

第 2 章 振動台実験試験体の仕様

第2章 振動台実験試験体の仕様

2.1 国産スギ CLT の仕様

当該事業に使用した国産スギ CLT の仕様について報告する。

(1) CLT の製造について

① CLT の製造上の特徴

CLT= Cross Laminated Timber は、「直交積層材」と和訳されることがある通り、挽板を積層接着するときに、繊維方向を互い違い（直交）にすることに特徴がある（表 1-1 参照）。積層接着することにより、挽板のバラツキ（節など）が分散されて、強度上均一な製品ができるという特徴は集成材と同じであるが、加えて、CLT の場合は挽板を巾方向にも並べることができるため、丸太から製材した際に生ずる巾の狭い板や丸みのある板を使っても挽板のバラツキを分散して均一な製品ができるという特徴がある。

表 1-1 各種再構成材料の原料と繊維方向

原料	繊維配向	
	平行	直交
挽板	集成材	CLT
単板	LVL	合板

出典 森林総研 宮武氏

② 樹種の選定

日本は南北に国土が広がり、気候や地形が多様であることから、産出される木材は同一樹種であっても強度などの特性にバラツキが生じやすい。上記①項のような CLT の特徴は、特に全国的に生育する「スギ」にとって有効と思われる。「スギ」は日本で最も蓄積量の多い樹種であり、この点からも原材料は「スギ」とした。

③ 原材料の選定

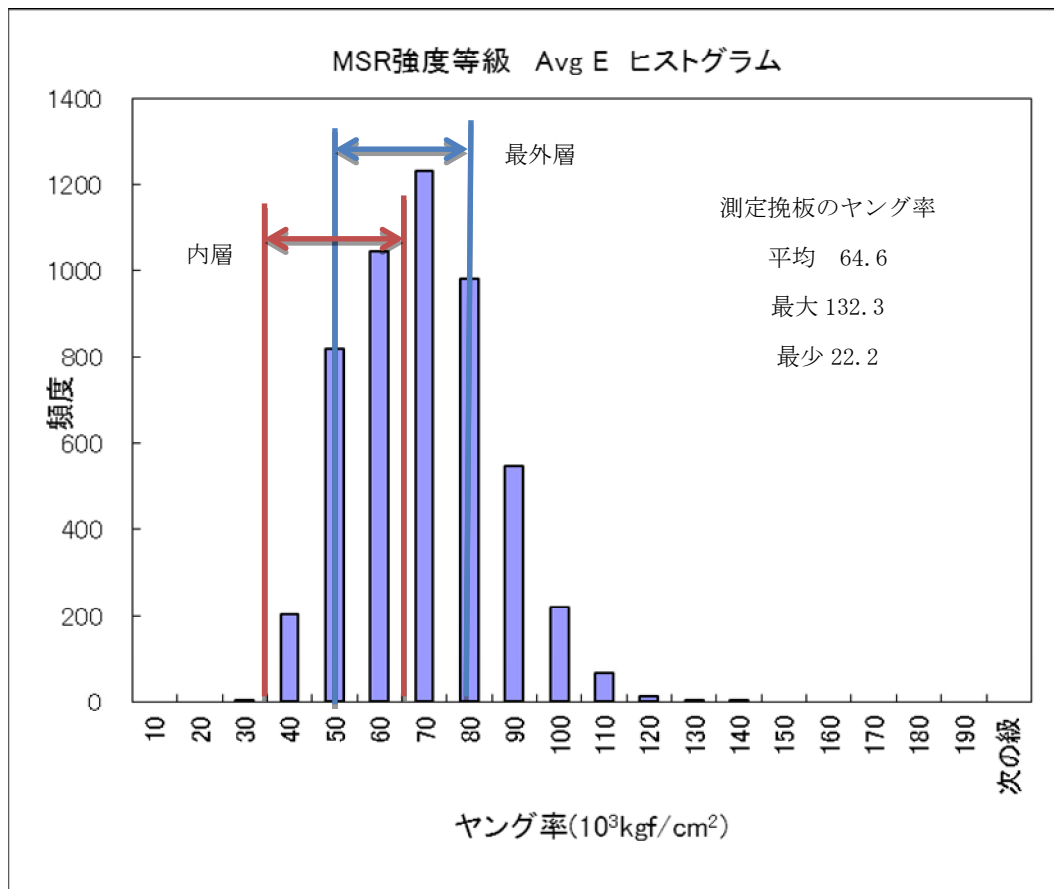
1) 原材料品質の計画

まず、一般流通スギ板材、集成材用スギ挽板（≒ラミナ）の寸法を考慮して、CLTを構成する挽板の厚みは20mm～40mmと想定した。欧州の事例から、5階建て建物の壁、床に用いられるCLTの厚みを150mm、180mmと想定した場合、CLTの挽板構成は、5～9層である。5層を仮定した場合、曲げ強度を主に負担すると考えられる最外の平行層（曲げ力に対して有効な方向が挽板の繊維方向と同じ（平行な）層）は2層（2/5＝40%）となり、原材料を無駄なく使うことを考えた場合、曲げ強度でいえば原材料の中位以下までを最外層に使用できるよう設定する必要があることが分かった。また、上記①②項のような特徴を生かす点から、内層（最外層の内側の層）については、最外層より低い曲げ強度まで使用して製造できるよう計画した。

2) 原材料の選定

比較的、曲げ強度の低いと思われるスギ挽板のサンプルロットを、集成材の選別方法（MSRグレードイング）で選別し、CLT製造に無理のない挽板の範囲（ヤング率評価）を求めた（表1-2 グラフ参照）。その結果、内層用挽板をヤング率35～64×10³kgf/cm²、最外層用挽板をヤング率50～79×10³kgf/cm²とした。

