OK			
径判定																					
通しボルト																					
くぎ名称																					
くぎ必要本数																					
CLT壁 配置																					
端部柱 耐力判定																					
金物 耐力判定																					

● 壁軸力の算定表 応力割増し係数によるルート2で設計 (kN)

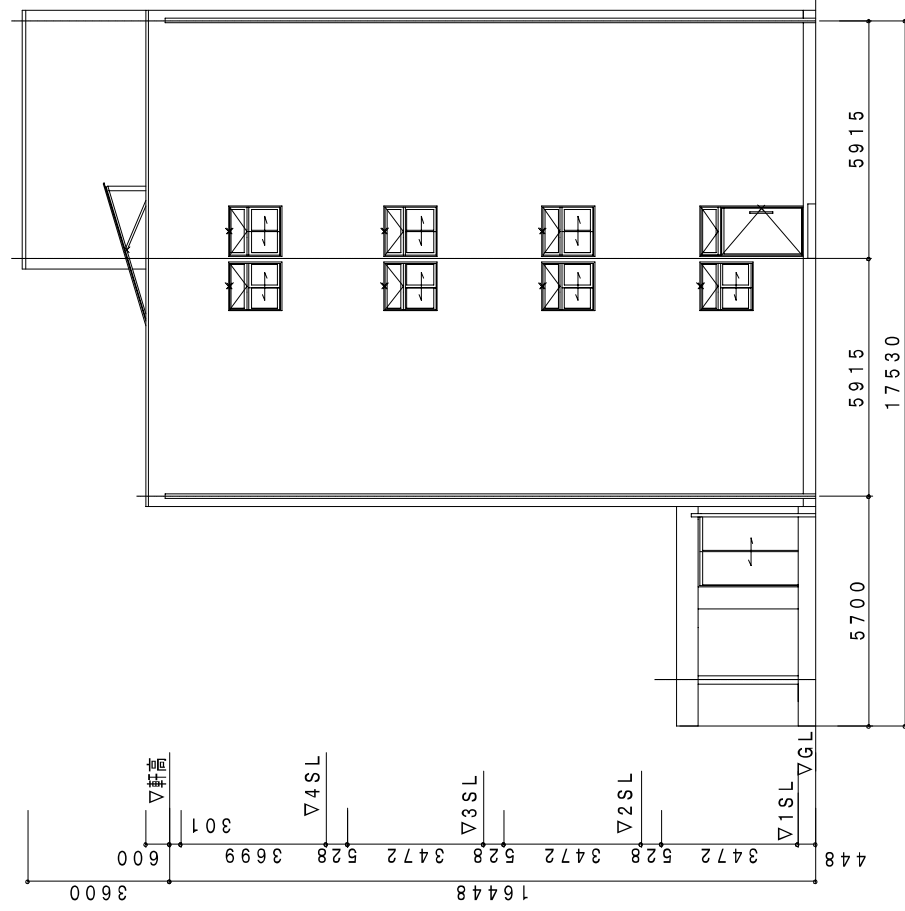
[地震時]

名称階通り	Y01-05A2 IF		Y0		Y01-17A2 IF		Y0		Y01-28A2 IF		Y0		Y01-35A2 IF		Y0		Y08-01A2 1F		Y1				
	X1	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	R	L	X0	R	L	R	L	
耐力壁脚部位置				x1d1			x2a			x2f1		X3		x3b		X4						x0b	
加力方向																							
M s / b	-761.30	761.30	761.30	-761.30	351.37	-351.37	351.37	-351.37	351.37	-761.30	761.30	761.30	-761.30	-351.37	351.37	327.95	-327.95	-449.12	449.12	449.12	-449.12	449.12	-449.12
N S / 2	129.65	-129.65	129.65	-129.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-129.65	129.65	-129.65	129.65	208.22	-208.22	194.34	-194.34	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Σ N S	-631.65	631.65	890.96	-890.96	-351.37	351.37	351.37	-351.37	351.37	-890.96	890.96	631.65	-631.65	-143.15	143.15	522.28	-522.28	-449.12	449.12	449.12	-449.12	449.12	-449.12
N L t / 2	134.73	-134.73	134.73	-134.73	125.43	-125.43	125.43	-125.43	125.43	134.72	-134.72	134.72	-134.72	30.50	-30.50	30.50	-30.50	58.12	-58.12	58.12	-58.12	58.12	-58.12
直交壁効果	14.94	-14.94	14.94	-14.94	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	14.94	-14.94	14.94	-14.94	0.00	0.00	0.00	-0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Σ N t	-481.98	481.98	-741.30	741.30	-225.94	225.94	-225.94	225.94	-225.94	-741.30	741.30	-481.99	481.99	-112.65	112.65	-491.78	491.78	-391.00	391.00	0.00	0.00	0.00	0.00
(係数無し値)																							
N L c / 2	160.77	-160.77	160.77	-160.77	151.80	-151.80	151.80	-151.80	151.80	160.75	-160.75	160.75	-160.75	31.94	-31.94	31.94	-31.94	66.09	-66.09	66.09	-66.09	66.09	-66.09
Σ N c	792.43	-792.43	1051.73	-1051.73	503.18	-503.18	503.18	-503.18	503.18	1051.71	-1051.71	792.41	-792.41	175.09	-175.09	554.22	-554.22	515.21	-515.21	515.21	-515.21	515.21	-515.21
(係数無し値)																							
端部金物	1-TOKUSHU	600.00	OK	1-TOKUSHU	600.00	OK	1-TOKUSHU	600.00	OK	1-TOKUSHU	600.00	NG	1-TOKUSHU	600.00	OK	1-TOKUSHU	600.00	OK	1-TOKUSHU	600.00	OK	1-TOKUSHU	600.00
配置耐力判定																							
通しボルト																							
径判定																							
配置耐力判定																							
くぎ名称																							
くぎ必要本数																							
CLT壁端部柱金物	0.00									0.00				0.00				0.00					0.00
配置耐力判定																							

● 枠判定データ

壁のモデル化	壁倍率で入力
壁の基準強度 (N/m)	1960
壁の基準変形角	1 / 150
材 寸 法	204
枠組材強度	S-P-F_T
品確法で計算	しない
耐震等級 耐風等級 耐雪等級	等級1 等級1 等級1
屋根構面の指定	建物最外線
転倒用建物寸法 (m)	X 0.00 Y 0.00
布基礎本数 支持力(長期) 布基礎底版幅 追加荷重	X 0 Y 0 100.0 0.00 0.00
直交方向軸力を見込む まぐさ、梁のたわみ たわみに変形増大係数を考慮 変形増大係数	有効(910 mm) 1/250 かつ 20 mm 以下 する 2.00
応力解析モデル 耐力壁に作用するせん断力	ラーメン置換モデル 地震力・風圧力からのせん断力
壁の許容せん断耐力 耐力壁の塑性率 μ	降伏せん断耐力と同じ値 6.00
金物算定方法	応力の引き抜き力
最下階WRCの場合に建物全体で剛性を計算	しない
令46条の必要壁量(地震)の割増し係数	1.00
混構造 剛性率による地震力の割増し	しない
応力割増し係数によるルート2で設計 壁端部引張接合部 たて枠	する 垂壁あり 2.2 垂壁なし 2.3 垂壁あり 1.5 垂壁なし 1.4 垂壁あり 1.4 垂壁なし 1.4

受圧面積の算定

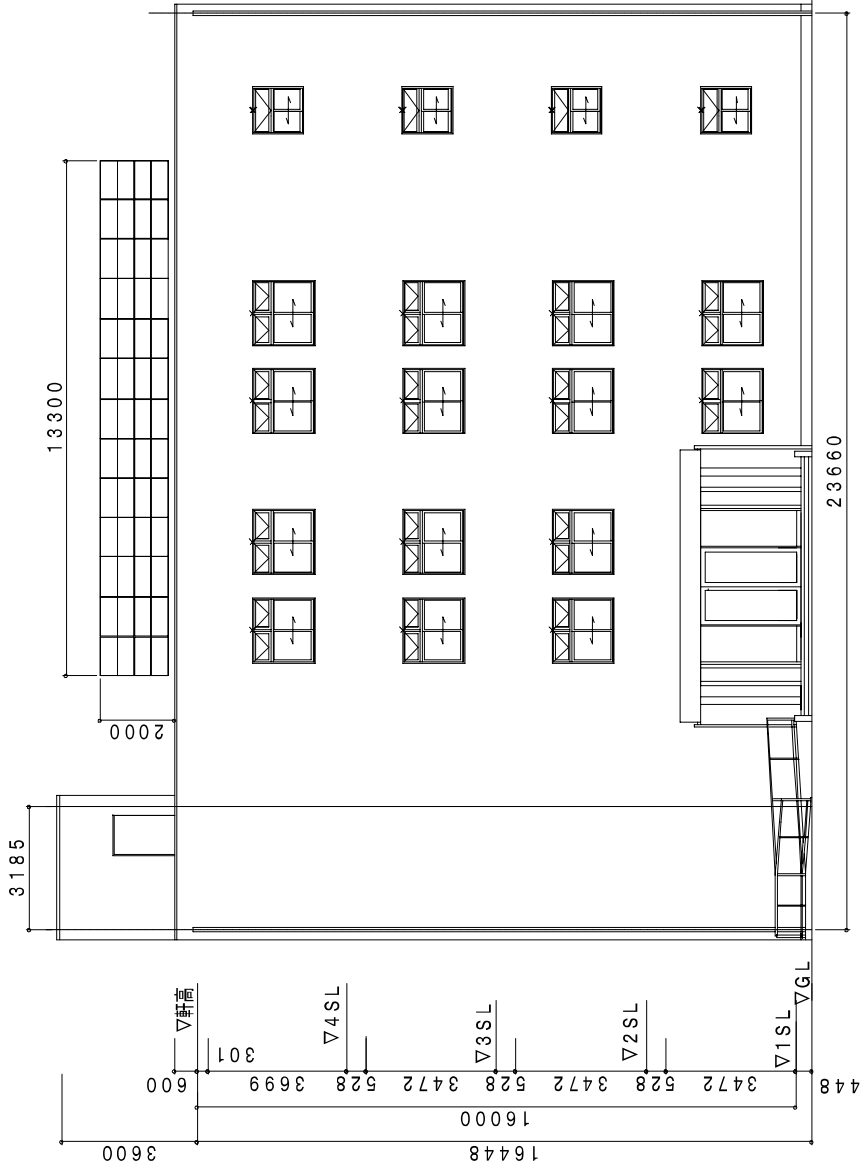


※ 受圧面積は、仕上げを片側150mm見込んで計算を行う。

方向	階	受圧面積(WA)	(m ²)	
X	P H	上	6.22 × 1.80 =	11.20
		下	6.22 × 1.80 =	11.20
	R		5.92 × 0.60 +	
			2.00 × 2.00 =	7.55
	4		12.13 × 2.00 =	24.26
			12.13 × 2.00 =	24.26
	3		12.13 × 2.00 =	24.26
			12.13 × 2.00 =	24.26
	2		12.13 × 2.00 =	24.26
			12.13 × 2.00 =	24.26
	1		17.83 × 2.00 =	35.66