表 1-2 スギ挽板サンプルのヤング率グラフ



④ 製造仕様の選定

国内にある集成材メーカー（銘建工業株式会社）のプレス機を利用して製造することから、このプレス機の製造最大寸法 1m×6mを限界とした。接着剤および製造方法は、構造用集成材 JAS 規格に準拠した。

(2) 製造 CLT の仕様

① 原材料 樹種 スギ 挽板（圧縮時）寸法 厚 30mm×幅 110mm

挽板品質 内層 L35～L64*

最外層 L50～L79*

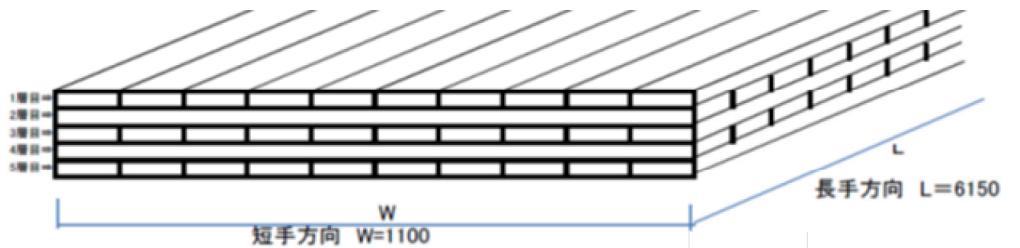
*構造用集成材 JAS 規格のラミナ測定に則る評価値

接着剤 水性高分子イソシアネート系接着剤（積層、挽板縦継ぎ）

幅はぎ接着無

(3) 製造 CLT の仕様

① 厚 150 の CLT は次の構成で製造した

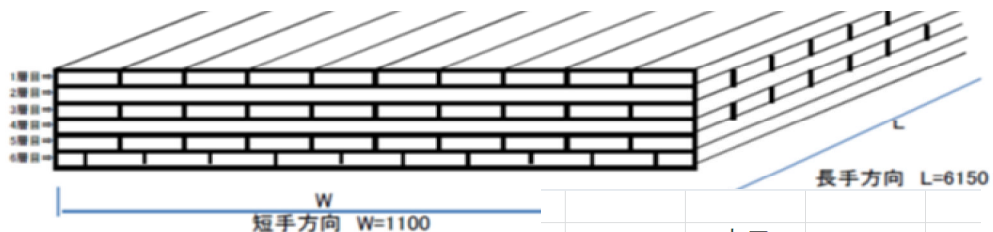


製造寸法（成形寸法）

厚 150mm×1000mm×6000mm

木口断面		
1層目		平行層
2層目		直交層
3層目		平行層
4層目		直交層
5層目		平行層

② 厚 180 の CLT は次の構成で製造した



製造寸法（成形寸法）

厚 180mm×1000mm×6000mm

木口断面		
1層目		平行層
2層目		直交層
3層目		平行層
4層目		直交層
5層目		平行層
6層目		平行層

2. 2 振動台実験試験体の構造計画

2. 2. 1 試験体構造躯体の設定方針

(1) 前提条件

- 1) CLTパネルには国産すぎ材を用い、同パネルの最大形状は当面 $1 \times 6\text{m}$ 以下とする。
- 2) 振動台実験試験体が想定する実建物の階数は5とする。
- 3) 振動台実験試験体、およびそれが想定する5層建築物は日本の耐震基準に適合する。耐震検証法として現行の限界耐力計算を適用する。
- 4) 所要の構造性能の実現・確認を優先し、経済性は重視しない。
- 5) 以上の条件下で、先行する欧米の構法に準ずる。

(2) 鉛直構面の構成方法

現行の限界耐力計算の適用性を重視し、同規模の他構造建築物と同様に、できるだけ単純明解な構造モデルを設定することを旨とし、建築物の構造性能に対する寄与が少ない要素および寄与が不明確な要素は構造モデルから排除する。排除した要素が不利側に寄与すると考えられる場合は、可能な範囲で補足検討を行うが、補足検討に必要な情報が十分でない要因については当該要因の影響も振動台実験によって確認することとする。

鉛直構面・水平構面の構成方法について、CLTパネルの最大形状により、図2.2.1-1”Original”のように1構面を1パネルで構成することはできないので、同図”Type 1～3”のような方法を選択することになる。このうち、Type 1, 2については、面外風圧力が作用する場合に梁に振り変形が生じ、それに起因する構造性能の低下が生じる恐れがある。直交梁を設けるなどして梁の振り変形を抑えることは可能と考えられるが、ここでは、構造モデルを明快にすることに留意してType 3を採用する。

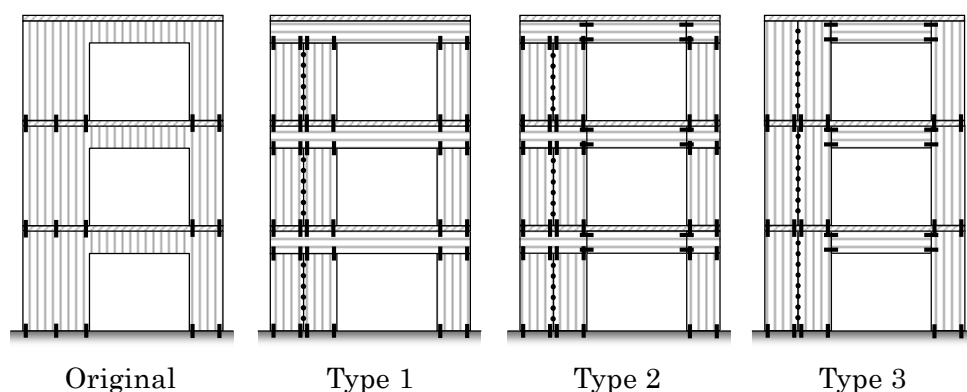


図 2.2.1-1 鉛直構面の構成パターン

(3) 水平構面の構成方法

欧米の構法に準じて、鉛直構面を各層で分断して、上下の鉛直構面で水平構面を挟み込む「床勝ち」構法とする。鉛直構面と同様に、CLTパネルの最大形状により、1構面を1パネルで構成することはできないので、やはり欧米の構法に準じ、図2.2.1-2に示すような「やといぎね」形式でCLTパネル相互を接合して水平構面を構成する。

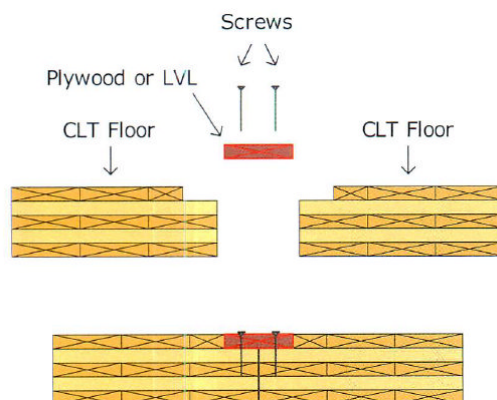


図 2.2.1-2 水平構面の構成方法

2. 2. 2 試験体構造躯体の基本構成

前項の設計方針に従って、図2.2.2-1に示すような構造躯体の基本構成を設定する。本試験体は5層建築物を想定するが、試験場の空間的制約により層数は3とし、4,5層部分の重量に相当する錘を試験体頂部に載せる。長辺方向を加振方向とし、短辺方向は実験を実施するための最低限の水平耐力を与える。腰壁については、構造モデルを明快にするために、水平耐力への寄与は期待しないこととし、接する全壁に対して、面外風圧力に耐えることのできる最低限の仕様で接合することとする。また、直交方向壁が加振方向構面の性能に及ぼす影響をできるだけ排除するために、直交方向壁が加振方向構面から離して設置する。