X 方向 見付面積

1, 見付面積



※ 受圧面積は、仕上げを片側150mm見込んで計算を行う。

方向	階	受圧面積(WA)	(m ²)	
Y	P H	上	3.49 × 1.80 =	6.28
		下	3.49 × 1.80 =	6.28
	R		20.48 × 0.60 +	
			13.30 × 2.00 =	38.89
	4		23.96 × 2.00 =	47.92
			23.96 × 2.00 =	47.92
	3		23.96 × 2.00 =	47.92
			23.96 × 2.00 =	47.92
	2		23.96 × 2.00 =	47.92
			23.96 × 2.00 =	47.92
	1		23.96 × 2.00 =	47.92
			23.96 × 2.00 =	47.92

Y 方向見付面積

2. 許容スパンの設計

仮定荷重

陸屋根

1 - 210

使用材料 SPF

N/m

$$1910 \quad X \quad 0.455 = 869$$

N/cm

$$\downarrow$$

$$\Sigma W = 8.69$$

$$\Sigma W = 3.23$$

(たわみ用)

$$fb = 0.68 \times 1.25 \times 792 = 673 \text{ N/cm}^2$$

$$LM = \sqrt{\frac{8 \cdot Z \cdot fb}{W}} = 466 \text{ cm}$$

$$LQ = \frac{2 \cdot A \cdot fs}{W} = 1356 \text{ cm}$$

Min = 443 cm

$$L_{1/250} = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot E \cdot I}{5 \cdot 250 \cdot W \cdot 2}} = 572 \text{ cm}$$

$$L_{1.0} = \sqrt[4]{\frac{384 \cdot 1.0 \cdot E \cdot I}{5 \cdot W}} = 553 \text{ cm}$$

$$L_{1/400} = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot E \cdot I}{5 \cdot 400 \cdot W}} = 443 \text{ cm}$$

仮定荷重

事務所(床)

1 - 414

使用材料 LVL140E

N/m

4370

$$X \quad 0.455 = 1988$$

N/cm

↓

$$\Sigma W = 19.88$$

$$\Sigma W = 14.42$$

(たわみ用)

$$fb = 0.68 \times 1.25 \times 792 = 673 \text{ N/cm}^2$$

$$LM = \sqrt{\frac{8 \cdot Z \cdot fb}{W}} = 975 \text{ cm}$$

$$LQ = \frac{2 \cdot A \cdot fs}{W} = 3970 \text{ cm}$$

Min = 677 cm

$$L_{1/250} = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot E \cdot I}{5 \cdot 250 \cdot W \cdot 2}} = 749 \text{ cm}$$

$$L_{1.0} = \sqrt[4]{\frac{384 \cdot 1.0 \cdot E \cdot I}{5 \cdot W}} = 677 \text{ cm}$$

$$L_{1/400} = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot E \cdot I}{5 \cdot 400 \cdot W}} = 725 \text{ cm}$$

仮定荷重

陸屋根

1 - 410

使用材料 E120-F330

N/m

1910

$$X \quad 0.455 = 869$$

N/cm

↓

$$\Sigma W = 8.69$$

$$\Sigma W = 3.23$$

(たわみ用)

$$fb = 1.210 \text{ N/cm}^2$$

$$fs = 110 \text{ N/cm}^2$$

$$LM = \sqrt{\frac{8 \cdot Z \cdot fb}{W}} = 965 \text{ cm}$$

$$LQ = \frac{2 \cdot A \cdot fs}{W} = 5293 \text{ cm}$$

Min = 634 cm

$$L_{1/250} = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot E \cdot I}{5 \cdot 250 \cdot W \cdot 2}} = 819 \text{ cm}$$

$$L_{1.0} = \sqrt[4]{\frac{384 \cdot 1.0 \cdot E \cdot I}{5 \cdot W}} = 724 \text{ cm}$$

$$L_{1/400} = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot E \cdot I}{5 \cdot 400 \cdot W}} = 634 \text{ cm}$$

仮定荷重

事務所(床)

1 - 210

使用材料 SPF

N/m

4370

$$X \quad 0.455 = 1988$$

N/cm

↓

$$\Sigma W = 19.88$$

$$\Sigma W = 14.42$$

(たわみ用)

$$fb = 0.68 \times 1.25 \times 792 = 673 \text{ N/cm}^2$$

$$fs = 66 \text{ N/cm}^2$$

$$LM = \sqrt{\frac{8 \cdot Z \cdot fb}{W}} = 308 \text{ cm}$$

$$LQ = \frac{2 \cdot A \cdot fs}{W} = 593 \text{ cm}$$

Min = 308 cm

$$L_{1/250} = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot E \cdot I}{5 \cdot 250 \cdot W \cdot 2}} = 348 \text{ cm}$$

$$L_{1.0} = \sqrt[4]{\frac{384 \cdot 1.0 \cdot E \cdot I}{5 \cdot W}} = 381 \text{ cm}$$

$$L_{1/400} = \sqrt[3]{\frac{384 \cdot E \cdot I}{5 \cdot 400 \cdot W}} = 336 \text{ cm}$$

3 基礎の設計

3-1 べた基礎の算定

$$W = (\sum w + WF) / A = \frac{7609.26}{279.90} \times 1.1 = 29.90 \text{ KN/m}^2$$

2-(3)壁軸力表より
ばらつき係数

底版面積 = 279.90 m²

3-2 基礎自重の算定

$$FG1 = \begin{matrix} \text{〔比重〕} & \text{〔 W 〕} & \text{〔 H 〕} & \text{〔 L 〕} \\ 24.0 \times & 0.30 \times & 1.20 \times & 118.30 = 1022.11 \text{ KN} \end{matrix}$$

3-3 接地圧の算定

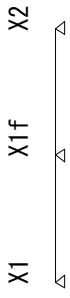
上載							
FG1	1022.11 /	279.90	=	29.90			
底版	24.00 ×	0.35	=	8.40			
			Σ W	=	41.96		

3-4 地反力の算定

$$\begin{matrix} \text{底版用} & W1 = 29.90 & + & 3.65 & = & 33.56 & \text{KN/m}^2 \\ \text{梁用} & W2 & & & = & 29.90 & \text{KN/m}^2 \end{matrix}$$

基礎梁の設計(長期)

FG1



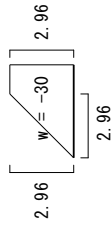
L m	4.33	4.33
B mm	350	350
D mm	1200	1200
ϕ	1.00	1.00

応力計算方法：RC規準による略算，M0の値：中央モーメント
 変形増大係数：8，ヤング係数： $2.10 \times 100000\text{N}/\text{mm}^2$
 荷重種別：長期，使用材料：コンクリート Fc21 主筋 SD345 ST. SD295

荷重項の計算

- X1-X1f
 L = 4.33m, 梁自重 なし

1番目の荷重 (両側)



CL = $-159\text{kN}\cdot\text{m}$, CR = $-225\text{kN}\cdot\text{m}$, M0 = $-291\text{kN}\cdot\text{m}$, QL = -166kN , QR = -340kN

・ X1f-X2

L = 4.33m, 梁自重 なし

1番目の荷重 (両側)

$$2.96 \left[\begin{array}{c} \boxed{w = -30} \end{array} \right]$$

CL = -277kN·m, CR = -277kN·m, M0 = -416kN·m, QL = -385kN, QR = -385kN

応力と変位の計算

軸名	左端M	中央M	右端M (kN·m)	D/L	δ (mm)	δ/L
X1-X1f	-95	-166	-292	1/4	-0.8	1/5101
X1f-X2	-360	-235	-166	1/4	-1.5	1/2933

断面計算

符号	X1f端			X2f端		
位置	X1端	中央	X1f端	X1f端	中央	X2端
断面 mm	B x D = 124	350 x 1200	B x D = 124	B x D = 350 x 1200	98	124
dt mm	124	98	124	124	98	124
主筋 上	3/2-D25	3-D25	3/2-D25	3/2-D25	3-D25	3/2-D25
下	3/2-D25	3-D25	3/2-D25	3/2-D25	3-D25	3/2-D25
pt %	0.67	0.39	0.67	0.67	0.39	0.67
ML kN·m (検定)	96 (0.18)	166 (0.53)	293 (0.56)	361 (0.69)	236 (0.75)	166 (0.32)
Mcr kN·m						
ST.	2-D13@200	2-D13@200	2-D13@200	2-D13@200	2-D13@200	2-D13@200
pw %	(0.36)	(0.36)	(0.36)	(0.36)	(0.36)	(0.36)
QL kN (検定)	166 (0.32)		340 (0.66)	385 (0.75)		385 (0.75)
α	2.00		2.00	2.00		2.00

底板の設計

FS1

$l_x = 5.92m, l_y = 11.83m, t = 350mm, dt = 70mm$ $w = -34kN/m^2 \rightarrow l_y/l_x = 2.00$ 支持条件：四辺固定（略算），使用材料：Fc21, SD295 荷重の種別：長期，応力の割増率：1.00，変形増大係数：16					
		短辺端部	短辺中央	長辺端部	長辺中央
M	kN·m	93.4	62.3	49.6	33.1
at	mm ²	1956	1304	1078	718
Q	kN	102.7		92.6	
上端筋		D16@100	D16@100	D13@100	D13@100
下端筋		D16@100	D16@100	D13@100	D13@100
検定比		0.98	0.66	0.85	0.57
$t/l_x = 1/17, \tau_{max} = 0.42N/mm^2 < 0.70$					

基礎梁の設計 (短期)

(Y0通り,X1~X1f)

$$LM = 277.0 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$LQ = 385.0 \text{ KN}$$

$$sM = 277.0 + 480.0 = 757.00 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$sQ = 385.0 + 76.0 \times 1.5 = 499.00 \text{ KN}$$

<断面算定>

$$b = 35 \quad D = 120 \quad d = 113 \quad j = 7/8d = 98.9 \text{ cm}$$

$$at = \frac{M}{ft \cdot j} = \frac{75700}{29.5 \times 98.9} = 25.95 \text{ cm}^2 \quad 5-D25 \quad at = 25.35$$

$$\tau = \frac{Q}{\alpha \cdot b \cdot j} = \frac{4990}{2 \times 35 \times 98.9} = 0.72 \quad < fs = 1.05N/mm^2 (Fc21)$$