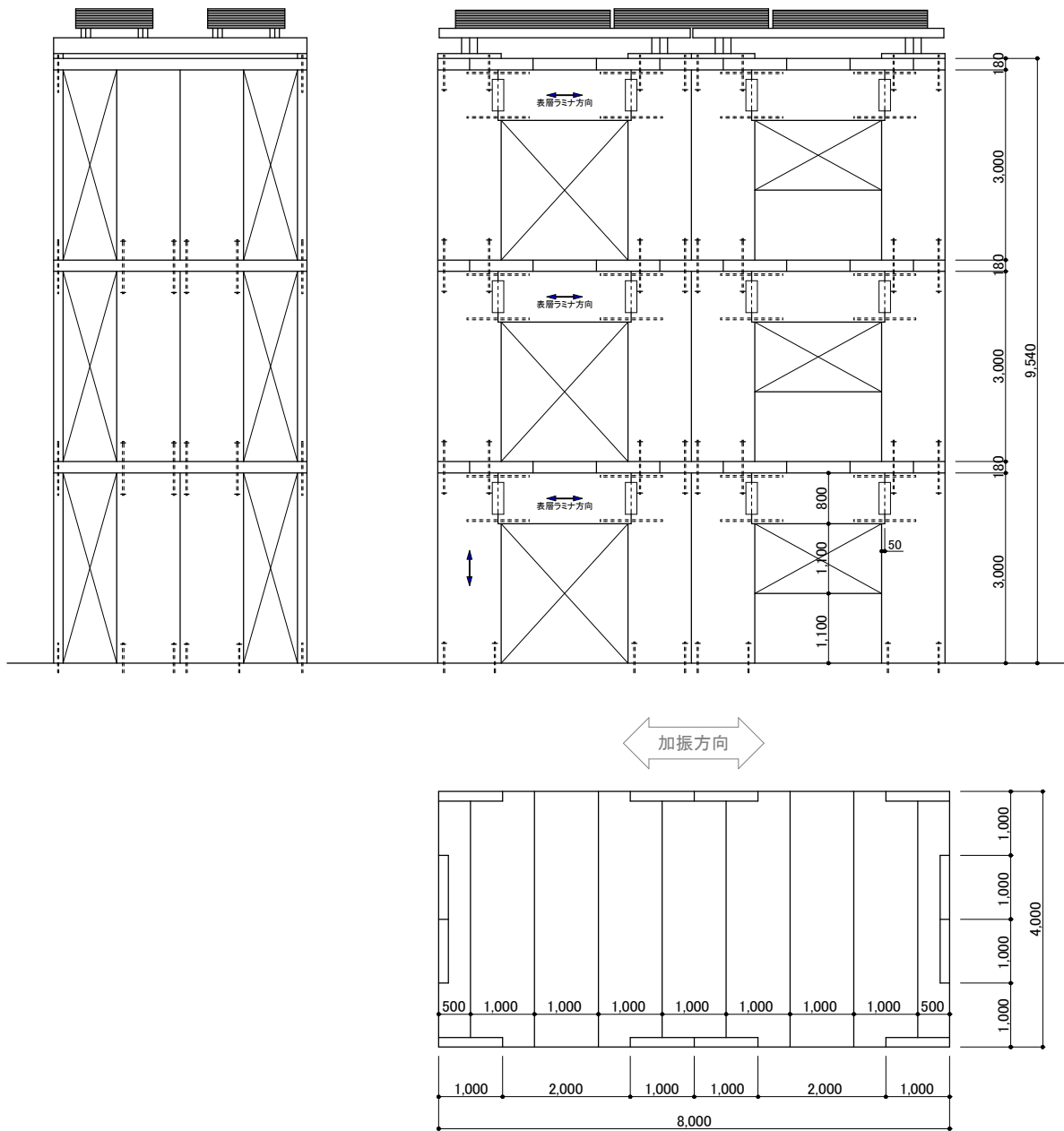


図 2.2.2-1 試験体構造躯体の基本構成

2. 2. 3 試験体構造躯体の必要性能

(1) 構造モデル

試験体が想定する5層建築物が限界耐力計算による検証を満足するための構造躯体・接合部の必要性能について検討する。検討に当たって図2.2.3-1(a)に示す構造モデルを設定する。このモデルは試験体長辺方向鉛直構面の1スパン分を取り出したものである。実際には床CLTパネルを介して2つのスパンが接合されているが、その接合強度・剛性が不明であるので、ここでは各スパンが独立であるとして性能を求め、試験体全体の性能はその単純和となるものとする。また、前述のように腰壁の水平耐力壁の寄与は考慮しない。さらに、構造モデル単純化のために、水平構面は含めない。腰壁・水平構面を含める場合は図2.2.3-1(b)のような構造モデルとなるが、現時点では、それらの接合部および水平構面の面外・面内剛性と耐力に関する性能が明らかでないので、これらが試験体の構造性能に及ぼす影響は無視する。このような単純化がもたらす影響を含めて振動台実験の確認項目とする。

ここでは、図2.2.3-1(a)のモデルの構成要素のうち、CLT部分を剛体、接合部を非線形バネとし、略算的手法によってそれらの必要性能を確認したうえで、限界耐力計算による検証を満足するための必要性能を求める。

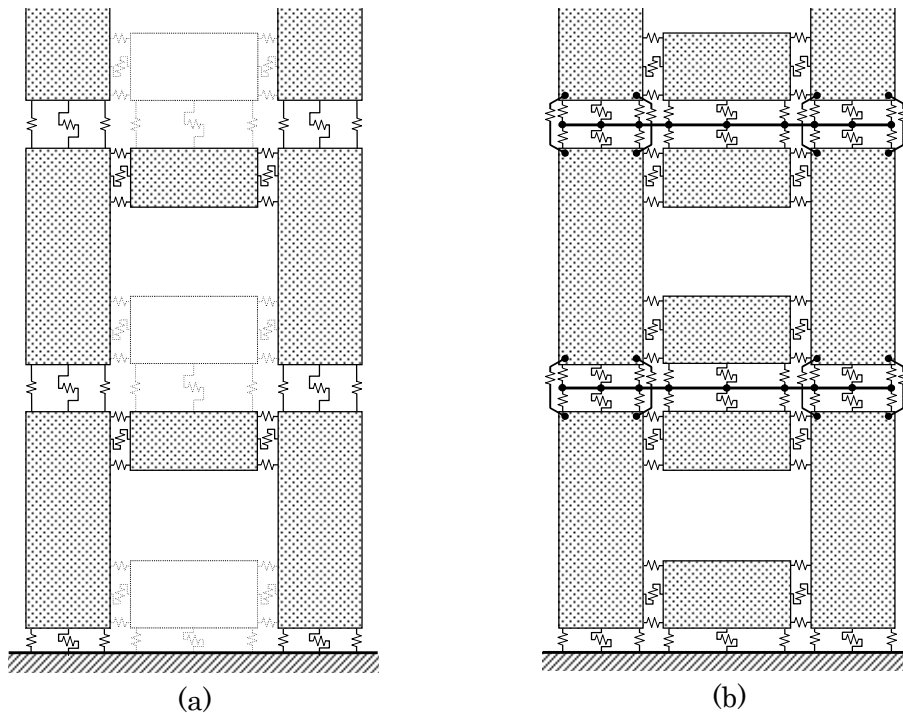


図 2.2.3-1 試験体鉛直構面の構造モデル

(2) 仮定重量・極稀地震時層せん断力

必要性能の算定に先立って、対象建築物各層の重量を表2.2.3-1のように設定する。CLTの比重は先行する欧米メーカーのカタログ等に示される値としている。また、仕上げ荷重・積載荷重として床では $2.942(\text{kN}/\text{m}^2) = 300(\text{kgf}/\text{m}^2)$ 、屋根面では $1.471(\text{kN}/\text{m}^2) = 150(\text{kgf}/\text{m}^2)$ を考慮する。この結果に基づき、壁CLT1枚(幅1m)当りの負担重量は次のようになる。

$$\text{最上階 } 95.25 / 8 = 11.91(\text{kN}/\text{m})$$

$$\text{一般階 } 160.57 / 8 = 20.07(\text{kN}/\text{m})$$

表 2.2.3-1 仮定重量の計算

■単位重量

部位	厚さ (mm)	比重	重量 (kN/m ²)
屋根	CLT	180	0.936
	LL		1.471
	合計		2.407
床	CLT	180	0.936
	LL		2.942
	合計		3.878
外壁	CLT	150	0.780
	合計		0.780