CLT+2 x 4による立面混構造の合理的設計法検討委員会 (CLTと枠組壁工法による中高層建築物の立面混構造に関する合理的設計法の実用化・普及事業)

第1回委員会議事次第・議事録

(敬称略)

開催日時 : 2025年6月3日(火) 14:00~16:00
開催方法 : Web 会議 (Microsoft Teams)
出席者 : (順不同、敬称略、 は欠席)
委員長 : 五十田 博
委員 : 荒木 康弘、辻 拓也、岡部 実、難波 宗功、太田 啓明
協力委員 : 石崎 宣彦、上田 萌香、高橋 風鈴
オブザーバー : (協会会員からの参加者を調整中)
コンサルタント : 白戸 幸裕
事務局 : 加藤邦彦、坂口晴一、近藤浩一、宮崎太郎
坂部芳平、中越隆道、谷口翼、原周平

議事

1. 開会、委員長挨拶 (五十田)
2. 委員紹介 (事務局)
3. 事業概要の説明 (事務局)
4. 本事業の検討事項について (荒木、事務局)
5. その他 (事務局)

配布資料

- 1-0 : 議事次第
- 2-0 : 委員名簿
- 3-0 : 事業概要
- 4-1 : 本事業の検討事項について
- 4-2 : タイダウン径とめり込み防止プレートの組み合わせの整理
- 4-3-1 : タイダウンのCLT耐力壁への定着方法の整理とR7年度試験計画
- 4-3-2 : CLT耐力壁をブレース置換モデルと壁エレメント置換モデルの比較
- 4-4-1 : 試設計 事務所 4層 (参考: 2024年度)
- 4-4-2 : 試設計 共同住宅 5層 (参考: 2024年度)
- 4-4-3 : 試設計 詳細図
- 参考1 : R6年度検討の設計上の課題
- 参考2 : CLT+2×4建物の設計上の課題0603
- 参考3 : CLT金物 (参考R6 金物)

以上

議事録

(敬称略)

- **開会、委員長挨拶 五十田**

- **委員紹介 事務局**

- **事業概要の説明 事務局**

事業計画、提案課題の長期見通し【事業のロードマップ】、事業効果を説明。

・昨年度事業「CLT パネル工法と枠組壁工法による中高層建築物立面混構造の合理的設計法の実用化による中高層分野の木造化推進事業」により確認された設計法を実用化の為、混構造の計算方法を許容応力度等計算化することを計画。

- **高耐力タイダウン金物の設計法の開発について説明 白戸**

R6 年度報告書「R6 年度検討課題」より、タイダウン径と引張耐力の関係を整理し 3 項目に分け報告。

1. タイダウン設計引張耐力（短期・終局）及び座金のめり込み耐力（短期・終局）
 2. アンカーボルト（基礎に接続するタイダウン）引抜耐力
 3. 各層のタイダウン金物の短期許容耐力、終局耐力
- ・市販されているタイダウン金物では対応できないので、より大きな耐力の金物を開発する必要。

質疑検討事項

- ✓ 資料 4-2 の 3. P2 の式のルートは A_c にかからないのが正では？（辻）→修正します。（白戸）
- ✓ 設計の思想としてどこで決めるのが理想か、ロッドの降伏か、めり込み（辻）→設計としてはロッドの降伏にもっていきたい。コーン破壊、めり込みは避けたい。（白戸）
- ✓ めり込みの入力が大きくなると梁に加わるせん断力も大きくなるのか？→現状検定していない。（白戸）→チェック項目として必要では？（辻）
- ✓ 資料 4-2、4 層と 5 層の引抜比較で、前提条件となっている壁の耐力、せん断力ほどの程度か示して欲しい。せん断力ほどの程度取れるかが重要（五十田）
- ✓ 次回、4F、5F の試設計引抜の逆転結果について、せん断耐力/m の説明がほしい。（荒木）
- ✓ 資料 4-2 の図面、最上階は最近の海外事例では梁上で留めているが、足下とするのか（五十田）→納まり上、足下としたい。（白戸）

● CLT+204 立面併用構造のタイダウンの定着方法に関する検討 荒木

R5, 6 年度は、タイダウン金物を基礎に緊結するシステムとした。一方、CLT 耐力壁上部にタイダウン金物を緊結する方法も考えられる。R7 年度はタイダウンを壁頭に緊結する架構システムについて検討を行うことを提案。

質疑検討事項

- ✓ 試験体階高は試験場設置図面を起こして決めますが、2 層とするか 3 層が良いか？ご意見伺いたい。（荒木）→2 層が良いが、引き抜き力をしっかりと見たい場合、3 層あった方がよいが、費用、試験場所も考慮して決めて良い。（五十田）
- ✓ 鉛直荷重の有無について→(P)R6 年度実験で概ね解析で追跡できているなら鉛直荷重無で良いか？→複雑になるので無しで良いと思います。（五十田）
- ✓ 1 層目の CLT 部の端柱をなくしてすべて CLT にできないか。（坂口）→CLT パネル工法となるので NG。Ds が大きくなる。（荒木）
- ✓ CLT 壁パネルは壁幅 1660mm×2 枚→(P)2 枚を構造的に一体となるようにせん断金物連結するのか？(辻) →剛性がとれ、想定耐力を発現できれば、なくても良いが、難しいと聞いている。（五十田）
- ✓ 最下階のタイダウンの固定、基礎か、1 階上端か、施工方法とコストの兼ね合いだが、上端の金物、加工費を考えると難しく思うが、試験としては問題ない。（五十田）→壁脚引張接合部の小口加工費より、金物のファクターの方が大きいと思う。（谷口）
- ✓ 足下のほぞパイプは基礎との取合いが難しいので、プレート方式にする。（坂口）→（荒木）

● CLT 耐力壁をブレース置換モデルと壁エレメント置換モデルの比較

CLT+204 架構を 2×4 工法の一貫計算プログラムに対応させるため、CLT 耐力壁を壁エレメント置換した場合とブレース剛性をパラメータとしたブレース置換モデルの解析結果を比較。

質疑検討事項

- ✓ ブレース置換モデル(E90)の 1 層目に 2 層目と同様にバネを追加することにより、壁エレメントと同じになり、解決するのではないか。（五十田）
- ✓ 一貫計算プログラムモデルで、考慮できる要素を用いてモデル化の整合をとりたいとの意向か。（辻）→検討しながら難しく思った。安全側になる反極点高さ比を設定するなど再検討か（荒木）→いくつか計算例で傾向を確認し再度検討としましょう。（五十田）

● R6 年度検討の設計上の課題、CLT 2×4 設計上の課題

試設計から得た今後検討すべき課題、一貫計算プログラムを使用する際の課題

質疑検討事項

- ✓ 工法の説明はツーバイフォー工法の中に CLT の壁を用いたという表現が良い。（五十田）
- ✓ 設計上の条件が必要となるので緑本に具体的な記入が必要。（五十田）

- ✓ 告示には、壁で使える材料に CLT が含まれているか。（荒木）→現状では、床、屋根に限定されている。（坂口）

- **本日のまとめ、本事業の検討事項について** **五十田、荒木、事務局**

下記内容が議論されたことを確認。

1. 高耐力タイダウンの設計法の開発（大径化、固定方法）
終局引張耐力で 600kN 程度のタイダウン径とめり込み防止プレートの組み合わせの整理
2. タイダウンの CLT 耐力壁への定着方法の整理（CLT 壁頭に直接取り付ける等）
3. 枠組壁工法一貫構造計算プログラムへの CLT 耐力壁の適用方法の検討
CLT 耐力壁をブレース置換した解析モデルと、壁エレメント置換（従来の CLT 壁のモデル化方法）した解析モデルの比較
4. 架構システムの拡張（異なる壁長等）：
R6 年度は 2P、R7 年度は 4P タイプを検討
5. 試設計例、ディテール図の作成
設計上要所となる部分の選定
6. CLT+204 設計上の課題への対応

- **その他 事務局**

試設計については、本日の指摘に対応し次回報告とする。

次回 試験体確認他 2025 年 7 月 2 日（水）13：00～15：00（予定）

CLT+2 x 4による立面混構造の合理的設計法検討委員会

(CLTと枠組壁工法による中高層建築物の立面混構造に関する合理的設計法の実用化・普及事業)

第2回委員会議事次第・議事録

(敬称略)

開催日時 : 2025年7月2日(水) 13:00~14:30
開催方法 : Web 会議 (Microsoft Teams)
出席者 : (順不同、敬称略、 は欠席)
委員長 : 五十田博
委員 : 荒木康弘、辻拓也、岡部 実、難波 宗功、太田 啓明
協力委員 : 石崎 宣彦、上田 萌香、高橋 風鈴
オブザーバー (協会会員) : 練子 祐介、栗原 努、権田 将也、岩崎 一優
コンサルタント : 白戸 幸裕
事務局 : 釜谷 智弘、坂口晴一、近藤 浩一、宮崎 太郎
坂部 芳平、中越 隆道、谷口 翼、原 周平

議 事 :

1. 前回議事録確認 (事務局)
2. 設計事例4F・5Fの引抜き力について【前回質疑】 (事務局)
3. 金物とロッドの費用比較【前回議論】 (事務局)
4. CLT耐力壁エレメント置換モデルと壁ブレース置換モデルの比較 (荒木)
5. 2025年度CLT+2X4架構実験計画 (荒木)
6. その他 (事務局)

配布資料 :

- 1-委員会1回議事録- (案)
- 2-引き抜き力に影響する階高及び負担せん断力の比較
- 3-資料5に含む
- 4-CLT2x4_4層3スパン_ブレース置換_壁性能情報
- 5-試験体事前解析と試験体案

参考 1-1-タイダウンの CLT 耐力壁への定着方法の整理と R7 年度試験計画

参考 1-2-タイダウン径とめり込み防止プレートの組み合わせの整理

参考 2-CLT 金物 参考 R6-clt

議事録

- **開会、委員長挨拶 五十田**

委員長より開会の挨拶。

- **委員紹介 事務局**

事務局より、前回欠席者を含めた委員の紹介

1. 前回議事録確認 事務局

前回（6月3日開催）の議事録が事前に配布されており、特に意見はなかったため、今回の会議の終わりまでに修正等あれば申し出ること確認

2. 設計事例 4F・5F の引抜き力について【前回質疑】 白戸

前回質問があった4階建て事務所と5階建て共同住宅における引き抜き力について説明。

- ✓ 4階建て事務所と5階建て共同住宅で引き抜き力が逆転する現象について、階高やせん断耐力の影響が挙げられた。
- ✓ せん断耐力や検定比等の詳細な比較表が示された。

3. 金物とロッドの費用比較【前回議論】 事務局

タイロッドと鋼板挿入ドリフトピン接合金物の費用比較について説明。

- ✓ タイロッド（φ23、4本セット）の場合、約12万円。
- ✓ 鋼板挿入ドリフトピン接合金物の場合、1個あたり約6万円で、CLT1枚に4箇所止める場合、約24万円となる。
- ✓ タイロッドの方が安価であるものの、市販品だとコストは同程度になる可能性が示唆された。

4. CLT 耐力壁エレメント置換モデルと壁ブレース置換モデルの比較 荒木

CLT 耐力壁のモデル化方法について説明。

- ✓ 壁エレメント+ブレースモデルとブレース置換モデルの比較が行われた。
- ✓ ブレース置換モデルでは、壁試験結果をトレースするため、剛性・耐力を低減していることが示された（剛性は0.28-0.65倍、耐力は約0.85倍に低減）。
- ✓ ブレース置換モデルを壁試験の0.5-1.0倍まで変化させた場合では0.6倍設定モデルが最も精度良く再現できたことを確認。
- ✓ ブレース置換モデルにおける梁の曲げモーメントを算出するため、壁の反曲点高さ比を仮定する方法が検討され壁エレメントモデルと比較された。
- ✓ 今後、いくつかのタイダウンのパラメータで傾向を確認し、反曲点高さ比の検討を進める。

質疑検討事項

- ブレース置換モデルを低減しているのは浮き上がりを考慮するためか。(五十田)
→壁エレメントは真の変形をモデル化しているのに対して、ブレース置換モデルは見かけ。柱頭柱脚のめり込み、金物の伸びを考慮している。(荒木)
- 耐力低減の理由なぜか。壁試験と4層試験の破壊性状が異なるためか。(辻)
→モデル上は85%となっているが変形が進むと同じ耐力となると考えている。(荒木)
→つまり中大規模レベルの一次設計の場合、かなり余裕をもった壁量設計しなければ検定がアウトになるのか。(辻)
→今回の引張剛性の低いタイダウン金物を使用した場合では0.6倍設定で1/150radの時精度良く再現できている。(荒木)

5. 2025年度 CLT+2X4 架構実験計画 荒木

第一回のコメント確認、今年度の実験計画について説明。

- 1 タイダウンを壁頭に緊結するH鋼で挟む架構システムを提案。
- 2 試験体は3層とする。
- 3 鉛直荷重は無しとする。
- 4 CLT壁パネルは2枚を構造的に一体とするため、せん断金物で連結する。(図面修正)
- 5 壁脚のせん断抵抗は鋼板挿入ドリフトピン接合とする。

その他

- 実験で想定される引き抜き力に対応するため、基礎治具の補強が必要となる可能性がある。
- 実験は11月頃を予定しており、10月半ば頃から準備を開始する。

質疑検討事項

【設計事例の引抜き力について】どのような外力分布で押しているか(辻)

→Aiで押していると思うが確認します。(荒木)

【CLT材の厚さについて】

- CLTの方が金物において5層7プライだが納まりが悪い。2×4の方は5層なのでCLTが厚くなる。（荒木）

→CLTを大きくするのは納まりが悪いので避けたい。（事務局）

- CLTはどのぐらいの厚さが良いのか。（五十田）

→上が140mmなので、そのくらいにしたい。面が合わなくなることや、タイロッドの問題もある。（事務局）

- 5層5プライの150程度で曲げと引張りが問題ないか確認してもらえますか。（五十田）

→確認する。（荒木）

→5層5プライ（9.22）で問題なければ良いが、もしダメな場合、S120（11.25）で作れないか。（五十田）

→銘建に確認する。（荒木）

【モデル化手法の検討について】

- 目標性能はどのくらいか。（辻）

→倍率換算で40倍。2階が終局時に1階が弾性的な挙動をすることを目指す。

- せん断金物有、剛梁要素有(20kN/mm)のcase3が限界か。せん断金物は耐力伝達ではなく剛性のために挿入するのか。

→挿入する場合、せん断金物を1個入れるのが解析上良い。

- 引抜きの881KNは耐えられるか。

→ギリギリ（荒木）

- 1層のモデルはどれが正しいか。（荒木）

→剛梁がある場合が正しいと思う。（Case3のモデル：壁柱から剛梁要素を出しているモデル）（辻）

6. その他

- ✓ 次回委員会 2025年9月1日（月）13:00~15:00
- ✓ 今回の議題のうち、今後の検討課題については、引き続き進捗を報告とする。

以上

CLT+2x4による立面混構造の合理的設計法検討委員会

(CLTと枠組壁工法による中高層建築物の立面混構造に関する合理的設計法の実用化・普及事業)

第3回委員会議事次第（議事録）

開催日時 : 2025年9月1日（月）13:00~14:40

開催方法 : Web 会議 (Microsoft Teams)

出席者 : (順不同、敬称略、 は欠席)

委員長:五十田 博

委員:荒木 康弘、辻 拓也、岡部 実、難波 宗功、太田 啓明

協力委員:石崎 宣彦、上田 萌香、高橋 風鈴

オブザーバー:改正構造計算法検討分科会委員 村田 直隆、片貝 尚史、練子 祐介、

古田 昌弘、古瀬 明彦、野口 郁生、権田将也、栗原 努、中村孝、高

野 竜郎、南部 佳央、片山 雄太

岩崎 一優(京都大学院生)

コンサルタント:白戸 幸裕

事務局:釜谷智弘、坂口晴一、近藤浩一、宮崎太郎、

坂部芳平、中越隆道、谷口翼、原 周平

議事:(敬称略)

1. 前回議事録確認 (事務局)
2. 実験関係 (荒木)
 - 2.1 試験体案
 - 2.2 計測計画
 - 2.3 事前解析
3. 反曲点高さ比に関する解析的検討
4. 計算法確認モデルプランの確認 (白戸)
5. その他 (事務局)

配布資料:

- 1-委員会1回議事録-(案)
- 2-試験体案等
- 3-反曲点高さ比に関する解析
- 4-計算法確認モデルプラン

- 参考1-2024事務所試設計建物

以上

議事録

(敬称略)

開会、委員長挨拶 五十田委員長より開会の挨拶

1. 前回議事録確認 (委員長、事務局)

前回の質疑事項については、本日の議題の中で説明いたします。

議事録(7月2日開催)は、事前に配布したが特に意見がなく、本日の会議の終わりまでに修正等あれば申し出ることによって修正し承認とする。

2. 実験関係 (荒木)

2.1 試験体案 (試験体の設計)

試験体設計について、事前解析を行い部材接合部の必要性能を決定している。

増分解析しているが、 A_i 分布については令和六年度の事務所の試設計の A_i 分布を参考とした。今回実験するのは3層だが、前年度の試設計が4層なので、三層までの A_i を参考にした。3層が1.47、2層が1.20、一層が1.00である。

参考に事務所の試設計で、床ならし加重を求め、各階の床面積が 745m^2 、各層の重量 W_i を A_f で割ると最上階が2.55、3層が4.5、2層と1層が5.2から5.4(KN/m^2)ぐらいになっている事を確認した

2.2 事前解析

ロットの剛性や引っ張り接合部の剛性などを決め、増分解析求めるが、何度か計算し、引っ張り接合部、タイダウンの径を入力した解析結果を示した。

増分解析結果の加重変形関係で2層 $1/150\text{rad}$ 時の応力図、2層 $1/30\text{rad}$ の応力図について確認した。 $1/30\text{rad}$ 時のタイダウンの引張力、縦枠の圧縮力や、1階の柱脚CLT端部の柱脚の引張り金物、引張力です。この値を用いて部材接合を設計した。

増分解析結果は、2Fで剛性率は0.63位で満足している結果である。剛性から換算した、倍率換算は、1層が幅広になっているのも関係していると思うが67倍位です。

鋼板挿入ドリフトピン接合接合部の設計

今年度の試験体は、1階のCLTの柱頭柱脚を鋼板挿入ドリフトピン接合の設計とした。建研の中島さんのCLTマニュアル掲載より、ドリフトピン一本あたりの性能に本数をかけ、モード1から3の破壊モードの終局です。破壊モードで決まる加重、終局加重、これとの大小関係で接合部の性能が決まる。

CLTヒノキのS90の5層5プライを径20mmのドリフトピンで、一本あたり降伏耐力が35.3KN、剛性が46.7KNです。

破壊モード1が、ボルトの列に従い、せん断面ができる破壊モードになる。

破壊モード2が、ドリフトピン接合のドリフトピンを囲うように壊れる破壊モードになる。一つの引張破壊面と二つのせん断破壊面になる。

破壊モード3が、一つの引張破断面と一つのせん断破壊面のできる破壊モード1階のCLTの壁脚の引張り接合部は690KNぐらいの性能が必要となる。必要本数は、降伏耐力を $P_{max}690$ で割ると19.5、で20本必要となる。材厚、ドリフトピン配置から決まってくるモード1、2、3を計算すると、モード3が一番小さいが、それより P_{max} が小さいので、材料で壊れないで接合部として設計が成り立つ。本数が18本としていますが、降伏を許容して18本としています。鋼材プレートは 25×150 で断面の設計をしています。この断面で問題ない事を確認しています。

2. 鋼材(PL 25×150)の検討で、107と107の部分、 3ϕ の29mmキリ穴の横はで214で取ったが、ベースプレートの板厚の検討をして、190ぐらいにしないと曲がる事が判り、107を95に修正する予定です。

柱頭のドリフトピン接合部も同じように P_{max} は330必要で、ドリフトピンの本数が9.3で10本とします。2列で5本配置でモード1、2、3でモード3が一番小さいが、それより P_{max} が小さいのでドリフトピンが降伏してくれるので、材料は破壊しない接合部となっている。鋼材の板厚の検討してokでした。

基礎治具

予定していた基礎治具だと断面が不足するので引張接合部の下に別途、治具を設ける設計をしています。この治具で大丈夫である事確認している。

資料2-関係0901のP8に誤記があり、PL 25×150 は、PL 25×200 が正です。

2層のタイダウンの引張力が終局で330KNぐらいになります。

タイダウンの呼び径23mm、C種一号を使うので、この0.2%永久伸びに対する試験力449KNというのが T_{max} になるので問題ない事を確認しました。

縦枠については、2層の縦枠は奥行が140mm、材幅Bをいくつにするかになります。解析では二層の縦枠の圧縮力が210 k Nぐらいになります。

縦枠が2本です。ロッドの左右に一本ずつで外側の方が厳しく210 k Nです。

下枠を米松集成材を使うと、めり込み $9N/mm^2$ になります。

計算すると材幅が167ぐらい必要になる。

606は $140 \times 140mm$ 、若干不足するので206の補強を縦枠を外側に一枚とする。

試験体セットアップ図について説明、今までの説明を図面化した内容CLTの柱頭柱脚の金物、土台とその下の治具、先ほど説明した物です。2層の圧縮力が大きいので軸力がロットに対して両側に縦枠を配置するような形にしました。