■1層分重量

部位	単位重量 (kN/m ²)	幅 (mm)	高さ (mm)	枚数	重量 (kN)	
外壁	全壁	0.780	1000	3000	12	28.07
	まぐさ	0.780	2000	800	4	4.99
	腰壁	0.780	2000	1100	2	3.43
	合計					36.49
床	3.878	4000	8000	1	124.08	
屋根	2.407	4000	8000	1	77.01	

■層の重量

部位	重量 (kN)
最上階	95.25
一般階	160.57

(3) 極稀地震時応力の略算

前項に示す壁CLT1枚当りの負担重量を用い、構造特性係数 $D_s = 0.4$ として極稀地震時の壁CLT1枚当りの負担水平力を求めると表2.2.3-2のようになる。

表 2.2.3-2 極稀地震時の負担水平力($D_s=0.4$)

階	w_i (kN)	Σw_i (kN)	α_i	A_i	Q_{uni} (kN)
5	11.9	11.9	0.129	2.041	9.7
4	20.1	32.0	0.347	1.530	19.6
3	20.1	52.1	0.565	1.301	27.1
2	20.1	72.1	0.782	1.137	32.8
1	20.1	92.2	1.000	1.000	36.9

$T = 0.48$ (sec)

地震時の応力分布を図2.2.3-2のように仮定し、壁CLTの負担水平力を表2.2.1-2中の Q_{uni} とすれば、表2.2.3-3のように各部応力が得られる。

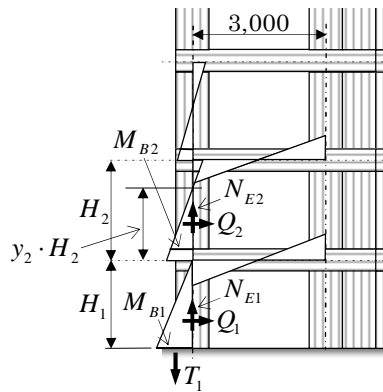


図 2.2.3-2 地震時応力分布の仮定

表 2.2.3-3 略算による極稀地震時応力

階	Q_{uni} (kN)	y_i	H_i (m)	M_{bi} (kNm)	M_{ti} (kNm)	M_{fi} (kNm)	N_{ei} (kN)	N_{li} (kN)	c_{Ti} (kN)	b_{Ti} (kN)
5	9.72	0.500	3.18	15.46	15.461	61.84	20.61	5.96	24.51	22.09
4	19.57	0.625	3.18	38.90	23.3418	124.49	41.50	15.99	55.98	55.43
3	27.08	0.750	3.18	64.59	21.5291	172.23	57.41	26.03	87.46	86.33
2	32.79	0.875	3.18	91.24	13.0345	208.55	69.52	36.06	118.11	110.89
1	36.88	1.000	2.78	102.52	0	205.03	68.34	46.10	125.03	130.35

$M_{bi} = Q_{uni} * y_i * H_i$: 壁脚部地震時曲げ応力
 $M_{ti} = Q_{uni} * (1 - y_i) * H_i$: 壁頭部地震時曲げ応力
 $M_{fi} = Q_{uni} * 2 * H_i$: 構面の転倒モーメント
 $N_{ei} = M_{ti} / 3.0$: M_{ti} による軸応力
 $N_{li} = \Sigma w_i / 2$: 長期軸力($\Sigma w_i / 2$ と仮定)
 $c_{Ti} = M_{bi} / 0.9 + N_{ei} / 2 - N_{li} / 2$: 壁脚部接合部の引張応力
 $b_{Ti} = (M_{bi+1} + M_{bi}) / 0.7$: まぐさ端接合部の引張応力

(4) CLTパネルの強度

すぎ製材の基準強度をもとに壁CLTパネルの許容耐力を表2.2.3-4のように推定する。表2.2.3-3の極稀地震時応力と比較すると、パネル厚さ150mmであれば対応可能である。

表 2.2.3-4 CLT パネルの推定許容耐力

(a) 表層ラミナ平行方向(幅 1mm 当り)

Fb =	25.8 (N/mm ²)	すぎ甲種二級	Fs =	2.7 (N/mm ²)	すぎ集成材積層方向
Fc =	20.4 (N/mm ²)	すぎ甲種二級	Fcv =	6 (N/mm ²)	すぎ

パネル厚さ (mm)	ラミナ厚さ (mm)					H (mm)	断面性能						許容軸力				
	縦	横	縦	横	縦		Av (mm ²)	Iv (mm ⁴)	Zv (mm ³)	i (mm)	λ	η	Fk (N/mm ²)	NaL (kN)	NaS (kN)	Nu (kN)	Ncv (kN)
120	18	25	34	25	18	2650	70	97883	1631	37.39	70.87	0.591	12.06	0.310	0.563	0.844	0.360
150	32.5	25	35	25	32.5	2650	100	233646	3115	48.34	54.82	0.752	15.34	0.562	1.022	1.534	0.450
150	30	30	30	30	30	2650	90	222750	2970	49.75	53.27	0.767	15.65	0.517	0.939	1.409	0.450
180	36	36	36	36	36	2650	108	384912	4277	59.70	44.39	0.856	17.46	0.692	1.257	1.886	0.540
200	40	40	40	40	40	2650	120	528000	5280	66.33	39.95	0.900	18.37	0.808	1.470	2.204	0.600

Av	断面積 (縦ラミナのみ)	NaL	長期許容軸力
Iv	断面二次モーメント (縦ラミナのみ)	NaS	短期許容軸力
Zv	断面係数 (縦ラミナのみ)	Nu	終局軸耐力
i	断面二次半径 (縦ラミナのみ)	Ncv	横架材のめり込みによる長期許容軸力

(b) 表層ラミナ直交方向(幅 1m 当り)