3層と4層のめり込みプレートの検定ができてないので検討し追加します。

2.3 計測計画

図に示してある①から⑧について計測する。

歪みゲージをどこに貼るか検討中です。

スケジュールについて

組み立て等は11月からになり、10月20日の週から、27日の週に集成材とCLT関係とツ
ーバイ材、タイダウン等、治具含めを納品予定です。

計測器の取り付けを。5日から3日間ぐらい、昨年度の実績も踏まえて考えております。
加力を10日、11日予定、10日が月曜日です。修正します。

14日金曜日には終わる予定です。

質疑

金物ドリフトピンなどの変更は可能か？4階建て想定だとすると、脚元の引抜力がもっと大きくなるはずでは？せん断力は変わらないが、脚元の引抜き力が増えてるはずで、工夫の余地があるのかと思う。上から引き抜く力だけ与えるっていうのはあり得るが、実験装置は対応が無理ですか？可能であれば4階建ての1階の話が解りやすい。Aiだけの話、せん断力の話であれば、3階とした方が話はわかりやすいと思いました。（五十田委員長）

→反力どうやって取るか、難しいと思います。（岡部）

→ α_i が小さいので、3階建てで見ると今の方が安全側の設計だと思う。（辻）

→それでは、4階建てのAiで3階建て想定安全側とする。ただし、引抜力については、今回は3階建て分しか入っていないので、そのせん断力以外、引張力に関しては設計に配慮が必要で実験と実際は違う事を説明する様にしてほしい。

指摘に対応すると、試験体の圧縮の所のめり込み、ドリフトピンなど色々変わる為、試験体の変更ができるか質問しました。実験の変更が難しいなら、このままで結構か
と思います。（五十田委員長）

1階の柱頭のめり込み防止対策がありますか？（辻）

→330kNが横架材にめり込みで入ってくるので足りないかもしれないです。（荒木）

一般的な鉛直荷重はこの柱で持たせる？CLTで受ける？（五十田委員長）

→柱だけだと柱を太くする必要がある（荒木）

→枠組壁工法の中に条件付きで、CLTを鉛直荷重、耐力壁としても、CLTが鉛直荷重負担して良い事になると良いが、将来の告示をどうするか関わる話です。（五十田委員長）

10ページの柱圧縮1層が217kNで、2層の縦枠圧縮が211kNで不足では？（辻）

→不足しています。対応します。（荒木）

先ほどAi分布の話でR階の重量が小さいので、3階建て相当でR階にすると3階建ての方が、今の α_i 0.4より小さくなる。今の外力分布より3階建てで見た時にも訂正した方がよい。

（辻）

→対応します。（荒木）

→上の水平力が大きくなる方向が良い。（五十田委員長）

めり込みの話、柱の断面の話、さらにはあの引っ張り金物が付く金物のところのめり込み

の話など。変更がありそうなので大変ですが、お願いいたします。（五十田委員長）

→対応します。（荒木）

計測計画ですが、昨年4層の時にタイダウンの所にロードセル付けたが、うまく計測されていたのか解らない感じだったので確認です。念のため歪ゲージも貼ります。（荒木）

→今の計測計画で良いと思います。（五十田委員長）

昨年試験では面材に3軸は貼っていたか？（荒木）

→1軸だけです。（岡部）

→CLTの軸力分担を測るなら、一軸で横に並べるのはよくやるが、せん断力みたいな話になると難しいところがありそうですね。（五十田委員長）

柱の浮き上がりは一番下は測らないですか？（五十田委員長）

→計測しておきます。（荒木）

CLTとCLTのつなぎ目に柱を入れて鉛直力負担するか？CLTが負担する？（荒木）

→そうならざるを得ない状況に法令上なってしまったら、分割されたCLTが入ってるこの実験をするので良いと思う。（五十田委員長）

→鉛直荷重を負担できるCLTとして説明出来る様にします。（荒木）

→今後の課題として、法令解釈はともかく、技術的にはCLTが軸力鉛直荷重負担するとした方がいい。CLTパネル工法との違いの話があるが、枠組工法の1階として用いるCLTの説明をする方向が良い。（五十田委員長）

3. 反曲点高さ比に関する解析的検討（荒木）

前回までの検討内容は、1層のCLT構造部分をブレース置換によりモデル化できれば、枠組壁工法用の一貫計算ソフトで対応可能 ⇒従来のCLT構造を壁エレメント置換したモデル（壁エレメントモデル）とブレース置換モデルを比較 ブレース置換モデルの適切なパラメータ設定値を検討

前回委員会資料(7/2) ①荷重変形関係を再現するためのブレース設定値の検討 ②ブレース置換モデルから横架材曲げモーメント、耐力壁の反曲点高さ比の計算方法の提案 ⇒構造計算で必要となる「横架材曲げ・せん断」の検定方法の提案 柱頭柱脚接合部の引張力の必要性能を求める簡便な方法の提案 を目標とする。

壁頭壁脚それぞれについて、軸力から偶力 M_s/b を求め、反曲点高さ比 y を算出すると反曲点高さ比は1.15となる。

①反曲点高さ比の計算結果

構面両サイドの耐力壁は、横架材の抑え込み効果や耐力壁の個別転倒に加え、架構の全体転倒の効果が含まれているため、大きくなる。計算方法の妥当性を引き続き検討する。

②横架材曲げ剛性・タイロッド軸剛性による反曲点高さ比の変化

i 全層の横架材曲げ剛性を0.25-10倍に変化させた場合 ii 全層のタイロッド軸剛性を0.25-10倍に変化させた場合 の反曲点高さ比の反曲点高さ比を確認、剛性比と反曲点高さ比の関係性を求めた。

検討モデルは1層CLT：壁エレメントモデル、2～4層：2×4耐力壁をブレース置換
横架材曲げ剛性比-反曲点高さ比関係、横架材曲げ剛性比が大きくなると反曲点高さ比が各

階0.5に近づく。タイロッド軸剛性比-反曲点高さ比関係についてグラフを説明

③2-4層耐力壁層間変位内訳、R6年度に実施した4層実験結果の2~4層耐力壁について、全体の層間変位をせん断、曲げ、回転、すべり、4要素に分解した。

分解結果のグラフ、x軸に層間変位y軸に層せん断力、2F~4Fを示した。

耐力壁試験結果をトレースしたブレース設定値と荷重変形関係を比較した結果、概ね一致した。前回資料で単体壁試験結果の剛性を4層ブレース置換モデルに入力する際に低減する必要があったのは、曲げ（横架材の曲げ変形？）及び回転成分の影響かと思います。

これまでのプログラム等を使って反曲点位置を求め、引抜力の算定、その基本的なスタディをしたと言う事ですね。耐力壁のパラメーター振って、曲げ合成と耐力壁の比率などで、整理が将来的にできると思うので理論的に求め、その辺の整理をお願いします。

（五十田委員長）

質疑

資料p6は、その当該廻りしか考慮されず、全体の回転モードが考慮されていないので、ほとんどの曲げとしているのは、回転ではないか？そういう読み方をしたほうがいいように思います。曲げじゃないものとして回転の分として分解できる。（五十田委員長）

→耐力壁の性能と辻さんが触れてたスパンですね。梁の長さを確認したいと思います。（荒木）

1/150の話はあったが、1/30の終局時も検討してください。（五十田委員長）

→確認します。（荒木）

4. 計算法確認モデルプランの説明（白戸）

壁の位置は変更するかもしれないが、簡単なプランを用いて、今のツーバイフォーの一貫ソフト、完全ブレース置換しているものと、事業の中で検討しているCLTの部分は壁エレメント置換してツーバイフォーのところは、バネを入れたモデルと比較して、どう設定すれば近くなるかを確認する為のプランです。（荒木）

→荒木さんと協会と相談の上、今後の需要、対象とするものを決めて頂ければと思います。（五十田委員長）

一般の計算は白戸さんをお願いしますが、今のスタディでやっているのは、辻先生にお願いしたいと思っております。（坂口）

岩崎さんをサポートして行くと理解しました。（辻）

必要な作業をうまく分担して、進めていただければと思います。（五十田委員長）

5. その他（事務局）

今回は、10月20日（月）13:30~15:00

CLT+2 x 4による立面混構造の合理的設計法検討委員会

(CLTと枠組壁工法による中高層建築物の立面混構造に関する合理的設計法の実用化・普及事業)

第4回委員会議事録（議事録）

開催日時 : 2025年10月20日（月）13:30～15:00

開催方法 : Web 会議（Microsoft Teams）

出席者 : （順不同、敬称略、 は欠席）

委員長：五十田 博

委員：荒木 康弘、辻 拓也、岡部 実、難波 宗功、太田 啓明

協力委員：石崎 宣彦、上田 萌香、高橋 風鈴

オブザーバー：日本ツーバイフォー建築協会（改正構造計算法検討分科会委員）

練子祐介、村田直隆、片貝尚史、古田昌弘、野口 郁生、権田将也、

栗原 努、中村孝、古瀬明彦、高野竜郎、南部佳央、片山雄太

京都大学院生：岩崎 一優

コンサルタント：白戸 幸裕

事務局：釜谷智弘、坂口晴一、近藤浩一、宮崎太郎、

坂部芳平、中越隆道、谷口翼、原 周平

議事：（敬称略）

1. 前回議事録確認 (事務局)
2. 実験関係 (荒木)
 - ①試験体事前解析のAi分布の修正
 - ②基礎治具（引張金物用）の修正
 - ③3F, RFのめり込みプレート検討
 - ④1FCLT添え柱の断面検討
 - ⑤1FCLT間せん断金物の検討
 - ⑥加力スケジュール（案）
3. 反曲点高さ比に関する解析的検討 (荒木)
4. 計算法確認モデルプランの確認 (白戸)
5. その他 (事務局)

配布資料：

- 1-委員会3回議事録-（案）
- 2-試験体案等
- 3-反曲点高さ比に関する解析
- 4-計算法確認モデルプランについて

以上

議事録

(敬称略)

開会、委員長挨拶 五十田委員長より開会の挨拶

1. 前回議事録確認(委員長、事務局)

第3回委員会の議事録(9月1日開催)が事務局より説明され、事前に配布済みで特段意見はなかったことから、本日の会議の終わりまでに修正等があれば申し出ることと承認とする。

実験関係、反曲点高さ比に関する解析的検討、計算法確認モデルプランの確認。

2. 実験関係(荒木)

• 前回からの修正点

①試験体事前解析の A_i 分布の修正

4層想定での3層分を参考にしていたが、3層想定での A_i は、3階 1.67、2層 1.24、1階 1.00 に修正。1層壁脚引張接合部は 650kN。

②基礎治具(引張金物用)の修正

ボルト長さ不足が判明したため、上下のベースプレートの鋼種を変更して板厚を下げ、必要なボルト長さを確保できるように修正。

③3F, RF のめり込みプレート検討

タイダウンに付くめり込みプレートの検討が抜けていたため、追加。3層床座金が、 $135 \times 260 \times 40$ (SM490)、R層床座金： $135 \times 220 \times 25$ (SM490)。R階はSS400でよいがそろえている。3層床の座金は偏心して施工。

④1FCLT 添え柱の断面検討

1階のCLT添え柱の断面検討がされ、 4×6 の補強縦枠を追加することで対応。

2層たて枠の圧縮力 $C=228\text{kN}$ に対し、ベイマツ集成材のめり込み基準強度 $F_m=9\text{N/mm}^2$ で計算すると材幅 $B>181\text{mm}$ が必要であり、 6×6 ($B=140\text{mm}$) では不足するため、 4×6 (38×140) の補強縦枠が追加 ($B=140+89=229\text{mm}$)。

⑤1FCLT 間せん断金物の検討

1階のCLT間のせん断金物の検討。

使用を予定しているSP金物(垂れ壁と袖壁をつなぐ金物)の短期性能が約50kN、終局性能が約 $P_{\max}110\text{kN}$ である。1層CLT同士の接続の終局せん断力は325kNのため、SP金物の終局性能を用いる場合、3セット ($3 \times 110\text{kN}=330\text{kN}$) で良いが、短期で収めるには6セット必要となる。3セットか6セットかにより1層目の剛性が異なる。

⑥加カスケジュール(案):

加カスケジュール案が示された。

事前解析結果に基づき、2層が特定変形角時に最初に到達する層の変位を目標変位とし、その際の他の層の変位は解析結果に基づく変位比率とした。

鉛直加力荷重無しで目標変位 $1/450\text{rad}$ から $1/50\text{rad}$ まで正負3回繰り返し加力、 $1/30\text{rad}$ で正負1回繰り返し加力が予定されている³²。

- **計測計画**: 計測項目は、壁-基礎間・壁-横架材間の相対水平変位・相対鉛直変位、CLT 壁脚・壁頭の引張接合部荷重(ロードセル)、最上階タイダウン荷重(ロードセル)、各層絶対変位(ロードセル)の 8 項目が示された。タイダウンに歪ゲージを貼ること、CLT に歪ゲージを貼るかどうかは検討中。

質疑

荷重増分解析を行い、それより求められた変形をもとに、加力をして考え方でよいか
(五十田委員長)

→そうです。事前解析の精度に変わると思います。(荒木)

目標層間変形の間はどのように割り振られるのか。(五十田委員長)

→目標変位の間は割り振ります。(荒木)

ベースプレートは下から通せないのか。(五十田委員長)

→偏芯板が来ているので難しい。(荒木)

3. 反曲点高さ比に関する解析的検討(荒木)

短期 1/150rad 時の反曲点高さ比を出していたが、終局 1/30rad 時のものを追加。
長期と壁が全体転倒した際の軸力が含まれた軸力で計算を行っているため、抜いた結果については次回以降に示したい。

- **パラメータ**: 1 層を CLT 壁エレメントモデル、2 層から 4 層を 2x4 耐力壁ブレース置換モデルとする。①左右のスパン長(200mm から 4000mm の 9 パターン)と②横架材せい(300-270-270-76mm 等 3 パターン)、③2F-4F の壁性能(壁試験比 0.5/1/2.5)をパラメータとして解析。
- **解析結果の傾向**:
 - 横架材せいが小さい(300mm 程度)と、1/150rad 時よりも 1/30rad 時の方が反曲点高さ比が下がっている傾向が見られたが、横架材せいが大きくなるとその傾向は弱が全体としてその傾向が見られる。
 - 中央の壁の反曲点高さ比は、1/30rad 時で 0.5 以下となる。
 - 左右壁は長期や全体転倒の影響により少し大きい値が出ている。
 - 最上階の床梁を 76mm としたモデルでは、4 階の反曲点高さ比が 1.0 に近づき、3 階は 0.5 から 0.6 程度、2 階は 0.6 から 0.8 程度、1 階は、1/150rad 時に 1 程度、1/30rad 時では 0.5 程度になることが確認された。
- **課題**: 解析結果の一部に不自然な点(1 階壁柱部分の反曲点高さ比が 1.7)が見られた。

質疑

1 階の反曲点高さがマイナスになっているがどのように計算しているか。(五十田委員長)

→Ms の向きの仮定を定めているが、下ですでにモーメントがマイナスになっていると思う。改めて確認する。(岩崎)

→両側に柱があるとその現象が生じるが今回は生じないと思う。(五十田委員長)

応力図の四角で囲われている数字が反曲点高さ比だとすると、0.5 になると思う。少し計算が間違っているのではないか。確認いたします。(五十田委員長)

→確認いたします。(岩崎)

見直して共有をお願いします。(五十田委員長)

この解析からどのようなまとめ方をするのか。β が定義されるのか。(辻)

→反曲点高さ比が定義されれば応力、引抜力が求められ計算できるストーリーです。

(五十田委員長)

一つ一つ応力解析するのではなく反曲点高さ比から決め打ちし応力分担するのか。

(辻)

→そうです。(荒木)

→どちらが安全側になるのか微妙。梁計算用と引張り計算用ができるのかもしれない。

(五十田委員長)

相互作用があるので、梁については壁倍率と組み合わせて整理できるのではないか。

(辻)

→梁計算用と足元計算用といったが、手間がかかるので足元側を安全側にし、梁を計算する際はその値の 1.2 倍等とするのが容易だと思う。

梁を変えるともう一度計算が必要となり収斂計算が必要となる。(五十田委員長)

4. 計算法確認モデルプランの確認(白戸)

• モデルプラン

- 4 階建ての事務所 23660×11830、最大梁スパン 5915
- プラン 1 階から 4 階まで同様に耐力壁も 1 階から 4 階までそろえている。
- 1 階 CLT 壁(壁倍率 30)、2～4 階は 2x6 耐力壁(2 階:20 倍、3 階:14 倍、4 階:7 倍)、垂壁腰壁はカウントしない
- 建物高さは 16.40m、固有周期 $T=0.49$ 秒、地震地域係数 $Z=1.00$ 、せん断力係数 $C_0=0.25$ (用途係数 1.25)
- 地震力 Q_e に対するせん断耐力 Q_a の比は各階 1.15 から 1.45 で OK となっている。

質疑

今後どのように検討が進むのか。(五十田委員長)

→これをもとに一般市販ソフトで計算を行い、辻先生の方にも解析を依頼する(事務局)

このように雑壁を取ることは一般的なのか。偏心は大丈夫か。(五十田委員長)

→その場合は釘の仕様を変えている。(事務局)

5. その他

• 実験関連の確認(岡部)

- 実験に加力スケジュールの確認

質疑

足元にセンターホールロードセルは入りますか(五十田委員長)

→入ります(荒木)

→予想外の引抜力が入り足元が先に壊れるのは良くないので実験中の確認をお願いします。(五十田委員長)

次回委員会日程: 12月16日(月)午後3時(15時) Web

試験日程:試験は11月11日(月)予定

以上

CLT+2 x 4による立面混構造の合理的設計法検討委員会

(CLTと枠組壁工法による中高層建築物の立面混構造に関する合理的設計法の実用化・普及事業)

第5回委員会議事次第（議事録）

開催日時 : 2025年12月16日（月）15:00～17:00

開催方法 : Web 会議（Microsoft Teams）

出席者 : （順不同、敬称略、 は欠席）

委員長：五十田 博

委員：荒木 康弘、辻 拓也、岡部 実、難波 宗功、太田 啓明

協力委員：石崎 宣彦、上田 萌香、高橋 風鈴

オブザーバー：日本ツーバイフォー建築協会（改正構造計算法検討分科会委員）

練子祐介、村田直隆、片貝尚史、古田昌弘、野口郁生、権田将

也、栗原 努、中村孝、古瀬明彦、高野竜郎、南部佳央、片山雄太

鈴木敏朗、岩崎一優

コンサルタント：白戸 幸裕、

事務局：釜谷智弘、坂口晴一、近藤浩一、宮崎太郎、

坂部芳平、中越隆道、谷口翼、原周平

議事：（敬称略）

1. 前回議事録確認 (事務局)
2. 実験関係 (荒木)
試験結果速報
3. 反曲点高さ比に関する解析的検討 (荒木)
4. その他 (事務局)

配布資料：

- 1-委員会4回議事録-（案）
- 2-資料-実験結果速報
- 3-反曲点高さ比パラスタ
- 4-計算法確認モデルプラン

以上

議事録

(敬称略)

開会、委員長挨拶五十田委員長より開会の挨拶

1. 前回議事録確認（事務局）

第4回委員会の議事録（10月20日開催）が事務局より説明され、事前に配布済みで特段意見はなかったことから、本日の会議の終わりまでに修正等があれば申し出ることで承認とする。

2. 実験関係（荒木・岩崎）試験結果速報

岩崎より、11月11日に行われた3層構面静加力実験の結果速報について説明があった。

- **試験体説明**：一層CLT壁頭引張接合部鋼板挿入ドリフトピン接合耐力364kN、壁脚709kNとし解析値を耐える物とした。2層目想定壁倍率20倍、3層目想定壁倍率15倍。
- **破壊性状**：1/30rad終了時において、1層（CLT）には顕著な損傷は見られなかった。2層では面材の縁欠けが確認された。3層では顕著な損傷は見られなかった。追加加力終了時において、2層では面材の縁欠けや釘頭のパンチングアウト等が確認された。3層では2層目と同様に面材の縁欠けや釘頭のパンチングアウト、合わせてタイロッド座金のめり込みが確認された。
- **剛性変化・壁倍率**：1層は概ね弾性的な挙動を示した。1/50radから1/30radの区間で1層の剛性上昇が見られたが、これは2層の耐力上昇に伴う層せん断力分布の変化により、1層引張接合部の軸力が増大したためと考えられる。また、1/100rad以降から層せん断力分布が変化し、1/30rad時には $Q1 < Q2$ となった。壁倍率は2Fが1/150rad時に1層が64.9倍、2層14.7倍、3層が7.5倍と実験値と比べて低い結果となった。
- **解析との比較**：層せん断力—層間変形角関係は、事前解析結果と概ね一致した。引張接合部の軸力について、1FCLT頭部はおおむね一致したが、脚部については解析値が高い結果となった。RF頭部ではやや解析結果が高い結果となった。金物剛性をカタログ値等の840kN/mmから実験結果に合わせて200kN/mmに変更することで、解析と実験の挙動が良く一致した。
- **CLT変形成分**：CLTの変形を「せん断+曲げ」「回転」「滑り」に分解した。せん断・曲げ変形は、全体から回転、滑りを引いて算出した。滑り剛性を200kN/mmと仮定した場合に実験結果と概ね一致することを確認した。
- **CLT壁頭壁脚鉛直変位**：正載荷時では左側壁頭壁脚とも沈み込み、右側は浮き上がっている。負載荷時ではその逆が生じている。
- **CLT壁頭壁脚ずれ変位**：壁頭脚ずれ変位—1F層間変形角関係は解析と概ね一致している。