パネル厚さ (mm)	ラミナ厚さ (mm)					断面性能		許容耐力			
	縦	横	縦	横	縦	Ah (mm ²)	Zh (mm ³)	QaS (kN)	Qau (kN)	MaS (kNm)	Mau (kNm)
120	18	25	34	25	18	50000	11666667	90	135	201	301
150	32.5	25	35	25	32.5	50000	16666667	90	135	287	430
150	30	30	30	30	30	60000	15000000	108	162	258	387
180	36	36	36	36	36	72000	18000000	130	194	310	464
200	40	40	40	40	40	80000	20000000	144	216	344	516

Ah	断面積 (横ラミナのみ)	QaS	短期許容せん断力
Zh	断面係数 (縦ラミナのみ)	Qau	終局せん断耐力
		MaS	短期許容曲げ応力
		Mu	終局曲げ応力

(5) 接合部の必要仕様の推定

接合部にはネジ切り鋼棒を用いるものとして、下式によりネジ径に応じた降伏引張耐力Tyを求めると表2.2.3-5のようになる。

$$T_y = 1.1 \times A \times F_t \times 0.75$$

ここで、Aは軸部断面積、Ftは基準強度である。表2.2.3-3の応力と比較すると、下層部では壁端、まぐさ端とも2-M16または1-M24程度の仕様とする必要がある。

表 2.2.3-5 ネジ切り鋼棒の降伏引張耐力

径	Ft (kN/cm ²)			Ft	強度区分
	24	30	42		
M12	22.39	27.99	39.19	24	4.6, 4.8
M16	39.81	49.76	69.67	30	5.6, 5.8
M20	62.20	77.75	108.86	42	6.8
M24	89.57	111.97	156.75		

2. 2. 4 限界耐力計算による耐震性能の検証

(1) 接合部バネの特性

ボルトを用いた木質材料接合部の既往の実験結果等に基づいて、CLT壁パネル脚部・頭部接合部の引張力に対する解析用骨格曲線を図2.2.4-1のように設定する。いずれも2本のネジきり鋼棒を用いることとし、ネジ径はType 1ではM12、Type 2ではM16、Type 3ではM20を想定する。

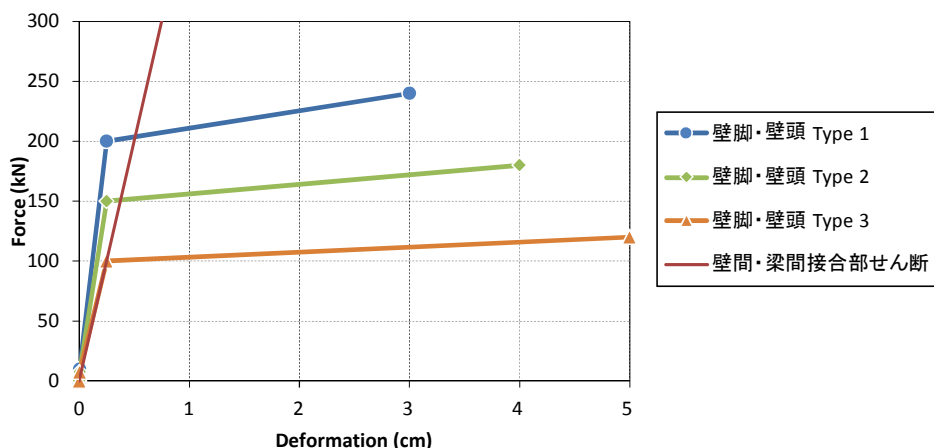


図 2.2.4-1 接合部バネ特性の仮定

(2) 解析結果

図2.2.3-1(a)のモデルおよび(1)項の接合部バネ特性を用いて、荷重増分解析および限界耐力計算により耐震性能を検証する。構面の層数は5および7とし、接合部バネの特性は下記のように設定する。

5層 基礎-壁・壁-壁:Type 2, まぐさ-壁:Type 3

7層 基礎-壁・壁-壁:Type 1, まぐさ-壁:Type 2

解析結果を図2.2.4-2~5に示す。同図中に示す1次降伏は、圧縮剛性(200kN/mmと仮定)を表現するために原点付近に設けたダミー降伏点に達した状態であり、本来の降伏ではない。

5層構面・構面幅4.0m・壁幅1.0m(図2.2.4-2)では極稀地震時の保有性能曲線(Equivalent SDOF)が必要耐力曲線(Required, Level 2)と交点を持ち得ており、それに対応する各層の層間変位は5cm程度以下である。稀地震時(Required, Level 1)との交点に対応する各層の層間変位は0.5cm程度以下であり、いずれのバネも非線形化(2次降伏)に至っていない。したがって対象構面は所要の耐震性能を満足している。5層構面・構面幅6.0m・壁幅2.0m(図2.2.4-3)および7層構面・構面幅5.0m・壁幅1.0m(図2.2.4-4)の場合も同様の結果である。7層構面・構面幅6.0m・壁幅2.0m(図2.2.4-5)の場合は保有性能曲線が必要耐力曲線と交点を持たず、極稀地震の所要の耐震性能を満足していない。これは、壁幅が大きい場合は層間変位に対する接合部の変形の比率が大きくなり、その結果として層の終局変形量が減少するためと考えられる。したがって、壁幅をむしろ1.0m程度に抑える方が特に終局耐震性能上有利と考えられる。

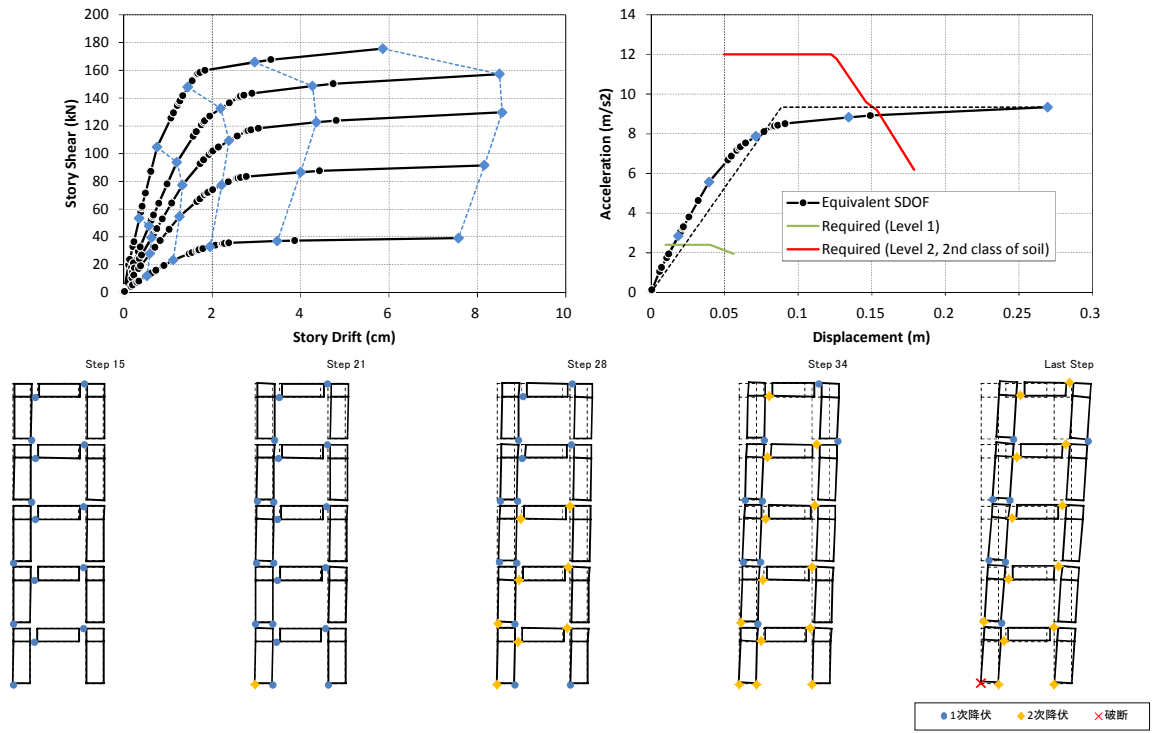


图2.2.4-2 解析結果 5層構面 構面幅4.0m、壁幅1.0m

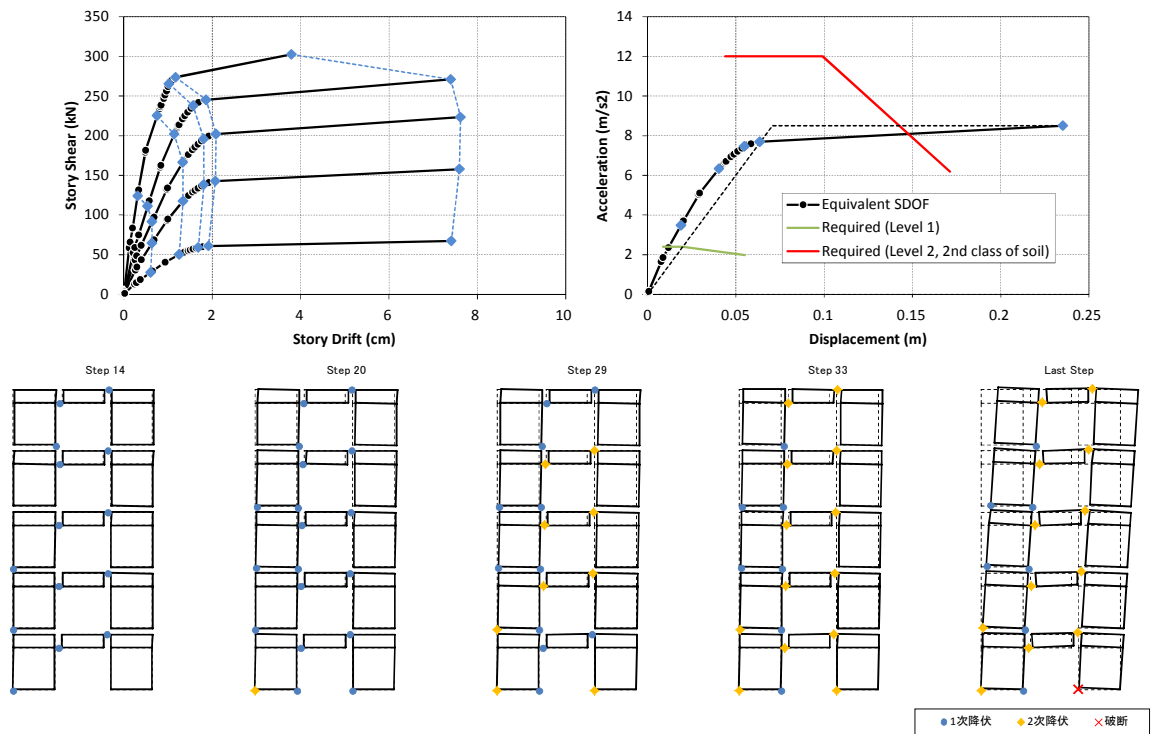


图2.2.4-3 解析結果 5層構面 構面幅6.0m、壁幅2.0m