質疑

引張りを負担しているのは何か。引張軸力を正確に求めるのが課題と考える。一番下はロードセルが全て負担しているのか。（五十田委員長）

→引張り軸力については引張り金物で負担していると考えて良いと思います。（岩崎）

2階の下はどうなっているのか。下枠に面材釘が留付けられており梁には釘の引張力が伝達されているのか。（五十田委員長）

→その理解です。下枠に面材釘が留付けられており梁にはパネリードが留付けられているのでその力が伝達されます。（荒木）

P17の解析結果は変位増分ですか。（五十田委員長）

→事前解析の結果を利用しており、荷重増分です。（岩崎）

P18の200kN/mmほどのように決めたのか。（五十田委員長）

→実験値をトレースする値を手動で決めています。（岩崎）

CLTのせん断応力度の算出において、全断面積を用いているが、接合部のスリットやドリフトピン穴による断面欠損を考慮して算出するべきではないか。（荒木）

→再計算を行い修正する。（岩崎）

追加加力時に1層（CLT）だけを押した際、300kN手前で滑りが生じて実験を終了しているが、これはなぜか。（五十田委員長）

→3層全体での加力時は上階からの押さえ込みによる摩擦が効いていたが、1層CLTの単層加力では滑った為、300kN途中で終了している。（荒木）

CLT壁頭壁脚鉛直変位の表示はあっているのか。曲げ戻しが無い試験体なのでこのようになるのか。片持ちと考えると加力した際に片側が開くのか（辻）

→その考えです。（岩崎）

変形成分の分解において、回転変位の算出時にCLT2枚を1枚の壁として計算しているため、せん断・曲げ成分が過大に評価されている可能性がある。2枚それぞれの回転として評価し直す、せん断・曲げに分けるなど、精査が必要。（五十田委員長・荒木）

→承知いたしました。（岩崎）

3.反曲点高さ比に関する解析的検討（荒木・岩崎）

岩崎より、資料3に基づき1層CLT部分をブレース置換モデルで設計するためのパラメータスタディ（スパン、梁せい、壁性能比、鉛直荷重の有無、直交壁効果）の結果について報告があった。

- **解析概要**：1層をCLT壁エレメント、2-4層を2x4耐力壁ブレース置換モデルとし、スパンや梁せいをパラメータとして反曲点高さ比を算出した。4層のAi分布に基づく荷重増分解析とし、長期荷重は無しとした。解析ケースは1/150rad、1/30radである。2階から4階のブレース性能は令和6年度実施の耐力壁試験結果をトレースした。
- **梁せいの影響**：梁せいを450から510に変更した場合、反曲点高さ比は全体的に小さくなることが確認できたが、510から570では概ね同等であった。このことから梁の曲げ剛性を上げて反曲点高さ比が下がる事は無いことが分かる。また、左右の壁は中央の壁と比較し反曲点高さ比は高くなっている。
- **壁性能比による比較**：壁性能比0.5、1、2と比較する。壁性能比を上げると特に中央壁の反曲点高さ比が増大した。
- **スパンによる比較**：1層の反曲点高さ比はスパンを1820から増減させた場合増大した。これは1/150rad、1/30radとも同様であった。

- **鉛直荷重あり**：鉛直荷重を加えた場合ない場合と比較し、やや反曲点高さ比が増大した。
- **直交壁の効果**：直交壁の圧縮効果やタイロッドを考慮すると、1層の中央壁においては直行壁がない場合とほぼ同じ値であったが、左右壁では反曲点高さ比が減少する傾向が見られた。

質疑

算出された反曲点高さ比が正しいか検証が必要。算出された比率を用いて、各層のせん断力負担から引抜き力を逆算し、それが解析結果の軸力と整合するか確認してほしい。（五十田委員長、辻）
→確認を行う。（岩崎）

4. 試設計の詳細モデルを用いた解析検討（辻）

辻委員より、資料4（試設計解析_進捗報告_1216_修正版a）に基づき、試設計モデル（4階建事務所・Y2構面）を用いた詳細解析の結果について報告があった。

- **モデル概要**：実験結果をトレース可能なモデルベースとし、各部めり込みや横架材による曲げ戻しを考慮した詳細モデルで解析を実施。1次設計時および保有耐力時の応力を確認した。上層面材耐力壁は $D_s=0.3$ とし、 P_y と P_u はおおよそ $P_u=1.5P_y$ として、2x4の保有耐力の $1.5Q_y0$ に合わせる形とした。鉛直荷重においては各層横架材に固定荷重＋積載荷重（地震用）を全体の1/4と仮定し等分布荷重を入力した。
- **曲げ戻し効果**：曲げ戻し効果を考慮することで、変形が小さくなり（1/68→1/250程度）、剛性率も $R_s>0.6$ を満足している。保有時の脚部引抜き力も片持ち計算に比べて1/3～1/5程度に低減されることが確認された。現状の組み合わせでは、変形制限、引抜きともに曲げ戻し効果が既成のタイダウンを使う場合やや過大。
これにより既製品のタイダウン金物での対応が可能となる見通しが得られた。

質疑

タイダウンと壁の境界のせん断が厳しいと言っているが、めり込みをしない様に操作した場合、せん断破壊はしないのではないか。（五十田委員長）
→同様の認識である。（辻委員）
壁ごとにせん断力負担が違うが、大きく違うか。（五十田委員長）
→ブレース置換方法によっても異なるが、1：1.5程度になる。（辻委員）

5. その他

600mmの梁を500mmの壁梁に受ける場合、梁受け金物受けできるのか。高さの干渉は受けないのか。（辻委員）
→そうです。（事務局）

次回委員会日程：2026年2月3日（火）15:00～16:30 web

以上

CLT+2 x 4による立面混構造の合理的設計法検討委員会

(CLTと枠組壁工法による中高層建築物の立面混構造に関する合理的設計法の実用化・普及事業)

第6回委員会議事次第（議事録）

開催日時 : 2026年2月3日（火）15:00～17:00

開催方法 : Web 会議 (Microsoft Teams)

出席者 : (順不同、敬称略、 は欠席)

委員長 : 五十田 博

委員 : 荒木 康弘、辻 拓也、岡部 実、難波 宗功、太田 啓明

協力委員 : 石崎 宣彦、上田 萌香、高橋 風鈴

オブザーバー : 日本ツーバイフォー建築協会 (改正構造計算法検討分科会委員)

練子祐介、村田直隆、片貝尚史、古田昌弘、野口郁生、権田将也、栗原 努、中村孝、
古瀬明彦、高野竜郎、南部佳央、片山雄太、鈴木敏朗

コンサルタント : 白戸 幸裕

試験・解析協力 : 岩崎一優 (京都大学 五十田研究室)

事務局 : 釜谷智弘、坂口晴一、近藤浩一、宮崎太郎、

坂部芳平、中越隆道、谷口翼、原 周平

議事 : 【敬称略】 (説明者) - 想定所要時間 (分) 終了時間

1. 前回議事録確認 (事務局) -5分 15:10

2. 実験関係 -40分 15:50

2-1 実大試験の前回資料の修正について (岩崎)

2-2 要素実験 (CLTせん断接合部と材料) 京都大学で実施 (荒木)

引張接合部実験 (CLT金物接合部) 建材試験センター、建築研究所で実施 (荒木)

2-3 高倍率耐力壁の面内せん断試験 (枠組壁) (株)カナイ開発試験センターで実施 (事務局)

3. 反曲点高さ比に関する解析的検討 (岩崎) -20分 16:10

4. 試設計解析からの質疑と回答【参考資料】

5. 試設計解析 (辻) -20分 16:40

6. 試設計と構造計算 (白戸) -10分 16:50

7. 報告書目次 (案) (事務局) -10分 17:00

8. その他 (事務局)

配布資料 : 相当議事番号- 枝番- 内容

1- 委員会5回議事録- (案)

2-1 実験速報訂正

2-2 要素試験関係

2-3 資料なし

3- 反曲点高さ比パラスタ

4-1-試設計解析からの質疑と回答 (参考)

4-2-応力解析方法 (参考)

5- 試設計解析

6-1-試設計図面

6-2-構造計算書 (説明用-抜粋)

7-1-報告書目次 (案)

7-2-報告書 2.2

以上

議事録

開会、委員長挨拶五十田委員長より開会の挨拶

1. 前回議事録確認（事務局）

事務局より、事前に配布された資料1「第5回委員会議事録（案）」に基づき確認が行われた。記載内容について委員からの修正・追加の意見はなく、原案通り承認とされた。

2. 実験関係

2-1 実大試験の前回資料の修正について（荒木・岩崎）

岩崎より、資料2-1に基づき、前回委員会（第5回）にて速報した3層構面実大実験の結果データの訂正について報告があった。

- **変形成分の算出方法の修正**：前回は2枚のCLTパネルが一体的に挙動すると仮定して回転変形角（ γ_{Rw} ）を算出していたが、パネル間のずれを考慮し、各パネルの回転角を個別に求めて平均化する手法に変更した。この修正により、回転成分が大きく、せん断・曲げ成分が小さく評価される結果となった。
- **せん断応力度の算出**：CLT壁のせん断応力度の算出において、断面欠損を考慮し、断面積が最小となる箇所の数値を基準として算出した。

2-2 要素実験（CLTせん断接合部と材料）京都大学で実施（荒木・岩崎）

荒木より、資料2-2に基づき、CLTパネルと2x4工法の梁・壁を接合する部位の要素試験概要について報告があった。

- **せん断接合部実験**：実大実験で使用したCLT-集成材梁間のせん断接合部について、施工性改善の観点から検証を行う。試験体は、鋼板挿入ドリフトピン接合タイプ（タイプA・6体）と、鋼板添え板ビス接合タイプ（タイプB・4体）の2種類。2月上旬～中旬に、京都大学生存圏研究所の1000kN万能試験機を用いて実施予定である。
- **全面圧縮試験**：実大実験に使用したCLTのヤング係数および強度の実態値を把握するための材料試験。せん断接合部実験と同様に、京都大学生存圏研究所にて実施予定である。
- **引張接合部実験**：実大実験で使用したCLT壁頭・壁脚の引張接合部の構造性能を確認する。試験体は鋼板挿入ドリフトピン接合型の3仕様とし、最大荷重（ P_{max} ）の違いに応じて、建築研究所および建材試験センター西日本にて実施する。