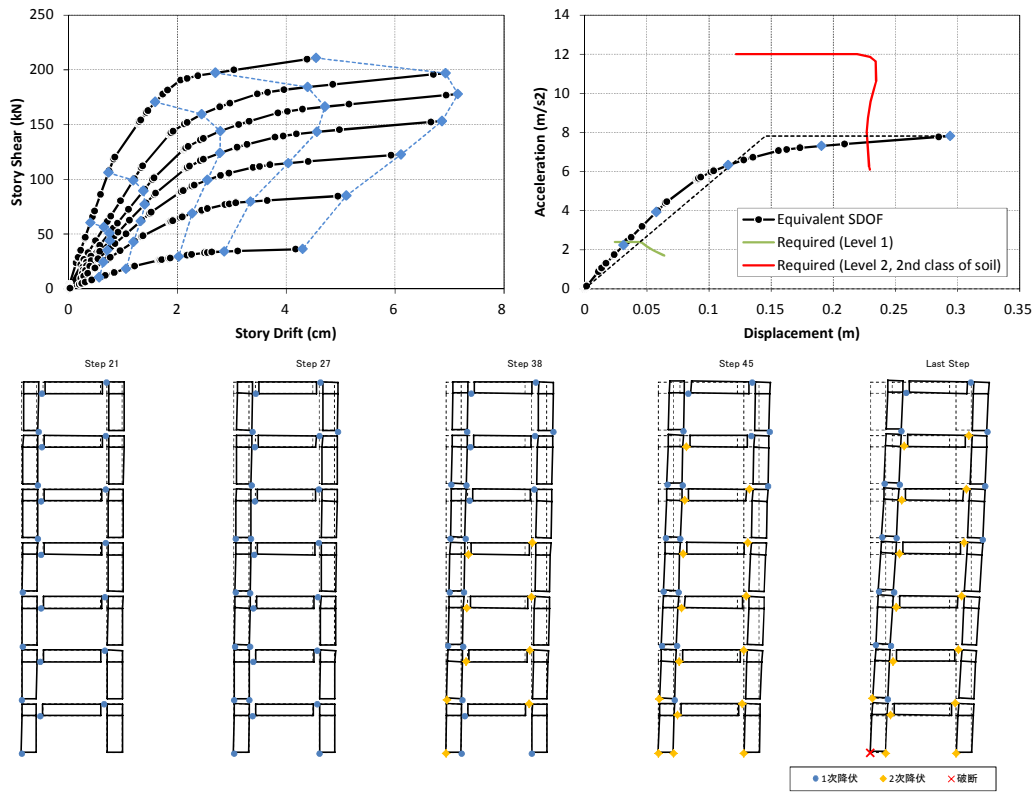


図2.2.4-4 解析結果 7層構面 構面幅5.0m、壁幅1.0m

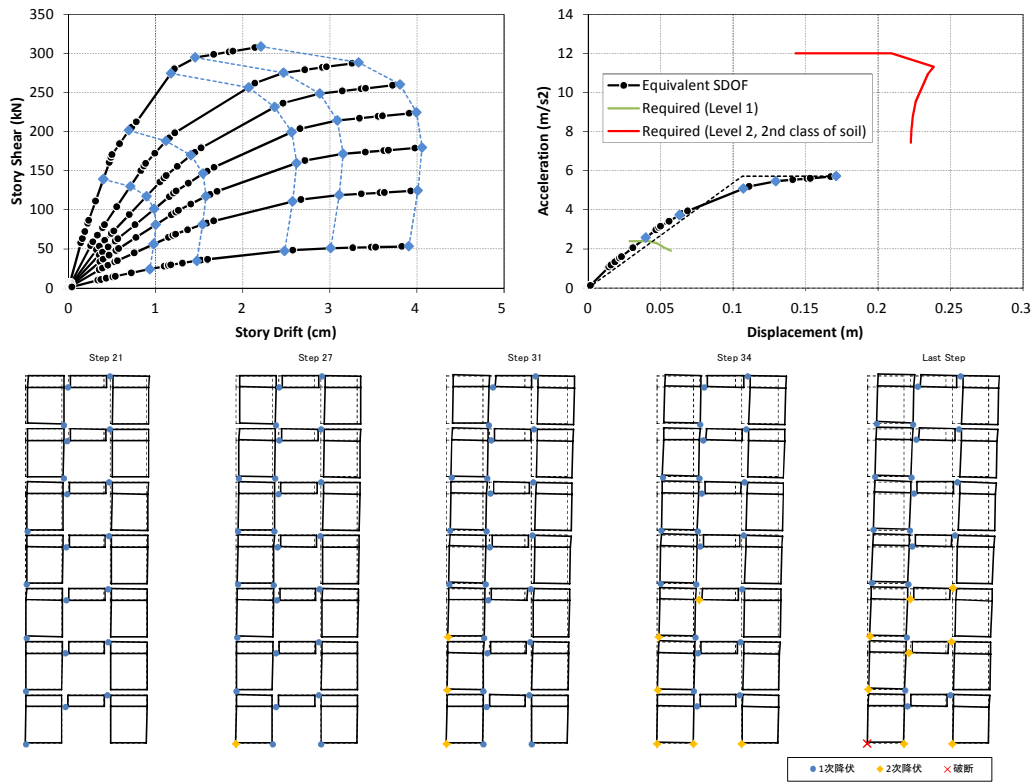


図2.2.4-5 解析結果 7層構面 構面幅6.0m、壁幅2.0m