2-3 高倍率耐力壁の面内せん断試験（枠組壁）(株)カナイ開発試験センターで実施（事務局）

・事務局より、上層階の2x4工法部分で採用予定の高倍率耐力壁（壁倍率15倍相当および20倍相当）に関する面内せん断試験の結果について報告があった。

・また、MDFを用いた耐力壁の同試験についても、3月に実施予定である旨が共有された。

3. 反曲点高さ比に関する解析的検討（荒木・岩崎）

岩崎より、資料3に基づき、1階CLT耐力壁の設計における重要パラメータである「反曲点高さ比」に関する詳細なパラメータスタディの結果について報告があった。

検討目的：ルート2等の許容応力計算において、設計者が引き抜き力を精度よく推定できるようにするための係数を設定する。

解析概要：スパン割り、梁せい、最上階梁などの要因を変化させ、反曲点高さ比への影響度を確認した。

解析結果のポイント：

- **梁せいの影響**：梁せいを標準的な300mmから倍の600mmに変化させても、反曲点高さ比への影響は数%程度と極めて限定的であった。これは、梁の曲げ剛性よりも壁体の剛性が支配的であるためと考えられる。
- **スパンの影響**：スパンを910から3640に変化させた場合、変動軸力の変化に伴い、見かけの反曲点高さ比に変化が見られた。
- **最上階の梁の影響**：最上階に梁を入れることにより4層部の反曲点高さ比が下がり、その影響を受けて3層の反曲点高さ比の低下も確認された。

真および見かけの反曲点高さ比は上下梁の剛比の影響を大きく受け、左右梁の剛比にもやや影響を受ける。そのため、各層の梁せいの比率が概ね同じ場合、反曲点高さ比は一定の幅に収まると考えられる。

質疑応答・議論

五十田：結果のまとめや考察において「影響小」「やや影響」など抽象的な表現となっているため、数値を用いて定量的に表してほしい。

→**岩崎**：付録P26に基づき補足する。4層および3層は影響が見られないが、2層と1層ではそれぞれ10%および20%の影響が見られた。スパンの影響においても同様であるため、これらについては数値をまとめて表示するように修正する。

荒木：今回のパラメータスタディで梁せいを考慮しない場合、各層の反曲点高さ比は上から順に1.0、0.5、0.5、1.0という認識でよいか。

→**岩崎**：その通りである。

→**荒木**：試設計の結果と差が出る理由について、後ほど教えてほしい。

4. 試設計解析からの質疑と回答（事務局・白戸）

事務局および白戸より、これまでの試設計解析に関して寄せられた質疑事項とその回答について共有が行われた。

5. 試設計解析（辻）

辻より、資料5に基づき、4階建てモデルプラン（事務所用途）を用いた試設計解析について報告があった。対象とするフレームは、長手方向のY2通りフレーム、短手方向のX0フレーム、X1フレームである。設計方針としては、1次設計の際に $Co=0.2$ の時層間変形角：1/150以下、 $Co=0.25$ では剛性率 $Rs=0.6$ 以上であること等を目標とした。保有水平耐力計算では Qun 分布としCLT層で $Ds=0.55$ 、2x4層で $Ds=0.3$ において外力を作成した。

Y2通りの検討

- **条件設定**：壁量割合に基づき、全体の44%の地震力に対して検討（せん断系としての力分担）。抑え込み荷重は、上下方向にかかる梁負担の半分を等分布荷重として考慮した。梁材は最上階を含め全層でベイマツE120-F330を使用し、岩崎のパラメータスタディと同等の条件とした。
- **剛性・変形角**： $Co=0.25$ および Qun 時の各層の荷重変形図において、1層目（CLT）は高い剛性を示し、2～4層は各層の壁倍率に応じた剛性を示した。 $Co=0.2$ 時の層間変形角は1層目で1/800以下、他層で1/250以下となり、2x4部分の剛性率も0.6以上を確保した。試設計では1.2倍程度の壁量余裕を持たせた配置としているため、変形が小さく収まったと考えられる。
- **終局時の耐力**： Qun 時において、横架材、柱、タイダウンのいずれも終局耐力以下であることを確認した。ただし、CLT脚部のドリフトピン接合部の条件は厳しく、さらに加力した場合に

は降伏に至ると考えられる。

- **応力比の傾向**：Qun時と1次設計時の応力比について、2x4部分はDs=0.3のため大きな応力増加はないが、1層目ではQun分布の影響により比率が大きく変わる箇所が確認された。
- **反曲点の分析**：鉛直荷重を考慮しない条件で、「枠組壁工法建築物設計の手引」に用いられる反曲点（ $\beta 1$ ）と、見かけの反曲点（ $\beta 2$ ）の2つの方法で算定した。基本的な分布はパラメータスタディと同様だが、2Pの連壁箇所では両端壁との相対的な剛性差が生じ、パラメータスタディ（0.5程度）とは異なり1を超える箇所も見られた。上層部が0.3程度となる傾向は同様であった。

X0通りの検討

- **条件と剛性**：Y2通りと同様の手法で検討（壁量分配による負担荷重は7/104）。層間変形角を満足させるため、梁せいは600mmとした。今回は直交壁の抑え効果を考慮していないが、これを考慮したり立体解析を行ったりした場合は結果に影響が出ると考えられる。
- **連壁**：連壁とした場合、剛性がかなり高くなる。これを回避するために梁せいを大きくする対応をとったが、分離すると足元のタイダウンの引抜力が大きくなり、既製品では対応できなくなる。この挟み込みが今回の設計における大きな制約条件となった。その他の傾向はY2通りと同様であった。

X1通りでは剛性0.6を梁せいのみで満足できていない為、壁倍率を上げている。反曲点高さ比の傾向は同様である。

質疑応答・議論

五十田：説明をしてくれた内容は報告書としては書かれていることですか。

→**辻**：提示した資料を報告書に盛り込んでまとめる予定である。口頭で説明した部分についても文章として表現している。結論としては、資料内の $\beta 1$ の箇所が、岩崎くんのパラメータスタディにおける真の反曲点に該当する。これを用いて梁の応力を求め、断面算定を行うといったアプローチが考えられる。

岩崎くんのパラメータスタディで導出された反曲点高さ比（0.5、0.5、0.3等）を用いて試設計を行った際に出た応力と、今回の詳細解析の応力との比較検証を行う。

五十田：詳細な応力解析ソフトを用いず、手計算で処理することはできないか。

→**辻**：壁の反曲点高さや壁のせん断力が既知であれば、手計算で対応可能であると考えている。

事務局：長い耐力壁の方が扱いづらいのか。

→**辻**：現段階では剛性が過大に上がりすぎるため、設計上扱いづらい。

事務局：壁を分割して変な隙間を設けた場合、今度は梁がもたなくなる懸念はないか。

→**辻**：1P（910mm幅）の壁もドリフトピン接合にすると、下層がさらに硬くなってしまう。本構造において「剛性率0.6以上」という規定の本来の意義が薄いため、この制限の緩和を検討するか。

→**事務局**：現行制度での緩和は不可能である。また、実務的な普及を考慮するとルート3（保有水平耐力計算）での設計には極力したくない。

→**辻**：ルート2（許容応力計算）の枠組みで納めようとする、現段階では設計上の不合理さやしわ寄せがどこかの部材に現れてしまうという印象を持っている。

→**事務局**：可能な限り単純なルールや規制で設計できるようにしたい。要求事項が複雑で難しいものになると、実務者が設計できなくなってしまう。

荒木：一貫ソフトでは直交壁を考慮しているのか。

→**白戸**：910mm（1P）程度の直交壁の長さを考慮して計算している。

6. 試設計と構造計算（白戸）

白戸より、資料6-1および6-2に基づき、試設計モデルにおける具体的な構造計算書（案）および図面についての説明があった。

Gemini said

承知いたしました。ご指摘の通り、「計算結果（検定状況）」内の小題（見出し）を削除し、箇条書きの文章のみで整理し直しました。

6. 試設計と構造計算（白戸） 白戸より、資料6-1および6-2に基づき、試設計モデルにおける具体的な構造計算書（案）および図面についての説明があった。

検討内容と計算項目：

- 新ルート2による検討結果が示され、建築物の構造設計概要、荷重・外力計算、必要壁量の検討、たて枠・引張力の検討について説明が行われた。
- 構造計算の項目として、許容応力度計算、剛性率・偏心率の確認、地震力および風圧力による層間変形角の確認、保有水平耐力の計算を実施した。
- 地震力の算定において、設計用一次固有周期（ C_0 ）は用途係数を考慮し0.25に設定した。
- 1階CLT部分は壁幅1750mmおよび3570mmとし、壁倍率30倍を想定して計算を行った。2階以上の壁幅はモジュール通りとしている。

計算結果（検定状況）：

- 2層目以降の壁倍率設定が前項の試設計と異なるため、算出された層間変形角には差異が生じている。1層の水平剛性は642kN/cmと低く出ており、剛性率0.6以上はクリアしている。
- 必要壁量（X・Y両方向）および偏心率においても規定を満たしている。
- 反曲点高さ比は1階および4階を1.0、2階および3階を0.6と設定し、壁の引き抜き力や柱の軸力を計算した。
- 頭つなぎおよび上枠において1箇所せん断NGが生じたため、材種をベイマツに変更した。
- 床構面（3階・4階）でも数箇所NGが生じたため、釘・ピッチを変更して対応した。
- 1階の引き抜き力は最大で約464kN（ペントハウスがない場合は約393kN）となった。
- 基礎は幅350mm、せい1200mm、主筋D22としている。基礎幅を350mmとしているのは、CLT用金物の納まりを考慮したためである。

質疑応答・議論

荒木：引抜き力400kNという数値は、1階CLTを壁倍率30倍と想定した場合のものか。

→白戸：その通りである。外力には A_i 分布を用いている。

荒木：CLTの壁倍率を60倍と想定した場合、引き抜き力はさらに大きくなるのか。どの程度になるか。

→白戸：検証します。

荒木：辻さんの試設計ではどの程度出ていますか。

→辻：500kNから600kN程度である。

7. 報告書目次（案）（事務局）

事務局より、資料7-1に基づき、本事業の最終成果物となる報告書の目次構成案について説明があった。

質疑応答・議論

荒木：設計法の提案においてCLT部の割り増し計算法について述べている。岩崎さん、辻さんに後に送るのでこれで検討しても良いか確認をお願いします。

→岩崎：承知いたしました。

8. その他（事務局）

事務局より、今後のスケジュールについて確認があった。

- ・今後の要素実験結果はメールで報告する。

以上